

# 長大岩盤掘削斜面の長期計測事例に基づく 変形挙動解析と安定性評価

木戸研太郎<sup>1</sup>・吉中龍之進<sup>2</sup>・萩原捷男<sup>3</sup>・佐々木猛<sup>4</sup>・佐々木勝司<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 水資源開発公団 試験研究所 (〒338-0812 浦和市大字神田936)

<sup>2</sup>正会員 工博 埼玉大学 工学部 (〒338-8570 浦和市下大久保255)

<sup>3</sup>奥多摩工業(株) (〒151-0051 渋谷区千駄ヶ谷5-32-7)

<sup>4</sup>正会員 工博 鹿島建設(株) (〒107-8502 港区赤坂6-5-30)

<sup>5</sup>正会員 サンコーコンサルタント(株) (〒136-8522 江東区亀戸1-8-9)

本論文は、標高差約300mに及ぶ長大岩盤掘削斜面の長期計測記録と数値解析、長大斜面モデルの解析および既存の関連資料との比較検討を行い、長大斜面の変状メカニズムと安定性を考察した。実斜面の数値解析では節理群の影響を考慮した等価連続体モデルを適用した。以上の結果から長大岩盤斜面の安定性評価に関して次の結論を示した；①変形モードと安定性に、掘削面と節理群や弱層との角度・位置関係の影響が大きいこと。②掘削高さの増大と共に前記影響の強さと影響範囲が拡大すること。③変位に関する計測を行い斜面の不安定化の兆候を早期に発見する事が極めて重要であること。④不安定変形挙動に特徴があること。⑤長大掘削斜面の調査・解析・計測および対策の指針の提案。

**Key Words** : large rock slope, excavation, deformation behavior, stability, long-term monitoring

## 1. はじめに

本論文は、掘削斜面高さ(標高差)が約300mに及ぶ岩盤掘削斜面の崩壊事例の詳細な検討に基づいて、長大岩盤掘削斜面の安定性評価手法の基本的な方針の考察を行ったものである。

「長大」斜面の明確な定義はない<sup>1)</sup>。一般には、掘削高さが20~30mを超えるようなものとされる例が多い<sup>2), 3)</sup>が、ダムや資源採鉱の分野では、掘削高さが100mを超える掘削斜面も珍しくない。しかし現状では、そのような規模を対象とした明確な設計基準等はない。たとえば、露天掘り石灰岩鉱床は、掘削ベンチ高さ(20m以下)や最終残壁の平均勾配(60°以下)は定められている<sup>4)</sup>が、残壁全体の高さとの関係の基準はない。

このように、長大斜面の区分や基準化が行われない理由の一つに、長大岩盤斜面の地形・地質条件の複雑さ、現場ごとの条件の違いがあげられる。そのため、特に重要度の高い斜面では、詳細な調査・解析、施工時の計測による安定性のモニタリングが行われる。しかし一方で、経済面あるいは

用地上の都合等で、十分な調査・解析等が行われない場合も多い。さらに、経験的に安定とされる斜面勾配を採用しても、変状や崩壊を生じる場合もある<sup>5)</sup>。

長大掘削斜面は、掘削が長大となった段階で危険な変状が発見されても、その対策はほとんど不可能か、あるいは可能であっても大きな経費が必要となる場合が多い。したがって、変状あるいは危険な兆候をできるだけ掘削の早期の段階に発見し、対策を講ずることがきわめて大切である。

このような背景から、本論文は、大規模崩壊に至るまで長期の斜面変状が計測された石灰岩鉱床残壁を例に、長大岩盤掘削斜面の安定性を評価する上で重要かつ基本的な事項を考察する。それにより、今後の長大岩盤斜面の掘削に資することを目的とする。なお、長大斜面問題において「ブロック理論」を適用した研究例もある<sup>6)</sup>。その方法では、斜面安定のキーとなる特定のブロックの変位挙動に着目している。一方、本論文は、斜面全体を対象とし、地山深部を含めた広い範囲の変位挙動および応力変化を論じるものである。

次章以降で、次の項目の考察を行う。

- (1) 変状の兆候が現れてから崩壊までの約10年間の長期変位計測結果に基づいて、斜面各部の挙動を分析する。
- (2) (1)のメカニズムを考えるにあたり、掘削斜面の規模、掘削に伴う地山内応力の変化、変位挙動の方向性について、各種事例との比較および弾性解析による予備検討から、長大斜面の問題点を整理する。
- (3) 等価連続体弾塑性解析手法を用いて本斜面の各断面をモデル化し、計測結果の説明の可能性を示し、変状が各断面の地形・地質条件に応じて進行した状況を考察する。
- (4) 以上に基づき、長大掘削斜面の挙動機構を整理するとともに、それにより得られた知見、すなわち長大岩盤掘削斜面の安定性評価手法についての基本的事項をとりまとめた。

## 2. 長期計測による斜面の変形挙動

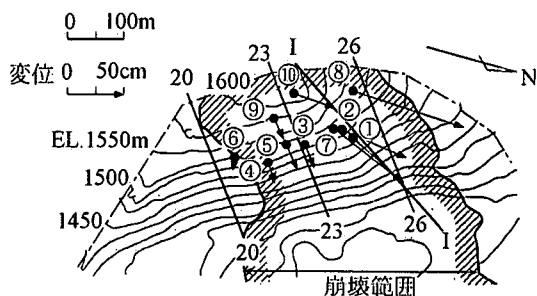
### (1) 地質構造

本論文で詳細な検討を行う斜面は、古生代末期から中生代初期の海底地すべり堆積物（オリストストローム）の石灰岩、泥質岩、凝灰岩および砂岩から成る。斜面の平面図を図-1に、地質構造を図-2に示す。

各地層の関係は、泥質岩と凝灰岩の互層の中にレンズ状に砂岩が挟在し、それらの上位に巨大なオリストリスである石灰岩が存在する。石灰岩と接する泥質岩の境界（以下「境界層」という。）に著しい破碎がみられる。

掘削斜面は幅広い平面状であるが、もとの自然斜面形状は尾根と谷を含む複雑な地形であった。そのため、断面（断面20、23、26）によって、掘削面と地山表面の距離、石灰岩の厚さおよび境界層の幾何形状はかなり異なる。また、境界層は標高1250～1300m付近で地山表面方向に屈曲しており、掘削標高がこの付近に近づくとき、図-3に示すように、境界層と掘削線との距離は急激に短くなる。特に、断面23付近で顕著である。

岩盤内の節理などの不連続面は、ボアホールテレビや坑道内の観察によって調査した。不連続面の分布は、斜面全体として、地層勾配と直交する方向（走向N37°W、傾斜45°W）に卓越し、それに加えて、地層方向の節理がみられる。



\*コンターは崩壊前の掘削形状

図-1 斜面の平面図

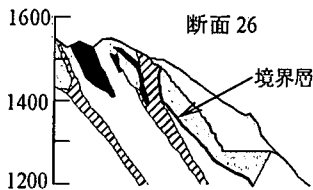
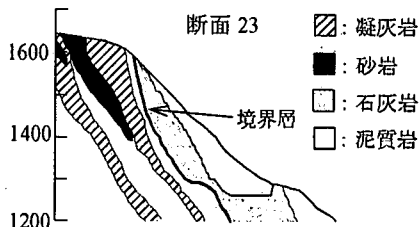
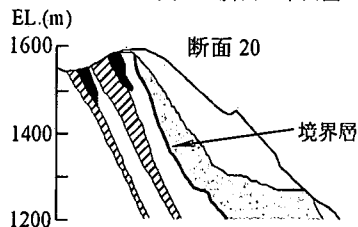


図-2 地質構造

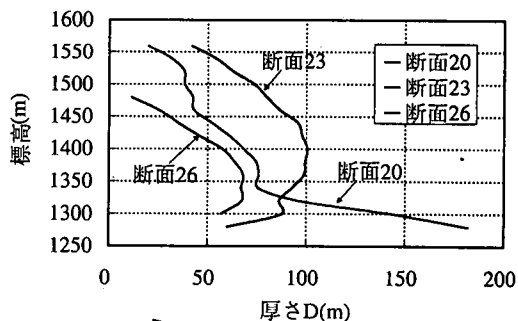
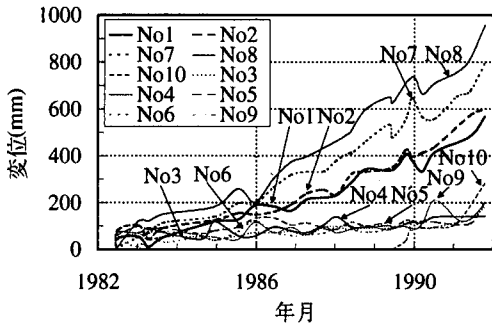
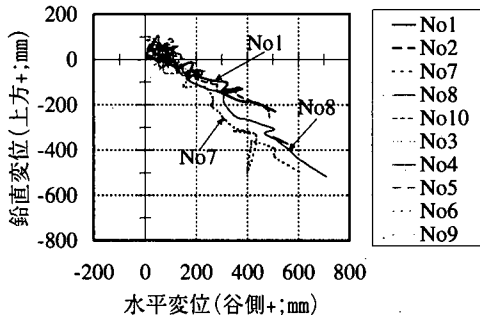


図-3 石灰岩の厚さ



\*No.1,2,・・・は、図-1の①②・・・に対応

図-4 変位計測値の経時変化



\*No.1,2,・・・は、図-1の①②・・・に対応

図-5 変位の方向 (計測開始以後)

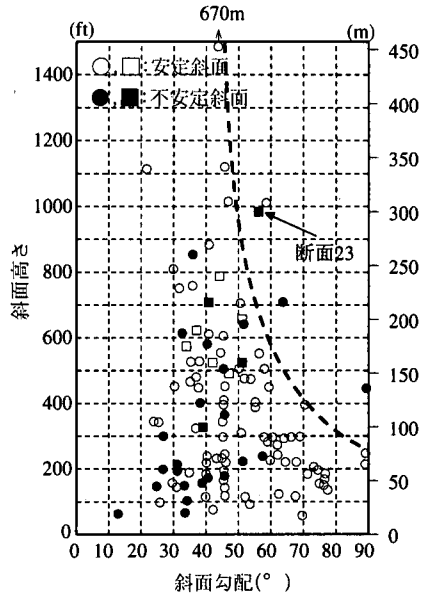
## (2) 斜面変状の推移と傾向

掘削は1975年12月に開始された。掘削面に亀裂が発見された1980年4月以降、光波測量による表面変位、傾斜計等による計測が開始された。1991年11月29日以降、数ヶ所で落石がみられた。1991年12月2日20時から、落石、肌落ちが頻発し、23時15分に、斜面北西部から中央部にかけて幅約300m、高さ約300mの範囲が突然崩落した。崩壊量は約2,700,000<sup>3</sup>である。

光波測量による崩壊時までの変位計測結果を、図-4および図-5に示す。

これらによれば、変位の傾向は、斜面中央部(断面20~23付近、測点No.3,4,5,6,9)と、北西部(断面I~26付近、測点No.1,2,7,8,10)で次のように異なる。

- ①中央部は、掘削の進捗に伴う変位が、掘削標高に対して緩やかに直線状の推移を示す。北西部は、1985年頃以降、中央部よりも変位の進行が大きくなり、崩壊直前に変位が加速した。
- ②計測開始から崩壊直前までの変位量は、中央部では谷側へ水平に100~200mm程度、鉛直方向は下方に0~100mm程度であった。一方、北西部では



\*□, ■: 著者加筆データ

図-6 硬岩斜面に対する斜面の高さと斜面勾配との関係 (文献6)に著者加筆)

谷側に500~800mm程度、下方に200~500mm程度、すなわち中央部の数倍の変位を生じた。特に、下方への変位は、中央部は90年頃まではあまりみられないのに対し、北西部では85年頃から直線的に進行した。

- ③水平方向の変位は、中央部がほぼ断面23の方向であるが、北西部はそれよりも西向きを示す。この方向は、掘削前の地山表面の最大傾斜方向(断面Iの方向)に近い。
- ④中央部の各測点の挙動はおおむね同方向、かつ同程度の変位量である。一方、北西部は測点により変位方向、変位量ともばらつきが大きい。その差異は変位量の進行とともに増加する。

## 3. 長大斜面の応力・変形挙動に関する特性

### (1) 掘削斜面の規模

前章で述べた掘削斜面の崩壊事例は、わが国では最大級のものである。一方、海外の事例については、硬岩斜面掘削における斜面高さと斜面勾配の関係を示した図が整理されている<sup>7)</sup>。図-6は、その図に、わが国のダム、鉦山における10件の長大斜面データ<sup>8)~12)</sup>を加えたものである。

それによれば、前章の斜面は、斜面高さと斜面勾配の組み合わせでみて、世界的にも事例が少ない規

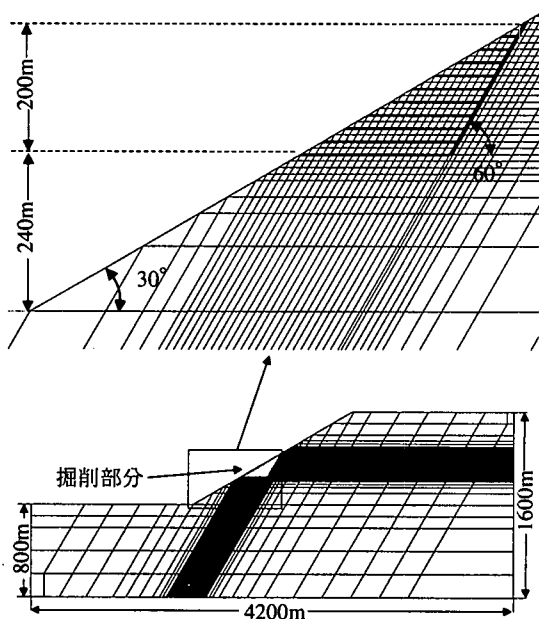


図-7 一般モデル

表-1 岩盤の物性値

単位体積重量 $\rho$	2.50t/m <sup>3</sup>
弾性係数 E	2×10 <sup>5</sup> tf/m <sup>2</sup> (1960MPa)
ポアソン比 $\nu$	0.25

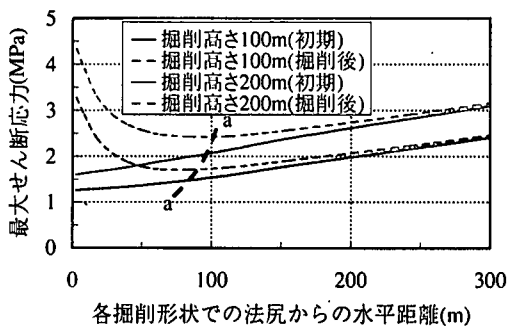
模のものであり、安定斜面が形成される経験的な範囲の限界であったといえる。

大規模な斜面掘削では、掘削の進捗によって地山の応力状態が大きな影響を受ける。長大斜面の変状の原因となる地山内の岩盤の破壊は、斜面中・下部の内部で始まるという指摘もある<sup>13)</sup>。

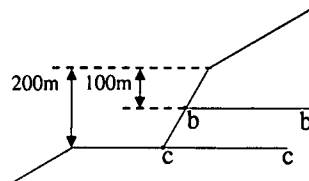
したがって、掘削斜面の安定を考えるには、掘削の進捗による地山の応力変化および変形挙動の一般的な特徴を明らかにしておく必要がある。

そこで、図-7および表-1のように形状および物性値を単純化した二次元FEM弾性解析モデル（これを「一般モデル」とよぶ。）を用いて、掘削勾配および掘削高さに着目した基礎的な解析検討を行った。

その結果は、次のように要約される<sup>14)</sup>。岩盤物性を均一とした場合、同一の掘削勾配であっても、掘削の進捗に伴って、地山内の応力変化は大きくなる。特に、法尻（掘削底盤と掘削斜面のなす隅角部）付近には大きな応力集中が生じる。地山勾配30°、掘削勾配60°の場合、法尻付近の最大主応力は、掘削高さ100mのとき約8MPa、掘削高さ200mでは約10MPaとなる。この応力レベルは、一般に大きな基



各掘削形状での法尻からの水平距離(m)



掘削高さ100m:b-b線上の応力をプロット  
掘削高さ200m:c-c線上の応力をプロット

図-8 法尻標高水平方向の最大せん断応力  
(地山勾配30°、掘削勾配60°)

礎岩盤強度が必要とされる他の構造物、たとえば、アーチダムのアバットメントに作用する荷重（6～8MPa程度<sup>15)</sup>）や、中央径間1000m級の長大橋梁の基礎直下の最大地盤反力度（3～4MPa程度<sup>16)</sup>）と比較しても、かなり大きいものである。また、掘削面表面付近では最小主応力がゼロに近くなるため、最大せん断応力が大きくなる。これにより、局所せん断摩擦安全率は法尻付近で最小となり、また掘削の進捗（掘削高さの増大）に伴って安全率の最小値は低下する。したがって、掘削斜面の安定性は、岩盤強度、掘削勾配および掘削高さの三者の組み合わせで考える必要がある。

## (2)地山内の応力変化範囲

前述の一般モデルを用いて、法尻付近の地山内応力変化の影響範囲について一般的傾向を検討する。

図-8は、地山勾配30°、掘削勾配60°の場合の、法尻から水平方向の（着目する標高は掘削高さにより異なる。）掘削前後の最大せん断応力の変化を示すものである。

これによれば、以下のことがわかる。

- ①初期状態は地山深部ほどせん断応力が大きい、掘削後は掘削面付近の応力増加が著しく、表面からある範囲までは深部ほどせん断応力が減少する。
- ②①の範囲は、掘削高さが高いほど大きい。掘削高さ100mでは法尻から水平に80m程度、掘削高さ200mでは100m程度より浅い範囲（図-8に破線a-a

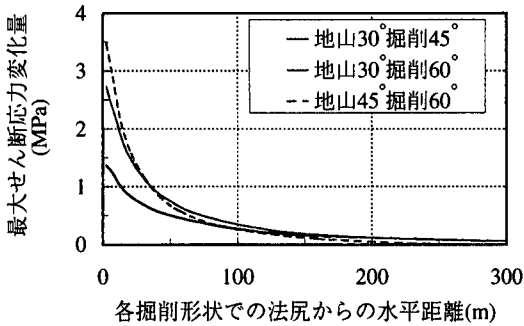


図-9 法尻標高水平方向の最大せん断応力の変化量 (掘削高さ200m)

で示す範囲)は、掘削面付近ほどせん断応力が大となる。

次に、地山勾配および掘削勾配を変化させた場合の、掘削高さ200mでの最大せん断応力の増加量を図-9に示す。

これによれば、掘削高さ200mの場合、法尻から水平に50m程度より浅い範囲での応力の増加が著しい。その度合いは、掘削勾配が急なほど大きい。

したがって、斜面を等方均質な岩盤とした場合、高さ200m規模の掘削斜面では、法尻から水平に100m程度の範囲内の岩盤が、せん断応力の増加に対して安定を保つことができるかが、斜面の安定上重要となる。特に、表面50m程度以内の範囲ではせん断応力の増加が著しく、その度合いは掘削勾配に依存する。これらの影響範囲は、掘削高さが高いほど大きくなる。

さらに、この範囲の地山内に弱層等が存在する場合には、相対的に堅硬な表層部岩盤の応力集中がより顕著となる。すなわち、このような場合は、弱層自体の応力変化と、表層の法尻付近の顕著な応力集中、という2点が、斜面崩壊の重要なポイントとなる。

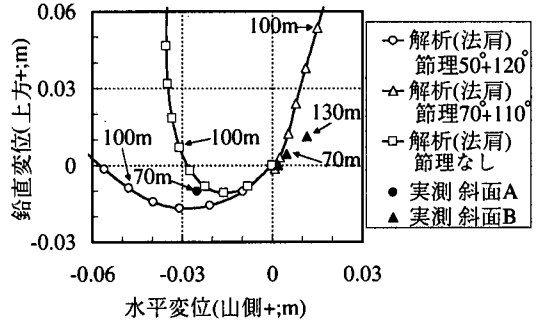
### (3) 斜面の変形モード

実際の岩盤には特定の方向性を有する節理群が発達している場合が多い。掘削による岩盤挙動、特に変形の方法(いわゆる変形モード)は、その節理分布と力学特性に大きく影響される。そのため、等弾性体モデルでは、実測された変形の方法の再現が困難な場合が多い。

そこで、等価連続体解析手法を用いて、前述の一般モデルに方向性を有する節理群を導入し、節理角度を種々に変えてパラメータ解析を行った。具体的な解析手法は、次章に示す「複合降伏モデル」において、母岩、節理群ともに弾性としたものである。

表-2 節理特性

初期垂直剛性 $K_{ni}$	$2 \times 10^7 \text{tf/m}^3$ ( $1.96 \times 10^5 \text{MN/m}^3$ )
初期せん断剛性 $K_{si}$	$2 \times 10^4 \text{tf/m}^3$ ( $196 \text{MN/m}^3$ )
節理間隔 $d$	1.0m
最大閉合幅 $V_0$	0.001m



\*添字は掘削高さ(「実測」は計測開始時からの変化量)

図-10 変位の方向(一般モデルと実測との比較)

節理の力学特性は、既往の研究事例<sup>17), 20)</sup>等を参考に、表-2のとおり設定した。

なお、節理剛性は、応力に依存する以下の双曲線近似式を適用して定めている。

$$\text{垂直剛性: } K_n = K_{ni} \{1 - \sigma_n / (V_0 K_{ni} + \sigma_n)\}^{-2} \quad (1)$$

$$\text{せん断剛性: } K_s = K_{si} \sigma_n (1 - \tau / \tau_p)^2 \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_n$ : 垂直応力、 $\tau$ : せん断応力、

$\tau_p$ : 最大せん断強度。他の記号は表-2のとおり。

一連の解析結果は、次のように要約される<sup>17)</sup>。

掘削による斜面の変形モードは節理群の角度に大きく依存する。掘削前の地山表面に平行または直交に近い角度の節理群が卓越する場合は、変形、応力変化ともに大きく、特に法尻付近の安定性に注意する必要がある。

この一般モデルでの変位の傾向が、実際の節理性岩盤斜面の掘削においてもみられるかどうか、岩盤構造の異なる2つの斜面A,Bにおける実測結果と概略の比較を行う。具体的には、一般モデルにおいて、母岩および節理の物性値はそのままに、節理の方向性を斜面A,Bそれぞれの卓越方向に設定する。

図-10は、解析による法肩の変位と、実測による斜面上部の変位の方向を比較したものである。線で結んだプロットは、解析による掘削高さ20mごとの法肩の累積変位を示す。

斜面Aは、地層が地山表面にほぼ直交する差し目構造で、地層方向(120°)およびそれにほぼ共役方向(50°)の節理が発達している。斜面Bは、高角度

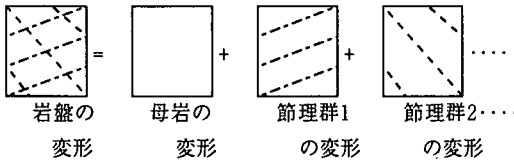


図-11 複合降伏モデルの概念

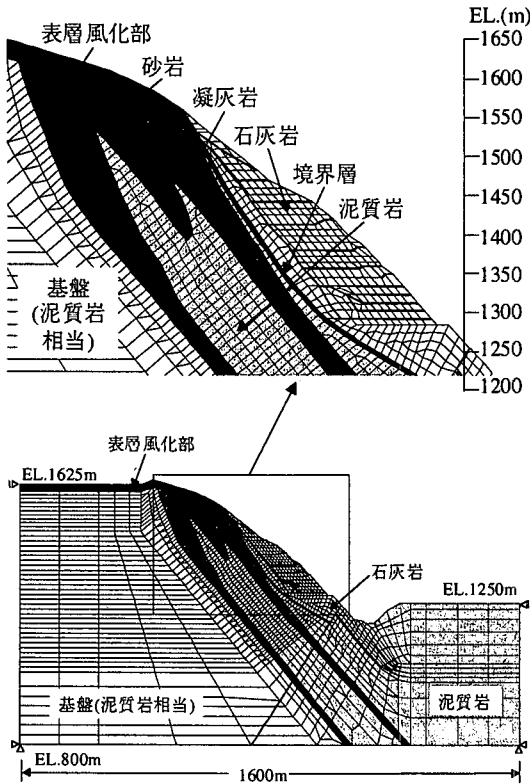


図-12 解析モデル(断面I)

の割れ目(差し目 $70^\circ$ )および流れ目( $110^\circ$ )方向が発達している。実測による両法面上部の変形方向は、斜面Aが谷側への倒れ込み、斜面Bが山側上方へのリバウンドであった。図-10のとおり、一般モデルに節理群の影響を反映させることにより、変形方向をほぼ再現することが可能であることがわかる。

2章に示した斜面は、全体として地層と直交する方向の節理が卓越している。地層構造は全体として流れ目構造であり、地層方向の節理も存在する。したがって、図-10の斜面Aに類似した節理分布を有しており、このため、谷側下方に大きな変形を生じたものと考えられる。

表-3 解析に用いた物性値

	石灰岩	泥質岩	凝灰岩	砂岩	境界層 (泥質岩)
E	2940	980	3920	3920	49
$\nu$	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
$\gamma$	25.5	22.6	22.6	22.6	22.6
$c_r$	2.35	1.47	1.47	1.47	0.59
$\phi_r$	42	45	45	45	35
$\alpha_j$	45+135	45+135	45+135	45+135	45+135
$c_j$	1.29	0.15	0.15	0.15	0.06
$d_j(\alpha=45)$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$d_j(\alpha=135)$	2.0	2.0	2.0	0.2	0.2
$V_{aj}$	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
$\phi_j$	30	30	30	30	30
n	0.50	1.0	1.0	1.0	1.0

母岩

E: 弾性係数 (MPa)

$\nu$ : ポアソン比

$\gamma$ : 単位体積質量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$c_r$ : 粘着力 (MPa)

$\phi_r$ : 内部摩擦角 ( $^\circ$ )

節理

$\alpha_j$ : 角度 ( $^\circ$ :水平から反時計回り)

$c_j$ : 粘着力 (MPa)

$\phi_j$ : 摩擦角 ( $^\circ$ )

$d_j$ : 節理間隔(m)

$V_{aj}$ : 最大閉合幅(m)

n: 連続性(Persistence)

$c_j = 0.1cn + c_r(1-n)$

#### 4. 節理を考慮した弾塑性解析

##### (1)解析方法

本論文では、節理特性を導入する手法として、「複合降伏モデル」(multiple yield model)を適用した<sup>18)</sup>。これは、有限要素法による等価連続体解析の1種であり、Hill(1968)の弾性Compliance法理論を拡張したものである。

複合降伏モデルの概念は次のとおりである。岩盤の変形は、母岩の変形(無指向性)と節理群の変形(指向性)の和であるとする。また、母岩および節理群のうち最も早く破壊に達したモードを岩盤の降伏モードとする。これを図示すれば、図-11のとおりである。

破壊規準は各種選択することができるが、2章に述べた実斜面の解析では母岩は弾性応力に対してMohr-Coulombの破壊規準を適用し、局所安全率を算出した。また、節理群は弾-完全塑性とし、塑性の判定にはMohr-Coulombの破壊規準を適用した。

##### (2)解析断面および物性値

解析断面は、図-2の断面20、断面23、断面26、さ

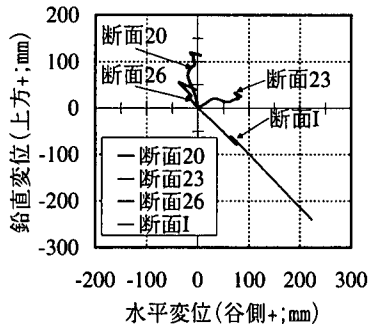


図-13 変位の方向(解析値)

らに、以下を考慮して断面Iを選定し、計4断面とした。

- ①大きい変位を観測した北西部の各測点の変位方向
- ②北西部の掘削前の地山の最大傾斜方向

解析モデルの例として、断面Iのモデルを図-12に示す。解析に用いる物性値は、現地調査に基づいて、既存の岩盤試験データを利用して表-3のとおり設定した。

解析は、掘削開始から1991年12月の崩壊時までを、およそ1年ごとに、各断面15~17ステップに分割して計算した。

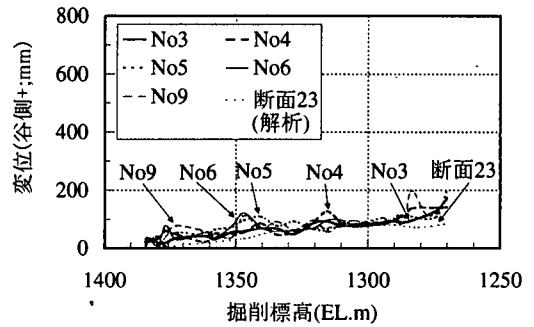
### (3)変形モード

4つの解析断面の変形モードを比較する。解析により各断面の掘削面の標高1500m地点(光波計測点とほぼ同標高)が、掘削の進捗によりどの方向に変位するかを、図-13に示した。

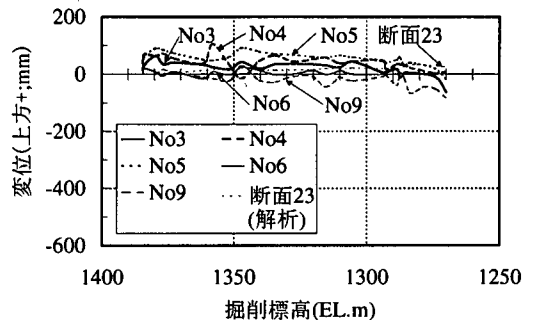
実測による変位の方向(図-5)と比較して、次のようなことがいえる。

図-13では、断面20,26は上方に、断面23は谷側に、断面Iは谷側下方に変位している。

このうち断面26は北西部斜面にあり、実測では大きく変形し崩壊した位置である。しかし、解析結果は、変位方向は上向きで変位量も小さい。断面26は、北西部の変形モードを表す二次元断面としては適切でないといえる。すなわち、地形および地層構造を考慮した上で、適切な二次元断面の方向を選定することが重要と考えられる。一方、同じく北西部の断面Iは、実際に近い変位方向および大きさとなっている。したがって、実際の変位ベクトル方向が断面Iとはほぼ平行であり、かつ解析による断面内の変位の方向が実測とほぼ一致し、変位量も比較的良好に再現されていることから、北西部については、断面Iを用いて考察するのが適当と判断される。



\*No.1,2,・・・は、図-1の①②・・・に対応  
(1)水平変位



\*No.1,2,・・・は、図-1の①②・・・に対応  
(2)鉛直変位

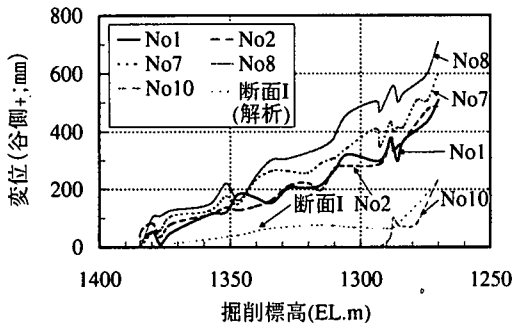
図-14 掘削の進捗と変位(実測と解析の比較:中央部)

断面23の解析結果は、変位方向の鉛直成分が実測と多少異なるものの、変位量はほぼ一致しており、変形モードはおおむね表現されていると考えられる。また、断面20は崩壊しなかった南東部に位置し、弾性的なりバウンド挙動が表れたものと思われる。解析結果の変位量は120mm程度であり、後述する他の斜面計測事例と比較しても、安定の範囲内であったと考えられる。

### (4)掘削の進捗と変形の推移

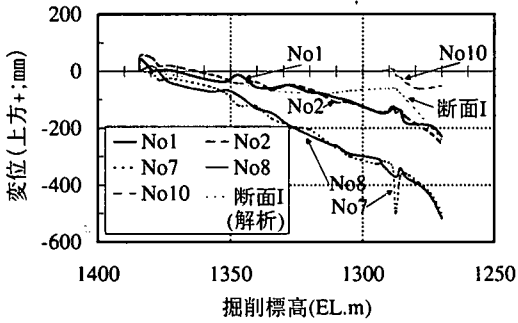
掘削の進捗に伴う変化を、実測結果と解析で比較する。図-14および図-15は、図-4に示した各測点の変位の水平成分および鉛直成分を、計測時点での掘削盤標高を横軸にとって描き、解析結果と合わせて示したものである。図-14には、中央部の測点(No.3,4,5,6,9)と断面23の解析結果を、図-15には、北西部の測点(No.1,2,7,8,10)と断面Iの解析結果を示す。水平変位はそれぞれの断面方向成分に換算している。

- ①中央部斜面：断面23の解析結果は、水平、鉛直方向とも、掘削標高1290m付近(1989年)まで実測とよく一致している。実測はそれ以降、谷側、下



\*No.1,2,...は、図-1の①②...に対応

(1) 水平変位



\*No.1,2,...は、図-1の①②...に対応

(2) 鉛直変位

図-15 掘削の進捗と変位(実測と解析の比較:北西部)

方への変形が大きくなり、解析とやや差異が生じる。

- ②北西部斜面：断面Iの解析結果は、水平変位は実測の1/3～1/2程度の大きさで推移するが、鉛直下方への変位は傾向、量ともによく表現されている。また、水平、鉛直とも、掘削標高1290m付近(1989年)以降の急速な変位の進行は、解析でも表れている。

北西部の実測結果では、掘削標高1340～1290mの間にも変位が進行し、また、測点ごとの変位のばらつきも、このあたりから顕著となった。この挙動を解析では再現できていないが、その原因として次のようなことが考えられる。なお、この時期から北西部斜面の一体性が失われ、各部の変位挙動に不同が生じ始めたと推察される。

- ①ベンチカット掘削の進捗が斜面各部で時間的ズレを生じ、解析断面直交方向にベンチの標高差があった。また、岩盤には解析断面平行方向にも多数の節理が存在しており、その影響が表れた。これらにより、断面直交方向の挙動が生じた。
- ②この期間の断面I方向の掘削盤の形状は、法尻付近の掘削は進捗せずより地表面で切り下がる、2

段のベンチ形状となっていた(図-15では、2段のベンチのうち下段標高を横軸に用いている)。解析では、法尻が切り下らない間は変形が進展しない結果となったが、実際にはその間にも斜面の変状が進行した。この要因として、岩盤物性の時間依存性や局部破壊による連続的物性低下などが考えられる。それとともに、節理の影響が支配的となり北西部斜面の一体性が失われ、斜面全体として非弾性的挙動が顕著になったと考えられる。すなわち、掘削標高1340m付近で、北西部斜面が破壊に至らない範囲の限度を超えたとみられる。解析では、母岩の破壊(塑性)や時間依存性を考慮していないため、この時点になると、実際の変位挙動をフォローすることはできない。しかし、解析と計測を合わせて考えることにより、上述のような限度をみだすことが可能になるといえる。

### (5) 最終掘削ステップ

中央部(断面23)および北西部(断面I)の解析結果から、変形、崩壊の状況を考察する。

図-16～19は、崩壊直前の最終ステップにおける斜面内の変位量、最大せん断応力、母岩の安全率および節理の破壊領域の分布を示したものである。

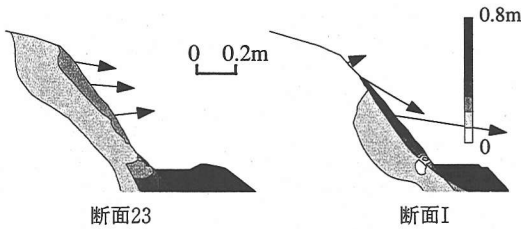
図-16に示す断面23の変位の傾向は、掘削が進捗してもあまり変わらずに最終ステップに至る。一方、断面Iは、掘削の進捗に伴う変位の増大が、主に石灰岩内で顕著で、破壊前には、図-16のように石灰岩と背後の泥質岩との変位量の差が急速に増大した。

図-17に示す最大せん断応力の分布は、断面23、断面Iともに、掘削面下端に集中している。ステップごとのせん断応力の最大値は両断面であまり差はないが、断面Iは石灰岩層が薄く、早い段階から境界層付近まで応力の大きい領域が及んでいる。

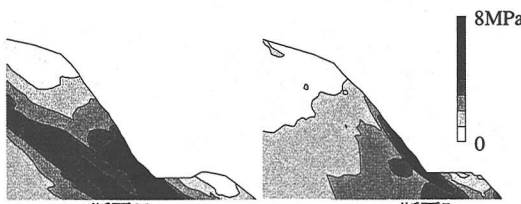
図-18に示す母岩の局所安全率は、断面23、断面Iともに掘削面下端の石灰岩表面付近で小さくなる。これらの部分では、最終ステップに近くなると安全率が1.0となる。断面23は、掘削面の下半分の範囲で、地山の深部まで安全率の低下領域が広がっている。一方、断面Iは、そのような広がり比較的浅いが、石灰岩層に沿って斜面上部へと帯状に広がる。

節理の破壊領域は図-19のようである。断面23では、掘削の進捗とともに掘削面表面付近に広がり、最終ステップに近くなると、掘削面下端背後の境界層が接近する部分で、地山内部にも破壊領域が生じる。一方、断面Iでは、最終ステップで石灰岩のほ

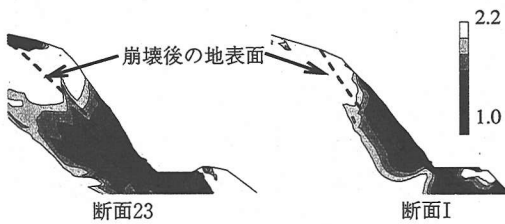




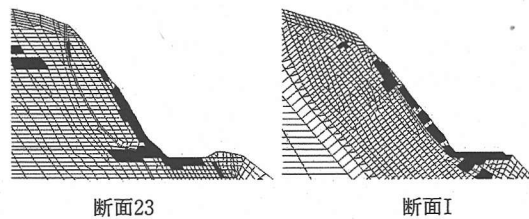
断面23 断面I  
図-16 斜面内の累積変位量の分布  
(崩壊直前の最終ステップ)



断面23 断面I  
図-17 斜面内の最大せん断応力の分布  
(崩壊直前の最終ステップ)



断面23 断面I  
図-18 母岩の局所安全率の分布  
(崩壊直前の最終ステップ)



断面23 断面I  
図-19 節理の破壊領域の分布  
(崩壊直前の最終ステップ)

は全域が節理の破壊領域となり、掘削面上部では背後の地山にも破壊領域が達している。

なお、崩壊しなかった南東部(断面20)の最終ステップの状況は次のとおりである。母岩の安全率は、掘削面下端の石灰岩表面付近で小さくなる傾向は同様であるが、安全率の値は崩壊した断面より大きい。また、内部の境界層の安全率はあまり低下しない。節理の破壊も、石灰岩表面に部分的に現れる程度である。

## 5. 計測および解析に基づく斜面挙動の考察

### (1) 計測結果からみた変形挙動

岩盤斜面の変位計測から安定性を判断する場合、変位速度等、時間と変位の関係、たとえば斉藤らによる崩壊余裕時間の算定法などが用いられる<sup>19)</sup>。しかし、このような方法は、斜面が定荷重の下でクリープ性の変形挙動に入った場合の破壊時間を推定するものであり、掘削斜面の変位挙動のように除荷に伴う斜面内応力変化を含んだものではない。

大規模な掘削においては、掘削除荷による弾性的リバウンド挙動を把握した上で、それを超えるような変位がどの程度生じているのかを考える必要がある。

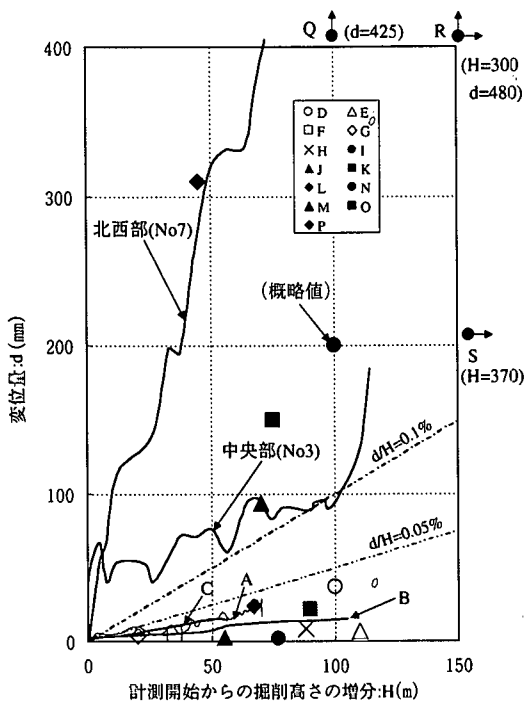
図-20は、ダム、鉱山等の斜面掘削における19件の計測事例と、本論文で述べた北西部および中央部掘削斜面の変位量を比較したものである。詳細なデータの得られているものは線で、それ以外は掘削終了時あるいは変状発生時の概略の値をプロットしている<sup>10), 17), 20)~26)</sup>。これらはいずれも、岩級区分「C級」を主体とする硬岩における計測データである。

それぞれの事例ごとに、地形・地質条件、掘削規模、変位計測の位置・方法・精度等が異なるため、詳細な議論はできないが、概略の傾向は把握できる。ここに示したダムの計測事例では、掘削終了後は変位の進行は収束したとされており<sup>18)</sup>、掘削除荷による弾性的リバウンド挙動の時間的遅れは小さいと考えられる。

図-20から次の傾向を知ることができる。それぞれの条件の違いにもかかわらず、変状を生じることなく掘削を終了した事例(斜面B~L)は、変位量が掘削高さ増分の0.05%程度以下となっている。斜面Aは、掘削高さが260m程度となった後、下位の弱層部の掘削を契機に急激に変位が増大し、斜面全体に変状を生じた事例<sup>21)</sup>で、図-20には変状を示す以前の経緯を示している。この範囲の変位量は掘削高さ増分の0.05%程度以下である。一方、変状を生じた事例(斜面M~S)では、掘削高さ増分の0.05~0.6%程度の変位を生じた。なお、それぞれの変状は、斜面Mはすべり破壊、斜面N,Pはトップリング、斜面O,Qはすべり破壊およびトップリング、斜面R,Sは応力解放によるものとされている<sup>10), 25), 26)</sup>。

次に、これらと本論文の事例を比較すると次のとおりである。

北西部斜面の変位量は掘削高さの0.6%程度で、



\*No.1,2,・・・は、図-1の①②・・・に対応  
 図-20 計測開始後の掘削高さと合計変位量

上述の変状を生じなかった事例より1オーダー大きい。

中央部は、他の事例に比べデータの変動が大きい（特に計測開始初期）。この原因は不明であるが、計測開始から高さ100m程度（掘削標高1285m付近）までは掘削高さの0.05～0.1%程度の変位である。その後、急激に変位が進行し、北西部と同程度の値を示す。

以上から、安定性の目安となる掘削に伴う斜面の変位量を、掘削高さ増分との関係で次のように考える。

掘削に伴う変位量 $d$ と掘削高さ（計測開始からの増分） $H$ との比を $r$ （ $=dx100/H$  [%]）とすると、 $r$ の大きさにより3段階に分類することができる。

- ①0.05%程度以下：崩壊の可能性は小
- ②0.05～0.1%程度：要注意
- ③0.1%程度以上：崩壊の可能性大（危険な状態）

## (2) 解析による崩壊のメカニズム

北西部（断面I）と中央部（断面23）の不安定化挙動および崩壊は、次のように進行したと考えられる。

断面23は、崩壊直前の最終の掘削段階で急激に石灰岩層の厚さが薄くなり、石灰岩背後の脆弱な境界

層が大きな応力変化を受ける領域に入った。このため、掘削面下端付近の石灰岩に応力が集中し安全率が低下するとともに、背後の泥質岩においても節理のすべり破壊が進行し、斜面の安定性が急激に低下した。

一方、断面Iは、高位標高から石灰岩層の厚さが薄いため、境界層が掘削の影響を大きく受け、早い段階ですでに境界層から表面部分での変形（岩盤のゆるみ）が集中的に進行した。それとともに、石灰岩に応力が集中した。このため、石灰岩層全体の安全率の低下と節理の破壊が進行し、最終的には地山も含めた大規模な崩壊に至った。すなわち、断面I方向の動きが主動的役割を果たしながら、崩壊領域全体を巻き込む形で破壊が進行したと考えられる。この状況は、計測結果とも調和的である。

なお、断面20は、下位標高ほど石灰岩層が厚い形状であり、最終段階において境界層が断面I、23に比べて掘削の影響を受ける度合いが小さかった。それにより、母岩の安全率に余裕があり、節理の破壊も進んでいなかったために、崩壊しなかったと推定される。

## 6. 長大斜面の安定性評価手法のための基本的事項の提案

2～5章に述べた基礎解析および事例研究から、長大岩盤斜面の掘削における安定性を評価する上で特に重要な基本的事項として、以下が挙げられる。

### (1) 安定性を支配する要因の把握

#### a) 支配要因

長大掘削斜面では、安定性を支配する斜面内部の岩盤の範囲が非常に大きい。また、斜面挙動は、その影響範囲内の岩盤の節理特性や弱層等により支配的な影響を受ける。すなわち、岩盤の構造性（層構造、節理・不連続面・弱層等の分布や方向等）および物性（強度・変形特性）を把握することが、斜面挙動を予測、評価する上で極めて重要である。

しかし、斜面の計画、調査段階で、これらの項目を精度良く把握することは、技術的および経費の面で困難な場合が多い。そこで、計画段階に十分な調査を実施できない場合は、斜面安定上最も重要度の高い掘削面背後の地山構造の把握を目的とした調査を重点的に行い、岩盤物性等は、シュミットハンマー・テストや岩種・岩級区分等の簡易な方法を利用して、既往の研究成果や類似事例等を参考に設定す

るのが合理的と考えられる。

#### b) 調査範囲

岩盤構造を把握すべき調査範囲は、以下を参考に設定することができる。

- ①一様な岩種から成る岩盤の場合、高さ200m規模の掘削では、掘削面の背後100m程度以内は掘削により応力変化を生じる範囲であり、特に法尻背後50m程度までは大きな影響を受ける。
- ②地層が互層構造であったり、弱層等の存在や、オリストストローム等の複雑な地質条件の場合は、地山深部の岩盤が良好であるとは限らない。その場合は、①の範囲をさらに大きくとる必要がある。
- ③既往の研究によれば、破壊面の傾斜角は次式で表すことができるとされる<sup>27)</sup>。

$$\psi_{pc} = (\psi_i + \phi) / 2 \quad (3)$$

ここに、

$\psi_{pc}$ ：乾いた斜面の破壊面の限界傾斜角(°)

$\psi_i$ ：掘削勾配(°)

$\phi$ ：岩盤の内部摩擦角(°)

式(3)において、一般的な斜面を想定して $\psi_i = 40 \sim 60^\circ$ 、 $\phi = 40^\circ$ とすると、 $\psi_{pc} = 40 \sim 50^\circ$ となる。すなわち、法尻を起点に $40 \sim 50^\circ$ の線付近までの深さの範囲は、破壊領域となる可能性がある。

#### c) 横坑調査の重要性

b)に示した範囲の岩盤構造や岩質分布を把握するために最も有効な手法は、調査横坑による観察である。横坑調査は決して安価ではない。しかし、それにより得られる情報の質・量と、仮に斜面変状が発生した場合の対策費用やその他種々のダメージを考えれば、調査段階の早期に、掘削範囲の下位標高部に最低1本の横坑調査を実施することが望ましい。

### (2) 掘削開始段階からの長期計測と変形挙動の判断

(1)の調査結果を踏まえて、掘削斜面の設計および安定解析が行われる。しかし、解析には物性等の多くの仮定ないし不確定要素が含まれているため、計測によるモニタリングが不可欠である。

その際、掘削の初期段階から掘削に伴う斜面の変位挙動を計測し、それが想定される範囲内にあるか、すなわち斜面が安定性を保っているかを判断することが、極めて重要である。前章までの考察により、次のような変位挙動が計測された場合は要注意であるといえる。

- ①変位量が大きいこと
- ②各計測点の変位量および方向にばらつきが生じること
- ③変位方向の鉛直成分が下向きであること

- ④変位と掘削の進捗の関係において、変位速度が増加すること

特に、①については、掘削による弾性的リバウンド挙動を超えるような変位がどの程度生じているかを把握することが重要である。その目安は、合成変位量と掘削高さ増分との比で次のように考えることができる。

- ①0.05%程度以下：崩壊の可能性は小
- ②0.05～0.1%程度：要注意
- ③0.1%程度以上：崩壊の可能性大（危険な状態）

### (3) 追加調査、解析、対策

斜面の不安定性を示唆する挙動がみられた時点で、その挙動の発生原因の解明と今後の掘削に伴う斜面安定の予測が必要である。この場合は、岩盤調査、岩盤の力学試験および斜面安定解析を追加し、岩盤条件のモデル化の精度と解析の精度を高めなければならない。さらに、それらをふまえて、早期に対策の検討を行う必要がある。

この段階では、岩盤の構造、物性、地下水分布等の調査、試験が必要である。コアボーリング等による岩盤調査とともに、一般には岩盤の原位置試験の実施は困難であることを考慮して、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、直接せん断試験等を実施し、特に不連続面や弱層等の物性評価の精度を高めることが重要である。

岩盤解析には、岩盤の構造、物性、不連続面群を考慮できる手法を用いる必要がある。しかし、岩盤物性と不連続面の分布に係わる項目は極めて多く、数値等の特定が困難な場合が多い。そのため、安定に対する主要な支配要因を見いだすための一連のパラメータスタディが必要となる。解析手法の選定にあたっては、実務上この点が重要であり、できるだけ作業性の良い解析手法および解析モデルを用いることが重要である。本論文で用いた複合降伏モデルは、この点において優れた手法であるといえる。

## 7. 結論

本論文は、①掘削高さ約300mの長大斜面が大規模崩壊に至るまでの長期計測に基づく崩壊メカニズムの分析と解析、②長大斜面モデルによる応力・変形モードの検討、③他の長大斜面事例を加えた考察等の総合的検討を行い、長大岩盤掘削斜面の安定性評価の上で基本となる事項は、次のとおりであることを示した。

- (1)長大岩盤掘削斜面の変形モードと安定性には、節理群や弱層の分布特性と掘削面との位置関係が大きな影響を及ぼす。その影響の度合いは掘削斜面の長大化とともに増大する。
- (2)掘削斜面の変位に関する長期計測が極めて重要である。掘削初期から計測を始めることにより、不安定化の兆候を早期に知ることが可能となる。その際、掘削に伴う弾性的挙動と不安定挙動の判別が重要となる。変状挙動の特徴とその目安値を示した。
- (3)不安定挙動が判定された段階で、追加調査、それに基づく安定解析と対策の立案が必要となる。安定解析には、岩盤の構造、物性、不連続面群の考慮が必要である。しかし、岩盤物性と不連続面の分布に係わる項目は極めて多く、数値等の特定が困難な場合が多い。そのため、安定に対する主要な支配要因を見いだすための一連のパラメータスタディが必要となる。本論文で用いた複合降伏モデルはその解析に有効である。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：岩盤斜面の調査と対策, pp.232-235, 1999.
- 2) 奥園誠之：斜面防災100のポイント, 鹿島出版会, p.67, 1986.
- 3) 全国治水砂防協会：斜面崩壊防止工事の設計と実例—急傾斜地崩壊防止工事技術指針—本編, p.252, 1987.
- 4) 採石技術指導基準編集委員会：詳解採石技術指導基準[改訂版], ぎょうせい, pp.5-6, 1998.
- 5) 貞弘文佳, 双木英人, 佐藤英一, 阪元恵一郎：長大法面掘削時の変形モード解析の実例と考察, ダム技術, No. 139, pp.33-45, 1998.
- 6) 橋本大作, 村山秀幸, 田中隆之：石灰岩鉱山における長大残壁の安定性評価へのブロック理論の適用, 資源と素材, Vol.109, No.5, pp.43-51, 1993.
- 7) Hoek, E., Bray, J. W.(小野寺透, 吉中龍之進訳)：岩盤斜面工学, 朝倉書店, pp.11-12, 1979.
- 8) 水資源開発公団, 中部電力：岩屋ダム工事誌, pp.425-446, 1977.
- 9) 水資源開発公団草木ダム管理所：草木ダム工事誌, pp. 301-304, 1978.
- 10) 水資源開発公団奈良俣ダム建設所：奈良俣ダム工事誌, pp.559-585, 1991.
- 11) 水資源開発公団味噌川ダム建設所：味噌川ダム工事誌, pp.4-181 - 4-200, 1996.
- 12) 山口梅太郎, 下谷高瀧, 下村彌太郎, 安藤行郎：ある石灰岩鉱山における斜面崩壊の事例について, 日本鉱業会誌, Vol.97, No.1125, pp.1157-1162, 1981.
- 13) 吉中龍之進：崩壊した岩盤斜面の変状推移の計測記録とその考察—事例研究—, 第14回岩盤システム工学セミナー, システム総合研究所, pp.71-96, 1997.
- 14) 木戸研太郎, 吉中龍之進：岩盤斜面掘削に伴う長大法面および地山の応力変化に関する解析的基礎研究, ダム工学, Vol.9, No.4, pp.289-303, 1999.
- 15) 土木学会：ダムの地質調査, pp.141-144, 1986.
- 16) 土木学会：岩盤上の大型構造物基礎, pp.53-56, 1998.
- 17) 木戸研太郎, 吉中龍之進, 佐々木猛：長大岩盤斜面の掘削における節理特性の影響と法面設計に関する一考察, 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.198-202, 2000.
- 18) 佐々木猛, 吉中龍之進, 永井文男：有限要素法による節理性岩盤の複合降伏モデルに関する研究, 土木学会論文集, No.505/Ⅲ-29, pp.59-68, 1994.
- 19) 土木学会：岩盤斜面の安定解析と計測, pp.192-196, 1994.
- 20) 鷹取正顕, 田中靖, 大前智敬：浦山ダムの堤体掘削に伴う堤敷岩盤の挙動特性について, 大ダム, No.143, pp.64-74, 1993.
- 21) Yoshinaka, R., Kido, K., Hagiwara, K. and Sasaki, T. : Stability and long-term monitoring of large excavated rock slopes, 9th Int. Cong. on Rock Mech., ISRM, pp.1443-1446, 1999.
- 22) 河合初男：ロックアンカーによる法面保護工とパソコンを利用した法面の自動計測システム, ダム技術, No.34, pp.29-46, 1989.
- 23) 北原義浩, 徳江俊秀, 本島睦：軟岩斜面掘削時の変形挙動の実測結果と数値解析結果との比較, 第13回岩盤力学シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.61-65, 1980.
- 24) 金子勝比古, 野口義文, 曾田健, 波津久亮：岩盤内変位計測による掘削斜面の安定性評価, 資源と素材, Vol. 112, No.13, pp.915-920, 1996.
- 25) 伊藤洋：岩盤斜面の掘削及び湛水に伴う挙動予測と評価, 第13回岩盤システム工学セミナー, システム総合研究所, pp.181-205, 1996.
- 26) Glastonbury, J. and Fell, R.: Analysis and prediction of the pre-collapse deformation of cut rock slopes, 9th International Congress on Rock Mechanics, ISRM, pp.95-100, 1999.
- 27) Hoek, E., Bray, J. W.(小野寺透, 吉中龍之進訳)：岩盤斜面工学, 朝倉書店, p.129, 1979.

(2000. 2. 10受付)

# APPROACH TO ANALYTICAL AND OBSERVATIONAL EVALUATION OF STABILITY AND DEFORMATION BEHAVIOR OF LARGE EXCAVATED ROCK SLOPES

Kentaro KIDO, Ryunoshin YOSHINAKA, Katsuo HAGIWARA,  
Takeshi SASAKI and Katsuji SASAKI

This paper describes the mechanism of slope displacement using the results of long-term monitoring of a large excavated rock slope. The study also evaluates the influence of joint sets on slope behavior by numerical analysis. The stability of a large excavated rock slope is greatly influenced by the joints and weak layers in the rock, and the geometrical relationship between their positions and the excavated surface. It is important not to fail to notice signs of instability at early stage of excavation with results of long-term monitoring. Based on the deformation behavior observed by monitoring, the need of actions should be determined such as additional geotechnical investigations, stability analysis, and design modifications and revisions.