

西安市・驪山の文化遺産と地すべり災害予測

佐々恭二・福岡 浩・楊清金*

*中国・西安市防治驪山滑坡弁公室

要 旨

1991年に開始した中国西安市驪山地すべりの予測のための日中共同研究の成果を概観する。華清池後背斜面は大規模潜在地すべりである可能性があり、この斜面が崩壊した場合、宮殿のみならず臨潼県の中心部の住宅密集地を直撃し大災害になる。斜面変形の観測とボーリング、調査トンネルによる地質調査により、この斜面が現在大規模岩盤すべりの前兆である岩盤クリープの段階にあることがわかった。リングせん断試験等の土質試験の結果、この驪山の岩盤すべりは1903年のカナダ・フランク地すべりや1983年中国・Sale山地すべりのように飽和沖積層への非排水載荷のメカニズムによって長距離運動するであろうことを示している。将来起こるであろうこの地すべり災害を防ぐためには、以下の2通りの災害の危険への備え、すなわち1) 斜面運動の自動観測システムの設置、2) クリープ中の岩盤斜面の安定化工法、を遅すぎることのないよう早急に実施することが必要である。

キーワード：災害予測, 高速地すべり, 地すべり移動観測, リングせん断試験, 非排水載荷

1. はじめに

地すべり災害予測とは地すべり発生の可能性と範囲、土量、速度、および到達距離を推定することである。1987年10月に西安と蘭州で行われた中日合同地すべり現地検討会において、佐々および18名の日本の地すべり研究者が50名の中国側地すべり研究者らと共に華清池宮殿の後背斜面を調査した。この斜面の黄土(レス)の堆積しているブロックは既に地すべりを起こしており、他の部分は少なくとも地表においては斜面の変状を起こしていた。研究者間の地すべり深度に関する意見は、浅層の小規模な表層のクリープ現象という見方から大規模な岩盤地すべりというものまでばらばらに分かれた。現在の斜面の危険度についても意見は分かれた。この斜面の表層土は主にレスの堆積物、基岩は先カンブリア紀の片麻岩で地表にも露頭がある。先カンブリア紀の片麻岩のような堅い岩が地すべりを起こすとは考えられないという人もいたが、一方でこの斜

面は活断層の断層崖で岩盤も激しくせん断、破碎されており、35度もの急傾斜であるので地すべり運動しうろと考える者もいた。しかし、両国の研究者の主だった考えは前者の方であった。唐代(AD618年-907年)から今に至るまで何度も強震動がこの地域を襲った(Lin 1997, 西安市地震局 1991)にもかかわらずこの岩盤斜面が安定であったという事実はこの意見を支持していた。しかし、この時の参加者は斜面表面に現れた変状の存在と詳細な調査の必要性に関して意見は一致した。

いずれの国でも地すべりの対策工は、通常少なからず被害や犠牲者が生じてから予算がつき工事が実施される。地すべり発生前に必要な予算を獲得し地すべりを抑止することは非常に難しい。これは費用が高くつくこと、収益がないこともあるが、とりわけ信頼できる地すべり予測法がないことが大きい。しかし、最も経済的な地すべり防災対策は、信頼できる地すべり危険予知とそれに基づく住宅や施設の移設やタイムリーな避難である。著者らはこの斜面

での研究が大規模地すべりの発生前の予測のよい事例となり、特に有名な楊貴妃の宮殿の重要性故に調査に必要な予算を得るに値すると信じた。

種々の努力の末、我々は1991年から西安市麗山地すべり予測の研究に関する日中共同研究費を得た。本報告は日本側が中国側の強力な協力を得て実施してきた調査結果をレビューする。

2. 危険にさらされている対象物

麗山にある王宮は活断層系に囲まれた地域に建立されており、過去に巨大地震が起こっている (Fig. 1)。最大のもはHuaxian地震 (1556年1月23日)で Richter スケールのマグニチュードは8である。しかし、20世紀の地震活動は活発ではない。宮殿の背

後にある山はこの断層系の断層崖である。火山地域ではないが、深い断層から温泉が湧いてきており、このような温泉は華清池宮殿に用いられて来た。この宮殿は玄宗皇帝が楊貴妃と温泉を楽しんだことで有名である。その風呂も宮殿内に現存している。宮殿の建物は20世紀に入ってからもずっと使用されている。1936年12月12日に中国指導者の蒋介石がこの宮殿に滞在し執務をしていたところ、張学良に国共合作を強要され協力して日本軍に対抗することになったが、これは西安事件として知られている。現在は年間300万人の観光客が世界中から訪れている。Fig. 3は現在クレープしており、将来崩壊するであろう麗山斜面の写真である。約20万人の人が周辺に住み、週末には約3万人の観光客がこの宮殿を訪れる。もしこの斜面が崩壊すれば間違いなく大災

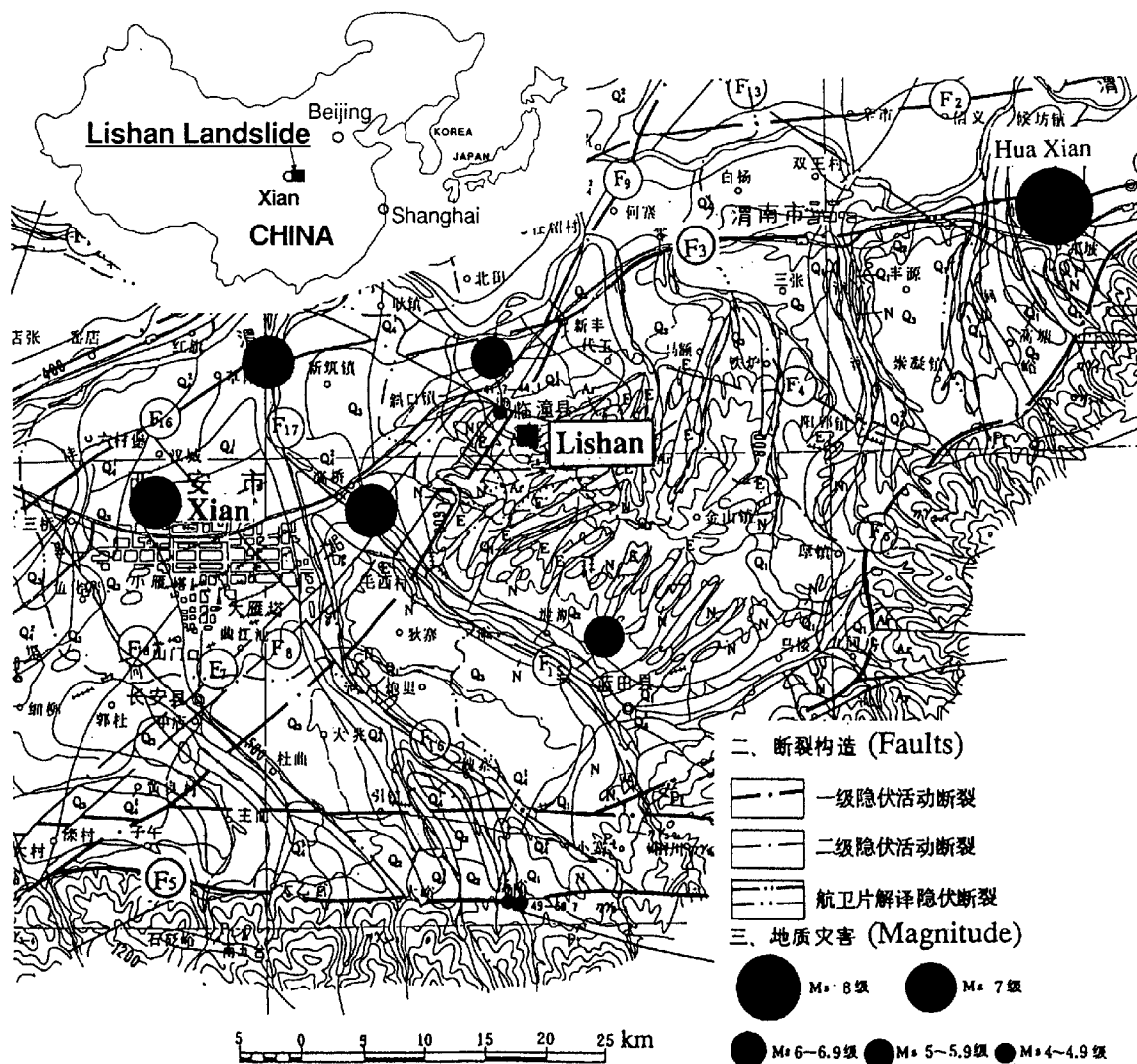


Fig.1 Location of the Lishan and the surrounded area.
(From Geology and Mineral Resources of Shaanxi Province, 1990)

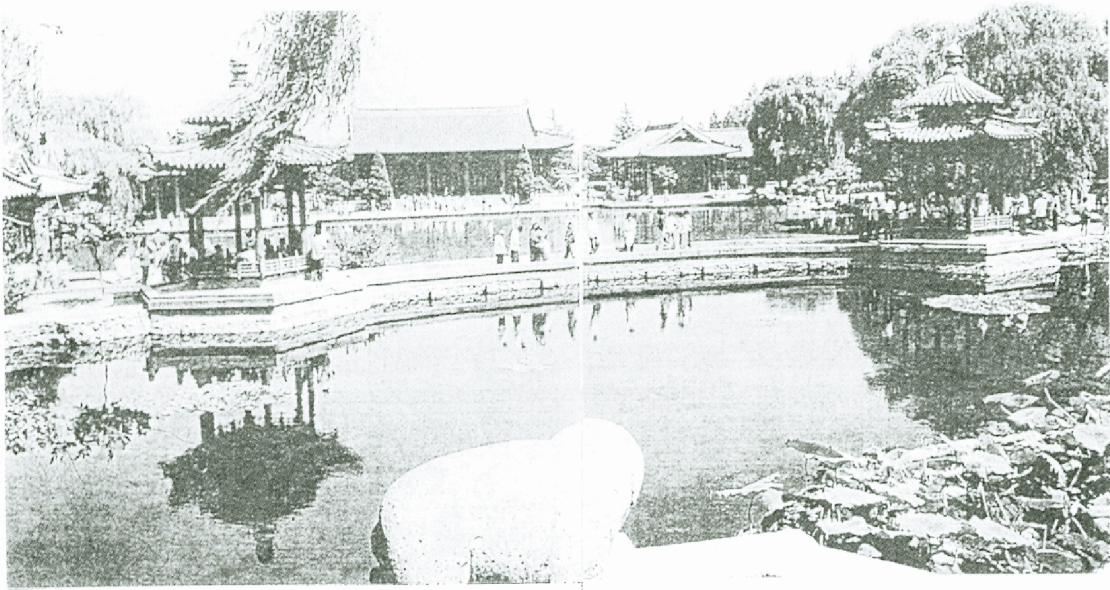


Fig.2 Garden of the Huaqing Palace (From Huaqing Hot Spring by the managing office).

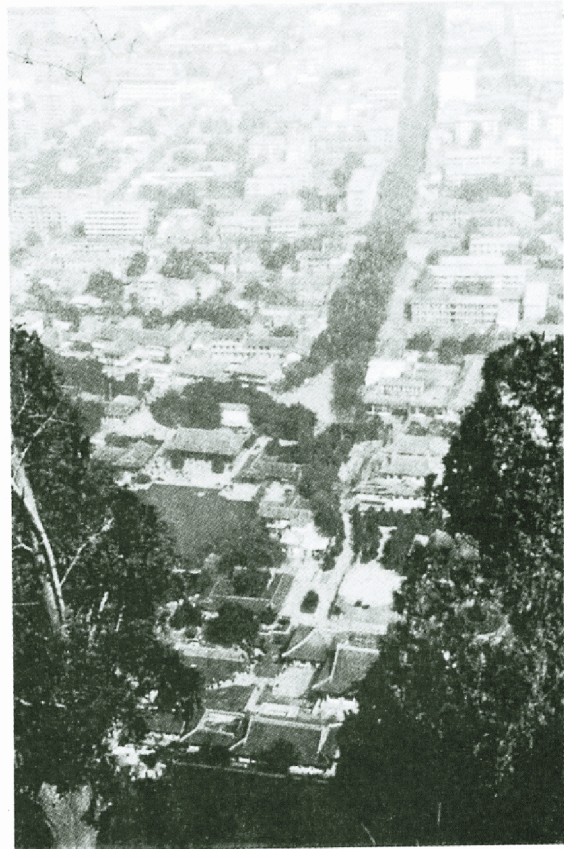
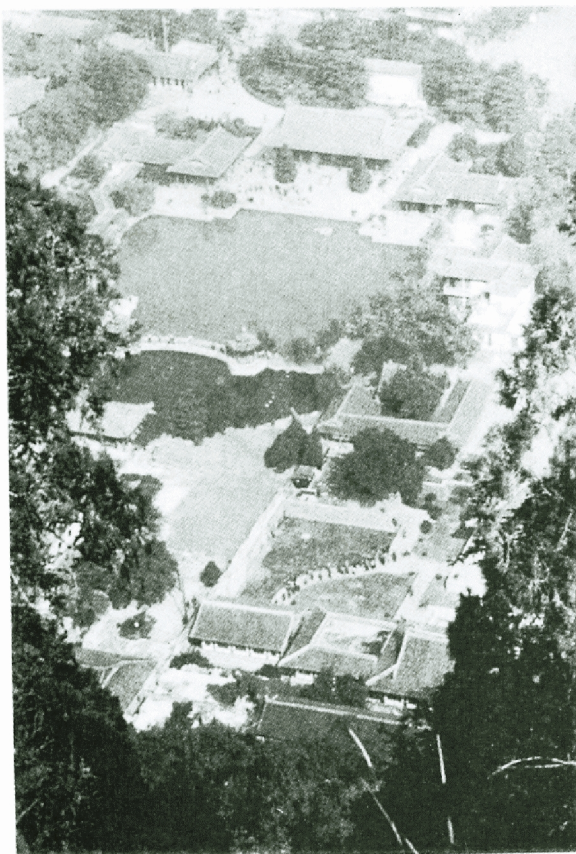


Fig.3 Huaqing Palace and the center of Lintong county from the slope concerned (Sassa 1996).

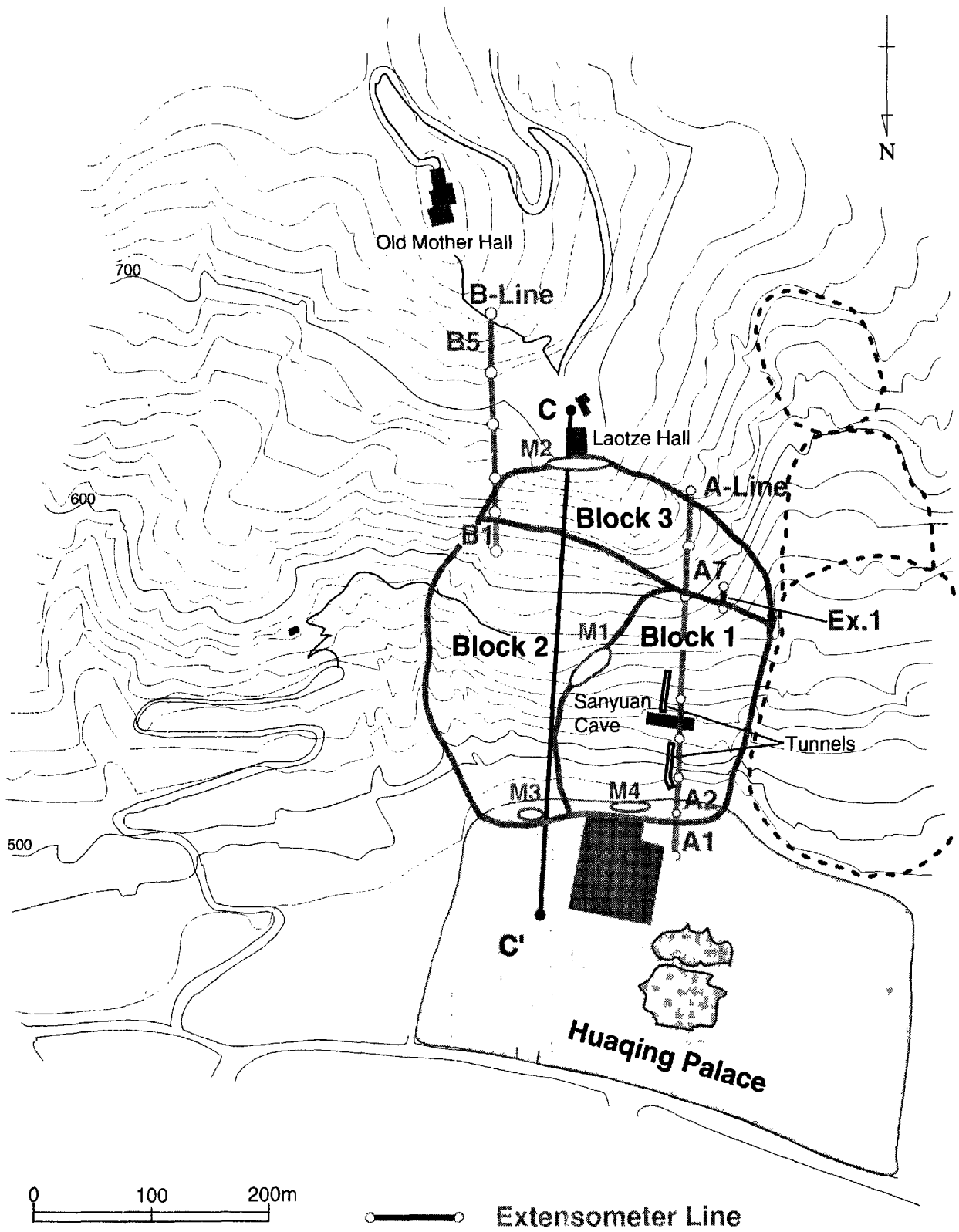


Fig.4 Landslide zoning of the Lishan slope.

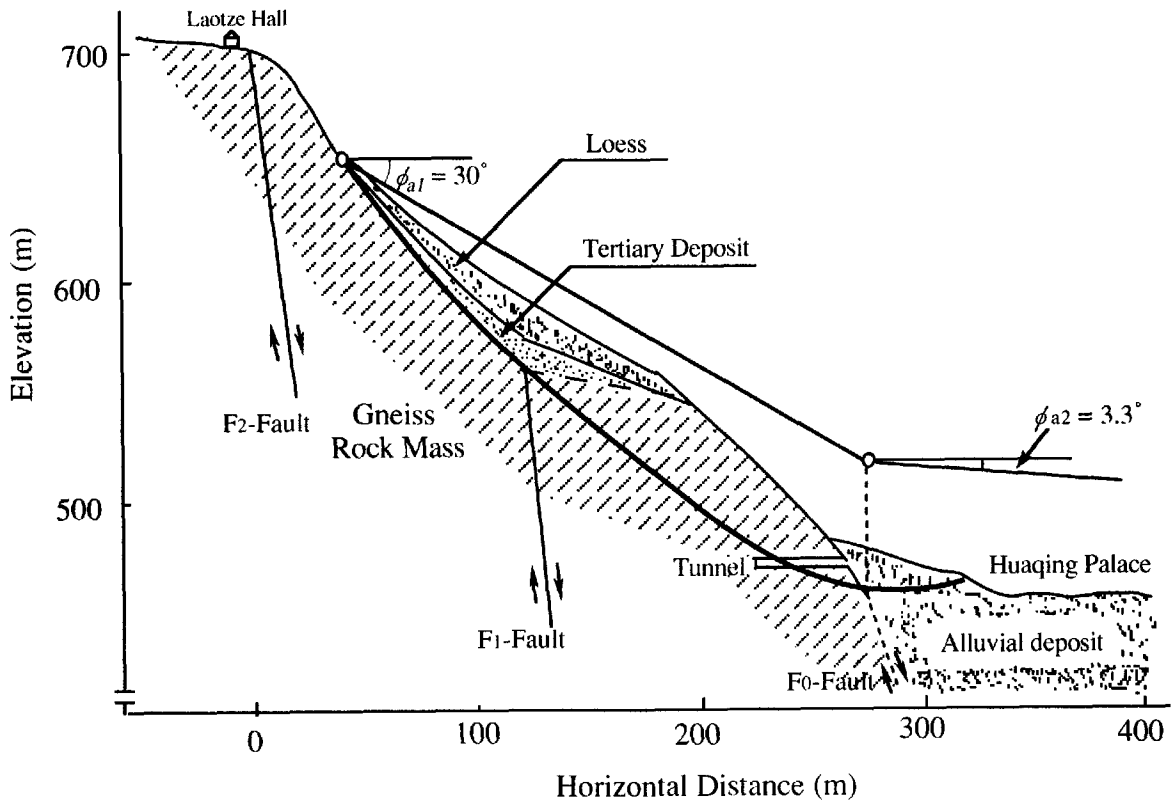


Fig.5 Central section of the Lishan slope.

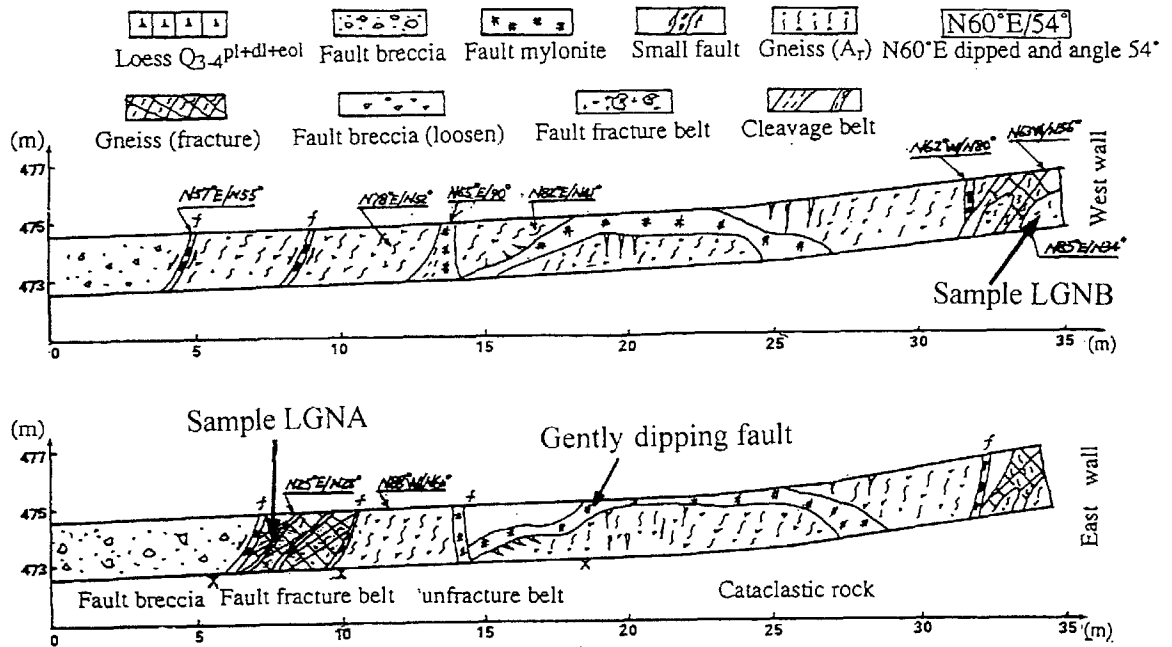


Fig.6 The geological section of the lower tunnel (Xie et al. 1994).

害になるだろう。

3. 潜在地すべりのゾーニング

中国側グループは中国国家計画委員会他の補助を受け、広範囲に斜面の調査を行い、1:500の地形図、1:1000の地質図の作成、100本を超えるボーリング掘削、2本の調査用トンネル掘削と観測を行ってきた。日本側は観測装置（伸縮計、孔

内傾斜計、三次元せん断変位計、GPS、光波測距儀、地震計、雨量計他）および斜面の監視と地すべり機構について土質試験の研究を共同で行ってきた。Fig. 4は驪山斜面と現在危険だと想定されている地すべりブロック1、2、3である。図の右側では明瞭な地すべり地形を破線で囲んだ。これはレス堆積層の中の地すべりブロックですすでにすべっており、現在は残留状態にある。したがって、この部分は高速長距離地すべりの可能性は低い。Fig. 4の左側の道路



Fig.7 Photos of the gently dipping fault (potential sliding surface) found in the lower tunnel.

が建設されているところでは緩傾斜が見えているが、西安市地震局によるレーザー測距観測でクリープ運動が捉えられている (Fukuoka et al. 1994)。しかし、この斜面は緩傾斜で高速地すべりの可能性は低い。変形はレスの表層に限定されているように見える。

大災害をもたらすかもしれない潜在地すべりは先カンブリア紀の片麻岩の岩盤内のFig. 4におけるブロック1、2、3である。この部分の斜面は非常に急傾斜でまだすべっていない。一旦すべり始めると、高速地すべりとなる可能性が高い。なぜならそれらは岩盤地すべりでありピーク強度すべり (Sassa, 1985, 1989) になるはずであるからである。ブロック1は最も活動的なブロックで斜面末端が温泉水の井戸建設のために掘削された。おそらくこの掘削に影響されて片麻岩の岩盤上にあるレス層内で後退性地すべりが発生したと思われる。引っ張りクラックがブロック1の上端付近で見つかり、最初の伸縮計を図中Cに設置した。この伸縮計は繰り返しおこる間欠的な運動を記録している。しかし、この動きが浅いレス層内の地すべりなのか片麻岩盤内の深い地すべりなのかは不明であった。しかし、図中のA測線とB測線に沿って1996年に設置した長スパン伸縮計の記録ではA1で明瞭な圧縮とA7でこれに対応する伸びが観測された。この観測結果はブロック1の大規模岩盤すべりの存在を支持するものである。また、B1でも若干の伸びが観測されている。このブロック2の動きは小さいが、地形的特徴と岩がせん断され乱されている様子から地すべりブロックと思われる。ブロック3はブロック1と2の動きに影響されている後退性地すべりか、あるいは急傾斜の断層面上のトップリングであろう。図中M1と記した部分はブロック1と2の間のせん断ゾーンで、地表面の特徴からブロック1の境界と認識されている。M2では細長い線上の陥没地と陥没穴が観察されている。これはブロック3の上方境界に沿った地盤の伸びを示唆している (Sassa et al. 1994)。M3とM4は斜面末端のコンクリートと煉瓦の構造物の圧縮破壊あるいは変状のあった位置を示す。

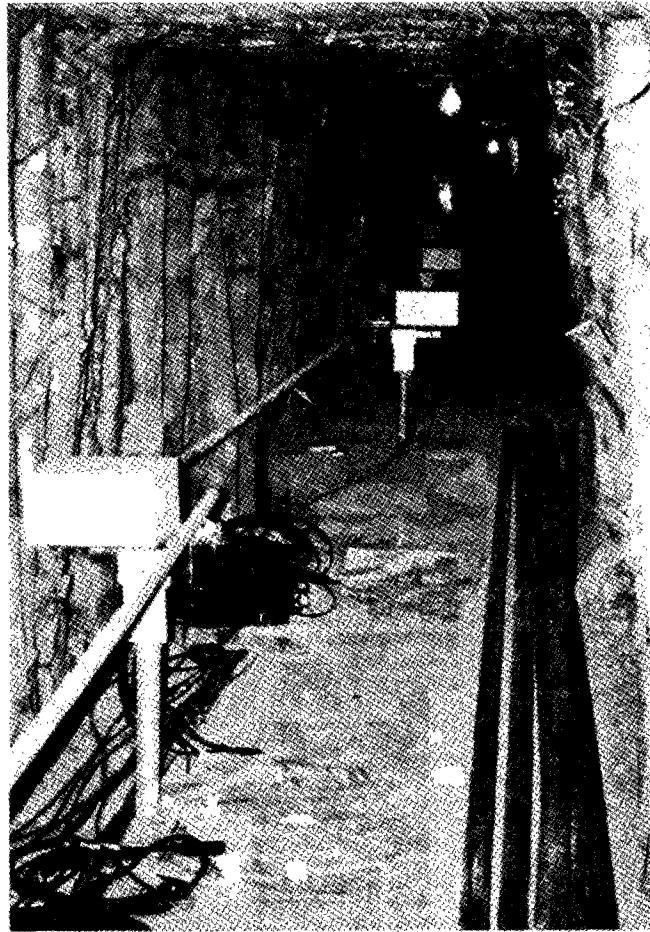


Fig.8 Three dimensional shear displacement meters installed inside the tunnel to detect the sliding surface.

4. 地すべりの深度

Fig. 5は斜面の中央断面C-C'を示す。これは片麻岩の露頭、ボーリング（深くは無く、片麻岩の表面まで）およびFig. 4で示す2本の水平調査トンネルから推定したものである。Fig. 6は下のトンネルの地質断面である。このトンネル内で低角度断層が見つかる。トンネルの終端では堅い片麻岩が露出しており、そこで掘削は終了している。下のトンネルの位置を中央断面C-C'に投影すると潜在すべり面の末端近くに位置する。したがって現在は地すべりは低角度断層をすべり面の一部として用いてクリープ運動していると思われる。Fig. 7上は低角度断層の写真および下は擦過痕のクローズアップ写真である。せん断ゾーンには円礫が見つかり、ある程度のせん断変位が生じたことを示唆している。

1975年に開発された三次元せん断変位計測線が1996年トンネル内に設置された (Fig. 8)。現

在観測が始まり、Fig. 6の25-30mの間で約11mmのせん断変位が捉えられた。もしFig. 5のすべり面の位置がほぼ正しければ地すべりの深さは50m前後となる。

ブロック3は老君殿(Laotze Hall)から下向きに存在しているだろうが、その変位は1996年の観測で

は明瞭ではなく、また運動のパターンもトップリングかすべりかはっきりしない。したがってブロック3はFig. 5中に示していない。

Shimada (1997) は下のトンネル内から採取した片麻岩の2個のサンプルについて試験を行った。ひとつはトンネル終端の未破壊新鮮岩の片麻岩サンプル

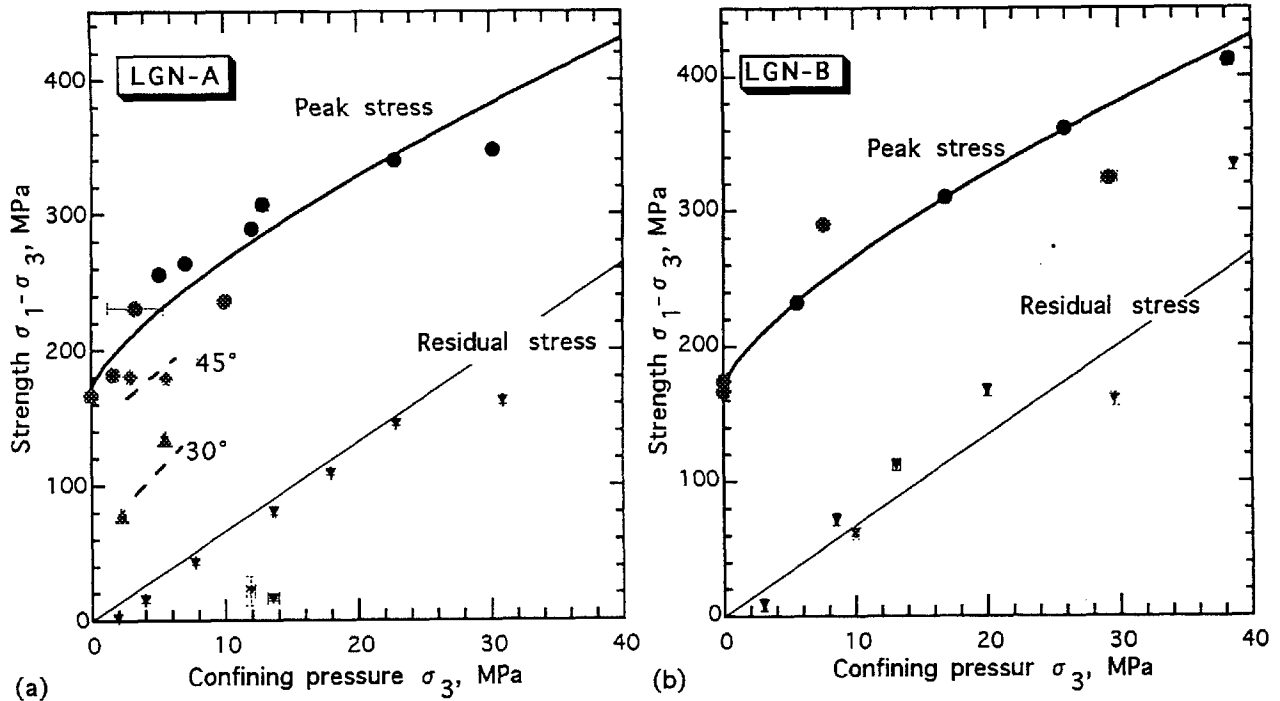


Fig.9 Triaxial test results of gneiss rock sampled from the lower tunnel (Shimada, 1997).

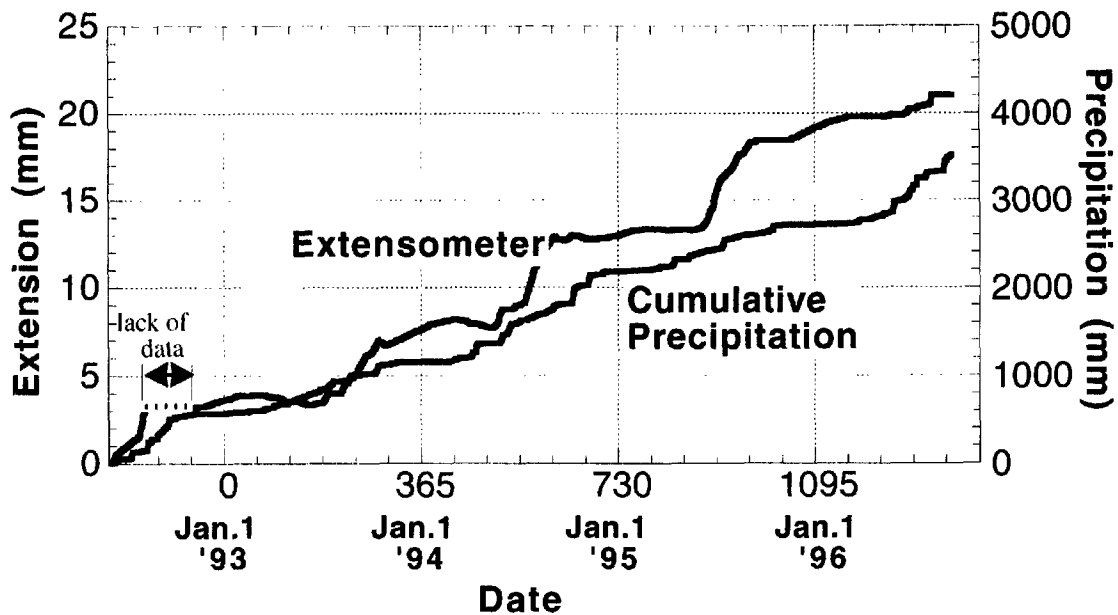


Fig.10 Record of the extensometer (ET1 in Fig.4) crossing the upper border of Block 1 and the cumulative precipitation record since June 1, 1992.

(LGNB)、もうひとつは破碎帯から採取したサンプル(LGNA)である。両試料の乾燥条件での三軸圧縮試験結果をFig. 9に示す。使用した試験機は地震メカニズムの研究を目的として超高压用に設計してあるものであり、通常の地盤工学試験と比べて非常に高い応力レベルで行われている。超高压に影響されているかも知れないが、両サンプルともにほぼ同じせん断強度を示した。したがって見かけ上、未破壊の新鮮岩と思った片麻岩はそれほど新鮮ではなく、すべり面はもっと深いかも知れない。

ピーク強度と残留強度の摩擦角はともに46°から50°であった。ほとんどの試験で岩の片理面を圧縮方向から90度傾けて実施したが、いくつかは30度、45度の傾斜で実施した。30度の試料のせん断強度は残留状態に近い値を示した。試料サイズは直径18mm、長さ36mmである。したがってせん断変位は破壊時でも数mmである。これはリングせん断試験や実際の地すべりクリープと比べると小さく、残留強度はこの結果よりも小さい可能性がある。また湿潤試料ではより小さい強度を示すかも知れない。したがって、破壊時と運動時のせん断強度の調査がまだ必要である。

5. 斜面の不安定性

現在この斜面がぎりぎりの安定性にあることは伸縮計の連続観測にはっきりと現れた。1993年、1台目の伸縮計(スパンは約10m)がFig. 4のEX1にブロック1の上端をまたぐように設置された。連続的な伸びが20mmまで累積している。これはこの斜面がクリープしており、安全率は約1.0であることを示している。しかし観測値は表層すべりに影響されている可能性がある。深い潜在地すべりの動きを捉えるために伸縮計をFig. 4のA測線とB測線の2測線に設置した。斜面の景観も文化遺産の一部として含まれるので驪山斜面上の植生も伐採されることなく保護されている。したがってFig. 11のように高い電柱(高さ8~14m)を設置して滑車をつりつけスーパーインバール線(温度変化に対し最小の変化を示す)を通した。スーパーインバール線をつりつける伸縮計は1年間、電池1個で連続観測を行える。斜面の動きは5、10、20倍のいずれかで記録され、記録紙は観測所の観測員によって2ヶ月おきに取り替えられる。支柱は景観に配慮し緑に塗られ、伸縮計本体とスーパーインバール線は観光客が触らないよう金属の箱と鉄パイプ内に入れ施錠してある。

斜面前面の華清池苑内に設置した伸縮計A1は1

996年9月に100mmの降雨のあとに10mm以上の明瞭な圧縮を示した(Fig. 12)。この伸縮計の設置場所は平坦であり浅層地すべりの影響は無い。したがってこれは深い地すべりの影響である。同程度の伸びがA7で、わずかに時期は異なるが観測されている。この地すべりブロックはまだ初期段階にあるので、頭部の伸びと末端の圧縮が異なる時期に起こり、少し遅れることは十分あり得る。この斜面の変位は潜在だが発達しつつある地すべりブロックの危険度を示している。さらに観測を続ければ現在の斜面の不安定性についてより明瞭にわかるだろう。しかし、Fig. 12はこの斜面が浅層のレス地すべりだけでなく大規模岩盤地すべりの前兆段階にあることを明瞭に示したものである。

6. 地すべりの到達距離

地すべり災害予測にとって最も重要なのは到達距離である。遅くて到達距離が限られている地すべりもあるが、時には高速で長距離運動する地すべりもある。Sassa 1985, 1989は地すべりの発生メカニズムによって地すべりを分類する地質工学的分類を提案し、また兵庫県南部地震で発生した地震時地すべりの研究に基づき、すべり面液状化メカニズムを加えた。

表1 地すべりの発生に関するせん断のタイプ

1. すべり
 - 1-1. ピーク強度すべり
 - 1-2. 残留状態すべり
2. 液状化
 - 2-1. 液状化
 - 2-2. すべり面液状化
3. クリープ

高速地すべりはピーク強度すべりと全層液状化とすべり面液状化である。驪山の場合は材料が片麻岩で岩は破壊時のピーク強度と運動中のせん断強度との間に大きな差があるのでピーク強度すべりである。したがって高速地すべりの一つである。

通常、高速地すべりは長距離運動する。しかし、非常に長い運動距離は以下の二つのメカニズムのうちのひとつで発生する。

1. 地すべり土塊の土石流なみの全層液状化
2. 飽和地盤への非排水載荷

驪山の降雨量はそれほど多くなく、斜面は非常に

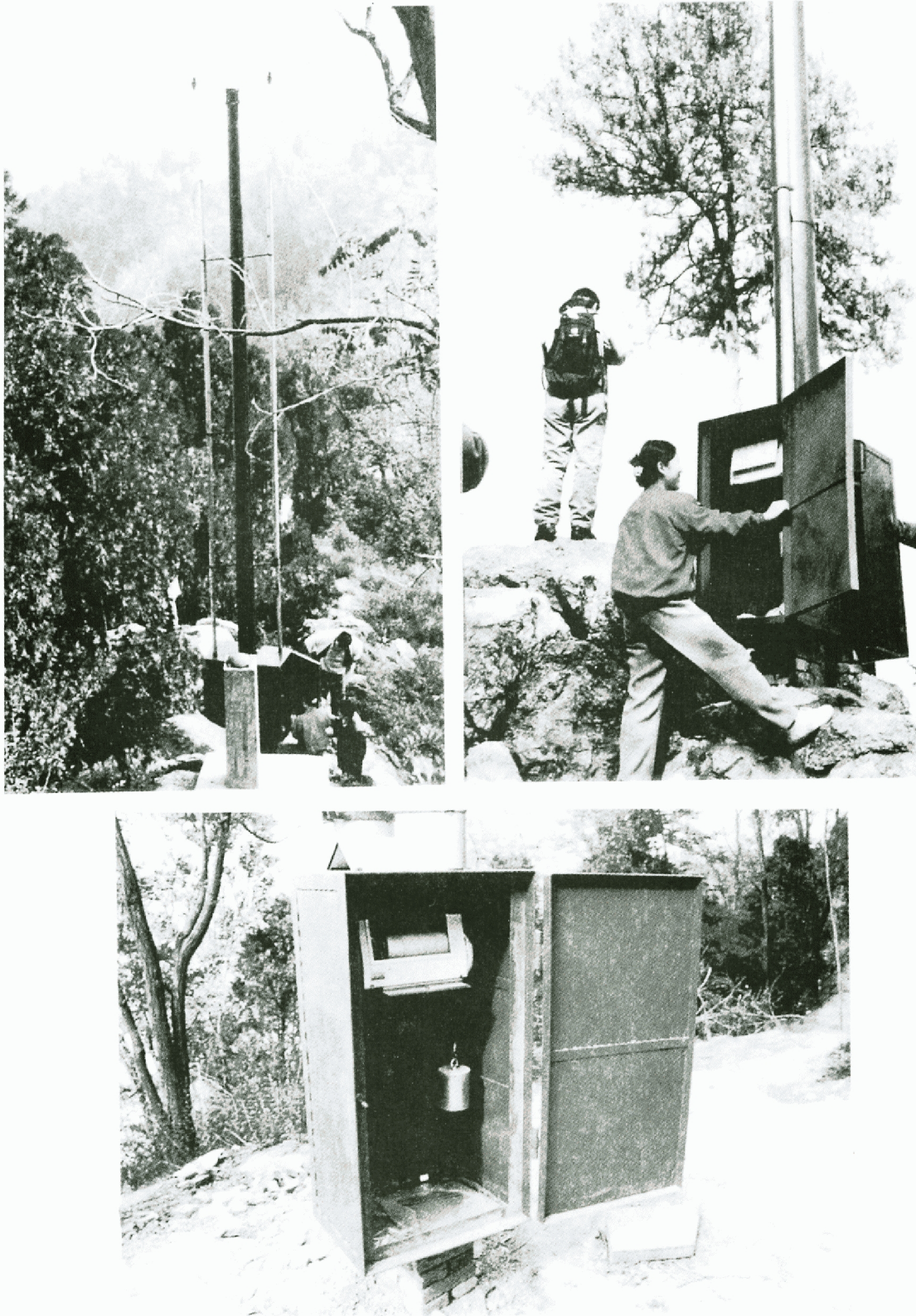


Fig.11 Long span extensometers in the Lishan slope.

Upper photo: Two extensometers are fixed on this pole, one from the up slope, one to the down slope. A concrete pile in the left photo is a pile to fix the mirror of Electronic Distance Meter.

Lower photo: An extensometer installed in the box. The super-invar wire is wound around the pulley with three diameters and pull down by the weight. When the length of span between two poles changes, the weight moves and recording paper is rotated. A linearly shifting pen by battery records its motion by 5, 10 or 20 times scale.

急傾斜なので上記1. はありそうにない。上記2. はFig. 13に示すような巨大地すべりが沖積層上に乗って運動する場合によく見られ、ここではもっとも可能性の高いメカニズムである。地すべり土塊が飽和地盤に乗って運動するとき過剰間隙水圧が地盤内の飽和層で発生する。過剰間隙水圧は以下の式のように表せる。

$$\Delta u = B_D (\Delta \sigma + A_D \Delta \tau) \quad (1)$$

A_D, B_D : 直接せん断状態での間隙圧係数。

そこで運動時に発揮される見かけの摩擦角 ϕ_a は地すべり土量と載荷応力が大きい場合には小さくなる。

$$\tan \phi_a = \frac{\sigma - u}{\sigma} \tan \phi_m = \frac{\sigma_0 - (1 - B_D)\Delta \sigma}{\sigma_0 + \Delta \sigma} \tan \phi_m \quad \dots (2)$$

σ_0 : Fig. 13中のP点の初期垂直応力,

$\Delta \sigma$: 地すべり土塊による載荷に伴う垂直応力増分。

100%飽和の所では、で $B_D \approx 1.0$ なので次式になる

$$\tan \phi_a = \frac{1}{1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_0}} \tan \phi_m \quad (3)$$

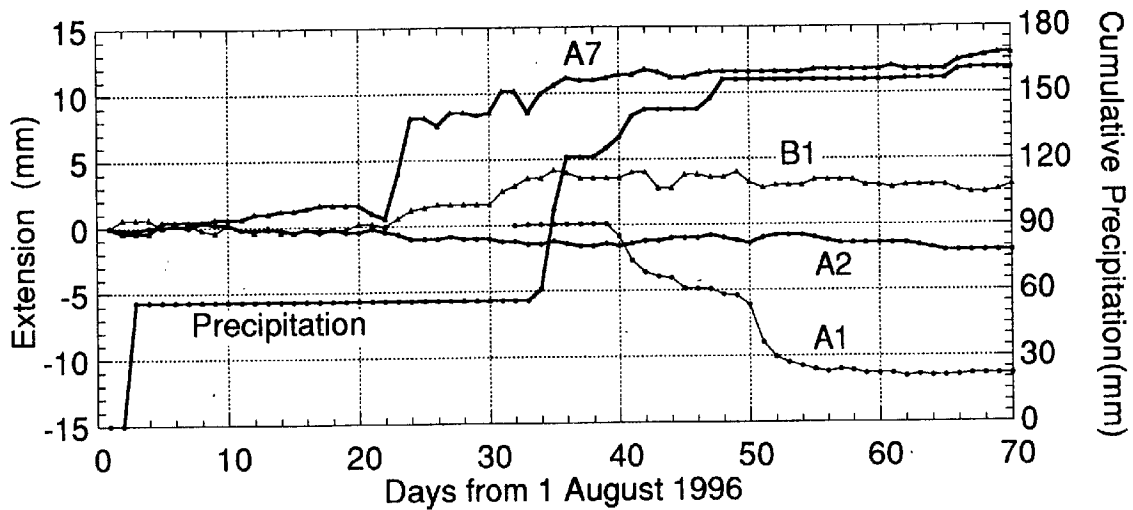


Fig.12 Extensometer records and precipitation during the summer in 1996.

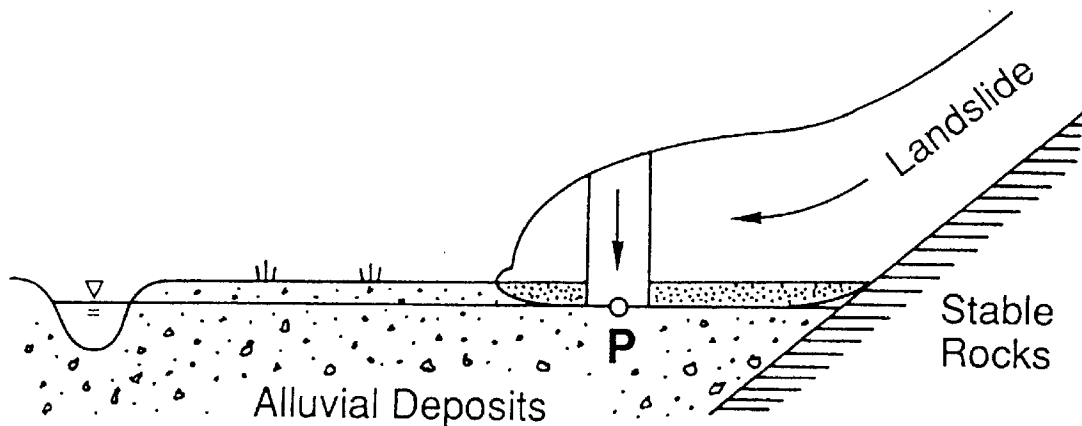


Fig.13 Undrained loading onto a saturated alluvial deposit as a mechanism of long runout landslide.

地すべり土塊が地盤内の潜在すべり面の深さに比べて大きい場合には $\Delta\sigma/\sigma_0$ が大きくなり、 ϕ_u の値は小さくなる。

もし、沖積層が粒子破碎を起こす材料であれば、すべり面液状化（粒子破碎による体積減少のために生じるすべりゾーン付近だけの液状化）が起こり、 $\sigma \approx u$ になるので見かけの摩擦角は極めて小さくなる。

7. カナダ・フランク地すべりの事例解析

驛山地すべりはまだすべっていない。したがって過去のよく似た地すべりの事例解析が参考になるはずである。Sassa他は1983年に発生した中国甘肅省Salcの長距離運動地すべりを研究した（Sassa 他1994）。その後、我々は世界的に有名な岩盤すべり（1903年カナダ・フランク地すべり）を調査した。この地すべりは沖積層を長距離運動し76人の犠牲者を

出した。Fig. 14は全景写真である。トランスパシフィック鉄道とカナダ東岸と太平洋岸を結ぶ幹線道路が地すべり土塊の中央を横切っているのが見える。土塊の直ぐ右に見える白い建物はフランク地すべりの資料センターで、この地すべりの資料の展示、現在も続けられている岩盤クリープを捉えるための地震観測、ビデオ、スライドによる地すべりの講義などが行われている。この地すべりはアルバータ州政府によって文化財の一つとして保存されており、地すべり地域の何もかも動かすことは許可されない。しかし我々はこの地域を調査することを許可され試料を採取することができた。地すべり堆積域の境界（写真左手のトランスパシフィック鉄道と地すべり土塊の境界付近）で数m掘削し、地下水位より下の段丘堆積物（主に砂岩の礫と砂）を採取した。

リングせん断試験機を用いてこのサンプルの非排水載荷試験を実施した。試験手順は以下のようである。1) 乾燥試料をせん断箱に詰める。2) 脱気水



Fig. 14 Photo of the Frank slide, Alberta, Canada (By the courtesy of Geological Survey of Canada).

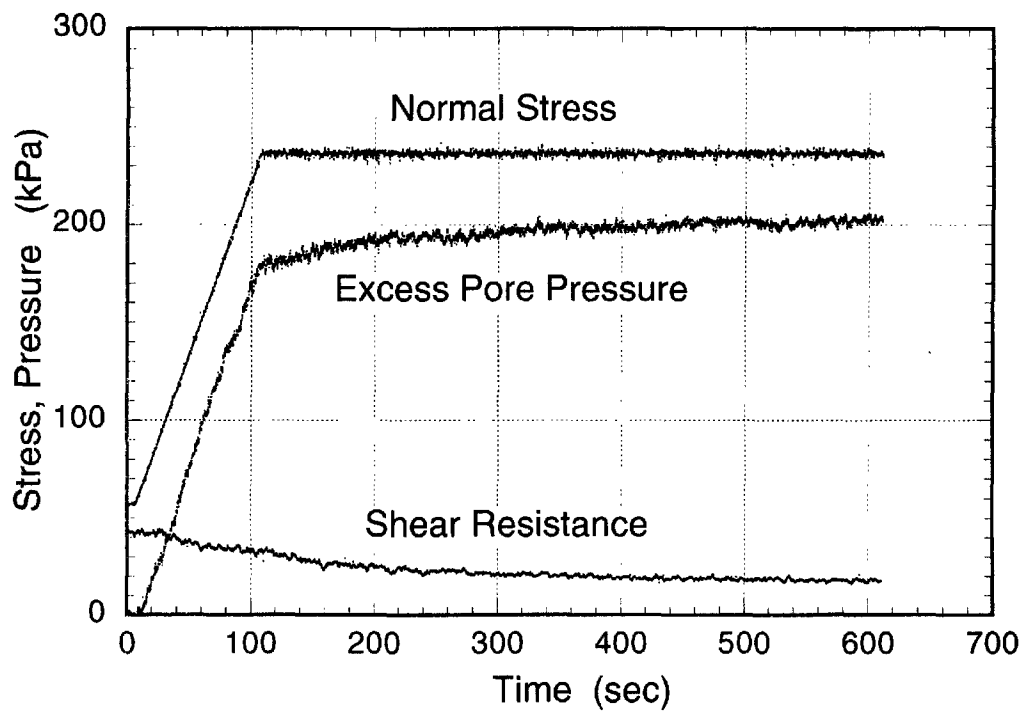
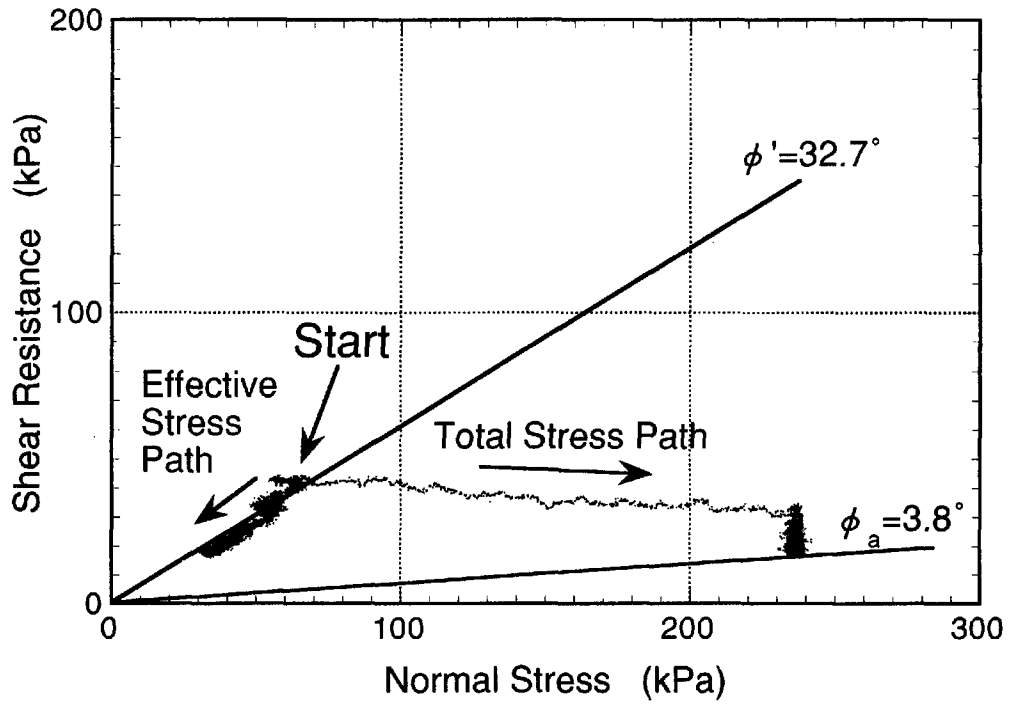


Fig.15 Undrained loading test of the terrace deposits taken from the moving area of Frank Slide.

Shear speed = 2.14 cm/sec, $B_d = 0.91$, $u_e = 57$ kPa.

a) Effective stress path; b) Time series data during undrained loading process.

を試料に加える。3) 背圧を加え飽和度を上げる。4) Fig. 13のP点に相当する初期垂直応力を試料に与える。5) 一定速度でせん断を開始し、初期応力での排水せん断抵抗を測定する。これがFig. 15の"Start"点である。6) せん断箱を非排水状態に変える。7) せん断速度を一定に保ったまま、地すべり土塊による載荷の状態を再現するために垂直応力を非排水載荷する。8) 一定せん断速度を保ちつつ、せん断箱を排水状態に切り替え、排水の進行に伴い有効破壊線を求める。

試験結果はFig. 15とFig. 16に示す。Fig. 16からこの

試料の運動時の有効摩擦角として 32.7° 、Fig. 15から非排水載荷中の見かけの摩擦角として 3.8° が得られた。この図からは $B_u = \Delta u / \Delta \sigma$ は1.0を越えるように見える。しかし、 B_u 値は1.0を越えるはずがない。この試験中、非排水載荷前に測定した B_u 値は0.91であった。過剰間隙水圧の発生はせん断ゾーンでの粒子破碎によるものである。したがってこの場合、過剰間隙水圧の発生は非排水載荷のみならず、すべり面液状化が原因となっている。これはせん断による負のダイラタンシーの効果、すなわち式1の $A_u \Delta \epsilon$ の項に対応する。フランク地すべりの深さは推定1

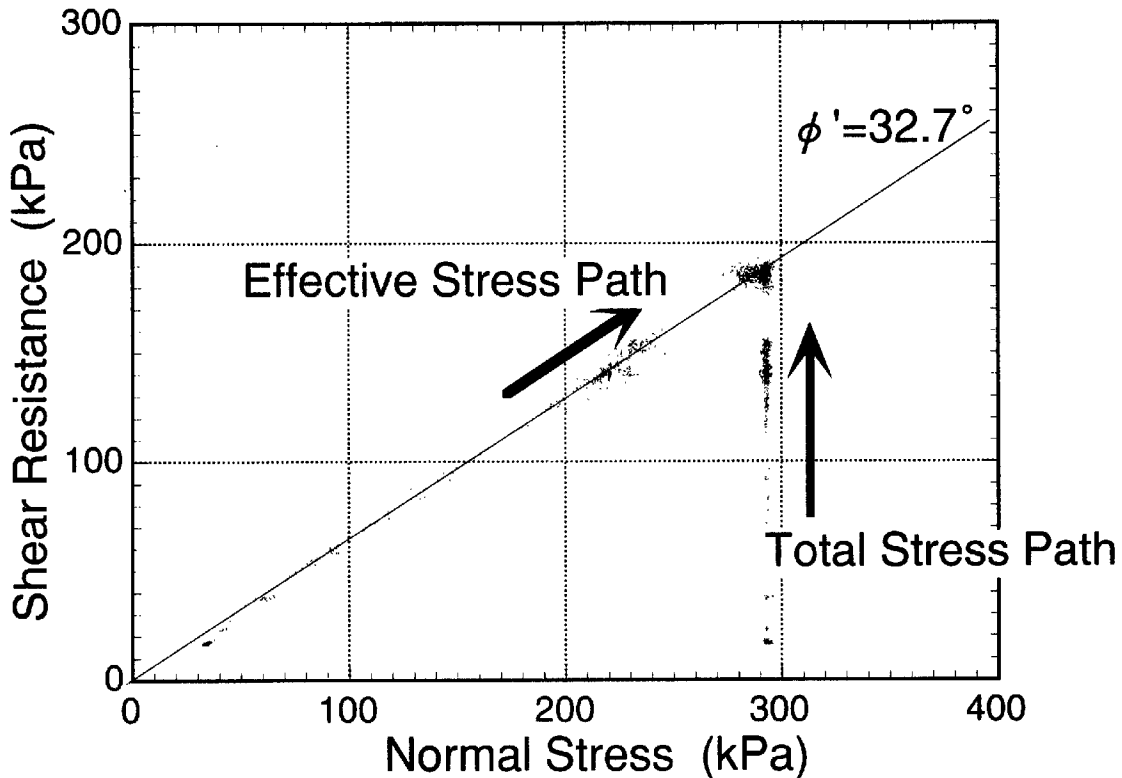


Fig. 16 Stress paths of total stress and effective stress during drainage after the undrained loading.

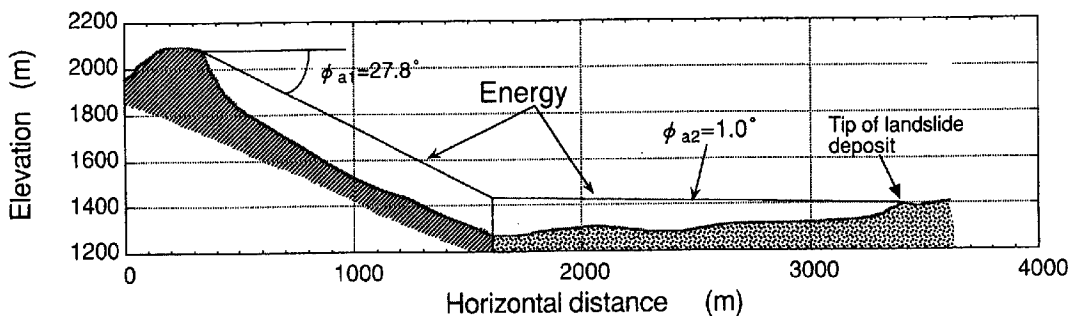


Fig. 17 Energy line of the Frank Slide.

(The apparent friction angle for the rock slope is calculated from the energy line)

00 m以上 (Cruden & Krahn 1978)であるが、Fig. 13の運動中の地すべり土塊の厚さは恐らく50~100m程度である。載荷後のせん断抵抗(垂直応力増分を1~2MPaとして)が20kPa (Fig. 15と同じ)であるとする
と非排水載荷後の見かけの摩擦角は 0.6° ~ 1.1° でおそらく 1° 以下である。Fig. 17は初期地すべりの頭部から地すべり先端まで引いたエネルギー線である。この斜面は石灰岩で平坦な地域は砂質礫からなる段丘堆積物である。段丘で発揮された見かけの摩擦角は 1.0° かそれ以下と推定される。その場合、石灰岩

斜面で発揮された見かけの摩擦角は 27.8° かそれよりやや大きい値である。約30度付近が乾燥砂の通常の摩擦角であり、これは極めて妥当な値であるといえる。

フランク地すべりのが起こった山はゆっくりクリープして亀の山(Turtle Mountain)と呼ばれていた。潜在地すべりの滑落崖は破壊前から見えていて、それが高速岩盤地すべり、長距離地すべりとなった。文化遺産も人口密集地もなかったが、急傾斜の岩盤斜面と平坦な沖積層の地形の組み合わせは驪山とよ



Fig.18 Photos of sampling the alluvial deposit inside the Huaqing Palace and the sample after the undrained loading test in the ring shear apparatus.

く似ている。

8. 驪山地すべりの到達距離

我々は非排水荷重試験を驪山斜面脚部の沖積層（レス他の細粒のシルト）から採取した試料について非排水荷重リングせん断試験を行った。Fig. 18の写真が華清池苑内の2.0~2.3m深の地下水位で試料採取しているところと非排水荷重リングせん断試験語の試料である。試料の上半分は取り除かれ、すべり面が

露出している。Fig. 19は試験結果の応力経路である。試験手順はフランク地すべりとほぼ同じである。透水性は小さいので、せん断速度は低くして、せん断中間隙水圧を測定できるようにした。背圧なしで B_p 値は0.94であった。A-B(B')は非排水荷重の全応力経路/有効応力経路で、B(B')-Cのは排水過程の全応力/有効応力経路である。見かけの摩擦角は 5.4° 、運動時の有効摩擦角は 29.3° である。フランク地すべりとは異なり、粒子破碎の影響（Fig. 15）において応力経路が鉛直方向に下がるような現象は

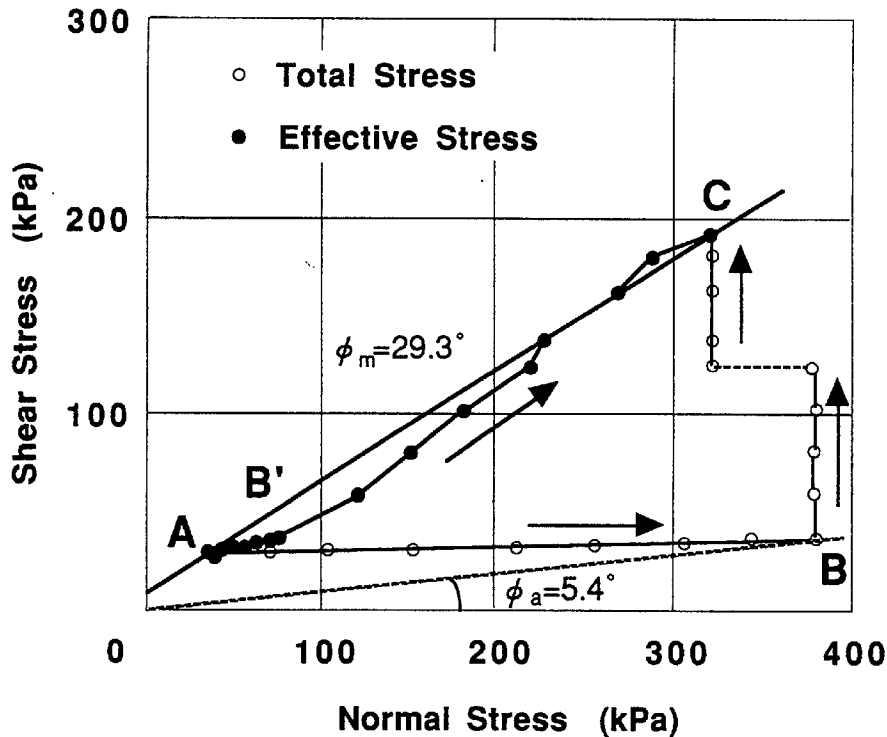


Fig.19 Undrained loading test of the alluvial deposit in Lishan.
Shear speed is 0.001 cm/sec. $B_p=0.94$

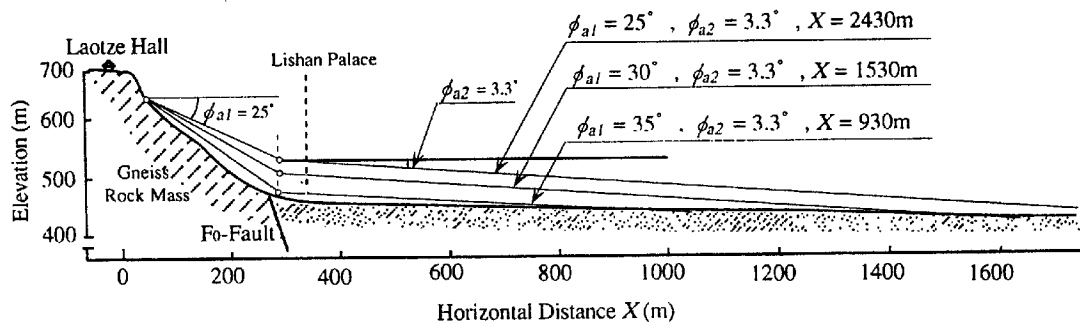


Fig.20 Energy lines of the potential landslide blocks (1 + 2) for the apparent friction angles of $25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ in the part of gneiss rock slope.

Automatic Monitoring for Landslide Risk Preparedness

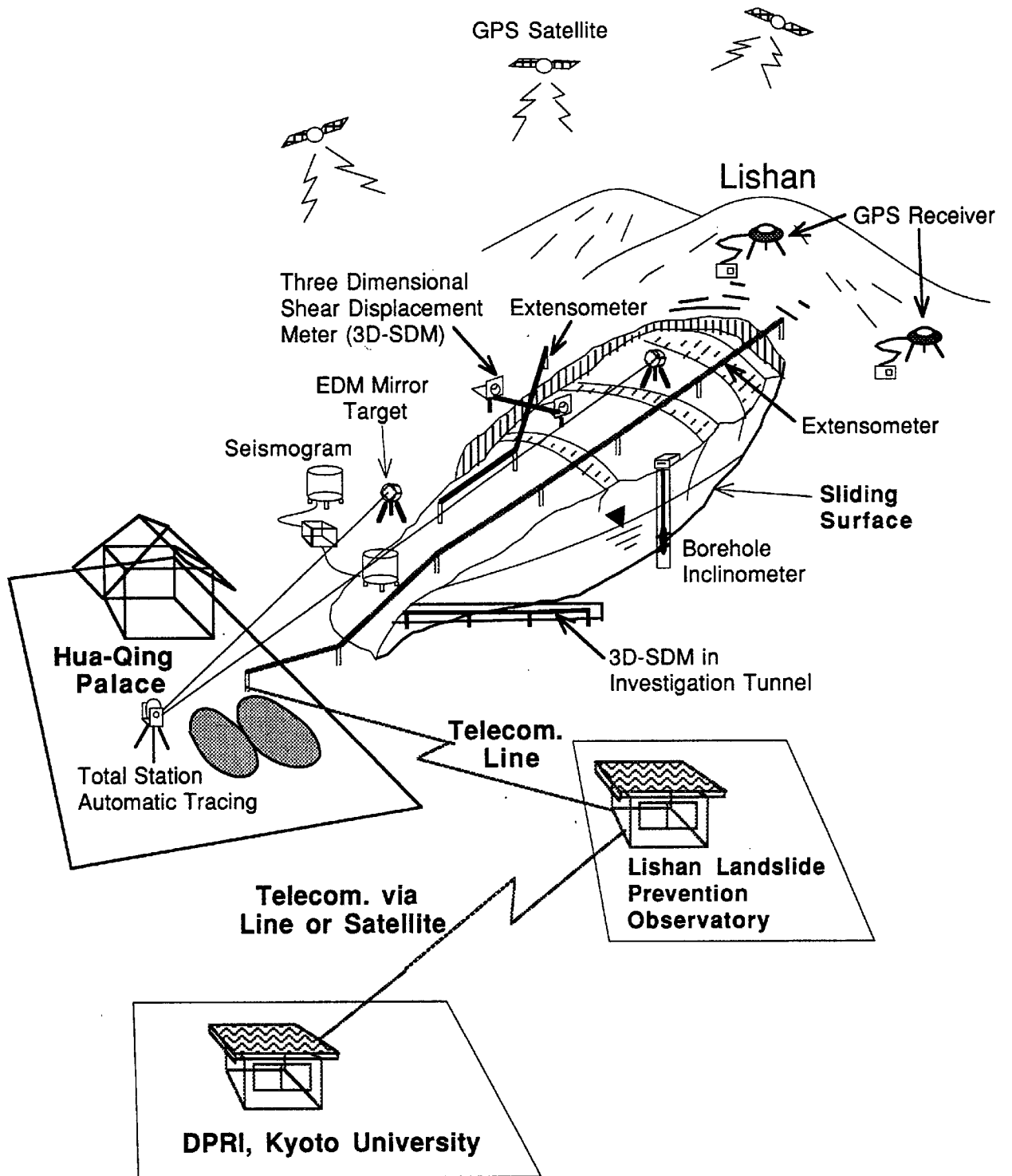


Fig.21 Image of automatic monitoring system for landslide risk preparedness.

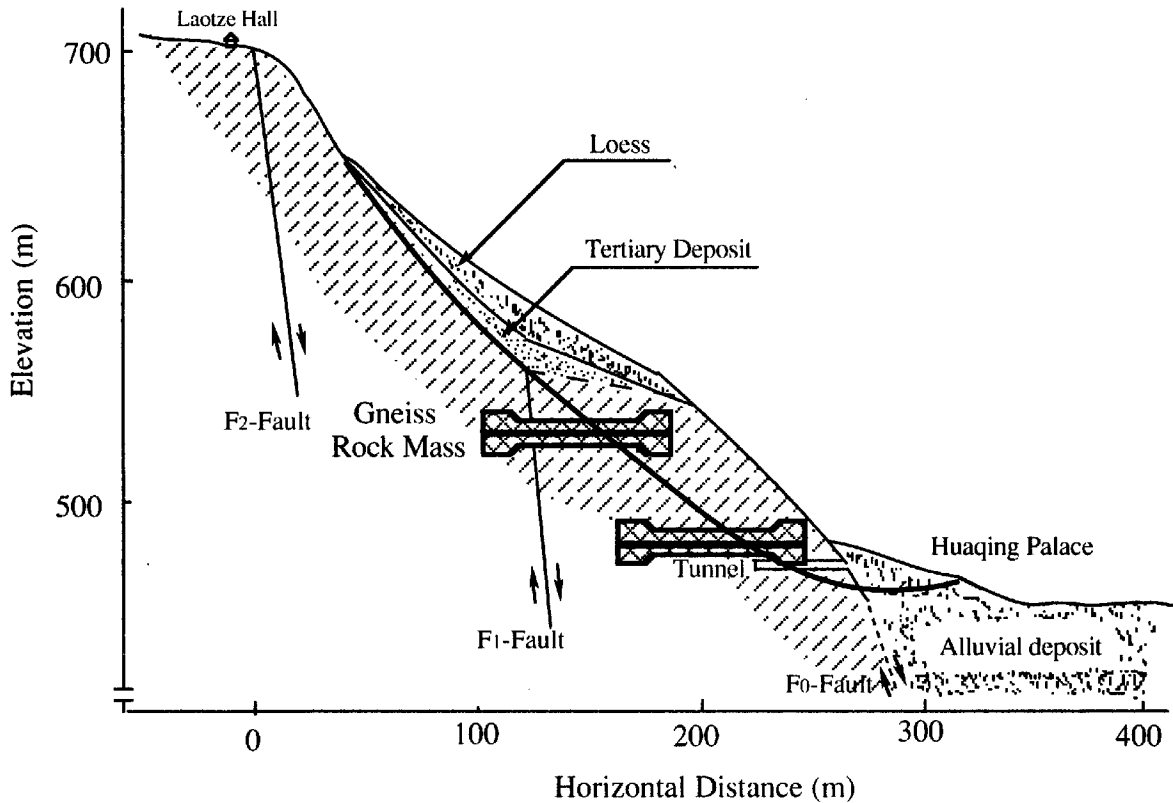


Fig.22 Schematic figure of the horizontal shaft works to stabilize the creeping gneiss rock mass (K. Sassa, 1997).

見られなかった。これは当然で驪山の材料が細粒のシルトと粘土であるためである。地すべりの推定深さは40~50mだが、厚さは30~40mである。載荷土塊の深さを35mとすると非排水載荷中の全応力経路を直線で外挿して得られる見かけの摩擦角は 3.3° になる。片麻岩内の見かけの摩擦角は知られていないが、フランク地すべりを参考にして 25° 、 30° 、と若干大きい 35° の場合をFig. 20に示す。地すべり土塊の推定到達距離は老君殿から930m、1,530m、および2,430mである。どの場合でも華清池は破壊されるのが必至で、臨潼県の中心部の人口密集地に甚大な被害が出るはずである。

9. 地すべりの危険に対する備え

片麻岩の運動時の見かけの摩擦角の推定がまだであり、地すべりの深さに関する情報が不十分であったが、驪山斜面が地すべりを起こす危険な状態にあることはほぼはっきりした。現在の調査結果は地すべりの危険に対する備えを検討するには十分であるので、我々は減災の為の処置を推進するべきである。二つの主要な対策法あるいは危険に対する備え方がある；1) 臨界状態に近づきつつある斜面の危険度

を的確に把握する、これは大崩壊の発生時間を予知し、避難のための警報を出すのに有効な方法である、2) 大規模な工事が必要であるが、斜面を安定化する方法。Fig. 21は自動観測システムであり、驪山地すべり観測所（防治驪山滑坡弁公室）と京都大学防災研究所にリアルタイムで斜面変状の状態に関する情報を伝えるもの。解析後これらの情報は減災関係機関に伝えられる。

Fig. 22は佐々が驪山の調査に基づき提案した新しい水平シャフト工の模式図である。これは補強したコンクリート製の杭で両端が膨らんでおり、スチールアンカーのように引っ張りに抵抗する設計になっている。また鋼管杭工のように地すべりの圧力による曲げモーメントやすべり面に沿って働くせん断力に対する抵抗力も発揮する。

日本では斜面を安定させるための鋼管杭や直径4~6mのコンクリート杭（深礎工）は鉛直に挿入されるか地盤を掘削して建設される。しかし、これは費用がかかり機材も必要である。鉛直の杭工は一般的に緩傾斜の斜面に有効であるが急斜面では有効でない。これは斜面下方からの背圧が有効に働かないためである。

詳細な設計のためには試験施工が必要であるが、

この方法は以下のような利点を持つ。1) トンネル掘削技術は確立しており、中国で十分な経験と実績があり、また鋼管杭工や深礎工と比較して安価でもある。2) 水平掘削は鉛直掘削よりも安全で容易である。3) 斜面の土塊がクリープすると、引張応力がこの補強コンクリート杭にかかる。この引張力は地すべり土塊を保持するのに非常に有効である。4) スチールアンカー工との相違はトンネルの直径は数mあるので大きなせん断抵抗と曲げモーメントが期待できる。

10. 結 論

この共同研究は1991年に国際防災十年への寄与として始まった。本研究は独創的で多くの日本人、中国人地すべり研究者の研究への情熱をかきたて、両国において学術的にも技術的にも成果を生み出すことができた。日本側では新しい非排水動的載荷リングせん断試験機を開発し、長距離地すべり運動中の非排水載荷過程をシミュレートすることができた。環境保護のために木の伐採が出来ないために、長スパン伸縮計の2測線は華清池斜面の高い木の上を通すように設置したが、この方法は非常に有効であることがわかった。三次元せん断変位計は特に微小なクリープ変位を捉えるために設計されたもので最初トンネル内に設置されたが、地すべりの深度を捉えるのに有効であると期待されている。

これらの成果をさらに発展させるために、またこれらの成果を自然災害の軽減に応用するために危険な地すべりに対する防備 (Landslide Risk Preparedness) はより研究されるべきである。住宅地域と産業インフラのみならず環境と文化遺産の保護のために危険な地すべりに対する備えの研究が21世紀の社会においてより重要性を増していると思われる。

謝 辞

この驪山 (楊貴妃宮殿) における地すべり災害予測の日中共同研究は日中両国の多くの機関、すなわち文部省、国際協力事業団、学術振興会、中国の西安市人民政府、陝西省人民政府、国家計画委員会、国家科学技術委員会、地質鉱山部他の支援を受けた。本研究に対する上記機関の協力と援助に感謝するとともに1991年以降、本研究にかかわった京都大学防災研究所と日本国内の大学、および研究所の皆様へ謝意を表します。

参考文献

- Cruden, D.M. & J. Krahn (1978): Frank rockslide, Alberta, Canada. *Rockslides and Avalanches*, 1. (Edit. B. Voight), Elsevier, pp.97-112.
- Fukuoka, H., K. Sassa, H. Hiura, Q. Yang and Z. Lin (1994): Monitoring of slope deformation by leveling, extensometers inclinometers, EDM and GPS in the Lishan landslide. Proc. Special Session in the International Workshop on Prediction of Rapid Landslide Motion, "Prediction of Landslides in Lishan", p.93-118.
- Fukuoka, H., K. Sassa & Q. Yang (1997): Extensometer monitoring in the Lishan landslide, Xian, China. *Landslide News* No.10, pp.23-25.
- Geology and Mineral Resources of Shaanxi Province (1990): Evaluation and study of regional crustal stability and geological hazards of Xian area (in Chinese).
- Lin, Zaiguan (1997): Lishan, Xian, Historic Cultural Heritage at Risk and Geological Setting. Proc. International Symposium on Landslide Hazard Assessment. in print.
- Sassa, K., K. Nakano and A. Takei (1975): Monitoring of horizontal and vertical displacement of a landslide in the fractured rock area - from 64 sets of newly developed shear displacement meters installed along a crossing line. *Kyoto University Forest*, No.47, pp.98-111.
- Sassa, K. (1985): The geotechnical classification of landslides. Proc. 4th International Conference and Field Workshop on Landslides. pp.31-40.
- Sassa, K. (1989): Geotechnical classification of landslides, *International Newsletter "Landslide News"*, No.3, 1989, pp.21-24.
- Sassa, K. (1988): Geotechnical model for the motion of landslides, Special Lecture for 5th International Symposium on Landslides. "Landslides", Balkema, Vol.1, pp.37-55.
- Sassa, K., H. Fukuoka, J.H. Lee, Z. Shoaie, D.Zhang, Z. Xie, S.W. Zeng and B. Cao (1994): Prediction of landslide motion based on the measurement of geotechnical parameters. Proc. Special Session "Prediction of Landslides in Lishan", the International Workshop on Prediction of Rapid Landslide Motion, pp.13-47.
- Sassa, K. & H. Fukuoka (1995): Prediction of rapid landslide motion. Proc. XX IUFRO World Congress, Technical Session on Natural Disasters in Mountainous

- s Areas, pp.71-82
- Sassa, K. (1996): Prediction of earthquake induced landslides. Special lecture for 7th International Symposium on Landslides, "Landslides", Balkema, Vol.1, pp.115-132.
- Shimada, M. (1997): Triaxial tests on two gneisses in the Lishan landslide slope. Proc. International Symposium on Landslide Hazard Assessment. 13 pages (in print.)
- Xian Seismological Bureau (1991): History of Earthquakes in Xian. 134 pages. Xie, Z., Y. Chen, Z. Lin & T. Li (1994): Proc. Special Session in the International Workshop on Prediction of Rapid Landslide Motion, "Prediction of Landslides in Lishan", pp.49-91.

Cultural Heritage and Lishan Landslide Hazard Assessment, Xian, China

Kyoji SASSA, Hiroshi FUKUOKA & YANG QingJin*

* Lishan Landslide Prevention Observatory, Xian, China

Synopsis

Results of the Japan-China joint Research on Assessment of Landslide Hazard in Lishan, Xian, China which have been carried out since 1991 were summarized. The slope behind the Huaqing Palace had been suspected to have a potential large-scale landslide which may fail the Palace and the center of Lintong county. Monitoring of slope deformation and geological investigation by boring and investigation tunnel during this joint research exposed that this slope is now in the rock creep process of large scale rockslide. The geotechnical test proved that this rock slide mass must travel long like the 1903 Frank Slide in Canada and the 1983 Sale landslide in China in the undrained loading mechanism onto the saturated alluvial deposit in Lishan. To prevent or mitigate the coming disaster, two ways of landslide risk preparedness should be taken without delay. 1) to install automatic monitoring system of slope movement, and 2) to stabilize the creeping rock slope.

Keywords : hazard assessment, rapid landslide, landslide monitoring, ring shear tests, undrained loading.