

土などの割裂現象に関する基礎的研究

田村昌仁*・森 麟**・徐 知遠***

本研究は、土及び様々な固結物の割裂現象を実験的に調査し、割裂の発生機構や割裂圧について考察したものである。実験においては、未固結砂、固結砂、粘性土、ゲル、パラフィンなどを対象とし、様々な注入材（空気、水、泥水、モルタル）を用いた割裂実験を行い、割裂圧と試料の一軸圧縮強さ、引張り強さ、拘束圧などの関係を明らかにした。

Key Words : fracturing pressure, cohesive soil, cohesionless soil, gel, laboratory test

1. はじめに

水圧によるダムコア材の破壊や薬液注入における脈状注入は、ハイドロリック・フラクチャリングとして知られる地盤の割裂現象である。シールド工事において、過剰な泥水圧や過剰な圧気圧により切羽周辺地盤が破壊するようなブロー現象、裏込め注入時のグラウト加圧による地盤割裂も、加圧材が水のような液体でない点を除けば類似の現象である。割裂の発生は、原油の採取や地熱発電を行う場合のように人為的に深部地盤に割裂を生じさせて積極的に活用している例もあるが、基礎土質工学の分野では一般にマイナス効果と考えられている。砂質地盤を対象とした薬液注入で割裂が発生すると、設計上の固結領域に浸透できない部分が残し、改良効果が期待できないことがある。また、シールド工事において、過剰な泥水圧により切羽地盤が割裂すると、切羽の安定・保持が難しく、地表面沈下などを招く恐れがある。

割裂現象は、加圧空洞部周辺のせん断破壊や引張り破壊がその原因と考えられるが、割裂の発生形状や割裂圧の大きさといった割裂状況については不明な点が多い^{1)~3)}。透水性が小さく強度も大きい岩石などの割裂現象に関しては、これまで数多くの研究が行われかなり明らかになっているが、土砂地盤、特に未固結な砂地盤では割裂現象は未知の現象といえる。

土中の空洞部に過剰な圧力が作用すると孔壁が破壊する。この時、孔壁に生じた亀裂に加圧材が侵入し、亀裂が拡大進展するといわれる“割裂”となるが、拡大進展の状況は土の種類によって異なると考えられる。粘性土や固結土などの透水性が小さく粘着力を有した土では、

亀裂が面的に発生して割裂面を形成しうが、未固結で透水性がある場合はどのような形状で亀裂が発生進展するのか不明である。未固結な砂質土は、個々の粒子の集合体なので、“亀裂”といった概念自体が粘着力を有した土の場合と異なる。実際の砂質地盤では、浸透水圧による空洞の押し抜けが生じるものの、クサビ作用による割裂は生じにくく、割裂が生じないとする報告もある^{4),5)}。

今回は、土の割裂現象をより明確に把握するため、土以外のゲル状固結物などの割裂現象も併せて調査し土の割裂現象と比較検討したので、その結果を報告する。

2. 割裂発生機構と割裂圧

既往の研究によれば、割裂の発生は孔壁の破壊亀裂に基づくクサビ作用もしくは空洞の押し抜け作用の2つに大別できる。クサビ作用に関しては、孔壁面の引張り破壊⁶⁾によると場合とせん断破壊^{7),8)}に起因するものの2つに分けられる。ここでは、円筒状空洞の内圧による割裂発生機構と割裂圧について考えることにする。

割裂が孔壁面の引張り破壊に起因する場合の割裂圧は、注入材の浸透の有無や割裂時の孔壁の間隙水圧の大きさによって異なる。図-1には、孔壁付近の応力状態を示す。拘束圧 σ_3 、内圧 P が作用した状態で、孔壁に作用する半径方向応力 σ_r 、接線方向応力 σ_θ は、厚肉パイプの弾性論より式(1)で表すことができる。

$$\sigma_r = P, \sigma_\theta = 2\sigma_3 - P \dots\dots\dots (1)$$

孔壁面の間隙水圧を u 、土の引張り強さを σ_t とすると、孔壁面の引張り破壊は $(u - \sigma_\theta > \sigma_t)$ で生じると考えられるので、割裂発生時の間隙水圧 u_f とすると割裂圧 P_f は全応力で式(2)となる。引張り強さ σ_t は、有効応力表示であり、割裂時には $\sigma_\theta = -\sigma_t + u_f$ としている。

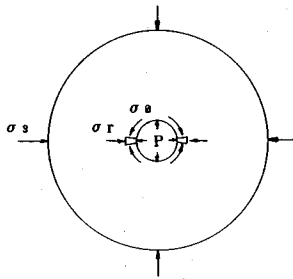
$$P_f = 2\sigma_3 + \sigma_t - u_f \dots\dots\dots (2)$$

式(2)において、孔壁面の間隙水圧が σ_r や σ_θ の変化

* 正会員 工博 建設省建築研究所第三研究部 主任研究員 (〒305 つくば市立原1)

** 正会員 工博 早稲田大学土木工学科 教授

*** 正会員 工修 (株)熊谷組 (当時:早稲田大学院生)



図一 孔壁周辺の応力状態

よって変化せず初期間隙水圧 u_0 に等しいとすると割裂圧 $P_f (= P_f - u_0)$ は、式 (3) となる。なお、式 (3) では、 $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_f$ としている。また、孔壁面の間隙水圧が内圧 P_f に等しい状態では、その割裂圧は全応力で式 (4) となる。Jaworski ら⁹⁾ 及び Ali ら⁷⁾ も、孔壁面の間隙水圧が内圧に等しい状態の割裂圧は、全応力としてほぼ式 (4) で与えられることを指摘している。

$$P_f = 2\sigma'_3 + \sigma'_t \dots\dots\dots (3)$$

$$P_f = \sigma_3 + \sigma_t / 2 \dots\dots\dots (4)$$

なお、上記の計算では間隙水圧の半径方向の変化による接線方向応力の変化を無視し、変形やポアソン比の影響を考慮していないが、加圧材の浸透の影響を考慮に入れると、孔壁面の半径方向応力 σ'_r 及び接線方向応力 σ'_θ は式 (5) となり⁹⁾、 $\sigma'_\theta + \sigma'_t < 0$ の場合に割裂が生じると仮定すると割裂圧 $P_f (= P_f - u_0)$ は、式 (6) となる⁹⁾。式 (5) の σ'_θ は、厚肉パイプの弾性論に基づく孔壁面の応力に、浸透による孔壁周辺の応力変化が熱伝導によるものと同等とみなして、熱伝導の弾性論¹⁰⁾ より求められる孔壁面の応力を加えたものである。式中の ν 、 α は、ポアソン比及びビオ定数であり、 $0 \leq \alpha \leq 1$ ⁶⁾ である。式 (6) の右辺の分母の α 以下は、半径方向の間隙水圧の変化が接線方向応力に及ぼす影響を示しているが、これを無視すると、式 (6) は全応力で式 (4) に一致する。

$$\sigma'_r = 0, \sigma'_\theta = 2\sigma'_3 - P_f \left(2 - \alpha \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) \dots\dots\dots (5)$$

$$P_f = \frac{2\sigma'_3 + \sigma'_t}{2 - \alpha \{ (1-2\nu) / (1-\nu) \}} \dots\dots\dots (6)$$

式 (4) では、孔壁を直接水で加圧するため孔壁面の間隙水圧がその内圧に等しくなる状況を考えてが、粘性土の場合には全応力の変化に対して間隙水圧が発生する。例えば、粘土地盤に杭を打ち込む場合には、杭先端地盤の間隙水圧が増加するので^{11), 12)}、杭先端地盤の接線方向の有効応力が低下することが考えられる。したがって、加圧材が浸透しない状態においても孔壁の間隙水圧が増加して割裂が発生する可能性がある。粘性土では、主応力の増加によって間隙水圧は増加し、その大きさは式 (7) で表すことができる。ここで、 σ'_3 で圧密された

状態から内圧を ΔP だけ増加させると、孔壁面の半径方向応力は ΔP 増加し、接線方向応力は ΔP 減少することになり孔壁面に発生する過剰間隙水圧は式 (8) となる。即ち、式 (7) において、 $\Delta\sigma_1 = \Delta P$ 、 $\Delta\sigma_2 = 0$ 、 $\Delta\sigma_3 = -\Delta P$ とすると、式 (8) が得られる。式中の B 、 a は Skempton の一般化された間隙圧係数¹³⁾ であり、最大主応力及び最小主応力は、それぞれ半径方向応力 σ_r 及び接線方向応力 σ_θ としている。

$$\Delta u = B [(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) / 3 + a \{ (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2 \}^{0.5}] \dots\dots\dots (7)$$

$$\Delta u = 2.45 B a \Delta P \dots\dots\dots (8)$$

孔壁面の引張り破壊は $(\Delta u - \Delta\sigma_\theta > \sigma'_3 + \sigma_t)$ で生じると考えられるので、割裂が発生する孔内圧 P_f は式 (9) で与えられる。式 (9) において $B=0$ で $u_0=0$ の場合、拘束圧やポアホール圧の変化によって間隙水圧が発生しない状態となる。この場合、割裂圧 $P_f (= P_f - u_0)$ は $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_0$ なので式 (3) と一致する。

$$P_f = \sigma_3 + \Delta P = \sigma_3 + \frac{\sigma'_3 + \sigma_t}{2.45 B a + 1} \dots\dots\dots (9)$$

孔壁面のせん断破壊に起因する割裂圧は、式 (11) で与えられる。これは、厚肉パイプの弾性論より求められる孔壁面の半径方向応力 σ_r と接線方向応力 σ_θ をそれぞれ最大主応力 $\sigma_1 (= \sigma_r = P_f)$ 、最小主応力 $\sigma_3 (= \sigma_\theta = 2\sigma_3 - P_f)$ とし、式 (10) のモール・クーロンの破壊規準を用いて導びくことができる⁷⁾。なお、土の粘着力、摩擦角はそれぞれ c 、 ϕ としている。粘性土のように $\phi=0$ の場合、割裂圧 P_f は式 (12) となる。筆者らも、粘性土において孔壁面のせん断破壊を生じさせる孔内圧は式 (12) で示した値になるが、割裂圧の実験値としては式 (12) の値より大きくなることを指摘している²⁾。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\phi + 2c \cos\phi \dots\dots\dots (10)$$

$$P_f = (1 + \sin\phi) \sigma_3 + c \cos\phi \dots\dots\dots (11)$$

$$P_f = \sigma_3 + c \dots\dots\dots (12)$$

ただし、上記は加圧液が浸透しない状態で加圧した場合の割裂圧であり、注入液が浸透する場合には間隙圧の半径方向の変化を考慮しなければならない。この場合の割裂圧は、式 (5) の σ'_r 、 σ'_θ をそれぞれ σ_1 、 σ_3 とし式 (10) を用いると、式 (13) となる。

$$P_f = \frac{2\sigma'_3 + 2c \cos\phi / (1 + \sin\phi)}{2 - \alpha \{ (1-2\nu) / (1-\nu) \}} \dots\dots\dots (13)$$

ここで、土に対する各割裂圧算定式の適用性について考える。粘性土のような透水性の小さい試料に対しては、加圧速度を十分に小さくしない限り、加圧液の浸透状況を得ることが難しい。このため、粘性土では、式 (4)、式 (9)、式 (12) の適用条件が得られやすく、割裂圧の大小を比較すると一般に式 (4) が最も小さいと考えられる。次いで式 (12)、式 (9) となるが、式 (12) と式 (9) の大小関係は地盤によって異なり、式 (14)

が成立する場合には孔壁面のせん断破壊が生じる以前に引張り破壊が生じることになる。式 (14) で $B=1$, $a=(A-1/3)/2^{13)}$ とすると式 (15) となり, これは文献 12) で示された引張り破壊の条件式と一致する。A は三軸状態における Skempton の間隙圧係数 ($\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\}$) である¹³⁾。

$$c > \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2.45Ba + 1} \dots\dots\dots(14)$$

$$\sigma_3 + \sigma_1 < c(1.73A - 0.57) \dots\dots\dots(15)$$

一方, 加圧液による半径方向の浸透が得られている状態の割裂圧は, 式 (6), 式 (13) で与えられ, 加圧条件としては透水性の大きい試料即ち未固結な砂質土の場合に適用可能と考えられる。式 (6) と式 (13) の分母は, 1 から 2 の範囲にあるので, 未固結砂の割裂圧は σ_3' から $2\sigma_3'$ の間にある。なお, 式 (6), 式 (13) において, 砂を非圧縮性と仮定できる場合は $\alpha=0^{\circ}$ となるので, その割裂圧 P_f' は両者とも σ_3' , 全応力では $P_f = \sigma_3$ となる。

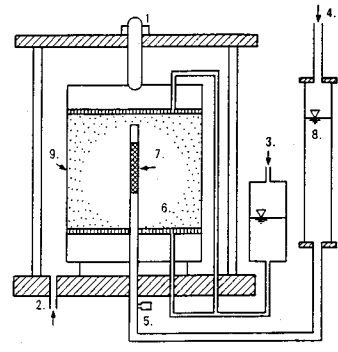
割裂が引張り破壊によるのかせん断破壊によるのか, その違いが割裂の発生状況にどのように係わっているのか明らかでないが, Lockner と Byerlee は, 透水性のある砂岩の割裂時における微小亀裂の進展状況を AE (Acoustic Emission) により調査している⁸⁾。それによると, 割裂による破壊モードは特に加圧材の流速 (注入速度) に依存し, 注入速度が大きいと引張り破壊が, 注入速度が小さいとせん断破壊が生じやすいとしている。そして, 注入速度が大きく十分な浸透状態が得られない場合には, せん断破壊による割裂が発生しにくく孔壁が引張り破壊することによって割裂が発生すると指摘している。したがって, 破壊モードを考えるうえでは加圧材の浸透状況を考慮することも必要と思われる。

以上は, 孔壁面の破壊に起因する割裂であったが, 加圧材の粘性が著しく大きい場合には孔壁に生じた亀裂に加圧材が侵入することが難しい。この場合には, クサビ作用が生じにくく, 空洞が膨張する段階で孔壁周辺部全体に割裂が生じる³⁾。空洞を膨張させる内圧は, 極限空洞内圧として知られており, 土のヤング率, ボアソン比を E , ν とすると摩擦角を有する砂質土では式 (16), 粘性土では式 (18) で与えられる¹⁴⁾。なお, 式 (16)~(18) は, 地盤を弾塑性体として, 円筒空洞が押し拡がる場合に空洞周辺の塑性部分がモール・クーロンの破壊規準を満足する条件のもとで導いたものである¹⁴⁾。

$$P_f = F_q \sigma_3 + (F_q - 1) \cot \phi c \dots\dots\dots(16)$$

$$F_q = (1 + \sin \phi) \left\{ \frac{E \cdot \sec \phi}{2(1 + \nu)(\sigma_3 \tan \phi + c)} \right\}^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} \dots\dots(17)$$

$$P_f = c \left\{ \left(\ln \frac{E}{2c(1 + \nu)} \right) + 1 \right\} + \sigma_3 \dots\dots\dots(18)$$



1: 軸圧 2: 拘束圧 3: 背圧 4: 注入加圧 5: 注入圧
6: 供試体 7: 注入管 8: 注入材 9: ゴムスリーブ
図-2 割裂実験装置 (未固結砂の場合)

3. 実験方法及び試料

図-2には, 三軸装置 (供試体直径 18 cm) を用いた割裂実験装置の概要を示す。実験方法は, 以下のとおりである。まず所定の形状の供試体を装置にセットし, 所定の拘束圧及び初期ボアホール圧を同時に加える。その後拘束圧一定のままボアホール圧のみをコンプレッサーや注入ポンプを用いて増加させる。割裂圧は, 加圧材 (注入材) の流入量が急増する時点のボアホール圧 (注入圧) または流入量・注入圧関係における最大注入圧とした²⁾。割裂の方向は加圧材をローダミンなどで着色して調べた。図-2は, 未固結砂を対象とした場合の装置であり, 装置の底版から立ち上げた注入管 (直径 13 mm) を通して注入加圧を行う。注入管には, 供試体中央部に相当する位置に, 径 2.5 mm の孔約 100 個を長さ約 8 cm にわたって設け, 試料砂が流入するのを防止するため孔の部分にふるい目 0.5 mm 程度の金網を巻き付けている。未固結砂以外の固結した試料を用いる場合には, 直径 18 cm, 高さ 20 cm でボアホール径 13 mm の厚肉パイプ状の試料を三軸装置の底版にセットし, 注入管を用いずにボアホールをそのまま加圧することにした。なお, 固結した供試体は, 直径 18 cm の鋼製モールドにまだ固結していない状態の試料を入れ, そのまま固めた。モールドの中央には直径 13 mm の鋼製パイプを立ち上げており, モールドから固結した試料を脱型する際にパイプを引き抜いてボアホールを設けた。未固結砂を対象とした図-2の装置を用いる場合には, 供試体高さに対する注入圧の作用する部分の長さが 5 割弱であり, 円筒状空洞とはやや異なる。それ以外の粘着力を有した試料を対象とした場合には, ボアホールの上下端をそれぞれ約 2 cm 程度を硬質ゴムなどでシールして注入加圧しており²⁾, 注入圧の作用する部分の長さは供試体高さの 7~8 割前後である。このため, 加圧条件としては, 粘着力を有した試料を対象とする場合が未固結砂と比較して

表一 試料の力学的諸元

試料	一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)	引張り強さ σ_t (kgf/cm ²)	弾性係数 E_{50} (kgf/cm ²)	摩擦角 $\phi^{7)}$ (°)	単位重量 γ (gf/cm ³)
擬似地盤粘土	0.9~1.1	0.20~0.25	80~120	0	1.67
固結砂 ¹⁾	2.3~2.7	0.50~0.52	160~170	36	1.55
ケイ砂7号	—	—	—	36	1.55 ⁶⁾
ケイ砂5号	—	—	—	36	1.53 ⁶⁾
混合土 ²⁾	—	—	—	37	1.53 ⁶⁾
アクリルゲル ³⁾	0.20~0.30	0.04~0.06	1~2	0	1.01
溶液ゲル ⁴⁾	0.20~0.25	—	25~30	0	1.09
懸濁液ゲルA ⁵⁾	1.8~2.2	0.5~0.6	100	0	1.18
懸濁液ゲルB ⁵⁾	7~8	1.6~1.7	200~300	0	1.23
パラフィン	8.8~9.2	2.5~3.0	450~500	0	0.90

1): 溶液型水ガラス薬液による固結砂 2): ケイ砂7号と木節粘土を重量比4:1で混合したもの 3): アクリルアミドゲル 4): 溶液型水ガラス薬液のホモゲル 5): 石膏を含んだ懸濁液型水ガラス薬液のホモゲル 6): 乾燥密度 7): 摩擦角 ϕ は、未固結砂の場合はCD試験、それ以外はUU試験により求めた。

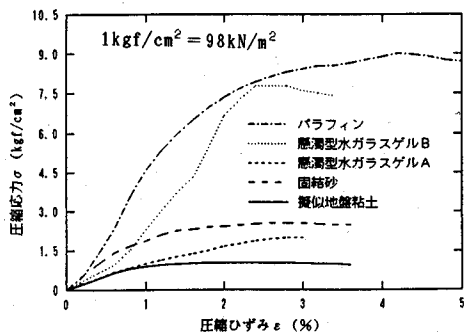


図-3 (a) 応力~ひずみ曲線

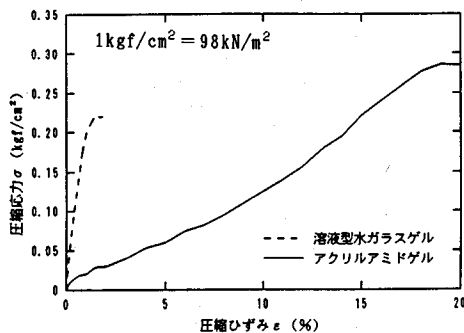


図-3 (b) 応力~ひずみ曲線

円筒状空洞を仮定した二次元問題に近いと考えられる。本実験では、空洞の形状が円筒状空洞に近いとみなして、2章で述べた円筒状空洞における割裂圧の算定式を適用しているが、円筒状でなく球空洞のような三次元的な加圧条件になると、割裂圧の計算値は大きくなると考えられる¹⁵⁾。

表一には、割裂実験において使用する試料の一軸圧縮強さや引張り強さなどを示す。表一の摩擦角は未固結砂の場合はCD試験、それ以外の場合はUU試験により求めた。引張り強さは、ブラジリアン試験または一軸引張り試験によって求めた。アクリルアミドゲル、溶液型水ガラスゲル、懸濁液型水ガラスゲルは、薬液注入に

おいて使用される薬液をモールドに流し込みホモゲルとしてそのまま固めたものである。パラフィンは加熱して溶解したものをモールドに入れて固めた。溶液型水ガラスゲルや懸濁液型水ガラスゲルは、含水ゲルである。図-3 (a), (b) には、それぞれの試料の応力~ひずみ曲線を示す。アクリルアミドゲルやパラフィンは、延性の大きい材料であるため、一軸圧縮試験における破壊ひずみは他の試料より著しく大きくなっている。各試料の割裂圧 P_f を2章の各算定式で求める場合、 $\phi=0$ の試料の粘着力 c は $q_u/2$ とした。式 (18) で $\phi=0$ の試料の P_f を求める場合、ポアソン比 ν はすべて0.5とし、ヤング率 E は擬似地盤粘土、アクリルアミドゲル、水ガラスゲル、懸濁ゲルA、懸濁ゲルB、パラフィンの順に 100 kgf/cm^2 , 1.5 kgf/cm^2 , 27 kgf/cm^2 , 100 kgf/cm^2 , 200 kgf/cm^2 , 300 kgf/cm^2 とした。式 (16) で未固結砂の P_f を求める場合、ヤング率 E はCD試験における E と σ_3 の関係から $E=150 \sigma_3$ とし、 $\nu=0.33$ とした。固結砂の場合は、UU試験の $c=0.65 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi=36^\circ$ を用い、 $\nu=0.4$ とした。固結砂の E は、割裂実験における拘束圧の範囲では一軸圧縮試験の E_{50} とほぼ等しいため、すべて $E=160 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

孔壁を加圧する材料としては、割裂圧に及ぼす加圧材の粘性の影響を調べるため、エア(空気圧)、水(フロー値8秒)、泥水(10%ベントナイト液、フロー値10秒)及びモルタル(10%ベントナイト液+セメント(重量比3:1)、フロー値約60秒)を使用した。空気圧で割裂させる場合は、空洞部に流入する空気量をフローメータにより測定して割裂の有無を判定した。モルタルで加圧する場合は、注入ポンプを用いた。加圧速度は、 $0.1 \text{ kgf/cm}^2/5$ 秒を標準とした。

4. 土の割裂現象

土の割裂現象は、粘着力を有しない土と粘着力を有した土に分けて調べることにした。粘着力を有した土としては、木節粘土と石膏を混合した擬似地盤粘土²⁾と薬液による固結砂の2種類とした。粘着力を有しない土としては、市販のケイ砂などを使用した。

(1) 粘着力を有した土の場合

図-4には、擬似地盤粘土の割裂圧を示す。筆者らのこれまでの実験結果によれば、粘性土の割裂圧は一般に式 (19) で表すことが可能であり、 m の値は注入材の粘性に関係なくほぼ1となる。 n の値は注入材の粘性に依存し、水で約1、注入材の粘性が著しく大きくなると2.8前後になることを既に明らかにしている。

$$P_f = m\sigma_3 + nq_u \dots \dots \dots (19)$$

図中の○は、水よりも粘性はるかに小さい空気を用いた割裂圧であるが、この値は水の場合よりやや小さく、 $n=0.5$ 程度であった。 $m=1$, $n=0.5$ となる割裂圧は、

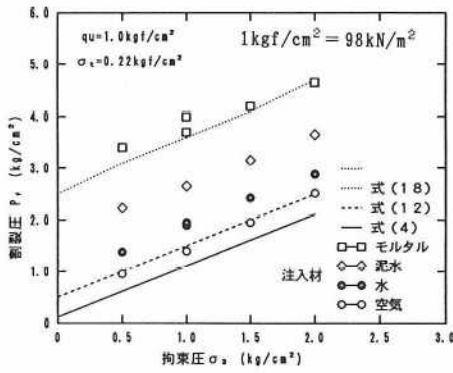


図-4 擬似地盤粘土の割裂圧

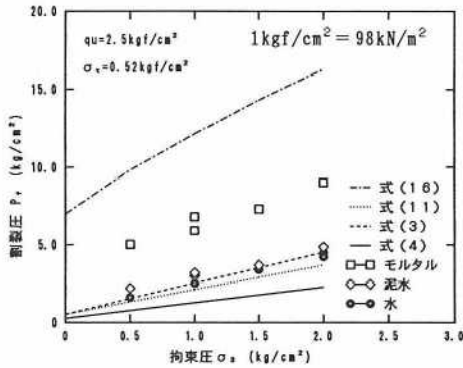


図-5 固結砂の割裂圧

孔壁面のせん断破壊による割裂圧を示す式(12)と一致する。また、図中には式(18)で与えられる割裂圧を示しているが、この大きさはモルタルによる割裂圧にほぼ等しい。

図-5には、摩擦角と粘着力をともに有した固結砂の割裂圧を示す。固結砂の割裂圧は、粘性土と同様、粘性が大きいほど割裂圧が大きくなっており、拘束圧に対する割裂圧の増加率を示す定数 m は2に近い。また、水や泥水による割裂圧は式(3)の結果に近い。モルタルによる割裂圧は、式(16)で与えられる割裂圧よりかなり小さくなってきている。粘性土の場合には、図-4に示すようにモルタルによる割裂圧は式(18)で与えた圧力とほぼ一致しており、割裂は空洞の押し抜けによって生じると考えられるが、固結砂の場合には空洞の押し抜け圧力よりかなり小さい。したがって、固結砂の場合には、加圧材の粘性が特に大きいモルタルの場合でも、クサビ作用による割裂が生じやすいと考えられる。

写真-1、写真-2には、割裂状況を示すが、擬似地盤粘土、固結砂の両者とも鉛直かつ半径方向の割裂面が確認できた。

(2) 粘着力を有しない土の場合

未固結な砂を水で加圧すると、簡単に浸透して空洞部



写真-1 擬似地盤粘土の割裂状況



写真-2 固結砂の割裂状況

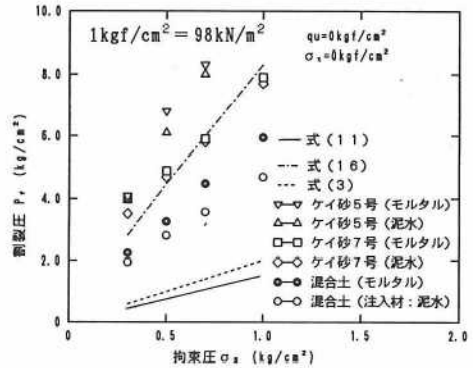


図-6 砂質土の割裂圧

内の圧力を高めることが難しいので、まず加圧材として泥水やモルタルを使用して実験を行った。図-6には、未固結砂の割裂圧を示す。割裂圧は、拘束圧の5~10倍にも達しており、結合土の場合と比較して著しく大きいことがわかる。図-5の割裂圧は、図-6の未固結状態のケイ砂7号を固結させた場合の割裂圧であるが、図-5の固結砂の割裂圧は未固結砂の割裂圧よりも小さくなっている。図中には、式(3)、式(11)、式(16)による計算値を示しているが、割裂圧は式(16)で与えた極限空洞内圧に近く、孔壁面の引張りあるいはせん断に起因する割裂圧の算定値より著しく大きくなった。

写真-3、写真-4には、割裂状況を示す。写真-3で示した泥水による割裂の場合は、ほぼ同心円状に加圧材が浸透していた。写真-4は加圧材がモルタルの場合であるが、写真-1のような面的な割裂というより、加圧材がパイプ状に試料を突き破るような状況であった。

未固結な砂質土の場合、割裂の状況が写真-1、写真-2で示した結合土の場合と大きく異なり、しかもそ



写真一三 砂質土の割裂状況



写真一四 砂質土の割裂状況

の割裂圧は同一の試料砂を用いた固結砂の割裂圧よりむしろ大きい。この理由は、砂質土が引張り強度を有していない点や砂質土の有する大きい透水性にあると考えられる。従来のクサビ作用に起因する割裂理論⁶⁾では、孔壁に亀裂が生じるとその亀裂は容易に進展するとされており、その大きな理由は亀裂内の圧力が拘束圧よりわずかでも大きくなると亀裂先端の引張り応力は弾性体の場合には無限大になるためと考えられる。しかしながら、引張り強度を有さない砂質土では引張り応力自体が発生しないので、亀裂先端での応力集中が生じにくく亀裂が進展しにくいと思われる。クサビ作用が生じるためには、孔壁で生じた亀裂に加圧材が優先的に侵入することが条件であるが、砂質土自身の透水性が大きいので、亀裂が微小であればその透水性は砂質土自身の透水性と比較しても大差ないと考えられる。このため、クサビ作用も生じにくいと思われる。また、砂質土のように透水性が大きい場合には、割裂面の両側から加圧材が浸透するので、割裂を進展させるためには、それだけより多くの注入速度で加圧液を送り込まなければならない。割裂がどこまで進展するかは、地盤の透水性と加圧材の注入速度の関係に強く依存しており、水のように粘性の小さい加圧材を透水性の大きい砂に対して使用する場合は、注入速度を著しく大きくしない限り、割裂を遠方まで進展させることはできないと思われる。

ここで、砂質地盤における割裂の進展を浸透面(割裂面)の拡大と捉えて、加圧条件と浸透面積の関係を検討することにした。土中のある一点(半径 r_0 の球空洞の周面)から注入する場合、加圧空洞内の圧力(注入圧)と注入速度、地盤の透水性の関係は、式(21)に式(20)

を代入して式(22)より求めることができる¹⁶⁾。なお、 v :流速(cm/sec)、 h :ヘッド(cm)、 L :ヘッド差に対応する浸透流路の長さ(cm)、 q :注入速度(cc/sec)、 k :地盤の透水係数(cm/sec)、 r :半径(cm)、 A :浸透面積(cm)、 r_0 :球空洞の半径(cm)である。

$$v = ki = kdh/dL \dots \dots \dots (20)$$

$$q = Av = 4\pi r^2 v \dots \dots \dots (21)$$

$$q = 4\pi k r_0 h \dots \dots \dots (22)$$

浸透面積 A とは注入圧が作用する面であり、割裂により拡大した亀裂部分の大きさに相当する。注入圧は地盤の透水係数、拘束圧、注入速度に左右されるが、この大きさは注入速度が大きくなっても限りなく増加するわけではなく、最大でも極限空洞内圧程度になると考えられる⁹⁾。また、割裂面を維持するためには面内の圧力は最小でも拘束圧以上は必要と思われる。なお、式(22)では半径 r_0 の球面が浸透面になる場合であり、割裂した面からその両側へ浸透する場合と浸透面の形状が異なる。割裂面が半径 r_1 の円盤でその円の面積が浸透面積となる場合、注入圧と注入速度の関係は、井戸底から湧水する状況と類似している。井戸底から湧水する場合の湧水量 Q と井戸半径 r_1 、井戸のヘッド差 H の関係は式(23)¹⁷⁾となるので、半径 r_1 の円の両面から浸透する場合の注入速度 q は、式(23)を2倍した式(24)に近いものと思われる。文献(17)では、井戸底が半径 r_0 の半球部分からの湧水量は、 $Q = 2\pi k r_0 H$ で与えられており、これを2倍すると、Maagの式として知られる式(22)と一致する。

$$Q = 4k r_1 H \dots \dots \dots (23)$$

$$q = 8k r_1 h \dots \dots \dots (24)$$

式(22)と式(24)において、浸透面積は前者で $4\pi r_0^2$ 、後者で πr_1^2 である。このため、同一の注入圧と浸透面積を仮定すると、前者の注入速度は後者より約11%大きい程度である。また、同一の注入圧と注入速度を仮定すると、前者の浸透面積は後者より約19%小さい程度である。したがって、浸透面が球面でない場合に浸透面積を式(22)より求めても大きな違いはないと思われる。

図-7には、式(22)を用いて求めた地盤の透水係数、注入速度、浸透面積の関係を示す。なお、 $h = 5000$ cm(注入圧 $P = 5$ kgf/cm²)とした。図-7に示した結果より、浸透面積1000 cm²の浸透面積を確保するために必要な注入速度は、透水係数 $k = 10^{-3}$ cm/secで約30 L/min、 $k = 10^{-2}$ cm/secで約300 L/minであることがわかる。1000 cm²の浸透面積は、割裂が円盤状に発生してその両面から浸透が可能と仮定すると、直径約25 cmの円盤にすぎない。したがって、この程度の亀裂面を地盤に生じさせるにもかなり大きな注入速度が必要であることがわかる。一方、透水係数が 10^{-5} cm/secと小さい場合

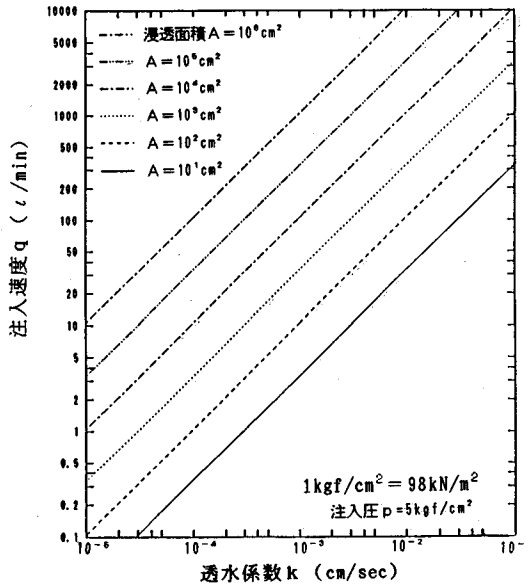


図-7 透水係数と注入速度、浸透面積の関係

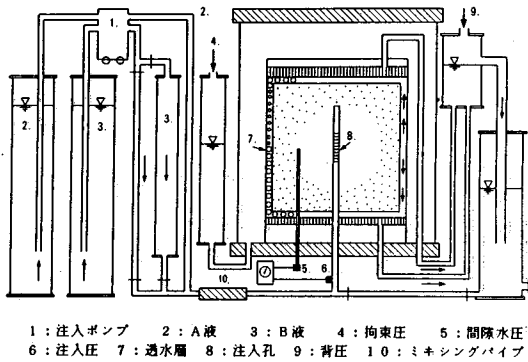


図-8 三軸注入実験装置

は、1 L/min 程度の小さい注入速度においても必要とする浸透面積は約 10 000 cm² であり、このような大きな浸透面積は極めて大きな割裂面が発生しないかぎり不可能であり、割裂面を目視で確認することは容易である。なお、ここでは注入圧を 5 kgf/cm² としたが、式 (22) で示したように注入速度は注入圧に比例するので、注入圧が 1 kgf/cm² の場合には上記の同様な浸透面積を確保するための注入速度は、それぞれ約 6 L/min, 60 L/min となる。

上記の考察を検証するため、三軸装置を用いた注入実験を実施した。装置の概要は図-8 に示す。実験方法の詳細は文献 (18) を参照されたい。供試体の直径、高さは、共に約 50 cm である。所定の密度に砂を詰めた後、拘束圧を加えた状態で試料を飽和させ、中央に設けた注入管の先端部から注入し、注入圧と注入速度の関係を求めた。

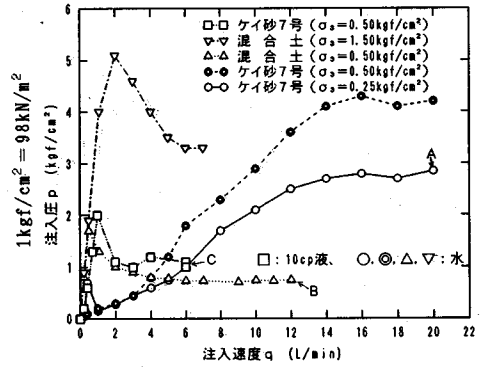


図-9 注入圧と注入速度の関係

注入管 (径 3 cm) の先端部には、径 4 mm の孔を高さ約 3 cm の間に 40 個設けてふるい目 0.5 mm 程度の金属メッシュを巻き付けている。注入液は、水 (粘性係数 1 cp) 及び CMC 溶液 (約 10 cp) とした。試料は、市販のケイ砂 7 号と混合土である。透水係数は、それぞれ 5×10^{-3} cm/sec, 7×10^{-4} cm/sec であった。なお、供試体の周りには厚さ 2 cm 程度の砂利層を設けて排水能力を高めている。

図-9 には、注入圧と注入速度の関係を示す。なお、注入圧は、注入速度を毎分約 1 L/min で段階的に増加させた場合の値である。写真-5、写真-6、写真-7 には、矢印 A, B, C の段階で着色液を注入した場合の注入状況を示す。写真-5 の A 点 (水注入、ケイ砂 7 号) では注入液が注入孔から放射状に浸透していたが、写真-6 の B 点 (水注入、混合土) では水平方向の割裂面が発生していた。矢印の状態の注入圧、注入速度を用いて式 (22) の半径 r_0 を求めて、浸透面積 ($=4\pi r_0^2$) を算定すると、A 点、B 点でそれぞれ約 40 cm², 約 8 000 cm² である。40 cm² 程度の浸透面積は極く小さいので、浸透面積を拡大するために微小な亀裂や空洞が注入孔周辺で形成されても、割裂が遠方まで進展するような状況はとて得られない。一方、8 000 cm² の浸透面積は著しく大きなものであり、大きな割裂脈の存在なくしては注入液の浸透は有り得ない。事実、B 点では明瞭な割裂脈が生じている。写真-7 には、C 点 (10 cp 液注入、ケイ砂 7 号) における注入状況を示す。注入状況は、注入孔から同心円的な球形状の浸透ではなくやや割裂的なものであった。10 cp 溶液は単位体積重量が水とほぼ同等であり粘性係数が水の約 10 倍なので、この注入液の透水 (液) 係数が水の 1/10 になるとして、浸透面積を求めると約 3 000 cm² となった。この大きさは、直径 30 cm の球の周面積あるいは直径 43 cm の円盤の両面積程度と比較的大きいので、放射状的な浸透は困難な状態にあると思われる。

未固結砂の場合、浸透状態で孔壁面が引張り破壊ある



写真一五 A点における注入状況



写真一六 B点における注入状況



写真一七 C点における注入状況

いはせん断破壊する場合の割裂圧は式(6)、式(13)で与えられ、その大きさは拘束圧の1~2倍程度となる。しかし、写真一五で示したA点では、注入圧が拘束圧の10倍程度となっており、応力的には孔壁で割裂が発生する条件にあるが、注入状況は浸透注入である。したがって、未固結な砂質土に関しては、孔壁面がせん断破壊あるいは引張り破壊する状況が応力的に得られても、それが割裂の発生・進展を意味しないことは明らかである。

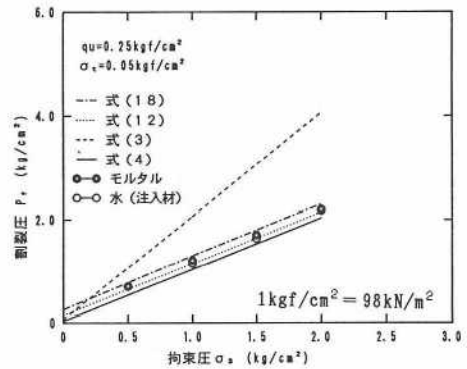
以上の実験結果より、未固結砂に対する注入状況は注入圧、注入速度、透水性の関係から推定可能で、式(22)から求められる浸透面積が特に大きくない限り、注入状況は“割裂”ではなく“浸透”になると考えられる。割裂発生の有無は、加圧材の注入状況から判定することになるので、未固結砂の割裂現象を考えるには、割裂の進展状況を反映した割裂面の大きさに注目する必要がある。孔壁面の応力状態のみを考慮した破壊条件から割裂現象を云々しても、注入状況とは直接関係がないと考えなければならない。これは、浸透面積が小さい範囲で割裂が発生しても、注入状況としては浸透にしかかなり得ないためである。また、未固結砂の割裂形状は、注入孔から半径方向の亀裂が生じるような引張り破壊的なものではなく、パイプ状に試料を突き破るような場合もあり、粘着力を有した土と大きく異なることがわかった。

5. 固結物の割裂圧

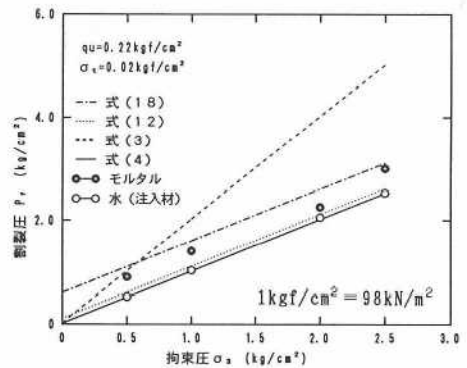
土以外の固結物としては、アクリルアミドゲル、溶液型水ガラスゲル、懸濁液型水ガラスゲル及びパラフィンを使用した。図一10には、アクリルアミドゲルの割裂圧を示す。この場合には、注入材が水とモルタルで差異は少ない。図中には、式(4)などで与えた割裂算定式を示しており、割裂圧の実験値は式(12)程度であるが、式(18)で与えた極限空洞内圧にも近い。

図一11には、溶液型水ガラスゲルの割裂圧を示す。水による割裂圧は、式(4)、式(12)による計算値と同程度であるが、モルタルによる割裂圧は式(18)による値に近い。

図一12(a)、(b)には、懸濁液型水ガラスゲルの割



図一10 アクリルアミドゲルの割裂圧



図一11 溶液型水ガラスゲルの割裂圧

裂圧を示す。このゲルの一軸圧縮強さは、(a)で約2 kgf/cm²、(b)で約7.5 kgf/cm²である。図一12(a)では、空気による割裂圧は、式(4)による孔壁面の引張り破壊による割裂圧の算定値と一致しており、図一12(b)でもほぼ同様な結果が得られた。特に図一12(b)では、水及び空気の割裂圧は、式(12)に示した孔壁面のせん断破壊に起因する割裂圧の計算値よりかなり小さくなっており、割裂が引張り破壊により生じたと考えられる。また、(a)、(b)ともモルタルによる割裂圧は、図一5の固結砂の場合と同様、式(18)による極限空洞内圧よりかなり小さい。

図一13には、パラフィンの割裂圧を示す。注入材が水の場合の割裂圧は、式(3)、式(13)で与えられる



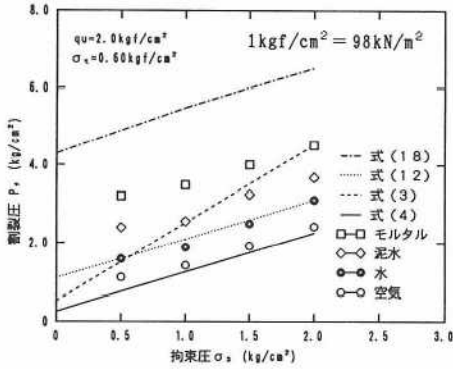
写真—8 アクリルアミドゲルの割裂状況



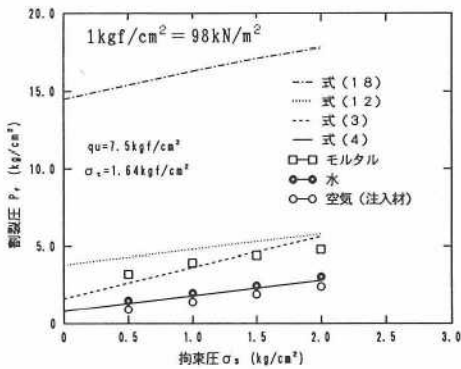
写真—9 溶液型水ガラスゲルの割裂状況



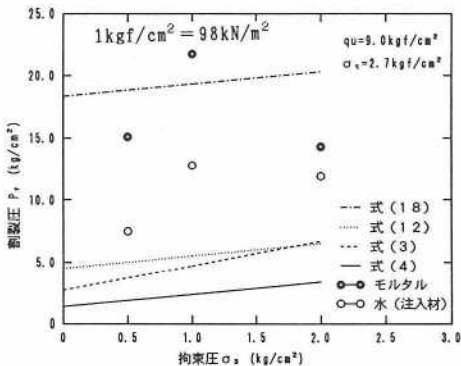
写真—10 懸濁液型水ガラスゲル A の割裂状況



図—12 (a) 懸濁液型水ガラスゲル A の割裂圧



図—12 (b) 懸濁液型水ガラスゲル B の割裂圧



図—13 パラフィンの割裂圧



写真—11 パラフィンの割裂状況

割裂圧よりかなり大きくなった。注入材がモルタルの場合の割裂圧は、式 (18) で与えられる極限空洞内圧に近い。

写真—8～写真—11には、割裂状況を示しているが、いずれの場合も写真—1の擬似地盤粘土と同様に、ほぼ鉛直で半径方向の割裂面が発生していた。

上記の結果により、固結物の種類によって適用できる割裂圧算定式がやや異なることがわかった。全体的にみると、水や空気を加圧材とした場合、孔壁面のせん断破壊による割裂圧算定式 (12) が実験値に比較的近い。しかし、パラフィンのように一軸圧縮試験における破壊ひずみが大きく大変形しても破壊面が生じにくい材料では、割裂圧は式 (12) の値よりかなり大きくなった。一方、懸濁液型水ガラスゲル B のように破壊ひずみが小さく脆い材料では、割裂圧は式 (12) の値よりかなり小さく、孔壁面の引張り破壊による割裂圧算定値に近いものとなった。

写真—8～写真—11には、試料の割裂状況を示しているが、いずれの場合も写真—1と同様に、ほぼ鉛直で半径方向の割裂面が発生していることがわかった。

6. まとめ

土の割裂状況は、透水性が大きく粘着力を有しない土と透水性が小さい粘土や固結砂などの粘着力を有した土とは、大きく異なる。粘着力を有した土の場合は、孔壁面の破壊とクサビ作用によって割裂が発生・進展できるが、透水性の大きい粒状体である未固結な砂では、割裂をクサビ作用によって進展させることが容易でない。透水性が大きい砂では、孔壁周辺で割裂が発生しても、

割裂面から加圧材が浸透するので、割裂をさらに進展させるにはより多くの速度で加圧材を送り込むことが必要となる。加圧材を水とすると、透水係数が 10^{-2} cm/sec程度の未固結な砂地盤において、目視によって確認できる程度の割裂を発生させるためには、毎分数百リットルの注入速度が必要と思われる。このため、透水係数が 10^{-2} cm/secより大きい未固結な砂地盤では、注入材の粘性がかなり高い場合を除けば、現実問題として割裂は生じないと考えることができる。したがって、砂質土の割裂現象を考えるうえでは、加圧材の注入速度や地盤の透水性から判断して割裂がどこまで進展しうるかを考慮することが必要で、孔壁面の応力状態のみから割裂の有無を論じることができないと思われる。

また、透水性の小さい粘着力を有した土や土以外の固結物においても、適用できる割裂圧算定式が材料によって異なることがわかった。全体的にみると、孔壁面のせん断破壊に起因する割裂圧である式(12)が実験値に比較的近い結果となったが、パラフィンのように破壊ひずみが大きく変形しやすい材料では割裂圧は式(12)のよる計算値よりかなり大きく、懸濁液型水ガラスゲルBのように破壊ヒズミが小さく変形しにくい材料では、式(12)の計算値よりかなり小さくなった。したがって、擬似地盤粘土のように透水性の著しく小さい固結物であっても、材料の変形性能によっては割裂の発生機構が異なると思われる。

本実験の実施にあたっては、野田純矢氏((株)大林組)、福井義弘氏(JR西日本(株))、出光恵氏(東京電力(株))の協力を得た。記して、感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 森 麟・田村昌仁・千柄植：砂質地盤における割裂発生機構，土木学会論文集，388号，pp.61~70，1987.
- 2) Mori, A. and Tamura, M. : Hydrofracturing pressure of cohesive soils, Soils & Foundations, Vol.27, No.1, pp.14~22, 1987.
- 3) Mori, A., Tamura, M. and Fukui, Y. : Fracturing pressure

- of soil ground by viscous materials, Soils & Foundations, Vol.30, No.3, pp.129~136 1990.
- 4) Chapuis, P.R. : Fracturing pressure of soil ground by viscous materials, Soils & Foundations, Discussion, 1992 (to be published).
- 5) Widjaja, H. : Scale and time effects in hydraulic fracturing, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley. 1983.
- 6) Haimson, B. and Fairhurst, C. : Initiation and extension of hydraulic fractures in rock, Soc. Petrol. Eng., J., 7, pp.310~318, 1967.
- 7) Panah, A.L. and Yanagisawa, E. : Laboratory studies on hydraulic fracturing criteria in soil, Soils & Foundations, Vol.29, No.4, pp.14~22, 1989.
- 8) Lockner, F.D. and Byerlee, J.D. : Hydrofracture in weber sandstone at high confining pressure and differential stress, Journal of Geophysical Research, Vol.82, No.14, pp.2018~2026, 1977.
- 9) Jaworski, G.W., Duncan, J. M. and Seed, H.B. : Laboratory study of hydraulic fracturing, ASCE, GT-6, pp.713~732, 1981.
- 10) Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N. : Theory of elasticity, third edition, McGRAW-HILL, 433~484.
- 11) Massarsch, K.R. and Broms, B.B. : Fracturing of soil caused by pile driving in clay, 9th ICSMFE, Vol.1/40, pp.197~200, 1977.
- 12) Massarsch, K.R. : New aspects of soil fracturing in clay, ASCE, Vol.104, GT.8, pp.1109~1123, 1978.
- 13) 最上武雄編著：土質力学，土木学会監修，技報堂出版，p.523, 1979.
- 14) Vesic, A.S. Expansion of cavities in infinite soil mass, ASCE, SM-3, pp.265~290, 1972.
- 15) 森麟・田村昌仁・福井義弘・出光恵：粘性土の割裂圧に及ぼす諸要因に関する実験的研究，土質工学論文報告集，31-1, pp.222~229, 1991.
- 16) 土質工学会編：薬液注入工法の調査・設計から施工まで，pp.68~69, 1980.
- 17) 土木学会編：水理公式集，p.369, 昭和46年度改訂版.
- 18) 森麟・田村昌仁・平野学：ゲル化時間の長い薬液の砂質地盤における注入形態とその支配条件，No.388, pp.131~140, 1987.

(1992.5.6 受付)

FUNDAMENTAL STUDY ON FRACTURING OF SOILS AND COHESIVE MATERIALS

Masahito TAMURA, Akira MORI and Jeeweon SUH

This paper deals with the fracturing of soils and cohesive materials. The fracturing pressure of cohesionless sands, cohesive soils, and some cohesive materials such as gel and paraffin were investigated through the laboratory tests. As an injection material, air, water, slurry, and mortar were used. In consequence effects of the unconfined compressive strength and the tensile strength of specimen, the confining pressure and the viscosity of injection material on the fracturing pressure were made clear.