

GS I システムによる 地下深部の岩盤残留強度の推定

南 将行¹・田坂 嘉章²・Ming CAI³・Peter KAISER³

¹正会員 東京電力株式会社 建設部 (〒100-0011 東京都千代田区幸町1-1-3)

E-mail:minami.masayuki@tepcoco.jp

²正会員 東電設計株式会社 技術開発本部構造・耐震技術部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

³ Geomechanics Research Centre, Laurentian University, Canada

トンネル・地下空洞の掘削解析では原位置岩盤物性が必要となる。GS I システムは、岩石物性と地質・節理状況から岩盤のピーク強度と弾性係数を推定できる物性評価システムであり、ボーリング孔やコアを利用し、岩石試験や地質観察等を行うことにより簡易に岩盤物性を推定できるのが特徴である。

本研究では、岩盤強度に関する載荷試験シミュレーション等の解析的検討を行うとともに、その結果を踏まえて岩盤の残留強度を推定できるよう GS I システムの拡張を行った。そして、地下発電所空洞の調査坑で実施された原位置試験や岩盤斜面の逆解析で得られた岩盤の残留強度との比較により、拡張した GS I システムの有効性を示した。

Key Words : Jointed rock mass, excavation simulation, in-situ test, residual strength, GS I system

1. はじめに

トンネル・地下空洞の掘削解析では原位置岩盤物性が必要となる。しかし、地点選定レベルの事前調査段階や、供用中の地下施設、地質不良部では変形試験やせん断試験等の原位置試験が困難であり、ボーリング孔を利用するなどの簡易に岩盤物性を推定できる手法が必要とされている。GS I システム¹⁾は、岩石物性と地質・節理状況から岩盤のピーク強度と弾性係数を推定できる物性評価システムであり、ボーリング孔やコアを利用し、岩石試験や地質観察等を行うことにより簡易に岩盤物性を推定できるのが特徴である。

一方、高地圧下の大規模地下空洞の掘削解析では、ひずみ軟化モデルによる解析が計測挙動を評価できることが報告されている²⁾。こうした解析では、岩盤のピーク強度、残留強度および弾性係数が必要となる。

そこで、本研究では、岩盤強度に関する載荷試験シミュレーション等の解析的検討を行うとともに、その結果を踏まえて岩盤の残留強度を推定できるよう GS I システムの拡張を行った。そして、地下発電所空洞の調査坑で実施された原位置試験や岩盤斜面の逆解析で得られた岩盤の残留強度との比較により、拡張した GS I システムの有効性について検討した。

2. GS I システムの概要とピーク強度の推定

(1) オリジナル GS I システムの概要

Hoek, Kaiser and Bawden¹⁾は、節理の連結性および変質状況から岩盤を評価する地質強度指標 GS I を提案した。GS I 値は、極めて悪い岩盤から岩石までを 0~100 の指標で区分するシステムである。この GS I システムにより岩石試験結果と地質・節理状態から、式(1)に示す Hoek-Brown の破壊基準におけるパラメータ m_b, s, a を求めることができる。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (1)$$

ここで、 σ_1, σ_3 は破壊時の最大・最小有効主応力、 m_b と s は岩盤の破壊基準定数、 a は岩盤特性に依存する材料定数および σ_c は岩石の一軸圧縮強度である。GS I システムによるパラメータ m_b, s, a は、次式により与えられる。

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GS I - 100}{28}\right), \quad s = \exp\left(\frac{GS I - 100}{9}\right), \quad (2)$$
$$a = 0.5, \quad (GS I > 25)$$

ここで、 m_i は Hoek-Brown の岩石の破壊基準定数であり、岩石の圧縮試験から得られる。GS I < 25 の場合のパラメータ s, a は、 $s = 0, a = 0.65 - GS I / 200$ である。

また、GS I システムは、 σ_c と GS I 値を用いて、岩盤の弾性係数 E を次式で与えることとしている。

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}, \quad (\sigma_c < 100 \text{ MPa}) \quad (3)$$

著者らは、4 カテゴリーからなるオリジナルGSIチャート¹⁾を定量化するため、図-1 に示す縦軸にブロック体積 V_b 、横軸に節理面状態係数 J_c を付加した6 カテゴリーのGSIチャートを提案している³⁾。

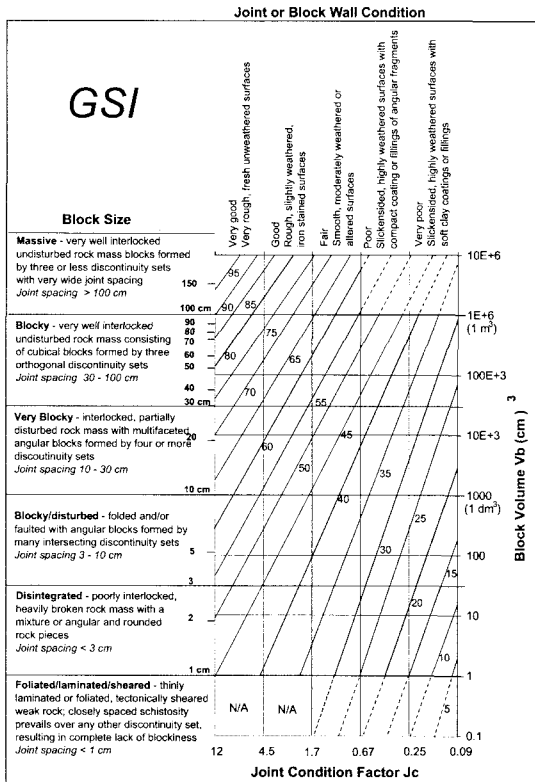


図-1 定量化したGSIチャート³⁾

図-1 中の節理面状態係数 J_c は、式(4)に示すように、節理の粗さと変質の程度で表すことができる。節理面の粗さは、大スケール(1~10m)の起伏(波動性) J_W と小スケール(1~20cm)の起伏(平滑さ) J_S によって表される。節理の変質 J_A は、風化の程度、充填物材料によって決定される。

$$J_c = \frac{J_W \cdot J_S}{J_A} \quad (4)$$

ここで、 J_W 、 J_S 、 J_A は評点化しており、詳細は文献³⁾を参照されたい。図-1 のGSIチャートは、 V_b 、 J_c を用いて次の関係式により表すことができる⁴⁾。

$$GSI = \frac{26.5 + 8.79 \ln J_c + 0.9 \ln V_b}{1 + 0.0151 \ln J_c - 0.0253 \ln V_b} \quad (5)$$

(2) 岩盤のピーク強度および弾性係数の推定事例

国内の既設地下発電所地点において、岩石試験(一軸圧縮試験、三軸圧縮試験)と岩盤試験(岩盤せん断試験、平板載荷試験)が実施されている岩盤を対象にGSIシステムによる岩盤のピーク強度と弾性係数を推定し、試験結果との比較により、その適用性を検討した。各地点の土被りは、120m~500mの範囲にある。

GSIシステムでは、Hoek-Brownによる岩盤の破壊基準が得られるが、原位置岩盤せん断試験結果は、一般にクーロン型の破壊基準で整理される。そこで、空洞掘削時の空洞周辺応力状態を考え、低拘束圧の範囲($\sigma_3=0 \sim 5 \text{ MPa}$)でHoek-Brownの破壊基準とほぼ同じ強度になる等価なモール・クーロンの強度パラメータ(c_m 、 ϕ_m)を求めた。

図-2、図-3 に岩盤の一軸圧縮強度および弾性係数(除荷時の接線弾性係数)の試験値とGSIシステムによる推定値の比較を示す。岩盤の一軸圧縮強度 σ_{cm} は、岩盤せん断試験で得られた c_m 、 ϕ_m を用いて、 $\sigma_{cm} = (2c_m \cos \phi_m) / (1 - \sin \phi_m)$ により求めた。堆積岩の推定値は、試験値とほぼ同じであるが、火成岩の推定値は試験値よりも大きくなる傾向がある。全体傾向としては、試験値と推定値は概ね対応している。

以上より、岩石物性と詳細な地質・節理情報が得られれば、GSIシステムにより、岩盤分類および岩盤物性の推定が可能になることを示した。

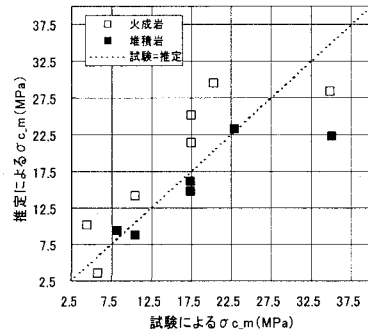


図-2 岩盤の一軸圧縮強度の試験値と推定値の比較⁹⁾

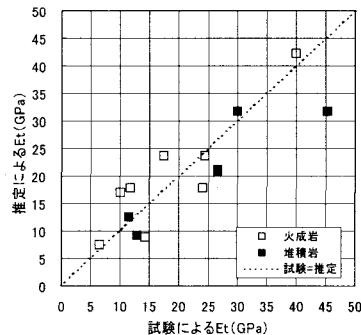


図-3 岩盤の弾性係数の試験値と推定値の比較⁹⁾

3. 岩盤の残留強度に関する数値解析的検討

本研究では、岩盤強度は粘着力と摩擦による強度成分からなると考え(図-4)、個別要素法(DEM)およびFEM/DEMカップリング解析により岩石試験のシミュレーションを実施し、残留強度を決定するメカニズムおよび影響因子について検討した。

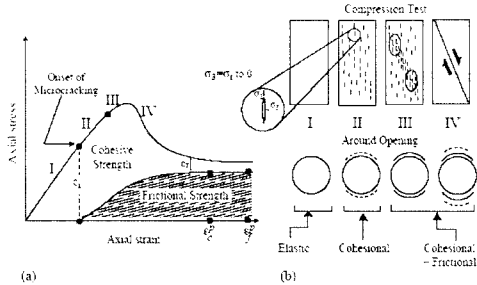


図-4 応力-ひずみ関係における強度成分と各ひずみレベルにおける亀裂発生状況の模式図⁽⁹⁾

(1) PFCによるモデルシミュレーション

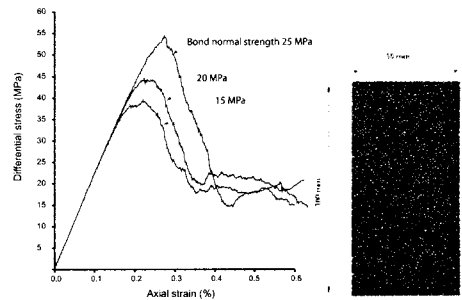
PFC^{2D}(2-Dimensional Particle Flow Code)は、Itasca社の粒状体個別剛体要素法解析コードである。この解析コードは、結合力を有する円形要素の集合体で各種材料をモデル化し、引張またはせん断応力によって粒子間の結合が切れることで亀裂の進展や破壊といった不連続体の挙動を表現できる。解析上、弾性変形は、線形バネ理論に基づく粒子間の鉛直バネ剛性およびせん断バネ剛性で表現され、亀裂の発生は、粒子間の結合条件(ボンドの引張・せん断強度)により判定される。亀裂発生後の挙動は、摩擦理論に基づく粒子間の摩擦係数 μ に支配される。

本解析では、ボンドのピーク強度のみを設定し、残留強度をゼロとしているため、摩擦強度と膨張(ダイレイタンス)のみがモデル供試体の残留強度に寄与する。

図-5に粒状体間のボンド強度が応力-ひずみ関係に及ぼす影響を示す。拘束圧は10 MPa、摩擦係数 μ は1.0である。ボンドが破壊(亀裂発生)すると、ボンド強度(粘着力成分)が無くなる。解析では材料の不均質性を考慮しているので、ボンドが順次破壊(亀裂進展)することにより粘着力が徐々に失われ、ポストピーク領域でひずみ軟化挙動が見られる。ボンド強度(粘着力成分)は、主にピーク強度に影響し、残留強度への影響は小さいことがわかる。また、大変形後にはせん断面のボンド強度が完全に無くなるので、摩擦強度が同じであれば、モデル供試体の残留強度は殆ど同じであることがわかる。

図-6に粒状体間の摩擦係数($\mu = \tan \phi$)が応力-ひずみ関係に及ぼす影響を示す。ボンドが破壊すると、粒状体間の摩擦係数が強度に寄与する。プレピーク段階では、

材料の不均質性に起因して弱いボンドから破壊し摩擦成分が徐々に発揮するため、粒状体の摩擦係数は残留強度だけではなく、ピーク強度にも影響を及ぼし、摩擦係数が高い程ピーク強度が大きくなる。残留強度は、ピーク強度と同様に粒状体の摩擦係数に支配されている。破壊したモデル供試体は、せん断面に沿うインターロッキングがあるため、残留強度に大きな変動性が見られる。しかし、全体傾向としては、残留強度は摩擦係数の減少に伴い小さくなっている。



(1) 応力-ひずみ関係

(2) 解析モデル

図-5 粒状体のボンド強度(粘着力)と応力-ひずみ関係

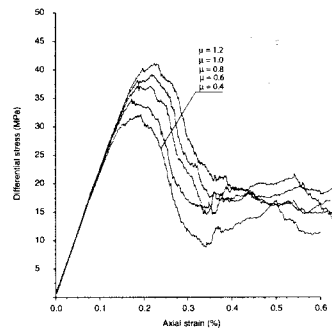


図-6 粒状体の摩擦係数(摩擦強度)と応力-ひずみ関係

以上の解析から、①ひずみ軟化過程の強度低下はマイクロクラックの発生・進展(粒状体のボンドの破壊・進展)により粘着力成分が減少することによる、②ピーク強度と残留強度の差は、初期粘着力成分(ボンド強度)に依存する、③残留状態では粘着力成分が殆ど無くなり、摩擦強度成分に依存することがわかった。

(2) ELFENによるモデルシミュレーション

ELFEN(Rockfield Software Ltd, 2003)は、岩石(FEM)中の応力が破壊基準を超えると、クラック(DEM)を導入し、アダプティブメッシュ(メッシュの自動生成)によりFEMメッシュにおけるクラックの発生、進展を追跡できるFEM/DEMカップリング解析コードである。

岩石の定ひずみ速度載荷試験を模擬したモデル供試体

(高さ 100 mm, 幅 50 mm) の解析で得られた応力～変位関係(図-7)によると, 残留強度は拘束圧の増加に伴い大きくなっている. これは, 摩擦強度成分($\sigma_n \tan \phi$)が垂直応力に比例するためである. 各拘束圧のひずみレベル(a)～(d)におけるクラックパターン (図-8) によると, 無拘束圧の場合には割裂破壊が見られ, 拘束圧の増加に伴いせん断帯と載荷方向のなす角度が変化している.

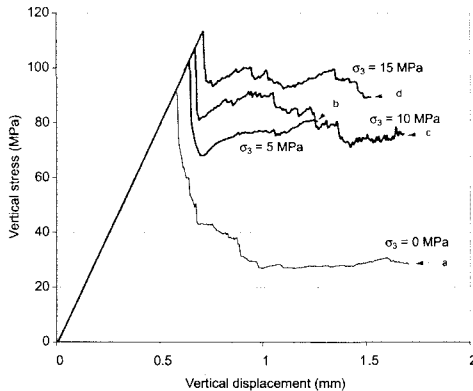


図-7 拘束圧が残留強度に及ぼす影響

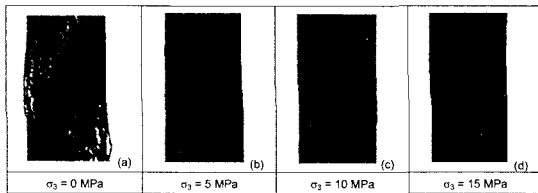


図-8 各拘束圧下のクラックパターン

以上の解析から, ポストピーク後の破壊した岩石は小さなブロックになり, 残留強度は小さなブロックで形成するせん断帯の強度によって支配されることがわかった.

ここでのPFC, ELFENによる検討から, 岩盤はポストピーク時に粘着力成分の殆どが失われ, 節理面のアスペリティーあるいは破碎ブロックのインターロッキングによる摩擦強度成分により残留強度が決定されると推察される. したがって, GSIシステムにおいて, 残留強度時の節理面状態係数 J_c とブロック体積 V_b を設定することにより岩盤の残留強度を評価できるものと考えられる.

4. GSIシステムの拡張と適用性

(1) GSIシステムの拡張

本研究では, 岩盤のピーク強度がブロックサイズと節理面状態により決定できるとするGSIシステムを, 破壊して残留強度状態に至った岩盤に対しても有効であると考え. したがって, 残留強度に対するGSI値は, 3. の

検討結果に基づき, 次式に示す残留ブロック体積 V_b^r と残留節理面状態係数 J_c^r の関数で表す.

$$GSI_r = f(J_c^r, V_b^r) \quad (6)$$

式(5) を利用すると, 式(6) は次式で表すことができる.

$$GSI_r = \frac{26.5 + 8.79 \ln J_c^r + 0.9 \ln V_b^r}{1 + 0.0151 \ln J_c^r - 0.0253 \ln V_b^r} \quad (7)$$

残留ブロック体積に関しては, 3. の ELFEN シミュレーションにより, 岩盤は残留強度に達する前に局所化したせん断帯に沿って徐々に小さなブロックに破碎することがわかった. また, 残留強度は小さなブロックで形成するせん断帯の強度によって支配されることがわかった. そこで, 本研究では, ひずみ軟化特性を有する岩盤の残留強度時のブロック体積は, 初期のブロック体積と無関係という仮定が成り立つと考える. つまり, 図-9 に示すように, 岩石, 節理性岩盤のせん断帯に沿う残留ブロック体積はほぼ同じであると仮定する.

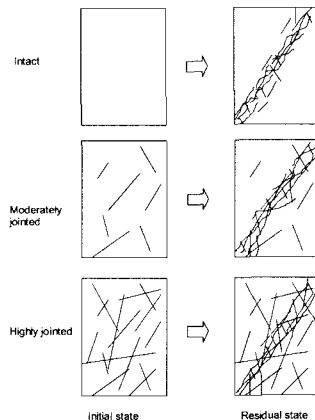


図-9 残留強度時のブロック体積の模式図

岩盤がポストピークで変形すると, 破壊ゾーンの岩石は破碎ブロックになる. 地下発電所地点における原位置岩盤ブロックせん断試験の岩盤状態を観察すると, 岩盤は細かく破壊され, 角張った岩石片や丸みのある岩石片が混在し, インターロッキングが不十分になっている. したがって, 大変形を経験した岩盤の特性は, GSIシステムでは「崩壊した岩盤」のカテゴリーに入ると考えられる. 図-1 に示すGSIチャートによると, 破壊した岩盤のブロック体積は $1 \sim 27 \text{ cm}^3$ の範囲にあり, その平均値は約 10 cm^3 である. これは, 岩盤強度の下限値と考えられる断層破碎帯のブロック性状の観察結果と対応する.

以上のことから, 残留ブロック体積 V_b^r は, ブロック体積 V_b が 10 cm^3 より大きい場合には, 「崩壊した岩盤」のカテゴリーのブロック体積の平均値を採用することと

し、次の値を用いる。

$$V_b^r \approx 10 \text{ cm}^3 \quad (8)$$

V_b が 10 cm^3 より小さい場合には、 V_b に対する低減はなく、ピークブロック体積と同じとする($V_b^r = V_b$)。

節理の表面状態に関しては、ポストピーク領域で変化するのは主に節理面のラフネス(粗度)である。Bartonら⁷⁾によると、ピーク時のラフネスは $JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n)$ で表される。ここで JRC 、 JCS 、 σ_n は、それぞれ節理面の粗度係数、圧縮強度および作用する垂直応力である。

図-10 によれば、せん断プロセスを経験した節理面のラフネスは、徐々に低下し、残留時のラフネスはピーク時の半分程度($JRC_{mb}/JRC_{peak}=0.5$)である。

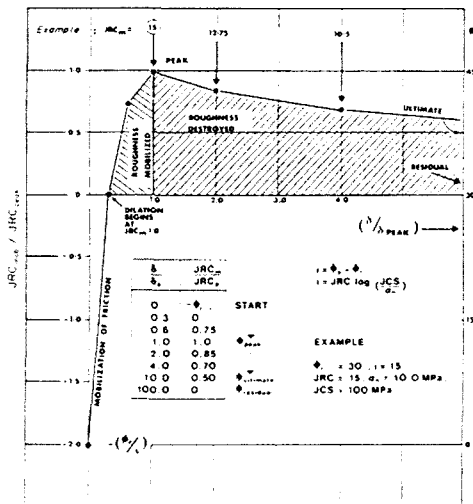


図-10 正規化した節理の粗さとせん断変位の関係⁷⁾

そこで、残留節理面状態係数 J_c^r は式(4)の大スケールの起伏(波動性) J_w と小スケールの起伏(平滑さ) J_s をピーク時の値から半減することとし、以下のように表す。

$$J_c^r = \frac{J_w^r \cdot J_s^r}{J_A^r} \quad (9)$$

$$\text{If } \frac{J_w}{2} < 1, J_w^r = 1; \text{ Else } J_w^r = \frac{J_w}{2} \quad (10)$$

$$\text{If } \frac{J_s}{2} < 0.75, J_s^r = 0.75; \text{ Else } J_s^r = \frac{J_s}{2}$$

ここで、 J_w^r 、 J_s^r 、 J_A^r は、それぞれ残留時の節理面の大スケールの起伏(波動性)、小スケールの起伏(平滑さ)および変質係数である。なお、短期間では節理の変質は有り得ないので、 J_A は不変とする。

式(8)～式(10)と、図-1の GSIチャートあるいは式(7)を用いると低減した GSI値が求められる。岩石の力学パラメ

ータ σ_c と m_i は不変であると仮定し、GSI値を式(1)、式(2)に代入するで岩盤の残留強度を算出できる。

(2) GSIシステムの適用性

既設地下発電所地点の調査坑で実施された原位置試験や岩盤斜面の逆解析で得られた岩盤の残留強度との比較により、拡張した GSIシステムの有効性を検討した。

葛野川地下発電所地点⁸⁾の原位置ブロックせん断試験から求めた C_0 級岩盤(節理間隔: 約 10 cm)のピーク・残留せん断強度を GSIシステムによる推定結果と比較して図-11に示す。残留 GSI値は、ピーク GSI値の半分程度となった。GSIシステムは、ピーク・残留強度の粘着力をやや過大評価しているが、概ね原位置ブロックせん断試験結果と一致していることがわかる。

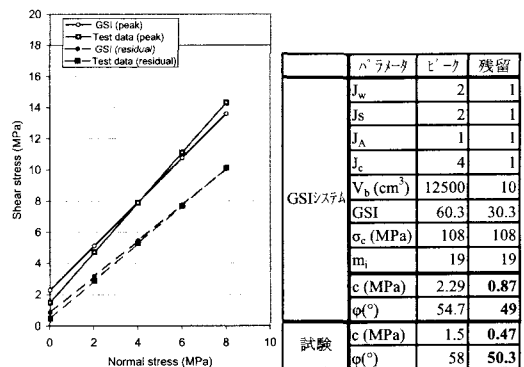


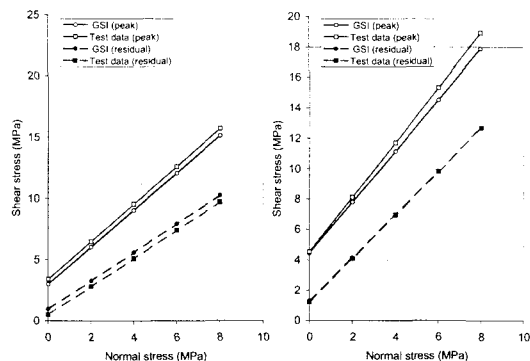
図-11 GSIシステムによる葛野川地点⁸⁾の岩盤強度

図-12 には、神流川⁹⁾、大河内¹⁰⁾の各地下発電所地点における原位置岩盤試験結果との比較を示す。GSIシステムは、岩盤のピーク・残留強度を評価できていることがわかる。

斜面安定の逆解析では、観測されたすべり面を対象に極限平衡解析ですべり安全率が 1.0 となるせん断強度パラメータが求められる。この強度パラメータは、岩盤がピーク強度における変形よりも非常に大きなすべり変形を経験しているため、残留強度パラメータに相当すると考えられる。ただし、この考え方は、進行性破壊の場合に対しては有効ではなく、斜面全体の破壊に係る回転やすべり破壊の場合のみに有効である。

南スペインにある Aznalcollar 露天鉱山斜面の逆解析から得られた強度¹¹⁾と GSIシステムによる残留強度との比較を図-13に示す。岩盤は、節理が発達した粘板岩と片岩からなる。斜面破壊の逆解析から得られた粘板岩の残留粘着力は $0 \sim 0.3 \text{ MPa}$ 、残留摩擦角は $25^{\circ} \sim 35^{\circ}$ である。GSIシステムによる同岩盤の残留粘着力と残留摩擦角はそれぞれ 0.39 MPa と 30° であり、逆解析から得られた残

留強度の上限値と下限値の間にあることがわかる。



(1)神流川地点⁹⁾ (砂岩)

(2)大河内地点⁹⁾ (ひん岩)

図-12 GSIシステムによる岩盤強度

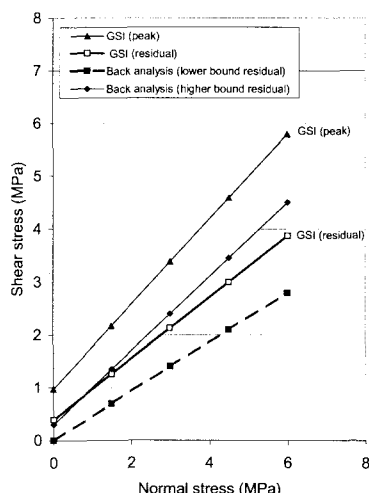


図-13 露天鉱山斜面の逆解析から求めた岩盤強度¹¹⁾との比較

5. 結論

本研究では、GSI システムを拡張して岩盤の残留強度を推定する新しい方法を提案した。これは、オリジナルの GSI システムにおける 2 つの主要ファクターを残留時

のファクターに置き換える方法であり、具体的には残留ブロック体積 V_b' と残留節理面状態係数 J_c' を適用する方法である。

提案した岩盤の残留強度を推定する方法を大規模地下発電所地点で得られた原位置ブロックせん断試験データと岩盤斜面安定の逆解析から求めたデータを使って検証した。残留 GSI 値を使って算出した残留強度パラメータは、原位置試験データおよび逆解析から求めたデータとよく一致することがわかった。

参考文献

- 1) Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. : *Support of underground excavations in hard rock*, A.A. Balkema, pp.84-98, 1995.
- 2) 宇野晴彦, 田坂嘉章, 石田毅, 水田義明, 工藤圭吾 : 空洞掘削時挙動計測結果に基づく岩盤のゆるみ領域評価と解析手法, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.13-24, 2002.
- 3) Cai, M., Kaiser, P.K., Uno, H., Tasaka, Y. and Minami, M. : Estimation of rock mass strength and deformation modulus of jointed hard rock masses using the GSI system. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41(1): pp.3-19, 2004.
- 4) Cai, M. and Kaiser, P.K. : Visualization of rock mass classification systems. *Geotechnical and Geological Engineering*, in press, 2005.
- 5) 田坂嘉章, 宇野晴彦, 南将行, 日比野悦久, Ming Cai : GSI システムによる地下深部の岩盤物性の推定, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集, CD-ROM, III-466, 2002.
- 6) Hajabdolmaji, V., Kaiser, P.K. and Martin, C.D. : Modelling brittle failure of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39: pp.731-741, 2002.
- 7) Barton, N.R., Bandis, S.C. and Bakhtar, K. : Strength, deformation and conductivity coupling of joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 22(3), pp.121-140, 1985.
- 8) 工藤圭吾, 小山俊博, 鈴木康正 : 大規模地下空洞支保設計への数値解析の適用について, 土木学会論文集, No.588/VI-38, pp.37-49, 1998.
- 9) 前島俊雄, 森岡宏之 : 大規模岩盤空洞へのゆるみ領域に着目した情報化設計システムの適用, 土木学会論文集, No.742/VI-60, pp.133-148, 2003.
- 10) 原田稔, 片山武, 矢田篤 : 大河内水力発電所地下発電所空洞の設計と施工, 電力土木, No.230, pp.46-57, 1991.
- 11) Sjöberg, J. : Estimating rock mass strength using the Hoek-Brown failure criterion and rock mass classification - a review and application to the Aznalcollar open pit. Division of Rock Mechanics, Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology. Internal report BM, 261p, 1997.

ESTIMATION OF THE ROCK MASS RESIDUAL STRENGTH PARAMETERS IN DEEP GROUND USING THE GSI SYSTEM

Masayuki MINAMI, Yoshiaki TASAKA, Ming CAI and Peter KAISER

In the present study, numerical simulations of laboratory strength tests are carried out to investigate the residual strength behavior of rock masses. Based on the simulation results, the GSI system is extended to cover the residual strength of jointed rock masses. The residual strength parameters determined from the GSI system are compared to the data from field block shear tests and back analysis of slope stability and the validity of the proposed method is verified.