

道路盛土建設のためのセメントスラリーによる深層混合処理工法

Deep Mixing Method with Cement Slurry
for Construction of Road Embankment

石橋 正穂[※] (Masao Ishibashi)
井上 年行^{※※} (Toshiyuki Inoue)
先森 弘樹^{※※} (Hiroki Sakimori)

キーワードズ：軟弱地盤／盛土／セメント／圧密／安定解析／有限要素法 (IGC：E2/K6/H4)

1. まえがき

深層混合処理工法は石灰・セメント系の硬化剤を軟弱地盤内に供給して固結した改良杭を造成する工法であり、昭和50年ごろから実用が開始された最新の地盤改良工法¹⁾である。この工法は従来の地盤改良工法と比較して短期間に大きな強度発現が期待できるとともに、騒音・振動・水質汚濁などの環境問題が少なく、その適用例も道路盛土のすべり破壊防止、構造物の支持力増加および沈下低減、近接工事の対策工等多岐にわたっており、複雑かつ多様化する建設工事に対応できる工法として近年その施工量を増加させている。

深層混合処理工法には①ブロック式、②格子式、③壁式、④杭式のような改良形式があり、これらのうち①～③は地中構造物としての設計法が確立されつつある。しかし、④については①～③に比べて改良率が低いことから、未処理土と改良杭からなる複合地盤の沈下特性や静的および動的な水平外力が作用した場合の変形応答特性などは不明な点が多い。前者は室内実験²⁾³⁾等によって徐々に明確にされつつあるが、後者はまだ不明な点が多く残されている。

このような問題点を解明して深層混合処理工法を将来、より有用な地盤改良工法とするためには、より多くの現場データを集積する必要がある。本報告はセメントスラリーによる深層混合処理工法によって改良された軟弱地盤上に盛土を施工した際に、上述した設計上の問題点を解明するために計測管理を実施したので、その結果をまとめたものである。

2. 地盤特性および工事概要

2.1 地盤特性

当地区の地盤状況は図-1に示すように新第三中新世に形成された石見層群に相当する地質構造が基盤岩としてU字型に分布し、その上部に沖積層が分布している。沖積層は沖積粘性土層、沖積火山灰層、沖積砂レキ層に大別される。沖積粘性土層はNo.119付近で層厚9m程度と最も厚く、全体としては「すりばち状」に堆積している。この粘性土層はその土性から上部と下部をそれぞれA_{c1}層およびA_{c2}層と区分した。前者は砂分含有率が低く有機質土を含んだ軟弱な粘性土質で後者は砂分含有率が高く粘性土と砂質土の中間土と考えられる。両層ともに軟弱であり、その強度は $c = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ と小さく、地盤改良の対象層である。図-2に土質定数の深度分布図を示した。

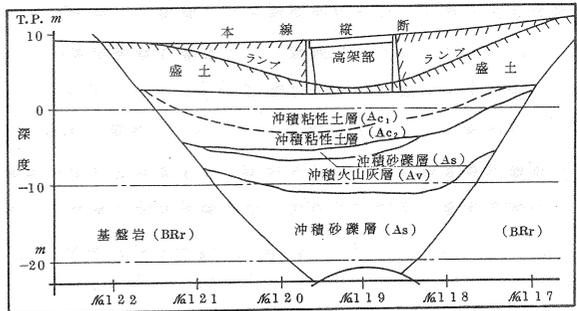


図-1 成層断面図

※ 建設省中国地方建設局倉吉工事事務所長, ※※ 復建調査設計(株)

2.2 工事概要

当バイパスは主幹線および側道から構成されるが、当面は側道を利用した2車線の暫定供用とする計画であり、図-3に当施工区間の代表横断面図を示した。図に示すような高盛土をこのような軟弱地盤に建設することは不可能であり、また建設用地の制約、近接した民家に対する騒音振動の影響、経済性および工期などの諸条件を考慮して対策工法を検討した。この結果、化学的に軟弱地盤の強度を増加させる深層混合処理工法を採用することとした。図に示すように深層混合改良域の改良幅および改良率は、全体の完成断面を考慮して決定されているが、第一期工事は初期投資を少なくするために図-3に示すように北側のみを施工した。

また供用開始後の残留沈下を許容値内(10cm)に止めるために、将来施工される南側の深層混合処理域と重複しない範囲にバックドレーンを打設して圧密を促進した。

載荷盛土はバイパス関連工事の建設残土処理のために最も大きな断面となるように図-3の断面のように決定した。なお地盤改良仕様を図-4に示した。

3. 地盤改良設計と問題点

土構造物の設計に際しては設計法における仮定や複雑な成層状態、土質特性を単純化しており、設計と実際が異なることは通常のようにある。特に深層混合処理工法は実用化されて日も浅い新しい工法であり、その施工実績は十分とは言えず、設計法に多くの問題点を残している工法である。それゆえ、地盤改良設計とその問題点について述べる。

3.1 地盤改良設計法

深層混合処理工法の設計に際して最も問題となる事項は、未処理土に比べて強度が1~2オーダー大きい改良杭をコンクリートのような地中構造物と考えるか、一般の土質材料と考えるかということである。現行の検討モデルを大別するとブロック式、壁式のように連続して原位置土を改良した高改良率の場合には地中構造物として取扱い、杭式のような低改良率の場合には未処理土との複合地盤として取扱う設計が多いようであり、以下にこの設計法と問題点について概説した。

1) 安定検討

地盤の安定検討は、改良率が $ap=30\%$ および 40% と低いことから、深層混合処理地盤を改良杭と未処理土の複合地盤と仮定して円弧すべり法を主体に検討しており、式(1)のように表わせる。

$$F_s = \frac{R(\ell_1 \tau_E + \ell_2 \bar{\tau} + \ell_3 \tau_0)}{\gamma W_E} \quad (1)$$

ここに、 τ_E : 盛土材のせん断抵抗 τ_0 : 原地盤のせん断抵抗 $\bar{\tau}$: 改良域の

平均せん断抵抗 (式(2)参照) R : 円弧半径 ℓ_1, ℓ_2, ℓ_3 : 円弧の長さ

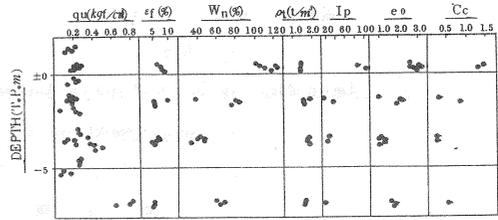


図-2 土質定数の深度分布

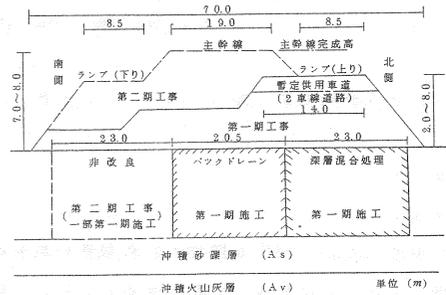


図-3 代表横断面図

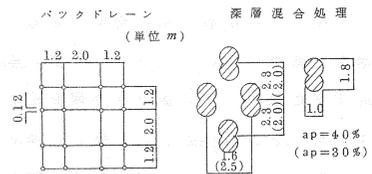


図-4 地盤改良仕様図

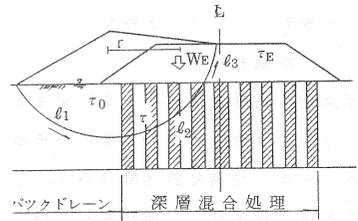


図-5 円弧すべり法概念図

また改良地盤は複合地盤として考えるので、その平均せん断抵抗 $\bar{\tau}$ は式 (2) のように求める。

$$\bar{\tau} = a_p \cdot \tau_p + (1 - a_p) \tau_{00} = a_p \cdot c_p + (1 - a_p) \alpha c_0 \quad (2)$$

ここに、 $\bar{\tau}$: 複合地盤の平均せん断抵抗力 a_p : 改良率 τ_p : 改良杭のせん断抵抗力 c_p : 改良杭の粘着力

τ_{00} : 改良杭の破壊ひずみに相当する原地盤のせん断抵抗力 c_0 : 原地盤の粘着力

α : 低減率で現場強度と室内試験で得られる強度との比 ($\alpha = 0.5$)

2) 沈下検討

改良杭の剛性は未処理土と比較して非常に大きいため盛土荷重が改良杭に集中するものと仮定して、サンドコンパクション工法の設計と同様に図-6に示す応力状態を考え、改良杭と未処理土が等ひずみで変形するものとして最終沈下量を算出している。したがって式 (3) となる。

$$S = \beta \cdot S_0 = \beta \cdot m_{v0} \cdot H \cdot \Delta P$$

$$\beta = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{(n-1) a_p + 1} \quad (3)$$

ここに、 S : 改良地盤の最終沈下量 n : 応力分担比 ($n = \sigma_c / \sigma_p$) σ_c : 原地盤にかかる応力

a_p : 改良率 σ_p : 改良杭にかかる応力 m_{v0} : 原地盤の体積圧縮係数 β : 応力低減係数

ΔP : 増加応力 H : 沈下対象層厚 S_0 : 原地盤の最終沈下量

なお時間～沈下曲線はテルツァーギーの一次元圧密の解に従うものとした。

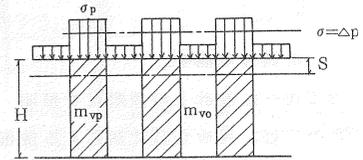


図-6 応力分布図

3.2 地盤改良工事と問題点

① 改良杭の強度

深層混合処理工法では事前に原土を採取し、室内配合試験を実施してセメントスラリーの添加量を把握する。一般に室内配合試験から得られた強度 (q_{ue}) と原位置の改良土の強度 (q_{uf}) の比は、バラツキを考慮して最低値をみると、 $1/2 \sim 2/3$ といわれている⁴⁾。しかし土性や施工条件は必ずしも一様ではなく、改良地盤の品質を確保するためには、原位置改良土の強度確認が必要である。特に当地盤のように有機物を含んだ土については強度発現が小さいことが知られている⁵⁾。

② 改良地盤の安定

改良地盤の安定検討における問題点は、3.1で述べたように改良土を一般の土質材料と考え、改良地盤を単純平均化されたような強度を有する複合地盤として、円弧すべりのような簡単な破壊面を想定した検討になっていることである。しかし土圧などの水平外力の伝達機構が不明であり、さらに強度が小さい未処理地盤が水平力を受けて変形あるいは破壊に至れば、改良地盤が局部的にあるいは全般的に変形することが考えられ、地盤の安定性を損うことになる。このような大きな水平外力が作用する場合には現時点では不明な点が多く、地盤の挙動を把握することが必要である。

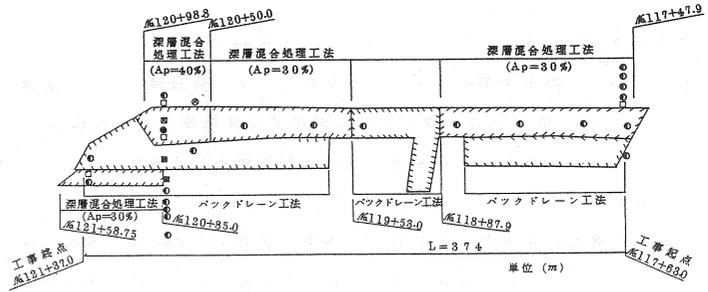
③ 改良地盤の沈下

深層混合処理工法によって改良された地盤の沈下は、未処理土の場合と比較して小さくなることはこれまで得られたデータより明らかであるが、バイパスの供用開始後の維持・管理において残留沈下量を把握することは重要な課題であり、その沈下性状を把握する必要がある。サンドコンパクション工法では、実測データから応力分担比を $n = 1 \sim 5$ 程度で設計される場合が多い⁶⁾。しかし剛性が非常に大きい改良杭の場合の応力分担比は不明であり、これを明確にする必要がある。また時間～沈下関係についても同様であった。

④ 地盤改良境界部の変形

当工事では図-3に示すように深層混合処理工法とバックドレーン工法が併用されており、両者の沈下特性には大きな相違があることから、改良境界部の変形について問題が残された。すなわち深層混合処理域の沈下

量と比較してバックドレーン域の沈下量はかなり大きく、またその沈下速度も速いために深層混合処理域端部の改良杭がバックドレーン域の沈下の進行に伴うネガティブフリクションの影響を受けて変形することが懸念された。



3.3 計測管理概要

図-7 計測計器配置図

3.2で述べた設計上の問題点を説明するためには、現地から計測による情報を得て、設計を修正するのが妥当であると考えられ、計器設置やチェックボーリングが計画された。図-7に計測計器の設置平面図を示し、図-8には計測器の設置断面図を示した。

これらの計器の中で層別沈下計とはリング上の発磁体（沈下素子）を地中に設置し、この位置を感磁センサーによって求めることで沈下量を求めようとするものである⁷⁾。孔内傾斜計は75mm×75mmのステンレス製の角パイプを支持層まで設置し、ローラー型の傾斜計を挿入して1mごとの水平変位を測定し、地中の変位とするものである⁷⁾。鉛直水平変位計は、層別沈下計と孔内傾斜計の機能を併せてもつものである⁸⁾。

計器名称	記号	番号
鉛直水平変位計	■	HV-1~2
孔内傾斜計	□	H-1~4
層別沈下計	●	V-1
沈下板	⊙	S-1~2,3
地下水位	⊕	W-1
土圧計	⊗	Pe-1~4
間隙水圧計	⊗	Pw-1~4

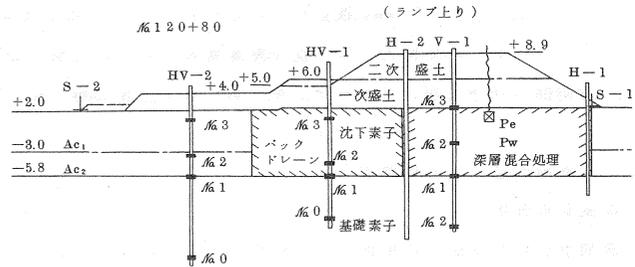


図-8 計器設置断面図

4. 計測および解析結果

4.1 改良土の強度について

設計上の必要強度である $q_u = 7.5 \text{ kgf/cm}^2$ を現場で確保するための設計配合率を求めるために室内配合試験を実施し、その結果を図-9に示した。室内配合試験による強度と現場でのそれとの比を2とすると、図-9における必要強度は 15 kgf/cm^2 となる。それゆえ Ac1層は17%7%として施工した。図-10は改良杭の14日および28日強度を示すものである。図に示すように吹き上げ土を除いた最小値でも全層で $q_{ud} = 7.5 \text{ kgf/cm}^2$ を満足し、また平均値は室内配合試験の強度である 15 kgf/cm^2 もほぼ満足しているようである。このことから室内配合試験で得られた平均強度と現場との強度の比は、平均値で表わせれば約1.0となった。ここに吹き上げ土とは改良杭を造成する際に生じる粘土層の残土である。また腐植土層の強度発現は Ac1、Ac2層に比べて小さい。これは有機物含有量が16%と高く、またpHが6.8の少し酸性土であることによるものであろう。

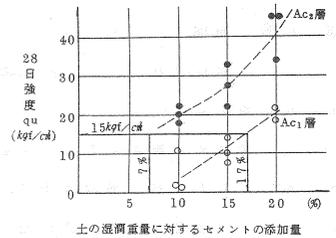


図-9 室内配合試験結果

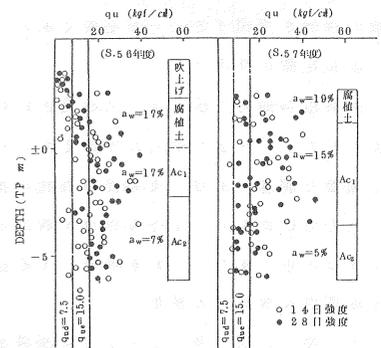


図-10 チェックボーリング結果

4.2 盛土荷重時の変形解析

図-11および図-12にNo.120+80とNo.121+40の断面での孔内傾斜計による測定データを示した。図-11は粘土層の厚さが

一様であり、盛土荷重はほぼ改良域の真上に荷重された場合の変形パターンを示すものであり、改良域はいわば支持杭として機能している。図中のH-1およびH-2の変形データから深層混合改良域はほとんど変形しておらず、図中の破線で示すように粘土層上端付近のみ変形しているようである。

なお昭和58年11月7日のデータは10月31日に発生したマグ

ニチュード3の地震直後の測定データであり、地震による変形はほとんど生じていない。図-12は基盤が傾斜しているために盛土荷重が側方から深層混合処理域に作用している場合であり、改良域が滑動に対して抵抗している場合のものである。図中のH-4のデータから改良域は盛土荷重中に全変形量の約75%変形し、その後はほとんど変形していないことがわかる。両図から両者の場合の改良域の変形パターンは明らかに異なることがわかる。またバックドレーンと深層混合改良域の境界付近の改良杭の変形はH-2よりほとんどないことがわかる。

これらの変形パターンに対して、その水平変位量は非常に小さいけれども、盛土の安定管理のために松尾・川村の方法⁹⁾を適用したのが図-13である。これは図-11のHV-1のデータに基づいて作成されたものであり、バックドレーンの安定について管理したものである。図に示すように $P_1/P_f \approx 0.7$ 程度であり十分に施工されたことと判断される。

しかし深層混合改良域の変形が非常に小さく、安定しているようにみえ

ても、改良杭の破壊ひずみは1%程度であり、粘土層のそれが約5%であることを考慮するとかなり小さく、このような水平変位に着目した盛土管理手法では限界のあることが予想される。このため線形弾性モデルによるF.E.M.計算によって深層混合改良域の安定をチェックすることとした。

深層混合改良杭と未処理土からなる複合地盤のF.E.M.解析を行なう場合には計算モデルの仮定が重要であるがここでは次の2ケースを考えて計算した。

Case 1: 改良された領域を均一な線形弾性地盤と仮定する。この場合の改良域の換算弾性係数(E)は

$$E = E_c(1 - a_p) + E_i \cdot a_p \approx E_i \cdot a_p \quad (4)$$

ここに、 E_c : 原地盤の弾性係数 E_i : 改良杭の弾性係数 a_p : 改良率

で考えられる。

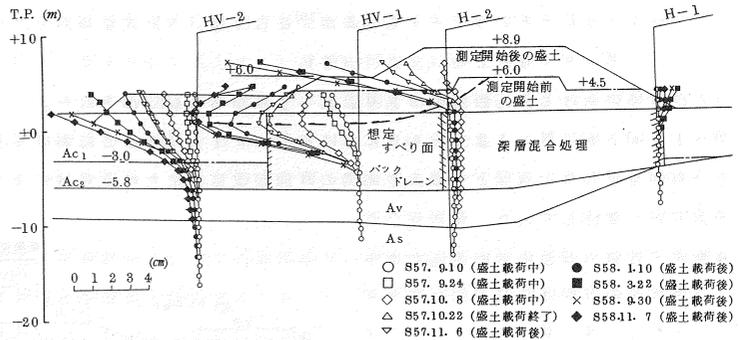


図-11 水平変位の経時変化 (No. 120+80)

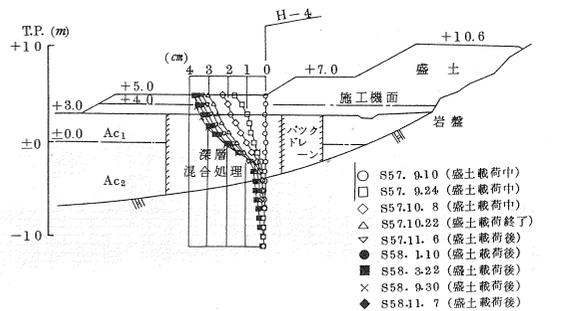


図-12 水平変位の経時変化 (No. 121+40)

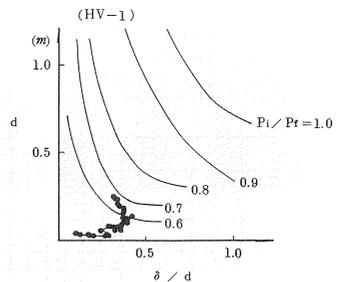


図-13 松尾・川村による管理図

Case2: 改良された杭をそのまま要素分割して計算する。ただし現場の杭の配置は、図-4に示すように三角形配置であるから、計算モデルにおける改良杭の配置は、改良率から決定した。

表-1は計算に用いた材料定数を示すものである。改良杭の弾性係数は、 $E = (90 \sim 180) c$ というデータもあるが¹⁰⁾ここでは(5)式を採用した¹¹⁾。

$$E = 210 \cdot c \quad (5)$$

なおcは現場におけるせん断強度であり、図-10から 5 kgf/cm^2 とした。

図-16(a)、(b)にNo.121+40におけるCase1とCase2における主応力分布図を示した。両図とも最大主応力の方向が改良杭または改良域によつて鉛直方向へ変位しており、深層混合改良域のすぐ外側の非改良域の主応力は小さく、またその方向は鉛直方向となっている。すなわち盛土荷重によつて発生する偏土圧は、改良杭を通じて確実に基盤へ伝達されていることを示している。この場合のCase1とCase2の最大せん断応力はそれぞれ 2.9 tf/m^2 および 7.0 tf/m^2 であり比較的小さい。

表-1 材料定数

	弾性係数 (tf/m^2)		ポアソン比 ν
	\bar{E} (Case-1)	\bar{E} (Case-2)	
粘土層	210	210	0.49
改良域	4200	10500	0.35

注) \bar{E} は $\alpha_p = 40\%$ の場合

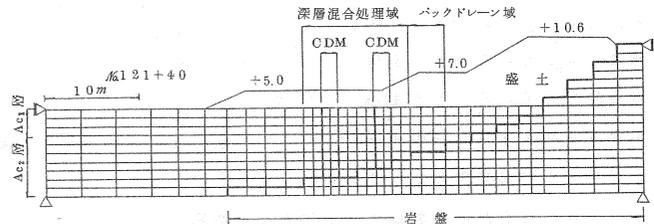


図-14 要素分割図

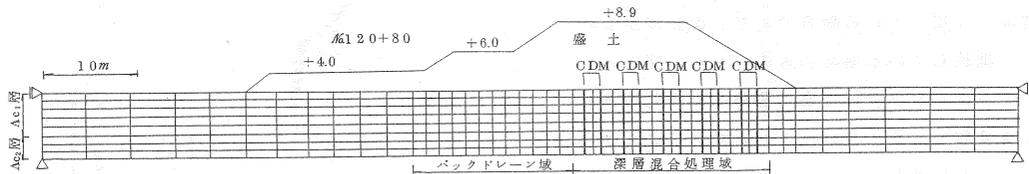


図-15 要素分割図

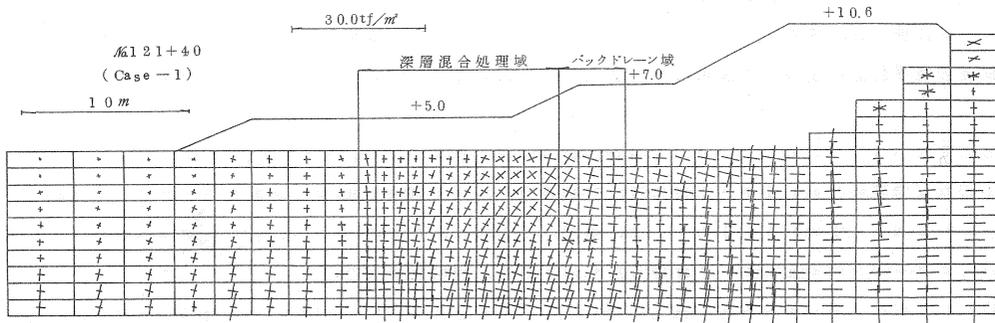


図-16 (a) 主応力図

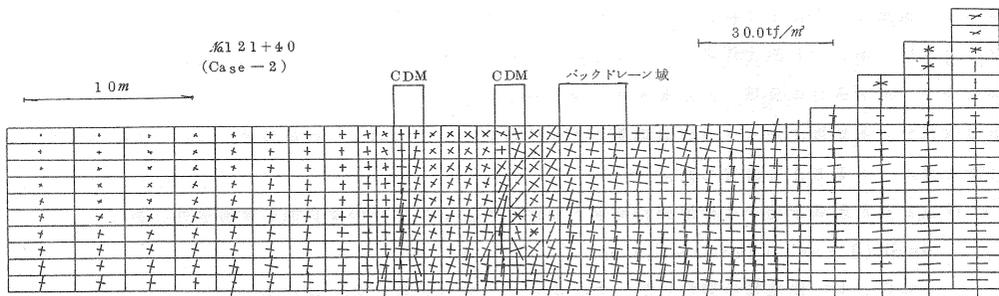


図-16 (b) 主応力図

図-17(a)および(b)はNo.120+80における同様の図を示すものである。この断面では盛土荷重は改良域直上から載荷されており、図-16と同様に最大主応力は改良杭によつて基盤に伝播されている。特に改良杭を要素として計算したCase 2では、改良杭への応力集中が顕著である。また改良杭間の未処理土にも応力が伝播されたように計算値が得られているが、盛土荷重を節点に載荷させたために生じたものであろう。したがって盛土の剛性を考慮したような(すなわち盛土を要素として入力する)計算を行なえば盛土層のアーチアクションによつて未処理層への応力伝播も少なくなり、実際の沈下が小さいという現場での挙動と一致するものとなる。またCase 1とCase 2の場合の最大せん断応力はそれぞれ 4.9 tf/m^2 と 13.8 tf/m^2 であり、No.121+40より大きく応力集中が把握される。改良杭の破壊のチェックは安定管理上重大であるので、このためにはCase 2が妥当であろう。

両断面の計算結果は改良杭による斜面の破壊防止工としての典型的な二例を与えるものである。これらの解析結果から、盛土による地盤の破壊を深層混合処理杭で防止するためには、盛土荷重による応力を改良杭を媒体として基盤層へ伝播することが必要であることがわかる。それゆえ設計時点にこのような簡単なF.E.M.計算によつて主応力の方向をチェックしておくことも必要であろう。また適確な材料定数を用いて最大せん断応力値と杭体のチェックボーリングによつて得られた強度との対比を行なうことも可能となる。

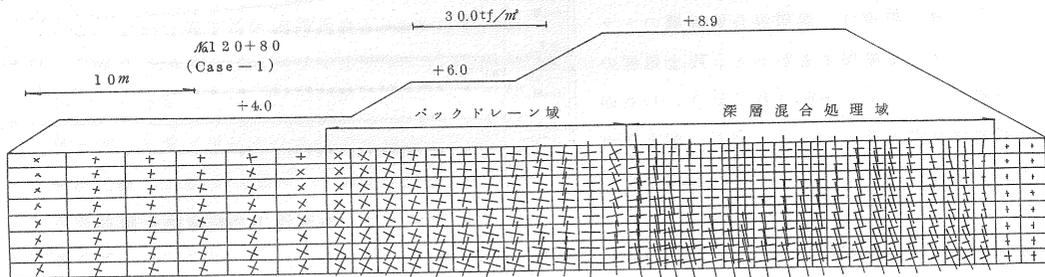


図-17 (a) 主応力図

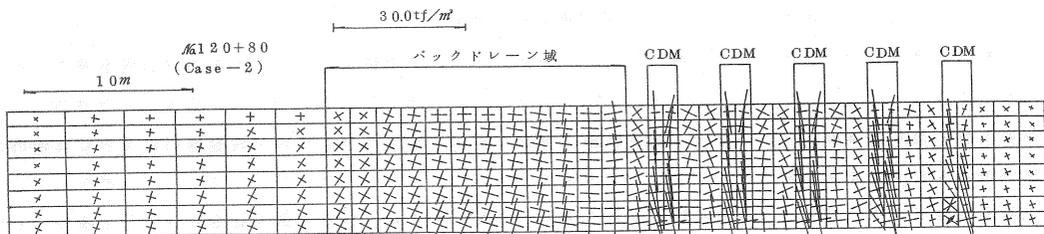


図-17 (b) 主応力図

図-18に孔内傾斜計で得られた水平変位の深度分布を示した。図でH-1とH-2はNo.120+80で、H-4はNo.121+40の断面で得られたものである。図からわかるように改良杭のほぼ直上から載荷された場合のH-1、H-4では水平変位は少なく、偏土圧の大きいH-4では大きい。また計算値はオーダー的にはほぼ一致しているようであるが、Case 1とCase 2の優位性については明確でない。

水平変位 (cm)

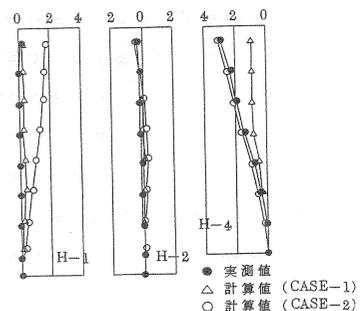


図-18 水平変位の分布

4.3 圧密放置時の沈下解析

図-19に深層混合改良域の沈下傾向を示した。図によれば改良域の沈下は盛土載荷直後に発生しそれ以後は一定となっている。これは新規の盛土によつてそれまで載荷されていた盛土のアーチアクションがくずれ、盛土材と改良杭が一体化したことを示すものと思われる。したがって改良杭の圧密による沈下は、このデータをみ

るかぎり発生していないようである。これは以下のように考えることができる。すなわち奥村¹²⁾が提案したように、圧密降伏応力 (P_y) が

$$P_y = 1.27 q_u = 1.27 \times 10 \text{ kgf/cm}^2 = 12.7 \text{ tf/m}^2$$

であり、圧密荷重は最大で 15 tf/m^2 であることから、この場合の盛土荷重は、非常に過圧密的な複合地盤への荷重となっていることによるものであろう。したがって式 (3) で求められる計算沈下量 ($S = S_0 \times \beta = 1.05 \times 0.2 = 0.2 \text{ m}$) よりもかなり小さめとなるようである。

図-20にバックドレーン改良域の時間～沈下曲線を示した。図は層別沈下曲線を示すものであり図から地表面沈下は、素子No.3～素子No.2の沈下、すなわちAc1層の沈下のみであることがわかる。なお盛土荷重は、深層混合処理機のトラフィカビリティーを確保するためと、残土処理のために計器設置以前より荷重されており、したがって計測値は全盛土荷重によるものの一となっている。

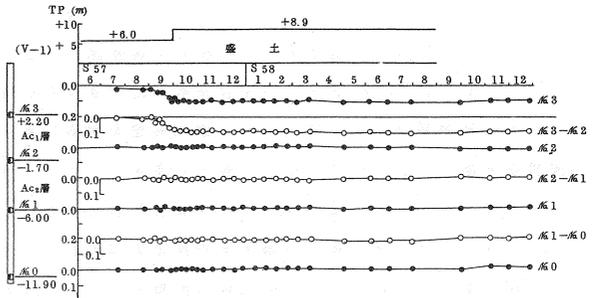


図-19 実測沈下の経時変化図

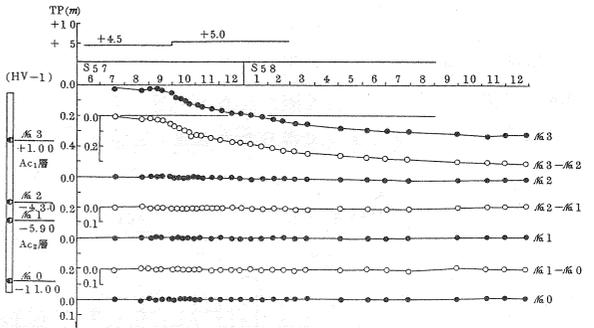


図-20 実測沈下の経時変化図

5. 結論

これまでセメントミルクによる深層混合で改良された地盤の挙動とその解析結果について述べてきた。これまでの議論によって得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

- ①室内配合試験から得られた強度と現場で得られる強度の比は、平均値をとれば1であるが、最小値をとると1/2となる。
- ②腐植土層の強度の発現は小さいので、配合試験で留意する必要がある。なお、当現場の場合の有機物の含有量は16%でpHは6.8であった。
- ③深層混合処理工法での地盤の破壊を防止する方法としてNo.120+80のように支持杭として機能する場合と抑止杭として機能する場合があり、両者には著しい変形パターンの違いがあることがわかった。すなわち前者の場合の改良域の端部での地表面の水平変位はほぼ0であり、後者の場合は約4cmであった。また沈下量は盛土中に瞬間的に発生し、それ以後はほとんど変形は生じていない。
- ④深層混合改良域の安定を検討するために、改良杭はかなり弾性的であることから、線形弾性モデルによるF.E.M.計算を行なった。材料定数の決定方法に課題は残るが、定性的な改良域の安定を検討するには十分であろう。この計算によって得られた結論は以下のごとくである。改良杭と未処理土層とからなる複合地盤をモデル化する場合には、均一な弾性地盤と考える場合と、改良杭をそのまま要素と考える場合がある。改良域の変形を考える場合にはどちらも優位差はないが、杭への応力集中を検討する場合には後者の方がよい。また盛土荷重を等価節点力で考えるよりも盛土を要素として考えた方が、盛土材のアーチアクションを考慮できるので妥当であろう。
- ⑤改良杭の圧密沈下量は原地盤の沈下量に沈下低減率を剩じて求めるが、このようにして求めた計算沈下量と実測値は一致しなかった。
- ⑥改良域の沈下による改良杭の変形は現在のところほとんど発生していない。

⑦マグニチュード3の地震に対しては、現在のところ安定であった。

6. あとがき

セメントによる深層混合処理工法は、セメントミルクによるものと土中水をセメントの固化反応に利用するセメント紛体によるものと大別される。本稿は前者の例を報告した。しかし近年紛体による噴射攪拌工法¹³⁾¹⁴⁾の実績も増加しており、これらの工法に関する長期安定性や地震時の安定性を今後解明していく必要がある。当現場で得られたデータが、同様の地盤改良工事の設計や施工に役立てば幸いである。

参考文献

- 1) 奥村樹郎 (1981) : 深層混合処理工法の設計と今後の課題, 「第36回年次学術講演会研究討論会資料」土木学会編 pp. 32~38
- 2) 寺師昌明・田中洋行・奥村樹郎 (1980) : 複合地盤の支持力特性, 「第15回土質工学研究発表会」 pp. 1777~1780
- 3) 寺師昌明・田中洋行・奥村樹郎 (1979) : セメント処理土と未処理土とから成る複合地盤の圧密特性, 「第14回土質工学研究発表会」 pp. 1661~1664
- 4) 中村龍二 (1978) : セメントスラリーを用いた深層混合処理工法(II), 「埋立と浚渫」No. 79 pp. 23~38
- 5) 例えば、土質学における化学の基礎と応用, 土質工学会, pp. 153~164
- 6) 中山二郎・上田茂 (1967) : 複合地盤における応力分担比の測定結果について, 「第22回土木学会年次学術講演会講演概要」
- 7) 網干寿夫・石井敬一・井上年行 (1982) : 太田川流域下水道西部浄化センター地盤改良工事に伴う情報化施工, 「土と基礎」 Vol. 30 No. 7 pp. 37~44
- 8) 吉国洋・加登文士 (1977) : 地盤の変形計測とその情報化施工への適用, 「土と基礎」 Vol. 25 No. 3 pp. 39~45
- 9) 松尾稔・川村国夫 (1978) : 軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図, 「土と基礎」 Vol. 26 No. 7
- 10) CDM研究会 (1982) : 「設計と施工マニュアル」 p. 9
- 11) 竹中準之介 (1962) : 粘土のサンプリングとその信頼度, 「土質材料の力学と試験法における最近の問題点」日本材料試験協会関西支部 pp. 1~22
- 12) 奥村樹郎・寺師昌明・吉田富雄 (1974) : 石灰処理土の特性に関する研究(第一報) 「第9回土質工学研究発表会」 pp. 893~896
- 13) 千田昌平 (1981) : 新地盤改良工法—噴射攪拌工法, 昭和55年度建設省土木研究所講演会講演集,
- 14) 千田昌平 (1982) : 紛体噴射攪拌工法, 軟弱地盤改良工法に関する現状と動向講演会, 土質工学会