

グラウト圧によるアンカー一体周面地盤の加圧状況

栗原和夫*・斉藤顕次**・小林康之***・
田村昌仁****

本報告は、アンカー一体周面地盤のグラウトの加圧状況を地盤の割裂現象に注目して、室内及び現場実験により調査したものである。砂質地盤では、グラウトの脱水が生じやすいので加圧力が有効に作用せず割裂が生じにくい、粘土地盤では一軸圧縮強さが小さいとグラウト圧による割裂が生じ得る。粘性土の割裂圧を与える実験式は、現場データに対しても適用できる。グラウトの加圧状況は、圧力・流量関係に反映される。

Keywords : anchor, grout, fracturing, field test, model test

1. ま え が き

地盤アンカー工法は、削孔した地盤中に引張り材を挿入しその周辺をグラウトで固め、緊張力を導入することにより構造物と地盤を結合させる工法である¹⁾。この工法は、地形条件の制約が少ないなどの利点を有しているため、掘削工事における土留め支保工、構造物・擁壁の転倒などの防止対策として広く用いられている。

アンカーの支持機構は、支圧タイプのもを除けば、引張り材とグラウトからなるアンカー一体と地盤との摩擦抵抗に大きく依存し、セメントミルクなどのグラウト材による注入加圧が摩擦抵抗に影響を及ぼす^{1), 2)}。グラウトの加圧により、削孔によって生じた孔壁の弛みを回復して地盤を締め付け、アンカー一体の周面と地盤との摩擦抵抗を高めることができる。また、砂礫土や砂質土では、グラウトの浸透によりアンカー一体の実径を大きくしたり、グラウトの脱水により密実なアンカー一体を得ることもできる。このため、地盤によってはグラウトの加圧力が大きいほどアンカーの引抜き抵抗が増加することになり、加圧により引抜き抵抗が2倍程度増加した例も報告されている³⁾。しかし、加圧力をどの程度に設定すべきか十分明らかでなく、加圧力の大きさと加圧状況に関して不明な点が多い。加圧力が過大であると地盤が割裂してグラウト材が地盤中に脈状に貫入することも考えられる。定着地盤としては通常は N 値が大きく硬い地盤が選ばれるが、仮設の場合には定着部分の地盤の強度がグラウト圧に対して十分でない場合も起こり得る。

グラウト加圧による地盤の割裂は必ずしもマイナスになるわけではなく、引抜き抵抗にどのように係わって

いるのか不明である。しかし、割裂の発生は周辺地盤の乱れなどをもたらす恐れがあり、FIPの指針などにおいても地盤破壊を生じさせないようにグラウト加圧を行う必要性が指摘されている^{1), 4), 5)}。割裂脈が発生して地盤が不均質になると、定着地盤の安定性を考える場合に問題になることも考えられる。また、DIN-4125¹⁾でも指摘されているように、土被りの浅い地点で斜めアンカーを採用する場合やアンカー間隔が密な場合には、地盤に亀裂が生じやすいので、グラウト加圧が亀裂をさらに拡大することも考えられる。注入圧の大きさは、5 kgf/cm² に設定するケースが多いが、この値は地上で実測される値でありヘッド差を加えると加圧部分では、10 kgf/cm² を超えることもある。さらに、現在の手動による圧力管理では注入圧を一定値に維持することは容易でなく、一時的に高い圧力がかかる場合もある。

アンカー工事におけるグラウトの加圧状況を把握することは、施工管理上はもちろん引抜き抵抗を考慮するうえで重要と考えられるが、グラウトの加圧状況に注目した研究はほとんどなく、地盤が割裂しない加圧力の限界値についても不明な部分が多い。本研究は、グラウトによるアンカー一体周面地盤の加圧状況を室内割裂実験や現場グラウト加圧実験により調査研究したものであり、地盤破壊を引き起こす割裂圧の大きさを明らかにしている。なお、現場実験においては、掘り出し調査によりグラウトの加圧状況を確認している。

2. グラウト圧と地盤の割裂現象

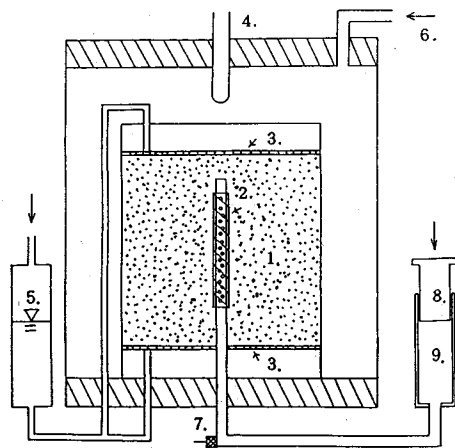
土中の局所的な液圧の増加による地盤の破壊現象は、ハイドロリック・フラクチャリングとして知られる地盤の割裂現象である。割裂現象は、本研究で対象としているグラウト加圧の他、現位置透水試験における地盤破壊⁶⁾、浸透水圧によるゴム基礎の水圧破碎⁷⁾、薬液注入による割裂注入⁸⁾、泥水シールドにおける泥水の噴発⁹⁾、

* 正会員 工博 西松建設(株)技術研究所長
(〒242 神奈川県大和市下鶴間 2570-4)

** 正会員 西松建設(株)技術研究所地質研究課長

*** 正会員 西松建設(株)技術研究所先端技術研究課長

**** 正会員 工博 建設省建築研究所



1: 供試体 2: 注入管 3: 多孔質板 4: 軸圧
5: 背圧用水タンク 6: 拘束圧 7: 注入圧
8: グラウト注入装置 9: グラウト

図一 砂質土の割裂実験装置

液状化による噴砂・噴水現象などにおいて生じうる。従来、グラウト加圧による定着地盤の割裂現象は、岩石など透水性が小さくかつ大きな引張強度を有したものが研究の対象となっており、割裂の発生は注入孔壁周りの引張破壊に起因することが明らかにされてきた^{10),11)}。そして、割裂を引き起こす割裂圧の大きさは、一般に拘束圧の1~2倍と試料の引張強度の和程度で与えられている。岩盤を除けば、アンカーの定着地盤となる砂質土や粘性土では引張強度が小さいので、岩石などに用いられている割裂理論を土にそのまま適用すると、グラウト圧による地盤の割裂が簡単に生じることになる。

3. 室内実験における土の割裂圧

(1) 実験方法及び試料

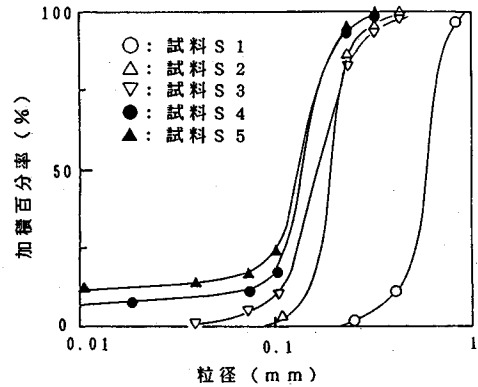
a) 砂質土の場合

図一には、割裂実験装置の概要を示す。供試体の形状は中空円筒であり、一定の拘束圧を作用させた段階で孔内圧を徐々に高めて割裂を生じさせた。供試体の直径D、高さHは、それぞれ180mm及び180~200mmであり、内径は約10mmである。

試料として飽和砂を用いる場合は、気乾状態の砂を三軸装置の底板に設置した2つ割りモールド(直径180mm、高さ200mmの亚克力円筒)内に落下投入し所定の密度が得られるように突き固めた。モールドの内側には、あらかじめ直径180mmのゴムスリーブを挿入しており、この中に砂を詰め真空ポンプで負圧を与えて試料を自立させた。その後、モールドを取り外して所定の拘束圧 σ_3 と背圧を与えて試料を飽和した。飽和後に背圧をゼロとし、拘束圧のみが作用している状態で割裂実験を行った。なお、試料は排水状態が得られるように大

表一 砂質土の種類

試料	摘要	ρ_d (g/cm ³)	k (cm/sec)	ϕ_d (°)
S1	飽和砂(ケイ砂5号)	1.50	6.2×10^{-2}	36
S2	飽和砂(豊浦標準砂)	1.53	1.2×10^{-2}	36
S3	飽和砂(ケイ砂7号)	1.45	6.3×10^{-3}	38
S4	飽和砂(混合土)	1.52	8.2×10^{-4}	37
S5	締固め土(混合土)	1.43	2.1×10^{-4}	28



図二 砂質土の粒度分布曲線

気圧に解放された背圧用水タンクに接続されている。試料として締固め土を用いる場合には、最適含水比程度の含水比で混合した試料を突き固めて拘束圧を与えた。

三軸装置の底板の中央には、直径10mm、高さ150mmの鋼製注入管を立ち上げており、この注入管と接続しているハンドル式注入装置のグラウトタンク内を加圧することにより、注入圧を徐々に増加させる。注入管の側面には、直径3mm程度の孔を長さ100mmにわたり多数設け、その外周にパイプ内に砂が流入しないように目ひらき0.1~0.2mmの金属メッシュを巻き付ける。注入装置は、ハンドルを回転させることでプランジャーを上下させ、タンク内の注入材を押し出す仕組みになっている。注入は、タンクと三軸装置内の注入管の間に設置している圧力計の読み(=注入圧)を見ながらハンドルを徐々に回転させ、0.1kgf/cm²を10秒単位でステップ状に上げる。割裂の判定は、注入圧が注入装置のハンドルを回転させてもこれ以上増加しない段階の注入圧とした。注入圧により地盤の割裂が発生すると、一般に注入圧が一瞬急激に低下し、ハンドルをさらに回転させ注入材を押し込んでも注入圧は増加しない。

表一には、使用した砂質土試料の種類を示す。飽和砂試料には、市販珪砂、豊浦砂及び珪砂と木節粘土の混合土を用いた。締固め土は珪砂と木節粘土の混合土である。なお、表一の締固め土の透水係数は、試料を飽和させた状態での透水係数である。図二には、使用した試料の粒度分布曲線を示す。

表—2 粘性土の種類

試料	配合 (グラム)	ρ (g/cm^3)	q_u (kgf/cm^2)	σ_t (kgf/cm^2)	E_{50} (kgf/cm^2)
C1	木節粘土3800 石膏1600 ベントナイト500 水3000	1.68~	0.90~	0.20~	110~
		1.70	1.10	0.25	130
C2	木節粘土3000 石膏2500 ベントナイト500 水3000	1.65~	4.5~	0.95~	380~
		1.70	5.6	1.20	530
C3	木節粘土2500 石膏3000 ベントナイト500 水3000	1.65~	9.3~	2.0~	1050~
		1.75	10.9	2.3	1300

σ_t : プラジリアン試験 (圧縮試験) による引張強度 $1kgf/cm^2 = 98kN/m^2$

表—3 グラウトの種類

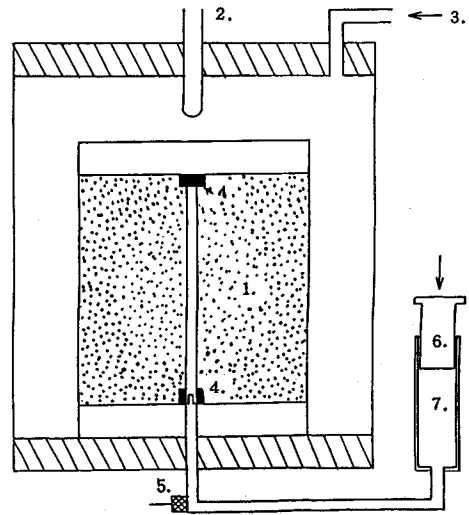
種類	配合	フロー値
A	10%ベントナイト泥水 2500cc セメント 250g 遅延剤 200cc	12~15 秒
B	10%ベントナイト泥水 2500cc セメント 1100g 遅延剤 200cc	60 秒以上

b) 粘性土の場合

粘性土の試料としては、石膏を用いて所定の一軸圧縮強さが得られるように混合固結させた擬似地盤粘土を使用した。表—2には、粘性土試料の種類を示す。試料の一軸圧縮強さ q_u は、 $1 kgf/cm^2$ 、 $5 kgf/cm^2$ 、 $10 kgf/cm^2$ 程度の3種類とした。

供試体の作製方法は次のとおりである。まず、木節粘土、市販ベントナイト、石膏及び水を所定の配合でミキサーを用いて十分練り混ぜ、直径180mm、高さ200mm程度の鋼製2つ割りモールドに気泡が入らないように詰めた。その後、試料が乾燥しないように表面をビニールシートで覆い、約20時間静置して養生した。モールドの底板の中央には直径10mmのパイプを立ち上げ、モールドから供試体を脱型する際にパイプを試料から引き抜いてポアホールを作製した。供試体を三軸装置の底板にセットする際、ポアホールの下端の隙間を硬質ゴムなどでシールし、グラウトの漏れを防止した。図—3には、粘性土用の割裂実験装置を示す。ポアホール内をグラウトで満たし、ポアホールの上部に硬質ゴムを詰めてシールした後、供試体をゴムスリーブで覆って拘束圧を与えた。注入方法や割裂の判定方法は、砂質土試料の場合と同様である。

なお、今回の実験ではすべて一種類の供試体サイズと注入加圧速度を用いているが、割裂圧の大きさがこれらに影響されることも考えられる。しかし、径比 (= 試料径 / ポアホール径) であり、今回の実験では約18である) が10以上と大きい場合には、割裂圧は径比にほとんど無関係であることが既に明らかとなっている¹²⁾。また、注入加圧速度についても、加圧速度が特に小さくない限り割裂圧は加圧速度にほとんど影響されないことが明らかになっている¹²⁾。



1: 供試体 2: 軸圧 3: 拘束圧 4: 硬質ゴム
5: 注入管 6: グラウト注入装置 7: グラウト

図—3 粘性土の割裂実験装置

c) グラウトの種類

使用したグラウトは、Pロートによるフロー値 $F = 12 \sim 15$ 秒のグラウトAと $F = 60$ 秒以上のグラウトBの2種類としたが、一部グラウトの代わりに水を用いた実験も実施している。表—3には、グラウトの配合などを示す。なお、アンカー工事において実際に使用するグラウトのフロー値は、通常12秒前後である。

また、割裂後のグラウトの注入状況については、グラウトをローダミンなどで着色して調査した。砂質土試料の場合には、割裂が生じていてもグラウトが供試体の外周まで到達しない場合があるので、試験後の供試体を切り出してグラウトの注入状況を調べた。

(2) 実験結果

a) 砂質土の割裂圧

割裂が生じるまでの段階では、試料の種類を問わずグラウトの浸透量は極くわずかであった。これは、グラウトの境界で泥膜が形成されるためと考えられる。

図—4には、加圧過程の注入圧と注入量の関係の一例(試料S1, 注入材グラウトA, 拘束圧 $\sigma_3 = 0.5 kgf/cm^2$)を示しているが、割裂が生じるまでの段階では、グラウトの浸透量は50cc程度とかなり少ないことがわかる。

図—5には、各砂質土試料の割裂圧と拘束圧の関係を示す。注入材は、すべてフロー値 $F = 12 \sim 15$ 秒前後のグラウトAである。割裂圧は、いずれの場合も拘束圧が大きくなるにつれて増加している。また、同一の拘束圧において、割裂圧は透水性の大きいものほど大きくなっている。図—6には、フロー値 $F = 60$ 秒以上と粘性が極めて大きいグラウトBを用いた結果を示している。この場合も図—5と同様に透水性の大きいものほど割裂

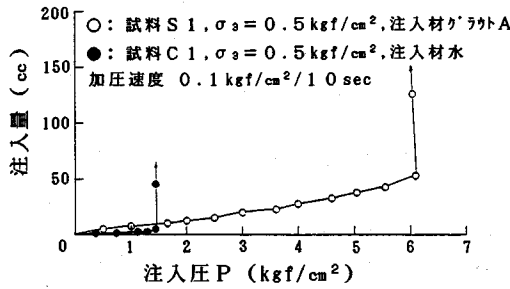


図-4 注入圧と注入量の関係

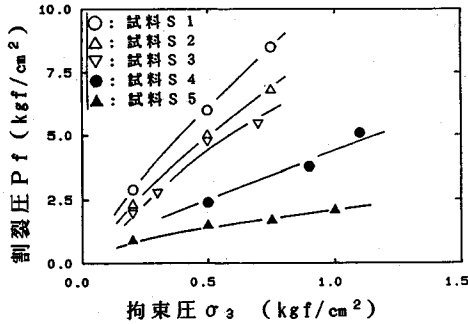


図-5 グラウト A による砂質土の割裂圧 P_f (フロー値 $F=12\sim 15$ 秒)

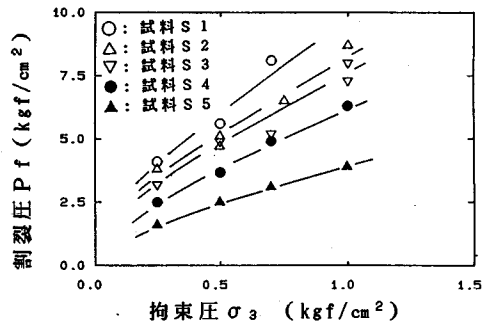


図-6 グラウト B による砂質土の割裂圧 P_f (フロー値 $F=60$ 秒以上)

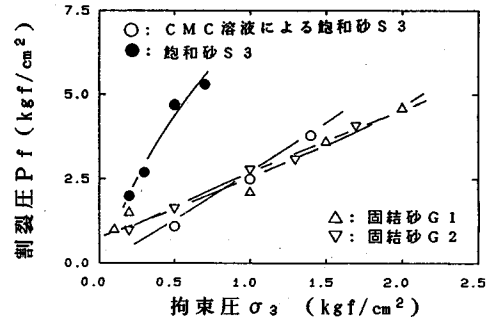


図-7 割裂圧に及ぼす砂の透水性の影響

圧が大きい結果が得られているが、透水性の違いによる割裂圧の差は図-5の場合より小さくなっている。

以上の結果により、割裂圧の大きさは、砂の透水性に依存していることがわかった。ここで、割裂圧と透水性の関係をより明確にするため、水より粘性の大きい液体で砂を飽和させ見掛け上透水係数を低下させた試料を用いて割裂圧の大きさを調べた。

水より粘性が大きい液体で砂を飽和させる方法は次のとおりである。まず、試料 S3 を通常の割裂試験を行う場合と同様に三軸装置内にセットし、拘束圧を与えて試料を水で飽和した。その後、拘束圧を一定にしたまま、注入孔から拘束圧より十分小さい圧力で 10 cp 程度の CMC 溶液を注入孔から注入して全間隙水を CMC 溶液で置換する。透水についてのダルシー則が成立するとみなすと、透液係数は間隙液の粘性に反比例するので、10 cp 溶液で飽和した試料の透液係数は、表-1 に示した試料 S3 の透水係数の 1/10 程度となる。図-7 には、この試料のグラウト A による割裂圧を○で示しているが、10 cp 溶液で間隙水を置換した試料の割裂圧は、水で飽和した試料の割裂圧よりかなり小さくなっており、割裂圧が透水性に大きく依存していることがわかる。

また、表-1 の S1, S2 の砂試料を表-4 に示す薬液で固結させ、透水性を著しく低減させた固結砂 G1, G2 についてグラウト A による割裂試験を行ない、その結果を図-7 中に△印と▽印で示す。固結砂は、粘性土

表-4 固結砂及び薬液の性状

固 結 砂		薬 液			
試料	砂	ρ_s (g/cm^3)	q_u (kgf/cm^2)	k (cm/sec)	ϕ_s ($^\circ$)
G1	S1	1.55	2.62	$<10^{-5}$	36
G2	S2	1.48	2.81	$<10^{-5}$	35

水ガラス 25%
(Na_2O 35 10_2 sq)
硬化材 5%
75%リン酸 1%
水 69%

試料の作製に使用したモールドにまだゲル化していない薬液を溜め、上部から砂を落下投入しそのまま固めて作製している。表-4 には、薬液の配合、固結砂の透水係数及び強度特性を示す。固結砂の透水係数 k は、 $10^{-5}cm/sec$ 以下である。図-7 の固結砂の割裂圧を図-5 に示した未固結な状態における割裂圧と比較すると、固結砂の割裂圧は未固結試料 S1, S2 の割裂圧より小さくなっている。摩擦角の大きさは固結してもほとんど変化していないので、割裂圧の大きさは摩擦角よりも透水性に強く依存していることがわかる。

割裂圧に及ぼすフロー値の影響については、透水性の小さい試料 S4, 試料 S5 ではフロー値が大きいほど割裂圧が大きくなっているが、他の試料ではその影響はあまり認められない。グラウトのフロー値が著しく大きくなった状態の加圧では、グラウトは試料内ヘキサピ状に貫入しにくい。この加圧状態は、いわばゴム膜のようなもので孔壁を加圧した場合に相当するので、注入材の粘



写真一 割裂後のグラウトの注入状況
(試料 S1, グラウト B)



写真二 割裂後のグラウトの注入状況
(試料 S3, グラウト B)

性が著しく大きくなると、その割裂圧は極限空洞内圧¹²⁾に近づくものと思われる¹²⁾。なお、極限空洞内圧とは、加圧部の空洞を注入圧で押し拡げるのに必要な圧力である。

割裂時のグラウトの注入状況を、試験後に供試体を三軸装置から取り出して調べた。その結果、透水性が小さい試料ほどグラウトが脈状に注入されやすいが、透水性の大きい試料では割裂後もグラウトが注入孔から均等に浸透し、明瞭な割裂脈が生じにくいことがわかった。写真一、写真二には、試料 S1 と試料 S3 における割裂後のグラウト B の注入状況を示している。透水性が比較的小さい試料 S3 では、垂直でかつ注入管に対して半径方向の割裂脈が明瞭に確認できる。一方、透水性が大きい試料 S1 では、脈状の着色域は認められず注入孔周りで均等な着色域が認められ、割裂脈はみられなかった。

以上の結果より、透水性の大きい砂地盤では、注入圧が過大で地盤の割裂が生じたとしても、グラウトが脈状に進展しにくく、グラウトが同心円状に浸透するので、

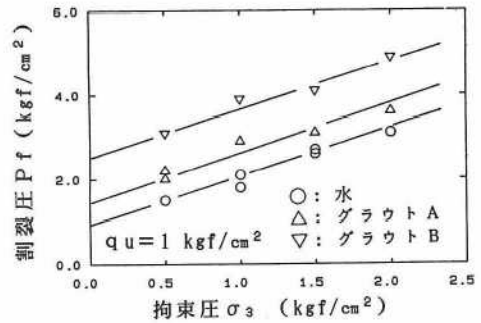


図-8 粘性土試料 C1 の割裂圧 P_f

グラウトの固結後は削孔径よりかなり大きい径の均等な円筒固結体を得られやすいと考えられる。また、透水性の大きい地盤では割裂圧が拘束圧に比較してかなり大きいので、通常の加圧力の範囲では割裂が発生する可能性は少ないと思われる。一方、透水性が小さい細砂やシルトでは、割裂圧が透水性の大きい砂礫より小さいので、土被りが浅い場合には 5~10 kgf/cm² 程度の注入圧でも割裂が生じてグラウトが地盤内へ脈状に貫入する可能性がある。

b) 粘性土の割裂圧

固結度の極めて高い土丹や岩では、引張り強度が大きいので、通常の加圧力のもとで割裂が生じる可能性はないが、実際問題としては、定着地盤の一軸圧縮強さが 5 kgf/cm² 前後となる場合も少なくない。このため、ここでは一軸圧縮強さが 10 kgf/cm² 以下の疑似地盤粘土を使用して割裂圧と一軸圧縮強さの関係を調査した。

粘性土試料の割裂の場合には、供試体が大概鉛直に 2 分割され、グラウトが供試体外周まで達しゴムスリーブが膨れるので割裂の発生を明瞭に確認できた。

図-4 には、試料 C1 (拘束圧 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, 水注入) における注入圧と注入量の関係も示しており、割裂が生じるまでの注入材の注入量は砂質土の場合と同様に極くわずかである。

図-8 には、試料 C1 の割裂圧と拘束圧の関係を示す。注入材は、水、グラウト A、グラウト B である。なお、水のフロー値は 7~8 秒である。この図より、割裂圧はフロー値の大きいものほど大きくなっていることがわかる。図-9、図-10 には、試料 C2、C3 の結果を示しており、図-8 と同様な傾向が認められる。割裂の方向は、ほとんどの場合、写真-3 に示すように鉛直かつ半径方向であった。

図中の実線は、割裂圧が拘束圧の一倍に比例すると見なした直線であるが、実験値はほぼこの直線上にあり、試料や注入材の種類を問わず、割裂圧は拘束圧のほぼ一倍に比例して大きくなっていることがわかる。

表-5 には、割裂圧 P_f と拘束圧 σ_3 の関係に対して最

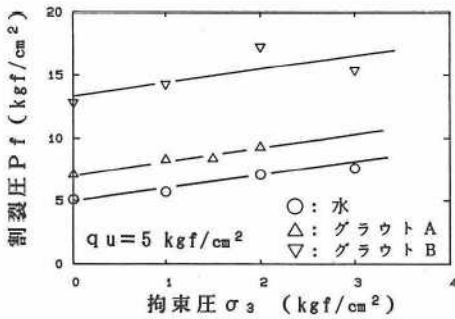


図-9 粘性土試料 C2 の割裂圧 P_f

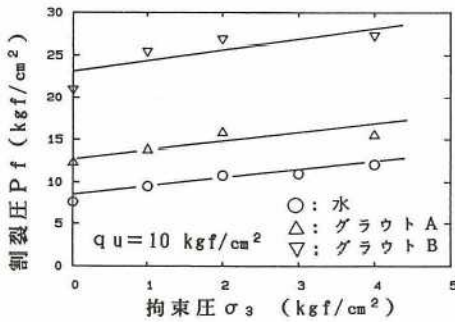


図-10 粘性土試料 C3 の割裂圧 P_f



写真-3 割裂後のグラウトの注入状況 (試料 C2, 水注入)

表-5 最小 2 乗法による回帰直線式及び相関係数

注入材	試料	回帰直線式	相関係数
水	C 1	$P_f = 1.12\sigma_3 + 0.89q_u$	0.97
	C 2	$P_f = 0.89\sigma_3 + 1.01q_u$	0.98
	C 3	$P_f = 1.05\sigma_3 + 0.80q_u$	0.96
グラウト A	C 1	$P_f = 0.98\sigma_3 + 1.67q_u$	0.97
	C 2	$P_f = 1.03\sigma_3 + 1.42q_u$	0.97
	C 3	$P_f = 0.79\sigma_3 + 1.30q_u$	0.86
グラウト B	C 1	$P_f = 1.12\sigma_3 + 2.60q_u$	0.98
	C 2	$P_f = 1.03\sigma_3 + 2.66q_u$	0.73
	C 3	$P_f = 1.40\sigma_3 + 2.30q_u$	0.82

小 2 乗法による一次式近似 ($P_f = A\sigma_3 + B, B = Cq_u$, A, B, C は定数) を行った結果を示している。相関係数は、供試体の一軸圧縮強さが大きいほど小さいが、これは供試体の圧縮強度に比較して拘束圧が小さいので、割裂圧と拘束圧の関係が明確に把握できないためと思われる。一次式近似における傾き A の値は前述したようにほぼ 1 となっている。また、切片値 B は注入材を水とした場合で $(0.80 \sim 1.01)q_u$ 、グラウト A で $(1.30 \sim 1.67)q_u$ 、グラウト B で $(2.30 \sim 2.66)q_u$ となった。一軸圧縮強さ q_u が 2 kgf/cm^2 以下の粘性土を対象とした場合の水による粘性土の割裂圧は、拘束圧と一軸圧縮強さ q_u の和で表されることを既に明らかにしているが¹²⁾、今回使用した q_u が 10 kgf/cm^2 までの試料に対しても同様な結果が得られた。

割裂圧に及ぼすフロー値の影響については、 q_u が 1 kgf/cm^2 程度以下の粘土に関して既に式 (1) が成立することを明らかにしており、注入材の粘性 (フロー値) が大きくなると割裂圧が大きくなる¹²⁾。割裂の発生は、孔壁に生じた亀裂に注入材が浸入して亀裂を拡大・進展させるいわゆるクサビ作用によって生じると考えられるが、注入材の粘性が大きくなると孔壁面に生じた亀裂に注入材が侵入することが困難になる。このため、注入材の粘性が大きくなると割裂圧が大きくなるものと考えられる。式 (1) では、注入材のフロー値が 30~40 秒を超えると、その割裂圧は中空円筒の極限空洞内圧にほぼ

等しくなる¹²⁾。

$$P_f = \sigma_3 + [2.8 - \{1 / (0.1F - 0.3)\}] q_u \dots \dots \dots (1)$$

式 (1) において、フロー値 8 秒, 12 秒, 60 秒における [] 内の値に相当する切片値 B はそれぞれ 0.8, 1.68, 2.63 となり、本実験の結果とほぼ一致している。したがって、一軸圧縮強さ q_u が約 1 kgf/cm^2 までの粘性土を対象とした場合の割裂圧とフロー値の関係は、 q_u が 10 kgf/cm^2 までの試料に対してもほぼ適用できることがわかった。

4. 現場グラウト加圧実験

(1) 地盤概要

図-11 には、実験現場の柱状図を示す。地表から約 15 m までは N 値約 5 の関東ロームであり、それ以降は N 値 50 以上の砂礫層である。表-6 には、一軸圧縮試験等の結果を示している。表中の静止土圧の値は LLT 試験より求めた。ローム層の一軸圧縮強さは $1 \sim 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ である。ローム及び砂礫層の透水係数は、現場透水試験でそれぞれ $3.51 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$, $2.34 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ である。

(2) 実験方法

グラウト加圧実験では、削孔した部分にグラウトを満たして加圧力を与え、その後深礎による掘り出し調査を

表-7 グラウトの加圧状況

実験 No.	深度 (m)	土質	注入材	2次注入量 (ℓ)	注 圧 (kgf/cm ²)			注入状況	式(1)による割裂圧の計算値	固結体積 (m ³) ×10 ⁻³
					送出圧力	導管圧力	先端圧力			
P1	9	ロ-ム	水	110	—	1.5	1.5	割 裂	1.5	—
P2	6	〃	グ'ラウトA'	12	—	2~10	2~0	グ'ラウト脱水*	1.7以上**	—
P3	12	〃	〃	4	—	2~4	2~1	〃	2.4以上**	—
P4	15	〃	グ'ラウトB'	90	—	3~7	4	割 裂	4.0	—
A1	14	ロ-ム	水	134	2	2	2	割 裂	1.7	—
A2	6	〃	グ'ラウトA'	13	7~17	5~15	3	グ'ラウト脱水*	1.7以上**	15
A3	12	〃	〃	11	8~16	5~15	4	〃	2.4以上**	16
A4	6	〃	グ'ラウトB'	125	4~9	2	2	割 裂	2.7	16
A5	12	〃	〃	130	7~12	4	4	〃	3.9	19
B1	20	砂礫	グ'ラウトA'	160	5	3	2	浸透, 脱水	—	226
B2	20	砂礫	グ'ラウトB'	134	5~8	3	2	浸透, 脱水	—	55

*: 割裂せず **: グラウト脱水による γ_u 値が増加するため実際には計算値以上となる

表-6 土質概要

深度 m	土質	静止土圧 kgf/cm ²	一軸圧縮強さ kgf/cm ²	湿潤密度 t/m ³	N値	透水係数 cm/sec
6	ロ-ム	0.27	0.98~1.04	1.37	4	3.51×10 ⁻⁵
13	ロ-ム	0.20	1.26~1.48	1.44	5	(GL -6.9m)
18	砂礫	3.44	—	—	50以上	2.34×10 ⁻²

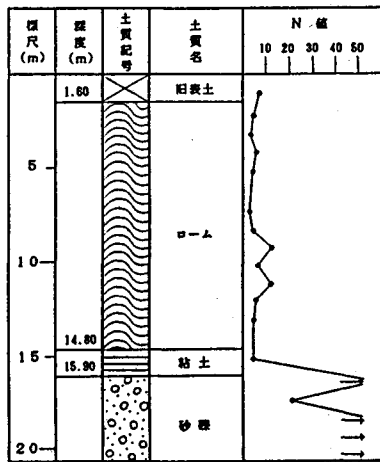


図-11 柱状図

行い、加圧部分の形状などを調査した。アンカー体の挿入及び引抜き試験は実施していない。加圧実験は、注入材の種類を変えて合計11ケース実施しており、各ケースの注入材や地盤条件を表-7に示す。なお、表-7のP1~P4は、予備実験であり掘り出し調査を行っていない。注入材は、水、グラウトA'(Pロートによるフロー値10~12秒、比重1.85、水セメント比約50%)、グラウトB'(フロー値30~40秒、比重1.74、グラウトA'に増粘剤を加えたもの)の3種類である。

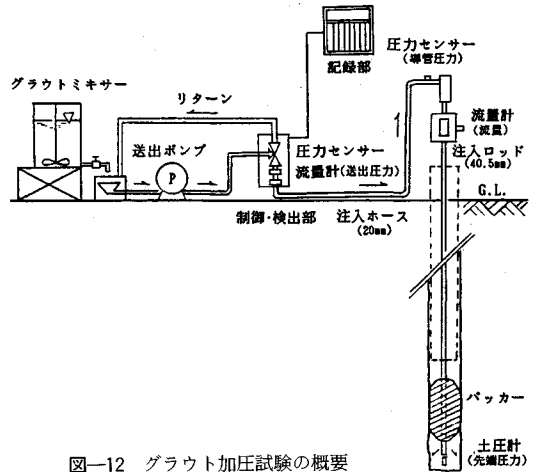


図-12 グラウト加圧試験の概要

図-12には、グラウトの加圧方法を示す。まず、加圧を実施する所定の深度まで先掘りした後、ゴムパッカー(長さ800mm)を削孔底から1m上の位置に設置した。次に、1次注入として、所定の注入材を加圧空洞(長さ1m、直径115mm)及び削孔部分に満たした。その後、パッカー内を注水加圧してグラウトが上向きに逆流するのを防止し、2次注入としてグラウトの加圧を行った。グラウトは削孔先端位置からパッカーまでの長さ1mの区間にわたって加圧されることになる。その後、パッカーから上部の削孔部分にあるグラウトを水洗した。加圧空洞部には、圧力計(土圧計)を挿入して加圧中の圧力変化を調べた。加圧力の大きさは、加圧空洞部で直接実測した先端圧力だけでなく、注入ポンプ位置での送出圧力、ケーシングの上端部での導管圧力の3通りで測定した。2次注入は、圧力制御が可能な注入ポンプを用いて送出圧力を毎分0.2~0.5 kgf/cm²づつ増

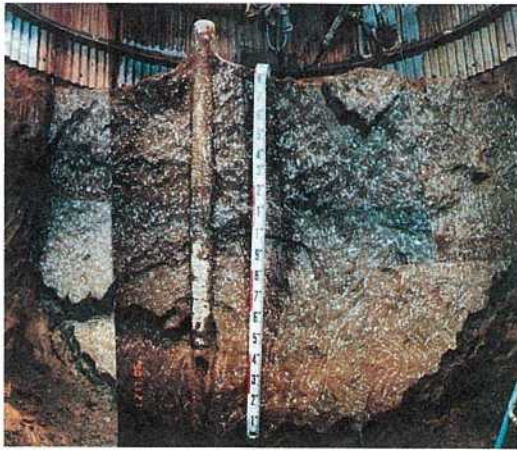


写真-4 A4の加圧状況
(割裂発生, グラウトB')



写真-5 A2の加圧状況
(割裂発生せず, グラウトA')

加するように流量を徐々に増加させた。グラウトに用いるセメントは白色セメントを使用し、掘り出し調査の際にグラウトによる地盤の加圧状況がわかるようにしている。

(3) グラウトの加圧力と注入量

表-7には、各注入実験における注入圧、2次注入量、固結体積なども同時に示している。表中の送出圧力及び導管圧力は、それぞれの測定位置での実測値に加圧部分までの深度によるヘッド差を加えて補正した値とした。なお、固結体積は加圧部分の値であり、パッカーの上部で固結した部分は含んでいない。

加圧状況は、グラウトの種類によって大きな違いが認められた。ローム層での加圧において、水及びグラウトB'を用いた場合、2次注入時の注入量がほとんどの場合100 l以上と多いが、グラウトA'では10 l前後と少ない。写真-4はA4(グラウトB')の加圧状況であり、

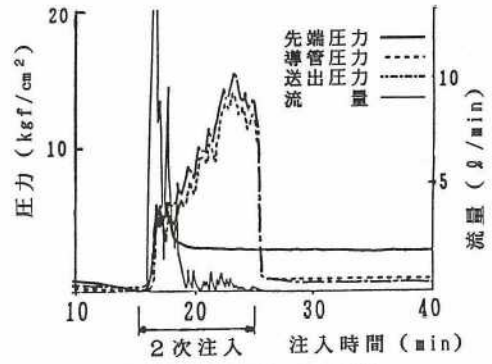


図-13 A2の圧力・流量関係

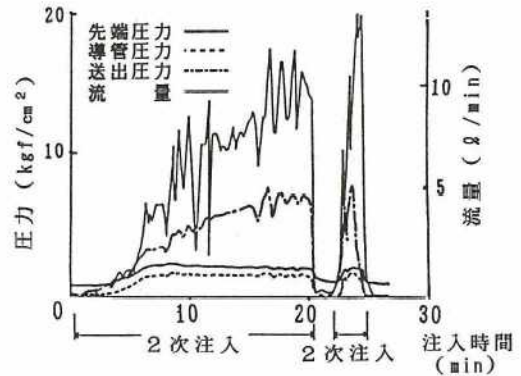


図-14 A4の圧力・流量関係

グラウトが地盤内に脈状に貫入していることがわかる。孔壁の左右に発生した鉛直方向の亀裂にグラウトが侵入し、亀裂の拡大・進展により、半径かつ鉛直方向に厚さ10~20 mm、直径2 m以上の円盤状にグラウトが大きく広がっていた。一方、グラウトA'を用いたA2、A3では、2次注入量が10 l前後と小さく、送出圧力や導管圧力を増しても先端圧力は増加せず、グラウトの地盤への脈状貫入は認められなかった。写真-5には、A2の加圧状況を示しており、削孔径とほぼ同程度の円筒形状の固結体が得られている。加圧状況がグラウトの種類によって異なる理由としては、グラウトの脱水現象が考えられる。グラウトの脱水の有無は、圧力(送出圧力、導管圧力、先端圧力)と流量(l/min)の関係から推定できる。図-13、図-14には、A2(グラウトA')、A4(グラウトB')における圧力・流量関係を示している。なお、図中の圧力値は各測定位置の実測値であり、深度補正は行っていない。図-13のA2(グラウトA')では、2次注入直後の流量はかなり多いが、その後流量が低下するとともに、先端圧力が導管圧力や送出圧力よりかなり低下している。一方、図-14のA4(グラウトB')では、加圧部分の先端圧力が導管圧力とほぼ一致している。グラウトA'の場合には、加圧部分でグラウトの脱水が生

表—8 グラウト A', B' の固結体の密度

実験 No.	土質	注入材	グラウト密度 (t/m ³)	固結体密度 (t/m ³)	密度増加率 ※(%)	注入状況
A 2	U-1	グ'ラウトA'	1.85	2.22	20.0	グ'ラウト脱水
A 3	U-1	グ'ラウトA'	1.85	2.22	20.0	グ'ラウト脱水
A 4	U-1	グ'ラウトB'	1.74	1.92	10.3	割裂
A 5	U-1	グ'ラウトB'	1.74	1.82	4.6	割裂

$$\text{※ 密度増加率} = \frac{\text{固結体密度} - \text{グラウト密度}}{\text{グラウト密度}} \times 100$$

じて加圧力が地盤に有効に作用しないが、脱水の生じにくいグラウト B' では地上で実測される圧力が加圧部分にそのまま作用すると考えられる。

表—8 には、グラウト A', B' の固結体の密度を示している。グラウト A' では、固結したときの密度の増加率がグラウト B' より約 2 倍も大きくなっており、グラウトの脱水による密度の増加を示していると考えられる。

砂礫地盤では、グラウト A', B' ともに 2 次注入量が 100 l 以上となった。表—7 に示した先端圧力と導管圧力の大きさは、グラウト A', B' ともにほぼ等しいので加圧部分でのグラウトの脱水の程度はグラウト A' を用いたローム層の場合より少ないと考えられる。固結体積 V 及び固結部分の直径 D は、グラウト A' で $V=226 \times 10^{-3} \text{m}^3$, $D=44 \text{cm}$, グラウト B' で $V=56 \times 10^{-3} \text{m}^3$, $D=20 \text{cm}$ とかなりの差異が認められた。これは、粘性の低いグラウト A' ではグラウトの浸透量が多かったためである。加圧状況を観察した結果において、グラウト A', B' とも円柱状の固結体であり、割裂脈はみとめられなかった。透水性の大きい砂礫地盤の割裂圧は、室内実験の結果で示したようにならかなり大きく、しかも割裂が生じたとしても注入材は脈状に侵入せず、同心円状に浸透しやすい。さらに、割裂圧が拘束圧に比較してかなり大きいため、加圧部分の圧力が増加しても割裂する以前にパッカーと地盤の境界に沿ってグラウトが逆流する可能性が高い。事実、パッカーの上部でもかなりのグラウトが地盤に浸透していた。したがって、透水性の大きい砂礫地盤では、グラウト加圧によって地盤の割裂が発生することはないと思われる。

(4) 割裂圧

ローム層で割裂が生じた場合、図—14 に見られるように先端圧力は上昇したのち一定値を示し、その間、流量は増加している。これは、室内実験で割裂の発生が確認できた図—4 に示す注入圧と注入量の関係を、形を変えて示しているもので、割裂を生じた場合の先端圧力をローム層の割裂圧とみなして、その大きさを前章で述べた室内実験における割裂圧の大きさと比較することにした。

表—7 には、式 (1) を用いて算定した割裂圧の大きさも同時に示している。式 (1) の拘束圧 σ_3 として水平方向の変位を拘束している状態を考えているので、静止土圧の値を用いることにした。LLT 試験の値より静止土圧係数 K_0 を算出すると、 $K_0=0.33$ 及び 0.11 の値が得られたので、 $K_0=0.3$ として、各深度ごとに静止土圧の値を求めた。また、 N 値の大きさから深度 8.3 m 付近を境にして、ローム層の密度と強度を 2 つのグループに分け、一軸圧縮強さ q_u の値として 8.3 m 以浅を 1.01kgf/cm^2 , 8.3 m 以深を 1.37kgf/cm^2 とした。水、グラウト A' 及びグラウト B' のフロー値 F は、それぞれ 8 秒, 10 秒, 30 秒とした。グラウト A' は、表—8 に示すように脱水により密度が増加するので、フロー値も増加し、実際には割裂圧は脱水前のフロー値による計算値以上になる。割裂圧の計算値は先端圧力の計測値と大差なくほぼ一致している。したがって、先端圧力が式 (1) で与えた割裂圧に達すると実地盤においても割裂が発生すると考えられる。

今回対象としたロームは、地盤の透水性があまり小さいので、フロー値 12 秒前後の実用のグラウトでは加圧部分におけるグラウトの脱水が生じた。脱水が生じると空洞部分のグラウトの粘性が著しく増加して割裂しにくくなるだけでなく、地上で実測される加圧力が加圧部分の地盤に有効に作用しない。しかし、透水性がかなり小さい粘土地盤では通常のグラウトでも脱水が生じにくいので導管圧力が加圧部分の先端圧力とほぼ等しくなり、地上で実測される加圧力が地盤の割裂圧より大きくなると割裂が発生する可能性がある。

(5) グラウトの加圧状況

グラウトの加圧状況は、地盤条件やグラウトの種類等によって大きく異なり、脱水、浸透さらには割裂が生じうる。脱水が生じると加圧部分のグラウトが濃縮され、加圧自体が困難になる。そして、この現象は、今回の実験で明らかにしたローム層だけでなく、透水性の小さい細砂等でも生じると思われる。室内実験においては、脱水が生じにくいグラウトで実験を行ったため、透水性の小さい砂質土では比較的小さい注入圧で割裂が生じたが、実際のグラウトでは脱水が生じるので地上で実測される加圧力が割裂圧以上となっても割裂が生じにくいと考えられる。

グラウトの脱水は、加圧部分のグラウトの硬化後の強度を高める役割を果たしているが、この他、今回の実験を通じて、加圧部分のグラウトが濃縮して地盤を割裂しにくくする役割も果たしていることがわかった。加圧状況を把握することは、アンカーの引抜き抵抗力といった構造性能を考えるうえで重要であり、その状況は図—13, 図—14 で示したように加圧力・流量関係から知ることが可能である。このため、圧力・流量の両者による施工

管理が重要と考えられる。

5. ま と め

本研究は、アンカー体周面地盤の加圧状況を、グラウト圧による地盤の割裂現象に注目して、調査研究したものであり、主な結果は次の通りである。

1) 透水性が大きい砂地盤では、グラウトが浸透しやすいので大きな加圧力を維持することが難しい。また、その割裂圧は、通常の加圧力より大きいので、地盤が割裂する可能性はほとんどなく、アンカー体の実径が増大したような加圧部分が得られることになる。透水性が小さい細砂・シルトでは、割裂圧が透水性の大きい砂礫より小さくなり、割裂が生じてグラウトが地盤内へ脈状に貫入する可能性があるが、通常のグラウトの場合は脱水が生じやすいので地上で実測される加圧力が割裂圧以上となっても割裂が生じにくいと考えられる。

2) 粘性土の割裂圧は、グラウトのフロー値に左右され、フロー値 12 秒前後では式 (1) で与えられる。グラウトの脱水が生じない状態でグラウト加圧が可能な場合には、先端圧力が地上で実測される導管圧力と等しくなり、先端圧力が式 (1) で与えた割裂圧程度に達すると実地盤においても割裂が発生した。粘性土地盤において割裂の発生を防止するためには、グラウトの加圧力の大きさを式 (1) で示した値より十分小さく設定することが必要と考えられる。

3) グラウトによる加圧状況は地盤条件やグラウトの種類などによって大きく異なり、脱水や浸透さらには割裂なども生じうる。これらの加圧状況は、圧力と流量の関係に反映されるので、加圧状況を詳しく把握するためには流量の管理も必要と考えられる。

今後は、加圧力と引抜き抵抗力の関係を調査し、地盤条件に応じた加圧力とグラウトの種類関係を明らかにして行きたい。

謝辞

本研究の計画及び実施にあたっては、早稲田大学土木工学科森麟教授の御指導を得た。また、本研究の一部は、

文部省科学研究費一般研究 (c) (研究代表者 森 麟, 01550392) の補助を得た。ここに記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：アース・アンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準一，pp.8～10，p.210，p.220，1981年7月。
- 2) 渡辺則雄ほか3名：圧縮型永久アンカーに関する研究(その1)―アンカーの構成と施工性試験，日本建築学会大会学術梗概集B，pp.1061～1062，1987年10月。
- 3) Ostermayer, H. : Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors, Diaphragm walls and anchorages, Institution of Civil Engineers, London, pp.141～151, 1975.
- 4) 土木・建築技術者のための最新建築基礎・地盤設計施工便覧，建築産業調査会，p.1003，1987年。
- 5) グランドアンカー工法，土木特殊技術シリーズ，グランドアンカー技術協会編，森北出版，pp.10～11，1986年。
- 6) Bjerrum, L., Nash, J.K.T.L., Kennard, R.M. and Gibson, R.E. : Hydraulic fracturing in field permeability testing, *Geotechnique*, 22, No.2, pp.319～332, 1972.
- 7) Jaworski, G.W., Duncan, J.M. and Seed, H.B. : Laboratory study of hydraulic fracturing, *Proc. ASCE, GT6*, pp.713～732, 1981.
- 8) Morgenstern, N.R., and Vaughan, P.R. : Some observations on allowable grouting pressure, *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*, London, Butterworths, pp.36～42, 1963.
- 9) 栗原和夫・森麟・田村昌仁：泥水式シールドのブロー現象に関する実験的研究，土木学会論文集，No.396，pp.95～104，1988年9月。
- 10) Hubbert, M.K. and Willis, B.G. : Mechanics of hydraulic fracturing, *Trans. AIME*, 210, pp.153～166, 1957.
- 11) Haimson, B. and Fairhurst, C. : Initiation and extension of hydraulic fractures in rocks, *Soc. Petrol. Eng. J.*, 7, pp.310～318, 1967.
- 12) Mori, A., Tamura, M. and Fukui, Y. : Fracturing pressure of soil ground by viscous materials, *Soils & Foundations*, 1990, No.3.
- 13) Vésic, A.S. : Expansion of cavities in infinite soil mass, *Proc. ASCE, SM3*, pp.265～290, 1972.

(1991.7.31 受付)

STUDY ON THE PRESSURIZATION OF GROUTS IN GROUND ANCHOR

Kazuo KURIHARA, Kenji SAITOH, Yasuyuki KOBAYASHI and Masahito TAMURA

This paper deals with the situation of pressurization of grouts in the ground anchor, paying attention to the fracturing of ground by the grouting pressure. Through the laboratory tests and the field tests, main conclusions are summarized as follows : 1) In the sandy ground, the fracturing hardly occurs, because the grouting pressure does not act effectively on the ground around the anchor due to the dehydration of grout, 2) In the clayey ground, the fracturing occurs if the unconfined compressive strength is not large enough. The experimental equation, which gives the fracturing pressure of cohesive soil, can apply to the fracturing pressure in the field tests. 3) The situation of pressurization of grouts is reflected by the relation between the injection rate and the injection pressure.