

# 先行盛土の沈下計測による重量構造物の基礎の合理化例

鈴木 直子 田 摩 仁  
(土木本部生産技術本部)

稲 葉 淳 阿久津 富 弘  
(土木本部生産技術本部) (土木本部生産技術本部)

## Rationalization of Foundations for Heavy Structures by using Spread Foundations with Ground Improvement

Naoko Suzuki Hitoshi Tama  
Atsushi Inaba Tomihiro Akutsu

### Abstract

A thermal power plant was constructed on a landfill site. Ground parameters were identified based on the results of settlement measurements during the construction of the preliminary embankment to raise the entire site by 1 m, and the ground behavior was reproduced using FEM analysis. Using these parameters, the applicability of direct foundations with ground improvements was investigated for a large wastewater storage tank that was planned to have a pile foundation. Consequently, the required performance of the foundation was satisfied. Furthermore, the specifications of the piles supporting the main building and the boiler were rationalized. The validity of the rationalization of the foundations was confirmed based on the settlement behavior after the completion of construction and the behavior during the 2024 Noto Peninsula earthquake.

### 概 要

沖積粘性土層が厚く堆積する埋立地に火力発電施設を建設した。施設は本館建屋・ボイラー・煙突・排水貯槽等で構成される。本工事では、液状化対策、圧密沈下対策、工期短縮、大地震後の事業継続性の観点から、施設全体にわたりバランスの取れた合理的な基礎構造および地盤改良仕様が求められた。加えて、敷地全体を 1.0m 嵩上げる先行盛土では圧密沈下の予測精度向上が課題であった。そこで、先行盛土時の沈下計測結果を基に地盤パラメータを同定し、地盤挙動を土水連成 FEM 解析で再現した。このパラメータを用いた解析に基づき、大型の排水貯槽の基礎形式を杭基礎から地盤改良併用直接基礎に変更した。さらに、粘土層の実測沈下量と予測残留沈下量から、本館建屋とボイラーを支持する先端支持杭の仕様も合理化した。基礎構造の計画の妥当性は、施設の竣工後約 2 年に至るまでの常時の沈下挙動と、令和 6 年能登半島地震時の挙動からも確認できた。

## 1. はじめに

火力発電施設は複数の重量構造物で構成され、地震などの災害時に高い事業継続性が求められるインフラ施設の一つである。LNG などの発電燃料は海上輸送されるので、発電施設は臨海部に建設される。そのため、建設地が埋立地で、軟弱地盤が厚く堆積する場合も少なくない。軟弱地盤における基礎構造の計画では、緩い砂層の液状化や粘土層の長期的な沈下（圧密沈下）への十分な対策が求められる。

重量構造物を軟弱地盤上に建設する際は、杭基礎で支持力を確保することが一般的である。しかし、火力発電施設全体を合理的に支持するためには、液状化対策、圧密沈下対策、工期短縮、大地震後の事業継続性のバランスを十分に考慮した上で、杭基礎以外の基礎形式も選択肢に入れる必要がある。特に、発電施設には多くの配管

が敷設され、構造物と配管の接続部に有害な不同沈下を生じさせない対策も不可欠である。

このような背景の中、新潟県上越市直江津港湾内の火力発電施設の建設計画では、建設工事初期の先行盛土時に層別沈下計で詳細に地中の沈下挙動を計測し、把握した複雑な地層構成の地盤の特性を基礎形式の選択に活用した。具体的には、大型の排水貯槽の基礎にセメント系地盤改良併用の直接基礎を採用し、他の杭基礎の構造物では杭種・杭長・杭本数を見直した。地盤改良の仕様は、敷地内の全ての構造物と配管に対して合理的な基礎形式となるように決定した。本報では、先行盛土時の沈下計測、FEM による沈下計測結果の再現解析および直接基礎の採用のための沈下予測解析の結果を報告する。また、令和 6 年能登半島地震後の本施設の稼働状況も示す。

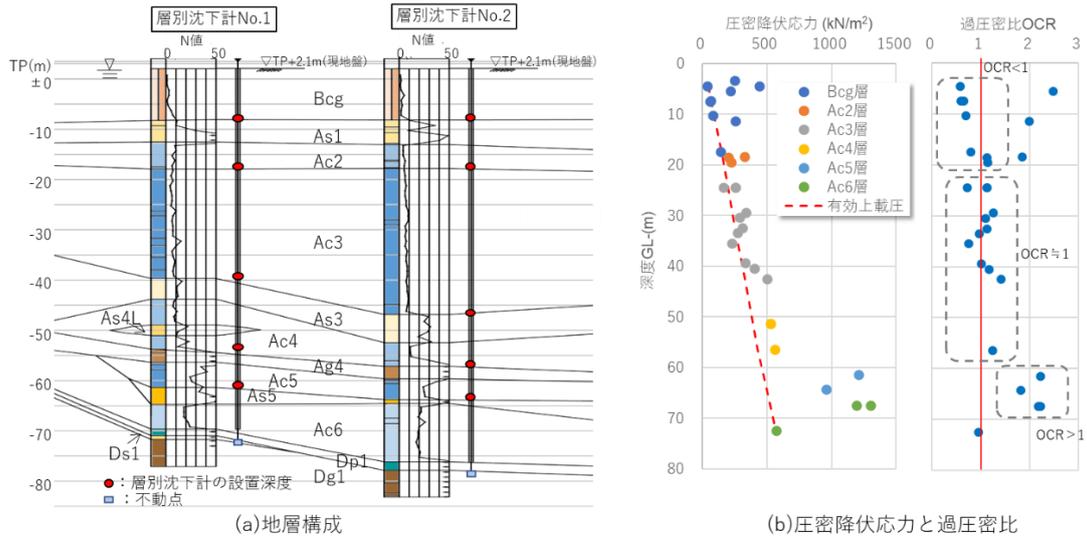


Fig. 1 地層構成および各層の圧密降伏応力と過圧密比  
Strata and Consolidation Yield Stress and Over Consolidation Ratio

## 2. 地盤条件と基礎構造の計画

Fig. 1 に地層構成を示す。火力発電施設の主な重量構造物は、本館建屋、ボイラー建屋、煙突、排水貯槽である。当初、これらの施設の基礎形式は、Dg1層を杭先端支持層とする杭基礎の計画であった。GL-55m付近のAg4層とAs5層はN値が50以上の砂質土層で、Ac6層の圧密沈下の懸念がなければ杭先端支持層となり得る地層である。Fig. 1には各層の圧密降伏応力・過圧密比も示した。表層のBcg層は泥岩碎石による埋立層で、所々に泥岩片が多く混入するなど地盤物性の空間的なばらつきが大きい。その下方は厚さ約60mの沖積層で、粘性土層と砂質土層の互層地盤である。Bcg層からAc4層下端の過圧密比OCRを見ると正規圧密に近い。

建設前の敷地レベルは計画高さよりも1m低く、敷地全体を盛土により嵩上げする必要があった。1mの盛土による地表面荷重は14kN/m<sup>2</sup>である。設計当初、e-logσ法による圧密沈下の概略検討では、盛土によるAc2層からAc4層の圧密沈下量は約300mmと、やや大きな値が予測された。そこで、盛土による構造物と配管との接続部における不同沈下や、杭のネガティブフリクションを低減するため、圧密促進を目的に盛土の施工時期を構造物の建設後から構造物の建設前に変更した。このような先行盛土とすることで、透水性の評価が難しく圧密沈下の予測難度が高い互層地盤において、先行盛土時の沈下計測結果を基礎構造の計画に利用可能となった。沈下計測では、通常の沈下板による地表面沈下の計測だけでなく、層別沈下計による詳細な地中の沈下計測も行った。

先行盛土の範囲は170m×250mとした(Fig.2)。盛土幅は短辺でも地表面から沖積層下端までの長さの約3倍あり、沖積層下端となるAc4層下端まで盛土荷重のほとんどが伝達する条件である。

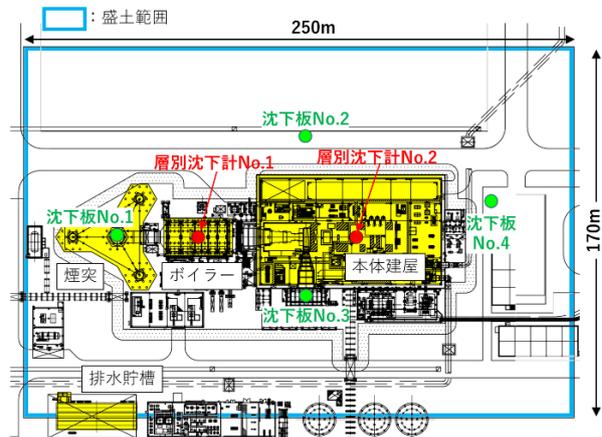


Fig. 2 敷地の平面図と盛土範囲  
Site Plan and Area of Embankment

## 3. 沈下計測と再現解析

### 3.1 沈下計測

Fig. 2に沈下計測の平面位置を示す。地表面変位を計測する沈下板は4か所、地中変位を計測する層別沈下計は2か所である。層別沈下計の設置深度をFig. 1に合わせて示す。層別沈下計はAc2層、Ac3層、Ac4層の上下の層境に着目して5深度に設置し、不動点をN値が80以上のDg1層とした。

Fig. 3に先行盛土の施工開始を初期値とした沈下計測結果を示す。沈下板で計測した地表面沈下量は計測地点によるばらつきがあり最小約20mm、最大約45mmであった。層別沈下計で計測した地中の沈下量によると、地表面沈下量に占める各層の沈下の割合はBcg層が最も大きく、盛土載荷完了から2カ月程度の比較的短時間で収束した。層厚が10mほどあるBcg層は、泥岩片が粒度の大きい状態で残留し、透水性も高い地盤と判断された。As1

層と Ac2 層の合計沈下量は 5mm 以下と非常に小さく、Ac3 層も厚さが 25m と厚い粘性土層ではあるが沈下量は約 10mm と小さい。いずれも沈下は緩やかな漸増傾向にあり圧密沈下と考えられるが、粘性土層の地中応力は載荷後も過圧密領域に留まったと推察される。

### 3.2 再現解析

先行盛土時の沈下計測により建設地の沈下特性を概ね把握できたが、さらに長期的な沈下挙動の予測や、詳細な地盤物性の評価を目的として、3次元土水連成 FEM を用いた沈下計測結果の再現解析を実施した。解析ソフト

には汎用 FEM 解析ソフト Soil-Plus を用いた<sup>2)</sup>。解析モデルを Fig. 4 に示す。平面的な地層の不陸も Fig. 5 のように考慮した。盛土荷重は最大荷重まで漸増する等分布荷重として地表面に与えた。再現解析で用いた地盤定数を Table 1 に示す。地盤定数は地盤調査結果と先行盛土時の沈下計測で得た各土層の沈下特性を踏まえて、試行錯誤により評価した。圧密対象土層である Ac2 層と Ac3 層は構成則を関口・太田モデルとした弾塑性ソリッド要素、その他の層は弾性ソリッド要素でモデル化した。計測結果から Bcg 層も透水性が高く即時沈下と見なせると判断し、弾性ソリッド要素とした。弾塑性ソリッド要素

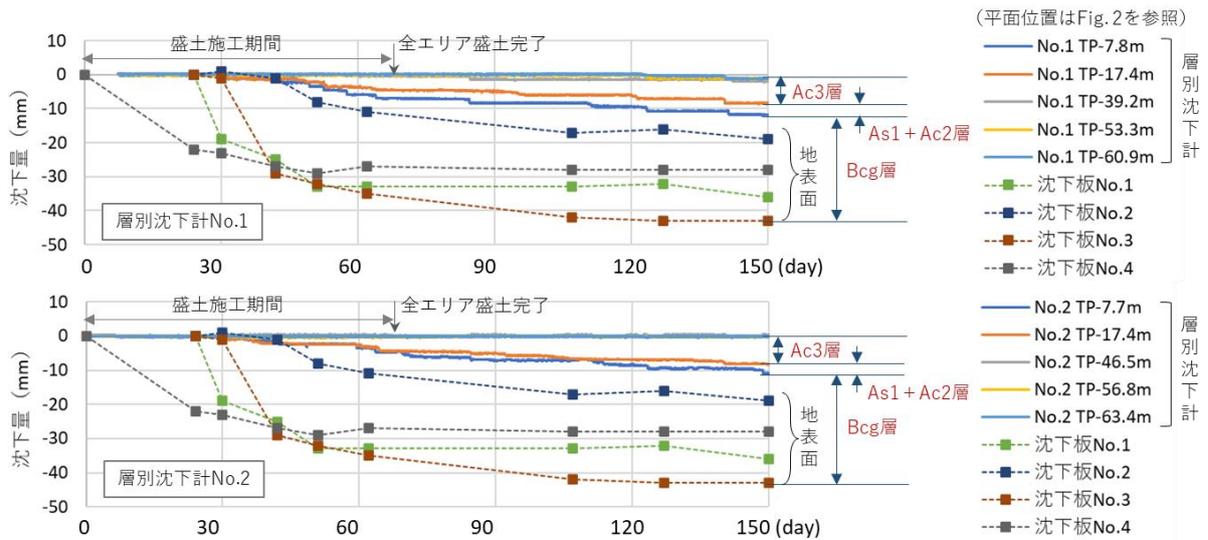


Fig. 3 先行盛土の施工開始を初期値とした沈下計測結果  
Settlement Measurement Results Using Initial Values at the Construction Start of the Embankment

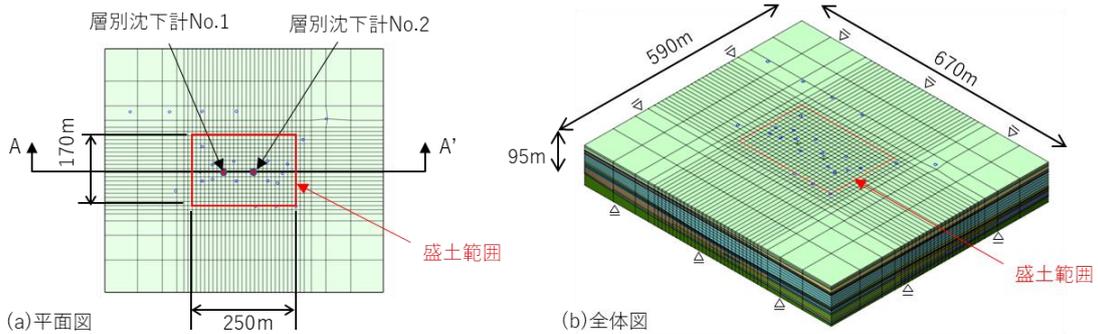


Fig. 4 FEM 解析モデル (再現解析用)  
FEM Model for Simulation Analysis

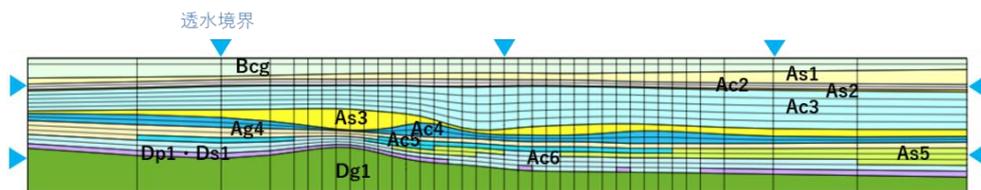


Fig. 5 平面的な地層の不陸のモデル化 (A-A'断面)  
Modelling of Planar Unevenness in the Strata (A-A' Section)

の圧縮指数 $\lambda$ は圧密試験から、過圧密比OCR、再圧縮指数 $\kappa$ は沈下計測値に合うように設定した。弾性ソリッド要素の変形係数は、盛土荷重による地盤のひずみレベルを考慮し、PS検層で得た微小ひずみレベルの変形係数 $E_0$ に各土層の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線に応じた低減係数 $\alpha$ を乗じた値とした<sup>3)</sup>。透水係数は、砂質土層では粒度試験で得た20%粒径( $D_{20}$ )からクレーガーの式<sup>4)</sup>で推定した値を参考に、粘性土層では圧密試験から地盤の初期有効上載圧に近い圧密圧力時の平均値を参考に、沈下計測値に合うよう地層毎に設定した。なお、本モデル化手法は実建物の圧密沈下挙動の再現で適用性を確認した手法である<sup>5)</sup>。

Fig. 6に、代表して層別沈下計No.1における先行盛土時の沈下計測結果と再現解析で得た将来の沈下予測結果を示す。各土層下端の沈下解析値は沈下計測値と整合している。なお、層別沈下計No.2についても同様の結果を得た。

Fig. 7に再現解析で得た先行盛土エリアの中央部(A-A'断面)の過剰間隙水圧コンターを示す。盛土開始時を初期値とした。基礎工事着工時の240日経過時において、圧密沈下の進行が最も遅いAc3層の圧密度は50%程度に留まるが、基礎工事着工後のAc3層の予測沈下量は5mm程度と小さい。

Bcg層については、地盤調査報告書ではシルト主体の地盤であったが、砂質土に近い透水係数を設定することで沈下計測値の経時変化を再現できた。結果的に、設定した透水係数は現場透水試験で得られた値に近い値となった。

#### 4. 地盤改良併用直接基礎への変更検討

##### 4.1 地盤条件と基礎形式の再検討

前章の通り、先行盛土時の沈下計測とFEMによる再現解析から、粘土層については、先行盛土による沈下量は事前の概略検討による結果の15%程度に収まり、建設地の沈下挙動としては沖積粘性土の圧密沈下よりもBcg層の即時沈下に注意すべきであることが分かった。一方、Bcg層については、当初は細粒分が多いため液状化の懸

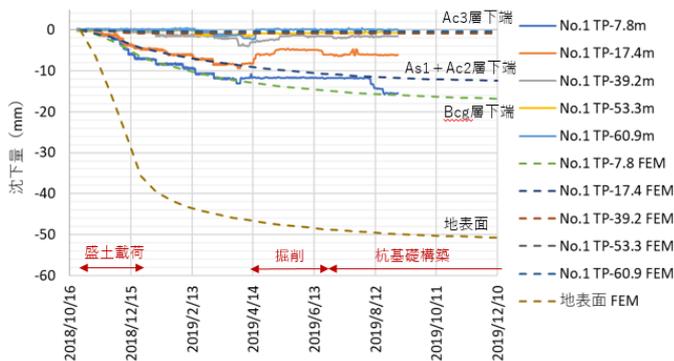


Fig. 6 再現解析結果と将来の沈下予測値  
Simulation Analysis Results and Predictions of Future Settlements

念は無いと考えられていたが、透水係数は想定していたほど低くなく、地震時の液状化が懸念された。また、増加荷重に対して圧縮性も高い。そこで、Bcg層はセメン

Tabel 1 再現解析で用いた地盤定数  
Geotechnical Properties used in the Simulation Analysis

(1)弾塑性ソリッド要素：関口・太田モデル

層序	地層名	$\lambda$	$\kappa$	$I_p$	$e_0$	$k$ (m/s)	OCR
3	Ac2	0.202	0.017	51.7	1.1	6.00E-09	1.6
5	Ac3	0.245	0.020	50.5	1.3	2.90E-09	1.2

(2)弾性ソリッド要素

粘性土層

層序	地層名	$E_0$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$k$ (m/sec)
1	Bcg	144	0.02	2	0.4	1.12E-07
7	Ac4	365	0.9	329	0.4	1.74E-09
9	Ac5	795	1.0	795	0.4	2.16E-09
11	Ac6	614	1.0	614	0.4	2.25E-09

砂質土層

層序	地層名	$E_0$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$D_{20}$ (mm)	$k$ (m/sec)
2	As1	329	0.9	296	0.33	0.03	8.50E-07
4	As2	160	0.9	144	0.33	0.056	4.60E-06
6	As3	413	0.9	372	0.33	0.085	1.40E-05
8	Ag4	770	0.9	693	0.33	0.228	1.40E-05
10	As5	650	1.0	650	0.33	0.046	2.80E-06
12	Dp1・Ds1	835	1.0	835	0.33	0.063	4.60E-06
13	Dg1	1806	1.0	1806	0.33	0.24	1.40E-04

$\lambda$ : 圧縮指数,  $\kappa$ : 再圧縮指数,  $I_p$ : 塑性指数,  $e_0$ : 初期間隙比,  $k$ : 透水係数, OCR: 過圧密比,  $E_0$ : 微小ひずみレベルにおける変形係数,  $\alpha$ : ひずみレベルを考慮して $E_0$ に乘じる低減係数,  $E$ : 変形係数,  $\nu$ : ボアソン比,  $D_{20}$ : 20%粒径

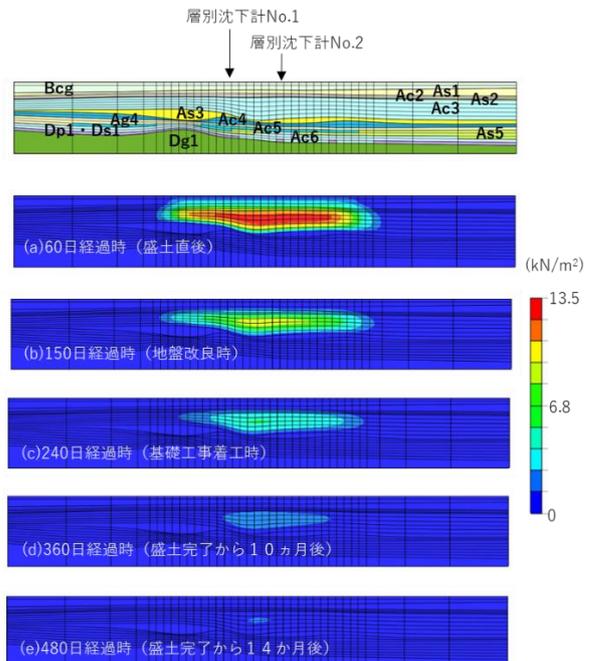


Fig. 7 過剰間隙水圧コンター (A-A'断面)  
Excess Pore Pressure Contours (A-A' Section)

ト系地盤改良を施すことにより、常時・地震時の安定化を図ることとした。これを受けて、大型の排水貯槽の基礎は杭基礎よりも地盤改良を併用した直接基礎が合理的と考え、前章の土水連成 FEM 解析を準用した数値シミュレーションにより適用性を検討した。

#### 4.2 排水貯槽の沈下予測解析

排水貯槽は幅 14m、長さ 36m、地上高さ 6m の大型構造物である。解析モデルを Fig. 8 に示す。厚さ 1m の基礎底版も考慮した。地盤のモデル化手法は 3 章と同様である。ただし、先行盛土の荷重が  $14\text{kN/m}^2$  であるのに対し、排水貯槽の満水時の荷重は  $105\text{kN/m}^2$  と大きい。よって、荷重度の違いにより沈下を過小評価しないよう、荷重面に近い地層では地盤定数を一部見直した。具体的には、まず Ac2 層と Ac3 層の過圧密比 OCR を見直した。各層の圧密降伏応力を載荷前の有効上載圧に先行盛土の荷重を加算した値と考え、Ac2 層と Ac3 層の OCR をそれぞれ 1.6 と 1.2 から 1.1 に変更した。また、As1 層の変形係数 E も載荷で生じる地盤のひずみレベルに応じて見直し、微小ひずみレベルにおける変形係数  $E_0$  に乗じる低減係数  $\alpha$  を 0.9 から 0.6 に変更した。地盤改良部と基礎底版は弾性ソリッド要素でモデル化した。

解析ケースを Table 2 に示す。Case1 を基本ケースとし、平面的な改良範囲を拡張した Case2、改良地盤の一軸圧縮強度を上げた Case3 を検討した。

Fig. 9 に解析で得た増加地中応力  $\Delta P$ 、Fig. 10 に地表面沈下量の経時変化を示す。Fig. 9 では、いずれも地盤改良体による荷重分散効果が見られる。Case1 の  $\Delta P$  は、荷重

P ( $105\text{kN/m}^2$ ) に対し Ac3 層下端で約  $0.2P$ 、それ以深は全体沈下量に影響しない程度まで低減されている。Case2 では、地盤改良範囲を拡張して荷重分散効果の増加を期待したが、Fig. 10 の通り拡張した範囲の改良体が沈下量の低減に有効ではなく、 $\Delta P$  の分布状況は Case1 と同様である。これに対し、Case3 では地盤改良体の強度増加による荷重分散効果により、Ac3 層下端の  $\Delta P$  は約  $0.1P$  まで低減し、 $\Delta P$  が約  $0.2P$  を上回る範囲は他のケースよりも小さい。Fig. 10 では、Case3 の地表面の最終圧密沈下量は中央部で  $36\text{mm}$ 、端部で  $27\text{mm}$  である。Case3 は、排水貯槽に接続される可撓管の許容沈下量  $100\text{mm}$  から設定した目標沈下量の  $50\text{mm}$  を満足する結果となった。

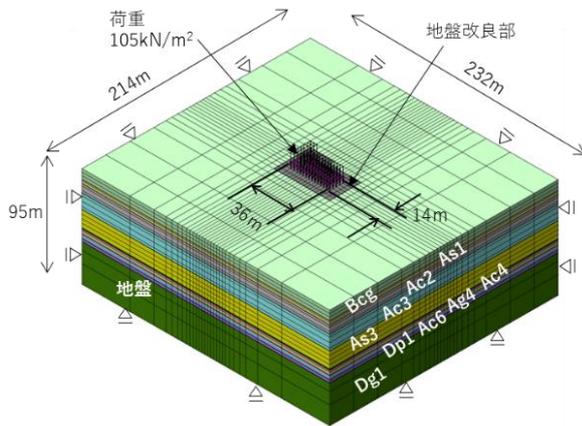


Fig. 8 FEM 解析モデル (排水貯槽の設計用)  
FEM Model for Designing Wastewater Storage Tank

Table 2 解析ケース  
Analysis Case List

解析ケース	Ac2層・Ac3層の過圧密比	改良地盤の一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )	排水貯槽端部から広げた地盤改良範囲 (m)
Case1	1.1	100	8
Case2		100	13
Case3		500	8

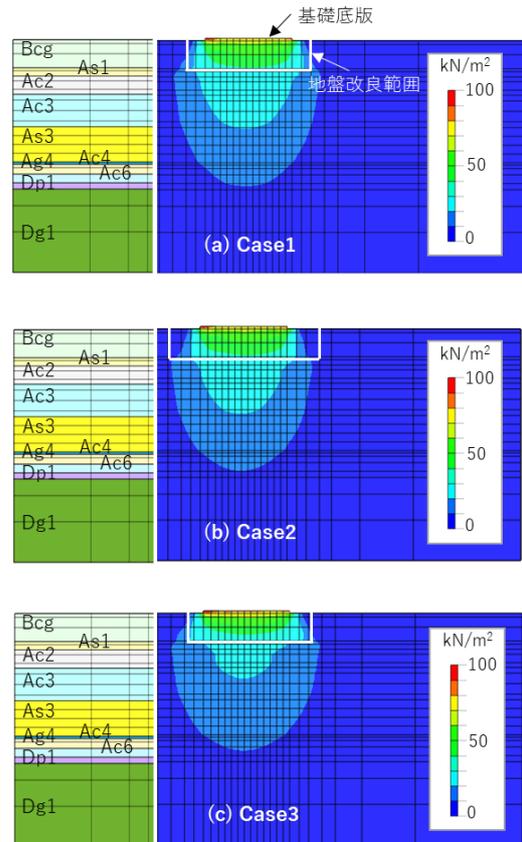


Fig. 9 増加地中応力コンター  
Increased Ground Stress Contours

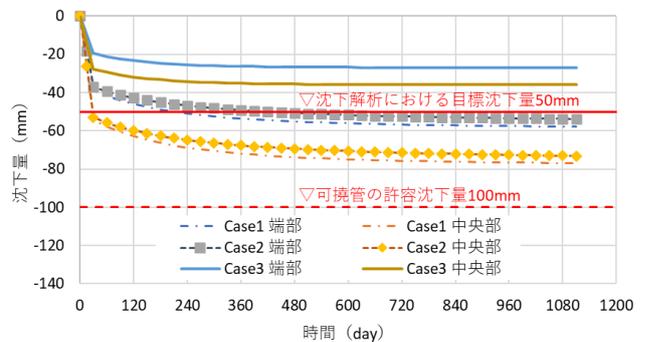


Fig. 10 地盤改良表面の沈下量の経時変化  
Settlement of Ground Improvement Surfaces Over Time

## 5. 基礎構造の合理化と事業継続性の実現

### 5.1 基礎構造の合理化

4章の検討結果から、排水貯槽の基礎形式を地盤改良併用直接基礎に変更することとした<sup>6)</sup>。地盤改良工法は機械攪拌工法によるセメント系地盤改良とした。地盤改良の採用にあたり平面的な改良範囲を建設エリア全体とし、発電施設内の全ての配管についても改良地盤に支持させることとした。これにより、構造物と配管の接続部に対する常時・地震時双方における不同沈下抑止対策とすることで、地盤改良効果を最大化した。深さ方向の改良範囲はBcg層の全層とし、Bcg層の均質化、強度増加、液状化対策、圧密沈下の低減、地震時地盤変位の低減を図った。

3章 Fig. 6の先行盛土による沈下計測と将来の沈下予測結果からは、当初懸念されていたAc2層とAc3層の圧密沈下は盛土開始から約1年で収束し、基礎工事着工後の沈下量は5mm以下と予測された。杭のネガティブフリクションを考慮すべき地盤は、沈下計測の最終年度に年に20mm以上の沈下が見込まれる場合<sup>7)</sup>とあり、本地盤は該当しないことを確認できた。このことから、本館建屋とボイラーを支持する杭基礎については、杭仕様をTable 3のように合理化できた。

これらの火力発電施設全体の基礎構造の合理化により、建設工事全体の当初工期46ヵ月を約8ヵ月短縮することができた。

本火力発電施設では、竣工後約2年を経過した現在も構造物・配管等に有害な圧密沈下は生じていない。排水貯槽については、基礎外周の長期的なレベル計測によると沈下の進行はほぼ収束し、躯体荷重の載荷開始から3年間の実測沈下量はFig. 10に示した目標沈下量(50mm)の約半分に収まっている。

### 5.2 令和6年能登半島地震後の事業継続性

令和6年(2024年)1月に発生した能登半島地震において本発電施設の地域では震度5弱を観測した。近隣の港湾施設では液状化による路面の陥没や亀裂が広範囲で確認されたが、本発電施設は主要構造物、周辺施設、配管のいずれも無被害で、継続稼働された。基礎構造の設計では、詳細な地盤変形の検討を行えば性能設計も認められるようになっている。高価な杭基礎を採用せずとも、地盤改良併用直接基礎のような基礎構造の工夫で大地震時の要求性能を満足できる可能性を見出した。

液状化対策の範囲については、一般に、構造物や住宅の直下とその近傍に限定されることも多い。その場合、大地震後の液状化被害状況を見ると、液状化対策を施した構造物や住宅自体は被害を免れても、周辺の上下水道やガス管などのインフラ設備との接続部が破断するなど、長期にわたる事業中断や避難生活を余儀なくされる状況が散見される。地盤改良による広域的な液状化対策の効

Table 3 杭仕様の合理化  
Rationalization of Pile Specifications

構造物名称	基礎底版面積	基本設計時	合理化後
本館建屋	7726 m <sup>2</sup>	・鋼管杭Φ800 ・杭長60m ・杭本数342本	・SC+PHC杭Φ700~800 ・杭長57m ・杭本数259本
ボイラー	530 m <sup>2</sup>	・鋼管杭Φ700 ・杭長74m ・杭本数94本	・SC+PHC杭Φ700 ・杭長57m ・杭本数84本

果も改めて認められた。

## 6. おわりに

沖積粘性土層が厚く堆積する埋立地に火力発電施設を建設する際、先行盛土の沈下計測と土水連成FEMによる詳細検討により基礎構造の合理化を実現した事例を紹介した。本事例で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 泥岩碎石による埋立層の沈下挙動は、細粒分が多い地層であっても短期的な即時沈下が主体となる場合がある。
- 2) 粘性土層と砂質土層で構成される互層地盤の圧密沈下挙動における再現解析および将来の沈下予測解析において、粘性土層の構成則に関口・太田モデルを用いた土水連成FEM解析は有効である。
- 3) 地盤改良併用直接基礎は、軟弱地盤上の重量構造物を合理的に支持する基礎形式になり得る。
- 4) セメント系地盤改良を構造物の近傍のみならず広域的に施す液状化対策は、大地震後に事業継続性が求められる火力発電施設において有効である。

今回の基礎構造の合理化では、施主および現場事務所との綿密な連携も非常に重要であった。あらためて、ここに関係各位に深く感謝の意を表す。

本事例で得た貴重な知見を土木・建築分野の様々な構造物の基礎構造の計画に生かす所存である。

## 参考文献

- 1) 道路土工軟弱地盤対策工指針, 2012
- 2) 伊藤忠テクノソリューションズ, 2017
- 3) 日本建築学会:建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A, p.149, 2015
- 4) 地盤工学会:新編 土と基礎の設計計算演習, p.315, 2000
- 5) 鈴木直子, 濱本卓司:長期沈下モニタリングによるパイルド・ラフト基礎の構造性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第706号, pp.1835-1845, 2014.12
- 6) 永井志功, 阿部俊逸, 大井翔平, 田摩仁, 鈴木直子:重量構造物基礎への地盤改良併用直接基礎の適用, 令和2年度土木学会全国大会第75回年次学術講演会, VI-199, 2020
- 7) 国土交通省「建築構造設計基準の資料」(平成30年)