

1. まえがき

地下発電所のような大規模な地下構造物の建設や、原子力発電所地点の周辺地盤に存在する断層の活動性に関する検討の一資料として、地圧の大きさと方向を知ることは重要であり、当所においても電力各社に協力をして、数多くの測定を行ってきた。そこで、今回は従来の硬岩と異なり、軟質である泥岩についてオーバーコアリング法およびAE法による地圧測定の予備検討を行ない、その結果をもとに現地に適用した。以下にこれらの結果を述べる。

2. オーバーコアリング法の概要

当所で行なっているオーバーコアリング法は、現地の試掘坑を利用し、岩盤の緩みがないまたは地圧が乱れていないと思われる範囲、すなわち坑壁から5 mより奥の小口径ボーリング孔内(φ56 mm)に多成分のひずみ計をセメントミルクで埋設の後、同心円の大口徑ボーリング(通常の硬岩ではφ218 mm)を行ない、応力解放中の各方向のひずみを測定する。そして、図-1に示したようにひずみ計が埋設されたまゝのコアを回収し、室内三軸試験を行なって、周圧に対する埋設計器の感度を各々について調べ、現地の各解放ひずみと合せて、地圧の大きさおよび方向を算出する方法である。図-2に地圧の算出手順を示す。

3. オーバーコアリング法の泥岩適用への改良

(1) まず、実際のオーバーコアリングの際に大口徑ボーリングの先端が計器埋設位置を通過後に孔底付近でコアが切断した場合、従来の外径218 mm、内径195 mmのシングル・コアチューブを用いると、計器が埋設されているコアが回転し、破壊してしまうことが懸念された。また、オーバーコアリングが所定の深度まで進行した時にコアが切断されずに自立している場合、コアを破壊させずに回収する方法も考える必要があった。そこで、前者に対応してはダブルコアチューブを用いることにし、後者に対応しては外管と内管の間に任意の位置でコアが切断できるコアカッターを内蔵した形のビットが考案され、所期の目的を達した。ビットの外径は356 mm、内径は195 mmとなった。

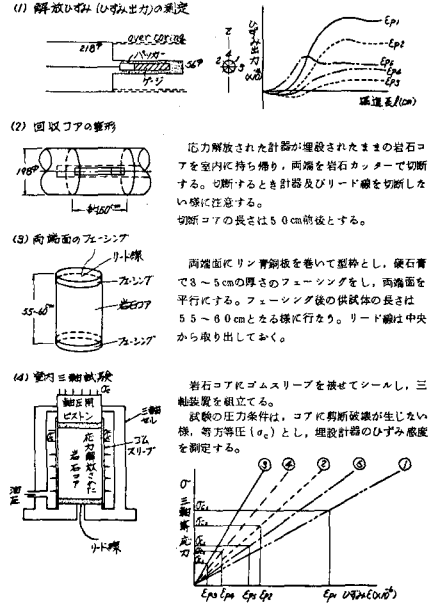


図-1 埋設計器のひずみ感度の測定手順

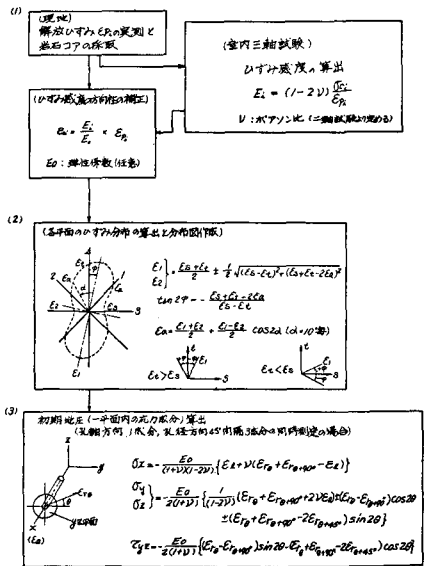


図-2 地圧算出手順

断面図

705.5

290.8

50

63.5

105

205

265

325.5

20

40

60

80

100

120

140

160

180

200

220

240

260

280

300

320

340

360

380

400

420

440

460

480

500

520

540

560

580

600

620

640

660

680

700

720

740

760

780

800

820

840

860

880

900

920

940

960

980

1000

1020

1040

1060

1080

1100

1120

1140

1160

1180

1200

1220

1240

1260

1280

1300

1320

1340

1360

1380

1400

1420

1440

1460

1480

1500

1520

1540

1560

1580

1600

1620

1640

1660

1680

1700

1720

1740

1760

1780

1800

1820

1840

1860

1880

1900

1920

1940

1960

1980

2000

2020

2040

2060

2080

2100

2120

2140

2160

2180

2200

2220

2240

2260

2280

2300

2320

2340

2360

2380

2400

2420

2440

2460

2480

2500

2520

2540

2560

2580

2600

2620

2640

2660

2680

2700

2720

2740

2760

2780

2800

2820

2840

2860

2880

2900

2920

2940

2960

2980

3000

3020

3040

3060

3080

3100

3120

3140

3160

3180

3200

3220

3240

3260

3280

3300

3320

3340

3360

3380

3400

3420

3440

3460

3480

3500

3520

3540

3560

3580

3600

3620

3640

3660

3680

3700

3720

3740

3760

3780

3800

3820

3840

3860

3880

3900

3920

3940

3960

3980

4000

4020

4040

4060

4080

4100

4120

4140

4160

4180

4200

4220

4240

4260

4280

4300

4320

4340

4360

4380

4400

4420

4440

4460

4480

4500

4520

4540

4560

4580

4600

4620

4640

4660

4680

4700

4720

4740

4760

4780

4800

4820

4840

4860

4880

4900

4920

4940

4960

4980

5000

5020

5040

5060

5080

5100

5120

5140

5160

5180

5200

5220

5240

5260

5280

5300

5320

5340

5360

5380

5400

5420

5440

5460

5480

5500

5520

5540

5560

5580

5600

5620

5640

5660

5680

5700

5720

5740

5760

5780

5800

5820

5840

5860

5880

5900

5920

5940

5960

5980

6000

6020

6040

6060

6080

6100

6120

6140

6160

6180

6200

6220

6240

6260

6280

6300

6320

6340

6360

6380

6400

6420

6440

6460

6480

6500

6520

6540

6560

6580

6600

6620

6640

6660

6680

6700

6720

6740

6760

6780

6800

6820

6840

6860

6880

6900

6920

6940

6960

6980

7000

7020

7040

7060

7080

7100

7120

7140

7160

7180

7200

7220

7240

7260

7280

7300

7320

7340

7360

7380

7400

7420

7440

7460

7480

7500

7520

7540

7560

7580

7600

7620

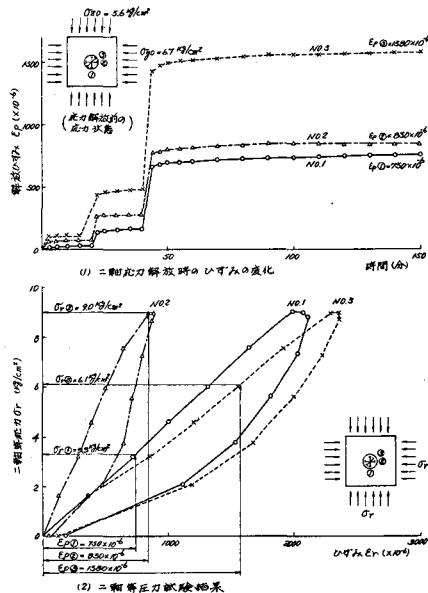
7640

7660

7680

7700

	室内二軸試験法	オーバーコアリング法
①	$\phi 56$ mmのボーリング孔のある供試体をモットし、相異なる P_1, P_2 を載荷する。	現地の地圧が作用している地山内部に試験抵抗を利用して、 $\phi 56$ mmの小口径ボーリングを行なう。
②	計器を設置し、充填材の養生を行なう。 (10日間)	同 左
③	P_1, P_2 を除去し、そのひずみ量 ϵ_p を測定する。	オーバーコアリングを行ない、解放ひずみ ϵ_p を測定する。
④	二軸等圧試験を行ない、みかけのポテンシ ν を仮定して各ひずみ感度 E を求める。	計器が埋設されたままのコアを室内に持ち帰り、三軸等圧試験を行なって、各ひずみ感度 E を求める。この時 ν は仮定する。
⑤	ひずみ感度 E の方向性を補正するため E_x を定めて、 E_x, ν の物性をもつ岩石の場合のみかけのひずみを求める。	同 左
⑥	E_x, ν, ϵ を用いて、地圧算定式より σ を求め、 P_1, P_2 と比較する。	E_x, ν, ϵ を用いて、地圧算定式より地圧 σ を求める。
⑦	σ と P_1, P_2 が等しくなるような ν を定める。	室内二軸試験により、 ν が決定されたら、その ν を用いて、①-⑥の計算を行なって地圧を算出する。
⑧	ν だけの変化では、 P_1, P_2 が求まらない場合は、地圧算出式を再検討する。	室内二軸試験により、 ν が求まらない場合は、再検討された地圧算定式より、地圧を算出する。



	平 面 ひ ず み		平 面 応 力	
ν	0.3	0.4	0.4	0.49
σ_y	-7.92	-6.72	-7.37	-7.11
σ_z	-5.01	-5.58	-4.93	-5.16
τ_{yz}	0.02	0.01	0.02	0.02

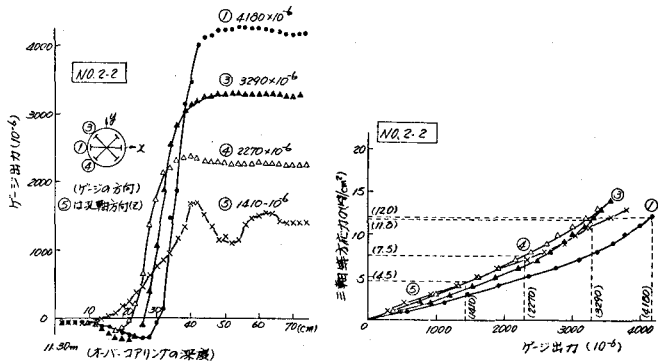
：水＝１：０．３：０．４程度のものがブリージ
ングが少なく、また、材令１０日で強度
および弾性係数が一定となる事が判った
ので、現地試験の場合の充填材は本材料
を用い、養生期間を１０日と定めた。

(3) 材令１０日以後の充填材の弾性係
数は、 $50,000 \sim 60,000$ (kg/cm^2) で
ある。一方、泥岩の弾性係数は、 $5,000 \sim$
 $10,000$ (kg/cm^2) 程度である。充填材
の方がかなり大きな値のため、泥岩の応
の応力解放をかなり抑制する結果となる。

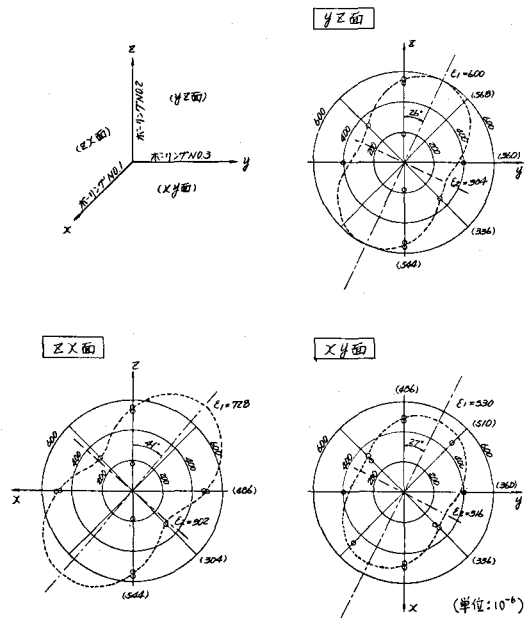
そこで、孔径方向のひずみ計の各端子間
に充填材の仕切り板を設け、充填材は端子と泥岩の孔壁
とを接続する単なる伝達材となるように埋設計器を改良
した。また、孔軸方向のひずみ計についても両端子間では可
るだけ充填材による拘束がなくなるように、ゴム（ハマ
タイト）部分を孔壁近くまで厚くした（図－２）。

4. 解析手法の検証

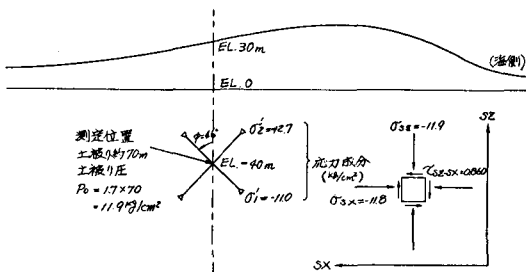
水平二軸試験装置を製作し、二次元的ではあるが現地
オーバーコアリング法の作業工程および解析手順をでき
るだけ模擬し、解析手法の妥当性について検討した。供
試体の大きさは一辺が 20 cm の立方体で、直径 56 mm の
孔が中央部を貫通して上下方向に一本開けられている
wet 状態の泥岩を用いた。この二軸試験とオーバーコ
アリング法の工程の比較を表－１に、また二軸試験の結
果と解析結果をそれぞれ図－４、表－２に示した。図－
４の(1)では載荷応力の大小関係から、解放ひずみの大き
さは $\epsilon_{p2} > \epsilon_{p3} > \epsilon_{p1}$ になると予想したが、結果は
 ϵ_{p3} と ϵ_{p2} が逆転した。これは図－４(2)に示したように
二軸等圧力試験の結果、泥岩供試体に異方的性質があったた
め、解放ひずみ分を押し戻すのに必要な等方応力は σ_{r2}
 $> \sigma_{r3} > \sigma_{r1}$ となった。そこで、従来の地圧算定式（図－



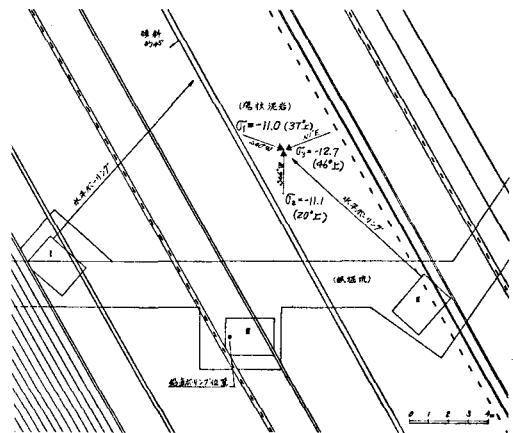
図－５ 現地解放ひずみの測定結果と室内三軸等圧試験の結果例



図－６ 各面内のみかけのひずみ分布図



図－７ 最大主応力を含む鉛直断面内の地圧成分



図－８ 測定位置近傍の地層状態と測定結果

2) に従い、二次元として載荷応力を算出すると、平面ひずみ状態で $\nu = 0.4$ の時の結果が載荷応力に等しくなった。平面ひずみ状態と一致したのは、泥岩供試体の周囲を載荷板と密着させるために硬石膏で固めたため、泥岩の上方への変位が抑止されたためと思われる。実際の現地での試験（オーバーコアリング法）の場合にはこれらの影響もなく、三次元解析となるので、泥岩の場合には $\nu = 0.4$ を用いて解析すれば良いことが検証できた。

5. 現地オーバーコアリング法の測定結果

以上の検討結果を踏まえ、オーバーコアリング法によって泥岩岩盤の地圧測定を行なったところ、最大・最小主応力が $13 \sim 11 \text{ kg/cm}^2$ （図-8）となり、かなり等圧的な地圧状態となった。また、鉛直方向の応力成分は 12 kg/cm^2 （図-7）であり、泥岩の単位体積重量 1.7 t/m^3 と測定位置の被り深さ 70 m より算出される被り圧 12 kg/cm^2 と同値となった。

6. 同地点のAE法による地圧測定結果

ここで言うAE法とは、現地のボーリングコアより試験片を作製し、圧縮試験によるAcoustic Emission (AE) の測定を行なって、そのカイザー効果より現地の地圧を推定する方法である。カイザー効果とは、材料が過去に受けた最大応力までは材料組織が安定していてAEの発生が少ないという現象で、それ以上の応力を受けると微視的破壊が生じ易くなり、AEの発生が高まる。したがって地圧を受けていた岩石は、地圧相当応力まではカイザー効果によりAEの発生が少ないので、AE累積数の変曲点より地圧を求めることが出来る。

当地点の泥岩（dry状態）について、一軸試験により地圧を推定し、各供試体の値をヒストグラムで図-9に示した。供試体は水平面内の直交二方向と鉛直方向について行なったが、各方向の測定結果に有意な差は認められず、平均的には 12 kg/cm^2 程度の等圧状態に近い結果となり、オーバーコアリングの結果と一致した。また、試みに一例ではあるが三軸等圧載荷によるAE測定を行なったところ、図-10のように一軸試験の時より明瞭に変曲点が求まり、その値も 13 kg/cm^2 であった。三軸AE試験法については、現在種々の検討を行なっているので、後日あらためて報告したい。

〔謝 辞〕

これら一連の研究は、東京電力株式会社の関係各位から多大の協力を得た。ここに深謝の意を表する。

なお、オーバーコアリング法については東京電力株式会社の依頼を受けて㈱ダイヤコンサルタントが行ない、AE法については当所の依頼により㈱応力地質調査事務所が行なった。

〔参考文献〕

- (1) 金川・林・北原「軟質岩盤における初期地圧の測定法の開発と泥岩岩盤への適用」 電力中央研究所報告 研究報告：377003，昭和53年3月
- (2) 金川・林・北原「岩石のAE測定によるカイザー効果を利用した地圧推定法と二、三の考察」 第11回岩盤力学に関するシンポジウム，1978年2月

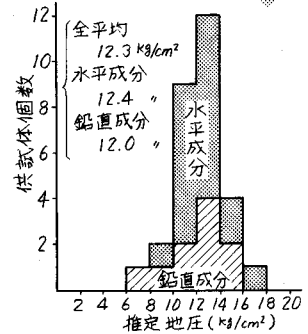


図-9 一軸AE試験の測定結果

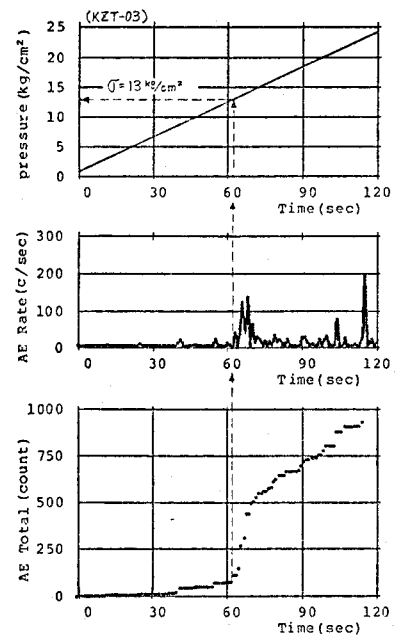


図-10 三軸AE試験の測定結果例

Development for Measuring Geo-Stresses Soft Rock-Masses and Its Applications

Tadashi KANAGAWA
Masao HAYASHI
Yoshihiro KITAHARA

Civil Engineering Laboratory
Central Research Institute
of Electric Power Industry,
1646 Abiko, Abiko-shi, Chiba-ken,
JAPAN

In order to apply the over-coring method, which has traditionally been used and developed for hard rock, to such soft rock-masses as mud-stone, great consideration was given to improving the method.

- (1) Drilling bit with a double-core tube (outer diameter 356mm, inner diameter 195mm) containing a core-cutter between the outer tube and the inner tube, is applied.
- (2) A filling material is a mixture of cement milk and vinyl resin paste. This material has been found to stick securely to the surface of the mud-stone and was accompanied by a kind of penetration.
- (3) Strips are placed at the intermediate position between the gauges set in the radial direction so that the filling material only plays a role as a medium which makes sure that the connection between the flanges of the gauge and the surface of the drilled hole of mud-stone are secure.
- (4) For verification the procedures for the field test and analysis are simulated in the laboratory test with the aid of a bi-axial testing apparatus. In consequent, we found that the measurement of geo-stress within soft rock-masses like mud-stone can be performed.
- (5) Based on these considerations, field measurement of geo-stress within rock-masses of mud-stone can be successfully carried out. It is concluded that the values of the principal stress are $\delta_3 = 13 \text{ kg/cm}^2$ in maximum compression and $\delta_1 = 11 \text{ kg/cm}^2$ in minimum compression.