

宇治川河川改修に伴う軟弱地盤対策工について

高知県伊野土木事務所 ○ 石 津 知 己
 (株)四電技術コンサルタント 久 保 慶 徳

1. まえがき

高知県吾川郡伊野町を流れる宇治川の周辺の低地は、河口部を仁淀川の運搬土砂に閉ざされた為に生じた後背湿地性の低地であり、軟弱土が堆積している。この宇治川の枝川地区で河川改修を行うにあたり、既設構造物に近接して新たに盛土や切土を施工する必要が生じた。そこで、近接施工に伴う施工補強工として、粉体方式の機械攪拌工法による深層混合処理工法（DJM）を採用した。本報文では、DJMの工法設計について述べる。

2. 地質状況

当地区の土層構成は、上位より、上部粘性土層、有機質粘土層、火山灰層、下部粘性土層、基盤岩（泥岩主体）となっている。この内、改良対象土は上部粘性土層、有機質粘土層、火山灰層であり、主となるのは、2層目の有機質粘土(OH)である。この土性は、一軸圧縮強度 $q_u = 0.2 \sim 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ 、乾燥密度 $\rho_d = 0.4 \sim 0.8 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 $w_n = 90 \sim 240\%$ 、間隙比 $e = 1.0 \sim 5.0$ 、圧縮指数 $C_c = 0.5 \sim 1.8$ 、圧密降伏応力 $p_c = 0.4 \sim 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\text{PH} \approx 6.5$ 、強熱減量 $L_i = 20.2(\%)$ というものである。土性図を図-1に示す。

3. 設計概要

3.1 安定解析

無改良時の堤防の安定性の検討を、円弧滑りにより行った。結果は、法面の崩壊までには至らないが、必要安全率を大きく下回った（ $F_s = 1.3 > F_{\min} = 1.02$ ）。

3.2 変形解析

有限要素法(FEM)により、変形解析を行い、周辺地盤の変位を求めた。

解析は平面ヒズミ問題とし、内部応力は、自重による初期応力状態に盛土による増加応力を重ね合わせたものとした。また、変位は盛土荷重と分布荷重によるものとした。無改良時には、民地の不等沈下量が $\theta = 8/1000$ となり、許容値（ $\theta_a = 3/1000$ ）以上となった。

3.3 地盤改良設計

当地盤の改良目的は、

- ・堤防法面の安定性の確保
- ・隣接構造物への悪影響（引込み沈下）防止

これらを満足するために、改良幅、改良深度を検討したものを、図-2に示す。これは、改良率の低減に努めたもので、①の改良柱体で盛土部と周辺地盤との縁切りを行い、側方変位を抑制する。②の改良柱体ですべりに対する安定性を確保すると共に、側方変位を抑制する。支持形式は着底型である。

ここでは中央部の盛土による圧密沈下は、余盛りにより対処するものとした。

3.4 改良後の変形予測

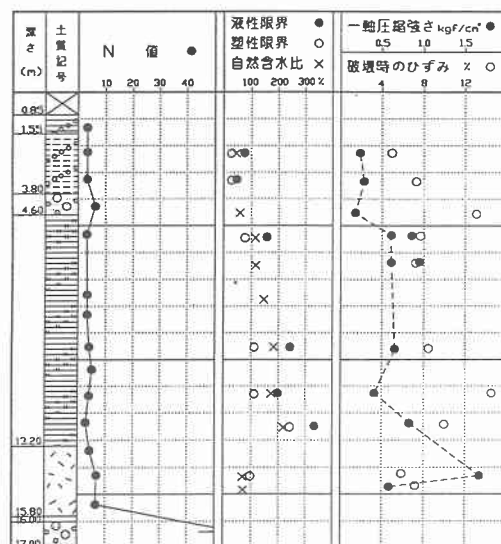


図-1 土性図

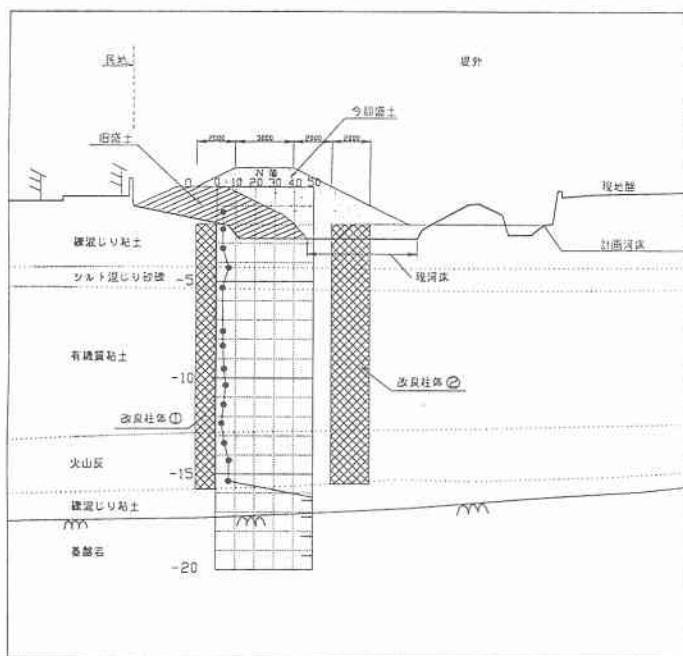


図-2 改良配置図

設計強度は安定解析および変形解析から、改良目的を達成するように、決定した。設計強度は、上部粘土層の一軸圧縮強度を $qu_1=5.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、有機質粘土で $qu_2=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ で、変形係数は室内試験の $E=150 \sim 250qu$ を考慮して、 $E_{s01}=1,500 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $E_{s02}=300 \text{ kgf/cm}^2$ とし、透水係数は、 $k_1, k_2=1 \times 10^{-6} \sim 10^{-7} \text{ cm/s}$ とした。変形量は、盛立直後の弾性による地盤の変位と、盛土完成後の圧密沈下による変位の合計とした。

図-3に無改良時の圧密沈下による変位図と図-4に改良後の圧密による変位図を示す。この改良工法で、法面の安定性の安全率は($Fs < F_{min}=1.36$)となり、周辺地盤の不等沈下量は $\theta \approx 1/1000$ となることが想定できた。よって、上記の改良強度で十分安全であると判断した。

4. 室内混合試験

原地土を採取して室内配合試験を実施した。

セメント系固化材（一般軟弱土用）の添加量と一軸圧縮強度 qu_i 、変形係数 E_{s0} との関係を図-5、6に示す。有機質粘土は上部粘性土と比べると発現強度、変形特性がかなり小さい。

この図より改良目標強度を確保するための添加量を、[現場/ 室内] 強さ比(qu_f/qu_i)を考慮し、決定した。ただ、この比をいくらにするかが、経済性・信頼性に大きく影響するが、ここでは、盛土規模、含水比量、有機物含有量等から、 $1/3$ とした。その場合のセメント混合量としては、 1 m^3 当たり 200 kg となった。

5. 確認試験と現場計測 改良強度確認試験として、改良柱体より試料を採取し、圧縮強度試験を実施した。結果を図-5、6に示すが、有機質粘土の1箇所(▲-7m)の強度は、設計強度程度の値となった。これは、室内試験の有機質粘土が、上部と下部の全混合土による値に対し、現場コアは、各深度毎の値で、土性差(有機物含有量)の影響が出たものとする。なお、現場計測として水平変位計、層別沈下量計、間隙水圧

計、変位杭を設置し現在計測中である。

6. あとがき

混合試験で、セメント混合量と強度に良い相関が得られたので、 qu_f/qu_i の値を $1/3$ と出来るだけ大きくした。しかし、確認試験で一部は設計値程度の値(他は3倍以上)しか得られなかったことから、事前の極め細かい土性の把握が必要と考える。ただ、工事後の経過日数は少ないが、動態観測による水平変位や沈下量から判断して、周辺地盤への悪影響や堤防の安定性には問題ないものとする。

DISPLACEMENT
TIME STEP 8
TIME 3650.000
G. SCALE 2.3
D. SCALE 0.10

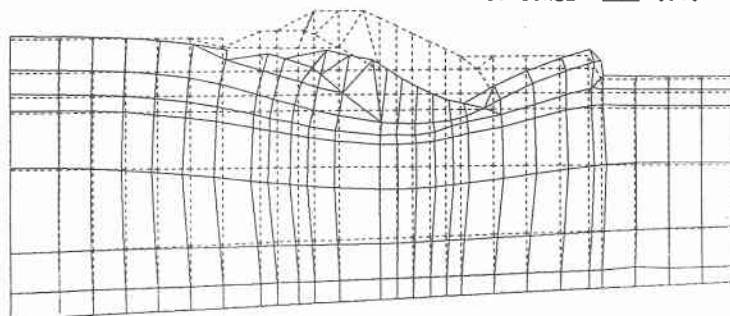


図-3 圧密解析結果(無改良10年後)

DISPLACEMENT
TIME STEP 10
TIME 5475.001
G. SCALE 2.3
D. SCALE 0.10

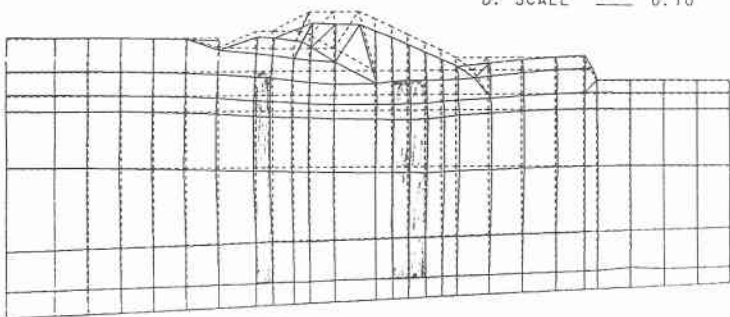


図-4 圧密解析結果(改良15年後)

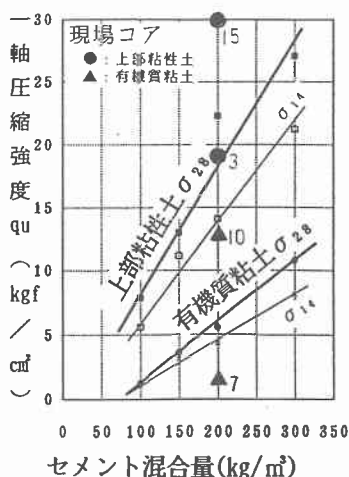


図-5 セメント混合量と qu

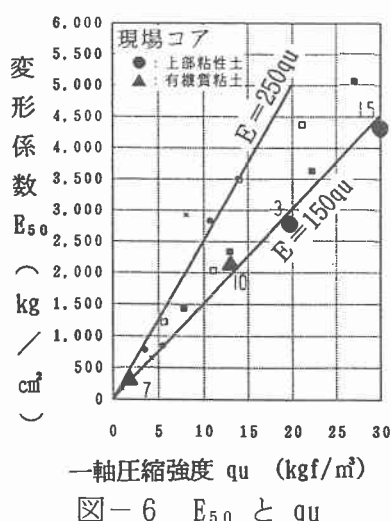


図-6 E_{50} と qu