

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1024 June 2002

地盤上に打設された軽量混合処理土の摩擦特性と捨石層への
浸透特性に関する実験と考察

土 田 孝
佐 藤 孝 夫
箕 昨 幸 治
橋 本 文 男

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



Coefficient of friction and permeation characteristic of lightweight treated soil placed on the ground

Takashi TSUCHIDA*
Takao SATOH**
Koji MITSUKURI**
Fumio HASHIMOTO***

Synopsis

The full-scale model test on coefficient of friction between a block of foam-treated soil and the base soil was carried out in Kumamoto Port. As the large volume of intrusion of foam-treated soil into rubble stones were observed in the test, the permeation behavior was studied in the laboratory model tests. The results of tests were summarized as follows:

- 1) The friction between the foam treated soil block and the base soil is determined by the internal frictional angle of base soil.
- 2) The frictional angle of uncompacted sand mat was $25^{\circ} - 29^{\circ}$. To take the coefficient of friction recommended in the technical code, the compaction of sand mat is necessary.
- 3) The coefficient of friction between a block and the base of rubble stone was 1.69–1.83. These large coefficients were apparent values, obtained due to a large volume of permeation of foam-treated soil into the rubble stones. In the design the use of the frictional angle in the stones can be recommended.
- 4) The volume of permeation of foam-treated soil in the rubbles is determined by the particle size (or voids between the particles) of rubbles and the flow value. To prevent the permeation, the particle size of stone should be less than 40mm, or the flow value of the foam-treated soil placed on the stone should be reduced.

Key Words: foam treated soil, quaywall, lightweight soil, cement treated soil, flow value, coefficient of friction, full-scale model test

* Head, Soil Mechanics and Geo-environment Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Ministry of Land, Infrastructure and Transport

*** Toa Corporation

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445053 Fax : +81-468-444577 e-mail:tsuchida@pari.go.jp

地盤上に打設された軽量混合処理土の摩擦特性と捨石層への 浸透特性に関する実験と考察

土田 孝*
佐藤 孝夫**
箕作 幸治***
橋本 文男****

要 旨

熊本港において新技術実証試験制度を用いた実物大実験を実施し、軽量混合処理土と地盤の摩擦特性を調べた。また、捨石層への浸透特性について室内模型実験を実施して検討した。一連の実験の結果、以下のよう
な結論が得られた。

- 1) 打設底面の状況より、気泡混合処理土ブロックの滑動は処理土との土の摩擦ではなく、土の中の内部摩擦角でほぼ決まると考えられる。
- 2) 締固めを行わない敷砂地盤の滑動開始時の摩擦係数は $25^{\circ} \sim 29^{\circ}$ であった。現行の軽量混合処理土工法マニュアルで推奨する摩擦係数 $0.55 \sim 0.60$ を確保するには敷砂の締固めを行う必要がある。
- 3) 捨石底面基礎の摩擦係数は、 $1.69 \sim 1.83$ 以上であった。これは軽量混合処理土が捨石基礎まで浸透したことによりブロックと下部の捨石が密着し、実質的に拡大した底面で滑動した結果得られた見かけの摩擦係数であり、設計における摩擦係数としては、捨石面で発揮される摩擦を考え、現行のマニュアルで推奨している 0.8 以上と考えるとよいと考えられる。
- 4) 捨石層への軽量混合処理土の浸透量は、捨石層の間隙の大きさと、処理土の流動性（せん断力）によってほぼ決まる。捨石層への軽量混合処理土の浸透量を低減する実用的な方策として、
 - ① 捨石の表層部を平均粒径の小さい碎石で充填し、間隙を小さくする方法
 - ② 固練りの軽量混合処理土を捨石と接する部分に打設する方法の2つが考えられる。

キーワード：軽量混合処理土，摩擦係数，岸壁，セメント処理，流動性，現場実験

* 地盤構造部土質研究室長

** 国土交通省航空局（前第四港湾建設局下関調査設計事務所長）

*** 国土交通省都市・地域整備局（前第四港湾建設局下関調査設計事務所調査課長）

**** 東亜建設工業㈱

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：0468-44-5053 Fax：0468-44-4577 e-mail:tsuchida@pari.go.jp

1. はじめに

軽量混合処理土は、浚渫粘土や建設残土を液性限界以上の含水比でスラリー化した原料土に固化材と軽量化材を混合し、密度が $1.0\sim 1.2\text{g/cm}^3$ の地盤を造成するもので、増粘剤を加えずに海水中でも直接施工できる点に特徴がある。本工法は運輸省港湾技術研究所と民間23社によって1990年より研究開発が開始され、1997年以降はSGM軽量土工法協会が普及を進めている¹⁾。本格的な施工は平成8年に竣工した神戸港ポートアイランド地区護岸築造工事(約 $22,000\text{m}^3$)が最初であり²⁾、その直後の平成8年5~6月には東京国際空港(羽田空港)沖合展開事業三期の外周護岸工事³⁾において 1930m^3 が施工された。これらの2つの事例は、いずれも岸壁あるいは護岸の背後を軽量化して土圧を低減すること、現場発生土を有効に利用することが工法採用の主な理由であった。その後東京国際空港で6件計 $90,000\text{m}^3$ が使用されるなど、平成13年度までに約 $200,000\text{m}^3$ が使用されている。

代表的な適用事例として阪神淡路大震災で被災した神戸港の岸壁で気泡混合処理土 $21,610\text{m}^3$ が岸壁背後の埋立柱材として使用されたときの断面を図-1に示す²⁾。この施設は被災によって岸壁法線が $0.8\sim 3.8\text{m}$ はらみだし、ケーソンの天端が $1.2\sim 2.5\text{m}$ 沈下したが、前面の傾斜は $0\sim 3^\circ$ と小さく法線の直線性が保たれていた。復旧工事では、そのままの位置でケーソンの前面に基礎捨石を置いて受働土圧を増加させ、岸壁背後の地盤の一部を気泡混合処理土で置き換えて地震時土圧を低減する工法を採用した。原料土は、神戸港内航路浚渫工事から発生する浚渫粘土(液性限界97%)である。

図-1のように港湾における軽量混合処理土の利用は、壁体背後の軽量化による土圧低減を目的とする場合が多く、特に既存の岸壁の耐震性を向上する目的で用いられる場合には図-1のように、裏込石の上に打設することが想定され

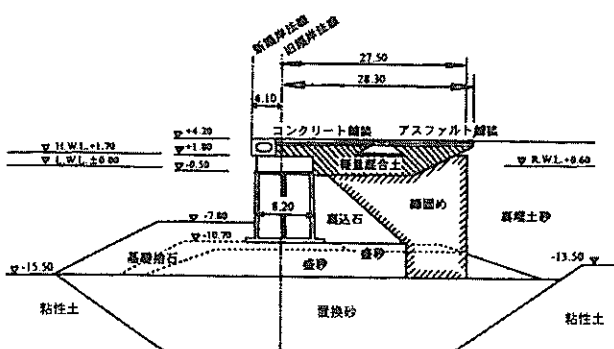


図-1 重力式岸壁の復旧断面(神戸港)²⁾

る。

軽量混合処理土を裏込めに使用したときの土圧は、分割法による土圧計算法が用いられるが、このときの土圧低減効果において軽量混合処理土と打設底面との摩擦係数が重要なパラメーターとなることが知られている。

典型的な重力式岸壁を対象として、背後を逆台形型の軽量混合処理土(気中部密度 1.0t/m^3 、水中部密度 1.2t/m^3)で置き換えたときの地震時の土圧低減効果を計算した例を図-2に示す⁴⁾。図の横軸は、軽量混合処理土で置き換えた面積 S をケーソンの高さ H (=前面水深+4m)の2乗で除して正規化した値であり、土圧低減率 RP は、ケーソン背後を通常の砂質土と裏込め石で埋めた場合の土圧に対する軽量混合処理土で背後を置き換えた時の土圧の比である。

図を見ると、軽量化面積を増加しても達成できる土圧低減には限度があり、摩擦係数 μ が小さいと最終的な土圧低減効果も小さいことがわかる。特に図-2をみると、水深が15mの大型岸壁で設計震度が0.25と大きい場合は、背後の軽量化による土圧低減効果はあまり期待できないといえる。

三嶋ら⁵⁾は、2種類の配合の軽量混合処理土(気泡混合処理土)と山砂、関東ローム、コンクリート、防水シートとの静止摩擦係数および動摩擦係数を、大型一面せん断試験機を使って求めた。これによると、軽量混合処理土と他材料の静止摩擦係数は、垂直応力(40kN/m^2 以下)によらず配合や材料ごとにほぼ一定であり、山砂の場合は $0.5\sim 0.7$ である。これらの値を参考にして、「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル」⁶⁾では軽量混合処

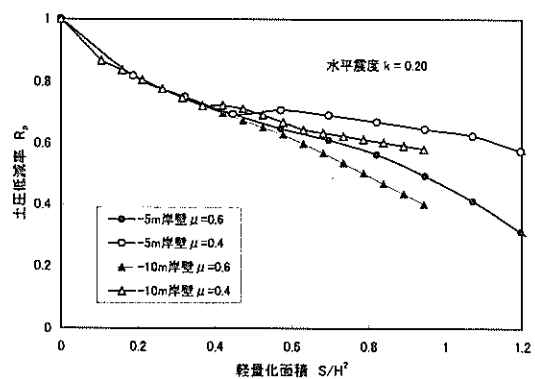
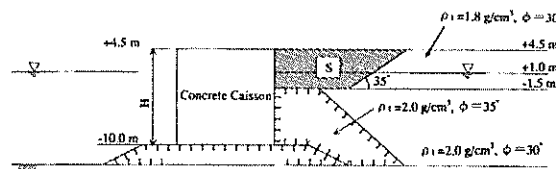


図-2 軽量混合処理土の裏込めによる地震時土圧の低減効果

理土と砂との摩擦係数を0.55~0.60, 捨石との摩擦係数を0.75~0.80としている。

軽量混合処理土の設計精度を挙げていくには、実際に水中打設した軽量混合処理土を対象に確認しておく必要がある。以上のことから、平成10年度に運輸省第4港湾建設局において軽量混合処理土工法の現地実証実験⁷⁾の一部として実物大の軽量混合処理土地盤の滑動抵抗性実験が実施された。

本報告は、軽量混合処理土を基礎マウンドに水中打設し固化後に水平に載荷して滑動抵抗性を直接確認する実験の結果について述べ、軽量混合処理土と地盤の摩擦係数について検討している。次に、水中打設において捨石間の空隙に軽量混合処理土が浸透することから、室内模型実験によって軽量混合処理土の捨石層への浸透量を把握し、多量の浸透を防止する対策を検討した実験の結果について述べる。

2. 軽量混合処理土の水平載荷実験

2.1 実験概要

(1) 実験概要

軽量混合処理土には軽量材として気泡を混合する気泡混合処理土とEPSビーズを混合するビーズ混合処理土があるが、今回の実験では界面活性剤系起泡剤による気泡を混合した気泡混合処理土を使用した。

実際に現場打設される状態と同様の条件下での実験とするため、作業ヤードに逆Tブロックにより遮水構造を有した遮水堤を築造したプールの中に、気泡混合処理土を基礎マウンドの材質及び底面状況の異なった条件下で水中打設し1.5m×1.5m×1.5mの立方体のブロックを作成した。28日経過後に水平載荷実験を実施し、気泡混合処理土ブロックと基礎マウンド上面との境界面での滑動抵抗性を確認した。水平載荷実験を実施するには載荷時の水平力を加えるため大きな反力が必要になるが、作業ヤードに別途構築されていたケーソンを切梁で連結し、反力壁として用いた。

基礎マウンドの材質としては敷砂と捨石を使用した。敷砂に使用した砂は密度1.8t/m³(湿潤飽和状態)の熊本県上の州産の海砂で、粒度分布を図-3に示すが平均粒径D₅₀は約0.8mmである。敷砂の造成にあたっては、通常の港湾工事での裏込め砂の施工を想定して、特に締固めを実施しなかった。また、使用した捨石は熊本県宇土市産地で5~30kg/個である。JIS A5006による捨石試験結果を表-1に示すが圧縮強度84.2MN/m²の硬岩である。

基礎マウンドが敷砂の場合は、単に気泡混合処理土のブロックをおいた場合とブロック下部にあらかじめ穴を空け

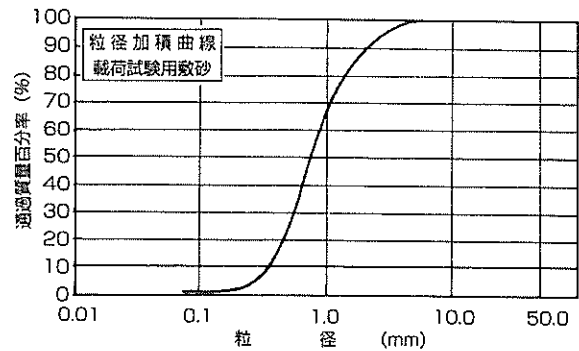


図-3 敷砂の粒度分布(粒径加積曲線)

表-1 捨石試験結果

比重	吸水率 (%)	圧縮強度 (MN/m ²)	種類
2.583	1.564	84.2	硬石

ておき幅30cmの気泡量混合処理土の突起が敷砂中に20cm貫入する形状としたときの実験を行った。図-4に敷砂突起付きの時の断面図を、図-5に捨石マウンドの場合の断面図を示す。

(2) 実験ケース

実験ケースは、気泡混合処理土の底面状況を、敷砂マウンドでは突起付・突起無しに、捨石マウンドでは本均し・荒均しに、それぞれ条件を変えて表-2に示す4ケースを設定し、供試体6個を作成した。なお、捨石の条件については、データのばらつきを考慮して、本均し・荒均しそれぞれ2ケースづつ実施した。

(3) 気泡混合処理土供試体の作成

気泡混合処理土の打設にあたっては、遮水堤内に鋼製型枠を組み立てて、現場施工と同じ条件で打設するため遮水堤内の水位を基礎マウンド面の+50cmに保った。トレミー管の吹き出し口には円盤状の板を取り付け、打設によるマウンドの乱れ、基礎マウンド内への浸透量の増加を防ぐ工夫をした。

表-2 実験ケース

供試体番号	基礎マウンド性状	許容範囲
No.1	砂(水締めによる締固め)	±0~+3cm
No.2		
No.3	捨石本均し	±0~+10cm
No.4		
No.5	捨石荒均し	±0~+10cm
No.6		

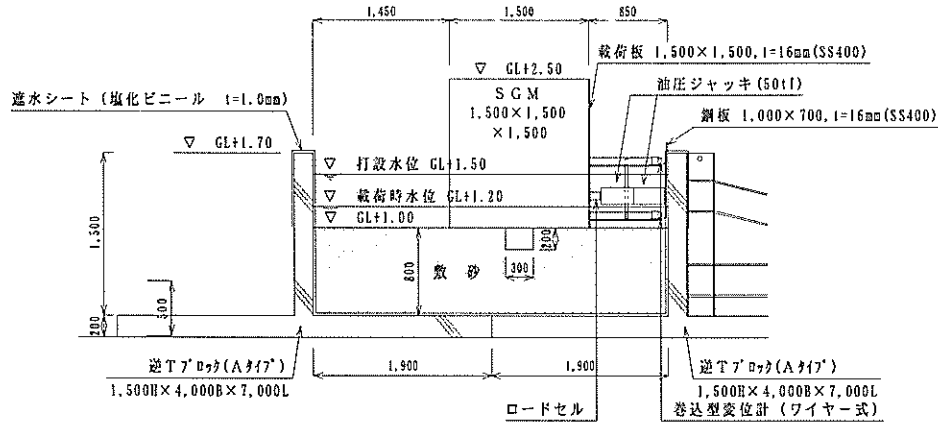


図-4 基礎マウンドの断面図（敷砂部 突起付き）

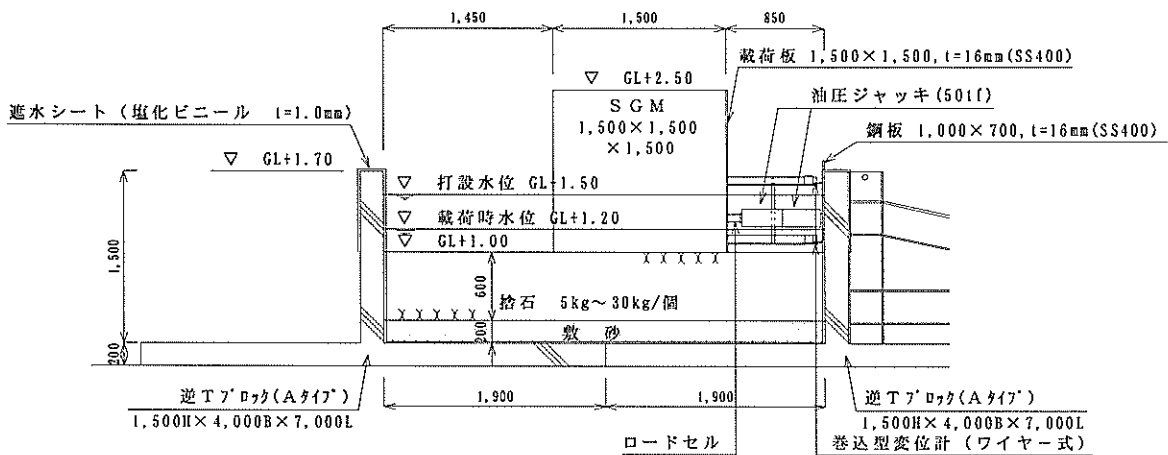


図-5 基礎マウンドの断面図（捨石部）

各実験ケースごとに打設時の気泡混合処理土試料を採取し、さらに水平荷重実験終了後の供試体からコアボーリングにより試料を採取してそれぞれについて力学試験を実施した。なお、水平荷重実験終了後の物理試験については、1つの供試体から3箇所を試料を採取して行ったが表-3には平均値を表示している。

(4) 荷重方法

荷重実験は、熊本港岸壁と同じ利用形態を想定して上荷荷重として7.17tのコンクリートブロックを気泡混合処理土供試体の上に載せ、水位を基礎マウンド+20cm程度に保ち、水平荷重をサイクル荷重した。サイクル荷重荷重の方法は、表-4に示す設定荷重まで連続的に荷重した後3分間保持し、その後段階的に除荷を行った。それ以降は適宜荷重を判断し連続的に荷重を行った。変位の計測について

表-3 気泡混合処理土供試体の力学試験結果

供試体 番号	打設時採取試料		水平荷重実験終了後採取試料				
	湿潤密度 (g/m ³)	フロー値 (mm)	湿潤密度 (g/m ³)	一軸圧縮強度試験		一面せん断試験 (CU)	
				(MN/m ²)	養生日数	(MN/m ²)	養生日数
No.1	1.27	134	1.25	1.16	43日	0.29	45日
No.2	1.25	147	1.22	1.29	43日	0.44	45日
No.3	1.26	151	1.25	1.45	44日	0.44	46日
No.4	1.20	178	1.14	0.92	44日	0.33	49日
No.5	1.08	194	1.09	0.48	45日	0.23	50日
No.6	1.18	175	1.17	0.91	45日	0.34	51日

は以下の箇所で行った。

- ① ジャッキ載荷面3点（ワイヤー式ひずみゲージ変位計）
- ② 気泡混合処理土供試体上面2点（ダイヤルゲージ変位計）
- ③ 気泡混合処理土供試体側面（ダイヤルゲージ変位計）

表-4 サイクル載荷

供試体番号		サイクル載荷 (kN)
No.1	敷砂均し(突起付き)	10, 40, 70
No.2	敷砂均し	10, 30, 50
No.3, No.4	捨石本均し	20, 40, 60
No.5, No.6	捨石荒均し	30, 60, 90

No.3 供試体における試験状況を、写真-1 に示す。

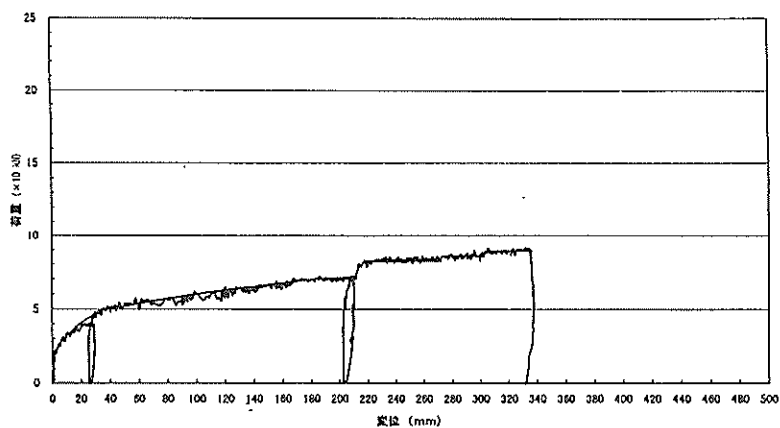


図-6 荷重—水平変位(No.1)

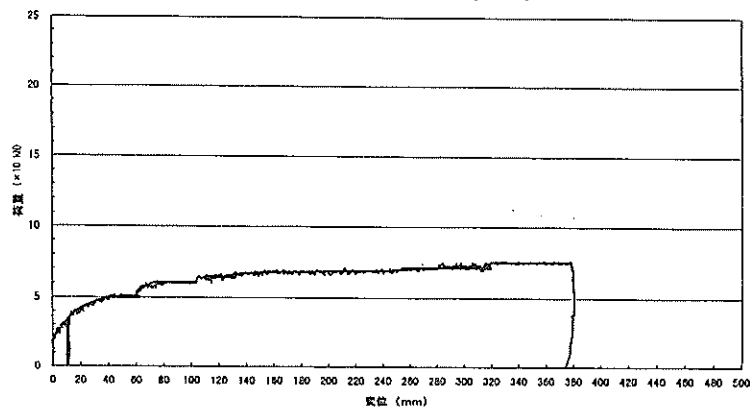


図-7 荷重—水平変位(No.2)

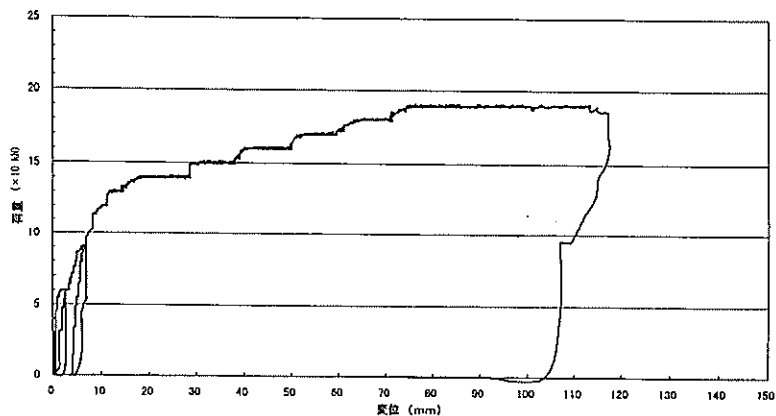


図-8 荷重—水平変位(No.5)

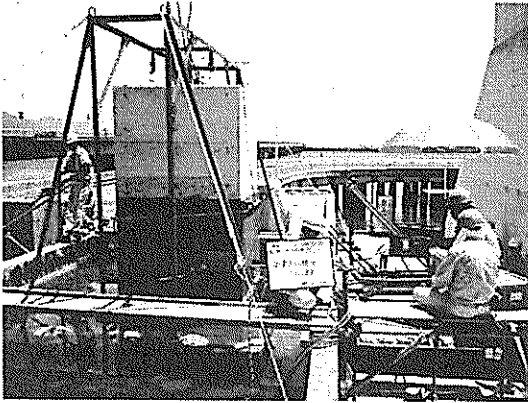


写真-1 水平載荷試験状況 (No.3 供試体)

2.2 境界面のせん断抵抗

(1) 荷重－水平変位

供試体毎の荷重－水平変位の記録を図-6、図-7、図-8に示す。各ケースの実験の状況は以下のものであった。

① No.1 供試体：敷砂（突起付き）

水平方向の挙動は、荷重 20～50kN では 1mm/kN 程度の比較的小さな変位が観測され、最大で 30mm 程度であった。荷重 50～60kN 程度になると滑動を開始したと思われ、側方にも左方向への移動が始まった。荷重 85kN で抵抗が失われると変位が急激に進み、最終荷重 90kN で載荷重の増加が出来なくなった。

また、垂直方向についても 50～60kN 程度で大きな移動が始まり、最終的には砂面に潜り込む大きな変位があった。

② No.2 供試体：敷砂（突起無し）

水平方向の挙動は、荷重 50～60kN 程度で滑動を開始したと思われ、荷重 75kN で載荷重の増加が出来なくなった。側方および垂直方向においても荷重 50～60kN 程度で比較的大きな変位が現れ、砂面に潜り込んだ。

③ No.3～No.6 供試体 捨石（本均し、荒均し）

基礎マウンドが砂面の場合では問題とならなかったが、

捨石のケースでは捨石の間隙へ気泡混合処理土がかなり浸透し、ケースによっては遮水堤壁面まで浸透していた。また、打設後の気泡混合処理土については、目標一軸圧縮強度 200kN/m² をかなり上回る強度を発現していた。

No.3, No.4, No.6 については、水平荷重を行っていく段階において、遮水堤の逆 T ブロックそのものまでが動き出し実験を中止した。そのため、No.5 供試体については、気泡混合処理土の供試体の周囲の基礎マウンドを厚さ 20cm 程度撤去し、気泡混合処理土供試体ブロックと基礎マウンドの境界での面積を等しくして実験した。

(2) 摩擦係数と終局強度

底面が敷砂の場合、図-4 と図-5 からわかるように荷重－水平変位の記録から、砂の弾性変形や気泡混合処理土供試体の弾性変形の影響により、どの荷重時点で滑動を開始したかの判断が難しい。また、滑動開始後は砂面にやや潜り込むように移動したため、供試体前面での砂の受動抵抗も付加されていると考えられる。

しかしながら、載荷重と変位記録からは、No.1 と No.2 供試体のどちらのケースも滑動が明らかになる荷重として概ね 50～60kN と判断できる。この荷重と底面に作用していた上載荷重の関係から摩擦係数を求めると、表-5 のように突起の有無にかかわらず 0.46～0.55 となり、底面抵抗には差が見られない。内部摩擦角に換算すると 25°～29° と非常にゆるい砂に相当する値となった。

しかし、気泡混合処理土供試体に砂の受動抵抗が大きく作用したとみられる最終時点においては、突起付きが 90kN、突起無しが 75kN となり突起の効果が見られた。

捨石底面基礎では、写真-2 に示すようにかなりの量の気泡混合処理土が捨石基礎まで浸透したため、気泡混合処理土供試体と捨石基礎の強い一体性を生み、その境界面では強いせん断抵抗力を示すこととなった。

また、最大載荷重 150～200kN までは、気泡混合処理土供試体と捨石基礎の境界面での相対的ズレが生じず、遮水

表-5 摩擦係数の算定

	上載荷重 (kN)				推定滑動開始荷重 (kN)	摩擦係数	換算内部摩擦角 (φ)
	上載荷重 コンクリートブロック 重量	SGM供試体 重量	浮力	計			
	W1	W2	U	W=W1+W2-U			
No.1 敷砂均し (突起付き)	71.7	42.2	4.6	109.3	50～60kN	0.46～ 0.55	25°～29°
No.2 敷砂均し (突起無し)	71.7	41.3	4.6	108.4	50～60kN	0.46～ 0.55	25°～29°

$$\text{浮力} = 1.5 \times 1.5 \times 0.20 \times 1.03$$

堤の逆Tブロックが一体となって移動する結果となった。

No.3～No.6 供試体の実験結果を表-6 に示す。最大載荷重 180kN と気泡混合処理土供試体を横転撤去時にトラックレーンの吊上げ荷重計で計測された荷重 88～98kN とから、せん断抵抗力及び引張りせん断抵抗力を求めると、表-7 のようにせん断抵抗力は 80kN/m²、引張せん断抵抗力は 22～26 kN/m²であった。なお、気泡混合処理土供試体の底面積を 2.25m²としている。

表-6 の実験結果をもとに、最大載荷重と底面に作用していた上載荷重の関係から捨石底面基礎の見かけの摩擦係数を求めると、表-8 のように、捨石本均しで 1.70 以上と 1.83 以上に、捨石荒均しで 1.69 以上と 1.76 以上になる。

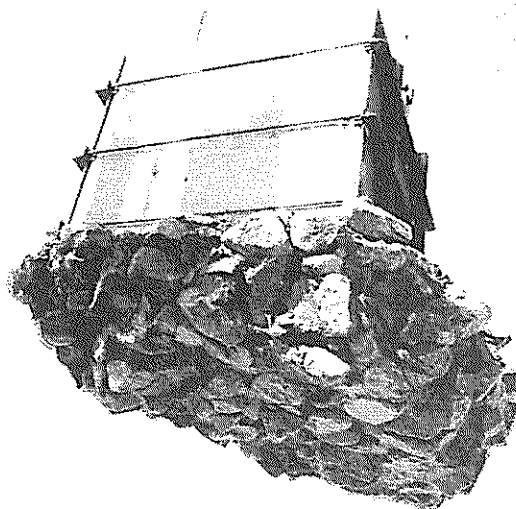


写真-2 気泡混合処理土ブロックに付着した捨石 (No.3 供試体)

2.3 打設底面の状況

(1) 敷砂基礎における打設底面の状況

敷砂基礎の供試体を撤去後に供試体底面を観察した結果、写真-3 のように供試体底面には傷が生じておらず、全面に薄く砂が付着した状態であった。

供試体撤去後の敷砂表面は、写真-4 のように、No.2 供試体において気泡混合処理土打設時に生じたと思われる窪みが見られた以外は、気泡混合処理土の浸透も見られな

った。なお、No.1、No.2 供試体とも、水平載荷終了後には供試体背面の砂が遮水堤壁面までの範囲で盛り上がっていた。

表-6 水平載荷実験結果

供試体番号	最大載荷重	水平変位	側方変位		垂直変位		逆Tブロック移動値
			左側	右側	載荷面側	背面側	
No.3	捨石本均し 200 kN (150kN)	72mm (18mm)	-4mm (0mm)	6mm (0mm)	6mm	-1mm	75mm
No.4			5mm	1mm	5mm	0mm	
No.5	捨石荒均し 190kN	113mm	3mm	-6mm	13mm	14mm	50mm
No.6			16mm	-1mm	0mm	1mm	

※ここでの最大載荷荷重は次の状況での荷重である。

- ・ No.3, No.4, No.6 は逆Tブロックの移動量が大きくなったため実験を終了した最終荷重
- ・ No.3 () 内は、上載荷重ブロック撤去後の値
- ・ No.5 は SGM 供試体が破断降伏した荷重

表-7 せん断抵抗力の算定

	最大載荷重 (kN)	トラックレーン吊上げ荷重 (kN)	SGM供試体重量 (kN)	SGM 供試体底面積 (m ²)	せん断抵抗力 (kN/m ²)	引張せん断抵抗力 (kN/m ²)
					P1/A	(P2-W)/A
No.3	200	-	41.1	2.25	88.9	-
No.4	180	88	37.9		80.0	22.2
No.5	190	-	36.2		84.4	-
No.6	180	98	38.7		80.0	26.2

表-8 摩擦係数の算定

		上 載 荷 重 (kN)				最 大 載 荷 重 (kN)	摩 擦 係 数
		上 載 荷 重 コンクリートブロック 重量	SGM供試体 重量	浮 力	計		
		W1	W2	U	W=W1+W2-U		
No.3	捨石本均し	71.7	41.9	4.6	109.3	200	1.83以上
No.4			38.6	4.6	105.7	180	1.70以上
No.5	捨石荒均し		36.9	0.7	107.9	190	1.76以上
No.6			39.5	4.6	106.6	180	1.69以上

※ 浮力=1.5×1.5×0.20×1.03 (No.5は水位+0.03で算定)

このことから、敷砂基礎の場合は気泡混合処理土供試体底面がすべり面となるのではなく、下部の砂の内部摩擦角によって摩擦抵抗が決まることがわかる。

(2) 捨石基礎における気泡混合処理土の浸透量と形状

捨石基礎の供試体では、気泡混合処理土の打設数量からも捨石基礎中に浸透したと予想された。水平載荷実験終了後に浸透範囲を調査したところ、写真-5のように気泡混合処理土が捨石の間隙を浸透しながら捨石基礎下面まで達し、

平面的にもかなりの広範囲に及んでおり、気泡混合処理土の流動性が大きいことが認められた。

2.4 設計における摩擦係数の考え方

打設底面の状況より、気泡混合処理土ブロックの滑動は処理土との土の摩擦ではなく、土の中の内部摩擦角でほぼ決まってくると考えられる。敷砂底面基礎の摩擦係数は滑動荷重を50~60kNとすると、突起付き、突起無しともに0.46~0.55であり、内部摩擦角に換算すると25°~29°となった。これは、今回の実験において敷砂層の締固めを行わなかったために、非常にゆるい状態であったためと考えられる。図-7をみても、水平変位とともに水平荷重は増加し、最終的に70kN(摩擦係数0.64に相当)に達しているが、これはゆるい砂がダイレタンスーにより密になり、徐々にせん断抵抗を増加させたことが主な原因と考えられる。一般に港湾工事の敷砂施工では特に締固めを行わない場合が多いが、今回の実験は現行のマニュアルで推奨する摩擦係数0.55~0.60を確保するには締固めを行う必要があることを示している。

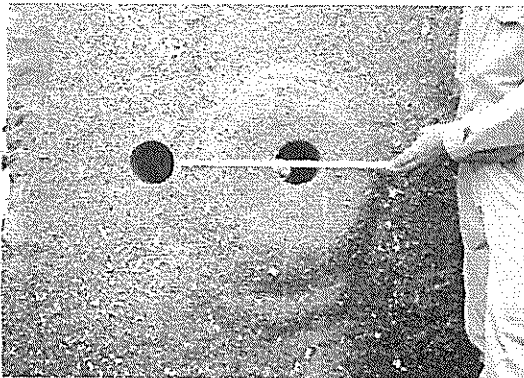


写真-3 実験後供試体底面 (No.2 供試体)

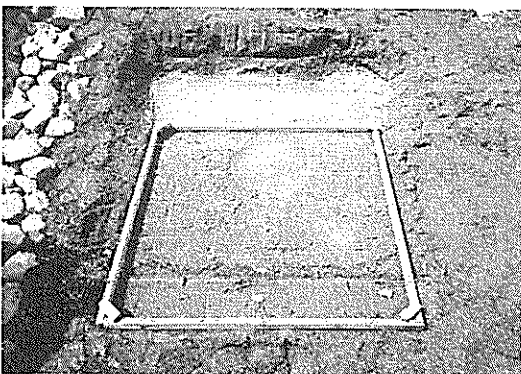


写真-4 実験後敷砂表面 (No.2 供試体)



写真-5 SGM 軽量土浸透範囲 (No.6 供試体)

一方、捨石底面基礎の摩擦係数は、捨石本均しで1.70以上と1.83以上、捨石荒均しでは1.69以上と1.76以上であった。しかし、これはかなりの量の軽量混合処理土が捨石基礎まで浸透したことにより気泡混合処理土のブロックと下部の捨石が密着し、実質的に拡大した底面で活動した結果得られた見かけの摩擦係数であり、設計における摩擦係数としては、捨石面で発揮される摩擦を考え、現行のマニュアルで推奨している0.8以上と考えてよいと考えられる。

3. 軽量混合処理土の浸透防止対策実験

3.1 実験概要

2.で述べたように、軽量混合処理土の特徴の一つである施工時の流動性が捨石基礎マウンド内にかかなり浸透する要

因となっていることから、実施工においてはこの浸透範囲を制御する対策を講じておく必要がある。

最初に室内要素実験（実験Ⅰ）でその効果を把握し、その後大型水槽での実証実験（実験Ⅱ）を行った。

(1) 実験ケース

実験ケースを表-9に示す。実験Ⅰでは円筒形試験用模型装置を用いて、打設面を平面にし、捨石と碎石について、打設方法は水中と気中について、計6ケースを行った。このうち、ケース④では割栗石層表層のすきまを目潰しするように碎石層を薄く設けた。実験Ⅱでは箱形模型を用いて、法面を含む捨石と碎石面に、3ケースの水中打設を行った。

(2) 使用材料および配合

実験に使用した材料を表-10に、浚渫土の粒度分布を図-9に示す。

表-9 実験ケース一覧表

実験名	実験ケース	打設面の種類		打設方法	摘要
浸透防止対策実験Ⅰ	ケース①	平面捨石面		水中打設	円筒形試験用模型装置
	ケース②				
	ケース③				
	ケース④	平面捨石面+碎石面			
	ケース④'	平面碎石面			
	ケース⑤	平面捨石面		気中打設	
浸透防止対策実験Ⅱ	ケース①	法面	平面捨石面	水中打設	箱形試験用模型装置
	ケース②		平面碎石面		
	ケース③				

表-10 使用材料一覧表

名称	仕様	備考
SGM原料土	浚渫土	熊本港で採取
固化材	高炉セメントB種	
起泡剤	界面活性剤系	ファインフォーム707
捨石	割栗石	硬石5号
碎石	粒度調整碎石	M-40

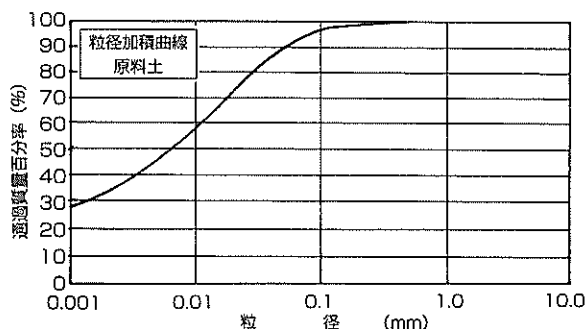


図-9 浚渫土の粒度分布（粒径加積曲線）

表-11 捨石(割栗石)粒徑・体積測定結果

試料	形状寸法 (mm)	体積 (cm ³)	試料	形状寸法 (mm)	体積 (cm ³)	試料	形状寸法 (mm)	体積 (cm ³)
No.1	151 × 97 × 101	928	No.14	121 × 66 × 46	202	No.27	143 × 107 × 98	851
No.2	145 × 106 × 81	851	No.15	100 × 74 × 53	210	No.28	127 × 86 × 75	485
No.3	182 × 157 × 94	1,864	No.16	76 × 45 × 27	58	No.29	182 × 114 × 90	1,245
No.4	220 × 136 × 101	1,664	No.17	98 × 72 × 51	229	No.30	129 × 88 × 68	498
No.5	186 × 173 × 96	1,837	No.18	87 × 65 × 33	99	No.31	99 × 93 × 70	304
No.6	196 × 94 × 104	1,303	No.19	99 × 61 × 54	182	No.32	165 × 94 × 62	454
No.7	162 × 113 × 81	919	No.20	126 × 75 × 33	214	No.33	142 × 83 × 70	626
No.8	169 × 142 × 93	968	No.21	150 × 98 × 75	561	No.34	135 × 98 × 59	439
No.9	111 × 86 × 79	622	No.22	170 × 114 × 80	1,073	No.35	102 × 72 × 55	218
No.10	141 × 108 × 94	912	No.23	146 × 69 × 69	437	No.36	228 × 145 × 108	1,793
No.11	140 × 108 × 83	700	No.24	229 × 147 × 88	1,731	No.37	213 × 163 × 77	1,389
No.12	74 × 51 × 44	83	No.25	158 × 107 × 80	1,017	No.38	169 × 138 × 78	954
No.13	140 × 122 × 54	574	No.26	81 × 62 × 49	145	No.39	189 × 99 × 85	728
							体積合計	29,368

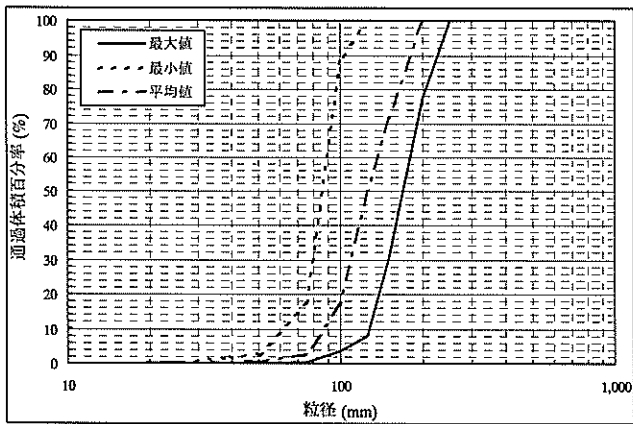


図-10 捨石(割栗石)の粒徑分布(粒徑加積曲線)

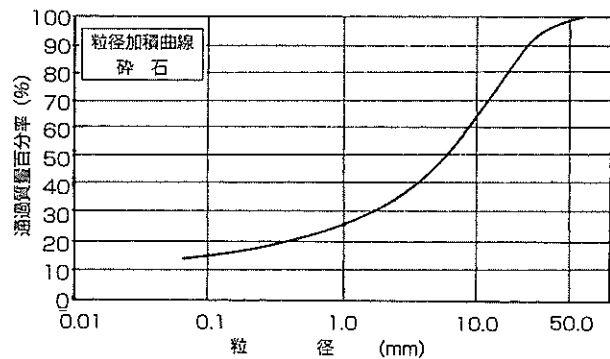


図-11 砕石の粒徑分布(粒徑加積曲線)

表-12 気泡混合処理土の配合

配合種類	目標密度 (g/cm ³)	固化材添加量 (kg/m ³)	調整土			軽量材	
			含水比 (%)	乾燥土 (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	起泡剤 (kg/m ³)	希釈水 (kg/m ³)
A	1.08	100	200	324	648	0.431	8.198
B			260	270	703	0.362	6.885
C			280	256	717	0.344	6.538

実験 I に使用した捨石(割栗石)の粒徑および体積の測定結果を表-11 に示す。浸透層(φ330, 高さ 50cm, 体積 42,700cm³)の間隙率を実験各ケースではほぼ同程度とするため、割栗石層での実験ケースではこの割栗石を同数使用した。なお、体積は割栗石を浸水させたときの排水量より算定し、間隙率 n は 31.2%, 間隙比 e は 0.45 であった。

各試料の寸法の最大値・最小値・平均値の分布を示す図

-10 から、捨石(割栗石)の代表粒徑は平均値の通過体積百分率 50%の粒徑である 130mm とする。砕石の粒徑分布を示す図-11 から、砕石の平均粒徑 D_{50} は 5.6mm とする。

気泡混合処理土は目標密度 1.08g/cm³となるよう気泡化材に起泡剤を用いて、表-12 に示すフロー値が異なる 3 種類の配合で作製した。

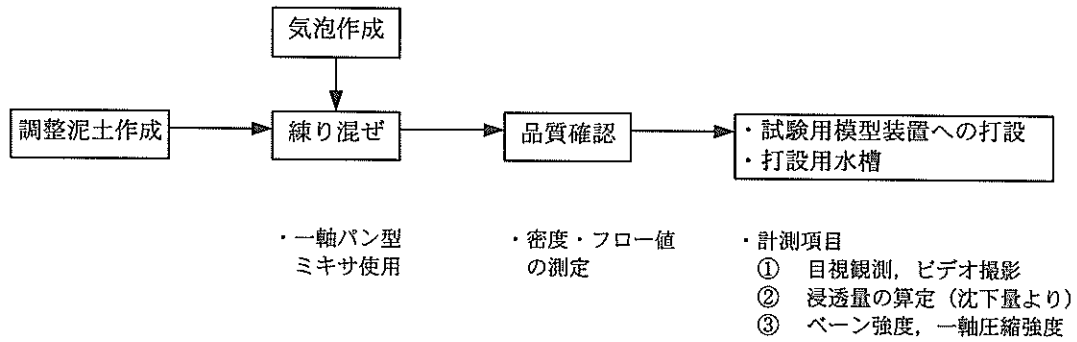


図-12 実験のフロー

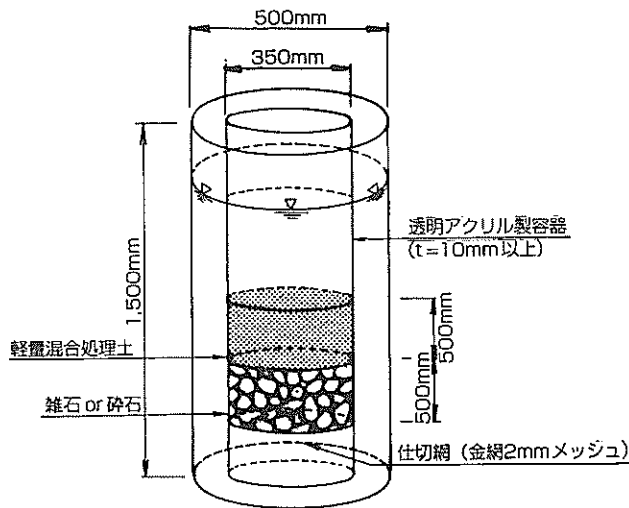


図-13 模型装置写真

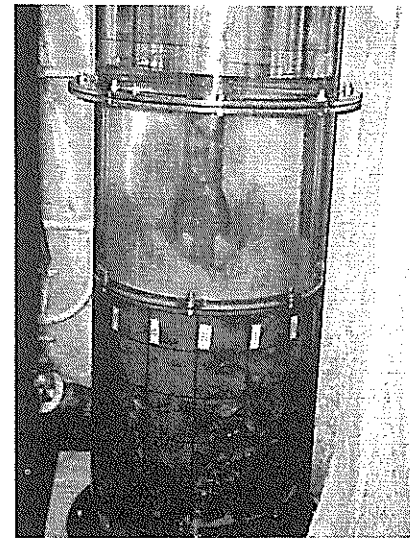


写真-6 気泡混合処理土打設状況

(3) 実験手順

実験は、図-12 に示す実施フローのように、調整泥土を作成し、気泡と練り混ぜ、気泡混合処理土の品質を確認後打設した。気泡混合処理土の練り混ぜは、容量 100ℓ の一軸パン型ミキサを使用し、気泡混合処理土の打設は、対策実験Ⅰでは人力により 1 ケース 43ℓ を、実験Ⅱでは空気圧送により 1 ケース 225ℓ を打設した。

計測については、気泡混合処理土の品質、打設時の浸透状況の観察（目視、ビデオ撮影）及び打設後の浸透量（沈下計測）等に関して行った。

実験Ⅰで使用した模型装置を図-13 に、実験状況を写真-6 に示す。

実験Ⅱで使用した打設用水槽及び打設部位を図-14 に示す。

3.2 実験結果

実験ケースごとの気泡混合処理土の品質を表-13 に示した。

(1) 浸透防止対策実験Ⅰ

各実験ケースにおける最大浸透深さを図-15 に、浸透割合を図-16 に示す。また、フロー値と最大浸透深さの関係を図-17 に、フロー値と浸透割合の関係を図-18 に示す。

水中打設を行ったケースでは、最大浸透深さはケース①の 35cm を最大に、①>③>④>②>④の順に小さく、気

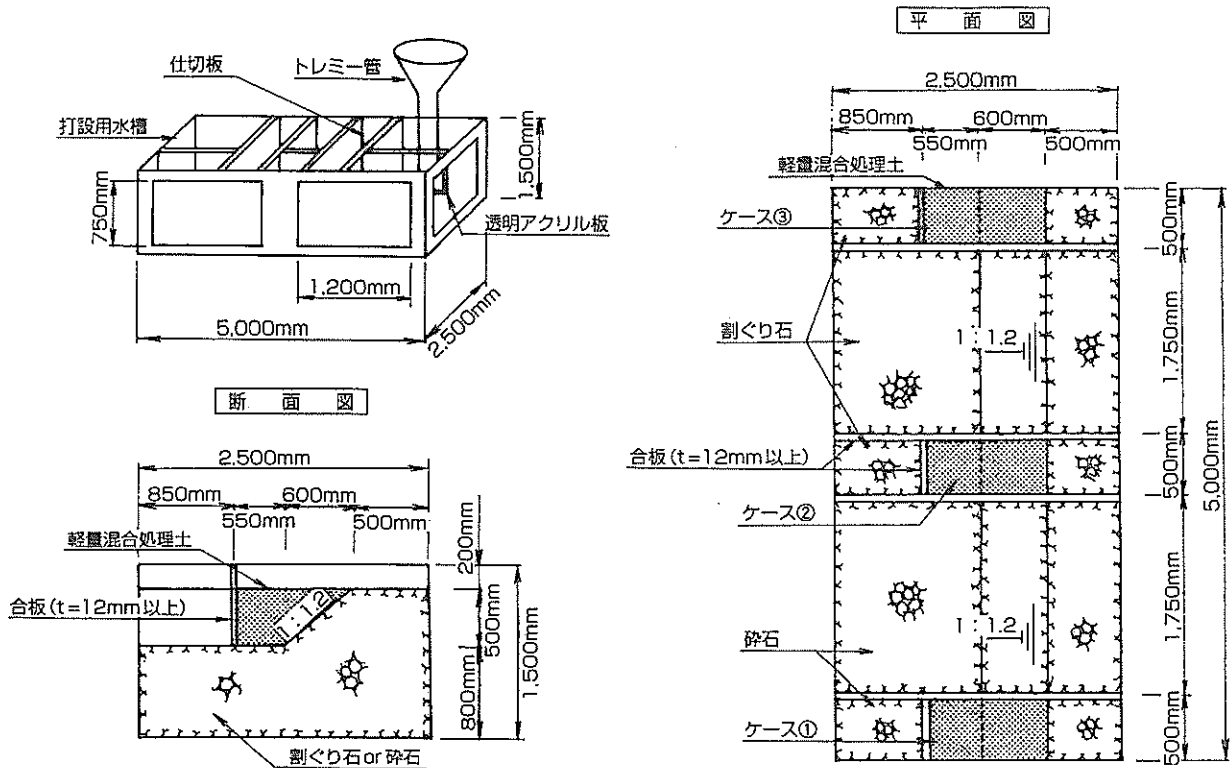


図-14 打設用水槽と打設箇所

表-13 気泡混合処理土の品質

実験名	ケース	配合種類	気泡混合処理土初期状態		一軸試験(7日)		一軸試験(28日)	
			フロー値(mm)	密度(g/cm ³)	密度(g/cm ³)	強度(kN/m ²)	密度(g/cm ³)	強度(kN/m ²)
対策実験 I	①	C	196	1.073	1.067	418	1.078	631
	②	A	124	1.080	1.096	532	1.062	845
	③	B	149	1.078	1.111	596	1.124	880
	④	C	191	1.073	1.088	459	1.093	697
	④'	C	184	1.090	1.115	558	1.120	776
対策実験 II	⑤	C	195	1.078	1.090	406	1.099	675
	①	C	176	1.083	1.089	463	1.090	697
	②	A	122	1.090	1.124	561	1.126	998
	③	C	181	1.086	1.139	508	1.124	835

泡混合処理土のフロー値が小さいほど最大浸透深さが小さくなる傾向が確認された。

砕石層を割栗石層の表層に設けたケース④では最大浸透深さ 18cm となり、割栗石層のみのケース②の 10cm を上回った。これは、砕石層が割栗石層のすきまの目潰し程度と薄かったため、部分的に目潰し効果の弱いところに浸透した結果と思われる。砕石層でのケース④'では最大浸透深さは 2cm であることから、砕石層による浸透防止効果は高

いといえる。

砕石層のケースでの浸透割合は、④'では 6.6%と効果が高く、表面の目つぶし程度に砕石層を設けたケース④でも 8.2%の浸透割合にとどまった。

気中で打設したケース⑤では、最大浸透深さは 50cm と、同条件の水中打設のケース①の 35cm よりもさらに大きな値となったが、これは浮力が働かないため自重が増加した効果によるものである。打設量に対する浸透割合でも気泡

表-14 実験結果総括表（対策実験Ⅰ）

実験 ケース	気泡混合処理土品質測定値		浸透試験結果				条件
	フロー値 (mm)	密度 (g/cm ³)	最大浸透 深さ (cm)	浸透量 計算値 (l)	浸透割 合 (%)	浸透部 空隙率 (%)	
ケース①	196	1.073	35	10.3	24.1	28.6	水中, 捨石
ケース②	124	1.080	11	6.1	14.3	31.1	水中, 捨石
ケース③	149	1.078	24	7.9	18.5	32.1	水中, 捨石
ケース④	191	1.073	18	3.5	8.2	27.4	水中, 捨石+碎石
ケース④'	184	1.090	2	2.8	6.6	9.8	水中, 碎石
ケース⑤	195	1.078	50	32.1	75.2	—	氣中, 捨石

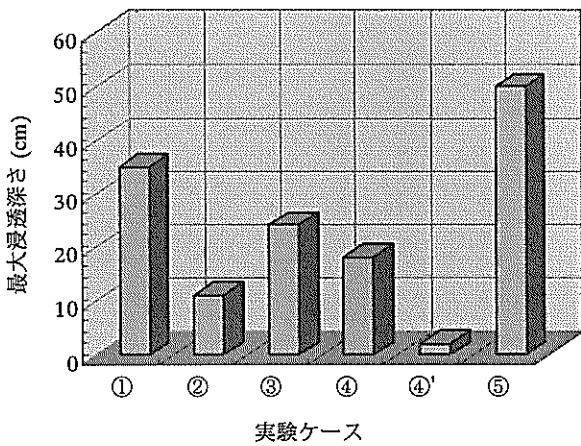


図-15 最大浸透深さ

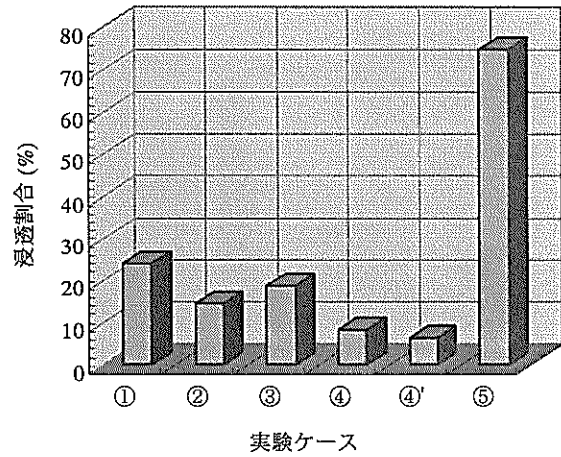


図-16 浸透割合

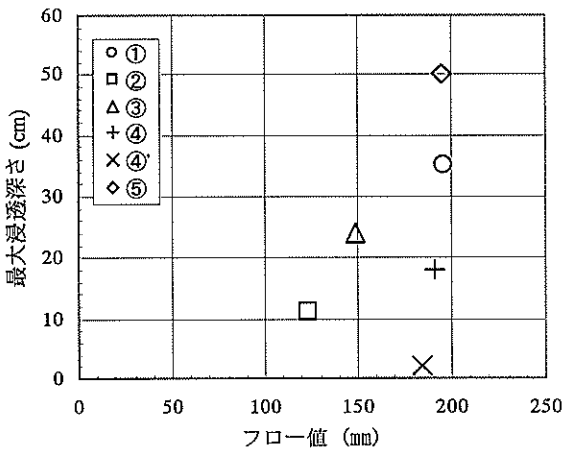


図-17 フロー値と最大浸透深さ

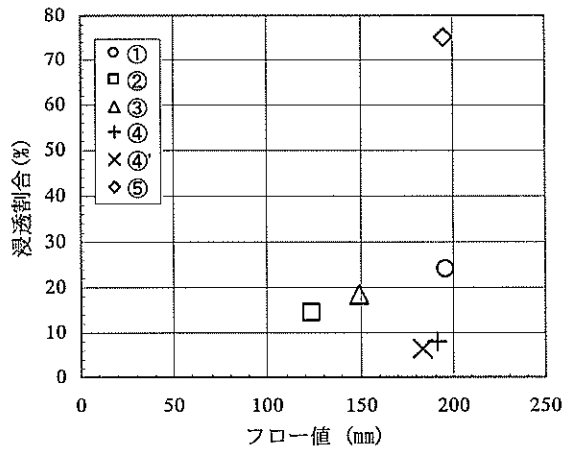


図-18 フロー値と浸透割合

混合処理土のフロー値が小さいほど浸透割合が小さくなる傾向が確認されたが、フロー値 120mm 程度でも 14.3%は浸透していた。氣中打設のケース⑤の浸透割合は 75.2%と、

同条件の水中打設のケース①の 3 倍以上の値となった。

(3) 浸透防止対策実験Ⅱ

各実験ケースにおける最大浸透深さを図-19 に、浸透割

表-15 実験結果総括表 (対策実験Ⅱ)

実験 ケース	配合 種類	軽量混合処理土品質測定値		浸透試験結果			
		フロー値 (mm)	密度 (g/cm ³)	最大浸 透深さ (cm)	浸透量 計算値 (l)	浸透割 合 (%)	条件
ケース①	C	176	1.083	10	36.7	16.3	水中, 捨石
ケース②	A	122	1.090	5	23.1	10.3	水中, 捨石
ケース③	C	181	1.086	2	16.2	7.2	水中, 碎石

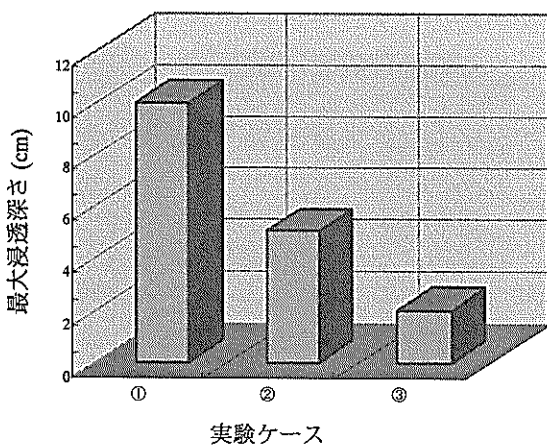


図-19 最大浸透深さ

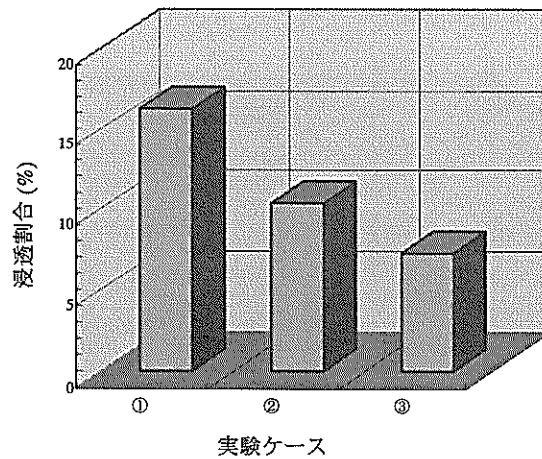


図-20 浸透割合

合を図-20 に示す。また、フロー値と最大浸透深さの関係を図-21 に、フロー値と浸透割合の関係を図-22 に示す。

最大浸透深さは、無対策である捨石層への直接打設ではケース①で10cm、フロー値120mmの気泡混合処理土打設のケース②で5cm、碎石層への打設ケース③では2cmと順に小さくなった。

打設量に対する浸透割合は、捨石層への打設ではケース①で16.3%、フロー値120mmの気泡混合処理土打設のケース②で10.3%であり、碎石層への打設ケース③では7.2%と順に小さくなった。

対策実験Ⅰと比較すると、最大浸透深さ及び浸透割合とも傾向は同様であったが、碎石層への打設のケース③はケース④'とほぼ同水準であり、捨石層への打設のケース①及びフロー値120mmの気泡混合処理土打設のケース②では小さな値となった。

3.3 考察と浸透防止対策の考え方

以上の実験結果から、気泡混合処理土の浸透防止効果は打設底面の材料(碎石か割栗石)、軽量混合処理土のフロー値及び打設方法(水中打設か気中打設)に大きな関連性があることが確認された。

ここで、捨石間隙への形容混合処理土の浸透を簡単なモデルを用いて数値的に検討する。

図-23 に、上から見た石の集まり(丸い形と仮定)を示す。簡単な場合を考え石の半径を一律とし r で表す。この4個の石によって真ん中に円弧に囲まれた空隙ができるが、その中心と石中心との距離は、幾何学的に $R_c = r/\cos 45^\circ = 1.41r$ となる。石の上から軽量混合処理土を打設すると、軽量混合処理土はこれらの石に付着すると考えられる。軽量混合処理土が付着した形状を側面からみた状態を(b)のように仮定する。

このとき、真上方向から θ 角度回った位置での微小な軽

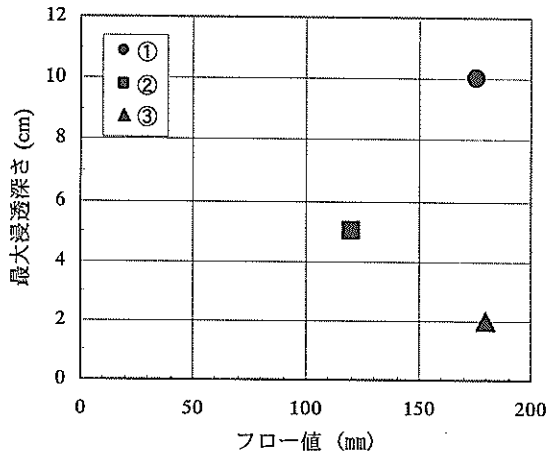


図-21 フロー値と最大浸透深さ

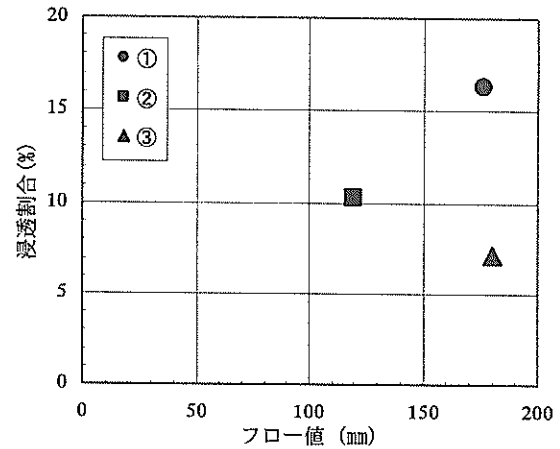


図-22 フロー値と浸透割合

量混合処理土に働く力について考えると、土と石表面での粘着力 c_u と土の重力が作用している。微小な土の上下両面において働く力を無視し、石の中心に対するモーメントのバランスをとると、次の関係が得られる。

$$c_u \cdot r \cdot rd\theta = 1/2(r + \rho) \cdot 1/2(r + \rho)d\theta \cdot (\rho - r) \cdot \gamma_t \sin\theta \quad (1)$$

ここに、 ρ は軽量混合処理土表面と石中心との距離で、 θ の関数である。

ここで $\theta = 90^\circ$ ($\sin\theta = 1$, 水平方向) のときの軽量混合処理土の表面形状を考えると、この位置で軽量混合処理土同士が付着するときの半径 ρ が間隙中心距離 $R_{c,r}$ より大きければ、軽量混合処理土の流れ込みが閉塞する、あるいは停止すると判断できる。

式(1)より整理すると、次の関係を得る。

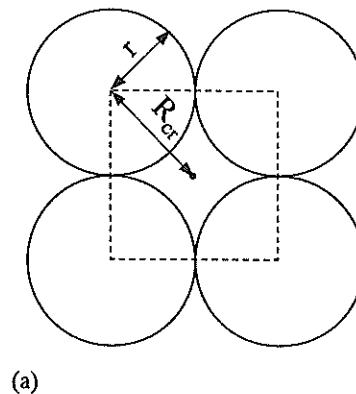
$$c_u / \gamma_t = (\rho - r)(\rho + r)^2 / (4r^2) \quad (2)$$

式(2)において、 c_u / γ_t は軽量混合処理土に関する定数で高さの単位を有するので自立高さと呼ぶと、 ρ は石に軽量混合処理土が付着した状態での石中心からの半径である。また、 r は石の半径であるが、実際には石の形状が不規則なので等価半径と呼ぶことにする。(2)式に $\rho = R_{c,r} = 1.41r$ を代入すると、浸透が閉塞するための石の必要等価半径 r^* についての次式が得られる。

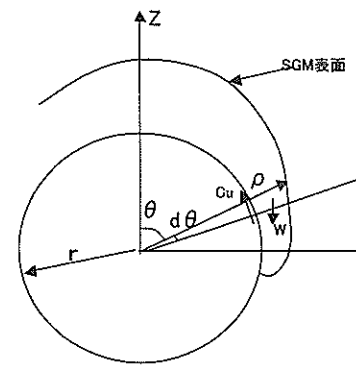
$$r^* = 1.7c_u / \gamma_t \quad (3)$$

すなわち、石の半径 r が r^* よりも小さい場合は浸透せず、 r^* より大きいほど浸透する。

以上の関係を用いるには打設直後の軽量混合処理土のせん断強さを求める必要がある。鶴谷らは高含水比の粘土に



(a)



(b)

図-23 捨石間隙への軽量混合処理土の浸透

ついて、回転粘度計で流動曲線を求め降伏値（流動に対する粘土の抵抗力）を求め報告している⁸⁾。流動性のある粘性土の浸透問題ではせん断強さとしては通常用いられるベーンせん断強さではなく、降伏値の方がふさわしいと考えられる。降伏値はベーンせん断試験による残留強さよりも全般に小さいが、鶴谷らはスランプ試験から求められるスランプ値と降伏値との関係を誘導し、実験結果と良く一致することを示した⁸⁾。ここでは、鶴谷らの結果を用いてフロー値とせん断強さの関係を示す次式を誘導した（付録参照）。

$$F = 80 \left(\frac{0.4\gamma_t}{c_u} + 1 \right)^{0.5} \quad (4)$$

ここに、 F はフロー値(mm)である。また、降伏値 τ_y を c_u で表している。

今回の実験 I では $\gamma_t = 1.08 \text{gf/cm}^3$ (水中では $\gamma' = 0.08 \text{gf/cm}^3$) であり、フロー値 180mm のときは(4)式より $c_u = 0.11 \text{gf/cm}^2$ 、フロー値 120mm のときは $c_u = 0.35 \text{gf/cm}^2$ であるので、浸透が閉塞するための必要等価半径は(3)式より以下のように求められる。

フロー値 180mm (水中打設)	$r^* = 2.3 \text{ cm}$
フロー値 120mm (水中打設)	$r^* = 7.4 \text{ cm}$

粒状体を代表する粒径として D_{50} を考えると、実験に用いた捨石と碎石の D_{50} はそれぞれ約 13cm と約 0.6cm であるので半径はそれぞれ 6.5cm、0.3cm である。上記の r^* と比較すると、フロー値 180mm のときは $0.3 \text{ cm} < r^* = 2.3 \text{ cm} < 6.5 \text{ cm}$ であるので、捨石の場合は浸透し、碎石の場合は浸透しないと判定され、ほぼ実験結果と対応している。また、フロー値が 120mm の場合は、 $0.3 \text{ cm}, 6.5 \text{ cm} < r^* = 7.4 \text{ cm}$ となり、碎石、捨石のいずれも浸透しないと判定される。浸透しないと判定される捨石の場合も実際には深さ 10cm 程度の浸透がみられたが、これは平均粒径以上の石による大きな間隙が存在したことから説明でき、(3)式による必要等価半径は、実験結果とおおむね対応していると考えられる。

今回実施した実験から、捨石層へ軽量混合処理土を打設する際の浸透防止対策として、捨石層への浸透防止層として碎石層を形成する方法と、捨石と直接接する箇所には比較的固練りの軽量混合処理土を打設して浸透防止層を形成する方法があることが確認できた。

これらの対策を実施工へ適用する際には以下の点に留意すべきである。

まず碎石層を形成する方法であるが、今回の実験では、

碎石層を形成すると浸透深さは 2cm にとどまることが確認できたことから、5cm 程度の薄層で碎石層を形成することで十分な浸透防止効果が得られると考えられる。具体的には、軽量混合処理土をトレミー管を介して自然落下させ 50cm の厚さで打設するという今回の実験条件の範囲では、無対策の場合の浸透率が 16~24% に対して 7% 程度に抑えることが期待できる。

しかし、実施工においてはこのような薄層で碎石層を形成することは非常に困難であり、低コストで簡易に施工できる方法と碎石層の厚さ等を検討する必要がある。また、シート等を捨石面上に敷設すれば碎石層と同等以上の浸透防止効果が期待できると考えられるが、シートの施工により境界面での摩擦係数が低下すると逆効果になる。捨石面の凹凸ができるだけ残るようにシートを敷設するなど施工上の検討が必要になる。

次に、比較的固練りの軽量混合処理土を打設する方法であるが、今回の実験結果ではフロー値 120mm 程度でも軽量混合処理土の品質を安定して打設でき浸透を低下する効果もあることが確認できた。浸透防止効果は、無対策の場合の浸透率 16~24% に対して、10~14% 程度に抑えることが期待できる。

しかし、フロー値の小さい軽量混合処理土は製造後の物性の変化が大きくなる傾向が見られ、実施工に使用するプラントでこの水準の軽量混合処理土を安定して製造できるかどうかの検討が必要である。また、浸透防止層として比較的薄層で打設する場合には、打設管を細かく移動させる必要がある。

4. 結論

本報告は、軽量混合処理土の打設底面における摩擦に関する検討を行うため、気泡混合処理土を砂マウンド上及び捨石マウンドの上に水中打設し、水平載荷実験を実施して滑動抵抗性を直接確認した。また、この際に捨石層内の空隙に気泡混合処理土が浸透する現象が確認され施工上の問題点となることが判明したため、浸透防止対策を検討するための浸透防止対策実験を実施した。これらの実験から得られた結論をまとめると以下ようになる。

- 1) 気泡混合処理土ブロックの滑動は処理土と地盤の摩擦ではなく、地盤の内部摩擦角によってほぼ決まると考えられる。
- 2) 締固めを行わない敷砂上での滑動開始時の摩擦係数を内部摩擦角に換算すると $25^\circ \sim 29^\circ$ であった。港湾工事の敷砂施工では締固めを行わない場合が多いが、現行

の軽量混合処理土工法マニュアルで推奨する摩擦係数0.55~0.60を確保するには、敷砂の締固めを行う必要があると考えられる。

- 3) 捨石底面基礎の摩擦係数は、捨石本均しで1.70~1.83以上、捨石荒均しで1.69~1.76以上であった。これは軽量混合処理土が捨石基礎まで浸透したことにより軽量混合処理土のブロックと下部の捨石が密着し、実質的に拡大した底面で滑動した結果得られた見かけの摩擦係数であり、設計における摩擦係数としては、捨石面で発揮される摩擦を考え、現行のマニュアルで推奨している0.8以上と考えてよいと考えられる。
- 4) 軽量混合処理土を捨石地盤上に打設すると、まだ固まらない軽量混合処理土が捨石層の空隙に浸透する。捨石層への軽量混合処理土の浸透量は、捨石層の空隙の大きさと、軽量混合処理土の流動性（フロー値）によってほぼ決まる。空隙が大きく流動性が高いほど浸透量は大きくなる。
- 5) 捨石層への軽量混合処理土の浸透量を低減する実用的な方策として、
 - ① 捨石の表層部を粒径の小さい碎石で充填し、空隙を小さくする方法
 - ② 固練りの軽量混合処理土を捨石と接する部分に打設する方法の2つが考えられる。

(2002年2月14日受付)

謝 辞

熊本港における現場打設実験においては運輸省第4港湾建設局熊本港工事事務所及び下関調査設計事務所をはじめとする多くの関係者の協力を得た。また、資料としてとりまとめるにあたり、「リサイクル材料を活用した土質新素材利用技術開発調査委員会」（沿岸開発技術研究センター、委員長鈴木敦己熊本大学教授）における討議内容を参考にさせていただいた。また、特に湯怡新博士（前港湾技術研究所土性研究室在外研究員、現関門港湾建設㈱）には、捨石層への浸透メカニズムに関して貴重な示唆をいただいた。これらのご協力いただいた方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土田孝：港湾空港事業における軽量混合処理土工法の開発と適用事例，港湾技術研究所報告，Vol.38，No.2，1999年

6月。

- 2) 輪湖建雄，土田孝，松永康男，濱本晃一，岸田隆夫，深沢健：軽量混合処理土工法の港湾施設への適用，軽量混合処理土工法の港湾施設への適用，土木学会論文集，No.602，VI-40，pp.35-52，1998.9.
- 3) 土田孝，藤崎治男，卷瀧正治，新舎博，長坂勇二，彦坂周男：建設発生土を原料土とする軽量混合処理土の護岸工事への適用，土木学会論文集第VI部門，2000年3月.
- 4) 土田孝・菊池喜昭・山村和弘・舟田邦雄・輪湖建雄(2001)：分割法による地震時土圧算定法と軽量混合処理土への適用，地盤工学会論文報告集，Vol.41，No.3，pp.95-105.
- 5) 三嶋信雄，別井智行，新舎博，白上勝章，井上茂：気泡混合軽量土の摩擦特性，第30回土質工学研究発表会，pp.2535-2536，1995年7月
- 6) (財)沿岸開発技術研究センター：港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル，沿岸開発技術ライブラリーNo.3，1999年4月
- 7) 土田孝，佐藤孝夫，洪振舜，箕作幸治，酒井浩二：水深10mの海域における軽量混合処理土の打設実験と考察，港湾空港技術研究所資料，No.1007，2001年9月.
- 8) 鶴谷広一，江口秀二，鷹濱潤(1989)：ペーン試験とスランプ試験による柔らかい粘土の流動限界の検討—回転粘度計との比較—，港湾技研資料，No.655.

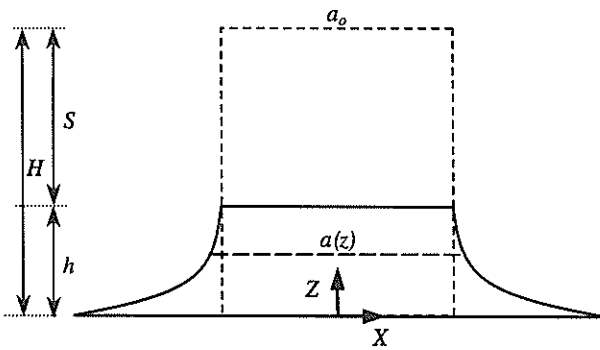
付録 フロー値と降伏値の関係の誘導

フロー試験では、粘土に作用する外力は自重であり、自重によって粘土内に生じた最大せん断応力が降伏値以上になると粘土は流動し変形する。変形によって粘土内の応力状態は変化し、最大せん断応力が降伏値より小さくなると変形は終了する。

フロー値はスランプ試験時変形後の粘土内部の応力状態を求めた鶴谷ら(1989)の方法に基づいて、誘導する。

図付-1 に示すように、変形後の粘土の底面中央から水平方向に X 軸、鉛直上向きに Z 軸をとる。Z=z で水平に切った面の直径を a(z) とし、変形後の粘土の高さを h とする。応力計算を簡単にするために、z 面に作用する直応力 σ_z は面内で一様と仮定する。よって、 σ_z は z 面より上にある粘土の重量を z 面の面積で割った値となる。

$$\sigma_z = \frac{\rho g \int_z^h \frac{\pi a(z)^2}{4} dz}{\frac{\pi a(z)^2}{4}} \quad (1)$$



図付 1 内部応力の計算方法

Z 面上に微小エレメントを考えると、上の家庭から σ_z , σ_x が直応力になる。したがって、このエレメント内の最大せん断応力 τ_{max} は

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x) \quad (2)$$

となる。ここで σ_x は、 σ_z の一次関数で表すことができる。

$$\sigma_x = k\sigma_z \quad (3)$$

k は物質によって異なる定数で、流体の場合は 1, 土では静止土圧係数で 0.5 である。用いる粘土の k の値は粘土の種類によって異なるので、ここでは変数として応力計算を行った。(2), (3)式より τ_{max} も σ_z の 1 次関数で表される。

$$\tau_{max} = \alpha\sigma_z \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{1}{2}(1-k) \quad (5)$$

変形後の最大せん断応力 τ_{max} は降伏値に等しく一定であることから、直応力 σ_z も一定値 σ_c となる。

$$\sigma_z = const. = \sigma_c \quad (6)$$

(1)式と(6)式から、変形後直応力が一定となるような粘土の形状を求めることができる。

$$a(z) = C \exp\left\{\frac{\rho g}{2\sigma_c}(h-z)\right\} \quad (7)$$

粘土の上端面では自重の影響は 0 であるから変形は生じない。よって上端面での直径はコーンの内径 a_0 と等しい。これを(7)式に代入すれば次式を得る。

$$a(z) = a_0 \exp\left\{\frac{\rho g}{2\sigma_c}(h-z)\right\} \quad (8)$$

これより変形後の粘土の体積は次のようになる。

$$V_s = \int_0^h \frac{\pi a(z)^2}{4} dz = \frac{\pi a_0^2 \sigma_c}{4 \rho g} \left\{ \exp\left(\frac{\rho g h}{\sigma_c}\right) - 1 \right\} \quad (9)$$

また変形前の体積は

$$V_b = \frac{\pi a_0^2 H}{4} \quad (10)$$

である。変形前と変形後の体積は等しい($V_b = V_s$)ことから次式を得る。

$$\frac{\rho g H}{\sigma_c} = \exp\left(\frac{\rho g h}{\sigma_c} - 1\right) \quad (11)$$

式(8)に式(11)を代入して整理すると、

$$a(z) = a_0 \left(\frac{\rho g H}{\sigma_c} + 1 \right)^{0.5} \exp\left(\frac{-\rho g z}{2\sigma_c}\right) \quad (12)$$

式(4)と式(5)から $\sigma_c = 2\tau_{max}/(1-k)$ になり、これとともに、 $\rho g = \gamma$, $a_0 = 80(\text{mm})$, $H = 8(\text{cm})$, τ_{max} を降伏値 τ_y とすると、次式が得る。

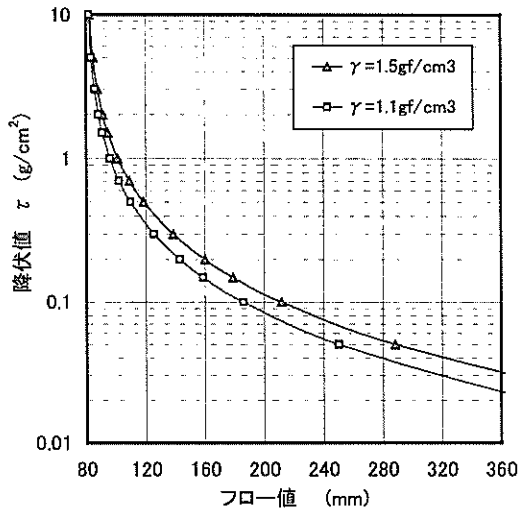
$$a(z) = 80 \left(\frac{4\gamma_l(1-k)}{\tau_y} + 1 \right)^{0.5} \exp\left(\frac{-\gamma_l z(1-k)}{4\tau_y}\right) \quad (13)$$

鶴谷らは粘土の流動試験で求めた降伏値 τ_y とスランプ値 S との関係から $k=0.9$ を用いている。

フロー試験において $z=0(\text{mm})$ となる時の $a(z)$ をフロー値 F とすると、次式で表すことができる。

$$a(0) = F = 80 \left(\frac{0.4\gamma_t + 1}{\tau_y} \right)^{0.5} \quad (14)$$

図付-2は式(14)を用いて $\gamma = 1.1\text{gf/cm}^3$ と 1.5gf/cm^3 に対するベーンせん断強度とフロー値との関係を示す。



図付-2 ベーン強度とフロー値の関係

港湾空港技術研究所資料 No.1024

2002.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL.0468(44)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 あんざい

Copyright © (2002) by PARI

All rights reserved. No part this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事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。