

事前混合処理工法の研究開発

——実規模実験における混合処理土の物性——

森 拓 雄 西 林 清 茂
久 保 博 鳥 井 原 誠

Developmental Study on“The Premixing Method”

——Characteristics of Treated Sand Sampled in a Large-scale Plant Test——

Takuo Mori Kiyoshige Nishibayashi
Hiroshi Kubo Makoto Toriihara

Abstract

“The Premixing Method” for construction of stiff ground involves, the mixture of sand and cement at a plant and hauling of this mixture to the site for disposal, with a secondary chemical additive used to prevent wash-out of cement in water. A new chute for dumping in deep sea areas for reclamation purposes was tested at a large-scale plant. The results of in-situ and laboratory tests were as follows: ① The tested sand has not only an internal friction angle, but also is cementation, and excels in liquefaction-free property. ② The Young's moduli E by the laboratory test using local deformation transducers correlates with strain. Young's moduli E from field tests agree with E from laboratory tests. ③ The stiffness of treated sand at a green age is also that of internal friction angle and cementation.

概 要

事前混合処理工法は、土砂とセメントをベルトコンベア上で混合し、さらに分離防止剤を添加後、水中に投下することで、堅固な埋立地盤を大量に造成する工法である。大水深での水中投下を可能にするため開発した汚濁防止型シュートを用いた実大規模の打設実験を実施した。そのうち、処理土の物性について原位置をよび室内土質試験を実施し、以下のことが明らかになった。①「砂質土に粘着力を付加する」効果、「耐液化強度が増大する」効果がある。② 処理土の微小ひずみ領域での変形特性に関して、ひずみを精密に測定できるLDT(局所変位計)を用いた室内試験から、変形係数のひずみレベル依存性が確認され、この結果は弾性波速度検層などの原位置試験結果と一致する。③ 若材令時の力学特性について、室内で作成した供試体の三軸圧縮試験によると、打設直後から強度は次第に発現する。

1. はじめに

近年、ウォーターフロント開発、沖合人工島、海上空港など埋立工事を伴うビッグプロジェクトが計画、実施されている。通常、埋立地を造成する場合、地盤沈下、液状化、支持力の不足、などを防止する目的で、埋立後に地盤改良を行う。事前混合処理工法は、埋立前に土砂とセメントをベルトコンベア上で混合し、分離防止剤を添加後、水中に投下することで、埋立と同時に地盤改良を完了させる工法である。水中に投下する方法には、陸上からのまきだし、バarge船からの直投、シュート打設などがある。

大水深での水中投下を可能にするため開発した汚濁防止型シュートで大型水槽に処理土を打設する実大規模の実験を行った。処理土の物性調査は、まず、シュートで埋立てた地盤上で速度検層、孔内水平載荷などの原位置土質試験を行った。その後、地盤を掘削、ブロックサン

プリングした試料で、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、ひずみを精密に測定できるLDT(局所変位計)を用いた静的、動的三軸試験などの室内試験を行った。試験結果から、強度特性、動的特性、微小ひずみ領域での変形特性などについて検討した。また、室内調整試料を用いた三軸圧縮試験を行い、土留め壁にかかる土圧や処理土の打設順序の検討に必要な、打設直後からの時間と強度の関係を求めた。

2. 実験概要

2.1 工法概要

図-1に示すように、2つの土砂ホッパーの間にセメントフィーダーを設けているため、土砂とセメントは最初のベルトコンベア上でサンドイッチ状になり、ベルトコンベアの乗継ぎ部に設けたダンパーシュートで混合される。混合された処理土は、水中での分離を防ぐため分離防止剤をスプレー状で添加され、水中に投入される。

打設シュート（図-2）は二重管構造で、内管の先端は二またに分かれており、ここで処理土の落下速度を減速する。シュート内に供給される水は先端から取込まれるため、シュート付近に発生する汚濁を吸込む機構になっている¹⁾。

2.2 実規模打設実験

打設を行った実験設備の処理能力は、実際の現場にそのまま適用できる規模として、時間 250 m³/h とし、埋立を行う水槽は縦横 7 m × 高さ 10 m の鋼矢板で土留した立孔に水を満たしたものを使用した。

埋立材料は、母材として千葉県産の山砂、セメントは高炉セメント B 種、分離防止剤は強アニオン系ポリアクリルアミドの水溶液を用いた。表-1 にその配合を示す。

2.3 原位置および室内土質試験

表-2 に各試験条件を示す。改良地盤を28日間水中で養生後、水槽内の水を排水し、原位置試験を行った。室内試験は、大型 B25 × L25 × H60 cm の矩形、および小型 φ7.5 × H15 cm、φ5.0 × H10 cm の円柱の3種類の大きさに成形して行った。室内試験で用いた LDT²⁾は、ひずみを精密に測定する装置で、ひずみゲージを貼った燐青銅板を図-3のようにセットし、電圧を測定することによって、1 μ の精度で変位を測定できる。

3. 埋立地盤の力学特性

3.1 均一性

図-4 に平均土被り高さ と 処理土の乾燥密度の関係を、図-5 に平均土被り高さ と 処理土一軸圧縮強度の関係を示す。図-4 より、土被り高さが大きくなると乾燥密度が大きくなり、土被り高さ 3 m 以深で $\gamma_d = 1.25 \sim 1.35 \text{ tf/m}^3$ の一定値を示す傾向が見られる。また、一軸圧縮強度も土被り高さ 3 m まで増加する傾向がみられる。図-6 に弾性波速度測定試験（孔間法）の結果を示す。深度にかかわらず Vs は約 600 m/sec、Vp は約 1,200 m/sec で一定値をしめしており、強度、密度の結果でも見られるように 3 m 以深での盛土の均一性が確認された。

3.2 強度特性

表-3 に三軸圧縮試験結果を示す。ピーク時の強度は母材に比べて内部摩擦角はそのまま粘着力が増加する傾向が見られ、残留時の強度はピーク時の粘着力のみが低下する結果となり、既存の室内試験結果と一致した³⁾。また、サンプリングした試料を破碎し、モールドに詰直し三軸圧縮試験を行ったが、その結果は、母材の三軸圧縮試験結果と同様であった。従って、内部摩擦角はいかなる状態でも保持され、さらにピークひずみまでは粘着力も保持していることが明らかになった。

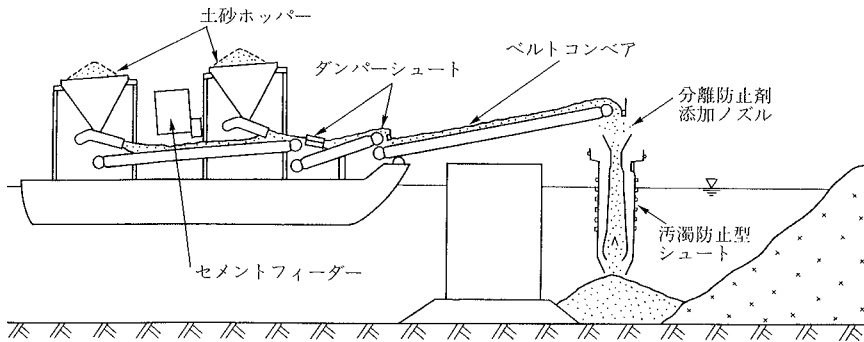


図-1 事前混合処理工法による埋立

表-1 使用材料および配合 (1 m³ 当たり)

材 料	種 類	配 合
砂	千葉県鬼田山産山砂 (含水比 6~8% (細粒含有率3%)	1,330kg (絶対重量)
安定材	高炉セメント B種	100kg
分離防止剤	強アニオン系ポリアクリルアミド (0.1%水溶液で添加)	75g (粉体重量)
水	水道水	

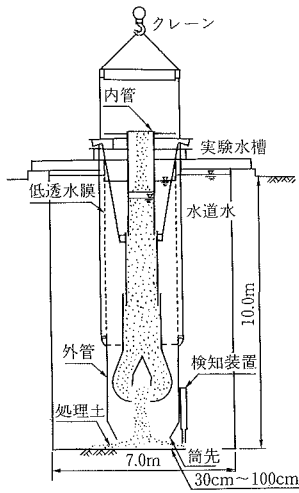


図-2 打設シュート

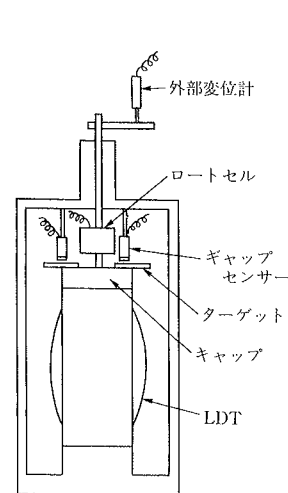


図-3 ひずみの測定方法

表-2 打設処理土の物性調査試験項目一覧

	試験項目	数量および寸法	試験条件
原位置試験	弾性波速度検層	2孔間×2材令×4深度	孔間法
	孔内水平載荷	1孔	エラストメーター, LLT
	平板載荷	1箇所	φ30cm円盤を用いた多サイクル法
室内試験	一軸圧縮試験	3材令, φ5cm×H10cm	
	三軸圧縮試験	φ5cm×H10cm	C _U , C _D $\sigma_c = 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kgf/cm}^2$
	静的三軸圧縮試験*	大型: B, L25, H60cm	C _U , C _D $\sigma_c = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$
		小型: φ7.5cm×H15cm	C _U , C _D $\sigma_c = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$
	繰返し三軸試験*	φ7.5cm×H15cm	応力比 SR=1, 2
験	動的変形試験*	φ7.5cm×H15cm	$\sigma_c = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$
	繰返し載荷後の静的三軸圧縮試験*	φ7.5cm×H15cm	繰返し: SR=1.5, 2 静的: C _D $\sigma_c = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$

* : LDTを用いてひずみを測定

3.3 耐液化特性

3.3.1 繰返し載荷時のセメント改良砂質土の特性

図-7 に有効拘束圧 $\sigma'_c = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, 応力比 $(\sigma_a - \sigma_r)_{\text{max}}/2 \sigma'_c = 1.5$ で長時間繰返し載荷した場合の応力比, 軸ひずみ, 間隙水圧の経時変化を示す。なお, 1時間は360波に相当する。非常に大きな応力比で繰返し載荷したにもかかわらず, 軸ひずみ, 間隙水圧とも載荷開始約2分以降ほぼ一定値を示しており, 液化化しない。

3.3.2 繰返し載荷後の静的強度 図-8 は約5時間繰返し載荷を行い, その後, 静的三軸圧縮試験(単調載荷)を行った結果である。繰返し載荷履歴の有無にかかわらず, ピーク強度時の偏差応力は8~9 kgf/cm^2 で, ほぼ同様の値を示した。また変形係数(LDTを用いひずみレベル $\epsilon_a < 1.0 \times 10^{-3}$ で測定)も $E_{\text{max}} = 1.6 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ 前後で, 繰返し載荷履歴による差は見られなかった。なお, 軸ひずみ $\epsilon_a = 4\%$ 以降, 繰返し載荷履歴の違いによって異なる偏差応力を示しているが, これは繰返し履歴を受けない供試体に正確な残留強度を測定するためベダスタルと三軸セル底板の間にスライド機構を設けたためである。処理土が地震などの繰返し荷重を受けても, 強度特性は変化しない。

4. 処理土の変形特性

4.1 LDT でひずみ測定した変形係数

図-9 に LDT を用いた代表的な大型 CU 三軸圧縮試験結果を示す。図-9(a), (b)より, 外部変位計, ギャップセンサーで測定された応力~ひずみ曲線はベディングエラーのため立ち上がりが緩やかであるが, LDT による応力~ひずみ曲線は直線である。図-9(c)より軸ひずみが0.02%程度までは応力~ひずみ関係が線形であり, この領域では処理土が弾性であると考えられる。LDT を用いてひずみを測定すれば, 純粋な変形係数を測定することが可能である。

4.2 拘束圧の影響

図-10に $\epsilon_a < 0.002\%$ の初期直線部分で定義した初期変形係数 E_{max} と有効拘束圧 σ'_c の関係を示す。CD, CUとも拘束圧の影響は見られず, E_{max} は13,000~30,000 kgf/cm^2 の範囲にあり, 自然堆積軟岩と似た傾向にある⁴⁾。図-11に, CD条件での最大偏差応力 q_{max} 時の軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\text{peak}}$ と σ'_c の関係を示す。 σ'_c が増加すると $(\epsilon_a)_{\text{peak}}$ も増加し拘束圧依存性が見られる。また大型・小型の LDT による $(\epsilon_a)_{\text{peak}}$ は, $\sigma'_c = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ を除くと

材令24~37 シュートセンタ付近	● 材令91 シュートセンタ付近	◆
材令24~37 周辺部	○ 材令91 周辺部	◇

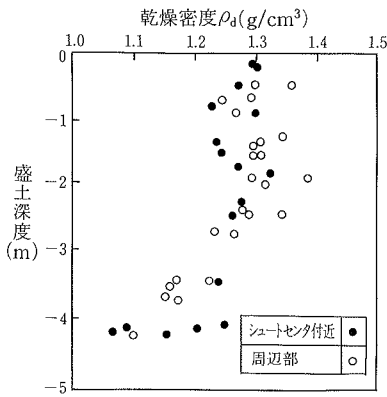


図-4 盛土深度と乾燥密度の関係

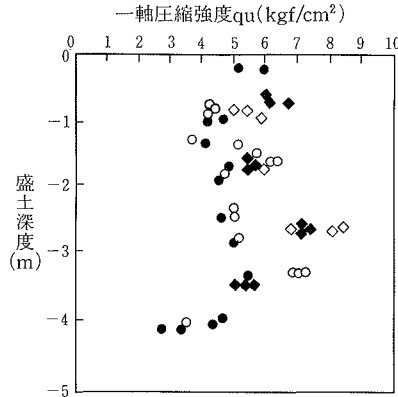


図-5 盛土深度と一軸圧縮強度の関係

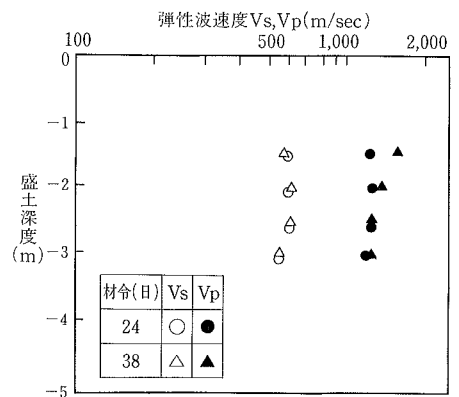


図-6 速度検層結果

表-3 三軸圧縮試験結果

供試体条件	ピーク時		残留時		LDT 軸ひずみ(%)	間隙水圧 (kgf/cm²)
	C_d (kgf/cm²)	ϕ_d (deg)	C_d (kgf/cm²)	ϕ_d (deg)		
ブロック (材令49日)	1.30	34.06	0.14	40.77		
ブロック (材令50日)	0.96	34.40	0.09	40.39		
ボーリング (材令35日)	1.23	30.53	0.41	35.17		
攪乱後モールドに突固め	0.00	38.41	0.00	37.69		

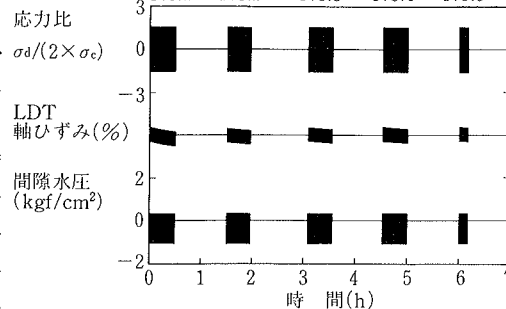


図-7 繰返し非排水三軸試験結果

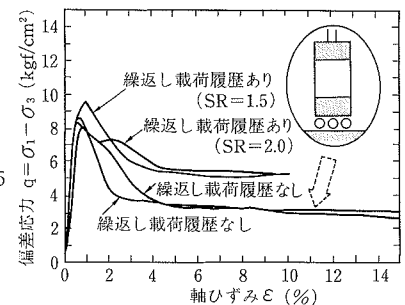


図-8 繰返し載荷後の三軸圧縮試験結果(単調載荷)

ほぼ一致しており、寸法による影響は少ない。図-12に、 q_{max} と σ_c' の関係を示す。 σ_c' が増加すると q_{max} も増加する傾向が見られる。

4.3 ピーク強度 q_{max} との関係

図-13にセメント改良砂質土 (▼) および各種地盤材料⁶⁾の $q_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ と変形係数 E_{max} の関係を示す。セメント改良砂質土の q_{max} と E_{max} の関係は他の材料と同様に $E_{max}/q_{max} = 10^3$ であり、その値は他のセメント処理土の結果 (▽) と同じ領域にある。

図-14にセメント改良砂質土の軸ひずみ (LDT) のレベルが 10^{-2} の時の割線変形係数 E_{sec} (+) および軸ひずみを外部変位計で計測した場合の初期変形係数 $E_{initial}$ (×) と q_{max} の関係を示す。セメント改良砂質土の E_{sec} は他の材料同様、 q_{max} の約100倍の値を示しているが、 $E_{initial}$ は他の材料よりやや大きい。いずれにせよ、真の変形係数である E_{max} (図-12) よりもはるかに小さい。従って、微小ひずみ領域での変形係数からピーク強度を算定することが可能である。

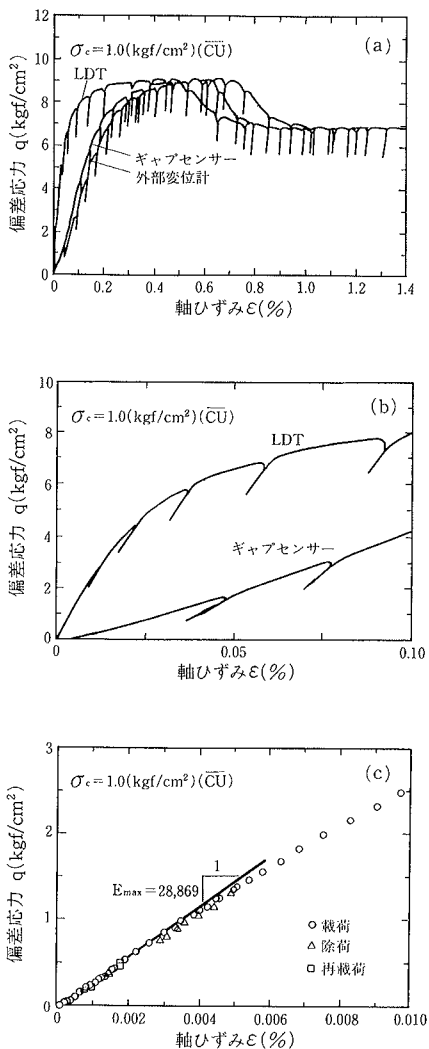


図-9 大型供試体の応力とひずみの関係

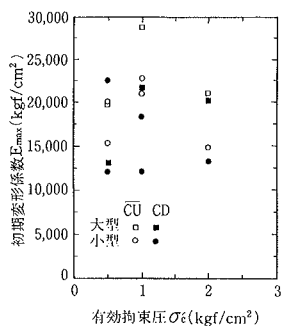


図-10 初期変形係数と有効拘束圧の関係

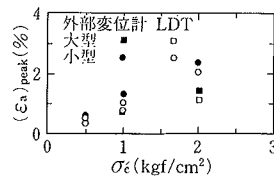


図-11 最大偏差応力での軸ひずみと有効拘束圧の関係

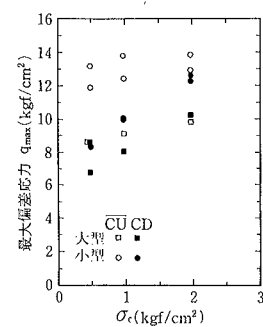


図-12 最大偏差応力と有効拘束圧の関係

4.4 応力レベル依存性

Kundner は応力~ひずみ関係の非線形性を(1)式の双曲関数⁶⁾で表す方法を提案している。

$$\frac{q}{q_{max}} = \frac{\epsilon_1/(\epsilon_1)_r}{1 + \{\epsilon_1/(\epsilon_1)_r\}} \dots\dots\dots(1)$$

ただし、 $(\epsilon_1)_r = q_{max}/E_{max}$

図-15にセメント改良砂質土 (CŪ:◇, CD:◆) および各種地盤材料の各軸ひずみレベルでの変形係数比 E_{sec}/E_{max} と圧縮強度比 q/q_{max} の関係を示す。CŪにおける E_{sec}/E_{max} と q/q_{max} の関係は圧縮強度が異なる他のセメント処理土 (CU:○, CD:●) と同様に、 $E_{sec}/E_{max} + q/q_{max} = 1$ ((1)式) の直線からやや外れているが、CDの場合は良く一致しており、双曲関数で近似できる。

4.5 ひずみレベル依存性

図-16に室内および原位試験から求めた変形係数 E とひずみの関係をまとめて示す。孔内水平載荷試験、平板載荷試験から変形係数 E を求めるために仮定したポアソン比は0.3である。室内試験で得られた初期変形係数

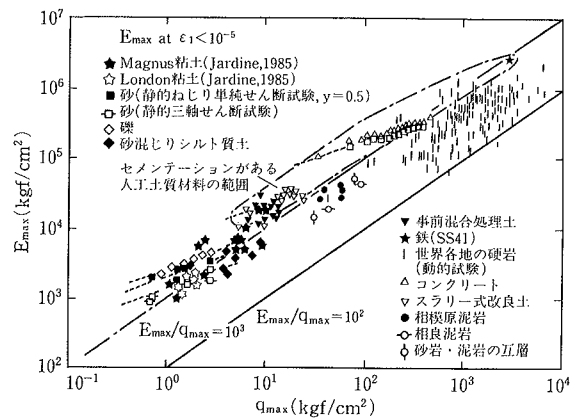


図-13 ピーク強度と初期変形係数の関係

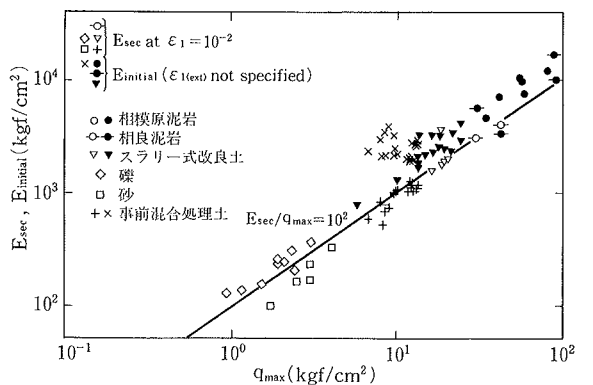


図-14 ピーク強度と E_{sec} , $E_{initial}$ の関係

E_{max} と原位置弾性波速度試験結果には良い対応がみられている。また、孔内水平載荷試験と平板載荷試験から得られた変形係数も室内試験の同一のひずみレベルで比べるとほぼ一致している。

図-16に示した変形係数 E には繰返し三軸試験から求めた E_{eq} と静的三軸試験(大型, 小型)から求めた E_{sec} の2種類があるが、微小ひずみ領域 (5×10^{-5} 以下) では両者に差はなくほぼ一定の値を示している。すなわち、このひずみ領域の変形係数には繰返し載荷の影響はなく、処理土が線形弾性状態であることを示している。

5. 若令時の強度特性

5.1 応力～ひずみ曲線

図-17に表-1配合 (1 m^3 当たりセメント 100 kg) で作成した供試体の応力～ひずみ曲線を示す。養生4時間までは、試験中の供試体に明確な破壊面が現れずはつきりとしたピークが現れなかったが、養生24時間では破壊面が明確になり、次第にピークも明らかになった。

全体的に養生時間が長くなると、ピーク時のひずみが小さくなり、変形係数 E_{50} は大きくなる。これは、混合直後から次第に母材の持つ特性から処理土としての特性に移行する現象と考えられる。

5.2 モールの応力円と強度定数

図-18にセメント量を約50%増し (1 m^3 当たり 150 kg) のピーク時のモールの応力円を示す。表-4はこれらのモールの応力円から求まる粘着力 C_d 、内部摩擦角 ϕ_d を求めて示したものであるが、いずれのケースでも C_d 、 ϕ_d は養生時間とともに増加しており、特に C_d の増加が著しい。このことは、3.2で示した三軸圧縮試験結果と同様に「砂質土に粘着力を付加する」効果が、若令令時にも発揮されていることを明確に示している。

固化後の処理土のせん断特性はセメントの増加とともにピーク時、残留時とも偏差応力が增大すると言われているが⁷⁾、セメント効果が十分に発揮できない若材令時にはセメント添加量が強度に及ぼす影響は小さいと考えられる。

6. まとめ

今回、実規模のシュートで打設された処理土の物性を様々な試験を行い調査した。その結果、以下のとおりである。

- ① 地盤は均一で、粘着力と内部摩擦角の両方を保持しており、その効果は打設直後から次第に現れる。
- ② 液状化せず、振動荷重の影響を受けない。
- ③ 精度の高い室内試験を行い、ひずみ、応力レベルを考慮すれば、原位置試験と室内試験の結果は一致する。

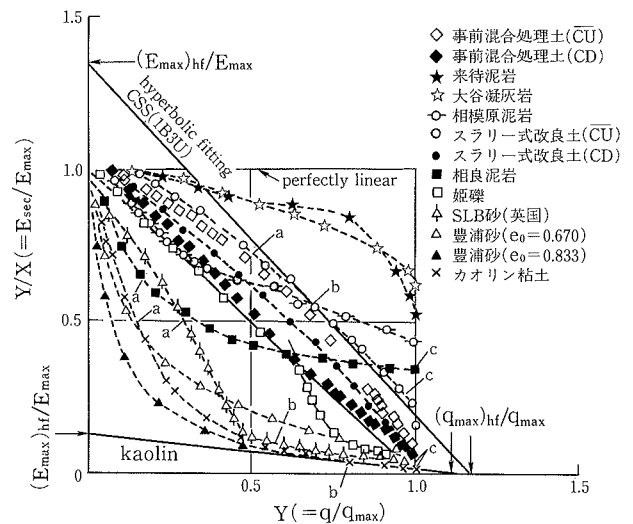


図-15 E_{sec}/E_{max} と q/q_{max} の関係

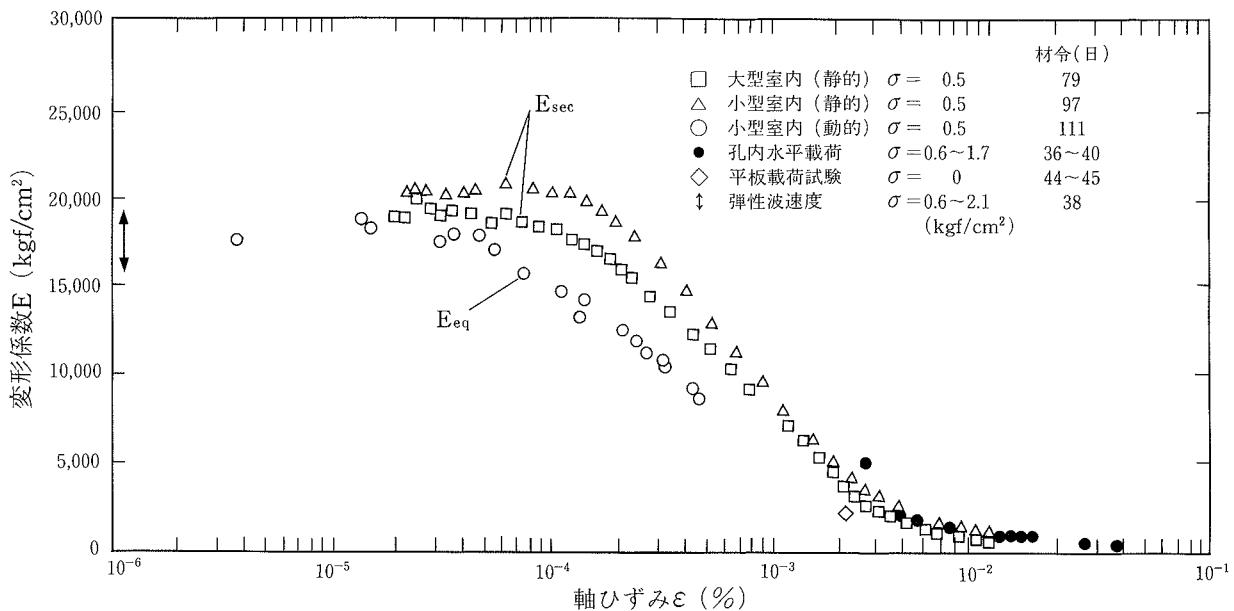


図-16 原位置および室内試験結果によるひずみと変形係数の関係

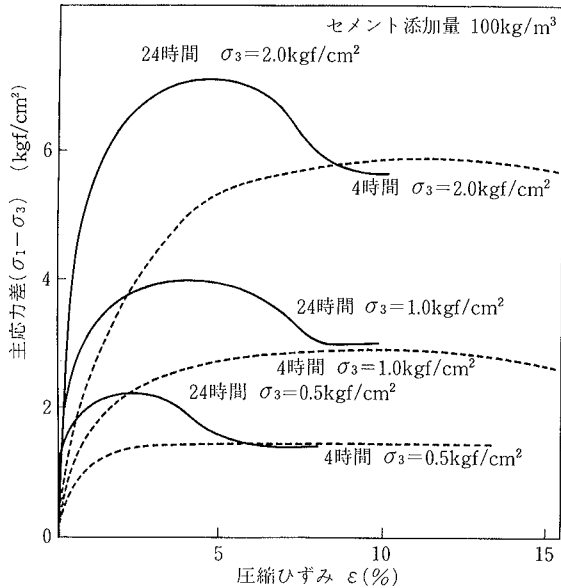


図-17 若令時の三軸圧縮試験結果

従って、要素試験によって設計に必要な多くの土質定数を得られ、原位置試験によって精度の高い現場管理が行うことが可能であると考えられる。

今後、実際の現場調査を行い、上記の事柄について検証したい。

謝 辞

本研究は、運輸省港湾技術研究所と共同研究グループ（日本国土開発(株)・東亜建設工業(株)・五洋建設(株)・東洋建設(株)・(株)大林組）と共同研究の一環として行ったものである。なお、研究にあたり、東京大学生産技術研究所・龍岡文夫教授、木幡行宏助手に多大なご指導ご助言を頂いたことに敬意を表します。

参考文献

- 1) 米沢栄蔵, 他: 事前混合処理工法による大型打設水槽実験(その2), 土木学会第47回年次講演会概要集, 第三部, p. 414~415, (1992)
- 2) 佐藤剛司, 他: 三軸および一軸供試体の微小ひずみでの

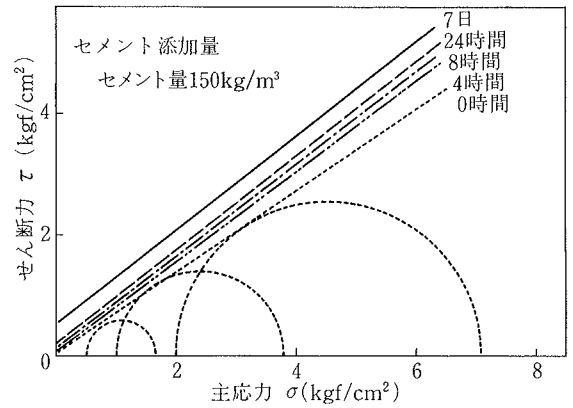


図-18 若令時のモールの応力円

表-4 若令時の強度

養生時間	セメント量100kg/m³		セメント量150kg/m³	
	C _d (kgf/cm²)	φ _d (deg)	C _d (kgf/cm²)	φ _d (deg)
0時間	0.02	34.0	0.02	34.0
4時間	0.03	35.7	0.03	36.0
8時間	0.07	36.4	0.10	37.5
24時間	0.15	38.6	0.17	39.0
7日	—	—	0.48	38.6

変形係数の測定方法, 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, p. 173~180, (1991)

- 3) 善 功企: 液状化対策としての事前混合処理工法の開発, 土と基礎, Vol. 38, No. 6, p. 27~32, (1990)
- 4) 越智健三, 他: セメント処理土の三軸圧縮方法, 第24回土質工学研究発表会講演集, p. 649~652, (1989)
- 5) 龍岡文夫, 他: 東京大学生産技術研究所報, Vol. 37, No. 1, 136p, (1992)
- 6) Kondner: Hyperbolic stress-strain response, Cohesive soil, Journal of SMF Div., Proc. ASCE, Vol. 89, (1963)
- 7) 善 功企, 他: 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性, 港湾技術研究所報, Vol. 29, No. 2, p. 85~118, (1990)