

底開式土運船からの直投土砂による海底地盤への衝撃圧

三宅 達夫*・鶴ヶ崎和博**・馬場慎太郎***・柳 畑 亨****

1. ま え が き

現在, 日本においては関西国際空港二期工事 (以下 KIAE), 中部国際空港 (同 CJIA), 神戸国際空港 (同 KIA) 等の大規模人工島の造成工事が鋭意進められている。これらの事業においては大規模かつ急速施工を行うため, 底開式土運船を用いた直投工法が採用されている。このうち KIAE や KIA の建設海域の水深は 18 m から 20 m であり, CJIA における海域では水深 6 m である。このような直投工事における海底地盤の安定性は堆積土砂の静的荷重のほか, 土砂直投時の衝撃荷重の大きさと荷重勾配に大きく依存する。これらのうち堆積形状に関する研究は箭内 (1960), 小川他 (1969), 武藤他 (1974, 1984), 松見他 (1992, 1998), 重松 (1998), Miyake 他 (1999, 2000) により精力的な研究が行われ, その成果は実務へ有効に適用されている。一方, 海底地盤の安定・変形性に寄与する衝撃圧の予測については, 武藤他 (1974, 1984) の研究があるが, その結論の一部は筆者ら (鶴ヶ崎他, 2000) が行った現場実験の結果と相反する。本論文では直投水深と海底地盤の材料特性の違いをパラメータとして水理学的, 地盤工学的に相似則を満足する遠心力場での模型実験による衝撃圧の予測を前述の現場実験結果と併せて報告する。

表-1 実験装置の諸元

最大加速度	440 G (600 rpm)	
容器寸法	模型	実物換算 (最大加速度時)
直径	2.2 m	3041 m (延長距離)
幅	0.8 m	352 m
水深	0.3 m	132 m
最大搭載重量	36 kN	16.0 G・MN

2. 実験概要

2.1 実験装置

一連の実験に使用された装置は直径 2.2 m のドラム型遠心装置であり, 主な諸元を表-1 に示す。詳細は Miyake 他 (1999) を参照されたい。遠心場における原型と模型の相似比の関係を表-2 に示す。

なお, 水理学的には遠心場では Froude 則は満たされており, Reynolds 則は原型との比較実験 (Miyake 他, 1999) から無視できることが分かっている。

2.2 実験ケースおよび実験条件

本研究で対象とした土運船は 3000 m³級の底開式土運船であり, 模型船は幾何学的縮尺比 1/100 に対応するように忠実に縮小されている (Miyake 他, 1999)。衝撃圧測定実験は表-3 に示すように直投水深と海底地盤の条件を変えて行った。模型実験における底面剛の場合は荷

表-2 本実験で用いた相似則

	原型	模型		原型	模型
縮尺比	1	1/N	圧力	p	p
長さ	L	L/N	地盤に対して		
体積	V	V/N^3	応力	s	s
加速度	1 G	NG	ひずみ	e	e
速度	v	v	間隙水圧	u	u
時間	t	t/N	粘着力	c	c
力	F	F/N^2			

表-3 実験ケース

実験 No.	水深 (m)	海底地盤	直投時の加速度
A1	6.0	底面剛	100 G
A2	8.0		
A3	15.0		
A4	20.0		
B1	6.0	粘土地盤	1 G
F1	18.0	砂地盤	
F2	18.0		

* 正会員 工 博 東洋建設(株)鳴尾研究所
** 正会員 工 修 東洋建設(株)鳴尾研究所
*** 工 修 東洋建設(株)鳴尾研究所
**** 正会員 博(工) ニシキコンサルタンツ(株)

重の測定を、粘土地盤の場合は荷重と水圧を地表面で測定した。粘土地盤での計測機の配置状況を図-1に示す。直投材料は図-2に示す粒度特性をもった砂質土であり、模型実験では実線で、現場実験では破線に示す材料を用いた。模型における粘土地盤の作製方法および直投の手順については Miyake 他(2000)と同じである。模型粘土地盤の性状を図-3に示す。

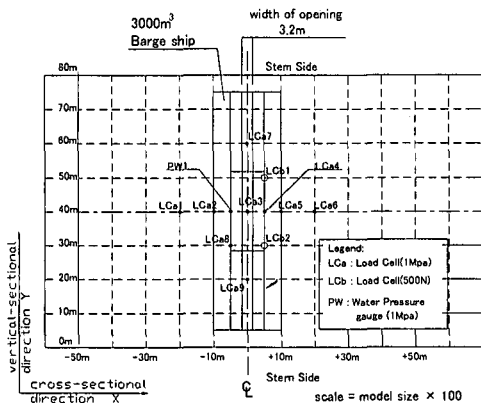


図-1 計測機の配置 (海底面: 粘土)

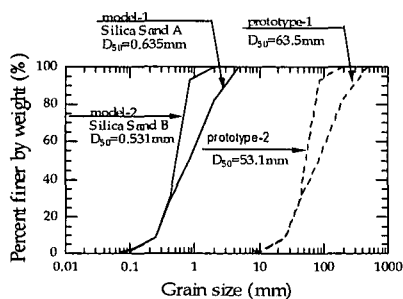


図-2 投下材料の粒度分布

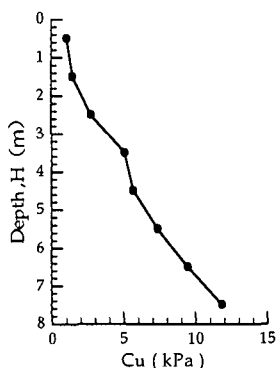


図-3 自重圧密後の海底地盤の強度分布

3. 実験結果および考察

3.1 海底地盤への到達時間と分散性

粒度特性の異なる投下材料の海底面までの到達時間と水深の関係を図-4に示す。図中には KIAE の水深 18m の海域で実施した現場実験結果 (鶴ヶ崎他, 2000) も併記している。図-3より到達時間と水深の関係は、

$$T = 0.69H + 8.25 \quad (1)$$

の線形関係にある。ここに、 T は土砂の海底面への到達時間(秒)、 H は水深(m)である。このことは水深にかかわらず土砂の水中での平均落下速度は一定値を示し、海底地盤への衝撃圧は土砂の落下中の分散性に大きく依存することが窺われる。また、この程度の粒度特性の違いでは到達時間には有意差は認められず、現場実験の結果とも良く一致しており、遠心場の模型実験の予測精度は良好である。

前述したように、海底地盤への衝撃圧は土砂の分散性に大きく影響を受けることが予想される。水深と拡散幅の関係は図-5に示されるように、

$$L = 11.4 + 1.16H \quad (2)$$

の線形関係にある。ここに、 L は土運船中央における横断方向の拡散幅(m)である。また、同図中には前述の現

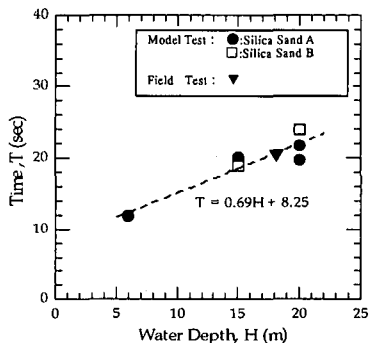


図-4 投下土砂の落下時間

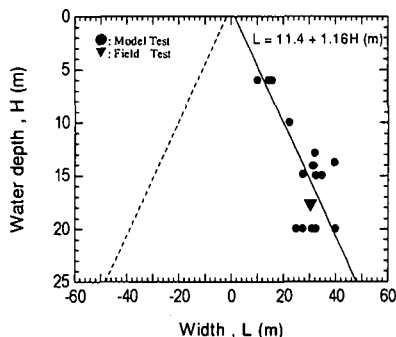


図-5 投下土砂の堆積幅

場実験結果も併記しており、模型実験の良好な予測精度を示している。図-4 および図-5 から、直投土砂の海底地盤への衝撃圧および荷重勾配は水深が浅いほど大きくなり、海底地盤の安定性、変形に大きな影響を与えることが予想される。このことは武藤他 (1974, 1984) が実施した 1G 場での縮小模型による実験結果から導かれた結論と相反する。

3.2 海底面が剛あるいは砂地盤の場合の衝撃荷重

ここで言う衝撃荷重とは土砂投下後の時間と荷重の関係において最初に迎えるピーク荷重のことである。土砂直投後の荷重の時刻歴の代表例として、ケース A4, F1 および F2 の結果を図-6 に示す。同図下段には模型実験と現場実験結果を併記しており、必ずしも両者は一致しているとはいえないが、荷重が漸増する前の瞬間的な変動やその後の挙動は定性的には類似した傾向を表している。これらの時刻歴の違いは各実験ケースにおける実験条件が微妙に異なることによるものと考えられ、現場実

験の再現性の確保の難しさを物語っている。衝撃荷重 (D) と荷重変動が定常状態となった荷重 (S) およびその比 (衝撃荷重/静的荷重: D/S) の土運船中央における横断方向の分布をケース A1 を代表例に図-7, 8 にそれぞれ示す。この D/S を各水深 (Case A1~A4) との関係で整理したのが図-9 である。この図から水深が 20 m か

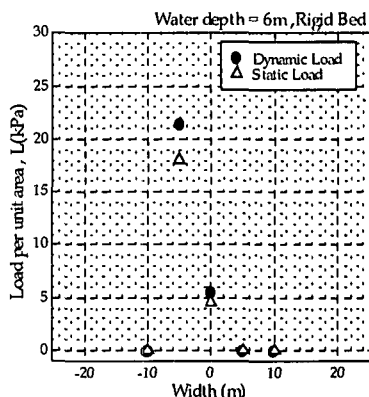


図-7 衝撃荷重および静的荷重

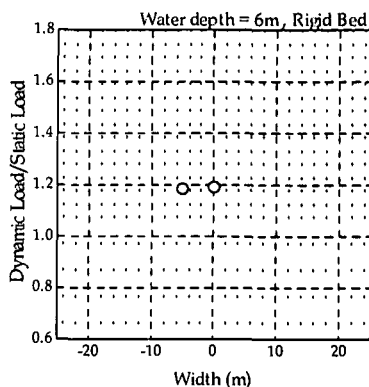


図-8 (動的荷重/静的荷重) の分布

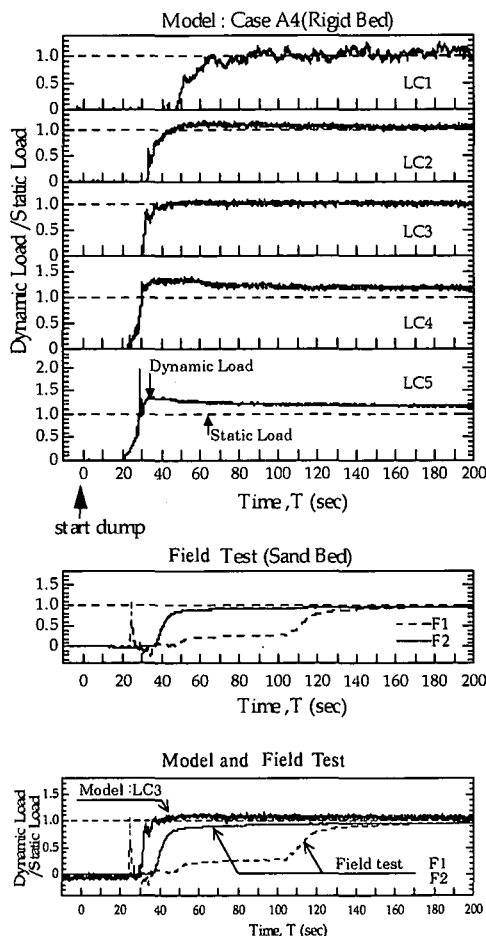


図-6 土砂投下中の時刻歴応答

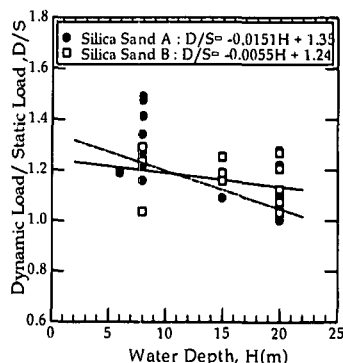


図-9 各水深の D/S (衝撃荷重/静的荷重) 分布

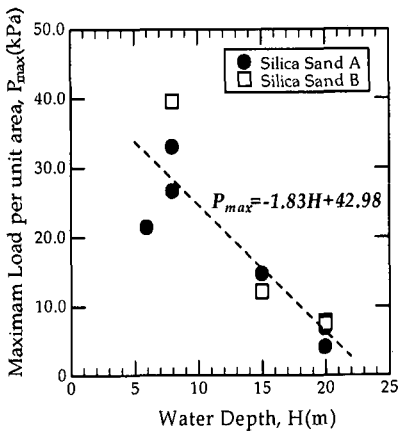


図-10 各水深の最大衝撃荷重（土運船中央部）

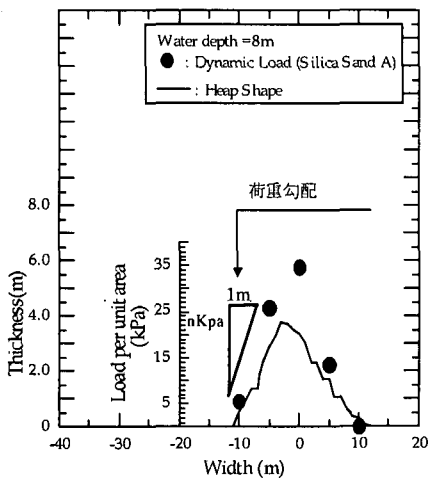


図-11 投下土砂の堆積形状と衝撃荷重および荷重勾配の定義

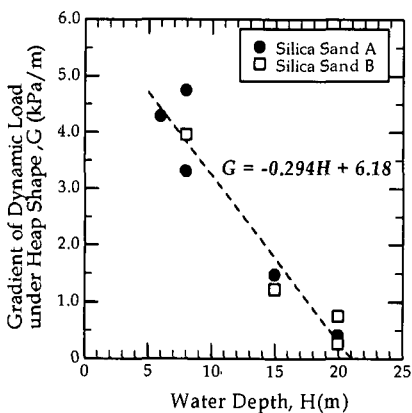


図-12 各水深の荷重勾配の分布

ら6mへと浅くなるにつれ、その比は1.0から1.3へと大きくなることが分かる。このことは前述の土砂の海底面到達時間および拡散幅と水深の関係で推測したと対応する。また、これらの値は筆者ら(Miyake 他, 2000)が投下土砂の海底面へ作用する荷重として、修正フェレニウス法を用いて逆解析から予測した値の範囲とほぼ一致しており、底開式土運船からの直投土砂による地盤の安定性評価には同手法の適用が可能なことを裏付けている。図-10に衝撃荷重の土運船中央における横断方向分布の最大値と水深の関係を、図-11に投下土砂の堆積形状と衝撃荷重分布およびそれより定義される荷重勾配を、また図-12に各水深と荷重勾配との関係をそれぞれ示す。これらの図より、衝撃荷重の最大値や荷重勾配ともに水深の増加とともにほぼ線形に近い形で減少している。海底地盤が図-3に示されるような正規圧密状態にある軟弱地盤では、底開式土運船により直投施工を実施する場合、水深が浅くなるにつれて地盤の安定性と変形に対する十分な検討が必要となる。全開式土運船の場合には、拡散幅がさらに小さくなることが予想されるので、埋立初期の段階での使用には適さないと考えられる。

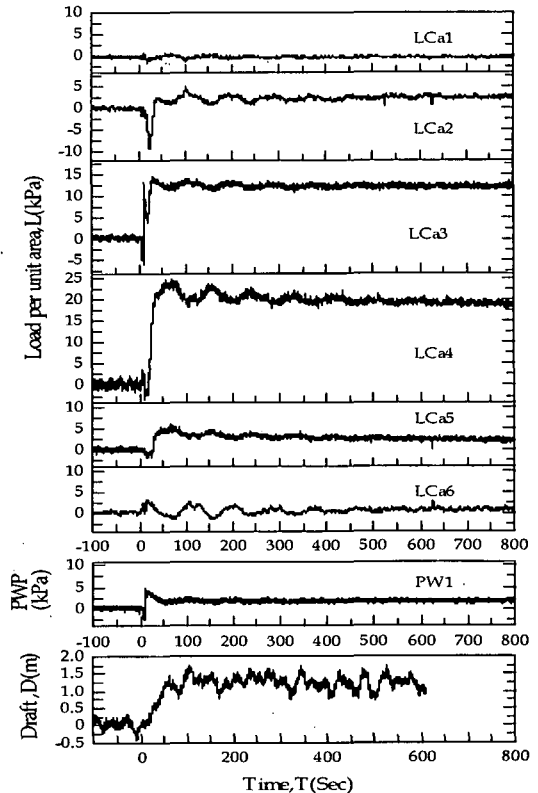


図-13 粘土地盤における土砂投下中の諸値

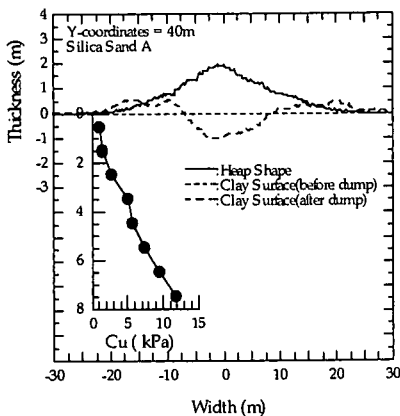


図-14 粘土地盤への堆積形状とめり込み状況

3.3 海底面が粘土地盤の場合の衝撃荷重

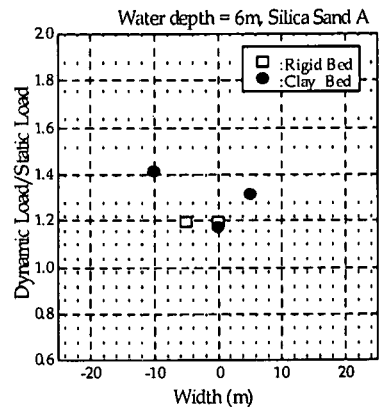
海底面が粘土地盤で水深 6 m における土砂投下時の荷重、間隙水圧および土運船の浮揚状況を図-13 に示す。土砂が海底面へ到達した直後、船体中央付近の荷重計 Lca 2, Lca 3, Lca 4 および間隙水圧計 PW1 は負の値を示しており、水深 20 m における図-6 (Case A4) の傾向と著しく異なっている。3000 m³級の底開式土運船では満載時、水深 6 m ではほぼ船腹が海底面と接した状態となっているため、船体の浮上後瞬間的に吸引効果が発生したものと考えられる。その証拠に負圧の発生時刻は船体浮上開始より若干の時間差を持って発生している。

直投終了後に観察した粘土地盤の変状と投下土砂の堆積形状を図-14 に示す。これらの結果については、前述の剛板への投下土砂の衝撃荷重および静的荷重をもとに修正フェレニウス法を用いて予測した結果 (Miyake 他, 2000) とほぼ一致しており、 D/S の値は底面の条件に依存しないことが分かる。また、このことは図-15 に示すように、底面に剛板を用いた場合と粘土地盤の場合とで、 D/S について差が認められないことから分かる。

4. 結 論

直投工法による海底地盤の安定性を評価する際、必要となる衝撃荷重と荷重分布形状 (のり面の荷重勾配) の予測を遠心模型実験により行った。一連の実験から以下の結論が導かれた。

- 1) 直投土砂の海底地盤への到達時間や堆積形状に関して、模型および現場実験の結果は良く一致しており、遠心模型実験は直投工法による土砂の挙動を精度良く予測できる。
- 2) D/S (衝撃荷重/静的荷重) の値は水深が 20 m から 6 m へと浅くなるにつれ、1.0 から 1.3 へと大きくなる。

図-15 底面剛および粘土地盤における D/S の比較

また、荷重勾配も水深の減少に伴い増加する。

- 3) 以上の結論は海底地盤条件の剛・軟に依存しない。

- 4) 衝撃荷重を考慮した安定解析として、著者ら (Miyake 他, 2000) が提案している堆積形状予測式と、 D/S および荷重勾配の関係から荷重条件を決定し、修正フェレニウス法を適用することにより可能となる。

参 考 文 献

- 小川 元・竹内益雄 (1969): 土運船による投下土砂の分散, 土木学会論文報告集, 第 161 号, pp. 39-49.
- 重松孝昌 (1998): 個別要素法を用いた固液混相流の解析モデルの開発とその適用性に関する研究, 大阪市立大学博士論文, pp. 1-54.
- 箭内寛治 (1960): 砂および礫の水中落下の散らばりに関する研究, 土木学会論文集, 第 69 号, pp. 51-57.
- 鶴ヶ崎和博・三宅達夫・古川好男・相川秀一・木村 隆・谷口君洋 (2000): 底開式土運船による直投土砂の衝撃圧計測について, 地盤と建設, Vol. 18, No. 1, pp. 89-97.
- 松見吉晴・泉 一幸 (1992): 底開式バージによる投入捨石群の堆積形状に関する予測モデル, 海岸工学論文集, 第 39 巻 (2), pp. 966-970.
- 松見吉晴・荒井 浩・太田正規・矢内栄二・増田 稔 (1998): 軟弱底面上に投入した土砂の堆積形状とその予測, 海岸工学論文集, 第 45 巻, 土木学会, pp. 891-895.
- 武藤碩夫・吉井聡介・石田 勉 (1974): 大規模埋立用底開バージによる土砂投下の研究, 三菱重工技法, Vol. 11, No. 1, pp. 92-104.
- 武藤碩夫・吉井聡介 (1984): 底開バージから投下された土砂の堆積形状と底面衝撃圧の予測, 第 28 回水理講演会論文集, pp. 653-658.
- Miyake, M. and T. Yanagihata (1999): Heap shape of Materials Dumped from Hopper Barges by Drum Centrifuge. Proceedings of the Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol. 1, pp. 745-748.
- Miyake, M. and T. Yanagihata (2000): Wave-Induced Seabed Instability. Proceedings of the Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol. 1, pp. 642-648.