

雄冬地区岩盤斜面不安定化実験の計測と解析結果

日本工営株式会社	正会員	○ 倉岡	千郎
日本工営株式会社		岩佐	卓実
土木研究所 寒地土木研究所	正会員	岡田	慎哉
土木研究所 寒地土木研究所	正会員	日下部	祐基
土木研究所 寒地土木研究所	正会員	石川	博之

1. はじめに

北海道における大規模岩盤崩落に関する調査技術の研究および開発を目的として、昨年雄冬地区で実施された岩盤不安定化実験および、併せて実施した数値解析結果について検討を行った。結果、事前解析による予測と、段階的に実施した実験中の岩塊挙動計測結果との相違点に着目し、数値解析を再検討する事で、実験と同様の崩壊現象を再現することが出来た。本報告は、本検討により得られた岩盤の安定性評価で重要と思われる知見を報告するものである。

2. 実験概要

対象地区は北西向きの海岸に面した比高 100m 以上、傾斜約 70 度の急崖斜面に位置する。地質は新第三紀の浜益玄武岩類層のスコリア層からなり、亀裂が少なく多孔質でハンマーにより容易に割れる脆弱なものである。対象とした不安定岩塊は、岩塊脚部に空洞が形成され、亀裂 Cr1, Cr2 で楔状に側面を、Cr3 で上面を区切られた範囲である。また、岩塊左側の Cr2, Cr4 により楔状に区切られた部分は、対象岩塊を支えていると考えられた為、ここをキープブロックと呼ぶこととした。実験は空洞内から油圧ジャッキ（50t×2）用いて Cr2 を押し広げることで、岩塊に作用する摩擦力を減じ不安定化を図ったものおよび、これに続いてキープブロックを静破砕剤（反応時間 10 分、削孔 L=1～2m×48 孔）により徐々に破砕する事で、岩塊の不安定化を図ったものの 2 ケースである。

実験の結果、いずれの実験においても岩塊に変位が計測された。また、静破砕剤による実験では最終的に岩塊の下部約 29m³ が崩落に至り、実験を終了した。

3. 実験結果による解析モデルの修正

3.1 事前の予測と実験結果によるモデルの修正

本検討の事前解析および事後解析には、DEM（個



図1 対象岩塊と静破砕実験後（部分崩落）

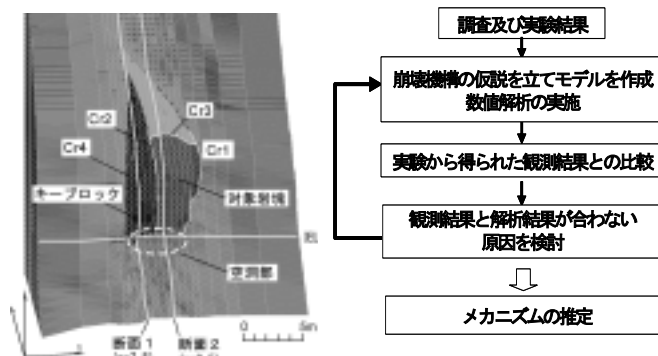


図2 亀裂構成、実験、解析フロー

別要素法）に基づく汎用コード 3DEC を用いた。本コードは、要素内部も差分法による変形要素として解を得るものであり、応力状態や歪も検討できる。本解析では破壊の定義は Mohr-Coulomb 則に従い、引張破壊が生じるとそれ以降引張を伝達しないものと定義した。

(1) 油圧ジャッキ载荷実験とモデルの修正

油圧ジャッキ载荷実験において、事前解析による予測では 250kN 時にキープブロックが破壊し、対象岩塊が崩落する結果となった。これに対し、実験では変位の増大は計測されたものの予測荷重を過ぎてもキープブロックは破壊せず、400kN 付近で载荷点周囲のみが圧壊した。これは Cr2 の亀裂開口範囲が想定より狭かったためと推定した。そこで調査結果を再検討し、図 3 に示すように亀裂開口の想定範囲を修正した。その結果、事後解析では対象岩塊は崩落に至らなかった。

キーワード 岩盤崩落、不安定化実験、岩盤計測、数値解析

連絡先 〒060-0005 札幌市中央区北 5 条西 6-2 札幌センタービル 日本工営株式会社札幌支店 (011-205-5290)

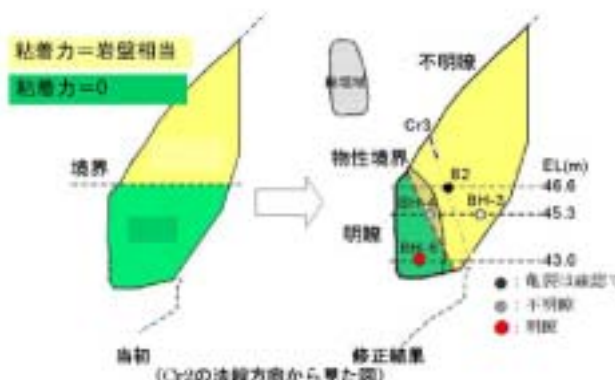


図3 Cr.2 亀裂面の強度設定（実験前後）

(2) キーブロック破碎実験

とモデルの修正

静破碎剤によるキーブブロック破壊実験において、段階的にキーブブロックを破壊してゆく過程で、対象岩塊は変位が累積し、最終的にその一部が崩落した。事前の数値解析では、Cr.3 亀裂より下部で崩壊すると予想されていたのに対し、実際には岩塊の下半分が崩落するにとどまった。原因は、岩盤強度の不均質性に起因する想定強度の誤差によるものと考え、崩落した岩塊から図4に示す箇所を追加材料試験を行った。その結果、崩落した部分の岩盤強度は、以前に斜面下部で実施した材料試験結果に比べ、キーブブロック部分で強く、対象岩塊部分で弱い事が判明した。それに基づいて解析モデルを修正した(表1)。その結果、数値解析においても対象岩塊下部で引張破壊が生じ、実験同様の崩落形態となった。

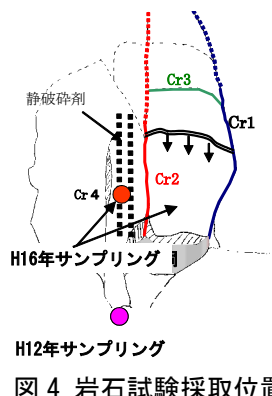


図4 岩石試験採取位置

4. 修正モデル解析結果と実験結果との比較

解析モデルの修正により、実験での現象をほぼ再現できたことから、破壊の進行、変位量、歪について、計測結果と解析結果の比較検討を行なった。計測結果より、下方から順次変位が大きくなる傾向が見られる。数値解析では亀裂がオーバーハング基部より上方へ向かって進行しており、計測結果の傾向と一致する。また、崩落断面の形状は実験結果と解析結果で類似の形状となった(図5)。その最大変位量は、実験ではLL2-1 計測点による値が崩落直前で約 2mm の伸びが計測された。数値解析では、同一の点において同程度の変位が発生している(図6)。歪についても崩落直前に計測された歪が縦断方向へ引張歪(11~203 μ)が、

表1 岩石試験結果

試験日	試料名	一軸圧縮強度 [kN/m ²]	圧列引張強度 [kN/m ²]	弾性係数 [MPa]	ポアソン比	密度 g/cm ³
H12	キーブブロック下部	1481	130	233	0.30	1.80
H16	キーブブロック	1320	195	333	0.30	1.80
H16	対象岩塊	711		333	0.30	1.80

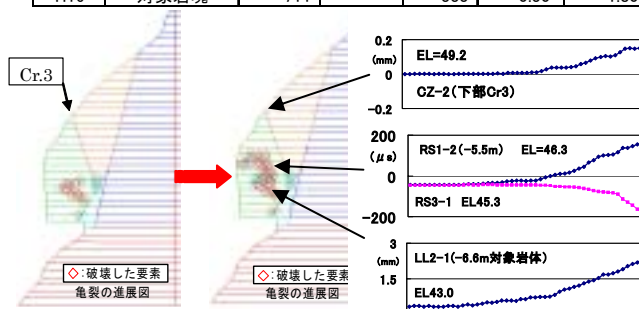


図5 破壊域の進行（解析と計測結果）

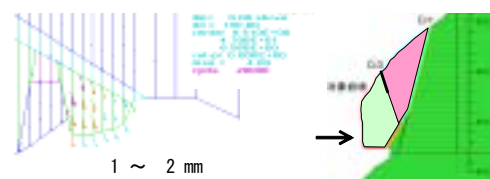
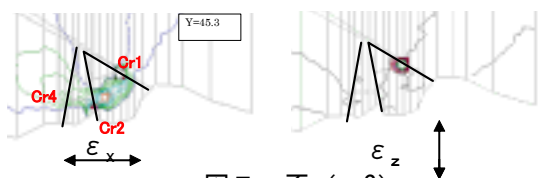


図6 変位量 (EL=43m) (mm)

図7 歪 (μ S)

斜面平行方向に圧縮歪(-91 μ)が計測されたのに対し、解析結果でも縦断方向に 100 μ 程度の引張歪が、斜面平行方向に数 10 μ 程度の圧縮歪が発生しており、数値解析結果は実験と同様の傾向を示した(図7)。

5. まとめと今後の課題

以上の結果、計測と数値解析を併せて行い数値解析の精度を向上させることで、実現現象を精度よく再現することが可能であることが判った。しかしながら、岩盤強度のばらつきや亀裂の開口範囲などが数値解析に大きな影響を及ぼす事も明らかとなった。

参考文献

- 1) 伊東佳彦、國松博一、岡田慎哉、芳川信之、岩佐卓実、小山田昌樹、雄冬地区岩盤モニタリング不安定化実験の実施と結果—土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集 3-474、2005
- 2) 倉岡千郎、岡田慎哉、日下部祐基、國松博一、芳川信之、牧野孝久、岩盤斜面の不安定化挙動の数値解析、土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集 3-180、2005
- 3) 岡田慎哉、石川博之、倉岡千郎、岩佐卓実、岩盤斜面不安定化実験の計測と解析結果、土木学会北海道支部第 62 号論文報告集IV - 2、2006