

低強度改良地盤の調査とその評価方法

田中政典¹・田中洋行²・浅野潤一³・東 健一⁴

¹正会員 運輸省港湾技術研究所 土質部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 土質部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

³正会員 電源開発(株) 新磯子火力建設所 (〒235-8510 神奈川県横浜市磯子区新磯子町3-7-2)

⁴正会員 電源開発(株) 総合技術試験所 (〒253-0041 神奈川県茅ヶ崎市茅ヶ崎一丁目9-8)

石炭灰を利用して低強度で改良を行った地盤に対して、室内試験と電気式静的コーン貫入試験(CPT)や孔内水平載荷試験などの原位置試験を行った。この結果、一軸圧縮強さなどの室内試験結果のみでなくCPTからのデータを併用することによって、より正確に、かつ詳細に地盤状況を評価することができた。また、改良地盤の一軸圧縮強さがCPTより推定される値よりも小さく評価されることやPS検層から求められた剛性率が室内試験結果よりも大きな値が得られたことなどから、ロータリー式三重管サンプラーから得られた試料は乱されている可能性のあることがわかった。

Key Words : soil improvement, in-situ test, sampling, unconfined compression test, shear strength, shear modulus, reclaimed ground

1. はじめに

セメントや石灰を用いた深層混合処理(DM)工法によって改良された地盤の評価は、ボーリングを行って採取した試料の一軸圧縮強さ(q_u)によってなされることが多い。しかし、この方法による q_u は大きくばらつくのが一般的で、この原因がサンプリングによる試料の乱れなのか、改良地盤の不均一性なのか不明であった。もちろん、過去において電気式静的コーン貫入試験(CPT)を始めとする原位置試験による地盤調査の試みがなされてきたが、セメントや石灰で改良された地盤の強度は大きく、しかも試験装置の貫入能力も小さかったため、適用できない場合が多かった。

今回、山留め掘削の補助工法として、石炭灰を用いた低強度のDM工法(FGC: Flyash Gypsum Cement, 以下FGC-DM工法という)で改良された地盤で、CPT、孔内水平載荷試験およびPS検層による地盤調査を行う機会を得た。

本論文は各種原位置試験から得られたデータに基づき、改良前とFGC-DM工法によって改良された地盤(以下FGC地盤という)の土性の変化を評価し、各種原位置試験のFGC地盤への適用性について検討したものである。

2. 土質の概要

当現場は東京湾に面した横浜市磯子区に位置し、1965年頃に埋め立てられた場所である。図-1に改良前の代表的な地盤柱状図を示す。地表面から4m付近までは礫質砂、その下は浚渫土による埋め立てが行われており、旧海底面は地表面から15m付近にある。5mから15mまでの浚渫埋立土層は、土の工学的分類方法から粘土と分類されているが、浚渫土の投入材料の違いなどによって層構成は複雑である。また、 N 値50以上の支持層は起伏が激しく、今回のような25×50m程度の施工区域内であってもその深度の違いは10m以上にも及ぶ。

浚渫埋立土層の湿潤密度は1.5~1.7g/cm³、土粒子の密度は2.64~2.74g/cm³、自然含水比は50~85%、液性限界は50~110%、塑性限界は25~45%となっており、自然堆積地盤のそれらより分布範囲は広い。旧海底面以下の自然堆積した粘性土の湿潤密度は1.5~1.7g/cm³、土粒子の密度は2.66~2.68g/cm³、自然含水比は50~80%、液性限界は70~105%、塑性限界は30~40%となっており、ごく普通の海成粘性土と同様な値を示している。浚渫埋立土層も旧海底面下の土も自然含水比は液性限界よりも少し小さめの値となっている。

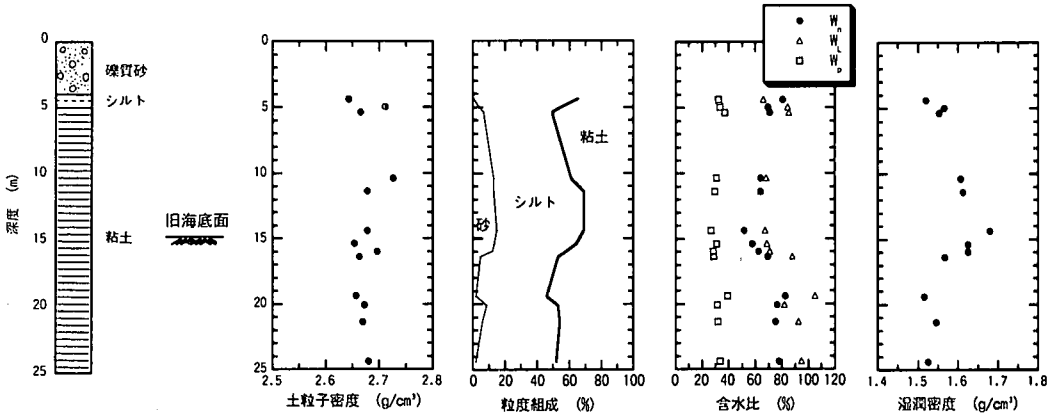


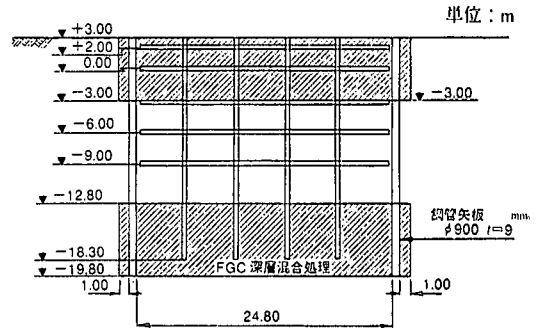
図-1 地盤柱状図

3. FGC-DM工法

軟弱地盤に大規模な山留め掘削を行う場合には、掘削底面の安定が重要になってくる。深い掘削が行われる場合、受働土圧の増加やヒービング防止のために山留め掘削底面をセメントや石灰を使ったDM工法などによって地盤改良することが多くなっている¹⁾。

セメントや石灰を使う通常のDM工法によって改良された地盤の強度は大きいので、改良後の地盤に直接矢板を打設することは難しい。このため、DM工法を山留め掘削の補助工法に用いる場合には、DM工法による改良体と矢板との間を1m前後開けておき、矢板と改良体との間は間詰めと呼ばれる高圧噴射工法によって改良が行われる。しかし、高圧噴射工法の改良コストはDM工法と比べ高く、また地盤が軟弱であると、噴射の圧力によって矢板が外側に変形することもある²⁾。このため、改良後であっても矢板を地盤に打ち込める程度の強度に抑えるDM工法の開発が望まれていた。改良後の地盤強度を抑えるためには、セメントなどの安定材の量を少なくすればよいが、安定材の量を少なくすると改良後の強度のばらつきが大きくなる。これを避けるために考え出されたものが、石炭灰を用いるFGC-DM工法である。セメントに石炭灰を混ぜることによって安定材の量を増やし、改良土の強度をより均一にすることができる³⁾。本報告で対象とする改良地盤の目標値は一軸圧縮強さ q_v で400kPaである。この時の配合は、原地盤1m³当たり、セメント62kg、石炭灰155kg、水217kgであった⁴⁾。

代表的な改良断面を図-2に示す。地盤改良は地表面部と底盤改良部とに分かれており、地表面部の改良目的は山留め壁の変位抑制、底盤部の改良は受働



FGC 深層混合処理詳細

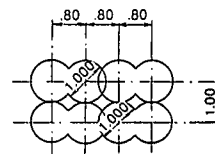


図-2 代表的な改良断面

土圧の増大とヒービング防止である。改良杭の配置は矢板法線方向には接点とし、矢板法線直角方向には改良柱体をラップさせた。

なお、本論文では地表面改良部と底盤改良部とを併せて地盤改良部、その間の改良していない部分を中間未改良部という。この中間未改良部はFGC-DM工法の施工によって機械的に攪拌されている上、安定材の供給はなく、未改良部とはいっても原地盤の状態とは大きく異なっている。

4. 室内試験と原位置試験

(1) サンプルング

試料採取は、中間未改良部をシンウォールチューブサンプラー(TTS)で、地盤改良部はロータリー式三重管サンプラー(RTS)で採取を行った。採取方法は地盤工学会基準JGS 1221「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土の乱さない試料の採取」および同じくJGS 1223「ロータリー式三重管サンプラーによる土の乱さない試料の採取」による。

(2) 室内試験

室内試験としてFGC地盤から採取された試料に対して一軸圧縮試験と三軸UU試験を行った。

a) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験はJIS A 1216による。なお、供試体寸法は、TTSから得られた試料では直径5cm、高さ10cm、RTSから得られた試料の直径は8.2cm、高さは10cm～13cmであった。

b) 三軸UU試験

三軸UU試験は地盤工学会基準JGS 0521による。供試体寸法は直径5cm、高さ10cmである。側圧は採取深さ11mまでが49kPa、それ以上は98kPaとした。

(3) 原位置試験

原位置試験としてCPT、孔内水平載荷試験およびPS検層を実施した。

a) CPT

CPTは地盤工学会が定めた電気式静的コーン貫入試験方法JGS 1435による。コーンの先端角度は60°、底面積10cm²、周面摩擦測定用のスリーブの表面積は150cm²である。コーンの有効断面積比 α は0.75である。使用したコーンの先端抵抗の容量は100MPa、間隙水圧の容量は1.5MPa、コーンの貫入速度は2cm/secであった。

先端抵抗 q_t は有効断面積の影響を考慮して次式によって求めた。

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u \quad (1)$$

ここに、 q_t は先端抵抗、 q_c は見かけの先端抵抗、 α は有効断面積比、 u は間隙水圧である。

CPTによる調査は原地盤で1箇所と改良後の地盤10箇所について行った。CPTは大容量の貫入装置(貫入能力196kN)を用いて押し込みを行った。押し込み時にCPTロッドと地盤との摩擦を小さくするためにフリクションカッターを取り付けた。

b) 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験は改良後の地盤に対して1箇所実施し、深さ方向に地盤改良部で4点、中間未改良部で2点の測定を行った。試験方法は地盤工学会基準JGS 1421の孔内水平載荷試験方法による。孔内水平載荷試験はボーリング孔を掘った後にプレッシャーメーターを所定の位置まで下ろし載荷試験を行った。中間未改良部には低圧用(載荷最大圧力2.45MPa)の1室型プレッシャーメーター、地盤改良部には高圧用(載荷最大圧力9.81MPa)の3室型プレッシャーメーターを使用した。載荷は単調載荷で、極限圧力までに10～15ステップの記録が取れるように、載荷圧力を増大させた。なお、一ステップの載荷時間は2分である。

孔内水平載荷試験から変形係数 E_{pm} が求められる。 E_{pm} は測定用セルが孔壁に密着し荷重と変位関係が直線となり、変形速度が一定となった時の値とした。

c) PS検層

PS検層は地盤工学会基準の地盤の弾性波速度検層方法JGS 1122による。振源と受信器が組み込まれているゾンデを孔底から1m間隔で引き上げ地盤のせん断波速度 V_s を測定した。起振はゾンデに内蔵された円筒型の電磁ハンマーによってなされる。これによって生じたせん断波を振源の上部にある2個の受信器で波形を捉え記録する。

PS検層から求められた剛性率 G を G_{vs} と表すと、 V_s との関係は次式のようになる。

$$G_{vs} = \rho \cdot V_s^2 \quad (2)$$

ここに、 G_{vs} はPS検層から求められる剛性率、 ρ は密度、 V_s は地盤中のせん断波速度である。PS検層は改良された地盤3箇所について行った。各孔とも深さ方向に対して地盤改良部と中間未改良部合わせて24点の計測を行った。

5. 試験結果

(1) 改良前後の含水比と湿潤密度の変化

図-3に改良前後の湿潤密度と含水比の違いを示す。湿潤密度は地表面から8～15mの中間未改良部に相当する区間でばらつきが見られるが、その他の深さではあまり変わっていない。この中間未改良部のばらつきは、液状埋立土層の土質の違いやFGC-DM工法によって安定材の供給のない状態で、地盤が改良機械で攪拌されたためと考えられる。含水比についても湿潤密度と同様の傾向が見られ、地盤改良部の含水比は地盤改良前とほとんど変わっていない。地

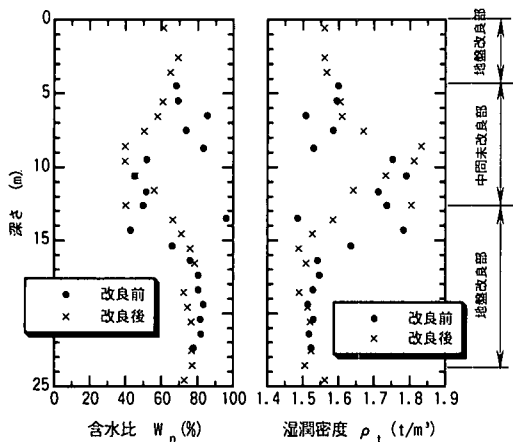


図-3 改良前後の含水比と湿潤密度

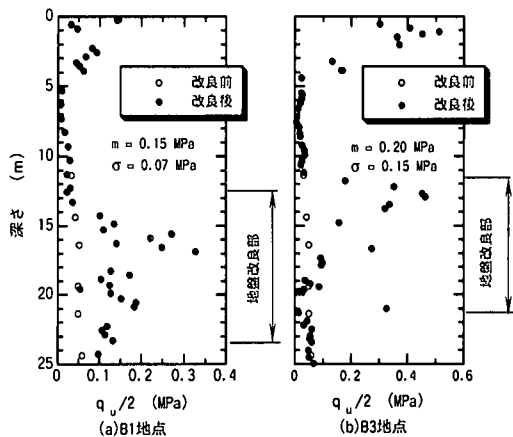


図-4 一軸圧縮強さの比較

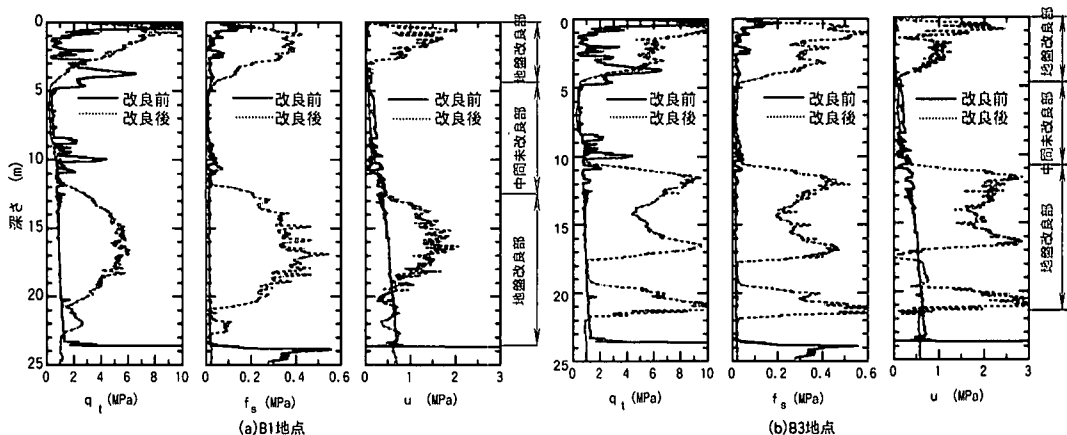


図-5 FGC地盤のCPT結果

盤改良部はFGC-DM工法によって攪拌されるものの、地盤改良の前後の含水比や湿潤密度に大きな変化は現れてはいない。また、底盤改良部における改良後の飽和度についても98から99%と非常に高いので、本論文では底盤改良部を飽和土として取り扱う。

(2) 一軸圧縮強さ

図-4にB1地点とB3地点の地盤改良前後の $q_u/2$ の値を示す。B1地点の改良範囲は地表面から4.1mと12.7mから23.6mの区間である。改良前後の $q_u/2$ が明らかに異なっているのは15mから25mであり、この範囲は想定していた改良範囲とは多少異なる。すなわち安定材を供給して改良した深さと、地盤調査によって改良効果が現れた深さが1.5mほど異なる。FGC-DM工法の施工に当たって、安定材は攪拌翼先端から吐出する方法によったが、6(1)せん断強さのCPT結果からも推測されるよう、改良地盤上部では安定材が攪拌軸に沿って上方に流出したりして十分供給されなかったことが考えられる。改良効

果が確認された15mから25mの範囲の $q_u/2$ の平均値(m)は0.15MPa、標準偏差(σ)は0.07MPa程度の強度が発現されている。改良地盤は改良前より1~6倍の強度増加が見られる。

B3地点の改良範囲は地表面から4.4mと11.5mから21.2mの範囲である。底盤改良部の $q_u/2$ の平均値は0.20MPa、標準偏差0.15MPaの強度が出現している。深さ20m付近にはあまりよく改良されていない箇所が存在する。この付近を除けば改良前より1~12倍の強度増加が見られた。

(3) CPT

図-5には改良後に得られた代表的な2箇所(CPT)データを改良前のデータと併せて示す。改良前の q_t と u の結果から判断すると地表面から5~8mと13~23mの間には粘性土主体の地盤があり、地表面から0~5mは砂質土、8~13mは砂質土と粘性土の互層となっていることがわかる。図-1の地盤柱状図からは5~25mの間は一様な粘土と分類されてはいるが、

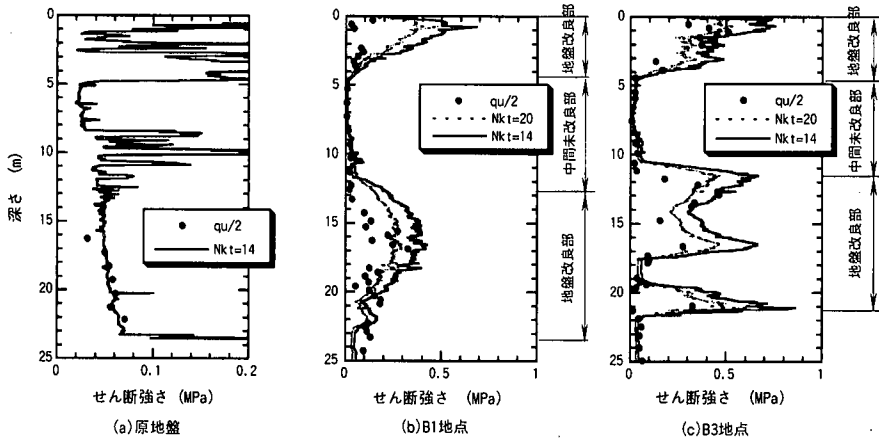


図-6 CPT から求まるせん断強さと $q_u/2$

15mまでの埋立地盤は複雑な土質構成となっていることがわかる。

B1地点の底盤改良部の改良前と改良後のデータを比較してみると q_t は4~6倍、周面摩擦力 (f_s) では15~30倍、 u も2~3倍に大きくなっている。B3地点での q_t は5~10倍、 f_s は10~30倍、 u も3~6倍に増加している。特に f_s は著しい増加がみられ、これが大容量の貫入能力を必要とする要因となっている。本調査でもCPTの押し込み時、CPTロッドと地盤との摩擦を軽減するためにフリクションカッターを用いた。一般に q_t が大きいと砂地盤と判断されるが、FGC地盤では q_t 、 f_s と u がともに大きな値を示しており、明らかに普通の砂地盤や粘性土地盤とは異なった挙動を示す。また、B3地点の地盤改良部の q_t 、 f_s および u の値は大きくばらついており、 $q_u/2$ との結果と対応している。

6. 考察

(1) せん断強さ

ここではCPTから求められる地盤のせん断強さ (s_u (CPT)) と $q_u/2$ とを比較する。図-6に s_u (CPT) と $q_u/2$ との関係を示す。 s_u (CPT) を求めるためには式(3)の N_{kt} が必要となる。

$$s_u(\text{CPT}) = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad (3)$$

ここに、 s_u (CPT) は非排水せん断強さ、 q_t は先端抵抗、 σ_{vo} は全応力による土被り圧、 N_{kt} はコーン係数である。

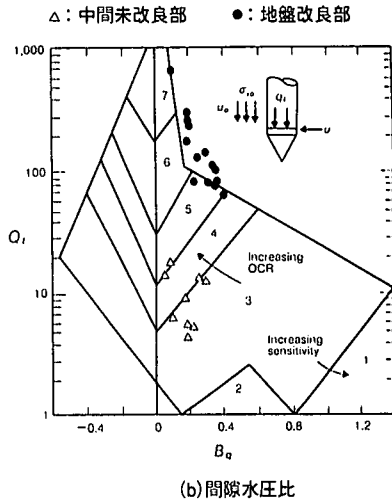
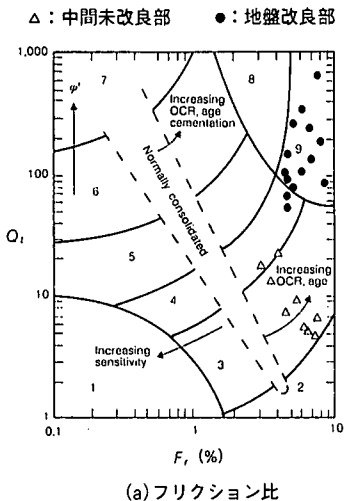
FGC-DM工法で使われる改良機は攪拌軸が二つであり、一回の施工でオーバーラップされた一对の改

良柱体が作られる(図-2参照)。CPTの結果を $q_u/2$ と比較するにあたり、オーバーラップされた一对の改良柱体に対して実施した試験結果を用いた。

まず、旧海底面以下の改良前のせん断強さについて検討してみる。図-6(a)に示すように改良前の地盤は $N_{kt}=14$ とすると s_u (CPT) と $q_u/2$ とが良く対応する。我が国の海成粘性土に対して N_{kt} は8~16と報告されており⁵⁾、埋め立て後約35年たった地盤に対してもこの N_{kt} が適応できることがわかる。

図-6(b)および図-6(c)に改良後の s_u (CPT) と $q_u/2$ との関係を示す。改良前の地盤のせん断強さを良く表すことのできる $N_{kt}=14$ の値を用いて s_u (CPT) を求めると、図に示すように改良土の $q_u/2$ をかなり過大評価することになる。試みに、図-6(b)に示すように $N_{kt}=20$ として s_u (CPT) を求めてみると、室内試験によって得られた $q_u/2$ にかなり近づく。B3地点でも $N_{kt}=20$ とすると $q_u/2$ に近づく。このように、改良土の N_{kt} は、普通の粘性土の N_{kt} よりかなり大きいことがわかる。この N_{kt} を大きくしている原因として、改良土は一般の粘性土と比べて、破壊ひずみが小さく、また残留強度が小さい典型的なぜい性材料であることや、サンプリングによる試料の乱れの影響などが考えられる。サンプリングによる試料の乱れについては(4)試料の乱れの検討で詳しく述べる。

今回のような改良された地盤に対してCPTを適用する最大のメリットは、改良効果を連続的に、また試料の乱れによる影響をうけないで把握できる点にある。図-6(c)に示す図において、CPTによる測定値がなく、 $q_u/2$ だけの値がプロットされた場合を考えてみよう。改良の仕様では、深さ13mから20mまで底盤改良されることになっているが、この箇所の $q_u/2$ は最大値が0.4MPa以上、最低値が0.1MPa以下で



- | | | |
|---------------|------------------|-----------------|
| 1. 鋭敏で粒子の細かい土 | 4. 粘土質シルト～シルト質粘土 | 7. 礫質砂～砂 |
| 2. 有機質土 | 5. シルト質砂～砂質シルト | 8. 非常に固い砂 |
| 3. 粘土～シルト | 6. 砂 | 9. 非常に固い粒子の細かい土 |

図-7 土質分類 (Robertson⁶⁾に加筆・修正)

あり、これが試料の乱れを含めた試験のばらつきによるものか、それとも改良地盤そのもののばらつきによるものかが不明である。しかし、CPTを実施することによって得られる連続的な s_u (CPT)と室内試験で求められた $q_u/2$ とを比較することでどちらに原因があるのかが判定できる。本事例においては s_u (CPT)と $q_u/2$ の傾向がよく一致していることから、G.L.-18mからG.L.-20mの地盤改良は計画通りに施工されてはいないことがわかる。

(2)土質分類

CPTから得られる q_t と f_s を利用して土質分類することが試みられている。Robertson⁶⁾によれば正規化された先端抵抗 Q_t 、間隙水圧比 B_q と正規化されたフリクション比 F_r (%)の値によって図-7に示すような土質分類が提案されている。 Q_t 、 B_q と F_r は次の式で定義される。

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_w}{\sigma'_{vo}} \quad (4)$$

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_w} \quad (5)$$

$$F_r = \frac{q_t - \sigma_w}{f_s} \times 100 \quad (6)$$

ここに、 σ'_{vo} は有効土被り圧、 u_0 静水圧である。

FGC地盤にもこの分類方法が適用できるのかをB3地点のデータを使って検討してみる。図-7(a)に示すように改良されていない地盤のほとんどは、分類3の粘性土またはシルト質粘性土地盤と分類される。これは、図-1に示した粒度分布の結果と比較しても妥当な分類がされていることがわかる。地盤改良部のデータは、ほとんどの深度が分類9の非常に固くて粒子の細かい地盤と分類される。原地盤がFGCで改良されることによって、比較的大きな Q_t と F_r を持つこととなり、分類3から分類9に移動する。しかし、 Q_t も F_r も地盤改良の方法や改良目標値によって変化するので、改良目標強度が今回の調査地点より大きく異なる場合については、新たに調査を行う必要がある。また、同一地盤で8種類の異なるコーンを用いた一斉試験の結果によれば、測定された f_s はコーンによってかなり異なることがわかった⁷⁾。このため、 f_s を用いた判定については十分注意することが必要である。

次に同じくRobertsonが提案している Q_t と B_q の関係を用いた土質分類について検討する。中間未改良部では分類3と分類4の粘土またはシルトまじり粘土に分類され図-1に示された柱状図とよい一致を見ている。しかし、地盤改良部においては分類5から分類6の砂質土の外側に分類され Q_t と B_q による分類方法は使えないことがわかる。

(3)変形係数

ここでは一軸圧縮試験、孔内水平載荷試験とPS検

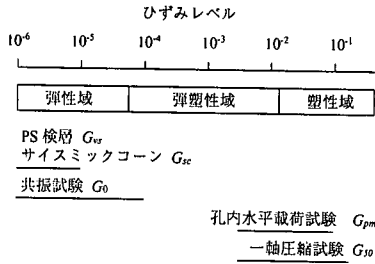


図-8 試験とひずみレベルとの関係

層やサイズミックコーンなどの物理探査から得られた変形係数について比較してみる。変形係数はひずみレベルによって大きく異なることが知られている。図-8に時松と吉見の論文⁹⁾を参考にして、それぞれの試験から得られる剛性率のひずみレベルを示す。PS検層から得られる剛性率 G_{vs} のひずみレベルは振源からの距離によっても異なってくるが 10^{-6} 程度であり、一軸圧縮試験から求められる G_{50} や孔内水平載荷試験から得られる G_{pm} のひずみレベルよりかなり小さい。また、サイズミックコーンから得られる剛性率 G_{sc} と G_{vs} とはほぼ同じひずみレベルと考えられる⁹⁾。後述する共振試験から求められる G_0 も 10^{-6} のひずみレベルに対応する剛性率である。

図-9にB1地点で得られた剛性率を示す。なお、一軸圧縮試験から求められる剛性率 G_{50} は、一軸圧縮試験を非排水試験と考え、ポアソン比(ν)を0.5とし、 $G_{50}=E_{50}/3$ の関係から G_{50} を求めた。ここに、 E_{50} は割線変形係数である。同じく孔内水平載荷試験からの剛性率 G_{pm} も $G_{pm}=E_{pm}/2(1+\nu)$ の関係から求めた。どの試験から得られた剛性率も中間未改良部で小さく地盤改良部では大きくなっているのがわかる。また、すべての深度にわたって G_{pm} は G_{50} とほぼ同じ大きさであり、 G_{vs} は G_{50} より10から20倍程度大きい。この違いは、先に述べたひずみレベルの違いによるものである。

図-10は海成の粘性土地盤で得られた G_{sc} と G_{50} との関係を示したものである¹⁰⁾。今回対象となったFGC地盤ではサイズミックコーン試験を実施していないので、本論文では G_{sc} の代わりに G_{vs} の値を図中に示す。Robertson, 他¹¹⁾によれば G_{sc} と G_{vs} はほぼ同じ値と考えてよいことが報告されている。田中と田中¹⁰⁾によれば自然堆積した海成粘性土地盤の G_{50} は G_{sc} のおよそ1/10であることが報告されている。しかし、今回の改良地盤の結果を見てみると、中間未改良部と地盤改良部の一部のデータは、上述した関係より上に位置することがわかる。中間未改良部においては表面のFGC-DM工法の施工に伴って一部安定材が

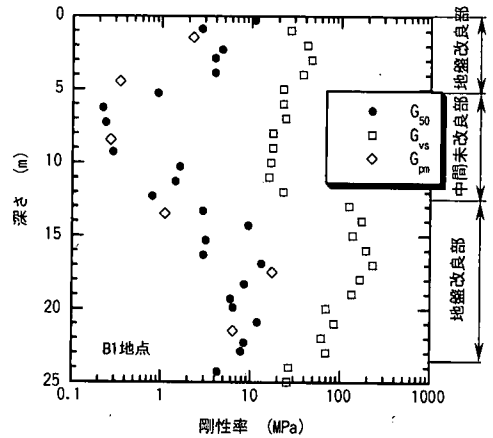


図-9 各種試験から求められた剛性率

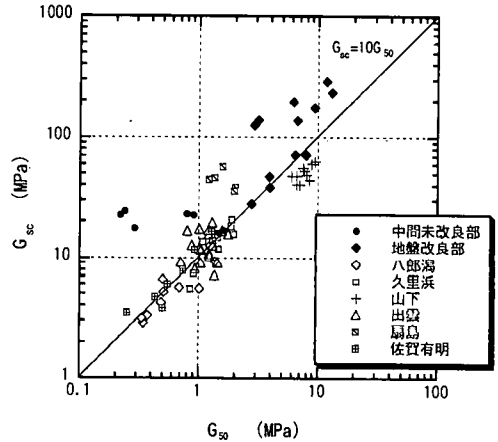


図-10 G_{sc} と G_{50} の剛性率の比較

混入したり、機械攪拌によって地盤の物性がかなり不均一になった上、 V_s が地盤の硬いところを伝わるため、PS検層による V_s が大きく測定されたものと考えられる。また、底盤改良部でも G_{sc} が大きくなるにつれ、 G_{50} が $1/10 G_{sc}$ より小さくなる傾向にある。この原因については、サンプリングによる試料の乱れが考えられ、これについては次節でさらに詳しく考察する。

(4) 採取試料の乱れに関する検討

FGC地盤の試料採取は、中間未改良部をシウォールチューブサンプラー(TTS)で、改良地盤部ではロータリー式三重管サンプラー(RTS)で採取を行った。RTSのようにサンプラーを回転させながら試料を採取する方法では、試料が乱されやすい。事実、今回採取された試料にも数多くの水平クラック

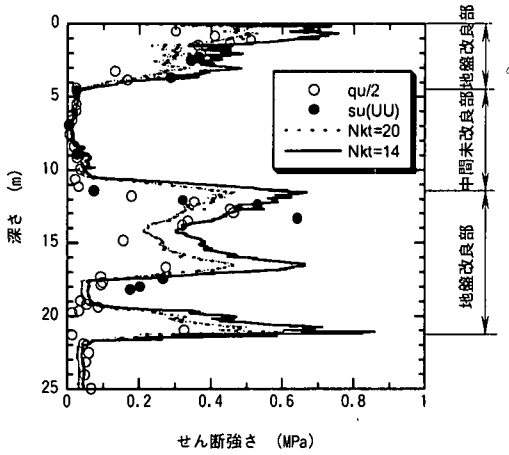


図-11 セン断強さの比較

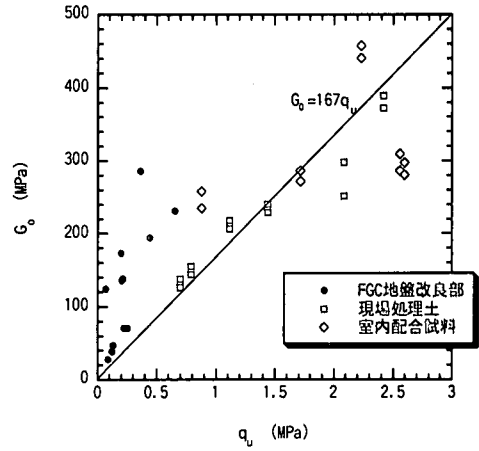


図-12 剛性率と一軸圧縮強さとの関係

が認められた。

土田¹²⁾はクラック型の乱れについては乱れの影響を小さくするために三軸UU試験が有効であることを示した。ここでは、試料の乱れの検討を行うために $q_u/2$ と三軸UU試験から得られたせん断強さ $s_u(UU)$ とを比較してみる。 $s_u(CPT)$ とともに図-11に示す。5mから11mの中間未改良部では $q_u/2$ は、 $s_u(UU)$ とほぼ同じ結果となった。改良地盤部では $q_u/2$ よりも $s_u(UU)$ が大きく現れており、RTSから得られた試料は乱されている可能性がある。一方、11mから18mの改良地盤部においては $q_u/2$ は、 $s_u(CPT)$ の $N_{kt}=20$ のラインに近いが、 $s_u(UU)$ は $s_u(CPT)$ の $N_{kt}=14$ のライン、いわゆる原地盤の N_{kt} に近い結果が得られた。これらのことより、FGC地盤のような地盤においても三軸UU試験が有効であることがわかる。

田中と寺師¹³⁾は、図-12に示すように室内配合試験で得られた改良土と現場処理土に対して共振試験を行い、共振試験から求められた剛性率 G_0 と q_u の間には直線関係が認められると報告している。ここに示す現場処理土はブロックサンプリングに近い方法で採取された試料であり、ほぼ乱れの影響はないと考えられる。本調査のB1地点から得られたデータの G_0 と q_u の関係を図にプロットしてみる。ここで G_0 はPS検層から得られた G_{50} を対応させた。今回得られた関係は明らかに田中と寺師¹³⁾の関係より上にあるのがわかる。すなわち、原位で得られた G_0 より q_u 値が小さなことを図-12は示していることになる。この結果からも、試料の乱れによって q_u 値を過小に評価している可能性がある。

7. まとめ

今回、石炭灰を利用して改良した地盤(FGC地盤)の評価に各種原位置試験を適用してみた。今回の調査から得られた知見を以下にまとめる。

- ①一軸圧縮強さのみでなくCPTからのデータを併用することによって、改良地盤のせん断強さをより正確かつ詳細に評価することができる。
- ②FGC地盤ではCPTから得られる先端抵抗、摩擦力間隙水圧の値が大きく、粘性土地盤や砂地盤とは異なった挙動を示す。
- ③FGC地盤のコーン係数は沖積粘性土のそれと比較して大きな値を示す。原因としてサンプリングによる試料の乱れのため比較となる強度を過小評価していることが考えられる。また、改良地盤がぜい性な性質を有することや改良効果の不均一性も考えられるため、改良地盤のコーン係数については、更なる調査が必要であると思われる。
- ④自然堆積した海成粘性土と比べて、一軸圧縮試験から得られるFGC地盤の剛性率 G_{50} は、PS検層から得られる剛性率 G_{50} より小さく現れる傾向にある。
- ⑤FGC地盤のコーン係数が海成粘性土のそれと比較して大きな値を示すこと、 G_{50} が原位置試験から得られる剛性率と比べて小さいこと、また、三軸UU試験より得られたせん断強さが一軸圧縮強さよりも大きなことから、ロータリー式三重管サンプラーから得られた試料は、乱れの影響を受けている可能性が高い。
- ⑥Robertsonが提案した Q_c と F_c を使った土質分類法によればFGC地盤は非常に固くて粒子の細かい地盤に分類される。しかし、 Q_c と B_q を使用した土質分類法

ではFGC地盤は砂質土の外側に分類され適用できない。コーンの周面摩擦を使った評価については、メーカーや使用頻度によってフリクションスリーブの摩擦係数が異なるため、データの解釈に十分な注意が必要である。

参考文献

- 1) Tanaka, H.: Behavior of a Braced Excavations Stabilized by Deep Mixing Method, *SOILS and FOUNDATION*, Vol. 33, No. 2, pp. 105-115, 1993.
- 2) 田中政典, 田中洋行: 高圧噴射による山留めの影響, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp. 1753-1754, 1992.
- 3) Asano, J., Ban, K., Azuma, K. and Takahashi, K.: Deep Mixing Method of soil stabilization using coal ash, *Proc. of IS-Tokyo '96, The 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems*, pp. 393-398, 1996.
- 4) 田部井文夫, 毛利哲明, 榎本拓司: 礫子火力発電所更新工事石炭灰を利用した深層混合処理工法(FGC-DM)によるポンプ場の施工(その1), 電力土木, No.279, pp. 57-61, 1999.
- 5) 田中洋行, 榑原基生, 後藤健二, 鈴木耕司, 深沢健: 我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性, 港湾技術研究所報告, Vol. 31, No. 4, p. 88, 1992.
- 6) Robertson, P. K. : Soil classification using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158, 1990.
- 7) 電気式静的コーン貫入試験ワーキンググループ: 電気式静的コーン貫入試験の基準案と一斉試験の結果, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp. 289-292, 1993.
- 8) 時松孝次, 吉見吉昭: 動的解析のための調査, 地質と調査, '82 第1号, 通巻第11号, 土木春秋社, pp. 17-23, 1982.
- 9) 西田薫, 高村透, 中島雅之, 田中洋行, 田中政典: サイスマックコーン試験の適用例と測定データの振幅特性に関する考察, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.329-338, 1999.
- 10) 田中洋行, 田中政典: 電気式静的コーン貫入およびダイラトメーター試験を用いた地盤調査法, 港湾技術資料, No.837, pp. 3-36, 1996.
- 11) Robertson, P. K, Campanella, R. G., Gillespie, D. and Rice, A. : Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity, *Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 112, No. 8, pp.791-803, 1986.
- 12) 土田 孝: 三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 港湾技術資料, No.688, pp. 58-60, 1990.
- 13) 田中洋行, 寺師昌明: 深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性, 港湾技術研究所報告, Vol. 25, No.2, pp. 89-119, 1986.

(1999.10.1 受付)

APPLICABILITY OF IN-SITU SITE INVESTIGATION METHODS IN EVALUATING THE FLYASH- GYPSUM- CEMENT(FGC) TREATED MEDIUM STRENGTH GROUND

Masanori TANAKA, Hiroyuki TANAKA, Jun-ichi ASANO and Ken-ichi AZUMA

The ground investigated in this research had been treated by Flyash- Gypsum- Cement (FGC) using Deep Mixing Method in order to get high resistance against heaving and lateral deformation. Cone penetration test (CPT), pressuremeter test, and seismic velocity logging test (VST) were carried out on the treated ground. Further, laboratory unconfined compression test (UCT) of the treated soil was also performed using the samples retrieved from rotary triple tube sampler (RTS).

This paper discusses the applicability of these in-situ testing methods, in combination with laboratory test, in evaluating the engineering properties of the treated ground. The results of shear strengths obtained by CPT and UCT have been compared. It is found that in combination with laboratory testing, CPT testing is capable of properly evaluating the strength of a treated soil. The value of modulus of rigidity and shear strength of samples obtained from RTS are smaller than that from in-situ tests, indicating that these samples might have been disturbed.