

海成粘土地盤上における高盛土の情報化施工

木村 薫 平間 邦興
鳥井原 誠 大石 守夫
(北方工事事務所)
吉田 豊 塩田 耕三

Observational Construction of High Embankment on Marine Clay Ground

Kaoru Kimura Kunioki Hiram
Makoto Toriihara Morio Ohishi
Yutaka Yoshida Kozo Shiota

Abstract

The Kitagata section of the Trans-Kyushu Highway project consisted of an embankment constructed on marine clay ground called Ariake clay. Great misgivings were held about safety of the embankment during construction on the Ariake clay layer of this section which had markedly high water content, very high sensitivity ratio of 17 to 250, and extremely large strength reduction when disturbed as could be seen from the liquidity index (I_L) of approximately 2.0. However, it was possible to complete the embankment safely by means of a new observational construction method which profusely used various measuring instruments and personal computers. As a result, it was found that underground strain and not strain at the surface should be used for lateral displacement needed in stability control of the embankment, and that the Shibata-Sekiguchi method is very effective for estimating the safety factor of an embankment during construction.

概要

九州横断自動車道・北方工事は、有明粘土と呼ばれる海成粘土地盤上での道路盛土工事である。当工区の有明粘土層は、液性指数 $I_L \approx 2.0$ からわかるように非常に高含水比で、鋭敏比が17~250と非常に高く、カク乱による強度低下がきわめて激しいため、施工中の盛土の安定に大きな危惧が持たれた。しかしながら各種の計測器機とパソコンを駆使した、最新の情報化施工を実施することによって、無事盛土を完成することができた。

その結果、盛土の安定管理の際に必要な側方変位量は、地表面ではなく、地中変位の最大値を使用すべきことや、柴田、関口の方法が、施工中の盛土の安全率の推定に非常に有効であることが明らかとなった。

1. まえがき

九州横断自動車道・北方工事は、有明海沿岸に堆積している「有明粘土」と呼ばれる軟弱な海成粘土地盤上に盛土工を主体として、インターチェンジを造成しているものである。一般に海成粘土は、淡水性粘土と比較して粘土含有量が多く、間隙比が大きいため、単体体積重量はやや小さいのが普通である。また、液性限界、塑性指数とも高く、高塑性、高活性であるとも言われている¹⁾。

当地の地盤は、特に含水比が高く、鋭敏比がきわめて高いという特徴を持っていたので、盛土の安定性につい

ても、工事着手前より大きな不安があった。軟弱地盤対策工法の選定にあたっては、以前に同様の地盤で実施したサンドコンパクションパイル工法が、その目的に反して地盤のカク乱を促し、強度を低下させる結果に終わった経験から²⁾、地盤をカク乱させることの少ないパーパードレーン工法と押え盛土工法が採用されている。

しかし、事前の安定解析では、安全率が1.0を下回る事態も予想されたため、その施工にあたっては、施工中の動態観測データを基にした情報化施工システムが採用された。特に、当工事ではパソコンや自動計測システムを積極的に取り入れ、より迅速な情報化施工システムの

活用を図った。その結果、適確な盛土速度コントロールが可能となり、無事盛土を完成させることができた。

この報文は、当工事の成果を基に、軟弱な海成粘土地盤上の高盛土の情報化施工の考え方や、運用方法を述べるとともに、施工中実施したチェックボーリング結果についても検討を行なっている。

2. 工事概要

工事概要を以下に示す。

- | | |
|----------------|-------------------------------------|
| (1) 工事面積 | 119,000m ² |
| (2) 工事延長 | 本線延長 700m ランプ延長 1,500m 橋梁 3箇所 |
| (3) 軟弱地盤処理工総延長 | 890,000m |
| 地盤改良杭総延長 | 15,000m |
| プレロード盛土 | 190,000m ³ |

当工区の盛土工事は、その目的、計画高さなどにより、プレロード区域、低盛土サーチャージ区域、ランプ内盛土区域に分かれており、各々パーパードレン打設ピッチは、 $\phi=0.8\text{ m}$ 、 $1.0\sim 1.2\text{ m}$ 、無処理となっている。また、圧密促進効果を目的として、サンドマット内に10mピッチで盲暗きよを敷設し、その上、全体で30箇所の釜場を設置して、圧密排水された水の速やかな場外排出を行なった。

3. 土質特性

地盤を構成している有明粘土は、極めて鋭敏性の高い海成粘土であり土質工学的には、いわゆる「特殊土」の範ちゅうに分類されるものである。この有明粘土は、約6,000年前の縄文海進と、有明海に流入する多

くの河川の沖積作用によって形成されたものである。その分布範囲を図-1に示す。粘土層厚は10~30mに及び、その土質性状は、図-1に示したゆるやかな左回りの湾流のため、西側にいくほど細粒分を多く含む傾向がある³⁾。当工区の土性一覧図を図-2に示す。当地の有明粘土は、層厚10m程度と有明粘土地盤としては、比較的薄いのが、自然含水比が液性限界を50~60%も上まわり、液性指数が $I_L=2.0$ と極めて高く、鋭敏比が $St=17\sim 250$ と非常に大きく、カク乱による強度低下が極めて激しい。また、地層は、均一な成層状態を示すが、図-3の一軸圧縮試験結果から分かるように、著しい強度異方性を示している。

参考のため、 C_{14} 測定法を用いて、当地盤の堆積年代の推定を行なったが、GL-2mで約5,470年前、GL-6.6mで約6,470年前であった。

4. 動態観測

盛土施工上、その安定性に最も大きな影響を与えるのは、盛土速度である。この盛土速度の管理を適確に行な

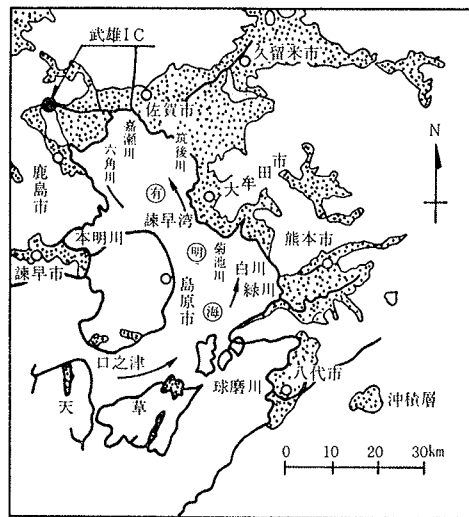


図-1 有明粘土の分布

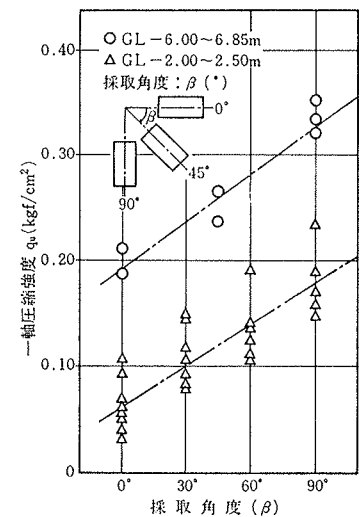


図-3 一軸圧縮試験結果

| 深度 (m) | 土性図 (%) | | | 自然含水比: W_n ● 塑性限界: W_p ▲ 液性限界: WL ○ (%) | | 間隙比 (e_s) | 単位体積重量 r_t (gf/cm ³) | 一軸圧縮強度: q_u (kgf/cm ²) | |
|-----------|---------|-------|-----|--|-------------|---------------|---------------------------------------|--------------------------------------|--|
| | 粘土 ○ | シルト ● | 砂 ▲ | q_u ○ | 鋭敏比: St ▲ | | | | |
| 0 | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | |

図-2 土性一覧図

うために、盛土工事区域を20ブロックに分割し、1ブロックごとに1本の観測線を設け、沈下計、地中変位計、変位杭、地すべり計、間隙水圧計、層別沈下計を図-4に示す要領で配置した。図-5は、プレロード盛土部P-1地点の盛土中央部での地表面沈下量(S)と法尻部での変位杭および地中変位計による側方変位量(δ)を示したものである。なお、側方変位量は、地中変位計による最大値である。同時に、間隙水圧の動きも示している。この図から、側方変位量が、変位杭と地中変位計とでは、大きく異なることや、間隙水圧の変化が、設置位置によって異なることが分かる。図-6は、地中変位計で求めた地盤内の側方変位量の深度分布であるが、最大側方変位量は、GL-3mの付近であることが分かる。

5. 盛土の安定管理

情報化施工の考え方に基づく盛土の施工管理を実施する際に重要なことは、適確な安定管理手法の選択と動態観測データの迅速な処理である。当工事で用いた安定管理手法は、(1)S~δ法(富永・橋本)、(2)S~δ/S法(松尾・川村)、(3)Δδ/Δt法(栗原・一本)、(4)Δq/Δδ~q法(柴田・関口)の四つの手法である。これらは、北海道縦貫自動車道(札幌~岩見沢)⁴⁾の場合と同様である。動態

観測データの迅速な処理のために、写真-1に示すパソコンを用いたデータ処理システムを採用した。

このようにして盛土の施工管理を行なった訳であるが、以下プレロード盛土部P-1地点における実際の適用例について述べる。ただし、安定管理に用いる側方変位量としては、地中変位計による最大値を採用している。当地点の盛土工事は、上述の各種安定管理によって盛土速度を1.1cm/day~7.8cm/dayと幅広くコントロールしたのであるが、その施工過程を大きく分けると表-1に示す4期になる。各時期における実際の安定管理図の挙

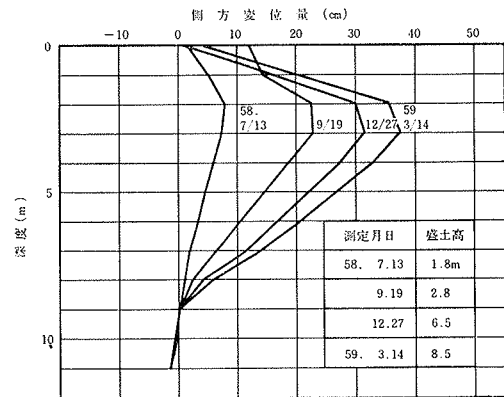


図-6 地中変位 (P-1)

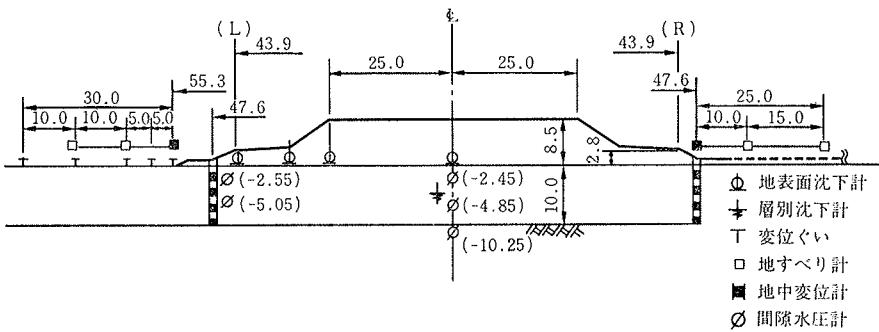


図-4 動態観測計器配置図 (P-1)

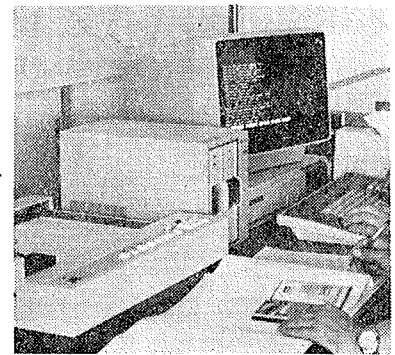


写真-1 観測データ処理システム

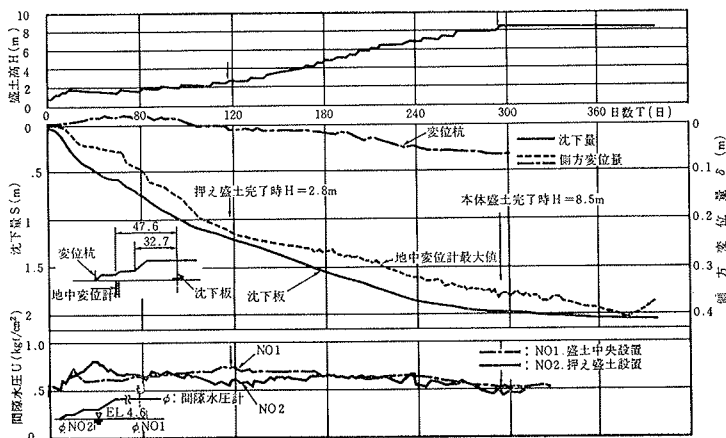


図-5 地表面沈下と側方変位および間隙水圧 (P-1)

| 施工時期 | 盛土形状 | 盛土状況 | 盛土高さ | 盛土速度 |
|------|------|-----------|------------|------------------|
| 第1期 | | 0 限界盛土 | 0m 1.8 | 最大 7.8 cm/day |
| 第2期 | | 押し盛土 | 1.8 2.8 | 最小 1.1 |
| 第3期 | | 本体盛土中段 | 2.8 6.5 | 大 4.0 |
| 第4期 | | 盛土完了 | 6.5 8.5 | 中 2.6 |

表-1 盛土施工実績 (P-1)

動を以下に示す。

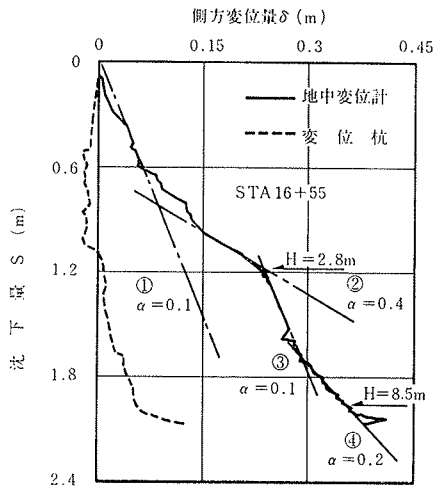
(1) $S \sim \delta$ 管理図 (富永・橋本)

$S \sim \delta$ 管理図を図一7に示す。実線が地中変位計の最大値によるものであり、点線が地表面変位杭によるものである。この図より明らかなように地表面変位杭による結果は、安定管理には適していないようである。このことは、他の管理手法でも同様である。

第1期(盛土高 $H=0 \sim 1.8$ m)は、 $\alpha (= \delta/S)$ の値が0.1と安定側を示す。第2期 ($H=1.8 \sim 2.8$ m) の押え盛土期間中、 α は0.1から0.4へ急増し、せん断変形の卓越を示す動きであり、盛土が不安定状態になったと考えられる。第3期 ($H=2.8 \sim 6.5$ m) は、 α が一転して減少し、盛土が最も安定した傾向を示している。第4期 ($H=6.5 \sim 8.5$ m) の最終段階では、 α が0.1から0.2へと再び増加し、盛土の進行とともに、さらに増加する傾向が見られ、盛土がやや不安定状態へ向かっていると推察される。

(2) $S \sim \delta/S$ 管理図 (松尾・川村)

$S \sim \delta/S$ 管理図を図一8に示す。第1期、第2期とも



図一7 $S \sim \delta$ 管理図 (P-1)

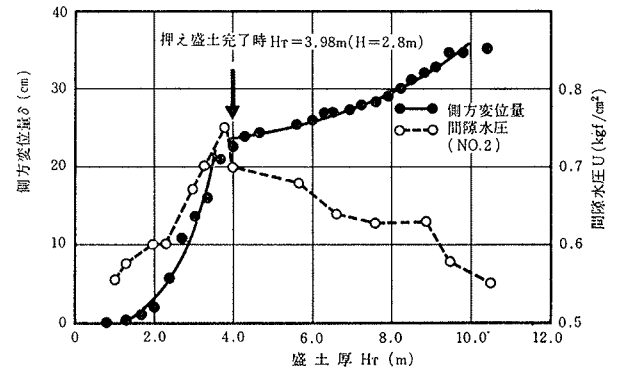
に右方向へ動き、特に第2期では $q/q_r=0.8$ に達している。第3期にはいと、右方向の動きは反転して、左側へ向かう動きを示し、 $S \sim \delta$ 管理図と同様に最も盛土が安定した状態を示している。第4期では、その後半において再び右向きの動きを示し、 $q/q_r=0.9$ に達して、危険状態を示している。

(3) $\Delta\delta/\Delta t$ 管理図 (栗原・一本)

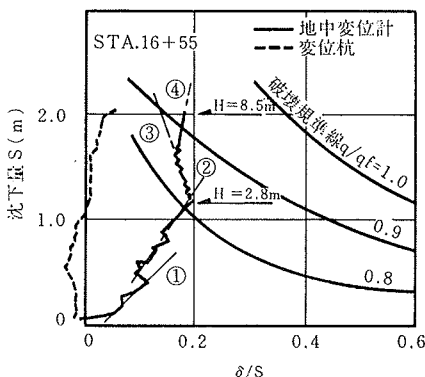
$\Delta\delta/\Delta t$ 管理図を図一9に示す。この管理図の動きからは、上述した $S \sim \delta$ 管理図や、 $S \sim \delta/S$ 管理図ほど各施工段階ごとの明確な差は認められず、変動量も小さい。ただし、第2期までの動きは、押し出し現象が顕著に認められるものの、第3期、第4期では、押し出しと引き込み現象が交互に生じており、特に第4期では、その動きが激しい。

(4) $\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 管理図 (柴田・関口)

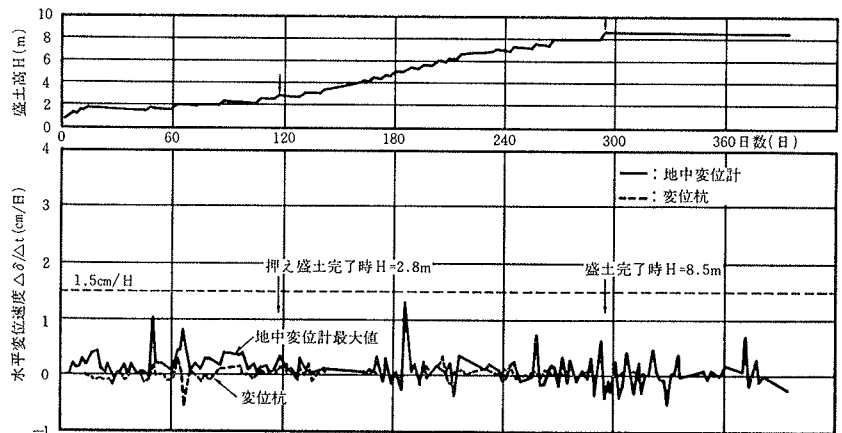
$\Delta q/\Delta\delta \sim q$ 管理図を図一10に示す。ここでは、盛土荷重 q のかわりに、盛土厚さ H_T で整理している。同図によれば、側方変位量と盛土厚の関係は、押え盛土完了時 ($H_T=3.98$ m, $H=2.8$ m) までとそれ以降の本体盛土では、大きく変化しているが、両者とも下に凸の曲線性状を示している。これは、盛土厚が増すにつれて側方変位量の増分が大きくなる。いわゆるひずみ硬化型の応力～ひずみ関係が地盤に生じていることを示している。押え



図一10 側方変位と間隙水圧の変化 (P-1)



図一8 $S \sim \delta/S$ 管理図 (P-1)



図一9 $\Delta\delta/\Delta t$ 管理図 (P-1)

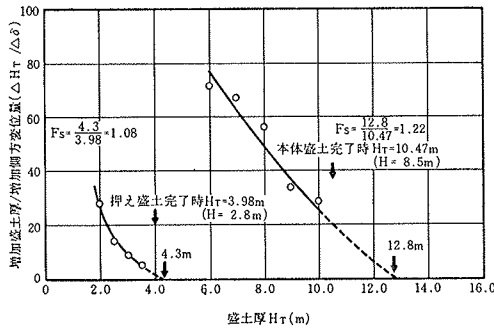


図-11 $\Delta H_r / \Delta \delta \sim H_r$ 管理図 (P-1)

盛土完了直前に側方変位量の増分が急激に大きくなっていることから、盛土がかなり危険な状態に近づいていることが分かる。それ以降の本体盛土施工中にその増分が小さくなっているのは、押え盛土効果が発揮されているためと考えられる。同図に示した押え盛土部の間隙水圧も押え盛土部完了時にピークとなっており、最も危険な状態であったことが分かる。

図-11は、 $\Delta H_r / \Delta \delta \sim H_r$ 管理図 ($\Delta q / \Delta \delta \sim q$ に相当する) を示したものである。この図より、押え盛土立上り時点での限界盛土高さは4.3 m となるが、これより安全率を求めると $F_s = 1.08$ となり、かなり危険な状態であったことがわかる。同様に、本体盛土完了時の安全率を求めると $F_s = 1.22$ とやや大きくなっており、押え盛土効果が有効に発揮されていることが分かる。

これら各安定管理図の動きから判断して、押え盛土施工中は、最も盛土が危険状態であったものの、その後の押え盛土効果の発揮によって、本体盛土施工中は、盛土の安定性が確保されたものと考えられる。

6. 盛土の安全率について

図-12は、施工中のチェックボーリングで得られた各施工段階における一軸圧縮強度の深度分布である。これより、ペーパードレーン打設のカク乱による強度低下は少なく、その後順調に強度が増加している様子が明らかである。このことから、軟弱地盤処理工として、ペーパードレーン工法が有効であったことが分かる。

これら結果を用いた押え盛土完了時点と、本体盛土完了時点とでの円弧すべり法による安全率 F_c と、限界盛土高さより推定した安全率 F_s の比較を表-2 に示す。いずれの求め方でも、安全率は、押え盛土完了時の方が本体盛土完了時の場合より小さくなっている。両者の値を比較すると、本体盛土完了時にはほぼ同じ値であるが、押え盛土完了時の F_c が、 F_s に比較してやや大きくなっている。しかし、実際の盛土施工中の地盤の挙動から考えると、 F_s の方がより実状に近いように思われる。なぜならば、円弧すべり法は、地盤の不均一性や強度定数の

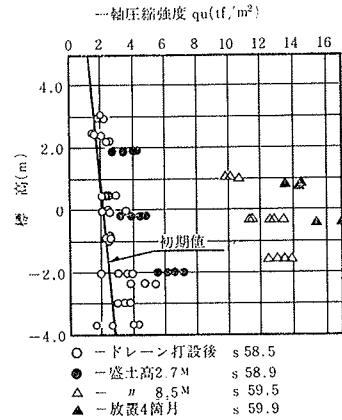


図-12 一軸圧縮強度の変化 (P-1)

| | 安全率 | |
|---------|------------------|-----------------|
| | 円弧すべり法 (F_c) | 限界盛土高 (F_s) |
| 押え盛土完了時 | 1.17 | 1.08 |
| 本体盛土完了時 | 1.20 | 1.22 |

表-2 安全率の比較 (P-1)

とり方など、さまざまな問題を内包しているため、実際の盛土の安定性を正確に評価し得ない場合もあるからである。

栗原ら⁵⁾も実際の盛土の安定性を評価する上では、 F_s の方が F_c より実際の安全率に近いと述べているが、今回の施工例でも同じことが言えそうである。しかし、このことより円弧すべり法による安定計算が不要なものであるということとはできない。なぜならば、施工前に F_s を求めることは不可能であり、事前の地盤改良を含む盛土の設計を行なう場合には、やはり、円弧すべりによる安定解析は、重要な要素であることに変わりはないからである。

謝辞

この報告をまとめるにあたって多大の御配慮を賜った道路公団福岡建設局関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 土質工学会編：大阪地盤，(1977)，pp. 121~125
- 2) 建設産業調査会：土木・建築技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック，(1981)，pp. 580~581
- 3) 鬼塚克忠：有明粘土，九州・沖縄における特殊土，土質工学会九州支部，(1982)
- 4) 栗原：軟弱地盤における道路盛土の情報化施工，土と基礎，Vol. 30，No. 7，(1982)，pp. 55~62
- 5) 栗原・高橋：泥炭性地盤における盛土の安定と沈下の実態，土と基礎，Vol. 32，No. 3，(1984)，pp. 53~58