

福島潟の敷弱地盤改良

中野義仁*1
丸山正記*2
柴田東*3

1 はじめに

新潟県豊栄市地内にある福島潟周辺では、図-1に示す様に福島潟から新潟東港までの間に、幅約100m程度の福島潟放水路の建設が計画され、現在その計画に伴い図-2に示す様に福島潟寄りの区間（No.25～No.31+100）において、橋梁や揚・排水機場等の構造物の建設が進行中であり、一部は完成している。

しかし、上記した区間は軟弱粘性土層が厚く分布し、各構造物が放水路の堤体盛土に近接して建設されることから、盛土の不安定化（圧密沈下、すべり破壊）の影響によって、構造物基礎の側方移動、不同沈下、基礎底部の空洞化等が懸念され、これらの防止および堤体の安定化、更に圧密時間の短縮を目的として、これまでに各地点にて表-1に示す様な軟弱地盤改良工事が実施されてきた。



図-1 福島潟放水路計画路線

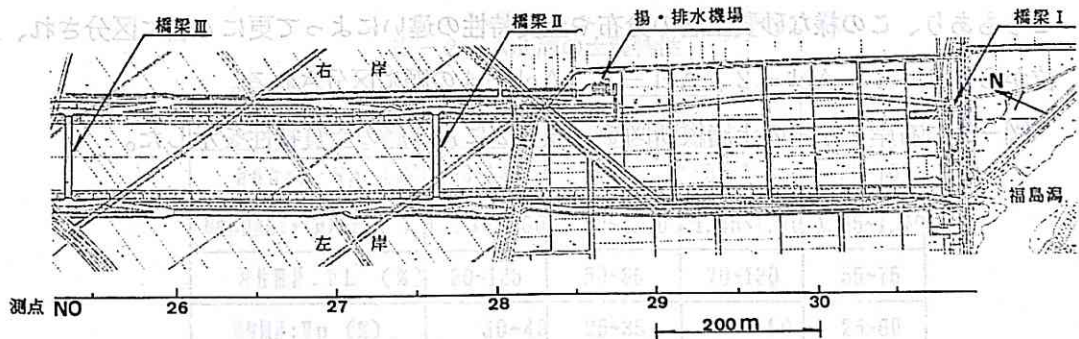


図-2 福島潟放水路平面

*1 (株)興和調査部 主任 *2 (株)興和調査部 課長 *3 (株)興和調査部 課長代理

表-1 各地点の軟弱地盤改良工事の工種

工 事	名 称	工 種
A	橋梁Ⅰ右岸橋台	プレロード盛土+バックドレーン工法
B	揚・排水機場	プレロード盛土+タフネルドレーン工法
C	橋梁Ⅱ右岸橋台	プレロード盛土+タフネルドレーン工法
D	橋梁Ⅱ左岸橋台	プレロード盛土+タフネルドレーン工法
E	橋梁Ⅲ右岸橋台	プレロード盛土+ サンドドレーン工法 { サンドコンパクションパイル工法
F	橋梁Ⅲ左岸橋台	プレロード盛土+ サンドドレーン工法 { サンドコンパクションパイル工法

また、これらの改良工事の施工に伴い、現場計測に基づく入念な施工管理、および改良効果の早期判定の目的で工事の施工と平行して動態観測が実施された。

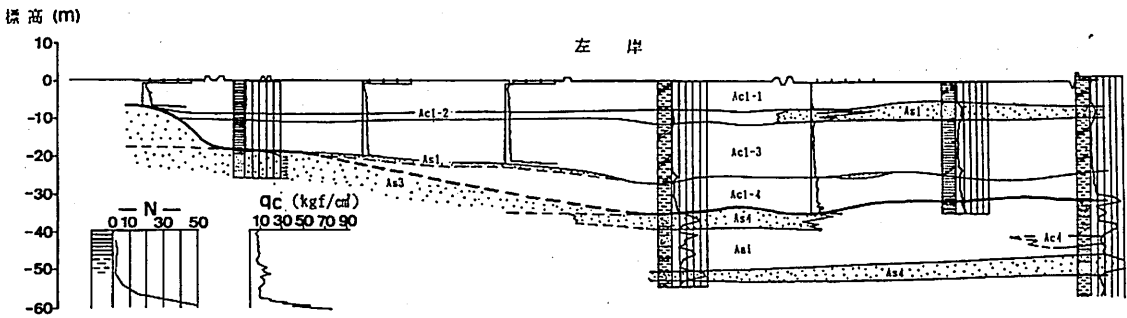
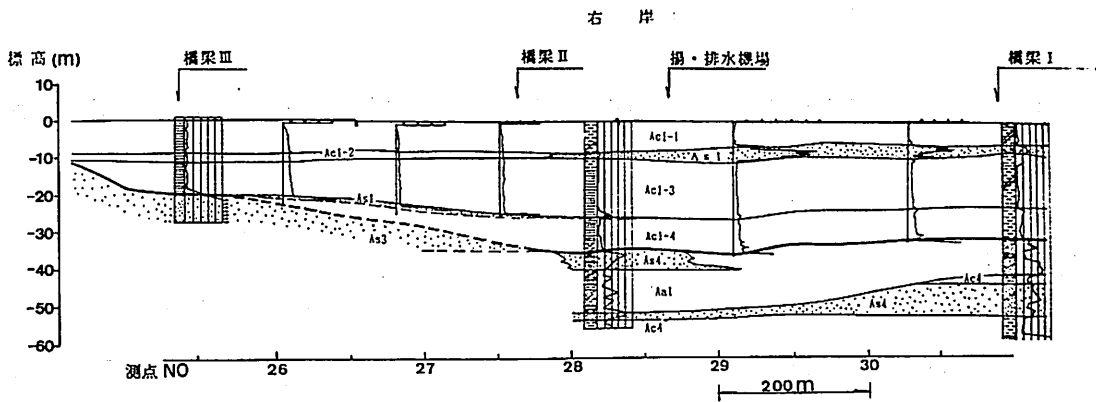
筆者らは表-1に示した改良工事全てにおいて動態観測に携わることができたので、その観測結果を紹介するとともに、沈下性状について実測値と計算値の比較を行ってみたいので報告する。

2 地盤性状と土質特性

福島潟放水路測点No.25～No.30+100区間は、福島潟を中心に発達した潟湖性低地にあたり、上部にN値=0～5回、 $q_c=0\sim 10\text{kgf}/\text{cm}^2$ で、主にシルト・粘土から成る軟弱な粘性土層が厚く分布し、下部には下流部でN値 ≥ 50 回を示す砂質土層が分布し、上流部では粘性土と砂質土が互層状を成しN値 $\approx 6\sim 50$ 回程度を示している。

また、上部に分布する軟弱粘性土質(Ac1層)は、中間に薄い砂質土層を介在するところもあり、この様な砂質土層の分布や土質特性の違いによって更に4層に区分され、上位からAc1-1、Ac1-2、Ac1-3、Ac1-4の順に区分される。

図-3に右岸・左岸の土層縦断面図を、表-2にAc1層の土質特性を示した。



時代	地質記号	地質名
第四紀沖積世	As ₁	最上部砂質土層 (黒島層相当)
	Ac ₁	最上部粘性土層 (黒島層相当)
	As ₁	砂質土・粘性土互層 (白根層上部相当)
	As ₄	下部砂質土層 (白根層下部相当)
	Ac ₄	下部粘性土層 (白根層下部相当)

図-3 福島潟放水路右岸・左岸土層縦断面

表-2 Ac1層の土質特性

土層名	Ac1-1	Ac1-2	Ac1-3	Ac1-4
自然含水比: W _n (%)	30~140	30~70	30~100	30~70
単位体積重量: γ (g/cm ³)	1.30~1.60	1.50~1.70	1.45~1.70	1.55~1.70
液性限界: W _L (%)	80~145	50~80	70~130	55~75
塑性限界: W _p (%)	30~40	25~35	25~40	25~60
粘着力: C _u (kgf/d)	0.07~0.25	0.15~0.41	0.16~0.60	0.40~1.20
圧密降伏応力: P _c (kgf/d)	0.25~0.6	0.75~1.75	0.75~2.0	1.75~3.2

3 各軟弱地盤改良工と動態観測概要

(1) 工事概要

表-1に示した軟弱地盤改良工事のうち、代表として右岸側のA、B、C、E工事についてその概要の設計時の資料を参照して紹介する。

○A工事

◦改良目的

- ・橋台側方移動防止
- ・橋台周辺部堤体の沈下促進・安定化対策

◦工法と選定

- ・種々の地盤改良工法の比較検討（工期・工費）の結果、圧密沈下を促進させ、地盤強度を増加させる方法が有利であったことから、プレロード盛土+バーチカルドレーン工法が採用された。

- ・バーチカルドレーンの工種は、深度8m前後に分布する砂質土層（層厚約2m、N=10~15回）を打抜く打設能力が必要であったことから、パックドレーン工法が採用された。

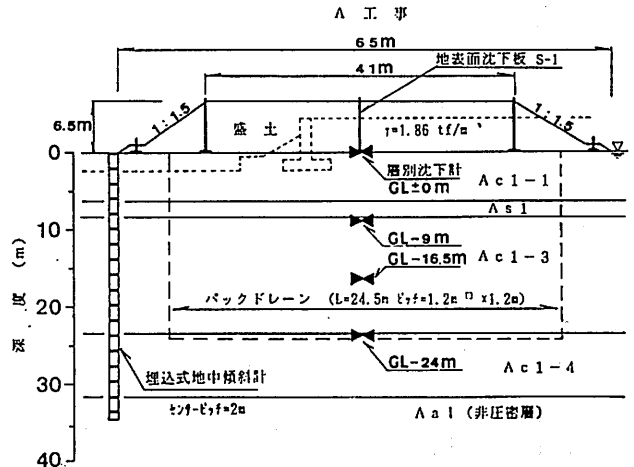


図-4 A工事の概要図

○B工事

◦改良目的

- ・構造物に近接する堤体のすべり破壊防止（構造物基礎への側方流動圧防止）
- ・不同沈下・残留沈下量の軽減

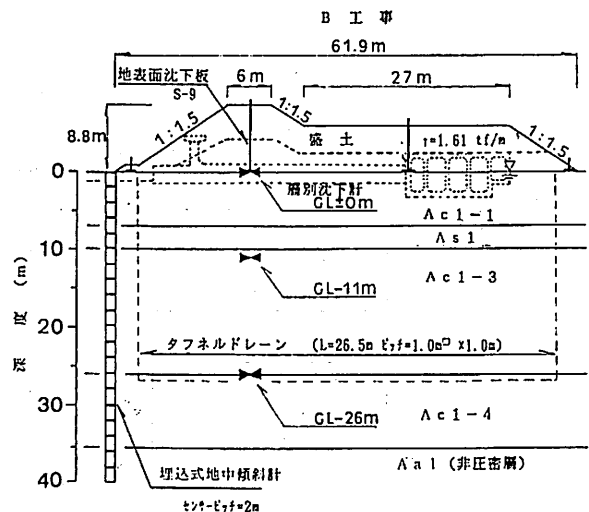


図-5 B工事の概要図

○工法と選定

- A工事同様比較検討の結果、圧密を促進させ、地盤強度を増加させる方法が有利とされ、プレロード盛土+バーチカルドレーン工法が採用された。
- バーチカルドレーンの工種は、ドレーン工法の比較検討（効果、施工日数、工費）の結果、タフネルドレーン工法を採用された。

○C工事

- 改良目的
 - A工事と同じ。
- 工法と選定
 - B工事と同じ。

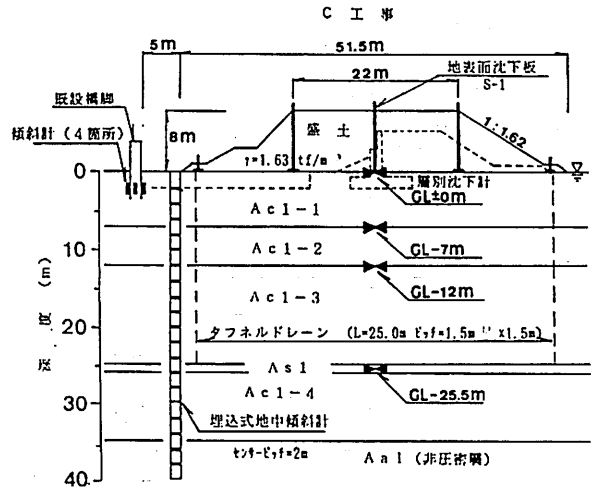


図-6 C工事の概要図

○E工事

- 改良目的
 - A工事と同じ
- 工法と選定
 - 堤体の安定・沈下対策としては圧密沈下を促進させ、地盤強度を増加させる方法が有利であるものの、橋台側方移動防止としては圧密をもたらせただけでは必要地盤強度が確保できず、橋台背面部は圧密促進効果と荷重軽減効果のあるプレロード盛土+サンドコンパクションパイル工法が採用され、橋台前面部はプレロード盛土+バーチカルドレーン工法が採用された。

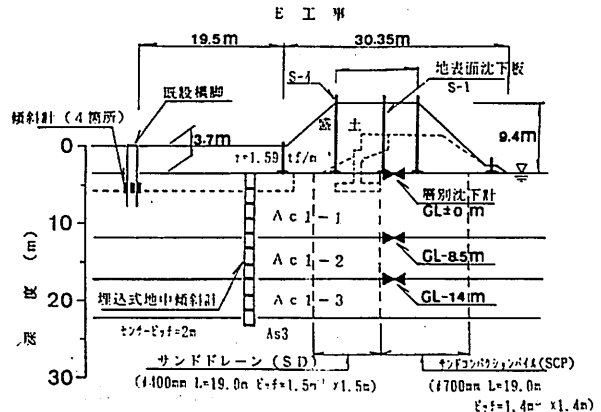


図-7 E工事の概要図

- バーチカルドレーンの工種は、橋台背面にサンドコンパクションパイル工法を採用することから、施工性を考え同一機種で打設できるサンドドレーン工法が採用された。

(2) 観測概要

各工事にて実施された動態観測は、地盤が設計時の理論計算通りの挙動を示すとは限らないため、実際の地盤挙動を観測することで、予期されない地盤の破壊・変状の徴候を初期の段階で察知し、大きな変状が生じる前に必要な対策を施す等、工事を安全かつ経済的に進める目的で実施された。

また、更に図-6、7に示した様に小瀧橋、明海橋では既設の橋脚に近接した工事であったため、橋脚への影響を最小限に抑えながら施工しなければならないという目的もあった。

観測は、プレロード盛土立上げ時における安定性の評価をリアルタイムで行え、かつ省力化を図るという目的で図-8に示す様な動態観測システムにより実施した。

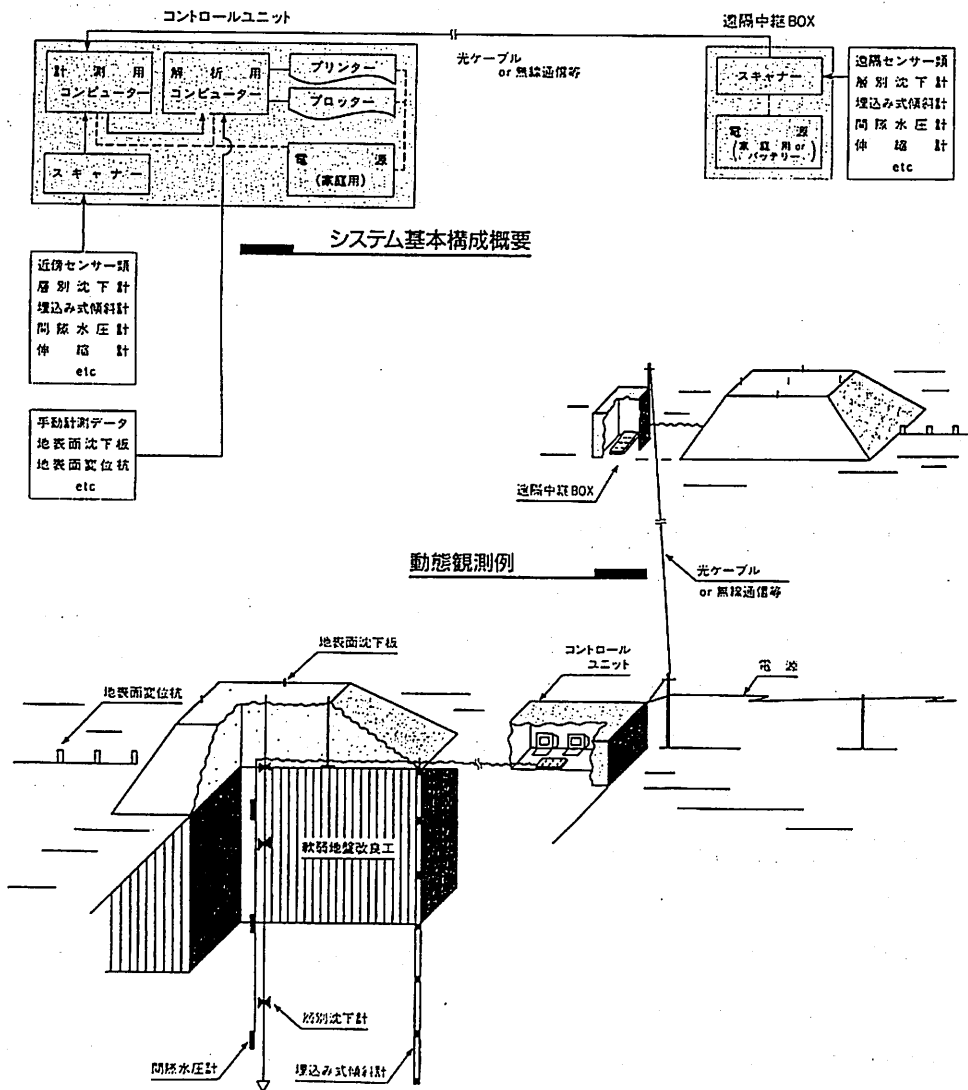


図-8 動態観測システム概要

4 安定管理結果

盛土施工時の安定管理は、種々の方法にて行い総合的な評価を行ったが、ここではその1例としてA、B、C、E工事における $S \sim \delta/s$ （松尾、川村の方法、S：盛土中央沈下量、 δ ：盛土法尻側方変位量）による安定管理結果と、C、E工事における橋脚傾斜管理結果を図-9～12に示した。

盛土の安定管理は、A、C工事では別段不安定徴候を認めることなく施工できたが、B、E工事では施工中 $S \sim \delta/s$ 曲線が右側へ進行し、不安定徴候が認められた。しかし、盛土の立上げを休止して放置することによって再び安定化が図られ、盛土施工を完了することができた。

また、C、E工事における橋脚傾斜管理では、両工事は共に大きな変位は認められず管理基準値（各企業者えて実施例や指針・基準を参考に設定した値）内にとどめることができた。

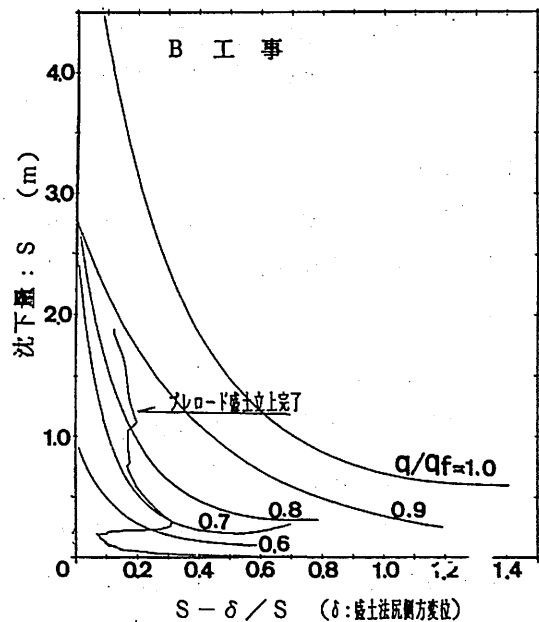
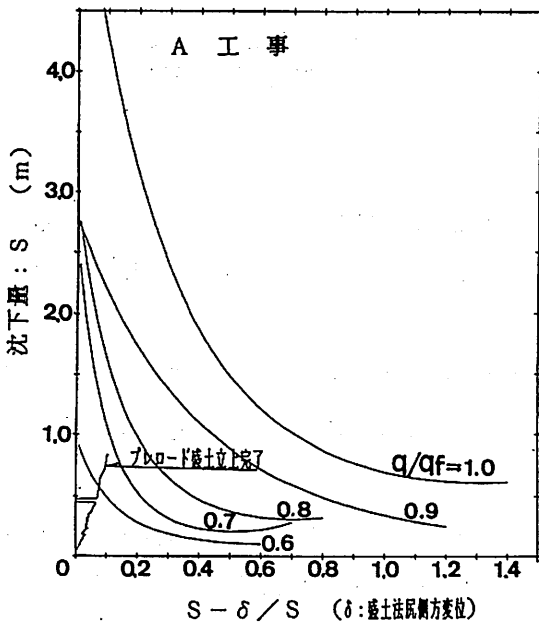
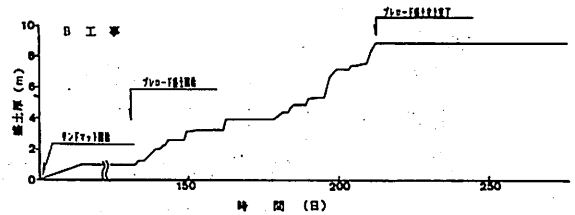
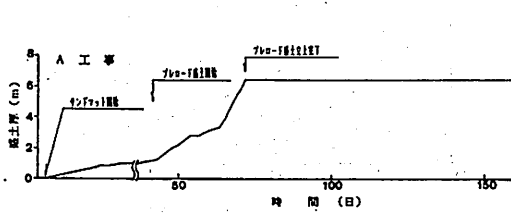


図-9 A工事安定管理結果

図-10 B工事安定管理結果

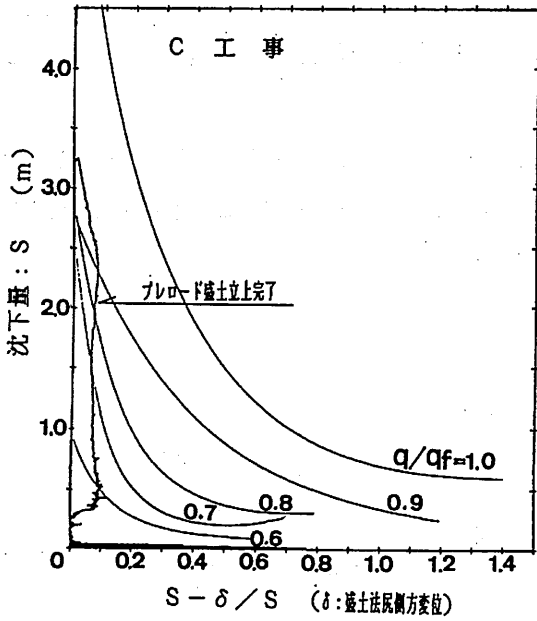
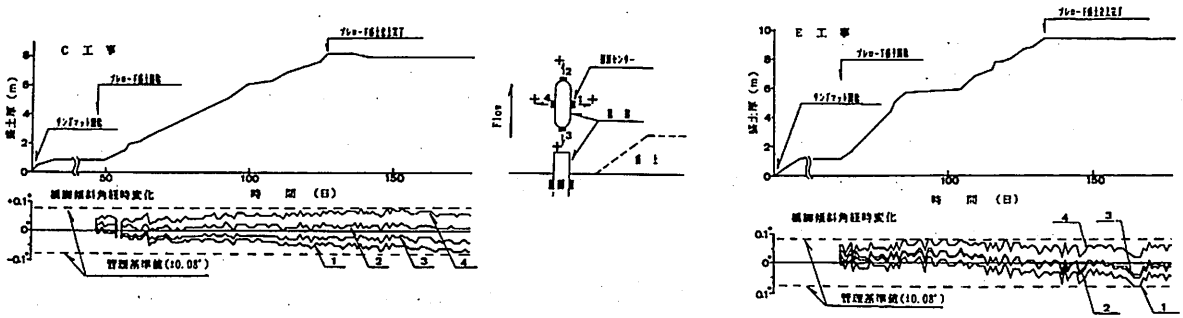


図-11 C工事安定管理結果
と橋脚傾斜管理結果

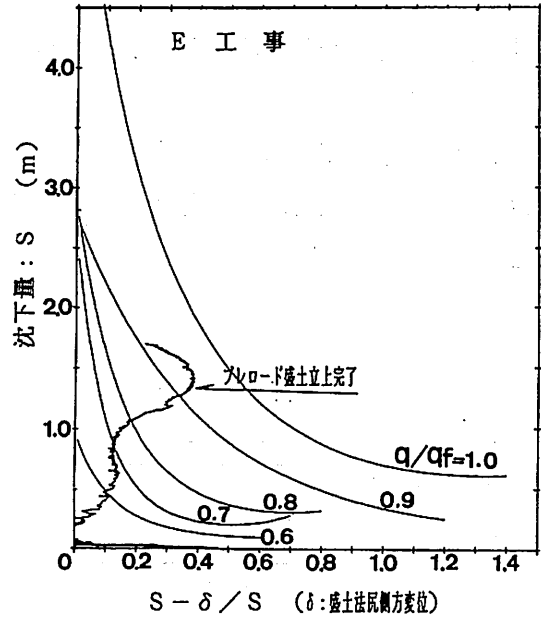


図-12 E工事安定管理結果
と橋脚傾斜管理結果

5 改良効果

改良効果判定は、前述した各工事の改良目的を満足するために必要な圧密度：U、および地盤強度：C（ $=qu/z$ ）を観測結果、土質試験で行った。その結果を図-13、14に示した。

図-13、14に示される様に、各工事共に橋台の側方移動や堤体の安定性を確保するために必要な地盤強度は得られており、平均圧密度は $U \geq 90\%$ に達していることから、各工事の目的は達したと判断し、改良工事は終了された。

また、C、E工事については近接の既設橋脚への影響を監視することも目的の一つであったわけであるが、橋脚変位管理結果より影響はほとんどなかったと判断されることから工事は無事完了させたと言って良いであろう。

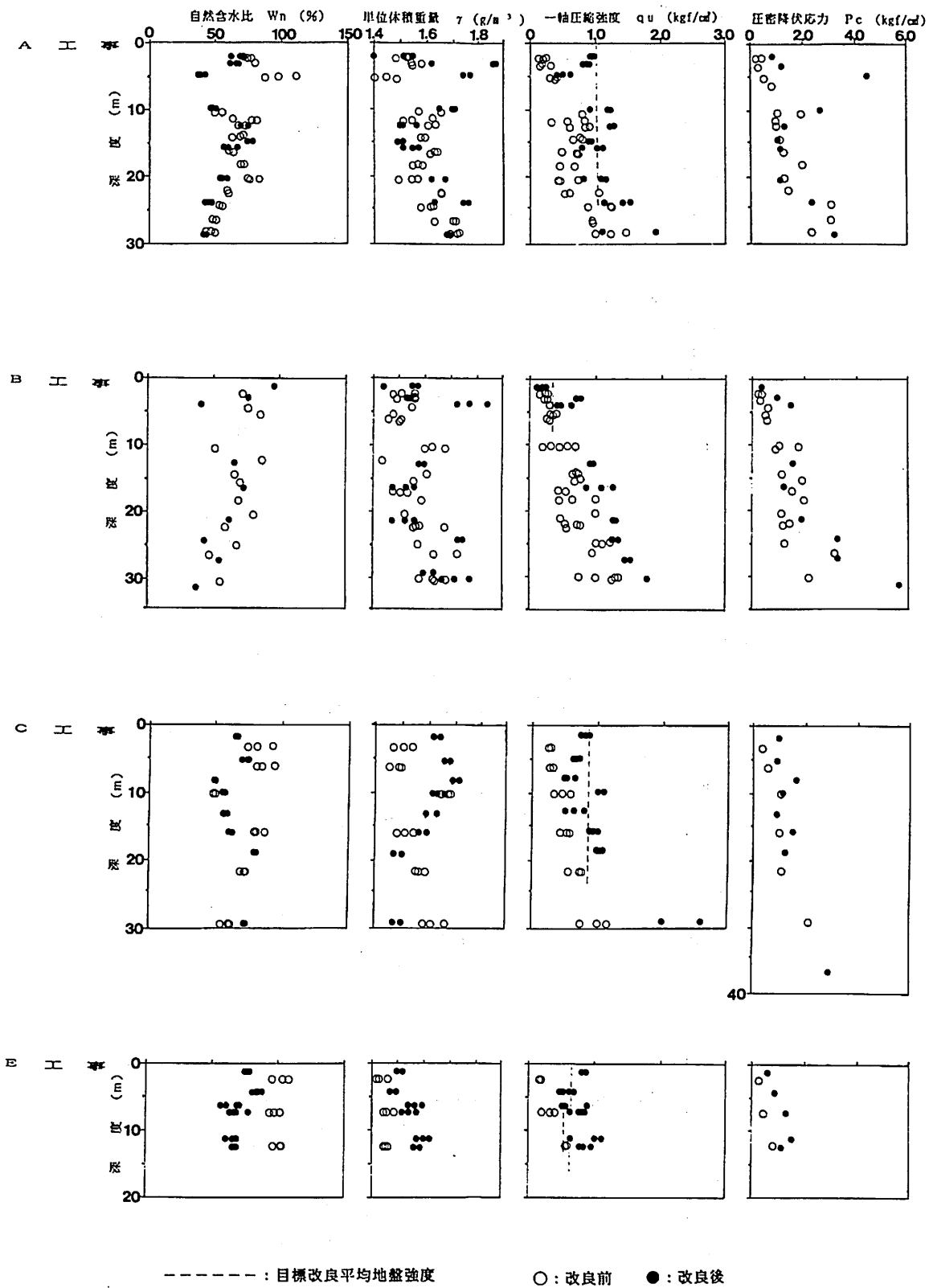


図-13 改良前と改良後の土質性状の変化

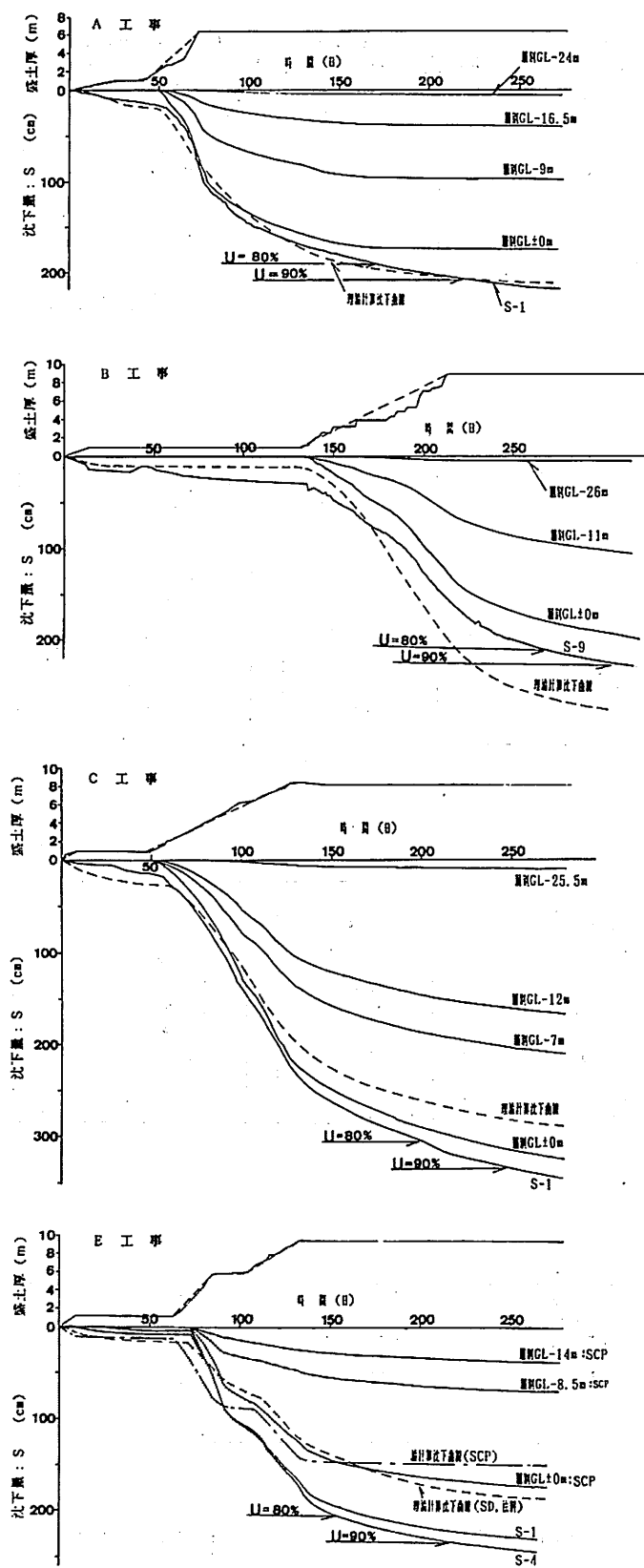


図-14 各工事の沈下曲線

6 沈下性状の実測値と計算値

前項までに4地点の軟弱地盤改良工事の動態観測結果を紹介したが、観測によって得られた実際の沈下性状と理論計算上の沈下性状をここで比較してみる。

比較は図-14における、バーチカルドレーンによる改良部に着目した。実測値としては地表面沈下板の沈下曲線を用いた。理論計算の沈下曲線は、実際の盛土荷重をもとに、設計時の条件で計算した沈下曲線を用いた(破線)。(層別沈下計は、サンドマット:H=1.0m施工後に設置したものであるため、データにその盛土による沈下が含まれていないので今回の比較には用いなかった。)

まず、図-14において、実測値と計算値の沈下曲線を比べると、A工事はほぼ一致しているものの、他の工事では両者間に開きがある。しかし、その量が大きいか小さいかは見る人によって異なると思われる。

そこで、どの程度の違いがあるか実測の最終沈下量(双曲線法にて計算した堆定値)と計算による最終沈下量を直接的に比較してみると、図-15に示す様になり、ほぼ偏差として±20%内にあることが分かる。

また、圧密時間を考える上で重要なパラメータとなる圧密係数を実測沈下曲線から逆算し、設計時で用いている値と比較してみると図-16に示す様になり、Ac1-2層は実測値=設計値×1/10となるものの、それ以外は実測値=設計値×2~設計値×1/2の範囲にあることが分かる。

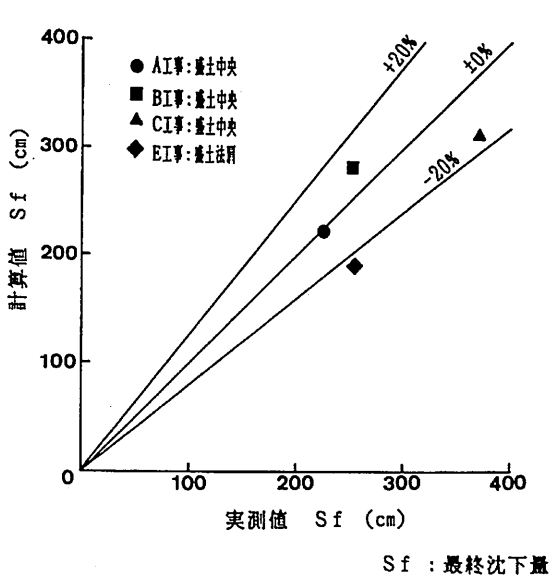


図-15 沈下量の実測値と計算値

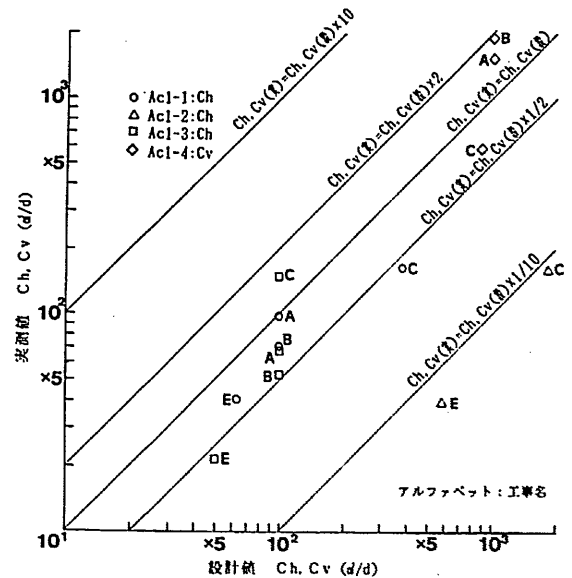


図-16 圧密係数: Ch, Cv の実測値と設計値

この様に、今回対象とした4つの地盤改良工事における圧密沈下の予測は、福島潟周辺に地盤が比較的均質であるという好条件もあろうが、実用的な精度では、十分満足できたものと考えられる。

7 おわりに

以上、これまでに福島潟放水路において実施されてきた軟弱地盤改良工事のうち数例を簡単に紹介し、またそれらの工事に伴って実施した動態観測のデータを基に実測値と計算値の比較ということで圧密沈下性状について検討を加えてみた。その結果、実用的な精度では一致しており、設計時での地盤や土質性状の評価、および予測計算方法がほぼ妥当であったことが分かった。

今後は、これを機会に強度特性等の他の土質性状についても検討し、福島潟周辺地盤における予測値の精度の向上に務めて行きたいと考えている。また、福島潟に限らず他地域でも実際の地盤挙動のデータが得られる様な機会があれば調べていきたいとも考えている。