一次地圧の測定値とその粘弾性論的考察(第1報)*

正 会 員 鈴 木 光**
 正 会 員 西 松 裕 一***
 准 会 員 石 島 洋 二****

A Rheological Aspect on Vergin State of Rock Pressure (1st Report)

Kō SUZUKI, Yūichi NISHIMATU and Yōji ISHIJIMA

The published data of vergin stress measurements in situ, are statistically treated. And the following results emerged; The stress state of vergin rock pressure is nearly hydrostatic, and the magnitude of which is equal to the overburden pressure. This result can hardly be explained by elastic analysis. The value of ratio of horizontal to vertical stress predicted by elastic analysis is very low.

The rheological analysis was made under the assumption of rock material to be Burgers'solid. The results obtained was well agreed with the data of measurements in situ. The authors consider the rheological analysis is a powerful device to the problem on the rock pressure phenomena.

1. 緒 言

採掘する前に岩盤内に存在していた応力,あるいは地下空洞の影響圏外に存在している応力は一次地圧と呼ばれる。この応力は主に自重によつて生じるが,その他,地殻応力,地形の影響などの加わつた三次元的な応力状態になっている。現在まで鉱山関係では一次地圧の評価としてKühnが提案した仮説(後述)を主に採用してきた。

一方,一次地圧の測定に関する理論・技術は最近,各国で急激な進歩をみせ,それと共に信頼できるデータも漸次集積されつつある。これらのデータは後に示すように,一次地圧の応力状態がKühnの仮説にあてはまるものは非常に稀であることを示しているように思われる。

筆者らは入手できた範囲内で,各国で行なわれた一次地圧の測定データを纏め,これをもとに一次地圧の大きさをどのように解析し評価すれば合理的であるのか検討した。

2. 一次地圧の測定法と測定データ

2.1 一次地圧の測定方法

岩盤中に存在する応力(いわゆる絶対地圧)の測定はそのまわりの応力を解放させて行なう。このとき応力変化に伴つて,岩盤にはひずみ変化(あるいは破壊現象)

が生じるが,測定器によつては,直接に応力を読み取ることのできるものもあるし,ひずみ量をそのまま測定するものもある。

一次地圧応力は採掘の影響圏外に存在している応力である。したがつてこれを知るためにはつぎの2つの方法によるしかない。

(A) 坑道などの存在によつて人工的に乱されている領域外の岩盤応力を例えばボアホールを利用して直接測定する方法。

(B) 坑道壁面上かその近くの人工的に乱されている

第1図 一次地圧の測定方法

* 昭和42年1月13日受理

** 工博 東京大学工学部教授 資源開発工学科

*** 東京大学工学部助教授 資源開発工学科

**** 東京大学工学部大学院学生

岩盤内の応力（いわゆる二次地圧）を測定し、この測定値から弾性理論計算によつて一次地圧を推定する方法（第1図）。

2.2 測定データの信頼度

先に2.1で一次地圧の測定をどこで行なうかによつて、A, Bの2つを区別したが、測定データの信頼度も両者では異なる。

B法によつて一次地圧を推定する場合、坑道のまわりの弾性定数の分布あるいは応力分布を知っておくことが必要である。なぜならば坑道のまわりの岩盤はゆるんだ状態になっており測定値からいきなり（弾性）計算によつて一次地圧応力を求めた場合、弾性定数あるいは応力集中の見込み違いによる本質的な誤差が生じ得る可能性があるからである。また、坑道付近の岩盤は発破などの影響によるいたみが激しく、この影響による誤差も大きいだろう。

測定数に関していえば、一次地圧応力を3つの主応力まで完全に求めた測定データは、大抵の場合、最小必要数以上の測定値を得ているのが普通で、余分のデータは結果の信頼度を高める上で役立つ。逆に平面的な応力状態しか決定しなかつた場合は、それに垂直方向の応力がわからず、結果を導く際にその大きさについてある仮定をするのが普通である。

本論文で引用したデータは信頼度の目安になるように“重み”を3段階に分けてつけた*。

- (A)法で測定を行ない、しかも3つの主応力まで求めたデータ……………重み3

* ここで採用した重みの指数は測定データの誤差評価にもとづくものではなく、したがって筆者の恣意が入っている。しかし結果にはそれほど重大な影響を及ぼしていないと思われる。

- (A)法で平面応力だけ求めたか、あるいは(B)法でも音速分布測定といった補助測定も行なつたデータ……………重み2
- (B)法で測定し、弾性論にしたがつて一次地圧応力を推定したデータ……………重み1

2.3 測定データおよびその統計的処理

ここに載せたデータは、地形が水平であるか、複雑な場所でも測定場所が深くてその影響をあまり受けていないと思われるものを選んだ(第1表)。なお第1表には載せてないが、主応力成分の一つは最大20~30°の誤差範囲内で垂直方向を向いていたことを付記しておく。

表中の測定法は次の記号により区別した。各測定方法や測定装置の詳しい説明は引用文献を参照されたい。

- (1) ボアホール直径変化を測定する方法……………B. D.
- (1)' (2)法と原理的に同じであるが、Hastの測定装置や光弾性装置のように測定子が剛性であるもの……………B. R.
- (2) ボアホールを水圧破砕させる方法……………W. F.
- (3) ボアホールの孔底に貼ったゲージのひずみを読む方法……………B. S.
- (4) 岩盤表面（坑道壁面）のひずみ測定を行なう方法……………S. M.
- (5) フラットジャッキ法……………F. J.

表のデータについて、Demingの方法¹⁵⁾により、一次地圧の垂直応力成分 σ_V 、平均水平応力成分 σ_H 、測定場所の地表からの深さ y の相互の関数関係を調べた。ただし計算にあたっては、深さ y には測定誤差がないものと仮定した。その結果はつぎのようである。

- (1) 一次地圧の垂直応力成分 σ_V と地表からの深さ y

第1表 一次地圧の実測データ

データ番号	一次地圧応力		地表からの深さ y (m)	測定法	信頼の重み	測定数	測定した場所の岩石の種類	測定場所	測定者	文献番号
	σ_V	(kg/cm ²) σ_{H1} σ_{H2}								
1	6	6 -	17	S. M.	1	6	粘土	ロンドン	Ward	1)
2	21	11 32	39	B. D.	3	2	モンソニ	Nevada U. S.	Wisecarver	2)
3	24	13 39	39	B. D.	3	2	灰岩	〃	〃	2)
4	140	110 -	61	S. M.	1	16	石花	Gorge トンネル U. S.	Olsen	3)
5	55	55 -	65	S. M.	1	16	花崗岩	Conicoda, P. S. スペイン	Serafim	4)
6	35	35 -	80	S. M.	1	2	花崗岩	Picote P. S. スペイン	〃	4)
7	33	29 30	107	B. D.	3	5	花崗岩	U. S.	Merrill	5)
8	180	186 -	244	S. M.	1	10	花崗岩	Carey Salt Mine. U. S.	Olsen	3)
9	77	77 -	248	B. D.	2	1	花崗岩	Nevada U. S.	Obert	6)
10	63	28 30	254	B. D.	3	2	花崗岩	Ruth Mine U. S.	〃	6)
11	64	63 40	270	B. D.	3	3	花崗岩	Woh. P. S. マラヤ半島	Wisecarver	2)
12	109	125 97	300	B. R.	3	3	花崗岩	Happy jack, Aust.	Hobbs	14)
13	73	189 -	336	F. J.	1	個	花崗岩	Nevada U. S.	Moye	7)
14	76	39 -	370	B. D.	2	1	花崗岩	Obert	Obert	6)
15	130	68 -	460	B. D.	2	7	花崗岩	Trona Mine, U. S.	Obert	6)
16	-	85 150	485	W. F.	2	1	花崗岩	Texas U. S.	Flaser	8)
17	-	116 177	570	W. F.	2	1	花崗岩	Venezuela	Van Dam	9)
18	245	238 455	700	B. D.	3	5	花崗岩	Ohio, U. S.	Obert	6)
19	-	168 272	890	W. F.	2	1	花崗岩	Oklahoma, U. S.	Scheidegger	10)
20	-	170 170	890	W. F.	2	1	花崗岩	Oklahoma, U. S.	〃	10)
21	-	224 405	1,020	W. F.	2	1	花崗岩	Oklahoma, U. S.	〃	10)
22	-	224 455	1,100	W. F.	2	1	花崗岩	Alabama, U. S.	〃	10)
23	407	470 -	1,110	S. M.	1	個	花崗岩	Kolar Gold Mine, U. S.	Issacson	11)
24	440	440 -	1,600	F. J.	1	個	花崗岩	Iserec-Arc, フランス	Berthier	12)
25	630	520 -	1,780	S. M.	1	16	花崗岩	Gorge トンネル U. S.	Olsen	3)
26	-	360 505	2,135	W. F.	2	1	花崗岩	Oklahoma, U. S.	Kehle	13)

第2図 一次地圧の垂直応力成分 σ_v と深さ y の関係

第3図 一次地圧の平均水平応力成分 σ_H と深さ y の関係

第4図 一次地圧の垂直応力成分 σ_v と平均水平応力成分 σ_H ($=\frac{\sigma_{H1}+\sigma_{H2}}{2}$) の関係

の関係

データ 19コ

$$\sigma_v = 16 + 0.26y + 0.0004y^2 \quad (2 \text{ 次式のあてはめ})$$

$$\sigma_v = 3 + 0.33y \quad (1 \text{ 次式のあてはめ}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

相関係数 $r = 0.97$

- (2) 一次地圧の平均水平応力成分 $\sigma_H = (\sigma_{H1} + \sigma_{H2})/2$ と地表からの深さ y の関係

データ 26コ

$$\sigma_H = -10 + 0.39y - 0.0007y^2 \quad (2 \text{ 次式のあてはめ})$$

$$\sigma_H = 21 + 0.25y \quad (1 \text{ 次式のあてはめ}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

相関係数 $r = 0.91$

- (3) 垂直応力成分 σ_v と平均水平応力成分 σ_H の関係

データ 19コ

$$\sigma_H = 5 + 0.94\sigma_v \quad (1 \text{ 次式のあてはめ}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

相関係数 $r = 0.95$

応力の単位 kg/cm^2 , 深さ y の単位 m

上の3つの関係および各直線の95%信頼区間を第2, 3, 4図に示した。

結果をみると、上の3つの関係とも相関係数が大きくかなり良好な直線関係にあることがわかる。とくに(1), (2)については二次式のあてはめも行なってみたが、 y が2,000m以内の範囲では一次式と二次式の値の差が最大で約10%弱である。したがって測定データの数と精度から考えて、上の3つの関係とも直線関係にあるとみなしてよいだろう。(但し2,000mの範囲内で)

また(3)から σ_H は σ_v に非常に近い値をとる。つまり一次地圧応力はほぼ静水圧的になっているといえる。

つぎにいま得た結果を解析するために一次地圧応力に関して理論的な考察を行ない、一次地圧をどのように評価すれば合理的であるのか検討してみたいと思う。

3. 一次地圧に関する理論的な考察

3.1 一次地圧の垂直応力成分 σ_v について

一次地圧は完全に任意の応力状態を取り得るわけではない。もし地表、地層ともほぼ水平になっている場合、地表が自由縁になっている条件から、少なくとも地表付近の一次地圧の主応力の1つは垂直方向を向き、他の2つは水平面内に存在しているだろう。測定データもほぼこのことが成立することを示している。

一次地圧の垂直方向の応力成分 σ_v についてはほとんどの研究者の見解が一致している。つまりそれは被覆岩盤圧 ρy に等しい。

ただし ρ は岩石の単位体積あたりの重量である。

実際に垂直応力成分 σ_v と深さ y の回帰直線(1)式の傾きから ρ の値を求めると 3.3g/cm^3 となる。この値は地殻上層部の岩石の平均値 $\rho = 2.6\text{g/cm}^3$ よりはやや大きい*、しかしその差は有意ではない(有意水準95%で検定)。したがってデータからも一次地圧の垂直応力成分 σ_v に対する上の見解の正当性は得られたわけである。

3.2 弾性論的な考察

つぎに一次地圧の水平方向の応力成分 σ_H について考察を行なう。水平方向の応力は重力以外の諸影響を受けやすい事情もあつて問題を複雑にしている。

初めに岩盤を水平な地表を持つ半無限等方弾性体としたときにその中に生じる応力について検討してみる。

もし応力関数を x, y に関する三次式と仮定すれば、一次地圧に対するつぎのような弾性解を得る¹⁷⁾。

* ρ の値をいろいろな種類の岩石283コについて¹⁶⁾調べた結果、バラツキはほぼ正規分布にしがたい、平均値 2.6g/cm^3 、標準偏差 0.88g/cm^3 であつた。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \sigma_V = \rho y \\ \sigma_x &= \sigma_H = (\rho + a)y + b \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ただし a, b は水平方向の境界条件によつて定まる定数である。

地圧応力が重力だけによつて生じるものとすれば $\epsilon_x = 0$ の条件 (水平方向の変位が拘束されている) を使うことによつて

$$a = \frac{2\nu-1}{1-\nu} \rho, \quad b = 0$$

となり、結果はつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \sigma_V = \rho y \\ \sigma_x &= \sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu} \rho y \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ただし ν はポアソン比である。

この解は Kühn によつて初めて導かれたようである¹⁸⁾。したがつて仮にこの弾性解を一次地圧の応力状態に関する Kühn の仮説と呼ぶことにする。

この Kühn の仮説による一次地圧の水平方向の応力成分 σ_H は、もしポアソン比として室内試験によつて求めた値を使うならば*

$$\sigma_H = 0.25\rho y = 0.065y \dots\dots\dots (6)$$

となる。これは実測データよりもかなり低い値を見積ることになる (第6図参照)。

もし一次地圧の弾性解が静水圧状態すなわち $\sigma_H = \sigma_V$ となるためには (4) 式で $a=b=0$ 、つまり深さに比例して大きくなる地殻応力 $\frac{1-2\nu}{1-\nu} \rho y$ の存在を仮定し、これを (5) 式の σ_H に加えてやる必要がある¹⁷⁾。

また (6) 式では一軸圧縮試験から求めたポアソン比のデータを使つたが、周圧がかかつた三軸圧縮状態ではポアソン比の値が大きくなるという実験報告もある²⁰⁾。ポアソン比が大きくなれば静水圧状態に近づく。

3.3 粘弾性論的考察

確かに圧縮試験などの短かい载荷時間内では、岩石は弾性体のようにふるまうが、一方アルプスの山岳地帯にみられるように、岩石が破壊することなく著しい褶曲を起し得ることもよく知られている事実である。

地圧問題のように、重力やその他の外力が地質学的スケールと呼ばれるような長期間にわたつて岩盤に作用するような場合、岩盤材料は完全には弾性体的な応答をせず、もつと流体的なふるまいをすることが想像される。このため岩盤材料を線型粘弾性体と仮定したとき、一次地圧はどのような応力状態になるのか次に検討してみることにする。

岩盤材料を応力—ひずみの関係が次式で表わされるよ

うなレオロジー体と仮定する²¹⁾。

$$\begin{aligned} 2G_M \left(\frac{d^2}{dt^2} + \frac{1}{\tau_K} \frac{d}{dt} \right) e_{ij} &= \left\{ \frac{d^2}{dt^2} + \left(\frac{1}{\tau_M} + \frac{1}{\tau_K} + \frac{G_M}{\eta_K} \right) \frac{d}{dt} + \frac{1}{\tau_M \tau_K} \right\} S_{ij} \\ 3G_2 \epsilon_{KK} &= \sigma_{KK} \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

すなわち、偏差応力成分 S_{ij} と偏差ひずみ成分 e_{ij} に対しては Burgers 体としてふるまい、平均応力の3倍である σ_{KK} と平均ひずみの3倍である ϵ_{KK} に対しては弾性体としてふるまうものとする (第5図)。

ただし G_M, G_2 はおのおの弾性体の剛性率と体積弾性率に相当する定数で η_K は粘性係数である。また τ_M, τ_K は Burgers 体の Maxwell 要素と Kelvin 要素の緩和時間をおのおの表わす。

いま、水平方向の変位が完全に拘束されているような粘弾性岩盤内で、垂直方向に応力 σ_V が次式のように与えられたとき、それによつて生じる水平方向の応力成分 σ_H を計算する。

$$\sigma_V = \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) P_0, \quad P_0 = \rho y \dots\dots\dots (10)$$

すでに (5) 式で今の問題に対応する弾性解が求まっているので、線型粘弾性解と弾性解の対応原理²²⁾を使えば σ_H は σ_V によつて次式のように表わされる。

$$\sigma_H^*(s) = \frac{\nu^*}{1-\nu^*} \sigma_V^*(s) \dots\dots\dots (11)$$

ただし * は時刻 t を含む変数にほどこしたラプラス変換を意味する。また立ち上がり $t=0$ においても (9) 式が成り立つようにつぎの初期条件を満たすものとする²³⁾。

(9) 式において

$$\begin{aligned} S_{ij}(t=0) &= 2G_M e_{ij}(t=0), \\ \sigma_{KK}(t=0) &= 3G_2 \epsilon_{KK}(t=0) \\ \frac{d}{dt} S_{ij}(t=0) + \left(\frac{1}{\tau_M} + \frac{1}{\tau_K} + \frac{G_M}{\eta_K} \right) S_{ij}(t=0) \\ &= 2G_M \frac{d}{dt} e_{ij}(t=0) + \frac{2G_M}{\tau_K} e_{ij}(t=0) \\ \frac{d^2}{dt^2} S_{ij}(t=0) + \left(\frac{1}{\tau_M} + \frac{1}{\tau_K} + \frac{G_M}{\eta_K} \right) \cdot \\ &\frac{d}{dt} S_{ij}(t=0) + \frac{1}{\tau_K \tau_M} S_{ij}(t=0) \\ &= 2G_M \frac{d^2}{dt^2} e_{ij}(t=0) + \frac{2G_M}{\tau_K} \frac{d}{dt} e_{ij}(t=0) \end{aligned}$$

すると (11) 式の係数項は

$$\begin{aligned} \frac{\nu^*}{1-\nu^*} \\ = 1 - \frac{6G_M \left(S^2 + \frac{1}{\tau_K} S \right)}{(3G_2 + 4G_M) S^2 + \left(3G_2 A + \frac{4G_M}{\tau_K} \right) S + \frac{3G_2}{\tau_M \tau_K}} \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

* 一軸圧縮試験結果ではポアソン比 ν の平均値は 0.18 となる¹⁹⁾。

第5図

垂直応力 σ_v が作用したとき、水平方向変位が拘束されている粘弾性岩盤内に生じる水平応力成分 σ_h (ただし $\eta_M \neq 0$)

$$A = \frac{1}{\tau_M} + \frac{1}{\tau_K} + \frac{G_M}{\eta_K}$$

となる。

(11)式に(12)式を代入し、出てきた結果にラプラス逆変換をほどこせば、求める解 σ_h が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_h}{P_0} = & \frac{\sigma_v}{P_0} + \frac{6G_M}{c} \gamma \left(\frac{1}{\tau_K} - \frac{1}{\tau} \right) e^{-\frac{t}{\alpha}} \cdot \\ & \cosh \frac{t}{\beta} - \frac{6G_M}{c} \gamma \left(\frac{1}{\tau_K} - \frac{1}{\tau} \right) e^{-\frac{t}{\tau}} \\ & + \frac{6G_M}{c} \beta \left\{ -\frac{1}{\tau} + \gamma \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\tau} \right) \cdot \right. \\ & \left. \left(\frac{1}{\tau_K} - \frac{1}{\tau} \right) \right\} e^{-\frac{t}{\alpha}} \sinh \frac{t}{\beta} \dots \dots \dots (13) \end{aligned}$$

$$c = 3G_2 + 4G_M, \quad \frac{1}{\alpha} = \frac{3G_2 A + \frac{4G_M}{\tau_K}}{2c},$$

$$\frac{1}{\beta} = \sqrt{\frac{1}{\alpha^2} - \frac{3G_2}{\tau_M \tau_K c}}^*$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{1}{\tau} + \tau(\alpha^2 - \beta^2) - 2\alpha$$

結果を第5図に示した。

いま、(13)式を評価するために、簡単のために $\tau = \alpha$ として $t=0, t=\infty$ における(13)式の値を求めてみる。

t が 0 に近いとき

$$\lim_{t \rightarrow 0} \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1 - \frac{6G_M}{c} \dots \dots \dots (14)$$

とくにレオロジー定数を対応する弾性定数に等しくとれば、(14)式は、

$$\lim_{t \rightarrow 0} \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

となり、弾性体の場合の解(5)式と全く一致する。

また $t = \infty$ においては

* $\sqrt{\quad}$ の中は常に正である。

第6図 一次地圧の水平応力成分 σ_h と垂直応力成分 σ_v (あるいは y) の関係に関する実測データと理論式の比較

(i) $\eta_M \neq \infty$ のとき

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1 \dots \dots \dots (15)$$

(ii) $\eta_M = \infty$ のとき

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1 - \frac{1}{2} \frac{\alpha}{\tau_K} \frac{6G_M}{c} \dots \dots \dots (16)$$

となる。また $0 < t < \infty$ の t に対して

$$\left(\frac{\nu}{1-\nu} \leq \right) \frac{3G_2 - 2G_M}{3G_2 + 4G_M} \leq \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \leq 1$$

である。

いまの結果を一次地圧問題にあてはめて考えれば次のことがいえよう。

もし現在時点が荷重 σ_v の増大しつつある過渡期にあるものとすれば、 σ_h は σ_v よりも小さいが、弾性論的な考察から予想される状態よりは静水圧状態 ($\sigma_h = \sigma_v$) に近くなっている。また現在時点が载荷の終了した静止状態にあるものとすれば、(15)式あるいは(16)式から一次地圧は非常に静水圧状態に近い状態をとる。

前者は現在堆積しつつある堆積層中の一次地圧応力に対応し、後者は堆積が終つて長年月が経過した古い堆積層、あるいは地殻運動が停止している岩盤内の一次地圧状態に対応するものと考えることができる。

以上の考察から得られる結果を第6図にまとめてみた。ただし図中の破壊限界線は岩石の三軸圧縮試験から得られたもので²⁴⁾、岩盤内の応力は図の限界線の上側領域の状態をとることはできない。図をみると、岩盤材料をBurgers体 ($\eta_M \neq \infty$) と仮定したときの理論的な解はよく測定結果と合っていることがわかる。一方、弾性解(6)式は測定結果とのずれが大ききく、また安定度の点からいえば、岩石の破壊領域に近い不安定な応力状態にあるといえる。

4. 異状な一次地圧応力

以上の一次地圧に関する考察は「正常な*」地圧応力状態の場合にのみあてはまるものである。つまり考えている岩盤の地表が水平になっており、したがって地形の影響を受けず、さらに岩盤が過去に受けたさまざまな応力履歴の影響が(その後十分な時間が経過したために)小さくなっているような場合についてだけ議論してきた。また実際の岩盤には存在する異方性、不連続性の影響もすべて無視した。

しかし、過去にどのような応力履歴を受けようと、その後の経過時間が十分長ければ、一次地圧応力はその大きさが被覆岩盤圧に等しい静水圧状態に近づくだろうしある深さ以上になれば、地形の影響は小さくなってしまいうだろうから、上の限定はそれほど一般性を失うものではない。

ところで、静水圧状態から(大きく)はずれる地圧測定データもしばしば見受けられる。例をいくつか挙げてみると、

- かつて氷床に覆われていた地域にみられる異常な地圧応力; スカンジナビア半島と北アメリカ大陸の五大湖付近はかつて氷床で厚く覆われていたことがあり、現在も地盤が隆起を続けている点で類似した地域であるが、両地域の一次地圧の応力状態も驚くほどの一致をみせている。つまり地圧応力は垂直応力成分 σ_v も水平応力成分 σ_H も被覆岩盤圧 ρy よりもかなり大きく、特に水平方向の応力成分は ρy の数倍であった。また水平方向の応力については地表付近でも平均約 80 kg/cm^2 の残留応力が測定された²⁵⁾²⁶⁾。この異常な応力は明らかに過去に受けた氷床の荷重による影響のためだと考えられる。

- V形谷の底部付近、断層付近で測定された異常な応力; V形谷の底部、断層付近ではしばしば大きい地圧応力が測定されることがある⁴⁾⁷⁾²⁷⁾。これらの異常な応力には地形の影響、不連続性による影響も入っていると考えられる。

- 褶曲地帯の異常な応力; 例えばアルプス山岳地帯のように激しい褶曲を受けた山中の一次地圧応力については非常に大きい測定値を得た²⁸⁾。

これらのかなり頻繁に観察される異常な一次地圧応力は、岩盤が形成後、現在に至るまでに何らかの応力履歴を受けずに経過して来ることはむしろ非常に稀であることを示しているように思われる。これらの応力履歴の要因としては例えば、水、風などの浸蝕による岩盤表面のけずり取り作用(Abtragung²⁹⁾)、地殻運動にもとづく主に水平方向からの圧縮(引張り)作用、氷床による荷重

などが挙げられよう。

岩盤がこれらの作用を受けると、岩盤内部に「異常な」応力が生じる。そして時間の経過とともに岩盤材料のクリープ効果によって再び「正常な」地圧状態に移行していくのだろう。前述した、かつて氷床で覆われていた地域にみられる異常な地圧応力はその過渡期にある典型的な例である。

5. ま と め

(1) 一次地圧に関する理論を、現在までに集積された実測データによって比較検討を試みた。その結果、一次地圧の応力状態を静水圧的でその大きさは被覆岩盤圧(ρy)に等しいと評価するのが妥当であり、Kühnの仮説は水平方向の応力成分 σ_H を小さく見積り過ぎていると考えられる。

(2) したがって、地下構造物の計算を行なう際には境界条件として静水圧仮説を使つた方が合理的であろう。静水圧仮説による地下空洞の围りに生じる応力分布の弾性解はMindline³⁰⁾, Yi-Yuan Yu³¹⁾, Savin³²⁾らによって求められている。

(3) もちろん一次地圧応力が静水圧状態からはずれていることも多く、それを知るためには測定を行なう以外にない。またその原因(地殻の擾乱)がなににもとづくものなのか、またその分布状態を明らかにすることは重要な問題であると考えられる。この際、レオロジー的な考察が有力な手掛りを与えてくれるように思われる。

謝辞 一次地圧の実測データはHITAC5020電子計算機によって整理した。プログラムの作製、検討のすべてを担当して頂いた東京大学工学部資源開発工学教室助手大村昭士氏に厚く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) W. H. Ward: The Development of Earth Loading and Deformation in the Tunnel Linings in London Clay, 6th International Congress on Soil Mechanics, Montoriol, 1966, pp. 432~436
- 2) D. W. Wisecarver: Investigation of In Situ, Rock Stresses, U.S.B.M. Report of Investigation 6541
- 3) O. J. Olsen: Measurement of Residual Stress by Strain Relief Method, Quarterly of the Colorado Sch. Mines, July 1957, pp. 183~204
- 4) L. Serafim: Internal Stress in Galleries, 7th Congress on Large Dams. Sect. R-1 Ques. No. 25, Rome 1961, pp. 141~164
- 5) R. H. Merrill: In situ. Deformation of Stress by Relief Techniques, State of Stress in the Earth's Crust, Elsevier, N. Y. pp. 8-1-35
- 6) L. Obert: In situ. Determination of Stress in Rock, Mining Engi., Aug. 1962, pp. 51~58
- 7) Moye: Rock Mechanics in the Investigation and Construction of T-1 Underground Power Station, Geol. Soc. Amer. Eng. Geol. Case Histories No. 3, May 1959 pp. 13~44
- 8) Fraser and Petliitt: Result of a Field Test to Determine the Type of Induced Formation Fracture, Jour. Petro. Tech. 1962, Vol. 14 pp. 463

* Anderson は地圧応力が被覆岩盤圧に等しい静水圧状態になっている場合を正常な状態、ずれている場合を異常な状態と呼んだ¹⁷⁾。

- 9) Van Dam and Horner: Interpretation of Pressure Build-Up after Sand Fracture Treatment, Venezuelan, 2nd Ann. Mtg. AIME 1957
- 10) Scheidegger: Principles of Geodynamics, Springer-Verlag Berlin 1963 pp. 80
- 11) Isaacson: Research into the Rock Burst Problem on the Kolar Gold Field, Mine and Quarry Eng., Dec. 1957 pp.520~526
- 12) J. Talobre: Dix ans de Mesures de Compression Interne des Roches, Geol. u. Bauwes, 25 1960 pp. 148~165
- 13) R. O. Kehl: The Determination of Tectonic Stresses through Analysis of Hydraulic Well Fracturing, Jour. of Geoph. Res. Jan. 1964, pp. 259~273
- 14) N. B. Hobbs: Residual Stress Measurements by the Drill hole Prestressed Meter and the Rigid Brass Plug, Proc. of the 1st Congress of the Inter. Soc. of Rock Mech. Lisboa 1966, Vol. II, pp. 3~8
- 15) W. E. Deming: (森口繁一訳) 推計学によるデータのまとめ方, 岩波・東京, 1954, pp. 106~109
- 16) W. R. Judd: Introduction to the International Conference on State of Stress in the earth's Crust, Memorandum, March 1964, pp. 28
- 17) Hafner: Stress Distributions and Faulting, Geol. Soc. Amer. Vol 62, 1951 pp. 373~398
- 18) Kühn: Spannungszustand und Bruchgefahr im ungestörten Gebirge, Glückauf, August 1931 pp. 1033~1037
- 19) Judd: Rock Stresses, Rock Mechanics, and Researches, State of Stress in Earth's Crust, Elsevier, N. Y. 1964. S-4-53
- 20) 堀部・小林: 三軸圧縮下における夾炭層岩石の物理的性質, 日本鉱業会誌, 昭和35年5月号, pp. 301~304
- 21) 森芳郎: レオロジー, 共立出版, 東京, 1964 pp. 18~19
- 22) Lee: Stress Analysis in Visco-Elastic Bodies, Quart. Appl. Math. Vol. 13, 1955, pp. 183~190
- 23) Fung: Foundation of Solid Mechanics, Englewood Cliffs, 1965
- 24) Cook, Hoek 他: Rock Mechanics Applied to the Study of Rockbursts, Journal of South. Af. Inst. Min. Met., May 1966, pp. 436~528
- 25) N. Hast: Recent Rock Pressure Measurements, 7th Congress on Large Dams, Rome 1961, R 32 pp. 601~610
- 26) D. F. Coates: Stress Measurements at Elliot Lake, The Can. Min. Metall. Bull. Vol. 59, May 1966, pp. 603~613
- 27) Lieurance: Stresses in Foundation at Boulder Dam, Tech. Memo, Bull. of Reclamation, Denver 1933 pp. 12
- 28) G. Oberti: Mesures de Contraintes Naturelles dans les Massifs Rocheux, Proc. of the 1st Cong. of the In. Soc. of Rock Mech., Lisbon 1966, pp. 31~34, Vol. II
- 29) B. Voight: Beziehung zwischen Horizontalen Spannungen im Gebirge und der Tektonik und der Abtragung, Proc. of 1st Cong. of Int. Soc. of Rock. Mech. Lisboa, 1966, pp. 51~56, Vol. II
- 30) R. D. Mindlin: Gravitational Stresses in Bipolar Coordinates, Proceedings of the 5th Int. Cong. for App. Mech. N. Y., 1939, pp. 112~116
- 31) Yi-Yuan Yu: Gravitational Stress on Deep Tunnels, Jour. of App. Mech., Dec. 1952, pp. 537~542
- 32) G. N. Savin: Stress Concentration around Holes, Pergamon Press, Oxford, 1961, pp. 125~133

BV 2 型沿層掘進機 (The VB2 heading machine)

ドイツ DEMAG 社では炭鉱の沿層坑道掘進用の VB 2 型機を製作した。本機はクローラーの付いたフレームと自在アーム型切削機構、床面切削兼運搬用スクリュウブレード、コンベヤケースなどからできており、どんな形の断面の坑道にでも使用できる。本機はまた次のような油圧ラムをもっている。切削ヘッド上下用シリンダー 2 本、アーム水平回転用シリンダー 2 本 (片振れ 42°)、切削ヘッドシャフト伸長用シリンダー 2 本、床面切削スクリュウブレード上下用シリンダー 2 本、コンベヤゲート操作およびクローラー運転操作シリンダー 1 本。本機の運行速度は 0~4 m/min で、経験では掘削速度 4~8 m/min で好結果が得られた。スクリュウブレードで床面を削り、引立面から落ちた石炭も合わせてブレードの両端から中央に集め、これをスクレーパチェーンコンベヤでコンベヤケースの後端に運ぶ。スクリュウブレードの両側部は取りはずしができ、長さの異つた両側部を使用すればこの掘進機を片側

に寄せることができる。切削ヘッドはシャフトが 80cm 伸ばせて、床面より上方の切り崩しをし、坑道断面を必要な形に上げる。人員は機械操作と枠組作業に 2 人、材料および石炭の運搬に 1 人計 3 人が必要である。スクリュウブレードは 25cm の上げ下げができるので床面勾配を円滑かつ敏速に変更できる。主な仕様は次の通りである。長さ 486cm、

幅 120cm、高さ 170cm、スクリュウブレード幅 190~270cm (標準 250cm)、重量 8.5 ton、接地圧 0.84 kg/cm²、運行速度 0~4 m/min、油圧系統の最大作動圧 100kg/cm²、定格出力、切削ヘッド 11.0kW、スクリュウブレード 18.5kW、油圧機構 7.5kW

(仲里日露支)
(Colliery Engineering Jan. 1967, p. 16)