

港 湾 技 研 資 料

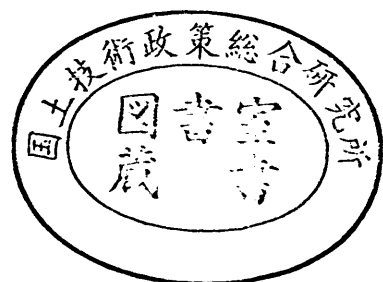
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 845 Sep. 1996

軽量混合処理土の三軸試験結果と考察

湯		怡	新
土	田	孝	孝
竹	内	大	輔
鏡	田	昌	孝
西	田		登

運輸省港湾技術研究所



目 次

1. 本研究の背景と目的	5
2. 二重セル式の三軸試験装置	5
3. 供試体の作製方法	6
3.1 混合土の原料	6
3.2 配合および混合方法	6
3.3 混合土試料の圧力養生	7
3.4 一軸圧縮試験による予備実験	7
4. 三軸非排水圧縮試験	10
4.1 養生圧力解放後の試料の状態	10
4.2 非排水等方圧縮過程	10
4.3 非排水圧縮挙動	11
5. 軽量混合処理土の強度・変形に及ぼす各種要因の影響	16
5.1 強度特性	16
5.2 変形特性	19
5.3 供試体の湿潤密度について	21
5.4 非排水圧縮試験結果のまとめ	22
6. 三軸 K_0 圧密試験	22
6.1 供試体と試験方法	23
6.2 K_0 圧密試験の結果	23
6.3 圧密降伏応力	24
6.4 圧密中の K_0 値とポアソン比の変化	24
6.5 K_0 圧密試験結果のまとめ	26
7. 繰り返し载荷の疲労試験	26
8. 結論	28
謝辞	28

参考文献28

記号一覧29

軽量混合処理土の三軸試験結果と考察

湯 怡新*・土田 孝**・竹内大輔***・鏡田昌孝****・西田 登*****

要 旨

港湾・海洋環境を対象とした軽量混合処理土の強度及び変形特性について、三軸試験機を用いた室内試験により検討した。軽量混合処理土は浚渫粘土に軽量材料（気泡または発泡ビーズ）とセメント固化材を混合した新しい地盤材料であり、水面下で打設した場合に水圧が作用することを想定し、まだ固まらない間に海水を満たした容器内で圧力を作用させて28日間養生した。このように圧力養生した軽量土供試体に対し、養生圧力と等しい背圧をかけた状態で有効拘束圧を0.2～3.0kgf/cm²の範囲に変え非排水圧縮試験を行った。

三軸圧縮試験の結果、圧力養生は軽量混合処理土の圧縮強度に不利な影響を及ぼさないことが判明した。すなわち、圧縮強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の養生圧力による変化は、発泡ビーズ混合土の場合はほとんどみられず、気泡混合土の場合は養生圧力の増加とともにやや大きくなる。また三軸試験において、圧縮強度は拘束セル圧の大きさにあまり依存しないが、変形係数 E_{50} は、拘束圧が圧縮強度より大きい場合低下することが分かった。

次に、上載荷重によって生じる水平方向への土圧変化を調べるために、側方変位を生じさせない三軸 K_0 圧密試験を実施した。圧密降伏応力を越えない範囲での鉛直応力の増加は水平応力の増加につながらないことと、圧縮変形が非常に小さいことが実験的に確認された。

繰り返し荷重による疲労試験の結果、繰り返し荷重を受ける場合でも、荷重の最大値を軽量混合材料の圧縮強度の50%に制限すれば耐久性に問題がないとの実験結果が得られた。

キーワード：軽量土、セメント処理、水圧養生、三軸非排水圧縮、 K_0 圧密、繰り返し載荷、変形係数、ポアソン比

* 土質部土性研究室 科学技術特別研究員
** 土質部土性研究室 室長
*** (財)沿岸開発技術研究センター
**** 東洋建設㈱
***** (株)エスエルエス

Mechanical Properties of Light Weight Cement Treated Soil Using Triaxial Apparatus

Yi Xin TANG*

Takashi TSUCHIDA**

Daisuke TAKEUCHI***

Masataka KAGAMIDA****

Noboru NISHIDA*****

Synopsis

An artificial light weight material was developed as a backfill to reduce the earth pressure behind waterfront structures in port and harbour areas. The main focus of this investigation is to study the strength and deformation characteristics of this new material using a modified triaxial apparatus. To achieve the target unit weight of 1.2 gf/cm³, samples were prepared by mixing clay, cement and a light weight material (either air foam or expanded polystyrene, EPS beads), cured under various water pressures (0.5, 1.0, 2.0, 3.0 kgf/cm²), for 28 days. Back pressure (σ_{BP}) equivalent to the curing pressure and confining pressure of $\sigma_c' = 0.2$ to 3.0 kgf/cm² were applied to the treated soil specimen, and loaded to failure (8% of axial strain) under undrained condition.

Considering the fact that the light weight soil contains compressible air foam or EPS beads, the ordinary triaxial apparatus was modified to measure volumetric change during compression process.

It was found that pressured casting and curing do not reduce the compression strength ($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max}. This means that, for soil treated with EPS beads, the change in compression strength due to pressured casting and curing is insignificant, however, a strength increase in compression of 30 to 70% was achieved in those samples treated with air foams. Even though the compression strength was confirmed to be independent of confining pressure, it was found that deformation modulus E_{s0} decreases with increasing total confining pressure ($\sigma_{BP} + \sigma_c'$), when total confining pressure is greater than compression strength.

In order to understand the change of earth pressure in horizontal direction when vertical load is applied, K_0 -consolidation test was also conducted using modified triaxial apparatus. For those tests, axial load was increased continuously at a constant rate, and no expanding lateral strain was allowed to occur during K_0 -consolidation test. It was found that horizontal earth pressure would not increase until consolidation yield pressure p_c was reached. Provided that vertical load is not exceed of p_c , the compression strain will remain very small.

Test results of repeated loading test indicates no problem associated with the endurance limit of the light weight treated soil, if the repeated load is constrained below half of the compression strength.

Key Words : Light weight soil, Cement treatment, Curing under water pressure, Undrained compression, K_0 -consolidation, Repeated loading, Deformation modulus, Poisson ratio

* Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Division
** Chief of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Division
*** Technical Research Centre of Coastal Development
**** Technical Research Institute, Toyo Construction
***** S. L. S.

1. 本研究の背景と目的

港湾や海上空港の建設事業では大量の土砂を使用するが、環境の保護の重要性から山砂や海砂を大量に使用することは困難になってきた。一方、沿岸域の都市においては、港湾、河川の浚渫土や、廃棄物の焼却灰、発電用石炭灰等の処分地の不足が大きな問題となっており、港湾や海上空港を建設する際の地盤材料としての活用が期待されている。このような背景から、港湾局と港湾技術研究所では平成4年度より新たな地盤材料をスーパージオマテリアル(Super Geo-Material, SGM)と総称して開発研究に取り組んできた。SGMは、軽量化、安全化(無害化)、リサイクルなどの付加価値を有する港湾・海洋環境での新しい地盤材料と定義できる。

沿岸部では大きな沈下や側方変形、安定、支持力が問題となる軟弱地盤が多いため、軽量性は地盤材料において有力な付加価値となる。近年、陸上工事においてもEPSブロックや軽量混合処理土による盛土が施工されているが、港湾・海洋環境を対象として使用する軽量地盤材料には以下のような特性が必要になる¹⁾。

- ①水中及び親水環境で施工・養生される。
- ②短期間に大量かつ経済的に施工できる。
- ③地震力や波力、沈下に対応できる。

筆者らは、港湾地域で使用できる軽量混合処理土として浚渫土を原料とした気泡混合処理土(以下、気泡混合土と呼ぶ)と発泡ビーズ混合処理土(以下、発泡ビーズ混合土と呼ぶ)の研究開発を行ってきた^{1) 2)}。これまでの開発研究において、材料の配合及び養生や現場打設実験、振動台実験、試験施工などが実施されており、現場打設実験によって造成された地盤は概ね均一な土質力学特性を有する地盤であることが確認されている¹⁾。

軽量混合処理土を港湾構造物に利用する場合、密度や圧縮強度はもとより、変形係数やポアソン比なども土圧の計算や変形予測、有限要素解析にとって欠かせない土質パラメータである。セメント系処理土の場合、実務上は一軸圧縮試験の結果から設計定数が決定されることが多いが、水圧や拘束圧のある条件での強度・変形特性や、土圧の変化を調べる場合には、より高度な三軸実験装置を用いた土質試験が必要である。

軽量混合処理土は気泡や発泡ビーズを含むので、不飽和状態の性質を有する。飽和土の場合は土の供試体の排水量あるいは吸水量が体積変化量となるが、不飽和土の場合は体積変化量を直接測定する必要がある。ここでは、二重セル式の三軸試験機によって非排水圧縮に伴う体積変化を測定し、各種の発生圧力のもとでの軽量混合処理

土の強度、応力ひずみ曲線を調べた結果を述べる。

また、同試験装置を用いて K_0 圧密試験を行うことにより、静止土圧係数 K_0 を求めた。さらに、繰り返し三軸圧縮試験を実施して、車両荷重のような繰り返し応力に対する耐久性について検討した。

2. 二重セル式の三軸試験装置

本実験では研究対象としている材料は海水面以下で打設したものであるが、供試体内に気泡や発泡ビーズが人工的に混入しているため、非排水状態で圧縮しても体積が変化する。そこで、供試体の体積変化を測定できる二重セル式三軸試験機を用いた。

図-1に二重セル式三軸試験機の構成図を示す。図のように、供試体からの排水量を測定するために二重ビューレット管と差圧計Aを用いているが、本装置ではさらに供試体の体積変化を直接測定するため三軸セル内に内セルを設置し、内セル内の水位変化を測定する差圧計Bを付加している。ここで、体積変化の測定精度について

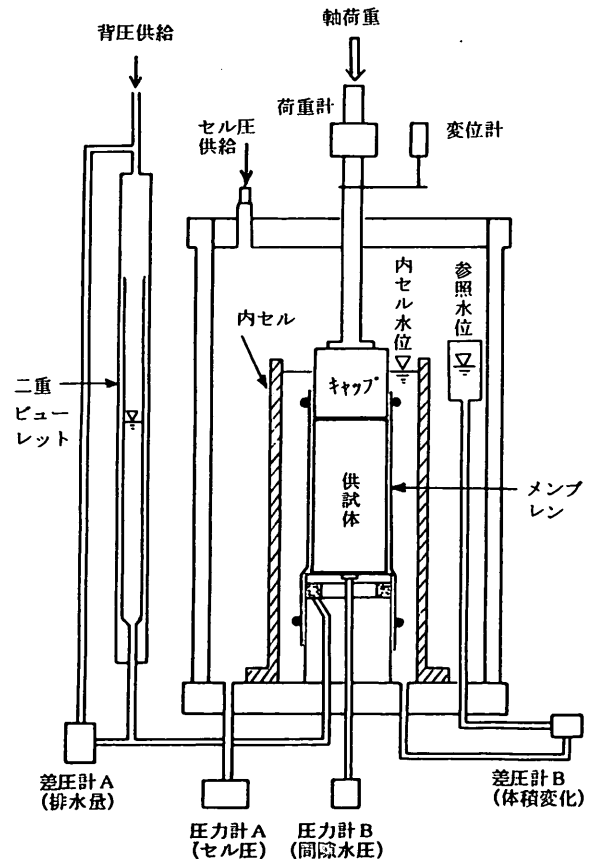


図-1 三軸試験機の構成

検討する。

一般にビューレット管による排水量の測定精度は約1/100cm³であるので³⁾、内セルの水位の測定による体積変化も同等な精度が求められる。本装置において取り付けした差圧計Bの分解能は最高で1/1000cm³程度まで上げることが可能である。内セル容器の内径はD₁=6.0cm、供試体上部のキャップの直径はD_c=5.0cmなので、試験中にメンブレンの上端がつねに水面を出ないとすると、キャップと内セルとの間の断面積は次のように求められる。

$$A_n = (D_1^2 - D_c^2) \pi / 4 = (6.0^2 - 5.0^2) \times 3.14 / 4 = 8.6 \text{ cm}^2$$

差圧計の測定精度を1/1000cm³とすると、供試体体積変化の測定精度は以下のようになる。

$$\Delta V = (A_n \Delta h) = 8.6 \times 1/1000 \approx 1/100 \text{ cm}^3$$

したがって、内セル内の水面の高さによる体積変化の測定量は通常の排水量の測定と同等な精度となっている。ただし、差圧計Bの分解能1/1000cm³は圧力に置き換えれば1/1000(gf/cm²)という微小な値であり、わずかな機械的振動や温度変化、電気的ノイズ、さらに内セルの水表面と上部キャップの相対的な動きの方向の違いなどが測定値に大きな影響を及ぼす。試験中にはこれらのことに細心の注意を払った。

3. 供試体の作製方法

3.1 混合土の原料

港湾工事で発生する浚渫粘土を活用することを念頭に、本実験においては川崎港の浚渫粘土を原料土として用いた。その物理的性質を表-1に示す。

混合処理土の混合性と流動性ならびに施工時の分級・消泡などの特性を検討した研究²⁾の結果より、粘土の含水比は気泡混合土の場合は液性限界の2.5倍、発泡ビーズ混合土の場合は2.2倍に調整することにした。

気泡混合土に使用した気泡材は、ファインフォーム606(界面活性剤系:エヌエムビー社製)であり、水にて10倍(気泡材:水重量比=1:9)に希釈した。気泡は、2 kgf/cm²の空気圧により20倍に発泡した。気泡密度は50g/lである。

発泡ビーズ混合土に使用したEPSビーズは、発泡倍率30倍、50倍、70倍の3種類を使用した。EPS粒子のカサ密度、真の密度および平均粒径は表-2に示すとおりである。

なお、固化材としては高炉セメントB種(比重:3.05)を使用している。

表-1 川崎粘土の物理性状

物理指標	粒子密度	液性限界	塑性限界	塑性指数
	2.631g/cm ³	76.1%	45.8%	31.3
粒度分布	レキ	砂	シルト	粘土
	0.3%	6.6%	77.1%	16.0%

表-2 発泡ビーズ粒子の密度および粒径

発泡の倍率	30	50	70
カサ密度(g/l)	33.3	20.0	14.3
真の密度(g/l)	53.3	32.0	22.9
平均粒径(mm)	2.4	2.0	2.0

3.2 配合および混合方法

本実験においては、練り上げた直後の軽量処理土の目標密度を1.2g/cm³とし、28日養生後の一軸圧縮強度の目標値をそれぞれ2.0、4.0kgf/cm²とした。また、2~4kgf/cm²の強度は軽量混合処理土としてよく使われる目標値である。

このような目標試料を得るため事前配合試験を実施した。事前配合試験では、混合試料の密度が1.2g/cm³となるように軽量添加材を計量し、セメントの添加量は軽量処理土1m³あたりそれぞれ50、60、70、80kgの4通りとし、28日養生後の一軸圧縮強度と添加セメント重量との関係をあらかじめ確かめた。

図-2に配合試験の結果を示す。セメント添加量が50~70kg/m³において、各種発泡ビーズおよび気泡混合土の圧縮強度の伸びはほぼ同じ傾向であったが、セメント添加量が70~80kg/m³の間では気泡混合土が顕著な強度増加を示したのに対し、発泡ビーズ混合土はいずれのビーズでもこの区間の強度増加分が少なかった。既往の経験では両者に大きな差がないとされているので、試料の混合・作製手順や養生温度など何らかの条件の違いがあったと予想し、発泡ビーズ混合土の配合は図中の点破線で示す修正値を採用した。これにより、所定の一軸圧縮強度に対して、発泡ビーズ混合土に投入するセメント量は実験値より2~4kg/m³程度減らされた。

本実験に使用した配合設計値を表-3に示す。

軽量土の混合は以下の手順に従って行った。

- ① 1回の混合の出来上がり容量が5lとなるように、含水比調整した原料土、セメントおよび軽量材を計量する。
- ② 原料土とセメントをソイルミキサーにより3分間混

表-3 1 m³あたりの配合量設計値

軽量土	目標強度 (kgf/cm ²)	原料土			セメント		軽量材	
		含水比(%)	重量(kg)	体積(l)	重量(kg)	体積(l)	重量(kg)	体積(l)
気泡	2	186	1133	896	67	21	4.15	83
	4	186	1124	888	76	25	4.36	87
ビーズ30倍	2	164	1137	879	63	21	5.29	100
	4	164	1128	872	72	24	5.51	104
ビーズ50倍	2	164	1136	879	64	21	3.19	100
	4	164	1127	872	73	24	3.32	104
ビーズ70倍	2	164	1135	879	65	21	2.29	100
	4	164	1127	872	73	24	2.38	104

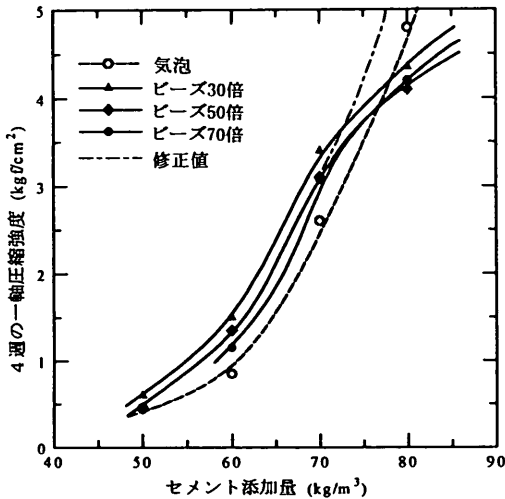


図-2 事前配合試験の結果

合する。

- ③ 気泡混合土の場合は、再度3分間混合し続け、計量された気泡を投入し、さらに30秒混合する。発泡ビーズ混合土の場合は、計量された発泡ビーズ粒を投入して3分間混合する。
- ④ 混合直後に混合土の密度を測定し、密度が $1.2 \pm 0.03 \text{ g/cm}^3$ となっていることを確認する。出来上がった混合土試料を直径5cm、高さ10cmのモールドに流し込む。

3.3 混合土試料の圧力養生

海水を満たした圧力容器²⁾の中にモールドを静置させ、所定の養生圧力を加えて常温状態で28日間養生を行った。

表-4 軽量混合処理土の圧力養生条件

目標強度	$q_u = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$				$q_u = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$				
	養生圧力 kgf/cm ²	0.5	1	2	3	0.5	1	2	3
気泡	●	●	●	●	●	●	●	●	●
ビーズ30				●					●
ビーズ50	●	●	●	●	●	●	●	●	●
ビーズ70	●				●				

各軽量混合処理土の養生条件を表-4に示した。

3.4 一軸圧縮試験による予備実験

1) 圧縮強度の時間的増加

本実験の処理土にはセメントが混合されており、作製の供試体は養生日数とともに強度が増加する。圧縮強度の養生日数による増加特性を把握する目的として、気泡混合土および発泡ビーズ混合土を常温、大気圧で3日、7日、28日、90日間養生したときの一軸圧縮強度を調べた。図-3に各供試体の圧縮強度と養生日数の関係を示す。いずれの供試体も養生日数と共に強度増加を示すが、次に示す時間の対数の関数としてよく表すことができた。

$$q_u = q_{u(3)} + b \ln(T - 2) \quad (1)$$

ここに、 T は養生した日数であり、 $q_{u(3)}$ は養生日数3日における一軸圧縮強度である。

式中の定数 $q_{u(3)}$ および b は、固化材の添加量、混合した軽量材の種類や初期原料土の含水比さらには養生温度によって変化すると考えられる。強度試験の実施日が養

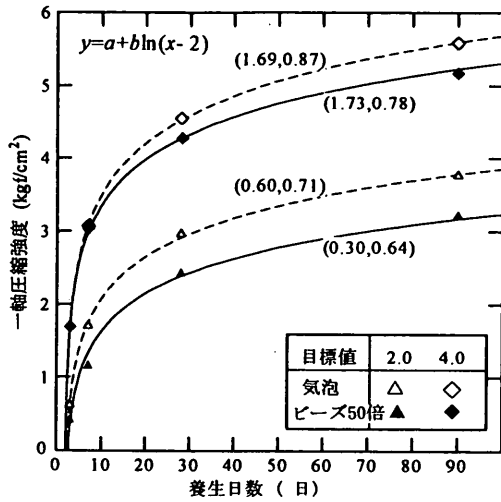


図-3 各供試体の圧縮強度と養生日数の関係

養生日数28日から前後にずれた場合は、式(1)を利用して補正した。図-3のカッコの中に示された数字は今回用いた各種供試体における定数 $q_{u(3)}$ と b の値である。

2) 養生圧力が一軸圧縮強度に及ぼす影響

土田・笠井ら²⁾は、気泡混合土と発泡ビーズ混合土の供試体をまだ固まらない状態で0.5kgf/cm²、1.0kgf/cm²、2.0kgf/cm²の水圧下で水中養生し、養生条件が軽量土の一軸圧縮強度と単位体積重量に及ぼす影響を調べ以下の結果を得ている。

- ① 軽量土を水圧下で養生すると単位体積重量が増加し、一軸圧縮強度も増加する。
- ② 海水面と接する面において浸漬による劣化が生じ、その速度は91日で7~15mmである。

田中・佐藤ら⁴⁾、菊池・梅原ら⁵⁾は、同様の実験を、原料土、練り返し含水比、セメント量、密度などの条件を

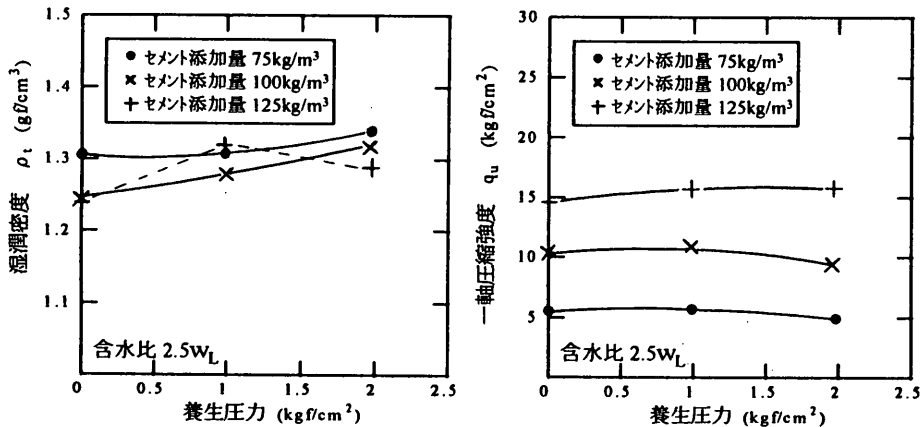


図-4 (a) 気泡混合土の湿潤密度と一軸圧縮強度に及ぼす養生圧力の影響 (菊池ら⁵⁾)

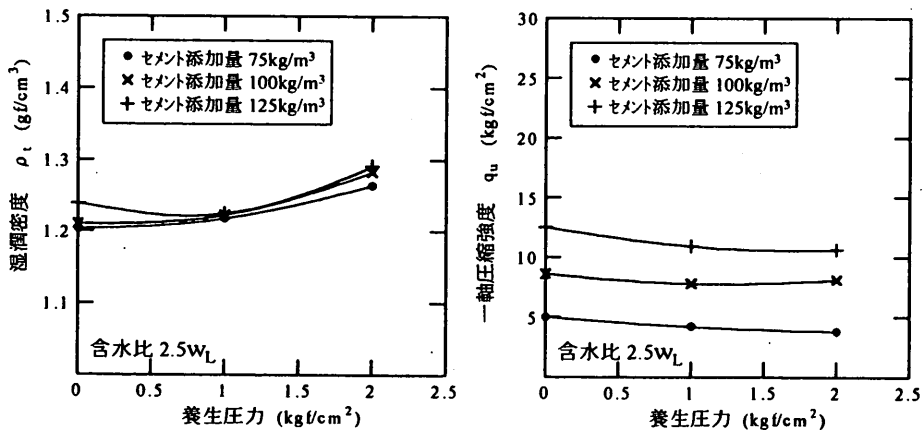


図-4 (b) ビーズ混合土の湿潤密度と一軸圧縮強度に及ぼす養生圧力の影響 (菊池ら⁵⁾)

変えて実施した。図-4 (a)は気泡混合土における養生圧と湿潤密度及び一軸圧縮強度の関係である。図のように養生圧とともに密度は増加する傾向にあるが、これは圧力によってボイルの法則により気泡混合土が収縮したためと考えられる。強度については養生圧力による変化はそれほどみられない。図-4 (b)は発泡ビーズ混合土の場合であり、圧力とともに強度がやや低下する傾向がみられる。

比較のために今回の結果についても一軸圧縮強度と養生圧力の関係についてまとめてみた。図-5は気泡混合土と発泡ビーズ混合土の一軸圧縮強度と養生圧の関係である。図-5をみると、圧力養生をすることで2つの軽量土はともに強度増加特性を示しているが、気泡混合土

の顕著な強度増加に対し、発泡ビーズ混合土はわずかな増加にとどまっている。これらは、土田・笠井ら²⁾、田中・佐藤ら⁴⁾、菊池・梅原ら⁵⁾の結果とほぼ一致している。

3) 一軸圧縮試験における変形特性

応力-ひずみ曲線より変形係数 E_{50} を求め一軸圧縮強度と比較して図-6に示した。図のように両者にはほぼ次のような関係がある。

$$E_{50} = (100 \sim 200) q_u \quad (2)$$

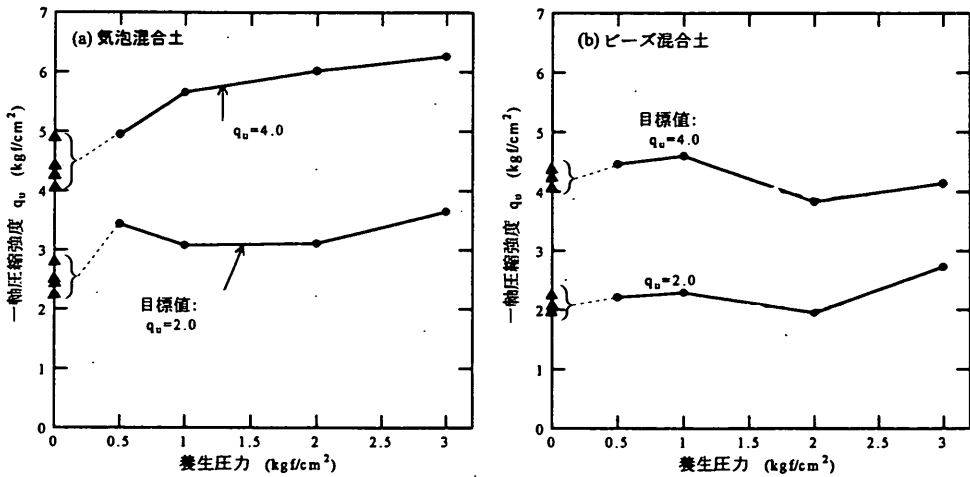


図-5 気泡混合土とビーズ混合土における強度と養生圧力の関係

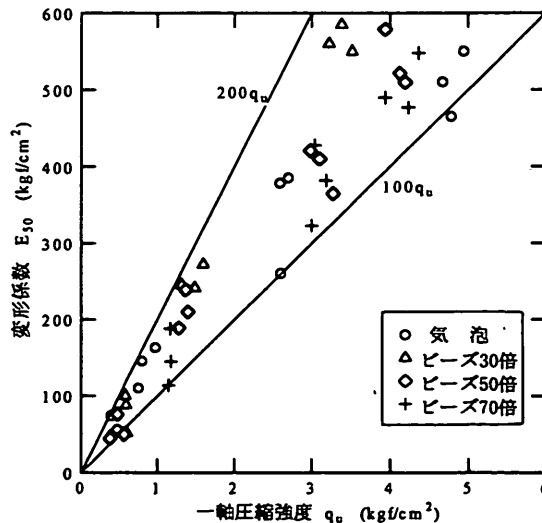


図-6 一軸圧縮強度 q_u と変形係数 E_{50} の関係

4. 三軸非排水圧縮試験⁷⁾

4.1 養生圧力解放後の試料の状態

水圧下の養生を28日行ったあと、供試体を整形して三軸試験機に供試体をセットするためには、養生圧をいったん解放しなければならない。この際に、気泡あるいは発泡ビーズは拘束圧の解放により膨張しようとする。同時に、土粒子とセメントとの間にある固結力は、膨張変形に対して抵抗側に働くことになる。固結力が優位に立てば供試体に引っ張り破壊は起こらないが、逆に気泡内や発泡ビーズの膨張する力が優位に立った場合には、供試体内に亀裂が生じ分裂してしまうことになる。実際にモールドをはずして混合処理土試料を出したところ、亀裂面がほぼ水平方向に貫通して供試体が2, 3に分裂したケースがあった。

分裂した供試体は気泡混合土の供試体で強度の目標値が 2.0kgf/cm^2 で養生圧力が 1.0kgf/cm^2 以上の場合であり、この条件で作製された供試体はすべて亀裂が発生した。一方、同じ条件でも発泡ビーズ混合土の供試体では亀裂が観測されなかった。このような異なった挙動となる原因は十分に説明できないが、気泡と発泡ビーズの圧縮および膨張特性の違いによるものと考えられる。

図-7に気泡と発泡ビーズの応力-変形の関係を模式的に示した。気泡の圧縮と膨張はボイルの法則によって規定されるが、発泡ビーズは弾塑性的な挙動を示す。本実験の供試体では気泡は体積で8.3~8.7%含まれており、養生圧を解除して気泡内に養生圧 p が残留すると気泡混合土には $0.083\sim 0.087p$ の引張力が発生すると考えられる。一般にセメント系固化処理土の引張強度は圧縮強度の10%程度かそれ以下である。したがって、養生圧力が 1.0kgf/cm^2 以上で強度の目標値が 2.0kgf/cm^2 の場合、気泡内の残留圧力と供試体の引張強度はほぼ同程

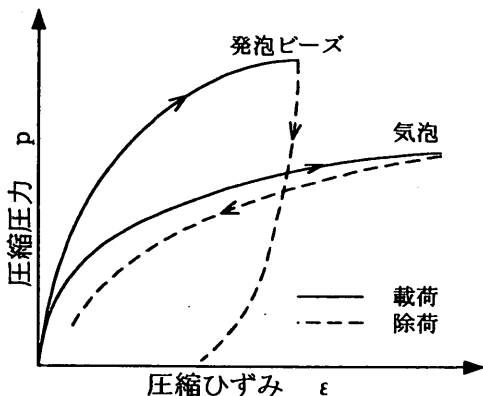


図-7 気泡と発泡ビーズの模式的な応力-変形の関係

度となり亀裂の発生する可能性が考えられる。

また、ひずみの面から考えても、気泡内の圧力が p から半減するには体積は $(p+1)/(0.5p+1)$ 倍になり、 p が 1, 2, 3 kgf/cm^2 のときに気泡体積はそれぞれ33, 50, 60%増加する。供試体の側方膨張はモールドによって拘束されることから、軸方向の伸張ひずみとして換算するとそれぞれ2.8, 4.2, 5.1%となり、引張破壊を生じさせる十分なひずみ量である。

これに対して発泡ビーズの場合は、養生圧力の除荷によって膨張しようとする点では気泡と同様であるが、図-7のように弾性的に挙動すると考えられる。体積弾性係数を 10kgf/cm^2 とすると、養生圧力 p が 1, 2, 3 kgf/cm^2 から半減したときの膨張ひずみは5, 10, 15%と気泡の場合の1/4~1/6である。これは軸ひずみに換算しても0.5~1.5%と小さい。すなわち、発泡ビーズ混合土は気泡混合土に比べて、骨格の膨張によって膨張圧が減少しやすいため、亀裂が発生しにくくなっていると考えられる。

4.2 非排水等方圧縮過程

4.1に述べた過程を経て、端面整形を終えた供試体を三軸セルにセットし、養生圧力に等しい背圧 (バックプレッシャー) σ_{BP} を与え10分ほど待つ。続いて、同じ養生圧力下で出来た同一試料の5供試体に対し有効拘束圧 σ_c' をそれぞれ0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 3.0 kgf/cm^2 加え、さらに10分ほど待ったのちに、0.2%/minのせん断速度で非排水圧縮試験を実施した。

1) 初期の体積圧縮

軽量混合処理土は基本的に不飽和土として考えられるため、背圧や有効拘束圧によって供試体の体積が圧縮されることが予想される。図-8に背圧 σ_{BP} および有効拘束圧 σ_c' によって生じた体積圧縮を示す。図-8(a)に養生圧力に等しい背圧 σ_{BP} をかけたときの体積ひずみ ϵ_{v1} を、図-8(b)に背圧 σ_{BP} より更に有効拘束圧 σ_c' を加えたときに生じた体積ひずみ ϵ_{v2} を示している。図中には欠測データもあったが、背圧値もしくは有効拘束圧が大きいほど体積圧縮が徐々に増加する。また、圧縮強度の目標値が小さい供試体の体積圧縮量はより大きくなっている。全拘束圧 ($\sigma_{BP} + \sigma_c'$)と両方の体積ひずみ ϵ_{v1} の関係を図-8(c)にプロットした。背圧および有効拘束圧により発生した初期の体積圧縮ひずみは、 $\epsilon_{v1} = 0.6\sim 1.6\%$ (強度目標値 4.0kgf/cm^2)、 $\epsilon_{v1} = 1.5\sim 4\%$ (強度目標値 2.0kgf/cm^2)となっている。

2) 間隙水圧の発生

一般に土の間隙水圧係数 B は次式で定義される。

$$B = (\text{発生間隙水圧増分}) / (\text{等方拘束圧の増分}) \quad (3)$$

供試体が不飽和状態であるので、供試体の間隙水圧係

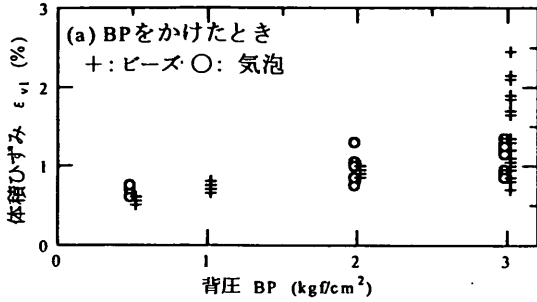


図-8(a) 養生圧の再負荷時の体積変化 ϵ_{v1}

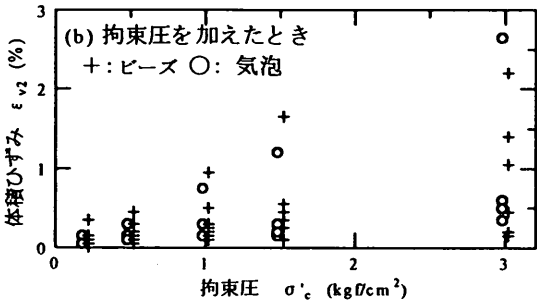


図-8(b) 有効拘束圧を加えたときの体積ひずみ ϵ_{v2}

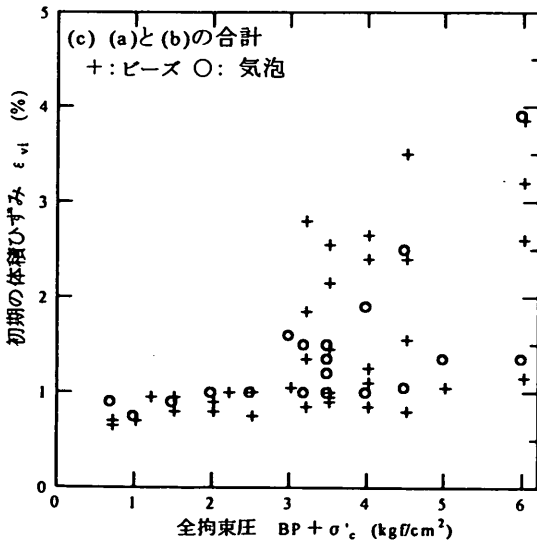


図-8(c) 背圧と拘束圧による体積変化 ϵ_{v1}

数 B 値はかなり低い値となることが考えられる。図-9は、圧縮に供する直前に記録された供試体内の間隙水圧値 u_1 と三軸セルへ加えた全拘束圧 $(\sigma_{BP} + \sigma'_c)$ との関係である。図中における直線の勾配は間隙水圧係数 B 値であるが、図のように、発泡ビーズ混合土の供試体で $B=0.56\sim 0.83$ 、気泡混合土の場合は $B=0.17\sim 0.56$ と、非常に小さな値にとどまっている。両者を比較すると、気泡混合土と比べ発泡ビーズ混合土のほうが供試体内の間隙水圧が発生しやすくなっているが、この点は応力解放時の亀裂の発生しやすさに関係していることが考えられる。すなわち、応力解放によって気泡混合土内に細かい亀裂が生じた結果、間隙内の水圧が気泡部分に排水して消散してしまうということである。一方、発泡ビーズ混合土では、発泡ビーズ内の空気が独立して存在するため混合土内の間隙水圧が上昇しやすいのではないかと推定される。

4.3 非排水圧縮挙動

以下に軽量混合処理土の非排水圧縮せん断時の挙動について述べる。

図-10、図-11はそれぞれ気泡および発泡ビーズ混合土の応力-ひずみ曲線である。試料の圧縮強度としてそれぞれ 2.0kgf/cm^2 、 4.0kgf/cm^2 の目標値を設定したが、気泡混合土の供試体ではすべて目標値以上になっていたのに対し、発泡ビーズ混合土の場合は目標値よりわずかに低い結果となった。具体的には、気泡混合土の圧縮強度は目標値の $1.3\sim 1.7$ 倍であり、発泡ビーズ混合土は目標値の $0.8\sim 1.1$ 倍程度にとどまっている。気泡混合土の圧縮強度が目標値より大きくなったのは、養生圧力によって供試体の密度が若干増加したためと考えられ、この点については後に密度と強度の相関関係によって考察す

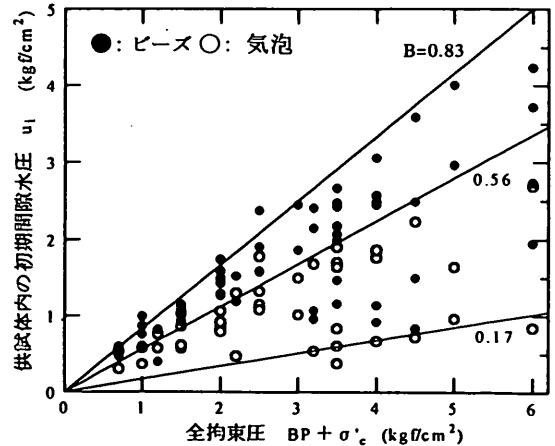


図-9 全セル圧と供試体内の間隙水圧

る。

発泡ビーズ混合土の圧縮強度がやや足りなかった理由としては、図-2に示した事前配合試験関係の代わりに点線のような修正値を採用したことで、セメント添加量が試験値に比べ2~4 kg/m³少なく配合されたことが挙げられる。また、セメント固化材の強度は時間とともに発現していくという特徴があるが、発泡ビーズは長期間圧力下におかれた場合クリープ変形を生じることが考えられる。したがって、養生に伴うセメント固結の強度増加が、発泡ビーズのクリープ変形の影響により相殺され、いくぶん低下したことも考えられる。

図-12(a)と図-12(b)は、せん断過程の有効応力経路である。図のように気泡混合土と発泡ビーズ混合土の応力経路は、やや異なっている。気泡混合土は、飽和度が低くB値が0.5以下と小さいため、せん断にともなう間隙水圧変化はほとんど認められない。したがって、圧縮せん断試験が非排水状態とされながらも、実質的には排水条件に近い状態で行われており、図-12(a)の有効応力経路は全応力経路と変わらず、 $p'-q$ 面上において、ほぼ3:1の勾配で進行していく。ただし、拘束圧 σ_c' が3.0 kgf/cm²と大きい場合、せん断中に正の間隙水圧が発生し、応力経路が左側へ曲がっていく。

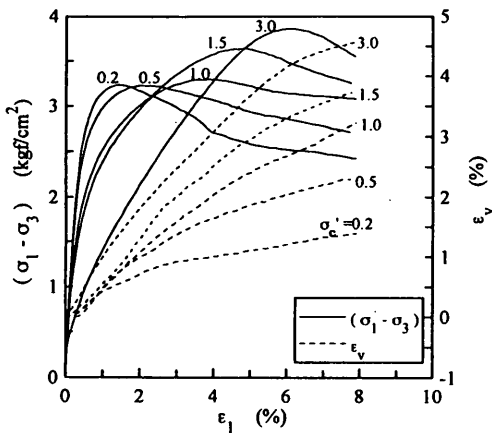


図-10(a-1) 気泡混合土の応力~ひずみ曲線及び体積変化~ひずみ曲線 (目標強度 $q_u=2.0$ kgf/cm², 養生圧力 0.5kgf/cm²)

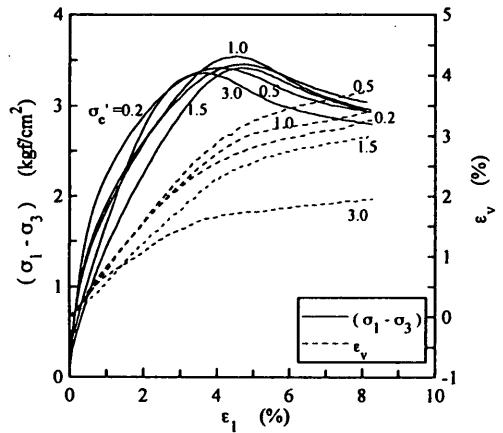


図-10(a-3) 気泡混合土の応力~ひずみ曲線及び体積変化~ひずみ曲線 (目標強度 $q_u=2.0$ kgf/cm², 養生圧力 2.0kgf/cm²)

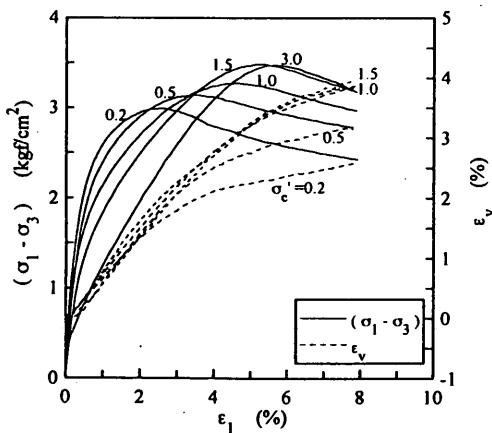


図-10(a-2) 気泡混合土の応力~ひずみ曲線及び体積変化~ひずみ曲線 (目標強度 $q_u=2.0$ kgf/cm², 養生圧力 1.0kgf/cm²)

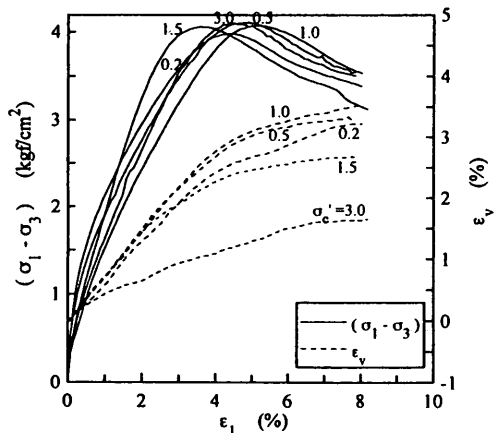


図-10(a-4) 気泡混合土の応力~ひずみ曲線及び体積変化~ひずみ曲線 (目標強度 $q_u=2.0$ kgf/cm², 養生圧力 3.0kgf/cm²)

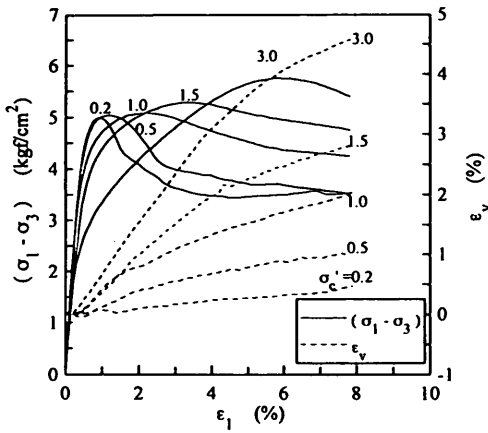


図-10(b-1) 気泡混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度 $q_u = 4.0$ kgf/cm², 養生圧力 0.5 kgf/cm²)

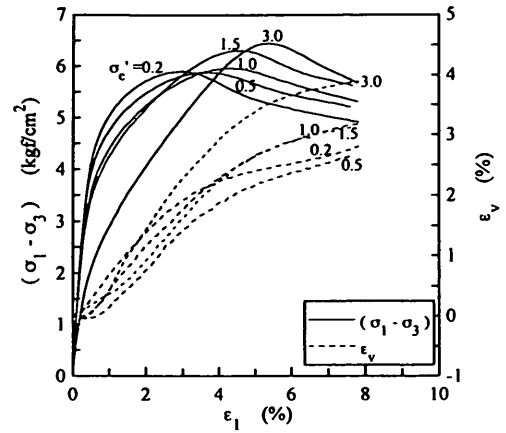


図-10(b-3) 気泡混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度 $q_u = 4.0$ kgf/cm², 養生圧力 2.0 kgf/cm²)

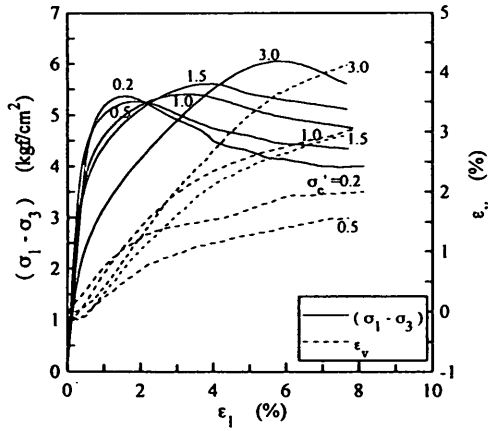


図-10(b-2) 気泡混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度 $q_u = 4.0$ kgf/cm², 養生圧力 1.0 kgf/cm²)

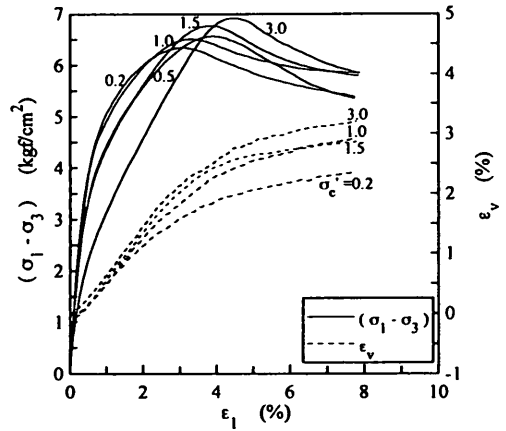


図-10(b-4) 気泡混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度 $q_u = 4.0$ kgf/cm², 養生圧力 3.0 kgf/cm²)

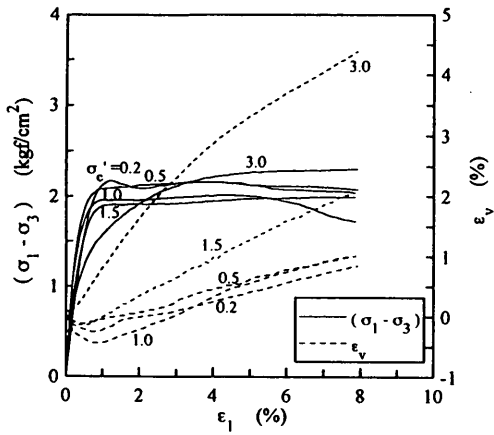


図-11(a-1) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線(目標強度 $q_u=2.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 0.5kgf/cm^2)

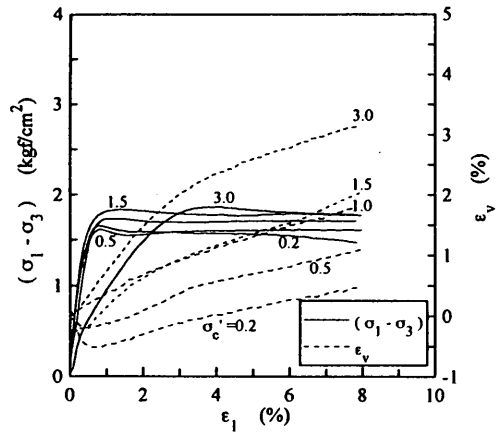


図-11(a-3) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線(目標強度 $q_u=2.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 2.0kgf/cm^2)

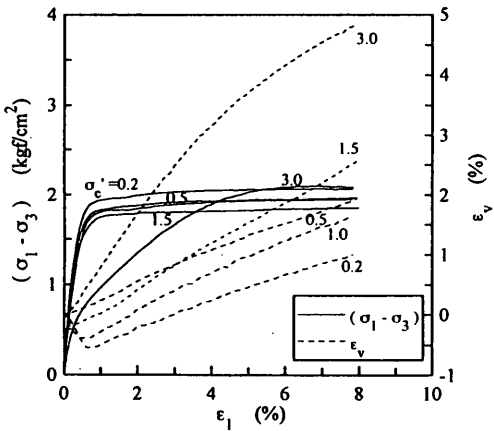


図-11(a-2) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線(目標強度 $q_u=2.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 1.0kgf/cm^2)

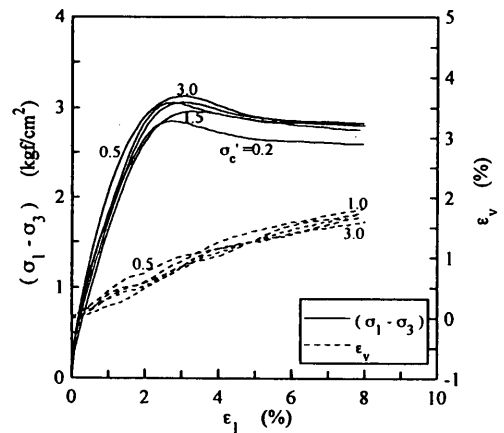


図-11(a-4) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線及び体積変化～ひずみ曲線(目標強度 $q_u=2.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 3.0kgf/cm^2)

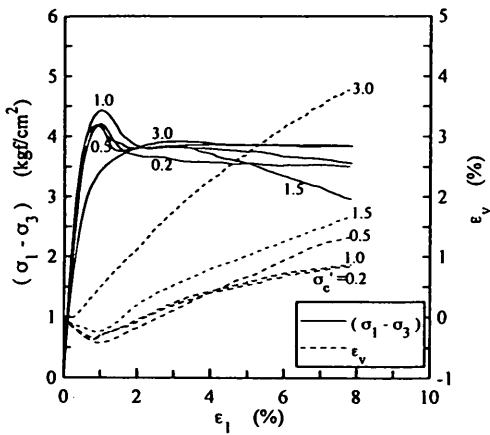


図-11(b-1) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線
及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度
 $q_u=4.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 0.5kgf/cm^2)

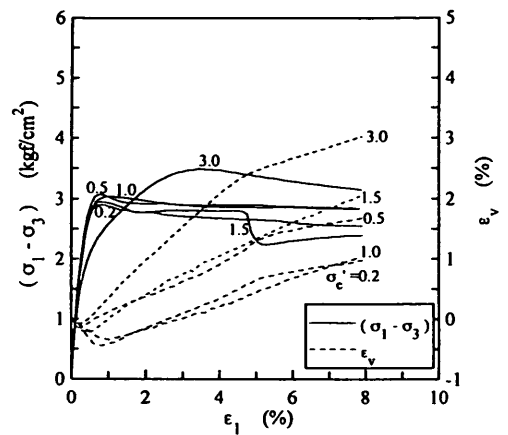


図-11(b-3) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線
及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度
 $q_u=4.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 2.0kgf/cm^2)

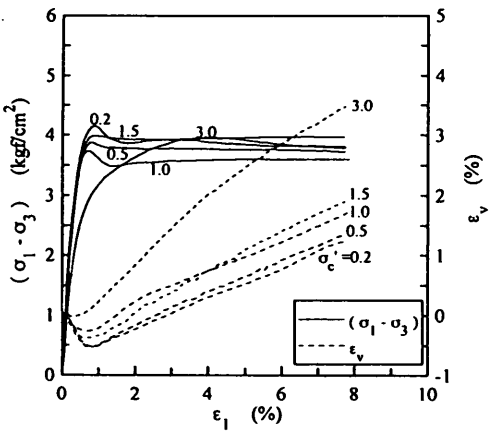


図-11(b-2) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線
及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度
 $q_u=4.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 1.0kgf/cm^2)

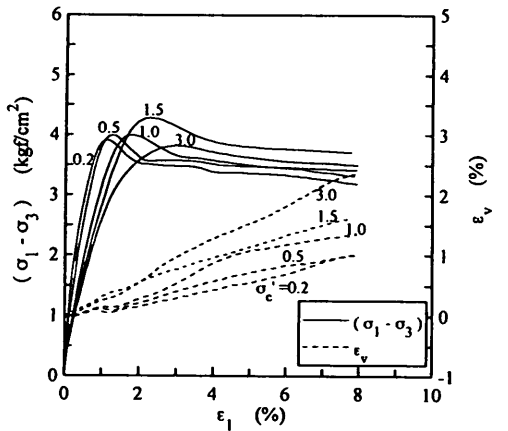


図-11(b-4) 発泡ビーズ混合土の応力～ひずみ曲線
及び体積変化～ひずみ曲線 (目標強度
 $q_u=4.0\text{kgf/cm}^2$, 養生圧力 3.0kgf/cm^2)

図-12(b)の発泡ビーズ混合土の有効応力経路をみると、こちらはB値が0.6以上と比較的大きいため平均有効応力は小さく、ピーク強度に達した後に間隙水圧が減少して有効応力が増加するという重過圧密粘土に似た有効応力径路を示した。また、気泡混合土の場合と同様に、拘束圧が3.0kgf/cm²の場合は正の間隙水圧が発生し正規圧密粘土の挙動に近づいている。

5. 軽量混合処理土の強度・変形に及ぼす各種要因の影響

5.1 強度特性

1) 有効拘束圧の影響

図-10、図-11に示している応力～ひずみ曲線から圧縮時における軸差応力の最大値 $q_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を求め、その結果を図-13に示した。なお、同図に同じく圧力養生した供試体の一軸圧縮強度を併せて示している。一軸圧縮試験では、拘束圧がないので、一軸圧縮強度 q_u のデ

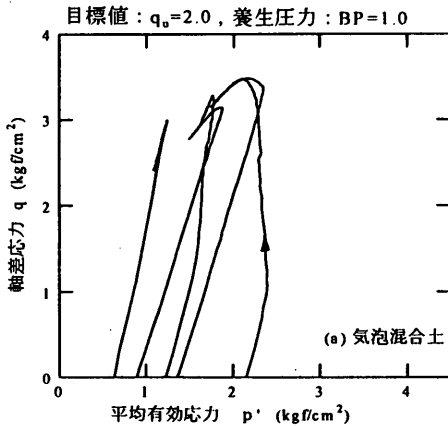


図-12(a) 有効応力径路 (気泡混合土)

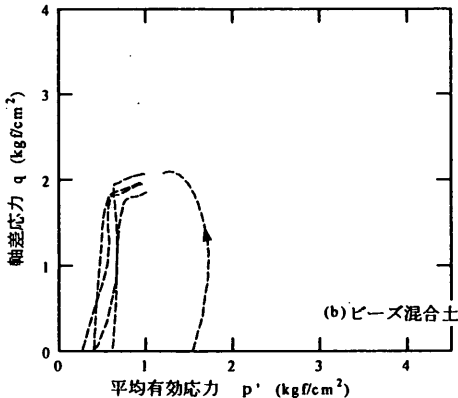


図-12(b) 有効応力径路 (発泡ビーズ混合土)

ータは $\sigma'_c = 0$ の位置 (縦軸上) にプロットされている。一軸圧縮強度は圧縮ひずみの速度が1%/minであり、三軸試験のひずみ速度0.2%/minの5倍となっている。通常の粘土のようにひずみ速度が10倍速いと供試体の強さが8%増えるとする、図-13に示している一軸圧縮試験の強度を三軸試験の強度と比較するには、5～6%下方に修正する必要がある。

三軸非排水圧縮試験の結果については、圧力養生期間は28日を目標としたが、実際実施日は予定より1、2日ずれたケースもあった。ただ、式(1)を準用して養生日数に関する補正を行っても精々1～2%しか変わらない。

図-13の結果より、有効拘束圧が圧縮強度に及ぼす影響をみると、気泡混合土の場合、有効拘束圧が大きくなるにつれ、圧縮強度はやや増加している。一方、発泡ビーズ混合土の場合は有効拘束圧の影響がほとんど認められない。

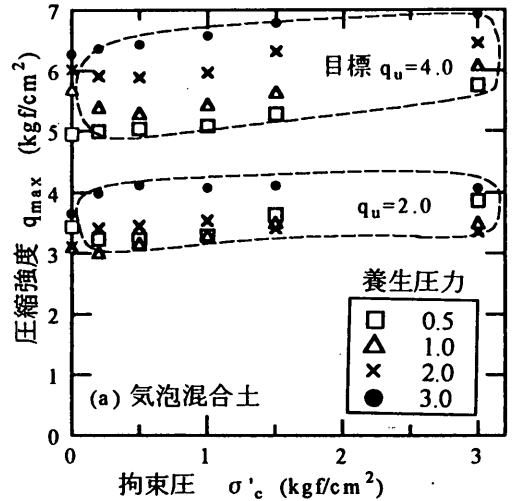


図-13(a) 圧縮強度と拘束圧の関係 (気泡混合土)

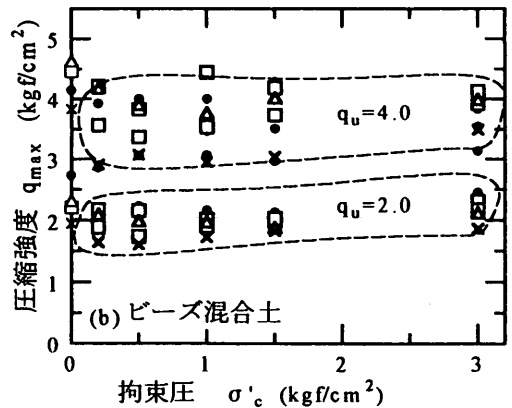


図-13(b) 圧縮強度と拘束圧の関係 (発泡ビーズ混合土)

2) 養生圧力の影響

養生圧力の大きさがどのように圧縮強度に影響を及ぼすかを示したのが図-14(a), (b)である。

同一の種類の軽量混合処理土においても、目標強度が 2.0kgf/cm^2 のものとは 4.0kgf/cm^2 のものでは養生圧力に伴う圧縮強度の変化の様子は若干異なっている。図-14(a)に示しているように、気泡混合土の目標値 4.0kgf/cm^2 のときの圧縮強度だけは、養生圧力が大きくなるにつれ単調に増加しており、目標値 2.0kgf/cm^2 のものは養生圧力が 1.0kgf/cm^2 前後で圧縮強度がわずかに低下している。図-14(b)の発泡ビーズ混合土の結果では、どちらも養生圧力が 2.0kgf/cm^2 のところで圧縮強度は最小値を示しているようである。図-15に、今回の試験に用いた発泡倍率が50倍の発泡ビーズの体積圧縮と圧力の関係を示す。圧力が 2.0kgf/cm^2 ぐらいまでは圧縮量が比較

的小さく弾性的な挙動を示すが、圧力が 2.0kgf/cm^2 あたりを過ぎると、体積圧縮は急激に増加し、しかも時間とともに増えていくのである。したがって、長時間にわたって 3.0kgf/cm^2 の圧力下に置かれた場合、このような発泡ビーズはもとの体積を $1/2\sim 1/3$ 以下に縮小することが十分考えられる。このとき、密度増加による強度増加は発泡ビーズのクリープ変形による強度発現の減少よりも優勢となることがあり得るので、図-14(b)のような結果となったかもしれない。ただし、供試体の作製に際してすべて同じバッチで混合し作られたわけではなかったため、単位体積あたりに消費した混合エネルギーや作製時の手順上の微妙な違いなどによって、このような結果がもたらされたとも考えられる。

3) セメント添加量

軽量混合処理土の強度は添加セメントの量によって支配される。図-16は、実際に添加したセメント量と得られた供試体の圧縮強度との関係を示す。同図には、事前の混合試験より得られたセメント量と一軸圧縮強度の関係曲線も併せて示した。養生圧力および有効拘束圧の大きさにより三軸非排水試験から得られた圧縮強度はばらついており、ある上下範囲に分布している。図-16において陰部分でその範囲を表すが、水圧下で養生した軽量処理土の圧縮強度は、発泡ビーズ材を利用した場合、大気圧下で養生したものの一軸圧縮強度とはほぼ同等で、気泡混合材の場合は $30\sim 70\%$ 程度強くなっていることがいえる。

4) ビーズの発泡倍率の影響

発泡ビーズの発泡倍率を30, 50, 70倍の3種類とし、

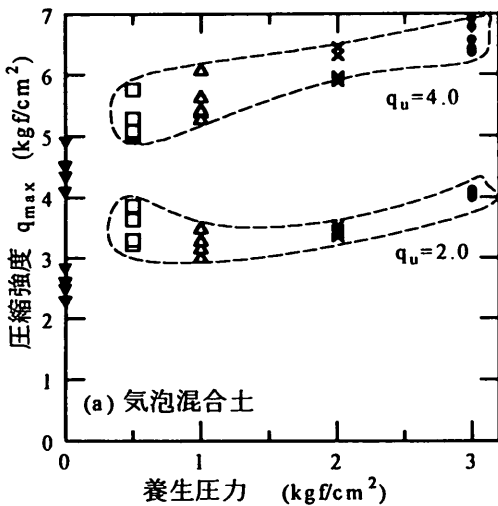


図-14(a) 圧縮強度と養生圧力の関係 (気泡混合土)

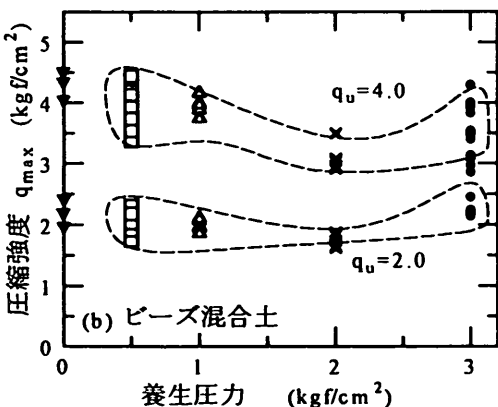


図-14(b) 圧縮強度と養生圧力の関係 (発泡ビーズ混合土)

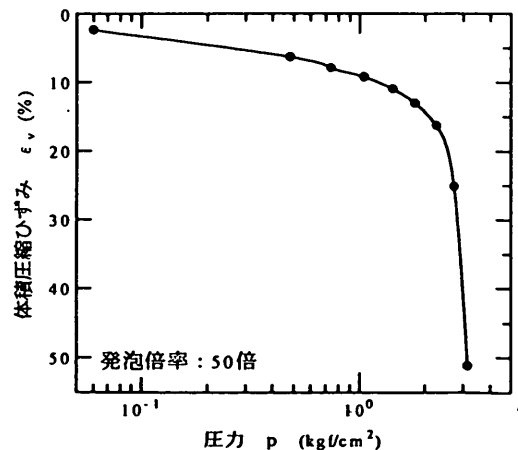


図-15 発泡ビーズの圧力と圧縮量の関係

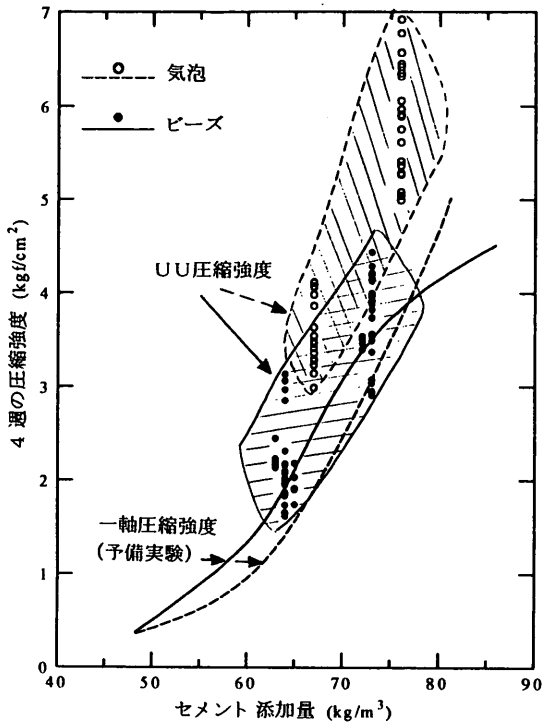


図-16 セメント添加量と強度の関係

それぞれの供試体のせん断挙動の変化を図-17(a), (b)に示した。図-17(a)は発泡倍率50倍と70倍の発泡ビーズ混合土を0.5kgf/cm²で圧力養生したもの、図-17(b)は50倍と30倍の発泡ビーズ混合土を3.0kgf/cm²で圧力養生したものである。図中には、圧縮強度の目標値が4.0kgf/cm²のものを黒マークで、2.0kgf/cm²のものを白マークで表している。

図をみるとビーズの発泡倍率によって、応力~ひずみ曲線には大きな差が認められない。しかし、せん断中の体積ひずみ変化に着目すると、図-17(a)における70倍の供試体の体積膨張傾向は50倍の供試体より小さく、図-17(b)における50倍のほうが30倍の供試体より小さい。すなわち、他の条件が同じ場合、ビーズの発泡倍率が小さい混合土ほどせん断にともなう体積膨張が顕著になる。また、発泡倍率が非常に大きいとも考えられる気泡混合土の場合は、図-10に示したように体積膨張現象がほとんど見られない。

5) 残留強度

次に、応力~ひずみ曲線からひずみの大きな部分における残留強度について着目してみる。軽量混合処理土はセメント固化作用によってスラリー状態から固まったものなので、一般的には圧縮やせん断を受けると脆性的な

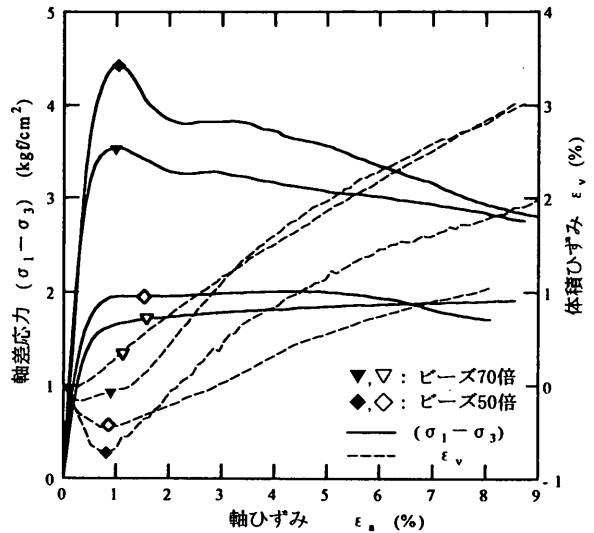


図-17(a) ビーズの発泡倍率が70倍と50倍のときの応力~ひずみ関係の比較 (養生圧力0.5kgf/cm², 拘束圧1.0kgf/cm²)

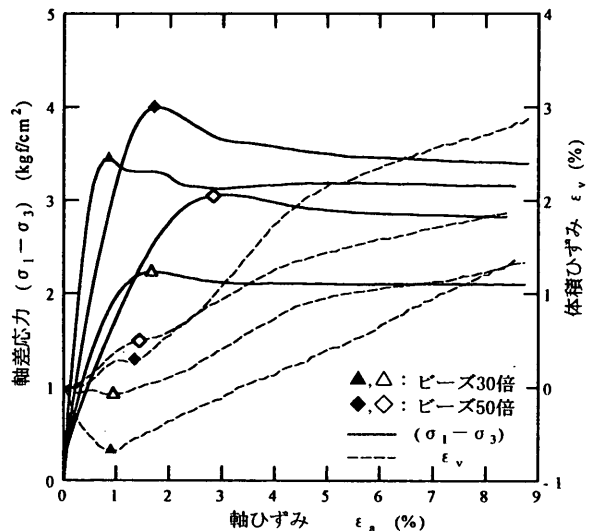


図-17(b) ビーズの発泡倍率が50倍と30倍のときの応力~ひずみ関係の比較 (養生圧力3.0kgf/cm², 拘束圧1.0kgf/cm²)

破壊になると考えられる。図-18に一軸圧縮試験における応力~ひずみ曲線の例⁹⁾を示すが、確かに圧縮変形に伴い供試体が脆性的な挙動を示しており、破壊後は圧縮応力が急速に低下して圧縮ひずみが5%程度になると強度は半分以下に低下している。しかし、現実の使用条件を考えると、軽量混合土は水圧下で土圧を受けている状態で破壊に至ることが想定されるので、三軸非排水試験

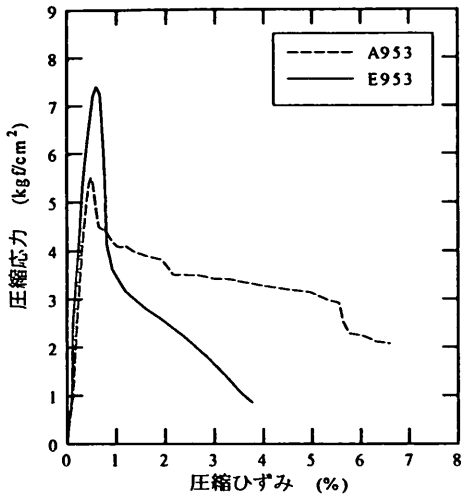


図-18 一軸圧縮試験における応力～ひずみ曲線

が原位置の条件に対応していると思われる。

図-10に示す気泡混合土の応力～ひずみ曲線を見ると、いずれの供試体のカーブも明瞭なピーク値を示している。これに対して、図-11の発泡ビーズ混合土の場合は、小さなピークがみられる場合や拘束圧が極端に大きいケース ($\sigma'_c = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$) を除けば、全体的にピーク値が現れない応力～ひずみ特性を示している。ここで、圧縮せん断時の軸差応力の最大値 q_{\max} として定義する圧縮強度に対して、軸ひずみが8%となるとききの軸差応力 $q_{(8\%)}$ を残留強度と定義して両者の比 $q_{(8\%)} / q_{\max}$ を調べた。図-19(a), (b)に気泡および発泡ビーズ混合土の $q_{(8\%)} / q_{\max}$ をそれぞれ示した。残留強度比は拘束圧が大きくなるにしたがって徐々に1へ近づくことがわかる。また、残留強度比の値は気泡混合土よりも発泡ビーズ混合土のほうが大きく、気泡混合土の残留強度はピーク時の70~90%程度で、発泡ビーズ混合土の場合は80~95%以上となっている。発泡ビーズ混合土が破壊に達した後もねばり強い特性を持っているのは、破壊進行につれ固化した骨格構造が担っていた応力の一部が発泡ビーズ粒子によって代替されるためと推定される。

5.2 変形特性

1) 変形係数 E_{50}

図-10および図-11の応力～ひずみ曲線の立ち上がりを見ると、その初期勾配は有効拘束圧 σ'_c が大きくなるほど次第に低下する傾向が見受けられる。特に有効拘束圧が 3.0 kgf/cm^2 のケースでは、初期の応力曲線が緩やかな勾配となっていることが顕著である。ここでは、一軸圧縮試験法に規定された方法に則り各供試体の変形係数

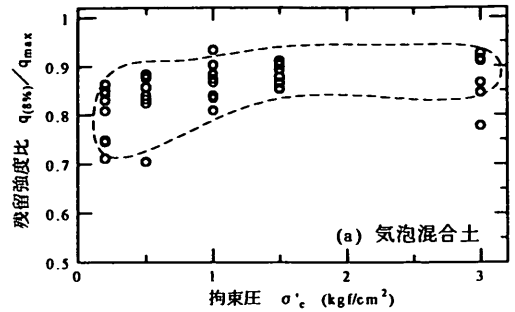


図-19(a) 気泡混合土の拘束圧と残留強度比の関係

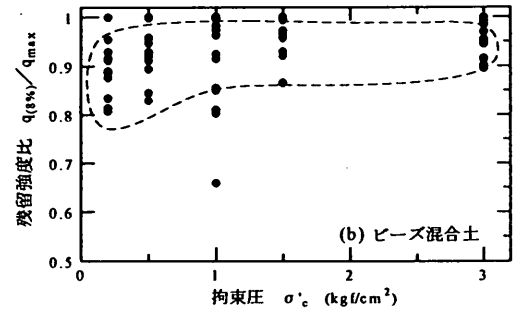


図-19(b) 発泡ビーズ混合土の拘束圧と残留強度比の関係

E_{50} を求めた。

図-20に変形係数 E_{50} と全拘束圧 ($\sigma_{BP} + \sigma'_c$) との関係を示す。全拘束圧が $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ という実用的な範囲においては、 E_{50} の値にはそれほど変化が認められないが、拘束圧がこれ以上大きくなるとともに、 E_{50} の値は明らかに低下している。とくに拘束圧力が供試体の降伏応力を超えてしまうような場合は、供試体が大きく変形し剛性が著しく低下する。

図-21に変形係数と圧縮強度との相関を示した。図-7に示した一軸圧縮試験の結果と比較すると、全体的にバラツキの程度が大きくなっているが、これは拘束圧の影響によるものである。実際図中において、上限近傍に位置するものは低拘束圧でのデータで、下限近傍のものは高拘束圧下のデータであった。変形係数と圧縮強度の相関関係はほぼ次のように表される。

$$E_{50} = (40 \sim 260) q_{\max} \quad (4)$$

2) 体積変化

軽量化混合材としての気泡と発泡ビーズは非常に圧縮性に富んでいるため、軽量混合処理土全体の体積は非非

水圧縮せん断とともに変化する。その変化量は内セル内の水位の変化によって測定されており、同じ図-10、図-11に非排水圧縮に伴う体積ひずみ変化 ε_v が破線で示されている。

一般に、有効拘束圧 σ'_c が大きいほど、圧縮せん断時に

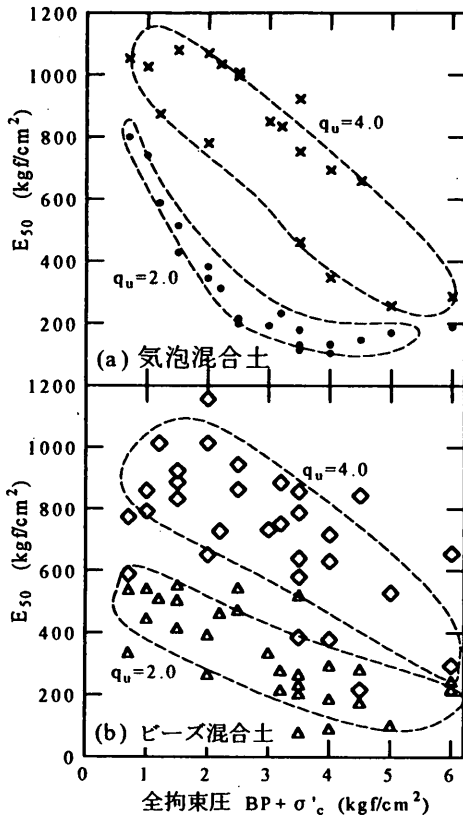


図-20 変形係数と全拘束圧 (a) 気泡混合土 (b) 発泡ビーズ混合土

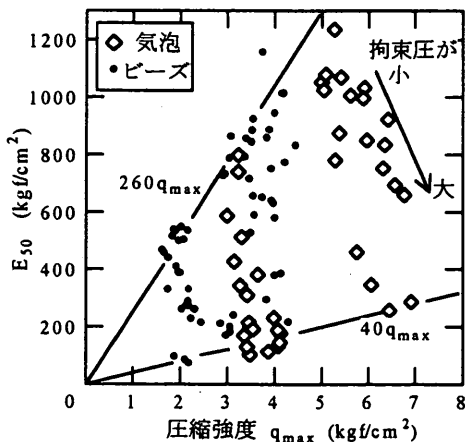


図-21 変形係数と圧縮強度の関係

生じる体積圧縮が大きくなる傾向を示す。しかし、気泡混合土が $\sigma'_c = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ の拘束圧を受けたとき、体積圧縮が逆に小さくなっているケースもある。全拘束圧があるレベル以上となれば初期と圧縮せん断によるトータルの体積圧縮量 ε_f はあまり変わらなくなると思われる。図-7に示したように、背圧と有効拘束圧が大きかった場合、初期に発生した体積ひずみ ε_{v1} は2~4%にも達している。図中に示されている体積ひずみは実質的に $(\varepsilon_f - \varepsilon_{v1})$ の値なので、2~4%の初期値がすでに生じていることを考えるとその後の圧縮せん断に伴う体積ひずみ ε_v が小さくなることは納得できる。

一方、発泡ビーズ混合土で拘束圧 σ'_c が小さいものは、軸ひずみ約1%まで体積膨張の傾向を示している。これは養生圧力の一時的な解放によってもたらされた結果と考えられる。三軸試験機における圧縮せん断に先立ち、養生圧力に等しい背圧、さらに有効拘束圧を与えたが、背圧時の供試体は必ずしも圧力解放以前の状態に戻ったわけではない。すなわち、圧力養生時には、土骨格に働く有効応力はゼロで、発泡ビーズおよび間隙水に働く圧力は養生圧に等しい。このとき、発泡ビーズと土骨格との間に応力は作用しないと考えられる。供試体は、養生圧力の解放により、成型時には間隙水圧がほぼ完全になくなった状態となるであろう。よって、発泡ビーズの膨張で土骨格が伸張応力状態に転じると推定される。次に供試体に背圧 σ_{BP} 及び拘束圧 σ'_c が供されるが、発泡ビーズの圧縮性により疑似的に不飽和状態であるため、全応力のかなりの割合は土骨格によって受け持たれ、土骨格はこの有効応力で圧縮されることになる。骨格と発泡ビーズが一体として変形すると考えれば、このとき発泡ビーズは圧力養生時に比べ更に圧縮されている状態にある。圧縮せん断に伴い骨格構造が壊され両者の変形の整合条件はしだいになくなり、発泡ビーズが比較的自由に膨張でき供試体全体の体積が増える結果になると考えられる。全体の拘束応力が非常大きい場合は体積膨張は見られないが、これはせん断を受けるまえに、大きな圧密圧力によって供試体の骨格がすでに壊されたからと推定される。

3) ポアソン比 ν

ポアソン比 ν は $\nu = -\varepsilon_3 / \varepsilon_1$ として定義されている。しかし、土質材料の場合はせん断とともに体積変化の特性は大きく変わるので、各ひずみレベルにおけるひずみ増分の比をポアソン比として用いることがしばしばある。このとき、ポアソン比は $\nu^* = -\Delta\varepsilon_3 / \Delta\varepsilon_1$ の形で定義される。

図-22と図-23に、三軸非排水圧縮試験における ν と ν^* の代表的な結果を示す。図のように圧縮せん断過程において ν はつねに変化するので、設計においてどの時点の値を採用すべきかは今後検討を要する問題である。ただ、図-22と図-23をみると、気泡混合土の場合はいったん最 $\nu_{min}=0.1\sim 0.2$ になり、その後徐々に 0.4 ぐらいに近づくが、発泡ビーズ混合土は当初の 0.5 以上からしだいに低下し、最終的には同じ 0.4 ぐらいに近づくことが分かる。初期に $\nu > 0.5$ となるのは初期圧縮せん断時における体積膨張の傾向によるものである。また、図-22と図-23に示す ν と ν^* の結果を比べると、ポアソン比の定義し方の違いにより値の大きさは異なるものの、全体的な変化の傾向は同様になっている。

5.3 供試体の湿潤密度について

軽量混合処理土を利用する場合、材料の強度・変形特性とともに、材料の密度変化が問題になる。特に軽量土が水面以下に長期間置かれたときに、周囲の水の侵入による湿潤密度の増加が考えられる。今回の実験においては、軽量土試料調整時の密度が 1.2gf/cm^3 となるように設定した。圧力養生後、三軸試験機にセットする直前に測定した密度の結果を図-24に示すが、全供試体の平均値は 1.24gf/cm^3 であった。なお、データポイントの重なりを避ける目的で横軸における養生圧力データは発泡ビーズ混合土と気泡混合土と互いに少々ずらしてプロットしてある。

図をみると、軽量混合処理土の湿潤密度は設定した目標値より若干大きくなった。また、発泡ビーズ混合土と

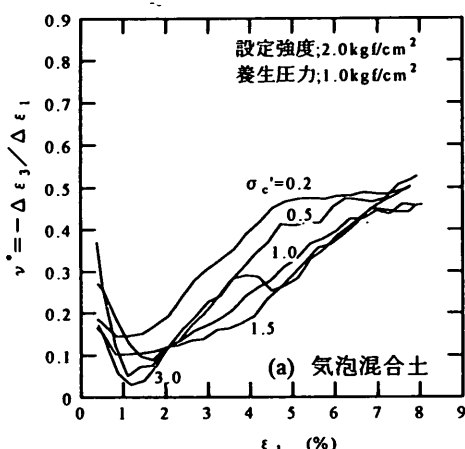
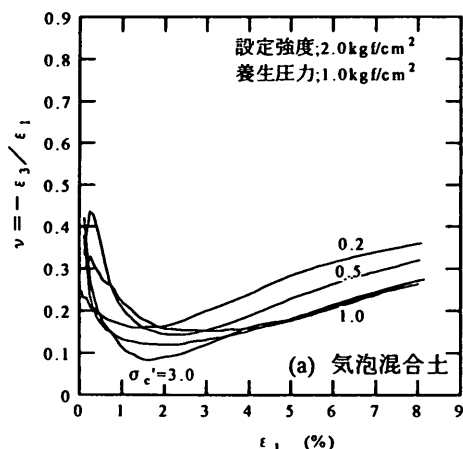


図-22(a) 三軸 UU 試験における気泡混合土のポアソン比 ν

図-23(a) 三軸 UU 試験における気泡混合土のポアソン比 ν^*

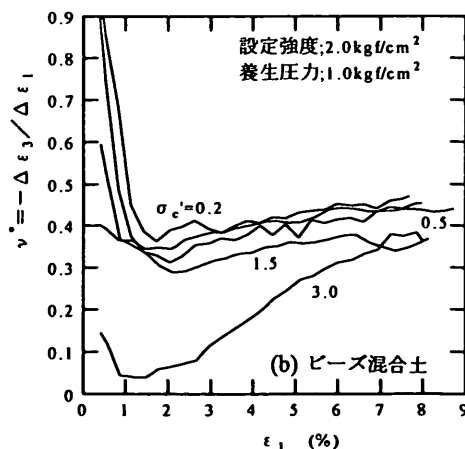
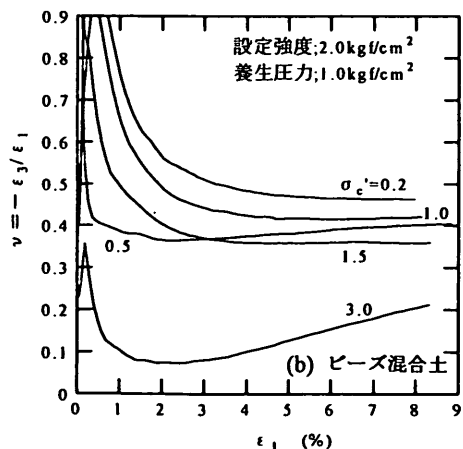


図-22(b) 三軸 UU 試験における発泡ビーズ混合土のポアソン比 ν

図-23(b) 三軸 UU 試験における発泡ビーズ混合土のポアソン比 ν^*

気泡混合土のいずれの軽量化処理土も養生圧力が大きくなるにつれて湿潤密度が増加し、養生時の圧力が1 kgf/cm²増えると湿潤密度がおおよそ0.02~0.03gf/cm³増加している。また、発泡ビーズ混合土では、養生圧力が1 kgf/cm²以下では、湿潤密度と養生圧力間の増加関係が認められない。これは、圧力が小さいときに発泡ビーズの体積圧縮が弾性的変形に限られその量が小さいためと考えられる。

気泡混合土の場合も、発泡ビーズ混合土ほど顕著ではないが、養生圧力がある程度以上となってからその影響が出始めるという傾向が図-24に示されている。すなわち、気泡の収縮は必ずしもボイルの法則に従わず、圧力が少し大きくなっても気泡の体積圧縮は理論値ほど生じていないようであり、これは気泡内圧力および気泡表面張力の影響とも考えられる。この点は、土田・笠井らによる既往の研究とやや異なった結果であり、今後さらに

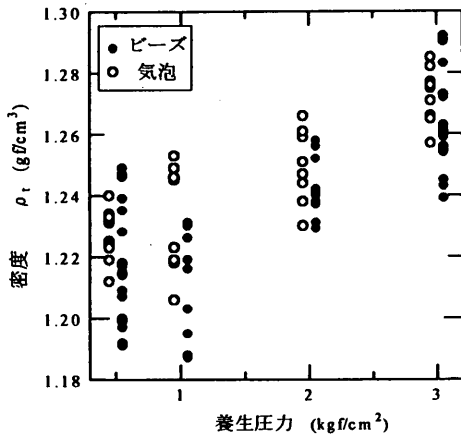


図-24 養生圧力と湿潤密度の関係

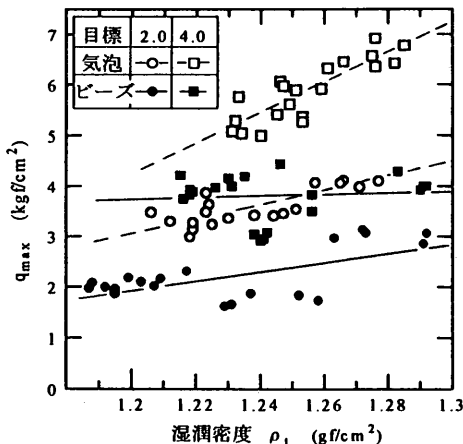


図-25 圧縮強度と湿潤密度の関係

検討が必要である。

セメント固化材で処理された軽量混合土の強度は基本的にセメント添加量によって決まるが、添加セメントの量が一定でも、強度は湿潤密度が大きくなるとともに増加することが一軸圧縮試験において知られている⁸⁾。図-25に三軸 UU 試験における圧縮強度 q_{max} と湿潤密度 ρ_1 との関係を示した。目標強度が4.0kgf/cm²の発泡ビーズ混合土を除けば、湿潤密度増加に伴う強度増加が認められ、とりわけ気泡混合土の強度増加傾向は明らかである。

5. 4 非排水圧縮試験結果のまとめ

非排水圧縮試験により、軽量化した混合処理土の強度・変形特性に関して以下のことがいえる。

- ① 水圧下での養生は、軽量混合処理土の圧縮強度に顕著な影響を与えるものではない。養生圧力が大きければ気泡混合土の圧縮強度はやや増加するが、発泡ビーズ混合土の場合はその影響がほとんど見られなかった。また、拘束圧 σ_c' が変化した場合でも、圧縮強度の結果には増減が認められなかった。
- ② 全体の拘束圧力 ($\sigma_c' + \sigma_{BP}$) が大きくなると変形係数 E_{50} の値が低下する。ただし、全拘束圧が1~2 kgf/cm² といった実用的な範囲においては、 E_{50} の値にはそれほど変化が認められなかった。
- ③ 圧縮せん断にともなって軽量混合処理土のポアソン比 ν は大きく変化し、最終時には約0.4ぐらいの値に落ちつく。気泡混合土のポアソン比は圧縮ひずみ ϵ_1 が1~2%のときに0.1~0.2と最小値を示す。
- ④ 発泡ビーズ混合土のポアソン比については、気泡混合土よりも高い値が得られた。ただし、今回得られた数値を解決する上では、養生圧力をいったん解放し再び加えたことによる影響についての検討が必要である。

6. 三軸 K_0 圧密試験⁹⁾

軽量混合処理土は護岸や岸壁の裏込め材としての利用が期待されるが、これらの設計においては静止土圧係数 K_0 が重要な定数となる。本研究では三軸試験機を用いて K_0 圧密を行い、圧縮ひずみや圧縮応力による K_0 値の変化について検討した。

なお、軽量混合土の K_0 値を調べた既往の研究としてはプラダンらによる報告がある¹⁰⁾。プラダンらは、山砂とEPSビーズを混合しセメントを添加した試料を用いて三軸試験装置により K_0 値を測定した。図-26はプラダンらが求めた K_0 値と鉛直有効応力の関係である。これらの

結果より、プラダンらは、セメントの結合が切れる前までの K_0 値は0.2程度であるとしている。

6.1 供試体と試験方法

軽量土の作成方法は3章に示したとおりである。ただし、供試体の養生は水圧下ではなく通常の大気圧下での湿潤状態で28日間行った。

K_0 圧密試験は、図-1に示した二重セル式の三軸試験機を用いて実施した。供試体を試験機へのセットする手順は三軸 UU 試験の場合と同様である。ただし、圧密時の排水経路を確保するため、供試体の側面とメンブレンとの間に十分に湿らせた濾紙を巻いている。 K_0 圧密過程において、側方ひずみ ϵ_3 がゼロとなるように側圧制御を行うが、 ϵ_3 は供試体の体積変化に基づいて算出されるので濾紙の圧縮による体積変化量に対する補正³⁾を随時行った。三軸 K_0 圧密試験の具体的な手順は以下のとおりである。

- ① 最初に、供試体を 0.2 kgf/cm^2 の圧力で等方圧密させる。これは、供試体をセットする過程での濾紙などに残る余分な水を排除するとともに、供試体と機械のペダスタルやキャップとを密着させるためである。なお、圧密試験用の供試体は大気圧状態で養生されたものなので、圧密試験時には背圧を加えていない。体積変化および排水量の変化がほとんどないと判断できるまで十分に等方圧密を行った。
- ② K_0 圧密の本試験に入る。このとき、軸圧 σ_1 とセル圧 σ_3 を同時に、パソコン計測・制御によってコントロールする。軸圧 σ_1 の最終値は、供試体の圧密降伏応力およ

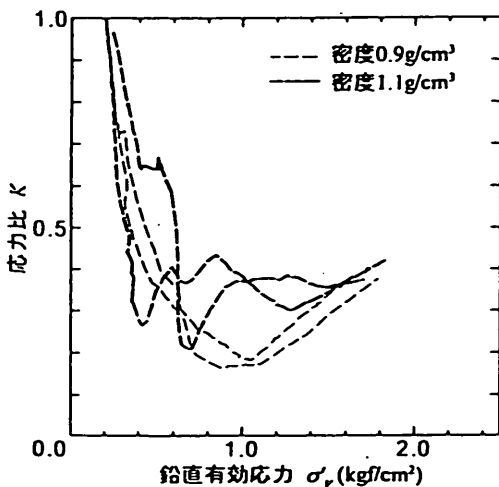


図-26 K_0 値と鉛直方向有効応力の関係 (プラダンら¹⁰⁾による)

び三軸機械の圧力許容範囲を考慮して、約 10 kgf/cm^2 とした。軸圧の増加速度は $0.65 \text{ kgf/cm}^2 / \text{時間}$ の一定値とし、軸圧を上げながら側方ひずみ ϵ_3 が生じないように随時セル圧を調整する。なお、セル圧の制御は片振り方式で行った³⁾。すなわち、 K_0 圧密試験中にセル圧を上げる操作のみを行い、仮に側方ひずみが供試体断面を収縮させることになってもセル圧を減少させる操作は行わなかった。

- ③ 軸圧が設定した最終値になったら、軸圧とセル圧の両方の制御を打ち切り、供試体の変化の測定のみを試験の最後まで続行する。

6.2 K_0 圧密試験の結果

図-27に K_0 圧密試験中における各圧力の時間変化の一例(発泡ビーズ70倍の混合土、圧縮強度の目標値 $q_u = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$)を示す。図-27に示すセル圧の変化から、軸方向の応力 σ_1 が供試体の圧密降伏応力 p_c に達するまでは、側方ひずみがほとんど発生しないため実質的にセル圧 σ_3 の制御は行っていないことがわかる。

K_0 圧密中の制御の精度は側方ひずみ ϵ_3 によって表されるが、図-28に軸方向と側方のひずみの時間的変化を示した。側方ひずみの制御には、片振り方式を採用したため、膨張側(図中 ϵ_3 がマイナス値)のひずみはほとんど生じず、 ϵ_3 の最大値は約 0.02% であった。 K_0 圧密の条件として一般的に考えられている 0.05% 以下の要求が満たされており、精度のよい K_0 圧密制御ができたといえる。なお、軸ひずみ ϵ_1 は、圧密時間が12時間経過した頃に 18% のところで止まったが、これは軸ひずみが三軸試験機のストロークの限界となったためである。

図-29において、内セル内の水位変化により測定された供試体の体積変化 ΔV と、ビューレット管により測定

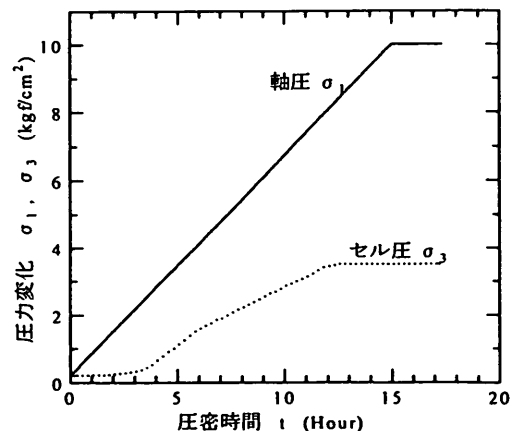


図-27 K_0 圧密中における軸圧とセル圧の変化

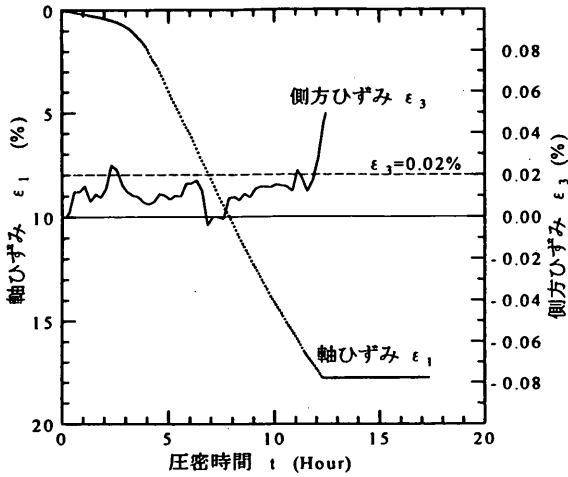


図-28 K_0 圧密中の軸ひずみと側方ひずみの変化

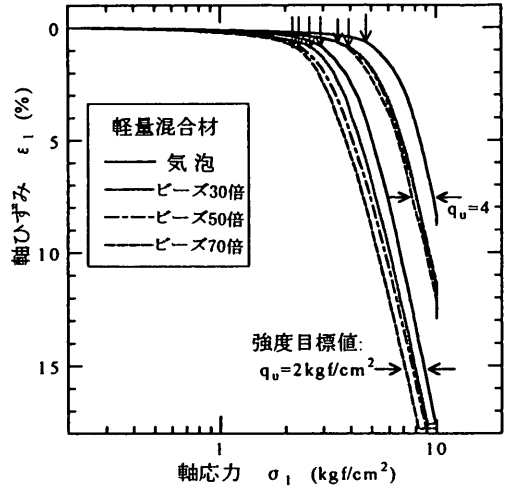


図-30 K_0 圧密中の軸応力と軸ひずみの関係

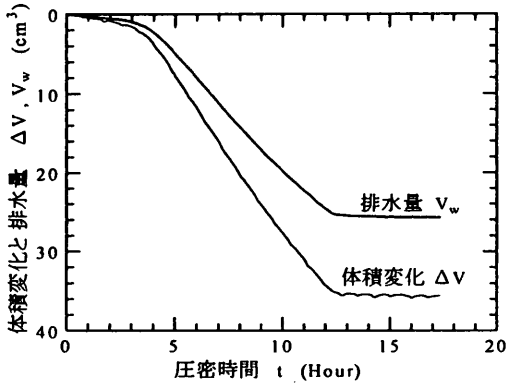


図-29 供試体からの排水量と体積変化量

された供試体から排出した間隙水の量 V_w とで比較する。圧密応力の増加につれ、供試体内の気泡あるいは発泡ビーズが圧縮され、両者の変化量が一致しなくなる。したがって、両者の差 ($\Delta V - V_w$) が気泡あるいは発泡ビーズの体積圧縮量である。

6.3 圧密降伏応力

図-30に三軸 K_0 圧密における各供試体の圧縮曲線を示す。圧密における降伏点は明瞭に現れており、その降伏応力はそれぞれの三軸圧縮強度とほぼ同等かやや大きい値となっている。

一方、圧縮特性に着目すると、降伏前と降伏後に非常に大きな変化が生じたことが分かる。圧密降伏前の状態では、1 log サイクルの軸応力増加で軸圧縮がわずか0.4%程度なのに対し、降伏した後では、1 log サイクルの軸応力増加で約40%の軸圧縮が生じている。圧縮性は降伏

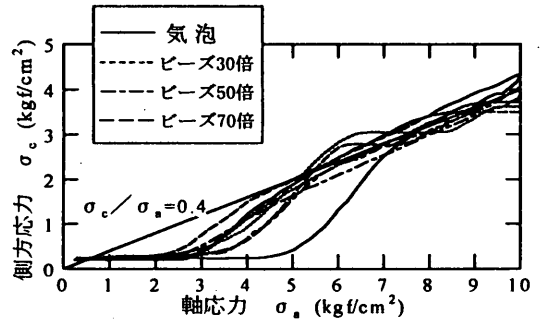


図-31 K_0 圧密中の軸応力と側方応力の関係

前後において実に100倍も大きくなっており、これはセメント安定処理土などと共通の特性を現している。したがって、軽量混合処理土を地盤材料として利用する場合には、外力や荷重が軽量混合処理土の圧縮強度もしくは圧密降伏応力の以下となるように設計することが重要である。

図-31に軸応力と側方応力の変化関係を示すが、圧密降伏圧力に至るまでは軸応力を増加させても、側方応力を制御せずに側方変位のない状態が維持できることが実験的に確かめられた。すなわち、降伏応力さえ越えなければ、上載荷重増加による水平土圧の増加はほとんどないと考えてよい。供試体が完全に降伏したあと、混合土の K_0 値は原料土の K_0 値である0.4に近づいていく傾向が図-31から見られる。

6.4 圧密中の K_0 値とポアソン比の変化

図-32(a)に軸ひずみと K_0 の関係を、図-32(b)に鉛直有効応力と K_0 の関係を示した。いずれの軽量混合土試

料も軸ひずみ0.5%前後に最小値を示しており、その値は0.06~0.15となっている。一般な土を考えると、正規圧密状態での K_0 値は0.4~0.5、過圧密状態ならばそれ以上となる。これに対し、軽量混合処理土を用いた場合、図-32(a), (b)の試験結果のように、圧密降伏応力以下では K_0 値を0.1~0.2としてよく、軽量混合処理土は水平土圧の軽減において非常に効果的であるといえる。

K_0 値とポアソン比 ν は以下の関係を用いて変換することが可能である。

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (5)$$

図-32(a), (b)に示した K_0 圧密試験から得られた K_0 値を用いて上式から求めたポアソン比は、5.2節の ν^* の

ように、各ひずみレベルにおけるひずみ増分の比で定義されたものである。図-33に示す両試験の結果を比較すると、気泡混合土のポアソン比は値に相違が見られるが傾向的に大きな違いはないといえる。一方、発泡ビーズ混合土の場合は、傾向的にも値の大きさにも2つの試験方法による結果に大きな隔りがあり、とくに非排水圧縮試験の ν^* 値は他の結果に比べ最小値が明瞭に表われない。これらの比較を行う上では2つの試験方法における次のような相違点を考慮する必要がある。

- ① K_0 圧密用の供試体は大気圧下で養生されたが、非排水圧縮試験用のものは水圧下で養生された。非排水試験の供試体は、試験時に養生圧をいったん開放し三軸室の中で再度養生圧を加えている。この間に最初の養生時と異なった応力条件となった可能性がある。
- ② 試験時の排水条件が異なり、 K_0 圧密のときは側面から排水できるようにしてあるが、非排水試験のときは非排水状態であった。

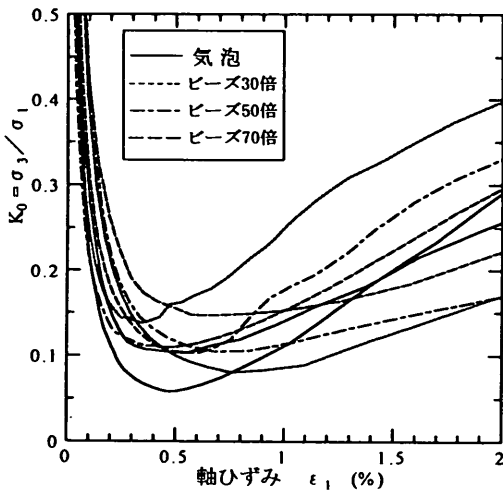


図-32(a) K_0 値と軸ひずみの関係

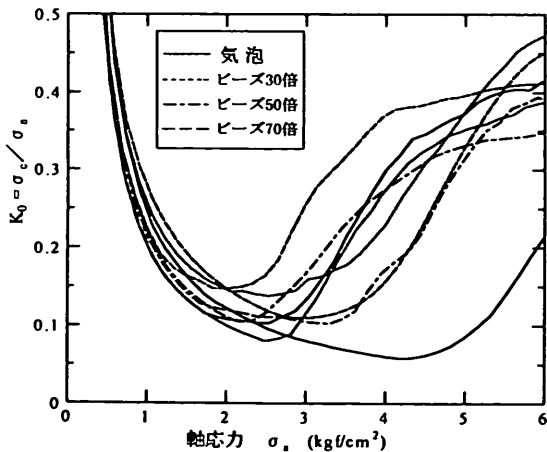


図-32(b) K_0 値と鉛直方向有効応力の関係

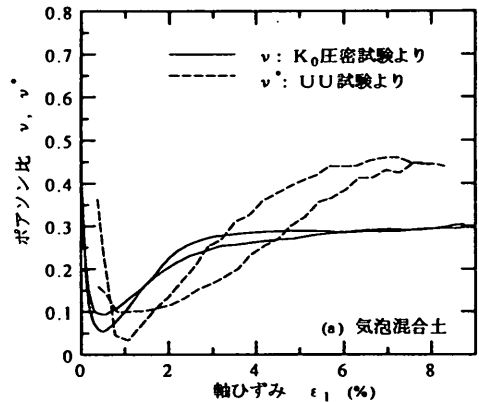


図-33(a) K_0 圧密試験と三軸UU試験によるポアソン比の比較 (気泡混合土)

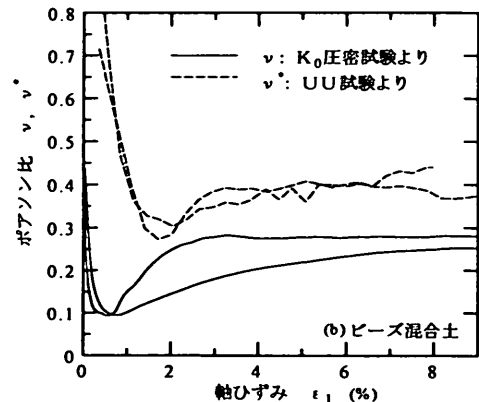


図-33(b) K_0 圧密試験と三軸UU試験によるポアソン比の比較 (発泡ビーズ混合土)

特に①の要因は、発泡ビーズ混合土の場合にビーズ自体が強度と弾性係数を有するため大きな影響を及ぼしている可能性がある。図-33(b)における ν^* が他の試験の ν 値よりも大きい原因としてこの点が上げられるが、今後さらに検討が必要である。

6.5 K_0 圧密試験結果のまとめ

軽量混合処理土を岸壁や護岸の裏込め材として利用する場合、上載荷重を軽量混合土の圧密降伏応力以下におさえることが重要である。鉛直載荷重が降伏応力を越えなければ、載荷に伴う圧縮量は非常に小さく、また水平方向への土圧係数は0.1~0.2程度であると考えられる。しかし、荷重が圧密降伏応力を大きく越えると、 K_0 値がしだいに粘土母材の固有する値である0.4へ近づく。

K_0 圧密試験の K_0 値により得られるポアソン比は、三軸非排水試験から得られるポアソン比と必ずしも一致しない。ひずみレベルによってポアソン比の値が大きく変化するが、気泡混合土の場合、圧密降伏応力以下のひずみ1~2%の範囲では、ポアソン比を0.15~0.2ぐらいとしてよいと考えられる。

7. 繰り返し載荷の疲労試験

軽量混合処理土を岸壁の裏込めに用いる場合、エプロンや道路の舗装の路床となる場合が多い。路床として設計するためには交通荷重のような繰り返し荷重に対する耐久性を調べる必要があるので、繰り返し三軸試験を行った。

気泡混合土と発泡ビーズ混合土の供試体を4個ずつ常温常圧下の湿潤状態で90日間養生し、そのうちの1供試体に対して一軸圧縮試験を行い圧縮強度 q_u を調べた。残りの3供試体に対し、それぞれ軸差応力の最大値 q_{max} が $0.6q_u$ 、 $0.7q_u$ 、 $0.8q_u$ となるような繰り返し荷重を加えた。なお、軽量混合処理土が実地盤に打設される場合には水平方向にも必ず土圧が作用していることを考え、供試体には 0.5kgf/cm^2 の側方拘束圧力を与えた。

試験は、周波数1 Hzの正弦波軸差応力で行った。軸差応力の振幅は、圧縮強度目標値が 2.0kgf/cm^2 の供試体に対し約 1.0kgf/cm^2 、目標値が 4.0kgf/cm^2 のものに対し約 2.0kgf/cm^2 である。

図-34に示すのは、供試体に与えた繰り返し軸差荷重と測定された軸ひずみの結果の例である。ただし、図中において、載荷回数 $N=1\sim 11$ 、 $100\sim 105$ 、 $1000\sim 1005$ および $10000\sim 10005$ の間だけ連続データとなっている。最初の数回の載荷では、1回ごとに軸ひずみが増している

傾向が見られるが、それ以降の載荷では1回ごとのひずみ増加はそれほど明確なものではなくなる。ただ、全体的にみると、載荷回数が多くなるにつれ軸ひずみが蓄積していくことが明らかである。図-35に軸差応力と軸ひずみとのループ図を示した。応力~ひずみの往復経路間の開きが非常に小さく、この程度の繰り返し荷重では、軽量混合処理土を弾性体とみなして工学的に差し支えないと思われる。また弾性係数は、載荷回数の多少によらずほぼ一定であり、図の結果から弾性係数 $E=750\text{kgf/cm}^2$ の値が得られる。この値は、図-20に示している E_{50} の最大の値に比べ約1~1.5倍と大きくなっている。

図-36に軸ひずみの変動範囲(軸ひずみの振幅)を示すが、軽量処理土は弾性的挙動を示すので、載荷の開始から破壊に近づくまでの間、軸ひずみの変動幅はほとんど変わっていない。

図-37に繰り返し載荷に伴う供試体軸方向の変形量を示す。圧縮強度のバラツキのせい、明瞭な破壊になかなか達しない供試体があった。本実験に用いた軽量混合処理土は、圧縮強度の8割に相当する繰り返し載荷を受けて、おおむね、千~数千回ぐらいで破壊した。また、破壊はいずれも累積ひずみが0.5~1.0%付近に達したときに生じるようである。繰り返し荷重が圧縮強度の6割と小さい場合は10数万回の繰り返しで破壊しなかったが、累積ひずみ量の増加傾向から推定すると100万回までは耐えられると推定される。

図-38は供試体の圧縮強度に対する繰り返し荷重の比 q_{max}/q_u と破壊までの載荷回数 N_F との関係をプロットしたものである。試験データ数が少ないため、明確な相関関係を求めにくい、繰り返し荷重を圧縮強度の半分程度に押さえれば、通常の設計では問題はないと思われる。同様な結論は森が行った発泡ビーズ混合土の繰り返し載荷の研究¹²⁾からも得られている。また、コンクリートスラブの疲労に関する研究によると、繰り返し応力がコンクリートの強度の50%を超過しない場合は、そのコンクリートスラブは破壊することなく無限回数の繰り返し応力に耐えることができること、応力発生の際に疲労回復の期間があれば疲労作用は軽減すること、などが明らかにされている¹³⁾。

以上のように、繰り返し荷重が圧縮強度の8割と大きい場合、軽量混合処理土は千~数千回ぐらいで破壊する可能性があるが、繰り返し荷重を圧縮強度の半分程度に制限すれば、軽量混合処理土の耐久性には特に問題がないと考えられる。

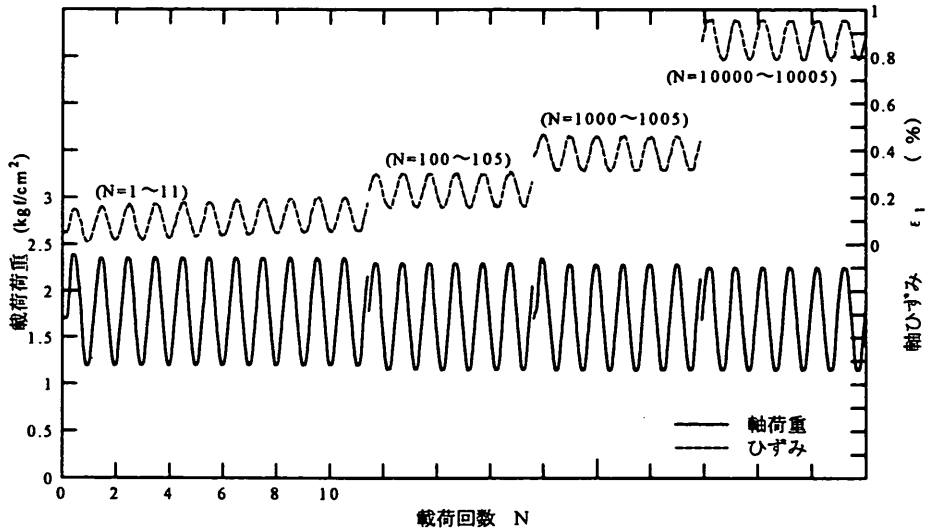


図-34 繰り返し三軸試験における軸差荷重と軸ひずみ

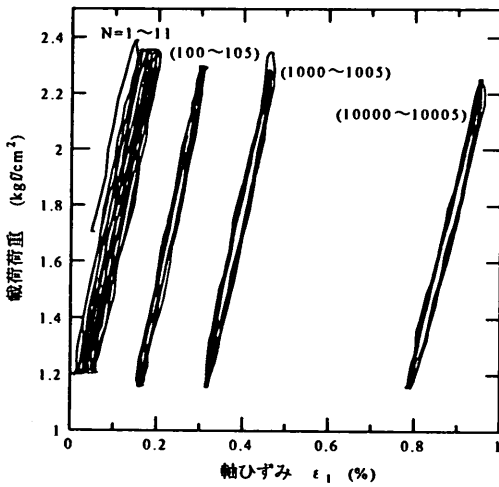


図-35 軸差応力と軸ひずみのループ

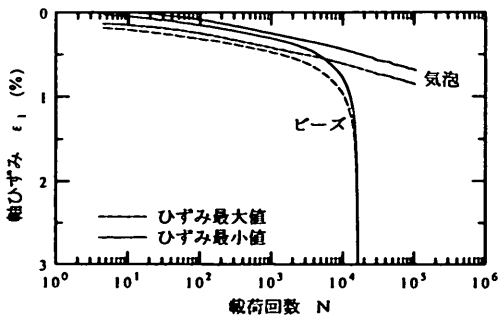


図-36 軸ひずみの変動の範囲

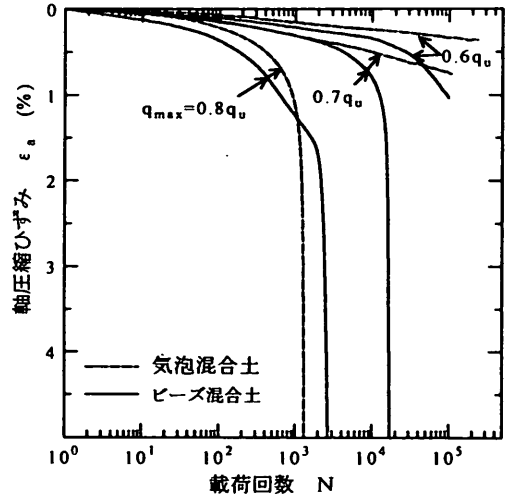


図-37 载荷回数と軸圧縮ひずみの関係

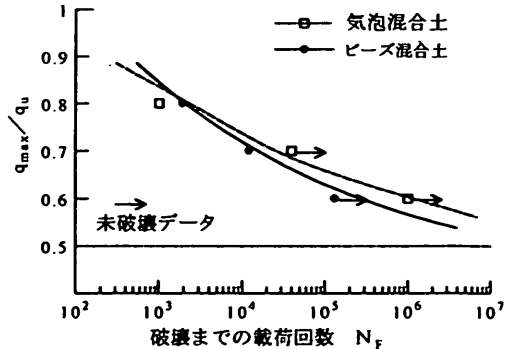


図-38 繰り返し荷重強度比と破壊までの载荷回数との関係

8. 結論

軽量混合処理土を水面下で打設した場合を想定し、気泡混合土と発泡ビーズ混合土の2種類の軽量混合土供試体を、まだ固まらない間に海水で満たした容器内で圧力を作用させて28日間養生させた。圧力養生した軽量土供試体を用いて、三軸試験機で、養生圧力と等しい背圧をかけた状態で有効拘束圧 $0.2\sim 3.0\text{kgf/cm}^2$ を加え非排水圧縮試験を行った。

また、岸壁の裏込め材として利用した場合の土圧軽減効果や、コンテナターミナルや空港のエプロン部の路床材料に利用される場合の交通荷重に対する耐久性を調べる目的で、三軸試験機を用いた K_0 圧密試験と繰り返し載荷の疲労試験を実施した。

本実験研究に通じ以下のことが明らかになった。

- ① 水圧下の養生は軽量混合処理土の圧縮強度に不利な影響を及ぼさない。三軸非排水試験の結果、発泡ビーズ混合土の場合は圧縮強度には養生圧力がほとんど影響なく、気泡混合土の圧縮強度は圧力養生によってやや大きくなっている。また、圧縮強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ は、拘束セル圧の大きさにあまり依存しない。
- ② 全体の拘束圧力 $(\sigma_{BP} + \sigma_c')$ が大きくなると変形係数 E_{50} の値が低下する。ただし、全拘束圧が $1\sim 2\text{kgf/cm}^2$ といった実用的な範囲においては、 E_{50} の値にはそれほど変化が認められず、一軸圧縮試験からの E_{50} 値をそのまま用いてよい。
- ③ 圧縮せん断に伴い、軽量混合処理土のポアソン比 ν は大きく変化し、破壊後の残留状態では約0.4程度の値になる。気泡混合土のポアソン比は圧縮ひずみ ε_1 が $1\sim 2\%$ の時に $0.1\sim 0.2$ と最小値を示す。
- ④ K_0 圧密試験の K_0 値により得られるポアソン比は三軸非排水試験から得られるポアソン比と必ずしも一致しないが、気泡混合土の場合、圧密降伏応力以下のひずみ $1\sim 2\%$ の範囲では、ポアソン比を $0.15\sim 0.2$ ぐらいとしてよいと考えられる。また、発泡ビーズ混合土のポアソン比は気泡混合土よりも大きい。試験結果の解釈には、養生圧力解放による影響などについての検討が必要である。
- ⑤ 軽量混合土を裏込め材に利用する場合、上載荷重を軽量混合土の圧密降伏応力以下に押さえることが重要である。上載荷重が降伏応力を越えなければ、載荷に伴う圧縮量は非常に小さく、また水平方向の土圧係数は $0.1\sim 0.2$ 程度であると考えられる。しかし、荷重が圧密降伏応力を大きく超えると、 K_0 値はしだいに粘土母材の値である 0.4 前後へ近づく。

- ⑥ 繰り返し荷重に対しては、圧縮強度の半分程度に制限することにより軽量混合処理土の耐久性には実用上問題が生じないと思われる。

謝 辞

本研究は、平成4年度から6年度に実施したプロジェクト研究「港湾地域における新地盤材料（スーパージオマテリアル）の開発に関する研究」の成果の一部である。本研究の実施にあたっては運輸省港湾局より大きな支援をいただいた。ここに記して深く感謝の意を表す。

また、本報告は港湾技術研究所と財団法人沿岸開発技術研究センターおよび民間23社との共同研究「港湾・海洋環境で使用できる軽量地盤材料の開発研究」（平成4年度より開始）の成果の一部である。実験の実施および結果整理の過程において共同研究参加メンバーの協力を得るとともに、委員会や検討会等での討議の結果を参考にさせていただいた。特に岡山大学環境理工学部奥村樹郎教授、土質部菊池喜昭主任研究官、田中正典主任研究官には有益な助言をいただいた。また一連の実験は土性研究室、動土研究室の方々の協力を得て円滑に遂行できたものである。さらに、本報告のとりまとめにあたり、輪湖建雄土質部長から有益な助言をいただいた。ここに記して、各位に深く感謝の意を表します。

共同研究参加企業：

エスエルエス㈱、大本組㈱、㈱クボタ建設、国土総合開発㈱、五洋建設㈱、佐伯建設工業㈱、清水建設㈱、住友大阪セメント㈱、積水化成成品工業㈱、大都工業㈱、大日本インキ㈱、秩父小野田セメント㈱、東亜建設工業㈱、東洋建設㈱、西松建設㈱、日本国土開発㈱、日本セメント㈱、不動建設㈱、本間組㈱、三井不動産建設㈱、三菱油化㈱、りんかい建設㈱、若築建設㈱

参考文献

- 1) 土田孝、横山裕司、水上純一、清水和也、笠井寿太郎(1996)：港湾・海洋環境における軽量混合地盤材料の用途と現地打設実験、港研資料 No. 853, 1996年6月。
- 2) 土田孝、笠井寿太郎、水上純一、横山裕司、槌田和徳(1992)：軽量混合土に及ぼす養生条件の影響、第27回土質工学研究発表会、1994年6月、pp.2391-2392。
- 3) 土田孝(1990)：三軸試験による自然粘土地盤の強度決定法に関する研究、港研資料、No. 688, 1990年12

- 月.
- 4) 田中政典・佐藤(1994)：浚渫粘土を使用した発泡ビーズ混合処理土の材料特性(その2)－養生条件が及ぼす影響－, 第29回土質工学研究発表会, 1994年6月, pp.2391-2392.
 - 5) 菊地喜昭, 梅原晴文, 内山正美, 後藤年芳, 緒方広泰(1994)：浚渫粘土を使用した発泡ビーズ混合処理土の材料特性(その2)－養生条件が及ぼす影響－, 第29回土質工学研究発表会, 1994年6月, pp.2391-2392.
 - 6) 発泡スチロール土木工法開発機構(1992)：EPS工法(発泡スチロールを用いた超軽量盛土工法), 理工図書, 1992年12月.
 - 7) 湯 怡新, 土田 孝, 白井 朗, 緒方広泰, 塩坂健(1996)：水圧下で養生した軽量混合処理土の三軸圧縮特性, 第31回地盤工学研究発表会, 1996年7月.
 - 8) 土田孝, 笠井寿太郎, 水上純一, 横山裕司, 槌田和徳(1996)：軽量混合土に及ぼす養生条件の影響, 港研資料, No.854, 1996年, 6月.
 - 9) 湯怡新, 奥村樹郎, 石谷和宏, 鏡田昌孝, 別所友宏：軽量混合処理土の K_0 圧密及び耐久特性(1996)：第31回地盤工学研究発表会, 1996年7月.
 - 10) プラダン テージ, 平野義昭, 田端憲太郎(1994)：軽量化安定処理土の K_0 値について, 第29回土質工学研究発表会, pp.2393-2394.
 - 11) 中瀬明男, 波木 守：軽量体利用による擁壁裏込め土圧軽減工法, 土木学会第28回学術講演会概要集, Vol.3, pp.361-362.
 - 12) 森 範行, 千田昌平, 西村拓治, 高橋春仁, 中村勝敏, 松浦 忍(1993)：発泡ビーズ混合土の繰り返し載荷による疲労特性, 土木学会第48回年次学術講演会, 1993年9月, pp.704-705.
 - 13) 空港コンクリート舗装構造設計要領, 運輸省航空局, 1971年3月.
- | | |
|---------------------------------|--|
| p : | 養生圧力 |
| p' : | 平均有効主応力 |
| p_c : | 圧密降伏応力 |
| q_{max} : | 三軸圧縮試験の最大軸差応力 |
| q_{max} : | 繰り返し載荷時の軸差応力の最大値 |
| q_u : | 一軸圧縮強度 |
| T : | 養生日数 |
| u_1 : | 供試体内の初期の間隙水圧 |
| V : | 体積 |
| V_w : | 圧密時の排水量 |
| Δ : | 値の変化を表す記号 |
| ϵ_1 : | 軸ひずみ |
| ϵ_3 : | 側方ひずみ |
| ϵ_f : | 最終的なトータルな体積圧縮ひずみ |
| ϵ_v : | 体積圧縮ひずみ |
| ϵ_{v1} : | 背圧による体積圧縮ひずみ |
| ϵ_{v2} : | 有効拘束圧による体積圧縮ひずみ |
| ϵ_{v1} : | 初期の体積圧縮ひずみ ($\epsilon_{v1} + \epsilon_{v2}$ の値) |
| σ_{BP} : | 背圧 (バックプレッシャー) |
| σ_c' : | 有効拘束圧 |
| $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$: | 三軸試験の最大軸差応力 |
| ρ : | 湿潤密度 |
| ν : | ポアソン比 ($\nu = -\epsilon_3 / \epsilon_1$) |
| ν^* : | ポアソン比 ($\nu^* = -\Delta\epsilon_3 / \Delta\epsilon_1$) |

記号一覧

A :	面積
B :	間隙水圧係数
D :	直径
E :	変形係数
E_{50} :	変形係数 (強度の50%時の割線)
EPS :	発泡スチロール (Expanded Polystyrol)
K_0 :	静止土圧係数係数
N :	繰り返し載荷の回数
N_f :	疲労破壊までの載荷回数

港湾技研資料 No.845

1996.9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Edited by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright ©(1996)by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。