

干拓地盤の土質と堤防の挙動および水路設計

Soil Properties, Behavior of Dikes, and the Design of Canals in a Reclaimed Area

たか 高	やま 山	まさ 昌	てる 照*	なか 中	むら 村	りく 六	じ 史**
おお 大	つぼ 坪	まさ 政	み 美***	た 田	くま 熊	かつ 勝	とし 利****

1. まえがき

有明海は、九州西部に位置し、長崎、佐賀、福岡、熊本
の4県に囲まれ、早崎海峡で外海に通じる内湾であり、我
が国でも有数の干満差の大きいところである。そして、干
潮時には、全国の干潟面積の41.5%にも及ぶ広大な干潟が
現れる¹⁾。有明海の干潟および海岸平野の大部分を構成す
る沖積粘土は、工学上“有明粘土”とよばれ、有明粘土よ
りなる地層は“有明粘土層”といわれている。

有明粘土層は、主ウルム第2亜氷期以降におとずれた島
原海進で砂質土の島原海灣層が堆積した後に、-40mに達
する海退があり、その後、沖積世になって再び海進が始ま
った時期の堆積物である。そして、-40mから+3m前後
に及ぶ比較的小みやかな海進の下で堆積した下部層と、そ
れに引き続く海面が比較的安定した時期の上部層に二分さ
れている²⁾。有明粘土層は、粘土、シルトで代表され、一
部に砂が存在している。熊本沖の有明粘土層は極めて厚く
40m以上にも達するが、一般に層厚は15~20mである。有
明粘土層の下限は、現在の海底地形のくぼみで砂または砂
礫層に、海底地形の高みで軽石質凝灰岩に接する。

有明海にそそぐ大小の河川や潮流の運搬・堆積作用によ
って、干潟は年々沖へのびていき、自然陸化あるいは干拓
されて、背後の穀倉地帯を形成している。有明海沿岸にお
ける最も古い干拓工事は、西暦593~628年(推古期)佐賀
県杵島郡において実施されたとい伝えられているが、文
献資料によると干拓らしい干拓が行われたのは鎌倉時代以
降である。干拓された面積は、江戸時代におよそ17 423 ha、
その後現在までに10 133 haである³⁾。現在、有明海沿岸
において実施されている干拓は、これから本格的に着工さ
れる諫早湾干拓のみである。既設干拓地や海岸平野におけ
る土質工学上の問題は、海岸堤防の役割をつとめている干
拓堤防の保全および圃場整備、農地のはん用化や地盤沈下
対策のための農道整備と水路の掘削等である。

2. 有明粘土の物理的性質と状態量

2.1 物理的性質

米国道路局型三角座標により、有明粘土を粘土とシルト
質土(三角座標分類による粘土と砂以外の総称として本文
ではこの語を用いる)に区分すると、粘土の土粒子比重は
2.56~2.73、シルト質のそれは2.61~2.76である⁴⁾。この
値は石英のそれに近く⁵⁾、農耕地の主要土壌の土粒子比重
2.60~2.70⁶⁾にも近い一般的な値である(表-1)。

有明海には反時計回りの湾内還流があり、堆積土は湾内
還流の影響を受け、粘土分含有量は湾口部(東岸、北岸)
よりも湾奥部、諫早湾(西岸)に卓越している⁷⁾。また、
有明粘土層は堆積環境の違いから、上・下部の二層に区分
され、この変化点は地表下(あるいは海底下)10~12mで
ある⁸⁾。この上・下部層粘土のコンシステンシー限界には
差が認められる(表-1)。二層間において、スメクタイト
含有量や5 μm以下の粘土分含有量の差は小さいが、間隙
水中の塩濃度には顕著な差がある^{9),10)}(図-3)。これらの
ことから、上・下部層のコンシステンシー限界の差異は、
主に堆積環境に起因する間隙水の塩濃度の違いによるも
のであると推定した。

活性度 A_c は、表-1に示すように0.75以上である。
Skempton(スケンプトン)の分類¹¹⁾によれば、有明粘土
は普通粘土と活性粘土とになる。上部層粘土の活性度が下
部層粘土の値より大きいのは、間隙水の塩濃度の違いによ

表-1 有明粘土の物理的性質一覧

	有 明 粘 土			本邦の海成粘土
比 重	粘 土: 2.56~2.70 シルト質土: 2.61~2.76			2.65~2.75 ⁹⁾
粘土分含量 (%)	西部地域: 25.4~78.4 北部, 東部地域: 11.4~63.4			
w_L (%)	上部層粘土	下部層粘土	シルト質土	45~100 ⁹⁾
w_p (%)	60.1~138.7	53.5~111.7	27.9~97.3	
活 性 度	0.77~2.21	0.57~1.79	0.35~2.13	>1.25 ²²⁾
I_L	1~1.6 (一般的) >1.6 (塩類溶脱を受けた粘土)			<0.8 ⁹⁾
鋭 敏 比	16~50 (一般的) 50~1000 (塩類溶脱を受けた粘土)			大阪粘土 <10 ¹²⁾ 東大阪粘土 5~20 ¹²⁾

*九州大学教授 農学部農業工学科

**農林水産省九州農業試験場 農地利用部長

***九州大学助手 農学部農業工学科

****九州大学助教授 農学部農業工学科

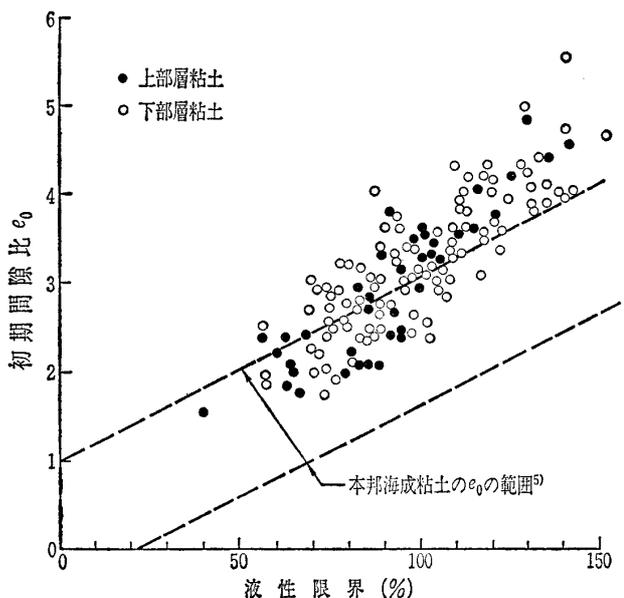


図-1 有明粘土の初期間隙比と液性限界の関係

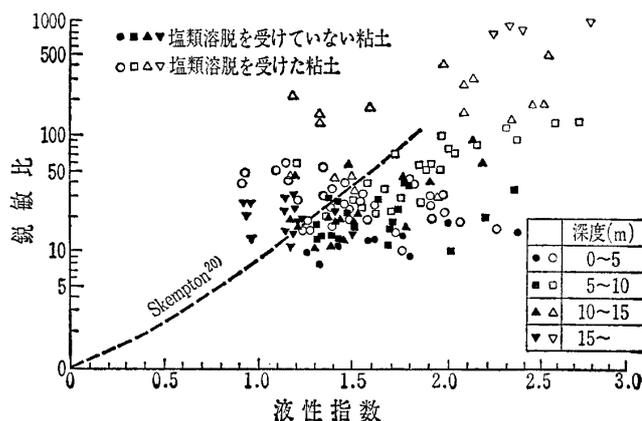


図-2 有明粘土の鋭敏比と液性指数の関係

るものである^{9),10)}。上・下部層シルト質土のコンシステンシー限界, 活性度には有意差が認められない。

2.2 状態量

土の状態量は, 密度, 含水量, 骨組構造の様式である¹²⁾。飽和土においては, 密度と含水量とはあい伴って変化するので, 状態量としては, 含水量(または間隙比)と骨組構造の様式を明らかにすればよい。

2.2.1 自然間隙比

自然堆積状態にある沖積粘土においては, 液性限界 w_L -自然間隙比 e_0 , また同一地域においては $2 \mu m$ 以下の粘土分含有量- e_0 の間により相関のあることが知られている。図-1は有明粘土の w_L-e_0 図であり, 両者には一次の相関がある。図中には, 石井ら⁵⁾のデータをもとに我が国における沖積粘土の w_L-e_0 の範囲も示している。有明粘土では, w_L に比較して e_0 が大きい。

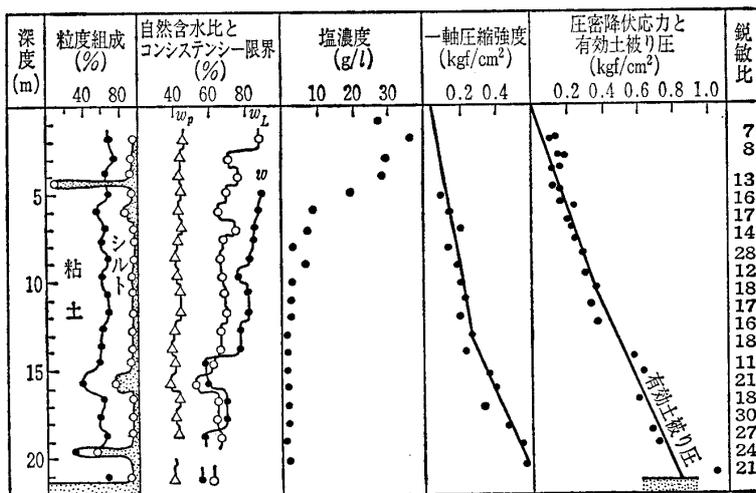
2.2.2 骨組構造

粘土の鋭敏比 S_t は, 粘土の骨組構造の様式を表す指標の一つである。図-2は自然堆積粘土の S_t を液性指数 I_L に対して示したものである。有明粘土の I_L は1以上であり, S_t は8以上, その大半は16以上である。特に, 塩濃度が $1g/l$ 以下になるまで溶脱を受けた粘土の I_L は2.0以上, S_t は50以上1000に達している^{13),14)}(図-3)。

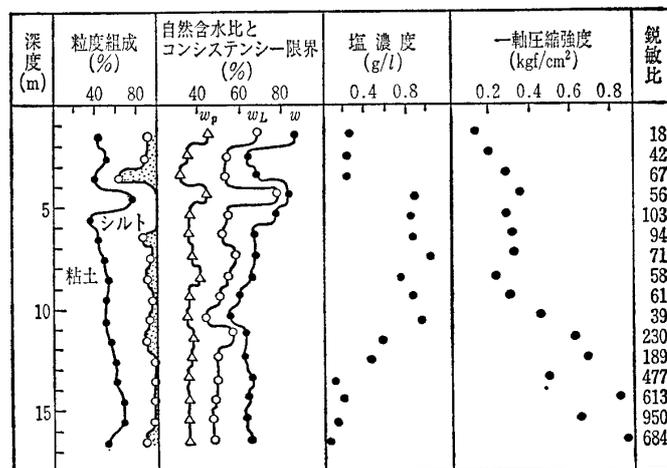
有明粘土の粘土鉱物は, スメクタイト, イライト, カオリナイトであり^{15),16)}, 主要粘土鉱物のスメクタイトの含有量は33~42%の範囲である¹³⁾。スメクタイトは通常高膨潤性であり, 塩濃度の低下によりその w_L は増加するが, 有明粘土のスメクタイトは低膨潤性であるために^{16),17)}, 塩濃度の低下に伴い w_L は減少する¹⁸⁾。したがって, 有明粘土の場合, 塩類溶脱により w_L が減少した結果練返し強

度が減少し, S_t は高くなる。

Terzaghi-Peck(テルツァーギ・ペック)¹⁹⁾や Skempton²⁰⁾による鋭敏比に基づく粘土の分類に従うと, 有明粘土は, Extra-sensitive clay または Quick clay である。また, 液性指数と鋭敏比で粘土を分類する三笠²¹⁾の状態図によると, 有明粘土は超鋭敏粘土の範囲に入る。



(a) 塩類溶脱を受けていない粘土層(有明干拓)



(b) 塩類溶脱を受けた粘土層(山脚地区)

図-3 有明粘土層の工学的性質と塩濃度

2.3 有明粘土の状態

有明粘土層の塩濃度および工学的性質の一例を図-3に示す。塩類溶脱を受けていない場合の、間隙水の塩濃度は、表層で海水の濃度(35 g/l)に近い値を示し、10m付近までほぼ直線的に減少し、それ以下の深さでは海水の約1/10の濃度で一定となる^{9),10)}。一方、塩類溶脱を受けたものは、溶脱を受けていない粘土層の1/10から1/20の値である^{13),14)}。我が国の海成沖積粘土の含水比は、海底2~3mにおいて w_L に等しく、以下深さとともに I_L が減少すると竹中²²⁾は報告している。有明粘土層においては、諫早湾口の厚さ10mの砂層下にある粘土層を除くと、 I_L は1以上である。一般的にいえば、図-3(a)に示すように、海底下0mあるいは地表面付近で $I_L=1.2\sim 1.6$ 、以下深さとともに I_L は減少し、下部砂礫層付近で1になる。

図-3に示すように、有効上載圧力と標準圧密試験による圧密降伏応力との比較から、有明粘土は正規圧密粘土であるとみなしうる。一軸圧縮強さは、深さに対して直線的に増加するが、その勾配は10~12mの深さで変化し、下部層の勾配が大きい。この勾配の変化点は、前述の堆積環境の変化点に相当するものである。

3. 有明粘土の土質工学的性質

3.1 有明粘土の圧縮指数²³⁾

Terzaghi と Peck は¹⁹⁾、中位、または低い鋭敏比をもつ粘土の圧縮指数(C_c)と液性限界の関係を(1)式で表した。

$$C_c \approx 1.30 C_c' = 0.009(w_L - 10) \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 C_c' : 練返し粘土の圧縮指数

図-4は有明粘土の C_c を w_L に対して示したものである。自然堆積粘土の C_c - w_L 関係は(1)式の上方に位置し、勾配は急である。しかし、盛土下にあり、圧密がほぼ終了している粘土の C_c - w_L 関係は(1)式の近くに分布している。この傾向の相違は粘土の骨組構造の違いに基づくものであ

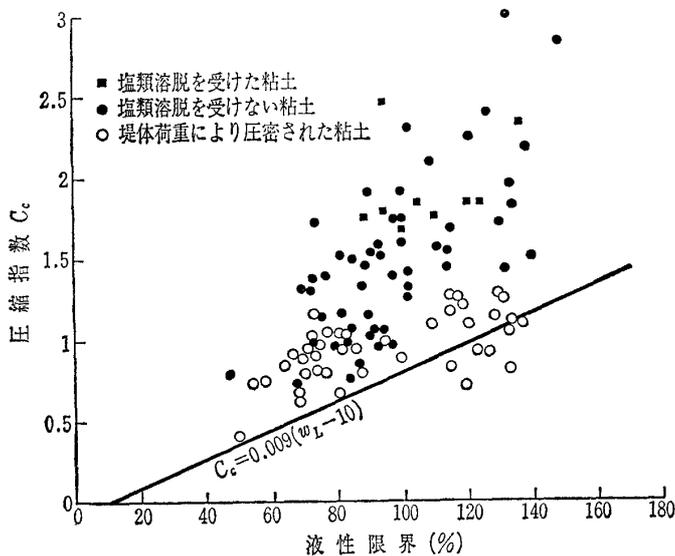


図-4 不攪乱試料の圧縮指数と液性限界の関係

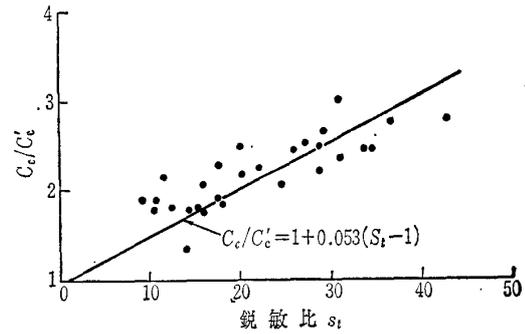


図-5 乱さない有明粘土の C_c/C_c' と鋭敏比の関係

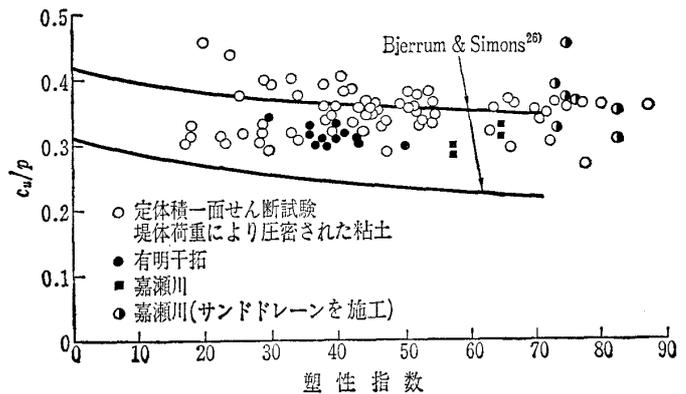


図-6 有明粘土の c_u/p と塑性指数の関係

る。

図-5は乱さない有明粘土の圧縮指数と練返し粘土の圧縮指数の比 C_c/C_c' を S_t に対して示したものであり、その関係は(2)式のようになる。 C_c は、 w_L , S_t 以外に I_L の影響を受けるが、通常の有明粘土の C_c は近似的に(3)式で表される。

$$C_c/C_c' = 1 + 0.053(S_t - 1) \dots\dots\dots(2)$$

$$C_c = 0.077(w_L - 10)[1 + 0.053(S_t - 1)] \dots\dots\dots(3)$$

ただし、 $1.1 < I_L < 1.7$

$$S_t < 40$$

3.2 有明粘土の強度増加率²⁴⁾

図-6は改良型一面せん断試験機を用いて、有明粘土の強度増加率 c_u/p を求めた結果である。自然圧密による c_u/p は I_p の増加に対して大きくなるが、室内試験による c_u/p は、 I_p の増加に対して減少の後、一定値に近づく。図中の黒印は、有明粘土地盤上に建設されたフィルダムの例であり、基礎地盤の圧密前後における強度の比較から求めた c_u/p である。有明粘土が盛土荷重などで圧密されたときの強度増加率は、乱さない粘土についての圧密定体積せん断試験などから推定できる。有明粘土の場合、圧密終了時の c_u/p は、 $30 < I_p < 90$ の範囲において0.3~0.4である。

4. 干拓堤防の潮汐による変形²⁵⁾

海岸堤防は潮汐や波浪の影響により繰返し荷重を常に受けており、これが河川堤防との大きな違いである。特に有

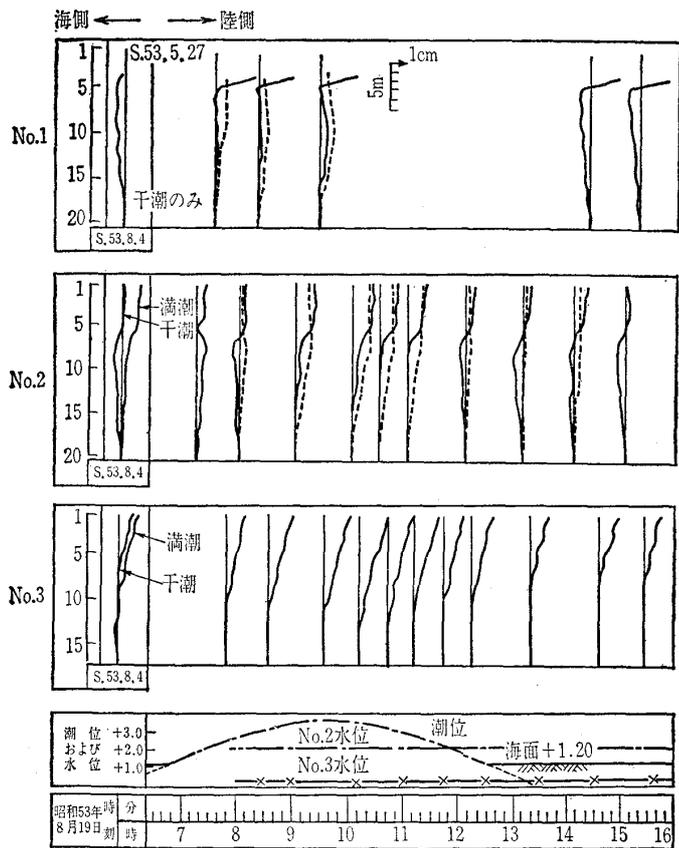


図-7 堤防の一潮汐観測結果

明海における潮汐の干満差は大きく、湾奥の佐賀県有明干拓では6 mにも達する。ここでは干満差による堤体の変位に注目し、この影響による堤防変形の測定結果を報告する。測定内容は、一潮汐による変形と年間を通した永久変形である。

測定地点は代行福富干拓の六角川河口部にあり、測定は3地点(図-8)について行った。堤体盛土およびそのり先の変形は、地中変位計で測定した。地中変位計は、パイプ中のガイドレールを通して傾斜計を投入し、パイプ1 mごとの勾配を求め、砂層に挿入した部分をゼロとして上部に加算値を得て変位を測定した。ボーリング孔を利用するため、パイプの周辺部には砂かセメントの詰めが必要である。周辺の落着きをまって初期値を計測し、これを規準とする。このほかに各測点の沈下、側方変位(地表部)、外潮位、盛土内の水位なども測定した。図-7には、A断面の3地点について、各々の時刻における各測点の変位量を実線で示している。これは一潮汐観測の結果である。堤防前面の潟面が+1.2mなのでそれ以下の外潮位は観測できなかった。図の左欄には、最満潮と最干潮時における地盤の変位量を深さに対して示している。点線は、干潮時の変位を基準にして、その値からの変位量(偏差)を各々の時刻について示したものである。地表より深さ7 mの間におけるこの変位は、No. 2地点にみるように、干潮時から潮位の上昇とともに増加して最大10 mm程度になり、次の

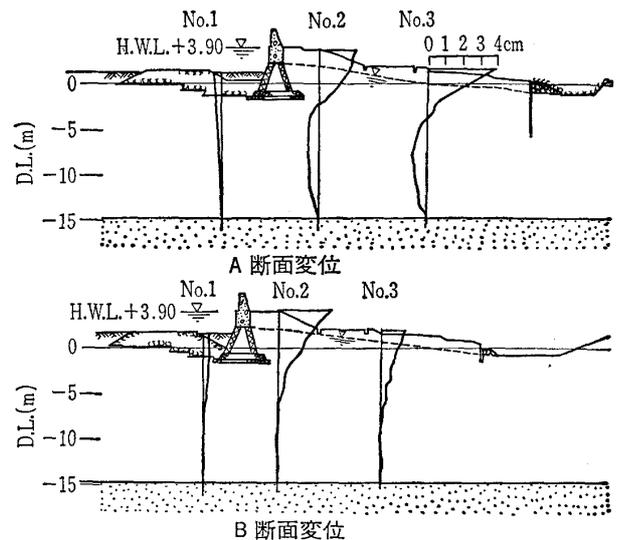


図-8 年間変位量

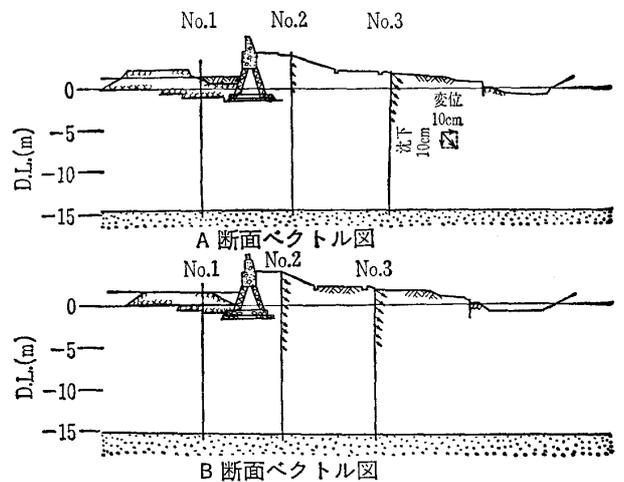


図-9 年間変位ベクトル量

干潮時には再びもとに戻る。このことは、潮位の変動により地盤が繰返し荷重を受けることを示している。

1978年5月~1979年3月までの年間累積側方変位量を図-8に示す。図中、鉛直線は測定パイプであり、折線は移動量である。A断面ではNo. 2の地表部で2.4 cm、No. 3の道路横で3.8 cm 陸側への移動があった。B断面の盛土部に対する円弧すべり計算の結果で通過深度が-5~-7 m付近にあり、地中パイプの変形の下端深度とほぼ類似している。A断面はこれに比し、多少浅いところに変位の下端が見られる。

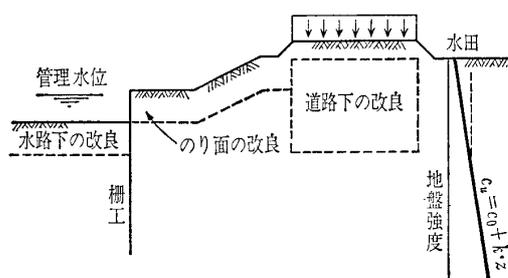
1978年8月から1979年9月まで測定した堤体各部の側方変位と沈下量の累積ベクトルを図-9に示す。沈下はパラペット部で年間10~15 mm、盛土上端では、A、B断面とも約50 mm、道路側でA断面60 mm、B断面40 mm位である。堤体パラペット部の沈下に比し盛土が2倍、道路近くで3~4倍である。道路付近において沈下量が多いのは、交通荷重に起因するものと考えられる。

5. 軟弱地盤地帯の水路の設計

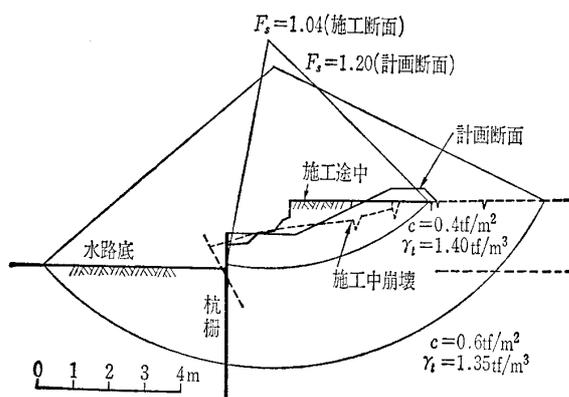
軟弱粘土地盤地帯の水路において、圃場整備後における水路内への土砂の堆積や斜面崩壊等が過去に多くみられた。圃場の整備条件として水路の管理水位を田面より1 m下げたうえで貯水機能も具備する条件が付加され、常時2~3 mの水深を保持する必要がある。そのため旧クリークから新設水路への移行に際し軟弱粘土地盤における水路斜面の安定条件が極端に厳しくなり、素掘り水路ののり勾配を緩くするだけでなく、次の点を加味する対策工法が必要となった。

- ① 機能上必要な断面の設定（農地や農家等の潰れ地をミニマムにする）
- ② 外力の設定（静的、動的荷重の考慮）
- ③ 地盤条件（干拓年代や水路設定位置による検討、最終的にはサウンディングとサンプリングによる）
- ④ 解析法の選択（在来から使用される $\phi=0$ による円弧すべり法を適用する）
- ⑤ 現地に合った諸条件への配慮（既存水路、施設の生かし方）
- ⑥ 維持管理面から見た水路形態（水路への浮泥堆積や雑草の繁茂等への配慮）
- ⑦ 周辺環境との調和面（釣や水遊び等、水路のり面の危険性への形態的配慮）

このような条件を具備した水路を図一10に示す。地盤改良工法、改良範囲の決定に際しては、水路内の水位、自動車荷重などの外力を含む荷重条件、地盤条件などを考慮に



図一10 水路農道併設断面



図一11 崩壊断面

入れなければならない。

水路設計上、留意すべきことは、施工途中における安全性の問題である。一例として施工断面と完成断面を図一11に示す。両断面の安全率を比較すると前者が1.04、後者が1.20であり、施工途中が危険側にある。機械力に頼らない古い施工では、ほとんど失敗のなかった施工も近年の重機施工による掘削深さの増大ともあいまって、完成断面の安全性の検討だけではすまなくなっている。当然重機の組合せなどによる施工計画の再検討も必要であるが、地盤の固有振動を考慮すると小型の重機が危険性を持つ。このように、重機による静的、動的な外力は、斜面にとって危険側の要因として作用する。

水路断面の安定計算で農道を併設する場合の検討順序としては、農道の安定性から道路下の改良深さを検討する。しかし、この深さは水路底から1 m以内とし、これでも不安定であれば水路底の改良を試みる。水路底の改良厚さは1.5~2 m、改良強度も3~4 tf/m^2 とし、これ以上の強度に改良することはかえって亀裂が入り良くない。改良幅は安全率1.2を確保する円弧の大きさから決定すれば良い。一般に、地盤のせん断強度が $c_u(\text{tf/m}^2) = 0.4 + 0.1 \cdot Z(\text{m})$ 以下である層状部分を地盤改良することが多い。施工能率や施工機械から改良の置換率は40~60%で、柱状（径が0.8~1.4 m）の千鳥状配置が多い。使用材料は、石灰系とセメント系があり、中でもセメント系はその取扱いと効果の点で石灰系を上回る施工例がある。

地盤改良のみでは水面とのり面の接点となる境界で水食により劣化が激しく、表層のはく離や陥没が見られる。のり面改良土が地表水によるはく離、浸透水による浸潤、水路内水位の低下による乾燥履歴を受け、この影響で徐々に劣化してくる。さらに、改良粘土の特性変化として粗粒化の傾向があり、自由表面における粘性は失われてしまう。また、冬季の凍結等で粗粒化の進行があり、スレーキングによる崩壊が起こっていることも事実である。

のり面改良施工部ののり落ち調査の結果、波打ち際の侵食が激しく、4~5年で水路底の堆積が15~20 cmも見られる。この中には浮泥もあるが、改良土も相当含まれている。のり面には改良土の塊があちこちに見られ、不均等さが目立つ。また、流水によるはく離もあり、水路の湾曲部に多い。

以上の点から土水路、地盤改良水路ともに、水路とのり面の境界には何らかの隔壁が必要となることが分かる。改良土は引張り力や曲げ応力に弱いので、のり尻部に排水可能で引張り・圧縮強度を持つ材料が必要である。このため、水路とのり面との境界に杭柵で境界を作り水平小段をおき、水路のり面を造成するのがよいようである。

軟弱粘土地に新設する道路に共通する問題点は、盛土と車両による不同沈下である。前者は道路を横切る樋管との不陸問題を、後者は道路の路面のひび割れやはく離、陥没

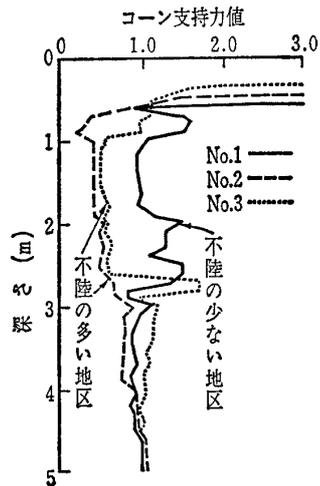


図-12 深さとコーン支持力値

等を起こす。図-12に示すように、不陸の多い地点で q_c は極端に小さく、表層における値は沈下の少ない地域に比較し約1/2であった。なお、 1 tf/m^2 が不陸の小さい地区の q_c 値であり、農道の基盤調査にコーンを使用するとすれば、この値は不陸の少ない道路の q_c 値の指標となりうる。

6. まとめ

有明粘土の物理的指標、状態を表す諸量を表-1にまとめた。有明粘土諸量の範囲は、分布の95%信頼区間である。有明粘土の諸量と我が国の一般的海成粘土との比較から、有明粘土の特徴を次のようにまとめることができる。

有明粘土は粘土の種類を表す物理的指標であるコンシステンシー限界、特に w_L が大きい。これは主要粘土鉱物がスメクタイトであるためである。状態量である含水比 w は、 w_L より高く、 I_L は1以上である。骨組構造の様式を示す S_t は8以上であり、その大半は16以上である。地下水により塩類の溶脱を受けた粘土では、 I_L 、 S_t ともに大きくなる。

このような粘土地盤に土構造物を建設するとき、沈下と斜面の安定の問題は重要である。水路などの掘削に際しては、応力履歴による強度の変化を考慮にいたした安定解析をするとともに、改良剤を使用する場合には、均一な混合法を工夫すべきである。なお、水路に隣接して家屋などの構造物がある場合、家屋に損傷を与えぬよう、水路の建設には十分な配慮を必要とする。

引用文献

- 1) 菅野 徹：有明海，東海大学出版会，p.35，1981。
- 2) 湊 正雄・井尻正二：日本列島 第三版，岩波書店，pp.183～189，1976。
- 3) 杉本恵正：干拓地の地名(上) 第一法規出版印刷，pp.188～

- 189, 1976。
- 4) 藤川武信・高山昌照：有明粘土の物理的性質—有明粘土の土質工学的性質について(1)，農業土木学会論文集，No.88，pp.51～61，1980。
- 5) 石井靖丸・倉田 進・藤下利夫：沖積粘土の工学的性質に関する研究，土木学会論文集，No.30，pp.1～92，1955。
- 6) 農業土木学会編：農業土木ハンドブック(旧版第11版)，p.76，1948。
- 7) 山口英太郎・難波直彦・村岡嘉邦：有明海干拓基礎地盤の土質に関する調査研究，農業土木試験場報告，Vol.2，pp.509～565，1964。
- 8) 有明海研究グループ：有明・不知火海域の第四系，地団研専報，Vol.11，pp.1～86，1965。
- 9) 山口英太郎・岡 晃：有明粘土層の塩分濃度垂直分布の一例，九州農業研究，Vol.22，pp.159～160，1960。
- 10) Ohtsubo, M., Takayama, M. and Egashira, K.: Relationships of consistency limits and activity to some physical and chemical properties of Ariake marine clays, Soils and Foundations, Vol.23, No.1, pp.38～46, 1983。
- 11) Skempton, A.W.: The colloidal "Activity" of clays, Proc. 3rd Inter. Conf. SMFE, Vol.1, pp.57～61, 1953。
- 12) 三笠正人：土質調査結果の表示法について，第11回土質工学会シンポジウム発表論文集，pp.7～11，1966。
- 13) Ohtsubo, M., Takayama, M. and Egashira, K.: Marine quick clays from Ariake Bay area, Japan, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.71～80, 1982。
- 14) 中村六史：有明海の軟弱地盤，第59回農業土木学会九州支部講演会(シンポジウム)，pp.35～53，1982。
- 15) 小林和夫・生沼 郁：有明海コア試料中の粘土鉱物組成，粘土科学，Vol.4, No.1, pp.3～11，1964。
- 16) Egashira, K. and Ohtsubo, M.: Smectite in marine quick-clays of Japan, Clays and Clay Minerals, Vol.30, No.4, pp.275～280, 1982。
- 17) 江頭和彦・大坪政美：浅海底堆積物中に含まれるスメクタイトの低膨潤性，日本土壤肥料学雑誌，Vol.30, No.4, pp.275～324，1984。
- 18) 大坪政美・高山昌照・江頭和彦：低膨潤性スメクタイト質海成粘土の練返し強さに及ぼす塩濃度，陽イオン種の影響，土質工学会論文報告集，Vol.27, No.2, pp.85～92，1987。
- 19) 星埜和ほか共訳：テルツァーギ・ペック，新編土質力学，基礎編，丸善，p.26，1969。
- 20) Skempton, A.W. and Northy, R.D.: The sensitivity of clays, Geotechnique, Vol.3, No.1, pp.30～53，1952。
- 21) 三笠正人：粘土の状態図について，第22回土木学会年次学術講演会講演概要Ⅲ，pp.30～53，1952。
- 22) 竹中準之介：堆積粘土の成因とその土性(その4)，土と基礎，Vol.12, No.11, pp.42～44，1964。
- 23) 藤川武信・高山昌照：有明粘土の圧縮指数—有明粘土の土質工学的性質について(2)，農業土木学会論文集，No.89，pp.55～61，1980。
- 24) 藤川武信・高山昌照：有明粘土の強度増加率—有明粘土の土質工学的性質について(3)，農業土木学会論文集，No.90，pp.48～54，1980。
- 25) 中村六史：有明粘土地盤の工学的特性と調査・施工例，第3回佐賀県地質業協会技術講演会資料，pp.1～52，1983。
- 26) Bjerrum, L. and Simons, N.E.: Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays, Research Conf. on shear strength of cohesive soils, pp.711～726，1960。

(原稿受理 1987.12.17)