

緩衝材およびその周辺岩盤の
力学的安定基準の作成

(公募型研究に関する共同研究報告書)

2005 年 3 月

京 都 大 学
核燃料サイクル開発機構

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 49
核燃料サイクル開発機構
技術展開部 技術協力課

電話：029-282-1122(代表)
ファックス：029-282-7980
電子メール：jserv@jnc.go.jp

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:
Technical Cooperation Section,
Technology Management Division,
Japan Nuclear Cycle Development Institute
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1184, Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)
京都大学 (Kyoto University)
2005

緩衝材およびその周辺岩盤の力学的安定基準の作成

(公募型研究に関する共同研究報告書)

小林 晃*, 杉田 裕**

要 旨

高レベル放射性廃棄物地層処分において、周辺岩盤および緩衝材の閉鎖後数百年の力学的挙動の評価は、その後の長期挙動の初期条件となることから、非常に重要である。本研究ではその目安となる岩盤および緩衝材の安定性に関する破壊基準を作成することを目的とする。

岩盤の水圧破碎は模擬岩盤を用いて COUPLE 装置、圧縮試験装置を用いて実験を行い、破壊形態の観察を行った。また、模擬岩体の破壊靱性試験を行い、破壊力学による解析も行った。さらに、既往の水圧破碎実験も含めて妥当に評価できる連続体モデルの策定を行い、その妥当性を証明した。そして、この連続体モデルを用いて、既存のデータから 297 種類の岩石のパラメータを抽出して解析を行い、透水性、水圧上昇速度、強度、土被りをパラメータとした水圧破碎基準を作成した。

緩衝材の水圧破碎は KIDBEN 装置を改良して実験を行った。実験では乾燥密度、砂混合比、水圧上昇速度、初期含水比をパラメータとして実験を行った。また、CT スキャン装置による内部観察も行った。さらに、緩衝材の破壊に対する膨潤圧の自己修復機能に関して実験した。これらをもとに緩衝材モデルを作成し、乾燥密度、砂含有比、水圧をパラメータとした破壊基準を作成した。

* 京都大学

** 東海事業所 環境保全・研究開発センター 処分研究部 処分バリア性能研究グループ

Criteria of Rock Mass and Buffer Material for Hydraulic Fracturing
(Document on Collaborative Study; JNC Cooperative Research Scheme on the Nuclear
Fuel Cycle)

Akira Kobayashi* and Yutaka Sugita**

Abstract

After excavating the disposal opening, the stress of rocks surrounding the opening becomes mostly the uniaxial state. The constraint in the radial direction is very small while the stress in the tangential direction is very large. Over such a stress situation, the groundwater recovers after closing the opening and the high water pressure will be imposed on the fractures. The ability to induce the hydraulic fracturing may be relatively high because of the low constraint condition on the fracture. The buffer material will be also suffered from the high water pressure such as over a few MPa. If the high water pressure is imposed at the small portion, the hydraulic fracturing of the buffer material may be also happened. In this study, the criteria of rock mass and buffer material for hydraulic fracturing are examined. Firstly, the experiments are carried out to investigate the mechanism of the fracturing. CT scan and AE monitoring are used to analyze the mechanism. Moreover, the fracture toughness of tension and shear failure are also investigated for artificial rock. The numerical models are constructed to realize the experimental results. The charts of criteria for hydraulic fracturing are made for both rock mass and buffer material. The result for rock mass can be effective for the selection of the candidate sites, and the one for buffer material can be used for the determination of buffer material contents according to the scenario analysis.

* Kyoto University

** Barrier performance group, Waste isolation research division,
Waste management and fuel cycle research center, Tokai works

目 次

1.	はじめに	1
2.	岩盤の水圧破碎実験と評価	2
2. 1	室内実験	2
2. 1. 1	模擬岩盤の配合設計	2
2. 1. 2	COUPLE による試験	2
2. 2	破壊力学による解析	6
2. 2. 1	モード I の破壊靱性測定試験	6
2. 2. 2	亀裂の垂直剛性測定試験	6
2. 2. 3	モード II の破壊靱性測定試験	9
2. 2. 4	解析	10
2. 4	連続体力学による解析	12
3.	緩衝材の水圧破碎実験	16
3. 1	実験方法	16
3. 1. 1	供試体	16
3. 1. 2	実験装置	17
3. 1. 3	手順	17
3. 1. 4	実験結果	17
4.	破壊基準の作成	24
4. 1	岩盤の水圧破碎基準	24
4. 2	緩衝材の水圧破碎基準	33
5.	おわりに	35
	参考文献	37

目 次

図-1	モルタルの水セメント比・材齢と水圧破砕圧力の関係	3
図-2	モルタル供試体と試験条件	4
図-3	注入過程における計測データの経時変化	4
図-4	注入開始後 0～550 秒間の AE 震源	5
図-5	注入開始後 550～660 秒間の AE 震源	5
図-6	亀裂部位の切断面 ($0.38 \leq X \leq 0.62$, $0.4 \leq Y \leq 0.6$, $0.25 \leq Z \leq 0.45$ m)	5
図-7	試験前後の比抵抗分布の増加率	6
図-8	CB 法によるモード I 破壊靱性試験の概要	7
図-9	亀裂の垂直剛性試験	8
図-10	亀裂の垂直剛性試験の結果得られた荷重-亀裂開口変位 (COD) 関係	8
図-11	モード II 破壊靱性試験 (PTS 試験) の概要	9
図-12	モード II 破壊靱性試験の結果	10
図-13	F 規準におけるひずみエネルギー開放率 G の定義	11
図-14	FRACOD による破壊力学解析に用いた 2 次元平面ひずみモデル	11
図-15	注入圧力荷重前後の亀裂の進展状況	11
図-16	注入圧力荷重前・一軸荷重 15MPa 荷重時にせん断亀裂が 進展した場合の応力分布	12
図-17	注入圧力 3.48MPa 荷重時にせん断亀裂が進展した場合の応力分布	12
図-18	有限要素メッシュと境界条件	14
図-19	モルタル供試体の応力分布	14
図-20	亀裂先端およびボアホール底部要素の注入圧力 p_i と最小主応力 σ_{\min} の関係	15
図-21	亀裂先端およびボアホール底部要素の平均応力 p とせん断応力 q の関係	16
図-22	ボアホール底部における塑性体積ひずみ ε_{vp} と応力比 η の関係	16
図-23	緩衝材水圧試験装置の概要	18
図-24	改良 KIDBEN 装置の概要	19
図-25	亀裂発生状況と注入圧～時間関係	19
図-26	各パラメータと破砕圧力の関係	20
図-27	変位拘束した試験後の破壊状況	21
図-28	CT スキャンで得られた 3 次元破壊状況	21
図-29	無拘束状態で試験した場合の破壊状況	21
図-30	ケース 1 の注入圧力の経時変化	23
図-31	ケース 2 の注入圧力と水量の経時変化	23
図-32	ケース 3 の注入圧力と AE ヒット数の経時変化	24
図-33	破壊基準解析に用いたメッシュ図	25
図-34	解析に用いた修正 Cam-clay モデル	26
図-35	既往の岩石試料のデータを用いた水圧破壊基準	28

図-36	Teton ダムの破壊事例の適用	29
図-37	岩盤分類を用いた水圧破碎基準	32
図-38	岩盤分類より求めた破壊基準と岩石データより求めた破壊基準の差	32
図-39	膨潤圧力と飽和度の種々のモデル	33
図-40	水分拡散係数の含水率依存性	34
図-41	緩衝材破壊基準 (3次元)	34
図-42	緩衝材破壊基準 (コンター図)	35

表 目 次

表-1	破壊靱性試験結果一覧	7
表-2	供試体ケースと特性および結果一覧	17
表-3	膨潤圧影響確認試験の供試体パラメータ	23
表-4	既往の岩石試験から求めた代表的な 10 種類のパラメータ	27
表-5	岩盤分類から推定した Cam-clay モデルのパラメータ	31
表-6	岩盤の水圧破碎基準の係数一覧	32

1. はじめに

高レベル放射性廃棄物の地層処分において、実施主体による処分候補地の選定が現在進められつつある。しかし、サイト選定において何らかの基準がないと定性的な比較になり、差別化の判断も定量的にできない可能性がある。処分サイトの性能評価は基本的に核種の移行解析が主であるが、それは1千年あるいは10万年という長期の間、処分施設が安定であることが前提とされている。したがって、力学的にまず安定であってかつ核種閉じ込め機能が大きいことが処分サイトの具備すべき条件として指摘されているが、現状では後者からの判断が大きなサイト選定要因となっている。しかし、性能評価、特に天然バリアの評価は不確実性が大きく、サイト選定の際にそのような超長期にわたる性能について定量的に有意義な比較が可能であるのか現状では不明な点が多い。(注1)

本研究は力学的な安定性の目安となる基準を作成することを目標とする。これは、既往の土木構造物に関する設計手法の知識を延長して作成することが可能である。

特に、閉鎖後、数百年の過渡期の力学的挙動(ガラス固化体の発熱による温度変化、閉鎖による水圧上昇など)がその後の長期にわたる挙動の初期条件となるので、この間の安定性の確保は非常に重要であると思われる。本研究の対象時期は閉鎖後数百年であり、課題はその間の力学的安定性基準の提示である。安定性の検討は処分孔周辺岩盤とそれに接する緩衝材について行う。この基準を満足することにより性能評価の不確実性が減少するものと期待される。

放射性廃棄物の地層処分で考えられている人工バリアは、オーバーパックおよびその周辺の緩衝材と縦置きの場合は坑道の埋め戻し材で構成されている。操業区間と埋め戻し区間が分けられ、順次閉鎖隔離されていくものと想定されている。操業区間では坑道内の排水がなされ操業性が確保されるが、埋め戻し区間では基本的に閉鎖され排水設備は設けられないことになっている(それが漏洩経路になる可能性がある故)。したがって、閉鎖後には人工バリア周辺の地下水は回復に向かい、水圧は上昇する。水圧の上昇は数百メートル以上となり岩盤の亀裂先端に数MPaの水圧が閉鎖後に作用し、水理破砕する可能性が考えられる。特に、掘削坑周辺の緩み域では強度が減少していること、また既に掘削によって地山応力が再配分され処分孔に向かう放射方向の地圧が減少しているため、処分孔軸に平行な亀裂の水理破砕の可能性は高い。本研究では、サイト選定の1つの拠り所となる岩盤の安定性に関する破壊基準チャートを作成することを目的とする。

また、掘削による地山応力の再配分後の空洞内部に設置される緩衝材、埋め戻し材に地山圧力が作用することはないので、設置された緩衝材中の有効応力は小さく(緩衝材中の高いサクションはケミカルポテンシャルの低下であり有効応力に寄与するマトリックポテンシャルは小さい)、そこに高水圧が作用すると有効応力がゼロに近い状態になり降伏する。定性的な設計概念では膨潤圧による自己修復作用が期待されているが、釜石の原位置実験、BIGBENの実規模実験で観測された膨潤圧力が、室内供試体実験よりもかなり低い1MPa以下しか発現しないことから、5MPa以上(深度500m以上として)の水圧が作用すると、降伏あるいは緩衝材中に亀裂が生じる可能性は極めて大きく、それが水みちとなりオーバーパックの腐食の促進あるいは核種の漏洩経路となる可能性がある。また、有効応力がゼロの状態では土粒子間の接触力がなくなるため、その部分では最早、膨潤による自己修復作用は期待しにくく、逆に地山中への緩衝材の流出が懸念される。本研究では、このような緩衝材に高水圧が作用した状態の挙動と降伏後の残留状態での挙動を把握することも目的とし、緩衝材に関しても破壊基準チャートを作成する。

以上のような高水圧による有効応力の減少によって起こる破壊現象は実際アメリカのティートンダムで見られたものであり、それ以降、ダム基礎岩盤の処理、コンタクトクレイの施工基準が厳密になり、ダム施工で最も慎重を要するところとなっている。本プロジェクトでは掘削による地山応力の減少、緩み域での岩盤の強度低下が起り、さらに非常に高い水

圧上昇（最大級のダムの数倍）が予想されるので、上述のような岩盤および緩衝材の破壊の可能性については十分に議論しておくことが必要である。

（注 1）土木学会原子力土木委員会地下環境部会は、『概要調査地区選定時に考慮すべき地下環境に関する基本的考え方(2001.8)』において、選定の要件を整理している。ここでは、“岩盤の力学特性”と“地下水流動特性”の項を設け、地下施設の安定性と核種移行の観点から好ましい条件（例えば岩盤については「強度」の重要性）について言及している。本提案は、水理を含めた深地下の条件や、処分システムと岩盤との相互作用を考慮し、“サイト選定で勘案すべき岩盤の力学特性”および“人工バリアの安定性”についての検討をさらに進めるものである。

2. 岩盤の水圧破碎実験と評価

2. 1 室内実験

2. 1. 1 模擬岩盤の配合設計

東海事業所地層処分基盤研究施設の COUPLE 装置を用いて、1m 立方のモルタルブロックを用いた水理破碎試験を行うために、京都大学にて種々の配合の供試体を用いて強度試験を行い、COUPLE での水理破碎試験をシミュレートし、図-1 に示すような、配合・材齢・破壊水圧の関係図を得て、これを元に試験仕様を $C/W=0.5$ 、材齢 15 日と決定した。これは、材齢が多少ずれても結果があまり変わらないこと、および 5MPa 前後で破壊が生じる強度であることを目標として決定した。

図-1 のシミュレーション結果によると、この配合で試験を行うと 3.5MPa 程度で破壊することとなる。

2. 1. 2 COUPLE による実験

この仕様を元に供試体を作製し、AE 測定および比抵抗測定装置を装着して図-2 に示すような要領で、15MPa の一軸応力状態での水理破碎試験を行った。初期亀裂として図-2 に示すように載荷方向に対して 45 度の長さ 9.5cm の亀裂を設定した。

図-3 に注入過程の(a)注入圧、(b)累積 AE カウント/AE カウントレート、(c)AE 振幅、(d)AE 周波数の経時変化を示す。図-3(a)では 648sec.で注入圧力 3.48MPa を記録した後、注入圧力が急減(ブレークダウン)している。このとき水圧破碎が起こったものと考えられ、この圧力を予測解析により得られた図-1 中の水理破碎圧力 ($w/c50\%$ ・材齢 15 日において 3.48MPa) と比較すると非常に良く一致していることが分かる。また、この付近で AE カウントと AE 累積カウントが急激に増加している(図-3 (b))。特に、AE カウントにおいては 520~550sec. (図-3 (b)の点線で示した円内)に最初のピークがあり、注入圧が急減する 648sec.付近に 2 度目のピークが存在している。2 つのピーク時の振幅(図-3 (c))と周波数(d)をみると、最初のピークでは、振幅は若干増加しているが、周波数には特別な変化はみられなかった。一方、2 つ目のピーク時には、振幅・周波数ともに著しく減少している。

注入開始(0sec.)から AE カウントが最初のピークを迎えた直後(550sec.)までの AE 震源の分布を図-4 に、550sec.後から水圧破碎(AE カウント 2 度目のピーク; 648sec.)までのそれを図-5 に示す。図-4 中で最初のピーク付近(520~550sec.)かつ初期亀裂およびボアホール近傍で計測された AE 震源は円で囲まれたものだけであった。また、この震源の最大振幅は 95dB と他の震源に比して相対的に高い値を示していた。これは、AE カウントの最初のピーク付近で振幅が高くなっていた(図-3 (c))ことも一致している。一方、AE カウントが 2 度目のピークを示した際の震源分布を示す図-5 では震源が $Z<0.5m$ に分布しており、点線円①~④で囲んだ初期亀裂の延長線(3 次元的には延長面)上に集まって

いることが分かる。特に、図-5 (c)の水平 (XY) 分布においては、同図の左上から右下の方向 (灰色の領域) に向かって亀裂先端から 0.2~0.4m 程度離れた円①および③内に分布しており、図-5 (a), (c)でも①と③の円内の震源は $0.15 < Z < 0.4\text{m}$ の供試体深部に存在していた。

図-6 に試験後、供試体を切断して確認した亀裂の写真を示す。同図 (b)の亀裂①においても側方だけでなく、深さ方向にも $Z > 0.25\text{m}$ まで進展しており、図-5 の結果と一致する。

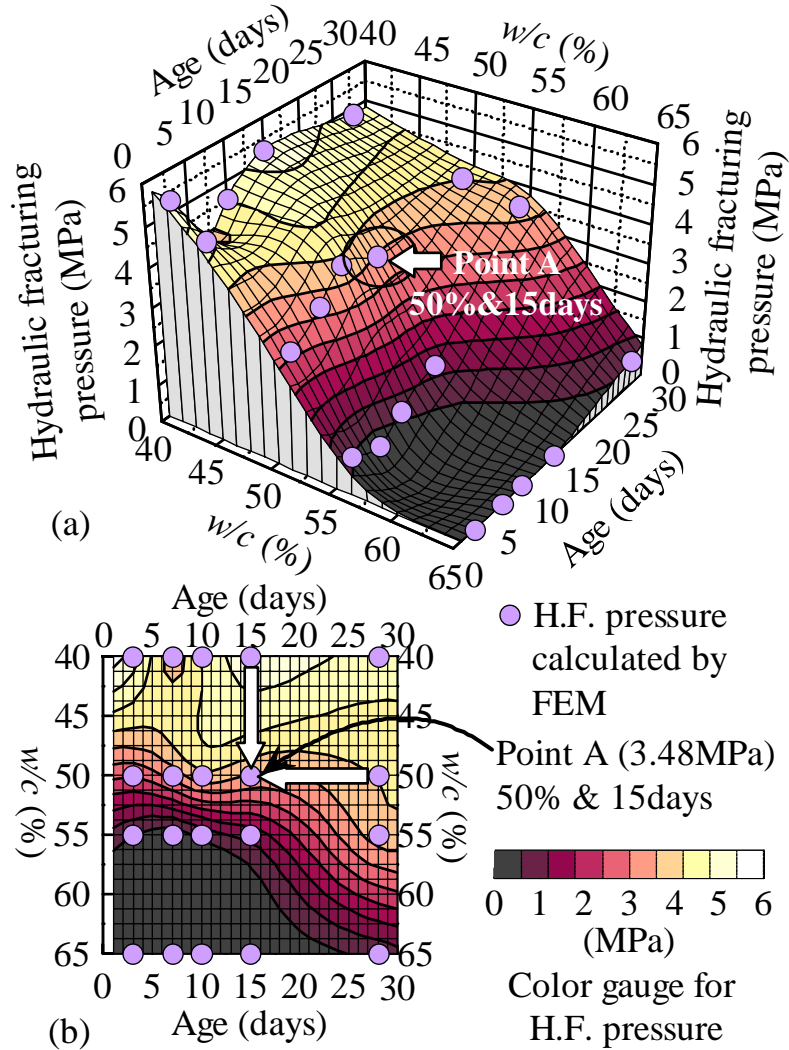


図-1 モルタルの水セメント比・材齢と水圧破碎圧力の関係 ; (a)三次元分布, (b)平面分布

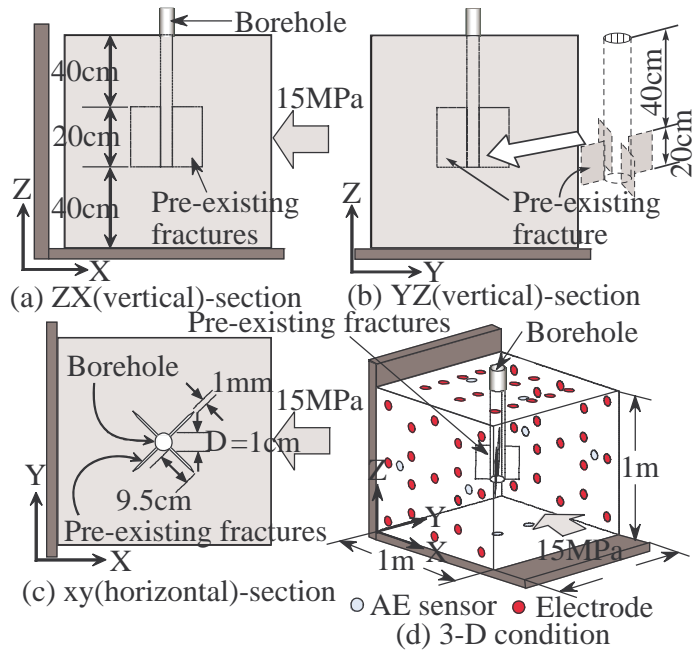


図-2 モルタル供試体と試験条件；(a) 供試体の垂直（ZX）断面，(b) 垂直（YZ）断面，(c) 水平（XY）断面，(d) 3次元条件とAEセンサーと比抵抗電極の配置

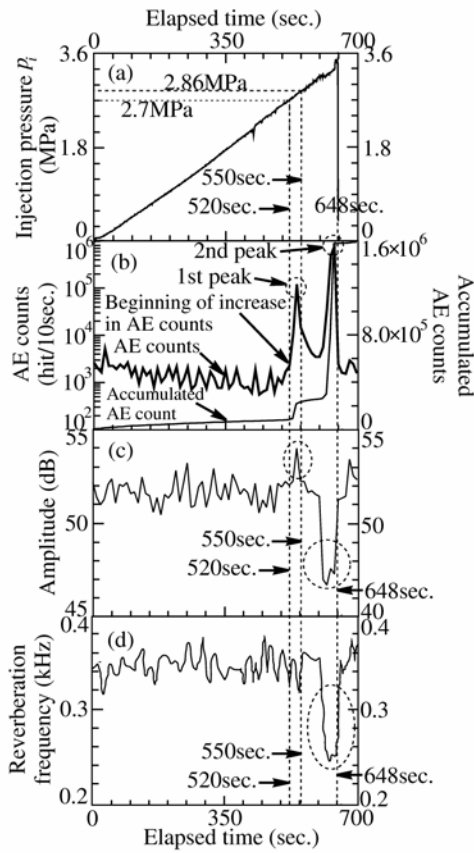


図-3 注入過程における計測データの経時変化；(a) 注入水圧，(b) AE カウントおよび累積 AE カウント，(c) AE 振幅，(d) AE 周波数

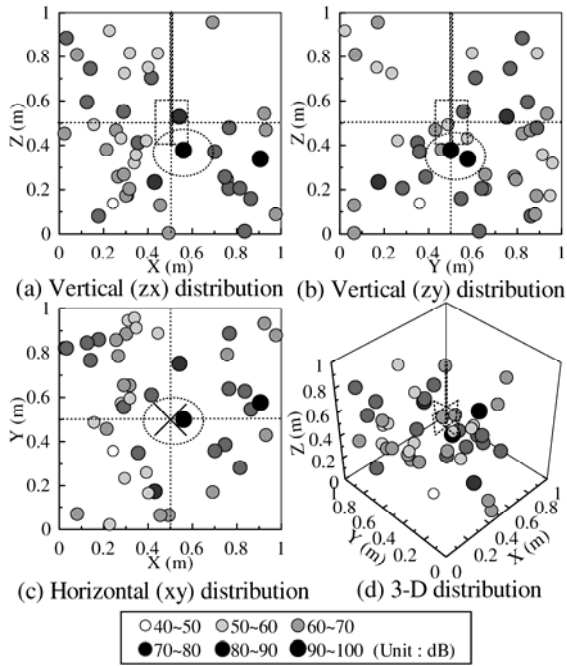


図-4 注入開始後 0~550 秒間の AE 震源

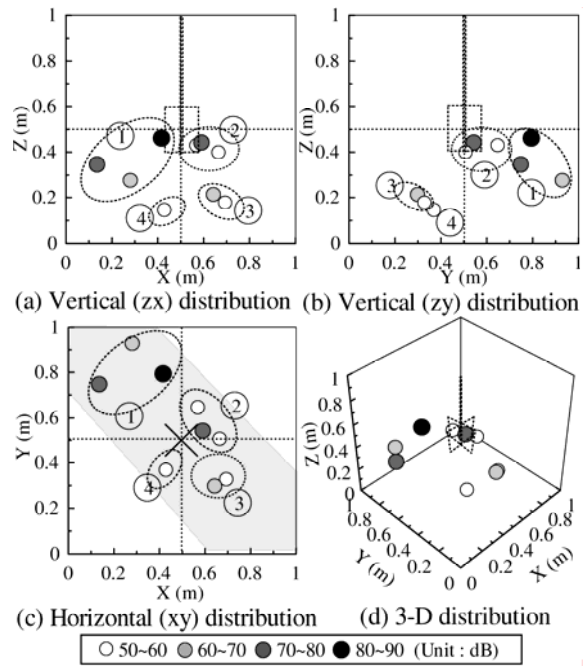


図-5 注入開始後 550~660 秒間の AE 震源

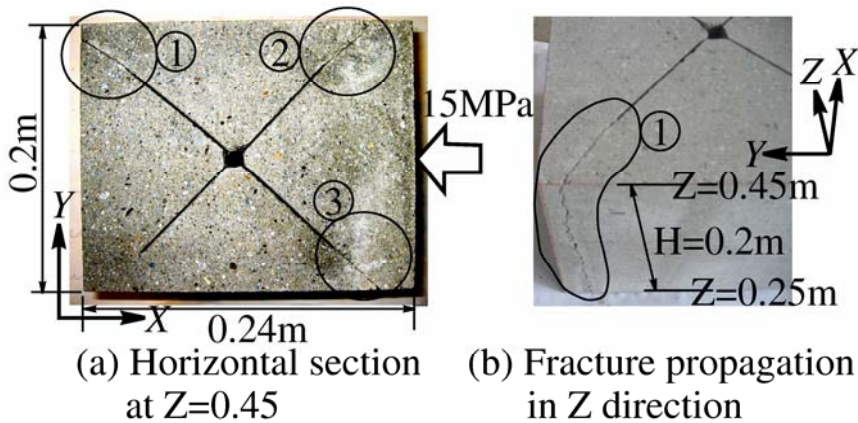


図-6 亀裂部位の切断面 ($0.38 \leq X \leq 0.62$, $0.4 \leq Y \leq 0.6$, $0.25 \leq Z \leq 0.45$ m)

水圧破碎前後で $Z=0.15 \sim 0.45$ m 間の 10cm おきの断面 ($Z=0.15, 0.25, 0.35, 0.45$ m) における比抵抗増加率分布を図-7 に示す。同図(a)~(c)では、ボアホール底部から一軸圧縮(最大主応力; x 軸方向) 方向に向かって比抵抗が減少している。特に図-7 (b)と(c)では、この比抵抗減少部が最大主応力方向に長く伸びていることを考えるとボアホール底部で引張破壊が生じた可能性も示唆できる。一方、同図(a)~(d)の亀裂先端付近では比抵抗が増加している(ただし、同図(d)では 4 本の亀裂のうち右下の亀裂先端付近では、逆に比抵抗が減少している)。これらの部分では図-6 に示す初期亀裂先端から進展した亀裂中を電流が流れにくくなり、比抵抗が増加したと考えられる。しかし、比抵抗トモグラフィーにより得られた結果はあまり明確ではなく、現状では他の計測結果を考察する際に補助的な役割を果たす程度に留めるべきであろう。

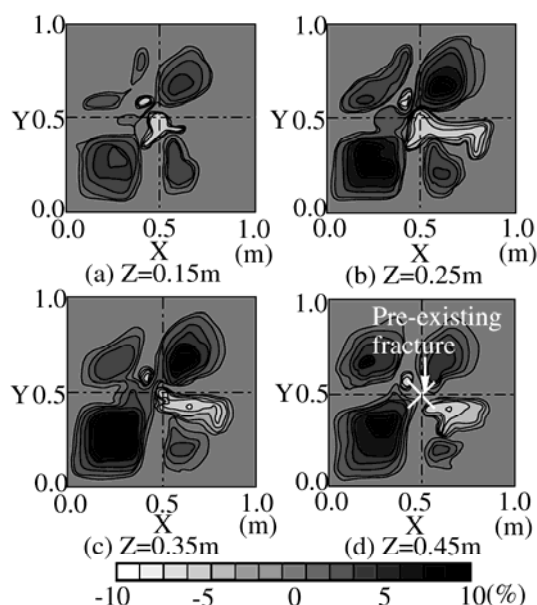


図-7 試験前後の比抵抗分布の増加率

2. 2 破壊力学による解析

破壊力学を用いた解析による検討を行うために、水圧破碎試験に用いたモルタル（水セメント比 50%、材齢 15 日）のモード I（引張）および II（面内せん断）の破壊靱性を測定した。モード I の破壊靱性試験は ISRM により提唱されている CB (Chevron Bend) 法¹⁾に従って行った。一方、モード II の破壊靱性を決定するためにはパンチせん断試験 (Punch Through Shear ; PTS Test) 法²⁾を用いた。また、亀裂の垂直剛性はモード I 破壊靱性試験に用いた CB 供試体を再利用して一軸圧縮試験を行うことにより測定した。

2. 2. 1 モード I の破壊靱性測定試験

この試験において用いられる供試体は CB 供試体と呼ばれ、図-8 のように山形状のノッチを供試体中央断面に刻む。試験法は図-8 に示すように荷重を 3 点荷重により与え、塑性変形による非線形補正を行うために最低 4 サイクルで繰り返し荷重する。このモード I の破壊靱性 K_{IC}^C を表-1 に示す。同表より結果のばらつきはほとんど無く、再現性の高い結果を得ていることが分かる。

2. 2. 2 亀裂の垂直剛性測定試験

亀裂の垂直剛性は図-9 (a)および(b)に示すモルタルの一軸圧縮試験により測定した。供試体には、図-9 (a)の健全供試体および図-9(b)のノッチ供試体 (CB供試体) の2種類を準備した。これらの供試体はモード I の曲げ試験により2つに折られた供試体の一方を健全供試体として、他方にはCB法と同じノッチを作成してノッチ供試体として再利用して作製した。これにより同一材料で亀裂の有無の違いを測定できる。これらの供試体を亀裂と垂直な方向に軸変位制御で繰り返し荷重する。ノッチの閉口は図-9 (a)および(b)のクリップゲージを用いて計測する (計測精度は $0.5\mu m$)。繰り返し荷重は4サイクル行い、図-9 (c)および(d)のようにサイクル毎に最大荷重を25kNまで増大させていく。

亀裂の垂直剛性 K_N は最後 (4回目) の荷重サイクルにおいて決定する。最後の4回目の荷重時に、同一荷重時のノッチ供試体のCOD (図-9 (c)) から健全供試体のCOD (図-9 (d)) を

引くと図-9 (e)のように健全部の変位を除いた亀裂のみの開口変位 (ΔCOD) が得られる。この ΔCOD と荷重 F (軸応力 σ_n) の関係から亀裂の垂直剛性を決定する。

試験結果を図-10 (a)~(c)に示す。同図はCN-1~3供試体における荷重 F (軸応力 σ_n) と健全およびノッチ供試体のCODおよび ΔCOD の関係を示している。軸応力 σ_n と ΔCOD の関係は、Bandis et al. (1983)により提案されているように式(1) (a, bは定数のパラメータ) に示す双曲線で近似することができる³⁾。

$$\sigma_n = \frac{a \cdot \Delta COD}{1 - b \cdot \Delta COD} \tag{1}$$

双曲線近似により得られた式(1)中のパラメータ a, bの値を表-1に示す。初期剛性 K_{NI} は図-10 (d)に示すCN-1~3の $\sigma_n - \Delta COD$ 曲線のおおよそ $0 \leq \Delta COD \leq 0.01\text{mm}$ の初期区間の直線近似を行い、この直線の勾配として評価した。得られた K_{NI} の値を表-1に示す。

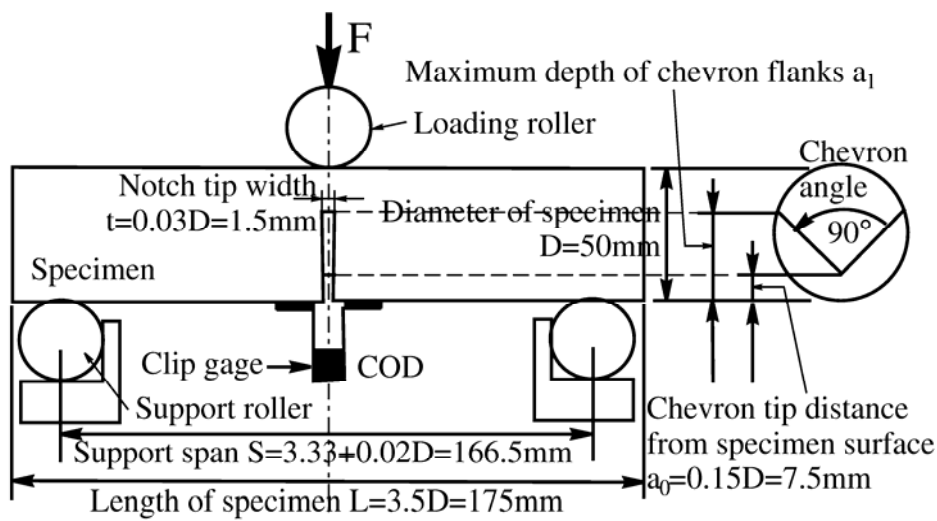


図-8 CB法によるモードI破壊靱性試験の概要

表-1 破壊靱性試験結果一覧

供試体 No.	K_{IC}^c (MPa $m^{0.5}$)	K_{NI} (GPa/m)	a	b	K_{IIC}^0 (MPa $m^{0.5}$)	K_{IIC}^∞ (MPa $m^{0.5}$)	c
1	0.90	200	71.57	37.27	0.30	0.13	1.86
2	0.94	159	189.83	32.22			
3	1.02	39	71.29	25.37			

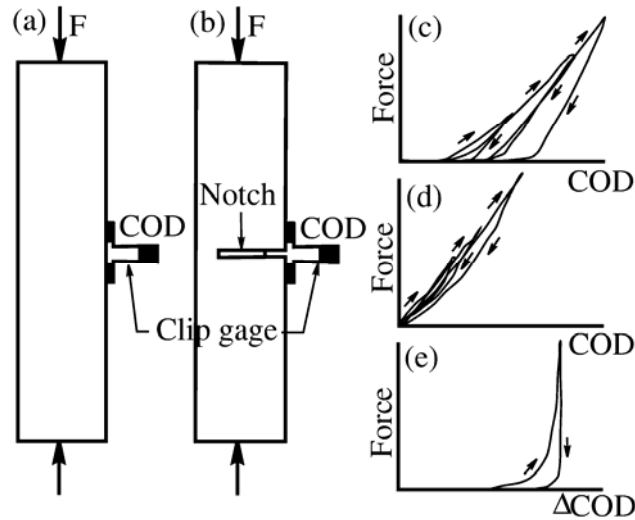


図-9 亀裂の垂直剛性試験；(a) 健全供試体の亀裂の垂直剛性試験，(b) ノッチ供試体の亀裂の垂直剛性試験，(c)～(e) 荷重と COD（亀裂開口変位）の関係；(c) ノッチ供試体の場合，(d) 健全供試体の場合，(e) 健全供試体の COD からノッチ供試体の COD を引いた場合

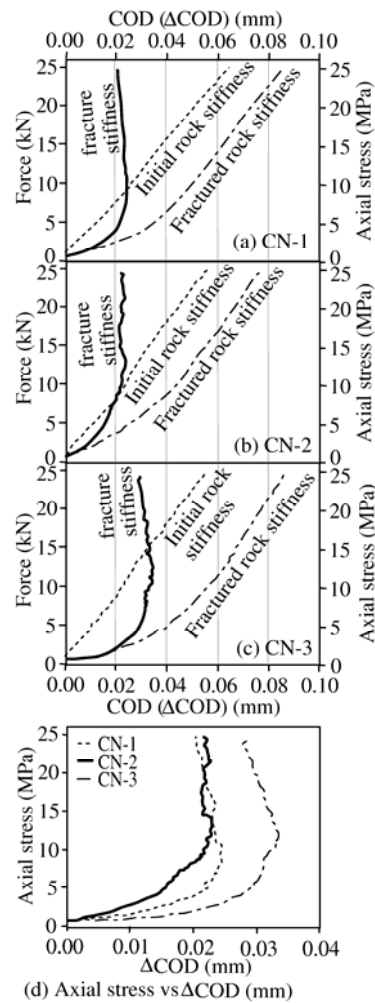


図-10 亀裂の垂直剛性試験の結果得られた荷重-亀裂開口変位（COD）関係；(a) 供試体 CN-1，(b) 供試体 CN-2，(c) 供試体 CN-3，(d) 3本の供試体間の比較

2. 2. 3 モードⅡの破壊靱性測定試験

拘束圧作用時のモードⅡの破壊靱性 K_{IIC} を評価するために用いたPTS試験装置(供試体と載荷板および底盤)を図-11 (a)に示す。図-11 (b)上図に示す側方拘束圧は、圧力セル内で液圧により与える。したがって、拘束圧を与えるための液体が試験装置内に入り込まないように供試体をゴムスリーブで覆う。上記の拘束条件下で供試体の内部円筒部分を0.2mm/min.の一定変位速度で押し出すことにより、上下のノッチに挟まれた健全部分にせん断破壊を生じさせる。試験の結果として図-11 (c)のような荷重と軸変位の関係が得られる。

モードⅡの破壊靱性試験は、11本の供試体を用いて $P=0, 1, 3, 5, 10, 15, 20, 30$ kNの8種類の拘束圧下で行った。その内 $P=15$ および 30 kNを除く6種類の拘束圧下で9本の供試体を用いた試験が成功した。その結果を図-12に示す。同図では、 K_{IIC} が拘束圧力の増加に伴い増大しており、 $P \geq 2$ MPaでは0.4前後でほぼ一定になっている。このため、 K_{IIC} は拘束圧 P の関数として次式でモデル化することができる。

$$K_{IIC}^P = K_{IIC}^0 + K_{IIC}^\infty (1 - e^{-cP}) \tag{2}$$

表-1には曲線近似式(式(2))のパラメータ c も示している。

硬岩(脆性材料)におけるモードⅡの破壊靱性は、ある程度の拘束圧以上、一般的には20~40MPa程度以上で一定になることが報告されている。しかし、本試験で用いたモルタルは $P > 2$ kNで K_{IIC} が一定になっている。さらに、モルタルの K_{IIC} の値は K_{IC}^C よりも小さいが、通常の硬岩材料においては K_{IIC} の値は K_{IC}^C よりも大きくなる。したがって、ここで用いたモルタルの破壊靱性が示す傾向は、軟岩に代表される延性材料の性質を示唆していることになる。

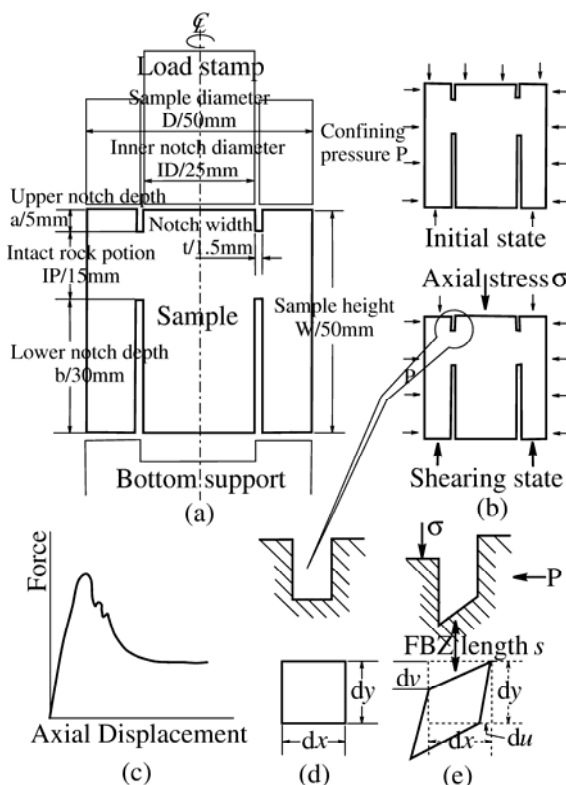


図-11 モードⅡ破壊靱性試験(PTS試験)の概要;(a)試験装置と供試体形状,(b)荷重状態, 上図は初期の拘束圧状態, 下図はせん断応力の作用状態,(c)荷重と軸ひずみの関係, (d)せん断前のノッチ先端近傍,(e)せん断後のノッチ先端近傍の変形状況

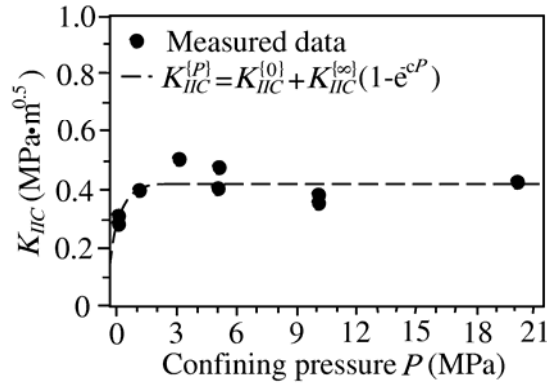


図-12 モードⅡ破壊靱性試験の結果
(拘束圧がモードⅡ破壊靱性 K_{IIc} に与える影響，破線は式(2)による近似曲線.)

2. 2. 4 解析

モルタルブロックの水圧破碎試験における破壊（亀裂進展）のメカニズムを解明するために，前章で得たモードⅠおよびⅡの破壊靱性と亀裂の剛性を用いて破壊力学に基づく2次元境界要素解析コードFRACODによる数値シミュレーションを行った。

FRACODは変位不連続法（Displacement Discontinuity Method ; DDM）⁴⁾を用いた2次元境界要素解析コードであり，岩盤における亀裂進展を予測するためのものである。亀裂先端における亀裂進展規準には，Shen and Stephansson (1994)⁵⁾が提案したF規準（修正G規準）を用いる。F規準では， $G(\theta)$ （図-13 (a)）をモードⅠの変形による $G_I(\theta)$ （図-13 (b)）とモードⅡによる $G_{II}(\theta)$ （図-13 (c)）に分解できる。

F規準によれば，亀裂先端の任意方向 θ において次式から計算されるF値が得られる。

$$F(\theta) = \frac{G_I(\theta)}{G_{Ic}} + \frac{G_{II}(\theta)}{G_{IIc}} \quad (3)$$

ここで，式(3)により得られるF値は，式(4a)および(4b)から計算される亀裂先端のモードⅠとモードⅡの限界ひずみエネルギー開放率 G_{Ic} および G_{IIc} を用いて正規化された $G_I(\theta)$ と $G_{II}(\theta)$ の和で表現される。

$$G_{Ic} = (1 - \nu^2) \frac{K_{Ic}^2}{E} \quad (4a)$$

$$G_{IIc} = (1 - \nu^2) \frac{K_{IIc}^2}{E} \quad (4b)$$

ここで， E はヤング率， ν はポアソン比である。

FRACODは平面2次元問題の解析コードであるから，図-14のようにボアホールと初期亀裂を含む2次元平面ひずみ断面を解析モデルとした。図-15 (a)は一軸圧縮時の亀裂の進展状況を示している。同図から注入圧载荷以前に亀裂の進展は既に始まっており，すべての亀裂がせん断モードで進展していることが分かる（図-15 (a)中の点線が進展したせん断亀裂）。これは，試験の一軸圧縮過程において初期亀裂先端近傍に高振幅のAE震源が分布していたことと対応しており，一軸圧縮時の亀裂の進展を裏付けるものである。図-15 (b)は15MPaの一軸圧縮荷重および3.48MPaの注入圧力载荷時の亀裂の進展状況を示している。図-15 (b)と注入圧载荷後の実験により得られた亀裂の進展方向（図-6）と比較すると，その形状

が良く一致していることが分かる。同図の水平方向が試験の一軸圧縮方向と一致しているので、もし引張破壊が発生したとすると、亀裂は最大主応力方向（ここでは水平方向）に進展する。しかし、解析結果・実験結果ともに亀裂の進展方向と水平軸の成す角度が大きいため、水圧载荷後の亀裂の進展はせん断破壊によるものと推測できる。また、図-16および図-17の応力コンターでも、亀裂は同図(a)の最小主応力が最も強く引張状態になっている白色部分を避けるように進展し、同図(b)の最大せん断応力が最も高くなる白色部分上を辿っている。

以上から、実験における亀裂の進展はせん断破壊に起因しており、一軸圧縮時には既に進展し始めていた可能性が高いと考えられる。

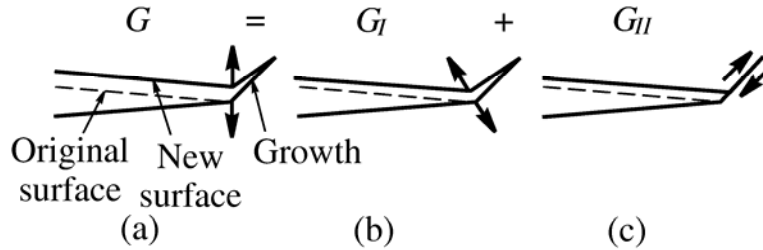


図-13 F規準におけるひずみエネルギー開放率Gの定義;(a) ひずみエネルギー開放率G, (b) 開口(モードI)によるひずみエネルギー開放率 G_I , (c) せん断(モードII)によるひずみエネルギー開放率 G_{II}

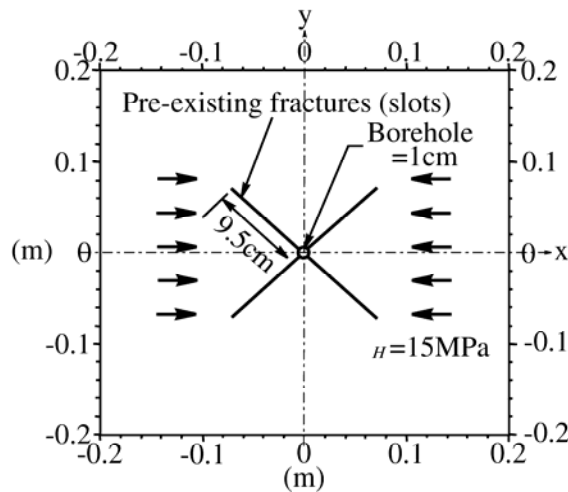


図-14 FRACODによる破壊力学解析に用いた2次元平面ひずみモデル

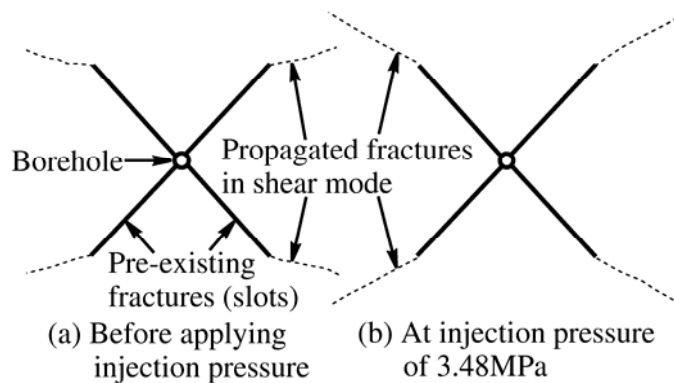


図-15 注入圧力载荷前後の亀裂の進展状況

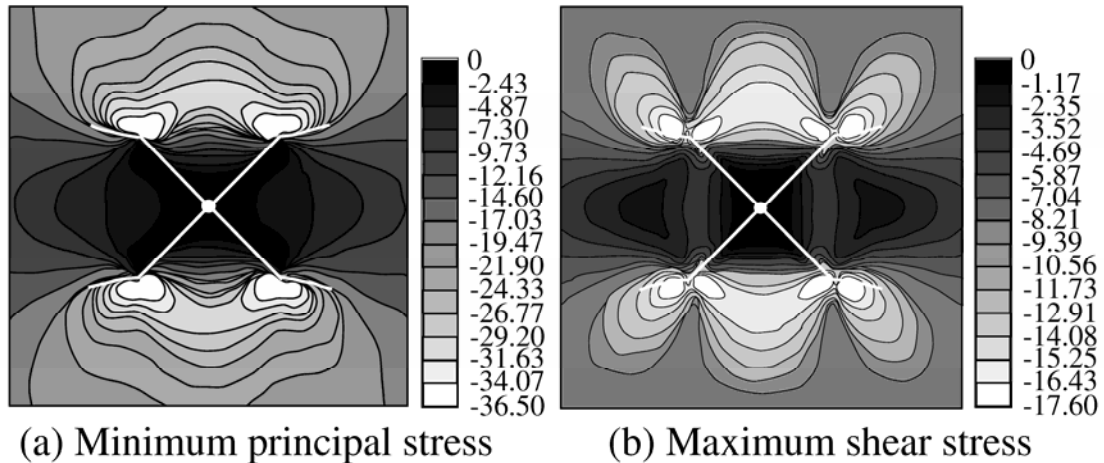


図-16 注入圧力載荷前・一軸荷重 15MPa 載荷時にせん断亀裂が進展した場合の応力分布 (単位 : MPa)

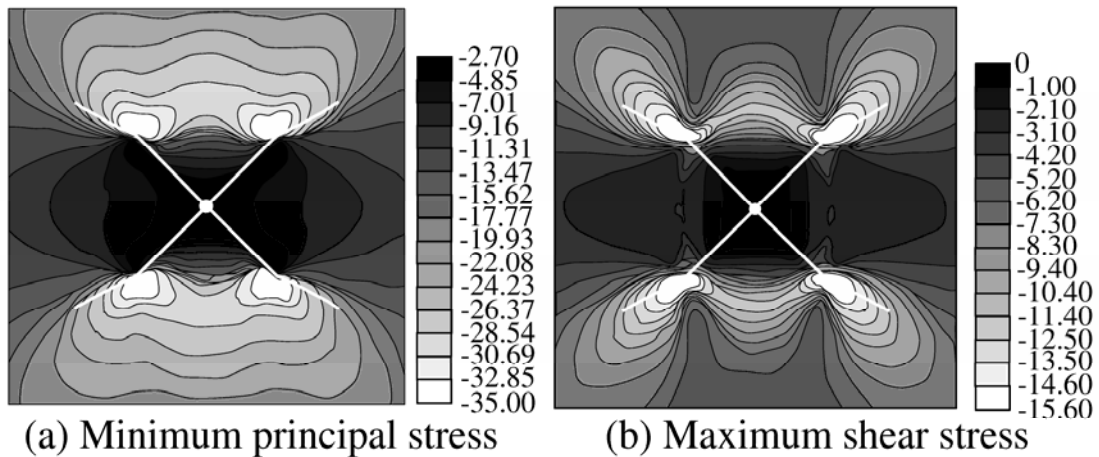


図-17 注入圧力 3.48MPa 載荷時にせん断亀裂が進展した場合の応力分布 (単位 : MPa)

2. 3 連続体力学による解析

FRACOD を用いた破壊力学シミュレーションの結果を補足検討するために、Cam-clay モデルを用いた 3 次元弾塑性有限要素解析も行った。また、FRACOD は 2 次元解析コードであるため、ボアホール軸（鉛直）方向の破壊状況について検討することができなかったが、ここで用いる解析コードは 3 次元問題を対象にしているため、実験で AE 震源や比抵抗値の変化が観測されたボアホール底部の破壊挙動についても検討を行った。

圧縮指数 λ を除く Cam-clay モデルのパラメータは事前に行ったモルタルの一軸圧縮試験結果から得られた一軸圧縮強度 q_u 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν と初期間隙比 e_0 をもとに以下のようにして決定した。限界状態パラメータ M は、 ν を用いることにより次式から得られる。

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \tag{5a}$$

$$\phi = \sin^{-1}(1 - 2\nu) \quad \text{or} \quad \phi = \sin^{-1}\left(\frac{1 - \nu}{1 + \nu}\right) \tag{5b}$$

Cam-clay モデルの体積弾性係数 K は平均応力 p , 膨潤指数 κ , 初期間隙比 e_0 の関数として次式より得ることができる。

$$\frac{E}{3(1-2\nu)} = K = \frac{(1+e_0)}{\kappa} p'_0 \quad (6)$$

したがって、測定した E , ν , e_0 と仮定した p (ここでは $p=18\text{MPa}$ と仮定) を用いることにより、式(6)から κ を得ることができる。一方、圧縮指数 λ は軟岩における水圧破碎の数値解析による検討結果⁶⁾ から経験的に膨潤指数 κ の 2 倍とした。ここで軟岩の圧縮指数 λ を参考にしたのは破壊靱性試験よりモルタルが軟岩のような延性材料の性質を有していたためである。また、ダイレタンシー係数 D は式(7)から決定した。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1+e_0)} \quad (7)$$

先行圧縮応力 p_y' は、一軸圧縮強度 $q_u=25.2\text{MPa}$ を用いて、 q_u を式(8a)に代入し、得られた p' および q と M を Cam-clay モデルの降伏曲面の式 (式(8b)) に代入すると p_y' を得ることができる。

$$p' = \frac{q_u}{3}, \quad q = q_u \quad (8a)$$

$$p'_y = p' \exp\left(\frac{q}{Mp'}\right) \quad (8b)$$

一軸圧縮前の初期荷重状態は自重 (単位体積重量 21.1kN/m^3) が作用しているだけで低応力状態にあるため、初期応力状態は超過圧縮状態になっている ($p_y'=45.11\text{MPa}$)。

一方、解析モデル (有限要素メッシュと境界条件) は、試験条件をモデル化できるように 1/2 部分モデルを用いて図-18 のように設定した。まず、一軸圧縮荷重 15MPa を図-18 の x 軸に垂直な側面に節点荷重として載荷する。このとき、載荷過程を 4 ステップに分割し 3.75MPa ずつ加えていく。この一軸圧縮状態を維持したまま注入圧力を加える。

ここで、ボアホールと亀裂面の境界条件は、注入圧力を注入部分に節点荷重として載荷する。また、亀裂作製治具の鉄パイプ表面の節点変位は拘束されている。一方、初期亀裂表面には拘束条件を課さない。図-19 (a)および(b)はそれぞれ注入圧力 3.48MPa 時に平均応力 p' およびせん断応力 q が 8.5MPa 以上の高い値になった部分を示している。ただし、圧縮を正值とし表現している。同図から亀裂先端とボアホール底部が強く圧縮・せん断されていることが分かる。また、図-19 (c)は注入圧力 3.48MPa 時に最小主応力 σ_{\min} が引張状態 (負) になった部分を示している。同図ではボアホール表面近傍と底部で σ_{\min} が引張状態になっているが、亀裂先端近傍は引張状態にはならなかった。

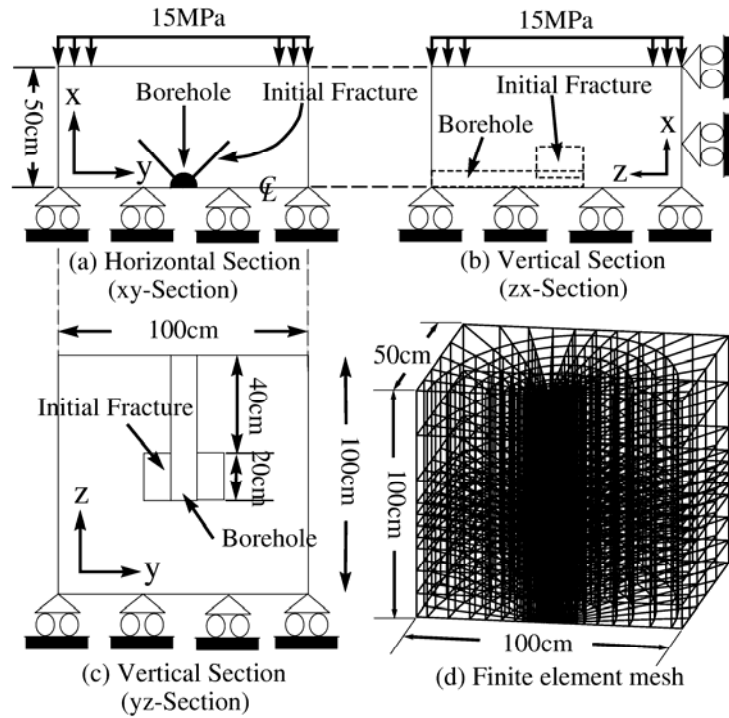


図-18 有限要素メッシュと境界条件

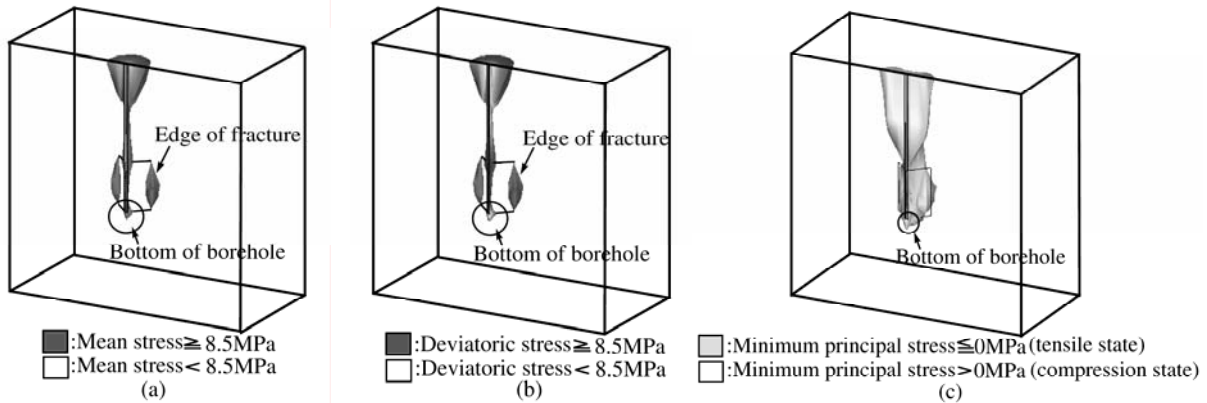


図-19 モルタル供試体の応力分布；(a)平均応力 p 分布，(b)せん断応力 q 分布，(c)最小主応力 σ_{min} 分布（正值は圧縮状態を示し，負値は引張状態を示す。）

応力状態についてより詳細な検討を行うため，亀裂先端およびボアホール底部要素の応力経路を図-20～図-22 に示す。図-20 に示す亀裂先端要素の p - q 関係から，一軸圧縮時には限界状態線の上側に出るほどせん断応力が卓越していることが分かる。しかし，注入過程の応力状態はほとんど変化せず，一軸圧縮・注入過程を通じて降伏曲面には達しなかった。つまり亀裂先端ではせん断破壊を生じなかったことになるが，モルタルの一軸圧縮試験結果をもとに推定した Cam-clay パラメータ，特にポアソン比から推定した限界状態パラメータや先行圧密応力（降伏局面の大きさ）の妥当性に問題があったとも考えられる。一方，ボアホール底部要素は一軸圧縮時に降伏し，注入圧力による応力比 η の増加に伴い限界状態に達している。これに対し，一軸圧縮過程における最大振幅の大きい AE 震源もボアホール底部に分布していた。したがって，このときの AE の発生はせん断破壊による可能性が高いと考

えられる。

$p_i - \sigma_{min}$ 関係を示した図-21 から、亀裂先端要素では p_i の増加と無関係に σ_{min} がほぼ一定かつ圧縮状態になることが分かる。これを図-20 の亀裂先端の $p'-q$ 関係と比較すると、実験において初期亀裂先端から進展していた亀裂は、FRACOD による解析結果同様せん断モードにより進展した可能性が高いと推測できる。一方、ボアホール底部要素の σ_{min} は $p_i=2.05\text{MPa}$ で引張強度 ($\sigma_t=2.492\text{MPa}$) に達している。これを水圧破碎圧力 (3.48MPa) と比較するとかなり低い注入圧力であることが分かる。しかし、実験において水圧破碎前にみられた AE カウント急増時の注入圧 2.7~2.86MPa はボアホール底部の引張破壊時の注入圧力 2.05MPa に近い値を示している。実際、AE カウント急増時に振幅が増大し、最大振幅の大きな震源がボアホール底部直下に存在していた (この AE 震源 (引張破壊により発生) と上記の一軸圧縮過程において得られた震源 (せん断破壊により発生) の性質は異なるものと考えられる)。したがって、この AE カウントの急増はボアホール底部の引張破壊により発生した可能性を指摘することができる。

そこで、ボアホール底部の引張挙動について詳細な検討を加えるために、図-22 にボアホール底部の塑性体積ひずみ ϵ_{pv} と応力比 η のダイレタンシー関係を示す。同図から、 ϵ_{pv} の増分は $p_i=1.35\text{MPa}$ で圧縮から引張に変わっていることが分かる。その後 p_i が 2.78MPa 以上で塑性体積膨張を起こしている。この時の注入圧力 (2.78MPa) は実験で得られた AE カウント急増時の注入圧力 (2.7~2.86MPa) と一致している。したがって、ボアホール底部の引張破壊状況と AE カウント急増の間に強い関連性を指摘することができる。

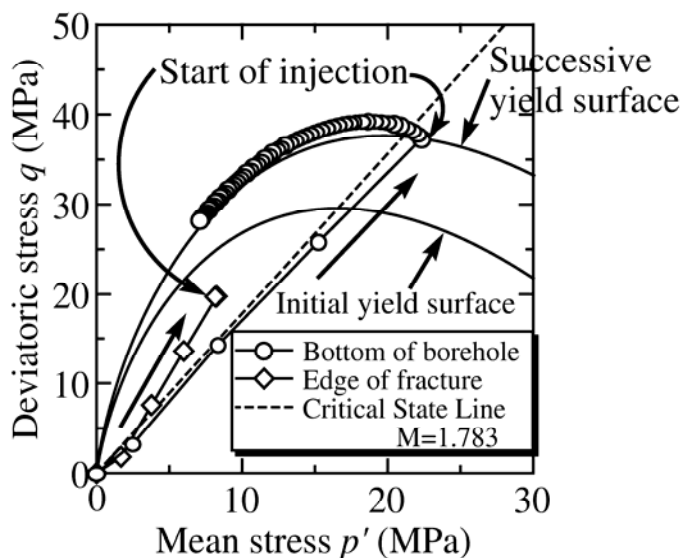


図-20 亀裂先端およびボアホール底部要素の平均応力 p とせん断応力 q の関係 (圧縮状態が正值)

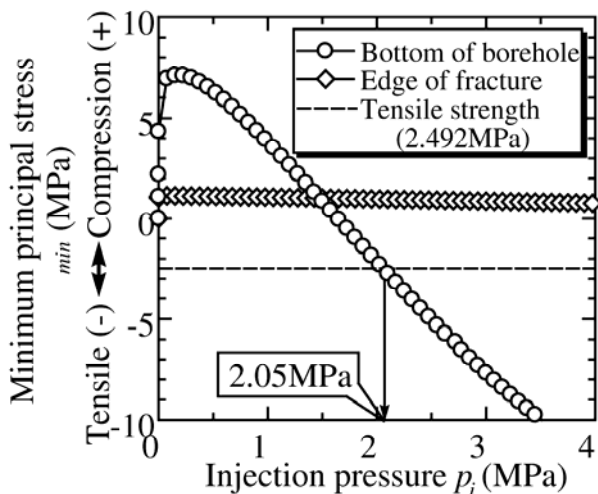


図-21 亀裂先端およびボアホール底部要素の注入圧力 p_i と最小主応力 σ_{min} の関係 (圧縮状態が正值)

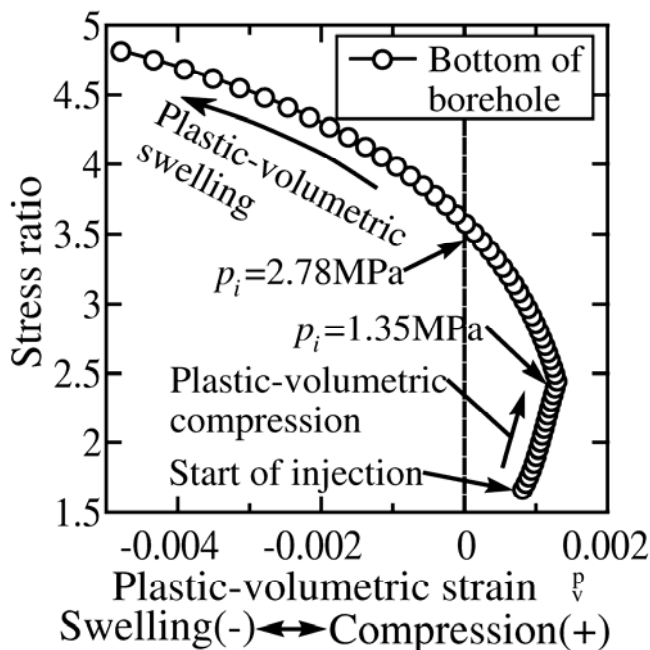


図-22 ボアホール底部における塑性体積ひずみ ϵ_p と応力比 η の関係 (圧縮状態が正值)

3. 緩衝材の水圧破碎実験

3. 1 実験方法

3. 1. 1 供試体

表-2 に実験に用いた供試体の特性一覧を示す。供試体の寸法は直径 5cm, 高さ 10cm である。基本ケースを初期乾燥密度 1.6g/cm³, 初期含水比 25%, 水圧载荷速度 49kPa/min, ケイ砂混合率 30%として, 各パラメータを変えたケースをそれぞれ 1~3 個の供試体について実験を行い, 結果はその平均値とした。

表-2 供試体ケースと特性および結果一覧

Case No.	パラメータ	初期乾燥密度 (g/cm ³)	初期含水比 (%)	飽和含水比 (%)	初期飽和度	水圧荷重速度 (kPa/min)	ベントナイト：ケイ砂	水理破碎圧力 (MPa)
1	基本ケース	1.6	12.5	25	0.50	49.00	7 : 3	1.407
2	密度	1.8	12.5	18	0.69	49.00	7 : 3	2.007
3	密度	2.0	12.5	12.5	1.00	49.00	7 : 3	4.992
4	水圧荷重速度	1.6	12.5	25	0.50	9.80	7 : 3	2.215
5	水圧荷重速度	1.6	12.5	25	0.50	1.96	7 : 3	1.871
7	含水比	1.6	18.8	25	0.75	49.00	7 : 3	1.001
8	含水比	1.6	25	25	1.00	49.00	7 : 3	0.858
9	ケイ砂混合率	1.6	12.5	25	0.50	49.00	5 : 5	0.620
10	ケイ砂混合率	1.6	12.5	25	0.50	49.00	10 : 0	4.719

3. 1. 2 実験装置

図-23 に実験装置の概要を示す。供試体をアクリル製の円筒に入れ、下部から高水圧ポンプで水を注入し上部から排水する。装置はアクリル製なので外部から破碎状況を観察することが可能である。また、破碎状況を認識しやすいように注入水には青インクで着色した。

3. 1. 3 手順

供試体は図-24 に示すように、底面中央に深さ 4cm の穴を開け、そこに外径 2mm のパイプをエポキシ樹脂系ボンドで装着する。また供試体底面も実験装置にエポキシ樹脂系ボンドで固定し漏水を防ぐとともに、パイプを高水圧ポンプに連結し、供試体内部にピンポイントで水圧を荷重できるようにしている。圧力の計測は高水圧ポンプの出口で行い、その経時変化を記録した。

3. 1. 4 実験結果

(1) 各ケースの結果

典型的な注入水圧の例としてケース 5 の経時変化と外部からの観察によって得られた亀裂の状況を図-25 に示す。このように亀裂は供試体の鉛直方向に入るものが多く、亀裂から水が流出することで注入圧力の値が降下する。この降下する直前の最大値である圧力の値を水理破碎圧力としている。表-2 には実験結果の水理破碎圧力も記している。最も破碎圧力が大きかったのはケース 3 (乾燥密度 2.0g/cm³) で、最も小さかったのはケース 8 (ケイ砂混合率 50%) であった。図-26 にはパラメータごとに水理破碎圧力との関係をグラフにまとめてみた。まず、初期含水比～破碎水圧関係を示す。初期含水比が高いほど破碎圧力は低いことがわかる。次に初期乾燥密度～破碎水圧関係を示す。これから乾燥密度が大きくなると破碎圧力が大きくなるのがわかる。これは剛性が大きくなると同時に膨潤圧力が大きくなるのが原因である。ケイ砂混合率～破碎圧力関係では、ケイ砂混合率が 0% (ベントナイト 100%) のとき最も破碎圧力が大きくなっている。一方、水圧荷重時間～破碎圧力関係であるが、これには明確な傾向はなく、水圧荷重がより遅い場合は初期含水比～破碎水圧関係に示したように実験過程において供試体含水比が上昇し、強度が低下したため、破碎圧力が低下したものと考えられる。

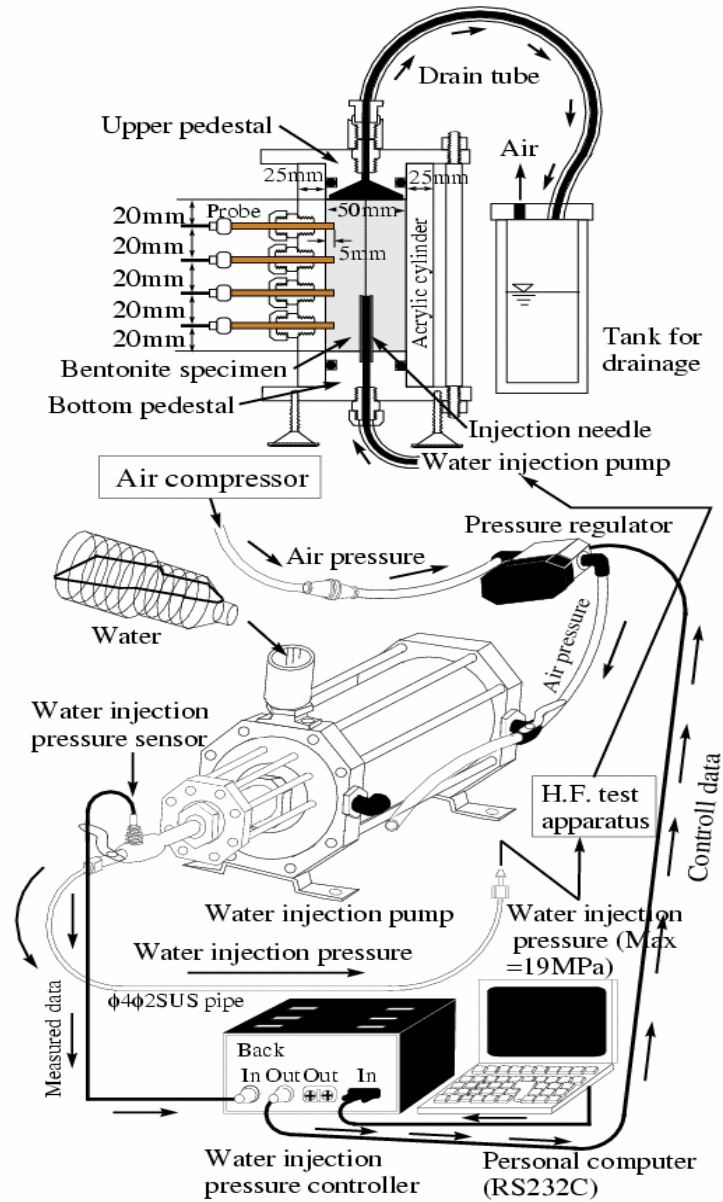
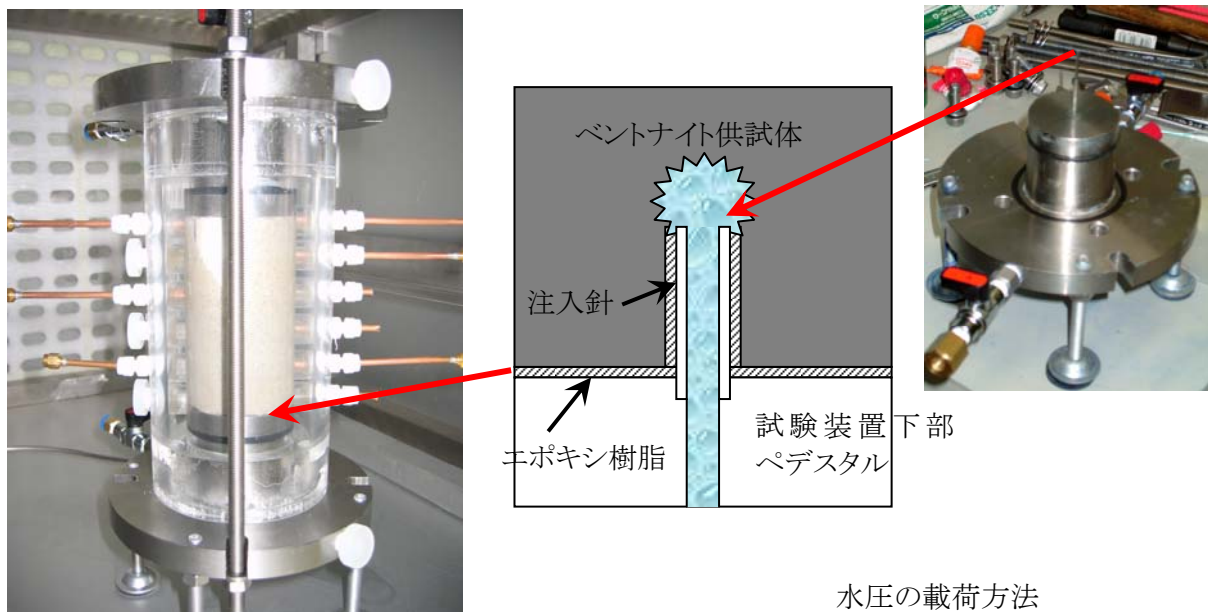
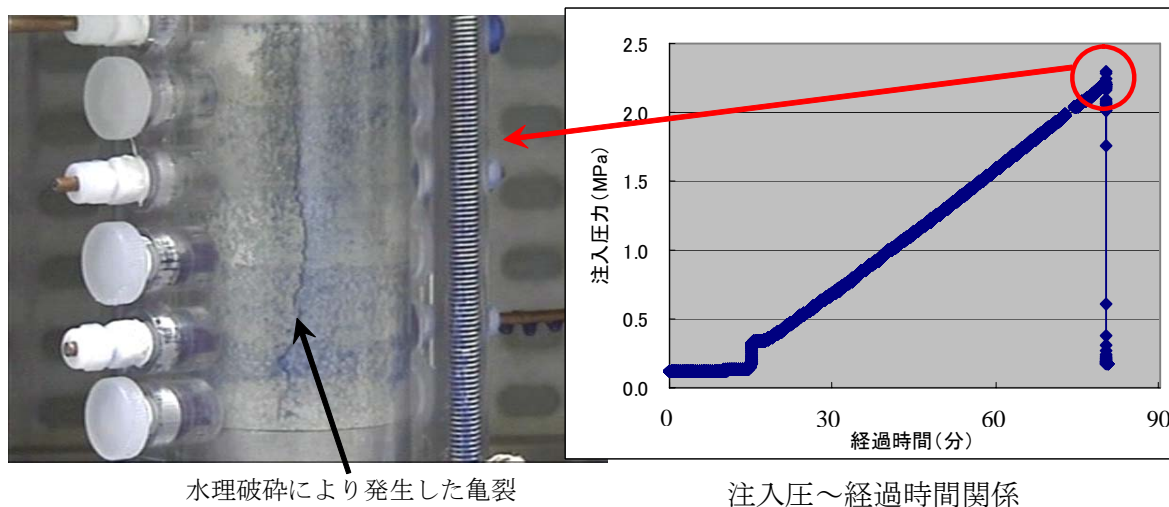


図-23 緩衝材水圧試験装置の概要



水圧破碎試験装置
KIDBENを改良

図-24 改良 KIDBEN 装置の概要



水理破碎により発生した亀裂

注入圧～経過時間関係

図-25 亀裂発生状況と注入圧～時間関係

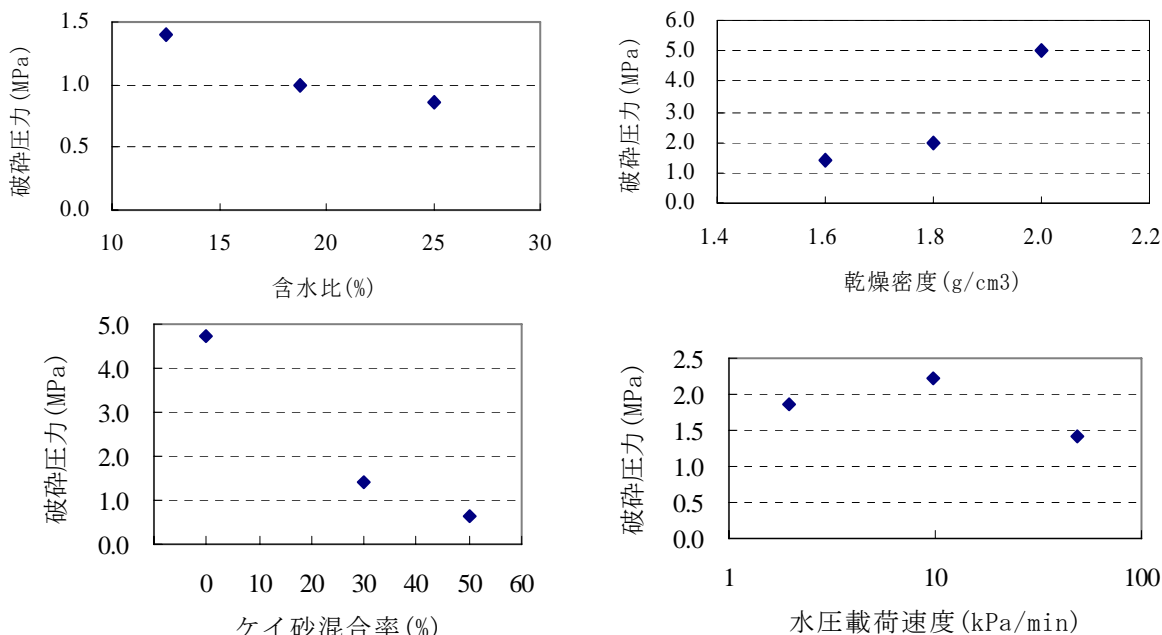


図-26 各パラメータと破砕圧力の関係

(2) 破壊状況の観察

図-27 には KIDBEN 試験装置で実験した後に観測した亀裂の状況を示す。亀裂は縦方向に割れるものが多く、引張破壊が多いが、時には同図右に見られるように、破断面が注入点から放射状方向に対して角度をもって亀裂が生じているものがあり、これらはせん断破壊と引張破壊が混在したものである。また、図-28 には破壊状況を CT スキャンして得られた 3 次元の内部状況を示す。(a)は基本ケースの CT スキャン結果で破壊圧力は 2.9MPa であった。このような小さな破砕圧力は局所的な破壊の進行が短い距離で供試体外部まで到達した場合に起こり、形状としてはパイピングに近い破壊となっている。(b)はベントナイト 100% の CT スキャン結果で破壊圧力は 7MPa である。このように破砕圧力が高い場合は、供試体全体で破壊が生じており、亀裂の数も放射状に多数発生し、各亀裂は供試体上下方向に瞬時に生じた。この場合は、引張破壊が主と思われる。図-29 は、供試体を装置から出した状態で試験した場合の破断状況である。拘束のない場合は、注入点から締め目の打ち継ぎ目に亀裂が伸び、打ち継ぎ目から割れている。低圧で破壊する材料は、拘束が無いほど破壊圧力は低くなるが、高圧で破壊するものは拘束の有無は破壊圧力にあまり影響を及ぼさなかった。すなわち、高圧で破壊するものは初期の破壊に圧力が必要となるが、低圧で破壊するものは進行性破壊の様相が大きく、初期破壊から続く破壊にも圧力が必要となることが予想される。以上の破壊状況の観察結果をまとめると以下ようになる。

- i) 小さい圧力で破壊する場合は、破壊は局所的に起こる（せん断破壊と引張破壊の混合）。
- ii) 大きな圧力で破壊する場合は、破壊は供試体全体で起こり、引張破壊が主となる。
- iii) 拘束が弱い場合は、破壊は弱部まで伝達した後、弱部に沿って起こる。

したがって、緩衝材をブロックで製作する場合、ブロックを処分孔に設置するだけで、変位拘束が弱いために、拘束がない状態に近くなり、材料の強度が弱い場合には、打ち継ぎ面で破壊が進行して、低い圧力で亀裂が生じる可能性が高いことになる。

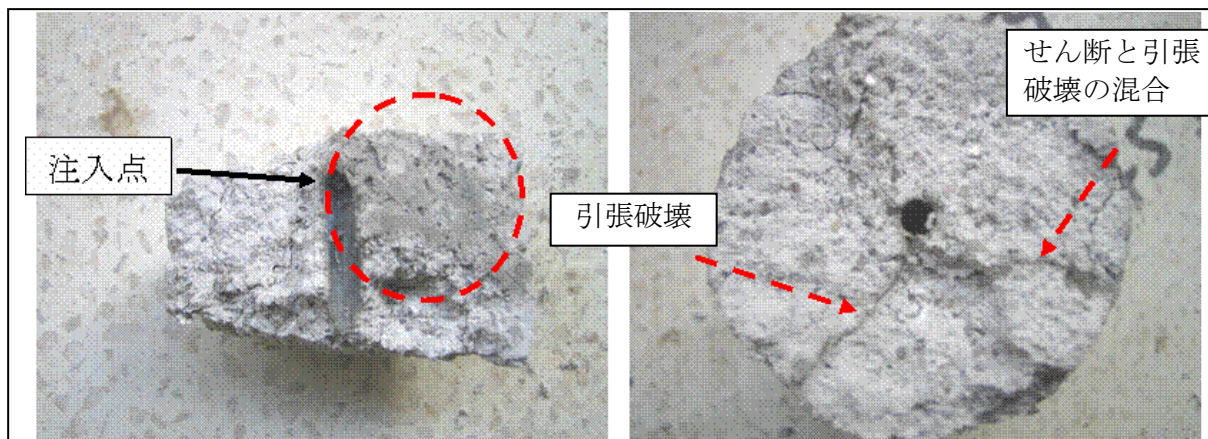
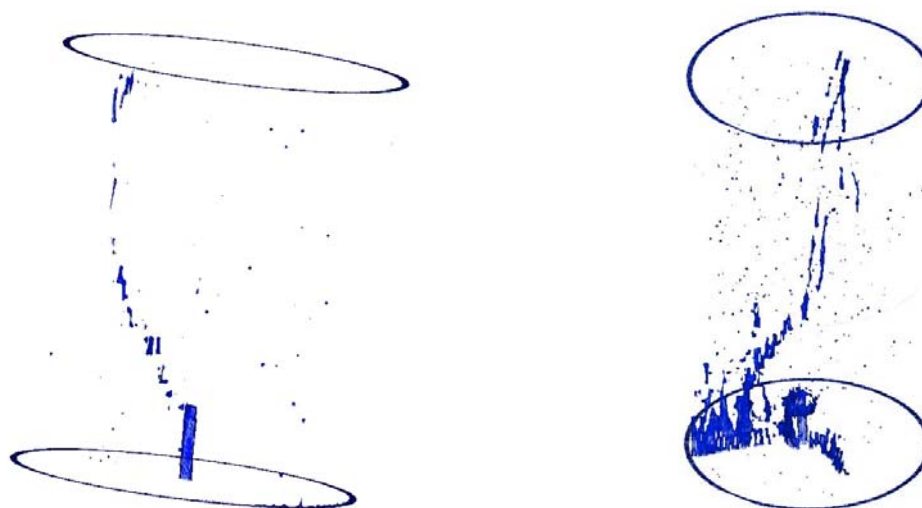


図-27 変位拘束した試験後の破壊状況



(a) 基本ケース(破壊圧力は 2.9MPa) (b) ベントナイト 100%(破壊圧力は 7 MPa)

図-28 CT スキャンで得られた 3次元破壊状況

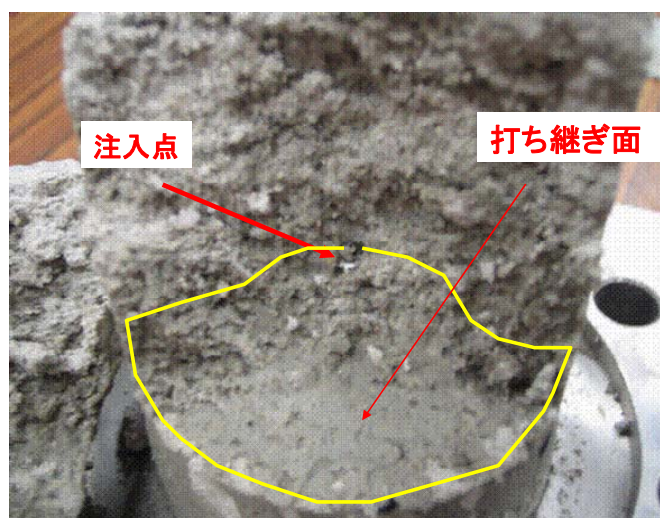


図-29 無拘束状態で試験した場合の破壊状況；
打ち継ぎ面に亀裂が延びて、打ち継ぎ面に沿って亀裂が生じている

(3) 膨潤圧の水圧破砕に与える影響確認試験

a) 多段階圧力上昇実験

破砕した後、膨潤により破損部分が回復する状況を調べるために、複数回載荷する実験を行った。表-3 に各ケースのパラメーター一覧を示す。ケース1は一定流量注入、ケース2は一定圧力注入で行った。どちらのケースにおいてもまず、一定の水圧載荷条件（ケース1は4cc/min、ケース2は49kPa/min）で載荷して破砕させる。ケース1の注入圧力の経時変化を図-30に示す。1回目の破砕後、低圧で約15分注入した後、4cc/minで再載荷し2回目の破砕を観察した。その後、注入速度を2cc/min、3cc/minとして注入した。2cc/minのとき0.5MPa、3cc/minのとき1MPaであった。この1MPaは概ね同供試体の膨潤圧に等しい圧力である。この圧力で約20分注入した後、4cc/minで注入すると供試体圧力は急上昇し、1回目の破砕圧力と同じ圧力で破砕した。

ケース2の圧力および注入流量の経時変化を図-31に示す。一度破砕した後、水の供給をせずに3時間静置してから載荷すると、供試体は0.7MPaで破砕した。その後膨潤圧(0.5MPa)より低い注入水圧0.1MPaで48時間注入した後、再び49kPa/minで載荷すると破砕圧力は1.5MPaまで回復した。

b) 一定水圧載荷実験

ケース3では一定圧力を維持する実験を行った。49kPa/minの一定速度で載荷して破砕したところ、水圧破砕圧力はおよそ8MPaであった。本ケースでは同様の載荷速度で破砕圧力の8割(6.4MPa)に到達したところで圧力を一定に保った。この圧力は本供試体の膨潤圧力(約0.5~1MPa)よりもかなり高い圧力である。図-32に圧力の経時変化とAE観測の経時変化を示す。同図にみられるように、約6時間後にAEヒット数が急増し、圧力が低下し破砕が発生した。

c) 実験結果の考察

ケース1およびケース2の結果から、一度破砕した供試体が元の強度まで膨潤によって回復するためには十分な浸潤が必要であり、それは低圧では非常に時間がかかる可能性があることがわかる。そして、回復しても元の強度までであり、初期状態以上に強くなることはない。

ケース2ではAE観測も行っており、1回目の破砕で観測されたAEの振幅は約70dBまで上がったのに対し、2回目、3回目では55dB以下のAEしか観測されなかった。これは、1回目の破砕は亀裂発生のために大きなエネルギーが発散されたのに対し、2、3回目では一度閉じた亀裂をもう一度開くだけであったので小さなエネルギーしか発散されなかったためと推察される。

さらに、ケース3の結果から、破砕圧力より小さいが膨潤圧力より大きな圧力が作用した場合には、浸潤による強度低下の影響が強くなり、破砕に至ることがわかった。ケース2と同じ材料を用いた別の実験では、飽和度が100%の場合の水圧破砕圧力は50%の場合の6割程度であった(表-2参照)。この結果からも緩衝材は飽和度が上昇すると強度が低下することがわかる。

以上の実験結果より、緩衝材の損傷→含水比上昇→膨潤→自己修復のシナリオについて、次のことがわかった。

- i) 一度破砕した場合、亀裂が膨潤によって回復するには、十分に浸潤することが必要であり、低水圧の場合は多大な時間を要する。

- ii) また、回復しても元の強度以上にはならない。
- iii) 膨潤圧以上の圧力が長時間載荷されると、強度の低下により（飽和供試体の破砕圧力は飽和度 50%の場合 6 割程度）破砕する可能性がある。

以上の結果より、設置時の強度をかなり高くしておかないと、緩衝材が破砕する可能性は極めて高いと推察される。

表-3 膨潤圧影響確認試験の供試体パラメータ

ケース	実験	乾燥密度 (Mg/m ³)	含水比 (%)	水圧载荷速度	ケイ砂混合率 (%)
1	多段階圧力上昇	1.6	30	2~4cc/min	0
2	〃	1.6	30	49.0kPa/min	30
3	一定水圧载荷	1.8	30	—	30

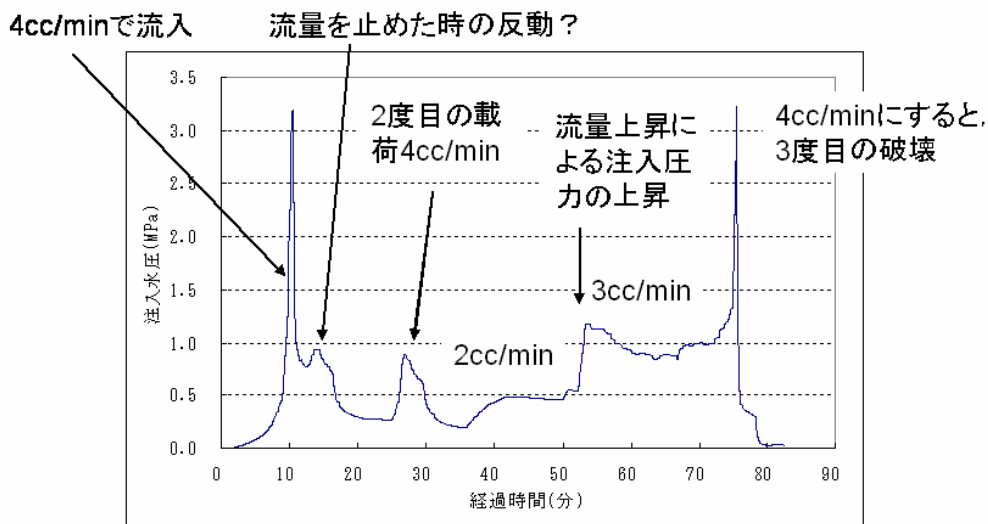
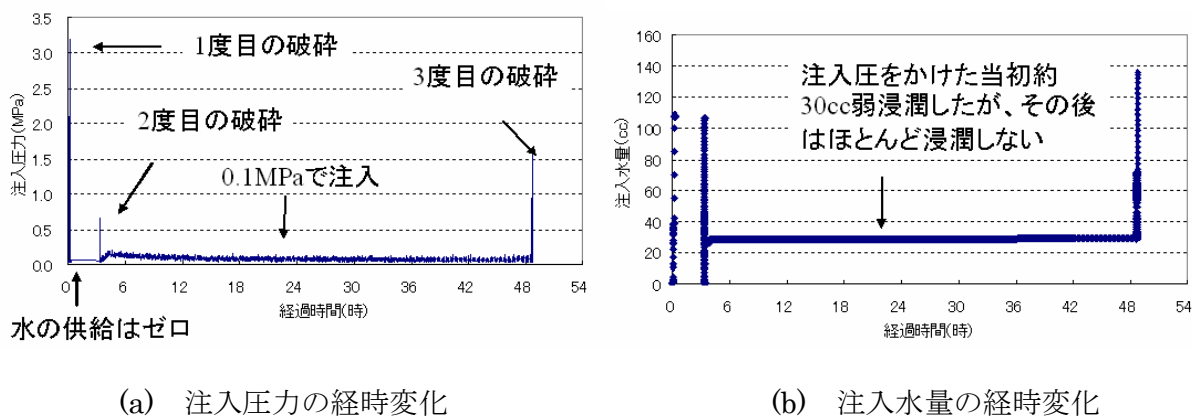
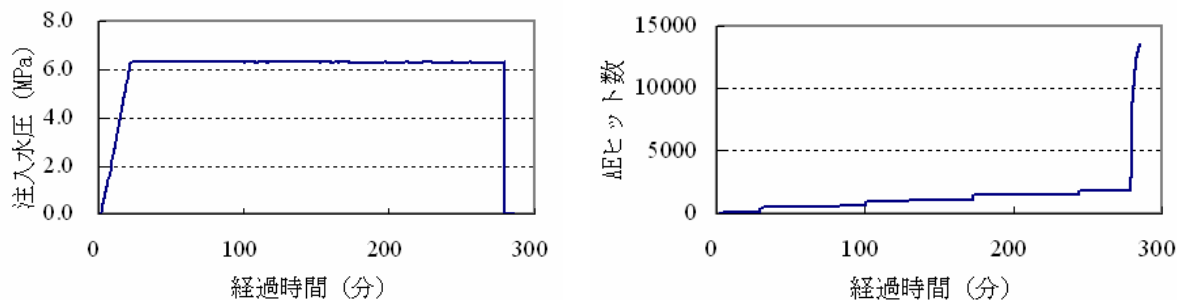


図-30 ケース 1 の注入圧力の経時変化



(a) 注入圧力の経時変化 (b) 注入水量の経時変化

図-31 ケース 2 の注入圧力と水量の経時変化



(a) 注入圧力の経時変化 (b) AE ヒット数の経時変化

図-32 ケース 3 の注入圧力と AE ヒット数の経時変化

4. 破壊基準の作成

4. 1 岩盤の水圧破碎基準

2 章で述べたように、連続体モデルによる解析で、実際の現象を精度良く再現できることが分かった。破壊力学を用いた解析では、水が母岩に浸透していく影響を取り組むことが現状では難しいので、ここでは連続体モデルを用いた解析で、破壊基準を作成した。図-33 は、基準作成に用いた解析メッシュ図である。解析は 2 次元で行い、節点数 1,022、要素数 936、亀裂先端を解析領域の中央に設定した。数値解析の際に亀裂先端（通常変形が集中し応力状態が過大評価される：応力の特異性）における計算精度向上のため特異要素を配置している。亀裂長 50cm、幅は 1cm とし、亀裂表面には水圧に等しい節点荷重・境界水圧を設定した。

また、岩盤は大きな引張強度を有しており、そのために降伏局面が増大している状態になっている。それを表現するために図-34 に示すように内部状態変数 b をオリジナル Cam-clay モデルに導入した。本研究ではこの b は引張強度に等しいものと仮定した。同図には、この場合の降伏局面の式も載せている。

本モデルは、水圧破碎挙動を概ね表現できることが先の検討で分かっているが、岩石には非常に様々な種類があり、その工学的特徴も異なる。そこで、既往の文献調査を行い、Vutukuri (1974)⁷⁾、Farmer (1983)⁸⁾、Franklin (1989)⁹⁾ および Goodman (1989)¹⁰⁾ の材料試験の結果得られている材料特性（弾性係数、ポアソン比、間隙率、一軸圧縮強度、引張強度）を基に 297 種類の岩石に対するモデルのパラメータ値を推定して、水圧破碎のシミュレーションを行った。表-4 に推定したパラメータの代表的な 10 種類の岩石についての値を示す。そして、図-35 にその結果を示す。同図では、縦軸に初期地圧で正規化した破碎水圧、横軸に限界状態パラメータ M （内部摩擦角の関数）と水圧上昇速さを透水係数で正規化した値を用いている。同図(a)は引張破壊で判定した結果であり、(b)はせん断破壊で判定したものである。両者ともその傾向は非常によく似ている。同図によると M の値が小さいほど破壊水圧は低くなっているが、これは M の値が小さいほど初期降伏局面が小さいためである。また、 M ほど明確ではないが、もう一つの横軸を見ると、水圧上昇速さが同じ場合、透水係数が低いものほど、破壊水圧が大きくなっているのは、表-4 に見られるように、一般的な傾向として低透水性のものは高い引張強度と M の値を持つ傾向があるためである。

次に、この破壊基準の妥当性を検証するために、Teton ダムの破壊事例¹¹⁾ に適用した。Teton ダムはアメリカアイダホ州に建設された高さ 124m のゾーン型ロックフィルダムである。Teton ダムの決壊は、1976 年に堤体建設終了後の初期湛水時に、右岸アバットの岩着部分から起こった。これは、この部分の岩盤の水圧破碎が引き金となり、ダム堤体内にパイピングが進行していったものである。Teton ダムの基礎岩盤は流紋岩質凝灰岩であり、岩盤の力学的特性は事故調査で調べられており、湛水速度も記録が残っているため、それらの値を

用いた。その結果を示したものが図-36である。プロットは基準面よりも上にあり、キートレンチ部分、右岸アバット部分が水圧破碎していた可能性を示唆している。この図からいえば、湛水速度を遅くするなどの対処がなされていれば、破壊は回避できた可能性がある。

以上より、図-35に示す水圧破壊基準は有効な指標となりえることが分かる。しかし、同図の基準表面は凹凸が激しく、このままでは基準として用いることが困難である。また、ここで用いたデータは岩石データであり、岩盤にはこれに亀裂などの影響がある。そこで、岩盤の特性を現す指標として用いられる岩盤分類の特性表を用いて、解析パラメータを推定し、それを用いて同様の解析を行うことにより、岩盤に対する水圧破碎基準を作成することを試みた。

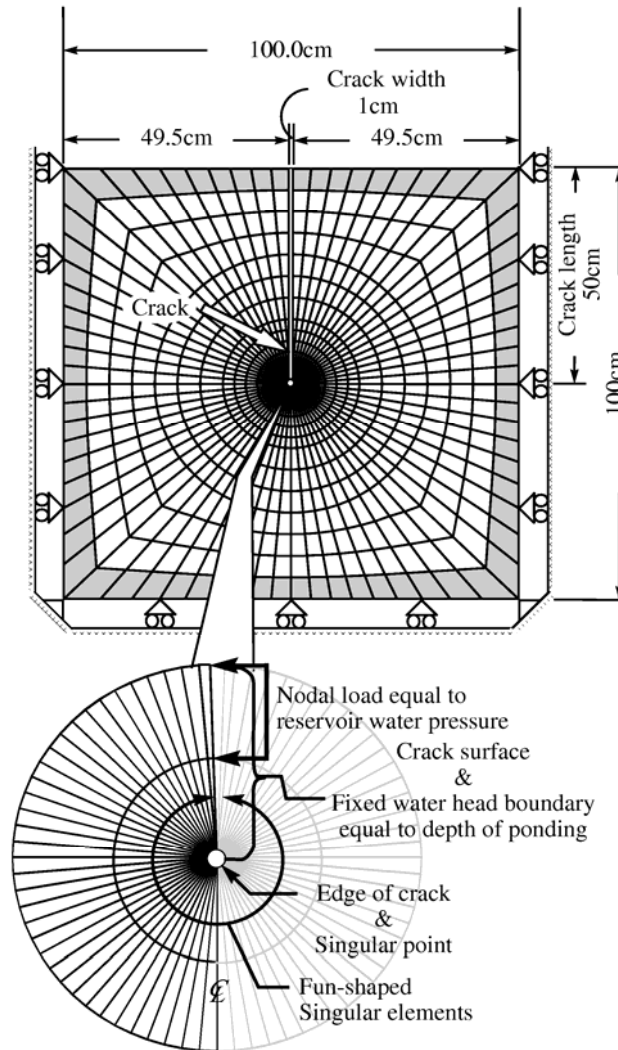


図-33 破壊基準解析に用いたメッシュ図

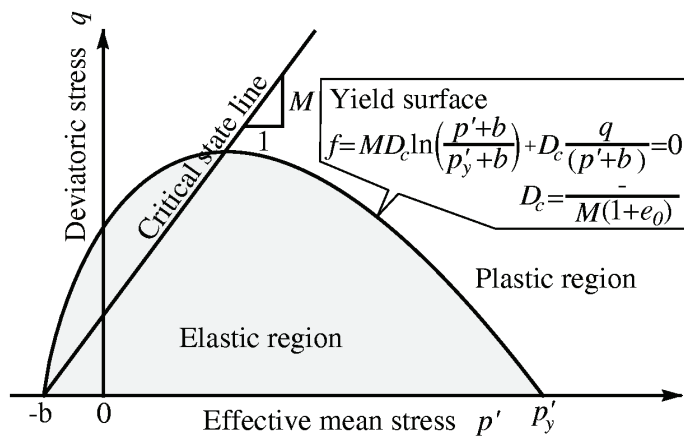
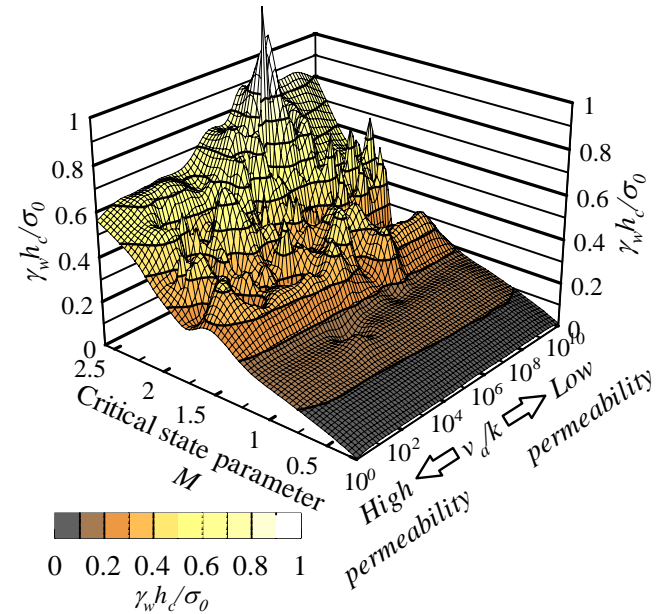
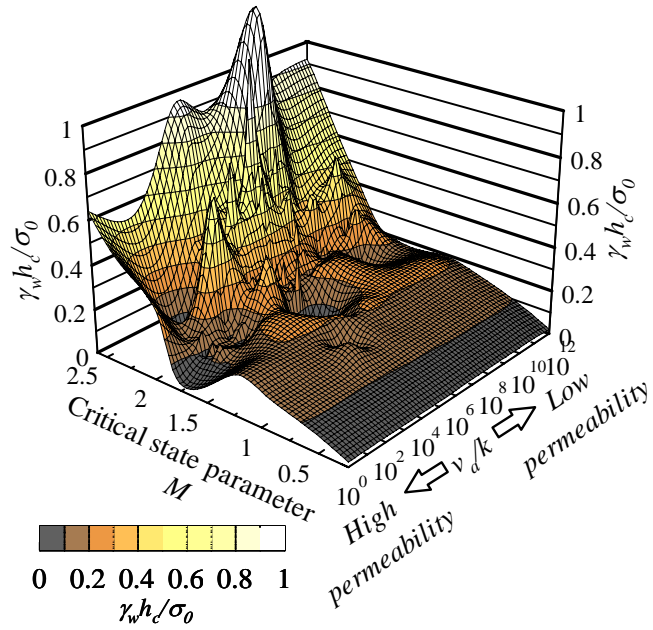


図-34 解析に用いた修正 Cam-clay モデル

表-4 既往の岩石試験から求めた代表的な10種類のパラメータ

Rocks	Void ratio e_0	Critical state parameter M	Compression index λ	Swelling index κ	Poisson's ratio ν	Coefficient of dilatancy D_c	Coefficient of permeability k (cm/sec)	Tensile strength σ_t (MPa)	Yield stress p_y (MPa)
Crystalline limestones	0.167	1.692	0.0335	0.0167	0.17	0.00958	1.0×10^{-8}	22.06	279.71
Porous limestones	0.290	1.143	0.0670	0.0335	0.26	0.02272	1.0×10^{-8}	5.52	51.27
Sandstones	0.120	1.350	0.0353	0.0177	0.30	0.01263	1.0×10^{-5}	9.86	228.52
Quartzite	0.170	1.455	0.0436	0.0218	0.23	0.01435	1.0×10^{-6}	36.92	409.80
Clayslate	0.020	1.412	0.0089	0.0044	0.37	0.00312	1.0×10^{-9}	17.75	264.66
Low-durability shales	0.020	1.027	0.0021	0.0011	0.38	0.00102	1.0×10^{-8}	0.69	15.33
Rhyolite tuff	0.120	1.300	0.0384	0.0192	0.18	0.01424	1.0×10^{-7}	14.58	122.77
Coarse-grained igneous rocks	0.230	1.850	0.0402	0.0201	0.20	0.01045	1.0×10^{-7}	10.40	630.71
Fine-grained igneous rocks	0.040	1.027	0.0670	0.0335	0.22	0.03057	1.0×10^{-9}	10.40	249.48
Indiana limestone	0.100	1.779	0.0138	0.0069	0.27	0.00382	1.0×10^{-8}	30.00	124.23



(a) 引張破壊基準による結果

(b) せん断破壊基準による結果

図-35 既往の岩石試料のデータを用いた水圧破壊基準

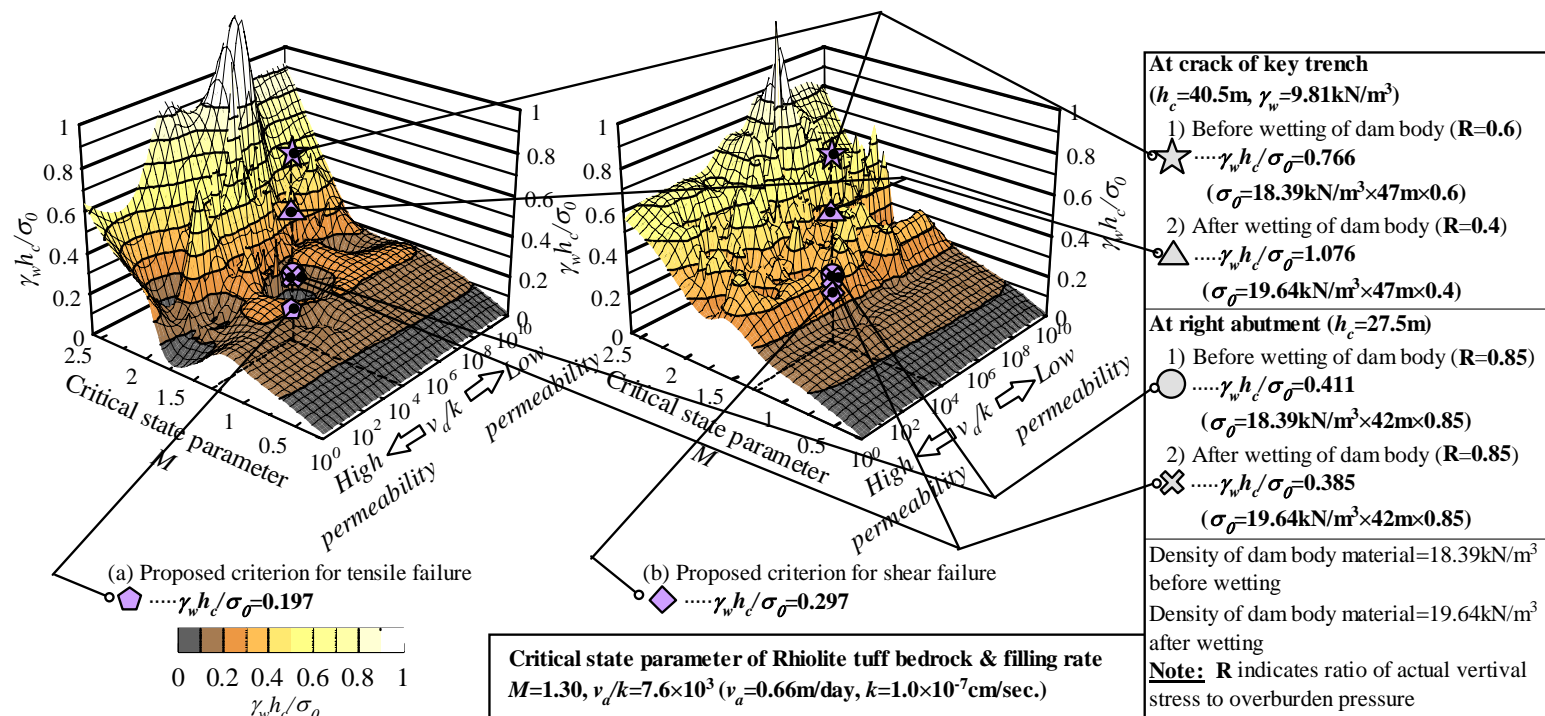


図-36 Teton ダムの破壊事例の適用

表-5は菊池ら^{1,2)}による岩盤分類と岩盤諸物性の関係から推定した解析パラメータの一覧である。これを用いて先ほどと同様の解析を行い、破壊基準を作成した。その結果を図-37に示す。

図-37を見ると、大局的な傾向は図-35と同じであることが分かる。そこで、この図-37と図-35の差をとったものが、図-38である。同図の白色部は岩盤等級から求めた基準の方が小さい値を示しているところである。同図によると図-37のほうがほとんどの領域において岩石からの基準である図-35よりも小さくなっており、図-37のほうが安全側の基準となっていることがわかる。

次にこの図-37の局面を数値化し、より破壊基準として使い易くすることを試みた。フィッティングを試みた局面の式は式(9)のようである。そして、表-6にそのフィッティングした結果の係数の一覧を示す。この式の x に水圧上昇速度と透水係数の比を代入し、 M に限界状態パラメータの値を入れることにより、初期地圧で正規化された破碎水圧を得ることができる。そして、その値が大きいほど、地盤としては安定していることになり、サイト選定の際の差別化の一つの有力な情報となる。

$$\begin{aligned} \gamma_w h_c / \sigma_0 = & a_1 + a_2 x + a_3 M + a_4 x^2 + a_5 M^2 \\ & + a_6 x M + a_7 x^2 M + a_8 x M^2 + a_9 x^3 + a_{10} M^3 \end{aligned} \quad (9)$$

表-5 岩盤分類から推定した Cam-clay モデルのパラメータ

Rock classification	Material properties defined by rock classification		Cam-clay parameters calculated or estimated from rock classification							
	Modulus of elasticity E (GPa)	Friction angle ϕ (deg.)	Void ratio e_o	Critical state parameter M	Compression index λ	Swelling index κ	Poisson's ratio ν	Tensile strength σ_t (MPa)	Yield stress p_y (MPa)	Coefficient of permeability k (cm/sec)
B-class	9800.0	65.0	0.01	2.60	0.5629	0.2814	0.150	49.050	513.952	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	8800.0	60.0	0.02	2.43	0.5848	0.2924	0.155	44.145	500.411	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	7800.0	55.0	0.03	2.25	0.6196	0.3098	0.160	39.240	490.157	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
C_H -class	7500.0	53.6	0.04	2.20	0.6072	0.3036	0.165	37.278	481.340	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	7100.0	51.0	0.05	2.10	0.5972	0.2986	0.170	35.316	485.757	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	6700.0	50.0	0.06	2.06	0.5903	0.2951	0.175	33.354	471.299	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	6300.0	48.6	0.07	2.00	0.5929	0.2964	0.180	31.392	462.789	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	5900.0	46.2	0.08	1.90	0.5748	0.2874	0.185	27.468	436.662	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	5500.0	45.0	0.09	1.85	0.5530	0.2765	0.190	25.506	422.465	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	5100.0	43.8	0.10	1.80	0.5336	0.2668	0.200	23.544	407.195	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	4700.0	41.5	0.11	1.70	0.5419	0.2709	0.210	21.582	410.055	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	4300.0	40.3	0.12	1.65	0.5269	0.2634	0.220	19.620	392.244	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
C_M -class	3900.0	40.1	0.13	1.64	0.4913	0.2457	0.230	17.658	356.613	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	3700.0	36.9	0.14	1.50	0.5038	0.2519	0.240	15.696	372.779	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	3200.0	35.0	0.15	1.42	0.5271	0.2636	0.250	13.734	362.558	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	2600.0	34.6	0.16	1.40	0.5313	0.2657	0.260	11.772	319.245	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	2000.0	32.3	0.17	1.30	0.6231	0.3115	0.270	9.810	309.776	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
$C_L \sim D$ -class	1500.0	30.0	0.18	1.20	0.7347	0.3674	0.280	7.848	294.949	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	1200.0	27.7	0.19	1.10	0.7796	0.3898	0.290	5.886	269.870	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$
	1000.0	24.9	0.20	0.98	0.8000	0.4000	0.300	3.924	251.029	$10^{-4} / 10^{-5} / 10^{-6} / \dots / 10^{-13}$

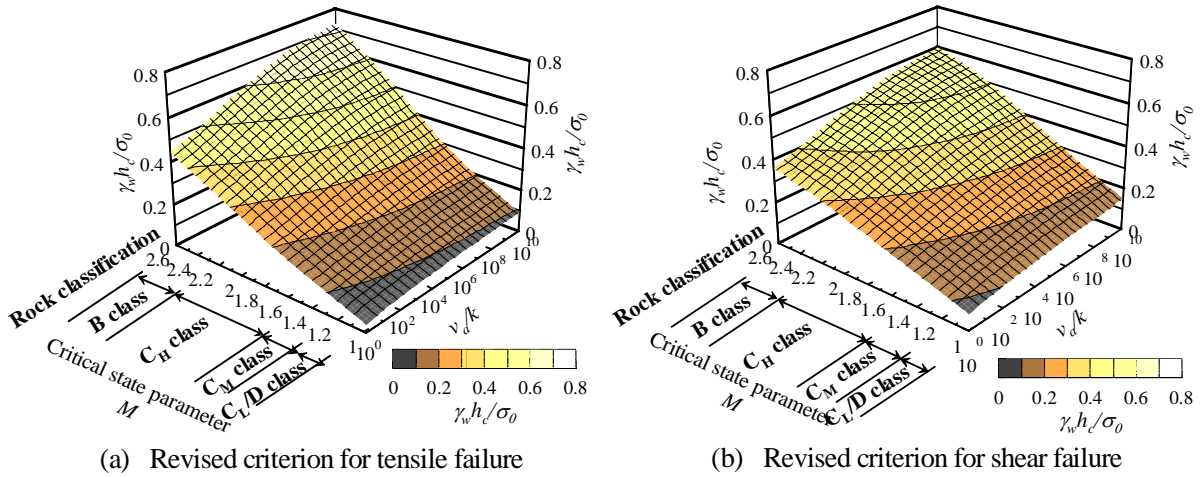


図-37 岩盤分類を用いた水圧破碎基準

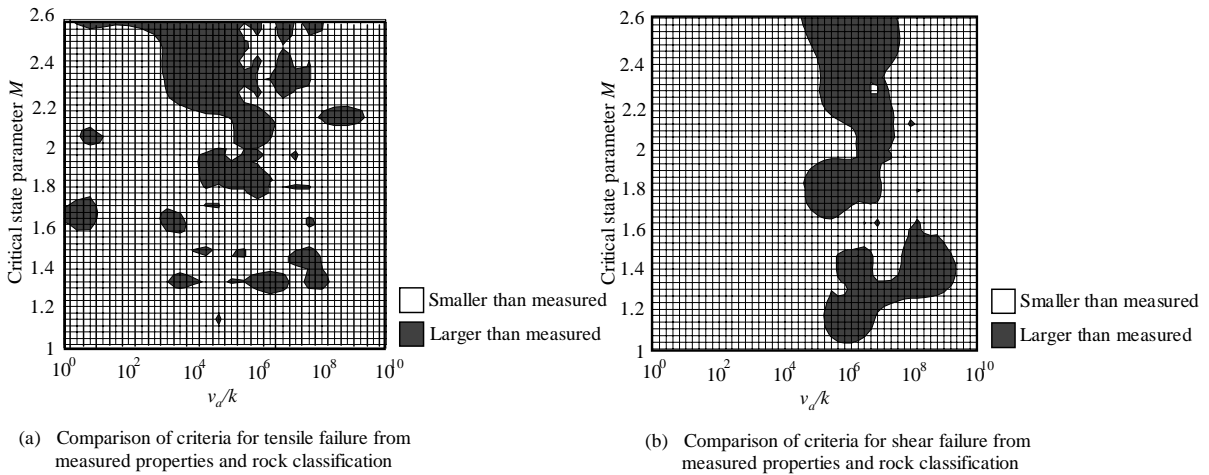


図-38 岩盤分類より求めた破壊基準と岩石データより求めた破壊基準の差

表-6 岩盤の水圧破碎基準の係数一覧

a_i	Tensile failure	Shear failure
a_1	0.351608	0.222884
a_2	-0.025108	-0.021357
a_3	-0.706705	-0.434920
a_4	0.002272	0.001633
a_5	0.512137	0.378805
a_6	0.023699	0.028941
a_7	-0.001366	-0.001002
a_8	0.002264	-0.001605
a_9	-0.000070	-0.000071
a_{10}	-0.089164	-0.075057

4. 2 緩衝材の水圧破碎基準

緩衝材については、岩盤と同様に水-土連成モデルを用いるが、緩衝材が周辺水位の回復期においては不飽和状態であるため、非線形水分拡散モデルを導入した。また、この浸潤過程では、緩衝材は膨潤挙動を示す。ここでは、この膨潤を飽和度の関数として与えるモデル¹³⁾で表した。式(10)に用いた応力の増分式を示す。この右辺第3項が膨潤応力を表している。

$$\Delta\sigma_{ij} = \frac{1}{2}C_{ijkl}(\Delta u_{k,l} + \Delta u_{l,k}) + S_r\Delta p\delta_{ij} - \Delta\sigma_{sw}\delta_{ij} - \beta\Delta T\delta_{ij} \tag{10}$$

ここで、

$$\Delta\sigma_{sw} = -F\Delta\psi \tag{11}$$

であり、

$$F = 2\sigma_{sw\max}(1 - S_e)\frac{\partial S_e}{\partial\psi} \tag{12}$$

である。この式は図-39に示すうち、最も膨潤圧力が早く発揮される上に凸のモデルである。 $\sigma_{sw\max}$ はJNCにより実測された最大膨潤圧力を用いた。

また、式(13)に水の連続式を示す。

$$\frac{\partial\theta\rho_w}{\partial t} + q_{i,i} + Q = 0 \tag{13}$$

ここで、 q_i は流速ベクトルであるが、これが不飽和状態では、次式となる。

$$q_i = -\rho_w[(D_\theta)_{ij}\theta_{,j}]_{,i} \tag{14}$$

D_θ は水分拡散係数でこれは、図-40に示すように、体積含水率の関数となっている。また、このU字型は、式(15)のように、液状水と水蒸気水での水分拡散係数を足し合わせた形になっている。

$$D_\theta = D_{\theta l} + D_{\theta v} \tag{15}$$

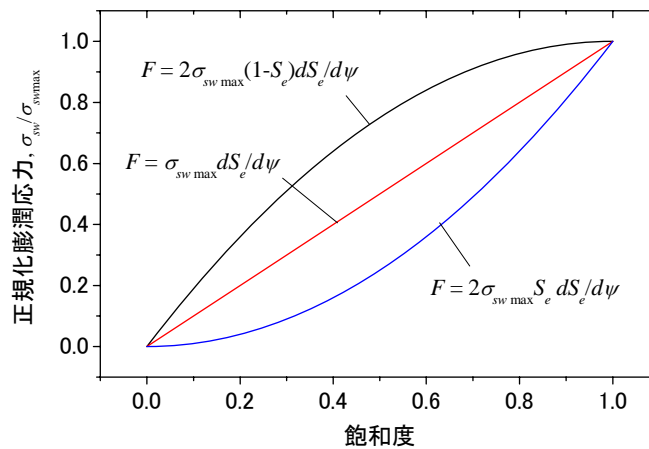


図-39 膨潤圧力と飽和度の種々のモデル

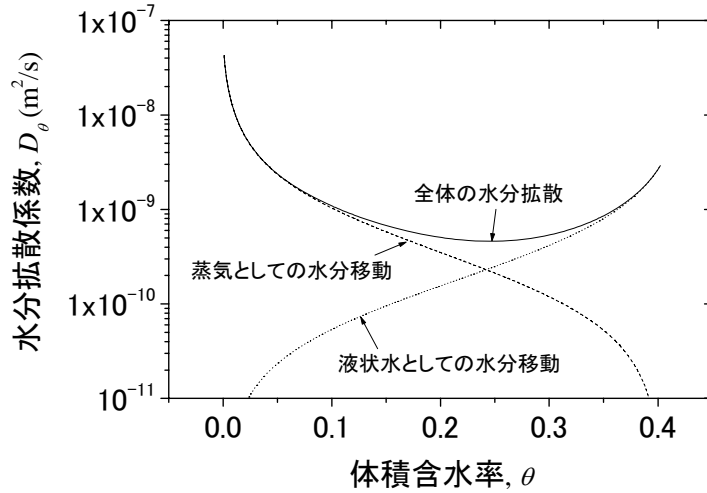


図-40 水分拡散係数の含水率依存性

破壊基準は岩盤と同様に、図-34 の Cam-clay 型の破壊基準を用い、最も水圧载荷境界に近い要素が破壊基準に到達したときの水圧から破壊水圧を推定した。これは、実際の破壊水圧と要素の破壊時の水圧が異なるためである。引張強度、せん断強度については、飽和時供試体の試験結果を用いた。

破壊基準は、緩衝材の密度～ベントナイト比～破壊圧力で整理した。緩衝材密度は強度、膨潤圧に影響を与え、ベントナイト比は強度、透水係数、膨潤圧に影響を与える。

作成した破壊基準図を図-41 に示す。また、同図を上からみて、コンター図として表したものを図-42 に示す。緩衝材の強度はかなりばらつくので、本基準は図-26 で得られた破壊応力を用いて作成したものであることに注意が必要である。最も強いものはこの4倍ほどの強度を示す場合もある。したがって、この基準は最も安全側（破壊しやすいという意味）のものである。

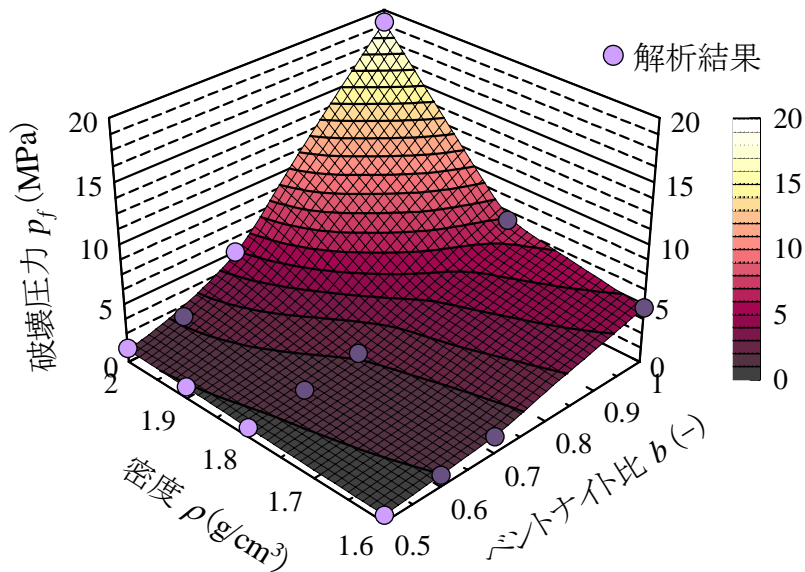


図-41 緩衝材破壊基準 (3次元)

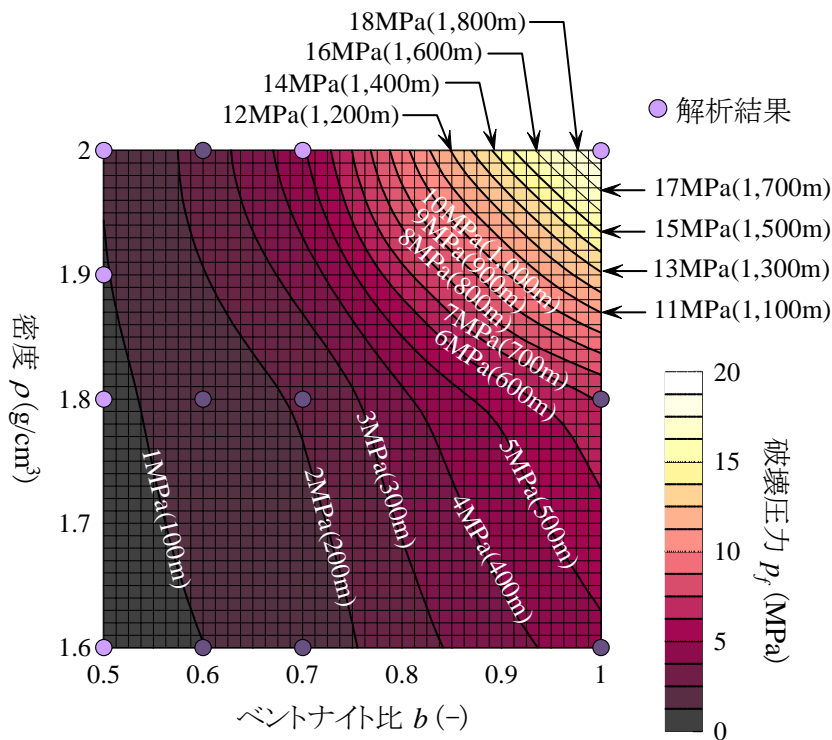


図-42 緩衝材破壊基準（コンター図）

5. おわりに

サイト選定の際に重要な基準となるのは、掘削可能性である。これは、地山強度比で表現される。しかし、この指標には、透水性という処分の問題で重要な意味を持つパラメータが使われていない。また、性能評価をするためには、周辺地質の詳細な状況と処分場レイアウトが必要となり、これは調査・設計がかなり進んだ段階でないと実施できない。もし、第2次取りまとめのような概略の性能評価であれば、場所による差は明らかにならない。また、地下深部に空洞を設ける際に、その安定性で問題となるのは、山はねおよび水圧破碎の可能性である。山はね現象は、軟弱な地盤よりも固い岩盤で起こることが知られており、これが問題となるのは掘削後間もない時期の坑道の天端であり、覆工をすれば、そのような脆性破壊の影響は避けることが可能である。もう一方の水圧破碎は縦置き処分の場合に、処分孔周辺で起こる可能性がある破壊現象である。

処分孔は基本的に覆工することなく、岩盤に直接、緩衝材が設置される。この岩盤は坑道掘削および孔掘削により2次応力状態となっており、拘束圧が非常に小さくなっている。そこに、水位回復による水圧が作用することにより、水圧破碎の起こる可能性が高くなる。

岩盤の水圧破碎には、岩盤の強度と透水性が関与する。透水性は間隙水圧の消散の速度を支配するものであり、もし、強度が同じであれば、透水係数が小さいほど、間隙水圧の上昇が大きくなり、破壊する可能性が高くなる。しかし、今回の検討結果では、実際的な岩盤の特性を考慮したので、透水係数が小さい岩盤は緻密であり、強度も高いという特性があるために、透水係数の影響は岩盤強度ほど大きく現れなかった。しかし、水位回復速度は周辺の地形や岩質、平均降雨量などに影響を受けるので、提案したグラフやそのような条件の総合的な影響も加味することができるものである。

本研究で提案した水圧破碎基準は、処分プロジェクトのみでなく、ダム、トンネルでも有用である。

また、緩衝材の水圧破碎実験は、世界でも初めての試みであったが、膨潤による自己修復機能は水圧破碎にはあまり効かないことが分かった。また、緩衝材は水圧破碎強度がかなりばらつくこともわかった。

実験の結果から言えることは、緩衝材は水圧がかかると破碎する可能性は非常に高いということである。破壊を防ぐためには、初期の乾燥密度を上げるか、ベントナイト 100%にすることが必要であろう。しかし、緩衝材が早くに破碎して、地下水がオーバーパックまで到達して、オーバーパック周辺が早期に飽和状態になれば、酸素による腐食が進行せず、腐食生成物の発生も減少することも考えられる。これは性能評価のストーリーのオプションとも考えられ、本研究成果である破壊基準を用いて、再冠水のストーリーを種々設定することも可能である。

参考文献

- 1) Ouchterlony, F.: "Suggested methods for determining the fracture toughness of rock", Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 25, No.2, pp.71-96 (1988).
- 2) Backers, T., et al.: "Rock fracture toughness testing in Mode II --punch-through shear test", Int. J. of Rock Mechanics & Mining Sciences, 39, pp.755-769 (2002).
- 3) Bandis, S. C., et al.: "Fundamentals of rock deformation", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 20, pp.249-268 (1983).
- 4) Crouch, S. L.: "Solution of plane elasticity problems by the displacement discontinuity method", Int. J. Num. Methods Eng., 10, pp.301-343 (1976).
- 5) Shen, B. and Stephansson, O.: "Modification of the G-criterion of crack propagation in compression", Int. J. of Engineering Fracture Mechanics, 47(2), pp.177-189 (1993).
- 6) Tsukada, Y., et al.: "Hydraulic fracturing test of large scale mortar specimen under uniaxial compression condition", Proceedings of the International Workshop on Prediction and Simulation Methods in Geomechanics, pp.45-48 (2003).
- 7) Vutukuri, V.S., et al.: Handbook on Mechanical Properties of Rocks, Vol. 1-4, Trans. Tech. Pub. (1974).
- 8) Farmer, I.W.: Engineering behavior of rocks -2nd ed., Chapman and Hall. (1983).
- 9) Franklin, J.A. and Dusseault, M.B.: Rock Engineering, McGraw-Hill (1989).
- 10) Goodman, R.E.: Introduction to Rock Mechanics, 2nd ed., Wiley (1989).
- 11) U.S. Department of interior and state of Idaho: "Failure of Teton dam; Final report, The superintendent of documents", U.S. Government Printing office and the Water and Power Resources Service, Engineering Research Center (1980).
- 12) JSCE: A guideline for testing methods of deformability and shear strength of in-situ rock masses -Commentary and application to design of structures-, (1983).
- 13) 操上広志, 他: "膨潤評価式を適用した熱-水-応力連成解析", 土木学会論文集, No.771/III-68, pp.21-31 (2004).