

### GSI システムを用いた立坑掘削に伴う周辺岩盤挙動解析

大阪工業大学大学院 学会員 ○林 正寿  
 大阪工業大学工学部 正会員 吉岡 尚也  
 大阪工業大学工学部 正会員 青木 一男

#### 1. はじめに

立坑などを掘削する際は岩盤の特性や性状による影響を強く受けるため、適切な岩盤評価のもとで建設することが重要である。しかしながら、国内と諸外国の岩盤分類には、地質構造や岩石強度の違いもあることから、国内外に共通する岩盤評価を行った事例は少ない。

日本原子力研究開発機構は、北海道幌延町で新第三期堆積岩を対象とした高レベル放射性廃棄物の地層処分に関する研究開発を行っている。これは、世界共通の問題であるため、地下施設の建設に関しても国際的な評価基準が必要と考えられる。

そこで本研究では、E.Hoek et al<sup>1)</sup>が考案した GSI システムを用いて幌延地域に適用する岩盤評価法を考え、立坑の掘削による岩盤挙動を考察した。

#### 2. 解析方法の概要

**2-1 解析モデル** 解析領域は、余掘りを考慮した掘削径 5.8m を中心として、鉛直方向に 50m、水平方向を 30m とした。深度 350m を解析対象地点に選定し、土被りは 325m とし、土被り圧(対象深度×単位体積重量)を加えて初期応力解析を行った。なお、側圧係数は鉛直方向に自重を作用させ、東西方向に 1.3、南北方向に 0.9 と設定した。解析には有限差分コード(FLAC3D)を使用した。

**2-2 入力定数** 幌延地域における試錐孔調査の結果<sup>2)</sup>を図-1に示す。同図より、対象深度 350m 付近は、声問層と稚内層の境界ラインに位置するため、一軸圧縮強度の増減が大きい。したがって、各試錐孔の値を平均して一軸圧縮強度を算出した。次に、数値解析に用いる岩盤の入力定数を表-1に示す。GSI の値は、幌延地域の深度と GSI の相関<sup>3)</sup>や、割れ目分布に基づいて算出した。一軸圧縮強度および GSI の関係式により求めた変形係数は、國井<sup>4)</sup>が提案した国内の岩盤分類を参照し算出した。岩盤のポアソン比は、境界ラインの深度依存性を考慮し、地表面から 5m ピッチで値を 0.1 ずつ変化させた。また、境界ラインおよび稚内層深部ではひずみ軟化挙動の影響が大きい<sup>5)</sup>、今回の解析では考えないものとした。支保部材の物性値については、覆工コンクリートをソリッド要素で、H-150 の鋼製支保工をビーム要素でモデル化した。

**2-3 力学モデルおよび掘削手順** 力学モデルは弾完全塑性体とし、岩盤の降伏規準は Hoek-Brown に従うものとした。降伏規準値として用いる m, s および a は、岩石の一軸圧縮試験等により得られた岩盤の破壊定数である。これらの定数は、室内試験に基づいて得られた強度定数(粘着力・内部摩擦角)を用いて換算した。立坑の掘削手順は、Step1 で初期応力解析を行った後、Step2~4 では 1m 掘削を 3 回繰り返した。その後、Step5 では鋼製支保工を 0.5m ずらして 2 本設置した。Step6 では厚さ 60cm 相当の覆工コンクリートを打設した。鉛直方向 50m の

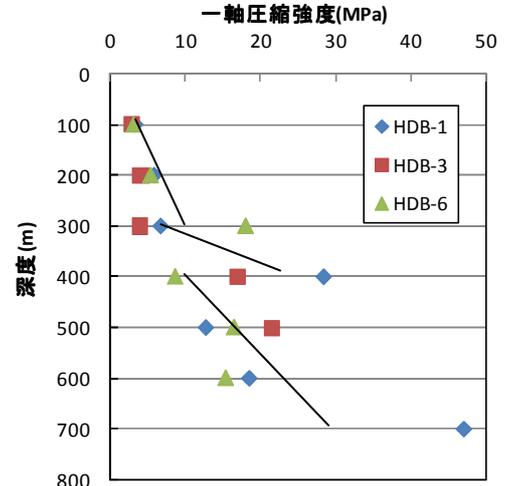


図-1 一軸圧縮強度と深度の関係

表-1 岩盤と支保部材の入力定数

岩盤の入力定数		
変形係数(MPa)	1.86E+03	
ポアソン比	0.16-0.25	
一軸圧縮強度(MPa)	13.8	
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	17	
G	S	I
	mi	20
破壊定数	s	6.74E-03
	a	0.5
支保部材の入力定数		
覆工コンクリート		
弾性係数(MPa)	3.10E+04	
ポアソン比	0.2	
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	2.3	
鋼製支保工		
弾性係数(MPa)	8.70E+05	
ポアソン比	0.3	
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	7.7	
断面積(m <sup>2</sup> )	4.00E-03	
断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )	5.63E-06	

キーワード 立坑, GSI, 限界ひずみ, 数値解析

連絡先 〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1 大阪工業大学工学部環境工学科 Tel. 06-6954-4403

うち、45m 掘削するために、Step3~6 を繰り返した。

3. 解析結果

**3-1 断面変形率** 深度 350m 地点における切羽の進行に伴う断面変形率(内空変位を掘削幅 5.8m で除し百分率した値)の変化を図-2 に示す。横軸の切羽距離は原点を切羽とした掘削前後の距離を表している。同図より、切羽前後において急激に断面変形率が上昇するが、切羽の進行とともに変形は収束に向かう。東西方向では切羽距離 20m 地点で約 0.95% であるのに対し、南北方向では約 0.65% であった。掘削幅を D とした時、切羽から 2D, 3D 通過した後も、最大主応力の断面変形率は微小ながら上昇している。これは、限界ひずみにより算出した許容変位<sup>9)</sup>を大幅に上回っているためと考えられる。特に、応力異方性を有する場合は、側圧係数の大きい方向に変形が助長される傾向がある。なお、限界ひずみは、解析上で算出した値および理論式に基づき 0.85(%)と設定した。

**3-2 応力-せん断ひずみ関係** 深度 350m の壁面近傍における東西方向の応力変化およびせん断ひずみの増分を図-3 に示す。縦軸の応力変化比は、掘削に伴って変化する応力を初期応力で除した値である。同図より、最大主応力は、切羽に到達する直前で最も変化が高くなるものの、切羽の通過を境に急激に減少している。一方、最小主応力は、切羽を通過するまでに初期応力の約 90%減少する。また、せん断ひずみ増分が約 3%で収束した後、最大・最小主応力は少しずつ上昇し支保の内圧効果が見られた。これは立坑の掘削後、すぐに鋼製支保工と覆工コンクリートを構築するショートステップ工法独特の現象であると考えられる。

**3-3 最大せん断ひずみと塑性域の関係** 深度 350m 地点の坑壁周辺の最大せん断ひずみおよび塑性領域幅の関係を図-4 に示す。同図より、南北・東西方向側では、塑性領域の幅に関わらず最大せん断ひずみの増減が大きい。このため、ひずみの増減を抑制させる効果的な対策を行う必要がある。

4. まとめ

GSI システムを用いた岩盤物性に基づき、立坑の逐次掘削解析を行った。得られた結果をまとめると、1)断面変形率は許容変位を大幅に超えるため 2D, 3D 以降も上昇する、2)応力変化はせん断ひずみの収束後、支保部材の内圧効果による現象が見られる、3)掘削壁面の東西・南北側では、塑性域の増減に伴いせん断ひずみの増減が大きくなることわかった。

参考文献

1)E.Hoek et al : Support of Underground Excavations in Hard Rock, A.A.BALKEMA, pp.91-95,1995. 2)林克彦他 : 岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究(III),JAEA-Research 2009-058,p.96,2009. 3)T.Yamamoto et al : Deformation moduli of soft rocks in Japan through Geological Strength Index(GSI),Rock Mechanics, pp.287-295,2007. 4)國井仁彦 : 物理探査法を用いた岩盤不連続面の分布特性に関する研究,大阪大学大学院博士論文, pp.78-79,2000. 5)真田祐幸他 : 幌延深地層研究計画におけるひずみ軟化挙動と物性の深度依存性を考慮した三次元立坑逐次掘削解析, JAEA-Research 2009-050, pp.4-12,2009. 6)窪田茂他 : 幌延深地層研究計画 地下施設建設技術に関する研究(平成13年度),JNC TJ1400 2001-005,pp.46-47,2002.

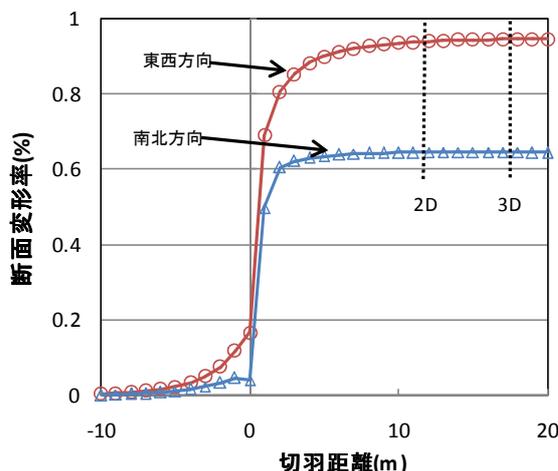


図-2 深度 350m の切羽進行に伴う断面変形率

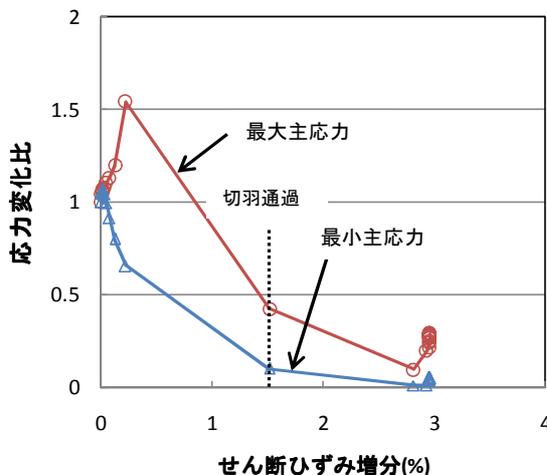


図-3 深度 350m のせん断ひずみと応力変化の関係

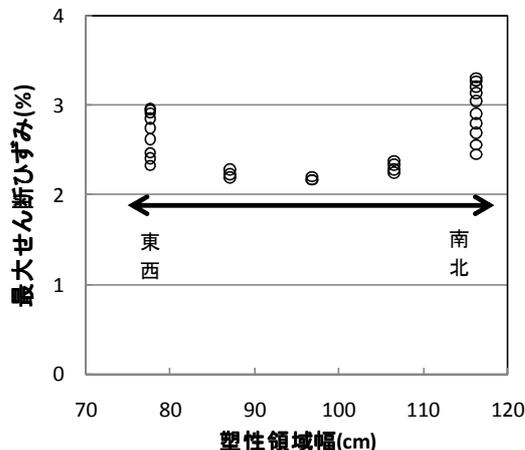


図-4 最大せん断ひずみと塑性領域幅の関係