

建設副産物による埋立地盤の早期利用技術の 開発に関する共同研究報告書

平成10年3月

建設省土木研究所 材料施工部 土質研究室

(財)先端建設技術センター	(株) 銭 高 組
(株) 大 林 組	(株) 竹 中 土 木
五 洋 建 設 (株)	(株) 間 組
住 友 建 設 (株)	不 動 建 設 (株)

Copyright © (1998) by P.W.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.W.R.I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木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。

建設副産物による埋立地盤の早期利用技術の 開発に関する共同研究報告書

建設省土木研究所 材料施工部 土質研究室
(財)先端建設技術センター (株) 銭 高 組
(株) 大 林 組 (株) 竹 中 土 木
五 洋 建 設 (株) (株) 間 組
住 友 建 設 (株) 不 動 建 設 (株)

要 旨：

本報告書は、建設省副産物総プロの一環として、平成4～8年度に埋立地盤の早期利用技術に関して(財)先端建設技術センター及び民間7社との間で共同研究を行った成果である。報告書では、建設発生土を用いて陸上に埋立地盤を造成する際の、飽和土に対するサンドイッチ工法、不飽和土における締め固め管理の方法、水面埋立における水平ドレーン工法などの設計・施工技術を検討し提案したものである。

キーワード：建設副産物、建設発生土、埋立地盤、陸上埋立、水面埋立、圧密、コーン指数、締め固め

ま え が き

近年、建設事業の進捗に伴って建設現場から発生する土砂の量は年々増加する傾向にあります。一方、都市部の拡大や環境保全の重視などから、建設発生土の受け入れ地の確保は一層困難な状況になっており、建設発生土の発生量の抑制とともに再生利用の促進を図ることが重要な課題となっています。そこで、建設省では、平成4年度から総合技術開発プロジェクト「建設副産物の発生抑制・再生利用技術の開発」を開始し、建設省土木研究所材料施工部土質研究室と財団法人先端技術建設センター及び民間企業7社との間で建設副産物による埋立地盤の早期利用技術の開発について共同研究を行いました。本報告書は低品質な建設発生土を埋め立て材料として使用した際に地盤として適切な支持力を発揮させるための造成方法や設計・施工基準案をとりまとめたものです。

今後、本共同研究報告書が多くの現場で活用され一層の技術の伸展が図られることを期待します。

建設副産物による埋立地盤の早期利用技術の開発に関する共同研究報告書

共同研究担当者名簿

三木 博史	建設省	土木研究所	材料施工部	土質研究室長
三原 慎弘	建設省	土木研究所	材料施工部	土質研究室*
谷口 成宏	建設省	土木研究所	材料施工部	土質研究室
小橋 秀俊	建設省	土木研究所	材料施工部	土質研究室
戸谷 有一	(財) 先端建設技術センター	研究第一部		
杉山 雅彦	(財) 先端建設技術センター	研究第一部		
串間 正敏	(株) 大林組	土木技術本部	技術第4部	
大石 守夫	(株) 大林組	土木技術本部	技術第4部	
佐々木 徹	(株) 大林組	土木技術本部	技術第4部	
井上 一正	五洋建設 (株)	技術本部	第一技術部	
新舎 博	五洋建設 (株)	技術本部	第一技術部	
島内 理	五洋建設 (株)	技術本部	第一技術部	
米谷 宏史	五洋建設 (株)	技術研究所		
印南 修三	住友建設 (株)	土木本部	土木部	
土居 洋一	住友建設 (株)	建築本部	設備環境部	
野永 健二	(株) 銭高組	土木本部	生産システム部	
岩崎 則夫	(株) 銭高組	技術本部	技術研究所	
奥村 良介	(株) 竹中土木	技術本部	技術部	
堀 淳二	(株) 竹中土木	技術本部	技術部	
馬渡 裕二	(株) 間組	土木本部	技術設計部	
トラシ・テュク・フィ・オアン	(株) 間組	土木本部	道路・造成統括部	
山本 実	不動建設 (株)	ジオ・エンジニアリング事業本部	技術統轄部	
河本 憲二	不動建設 (株)	技術開発本部	地盤技術開発部	
原田 健二	不動建設 (株)	ジオ・エンジニアリング事業本部	技術管理室	

* 現 北海道開発局室蘭建設部

目 次

まえがき

共同研究担当者名簿

< 第 I 部 成果報告書 (本編) >

第 1 章 研究概要	1
1-1 研究目的	1
1-2 研究計画	2
第 2 章 研究成果	3
2-1 改良目標値の設定	3
2-1-1 埋立地盤に使用する対象土	3
2-1-2 埋立地盤の利用目的の検討	3
2-1-3 改良目標値の設定	9
2-2 建設発生土の調査及び基本物性把握試験	10
2-2-1 建設発生土の現状調査	10
2-2-2 建設発生土の基本物性把握試験	14
2-3 陸上埋立に関する研究成果	37
2-3-1 設計手法の調査及び提案と試設計	38
2-3-2 現場検証試験(その 1): 施工性試験	53
2-3-3 現場検証試験(その 2): 圧密促進に関する現場試験	56
2-3-4 不飽和土の強度発現試験(その 1): 基本物性に関する室内試験	94
2-3-5 不飽和土の強度発現試験(その 2): 現場への適用性試験	99
2-3-6 現場検証試験(その 3): 締固め特性現場実験	105
2-3-7 室内試験と現場検証試験との整合性について	127
2-3-8 陸上埋立に関する成果のまとめ	130
2-4 水面埋立に関する研究成果	132
2-4-1 設計手法の調査及び提案	132
2-4-2 室内検証実験(その 1): 水平ドレーンによる圧密促進実験	140
2-4-3 室内検証実験(その 2): 水面投入実験	147
2-4-4 大型水槽実験 : 水平ドレーンによる大型圧密促進実験	165
2-4-5 水面埋立に関する成果のまとめ	181

第3章. ま と め	182
------------	-----

< 第Ⅱ部 サンドイッチ工法マニュアル(案) >

1. 陸上埋立工法	183
1. 1 工法概要と特徴	183
1. 2 適用用途	183
1. 3 工法適用上の留意点	183
1. 4 設計法	185
1. 5 施工法	194
1. 6 適用事例	197
1. 7 概算施工費	198
1. 8 不飽和土の強度発現基準	199
2. 水面埋立工法	202
2. 1 工法概要と特徴	202
2. 2 適用用途	202
2. 3 工法適用上の留意点	202
2. 4 設計法	204
2. 5 施工法	213

< 第Ⅲ部 添付資料 >

①施工実績調査結果	221
②建設発生土の振動締固め試験	239
③高含水比副産物の再利用の提案	248
④陸上埋立における各種工法の経済比較	252
⑤海面埋立における経済比較	257
⑥各種基本物性試験及び各種試験・実験状況写真	263
⑦提出論文	278

<第 I 部. 成果報告書 (本編) >

第 1 章 研究概要

1-1 研究目的

本研究は、掘削工事や造成工事から発生する建設副産物を埋立材料として用いて、海面または谷地部に埋立地盤を造成する際に、造成後早期に適正な支持力を発揮させ、埋立地盤の早期利用を可能にしていくための事前処理技術、造成方法、受け入れ基準ならびに施工管理基準の確立を図るものである。

平成4年度は、埋立地盤を陸上埋立てと水面埋立てに分類し、埋立地盤を早期に利用するための技術開発の目標を設定した。そして、埋立地盤の早期利用を可能にするための新しい造成方法の可能性を検討した。

平成5年度は、全国の第3種建設発生土以下に相当する建設発生土の基本的な土質力学特性を調査して、発生土の土質区分の指標となるコーン指数に及ぼす影響要因について調査・検討した。また、載荷・圧密脱水による建設発生土の強度発現特性を検証した。

平成6年度は、低品質な発生土を盛土材として用いる際の盛立ての現場試験を行い施工性に関する検討、圧密促進に関する現場検証実験を行った。また、陸上および水面埋立における各種の早期利用技術の試設計を行い工費を算出し、各工法の発生土の土質による適用性を調査した。

平成7年度は、圧密促進に関する現場実験の結果を受けて、不飽和土の強度発現特性の調査を行った。また、水面埋立に水平ドレーンと砂マウンドの水位低下による圧密促進工法を適用した室内模型実験を行い、本工法の有効性を確認した。

平成8年度は、不飽和土の強度発現特性の調査、及び締固め特性に関する現場検証試験を行い、降雨などによる強度低下を考慮した載荷基準を検討した。また、水面投入試験、及び水平ドレーンによる圧密促進実験を行い、地下水位低下工法に水平ドレーンを併用した圧密促進工法の施工性を検討した。

1 - 2 研究計画

研 究 項 目	年 次 計 画				
	4 年度	5 年度	6 年度	7 年度	8 年度
1. 既存技術の調査及び問題点の抽出					
2. 開発目標の設定					
3. 建設発生土の調査及び基本的物性の把握					
①基本物性の現状評価					
②土質別の圧密特性及び強度発現特性の把握					
4. 埋立て地盤の早期利用可能な造成方法の開発					
①陸上埋立に関する設計・施工法の提案及び現場検証実験					
(1)設計法の調査提案					
(2)飽和土に対するサンドイッチ工法の検討					
(3)不飽和土に対する締固め及び載荷工法の検討					
②水面埋立に関する設計・施工法の提案及び現場検証実験					
(1)設計手法の調査提案					
(2)水平ドレーン工法による圧密促進効果の検討					
③サンドイッチ工法のマニュアル案の作成					
5. 研究のとりまとめ					

第2章. 研究成果

2-1 改良目標値の設定

2-1-1 埋立地盤に使用する対象土

現在、建設副産物は毎年大量に発生し、その一部は既に有効利用されている。その中でまだ、有効利用率の低い表-2・1・1に示す材料を対象とする。

表-2・1・1 建設発生土の分類

指 標 区 分	粒 径						備 考
	最大粒径 (mm)	細粒分 含有率 (%)	修正 C B R (%)	塑性指数 P I	一軸圧縮 強度 kgf/cm ²	コーン 指数 kgf/cm ²	
第1種材料	100以下	15以下	10以上	10以下	5以上	—	砂相当
第2種材料	150以下	50以下	5以上	—	2以上	8以上	砂質土、礫質土相当
第3種材料	300以下	—	2以上	—	1以上	4以上	ローム、粘性土相当
第4種材料	—	—	—	—	—	2以上	高含水比の粘性土相当
流動性を呈 する土砂	高含水比で流動性に富む土・繰り返しにより強度低下する土					2以下	
汚 泥	—	—	—	—	—	2未満	

2-1-2 埋立地盤の利用目的の検討

埋立地盤の利用目的として次の5項目が考えられる。

- 1) 道路 2) 空港 3) 鉄道 4) 河川堤防 5) 宅地

そして、それぞれの項目には次の設計基準がある。

- 〔1〕「道路土工 施工指針 日本道路協会」
- 〔2〕「空港土木施設施工要領 改定案(土工編) 運輸省航空局飛行場部建設課」
- 〔3〕「建造物設計標準解説 土構造物 日本国有鉄道編」
- 〔4〕「河川土工マニュアル(第一次案) 建設省河川局治水課資料」
- 〔5〕「工事共通仕様書 住宅・都市整備公団」

表-2・1・1の材料をそれぞれの設計基準に比して検討した。

1) 道路

「道路土工 施工指針 日本道路協会」では、道路用材料として土性の一般的評価の目安を表-2・1・2のように設定している。

表-2・1・2 道路用材料として土性の一般的評価の目安

日本統一土質分類	盛土材料	路床材料	盛土の 基礎地盤	備 考
(岩 塊 ・ 玉 石)'	△	×	○	破碎の程度によって使用区分を考える
礫 [G]	○	○	○	
礫 質 土 [GF]	○	△	○	有機質、火山灰質の細粒分を含む(G0, GVなど)ものは盛土材料、盛土基礎としても△
砂 [S]	○	○	○	ゆるい飽和した地盤では盛土基礎として△
砂 質 土 [SF]	○	△	○	有機質、火山灰質の細粒分を含む(S0, SV)ものは、盛土材料、盛土基礎としても△、ゆるい飽和した地盤では盛土基礎として△
シルト [M]	△	△	△	
粘性土 [C]	△	△	△	
火山灰質粘性土 [V]	△	△	△	
有機質土 [O]	△	×	△	
高有機質土 [P]	×	×	△	

○：ほぼ問題がないもの。△：注意して用いるか、何らかの処理を必要とするもの。

×：用いられないもの。

(岩塊・玉石)' は日本統一土質分類名ではない。

2) 空港

「空港土木施設施工要領 改定案（土工編） 運輸省航空局飛行場部建設課」では、盛土材料の選定として、以下のような基準を明示している。

- (1) 盛土材料として好ましい土は、施工が容易で、せん断強度が大きく、圧縮性が小さいものである。
- (2) 広大な面積の空港用地の造成では、同一地点で大量の土工となるため、環境問題や経済性から客土材の搬入ならびに残土処分は必要最小限にする必要があり、切盛の土量を場内でバランスさせるのが普通である。この場合、切土の掘削土が盛土材料として好ましくない土であっても、それが使用してはならない土でない限り、なんらかの工夫により有効に利用していくことを心掛けることが重要である。
- (3) 日本統一土質分類でOL, CH, MH, OHに属する粘性土、SPの単粒径の砂、軟岩ずり、しらす、関東ローム、まさなどは、盛土材料としての条件を満たさない土であるため、その使用に当たっては十分な注意が必要である。
- (4) 空港用地内からの切土を盛土材料に流用する場合などでは、流用土は一般に何種類かになる。空港用地は大きく分けると、航空機荷重を対象とした舗装区域の滑走路、誘導路、エプロンの基本施設部分と、単に土を締固め表面を芝で植生しただけの着陸帯、誘導路帯、緑地帯等の部分になりそれぞれの区域の盛土に要求される品質は異なるので、基本施設部分は良質土で盛土し、それ以外は低品質土で盛土するようなゾーニングも考慮して盛土材料の選定を行うことも必要である。
- (5) 盛土材料の最大寸法は300mm以下が望ましいが、300mmを越える岩塊、石塊であっても、その空隙を細かい材料で補填し空洞を残さないようにできる場合は、盛土材料として使用してもよい。

3) 鉄道

「建造物設計標準解説 土構造物 日本国有鉄道編」では、盛土材料の分類に当たっては、土質材料、岩石質材料の使用の可否、適用条件などにより表-2・1・3に示す5群に分類している。

- [A群] : 地盤係数 $K_{30} \geq 11 \text{ kgf/cm}^3$ が容易に確保でき、残留沈下が極めて少なく繰り返し荷重による塑性変形、弾性変形の小さく、盛土に最も適した良質な材料である。
- [B群] : $K_{30} \geq 7 \text{ kgf/cm}^3$ が容易に確保でき、自重による圧縮沈下が長期間に及ぶことがなく、また、材料に適した安定処理工法を施すことにより $K_{30} \geq 11 \text{ kgf/cm}^3$ が容易に確保できる施工性のよい盛土に適した材料である。
- [C群] : 有機物か火山灰質細粒土を含む礫質土および細粒土であるが、低液性限界の土である。施工管理を十分にすれば $K_{30} \geq 7 \text{ kgf/cm}^3$ は確保できる。また、材料に適した安定処理を施すことにより $K_{30} \geq 11 \text{ kgf/cm}^3$ も確保できる。圧縮性などの点で[B群]より劣り、普通土としては盛土材料に使用できる最低限の土である。
- [D群] : 圧縮性が高く施工性が不良で、盛土には使用できない土質材料及びぜい弱岩ずりである。

〔V群〕：火山灰質粘性土であり、工学的特性として繰り返されると軟弱化して強度が著しく低下し、盛土材料としては不適である。しかしながら、火山灰質粘性土の我が国における分布面積は全土の40～50%に及ぶといわれており、特に北海道、東北、関東、九州に広く分布している。このような地域は、ほかに良質な土を得ることが困難であり、良質な土を購入するよりも現地の火山灰質粘性土を安定処理して使用の方が得策となる場合には、十分な調査と試験を行い、盛土材料として経済的にも施工上からも使用可能であり、必要な地盤係数が得られると判断された場合には使用できることとした。

表-2・1・3 盛土材料の群分類

群記号	土質及び岩質
〔A群〕	(GW) (GP) (G-M) (G-C) (G-V) (GM) (SW) (S-M) (S-C) 硬岩ずり(剥離性の著しいものを除く)
〔B群〕	(G-O) (GC) (S-V) (S-O) (SP) (SM) (SC) 硬岩ずり(剥離性の著しいもの)、軟岩ずり、ぜい弱岩ずり(〔D群〕に含むものは除く)
〔C群〕	(GO) (GV) (SV) (ML) (CL)
〔D群〕	(SO) (MH) (CH) (OL) (OH) (OV) (Pt) (Mk) ぜい弱岩(粘土化しているもの、施工後風化が進行し、あるいは転圧により泥土化するもの)
〔V群〕	(VH ₁) (VH ₂)

(注)岩ずりおよび岩石質材料の最大粒径

4) 河川堤防

「河川土工マニュアル(第一次案) 建設省河川局治水課資料」では、一般的な河川堤防に用いる土質材料は、以下のような条件を満たしていることが望ましいとし、表-2・1・4に示す堤体材料の分類をしている。

- 浸水、乾燥などの環境変化に対して、クラックなどが生じにくく安定であること。
- 腐植土などの高有機物や水に溶解する成分を含まないこと。
- できるだけ不透水性であること。
- 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮性や膨張性がないこと。
- 粒度分布が良く、せん断強度が大きいこと。

表-2・1・4 堤体材料の分類

土 の 区 分		堤体材料としての評価			
名 称		記 号 (日本統一分類)	評価	留 意 事 項	対 策
粗粒土	礫	(GW),(GP)	○	透水性が非常に大きい。	透水及び植生対策が必要となる。
	礫 質 土	(G-M),(G-C),(G-O),(G-V) (GM),(GC),(GO),(GV)	○		
	砂	(SW),(SP)	○	透水性が大きく、のりくずれが生じやすい。	遮水性対策が必要である。
	砂 質 土	(S-M),(S-C),(S-O),(S-V) (SM),(SC),(SO),(SV)	○		
細粒土	シ ル ト	(ML),(MH)	○	(場合により対策を必要とする)水を含んだ場合、機械施工が困難となり締固めが十分できないことがある。	乾燥による含水比の低下もしくは、土質改良用添加材による土質改良。
	粘 性 土	(CL),(CH)			
	火山灰質粘性土	(OV),(VH1),(VH2)			
	有 機 質 土	(OL),(OH)	△	高含水比のものが多く、そのままでは機械施工によって締固めたり、整形することが困難である。	乾燥による含水比の低下もしくは、土質改良用添加材による土質改良。または良質土と粒度調整を行う。
高 有 機 質 土		(Pt),(Mk)	×	高含水比が高く、締固めが困難である。圧縮変形が大きく、また浸水、乾燥などの環境変化に対しても安定性が悪い。	

(注) ○ 使用可能なもの

△ 必要に応じて対策を施せば堤体材料としても使用できるもの

× 堤体材料としては不適当なもの

5) 宅地

「工事共通仕様書 住宅・都市整備公団」では、盛土材の基準としては以下のものをあげている。

- (1) 自然含水比状態の試料をJIS A 1210 1.1.5法により突き固め、測定したコーン指数(qc)が4以上の土(高含水比粘性土の場合は2以上)。コーン試験は底面の断面積 3.24cm^2 、先端角度 30° のコーンを用いて、貫入速度 10mm/sec とする。
- (2) 搬入盛土材の最大寸法は 100mm (転石の場合は 300mm)とし、径が 38.1mm 以上のものの混入率は 40% 以下とする。ただし、仕上げ面から 50cm の範囲内には、転石(100mm)を含んではならない。
- (3) 地区内流用土の最大寸法は 300mm を原則とする。ただし、仕上げ面から 1m 未満については、(2)により、また仕上げ面から 1m 以上で、構造物の基礎および地下埋設物に悪影響を及ぼさない場合は、最大寸法を 500mm とすることができる。

以上の設計基準を考慮すると今回対象とする建設副産物(第3種・第4種・流動性を呈する土砂)を利用して埋立てを行う場合、その埋立地盤は宅地造成、公園・緑地の造成道路の路体、スーパー堤防等に適用できる。適用例の模式図を図-2.1.1、図-2.1.2に示す。

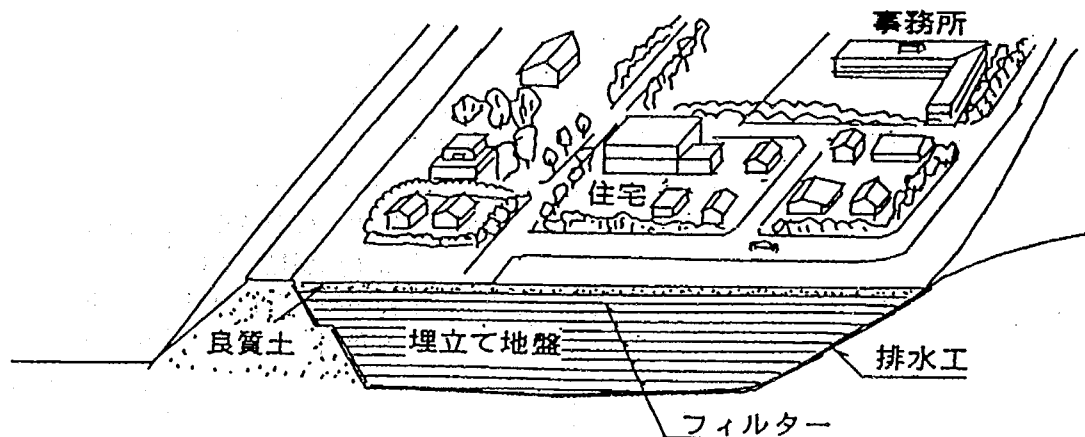


図-2.1.1 谷地埋土型の宅地造成の適用例

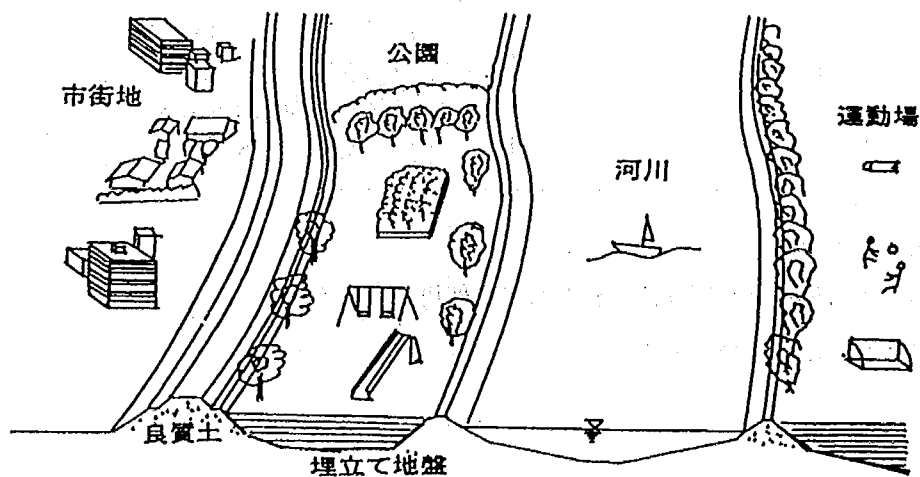


図-2.1.2 護岸盛土型の公園造成の適用例

2-1-3 改良目標値の設定

埋立て造成後、宅地、公園、緑地、道路の路体、スーパー堤防等に利用することをイメージして改良目標値を設定する。改良目標値として a. 時期、b. 目標強度、c. 残留沈下量 の3項目に関して設定する。

a. 早期利用の時期

建設副産物を埋立て材料として用いて谷地を埋立てる場合、早期土地利用の観点に立てば、埋立て完了後直ちに供用できるか、遅くとも埋立て完了後6ヶ月程度で供用できるのが望ましい。したがって、安全側を見て、埋立て完了後6ヶ月経過した時点で供用できることを目標とする。

b. 埋立地盤の目標強度

前項にも示したように道路、空港および鉄道では、一般的に良質な材料および大きな強度を必要とする。ただし、部分的には小さい強度でも許容される箇所もある。それらの箇所には下記の目標強度による地盤が適用できる。

ここでは、本研究のとりかかりとして土構造物としての必要強度の小さいものを対象として、緑地、公園、住宅団地、スーパー堤防および道路路体などを想定し、次の強度を目標とする。

$$\text{コーン指数 } q_c \geq 4.0 \text{ kgf/cm}^2$$

c. 埋立地盤の残留沈下

埋立て造成完了後、構築する諸施設により異なるが、「宅地防災マニュアルの解説」（監修 建設省経済局民間宅地指導室）、「軟弱地盤対策工指針」（日本道路協会）および「建築基礎構造設計指針・同解説」（日本建築学会）に準じて、許容残留沈下量の目標を以下のように設定する。

$$\text{許容残留沈下量 } S_r \leq 20 \text{ cm}$$

2-2 建設発生土の調査および基本物性把握試験

本研究は、造成工事、開削工事、道路改良工事などの建設事業に伴い副次的に発生する建設副産物を埋立材料とする埋立地盤の早期利用を可能にするための処理技術や造成技術の研究・開発および受け入れ基準や造成時の施工管理基準等の作成を行うものである。建設発生土を用いた埋立地盤の早期利用技術の1つとして、埋立地盤内に水平排水層を設けて、載荷・圧密脱水により強度増加を図る処理技術があげられる。

平成5年度では載荷・圧密脱水による建設発生土の強度発現特性の検証を目的として、全国より第3種以下に相当する43種類の建設発生土を収集し、一連の室内土質試験ならびにCBRモールドを用いた載荷試験を実施した。

2-2-1 建設発生土の現状調査

建設事業に伴って発生する建設発生土の状況調査、ならびに基本的な土質力学特性を把握するとともに、建設発生土のコーン指数に及ぼす影響因子を調査・検討するため、全国より第3種以下に相当する建設発生土を43種類収集した。また、同時に建設発生土の実態を把握するためアンケート調査も実施した。

アンケート調査結果より、収集した建設発生土の現況を把握するため、収集した地区地域ごと、ならびに工種ごとによる分類を行った。

図-2.2.1および表-2.2.1~2.2.2に調査結果を示すが、これらの結果より、建設発生土の現状を示すと以下のようなになる。

- (1) 収集した建設発生土のうち、約60%の発生地域が関東地方（特に1都3県）および近畿地方に集中した。平成2年度の建設副産物の発生量の実態調査結果によると、関東および近畿などの大都市圏からの発生が全国の50%程度となっている。
- (2) 建設発生土を収集した工事種別では掘削工事から発生するものが全体の70%程度を占めており、このうち、土留め工事および開削工事からの発生が約50%となっている。
- (3) これらの建設発生土は、場内で仮置きし、脱水処理して良質土とした後、処分地に搬送して埋立処分したり、安定処理して場内で埋戻し材や盛土および堤体の一部に再利用している。

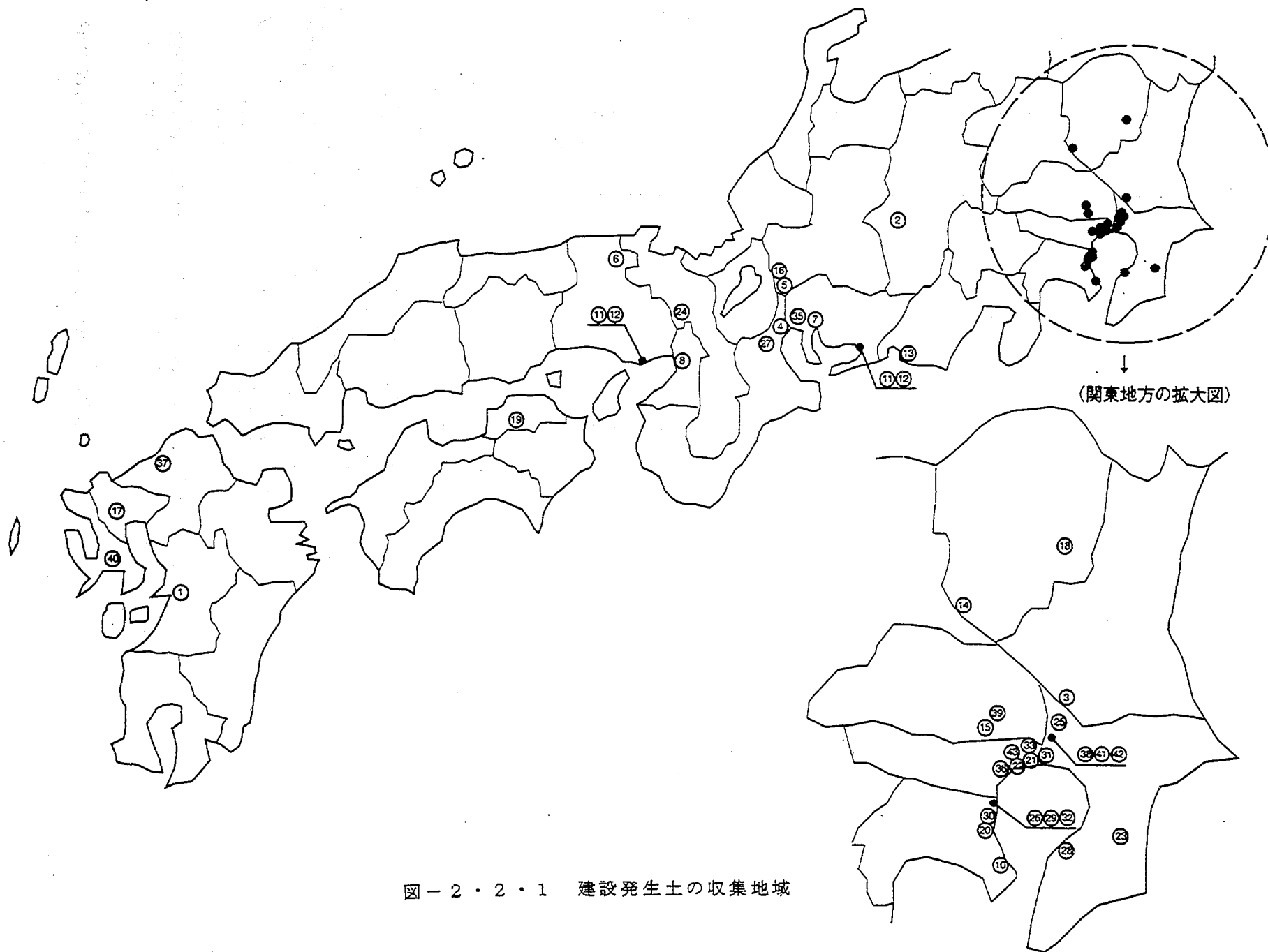
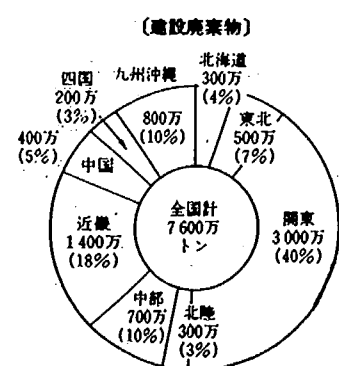
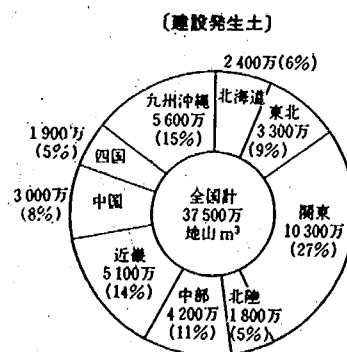


図 - 2 ・ 2 ・ 1 建設発生土の収集地域

表-2・2・1 建設発生土収集地区一覧表

関東地方	東京都	5試料	(21) (22) (33) (36) (43)	53%
	神奈川県	6試料	(10) (20) (26) (29) (30) (32)	
	千葉県	7試料	(23) (25) (28) (31) (38) (41) (42)	
	埼玉県	2試料	(15) (39)	
	茨城県	1試料	(3)	
	栃木県	2試料	(14) (18)	
中部地方	愛知県	4試料	(7) (11) (12) (35)	23%
	静岡県	1試料	(13)	
	岐阜県	2試料	(5) (16)	
	長野県	1試料	(2)	
	三重県	2試料	(4) (27)	
近畿地方	大阪府	1試料	(8)	12%
	京都府	1試料	(24)	
	兵庫県	3試料	(6) (9) (34)	
四国	香川県	1試料	(19)	3%
九州地方	福岡県	1試料	(37)	9%
	佐賀県	1試料	(17)	
	熊本県	1試料	(1)	
	長崎県	1試料	(40)	
計		43試料	—	100%

- ・ 関東、近畿など大都市圏の搬出量が大。
- ・ 特に建築工事の活発な大都市圏で建設廃棄物が大量に発生。

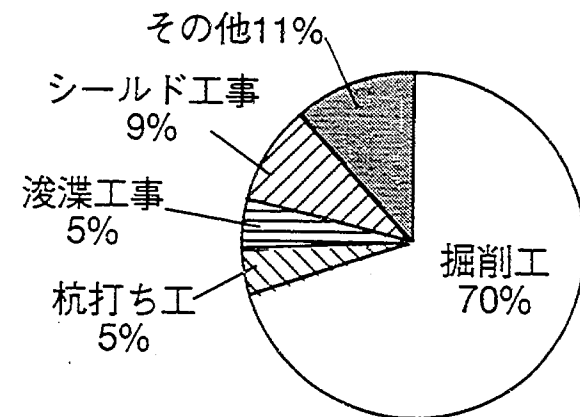
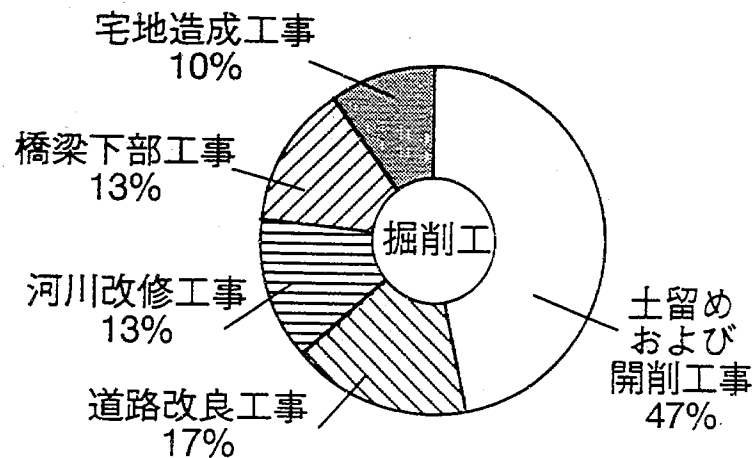


地方ブロック別建設発生土搬出量 地方ブロック別建設廃棄物搬出量
(平成2年度)

建設省における建設副産物の資源化対策、土木学会誌Vol.77.1992-6

表 - 2 ・ 2 ・ 2 建設発生土発生工種別一覧表

工事種別		収集した建設発生土	発生	
			件数	工事比率
掘削工	土留めおよび開削工事	② ⑥ ⑧ ②② ②⑤ ②⑥ ③⑩ ③① ③② ③⑥ ③⑧ ④① ④② ④③	14	30
	道路改良工事	⑦ ⑨ ①⑥ ②④ ②⑦	5	
	河川改修工事	①① ①② ①⑤ ①⑦	4	
	橋梁下部工事	①④ ②① ②⑧ ③④	4	
	宅地造成工事	①⑧ ①⑨ ③⑦	3	
杭打ち工		③ ③③	2	5%
浚渫工事		④ ⑤	2	5%
シールド工事		①⑩ ②⑩ ③⑤ ④⑩	4	9%
その他		① ①③ ②③ ②⑨ ③⑨	5	11%
計			43	100%



※ ① ～ ④③ は試料採取地No.を示す。

2-2-2 建設発生土の基本物性把握試験

1) 試験方法

収集した建設発生土の基本的な土質力学特性、土質区分、コーン指数に及ぼす影響要因(物理特性)、圧密促進工法の有用性ならびに載荷に伴う強度発現特性を把握するとともに、設定した埋立地盤の目標基準値(コーン指数 $q_c \geq 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、残留沈下量 $S_r \leq 20 \text{ cm}$)に対する妥当性について評価し、設計マニュアル作成のための基礎的資料を得るため、一連の室内土質試験を実施した。なお、室内試験は各建設現場より発生した建設発生土が研究所に到着した時点の状態で行った。図-2.2.2に室内土質試験フロー図を示す。収集した43種類すべての建設発生土に対して、基本的な土質物性、土質区分、コーン指数に及ぼす影響要因を把握するため、以下に示す室内試験を実施した。

- ・ 締固めた土のコーン指数試験¹⁾
- ・ 土粒子の密度試験 : J I S A 1 2 0 2
- ・ 土の含水比試験 : J I S A 1 2 0 3
- ・ 土の粒度試験 : J I S A 1 2 0 4
- ・ 土の液性限界・塑性限界試験 : J I S A 1 2 0 5

注1) 締固めた土のコーン指数試験について

土質区分判定のために実施する締固めた土のコーン指数試験は、通常土質工学会基準 J S F T 7 1 1 法に準じて標準エネルギー E_c で突固めて作成した供試体で行うが、今回収集した試料は $1 E_c$ での突固めができなかったため、 $1/2 E_c$ で突固めて供試体を作成した。

さらに、建設発生土に対する圧密促進工法の有用性および載荷荷重による強度発現特性を確認し、設定した目標基準値の妥当性を評価するため、物理性状(土質性状や工学的分類)、収集場所、および発生工種等を踏まえて、第4種建設発生土以下の建設発生土を10種類選定し、以下に示す室内試験を実施した。

- ・ 載荷試験¹⁾
- ・ 載荷後のコーン指数試験
- ・ 載荷後の一軸圧縮試験²⁾ : J I S A 1 2 1 6

注1) 載荷試験について

載荷試験は図-3.2.3のようなCBR試験用モールド(直径15cm、高さ12.5cm)を用いて行った。載荷方法はベロフラムシリンダーを用い、載荷荷重0.2、0.4、0.8、1.6 kgf/cm^2 の4段階載荷とした。強度発現特性は、各荷重段階の一次圧密終了時点でのコーン貫入試験および一軸圧縮試験(コーン貫入試験後、モールド内より採取した試料で実施)より確認した。

注2) 載荷後の一軸圧縮試験について

一軸圧縮試験は、各荷重段階における一次圧密が終了した時点で実施するコーン貫入試験を実施した後、不攪乱試料を採取し一軸圧縮試験を実施した。

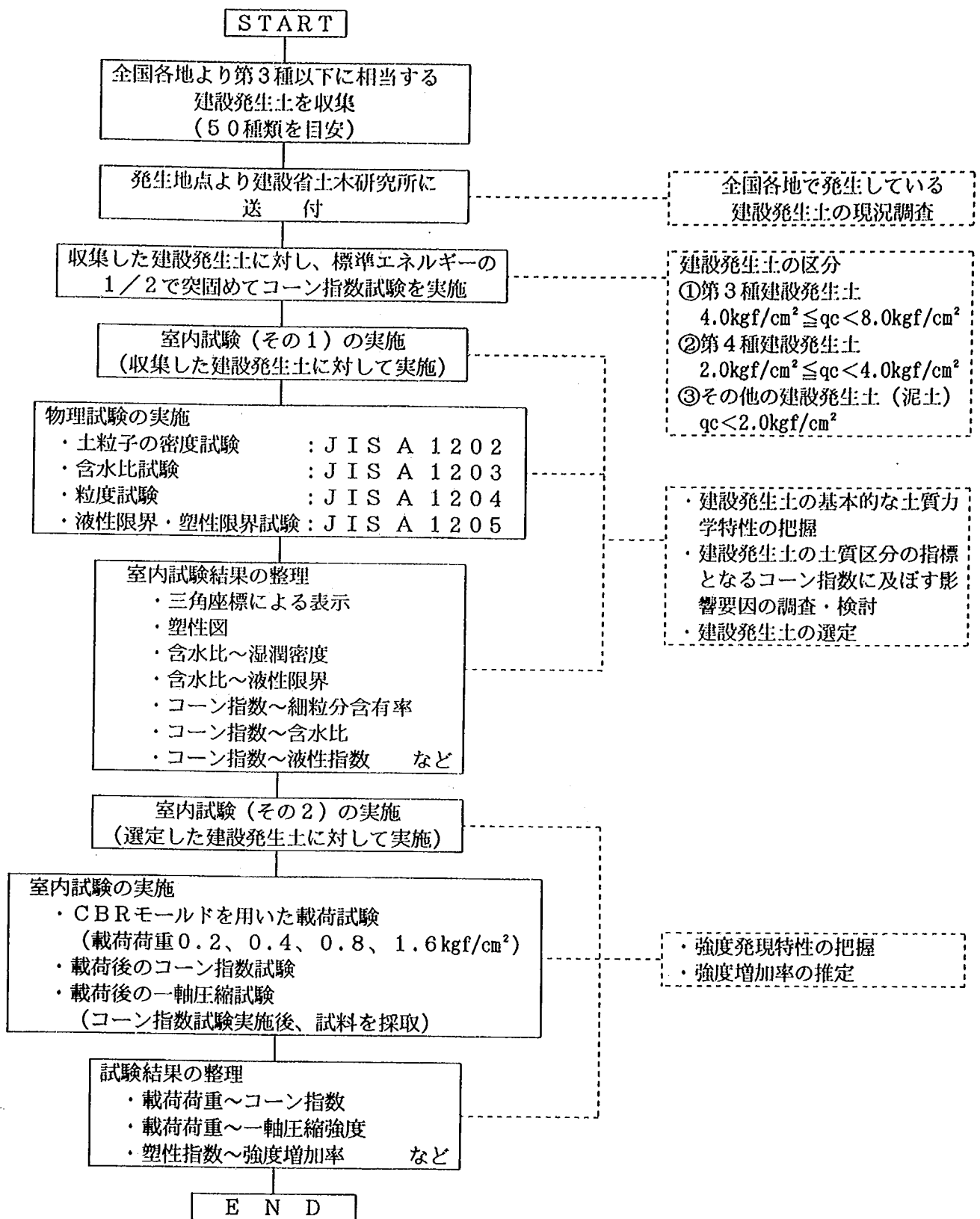


図 - 2 ・ 2 ・ 2 室内試験フロー図

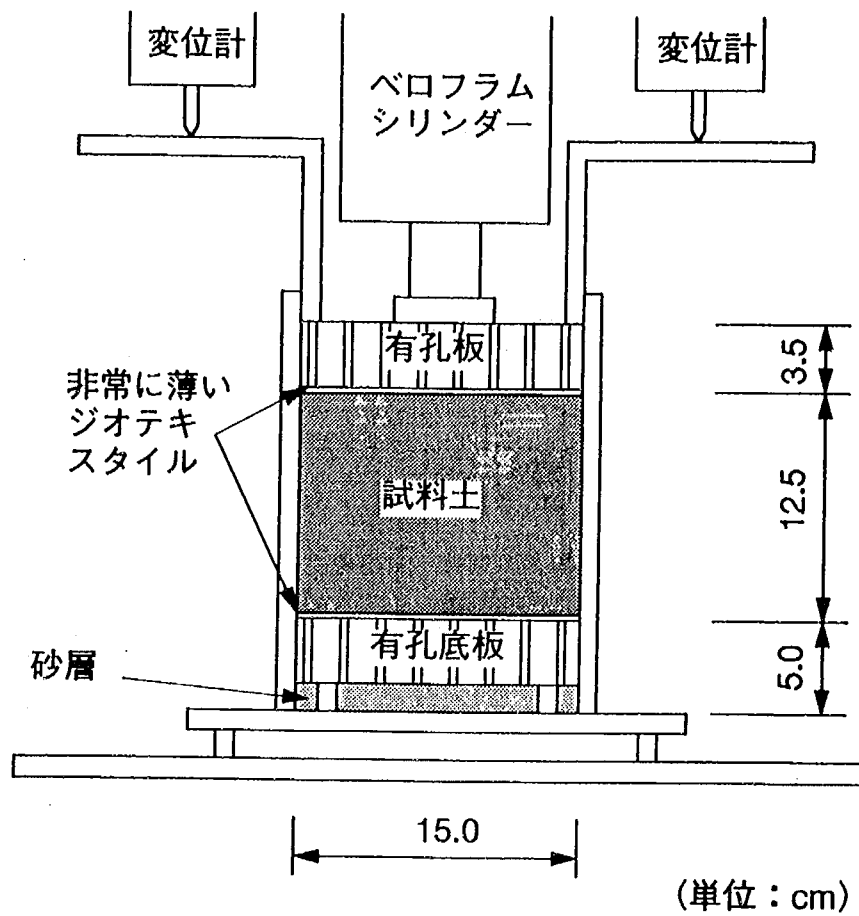


図 - 2 ・ 2 ・ 3 載荷試験装置

2) 試験結果

(1) 建設発生土の物理的性状

収集した43種類の建設発生土の物理的性質を明らかにし、工学的分類を行うとともに、コーン指数に影響を及ぼす要因を調査・検討し、10種類の建設発生土を選定するため、前述した室内土質試験を行ったが、試験結果を図-2.2.4~2.2.11に示す。

- ・ 図-2.2.4 : 三角座標による表示
- ・ 図-2.2.5 : 塑性図 (液性限界~塑性指数)
- ・ 図-2.2.6 : 自然含水比~液性限界
- ・ 図-2.2.7 : 自然含水比~湿潤密度
- ・ 図-2.2.8 : 自然含水比~細粒分含有率
- ・ 図-2.2.9 : コーン指数~細粒分含有率
- ・ 図-2.2.10 : コーン指数~自然含水比
- ・ 図-2.2.11 : コーン指数~液性指数

図-2.2.4~2.2.8に示す室内試験結果より、収集した建設発生土の物理性状は、以下のようにならわされる。

- ① 三角座標により収集した建設発生土を大分類すると、細粒土と粗粒土との割合は7:3となり、土質区分基準に準じて収集した建設発生土を区分すると、第4種建設発生土以下に区分される土質が全体の75%を占めている。
- ② 塑性図より建設発生土を細分類すると、粘土 (CH) (C⁺H) が70%近くを占めており、ほとんどが第4種建設発生土および泥土に区分される。なお、この泥土は廃棄物処理法上の汚泥として取り扱われているものである。
- ③ 試料到着時点の自然含水比は、100%以下のものが80%近くを占めている。
- ④ 自然含水比と液性限界との関係は、100%以下の含水比のものについては $\omega_n \leq \omega_L$ なる関係を示しているが、100%を越えると $\omega_n \geq \omega_L$ となる。
- ⑤ 自然含水比が大きくなるにつれて湿潤密度は小さくなる傾向を示している。
- ⑥ 細粒分含有率が大きくなると、全体的に含水比は高くなる傾向を示す。砂質土の含水比は大部分が50%以下となっており、含水比が100%を越えるものの細粒分含有率はすべて95%以上となっている。

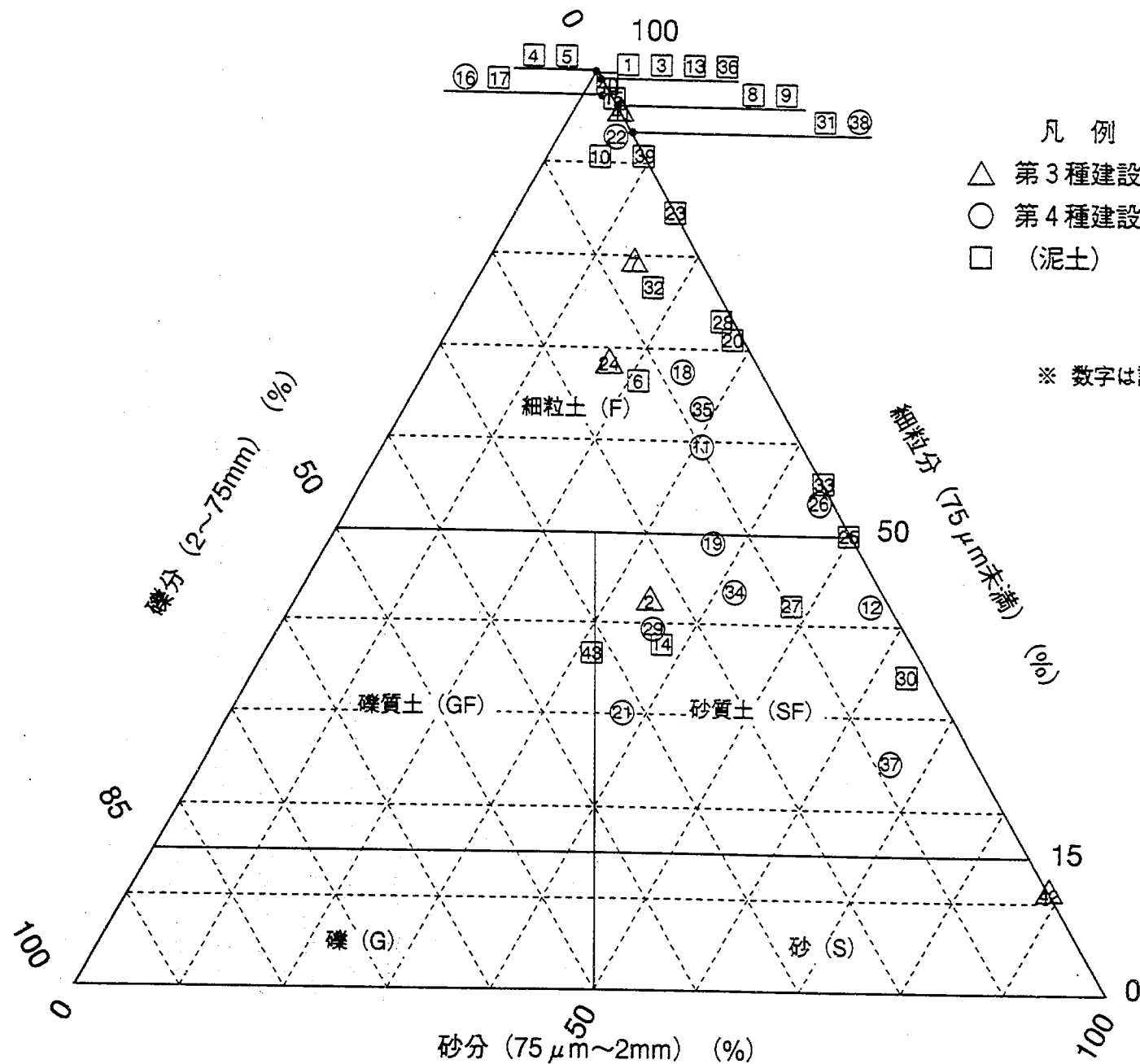
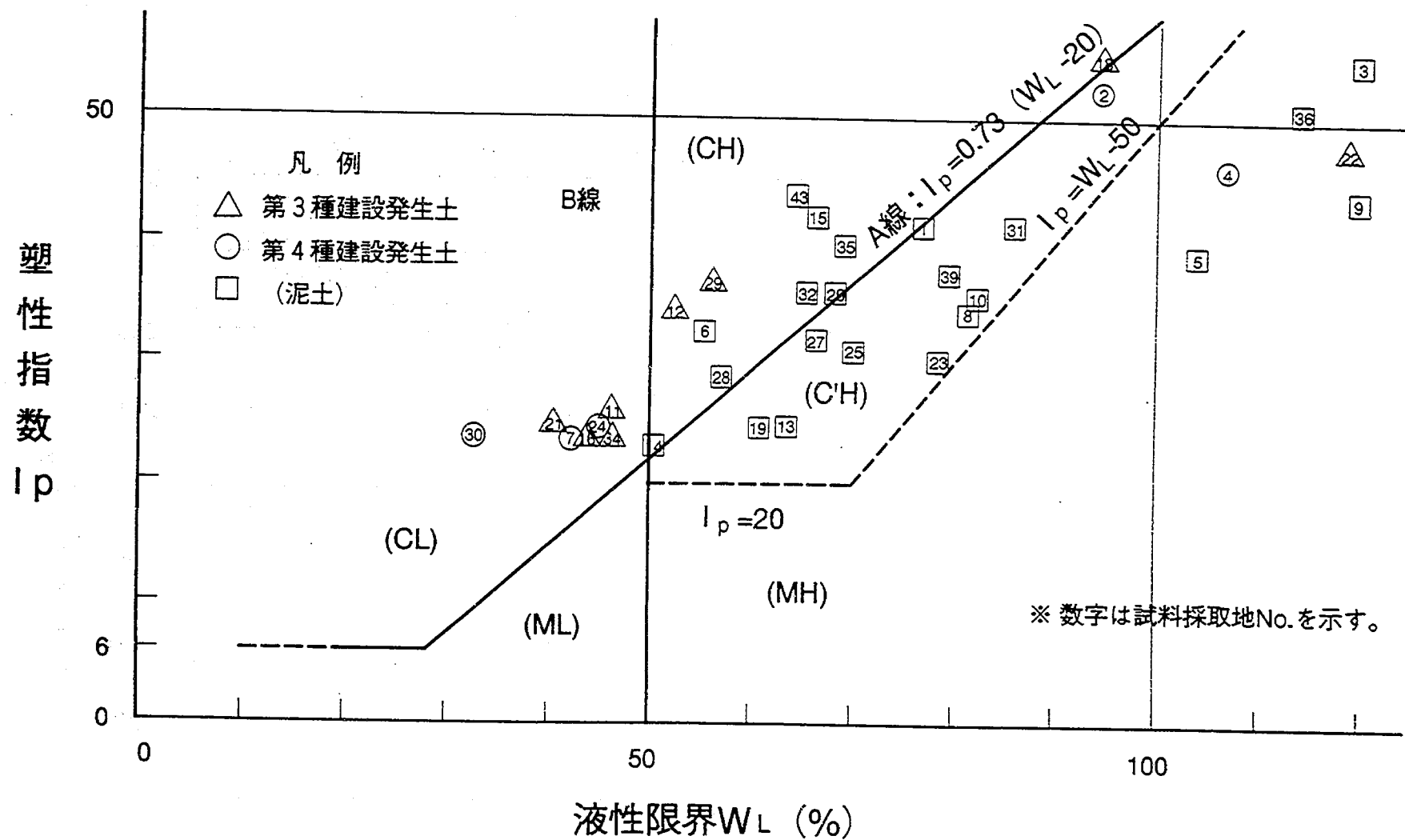


図 - 2・2・4 三角座標による表示



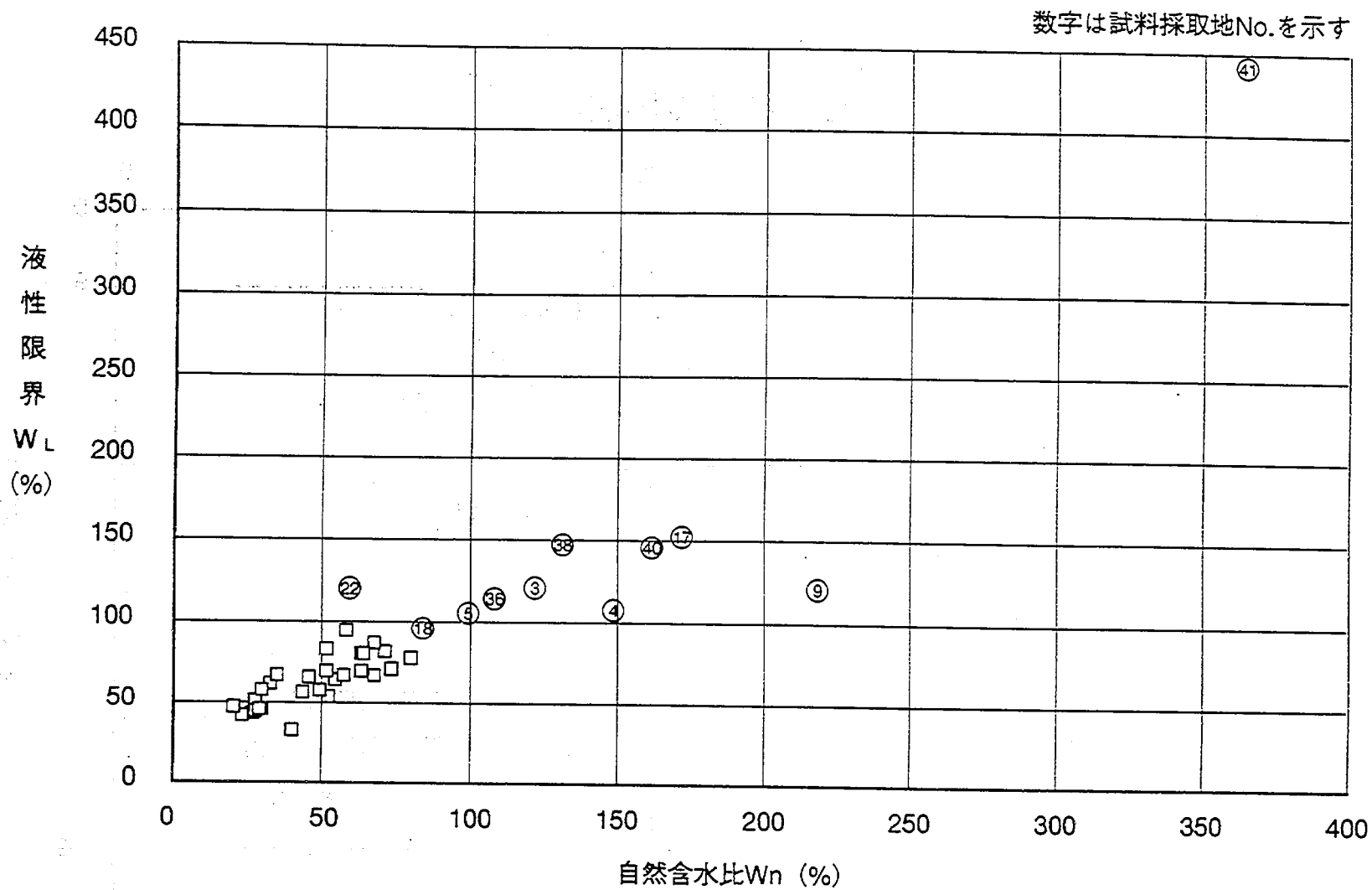


図 - 2 ・ 2 ・ 6 (1) 含水比～液性限界の関係

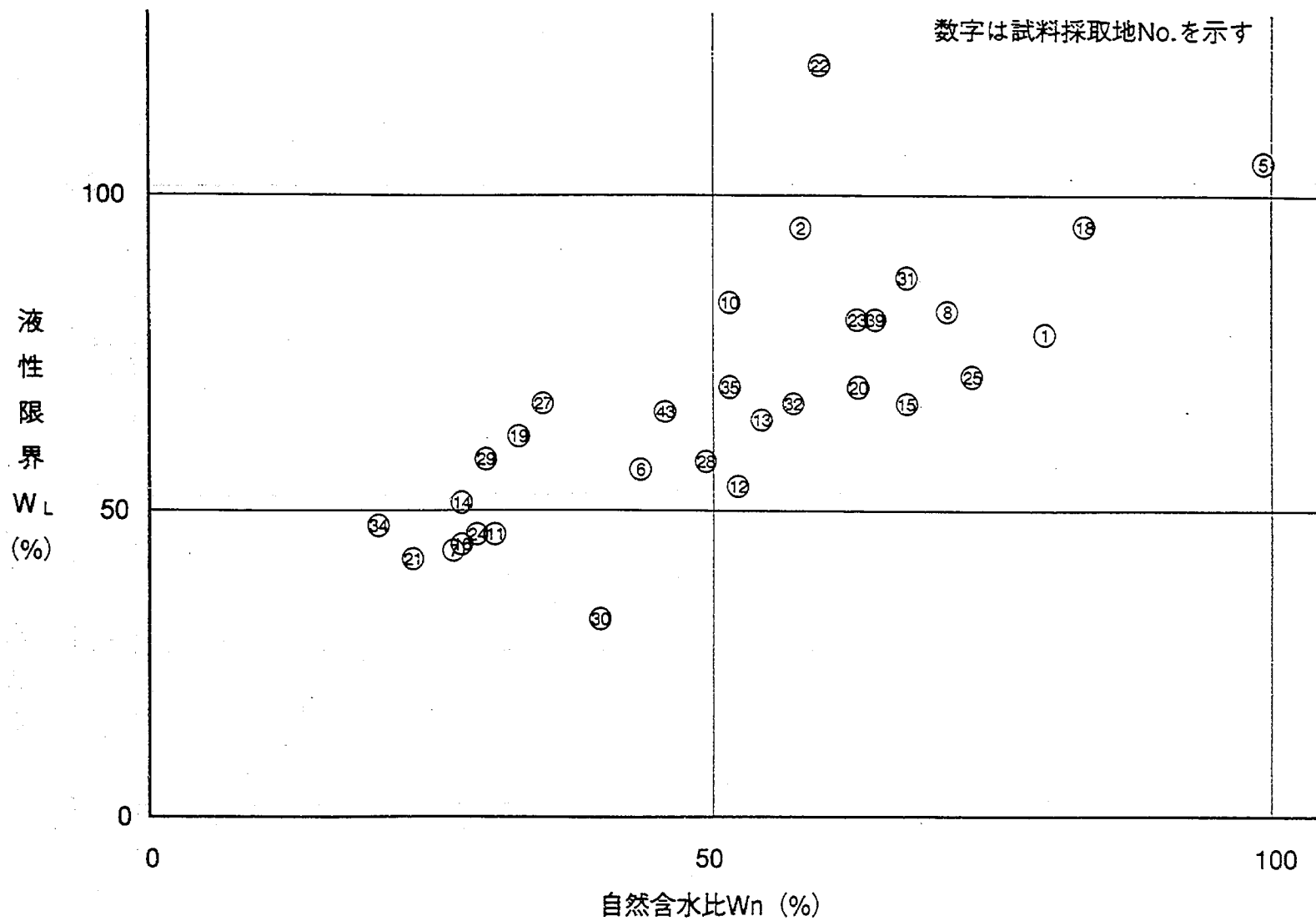


図 - 2 ・ 2 ・ 6 (2) 含水比～液性限界の関係

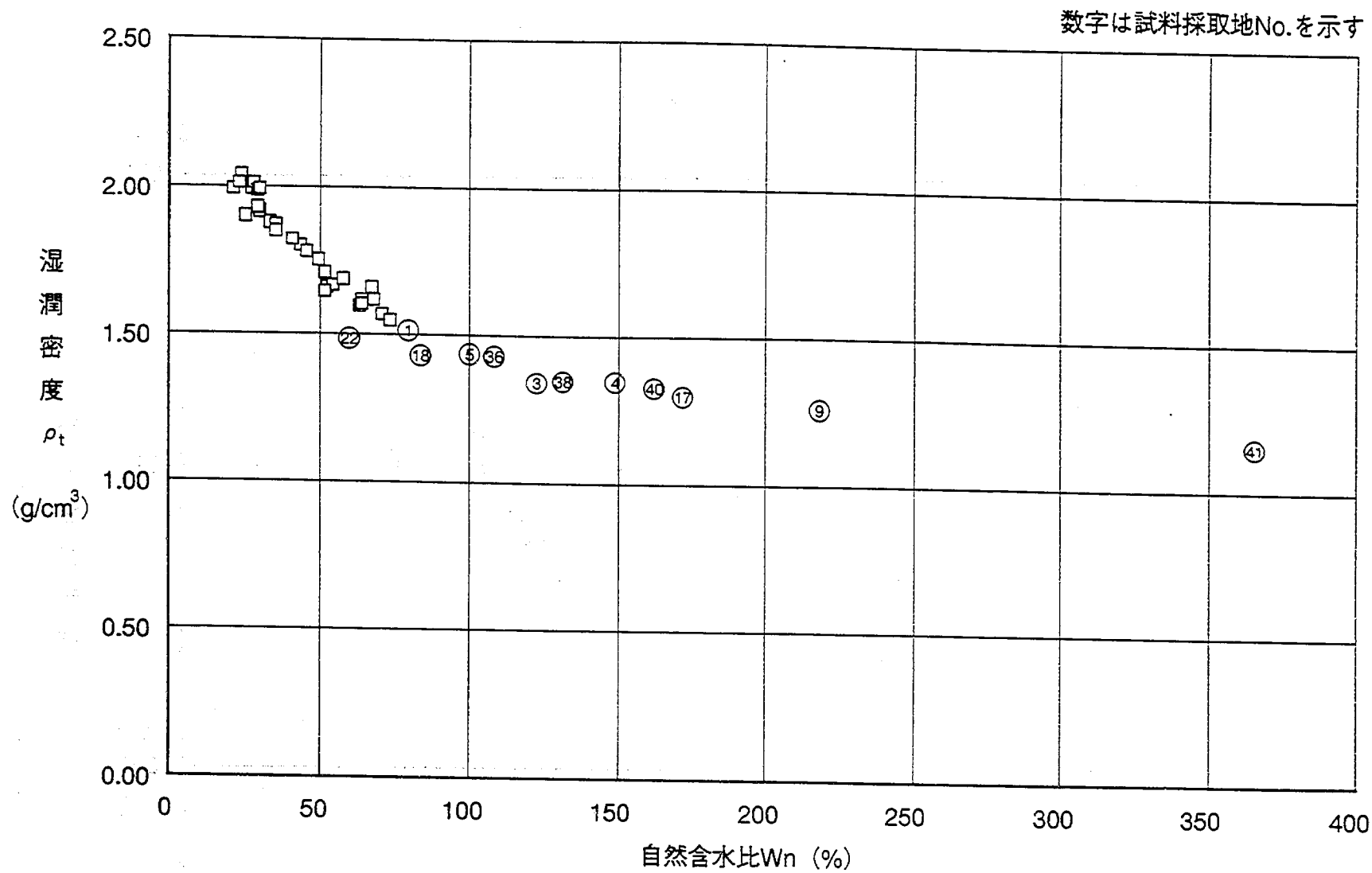


図 - 2 ・ 2 ・ 7 (1) 含水比～湿潤密度の関係

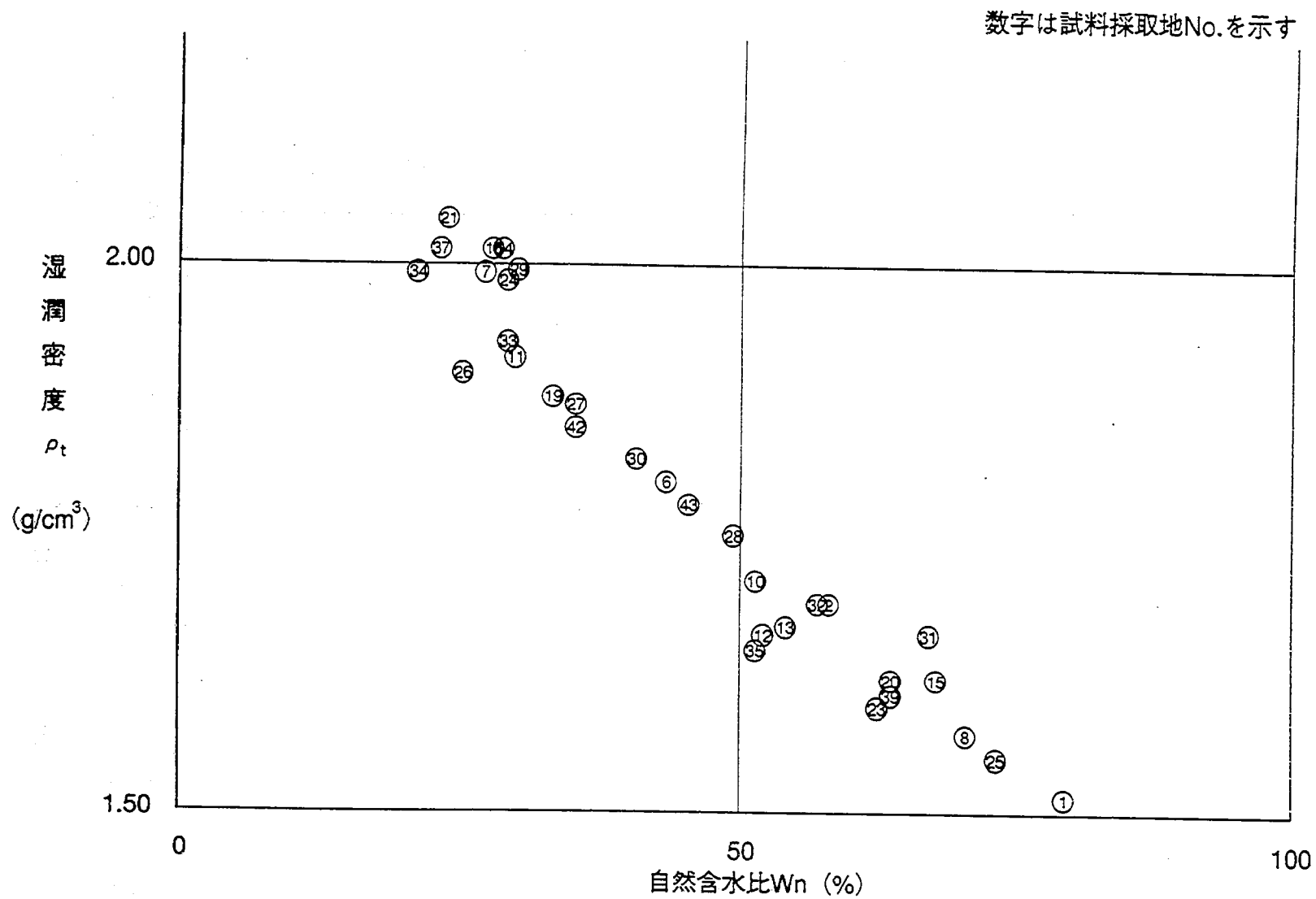


図 - 2・2・7 (2) 含水比～湿潤密度の関係

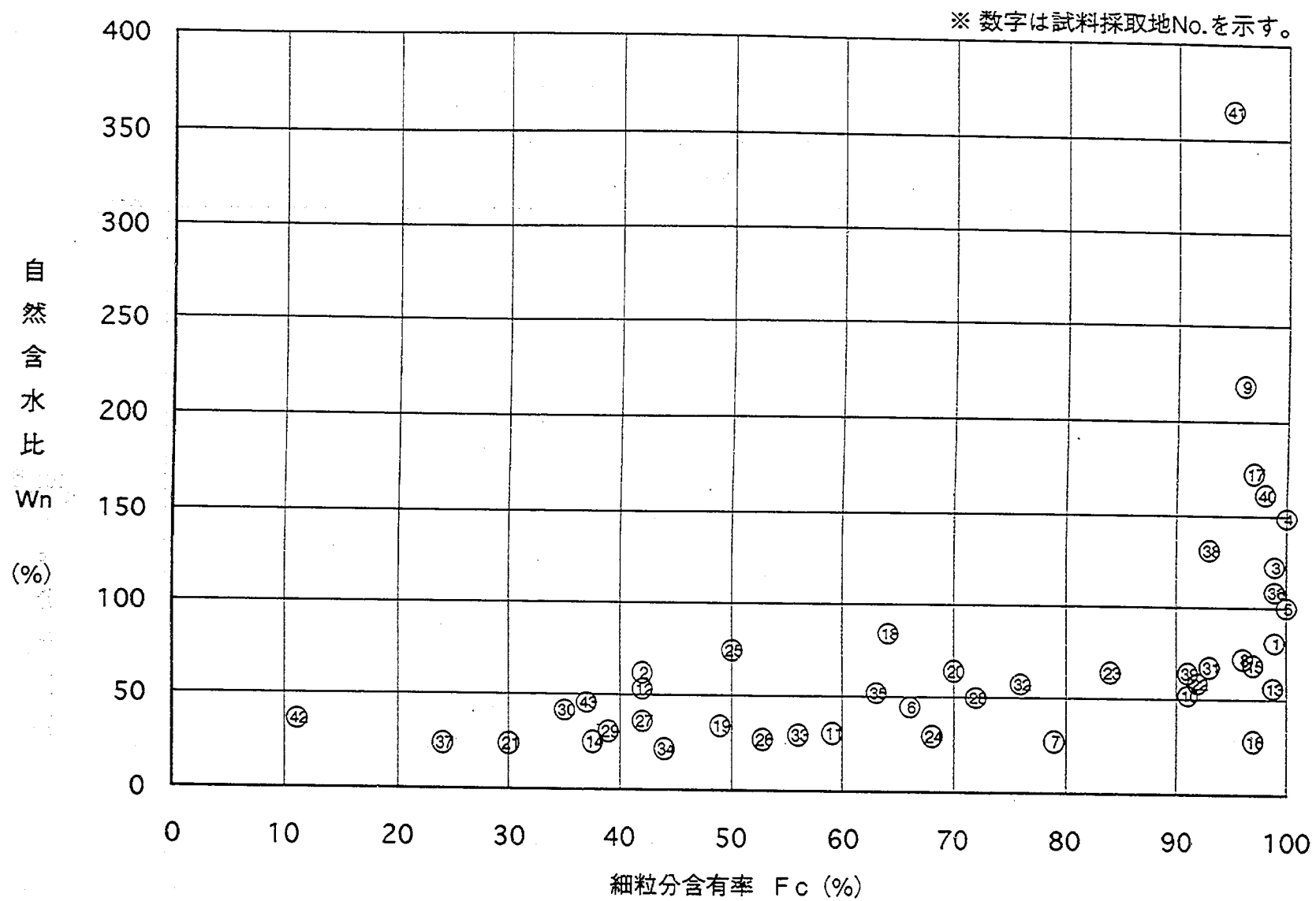


図 - 2 ・ 2 ・ 8 含水比～細粒分含有率の関係

(2) 建設発生土の土質区分

建設発生土の土質区分は、原則としてコーン指数と日本統一土質分類を指標とし、表-3・2・3に示すような土質区分基準を設定している。

建設発生土のコーン指数の測定は、通常土質工学会基準 J S F T 7 1 1 法に準じ、標準エネルギー E c で突固めた供試体で行うが、今回収集した試料は 1 E c での突固めができなかったため、1/2 E c で突固めて供試体を作成した。

収集した 4 3 種類の建設発生土を表-2・2・3に示す土質区分基準に準じて土質区分した結果を同表に示すが、第 4 種建設発生土以下（コーン指数 $q_c < 4 \text{ kgf/cm}^2$ ）に区分される土質が全体の 7 5 % を占めている。このうち 9 0 % 近くが粘土に区分されるもの（コーン指数 $q_c < 2 \text{ kgf/cm}^2$ ）である。また、図-2・2・4に示す三角座標で砂質土に分類された土質であっても、地下水の状況等により粘土に区分されるものもあることが確認された。さらに、細粒土のほとんどが第 4 種建設発生土および汚泥に区分されることがわかった。

なお、この粘土は廃棄物処理法上の汚泥として取り扱われているものである

表-2・2・3 土質区分基準

区 分	コーン指数 (kgf/cm^2)	日本統一土質分類		土の種類	比率
		中分類	土 質		
第 1 種建設発生土 砂、礫およびこれらに準ずるもの	—	{ G }	礫	0	0
		{ S }	砂		
第 2 種建設発生土 砂質土礫質土及びこれらに準ずるもの	8 以上	{ G F }	礫質土	0	0
		{ S F }	砂質土		
第 3 種建設発生土 通常の施工性が確保される粘性土及びこれに準ずるもの	4 以上	{ S F }	砂質土	1 1 種類	25%
		{ M } { C }	シルト、粘性土		
		{ V }	火山灰質粘性土		
第 4 種建設発生土 粘性土およびこれに準ずるもの	おおむね 2 以上	{ S F }	砂質土	5 種類	12%
		{ M } { C }	シルト、粘性土		
		{ V }	火山灰質粘性土		
		{ O }	有機質土		
(泥 土)	おおむね 2 以下	{ S F }	砂質土	2 7 種類	63%
		{ M } { C }	シルト、粘性土		
		{ V }	火山灰質粘性土		
		{ O }	有機質土		
		{ Pt }	高有機質土		

(3) コーン指数に及ぼす影響要因

建設発生土の土質区分の指標となるコーン指数に及ぼす影響要因（物理特性）を調査検討するため、縦軸にコーン指数、横軸に細粒分含有率、含水比および液性指数をとり、試験結果をプロットしたのが図-2.2.9～2.2.11である。これらの関係図より以下のことがわかる。

- ①図-2.2.9より細粒分の含有率にかかわらず、コーン指数は大きなばらつきを見せており、両者の間には相関関係が認められない。
- ②図-2.2.10から有機質土や火山灰質粘性土等の特殊土を取り除くと、含水比の増加に伴いコーン指数は小さくなる傾向を示すことがわかる。特に、含水比が100%を越えると、ほとんど強度発現が見られないが、逆に含水比が30%以下であると、コーン指数は 2.0 kgf/cm^2 以上を示す。また、含水比が50%付近で0に近いコーン指数を示す砂質土があるが、これは後で示す液性指数が高いことに起因すると考えられる。
- ③図-2.2.11に示す実験結果から、砂質土、粘性土とも液性指数が1より大きいものはコーン指数が非常に小さく、1未満になるとコーン指数が増加する傾向がある。さらに、液性指数が0.5以下の試料に着目すると、液性指数が小さいにもかかわらずコーン指数が低い粘性土（グループI）や砂質土（グループII）がみられる。これらの試料を再チェックしてみると、グループIの粘性土は、試料発生時には 1.5 kgf/cm^2 以上のコーン指数を有しているにもかかわらず、供試体作成時の突固めによって土の構造が乱され、採取時の状態よりも強度が低下したものと考えられる。また、グループIIの砂質土は含水比が塑性指数よりも小さく、強度が発現しにくい状態にあったため、特異な傾向を示したと思われる。

以上より、液性指数が0.5以下の建設発生土ではほとんどがコーン指数が 2 kgf/cm^2 以上を示しており、液性指数が強度の発現に大きな影響を与えていることがわかる。

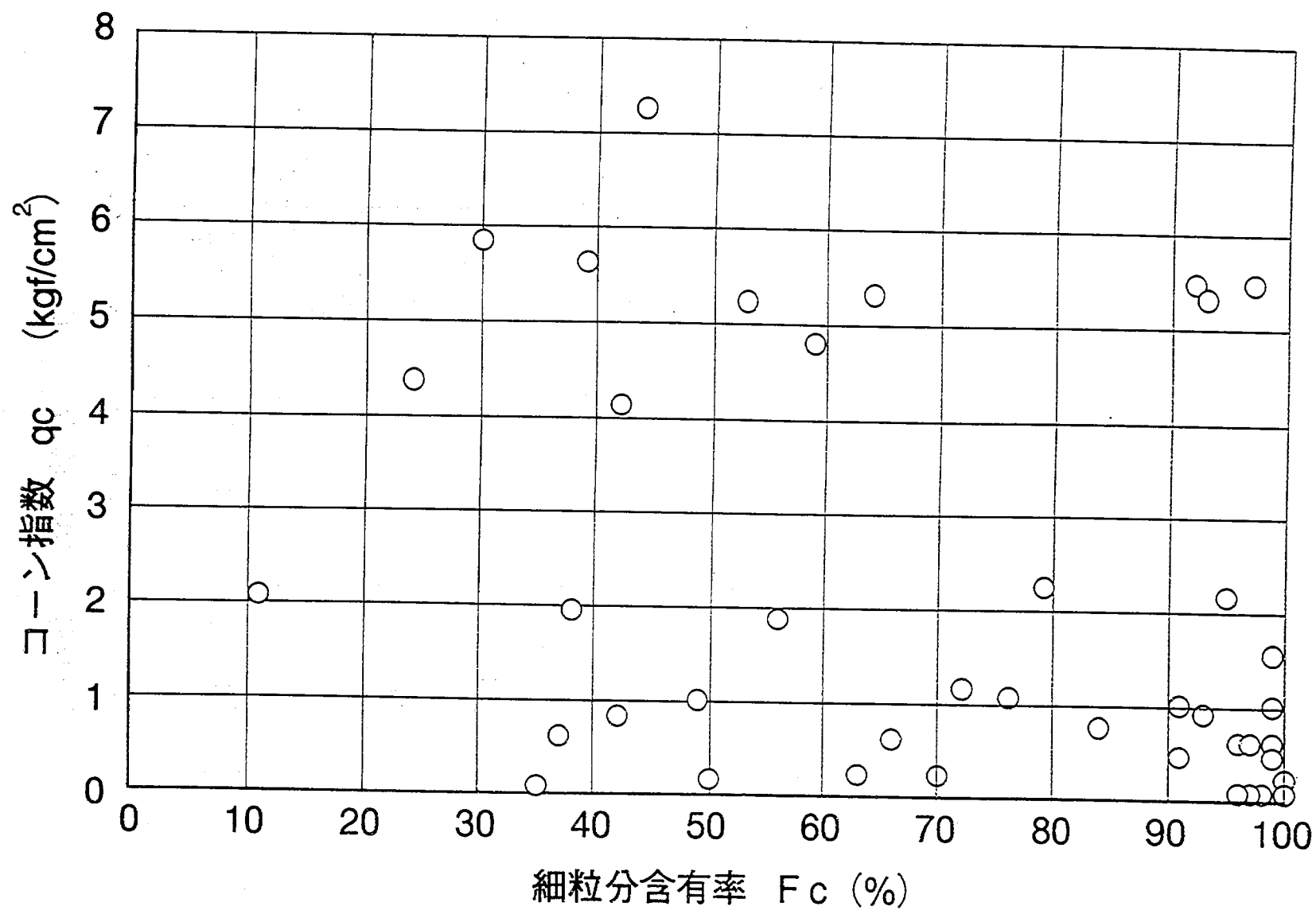


図 - 2・2・9 コーン指数～細粒分含有率の関係

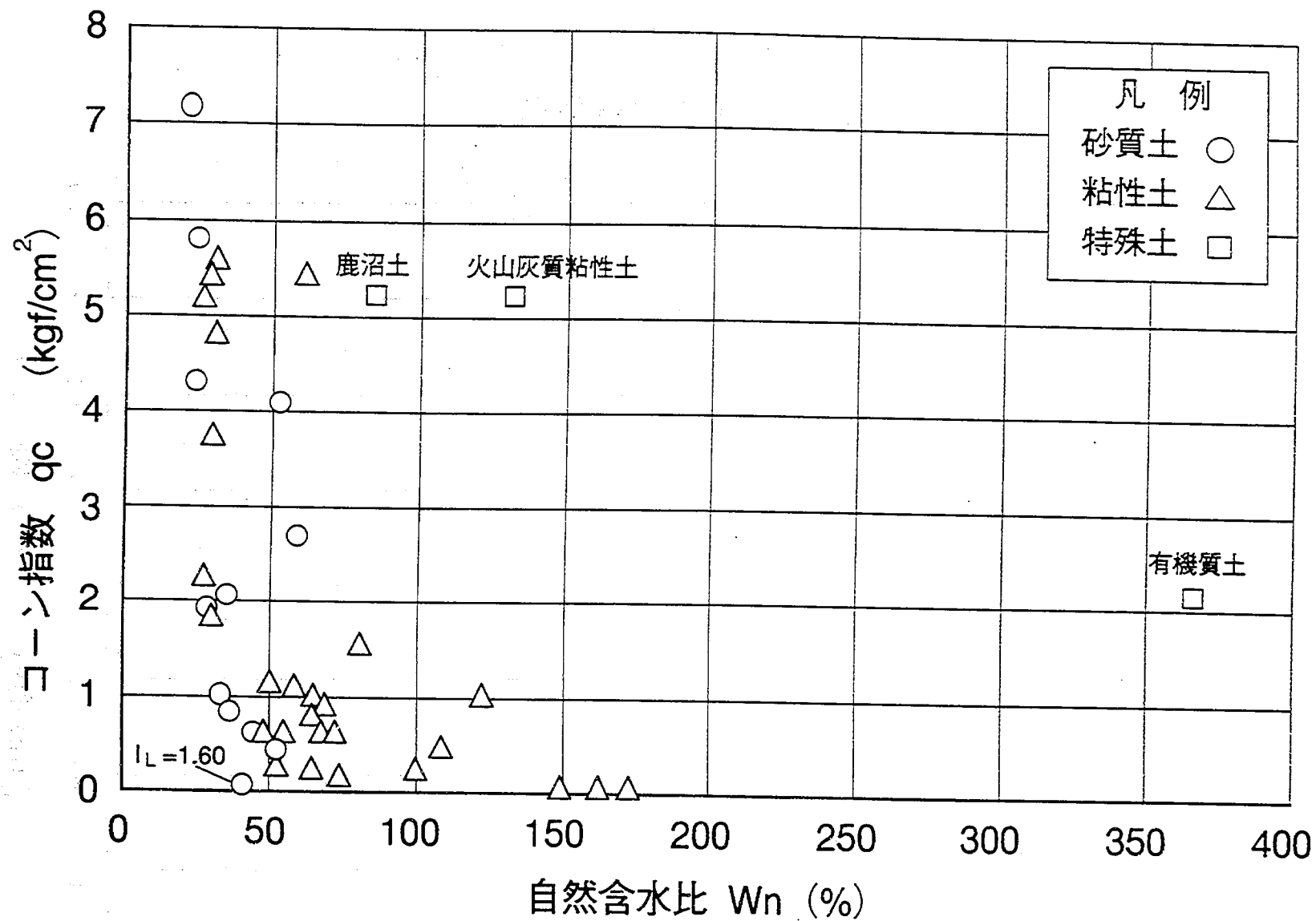


図 - 2・2・10 コーン指数～含水比の関係

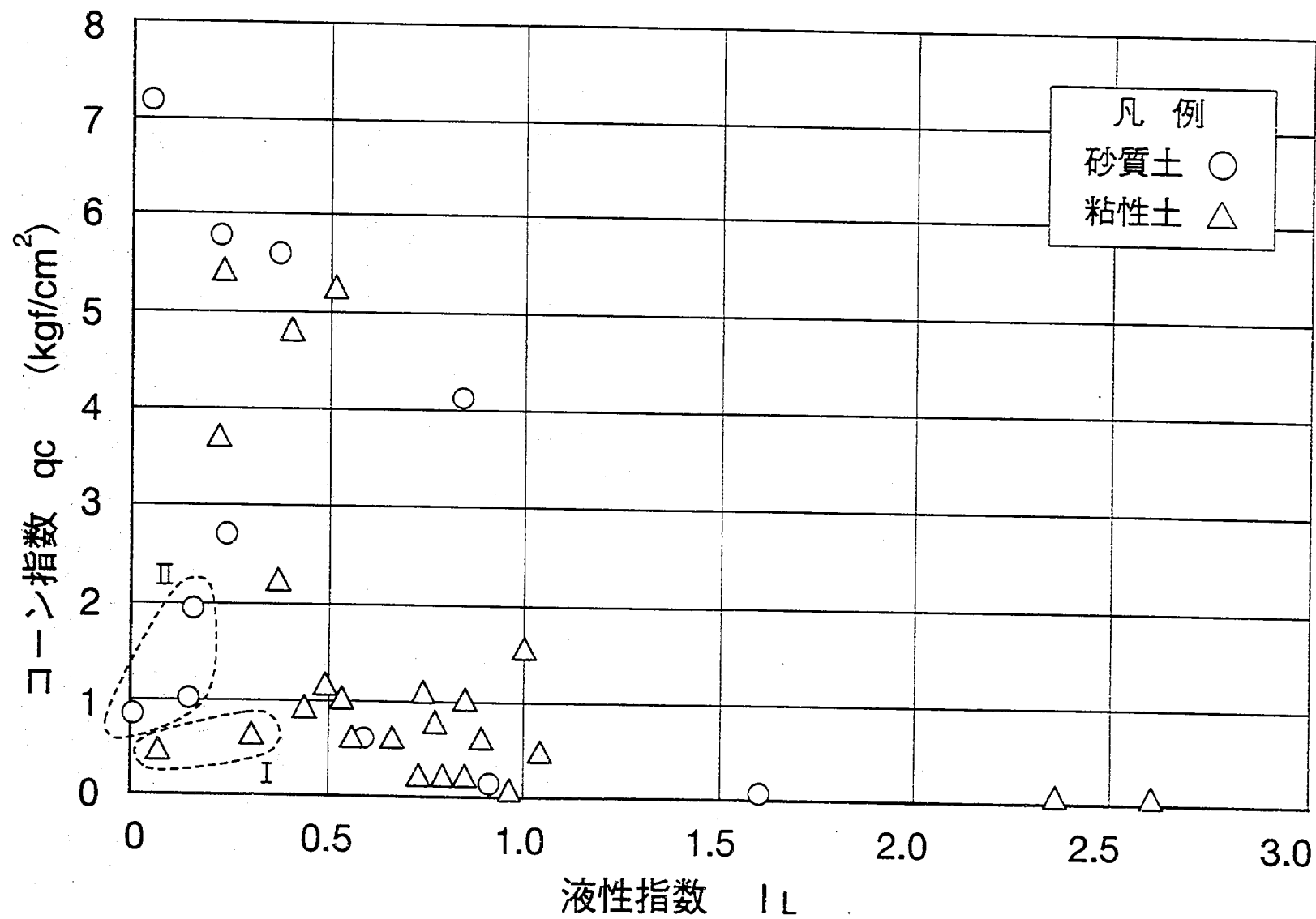


図 - 2 ・ 2 ・ 11 コーン指数～液性指数の関係

(4) 建設発生土の選定

全国各地で収集した43種類の建設発生土のうち、圧密促進工法の有用性および載荷荷重による強度発現特性を検証するために実施する載荷試験に用いる試料は、以下のように選定した。

前述したように、土工事の扱いやすさを示す液性指数が建設発生土のコーン指数の発現に大きく影響を及ぼすことが明らかとなった。そこで収集した43種類の建設発生土に対し、液性指数が異なり、標準の締固めエネルギーでは突固めが困難な土、すなわち通常の転圧機械では締固めが困難な第4種以下の建設発生土を対象に、粘性土を9種類、砂質土を1種類、合計10種類の建設発生土を選定した。表-2・2・4に選定した10種類の建設発生土の土質性状を示す。

表-2・2・4 選定した建設発生土

No	試料採取 No	湿潤密度	細粒分 含有率	含水比	液性限界	塑性指数	液性指数	コーン指数 ^{注)}	細分類
1	試料-3	1.52t/m ³	99%	122.4%	120.4%	54.4	0.85	1.0kgf/cm ²	(MH)
2	試料-5	1.44t/m ³	100%	99.7%	104.0%	38.8	0.73	0.2kgf/cm ²	(MH)
3	試料-7	1.99t/m ³	79%	27.0%	43.0%	23.6	0.37	2.2kgf/cm ²	(CL)
4	試料-8	1.57t/m ³	96%	71.1%	81.3%	33.8	0.66	0.6kgf/cm ²	(CH)
5	試料-9	1.26t/m ³	96%	218.4%	120.0%	43.5	2.36	0.1kgf/cm ²	(MH)
6	試料-19	1.88t/m ³	50%	33.0%	61.0%	24.8	0.15	1.0kgf/cm ²	(CL)
7	試料-25	1.55t/m ³	50%	73.6%	70.4%	30.6	0.91	0.2kgf/cm ²	(CH)
8	試料-28	1.75t/m ³	74%	49.6%	57.6%	28.7	0.49	1.2kgf/cm ²	(CH)
9	試料-30	1.82t/m ³	35%	40.6%	32.6%	23.5	1.60	0.1kgf/cm ²	{SF}
10	試料-40	1.32t/m ³	98%	162.1%	145.3%	53.4	0.96	0.1kgf/cm ²	(MH)

※含水比は試料到着時点の状態で測定した。

注) 土のコーン貫入試験は、試料到着時の含水比状態で、B-c法（モールド径15cm、ランマ質量2.5kg、3層55回突固め、湿潤法で非繰返し法）に準じて、標準エネルギーの1/2で突固めた供試体に対して行った。

(5) 載荷試験結果

①載荷試験方法

選定した10種類の建設発生土に対し、図-2・2・3に示す試験装置を用いて載荷試験を行った。載荷方法は、腹胴型ベロフラムシリンダを用いた空気圧載荷とし、載荷荷重は0.2kgf/cm²、0.4kgf/cm²、0.8kgf/cm²、1.6kgf/cm²の4段階載荷とした。各載荷荷重に対する強度発現は、各荷重段階における沈下の経時変化より一次元圧密の終了を確認した時点でコーン指数試験により確認した。また、コーン指数試験後は、モールド内より不攪乱試料を採取して、一軸圧縮試験を実施した。なお、供試体の作成は、JSFT711法に準じて、標準エネルギーでの突固めを標準としているが、選定した建設発生土は標準エネルギーでの突固めが困難であったため、1/2エネルギーで突固めた。

② 載荷荷重と強度発現特性

選定した10種類の建設発生土に対し載荷試験を行ったが、図-2.2.12に載荷荷重とコーン指数との関係を、図-2.2.13に載荷荷重と一軸圧縮強度との関係を示す。また、表-2.2.5に各載荷段階終了時点におけるコーン指数および一軸圧縮試験結果を示す。図-2.2.12から砂質土は、初期状態のコーン指数が 1 kgf/cm^2 を大きく下回る試料でも 0.4 kgf/cm^2 の荷重を載荷すれば、第3種建設発生土に相当する 4 kgf/cm^2 のコーン指数を得られることがわかった。

一方、粘性土では初期状態のコーン指数が 1 kgf/cm^2 以上であれば、 0.8 kgf/cm^2 程度の荷重の載荷で 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られた。しかし、初期状態のコーン指数が 0.5 kgf/cm^2 を下回る粘性土では、 0.8 kgf/cm^2 以上の荷重を載荷しても 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られないことが確認された。

③ 強度増加率の推定

載荷・圧密脱水による強度発現特性を検証するため、強度増加率（載荷荷重 0.2 kgf/cm^2 で得られた一軸圧縮強度を初期強度とし、強度増加率を設定）と塑性指数との関係を図-2.2.14に示す。なお、同図にはSkempton-Bjerrumによって修正された強度増加率と塑性指数との関係を記載した。図-2.2.14より、強度増加率は載荷荷重により若干のばらつきが見られるが、土質の種類や物理特性にはほとんど影響されず、全体的な平均値はほぼ $0.2 \sim 0.3$ の範囲に分布していることがわかる。また、この試験結果は一般の沖積粘性土層で用いられている値とほぼ一致している。

以上より、標準の締固めエネルギーでは突固めが困難な第4種以下の建設発生土であっても、土の種類によらず強度増加率は $0.2 \sim 0.3$ とほぼ一定の範囲に分布し、盛土等により荷重を載荷を行えば強度増加が期待できることが検証できた。

表-2・2・5 各載荷段階終了時点におけるコーン指数および一軸圧縮強度

試料 No.	載荷荷重 kgf/cm ²	含 水 比		強 度 特 性		
		初期状態 $\omega_n(\%)$	載 荷 終了時 $\omega_n(\%)$	初期状態 コーン指数 kgf/cm ²	載 荷 終 了 時	
					コーン指数 kgf/cm ²	一軸圧縮強度 kgf/cm ²
試料- 3	0.2	124.2	106.0	1.0	2.1	0.32
	0.4		99.9		3.3	0.41
	0.8		99.9		4.7	0.79
	1.6		90.2		6.2	1.01
試料- 5	0.2	91.4	78.8	0.2	1.7	0.23
	0.4		76.8		2.1	0.29
	0.8		75.3		2.3	0.39
	1.6		64.2		5.4	0.96
試料- 7	0.2	25.4	25.0	2.2	4.3	0.30
	0.4		24.6		5.0	0.29
	0.8		24.7		7.4	0.71
	1.6		23.9		8.1	0.79
試料- 8	0.2	68.1	60.7	0.6	2.2	0.31
	0.4		58.4		2.7	0.40
	0.8		54.5		4.3	0.63
	1.6		52.2		6.2	1.01
試料- 9	0.2	197.9	90.6	0.1	0.8	0.16
	0.4		83.0		1.4	0.28
	0.8		74.3		2.2	0.52
	1.6		63.9		3.7	0.98
試料-19	0.2	34.3	29.5	1.0	1.6	0.22
	0.4		28.6		1.9	0.33
	0.8		28.5		3.1	0.41
	1.6		26.3		5.8	0.59
試料-25	0.2	105.5	77.8	0.2	1.2	0.15
	0.4		80.6		1.7	0.24
	0.8		74.7		2.5	0.49
	1.6		62.3		3.9	0.92
試料-28	0.2	44.0	42.0	1.2	3.3	0.43
	0.4		38.5		4.8	0.53
	0.8		37.3		6.2	0.63
	1.6		34.8		8.5	0.98
試料-30	0.2	40.4	34.3	0.1	2.2	0.34
	0.4		31.4		5.6	0.46
	0.8		30.7		7.8	0.71
	1.6		29.9		8.9	0.79
試料-40	0.2	159.5	120.8	0.1	1.2	0.21
	0.4		114.1		1.7	0.31
	0.8		101.8		3.0	0.66
	1.6		97.0		4.8	1.09

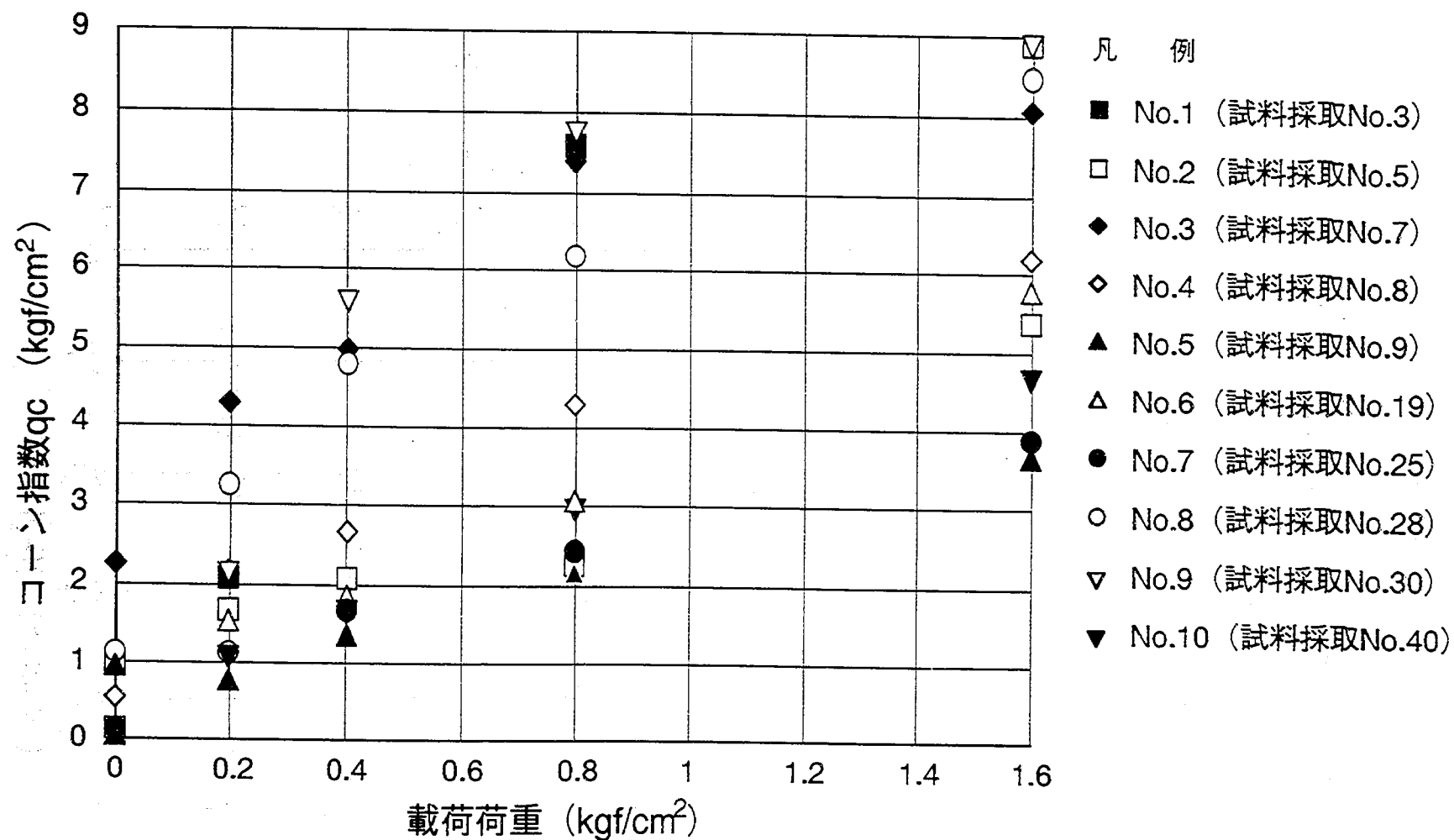


図 - 2 ・ 2 ・ 12 載荷荷重～コーン指数の関係

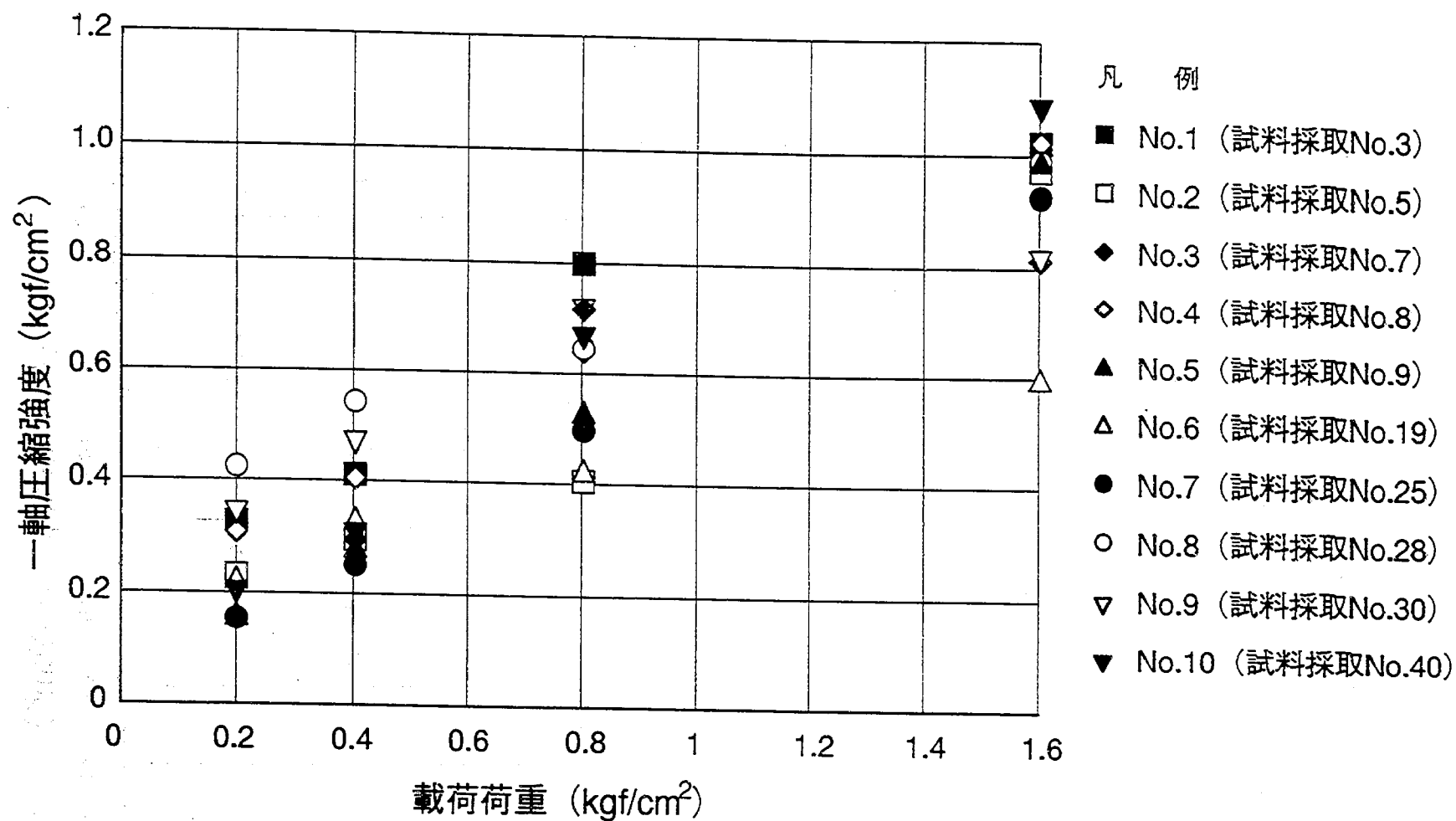


図 - 2 ・ 2 ・ 13 載荷荷重～一軸圧縮強度の関係

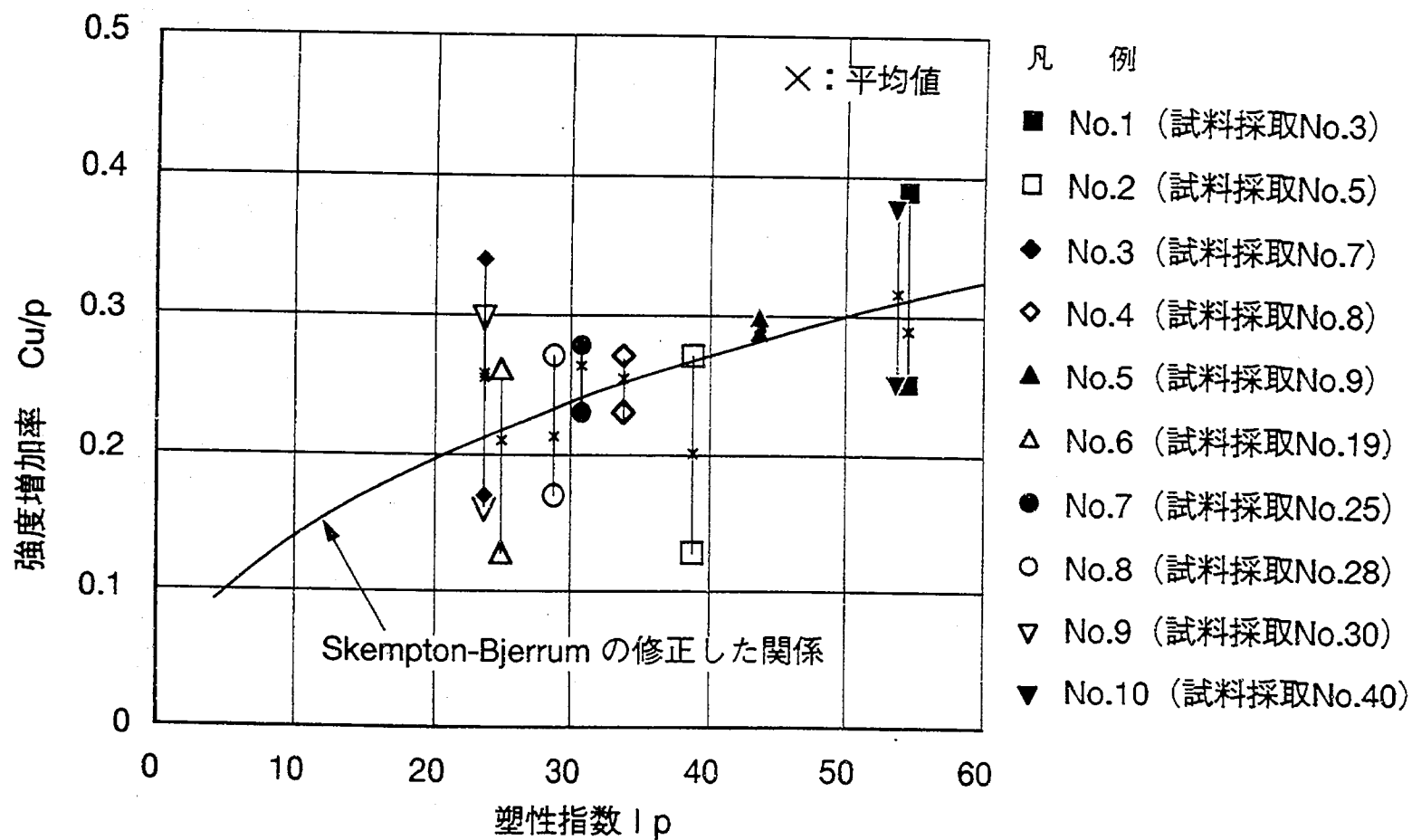


図 - 2 ・ 2 ・ 14 強度増加率～塑性指数の関係

3) 各種試験結果のまとめ

建設発生土を用いた埋立地盤の早期利用技術の1つとして、埋立地盤内に水平排水材を敷設し、載荷・圧密脱水により強度増加を図る処理技術があげられる。

今年度は、載荷・圧密脱水による建設発生土の強度発現特性の検証を目的として、全国より第3種以下に相当する43種類の建設発生土を収集し、各種室内土質試験およびCBRモールドを用いた載荷試験を実施した。各試験結果から次のことがわかった。

a. 建設発生土のコーン指数に及ぼす影響要因について

建設発生土のコーン指数に及ぼす要因としては、含水比と液性指数が考えられ、有機質土や火山灰質粘性土等の特殊土を除くと含水比の増加に伴い、コーン指数は小さくなる傾向を示す。特に含水比が100%を越えると強度の発現は見られず、含水比が30%以下であると、砂質土および粘性土ともコーン指数は 2 kgf/cm^2 以上を示す。また、液性指数が0.5以下のほとんどの試料が 2 kgf/cm^2 以上のコーン指数を示しており、液性指数が強度の発現に影響を与えていると考えられる。

b. 載荷荷重と強度発現特性について

砂質土においては、初期状態のコーン指数が 1 kgf/cm^2 を大きく下回っても、 0.4 kgf/cm^2 の荷重を載荷すれば、第3種建設発生土に相当する 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られることがわかった。

一方粘性土においては、初期状態のコーン指数が 1 kgf/cm^2 以上であれば、 0.8 kgf/cm^2 の荷重の載荷で 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られる。しかし、コーン指数が 0.5 kgf/cm^2 を下回れば、 0.8 kgf/cm^2 の荷重を載荷しても 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られないことがわかった。

c. 強度増加の想定について

標準の締固めエネルギーでは突固めが困難な第4種以下の建設発生土（泥土）であっても、 $1/2$ のエネルギーで突固めて載荷すれば、 $0.2\sim 0.3$ とほぼ一定した強度増加が得られ、載荷・圧密脱水により強度増加が期待できることがわかった。

このように、標準の締固めエネルギーでは突固めが困難な第4種以下の建設発生土（コーン指数 $q_c < 2\text{ kgf/cm}^2$ ）であっても、突固めエネルギーを調整し、荷重を載荷すれば、確実に強度増加が期待でき、載荷・圧密脱水工法が埋立地盤の早期利用技術の1つの処理技術であることが検証された。

今後は、実際の現場への適用にあたっての載荷方法や施工方法（特にまき出し、転圧方法）の研究が望まれる。

2-3 陸上埋立に関する研究成果

陸上埋立では、以下の要領で研究を行った。

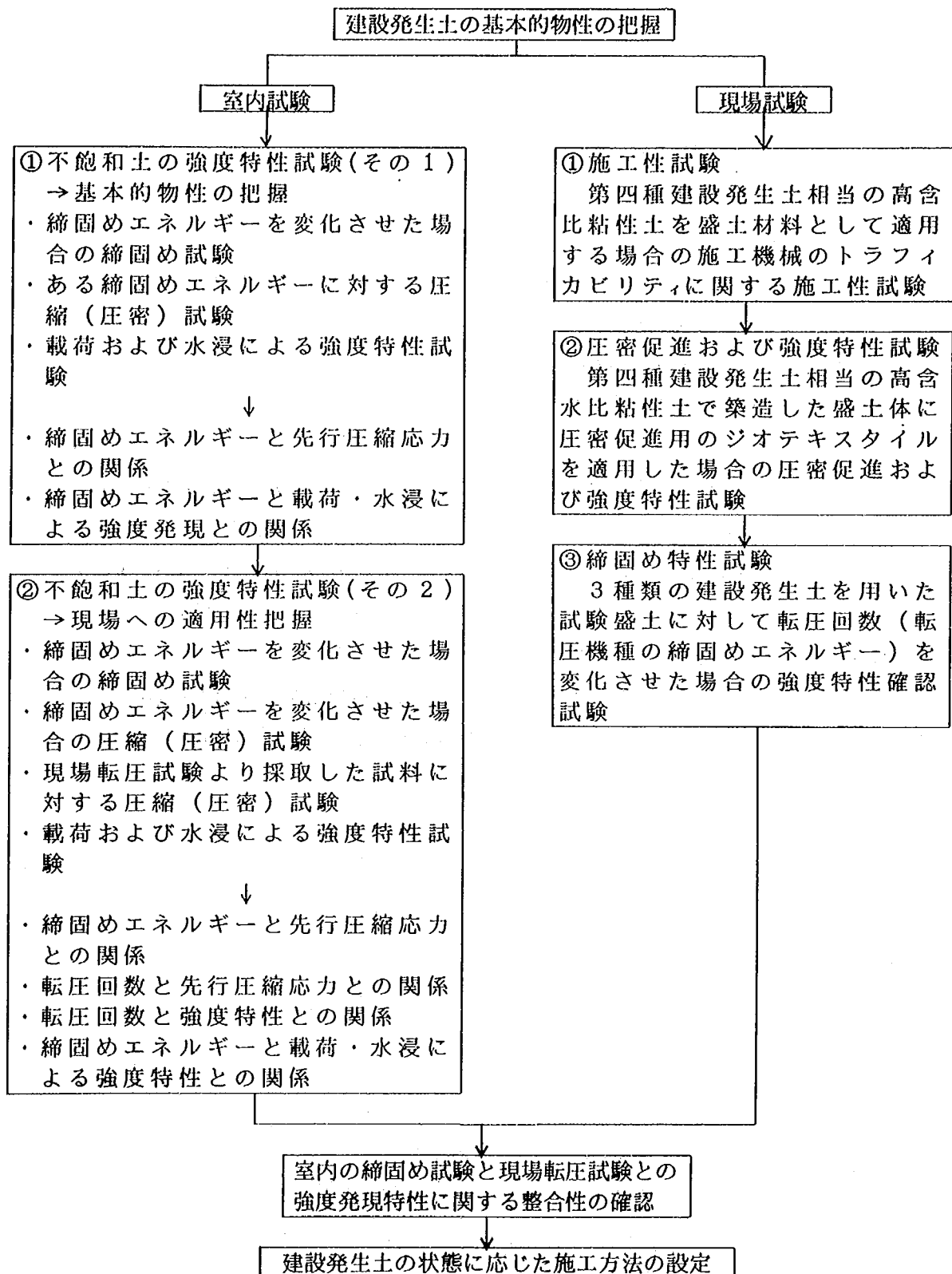


図-2・3・1 陸上埋立の研究フロー図

2-3-1 設計手法の調査及び提案と試設計

1) 陸上埋立における従来設計法のまとめ

(1) 概 要

圧密促進用排水材を高含水比粘性土に適用した盛土における従来の設計法に関する文献資料調査を行った。その文献一覧を表-2・3・1に示す。これらの文献を表-2・3・2のように分類すると資料9、11、12、13が圧密促進用の排水材としての設計として参考になる。

なかでも土木研究所資料「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」1992,3の資料は、昭和63年より民間20社を含めた共同研究として実施された実験及び検討結果をまとめたもので、平成4年3月時点での技術的な標準を定めたものとして評価される。その適用範囲は

「主として道路工事等において補強土工法を採用する場合」とされており、今回対象とする「宅地造成や河川堤防の築造」よりも重要度の高い土構造物を対象としている。盛土材料については、

「通常ほとんどの材料が使用できると考えてよいが、ベントナイト、風化の進んだ蛇紋岩、温泉余土、腐植土などは、膨張性及び圧縮性が大きいので、盛土材料としては不適當である。また、高含水比粘性土では、建設機械のトラフィカビリティについて検討しておく必要がある。」としている。今回対象とする建設発生土（特に軟弱な盛土材）が、その適用範囲内にあるかどうかの検討は必要であるが、ほぼその枠内あるいは延長線上にあると考えることができる。そこで、上記マニュアルの「圧密促進用の排水材としての設計」の考え方を従来設計手法の総括とする。

ジオテキスタイルを排水材として使用した、高含水比の土を用いて築造する盛土の圧密促進を図る場合の設計手法について以下に示す。なお、この設計は飽和粘性土の圧密理論を用いるので、含水比が高く、ほぼ飽和しているとみなせる土質が適用対象土となるので注意する。

表-2・3・1 文献一覧表

No	著 者	論文のタイトル等	発行所	年月
1	三木、佐藤、 吉田	ジオテキスタイルの排水性能に関する実験	土質工学会 30回シンポジウム	'85.11
2	大橋、水原、 嘉門	ジオテキスタイルを用いた水平排水材の排水効果に関する研究(その1)	土木学会第41 回年次	'86.11
3	久楽、三木、 関、工藤	ジオテキスタイルによる盛土の圧密促進に関する現場試験施工	土木学会第41 回年次	'86.11
4	久楽、三木	ジオテキスタイルと補強土工法ー盛土への利用	基礎工	'86.12
5	中村、田村、 南	不織布を用いた盛土の設計・施工とその経済性	基礎工	'86.12
6	嘉門、辻、大 橋	ジオテキスタイルを用いた水平排水材の排水効果に関する研究(その2)	土木学会第42 回年次	'87.9
7	三木、久楽、 工藤	スパンボンド不織布による盛土内浸透水の排水効果に関する現場計測	第3回ジオテキ スタイルシンポ ジウム	'88.12
8	青山、久楽、 三木、関口等	ジオテキスタイルを用いた高含水比粘性土盛土の現地試験施工	第3回ジオテキ スタイルシンポ ジウム	'88.12
9	盛土・擁壁グ ループ	ジオテキスタイルを適用した盛土・擁壁の設計方法	土質工学会 シンポジウム	'90.3
10	三木、足立、 瀬川	不織布を用いた補強盛土工法の試験施工の一例	第25回土質研 究発表会	'90.6
11	三木、青山	補強土工法の現場への適用 ー盛土における 補強土工法ー	土木技術資料 33-8	'91.8
12	建設省他民間 20社共同	土木技術資料 ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル	建設省土木研 究所	'92.3
13	三木、福田、 中村、岩崎	粘性土盛土の圧密促進用排水材の配置設計チャートの提案	第27回土質研 究発表会	'92.6
14	三木	ジオテキスタイルを用いた補強土工法 5. 補強盛土工法	土と基礎	'93.8
15	三木	ジオテキスタイルを用いた補強土工法 6. 高含水比粘性土を用いた盛土の補強工法	土と基礎	'93.9

表-2・3・2 文献の分類

資料 No.	分類(文献の内容)
3, 4, 7	ジオテキスタイルを用いた盛土の圧密促進および排水効果に関する現場試験施工について
8	ジオテキスタイルの敷設に伴う施工性(トラフィカビリティの確保)および排水効果に関する現地試験施工について
9, 11, 12, 13	圧密促進用の排水材としての設計

(2) 設計手順

図-2・3・2に圧密排水による高含水比粘性土の強化に関する設計のフローを示す。

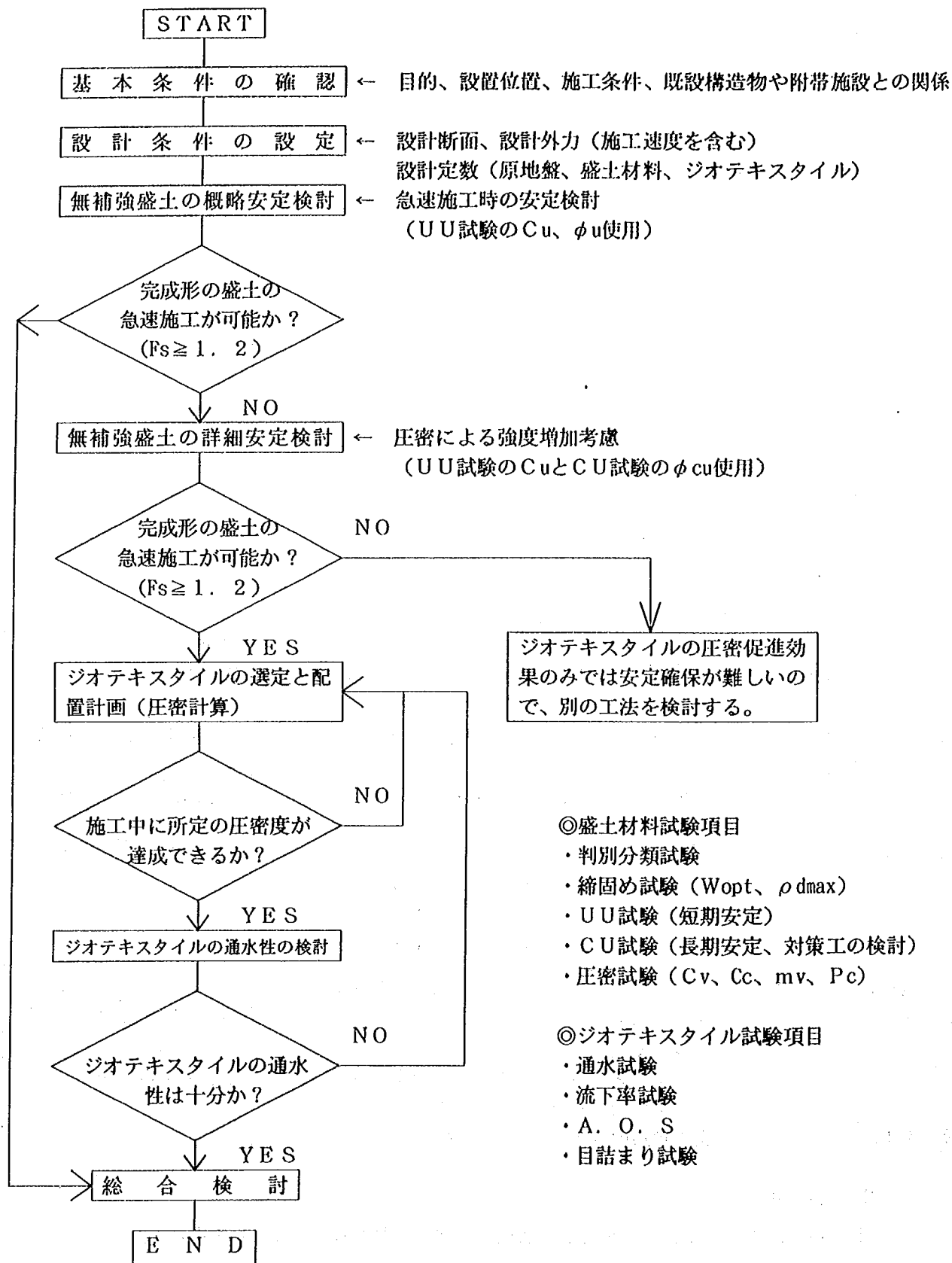


図-2・3・2 設計手順

(3) 基本条件の確認および設計条件の設計

対象となる盛土の設置目的と機能、設置個所の地形・地質・土質・地下水等の条件、施工条件、既設構造物や附帯施設との関係など設計のための前提条件を明らかにしておくことが重要である。

設計条件として、次の条件を明らかにしておく。

- ①設計断面（盛土高、盛土幅、のり面勾配、地山のり勾配、施工中の片勾配、のり面排水工など）
- ②設計外力（荷重の種類、地震荷重に対する配慮のほか、盛土の施工速度等）
- ③設計定数（盛土材料の性状と土質定数、基礎地盤の性状と土質定数、候補として考えているジオテキスタイルの性能と各種定数、ジオテキスタイルと土との摩擦特性など）

(4) 圧密促進工法採用のための盛土安定検討

①無補強時の安定検討

無補強盛土について、完成形の盛土の急速施工が可能かどうかの検討を行う。検討には、円弧すべり計算を行い、三軸UU試験によって得られた C_u 、 ϕ_u を設計定数として使用する。この結果得られた安全率の値が1.2以上あれば、補強の必要は特にないので、総合検討に移る。安全率の値が、1.2未満の場合は、ジオテキスタイルによる圧密促進を図る方針で以下の検討に移る。

②強度増加を考慮した場合の安定検討

ジオテキスタイルにより圧密促進を図れば、完成形の盛土の築造が可能かどうかを検討するため、圧密による強度増加を考慮した詳細安定検討を行う。検討には、円弧すべり計算を用い、盛土材の設計定数としては、三軸UU試験によって得られた ϕ_{cu} をもとに算定した強度増加率 m を用いる。

$$C_u = C_{u0} + (\sigma_v - P_c) \cdot m \cdot U \quad \text{—————} \quad (2 \cdot 3 \cdot 1)$$

ここに、 C_u ：計算に用いる粘着力

C_{u0} ：三軸UU試験から得られた粘着力

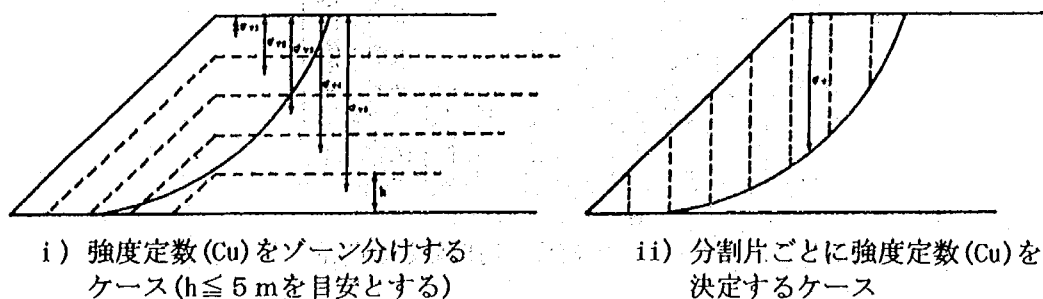
σ_v ：土被り圧

P_c ：締固めによる先行荷重

m ：強度増加率 ($m = \frac{\sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}}$)

U ：圧密度（通常90%を目安とする）

なお、土被り圧 σ_v の取り方は図-2.3.3に示すように2通りが考えられる。



以上の安定検討の結果、得られる安全率の値が1.2以上であれば、ジオテキスタイルを用いた圧密促進工法が有効であると判断し、配置計画およびジオテキスタイルの通水性の検討に移る。一方、安全率の値が1.2未満の場合は、圧密促進工法の適用には限界があるので、別途ジオテキスタイル工法以外の工法の検討が必要である。

(5) ジオテキスタイルの選定と配置の検討

ジオテキスタイルを用いた圧密促進工法が有効と判断された場合は、ジオテキスタイルの選定と配置の検討を行う。

① ジオテキスタイルの選定

圧密促進用の排水材として、ジオテキスタイルを選定する場合は、ジオグリッド系ではなく、不織布系を選定する。硬質ポリ塩化ビニール等の芯体をもつ材料は排水能力が高いため、より有効と思われる。

② 配置の検討

ジオテキスタイルの配置としては、全面敷設配置と帯状千鳥配置の2通りがある。盛土材料が軟弱でトラフィカビリティの向上が必要な場合やすべり破壊の防止効果もあわせて期待する場合には全面敷設配置とし、経済性を重視し、圧密促進効果のみを期待する場合には帯状千鳥配置を採用することが多い。

上記のいずれの配置の場合も、まず、圧密計算を行って、敷設間隔の検討を行う。

a. 全面敷設配置の場合の敷設間隔の検討

i) 基本式

基本としては、Terzaghi (テルツァーギ) の一次元圧密理論の式(2・3・2)を用いる。

$$t = \frac{T_v \cdot (H_s/2)^2}{C_v} \quad (2 \cdot 3 \cdot 2)$$

ここに、 t : 所定の圧密に要する時間

T_v : 圧密度に応じた時間係数 (図-2・3・4参照)

(圧密度90%を目安とすると、 $T_v=0.848$)

H_s : ジオテキスタイルの敷設間隔

C_v : 盛土材料の圧密係数

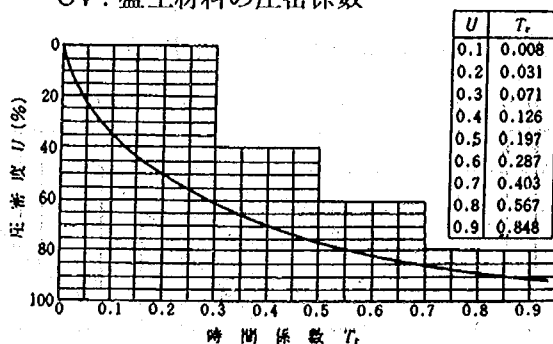


図-2・3・4 圧密度と時間係数の関係

ii) 敷設間隔の決定

盛立てに要する時間 t を工期等の施工条件から求め、これを瞬時載荷の条件に換算するため、基本式(2・3・2)で $t = 1/2 t$ においてジオテキスタイルの敷設間隔 H_s を決定する。

$$H_s = 2 \cdot \sqrt{\frac{C_v \cdot t}{T_v}} \quad (2 \cdot 3 \cdot 3)$$

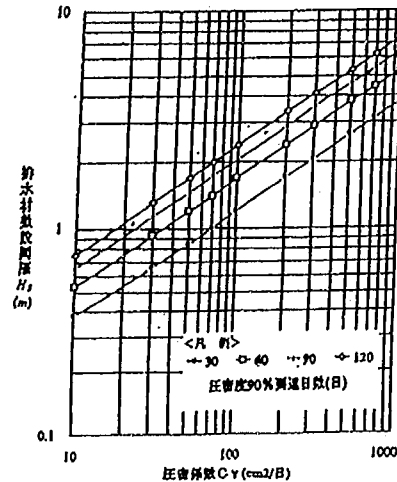


図-2・3・5 圧密係数に応じた敷設間隔の目安

なお、図-2・3・5に盛土材料の圧密係数に応じた排水用ジオテキスタイルの敷設間隔の目安を示す。図中の圧密度90%到達日数は、 $1/2 t$ 。(盛立てに要する時間の $1/2$)に相当する日数である。

b. 帯状千鳥配置の場合

i) 基本式

サンドドレーンを対象としてバロンの圧密理論の式(2・3・4)を準用する。

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{C_v} \quad (2 \cdot 3 \cdot 4)$$

ここに、 t : 所定の圧密に要する時間

T_h : 圧密度に応じた時間係数

d_e : 円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径
(図-2・3・6参照)

C_v : 盛土材料の圧密係数

なお、 T_h は次の式(2・3・5～2・3・7)により求められる。

$$T_h = - \frac{F(n)}{8} \log_e (1 - U) \quad (2 \cdot 3 \cdot 5)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2 \cdot 3 \cdot 6)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (2 \cdot 3 \cdot 7)$$

また、 d_e は正三角形配置の場合 $d_e = 1.05d$ である。正三角形配置でない場合は、集水面積 $(d \times h)$ と等価な円の直径として式(2・3・8)に準じて有効径 d_e を求めることとする。

$$d_e = 1.13 \sqrt{d \cdot h} \quad (2 \cdot 3 \cdot 8)$$

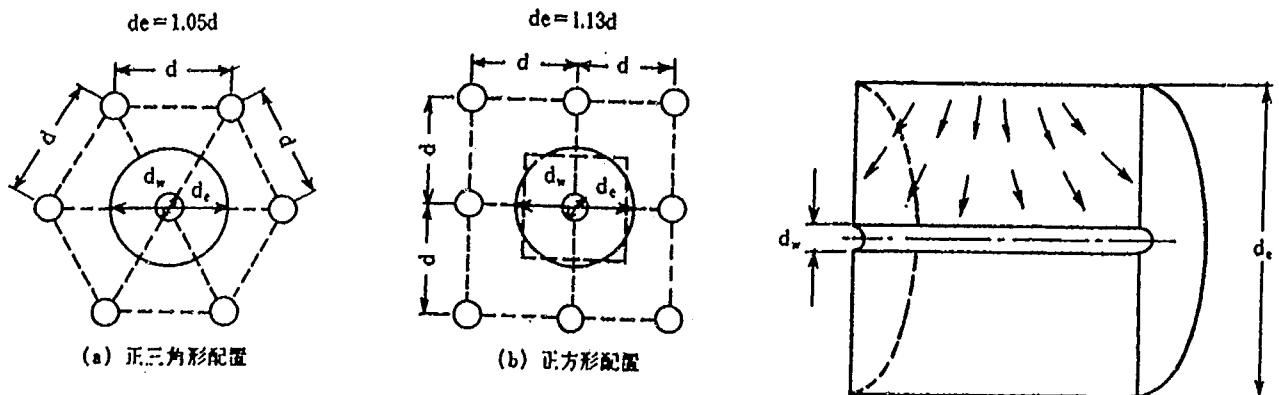


図-2・3・6 ドレーンの配置と有効径

ii) ジオテキスタイルのドレーン換算径 d_w の決定

帯状ジオテキスタイルのドレーン換算径は、帯状ジオテキスタイルとそれに相当する円柱ドレーンの通水性が等しいと仮定し、次の式(2・3・9)から求める。

$$\theta g = k_s \cdot \frac{\pi \cdot d_w^2}{4} \quad (2 \cdot 3 \cdot 9)$$

ここに、 θg : ジオテキスタイルの通水性でジオテキスタイルの目詰まりや長期的劣化に対する安全率($F_s=2.0$)で割ったもの

k_s : サンドフィルターの透水係数($1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ を目安)

$$\therefore d_w = \sqrt{\frac{4 \cdot \theta g}{\pi \cdot k_s}} \quad (2 \cdot 3 \cdot 10)$$

iii) 敷設間隔の決定

盛立てに要する時間 t_o 、ドレーン換算径 d_w を決定し、基本式(3・3・4)で $t = 1/2 t_o$ においてジオテキスタイルを円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径 d_e を求める。

$$d_w = \sqrt{\frac{C_v \cdot t}{T_h}} \quad (2 \cdot 3 \cdot 11)$$

(6) ジオテキスタイルの通水性の検討

① 全面敷設配置の場合

全面敷設配置の場合のジオテキスタイルに要求される通水性をGiroud (ジルー) の式(2・3・12～2・3・14)により求める。

$$\theta g = k_g \cdot H_g > \frac{B^2 \cdot k_s}{\sqrt{C_v s \cdot t_o}} \quad (10^{-6} \leq T_o \leq 1) \quad (2 \cdot 3 \cdot 12)$$

$$\theta g = k g \cdot Hg > \frac{B^2 \cdot k s \cdot Hs}{2 \cdot Cvs \cdot t_0} \quad (T_0 > 1) \quad \text{-----} \quad (2 \cdot 3 \cdot 13)$$

$$T_0 = \frac{Cvs \cdot t_0}{(Hs/2)^2} \quad \text{-----} \quad (2 \cdot 3 \cdot 14)$$

ここに、 θg : 圧密促進用のジオテキスタイルに要求される通水性

$k g$: ジオテキスタイルの水平方向（面方向）の透水係数

Hg : 盛土内で拘束圧を受けた状態でのジオテキスタイルの厚さ
(図-2・3・7 参照)

B : 盛土幅 (図-2・3・8 参照)

ks : 盛土材料の透水係数

Cvs : 盛土材料の圧密係数

t_0 : 盛立てに要する時間 (図-2・3・9 参照)

Hs : ジオテキスタイルの敷設間隔 (図-2・3・8 参照)

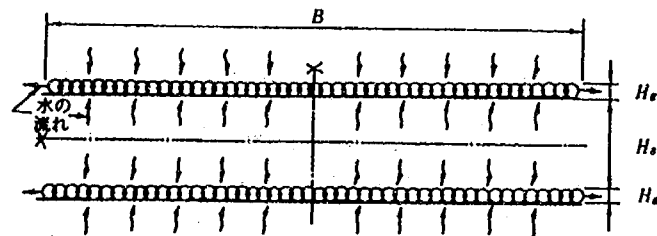


図-2・3・7 ジオテキスタイルの厚さ Hg のとり方

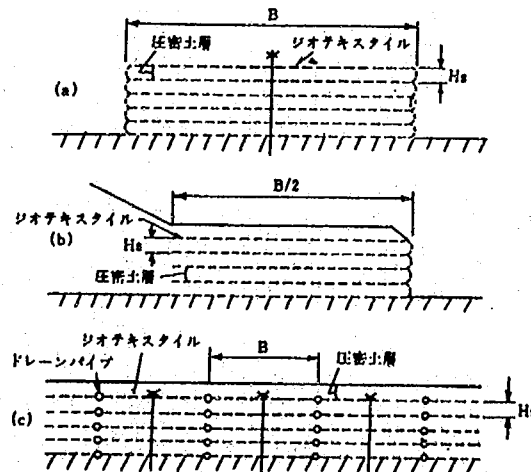


図-2・3・8 盛土幅 B 、土層の厚さ Hs のとり方

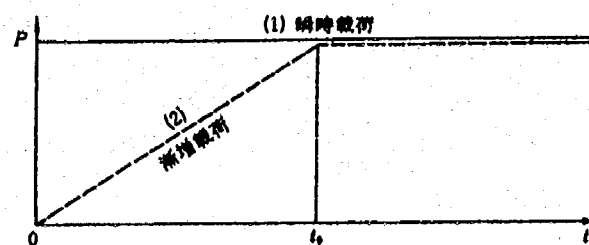


図-2・3・9 盛立てに要する時間 t_0

②帯状千鳥配置の場合

帯状千鳥配置の場合のジオテキスタイルに要求される通水性は、式(2・3・15)より求める。

$$0g = kg \cdot Hg \cdot Lg \geq ks \cdot \frac{\pi \cdot dw^2}{4} \quad (2 \cdot 3 \cdot 15)$$

ここに、 $0g$ ：ジオテキスタイルの通水性

kg ：ジオテキスタイルの透水係数

Hg ：盛土内で拘束圧を受けた状態でのジオテキスタイルの厚さ

Lg ：ジオテキスタイルの幅

資料-13によると、ジオテキスタイルを帯状千鳥配置とした場合の盛り立て期間において圧密度 $U=90\%$ となるための、ジオテキスタイルの垂直及び水平配置を求めるチャート図を図-2・3・10のように提案している。この図は $C_v \cdot t_{90}$ をパラメータとし、正三角形配置を基本としている。図中に示す条件でチャートの利用方法を示している。

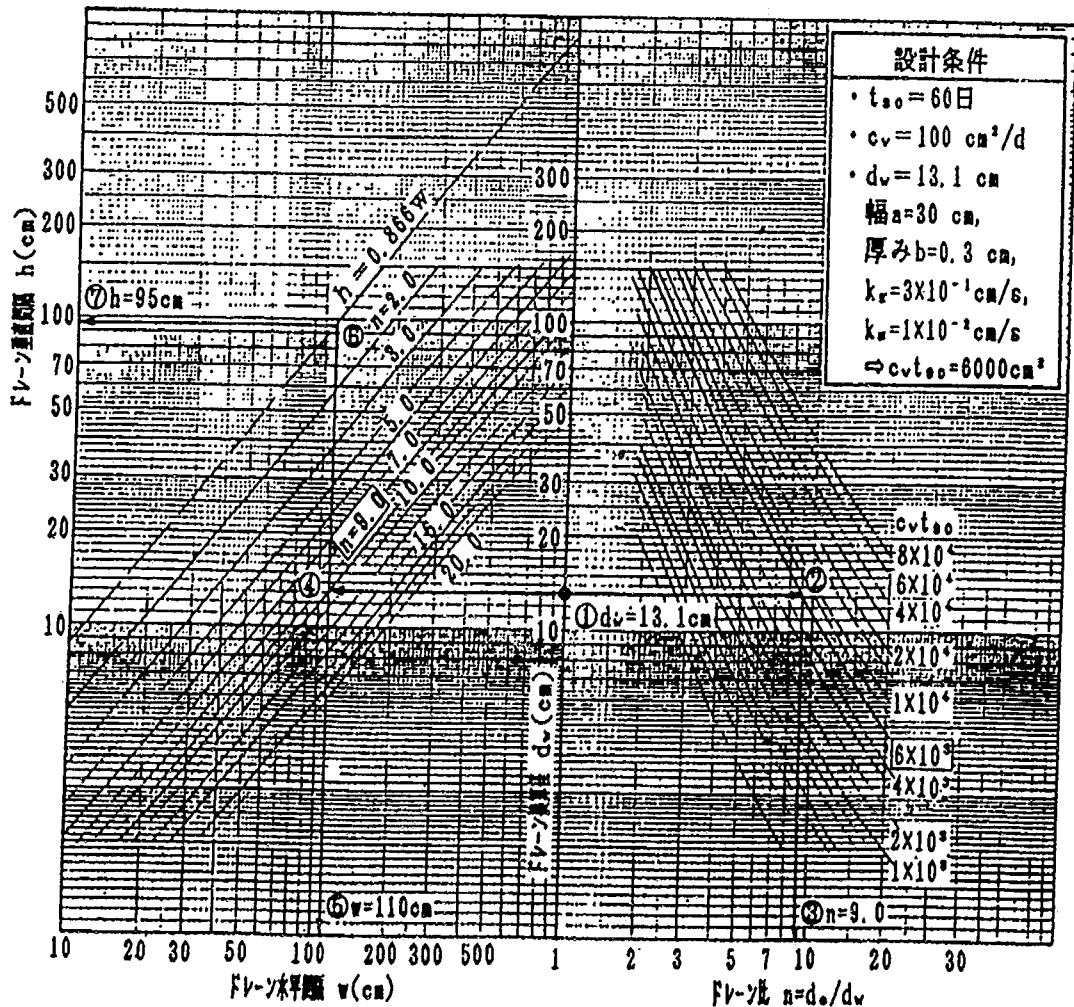


図-2・3・10 ジオテキスタイル配置設計チャート

(7) 現状の設計の考え方に関する検討課題

水平排水材としてジオテキスタイルを採用する場合、現状の設計の考え方に関する検討課題を以下に示す。

①ジオテキスタイルの透水性の考え方

ジオテキスタイルの透水性に関する設計は、盛土材からの圧密水を排水することに主眼をおいているが、長期的な排水効果（目詰まりや降雨水による盛土内浸透水の影響）も考慮した設計とすることが必要と思われる。

②排水距離が長い場合の透水性の考え方

プラスチックドレーンの長尺ものを用いる場合、最もウェルレジスタンスが発生しやすいため（圧密速度に影響を及ぼす）、ドレーン材の透水性能について吟味することが必要である。水平排水材についても、長尺の不織布を適用することがあるため、透水性能に対する評価も設計に取り入れるべきであると思われる。

③圧密促進に伴う強度増加の考え方

圧密促進に伴う強度増加の考え方として、ゾーン分けして強度定数を設定する場合と分割片ごとに強度定数を設定する場合があるが、確立された手法は現状ではない。そのため、事後調査で地盤強度の分布状況を把握し、設計の妥当性を検討することが必要と思われる。

④盛土材とジオテキスタイルの相関性

盛土材の物性（細粒分含有率、自然含水比、圧密特性など）に応じた最適なジオテキスタイルの仕様（透水性、敷設間隔など）を設定する。

⑤配置方法の考え方

ジオテキスタイルの配置として、全面敷設配置（トラフィカビリティの向上＋すべり破壊の防止効果）および帯状千鳥配置（経済性を重視し、圧密沈下促進のみを期待）の2通りがある。実績によると、不織布の配置は帯状千鳥配置がほとんどであるが、高含水比の粘性土を対象とする場合には十分な改良効果（圧密促進＋強度増加）が得られるかどうか確認する必要がある。

2) 陸上埋立における設計法の提案および試設計

(1) 設計法の提案について

本研究では、建設発生土を圧密促進の対象土としており、ジオテキスタイルを排水材として盛土中に敷設することにより、圧密を促進する方法を検討している。ジオテキスタイルを圧密促進材として用いる場合の従来の設計法については、1) にまとめられており、この設計法は建設発生土による盛土に対しても適用可能と考えられている。従って、現時点では1) にまとめられた従来の設計法を用いて、試設計を行うものとする。

(2) 試設計

ジオテキスタイルを排水材として盛土中に敷設した場合の盛土断面図を図-2・3・11のように想定する。試設計は、ジオテキスタイルを敷設しない場合とジオテキスタイルの配置方法を変化させた4ケースについて行った。以下、結果を示す。

①圧密沈下量の計算

・土質条件

圧縮指数 $C_c = 0.8$

初期間隙比 $e_o = 2.0$

単位体積重量 $\gamma_t = 1.4 \text{ tf/m}^3$

・埋土層厚 $H = 4.5 \text{ m}$

・上載荷重 $q = 6.3 \text{ tf/m}^2$ (サンドマット $\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、厚さ $h = 3.5 \text{ m}$)

上載荷重による沈下量を検討する。埋立土層の中心で計算すると

$$P_o = \gamma_t \times H / 2 = 3.15 \text{ tf/m}^2$$

$$\Delta P = q = 6.30 \text{ tf/m}^2$$

総沈下量は

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{C_c}{1 + e_o} \cdot H \cdot \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \\ &= \frac{0.8}{3.0} \times 450 \times \log \left(\frac{3.15 + 6.3}{3.15} \right) \\ &= 57 \text{ cm} \end{aligned}$$

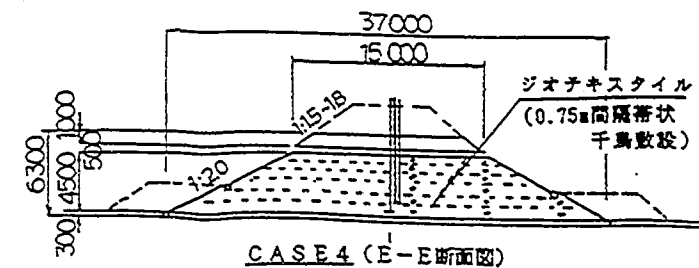
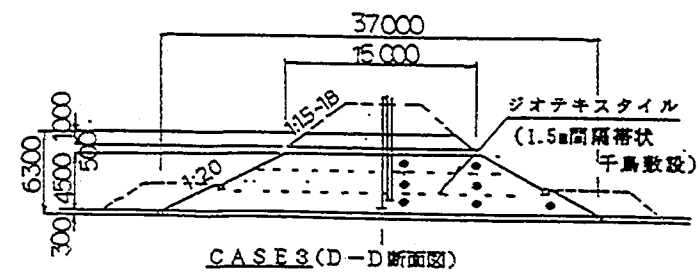
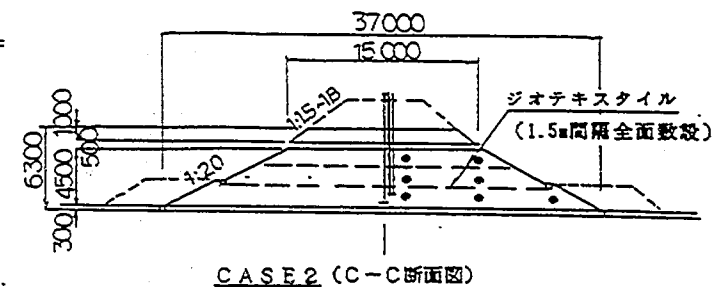
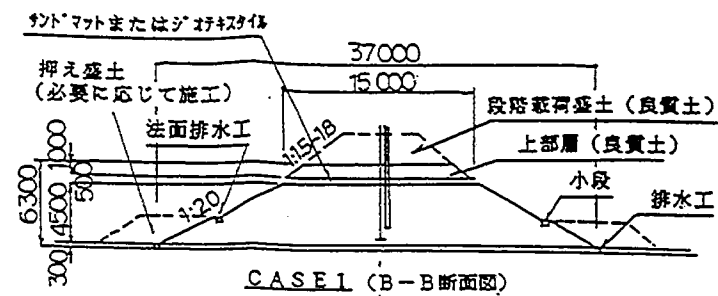
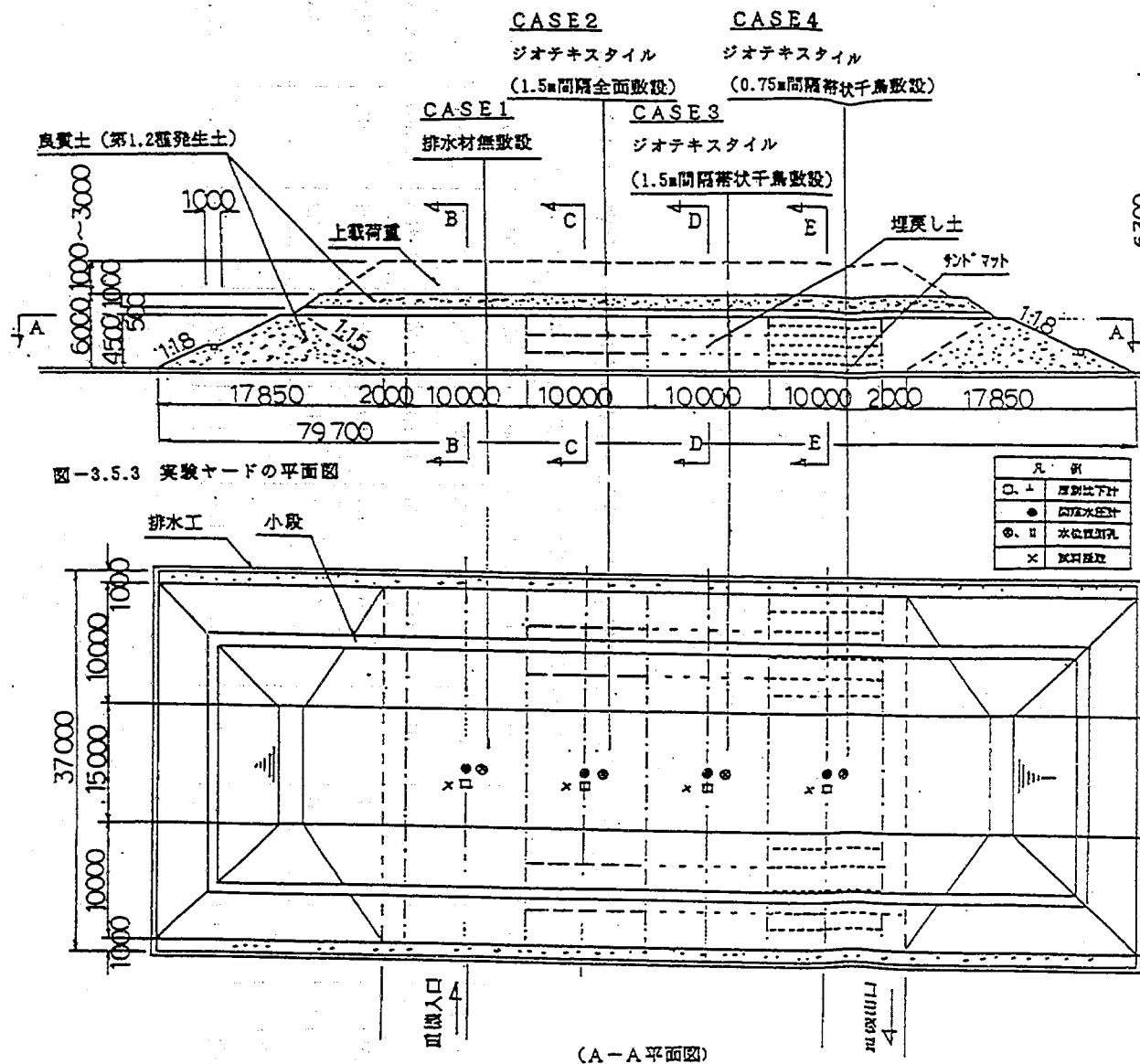


図-2・3・11 実物大実験の計画

②圧密沈下の時間的経過と強度増加

a. CASE1: 排水材無敷設、CASE2: ジオテキスタイル (1.5m間隔全面敷設) の場合

i) 圧密沈下の時間的経過

テルツァーギの1次元圧密理論の式を用いる。

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v}$$

ここに、 t : 所要の圧密に要する時間 (day)

T_v : 圧密度に応じた時間係数

H : 最大排水距離

CASE1: $H = 4.5 / 2 = 2.25 \text{ m}$

CASE2: $H = 1.5 / 2 = 0.75 \text{ m}$

C_v : 盛土材料の圧密係数 ($C_v = 100 \text{ cm}^2/\text{day}$)

ii) 強度増加の時間的経過

圧密による強度増加の検討は下式による。

$$C_u = C_{u0} + (\sigma_v - P_c) \cdot m \cdot U$$

ここに、 C_u : 計算に用いる粘着力

C_{u0} : 三軸UU試験から得られた粘着力

$C_{u0} = 1.0 \text{ tf/m}^2$

σ_v : 土被り圧

$\sigma_v = \gamma_s \times H / 2 + q = 9.45 \text{ tf/m}^2$

P_c : 締固めによる先行荷重

$P_c = \gamma_s \times H / 2 = 3.15 \text{ tf/m}^2$

m : 強度増加率

$m = 0.3$

U : 圧密度

以上により所定の圧密に要する時間および増加強度を求める。結果を表-3・3・3に示す。

表-2・3・3 圧密に要する時間および増加強度 (CASE1、CASE2)

圧密度U (%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
沈下量 (cm)	0	5.7	11.4	17.1	22.8	28.5	34.2	39.9	45.6	51.3
時間係数 T_v	0	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848
t	CASE1	0	4	16	36	64	100	145	204	287
日数	CASE2	0	0	2	4	7	11	16	23	32
粘着力 C_u (tf/m^2)	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7

b. CASE3 : ジオテキスタイル (1.5m間隔帯状千鳥敷設) 、CASE4 : ジオテキスタイル (0.75m間隔帯状千鳥敷設) の場合

i) 圧密沈下の時間的経過

・計算条件

盛土材料の圧密係数 $C_v = C_h = 100 \text{ cm}^2/\text{day}$

ドレーン材 : 不織布 幅 $a = 30 \text{ cm}$ 、厚み $b = 0.3 \text{ cm}$

ドレーン材の拘束条件下における透水係数 $k_g = 3 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$

サンドドレーンの透水係数 $k_s = 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

ドレーン材内の損失水頭を考慮した安全率 $F_s = 2.0$

以上より、ドレーン材の通水能力は

$$0h = k_g \cdot a \cdot b / F_s = 1.35$$

帯状ジオテキスタイルのドレーン換算径 d_w は

$$d_w = \sqrt{\frac{4 \cdot 0h}{\pi \cdot k_s}} = 13.1 \text{ cm}$$

(参考文献) 表-2.3.1の文献No 13

・計算方法

ジオテキスタイルの配置を正方形配置とすると、ドレーンの有効径 d_e は

$$d_e = 1.13 \sqrt{d \cdot h}$$

圧密度 U に応じた時間係数 T_h は

$$T_h = - \frac{F(n)}{8} \ln(1-U)$$

ここで、
$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

上式の結果を表-2.3.4に示す。

表-2.3.4 ドレーンの有効径 d_e と $F(n)$ との関係

	間隔(m)	$d_e(\text{cm})$	n	$F(n)$
CASE 3	1.50	169.5	12.9	1.824
CASE 4	0.75	84.7	6.5	1.173

圧密に要する時間 t は

$$t = \frac{T_h \cdot (d_e)^2}{C_v}$$

ii) 強度増加の時間的経過

圧密による強度増加の検討は a と同じ計算結果となる。

以上より所定の圧密に要する時間および増加強度を求める。結果を表-2・3・5に示す。

表-2・3・5 圧密に要する時間および増加強度 (CASE 3、CASE 4)

圧密度U (%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
沈下量 (cm)	0	5.7	11.4	17.1	22.8	28.5	34.2	39.9	45.6	51.3
時間係数 Th	0	0.024	0.051	0.081	0.116	0.158	0.209	0.276	0.367	0.525
t	CASE 3	0	7	15	23	33	45	60	79	105
日数	CASE 4	0	2	4	6	8	11	15	20	27
粘着力Cu (tf/m ²)	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7

各CASEの計算結果一覧を表-2・3・6に示す。

表-2・3・6 計算結果一覧表

圧密度U (%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
沈下量 (cm)	0	6	11	17	23	29	34	40	46	51
t	CASE 1	0	4	16	36	64	100	145	204	287
日数	CASE 2	0	0	2	4	7	11	16	23	32
	CASE 3	0	7	15	23	33	45	60	79	105
	CASE 4	0	2	4	6	8	11	15	20	27
粘着力Cu (tf/m ²)	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7

計算結果を図-2・3・12に示す。

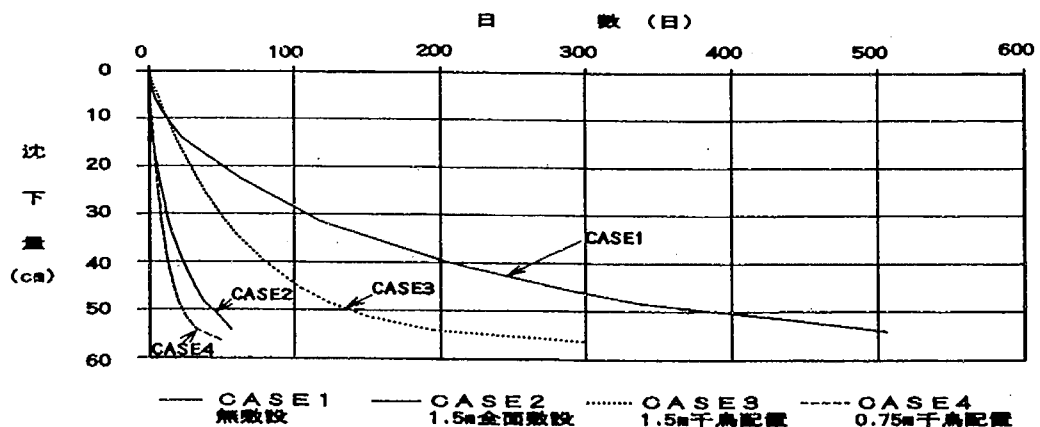


図-2・3・12 圧密沈下の時間的経過

CASE 1 : 排水材無敷設の場合には、90%圧密終了までに429日必要となった。これに対し、CASE 3 : ジオテキスタイルを排水材として1.5m間隔で带状千鳥配置で敷設した場合には、90%圧密終了までの日数が150日に短縮される結果となった。また、CASE 2 : ジオテキスタイルを排水材として1.5m間隔で全面敷設した場合とCASE 4 : ジオテキスタイルを0.75m間隔で带状千鳥配置に敷設した場合は、圧密沈下量と時間の関係がほぼ同様の結果となっている。

2-3-2 現場検証試験（その1）：施工性試験

1) 試験概要

試験施工箇所の平縦断面図を図-2・3・13に、また、盛土材の土質定数を表-2・3・7に示す。試験施工は、図-2・3・14に示すような実験手順で行った。盛立てのまき出し厚は30cmとし、施工機械は発生土が軟弱なため超湿地ブルドーザーを使用した。1層目の軟弱な現地発生土を敷き均した後、不織布を2m間隔で帯状に敷設し、その上にジオグリッド（TYPE2）を敷設した。ジオグリッドおよび不織布の物性値を表-2・3・8に示す。2層目の発生土まき出しは試験盛土と同じ高さの搬入用盛土から行った。

そのまき出しの際には、建設機械のトラフィカビリティー確保が問題となる。不織布の敷設による支持力増加を期待する場合、作用する引張力が不織布の設計引張強度内に収めることが必要である。そこで、生ずる引張力の大きさを確認するためにジオグリッドにはひずみゲージを取り付けた。測定は図-2・3・14に示すように、超湿地ブルドーザー（接地圧1.7tf/m²）および湿地ブルドーザー（同2.8tf/m²）を盛土中央に載荷し、ジオグリッドに生じるひずみの測定を行った。その後、2層目の敷均し、ジオグリッド（TYPE1）の敷設を行い、3層目は良質土を用いて施工した。

また、発生土の圧密脱水による強度発現状況を知るため、コーン貫入試験を行った。各層敷均し後のコーン指数は、第1層が0.6～1.8kgf/cm²、第2層が0.4～1.6kgf/cm²であった。その後、経時的にコーン指数を測定した。

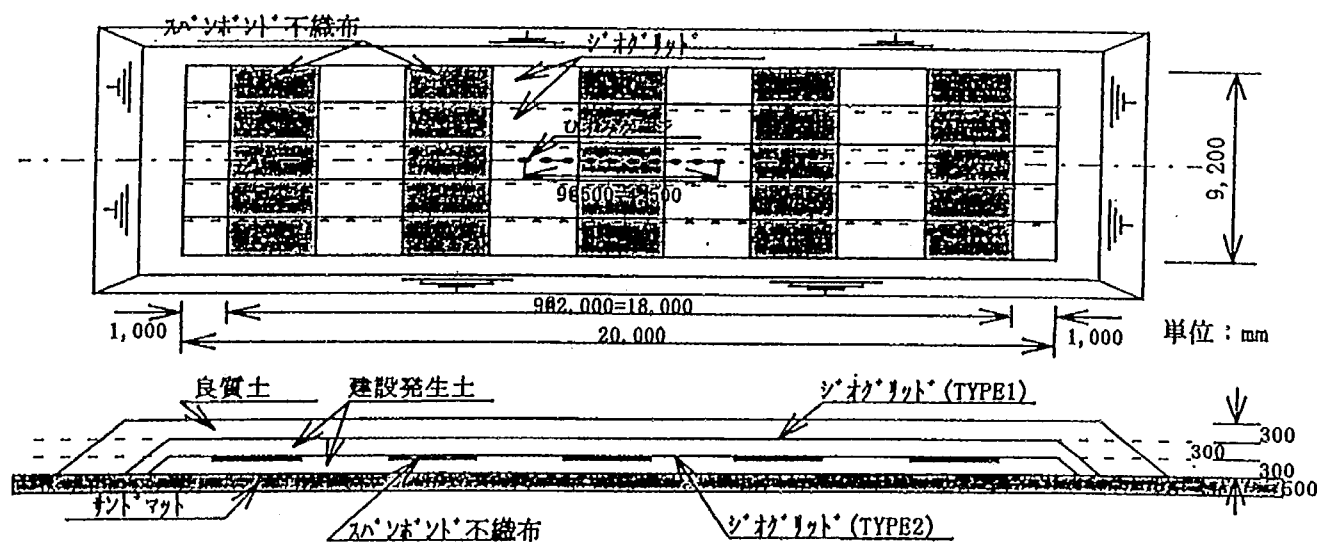


図-2・3・13 試験盛土の平縦断面図

表-2・3・7 盛土材の土質試験結果

土粒子の密度 (g/cm ³)	2.613
自然含水比 (%)	87.1
粒度組成 (%)	
砂分	15
シルト分	39
粘土分	46
液性限界 (%)	118.1
塑性限界 (%)	46.7
塑性指数	71.4

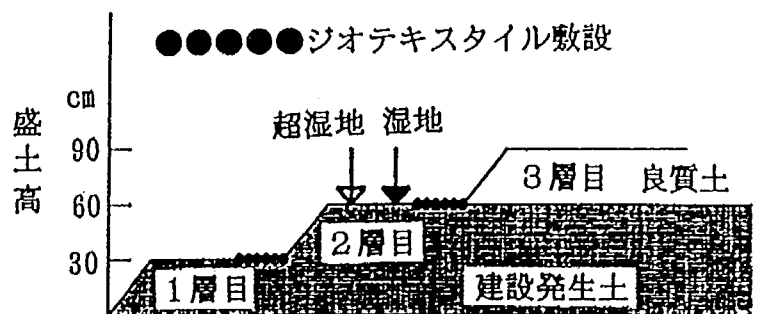


図-2・3・14 実験手順

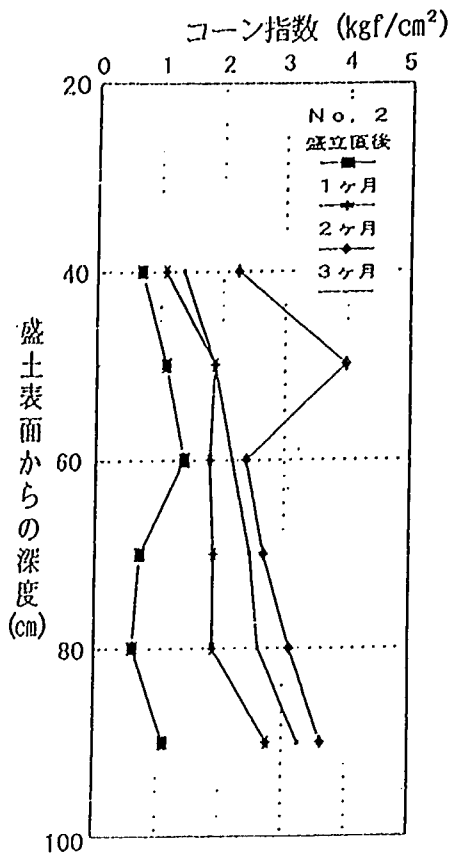


図-2・3・16 コーン貫入試験結果

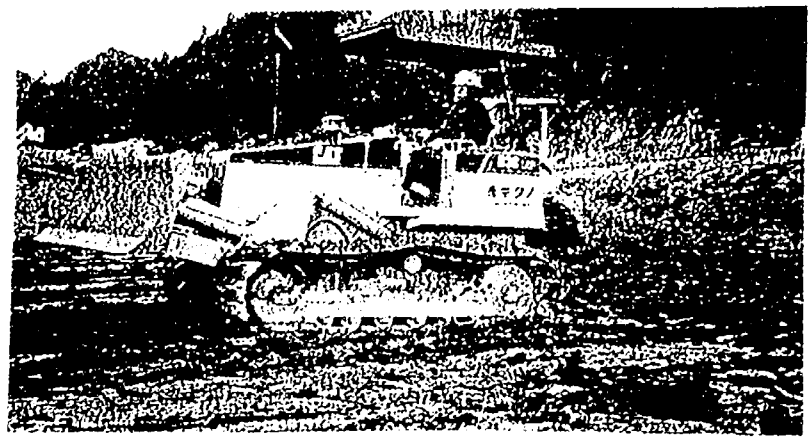


写真-2・3・3 ブルドーザー載荷状況（2層目上）

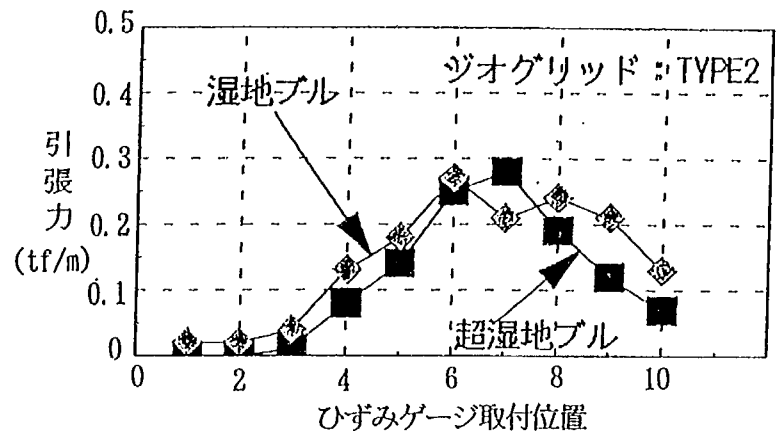


図-2・3・15 引張力分布図

(2) コーン指数について

図-2・3・16に盛り立てた土のコーン指数の経時変化を示す。なお、深度60cmに不織布が敷設されており、深度60cmから90cmまでが第1層、30cmから60cmまでが第2層である。第1層の強度増加が大きいのは上載荷重と基層のサンドマットの効果であると考えられる。盛り立て直後のコーン指数が1 kgf/cm²前後であったものが、第5週の時点で $q_c = 3.0$ kgf/cm²前後の第4種建設発生土程度までの強度に増加していることから不織布による圧密促進効果が表れているものと考えられる。なお、2ヶ月後でコーン指数が増加しているのは、測定日が冬期のため盛土の凍上によるものではないかと考えられる。

3) まとめ

- ①軟弱粘性土中に排水材を設置し盛り立てを行う場合、トラフィカビリティーが問題となる。今回は、搬入用盛土から履帯とジオグリッドの間にまき出し厚を保持しながらまき出し・敷均しを行うことによって支障なく施工できた。
- ②当試験施工においては、トラフィカビリティー確保のためスパンボンド不織布を全面敷設する場合、0.4 tf/m程度の引張力を許容引張力内で有する不織布が必要であった。
- ③排水材としてジオテキスタイル（スパンボンド不織布）を設置することにより、圧密促進によって発生土の強度は第4種建設発生土の土程度まで増加した。

2) 試験結果

(1) 施工法について

ジオテキスタイルを用いた盛土および地盤造成を行う場合、ジオグリッド上に直接建設機械が載ることが施工に支障をきたすかどうかが問題となる。そのため、ジオグリッド上に超湿地ブルドーザーおよび湿地ブルドーザーを載荷させた(写真-2・3・1)。その結果、どちらもジオグリッドのストランドが履帯の回転による巻き上げで潰れたり、または切断されたりしてこの施工法は不適切であった。

そこで、施工法を搬入用盛土から履帯とジオグリッドとの間にある程度のまき出し厚を保ちながらまき出し・敷均しを行うようにした。そのことにより盛り立てはブルドーザーの履帯のめり込みなどもなく、円滑に行うことができた(写真-2・3・2)。よってコーン指数 q_c が 1 kgf/cm^2 を下回るような低品質の発生土でも施工法の工夫により盛土材として使用できることがわかった。

また、ひずみの測定方法については所定の位置までゆっくりとブルドーザーを移動・停止させ、その直後にひずみの計測をすることとした。計測の方法は湿地ブル・超湿地ブルとも同様である。2層目まき出し終了後の超湿地(および湿地)ブルドーザーを中央に載荷した時(写真-2・3・3)の測定結果を図-2・3・15に示す。ひずみは中央よりやや右で最大となる引張ひずみが生じた。超湿地ブルと湿地ブルの違いは少なく、ほとんど同じ山型分布の引張が生じる傾向にある。接地圧の違いに関わらず、 $0.3\sim 0.4\text{ tf/m}$ の引張力が生じているのが計測された。したがって、今回の試験施工では、軟弱発生土の圧密促進に加えて、トラフィカビリティ確保のため不織布を敷設する場合、 0.4 tf/m 程度の引張力を許容引張力内で有する不織布が必要であることがわかった。

表-2・3・8 ジオテキスタイルの物性値

種類 名称	ポリマーグリッド		不織布
	TYPE 1	TYPE 2	
素材	ポリプロピレン	ポリプロピレン	ポリプロピレン
引張強度	(長手) 1.7 tf/m	(長手) 2.7 tf/m	(径) 30 kgf/5cm
	(横断) 3.0 tf/m	(横断) 3.7 tf/m	(径) 30 kgf/5cm
目合寸法	$28\times 40\text{ mm}$	$28\times 33\text{ mm}$	

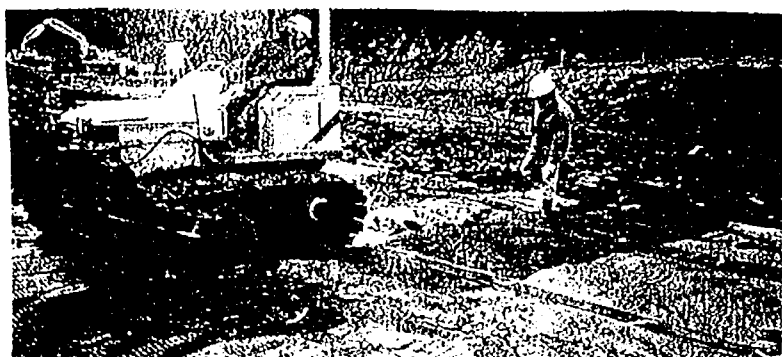


写真-2・3・1 超湿地ブルドーザー載荷状況



写真-2・3・2 発生土のまき出し、敷均し(2層目)

2-3-3 現場検証試験（その2）：圧密促進に関する現場試験

1) 目的

当該検証実験は、調整池構築工事に伴い発生する第4種以下の建設発生土を造成盛土の盛土材料として転用する現場において、以下に示す次項について検証・確認することを目的とする。さらに、検証実験から得られる結果をとりまとめ、設計・施工マニュアル作成時の基礎資料とする。

(1) 強度発現特性に関する調査

平成5年度に実施した室内での基準試験より、第4種以下の建設発生土で初期強度が0に近いものであっても、載荷すれば強度は発現することが確認された（土の種類によらず、強度増加率は $m = 0.2 \sim 0.3$ とほぼ一様の値が得られている）。

盛土施工段階、盛土完成直後、および盛土完了後定期的に土質調査（サウンディングおよびボーリングによる強度確認）を行い、経時的な深度方向の強度発現状況を確認する。

また、盛土完了後6ヶ月程度放置した時点で、当初設定した目標値（コーン指数 4 kgf/cm^2 以上）を満足するかどうかを確認する。

(2) 設計手法の確認（圧密促進効果の確認）

対象建設発生土に対する基本的な室内土質試験を行い、平成5年度に提案した設計手法に基づいて、水平排水材（排水機能を有するジオテキスタイル：スパンボンド不織布）の敷設間隔を算定する。

実際の現場に理論計算で得られた間隔でジオテキスタイルを敷設し、層別沈下板、地表面沈下杭および間隙水圧計などの計器を設置し、これらの観測計器より得られる実測値と室内試験結果より得られた理論値とを比較・検討することにより、提案した設計手法の適用性について検証する。

また、盛土完了後6ヶ月程度沈下観測を継続し、当初設定した目標値（残留沈下量 20 cm 以下）を満足するかを確認する。

2) 実験概要

調整池構築地点より発生する第4種以下の建設発生土を盛土材料として用いて、圧密促進に関する検証実験を行ったが、実験の概要を以下に示す。

実験工期：平成7年3月8日（水）～4月12日（水）（表-2.3.9参照）

実験場所：（株）大林組いわき工事事務所

福島県いわき市泉谷太田14-1

TEL (0246) 58-7428

3号調整池東側仮沈砂池横（図-2.3.17参照）

（ペーパードレーンおよびサンドマット施工済み）

実験規模：試験ヤード $35\text{m} \times 45\text{m} = 1575\text{m}^2$

1層まき出し厚さ $t = 50\text{cm}$ 、6層まき出し

ジオテキスタイル（①ブロックは既設盛土表面のみ敷設）

既設盛土表面

・スパンボンド不織布

全面敷設：ケース1～ケース4

2層目と3層目の間

・スパンボンド不織布

全面敷設：ケース2

千鳥配置：ケース3、ケース4

4層目と5層目の間

・スパンボンド不織布

全面敷設：ケース2

千鳥配置：ケース3、ケース4

プレロード盛土

ケース4に6層まき出し後 $t = 2\text{m}$ のプレロード盛土（良質土）を実施する。

図-2.3.17に試験ヤード位置図、図-2.3.18～2.3.19に試験ヤード平面図および試験盛土断面図を示す。

実験手順：図-2.3.20に実験のフローを示す。

表-2・3・9 現場検証実験実施工程表

[illegible]

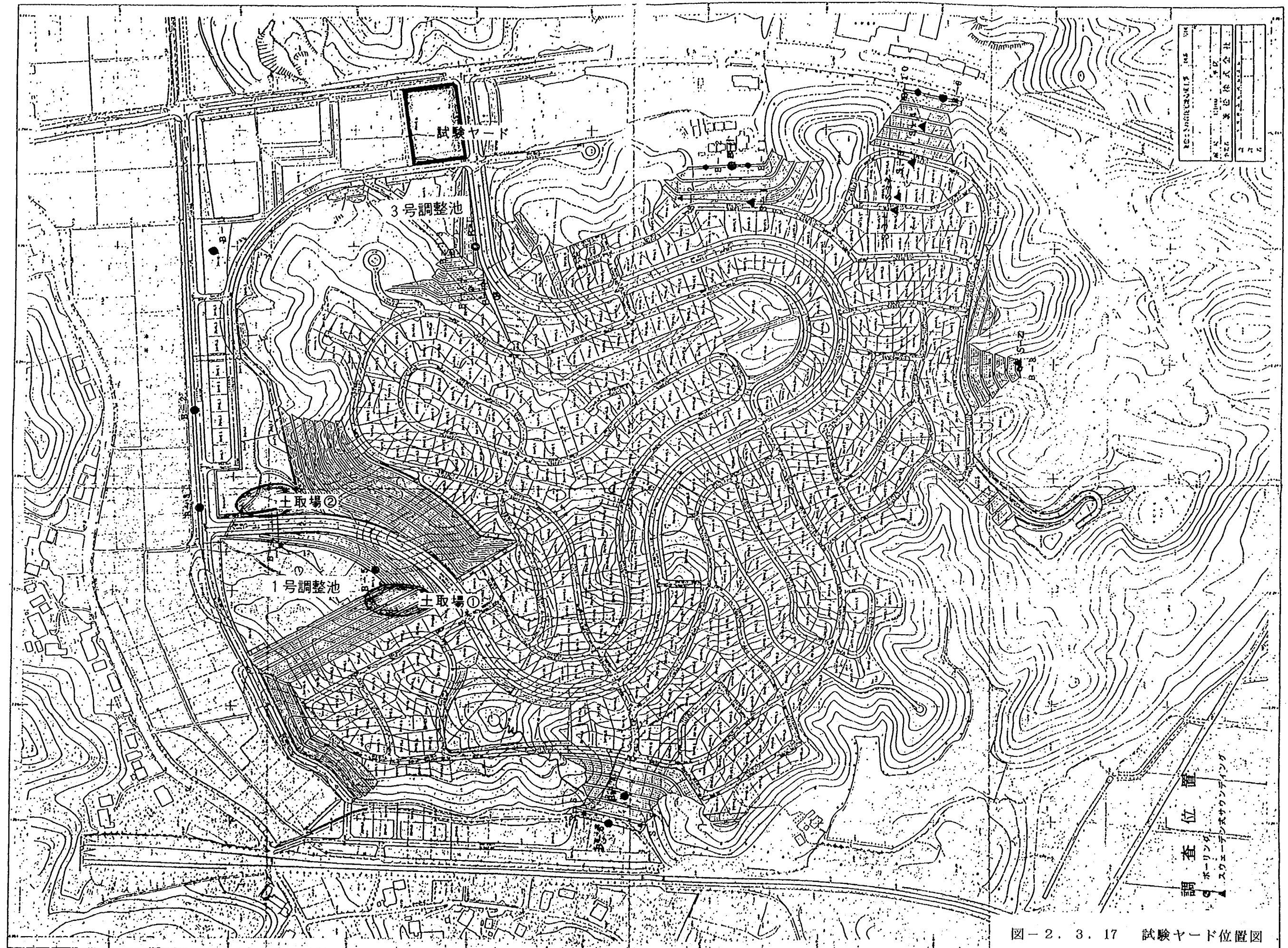
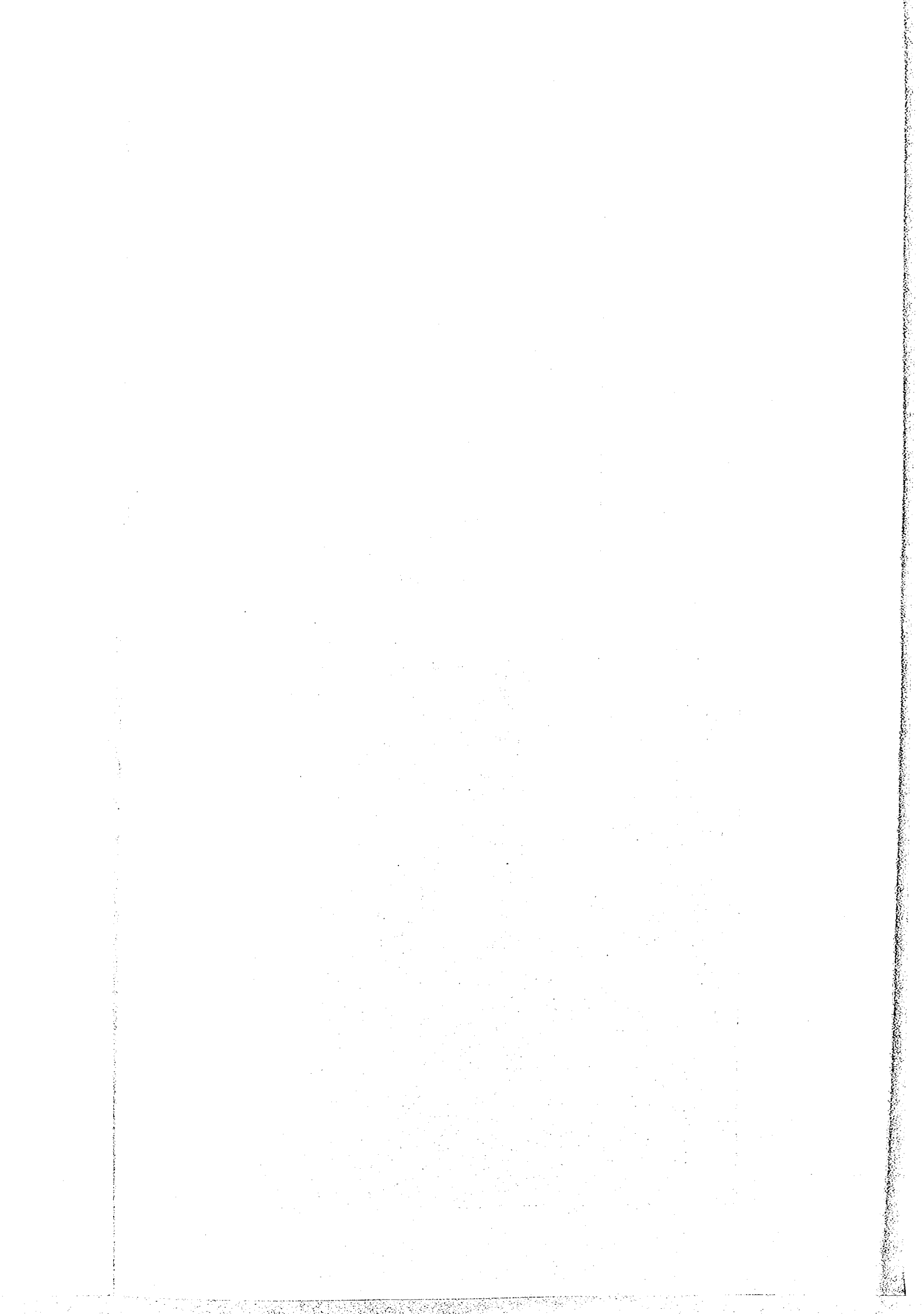


図-2.3.17 試験ヤード位置図



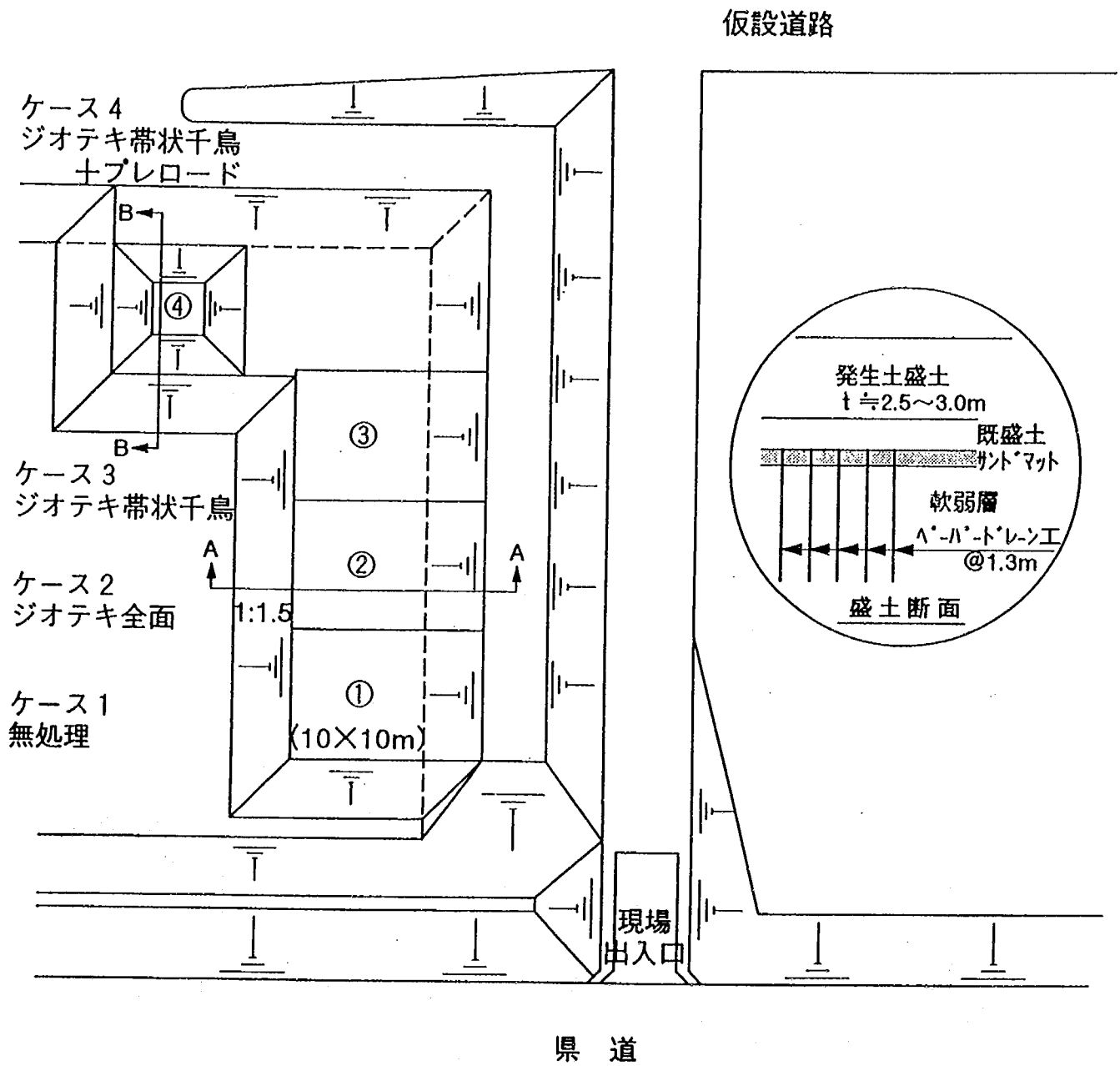
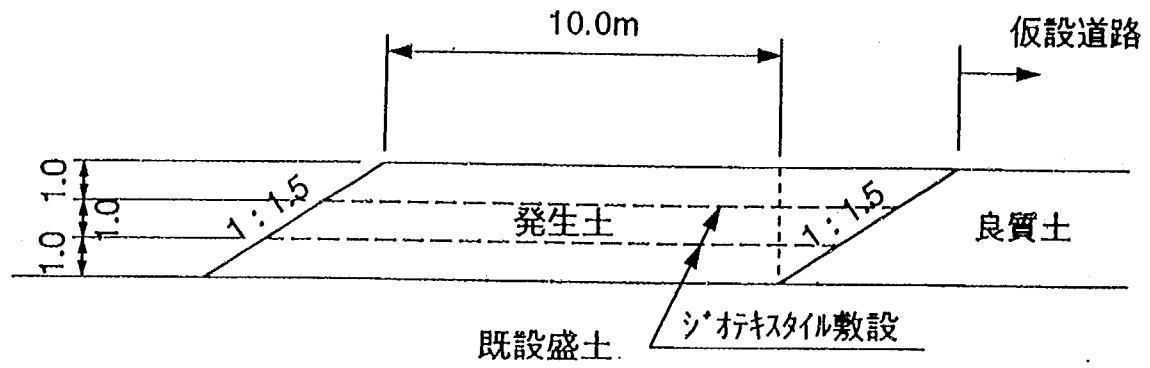


図 -- 2 . 3 . 18 施工性検証試験ヤード平面図 S=1:500

A-A 断面



B-B 断面

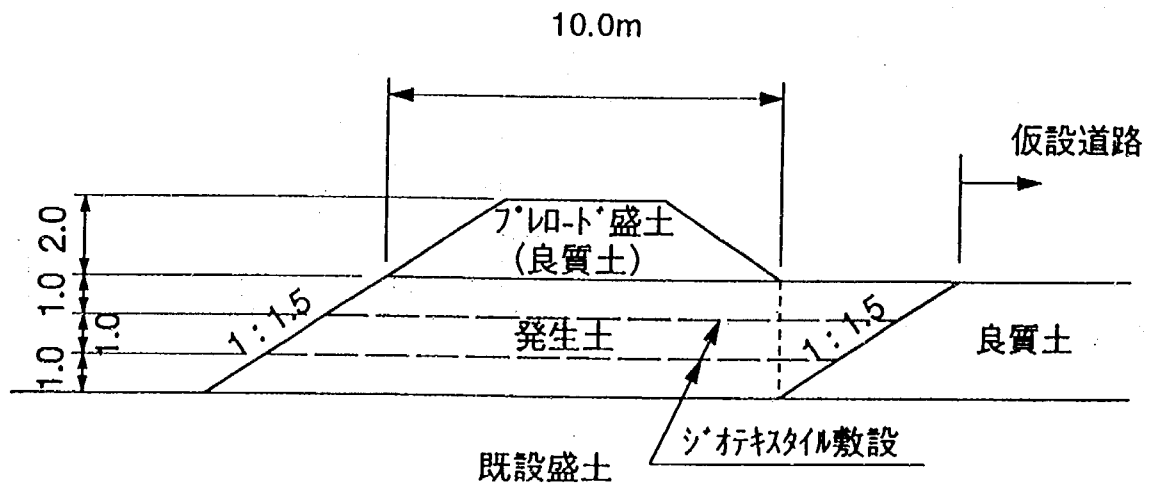


図 - 2 . 3 . 19 試験盛土断面図 S=1:200

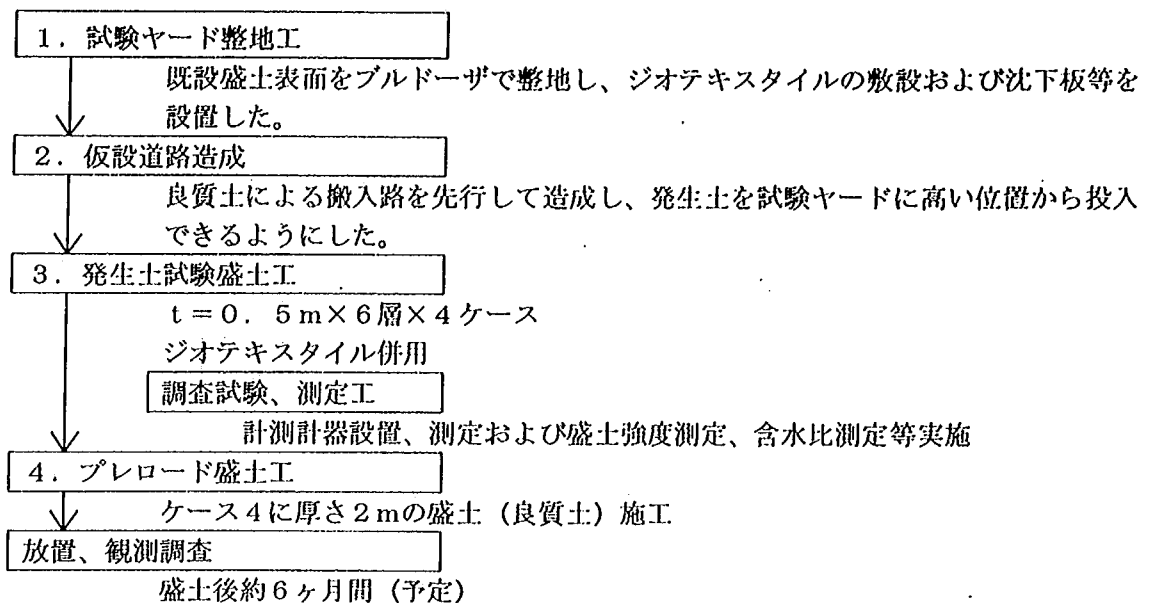


図-2・3・20 施工手順フロー

(1) 使用材料

①土質材料について

当該検証実験では、図-2・3・17に示すように1号調整池地点より発生する掘削土（建設発生土）を用いたが、掘削土の基本的な土質性状および地盤強度を把握するため、室内土質試験ならびに載荷試験を実施した。

表-2・3・10に室内土質試験結果を、表-2・3・11に載荷試験結果を示す。また、図-2・3・21にコン指数と載荷圧力の関係を示す。

表-2・3・10 室内土質試験結果

一般	湿潤密度	ρ_t	g/cm ³	—
	乾燥密度	ρ_d	g/cm ³	—
	土粒子の密度	ρ_s	g/cm ³	2.666
	自然含水比	w _n	%	47.5
	間隙比	e		—
粒度	礫分	2~75mm	%	0
	砂分	75μm~2mm	%	50
	シルト分	5~75μm	%	27
	粘土分	5μm未満	%	23
	最大粒径	mm		4.75
コンシステンシ特性	液性限界	WL	%	66.7
	塑性限界	WP	%	32.6
	塑性指数	IP		34.1
分類	分類名			粘土質砂
	分類記号			(SC)
三軸	試験条件			CU
圧縮	全応力	C	kgf/cm ²	0.11
		φ	度	19.6
圧密	圧縮指数	C _c		0.30
	圧密降伏応力	P _c	kgf/cm ²	0.55

表-2・3・11 載荷試験結果

測定項目	累 計 沈 下 量				
載荷圧力 (kgf/cm ²)	無載荷 *	0.2	0.4	0.8	1.6
一段 (mm)		5.10	3.89	3.73	3.89
二段 (mm)			6.67	6.84	6.32
三段 (mm)				10.31	10.11
四段 (mm)					14.30
投入時 p _t (g/cm ³)		1.734	1.757	1.730	1.726
含水比 (%)		47.8	47.8	47.8	47.8
γ _d (g/cm ³)		1.173	1.189	1.171	1.168
撤去時 p _t (g/cm ³)		1.767	1.780	1.800	1.837
含水比 (%)		45.8	43.2	42.1	41.6
γ _d (g/cm ³)		1.212	1.243	1.267	1.297
コーン指数 q _c (kgf/cm ²)	0.78	1.71	2.1	2.56	4.65
一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)		0.221	0.271	0.368	0.799

* : 土のう袋に入ったままの状態でのコーン貫入を行った。

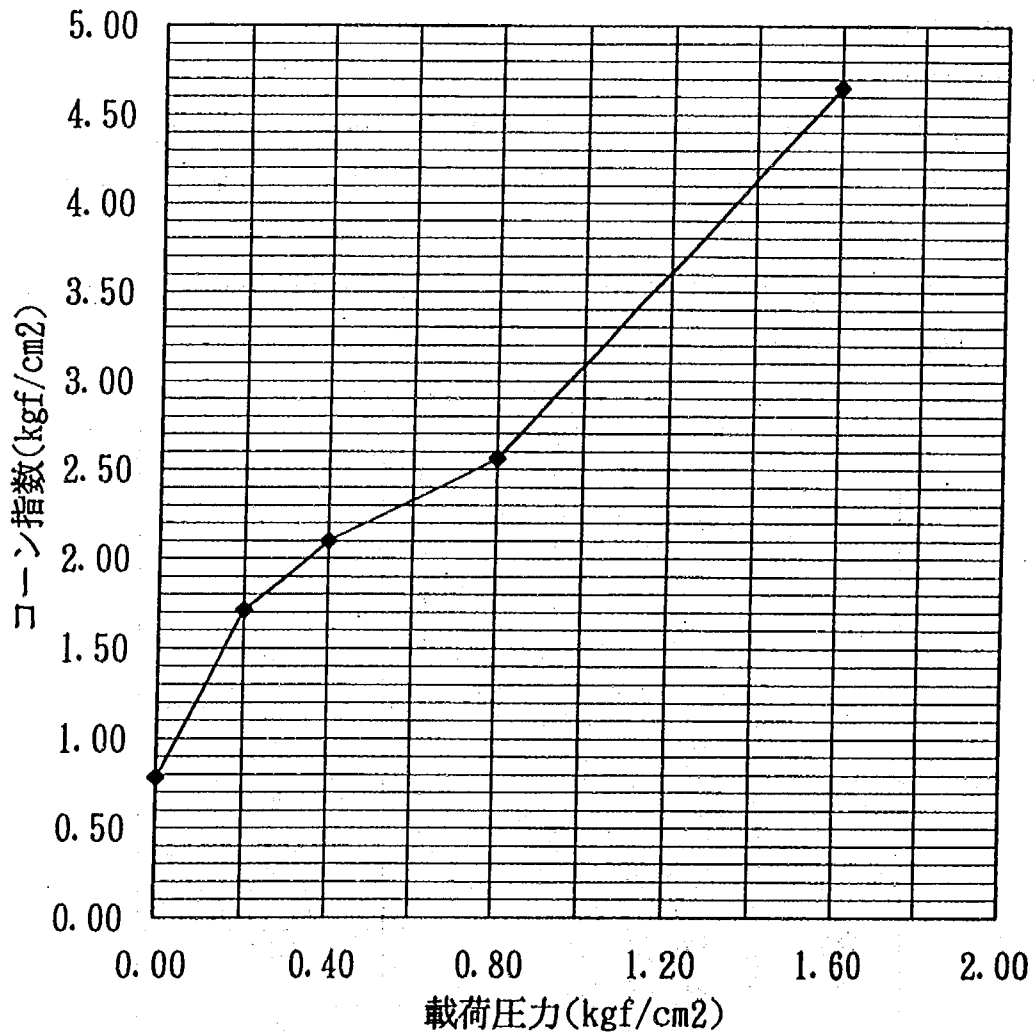


図-2・3・21 載荷圧力とコーン指数の関係

②ジオテキスタイルについて

当該検証実験に用いたジオテキスタイルの標準仕様を表-2・3・12に示す。

表-2・3・12 ジオテキスタイルの標準仕様

種 類	スパンボンド不織布		
素 材	ポリプロピレン		
目 付	300	g/m ²	
厚 さ	3.0	mm	
引張強度	(経)	80	kgf/5cm
	(ヨ)	80	kgf/5cm
伸 び	(経)	100	%
	(ヨ)	60	%
透水係数	(経)	1×10^{-1}	cm/s
	(ヨ)	1×10^{-2}	cm/s

(2) 施工数量

盛土数量の一覧を表-2・3・13に示す。

表-2・3・13 盛土数量一覧表

項 目	単 位	数 量	備 考
1. 試験ヤード整地	m ²	1575	35m×45m
2. 仮設道路造成	m ³	2420	平均値9.5m、延長70m ③④ブロック間の盛土含む
3. 発生土試験盛土工			
ケース1：無処理	m ³	533	t=0.5m×6層
ケース2：ジオテキ全面	m ³	435	t=0.5m×6層
ケース3：ジオテキ帯状千鳥	m ³	533	t=0.5m×6層
ケース4：ジオテキ帯状千鳥	m ³	630	t=0.5m×6層
4. プレロード盛土	m ³	116	④ブロック t=2m
5. プレロード盛土撤去工	m ³	116	④ブロック試験完了後

(3) 使用機械

現場検証実験に使用した施工機械の一覧表を表-2・3・14に示す。

表-2・3・14 使用機械一覧表

項 目	機 械	形式・仕様	台 数	備 考
1. 試験ヤード整地工	ブルドーザ	D50P	1	
2. 仮設道路造成工	油圧ショベル	0.7m ³ 級	1	
	ブルドーザ	D50P	1	
	ダンプトラック	11t級	2~3	
3. 発生土盛土工				
1) 掘削・運搬	油圧ショベル	0.7m ³ 級	1	
	ダンプトラック	11t級	2~3	
2) 盛土工	ブルドーザ①	D50P	1	接地圧 0.29 kgf/cm ²
	ブルドーザ②	D3C	1	接地圧 0.28 kgf/cm ²
3) のり面整形	油圧ショベル	0.7m ³ 級	1	
4. プレロード盛土工	油圧ショベル	0.7m ³ 級	1	
	ブルドーザ	D50P	1	
	ダンプトラック	11t級	2~3	
5. プレロード盛土撤去工	油圧ショベル	0.7m ³ 級	1	(予定)
	ブルドーザ	D50P	1	
	ダンプトラック	11t級	2~3	

(4) 実施工程

表-2・3・14に現場検証実験実施工程表を示す。

3) 水平排水材の設計

(1) 圧密沈下量の計算

盛土材を飽和粘土として圧密沈下量を検討する。

① ケース 1 ～ ケース 3 の沈下量

・土質条件

体積圧縮係数 $mv = 0.120 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ (平均圧密圧力 $p = 2.625 \text{ tf/m}^2$)

単位体積重量 $\gamma_t = 1.75 \text{ tf/m}^3$

(室内土質試験結果より)

・埋土層厚 $H = 3.0 \text{ m}$

・上載荷重 $q = 0 \text{ tf/m}^2$ (サンドマット $\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、厚さ $h = 0 \text{ m}$)

自重を圧密荷重と考え、沈下量を検討する。層の中心で計算すると

$$\Delta P = \gamma_t \times H / 2 + q = 2.625 \text{ tf/m}^2 = 0.262 \text{ kgf/cm}^2$$

総沈下量は

$$Sc = mv \cdot \Delta P \cdot H = 0.12 \times 0.262 \times 300 = 9.5 \text{ cm}$$

② ケース 4 の沈下量

・土質条件

体積圧縮係数 $mv = 0.082 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ (平均圧密圧力 $p = 6.225 \text{ tf/m}^2$)

単位体積重量 $\gamma_t = 1.75 \text{ tf/m}^3$

(室内土質試験結果より)

・埋土層厚 $H = 3.0 \text{ m}$

・上載荷重 $q = 3.6 \text{ tf/m}^2$ (サンドマット $\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、厚さ $h = 2 \text{ m}$)

自重+プレロードを圧密荷重と考え、沈下量を検討する。層の中心で計算すると

$$\Delta P = \gamma_t \times H / 2 + q = 6.225 \text{ tf/m}^2 = 0.622 \text{ kgf/cm}^2$$

総沈下量は

$$Sc = mv \cdot \Delta P \cdot H = 0.082 \times 0.622 \times 300 = 15.3 \text{ cm}$$

(2) 圧密沈下の時間的経過と増加粘着力の算定

①ケース1：無処理、ケース2：ジオテキスタイル（1.0m間隔全面敷設）の場合

a. 圧密沈下の時間的経過

テルツァーギの1次元圧密理論の式を用いる。

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v}$$

ここに、 t ：所要の圧密に要する時間（day）

T_v ：圧密度に応じた時間係数

H ：最大排水距離

ケース1： $H = 3.0 / 2 = 1.5 \text{ m}$

ケース2： $H = 1.0 / 2 = 0.5 \text{ m}$

C_v ：盛土材料の圧密係数（ $C_v = 95.8 \text{ cm}^2/\text{day}$ ）

b. 強度増加の時間的経過

圧密による強度増加の検討は下式による。

$$C_u = C_{u0} + (\sigma_v - P_c) \cdot m \cdot U$$

ここに、 C_u ：計算に用いる粘着力

C_{u0} ：三軸UU試験から得られた粘着力

$$C_{u0} = 1.1 \text{ tf/m}^2$$

σ_v ：土被り圧

$$\sigma_v = \gamma t \times H / 2 + q = 2.625 \text{ tf/m}^2$$

P_c ：締固めによる先行荷重（先行荷重が不明のため、ここでは考慮しない）

$$P_c = 0 \text{ tf/m}^2$$

m ：強度増加率

$$m = 0.3568$$

U ：圧密度

以上により所定の圧密に要する時間 t および増加粘着力 C_u を求める。結果を表-2・3・15に示す。

表-2・3・15 圧密に要する時間および増加強度（ケース1、ケース2）

圧密度 U (%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
沈下量 (cm)	0	0.9	1.9	2.8	3.8	4.7	5.7	6.6	7.6	8.5
時間係数 T_v	0	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848
日数	ケース 1	0	2	7	17	30	46	67	95	133
t (日)	ケース 2	0	0	1	2	3	5	7	11	15
粘着力 C_u (tf/m^2)	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.8	1.9

②ケース3：ジオテキスタイル（1.0m間隔帯状千鳥敷設）の場合

a. 圧密沈下の時間的経過

・計算条件

盛土材料の圧密係数 $C_v = C_h = 95.8 \text{ cm}^2/\text{day}$

平均拘束圧 $\sigma_v = 2.625 \text{ tf/m}^2$

ドレーン材：ジオテキスタイル（パンボンド不織布）幅 $a = 30 \text{ cm}$ 、厚み $b' = 0.3 \text{ cm}$

拘束圧下での厚さの保持率 75%より $b = 0.225 \text{ cm}$

ドレーン材の拘束条件下における透水係数 $k_g = 9 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$

（図-2.3.24～2.3.25参照）

サンドドレーンの透水係数 $k_s = 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

ドレーン材内の損失水頭を考慮した安全率 $F_s = 2.0$

以上より、ドレーン材の通水能力は

$$\theta h = k_g \cdot a \cdot b / F_s = 3.0375$$

帯状ジオテキスタイルのドレーン換算径 d_w は

$$d_w = \sqrt{\left(\frac{4 \cdot \theta h}{\pi \cdot k_s} \right)} = 19.7 \text{ cm}$$

（参考文献）表-2.3.1の文献No13

・計算方法

ジオテキスタイルの配置を正方形配置とすると、ドレーンの有効径 d_e は

$$d = h = 1.0 \text{ mより}$$

$$d_e = 1.13 \sqrt{(d \cdot h)} = 113.0 \text{ cm}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} = 5.7$$

ここで、圧密度 U に応じた時間係数 T_h は

$$T_h = - \frac{F(n)}{8} \ln(1-U)$$

但し、

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = 1.053$$

圧密に要する時間 t は

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{C_v}$$

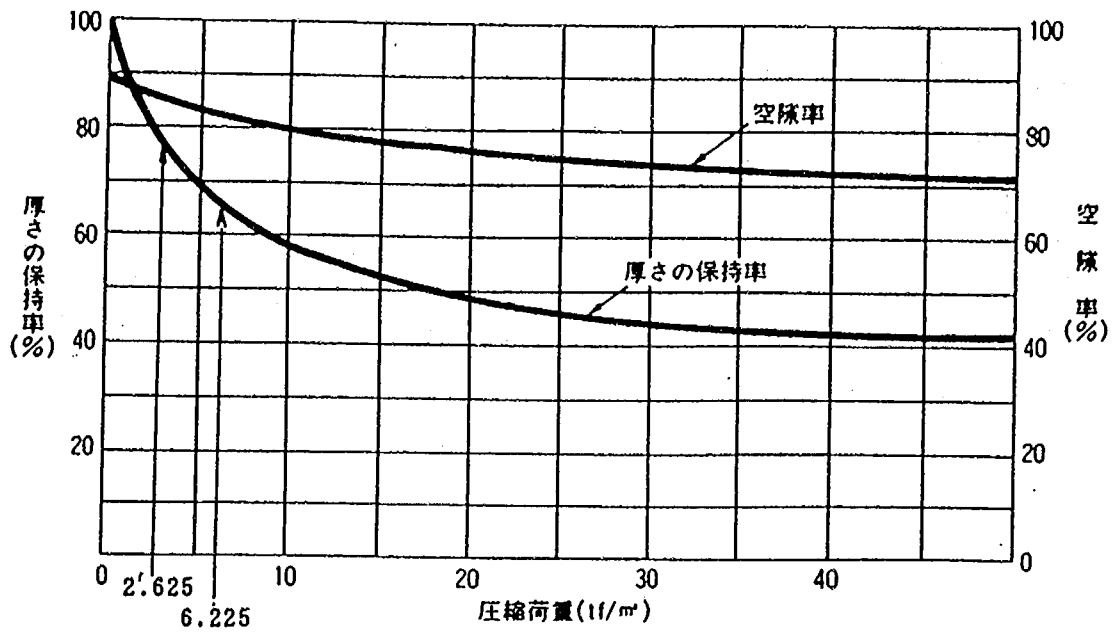


図-2・3・24 スパンボンド不織布の圧縮荷重による厚さと空隙率の変化

(注) 空隙率 = $\frac{V_r}{V_t} \times 100$
 V_r : タフネルEXの空隙部分の体積
 V_t : タフネルEXの体積

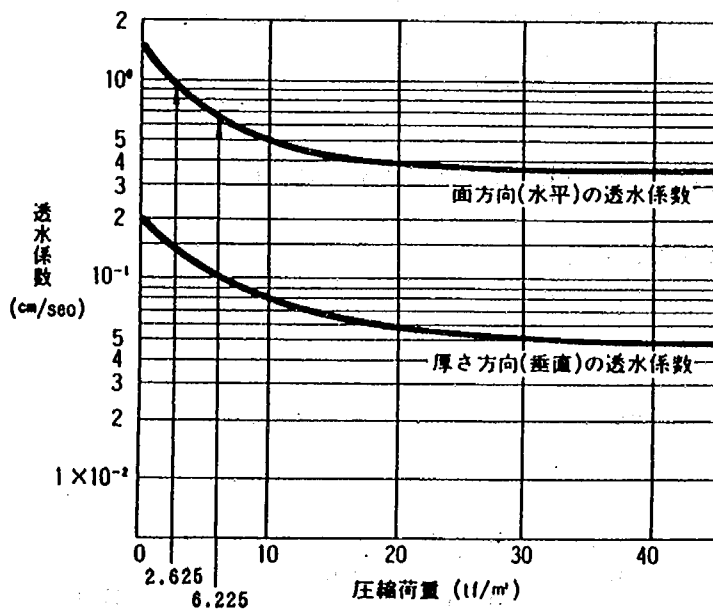
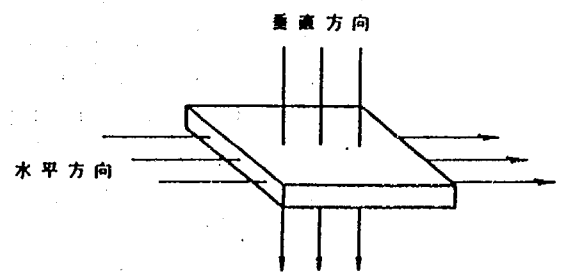


図-2・3・25 スパンボンド不織布の圧縮荷重下での透水係数の変化

スパンボンド不織布 技術資料<基礎編>より



スパンボンド不織布の厚さ(垂直)と面(水平)方向

b. 増加粘着力の時間的経過

圧密による強度増加の検討は①と同じ計算結果となる。以上より所定の圧密に要する時間 t および増加粘着力 C_u を求める。結果を表-2・3・16に示す。

表-2・3・16 圧密に要する時間および増加強度 (ケース3)

圧密度 U (%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
沈下量 (cm)	0	0.9	1.9	2.8	3.8	4.7	5.7	6.6	7.6	8.5
時間係数 T_h	0	0.014	0.029	0.047	0.067	0.091	0.121	0.158	0.212	0.303
日数 t (日)	0	2	4	6	9	12	16	21	28	40
粘着力 C_u (tf/m^2)	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.8	1.9

③ケース4：ジオテキスタイル (1.0m間隔帯状千鳥敷設) + プレロード (2.0m厚) の場合

a. 圧密沈下の時間的経過

・計算条件

盛土材料の圧密係数 $C_v = C_h = 95.8 \text{ cm}^2/\text{day}$

平均拘束圧 $\sigma_v = 6.225 \text{ tf/m}^2$

ドレーン材：ジオテキスタイル(ハンボント不織布) 幅 $a = 30 \text{ cm}$ 、厚み $b' = 0.3 \text{ cm}$

拘束圧下での厚さの保持率 65%より $b = 0.195 \text{ cm}$

ドレーン材の拘束条件下における透水係数 $k_g = 6.3 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$

(図-2・3・24～図-2・3・25参照)

サンドドレーンの透水係数 $k_s = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

ドレーン材内の損失水頭を考慮した安全率 $F_s = 2.0$

以上より、ドレーン材の通水能力は

$$\theta h = k_g \cdot a \cdot b / F_s = 1.84275$$

帯状ジオテキスタイルのドレーン換算径 d_w は

$$d_w = \sqrt{\frac{4 \cdot \theta h}{\pi \cdot k_s}} = 15.3 \text{ cm}$$

(参考文献) 表-2・3・1の文献No13

・計算方法

ジオテキスタイルの配置を正方形配置とすると、ドレーンの有効径 d_e は

$$d = h = 1.0 \text{ mより}$$

$$d_e = 1.13 \sqrt{d \cdot h} = 113.0 \text{ cm}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} = 7.4$$

ここで、圧密度 U に応じた時間係数 T_h は

$$T_h = - \frac{F(n)}{8} \ln(1-U)$$

$$\text{但し、} F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \cdot \ln n - \frac{3n^2-1}{4n^2} = 1.293$$

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{C_v} \quad (\text{圧密に要する時間 } t)$$

b. 強度増加の時間的経過

圧密による強度増加の検討は下式による。

$$C_u = C_{u0} + (\sigma_v - P_c) \cdot m \cdot U$$

ここに、 C_u : 計算に用いる粘着力

C_{u0} : 三軸UU試験から得られた粘着力

$$C_{u0} = 1.1 \text{ tf/m}^2$$

σ_v : 土被り圧

$$\sigma_v = \gamma t \times H / 2 + q = 6.225 \text{ tf/m}^2$$

P_c : 締固めによる先行荷重 (先行荷重が不明のため、ここでは考慮しない)

$$P_c = 0 \text{ tf/m}^2$$

m : 強度増加率

$$m = 0.3568$$

U : 圧密度

以上により所定の圧密に要する時間 t および増加粘着力 C_u を求める。結果を表-2・3・17に示す。

表-2・3・17 圧密に要する時間および増加強度 (ケース4)

圧密度 U (%)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
沈下量 (cm)	0	1.5	3.1	4.6	6.1	7.7	9.2	10.7	12.3	13.8
時間係数 T_v	0	0.017	0.036	0.058	0.083	0.112	0.148	0.195	0.260	0.372
日数 t (日)	0	2	5	8	11	15	20	26	35	50
粘着力 C_u (tf/m ²)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.4	2.7	2.9	3.1

④計算結果一覧

各ケースの計算結果一覧を表-2・3・18に示す。

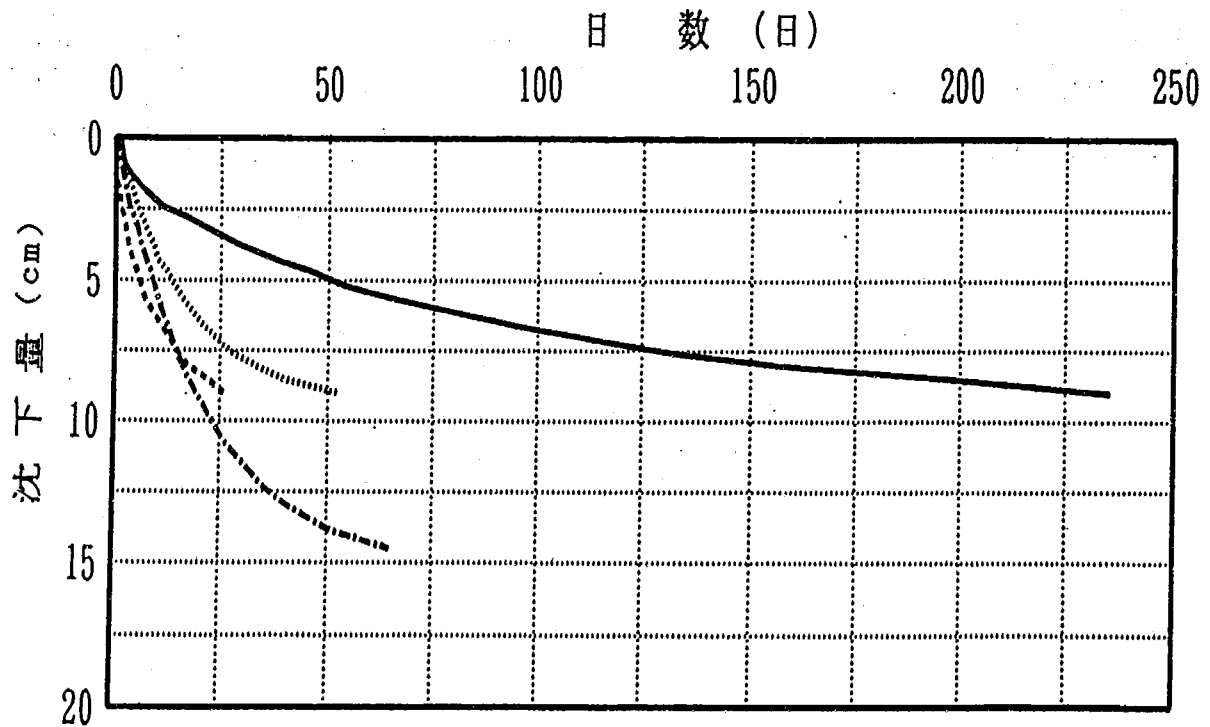
表-2・3・18 計算結果一覧表

圧密度U (%)		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
沈下量 (cm)		0	0.9	1.9	2.8	3.8	4.7	5.7	6.6	7.6	8.5
日数	ケース 1	0	2	7	17	30	46	67	95	133	199
t	ケース 2	0	0	1	2	3	5	7	11	15	22
(日)	ケース 3	0	2	4	6	9	12	16	21	28	40
粘着力Cu (tf/m ²)		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.8	1.9

ケース4

沈下量 (cm)	0	1.5	3.1	4.6	6.1	7.7	9.2	10.7	12.3	13.8
t (日数)	0	2	5	8	11	15	20	26	35	50
粘着力Cu (tf/m ²)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.4	2.7	2.9	3.1

計算結果を図-2・3・26に示す。



ケース1: 無処理 ケース2: 全面敷設 ケース3: 帯状千鳥 ケース4: 千鳥+7°レート

図-2・3・26 圧密沈下の時間的経過

4) 計測計画および計測経過

(1) 目的

現場実験において、試験盛土の圧密排水等に伴う盛土内の間隙水圧の変化や沈下状況を把握し、ジオテキスタイルによる圧密促進工法の効果および強度発現特性など、そのメカニズムを確認することを目的とした。

(2) 計測計画

①実験ケース

実験ケースは表-2・3・19に示すような4ケースとした。

- ・ケース1は、ジオテキスタイルを敷設しない。
- ・ケース2は、ジオテキスタイルを鉛直方向1 m間隔で、全面に敷設する。
- ・ケース3は、ジオテキスタイルを鉛直方向1 m間隔で、水平方向1 m間隔で敷設する。
- ・ケース4は、ジオテキスタイル敷設方法はケース3と同様であるが、盛土施工後、上部に高さ2 mのプレロード盛土を施工する。

表-2・3・19 実験ケース

ケース	ジオテキスタイル敷設条件	備 考
1	無敷設	高さ3 m、上部寸法10 m×10 m
2	全面敷設	ジオテキスタイルを全面に敷設する。鉛直間隔1 m
3	帯状千鳥敷設	帯幅30 cm、水平間隔1 m、鉛直間隔1 m
4	帯状千鳥敷設	同上、高さ2 mのプレロード盛土

②観測計器設置位置

主な観測計器は、

- a. 層別沈下板
 - b. 地表沈下杭
 - c. 間隙水圧計
- である。

図-2・3・27、2・3・28にそれぞれ計測計画平面図、断面図を示す。

各試験ケースは図-2・3・27に示すように隣接した4ブロックに分け、それぞれケース1、2、3、4の試験盛土とした。

なお、プレロード載荷盛土を実施したケース4は、その載荷盛土の隣接ケース3への影響を避けるためにケース3から離れた位置にした。

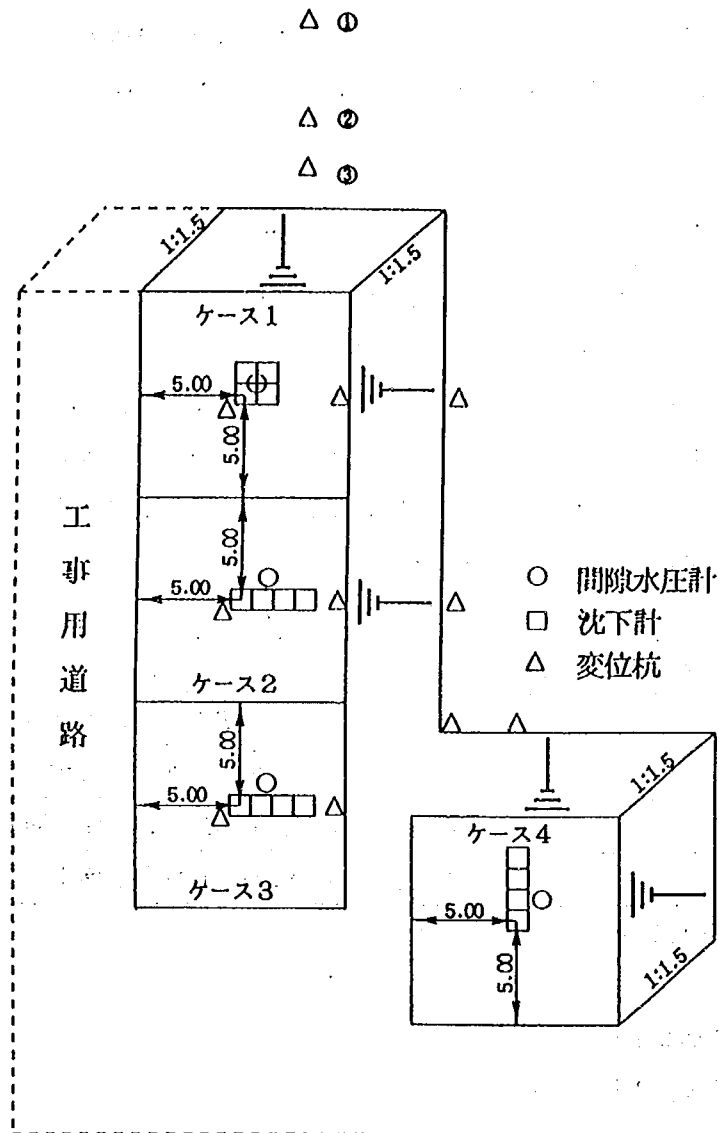


図-2・3・27 計測計画平面図

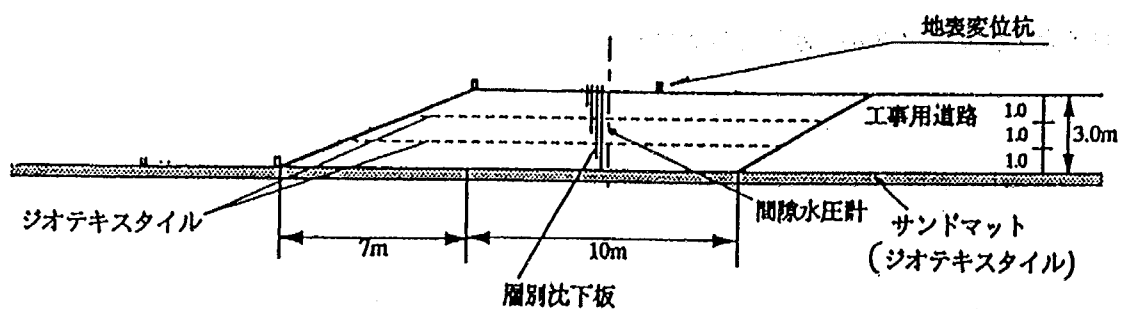


図-2・3・28 計測計画断面図

③数量

表-2・3・20に試験盛土における観測計器の種類と数量を示す。

表-2・3・20 試験盛土における観測計器の種類と数量

実験ケース	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	計	備 考
ジオテキスタイル敷設条件	無処理	全面敷設	帯状千鳥敷設	帯状千鳥敷設 +プレロード	—	敷設間隔は土質条件等により検討
観測計器	層別沈下板	盛土中 4	盛土中 4	盛土中 4	盛土中 4	16カ所
	地表変位杭	4本×1断面 = 4本	4本×1断面 = 4本	4本×1断面 = 4本	5本×1断面 = 5本	17本
	間隙水圧計	盛土中 1	盛土中 1	盛土中 1	盛土中 1	4個 容量 2.0kgf/cm ²

合計；層別沈下板：16カ所、地表変位杭：17本、間隙水圧計：4個

その他；データ自動収録器（データロガー）1台（間隙水圧計からのデータ収録）

④計測器設置方法

a. 層別沈下板

盛土を所定レベルに盛立てした後、設置位置周辺を整地し、砂を敷均し、沈下板を設置した。また、沈下板ロットと上部地盤との摩擦を避けるために塩ビ管でロットを保護した。

b. 間隙水圧計

盛土高さが間隙水圧計の設置レベルに達した後、間隙水圧計のフィルターの細粒分による目詰まりを防止する目的で、人力により直径約20cmの穴を開け、下部に砂を敷いた後、間隙水圧計を設置した。また、間隙水圧計の上部にも砂を被せた。

間隙水圧計のケーブルは塩ビ管を通して盛土上部に設置した。

写真-2・3・4～2・3・6に沈下板、写真-2・3・7に間隙水圧計設置状況を示す。

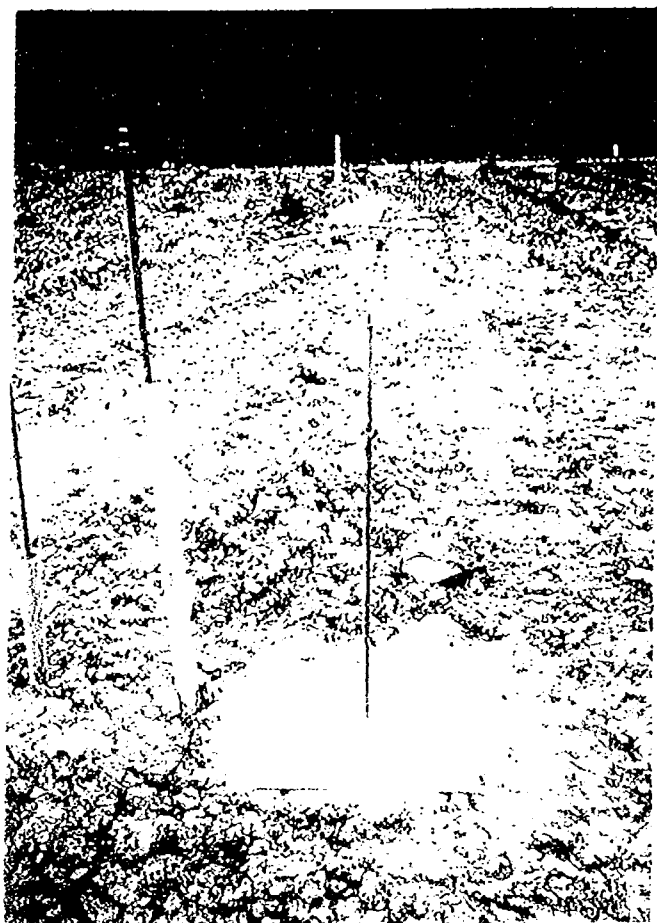


写真-2・3・4 沈下板設置状況



写真-2・3・5 沈下板ロット継足し



写真-2・3・6 沈下量計測状況



写真－ 2 ・ 3 ・ 7 間隙水圧計設置状況

(3) 計測経過

試験盛土施工後、計測を開始してから約1ヶ月半の計測結果を報告する。

① 沈下について

盛土体の沈下は層別沈下板により測定した。図-2・3・29に各沈下板の設置位置を示す。

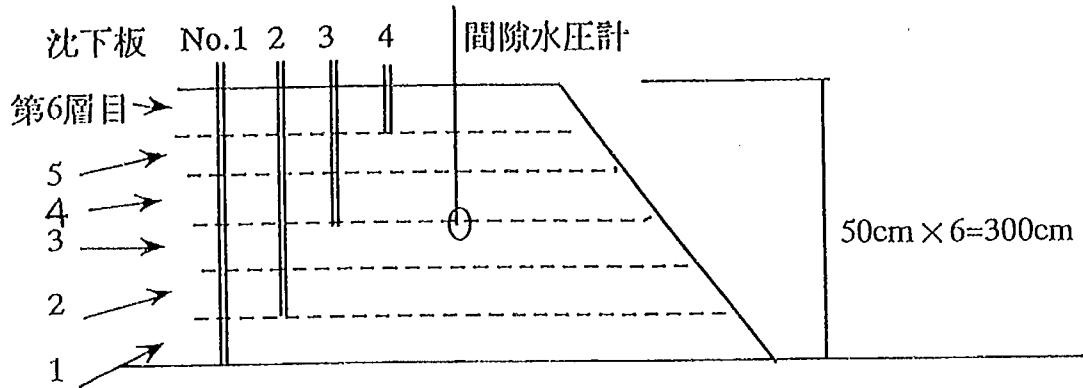


図-2・3・29 各沈下板の設置位置

各沈下板設置後からのデータを図-2・3・30～2・3・32に示す。

図-2・3・30は第1層目（沈下板No. 1とNo. 2との差）、図-2・3・31は第2と第3層目（沈下板No. 2とNo. 3との差）、図-2・3・32は第4と第5層目（沈下板No. 3とNo. 4との差）の沈下曲線である。また、図-2・3・33に全層の沈下曲線を示す。

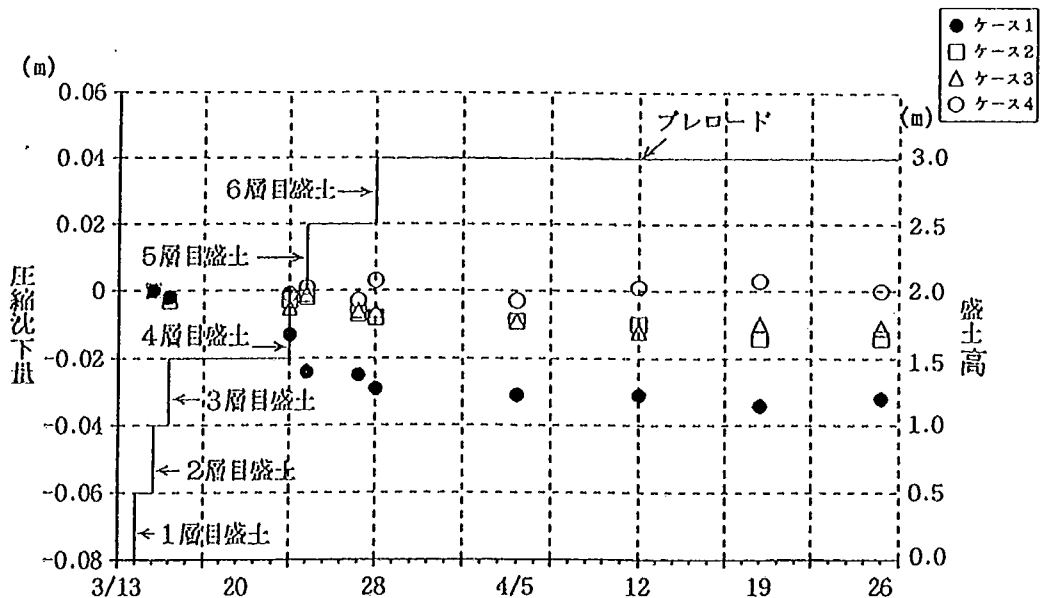


図-2・3・30 第1層目の沈下曲線

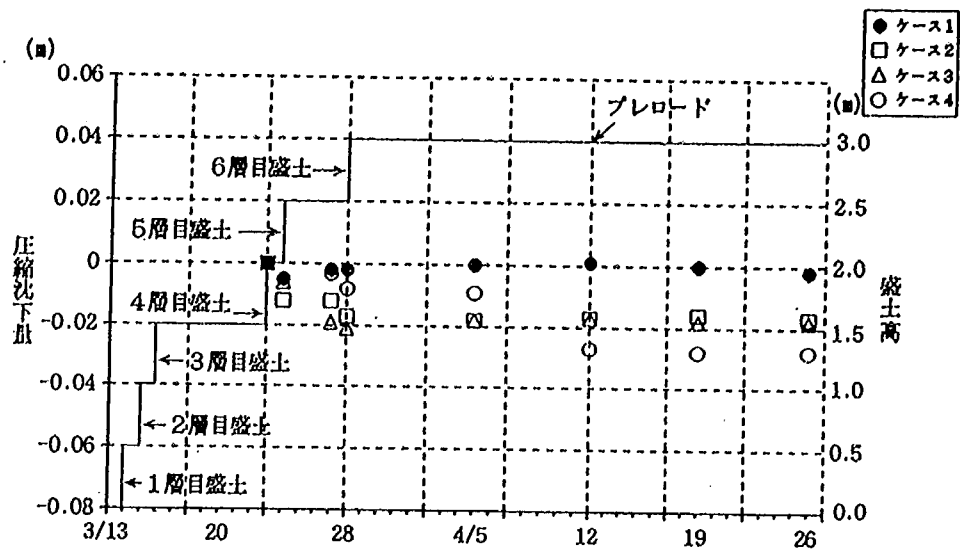


図-2・3・31 第2と第3層の沈下曲線

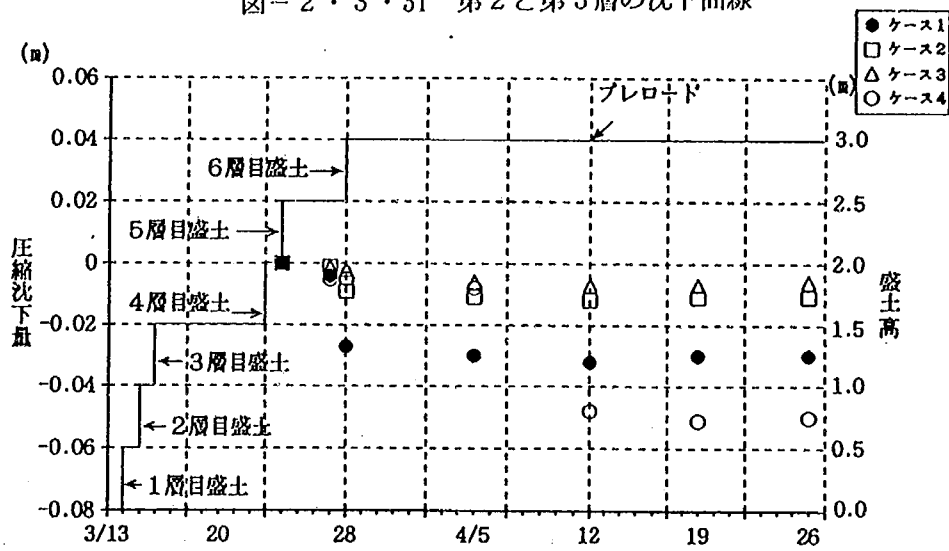


図-2・3・32 第4と第5層の沈下曲線

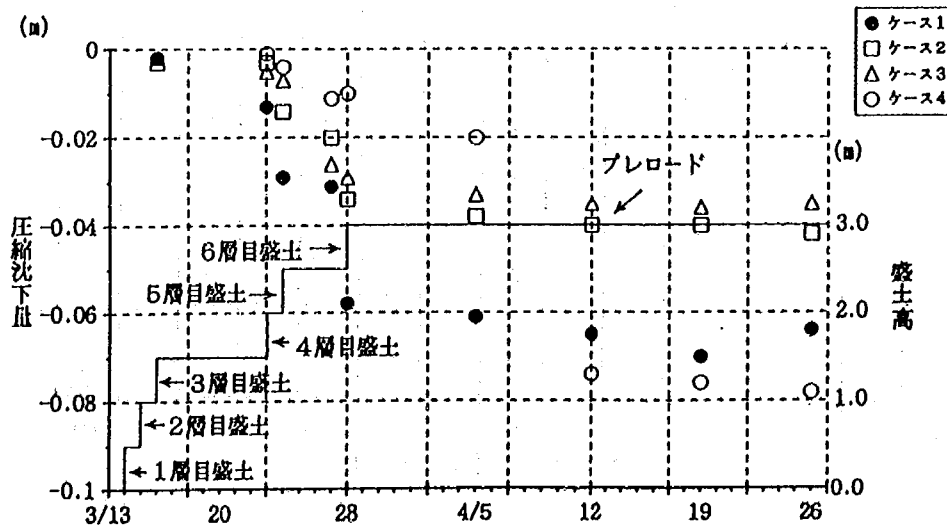


図-2・3・33 全層の沈下曲線

全層の沈下曲線を盛立て完了後を原点 ($t = 0$ 、沈下量 = 0) として示したものが図-2・3・34である。

全層の沈下量はばらつきがあり、各ケースの沈下の差が明らかでない。しかし、全体の傾向として、ケース1、2、3では、盛土終了後約3週間まで、およそ5～10mm沈下した後、ほぼ一定となった。

また、ケース4ではプレロード施工後、盛土が急に沈下した後、沈下速度が減少したものの、まだ継続している。

以上の結果から、次のことが考察される。

- ケース1との比較からジオテキスタイルの敷設による（圧密）沈下促進効果は見られない。これは、地盤が完全に飽和せず、ジオテキスタイルの排水機能が果たされていないためと考えられる。
- aの理由によりジオテキスタイルの敷設方法（全面または千鳥）による排水効果の違いも見られない。
- 一方、ケース4はプレロード载荷により地盤が飽和状態に近づき、ジオテキスタイルによる圧密排水・圧密促進効果が発揮されたものと考えられる。

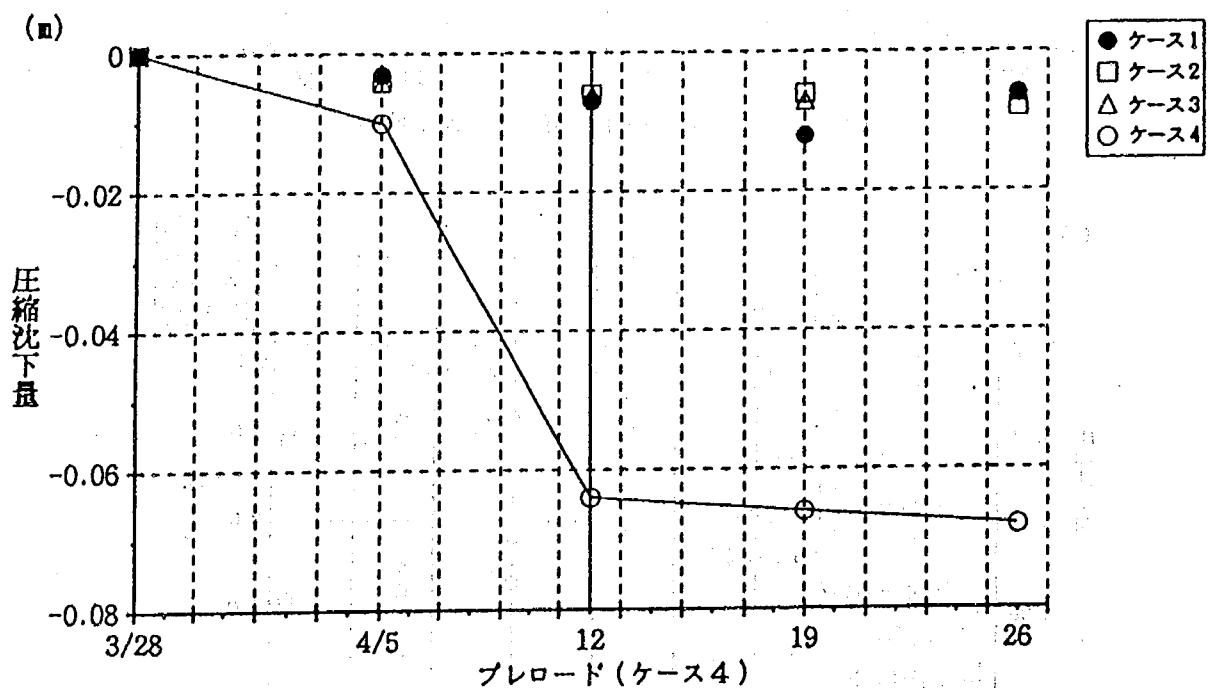


図-2・3・34 全層の沈下曲線（盛立て後を原点とした場合）

②間隙水圧について

図-2・3・35に間隙水圧の経時変化を示す。

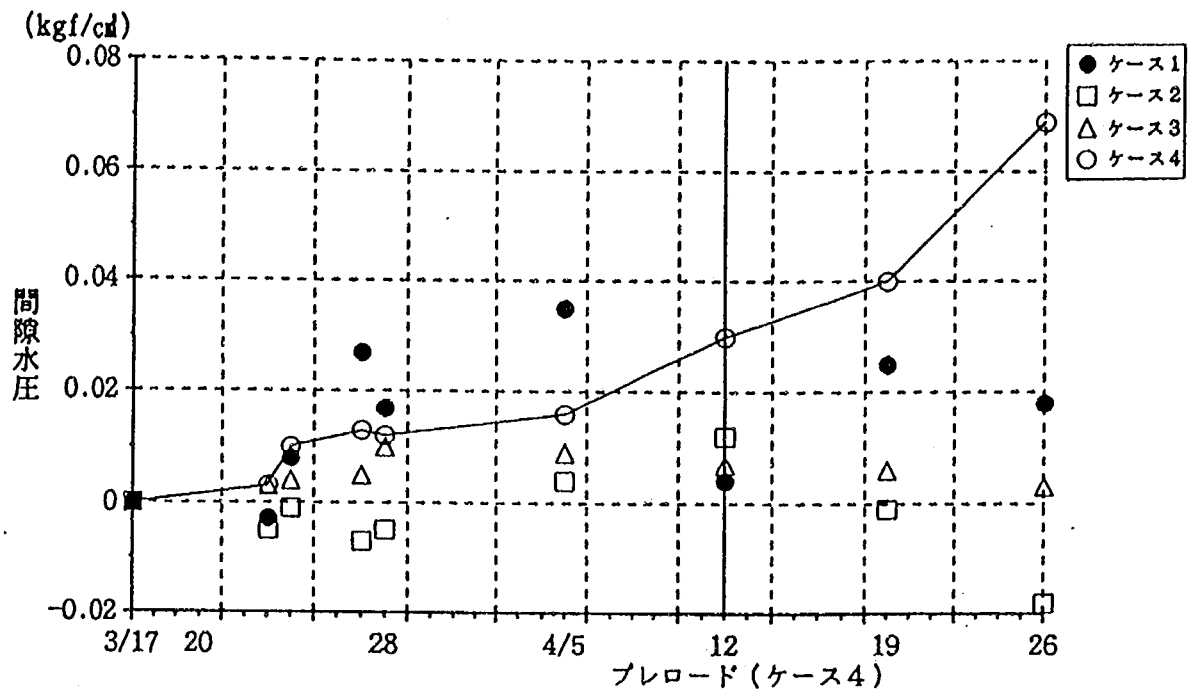


図-2・3・35 間隙水圧の経時変化

ケース1、2、3の間隙水圧は盛土施工中および終了後約10日まで増加し、その後は一定または逆に減少する傾向を示す。また、同様な経過期間において、無処理のケース1の間隙水圧は他のケース2、3より大きい。

ケース4の間隙水圧はプレロード載荷後、ほぼ直線的に増加し、載荷約35日目において間隙水圧 $U = 0.07 \text{ kgf/cm}^2$ まで達した。これは、プレロードにより地盤がほぼ飽和な状態に近づき、上載荷重による過剰間隙水圧が発生したものと考えられる。

以上のように今回使用した、不飽和と思われる地盤において、ジオテキスタイルの敷設（全面、帯状千鳥）のみでは圧密促進効果がほとんど期待できず、プレロードによる地盤飽和・圧密沈下を促進することが重要であると考えられる。

今後、さらに多くの沈下及び間隙水圧のデータを収集・分析するとともにコーン貫入試験など、他の試験結果から総合的に評価する必要があると考えられる。

5) 土質調査および土質試験結果

(1) 目的

ジオテキスタイルの排水機能による盛土の強度増加特性等を把握することを目的として、施工中、盛立て直後および2ヶ月後に土質調査および土質試験を実施する。

(2) 調査計画

①盛土施工中（盛土 50cm/1層×6層=3.0m）

・コーンペネトロメーターによる貫入試験

測定頻度：各層まき出し終了時（夕方）および翌朝の2回

測定位置：2カ所/1ケース（盛土中央部）

測定深度：50cm（測定間隔10cm）

・含水比試験

測定時：各層まき出し中間時（昼休み）

測定位置：盛土中央部 2カ所/1ケース

・現場密度試験

測定時：各層まき出し終了時（但し、2、4、6層目のみ実施）

測定位置：盛土中央部 2カ所/1ケース

②盛立て直後および2ヶ月後

・オランダ式二重管コーン貫入試験

測定位置：盛土中央部 2カ所/1ケース

（同時にコーンペネトロメーターによる貫入試験も実施）

・試料採取

採取深度：各ケースとも0.5～1.0m及び1.5～2.0mの2深度

室内試験：各試料に対して密度、比重、含水比、一軸圧縮強度及び圧密試験

(3) 試験結果

盛土施工中、盛立て完了直後および2ヶ月後の試験結果を以下に示す。

①土質試験結果

図-2.3.36に盛立て完了直後と2ヶ月後の土質試験結果一覧表を示す。

②コーン貫入試験結果

図-2.3.37～2.3.40に各ヤードの施工中、盛立て完了直後及び2ヶ月後のコーン貫入試験結果を示す。ただし、施工中は、コーンペネトロメーターによる試験結果で、盛立て完了直後は、オランダ式二重管コーン貫入試験の結果、2ヶ月後は、その両方の試験の結果である。これらより、いずれのヤードにおいても施工中から盛立て完了直後にかけては、約10kgf/cm²程度までの強度増加がみられるが、盛立て直後からその2ヶ月後では、目立った増加はみられない。また、ジオテキスタイルの敷設方法等を変化させた試験条件による差違は、認められない。

③含水比試験結果

図-2・3・41～2・3・44に各ヤードの施工中、施工1日後、盛立て完了直後、2ヶ月後の含水比を示す。これらの図からは、各ヤードとも施工時期による含水比の変化はみられず、また、試験条件による差違も現れていない。

④密度試験結果

図-2・3・45～2・3・48に各ヤードの施工中、施工1日後、盛立て完了直後、2ヶ月後の密度試験結果を示す。これらの図からは、各ヤードとも施工時期による密度の変化はみられず、また、試験条件による差違も現れていない。

(4) まとめ

各ヤードともコーン貫入試験の結果によると施工中と盛立て完了直後とでは、強度増加はみられるものの、強度増加に伴う含水比、密度の変化は明確には判断できない。また、試験条件による違いも現れていない。さらに、2ヶ月後の試験結果をみても、各ヤードとも経時的変化はみられず、試験条件による違いも現れていない。

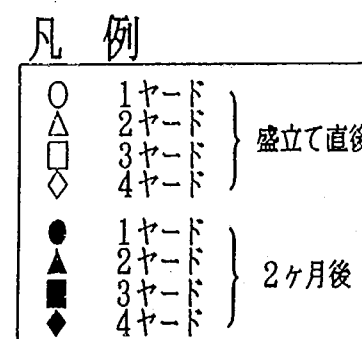
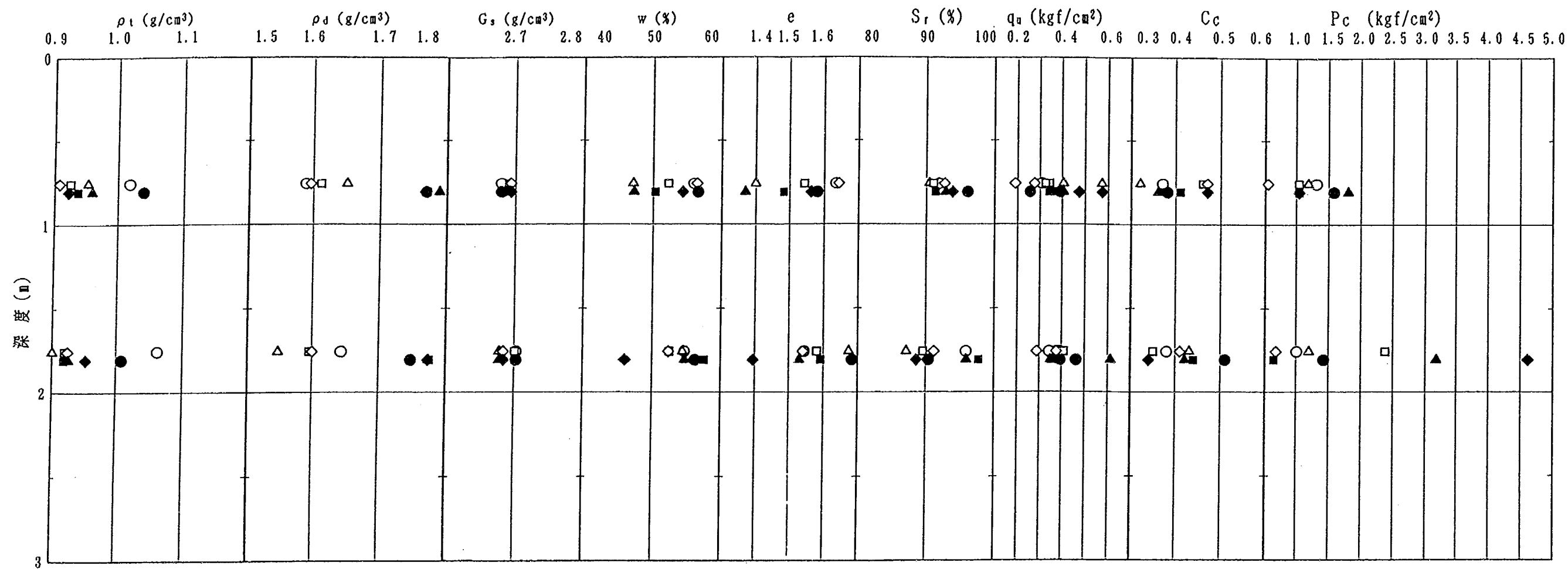


図 - 2. 3. 36 土質試験結果一覧

- 凡 例
- コーンペネトロ
メーター
 - 施工中
 - 2ヶ月後
 - オランダ式2重管
コーン貫入試験
 - 盛立て直後
 - 2ヶ月後

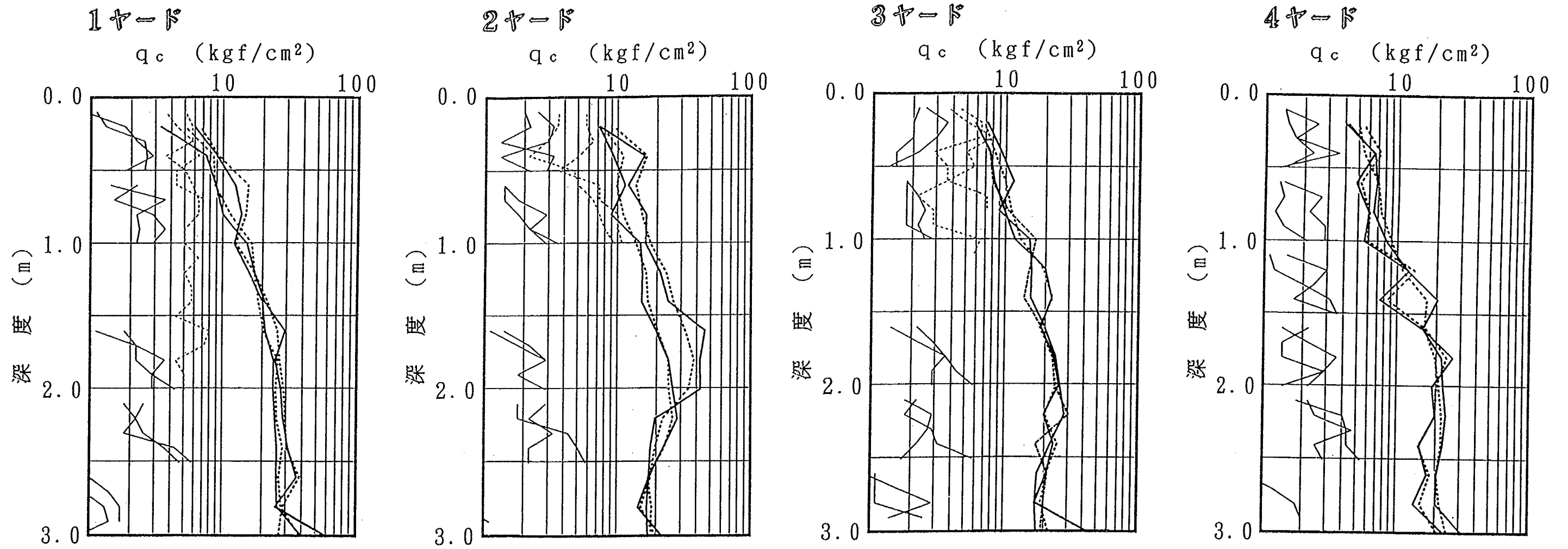


図 - 2. 3. 37 ~ 2. 3. 40 コーン貫入試験結果

凡 例

- 施工中
- △ 施工1日後
- 盛立て直後
- ◎ 2ヶ月後

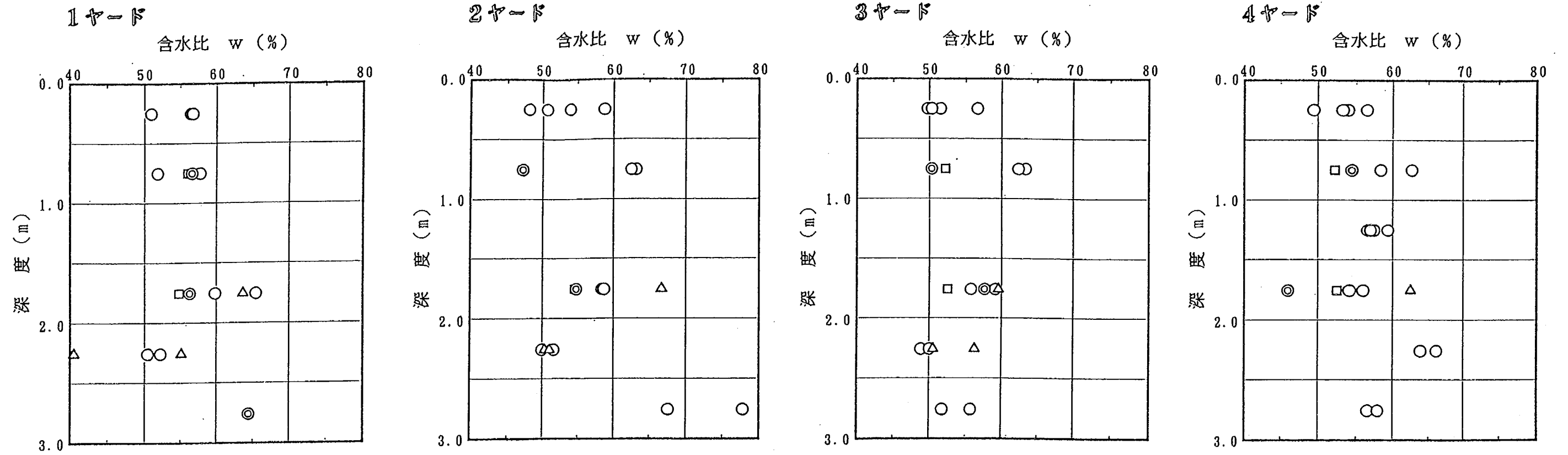


図 - 2. 3. 41 ~ 2. 3. 44 含水比試験結果

凡 例

○	施工中	湿潤密度 ρ_t
△	施工1日後	
□	盛立て直後	
◇	2ヶ月後	乾燥密度 ρ_d
●	施工中	
▲	施工1日後	
■	盛立て直後	
◆	2ヶ月後	

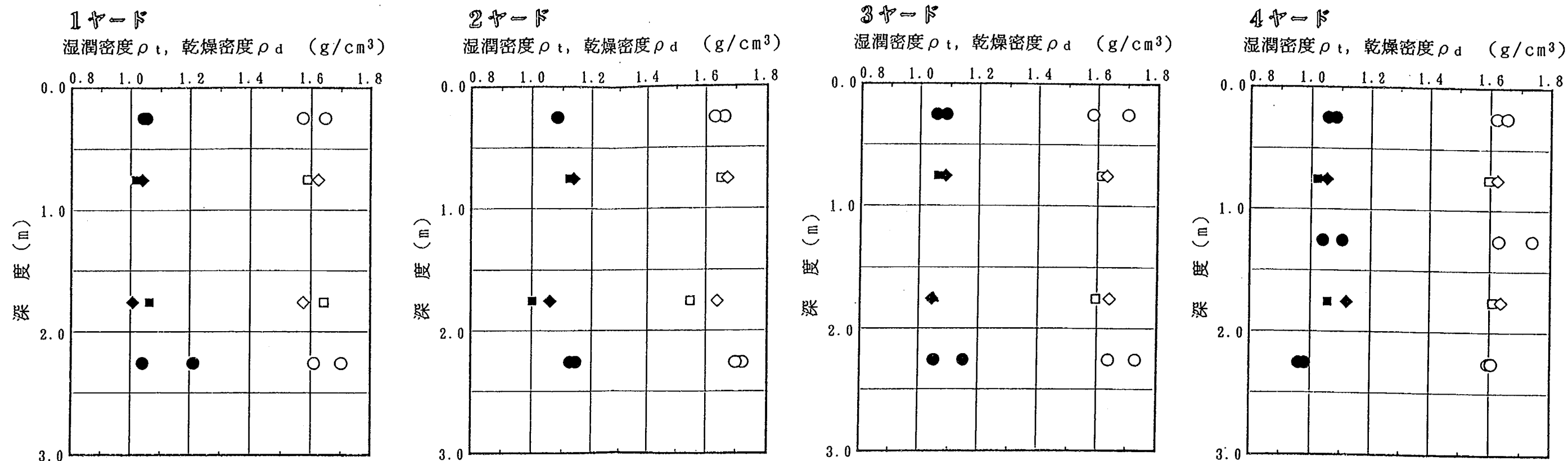


図 - 2. 3. 45 ~ 2. 3. 48 密度試験結果

6) まとめ

今回、第4種以下の建設発生土を盛土材料として造成盛土に転用する現場において、造成盛土の経時的な深度方向の強度発現特性に関する調査と排水機能を有するジオテキスタイルを水平排水材として適用する設計手法の確認を目的に現場検証試験を行った。以下にその結果を示す。

(1) 強度発現特性について

コーン貫入試験結果によると深度方向の増加はみられるものの、経時的な変化はみられなかった。

(2) 圧密排水効果について

盛立て約1ヶ月後におけるケース1、2、3の沈下量は5～10mmで、各ケースの沈下の違いはみられなかった。ケース4はプレロード荷重により、他のケースと比較して大きな67mmの沈下量であった。しかし、設計上の値と比べるとかなり小さなものとなっている。

間隙水圧は、ケース1、2、3でバラツキはあるものの、降雨の影響を考慮すると盛立て完了後約10日程度から試験条件による差がみられる。ケース4は、プレロード荷重による過剰間隙水圧が発生したものと考えられる。しかし、沈下量との相関性は明確には判断できない。

以上の結果より、今回実施した試験盛土は、強度発現特性・圧密促進効果ともに明確な結果を得られなかった。これは、施工時の転圧荷重が盛土自重および載荷盛土荷重より大きかったため、また、盛土が不飽和状態であったために放置後の強度増加が生じなかったものと思われる。

今後は、不飽和土の強度発現特性についての把握が必要だと思われる。

2. 3. 4 不飽和土の強度発現試験（その1）：基本的物性に関する室内試験

1) 実験目的

陸上埋立てをジオテキスタイルなどを用いて圧密促進を図りながら行う場合、通常地盤内の土の状態は不飽和状態であり飽和状態とは圧密特性が異なるため自重载荷では余り脱水せず強度が発現しないことがある。昨年度の圧密促進に関する現場実験でもこのような傾向が見られた。しかし、不飽和状態の土の強度発現については不明な点が多い。そこで、発生土の不飽和状態における強度発現特性に関する基本実験を行った。

2) 実験概要

（1）締め固めた粘性土の強度発現特性

締め固めた粘性土の強度については太田らにより次のことが示されている。①エネルギーを変化させて行った締め固め試験を行う。②静的に締め固めた試料およびあるエネルギーで締め固めた試料の圧縮試験の縦軸を $\rho_d = G_v / (1 + e)$ と変換したものを求める。あるエネルギーで締め固めた試料はその先行圧縮応力に達した時点で急激に乾燥密度が上昇し、静的に締め固めた試料は①と②を対応させると、ある突固めエネルギーと含水比における先行圧縮応力が求められることができる。③また、圧縮試験の後強度試験を各々の载荷圧について行うことにより、乾燥密度と強度の関係が得られる。①～③を総合すると図-2・3・49のようになり、締め固められた土の含水比と密度を測り、静的圧縮試験を行えばその先行圧縮応力と強度を推定することができる。

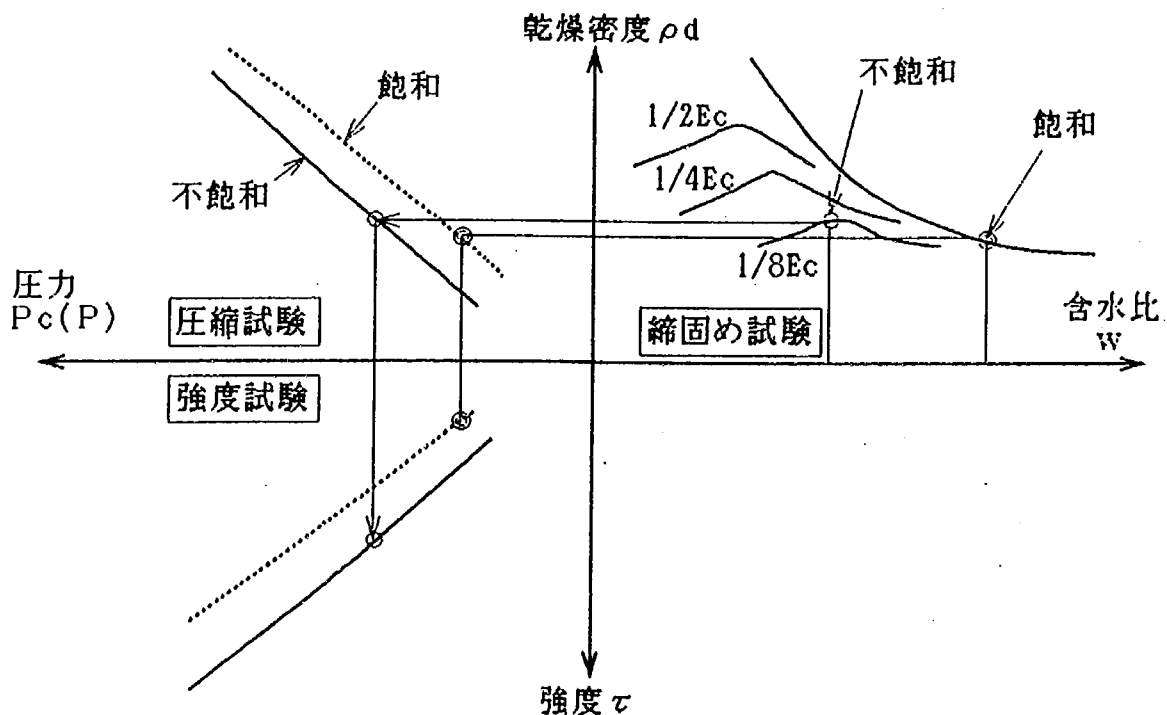


図-2・3・49 締め固めた粘性土の強度発現特性

(2) 試験方法

不飽和状態の発生土の密度～荷重～強度～含水比関係を検証するため、シルト、および粘土について締固め試験、圧縮試験、強度試験を行った。表-2・3・21に使用した発生土の物性値を示す。

実験は表-2・3・21に示す試料を標準エネルギーの1/2、1/4、1/8の3種類のエネルギーで締固め試験を行い、表-2・3・22に示すような締固めエネルギーで作製した試料について圧縮試験とともに載荷試験を行った。圧縮試験の供試体はモールドから取り出して成形したものを使用した。

表-2・3・21 使用した発生土の物性値

		松戸シルト	いわき粘土
自然含水比		44.9%	71.3%
土粒子の密度 ρ_s		2.676g/cm ³	2.692g/cm ³
粒 度	レキ分	0%	1%
	砂分	22%	9%
	シルト分	68%	28%
	粘土分	10%	62%
液性限界		53.7%	109.6%
塑性限界		31.3%	34.5%

表-2・3・22 実験条件

試 料	締固めエネルギー			飽和度 (%)
	1/2	1/4	1/8	
いわき粘土	○	○	○	80
松戸シルト		○		80

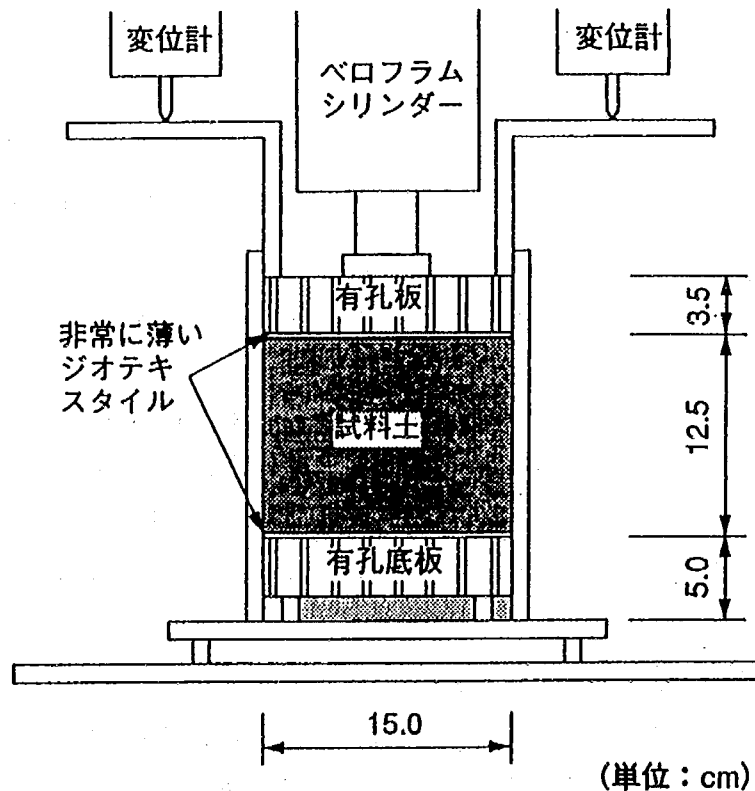


図-2・3・50 載荷装置

載荷試験は図-2・3・50に示すようにCBRモールドにペロフラムシリンダを用いた載荷装置を用いて0.2、0.4、0.8、1.6 kgf/cm²の4段階で表-2・3・23のようなケースで載荷した。載荷終了後は強度試験としてコーン貫入試験、一軸圧縮試験を行った。

表-2・3・23 1試料における試験ケース

試料	不飽和土						飽和土
供試体	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦ 飽和度100%に調整する
載荷 0.2	○	○	○	○	○	○	○
0.4			○	○	○	○	○
段階 0.8					○	○	○
(kgf/cm ²) 1.6					○	○	○
試験項目	コーン貫入試験・含水比試験・ 一軸圧縮試験						

1) ②、⑥の供試体は、載荷終了後、十分水浸させてから各試験を行った。

2) ○：実験ケース

なお、含水比試験は、モールド内、上、中、下の3ヶ所で試料を採取し、行った。

また、②および⑥の供試体は、0.2 kg/cm²、1.6 kg/cm²の載荷終了後、水浸による強度低下を調べるため、十分水浸させて、各試験を行った。水浸の方法は真空室（10cmHg）の中で水を浸した容器の中にモールドを置いて行った。

なお、比較のため載荷を行わない供試体も作製し、同様の試験を行った。

3) 実験結果

図-2・3・51は粘土の締め固め、圧縮、および強度試験の結果をまとめたものである。第2象限は1/2および1/4エネルギーで締め固めた供試体に対して実施した圧縮試験結果を示しており、先行圧縮応力はそれぞれ0.95、0.61 kgf/cm²である。その下の第3象限は載荷圧力に対応した強度試験の結果である。1/4エネルギーで締め固めた試料は無載荷で $q_c = 3.8$ kgf/cm²の第4種発生土であったが載荷により第3種まで改良された。

しかし、水浸すると強度は再び第4種まで低下する。

1/2エネルギーで締め固めた試料（無載荷13.1 kgf/cm²）は載荷により14～15 kgf/cm²の強度が発現されたが、水浸すると1.3～1.7 kgf/cm²まで強度が低下した。強度の低下率が大きいのは飽和度が65%程度と低くその空隙に水が侵入して強度が低下したのではないかと考えられる。

したがって現場でサンドイッチ工法などにより盛土の強度増加を図る場合には降雨や地下水による強

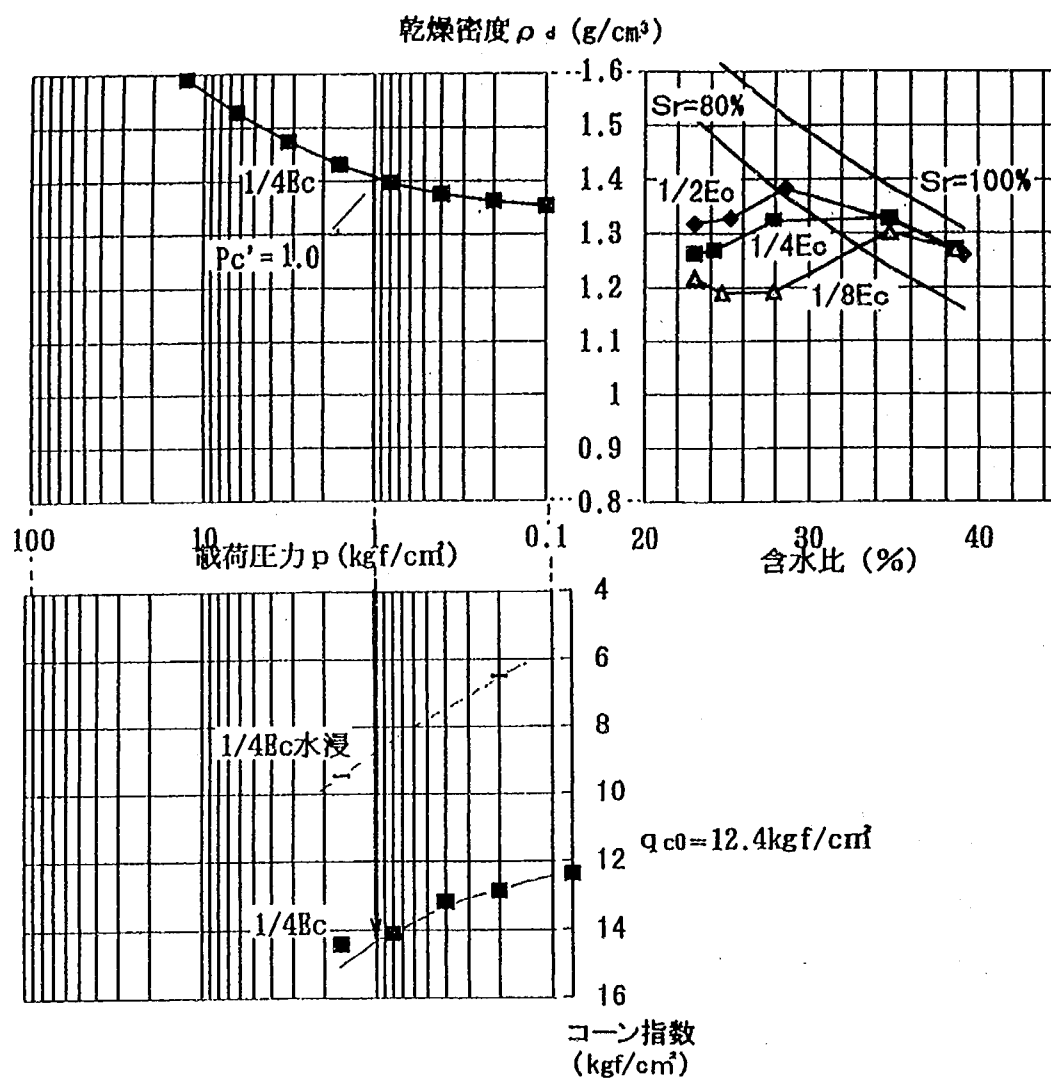


図-2・3・52 シルトの試験結果のまとめ

4) まとめ

不飽和土においては水浸による強度低下が締固めた状態での飽和度と関係が深いと考えられるため、第4種発生土を載荷して強度発現を図る際には締固め試験、圧縮試験、強度試験を行い、さらに水浸による強度の低下を把握しておくことが必要である。

2-3-5 不飽和土の強度発現試験（その2）：現場への適用性試験

1) 目的

不飽和状態における建設発生土に所定の強度を発現させるための載荷基準を作成するには不飽和状態における強度発現特性をより詳細に調査しなければならない。そのため、3種類の建設発生土を異なるエネルギーで締め固め、載荷圧を変化させて載荷した後、強度を測定することにより載荷基準の検討を行った。さらに一定期間水浸させた後の強度も測定し水浸後の強度低下も考慮した載荷基準について検討した。

2) 概要

試験は、不飽和状態の建設発生土の締め固めエネルギーを変えた締め固め試験、同様に締め固めエネルギーを変えて作成した供試体を圧縮する圧縮試験、及び同様に締め固めエネルギーを変えて作成した供試体を載荷して載荷終了後、強度（コーン指数）を測定する強度試験の3種類を行った。また、水浸後の強度を測定し強度低下を考慮した載荷基準を検討した。使用した発生土の土質定数を表-2・3・24に示す。

表-2・3・24 発生土の土質

発生土		つくば	下妻	柏
項目				
自然含水比		103.1	151.3	43.7
粒 度	レキ分	0	0	4
	砂分	5.8	21.3	43
	シルト分	20.2	38.2	32
	粘土分	74.0	40.5	21
液性限界		123.0	198.7	78.7
塑性限界		28.3	72.5	46.0
土粒子の密度		2.652	2.473	2.618

(1) 締め固め試験

締め固め試験は、通常エネルギーでは締め固めが難しいため締め固めエネルギーを標準の1/2、1/4、1/8で行った。

(2) 圧縮試験

圧縮試験は、試料を締め固めエネルギーを標準の1/2、1/4、1/8で締め固め、モールドから取り出して供試体を作成して行った。試料の含水比は供試体が不飽和状態になるように調整し、締め固めを行った。用意する供試体数は表-2・3・25のように1試料当たり6個とした。供試体の採取位置は図-2・3・53に示すようにモールドの中心部とした。

さらに、各エネルギーで締め固めた試料を4日間水浸させて同様に圧縮試験を行った。

表-2・3・25 圧密試験の供試体

種類 \ エネルギー	1/2 E。	1/4 E。	1/8 E。
非水浸	○	○	○
水浸	○	○	○

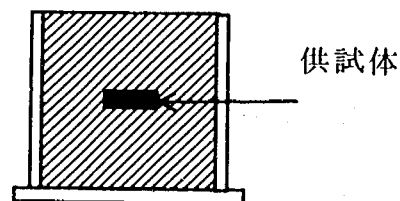


図-3・3・53 供試体の採取

(3) 強度試験

3種類の試料について、表-2・3・26に示すように標準の1/2、1/4、1/8の締固めエネルギー(E_c)で締め固めた供試体を作成した。1試料当たりの個数は14個である。作成の際の含水比は、締固め試験により得られた締固め曲線を考慮し、飽和度が80%程度になるように調整して行った。

作成した供試体を表-2・3・27の要領で段階的に載荷した。載荷装置を図-2・3・54に示す。載荷期間は沈下量を測定し、沈下が収束するまで載荷を続行した。載荷圧力は0.2、0.4、0.8、1.6kgf/cm²の4段階とした。

④～⑥、⑨～⑩、⑬～⑭の供試体は載荷終了後、直ちに水の中に浸し4日間水浸させた。

非水浸の試料は載荷終了後、水浸の試料は水浸終了後、供試体重量を測定した。

表-2・3・26 供試体の作成個数

エネルギー 圧	非水浸				水 浸			
	0.2 kg / m ²	0.4 kg / m ²	0.8 kg / m ²	1.6 kg / m ²	0.2 kg / m ²	0.4 kg / m ²	0.8 kg / m ²	1.6 kg / m ²
$\frac{1}{2}$ E _c	①	②		③	④	⑤		⑥
$\frac{1}{4}$ E _c	⑦		⑧		⑨		⑩	
$\frac{1}{8}$ E _c	⑪		⑫		⑬		⑭	

表-2・3・27 1エネルギーにおける載荷パターン

試 料		非水浸				非水浸			
供 試 体		① ⑦ ⑪	②	③ ⑧ ⑫	④ ⑨ ⑬	⑤	⑥ ⑩ ⑭	⑥	
載荷段階 (kgf/cm ²)	0.2	○	○	○	○	○	○	○	
	0.4		○	○		○	○	○	
	0.8			○			○	○	
	1.6			○				○	

○：載荷

そして、水浸、非水浸の2種類の供試体についてコーン貫入、一軸圧縮試験を行った。

コーン測定後、一軸圧縮強さを測定しの供試体はコーン貫入後のモールドより取り出して成形した。余った試料によって含水比を測定した。

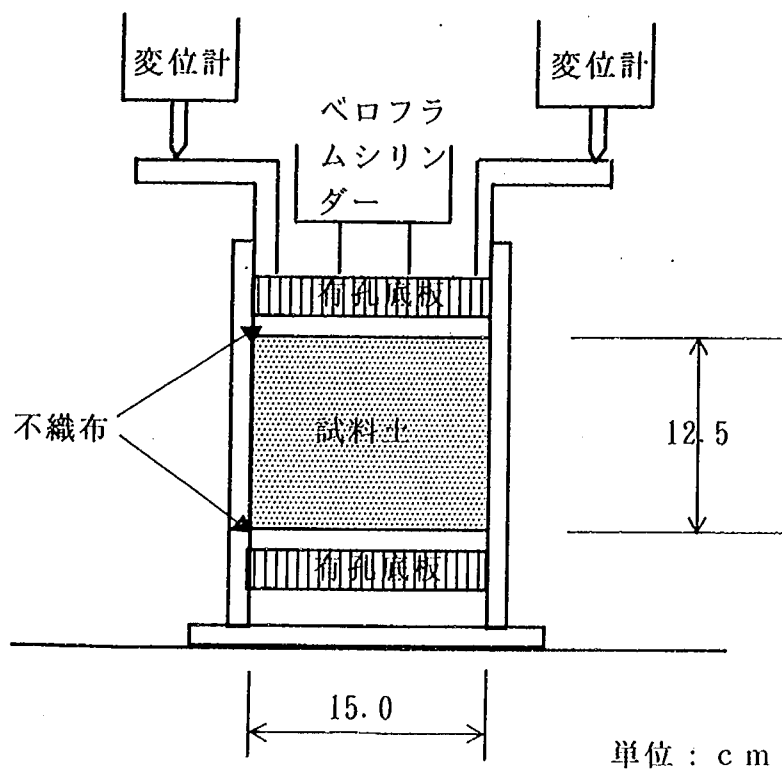


図-2・3・54 載荷装置

3) 結果

試験の結果を第1象限に締固め特性、第2象限に圧縮特性、第3象限に強度特性と表した。第2象限は圧縮試験の縦軸の間隙比を乾燥密度に換算したものであり、それぞれの軸の目盛りは隣り合う象限で揃えた。

つくばの発生土の結果を図-2・3・55に示す。第2象限の実線は圧縮特性を示し標準の1/2、1/4、1/8の締固めエネルギーで作成された供試体の圧縮特性を示す。締固めの際の先行圧縮荷重の影響で載荷圧が先行圧縮荷重に達するまでは乾燥密度の増加は小さく、先行圧縮荷重を超えると急激に乾燥密度が増加する傾向が見られた。同様な傾向を第3象限の強度特性でも示しており、載荷圧が先行圧縮応力よりも小さい場合は強度の増加は小さく、載荷圧が先行圧縮応力より大きくなると強度が発現される。点線で示すのは4日間水浸させた後に圧縮及び強度の試験をしたものである。第3象限では水浸させ飽和した方が強度が小さい。

つくば発生土の場合、図-2・3・55に示すように水浸による強度低下を考慮すると $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ を達成する載荷圧は $p = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$ となり、乾燥密度-圧力曲線より乾燥密度の管理値は $\gamma_d = 1.08 \text{ g/cm}^3$ となる。

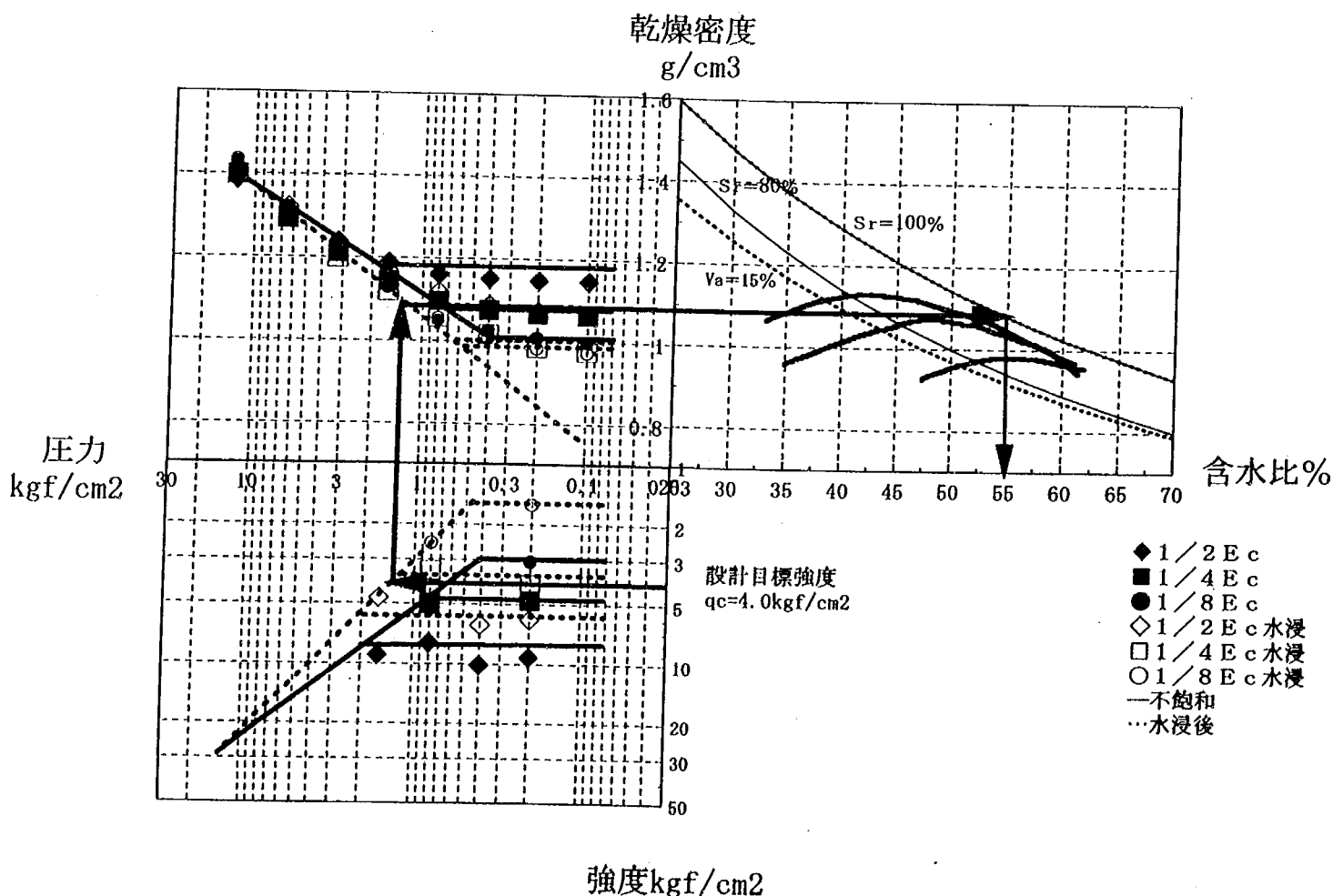


図-2・3・55 つくば発生土の載荷試験結果

下妻発生土の場合、図-2・3・56に示すように $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ を達成する必要載荷圧は $p = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ となる。また、乾燥密度-圧力曲線より乾燥密度の管理値は $\gamma_d = 0.71 \text{ g/cm}^3$ である。

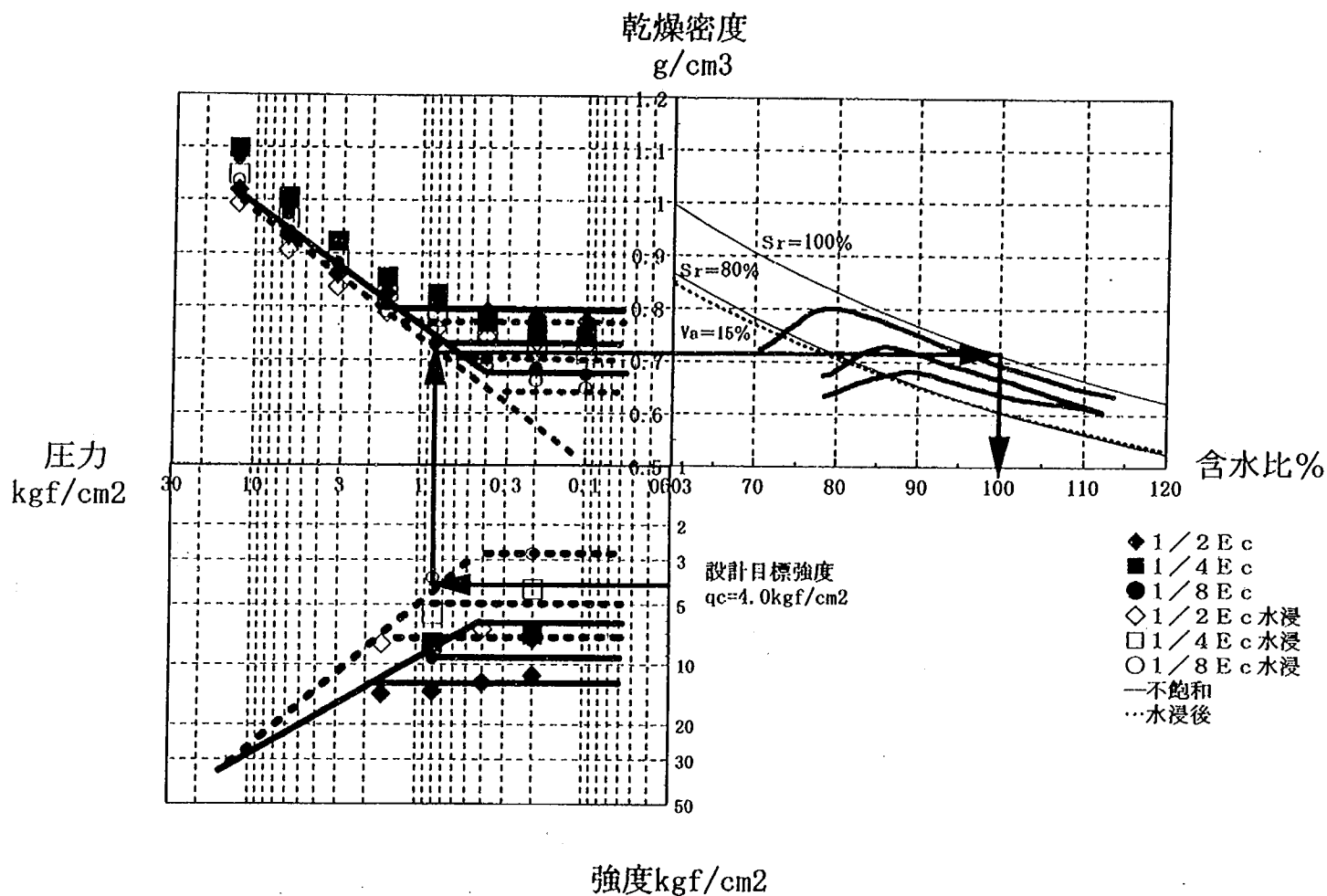


図-2・3・56 下妻発生土の載荷試験結果

柏発生土の場合、図-2・3・57のとおり $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ の必要載荷圧は $p = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ となり、乾燥密度の管理値は $\gamma_d = 1.04 \text{ g/cm}^3$ となることがわかった。

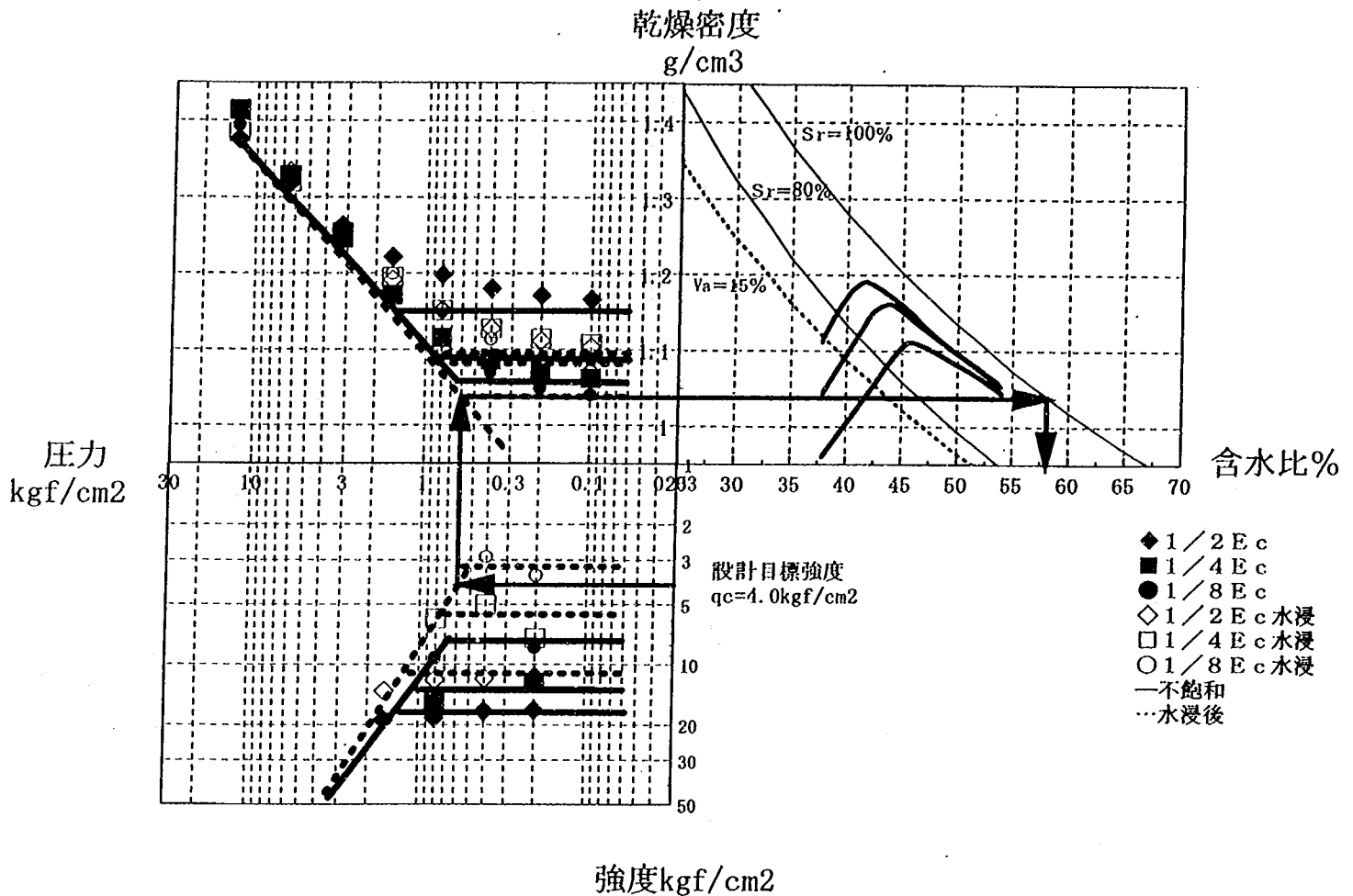


図-2・3・57 柏発生土の載荷試験結果

4) まとめ

建設発生土を目標の強度まで発現させるための乾燥密度の管理値について提案した。乾燥密度の管理値を求めるには締固め試験、圧縮試験、載荷した後の強度試験によって求めることができる。なお、水浸により強度の低下が予想される場合は、供試体を一定期間水浸させ水浸後の圧縮特性及び強度特性から乾燥密度の管理値を求めなければならない。

2-3-6 現場検証実験（その3）：締固め特性現場実験

1) 実験の目的

平成6年度から平成7年度にかけて、第4種以下の建設発生土（いわき粘土）を用いて水平排水材の配置による強度発現特性および圧密促進効果を確認することを目的として現場検証実験を行ったが、実験結果より以下のような見解が得られた。

- ①盛土完了直後および盛土完了後2カ月放置した時点で土質調査を実施したが、いずれのヤードにおいても強度増加や含水比低下などの顕著な経時的変化が伺えなかった。
- ②水平排水材の配置の相違（千鳥配置、全面配置および水平排水材を敷設しない）による沈下特性の差はほとんど見られなかった。
- ③プレロード盛土を実施したヤードにおいても沈下促進および強度増加に対する改良効果が顕著に認められなかった。

以上の現場実験結果から、水平排水材の有無・配置の相違、プレロード盛土の有無による強度特性や沈下特性に顕著な差が認められなかった。

この原因としては、転圧時の締固めエネルギー（転圧機種による締固め荷重）が盛土の自重および載荷盛土荷重よりも大きかったこと、また、盛土地盤が不飽和地盤であったことを推論した。

平成8年度は不飽和土に対する室内実験を進めるとともに、7年度に実施した現場検証実験結果で得られた結論の裏付けを行うため、第3種および第4種程度の建設発生土3種類を用いて現場締固め特性実験を実施し、以下に示す項目について検証および確認を行った。

- ①転圧機械による締固めエネルギー（転圧回数）が不飽和状態の建設発生土盛土の強度発現にどの程度寄与しているかを調査・確認する。
- ②転圧機械による締固めエネルギー（転圧回数）がどの程度の上載荷重に相当しているのかを調査・確認する。
- ③室内での締固めエネルギーと転圧時のエネルギーとの相関性を調査する。
- ④不飽和土に対する室内実験結果で得られた強度と現場締固め特性試験で得られた強度発現特性との相関関係を調査・確認する。

2) 実験方法

(1) 実験概要

建設省土木研究所周辺の建設現場より発生する第3種から第4種の建設発生土を3種類収集して、これらの発生土を盛立材料として用いて、現場締固め特性実験（以下、現場実験と称す）を行ったが、実験概要を以下に示す。

① 実験工期

現場実験の実験工期は以下のとおりであり、表-2・3・28に示す工程で行った。

平成8年12月9日（月）～12月27日（金）

② 実験場所

現場実験は、下記の場所で行った。

茨城県つくば市大字旭1番地 建設省土木研究所内

③ 実験規模

図-2・3・58に現場実験ヤードにおける試験盛土平面および試験盛土断面図を示すが、現場実験の規模および転圧仕様などについては、以下のとおりとした。

・盛土ヤード： $30\text{ m} \times 40\text{ m} = 1,200\text{ m}^2$

（運搬した建設発生土の仮置きヤードも含む）

・試験ヤード： $8\text{ m} \times 4\text{ m} = 32\text{ m}^2$ ／材料

・使用材料：3種類

（建設省土木研究所周辺で発生する第3種および第4種の建設発生土）

・発生土A：下妻産（河川工事の掘削に伴い発生）

・発生土B：柏産（河川工事の掘削に伴い発生）

・発生土C：つくば産（道路工事の掘削に伴い発生）

・転圧回数：2、4、6回

・まき出し厚さ：1層50cmまき出し

・まき出し層数：2層

（1層まき出し後、ジオテキスタイルを帯状千鳥配置で敷設）

④ 実験手順

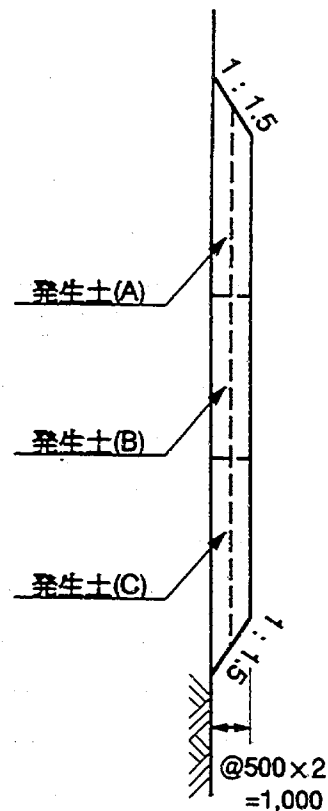
図-2・3・59に示す実験手順に準じて実験工事を行った。

表-2・3・28 現地発生土を用いた締固め特性現場実験工程

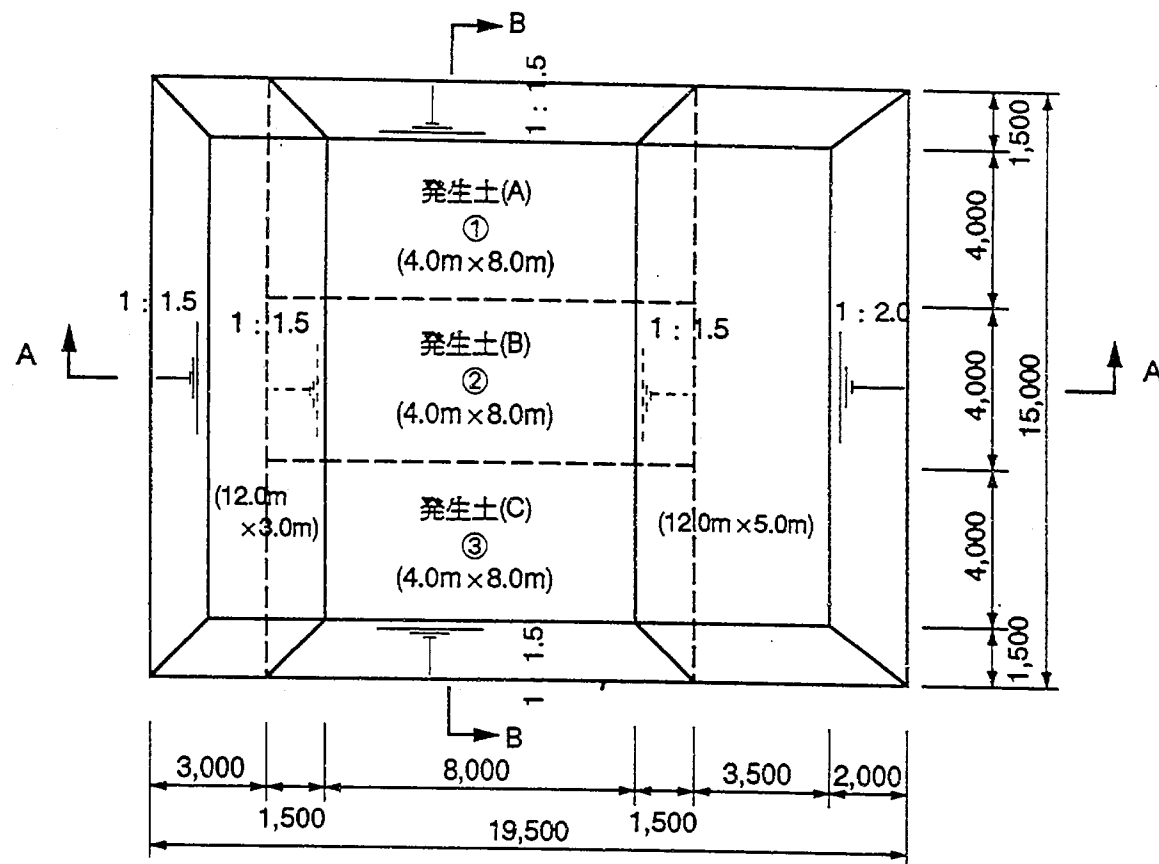
「建設副産物による埋立地盤の早期利用技術の開発」

[illegible]

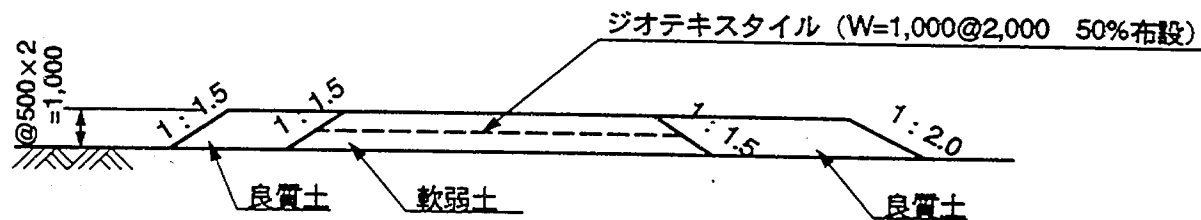
図-2・3・58 試験盛土平面および断面図



試験盛土断面図 (B-B)



試験盛土平面図 S=1:200



試験盛土断面図 (A-A) S=1:200

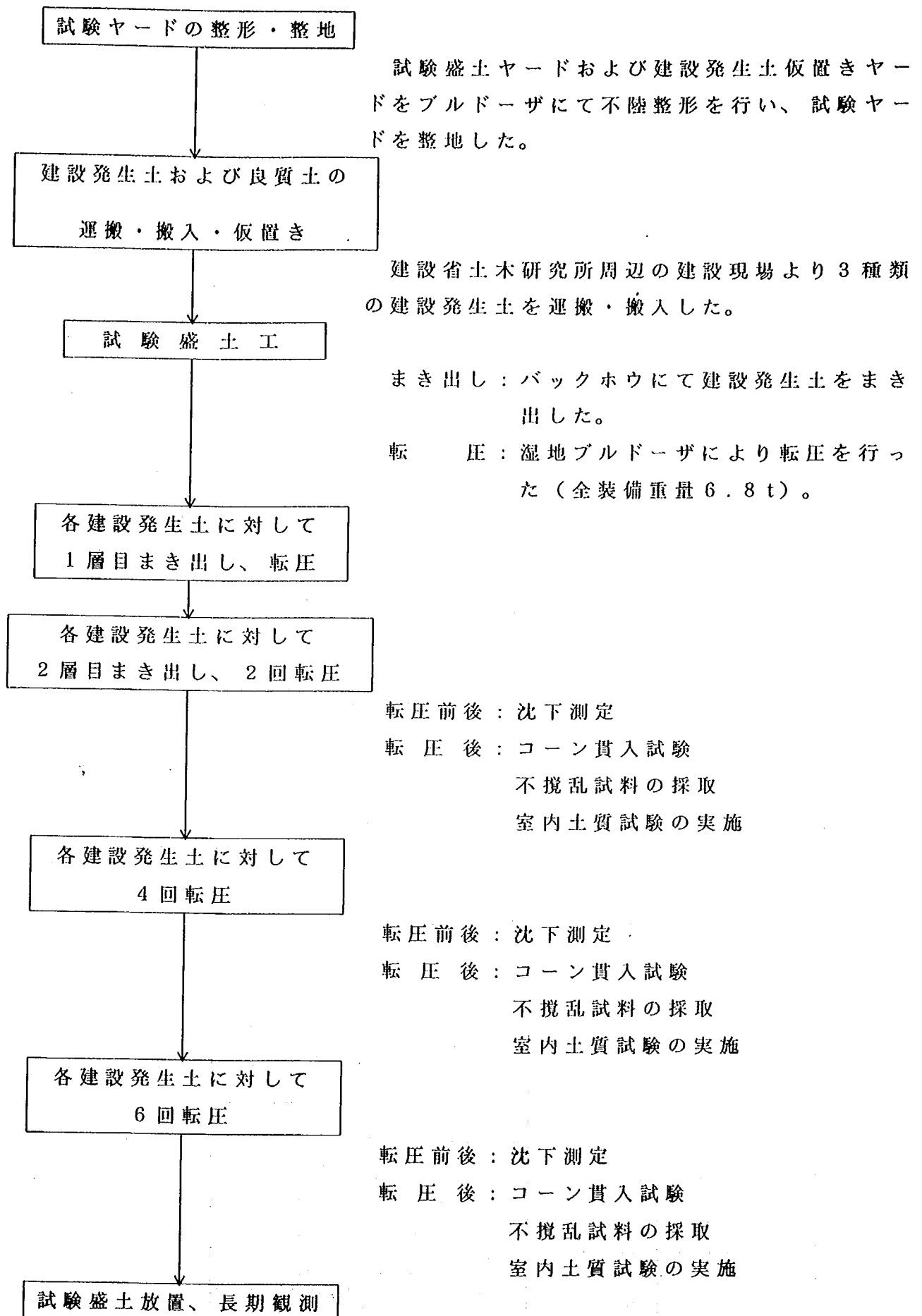


図 - 2 ・ 3 ・ 59 施工手順フロー図

(2) 建設発生土の基本特性

現場実験に用いた3種類の建設発生土の基本的な土質力学特性を把握するため、室内土質試験を実施したが、その結果を表-2・3・29に示す。

表-2・3・29 室内土質試験結果

	試料A(下妻)	試料B(柏)	試料C(つくば)
土粒子の密度 g/cm^3	2.473	2.618	2.652
礫 分2~75mm %	—	11.7	—
砂 分75 μm ~2mm%	20.0	43.0	5.8
シルト分 5~75 μm %	39.5	35.3	20.2
粘土分 5 μm 未満 %	40.5	10.0	74.0
液性限界 WL %	198.7	65.9	123.0
塑性限界 Wp %	72.5	34.5	28.3
塑性指数 Ip	126.2	31.4	94.7

以上、室内試験結果より現場実験に使用した3種類の建設発生土は、いずれも第4種建設発生土に区分された。

(3) 使用した水平排水材 (ジオテキスタイル)

当該現場実験において1層目と2層目の間に敷設した水平排水材 (ジオテキスタイル) の標準仕様を表-2・3・30に示す。

なお、当該地で使用した水平排水材は昨年度の検証実験で用いたものと同じ材料である。

表-2・3・30 水平排水材の標準仕様

種 類		спанボンド不織布
素 材		ポリプロピレン
目 付 け		300 g/m^2
厚 さ		3.0 mm
引 張 強 度	縦 方 向	80 kgf/5cm
	横 方 向	80 kgf/5cm
伸 び	縦 方 向	100 %
	横 方 向	60 %
透 水 係 数	縦 方 向	1×10^{-1} cm/s
	横 方 向	1×10^{-2} cm/s

(4) 施工数量

現場実験における施工数量の一覧表を表-2・3・31に示す。

表-2・3・31 盛土数量一覧表

項 目	単 位	数 量	備 考
1. 試験ヤード整地	m ²	1, 200	30m × 40m
2. 試験盛土工			
発生土-A	m ³	46.3	t = 0.5m × 2層
発生土-B	m ³	38.0	t = 0.5m × 2層
発生土-C	m ³	46.3	t = 0.5m × 2層
良 質 土	m ³	111.8	現地発生土を流用
水平排水材	m ²	64.1	

(5) 使用機械

現場実験に使用した施工機械の一覧表を表-2・3・32に示す。

表-2・3・32 施工機械一覧表

項 目	施 工 機 械	形 式 ・ 仕 様	備 考
1. 試験ヤード整地	湿地ブルドーザ	D31P	全装備重量6.8t
2. 建設発生土運搬 および搬入	ダンプトラック	10t級	
3. 建設発生土仮置き 集積・整形	油圧ショベル 湿地ブルドーザ	0.7m ³ 級 D31P	
4. 場内発生土運搬	油圧ショベル ダンプトラック	0.7m ³ 級 4t級	
5. 試験盛土工	油圧ショベル	0.7m ³ 級	
敷 均 し	油圧ショベル	0.7m ³ 級	接地圧 0.26kgf/cm ²
転 圧	湿地ブルドーザ	D31P	

3) 計測計画

当現場実験においては、締固めエネルギーの増加に伴う強度発現特性、締固めエネルギーと載荷荷重との関係（圧密試験より評価）、室内試験との適合性などを確認することを目的として3種類の建設発生土に対して、所定の転圧回数（2、4、6回）が完了した時点で以下に示すような土質調査および室内土質試験を実施した。

① 沈下測定

各転圧回数前後に3地点で沈下測定を行い、転圧による盛土材料の圧縮量を測定した。

② 強度測定

所定の転圧回数が完了した時点でコーン貫入試験（各ヤード3箇所）を行い、締固めエネルギーに対する強度発現特性を確認した。

③ 不攪乱試料の採取

所定の転圧回数が完了した時点でシンウォールサンプラーにて不攪乱試料を採取した（各ヤード2箇所）。

④ 室内土質試験

所定の転圧回数が完了した時点で採取した不攪乱試料を用いて、以下に示す室内土質試験を行った。

④A 粒度試験

転圧による粒子の破碎状況を確認した。

④B 一軸圧縮試験

締固めエネルギーと強度発現との相関性を確認するために実施した。

なお、供試体作製時には湿潤密度（ノギス法）測定、試験終了時には含水比の測定を行った。

④C 圧密試験

締固めエネルギーと静的荷重との相関性（圧密降伏応力で評価）を確認するために実施した。

各計測、土質調査および室内土質試験の数量については、以下のとおりであった。

・ 沈下測定

3ヶ所／1発生土／1転圧×2回×3発生土×3回転圧
= 54ヶ所
(→ワーキンググループで対応した)

・ 強度測定

3ヶ所／1発生土／1転圧×2回×3発生土×3回転圧
= 54ヶ所
(→ワーキンググループで対応した)

・ 不攪乱試料採取

2 サンプリング / 1 発生土 / 1 転圧 × 3 発生土 × 3 回転圧
= 18 サンプリング

(→土質調査会社が実施した)

・ 室内土質試験

粒度試験 (1 試料あたり 1 回)

2 回 / 1 発生土 / 1 転圧 × 3 発生土 × 3 回転圧
= 18 回

(→土質調査会社が実施した)

一軸圧縮試験 (1 試料あたり 3 供試体)

2 回 / 1 発生土 / 1 転圧 × 3 発生土 × 3 回転圧
= 18 回 (試験体 54 本)

(→土質調査会社が実施した)

圧密試験 (1 試料あたり 1 回)

2 回 / 1 発生土 / 1 転圧 × 3 発生土 × 3 回転圧
= 18 回

(→土質調査会社が実施した)

4) 計測・試験結果

3) で述べたように、本現場実験の内訳は、現場計測としての沈下測定とコーン強度測定およびサンプリング試料による粒度試験、一軸圧縮試験、圧密試験の室内試験に分けられる。これらの結果について、整理したものに考察を加えて以下順次、記述する。

(1) 沈下測定結果

図-2.3.60に各発生土ヤードにおける沈下データをプロットしている。沈下測定は、同図に示す各4点で実施している。同図より、以下に示す傾向が伺える。

①各データより転圧回数が増加に伴って沈下量は増加するが、ある転圧回数を境に収束する傾向がある。

②下妻は、2～4回転圧で、柏は4回転圧で、つくばは2回転圧で3種類の発生土とも沈下量8cm程度で収束するが、柏だけは、6回転圧時に多少隆起する傾向がある。これは、過転圧(オーバーコンパクション)による側方流動によるものと推察される。

(2) 強度測定結果

図-2.3.61に各発生土に対するコーン貫入試験結果を示す。試験は、各発生土ヤードで5～8点で実施しているが、礫にあたって貫入不能の場合は測点数を

増やし、整理に当たっては、明らかに礫にあたつたと判断されたデータについては除外した。同図より、以下に示す傾向が伺える。

- ① 礫にあたる傾向は柏ヤードに最も多くみられた。
- ② 各ヤードの深度方向のコーン指数の発現傾向の観点からは、深度方向に強度が増加する傾向がある。
- ③ 下妻については、転圧回数による強度増加の傾向はほとんどなく、平均コーン指数も 2 kgf/cm^2 と小さい。
- ④ 柏については、転圧回数 2 回以後は、コーン指数が逆に低下する傾向があり、過圧密による隆起傾向と同様の傾向を示しているが、平均値は 2 回転圧時で 4 kgf/cm^2 程度である。
- ⑤ つくばについても転圧回数 4 回後は、コーン指数が低下する傾向にあり 2 回転圧時で平均コーン指数が 6 kgf/cm^2 程度である。

(3) 室内土質試験結果

室内土質試験は、湿潤密度試験、土粒子の密度試験、含水比試験、粒度試験、一軸圧縮試験、圧密試験を実施した。土質試験結果一覧を各発生土毎に図-2・3・62に示しており、各発生土毎に物理特性を概観すると以下のようになる。

< 下妻 >

下妻は、含水比が 100% 以上と極めて高く、塑性指数も 126 と大きく、粘土分も 30% 程度含有する高塑性粘土である。よって、転圧後の乾燥密度 ρ_t も 0.6 g/cm^3 程度とかなり小さい。また、土粒子密度 ρ_s も 2.4 程度と普通の土より若干小さいことより腐植土であると推察される。

< 柏 >

柏の含水比は 40% 程度で、塑性指数も 31 程度である。他の発生土と異なり特徴的であるのは、礫分・砂分の混入率が 50% 以上で、土質分類からは礫混じりシルト質砂質土と判定されることである。

< つくば >

つくばは、含水比が 50% 程度で、塑性指数が 95 程度であり、その発生地点から関東ローム粘土と推察される。細粒分含有率は 90% 程度である。

現地搬入時において、3 種類の発生土に共通しているのは、飽和度 S_r は 85~95% のかなり飽和状態に近い状態であったことである。

a) 粒度試験

転圧による粒子の破碎状況をみるために、各発生土の転圧回数毎の粒径加積曲線を図-2・3・63に示している。破碎状況をマーシャルの破碎率の算出によらず同図の細粒分含有率 F_c に着目することより、以下の点を指摘できる。

- ① 下妻については、2, 4, 6 転圧後の F_c の変化は $77 \rightarrow 77 \rightarrow 77$ で、ほとんど変化しておらず、粒子破碎の影響は少ないものといえる。
- ② 柏についても、2, 4, 6 転圧後の F_c の変化は $40 \rightarrow 39 \rightarrow 39$ で、ほとんど変化していない。礫分に着目しても、 $10 \rightarrow 8 \rightarrow 9$ と大きな変化はなく、柏についても粒子破碎の影響は少ないものといえる。
- ③ つくばについても、2, 4, 6 転圧後の F_c の変化は、 $87 \rightarrow 87 \rightarrow 84$ とほとんど変化しておらず、粒子破碎の影響は少ないものといえる。

b) 一軸圧縮試験

サンプリング試料による一軸圧縮試験結果から得られた一軸圧縮強度 q_u をコーン指数 q_c に換算 ($q_c = 5 q_u$) して、 q_u と転圧回数の関係を図-2・3・64に示している。同図には、コーン貫入試験結果も併せて示しているが、同図より以下の点を指摘できる。

- ① 一軸圧縮強度から換算したコーン貫入強度と実際のコーン貫入強度の相関性は、ほとんどみられず、前者の強度は、後者の強度に比べて半分程度であり下妻、柏、つくばの順に $0.1, 0.2, 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。(図-2・3・64参照)
- ② 下妻については、転圧回数による一軸圧縮強度変化はほとんどなく、傾向は実際の強度測定結果によくあっている。
- ③ 柏については、両強度の傾向も異なり、一軸強度は転圧回数の増加に対してもほとんど変化せず、ほぼ一定である。
- ④ つくばについても、両強度の転圧回数による発現傾向は異なっており、前者が減少傾向であるのに対し、後者は増加傾向にある。

c) 圧密試験

同じサンプリング試料から圧密試験に供した結果から得られた圧密降伏応力(先行圧縮強度 p_c) と転圧回数の関係を図-2・3・64下に示している。各転圧回数毎に2試料を試験に供しており、同図から以下の点を強度発現との関連性と併せて考察できる。

- ① データのバラツキからいえば、柏のバラツキが最も大きく、下妻は2試料ともほぼ同等と判断できる。先行圧縮荷重の平均的な大きさからいえば、下妻、柏、つくばの順に大きくなっており、その値は、それぞれ $0.25, 0.8$

0.9kgf/cm²程度である。ただし、転圧による締固めエネルギーと、各発生土の先行圧縮荷重との対応関係は、今回の試験では必ずしも明確ではなかった。

- ②下妻については、転圧回数の増加に対しても p_c が変化しておらず、沈下やコーン強度との関係によく一致している。
- ③柏については、平均的にみると、2回転圧時で最も大きな p_c を示しておりその後は過転圧により減少する傾向にある。この傾向も沈下の傾向によく一致している。
- ④つくばについては、下妻と同様に、平均的にみても転圧回数に対する p_c の伸びがさほどみられない。

図-2・3・64下には、圧密降伏応力とは別に湿潤密度試験から得られた空気間隙率 v_a と乾燥密度 ρ_d と転圧回数の関係を示しているが、データのバラツキはあるものの、 p_c とほぼ同様な傾向があることが伺える。

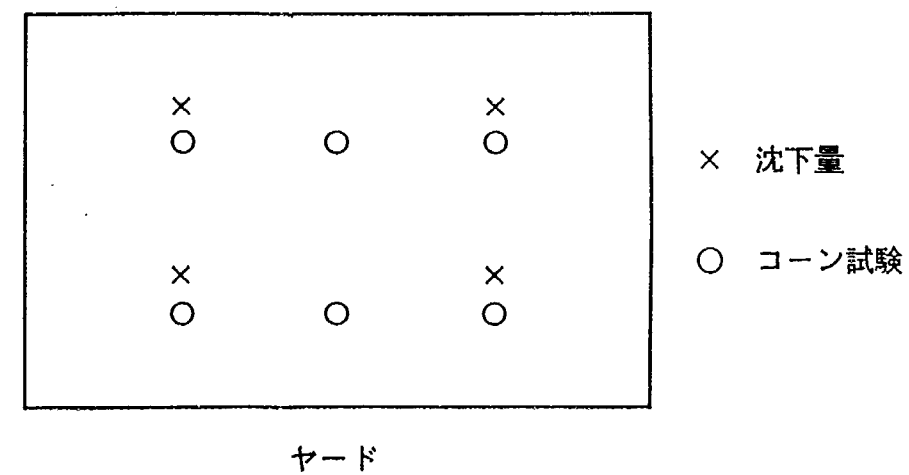
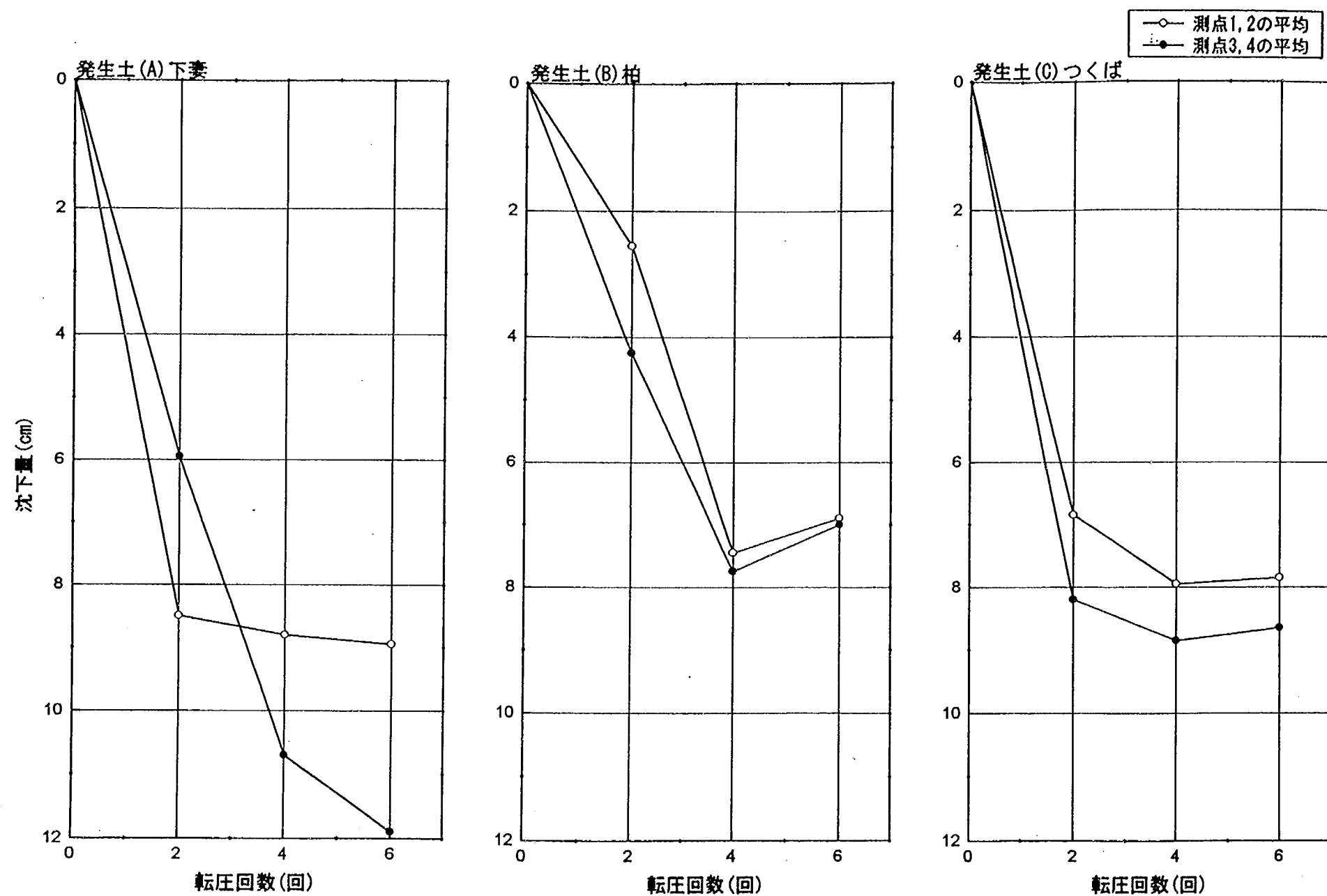
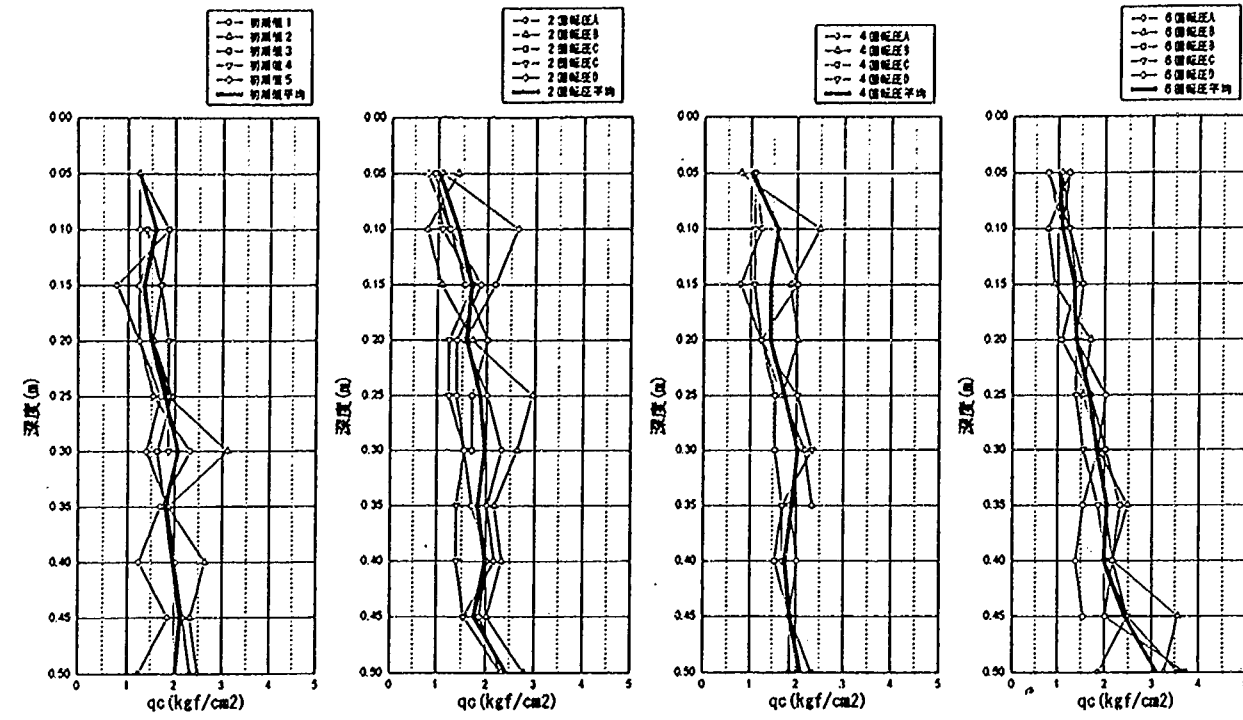
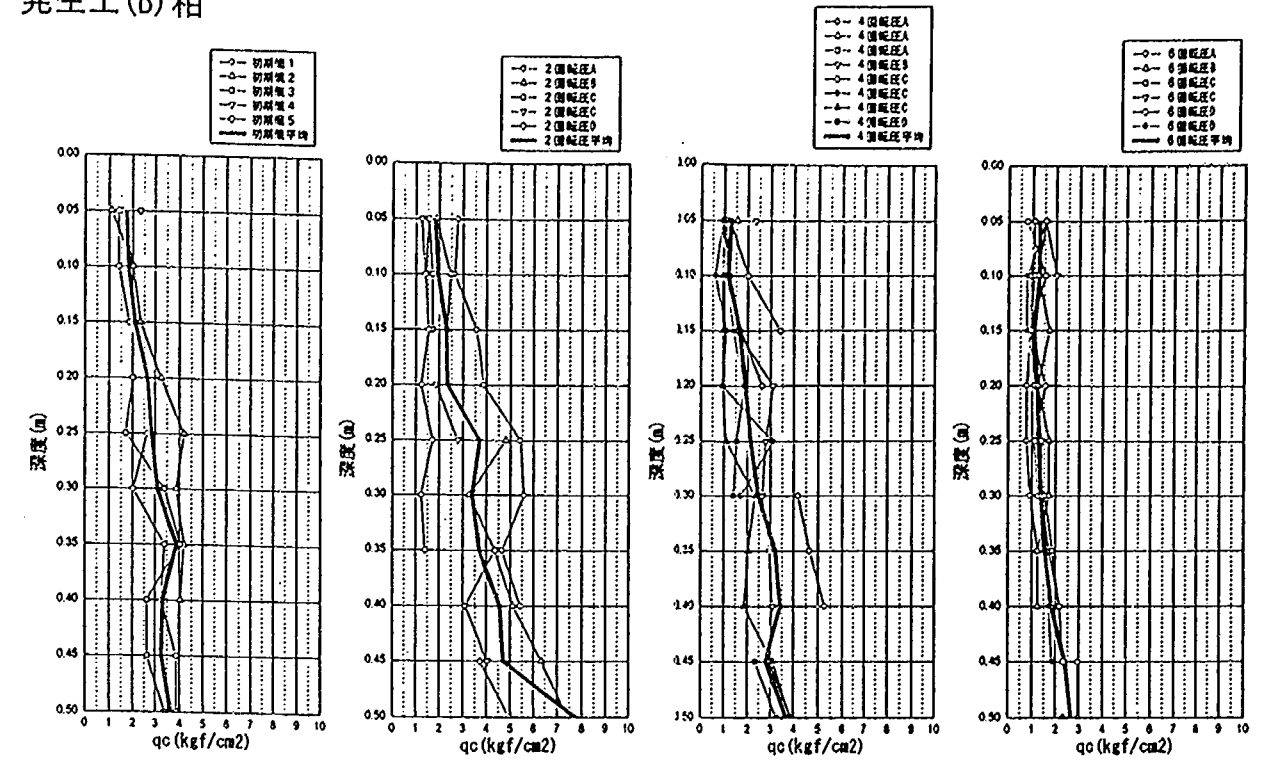


図-2.3.60 沈下量測定結果

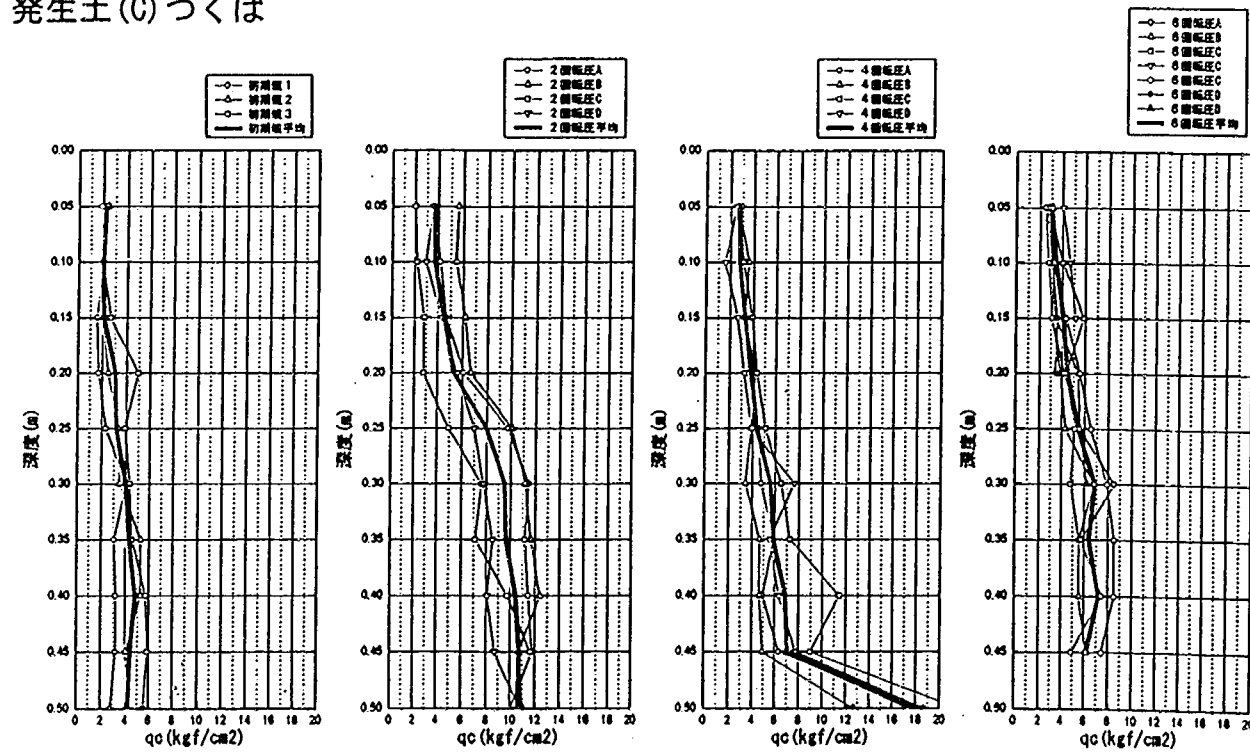
発生土 (A) 下妻



発生土 (B) 柏



発生土 (C) つくば



各土質の平均強度の推移

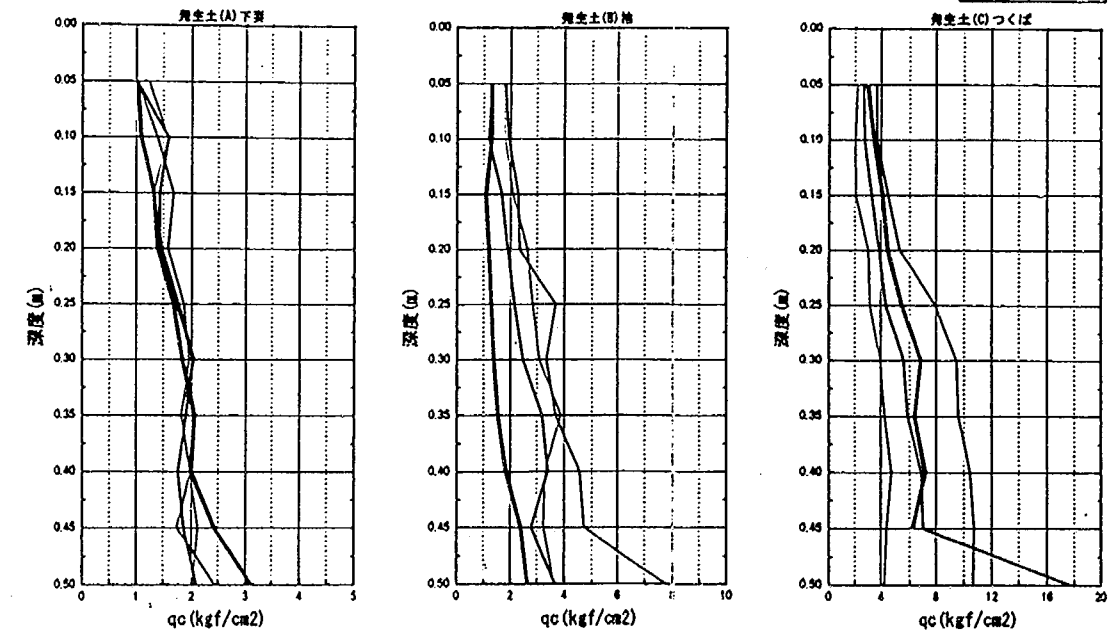
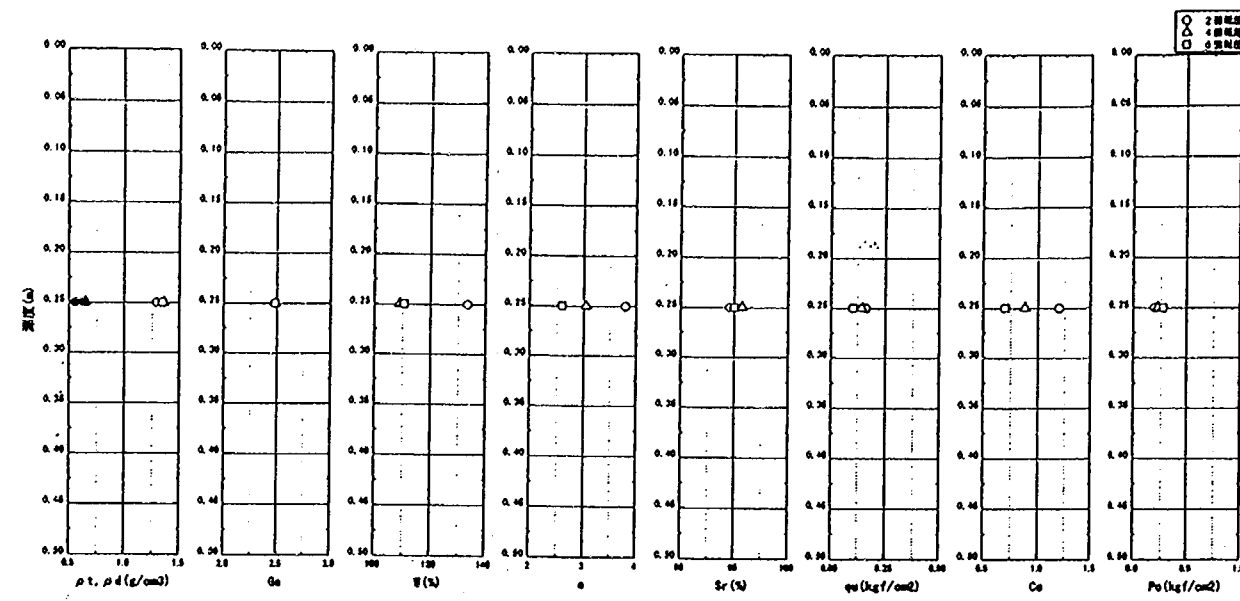
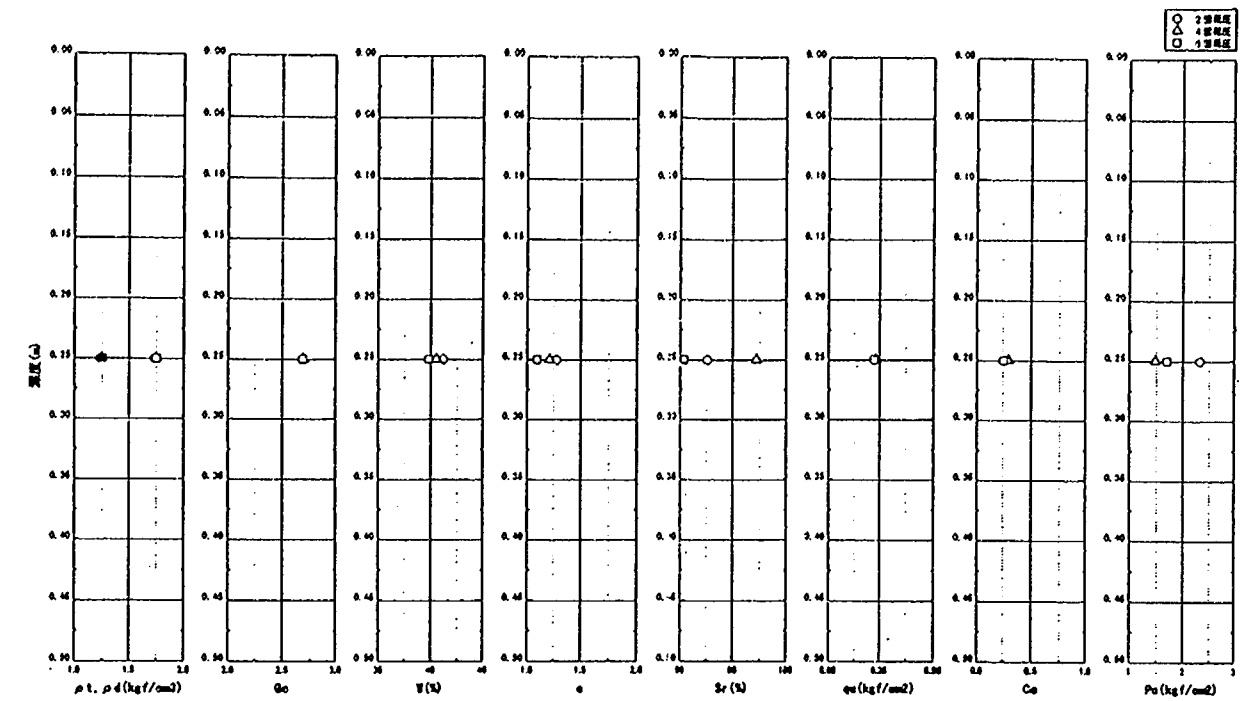


図-2.3.61 コーン貫入試験結果

発生土(A)下妻



発生土(B)柏



発生土(C)つくば

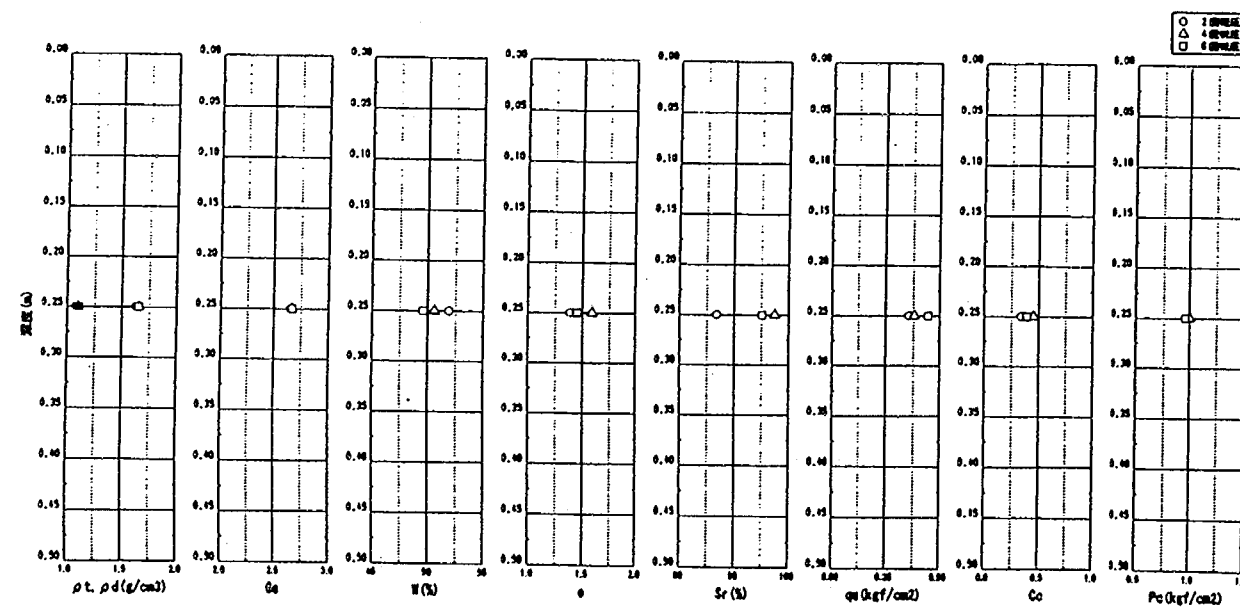


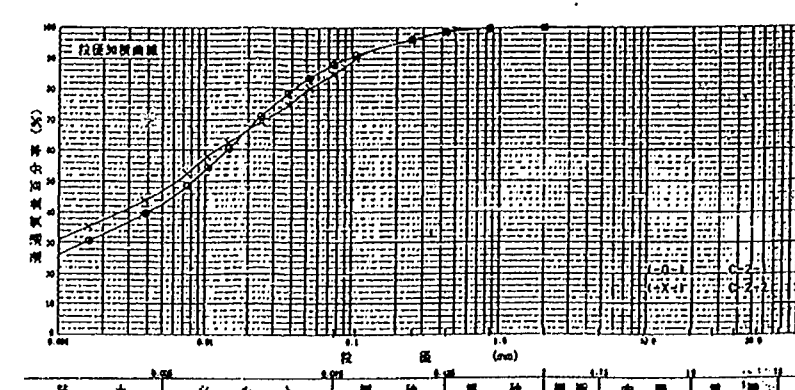
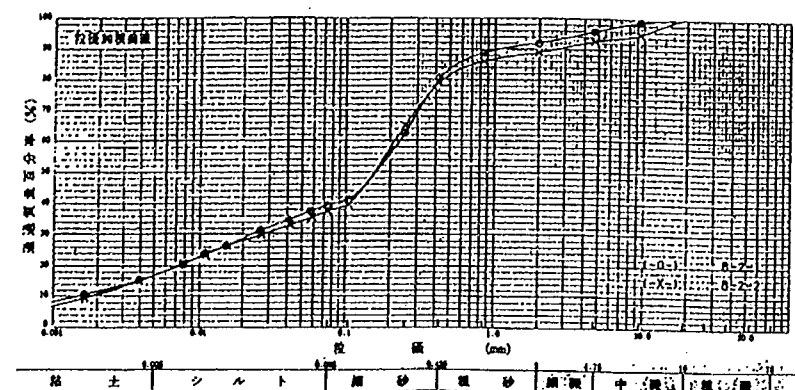
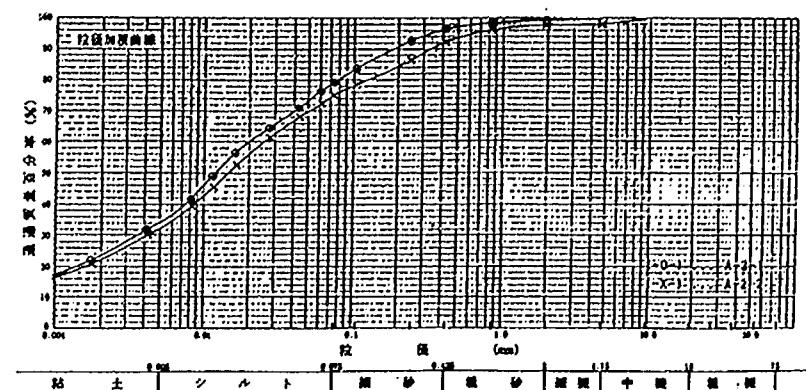
図-2.3.62 土質試験結果一覧

(下 表)

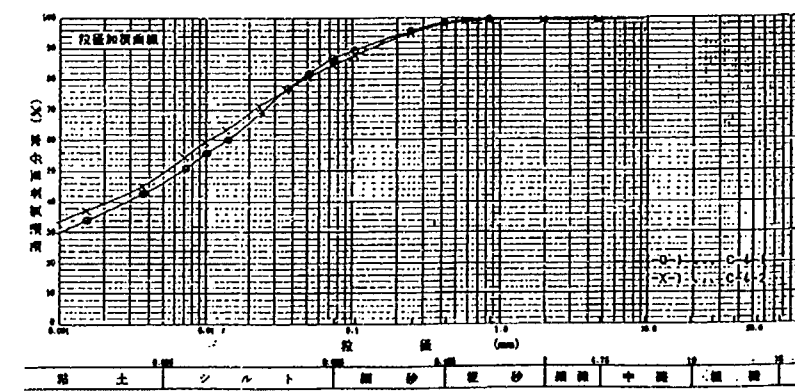
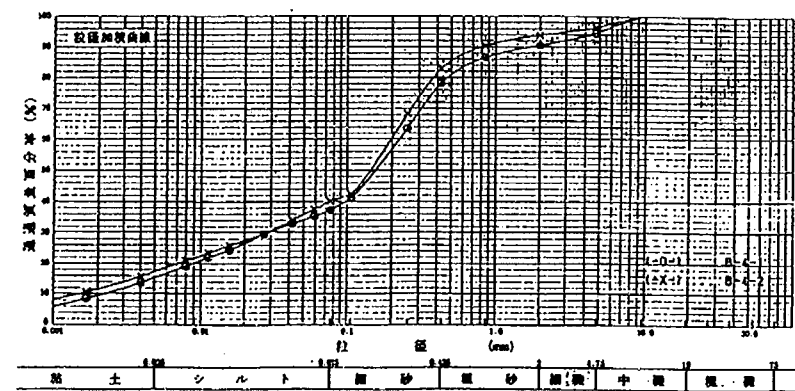
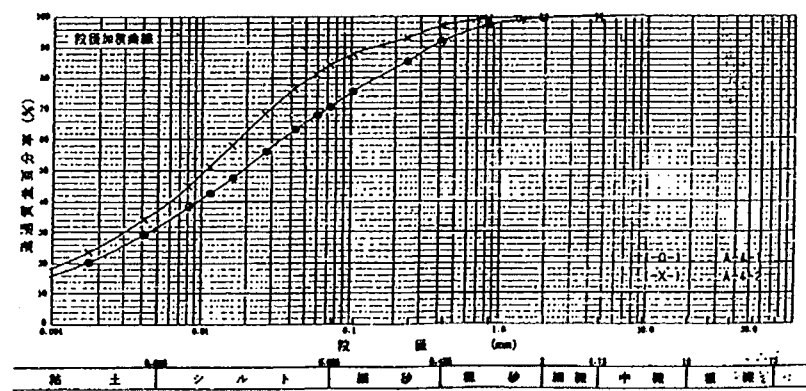
(柏)

(つくば)

2
回
転
圧



4
回
転
圧



6
回
転
圧

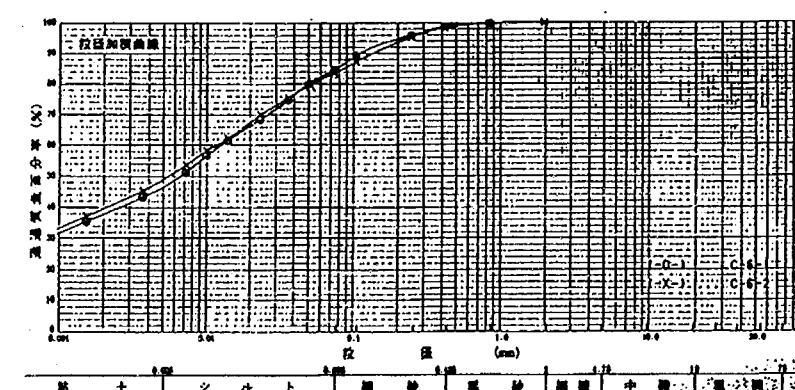
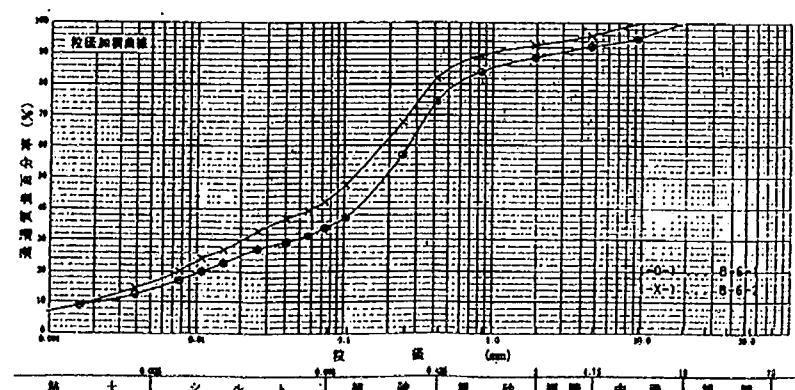
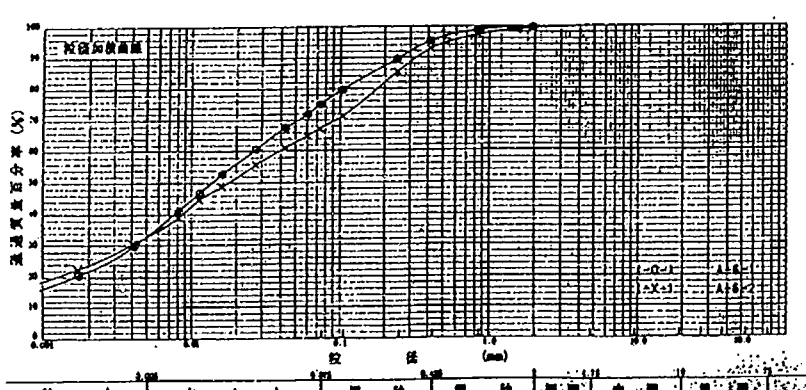
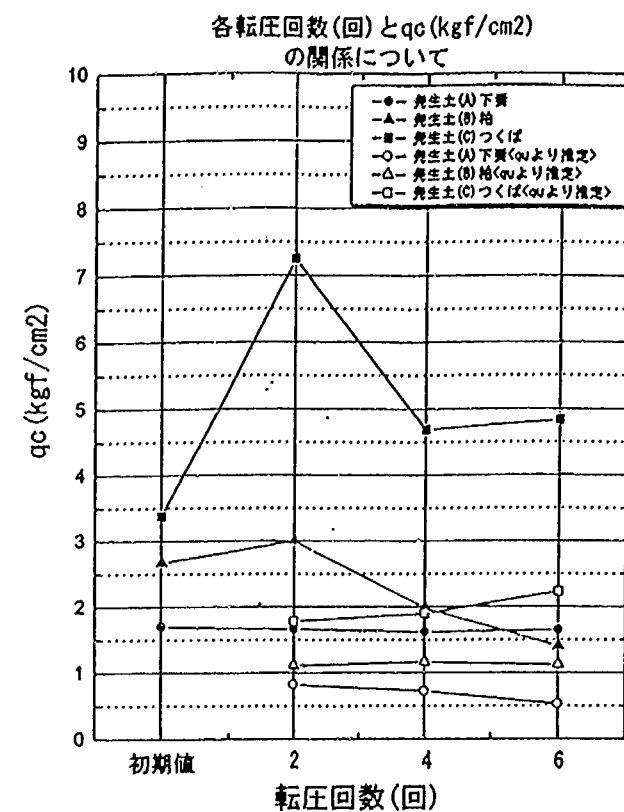


図 - 2 . 3 . 6 3 粒 度 試 験 結 果



※コーン貫入試験の結果より、
各転圧回数における平均値の
算出では、 $z=0.5m$ のデータを
除外した。

※試験採取した発生土の一軸圧
縮試験結果より $q_c = 5q_u$ として
推定した。

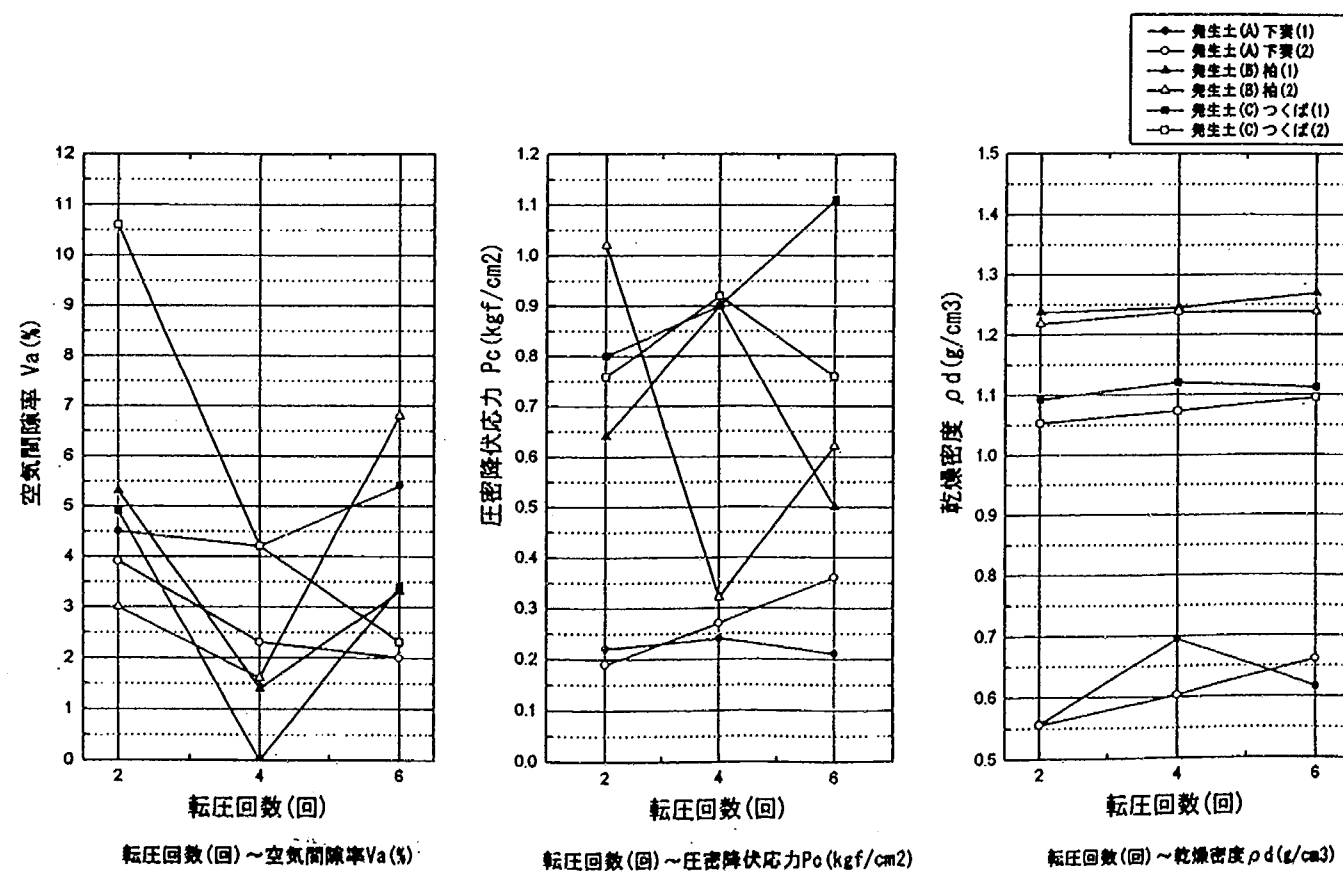


図-2.3.64 転圧回数との関係

2-3-7 室内試験と現場検証試験との整合性について

図-2.3.65～図-2.3.67は、不飽和粘性土を対象に目標強度を十分に発現させるための締固めエネルギーや必要載荷圧を決定することを目的とした、コーン指数-載荷圧力、載荷圧力-乾燥密度、締固め曲線の3者から構成される管理図表に、室内試験結果と現場検証試験結果を同時にプロットしたものである。室内試験で得られた結果と現場締固め試験の結果とは非常に高い相関が認められ、室内及び現場のいずれにおいてもこの決定法の適用が可能と判断される。

発生土A（下妻）の場合は図-2.3.65に示すように、 $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ を達成するために必要な載荷圧は $p = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ となり、乾燥密度-圧力曲線より乾燥密度の管理値は $\gamma_d = 0.71 \text{ g/cm}^3$ である。含水比が100%を上回る腐植土系の発生土であり、水浸を考慮した場合は通常の締固めエネルギーでは目標の乾燥密度には達しない。現場締固め試験でも2回、4回、6回いずれの転圧回数においても目標強度に達しないことが確認された。したがって、発生土に天日乾燥等の処置を行って含水比低下を図ったうえで、必要載荷圧に不足する圧力（ 0.8 kgf/cm^2 以上）を載荷盛土して加え強度増加を図らなければならないことがわかった。

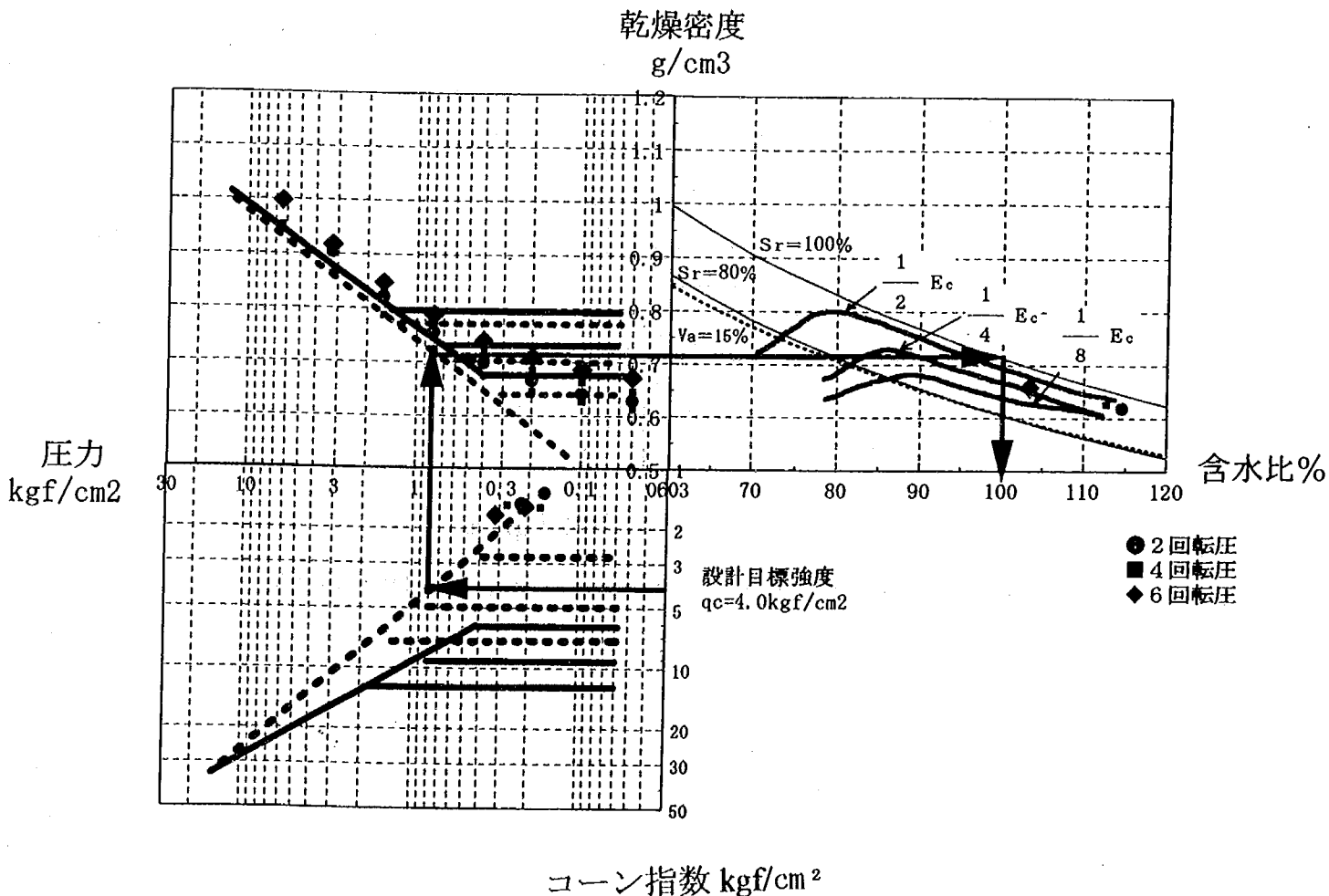


図-2.3.65 発生土A（下妻）の室内及び締固め試験結果

発生土B（柏）の場合、図-2・3・66のとおり $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ の必要載荷圧は $p = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ となり、乾燥密度の管理値は $\gamma_d = 1.04 \text{ g/cm}^3$ となることが確認された。現場締固め試験においても2回の転圧で既に管理乾燥密度を満足している。この発生土は含水比50%前後の砂質系で、締固め曲線が尖っており、含水比調整や締固めエネルギーによる密度管理のしやすい土であるが、レキ分を含んでいることから転圧回数が増えてもデータのばらつきが多くなっており、転圧6回のデータが理解しがたいものとなっている。

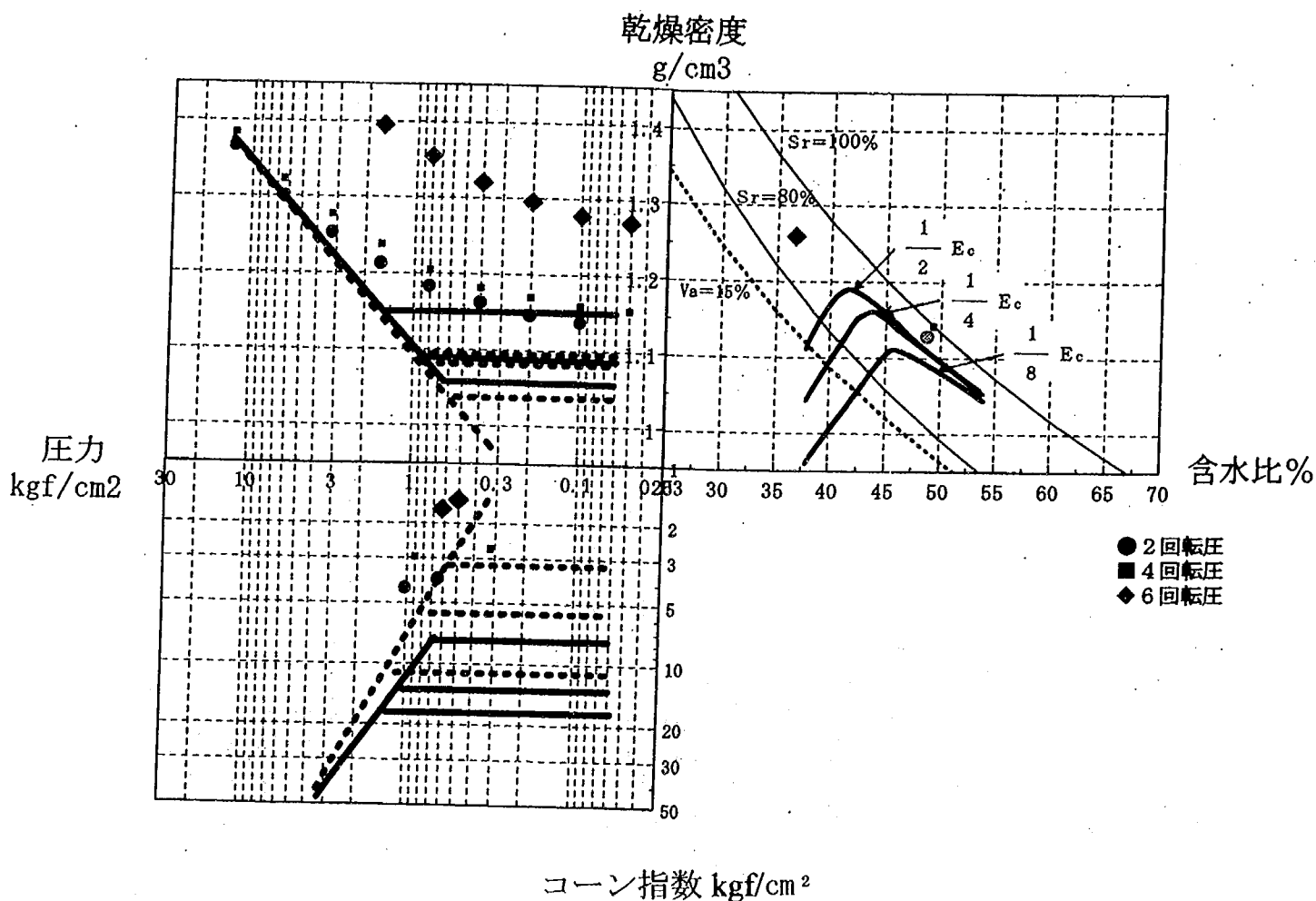


図-2・3・66 発生土B（柏）の室内及び締固め試験結果

発生土C（つくば）の場合は図-2・3・67に示すように、水浸による強度低下を考慮すると $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ を達成する載荷圧は $p = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$ となり、乾燥密度-圧力曲線より乾燥密度の管理値は $\gamma_d = 1.08 \text{ g/cm}^3$ となることがわかる。現場締固め試験においても、 $q_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ を発現させるには湿地ブルドーザーで2回転圧すれば十分であることが確認された。今回のケース（50%以下の低含水比の粘性土）では転圧のみで目標強度を満足しているが、高含水比のものになると載荷盛土の併用が望ましいこと、転圧回数によってはオーバーコンパクション状態になりやすいこと等が読みとれる。

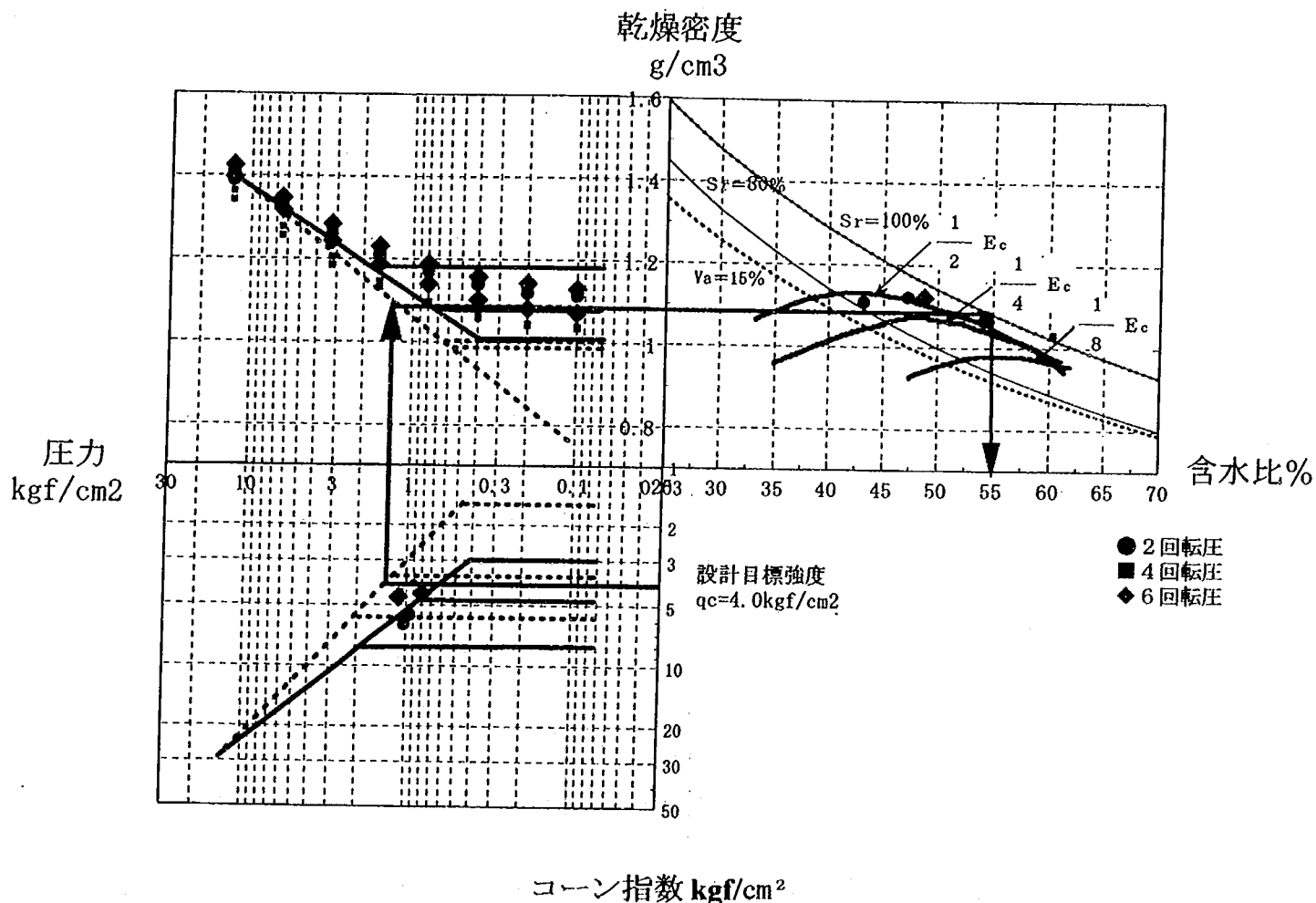


図-2・3・67 発生土C（つくば）の室内及び締固め試験結果

2-3-8 陸上埋立に関する成果のまとめ

○全国の建設発生土の現状を調査するため発生土を43試料収集し土質特性やコーン指数を測定し、載荷・圧密脱水による強度発現特性を調査した。その結果、砂質土の場合コーン指数が 1 kgf/cm^2 を下回っても 0.4 kgf/cm^2 の荷重で載荷すれば第3種発生土程度の強度が得られ、粘性土の場合コーン指数が 1 kgf/cm^2 以上あれば 0.8 kgf/cm^2 の荷重で第3種発生土程度の強度が得られるなど、強度発現の可能性を室内試験により確認した。

○現場盛立試験において、コーン指数が 1 kgf/cm^2 を下回る発生土（泥土に相当）にサンドイッチ工法を適用して盛立てを試みた。その結果、まず、まき出し時のトラフィカビリティー確保が問題となり、超湿地ブルドーザー（接地圧 1.7 tf/m^2 ）及び湿地ブルドーザー（同 2.8 tf/m^2 ）のいずれにおいても、 0.4 tf/m 程度の引張り力を許容張力内で発揮できる不織布の全面敷設が必要であることがわかった。また、排水材としてジオテキスタイル（スパンボンド不織布など）を入れて圧密促進を図ることにより、2ヶ月でコーン指数が3程度（第4種発生土相当）にまで増加できる可能性を確認した。なお、載荷盛土の高さについては、圧縮試験及び強度試験を行い、目標の強度を発現させるだけの載荷圧に対応した盛土高を求めることができる。

○現地盛立試験において、発生土が不飽和土であったり、施工時の転圧エネルギーが盛土荷重を上回っているため、サンドイッチ工法による圧密促進効果が期待できない場合がある。そのため、不飽和土に対しては転圧や載荷重によって目標強度を達成させなければならず、転圧エネルギーや必要載荷圧の決定法を検討する必要がある。

○不飽和土の強度発現特性、目標強度達成に必要な締固め法や必要載荷圧などの決定法として、コーン指数－載荷圧力の関係図、載荷圧力－乾燥密度の関係図、締固め曲線図の3者で構成される管理図表を作成し、転圧や載荷盛土の決定法を提案した。また、水浸による強度の低下特性を見込んでおくことが重要であり、水浸時の強度は締固め時の飽和度と深い関係があることが明らかになった。おおまかな手順は以下のとおりである。

*管理図表は、強度試験（供試体を数種類の圧力で載荷して強度発現させた後にコーン指数を計測するもの）、異なる締固めエネルギーにより作成した試料による圧縮試験、締固めエネルギーを変化させた締固め試験の3者のデータを用いて作成する。

*コーン指数－載荷圧力の関係図から、目標の強度（目標コーン指数）に対応した必要載荷圧を求める。

*載荷圧力－乾燥密度の関係図から、必要載荷圧に対応する乾燥密度を求め、施工の際の乾燥密度の管理値とする。

*締固めによって乾燥密度の管理値が達成できる場合は転圧により、含水比が大きく通常の締固めでは管理値に到達できない場合は、載荷盛土を併用して強度増加を図る必要がある。

*なお、実際の現場では不飽和土内に水が浸入し、強度低下を引き起こす場合があり、その際は、

水浸後の圧力-強度特性より必要な載荷圧を求めなければならない。

○この決定法の適用性を、室内締固め試験及び湿地ブルドーザーによる現場締固め試験の双方によって確認した。

○以上の成果をまとめて低品質な建設発生土を陸上埋立材料として用いる場合の設計・施工法のフローを図-2・3・68示す。

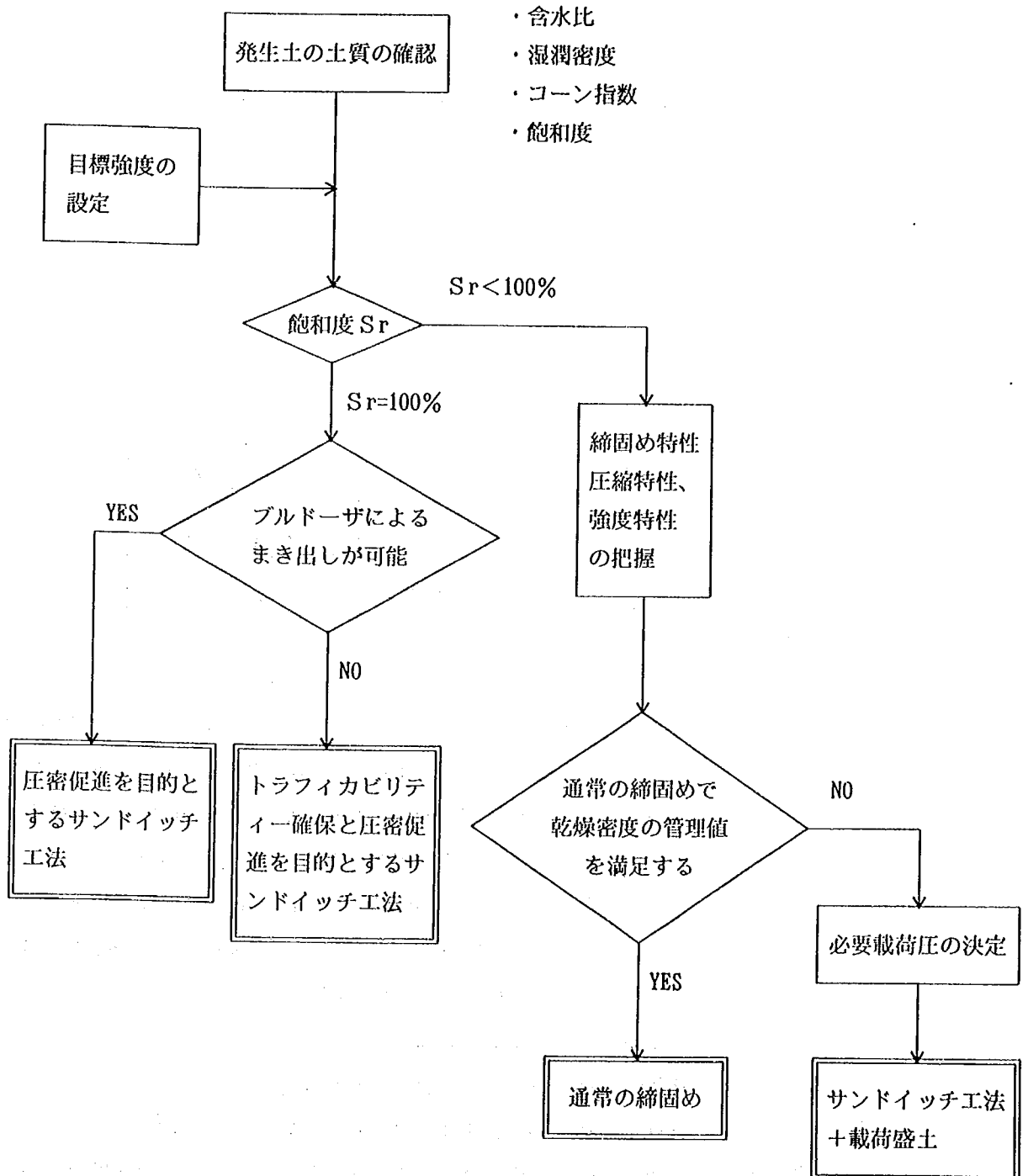


図-2・3・68 低品質の発生土を埋立地盤材として用いる場合の設計・施工フロー

2-4 水面埋立に関する研究成果

2-4-1 設計手法の調査および提案

1) 水面埋立における従来設計法のまとめ

水面埋立における既存の水平ドレーン工法として「ラテラルドレーン工法」がある。ここでは、この工法の設計法をまとめて示す。

(1) ラテラルドレーン工法の概要

ラテラルドレーン工法の概要は、以下のとおりである。

- ①ドレーン材
- | | | |
|--------|---|----------------|
| 板状 | = | プラスチックボードドレーン |
| コア材 | = | ポリエチレン樹脂 |
| フィルター材 | = | ポリエステル系不織布 |
| サイズ | = | 表-3・4・1に示すとおり。 |

表-2・4・1 ドレーン材の種類

断面寸法 $B \times t$ (mm)	空断面積 S (cm ²)	換算直径 d_w (mm)	断面形状
100×3	1	65.5	
100×6	5	67.5	
100×10	8	70.0	
150×6	8	99.3	
150×12	12	103.1	

- ②ドレーン材埋設方法 特殊埋設台船による。埋設台船は2つの浮力体（底部に摩擦低減剤、FRPを皮膜した発泡スチロール）を並べた双胴船である。ドレーンを地盤内に導くマンドレルは双胴の間にあり、ウインチ操作によって船上への引き上げおよび地盤への貫入が可能である。また、台船上には、ロール状のドレーン材を取り付けるためのリール装置があり、埋設台船を前後に移動させるとリール装置が回転し、ドレーンを地盤内に自動的に繰り出す構造となっている。特殊埋設台船の例を図-2・4・1に示す。

- ③载荷方式 真空ポンプによる負圧载荷
作用負圧=-0.5~-0.8 kgf/cm²

- ④適用土質 粘性土=基本的に含水比が200~300%の超軟弱状態

- ⑤改良目的・改良効果 浚渫土の脱水固化や埋立地表層処理等。含水比が液性限界の8割程度まで減少する。また体積は約半分程度まで減少する。

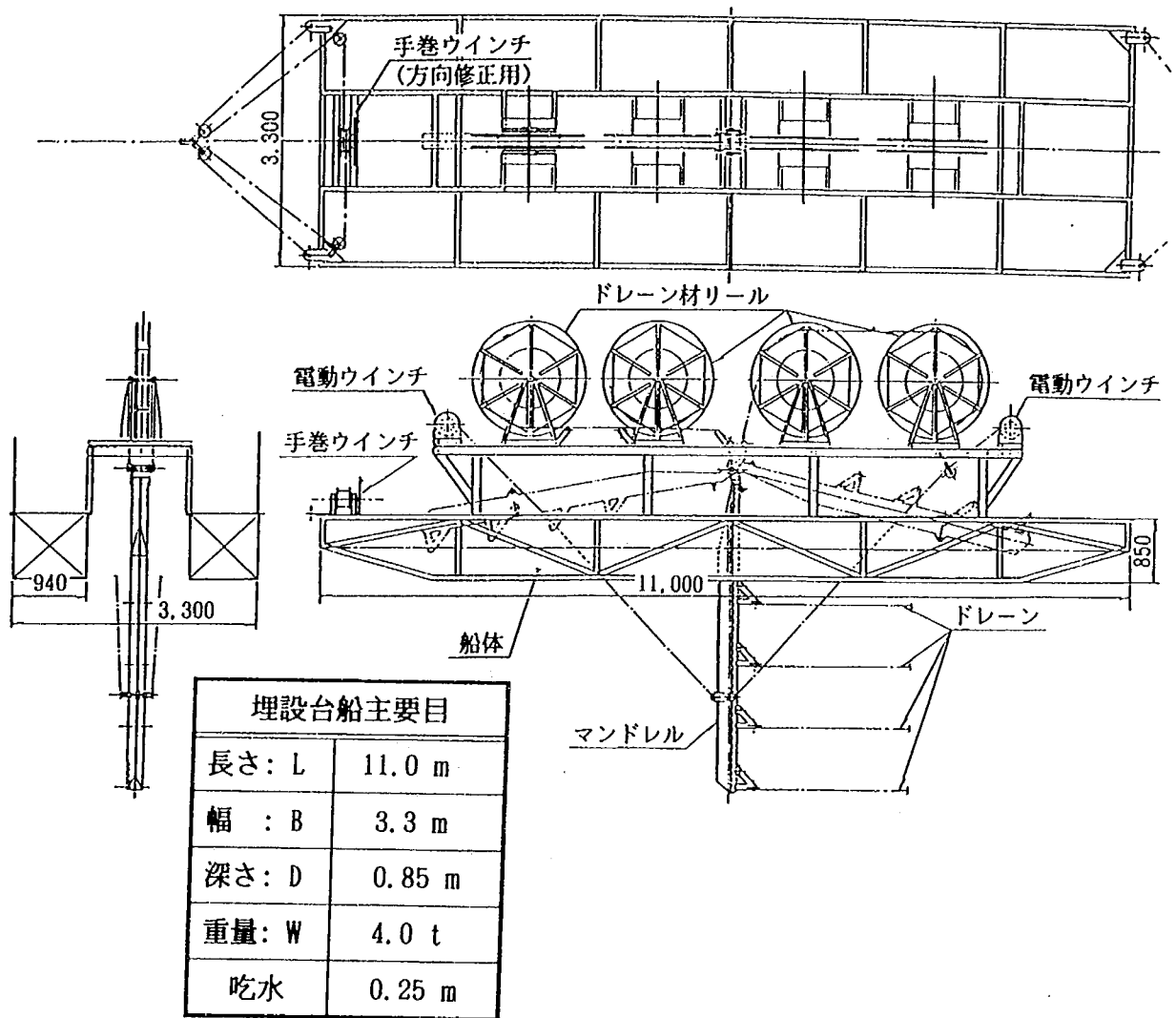


図-2・4・1 ドレーン埋設台船

(2) 設計法

ラテラルドレーン工法の設計は、以下のとおりである。

①設計手順

ラテラルドレーン工法の設計は、図-2・4・2に示す手順で進める。

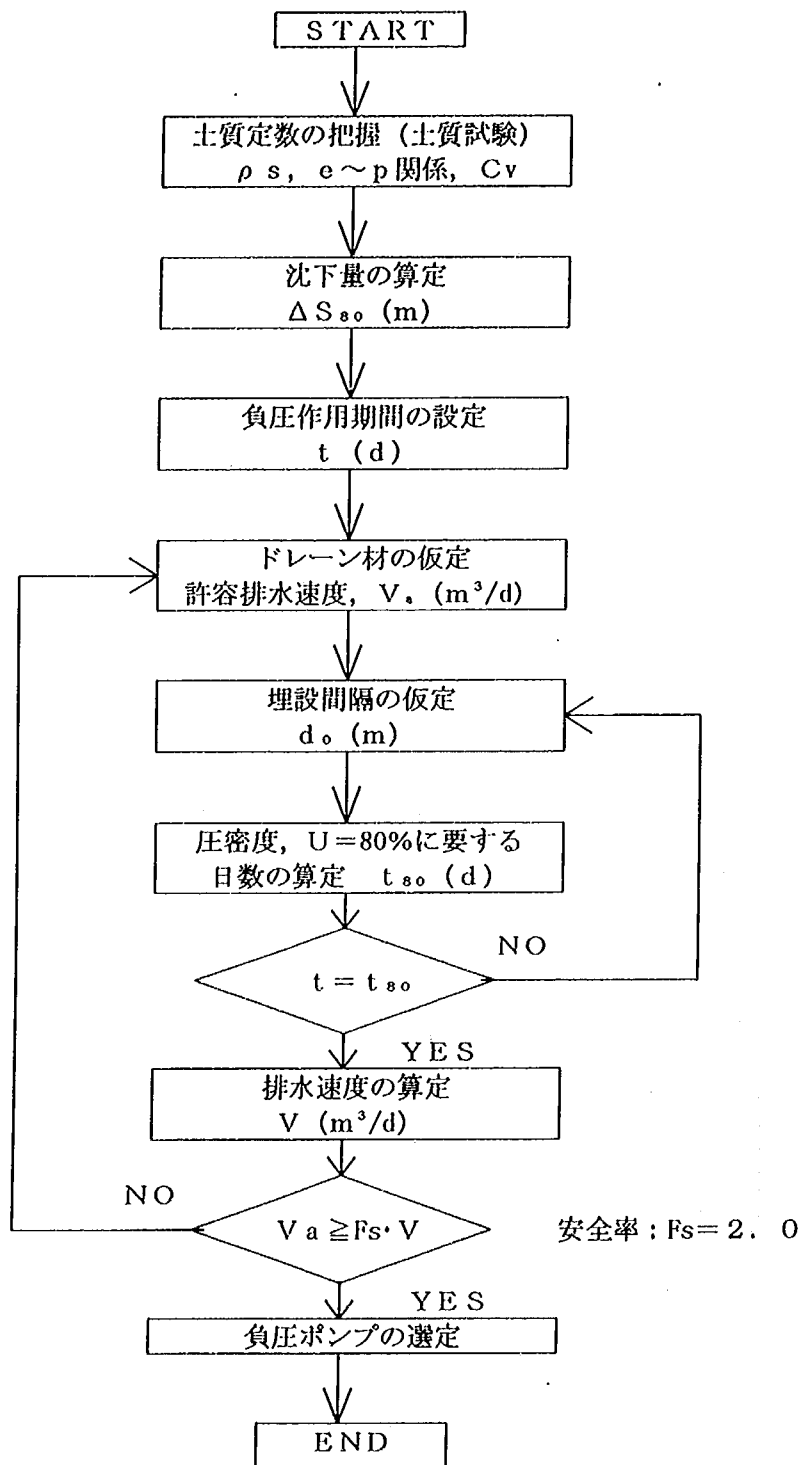


図-2・4・2 設計手順

②沈下量の算定

超軟弱土の脱水による沈下は、圧密試験により求まる間隙比～有効応力関係を用いて脱水後の間隙比を求め、式(2.4.1)により算定する。

$$\text{最終沈下量} \quad \Delta S_f = \varepsilon_f \cdot H = \frac{e_o - e_f}{1 + e_o} H \quad (\text{m}) \quad \text{—————} \quad (2.4.1)$$

ここに、 ε_f : 最終ひずみ

e_o : 脱水ポンドに投入後の超軟弱土の平均間隙比

e_f : 脱水後の土の間隙比

H : ラテラルドレーン工法による対象層厚(m)

$$U=80(\%) \text{の沈下量} \quad \Delta S_{80} = 0.8 \cdot \Delta S_f$$

$$\varepsilon_{80} = 0.8 \cdot \varepsilon_f$$

ラテラルドレーン工法を超軟弱地盤に適用した場合、 0.5 kgf/cm^2 程度の負圧による脱水効果が期待できる。そこで、脱水後の土の間隙比は、有効応力 0.5 kgf/cm^2 に対する間隙比になると設定する。また、負圧作用の終了時には土の圧密を平均圧密度 80%まで進行させるとして沈下量を算定する。

③負圧作用時間の算定

負圧による沈下速度は、以下に示すようにBarronの圧密理論により算定することができる。

a. ドレーンの換算直径： d_w

ドレーン材は長方形断面であるので、これを等価な円形断面に換算する。ドレーンの外周長を等しい円周長に換算した場合の換算直径は、式(2.4.2)で求まる。

$$d_w = \frac{2(B+t)}{\pi} \quad \text{—————} \quad (2.4.2)$$

b. ドレーンの平均間隔： d_m

圧密の進行とともにドレーンの埋設間隔が減少するため、計算には圧密期間中の平均間隔を用いることにする。ドレーンの平均間隔は、式(2.4.3)で求まる。

$$d_m = \sqrt{\frac{d_o^2 + d_f^2}{2}} = \sqrt{\frac{d_o^2 + \{d_o(1 - \varepsilon_{80})\}^2}{2}} \quad \text{—————} \quad (2.4.3)$$

ここに、 d_o : ドレーンの埋設間隔(m)

d_f : 最終のドレーン間隔(m)

c. ドレーンの有効半径 : d_e .

図-2・4・3にドレーン配置と等価有効円の関係を示す。図中の正方形内の間隙水は、各々の領域の中央にあるドレーンに流入する。この排水域を同じ面積の等価有効円に置き換えるとその直径(有効直径)とドレーンの平均間隔との間には関係式(2・4・4)がある。

$$d_e = 1.13 \cdot d_m \quad \text{—————} (2 \cdot 4 \cdot 4)$$

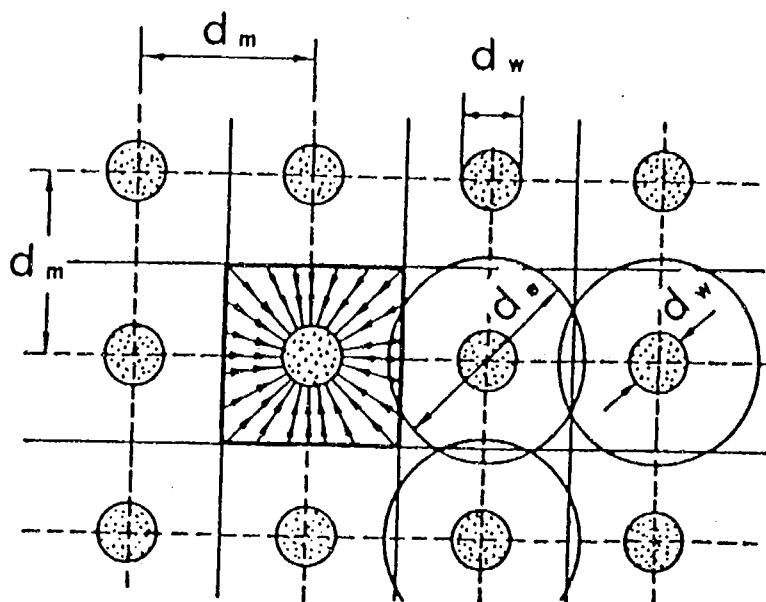


図-2・4・3 ドレーン配置と等価有効円

d. 負圧作用時間 : t

Barronが示した圧密度の近似解式(2・4・5)、式(2・4・6)を用いて、負圧作用時間を求める。

$$\text{圧密度} \quad U = 1 - \exp \frac{-8 T_h}{F(n)} \quad \text{—————} (2 \cdot 4 \cdot 5)$$

$$\text{負圧作用時間} \quad t = \frac{d_e^2}{C_v} T_h \quad (d) \quad \text{—————} (2 \cdot 4 \cdot 6)$$

ここに、 U : 圧密度 (=0.8)

T_h : 時間係数

C_v : 圧密係数(m^2/d)

$$F(n) : F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$n : n = \frac{d_e}{d_w}$$

2) 水面埋立における設計法の提案および試設計

水面埋立における設計は、基本的に先にまとめて示した手法により行われる。しかしながら、工事の経験によると水平ドレーン工法を水面埋立に適用した場合に、以下のような課題がある。

A. ドレーン材の埋設法に対する問題点

- I) 水深が深い場所でのドレーン材の埋設法
- II) 大規模打設船（機械）の開発

B. 改良効果に対する問題点

- I) 真空載荷だけでは、荷重が不足する。
- II) ウェルジ・スツスの問題
- III) エアー漏れ、漏水の対策

したがって、ここでは、設計上の基本的な課題であるウェルジ・スツスの問題を検討し、試設計に代えるものとする。

- a. 水平ドレーンのアイデアは、ドレーン埋設長を長くしてドレーン1本あたりの改良土量を大きくする。という見方もできるが、ドレーン埋設長がドレーンの通水能力に比して長くなるとウェルジ・スツスにより圧密遅れの問題が生じる。
- b. 圧密遅れは、水平ドレーンの場合はドレーン先端部と根元部の沈下速度の違いとしてあらわれる。
- c. ウェルジ・スツス係数は次式で定義される。

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_c}{k_w} \left(\frac{H}{d_w} \right)^2 \quad \text{—————} \quad (2 \cdot 4 \cdot 7)$$

ここに、
 k_c : 粘土の透水係数
 k_w : ドレーン材の透水係数
 H : ドレーンの延長
 d_w : ドレーンの直径

- d. ウェルジ・スツスを考慮に入れた圧密計算（解析解）は吉国洋「バーチカルドレーン工法の設計と施工管理」の付表に示されている。
- e. ウェルジ・スツスを考慮に入れた圧密計算（近似解）はHansboの近似式(2・4・8～2・4・10)を利用して求められる。

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} + \frac{4k_c}{d_w^2 k_w} \left(1 - \frac{1}{n^2}\right) z(2H - z) \quad \text{—————} \quad (2 \cdot 4 \cdot 8)$$

ここに、
 n : $n = d_o / d_w$
 z : 深度 ($0 < z < H$)

$$U(z, T_h) = 1 - e^{-p^8 T_h / F(n)} \quad \text{—————} \quad (2 \cdot 4 \cdot 9)$$

$$t = \frac{d_o^2}{c_v} T_h \quad \text{—————} \quad (2 \cdot 4 \cdot 10)$$

ここに、
 T_h : 時間係数

(3) 施工実績

ラテラルドレーン工法の施工実績を表-2・4・2に示す。

表-2・4・2 ラテラルドレーン工法施工実績一覧

工事名 項 目		埋立地 地盤改良 実験工事	地盤改良工事(1)	地盤改良実験(2)	地盤改良実験(3)
工 期		'87/8~'87/11	'88/12~'89/7	'89/12~'90/2	'90/3~'90/7
施 工 場 所		大分県	山口県	山口県	福岡県
土 質	土 質 名	海成粘土	廃滓	廃滓	有機質粘土
	液性限界(%)	110	200	180	110
	塑性限界(%)	40	90	100	50
区 域	改良面積(m ²)	350	40,000	1,800	25,000
	改良層厚(m)	2.8	4.5	4.5	2.8
ド レ ー ン 材	規 格(mm) および 埋設長(m)	100×3,50	①100× 3,100 ②100× 6,100 ③100×12,000	100×6,50	150×6,125
	埋設間隔(m)	0.7、4段	1.5、3段	1.5、3段	0.7、4段
	埋設本数(本)	40	① 204 ② 162 ③ 30	72	588
改 良 効 果	初期含水比 (%)	200~300	300~600	300~600	200~300
	改良後含水比 (%)	90	150~180	150~180	90

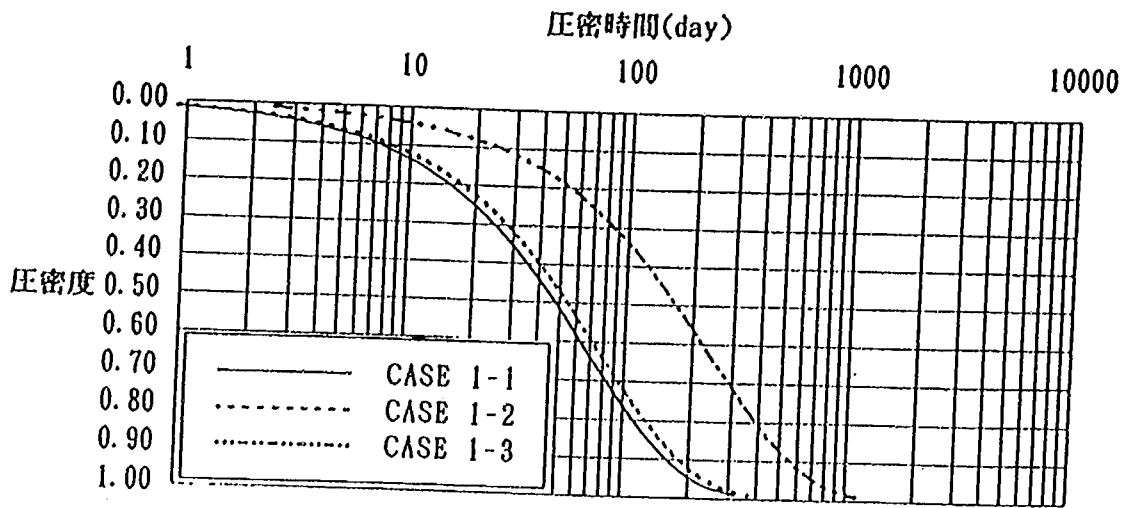


図-2・4・4 圧密計算結果 (CASE 1 : 小断面バンドドレーン)

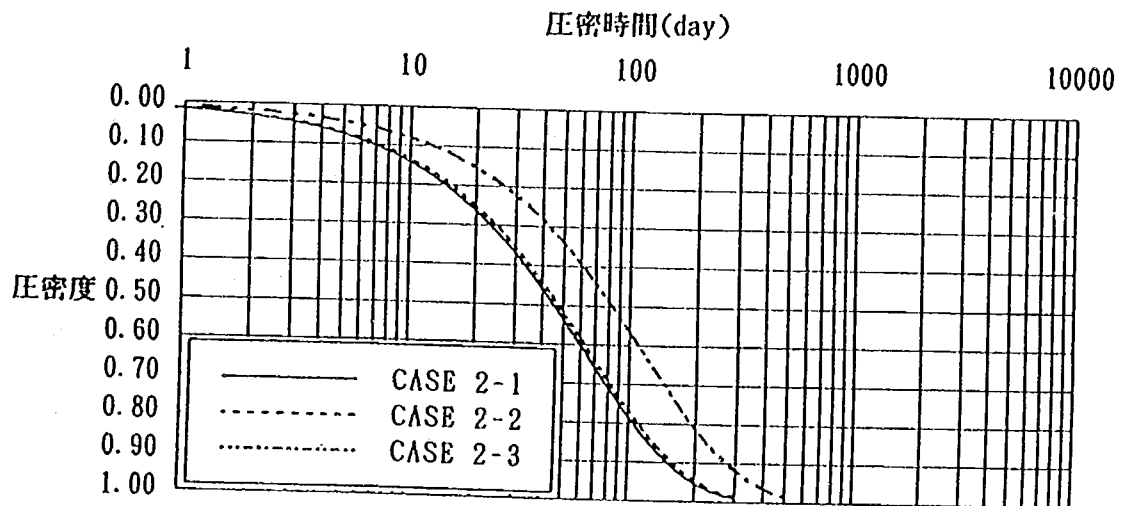


図-2・4・5 圧密計算結果 (CASE 2 : 大断面バンドドレーン)

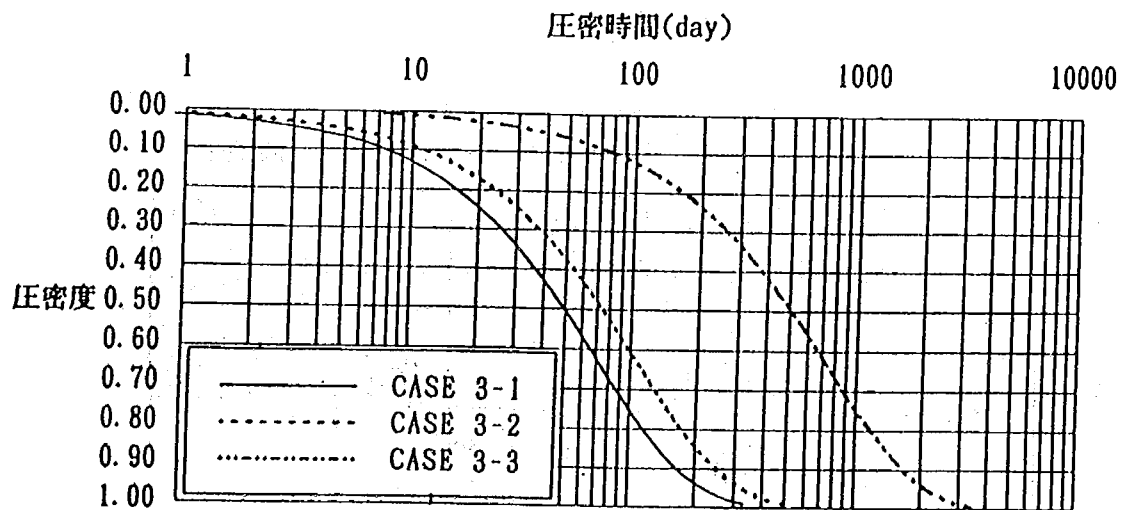


図-2・4・6 圧密計算結果 (CASE 3 : サンドドレーン)

2-4-2 室内検証実験（その1）：水平ドレーンによる圧密促進実験

1) 概要

(1) 目的

水面埋立てにおいて埋立地盤の早期利用を図る場合、水平ドレーン工法が一般に多く採用されているが、この工法は大型機械を搬入するため、ドライバリティが得られる程度まで地盤の強度を増加させなければならない。また、大量の土砂を載荷圧として盛土しなければならず、施工に時間を要するという欠点があった。このような問題を解決するために埋立段階から水平ドレーンを敷設することによって施工に大型の機械を要しない水平ドレーン工法を提案した。そこで、水平ドレーンによる地盤改良効果を調査するため、砂マウンドの水位低下に水平ドレーンを併用した圧密促進工法の模型実験を行い、基礎的な検討を行った。

(2) 実験概要

実験は図-2.4.7に示すような水槽の端部に砂マウンドを設置し高含水比の発生土をドレーン材を敷設しながら投入した。投入終了後、砂マウンドの水位を低下させドレーン材で地盤内の水を排水することにより圧密を促進するものである。水位低下は水槽右側のバルブを開くことによって行いその時点をと $t=0$ とした。使用した建設発生土の物性値を表-2.4.4に示す。ドレーン材は図-2.4.8に示す断面のものをを用い、配置は図-2.4.7のような間隔で、コーン貫入試験用に隙間を設けたがほぼ全面に敷設した。

測定項目は、埋立地盤の内部の間隙水圧、表面の沈下、および実験終了後のコーン貫入抵抗値である。測定位置は、沈下測定が測点1、2の2箇所、コーン貫入が測点3～5の3箇所である（図-2.4.7参照）。

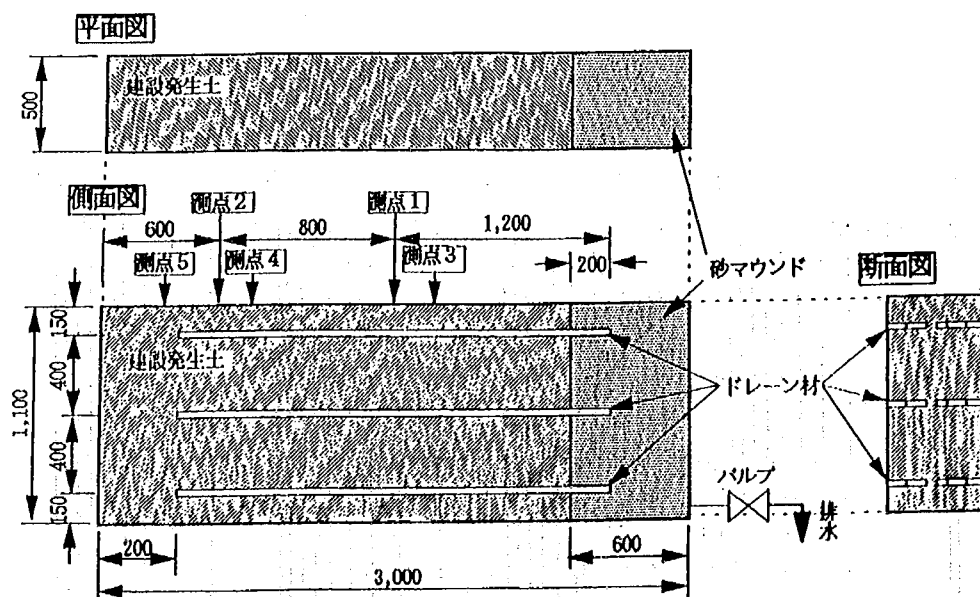


図-2.4.7 実験水槽およびドレーン材配置（単位：mm）

f. ウェルズ・スカフスがない場合の圧密計算（近似解）はBarronの近似式(2・4・11)を利用して求められる。Barronの近似式は、Hansboの近似式の第3項を0とした形となっている。

$$F(n)_0 = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2 \cdot 4 \cdot 11)$$

g. ドレーン先端部での圧密計算（Hansboの近似式による）を表-2・4・3の条件で行った。3種類のドレーンについて、それぞれ20, 50, 200mのドレーン延長に対して計算を行っている。

表-2・4・3 圧密計算計算条件

CASE	1			2			3		
	1-1	1-2	1-3	2-1	2-2	2-3	3-1	3-2	3-3
ドレーン種類	バンドドレーン						サンドドレーン		
サイズ	10cm×3mm			10cm×6mm			φ400mm		
換算径 d _w (cm)	5.0			7.5			40		
有効径 d _e (cm)	125			140			200		
ドレーン透水係数 k _w (cm/sec)	1.0			1.0			0.01		
ドレーン延長 (m)	20	50	200	20	50	200	20	50	200
被改良土	c _v			0.01 (cm ² /sec)					
	k _e			1.0E-0.7 (cm/sec)					

h. 計算結果を図-2・4・4～図-2・4・6に示す。どのケースもドレーン延長が長くなるとウェルズ・スカフスの効果により圧密遅れが生じている。しかし、大断面のバンドドレーンを使用した場合は、圧密遅れは小さくなっている。

表-2・4・4 発生土の物性値

含水比 ω		251.7%
土粒子の密度 ρ_s		2.574g/cm ³
粒 度	細礫分	0.1%
	粗砂分	0.9%
	細砂分	5.1%
	シルト分	33.7%
	粘土分	60.2%
液性限界 ω_L		156.5%
塑性限界 ω_p		51.6%
塑性指数 I_p		104.9

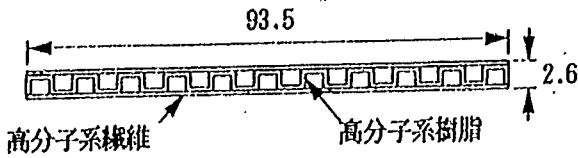


図-2・4・8 ドレーン材断面

2) 実験結果

(1) 沈下挙動

①最終沈下量

最終沈下量は、初期と圧密終了後の間隙比の変化から求めた。

$$\sum \Delta S_{if} = \sum Z_0 \varepsilon_{if} = \sum \frac{Z_0(e_0 - e_{if})}{1 + e_0} \quad (2 \cdot 4 \cdot 12)$$

ここに ΔS_{if} : i層における最終圧密沈下量。 e_0 : 初期間隙比、($e_0 = G_s \cdot w_0$)

ε_{if} : i層における最終ひずみ。 G_s : 土粒子の比重、($G_s = 2.574$)

w_0 : 初期含水比、($w_0 = 240\%$)。 Z_0 : 分割層の層厚 ($Z_0 = 5\text{cm}$ (22分割))

e_{if} : i層における圧密終了後の間隙比。有効応力 p_{if} (次式)に相当する間隙比である。間隙比~有効応力関係を図-2.4.9に示す。

$$p_{if} = \sum \gamma_i Z_0 \quad (2 \cdot 4 \cdot 13)$$

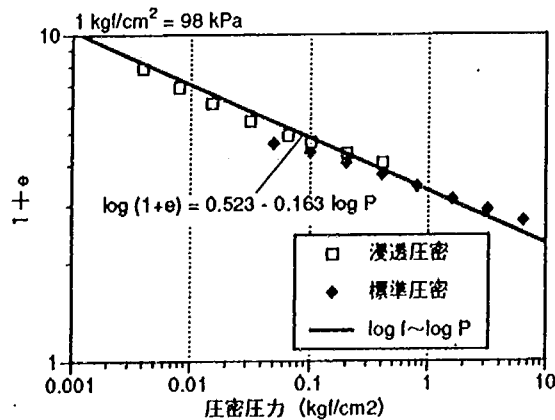


図-2.4.9 間隙比~有効応力関係

②圧密速度

圧密速度は、Terzaghiの理論に層厚の変化を考慮して求めた。この圧密理論において、平均圧密度が30%、50%、70%の時間係数はそれぞれ $T_v(30\%)=0.071$ 、 $T_v(50\%)=0.197$ 、 $T_v(70\%)=0.403$ である。また、時間係数は次式で求めた。

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{\sqrt{H_0^2 + H_f^2}} \quad \text{—————} \quad (2 \cdot 4 \cdot 14)$$

ここに C_v : 圧密係数。図-2.4.10を参照。

t : 時間係数。

H_0 : 初期層厚 ($H_0=20\text{cm}$)。

H_f : 圧密後の層厚。 ($H_f=H_0(1-\varepsilon_f)$)

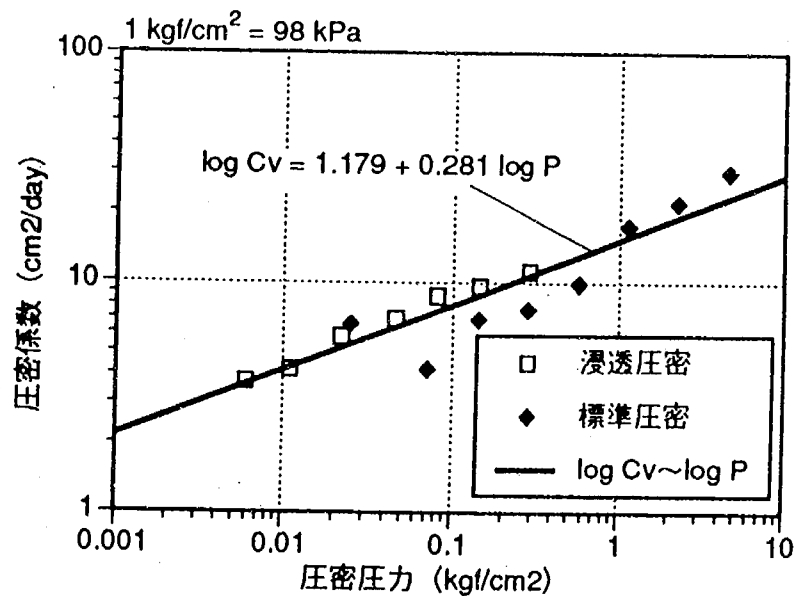


図-2.4.10 圧密係数

図-2.4.11(1)に時間～沈下曲線を示す。最終沈下量は28.5cmとなり、ひずみに換算すると25.9%となった。実測値と理論の沈下曲線を比較すると、両者は非常によく一致することがわかる。

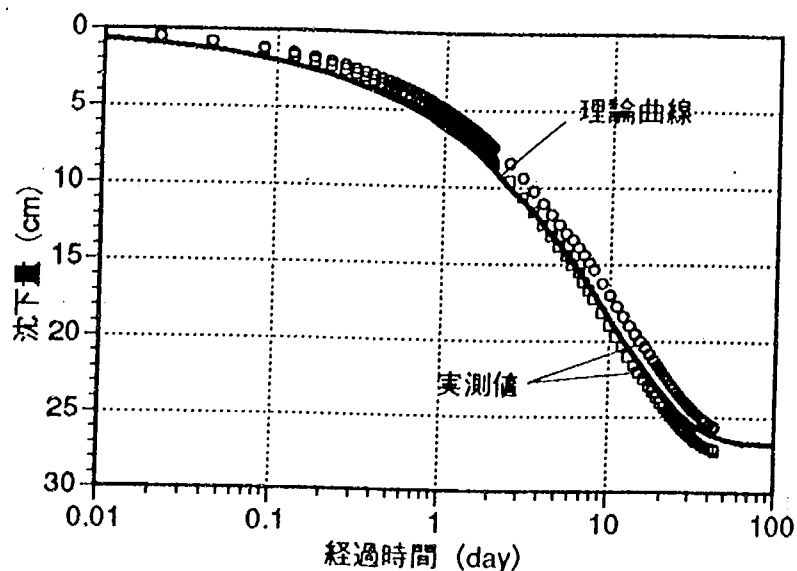


図-2・4・11(1) 時間～沈下曲線

(2) 間隙水圧

間隙水圧の測定結果を図-2・4・11(2)に示す。測定値は初期状態 ($t=0$) からの間隙水圧の低下量である。使用した間隙水圧計の最大測定圧は、①②③が0.2 kgf/cm²、④⑤⑥が2 kgf/cm²であった。

測定精度のためと思われるが、④⑤⑥は意味のある値を示していない。また、①は15日経過後から測定異常となっている。

②と③がほぼ妥当な値を測定したと思われる。これらは曲線の形状も図-2・4・11(1)の沈下曲線にほぼ対応し、最終値も理論値に近い値を測定している。理論値は②で0.07 kgf/cm²、③で0.085 kgf/cm²である。

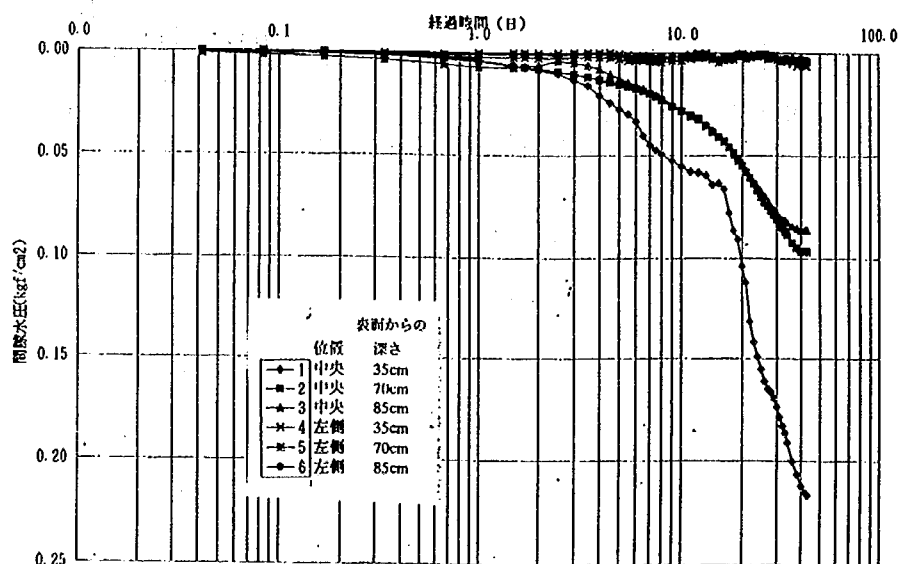


図-2・4・11(2) 間隙水圧の測定結果

(3) コーン指数

① コーン指数と深度の関係

実験終了時に行ったコーン貫入試験の結果を図-2・4・12に示す。図の縦軸には、地表面からの深度をとり、横軸には、コーン指数 q_c をとった。

図よりわかるように地表面からの深度が深くなるにしたがってコーン指数の値も増加している。そして、測点3、4と測点5を比較すると測点5の方がかなり小さな値になっている。これは、測定位置が、図-2・4・7に示したように測点3、4は、ドレーン材を敷設した範囲であり、測点5は、ドレーン材を敷設していない無処理範囲であるためと思われる。これにより、ドレーン材の敷設が圧密促進にかなり効果があることがわかる。

さらに、測点3と測点4を比較してみると測点4の方がやや小さな値となっている。

② 強度増加率

実験で得られた測点3、4のコーン指数を用いて強度増加率(C_u/P)の平均値(m)を求めた。粘着力 C_u は、コーン指数 q_c の $1/10$ として換算した。その結果、図-2・4・12の曲線の傾きからもわかるように測点3、測点4のどちらも、深度が深くなるほど強度増加率は大きくなり、平均値 m は、測点3で0.416、測点4で0.372となった。これは、強度増加率と塑性指数の関係式(2・4・14)と比較するとほぼ近い値となっている。

$$\text{Skemptonの式} \quad C_u/P = 0.11 + 0.0037 I_p \quad \text{—————} \quad (2 \cdot 4 \cdot 14)$$

$$= 0.498$$

ここに I_p : 塑性指数 104.9

前節2. 2によると第4種以下の建設発生土でも一定した強度増加率が得られることが示されている。このことより、より深い深度の現場施工においては、さらに大きな強度が得られることが期待できる。

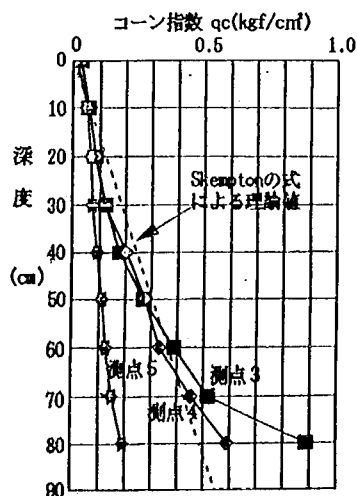


図-2・4・12 地盤のコーン指数と深度の関係

3) まとめ

水平ドレーンおよび砂マウンドの地下水位低下の併用によって水面下の埋立てにおいても低品質の建設発生土の強度を増加することができ、安定した強度増加が得られた。

2-4-3 室内検証実験（その2）：水面投入実験

1) 概 要

(1) 目的

建設発生土による水面埋立てにおいて埋立段階から水平ドレーンを敷設し、砂マウンドの水位低下を併用した圧密促進工法を提案したが、ドレーン材を水平に敷設するためには、投入した発生土の定着状態をできるだけ水平にしなければならない。また、埋立地盤内に大きな間隙がないほうがよい。

そこで、発生土の投入方法および投入順序、水中埋立地盤の出来形、埋立完了後の埋立土の強度を確認するために大型水槽を用いてモデル実験を行い、基礎的な検討を行った。

(2) 実験概要

①実験期間

平成8年8月～9月

②実験場所

茨城県つくば市大字旭一番地 建設省土木研究所

③実験装置

実験は図-2・4・13 に示すような長さ15m（左右に1mの給水槽設置）、深さ3.5m、幅1mの水槽を用いた。また、水槽内部が観察できるように片面がガラス面になっている。

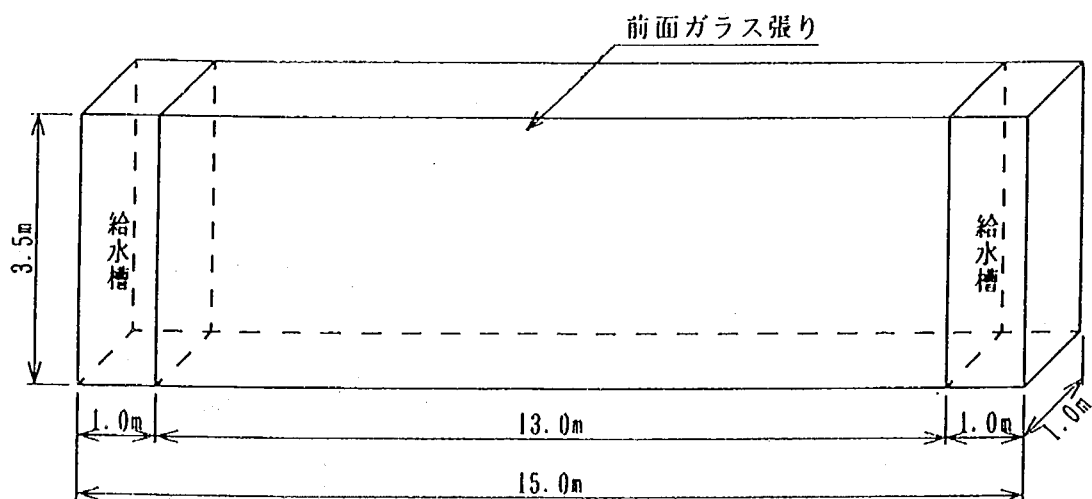


図-2・4・13 大型水槽の形状寸法

④投入試料

第1回目の霞ヶ浦建設発生土（以降、霞ヶ浦と称する）及び第2回目の柏建設発生土（以降、柏と称する）である。

⑤実験内容

a. 基本投入実験

基本投入実験とは、単一投入により、定着後の土塊の形状を確認し、層状投入のための投入間隔を定めるために行うものである。

b. 層状投入実験

層状投入実験は、先に行った基本投入実験より求められた投入間隔で層状に規則正しく投入し、層状埋立を行うものであり、層状埋立形状の出来形の確認を目的とする。

投入断面と投入方法は、以下のとおりである。

ア. 投入断面

層状埋立断面は、1 試料につき大型水槽の片側半分を使用して図-2・4・14に示すように天端幅2.5m、高さ1.0mとする。なお、第1回目の霞ヶ浦による投入実験は水槽に向って左側の部分で行い、第2回目の柏は、水槽に向って右側の部分で投入実験を行った。

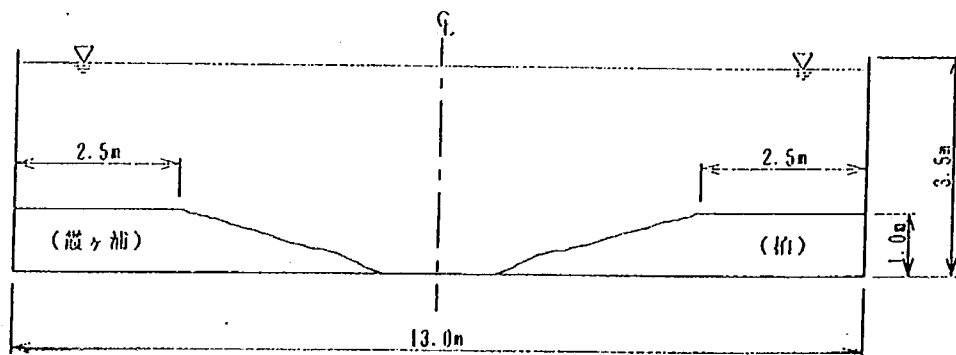
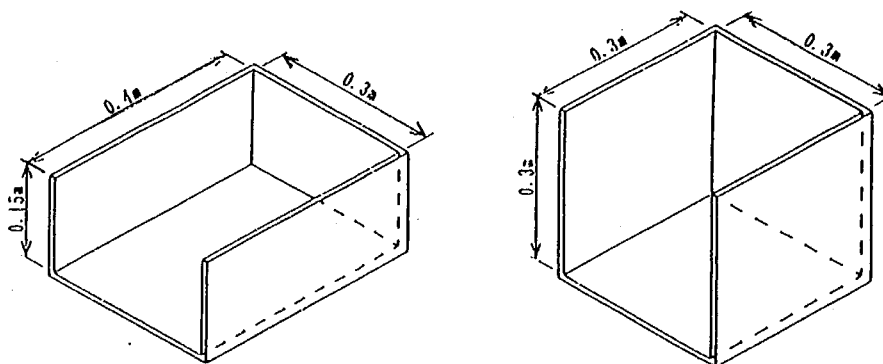


図-2・4・14 層状埋立断面図

イ. 投入方法

投入方法は、人力により図-2・4・15に示す木製の容器を用いて行った。図中で左の容器は、霞ヶ浦の基本投入①にのみ使用し、その他の投入は、全て右図の容器を用いて行った。



$$V = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 = 0.018 \text{ m}^3 \quad V = 0.3 \times 0.3 \times 0.3 = 0.027 \text{ m}^3$$

図-2・4・15 容器の形状寸法

⑥主な測定項目

主な測定項目は以下のものである。

a. 投入方法、投入順序の確認（投入間隔に基づく規則的投入状況を記録）

b. 水中埋立土の出来形の確認

ア. 基本投入実験

- ・ 単一投入による形状を測定
- ・ 沈降状況をビデオ撮影

イ. 層状投入実験（埋立途中）

- ・ 埋立高さ約50cmの段階で、埋立地盤状態の観察
- ・ 投入状況のビデオ撮影

ウ. 層状投入実験（埋立完了）

埋立高さ約1mの水中埋立が完了した時点で、天端の凹凸、のり面形状等、埋立地盤の出来形を計測。

c. 埋立地盤の強度等の確認

水中埋立の出来形測定終了後、埋立地盤の天端幅2.5m幅部分において底容量コーン貫入試験を行い、地盤の強度分布を確認する。測定間隔は、50cm程度とする。

2) 実験工程

投入実験の実験工程は、以下に示すとおりに行った。

(1) 霞ヶ浦

- ・ 8月26日：基本投入番号①～③

層状投入番号1～18

- ・ 8月27日：層状投入番号19～82

- ・ 8月28日：層状投入番号83～128（埋立完了）

*投入により水槽内が濁り、埋立高さ約50cmでの埋立状況観察は不可。

(2) 柏

- ・ 9月 2日：基本投入番号①～⑳

層状投入番号21～40（基本投入に引き続き層状投入としたため番号1～20まで欠番）

- ・ 9月3日：層状投入番号41～87（埋立高さ約50cm）

- ・ 9月4日：層状投入番号88～152

- ・ 9月5日：層状投入番号153～177（埋立完了）

3) 投入状況と埋立状況

投入実験は、(1)霞ヶ浦、(2)柏の2試料について行った。投入方法は各試料とも最初に基本投入を行い、その形状を参考にして層状投入の位置を決定した。試料毎の投入状況や埋立状況は以下のとおりである。図-2・4・16（霞ヶ浦）と図-2・4・17（柏）に試料投入の位置とガラス面で観察した埋立線を示す。

(1) 霞ヶ浦

①基本投入実験

・基本投入①

40×30×15cmの容器を用いて①の位置で基本投入を行った。この結果試料は、容器の形状をほぼ保ったまま投入位置より約30cm離れた地点に定着した。（図-2・4・16参照）

・基本投入②

基本投入①の結果、投入試料は投入容器の形状をほぼ保ち、投入位置の近辺に定着すると判断し、投入容器は投入ピッチが取りやすい30×30×30cmの形状とした。この結果、基本投入①と同様に定着した試料は容器の形状をほぼ保っていた。

・基本投入③

基本投入②と同様の方法で行った。結果は、試料の投入により水槽内が濁ったため定着位置は確認できなかった。

②基本投入結果による層状投入ピッチの決定

基本投入①～③の結果を踏まえると、定着する土塊の形状は、ほぼ容器の形状を呈すると判断し、層状投入ピッチは図-2・4・16の上図の平面図に示したように、○印と水槽壁面の間隔を15cm、○印間を35cmの間隔とした。また、○印間を補完するように×印の位置を決定した。尚、×印の間隔は、○印間隔同様35cmである。

③層状投入と埋立状況

投入番号と確認した埋立線を図-2・4・16の側面図に示す。確認した埋立線は投入番号1～18、19～70、71～128（埋立完了）である。

層状投入中、投入試料が土塊状に定着し埋立地盤中の間隙がガラス面で確認できた。投入番号87～128は、埋立地盤の間隙を小さくする目的で容器の開口部に10cmメッシュを施し投入試料の細分化を試みた。この結果、埋立地盤の間隙は、細分化しない場合と比較すると減少する傾向にあった。また、層状投入初期に出来た埋立地盤中の間隙は、経時変化とともに消失する傾向が見られた。

(2) 柏

①基本投入実験

30×30×30cmの容器を用いて図-2.4.17に示す①の位置で基本投入を行った。その結果、形状が把握できなかった為、形状を把握する目的で、再度①のポイントで基本投入を20回(㊸)行った。この結果、 $r=0.5m$ の拡散が確認できた。(図-2.4.17①~㊸の埋立線参照)

②基本投入結果による投入ピッチの決定

基本投入の結果を踏まえて投入ピッチは、図-2.4.17の平面図に示すように水槽右端より左端方向に0.5m、1.5m、2.5mで、水槽奥行き方向は中央の位置で計3箇所である。

③層状投入と埋立状況

投入番号と観察した埋立線を図-2.4.17の側面図に示す。観察した埋立線は、基本投入①~㊸、投入実験1日目の終了時(21~40)、埋立高さ約50cm(41~87)、投入実験3日目の終了時(88~152)、埋立完了時(153~177)である。

層状投入中の観察によると、埋立地盤中の間隙は、投入試料が離散して定着するため特に目立った間隙は確認できなかった。

			$\oplus$ ①~⑩ 51~70 88~107 138~147 166~171	$\times$ ⑪~⑳ 160~165	$\oplus$ 41~50 85~87 128~137 148~152 172~175	$\times$ 176~177	$\oplus$ 21~40 71~84 108~127	$\times$ 153~159	給水槽
--	--	--	--	----------------------------	---	---------------------	---------------------------------------	---------------------	-----

投入位置(水槽上面)と投入番号

※ 数字は投入No.である。
 $\circ$ 印は基本投入を表す。
全投入数は基本投入も含めて177。

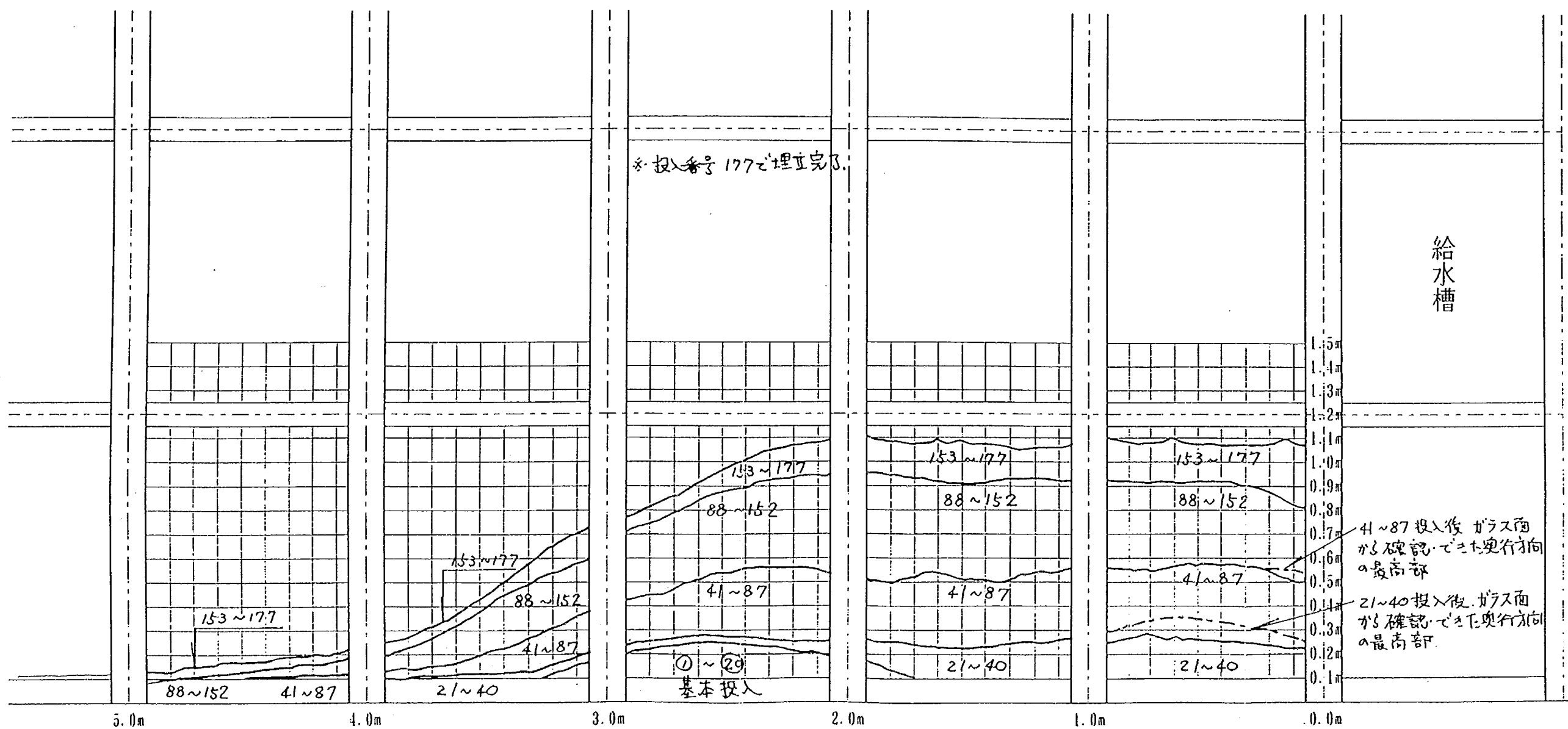


図-2・4・17 投入位置と埋立線(柏)

4) 投入試料の含水比と密度

投入実験に用いた2試料(霞ヶ浦、柏)について、搬入時および投入期間中の含水比および密度測定の結果は次のようであった。

霞ヶ浦粘土	搬入時	平均含水比 : 262.6%	
		平均密度 : 1.185g/cm ³	乾燥密度 : 0.327g/cm ³
	投入時	平均含水比 : 268.8%	
		平均密度 : 1.178g/cm ³	乾燥密度 : 0.319g/cm ³
柏建設発生土	搬入時	平均含水比 : 44.1%	
		平均密度 : 1.351g/cm ³	乾燥密度 : 0.940g/cm ³
	投入時	平均含水比 : 47.2%	
		平均密度 : 1.352g/cm ³	乾燥密度 : 0.926g/cm ³

5) 投入重量

投入重量は、各投入回毎に台秤で計測を行なった。その結果は、次のようであった。なお、換算試料体積は、投入した試料重量を湿潤密度で除したものである。

霞ヶ浦粘土	投入重量	4029.4kg
	換算試料体積	3.42m ³
柏建設発生土	投入重量	5109.4kg
	換算試料体積	3.776m ³

6) 埋立出来形測定

(1) 出来形測定

埋立完了時に埋立地盤の出来形を水槽長手方向、奥行き方向に対してそれぞれ50cm間隔(図-2・4・18)で測定した。霞ヶ浦粘土の測定結果を表-2・4・6に、柏発生土の測定結果を表-2・4・7に示す。

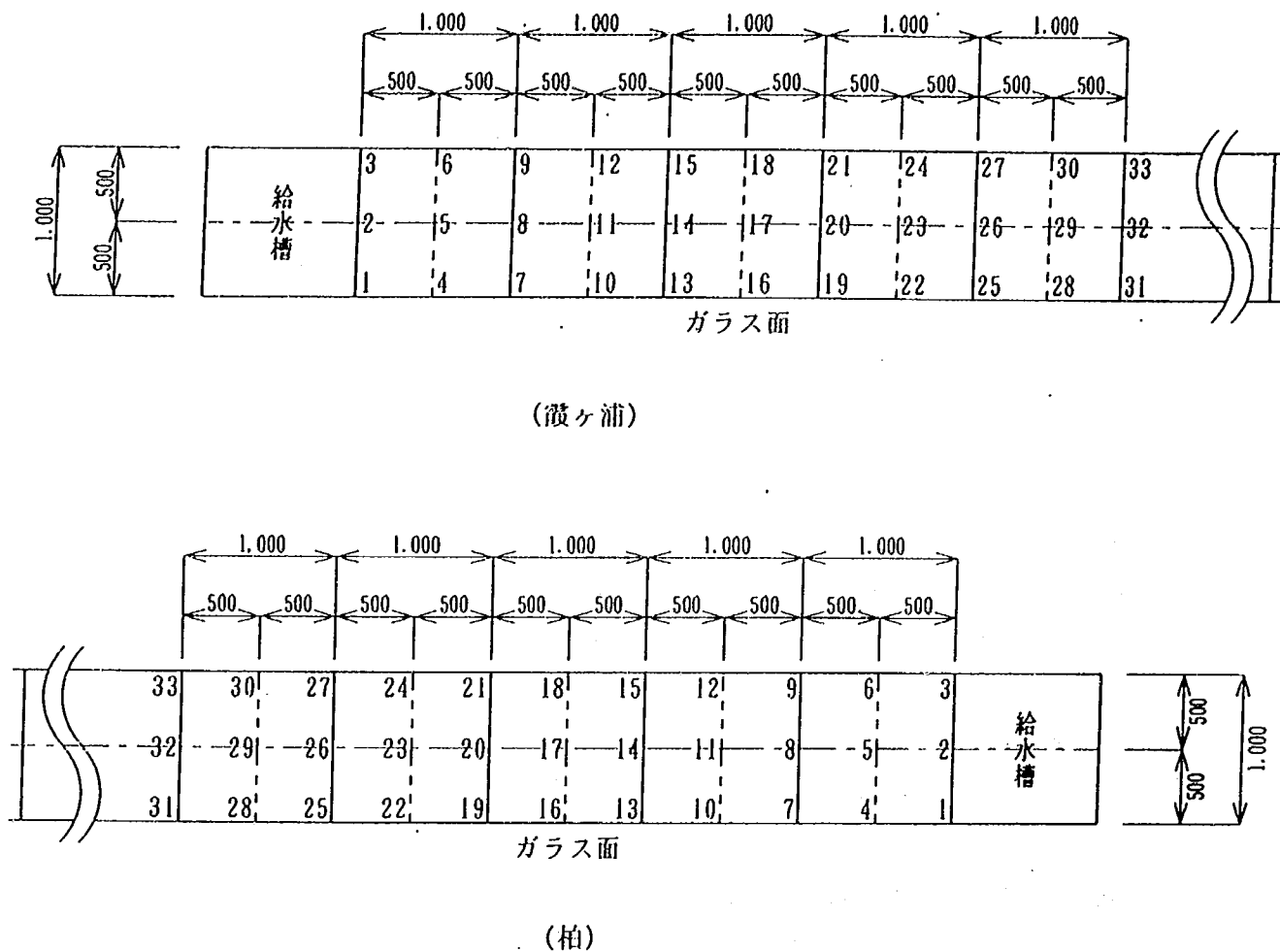


図-2・4・18 出来形測定平面位置図

表-2・4・6 埋立出来形測定 (霞ヶ浦)

給水槽からの距離 (cm)	測点番号	埋立高さ (cm)	埋立高さ 平均 (m)	側面積 (m ²)
0	1	110	1.10	—
	2	117		
	3	103		
50	4	117	1.13	0.558
	5	116		
	6	107		
100	7	102	1.09	0.557
	8	120		
	9	106		
150	10	104	1.10	0.548
	11	114		
	12	112		
200	13	101	1.07	0.542
	14	112		
	15	107		
250	16	98	1.02	0.521
	17	104		
	18	103		
300	19	87	0.90	0.478
	20	96		
	21	86		
350	22	58	0.56	0.364
	23	56		
	24	54		
400	25	31	0.31	0.218
	26	36		
	27	27		
450	28	14	0.13	0.110
	29	14		
	30	10		
500	31	0	0.00	0.032
	32	0		
	33	0		
体積：			3.928 m ³	

- ・水槽の奥行きは1.0mである。
- ・側面積は、50cm² 毎の面積である。

表-2・4・7 埋立出来形測定 (柏)

給水槽からの 距離 (cm)	測点番号	埋立高さ (cm)	埋立高さ 平均 (m)	側面積 (m^2)
0	1	101	0.97	—
	2	95		
	3	96		
50	4	101	1.02	0.498
	5	105		
	6	100		
100	7	106	1.05	0.518
	8	104		
	9	106		
150	10	106	1.05	0.527
	11	104		
	12	106		
200	13	104	1.02	0.518
	14	99		
	15	103		
250	16	95	0.93	0.487
	17	91		
	18	92		
300	19	70	0.68	0.402
	20	66		
	21	68		
350	22	42	0.42	0.275
	23	45		
	24	39		
400	25	19	0.20	0.156
	26	20		
	27	22		
450	28	11	0.12	0.082
	29	14		
	30	12		
500	31	0	0.00	0.031
	32	0		
	33	0		
体積：			3.493 m^3	

- ・水槽の奥行きは1.0mである。
- ・側面積は、50cmピッチの面積である。

(2) 換算投入体積と出来形測定時の埋立地盤の体積比較

参考のため「5) 投入重量」で示した換算投入体積と出来形測定により算出した埋立地盤体積の比較を行い、表-2・4・8に示した。

表-2・4・8 換算投入体積と埋立地盤体積の比較

	換算投入体積 (m ³)	埋立地盤体積 (m ³)
霞ヶ浦	3.42	3.93
柏	3.78	3.49

表-2・4・8によると、霞ヶ浦は埋立地盤体積が換算投入体積を上回っている。また、柏は霞ヶ浦と逆に換算投入体積が埋立地盤体積を上回っている。霞ヶ浦は投入試料が土塊状に定着し、埋立地盤の間隙が大きいと考えられる。柏は投入試料がある程度離散して定着するために、霞ヶ浦より小さくなっていると考えられる。

(3) 埋立地盤の密度

投入試料重量と埋立地盤体積より、埋立地盤の密度を求めた結果を表-2・4・9に示す。埋立地盤の密度は霞ヶ浦が1.02 t/m³、柏が1.46 t/m³となった。

表-2・4・9 埋立地盤の密度

	投入試料重量(t)	埋立地盤体積(m ³)	埋立地盤の密度(t/m ³)
霞ヶ浦	4.029	3.938	1.02
柏	5.109	3.493	1.46

7) 埋立地盤の強度

水中投入後のコーン貫入抵抗値の結果を図-2.4.19、図-2.4.20に示す。霞ヶ浦のコーン貫入抵抗値は $q_c=0\sim0.3\text{kgf/cm}^2$ の範囲にあり、非常に小さい。また、柏建設発生土のコーン貫入抵抗値は、深度と共に増加するが、0.5m深度の q_c はおよそ $0.3\sim0.5\text{kgf/cm}^2$ である。いずれの土においても、水中投入後の貫入抵抗は非常に小さいことがわかる。

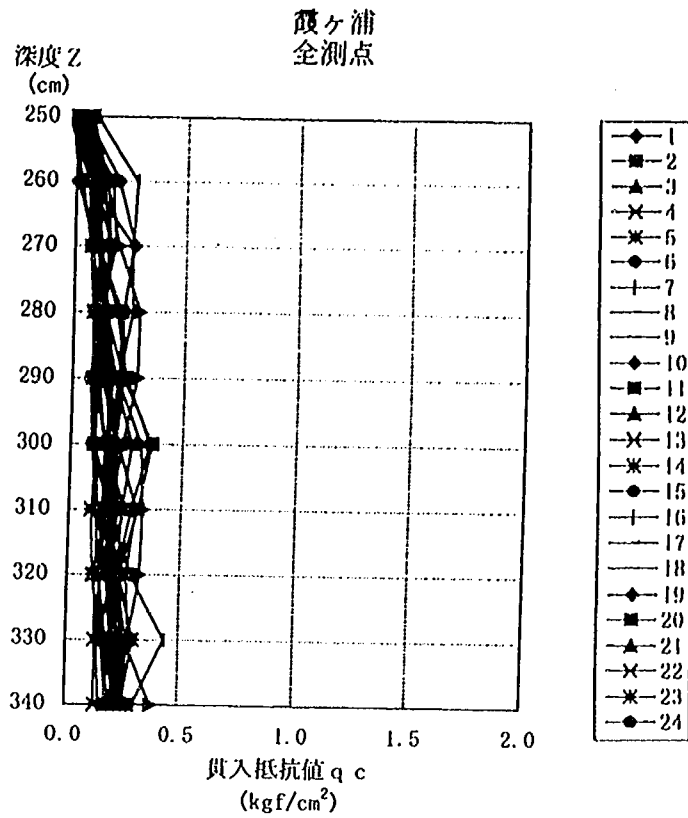


図-2. 4. 19 水中投入後のコーン貫入試験結果 (霞ヶ浦)

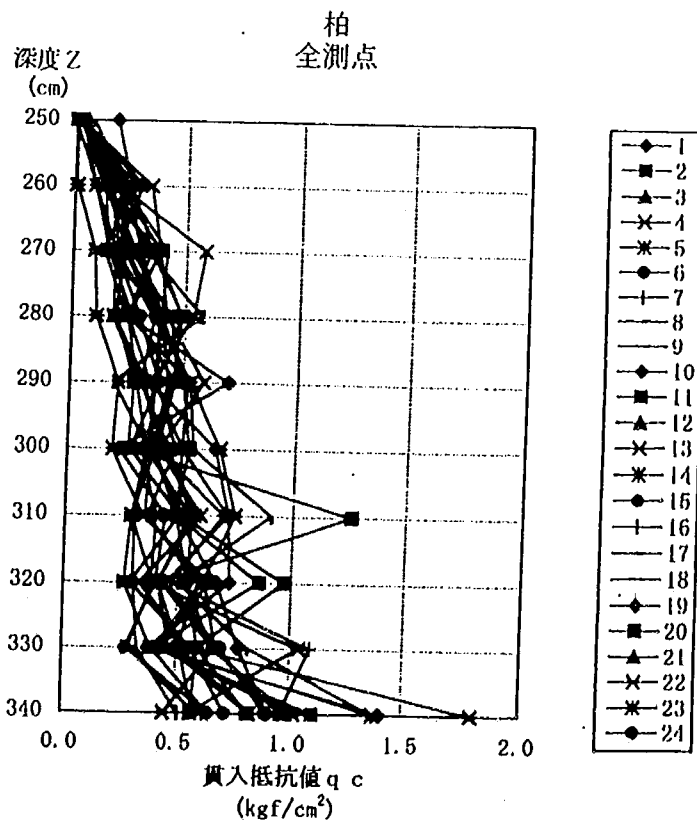


図-2. 4. 20 水中投入後のコーン貫入試験結果 (柏)

8) まとめ

水中投入実験の結果によると、建設発生土を水面上の格子の交点から連続的に落下させることにより、比較的均一な層厚が確保できることが判明した。ただし、霞ヶ浦粘土は、表面上の不陸がやや大きくなり、一方、柏建設発生土は表面が比較的平坦になる傾向がある。

また、水中投入後の貫入抵抗は、いずれの土とも非常に小さく、土地として有効利用するためには地盤改良が必要であることが明らかである。

2-4-4 大型水槽実験：水平ドレーンによる大型圧密促進実験

1) 実験目的

先に述べた室内検証実験（その1）では、粒度組成の94%がシルト、粘土であるという霞ヶ浦の浚渫粘土を対象として、圧密促進実験の結果を述べた。ここでは、陸上部の掘削によって生じた柏建設発生土の大型圧密促進実験の結果を述べる。柏建設発生土は、礫分が約40%あり、砂礫分が約70%ある発生土である。

圧密促進実験は長さ10m、幅5.72m、深さ5mのコンクリート土槽を用い、柏建設発生土は現地の掘削状態、すなわち大きな礫を含んだ状態のまま用いた。水平ドレーンの埋設は、深度方向および水平方向とも、1.0m間隔の正方形配置であり、実験ではウエルポイントによる水位の低下状況、圧密沈下、およびコーン貫入抵抗の変化などを測定した。

本実験の目的は、礫を含んだ建設発生土の圧密改良効果を調べることである。

2) 実験概要

(1) 実験期間 : 平成8年10月～平成9年4月

(2) 実験場所 : 茨城県つくば市 建設省土木研究所

(3) 使用材料と設備

実験は、図-2.4.21に示す実験概要図に基づき、試験地盤を造成し、ウエルポイントによる排水を行ない、地盤の挙動を観測した。

①使用設備

長さ10m、幅5.72m、深さ5mのコンクリート土槽を用いた。

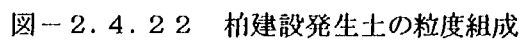
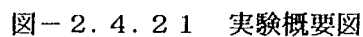
②実験材料と設備

実験用の試料は千葉県柏市内の建設現場で発生した掘削土であり、実験ではこの試料を現地の掘削状態、すなわち大きな礫を含んだ状態のまま用いた。試料の粒度特性を図-2.4.22に、基本的な物性を表-2.4.10に示す。

ドレーン材は幅9.4cm、厚さ3mm、長さ9mのボードドレーンを用い、発生土側の端面はビニールテープを巻いて、発生土の侵入による目詰まりを防止した。砂マウンドは、透水性の高い霞ヶ浦産の洗い砂を用いた。

③ウエルポイント設備

ウエルポイントは、排水用の立坑として、 $\phi 400\text{mm}$ の有孔塩ビ管を砂層の中央に設置し、その中に2インチの排水用ポンプを設置した。なお、管の有孔部は不織布を巻いて、砂の侵入を防止した。



土粒子密度	粒度組成			コンシステンシー		
	粘土	シルト	砂	液性限界	塑性限界	塑性指数
2.618	23.8	17.1	59.1	61.7	33.8	27.9

(4) 実験方法

実験方法は、次のようである。

- ①土槽内の水位を常に底面から4mの高さで保ち、建設発生土を1.6m³容量の電動式バケットを用いて、目標層厚0.5mで投入した。投入方法は土槽表面を3×5の格子に区切り、その中心で建設発生土を1回ずつ投入した。
- ②砂マウンドは透水性のよい砂で作成した。砂マウンドと建設発生土との境界部は、砂マウンド作成中は木製のゲートを設けて両者を区分し、砂マウンド完成後はゲートを引き抜いて実験土層を作製した。
- ③ドレーンは、図-2.4.21に示すように、幅10cm、厚さ0.3cm、長さ9mのボードドレーンを、水平方向に1.0m間隔でロープで固定し、静かに粘土表面に置いて敷設した。また、このドレーン網を深度方向1m毎に設置し、砂マウンドにはドレーンの一端が50cm入るように敷設した。
- ④水位低下は、砂マウンドの中央に排水用の立孔として直径40cmの有孔塩ビ管を設け、その中に設置したサンドポンプにより、水位を継続して低下させた。

(5) 計測項目と測定方法

主な計測項目は排水量、土槽内の水位（水位計と間隙水圧計による）、沈下量、コーン貫入抵抗などである。測定位置を図-2.4.23～図-2.4.26、測定数量を表-2.4.11に示す。

①排水量

水中ポンプで排出した水は、横1.5m、幅1.5m、高さ1.2mの水槽に貯留し、その水位を間隙水圧計で(1kgf/cm²)で自動測定して排水量を求めた。なお、排水ポンプは土槽底面20cm高に設置した。

②土槽内の水位：間隙水圧計による

間隙水圧計をモデル地盤の所定の高さに設置した。容量は0.5kgf/cm²であり、自動計測である。設置深度は0.5m高さごとである。

③土槽内の水位

図-2.4.21に示す位置で、観測井の水位をテスターで測定した。観測井はφ5cmの塩ビ管にφ10mmの孔を断面方向4ヶ所で、高さ方向に20cmピッチで開けたものである。この孔からの発生土の侵入を防ぐために、不織布を巻き付けた。

④沈下量

沈下板の水準測量で測定した。沈下板は、ロット重量を考慮して設置高さが変わっても受圧応力が一樣になるように面積を変えて作製した。

⑤コーン指数

実験前は、容量の小さい電気式コーンを用いて測定した。実験終了時は、容量の大きいポータブルコーンを用いた。

⑥降水量

実験は屋外であったので、降雨量をコンクリート土槽の近傍でポリバケツにより測定した。以下では、排水量は、降雨量を引いた結果を示す。補正式は次のようである。

$$Q = R (A + B)$$

ここに、Q：土槽への流入量、R：降水量、

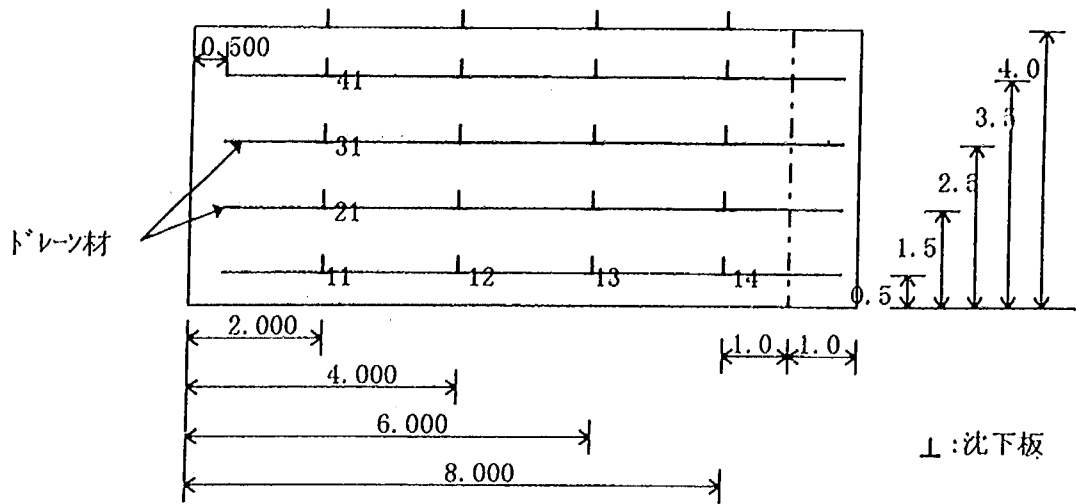
A：土槽面積（10×5.75－0.3×0.3×1/2×4）m

B：水槽面積（1.5×1.5）m

表-2.4.11 測定数量

測定項目	測定頻度	測定個所
① 地盤の沈下量	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7日以降約週1回	図-3.4.23、24
②排水量	30分、1時間、以降1時間ピッチ、2日以降2時間～	図-3.4.23、24
③間隙水圧	同上	図-3.4.25
④コーン指数	実験前と実験後	図-3.4.26
⑤発生土含水比	同上	
⑥水位	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7日以降約週1回	図-3.4.23、24
⑦降水量	降雨時のみ	

沈下板 側面図



(平面図)

一段目 EL0.5

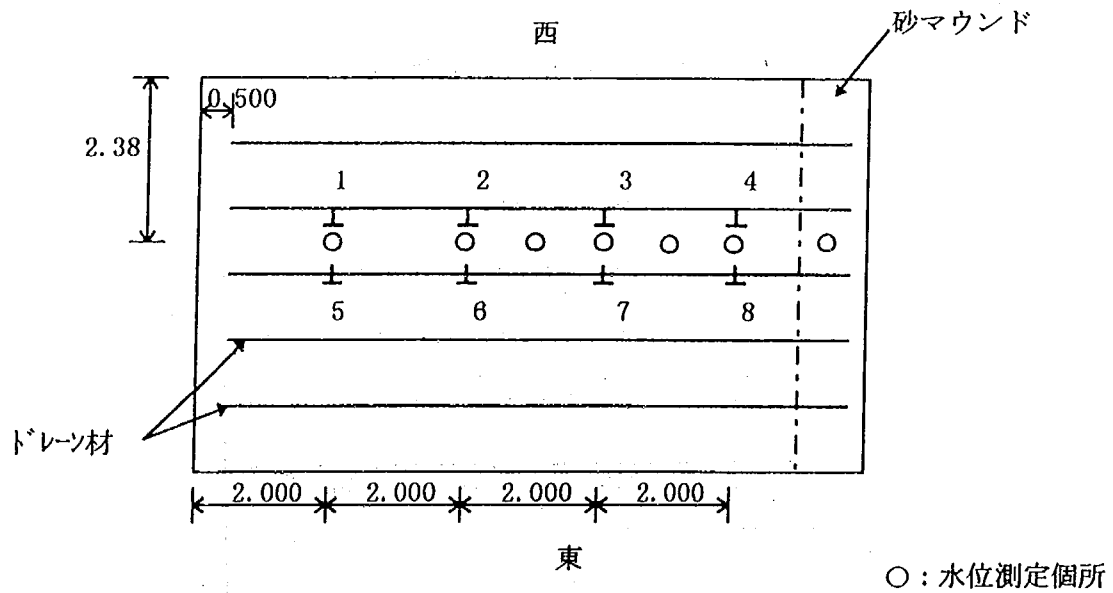
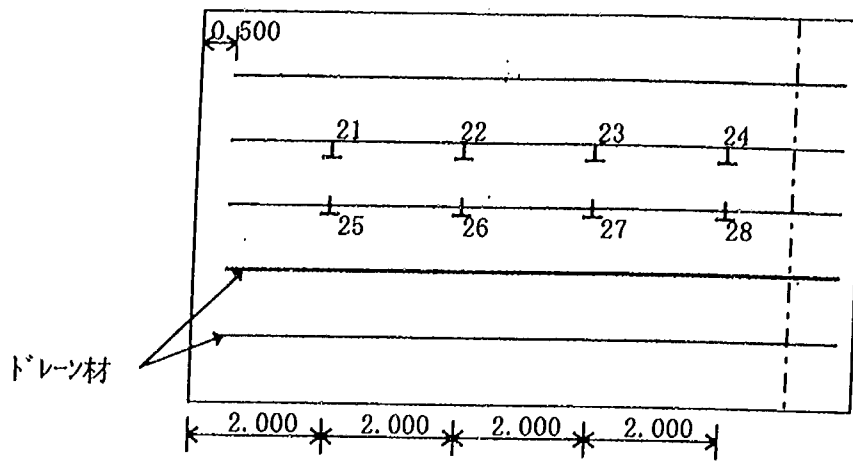


図-2.4.23 沈下量測定位置図 (その1)

西

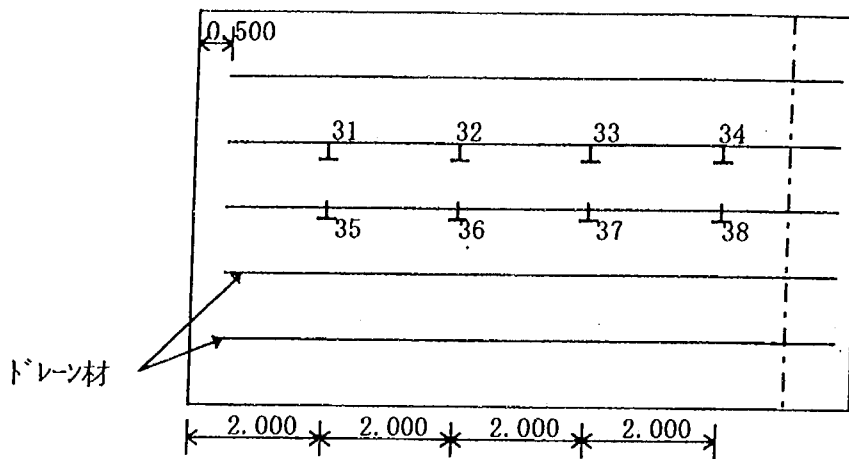
二段目 EL1.5



東

西

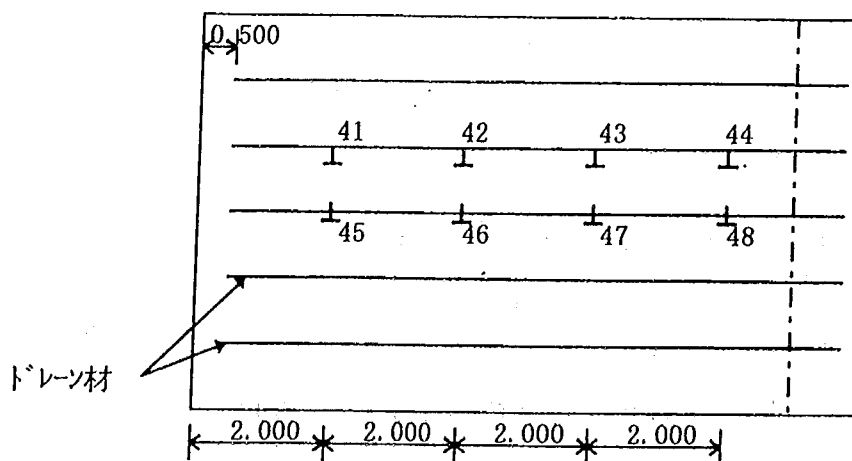
三段目 EL2.5



東

西

四段目 EL3.5



東

沈下板 側面図

図-2.4.24 沈下量測定位置図 (その2)

間隙水圧計

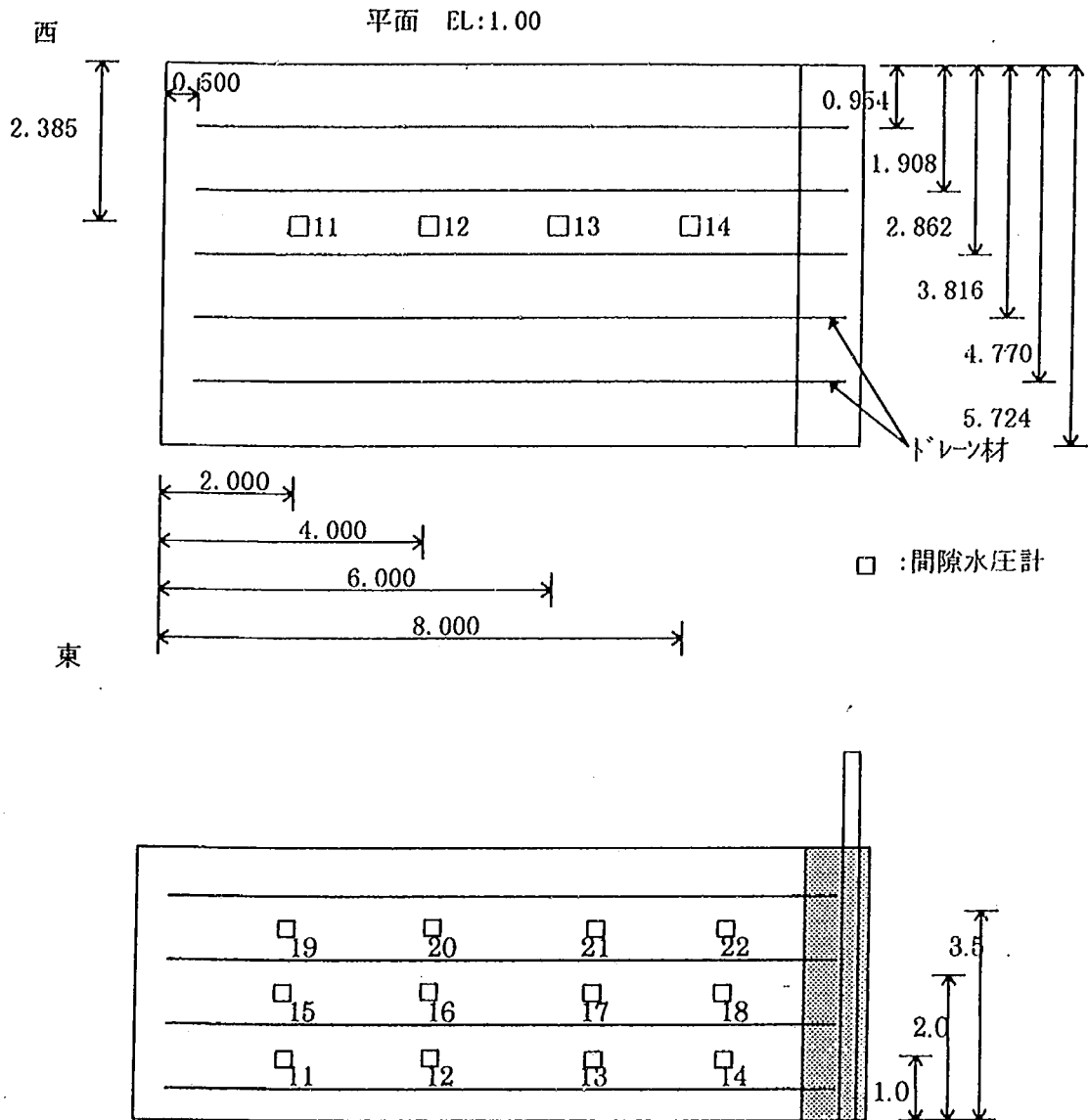
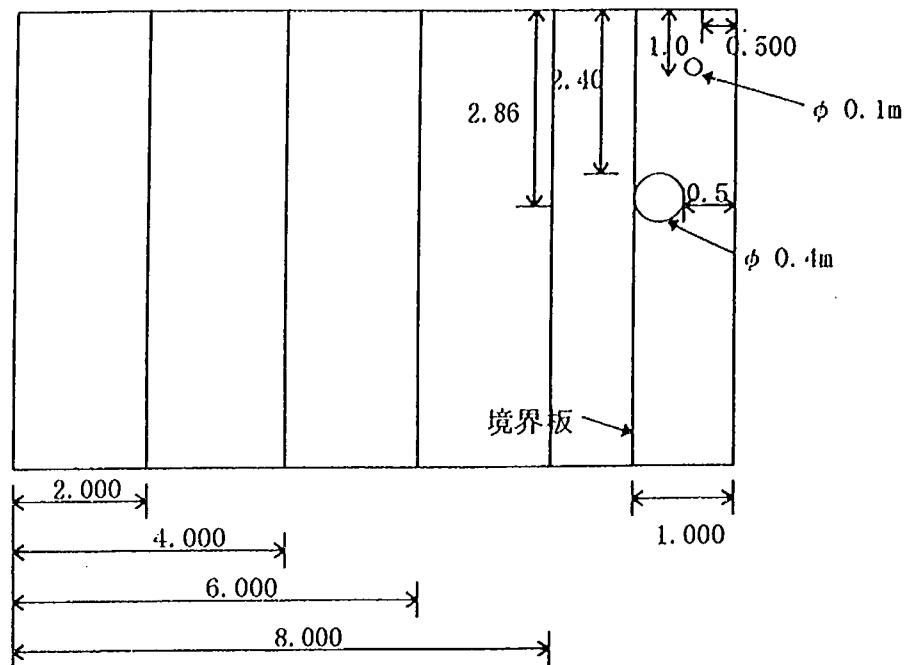


図-2.4.25 間隙水圧計測定位置図



図－2.4.26 コーン測定位置図（横断方向で実施）

3) 実験結果

(1) 水位低下挙動

①モデル地盤内の水位の測定結果

図-2.4.28～図-2.4.30は間隙水圧計の経時的変化を示している。図-2.4.31は水位計で直接測定した水位の結果を示している。水位計の測点①は間隙水圧計の位置14に、また、水位計の測点②は間隙水圧計の位置13に、水位計の測点③は間隙水圧計の位置11に対応している。間隙水圧の変化から得られる水位の低下は、水位計で直接測定した水位の結果と比較的よく一致している。

これらの図によると、砂マウンドに近い測点①は急速に水位が低下するが、より離れた測点②、③は位置による差がなく、水位低下に非常に長い期間がかかることがわかる。

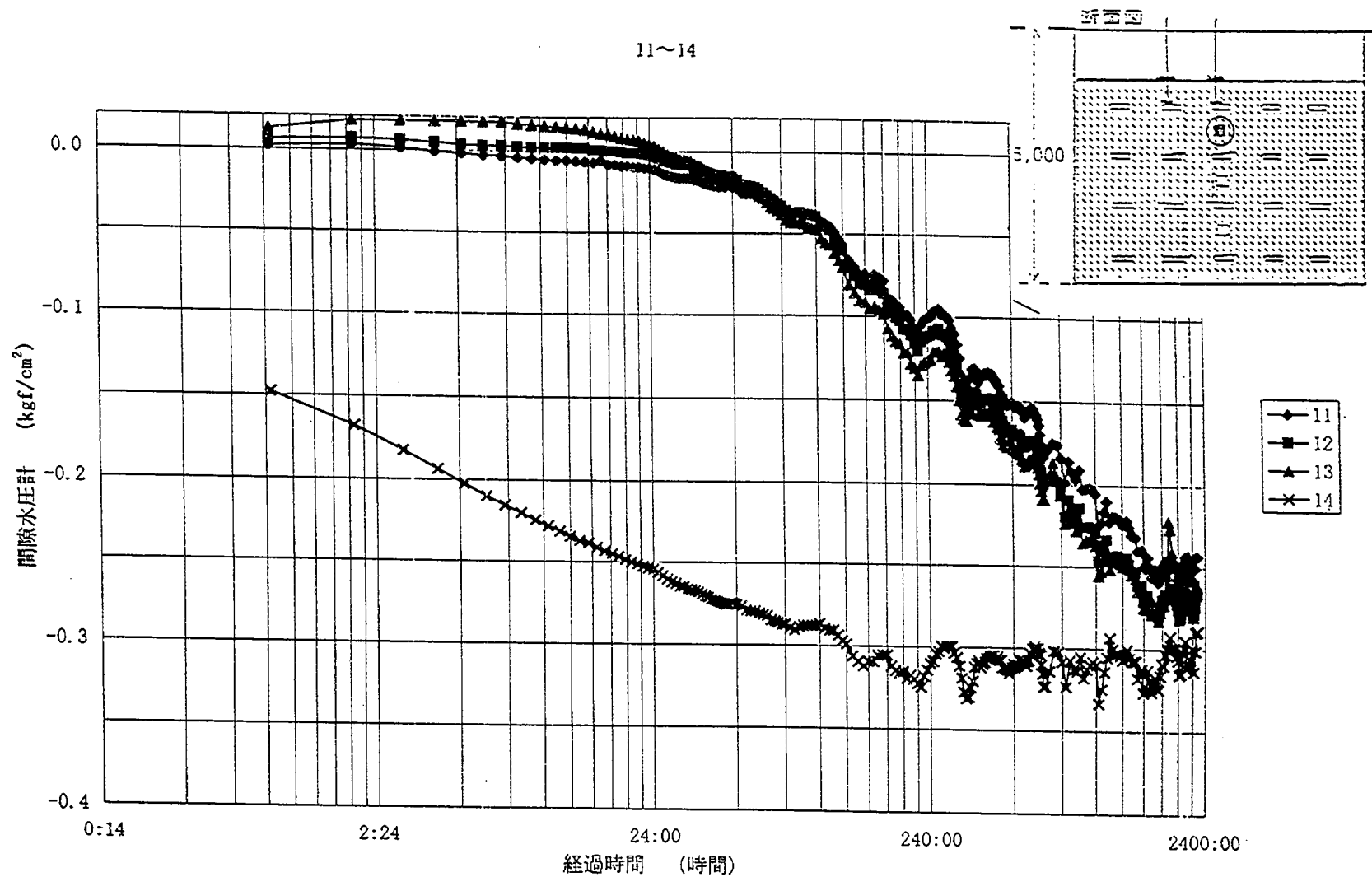


図-2・4・28 間隙水圧計経時変化図 (その1)

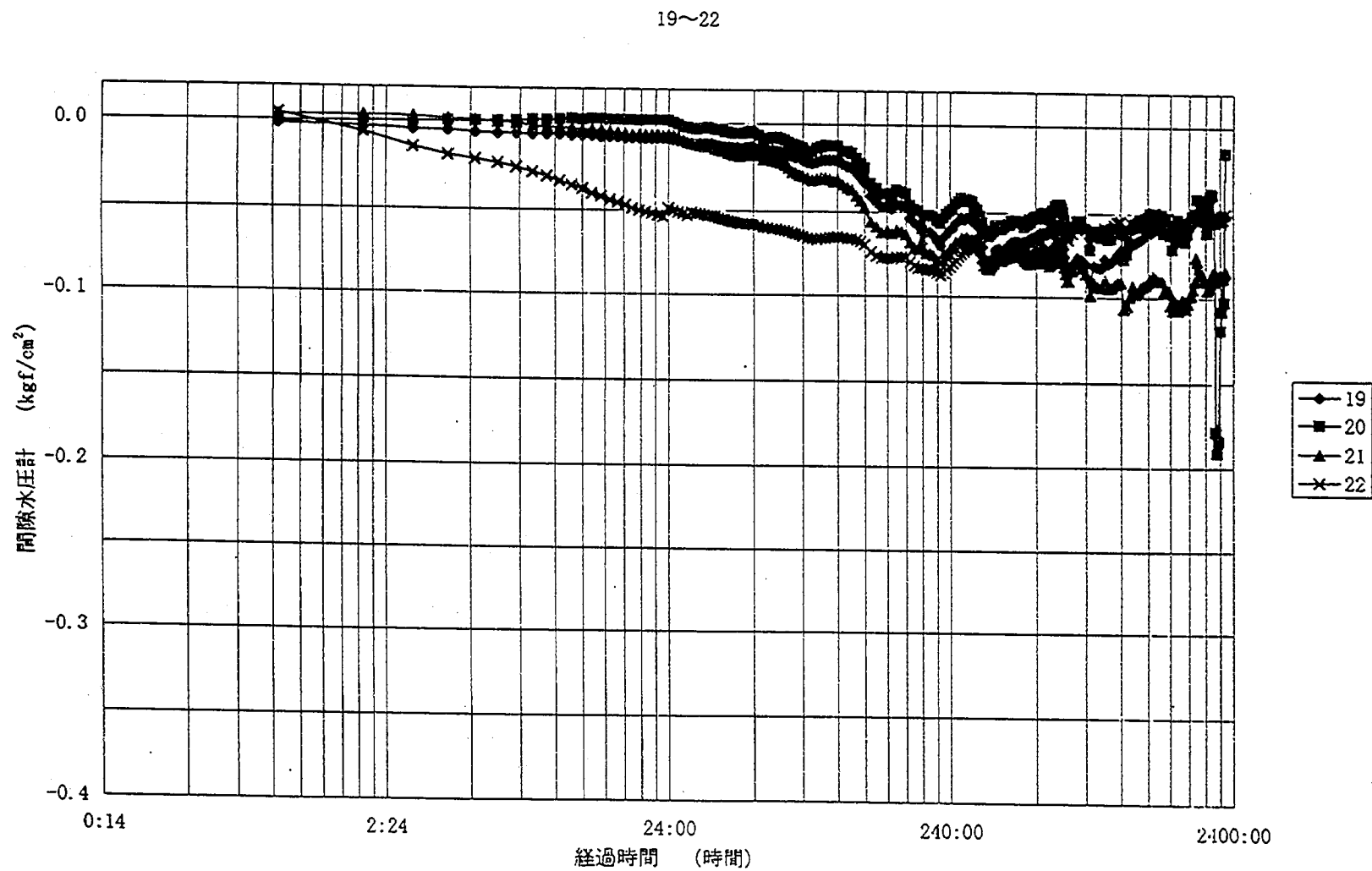


図-2・4・29 間隙水圧計経時変化図(その2)

15~18

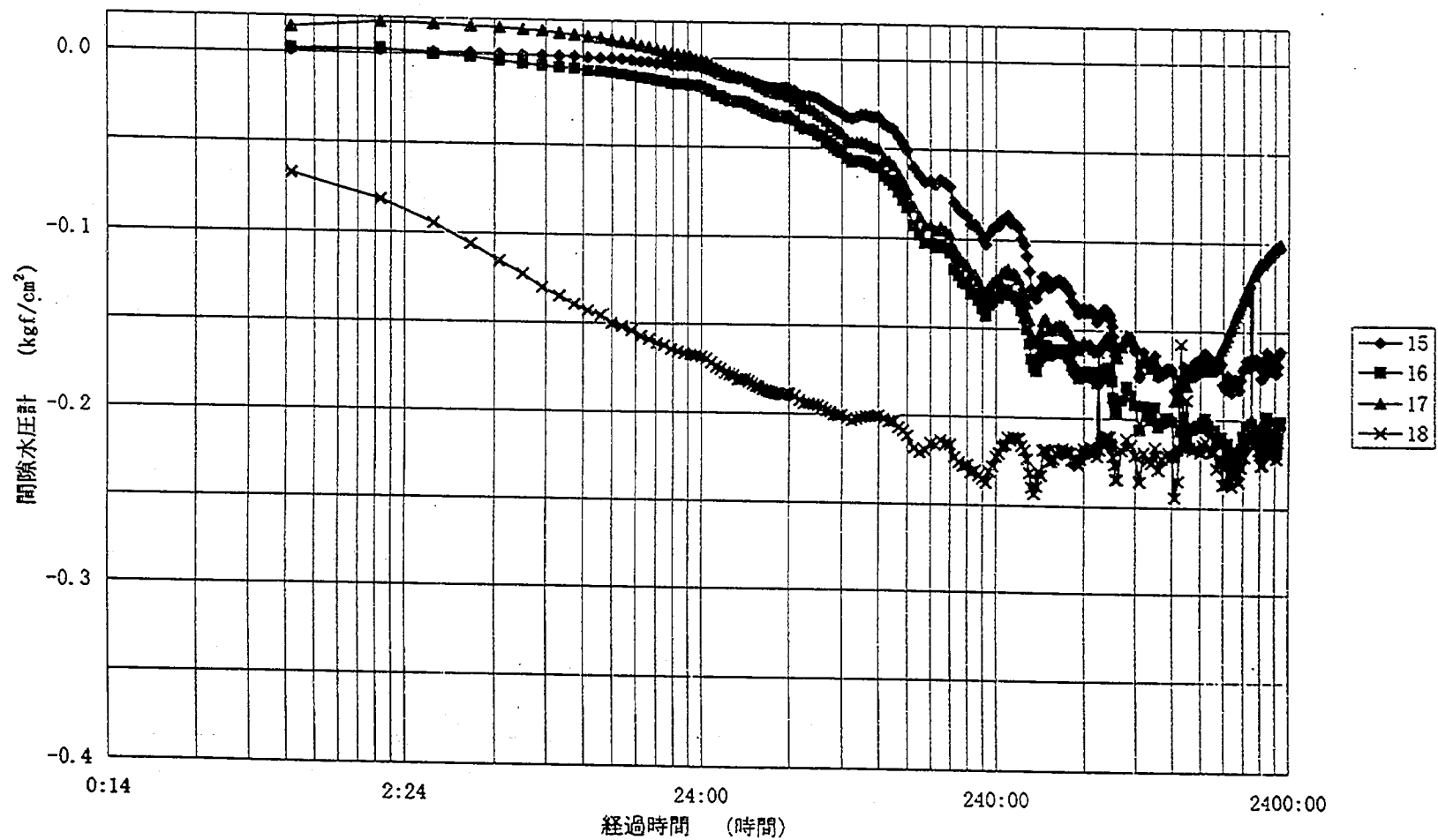


図-2・4・30 間隙水圧計経時変化図 (その3)

②浸透流解析

図-2.4.31は水位計の実測結果と浸透流解析の結果を比較して示している。解析メッシュは図-2.4.32のようであり、砂マウンドは排水層と仮定し、また建設発生土は透水係数が一定と仮定として、標準圧密試験から求めた結果（表-2.4.12）を用いたものである。図-2.4.31によると、砂層に近い場所では、実測の水位低下の方が理論計算よりも早い。離れると、実測と理論の水位低下の状況はよく一致した。ただし、この解析はドレーンの水位低下の効果を全く考慮しない条件の場合である。

③考 察

実測と理論解析の結果を比較すると、建設発生土から成る地盤において、ドレーンの敷設は水位の低下に寄与しないと判断できる。

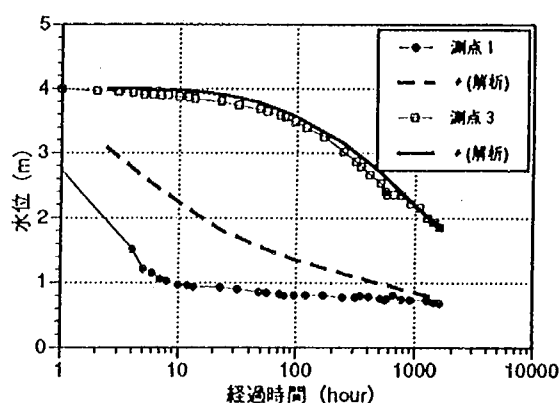


図-2.4.31 水位の断面分布（水位計計測結果および浸透流感席結果）

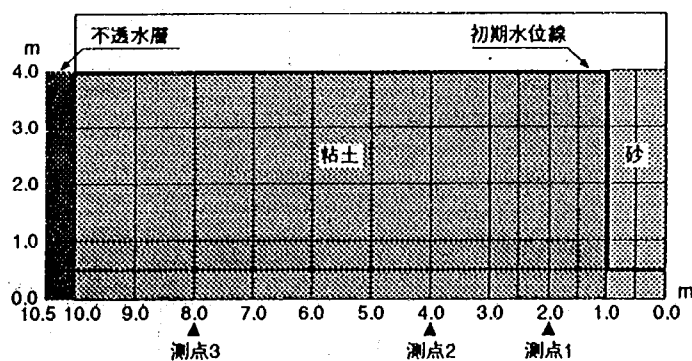


図-2.4.32 浸透流解析メッシュ

表-2.4.12 透水係数

材質名	透水係数 (cm/s)	飽和体積含水率	比貯留係数 (m^{-1})	最小含水量
砂	1×10^{-3}	0.365	1×10^{-4}	0.1
粘土	1.124×10^{-6}	0.697	1×10^{-4}	0.426
不透水層	1×10^{-15}	0.697	1×10^{-4}	0.426

(2) 圧密沈下

図-2.4.33は時間～沈下曲線を示している。理論曲線の最終沈下量と圧密速度は、次のようにして求めた。

①最終沈下量の算定

最終沈下量の算定方法は、基本的には先に述べた霞ヶ浦浚渫粘土の場合と同様である。しかし、礫を多く含んだ建設発生土の圧密特性を直接的に試験で求めることは困難であるので、ここでは10mmの振るいを通した試料について、標準圧密試験を実施した。その結果を図-2.4.34と図-2.4.35に示す。理論での最終沈下量は、礫分の影響を補正して求めている。

②時間～沈下量の関係

圧密速度はBarronの理論を用い、層厚の変化を考慮して求めた。平均圧密度 U と時間係数 Th の関係は次式で求まる。

$$U(Th) = 1 - \exp(-8Th/F(n))、\quad Th = C_v t / de^2$$

ここに、 $F(n) = n^2 \ln n / (n^2 - 1) - (3n^2 - 1) / 4n^2$ 、 $n = de/dw$ 、

de ；圧密期間中のドレーンの平均有効径、 $=0.96m$ 、

dw ；ドレーン径、 $=5cm$

③考 察

ドレーンによる圧密速度の増加効果を考慮すると、実測と理論は比較的良好に一致することがわかる。

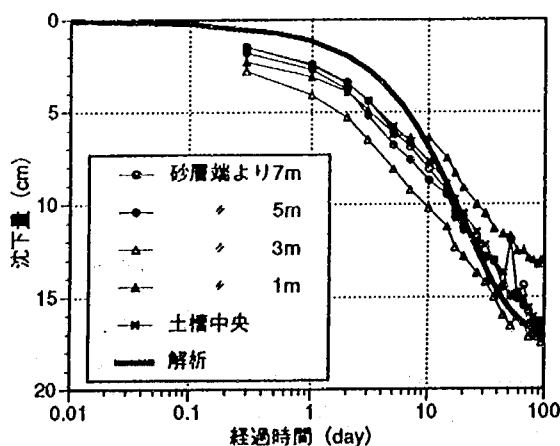


図-2.4.33 圧密沈下曲線

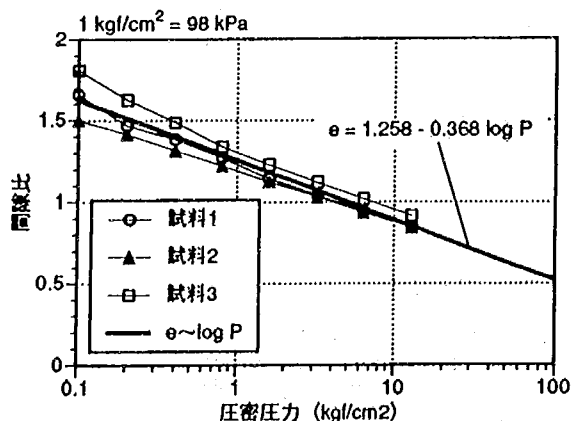


図-2.4.34 間隙比～有効応力関係

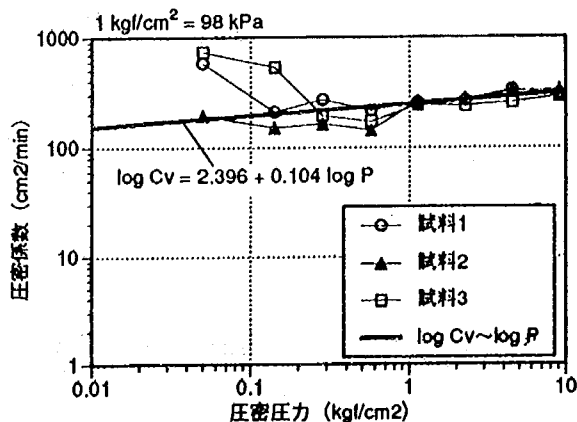


図-2.4.35 圧密係数

(3) 含水比とコーン貫入抵抗

①含水比の変化

図-2.4.36は、水中への投入直後と実験を終了した約3ヶ月後の含水比の変化を示している。実験終了時には、全層にわたって含水比の低下が認められ、表層部においては天日乾燥による顕著な含水比の低下が認められた。

②コーン貫入抵抗

図-2.4.37は、実験前と約3ヶ月後のコーン貫入抵抗の結果を示している。実験前の貫入抵抗は $q_c=1\sim2$ kgf/cm²であるが、約3ヶ月後は全体的に $q_c=3\sim6$ kgf/cm²にまで増加し、また表層部は9 kgf/cm²にまで増加した。土層内では人の歩行が可能であり、目標とする $q_c=4$ kgf/cm²程度の支持力はほぼ確保することができた。

なお、実験終了後において、含水比測定のためのサンプリング、および貫入試験を土槽の上部から実施すると、礫に当たったため途中で貫入不能となった。図-2.4.36と図-2.4.37は、上部を掘削しながら、大きな礫のない部分で実施した結果であることを付け加えておく。

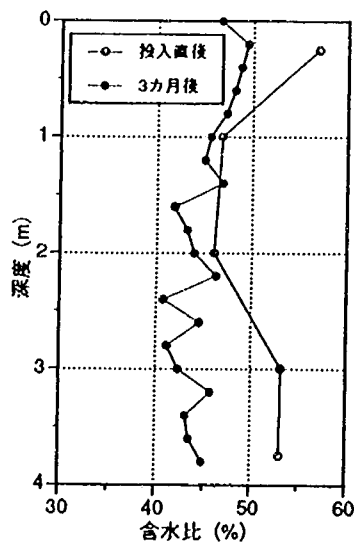


図-2.4.36 含水比の変化

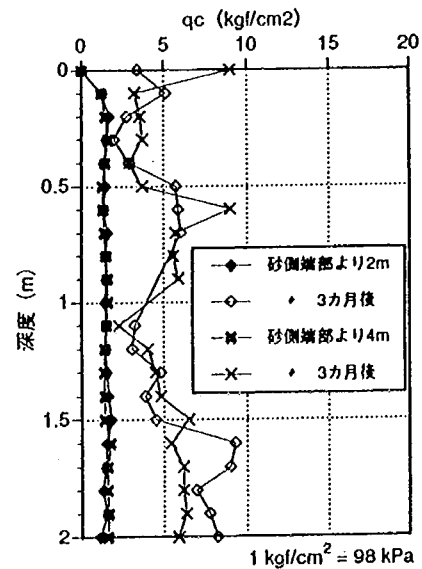


図-2.4.37 コーン貫入抵抗

4) まとめ

ドレーンを深度方向1.0m間隔で、かつ、水平方向にも1.0m間隔で敷設した柏建設発生土の実験結果によると、主な結論は次のようである。

- (1) 水中投入実験の結果によると、建設発生土を水面上の格子の交点から連続的に落下させることにより、比較的均一な層厚が確保できることが判明した。
- (2) 土槽内の水位の低下状況は、ドレーンの効果を全く考慮しない浸透流解析によって求めることができる。
- (3) 沈下の算定には、Barronの理論を用い、層厚の変化を考慮して求める方法が適用できる。ただし、礫多く含む建設発生土に対しては、礫分の補正が必要である。
- (4) コーン貫入抵抗の結果によると、約3ヶ月後は全体的に $q_c=3\sim6\text{kgf/cm}^2$ にまで増加し、土層内では人の歩行が可能であった。ここで提案する方法を用いると、目標とする $q_c=4\text{kgf/cm}^2$ 程度の支持力はほぼ確保することができると考えられる。

2-4-5 水面埋立に関する成果のまとめ

- 埋立段階から水平ドレーンを敷設しながら施工し、水平ドレーンと砂マウンドの水位低下を併用することで埋立地の早期利用を図る新しい水面埋立工法を提案した。その効果の確認や施工性検証のために、小型水槽を用いた水平ドレーンの室内模型実験、土砂の水中投入実験、屋外大型水槽を用いた水平ドレーンの試験施工を実施した。
- 小型水槽を用いた室内模型実験（含水比250%を上回る粘性土で長さ3.0m×幅0.5m×深さ1.1mの地盤を作成）では、表面沈下量の経時変化とテルツツアギの圧密理論曲線とが非常によく合致していることがわかった。また、地盤内の圧密強度増加は深い箇所ほど大きく、深度0.7mでは0.4程度の強度増加率が確認された。
- 大型水槽（長さ15m×幅1m×深さ3.5m）を用いて土砂（含水比260%の高有機質土で泥土に相当、含水比44%の火山灰質粘性土で第4種発生土に相当）の水中投入実験を行った結果、投入容器（0.3m×0.3m×0.3m程度）寸法と同程度の間隔（0.3m程度）で連続的に落下させれば、ほぼ均一な層厚が確保できることがわかった。ただし、水中投入した状態の貫入抵抗値では、土地としての利用は難しいことが確認された。
- 屋外大型水槽（10m×5.7m×深さ5m）内を水深4mまで湛水させ、一定容量（1.6m³）のバケットを用いて、4m²に1箇所程度の割合で第4種発生土相当の土砂を投入しながら水平ドレーンの敷設を行った。土砂投入完了後より砂マウンド部から揚水を開始し、約2ヶ月後には水位が2m足らずにまで低下し、深度1.5m以深ではコーン指数3~4kgf/cm²以上の地盤強度が得られた。約3ヶ月後には土槽全体のコーン指数が3~6kgf/cm²にまで増加し、人の歩行が可能となった。実験結果を解析検証したところ、圧密沈下量についてはバロンの圧密理論で求めた結果と整合がとれていることがわかった。

第 3 章． ま と め

本共同研究では、埋立地に低品質な建設発生土を盛土材として使用する場合は設計・施工法について検討した。

平成4年度～5年度は、陸上埋立及び水面埋立双方に係る基本的共通事項の研究を行った。平成4年度は、既存の技術や基準を調査し、埋立地盤を早期に利用するための技術開発の目標を設定した。さらに、埋立地盤の新しい造成方法の可能性を検討した。その結果、埋立地盤の供用開始時期、コーン指数による必要となる地盤強度、残留沈下量の設定値が得られた。また、埋立地盤の早期利用を可能にする方法として、水平排水材を打設しながら施工するサンドイッチ工法などの水平ドレーン工法、大気圧載荷工法とプレロード工法等の組合わせによる圧密促進工法が有効であるという見通しが立った。

平成5年度は、載荷・圧密脱水による建設発生土の強度発現特性を検証するため、全国より第3種発生土以下に相当する43種類の建設発生土を収集し、建設発生土の基本的な土質力学特性を調査した。その結果、強度発現（コーン指数の増加）の要因として含水比と液性指数が考えられ、強度増加が図れる可能性のある発生土における数値的目安が把握できた。また、粘性土と砂質土において、載荷重と強度発現の関係、締固エネルギーと強度発現の関係などが明らかになった。

平成6年度以降は、陸上埋立と水面埋立とに分けて、具体的事項の研究を進めた。陸上埋立については、平成6年度は谷地部の地盤造成を想定し、軟弱な発生土を用いた場合の建設機械の施工性および不織布による排水補強効果（サンドイッチ工法の適用性）について検討を行った。その結果、飽和土の場合には圧密促進による強度発現を図りつつ安定した盛り立てが可能であるが、不飽和土の場合には排水材により圧密促進を図ることが難しく、締固めや載荷重による強度発現が必要であることがわかった。平成7年度及び8年度は、不飽和土を対象に目標強度を達成するための、締固め及び載荷重の決定法（載荷圧力－コーン指数図、載荷圧力－乾燥密度図、締め固め曲線図の3者から構成される管理図表を作成し、必要な転圧方法や載荷盛土圧力を求めるもの）を提案し、室内締固め試験及び湿地ブルドーザーによる現場締固め試験の両面から適用性が確認できた。

水面埋立については、埋立段階から水平ドレーンを敷設し、圧密促進を図る工法を提案し、平成7年度と8年度で大型水槽実験等による施工性及び効果の検討を行った。その結果、低品質の建設発生土の強度増加、水平ドレーン材の排水効果、良好な施工性が確認された。

＜第Ⅱ部 サンドイッチ工法マニュアル（案）＞

第II部 サンドイッチ工法マニュアル

1 陸上埋立工法

1.1 工法概要と特徴

1.1.1 工法概要

本工法は図-1.1.1に示すように高含水比の砂質土や粘性土などの第4種程度の低品質な発生土ないし改良土を盛土材として適用し、ジオテキスタイルなどの排水層と交互に盛り立て、圧密促進および強度増加を図り盛土構造物として早期に有効利用する工法である。盛土内の間隙水は、盛土の自重圧密によって排水層に集められ、端部より外部に排水される。排水層にはジオテキスタイル（不織布）または砂などの透水性の高い材料を使用する。

図-1.1.2に第4種建設発生土の圧密載荷試験例を示す。載荷荷重を大きくするほどコーン指数が増加していることがわかる。

1.1.2 特徴

本工法の特徴としては以下のことが挙げられる。

①環境問題への対応

コーン指数が2を下回るような発生土も盛土材として有効利用でき、処分費の節約、処分地への負担軽減になる。

②軽微な排水層の設置作業

セメント安定処理ではセメントと土の混合のための設備が必要なのに対し、ジオテキスタイルの敷設は人力で容易に施工できる。また、砂材を使用する場合は特殊な施工機械を必要としない。

③のり面の緑化

セメント安定処理は土が固化した後はのり面に直接植生工ができないが、サンドイッチ工法は植生が可能である。

1.2 適用用途

道路盛土（高盛土、拡幅盛土、取付盛土など）、谷部の埋立て、宅地・公園用地などへの適用が考えられる。図-1.2.1に各適用事例を示す。d）は周囲に良質土の堤体を築造し、その中のヤードに排水層を挟みながら発生土を投入するものである。

1.3 工法適用上の留意点

- ①本工法は第3種から第4種の建設発生土を対象とする。本工法の設計は飽和粘性土の圧密理論を準用しているため含水比が高く、ほぼ飽和しているとみなせる土質材料が対象となる。発生土が不飽和土である場合は1.8不飽和粘性土の強度発現基準を適用する。

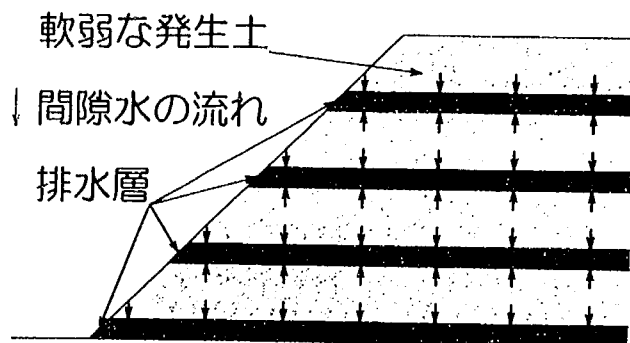


図-1.1.1 サンドイッチ工法の施工概念図

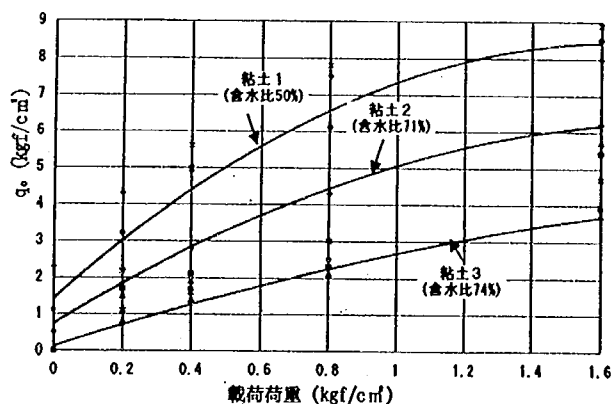


図-1.1.2 圧密排水による発生土の q_0 の増加の例^{2) 3)}

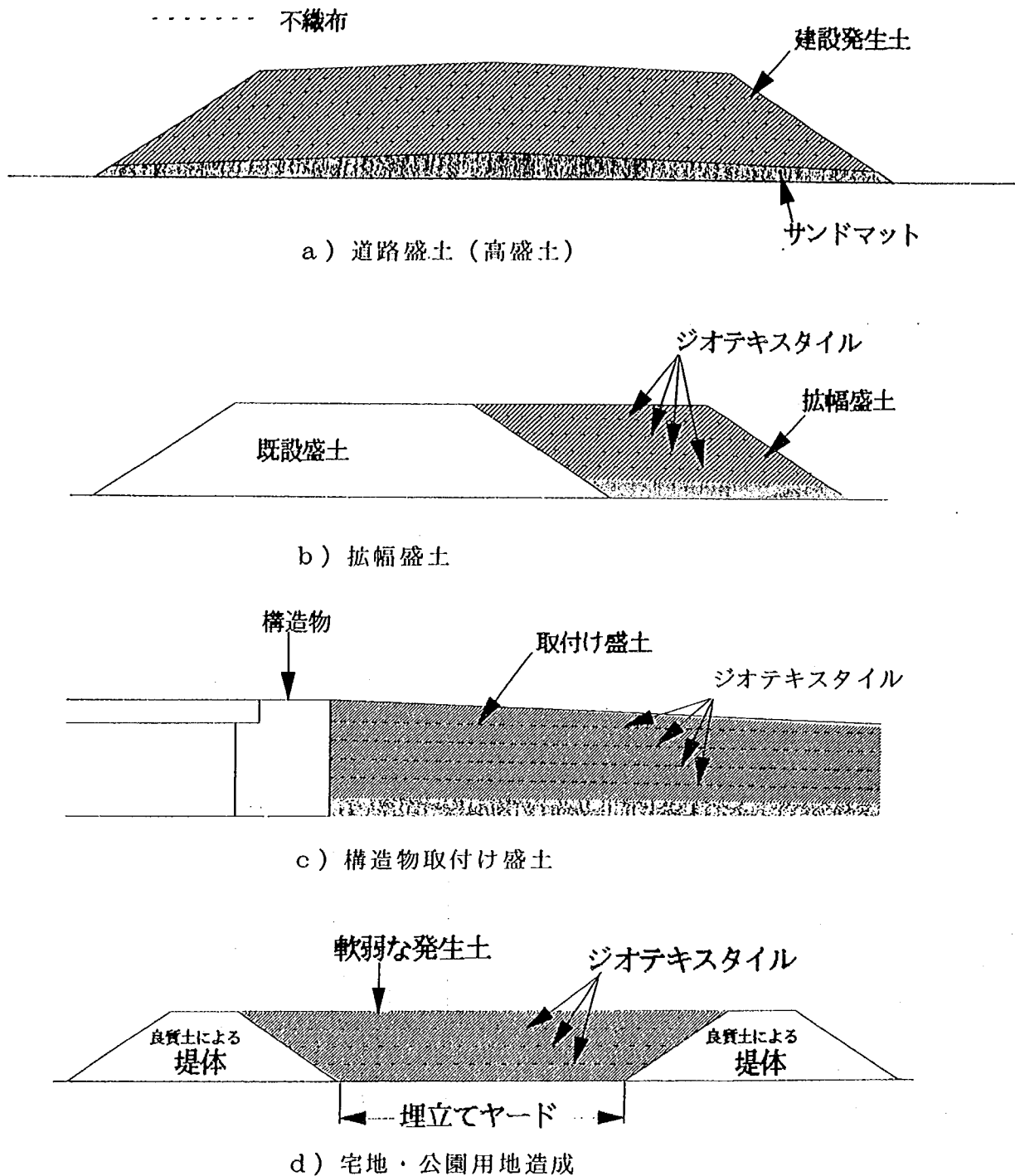


図-1・2・1 各適用例の概念図

- ②適用用途の機能を確保するためにすべり安定や沈下に対する土質工学的検討が必要である。
拡幅盛土、構造物取付け盛土の場合は、残留沈下によって既設の盛土や構造物との間に段差が生じる可能性があるので注意が必要である。
- ③盛土材が軟弱な場合、砂材の排水層では盛土体の変形によって連続性を損うことがありうることに留意する。ジオテキスタイルの場合連続性が確保できるため、適用条件を考慮して排水材を選択すべきである。
- ④施工機械のトラフィカビリティが確保されない場合は強度の大きいジオグリッドなどを敷

設し、地盤の支持力を増加させることが必要である。

- ⑤盛土材の圧密が進行している施工途中が最も不安定となることがあるため、適切な施工管理が必要である。
- ⑥発生土の物性が異なる場合には、沈下性状が異なるため物性ごとの検討が必要となる。物性が大きく異なる発生土を同時に用いる場合には、盛土する範囲を区分すると境界部分に段差が発生したり、完成後の盛土の品質が大きく異なるなどの問題が生じる可能性がある。そのため、境界を作らないようにまき出す、混合して用いるなどの対策をとり、急激に物性が変わらぬように配慮することが必要である。
- ⑦圧密期間が長期に亘り問題となる場合、盛土完成後に構造物等の荷重が加わり沈下が予想される場合、および不飽和土による盛土で沈下が進まない場合などは、サーチャージ盛土を行い沈下を促進するなどの検討が必要となる。

1. 4 設計法

ジオテキスタイルを水平排水材として用いて盛土の圧密促進を図り盛土構造物として早期に有効利用するための設計手順を図-1.4.1に示す。この設計の考え方は土木研究所における共同研究成果としてまとめられた「ジオテキスタイルを用いた補強土工法の設計・施工マニュアル」(財)土木研究センター、平成5年1月刊行、同6年2月第2版)⁴⁾が基本となっている。

1.4.1 基本条件の確認

対象となる盛土の設置目的と機能、設置箇所の地形・地質・土質・地下水等の条件、施工条件、既設構造物や附帯施設との関係等の設計のための前提条件を明らかにしておくことが重要である。

1.4.2 設計条件の設定

設計条件として、次の条件を明らかにしておく。

- ①設計断面(盛土高、盛土幅、のり面勾配、地山のり勾配、施工中の勾配、のり面排水工など)
- ②設計外力(自重、載荷重、地震荷重に対する配慮など)
- ③設計定数(盛土材料の基本的性質と土質定数、基礎地盤の性質と土質定数、ジオテキスタイルの性質と各種定数、ジオテキスタイルと土との摩擦特性など)
- ④許容値(残留沈下量、目標強度、最小安全率など)
- ⑤施工条件(盛土施工期間、盛土速度、放置期間など)

1.4.3 無補強盛土の安定検討

無補強盛土について、急速施工が可能かどうかの検討を行う。検討には円弧すべり計算を用い、三軸UU試験によって得られた c_u 、 ϕ_u を設計定数として使用する。この結果得られた安全率の値が1.2以上あれば、補強の必要は特にないので、総合検討に移る。安全率の値が1.2未満の場合は、ジオテキスタイルによる圧密促進を図る方針で以下の検討に移る。

1.4.4 補強盛土の安定検討

無補強盛土では施工が困難と判断される場合、ジオテキスタイルを挿入し圧密促進および強度増加を図ることにより、完成形の盛土の施工が可能かどうかを検討する。盛土材料の設計定数としては、三軸UU試験によって得られた c_{uo} と三軸CU試験によって得られた ϕ_{cu} をもとに算定した強度増加率を用いる。

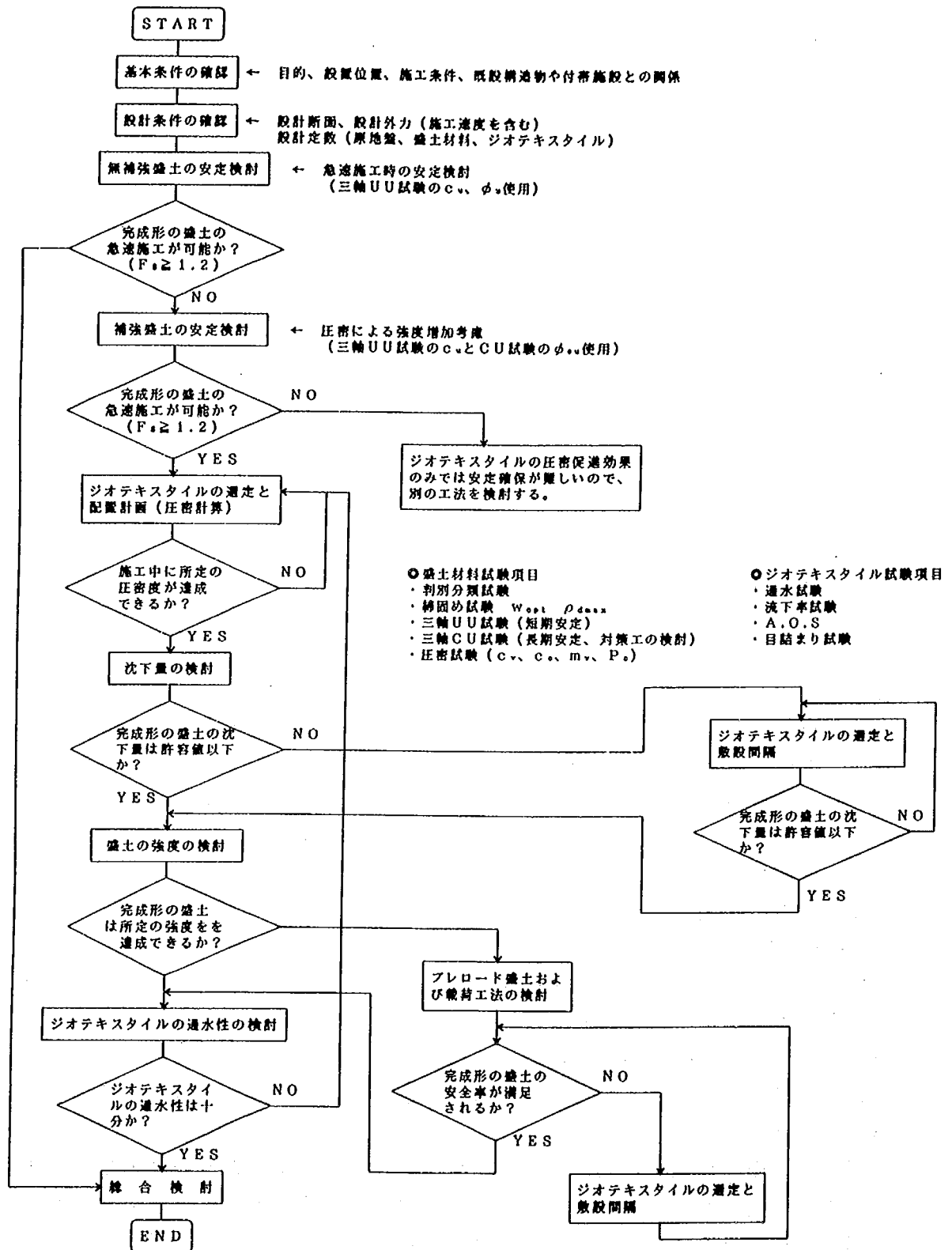


図-1・4・1 設計手順

$$\sigma_v \leq p_c \text{ のとき } c_u = c_{u0}$$

$$\sigma_v \geq p_c \text{ のとき } c_u = c_{u0} + (\sigma_v - p_c) \cdot m \cdot U$$

式-1.4.1

ここに、 c_u ：計算に用いる粘着力

c_{u0} ：三軸UU試験から得られた粘着力

σ_v ：土被り圧

p_c ：締固めによる先行荷重

m ：強度増加率

$$m = \frac{\Delta c_u}{\Delta p} = \frac{\sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}}$$

式-1.4.2

U ：圧密度（通常90%を目安とする）

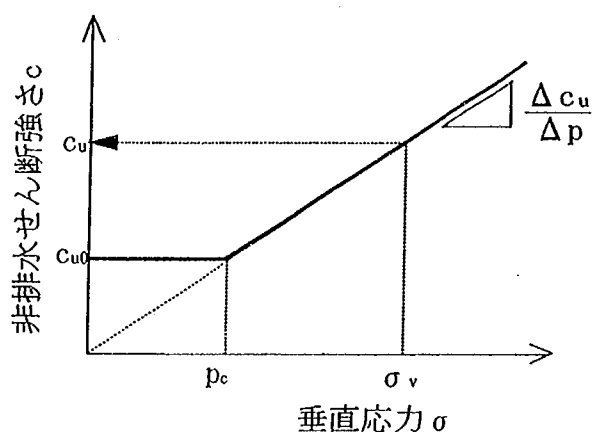
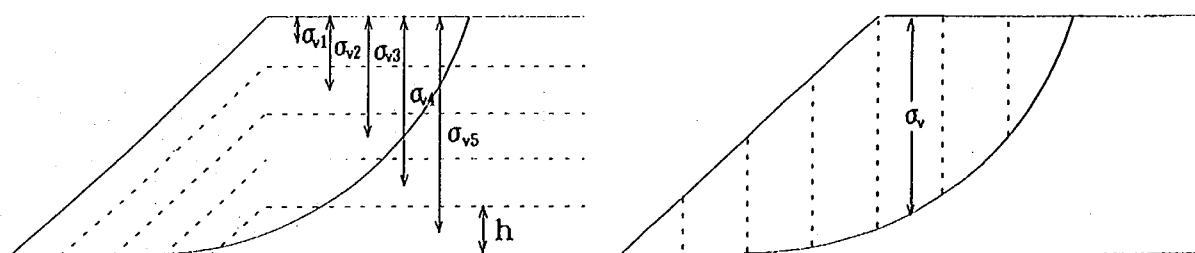


図-1.4.2 c_u の算定方法

なお、 σ_v の決め方は以下の2通りが考えられる。



i) 土被り圧 (σ_v) をゾーン分けする
($h \leq 5m$ を目安とする)

ii) 分割片ごとに土被り圧 (σ_v) を決定
するケース

図-1.4.3 土被り圧の算定方法

以上の安定検討の結果、得られる安全率の値が1.2以上であればジオテキスタイルを用いた圧密促進工法が有効であると判断し、配置計画およびジオテキスタイルの通水性の検討に移る。一方、安全率の値が1.2未満の場合は圧密促進工法の適用には限界があるので、別途ジオテキスタイル工法以外の工法の検討が必要である。

1.4.5 ジオテキスタイルの選定と配置計画

ジオテキスタイルを用いた圧密促進工法が有効と判断された場合は、ジオテキスタイルの選定と配置計画を行う。

ジオテキスタイルの配置としては、全面敷設配置と帯状千鳥配置の2通りがある。盛土材料が軟弱でトラフィカビリティーの向上が必要な場合やすべり破壊の防止効果もあわせて期待する場合には全面敷設配置とし、経済性を重視して圧密促進効果のみを期待する場合には帯状千鳥配置を採用することが多い。

上記のいずれの配置の場合も、ジオテキスタイルの配置および敷設間隔は、圧密理論により検討する。

1) 全面敷設配置の場合の敷設間隔の検討

①基本式

基本式としては、テルツァギーの一次元圧密理論の式を用いる。

$$t = \frac{T_v \cdot (H_s/2)^2}{c_v} \quad \text{式-1.4.3}$$

ここに、 t ：所定の圧密に要する時間（d）

T_v ：圧密度に応じた時間係数（図-1.4.4参照）

（圧密度90%を目安とすると $T_v=0.848$ ）

H_s ：ジオテキスタイルの敷設間隔（cm）

c_v ：盛土材料の圧密係数（ cm^2/d ）

②敷設間隔の決定

盛り立てに要する時間 t_0 を工期等の施工条件から求め、これを瞬時載荷の条件に換算するため、上記の基本式で $t = (1/2)t_0$ と置いてジオテキスタイルの敷設間隔 H_s を決定する。

$$H_s = 2\sqrt{\frac{c_v \cdot t}{T_v}}$$

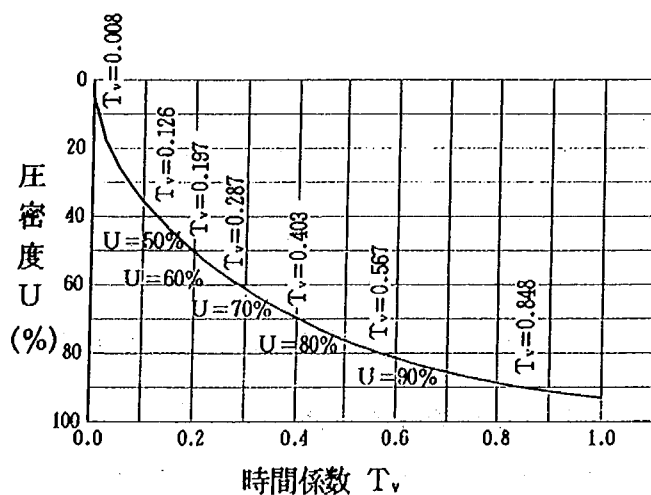


図-1.4.4 Uと T_v の関係
($\Delta u_0 = \text{一定}$)

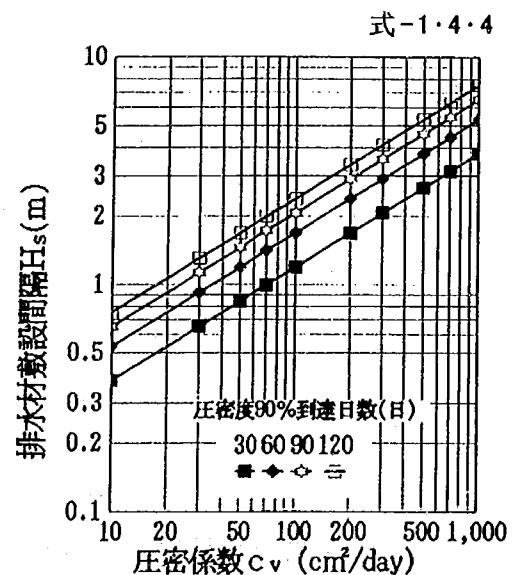


図-1.4.5 H_s と c_v の関係

なお、図-1.4.5に盛土材料の圧密係数に応じたジオテキスタイルの敷設間隔の目安を示す。図中の圧密度90%到達日数は、 $(1/2)t_0$ （盛り立てに要する時間の $1/2$ ）に相当する日数である。

2) 帯状千鳥配置の場合の敷設間隔の検討

①基本式

サンドドレーンを対象としたバロンの圧密理論の式を準用する。

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{c_v} \quad \text{式-1.4.5}$$

ここに、 t : 所定の圧密に要する時間

T_h : 放射流の場合の圧密度に応じた時間係数

d_e : 帯状ジオテキスタイルを鉛直ドレーンに換算したときのドレーンの有効径 (図-1.4.6参照)

c_v : 盛土材料の圧密係数

なお、 T_h は次式により求められる。

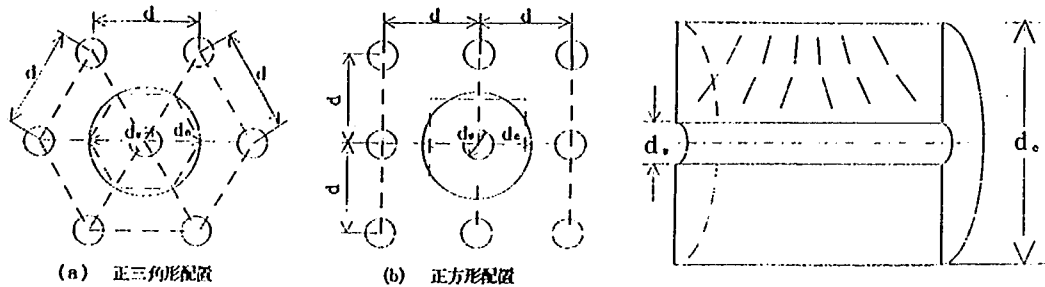


図-1.4.6 ドレーンの配置と有効径

$$T_h = -\frac{F(n)}{8} \log_e (1-U) \quad \text{式-1.4.6}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \log_e n - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad \text{式-1.4.7}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad \text{式-1.4.8}$$

また、有効径 d_e は正三角形配置の場合 $d_e = 1.05d$ である。正三角形配置でない場合は、集水面積 ($d \times h$) と等価な円の直径として有効径を求めることとする。すなわち、

$$d_e = 1.13\sqrt{d \cdot h} \quad \text{式-1.4.9}$$

となる。

②ジオテキスタイルのドレーン換算径 d_w の決定

ジオテキスタイルのドレーン換算径は、帯状ジオテキスタイルとそれに相当する円柱ドレーンの通水性が等しいと仮定し、次式から求める。

$$\theta_h = k_s \cdot \frac{\pi \cdot d_w^2}{4} \quad \text{式-1.4.10}$$

ここに、 θ_h : 帯状ジオテキスタイルの通水性でジオテキスタイルの面内方向の通水性試験により求めた値を所定の安全率 ($F_s = 2.0$) で割ったもの

k_s : サンドドレーンの透水係数で $1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ を目安として用いる。

$$\therefore d_w = \sqrt{\frac{4 \cdot \theta_h}{\pi \cdot k_s}}$$

式-1.4.11

③敷設間隔の決定

盛り立てに要する時間 t_0 、ドレーン換算径 d_w を決定し、上記の基本式で $t = (1/2)t_0$ とおいて、ジオテキスタイルを円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径 d_e を求める。

$$d_e = \sqrt{\frac{c_v \cdot t}{T_h}}$$

式-1.4.12

1.4.6 ジオテキスタイルの通水性の検討

1) 全面敷設配置の場合

全面敷設配置の場合のジオテキスタイルに要求される通水性を次の Giroud (ジルー) の式により求める。

$$\theta_h = k_g \cdot H_g > \frac{B^2 \cdot k_s}{\sqrt{c_{vs} \cdot t_0}} \quad (10^{-6} \leq T_0 \leq 1) \quad \text{式-1.4.13}$$

$$\theta_h = k_g \cdot H_g > \frac{B^2 \cdot k_s \cdot H_1}{c_{vs} \cdot t_0} \quad (T_0 > 1) \quad \text{式-1.4.14}$$

$$T_0 = \frac{c_{vs} \cdot t_0}{H_1^2} \quad \text{式-1.4.15}$$

ここに、 θ_h : 圧密促進用のジオテキスタイルに要求される通水性

k_g : ジオテキスタイルの水平方向 (面方向) の透水係数

H_g : 盛土内で拘束圧を受けた状態でのジオテキスタイルの厚さ、(図-1.4.7参照)

B : 盛土幅 (図-1.4.8参照)

k_s : 盛土材料の透水係数

c_{vs} : 盛土材料の圧密係数

t_0 : 盛土に要する時間 (図-1.4.9参照)

H_1 : ジオテキスタイルに挟まれた土層の厚さ (図-1.4.8参照)

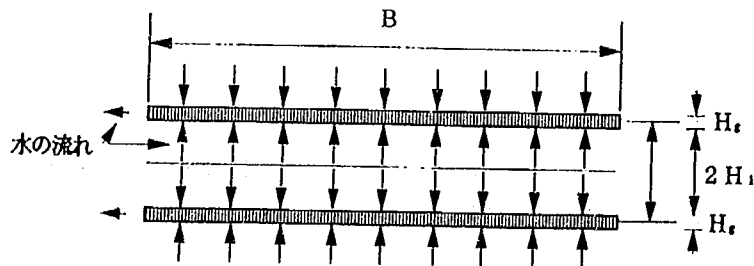


図-1.4.7 ジオテキスタイルの厚さ H_1 のとり方

2) 帯状千鳥配置の場合

帯状千鳥配置の場合のジオテキスタイルに要求される通水性は、前述の式-1.4.10から求める。

$$\theta_h = k_g \cdot H_g \cdot L_g \geq k_s \cdot \frac{\pi \cdot d_w^2}{4}$$

式-1.4.16

ここに、 θ_h ：ジオテキスタイルの通水性

k_g ：ジオテキスタイルの透水係数

H_g ：盛土内で拘束圧を受けた状態でのジオテキスタイルの厚さ

L_g ：帯状ジオテキスタイルの幅

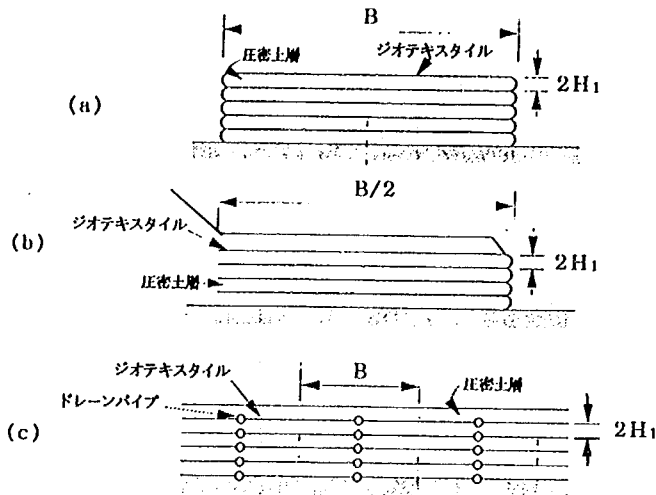


図-1.4.8 盛土幅B、土層の厚さH₁のとり方

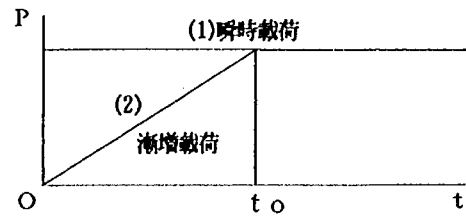


図-1.4.9 盛立てに要する時間t₀

1.4.7 設計計算例

帯状千鳥配置の場合の設計計算例を以下に示す。

1) 計算条件

盛土材： $c_v = c_h = 100 \text{ cm}^2/\text{d}$ とする。

ドレーン材：不織布 幅 $a = 30 \text{ cm}$ 、厚み $b = 0.3 \text{ cm}$ (拘束条件下)

ドレーン材の拘束条件下における透水係数 $k_g = 3 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$

サンドドレーンの透水係数 $k_s = 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

ドレーン材内の損失水頭を考慮した安全率 $F_s = 2$

以上より、ドレーン材の通水能力は

$$\theta_h = k_g \cdot a \cdot b / F_s = 1.35$$

式3-8-11をもとに、 $d_w = 13.1 \text{ cm}$

圧密期間： $t_{90} = 30 \text{ 日}$ 、 60 日 、 120 日 の3ケース。

2) 計算方法

式-1.4.5と式-1.4.8より、

$$t = \frac{T_h \cdot (n \cdot d_w)^2}{c_v}$$

式-1.4.17

式-1.4.6と式-1.4.7より

$$T_h = 0.288 F(n) = 0.288 \left(\frac{n^2}{n^2 - 1} \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right)$$

式-1.4.18

いま、 $t_{90}=30$ 日、60日、120日、 $c_v=100\text{cm}^2/\text{d}$ より、上式を用いて n に応じた d_w を求めると、次のようになる。

表-1.4.1 ドレーン換算径の計算結果

n	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
$F(n)$	0.24	0.74	1.1	1.37	1.58	1.75	1.9	2.03	2.15	2.25
T_{h90}	0.07	0.21	0.32	0.39	0.45	0.51	0.55	0.59	0.62	0.65
$d_w (t_{90}=30\text{日})$	104.9	29.6	16.2	10.9	8.1					
$d_w (t_{90}=60\text{日})$	148.3	41.8	22.9	15.4	11.5	9.1				
$d_w (t_{90}=120\text{日})$	209.8	59.1	32.4	21.8	16.2	12.8	10.6	8.9		

この結果を図示すると図-1.4.10のとおりである。

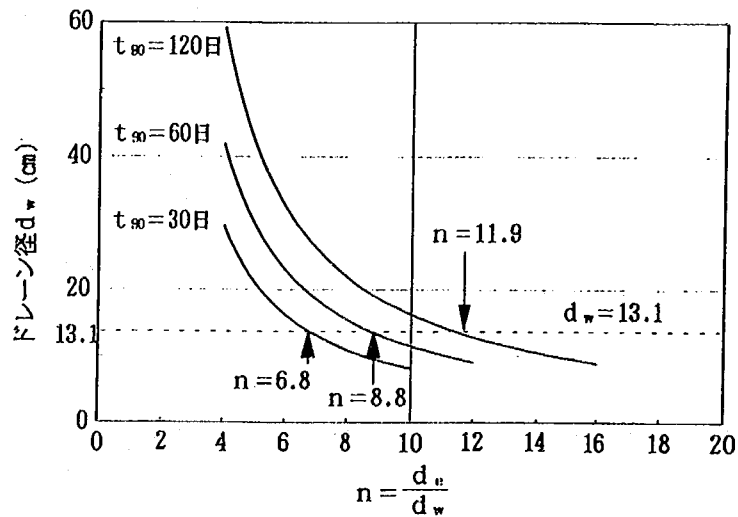


図-1.4.10 ドレーン有効径 d と n との関係

$d_w=13.1\text{cm}$ との交差から n を読み取ると、 $t_{90}=30$ 日のとき $n=6.8$ 、 $t_{90}=60$ 日のとき $n=8.8$ 、 $t_{90}=120$ 日のとき $n=11.9$ となる。

式-1.4.8と式-1.4.9より

$$n \cdot d_w = 1.13 \sqrt{d \cdot h}$$

$$\therefore \sqrt{d \cdot h} = \frac{n \cdot d_w}{1.13}$$

式-1.4.19

よって、敷設間隔 d 、 h は表-1.4.2のとおりとなる。

表-1・4・2 敷設間隔の計算結果

t_{90}	30日	60日	120日
n	6.8	8.8	11.9
$\sqrt{d \cdot h}$	78.9	102.1	138.1
h	60cmとする	90cmとする	120cmとする
d	104→100cm	116→115cm	159→160cm

〈参考〉 不織布簡易設計チャート⁶⁾

上記のパロンの式をもとに任意の不織布のドレーン換算径を式-1・4・11により計算し、期間 t_{90} において圧密度 $U=90\%$ になるためのドレーン材の垂直および水平配置を求めるチャートを図-1・4・11に示す。同図は $c_v \cdot t_{90}$ をパラメータとし、正三角形配置を基本としている。チャートの利用方法は次のとおりである。

- ①ドレーン材の d_w を計算する。
- ②右側の図において d_w と $c_v \cdot t_{90}$ との交点を求める。
- ③交点をx軸上におろしドレーン比を決定する。
- ④左側の図において d_w と n の交点を求める。
- ⑤交点をx軸上におろしドレーン水平間隔 d を決定する。
- ⑥また、交点を鉛直に延ばし図中の $h=0.886d$ 線との交点を求める。
- ⑦⑥を左側に延ばし垂直間隔 h を求める。

ただし、垂直距離 h は、基本締固め層厚 v_0 の整数倍 $m \cdot v_0$ とすべきであるため、ドレーン材一本当りの分担面積 $d \cdot h$ に等しくなるように水平間隔 $d' (=d \cdot h / m \cdot v_0)$ を計算すればよい。

ドレーン垂直間隔 h (cm)

ドレーン換算径 d_w (cm)

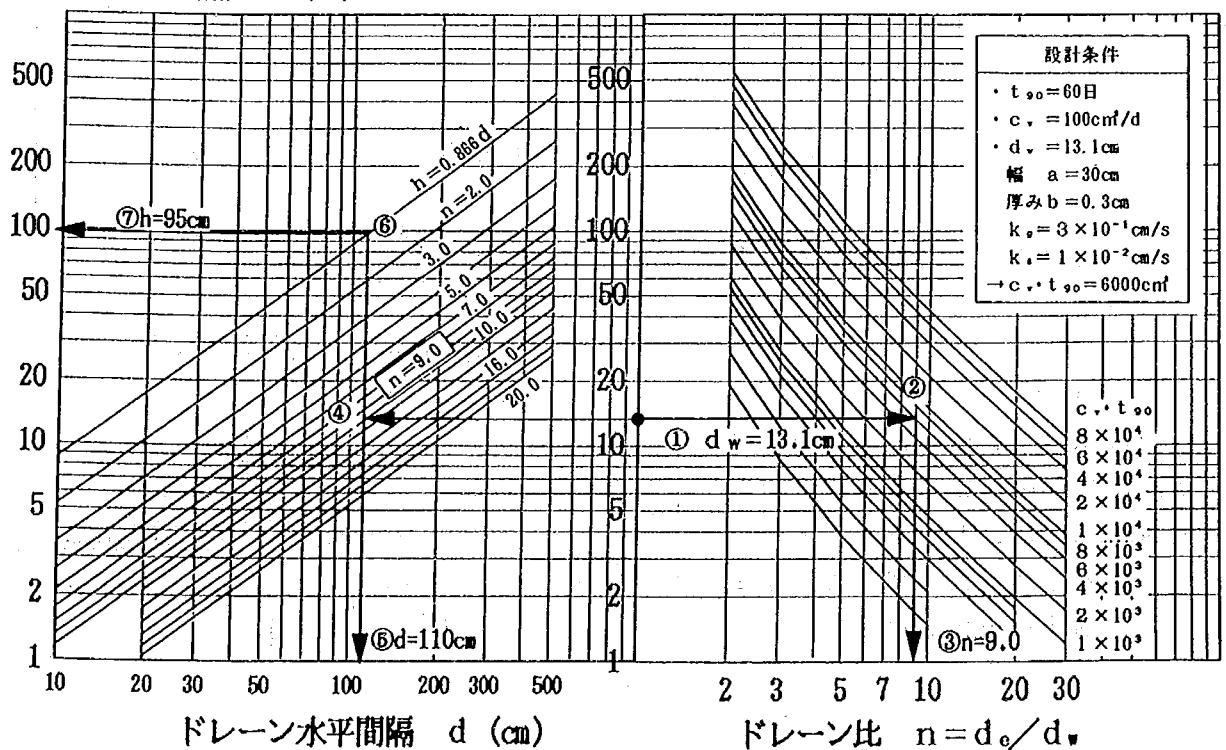


図-1・4・11 水平ドレーン配置設計チャート⁶⁾

1. 5 施工法

1.5.1 施工手順

盛土は以下の手順で行う。(図-1・5・1)

まず、盛土の基層に排水層としてサンドマットを敷く。

次に中央部分に搬入用道路を良質な土で造成し、そこから発生土を搬入する。

ブルドーザは搬入用道路よりまき出し・敷均しを行い、1層目の高さまで盛り立て後ジオテキスタイル(あるいは粒径の大きい砂)を敷設する。

以上の作業(搬入用道路の造成、発生土搬入、まき出し、排水層設置)を繰り返し、盛土を盛り立てていく。

最後に最上層のまき出し・敷均しを行う。

1.5.2 施工機械

締固め機械は盛土材が高含水比の砂質土や粘性土であるため、施工機械のトラフィカビリティーが確保されない場合が多く、湿地ブルドーザや超湿地ブルドーザのように十分に接地圧の小さいものを選定する必要がある。

また、締固め中に不織布を破損する恐れがあるような施工機械は避ける。

1.5.3 準備工

背面地山からの湧水、盛土荷重による基礎地盤の圧密による排水などに対処するため、サンドマットやジオテキスタイルによって基礎排水工を施し、盛土の安定を図る。

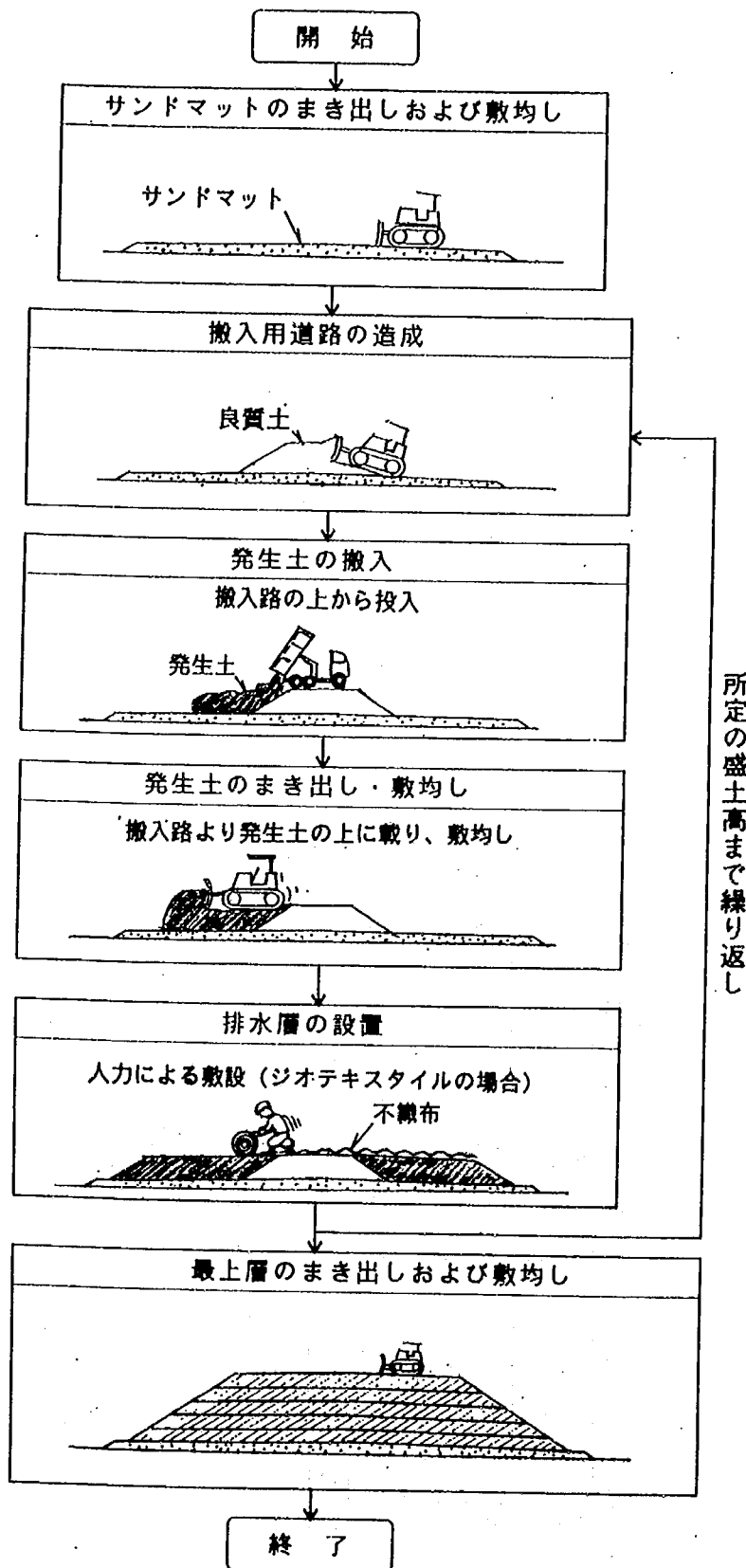


図-1・5・1 サンドイッチ工法の施工手順

1.5.4 土のまき出し、締固め

1) 搬入

一般に低品質な発生土を用いて盛土を盛り立てていく際、搬入用機械が発生土上を走行できず、発生土の搬入が困難であるため、良質土により搬入用の道路を盛り立てに先行して建設する。搬入用道路はダンプトラックなどの搬入用機械のトラフィカビリティが十分に確保されるものでなければならない。

2) まき出し

まき出し厚は設計において求められた排水層の間隔によって決定する。排水層の間隔 H_d が50cm程度以下であれば、 H_d がまき出し厚となり、50cmよりも大きければ H_d を適当な整数で割った厚さがまき出し厚さとなる。

排水層にジオテキスタイルを用いる場合の留意点は以下のとおりである。

①ジオテキスタイルの上に直接重機を走行させない。

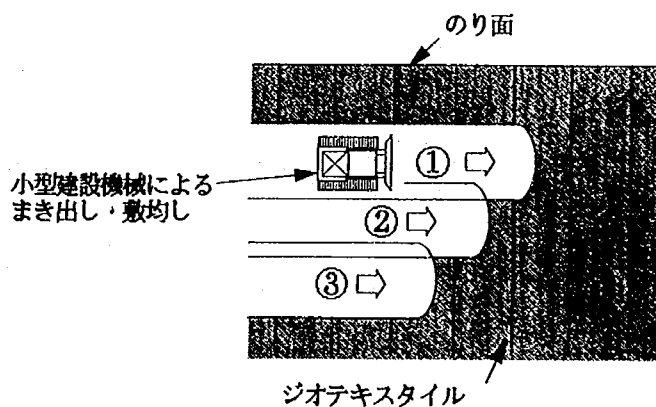
敷設したジオテキスタイルおよびその接合部の破損、配置のずれを防止する。

②ジオテキスタイル上でのまき出し時、ブルドーザ等重機の方向転換を控える。

敷設したジオテキスタイルの接合部や配置のずれを防止する。

③まき出しは図-1.5.2に示す順序で行うことが望ましい。

敷設したジオテキスタイルのずれを防止する。



- ジオテキスタイルの上を建設機械が直接走行してはならない。
- ジオテキスタイル上では方向転換を控える。
- まき出し、敷均しはのり面側よりののり面に対して平行に行うことが望ましい。

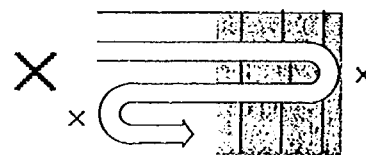
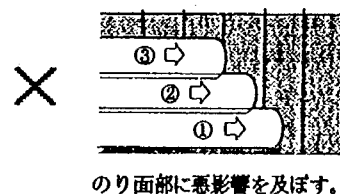
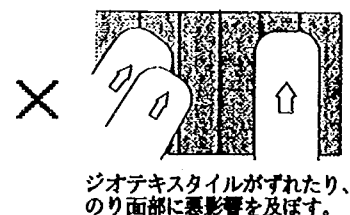


図-1.5.2 まき出しの順序

ジオテキスタイルに悪影響を及ぼす。

④敷設した不織布等のジオテキスタイルが水を含んだ場合水切りを行なう。

降雨時の施工を避けるのはもちろんであるが、多量の水を吸ったジオテキスタイル上に土をまき出すと土の含水量が変化し、締固めに悪影響を及ぼす。

⑤まき出し厚は丁張り等で管理する。

ジオテキスタイルの敷設位置は仕上がり厚の整数倍となることが多いため、一層ごとの管

理が必要となる。

3) 締め固め

ジオテキスタイルを使用する場合の留意点を以下に示す。

- ①転圧方向はのり面に平行して行ない、のり面側から先に行なうことが望ましい。
- ②ジオテキスタイル敷設面を計画勾配どおりに平滑に仕上げる。

不陸が多いとジオテキスタイルの敷設・接合に不整合が生じたり、ジオテキスタイルの引張補強機能や排水機能に支障を来たすことがある。

1.5.5 ジオテキスタイル（不織布）の敷設・接合

1) 不織布の敷設

不織布の敷設の際、敷設面は排水勾配3%以上となるように事前に整形しておき、不織布の外側端は盛土のり面から引出し、盛土内の水を速やかに排除できるようにする。

小段を有する高い盛土で小段上に排水溝が設置されている場合には、不織布の外側端は排水溝まで引出しておく。

曲線部における不織布の敷設は、図-1.5.3に示すように不織布と盛土のり面側で突き合わせ、盛土のり面に対して直角になるように敷設する。不織布を重ね合わせる箇所では不織布のずれを防止するため、不織布と不織布の間に砂などを薄く敷いておくことよい。

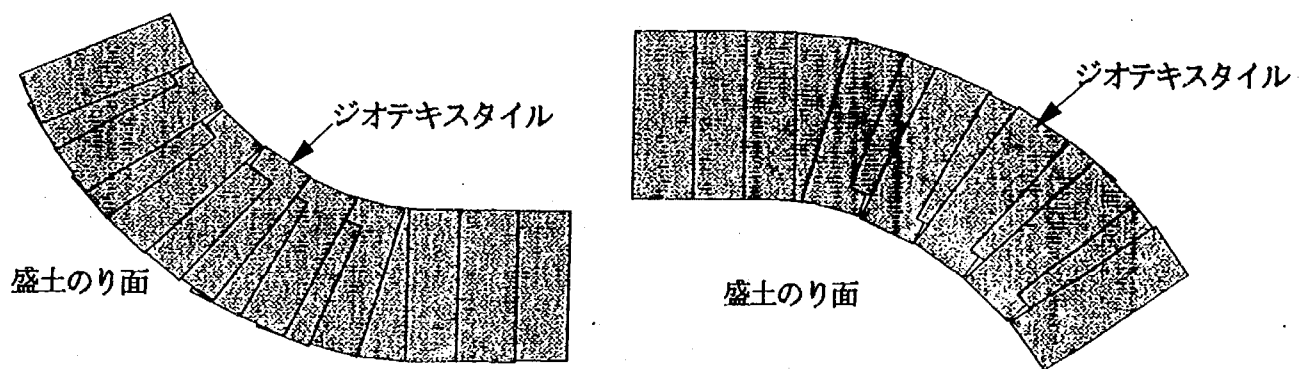


図-1.5.3 曲線部における不織布の敷設方法

2) 不織布の接合

不織布を排水材として用いる場合の接合方法としては、

- ①重ね合せ
- ②ピン止め

などの方法がある（表-1.5.1参照）。

なお、盛土横断方向（排水方向）に不織布の接合を行う場合には、排水機能が損なわれないように注意する必要がある。

また、これらの接合方法では接合部での引張強度が本体部に比べて大幅に低下するため、不織布に引張力が作用する場合や、設計時に不織布の引張補強効果を考慮する場合には、接合方法としてピン止めあるいは熱溶着による方法を採用する。

1.5.6 のり面の処理

のり面の締固めについては重機の走行が不安定となるため、機械による締固めは行わない。通常、のり面の成形はバックホウなどによりジオテキスタイル敷設間隔ごとに行う。この際、不織布の破損を防止して施工精度を上げるため、立上ったのり面の仕上げは不織布敷設前に、敷設層ごとに行うと良い。また、下層に敷設したジオテキスタイルを破損したりしないように気をつけなければならない。

1.5.7 施工管理

土工に関わる品質管理はサンドイッチ工法においても一般盛土と同様である。不織布を用いた目的やその機能を損なわれないよう、不織布を用いた場合の特別な施工方法や既述の留意点が守られているかをチェックし、施工途中において品質と出来形を適切に管理することが望ましい。

1. 6 適用事例

1.6.1 工事概要

秋田県において施工された火山灰質粘性土を用いた道路盛土である。使用した盛土材は切土によって発生した火山灰質粘性土で、平均の含水比は約70%である。図-1.6.1に標準断面図を、表-1.6.1に盛土材の土質を示す。

盛土は、高さ7m、天端幅15mである。のり勾配は1:1.5で延長は天端幅の長さにして25mである。

ジオテキスタイルの敷設方法は2ケースあり、1つは盛土の左側でスパンボンド不織布を30cm間隔で全面敷設したケースであり、もう1つは右側でポリマーグリッドと不織布を併用したものである。グリッドは60cm間隔で不織布は120cm間隔で、全面敷設した。また、片勾配は4%である。写真-1.6.1および-1.6.2にのり面の施工状況を示す。

2) 施工効果

施工中および完了後、盛土の深いすべりは起きなかった。

また、ジオテキスタイルに発生する引張りひずみは左側の方が小さく、不織布のみを密に設置した方が圧密による強度発現効果も高く、現場への適用性が高いことが分かった。

表-1.5.1 不織布の接合方法

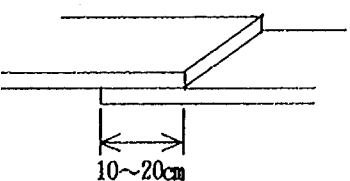
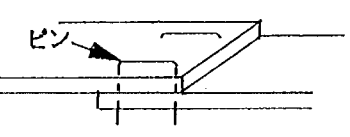
接 合 方 法	備 考
①重ね合わせ 	次層のまき出し・転圧時の不織布のずれを防止するため、不織布と不織布の間に砂などを薄く敷くとよい。 盛土基礎地盤が軟弱で、盛土の沈下等により不織布のずれが生じることが懸念される場合には、重ね合わせ幅を20~30cm以上とする。
②ピン止め 	ピンの代わりに長さ15cm程度の釘を用いてもよい。

表-1.6.1 盛土材の土質

土 質	火山灰質粘性土と砂質シルトの混合土
自然含水比	50~120 %

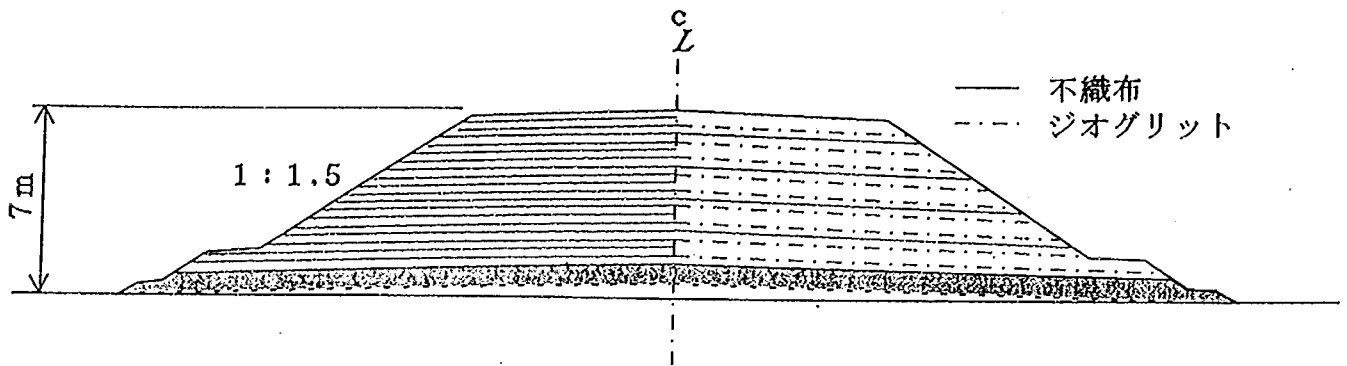


図-1・6・1 標準断面図

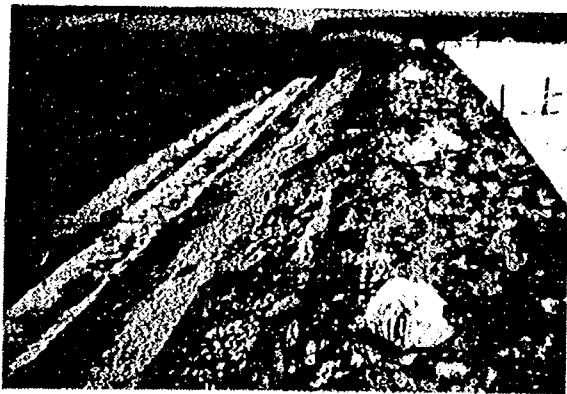


写真-1・6・1 不織布側ののり面の施工状況 写真-1・6・2 グリッド側ののり面の施工状況

1. 7 概算施工費

1.7.1 積算法

積算は従来の土工の積算法と基本的に同様である。

1.7.2 積算例

積算例として天端幅20m、のり勾配1:1.5、盛土高5mの盛土を仮定し、延長100m当りの工事費を試算した。盛土の基層にはサンドマットを50cm施工し、片勾配は4%とする。

・施工概要

ブルドーザ敷均し

不織布全面敷設

不織布ピッチ 60cm

// 単価 500円/m²

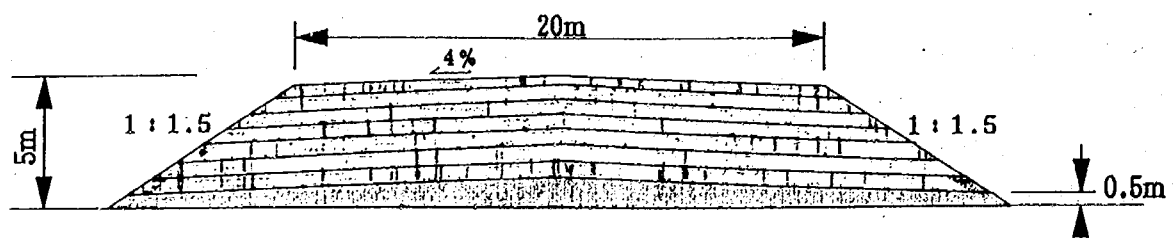


図-1・7・1 積算モデル

(円/m³)

	単位	数量	単価	金額	
サンドマット敷均し工	m ³	2,835	217	615,195	
盛土工	//	11,320	217	2,456,195	
ジオテキスタイル敷設工	m ²	18,340	16	293,440	
工事費小計 (円)				3,364,830	
ジオテキスタイル	m ²	18,340	500	9,170,000	
砂	m ³	2,385	2,000	5,670,000	
材料費小計 (円)				14,840,000	
合計 (円)				18,204,830	
施工単価 (円/m ³)				1,600	

平成8年3月時点

1. 8 不飽和粘性土の強度発現基準

1. 8. 1 概要

発生土の飽和度が100%に満たない場合、すなわち不飽和土である場合、サンドイッチ工法が適用できず圧密促進による強度増加を図ることができない。そのような場合、施工機械による転圧、または転圧とサーチャージによる強度増加の組み合わせで所定の強度まで地盤の強度を発現させるとよい。設計及び施工管理は締固め試験、圧縮試験、載荷後の強度試験の結果から求まる乾燥密度の管理値にしたがって行われる。以下に転圧及び盛土載荷による強度増加の基準を示す⁶⁾。

1. 8. 2 試験方法

乾燥密度の管理値を求めるための試験は①締固めエネルギーを変化させた締固め試験②締固めエネルギーを変化させて作成した供試体を用いた圧縮試験③異なる載荷圧で圧縮し強度発現させた後にコーン指数などの強度を測定する強度試験の3つである。

①締固め試験

適宜締固めエネルギーを変化させて締固め試験を行う。低品質な粘性土の場合は、標準の締固めエネルギーでは締固めは困難であることが多い。そのような場合、標準の1/2、1/4、1/8エネルギーで締固め試験を行う。

②圧縮試験

締固めエネルギーを変化させて供試体を作成し圧縮試験を行う。締固めエネルギーは上記の締固め試験のエネルギーと対応していなければならない。圧縮試験の方法はJIS基準の圧密試験法に準じて行う。

③載荷後の強度試験

締固めエネルギーを変化させて作成した供試体を数種類の載荷圧で載荷し載荷後のコーン指数などの強度を測定する。載荷圧は0.2~1.6kgf/cm²程度の範囲で数種類適切に設定して行う。

④水浸後の強度低下

②③の試験については水浸による強度低下の影響を調査するため作成した供試体を数日間水の中に浸し飽和度を大きくさせた供試体について試験を行う。

⑤現場転圧試験

現場において実際の施工機械により転圧回数を変化させて盛り立て試験を行い、地盤から供試体を採取し乾燥密度を測定して目標強度を満足する乾燥密度を求める。

試験の結果は図-1.8.1のように締固め特性、圧縮特性、強度特性をそれぞれ第1～第3象限に整理する。

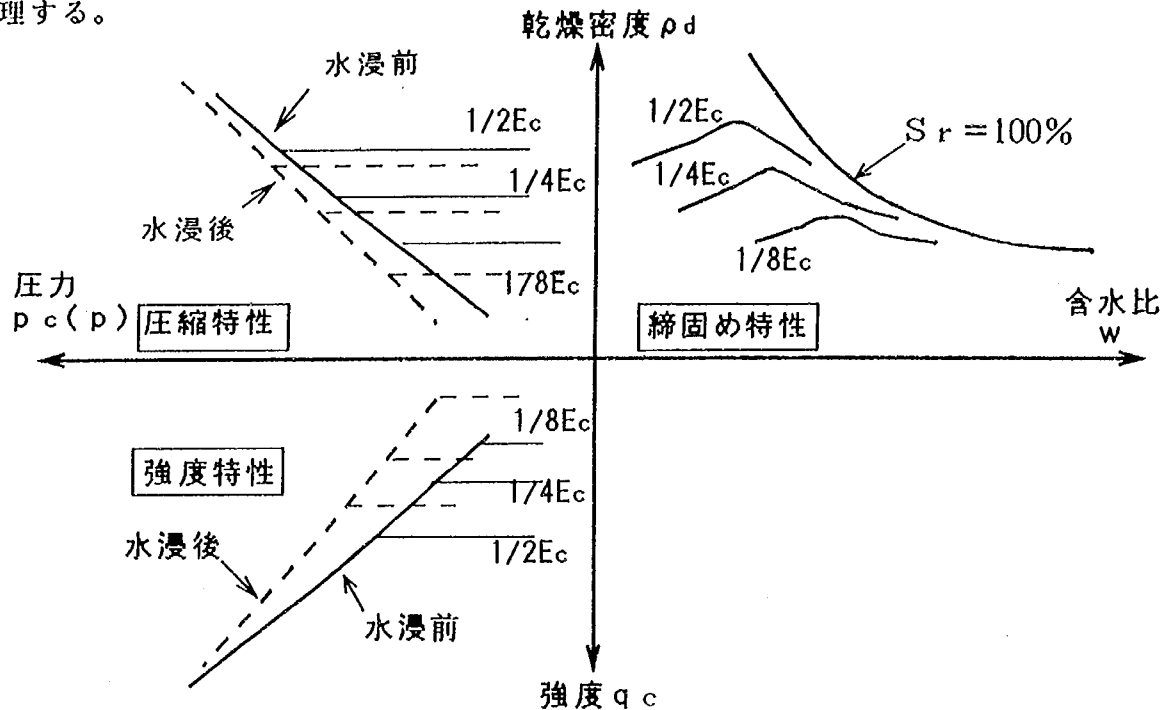


図-1.8.1 締固め試験、圧縮試験、強度試験の整理

1.8.3 施工基準の算出方法

目標強度に対する乾燥密度の管理値は、1.8.2の各試験結果をもとに作成した図-1.8.1より推定することができる。ここでは、乾燥密度の管理値及び目標強度を達成するための必要載荷圧の求め方を図-1.8.2を用いて説明する。

- ①第3種建設発生土相当の目標強度 a を設定する。
- ②点 a を左方向に移動し、強度特性との交点を b とする。
- ③点 b を上方向に移動し、圧縮特性との交点を c とする。また、横軸との交点を d とする。
- ④点 c を右方向に移動し、締固め特性との交点を e とする。
- ⑤点 c から e へ移動した時の縦軸との交点 f が、目標強度に対する乾燥密度の管理値である。
- ⑥現場から採取した供試体の乾燥密度と含水比を測定し、第1象限にプロットする(点 g)。
- ⑦点 g を左方向に移動し、圧縮特性との交点を h とする。
- ⑧点 h を下方向に移動した時の横軸との交点を i とする。点 i から d が目標強度に達するための必要載荷圧である。

以上①～⑧が水浸前の乾燥密度の管理値及び必要載荷圧の求め方の手順である。

実際の現場では不飽和土内に水が浸入し強度低下を引き起こすため、水浸後の各特性(図中の破線)より求めなければならない。

なお、締固めエネルギーによって乾燥密度の管理値に達している場合は載荷盛土による強度増加を図る必要はないが、図中の点gのように含水比が大きく、乾燥密度が小さい場合は通常の締固めだけでは管理値に達しない。従って、載荷圧の不足分（必要載荷圧）だけ載荷盛土をしなければならない。

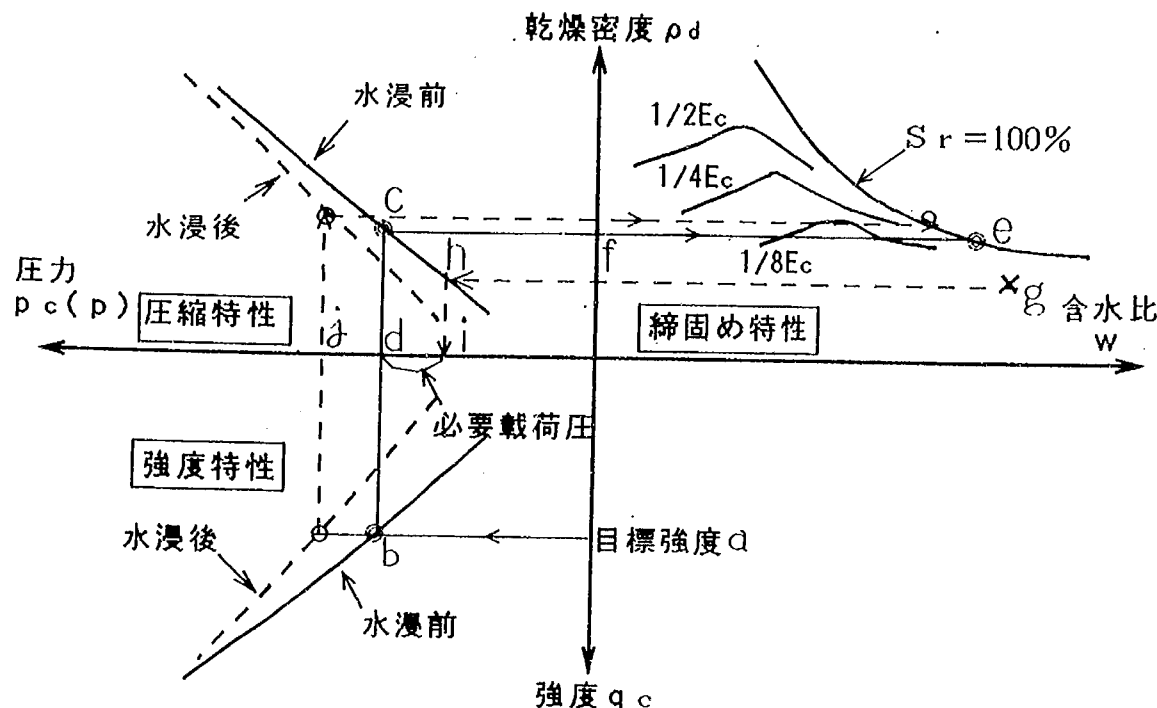


図-1・8・2 乾燥密度の管理値及び必要載荷圧の求め方

〈参考文献〉

- 1) (財)土木研究センター：建設発生土利用技術マニュアル，1994年7月
- 2) 三木博史、水谷英記、佐々木徹、高田公一、桑原秀樹、岩崎則夫：建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的研究（その1）－コーン指数に及ぼす影響要因について－，第49回土木学会年次学術講演会，1994年9月
- 3) 山田哲也、林義之、大石守夫、奥村良介、馬渡裕二、山本実：建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的研究（その2）－建設発生土の強度発現特性－，第49回土木学会年次学術講演会，1994年9月
- 4) (財)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土工法の設計・施工マニュアル，1993年1月，1994年2月第2版
- 5) 三木博史、福田直三、中村和之、岩崎高明：粘性土盛土の圧密促進用排水材の配置設計チャートの提案，第27回土質工学研究発表会，1992年6月
- 6) 太田秀樹、伊藤雅夫、石黒健、米谷敏：締め固められた粘性土の先行圧縮応力と強度の推定，土木学会論文集No.436，1991年9月

2. サンドイッチ工法（水面埋立工法）

2.1 工法概要と特長

2.1.1 工法概要

この工法は、第3種および第4種担当の建設発生土を用いて水面埋立を行う場合の、埋立方法と地盤改良方法を対象としたものである。

一边を止水性とした外周護岸の内部を発生土（3種、4種）で埋立るに際し、止水性護岸の背後に多段砂マウンドを設け、そこから埋立の遠端部まで所要の間隔に層状水平ドレーンを配置し、埋立終了後ウエルポイントにより砂マウンド部の水位を低下させ、埋立土の圧密を促進させ強度を増加させることを目的とする。この工法の計画平面図を図-2・1・1に、標準断面図を図-2・1・2に示す。

2.1.2 特徴

この工法の特徴を列挙すると次のようになる。

- ① 発生土を全般的に利用した工法である。
- ② 水平ドレーンの敷設は埋立の過程で行われるので、施工が容易で余分な工期を要しない。
- ③ 通水管による予備排水によりウエルポイントの効果が増大する。
- ④ 水位低下による載荷であるので、シート敷設が不要で、余分な表層処理を必要としない。
- ⑤ 多段砂マウンドは排水層としての働きとともに、護岸壁体に対する土圧軽減効果を有する。
- ⑥ 薄層客土は表層排水層としての働きのほかに、載荷重として働き、また最終客土施工時のトラフィカビリティーを確保する。

2.2 適用用途

水面埋立地に用いる。

2.3 工法適用上の留意点

2.3.1 計画条件

- 1) アクセスが比較的容易に確保できること。
- 2) 埋立水域として、ある程度の水深（最小で－4 m前後）と面積（最小一辺長が100m前後）が確保できること。

2.3.2 土質（地盤）条件

- 1) 在来地盤が極端に軟弱でないこと。

在来地盤が軟弱であれば最下部の水平ドレーンを在来地盤の表面に敷設する等して、在来地盤表層部の圧密沈下を促すことができる。

- 2) 在来地盤が極端な透水層でないこと。

本工法はウエルポイントによる水位低下載荷を前提にしているので、周辺地盤の水位が高い場合、在来地盤の透水係数はなるべく小さいほうがよい。この理由は、ウエルポイントによって周辺地盤の水を吸引するからである。

在来地盤が透水層である場合は、多段砂マウンドの下に遮水シートを敷設することにより対処できる。

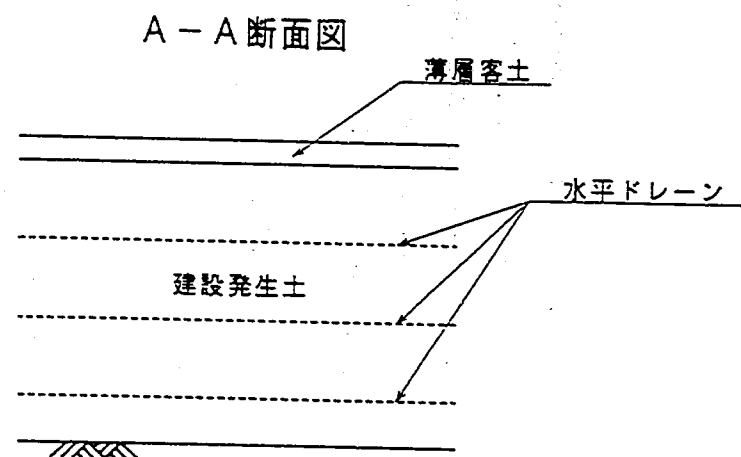
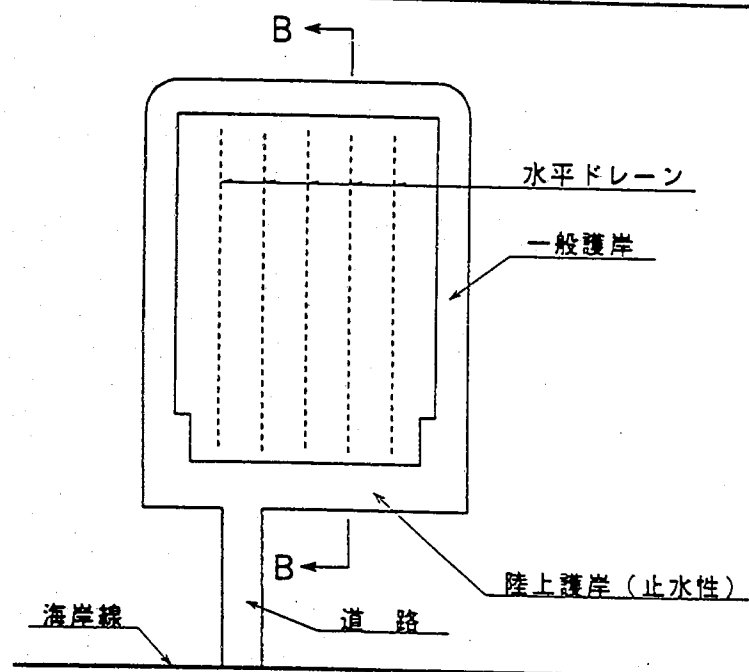


図-2・1・1 計画平面図

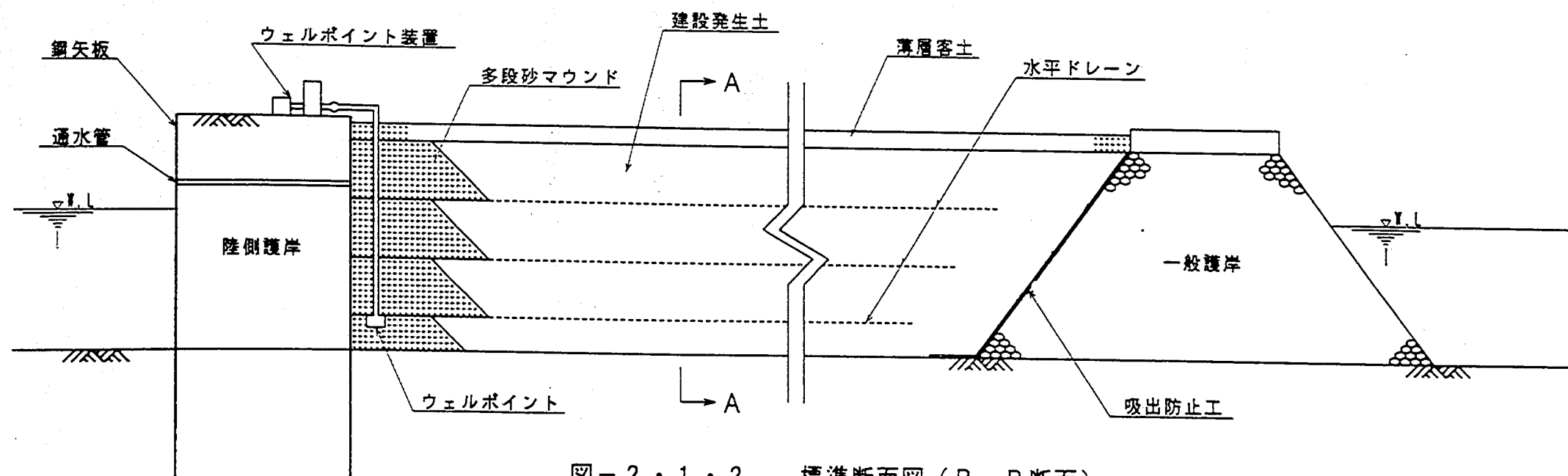


図-2・1・2 標準断面図 (B-B断面)

2.4 設計法

2.4.1 使用材料

ドレーン材は、軟弱土から排出された水を通過させるために十分な通水能力を持つ必要がある。表-2・4・1に例として示すドレーン材は、波形のコア材をフィルター材で包んだものである。コア材としてポリエチレン樹脂を用い、フィルター材にはポリエステル系不織布を用いている。コア材は土圧に対してほとんど変形しない構造となっており、またフィルター材は透水性が大きく、目詰まりを生じさせないものである。これらのドレーン材は柔軟性に富み、ロール状に巻くことが可能なため、材料の運搬が簡単で、施工時においては長距離の連続敷設が可能であるという利点がある。

これら以外のドレーン材でも、適切な通水能力を有し、土圧に対して変形しない抵抗力を有し、また適切な施工性があれば、採用することができる。

表-2・4・1 ドレーン材の種類

断面寸法 B×t (mm)	内空断面積 S (cm ²)	換算直径 d _w (mm)	断面形状
100× 3	1	65.5	
100× 6	5	67.5	
100×10	8	70.0	
150× 6	8	99.3	
150×12	12	103.1	

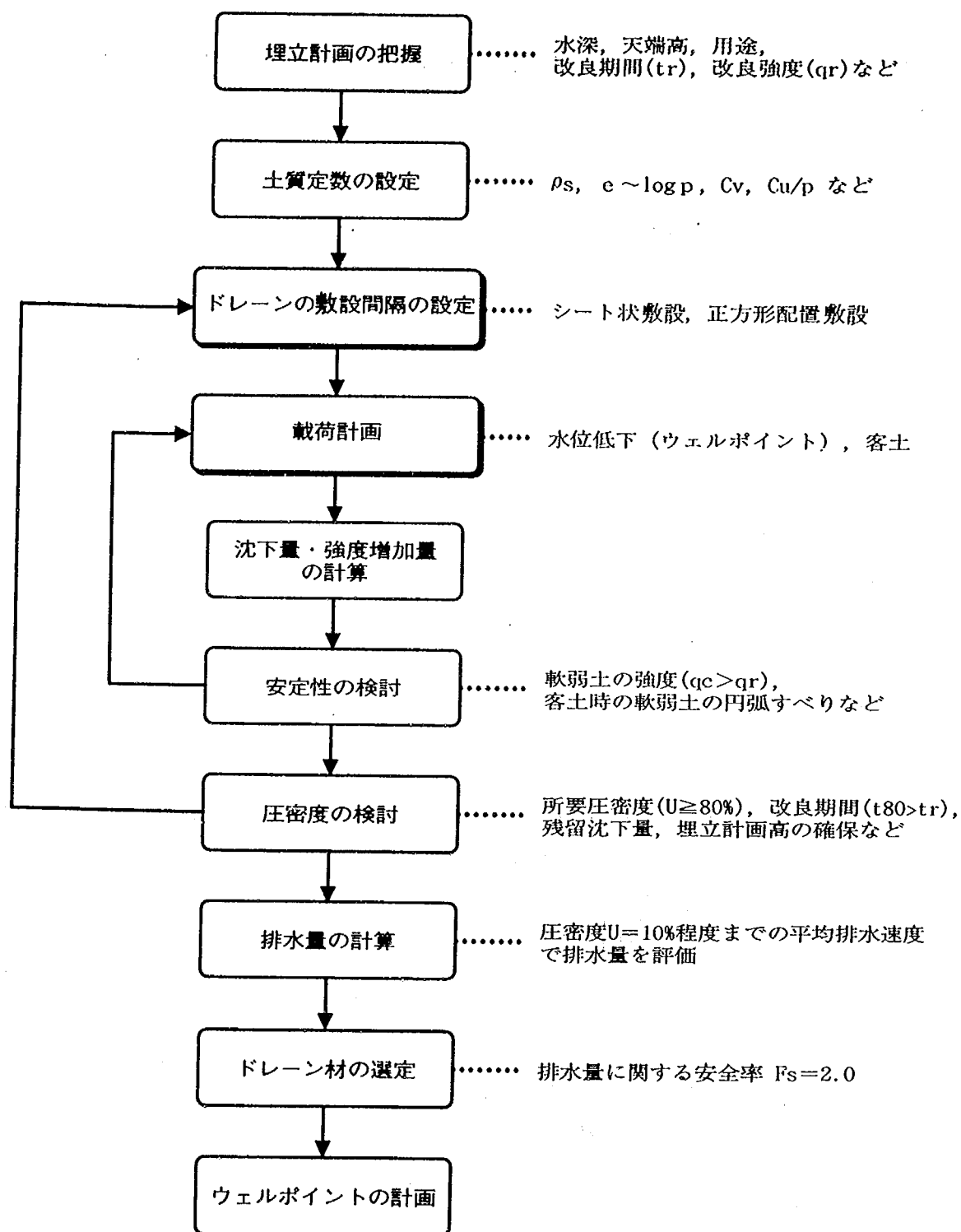
(注) ドレーンの換算直径は、ドレーンの外周長を円周長に換算して、

$$d_w = \frac{2 \cdot (B+t)}{\pi}$$

により計算したものである。

2.4.2 設計フロー

この工法による地盤改良の設計フローは、図-2・4・1の通りである。



図一 2 ・ 4 ・ 1 設計フロー

2.4.3 設計方法

1) 沈下量の算定

最終圧密沈下量の計算には、圧密試験結果の荷重と沈下の関係に基づいて、下式のいずれかを適切に用いる。

$$S_f = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0} H_0 \quad \text{式-2.4.1 a}$$

$$S_f = m_v \cdot \Delta p \cdot H_0 \quad \text{式-2.4.1 b}$$

$$S_f = H_0 \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad \text{式-2.4.1 c}$$

ここに、

S_f : 圧密沈下量 (cm)

H_0 : 対象土の層厚 (cm)

e_0 : 初期間隙比

e : 対象間隙比

m_v : 体積変化率 (cm²/kgf)

Δp : 載荷荷重 (kgf/cm²)

C_c : 圧縮指数

p_0 : 圧密降伏荷重 (kgf/cm²)

2) 載荷期間の算定

ドレーンを深度方向および水平方向とも、間隔 d で埋設した際は、バルンの理論を用いて圧密度を計算する。平均圧密度と時間係数 T_h の関係は次式で求まる。

$$U = 1 - \exp \left[\frac{-8T_h}{F(n)} \right] \quad \text{式-2.4.2 a}$$

$$t = \frac{d_e^2}{c_v} T_h \quad \text{式-2.4.2 b}$$

$$F(n) = \frac{n^2 \ln n}{n^2 - 1} - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad \text{式-2.4.2 c}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad \text{式-2.4.2 d}$$

ここに、

U : 圧密度

t : 載荷期間 (day)

c_v : 圧密係数 (cm²/d)

d_e : 圧密期間中のドレーンの等価有効円の直径 = $1.13d$

d_w : ドレーンの換算直径 (cm)

3) ドレーン材の選定

ドレーンからの最大排水速度は、圧密度10%における排水量から算定する。ドレーンを深度方向と水平方向ともに一定間隔dで敷設する場合は、ドレーン1本あたりの排水量(式-2・4・3)で評価する。

$$v = \frac{d^2 L \varepsilon_{10}}{t_{10}} \quad \text{式-2・4・3}$$

ここに、

d : ドレーンの埋設間隔 (cm)

L : ドレーンの延長 (cm)

ε_{10} : 圧密度10%のときの体積圧縮ひずみ

t_{10} : 圧密度10%までの載荷期間 (day)

図-2・4・2は、現場実験の結果により求めたドレーン材の内空断面積とドレーン1本あたりの平均排水速度の関係である。この図は、ドレーン材の選定において、上記の計算で求めた平均排水速度vが図内の破線の右下に位置するようにドレーン材の内空断面積を決定すればよいことを示している。この図より必要とされるドレーン材の内空断面積を求めてドレーン材を選定する。なお、図に示すドレーン材は一例であり、これら以外のドレーン材でも断面寸法に適応した平均排水速度を確認した後に使用することができる。

4) 強度増加

改良度の強度増加は次の式で計算する。

$$\Delta c = \frac{c_u}{p} \times \Delta p \quad \text{式-2・4・4}$$

ここに、

Δc : 増加強度 (kgf/cm²)

c_u/p : 強度増加率

Δp : 載荷応力 (kgf/cm²)

5) コーン指数 (q_c)

コーン指数 (q_c) と粘性土の一軸圧縮強さ (q_u) との関係は室町の式によるものとする。

$$q_c = 5q_u = 10c_u \quad \text{式-2・4・5}$$

ここに、

q_c : コーン指数 (kgf/cm²)

q_u : 一軸圧縮強さ (kgf/cm²)

c_u : 粘着力 (kgf/cm²)

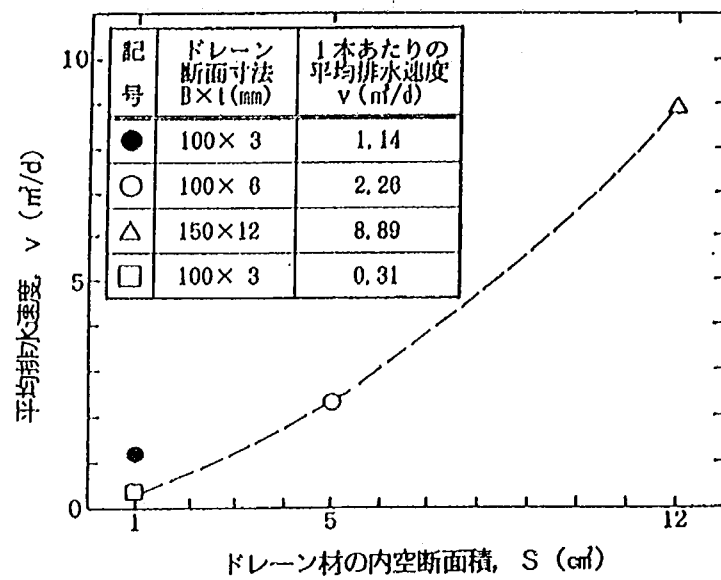


図-2・4・2 ドレーン材の内空断面積と平均排水速度の関係

2.4.4 設計例

1) 埋立条件

面積	2ha (100m×200m)
初期地下水位	+ 1.0m
水深	-10.0m
埋立天端高	+ 2.0m

2) 設計条件

- a. 2年以内で埋立完了。
- b. 埋立完了時、平均圧密度80%以上、残留沈下50cm以下、地盤高+2.0m確保。
- c. 埋立土の改良強度 コーン指数 (q_c) で 2 kgf/cm^2 以上。

3) 埋立土の土質条件

a. 建設発生土

比重 (G_s)	2.60 g/cm^3
圧密係数 (c_v)	$120 \text{ cm}^2/\text{day} = 3600 \text{ cm}^2/\text{mth}$
圧縮指数 (C_c)	0.60
初期間隙比 (e_0)	2.80
飽和度 (S_r)	100 %
湿潤密度 (ρ_d)	1.421 t/m^3
水中密度 (ρ_t)	0.421 t/m^3
強度増加率 (c_u/p)	0.25

b. 客土

湿潤密度 (ρ_d)	1.80 tf/m^3
水中密度 (ρ_t)	1.00 tf/m^3

4) 埋立計画

埋立速度を $1,000 \text{ m}^3/\text{day} = 20,000 \text{ m}^3/\text{mth} = 1 \text{ m厚/mth}$ とし、水平ドレーンの埋設は、鉛直方向と水平方向ともに 2m 間隔の4段とする。埋立計画断面図を図-2.4.3に示す。

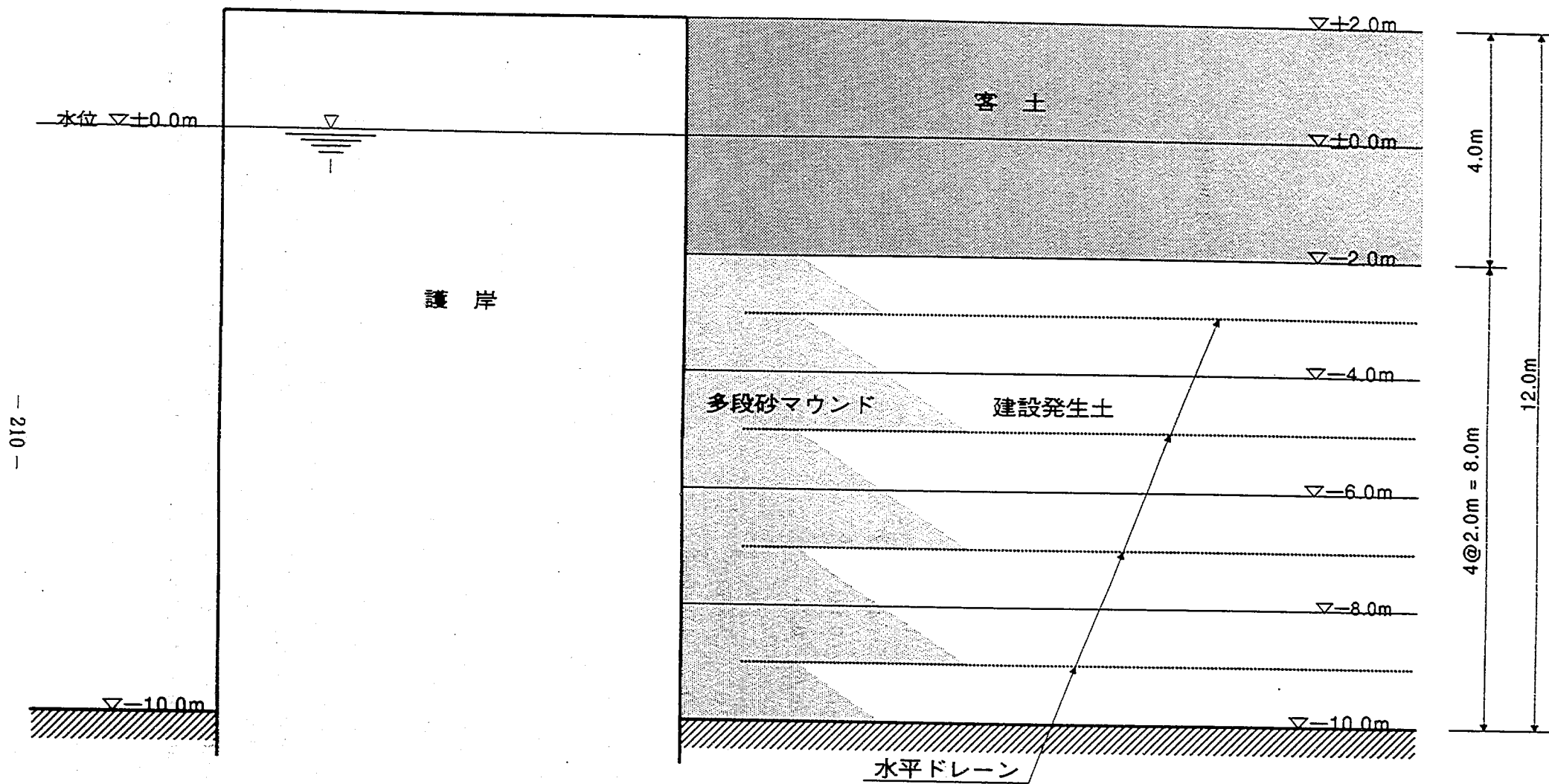
施工ステップは、図-2.4.4(a)に示すように設定する。-10mから-8mまで軟弱土（建設発生土）の埋立を行い、その上に厚さ1mの薄層客土を施す。さらに、薄層客土終了直後から2ヶ月間で6mの水位低下を行う。最終客土は、沈下量を見込んで+4.0mまでの5m厚さとする。

図-2.4.4(a)の施工ステップを、圧密計算のためにモデル化したのが、図-2.4.4(b)である。

5) 圧密計算

図-2.4.4(a)の施工ステップを、圧密計算のためにモデル化したのが、図-2.4.4(b)である。圧密計算は、次に示すように①～④層のそれぞれを別々に計算する。

まず①層について。初期応力として層中央部の自重を考え、 $0.421 \text{ tf/m}^3 \times 2 \text{ m} / 2 = 0.421 \text{ tf/m}^2$ とする。Step(1)による荷重増分は、全自重から初期応力を差し引いた $0.421 \text{ tf/m}^3 \times 2 \text{ m} - 0.421 \text{ tf/m}^2 = 0.421 \text{ tf/m}^2$ とする。Step(2)～(5)および(7)による荷重増分は、層②～層④、薄層客土および客土のそれぞれの全自重となる。Step(6)は、自身より上部にある層の水位低下による荷重増分、すなわち $(\gamma_t - \gamma) \times \text{層厚}$ を考えればよい。



図一 2 ・ 4 ・ 3 埋立計画断面図

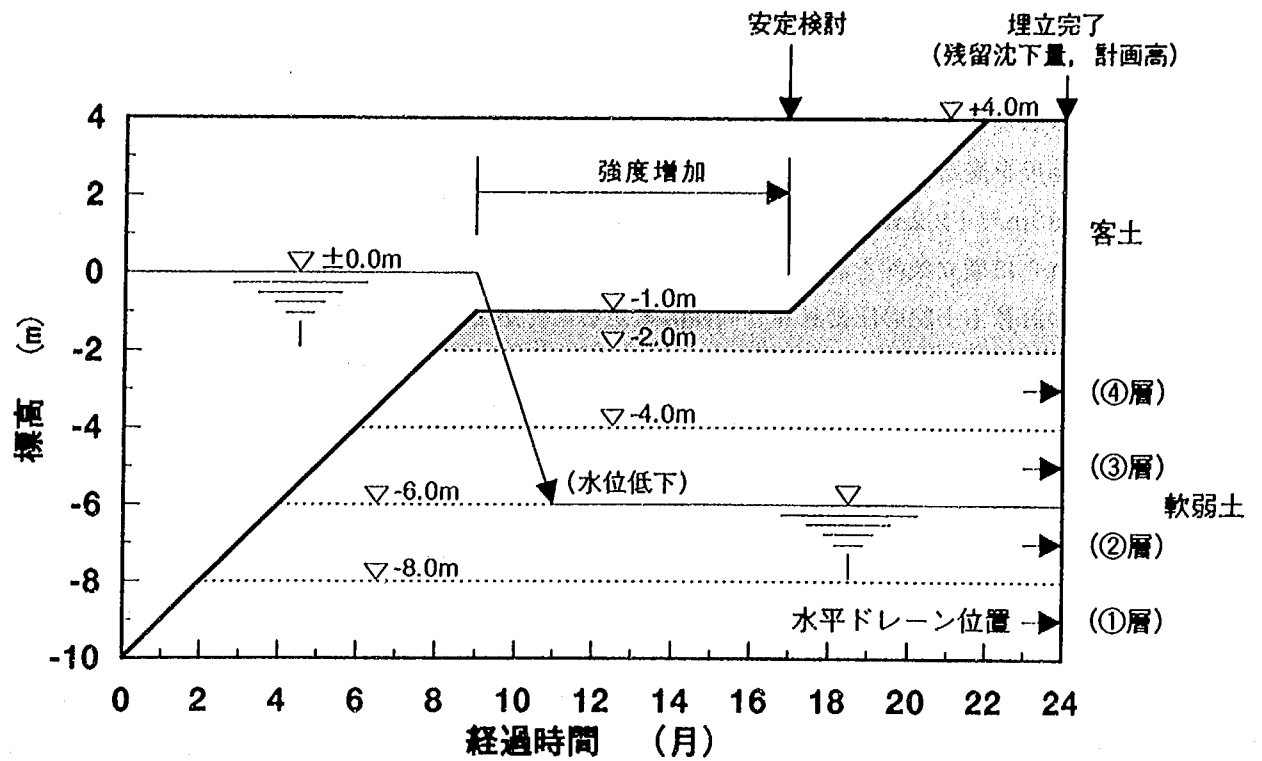


図-2・4・4(a) 施工ステップ

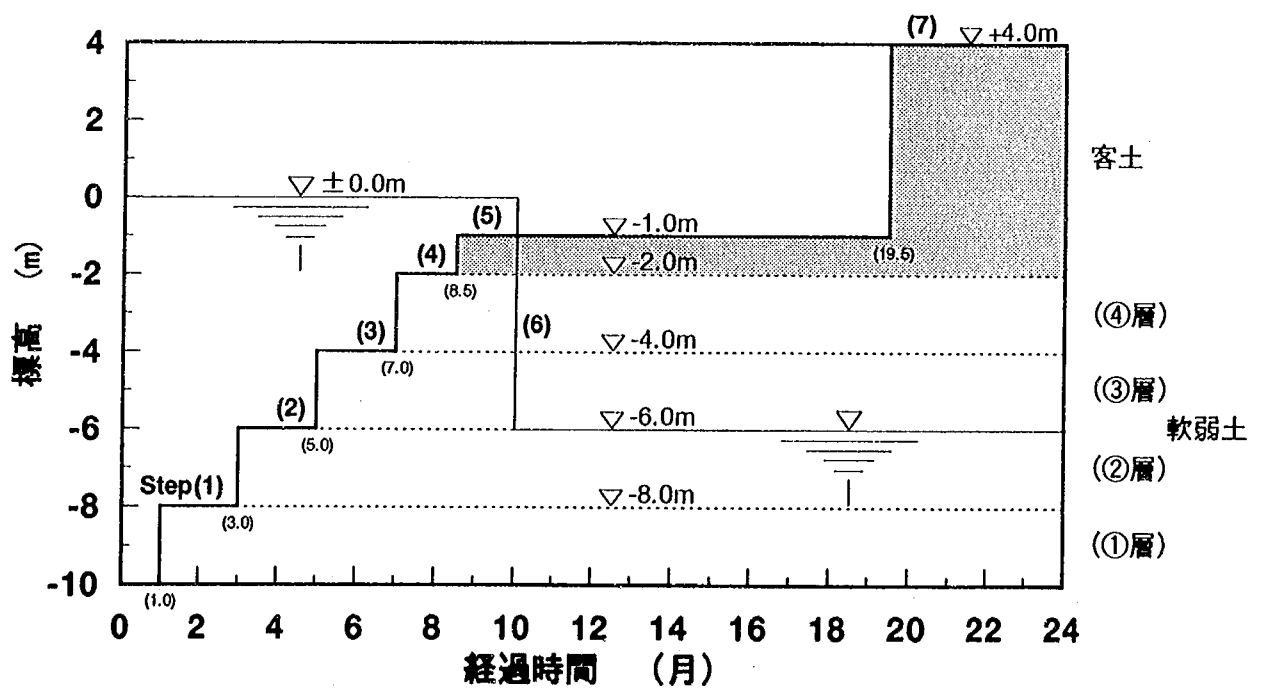


図-2・4・4(b) 施工ステップのモデル化

層②～層④についても、層①と同様に考えればよい。

各層の任意時刻における圧密沈下量は、式-2・4・1により最終沈下量を計算し、式-2・4・3で計算した圧密度を乗じることにより求めることができる。

圧密計算結果を表-2・4・2に示す。埋立完了時である24ヶ月後時点では、沈下量179.3cmであるから、 $+4.0\text{m} - 1.793\text{m} \approx +2.2\text{m} > +2.0\text{m}$ となる。また残留沈下量 $19.4\text{cm} < 50\text{cm}$ 、平均圧密度 $90.2\% > 90\%$ であり、これらは埋立条件を満たしている。

強度増加の計算も上記の圧密計算と同様に考えることができる。計算結果を表-2・4・3に示す。一番最後に投入される軟弱土層④の強度発現に着目すると、埋立完了時では $c_u = 2.27\text{tf/m}^2$ である。式-2・4・6によりコーン指数に換算すると、 $q_c = 2.27\text{kgf/cm}^2 > 2.0\text{kgf/cm}^2$ となる。

6) ドレーン材の設計

ドレーン材の設計は、式-2・4・3を用いて行う。

圧密度が10%に達する時間 t_{10} は、式-2・4・2により $t_{10} = 13\text{day}$ である。表-2・4・2により、層④におけるStep(7)の荷重増分による最終沈下量が $\Delta S_f = 17.1\text{cm}$ と一番大きいので、これに着目し、13日後の体積圧縮ひずみ ε_{10} は、 $\varepsilon_{10} = 0.1\Delta S_f / d = 1.71\text{cm} / 200\text{cm} = 0.00855$ となる。

式-2・4・3より、ドレーン1本あたりの最大排水速度 v は、 $v = d^2 L \varepsilon_{10} / t_{10} = 2.0^2 \times 200 \times 0.00855 / 13 = 0.53\text{m}^3/\text{day}$ である。150mm×12mmのドレーン材を使用すると、図-2・4・2により $v_{\max} = 8.89\text{m}^3/\text{day}$ であるから、 $F_S = v_{\max} / v = 8.89 / 0.53 = 16.8 > 2.0$ となる。

2.5 施工法

2.5.1 施工機械

埋立地は人工島形式とし、連絡路を介して陸域とつながっているものとする。外周護岸のうち陸側に面した一边を止水性護岸（中詰土は1種、2種）とし、他の三辺は任意の断面とする（図-2.1.1参照）。埋立開始に先立ち、すべての護岸と連絡路が完成しているものとする。

埋立にあたっては、陸側護岸の内側に沿って多段砂マウンド（1種、2種）を設け、埋立を層状に行う過程で、水平ドレーンを所定の上下間隔で埋立の過程に合わせて敷設する。最上部には薄い客土（1種、2種）を施す。最後に、陸側護岸上から多段砂マウンドにウェルポイントを打設する（図-2.1.2参照）。

次に载荷であるが、まず、陸側護岸を貫通する通水管を利用して内水位を極力下げる。その後、ウェルポイントを運転し、多段砂マウンド内の水位を低下させることにより水平ドレーンに動水勾配を与え埋立土層からの排水を行い埋立地盤を改良する。

1) 水平ドレーンの敷設

水中に投入した建設発生土の中に、ドレーンを埋設する。その方法は、水平方向1.0m程度の間隔で結んだロール上のドレーンを台船を用いて埋立地の全面に1.0m程度の深度毎に敷き広げる方法と、専用のドレーン埋設台船を用いて、数列と数段のドレーン材を一度に埋設する方法とがある。

後者の方法の場合、水平ドレーン台船は、幅1.0m×長さ1.0m×高さ0.9mの2つの浮力体（底部に摩擦低減剤、FRPを被膜した発泡スチロール）を1.2m間隔で並べた双胴船であり、ドレーンを地盤内に敷設する。マンドレルは双胴の間にあり、ウインチ操作によって船上への引上げおよび地盤内への敷設が可能である。また、台船上にはロール状のドレーン材を取り付けるためのリール装置があり、敷設台船を前後に移動させるとリール装置が回転し、ドレーンを地盤上に自動的に繰り出す構造となっている。この敷設台船の総重量は約4tであり、吃水は約0.3mであるが、浮体部分を大きくすることで吃水の調整が可能である。

水平ドレーン敷設台船の概要を図-2.5.1に示す。

2) ウェルポイント設備

ウェルポイントの設置状況を図-2.5.2に示す。

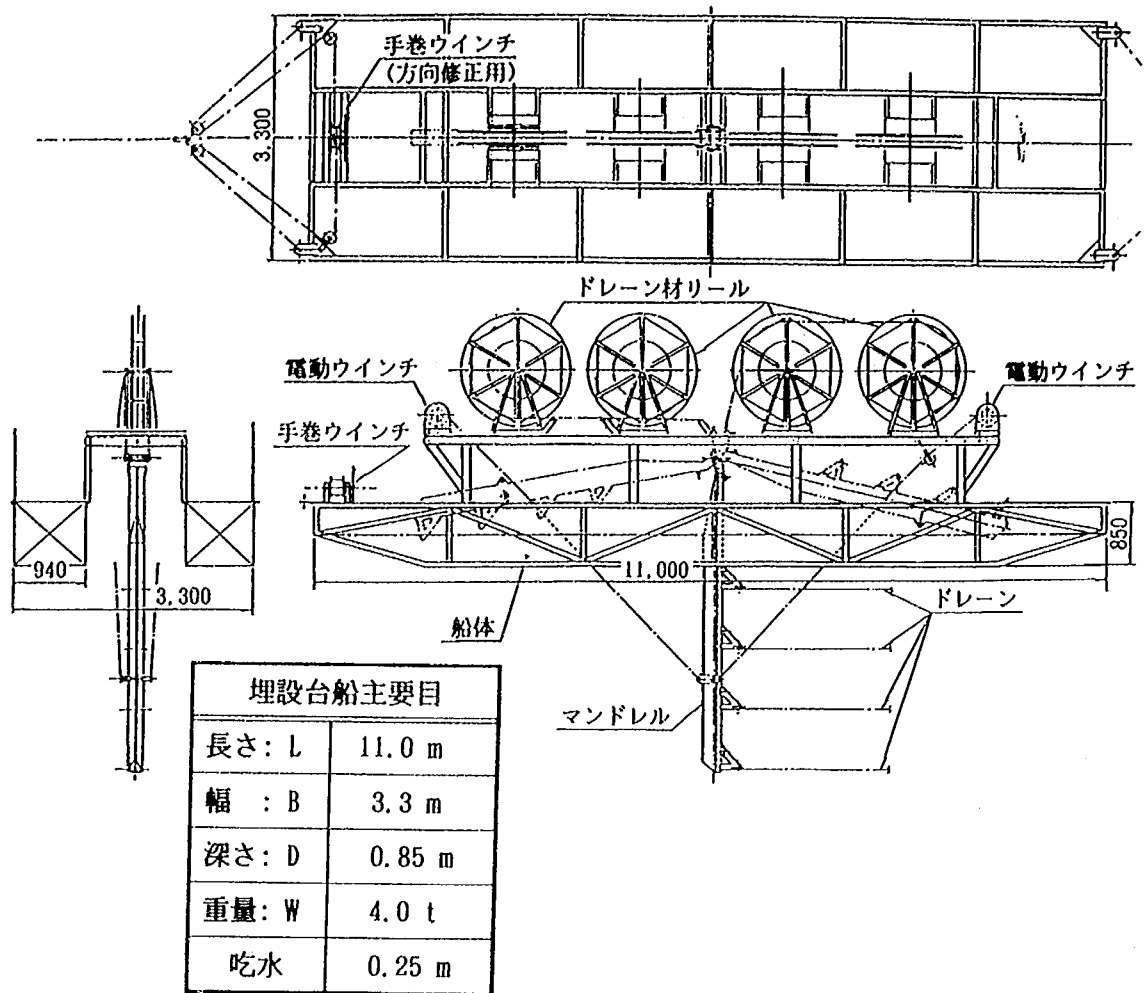


図-2・5・1 ドレーン敷設台船の例

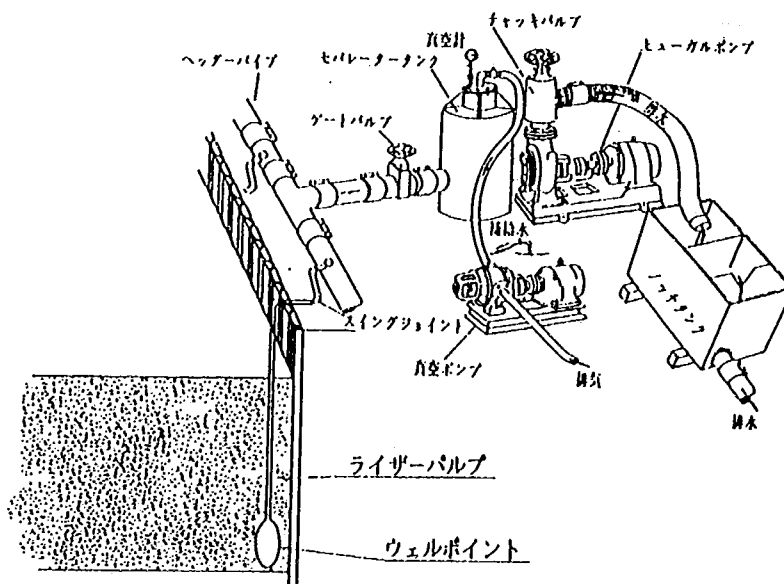


図-2・5・2 ウェルポイント設置図

2.5.2 施工方法

陸側護岸（一辺）は止水性を確保するために鋼矢板セル式又は、鋼矢板二重壁式で施工される。中詰には1種、2種の発生土が用いられる。他の三辺は任意の適切な護岸断面を採用することができる。ただし、捨石式の場合は、吸出防止工等の埋立土の流出を防止する対策が必要となる。

①砂マウンドの施工

陸側護岸の内側に所要の天端幅の砂マウンドをクラムシエル等により施工する。

②発生土の層状投入

搬入された発生土は将来の水平ドレーン敷設を考慮して投入位置と投入後の埋立断面形状を計測しながら層状に計画的に投入される。投入位置へ車両を案内するために浮棧橋が有効に使用される。

③水平ドレーンの敷設

層状埋立が所定の高さまで終了した段階で、水平ドレーンの敷設が行われる。単位敷設幅としては1.0～1.5m程度が考えられ、帯状ドレーンの場合は複数の巻取リールが一定の間隔で敷設船上のシャフトに取付けられる。まずドレーン端部を引き出し、互いの位置を確保するためのスペーサを取付ける。スペーサの材料としては、取扱いが容易で比較的剛性の高いジオグリッド等の利用が考えられる。このような初期状態で敷設船のマンドレルを操作しドレーンを水中に降ろし、あらかじめ設置されたワイヤラインをウィンチ操作して、長手方面への敷設を開始する。水平ドレーンは、陸側護岸端は砂マウンドに2m程度乗るように、他の一端は吸出防止工から数メートル控えた位置に止まるように敷設する。水平ドレーンの中間部でも、適当な間隔にスペーサを取付け、位置確保を確実にする。また、必要に応じて浮上り防止のための竹串を打ち込む。このようにして対岸にまで到達したら、ドレーンを切断し適当な端部処理を行った後、当初の側に帰り、全域敷設が終るまで同じ作業を繰り返す。

④①②③の繰り返し

以下砂マウンド、埋立土投入、水平ドレーン敷設のサイクルを埋立天端近くまで繰り返す。

⑤薄層客土

最上層には1m程度の薄層客土を施す。施工はフローティングコンベア工法等により行われる。この層は埋立軟弱土の表面乾燥を防ぎ雨水の内部侵入を防ぐとともに、雨水のすみやかな表面排水をうながす働きをする。

⑥ウエルポイント載荷

多段砂マウンド中にウエルポイントを打設し、陸側護岸上にウエルポイント施設を仕上げる。全体埋立完了直後は、埋立地内の水位はかなり高い所にある。まず、陸側護岸を適当な間隔で海側まで貫通している通水管を利用して潮の干満を見計らって多段砂マウンド内の水位を極力下げる。これが予備載荷となる。ウエルポイントの水位低下をなるべく大きくするために、この段階ではウエルポイントの運転は行わない。

この予備載荷の効果が圧密度80%程度まで達した段階で、ウエルポイントによる水位低下を行う。

⑦最終客土

ウェルポイント載荷による圧密度が80%程度に達すると埋立土の沈下量は数メートルになる。そこで、この沈下量に見合う最終客土を発生土（1種，2種）により行う。これは載荷としての働きをすると同時に、埋立地の公園、宅地等への供用の表層地盤となるものである。

基本的な施工フローを図-2・5・3に、施工概要図を図-2・5・4に示す。

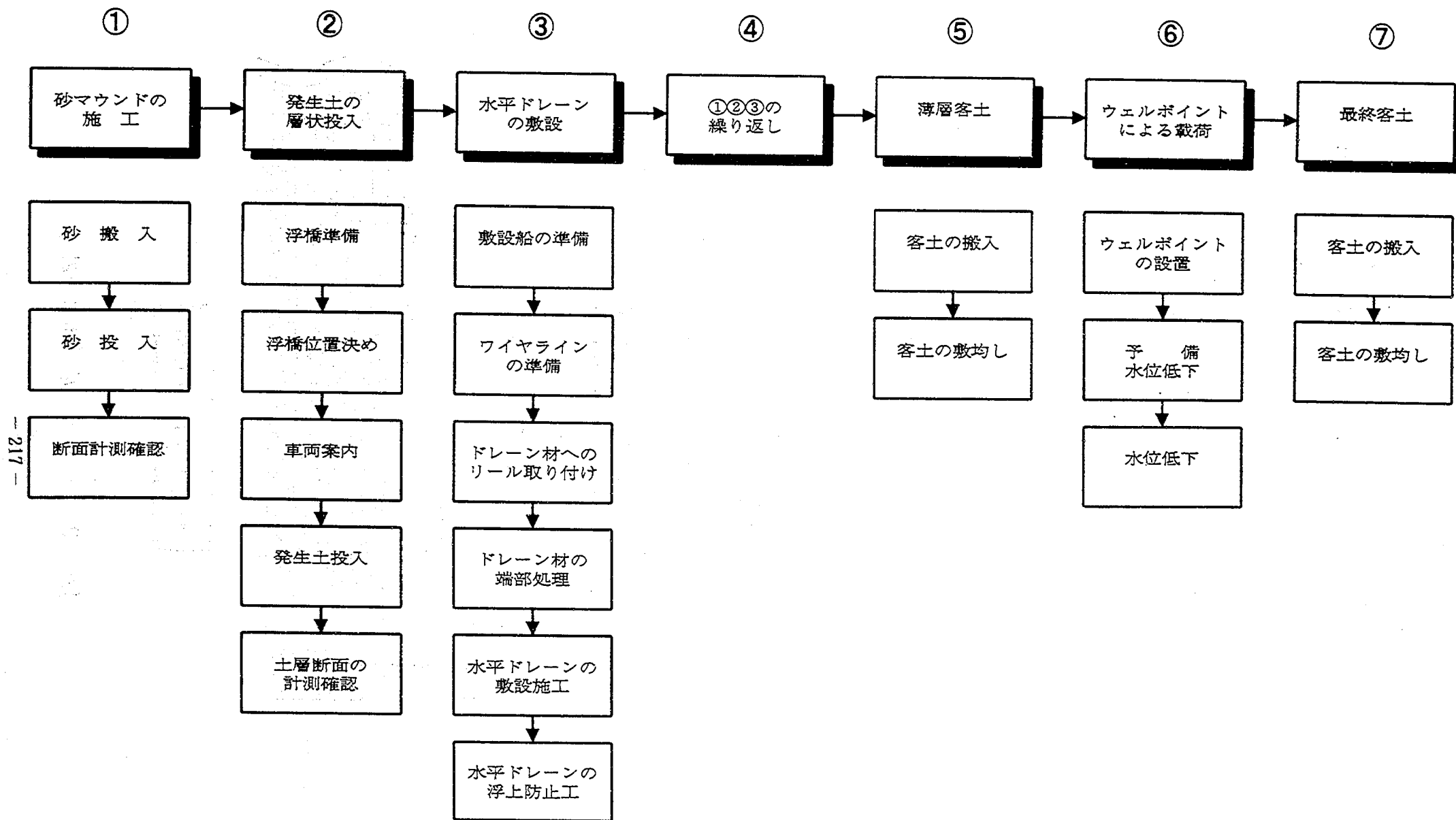
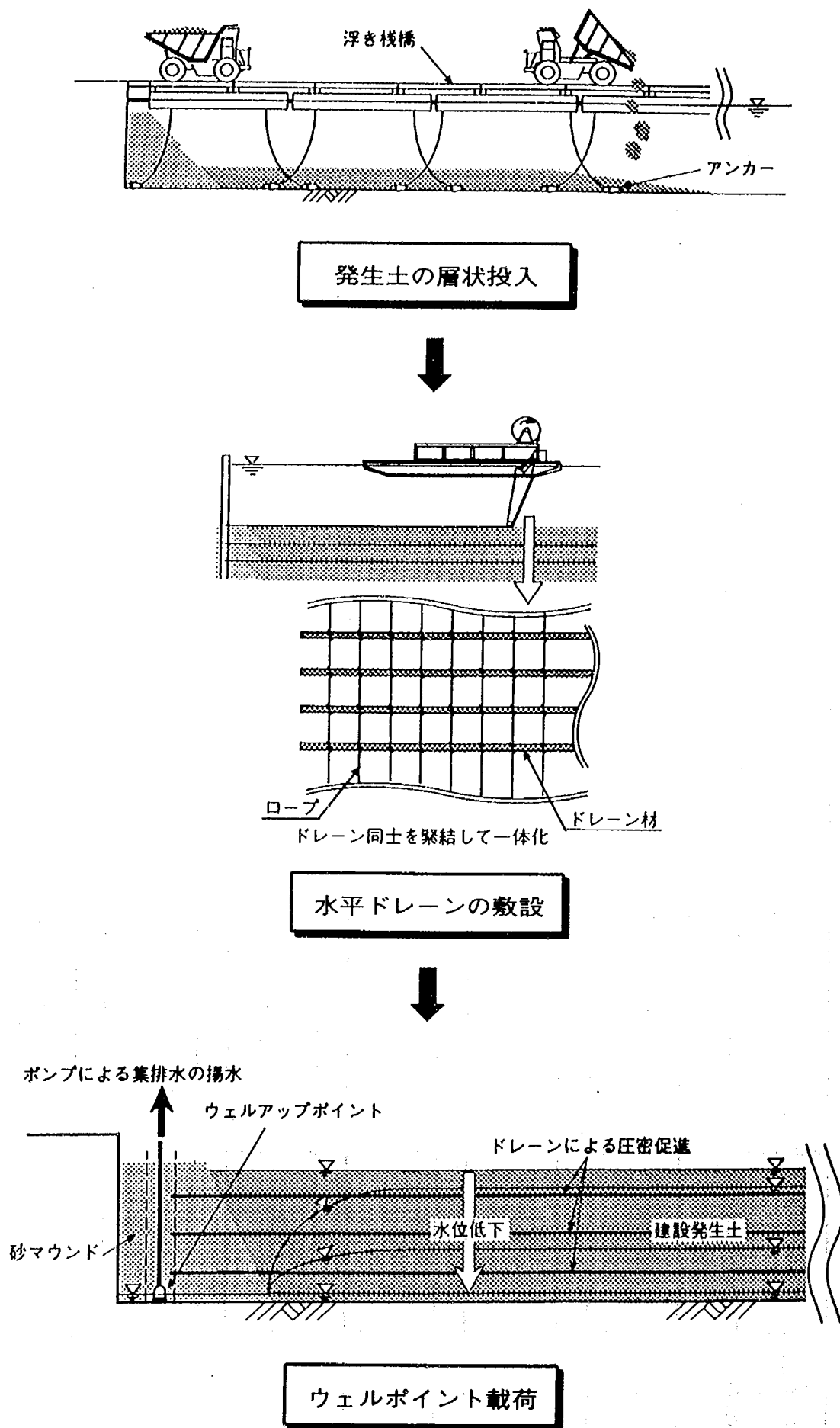


図-2.5.3 概略施工フロー



図一 2 ・ 5 ・ 4 施工概要図

2.5.3 施工管理

1) ドレーン材の敷設管理

ドレーン材の敷設に関する管理項目を表-2・5・1に示す。ドレーン材の敷設管理はドレーンの敷設長、横方向・深度方向について行う。ドレーン材の敷設長は事前の検査、あるいは台船上の繰出量計により管理する。また、横方向の移動は敷設時に岸からのレーザー光線を台船上で受光しながら操船することにより管理する。水平ドレーン埋設船を用いる場合の深度方向の確認は、水平軸とマンドレルとの角度を常に一定に保ってドレーン材を敷設するので、この角度を管理する。

表-2・5・1 ドレーン材の敷設管理

項目	管理方法
敷設長	事前の検査、あるいは台船上のドレーン繰出量計により管理する。
横方向	岸からのレーザー光線を台船上の受光器で受光しながら操船し、管理する。
深度方向	水平軸とマンドレルとの角度により管理する（埋設台船方式）。

2) 改良効果に関する管理

改良効果の管理は、以下に示すような内容で行う。

- ①水位低下載荷については、ウエルポイントの適切な運転管理を行う。
- ②埋立土層中に間隙水圧計を埋設し、間隙水圧の変化を計測管理する。
- ③沈下板を数カ所設置し、時間～沈下を計測管理する。
- ④ウエルポイントの排水量を測定管理する。
- ⑤含水比の分布測定を、改良前、改良後に行う。
- ⑥改良効果の強度の確認をコーン貫入試験で行う。

表-2・5・2 改良効果の管理

項目	測定方法	重要度
ウエルポイント	ウエルポイントの運転を管理する。	○
埋立土内の間隙水圧	間隙水圧計によって測定する。	△
沈下量	沈下板の挙動をレベル測量する。	○
排水量	排水タンクに取り付けた積算流量計によって管理する。	○
含水比分布	改良深度内の土を連続して採取し、乾燥法(JIS A1230)によって測定する。	△
地盤の強度	コーン貫入試験を行って求める。	○

2.5.4 環境への留意事項

1) 水質汚濁防止

外周護岸の先行施工により、水質汚濁の可能性は大幅に低減される。しかしながら、排水口からの排水や護岸天端の洗浄水による汚濁の可能性があるので、対策を講じなければならない。建設機械が使用する油類による汚濁防止にも気を付けなければならない。ウェルポイント運転による排水については水質汚濁防止法を参照して、必要に応じて適切な措置をとるものとする。

2) 発生土の搬入

発生土の運搬においては、とくに居住区沿道における騒音、振動等の抑制に努めなければならない。また、軟弱発生土の場合、泥、汚水の飛散、漏出が懸念されるので、適切な覆いを施し、漏出防止にも対策を行うこと。

[参考資料]

建設副産物による埋立地盤の早期利用技術の開発 平成5年度共同研究報告書 建設省土木研究所、他

< 第Ⅲ部 添付資料 >

- ①施工実績調査結果
- ②建設発生土の振動締固め試験
- ③高含水比副産物の再利用の提案
- ④陸上埋立における各種工法の経済比較
- ⑤海面埋立における経済比較
- ⑥各種基本物性試験及び各種試験・実験状況写真
- ⑦提出論文

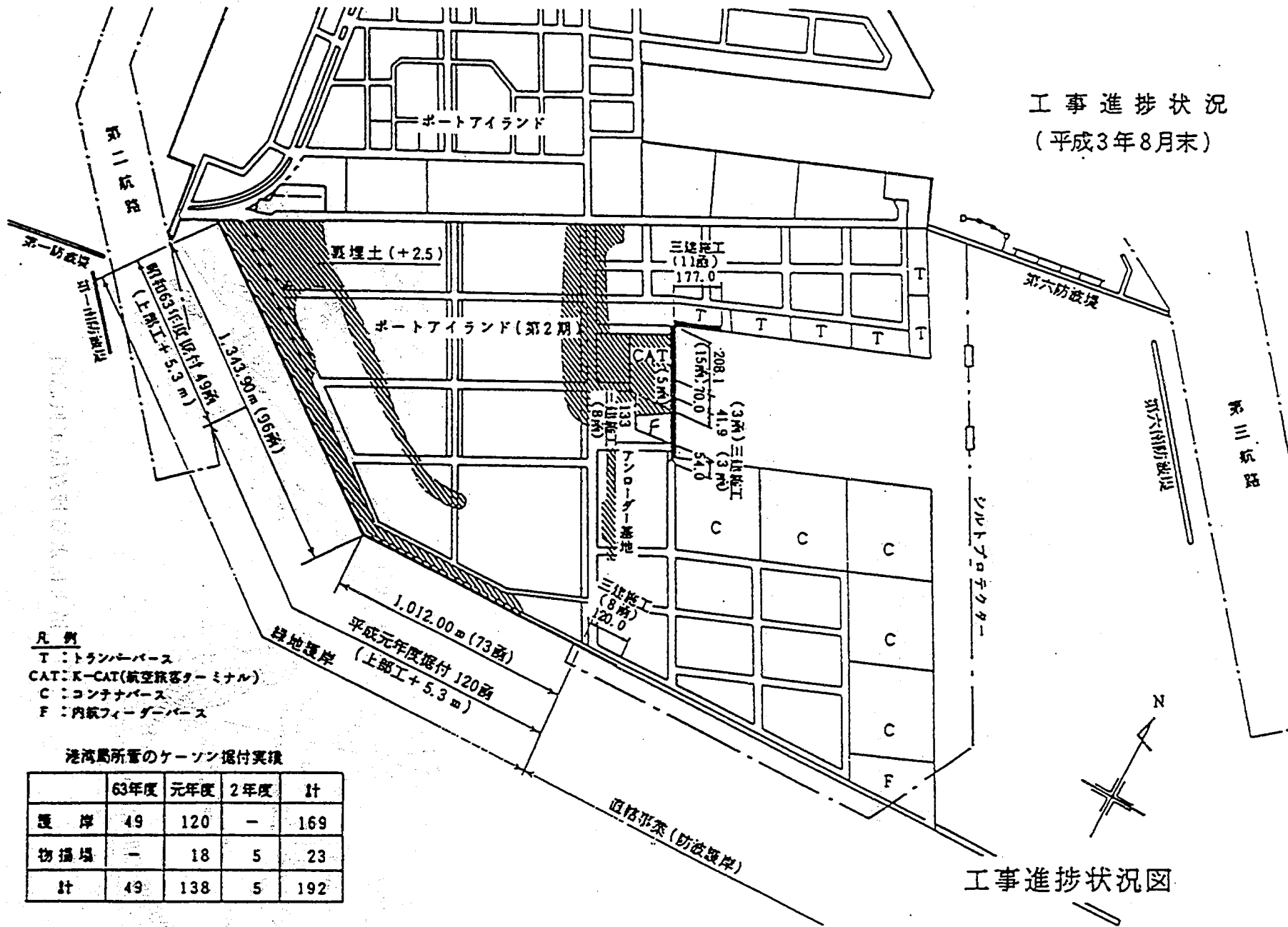
①施工実績調査結果

海上埋立工事 施工実績調査 (1)

工事名 神戸港ポートアイランド (第2期工事)	
施 主	運輸省、神戸市、神戸港埠頭公社
施 工 者	東洋建設(株)、他
工 事 場 所	神戸港
工 期	昭和61年～平成8年
工 費	5,200億円 (基盤整備費)
工事概要	
目 的	大型港湾施設
面 積 (m ²)	390万
水 深 (m)	-12～-14
埋立土量 (m ³)	9,200万
埋立土の種類	山砂、床掘土砂、建設残土
埋立土の土質特性	
土 質 名	
湿潤密度 (t/m ³)	
細粒分含有率 (%)	
含 水 比 (%)	
液 性 限 界 (%)	
塑 性 限 界 (%)	
コーン指数 (kgf/cm ²)	
そ の 他	
施工計画概要	
平 面 計 画	添付資料(1-1)出典「人工島の施工技術」土木学会(H3.11)
施 工 標 準 断 面	添付資料(1-2)出典同上

ドレーン材	
規 格	使用されていない
埋 設 間 隔	
埋 設 本 数	
埋 設 延 長	
施工機械	
組 合 せ	2,000~2,500m ³ 底開式バージ(-2mまで)
アンローダ方式;バケットホイール(揚土)→ベルトコンベヤ→スプレッダー	
グラブアップ方式;バックホウ(揚土)→フローティングコンベヤ	
施 工 能 率	3.6万m ³ /稼働1日あたり
埋立土砂の海上運搬の年間稼働率 67%	
工事の課題と改良点	
課 題	従来からの、「軟弱地盤」、「大水深工事」に加え「急速施工」が新たな課題となった。
改 良 点	大型底開式バージによる下層埋立と、アンローダ方式による上層埋立の効果的な組合せ。
大型段階盛土による施工速度促進と、小段設置による円形すべり防止。	
報告者	
氏 名	高田 公一
所 属	五洋建設㈱
連 絡 先	TEL(03)3817-7756

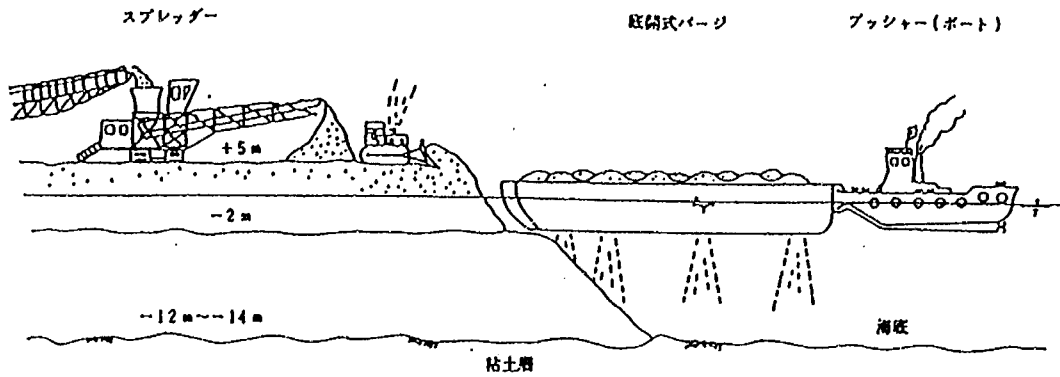
工事進捗状況
(平成3年8月末)



- 凡 例
 T : トランシーバース
 CAT : K-CAT(航空旅客ターミナル)
 C : コンテナバース
 F : 内航フィーダーバース

港湾局所管のケーソン掘付実績

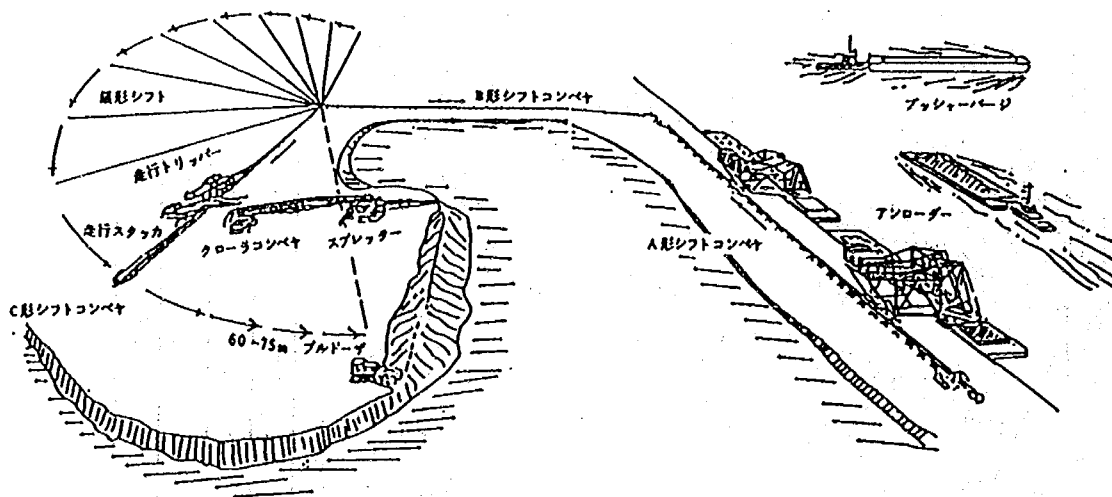
	63年度	元年度	2年度	計
護 岸	49	120	-	169
物 揚 場	-	18	5	23
計	49	138	5	192



説明

- (1) -2mまでの埋立は、底開式バージによって埋め立てる。
- (2) -2mから+5mまでの陸上部分埋立は、主にアンローダー、コンベヤによって、
 揚土運搬し、スプレッダーによって土砂を巻き出して埋立る。

海上運搬による埋立施工概念図

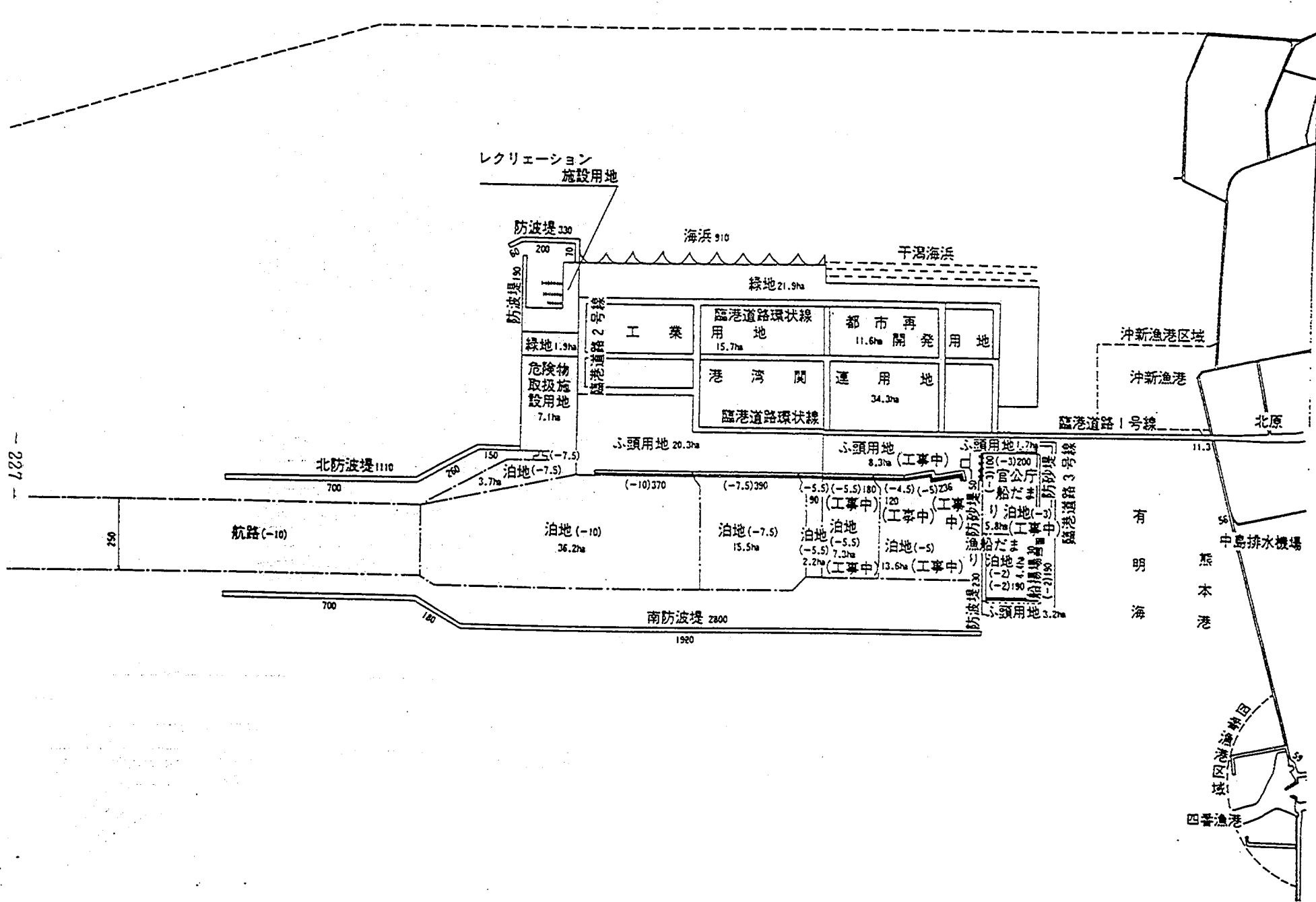


揚土による埋立施工概念図

海上埋立工事 施工実績調査 (2)

工事名 熊本新港埋立	
施 主	運輸省第四港湾建設局熊本工事事務所
施 工 者	五洋建設(株)、不動建設(株)、他
工 事 場 所	熊本港
工 期	(全体工期昭和54年～平成5年) 平成3年4月～平成5年3月
工 費	
工事概要	
目 的	埠頭用地、港湾関連用地
面 積 (m ²)	400,000 (臨海道路1号線の南側)
水 深 (m)	-0.3～+2.5
埋立土量 (m ³)	1,310,000
埋立土の種類	浚渫土
埋立土の土質特性	
土 質 名	砂混りシルト
湿潤密度 (t/m ³)	..
細粒分含有率 (%)	80% (粘土20%、シルト60%)
含 水 比 (%)	65% (地山状態) 埋立地に100%未満で圧送
液 性 限 界 (%)	
塑 性 限 界 (%)	
コーン指数 (kgf/cm ²)	
そ の 他	土粒子の比重2.65
施工計画概要	
平 面 計 画	添付資料(2-1)出典「人工島の施工技術」土木学会(113.11)
施 工 標 準 断 面	添付資料(2-2)出典同上

ドレーン材	
規 格	
埋 設 間 隔	
埋 設 本 数	
埋 設 延 長	
施工機械	
組 合 せ	グラブ船+土運船+空気圧送船
(注) 土運船は密封式で、揚土は空気圧送船上のバックホウによる	
施 工 能 率	空気圧送船 公称能率 300m ³ /h×2
800m ³ /h×1	
工事の課題と改良点	
課 題	在来沖積粘土層が厚く、干満差の大きい遠浅海域における
大規模浚渫埋立工事。施工中の環境保全	
改 良 点	余水処理が不要となる高濃度空気圧送工法の採用
報告者	
氏 名	高田 公一
所 属	五洋建設(株)
連 絡 先	TEL(03)3817-7756



添付資料 (2-1)
計画平面図

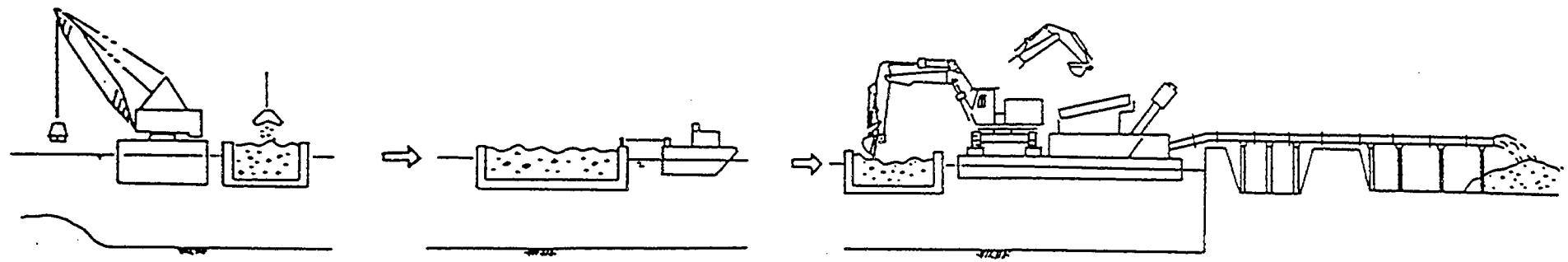
グラブ浚渫船にて浚渫

土運船運搬

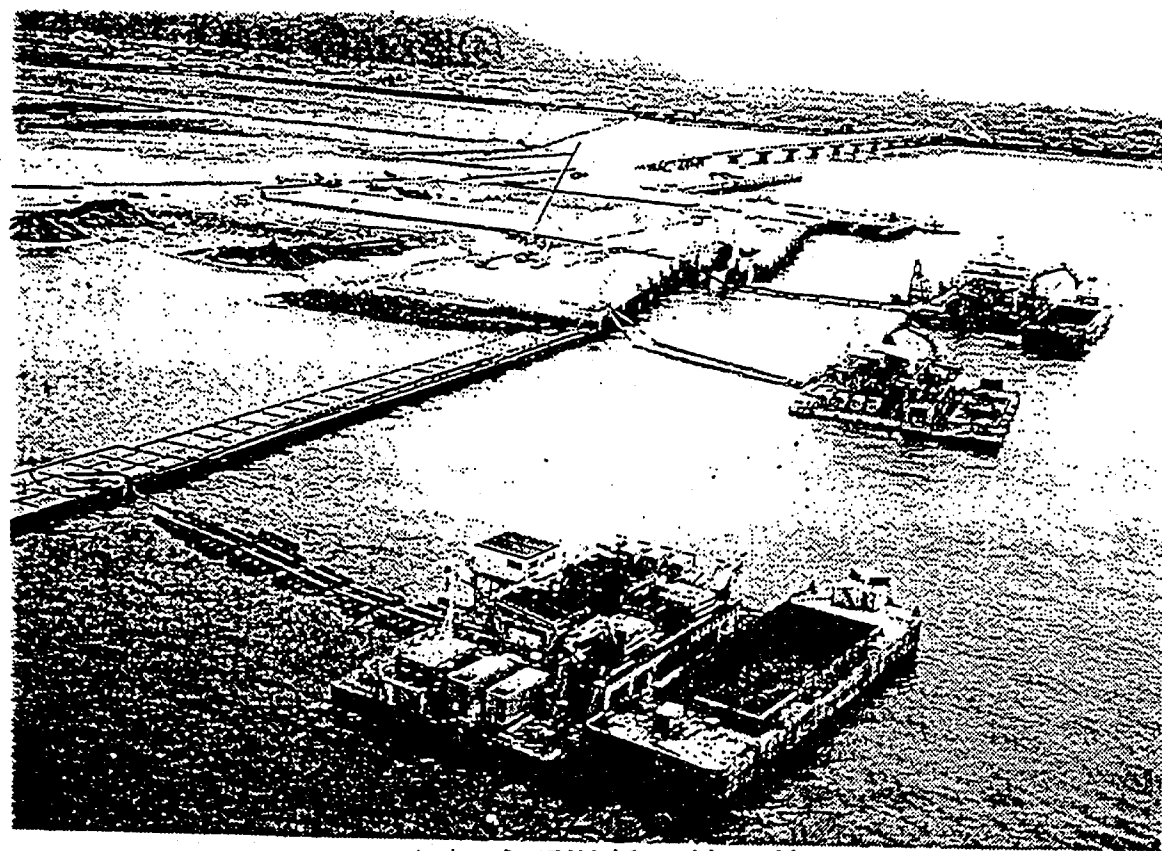
揚土・空気圧送システム

海上・陸上管路

埋立



浚渫, 圧送, 埋立フロー図

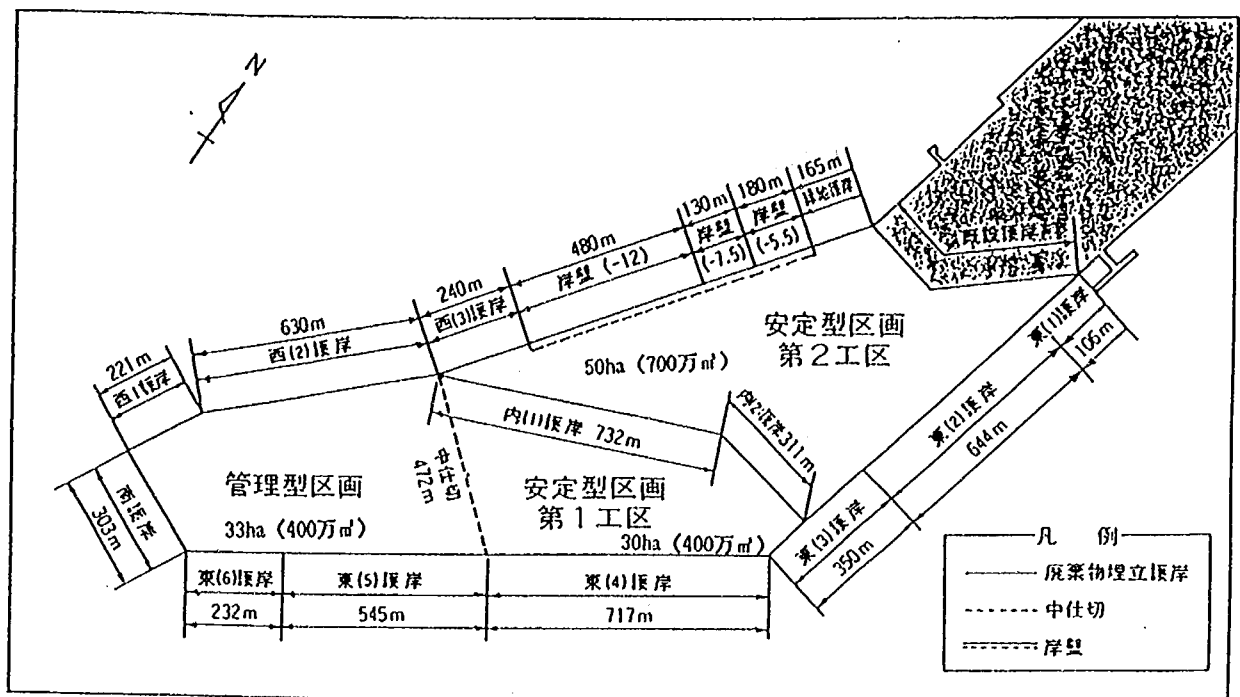


空気式圧送船の施工状況

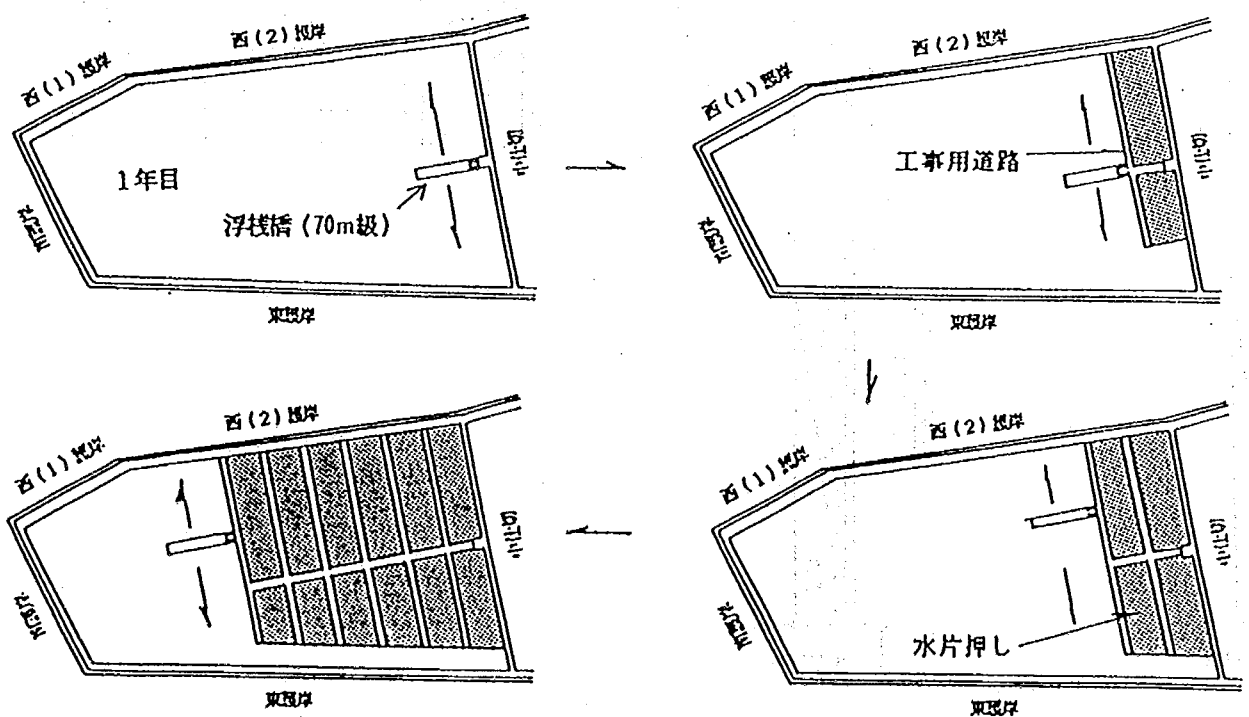
海上埋立工事 施工実績調査 (3 - 1)

工事名 尼崎沖埋立処分場 (管理型区画)		
施 主	大阪湾広域臨海環境整備センター	
施 工 者	東洋建設(株)	
工 事 場 所	大阪湾尼崎港区	
工 期		
工 費		
工事概要		
目 的	廃棄物の処分	
面 積 (m ²)	330,000	
水 深 (m)	6.0~9.0	
埋立土量 (m ³)	4,000,000	
埋立土の種類	焼却灰、し尿処理汚泥、上下水処理汚泥、鉍さい、ばいじん	
埋立土の土質特性		
土 質 名	焼却灰 (砂質土)	汚泥焼却灰 (細粒土)
湿潤密度 (t/m ³)	1.4	1.4
細粒分含有率 (%)	29	53
含 水 比 (%)		
液 性 限 界 (%)		
塑 性 限 界 (%)		
コーン指数 (kgf/cm ²)		
そ の 他	比重2.55	比重2.92
施工計画概要		
平 面 計 画	添付資料(3-1-1)出典「人工島の施工技術」土木学会(H3.11)	
施 工 標 準 断 面	添付資料(3-1-2)出典同上	

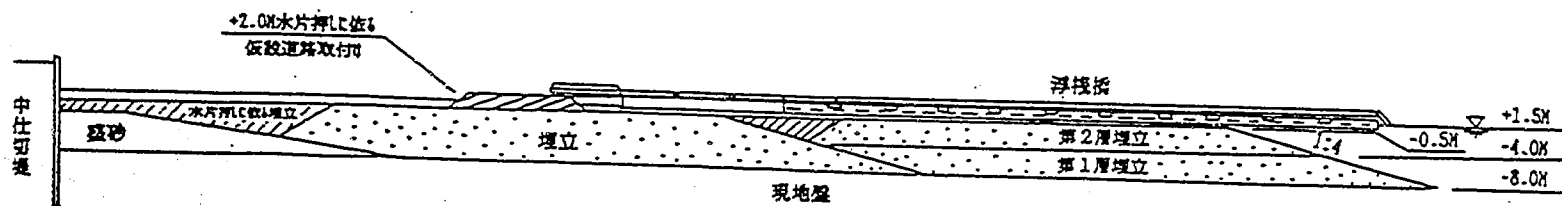
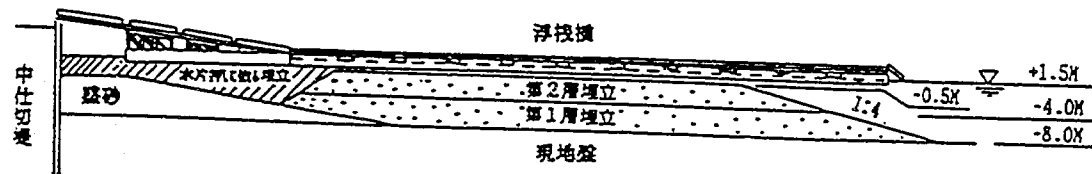
ドレーン材	
規 格	
埋 設 間 隔	
埋 設 本 数	
埋 設 延 長	
施工機械	
組 合 せ	浮棧橋、ダンプトラック、ブルドーザー
①水中部；ダンプ直投による層状埋立	
②水上部；ブルドーザーによる片押、一部水中あり	
施 工 能 率	計画埋立土量 1,830m ³ /日
工事の課題と改良点	
課 題	軟弱な在来海底地盤上での管理型廃棄物の投入埋立
改 良 点	浮棧橋工法による層状埋立
報告者	
氏 名	高田 公一
所 属	五洋建設㈱
連 絡 先	TEL(03)3817-7756



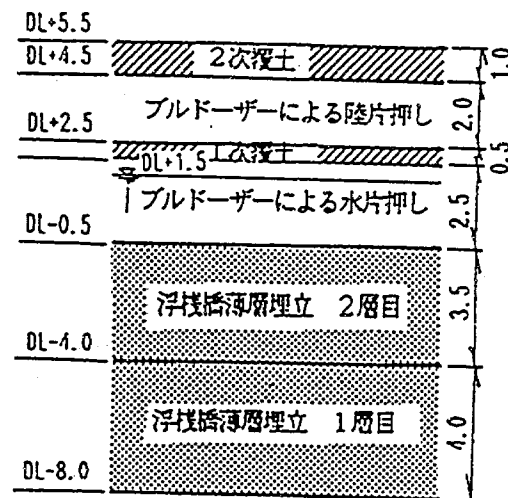
平面計画図



平行移動方式による埋立平面図



平行移動方式による埋立断面図

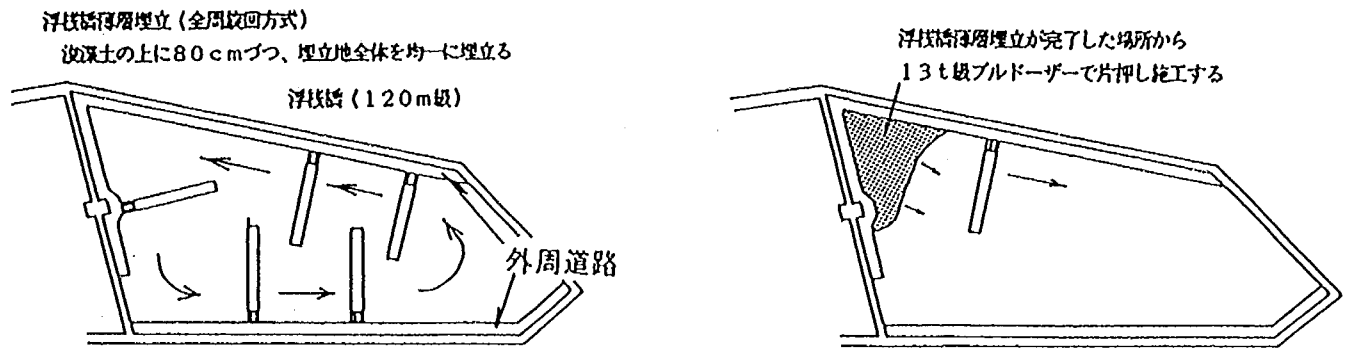


埋立順序図

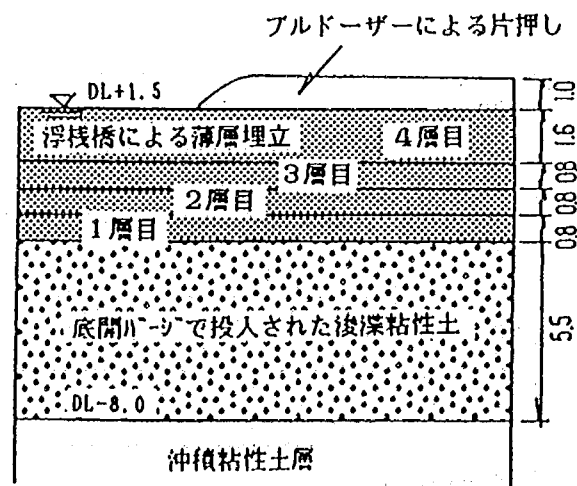
海上埋立工事 施工実績調査 (3 - 2)

工事名 尼崎沖埋立処分場 (安定型区画)	
施 主	大阪湾広域臨海環境整備センター
施 工 者	東洋建設(株)
工 事 場 所	大阪湾尼崎港区
工 期	
工 費	
工事概要	
目 的	廃棄物の処分
面 積 (m ²)	800,000
水 深 (m)	6.0~9.0
埋立土量 (m ³)	11,000,000
埋立土の種類	陸上残土、建設廃材等
埋立土の土質特性	
土 質 名	
湿潤密度 (t/m ³)	1.8
細粒分含有率 (%)	15~40
含 水 比 (%)	
液 性 限 界 (%)	
塑 性 限 界 (%)	
コーン指数 (kgf/cm ²)	3.0~5.0
そ の 他	$\phi = 28^\circ$
施工計画概要	
平 面 計 画	添付資料(3-2-1)出典「人工島の施工技術」土木学会(113.11)
施 工 標 準 断 面	添付資料(3-2-1)

ドレーン材	
規 格	
埋 設 間 隔	
埋 設 本 数	
埋 設 延 長	
方 法 二 様 機 材	
組 合 せ	浮棧橋、ダンプトラック、ブルドーザー
①水中部；ダンプ直投による薄層埋立	
②水上部；ブルドーザーによる片押	
施 工 能 率	計画埋立土量 2,530m ³ /日
工 事 の 課 題 と 改 良 点	
課 題	浚渫粘性土で埋立られた海底地盤上にさらに安定型廃棄物を投入埋立する。
改 良 点	浮棧橋工法による薄層埋立
報 告 者	
氏 名	高田 公一
所 属	五洋建設(株)
連 絡 先	TEL(03)3817-7756



全周巡回移動方式による埋立

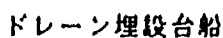


薄層埋立計画断面図

海上埋立工事 施工実績調査 (4)

工事名 ラテラルドレーン地盤改良工事	
施 主	徳山曹達㈱
施 工 者	五洋建設㈱
工 事 場 所	山口県
工 期	1988年12月～1989年7月
工 費	
工事概要	
目 的	埋立地地盤改良
面 積 (m^2)	40,000
水 深 (m)	6.0 (埋立層厚)
埋立土量 (m^3)	180,000
埋立土の種類	ソーダ灰
埋立土の土質特性	
土 質 名	ソーダ灰
湿潤密度 (t/m^3)	1.1
細粒分含有率 (%)	100
含 水 比 (%)	500～600
液 性 限 界 (%)	180
塑 性 限 界 (%)	90
コーン指数 (kgf/cm^2)	0～0.4
そ の 他	初期値を示す
施工計画概要	
平 面 計 画	添付資料(4-1)出典「水平ドレーン圧密工法による廃さい 軟弱地盤の改良」第25回土質工学研究発表会
施 工 標 準 断 面	

ドレーン材	
規 格	100×3、100×6、100×12
埋 設 間 隔	1.5m×1.5m、3段に埋設
埋 設 本 数	396
埋 設 延 長	75,000m
施工機械	
組 合 せ	ラテラルドレーン埋設台船
真空ポンプ	
施 工 能 率	
工事の課題と改良点	
課 題	超軟弱廃さい埋立地の地盤改良
改 良 点	ラテラルドレーン大気圧工法の適用
報告者	
氏 名	高田 公一
所 属	五洋建設㈱
連 絡 先	TEL(03)3817-7756



②建設発生土の振動締固め試験

2. 建設発生土の振動締固め試験

2. 1 実験の目的

締固め工法は、細粒分の少ない土や細粒分が多くても含水比が低く強度の大きい土に対して適用されている。

細粒分をある程度含みかつ含水比が高く強度の小さい建設発生土に対しても、振動締固めによる脱水（脱気）を行ない、盛土材料として使えないか？。その可能性を検討することを目的として予備的に試験を実施した。

2. 2 実験の方法

2. 2. 1 実験のフロー

実験は下記の図-2・1に示すフローで実施した。

試料は既実施の室内試験から、細粒分30%程度の土を選定し再入手が可能な試料を用いた。発生状態では、含水比が小さく突固め後のコーン指数が大きいので、その値が $q_c = 1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度となるよう加水し調整した。 $q_c = 1 \text{ kgf/cm}^2$ は残土の分類では汚泥に相当する。なお、既室内試験での突固め試験は、試験法で規定されたエネルギーの1/2（高さを1/2とすることで実現）で行われていたので、試験法で規定されたエネルギーでの試験も比較のため一部実施した。

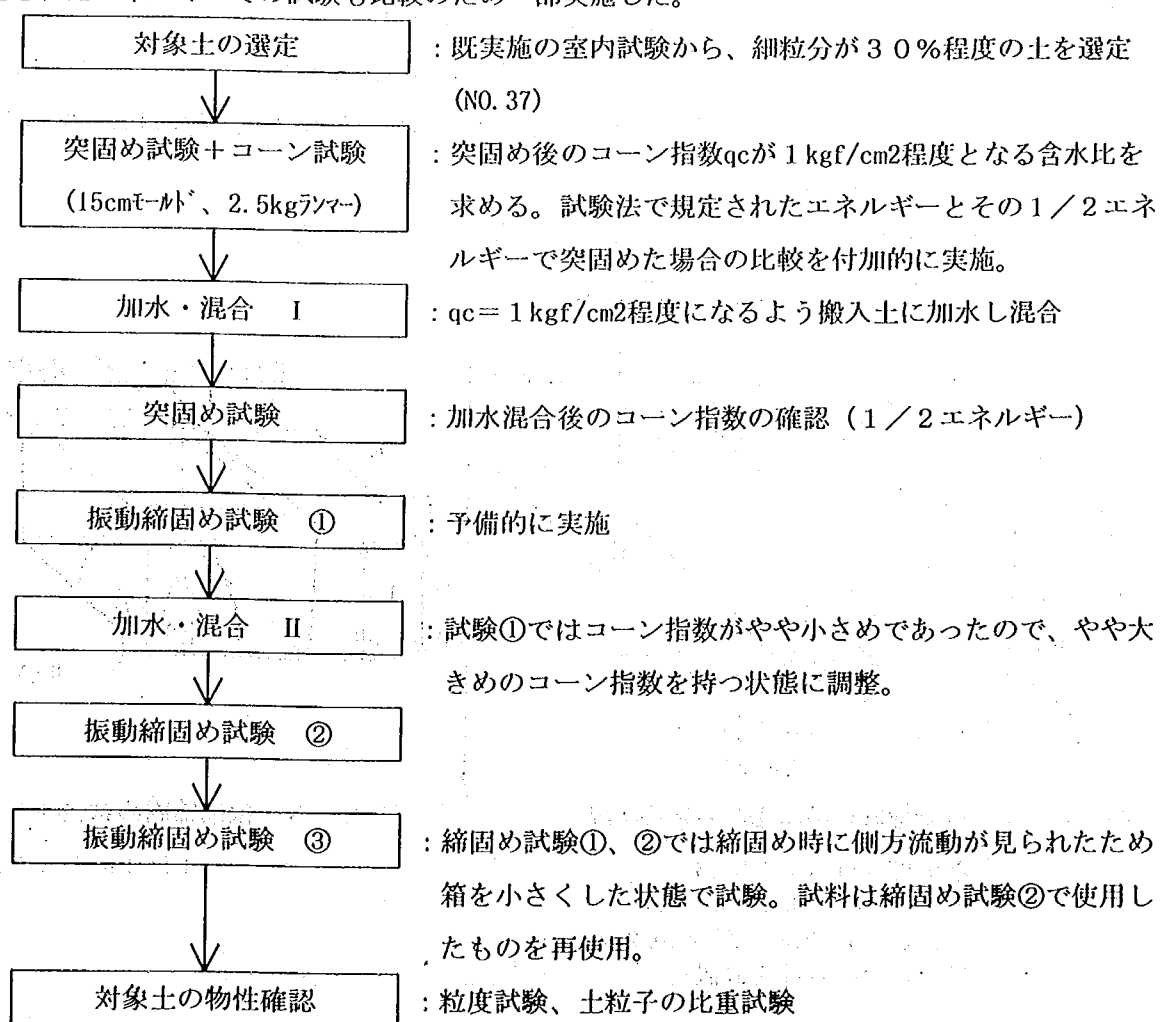


図-2・1 予備試験のフロー

2. 2. 2 振動締め固め試験の方法

図-2・2、図-2・3に振動締め固め試験の状況を示す。

振動締め固め試験①、②は、大きさ $80 \times 56 \times 50$ （深さ）の箱に試料を詰め締め固めを行うことで実施した。排水のため箱の底に孔をあけ、底面には砕石と排水シートおよび砂を敷設した（図-2・2）。締め固め前の試料の厚さは、試験①で 10.9 cm 、試験②で 20.2 cm である。

試験手順を以下に示す。振動締め固め試験①は予備であるので、下記の手順の一部を省略している。なお、大型の試験機では最大出力で締め固めると側方流動が生じたので、出力を押さえた状態で締め固めを行っている。

- ①試料を加水調整後、突固め試験とコーン指数の確認。
- ②緩い状態で試料を箱に詰めた後、試料表面までの深さ（図-2・2に示す9点で実施）と試料重量を測定。
- ③締め固め前のコーン指数の測定。
- ④小型振動機（次頁に記述）で振動締め固め。時間～沈下量を測定。
- ⑤締め固め後の試料表面までの深さとコーン指数の測定。
- ⑥大型振動機（次頁に記述）で振動締め固め。時間～沈下量を測定。
- ⑦締め固め後の試料表面までの深さとコーン指数の測定。
- ⑧試料を採取（ 5 cm モールド）、含水比および密度の測定。

振動締め固め試験③は、振動締め固め試験①②での締め固め時に側方流動が見られたので、それを少なくした状態で締め固めたときのコーン指数を確認するために追加したもので、測定は大型振動機で締め固めた後のコーン指数のみである。

なお、箱の大きさと振動機の大きさの相対的な関係を次頁に示す。

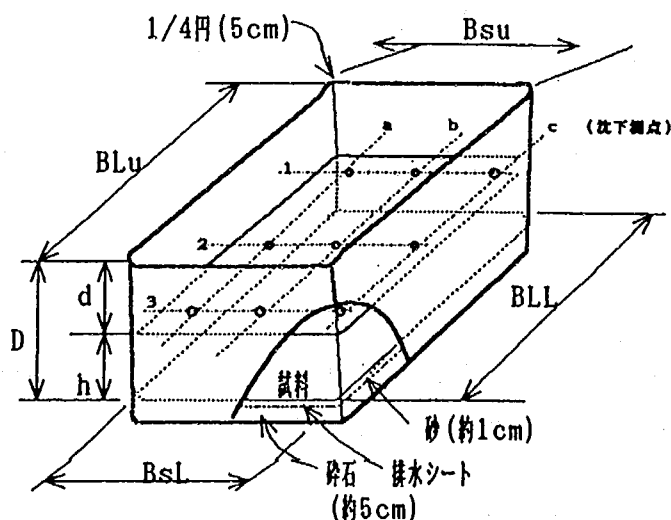


図-2・2 振動締め固め試験①②の試験状況

- 1) $BLu=80, BSL=78.3, D=43$
 $Bsu=56, BSL=54.5$ (単位 cm)
 h : 試験① 10.9 cm 、試験② 20.2 cm
 底面には排水孔を設置

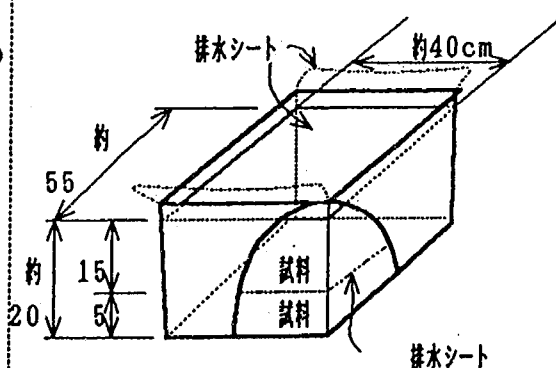


図-2・3 振動締め固め試験③の試験状況

- 2) シートは中間と表面に敷設

2. 2. 3 振動機

図-2・4に実験で使用した小型の振動締固め機、写真-2・1に同じく大型の振動締固め機を示す。表-2・1は振動締固め機の諸元である。

小型の振動機は今回の試験のために加工し作成したものである。また、大型は市販の振動コンパクタの中から小さい締固め機械を選定し用いた。

図-2・5に箱の大きさと振動機の大きさの概略を示す。試験③は、締固め時の側方流動を少なくするために箱を小さくしたが、それでも、箱端と振動機のすき間から試料が押し出され、側方流動の生じている状況が若干認められた。

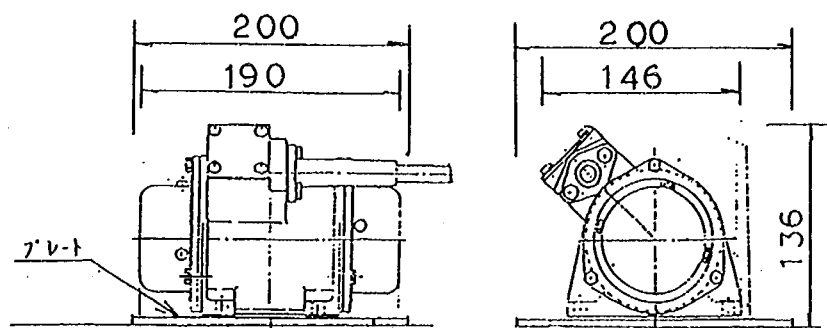


図-2・4 小型の振動締固め機の概要

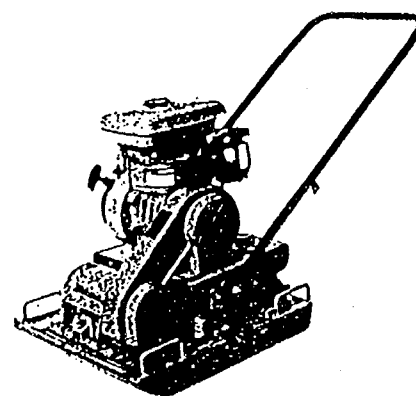
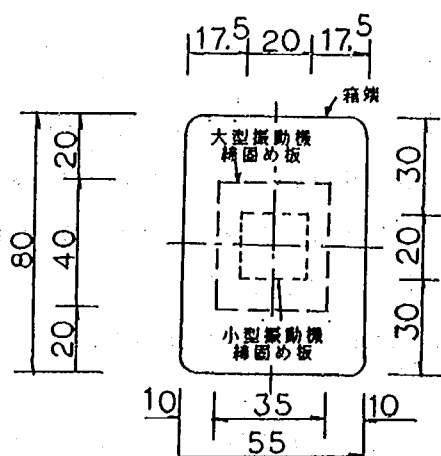


写真-2・1 大型振動締固め機
(振動コンパクタ)

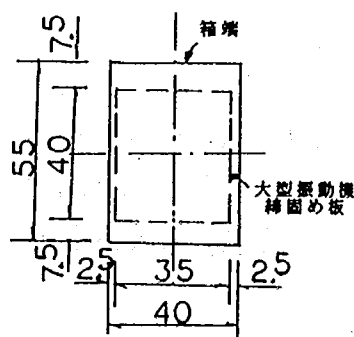
表-2・1 振動締固め機の諸元

種類	機種名	出力 (kw or ps)	振動数 (rpm)	重量 (kg)	締固め板寸法 (cm)	接地圧 (kgf/cm ²)
小型	特殊電気工業製 FV-40	0.04 kw	2900	10.5 *	20×20	0.026
大型	富士重工製 ロビンエンジン EY 15D	27 ps 35 ps	3600 4000	67	35×40	0.048



(a) 試験①、②

*締固め板など取り付け後(振動機のみは7.5 kg
1 kw = 1.36 ps



(b) 試験③

図-2・5 振動機と箱の大きさの関係(平面図)

2. 3 実験の結果およびまとめ

2. 3. 1 対象土の物性

実験に用いた対象土の搬入状態での物性を既往の室内試験結果と併せて表-2・2に示す。今回の試料は含水比が低いにも係わらずコーン指数が小さい結果となっているが、ほぼ同様の土である。

表-2・2 対象土の物性

時 期	粒 度 (%)				土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	突固め後の含水比 W (%)	突固め試験後の コーン指数 q_c (kgf/cm ²)
	粘土分	シルト分	砂 分	礫 分			
今回の試料	6 (21)	15	63	16	2.655	19.9	3.1
既実施の室内 試験時の試料 (NO. 37)	6 (24)	18	67	9	2.691	22.2	4.3

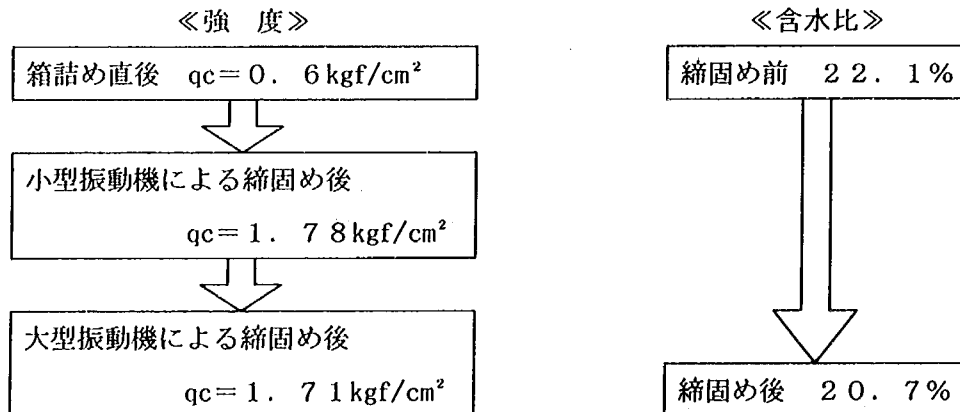
2. 3. 2 実験結果と考察

表-2・3および表-2・4に試験の結果を示す。また、図-2・6に試験②における加振時間と沈下量の関係を示す。

試験結果のまとめを以下に示す。

(1) 振動締固め実験

- a. 突固め試験での $q_c = 1.1 \text{ kgf/cm}^2$ の含水比に調整した試料を用いた試験②では、強度、含水比は次のような変化を示した。



締固めの効果はあるものの、締固め後の強度はまだ小さい。また、小型の振動機による締固めの強度と大型の振動機の締固め後の強度には大差が無く、大型の振動機による締固めの効果は無い。これは、大型振動機での締固め時に側方流動が生じたことによる。

- b. 試験①と試験②で締固め後の強度が異なるが、これは締固め前の強度の違いによるものと想定される。
- c. 今回の試験では締固め時に側方流動が生じていたが、これを無くせば締固め後の強度は大きくできる（実験③の下層）。

以上の結果を総合すると

振動締固め後の強度

$= f$ (対象土の締固め前の強度および透水性、振動機の諸元、側方流動に対する拘束、加振時間)

であると想定される。

しかし、今回の対象土は、細粒分20%強と砂に近い状態であったにも係わらず、締固め後の強度は期待するほど大きくは無かった。第1種の建設発生土や汚泥には、細粒分がまだ多く含まれているものも多種あり、振動締固めで広い範囲の建設残土に対応することは困難である。

(2) 突固め試験

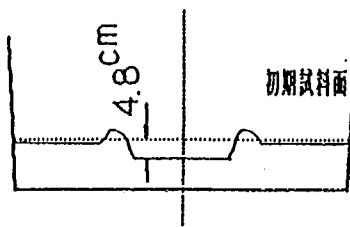
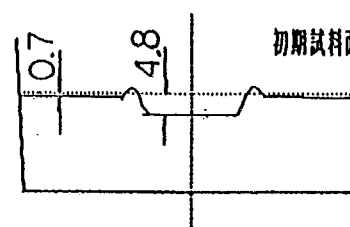
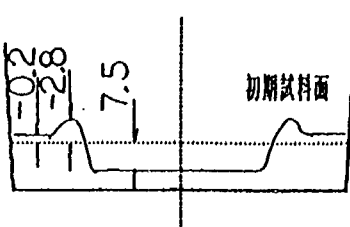
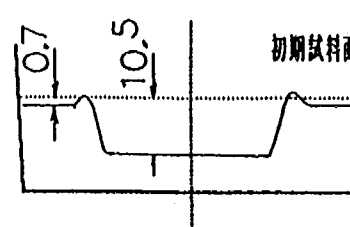
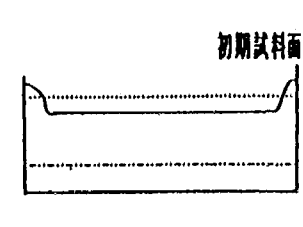
- a. 含水比19%では突固め後のコーン指数は3 kgf/cm²強、加水して21%程度にするとコーン指数は1 kgf/cm²弱になり、僅かな含水比の変化が突固め後の強さに影響する。図-2・7に今回の試料に関する試験の結果を湿潤密度、含水比、乾燥密度とコーン指数の関係でまとめた。図に示すように、今回の試験結果ではこれらには相関がある。この結果を受けて、図-2・8に細粒分含有率～コーン指数～含水比の関係で既往の室内試験を併せて整理してみた。これらにはある程度関係はあるものの、対象とした土質が多様であること、およびコーン指数の感度が他の定数に対し大きいことから明確な関係は、見いだされなかった。
- b. 今回の試料では、1/2のエネルギーで締固めた場合の締固め後の強さは規定のエネルギーで締固めた場合にくらべやや小さくなる傾向があるものの、その量は殆ど問題ない結果となった。

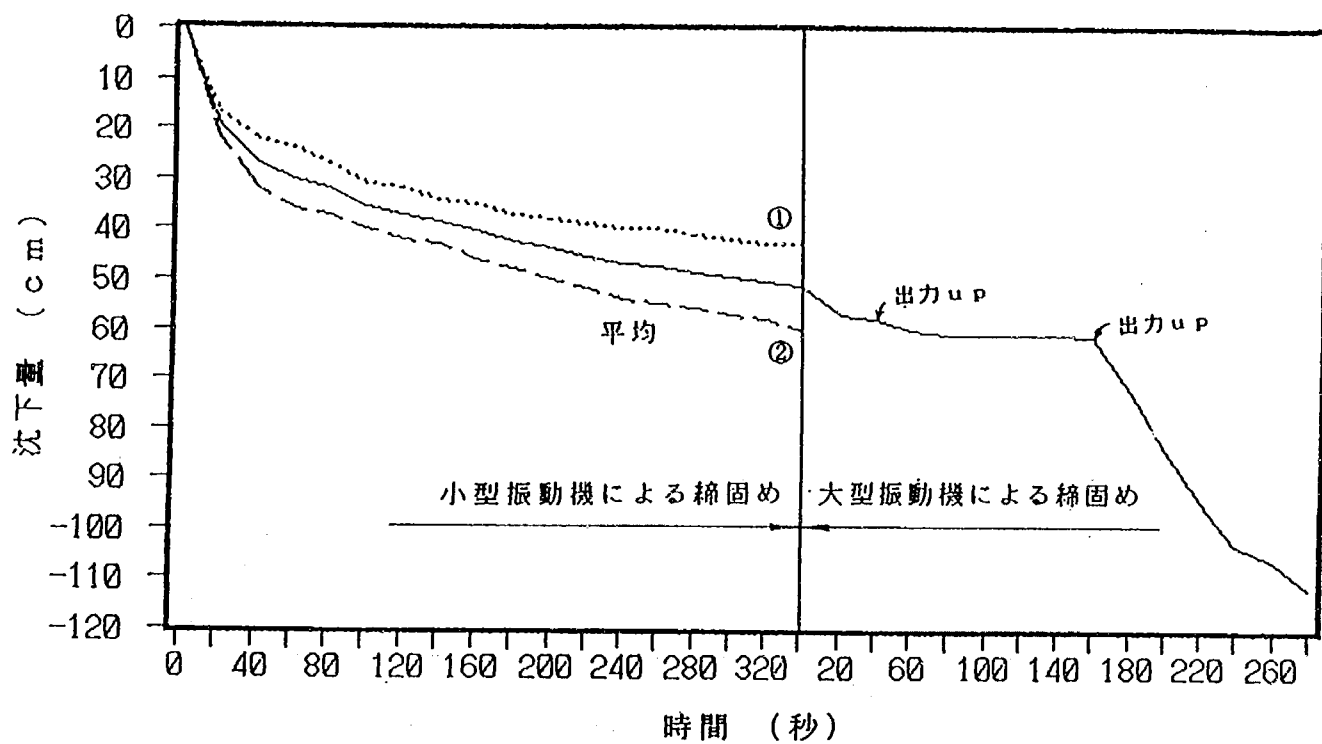
表-2・3 突固め試験、振動締固め試験の結果

	試 験		q c (kgf/cm ²)	w (%)	γ_t (tf/m ³)	γ_d (tf/m ³)	備 考
	種 類	仕様					
既室内	突固め試験 0	1/2E	4.3	23.1	2.01	1.63	
含水比 の 検討	突固め試験 1	1/2E	3.1	19.0	2.075	1.744	置入状態
	突固め試験 2	1E	3.4	19.7	2.063	1.723	
	突固め試験 3	1/2E	0.8	21.1	2.047	1.690	加水後
	突固め試験 4	1E	0.9	21.3	2.028	1.672	
	突固め試験 5	1/2E	0.7	22.3	2.024	1.655	
試験 ①	振動締固め試験	締固め前	0.45	同上	1.770	1.448	*締固め後、周辺部
		小型機締固め	1.24	×	×	×	
		大型機締固め	1.40	×	×	×	
試験 ②	突固め試験 5	1/2E	1.1	22.1	2.036	1.667	
	振動締固め試験	締固め前	0.6	同上	1.648	1.350	
		小型機締固め	1.78	×	×	×	
		大型機締固め	1.71	20.7	1.85~2.24 (平均2.02) ?	1.54~1.85 (平均1.68) ?	
試験 ③	振動締固め試験 (大型機締固め)	上 層	1.7	×	×	×	
		下 層	約 2.2	×	×	×	*層厚4cm、精度無し

注 × : 測定せず、? : 測定したが精度が悪い

表-2・4 加振による形状変化

試験 NO.	①	②	③
初 期 状 態	試料の平均高さ $h_o = 10.9$ cm 体積 $V_o = 42400$ cm ³	試料の平均高さ $h_o = 20.2$ cm 体積 $V_o = 87000$ cm ³	試料の平均高さ $h_o = 20$ cm 下から約5cmの位置および表面に 排水シート 設置
小型 振動機 による 加振後 形状	加振時間: 1分30秒 	加振時間: 5分40秒 	(実施せず)
大型 振動機 による 加振後 形状	加振時間: 13秒 	加振時間: 4分40秒 	
記 事			



図一 2・6 加振時間と沈下量の関係 (試験②)

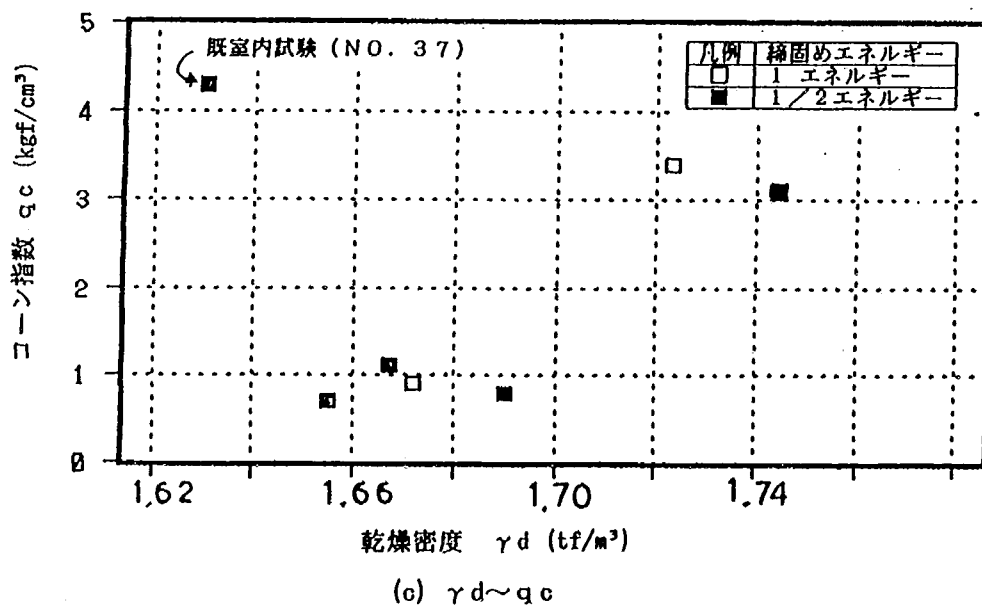
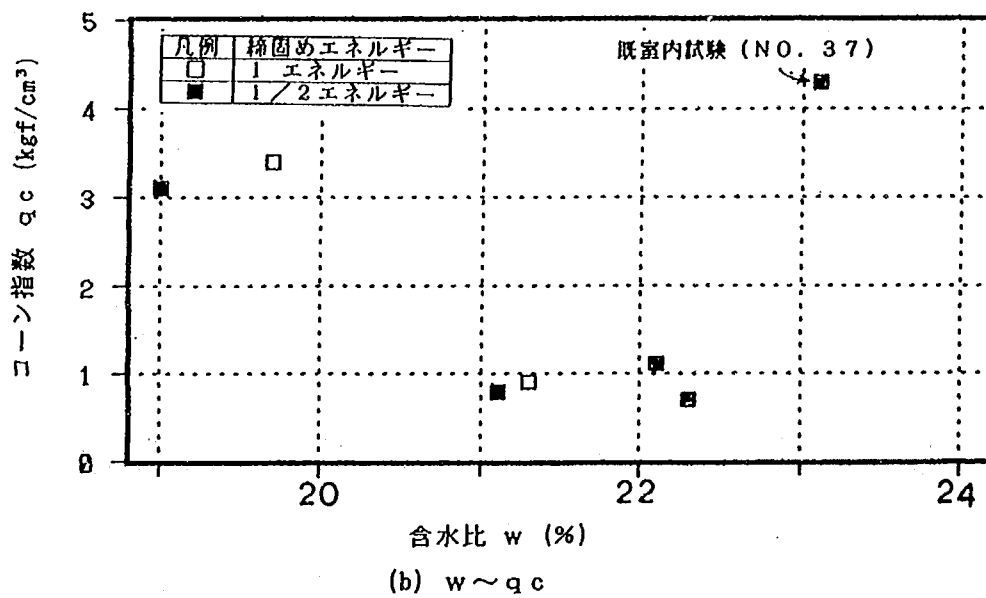
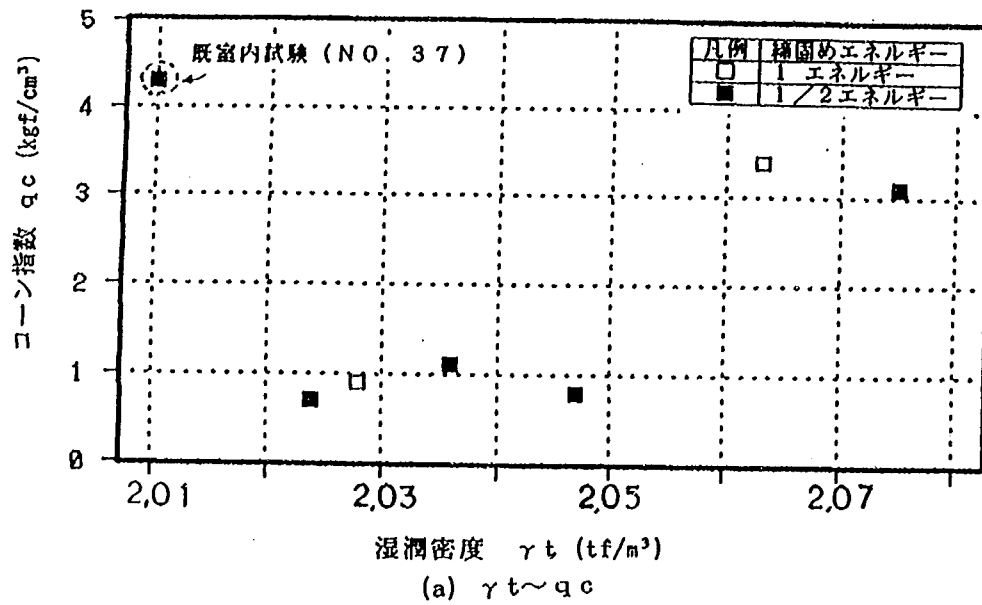
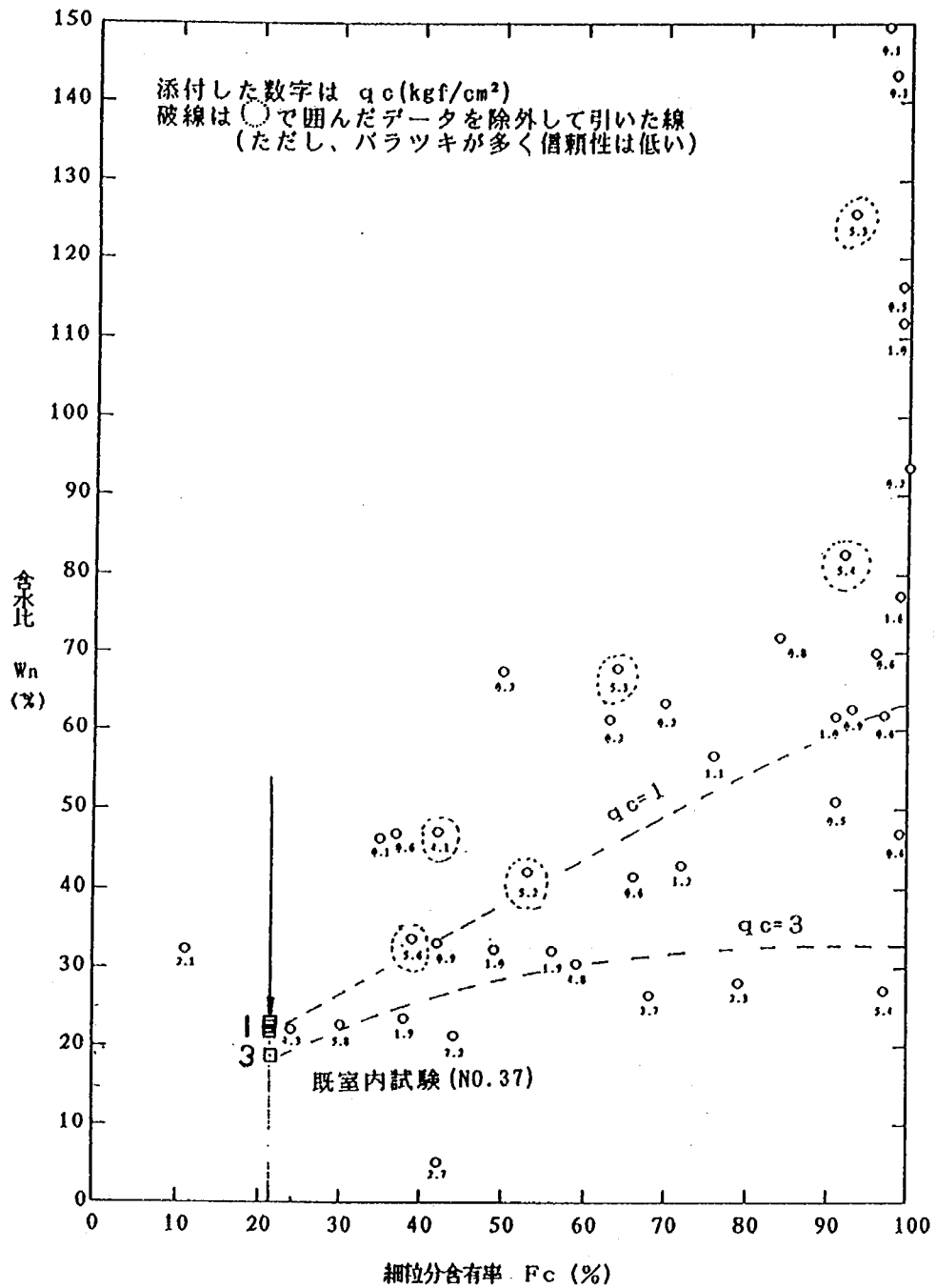


図-2・7 湿潤密度、含水比、乾燥密度とコーン指数の関係 (締固め試験後)



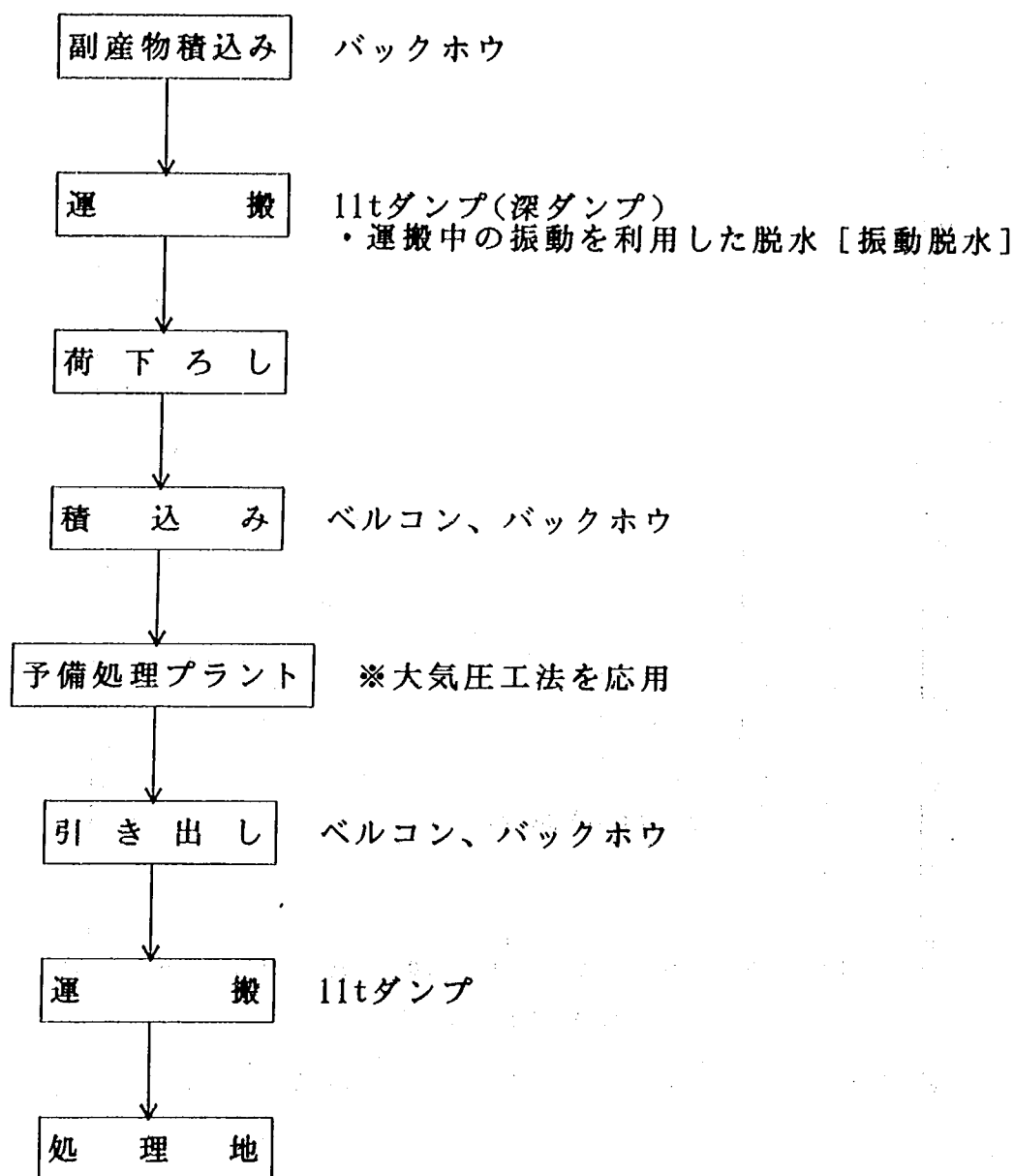
図一 2・8 細粒分含有率～コーン指数～含水比の関係 (締固め試験後)

③高含水比副産物の再利用の提案

高含水比副産物の再利用方法を提案する。

この方法では、発生場所より予備処理プラントへの運搬中にある程度の脱水を促進させ、更に予備処理プラントで処理する内容であり、最終的には処分地へ運搬するものである。

当方法のフローを以下に示す。

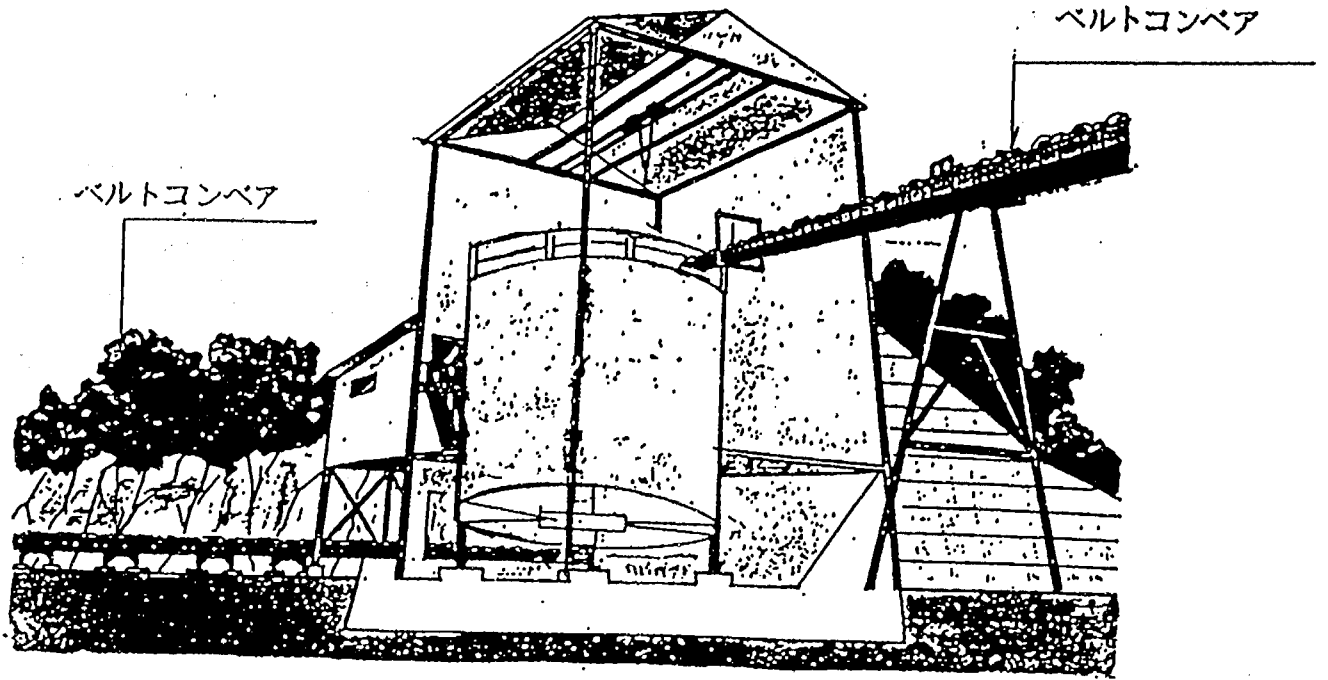


※大気圧工法

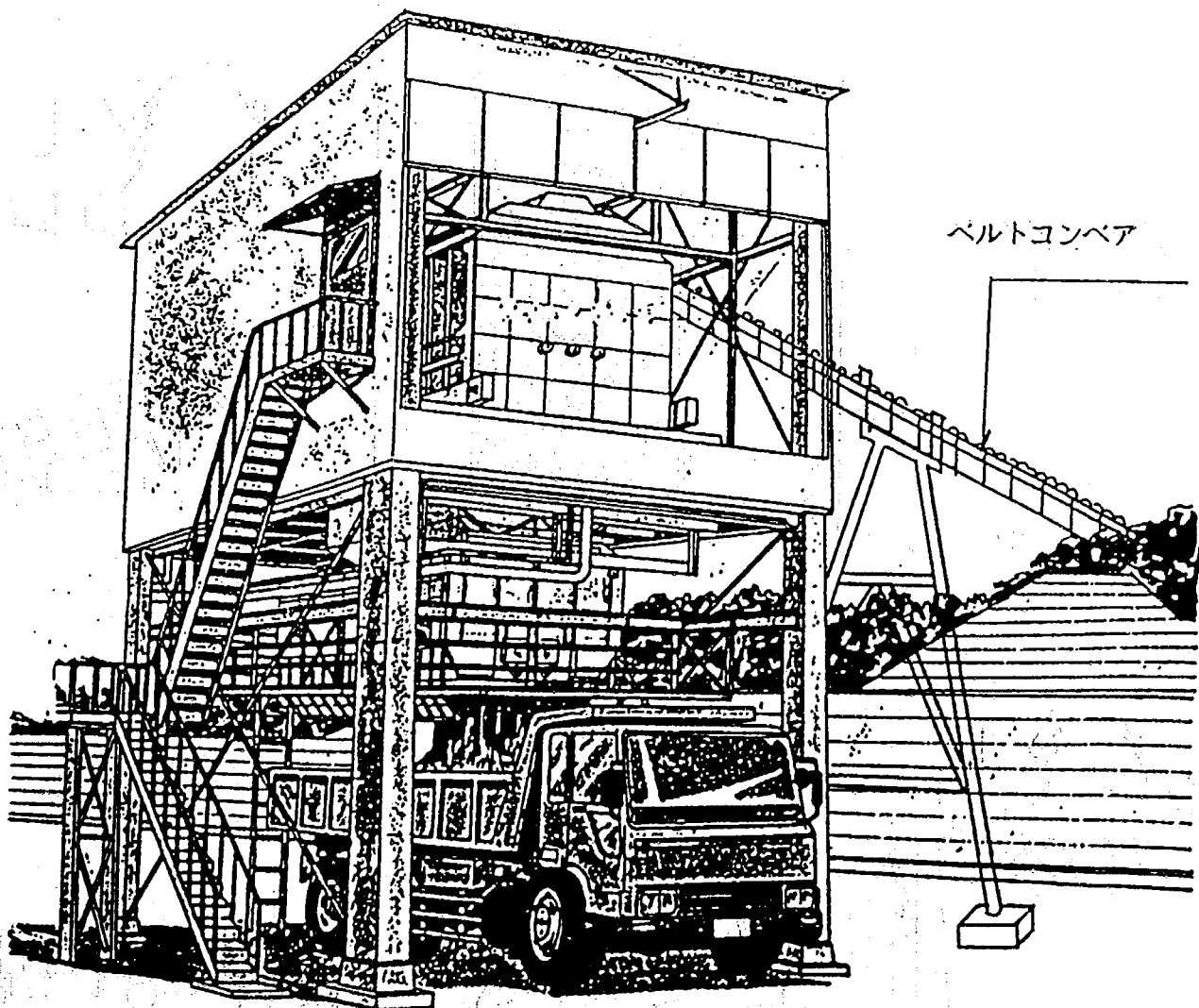
1回の処理量をダンプトラック4～5台分とした大気圧処理方法を採用する。

この予備処理プラントよりの排出方法は、①ベルコン引き出し方式、②ダンプ直積み方式、③ジャッキ押し出し方式等が考えられる。

予備処理モデル

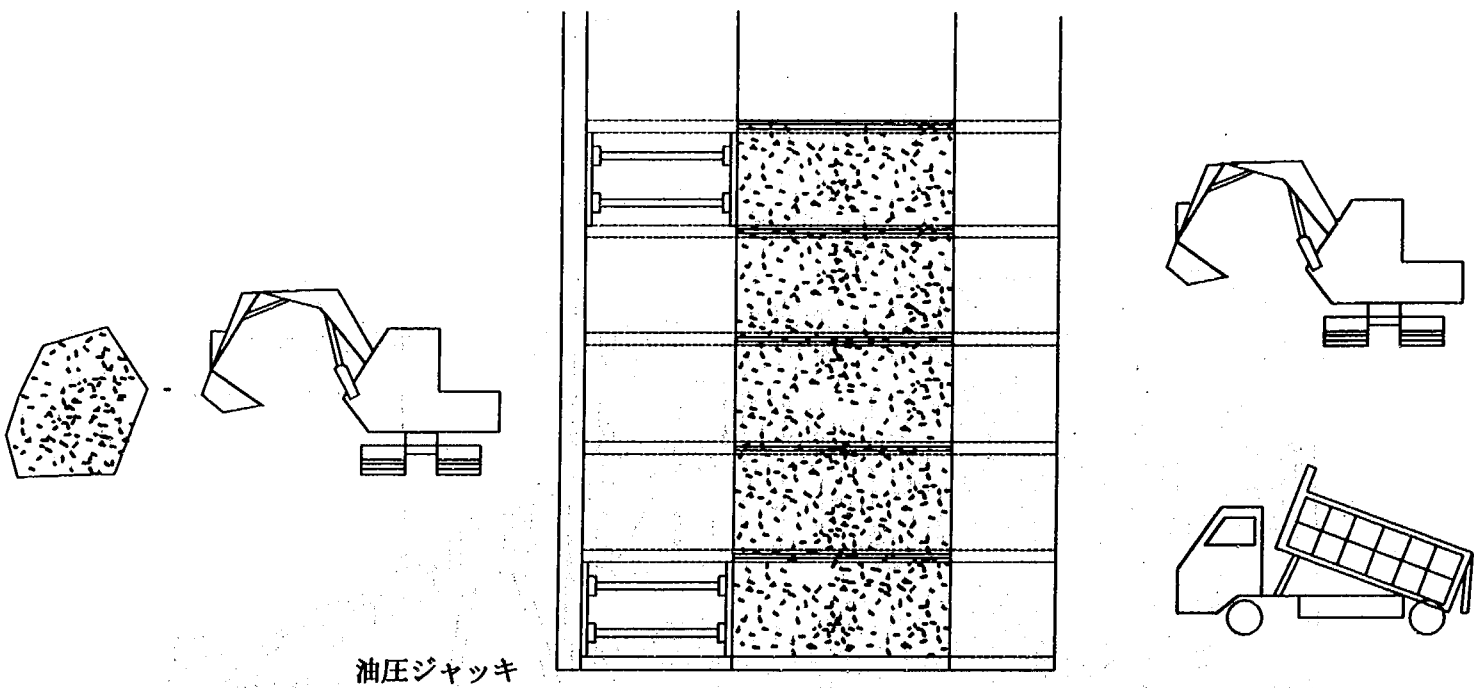
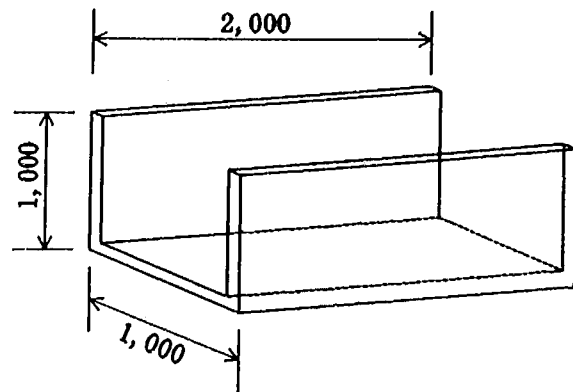
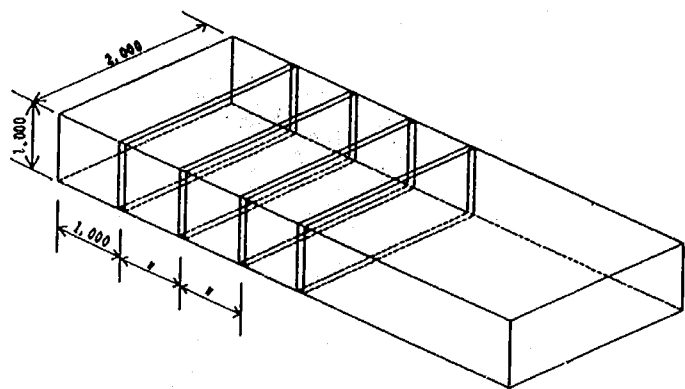


No. 1 ベルコン引出し方式

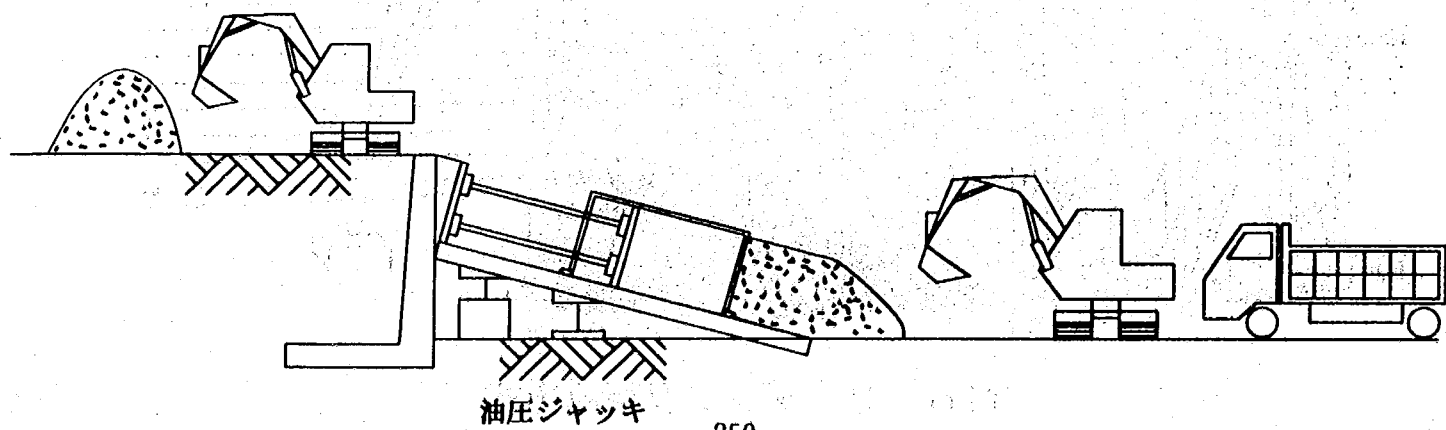


No. 2 ダンプ直積み方式

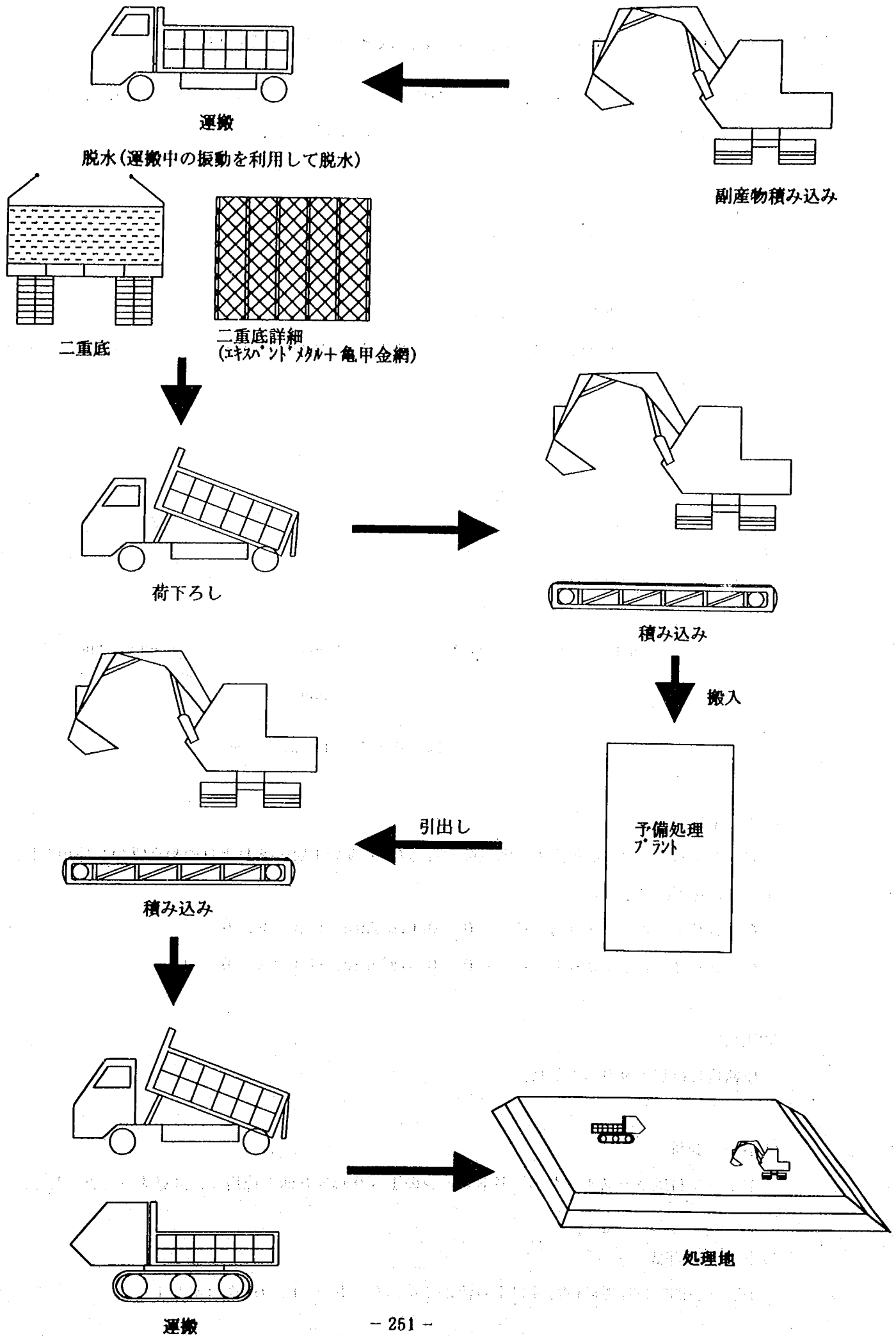
予備処理モデル



NO. 3 ジャッキ押し出し方法



副産物再利用フロー



④陸上埋立における各種工法の経済比較

陸上埋立に関して、大気圧載荷工法による載荷方法と、プレロード載荷盛土による載荷方法と、セメント系固化材を使用した安定処理工法について、経済的な比較を行った。

4. 1 試算条件

試算に用いた条件は以下の通りとする。

①標準断面

CASE 1 (堤体盛土設置後に盛土)

軟弱土はそのままでは盛土ができないので、良質土で堤体盛土を両サイドに行ってから、堤体内に盛土を行う方法とする。

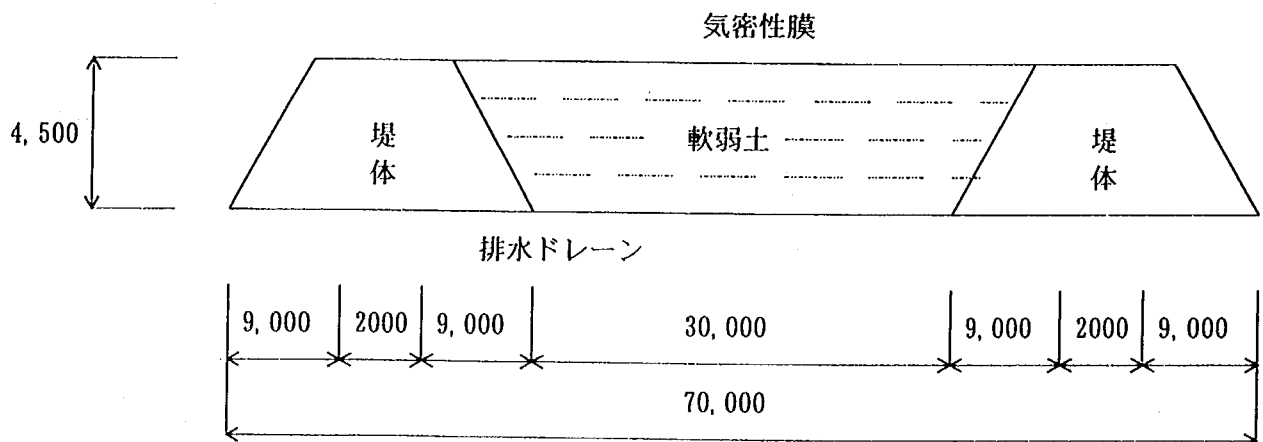


図-4・1・1 標準断面

②土質条件

対象とする土質は、前年度の室内試験を行ったNo. 9の土質とそれよりやや良質の2種類とした。土質条件を下記に示す。

CASE 1 $W=220\%$ 、 $C_v=0.01\text{cm}^2/\text{min}$ 、 $G_s=2.6$

CASE 2 $W=120\%$ 、 $C_v=0.05\text{cm}^2/\text{min}$ 、 $G_s=2.6$

③圧密度

圧密度 U は $U=90\%$ とした。

④ドレーン材

ドレーン材はプラスチックボードドレーンの $150\text{mm}\times 6\text{mm}$ を使用し、計算することとした。

⑤ドレーン間隔

ドレーン間隔は圧密時間計算により決まるが、 $0.5\text{m}\sim 1.0\text{m}$ を目安とする。

⑥埋め立て土量（軟弱土）と提体用の盛土（良質土）

標準断面のように、盛土するとして、数量を計算すると、下記ようになる。

$$\text{軟弱土} \quad V = (30 + 48.0) \times 4.5 \times 1/2 \times 100 = 17,550\text{m}^3$$

$$\text{良質土} \quad V = (2 + 20.0) \times 4.5 \times 1/2 \times 100 \times 2 = 9,900\text{m}^3$$

⑦上載荷重

上載荷重として、大気圧載荷工法によるものとする、盛土加重によるプレロード載荷の２種類について比較する事とした。

⑧ドレーンの試算結果

ドレーンの試算は以下のとおりである。

土質１ CASE 1

大気圧載荷期間	40日
ドレーン配置間隔	0.5m
ドレーン配置量	78列×9段×100m=7,200m
ドレーン配置所要日数	23日
大気圧ポンプ台数	7台

土質２ CASE 2

大気圧載荷期間	30日
ドレーン配置間隔	0.7m
ドレーン配置量	56列×6段×100m=3,360m
ドレーン配置所要日数	11日
大気圧ポンプ台数	4台

⑨検討条件一覧表

表-4.1.1 検討条件一覧表

検討ケース	土質		載荷方法	備考
	W	Cv		
CASE 1	220%	0.01cm ² /min	大気圧載荷	
CASE 2	120%	0.05cm ² /min	大気圧載荷	
CASE 3	220%	0.01cm ² /min	プレロード載荷盛土	
CASE 4	120%	0.05cm ² /min	プレロード載荷盛土	
CASE 5	220%	0.01cm ² /min	載荷なし	セメント安定処理
CASE 6	120%	0.05cm ² /min	載荷なし	セメント安定処理

4. 2 試算結果

試算した結果を表-4.1.2, 図-4.1.2, 図-4.1.3, 表-4.1.3に示す。

表-4.1.2 試算結果

検討ケース	土 質		備 考	合計金額比率 (注1)	施工日数
	W	Cv			
CASE 1	220%	0.01cm ² /min	大気圧載荷	3. 0	102日
CASE 2	120%	0.05cm ² /min	大気圧載荷	1. 4	77日
CASE 3	220%	0.01cm ² /min	プレロード載荷盛土	2. 0	127日
CASE 4	120%	0.05cm ² /min	プレロード載荷盛土	1. 0	103日
CASE 5	220%	0.01cm ² /min	セメント安定処理	1. 7	40日
CASE 6	120%	0.05cm ² /min	セメント安定処理	1. 3	40日

(注1) : 合計金額比率はプレロード載荷盛土の合計金額を1として、その金額比率を表したものである。

(注2) : プレロードの材料は場内処理を前提としている。

(注3) : セメント安定処理にはストックヤードを含んでいない。

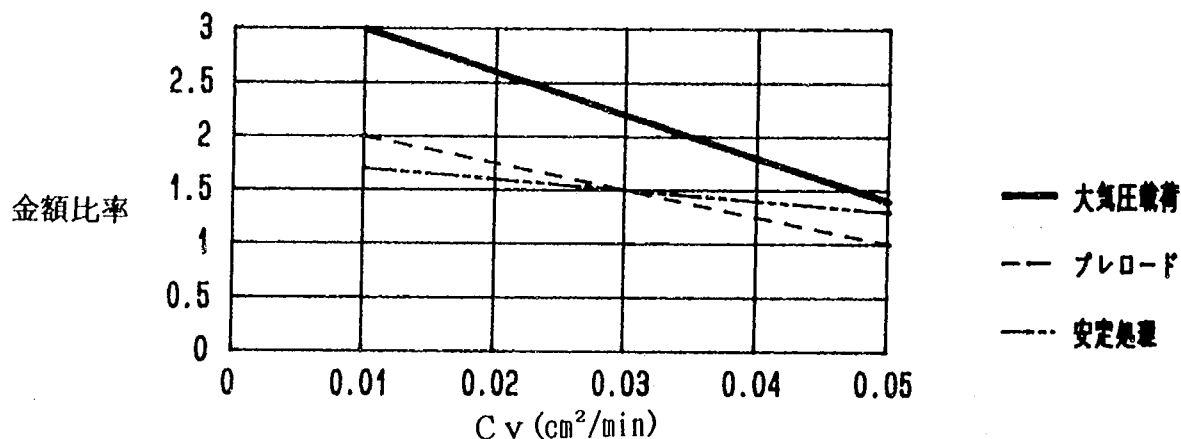


図-4.1.2 試算結果図 (Cvに対する合計金額の比率の関係)

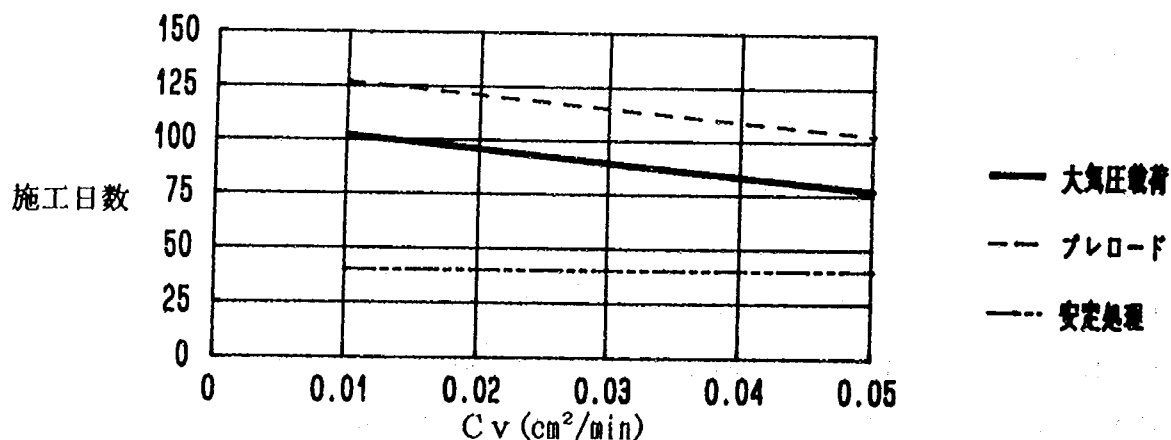


図-4.1.3 試算結果図 (Cvに対する施工日数の比較)

表-4.1.3 試算結果 (項目別集計)

	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6
土質	①W=220%	②W=120%	①W=220%	②W=120%	①W=220%	②W=120%
ドレイン間隔	0.5m	0.7m	0.5m	0.7m	固120kg/m ³	固80kg/m ³
載荷方法	大気圧40日	大気圧30日	ﾌﾟﾚｰﾄﾞ 40d	ﾌﾟﾚｰﾄﾞ 30d	なし	なし
軟弱土敷き 均し (注1)	17,550m ³ 21.7% ｸﾗﾑ6 40d	17,550m ³ 14.3% ﾌﾞﾙ2 38d	17,550m ³ 32.3% ｸﾗﾑ6 40d	17,550m ³ 19.4% ﾌﾞﾙ2 38d		
ドレイン設 置 (材工)	70,200m 36.7% 23d	33,600m 40.1% 11d	70,200m 54.9% 23d	33,600m 54.4% 11d		
排水準備工	7set 12.9%	4set 19.1%				
排水工	28.7% 7set 39d	26.5% 4set 28d	40d	30d		
プレロード 盛土工			14,350m ³ 6.9% 4set 14d	14,350m ³ 14.1% 4set 14d		
プレロード 撤去工			14,350m ³ 5.9% 6set 10d	14,350m ³ 12.1% 6set 10d		
安定処理工					17,550m ³ 37.3% 6set 40d	17,550m ³ 46.0% 6set 40d
固化材材料 費					2106ton 62.7%	1404ton 54.0%
合計金額 (注2)	3.0	1.4	2.0	1.0	1.7	1.3
施工日数	102日	77日	127日	103日	40日	40日

- (注1) : CASE 1 の場合、機械構成を6セットいれて、40日かかることを示す。
(注2) : CASE 4 を基準としての金額比率を表す。
(注3) : プレロードの材料は場内処理を前提としている。
(注4) : セメント安定処理のストックヤードは比較に含まれていない。

4. 3 まとめ

大気圧載荷工法と盛土プレロード工法とセメント安定処理の比較を行った。

比較において、提体盛土9,900m³はどのケースも共通する項目であり、表-4.1.3において比較から省くとともに合計金額からも省いている。

試算した結果は、大気圧載荷が高価となり、プレロード載荷とセメント安定処理が、やや安価となった。C_v=0.01cm²/min程度の土質では、大気圧載荷は特に高価で、プレロード工法がセメント安定処理よりもやや高価という結果となった。C_v=0.05cm²/min程度の土質では、大気圧載荷とセメント安定処理がやや高く、盛土プレロード載荷が一番安価で有効であることが判明した。

施工日数的には、セメント系安定処理が圧倒的に短期であり、続いて、大気圧載荷工法とプレロード載荷が続く。大気圧載荷とプレロード盛土載荷の差は排水を行うための準備工と後始末の工程の日数差であり、それほど差があるとは思われない。

以上まとめると、C_v=0.05cm²/min程度の土質では、施工日数が長くなることが許される条件においては、プレロード載荷盛土が最も優位であることが判明した。施工日数に限界があり、早期盛土を安定させたい条件においては、セメント安定処理が優位であると判断される。C_v=0.01cm²/minの土質においては、セメント安定処理が工期的にも金額的にも優位となる結果となったが、ストックヤードの条件によって費用的に優位関係が変わることも考えられる。

⑤海面埋立における経済比較

試算条件

(1)対象の選定

陸上の建設残土の海面埋立の対象として、一般的な埋立て地の他に

イ)人工干拓や人工海浜

ロ)海岸保全を目的とした人工バリア

があるが、イ)は有望な受入れ先とは思われるが、特に開発すべき技術を必要とせず、F Sの対象とはなりにくい。しかし、人工バリアは海岸保全を目的として埋立てを行いかつその上に公園や道路等の施設を設置するもので、場所によっては強度や沈下量の抑制を求められるものもあり、本研究のイメージ対象となりうる。

また、人工バリアの目的と機能から見ても、本研究の採り挙げる課題の一つと考えられる。

人工バリアの目的と機能

「人工バリアの目的は高潮、浸食等の海岸被害から国土を保全するとともに、快適で潤いのある海岸域空間を創出することにある。

また、人工バリアの造成には、土砂を大量に必要とするので、首都圏等において問題となっている建設残土の処分、活用を図ることが可能である。」

対象：人工バリア

(2)護岸および海底地盤の取り扱い

海面埋立てを実施する場合、一般的に軟弱地盤上であると想定され、

・埋立て護岸の安定の問題

・埋立てあるいは構造物荷重による在来地盤の沈下問題

は避けられない。

しかし、これらの問題は一般的な埋立て地で既に幾つかの対策が実施されており、本共同研究で採り挙げる課題ではないと考え、上記課題はここでは省略する。

すなわち、埋立て護岸が建設完了した時点を検討のスタートとする。

(3)人工バリアの規模

人工バリアは各地で構想中であるが大小様々であり、

・大規模：600m×1,800m (108ha), 埋立工期30年

・小規模：100m×200～500m(2～5ha), 埋立工期 2年

本検討では、小規模(工期より)なものを対象とする。

人工バリア構想より、検討断面及び規模を図 に示す。

また、構想では残土の搬入方法は何れも、

「・・・橋梁を設置し、陸送運搬する方法を用いる。これに先立つ護岸工事は海上施工により行う。」

とあり、本検討では陸上運搬されるものとする。

(例)

「人工バリアへの残土搬入は、処分地未定の残土の年平均発生量約30万 m^3 の全てを一般道を利用して運搬すると仮定すると、年間約5万台の残土運搬車両が通行することになる。したがって、年間の運搬日数を240日とすると1日当たり約200台程度の残土運搬車両が通行することとなり、現在の周辺一般道の交通量を考慮すると十分搬入可能と考えられる。」

なお、人工バリアについては、人工バリア建設事業推進検討報告書(平成3年3月、建設省河川局海岸課、財団法人リバーフロント整備センター)を参考とした。

埋立面積 : 100m×200m=2万 m^2

埋立工事 : 2万 m^2 ×7m(-6m～+1m)=14万 m^3

(4)目標水準

項 目	目 標 値
埋立地の共用開始時期	埋立工事終了後1年
埋立地盤の強度特性	コーン指数 $5(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 以上
埋立地盤の沈下特性	残留沈下量 50cm 以下

(5)土質条件

埋立完了時点での土質条件を以下の様に想定する。但し、海面埋立てであることを考慮して何れのケースも飽和度は $S_r=100\%$ とする。

	C a s e 1	C a s e 2
比重 G_s	2.6	
自然含水比 $W_n(\%)$	220	120
圧密係数 $C_v(\text{cm}^2/\text{min})$	0.01	0.05
圧縮指数 C_c	1.06	—
初期間隙比 e_o	5.7	3.1

(6)仕様決定条件

仕様の決定に際しては、従来技術として
 ペーパードレーン+載荷盛土工法
 を取り挙げ、開発技術として
 ラテラルドレーン+大気圧載荷工法
 を比較検討する。

	従 来 技 術	開 発 技 術
ドレーン材	$100 \times 3\text{mm}$	$150 \times 6\text{mm}$
目標圧密度	$U=80\%$	
載 荷 重	載荷盛土($\gamma_t=1.5\text{tf}/\text{m}^3$) $H=4.0\text{m}$	大気圧載荷(有効荷重) $\Delta P=6.0\text{tf}/\text{m}^2$
載 荷 期 間	3ヶ月	30日

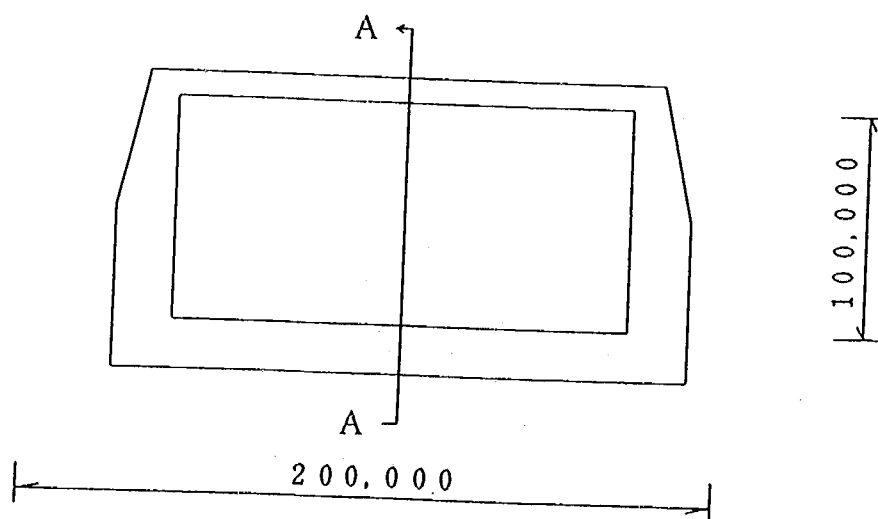
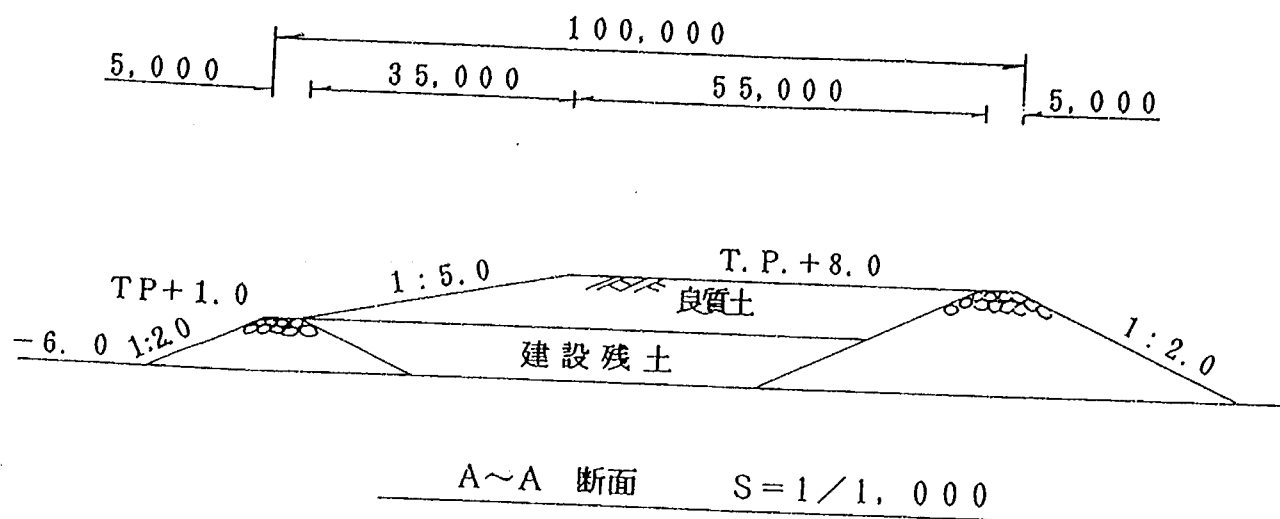


図 検討断面及び規模($S=1/4,000$)

試算結果

(1)仕様の検討結果

検討結果を下表に示す。なお、ラテラルドレーンについては、平成5年度報告書に示す設計法に従って、ドレーンの打設間隔および負圧ポンプの必要台数を決定した。

<付 従来技術の検討結果>

(イ)改良仕様の試算

仕様決定条件より、ペーパードレーンの改良仕様は以下に示すとおりとなる。

圧密期間	圧密度U	圧密係数 C_v	仕 様
3ヶ月	80%	0.01cm ² /min	正方形0.5m配置
		0.05cm ² /min	正方形1.0m配置

(ロ)施工手順及び概略工費

建設残土による埋立完了後の施工手順を以下に示す。

- ①シート敷設（サンドマットおよびドレーン施工のトラフィカビリティー）
- ②サンドマット敷設（ $t=0.5m$ ）
- ③排水工（ $100 \times 200m$ を考慮して）
- ④ペーパードレーン施工
- ⑤載荷盛土、放置および撤去工

	工 程	
シート	}	1.0ヶ月とする
サンドマット		
排水工		
ドレーン工	Case 1	5ヶ月×4台
	Case 2	2.5ヶ月×2台
載荷盛土	2.5ヶ月	1,500m ³ /日
盛土撤去	2.5ヶ月	1,500m ³ /日
同上材料および 運搬		

(2)概略工程

	ペーパードレーン+載荷盛土		ラテラルドレーン+大気圧載荷	
土 質	C a s e 1	C a s e 2	C a s e 1	C a s e 2
ドレーン間隔(m)	0.5m	1.0m	0.5m	0.8m
負圧ポンプ台数(台)	—	—	54	22
準備工	1.0ヶ月	1.0ヶ月	1.0ヶ月	1.0ヶ月
ドレーン設置工	5.0ヶ月 〔461日台 4台〕	2.5ヶ月 〔115日台 2台〕	6.0ヶ月 (133日)	2.5ヶ月 (54日)
排水準備工	—	—	1.0ヶ月	1.0ヶ月
載荷盛土工	2.5ヶ月	2.5ヶ月	—	—
載荷期間	3.0ヶ月*	3.0ヶ月*	1.0ヶ月	1.0ヶ月
盛土撤去工	2.5ヶ月	2.5ヶ月	—	—
合計	12ヶ月	9.5ヶ月	9.0ヶ月	6.5ヶ月

※載荷及び撤去期間を各々1ヶ月含む

(2)概略工費

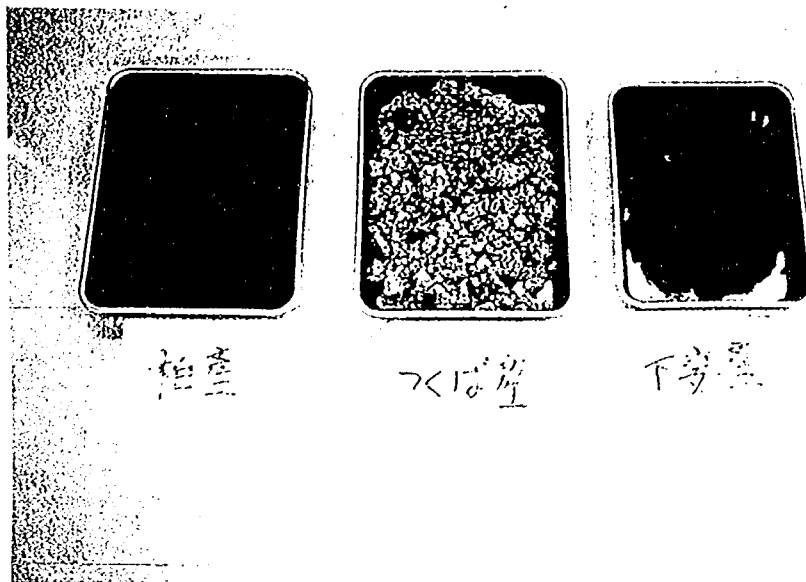
	ペーパードレーン+載荷盛土		ラテラルドレーン+大気圧載荷	
土 質	C a s e 1	C a s e 2	C a s e 1	C a s e 2
ドレーン準備工	シート敷設及びサンドマット工		合船組立, 吊込み等	
	12%	24%	1%	3%
ドレーン工	70%	37%	53%	49%
排水準備工	—	—	13%	17%
排水工	—	—	33%	31%
載荷盛土及び撤去工	18%	39%	—	—
小 計	1.7	0.8	2.3	1.0
載荷盛土 材料及び運搬工	0.8~1.6	0.8~1.6		
合計	2.5~3.3	1.6~2.4	2.3	1.0

考察

- ① 海面埋立ては、護岸工事および建設残土による埋立てが完了しているという前提条件で建設残土の圧密脱水を
 < ラテラルドレーン+大気圧載荷工法 >
により促進する場合について検討を行った。
 検討結果は一般的に実施されている
 < ペーパードレーン+載荷盛土工法 >
より経済的である。
- ② 本試検討では、7m厚さ（-6.0m～+1.0m）の残土による埋立てが完了した後に水平ドレーンを設置するという方法で工程および工費を算出している。
 今後の課題としては
 ・ 残土による埋立て中に、水平ドレーン材をサンドイッチ状態に設置する施工法
 （残土と水平ドレーンを交互に施工する）
 ・ 大気圧載荷を有効に機能させる為の密封方法等
が挙げられる。

⑥各種試験・実験状況写真など

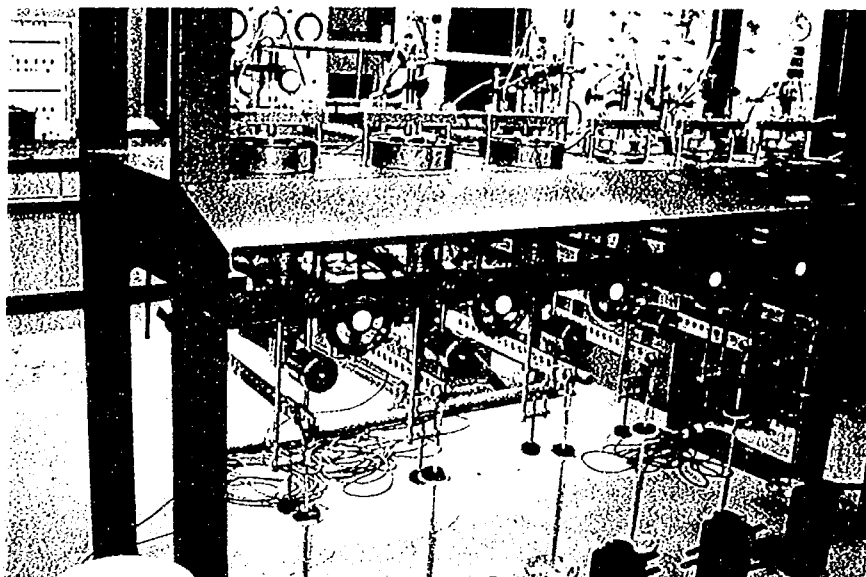
＜本編 2-3-5 不飽和土の強度発現試験（その2）：現場への適用性試験＞



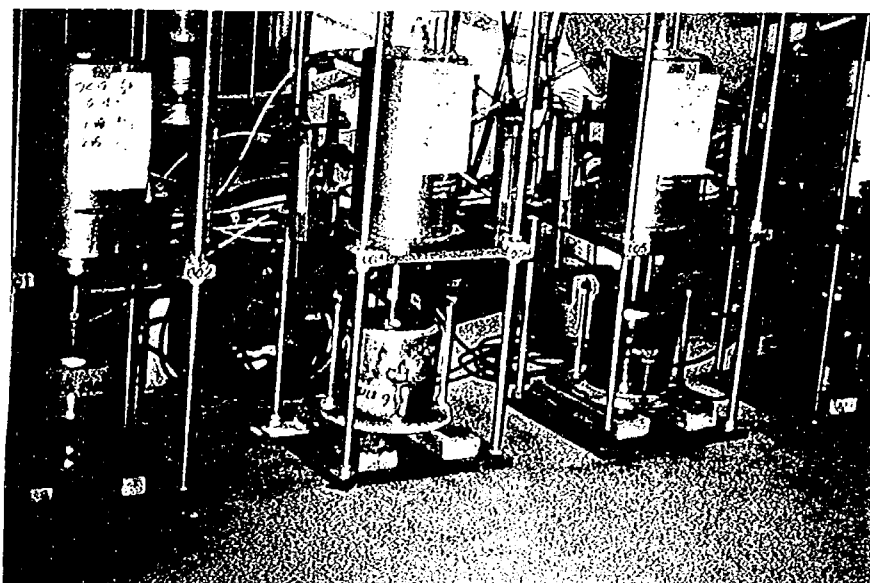
試料土の状況



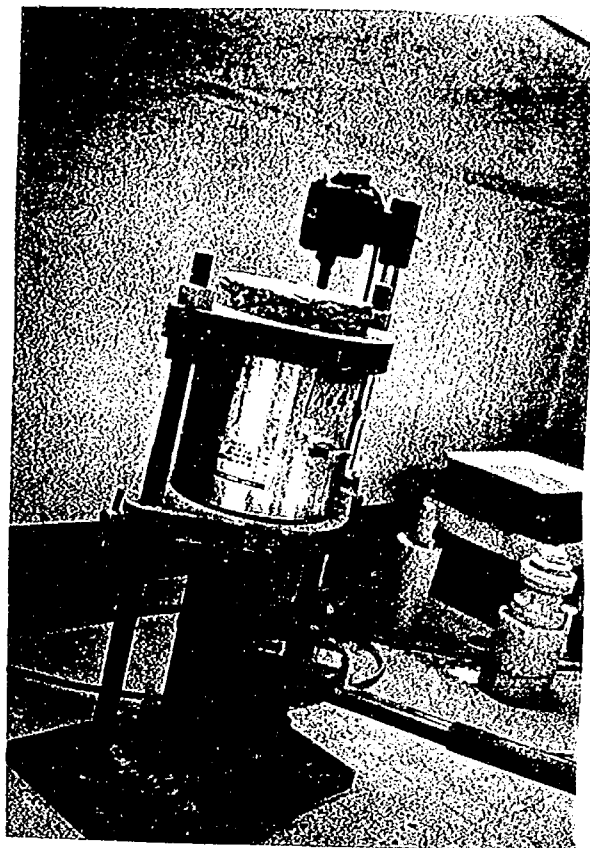
突き固め試験



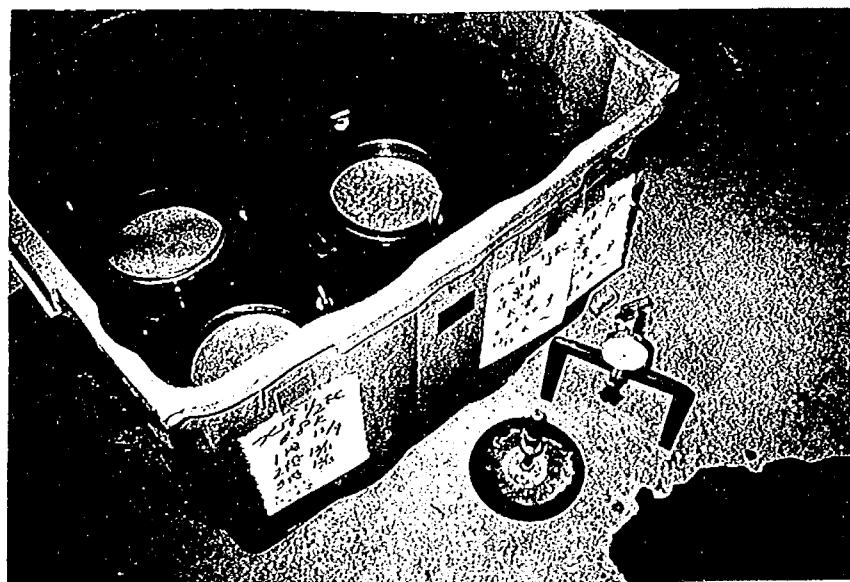
標準圧密試験



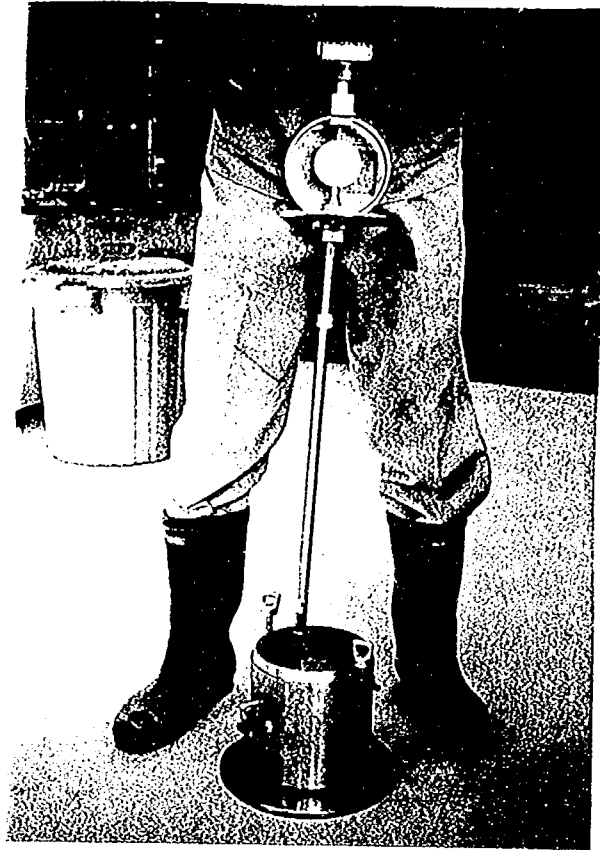
ペロフラムシリンダーにおける載荷試験



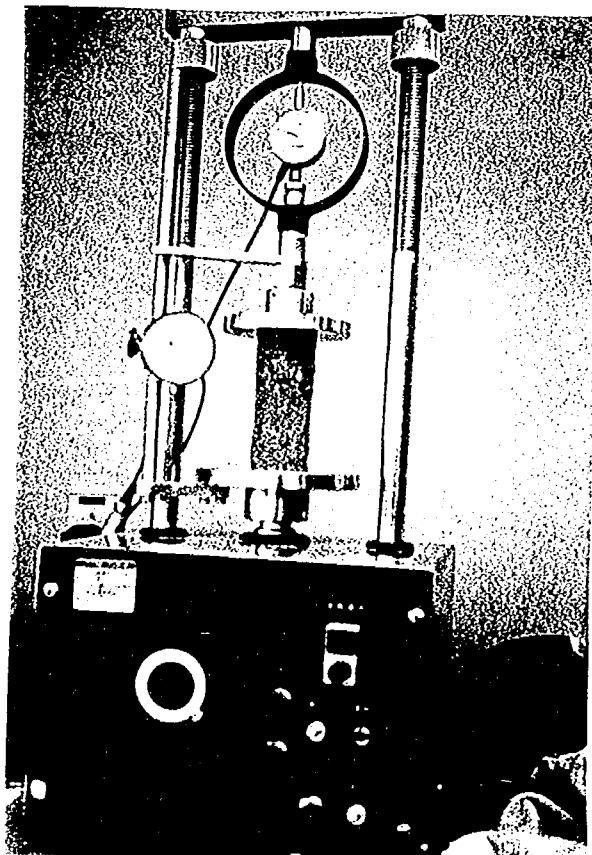
載荷後の試料取り出し



試料の水浸

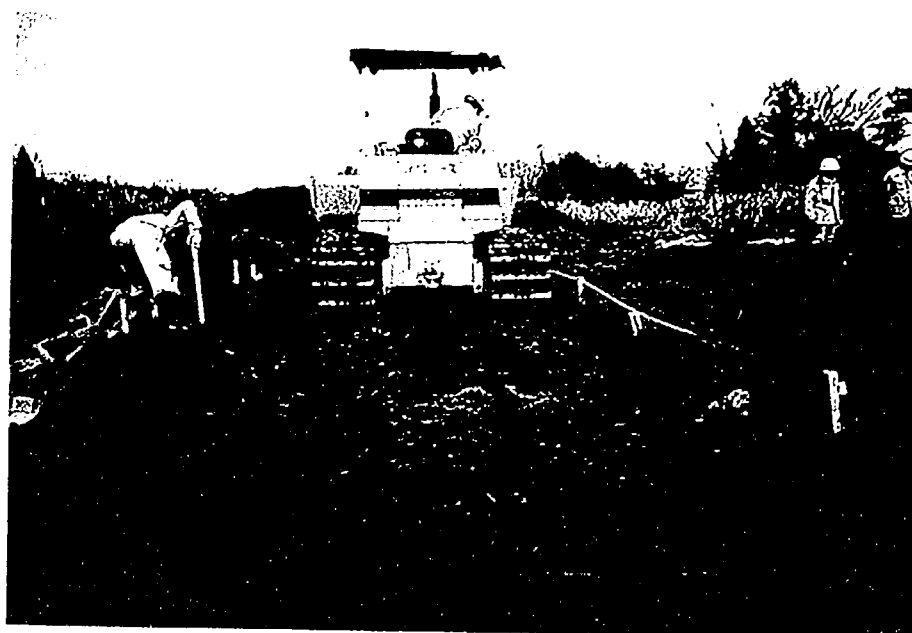


コーン貫入試験

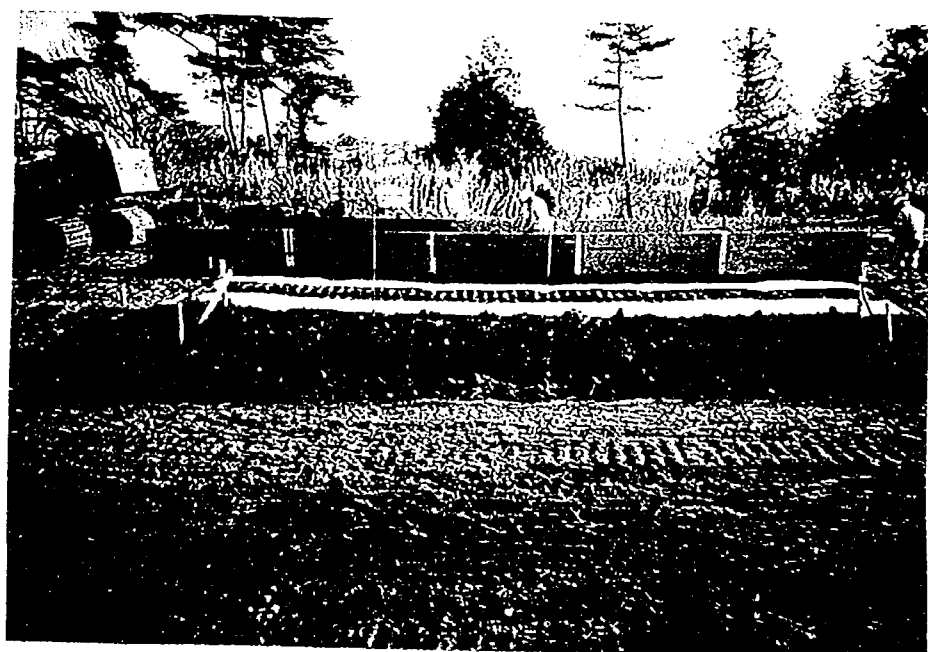


一軸圧縮試験

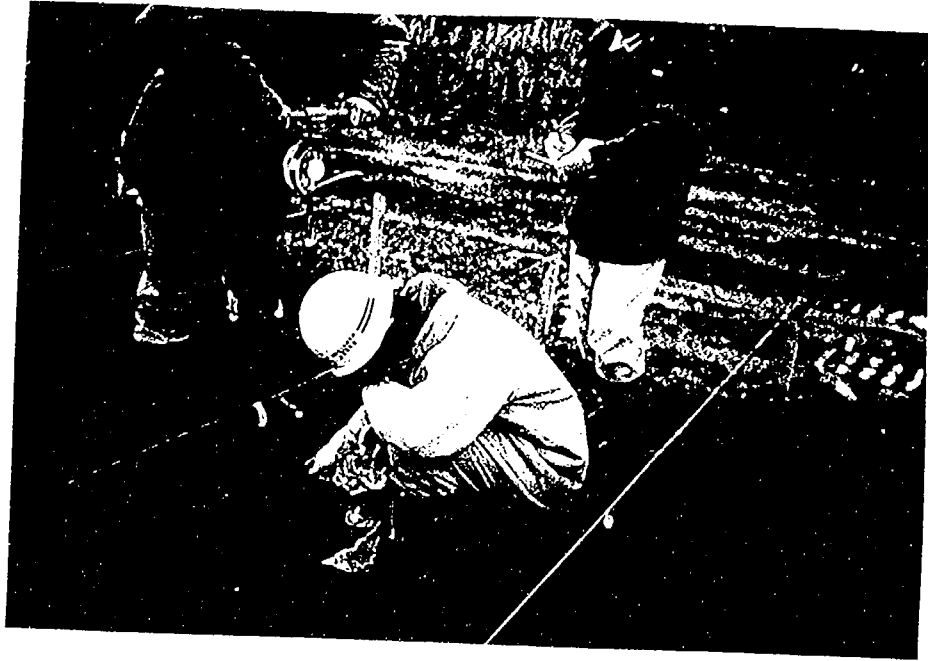
<本編 2-3-6 現場検証実験（その3）：締固め特性試験>



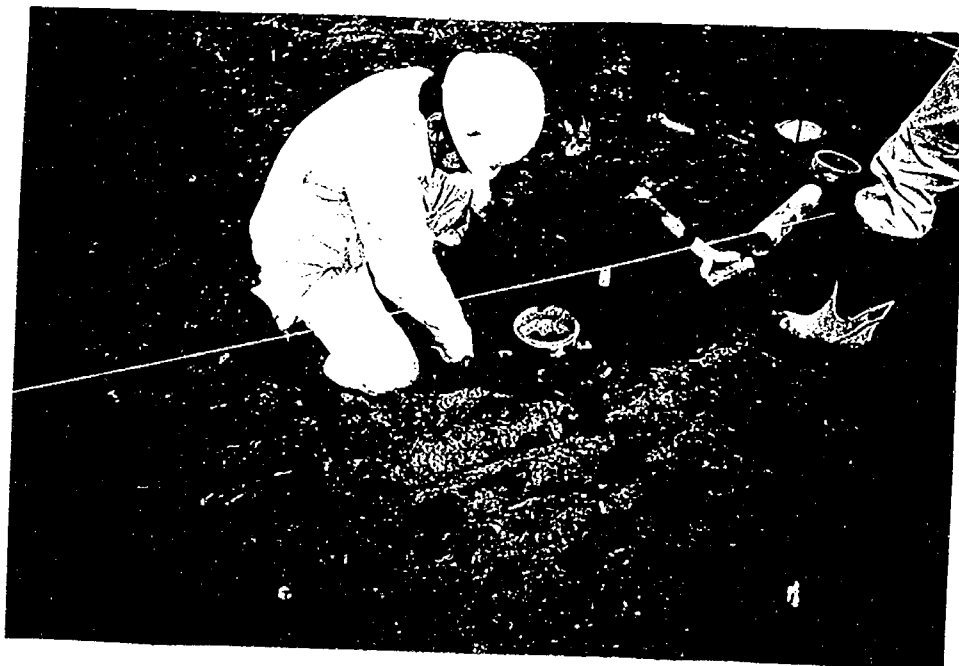
湿地ブルドーザによる転圧



陸上埋立の施工状況（手前側Aが下妻発生土、Bが柏発生土）



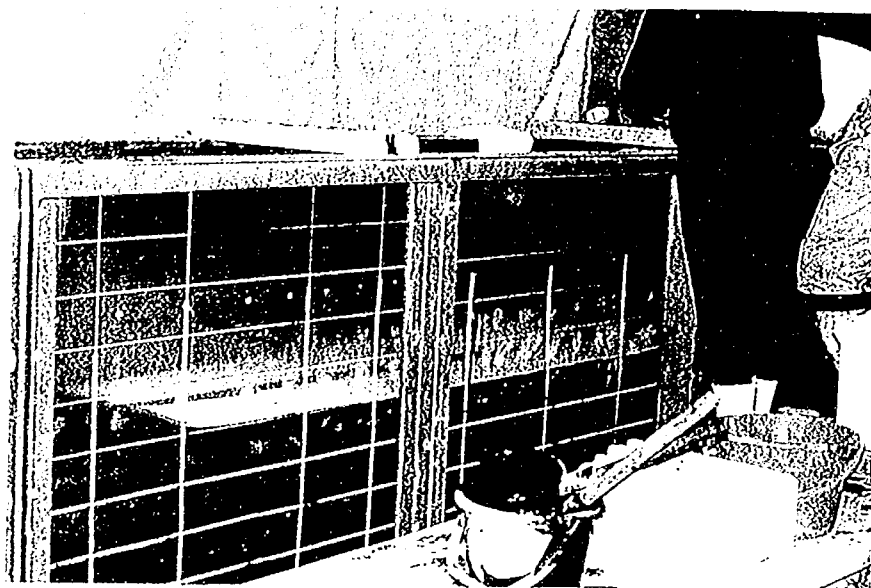
コーン貫入試験による強度の測定



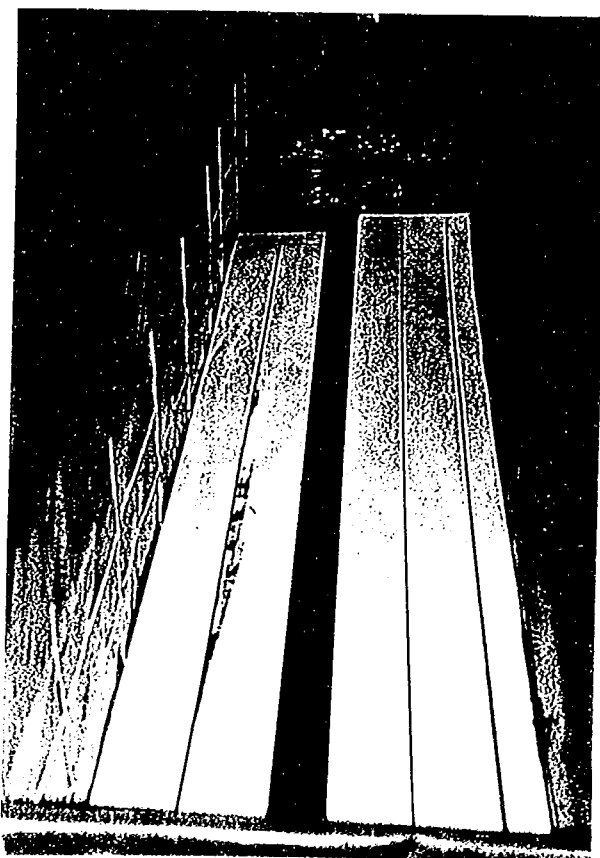
室内試験用試料（載荷試験及び突き固め試験用）採取状況



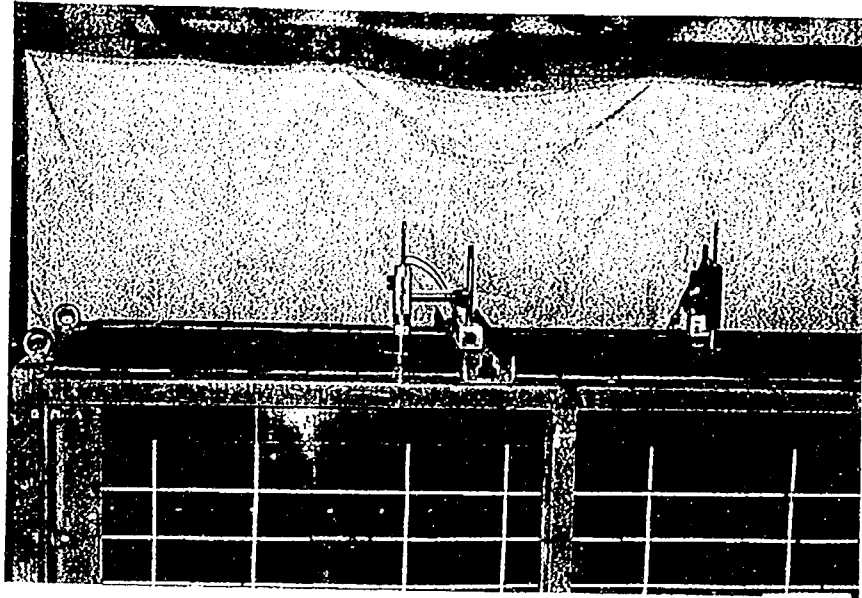
室内試験用試料（標準圧密試験用）採取状況



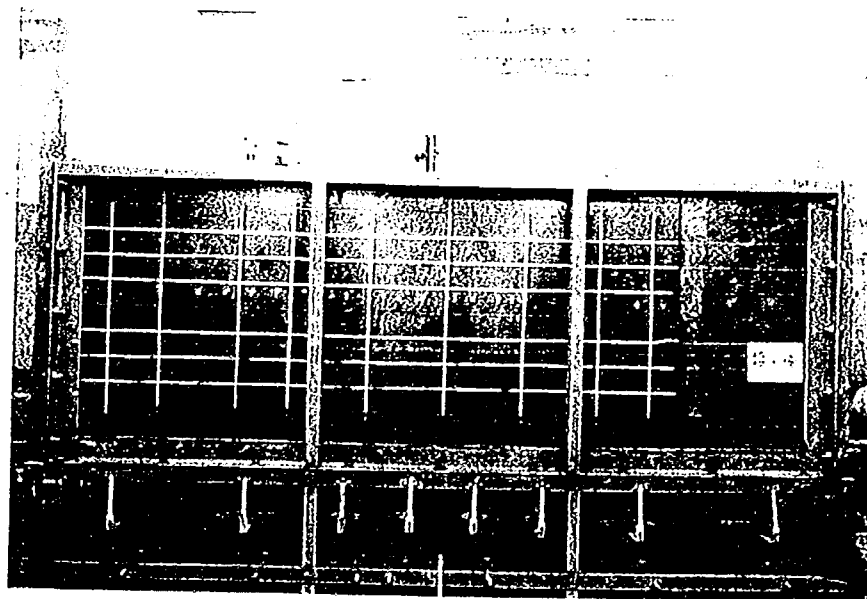
模型地盤作成状況



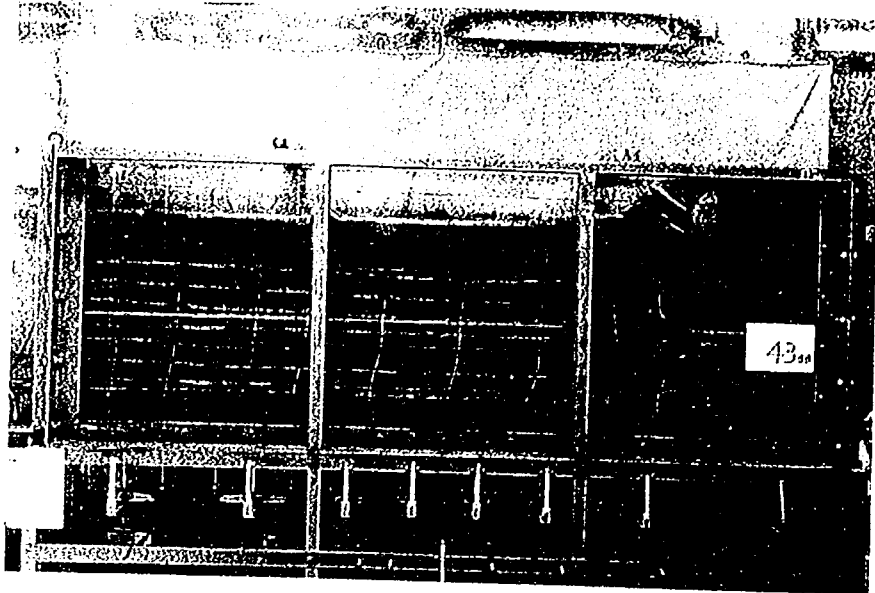
ドレーン材敷設状況



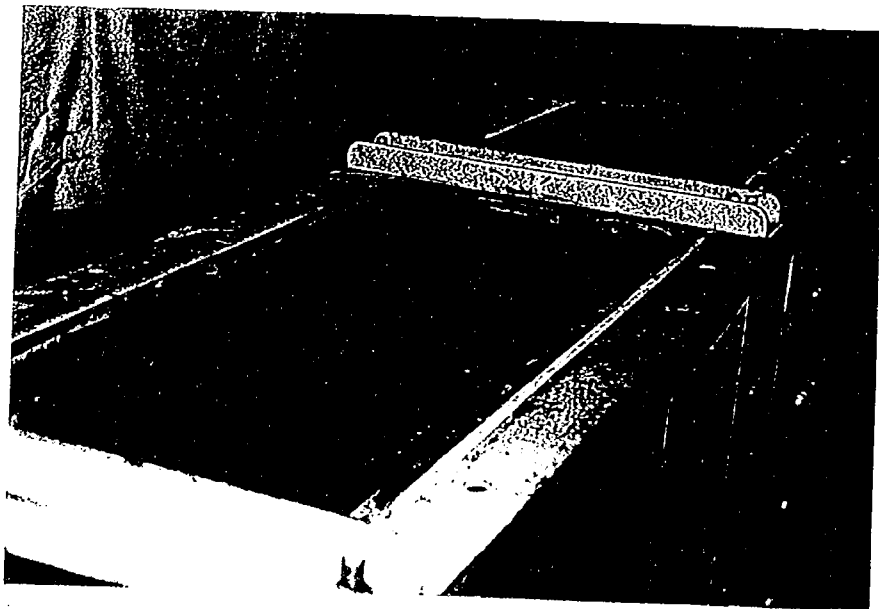
変位計設置状況



発生土投入直後



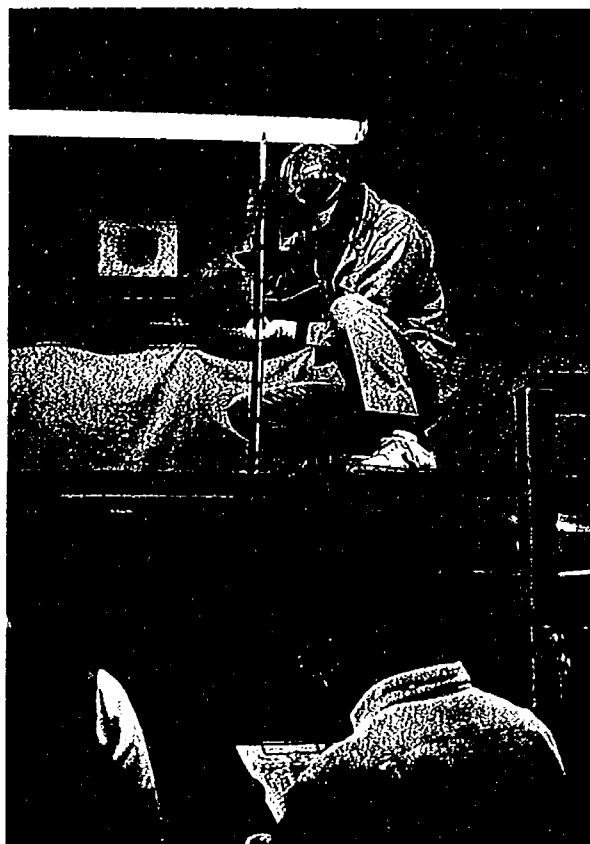
排水開始から43日後



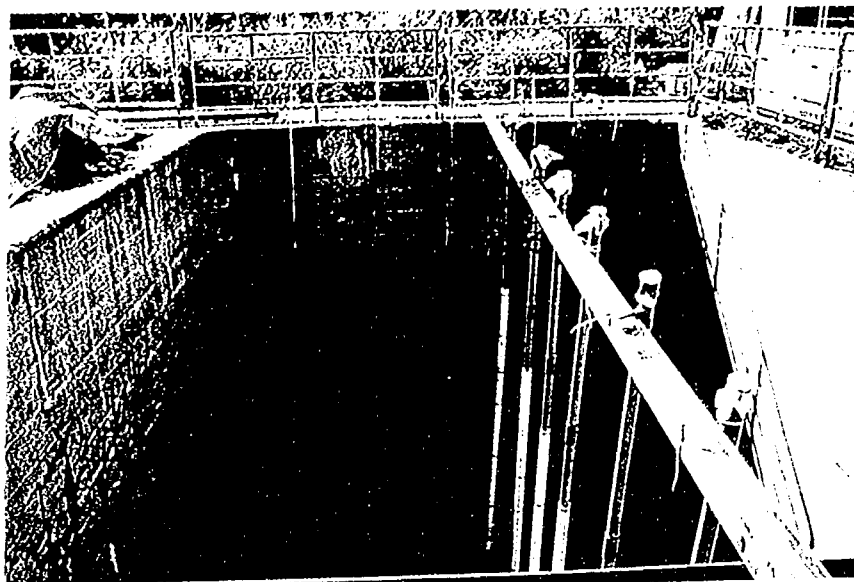
地表面沈下状況



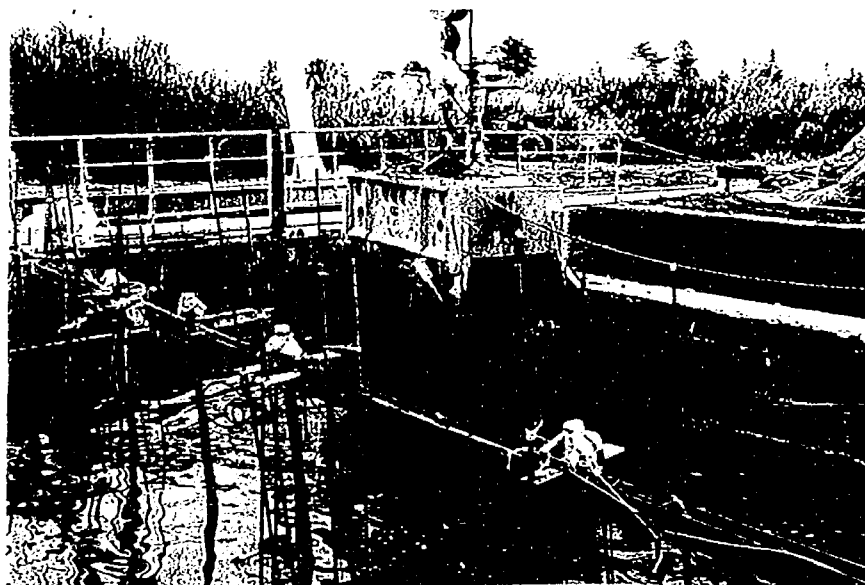
電気式コーン



コーン貫入状況



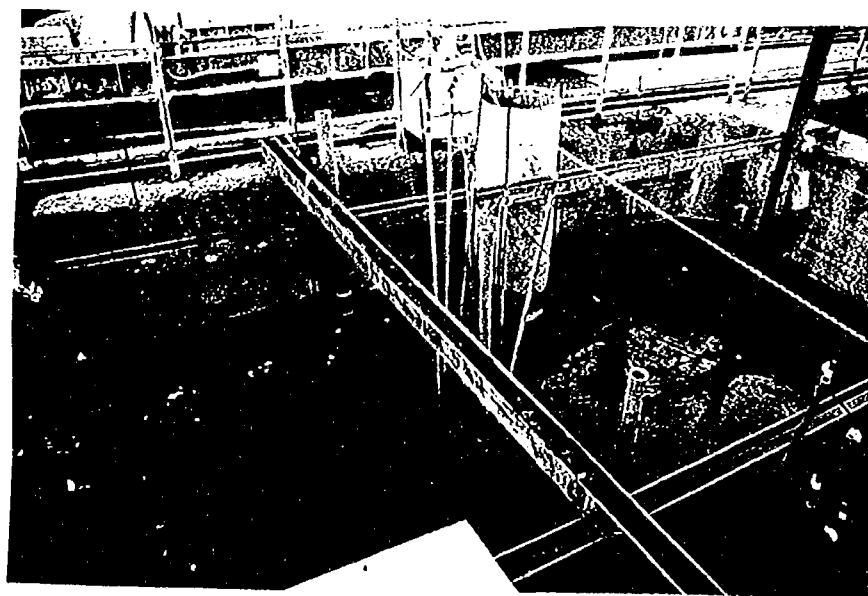
試料土投入前の大型水槽の状況（間隙水圧計及び沈下板の設置など）



試料土の水中投入状況



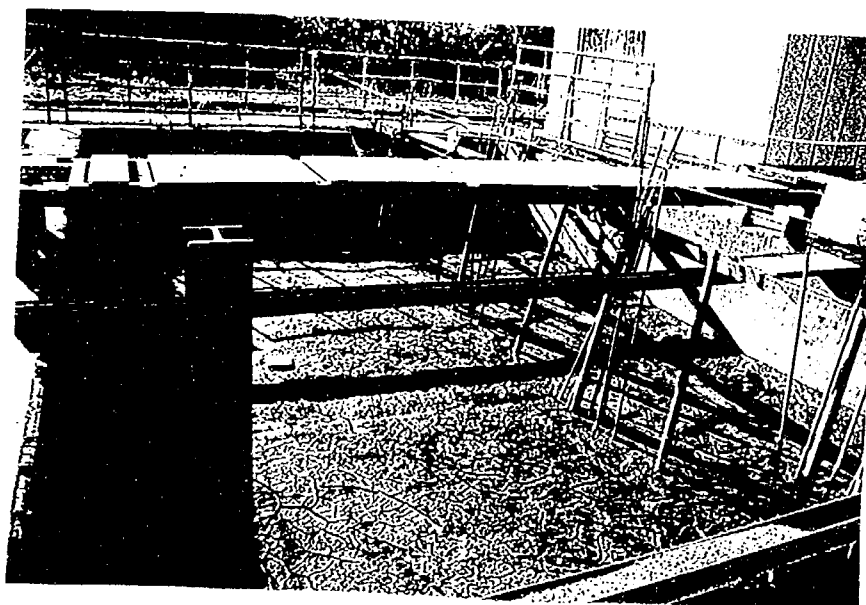
水平ドレーン材の設置状況



水中投入完了直後の状況（ウェルポイント及び砂マウンド付近）



コーン貫入試験による強度の測定状況



水中投入完了より66日間放置した状態



水平ドレーン材の設置状況の確認（大型水槽より投入土砂を撤去した時）

III-46

建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的研究(その1)

— コーン指数に及ぼす影響要因について —

建設省土木研究所 三木 博史 先端建設技術センター 水谷 英記
 ○(株)大林組 佐々木 徹 五洋建設(株) 高田 公一
 住友建設(株) 桑原 秀樹 (株)銭高組 岩崎 則夫

1. はじめに

本文は、平成4年度から5カ年計画で開始した建設省総合利用技術開発プロジェクト(略称、総プロ)「建設副産物の発生抑制・再利用技術の開発」のうち、民間企業との共同研究「埋立地盤の早期利用技術に関する研究」の成果の一部を報告するものである。

本研究は、建設事業に伴い副次的に発生する建設発生土を埋立材料として用いて、埋立地盤を早期に利用するための処理・造成技術や受け入れ基準などを検討するものである。建設発生土を用いた埋立地盤の早期利用技術の1つとして、埋立地盤内に水平排水層を敷設し、載荷・圧密脱水により強度増加を図る処理技術があげられる。今年度は、載荷・圧密脱水による建設発生土の強度発現特性の検証を目的として、全国より第3種以下に相当する43種類の建設発生土を収集し、一連の室内土質試験を実施したが、本報では建設発生土の基本的な土質力学特性、さらに発生土の土質区分の指標となるコーン指数に及ぼす影響要因(物理特性)について調査・検討した結果を報告する。

2. 試験概要

室内試験に用いた建設発生土は、全国より収集した第3種以下に相当する43種類の建設発生土であり、試料が到着した時点で含水比試験、締固めた土のコーン指数試験、土粒子の密度試験、粒度試験および液性限界・塑性限界試験を行い、三角座標および塑性図に従って土の工学的分類および土質区分を行った。なお、コーン指数の測定は通常はJSF T 711法に準じ、標準エネルギー E_c で突固めた供試体で行うが、今回収集した試料は、 $1E_c$ での突固めができなかったため、 $1/2E_c$ で突固めて供試体を作成した。

3. 試験結果

3.1 試験に用いた試料について

図3-1～図3-2は土の粒度組成、液性限界および塑性指数に基づき三角座標による表示および塑性図を示すものである。今回収集した試料のうち粗粒土および細粒土に分類される土の割合は3:7であり、土質区分基準に準じて収集した建設発生土を区分すると、第4種建設発生土以下(コーン指数 $q_c < 4 \text{ kgf/cm}^2$)に区分される土質が全体の75%を占めていた。

さらに、図3-1に示すように三角座標で砂質土に分類された土質であっても地下水の状況等により粘土(コーン指数 $q_c < 2 \text{ kgf/cm}^2$)に区分されるものもあることがわかる。

また、細粒土では粘土(CH)および(C⁻H)が70%近くを占めており、ほとんどが第4種建設発生土および粘土に区分される。なお、この粘土は廃棄物処理法上の汚泥として取り扱われているものである。

3.2 コーン指数に及ぼす影響要因

建設発生土の土質区分の指標となるコーン指数に及ぼす影響要因(物理特性)を調査・検討するため、縦

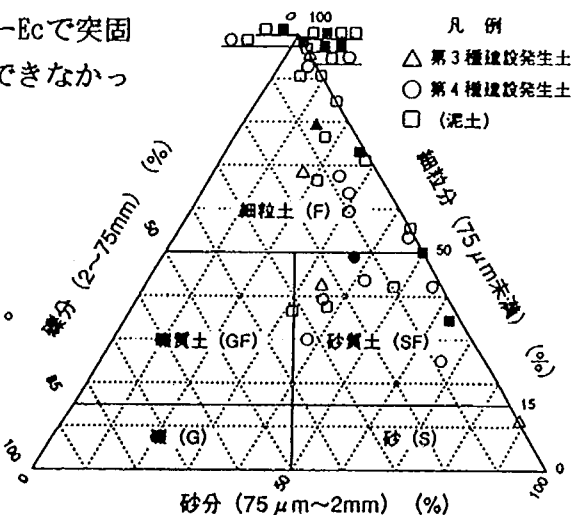


図3-1 三角座標による表示

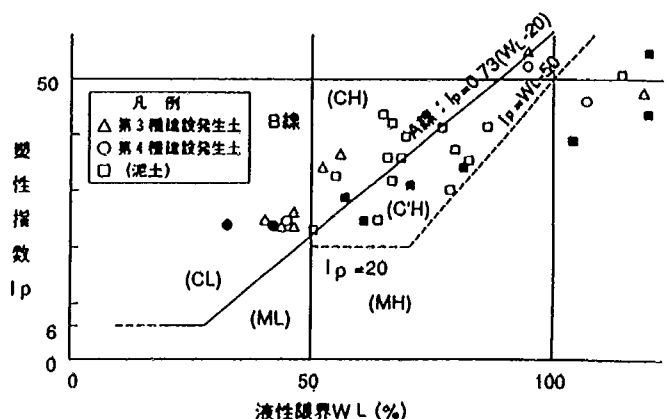


図3-2 塑性図

軸にコーン指数 q_c 、横軸に細粒分含有率 F_c 、含水比 w 、および液性指数 I_L をとり試験結果をプロットしたのが図3-3～図3-5である。これらの関係図より以下のことがわかる。

①図3-3より細粒分の含有率にかかわらず、コーン指数は大きなばらつきを見せており、両者の間には相関関係が認められない。

②図3-4から有機質土や火山灰質粘性土等の特殊土を除くと、含水比の増加に伴いコーン指数は小さくなる傾向を示すことがわかる。特に含水比が100%を越えると、ほとんど強度発現が見られず、含水比が30%以下であるとコーン指数は 2 kgf/cm^2 以上を示す。

また、含水比が50%付近で0に近いコーン指数を示す砂質土があるが、これは後述する液性指数が高いことに起因すると考えられる。

③図3-5に示す実験結果から砂質土、粘性土ともに液性指数が1より大きいものはコーン指数が得られず、1未満になるとコーン指数が増加することがわかる。さらに、液性指数が0.5以下の試料に着目すると、液性指数が小さいにもかかわらず、コーン指数が低い粘性土(グループI)や砂質土(グループII)が見られる。

これらの試料を再チェックしたところグループIの粘性土は、試料発生時には 1.5 kgf/cm^2 以上のコーン指数を有しており、供試体作成時の突固めによって土の構造が乱され、採取前の状態よりも強度が低下したと考えられる。またグループIIの砂質土は、含水比が塑性限界よりも小さく強度が発現しにくい状態にあったため特異な傾向を示したと思われる。

以上より、液性指数が0.5以下の試料ではほとんどがコーン指数が 2 kgf/cm^2 以上を示しており液性指数が強度の発現に影響を与えていることがわかる。

4. まとめ

全国より収集した43種類の建設発生土について土質力学特性を調査したところ、以下のことがわかった。建設発生土のコーン指数に及ぼす要因としては、含水比と液性指数が考えられ、特殊土を除くと含水比の増加に伴いコーン指数は小さくなる傾向を示す。特に、含水比が100%を越えると強度の発現は見られず、含水比が30%以下なら砂質土、粘性土ともコーン指数は 2 kgf/cm^2 以上を示す。また、液性指数が0.5以下のほとんどの試料が 2 kgf/cm^2 以上のコーン指数を示しており、液性指数が強度の発現に影響を与えていると考えられる。

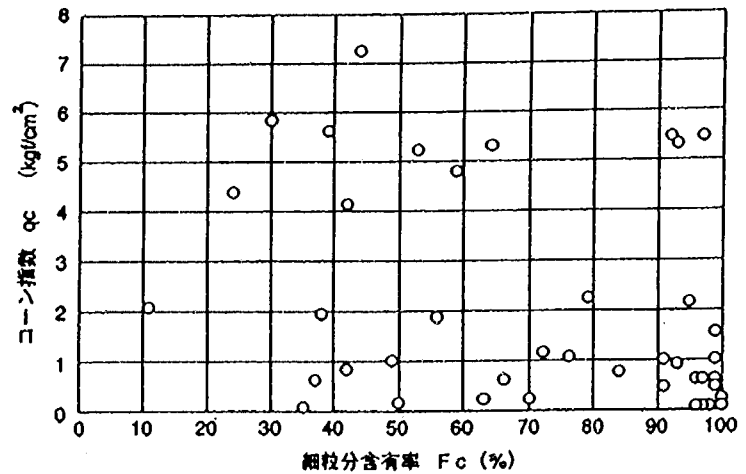


図3-3 コーン指数と細粒分含有率との関係

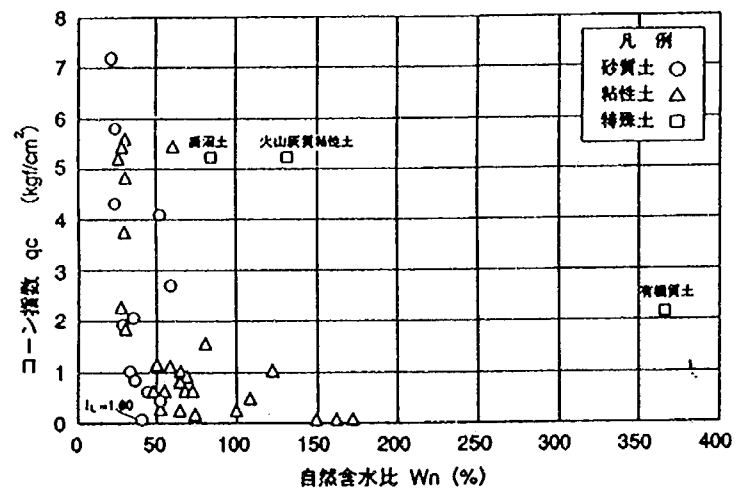


図3-4 コーン指数と含水比との関係

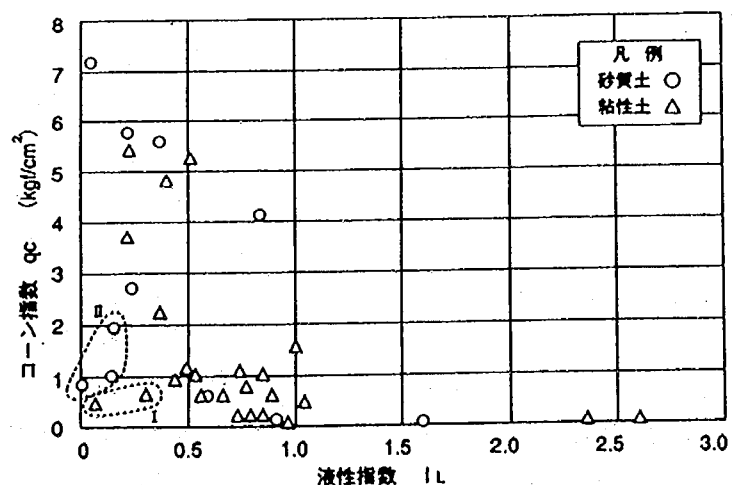


図3-5 コーン指数と液性指数との関係

III-55

建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的研究(その2)

ー 建設発生土の強度発現特性 ー

○建設省土木研究所 山田 哲也 建設省土木研究所 林 義之
(株)大林組 大石 守夫 (株)竹中土木 奥村 良介
(株)間 組 馬渡 裕二 不動建設(株) 山本 実

1. はじめに

本文は、平成4年度から5カ年計画で開始した建設省総合利用技術開発プロジェクト(略称、総プロ)「建設副産物の発生抑制・再利用技術の開発」のうち、民間企業との共同研究「埋立地盤の早期利用技術に関する研究」の成果の一部を報告するものである。

本研究は、建設事業に伴い副次的に発生する建設発生土を埋立材料とする埋立地盤の早期利用を可能にするための処理技術や造成技術の研究・開発および受け入れ基準や造成時の施工管理基準等の作成を行うものである。建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用技術の1つとして、埋立地盤内に水平排水層を敷設し、圧密脱水による強度増加を図る処理技術があげられる。

本報では、標準エネルギーでは突固めが困難な第4種以下の建設発生土を対象として、CBRモールドを用いた載荷試験を行い、載荷・圧密脱水による建設発生土の強度発現特性を調査した結果について報告する。

2. 試料の選定

全国より収集した43種類の建設発生土から載荷による強度発現特性を検証するために実施する載荷試験に用いる試料は、以下のように選定した。

前報¹⁾より、液性指数が建設発生土のコーン指数の発現に大きく影響を及ぼすことが明らかになった。そこで収集した43種類の建設発生土に対し液性指数が異なり、標準の締固めエネルギーでは突固めが困難な土、すなわち通常の転圧機械では締固めが困難な第4種以下の建設発生土を対象に粘性土を9種類、砂質土を1種類、合計10種類

表2-1 選定した建設発生土の土質性状

No.	湿潤密度	細粒分含有率	含水比	液性限界	塑性指数	液性指数	コーン指数	細分類
1	1.52t/m ³	99%	122.4%	120.4%	54.4	0.85	1.0kgf/cm ²	(MH)
2	1.44t/m ³	100%	99.7%	104.0%	38.8	0.73	0.2kgf/cm ²	(MH)
3	1.99t/m ³	79%	27.0%	43.0%	23.6	0.37	2.2kgf/cm ²	(CL)
4	1.57t/m ³	96%	71.1%	81.3%	33.8	0.66	0.6kgf/cm ²	(CH)
5	1.26t/m ³	96%	218.4%	120.0%	43.5	2.36	0.1kgf/cm ²	(MH)
6	1.88t/m ³	50%	33.0%	61.0%	24.8	0.15	1.0kgf/cm ²	(CL)
7	1.55t/m ³	50%	73.6%	70.4%	30.8	0.91	0.2kgf/cm ²	(CH)
8	1.75t/m ³	74%	49.6%	57.6%	28.7	0.49	1.2kgf/cm ²	(CH)
9	1.82t/m ³	35%	40.6%	32.6%	23.5	1.60	0.1kgf/cm ²	(SF)
10	1.32t/m ³	98%	182.1%	145.3%	53.4	0.96	0.1kgf/cm ²	(MH)

*含水比は試料到着時点の状態で測定した。

選定した。表2-1に選定した10種類の建設発生土の土質性状を示す。

3. 載荷試験方法

載荷・圧密脱水による強度発現特性を検証するため、図3-1に示すようにCBR試験用モールド(直径15cm、高さ12.5cm)を用いて載荷試験を行った。

載荷方法は、腹胴型ペロフラムシリンダを用いた空気圧載荷とし載荷荷重は0.2、0.4、0.8、1.6kgf/cm²の4段階載荷とした。

各載荷荷重に対する強度発現は、各荷重段階における沈下の経時変化より一次元圧密の終了を確認した時点で、コーン指数試験より確認した。また、コーン指数測定後は、モールド内より不攪乱試料を採取して一軸圧縮試験を行った。なお、供試体の作成はJSF T 711法に準じ、標準エネルギーEcでの突固めを標準としているが、今回選定した建設発生土は、Ecでの突固めが困難であったため1/2Ecの突固めとした。

4. 載荷試験結果

(1) 載荷荷重と強度発現特性

選定した10種類の建設発生土に対し、図3-1に示す載荷装置を用いて載荷試験を行った。図4-1に載荷荷重とコーン指数との関係を、図4-2に載荷荷重と一軸圧縮強度との関係を示す。

図4-1から砂質土は、初期状態のコーン指数が1kgf/cm²を大きく下回る試料でも、0.4kgf/cm²の荷重を

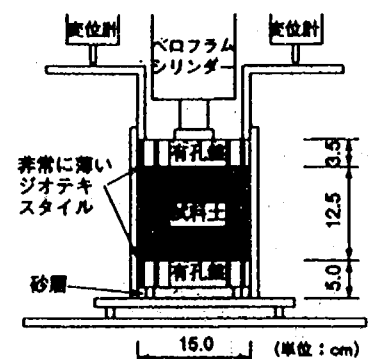


図3-1 載荷試験装置

載荷すれば、第3種建設発生土に相当する 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数を得られることがわかった。

一方、粘性土では初期状態でコーン指数が 1 kgf/cm^2 以上あれば、 0.8 kgf/cm^2 程度の荷重の載荷で 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られた。

しかし、初期状態のコーン指数が 0.5 kgf/cm^2 を下回る粘性土では、 0.8 kgf/cm^2 以上の荷重を載荷しても 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られないことが確認された。

(2) 強度増加の推定

載荷・圧密脱水による強度発現特性を検証するため、強度増加率(載荷荷重 0.2 kgf/cm^2 で得られた一軸圧縮強度を初期強度とし、強度増加率を設定)と塑性指数の関係を図4-3に示す。

なお、同図にはSkempton-Bjerrumにより修正された強度増加率と塑性指数の関係を記載した。

図4-3より強度増加率は載荷荷重により若干のばらつきが見られるが、土質の種類や物理特性にほとんど影響されず、全体的な平均値はほぼ $0.2 \sim 0.3$ の範囲に分布していることがわかる。また、この試験結果は一般の沖積粘性土層で用いられている値とほぼ一致している。

以上より、標準の締固めエネルギーでは突固めが困難な第4種以下の建設発生土であっても土の種類によらず強度増加率は $0.2 \sim 0.3$ とほぼ一定の範囲に分布し、盛土等により載荷を行えば強度増加が期待できることが検証できた。

5. まとめ

以上の載荷試験結果から次のことがわかった。

①砂質土では、初期状態のコーン指数が 1 kgf/cm^2 を大きく下回っても、 0.4 kgf/cm^2 の荷重を載荷すれば、第3種建設発生土に相当する 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られる。

②粘性土においては、初期状態のコーン指数が 1 kgf/cm^2 以上であれば、 0.8 kgf/cm^2 の荷重の載荷で 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られる。しかし、コーン指数が 0.5 kgf/cm^2 を下回れば、 0.8 kgf/cm^2 以上の荷重を載荷しても、 4 kgf/cm^2 以上のコーン指数が得られない。

③標準の締固めエネルギーでは突固めが困難な第4種以下の建設発生土(泥土)であっても、 $1/2$ のエネルギーで突固めて載荷すれば $0.2 \sim 0.3$ とほぼ一定した強度増加率が得られ、載荷・圧密脱水による強度発現が期待できる。

〈参考文献〉1)三木ら：建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的研究(その1)、第49回年次学術講演会講演概要集

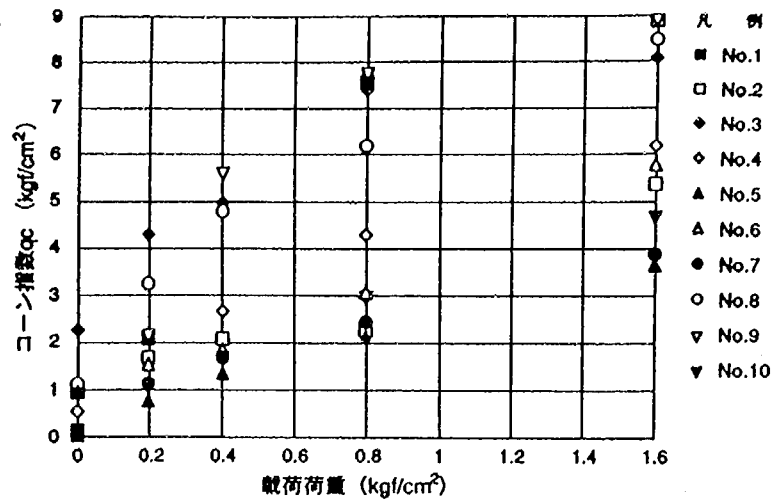


図4-1 載荷荷重とコーン指数との関係

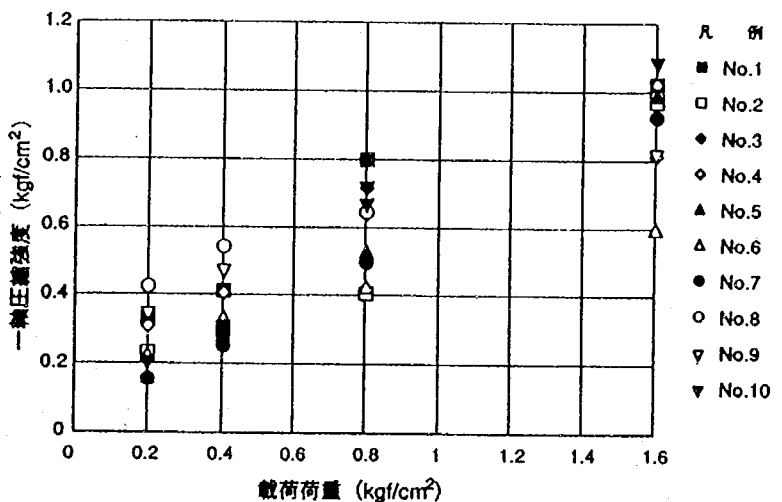


図4-2 載荷荷重と一軸圧縮強度との関係

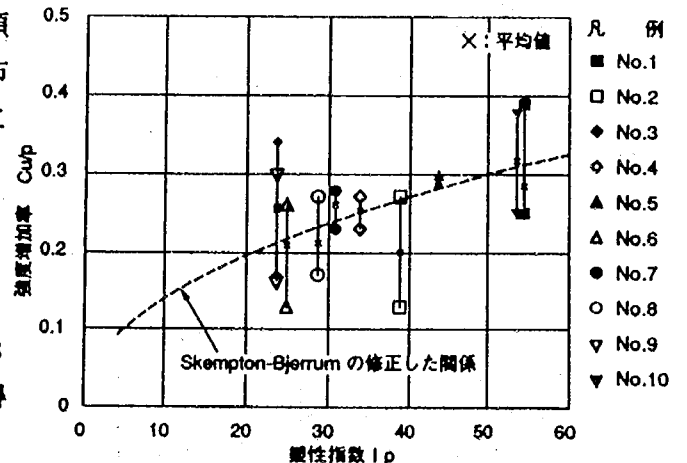


図4-3 塑性指数と強度増加率との関係

建設省土木研究所 正会員 三木 博史 建設省土木研究所 正会員○三原 慎弘
(株)大林組 正会員 佐々木 徹 五洋建設(株) 正会員 高田 公一
住友建設(株) 正会員 印南 修三

1. はじめに

本文は、平成4年度から5ヶ年計画で開始した建設省総合利用技術開発プロジェクト(略称、総プロ)「建設副産物発生抑制・再利用技術の開発」のうち、民間企業との共同研究「埋立地盤の早期利用技術に関する研究」の成果の一部を報告するものである。

今回、軟弱な粘性土を盛土材に利用した場合の施工法、不織布の排水効果及びジオグリッドの補強効果を確認する目的で現場試験施工を行ったので、その結果について報告する。

2. 試験概要

試験施工箇所の平面図及び断面図を図-1に、また盛土材の土質特性を表-1に示す。試験施工は、図-2の実験手順に示すように以下の要領で行った。まき出し厚は30cmとし、1層目を敷き均した後、不織布を2mピッチで帯状に敷設し、その上にジオグリッド(TYPE2)を全面敷設した。ジオグリッドおよび不織布の物性値を表-2に示す。また、排水補強効果として、不織布を用いた場合、伸びて引張強度が問題となる。今回不織布にトラフィカビリティーの向上を期待する場合、どの程度の引張力が必要かを調べるために1層目上に敷設したジオグリッド(TYPE2)にひずみゲージを取付け、測定した。次に2層目を敷き均した後、超湿地

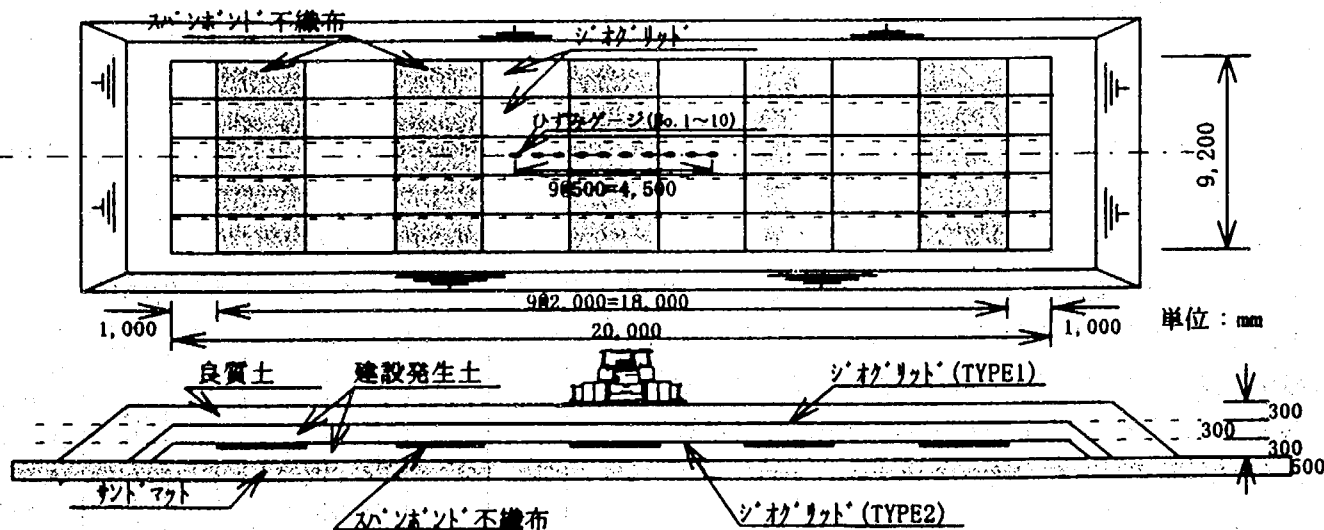


図-1 試験盛土の平面図及び断面図

表-1 盛土材の土質試験結果

土粒子の密度 (g/cm^3)	2.613
自然含水比 (%)	87.1
粒度組成 (%)	
砂	15
シルト	39
粘土	46
液性限界 (%)	118.1
塑性限界 (%)	48.7
塑性指数	71.4

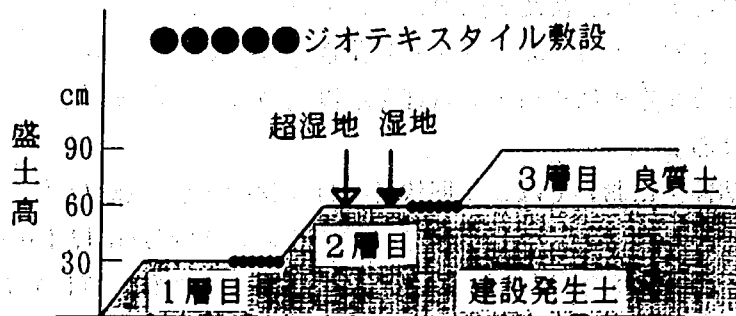


図-2 実験手順

Test Construction on effect in drainage and reinforce on soft cohesive soil by Geotextiles.

H. MIKI, N. MIHARA (Public Works Research Institute, ministry of Construction), T. SASAKI (Obayashi Corporation), K. TAKADA (Penta-Ocean Construction), S. IN'NAMI (Sumitomo Construction)

(接地圧 1.7tf/m^2)及び湿地ブルドーザー(接地 $E2.8\text{tf/m}^2$)を盛土中央に載荷し、ジオグリッドに生じるひずみを測定した。盛土は3層とし、1、2層目は建設発生土を3層目は良質土を用いた。各層敷き均し後のコーン指数は、第1層が $0.6\sim 1.8\text{kgf/cm}^2$ 、第2層が $0.4\sim 1.6\text{kgf/cm}^2$ であった。なお、排水による盛土の強度増加を知るため2週間おきに各層のコーン指数を測定した。

3. 試験結果と考察

(1) 施工法について

軟弱な粘性土の場合、敷き均し時にブルドーザーが直接ジオグリッド上で稼働することを想定して、超湿地ブルと湿地ブルを載荷させたが、どちらもジオグリッドのストランドが潰れたり、または切断されたりして不可能であった。しかし、ジオグリッド上にある程度のまき出し厚を呆ちながら施工を行えば履帯のめり込みなどもなく、円滑に施工を行うことができた。よってコーン指数が 1.0kgf/cm^2 を下回るような低品質の発生土でもジオグリッドを敷設するなど施工を工夫すれば有効利用できることがわかった。

(2) コーン指数について

図-3に盛立てた土のコーン指数の経時変化を示す。盛立て直後にコーン指数が 1.0kgf/cm^2 前後であったものが、第5週の時点で 3.0kgf/cm^2 前後まで増加しており、不織布による排水効果が表れているものと考えられる。なお、第1週及び第3週でコーン指数が大きく増加しているのは、測定した日がともに12月～1月の冬期のため盛土が凍っていたことによるのではないかと考えられる。

(3) トラフィカビリティについて

図-4に測定されたひずみを引張力に換算した結果を示す。引張力は引張力-ひずみ曲線より換算したものである。接地圧の違いに関わらず、最大 0.3tf/m の引張力が生じているのが計測された。したがって、不織布を用いて重機のトラフィカビリティを確保する場合、許容伸びひずみ内で 0.4tf/m の引張力を有する不織布を用いれば施工できたと考えられる。

4. まとめ

以上のことをまとめると次のようになる。

- ① 1kgf/cm^2 以下の発生土でも、まき出し厚を調整することにより、ジオグリッドとの併用で盛り立てられた。
- ② コーン指数が 1.0kgf/cm^2 以下の軟弱な建設発生土でも、排水材としてジオテキスタイル(спанボンド不織布)を入れることにより、圧密促進効果によって $q_c=3.0\text{kgf/cm}^2$ 程度まで強度が増加した。
- ③ トラフィカビリティ確保のためспанボンド不織布を全面敷設する場合、許容伸びひずみ内で 0.4tf/m 以上の引張力を有する不織布が必要である。

表-2 ジオテキスタイルの物性値

種類 名称	ポリマーグリッド		不織布
	TYPE1	TYPE2	
素材	ポリプロピレン	ポリプロピレン	ポリプロピレン
引張強度	(長手) 1.7tf/m (横断) 3.0tf/m	(長手) 2.7tf/m (横断) 3.7tf/m	(経) 30kgf/5cm (緯) 30kgf/5cm
目合寸法	$28\times 40\text{mm}$	$28\times 33\text{mm}$	

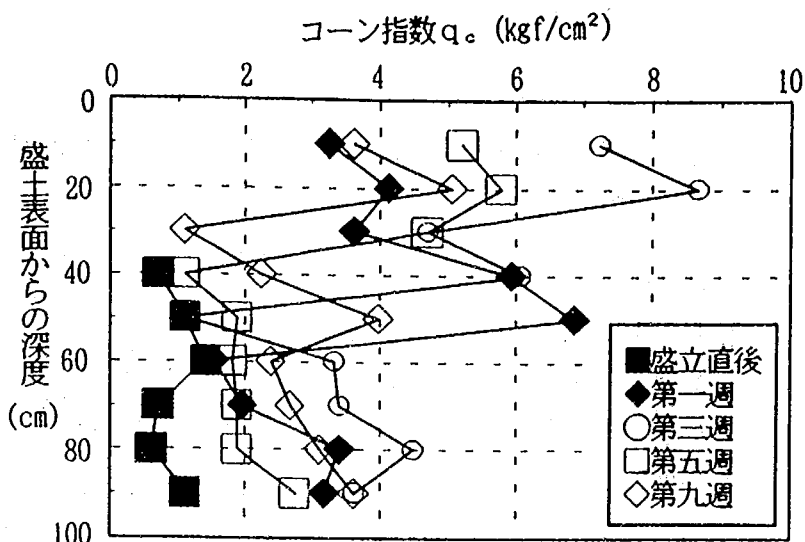


図-3 コーン貫入試験結果

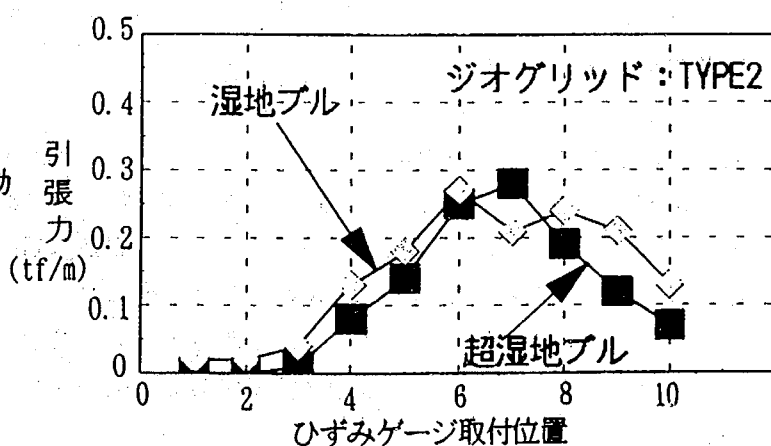


図-4 ジオテキスタイル引張力分布図

51 水平ドレーンに砂マウンドの水位低下を併用した圧密促進工法の室内実験

建設省土木研究所 正会員 三木博史 建設省土木研究所 正会員 三原慎弘
建設省土木研究所 谷口成宏 五洋建設(株) 正会員 井上一正

1. 研究目的

本文は、平成4年度から5カ年計画で開始した建設省総合技術開発プロジェクト(略称、総プロ)「建設副産物の発生抑制・再生利用技術の開発」のうち、民間企業との共同研究「埋立て地盤の早期利用技術の開発」の成果の一部を公表するものである。

今回、高含水比の建設発生土を用いて水面埋立て事業を行う場合、水平ドレーンを敷設することにより圧密促進を図る工法を考案し、その効果を検証するため模型実験を行ったのでその結果について報告する。

2. 実験概要

実験は図-1に示すような水槽の端部に砂マウンドを設置し高含水比の発生土をドレーン材を敷設しながら投入した。投入終了後、砂マウンドの水位を低下させドレーン材で地盤内の水を排水することにより圧密を促進するものである。水位低下は水槽右側のバルブを開くことによって行いその時点をも $t=0$ とした。使用した建設発生土の物性値を表-1に示す。ドレーン材は

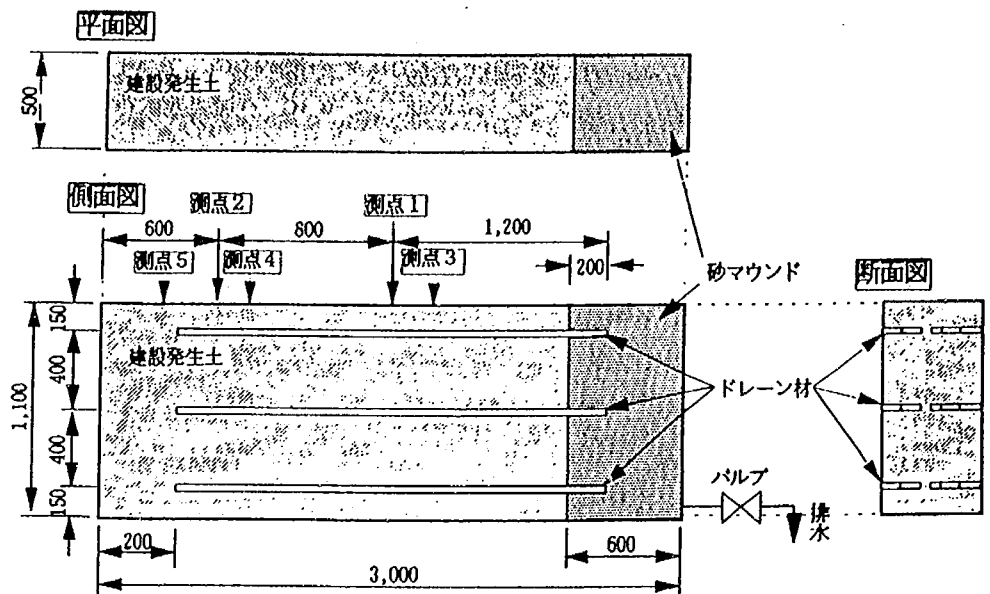


図-1 実験水槽(単位:mm)

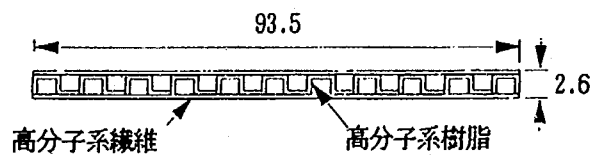


図-2 ドレーン材の断面(単位:mm)

94×3mmの図-2のような断面のものをを用い、水槽の中心線をコーン貫入用に開けたが他は全面に敷設した。測定項目は、埋立て地盤の表面の沈下、および実験終了後にコーン貫入を行った。測定位置は、沈下測定が測点1、2の2箇所、コーン貫入が測点3～5の3箇所である(図-1参照)。

3. 結果と考察

測定した地表面の沈下曲線とテルツァーギの理論曲線をあわせて図-3に示す。テルツァーギの理論曲線は、図-4に示すようにドレーンに挟まれた層毎に計算し、各層を合計した。計算に用いた値は、地盤の自重を載荷圧力とし別に行った浸透圧密試験の結果より得られた圧密係数を用いた。その結果、測点1、2で測定した沈下曲線とテルツァーギの理論曲線とは、よく合ったものとなった。

表-1 発生土の物性値

含水比 ω		251.7%
土粒子の密度 ρ 。		2.574g/cm ³
粒 度	細礫分	0.1%
	粗砂分	0.9%
	細砂分	5.1%
	シルト分	33.7%
	粘土分	60.2%
液性限界 ω_L		156.5%
塑性限界 ω_p		51.6%
塑性指数 I_p		104.9

Indoor experiment of accelerated consolidation method with lateral drain and dewatering at sand mound; H.Miki, N.Mihara, S.Taniguchi, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, K.Inoue, Penta Ocean co., Ltd.

しかし、測定1と測定2を比較してみると沈下量が、250mmに達する時点で、10日程度の遅れを生じている。これは、ドレーン内に生じるウェルレジスタンスにより沈下が遅れたものと考えられる。

また、測点3～5において地盤のコーン指数を測定した結果を図-5に示す。ドレーン敷設範囲内では下部に行くほどコーン指数の値が増加しており、圧密促進の効果が現れている。測点3より測点4の方がやや強度が小さいのは、ウェルレジスタンスによる圧密の遅れの影響と考えられる。

次に各深度の強度増加率 (c_u/p) の平均値を求めた。 c_u は q_c の1/10として換算した。その結果、両者とも深い地盤ほど強度増加率が大きく、測点3および測点4でそれぞれ $m=0.416$ と 0.372 であった。これはSkemptonの式 ($I=0.11+0.0037 I_p$) による値 $I=0.498$ よりも小さいが圧密が全て終了していないことを考えるとほぼ近い値ではないかと考えられる。前報告によると¹⁾第4種以下の建設発生土でも一定した強度増加率が得られることが示されている。このことより、より深い深度の現場施工においてはさらに大きな強度が得られることが期待される。

今後の課題として、さらに大きな規模の実験をする必要があると思われる。そして、より合理的な埋立て地盤の早期利用技術として活用していきたい。

4. まとめ

・水平ドレーンおよび砂マウンドの地下水位低下の併用によって低品質の建設発生土は強度を増加することができ、安定した強度増加が得られた。この工法は、埋立段階から水平ドレーンを敷設することによって埋立地盤の早期利用を可能にするものであると考えられる。今後はより深度の深い実験を行い、より大きな強度が得られることを確認する必要がある。

・砂側から遠い測点でコーン指数の増加が小さかったのは、ウェルレジスタンスによる圧密の遅れによると考えられる。

〈参考文献〉

1) 山田ほか；建設副産物を用いた埋立地盤の早期利用に関する基礎的実験（その2），第49回土木学会年次学術講演会講演概要集，1994

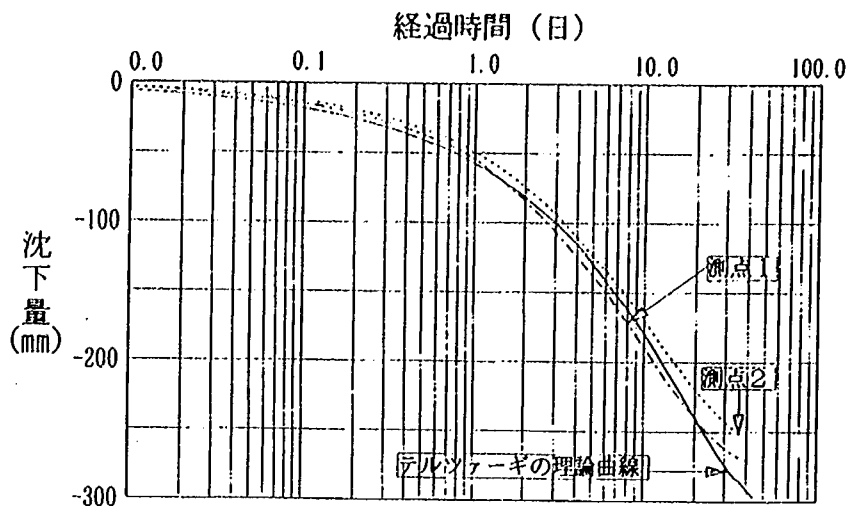


図-3 地表面の時間-沈下量の関係

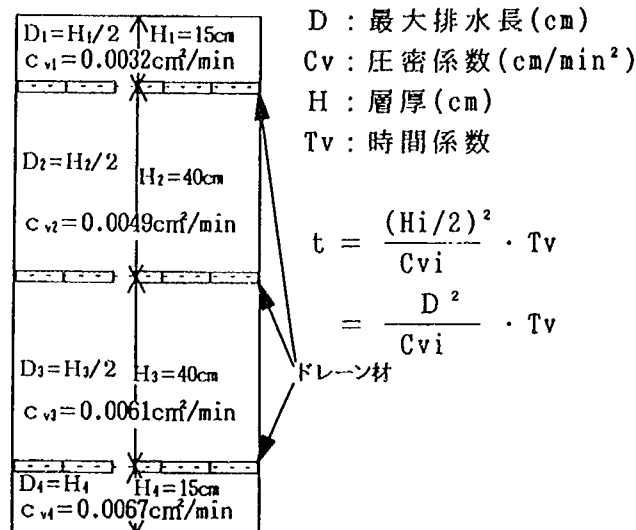


図-4 各層の最大排水長および圧密係数

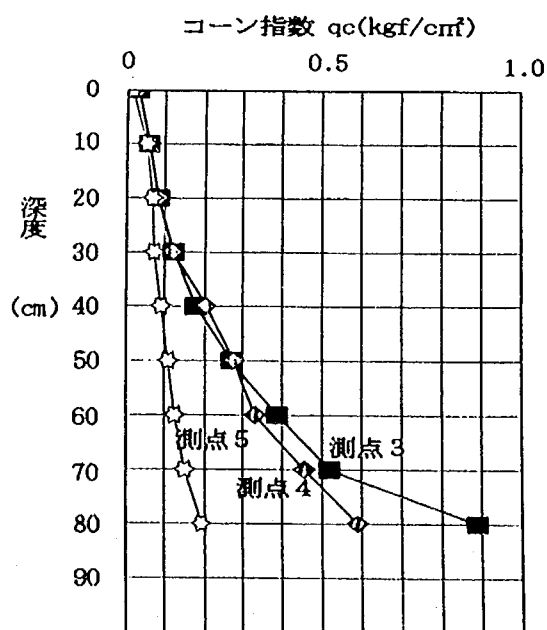


図-5 地盤のコーン指数と深度の関係