

華清池地すべりの地すべりブロックと対策工の検討

守隨治雄・佐々恭二

* 日本工営(株)

要 旨

本論文は、地表踏査、既存試料から地質解析を行い、華清池地すべりの地すべりブロックを区分し、運動履歴の多いⅠブロックについてその規模を特定し、安定解析および対策工の検討を行ったものである。対策工の選定においては、我が国で信頼性、実績が豊富な深礎杭工+アンカー工法の採用が望まれるが、中国という地域的特徴を考慮し、今回新たに、多段鉄筋コンクリート（RC）杭の「縦坑方式」と「横坑方式」を提案した。

キーワード：華清池地すべり、地すべりブロック、対策工法、深礎杭+アンカー工
横坑多段鉄筋コンクリート（RC）杭

1. はじめに

西安市郊外の華清池は、断層沿いに湧き出る温泉池であり、唐時代の玄宗皇帝と楊貴妃の離宮が保全対象の一つとなっている。

華清池裏山のLishanは断層が発達しており、それら断層に規制された地すべり地形およびクリーブ地形が認められる。そのため既存資料から地質解析を行い、現地踏査により地すべりブロックを区分した。そして、運動履歴の多いⅠブロックにおいてその規模を特定し、安定計算、地すべり対策工の検討を行った。安定計算においては、常時に加え、地震時の検討を行った。また、対策工の選定においては、抑制工（地下水排除工）と抑止工との併用工とし、抑止工は我が国で信頼性、実績が豊富な深礎杭工+アンカー工法の採用が望まれるが、中国という地域的特徴を考慮し、多段鉄筋コンクリート杭の縦坑方式と横坑方式を提案した。本論文は、それらについてとりまとめたものである。

2. 地すべりブロックについて

Fig. 1に示した既存地質解析図、およびPhoto 1～3に示した地質踏査結果より、当地すべりブロ

ックはFig. 2に示すように、幅約300m、奥行約250mを呈す。その規模で過去に岩盤地すべりが発生したものと推察される。その後、幅約150m、奥行約170mのⅠブロックと、幅約150m、奥行約200mのⅡブロックに分割され、いずれも岩盤～風化岩地すべりであるが、Ⅰブロックの方が運動履歴（運動の活発性）が多いものと推察できる。なお、Ⅰブロック内には三元洞付近を末端部とする崩積土すべりが認められる。一方Ⅰ、Ⅱブロック背後から老君殿の間は、Ⅰ、Ⅱブロックの滑动により若干引きずらられているものと考えられるが、当付近にはPhoto 2 (n)に示すような不整合の礫岩が分布しており、その付近をブロック境界と考え、Ⅰ、Ⅱブロックの標高600～640mの滑落崖を地すべり頭部滑落崖と考える。Fig. 3に運動履歴が多く、不安定なブロックと考えられるⅠブロックの主測線（2-2測線）の断面図を示した。

2.1 Ⅰブロックの地形・地質・すべり面

Photo 1に地すべり地形と現象を、Photo 2にすべり面を示した。凸状台地形を呈し、地すべり土塊は礫混り土砂～風化岩を示しており、すべり面は舟形と推定される（Fig. 3）。Ⅱブロックとの境界に盛り上り現象が認められるが、これはⅠブロックの滑

動がIIブロックに影響を及ぼしているが、今のところIIブロックが抵抗体となっているものと考えられる。しかしながらIブロックの滑动が、IIブロックに悪影響を及ぼしているようである。

すべり面には鏡肌が認められ、また、すべり面に沿って扁平した円礫が認められる。移動層は先カンブリア代の強風化塩基性片麻岩を主体としており、風化岩地すべりであることが分かる。

2.2 IIブロックの地形・地質・すべり面

Photo 3 にクリープ地形とすべり面を示した。凸

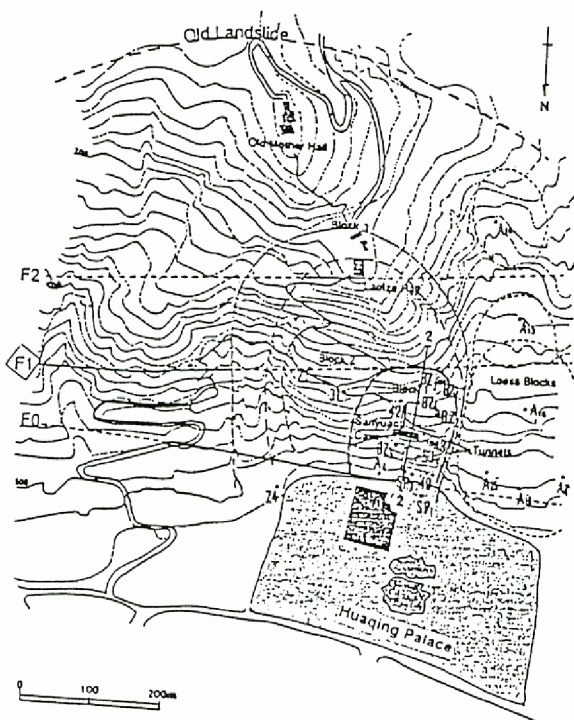


Table 2 Boreholes which exist groundwater-flowing layer.

Boreholes	Existing depth (m)	Thickness (m)
* No.48	6.5 - 9.5	3.0
A-18	7.5 - 15.0	7.5
* BZ1	9.5 - 18.0	8.5
* BZ2	7.0 - 11.0	4.0

状尾根地形を呈し、地すべり土塊は風化岩～弱風化岩を示しており、すべり面は椅子形～舟形と推察される。写真(o)に示すような明瞭なクリープ地形を呈し、地すべり土塊内の風化岩も写真(r)に示すようにクリープにより割れ目が開口している。

すべり面付近はマトリックスが土砂よりなり、中に塩基性片麻岩の角礫～亜角礫が多く認められる。移動層は先カンブリア代の風化岩～弱風化塩基性片麻岩を主体としており、岩盤地すべりであることが分かる。

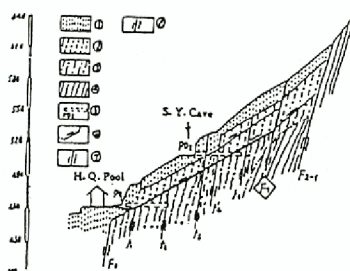


Fig 1 The geological cross (2-2) for the slope under and above the Sanyuan Cave.

- ① Loess
- ② Gneiss with broken and loose structure
- ③ Gneiss with broken and loose structure
- ④ Schist and gneiss
- ⑤ Dacting tunnel
- ⑥ Sliding surface
- ⑦ Normal fault
- ⑧ Thrust

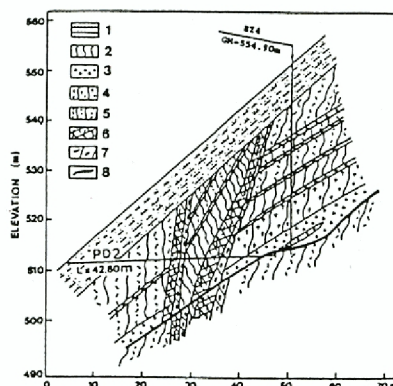
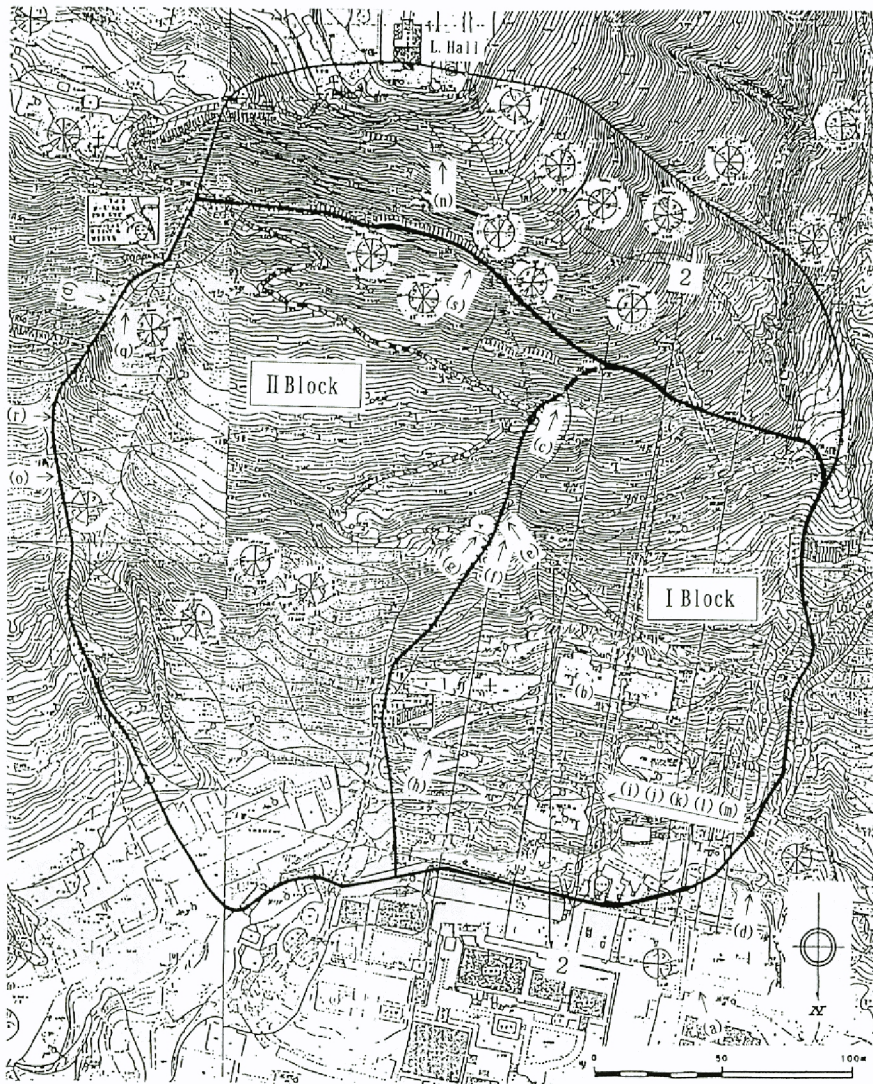


Fig 2 Detailed geological profile at the Sanyuan Cave.

- ① Loess
- ② Green schist
- ③ Brecciated rocks
- ④ Granitic gneiss
- ⑤ Gneiss
- ⑥ Fault zone (Fracture zone)
- ⑦ Gneiss (cracky)
- ⑧ Rupture zone of landslide of Block 1

Fig. 1 Analysis of the existing geology





 I Block, II Block (c) photo number
 Analysis section of I Block (i) (j) (k) (l) (m) photo number (in a tunnel)

Fig. 2 Landslide Blocks

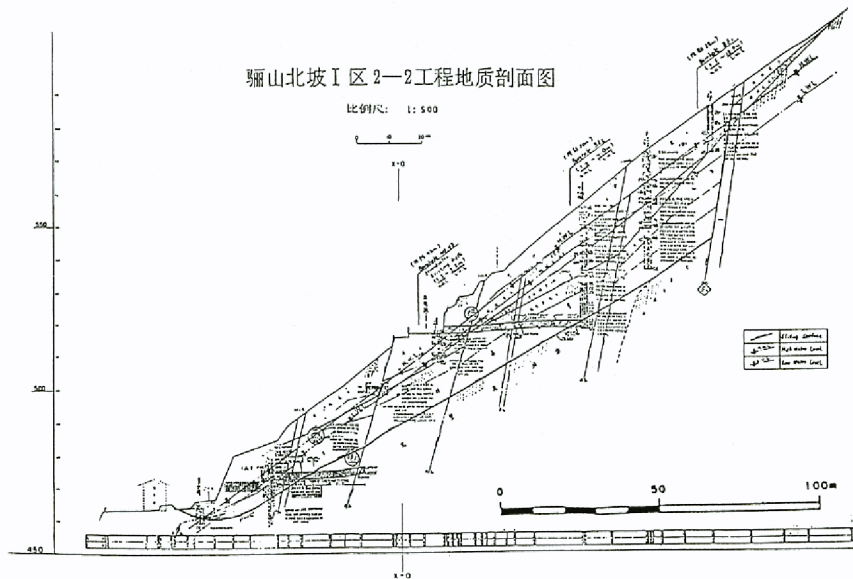


Fig. 3 Analysis section of I Block

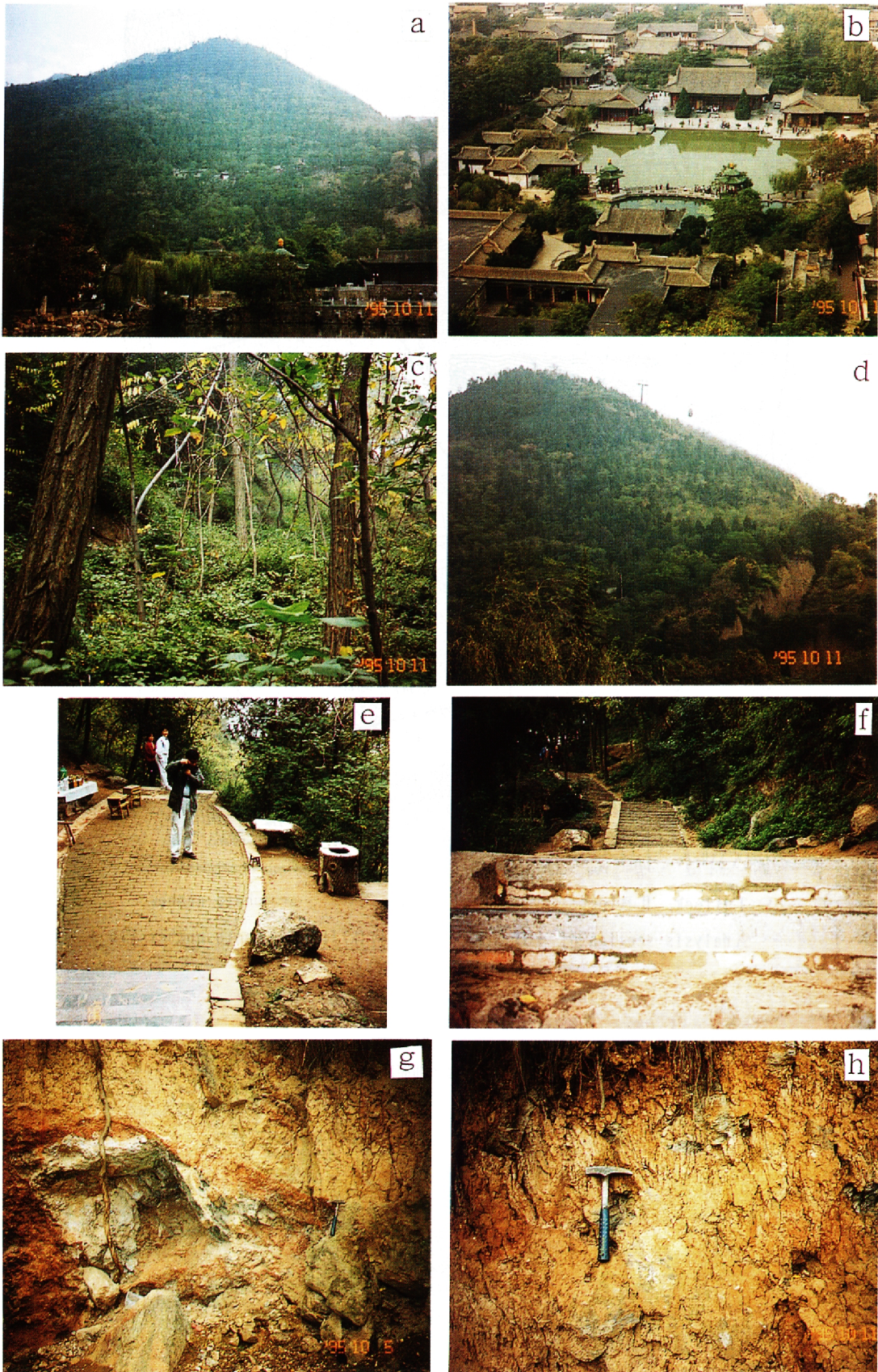


Photo 1 The landslide topography and phenomena in I block

(a) the whole view (b) the preservation (c) main scarp (d) west side, the topography and geology (e), (f) east side, the upheaval phenomenon of boundary on I, II blocks (g) geology of east side (h) landslide mass in I block

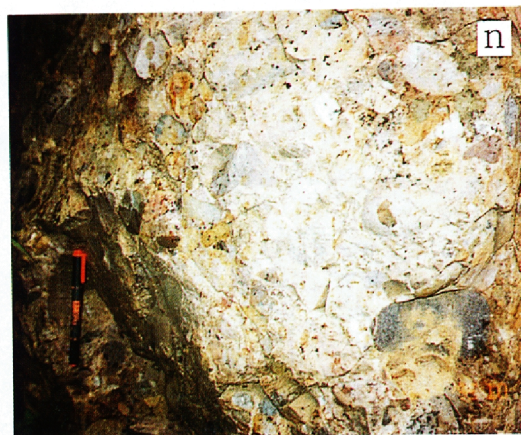
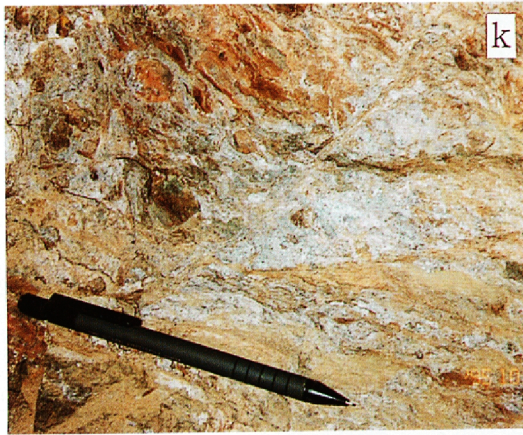
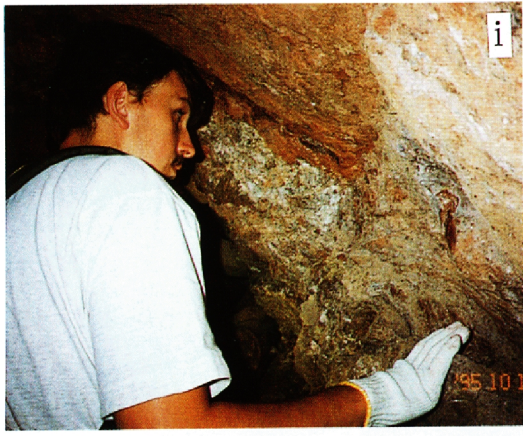


Photo 2 The slip surface in I block

(i), (j), (k) out croup on slip surface in a tunnel, flat circular gravels on slip surface
 (l) removal layers, weathering basic gneiss, Precambrian
 (m) steady layers, basic gneiss, Precambrian (n) conglomerate, unconformity

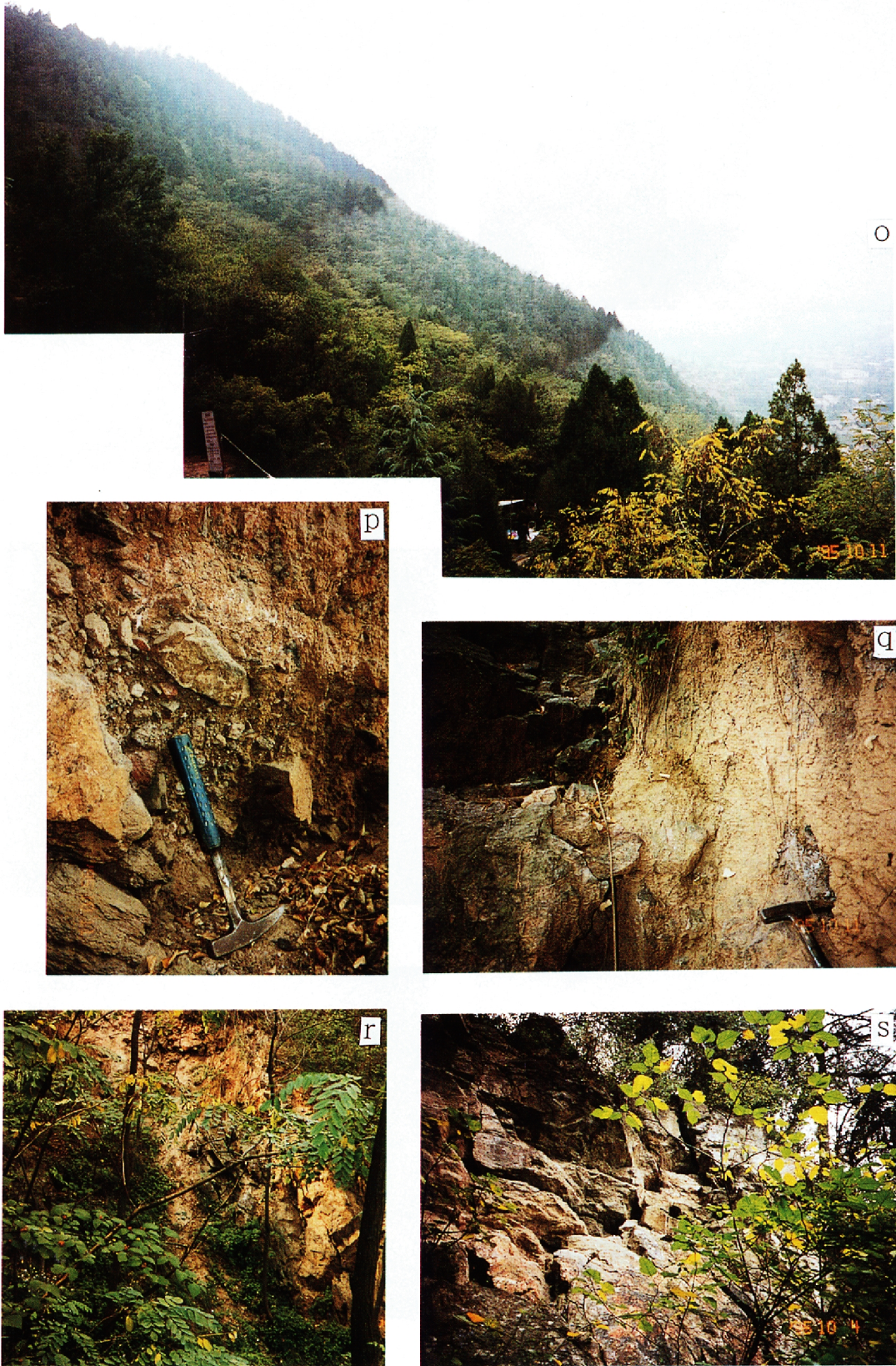


Photo 3 The creep-type landslide topography and slip surface in II block

(o) creep topography (p), (q) east side, out croup on slip surface, weathering basic gneiss on steady layers, brecciated structure on boundary
 (r) rock creep (s) growth of a head crack

3. 地すべり対策工検討ブロック (Iブロック) の規模・形状

- (1) 対象ブロック : Iブロック 三元洞上下部
- (2) 頭部滑落崖 : 高角度断層 F_1
- (3) 規模 : 幅 $W=150\text{m}$
奥行 $L=170\text{m}$
深度 $D=20\sim 40\text{m}$
- (4) 形状 : 凸状台地形
舟型すべり面 (Fig. 4)

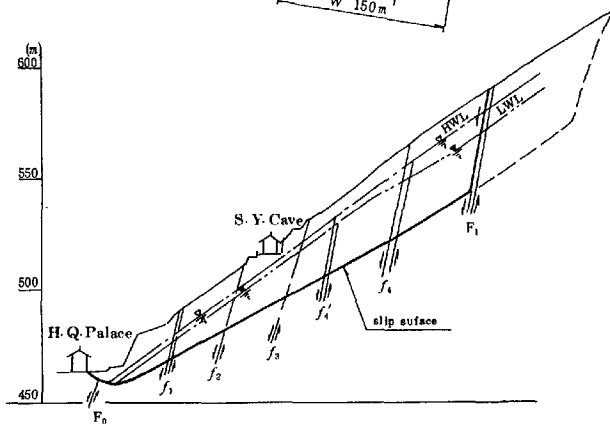
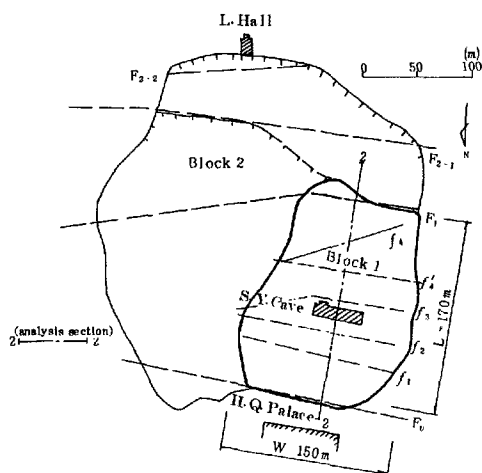


Fig. 4 Location and Section

4. 安定計算

3項に示したIブロックの規模・形状にて安定計算を行った。

4.1 設計条件

(1) 計算式

簡便法(スウェーデン式分割法) Fig. 5, 式(1)

$$F_s = \frac{(\sum N - \sum Ud - \sum Ne) \cdot \tan \phi + C \cdot \sum L}{\sum T + \sum Te} \quad \text{式(1)}$$

ここに

N : 各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力 ($=W \cos \theta$) (tf/m)

T : 各スライスのすべり面上に働く荷重の接線分力 ($=W \sin \theta$) (tf/m)
 Ud : 各スライスのすべり面上に働く間隙水圧 (tf/m)
 Ne : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の垂直分力 ($=kH \cdot T$) (tf/m)
 Te : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の接線分力 ($=kH \cdot N$) (tf/m)
 L : 各スライスのすべり面の長さ (m)
 C : すべり面の土の粘着力 (tf/m²)
 ϕ : すべり面の土の内部摩擦角 (°)
 kH : 設計水平震度

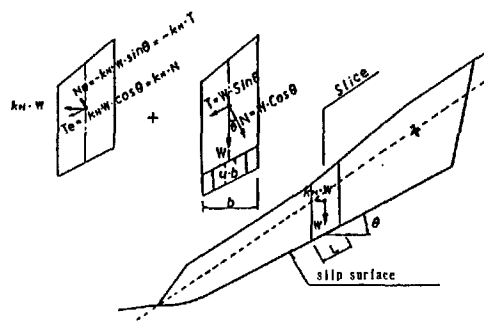


Fig. 5 Fellenius method

(2) 安全率

現状安全率 (常時, H. W. L.) $F_s = 1.000$
 計画安全率 (常時) $F_s = 1.200$
 計画安全率 (地震時) $F_{sp} = 1.050$

(3) 計算断面

- ① Iブロック (2-2断面)
 F_1 断層を頭部とする三元洞上下部斜面
- ② 三元洞下部 (2-2断面)
 f_2 断層を頭部とする三元洞下部斜面

(4) 計算ケース

- ① 常時 (地下水位: H. W. L.)
- ② 地震時 (地下水位: L. W. L.)

(5) 地震力

設計水平震度 $kH=0.15$
 (震度V, 100~200gal相当)

(6) 地下水排除工による地下水位の計画低下高

集水井工 5m
 横ポーリング工 3m

(7) 移動土塊の単位堆積重量

$\gamma t = 1.80 \text{tf/m}^2$

(8) すべり面の土の土塊強度

常時 (H. W. L.) の現状安全率を $F_s=1.000$ と仮定し、地すべり移動土塊の層厚より粘着力を $C=2.5 \text{tf/m}^2$ と設定し、逆算法により内部摩擦角 (ϕ) を決定した。この結果、Iブロックで $\phi=42.1^\circ$ 、三元洞下部ブロックで $\phi=28.9^\circ$ となった。

なお、既往の調査資料により $C=2.3 \text{tf/m}^2$ (三

元洞下PT-1横坑), $\phi = 41.05^\circ$ (BZ₂)の結果が得られており、逆算値 ($C = 2.5 \text{ tf/m}^2$, $\phi = 42.1^\circ$) とほぼ一致する。

(9) 地盤の変形係数 (杭設計用)

移動層 : $E_0 = 300 \text{ kgf/cm}^2$
 既往 (ST-1 縦坑)
 試験値 (214, 301, 389 kgf/cm^2)
 の平均的な値を採用。
 不動層 : $E_0 = 15,000 \text{ kgf/cm}^2$
 (硬質な黒色の片麻岩)

(1) Iブロック (2-2断面) ……三元洞上下部

(10) 地盤の周面摩擦抵抗 (アンカー設計用)

$$\tau = 8 \text{ kgf/cm}^2$$

4.2 計算結果

以上の設計条件に基づき、Iブロック (2-2断面) の三元洞上下部ブロックおよび三元洞下部ブロックにおいて、計算した結果をTable 1~4に示した。それぞれ常時H.W.L.と地震時L.W.L.について検討した。

Table1 Results of Slope Stability Analysis, Under the Present Conditions (H. W. L.)
 (Section of Line 2-2 in region I)

			H. W. L.	drainage (P. W. L.)	Landslide Prevention measures (P. W. L.)	Notes
Safety factor	Fs	—	1.000	1.080	1.200	Fsp=1.200
Increase in the Safety factor	ΔFs	%	—	+8%	+12%	$\Sigma = +20\%$
Deterrant force	P	tf/m	—	—	468.6	Shaft Anchor
Length of the Sliding surface	L	m	228.239			—
Sliding mass area	A	m ²	4437.690			—
Shear stress ($W \cdot \sin \theta$)	T	tf/m	3909.040			W : Sliding mass weight θ : Angle of sliding surface
Normal stress ($W \cdot \cos \theta$)	N	tf/m	6799.900			
Pore pressure	Ud	tf/m	3106.420	2759.860		Ground water level $\Delta h_{max} = -5 \text{ m}$
earthquake force	Te	tf/m	—			$Te = kH \cdot N$
earthquake force	Ne	tf/m	—			$Ne = kH \cdot T$
Internal friction angle	ϕ	deg	42.1 ($\tan \phi = 0.90387$)			—
Cohesion	C	tf/m ²	2.5			—
Unit weight of soil	γt	tf/m ³	1.8			—

Table2 Results of Slope Stability Analysis, Under earthquake (L. W. L.)
 (Section of Line 2-2 in region I)

			L. W. L.	drainage (P. W. L.)	Landslide Prevention measures (P. W. L.)	Notes
Safety factor	Fs	—	0.810	0.890	1.050	Fsp=1.050
Increase in the Safety factor	ΔFs	%	—	+8%	+16%	$\Sigma = +24\%$
Deterrant force	P	tf/m	—	—	788.6	Shaft Anchor
Length of the Sliding surface	L	m	228.239			—
Sliding mass area	A	m ²	4437.690			—
Shear stress ($W \cdot \sin \theta$)	T	tf/m	3909.040			W : Sliding mass weight θ : Angle of sliding surface
Normal stress ($W \cdot \cos \theta$)	N	tf/m	6799.900			
Pore pressure	Ud	tf/m	2430.050	1990.810		Ground water level $\Delta h_{max} = -5 \text{ m}$
earthquake force	Te	tf/m	1019.990			$Te = kH \cdot N$
earthquake force	Ne	tf/m	586.360			$Ne = kH \cdot T$
Internal friction angle	ϕ	deg	42.1 ($\tan \phi = 0.90387$)			—
Cohesion	C	tf/m ²	2.5			—
Unit weight of soil	γt	tf/m ³	1.8			—

(2) 三元洞下部

Table3 Results of Slope Stability Analysis, Under the Present Conditions (H. W. L.)
(Under the S. Y. Cave)

			H. W. L.	drainage (P. W. L.)	Landslide Prevention measures (P. W. L.)	Notes
Safety factor	Fs	—	1.000	1.073	1.200	Fsp=1.200
Increase in the Safety factor	ΔFs	%	—	+7.3%	+12.7%	Σ=+20%
Deterrent force	P	tf/m	—	—	92.9	—
Length of the Sliding surface	L	m	88.072			—
Sliding mass area	A	m ²	920.729			—
Shear stress (W·sinθ)	T	tf/m	732.773			W: Sliding mass weight θ: Angle of sliding surface
Normal stress (W·cosθ)	N	tf/m	1385.220			
Pore pressure	Ud	tf/m	456.684	359.535		Ground water level Δhmax=-3m
earthquake force	Te	tf/m	—			Te=kH·N
earthquake force	Ne	tf/m	—			Ne=kH·T
Internal friction angle	φ	deg	28.9 (tanφ=0.55205)			—
Cohesion	C	tf/m ²	2.5			—
Unit weight of soil	γt	tf/m ³	1.8			—

Table4 Results of Slope Stability Analysis, Under earthquake (L. W. L.)
(Under the S. Y. Cave)

			L. W. L.	drainage (P. W. L.)	Landslide Prevention measures (P. W. L.)	Notes
Safety factor	Fs	—	0.801	0.855	1.050	Fsp=1.050
Increase in the Safety factor	ΔFs	%	—	+5.4%	+19.5%	Σ=+24.9%
Deterrent force	P	tf/m	—	—	183.1	—
Length of the Sliding surface	L	m	88.072			—
Sliding mass area	A	m ²	920.729			—
Shear stress (W·sinθ)	T	tf/m	732.773			W: Sliding mass weight θ: Angle of sliding surface
Normal stress (W·cosθ)	N	tf/m	1385.220			
Pore pressure	Ud	tf/m	309.122	216.937		Ground water level Δhmax=-3m
earthquake force	Te	tf/m	207.780			Te=kH·N
earthquake force	Ne	tf/m	109.920			Ne=kH·T
Internal friction angle	φ	deg	28.9 (tanφ=0.55205)			—
Cohesion	C	tf/m ²	2.5			—
Unit weight of soil	γt	tf/m ³	1.8			—

5. 対策工検討

5.1 抑制工 (地下水排除工)

深層の地下水を排除する目的で、集水井工と横ボーリング工を計画した。集水井工は、地すべりブロック頭部付近に径3.5m、深度33mの集水井筒を2基計画し、集水井内より長さ35~50mの集水ボーリングを放射状に2段で配置した。

横ボーリング工は、地すべりブロック末端部に長さ30m程度で配置した。

なお、集水井内からの集水ボーリング、横ボーリングとも、先端はすべり面より5~10m程度基岩に貫入させた。

5.2 抑止工

地すべりの規模や、移動土塊および基盤岩の性質、現況の状況 (材料、施工機材の入手、特殊作業員の確保) 等を勘案し、以下の3案について検討を行った。

- (1) 「深礎杭+アンカー」 工法
- (2) 「堅坑多段鉄筋コンクリート杭」 工法
- (3) 「横坑多段鉄筋コンクリート杭」 工法

なお、検討フローをFig. 6 に示した。

- (1) 「深礎杭+アンカー」 工法

地すべり対策工として一般に用いられている深礎杭工とアンカー工とを組み合わせさせた工法である。

深礎杭工は抑止力の規模が大きいことから、曲げ杭(くさび杭)として取り扱うものとし、その施工

位置は、杭背面(谷側)移動層の有効抵抗力が必要抑止力を上回る範囲である三元洞よりやや上方斜面に選定した。

アンカー工は「締付け+引止め」機能を考慮し、三元洞下部のすべりに対しても有効となるよう、三元洞下方斜面に配置した。

深礎杭計算モデルをFig. 7 に示すとともに、検討結果をFig. 8 に示す。

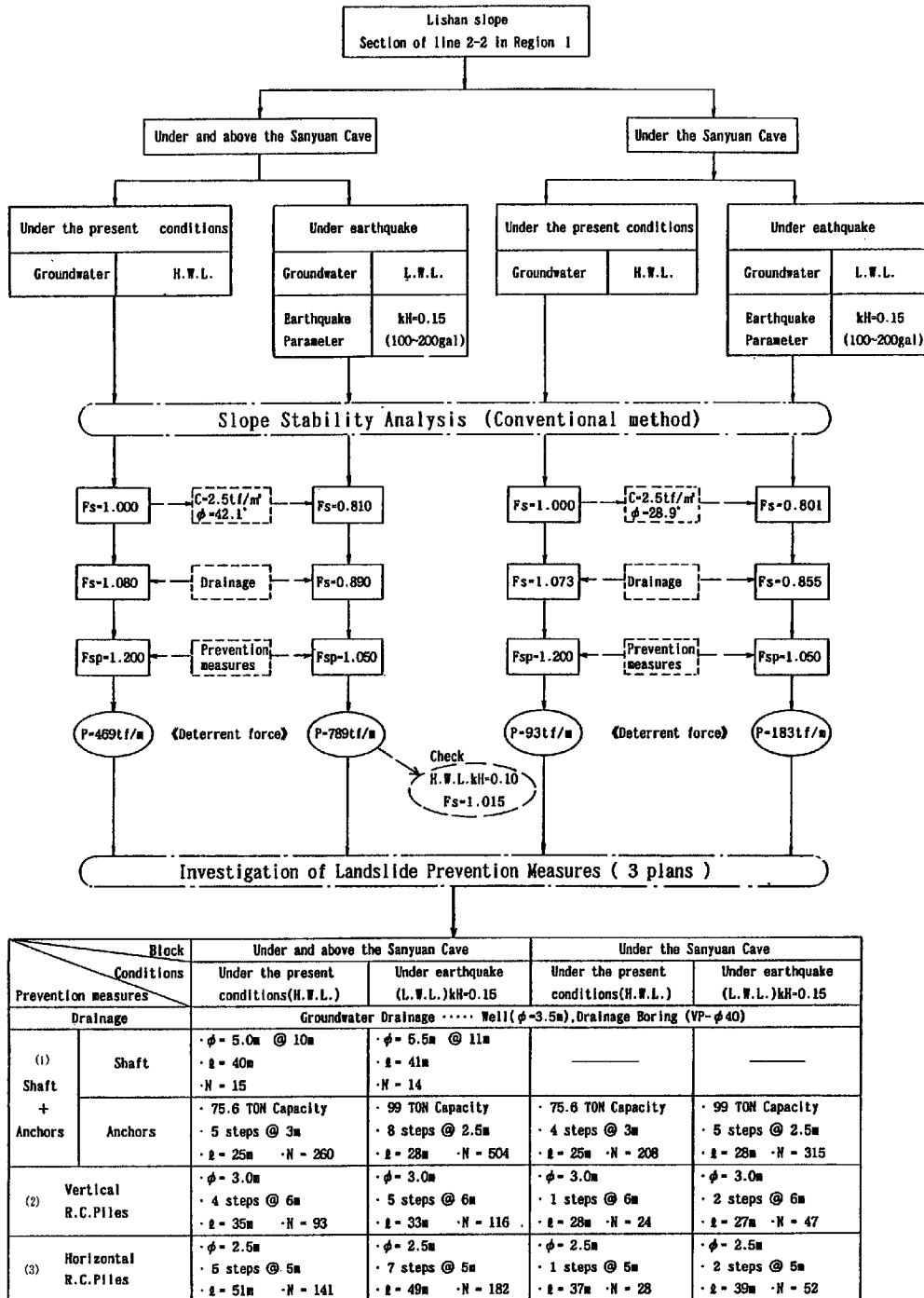


Fig. 6 Flow chart of the investigation Lishan Landslide (I Block)

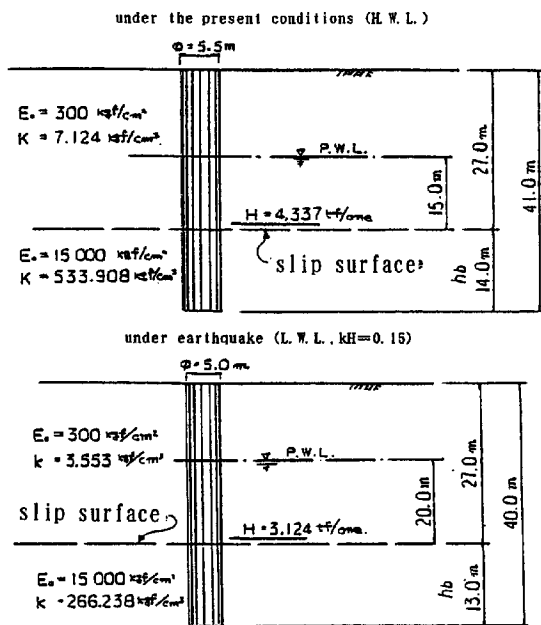
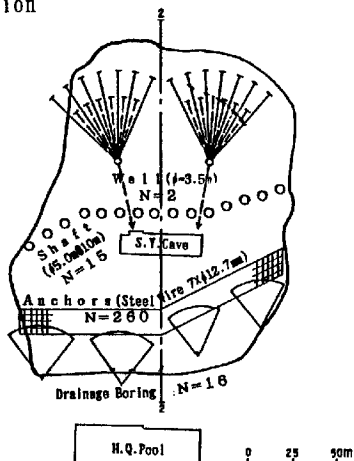


Fig. 7 Model of Shaft

Location



Section2-2

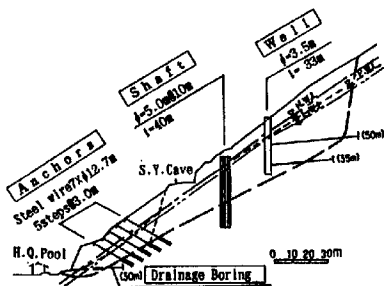


Fig. 8 Shaft+Anchors, Under the present condition (H. W. L.)

(2) 「竖坑多段鉄筋コンクリート杭」工法

本工法は、比較的小さな杭径の竖坑鉄筋コンクリート杭を数段設置し、地すべり力に抵抗させるものである。

杭は深礎杭と同様、曲げ杭（くさび杭）として取り扱い、必要抑止力を各段の杭で均等に負担するものと仮定して計算を行った。

多段R.C杭計算モデルをFig. 9に示すとともに、検討結果をFig. 10に示す。

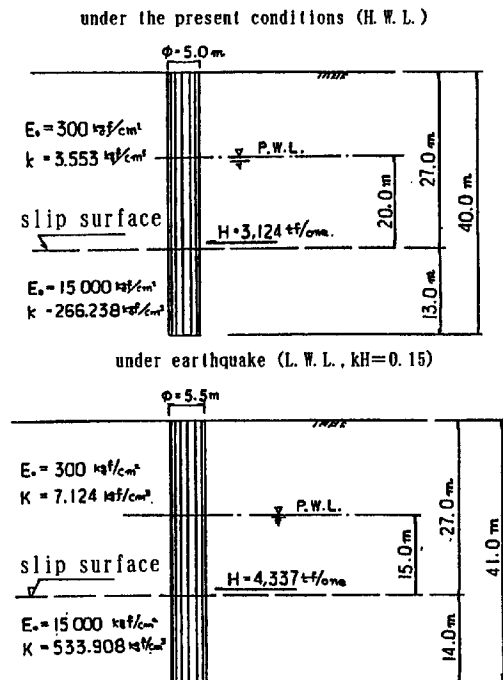
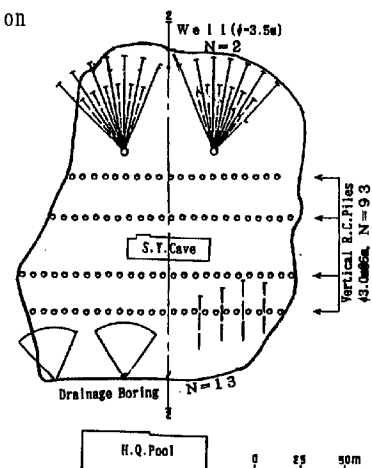


Fig. 9 Model of R.C. Piles

Location



Section2-2

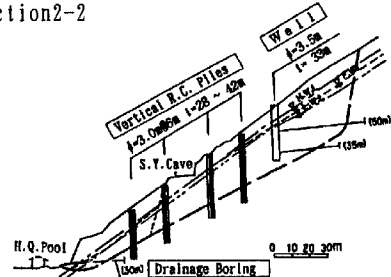


Fig. 10 Vertical R.C. Piles, Under the present condition (H. W. L.)

(3) 「横坑多段鉄筋コンクリート杭」工法

本工法は、地すべりブロック内に人力を主体として横坑を数本掘削し、鉄筋を組立て、コンクリートを打設するものである。

豎坑によるコンクリート杭に比べ、構造解析手法が確立されておらず、構造物としての信頼性、施工性、安全性等の面で問題が多いことから、地すべり対策工としての施工実績はないが、現地の特殊な条件（材料、施工機械の入手が困難であること、オペレーターや特殊作業員の確保が難しいこと等）を勘案し、参考までに検討を行った。

計算は、補強土工法の計算理論に準じ、補強材（横坑）により発生する曲げ抵抗力と引張抵抗力を考慮し、前者に対しては曲げ杭（くさび杭）の理論を、後者に対してはアンカーの理論を適用した。

多段横方向RC杭計算モデルFig. 11に示すとともに、検討結果をFig. 12に示す。

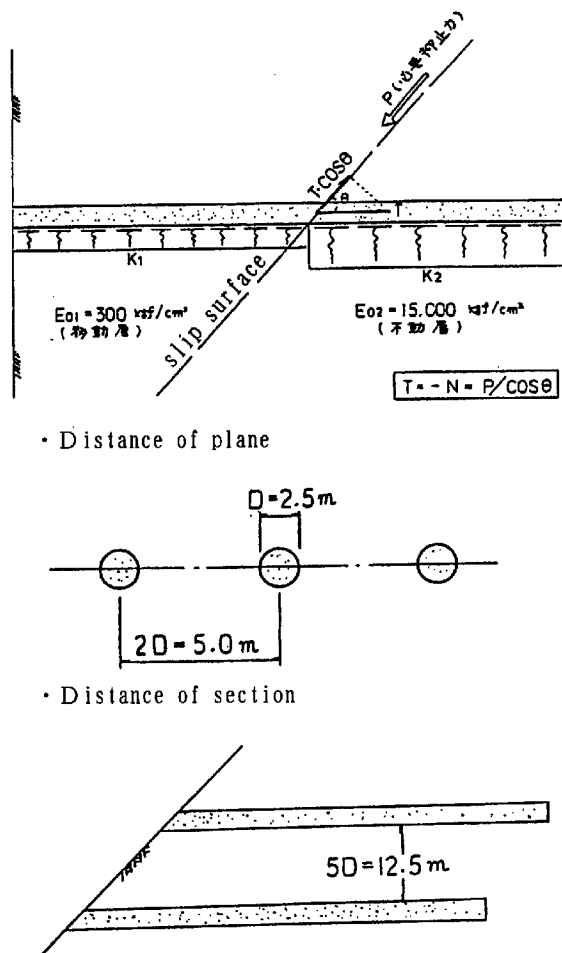
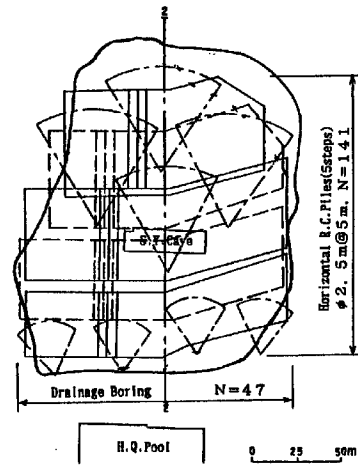


Fig. 11 Model of Multi-stage Horizontal R.C. Piles

Location



Section2-2

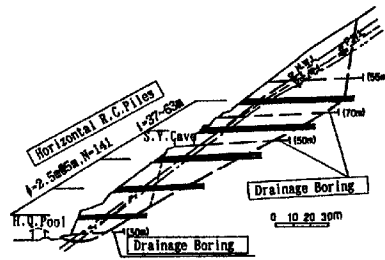


Fig. 12 Horizontal R.C. Piles, Under the condition (H. W. L.)

5.3 対策工選定

Table 5 に検討結果を示した。地すべりの規模（必要抑止力）が大きいため、抑制工（地下水排除工）と抑止工とを組合わせた対策工の採用が望まれる。地下水排除工の計画に当たっては、豪雨時の地下水観測に基づく解析が必要となる。

抑止工は、対策工としての信頼性、実績等の点では「深礎杭+アンカー」工法の採用が望まれるが、特殊材料、大型施工機械等が必要となり、当地区ではこれらを確保できることが条件となる。そこで、人力施工を主体とする工法として、「多段鉄筋コンクリート杭」の豎坑方式と横坑方式を提案した。両者の特徴をTable 6 に示す。あらゆる面で豎坑によるコンクリート杭が有利となるが40mにもおよぶ大深度の杭になるため、掘削の排土、水替等の工程で機械の併用が必要となる。問題点は多いものの、人力に最も依存する工法としては、横坑によるコンクリート杭が提案できる。

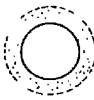


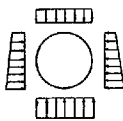
Table5 Results of Prevention Measures

condition	P. M.	Drainage	(1) Shaft+Anchors	(2) Vertical R. C. Piles	(3) Horizontal R. C. Piles
Section of line 2-2 on Region I	①	Well ($\phi=3.5\text{m}$) Drainage Borring	<Shaft> $\phi=5.0\text{m}$ @10m (D51 \times 63 \times 3) <Anchors> 75.6TON Capacity 5 steps @3m	$\phi=3.0\text{m}$ 4 steps @6m (D32 \times 50 \times 2)	$\phi=2.5\text{m}$ 5 steps @5m (D35 \times 48 \times 2)
	②	Well ($\phi=3.5\text{m}$) Drainage Borring	<Shaft> $\phi=5.0\text{m}$ @11m (D51 \times 68 \times 3) <Anchors> 99.0TON Capacity 8 steps @2.5m	$\phi=3.0\text{m}$ 5 steps @6m (D35 \times 50 \times 2)	$\phi=2.5\text{m}$ 7 steps @5m (D35 \times 52 \times 2)
Under the S. Y. cove	①	Drainage Borring	<Anchors> 75.6TON Capacity 4 steps @3m	$\phi=3.0\text{m}$ 1 steps @6m (D32 \times 50 \times 2)	$\phi=2.5\text{m}$ 1 steps @5m (D35 \times 48 \times 2)
	②	Drainage Borring	<Anchors> 99.0TON Capacity 5 steps @2.5m	$\phi=3.0\text{m}$ 2 steps @6m (D35 \times 50 \times 2)	$\phi=2.5\text{m}$ 2 steps @5m (D35 \times 52 \times 2)

① ----- Under the present conditions (H. W. L.)

② ----- under earthquake (L. W. L.)

Table6 Comparison between vertical shafts and horizontal R. C. piles

Item	Method	Vertical shafts	Horizontal R. C. piles
Structural characteristics		(1) Structural analytic method has been established and is very clear. (2) Construction of structural bodies with homogeneous materials is easy. (3) Calculating method for the depth of embedment has been established and is apparent.	(1) Structural analytic method has not been established. (2) Construction of a structural body with homogeneous materials is difficult to perform. (3) There is no definitive calculating method for the depth of embedment thereby making the reliability very low.
Workability		(1) Efficiency of construction is high. (2) Construction management, quality control, construction method has been established, and workability is good. (3) A high quality structures can be constructed.	(1) Efficiency of construction work is low. (2) There is no construction method for creating uniformity. (3) Low-quality structures are likely to be constructed.
Safety		(1) Loosening earth pressure and its direction have been clarified, working method is simple, and safety is high. <Loosening earth pressure>  Loosening zone <Acting earth pressure> 	(1) Stability of adit wall from construction time is lower than that of the shafts. <Loosening earth pressure>  Loosening zone <Acting earth pressure> 
Economy		(1) Efficiency of works such as construction of vertical shafts and concrete placement is high and the works can be done economically.	(1) Efficiency of works such as horizontal pile construction and concrete placement is low and thus this method is not economical.

6. 「横坑多段鉄筋コンクリート杭」工法の概略設計

深度30mにも及ぶ深層すべりに対する対策工を検討するに当たり、現地の作業状況（人力依存）を勘案した場合、豎坑方式では掘削、ずり出し、作業員の移動等施工面での問題が多い。一方、アンカー工については現地にてその試験工を観察したが、受圧版(2.0m×2.0m)が土中にめり込み局所的に破壊している。地耐力が小さいため実際には試験工のアンカーより小さい荷重のアンカーを多数施工したり、受圧版寸法を大きくしたりする必要があり、当地区が観光地であることを考えれば、地表面にコンクリート構造物が目立つのは好ましくない。また、熟練技術者がいないため、アンカー頭部の管理や定着部の管理、日本のような二重防食等は難しいものと考えられる。

以上のことから、当地すべり地の対策工として横坑方式の鉄筋コンクリート(RC)杭が望まれる。現地でもこの工法が望ましいとのことであった。

そこで、横坑RC坑を主体とする工法について立案し、その規模と工事費の算定を行った。

6.1 必要抑止力の算定

Fig. 13に検討フローを示し、Table 7, 8に検討結果を示した。これまでに検討してきた方針に基づくが、概略設計を行うに当たって、以下の2点を見直した。

- ① 地下水排除工の効果を8%から10%まで考慮した。
- ② 地震時(L.W.L.)の計画安全率をFs=1.00とした。

以上の検討により、必要抑止力P=444tf/mにより、概略設計を行うことにする。

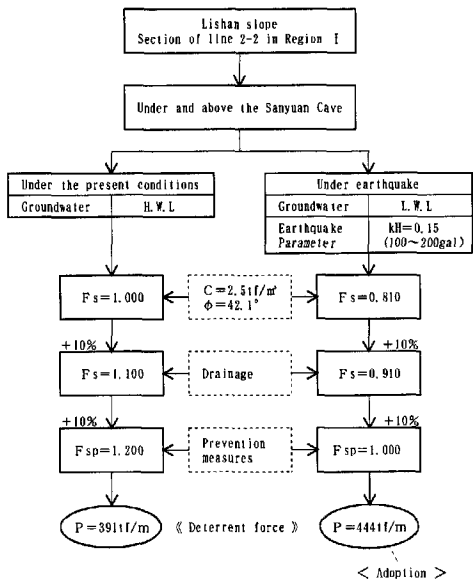


Fig. 13 Flow chart of Analysis

Table7 Results of stability analysis (Under the present Conditions(H. W. L.))

		H. W. L.	drainage (P. W. L.)	Landslide Prevention measures (P. W. L.)	Notes	
Safety factor	Fs	—	1.000	1.100	1.200	Fsp=1.200
Increase in the Safety factor	ΔFs	%	—	+10%	+10%	Σ=+20%
Deterrent force	P	tf/m	—	—	390.9	—
Length of the Sliding surface	L	m	228.239		—	
Sliding mass area	A	m ²	4437.690		—	
Shear stress (W·sinθ)	T	tf/m	3909.040		—	
Normal stress (W·cosθ)	N	tf/m	6799.900		—	
Pore pressure	Ud	tf/m	3106.24	2673.297	Ground water level Δhmax=-5 m	
earthquake force	Te	tf/m	—		—	
earthquake force	Ne	tf/m	—		—	
Internal friction angle	φ	deg	42.1 (tanφ=0.90387)		—	
Cohesion	C	tf/m ²	2.5		—	
Unit weight of soil	γ1	tf/m ³	1.8		—	

Table8 Results of stability analysis (Under earthquake(L. W. L.):kH=0.15)

		H. W. L.	drainage (P. W. L.)	Landslide Prevention measures (P. W. L.)	Notes	
Safety factor	Fs	—	0.810	0.910	1.000	Fsp=1.000
Increase in the Safety factor	ΔFs	%	—	+10%	+9%	Σ=+19%
Deterrent force	P	tf/m	—	—	443.6	—
Length of the Sliding surface	L	m	228.239		—	
Sliding mass area	A	m ²	4437.690		—	
Shear stress (W·sinθ)	T	tf/m	3909.040		—	
Normal stress (W·cosθ)	N	tf/m	6799.900		—	
Pore pressure	Ud	tf/m	2430.050	1882.364	Ground water level Δhmax=-5 m	
earthquake force	Te	tf/m	1019.900		—	
earthquake force	Ne	tf/m	556.360		—	
Internal friction angle	φ	deg	42.1 (tanφ=0.90387)		—	
Cohesion	C	tf/m ²	2.5		—	
Unit weight of soil	γ1	tf/m ³	1.8		—	

6.2 対策工法

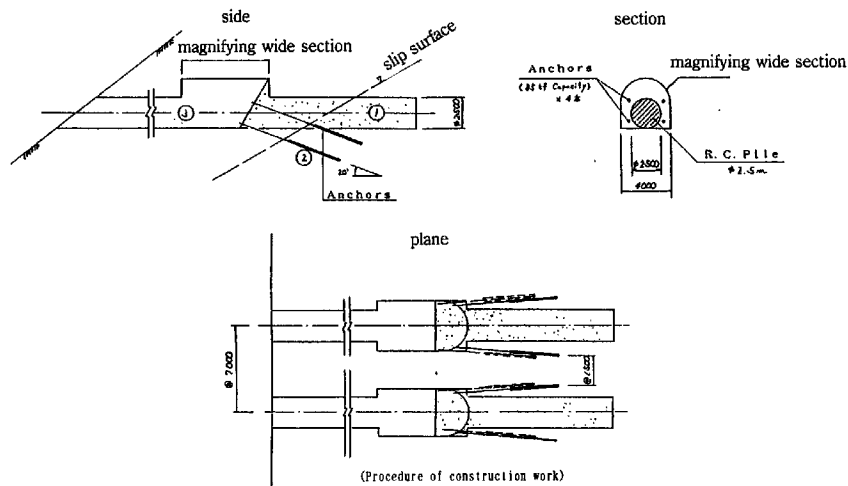
以下に示す3ケースについて検討する。単独の横坑多段鉄筋コンクリート杭の他に、横坑多段鉄筋コンクリート杭にアンカーを付加し、杭の曲げおよび引張抵抗力と、アンカー引張抵抗力との共同で、地すべり力に抵抗する工法を立案した。Fig. 14, 15にそれらモデルを示した。

- ・CASE-1 横坑鉄筋コンクリート杭+アンカー
杭体断面の拡幅部にボーリングマシンを搬入し、杭体断面(φ2.5m)の側部から地山に向

かってアンカーを打設する。

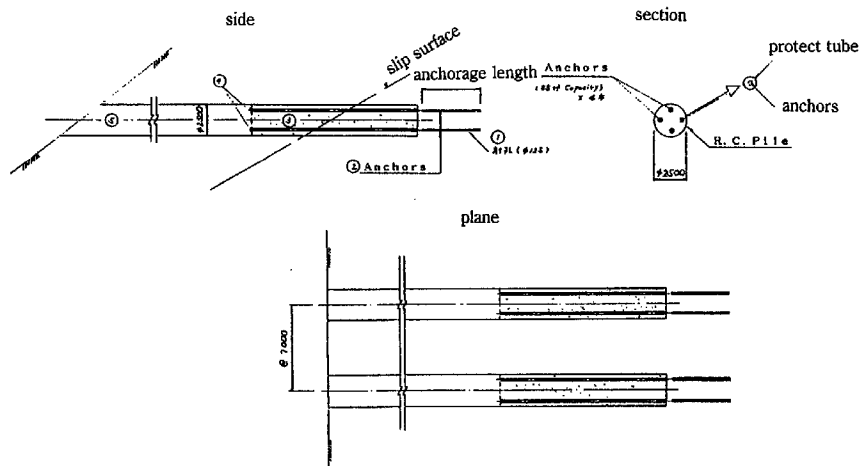
- ・CASE-2 横坑鉄筋コンクリート杭+アンカー
杭先端部よりアンカー定着部の削孔を行い、坑体内にアンカーを挿入し、先端部で定着させる。
- ・CASE-3 横坑鉄筋コンクリート杭
人力により横坑を掘削し、鉄筋組立後にコンクリートを打設する。

なお、アンカーは「締め付け効果」と「引き止め効果」の両機能を見込んだ設計とする。



- (1) After completing the excavation of horizontal admit (2.5-m diameter), the arrangement of reinforcement and concrete placement for pile body are performed up to the tip portion of the widened cross section.
- (2) A boring machine is carried to the widened portion, and 4 units of anchor bodies (SS ft assembly) are driven from a side portion of the cross section of each pile body (2.5-m diameter) with an angle of 5° with the horizontal and a slope of 20°.
- (3) Upon completion of the placement and tensioning of the anchor, the reinforcing bars are arranged and concrete is placed into the pile body up to the portal.

(Case where are driven from the widened to the outside of the pile body)
Fig.14 Model of RC Piles+Anchors, CASE 1



- (1) Upon completion of the excavation of a horizontal admit (2.5-m dia-meter), work of drilling hole (4 units, 1.35-m diameter, 5-m length) is performed for anchorage portion for anchors from the pile tip portion with a leg drill.
- (2) Anchor members and casing (free length portion) are set from the tip of drilled portion to the position near 5 m in front of the slip surface.
- (3) Reinforcing bars and concrete for the pile body are placed up to the head portion of the anchor.
- (4) After the hardening of concrete, anchors are tensioned and fixed at the anchorage.
- (5) Reinforcing bars in the piles are performed up to the portal and then concrete is placed.

(Case where the anchors are inserted to the pile body and fixed at the anchorage at the tip portion)

Fig.15 Model of RC Piles+Anchors, CASE 2

6.3 概略設計

6.3.1 CASE-1 「横坑RC杭+アンカー」工法 (杭体外にアンカー打設)

(1) 杭およびアンカー配列

- ・杭 径 : $\phi = 2.5\text{m}$
(人力掘削の施工性より)
- ・杭 間 隔 : @7.0m (杭の孔壁間隔とアンカー間隔を確保)
- ・杭 段 数 : 3段
- ・アンカー配列 : 杭1本当たり80tf/本程度のアンカーを4本配置する。(計算上のアンカー間隔) 7.0m/4 = 1.75m

(2) 抑止力の配分

設計アンカー力が80tf/本程度となるよう、アンカーで受け持つ必要抑止力 (P_A) を逆算により求め、残りをRC杭で負担させることにする。

計算により抑止力の配分は以下のとおりとする。

アンカーで受け持つ抑止力 $P_A = 182.6\text{tf/m}$

RC杭で受け持つ抑止力 $P_B = 261.0\text{tf/m}$

合計 (必要抑止力) $\Sigma P = 443.6\text{tf/m}$

(3) アンカーの検討

- ・アンカー鋼材の選定

[計算条件] 地区名: 華清池

対象すべり: Block I (地震時)

P : 必要抑止力 182.6t/m

$\tan\phi$: すべり面の摩擦係数 0.90387
($\phi = 42.1^\circ$)

θ : すべり面の傾斜角 31.0°

α : アンカー傾斜 20.0°

m : 縦断方向アンカー間隔 1.75m
(杭(@7.0m) 1本当たり4本, $m = 7.0/4$)

n : アンカー段数 3

β : すべり面とアンカーとの交角 51.0°
($\beta = \theta + \alpha$)

[釣り合いアンカー張力: 引き止め+締め付け型]

$$T = \frac{m \cdot P}{n (\cos\beta + \sin\beta \cdot \tan\phi)}$$

$$= \frac{1.75 \times 182.6}{3 \times (\cos 51^\circ + \sin 51^\circ \times 0.90387)}$$

$$= 80.0\text{t/本}$$

[使用アンカー鋼材] F110TA (7×φ12.4)

鋼材許容引張力 $T_a = 85.5\text{t/本} > 80.0\text{tf/本}$
(地震時0.75 T_u) < O.K >

- ・アンカー定着長の算出 (F110TA)

[計算条件]

1) アンカー鋼材: SEEE F110TA

d : アンカー鋼材の直径
..... 7.0cm

T : 鋼材引張り力 80,000, 80,530kg
(case-1) (case-2)

τ_{ab} : 鋼材とグラウト材の許容付着応力度
..... 16kg/cm²

2) 定着地盤: 完整片麻岩 (先カンブリア代)

τ : グラウト材と地盤の摩擦抵抗
..... 8kg/cm²

F : 定着長安全率 2.0 (地震時)
(グラウト材と地盤)

D : アンカー体直径 13.5cm

[定着長]

1) 鋼材とグラウト材の付着による必要長

$$l_1 = T / (\pi \cdot d \cdot \tau_{ab})$$

$$= 80,000 \sim 83,600 / (\pi \times 7.0 \times 16)$$

$$= 228 \sim 238\text{cm}$$

2) グラウト材と地盤の摩擦による必要長

$$l_2 = F \cdot T / (\pi \cdot D \cdot \tau)$$

$$= 2.0 \times 80,000 \sim 83,600 / (\pi \times 13.5 \times 8)$$

$$= 472 \sim 493\text{cm}$$

3) 定着長

$$(l_1 \text{ or } l_2)_{\max}$$

$$= 472 \sim 493\text{cm} \rightarrow 5.0\text{m}$$

(4) 杭の検討

- ・設計外力

$$H = 261.0\text{tf/m} \times \frac{7.0}{3\text{段}} = 609.0\text{tf/本}$$

- ・発生断面力

$M_{\max} = 1,160\text{tf}\cdot\text{m/本}$

$S_{\max} = 609\text{tf/本}$

$N = -710\text{tf/本}$

($\because N = -H / \cos\theta$, $\theta = 31^\circ$)

- ・配筋

(D35×55本)×2列 (要スターラップ)

- ・根入れ長

$$l = \pi / \beta_2 = \pi / 0.00489 = 643\text{cm}$$

$$\rightarrow 7.0\text{m}$$

B_2 不動層の杭特性値 (常時)

6.3.2 CASE-2 「横坑RC杭+アンカー」工法 (杭体内にアンカー設置)

case-1に準ずるため、杭の検討は省略し、打設角が異なるアンカーについてのみ照査する。

- ・アンカー鋼材の選定

[計算条件] 地区名: 華清池

対象すべり: Block I (地震時)

P : 必要抑制力 182.6t/m

$\tan\phi$: すべり面の摩擦係数 0.90387
($\phi = 42.1^\circ$)

θ : すべり面の傾斜角 31.0°

α : アンカー傾斜 20.0°

m : 縦断方向アンカー間隔 1.75m
(杭(@7.0m) 1本当たり4本, $m = 7.0/4$)

n : アンカー段数 3

β : すべり面とアンカーとの交角 31.0°
 ($\beta = \theta + \alpha$)

[釣り合いアンカー張力: 引き止め+締め付け型]

$$T = \frac{m \cdot P}{n (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}$$

$$= \frac{1.75 \times 182.6}{3 \times (\cos 31 + \sin 31 \times 0.90387)}$$

$$= 80.5 \text{ t/本}$$

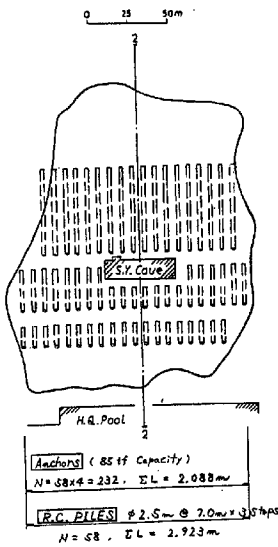
[使用アンカー鋼材] F110TA ($7 \times \phi 12.4$)

鋼材許容引張力 $T_a = 85.5 \text{ t/本} > 80.5 \text{ t/本}$
 (地震時 $0.75 T_{us}$) < O. K >

6.3.3 CASE-3 「横坑RC杭」工法

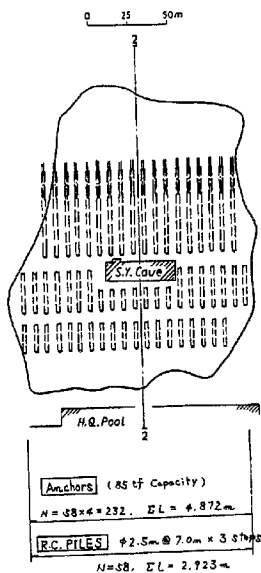
(1) 杭配列

・杭 径 : $\phi = 2.5 \text{ m}$



(Case where are driven from the widened to the outside of the pile body)

Fig. 16 case-1 RC Piles+Anchors



[Case where the anchors are inserted to the pile body and fixed at the anchorage at the tip portion]

Fig. 17 case-2 RC Piles+Anchors

・杭 間 隔 : @5.5m

・杭 段 数 : 4段

(2) 設 計 外 力

杭 1 本 当 り 必 要 抑 止 力 (設 計 外 力)

$$H = 443.6 \text{ tf/m} \times 5.5 / 4 \text{ 段} = 610 \text{ tf/本}$$

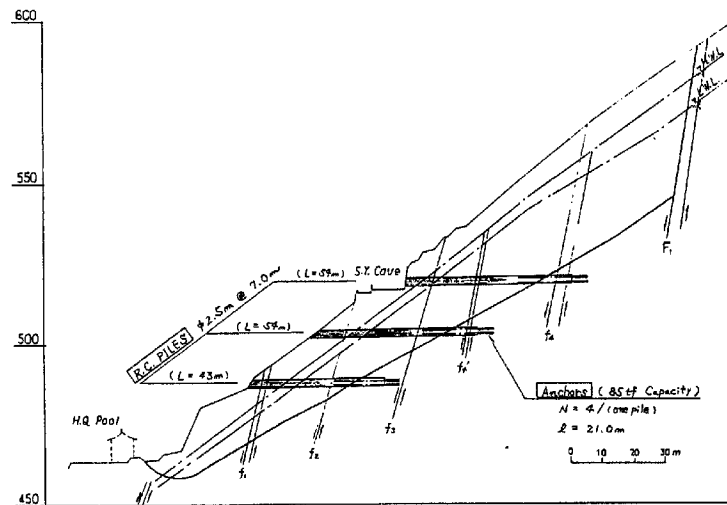
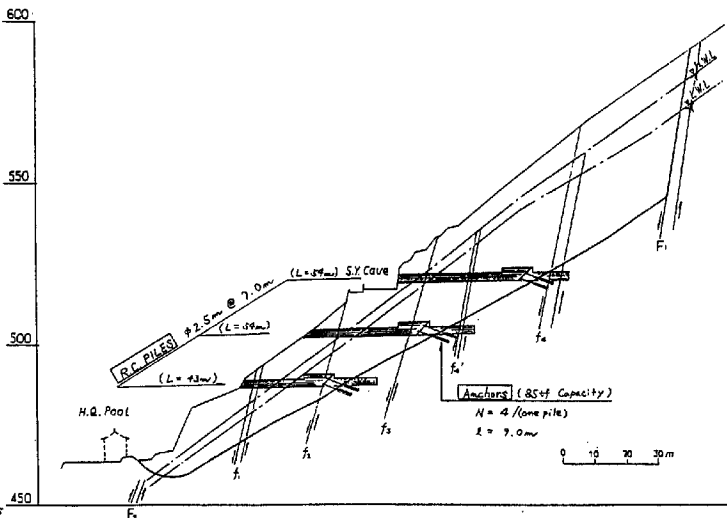
≡ case-1 設 計 外 力 (609 tf/本)

以上より杭の配筋はcase-1と同程度となる。

6.3.4 概略設計結果

Fig. 16, 17, 18に設計結果を示すとともにTable 9にそれらの概算工事費を示した。

材料および大型施工機械の調達方法にもよるが、鋼材およびアンカー工事を日本側で実施し、その他の材料および工事を中国側で実施するといった共同作業が可能であれば、7億円程度の工事費となる。



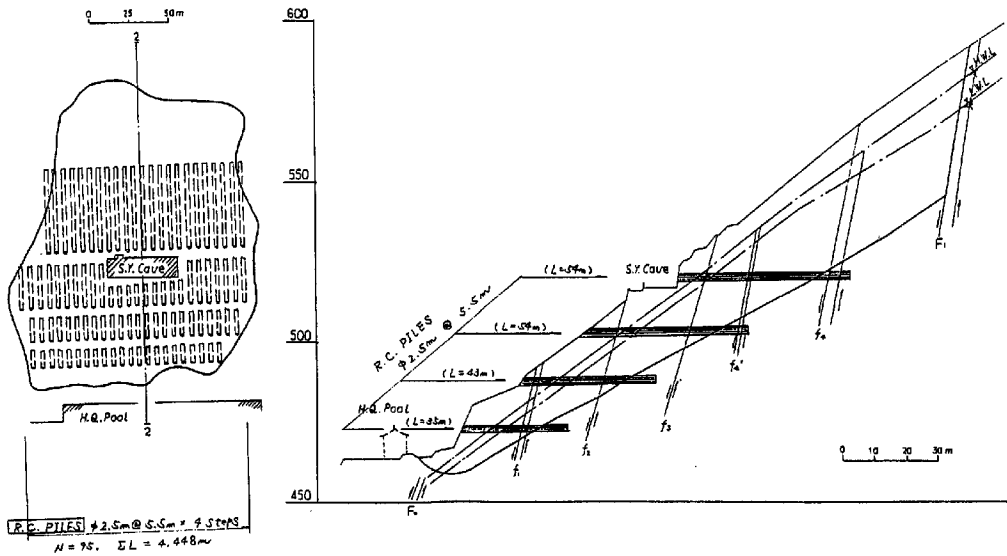


Fig.18 case-3 RC Piles

Table9 List of a rough estimate

Method of work	Kind of work	Standards	Unit	Quantity	Approximate construction cost						
					Case of "Chinese unit price" for all		Case of "Japanese unit price" only for steel materials (reinforcing bars & anchor members) and others are by "Chinese unit price" for both materials and construction work.		Case of "Japanese unit price" only for reinforcing bars (materials) and anchors (materials and installation works) and others are "Chinese unit price" for both materials and works.		
					Unit price (yen)	Amount (1000yen)	Unit price (yen)	Amount (1000yen)	Unit price (yen)	Amount (1000yen)	
CASE-1											
Horizontal R.C. piles + anchors (driving to the outside of pile body)	R.C. Piles	Dia.=2.5m	m	2,923	288,500	843,300	205,500	600,700	205,500	600,700	
	Anchors	T=80l/unit L=9.0m/unit	m	2,088	(17000yen) 238,000	496,900	253,000	528,300	45,000	94,000	
	Total	—	—	—	—	1,340,200 (1.34billion yen)	—	1,129,000 (1.13billion yen)	—	694,700 (0.69billion yen)	
CASE-2											
Horizontal R.C. piles + anchors (installed inside pile bodies)	R.C. Piles	Dia.=2.5m	m	2,923	288,500	813,300	205,500	600,700	205,500	600,700	
	Anchors	T=80l/unit L=21.0m/unit	m	4,872	60,000	292,300	67,000	326,400	15,000	73,100	
	Total	—	—	—	—	1,135,600 (1.14billion yen)	—	927,100 (0.93billion yen)	—	673,800 (0.67billion yen)	
CASE-3											
Horizontal R.C. piles	R.C. Piles	Dia.=2.5m	m	4,448	288,500	1,283,200 (1.28billion yen)	205,500	914,100 (0.91billion yen)	—	—	

7. おわりに

1995年および1996年に地表踏査を行い、さらに既存資料から地質解析を行うことによって、華清池地すべりの地すべりブロックを区分することができた

そして、運動履歴の多いIブロックの規模を特定しIブロックの対策工を検討した。

地すべりの規模(必要抑止力)が大きいため、抑制工(地下水排除工)と抑止工とを組み合わせた対策工を計画した。地下水排除工の計画に当たっては

豪雨時の地下水観測に基づく解析が今後必要となる。抑止工は、3案の比較検討を行った。対策工としての信頼性、実績等の点では「深礎杭+アンカー」工法の採用が望まれるが、特殊材料、大型施工機械等が必要となり、当地区でこれらを確保できることが条件となる。そこで、人力施工を主体とする工法として「多段鉄筋コンクリート杭」の堅杭方式と横杭方式を提案した。構造的、施工性、安全性等で堅杭によるコンクリート杭が有利となるが、40mにも及ぶ大深度の杭になるため、掘削の排土、水替等の工程で機械の併用が必要になる。問題点は多いものの人力に最も依存する工法としては、横杭によるコンクリート杭が提案できる。

そこで、横杭多段鉄筋コンクリート杭を主体とする工法について3案立案し、概略設計を行い、対策工の規模と工事費を算定した。その結果、横杭多段RC杭にアンカーを付加するのが効果的であり、日本と中国との共同作業が可能であれば、7億円程度の工事費となる。

今回提案した工法は新たな工法であるため、試験施工を実施し、掘進中の地山の挙動および施工後の地すべり活動状況と横杭RC杭の変位との関係を把握することが必要である。試験施工に要する費用は杭長45mとしてアンカー併用案で約1800万円、杭単独案で約1300万円となる。

一方、当地すべりは断層に規制されており、地すべり末端部には温泉が認められている。また、当地区には活断層が推定されている等とのことより、当ブロックの安定解析は常時の安定解析に加え、地震時（設計水平深度 $kH=0.15$ 、震度V、100~200gal相当）の検討を行った。ただし、地震時の土塊強度（ C 、 ϕ ）は、常時の安定解析の逆算により求めた

値（静的な値）をそのまま適用しているため問題が残る。また、地震による振動は約60秒以内であり、その間に何10回となく逆方向に揺り動かされているため、わずか数分の1秒だけ、たとえ土の強さを超える振動力が働いても、地すべり活動を起こすだけの時間的余裕があるか否かの疑問も残る。今後、地震時の安定解析を行う場合、地震力の取り扱い（設計水平震度等）、安定計算式、土塊強度（ C 、 ϕ ）等について、より詳細な検討を行う必要がある。

参考文献

- 土木学会コンクリート委員会（1991）：コンクリート標準示方書，設計編，土木学会，pp.196-200.
土質工学会（1990）：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，pp.77-96.
道路厚生会（1994）：グラウンドアンカー設計指針，日本道路公団，pp.3・4-3.51.
地すべり対策技術協会（1990）：地すべり鋼管杭設計要領，pp.30-46
日本道路協会（1990）：道路土工，法面工・斜面安定工指針，pp.214-216.
日本道路協会（1990）：道路橋示方書・同解説，I 共通編，地下部構造編，pp.143-145
守隨治雄，佐々恭二（1996）：中国臨潼県華清地すべりの地すべりブロックと対策工検討，第35回地すべり学会研究発表講演集，地すべり学会，pp.87-90.
Sassa, K. (1994) : Proceedings of Special session, prediction of Landslides in Lishan, China, International workshop on Prediction of Rapid Landslide Motion, pp. 1-251.

Investigations of the Lishan Landslide Blocks and the Prevention measures

Haruo SHUZUI* and Kyoji SASSA

*Engineering geologist, Nippon Kouei Co., Ltd.

Synopsis

Many faults were developed at Lishan, a hill at the back of the Huaqing Palace. And landslide topography and creep topography restricted by these faults were recognized. Because of these, the existing geology was analyzed this time, landslide blocks were divided by the reconnaissance of site, the scale of Block I having significant kinetic hysteresis was specifically designated, and stability analysis and landslide prevention measures were investigated. In the slope stability analysis, investigations were made not only for ordinary times but also for the time of earthquake. Also, in selecting the prevention measures, multi-stage vertical RC piles and horizontal RC piles were proposed by considering the regional characteristics in China.

Keywords : Lishan Landslide, landslide blocks, preventive measures, shafts and anchors, horizontal RC piles.