

セメント系固化材で改良した関東ロームによる 地盤造成とその強度・沈下特性

福島 伸二¹・北島 明²・富岡 進³・道前 京太郎⁴

¹ フェロー会員 工博 (株)フジタ 技術研究所 (〒224-0027 神奈川県横浜市都筑区大榎町 74)

² 正会員 工修 (株)フジタ 技術研究所 (〒224-0027 神奈川県横浜市都筑区大榎町 74)

³ (株)フジタ 横浜支店 (〒231-0032 神奈川県横浜市中区不老町 1-1-5)

⁴ 正会員 工修 (株)フジタ 横浜支店 (〒231-0032 神奈川県横浜市中区不老町 1-1-5)

本論文は、他の工事現場で発生した関東ロームを受け入れ、これにセメント系固化材を添加・混合した改良土により急傾斜地に雑段状の宅地を造成する工事において、改良目標設定のために実施したセメント系固化材により改良した関東ロームの強度特性(一軸・三軸圧縮試験)や圧密沈下特性(固化材による圧密沈下抑制効果)の調査結果を報告する。また実施における改良地盤の効果の確認のために採用した改良型コーン貫入試験を用いた施工管理法の適用性の検討と、強度増加や圧密沈下の抑制効果を施工中に採取したコア試料の室内試験により直接調査した結果をそれぞれ報告する。

Key Words : soil stabilization, cement stabilizer, cohesive soil(Kantoh-loam soil), strength, consolidation settlement, embankment, field quality control

1. はじめに

関東ロームは乱さな地山状態では安定した地盤であるが、切土して盛土材として使用する場合のように乱した状態では、軟弱化して強度不足によるすべり破壊や盛土自体に過大な圧密沈下が発生するなど、土工材料として不良なために捨土処分されることが多かった。しかしながら、最近ではこのような処分法は適切な捨て場所が限定されるなど難しくなりつつあり、何らかの土質改良を施して土工材料として有効利用する必要性が高まってきた。ここでは他の工事現場で発生した関東ローム(建設発生土)を受け入れ、これにセメント系固化材を添加・混合して急傾斜地に雑段状の宅地を造成する工事に盛土材として使用した事例を対象とするが、これは搬入不良土の地盤改良による有効利用の好例である。

本報文は、この地盤造成工事に先立って実施した、不良土の改良目標の設定のために改良土の強度特性だけでなく、特に関東ロームのような粘性土による造成盛土でのセメント系固化材による圧密沈下抑制効果について調査した結果を報告する。また施工中に改良効果を確認するために実施した改良型コーン貫入試験による施工管理法と、造成中の改良地盤から採取したコア試料の三軸圧縮試験や圧密試験により改良効果を直接確認した結果もあわせて報告する。

2. 工事概要

本工事は、横浜市内によくみられる標高 30~60m の多摩丘陵と標高 20m 前後の沖積低地にまたがる最大高低差約 30m の急傾斜地・崖地(全体的な地層は、上総層群を基盤として、丘陵部ではその上位に相模層群・ローム層が、低地部では沖積層がそれぞれ分布している)に開発面積約 5,000m²(168 区画)の雑段状の宅地用地(各種擁壁等の構造物も含む)を造成したものである。土工事は、図-1 に標準的な造成断面図に示すように、切土工が 36,000m³、盛土工が 155,600m³ の切・盛土におけるアンバランス分を別の造成工事で発生した関東ローム約 119,000m³ を受入れて雑段状の宅地の大部分を造成したものである。つまりこの工事は不良土の受入れとその土質改良による盛土材への有効利用と、用地として利用しにくい急傾斜地・崖地付近の土地の有効活用化を同時に図った事例である。

この搬入された関東ロームの自然含水比は $w_n=70\sim 130\%$ (液性・塑性限界はそれぞれ $w_L=158\sim 162\%$ 、 $w_P=87\sim 94\%$)、75 μm 以下の粒径分は約 53%であった。盛土部の最大高さは約 12m で、搬入土だけの造成ではすべり破壊や、擁壁などの構造物重量により過大な圧密沈下の発生が予想されたため、盛土部の構造物基礎面までを地盤支持力の確保や圧密沈下防止のためにセメント系

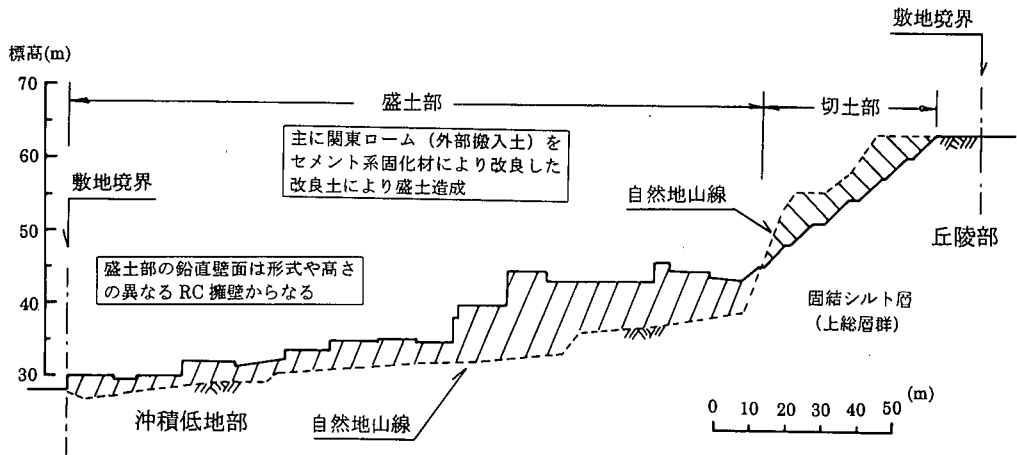


図-1 造成地の標準断面図 (切土量 3.6 万 m³/盛土量 15.6 万 m³)

固化材で地盤改良した。使用した固化材は関東ロームのような高含水比粘性土に適したローム質土用セメント系固化材である。また固化材の添加量の表示は湿潤添加率

$$C_w = (\text{固化材重量} / \text{土の湿潤重量}) \times 100 (\%)$$

で行った。

3. 改良土の強度・圧密特性 (改良目標の設定)

改良目標は、構造物の種類や規模 (ここでは擁壁の型式や高さ) に応じて要求される地盤の許容支持力 q_a と連続基礎の支持力公式により改良地盤に必要な一軸圧縮強さ q_u (粘着力 C と q_u の関係は $C = q_u/2$ とし、室内現場強度比は 2.0 とした) を求めて⁷⁾、添加率 C_w を変えた配合試験 (一軸圧縮試験) による $q_u \sim C_w$ 関係から添加量を設定した。またここでは特に層厚の大きい造成地盤の圧密沈下抑制のためにも固化材による地盤改良を行っているので、許容圧密沈下ひずみ ε_{va} (ここでは擁壁の型式、高さ、重量を考慮して $\varepsilon_{va} = 0.5\%$ に設定した) を満足するように改良目標を決めるために、圧密試験から得られた沈下ひずみ ε_v をパラメータとした土被り圧 $\sigma_v \sim$ 一軸圧縮強さ q_u の関係を導いた。

最終的に設定した改良目標は擁壁の形式・規模により一軸圧縮強さにより $q_u = 1.10, 1.65, 2.14 \text{ kgf/cm}^2 (\times 0.098 \text{ MPa})$ の 3 つの区画に分けた。これらの強度による改良目標は固化材添加量ではそれぞれ $75, 95, 105 \text{ kgf/m}^3 (\times 0.0098 \text{ kN/m}^3)$ に相当する (尚、これらは添加率表示で関東ロームの単位重量を $\rho_s = 1.30 \text{ tf/m}^3 (12.74 \text{ kN/m}^3)$ として計算するとそれぞれ $C_w = 5.8, 7.3, 8.1\%$ である)。

(1) 改良土の一軸圧縮試験

使用した供試体 (直径/高さ: $D/H = 50 \text{ mm}/100 \text{ mm}$) は以下の手順で作製した。所定の添加率に相当する固化材

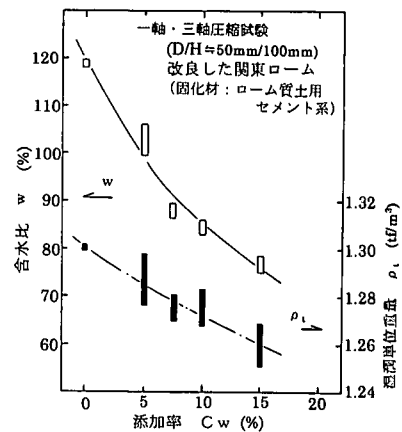


図-2 改良土の含水比・湿潤重量～添加率の関係

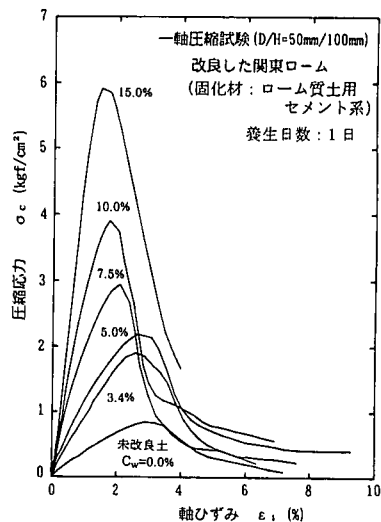


図-3 改良した関東ロームの一軸圧縮試験結果

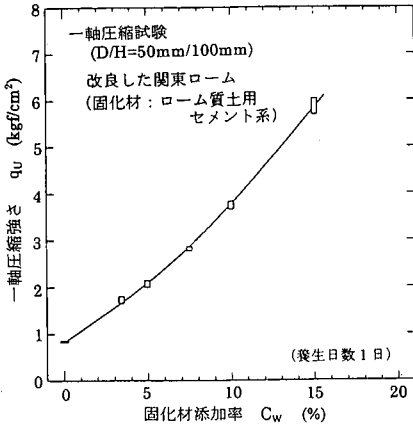


図-4 改良土の一軸圧縮強さと添加率の関係

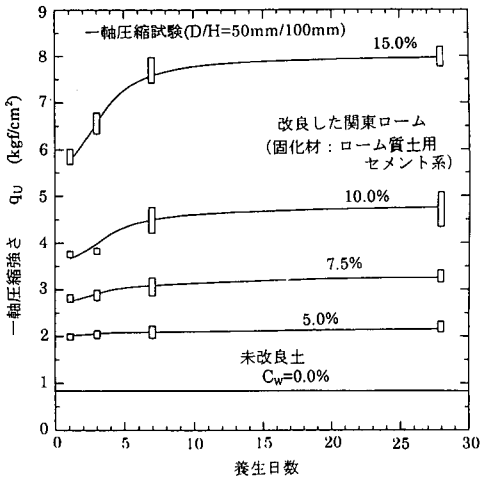


図-5 改良土の一軸圧縮強さと養生日数の関係

を関東ロームにバット内で手で揉み解すように3分間混合して、突固めによる土の締固め試験方法(JGST711)に準じてモールド内で2層に分けて、1.525kgfランマーを落下高さ20cmで締固めエネルギーが標準締固め試験と同じ $E_c=5.625\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ になるように突き固めて作製した。図-2には改良土の含水比、密度と添加率の関係を一軸・三軸圧縮試験用に作製した複数の供試体(5供試体:一軸2本/三軸3本)のバラツキ範囲で示したが、固化材を添加することにより水分が吸収され含水比低下による土質改善がなされていること、また少しであるがやや軽量化されていることがわかる。

固化材の添加率 C_w を変えて作製した供試体(1日養生)の一軸圧縮試験から得られた応力~ひずみ曲線を図-3に示す。図から、改良土は固化材の添加率が増加すると、初期剛性や強度が大きくなるのに対して、破壊ひずみは小さくなることがわかる。特に応力はピークに達した以降は急激に低下しており、この時点での供試体の

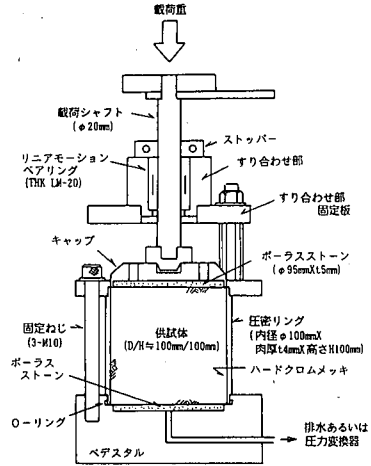


図-6 圧密試験装置(D/H=100mm/100mm)

観察によると局所的な変形の集中やクラックが発生している(改良により変形性能が低下する)。これらの試験からピーク値としての一軸圧縮強さ q_u を読み取ってその範囲を添加率に対してプロットしたのが図-4であるが、添加率の増加により q_u が増加し、またある一定以上の C_w ($\geq 7\%$)になるとその増加傾向がより強くなることがわかる。改良土の養生日数の影響は図-5に示したが、この影響は添加率が大きいほど強いこと($C_w=7.5\%$ 程度まではほとんど影響はない)、また最初の一週間がもっとも顕著でありそれ以上の日数では強度増加はほとんどないことがわかる。そこで改良目標の設定は、養生日数の影響が比較的少ないことから、養生日数1日における配合試験から得られた一軸圧縮強さ~添加率関係において、擁壁の型式や高さに応じて要求される改良地盤の一軸圧縮強さに対応する添加率を求めることを行った。

(2) 改良土の圧密試験

セメント系固化材は関東ロームのような粘性土による造成地盤の圧密沈下の抑制に効果的であることが確認されている²⁾。そこでここでは改良地盤の一軸圧縮強さと圧密沈下特性の関係を調べ、改良土の改良目標を強度だけからではなく圧密沈下も考慮して設定するために圧密沈下試験を実施した(セメント系固化材による圧密沈下抑制効果)。

圧密試験は図-6に示す圧密試験装置(供試体寸法: D/H=100mm/100mm)により実施した。供試体は所定の添加率に相当する固化材を添加・混合した関東ロームを圧密リング(内面は周面摩擦除去のためにハードクロムメッキ加工し、さらにシリコングリースを塗布)内で3層に分けて、各層について2.5kgfランマーを落下高さ30cmで締固めエネルギー $E_c=5.625\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ になるように突き固めて作製した(一軸・三軸圧縮試験と供試体寸法やランマーが異なるが、供試体密度はほぼ同一に

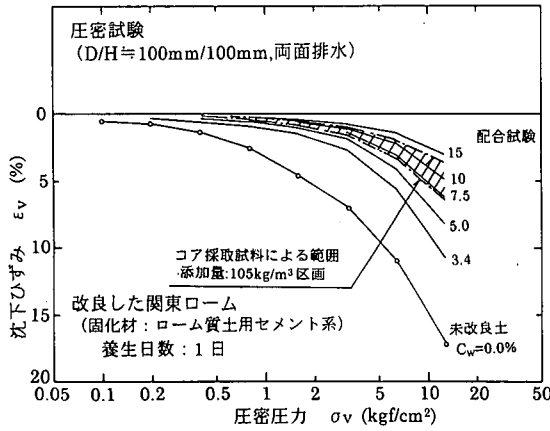


図-7 (a) 改良土の圧密沈下～圧密圧力関係

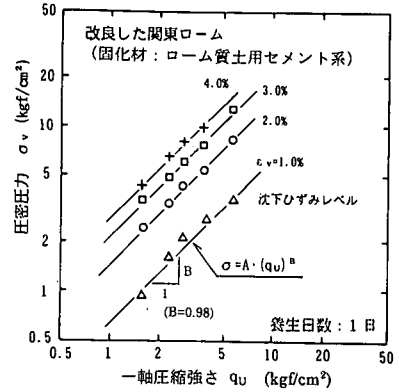


図-8 (a) 改良土の ϵ_v , $\sigma_v \sim q_u$ 関係
($\sigma_v = A(\epsilon_v) \cdot (q_u)^B$)

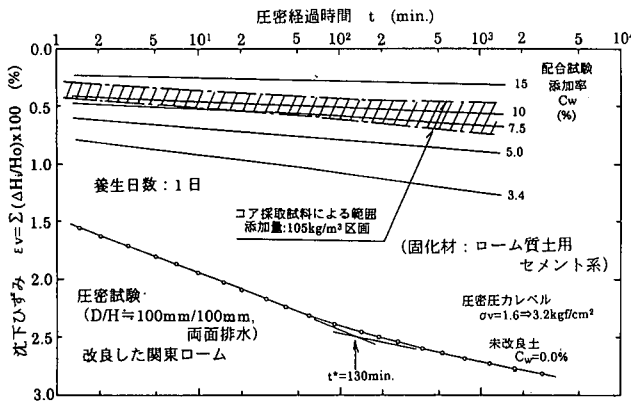


図-7 (b) 改良土の沈下ひずみ～時間関係

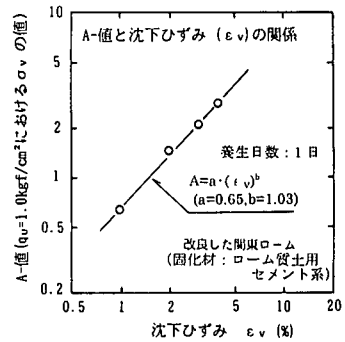


図-8 (b) 係数 $A(\epsilon_v)$ と ϵ_v の関係
($A = a \cdot (\epsilon_v)^b$)

なった)。

固化材の添加率 C_w を変えて作製した改良土の圧密沈下試験から得られた沈下ひずみ $\epsilon_v \sim$ 圧密圧力 σ_v の関係を図-7 (a) に示す (これらの試験は1日養生後に開始し、以降一日毎に圧密圧力を増加させた)。沈下ひずみは各圧密応力レベルにおいて、荷重一日後の供試体の沈下量 ΔH_i を初期高さ H_0 で除した $\Delta H_i/H_0$ を合計した

$$\epsilon_v = \sum (\Delta H_i/H_0) \times 100 \quad (\%)$$

により算定した。図-7 (b) にはこれらの圧密試験における圧密圧力レベル $\sigma_v = 1.6 \Rightarrow 3.2 \text{ kgf/cm}^2 (0.157 \Rightarrow 0.314 \text{ MPa})$ における沈下ひずみ $\epsilon_v \sim$ 時間の関係 (片対数) を示す。これらの図-7 (a) ~ (b) における斜線で示した範囲は、後述するように改良効果確認のために、造成中の改良地盤から採取したコア試料の試験結果である。図-7 (a) の $\epsilon_v \sim \sigma_v$ 関係によると、固化材による改良土の圧密沈下は添加率が増加するほど急激に低下しており、例えば圧密圧力レベル $\sigma_v = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$

(0.196 MPa) 以下では添加率 $C_w \geq 7\%$ であれば未改良土

に比較して圧密沈下を 1/5 以下に抑えられることがわかる。また図-7 (b) の $\epsilon_v \sim$ 時間関係は、固化材が増加するほど全体の沈下量に比較して初期の沈下量 (即時沈下) の割合が高くなり、その後の時間経過に伴う沈下量は小さく、より弾性的な挙動が卓越するようになっているが、これは固化材による吸水効果による土質改善や固結効果によるものであろう。また時間の対数に比例して進行するクリープ的な沈下速度も固化材を添加することで小さくなり、長期的な圧密沈下抑制に固化処理が効果的であることがわかる。

改良目標を設定する時に、 $\epsilon_v \sim \sigma_v$ 関係における圧密圧力の増加に対して圧密沈下が急増する時の圧密応力、すなわち一種の圧密降伏応力と一軸圧縮強さの相関をみるのが考えられる。しかし、図-7 (a) に示したように圧密降伏応力が明確に決定しにくいことや、固化材添加量との関係も明確でない (添加率の増加により沈下ひずみは小さくなるが、必ずしも圧密降伏応力が高くない) ことから、両者の関連性についての結論は得に

くように考えられる。そこでここでは沈下抑制の意味では圧密沈下の大きさが重要であるので、改良土の強度と圧密沈下の関係を求めることにする。改良土の一軸圧縮試験結果(図-3)と圧密試験結果(図-7(a))から、固化材添加率の異なる圧密沈下曲線($\epsilon_v \sim \sigma_v$)のある一定の沈下ひずみ ϵ_v における上載圧 σ_v を読み取り、その添加率における一軸圧縮強さ q_u に対して両対数グラフ上にプロットした関係は図-8(a)~(b)に示すようにほぼ直線になることから、近似的に

$$\sigma_v = A \cdot (q_u)^B = a \cdot (\epsilon_v)^b \cdot (q_u)^{B^*} \quad [A = a \cdot (\epsilon_v)^b]$$

で表示できる³⁾。この式は一軸圧縮強さと圧密沈下ひずみを関連させたもので、改良地盤の一軸圧縮強さを求めることで、その地盤の沈下を所定の沈下ひずみ以下(この沈下ひずみは比較的短期間に段階的に荷重された場合の沈下であり、漸増状態にかつ圧密試験よりも時間をかけて荷重される実地盤に生じる沈下量と異なるが、近似的な予測として使用する)に抑えることができる上載圧(圧密圧力)の上限値を予測することが可能である。

ここではこの関係式を用いて、圧密沈下を考慮した改良目標の設定方法を検討する。図-9に概念的に示すように、層厚がHの改良地盤上に構造物を構築した時、構造物荷重Qによる上載圧が $q=Q/B$ だけ増加した場合を考える。構造物の安定性や機能障害に関係する沈下ひずみは、上載圧増加分qにより発生する沈下ひずみ $\Delta \epsilon_v$ である。これは図-8に示すように、上式を変形した

$$\epsilon_v = [(\sigma_v/a \cdot (q_u)^B)]^{1/b} = a^* \cdot (\sigma_v)^{b^*} \cdot (q_u)^{B^*}$$

$$(a^* = (1/a)^{1/b}, b^* = 1/b, B^* = -B/b)$$

により、改良地盤の平均厚さ位置における圧密圧力が、初期平均土被り圧： $\sigma_{v0} = \gamma \cdot H/2$ から、構造物構築後に $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta p$ ($\Delta p = q \cdot B/(B+H)$)に増加することから $\Delta \epsilon_v = a^* \cdot (q_u)^{B^*} \cdot [(\sigma_v)^{b^*} - (\sigma_{v0})^{b^*}]$ より算定できる。図-8から得られる係数 $a=0.65, b=1.03, B=0.98$ から $a^*=1.54, b^*=1.0, B^*=-1.0$ となり、上式は近似的に

$$\Delta \epsilon_v = 1.54 \cdot (\sigma_v - \sigma_{v0})/q_u$$

になる。この近似式は一次元圧縮時での弾性的な直線関係 $\sigma_v = E_1 \cdot \epsilon_v$ (E_1 は一次元圧縮時の弾性係数)と、さらに E_1 が q_u との間にも $E_1 \propto q_u$ のような直線関係があれば同形の関係式

$$\epsilon_v = \sigma_v E_1 \propto \sigma_v q_u$$

として導かれる。これは固化材を添加した改良土が弾性的な性質になるためと思われる。

各区画の改良目標強度 q_u と構造物による上載圧増加分 Δp を上式に代入して求めた沈下ひずみは各区画とも許容沈下量 $\Delta \epsilon_{va} = 0.5\%$ 以下であった。これは許容支持力を満足するように支持力公式から設定された改良目標が大きな目の安全率($F_s=3.0$)をとっていることから、圧密沈下も含めた形で設定されていることになるためのものである(ただし、許容沈下を特に小さくとる必要がある重要構造物を対象とする場合には、圧密沈下の影響を考

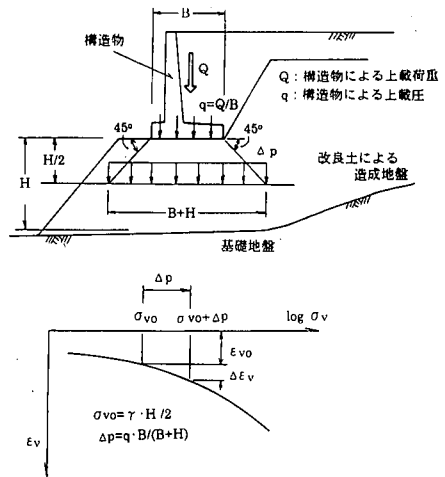


図-9 圧密沈下による改良目標の設定

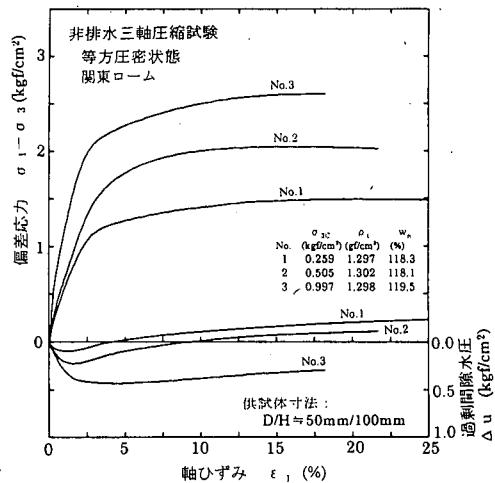


図-10(a) 未改良土の応力~ひずみ関係

慮した改良目標が強度、つまり支持力による改良目標を上回る場合もある)。

4. 改良土の三軸圧縮特性

層厚の大きい盛土や地盤上に重量構造物が載るような場合に問題となる拘束圧下における改良土の強度特性を調べるために、固化材の添加率を変えて一軸圧縮試験の場合と同様な方法で作製した供試体の非排水三軸圧縮試験を実施した(試験中の圧密圧力レベルは $\sigma_3=0.25, 0.5, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($\times 0.098 \text{ MPa}$)の3種類とした)⁴⁾。

図-10(a)~(b)には未改良の関東ロームの排水三軸圧縮試験から得られた応力~ひずみ関係と、軸ひずみ $\epsilon_1=15\%$ 時の偏差応力により求めた Mohr の応力円 σ_1 の包絡線を直線近似して求めた強度パラメータ $[(Ccu)_{NS}$

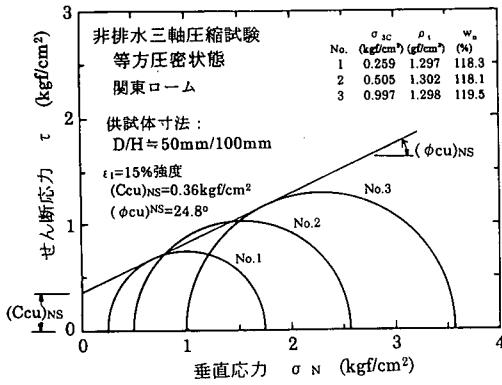


図-10 (b) 未改良土の強度パラメータ

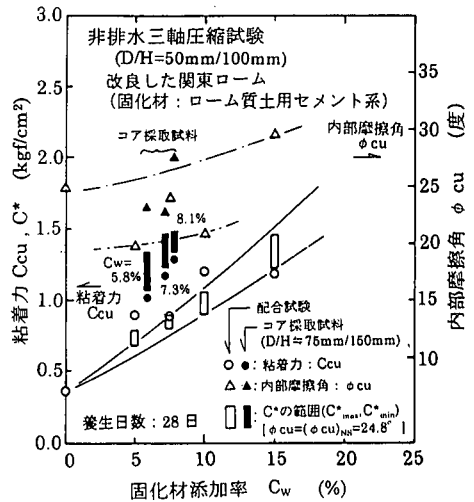


図-12 改良土の強度パラメータと添加率の関係

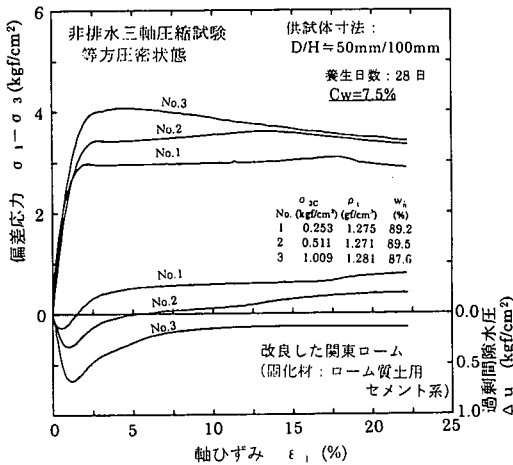


図-11 (a) 改良土の応力～ひずみ関係(Cw=7.5%)

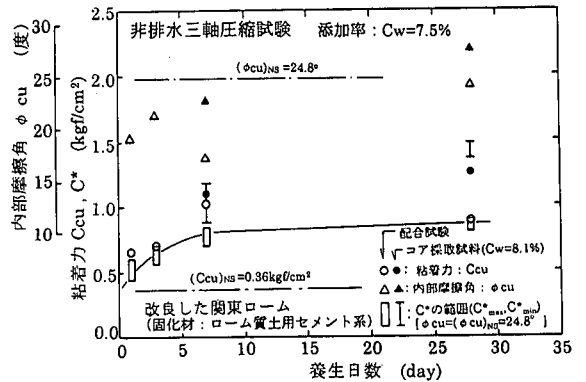


図-13 改良土の強度パラメータと養生日数の関係

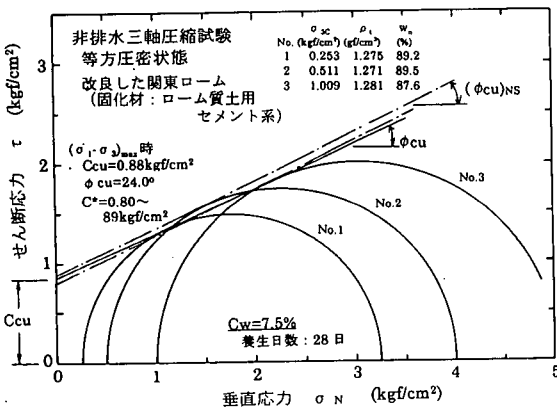


図-11 (b) 改良土の強度パラメータ(Cw=7.5%)

, (ϕ_{cu})_{NS} をそれぞれ示す。また図-11 (a) ~ (b) には添加率を変えて実施した配合試験のうち、添加率 Cw=7.5%、養生日数 28 日での応力～ひずみ関係と、最大偏差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max} による強度パラメータ [Ccu, ϕ_{cu}] をそれぞれ示す。尚、図-11 (b) 中には、後述

するようにセメント系固化材による改良効果が主に固結による粘着力成分の増加にあることから、改良土の内部摩擦角が未改良土と同じ [$\phi_{cu}=(\phi_{cu})_{NS}$] として求めた改良土の粘着力成分 C* の範囲(C*_{max} ~ C*_{min}) も示してある。これらの図から改良土の応力～ひずみ特性は未改良土に比較して初期剛性や最大偏差応力は大きくなり、破壊ひずみも小さくなっていることがわかる。しかし、無拘束圧状態で圧縮を加える一軸圧縮試験で見られたようなピーク応力後の急激な応力の低下は見られない。また同じ固化材添加率でも一軸・三軸圧縮試験におけるピーク応力の増加率は異なり、例えば Cw=7.5% でみると一軸圧縮試験におけるピーク応力での強度増加率がほぼ 3.3 倍程度であるのに対して、三軸圧縮試験では 1.6~1.8 倍程度である。このように強度における改良効果を確認する場合でも試験法による相違(これは拘束圧による影響と思われる)があるので、対象とする改良地盤内の土の要素が受ける応力状態、拘束圧レベルを考慮して試験

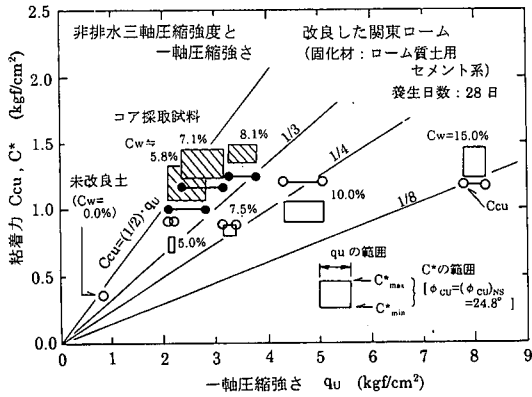


図-14 粘着力(Ccu,C*)と一軸圧縮強さ qu の関係

法を選定すべきであろう。

次にこれらの添加率を変えた改良土の試験結果から求めた強度パラメータ (Ccu, C*, ϕ_{cu}) と添加率の関係を図-12に示す (図中の実線、一点鎖線はそれぞれ配合試験における C* と ϕ_{cu} の範囲を示している)。これより、改良土の Ccu, ϕ_{cu} は添加率とともに増加しているが、その増加の程度は Ccu の方が顕著である。 ϕ_{cu} はバラツキが目立ち一定とみなしてもよい程度の増加傾向であるが、安全側の余裕をみれば未改良土と同じとしてもよいだろう。また養生日数の影響を調べるために添加率 Cw=7.5%の供試体の養生日数を変えた試験から得られた強度パラメータ (Ccu, C*, ϕ_{cu}) を図-13に示す。この図から改良土の強度パラメータのうち Ccu は養生日数とともに増加するが、その増加は最初の1週間までは顕著であるもののそれ以降はほぼ一定である。これに対して ϕ_{cu} はバラツキもあり養生日数によらずほぼ一定とみなせる。これからセメント系固化材による Ccu の増加は主に養生日数に関係した固結によるものであることがわかる (しかもその固結は一週間程で終了する)。次に図-14に粘着力 (Ccu, C*) と一軸圧縮強さ qu の関係を示すが、この図から粘着力と qu の関係は比例関係を示さないことがわかる。これは粘着力が拘束圧レベルに関係した強度指標であり、qu は無拘束圧時の値であるためであろう。このため改良目標の設定時に多用される強度式 $C = q_u/2$ ($\phi = 0$) は、一軸圧縮試験が無拘束圧状態で実施される試験であるため厚層盛土地盤や改良地盤上に構造物が載っている場合のように、改良土が拘束圧下に置かれるような場合の強度特性が対象となる場合には問題があると思われる。今後、このような場合には拘束圧の影響を考慮できる三軸圧縮試験による強度パラメータを用いることの検討が必要と思われる。

5. 改良型コーン貫入試験による施工管理

地盤改良は浅層混合による逐次盛立てであり、1層分

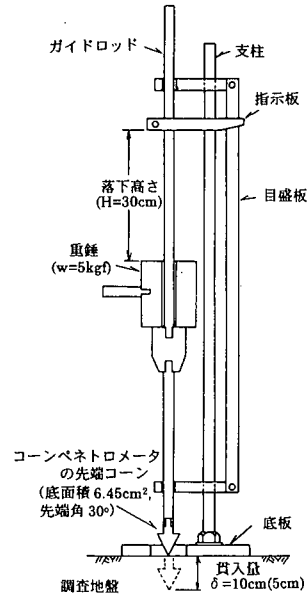


図-15 改良型コーン貫入試験

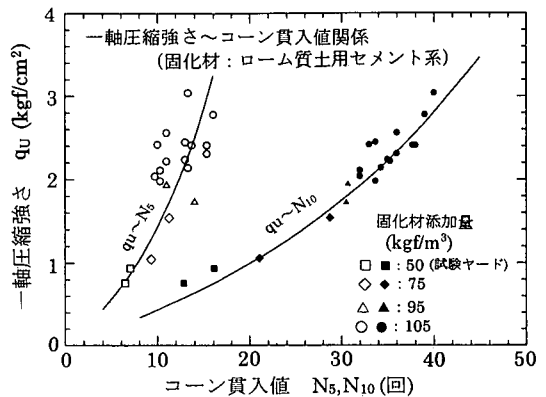


図-16 一軸圧縮強さ~コーン貫入値関係

の造成は以下の手順で行った。①搬入土を撒き出してからバックホウと湿地ブルにより層厚が約 35cm になるように敷均し・整地をする。②所定の添加率に相当する固化材をスプレッダーにより散布する (室内/現場強度比を 2.0 とした)。③スタビライザーで混合・攪拌する (2 往復走行)。④湿地ブルによる一次転圧とタイヤローラーによる二次転圧で仕上げる (仕上り層厚約 30cm)。

固化材による改良効果は前述したように支持力、圧密沈下とともに一軸圧縮強さにより評価できるので、施工管理のための改良効果確認は図-15に示す改良型コーン貫入試験により一軸圧縮強さを推定して行った⁹⁾。この改良型コーン貫入試験は、通常のコーンペネトロメータの先端コーンにガイドロッドを取り付けて、このコーン

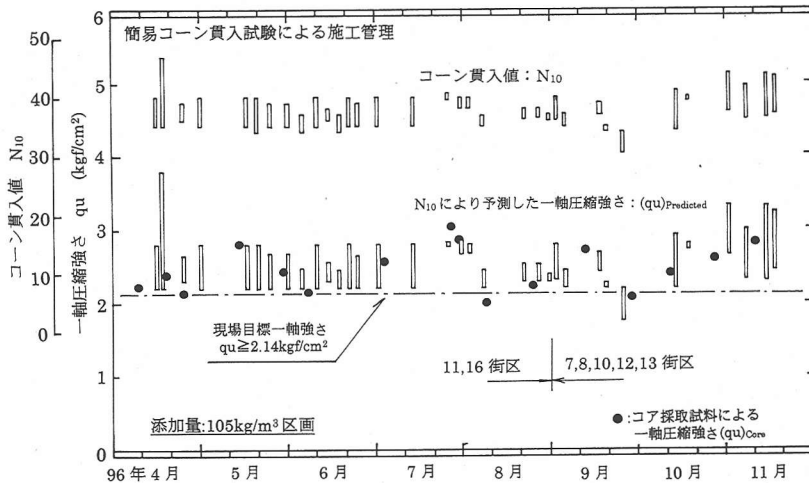


図-1-17 改良型コーン貫入試験による施工管理図



写真-1 改良型コーン貫入試験の実施状況

を重さ $W=5\text{kgf}$ の重錘を高さ 30cm で自由落下させて 10cm 貫入 (あるいは 5cm) させるのに必要な落下回数 N_{10} (あるいは N_5) により改良地盤の強度を調べるものである (ここでは N_{10}, N_5 はコーン貫入値と称する)。この装置は通常のコーンペネトロメータでは固化材による改良地盤のように強度が大きくコーンを貫入させることができないような場合でも改良効果を調べられるように試作したものである。

図-1-16には固化材添加率の異なる改良地盤 (試験ヤードも含む) における改良型コーン試験によるコーン貫入値 N_{10} (あるいは N_5) とその地盤から採取したコア試料の一軸圧縮強さ $(q_U)_{\text{Core}}$ との関係を示す。この関係は工事開始時の早い時期にあらかじめ求めておいたが、搬入される土が一樣ではないことから改良工事期間中に時々

調査し、結果をこの N_{10} (あるいは N_5) $\sim q_U$ 関係に追加してゆき、施工管理の信頼性を向上させた。

施工中の改良効果の日常管理は、改良地盤の施工日の翌日にその改良地盤の4個所以上で改良型コーン貫入試験を実施しコーン貫入値 N_{10} (あるいは N_5) を求め、この値と図-1-16に示した $q_U \sim N_{10}$ (あるいは N_5) 関係図から改良地盤の一軸圧縮強さ $(q_U)_{\text{Predicted}}$ を推定し、もしこの $(q_U)_{\text{Predicted}}$ が改良目標強度を下回る場合には添加率の見直しを行うこととした。写真-1には改良型コーン貫入試験の実施状況を示す。

図-1-17にはある工事期間における固化材添加量 105kg/m^3 区画での N_{10} と $(q_U)_{\text{Predicted}}$ の変化を調べた結果をそのバラツキ範囲により記録した施工管理図を示す。この図には転圧後の造成地盤に $D/H=75\text{mm}/150\text{mm}$ のシンウォールチューブにカッターとカラーを付けて貫入して採取したコア試料の一軸圧縮強さの平均値 $(q_U)_{\text{Core}}$ も示してあるが (採取したコア試料は3~4本/個所)、改良型コーン貫入試験による $(q_U)_{\text{Predicted}}$ と $(q_U)_{\text{Core}}$ は良い相関があり、この方法によって地盤の q_U を比較的うまく推定できることがわかる。またこの図は、これらの $(q_U)_{\text{Core}}$ や $(q_U)_{\text{Predicted}}$ がいずれも目標強度以上にあることから、所定の改良目標が得られたことを示している。

6. 造成地盤の改良効果確認

図-1-17の施工管理図は一軸圧縮強さの確認による施工管理結果であり、ここで施工した改良地盤がいずれも目標強度以上の地盤状態にあることを示していた。これに対して、ここでは強度以外の効果確認として、固化材による圧密沈下抑制効果を調べるために、改良直後の地盤から採取したコア試料の圧密試験を実施した。コア試料は、地盤改良後すぐに、図-1-18に示す圧密リング

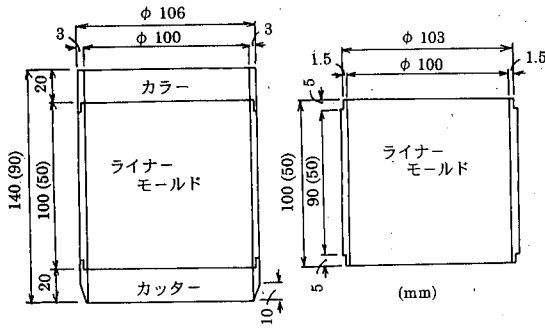


図-18 使用した圧密リングサンプラー
(D/H=100mm/100mm)

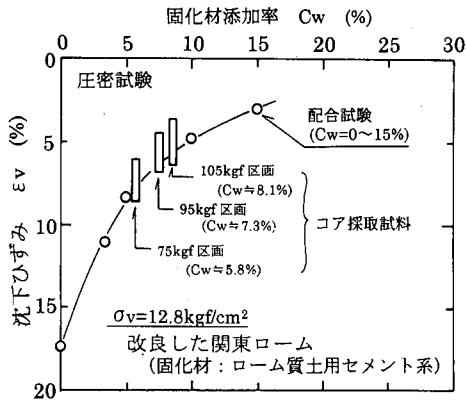


図-19 沈下ひずみ ϵ_v ~ 添加率 C_w 関係
(ϵ_v は $\sigma_v = 12.8 \text{ kgf/cm}^2$ における値)

($t=3\text{mm}$)にカッターとカラーを取り付けたサンプラーを地盤面に垂直に貫入してから掘り出して、カッターとカラー部分の土を削り端面を整形して採取した。採取したコア試料はそのまま圧密試験装置(図-6)にセットし翌日試験を実施した。これらの試験結果から得られた沈下ひずみ ϵ_v ~ 圧密応力 σ_v の範囲と沈下ひずみ ϵ_v ~ 時間関係における範囲は図-7(a) ~ (b)にそれぞれ斜線で示してある。また、図-19には圧密圧力レベル $\sigma_v = 12.8 \text{ kgf/cm}^2$ (1.25MPa)における沈下ひずみを配合試験結果と比較してある(この沈下は採取1日後に試験開始し、最終圧密段階における値である)。これらの図から改良地盤の圧密試験で評価可能な短期的な圧密沈下の抑制効果はほぼ配合試験で想定された範囲にあることがわかり、実施工においても室内試験と同様の圧密沈下抑制効果が認められる。

次に図-20(a) ~ (b)には実際の造成地盤(105kgf/m³の区画)から採取したコア試料(改良後28日経過したもの)の三軸圧縮試験から得られた応力~ひずみ関係と強度パラメータの例をそれぞれ示す。また添加

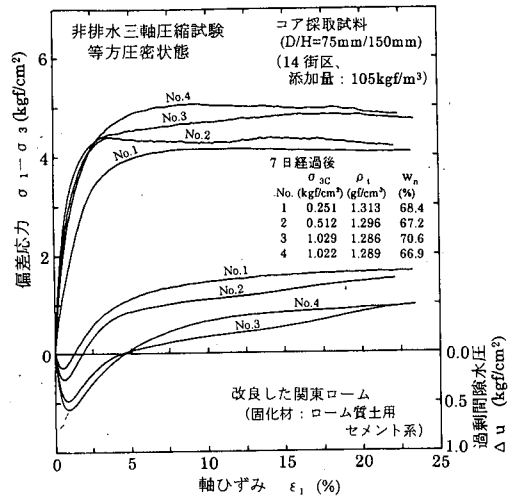


図-20 (a) コア採取試料(105kgf/m³の区画)の三軸圧縮試験による応力~ひずみ関係

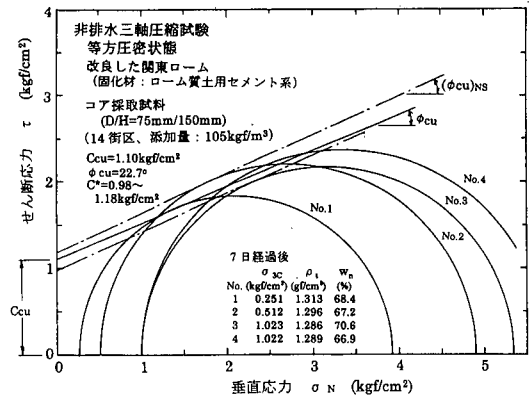


図-20 (b) コア採取試料(105kgf/m³の区画)の三軸圧縮試験による強度パラメータ

量の異なる3つの区画の代表的な位置で採取したコア試料について実施した三軸圧縮試験から得られた強度パラメータのすべてを図-12~14に黒塗り印等により示してある。これらの図から実際の改良地盤の強度パラメータは配合試験により設定した目標値よりかなり大きく良好な結果が得られており、室内/現場強度比を2.0としていることもあるが、適切な施工が行われていたことが認められる。

7. おわりに

ここでは他の工事現場で発生した関東ロームを受け入れ、これにセメント系固化材を添加・混合した改良土により急傾斜地に難段状の宅地を造成する工事において、

改良目標設定のために実施したセメント系固化材により改良した関東ロームの圧密特性試験や一軸・三軸強度特性試験の結果を報告した。このセメント系固化材による粘性土造成地盤の強度増加や圧密沈下抑制効果は一軸圧縮強さに関連させて評価できるので、施工中の改良効果確認は一軸圧縮強さを現場で簡単に推定できる改良型コーン貫入試験法により行ったが、その施工管理法としての適用性についても報告した。また施工管理以外にもこれらの強度・圧密沈下抑制の改良効果は施工中の改良地盤から採取したコア試料の一軸・三軸圧縮試験や圧密試験により直接確認した結果も示した。

最近では、特に軟弱な土でも改良効果が得られるようにその土質性状に応じた成分調整をしたセメント系固化材が各種開発され、様々な土に固化材を添加・混合した改良土による地盤造成が増加しており、かつその規模も大型化している。しかし改良土の一軸圧縮試験と三軸圧縮試験の比較結果によると、改良地盤が大規模化し高盛土のような層厚の大きい改良地盤や地盤上に重量構造物が載るような場合の改良目標の設定には拘束圧の影響を考慮できる三軸圧縮試験による強度パラメータを用いるこ

との検討が必要と思われる。

参考文献

- 1) (社)セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第二版)，1994。
- 2) 福島伸二・望月美登志：セメント系固化材による関東ロームの圧密沈下抑制効果，セメント系安定処理土に関するシンポジウム，地盤工学会，pp143～148,1996。
- 3) 福島伸二：セメント系固化材で改良した関東ロームの圧密沈下特性と一軸圧縮強度の関係，第31回地盤工学会研究発表会，pp661～662,1996
- 4) 道前京太郎・富岡進，福島伸二，北島明：セメント系固化材で改良した関東ロームの三軸圧縮強度特性，第52回土木学会年次学術講演会，1997。
- 5) 道前京太郎・富岡進，福島伸二，北島明：セメント系固化材で改良した関東ロームによる造成地盤とその施工管理法，第32回地盤工学会研究発表会，1997。

(1997. 10. 21 受付)

LAND CONSTRUCTION BY IMPROVED COHESIVE SOIL WITH CEMENT STABILIZER AND ITS CHARACTERISTICS OF STRENGTH AND SETTLEMENT

Shinji FUKUSHIMA , Akira KITAJIMA , Susumu TOMIOKA

and Kyotaro MICHIMAE

This paper was presented that various soil tests ,such as the consolidation test, the triaxial compression test and the uniaxial compression test on samples compacted in mold and undisturbed core samples taken from the embankment constructed by cohesive soil treated with the cement stabilizer were performed to estimate the effect of soil stabilization to prevent the consolidation settlement of cohesive soil embankment.

It also was described that the application of the field quality control by means of a modified cone-penetrometer test to confirm the improved effect of cohesive soil by cement stabilizer in the field.