

碧南火力発電所貯炭場建設のための地盤改良試験工事

TEST EMBANKMENT FOR IMPROVEMENT OF SOFT CLAYS IN THE COAL YARD CONSTRUCTION AREA AT HEKINAN THERMAL POWER PLANT

金谷嘉久*・松尾 稔**

By Yoshihisa KANATANI and Minoru MATSUO

Among various soil improvement methods for soft soils, preloading with vertical drains is often the most effective method to increase bearing capacity and to reduce residual settlement. For such soil improvement being successfully completed, the most important technical task is the prediction of consolidation behavior and laboratory soil testings made before construction works alone are insufficient to give satisfactory results. Settlement and settlement rate should be monitored carefully during and after execution stage of in-situ loading.

In the extensive area of soil improvement project for coal yard construction on soft reclaimed clay at the Hekinan thermal power plant in Nagoya, test embankment was decided and the behavior of the improved soil foundation was monitored, the purpose of which is to provide data to assess total settlement, the rate of consolidation and the increase of undrained shear strength due to partial drainage. The overall performance of the test embankment has shown that vertical drains would be required to get sufficient drainage for both embankment stability and consolidation rate, and would enable preloading to be completed within the duration of the remaining construction program.

Keywords: test embankment, observational method, stability, settlement, undrained shear strength

1. はじめに

中部電力(株)では石炭専焼の碧南火力発電所(70万kW×3機=210万kW)を建設中である。発電所は、愛知県知多湾衣浦港に面した衣浦2号地(図-1)に位置し敷地は既設埋立地の発電所用地が約127万m²と海域の灰捨地等として埋め立てられる約75万m²から成る。

軟弱埋立地に立地する主要構造物は、杭基礎で支持する計画になっている。また、発電所の北側に位置する石炭を屋外貯炭する貯炭場は、約25万m²の面積を有し、主要設備として貯炭部と貯運炭機基礎(以下道床という)が配置される。ところで、これらの設備はある程度の沈下が許容される構造物であり、杭基礎にしなくても経済的な直接基礎構造物でよい。すなわち、貯炭部はすべり破壊の防止、道床部は地盤支持力の確保をすればよい。そこで、事前に圧密沈下を促進させ地盤強度の増加をはかる地盤改良工事を計画した。地盤改良工事としては多面的検討の結果、サンドドレーン工法、サンドコンパクションバイブル工法と盛土によるプレローディングを併用

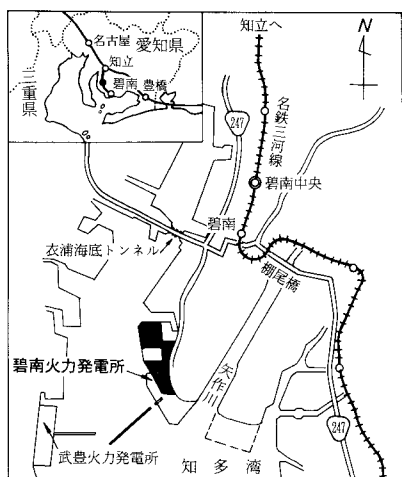
することにした。

著者は、四日市LNG基地において、5mもの沈下を生ずる厚い軟弱層の地盤処理を同種の工法を用いて成功させた経験を有する^{1)~3)}。ただし、四日市の軟弱層が比較的均一であったのに対し、今回の軟弱層は地表面から旧海底面までが埋立粘土層であり、その下に沖積粘土層および沖積砂層が堆積しており、その層厚は変化に富んでいる。加えて、大面積の中に延長の長い道床および貯炭部が設置されるので、層厚の厚い地層から薄い地層までを支持力や残留沈下量が均一になる地盤に造成するため、特に注意深い、精度の高い設計が必要になる。そこで大規模な試験工事を実施して、大工事となる本工事の設計・施工計画に必要な知見を得ることが不可欠であると結論した。かくして1988年4月から1990年9月にかけて予定された本工事に先立って、1987年12月から1988年11月の期間に試験工事を実施した。

本試験工事の特徴は、①載荷盛土の天端面積が100m×80m、高さ6mと大規模である、②変化に富んでいる地層構成の地盤を改良後に支持力および残留沈下量の均一な地盤にするための知見を得ることを目的とする。その結果、施工中の盛土の安定管理の方法と管理規準値、観測的方法と統計的手法の併用による沈下量の予測法、さらに地盤強度の発現遅れ等に関して新しい知見を得た。

* 正会員 中部電力(株)碧南火力建設事務所 副所長
(〒447 碧南市港南町2-8-2)

** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地盤工学教室
(〒464-01 名古屋千種区不老町)



図一 碧南火力発電所位置図およびレイアウト図

2. 試験工事地点の概況

(1) 試験位置

埋立粘土層と沖積粘土層の挙動が把握できる場所として図-2に示す敷地南西部の最も地盤条件の悪い場所を選定した。

(2) 地層の状況

敷地内の地質調査は図-2の各位置で実施し、地層構成は図-3に示すとおりである。これによると、

- ① 埋立粘土層と沖積粘土層が連続している場所（A

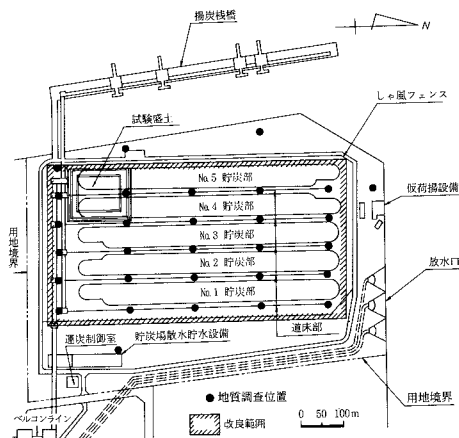


図-2 地盤改良範囲と試験盛土位置および地質調査位置

地盤)

- ② 埋立粘土層と沖積粘土層の間に沖積砂層を介在する場所（B地盤）
- ③ 埋立粘土層の下に砂層および洪積粘土層が出現する場所（C地盤）

の3地区に区分でき、その概要を図-3に示す。

(3) 土質

貯炭場全域の土質試験結果を図-4に示す。特徴は次のとおりである。埋立粘土層は、海成沖積粘土による浚渫埋立て土であり、含水比が70~110%（液性限界80~120%）とばらつきが大きく、一軸圧縮強度の小さな軟弱な粘土層である。また、沖積粘土層は含水比が50~70%である。両層ともほぼ正規圧密状態であるが、試験位置付近は粘土層厚が厚かったため、やや圧密沈下が終了していない部分があった。

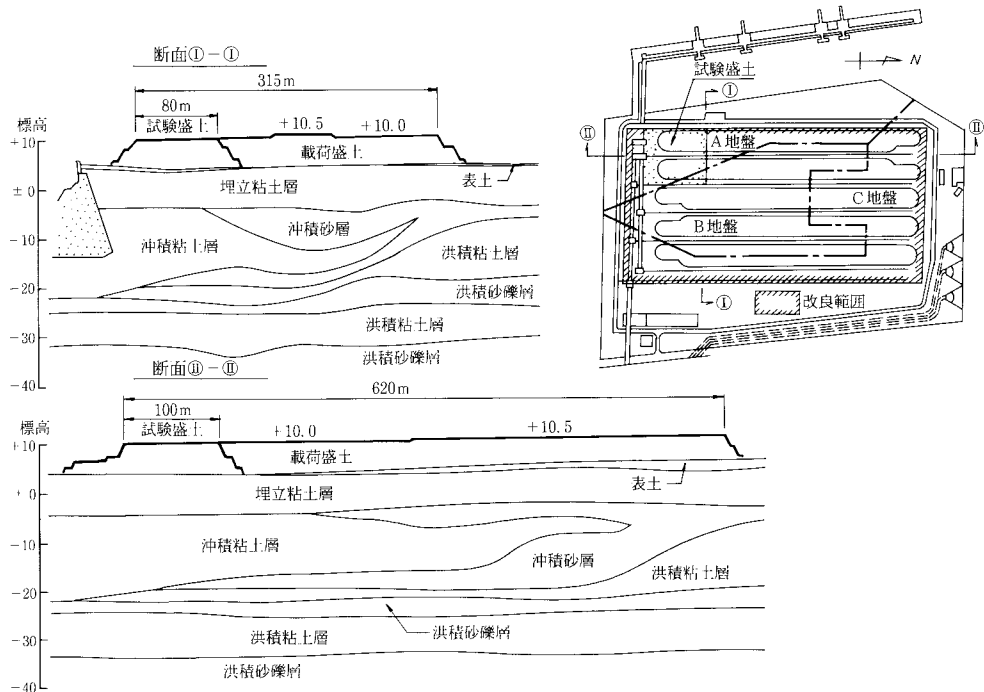
3. 試験工事の目的

本工事に関する技術課題を整理して、試験工事の主な目的を列記すると以下のようである。

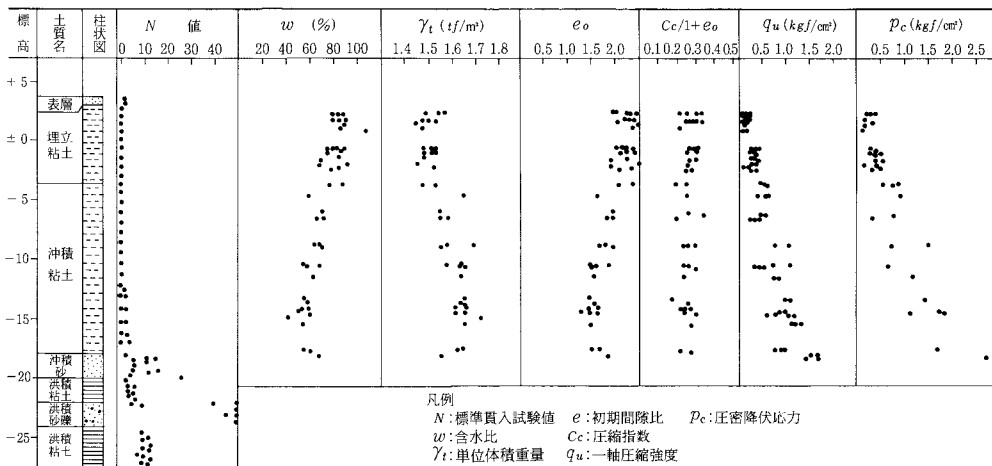
a) 地層構成が非常に複雑であり、かつ軟弱層の基盤が傾斜している。したがって、地層変化や埋立粘土層および沖積粘土層の土性を的確に把握し、設計に用いる土質諸係数を決定する。

b) 地盤改良工の効果を定量的に明確にする。特に、
① 本工事においては、高さ6mの载荷用盛土を2~3か月で盛り立てることが要請されている。この際、四日市LNG基地地盤改良工事で立案した安定管理方法^{1)~3)}を用いることにしたが、安定管理規準値を当地盤用に見直す必要性について検討し、さらに、設計に用いる強度係数を決定する。

② 载荷用盛土による圧密沈下特性と地盤強度増加傾向を把握し、盛土の撤去規準を決定する。



図—3 東西方向（断面①—①）および南北方向（断面②—②）地層構成



注) 柱状図は、試験位置のものを示す。

図—4 土質試験結果

c) 施工に関しては、購入土砂の材質や盛土の施工方法を決定するとともに、土砂運搬には運行条件の悪い市街地を通る必要があったため、交通状況を把握するとともに、ダンプトラックの運行管理方法を確立する。

4. 試験工事の計画

(1) 地盤改良の事前設計と盛土規模

試験工事は、本工事をシミュレートするものでなければならぬから、その仕様決定のための条件は以下のよ

うであった。すなわち

- ① 上部構造物の設計条件（表—1）を満足する。
- ② 载荷用盛土の工程は、盛立て3か月と放置4.5か月とし、有効圧密期間は6か月とする。
- ③ 载荷用盛土の円弧すべり面法による安全率は $F_s \geq 1.1$ とする。規準値がやや小さいようにみえるが、試験盛土では極限的な状態での地盤挙動を計測し、その知見を本工事に反映させるため、および試験工事と本工事において、施工中の動態観測を行い破壊を未然に防止す

表一 上部工設計条件

	荷重条件	設計条件
貯炭部	貯炭高 13m	沈下許容 円弧すべり面法による安全率 $F_s \geq 1.2$
	貯炭形状 下幅47m×上幅16m 貯炭荷重 13tf/m ²	
貯運炭機基礎	輪荷重 25tf/輪 基礎スラブ幅 12m	許容沈下量 1/250以下(延長10m当り) 支持力 $q \geq 10\text{tf/m}^2$ 許容水平変位量 1/125以下(延長10m当り)

表二 事前設計用土層断面 (試験工事部)

土層	層厚(m)	土質諸係数
載荷盛土	5.0	$\gamma_t = 2.1\text{tf/m}^3 (\gamma' = 1.1) \phi = 30^\circ$
サンドマット	1.0	$\gamma_t = 1.8\text{tf/m}^3 (\gamma' = 1.0) \phi = 30^\circ$
表層砂	0.5	$\gamma_t = 1.8\text{tf/m}^3 (\gamma' = 1.0) \phi = 30^\circ$
埋立粘土層	8.0	$\gamma_t = 1.5\text{tf/m}^3 (\gamma' = 0.5)$
		$m_c = 0.28 \quad s_{mc} = 0.06$
		$p_1 = 0.87\text{tf/m}^2 \quad s_{p1} = 1.47\text{tf/m}^2$
		$c_c = 40\text{cm}^3/\text{day} \quad c_u/p = 1/3$
		$c_u = 0.325 + 0.175 \times z \text{ tf/m}^2 (z=0; \text{標高}+4,500)$
沖積粘土層	15.0	$\gamma_t = 1.65\text{tf/m}^3 (\gamma' = 0.65)$
		$m_c = 0.25 \quad s_{mc} = 0.15$
		$p_1 = 0.3\text{tf/m}^2 \quad s_{p1} = 1.96\text{tf/m}^2$
		$c_c = 60\text{cm}^3/\text{day} \quad c_u/p = 1/3$
		$c_u = 0.325 + 0.175 \times z \text{ tf/m}^2 (z=0; \text{標高}+4,500)$

γ_t : 単位体積重量, γ' : 水中単位体積重量, ϕ : 内部摩擦角,
 $m_c = C_c / (1 + e_0)$, s_{mc} : m_c の標準偏差, C_c : 圧縮指数, e_0 : 初期間隙比,
 p_1 : 未圧密荷重 ($p_1 = p_0 - p_c$), p_0 : 盛土載荷前の有効圧密圧力,
 p_c : 圧密降伏応力, s_{p1} : p_1 の標準偏差, c_u : 非排水強度,
 c_u/p : 強度増加率, c_c : 圧密係数

る措置を十分配慮する計画になっているためである。この措置については、次章(1)に詳しくふれる。なお、以上はすべて地盤改良のための載荷用盛土に関するものであり、盛土撤去後の貯炭時の安全率は表一のように $F_s \geq 1.2$ とする。

上記の条件を満足させるように、試験工事に関する盛土とドレーンピッチの事前設計を行った。なお、事前設計のための土層断面は図-4を参考にして、表二のように単純化したものを用いた。

まず盛土規模として、天端面積は南北100m×東西80mとした。この理由は、本工事の載荷盛土と同等の地中応力になり、かつ砂杭仕様の異なる貯炭部と道床部を包含する必要があったためである。その結果、チェックボーリングや主要な動態観測は図-5に示すように盛土中央部で、しかも砂杭仕様の異なる貯炭部と道床部で実施した。

沈下の検討は、土質試験値のばらつきが正規分布に従うものとして実施した。圧縮比 $m_c (= C_c / (1 + e_0))$ が初期圧密降伏応力と深さに無相関であることを確かめた

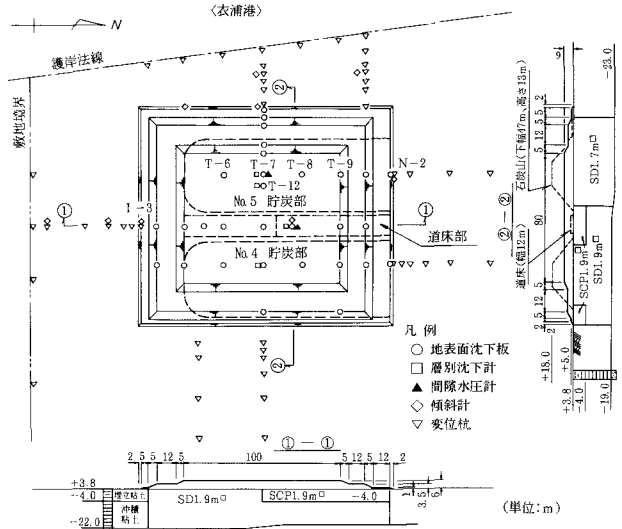


図-5 試験盛土平面および計器配置図

うえで沈下量の計算には統計的に取り扱いやすい C_c 法を用いた。

$$\rho_{sc} = \frac{C_c}{1 + e_0} \times H_c \times \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0 - p_1} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 ρ_{sc} : 計算沈下量, C_c : 圧縮指数, e_0 : 初期間隙比, H_c : 圧密層厚, p_0 : 盛土載荷前の有効圧密圧力, Δp : 盛土荷重による地中有効圧密圧力の増分, $p_1 = p_0 - p_c$, p_c : 圧密降伏応力, である。確率変数として扱う項は、 m_c と p_1 であり、これらの分布パラメータを表二に併記した。また、ドレーンの仕様は以下のように決定された。すなわち、長さは沖積粘土層下端までとし、第5貯炭部は直径40cmのサンドドレーン(SD)を1.7m正方形、第4貯炭部は同じくSDを1.9m正方形、第5道床部は直径70cmのサンドコンパクションパイル(SCP)とSDの複合杭を1.9m正方形のそれぞれの配置とする。

(2) 動態観測計画

試験工事の目的は、技術課題を解決することであり、動態観測計画の立案にあたっては、詳細な計測を実施するものとした。この知見を活用することによって、本工事を簡易な計測による情報化施工とすることが可能になる。計測計器の配置は図-5のとおりであり、配置の基本的な考え方は次のとおりである。

盛土中央部付近の貯炭部および道床部には、地表面沈下板、層別沈下計および間隙水圧計を1か所にまとめて配置し、この場所で事後地質調査も行うものとした。このほかには、沈下形状を知る目的で、盛土縦横断方向に地表面沈下板を配置し、盛土のり尻から外側に盛土の安定管理用および周辺の地盤変位調査のために変位杭と傾

表—3 観測計器総括表

観測計器名	目的	測定内容	構造 (単位:mm)	設置 力所数
地表面沈下板	安定	全沈下量	ロッド φ19 底板 500×500×4.5	30
層別沈下計	安定	土層別沈下量	慣動抵抗式	5
変位杭	安定	盛土周辺の地表面側方変位	丸木杭 φ90 ℓ=1,400	50
傾斜計	安定	盛土周辺の地表面側方変位	差動トランス式(挿入式) 計測角パイプ(ステンレス) 75×75×31,000	8
間隙水圧計	安定	地中の水圧の変化量	差動トランス式	2

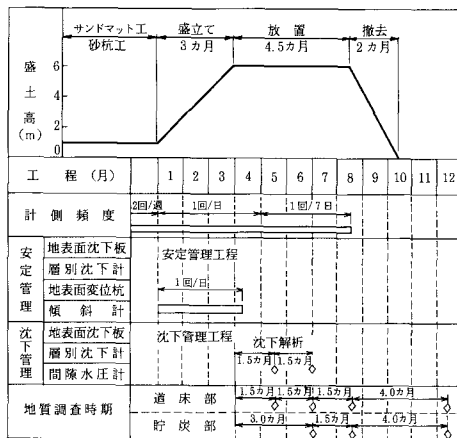
斜計を配置する。これらの各計器の設置時期としては、砂杭打設前に地表面沈下板、変位杭および傾斜計を設置した。また、層別沈下計と間隙水圧計については、砂杭打設による破損のおそれがあったため、砂杭打設後の盛土開始前に設置した。

観測計器の目的と仕様は、表—3にまとめて示した。各計器の選定にあたっては、工学的に有用な精度をもつことおよび耐久性を確認するとともに、現地設置にあたっては、技術的に十分の配慮をした。

計測はオフラインシステムであり、計測の頻度は図—6に示すように、現場管理や解析に支障がでないよう、原則として盛立て中と盛立て完了後1か月間は少なくとも1日1回以上、それ以降は7日間隔とし、迅速なデータ処理ができるようにした。特に、盛立て中の安定管理については細心の注意を払い、主任技術者が観測結果を常にチェックできる管理体制を整えた。

5. 試験結果と解析

試験工事の結果得られた知見は数多いが、主たる事項である盛土の盛立て中の安定と沈下および強度特性について以下に示す。



図—6 動態観測工程

(1) 盛土盛立て中の安定管理

動態観測を用いて盛土施工中の安定管理を実施した。その方法は、主たる判断を松尾・川村による $(\rho \sim \delta / \rho)$ 管理図⁴⁾で行い、補完的に側方変位速度を用いるものである。 ρ は盛土直下の沈下量、 δ は盛土のり尻外側の最大側方変位量である。管理規準値^{2),3)}としては、四日市LNG基地地盤改良工事を成功裡に完工させた以下の値を用いることとした。なお、当然のことながら、当試験工事においてこれら諸規準値を用いた結果を十分検討したうで、必要妥当な修正を課して本工事に適用することになる。

$(\rho \sim \delta / \rho)$ 図上での管理

安定度の判断は、 p/p_r の各値で次に示す4段階とし、各段階で変位速度を確認したうで、対策工の必要の有無を決定する。 p はその時点の盛土荷重、 p_r は想定される地盤の破壊荷重である。

① $p/p_r \leq 0.8$ では問題なく安定と判断する。

② $0.8 < p/p_r \leq 0.85$ では変位の大きい地点を特定するとともに、変位速度の規準値を越えた場合には観測頻度を6時間ごとに上げ、変位の動向を注視する。

③ $0.85 < p/p_r \leq 0.9$ では、新たな判定規準として、管理図上で前日と当日の動きの判定、すなわち、安定側か(左上方向にプロットされる)危険側か(右上方向にプロットされる)およびのり尻部の浮上りの有無の判定を追加した詳細な管理をする。この新たな規準および変位速度の規準を越える場合には、観測頻度を3時間ごとに上げ、常に対策工を実施できる態勢を整えておく。この段階までの対策工としては、盛土載荷の一時中止、盛土撤去および押え盛土である。

④ $p/p_r > 0.9$ では直ちに対策工として、盛土撤去および押え盛土を実施する。

変位速度の規準値

傾斜計による地中最大変位速度が1.0 cm/日以下の範囲では安定と判断する。

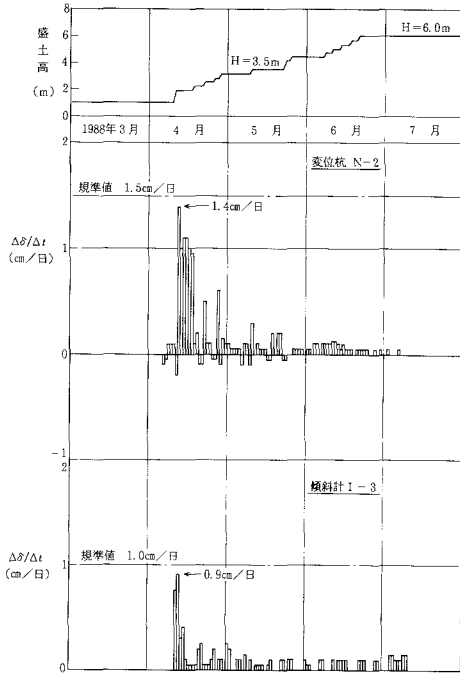
a) 動態観測結果

盛立て中の盛土のり尻外側の変位速度に関する観測結果を図—7に示す。変位速度の特徴的な点は以下のとおりである。

① 傾斜計は盛土の南、西および北側の盛土のり尻部(盛土肩から約29 m)に配置したが、その最大変位速度は、南側で0.9 cm/日であった。

② 傾斜計の補助として用いた変位杭は、盛土の東西南北のり尻外側に配置しており、その最大変位速度は、盛土北側(盛土肩から46 mの位置にある変位杭N-2)で発生し、1.4 cm/日であった。

③ 傾斜計および変位杭の変位速度は、いずれも盛立て開始直後に発生しており、その後の変位速度は急減し、



図一七 盛土のり尻外側の変位速度観測結果

盛土が安定的に完了したことを示している。

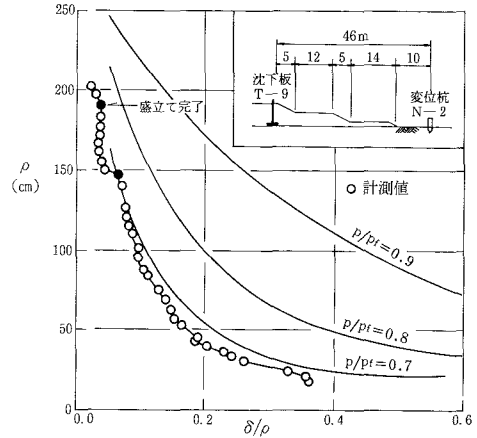
次に $(\rho \sim \delta/\rho)$ 図上での管理結果を図一八に示す。図一八は、盛土の各のり面部のうち、 $p/p_r=0.8$ に最も接近した盛土北側のり尻部外側の変位杭（変位杭 N-2）による側方変位を用いている。図中の $p/p_r=0.7, 0.8, 0.9$ の各曲線は、松尾・川村によって提案された管理のための参考曲線である。図一八に示すように、盛土の進捗とともに現場で計測された各値はすべて $p/p_r < 0.8$ の範囲にあり、終始安全に盛土載荷を完了した。

b) 管理結果に基づく本工食用規準値の設定

図一八に示したように、試験盛土は全工程を通じて $p/p_r < 0.7$ の範囲で安全に完了した。ただし、これら変位の計測値は、四日市地点を参考にした当初予想を下まわるものであり、当地点の地盤の安定性が四日市に比べ相対的に高いことを示した。ちなみに、過去の不安定な盛土における $(\rho \sim \delta/\rho)$ 管理では、 $p/p_r \leq 0.8$ の範囲で安定していた盛土が、 $0.8 < p/p_r \leq 0.9$ になると盛土天端上にクラックが入るなどの不安定な状況が観察されるのが通常である⁵⁾。

以上の管理結果から安定管理規準値を見直し、本工用の値を新たに設定する必要がある。この場合の基本的な考え方は、以下のようである。

① 上述したように、 $(\rho \sim \delta/\rho)$ 図を用いた管理実績によると、 $p/p_r \leq 0.8$ が安定的に盛り立てられる目安と考えられる⁵⁾。



図一八 松尾・川村管理図 $(\rho \sim \delta/\rho)$ (盛土北側)

② 試験盛土に関し $(\rho \sim \delta/\rho)$ 図上のプロットだけを見ると、当該地盤の安全度は一般より若干高く、 p/p_r の規準値を全般にもう少し高く設定してもよいように思える。しかし一方で、試験盛土が $p/p_r > 0.8$ を経験しなかった事実は重く、推論のみで本工事を進めるにはリスクが大きい。同時に、変位速度でみるとほぼ当初規準値に達している点にも注目しなければならない。

これらのことから、本工事に際する $(\rho \sim \delta/\rho)$ 図管理における規準値は試験盛土の場合に設定した値を変更せず、むしろ補完として用いる変位速度の管理規準値を見直す方向での検討が妥当と考えた。

変位速度に関する規準値の修正方法とその結果は、以下のとおりである。

① 本工事における盛土の盛立て速度および盛土荷重は試験工事にほぼ同じであり、側方変位量は $(\rho \sim \delta/\rho)$ 管理図の $p/p_r=0.8$ までを許容することにする。このとき、側方変位量と変位速度が比例すると考える。

② 試験盛土で $p/p_r=0.8$ に最も接近した北側の $(\rho \sim \delta/\rho)$ 管理結果 (図一八) に着目する。図一八において、 $p/p_r=0.8$ に最も接近したときの沈下量は、縦軸の ρ が 150 cm 付近と盛立完了時の 190 cm 付近であり (図一八中に黒点で表示)、この時期に着目するのである。

③ この2つの時期、すなわち、 $\rho=150$ cm および $\rho=190$ cm に対応する $p/p_r=0.8$ 曲線上の側方変位量を求める。

④ ③で求めた側方変位量 δ_c を、 $\rho=150$ cm および $\rho=190$ cm のときの実測側方変位量 δ と比較すると次のようになる。すなわち、 $\delta_c = 1.6 \times \delta_{\rho=150\text{cm}}$ および $\delta_c = 2.0 \times \delta_{\rho=190\text{cm}}$ である。このうち、 $\delta_c = 2.0 \times \delta$ を採用した場合には、 $\rho=150$ cm で $p/p_r > 0.8$ となるため、 $\delta_c = 1.6 \times \delta$ が妥当と考えた。この結果は、盛立て開始から盛立て完了時までの日々の実測の側方変位量が、た

表-4 安定管理規準値

安定管理方法	当初設定規準値	見直し後の規準値
松尾・川村の管理図 $\rho \sim \delta/\rho$ 法	$p/p_r \leq 0.8$ $p/p_r \leq 0.85$ $p/p_r \leq 0.9$	同左
側方変位速度 $\Delta\delta/\Delta t$ 法	傾斜計による場合 1.0cm/日以下 変位杭による場合 1.5cm/日以下	傾斜計による場合 1.5cm/日以下 変位杭による場合 2.0cm/日以下

とえその1.6倍出たとしても盛土の安定は確保 ($p/p_r \leq 0.8$) されることを示唆している。これらのことから、補完用である変位速度の規準値としては、試験工事のときの値よりも高めに設定してよいと判断した。

⑤ 以上の考察から、変位速度に関する本工事用の安定管理基準値としては、新たに変位杭も加え、若干安全側にみて、表-4に示す各値を用いることにした。

なお、盛土のり尻部における他の多くの地点での管理結果についても検討し、 $1.6 \times \delta$ が安全側、すなわち、いずれの場合も ($\rho \sim \delta/\rho$) 図上で $p/p_r < 0.8$ になることを確認した。

c) 得られた知見

安定管理に関する主たる知見は以下のとおりである。

- ① 6m盛土の安全施工は3か月で可能である。
- ② 安定管理に必要な観測計器は、地表面沈下板、傾斜計および変位杭である。
- ③ 安定管理は四日市LNG基地の場合と同様に、($\rho \sim \delta/\rho$) 管理図を主にして、側方変位速度を補完的に用いるのが望ましい。
- ④ 本工事の安定管理規準値としては表-4の各値が

妥当である。この表に示すように、変位速度の規準値としては、実測最大値の1.6倍でも盛土の安定が確保できるという知見が得られ、傾斜計を用いる場合には1.5cm/日 ($\cong 0.9 \text{ cm/日} \times 1.6$) を用いることにした。さらに傾斜計の補完として、変位杭による変位速度を用いる場合の管理規準値としては、実測最大値 (1.4 cm/日) の1.6倍 (2.24 cm/日) を若干安全側に考えた値として、2.0 cm/日を採用することにした。

(2) 沈下の解析と予測

a) 沈下量の時間的変化と当初予測

地表面沈下量の実測値を図-9に示す。施工前の事前予測と施工開始後の実測値をある程度知ったうえでその後の沈下量を予測するため、いくつかの方法⁶¹⁻⁹⁾を用いた。貯炭部に関して、盛立て完了後1.5か月時、3.0か月時および放置期間終了時の4.5か月時に各方法により求めた予測最終沈下量 ρ_{fp} の結果を表-5に示す。表-5から浅岡法 (一次近似) と門田法は、予測時期が進むにつれて徐々に ρ_{fp} が増加する傾向がみられるのに対して、双曲線法や \sqrt{t} 法は、3.0か月時以降の ρ_{fp} がほぼ一定値となり、かつ、1.5か月時と4.5か月時の予測値の差が小さいことがわかる。

現場における実際の管理では、沈下状況の判定のためにできるだけ早期に ρ_{fp} を確定するのが望ましい。また本工事の際の計測は自動計測でなくオフラインの計測管理を予定しているので、観測間隔等の厳密な規定は難しい。そこで、四日市LNG基地の知見も参考にして、実測値によくフィッティングし、しかも簡便な双曲線法を用いることにした。また、双曲線法によるフィッティング

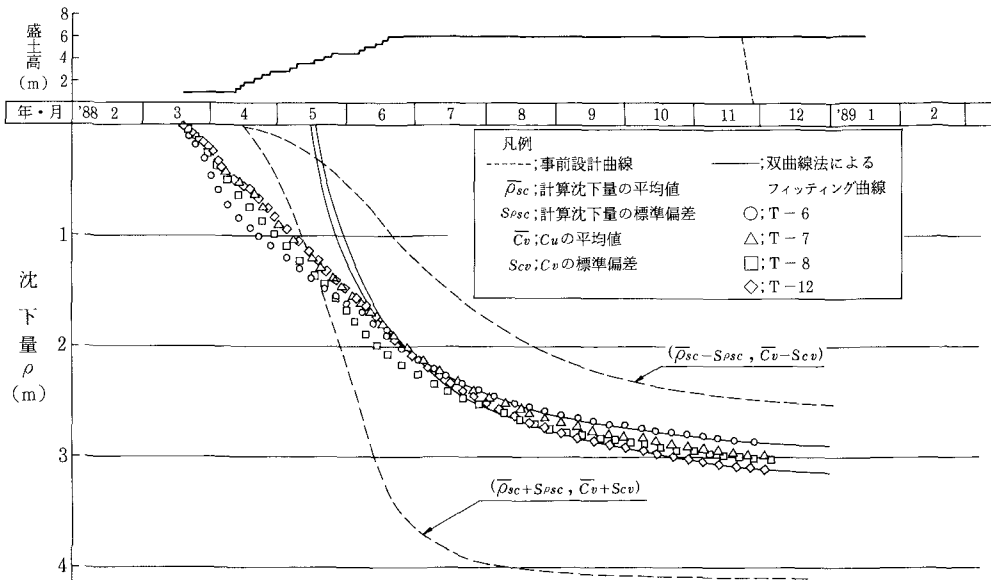


図-9 沈下実測値 (No.5貯炭部全沈下量)

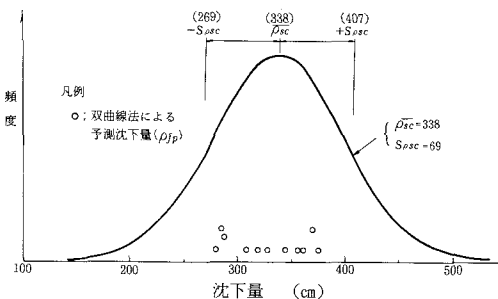
表—5 各予測方法による予測沈下量 ρ_{fp} (単位：cm)

場所	沈下板番号	予測時期	予測方法			
			浅岡法	門田法	\sqrt{t} 法	双曲線法
No.5 貯炭部	T-6	1.5か月	291	282	299	314
		3.0か月	300	295	315	330
		4.5か月	305	304	318	327
	T-7	1.5か月	298	296	322	343
		3.0か月	328	312	347	347
		4.5か月	333	318	345	352
	T-8	1.5か月	307	298	337	354
		3.0か月	348	306	358	364
		4.5か月	351	318	345	354
	T-12	1.5か月	319	310	347	364
		3.0か月	340	320	367	378
		4.5か月	354	332	365	370

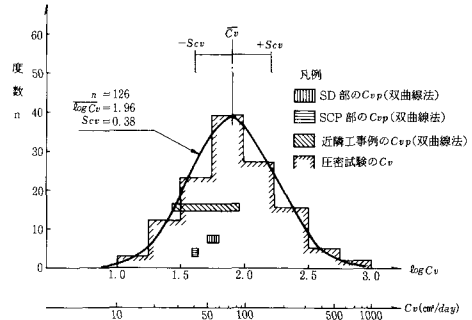
結果から、フィッティング曲線の始点が盛立て期間のほぼ中間時点に位置している(図—9参照)。したがって、計算上の圧密有効期間は、事前設計どおり盛立て期間の1/2と放置期間を合計した6か月としてよいと考えた。

事前設計で求めた計算沈下量(ρ_{sc})と双曲線法による予測沈下量(ρ_{fp})を比較したのが図—10である。ここで、 ρ_{sc} の計算に際して、盛土荷重の計算には単位体積重量を用いている。その理由は、サンドマット下面から強制排水しているため、盛土に浮力を考慮する必要がないからである。また、洪積粘土層については20 tf/m²以上の過圧密状態であり、沈下を考慮しなくてよいと判断した。 ρ_{fp} の各値は、 ρ_{sc} の分布の($\bar{\rho}_{sc} \pm s_{\rho_{sc}}$)(ここに、 $\bar{\rho}_{sc}$ ：平均値、 $s_{\rho_{sc}}$ ：標準偏差)の範囲にある。この結果から式(1)による平均沈下量は実測値をよく説明できるが、やはり変動幅が大き過ぎて精度の高い実務への適用には問題が多いといわざるを得ない。図—9に点線で併記したように、わずかな標準偏差の違いにより、結果的にこれほどの相違が生じ、やはり事前設計の精度が悪いことが明白である。見方を変え、この事実こそ試験工事や本工事における観測的施工の工学的価値が高いことを示しているといえる。

次に、圧密係数(c_v)値の取り方である。事前の有効土被り荷重と盛土による増加荷重の範囲にある室内試験



図—10 計算沈下量(ρ_{sc})と予測沈下量(ρ_{fp})の比較



図—11 c_v および c_{vp} (埋立粘土層)

値を統計処理し、その結果から事前設計用の c_v 値を決定した。その際、四日市LNG基地で実測の沈下量から逆算した c_v 値が室内試験値より大幅に小さくなった知見を参考にして、($\bar{c}_v - s_{c_v}$)(ここに、 \bar{c}_v ：平均値、 s_{c_v} ：標準偏差)の値を採用した。双曲線法による予測圧密係数 c_{vp} は、図—9の実測値をカーブフィッティングし、盛立て期間の1/2時点を押密開始時点として、80%圧密時の値をバロンの理論で逆算して求めている。これと盛土施工前の圧密試験から得られた圧密係数 c_v を比較したものが図—11である。ヒストグラムで描いてあるのが事前調査結果である。図—11は埋立粘土層の c_v について、室内試験値と c_{vp} を比較したものであるが、貯炭部(SD部)では事前設計に用いた($\bar{c}_v - s_{c_v}$)より c_{vp} が若干大きいことがわかる。

b) 得られた知見

沈下に関して得られた主な知見は以下のようなものである。

① ある程度の実測値を得たうえで沈下量の予測手法としては、双曲線法が有効であり、これによる高精度の予測可能時期は盛立て完了後約1.5か月以降である。

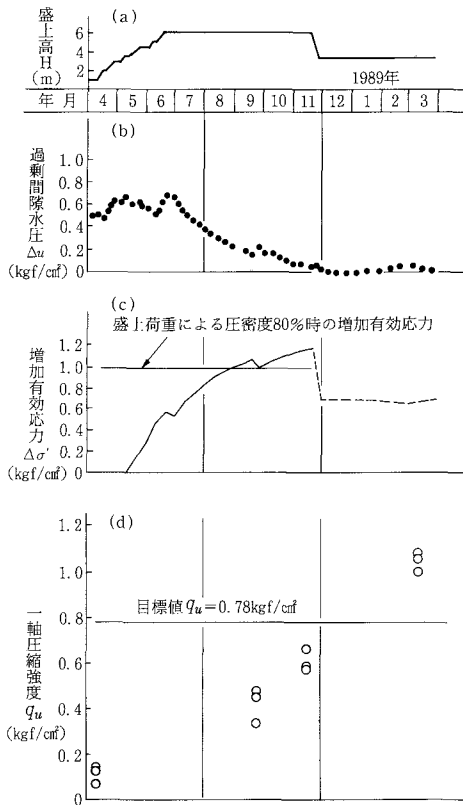
② 数多くの室内圧密試験の結果を統計的に処理して沈下量を予測すると、実測値を計算分布内に含むことはできるが変動幅が大き過ぎる。特に、事前設計の精度は期待できないので、試験工事から逆解析により同定された c_v 値を用いて本工事の事前設計を行うとともに、本工事自体を観測的施工とするのが望ましい。

(3) 地盤強度の増加傾向

a) 地盤強度の増加傾向と間隙水圧

圧密の進行に伴う地盤強度の調査は、図—6の計測工程に示すように、盛立て完了後1.5、3.0、4.5か月および載荷盛土撤去後4か月時に実施した。

貯炭部における地盤改良と先行盛土載荷による地盤強度の目標値は、表—1に示した。すなわち、石炭は13mの高さに積み上げた場合の円弧すべり面法による安全率(F_s)を1.2以上確保できるような地盤強度($q_u = 0.78 \text{ kgf/cm}^2$ 、ここに、 q_u ：埋立粘土層中央深度の一軸圧縮強度)にすることである。このためには、先行の載

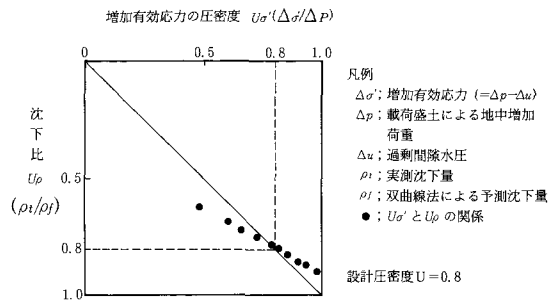


図一12 貯炭部埋立粘土層中央深さ付近の過剰間隙水圧と一軸圧縮強度の変化

荷用盛土による増加荷重に対して、圧密度を80%以上にする必要がある。

改良後地盤に対し円弧すべり面法による最小安全率円を求めると、それは埋立粘土層を通過する。貯炭部の埋立粘土層の調査結果を図一12に示す。図一12は埋立粘土層の中央深さ付近の q_u の増加傾向と、この位置に設置した間隙水圧計から得た過剰間隙水圧 (Δu) の消散傾向などについて示したものである。

まず、図一12(a)は、载荷盛土の時間的変化を示しており、盛立て完了後4.5か月時の1988年11月中旬に一部撤去した。図(b)は、埋立粘土層の中央深さ付近の Δu の消散傾向である。また図(c)は、増加有効応力 $\Delta\sigma'$ ($=\Delta p - \Delta u$, ここに Δp : 盛土荷重, Δu : 過剰間隙水圧測定値) の変化を示したものである。圧密の進行に伴い有効応力が増加しており、盛土荷重による圧密度80%時の有効応力には1988年9月頃に達している。さて、図(d)に、埋立粘土層中央深さ付近の q_u の調査結果を示す。これによると、盛土撤去直前には目標の $q_u = 0.78 \text{ kgf/cm}^2$ に達していないが、撤去後4か月時(1989年3月)には目標値よりかなり大きくなっている。一軸圧縮強度の測定値にはもちろんかなりの誤差は



図一13 有効応力の圧密度と沈下比の関係(貯炭部埋立粘土層)

含まれているであろう。図一12の強度のばらつき自身がこれを示している。しかしながら、図一12のようなデータはこのような測定誤差をこえて強度上昇が有意とみるほうが妥当で、プレロードの一部撤去後になお強度上昇をきたしていること自体は疑えない。図一5に示したような多次元局部荷重とこれに伴う多次元圧密変形後の荷重の一部撤去後の有効応力状態の時間的な変動は、本来、図一12(c)点線のような一次元的な考察では不十分であって、現在でもなおその特性は必ずしも明らかでない。地盤のせん断変形にも大きく寄与したはずの荷重の一部が撤去されたのちに、地中の有効応力状態として平均有効応力が複雑に変化することは十分に考えられる。また、これとは別に時間効果による強度上昇の説明もある¹⁰⁾。図一12のような強度上昇データの力学的な説明は今後の課題としたい。

増加有効応力と沈下の関係をみるために、図一13は増加有効応力で定義した圧密度 $U_\sigma' (= (\Delta p - \Delta u) / \Delta p$, ここに、 Δu : 過剰間隙水圧測定値) と沈下比で定義した ($U_\rho (= \rho_t / \rho_r$, ここに、 ρ_t : 任意時間の埋立粘土層の実測沈下量, ρ_r : 埋立粘土層の双曲線法による予測沈下量) の図上で整理したものである。この図から、圧密度が大略80%までは U_σ' が U_ρ に先行するが、これ以降、特に圧密終期には逆に U_σ' が U_ρ に先行していることがわかる。このことは、圧密終期(圧密度80%以上)が特に重要な意味をもつ本工事においては、 U_ρ で強度管理すれば、結果的に U_σ' での管理と同等以上となることを示している。 U_ρ を用いる管理は、施工管理上、簡易な計測で広い面積を細かく管理できる点できわめて有利であり工学的にみて重要な知見である。

b) 得られた知見

地盤の強度特性に関して得られた知見は以下のようである。

① 目標強度は、必要な増加有効応力が作用すること、ある程度の期間が経過すれば達成される。

② 圧密終期には U_σ' が U_ρ に先行するため、载荷用盛土の撤去は、地表面沈下量の測定に基づいて判定でき

る。なお、紙幅の都合で省略するが、地表面沈下量と層別沈下量の強い相関関係が明らかになっている。

③ 撤去判定に必要な観測計器としては、代表的な場所に間隙水圧計を配置し、その他の場所に地表面沈下板を配置すればよい。なお、改良地盤の強度は、載荷用盛土放置期間中に増加状況を把握しておくとともに、撤去後に最終の確認をするものとする。

6. おわりに

過去の四日市 LNG 基地地盤改良試験工事から得られた知見を事前設計時点で活かし、さらに今回、この試験工事で得た新たな知見を総合し、本工事の設計・施工計画に反映させた。その主たる点を取りまとめておく以下のようなものである。

(1) 盛土施工中の安定管理方法と管理規準値および管理に必要な観測計器の配置を決定できた。

(2) 事前および施工開始後の精度の高い沈下予測方法を選定するとともに、載荷用盛土の撤去判定方法とそれに必要な観測計器の合理的な配置を行った。

なお、本稿では触れなかったが、施工に関する他の各種管理方法、たとえばダンプトラックの運行管理方法を作成するなど、試験工事の経験を反映させることができた。

本工事では少しでも経済的にするために、盛土を5ブロックに分割施工するので、施工管理としてはそれぞれのブロックで動態観測による情報化施工を実施し、さら

に先行ブロックの知見を後のブロックに反映しながら施工している。このようにして本工事は現在予想どおり順調に進行しており、試験工事の目的は十分に達せられた。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔・塚田順治・金谷嘉久・庄野博文：四日市 LNG 基地建設のための地盤改良試験工事，土木学会誌，Vol. 69，pp. 9～15，1984. 4.
- 2) 金谷嘉久・玉木勝平・鈴木仁規：四日市 LNG 基地地盤改良工事の設計と施工，電力土木，No. 200，1986. 1.
- 3) 塚田順治・玉木勝平・金谷嘉久：四日市 LNG 基地地盤改良工事の概要と盛土の安定管理，電力土木，No. 190，1984. 5.
- 4) 松尾 稔・川村国夫：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図，土と基礎，No. 245，pp. 5～10，1978.
- 5) 松尾 稔：地盤工学，信頼性設計の理念と実際，技報堂出版，pp. 330～331，1984.
- 6) Asaoka, A. : Observational Procedure of Settlement Prediction, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 4, pp. 87～101, 1978.
- 7) Monden, H. : A New Time Fitting Method for the Settlement Analysis of Foundation on Soft Clays, Memoirs of Fac. Eng. Hiroshima Univ., Vol. 2, No. 1, 1963.
- 8) 土質工学会：土質工学ハンドブック，pp. 180，1982.
- 9) 星 棧 和：最近における基礎の諸問題，土木学会誌，Vol. 47, No. 7, pp. 63～67，1962.
- 10) 吉国 洋：パーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂出版，pp. 97～99，1979.

(1990. 2. 22・受付)