

施工履歴の違いを考慮した CAES 地下空洞掘削シミュレーション

Numerical simulation of a geo-dome excavation for CAES considering construction sequences

西田博文*, 飯塚 敦**, 河井克之***, 伊藤文雄****

Hirofumi NISHIDA, Atsushi IIZUKA, Katsuyuki KAWAI, Fumio ITOH

*工修, 神戸大学大学院, 自然科学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

**工博, 神戸大学助教授, 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

***工博, 神戸大学助手, 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町 1-1)

****工修, 大成建設 (株) 土木本部土木技術部トンネル技術室 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

The mechanical behavior of soils is essentially dependent on the stress/deformation history in the past. It implies that the choice of construction sequence influences on the quality of the soil structure. This paper describes the numerical simulation of a geo-dome excavation for CAES, which is an energy store system originally proposed by Hayashi^{1),2),3)}. Throughout examining the deformation of ground and effective stress change with the construction sequence in representative elements, the crucial points not only in the construction stage but also in the long term use are tried to find. Herein, two dimensional soil/water coupled elasto-viscoplastic finite element technique is employed in the computation. The final target is to develop a new method enabling to positively evaluate the total life-cycle-cost.

Key Words: a large geo-dome, construction sequences, evaluation of quality change, soil/water coupled elasto-viscoplastic finite element simulation

1. まえがき

深夜電力を利用して圧縮空気を貯蔵し、電力需要の多い昼間に放出することでガスタービン発電を行うシステム (CAES-GT: Compressed Air Energy Storage - Gas Turbine) が提案されている^{1),2),3)}。このシステムを実現させるために、地下数百メートルの箇所に地下空洞の建設が必要となる。このような地下空洞の設計および施工法の選定の際は、他の土構造物と同様に竣工までの安全性および経済性ばかりでなく、構造物周辺地盤に与える影響および維持補修時に要するコストを含めたライフサイクルコストを最小限に抑えることが望まれる。しかしながら、現行設計法では機能維持面を考慮するまでには至っていない。

本論文は、一様な堆積軟岩地盤に大規模地下空洞を建設することを想定した。施工過程の異なる、2次元土/水連成弾 (粘) 塑性有限要素解析を行い、施工履歴の違いが掘削面または周辺地盤の品質 (変形, 応力状態) に及ぼす影響を検討し、機能維持面を考慮した設計法の確立を目指した。ただし現段階では、架空の例題であるので、重要な点を、より浮き彫りにするために、厳しい施工過程を選んだ。

2. 解析条件

2.1 施工過程

一様な堆積軟岩地盤内の地下 500m の箇所に内径 6m×高さ 120mの地下空洞を建設し、CAES-GT の運転 (圧縮空気の貯蔵・放出の繰り返し) を 30 日間行い、その後 1 年間放置する工程を考える。施工過程の模式図および工程表をそれぞれ図-1 および表-1 に示す。CASE-1 を基本に、表-2 のように合計 5 ケースの解析を行った。掘削面を泥水圧で支えずに掘削するなど、厳しい施工条件を想定している。CASE-2 は重泥水の注入速度を CASE-1 の 1/100 倍とした場合、CASE-3 は運転準備までの圧縮空気加圧 (減圧) 速度を CASE-1 の 1/100 倍とした場合である。CASE-4 は重泥水注入完了まで工事用泥水水面を地表面に維持した場合であり、重泥水との密度差により工事用泥水を除去することを想定した。つまり、重泥水注入完了時に工事用泥水が完全に除去される。CASE-5 はドーム内半径方向への掘削をコンクリート打設面から下方へ行った場合である。

2.2 解析手法

(1) 解析プログラム

本研究で採用した 2次元土/水連成弾 (粘) 塑性有限要素解析プログラムは「DACSAR」^{4),5),6)}である。組み込まれている構成モデルは関口・太田による弾 (粘) 塑性構成

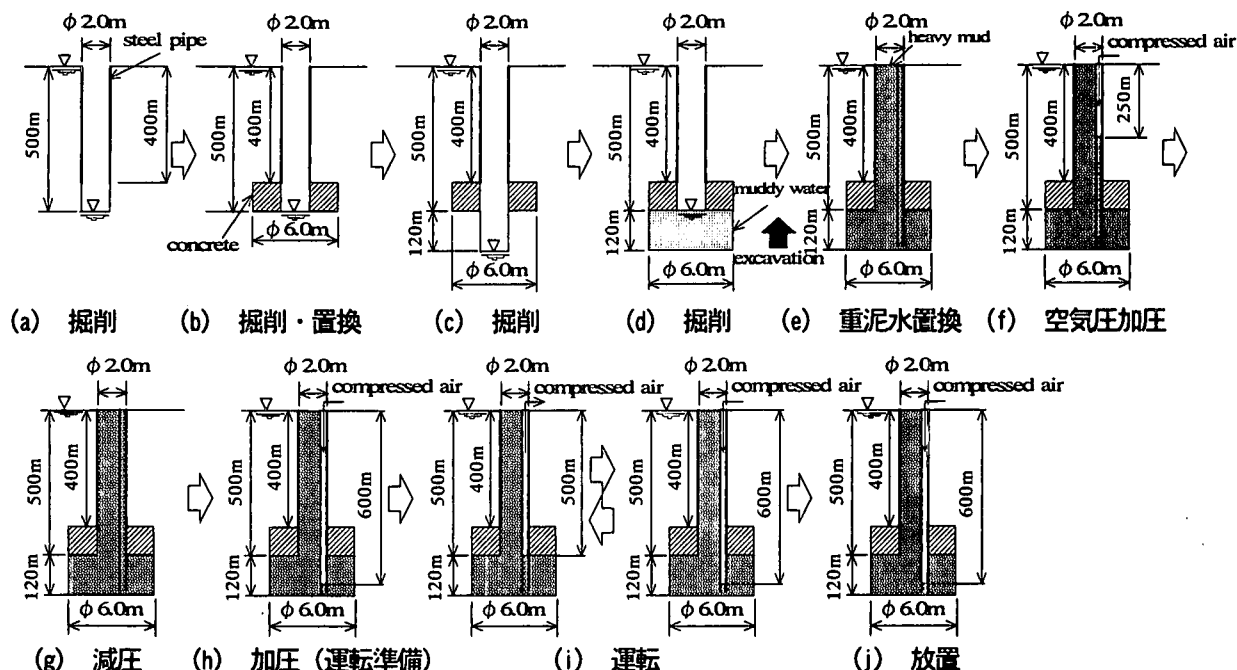


図-1 施工履歴模式図 (CASE-1)

表-1 工程表 (CASE-1)

所要日数	経過日数	工種	図-1	備 考
0	0	—	—	初期状態
15	15	掘削	(a)	半径 1.0m 軸掘り：深度 0～500m 区間，鋼管剛性：深度 0～400m 区間
15	30	掘削	(b)	半径 3.0m 拡幅：深度 400～500m 区間
30	60	置換		要石：半径 1.0～3.0m，深度 400～500m 領域（コンクリート剛性）
15	75	掘削	(c)	半径 1.0m 軸掘り：深度 500～620m 区間
10	85	掘削	(d)	ドーム内掘削（半径方向 1.0～3.0m）：深度 620～600m 区間，工事用泥水面：深度 600m
10	95	掘削		ドーム内掘削（半径方向 1.0～3.0m）：深度 600～580m 区間，工事用泥水面：深度 580m
10	105	掘削		ドーム内掘削（半径方向 1.0～3.0m）：深度 580～560m 区間，工事用泥水面：深度 560m
10	115	掘削		ドーム内掘削（半径方向 1.0～3.0m）：深度 560～540m 区間，工事用泥水面：深度 540m
10	125	掘削		ドーム内掘削（半径方向 1.0～3.0m）：深度 540～520m 区間，工事用泥水面：深度 520m
10	135	掘削		ドーム内掘削（半径方向 1.0～3.0m）：深度 520～500m 区間，工事用泥水面：深度 500m
10	145	放置		ドーム内整備
1	146	置換	(e)	泥水除去
3	149	置換		地表より重泥水充填，重泥水面：地表面
30	179	放置		プレスブリット
1	180	加圧	(f)	圧縮空気加圧： $\Delta p = 4,900 \text{ kPa}$
60	240	放置		超過プレスブリット
10	250	減圧	(g)	圧縮空気除荷： $\Delta p = -4,900 \text{ kPa}$
2	252	置換	(h)	圧縮空気加圧： $\Delta p = 11,760 \text{ kPa}$ ，重泥水面 $z = 600 \text{ m}$
10	262	放置		運転準備
30	292	運転	(i)	重泥水面：深度 500～600m 繰り返し（1 往復/day の 30 日間）， $ \Delta p = 1,960 \text{ kPa}$
365	657	放置	(j)	1 年間放置

表-2 解析ケース一覧

ケース	ドーム内掘削方向	工事用泥水水位	重泥水注入速度	運転準備までの圧縮空気加圧（減圧）速度
CASE-1	図-1 参照	図-1 参照	表-1 参照	表-1 参照
CASE-2	CASE-1 に同じ	CASE-1 に同じ	CASE-1 の 1/100	CASE-1 に同じ
CASE-3	CASE-1 に同じ	CASE-1 に同じ	CASE-1 に同じ	CASE-1 の 1/100
CASE-4	CASE-1 に同じ	地表	CASE-1 に同じ	CASE-1 に同じ
CASE-5	深度 500m→620m	CASE-1 に同じ	CASE-1 に同じ	CASE-1 に同じ

モデル⁷⁾であり、粘土の体積変化に時間依存性を考慮できる。ひずみ増分は、可逆的なひずみ増分（弾性ひずみ増分） $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ と時間依存性を含む非可逆的なひずみ増分（粘塑性ひずみ増分） $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$ との和（弾・粘塑性分解）と仮定している。

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \tag{1}$$

この粘塑性ひずみ増分成分が、次のような流動曲面 F ，

$$F = \alpha \ln \left[1 + \frac{t}{t_0} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) \right] - \epsilon_v^{vp} = 0 \tag{2}$$

と関連流れ則，

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \Gamma \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} \tag{3}$$

から決定される。ここに、 ϵ_v^{vp} は粘塑性体積ひずみ、 α は2次圧密係数、 t は時間、 t_0 は時間依存性発現の基準となる時間、 Γ は継続負荷条件（ $\dot{F} = 0$ ）から決定される非負の定数である。式(2)に含まれるスカラー関数 f は、

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D \eta^* \tag{4}$$

と表される。式中の D はダイレイタンシー係数、 p' は平均有効主応力、 p'_0 は先行時の平均有効主応力、 λ および κ はそれぞれ $e - \ln p'$ 曲線から得られる圧縮指数と膨潤指数、 e_0 は先行圧密時の間隙比、 η^* は応力比パラメータである。この構成モデルは地盤材料の圧縮特性およびせん断応力変化に伴う非可逆的なダイレイタンシー挙動を表現だけでなく、クリープ（2次圧密）およびリラクゼーション（応力緩和）といった粘塑性的時間依存性挙動も表現可能である。さらに、この構成モデルは初期に異方圧密された地盤材料の変形・強度の異方性を表現できる。

(2) 解析断面および境界条件

解析断面のメッシュ図および変位境界条件を図-2に示す。解析は軸対称条件で行った。解析領域は半径方向に100m、深度方向に1,000mである。図中のハッチング箇所は空洞部を表している。地下水位は地表面にあるものと仮定した。排水境界は右端面、上端面および鋼管とコンクリート（要石）部以外の掘削面で流入出を許し、静水圧分布となるように全水頭を与えた。

(3) 材料パラメータ

地盤材料は弾（粘）塑性材料として扱い、表-3に示すように軟岩相当のパラメータ値を採用した⁸⁾。表中の Λ は非可逆比、 M は $p' - q$ （ q は偏差応力）平面上の限界応力比、 ν' は有効ポアソン比、 k は透水係数（鉛直方向・半径方向同じとした）、 K_0 は静止土圧係数、 K_i は原位置における静止土圧係数、 α は2次圧密係数、 $\dot{v}_0$ は初期体積ひずみ速度（ $\dot{v}_0 = \alpha / t_0$ ）、 λ_k は $e - \ln k$ 関係から得られる勾配（ $\lambda_k = \lambda$ と仮定）、 γ_i は地盤の単位体積重量、OCRは過圧密比（2.0～3.0、図-3参照）である。

鋼管はシェル材、コンクリートは弾性材と仮定した。それぞれの材料パラメータを表-4に示す。表中の E は弾性係数、 ν はポアソン比、 t は厚さである。

表-3 地盤材料パラメータ

項目	値	項目	値
D	0.050	α	0.040
Λ	0.857	$\dot{v}_0$	0.000144
M	1.500	λ	0.174
ν'	0.350	e_0	0.900
k	0.000864m/day	λ_k	0.174
K_0	0.500	γ_i	18.62 kN/m ³
K_i	0.684	OCR	図-3 参照

表-4 鋼管およびコンクリートの材料パラメータ

材 料	E (kN/mm ²)	ν	t (m)	備 考
鋼管 ⁹⁾	210	0.30	0.05	シェル材
コンクリート ¹⁰⁾	33	0.20	—	$f'_{ck} = 50$ N/m ²

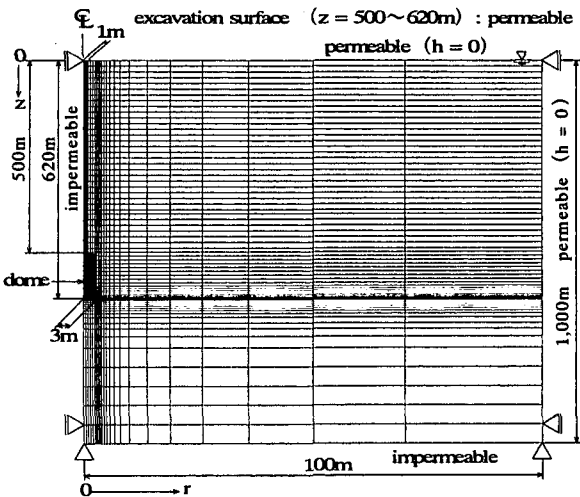


図-2 メッシュ図および境界条件

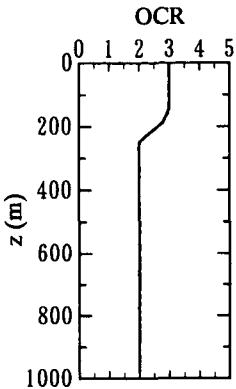


図-3 過圧密比深度分布

なお、工事用泥水および重泥水の単位体積重量はそれぞれ10.29kN/m³と19.6kN/m³とした。

3. 解析結果および考察

3.1 変位量予測

運転開始直前、運転完了直後および運転完了1年後における壁面、空洞部底面・天井、地表面、 $z=400$ mの変位分布をそれぞれ図-4～図-6に示す。

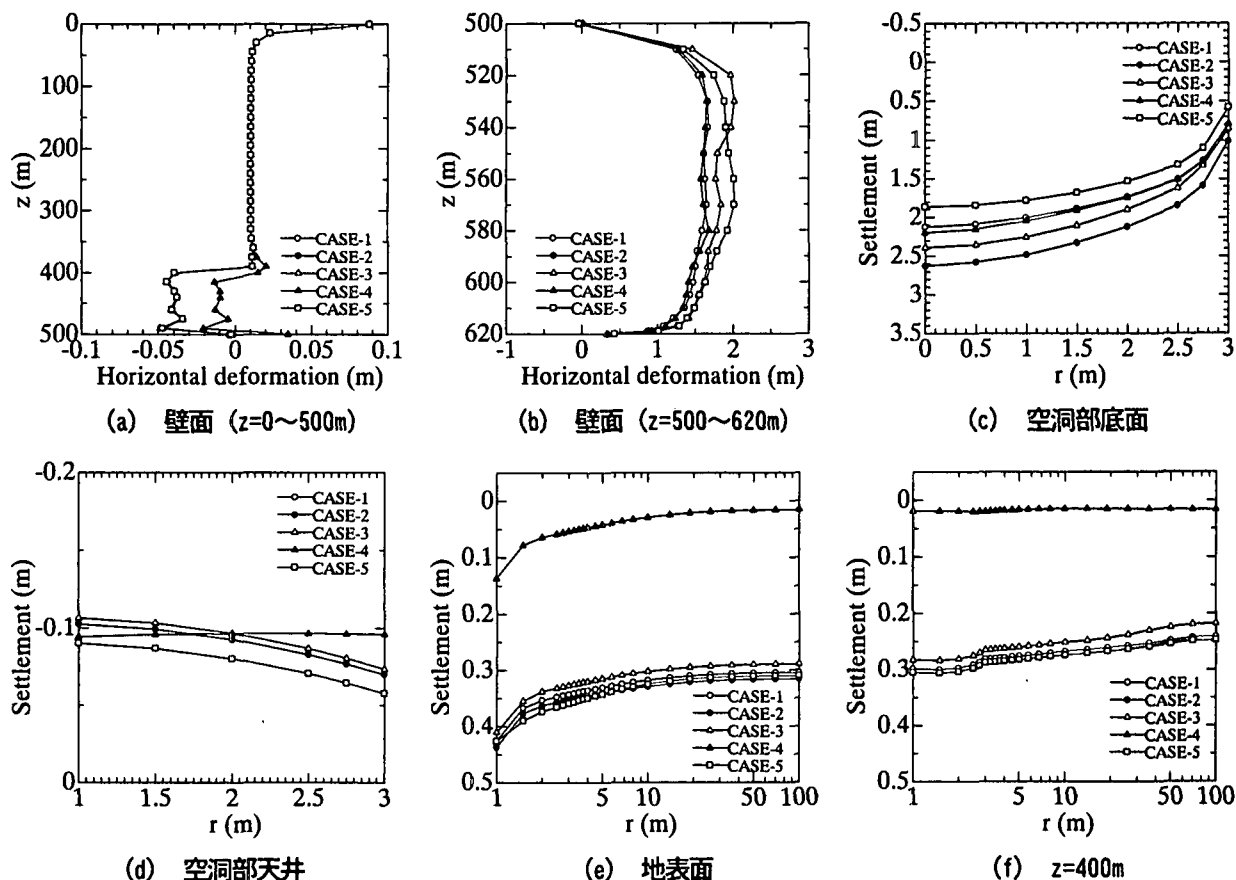


図-4 変位分布 (運転開始直前)

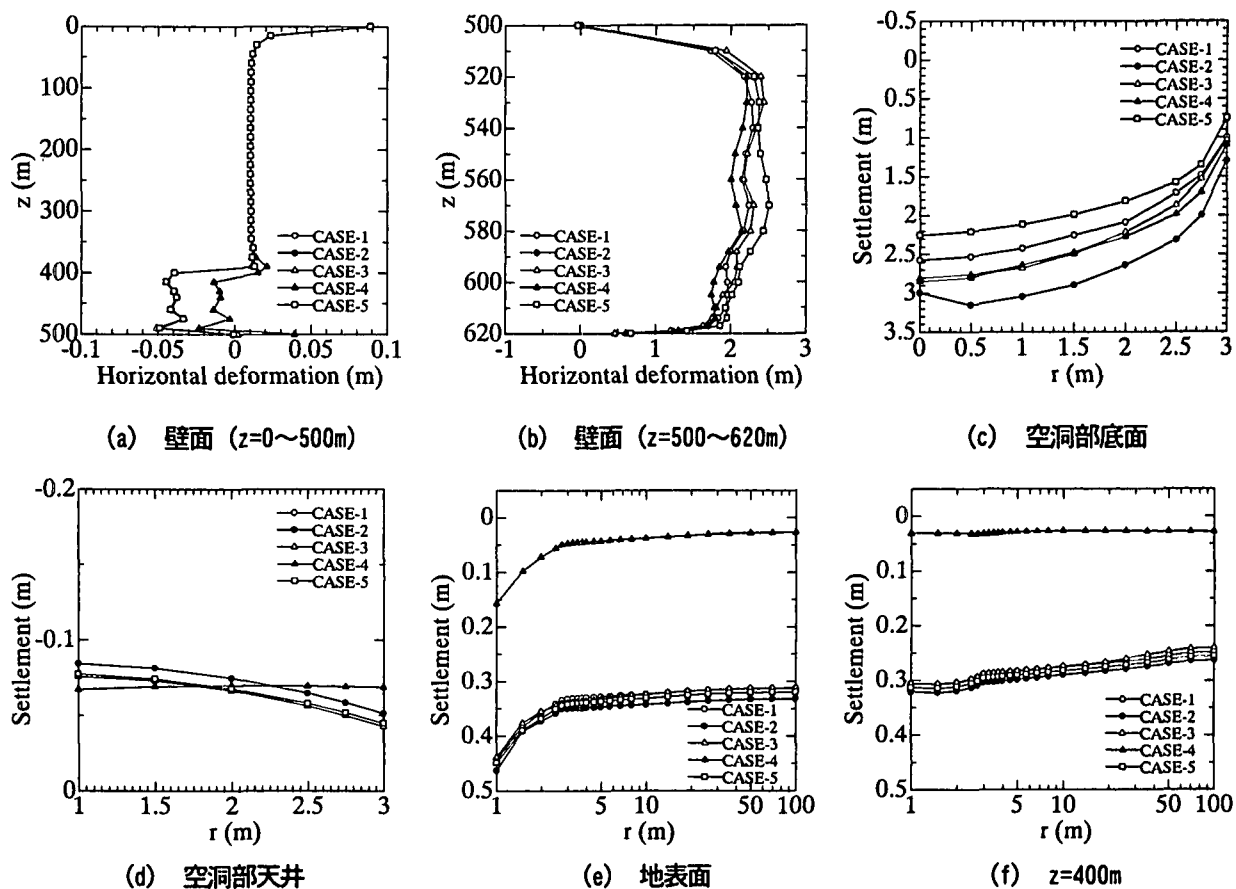


図-5 変位分布 (運転完了直後)

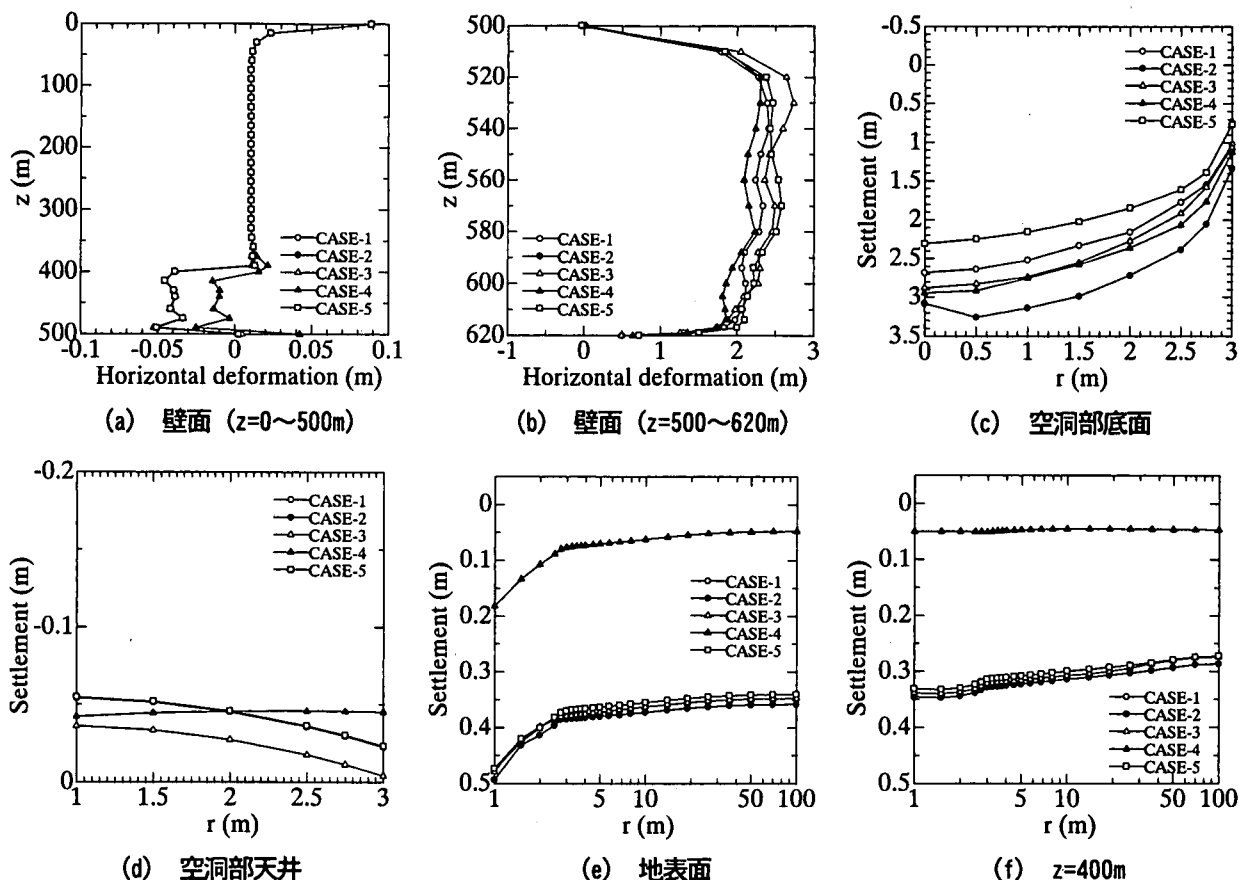


図-6 変位分布 (運転完了1年後)

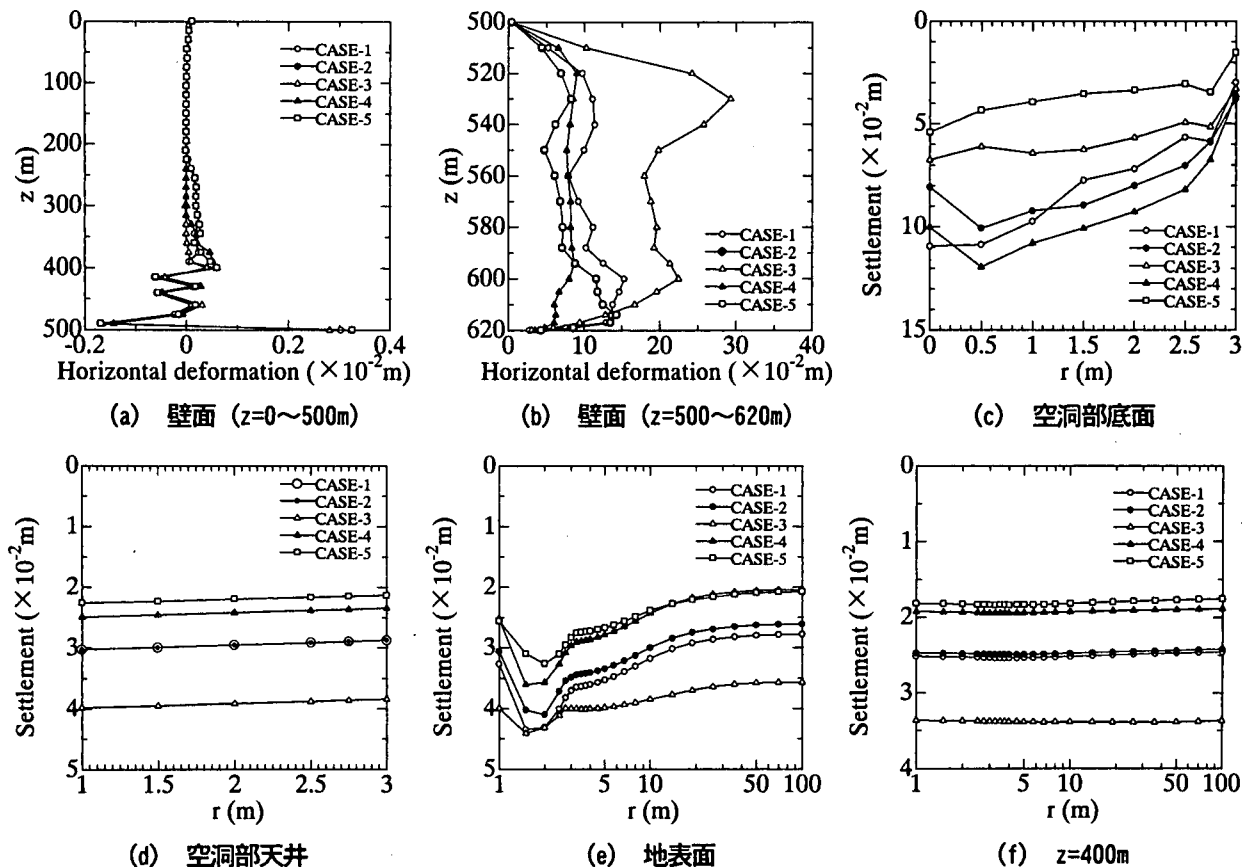


図-7 運転完了直後からの残留変位分布 (運転完了1年後)

図中の z は地表面からの深度, r はセンターラインからの水平距離である (図-2 参照)。なお, 壁面の水平変位が正の場合は半径外方向, 負の場合は中心部方向への変位である。

図-4～図-6 より, 運転開始直前, 運転完了直後および運転完了 1 年後ともに, 掘削時に工事用泥水面が地表にある CASE-4 において地表面の沈下量が全領域 ($r=1\sim 100\text{m}$) にわたり他の 4 ケースに比べて小さくなる。ここでは $z=400\text{m}$ における沈下量分布を示したが, 地表面と同様の結果となった。CASE-4 を除く 4 ケースでは水中掘削を行わないため, 掘削中に地表面または右端面の全水頭と掘削面の全水頭との間に大きな水頭差が生じたことによる沈下が生じているものと考えられる。これに対し, CASE-4 では掘削中における掘削面の全水頭は地表面および右端面と同じであるため, 他の 4 ケースにみられる沈下が生じない。壁面の変位分布についても CASE-4 は他の 4 ケースに比べてその絶対量が小さくなる。したがって, 大規模な掘削を行う際に掘削内を泥水で満たすことは周辺地盤の沈下または壁面の水平変位を抑制する上で重要な役割を果たすといえる。

空洞部底面の沈下量に注目する。運転開始直前, 運転完了直後および運転完了 1 年後ともに, CASE-2～CASE-4 は空洞部底面の沈下量が CASE-1 に比べて大きな分布となる。また, 空洞内の掘削を $z=500\text{m}$ から下方へ掘削する CASE-5 は全領域にわたり空洞部底面の沈下量が最も小さくなるのに対し, 重泥水の注入速度を $1/100$ である CASE-2 で最も大きい。このような結果が得られた原因として次のことが考えられる。CASE-2 および CASE-3 は重泥水注入速度または圧縮空気の加圧 (減圧) 速度を CASE-1 の $1/100$ で与えているため, CAES-GT 運転に至るまでの所要日数が多くなり, 2 次圧密による沈下量が CASE-1 に比べて大きくなる。CASE-4 については掘削中の工事用泥水面は地表面にあるため, 空洞部底面に作用する応力増分が CASE-1 に比べて大きくなる。これに対し, CASE-5 については工事用泥水の単位体積重量が地盤の水単位体積重量よりも大きいことから, CASE-1 に比べてドーム内掘削中に空洞部底面に作用する応力増分が小さくなり, 空洞部底面の沈下量が全体的に小さくなる。このように, 掘削の施工条件 (掘削手順, 工事用泥水面), 重泥水の注入速度ならびに圧縮空気の加圧 (減圧) 速度は空洞内の変形に大きな影響を及ぼすと考えられる。

図-7 は運転完了直後をゼロとしたときの運転完了 1 年後の残留変位分布を示したものである。CASE-5 は壁面の一部の区間を除き残留変位の絶対量および不均質変形 (最大変位量と最小変位量の差と仮定) の度合いが最小となることから, 地下空洞および周辺地盤の機能維持に対し, 他の 4 ケースに比べて有利に働くことが予測される。これに対し CASE-3 では, 空洞底面の残留沈下分布を CASE-5 に次いで抑制できるものの, ドーム内壁面 ($z=500\sim 620\text{m}$), 天井については他の 4 ケースに比べて残留変位量が大きくなる傾向となる。とくに, 放置期間中のドーム内壁面の不均質変形が CASE-3 で顕著に現れる。圧縮空気の加圧 (減

圧) 速度を遅くすることは, 空洞の機能維持において有利に働くとは限らないことが予測される。したがって, 施工履歴の違いが, 地下空洞および周辺地盤の機能維持に大きく影響を及ぼすものと考えられる。

3.2 有効応力経路

3.1 節で施工 (荷重) 履歴の違いが施工時だけでなく供用後においても地下空洞および周辺地盤の変形挙動に影響を及ぼすことを示した。ここでは, 主要要素に着目し, 有効応力経路に及ぼす施工履歴の影響を検討する。ドーム壁面上部 ($z=500\text{m}$) 要素の有効応力経路を図-8 (初期～運転開始直前) および図-9 (運転開始後) に示す。ドーム壁面下部 ($z=620\text{m}$) を含む要素の有効応力経路は図-10 (初期～運転開始直前) および図-11 (運転開始後) に示すとおりである。有効応力経路図の横軸は先行有効上載圧 σ_v' で無次元化した平均有効主応力, 縦軸は先行有効上載圧で無次元化した偏差応力である。本解析プログラムにおいて, 応力点が限界状態に達した要素は, それ以降も負荷判定を行うものとし, 以降の判定時において降伏局面内に存在した場合には弾性状態へと移行する。なお, CASE-4 の有効応力経路に示される②は 2.1 節で述べた施工条件より, 重泥水注入完了時の応力点に対応している。

掘削中の有効応力経路は, ドーム壁面上部・下部ともに, 水中掘削を行う CASE-4 は非排水せん断に近い挙動となるが, 他の 4 ケースは排水せん断に近い挙動となる (図-8, 図-10 「initial→①」)。重泥水面を 600m に下げた段階から運転直前までの放置期間中の応力経路において, ドーム壁面上部は重泥水注入速度または圧縮空気の加圧 (減圧) 速度を CASE-1 の $1/100$ で与えた CASE-2 と CASE-3 および空洞内の掘削を $z=500\text{m}$ から下方へ掘削する CASE-5 は破壊線 (C.S.L.) を超える挙動を示すのに対し, CASE-1 と掘削中の工事用泥水面を地表面とした CASE-4 は破壊線から遠ざかる挙動を示す (図-8 「⑥→⑦」)。ドーム壁面下部について, CASE-5 は平均有効主応力, 偏差応力ともに減少するのに対し, 他の 4 ケースは両応力成分ともに増加する傾向を示す (図-10 「⑥→⑦」)。また, 図-8 と図-10 より, 全ケースともに与える外力が同じにもかかわらず, 運転直前時の応力点に違いが見られる。運転開始後の有効応力経路 (図-9, 図-11) に注目すると, 初期～運転開始直前までと同様, 運転中 (⑦→⑧) および放置期間 (⑧→⑨) とともに場所および施工履歴の違いにより有効応力経路が異なる。したがって, 地盤内のせん断履歴 (有効応力経路) および応力状態は, 場所だけでなく施工履歴の違いにも大きく影響されるといえる。

以上のように, 施工履歴は地下空洞および周辺地盤の品質 (変形・応力状態) に大きく影響を及ぼし, 機能維持面を考慮した設計を実施する上で検討を要する重要な因子となることがわかる。

4. あとがき

一様な堆積軟岩内における大規模地下空洞建設を例題に取り上げ, 施工履歴が地下空洞および周辺地盤の品質に

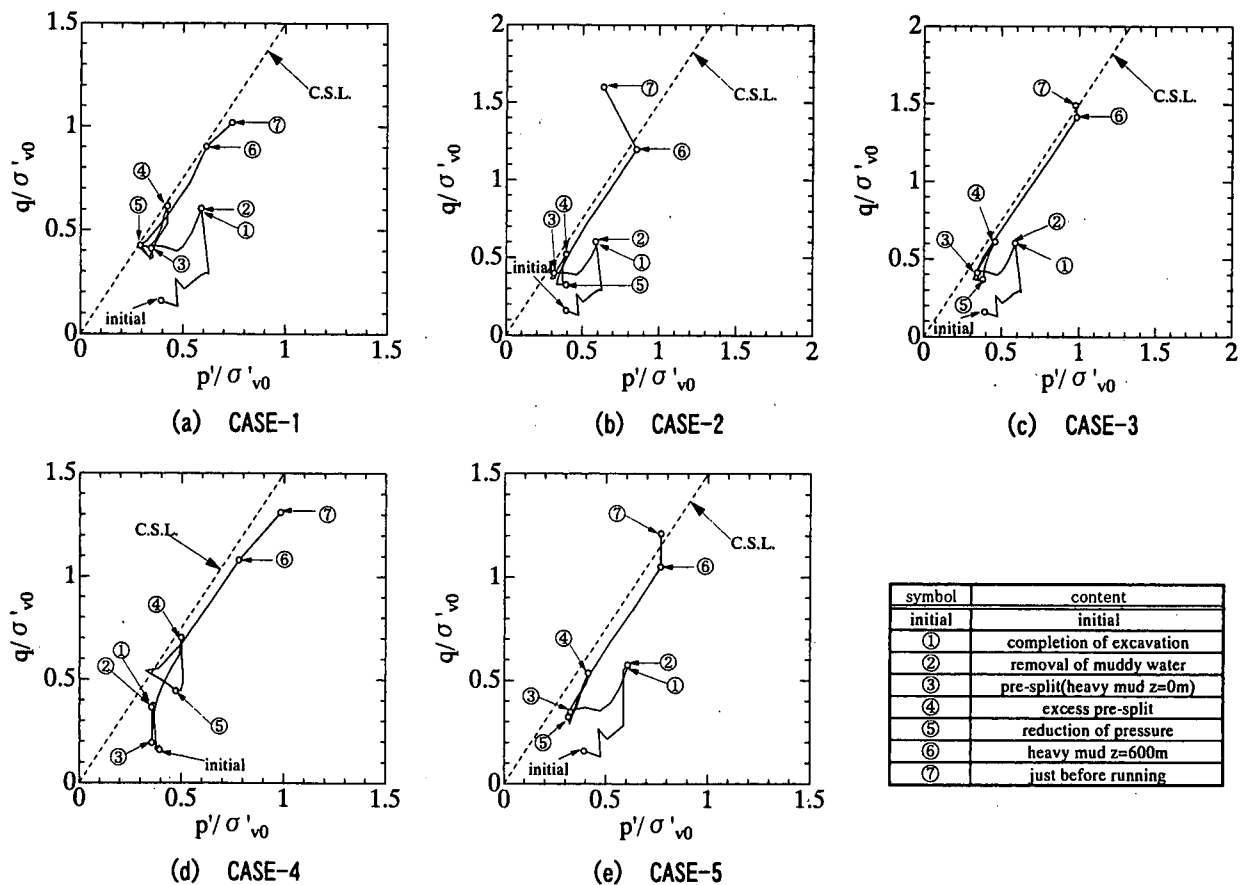


図-8 有効応力経路 (初期～運転開始直前, 壁面 $z=500\text{m}$)

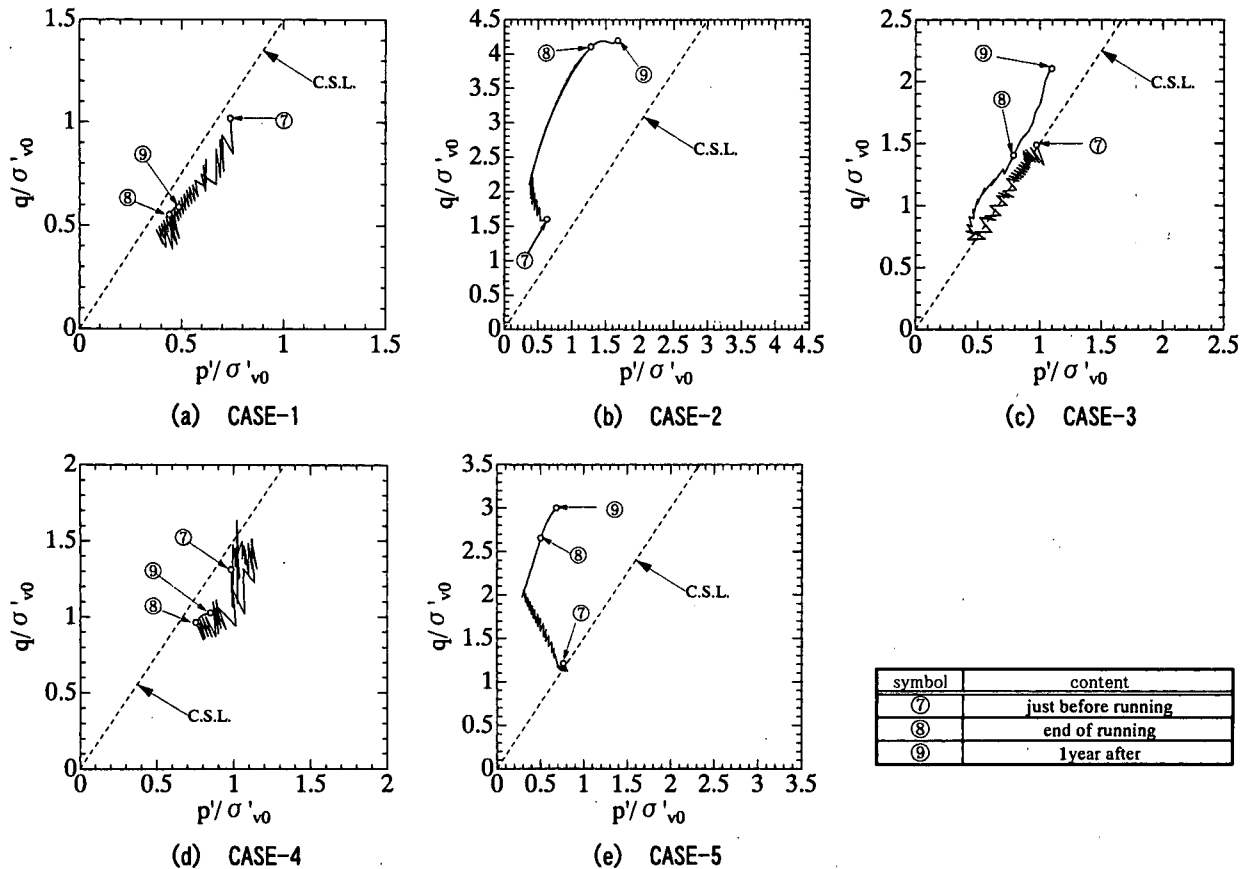


図-9 有効応力経路 (運転開始後, 壁面 $z=500\text{m}$)

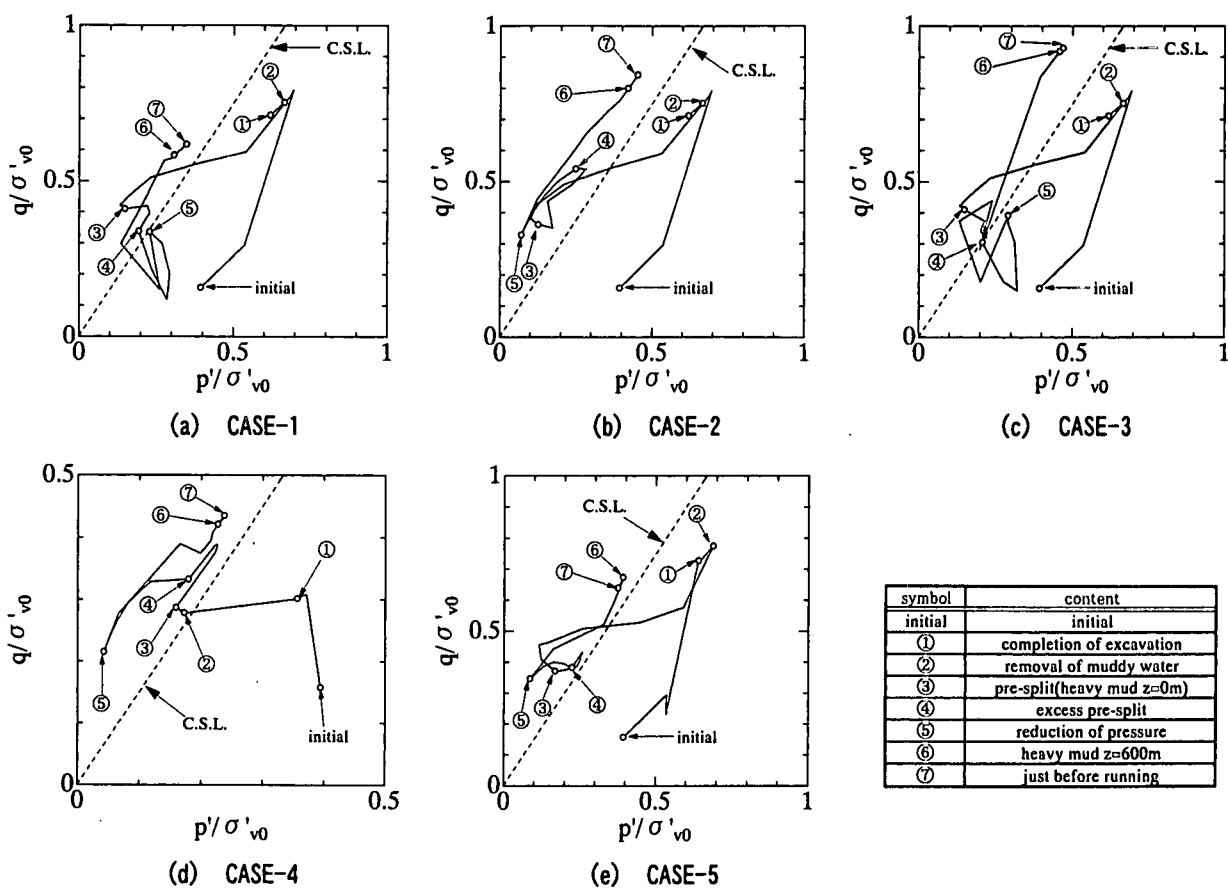


図-10 有効応力経路 (初期～運転開始直前, 壁面 z=620m)

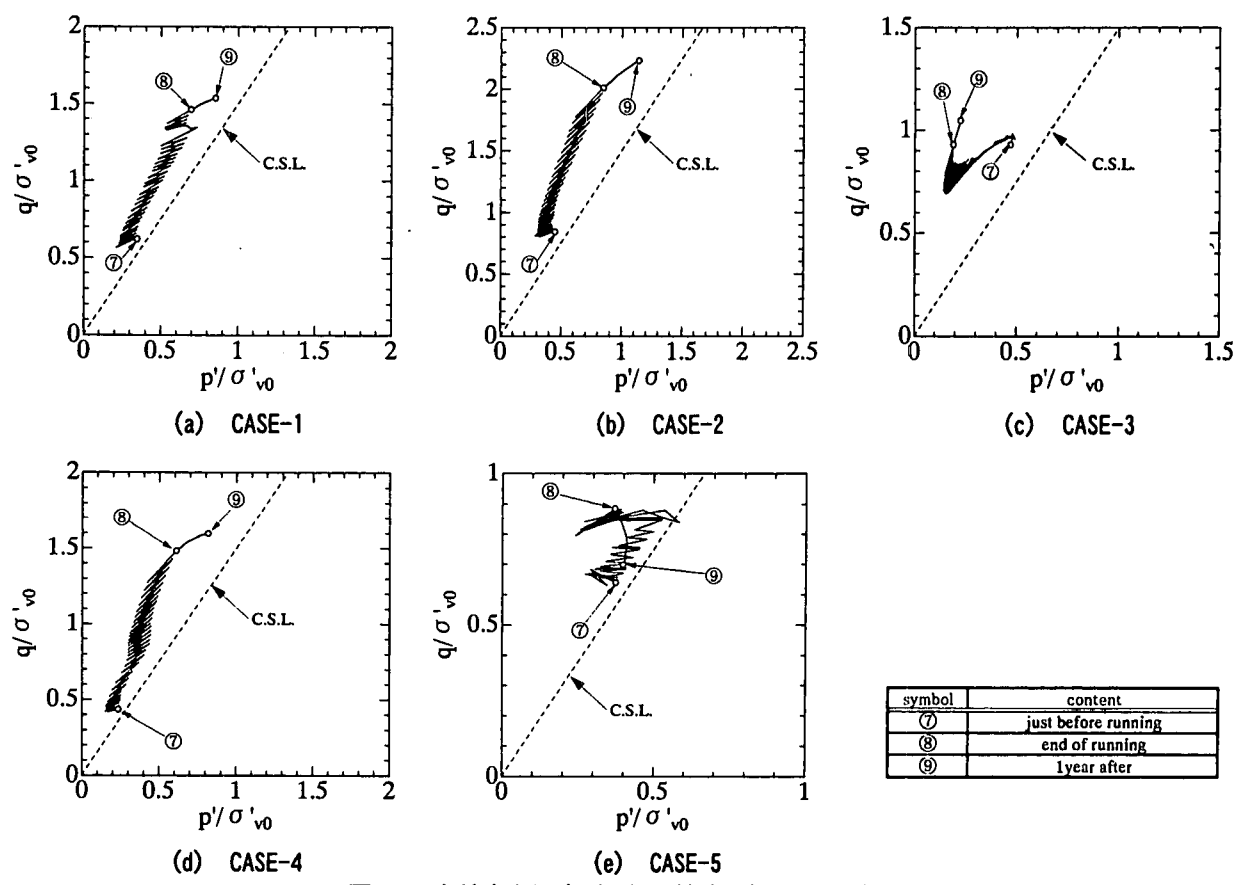


図-11 有効応力経路 (運転開始後, 壁面 z=620m)

大きく影響を及ぼすことが2次元土/水連成弾(粘)塑性有限要素解析により示された。とくに注目すべき点として挙げられるのは、圧縮空気の高圧(減圧)速度を遅くすることは、それだけ2次圧密(クリープ)の影響を大きく受けることになり、必ずしも空洞の機能維持に対して有利に働かないことである。また、水中掘削を行えば壁面を水圧により支持することができ、側方変形を抑制する効果を本解析により確認できた。

近年、構造物のライフサイクルコストを最小限に抑えられる設計手法が求められてきている。しかしながら、現行設計法では機能維持面を考慮するまでには至っていない。機能維持面を考慮した設計および施工法の立案を実現させるためには、何らかの将来予測手法が必要となる。現在、Terzaghiの一次元圧密理論を用いた土構造物(道路盛土・埋立地など)の設計が基本となっているが、この手法ではダイレイタンスを考慮していないため、施工履歴の違いが土構造物の品質に与える影響を評価することが難しい。本論文で示したように、多(2)次元土/水連成弾(粘)塑性有限要素解析はその重要な役割を果たす手法のひとつであろう。今後、地盤材料の品質のみならず、施工履歴の違いを考慮することは土構造物の品質予測を行う上で重要であるといえる。

また、原地盤の掘削シミュレーションを行う際には施工履歴だけでなく施工前の地盤性状を三次元的に把握し、境界条件も適切に与えることが重要となる。また、本解析は軸対称条件下でシミュレーションを行っているが、実際には不均質地盤が多く存在し掘削壁面に偏圧が作用することも予想される。実際の設計においては、このような3次元効果を考慮する必要も生じるであろう。

本解析は、地盤工学会「都市型 CAES 実用化調査委員

会(委員長 林正夫先生)」における活動の一環として実施された。資料提供、アドバイスなど、調査委員会各位から頂いたご援助に感謝いたします。

参考文献

- 1) 林正夫：環境に多機能な都市型 CAES の構想研究(その1)，電力土木，No.281，pp.100-110，1999.
- 2) 林正夫：環境に多機能な都市型 CAES の構想研究(その2)，電力土木，No.282，pp.82-90，1999.
- 3) 林正夫：圧縮空気貯蔵ガスタービン発電の新構想，土木学会誌，pp.55-58，1987.
- 4) Ohta, H. and Iizuka, A.: DACSAR FEM Program Manual, Dept. of Civil Engineering, Kyoto University, p.34, 1983.
- 5) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 6) 飯塚敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究，博士学位論文，京都大学，p.250，1988.
- 7) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency of clay, Proc. Specialty Session 9th ICSMFE, pp.229-239, 1977.
- 8) 大森剛志：圧縮空気貯蔵ガスタービン発電用地下タンクの安定性に関する研究，修士論文，日本大学 p.56，1994.
- 9) 鋼管矢板基礎設計指針・同解説，p.21，(社)日本道路協会，1984.
- 10) コンクリート標準示方書(設計編)，p.25，(社)土木学会，1996.

(2003年4月18日受付)