

(32) 孔内載荷システムとコンピュータを利用した岩盤の応力測定

日本国土開発株式会社 菊地 慎二

〃 中村 哲也

セラタジオメカニクス社 世良田章正

1. はじめに

地圧の現場測定には、大別してStress ReliefとHydrofracturingの二つの方法が使用されている。Stress Relief Methodの代表的なものはOvercoring Methodがあり、最近いろいろな改良が加えられて各種の方法が試みられている。しかし、Stress Relief Methodは原理的に次の様な限界がある。

- (1) 理想的弾性理論に基づいているため、非弾性地盤に適用できない。
- (2) 深部のOvercoringが困難なため、その有効利用は岩盤のごく表面の計測に限られる。

上のような問題を一部解決してOvercoringの必要なしに適用できるように開発されたのがHydrofracturing Methodである。しかし、既存の潜在Fractureのある地盤・軟地盤や浸透性の地盤に適用することは難しい。これらに対して、ここに報告する新しい応力測定方法は従来の多くの問題を解決するのみならず、現場におけるコンピュータの使用によって実用に即した将来性のある計測方法と考えられる。

2. 応力計測理論

この応力計測方法は、柔軟な高压チューブ(S-100)を介して液圧を孔周辺に一樣に増大させ孔壁を破壊する。そのため、この方法は初期の加圧段階では、Hydrofracturingと類似している。しかし、孔壁が破壊すると両者の挙動は著しく異なる。高压チューブによる方法では亀裂は発生しても液体の注入を許さぬため、亀裂は微小な限られた変形にとどまり、液圧は急落することなく続けて増大する。すなわち孔壁周辺の応力はHydrofracturingの場合と全く異なった挙動を続ける。

この挙動を加圧力と孔径変化との関係から地山の初期応力を算定することができる。 載荷液圧によってテスト孔を破壊する場合、地盤物性の硬質脆弱性および軟質粘塑性に関わらずそのテスト孔の変形挙動はその地盤における初期地圧応力、 P_0 と Q_0 に直接の関係を有する。 その場合、孔壁における引張亀裂およびせん断降伏の2種の破壊様式が可能である。 いずれの様式による破壊かは、次の4要素によって決まる。 すなわち岩盤の引張強度： T 、岩盤のせん断強度： S 、最大最小初期地圧： P_0 、 Q_0 である。

一定強度を持つ岩盤の試験孔については、A、B、Cの3種類の異なった破壊様式が考えられ、これを図-1に示す。 ここで、孔壁破壊は主応力の方向によって次のように異なる。

$$1) \text{ 最大主地圧方向 } X = 3Q_0 - P_0 - S + 2T \cdots (1)$$

$$2) \text{ 最小主地圧方向 } Y = 3P_0 - Q_0 - S + 2T \cdots (2)$$

$X, Y > 0$: せん断降伏 $X, Y < 0$: 引張破壊

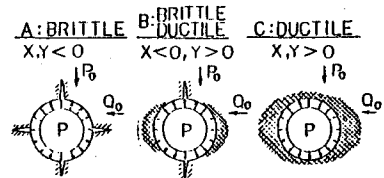


図-1 岩の破壊様式

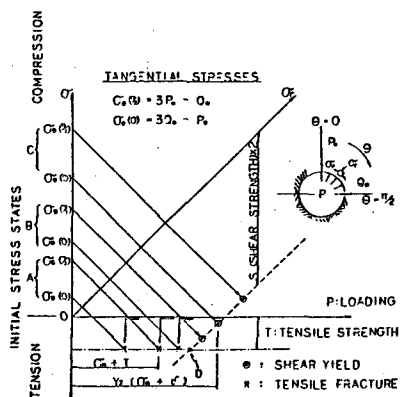


図-2 岩の応力状態

孔壁の σ_θ と加圧力 P との関係を図-2において検討する。この図は σ_θ の最大最小値とプローブによる加圧力との関係を3つの異なった初期地圧のケース(A、B、C)について比較したものである。これらは図-1に示した3つの異なった破壊様式A、B、Cにも該当する。図-2のY軸には上記の3ケースA、B、Cにおける穿孔後の孔内無加圧時($P=0$)における σ_θ の最大と最小の値を示している。このテスト孔にプローブを入れて加圧し、その圧力 P を徐々に増大していけば、それぞれのケースにおいて同じ様に σ_r は増大し、 σ_θ は減少する。その時、2つの応力 σ_θ および σ_r は反対の方向に直線的に変化する。

この直線的変化は図-2に示すように2つの応力が孔壁の物性強度の限界に達して引張亀裂(T)かあるいはせん断降伏(S)によって破壊するまで続く。ここでSは最大軸差応力 $S = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ として定義した。この場合、そのいずれの様式で破壊するかは σ_θ 値がS線とT線の交差点Dのどちら側にあるかによって決まる。よって、結果は式1、2と同様である。

3. 応力計測システム

上述の孔壁破壊理論に基づいて現場での実用性のある応力計測システムが作られた。このシステムはプローブ(S-100)、データの収集機能およびデータ解析用フィールド・コンピュータの3つの部分から構成されている。必要に応じてフィールド・コンピュータとの連動により、テスト地点の応力を試験孔内でのプローブ操作完了と同時に算定することができる。システム全体の図解は図-3に示すとおりである。プローブは油圧载荷部および電気制御部から構成される。载荷部はウレタン製のチューブから成り、その中に4個のLVDTが45°間隔に配置されている。チューブは柔軟で、普通に穿孔されたテスト孔に対して700 kgf/cm²までの油圧を载荷でき、载荷圧力と孔径の変形量を正確に計測することができる。現場のテスト孔において圧力 P を载荷して得られる孔径の変形 ΔD は図-4のように考えられる。

圧力を増大していくと、まず孔壁とプローブの間の圧密が起こる。これはO-A曲線で示すように不定性の大きな変形として記録される。プローブの加圧面が孔壁に密着すると孔径は圧力の増大に比例して変形し、孔壁破壊が発生するまで弾性的な挙動となる。直線A-Bはこの関係を示す。B点において破壊発生と同時に弾性関係が破れ、孔径は孔壁の破壊量に応じて元の弾性関係A-B直線から遠ざかっていく。ここで圧力を0に戻すと孔径はC-D曲線を描いて縮小し、永久変形量を記録する。

再び圧力を増大すると、はじめはA-B線と同じ弾性変形を繰り返すが、孔壁がすでに破壊されているため、弾性変形からの偏向点Eは初期の载荷の偏向点Dよりも低い圧力となる。よってB、Eの圧力差が孔壁の岩の亀裂点における引張強度 T に等しく、E点の圧力は亀裂点における σ_θ 値に等しい。硬岩の場合にはA-B線がはっきりと現れるが、軟岩においてはその粘塑性が大きくなるにつれてA-Bの長さが短くなってくる。しかし、その有無にかかわらず基本的にそのP- ΔD の挙動は硬岩の場合と同じように初期地圧を強く示している。これは以前から現場の計測で実証されている。

4. 試験孔破壊のシミュレーション

試験孔の変形挙動は与えられた地盤物性においては初期地圧状態によって決定される。まず最初にこの特徴的な破壊挙動の相

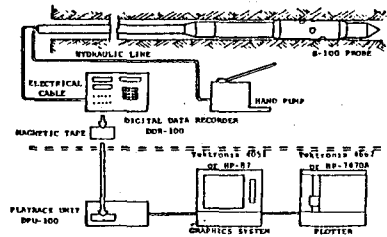


図-3 計測システム図

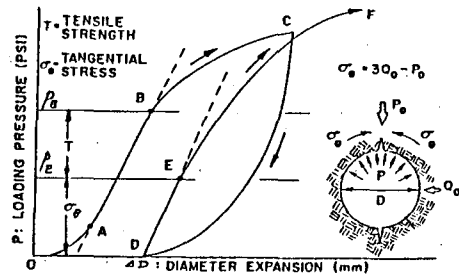


図-4 P- ΔP の模式図

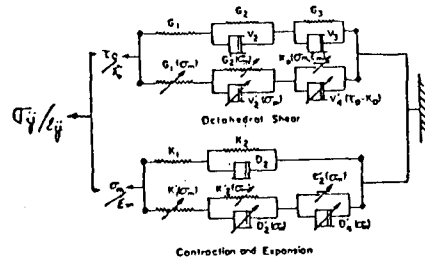


図-5 構成モデル

遠を地盤の様々な応力状態および物性に対して有限要素法を用いて解析検討した。図-5はその構成方程式のモデルである。ここで用いた物性は、理想的弾性体、緑泥片岩、岩塩、泥岩の非常に状況の異なる4つの物質である。これらの4種類の異なる物性を持つ地山を仮想し、これに非等方初期地圧 $P_0 = 3.5 \text{ kgf/cm}^2$ $Q_0 = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$ を作用させ、6.5mmのテスト孔を穿孔するものとした。

穿孔後に加圧を行った場合の加圧力 P と直径の変形量 ΔD との関係をシミュレーションにより解析検討し、結果を図-6に示す。この解析より、破壊様式のの違いによって変形が著しく異なることが明かとなった。理想的弾性体では純粋な弾性挙動を示すのに対し、緑泥片岩は硬岩として挙動するが引張亀裂により孔壁は破壊され、破壊点において孔径の変形係数が急に減少する。

その折点は $\theta = \pi/2$ 方向の直径変形に最初現れるが、やがて $\theta = 0$ 方向にも同じように現れる。岩塩の場合は緑泥片岩に比して非常に大きな非弾性挙動を示している。そして圧力除去の際の大きな永久変形が目立っている。この岩塩孔壁挙動には全く折点が見られない。泥岩の場合は、岩塩と酷似しているが、永久変形量は岩塩よりも更に大きい。

5. 硬質地盤における引張亀裂破壊の室内試験

硬質脆弱性岩体における試験孔の引張亀裂破壊の挙動を 10 cm の立方体を用いて行った。 $P_0 = 6.2 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $Q_0 = 4.4 \text{ kgf/cm}^2$ の向束圧における玄武岩供試体を用いた実験結果を図-7に $P-\Delta D$ の関係において示した。この結果は、破壊が脆弱性引張亀裂によるものでその2つの主方向における破壊荷重圧 P_1 および P_2 を明瞭に示している。このことは破壊荷重圧に対して供試体応力 P_0 および Q_0 と引張強度 T との間に次の関係が成立することを示している。

$$P_1 = 3Q_0 - P_0 + T$$

$$P_2 = 3P_0 - Q_0 + T$$

実験結果より、 $P_1 = 21.1 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $P_2 = 28.2 \text{ kgf/cm}^2$ を用いると引張強度 $T = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$ が得られる。上記の実験的観察から、理論および有限要素法によるシミュレーションが本質的に合致しているものと考えることができる。

6. 現場実験

この計測システムを用いて種々の基礎的実験を次の3つの異なる地山条件のもとで行い、理論と実際の関係を考察した。

- (1) 地表上の均質な砂岩体
- (2) 地表下の硬質地盤
- (3) 地下の岩塩構造体

最初の現場テストは地表に露出した巨大な砂岩塊の初期地圧が皆無の状態で行い、主として4方向亀裂発生の過程を調べた。図-8に $P-\Delta D$ の計測の結果を示す。ここでは荷重圧の増大と共にその亀裂の幅が一様に増大していく状態が示されている。

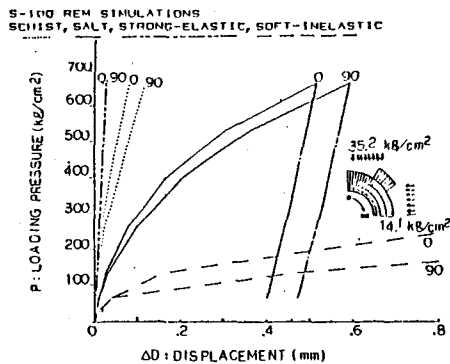


図-6 シミュレーション結果

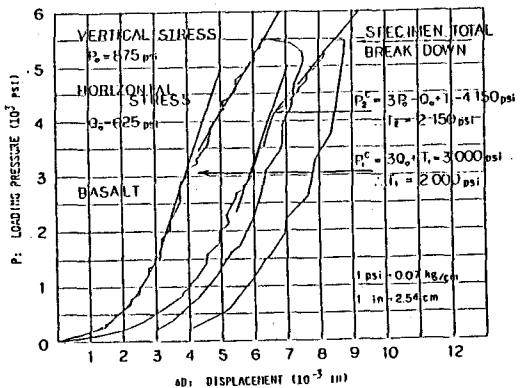


図-7 室内試験結果

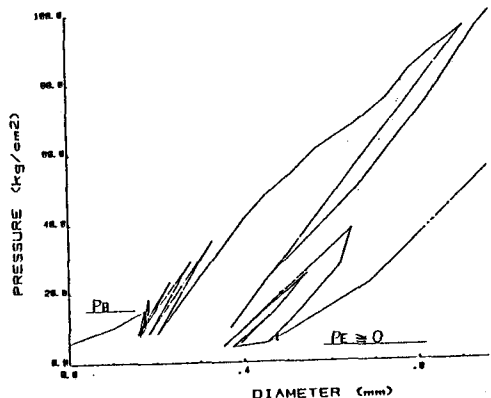


図-8 砂岩による測定結果

孔内テレビカメラによると、4方向ともに同じような亀裂が発生し、初期地圧がないために大きく明瞭なものであった。この場合B点は非常に小さく、大体 $P = 15 \text{ kgf/cm}^2$ 位と考えられる。E点では $P_E = 0$ であるので引張強度は 15 kgf/cm^2 程度と推定され、コアの引張試験結果と一致する。

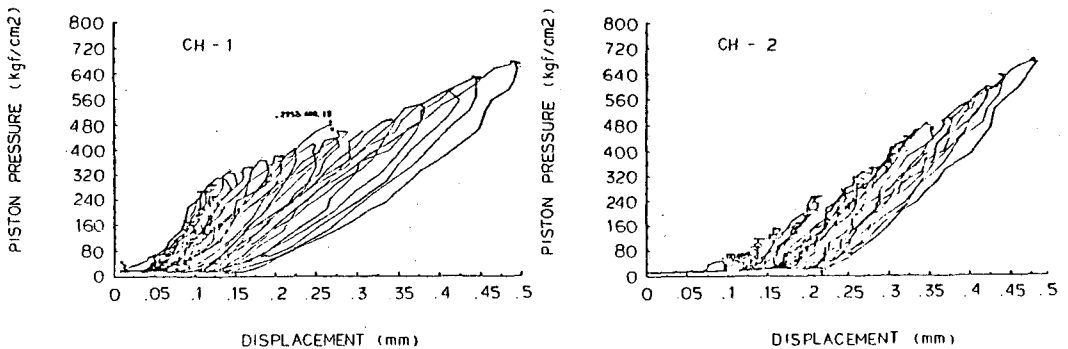


図-9 緑泥片岩による測定結果

次に緑泥片岩の地表下14mの点で初期地圧不明のまま試験を行った。この地盤は理想的弾性体には程遠くかなりの潜在亀裂があるものと考えられた。試験結果は図-9に示す。ここでは初期偏向点BはCH-1, 3にははっきりとでているが、CH-2, 4には見られない。よってその主応力方向は1, 3の方向と考えられる。また同時にその主応力差も少ないことがわかる。

第2回目の载荷による偏向点Bは明らかに微少であり、ここでも初期地圧は小さいことがわかる。

岩塩の地下鉱山の中で計測を行った結果を図-10に示した。これらのデータを応力の値に換算するためには硬岩と異なり更に有限要素法を用いた解析を行わなければ正確な値はでてこないが、その各 $P-\Delta D$ 挙動の違いから地圧の比較的な値がはっきりと見られる。これらの結果から軟岩における孔壁破壊の挙動も硬岩の場合と同じように有限要素法によるシミュレーションで予想された関係と基本的に合致すると考えられる。

7. おわりに

ウレタン製の高圧チューブを用いてテスト孔を破壊し、地山の初期応力を測定する理論と実際の間係を検討した。有限要素法によるコンピュータ・シミュレーションと実験室のモデルテストおよび現場地山の計測の3つの観測からこの新しい方法が地山の初期応力の現場計測の実用化の可能性を示している。この実用化によって従来方法に比して次のような現場利用の可能性が考えられる。

(1) 複雑な地盤への応用

この新しい方法は従来方法のように理想的弾性の地盤を必要とせず、軟岩、硬岩の区別なしに応力測定を可能としている。特に亀裂を有する岩盤や成層状を成す複雑地盤における応力測定の可能性を持つ。

(2) 現場における実用性

簡単な普通のテスト孔で即時測定できると同時に、計測と解析が現場の測定地点ですぐに行えるので現場での実用になり得ると考えられる。特にコンピュータ化による現場の定量計測化の発展に利用できる。

(3) 地山物性の同時計測

この方法では、応力とともに地山のMassとしての物性が応力と同時に測定される。引張強度 T やせん断強度 S のみならず粘弾性をも地山におけるMassとして説明することが可能である。特に有限要素法による $P-\Delta D$ 挙動の現場解析の今後の発展に伴って、Massとしての地山の物性計測の重要性が増大してくるものと考えられる。

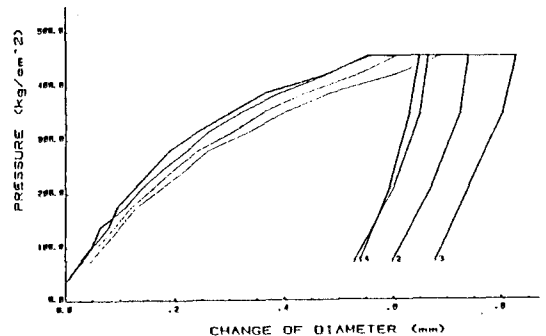


図-10 岩塩による測定結果

(32) Stress measurements made in ductile and brittle
grounds by using computalized borehole loading system

By: Shinji Kikuchi
Tetsuya Nakamura
Shosei Serata

Reliable and quick in-situ stress measurement is critically important in design and construction of major civil engineering structures in complex and weak grounds. In such ground conditions, the two conventional methods of stress measurement, namely hydrofracturing and overcoring methods are found to be not only impossible but also often misleading. To overcome this current deadrock, a borehole loading method of stress measurement has been developed as a practical field instrument for application to both ductile and brittle grounds regardless of presence of fractures, permeability of ground and orientation of principal stresses. The stressmeter consists of a plastic cylinder made for hydraulic loading up to 700kg/cm^2 , contains four diametric sensors deployed radially at an equal angular interval of 45 degree. The sensors are capable of determining initiation of borehole wall fractures and their orientation. The loading pressure and diametric deformation are recorded automatically for immediate data processing at site.

The principle of the stress measurement method was first evaluated by finite element simulation analysis. Validity of the principle was further examined in laboratory testing by using a small scale laboratory model of the stressmeter probe placed in a borehole drilled through a cube specimen subjected to biaxial preloading. Volcanic rocks was used for the laboratory tests obtaining results closely relating to the computer simulation results.

The field stressmeter with a probe diameter of 99mm was first applied in a sandstone outcrop with little initial stress. The same stressmeter was further applied to brittle rock made of schist and ductile formations surrounding multiple room openings made in a salt mine at the depth of 550m.

Results of the measurement disclosed that it is possible to measure in-situ stress.