

## (特別講演(2))

## 地盤改良技術における複合材料と複合構造物

龍岡 文夫<sup>1</sup>・内村 太郎<sup>2</sup><sup>1</sup>正会員 東京理科大学教授 理工学部土木工学科 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)

E-mail:tatsuoka@rs.noda.tus.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 東京大学 工学部社会基盤学科 (〒113-8656 東京都文京区本郷7丁目3-1)

E-mail:uchimura@geot.t.u-tokyo.ac.jp

コンクリートよりも物性が劣っていてその弟分であるセメント改良土の変形強度特性の特徴をまとめた。物性が劣っていても、現場における物性に対する要求度・経済性・環境適合性の点から、セメント改良土の活用範囲は広い。セメント改良土の変形強度特性には、コンクリートと共通の特徴と異なる特徴（拘束圧・排水条件の影響や締固めの重要性、長期に亘る年代効果等）がある。また、鉄筋コンクリート構造物よりも強度・剛性が劣っていてその弟分である補強土構造物（特にジオテキスタイル補強土構造物）の原理をまとめた。補強土構造物は、プレローディング・プレストレス工法によって、従来はRC構造物を建設した橋台・橋脚など許容変形量が小さい重要構造物となれることを示した。

**Key Words :** ageing effect, bridge abutment, cement-mixed soil, confining pressure, drained condition, geosynthetic-reinforced soil structure, preloading and prestressing, soil retaining wall, triaxial compression tests, viscous property

## 1. はじめに

地盤とは独立に杭・ケイソン基礎、RC擁壁等の基礎構造物を建設するのではなく、地盤本体の物性（変形強度特性・透水性等）を締固め等で向上させたり、地盤内部に土粒子・間隙水以外の一定の剛性・せん断強度を持つ材料を混入させて土の物性を改良する技術を、一般に地盤改良技術と呼ぶ。存在する軟弱粘性土地盤や不安定な急斜面を強化安定化する場合と、盛土材を物理化学的に改良して安定であり土工量を減らした盛土を建設する場合に大別される。前者では出来るだけRC・鋼構造物に頼らず地盤を活用することが、後者ではRC・鋼の代わりに自然界に豊富に存在する土を活用した構造物を建設することが地盤改良技術の目標である。特に、道路・鉄道・宅地・トンネル等の建設での地盤掘削に伴う掘削土を有効利用できれば、建設費・建設消費エネルギーの削減ができて自然環境の維持にもつながる。

地盤改良技術では、地盤・盛土の安定性を増加させ変形を減少させるために「破壊に対する安全率=地盤材料の強度/作用応力」を増加し、「ひずみ=作用応力/地盤材料の剛性」を減少させる。そのために、作用応力の減少を図り、地盤材料のせん断強度 $t_f$  (1a式) とせん断剛性率 $G$  (1b式) の向上を図る

$$t_f = c' + (s - u) \cdot \tan j' \quad (1a)$$

$$G = f_t(\text{soil type}) \cdot f_e(e) \cdot f_g(g) \cdot (s + c_G - u)^{m(g)} \quad (1b)$$

ここで、 $s$  は全応力の拘束圧である。乾燥砂では、

$c' = c_G = 0$  で間隙水圧  $u = 0$  である。内部摩擦角  $j'$  は間隙比  $e$  の減少関数、 $f_e(e)$  は  $e$  の  $f_g(g)$  はせん断ひずみ  $\gamma$  の減少関数である。乗数  $m(g)$  は、 $\gamma$  が増加すると 0.5 程度から 1.0 に向かって増加する。

セメント改良土の材料構成はコンクリートと同じであり、セメントが少ない分コンクリートより力学的に劣っている弟分である。 $c'$  と  $c_G$  の増加を狙うが、 $j'$  は増加する場合も減少する場合もある。本稿では、締固めを伴わない場合と伴う場合でのセメント改良土の変形強度特性に特徴的な挙動（一軸圧縮対三軸圧縮挙動、締固め時含水比の影響、 $c'$ 、 $j'$  の増加の特徴、材令の影響、年代効果と粘性）を議論する。

また、盛土材料としての破碎コンクリートの変形強度特性について議論する。コンクリート用の再生骨材の高品質化には、健全な粗骨材の表面からできるだけモルタルを除去することが必要であるが、盛土材として用いる場合にはその必要はなく、良く締固めれば良質の粒度調整碎石よりも優れた盛土材となることを示す。

地盤内の作用せん断応力  $t_w$  を減少させるために、 $t_w$  の一部を補強材 (reinforcement) で受け持つ工法がある。岩盤ほど剛性・強度が高くない通常の地盤・盛土では、引張り剛性・強度がある補強材を用いる工法が最も効果的であり、最も普及している<sup>1)</sup>。引張り補強工法では、補強材に作用する引張り力の反力として地盤内に拘束圧  $\sigma$  が作用することにより、せん断強度  $\tau_f$  (1a式) とせん断剛性率  $G$  (1b式) が向上する。本稿では、鉄筋コンク



## (2)一軸圧縮対三軸圧縮

コンクリートでも拘束圧によるせん断強度成分  $s' \cdot \tan j'$  はゼロではないが、通常の工学的対象では問題としない。このため、一軸圧縮試験が基本的な室内せん断試験となっている。一方、セメント改良土では  $s' \cdot \tan j'$  が無視できない場合が多い。特に、せん断が進行して粒子間セメンテーションが損傷するほど拘束圧の影響は重要になる。更に、飽和している場合も多く、その場合はせん断時の体積変形条件（即ち排水条件）の影響が大きい。従って、一軸圧縮試験だけでは不十分であり三軸圧縮試験（図-2）が必要となる。コンクリートの一軸圧縮試験で軸ひずみを正確に求める場合は、供試体側面で extensometer やひずみゲージで局所的に軸圧縮を測定する。セメント改良土の三軸圧縮試験では、供試体が薄ゴム膜に被われていて圧力水中で測定する必要があるために、図-2に示すような特別な工夫が必要である。

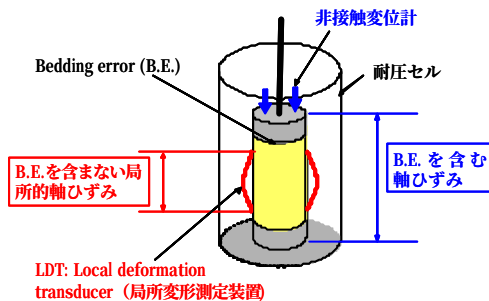
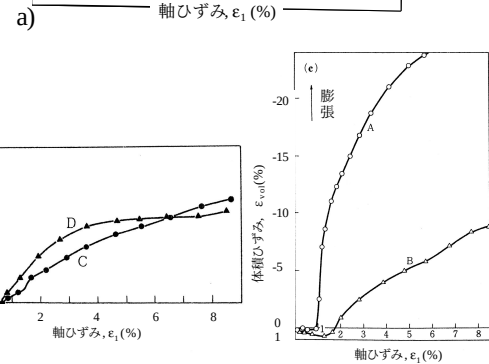
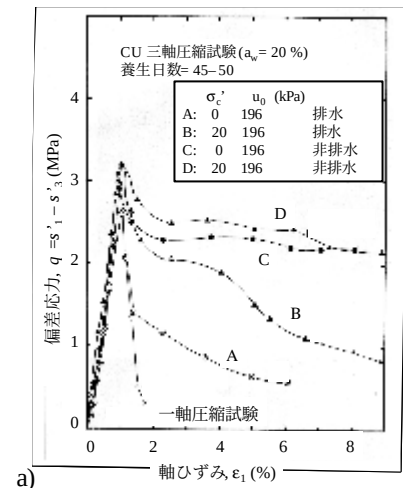


図-2 軸ひずみを精度良く測定する三軸圧縮試験法

図-3は、土粒子重量に対するセメント重量の比率（セメント重量添加率） $a_w$ （図-1aでの  $c/g$ ）が20%である飽和軟弱粘土（液性限界100%、塑性限界46%、粘土分33%、シルト分63.1%、均等係数  $U_c = D_{60}/D_{10} = 0.009 \text{ mm}/0.002 \text{ mm} = 45$ 、最大粒径2.0 mm）の一軸圧縮試験と以下の4種類の三軸圧縮試験の結果である。この場合は、軸ひずみは荷重軸の変位から求めている。供試体（高さ10cm、直径5cm）は、スラリー状にしてモールドナ内に流し込んで作成している。

- A: 圧密排水(CD)三軸圧縮試験：全応力拘束圧  $\sigma'_c = 196 \text{ kPa}$ （一定）で背圧（間隙水圧） $u_0 = 196 \text{ kPa}$  であり、圧密時有効拘束圧  $s'_c = s'_3 = 0$ （一定）。
- B: 圧密排水(CD)三軸圧縮試験： $\sigma'_c = 216 \text{ kPa}$ （一定）、 $u_0 = 196 \text{ kPa}$ （一定）、 $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$ （一定）。
- C: 圧密非排水(CU)三軸圧縮試験： $\sigma'_c = 196 \text{ kPa}$ （一定）、 $u_0 = 196 \text{ kPa}$ 、 $\sigma'_c = 0$  であるが、試験中は間隙水圧と有効拘束圧は変化。
- D: 圧密非排水(CU)三軸圧縮試験： $\sigma'_c = 216 \text{ kPa}$ （一定）、 $u_0 = 196 \text{ kPa}$ 、 $\sigma'_c = 20 \text{ kPa}$  であり、試験中は間隙水圧と有効拘束圧は変化。

ピーク前の応力ひずみ関係と圧縮強度  $q_{\max}$  は、この範囲での圧密有効拘束圧  $\sigma'_c$  と排水条件には殆ど影響されていない。しかし、ピーク以降の応力ひずみ関係と残留強度に対する  $\sigma'_c$  と排水条件の影響は極めて大きい。即ち、



b)

c)

図-3 添加率  $a_w = 20\%$  のセメント混合軟弱粘土の一軸圧縮試験と CD 及び CU 三軸圧縮試験結果例<sup>3,4)</sup>

一軸圧縮試験では残留強度は殆どゼロである。CD 三軸圧縮試験 A でも一軸圧縮試験と同様に  $\sigma'_c = \sigma'_c - u$  は常にゼロであるが、残留圧縮強度はかなり大きい。これは、供試体を包んでいるラバーメンブレンの張力による拘束圧（軸ひずみ6%の時に僅か1.3 kPa）のためである。有効拘束圧が20 kPaであるCD三軸圧縮試験Bにおける残留強度は相当大きい。このことは、図-4に示す実験結果でも確認できる。図-5に、セメント混合していない正規圧密練返し粘土と異なる添加率（ $a_w = 8, 10, 14, 20\%$ ）でセメント混合した軟弱粘土の一軸圧縮試験とCD及びCU三軸圧縮試験によるピーク応力状態を  $q = s'_1 - s'_3$  と  $p' = (s'_1 + 2s'_3)/3$  の応力面上に示す。有効応力で表現した破壊包絡線は排水条件に依存しておらず、有効応力の原理が成り立っている。また、セメント混合により粘着力係数は増加するが、内部摩擦角は一軸圧縮強度が大きくなるほど小さくなる傾向にある。しかし、これは一般的なものではなく、セメント改良土の種類によっては別の傾向を示す（後述）。

図-3を見ると、圧密有効拘束圧  $s'_c$  が0 kPaと20 kPaであるCU三軸圧縮試験C, Dの残留強度は殆ど同じでありピーク強度と殆ど同じである。これは、ピーク強度発揮後に過剰間隙水圧が大きく負になり有効拘束圧  $\sigma'_3$  が大きく増加したからである（図-3b）。これは、 $\sigma'_3$  が小さくなるとせん断による体積膨張（正のダイレイタシ）が著しくなるからである（図-3c）。図-6に示す  $s'_c =$

20 kPa～687 kPaでの CU三軸圧縮試験の結果も  $s'_c$  の影響を殆ど受けておらず、ピーク以降は一軸圧縮試験とは異なり著しく延性的な挙動を示す。飽和セメント改良粘土地盤は地震時には非排水状態でせん断変形をするので、上記の事実は設計において考慮する必要がある。

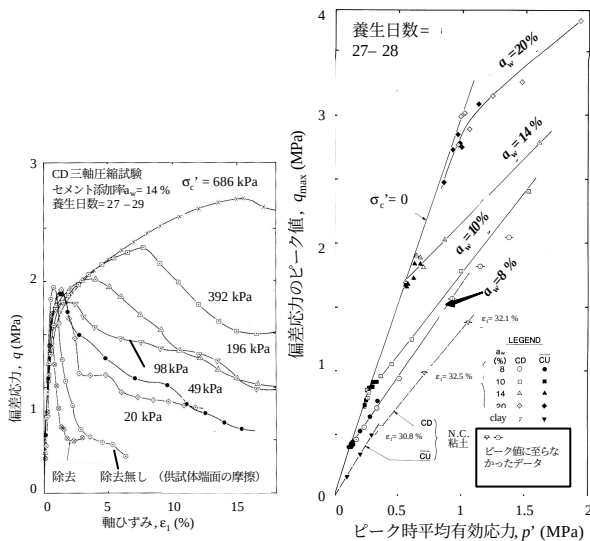


図-4 (左)  $a_w = 14\%$  でセメント混合軟弱粘土の一軸圧縮試験と CD 三軸圧縮試験の結果<sup>3-7)</sup>

図-5 (右) 正規圧密練返し粘土と異なる添加率 ( $a_w = 8, 10, 14, 20\%$ ) でセメント混合した軟弱粘土の一軸圧縮試験、CD 及び CU 三軸圧縮試験によって得られたピーク時の  $(q, p')$  面上の応力状態<sup>3-7)</sup>

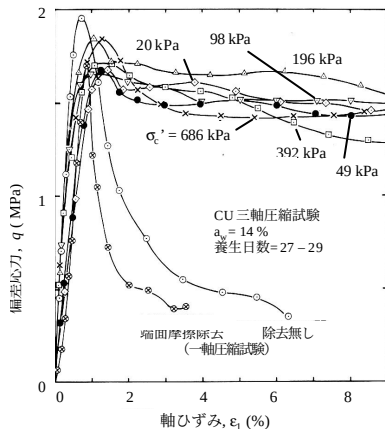


図-6 セメント添加率  $a_w = 14\%$  の軟弱粘土の一軸圧縮試験と CU 三軸圧縮試験による  $q-e_1$  関係<sup>3-7)</sup>

図-7に示すのは、異なる添加率 ( $a_w = 8, 10, 14, 20\%$ ) のセメント混合軟弱粘土の CU 三軸圧縮試験によるピーク圧縮強度  $q_{max}$  と残留圧縮強度  $q_{res}$  をそれぞれの一軸圧縮強度  $q_u$  で除して、その値を  $s'_c$  を  $q_u$  で除した値に対してプロットしたものである。 $q_u$  の大きさに関わらず、ほぼ一義的な関係となっている。即ち、 $s'_c/q_u < 0.7$  の範囲では  $q_{max}/q_u$  はほぼ 1.0 であり、 $q_{res}/q_u$  は  $a_w = 20\%$  の場合を除いてほぼ 0.8 である。 $s'_c/q_u > 0.7$  の範囲では、 $s'_c/q_u$  が大きくなるほど  $q_{max}/q_u$  は 1.0 よりも線形的に大きくなる。 $q_{res}/q_u$

も同様に増加する。この一義的な関係を用いると、 $q_u$  の情報だけから異なる圧密有効拘束圧  $s'_c$  での非排水状態でのピーク圧縮強度  $q_{max}$  と残留圧縮強度  $q_{res}$  を推定できる。CU 三軸圧縮試験は、一軸圧縮試験よりも遙かに手間がかかる実験なので、この正規化された関係は近似的な非排水三軸強度を求める目的では便利である。

以上示したように、セメント改良土では拘束圧、飽和している場合は排水の条件の影響が強い。また、飽和して非排水の場合は背圧（初期間隙水圧）の影響が強い。これらの事実は、東京湾横断道路のセメント改良工事の設計で考慮された<sup>6,7)</sup>。

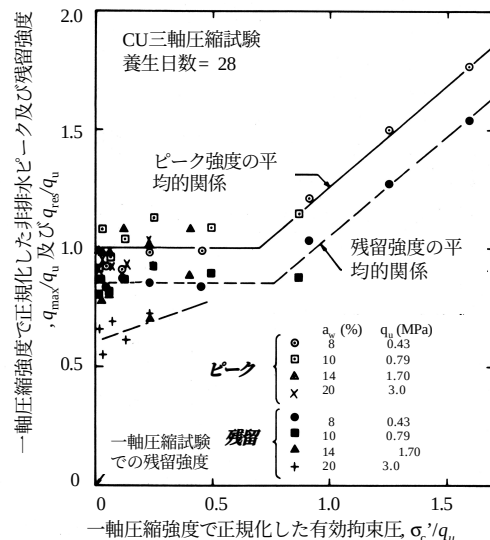


図-7 異なる添加率のセメント混合軟弱粘土の CU 三軸圧縮試験による ピーク強度・残留強度と圧密有効拘束圧の正規化された関係<sup>3-7)</sup>

### (3)セメント混合による強度変化

図8に示す(2)ないし(3)の曲線は、図5に示す破壊包絡線を模式的に示したものである。しかし、これは普遍的なものではなく、軟弱粘性土に混合するセメント量が小さい場合は図-9aに示すように(4)の曲線となる。図-9に示すのは、海底から掘削した軟弱粘土に  $a_w = 3.5\%$  でセメント混合して近接谷部に高盛土した事例である。圧密有効拘束圧  $s'_c$  が増加しても、圧縮強度は殆ど変化しない。これは図-10に示すように、未改良粘土では  $s'_c$  が増加すると間隙比が著しく減少するが、セメント混合粘土では体積収縮性が激減して高い  $s'_c$  でも高い間隙比が保たれるからである。 $s'_c$  がかなり大きくなって圧密による体積収縮が始まってから、漸く元の未改良粘土の圧縮強度に漸近する(図-9b)。一方、締固めたセメント混合良配合礫質土では図-8の曲線(1)のようになる。全ての場合、 $s'_c$  がある値以上高くなれば粒子間のセメンテーションが破壊されて、やがて元の未改良土の破壊包絡線に戻ると想定される。従って(1)の曲線も破線に様になると想定されるが、詳細は今後の研究課題である。



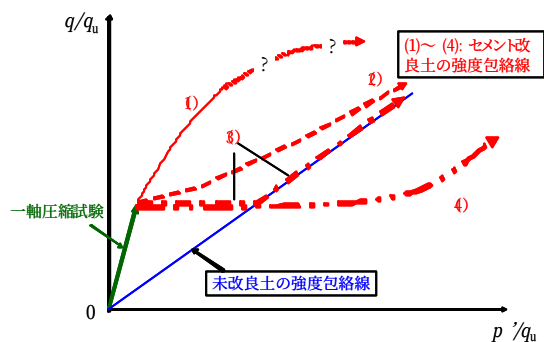
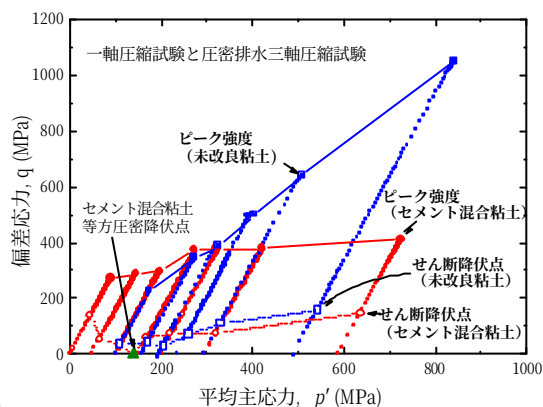
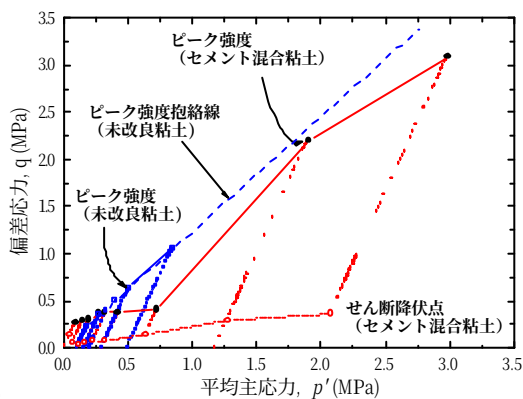


図-8 一軸圧縮強度で正規化した応力平面における未改良土とセメント改良土の各種の強度包絡線



a)



b)

図-9 軟弱海成粘土粒子(比重 2.7, 液性限界 43.1 %, 塑性限界 22.4 %, 塑性指数 20.7)の未改良試料(含水比 50 %程度)の圧密排水三軸圧縮試験とセメント混合試料の一軸圧縮試験と圧密排水三軸圧縮試験での有効応力経路、降伏点とピーク強度<sup>89)</sup>:a)低圧領域 b)高圧領域

#### (4)セメント改良土の剛性

セメント改良の地盤・盛土でまず必要な条件は常時と地震時で変形が少ないことであり、このためには剛性が高くクリープ変形が小さい必要がある。東京湾横断道路の設計調査の開始当初の 1980 年代前半、スラリー状のセメント改良砂で海中に建設した盛土の剛性は 30 MPa (せん断剛性率で 10 MPa) 程度と報告されていた。深層混合工法によって改良された軟弱粘性土地盤に対しても、同様の値が設計値とされていた。1980 年代後半実規模の水中盛土施工試験が行われて、不攪乱試料が採取

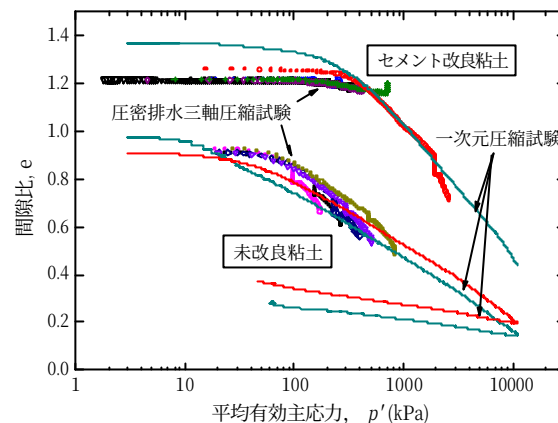


図-10 広い応力範囲での未改良粘性土とセメント改良粘性土の等方圧密・排水三軸圧縮試験及び一次元圧縮での体積変形特性の比較<sup>89)</sup>

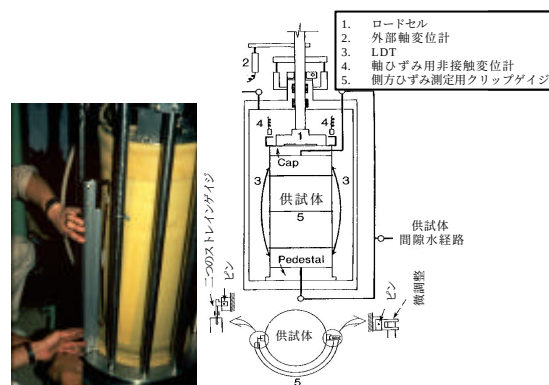
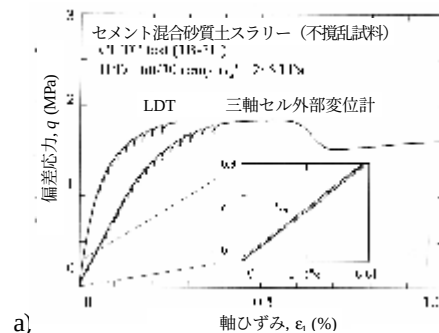
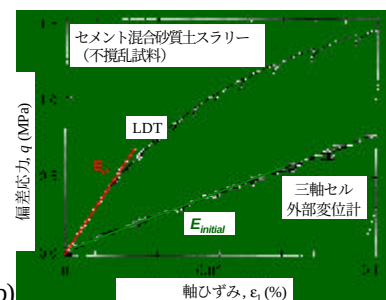


図-11 大型不攪乱試料の供試体 (60 cm H x 30 cm D) を用いた三軸試験

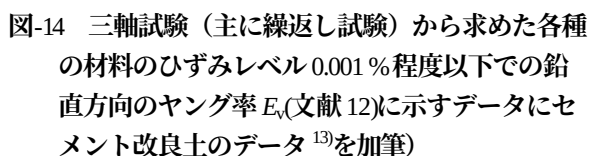
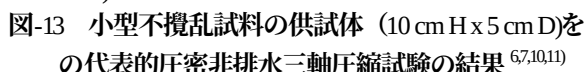


a)



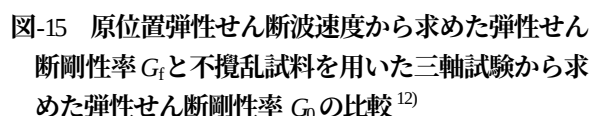
b)

図-12 大型不攪乱試料の供試体 (60 cm H x 30 cm D) を用いた代表的圧密非排水三軸圧縮試験の結果<sup>67,10,11)</sup>



果を示す。載荷軸の鉛直変位から求めた軸ひずみは供試体側面で測定した軸ひずみよりもはるかに大きく、その差は特に小型供試体で著しい。また、供試体側面で測定した微小ひずみでのせん断剛性率  $G_0$  の値は供試体の大きさによらずに同じであり、その値は従来報告されていた値のほぼ 10 倍である。図-13 を見ると、従来報告されていた剛性は、小型供試体を用いて大きな誤差を含む軸ひずみから求めた値であることが分かる。

試験供試体の変形特性を動的応答値から求める動的試験と応力・ひずみ（荷重・変位）から求める静的試験は、測定原理が異なりひずみ速度にも差がある。しかし、不連続性岩盤や大粒径礫質地盤を除くと、同一の応力状態で同一のひずみレベルで測定すれば、測定された弾性的変形特性には殆ど差がない<sup>12)</sup>。これは、図-14 に示すように微小ひずみレベルでの剛性に対するひずみ速度の影響は小さく、また繰返し载荷の影響も小さいからである。なお、図-14 には超音波パルス法と共振法土質試験で測定したコンクリートとモルタルの微小ひずみでのヤング率  $E_v$  が示してある。超音波パルス法で測定したコンクリートの  $E_v$  だけが、静的試験の測定値よりもかなり高い。これは、パルス波長がコンクリート内の非一様性と比較して小さすぎていて、粗骨材の高い剛性を反映しすぎているためと思われる。



特別講演(2)－6

以上示したように、セメント改良土においても弾性的剛性は工学的に重要な物性であり、原位置の値の測定には原位置せん断弾性波速度が最も有効である。室内では、軸ひずみと偏差応力を正確に測定した三軸試験を実施するのが最も有効な方法である。

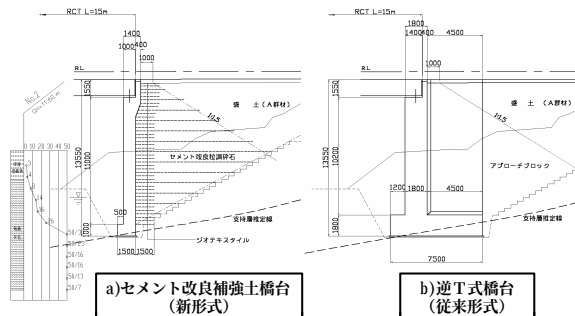


図-16 セメント混合盛土からなる新形式橋台と従来式橋台の比較<sup>15,16)</sup>

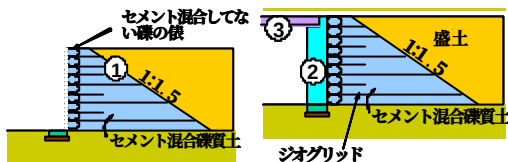


図-17 セメント混合土盛土からなる橋台の段階施工（数字は施工順序を表す）<sup>15,16)</sup>

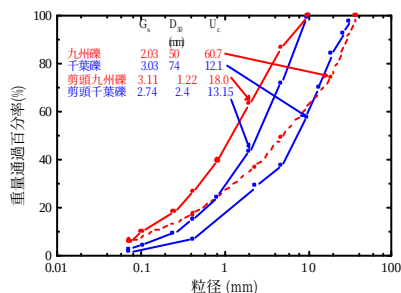
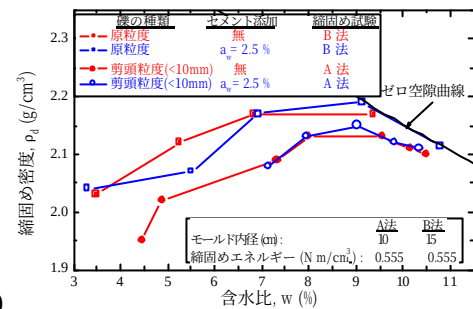


図-18 高田のセメント改良混合礫橋台に用いた良配合の礫質土と他の礫質土の粒度分布<sup>17)</sup>

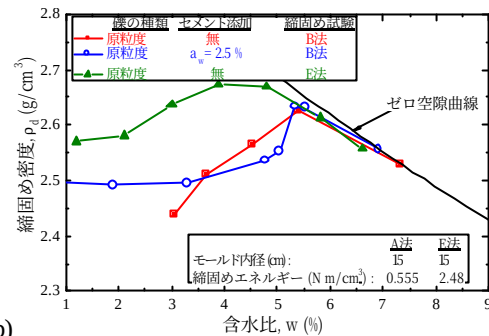
#### (5) 最適含水比で締固めたセメント改良土

多くの土木構造物での内部圧縮応力は、通常のコンクリートの圧縮強度よりもはるかに小さい。明石海峡大橋のピア基礎でも平均接地圧は 1.5 MPa を超えない。橋台に作用する桁荷重も、通常は 1.0 MPa を超えない。従って、圧縮強度がコンクリートの 1/10 程度であるセメント改良土を主体とした永久重要土木構造物を建設できる場合がある。その例が、九州新幹線の高田に 2003 年に建設された新形式の橋台である（図-16a, 17）。

図-18 に、盛土材（九州礫）の粒度分布を示す。従来形式の橋台（図-16b）では、常時と地震時に盛土から鉄筋コンクリート擁壁構造物に土圧が作用するが、新形式の橋台では常時でも地震時でもセメント混合礫質土を締固めた盛土が「自立できない薄い鉄筋コンクリート擁壁構造物（パラペット）」を水平方向に保持する。

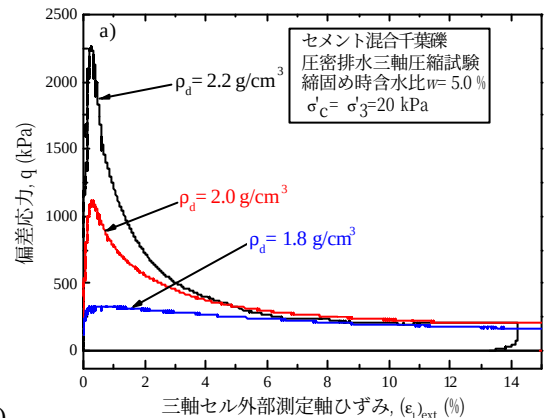


a)

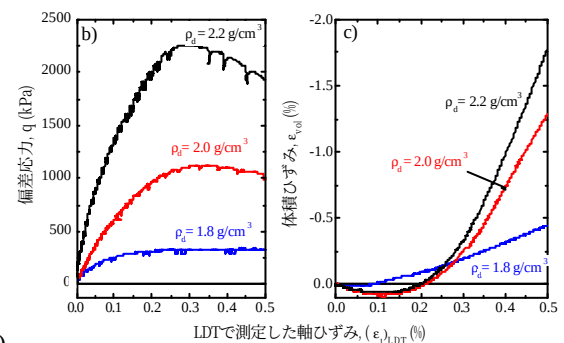


b)

図-19 礫質土の締固め曲線<sup>17)</sup>: a)千葉礫 b)九州礫



a)



b)

図-20 セメント混合した千葉礫の三軸圧縮試験結果<sup>5,6)</sup>

図-19 に示すように、セメント重量比  $a_w = 2.5 \%$  程度のセメント混合では締固め特性は変化しない。また、図-20, 21 に示すように、最適含水比に近い含水比で締固めた時の CD 三軸圧縮強度は締固め密度によって極端に変化する。更に、図-22 は未改良とセメント混合砂礫の CD 三軸圧縮強度と拘束圧の関係である。この結果と残留強度の同様な結果にモールクーロンの破壊規準を当てはめると、表-1 に示す結果が得られる。



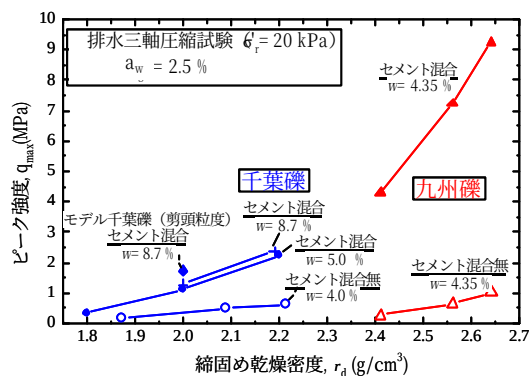


図-21 セメント混合が無い砂礫土とセメント混合礫質土の圧縮強度と締固め乾燥密度の関係<sup>17)</sup>

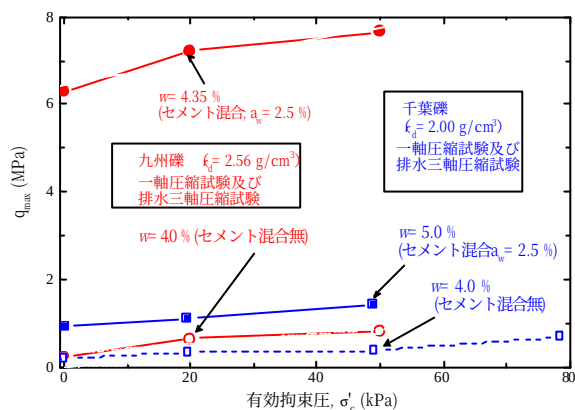


図-22 セメント混合無しの砂礫土とセメント混合礫質土のピーク強度と拘束圧の関係<sup>17)</sup>

表-1 未改良とセメント混合礫のピーク及び残留強度

| 砂礫名とセメント改良の有無 |     | ピーク強度  |          | 残留強度   |    |
|---------------|-----|--------|----------|--------|----|
|               |     | f' (度) | c' (kPa) | f' (度) | c' |
| 九州            | 未改良 | 58.1   | 44.7     | 49.2   | 0  |
|               | 改良  | 68.4   | 614      | 61.8   | 0  |
| 千葉            | 未改良 | 48.9   | 38.4     | 48.9   | 0  |
|               | 改良  | 57.4   | 132      | 55.9   | 0  |

何れの礫でも、セメント混合によって  $c'$  が増加するとともに  $j'$  も増加している (図-8 でのケース 1)。これは、セメント混合によって砂礫粒子の回転が抑制されて構造的に強化されるためと思われる。

また、セメント混合した砂礫土も最適含水比で締固めると締固め密度が極大になる (図-19)。図-23 は、図-18 に示す剪頭粒度の九州礫と千葉礫のセメント混合試料 ( $a_w = 2.5\%$ ) の締固め曲線であり、図-24 は CD 三軸圧縮試験 ( $s'_c = 20\text{kPa}$ ) でのピーク強度と締固め含水比の関係である。圧縮強度は、最適含水比において締固め密度にも増して明確な極大値を示している。また、図-23, 24 から分かるように、異なる含水比で同一の締固め密度になるように供試体を作成しても、最適含水比付近で圧縮強度は極大値を示す。

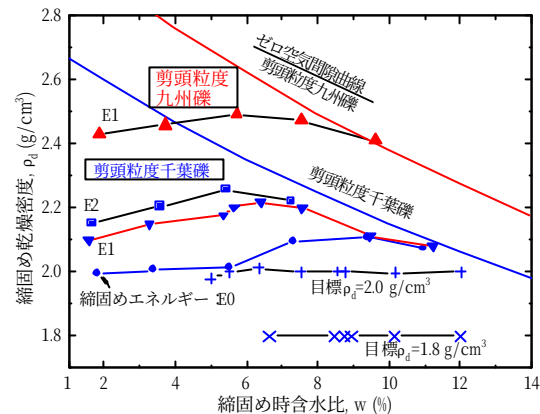


図-23 三軸圧縮試験を行ったセメント混合供試体の締固め特性 ( $a_w = 2.5\%$ )<sup>18,19)</sup>

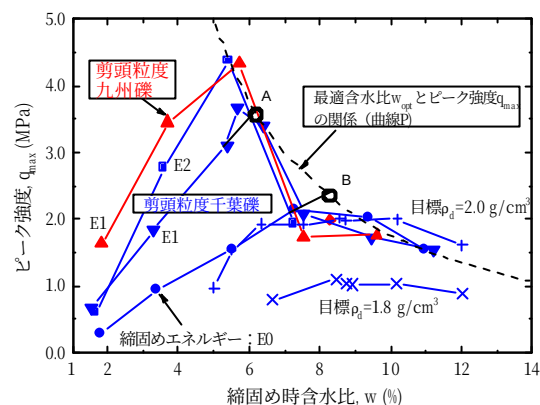


図-24 異なる含水比と締固めエネルギーで締固めた試料の三軸圧縮強度 (拘束圧  $s'_c = 20\text{kPa}$ )<sup>18,19)</sup>

ピーク強度は最適含水比で明確な極大値を示す理由として、次の三つの要因が考えられる。

- 1) 砂礫の粒子構造は、乾燥密度が大きいほど安定する。
- 2) 同一の  $a_w$  に対して、セメント混合砂礫の乾燥密度  $r_d$  が大きいほど、セメント改良土単位体積あたりのセメント量が大きくなる。更に大きな率で、空隙の単位体積あたりのセメント量が大きくなり、粒子間がセメント固化によってより有効に結合される。
- 3) 含水比が小さいほどセメント改良土単位体積あたりのセメントペーストの量は減少する。空隙の単位体積あたりのセメント量は更に鋭く減少する。このため、粒子間のセメント固化による結合度が低下する。一方、含水比が高いほどセメントペースト自体の水セメント比が増加して強度が低下する。最適含水比あたりで、この二つの要因がバランスする。

以上示したように、地下水位より上でセメント改良土盛土を建設する場合は、通常の未改良土の場合と同様に締固め管理が非常に重要である。この結果に基づいて、図-16 に示す現場の盛土施工では最適含水比で締固めた。

#### (6) 材令の影響

通常のコンクリートでは、材令が1年を超えると強度の増加がほとんど無い<sup>20,21)</sup>。セメント改良土の通常的设计



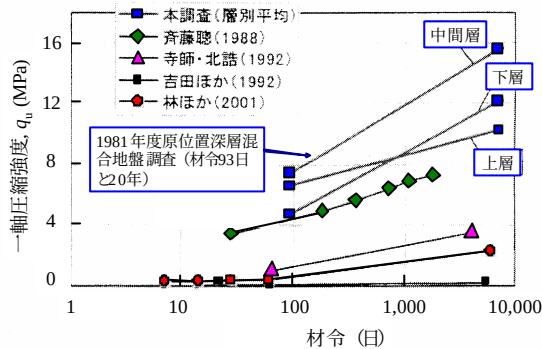


図-25 深層混合粘性土地盤での圧縮強度の長期変化<sup>22)</sup>

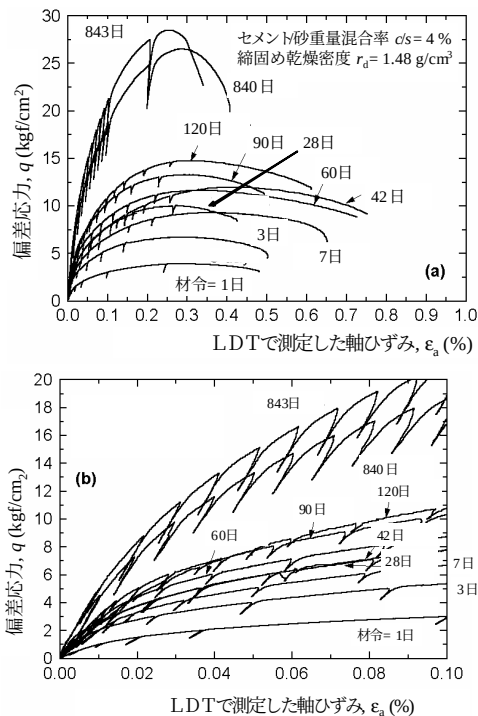
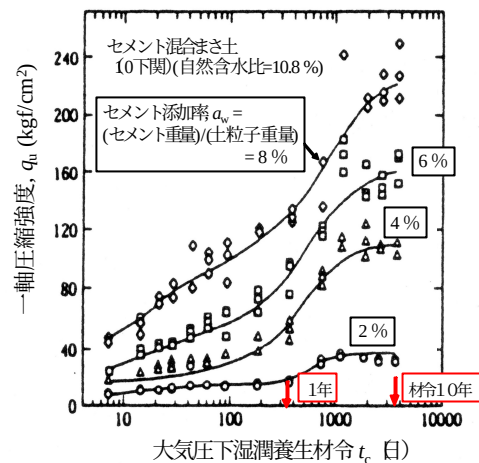


図-26 締固めたセメント混合貧配合砂質土の材令による一軸圧縮強度の増加<sup>23)</sup>

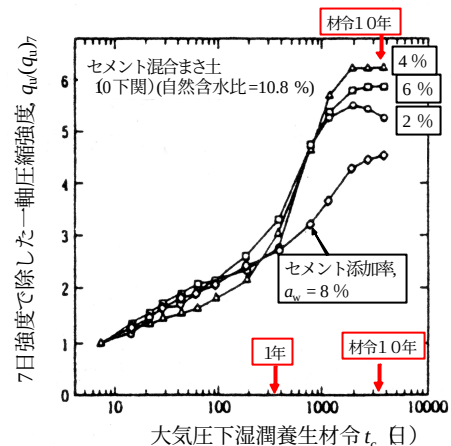
でも、コンクリート工学に倣って強度が材令に対して比較的安定してくる材令28日での強度を設計強度として採用することが多い。図-25に、深層混合処理粘性土地盤から施工後93日と20年後採取した不攪乱試料の一軸圧縮強度 $q_u$ のまとめを示す。図には、他の同様な調査結果も示す。材令が1年以上たった後でも、強度が2倍程度増加している。締固めたセメント混合砂礫土も、通常地下水位より上に位置していて湿潤状態にあれば、材令が28日を越えても強度は確実に増加し続ける。図-26に、最適含水比で締固めたセメント混合貧配合砂質土を密封湿潤養生した場合での $q_u$ の材令による増加を示す。材令が1年を越えても、 $q_u$ が著しく増加している。図-27は、自然含水比(10.8%)で突き固めたセメント混合まさ砂の $q_u$ と10年に至る材令の関係である。材令1年を越えても5年程度までは確実に材令とともに増加している。

セメント改良土がこのように長期に亘って強度が増加しつづける理由は、不明である。

#### (7)粘性年代効果



a)



b)

図-27 自然含水比で突き固めたセメント混合まさ砂の圧縮強度～材令関係に及ぼす養生条件の影響<sup>24,25)</sup> (礫分 29.7%, 砂分 59.3%, 細粒分 11.0; NP); a)測定圧縮強度; b)正規化した圧縮強度

セメント改良土の剛性はコンクリートの 1/10 程度であり、持続荷重や交通荷重のような長期繰返し荷重によって大きな残留ひずみが発生する可能性が危惧される。しかし、実際はそのようなことはないと思われる。図-28 に、CD 三軸圧縮試験の途中で 37 日間排水持続荷重した後繰返し荷重と行い次に単調荷重を再開した結果と、異なる期間初期養生した後に連続的に CD 三軸圧縮試験を行った結果を比較している。排水持続荷重では粘性のためにクリープ変形するが、セメントの水和反応による硬化・強化のため、短時間経過後にクリープ変形はほぼ完全に停止する。次に一定のひずみ速度で繰返し荷重を加えて次に単調荷重を再開すると、非常に大きな応力範囲で弾性的な変形特性を示す。このことから、このようなセメント改良砂質土盛土は、建設後一定の期間が経過した後は列車荷重等の交通荷重に対して弾性変形しか示さないことが予測できる。

上に示したように、セメント改良土はコンクリートと同様に、(1)セメント水和反応による正の年代効果(positive ageing)と(2)材料粘性(material viscosity)による荷重速

表-2 時間効果の構成と定義<sup>27,28)</sup>

|      | 現象                                                                  | 基本メカニズムと基本パラメータ                                                                                                 |
|------|---------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 時間効果 | 年代効果(aging)                                                         | セメンテーション等によるいわゆる時間経過にともなう <b>構造化</b> 、あるいは風化等による <b>非構造化</b><br>・原点が客観的に定義できる時間（いわゆる材令）か、時間的に変化する物理的現象を直接表現した指標 |
|      | 見かけの年代効果 <sup>1)</sup>                                              | <b>粘性</b> (viscosity)<br>・非可逆ひずみ速度 現在の応力状態 載荷履歴等も影響パラメータ                                                        |
|      | 載荷速度効果 (loading rate effect):<br>応力ひずみ関係に対するひずみ速度の影響、クリープ変形、応力緩和現象等 |                                                                                                                 |

- 1) 持続載荷後の単調載荷において、粘性によって高剛性の応力ひずみ関係が観察される現象。従って、本来の年代効果とは区別される。

度効果(loading rate effect)の二種類の時間効果を受ける(表-2)。前者は「材令=原点が定義された時間」の関数であり、後者は非弾性（あるいは粘弾性、あるいは非可逆ひずみ）の速度の関数であり、この区別は厳密に行う必要がある。特に、後者を「一般的な時間」の関数としている構成式には客観性がない。

図-29に模式的に示すように、様々な載荷履歴の三軸圧縮試験で得られる応力～ひずみ関係は、粘性・年代効果の有無と粘性と年代効果の相互干渉の有無によって変化する。図-28に示すtestJA003での挙動は、図-29c)ないしd)に示す載荷履歴(3)に対する挙動である。即ち、一定ひずみ速度での単調載荷を再開した時の高剛性を示す応力範囲は、持続載荷中のクリープ変形と年代効果の進展によって大きくなっている。

図-30は、上記の確認のために行ったCD三軸圧縮試験

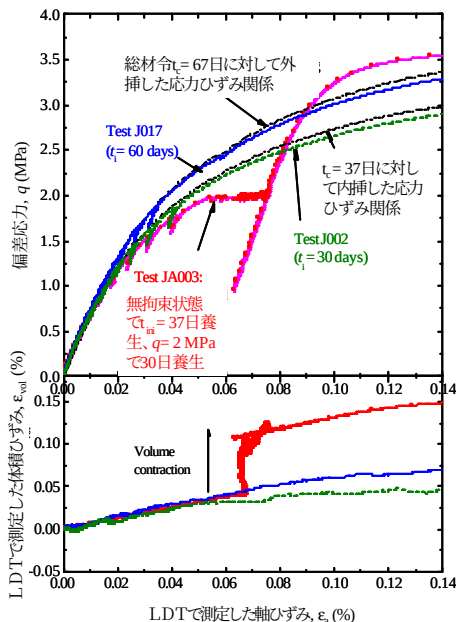


図-28 締固めたセメント混合剪頭粒度千葉礫 ( $a_w=2.5\%$ ,  $w=8.75\%$ ,  $\rho_d=2.0\text{ g/cm}^3$ ) の排水三軸圧縮試験 ( $s'_c=19.8\text{ kPa}$ ) における偏差応力での養生による応力～ひずみ関係の変化<sup>28)</sup>

の様々な応力経路を示している。図-31は、異なる偏差応力で排水持続載荷を行った実験のまとめであり、図-29d)に示す挙動が確認できる。図-29に示す応力履歴(5)は低いひずみ速度で長期に亘って行う特殊な単調載荷実験であり、その実際のCD三軸圧縮試験が図-30でのNo.11とNo.12である。図-32に示すように、実際の挙動は図-29d)のケースであり、年代効果と粘性の間には無視できない相互干渉がある。

一定の応力状態で排水持続載荷すると、その応力状態の周辺に「一定のひずみ速度で単調載荷を再開した時に非常に高い剛性を示す大きな応力範囲」が発達するが、この現象はセメント混合した軟弱粘性土でも生じる。図-33に示す実験では、応力点Aで一週間排水持続載荷している。その後、 $s'_3$ 一定と  $K=s'_3/s'_1$ 一定で  $s'_1$ を増加、及び  $s'_1$ 一定で  $s'_3$ を増加する応力経路に沿って一定ひずみ速度で単調載荷を行った所、図-33a)でタイプ2と呼ぶ降伏曲線が形成されている。原点（有効拘束圧ゼロ）で長期（一週間）に一定含水比で養生することにより形成されたのがタイプ1の降伏曲線である。

以上示した実験結果から、セメント改良土の変形強度特性を正確に予測するためには、表-2に示す2種類の時間効果を正確に考慮する必要があることが分かる。現在までの研究によると、図-34に示す枠組みで構成式を構築する必要がある<sup>27,28)</sup>。この非線形三要素モデルの三つの要素は、全て非線形である。即ち、

- 1) 垂弾性要素では、弾性ひずみ増分に対して定義された弾性係数が現在の応力状態の関数である。
- 2) 非粘性応力要素は、非線形な「非粘性応力成分  $s^f$  ～非可逆ひずみ  $e^{ir}$  関係」を表す。
- 3) 粘性応力要素は、非線形な粘性応力成分  $s^v$  を表す。粘性に関しては、単調載荷の場合、 $s^v$  は現在の  $e^{ir}$  とその速度  $\dot{e}^{ir}$  の関数である場合（isotach粘性）と、ある時点で発生した増分  $ds^v$  はその後の  $e^{ir}$  の増加に従って減衰し現在の  $s^v$  は減衰した  $ds^v$  を積分することによって得られる場合（TESRA粘性）がある。さらに正の年代効果によって、 $s^f \sim e^{ir}$  関係における降伏応力  $[s^f]_y$  が  $e^{ir}$  の増加と時間の増加によって増加する。

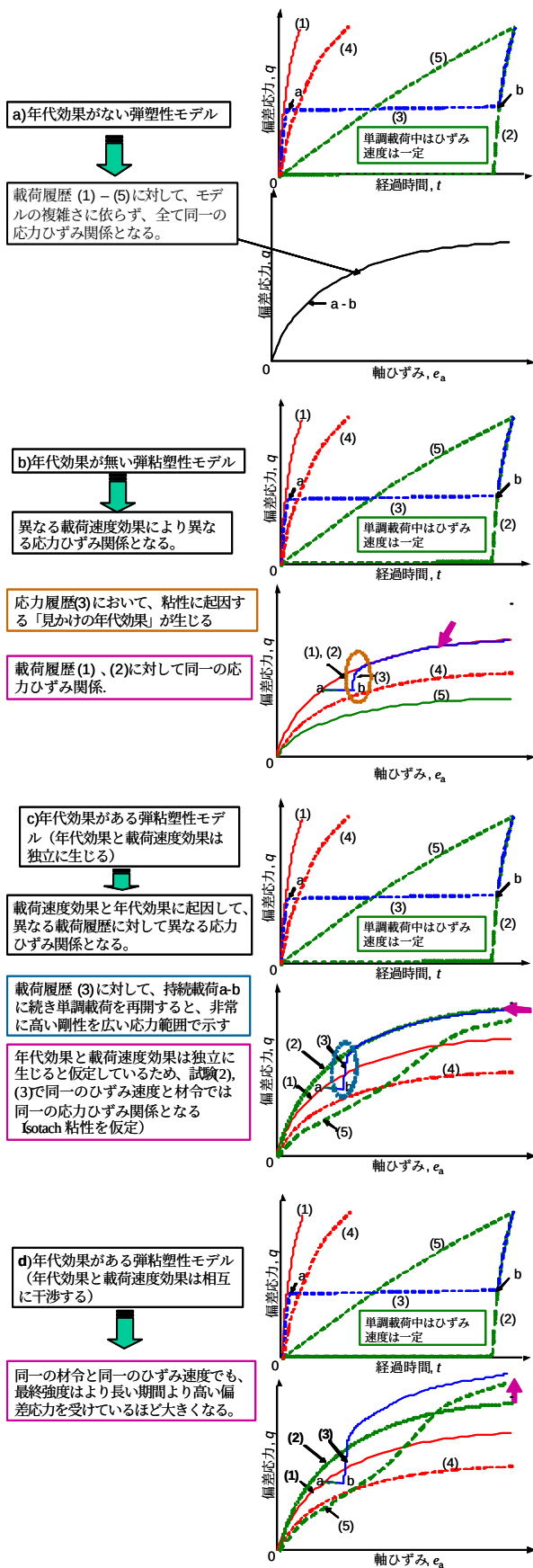


図-29 異なる応力履歴に対する異なる構成モデルの異なる応答<sup>27,28)</sup>

図-35に、貧配合砂 ( $G_s = 2.80$ ,  $U_c = 3.0$ ,  $D_{max} = 2$  mm) のセメ

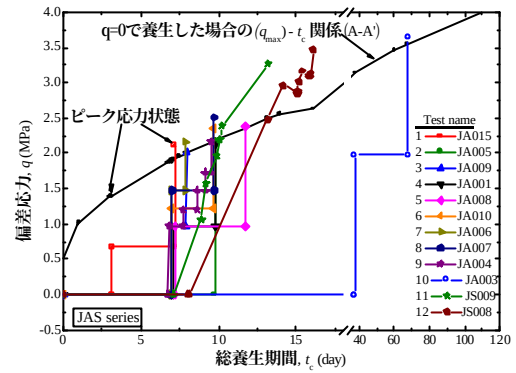


図-30 養生中の応力状態の影響を調べるための三軸圧縮試験での様々な載荷履歴<sup>26)</sup>

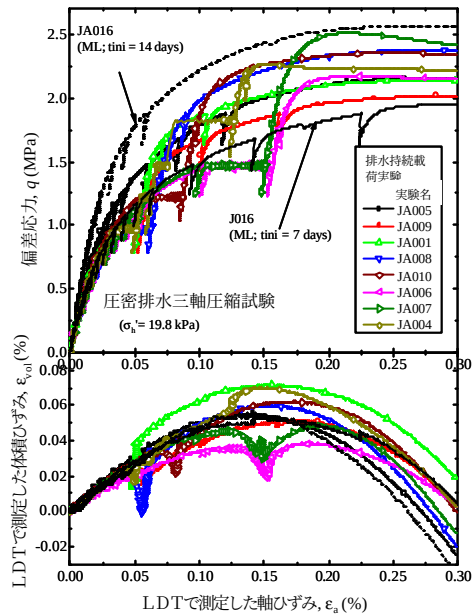


図-31 異なる応力レベルで持続載荷した場合のピーク前の応力ひずみ関係

ント混合 ( $a_w = 4.36\%$ ) して含水比  $w = 22.5\%$  で乾燥密度  $\rho_d = 1.23-1.24 \text{ g/cm}^3$  に締固めて11日間大気圧で等含水比養生した三つの供試体のCD三軸圧縮試験 ( $s'_c = 200 \text{ kPa}$ ,  $\dot{e}_a = 0.03\%/\text{min}$ ) の結果を示す。試験A11APSC、C11APSCでは三軸圧縮試験開始前に20時間等方圧密しているが、試験Cc11APSCでは92時間等方圧密している。さらに、試験A11APSCでは単調載荷の途中で72時間排水持続載荷している。この実験結果 (特に、クリープ変形と単調載荷載荷直後の応力～ひずみ関係) は、TESRA粘性を想定した非線形三要素モデルによって精度良くシミュレーションされている。この構成モデルは、原理的にはコンクリートにも適用できると考えている。

### 3. 盛土材としての破碎コンクリート

破碎コンクリート材は、次の三つの理由のために、自然の粒度調整碎石よりも変形強度特性が劣ると想定されている。このためか、特に高い強度・剛性を必要せず詳細に変形強度特性を評価する必要がない道路の路盤材等



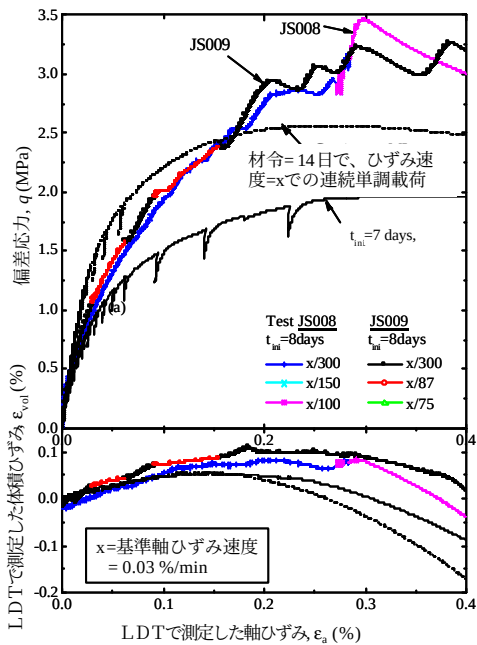


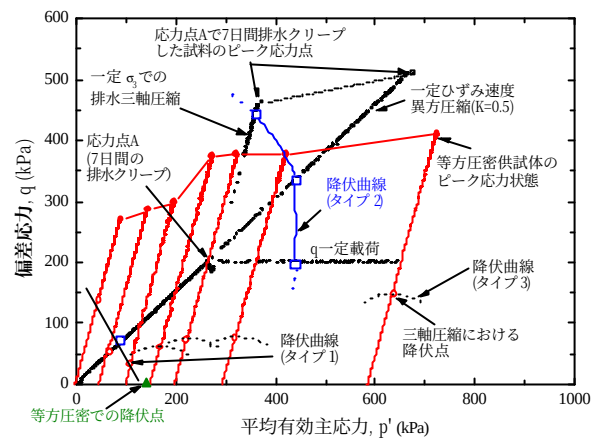
図-32 非常に低いひずみ速度での単調載荷における応力ひずみ関係<sup>26)</sup>

の二次的な盛土材として広く用いられている。

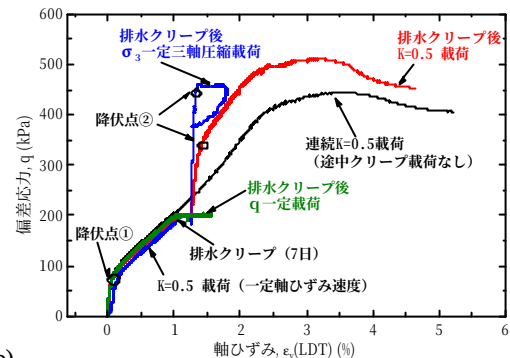
- 1) 破碎コンクリートをコンクリートの再生骨材として用いると図-36のCようになるため、破碎処理度が悪い破碎コンクリートほど品質が劣った再生骨材として位置づけられている。
- 2) 破碎コンクリート材の締固め乾燥密度は、同様な粒度分布を持つ粒度調整碎石のような良質の自然盛土材料よりも小さい（データは後に示す）。
- 3) 砂礫粒子の表面にモルタルが付着しているために、締固めていないと硬い強い砂礫粒子が直接噛み合えず、粒子破碎性が高い砂礫のように低い剛性と低い強度を示し、またせん断変形に伴い高い体積収縮性を示す（図-37）。

しかし、以下で示すように破碎コンクリート材を良く締固めれば、上記の三つ理由は成り立たない。

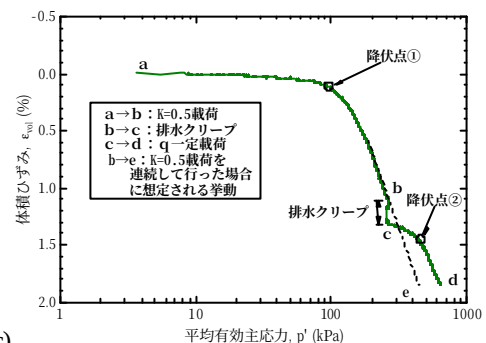
まず、2種類の典型的な破碎コンクリート材（図-38）の変形強度特性を検討した。まず、全体的に締固め乾燥密度は低く（図-39）、また締固め時の粒子破碎性が高いことから、低品質な盛土材と言う印象を与える。この破碎コンクリートと粒子形状、粒子の構成、粒度の組み合わせが異なる a) 粒度調整碎石：10 mm 以上の粒径分を取り除いた剪頭千葉礫（砂岩碎石）と剪頭九州礫 b) 豊浦砂、c) 貧配合と良配合のガラスビーズと変形強度特性を比較した（図-40）。破碎コンクリートと粒度調整碎石の三軸圧縮供試体（高さ 20cm, 直径 10 cm）は、締固めエネルギー  $EI = 2.48 \text{ Nm/cm}^2$  でそれぞれの最適含水比で締固めた。空気乾燥状態の豊浦砂とガラスビーズは、空中落下法で密に作成した。図-41 に示す CD 三軸圧縮試験（ $s'_c = 20 \text{ kPa}$ ）の結果を見ると、球であるガラスビーズは良配合であっても非常に弱い。また、粒径が角張



a)



b)



c)

図-33 図-9 に示すセメント改良粘性土で低圧での降伏特性<sup>89)</sup> a) 有効応力経路; b) 偏差応力～軸ひずみ関係; c) 有効平均主応力～体積ひずみ関係

っていても貧配合の豊浦砂もかなり弱い。これに対して、粒型が角張っていて良配合である粒度調整碎石（剪頭千葉礫・九州礫）と破碎コンクリート材 RREA は非常に強い（表-3 参照）。これは、図-37 に模式的に示すように、破碎コンクリート材を良く締固めれば、硬くて強い砂礫粒子同士が接触するため、モルタルの存在が強度の発揮に悪影響を及ぼさないためと思われる。上記の結果は、20 kPa よりも大きい拘束圧  $s'_c$  でも成り立っている（図-42）。

上記のことを、図-38 に示すようにほぼ同じ粒度分布特性を持つ破碎コンクリート（REPA）と粒度調整碎石（剪頭千葉礫 A）を用いて更に詳細に検討した。図-43 に示すように、最大乾燥密度  $(r_d)_{\max}$  は同一の締固め条件では破碎コンクリート（REPA）の方が剪頭千葉礫 A



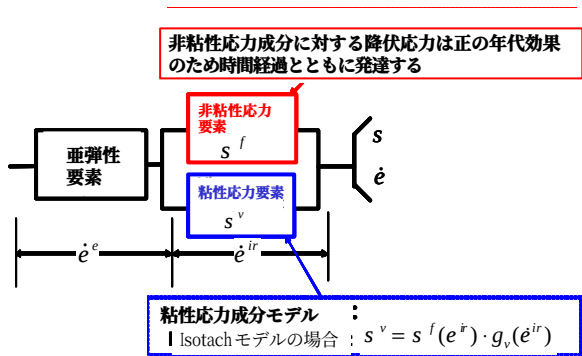


図-34 年代効果を考慮した非線形三要素モデル<sup>27,28)</sup>

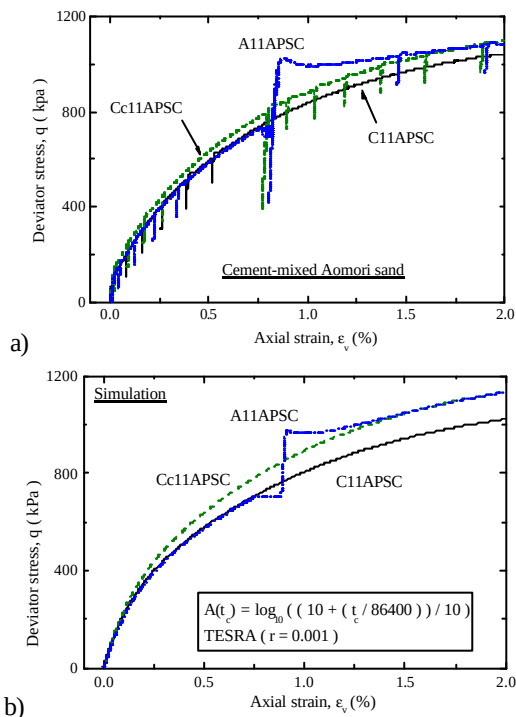


図-35 セメント混合砂のせん断応力作用下での養生の影響の年代効果を考慮した非線形三要素モデルによるシミュレーション<sup>27,28)</sup>

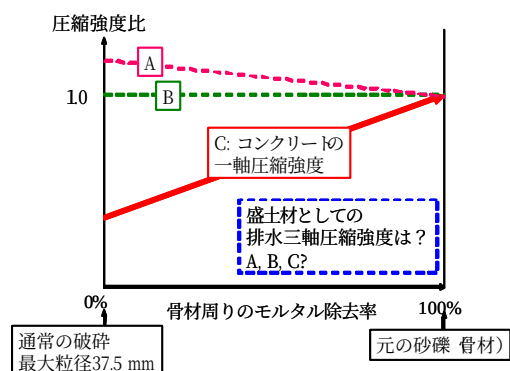


図-36 破碎コンクリートの骨材周りのモルタル除去率とそれを骨材として用いたコンクリートの一軸圧縮強度及び盛土材としての排水三軸圧縮強度の関係の模式図

よりも遥かに小さい。図-44に、三つの異なったエネルギーを用いて最適含水比付近の含水比で締固めた試料の

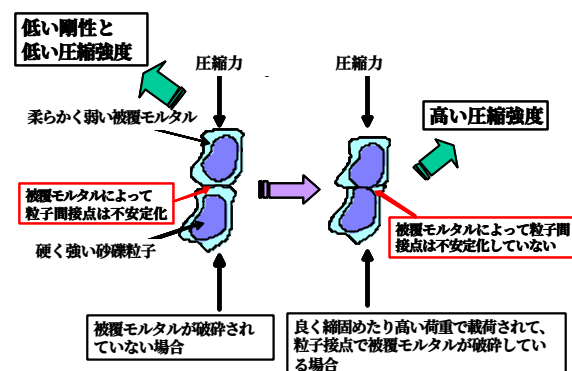


図-37 破碎コンクリートの砂礫粒子間接点の状態の模式図

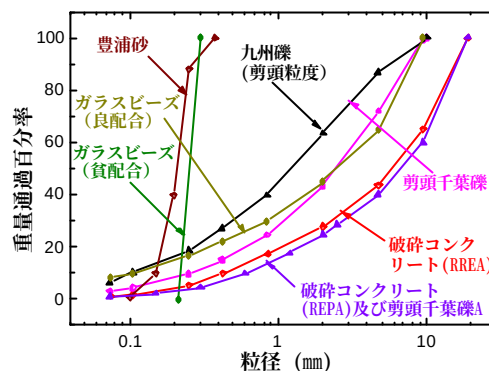


図-38 排水三軸圧縮試験を行った破碎コンクリートを含む様々な粒状体の粒度分布曲線<sup>29,30)</sup>

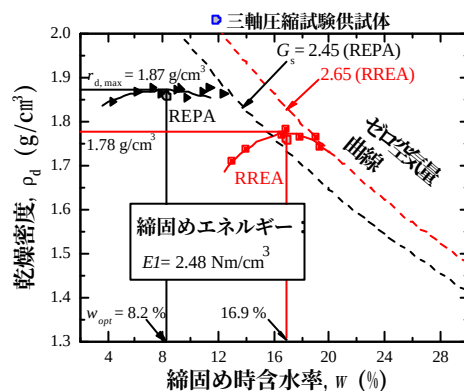


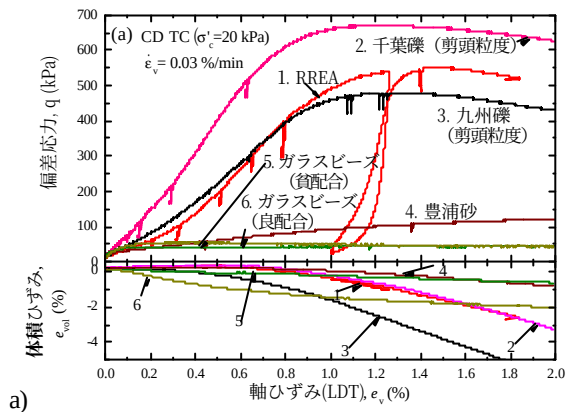
図-39 三軸圧縮試験を行った破碎コンクリートの;  
a)締固めエネルギー $E = 2.483 \text{ MN} \cdot \text{m/m}^3$ に対する締固め特性と b)締固めによる破碎<sup>4)</sup>

CD三軸圧縮試験 ( $s'_c = 30 \text{ kPa}$ ) で得られた応力～ひずみ曲線を示す。同一の締固めエネルギーでの圧縮強度は、破碎コンクリート材の方が粒度調整碎石よりも大きい。また、粒度調整碎石では締固めエネルギーが増加すると載荷初期の剛性が殆ど増加しないか、むしろ低下する傾向さえある。この現象は、破碎コンクリート材では生じていない。これは、破碎コンクリート材のコアである砂礫粒子間の接点は、良く締固めるとモルタルが存在しているために安定しているためかもしれない。

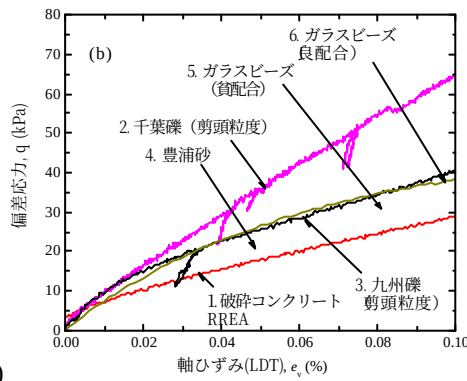
図-45, 46に、圧縮強度 $q_{max}$ 及びヤング率 $E_{50}$ と締固め後の乾燥密度 $r_d$ 及び間隙比の関係を示す。 $q_{max}$ と $E_{50}$ の

|      |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                   |                                                                                   |
|------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| 盛土材  |  |  |  |  |
|      | ガラスビーズ                                                                            | 豊浦砂                                                                               | 粒度調整碎石                                                                            | 破碎コンクリート                                                                          |
| 粒子形状 | 球形                                                                                | 角張っている                                                                            |                                                                                   |                                                                                   |
| 粒子構成 | 硬く強い                                                                              |                                                                                   |                                                                                   | 硬く強い砂礫粒子を柔らかく弱いモルタル薄層が被覆している                                                      |
| 粒度   | 貧配合及び良配合                                                                          | 貧配合                                                                               | 良配合                                                                               |                                                                                   |

図-40 排水三軸圧縮試験を行った様々な粒状体の粒子特性の比較



a)



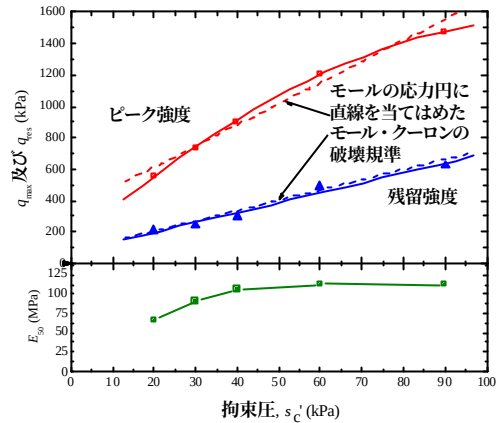
b)

図-41 破碎コンクリートを含む異なった粒状体の排水三軸圧縮試験<sup>29,30)</sup>: a) 応力ひずみ関係全体; b) 小ひずみでの応力ひずみ関係

表-3 排水三軸圧縮試験 ( $\sigma'_c = 20$  kPa)を行った様々な粒状体の実験条件と実験結果<sup>29,30)</sup>

| 粒状体名          | $r_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) | w (%) | $q_{max}$ (kPa) | 圧縮強度比 |
|---------------|----------------------------|-------|-----------------|-------|
| 破碎コンクリート RREA | 1.76                       | 17.0  | 548.69          | 4.1   |
| 剪頭千葉礫         | 2.21                       | 5.45  | 666.93          | 5.0   |
| 九州礫           | 2.41                       | 5.41  | 474.55          | 3.5   |
| 豊浦砂           | 1.55                       | 空気乾燥  | 133.75          | 1.0   |
| 貧配合ガラスビーズ     | 1.54                       |       | 38.80           | 0.29  |
| 良配合ガラスビーズ     | 1.99                       |       | 50.62           | 0.38  |

値の  $w$  の変化に対する変化率は、破碎コンクリート材の方が粒度調整碎石よりも鈍い。このことは、破碎コンクリートの方が盛土材として扱いやすいことを示している。また、破碎コンクリートは締固め後の  $r_d$  が小さく



| モール・クーロン破壊規準パラメータ |                  |           |                 |
|-------------------|------------------|-----------|-----------------|
| ピーク強度             |                  | 残留強度      |                 |
| $f_{peak}$        | $c_{peak}$ (kPa) | $f_{res}$ | $c_{res}$ (kPa) |
| 63°               | 39               | 52°       | 16.6            |

図-42 締固めエネルギー  $E = 2.48 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$  を用いて最適含水比で締固めた破碎コンクリート RREA の排水三軸圧縮試験における圧縮強度・残留強度・剛性と拘束圧の関係<sup>29,30)</sup>

て間隙比が大きくても、粒度調整碎石と同等あるいはそれ以上の強度と剛性を発揮できることが分かる。また、破碎コンクリート材は、 $q_{max}$  と  $E_{50}$  が締固め乾燥密度  $r_d$  の変化に対して非常に敏感である。従って、破碎コンクリート材の締固め工事では、撒出し厚をできるだけ小さくして締固めエネルギーをできるだけ大きくすることにより  $r_d$  を大きくすることが重要である。

実際の盛土工事での締固め管理は、締固め度  $D_c = \text{「締固め乾燥密度 } r_d \text{」} / \text{「所定の締固めエネルギーに対する最大乾燥密度 } (r_d)_{max} \text{」}$  に基づいて行うことが多い。図-47a に、異なるエネルギーで締固められた試料の圧縮強度  $q_{max}$  に及ぼす  $D_c$  の影響を示す。また、図-48a に  $q_{max}$  と締固めエネルギーの関係を示す。この図で、同一の締固めエネルギーでの  $q_{max}$  の値のばらつきは、締固め時の含水比が異なるためである。これらの図から、締固めエネルギーが高いほど、同一の締固めエネルギーに対する  $q_{max}$  は、破碎コンクリート材の方が粒度調整碎石よりも大きくなることが分かる。また、破碎コンクリート材の  $D_c = 90\%$  の時の  $q_{max}$  は  $D_c = 100\%$  の時の値のわずか 30 %程度しかなく、 $D_c = 90\%$  以下では粒度調整碎石の  $q_{max}$  よりも小さくなる。この傾向は、ヤング率  $E_{50}$  でも見られる(図-47b、48b)。以上のことから、破碎コンクリート材を盛土材として用いる場合は、 $D_c$  を最低 95 %程度以上とするのが合理的であると思われる。

なお、通常のプラントでは破碎コンクリートの最大径は 37.5mm である。別途行った直径 30 cm 高さ 60 cm の供試体を用いた大型三軸圧縮試験によると、この破碎コンクリートの変形強度特性は、上に示した粒径 19 mm 以上の粒子を取り除いた剪頭粒度の破碎コンクリートのものと

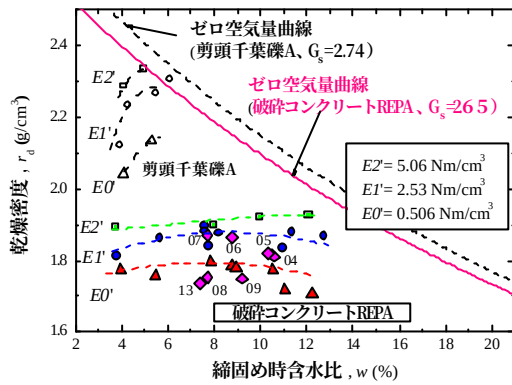
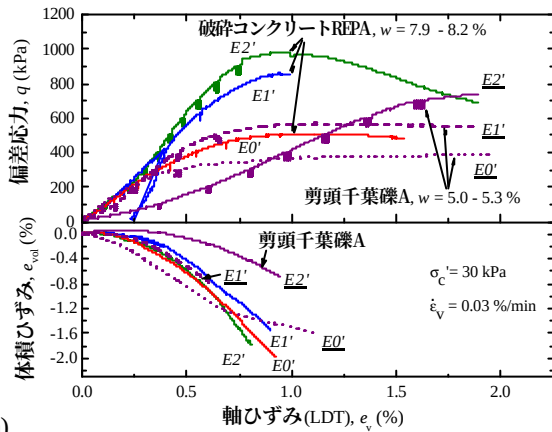
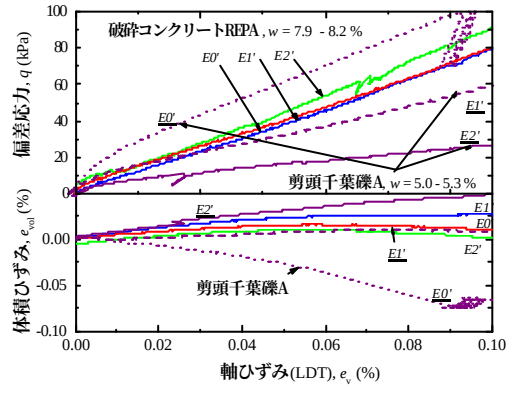


図-43 破碎コンクリート REPA と剪頭千葉礫 A の異なる締固めエネルギーに対する締固め曲線<sup>29)</sup>



a)



b)

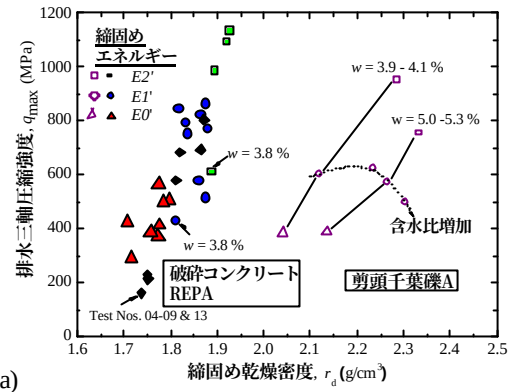
図-44 最適含水比で締固められた破碎コンクリート REPA と剪頭千葉礫 A の変形強度特性に及ぼす締固めエネルギーの影響<sup>29)</sup> a) 応力ひずみ関係全体; b) 小ひずみでの応力ひずみ関係

大差がない<sup>31)</sup>。また、良く締固めることにより持続荷重や繰返し荷重によって生じる残留ひずみを激減できる。

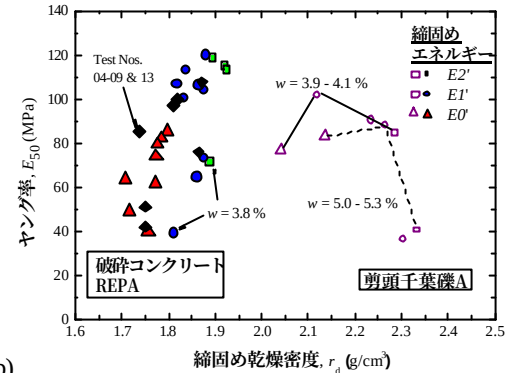
以上示したように、破碎コンクリート材は良く締固めでも乾燥密度は大きくならず間隙比は小さくならないが、良く締固めれば従来の最良の盛土材と同等の変形強度特性を示し第一級の盛土材料となる。

#### 4. ジオテキスタイル補強土構造物

安定した自然地盤上に盛土を構築して、上部構造物や荷重を支えることは古来から行われている基本技術であるが、人工的に地盤を構築することであるから、その変

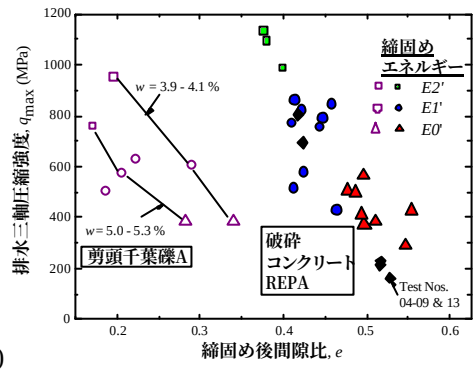


a)

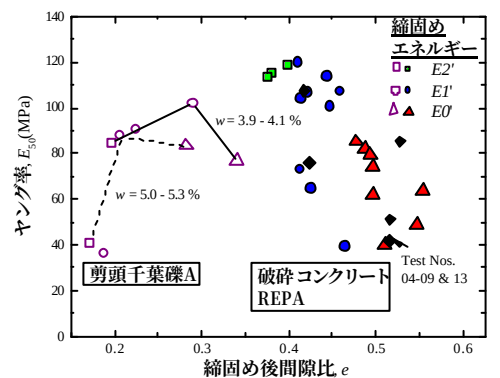


b)

図-45 異なるエネルギー・含水比で締固めた破碎コンクリート REPA と剪頭千葉礫 A の; a) 圧縮強度～乾燥密度関係; b) ヤング率～乾燥密度関係<sup>29)</sup>



a)

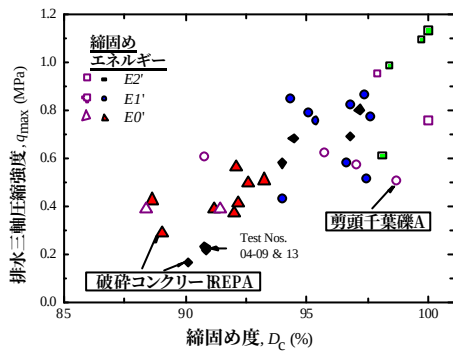


b)

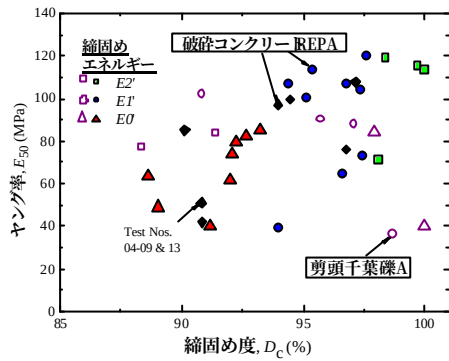
図-46 異なるエネルギーで締固められた破碎コンクリート REPA と剪頭千葉礫 A の; a) 圧縮強度～間隙比関係; b) ヤング率～間隙比関係<sup>29)</sup>

形、崩壊に関する安定性の確保が重要となる。盛土構造物には、自重あるいは供用荷重による有害な変形、沈下、



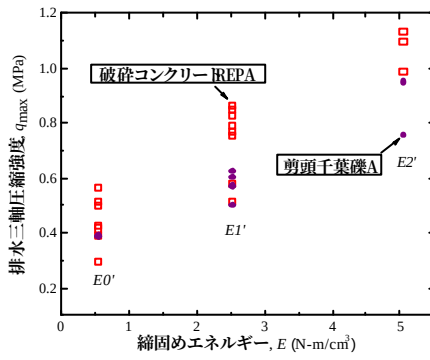


a)

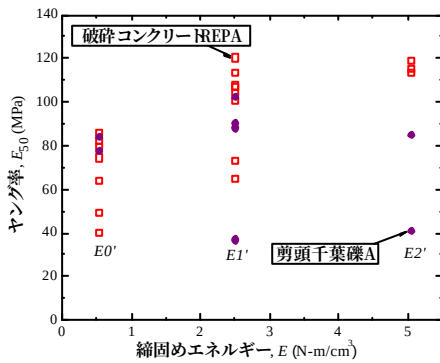


b)

図-47 異なるエネルギー・含水比で締固めた破碎コンクリート REPA と剪頭千葉礫 A; a)圧縮強度～締固め度関係; b)ヤング率～締固め度関係<sup>29)</sup>



a)



b)

図-48 破碎コンクリート REPA と剪頭千葉礫 A; a)圧縮強度～締固めエネルギー関係; b)ヤング率～締固めエネルギー関係<sup>29)</sup>

破壊を起こさないこと、降雨や地震時に安定性を保つことなどの性能が求められる。また、盛土端部においては、急勾配の法面、あるいは鉛直な壁面を安定に構築でき

ば、土工量を減らすとともに、土地を有効利用することができる。このような性能・形態を実現するために、地盤の内部に棒状あるいは面状の補強材を埋め込み表面に、盛土斜面には法面工・壁面工を設置することで機械的に構造物の安定化を図る補強土技術がある。図-49 は、盛土法面や擁壁の補強法の模式図である。盛土建設の過程で、所定の厚さの土層を転圧して、その表面に補強材を敷設して構築していく。補強材には、ジオテキスタイルまたは鋼製の棒状・ストリップ状の補強材が使われる。

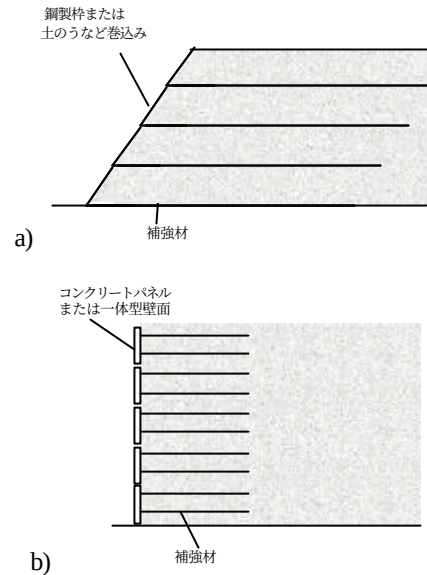


図-49 a)盛土法面の補強; b)擁壁の補強

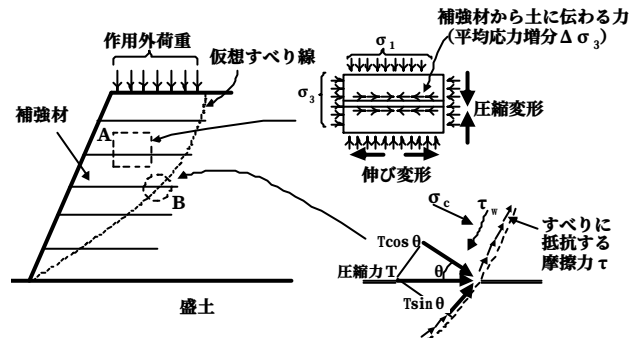


図-50 引張り補強土の原理

土構造物の内部に強度・剛性の高い補強材を配置した場合、土が変形すると土と補強材表面との摩擦によって補強材が変形してその内部に応力が発生する。ほとんどの場合、曲げ・せん断剛性が比較的小さく主に補強材の軸方向の引張り応力が働く引張り補強材が使用される。その引張り応力の復元力が土に伝わり、周囲の土には補強材の軸方向に圧縮力 (拘束圧) が加わる。このようなメカニズムによって、土構造物の変形やすべり線に沿った変位が抑えられる。従って、土構造物がいくらかでも変形して補強材に引張り応力が生じることが前提であり、土の引張りひずみが最大となる方向に補強材を入れるのが効果的である。ただし、補強盛土の場合、補強材を斜

めに敷設することは施工上難しいため、通常は水平に敷設される。

例えば、図-50のような補強盛土において、鉛直圧縮応力がかかるAの部分では盛土材は鉛直方向に圧縮され、そのポアソン比に応じて水平方向に拡がり、盛土材と補強材との摩擦により補強材も一緒に伸びて張力が発生し、その反作用で盛土材の変形を拘束する。この過程での盛土応力状態は次のようになる。一般に、盛土材に水平拘束圧  $s_3$  が加わっているときに、その盛土材が耐えられる鉛直圧縮力  $s_1$  の最大値（圧縮強度）は、真の粘着力がない場合、内部摩擦係数  $f'$  として、

$$s_1 = s_3 \cdot (1 + \sin f') / (1 - \sin f') = K_p \quad (2)$$

である。盛土材に水平方向の圧縮応力として加わるので、水平圧縮拘束圧  $s_3$  が増加する。補強材張力の反作用は一樣ではなので平均増分を  $s_3$  とすると、上式より土の強度は  $s_1 = s_3 \cdot K_p$  だけ増加する。例えば、 $f' = 35$  度であれば  $K_p = 3.7$  となり、盛土材の鉛直圧縮強度は、補強材の張力による拘束圧増分の 3.7 倍も増加するので、非常に効率よく盛土を補強していることになる。

次に、補強材を通過する仮想すべり線（正確にはせん断層）が生じようとした場合を考える。せん断層は盛土材の中でひずみが非常に集中する領域であるから、それが発生しようとする、そこに敷設されている補強材にも非常に大きな曲げ・せん断および伸び変形が生じようとして、大きな張力が発生する。この張力の反作用が、せん断層周辺の盛土領域を補強する。例えば、図 50 で B の部分で補強材を通過してせん断層が生じようとする。無補強の場合は、盛土の自重と作用外荷重によって、このせん断層に沿って土塊をすべらせるせん断応力  $t_w$  と直応力  $s_c$  が生じ、これを土のせん断抵抗応力  $t_{mb}$  が支える。 $t_{mb}$  の上限（せん断強度）は、真の粘着力がない場合、 $t_f = s_c \tan f'$  である。ここに補強材があれば、せん断層に対して補強材方向に張力に等しい圧縮力  $T$  がかかる。せん断層の法線方向と補強材との角度を  $\theta$  として、この  $T$  をせん断層に垂直な力  $T \cos \theta$  と平行な力  $T \sin \theta$  とに分解して考える。これらの力は一樣な分布ではないものの、せん断層におけるせん断抵抗応力と鉛直応力として働くので、その平均値の増分をそれぞれ  $s_t$  と  $s_c$  とする。 $s_t$  は、せん断応力  $t_w$  に直接抵抗する。また、 $s_c$  はすべり線上の直応力  $s_c$  に加わるので、土のせん断強度が  $s_c \tan f'$  だけ増加する。合計でせん断層でのせん断強度は、 $t_f + s_t = t_w + (s_c + s_t) \tan f'$  となり、補強によるせん断強度の増分は、 $s_t = s_t + s_c \tan f'$  である。これが、せん断層を通過する補強材がせん断層に沿う破壊を抑えるメカニズムである。

補強盛土を用いて、橋梁の橋台のように、より重要な上部構造物を支える試みも進められている。盛土上に直接小橋台を設置して、長大な橋桁を支持する場合には、設置時の即時沈下だけでなく、長期にわたる繰返し荷重による累積沈下の抑制も課題となる。筆者らは、より大

きな集中荷重（死荷重並びに活荷重）でも盛土の即時・残留沈下が抜本的に小さくなることを目的に、プレローディッド・プレストレス工法（以降、PLPS 工法）を提案した。この工法では、盛土内に鉛直緊張材を配置して一時的な荷重履歴（プレロード）を与え、十分に塑性沈下を生じさせた上で半分程度の荷重を除荷して、残りの荷重を長期的に緊張荷重（プレストレス）として保持する。

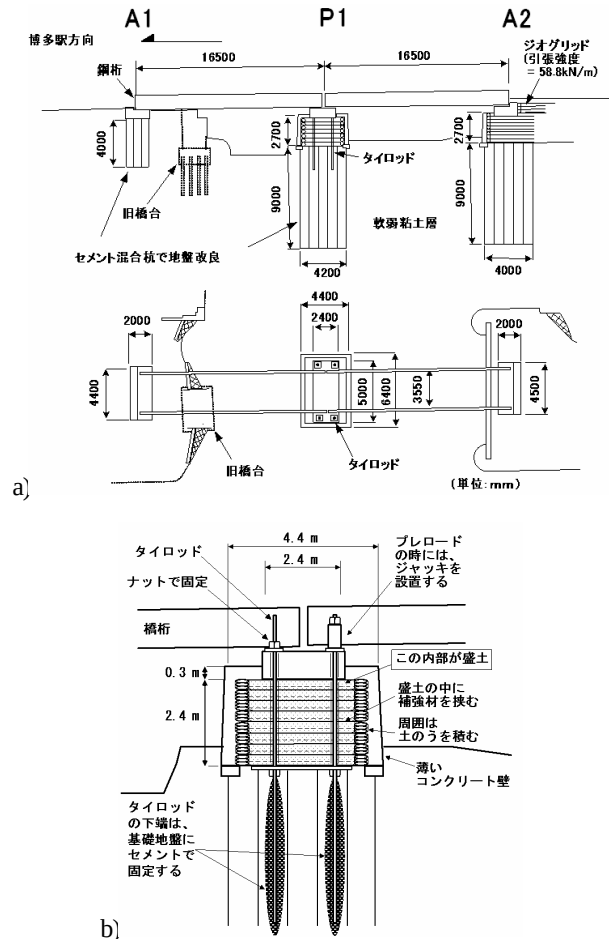


図-51 PLPS 補強土橋脚<sup>32)</sup>: a)橋脚 P1 の位置図; b)詳細

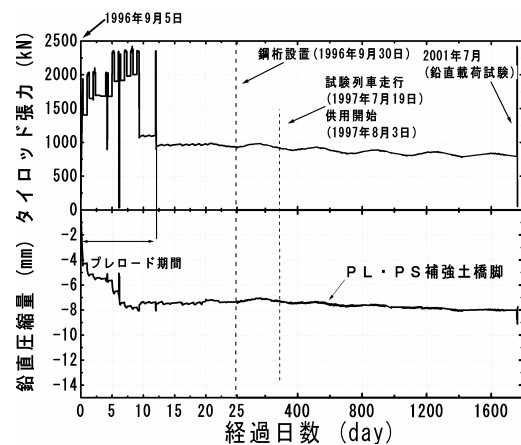


図-52 PLPS 補強土橋脚の動態計測結果<sup>32)</sup>

図-51, 52 に、本工法が初めて適用された J R 九州篠栗

線の馬出橋梁の構造図と、緊張力と沈下量の長期計測結果を示す。緊張力の時刻歴から、橋脚構築後にプレロードを作用させ、その後プレストレス状態で荷重保持した状況が確認できる。この橋梁は、仮線ではあるが約4年間にわたり営業線として使用された。桁を設置して供用中に生じた残留変形量は、わずか1mm弱(0.25mm/年)である。列車通過時の盛土の圧縮量は、盛土高さに対して僅か $1 \times 10^{-5}$ (0.03mm)程度の盛土の弾性範囲に収まっており、このため残留変形が生じなかった。これは、盛土でもあってもRC橋台なみの優れた変形性能である。また、RC橋台と比べて基礎が地盤改良などの簡便な処理で済むことから、大幅なコストダウンが可能であることが確認された。

## 5. 結論

土にセメントを混合するセメント改良土工法を概観し、セメント改良土とコンクリートの変形強度特性の類似点と相違点を示した。セメント改良土の変形強度特性に対する影響要因として、セメント量に加えて、有効拘束圧、飽和している場合は排水条件、締固め後の乾燥密度が重要である。また、セメント改良土の材令による強度増加は、通常のコンクリートよりも長期に継続する。セメント改良土の長期残留変形の予測には、材令と粘性及び両者の相互作用を適切に考慮する必要がある。また、破碎コンクリートは良く締固めた場合は良質の盛土材となる。

ジオテキスタイルで引張り補強された盛土は、プレロード・プレストレス工法を用いることにより、橋台・橋脚など変形に対する条件が厳しい重要構造物となりうる。

## 参考文献

- 龍岡文夫編集(1995):補強土入門、p.199, 地盤工学会。
- 内村太郎:コンクリートと地盤材料との中間領域の材料について、コンクリート工学, 2005年10月号
- 小林晃・龍岡文夫(1982)。“セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の変形強度特性 I~VI”, 東京大学生産技術研究所、生産研究、Vol.34, No.7-12。
- 龍岡文夫(1985)。“土質試験の課題と試験結果の評価—東京湾横断道路計画における土質工学の諸問題と室内土質試験—”, 昭和60年度最近の土質・基礎に関する講習会、講演資料、(社)土質工学会、21-69頁。
- Tatsuoka, F. and Kobayashi, A. (1983), “Triaxial strength characteristics of cement-treated clay”, *Proc. the 8th European Conf. on SMFE*, Vol.8, No.1, pp.421-426.
- 内田恵之助・塩井幸武・橋本文男・龍岡文夫(1993):東京湾横断道路におけるセメント改良固化土、土と基礎、41-8(427), 23-28頁。
- 橋本文男・島正憲・森拓雄・龍岡文夫・木幡行宏(1994):化学固化に対する新しい考え方? 東京湾横断道路におけるセメント改良工法?、土と基礎、42-2(433), 23-28頁。
- Sugai, M., Tatsuoka, F., Kuwabara, M. and Sugo, K. (2000), “Strength and Deformation Characteristics of Cement-Mixed Soft Clay”, *Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Proc. IS Yokohama* (Nakase and Tsuchida eds.), Balkema, 1, pp.521-52.
- Sugai, M. and Tatsuoka, F. (2003): Ageing and loading rate effects on the stress-strain behaviour of a cement-mixed soft clay, *Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003, pp.627-635.
- Tatsuoka, F., Uchida, K., Imai, K., Ouchi, T. and Kohata, Y. (1997): “Properties of cement-treated soils in Trans-Tokyo Bay Highway project”, *Ground Improvement*, Thomas Telford, Vol.1, No.1, pp.37-58.
- Tatsuoka, F. (2004): “Cement-mixed soil for Trans-Tokyo Bay Highway and railway bridge abutments, *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*”, *Proc. of GeoTrans 04, GI, ASCE, Los Angeles, ASCE Special Geotechnical SPT No. 126* (Yegian and Kavazanjian eds.), pp.18-76.
- Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. and Kodaka, T. (1999): “Characterising the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials”, Theme Lecture for the Plenary Session No.1, *Proc. of XIV IC on SMFE, Hamburg*, September 1997, Volume 4, pp.2129-2164.
- Omae, S., Sato, N. and Oomoto, I. “Dynamic Properties of CSG”, *Proc. 4th International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams (RCC)*, Madrid, November, 2003.
- 佐藤正俊・上田稔・長谷部宣男・近藤寛通(1997), 割れ目を有する硬質岩盤の微小ひずみ領域での変形性と波動伝播速度, 土木学会論文集, No. 561, Vol.III-38, pp.75-87
- 青木一二三・米澤豊司・橋本順一・館山勝・山田孝弘・幸原淳・龍岡文夫(2002):セメント改良補強土橋台と従来形式の橋台との比較設計、第37回地盤工学研究発表会(大阪)平成14年7月, 1805-1806頁
- 青木一二三・米澤豊司・渡邊修・館山勝・龍岡文夫(2003):ジオテキスタイルを用いたセメント改良補強土橋台の現地載荷試験結果、ジオシンセティックスシンポジウム工学論文集、IGS 日本支部、18巻、237-242頁
- Watanabe, K., Tateyama, M., Jiang, G., Tatsuoka, F., and Lohani, T. N., (2003): “Strength characteristics of cement-mixed gravel evaluated by large triaxial compression tests”, *Proc. 3rd Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, 683-693.
- Lohani, T.N., Kongsukprasert, L., Watanabe, K. and Tatsuoka, F. (2004): “Strength and deformation properties of compacted cement-mixed gravel evaluated by triaxial compression tests, *Soils and Foundations*, Vol.44, No.5, pp.95-108.
- Kongsukprasert, L., Tatsuoka, F. and Tateyama, M. (2005): “Several factors affecting the strength and deformation characteristics of cement-mixed gravel”, *Soils and Foundations*,



- No. 3, pp.107-124.
- 20)柳田力(1998):コンクリートの長期材令圧縮強度について、ダム技術 No.141, 27-33.
- 21)堤知明・宮本幸始: 大型供試体の長期暴露試験に基づくダムコンクリートの耐凍害性に対する基礎研究、大ダム、44巻 175号、1-13頁、2001
- 22)池上正春、増田勝人、一場武洋、鶴谷広一、佐藤茂樹、寺師昌明、大石幹太(2002): 深層混合処理工報により改良され 20 年を経過した改正粘土の物理特性ならびに強度、土木学会第 57 回年次学術講演会、III, pp.123-124.
- 23)Barbosa-Cruz,E.R. and Tatsuoka,F. (1999): Effects of stress state during curing on stress-strain behaviour of cement-mixed sand, *Proc. Second Int. Conf. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Torino '99* (Jamiolkowski et al., eds.), Balkema, Vol.1, pp.509-516.
- 24)三嶋信雄・森本美樹・今吉英明・小林一(1995):安定処理土の長期強度特性、第 30 回土質工学研究発表会(金沢), 7月, 2203-2204 頁。
- 25)日本道路公団試験所研究所技術資料第 226 号(1996)、土質安定処理工法の設計・施工に関する検討平成 8 年 3 月。
- 26)Kongsukprasert, L. and Tatsuoka, F. (2005): “Ageing and viscous effects on the deformation and strength characteristics of cement-mixed gravelly soil in triaxial compression”, *Soils and Foundations* (accepted).
- 27)Tatsuoka, F., Di Benedetto, H. and Nishi, T. (2003): “A framework for modelling of the time effects on the stress-strain behaviour of geomaterials”, *Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Lyon 03* (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003, pp.1135-1143.
- 28)Tatsuoka,F. (2004). “Effects of viscous properties and ageing on the stress-strain behaviour of geomaterials.” *Geomechanics-Testing, Modeling and Simulation, Proceedings of the GHGS workshop, Boston, ASCE Special Geotechnical SPT No. 143* (Yamamuro & Koseki eds.), pp.1-60.
- 29)富田 佑一、山田 康裕、Lovati Luca,龍岡 文夫、平川 大貴、松島 健一(2005), “盛土材としての破碎コンクリートの変形強度特性に及ぼす締固め密度の影響”、第 40 回地盤工学研究発表会(函館)
- 30)Aqil, U., Tatsuoka, F., Uchimura, T., Lohani,T.N., Tomita,Y. and Matsushima, K. (2005); “Strength and deformation characteristics of recycled concrete aggregate as a backfill material”, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 4(to appear).
- 31) 富田 佑一(2005):東京理科大学地盤工学研究室内部資料。
- 32) Uchimura,T., Tateyama,M., Koga,T., and Tatsuoka,F. (2003); “Performance of a preloaded-prestressed geogrid-reinforced soil pier for a railway bridge”, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.6, pp.33-50.

## COMPOSITE GEOMATERIALS AND SOIL STRUCTURES IN GROUND IMPROVEMENT TECHNOLOGIES

Fumio TATSUOKA and Taro UCHIMURA

Different cement-mixing methods developed to improve the strength and deformation properties of soil are reviewed. The composition as well as the strength and deformation properties of cement-mixed soil are compared with concrete. Several factors that are essential for cement-mixed soil while usually not considered in concrete engineering are discussed, which include effective confining pressure; drained conditions when saturated; and compacted dry density when compacted. The viscosity and ageing as well as their coupling, which affect significantly the long-term stress-strain behaviour, are defined. Typical triaxial compression tests on compacted cement-mixed gravel showing the above are presented.

The principles of soil reinforcing using tensile reinforcement are described. It is shown that geotextile-reinforced soil structures can become important permanent soil structures allowing limited deformation, such as bridge abutments and piers, when made stable and stiff by means of pre-loading and prestressing technology.