不連続体解析法を用いた数値シミュレーション による原位置岩盤のせん断挙動特性の評価

生貞幸治¹・溝上 建²・中川光雄³・蒋 宇静⁴・江崎哲郎⁵

 ¹正会員 工修 九州電力㈱ 土木部原子力土木グループ(〒810-8720 福岡市中央区渡辺通 2-1-82)
 ²正会員 九州電力㈱ 総合研究所土木グループ主幹研究員(〒815-8520 福岡市南区塩原 2-1-47)
 ³正会員 博(工) ㈱CRC総合研究所 関西支社課長役(〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
 ⁴正会員 博(工) 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科(〒852-8521 長崎市文教町 1-14)
 ⁵正会員 工博 九州大学教授 大学院工学研究院附属環境システム科学研究センター (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

岩盤構造物の安定性評価にあたっては,対象岩盤の力学的特性を現場サイトで的確に把握するために原 位置せん断試験が行われる.ある調査地点にて高角度の不連続面が卓越する岩盤を対象に原位置せん断試 験を実施した結果,最大せん断応力時のせん断変位が非常に大きい延性的なせん断挙動を示す特徴が認め られた.本研究では,そのメカニズムを解明してせん断強度の妥当性を評価することを目的に,不連続体 解析法を用いた数値シミュレーションを行った.その結果,不連続面の変形挙動のみならず基質部の破壊 を考慮することでせん断破壊面を模擬することができ,試験結果と類似した傾向を示すことができた.ま た,延性的なせん断挙動は,せん断破壊面直下の岩盤の変形に起因することを明らかにした.

Key Words : rock joints, rock mass, in-situ shear test, discontinuous analysis method, numerical simulation

1.はじめに

ダム,橋梁,原子力発電所などの岩盤上に設置される 大型土木構造物,さらには地下発電所,エネルギー貯蔵 施設などの大規模地下岩盤空洞の建設にあたっては,岩 盤内に含まれる不連続面の変形挙動が,これらの岩盤構 造物の安定性に影響を及ぼすケースが多いため,近年で は,岩盤の不連続性を適切に評価し得る合理的な調査・ 設計・施工の重要性が高まっている^{1),2)}.

これらの岩盤構造物の安定性評価にあたっては,まず, 構造物の一部となる岩盤の強度,変形などの力学的特性 を把握することが重要であり,そのために原位置岩盤試 験が行われる.原位置岩盤試験のうち,原位置せん断試 験は,周知のとおり構造物の設計に必要な岩盤のせん断 強度を求めるために実施される非常に重要な試験である.

ある調査地点(川内地点)にて層理に沿う割れ目(以降,層理面という)が卓越する粘板岩を対象に原位置せん断試験(ブロックせん断試験)を実施した結果,最大せん断応力は突出したピーク値を示さず,そのときのせ

ん断変位は約 25mm~40mm と非常に大きい延性的なせん 断挙動を示す特徴が認められた.九州各地で硬岩を対象 に実施された原位置せん断試験³⁾(ブロックせん断試験 およびロックせん断試験)において求められた最大せん 断応力と無次元化した水平変位の関係を図 - 1に示す. ここで,無次元化した水平変位とは,最大せん断応力に 対する試験ブロックの水平変位を試験ブロックの長さで 除して百分率で示した値である.比較的割れ目の少ない · 礫岩および砂岩の無次元化した水平変位は約2%以内, 鉱物の定向性による顕著な片理を有する片岩の無次元化 した水平変位は約2%~4%の範囲に分布する.これら の岩種と比較して,本研究の対象である川内地点の粘板 岩の無次元化した水平変位は最も大きく、約4%~6% となる.このように,粘板岩や片岩などの,層理面や片 理の卓越する不連続性岩盤では, 礫岩や砂岩などの塊状 岩盤に比べて試験時に大きな変形を生じる傾向がある。

不連続性岩盤を対象として実施された原位置せん断 試験の結果は,試験体が標準の0.6m×0.6m 程度のスケ ールでは,層理面などの比較的小規模な不連続面の存在



に大きく支配されることが知られている^{4),5)}.このため, 従来から室内模型実験 ()-9)による基礎的な研究が行われ ているが,これらは不連続面と作用荷重の方向による異 方性の影響に着目した研究が多く , その際の応力 - 変位 関係および不連続面の分布が試験時のせん断挙動特性に 及ぼす影響は明確になっていない.また,原位置せん断 試験結果に及ぼす不連続面の影響を室内模型実験のみで 評価することは, 複数の系列からなる複雑な不連続面の 分布を取り扱うことは困難であること,また,破壊現象 のメカニズムの解明が難しいことなどの理由から必ずし も合理的ではないため,岩盤の不連続性を考慮できる解 析手法を用いた原位置せん断試験の数値シミュレーショ ンとそれを用いた評価手法の確立が望まれる.しかしな がら,数値解析を用いた原位置せん断試験に関する研究 は,現段階では不連続面を含まない比較的均質な軟岩を 対象とした研究10)-12)がほとんどで,不連続面の分布を 考慮した京谷ほか13の均質化法を用いた研究もあるが基 本的には等価連続体解析であり,直接的に不連続面をモ デル化したケースはあまり見受けられない.

本研究では,上記の粘板岩の延性的なせん断挙動のメ カニズムを解明してせん断強度の妥当性を評価すること を目的に,不連続面の力学的特性および幾何学的分布特 性を比較的忠実にモデル化できる個別要素法¹⁴に基づく 不連続体解析法を用いた原位置せん断試験の数値シミュ レーションを実施する.ここで,解析に用いる不連続面 の力学的特性は,調査地点から採取した自然の不連続面 サンプルの室内試験結果に基づいて評価する.一方,不 連続面の幾何学的分布特性については,地質観察結果か ら得られた情報に基づいて一定の規則性を有する不連続 面の分布モデルを作成する.そして,適切な数値シミュ レーションの方法について,不連続面に囲まれた岩盤内



図-2 川内原子力発電所敷地内の調査位置図

の基質部(以降,基質部という)の破壊をどのように考慮すべきかに着目した検討を行う.さらに,数値シミュレーションから得られた知見を踏まえて,原位置岩盤のせん断挙動特性の評価を行う.

2.対象岩盤の概要

本研究の調査地点は,鹿児島県川内市西部に位置する 川内原子力発電所の敷地内であり,1,2号機北側の約 25万㎡の範囲にてボーリング調査,試掘坑調査および岩 石・岩盤試験などが実施されている(図-2参照).当地 点の地質は秩父帯に属すると考えられ,主に,中生代の 礫岩,砂岩および粘板岩と,これらを被覆する新生代の 火山岩類(安山岩,凝灰岩など)から構成される.

このうち,本研究の対象とした岩盤は粘板岩であり, 固結度の高い堆積性の硬岩である.その色調は黒灰~暗 灰色で,基質部は新鮮であるものの連続性の高い層理面 が卓越している.

表 - 1に粘板岩の岩盤評価基準と試掘坑での出現率を 示す.この岩盤評価基準は,硬岩に対して一般に良く用 いられている電研式岩盤分類¹⁵の考え方を基本としなが ら,当地点の地質および地質構造の特徴を考慮し,基質 部の硬さと不連続面,特に層理面の性状に着目して作成 したものである.すなわち,表 - 1に示すように基質部 の硬さについては岩石ハンマーの反発音により判定した 「硬軟A~C」,不連続面の性状については「層理面の間 隔~」,「層理面の状態a~d」を指標とし,これら 3要素の組合せによって岩盤の評価を行った.ここで, 出現率とは,試掘坑の側壁で行われた約1m間隔の地質 観察結果を1単位とし,各要素の組合せが出現する頻度

[単位:%]

200	層理面の間隔	>0.3	0.3~	0.1~	0.05~	0.03~	岩片状
軟	層理面の状態	I	Ш	11	IV	V	VI
金	密 着 a	1.4	4.4	3.9	0.0	0,0	0.0
属A	分離・フィルム状粘土挟有	0.0	2.2	5.4	0.9	0.0	0.0
音	粘土挾有 ・ 鏡肌顕著 。	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	風 化·変 質 d	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
やや	密 着 a	0.0	0.3	0,7	1.1	0, 0	0,0
金B	分離・フィルム状粘土挟有し	0,0	0, 9	10. 5	24.4	14, 8	0.0
属	粘土挟有 ・ 鏡肌顕著 。	0.0	0.0	0.9	. 5. 8	0.9	0.0
音	風化・変質。	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
に	密 着 a	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SC	分離・フィルム状粘土挟有	0.0	0.0	0.0	1.1	1.8	0.4
~	粘土挟有 ・ 鏡肌顕著 。	0.0	0.0	0.0	4.1	10.5	2.7
音	風化・変質の	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0

を計数して試掘坑に現れた粘板岩全体に対する百分率で 示した値である.表-1によると,粘板岩の層理面の間 隔は0.1m以下のものが多く,平均的には0.03m程度のも のが主体である.層理面の状態は分離しているか薄いフ ィルム状の粘土を挟むものが多い.出現率はB bの組 合せが最も多く全体の約24%を占める.次に出現率の高 い組合せはB bの約15%である.なお,基質部の硬軟 の評価がランクBに該当する岩盤の基質部の一軸圧縮強 度は平均で約35MPaである.

上記と同様の試掘坑調査によって得られた粘板岩の層 理面のステレオダイヤグラムを図 - 3(a)に示す.層理面 の走向は北西 - 南東方向で,西傾斜のものが主体的であ る.また,図 - 3(b)に示す層理面の傾斜角ヒストグラム によると、傾斜角の平均値は68.3。標準偏差は約9.9。 であり,比較的高角度のものが多い.これらは,当地点 における大局的な地層の方向性と調和的である.

3. 原位置せん断試験の結果

先に述べた粘板岩のうち,出現率の高いB bおよび B bの組合せに該当する岩盤を対象に原位置せん断試 験を実施した.原位置せん断試験実施箇所付近の地質観 察結果を図 - 4に示す.図 - 4(a)は,観察範囲 1.0m×1.0m の底盤平面図である.図 - 4(b)は,図 - 4(a)の表面をベ ースコンクリートで保護した後,その中央部を大型岩盤 カッターで切断し深さ約0.3mまで掘削した小規模トレ ンチの断面図である.これによると,深部まで連続性を 有する高角度な層理面が数 cm 間隔で卓越していること が分かる.また,大局的にみて層理面にほぼ直交する節 理が僅かながら存在する.節理の分布密度は層理面の 1/3 程度であり,その連続性は乏しく,観察された節理 のほとんどが層理面によって分断されている.



(a) 層理面のステレオダイヤグラム





当地点での原位置せん断試験は,底盤の岩盤整形を慎 重に行った後,露出させた寸法 0.6m×0.6mの試験面に コンクリートブロック(以降,試験ブロックという)を 打設し,それに荷重を載荷することで岩盤をせん断する ブロックせん断試験を採用した.図-5に試験装置の概 念図を示す.荷重の載荷方法および変位の計測方法は土 木学会の指針16)に準拠した、荷重の載荷方法については, 垂直荷重による予備載荷を行った後,所定の初期垂直応 力まで載荷した状態で傾斜荷重を破壊に至るまで段階的 に増加させた.傾斜荷重の載荷ステップは0.02MN,載荷 速度は0.25MPa/minとした. 傾斜荷重の方向は水平面に 対して 15°とし,層理面の傾斜方向に対して流れ目の方 向とした.変位の計測方法については,鋼製の基準梁を 不動点として,試験ブロックの上面に4箇所,背面に4 箇所の変位計を設置し,それぞれの平均を垂直変位およ びせん断変位として試験結果を整理した.

試験結果の例として,初期垂直応力0.10 MPa(Case A), 0.39MPa(Case B)および0.98MPa(Case C)の条件で実施した3ケースを図-6に示す.図-6(a)はせん断応力 とせん断変位の関係,図-6(b)は垂直変位とせん断変位 の関係である.これらによると,初期垂直応力の増加に 伴って最大せん断応力は増加し,垂直変位が抑制される 一般的な傾向が得られている.しかしながら,すべての ケースにおいて,最大せん断応力は突出したピーク値を 示さず,そのときのせん断変位が約25mm~40mmと非常に 大きい延性的なせん断挙動を示す特徴がみられる.既往 の試験結果³⁾によれば,その値は10mm以内であること が多い.また,Case Bの試験後に行った地質観察により 得られたせん断破壊面の深度分布を図-6(c)に示す.こ れによると,試験による岩盤の破壊は試験ブロックから 40mm 程度の深さにまで及んでいることが分かる.

以上のような延性的なせん断挙動が層理面の卓越す る粘板岩特有の性質であるのか,それとも岩盤の整形方 法や試験方法に起因するものなのかを,原位置の地質観 察結果および試験結果のみから判断することは困難であ った.

4. 原位置せん断試験の数値シミュレーション

(1) 数値解析方法の選択

原位置せん断試験の数値シミュレーションを行うに あたり,本研究の対象岩盤である粘板岩のモデル化を考 えると,まず,岩盤を等価な連続体と仮定する有限要素 法に代表される連続体解析法の導入が考えられる.しか し,基質部の一軸圧縮強度が約35MPaの硬岩であるにも かかわらず,最大せん断応力時のせん断変位が大きいと いう事実から,岩盤内に存在している不連続面の影響を





(a) 全体図

適切に評価することが重要であると考えられる.このた め本研究では,不連続面の力学的特性および幾何学的分 布特性を比較的忠実にモデル化できる不連続体解析法を 導入することにした.ここでは,数種類の不連続体解析 法¹⁷⁾のうち個別要素法を採用した.個別要素法は不連続 面によって区切られた岩石ブロックの変位,回転および これに伴う不連続面の分離が許容されること,各岩石ブ ロックは変形体として取り扱うために離散化されるなど の特徴を有する.近年では斜面の崩落解析¹⁸⁾および大規 模地下空洞の安定解析¹⁹⁾などの実務的設計にも利用され ている.

(2) 岩盤のモデル化

a) 不連続面の幾何学的分布特性のモデル化

不連続体解析を行うにあたっては,不連続面の幾何学的分布特性,すなわち,分布密度,傾斜角,連続性などを地質調査結果を基に適切に評価し,現実の姿を反映した解析モデルを作成しなければならない²⁰⁾.本研究では原位置せん断試験の数値シミュレーションを目的とすることから,試験箇所付近で観察された不連続面の分布特性が一様に広く分布するとした解析モデルを作成した.

図 - 7に作成した解析モデルを示す.解析モデルは2 系列の不連続面群,すなわち層理面(以降,Set1という) とそれに直交する節理(以降,Set2という)から構成さ れる.Set1については,表-1,図-3(a),(b)および図-4(b)に示した層理面の分布特性を反映して間隔0.03m, 傾斜角70°で連続的にモデル化した.一方,Set2につ いては,図-4(b)に示したように節理のほとんどが層理 面によって分断されている事実を反映して断続的にモデ ル化した.この際, Set2 の大局的な方向性が Set1 にほ ぼ直交する傾向にあることを表現するため, 噛合い比 1/2 の千鳥状配置とした.Set2 の間隔は, 節理の分布密 度が Set1 の 1/3 程度であることから, Set1 の間隔の 3 倍(0.09m)とした.なお, 溝上ほか²¹⁾の行った室内模 型実験の結果によると, Set2 のように断続的な不連続面 の噛合い状態が, 程度は小さいものの岩盤のせん断挙動 に影響を及ぼすことが報告されている.本研究では, 原 位置にて観察された節理の断続性と大局的な方向性が損 なわれないように Set2 の噛合い比を 1/2 と設定したが, 不連続面の幾何学的分布が岩盤のせん断挙動に及ぼす一 般的傾向を把握する目的のためには, 噛合い比やその他 の分布特性をパラメータとした岩盤モデルによる検討が 別途必要と考えられる.

試験ブロックについては,原位置せん断試験と同じく 試験面の寸法が 0.6m のコンクリートブロックでモデル 化した.なお,本解析は試験面の中央断面における2次 元解析(平面ひずみ条件)であるため,試験ブロックお よび岩盤ともに奥行き方向は単位長さとして取り扱う. b)解析モデルの境界条件

図 - 7に示すように,解析モデルの右側境界は,事前 に予備解析を行い,荷重載荷に伴う岩盤の変形がモデル 境界の影響を受けない位置,すなわち,試験ブロックの 右端から試験面寸法0.6mの3倍(1.8m)の位置に設定し た.左側境界は,荷重の載荷側であるため試験による影 響は少ないと考え,試験ブロックの左端から試験面寸法 の1.5倍(0.9m)の位置とした.これは,試験箇所が試 験坑の中心とした場合の坑壁位置に相当する.また,原 位置せん断試験において岩盤が破壊される領域は比較的 浅部に集中することから,下側境界は岩盤表面から1.3m 下方の位置に設定した.なお,境界条件はすべて完全固 定とした.

c) 基質部と不連続面の力学的特性値

基質部については,ボーリングコアサンプルの室内三 軸圧縮試験結果をもとに表 - 2に示す力学的特性値を設 定した.粘着力 c,内部摩擦角 および引張強度 しは, 後述する基質部の塑性化および新規亀裂発生の判定に使 用した.

一方,不連続面の力学的特性は開口性,夾在物の有無, 表面の粗さなどの多くの要素に左右されるが,調査地点 から対象とする自然の不連続面サンプル(分離もしくは 薄いフィルム状の粘土を挟む層理面)を採取して一面せ ん断試験を実施することで,不連続面の力学的特性値お よび挙動モデルの評価を行うことができる²²⁾.まず,採 取したサンプルをせん断試験用の型枠に埋め込んで試験 体を作成し,試験装置のせん断箱内に設置する.次に不 連続面に作用する垂直応力を設定し,それを一定に保ち ながら十分に残留応力に達したと考えられる時点までせ

表-2 基質部の力学的特性値

弾性係数 E	1.481×104 (MPa)
ポアソン比 v	0.19
密度ρ	2.66 (g/cm ³)
粘 着 力 c	3.04 (MPa)
内部摩擦角 φ	46.0 (°)
引 張 強 度 σ _t	1.41 (MPa)

表-3 不連続面の力学的特性値

垂直剛性」	K _n	1.833×104 (MPa/m)
せん断剛性 1	К,	$0.088\!\times\!10^4$ (MPa/m)
粘着力	с	0 (MPa)
摩擦角	φ	34.3 (°)
引張強度	σι	0 (MPa)
ダイレーション角	i	0 (°)

ん断変位を与えた.そして,得られた試験結果に基づい て表 - 3に示す不連続面の力学的特性値を設定した.垂 直剛性K。は、垂直応力載荷時の試験体の垂直変位から基 質部の変位を除去した不連続面自体の垂直応力 - 垂直変 位曲線を直線回帰して算定した.せん断剛性K。は,せん 断応力 - せん断変位曲線における初期の線形部分の終了 点と原点を結んだ直線の傾きから算定した.粘着力cお よび摩擦角 は,ピーク時のせん断応力と垂直応力の関 係を直線回帰して算定した.なお,分離した自然の不連 続面の状態から判断して引張強度 ,は0 MPa とした.ま た,試験に供した不連続面の表面形状は平滑で,せん断 に伴う垂直変位がほとんど現れなかったことからダイレ ーション角 i は 0° とした. 不連続面の挙動モデルにつ いては,試験においてピーク時までは線形的な挙動を示 し、その後突出したせん断応力のピークを示さずそのま ま残留応力に達する傾向が見られたことから,図-8に 示す Coulomb 滑りモデルを採用した.

(3) 解析ケースおよび解析方法

原位置せん断試験の数値シミュレーションを行うに あたっては、不連続面の変形挙動の他に、各基質部(0.03m ×0.09mの岩石ブロック)の破壊をどのように考慮すべ きかについて検討しておく必要がある.ここでは以下に 述べる3つの解析ケースで検討した.

a) 弾性解析

Case 1 では基質部を弾性体としてモデル化しており, Set1 と Set2 に囲まれた基質部は内部応力の増加に伴っ て弾性変形を生じるが,破壊後の挙動までは考慮されて いない.

b) 弾塑性解析

Case 2 では基質部を完全弾塑性体としてモデル化して おり,破壊後は塑性流動を生じる.破壊の判定には以下



に示す破壊規準を用い, せん断による破壊には Mohr-Coulomb 規準の式(1)を,引張による破壊には式(2) を適用した.

 $fs = (1-sin)_{1} - (1+sin)_{3} - 2ccos$ (1)

$$ft = t - 3 \tag{2}$$

ここに, c は粘着力, は内部摩擦角, t は引張強度, fs はせん断による破壊規準関数, ft は引張による破壊規 準関数であり, fs およびft が0より小さい場合に破壊と 判定する.

c) 亀裂発生·進展解析²³⁾

Case 3 では基質部の内部応力が与えられた破壊条件に 達した場合,既存の不連続面のほかに新規の亀裂を発生 させることで破壊後の挙動が表現される.ここでは,新 規亀裂の発生が予測される位置に予め潜在的な境界面 (以降,潜在面 Set3という)を定義しておく方法を取る. Set3は基質部内の破壊位置の任意性を保ち,かつ岩盤全 体の挙動に影響しないように,図-9に示すとおりSet1 に直交する方向に0.015mの間隔で配置した.

新規亀裂の発生プロセスを図 - 10 に示す.載荷初期の 比較的低い応力状態では,Set3を挟む基質部が一体とな リ連続体として挙動する.このとき,Set3 は周囲の基質 部と等価な剛性と強度を有する.そして,ある Set3 の応 力状態が亀裂の発生条件に達したと判定された時,その 剛性と強度は自動的に不連続面の値として処理され,以 降はSet1およびSet2と同様に不連続面として挙動する. 亀裂の発生条件には弾塑性解析と同様に式(1),式(2)の破 壊規準を適用した.式中の主応力(__1,_3)は,亀裂発 生の判定を行う Set3 上において評価すべきであるが, Set3 は個別要素法における境界面であるため,直接的に 応力テンソル(__x_xy, y)を求めて主応力を算定する ことはできない.ここでは,式(3) に示す Airy の応力関







図-9 潜在面 (Set3) のモデル化

数 を補間関数として用い, Set3の中心位置(x, y)の 応力テンソルを求めて主応力を算定した.

$$=\frac{a}{6}x^{3} + \frac{b}{2}x^{2}y + \frac{c}{2}xy^{2} + \frac{d}{6}y^{3}$$
(3a)

$$_{x} = \frac{\partial^{2}}{\partial y^{2}}$$
 (3b)

$$_{xy} = \frac{\partial^2}{\partial x \partial y}$$
(3c)

$$_{y} = \frac{\partial^{2}}{\partial \mathbf{x}^{2}}$$
 (3d)

ここに, a, b, c, d は定数であり, Set3を挟む上方およ び下方におけるそれぞれ2点(計4点)の応力テンソル から決定される.

(4) 解析手順

解析手順のフローを図 - 11 に示す.荷重の載荷方法に ついては,第3章で述べた実際の原位置せん断試験と同 じく荷重制御方式とした.実際の試験では,本載荷に先 駆けて,岩盤と試験装置全体のなじみを良くするために 垂直荷重による予備載荷を実施するが,解析ではその必 要はないので予備載荷を省略し,自重解析完了後に本載 荷を行った.本載荷は,初期垂直荷重,傾斜荷重の順で, 試験ブロック上にモデル化した載荷板の中心に集中荷重 として載荷した.まず,初期垂直応力を0.39MPaまで載 荷し,その値を一定に保ちながら傾斜荷重を0.02MN ステ



図-10 新規亀裂の発生プロセス²³⁾





ップで段階的に増加させた.傾斜荷重の方向は原位置せん断試験と同じく水平面に対して15°とし,Set1の傾斜方向に対して流れ目の方向とした傾斜荷重の増加は, せん断応力増分を ,せん断変位増分を usとし,その比 / usが10MPa/mに達した時点(図-6に示した原位置せん断試験結果ではほぼ最大せん断応力の時点に相当)の載荷ステップまで継続した. 変位の評価点については,原位置せん断試験の変位計 測位置を参考にして,試験プロックの上面に2箇所,お よび背面に2箇所の評価点を設け,上面評価点の垂直方 向変位の平均を垂直変位,背面評価点の水平方向変位の 平均をせん断変位として解析結果を整理した.

(5) 解析結果の比較検討

a) せん断応力とせん断変位の関係

図 - 12(a)にせん断応力とせん断変位の関係を示す.同 図には原位置せん断試験 Case B の結果も併せて示す.解 析により得られた結果は,どのケースも原位置せん断試 験結果と同様に延性的なせん断挙動を示す.各ケースの 最終載荷ステップにおけるせん断変位は Case 1で29mm, Case 2 で 34mm, Case 3 で 31mm であり,原位置せん断試 験 Case B の最大せん断応力時のせん断変位(31mm)とほ ぼ一致している.同一のせん断応力において発生してい るせん断変位を比較すると,Case 1 よりも Case 2 の方 が,さらに,Case 2 よりも Case 3 の方が大きく,同一 のせん断変位に対するせん断応力は同様の順に小さく, 原位置せん断試験結果に接近する傾向が見られる.ただ し,せん断応力の絶対値は一致しない.

b) 垂直変位とせん断変位の関係

図 - 12(b)に垂直変位とせん断変位の関係を示す.Case 1 や Case 2 に比較して Case 3 では,せん断に伴い発生 する垂直変位は小さく,原位置せん断試験結果に接近す る傾向が見られる.図 - 13 に原位置せん断試験 Case B と亀裂発生・進展解析 Case 3 のせん断に伴う試験ブロッ クの移動・回転の状況を示す.ここでは移動量に対して 試験ブロックを 1/10 スケールで表示している 試験ブロ ックの回転角度 の最大値は Case B で 0.5°, Case 3 で 1.9°であり, Case B に比較して Case 3 は試験ブロ ックの回転が僅かに大きいものの,回転の方向およびせ ん断に伴って試験ブロックが一旦沈下した後に浮上がり に転じる傾向は類似している.

c) 岩盤内部の破壊現象

載荷に伴う岩盤内部の破壊現象の遷移を図 - 14~図 - 16に示す.ここでは,試験ブロックが岩盤と接してい る試験面の左端をA点,右端をB点と呼ぶ.

図 - 14 (弾性解析)では,載荷の初期段階で A 点付近に Set1の剥離が生じる.その後,せん断応力の増加に伴い A 点を起点として Set1 と Set2の剥離が進行し,試験面から深さ約0.5mの範囲にまで及んだ.

図 - 15(弾塑性解析)では,載荷の初期段階でA点付 近にSet1の剥離が生じると同時に試験面近傍に基質部 の破壊が発生し,せん断応力の増加に伴ってその領域は 拡大する.これは,実際の原位置せん断試験において終 局的に形成されたせん断破壊面(図 - 6(c)参照)に相当 すると考えられる.また,B点を起点としてSet2に沿っ



(試験ブロックを1/10 スケールで表示)



た破壊が発生しており, せん断応力の増加に伴ってその 領域も拡大する. なお, Case 1 と同様に A 点を起点とし た Set1 と Set2 の剥離も進行するが, Case 1 ほど卓越的 でない.

図 - 16(亀裂発生・進展解析)に示すように, Case 3 の岩盤内部の破壊現象は Case 2 と類似しているが,載荷 の初期段階で試験面近傍にて A 点側から亀裂が発生し, せん断応力の増加に伴って徐々に B 点側に亀裂が進展し ていく現象が明瞭に見られる.また,試験面近傍及び B 点を起点とした亀裂発生・進展領域は, Case 2 の塑性領 域に比べて狭くなっている.これは, Case 3 では新規亀 裂の発生により基質部に不連続性が生じたためと考えら れる.ただし, Case 2 の塑性領域と Case 3 の亀裂発生・ 進展領域は, そのほとんどが共に引張破壊によるもので あり 両者の力学的な破壊のメカニズムは一致している. d) 試験面近傍の岩盤の変形性

試験面の 50mm 下方における岩盤の水平変位分布(図-17)をもとに,試験面近傍の岩盤の載荷に伴う変形過程を詳細に検討する.Case 1 の結果を図-17(a)に示す. 同図には比較のために試験ブロックの水平変位も併せて示す.同様に Case 2 の結果を図-17(b)に,Case 3 の結果を図-17(c)に示す.これらによると,試験面直下のみならず,その 50mm 下方における岩盤にも載荷に伴う変形が生じていることが分かる.各解析ケースの結果を比較すると,水平変位は Case 1 よりも Case 2,Case 3 の方が大きく,せん断応力の増加に伴ってその差は明瞭になる.せん断応力 3MPa における水平変位の平均値は,Case 1 で 16mm,Case 2 で 17mm,Case 3 で 19mm である.すなわち,Case 2 および Case 3 では基質部の破壊を考慮したことより,岩盤の変形に対する自由度が大きくなったものと考えられる.

ところで,ここで最も注目すべき点は,せん断応力が 1MPaの場合,すべての解析ケースにおいて試験面の50mm 下方における岩盤の水平変位は試験ブロックの水平変位 とほぼ一致していることである.そして,せん断応力の 増加に伴って両者の水平変位に徐々に相対的な差が生じ るようになる.この両者の相対水平変位の分布を図-18(a)~図 - 18(c)に示す.図 - 18(c)の Case 3 を例にとっ て考察すると、せん断応力 1MPa の時点では、相対水平変 位の平均値は0.5mmと微小である.これは比較的低いせ ん断応力下では,不連続面が卓越する影響により試験ブ ロックとその下部の岩盤が一体となって挙動しているこ とを意味している.そして,せん断応力の増加に伴って 試験面近傍における基質部の破壊が進行するため,相対 水平変位の平均値は1.4mm(2MPa),3.5mm(3MPa)と徐々 に大きくなる.相対水平変位の分布は,せん断応力2MPa まではA点側の方がB点側よりも大きい傾向を示すが, せん断応力 3MPa の時点では逆の分布傾向を示すように





図-17 試験面の 50mm 下方における岩盤の水平変位分布

なる.これは, Case 3の岩盤内部の破壊現象(図-16) に示したように,試験面近傍の基質部の破壊がA点側か ら発生し,せん断応力の増加に伴って徐々にB点側に破 壊が進行することに起因するものと考えられる.実際の 原位置せん断試験でも,このような進行性破壊が生じて いる可能性がある.土木学会原子力土木委員会¹⁰⁾は,泥 質系の軟岩を対象にした低い応力レベルでの原位置せん



試験ブロックの相対水平変位分布

断試験では,破壊が進行的であることや引張破壊モード が混在するため,三軸圧縮試験よりも低い強度を示す場 合があることを指摘しており,図-6に示した試験結果 も本来岩盤が有している最大せん断応力を過小評価して いる可能性があると思われる.また,図-18の各解析ケ ースの結果を比較すると,同一のせん断応力における相 対水平変位はCase 2 およびCase 3 に比べて Case 1 では



小さい. Case 1 では基質部の破壊を考慮していないので 試験面近傍のせん断破壊面を模擬することができず,比 較的高いせん断応力においても試験ブロックとその下部 の岩盤が一体となって挙動するためと考えられる.

5. 原位置岩盤のせん断挙動特性の評価

以上のように,不連続面が卓越する岩盤では試験ブロ ックとその下部の岩盤が一体となって挙動する傾向があ る.このため,試験ブロックの背面位置で計測された水 平変位には,試験面近傍のせん断破壊面直下の岩盤の変 形量も含まれることになる.したがって,原位置せん断 試験結果にみられる延性的なせん断挙動は,試験ブロッ クの移動に追従した,せん断破壊面直下の岩盤の変形に 起因するものと考えられる.

このメカニズムを説明するため,図-18(c)に示した Case 3の解析結果をもとに相対水平変位の平均値(ubur)とせん断応力()の関係を求めると次式が得られ る.

$$\frac{\mathbf{u}_{\mathrm{b}} - \mathbf{u}_{\mathrm{r}}}{\mathbf{u}_{\mathrm{b}}} = 0.083 \exp\left(0.655 - \frac{1}{p}\right) \tag{4}$$

ここに, ub は試験ブロックの水平変位, ur は試験面の 50mm下方における岩盤の水平変位の平均値, はせん断応力, p は最大せん断応力である.

式(4)を図 - 6(a)に示した原位置せん断試験結果に適用 して 任意のせん断応力に対する相対水平変位を算出し, せん断応力との関係を整理し直した結果を図 - 19 に示 す.試験結果を相対水平変位で整理することで,最大せ ん断応力は明瞭なピーク値を示すようになる.また,最 大せん断応力時の相対水平変位は4mm~6mmであり,そ れを試験ブロックの長さで除して百分率で示した無次元 化した水平変位は0.6%~1%(試験プロックの水平変 位から算出した値は4%~6%)となる.これは,図-1に示した礫岩,砂岩などの塊状岩盤と同様の一般的な 結果である.

このように,不連続性岩盤を対象とした原位置せん断 試験では,せん断変位の定義を試験ブロックとせん断破 壊面直下の岩盤との相対水平変位とすることで,破壊時 の最大せん断応力およびそれをもとに定義される岩盤の せん断強度をより適切に評価することができると考えら れる.

6. 結論

本研究では,個別要素法に基づく不連続体解析法を用 いた原位置せん断試験の数値シミュレーションのプロセ スを示し,実際の現場サイトへの適用を行った.本研究 から得られた成果は以下のとおりである.

(1)基質部のモデル化についての比較検討を行った結果, 弾性解析では基質部の破壊を考慮していないため,試験 面近傍のせん断破壊面を模擬することができず,非現実 的な破壊現象となった.

(2)弾塑性解析および亀裂発生・進展解析では,基質部の破壊を考慮することで,せん断破壊面を模擬することができ,試験ブロックの挙動も原位置せん断試験結果と類似した傾向をシミュレートすることができた.

(3)不連続面が卓越する岩盤では試験ブロックとその下部の岩盤が一体となって挙動する傾向があり,試験ブロックの背面位置で計測された水平変位には,せん断破壊面直下の岩盤の変形量も含まれることを示した.このことから,原位置せん断試験結果にみられる延性的なせん断挙動は,試験ブロックの移動に追従した,せん断破壊面直下の岩盤の変形に起因するものと判断した.

(4)不連続性岩盤を対象とした原位置せん断試験では, せん断変位の定義を試験ブロックとせん断破壊面直下の 岩盤との相対水平変位とすることで,破壊時の最大せん 断応力およびそれをもとに定義される岩盤のせん断強度 をより適切に評価することができる.

(5)本研究で示した原位置せん断試験の数値シミュレーション方法は,試験結果に及ぼす不連続面の影響とそのメカニズムの解明,さらには適切な試験方法の提案に寄与するものと考えられる.

謝辞:本研究の実施にあたり,原位置における調査,試験 から数値解析の全般にわたり,(財)電力中央研究所地盤 耐震部の伊藤部長,野崎上席研究員,池川主任研究員か ら御指導と御助言をいただいた.また,解析結果の取り まとめに際して,水資源開発公団の前田俊郎氏に御協力 いただいた.ここに関係各位の皆様に深く感謝の意を表 します. 参考文献

- 1) 例えば,打田靖夫:現場計測に基づく不連続性岩盤の変形 挙動に関する研究,徳島大学学位論文,1999.
- 2) 例えば,國井仁彦,谷本親伯,中村 真,岸田 潔:岩盤の変形特性の評価における不連続面の影響,土木学会論文集No.575 / -40, pp.121-130, 1997.
- 赤司六哉,永津忠治,溝上建,古賀善雄:岩石及び岩盤の工学的諸性質,九州電力株総合研究所研究報告,No.86004, pp.59-60,1986.
- 4) 斎藤孝三, 片平 博:ダム基礎岩盤の原位置せん断試験値 と地質岩盤分類別特性に関する考察,土木技術資料, Vol.26, No.12, pp.3-9, 1984.
- F. Ishii, R. Iida, S. Kishimoto and H. Tendo : On the strength characteristics of bedded rock, *Proc., 1st Cong. ISRM*, pp.525-529, 1966.
- 6)林 正夫:積層体のせん断抵抗とダイラタンシーの異方性 およびその機構,第3回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.17-21,1965.
- K. Kawamoto : Macroscopic shear failure of jointed and layered brittle media, *Proc., 2nd Cong. ISRM*, pp.215-220, 1970.
- E. T. Brown, D. H. Trollope : Strength of a model of jointed rock, Proc. of ASCE, SM. 2, pp.685-704, 1970.
- 9) 永山 功,則松秀晴,片平 博,小沢裕二,森田信吾:岩 盤のせん断強度に及ぼす節理の角度と節理面のせん断強度 の影響について,第9回岩の力学国内シンポジウム講演論 文集,pp.391-396,1994.
- 10) 土木学会原子力土木委員会:人工島式海上立地技術の高度 化,原子力発電所の立地多様化技術(追補版),土木学会, pp.70-84,1999.
- 高樋堅太郎,永山 功,依光春実:原位置せん断詰験における試験体の挙動と試験値の判断に関する考察,土木研究 所資料,第1320号,pp.13-19,1978.
- 12) 吉田郁政,鈴木修一,小室和之,福井史朗,兵藤英明:数 値解析による原位置せん断試験の変形挙動の基礎的研究,
 第32回地盤工学研究発表会論文集,pp.1205-1206,1997.
- 13) 京谷孝史,寺田賢二郎,欧陽立珠:岩石の力学特性と不連

続面画像情報による岩盤の変形強度特性評価,土木学会論 文集 No.631 / -48, pp.131-150, 1999.

- 14) P. A. Cundall : Distinct element models of rock and soil structure, Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, pp.129-163, 1987.
- 15) 田中治雄:土木技術者のための地質学入門 山海堂 pp.28-36, 1964.
- 16) 土木学会岩盤力学委員会:原位置岩盤の変形およびせん断 試験の指針,土木学会,pp.17-31,1983.
- 17) 大西有三:岩盤の不連続体解析手法 不連続体解析の進歩
 と課題 ,第16回岩盤システム工学セミナーテキスト,
 (社)システム総合研究所岩盤システム工学委員会,pp.47-72,
 1999.
- 18) 例えば、溝上建、金子和宏、江崎哲郎、蒋宇静:トップリング崩壊を繰り返す柱状節理岩盤の補強設計と施工時 変形挙動、第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、 pp.335-340, 1998.
- 19) 例えば, N. Barton, L. Tunbridge, F. Loset, H. Westerdahl, J. Kristiansen, G Vik and P. Chryssanthankis : Norweigian Olympic ice hockey cavern of 60m span, *Proc., 7nd Cong. ISRM*, pp.1073-1081, 1991.
- 大西有三,中川誠司,田中 誠:岩盤節理の幾何学的分布 性状の推定に関する研究,土木学会論文集 No.499 / -28, pp.59-68, 1994.
- 21) 溝上 建,江崎哲郎,三谷泰浩,椎野 修:2系列不連続 面群を有する縮尺模型岩盤のせん断試験に関する研究,第 31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集,pp.8-14, 2001.
- 22) 蒋 宇静,中川光雄,江崎哲郎:岩盤不連続体解析に必要 とする不連続面の挙動特性の評価手法,土木学会論文集 No.624/ -47,pp.231-243,1999.
- 23) 中川光雄,蒋 宇静,江崎哲郎:個別要素法を用いた不連続性岩盤における亀裂発生・進展のモデル化,土木学会論 文集 No.631 / -48, pp.397-410, 1999.

(2000.3.15 受付)

EVALUATION OF SHEAR BEHAVIOR OF IN-SITU ROCK MASS BY NUMERICAL SIMULATION USING DISCONTINUOUS ANALYSIS METHOD

Kouji IKUSADA, Tatsuru MIZOKAMI, Mitsuo NAKAGAWA, Yujing JIANG and Tetsuro ESAKI

In order to evaluate the stability of rock structures, in-situ shear test is often performed to investigate the mechanical properties of rock masses precisely. At one site, the result of in-situ shear test performed on rock mass constituted by many rock joints, whose dip amount was comparatively larger, showed ductile shear behavior that shear displacement at the peak shear stress was very large. In this research, a numerical simulation of in-situ shear test was conducted using the discontinuous analysis method, for the purpose of examining the mechanism of such ductile shear behavior and clarifying the reasonability of shear strength obtained from in-situ shear test. As the results, the simulation showed similar tendency with the results of in-situ shear test, and the progress of shear plane under testing block could be simulated by considering not only behavior of rock joints but also failure of intact rock. Furthermore, it was recognized that ductile shear behavior was due to the deformation of rock mass under the shear plane, accompanied with the movement of testing block during the increase of shear stress.