

針貫入試験による深層混合改良体の強度評価

Strength Evaluation of Deep Mixing Soil-cement by Needle Penetration Test

内 田 直 人 (うちだ なおと)

九州電力株式会社 土木グループ

小 野 英 宏 (おの ひでひろ)

九州電力株式会社 海外・新規事業グループ

江 藤 芳 武 (えとう よしたけ)

西日本技術開発株式会社 地盤耐震部 部長

三 浦 哲 彦 (みうら のりひこ)

株式会社地盤研究所 所長

1. はじめに

深層混合処理工法は、地盤深層に固化材を均一に供給・混合し改良体を造成するもので、盛土の滑りや沈下の防止、擁壁や護岸等の基礎、土留め・止水壁等に幅広く用いられている。本工法の特徴は、原地盤を材料として有効利用することにあるが、コンクリート等の人工材料と比較して強度のばらつきが大きくなることは否めない。改良体の強度分布を深度方向に連続的に測定できれば、改良体の品質や固化材配合量の妥当性も容易に確認でき、合理的な配合設計も可能となるが、試験手間や費用などの問題から統一的な手法は確立されていない。

本論文は、改良体深度方向の強度分布の簡易測定方法と、これに基づいた合理的な配合設計への適用性について検討したものである。

2. 現行の強度評価手法と課題

深層混合処理工法における固化材の配合設計は、通常、数種類の配合で現場配合試験を行い、改良体からサンプリングしたボーリングコアの一軸圧縮強さを基準に配合量を決定している。一軸圧縮試験は、通常1mに1箇所程度の間隔で試験を実施し、改良体強度を評価しているが、本手法には次のような問題点がある。

① 供試体は、所定の寸法や自立強度を有している必要があり、亀裂および改良不足等による低強度部分を含む供試体では試験は難しい。このため、強度評価としては危険側となる恐れがある。

② 1mに1箇所程度の間隔では連続的な強度分布が

把握できない。また、供試体の強度が改良体全体を代表しているか不明である。

③ 強度評価に統計的手法（例えば、平均一軸圧縮強さ一標準偏差等）を採用するためには、多数の一軸圧縮試験が必要となる。

筆者らは、これらの問題点を解消するため、一軸圧縮試験と併せて針貫入試験¹⁾を行い、換算一軸圧縮強さを求めた。これらの相関を基に改良体強度評価への適用性を検討し、良好な結果を得た。今後、このような試験および評価方式が実用化されれば、統計的手法による物性値の評価やFEM等での解析的手法により、合理的な配合設計が可能になるものと考えられる。

3. 検討方法

3.1 改良対象地盤の物性

本検討で改良対象とした地盤は、有明粘土と細粒分質砂質礫地盤の2ケースである。改良対象地盤の性状を表1および図1に示す。有明粘土は有明海沿岸から採取し、自然含水比120%程度、 N 値0と非常に軟弱である。また細粒分質砂質礫は、砂岩や頁岩の角礫（最大粒径100mm以上）を含む自然含水比16%程度、 N 値10程度の埋立て地盤から採取した。

3.2 地盤改良の配合と改良工法

改良体の造成は、スラリー系深層混合処理工法を採用した。改良体寸法は、直径1m、長さ約13mである。各ケースの現場目標強度と固化材の配合を表2に示す。なお、今回は石炭灰有効利用の観点から、固化材としてセメントと石炭灰の混合材を使用した。有明粘土の改良

表1 改良対象土の性状

項目	単位	有明粘土	細粒分質砂質礫
土粒子密度	g/cm^3	2.612	2.657
湿潤密度	g/cm^3	1.416	2.084
自然含水比		121.5	15.8
液性限界		84.5	—
塑性限界		43.5	—
粒度区分	礫分	0.0	43.1
	砂分	8.2	33.2
	シルト分	41.4	12.4
	粘土分	50.4	11.3
日本統一土質分類		CH	GFS

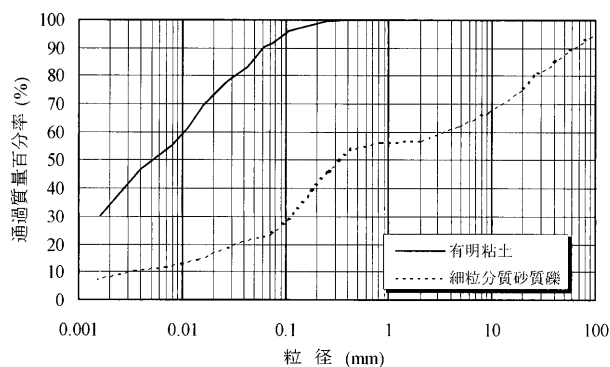


図1 改良対象土の粒径加積曲線

論文

表—2 各ケースの配合

改良対象土		有明粘土			細粒分質砂質礫
現場目標強度 (kN/m^2)		400	700	1000	1000
配合量 (kg/m^3)	セメント	80	100	120	130
	石炭灰	80	50	60	65
	水	128	120	144	234
使用石炭灰		PFBC灰			普通FA

には、加圧流動床複合発電方式から発生するフライアッシュ原粉（PFBC 灰）を、細粒分質砂質礫の改良には、微粉炭燃焼発電方式から発生するフライアッシュ（普通 FA）を用いた。

3.3 一軸圧縮試験

改良体造成後、材齢28日にあわせてボーリングを実施した。ボーリングは孔径86 mm のロータリー式二重式サンプラーを用いた。サンプリングしたボーリングコアは、5 m のコア箱に収納し、乾燥防止のため供試体表面に濡れたウェスを置き、恒温室（20℃）にて養生した。一軸圧縮試験はボーリングコアを対象に深度方向1 m 間隔を原則とし、後述する針貫入試験結果を基に、極力平均的な強度から低強度の深度で実施した。

3.4 針貫入試験

針貫入試験は、一軸圧縮試験に用いるボーリングコアを対象とした。本試験は、コア箱に収納した状態で試験が可能である。今回は、すべてのケースとも10 cm 間隔で試験を実施した。針貫入試験機と試験状況を写真—1 に、試験手順を以下に示す。

① 軟岩ペネトロ計の針（ $\phi 0.84 \text{ mm}$ ）を、コア外周に垂直に当て、静かにコアに貫入させる。

② 10 mm 貫入時の貫入荷重を先端のコイルスプリング式の荷重計から読み取る。貫入荷重を貫入量（10 mm）で除し、針貫入勾配（NP）を求める。

③ 同一深度で実施した針貫入勾配（NP）と一軸圧縮強さ（別途試験を実施）の相関から、換算一軸圧縮強さの算出式を求める。

④ 他深度の針貫入勾配（NP）を③で得た算出式に代入し、各深度の換算一軸圧縮強さを求める。

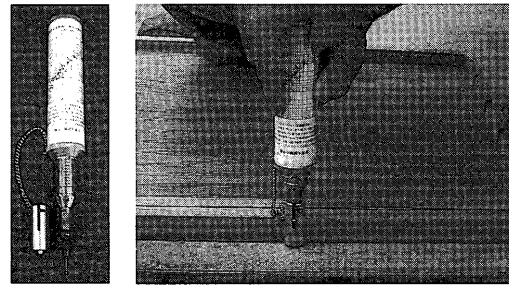
この手順からわかるように試験は極めて単純である。針貫入試験の長短所をまとめると以下ようになる。

① コア長の短い箇所、亀裂や改良不足等による低強度（今回の測定下限値は30 kN/m^2 程度）部分を含むコアについても試験が可能である。

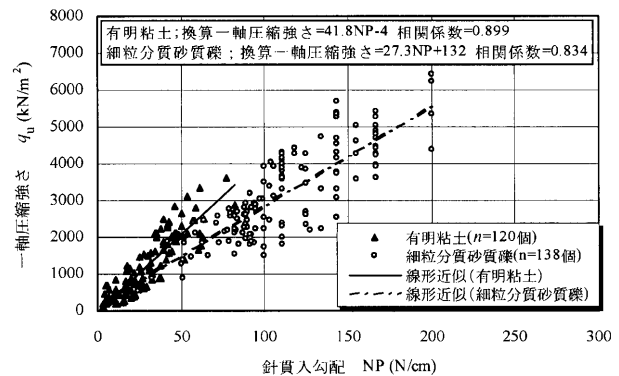
② 試験は針を10 mm 貫入するだけであり、コアをほとんど乱さないため、同一コアを用いて一軸圧縮試験が可能である。

③ 10 cm、20 cm といった任意の間隔で試験可能であるため、深度方向の連続的な強度分布が確認できる。

④ 10 m 程度のボーリングコアを10 cm 間隔で試験するのに要する時間は40分程度であり、短時間で試験可能である。



写真—1 針貫入試験機と試験状況



図—2 針貫入勾配と一軸圧縮強さの関係

⑤ 針貫入試験から求めた強度分布を参考に一軸圧縮試験の実施箇所を決定できるので、強度評価の信頼性向上が図れる。

⑥ コアの表面が乱れている場合、表面を切削する必要がある、多少手間を要する。

⑦ 針貫入試験はインデックス試験であり、コアに多くの亀裂等が存在する特別なケースでは、改良体全体の強度評価が必要である（これについては、現行の強度評価手法でも同様である）。

3.5 試験結果の比較

図—2 に針貫入勾配と同一箇所の一軸圧縮強さの関係を示す。なお、図中には既往の試験結果もプロットしている。有明粘土の相関係数は比較的高いが、細粒分質砂質礫は若干ばらつきが大きく、また、改良対象地盤により相関式が異なる。有明粘土と細粒分質砂質礫各々で相関式を求めると、式(1)、(2)が得られる。

$$\text{換算一軸圧縮強さ} = 41.8 \times \text{針貫入勾配 (NP)} - 4 \quad \cdots (1)$$

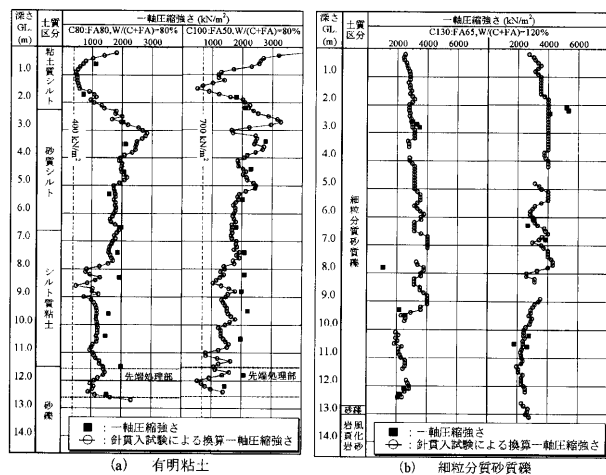
$$\text{換算一軸圧縮強さ} = 27.3 \times \text{針貫入勾配 (NP)} + 132 \quad \cdots (2)$$

表—3 に試験結果一覧を、図—3 に有明粘土と細粒分質砂質礫の一軸圧縮強さと換算一軸圧縮強さの深度分布を示す。なお、図中の換算一軸圧縮強さは、上下3点の移動平均を用いている。一軸圧縮強さは、すべて目標強度を満足しているが、換算一軸圧縮強さは深度方向に強度のばらつきと、部分的に目標強度を満足していない箇所が認められる。また、有明粘土の場合、同一配合でも粘土質シルト、砂質シルト、シルト質粘土で強度が異なる分布を示しているが、このような傾向も針貫入試験により明瞭となる。

有明粘土では、一軸圧縮強さと換算一軸圧縮強さの比

表—3 現場配合試験結果

改良対象土	現場目標強度 (kN/m^2)	一軸圧縮強度 (kN/m^2)			換算一軸圧縮強度 (kN/m^2)		
		最低値	平均値	変動係数 (%)	最低値	平均値	変動係数 (%)
有明粘土	400	727	1704	25	469	1473	37
	700	1455	2006	15	510	1764	34
	1000	1199	2583	27	901	2307	29
細粒分質砂質礫	1000	1108	2503	29	1866	3041	17
		1824	3534	34	1988	3293	20



図—3 一軸圧縮強度と換算一軸圧縮強度の深度分布

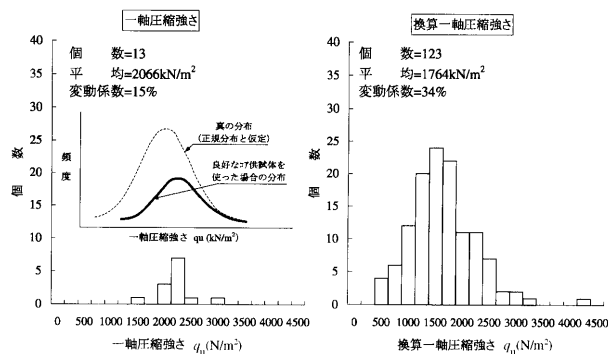
は、平均値で1.12～1.16となったが、最低値では、1.33～2.85と大きな差がある。仮に、すべてのコアを用いて一軸圧縮試験をしたと仮定した場合、この比は小さくなり換算一軸圧縮強度と同程度の強度が得られると想定されるが、一軸圧縮試験ではこのように潜在的に含まれる低強度の部分は試験結果に現れず、強度評価手法としては、危険性を含んでいることがわかる。変動係数は、一軸圧縮強度の方が換算一軸圧縮強度に比べて小さい値となっているが、データ数は13個と統計処理を行うための数としては少ないことや、低強度および高強度域での試験を実施していないことによるものと考えられる。

一方、細粒分質砂質礫では最低値、平均値ともに一軸圧縮強度と換算一軸圧縮強度に大差はない。この理由として改良土中に想定以上の転石・礫分が混入していたことで貫入速度が低下し、スラリー量が増加したことに加え、攪拌回数の増加により均質な改良が出来たためと考えられる。

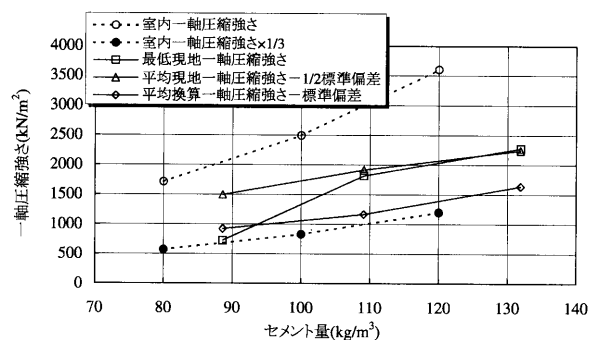
図—4に有明粘土の一軸圧縮強度と換算一軸圧縮強度のヒストグラムを示す。細谷ら²⁾は真の強度分布と一軸圧縮試験のような良好なコア供試体を用いた場合の強度分布に関し、より良好なコア供試体を用いた方が、強度分布は右下に推移し危険側の評価となることを指摘している。図—4中に細谷らが示しているヒストグラムイメージを記載しているが、今回結果においても、換算一軸圧縮強度に対し、一軸圧縮強度は右下に推移する結果となっている。

4. 配合設計への適用

図—5に有明粘土の強度試験結果を示す。なお、室内



図—4 有明粘土のヒストグラム (C = 100 kg, FA = 50 kg)



図—5 有明粘土における強度試験結果

一軸圧縮強度と現地一軸圧縮強度でセメント量が異なるのは、改良体造成時の実績スラリー量でプロットしたためである。ここでは、①最低現地一軸圧縮強度、②平均現地一軸圧縮強度 $-1/2 \times$ 標準偏差³⁾、③平均換算一軸圧縮強度 $-$ 標準偏差を基準にした場合の配合量について比較した。一例として、1500 kN/m^2 を満足するセメント量について3方法を基準に選定すると、①では105 kg/m^3 、②では90 kg/m^3 、③では125 kg/m^3 となり、①と②を基準に選定した場合は、セメント量は少なくなり、これまで述べたように危険側の設定となることがわかる。

5. おわりに

深層混合処理工法における針貫入試験を用いた配合設計手法について示した。針貫入試験により一軸圧縮強度を高精度で推定可能であること、簡易的に連続的な強度分布に加え、一軸圧縮試験では得ることのできない低強度の部分を評価するための手法として有効であることを示した。今回用いた手法により合理的な配合設計が可能になるものと考えられる。今後は、改良対象土の適用範囲を拡大したデータの蓄積および強度評価手法が望まれる。

参考文献

- 1) 土木学会：軟岩の調査・試験の指針(案), 1991.
- 2) 細谷・牧原・木幡・奈須・日比・萩野：セメント系固化材による現場改良土の品質評価, 地盤工学会-セメント系安定処理土の物理・力学特性に関する研究委員会, セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集, 1996.
- 3) 北海道開発局：深層混合処理工法施工マニュアル.
(原稿受理 2003.11.12)