

非塑性細粒分を含む砂の液状化強度～コーン貫入抵抗関係への年代効果の影響

伊藤 文樹¹・國生 剛治²・長尾 洋太³

¹学生会員 中央大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

E-mail: fumiki-ito@civil.chuo-u.ac.jp

²正会員 中央大学教授 理工学部都市環境学科 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

E-mail: kokusho@civil.chuo-u.ac.jp

³学生会員 中央大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

E-mail: yohta-nagao@civil.chuo-u.ac.jp

同一供試体において小型コーン貫入試験と液状化試験を行える三軸試験機を用いて、短時間で年代効果を再現するためにセメントを試料に少量加えた加速試験を行い、年代効果が非塑性細粒分を含む砂の貫入抵抗 q_t と液状化強度 R_L の関数に与える影響を調べた。セメントを加えない再構成試料では細粒分含有率 F_c や相対密度の違いに関わらず一意的な $q_t \sim R_L$ 関係が得られるが、セメントを加えた試料では、 F_c の増大とともに同じ q_t に対する R_L が大きくなる傾向が現れた。これは原位置コーン貫入試験と凍結サンプリング試験によって得られた $q_t \sim R_L$ 関係と整合している。つまり、 F_c により R_L が増大する理由は F_c そのものによるのではなく、年代効果(固結作用)が F_c の増大とともに顕著になるためであることが明らかとなった。

Key Words : liquefaction, cone resistance, aging effect, fine contents, triaxial test

1. はじめに

近年、緩い砂地盤に対して標準貫入試験(SPT)の N 値に比べてボーリング掘削による乱れがなく地盤構造を連続的に測定できるコーン貫入試験(CPT)が用いられる機会が増えている。しかし、コーン貫入抵抗値から液状化強度を換算するための実測データが N 値に比べ少なく、今後、細粒分や年代効果の影響についてデータを増やしていく必要がある。また、 N 値を用いた液状化強度評価においても細粒分含有率や年代効果などについて不明瞭な点が残されている。CPTとSPTでは試験法はかなり異なるが、貫入メカニズムには静的と動的の差はあるにしても貫入ロッドが地盤を破壊しながら挿入されるという類似点も見られ、実際、コーン貫入抵抗と N 値との変換が行われていることから¹⁾、CPTについての研究はSPTにも参考になると考えられる。

筆者らは同一供試体において小型コーン貫入試験と液状化試験を行える三軸試験機を開発し²⁾、貫入抵抗と液状化強度の直接的関係を調べてきた^{3), 4), 5)}。それによると、相対密度 D_r や細粒分含有率 F_c の違いに関わらず、貫入抵抗 q_t と液状化強度 R_L は実験条件の範囲で線形性のある一意的な関係となることが示された。

一方、現在用いられている液状化判定法では、例えば道路橋示方書⁶⁾に示されるように非塑性あるいは低塑性細粒分の影響が重視されており、SPTの同じ N 値に対し F_c が多いものほど液状化強度を割り増すことになっている。細粒分含有率の増加により同じ貫入抵抗値に対する液状化強度が増大するという考え方の根拠としては、既往の地震により液状化した地盤のケーススタディーから液状化強度を逆算した研究^{1), 7)}が挙げられる。さらにこれを裏付けるものとして、原位置CPTと不攪乱凍結採取試料による液状化試験を対比することによってコーン貫入抵抗と原位置液状化強度の関係が F_c により大きく変化することを示した研究⁸⁾やSPTによる N 値と原位置液状化強度の関係についての類似の傾向を示した研究⁹⁾もある。

このように原地盤で調べられた液状化強度はすべて同じ貫入抵抗値に対し細粒分含有率 F_c が大きいほど大きくなる共通の傾向が見られる。一般に長い年月を経て形成された自然堆積土は年代効果により骨格構造が含有鉱物の化学反応により安定し¹⁰⁾液状化強度が増大すると考えられている。一方、再構成試料は年代効果を再現しているとは言い難く、原位置液状化強度の評価においては何らかの方法で年代効果を考慮することは重要である。

そこで同一供試体により小型コーン貫入試験と液状化

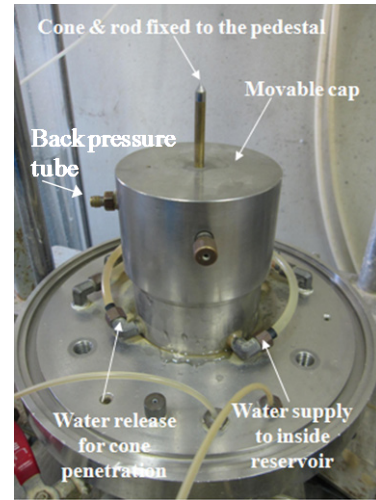
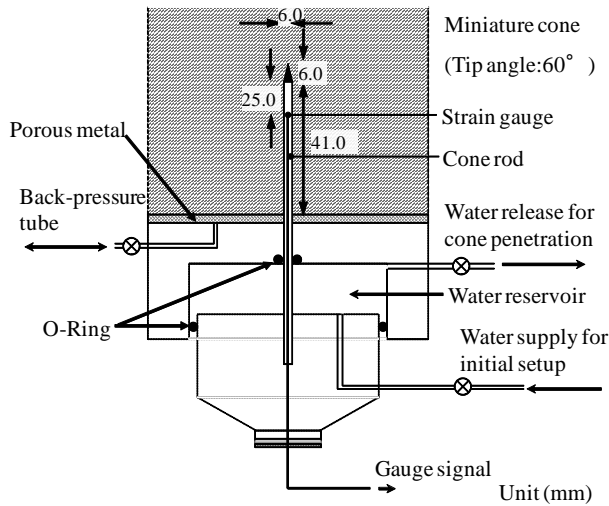


図-1 貫入ロッド付きペダスタルの概略図(左)と写真(右)

試験を行える三軸試験機を用いて、短時間で年代効果を再現するためにセメントを少量加え化学的活性を強めた非塑性細粒分を含む砂の加速試験を行い、年代効果が非塑性細粒分を含む砂の液状化強度とコーン貫入抵抗の関係に与える影響について検討した。

2. 試験装置と予備実験

試験に用いたのは空圧制御式の中型三軸試験装置で、供試体直径は100mm、高さ200mmである。また、液状化試験の前に同一供試体のコーン貫入試験を行うために、ペダスタルを図-1のように新たに開発した貫入ロッド付き¹⁾のものに替えている。

このペダスタルは貫入ロッドが固定された台座とロッドが貫通した可動キャップからなり、その間は水を満たした空間となっている。供試体を作成し、圧密が終了した段階で、排水バルブを開けて空間を満たした水がセル圧と大気圧の圧力差で排水されることにより、供試体全体が下方に移動しコーンが供試体内に貫入する。コーン先端部は高さ6mm、先端角60°、コーン貫入ロッドの寸法は直径6mm、供試体中での初期高さ47mm、底面積28.3mm²であり、寸法は実物コーンに比べ、1/6のサイズである。コーンは非排水条件で25mm貫入され、貫入終了時の供試体中にあるコーン長は約70mmである。貫入抵抗値はコーン底面から25mm下部の中空ロッド内部に貼り付けたひずみゲージにより測定され、動ひずみアンプ、ノイズフィルター、ADボードを介してパソコンに取り込まれる。厳密に言えば測定値にはロッドの側面摩擦も多少含まれるが、ここでは測定値全体を先端抵抗 q_t と見なしている。貫入時の間隙水圧は液状化試験と同様に供試体内部から外部に繋がる管を通じてセル外部の水

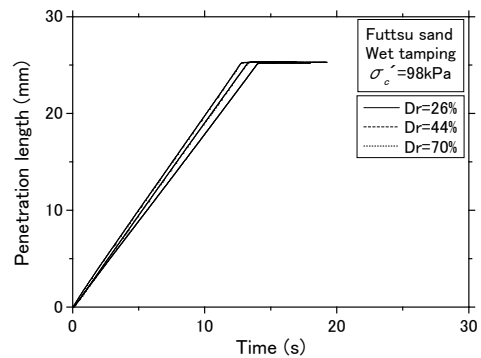


図-2 異なる相対密度における貫入距離の時刻歴

圧計にて計測している。

予備試験として、相対密度の異なる富津砂においてコーン貫入試験と液状化試験を行った。図-2はそのコーン貫入試験中における貫入長さの時刻歴の関係を例示している。コーンの貫入速度は相対密度の違い($D_r=26\sim 70\%$)によらずほとんど一定で2mm/s程度であり、装置のメカニズム上、原位置コーン貫入試験よりかなり遅い値となっている。このようにコーンのサイズや貫入速度の違いに関わらず、原位置での貫入抵抗と結果的に良い一致度が得られることについては後述のとおりである。

また、貫入試験は基本的に非排水条件で行うが、原地盤での実際のCPTにおいては地盤の透水係数によって排水と非排水の中間的条件となることが考えられる。そこで、供試体の排水バルブを開けた状態でほぼ同じ速度で貫入する排水条件でのコーン貫入試験も行い、貫入過程での最大貫入抵抗値に大きな違いが生じないことも確認した²⁾。

次に貫入ロッドが存在することがその後に行う液状化試験に与える影響について調べた。図-3は相対密度 $D_r=38\sim 49\%$ の豊浦砂で、液状化試験中の繰返し応力比 R_L に対する両振幅軸ひずみが5%に達するときの繰返し

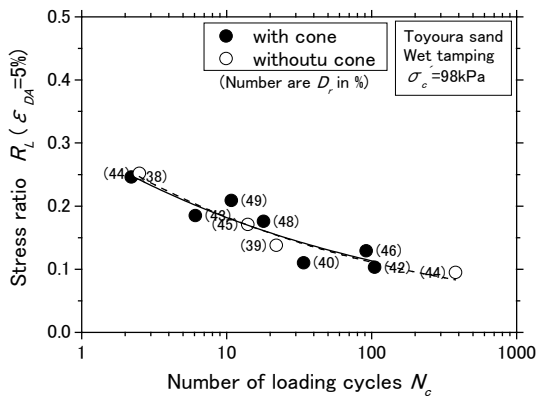


図-3 コーン貫入ロッドの有無の違いによる液状化強度の比較²⁾

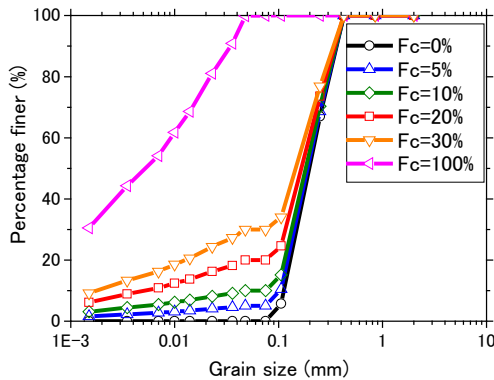


図-4 試料の粒径加積曲線

載荷回数 N_c の関係である³⁾。通常のペDESTALを用いた液状化試験の結果と貫入ロッド付きのペDESTALで貫入試験後に貫入ロッドが供試体の中にある状態で行った液状化試験の結果を比較している³⁾。これより、相対密度にばらつきがあるもののコーン貫入ロッドの有無が液状化強度に与える影響はほとんどないと判断できよう。

3. 試験試料

試料は千葉県埋立地の富津砂を用い、これに混合する細粒分として、兵庫県南部地震(1995)において液状化を起こしたまき土から採取した細粒分(塑性指数 $I_p=6$ 程度でほぼ非塑性)を用いた。試料の細粒分含有率を $F_c=0, 5, 10, 20, 30\%$ と変化させたが、非塑性細粒分の化学活性を変えさせるために C_c (セメント含有率:セメントを含めた全乾燥土質重量に対するセメント重量比)を0, 0.5, 1.0%の3段階に選び細粒分と混合させた。図-4に粒径加積曲線を示す。表-1にセメントを含まない試料の物理特性を、表-2にはセメントを含ませた試料の物理特性を示す。試料の最大最小密度は $F_c=0\sim 30\%$ の範囲でJIS規格に準じた砂の最大密度最小密度試験¹⁾を適用して算出した。なおセメントは普通ポルトランドセメントを使用し、粒

表-1 セメントを含まない試料の物理特性

F_c (%)	U_c	ρ_s (g/cm^3)	ρ_{dmax} (g/cm^3)	ρ_{dmin} (g/cm^3)	e_{max}	e_{min}
0	1.91	2.741	1.632	1.316	1.083	0.680
5	2.02	2.717	1.706	1.279	1.124	0.593
10	2.7	2.717	1.762	1.254	1.167	0.542
20	33.9	2.703	1.782	1.163	1.324	0.517
30	105.9	2.714	1.61	0.984	1.758	0.686

表-2 セメントを含んだ試料の物理特性

F_c (%)	C_c (%)	ρ_s (g/cm^3)	ρ_{dmax} (g/cm^3)	ρ_{dmin} (g/cm^3)	e_{max}	e_{min}
0	0.5	2.743	1.627	1.334	1.056	0.686
0	1	2.745	1.642	1.346	1.040	0.672
5	0.5	2.741	1.719	1.278	1.145	0.595
5	1	2.743	1.723	1.293	1.122	0.592
10	0.5	2.740	1.762	1.273	1.152	0.555
10	1	2.742	1.763	1.276	1.149	0.555
20	0.5	2.736	1.779	1.157	1.365	0.538
20	1	2.738	1.784	1.162	1.356	0.535
30	0.5	2.732	1.610	1.014	1.695	0.697
30	1	2.734	1.658	1.036	1.639	0.649

径のほぼ100%が0.075mm以下であることからセメントは細粒分の一部と見なし^て F_c を算出している。また、参考のため $F_c=0$ のクリーンサンドにセメントのみを混合した試験も行った。

4. 試験方法

供試体はウェットタンピング法(WT法)により作成し、試験前の目標相対密度は大半のケースで $D_r=50\%$ とし、 $D_r=30\%, 70\%$ についてもセメントを加えない少数のケースについて実験を行った。二重負圧法により通水・飽和させ、 B 値が0.95以上であることを確認した後、有効拘束圧 $\sigma'_c=98kPa$ 、背圧 $196kPa$ で等方圧密する。セメントの固結作用を發揮させるため、WT法による供試体作成で水を加えた瞬間を養生開始とし、引き続き圧密状態で養生して24時間経過した後、非排水条件の下コーン貫入試験を行う。

なお、非排水状態でコーン貫入試験を行うと後ほど図-6に示すように過剰間隙水圧の発生により有効拘束圧が変化する。これが供試体圧密時にコーンロッドに発生していた砂による拘束応力に影響を与え、本来測定されるべきコーン貫入抵抗測定値以外の誤差要因となる。そのため圧密時のセル圧の増加に伴うひずみゲージの変化を計測することで、有効拘束圧の変化による計測値の補正式(1)を求めた。

$$y=19.67x \quad (1)$$

ここに y はコーン貫入試験中に発生する過剰間隙水圧による拘束圧の減少に伴う貫入抵抗値の減少量(MPa)、 x は過剰間隙水圧(MPa)である。これによりコーン貫入試験中に発生した過剰間隙水圧に応じてコーン貫入抵

抗値 q_c を補正した⁴⁾, 補正前と補正後で最大0.6MPa程度の違いであった.
コーン貫入試験後, 再度圧密を約5分間行い過剰間隙

水圧が消散されたことを確認した後, 液状化試験を行う. 液状化試験では応力制御にて両振幅軸ひずみ ϵ_{DA} が10%発生するまで, 非排水条件で載荷周波数0.1Hzの正弦波を

表-3 試験条件と結果一覧表

Nominal relative density $D_r(\%)$	Fines content $F_c(\%)$	Cement content $C_c(\%)$	Actual $D_r(\%)$ before CPT	Pen. Res. $q_t(\text{MPa})$	Average $q_t(\text{MPa})$	Actual $D_r(\%)$ before Liq. Test	Cyclic stress ratio $\sigma_d/2\sigma_c$	Number of cycles $N_c(\epsilon_{DA}=5\%)$	Liq. strength for $N_c=20$ R_{t20}
50	0	0	53	4.04		53	0.150	12.4	
50	0	0	52	4.58	4.35	52	0.157	17.4	0.152
50	0	0	51	4.33		51	0.146	34.3	
50	0	0	49	4.46		50	0.194	4.0	
50	0	0.5	47	5.72		48	0.223	4.7	
50	0	0.5	49	4.87	5.69	49	0.264	4.1	0.216
50	0	0.5	52	6.48		53	0.189	93.0	
50	0	1	44	5.92		44	0.276	5.6	
50	0	1	47	7.02	6.03	47	0.231	98.1	0.257
50	0	1	47	5.14		47	0.228	262.5	
50	5	0	57	3.56		57	0.132	35.8	
50	5	0	53	3.8	3.42	53	0.115	28.7	0.129
50	5	0	53	2.91		53	0.174	0.8	
50	5	0.5	51	3.21		51	0.225	5.1	
50	5	0.5	49	5.21	4.33	49	0.256	1.6	0.181
50	5	0.5	50	4.87		50	0.199	7.5	
50	5	0.5	50	4.01		50	0.190	15.5	
50	5	1	49	4.04		49	0.296	2.7	
50	5	1	47	4.92	4.47	47	0.276	9.7	0.267
50	5	1	49	4.46		49	0.266	22.4	
50	10	0	51	3.61		51	0.151	2.7	
50	10	0	49	1.67	2.25	49	0.123	9.6	0.106
50	10	0	48	1.48		48	0.096	33.2	
50	10	0.5	46	3.18		47	0.217	0.7	
50	10	0.5	47	1.89	2.58	47	0.188	1.8	0.141
50	10	0.5	47	2.68		47	0.128	46.1	
50	10	1	46	2.53		46	0.264	27.3	
50	10	1	49	3.1	3.47	49	0.303	17.5	0.287
50	10	1	49	4.79		50	0.358	5.7	
50	20	0	49	0.55		49	0.082	37.2	
50	20	0	53	0.66	0.68	54	0.103	7.6	0.090
50	20	0	53	0.83		54	0.147	0.8	
50	20	0.5	52	0.51		52	0.146	2.7	
50	20	0.5	51	1.27	0.97	52	0.094	100.4	0.113
50	20	0.5	56	1.14		56	0.153	0.8	
50	20	1	55	5.24		55	0.286	83.1	
50	20	1	55	3.40	4.04	55	0.335	6.2	0.322
50	20	1	52	3.48		52	0.374	6.6	
50	30	0	65	0.76		66	0.079	39.1	
50	30	0	60	0.48	0.56	61	0.088	17.6	0.086
50	30	0	55	0.43		57	0.130	0.7	
50	30	0.5	60	0.26		60	0.137	7.2	
50	30	0.5	57	0.05	0.24	57	0.071	321.7	0.109
50	30	0.5	60	0.41		60	0.148	1.6	
50	30	1	53	3.29		53	0.361	2.6	
50	30	1	57	1.57	2.22	57	0.326	4.3	0.255
50	30	1	53	1.81		53	0.268	15.1	
30	0	0	26	2.18		27	0.118	32.3	
30	0	0	33	4.12	3.01	34	0.144	1.7	0.122
30	0	0	36	2.74		36	0.124	16.5	
30	5	0	27	1.6		28	0.120	6.8	
30	5	0	26	0.66	1.35	26	0.096	18.9	0.095
30	5	0	29	1.79		30	0.139	3.7	
30	20	0	36	0.85		36	0.088	19.4	
30	20	0	36	0.18	0.38	37	0.118	2.7	0.089
30	20	0	41	0.095		41	0.070	119.9	
70	0	0	69	6.88		69	0.259	3.6	
70	0	0	70	7.06	7.50	71	0.198	16.0	0.203
70	0	0	67	8.55		67	0.165	129.9	
70	5	0	67	-		67	0.197	2.6	
70	5	0	69	5.44	5.57	69	0.160	14.4	0.163
70	5	0	69	5.88		-	-	-	
70	5	0	71	5.98		72	0.218	5.6	
70	20	0	76	0.82		76	0.167	0.8	
70	20	0	70	1.01	1.19	70	0.111	5.7	0.097
70	20	0	76	1.75		76	0.094	29.4	

加える。なお、ゴム膜貫入効果により液状化強度が受ける影響をチェックするため、試験前に小さな軸応力を加え水圧増分を調べた¹²⁾¹³⁾ところ、ゴム膜の影響は無視しうる大きさであることを確認した。

5. 試験結果

表-3には、試料にセメントを加えた場合と加えない場合についての全実験条件ならびに得られた貫入抵抗値と液状化強度をまとめて示している。

図-5、図-6に小型コーン貫入試験によって得られた相

対密度 $D_r \approx 50\%$ 、 $F_c=0\sim 30\%$ の試料についての貫入長に対する貫入抵抗 q_t と過剰間隙水圧 Δu の関係の代表例をそれぞれ示す。図-5から、 F_c の増加により q_t の最大値は全体的には減少する傾向が見られ、また、 $F_c=0\sim 20\%$ において C_c が0から1%まで増加するほど q_t は増加する全体的傾向があることが分かる。ただし、 $C_c=1\%$ のときには、 $F_c=20\%$ で大きな q_t が表れて F_c の増加による q_t の減少傾向とは反する現象が見られている。また、 $F_c=30\%$ では途中段階の $C_c=0.5\%$ において一旦 q_t が低下する傾向が現れている。なお、以下のデータ分析で用いるコーン貫入抵抗 q_t はこのような $q_t\sim$ 貫入長関係の最大値を採用している。

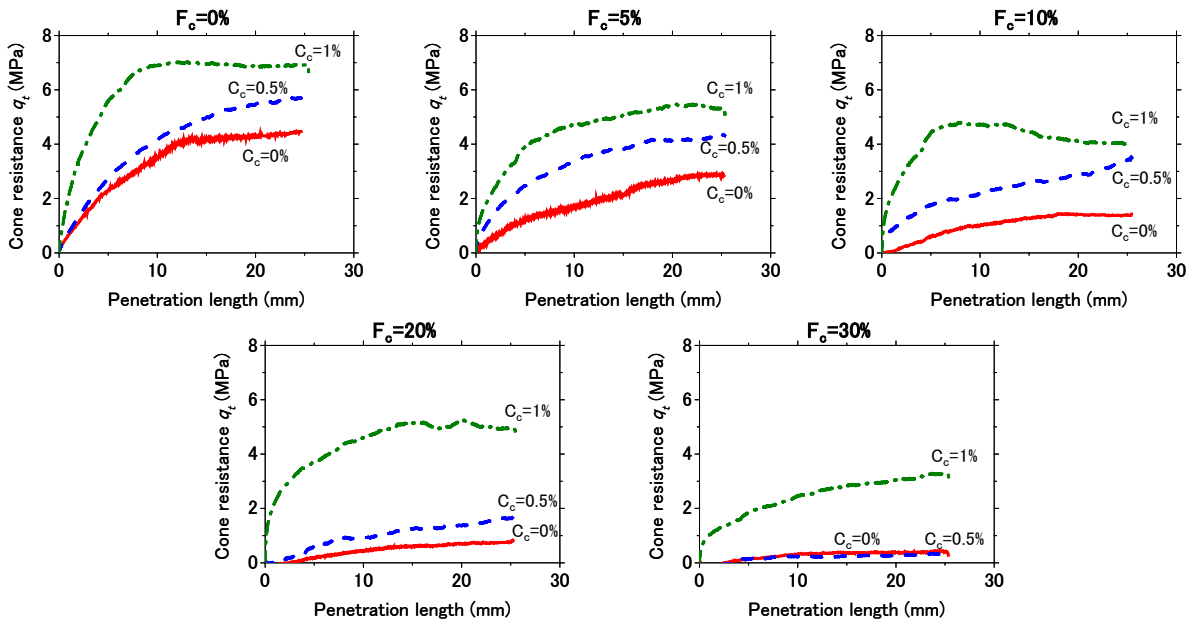


図-5 $F_c=0\sim 30\%$ 各条件における貫入抵抗 q_t と貫入距離の関係

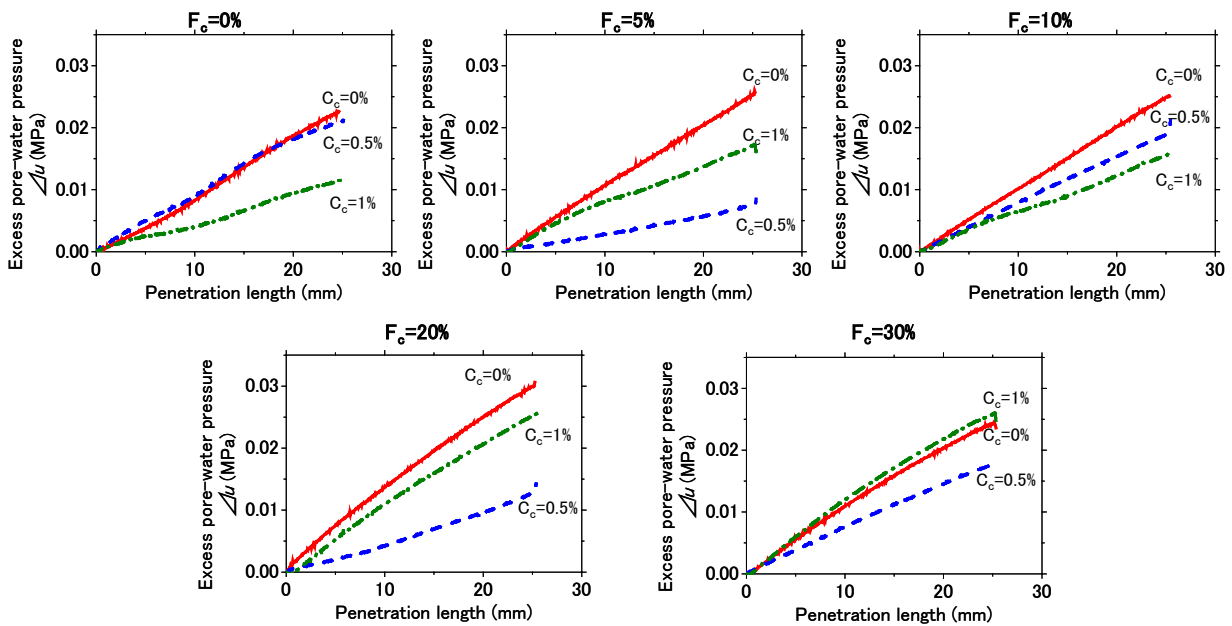


図-6 $F_c=0\sim 30\%$ 各条件における過剰間隙水圧 Δu と貫入距離の関係

図-6の過剰間隙水圧 Δu は貫入長に対し概ね比例的な増加傾向を示し、 F_c の増加により貫入抵抗値 q_t のような明瞭な変化傾向は見られない。これには、貫入抵抗値はコーン先端で計測されているのに対し、過剰間隙水圧は外部の水圧計で供試体全体で平均化された値を計測していることが一因である可能性が考えられる。また、試料にセメントを加えることで、発生する過剰間隙水圧 Δu は $C_c=0\%$ の場合より低下する傾向が見られる。ただし、 $C_c=0.5\%$ と $C_c=1\%$ の間には統一的な傾向は見られない。

図-7はコーン貫入試験に引き続いて行った液状化試験による繰返し応力比 R_L （両振幅軸ひずみ $\varepsilon_{DA}=5\%$ で定義し、以下では液状化強度とも呼ぶ）と繰返し载荷回数 N_c の関係を示している。セメント含有率 $C_c=0\%$ や $C_c=0.5\%$ の試料では F_c が増大するほど液状化強度はほぼ減少傾向にあるが、 $C_c=1\%$ では F_c の増大により液状化強度はむしろ増加する傾向が見られる。以上より、コーン貫入抵抗・液

状化強度はともに F_c や C_c の影響を大きく受けるが、その変化傾向は両者においてかなり異なることが分かる。

6. 貫入抵抗値と液状化強度の関係

図-8は表-3の数値に基づき、今回の一連の実験で得られたコーン貫入抵抗値と液状化強度の直接的関係を示す。液状化強度 R_L は図-7に示す3~4供試体の応力比と $\varepsilon_{DA}=5\%$ に達する载荷回数 N_c の関係から、 $N_c=20$ 回の応力比 R_L を求めている。 $N_c=20$ 回に達していない条件については図中の近似カーブから外挿している。また、この R_L に対応する q_t の値は表-3に示すように、3~4回の液状化試験の前に同一供試体で行ったコーン貫入試験の平均をとっている。図-8でまず指摘すべき点は、セメントを含まない $C_c=0\%$ の条件では、 $D_r=30\% \sim 70\%$ 、 $F_c=0\% \sim 30\%$ と幅広

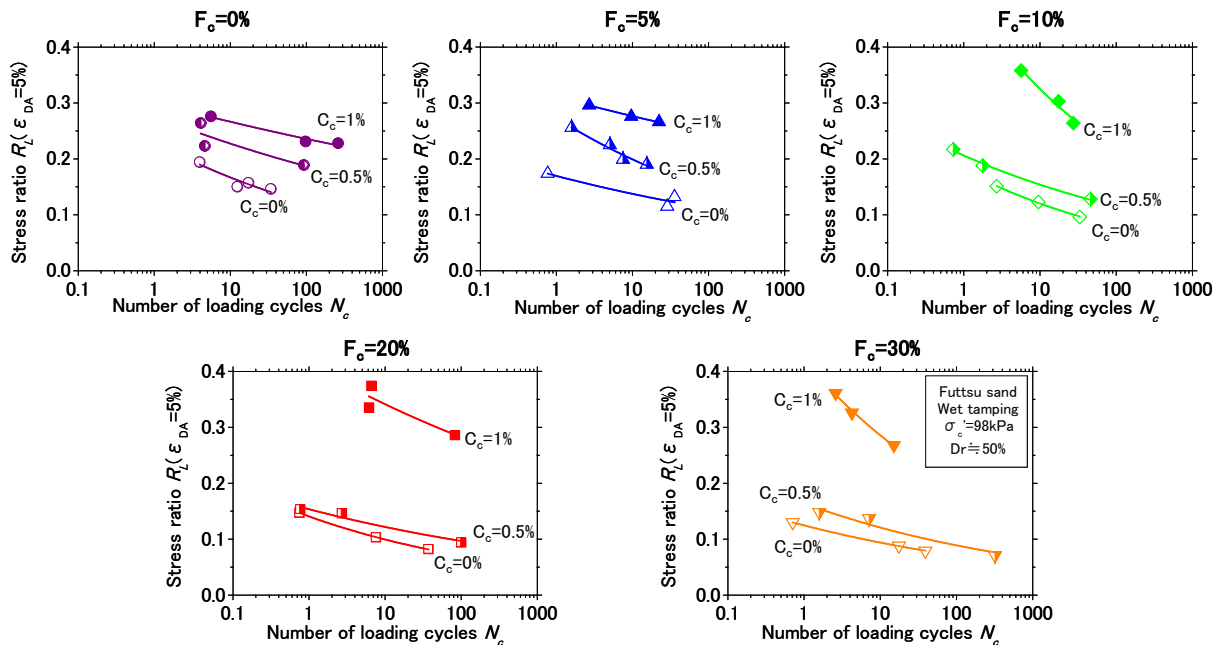


図-7 $F_c=0\%, 5\%, 10\%, 20\%, 30\%$ 各条件における繰返し応力比と繰返し载荷回数 N_c の関係

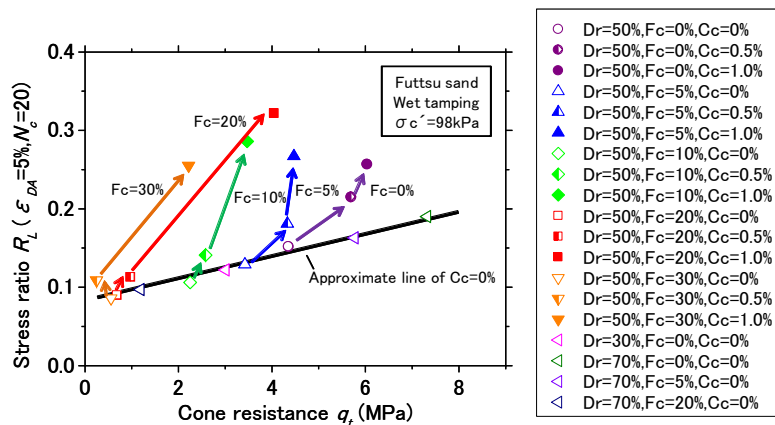


図-8 コーン貫入抵抗値と液状化強度の関係 (F_c 一定、 $C_c/F_c \rightarrow$ 大による q_t , R_L の変化傾向)

く変化しても、 $q_t \sim R_L$ 関係はほぼ直線上の一意的関係を示すことである²⁾。これは、 D_r の減少や F_c の増大により液状化強度 R_L もコーン貫入抵抗値も共に減少するが、結果的に同じ直線上に並ぶ傾向があることを意味している。

次に、細粒分含有率 $F_c=0\%, 5\%, 10\%, 20\%, 30\%$ 一定の条件でそれぞれセメント含有率 C_c を増加させた場合を見ると、矢印で示すように右上がりの傾向を示す。 C_c を増加させることが、より長い時間での固結の進展を表していると考えれば、これは同じ F_c の土でも時間経過と共に同じ貫入抵抗 q_t に対する液状化強度 R_L が増加することを意味している。また細粒分含有率 F_c が0%から20%まで大きくなるほど q_t や R_L の増加率が大きくなること、 $F_c=20\%, 30\%$ では $F_c=10\%$ 以下とは異なり R_L よりも q_t の増加が目立つようになることが読み取れる。

図-9では細粒分含有率 F_c に対するセメント含有率 C_c の割合 C_c/F_c を横軸にとり、液状化強度 R_L 、コーン貫入抵抗 q_t の $C_c=0\%$ の試験値に対する増加比率を示している。ここに用いた記号の凡例については図-8を参照されたい。

C_c/F_c は単位細粒分含有率あたりの化学活性度(単位細粒分活性度と呼ぶ)を表し、それを増加させることは固結度が増すことを意味しているため、 C_c/F_c は地質的長さの時間軸とも考えられる。

$C_c/F_c=5\%$ において R_L 、 q_t ともに $F_c=5\%, 10\%$ に比べて $F_c=20\%$ の増加比率が大きく、 $C_c/F_c=10\%$ において $F_c=5\%$ に比べて $F_c=10\%$ の方が増加比率が大きい。これらのことから同じ単位細粒分活性度(C_c/F_c)については、 F_c が大きいほど R_L 、 q_t ともに増加比率が大きくなるのが分かる。 C_c/F_c が一定で F_c が多くなれば C_c も多くなるため、この結果は予想されることと言える。

ところで、図中に楕円で囲った3ヶ所のデータはすべ

て $C_c=1\%$ であるが、 F_c が5%から20%まで増加するほど R_L 、 q_t の増加比率がともに増大している。ただし、 $F_c=30\%$ で $C_c=1\%$ のプロット(破線の楕円内)については、 $F_c=20\%$ より q_t 、 R_L ともに増加比率が低下する傾向は表-3から各データ値のバラツキにも関わらず読み取れるところである。すなわち $F_c=0\%$ から $F_c=20\%$ 程度の砂までは細粒分が多いほど土粒子の比表面積が大きくなることで化学活性が増し、固結作用がより発揮されることがこの理由として考えられる。 F_c が20%から30%になるに従って傾向が異なってくる理由については、今のところ不明である。ひとつの可能性としては、表-2に示す試料の最大密度 ρ_{dmax} が $F_c=20\%$ で最大値をとり、 $F_c=30\%$ で減少していることから分かるように、ここで砂の骨格構造が変化していることが考えられる。すなわち、砂粒子の骨格の中に細粒分が留まっている状態から、細粒分が限界量を超え砂粒子が細粒土中に散在する状態に変化するため q_t や R_L に大きな影響を及ぼす可能性が考えられるが¹⁴⁾、今後の実証研究が必要である。

また、細粒分含有率 F_c と C_c/F_c が同一条件でのコーン貫入抵抗値 q_t と液状化強度 R_L の増加比率を比較してみると、 R_L の増加比率は q_t の増加比率よりも大きなものとなっており、液状化強度 R_L にはコーン貫入抵抗 q_t より粒子間の固結作用が敏感に反映すると思われる。これはコーンの貫入ではわずかな固結作用は破壊されてしまうのに対し、液状化試験で加えられる 10^2 オーダー程度までのひずみ振幅範囲ではそれが保持されるためと考えられる。しかし、細粒分含有率が高いもの($F_c=20\%, 30\%$)においてはコーン貫入抵抗値の増加比率は非常に大きくなっており、この理由についても今後さらに検討が必要である。

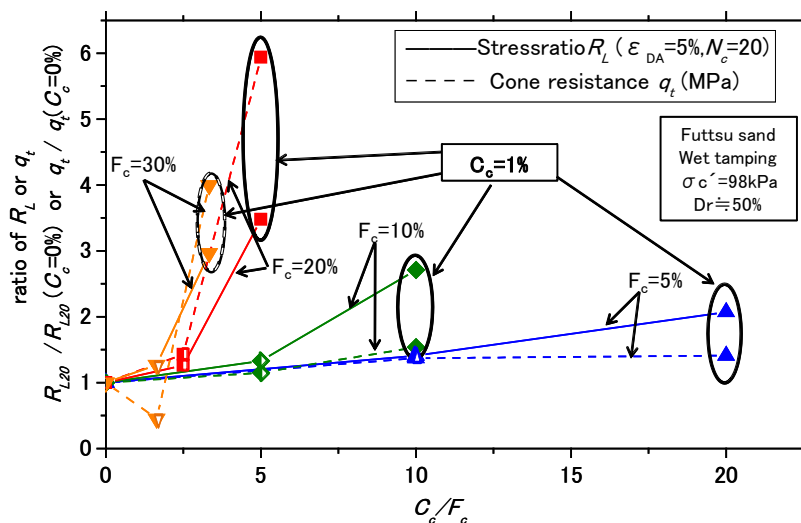
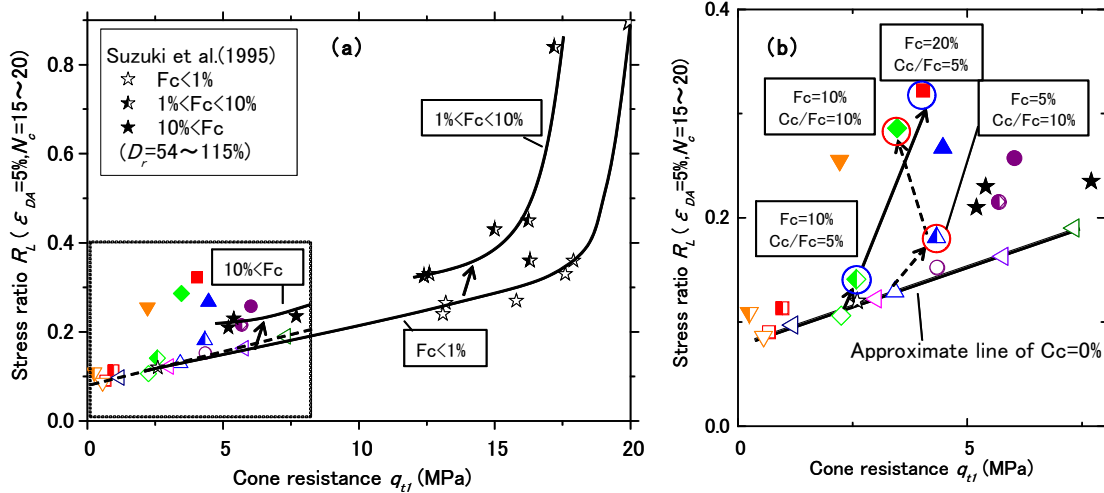


図-9 C_c/F_c と液状化強度、コーン貫入抵抗の増加比率
(注：図中の凡例は図-8を参照)



(注：図中の凡例は図-8を参照)

図-10 コーン貫入抵抗と液状化強度の関係における本研究結果と原位置試験結果との比較 (a) とその拡大図 (b) (C_c/F_c 一定, $F_c \rightarrow$ 大による q_p , R_L の変化傾向)

図-10(a)では本研究で得られた $q_t \sim R_L$ 関係と原地盤で実物コーン貫入試験と凍結サンプリング試料によって得られた同様の関係⁸⁾とを比較している。ここでのコーン貫入抵抗値は有効拘束圧で補正した換算貫入抵抗値 q_{ti} を用いているが⁸⁾本室内実験は有効拘束圧が98kPaで行われているため、補正前後の値に違いはない。原地盤でのデータは細粒分含有率により、 $F_c < 1\%$ 、 $1\% < F_c < 10\%$ 、 $10\% < F_c$ に分けられ、それぞれの条件ごとに近似曲線を引いている。また、原地盤採取試料の液状化強度は繰返し載荷回数 $N_c=15$ で定められており、本研究での $N_c=20$ と異なっているが、その影響は小さいとして無視している。なお、図中の記号で凡例がないものについては図-8と同じである。

まず指摘すべき点として、本研究での $C_c = 0\%$ の $q_t \sim R_L$ 関係は細粒分の少ない $F_c < 1\%$ の原地盤での実物コーンによる $q_t \sim R_L$ 関係とコーンのサイズやその他諸々の条件の違いにも関わらず $q_t < 8$ の範囲で驚くほど良く一致していることが挙げられる。これは、この小型コーンを用いた室内試験結果に、実物コーンに通じる定量的な意味合いもある程度期待できる可能性を示している。さらに原地盤での試験結果では、細粒分含有率 F_c が増加するほど、同一の q_t に対する R_L が増加していて、 $q_t \sim R_L$ グラフ上で図中矢印で表されているように近似曲線が上方に移動している。

図-10(b)は図-10(a)の点線の四角形で囲まれた部分を拡大したものである。同一の $C_c / F_c = 5\%$ (実線の矢印)あるいは 10% (破線の矢印)において、 F_c が増加するほどほぼ同一の q_t に対する R_L が増加し、このため $C_c = 0\%$ の一意的関係の線より上方にずれる傾向が明瞭に見られる。

図-10(b)でのプロットは $C_c / F_c = 5\%$ では $F_c = 20\%$ 、 $C_c / F_c = 10\%$ では $F_c = 10\%$ が最大になっているが、それ以上の F_c に対しても R_L が増加する傾向は図-9のグラフから充分読み取れる。つまり、同一の C_c / F_c の値は同一の年代効果を表していると考えれば、 F_c が大きい方が大きな液状化強度を示すことを意味している。一方、年代効果のない $C_c = 0\%$ の試料では、一意的 $q_t \sim R_L$ 関係となってしまうことは既に述べたとおりである。一方、図-10(a)に示す原地盤でのデータにおいても $1\% < F_c < 10\%$ や $10\% < F_c$ のデータは $F_c < 1\%$ より明らかに上方に位置しており、本室内実験と同様の傾向を示している。

以上より、本加速実験が長時間の年代効果を定性的には再現できていると考えれば、原地盤で見られる F_c が大きいほど同じ貫入抵抗値に対する液状化強度が増す現象は、細粒分を含む砂で顕著になる年代効果(固結作用)によるものであると結論付けられる。

7. まとめ

新たに開発された同一供試体で小型コーン貫入試験と液状化試験を行える三軸試験装置を用いて、年代効果を再現するための少量のセメントを混合した非塑性細粒分を含む砂について一連の試験を行い、以下の知見を得た。

- (1) セメントを添加しない通常の室内調整試料によると、細粒分の増加によりコーン貫入抵抗値 q_t も液状化強度 R_L も低下するが、両者の間には $q_t \sim R_L$ 面上で線形性のあるほぼ一意的関係が成立することが確認された。

- (2) また、この一意的関係は実地盤でのコーン貫入試験によって得られた細粒分をほとんど含まない $q_t \sim R_L$ 関係と定量的にもほぼ整合している。
- (3) セメントを添加した試料を用いた加速試験で導入された固結作用により、液状化強度もコーン貫入抵抗も増加する。これにより、年代効果（固結作用）を受けた土はセメントを含まない室内調整試料とは異なり、細粒分含有率 F_c が大きくなるほど同じ貫入抵抗値に対する液状化強度が増加する傾向が表れる。
- (4) この傾向は実地盤でのコーン貫入試験と凍結サンプリング試料によって得られた原位置液状化強度の関係と整合している。
- (5) つまり今回の加速試験結果に基づけば、細粒分含有率 F_c により液状化強度が増大する理由は F_c そのものによるのではなく、細粒分の中で長期的に発揮される年代効果（固結作用）が F_c の増大とともにより顕著になるためと考えられる。
- (6) 今回の実験において、セメント含有率 $C_c = 1\%$ 一定の下での液状化強度 R_L と貫入抵抗 q_t の増加比率は $F_c = 0 \sim 20\%$ の範囲では F_c と共に増加するのに対し、 $F_c = 30\%$ まで増加させると減少に転ずる傾向が得られた。これは砂の粒子構造の変化と関連している可能性が考えられるが、今後の検討が必要である。

以上はあくまでセメント添加により人工的に導入した固結作用を長期間の固結作用と同等と見なして導いた結論である。今後は、自然地盤から採取した生成年代の異なる土の不攪乱試料を用いて今回得られた知見を裏付けると共に、生成年代による $q_t \sim R_L$ 関係の違いを定量的に明らかにする必要がある。さらに、液状化に関わる年代効果としては固結作用のみではなく過圧密や小ひずみ履歴も考慮する必要があり、これらの貢献度についても検討していく予定である。

参考文献

- 1) Seed, H. B. and De Alba, P.: Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands, *Proc. In-situ '86*, ASCE Geotechnical Special Publication No.156, pp.356-373, 1984.
- 2) 國生剛治, 村端敬太, 伏木田達朗, 伊藤菜穂子: 三軸試験機を用いた小型コーン貫入試験法の開発と液状化強度との相関, 土木学会第58回年次学術講演集 III-96, pp.191-192, 2003.
- 3) Kokusho, T., Hara, T. and Murahata, K.: Liquefaction

- strength of fines-containing sands compared with cone-penetration resistance in triaxial specimens, *Proc. 2nd Japan-US Workshop on Geomechanics*, ASCE Special Publication No.156, pp.356-373, 2005.
- 4) 國生剛治, 伊藤文樹, 長尾洋太: 三軸試験機を用いた液状化強度と小型コーン貫入抵抗との関係(その2)～年代効果を考慮した非塑性細粒分の影響～, 第44回地盤工学会研究発表会, pp.1623-1624, 2009.
- 5) Kokusho, T., Ito, F. and Nagao, Y.: Liquefaction strength compared with cone resistance in triaxial specimens considering aging effect of sand containing non-plastic fines, *The 3rd International Geotechnical Symposium (IGS 2009) on Geotechnical Engineering for Disaster Prevention and Reduction, Harbin, China*, CD-publication, 2009.
- 6) 日本道路協会: 7.5 砂質地盤の液状化の判定, 道路橋示方書・同解説V耐震設計論, pp.91-95, 1996.
- 7) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.: Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.4, pp.57-74, 1983.
- 8) Suzuki, Y., Tokimatsu, K., Taya, Y. and Kubota, Y.: "Correlation between CPT data and dynamic properties of in situ frozen samples", *Proc. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis*, Vol.1, pp.249-252, 1995.
- 9) 松尾 修: 液状化の判定法と耐震設計, 基礎工, Vol.25, No.3, pp.34-39, 1997.
- 10) 地盤工学会 礫質土の力学特性についての研究委員会: 第2章 砂礫質地盤の地質特性, 委員会主催シンポジウム発表論文集, No.124, pp.3-19, 2001.
- 11) 地盤工学会編: 土質試験の方法と解説(第一回改訂版), 第2編 物理試験, 第8章 砂の最大密度・最小密度試験, pp.136-145, 2000.
- 12) Tokimatsu, K. and Nakamura, K.: A liquefaction test without membrane penetration effects, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No.4, pp.127-138, 1986.
- 13) 田中幸久, 國生剛治, 吉田保夫, 工藤康二: システムコンプライアンスによる砂礫の動的測定誤差の評価方法, 電力中央研究所 研究報告 U89040, 1998.
- 14) Kokusho, T.: Liquefaction strengths of poorly-graded and well-graded granular soils investigated by lab tests, *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki*, pp.159-184, Springer, 2007.

(2010.5.10 受付)

AGING EFFECT ON RELATIONSHIP BETWEEN LIQUEFACTION STRENGTH AND CONE RESISTANCE OF SAND CONTAINING NON-PLASTIC FINES

Fumiki ITO, Takaji KOKUSHO and Yota NAGAO

In order to simulate aging effect on the relationship between penetration resistance q_t and liquefaction strength R_L in a short time, miniature cone penetration tests and subsequent cyclic triaxial tests are carried out in sand specimens containing fines added with a small amount of cement to make an accelerated test. In contrast to a unique cone resistance (q_t) versus liquefaction strength (R_L) relationship for specimens without cement despite large difference in relative density and fines content, higher fines content results in higher liquefaction strength for the same cone resistance for sand with cement, which is consistent with the trend found in the field investigation. Thus, it is revealed that the reason why higher fines content leads to higher liquefaction strength does not depend on fines content itself but aging (bonding) effect by fines, which tends to be pronounced as fines increase.