

SPT, CPT, DMT を用いた細粒分を多く含む改良地盤の液状化判定

田中政典¹・田中洋行²

¹正会員 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

E-mail: tanakam@pari.go.jp

²正会員 工博 国土交通省国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

液状化防止のために、細粒分を多く含む地盤にサンドコンパクションパイル工法(SCP)を適用した。本工事に先立ち、砂杭間隔を変えて3種類の試験施工を行った。改良後の地盤に対して、地盤改良前を含めて、標準貫入試験(SPT)、電気式静的コーン貫入試験(CPT)とダイラトメーター試験(DMT)を行った。SCPによる改良効果を判定するために、SPTの結果から判定を行う港湾の基準、CPTから判定を行うRobertsonとFearの方法およびDMTから判定を行うRobertsonとCampanellaの方法によって液状化の判定を行いSCPによる改良効果を検討した。この結果、SCPによる地盤改良は細粒分の含有量によって改良効果が異なってくることを、液状化判定も細粒分の評価方法によって液状化抵抗が大きく異なってくるということがわかった。

Key Words : *liquefaction, N-value, cone penetration test, dilatometer test, silt, sand compaction pile method*

1. はじめに

液状化の防止対策工法として、サンドコンパクションパイル工法(SCP)が広く使われている。この工法は、地盤に強固な砂杭を造成するとともに、砂杭周辺の地盤を締め固める工法である。地盤が液状化するのかわからないかの判定は、標準貫入試験(SPT)から求められるN値と土粒子の粒度による方法が主流である。このため、SCP工法によって改良された地盤の改良効果を判定する調査もSPTによって行われるのが一般的である。しかし、SCP工法の対象となる砂地盤は粘土地盤と比べて地盤定数のばらつきが大きく、また砂杭によって人工的に改良された地盤ではこの傾向がさらに顕著となる。加えて、砂杭の形成によって締め固められた地盤と自然に堆積した地盤とは、その特性が大きく異なるものと思われる。したがって、SCPによって改良された地盤をSPTから計測されるN値だけでは、十分に地盤情報を把握することができないと考えられる。また、このような地盤を詳細に調査するためには、精度の高い室内試験が不可欠となる。しかしながら、砂質土に対する品質の高いサンプリングは難しく、室内試験から求められた結果の解釈にあたり、乱れの影響をどう評価するかが大きな問題となる。このため、

どうしても砂地盤の調査は原位置試験が主流とならざるを得ない。

近年、SPTに代わる地盤調査方法として、電気式静的コーン貫入試験(CPT)が多く用いられてきている。この方法の大きな特徴は、地盤の情報が深さ方向に対してほぼ連続的に得られることである。したがって、複雑に地盤の特性が変化する場合、非常に有効な方法である。また、ヨーロッパを中心として、ダイラトメーター試験(DMT)が実際の調査に用いられるようになってきている。CPTとは異なり、コンピューターなどの精密電子機器を必要としないので、環境が劣悪な現場で、非常に有効な調査手法である。

液状化強度は細粒分の含有量(FC)によって大きく影響することが知られている。このため、N値による液状化の判断においても、FCによる補正が行われている。液状化の判定に関して現在提案されている多くの方法では、土粒子の粒径が75 μ m以下を細粒分としている。しかし、この粒径は必ずしも理論的な根拠に基づいて決められた値ではなく、粒度試験で使われる最小のふるい径が75 μ mであることによる。75 μ mが液状化を考慮したFCを決める粒径として不適切な例を挙げると、粒径が75 μ m以下のシルトでも、液状化が生じていることである(例えば文献1))。CPTやDMTの場合には土試料が採取

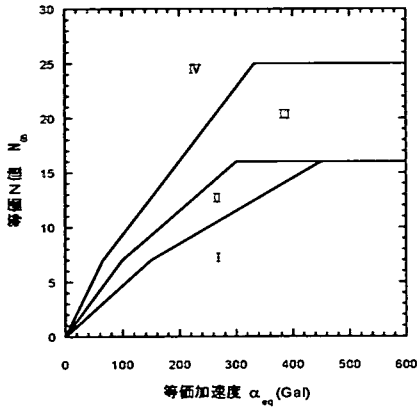


図-1 港湾の基準における液状化の判定方法

できないので、FC を直接測定することはできない。しかし、CPT では周面摩擦(f_s)から FC に代わるパラメーターが提案され、液状化抵抗に対する細粒分の補正が行われている。

今回、地盤の液状化防止対策のため、細粒分を多く含む地盤にSCPによる地盤改良が計画された。本施工に先立ち、砂杭の間隔を決めるための試験施工を実施した。また、それぞれの砂杭間隔の地盤特性を把握するため、SPT、CPTおよびDMTによる地盤調査を行った。本論文は、SCPによって改良された細粒分を多く含む地盤の改良効果と原位置試験による液状化判定について検討を行ったのものである。

2. 原位置試験による液状化判定方法

液状化の判定方法はSPTによるものが主流を占めてはいるが、最近になってCPTを用いた判定方法も提案されている。どちらの方法も、大筋は土被り圧の影響を考慮して液状化強度を予測している。また、過去の液状化の事例研究から、FCが多いと地盤の液状化は生じにくいことがわかっている。FCによってN値やCPTから得られる先端抵抗を補正する方法も採り入れられている。ここでは、SPTやCPTおよびDMTを含む原位置試験による液状化判定方法を簡単に記述する。

(1) SPTによる方法

本地盤改良は港湾域で施工されたため、SPT による液状化の判定は港湾の施設の技術上の基準・同解説²⁾(以下、港湾の基準という)によって検討を行う。港湾の基準では、式(1)で与えられる有効土被り圧(σ'_{v0})が 65kPa のN値に変換した等価N値、(N)₆₅

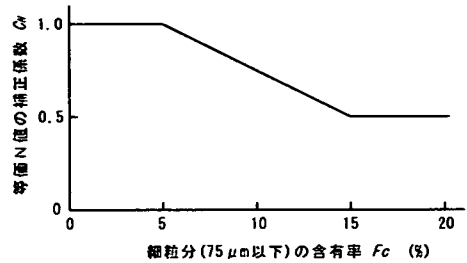


図-2 細粒分によるN値の補正

を用いる。なお、単位は kPa である。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.0019(\sigma'_{v0} - 65)}{0.0041(\sigma'_{v0} - 65) + 1.0} \quad (1)$$

ここに、Nは土層のN値である。一方、想定される地震に対して地震応答計算を行い式(2)で求められる等価加速度(α_{eq})の算定を行う。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} g \quad (2)$$

ここに、 τ_{max} は応答計算で算出された最大せん断応力、g は重力加速度である。

次に図-1 に示す α_{eq} と(N)₆₅の関係から、地盤を I からIVに分類し、I 液状化する、II 液状化する可能性が大きい、III液状化しない可能性が大きい、IV液状化しない、との分類を行う。

上記の基準はいずれも細粒分を含まない”きれいな”砂質土に対するもので、細粒分を含むものについてはFCや、塑性指数(I_p)によって(N)₆₅を割り増しする方法がとられる。例えば図-2に示すように、FCから等価N値の補正係数(C_N)を求め、式(1)で定義される(N)₆₅を C_N で除し、補正後の(N)₆₅を求める。

(2) CPTによる方法

CPT による液状化判定は、Seed と De Alba³⁾、Shibata と Teparaksa⁴⁾、Robertson と Campanella⁵⁾、Robertson と Fear⁶⁾等多くの研究者によって提案されている。いずれの判定方法も液状化強度の差は小さいことから^{6),7)}、ここでは Robertson と Fear の方法によって検討する。彼らの方法は、 σ'_{v0} による影響を考慮するため、式(3)で与えられる正規化した先端抵抗値 (q_{c1})によって、液状化強度を判定する。

$$q_{c1} = (q_c / p_a) (p_a / \sigma'_{v0})^{0.5} \quad (3)$$

ここに、 q_c は先端抵抗(kPa)、 p_a は大気圧で通常

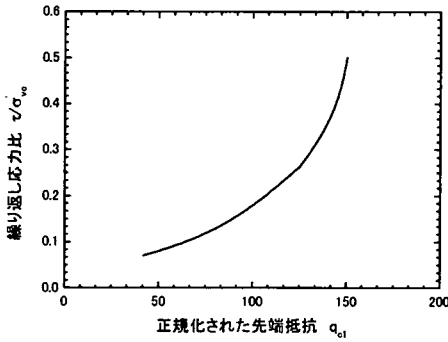


図-3 Robertson と Fear の液状化判定方法

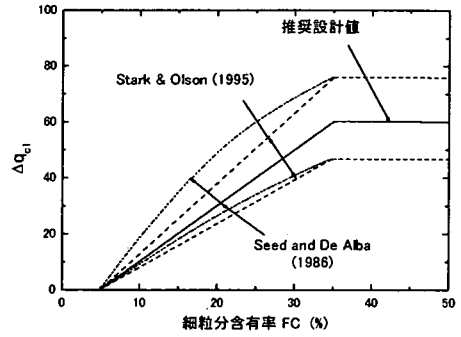


図-4 Robertson と Fear の細粒分補正方法

100kPa とする。なお、本論文では調査深度が浅いことや間隙水圧(u)が静水圧(u_0)に近いことから q_c の代わりコーンの断面積補正を考慮した先端抵抗(q_t)を用いた。

この q_{c1} 値からせん断応力比(τ/σ'_{v0})が図-3 によって求められる。SPT による港湾の基準の方法では、(τ/σ'_{v0})の代わりに α_{eq} が用いられている。 α_{max} と τ との関係は式(4)で表すことができる⁶⁾。

$$(\tau/\sigma'_{v0}) = 0.65(MWF) \times \frac{\alpha_{max}}{g} \times \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (4)$$

ここに、MWF は地震の大きさに関する係数で、マグニチュード(M)が 7.5 の地震に対しては 1.0 の値を取る。 α_{max} は地表面最大加速度、 σ'_{v0} は全応力土被り圧、 r_d は深さ方向に対する減少率である。

港湾の基準と比較すると、この方法では応答解析を実施しないで地表面の最大加速度(α_{max})から (τ/σ'_{v0})を予測するなど、背景となった考え方が異なる。しかし、式(2)で求められる α_{eq} が g で割った値 (α_{eq}/g)と式(4)の (τ/σ'_{v0})とはほぼ同じと考えることができる。

細粒分の多い土に対しては、 q_{c1} を細粒分によって補正する方法が用いられている。CPT ではサンプリングを伴わないので、以下に示す多少複雑な土質分類指数 I_c 値を用いて、FC を予測する方法が用いられる。

$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (5)$$

ここに、 Q_t は正規化されたコーン先端抵抗 $Q_t = (q_r - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ 、 F_r は正規化されたコーン周面摩擦比 $F_r = [f_s/(q_r - \sigma_{v0})] \times 100(\%)$ 、 f_s は CPT で計測される周面摩擦である。

この I_c を用いて、次式から細粒分 FC の含有量を求める。

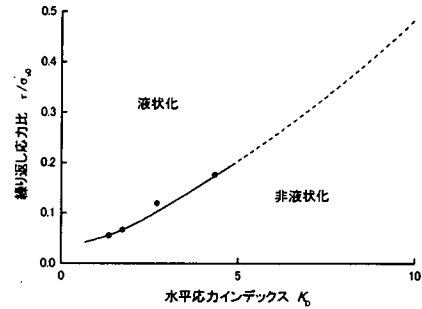


図-5 Robertson と Campanella の液状化判定方法

$$FC(\%) = 1.75I_c^3 - 3.7 \quad (6)$$

SPT による港湾の基準と同様に、FC の値に応じて、図-4 に示すように、 q_{c1} 値を補正している。

(3)DMTによる方法

DMTによる液状化判定の提案はSPTやCPTと比べて少なく、RobertsonとCampanella⁸⁾の方法しか知られていない。これは、実際の地盤調査にDMTが使われてから歴史が浅いことと、主に使われているのが地震の少ないヨーロッパであるためと思われる。

ここでは、RobertsonとCampanella⁸⁾が提案した方法を述べる。彼らは水平応力インデックス K_D と相対密度 D_r の関係を用いて、図-5に示すように K_D による τ/σ'_{v0} を提案している。この K_D と τ/σ'_{v0} は、FC によって、すなわち、DMTでは材料インデックス I_D によって変化するものと思われるが、彼らの論文では I_D による補正は記述されていない。

3. SCPによる地盤改良と調査方法

(1)地盤改良の方法

本論文で対象とする地盤は、サンドコンパクション

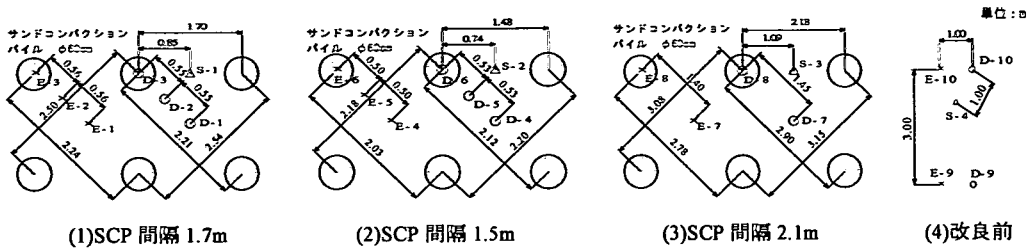


図-6 調査位置

ンパイル工法(SCP)で改良された地盤である。SCPによる地盤の改良方法は施工会社によって多少異なるが、本施工実験で用いた方法は以下のものである。直径40cmのケーシングによって地中に砂杭を形成し、4mほどケーシングを引き抜いた後に、ケーシングの先端を閉じた状態で3m打ち込む。すなわち、4mの砂杭が1mの長さには押し込まれた形になる。これは、砂杭の密度が変化しないで地盤中に均一に押し広げられたと仮定すると、直径80cmの砂杭が形成されることになる。砂杭の間にある地盤は、ケーシングの貫入・引き抜きの際の振動と、砂杭の形成による水平方向の圧力によって締め固められる。

(2) 調査地点

砂杭の間隔を決めるために、本施工の前に杭間隔を3種類変えて試験施工を行った。各試験施工の区域の大きさは、砂杭間隔が2.1mと1.5mの場合には25.5m×28.7mのほぼ正方形、砂杭間隔が1.7mでは51m×28mの長方形である。過去に行われた多くの試験施工では、コストを低減するために縦・横の砂杭の本数を4、5本程度にする場合が多い。砂杭の本数が少ない場合には、SCPによって地盤を改良しても、砂が砂杭の間から周辺に逃げてしまうので、地盤は十分に締め固まらない。本改良地盤においても改良地盤と未改良地盤の境界部におけるN値は改良地盤中央部のN値よりも1~2小さな値となった。しかし、今回の地盤改良は、かなり広い範囲を試験区域としたので、未改良地盤との境界を除いて、実際の施工と同様な改良効果が得られたものと考えられる。なお、砂杭は地表面から12.1mの深さまで打設した。

事前に行った調査から、試験施工の区域は、N値などの測定値は多少異なるものの、ほぼ同様な地盤構成であることが確認されている。各砂杭間隔および未改良地点での詳細な調査地点を図-6に示す。図に示すように、砂杭についても調査を行ったが、本論文では砂杭間だけに注目して考察を行う。図中

の記号、E、Dはそれぞれ電気式静的コーン貫入試験(CPT)およびダイラトメーター試験(DMT)を実施した位置を示す。SPTによる地盤調査は、改良前の地盤を調査するために砂杭間隔が1.7mの区域で、砂杭を打設する前後に行った。また、改良後の調査は砂杭と砂杭の間地点で行った。CPTとDMTによる調査は砂杭打設後のみ行った。このため、砂杭打設前の値を得るために、試験施工地点から約50m離れた未改良地盤について調査を行った。

SCPの試験施工は約20日間かけて終了した。SPTによる地盤調査はSCPの施工終了から約1ヶ月後、またCPTおよびDMTは更に1.5ヶ月後に実施した。したがって、シルト分の多い地層においても、砂杭の打設によって生じた間隙水圧は完全に消散しているものと思われる。

(3) 調査方法

a) 標準貫入試験(SPT)

SPTは日本工業規格「土の標準貫入試験方法」(JIS A 1219)が定める方法に従った。ハンマーの落下は、トンビを用いた。ハンマーの落下エネルギーの違いによるN値のバラツキを避けるために、落下エネルギーの60%がロッドの先端に伝達するとした時のN値、 $(M)_{0.60}$ でN値を整理しようとする国際的な動きがある。しかし、今回の調査では先端に伝わったエネルギーを測定していないので、本論文では図および解析に補正しない値、すなわち測定された値そのものを用いる。

SPTでは先端に取り付けられたサンプラーで試料が採取される。この試料を用いて粒径が75 μ m以下の細粒分含有量(FC)を計った。

b) 電気式静的コーン貫入試験(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)によった。すなわち、コーンの直径は35.7mm(断面積10cm²)、先端の角度は60°である。貫入速度は1m/minで、先端抵抗(q_t)、間隙水圧(u)と周面摩擦(f_s)を測定した。 q_t は有効断面積

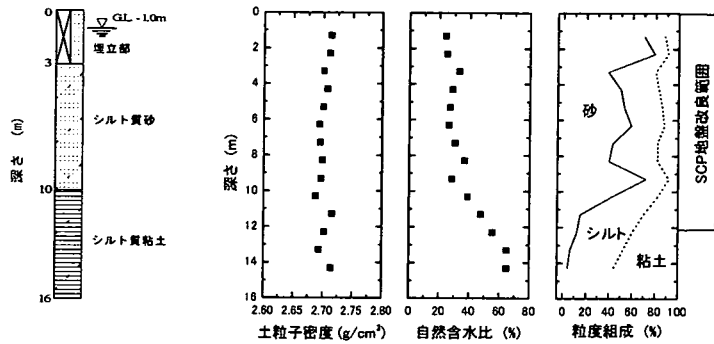


図-7 調査地点の代表的な土質

で補正した値である。

c) ダイラトメーター試験 (DMT)

DMT は Marchetti⁹⁾が考案したのものを使った。DMT では、鋼製メンブレンが 0.1mm 膨張した時の圧力 p_0 と 1.1mm の時の圧力 p_1 が測定される。この p_0 と p_1 によって以下のパラメーターが Marchetti によって提案されている。

材料インデックス

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_1 - u_0) \quad (7)$$

水平応力インデックス

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad (8)$$

ダイラトメーター係数

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \quad (9)$$

ここに、 u_0 は静水圧、 σ'_{v0} は有効土被り圧である。なお、 p_0 、 p_1 およびダイラトメーター係数 E_D の単位は kPa である。

4. 対象とした地盤の基本的特性

SCPの施工場所は1965年頃に海岸を埋め立てた所である。図-7にボーリング調査から得られた深さ16mまでの代表的な土質概要を示す。地表面から3mまでは山砂を主体とした埋立部で、その下3mから10mは河川によって堆積したシルト質砂、10m以深はシルト質粘土から成っている。10m以深の土は細粒分を多く含んでおり、自然含水比が大きい。改良前の地盤に対して行われたCPT、SPTおよびDMTで得られた測定値をそれぞれ図-8、9および11に示す。以下に、各調査法によって得られた原地盤の特性を記述する。

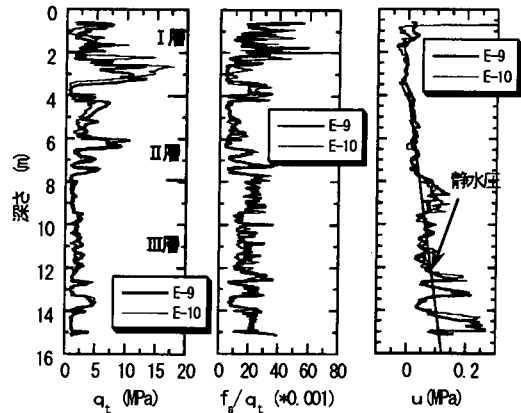


図-8 CPTによる原地盤の特性

(1) CPTによる地盤調査

通常 CPT からは 3 つの測定値、すなわち先端抵抗 q_t 、間隙水圧 u および周面摩擦 f_s が測定される。一般に、砂地盤の場合には q_t が大きく、 u は静水圧となる。また、場合によっては正のダイラテンシーによって静水圧よりも小さな値を示す。逆に粘性土であると、 q_t は小さく、またコーン貫入によって発生した間隙水圧が消散しにくいいため、 u は静水圧よりかなり大きく現れる。また、 f_s による地盤の判別も行われており、一般に q_t で除した摩擦比 f_s/q_t は、粘性土では砂地盤に比べて大きい。このことに着目して CPT の調査結果を見てみる。

地盤は図-8 に示すように、かなり複雑である。本論文では CPT の測定結果を基に全体を 3 層に分け、地表面から 4m までの層を I 層、4m から 8m までの層を II 層、8m 以深の層を III 層として取り扱う。I 層のうち地表面から 3.5m までは埋立土であるが、この層を詳細に見てみると上部と下部とでは q_t は異なっている。また、上部の f_s/q_t や u が下部のものに比べて大きな傾向にあることから、上部の埋立土は

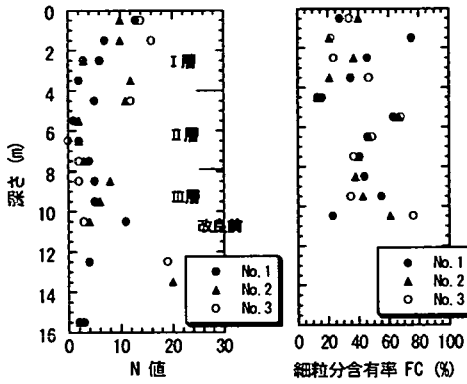


図-9 原地盤のN値と細粒分含有率

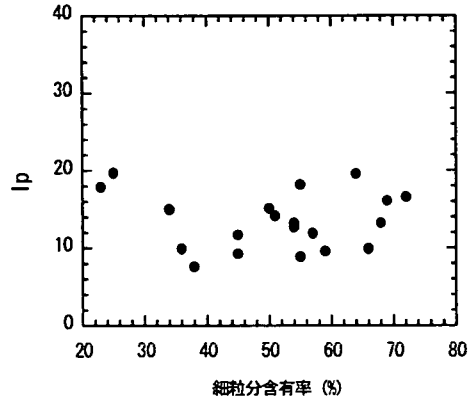


図-10 細粒分含有率と塑性指数

下部と比べシルト分を多く含む土層と考えることができる。また、3.5m から 4.0m にかけては、非常に柔らかい粘性土層がある。

II層では u の分布がほぼ静水圧であること、 f_s/q_t が小さいことから透水性の良い砂質土と判断できる。II層でも q_t や f_s/q_t の値は不規則に変化しており、地層構成が複雑であることがわかる。

8m以深のIII層は q_t が小さく、 f_s/q_t が大きいことから、細粒分を多く含む土層と考えられる。また u も 8mから10mにかけて、静水圧より大きい。10mから下は、粘性土と砂質土とから成る互層と考えられる。

(2) SPTによる地盤調査

SPT による N 値と、粒度試験から得られた細粒分含有量(FC)の結果を図-9 に示す。SPT を 1m ごとに行ったが、図-8 からわかるように地盤が複雑なので SPT だけの情報で地盤を精度よく把握するのは難しい。すでに述べたように、SPT を実施したのは改良ピッチが 1.7m の区域の 3箇所である。これらの調査地点はそれぞれ 13m ほど離れており、測定された N 値の傾向は似ているが、値そのものはかなり異なる。これは、場所によって同じ土層でも強度が異なることと、 N 値は先端が 30cm 貫入するために必要な打撃回数であるので、深さがわずかに違って測定される N 値は異なるためと考えられる。CPT によって区分された地層を参考に、それぞれの土層ごとに SPT で得られた結果を見てみると、以下ようになる。

埋立土主体の I 層の N 値はかなりばらつき、また FC も深さ、あるいは場所によって異なる。自然堆積地盤の II 層の N 値は、上部を除き、5 以下と小さく FC も多い。シルトと砂の互層である III 層では、 N 値のばらつきは大きい I 層ほどでもない。深さ

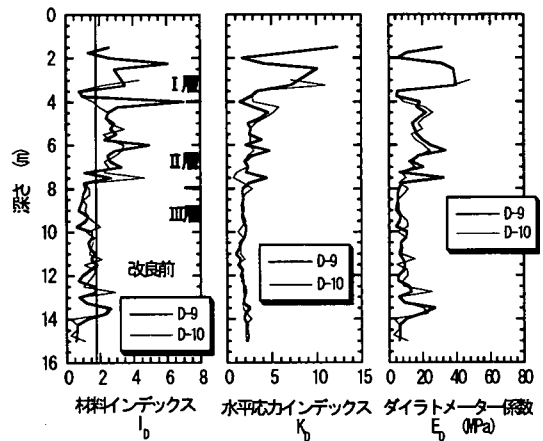


図-11 DMTによる原地盤の特性

13m 付近で N 値が急に大きくなる箇所がある。後で述べる改良後の CPT の結果からも、深さ 13m から q_t が大きくなることが観測されている (図-15 参照)。これは、SCP の施工によって q_t が増加したためではなく、場所によって締まった砂層が現れる深度が少し異なっているためと考えられる。

FC も場所、あるいは深度によって大きく異なる。一般に、同じ FC でも、土の粒径が $5\mu\text{m}$ から $75\mu\text{m}$ との間のシルトと $2\mu\text{m}$ 以下の粘土(コロイド)では、液状化の抵抗に及ぼす影響度合いは大きく異なると考えられる¹⁾。このため 1999 年に改訂された港湾の基準では、FC だけではなく塑性指数(I_p)による (N)₆₅ の補正も行っている。今回の調査においても、SPT によって採取された試料に対して(全てではないが)、 I_p を測定した。図-10 に I_p と FC の関係を示す。図から FC の大小にかかわらず、 I_p はあまり変わっていないのがわかる。これは、粘土分の活性度

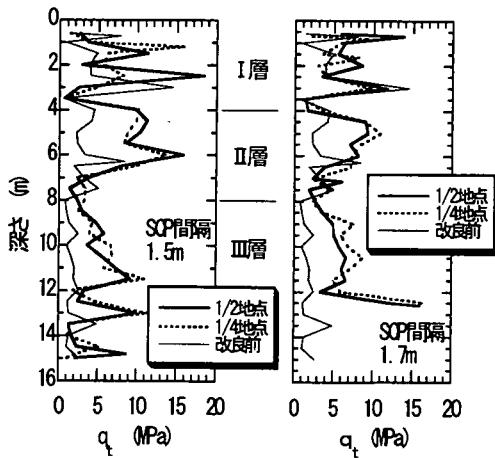


図-12 杭間地盤の特性(CPTによる測定結果)

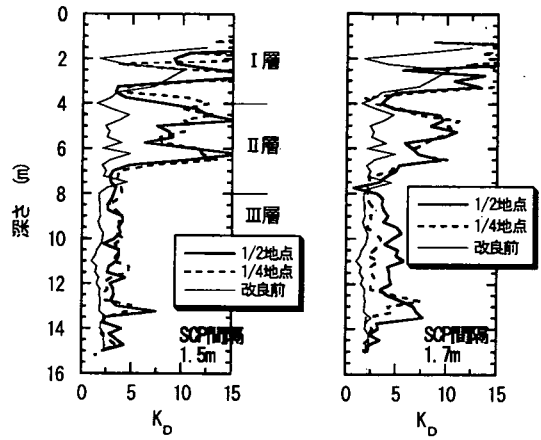


図-13 杭間地盤の特性(DMTによる測定結果)

が同じと考えれば、FCの大小によらず粘土含有量が同じであることを示している。

(3) DMTによる地盤調査

すでに述べたように DMT から3つのインデックスが導かれる。これらの未改良地盤の測定値を図-11に示す。DMT から求められた各インデックスは CPT と比べて深さ方向のバラツキが小さい。これは、DMT の場合では直径 60mm の鋼製メンブレンが膨張する時の圧力を計測しているの、CPT と比べてより広範囲の地盤の平均値を測定しているためと思われる。

Marchetti⁹⁾によれば I_D が 1.8 以上の土は砂質土、0.6 から 1.8 の土はシルト、0.6 以下は粘土と分類される。図から、I と II 層は深さ 3.5m 付近を除いて砂質土と判断される。また深さ 8m より深い III 層は I_D が 0.5 から 2.0 の間であり、おおむねシルトと判断される。この結果は、CPT の f_s/q_t から判断された土の分類と良く一致している。しかし、図-9 に示した FC の値とは対応が悪いようである。

DMTによる地盤、特に液状化に関する評価方法は後で詳しく触れるが、 K_D 値および E_D 値が大きいほど、地盤が安定していると考えて良い。埋立土主体である I 層では、4m 付近を除いて、 K_D および E_D 値は大きい。シルト分が多いと思われる III 層での K_D および E_D 値は、I 層や II 層と比べて小さい。

5. 改良後の調査結果

(1) 砂杭からの距離の影響

砂杭間の地盤は、砂杭からの距離によって地盤の

特性が大きく異なることが推察される。このため、調査に当たっては、改良後の地盤を 50cm ほど掘削して砂杭の頭部を地表面に出した後、図-6 に示す位置で CPT および DMT を行った。すなわち、砂杭と砂杭の対角線上の中心点（以下 1/2 地点という）と、この中心点と砂杭の中心との間（以下 1/4 地点という）で調査を行った。

CPT による結果を図-12 に示す。なお、図では地盤特性が変化しないよう約 50cm 間隔で q_t を再整理した。図から、当初予想された結果とは異なり、1/2 地点と 1/4 地点の測定値に明確な違いが認められない。砂杭間隔が 1.7m の場合には、1/2 地点で測定した q_t は、1/4 地点で測定した q_t より多少小さい結果が得られている。しかし、砂杭間隔が 1.5m の場合には、その差はわずかであり、SCP で改良された地盤が均一に締め固められているものと思われる。

地盤に砂杭が形成される過程は、地盤内にバルーンを膨らませて地盤の剛性を測定するプレシオメーターに似ている。したがって、砂杭に近いほど、静止土圧係数(K_0)が大きいことが想像される。DMT から求められる K_D 値は、式(8)からわかるように、 K_0 値に相当するインデックスである。このため、DMT から測定される K_D 値は砂杭からの距離によって敏感に反応する値と考えられる。これを確かめるために、図-6 に示す位置で DMT による調査を行った。砂杭に近い 1/4 地点の調査では、DMT のメンブレンの方向が砂杭に面するように試験を行った。しかし、図-13 に示すように、CPT の場合と同様に貫入位置による K_D 値の変化は小さい。砂杭間隔が 1.7m の場合には、1/2 地点の方が 1/4 地点より K_D 値が明らかに大きい。

これらの2種類の調査によって、砂杭間の地盤は、

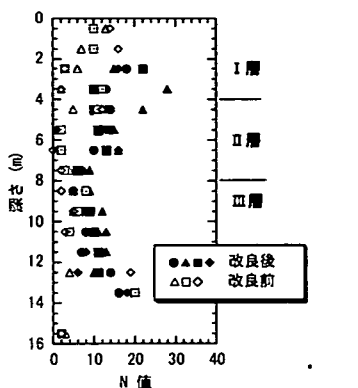


図-14 改良によるN値の変化

平面的にかなり均一に改良されていることがわかる。しかし、この結論に対して、留意することがある。それは、調査地点の精度である。すなわち、CPT や DMT の測定器はロッドの先端に取り付けられ、貫入装置によって地盤に貫入される。今回の調査では、貫入中のロッドの傾斜は測定しなかったため、測定器が鉛直に貫入されたのが不明である。特に、DMT の場合は、CPT の場合と異なり、形状がへら状なので、地盤の軟らかい方向に計測器が貫入されることが懸念される。また、砂杭そのものも、鉛直で施工された保証はない。したがって、砂杭間の地盤のミクロ的な調査はさらに詳細に行う必要があると思われる。

(2) SCP による地盤の変化

図-14 は改良前後の N 値の変化を見たものである。砂杭間隔が 1.7m の試験施工だけに注目して、SCP による地盤の変化を見てみる。図中の黒塗り記号は改良後の N 値を表す。すでに述べたように、改良前の原地盤の構成が複雑なので、深度によっては見かけ上改良によって N 値が低下する場合もある。しかしながら、I、II 層は改良によって N 値が 10 程度の増加、III 層は 5 程度の増加が認められる。すなわち、FC を多く含む III 層の SCP による N 値の増加は少ない。

CPT による調査は図-15 に示すように、深さ方向にほぼ連続して地盤特性を把握することができる。I 層では q_t の顕著な増加は認められない。逆に改良によって q_t が減少する傾向すら認められる。粘土分を多く含むと思われる 3.5m から 4.0m の土層の q_t は改良による増加は生じてはいない。一般に言われているように、粘性土に対して SCP による強度増加が小さいことと一致している。II 層では、砂分が多いと思われる 4 から 6m にかけて q_t の増加が認めら

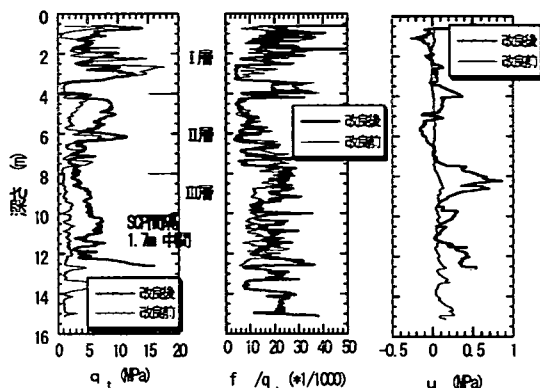


図-15 改良による地盤の変化(CPT, SCP 間隔 1.7m)

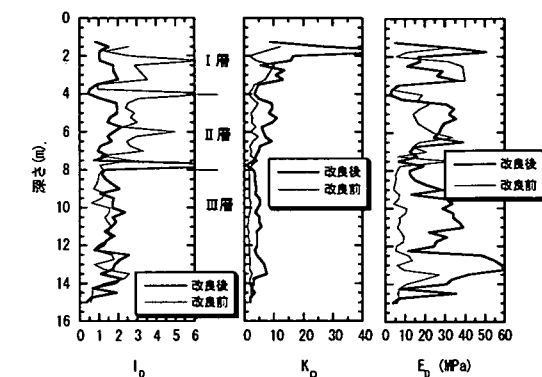


図-16 改良による地盤の変化(DMT, SCP 間隔 1.7m)

れる。しかし、FC が多いと思われる 6 から 8m の q_t の増加は顕著ではない。この深度の q_t の分布を詳細に見てみると、ピークを示す深度が改良前と改良後では微妙に異なることがわかる。これは、改良によって q_t が変化したというよりは、調査地点が異なった (約 50m 離れていた) ためと考えられる。III 層では、改良によってほぼ均一に q_t が増加している。

SCP の改良によって、砂杭間の地盤の粒度分布は変化しないはずである。したがって、 f_s/q_t が粒度分布に基づく土の分類の指標であるとする、改良によって f_s/q_t は変化しないことになる。図に示すように、 f_s/q_t は改良によって大きな変化は認められないが、III 層では改良後の f_s/q_t は多少減少する傾向にある。これについては、後で更に考察を行う。

CPT で測定された u の挙動に興味ある現象が認められた。それは、 q_t が増加した砂分が多い土層の u は顕著な変化は認められないが、 q_t の変化が少ない深度で改良によって u が増大していることである。すなわち、地盤が粘性土であると、SCP によって q_t は変化しないが、 u が大きくなっている。CPT を実施

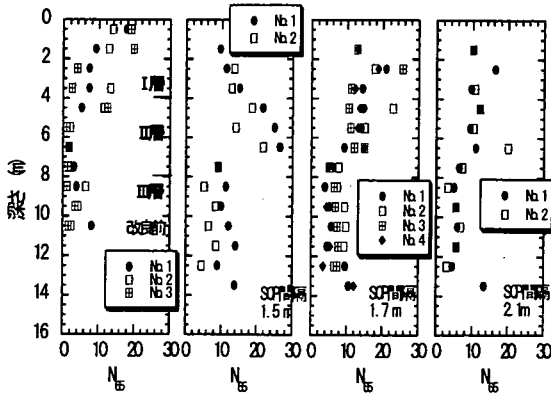


図-17 SCPによる等価N値の変化

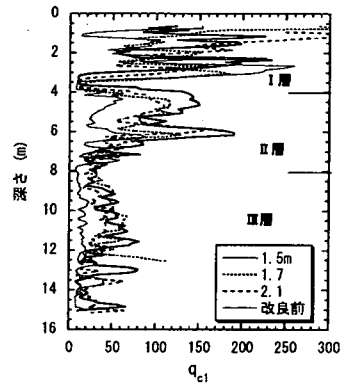


図-18 SCPによる正規化された先端抵抗 q_{c1} 値の変化

表-1 SPTで求められた各砂杭間隔での改良効果

土層区分	砂杭間隔			
	1.5m	1.7m	2.1m	改良前
I	37.4 (60.9)	16.8 (6.1)	14.6 (8.2)	10.9 (6.1)
II	18.2 (6.8)	11.8 (4.6)	11.1 (4.2)	3.6 (4.1)
III	9.5 (3.0)	6.4 (1.9)	5.4 (1.0)	3.9 (2.2)

等価N値の平均値、()内は標準偏差

表-2 CPTで求められた各砂杭間隔での改良効果

土層区分	砂杭間隔			
	1.5m	1.7m	2.1m	改良前
I	106.3 (68.5)	110.6 (71.0)	120.3 (95.6)	98.4 (76.9)
II	101.0 (49.7)	69.0 (33.8)	72.7 (36.3)	36.3 (19.8)
III	46.9 (15.2)	46.6 (11.8)	33.7 (9.9)	14.8 (3.9)

q_{c1} の平均値、()内は標準偏差

したのは砂杭打設後 2.5 ヶ月も経過しているの、砂杭打設によって発生した過剰間隙水圧によるものとは考えられない。この u の変化が繰り返し応力に対してどのように影響するかは、今後の興味ある課題と思われる。

次に、図-16 に示す DMT の調査結果を見ても、砂分が多いと考えられる I、II 層では、改良によって I_D が減少している。一方、III 層では改良による I_D の変化は小さい。 I_D は、土の分類を表す指標なので、CPT の場合の f_s/q_t と同様に改良によって変化しないはずである。この I_D 値についても、後でさらに考察を加える。改良によって K_D および E_D 値が増加している。しかし、 I_D が小さく FC が多いと思われる 4、8、12m 付近では、 K_D および E_D 値は改良前とほぼ同様な値を示している。

(3) 砂杭間隔の影響と液状化の判定

a) SPT

砂杭の間隔によって、液状化抵抗がどのように変化したのかを見てみよう。図-17 は原地盤を含めた SPT による調査結果であり、港湾の基準による液状化抵抗で検討するために式(1)に定義された $(N)_{65}$ で

示している。図から SCP を打設することによって、かなり $(N)_{65}$ が増加していることがわかる。しかも砂杭間隔が密になるほど、 $(N)_{65}$ が増加している。しかし、土層によって $(N)_{65}$ の増加割合が異なっている。すなわち、改良効果は FC によって大きく影響されることがわかる。表-1 に各土層区分に対して改良前および改良後の $(N)_{65}$ の平均値およびその標準偏差を示す。図に示されていることが、表でも明確に現れている。

図-9 に示したように、この地盤の FC は、ほとんどの深さで 15% 以上である。このため、 $(N)_{65}$ を図-2 に示した等価 N 値の補正係数 C_N によって補正すると、補正後の $(N)_{65}$ は 2 倍となる。港湾の基準では、 α_{eq} にかかわらず液状化の判定が IV (液状化しない) の範囲となるためには、FC による補正前の $(N)_{65}$ は 12.5 以上必要となる (図-1 参照)。また III (液状化しない可能性が大きい) として判定されるためには、 $(N)_{65}$ は 8 以上、必要となる。今回の調査から、図に示すように $(N)_{65}$ が小さな III 層では、砂杭間隔が 1.5m となると、 α_{eq} にかかわらず、III と分類されることがわかる。すなわち、SCP によって、液状化抵抗がかなり向上できると判断できる。

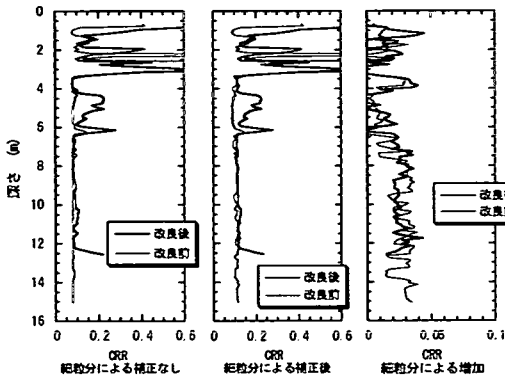


図-19 Robertson と Fear による液状化抵抗

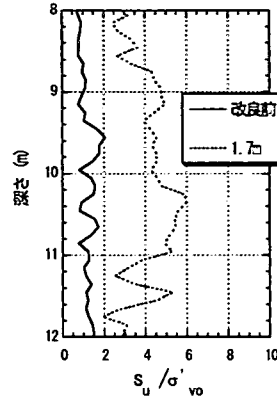


図-21 Ⅲ層を粘性土と考えた場合のせん断強度比

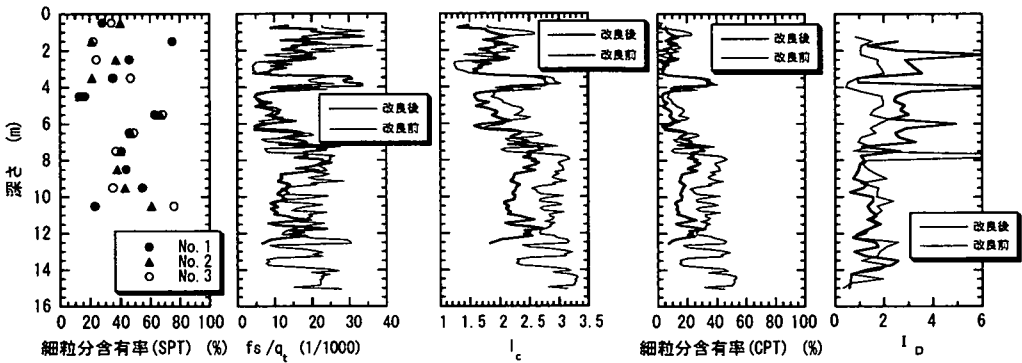


図-20 各検討方法で予測される細粒分を表す指標の比較

b) CPT

CPT の結果を図-18 に示す。図は改良効果を表すために、式(3)で定義される q_{c1} で整理した。改良前後の q_{c1} を比べると SCP によって、かなり q_{c1} が増加しているのがわかる。しかしながら、砂杭間隔の違いによる q_{c1} の違いは顕著に認められない。表-2 に SPT の場合と同様に q_{c1} の整理結果を示す。この表からも、SPT とは異なり、砂杭が密になっても q_{c1} が増加する明らかな傾向は認められない。

Robertson と Fear の方法によって求められた改良前と砂杭間隔が 1.7m の時の繰り返し応力比 $CRR(\tau/\sigma'_{vo})$ を図-19 に示す。図には FC による補正前後の CRR を分けて示している。図から、改良による CRR の改善は FC の補正にかかわらず、認めることはできない。 CRR は q_{c1} 値を基に算出されており、Ⅲ層においては、SCP によってわずかながら q_{c1} が增大しているのがわかる。しかし、図-3 に示すように q_{c1} 値が小さな場合には、 q_{c1} 値の増加による τ/σ'_{vo} (CRR) の増加は小さい(改良前の地盤の q_{c1} は図-3 に示す実線の範囲外である)。このため、見かけ上、

SCP による改良効果が認められないことになる。

さらに CPT による改良効果が認められない理由に、FC による補正が小さいことが挙げられる。図-19 に FC によって増大した CRR を示す。港湾の基準による SCP の判定によると、今回の地盤では FC によって $(M)_{65}$ が 2 倍となるので α_{eq} も 2 倍となる。このように、港湾の基準では FC の液状化の抵抗に対する効果は非常に大きい。しかし、CPT の場合には、図に示すように FC による CRR に対する効果は 0.03 程度と極めて小さい。これは、図-4 に示したように、彼らの方法では細粒分による q_{c1} の増加量が 60 と頭打ちとなっているためである。さらに、わずかであるが、改良によって I_c 値が減少するので、FC による補正値が減少している。

図-20 に、SPT の際に求められた粒度試験による FC、DMT から求めた I_D 値、CPT から求められる FC に関する指数を比較して示す。CPT の場合の指数は、多くの研究者によって使われている f_s/q_c 、Robertson と Fear による I_c 値、また彼らの提案した I_c から求められた FC を比較している(式(6)参照)。

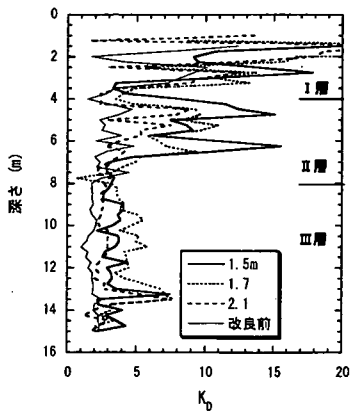


図-22 各砂杭間における K_D 値

粒度試験のFCと I_c から求められたFCとでは、かなり大きく異なることがわかる。また、 I_c および I_D 値はSCPの施工によって変化する。SCPによって粒度分布は変化しないので、本来はこれらの値は改良によって変化しないはずである。しかし、図に示すように、改良によって変化していることがわかる。

さらにCPTを用いたFCの予測に対して留意しなくてはならない事項に、機種の違いによる f_s 値の違いがある。今回の調査で用いたCPTは同じである。しかし、同一地盤で行った8種類の異なった機種を用いた調査によれば、 f_s 値は機種によってかなり異なったことがわかった¹⁰⁾。したがって、 I_c を求める式(5)も機種によって係数が異なることになる。

本論文では今までⅢ層を砂質土として、液状化の検討を行ってきた。しかし、このⅢ層は細粒分を多く含む砂地盤または粘性土と砂質土との互層と考えられるので、Ⅲ層を粘性土と考えることもできる。この場合には式(10)から非排水せん断強さ(s_u)を求める。

$$s_u = (q_t - \sigma_w) / N_{kt} \quad (10)$$

ここに、 N_{kt} はコーン係数で、我が国の粘性土では、おおむね10程度の値とされている¹⁰⁾。Ⅲ層を粘性土として考えて式(10)から s_u を求めると、図-21のようになる。改良前でも強度比(s_u / σ_w)は1.0、1.7mの砂杭間隔で改良された場合には4.0程度の大きな強度比が得られている。このように、地盤を砂地盤あるいは粘土地盤とどちらに分類するかによって、地盤の見方は大きく異なる。

c) DMT

DMTでは K_D 値によって、液状化の抵抗が評価される。このため、図-22に各砂杭間隔における K_D

表-3 DMTで求められた各砂杭間隔での改良効果

土層区分	砂杭間隔			
	1.5m	1.7m	2.1m	改良前
I	11.19 (6.23)	15.88 (14.26)	10.77 (7.27)	6.1 (3.75)
II	8.30 (4.21)	6.45 (2.90)	4.22 (2.12)	2.97 (1.02)
III	3.33 (0.65)	4.36 (0.77)	2.65 (0.26)	1.71 (0.28)

K_D 値の平均値、()内は標準偏差

値を示す。CPTと同様に、改良前と比べてSCPの施工による K_D 値の増加は認めることができるが、砂杭間隔による明確な変化は認めることはできない。例えばⅡ層では、砂杭の間隔が密になるに従い K_D 値が増加しているが、Ⅲ層では、このような順序は認めることはできない。表-3に K_D 値の平均値と標準偏差を示すが、この表からも同様のことが確認できる。

すでに述べたように、DMTによる液状化判定を提案したRobertsonとCampanellaの方法ではFCによる補正は行っていない。Ⅲ層に注目して、DMTによる液状化判定を考えてみる。改良前の K_D 値は2前後であり、これは図-5から τ / σ_w は0.08、改良後は砂杭間隔、あるいは深さによって多少異なるが K_D 値は4.0前後に増加したとすると、 τ / σ_w は0.16と改良前の2倍に増加している。これは、CPTによる予測と比べて、改良による増加割合、および値そのものもかなり大きく評価することがわかる。

6. まとめ

細粒分の多い地盤に対して液状化防止対策のためサンドコンパクションパイル工法(SCP)による地盤改良を行った。改良によって地盤がどのように変化したかを検討するために、標準貫入試験(SPT)、電気式静的コーン貫入試験(CPT)、ダイラトメーター試験(DMT)を行った。SPTでは港湾の基準、CPTはRobertsonとFear、DMTではRobertsonとCampanellaの方法によって液状化の判定を試みた。今回の調査によって得られた知見を以下にまとめる。

1)液状化判定方法によって液状化抵抗に対する予測がかなり異なることがわかった。特に細粒分の評価方法によってそれぞれの液状化判定は大きく異なってくる。

として取り扱うのか粘性土地盤として取り扱うのかによって地盤の液状化判定は異なってくる。

3) 細粒分を多く含むSCP改良地盤では改良によるN値やコーンの先端抵抗(q_c)の増加は顕著に表れない。
4) SCPによる地盤改良は砂杭間隔が1.5mと1.7mではかなり均一な地盤となっている。しかし、調査精度については詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) 山崎浩之, 善功企, 小池二三勝: 粒度・N値法による液状化の予測・判定に関する考察, 港湾技研資料, No.914, 31p., 1998.
- 2) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 上巻, pp. 281-288, 1999.
- 3) Seed, H.B. and De Alba, P.: Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering, pp. 281-302, 1986.
- 4) Shibata, T. and Teparaksa, V.: Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests, Soils and Foundations, Vol.28, No.2, pp.49-60, 1988.
- 5) Robertson, P. K. and Campanella, R. G.: Liquefaction potential of sands using the cone penetration test, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 384-403, 1985.
- 6) Robertson, P. K. and Fear, C. E.: Liquefaction of sands and its evaluation, Proc. of IS-Tokyo '95, The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 3, pp. 1253-1289, 1995.
- 7) 三村衛, 須崎貴裕: コーン貫入試験による砂質地盤の液状化強度評価, 土と基礎, Vol. 47, No. 9, pp.21-24, 1999.
- 8) Robertson, P. K. and Campanella, R. G.: Estimating liquefaction potential of sands using the flat plate dilatometer, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 9, No. 1, pp. 38-40, 1986.
- 9) Marchetti, S.: In situ tests by flat dilatometer, ASCE, Vol. 106, No. GT3, pp.299-321, 1980.
- 10) 田中洋行: 我が国におけるコーン貫入試験の現状と問題点, 土と基礎, Vol. 47, No. 2, pp. 5-8, 1999.

(2001.5.11 受付)

EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SILTY GROUND USING SPT, CPT AND DMT

-A case study of improved ground by sand compaction pile method-

Masanori TANAKA and Hiroyuki TANAKA

To prevent damages due to liquefaction, the silty ground was improved by sand compaction pile (SCP) method. To decide sand pile spacing, large scaled experimental work was carried out by varying sand pile spacings. The improved ground was evaluated by standard penetration test (SPT), piezocone test (CPT) and dilatometer test (DMT). These data were analyzed to estimate the liquefaction resistance by various evaluation methods, following to technical standards for port and harbour facilities in Japan (SPT); Robertson and Fear (CPT); Robertson and Campanella (DMT). It was found that the effectiveness of improvement is dependent on the content of fine-grained soil for SCP piles and that the estimation of liquefaction resistance is highly affected by the type of method used for the fine-grained soil evaluation.