

土 木 研 究 所 資 料

地盤液状化に対する碎石ドレーン工法の 有効性に関する研究

昭和60年 3 月

建設省土木研究所
地震防災部振動研究室

「Copyright © (1 9 8 5) 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、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

土 木 研 究 所 資 料

地盤液状化に対する碎石ドレーン工法の 有効性に関する研究

地震防災部振動研究室 佐々木 康
(前機械施工部動土質研究室)

要旨

地盤液状化対策工法としての碎石ドレーン工法について大型振動台実験を実施した。長さ12m、深さ3m、奥行き2mの模型地盤内に半地下構造の堀割道路を模したコンクリート製の模型と碎石ドレーンを設置し、水平方向に加振して地盤を液状化させた。このとき、埋設した構造物模型の周辺に碎石ドレーンを設置することによって地盤内に発生した間隙水压に基因する揚圧力を軽減し、構造物の浮上りを抑制できることを確めた。

キーワード：耐震設計，液状化，碎石ドレーン，透水，振動台実験，間隙水压

ま え が き

この報告は液状化する地盤内に埋設された比較的軽い構造物の浮上り被害を防止、軽減する上で、構造物周辺の地盤に碎石ドレーン工法を設置することが効果的であることを確かめた大型振動台実験の結果ならびにこれに関連する排水条件下の液状化過程について行った検討の結果をとりまとめたものである。

この一連の検討は、著者が土木研究所機械施工部動土質研究室に在籍中に掘削道路に関する調査の主要部分を成すものとして実施したものである。この研究課題は、最近では極めて地盤条件の劣悪な箇所での道路建設の需要が高まっていることから建設省の実施する大規模道路事業に関連する課題として設定したものである。

従来液状化に関する検討は、主として発生メカニズム、発生可能性の判定方法などに主眼をおいてなされた研究が多く、液状化による被害を防止する対策工法の効果や設計法に関する研究は比較的少い。

地表近くに建設される掘削道路、共同溝等の構造物は比較的重量が軽く、特に砂質地盤上に建設される場合には常時の安定性は通常問題がないものの、地震時の液状化にともない浮上るなどの被害を生じることがある。

このような型の被害を防止し、これらの構造物の地震時安定性を向上していくためにこの報告にとりまとめた結果がいささかでも役立つことを願っている。

昭和60年3月

地震防災部振動研究室長 佐々木 康

(前機械施工部動土質研究室長)

地盤液状化に対する砕石ドレーン工法の有効性に関する研究

目 次

第1章	研究の目的	1
1.1	第1章の概要	1
1.2	地盤液状化による土木構造物の被害	1
1.3	地盤液状化の判定と対策方法に関するレビュー	14
1.4	研究の必要性和目的	24
1.5	本論文の構成	26
第2章	既往の研究	31
2.1	第2章の概要	31
2.2	砕石ドレーン工法に関する既往の研究	31
2.3	排水条件下の液状化特性に関する既往の研究	39
2.4	液状化時の間隙水圧発生モデルに関する既往の研究	47
2.5	第2章のまとめ	51
第3章	大型振動台を用いた模型実験	54
3.1	第3章の概要	54
3.2	実験の目的	54
3.3	実験に用いた模型と材料の特性	55
3.4	加振条件と計測方法	63
3.5	大型振動台実験の結果	69
3.6	第3章のまとめ	92
第4章	浮上りの安全率の検討	94
4.1	第4章の概要	94
4.2	掘削道路模型に作用する揚圧力	94
4.3	小型模型振動実験	98
4.4	浮上りを拘束した場合の実験結果	101
4.5	浮上りを許す場合の実験結果	105
4.6	浮上りの安全率の計算法	110
4.7	第4章のまとめ	111

第5章	排水条件下の液状化特性の検討	115
5.1	第5章の概要	115
5.2	一次元排水の場合の基本式とその近似解法	115
5.3	二次元排水の場合の液状化過程の近似解法	117
5.4	小型模型振動実験	122
5.5	第5章のまとめ	127
第6章	間隙水圧の発生消散を考慮した有限要素解析	130
6.1	第6章の概要	130
6.2	解析の目的と解析に用いた計算プログラムの概要	130
6.3	解析に用いた入力条件	137
6.4	解析結果	148
6.5	第6章のまとめ	168
第7章	結 論	170
7.1	第1章および第2章の結論	170
7.2	第3章の結論	170
7.3	第4章の結論	171
7.4	第5章の結論	172
7.5	第6章の結論	173
7.6	結 語	173
あとがき		176

表

第1章

表-1・2・1	液状化の発生が報告されている最近の主な地震(文献 ²⁾ に一部加筆)	3
表-1・2・2	日本海中部地震による地下オイルタンク等の浮上り被害箇所	13
表-1・3・1	各種基準における液状化の判定法(文献 ^{3,6)} を一部修正)	17
表-1・3・2	液状化強度を増加させる地盤対策方法の最近の使用実績 (末松ら ^{4,6)} による)	22

第2章

なし

第3章

表-3・3・1	模型地盤の土質特性	56
表-3・3・2	浅間山砂および碎石の物理特性	57
表-3・3・3	浅間山砂の液状化強度のまとめ	60
表-3・3・4	浅間山砂の B_p' , B_u' の値	62
表-3・4・1	計測器の諸元	68

第4章

表-4・2・1	掘割道路模型が浮上り始める時に作用している力	97
表-4・3・1	小型模型振動実験に用いた礫, 碎石の土質特性	100

第5章

表-5・4・1	グリセリン水溶液の粘性	124
表-5・4・2	実験条件	125
表-5・4・3	体積圧縮係数の値	127

第6章

表-6・3・1	解析に用いた地盤定数(シリーズ-1の解析)	138
表-6・3・2	解析に用いた地盤定数(シリーズ-2, 3の解析)	139
表-6・3・3	材料定数	147
表-6・3・4	入力振動の特性	148

図

第1章

写-1・2・1	日本海中部地震によるガソリントankの浮上りとともなって 生じたコンクリート床版の浮上り	12
図-1・2・1	新潟地震による昭和大橋の被害(文献 ¹⁸⁾ による)	4
図-1・2・2	昭和大橋架橋地点の地盤構成(岩崎ら ¹⁹⁾ による)	5
図-1・2・3	P ₅ 橋脚の変状(文献 ¹⁸⁾ による)	6
図-1・2・4	新潟地震による阿賀野川堤防の沈下状況(文献 ¹⁸⁾ による)	7
図-1・2・5	阿賀野川の河道変遷と被害箇所(文献 ¹⁸⁾ による)	8
図-1・2・6	既往地震による阿川堤防の被害	10
図-1・2・7	新潟地震による下水道管路(西二区幹線排水路)の浮上り被害 (文献 ⁶⁾ による)	11
図-1・2・8	十勝沖地震による地下貯水槽の浮上り被害(文献 ²⁶⁾ による)	11
図-1・3・1	新潟地震による被害から求めた地盤の限界N値 (Koizumi ²⁸⁾ による)	14
図-1・3・2	液状化し易い砂の粒度分布曲線(Watanabe ³⁰⁾ による)	15
図-1・3・3	限界N値の比較(1) -深度と限界N値-(文献 ³⁷⁾ による)	18
図-1・3・4	限界N値の比較(2) -細粒分含有率とN値-(文献 ³⁷⁾ による)	19
図-1・3・5	港湾施設の基準で用いられている限界N値(文献 ⁴⁴⁾ による)	20
図-1・3・6	N ₁ 値と繰返しせん断強度比の関係(文献 ⁴⁰⁾ による)	21
図-1・3・7	グラベルドレーン	23

第2章

図-2・2・1	グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(1) $N_{eq}/N_l = 1$ の場合(Seed ²⁾ による)	33
図-2・2・2	グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(2) $N_{eq}/N_l = 2$ の場合(Seed ²⁾ による)	33
図-2・2・3	グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(3) $N_{eq}/N_l = 3$ の場合(Seed ²⁾ による)	34
図-2・2・4	グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(4) $N_{eq}/N_l = 4$ の場合(Seed ²⁾ による)	34
図-2・2・5	時松の用いた実験模型(時松 ³⁾ による)	36
図-2・2・6	砕石ドレーンのない場合の間隙水圧分布(時松 ³⁾ による)	37
図-2・2・7	砕石ドレーンのある場合の間隙水圧分布(時松 ³⁾ による)	37

図-2・2・8	間隙水圧消散速度のウェルレジスタンスによる変化(田中 ⁵⁾ による)	38
図-2・2・9	間隙水圧の発生特性の仮定(田中 ⁵⁾ による)	38
図-2・2・10	田中の近似解とSeed等の解の比較(田中 ⁵⁾ による)	39
図-2・3・1	解析を行った土層(Yoshimi ¹³⁾ による)	40
図-2・3・2	地盤の透水係数による間隙水圧の変化の解析結果 (Yoshimi ¹³⁾ 等による)	40
図-2・3・3	Lee等の解析したタンク(Lee ¹⁴⁾ 等による)	42
図-2・3・4	排水条件下の液状化強度(Lee ¹⁴⁾ 等による)	43
図-2・3・5	Lee等の解析結果(Lee ¹⁴⁾ 等による)	44
図-2・3・6	Rahman等の解析したタンクの基礎地盤の要素分割 (Rahman ¹⁵⁾ 等による)	44
図-2・3・7	Rahman等の解析結果(Rahman ¹⁵⁾ 等による)	45
図-2・3・8	地盤の圧密係数と繰返し回数(Seed ⁶⁾ 等によるものに一部加筆)	46
図-2・3・9	発生間隙水圧比と排水時間係数の関係(時松 ¹⁷⁾ 等による)	47
図-2・4・1	間隙水圧比とせん断応力繰返し回数比の関係(Seed ⁶⁾ 等による)	48
図-2・4・2	有効応力径路(Ishihara ²³⁾ 等による)	50

第3章

図-3・3・1	実験に用いた模型	55
図-3・3・2	浅間山砂の粒度分布	57
図-3・3・3	模型に用いた碎石ドレーン断面	58
図-3・3・4	堀割道路の模型	58
図-3・3・5	浅間山砂の液状化特性	59
図-3・3・6	間隙水圧と繰返し回数との関係	60
図-3・3・7	繰返し回数比と発生間隙水圧比の関係	61
図-3・3・8	補正後の液状化強度	62
図-3・4・1	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-1)	64
図-3・4・2	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-2)	64
図-3・4・3	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-3)	64
図-3・4・4	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-4)	65
図-3・4・5	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-5)	65
図-3・4・6	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-6)	65
図-3・4・7	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-7)	66
図-3・4・8	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-8)	66

図-3・4・9	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-9)	66
図-3・4・10	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-10)	67
図-3・4・11	加速度計と間隙水圧計の配置(模型-11)	67
図-3・5・1	共振曲線の測定例	69
図-3・5・2	共振曲線のピークに対応する振動数の比較	69
図-3・5・3	加速度, 間隙水圧および沈下量の測定例	71
図-3・5・4	加振開始後20秒の間隙水圧分布(模型-2)	72
図-3・5・5	加振終了後5分の間隙水圧分布(模型-2)	72
図-3・5・6	加振開始後20秒の間隙水圧分布(模型-5)	73
図-3・5・7	加振開始後20秒の間隙水圧分布(模型-6)	73
図-3・5・8	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(1)(模型-1)	75
図-3・5・9	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(2)(模型-2)	75
図-3・5・10	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(3)(模型-3)	76
図-3・5・11	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(4)(模型-4)	76
図-3・5・12	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(5)(模型-5)	77
図-3・5・13	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(6)(模型-6)	77
図-3・5・14	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(7)(模型-7)	78
図-3・5・15	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(8)(模型-8)	78
図-3・5・16	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(9)(模型-9)	79
図-3・5・17	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(10)(模型-10)	79
図-3・5・18	深さ1.5mの間隙水圧の時間変化(11)(模型-11)	80
写-3・5・1	加振中の碎石ドレーンからの排水状況	81
図-3・5・19	加振中の水平方向の間隙水圧分布(模型-3)	82
図-3・5・20	加振後の水平方向の間隙水圧分布(模型-3)	82
図-3・5・21	堀割道路の直下の間隙水圧の最大値	83
図-3・5・22	加振中の堀割道路模型の浮上り量	85
図-3・5・23	碎石ドレーンによる浮上り量の抑制効果	85
図-3・5・24	加振前後の模型地盤表面の標高の比較	87
図-3・5・25	加振後の地盤の変形の状況	89
図-3・5・26	模型地盤の変形を示すベクトル図(模型-8, 10)	91
図-3・5・27	ポータブルコーン貫入抵抗の変化(模型-3)	91

第4章

図-4・2・1	堀割道路模型の浮上り量と間隙水圧の上昇量との関係	95
---------	--------------------------	----

図-4・2・2	堀割道路底面に作用する力	95
図-4・2・3	揚圧力 U_d の時間変化	96
図-4・2・4	U_f の逆算値と計算値の比較	98
図-4・3・1	小型模型振動実験に用いた模型地盤と堀割道路模型	98
図-4・3・2	ドレーン材の粒度分布	99
図-4・3・3	計器設置位置	101
図-4・4・1	堀割道路模型底面で測定した間隙水圧の時間変化	102
図-4・4・2	堀割道路模型下方の地盤内で測定した間隙水圧の時間変化	102
図-4・4・3	碎石ドレーン材の透水係数と揚圧力の関係	103
図-4・4・4	浸透水力を算定する深さ	105
図-4・5・1	堀割道路模型の浮上り量の時間変化	106
図-4・5・2	加振10秒後 ($N=20$ 回) の堀割道路模型の浮上り量と 碎石ドレーンの透水係数の関係	106
図-4・5・3	排水距離	107
図-4・5・4	堀割道路模型の浮上りの有無による間隙水圧の比較	109
図-4・6・1	構造物の浮上りを拘束せず、かつ周辺からの砂の移動のない場合	111
図-4・6・2	構造物の浮上りを拘束する場合で、かつ周辺からの砂の移動 のない場合	112
図-4・6・3	構造物の浮上りを拘束せず、かつ周辺からの砂の移動のある場合	112
図-4・6・4	構造物の浮上りを拘束する場合で、かつ周辺からの砂の移動の ある場合	112

第5章

図-5・2・1	砂層内に考えた四角柱要素	115
図-5・2・2	発生間隙水圧の鉛直方向分布の仮定	117
図-5・3・1	碎石ドレーンを設けた水平な砂層	118
図-5・3・2	間隙水圧の発生特性の仮定	120
図-5・3・3	深さ $Z=0.7H$ における間隙水圧の計算結果	120
図-5・3・4	間隙水圧比の水平方向分布	121
図-5・3・5	間隙水圧比とドレーンの抵抗係数との関係	121
図-5・4・1	実験に用いたせん断土槽	122
図-5・4・2	実験に用いた碎石の粒度分布	122
図-5・4・3	碎石の液状化特性	123
図-5・4・4	グリセリン溶液の濃度と見掛けの透水係数の関係	124

図-5・4・5	間隙水圧の時間変化の記録例	125
図-5・4・6	間隙水圧比と透水係数の関係	126

第6章

図-6・2・1	間隙水圧比と繰返し回数比の関係(図-2・4・1を再掲)	131
図-6・2・2	有効応力径路(図-2・4・2を再掲)	132
図-6・2・3	模型地盤の有限要素分割	133
図-6・2・4	単純せん断状態と応力-ひずみ関係	135
図-6・2・5	せん断強度 τ_f の低下の説明	136
図-6・3・1	解析に用いた要素分割図(シリーズ-1, 模型-1)	140
図-6・3・2	解析に用いた要素分割図(シリーズ-1, 模型-2)	140
図-6・3・3	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-1)	141
図-6・3・4	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-2)	141
図-6・3・5	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-3)	142
図-6・3・6	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-4)	142
図-6・3・7	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-5)	143
図-6・3・8	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-6)	143
図-6・3・9	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-7)	144
図-6・3・10	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-8)	144
図-6・3・11	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-9)	145
図-6・3・12	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-10)	145
図-6・3・13	解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-11)	146
図-6・3・14	解析に用いた要素分割図(シリーズ-3, 模型-9)	146
図-6・4・1	共振曲線の実測値と計算値の比較(200gal加振)	149
図-6・4・2	石原モデルを用いた場合の間隙水圧の計算値	150
図-6・4・3	Seedモデルを用いた場合の間隙水圧の計算値	151
図-6・4・4	加振開始後6秒の間隙水圧の実測値と計算値の比較	152
図-6・4・5	G_0 の値による応答倍率の変化	153
図-6・4・6	模型-7の深さ1.5mにおける加速度の時間変化の計算値	155
図-6・4・7	模型-7の応答加速度倍率	156
図-6・4・8	模型-7の深さ1.5mにおける間隙水圧の時間変化の計算値	157
図-6・4・9	模型-10の間隙水圧の計算値	159
図-6・4・10	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線(模型-1)	160
図-6・4・11	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線(模型-2)	160
図-6・4・12	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線(模型-3)	161

図-6・4・13	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-4)	161
図-6・4・14	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-5)	162
図-6・4・15	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-6)	162
図-6・4・16	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-7)	163
図-6・4・17	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-8)	163
図-6・4・18	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-9)	164
図-6・4・19	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-10)	164
図-6・4・20	深さ1.5mの位置での間隙水圧の等時線	(模型-11)	165
図-6・4・21	間隙水圧の時間変化	(模型-9)	166
図-6・4・22	深さ1.2mの間隙水圧の水平方向分布	(模型-9)	166
図-6・4・23	深さ1.5mの間隙水圧の水平方向分布	(模型-9)	166
図-6・4・24	せん断応力の時間変化の計算値	(模型-9)	167
図-6・4・25	加速度の時間変化の計算値	(模型-9)	167

記号

- A : 堀割道路模型の底面積
[A] : 浸透性マトリクス
 $\triangle A$: 四角形要素の底面積
 a : ドレーン半径
 a : 排水断面積
 B_p' : 間際水圧発生特性に関する定数
 B_u' : 間際水圧発生特性に関する定数
 B_d : ドレーン幅の $1/2$
 B_e : ドレーン間隔の $1/2$
 lb : ドレーンパイルの影響半径
 C_1 : 定数
 C_2 : 定数
 C_r : 平均主応力を考慮した液状化強度の補正係数
[C] : 減衰マトリクス
 D_{15} , D_{50} , D_{85} : 粒径加積曲線における 15% , 50% , 85% 粒径
[D] : 容量マトリクス
 e : 間隙比
 F : 堀割道路模型と地盤との摩擦力
 F_l : 液状化抵抗係数
 F_{sn} : 繰返し回数の比で定義した液状化の安全率 ($=N_l/N_{eq}$)
 F_u : 浮上がりの安全率
 f_0 : 振動周波数
 G : 土の動的せん断弾性係数
 G_0 : 微少ひずみ時における土の動的せん断弾性係数
 G_s : 土粒子の比重
 H : 砂層の層厚
 h : 砂層の層厚
 i : 動水勾配
 j_w : 単位体積当たりの浸透水力
 K_0 : 静止土圧係数
 κ : 透水係数
 k_d : ドレーン材の透水係数
 k_g : 間隙水にグリセリン溶液を用いたときの見掛けの透水係数

- k_h : 水平方向の透水係数
 k_s : 砂層の透水係数
 k_x : x 方向の透水係数
 k_z : z 方向の透水係数
 k_w : 間隙水に水を用いたときの透水係数
 $[K]$: 剛性マトリクス
 L : 繰返しせん断応力比 ($=\tau_d/\sigma_v'$)
 ℓ : 排水距離
 $[M]$: 質量マトリクス
 m : 間隙水圧発生時特性に関する定数 (2章)
 m : 整数 (5章)
 m_v : 土の体積圧縮係数
 m_{v1} : 土の体積圧縮係数
 m_{v2} : 土の体積圧縮係数
 N : 標準貫入試験における打撃回数
 N : せん断力の繰返し回数
 N_1 : 標準貫入試験による N 値の補正值
 N_{eq} : 地震と等価な一樣振幅のせん断力の繰返し回数
 N_l : 液状化に要するせん断力の繰返し回数
 n : 整数
 OCR : 過圧密比
 p : 圧力 (1章)
 p : 平均有効主応力 (2章)
 p_{mn} : 定数
 $\{Q\}$: 外力ベクトル
 ΔQ : 外力の増分
 q : 主応力差
 R : ドレーンの抵抗係数
 R_l : 繰返しせん断強度比
 r : ドレーンパイルの中心からの距離
 r_n : せん断力の繰返し回数比 (N/N_l)
 r_u : 間隙水圧比 (u/σ_o')
 $(r_{u\ ave})_{max}$: 砕石ドレーンによる影響半径内の地盤の間隙水圧比の平均値の最大値
 S_r : 飽和度

T_{ad} : 無次元化した時間係数
 T_{ba} : 無次元化した時間係数
 T_d : 排水時間係数
 t : 時間
 t_d : 地震動の継続時間
 t_1 : 加振継続時間
 U_d : 液状化時の間隙水圧による揚圧力
 U_f : 地盤の累積ひずみによる揚圧力 (砂の周り込みによる揚圧力)
 U_l : 構造物に作用する揚圧力
 U_p : 浸透水力による揚圧力
 U_s : 静水圧による揚圧力
 u : 間隙水圧
 u_g : 繰返しせん断力により生ずる発生間隙水圧
 $\hat{u}_i$: 間隙水圧
 $\{u\}$: 間隙水圧ベクトル
 V : 微少要素の体積
 ΔV : 微少要素の体積の変化
 V_s : S波の伝播速度
 $\{v\}$: 加速度ベクトル
 $\{v\}$: 速度ベクトル
 $\{v\}$: 変位ベクトル
 Δv : 加速度の増分
 Δv : 速度の増分
 Δv : 変位の増分
 W : 掘割道路模型の自重
 α_0 : 定数
 β : 定数
 γ_w : 水の単位体積重量
 γ_0 : 折返し点のせん断ひずみ
 γ_{da} : 繰返し三軸試験機における両ひずみ振幅
 κ : 定数
 λ_{mn} : 定数
 μ_{mn} : 定数
 ν_{mn} : 定数

η_g : グリセリン溶液の粘性係数

η_w : 水の粘性係数

σ_o' : 初期有効上載圧

σ_v' : 有効上載圧

$\Delta \sigma_v'$: 有効上載圧の増分

τ : せん断応力

$\Delta \tau$: せん断応力の増分

τ_m : せん断応力

τ_o : 折返し点のせん断応力

τ_f : せん断強度

第1章 研究の目的

1.1 第1章の概要

この論文は地盤液状化対策工法としての砕石ドレーン工法の有効性に関して論じたものである。

過去の大規模な地震に際して地盤の液状化が原因と考えられる多くの被害が発生している。このような被害を防止するための対策工法として幾つかの工法が提案されているが、地盤の締固め工法以外のものは設計手法が十分合理化されたものとなっていないように思われる。

特に地震時に発生した過剰間隙水圧により比較的軽い構造物が浮上る形の被害を防止したり、既設構造物の液状化による被害を防止する上で過剰間隙水圧の消散を促進する砕石ドレーン工法が有効と考えられるがその設計体系は十分整備されていない。このため、大型振動台を用いた実験によって砕石ドレーン工法の有効性について検討した。

第1章は本研究の必要性和目的を述べるものであるが、本章第2節では、過去の大規模な地震による土木構造物の被害例の中から液状化が原因と考えられているものの代表的な事例をとりあげ、地盤液状化にともなう土木構造物の被害形態の特徴について概観する。

次いで第3節において現在一般に用いられている地盤の液状化の判定方法とこれに基く対策方法の考え方を概観する。この節でとりあげる判定方法は主として我国の公的機関が採用しているものとし、これらの判定方法や対策方法の考え方の背景や問題点の整理を試みる。

これらの被害の特徴や現行の設計上の液状化の取扱い方に関する整理に続いて第4節で本研究の必要性和目的を述べる。

地中に埋設された比較的軽い構造物が周辺地盤の液状化にともなって浮上る現象は液状化に固有な現象のひとつであり、主たる原因は地盤内に発生する過剰間隙水圧によるものと考えられる。このような被害を防止するには構造物周辺の地盤内の過剰間隙水圧を速かに消散させることが有効と考えられるが、このような対策の有効性を明らかにするためには排水条件を考慮した液状化過程に関する取扱いや構造物が浮上るかどうかの判定手法を明らかにしておく必要がある。この節では、このような解明を要する事項の背景と研究目的を整理する。

序論としての本章の最終節である第5節では本論文の構成について簡単に紹介する。

1.2 地盤液状化による土木構造物の被害

過去の大規模な地震のたびに家屋の倒壊や自然斜面の崩壊のみならず、盛土、橋梁、地下埋設構造物などの土木構造物にも大きな被害が生じてきた。

これらの被害の中には、地盤の振動にともなう慣性力の作用が直接的な原因となっているものと、地盤の液状化が直接的な原因と考えられるものがある。

砂質地盤の液状化による被害が注目され始めたのは、新潟地震（1964.6.16）以来のことである。この地震以前にも地盤の液状化が規模の大きい地震のたびに生じていることが過去の震害記録からも明らかであるが、¹⁾ 構造物の被害との関連を明確に意識して注目されたのはおそらく新潟

地震が最初の地震と云えよう。

明治以降のわが国の地震だけをとってみても48回(文献1に報告された44回と、1973年根室半島沖地震、1978年伊豆大島近海地震、1978年宮城県沖地震ならびに1983年日本海中部地震)に及び、吉見がまとめた表-1・2・1²⁾に示すように1964年以降の液状化が報告されている主な地震だけでも12回に及んでいる。

この表に示す地震では液状化が構造物の被害に直接関係していることが報告されているが、新潟地震以前の地震では、構造物の被害と液状化とを直接結びつけて意識された例はほとんどないようである。

地盤が液状化しても水平な地盤では噴砂や噴水を生じ、地面が多少沈下するだけであるから、そこに構造物がなければ被害は生じない。しかし、近年になって鉄筋コンクリート構造や高い盛土などの構造物が多く造られるようになってくると、地震時の地盤の液状化がこれらの構造物の安定性を脅かす場合が生じてきた。そのもっとも典型的な例が新潟地震であったと考えられる。この地震によって被害を受けた土木構造物の中では昭和大桥に生じた被害が代表的なものの1つである。^{6) 18)}

昭和大桥は信濃川を渡る主要地方道546号線の橋梁として、地震直前の1964年5月に架設されたもので、12径間の活荷重合成鋼単桁橋である。橋脚は長さ25m、径600mmの鋼管杭9本を用いた杭式橋脚構造となっている。

地震によって生じた変状は主として左岸側に集中しており、左岸の取付盛土が沈下し、路面に無数の大きな亀裂を生じ、擁壁も傾斜、滑動し、目地が開いてくい違いを生じたほか橋台との取付部にもかなりの落差を生じた。また12径間の上部工のうち、図-1・2・1に示すように中央の5径間が落橋し、特にP₅とP₆間のG₆桁は完全に水中に没してわずかにランプポストが水面上に出ている状態に至った。

橋脚に生じた被害は、鋼管杭の曲がり、傾斜、コンクリート水平材との肌ばなれ、亀裂などで、G₆桁の両端のP₅、P₆橋脚はそれぞれ両隣りの桁の下に巻き込まれた形で折れ曲った。このような被害を生じた原因は、主として基礎地盤の浅部に堆積する比較的ゆるい砂層で液状化現象を生じたためであると考えられている。

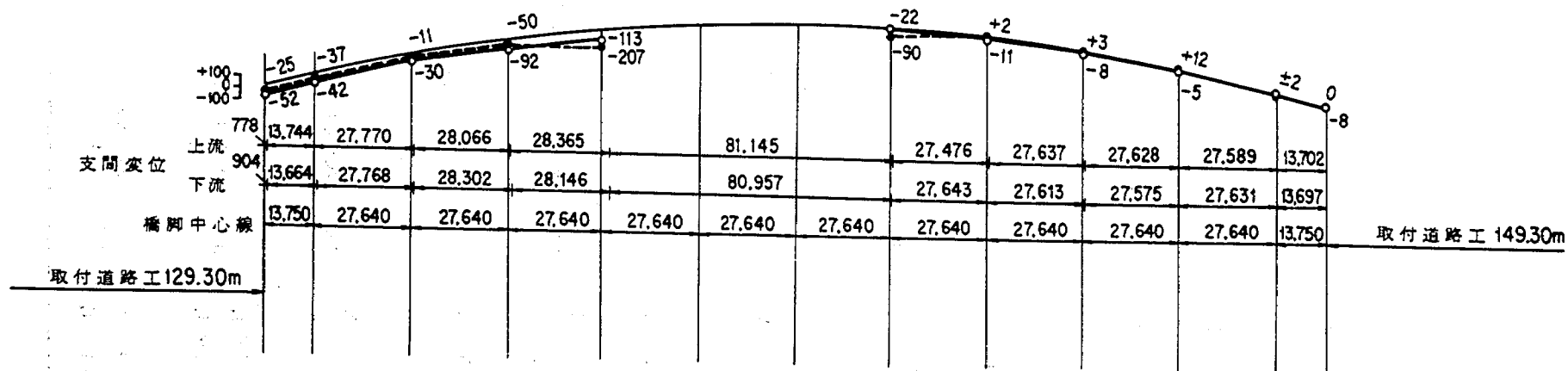
図-1・2・2は架橋地点の地盤状況を示したものであるが、標準貫入試験によるN値10程度までのゆるい砂層は左岸側ではT・P.-10m強まで、河道内ではこれよりやや深くまで分布しており、右岸側では浅くなっている。

このゆるい砂層部分で液状化が生じたと考えられている理由は、被災直後に付近の住民が、河道内の水面が泡立ち、もくもく盛り上ったように見えた様子を観察していること、P₆橋脚の最下流端の杭を引き抜いて観察した変形状態(図-1・2・3)からの推定である。

なお、図-1・2・2に示すNo 1、No 2ならびにNo 3の地点で採取した不攪乱試料を用いた繰返し三軸試験の結果と、地盤の応答計算結果とから、岩崎らは左岸側の緩い砂層で河床から1.0m¹⁹⁾程度の深さまで液状化したものと推定しており、この結果は、図-1・2・3に示す杭の変形状態と

表-1・2・1 液状化の発生が報告されている最近の主な地震（文献²⁾に一部加筆）

地震名	年月日 (現地)	マグニ チュード M	震央位置	震源深さ (km)	液状化の形態または 液状化による被害
アラスカ	1964. 3. 27	8.4	61.1° N 147.6° W	20	沿岸地盤の崩壊（バルデーズ市 ³⁾ ， アンカレッジ市 ⁴⁾ ）
新潟	1964. 6. 16	7.5	38.4° N 139.2° E	40	広範囲にわたる水平砂地盤の液状化 (新潟市) ⁵⁾⁻⁶⁾
十勝沖	1968. 5. 16	7.9	40.7° N 143.6° E	0	埋戻し砂の液状化（八戸市） ⁷⁾ ，埋 立砂の液状化（七重浜） ⁸⁾
サンフェルナンド	1971. 2. 9	6.6	34.4° N 118.4° E	13	アースダムの崩壊 ⁹⁾
根室半島沖	1973. 6. 17	7.4	42.9° N 146.0° E	40	埋立地盤の液状化 ¹⁰⁾
グアテマラ	1976. 2. 4	7.5	15.3° N 89.1° W	5	湖岸砂地盤の液状化 (アマティトラン湖) ¹¹⁾
唐山	1976. 7. 28	7.8	39.4° N 118.1° E	12~16	アースダムの崩壊 ¹²⁾
ルーマニア	1977. 3. 4	7.2	45.8° N 26.7° E	91	水平砂地盤の液状化 ¹³⁾
伊豆大島近海	1978. 1. 14	7.0	34.8° N 139.3° E	0~10	鉾さいの液状化 ¹⁴⁾
宮城県沖	1978. 6. 12	7.4	38.2° N 142.2° E	30	水平地盤の液状化 ¹⁵⁾
モンテネグロ (ユーゴスラビヤ)	1979. 4. 15	7.3	42.1° N 19.1° E	33	水平砂地盤の液状化と海没 ¹⁶⁾
日本海中部	1983. 5. 26	7.7	40.4° N 139.1° E	14	水平地盤の液状化と砂丘縁辺部の液状 化 ¹⁷⁾



側面図

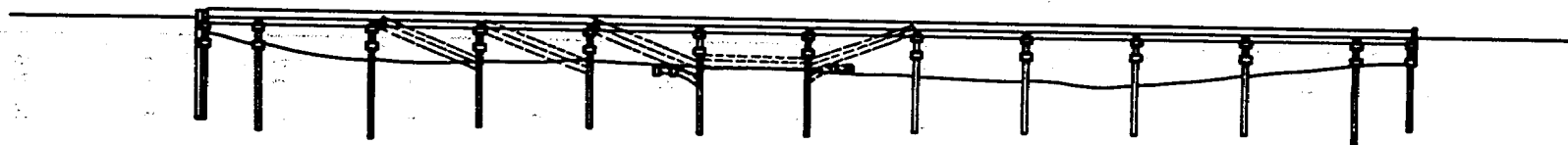


図-1・2・1 新潟地震による昭和大橋の被害(文献¹⁸⁾による)

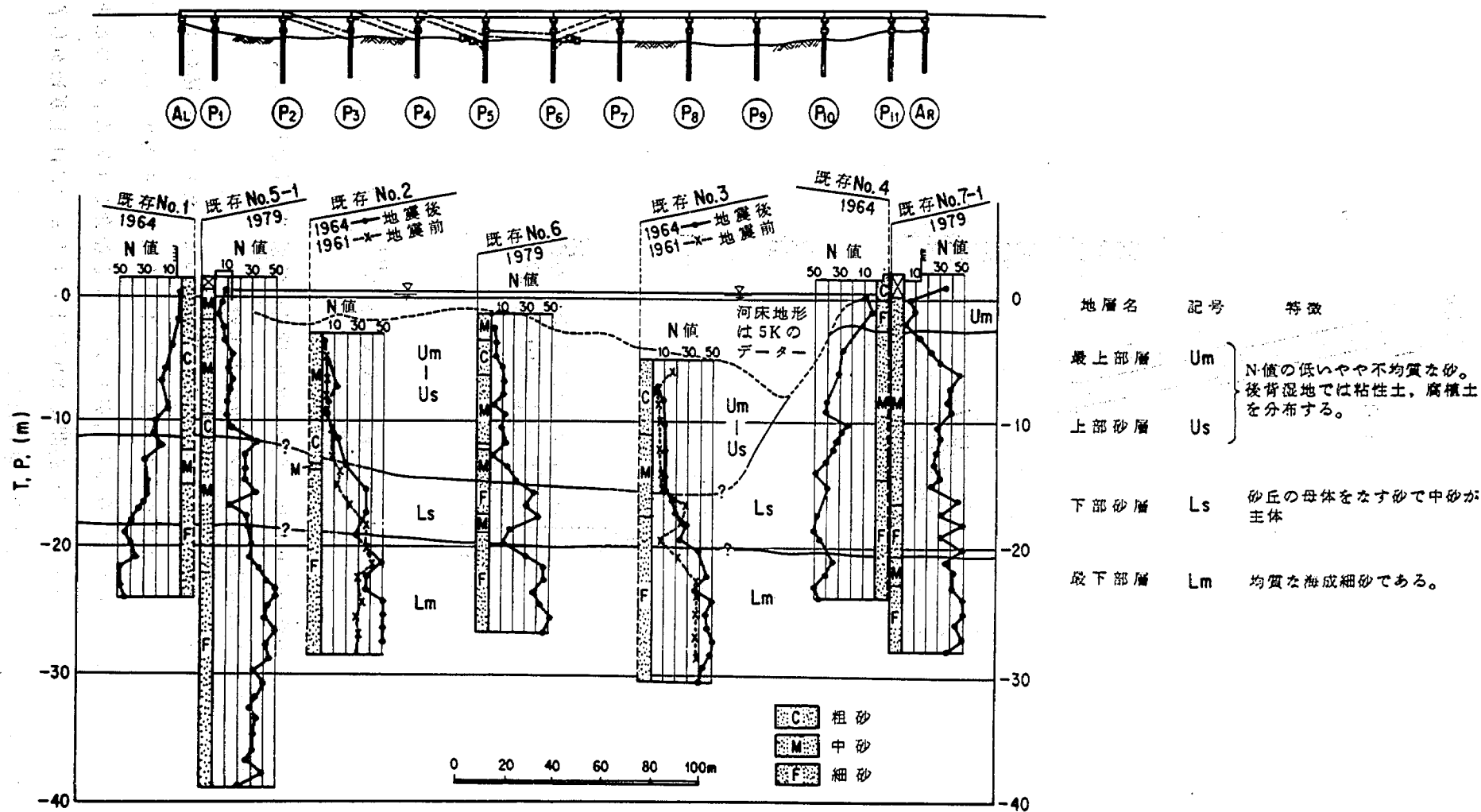


図-1・2・2 昭和大橋架橋地点の地盤構成(岩崎ら¹⁹⁾による)

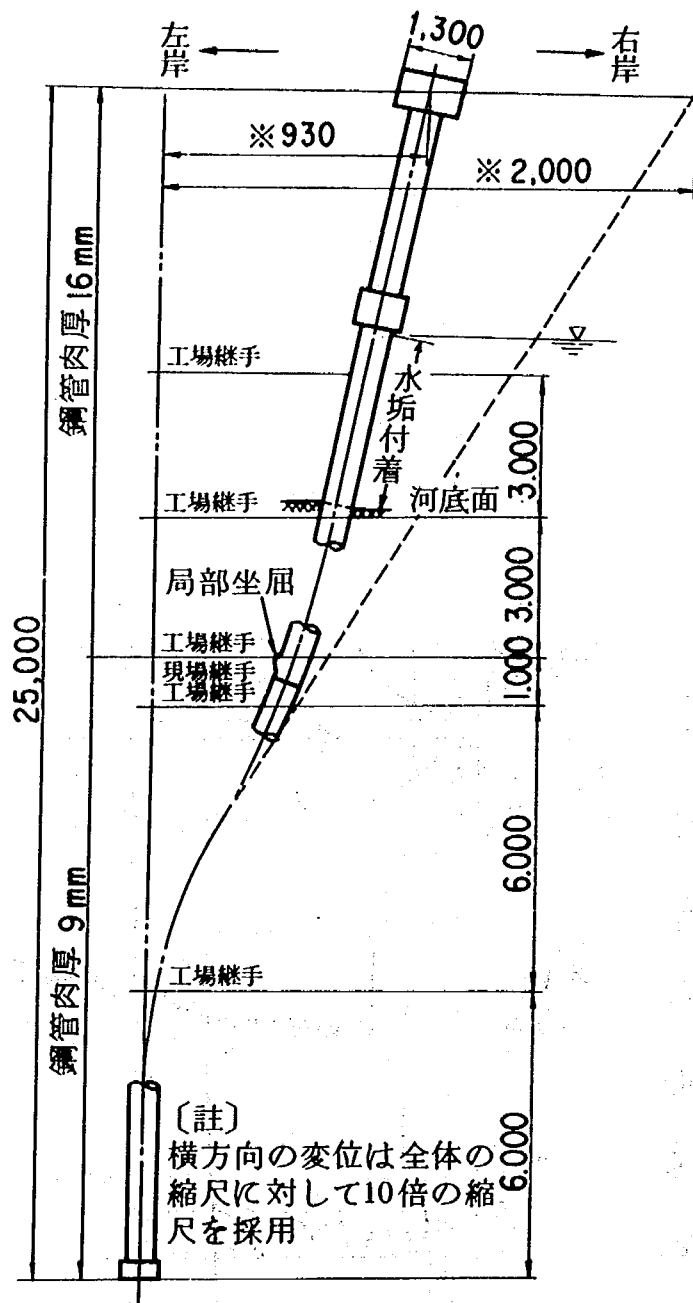


図-1・2・3 P₅橋脚の変状(文献¹⁸⁾による)

符合している。すなわち、地盤の液状化にともなって杭周辺の地盤の水平抵抗が失われ、橋脚頭部に過大な水平変位が生じたため落橋に至ったと考えられている。

20) なお、石原によれば、昭和大橋が落橋する直前にこの橋を渡っていたタクシー運転手の話として、地震動のため橋上で余りにハンドルをとられるのでパンクかと思って車を降り、パンクでないことを確かめて橋を渡り終った後に振り返ってみると桁が落ちていたと紹介している。このことは、液状化によって地盤の水平抵抗が失われるほど過剰間隙水圧が上昇するまでには主要動から若干の時間の経過が必要であることを示しているものと思われる。

新潟地震において地盤液状化が主たる原因で生じたと考えられる土木構造物の被害には昭和大橋のみならず各種のものがあつた。河川堤防の被害もその代表例のひとつである。河川堤防に生じた被害のもっとも大きかつた阿賀野川下流部では、被害は河口から約4 kmの所にある泰平橋から下流で特に顕著であつたと報告されている。²¹⁾ この報告書によればこの区間の堤防天端の沈下量は、図-1・2・4に示すように最大3.5 mに達した区間があり、河口から3 km程度の区間の平均沈下量は1～2 mに及んでいる。

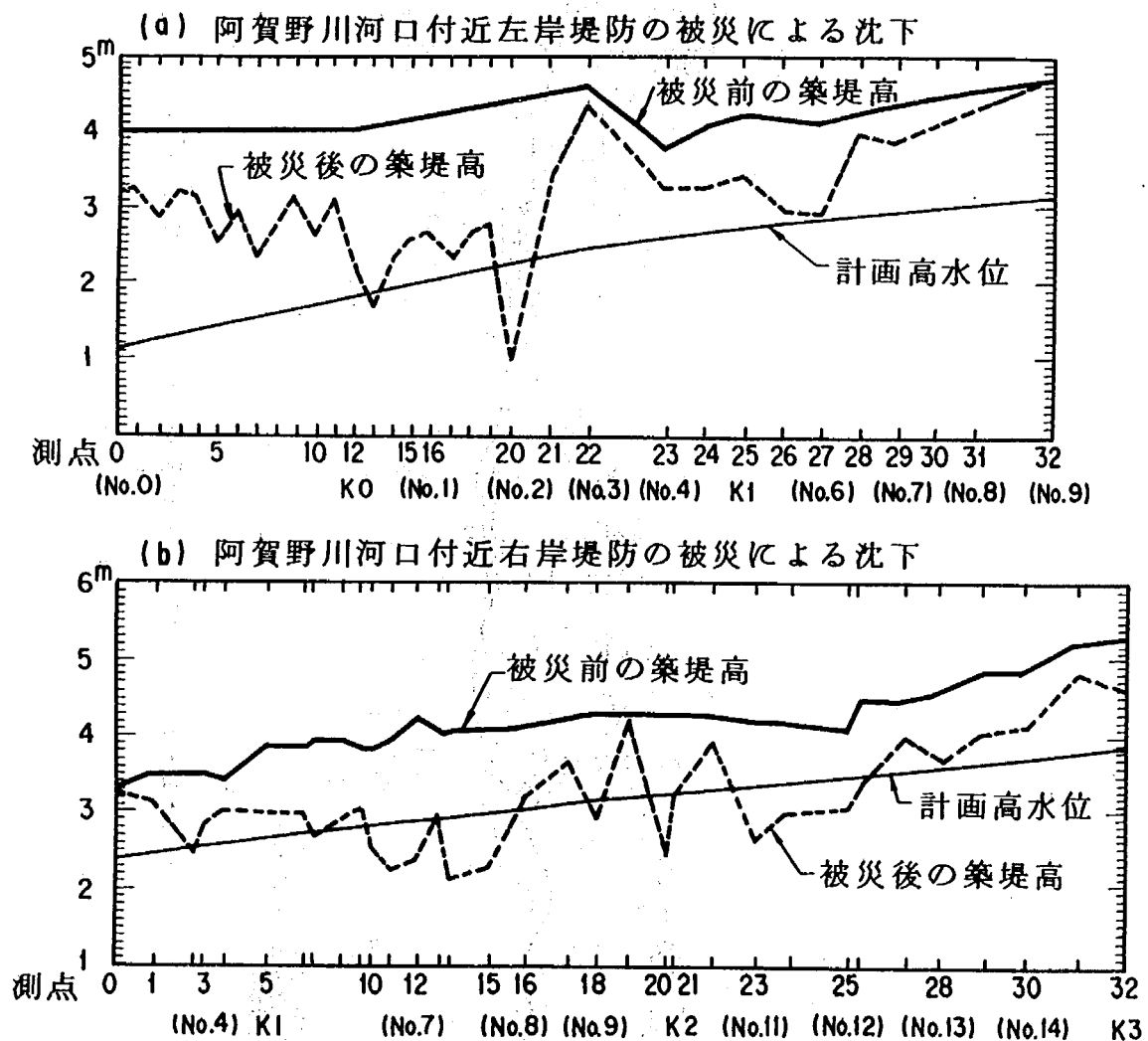


図-1・2・4 新潟地震による阿賀野川堤防の沈下状況 (文献¹⁸⁾による)

阿賀野川下流部一帯の平地は信濃川、阿賀野川の流下土砂が堆積して形成された沖積層で古来氾濫を重ね、河道の変遷を繰返してきた地域である。明治37、38年の測量による改修図面をもとに新潟地震当時の河道ならびに堤防被害箇所、噴砂箇所を比較した図-1・2・5に示すように主な被

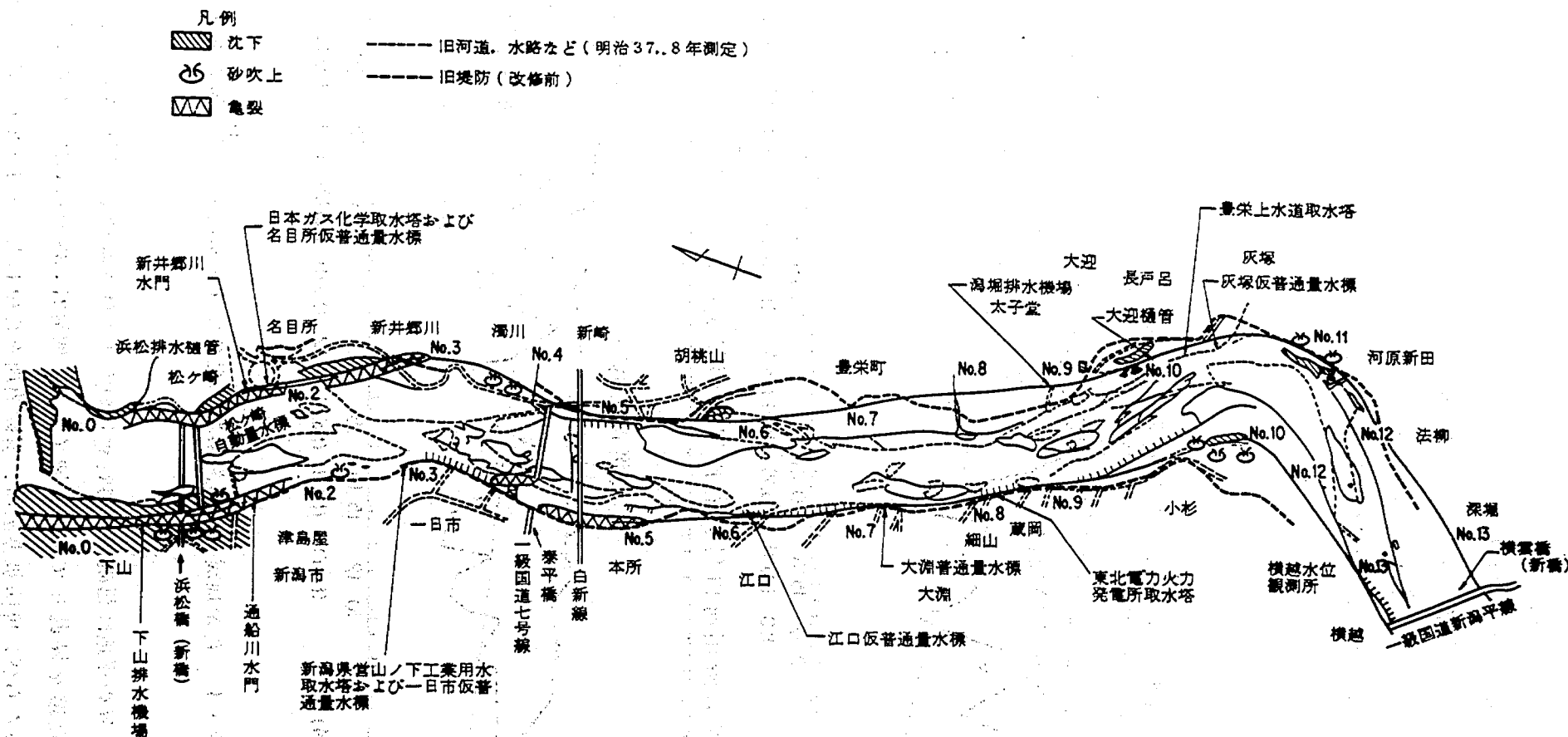


図-1.2.5 阿賀野川の河道変遷と被害箇所（文献¹⁸⁾による）

害箇所は数十年以前に河川敷であったところに集中して生じていることが報告されている。

また地震後に実施したスエーデン式サウンディング結果を主体とする地盤調査の結果からも200半回転以上の締った砂層が地表下6~7mの浅い所に存在するような所では被害がなく、ゆるい砂層またはシルト質細砂から構成される比較的強度の低い層が厚い所で被害が大きいことが指摘されている。堤防に被害を生じた区域では法尻付近に著しく多量の砂が噴き出し、地表面に亀裂の生じた箇所や地盤沈下²²⁾を起した箇所が少くないことから、地盤の液状化が堤防被害の主たる原因であったとみることができる。

液状化により生じる地盤強度の低下は、堤防などの盛土構造物に大きな変形をもたらす破壊を生じることがこの例でも示されるが、過去の地震によって生じた堤防天端の沈下量を調べた結果からも同様のことが指摘できる。

図-1・2・6は、濃尾地震、関東地震、福井地震、十勝沖地震、新潟地震、1968年十勝沖地震などに際して発生した河川堤防の被害事例を整理したものであるが、噴砂、噴水の痕跡から液状化が生じたと判断される事例では、これらの痕跡が無い場合に比べて沈下量が大きくなっていることが判る。²³⁾

液状化による土木構造物の被害形態として特徴的ないまひとつの形態は地中に埋設された比較的軽い構造物の浮上りという現象である。

図-1・2・7は新潟地震によって生じた下水道管路の被害状況を示したものである。路面下約2mの深さに埋設してあった西新潟第二排水区幹線の一部が、地震により沈下した路面まで浮上²⁴⁾した。この地域の地盤はN値が10以下の緩い砂質地盤であり、しかも地下水位が高い、地震時には晴天であったから管路ならびにマンホール内はほとんど空であったと考えられ、管路の見掛け比重は管路によって異なるが、径700mmで0.64、径1200mmで0.35、3号マンホールで1.2程度であるから、周辺地盤が液状化すれば浮力をうけて浮上ることとなる。この図に示したような地下埋設物の浮上りは下水管路のみならず、ポンプ場の沈砂池でも生じ、このため沈砂池がくの字型に折れ曲って破損するに至っていることも報告されている。²⁵⁾

同様の被害は国鉄新潟駅の旅客地下道でも生じている。この地下道は、径18cm、長さ7.2mの基礎杭で支持されたボックスラーメンであるが、隆起と沈下により不陸を生じ、施工継手箇所はくい違いを起して破壊し、また階段も上端部で大きく沈下しねじれを起している。

新潟地震以降の地震でも地下埋設構造物の被害は観察されており、そのひとつの例を図-1・2・8に示す。²⁶⁾

この事例は1968年十勝沖地震によって八戸市北部海浜埋立地内の工場の鉄筋コンクリート製の地下貯水槽が約30cm浮上った例で同図に示すように周辺地盤は深さ3m以浅にゆるい砂層が存在していた。主要建物の下はバイプロローション工法により締固められていたが、締固めていない埋立て部分では噴砂、噴水現象が観察されているところから、地震によって地盤が液状化したものと判断されている。この報告では、貯水槽は地震時に満水であったから、単位面積当りの重量

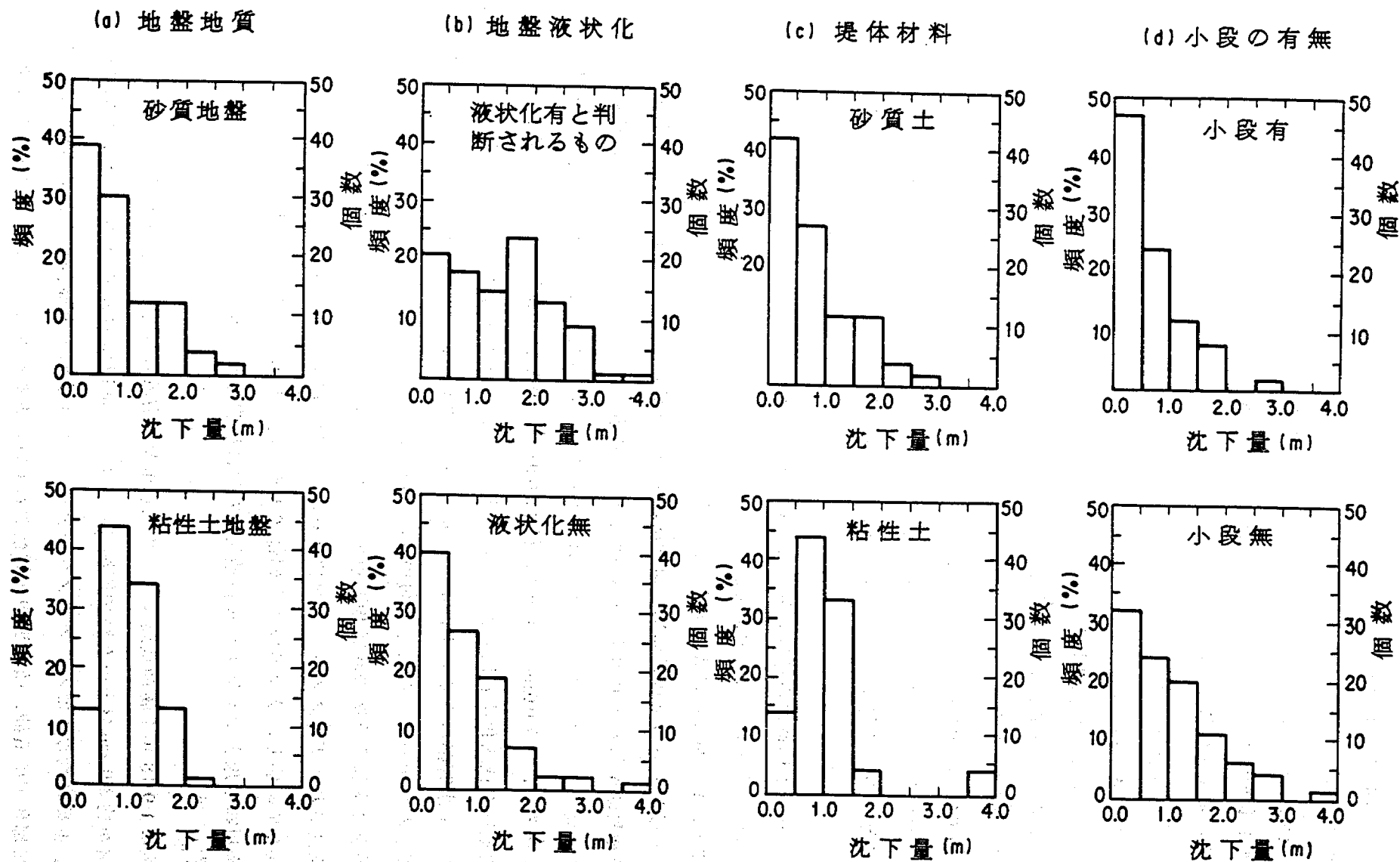


図-1・2・6 既往地震による河川堤防の被害

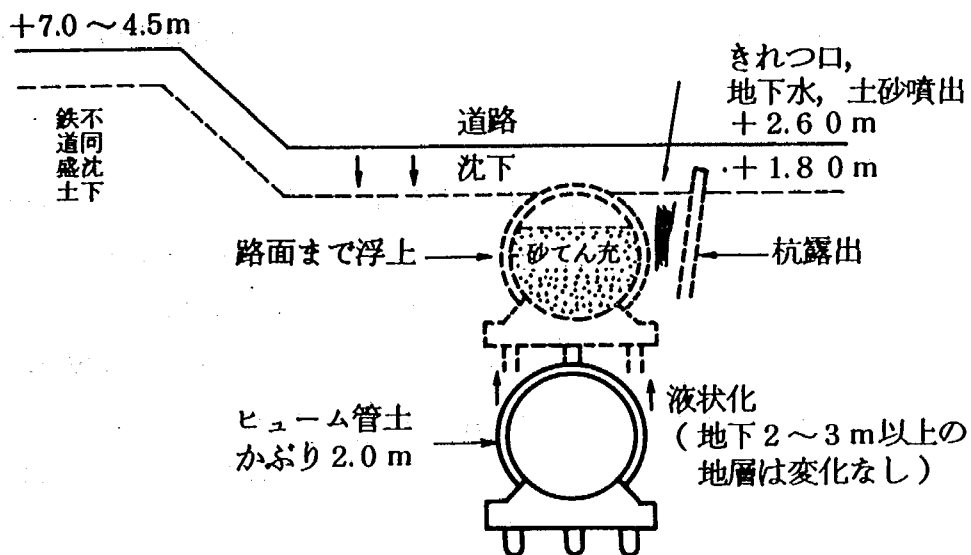


図-1・2・7 新潟地震による下水道管路（西二区幹線排水路）の浮上り被害（文献⁶⁾による）

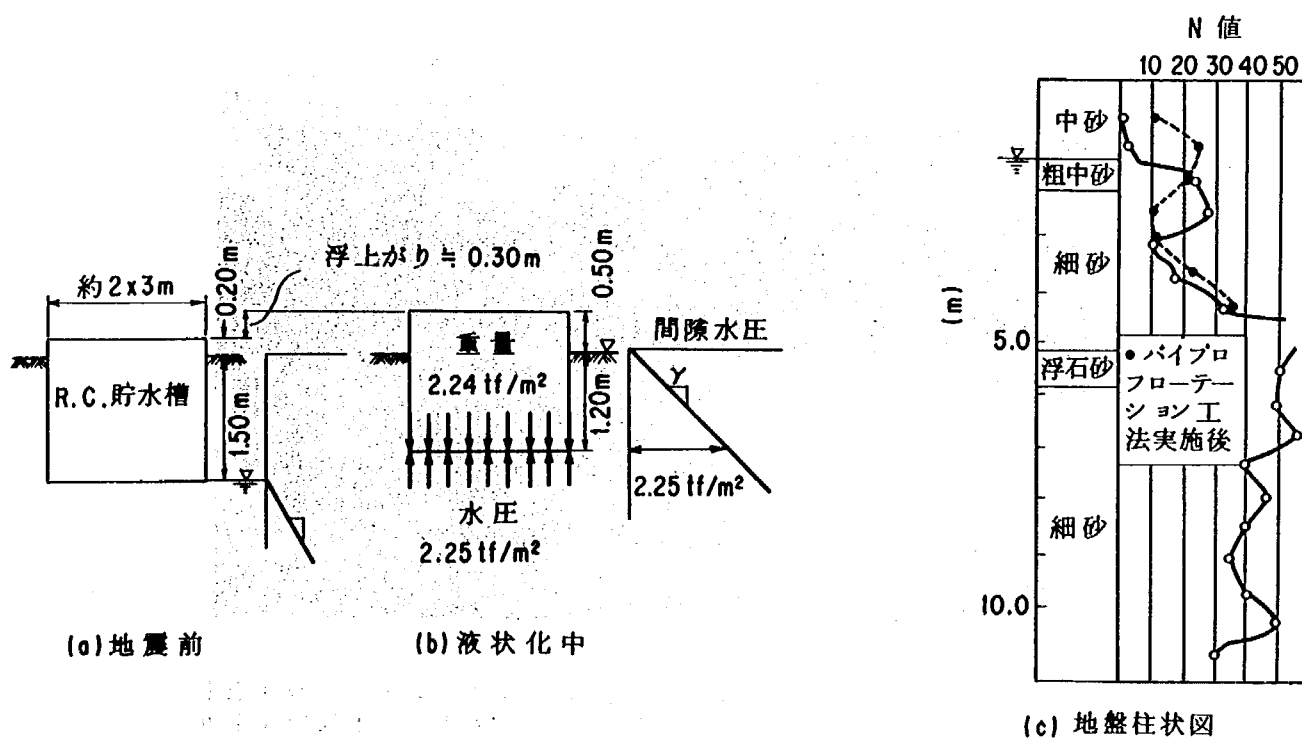


図-1・2・8 十勝沖地震による地下貯水槽の浮上り被害（文献²⁶⁾による）

は 2.24 tf/m^2 と推定され、一方地盤が完全に液状化して見掛け比重の大きな液体のようになったとして、貯水槽底面に作用する圧力を次式によって算定し、浮上りの可能性を調べている。

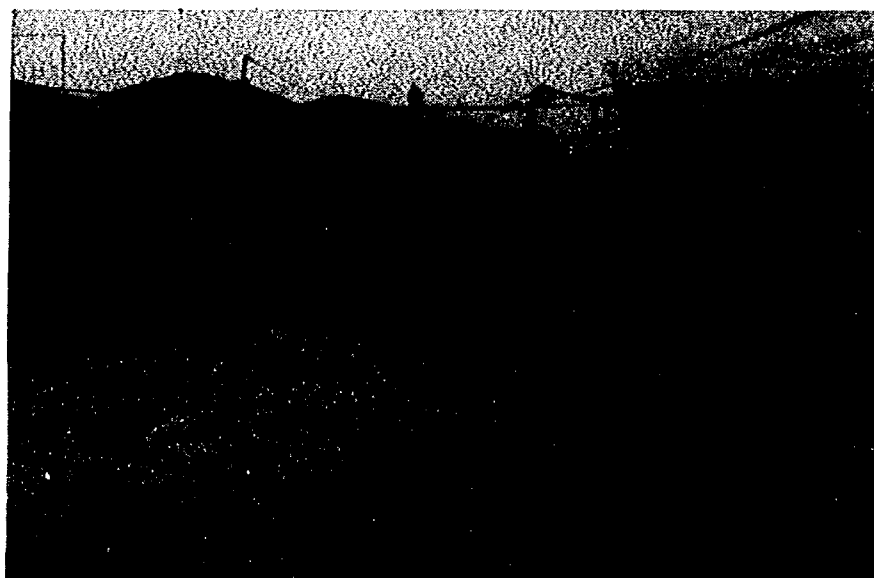
$$p = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w h \quad (1 \cdot 2 \cdot 1)$$

$e = 0.90$, $G_s = 2.68$ と仮定して $h = 1.2 \text{ m}$ の貯水槽底面に作用する圧力は 2.25 tf/m^2 と算定され、重たい貯水槽を持ち上げるに十分な圧力が作用したものと推定されている。

1983 年 5 月の日本海中部地震によっても写真-1・2・1 に示すように地下に埋設したガソリントank や、浄化槽が浮上る被害が発生している。現在判明している浮上りの被害箇所は表-1・2・2²⁷⁾ に示す 24 箇所である。これらの被害箇所の地盤条件や構造形式は十分明らかにされていないが浮上りの被害を生じた構造物の周辺で噴砂や噴水が生じていることから周辺地盤が液状化したことが明らかである。

これらの例にみるように地中に埋設した構造物が地震時に浮上る被害は、地盤の液状化にともなうて生じる特有の現象で、地盤内に発生する過剰間隙水圧が原因である。

昭和大橋の事例、阿賀野川の事例ならびに地下埋設物の事例でみてきたように地震時の地盤の液状化は土木構造物に様々な形態の被害をもたらす。これらの被害の直接的な要因はそれぞれの事例の紹介に際してふれたように液状化にともなう次のような現象である。



写-1・2・1 日本海中部地震によるガソリントank の浮上り
にともなうて生じたコンクリート床版の浮上り

表-1・2・2 日本海中部地震による地下オイルタンク等の浮上り被害箇所

№	地下埋設物の種類	容量 (m ³)	本数	浮上り量 (cm)	地形分類 ※※	地下水位 (m)	噴砂の有無	噴砂または埋戻し材 の平均粒径 D ₅₀ (mm)	液状化 抵抗率 F _l
1	オイルタンク	10 2	5 1	0 ~ 15	-	?	無	0.30	-
2	"	10	1	5	砂丘	?	無	?	-
3	"	30	4	- ※	台地	?	無	?	-
4	"	10	3	4	砂丘	?	有	?	-
5	"	8	1	5	自然堤防	1.0	無	?	-
6	"	30	1	0 ~ 18	氾濫平野	?	有	?	-
7	"	10	2	0 ~ 19	氾濫平野	1.5	有	0.35	0.85
8	"	10	1	0 ~ 76	砂丘	0.5	有	0.33	0.71
9	"	7	1	14 ~ 72	氾濫平野	0.5	有	0.37	-
10	"	30 10	1 1	0 ~ 25	氾濫平野	0.5	-	?	-
11	"	10	1	0 ~ 2	台地	1.0	無	?	-
12	"	10	1	0 ~ 7	砂丘	?	有	?	-
13	"	4	1	5 ~ 9	旧河道	2.0	有	?	-
14	"	15	1	- ※	台地	?	無	?	-
15	"	8	1	2 ~ 12	-	1.3	有	0.40	0.77
16	"	50	2	48 ~ 202	氾濫平野	1.0	有	0.60	0.46
17	"	50	3	15 ~ 75	氾濫平野	1.0	無	0.36	0.64
18	"	30	3	60 ~ 165	氾濫平野	1.0	有	0.52	0.74
19	浄化槽	-	-	5	氾濫平野	?	-	?	-
20	オイルタンク	-	-	?	砂丘	?	-	?	-
21	"	-	-	?	砂丘	?	-	?	-
22	"	-	-	?	砂丘	?	-	?	-
23	"	-	-	?	氾濫平野	?	-	?	-
24	浄化槽	-	-	35 ~ 114	-	1.3	有	0.40	-

※ 周辺地盤が沈下した

※※ 地形分類は治水地形分類図による

- a) 水平抵抗の減少
- b) 地盤支持力の減少
- c) 揚圧力の発生

これらは、いずれも液状化にともなって発生する地盤内の過剰間隙水圧が主な原因である。

新潟地震を契機として、地盤の液状化と地震時の構造物の安定性との密接に関連していることが認識され、液状化の機構、液状化の発生に影響する因子などに関する研究が進められた結果、実務上の設計基準類にも液状化の可能性の判定や対策に関する条項がとりあげられるようになってきている。

次節では地盤の液状化にともなう土木構造物の被害の軽減を目的とするこれらの基準類の整理を通じて、液状化現象を支配する主要因と現在考えられているその対策工法について概観してみる。

1.3 地盤液状化の判定と対策方法に関するレビュー

新潟地震の直後に収集した標準貫入試験結果をもとに、小泉は、図-1・3・1に示す限界 N 値の²⁸⁾線を求めている。

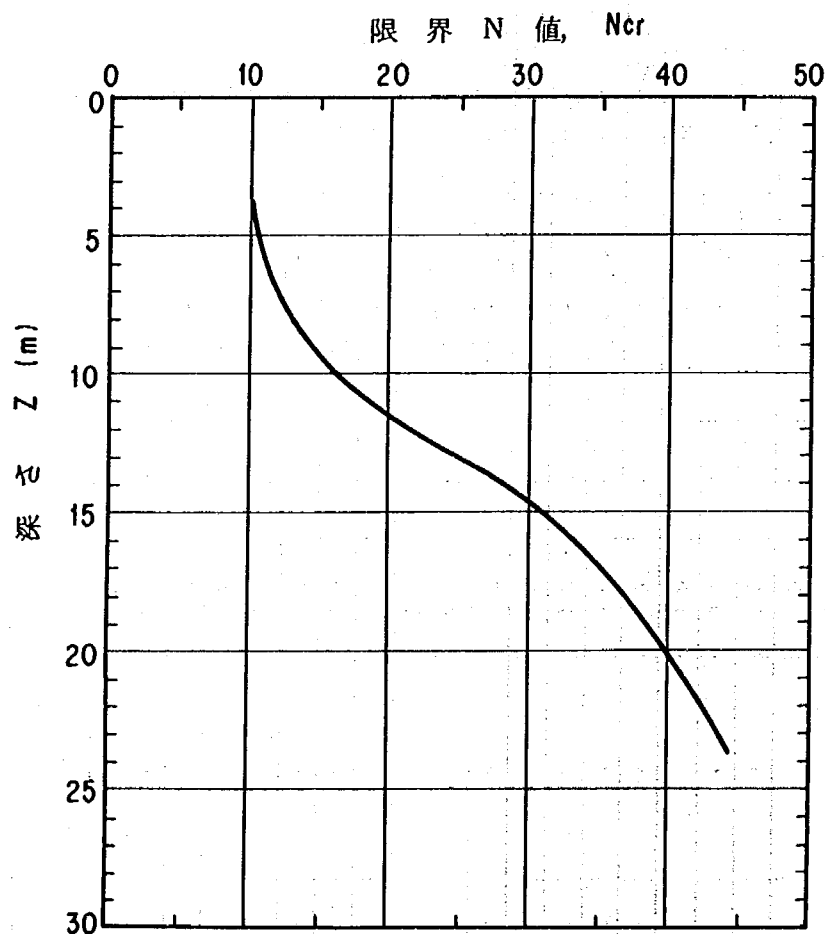


図-1・3・1 新潟地震による被害から求めた地盤の限界 N 値
(Koizumi²⁸⁾による)

小泉は、新潟駅近くの建築物をはじめとする構造物被害の大きかった地域内の地震前の標準貫入試験データの存在する約20カ所の地点で地震後に改めて標準貫入試験を実施し、これらを比較した。この結果、地表から5mよりも浅い所の N 値は地震によって大きくなったものも小さくなったものもあって顕著な特徴は見られなかったが、これより深い所では、地震前に N 値の小さいすなわちゆるい砂層では地震後に N 値が大きくなっており、また逆に地震前の N 値の大きい密な層では反対に N 値が減少している傾向が判明した。この事実から、これらの中間の地震前後で変化しない N 値を限界 N 値と名付けてこの値を深さに対してプロットした結果が図-1・3・1である。

この図において曲線より左側に存在する点の表わす N 値を有する地盤では液状化したことを、又逆に曲線の右側の点では液状化をしなかった N 値を表わすもので、後述する建築関係の基準ではこの曲線が地盤の液状化の可能性を判定するために用いられている。

同様の地盤の N 値は港湾技術研究所でも新潟地震の後に比較されている。²⁹⁾

一方、渡辺は、液状化現象を生じる砂の粒度分布に着目して、液状化し易い粒度分布の範囲を与える図として図-1・3・2を示した。³⁰⁾

渡辺は、地盤の液状化は、浸透流によるクイックサンド現象と同様に過剰な間隙水圧によって粒子構造が破壊される現象と考えた。

クイックサンド現象は土中の浸透水の圧力と土粒子重量との大小関係のバランスが崩れた時に生ずるものであるから、細粒分を多く含む粘着力を有する土では、クイックサンド現象は生じないし、

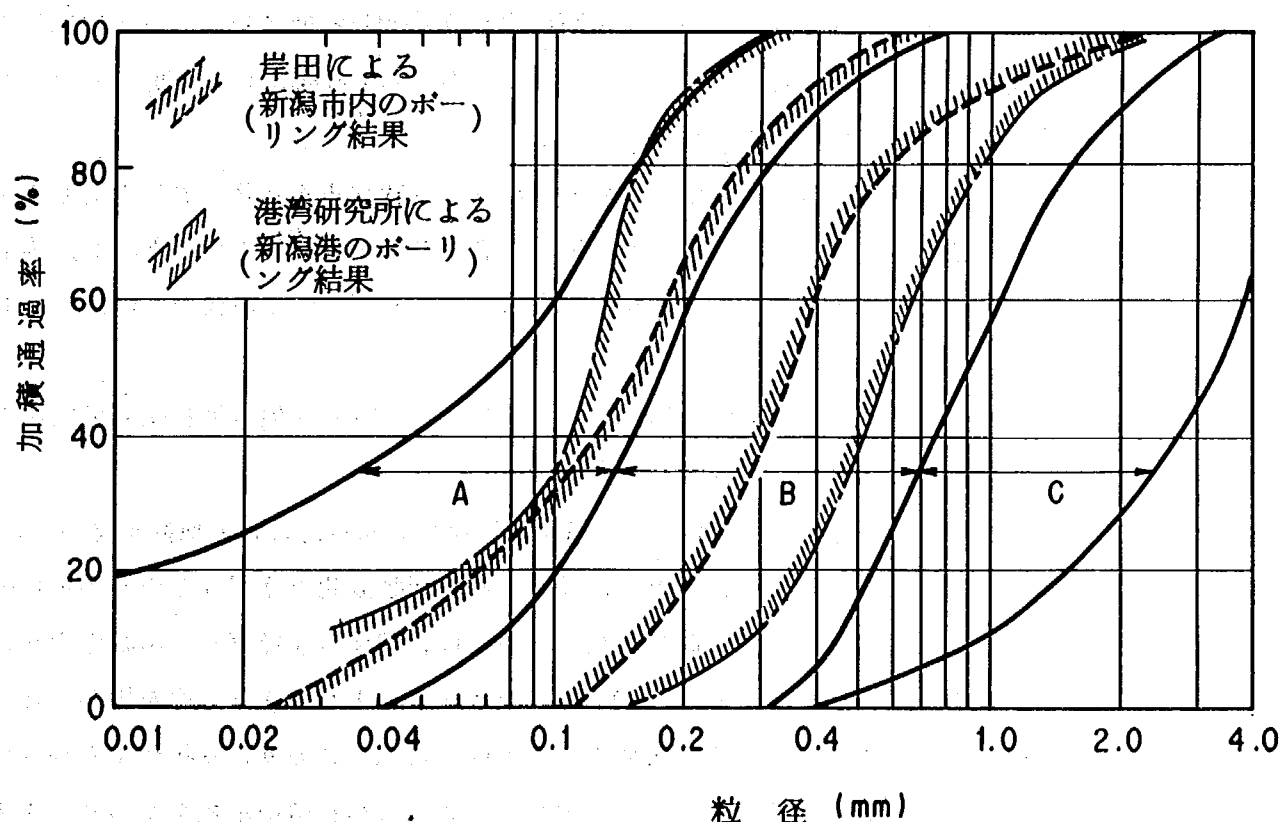


図-1・3・2 液状化し易い砂の粒度分布曲線 (Watanabe³⁰⁾による)

また粒径の大きい礫などでは間隙が大きくまた粒子重量が大きいから同様にクイックサンド現象は生じない。すなわち、余り粗粒でもなく、また細粒分も含まない砂質の土がクイックサンド現象を生ずることはよく経験されていることである。この経験的事実とならんで地盤改良工法の1つとして用いられているパイプロフローテーション工法が局部的に液状化現象と類似な現象を呈し、かつある粒度範囲の砂質地盤に対してしか締固め効果が顕著でないという経験に基いて渡辺は図-1・3・2を提案した。

図-1・3・2には新潟でのボーリングデータに基く地盤の粒度範囲が示されているが、この提案曲線を裏付けるものであり、後に多くの基準において地盤の液状化の検討を要する地盤であるかどうかを判断する粒度分布の根拠を与えた。

以上の2つの研究成果は地盤の液状化特性を左右する重要な因子である粒度分布と限界密度に関する概念を経験的事実に基いて整理したという点で極めて貢献度の高いものと評価されよう。しかしながら、これらの2つの概念はいわば素因としての地盤の液状化特性についての判断根拠を与えるものであり、地震時に地盤が液状化するかどうかを知るためには誘因とも云うべき地震力の作用の影響を加味することが必要である。

Seedは、液状化現象が繰返しせん断応力の作用によって徐々に地盤内に過剰間隙水圧が上昇する現象であることのメカニズムを説明し、繰返し三軸試験によって実験的にこれを裏付けた。³¹⁾

彼はこの実験によって液状化現象が繰返しせん断応力の大きさ、繰返し回数、初期の密度、拘束圧によって異なることを明らかにした。さらにこの実験結果に基いて液状化現象を生ずる限界の繰返しせん断応力の初期拘束圧に対する比（繰返しせん断応力比）を相対密度に対して与え、地盤の相対密度と地表加速度が与えられた場合に、地盤に作用する外力としての繰返しせん断応力比をこれと比較することによって液状化の可能性を判断する方法を提案した。³²⁾

この考えの底流には、地盤がある限界の密度よりゆるければ、液状化すると評価する考え方に立っている点では小泉その他の日本の初期の研究者が提案した判断基準と通じるものがあるが、拘束圧や外力としての繰返しせん断応力比の影響を判断の基準にとり込んだ点がこの分野の進歩に大きく貢献している。

後に岩崎、龍岡はSeedの提案した繰返しせん断応力比の概念を用いて地盤の液状化の可能性を評価する指標として液状化抵抗係数 F_L を提案した。³³⁾

Seedの提案した判定方法は、地震時に地盤内に作用する繰返しせん断応力比と地盤が持っている液状化に対する限界の繰返しせん断応力比（以降、繰返しせん断強度比と呼ぶ）との大小を比較するだけであるのに対し、彼等は繰返しせん断強度比の（地盤に作用する）繰返しせん断応力比に対する比を液状化抵抗係数 F_L と定義し、 $F_L \leq 1.0$ ならば液状化すると判定する方法を提案した。実際に存在する地盤は密な状態のもの、ゆるい状態のもの等様々な状態にあり、液状化する地盤であるかしない地盤であるかの二者択一的な分類は適当でなく中間領域の状態の地盤もあることを考慮して構造物の設計に反映することができるようにしたという点でこの方法は評価される。すなわ

ち、液状化抵抗係数 F_L が 1.0 以下でもその値が 0.9 と 0.5 ではその意味する所は異なり構造物に与える影響が異なるであろうことを設計にとり入れることを可能にした。この概念は後に述べる道路橋示方書、同解説 V 耐震設計編³⁴⁾に反映されている。

以上に概観した研究成果に代表される新潟地震以降の多くの研究に基いてわが国で刊行されている設計基準類の多くに液状化の判定基準が盛り込まれている。

表-1・3・1は、現在刊行されているわが国の基準類における液状化の判定法を整理したものである。なお、この表には米国で用いられている基準も含めて示した。

これらの基準類における液状化判定法は、すでに土田や、谷口、安田ら³⁶⁾によってまとめられているように、地盤の限界 N 値から判定する方法と液状化抵抗係数 F_L によって判定する方法とに大別できる。

限界 N 値から求める方法は、主として新潟地震において経験された液状化地点の標準貫入試験結果に基いたもので、各指針によって用いている限界 N 値に若干の相異がある。これらの相違は限界 N 値が一律に定まるものではなく、拘束圧、粒度分布、作用外力としての地震力の大きさなどによって異なるので、これらをどう考慮するかによって異なっている。表-1・3・1に示した基準類で採用している限界 N 値は次の3つに大別できる。³⁷⁾

- 1) 深度によって限界 N 値を設定する。
- 2) 粒度分布によって限界 N 値を設定する。
- 3) 地震規模によって限界 N 値を設定する。

表-1・3・1 各種基準における液状化の判定法（文献³⁶⁾を一部修正）

基 準 名	機 関	制 定 年 月	液 状 化 の 予 則 方 法	
			① N 値・粒度分布等より直接判定する方法	② 繰返しせん断抵抗率 F_L を用いる方法
道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	日本道路協会	昭和55年5月		○
捨石、鉱さい堆積場建設基準及び解説	日本鉱業協会	昭和57年12月		○
土地改良事業計画設計基準	農林水産省構造改善局	昭和56年4月		○
建築物設計標準（基礎構造物及び抗土圧構造物）	日本国有鉄道	昭和49年6月	○	
建築基礎構造設計基準・同解説	日本建築学会	昭和49年11月	○	
危険物の規制に関する規則	消防庁	昭和53年2月	○	
港湾の施設の技術上の基準・同解説	日本港湾協会	昭和54年3月	○	
LNG地下式貯槽指針	日本瓦斯協会液化天然ガス用貯槽保安調査委員会	昭和54年3月	○	
Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings （建物に対する耐震性基準開発のための暫定指針）	Applied Technology Council（米国）	昭和53年6月		○

このうち、1) は先述した小泉の成果に代表されるもので新潟地震直後に考案されたもので建築ならびに国鉄関係の基準で用いられている。これらの基準で採用されている限界 N 値といくつかの研究に見られる限界 N 値を図-1・3・3に示す。

2) の方法はその後の研究の成果をとり入れて最近定められた基準類で用いられている方法で細粒分含有率によって粒度分布特性を表現し、図-1・3・4に示すようにこれを限界 N 値に反映させている。

3) の方法には図-1・3・5に示すようにわが国の港湾構造物関係の基準で用いられているものが含まれる。

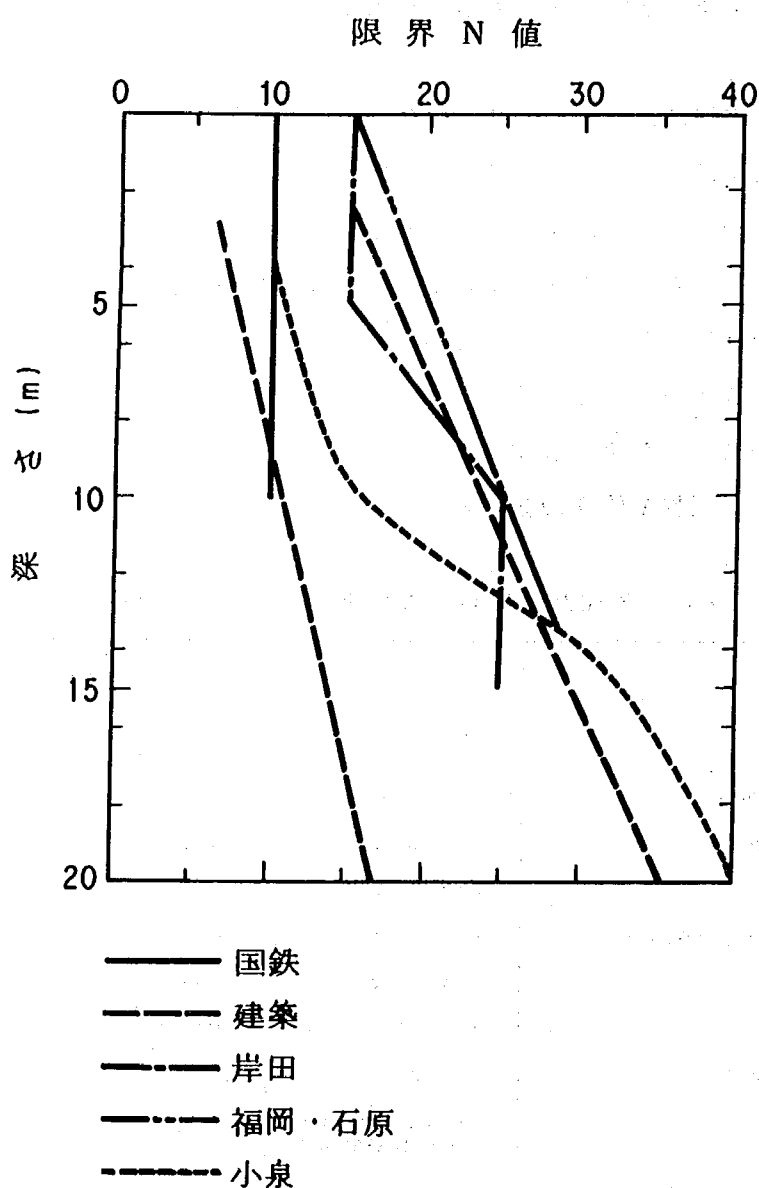


図-1・3・3 限界 N 値の比較(I) -深度と限界 N 値-(文献³⁷⁾による)

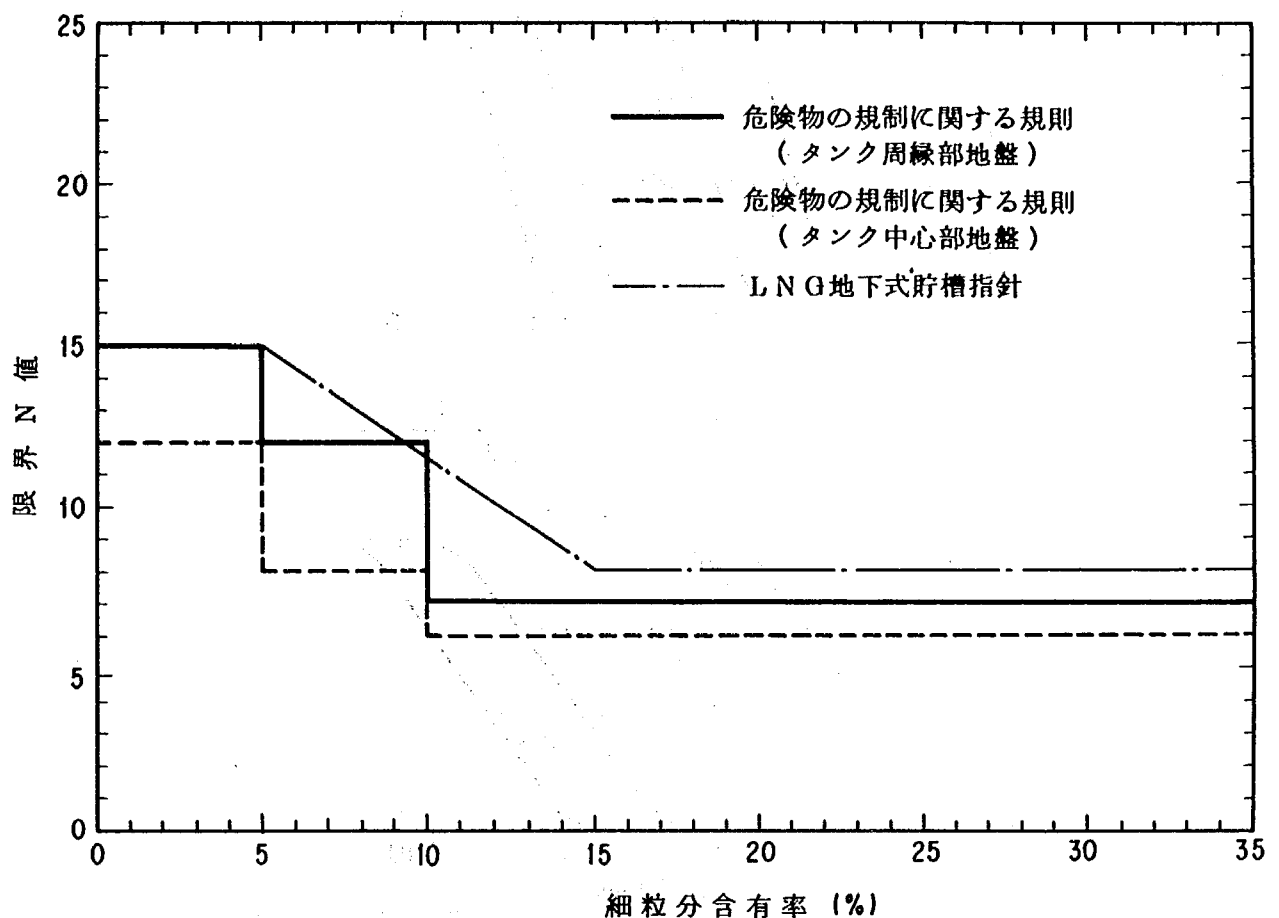


図-1・3・4 限界 N 値の比較(2) —細粒分含有率と N 値— (文献³⁷⁾による)

液状化抵抗係数 F_L による判定方法を採用している基準の中で代表的なものは先述の道路橋関係の基準である。³⁴⁾

液状化抵抗係数 F_L を用いる判定方法においては、地盤の繰返しせん断強度比を N 値等のサウンディング試験結果から推定する簡易な方法と原位置から採取した不攪乱試料を用いた室内実験により求める方法の2種類があり、一方地盤に作用する繰返しせん断応力比も地表最大加速度から求める簡易な方法と地盤の動的応答解析に基いて求める方法とがある。道路橋示方書では、繰返しせん断強度比 R_L を標準貫入試験の N 値と平均粒径 D_{50} とを用いて求め、繰返しせん断応力比 L を地表最大加速度から求めることが通常の方法として提案されており、重要な構造物や特別の検討を行う必要がある場合に不攪乱試料を用いた試験や動的応答計算を行う詳細な検討方法を用いることとなっている。

表-1・3・1に示した捨石鉾さいダムにおいてもこの基準の判定方法とほぼ同様の方法を用いることとなっているが簡易法における N 値から求める繰返しせん断強度比の粒度分布による補正項ならびに地表最大加速度から求める地盤内繰返しせん断応力比の深さ方向の低減係数とが道路橋に関するものにくらべて若干異なっている。³⁸⁾

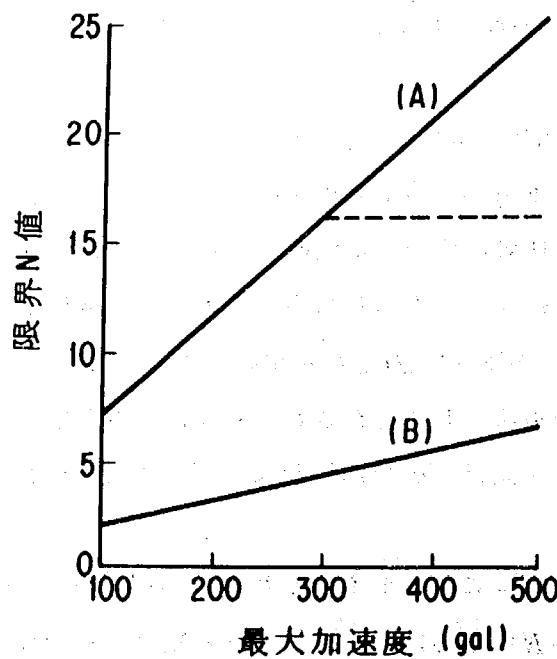
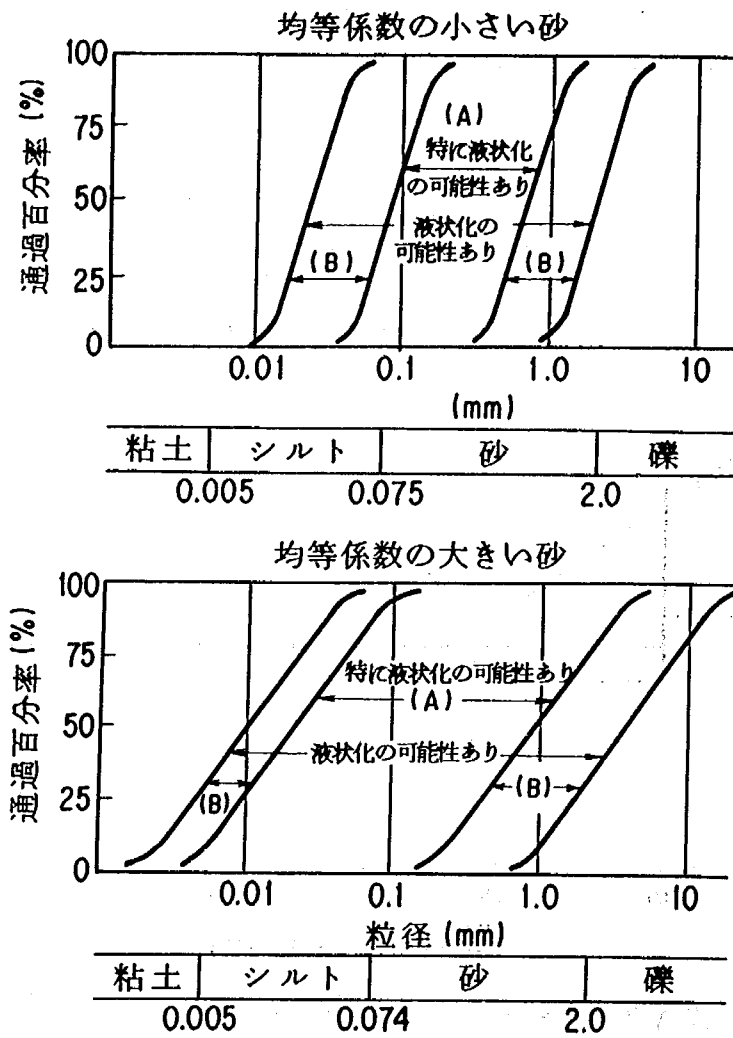


図-1・3・5 港湾施設の基準で用いられている限界 N 値(文献⁴⁴⁾による)

これは、鉋さいダムに堆積される土の液状化特性ならびに鉋さいダムとしての構造的な振動特性が自然に堆積した水平な飽和砂質地盤とは異なることを反映したためである。

昭和56年に改訂された農林関係で用いられている基準では、繰返し三軸試験から求めた繰返しせん断強度比と作用する繰返しせん断応力比をくらべ1.0を超えるか越えないかで液状化の可能性を判定することとなっている。この基準では明確な液状化抵抗係数 F_L という語は用いておらず、Seedの初期の簡易判定法ならびに捨石鉋さいダムの基準が解説に参考として引用されている。

米国で用いられている基準⁴⁰⁾では、原位置で得られた標準貫入試験結果 N を $\sigma_v' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の深さでの値に補正した N_1 から液状化に対する繰返しせん断強度比を求め、別途求めた地盤内の繰返しせん断強度比を求め、別途求めた地盤内の繰返しせん断応力比より大きいかどうかで液状化の可能性を判定する方法を用いている。この方法における N_1 と繰返しせん断強度比の関係は既往の液状化履歴地点のデータに基いてSeedが提案したもので、図-1・3・6に示すように地震規模の大きさを考慮するようになっている。

これまで概観したように、現在用いられている液状化判定法は、農林関係の基準を除いて新しく制定されているものほど最近の研究の成果を取り入れて合理化されてきているが、なお、次のような問題は将来の課題として残されている。

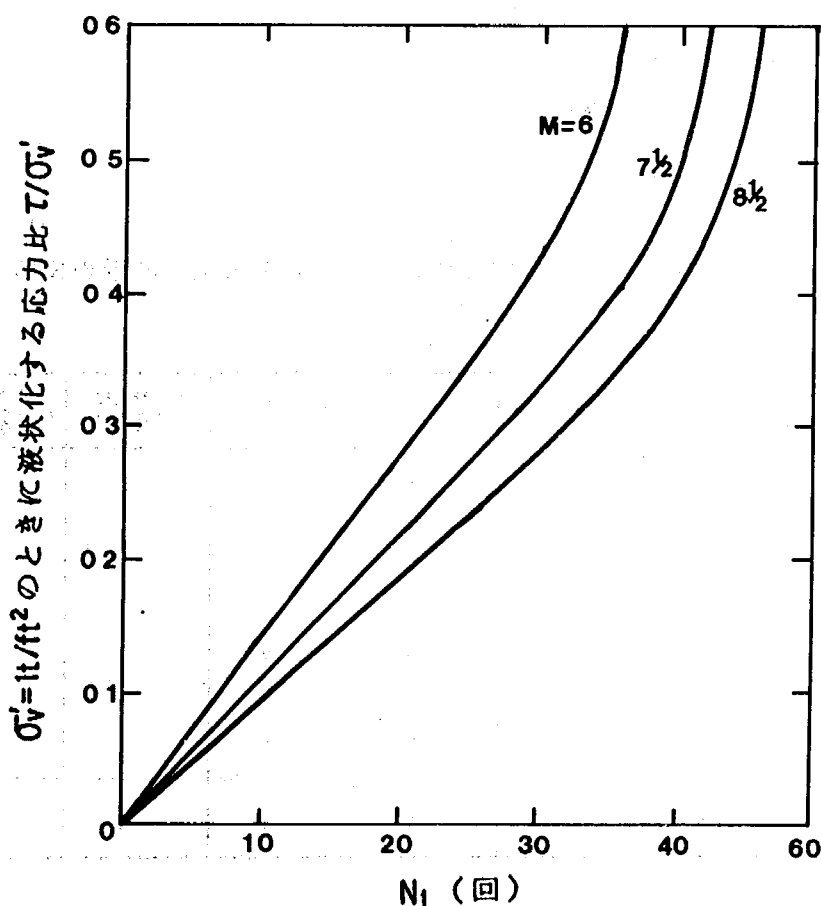


図-1・3・6 N_1 値と繰返しせん断強度比の関係(文献⁴⁰⁾による)

特に大きい地震力を想定する場合に必要な密な砂層の液状化特性，細粒分含有量が液状化強度に及ぼす影響，ならびに地盤の液状化強度に応じた地震時の発生間隙水圧量などである。

ところで，表－１・３・１に示す各基準では，^{34), 38~45)}ほとんどの基準も液状化すると判定される地盤の地震時の設計上の取扱い方法を明記したものはほとんどない。わずかに道路橋関係の基準で，基礎の設計に用いる地盤反力係数を F_d の値に応じて低減すること，ならびに仮想地盤面の取扱い方法を規定しているのと，鉦さいダムの基準で F_d の値に応じた発生間隙水圧比を与えて安定計算に反映するようになっているだけである。これは各基準が対象とする構造物の設計体系の違いが反映されていることも理由の１つと思われるが，基本的には液状化の可能性があると判定されるときにはこれを防止する対策を講じることとしているためである。

地盤液状化の対策には，周辺地盤が液状化しても構造物に有害な被害が生じないように深い基礎を用いるなどの構造物側での対策と地盤液状化の発生そのものを抑制する地盤対策との２つがある。

表－１・３・２⁴⁶⁾に液状化強度を増加させる地盤対策方法と最近の使用実績を示す。この使用実績に示す件数は，昭和５０年から５５年（一部５６年）までの期間に建設業２５社で施工されたプロジェクト件数を表わしている。

この表に示すように液状化対策として用いられている工法は次のように分類できる。

- 1) 地盤の密度を増大させる工法
- 2) 地盤の粒度改良または固結による工法
- 3) 地盤の飽和度を低下させる工法
- 4) 発生する間隙水圧の消散を促進する工法
- 5) せん断変形を抑制する工法

表－１・３・２ 液状化強度を増加させる地盤対策方法の最近の使用実績
(末松ら⁴⁶⁾による)

対象構造物		土木構造物 (宅地造成含む)	港湾構造物	橋梁基礎	タンク基礎	建屋基礎	地下構造物 地中埋設物	その他 (プラントなど)	計
工 法 の 原 理	I 密度の増大	29	38	2	91	37	18	17	232
	II 粒度改良 または固結	9	6	0	8	3	6	2	34
	III 飽和度 の低下	0	1	0	0	2	5	3	11
	IV 間隙水圧の 消散，拘束	0	0	0	0	2	1	2	5
計		38	45	2	99	44	30	24	282

1)の方法は表に示すようにもっとも実績が多く信頼できる工法の1つと考えられる。渡辺は新潟地震の際にパイロフロート工法で地盤改良して建設した石油タンクの被害が軽微であったことを報告している⁴⁷⁾。しかし地盤の密度増大のために用いられる締固め工法が振動や騒音を伴うため都市内や周辺の既設構造物の条件によっては問題となることもある。

2)の方法は液状化のおそれのある地盤を液状化し難い粒度分布を持つ土で置換したり、薬材やセメントなどの固結材を地盤に注入したり攪拌混合したりする工法であるが、一般には経済性が問題となる。

3)の方法は、原理的には可能であり、地下排水施設や排水暗渠等による地下水位の低下をはかる工法⁴⁸⁾の他、地盤内に空気を送り込んで飽和度を下げる工夫についての検討がなされている。地下水位を下げることに伴う効果は不飽和となった地下水位面以上の地盤の液状化強度を増大するばかりでなく、地下水位下の地盤に対しても有効拘束圧を増大させるという効果も期待できる。しかし、一般の土木構造物では経済的でないことが多い。

4)の工法は地盤の透水性を改良して、繰返しせん断力によって発生する間隙水圧の蓄積を遅延させようとする工法である。周辺の地盤にくらべて十分大きな透水係数を持つ材料(碎石など)を用いて図-1・3・7に示すような排水パイルを設置し、これを通じて地盤内に生じた間隙水圧を消散させる方法である⁴⁹⁾。

5)の方法は、シートパイルや地中連続壁などにより構造物を支持する地盤のせん断変形を抑制することによって液状化強度の増加を図ったり、周辺地盤の液状化後の構造物の有害な沈下や破壊を防止しようとする工法である。国鉄では、既設の新幹線盛土の強化対策の一部として試験的に盛土の両法尻にシートパイルを打設しこの頭をタイロッドで緊結する工法を実施している⁵⁰⁾。

以上の工法のうち、表-1・3・2に示すように対象構造物によってこれまでに実施された地盤液状化対策工法の工種が異っているが、もっとも広く用いられているのは地盤締固め工法である。

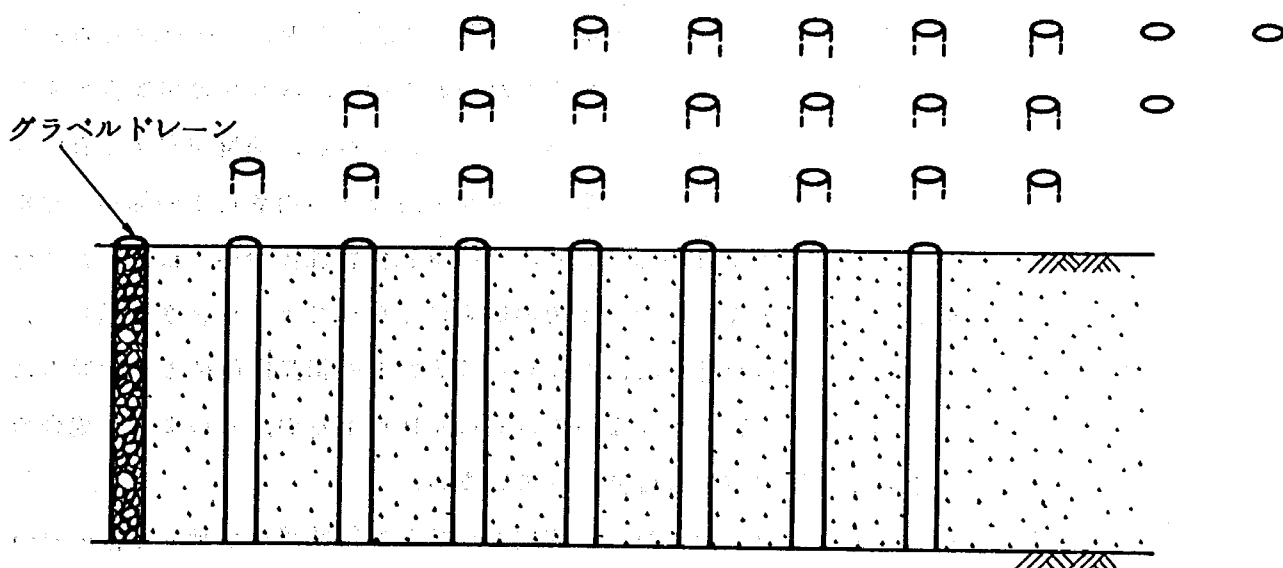


図-1・3・7 グラベルドレーン

しかし、この工法は先述のように振動や騒音などをともなうので適用が困難な場合があり、これに替るものとして4)に挙げた間隙水圧消散を促進させる工法が最近試みられ始めている。この工法は適用場所の条件が整えば、締固めの効果も期待して、コンパクション工法の材料として透水性の大きい礫、碎石などを用いれば、1)の工法の効果も合わせ持つこととなる。

特に地下浅部に埋設する浄化槽や貯水槽などの構造物の液状化対策としては、建設時の埋戻し材料に透水性の大きい碎石などを用いるだけでも場合によっては効果が期待でき有利な工法と考えられる。

これらの工法は、液状化対策として用いられているものも多いがその設計法に関しては確立されたものはない。そのうち締固め工法についてだけは、本節前半で述べた液状化の判定法によって液状化しないと評価できる密度にまで締固めるよう設計すればよいので既往の設計法が適用できる。しかしこの場合でも構造物の規模や形状に応じて水平方向にどれくらいの範囲まで締固めておけばよいかという点についての確立された考え方はない。

したがって、地盤液状化対策工法の効果と設計法の検討の推進が強く期待されている。

1.4 研究の必要性和目的

第2節で述べたように地震時の地盤の液状化は土木構造物に大きな被害をもたらす。その内容は、地盤内に蓄積する過剰間隙水圧に起因するもので、有効応力の減少による地盤強度の低下のため、構造物の安定が失われたり沈下、変形を生ずる場合と、比較的軽い構造物の浮上り被害などがある。

このような被害を防止するためには、まず地震時に地盤が液状化する可能性があるかどうかを知り、その危険の程度に応じて適切な対策を講じることが必要である。このため、液状化の可能性があるかどうか、液状化を生じる要因は何かといった点に主題を置いた研究が新潟地震以降活発に行われた結果、現在では水平地盤の液状化の可能性についてはかなりの程度まで解明され、その成果を活用して各種の設計基準類にも地盤液状化の判定に関する項目が盛り込まれるようになってきている。

また、この判定の結果、液状化の可能性があると判定される場合には、締固め工法をはじめとする各種の地盤改良工法によって地盤の液状化に対する強度を高める対策や、液状化の可能性のある地盤の強度を期待しない基礎構造とするなどの対策がとられている。しかし、地盤が水平でない場合や、地下に半分埋設された（例えば地下室のある建築物や掘削道路などの構造物）の周辺地盤などのように、常時にも地盤内にせん断応力が作用している場合の液状化特性については、未だ十分解明されていない。また地表から十分堅固な基礎地盤までの厚さにくらべてマッスルな構造物や、長い延長を有する掘削道路構造などの周辺地盤では、これらの構造物との相互作用により地盤内に地震時に生ずる動的な応力は単純な水平地盤とは異なっている可能性があるが、このような場合の動的な地盤内応力を精度よく求める解析的方法も確立されていない。

一方、近年、東京湾岸をはじめとして海浜部における埋立て地盤や沖積低平地の地下水位の高いゆるい砂質地盤で掘削構造の道路が計画される機会が多くなっている。また既設の道路下の比

較的地表近く浅い所に埋設される共同溝などの建設に当って液状化の可能性の大きい地盤に遭遇する場合も少なくない。

これらの構造物は、構造部材厚にくらべて内空断面が大きく、見掛けの比重が小さいので、常時の支持力問題は大きくないが、地震時に周辺地盤が液状化すると発生する過剰間隙水圧によって大きな揚圧力を受けて浮上ったり、側壁に作用する土圧が増大するなどの不安がある。

実際に地下浅部に埋設された構造物が地震時に周辺地盤の液状化が原因で浮上った例が少なからず見られていることは1.2節でみた通りである。

このような被害を軽減するためには、地盤の液状化強度を高める対策工法をとる必要があるが、都市内など周辺に家屋が存在したり、既設の構造物が存在する場合などでは、現在もっとも実績が多く信頼性の高い地盤締固め工法の採用が困難となることは1.3節で述べたところである。また既設の共同溝などをはじめとする構造物の耐震強化策としても地盤の締固めを用いられないことも多い。

このような場合の地盤液状化対策として、1.3節でふれた碎石ドレーン工法が有利と考えられる場合が少なくない。特に、地表から開削して新たに建設する掘割道路や共同溝などの埋設構造物では、基礎底面や周辺の埋戻し部分などに透水性の大きい碎石を材料として用いることは比較的容易で、工費の増大も小さい。また既設の構造物周辺の地盤の液状化対策としても施工時の振動等による悪影響を小さくできる施工が可能である。

このような事情を背景に、近年地盤の液状化対策として碎石ドレーン工法が施工され始めている⁵¹⁾が、その効果や、必要改良範囲などの設計法は確立されていない。

掘割道路のように地中に半分埋設された構造物では、碎石ドレーンによって構造物周辺の間隙水圧を速やかに消散させたり、周辺地盤から伝播してくる間隙水圧を遮断することが、浮上りや周辺地盤からの土圧を軽減する上で効果的と考えられる。

このような場合の設計体系を合理化するためには、次のような点を明らかにしておかねばならない。

- 1) 設計外力としての入力地震動の特性
- 2) 地震時の掘割道路周辺の地盤内応力の挙動
- 3) 地震時応力に基づく発生間隙水圧の挙動
- 4) 碎石ドレーンによる間隙水圧消散効果
- 5) 適正な碎石ドレーンの配置、ドレーン材料、規模

このうち、1)に関しては掘割部を含む道路そのものに期待される効用や機能によって異なり簡単に取り扱える問題ではない。2)についても、単純化して水平地盤としての地震時挙動から推定される応力状態を用いることが可能と考えられ、その場合には、3)に挙げた地盤内の発生間隙水圧も既⁵²⁾の研究成果等を参考に推定することが可能である。

しかし、4)、5)の問題については、これまでにSeedとBooker⁵³⁾らの解析的な検討や、時松の小⁵⁴⁾

型実験があるとは云え、十分解明されていない。

特に Seed と Booker の取扱いは地盤内に柱状に打設された碎石ドレーンがある場合の地盤内間隙水圧を軸対象問題として扱い、その予測に基いたもので、ドレーンに無限大の透水性を仮定している。一方、時松の実験は、現象を2次元的に取扱ってはいるものの、構造物に及ぼす揚圧力の減少という観点からは取扱っていない。

掘割道路のように幅にくらべて長さが長い構造物の周辺を碎石ドレーン工法を用いて対策する場合の設計法を合理化するためには、2次元的な扱いの方が妥当と思われドレーン材の透水性が有限な大きさを持つという現実的な仮定の上で構造物に作用する揚圧力がいかに軽減できるかという点を明らかにしておくことが必要である。

このため本研究では主として次の項目について解明することを目的とする。

- 1) 地盤液状化によって埋設構造物に作用する揚圧力の大きさ。
- 2) 地盤液状化にともなう埋設構造物の浮上りを抑制する上での碎石ドレーンの効果。

1.5 本論文の構成

本論文は全7章で構成されている。第1章は序章として研究を必要とする背景をとりまとめ研究目的について述べた。その概要は、1.1節に述べたところであるが、最近の大規模な地震による土木構造物の被害に地盤の液状化が密接に関係している例が多いことを述べるとともに、最近用いられている設計指針類に見られる液状化の判定方法と被害防止対策工法の考え方を整理した。これらの整理に基き、液状化対策工法の設計体系は十分合理化されたものとなっていないこと、ならびに比較的軽い構造物が地盤に埋設されている場合の浮上り被害の防止対策として有効と考えられる碎石ドレーン工法について明らかにすべき点が多いことから排水条件下の液状化過程、周辺地盤の液状化にともなう構造物の浮上りの予測方法、これを防止するための間隙水圧消散の促進の効果などを明らかにしようとした意図を述べた。

第2章では、本研究でとりあげる碎石ドレーン工法に関する既往の研究成果の主要なものについて整理する。この章では、碎石ドレーン工法の設計原理に関係するものに着目し、これまでに提案されている設計方法の基礎となっている考え方に、実在する構造物に適用する上で必ずしも適切ではない点が含まれていることを指摘する。また、後の5章ならびに6章で述べる解析的な取扱いの準備として排水条件下の液状化現象に関する最近の研究の動向を整理するとともに、解析計算に用いる間隙水圧発生状況を表現する力学モデルについて述べる。

第3章では、昭和55年、56年の2カ年にわたって実施した大型振動台を用いた振動台実験の結果を整理する。この実験は1.2m×1.2mの振動台に長さ1.2m、深さ3.5m、奥行き2mの鋼製の箱をのせ、この中に厚さ3mの飽和した模型砂地盤を作成して水平方向に加振した時に示す模型地盤内に埋設した構造物の浮上りの挙動に着目したものである。

実験に用いた材料特性ならびに実験方法を説明した後、この実験によって構造物周辺に碎石ドレーンを設置することが浮上り量を軽減する上で有効であることが示されたことを説明する。

第4章では、前章で説明した構造物の浮上り時の構造物ならびに周辺地盤の挙動に関する観察結果と、小型模型振動実験の結果に基いて、構造物が周辺地盤の液状化にともなって浮上るかどうかを予測する安全率の計算方法を提案する。

大型振動台実験において構造物が浮上り始めた時点での周辺地盤内での間隙水圧の測定結果から構造物に作用する揚圧力を算定した。この結果により揚圧力を構成する要因について検討するとともに、揚圧力を直接測定できるよう工夫した小型振動台実験を行った。この小型模型実験では、埋設構造物の浮上りを許す場合と許さない場合の両方について実験を行っており、これらの結果に基いて浮上りの安全率の計算方法を説明する。

第5章では、排水条件下の液状化特性に関して行った検討結果を述べる。前章で提案した浮上りの安全率を算定する上で構造物の周辺地盤の液状化時の間隙水圧を予測することが必要となるが、砕石ドレーンのような透水性の大きい土層内およびその近傍では液状化過程は排水条件下のもとで生じている。このためドレーンからの排水を許した状態で生じる液状化による間隙水圧の上昇過程を追跡できる取扱いが必要となることから、これを算定できる計算手法を提案し、この解析結果と実験結果を対比した考察からドレーンとしての必要な透水係数の大きさについて説明する。

第6章では、前章で行った近似計算ならびに実験時に観測された間隙水圧挙動の合理的解釈の裏付けともなる間隙水圧挙動を追跡した解析結果を説明する。この解析は土の応力、ひずみ関係の非線形性を考慮し、かつ第2章で述べた力学モデルを用いて間隙水圧の発生を計算するとともにその消散過程をも考慮できる二次元有限要素解析法である。解析結果によれば、この解析方法は地盤内の間隙水圧挙動を追跡する上で有用である。

第7章において本論文の終章としてこの研究によって明らかとなった結論をとりまとめる。

第1章の参考文献

- 1) 栗林栄一, 龍岡文夫, 吉田精一; 明治以降の本邦の地盤液状化履歴, 土木研究所彙報, No 30, 1974
- 2) 佐々木康, 吉見吉昭, 土田肇; 地盤の液状化 2. 実際の液状化の例, 土と基礎, Vol. 29, No 8, p. 56, 1981
- 3) Seed, H.B.; Landslides during Earthquakes due to Soil Liquefaction, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM5, pp. 1055-1122, 1968
- 4) Seed, H.B. and Wilson, S.D.; The Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska, Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp. 325-353, 1967
- 5) 土質工学会; Soil and Foundation, Vol. 6, No. 1, 2, 1966
- 6) 土木学会; 昭和39年新潟地震調査報告, 1966
- 7) Ohsaki, Y.; Effects of Sand Compaction on Liquefaction during the Tokachioki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, pp. 112-128, 1970
- 8) Kishida, H.; Characteristics of Liquefaction of Level Sandy Ground during the Tokachioki Earthquake, Vol. 10, No. 2, pp. 103-111, 1970
- 9) Seed, H.B. et al.; The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971, Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT7, pp. 651-688, 1975
- 10) 運輸省港湾局, 同港湾技術研究所, 北海道開発局港湾部; 1973年根室半島沖地震港湾被害報告・津波調査報告, 1973
- 11) Seed, H.B. et al.; Earthquake-Induced Liquefaction near Lake Amatitlan, Guatemala. Earthquake Engineering Research Center Report, No. WOB/EERC-79/29, 1979
- 12) Lingyao, L., Kneifen, L. and Dongping, B.; Earthquake Damage of Baihe Earth Dam and Liquefaction Characteristics of Sand and Gravel Materials, Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 3, pp. 171-178, 1980
- 13) 東京都; ルーマニア地震調査報告書, 東京都総務局災害対策部企画課, pp. 40-95, 1977
- 14) Okusa, S., Anma, S. and Maikuma, H.; Liquefaction of Mine Tailings in the 1978 Izu-Oshima-Kinkai Earthquake, Central Japan, Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 3, pp. 89-96, 1980
- 15) 陶野郁雄, 安田進; 宮城県沖地震における地盤の液状化, 基礎工, Vol. 6, No. 11, pp. 113-120, 1978
- 16) Talaganov, K., Mihailov, V. and Bogoevski, T.; Analysis of Soil Liquefaction during 1979 Montenegro Earthquake, Proc. 7th World Conf. on Earthquake

Engineering, Istanbul, Vol. 3, pp. 179-186, 1980

- 17) 陶野郁雄, 安田進, 社本康広; 日本海中部地震における液状化現象とその被害状況, 土と基礎, Vol. 31, No. 12, pp. 13-20, 1983
- 18) 土木研究所; 新潟地震調査報告, 土木研究所報告第125号, pp. 226-240, 1965
- 19) 岩崎敏男他; 昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査, 土木研究所資料第1591号, p. 61, 1980
- 20) 石原研而; 土構造物の耐震設計法の現状と問題点, 土と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 3-8, 1980
- 21) 前出18), pp. 97-102
- 22) 前出18), p. 91
- 23) 佐々木康; 河川堤防の地震被害, 土と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 25-30, 1980
- 24) 前出18), pp. 328-329
- 25) 前出18), p. 325
- 26) 土質工学会震害調査委員会; 1968年十勝沖地震による地盤震害調査概報, 土と基礎 Vol. 16, No. 9, pp. 5-17, 1968
- 27) 佐々木康, 谷口栄一, 森下義; 日本海中部地震における地下オイルタンクの浮上りの被害, 第19回土質工学研究発表会, pp. 649-650, 1984
- 28) Koizumi, Y.; Changes in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, pp. 38-44, 1966
- 29) Hayashi, S., Kubo, K. and Nakase, A.; Damage to Harbour Structures by the Niigata Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 1, pp. 89-112, 1966
- 30) Watanabe, T.; Damage to Oil-Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and Their Restoration, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, pp. 86-99, 1966
- 31) Seed, H.B. and Lee, K.; Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 105-134, 1966
- 32) Seed, H.B. and Idriss, I.M.; Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249-1273, 1971
- 33) 岩崎敏男他; 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回日本地震工学シンポジウム(1978)講演集, pp. 641-648, 1978
- 34) 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編; pp. 16-23, 1980
- 35) 土田肇; 液状化に対する地盤の耐震設計法の現状と問題点, 土と基礎, Vol. 23, No. 6, pp. 5-10, 1975
- 36) 谷口栄一, 安田進; 地盤の液状化, 6. 液状化についての諸基準, 土と基礎, Vol. 30

No.3, pp.69-76, 1982

- 37) 土質工学会編；土質調査法，p.681, 1982
- 38) 日本鉱業協会編；捨石鉱さい堆積場建設基準及び解説，1983
- 39) 農林水産省構造改善局；土地改良事業計画設計基準，設計ダム，pp.251-283, 1981
- 40) Applied Technology Council；Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC Publication ATC 3-06, pp.405-408, 1978
- 41) 日本国有鉄道編；建造物設計標準解説，基礎構造物及び杭土圧構造物，pp.57-61, 1974
- 42) 日本建築学会；建築基礎構造設計基準・同解説，pp.129-132, 1974
- 43) たとえば，消防庁危険物規制課編；危険物規制小六法，pp.223-224, pp.360(危険物の規制に関する規則，第20条の2，危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示，第4条の8)，1978
- 44) 日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.2-168~2-171, 1979
- 45) 日本瓦斯協会液化天然ガス用貯槽保安調査委員会；LNG地下式貯槽指針，pp.71-76, 1979
- 46) 末松直幹，吉見吉昭，佐々木康；地盤の液状化，7. 液状化被害を軽減するための対策，土と基礎，Vol.30, No.4, pp.71-79, 1982
- 47) 前出30)，p.90
- 48) たとえば，秋田県，(財)国土開発技術研究センター；日本海中部地震による八郎潟堤防の震災復旧調査報告書，pp.20-27-23, 1984
- 49) たとえば，佐々木康，谷口栄一，小笠原久；砕石ドレーン工法の効果に関する大型振動台実験，土木技術資料，Vol.24, No.5, pp.249-255, 1982
- 50) 大橋勝弘，那須誠；鉄道盛土の耐震補強対策，土と基礎，Vol.28, No.8, pp.37-44, 1980
- 51) たとえば，石原研而，斎藤彰，有馬宏；護岸液状化対策としての砕石パイルの適用例，土と基礎，Vol.28, No.4, pp.9-15, 1980
- 52) 柴田徹，岡二三生；地盤の液状化，3. 液状化のメカニズム，土と基礎，Vol.29, No.9, pp.83-91, 1981
- 53) Seed, H.B. and Booker, J.R.；Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drains, Proc. ASCE, Vol.103, No. GT7, pp.757-768, 1977
- 54) Tokimatsu, K.；Generation and Dissipation of Pore Water Pressures in Sand Deposits during Earthquake, 学位請求論文，1979

第2章 既往の研究

2.1 第2章の概説

第2章では、液状化に関する既往の研究のうち、特に本研究と関連の深い研究を概観し整理しておく。

新潟地震以降の液状化に関する研究は各所で精力的に進められている。その初期における主な研究対象は液状化現象の機構や液状化の発生を支配する要因の解明であったように思われる。そしてそれらは主として繰返し三軸試験やねじり試験による室内実験による知見であった。その後、地震時の地盤の動的応答計算と組み合わせて地盤内での液状化の発生と動的なせん断応力との関係についての検討を通じて、液状化発生機構の説明の解析化が図られてきたように思われる。この種の解析的な検討手法には全応力に基いて行うものと有効応力に基いて行うもの¹⁾とがあり、特に有効応力に基いて行う解析では、地盤内に発生する間隙水圧を計算する必要があるため、間隙水圧の発生予測モデルについての研究もすすめられてきている。

しかし、これらの研究の多くは、対象とする地盤や土の供試体が非排水条件下にあるものとして取扱われており、地盤の液状化による被害を軽減するための対策の有効性や設計手法の合理化に関する研究は少ないように思われる。

本章では、まず第2節において本研究の主題である碎石ドレーン工法に関して発表された既往の主な研究について説明する。ここでは、SeedとBooker²⁾らによって行なわれた解析的な研究^{3), 4)}、時松らによって行なわれた実験的な研究⁵⁾、田中らによる研究、その他の研究について概観する。

次いで第3節では従来余り取扱われていない排水条件下での液状化特性に関する研究の現況について概観し、第4節ならびに第5節で、地盤の液状化過程を解析計算によって追跡する際に必要となる間隙水圧発生モデルについて説明する。ここで取り上げる間隙水圧発生モデルは後に第6章で説明する有限要素解析に適用する。

2.2 碎石ドレーン工法に関する既往の研究

Seed⁶⁾らは、水平に堆積した砂質地盤の液状化による発生間隙水圧を予測する計算手法を提示した報告の中で、砂層の透水係数が地盤内に蓄積される間隙水圧の大きさに与える影響を試算し、地盤の透水性を大きくする地盤改良工法が地盤の液状化強度を大きくする上で有効であろうと述べている。

後に、SeedとBooker²⁾は、水平に堆積した均質な地盤内に透水係数の大きい材料を用いた円柱状のドレーンパイプを設置することによって、地盤内に蓄積される液状化の間隙水圧が低減される様子を解析的に求めている。

この解析では、地盤内に地震時に発生する間隙水圧が排水用の碎石ドレーンに向う水平方向の流れによって消散する過程を次の基本式で表現し、有限要素法によって u を求めている。

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (2.2.1)$$

ここに、 k_h ：砂層の水平方向の透水係数、 m_v ：砂層の体積圧縮係数、 u ：間隙水圧、 u_g ：繰返しせん断力により生ずる発生間隙水圧、 N ：せん断力の繰返し回数、 r ：砂石ドレーン中心からの距離、 t ：時間、 γ_w ：水の単位体積重量

発生間隙水圧を表わす函数 u_g には 2.4 節で後述するモデルを用いている。

また、数値計算にあたってドレーンの透水性の影響は地盤の透水係数の 200 倍程度の場合にはほとんどないものと判断し、ドレーンの透水係数を無限大の大きさと仮定している。地盤の体積圧縮係数は、排水によって時間とともに変化する性格を有しているが、計算過程中は一定であるとして扱っている。

このように単純化した上で、地盤内に蓄積する間隙水圧の最大値をドレーン半径、ドレーンの影響半径、地震の継続時間ならびに繰返し回数などを変えて計算し、次式で表わされる無次元化した時間係数に対してプロットし、設計用の図を提示している。

$$T_{bd} = \frac{k_h \cdot t_d}{m_v \gamma_w b^2} \quad (2.2.2)$$

または

$$T_{ad} = \frac{k_h \cdot t_d}{m_v \gamma_w a^2} \quad (2.2.3)$$

ただし、 a ：ドレーン半径、 b ：ドレーンの影響半径、 t_d ：地震の継続時間である。

図-2.2.1～4 に Seed らが提案した設計用の図を示す。彼等はこの図を用いて砕石ドレーンの配置間隔を計算する手順を次のように提案している。

- (1) 想定する地震による不規則な繰返しせん断力を等価な正弦波形の繰返しせん断力に置き換えその繰返し回数 N_{eq} を設定する。またこの繰返しせん断力で地盤が液状化する繰返し回数 N_l を定め、 N_{eq}/N_l によって図-2.2.1～2.2.4 の適切な図を選ぶ。
- (2) 地盤の透水係数、体積圧縮係数ならびに砕石ドレーンの半径を設定すれば、 T_{ad} が定まる。そこで地盤の平均最大間隙水圧の許容値を設定すれば、図から a/b が定まるので、ドレーンパイルの配置間隔が決定できる。

Seed らの示したこの計算結果は、砕石ドレーンによる地盤内間隙水圧の消散による効果を定量的に提示した最初のものであるが、この報告では解析のために置いた各種の仮定の妥当性についての検証は含まれていない。

³⁾ 時松は、消散を考慮した砂地盤内の液状化時の間隙水圧の挙動を取扱った論文の中で、砕石ドレーンを埋設した小型振動台実験の結果についてふれている。この論文の中で、長さ 1.3 m 厚さ 0.2 m の小型の模型地盤を用いた実験により砕石ドレーンによる間隙水圧消散の効果を実験的に確かめたことを報告している。

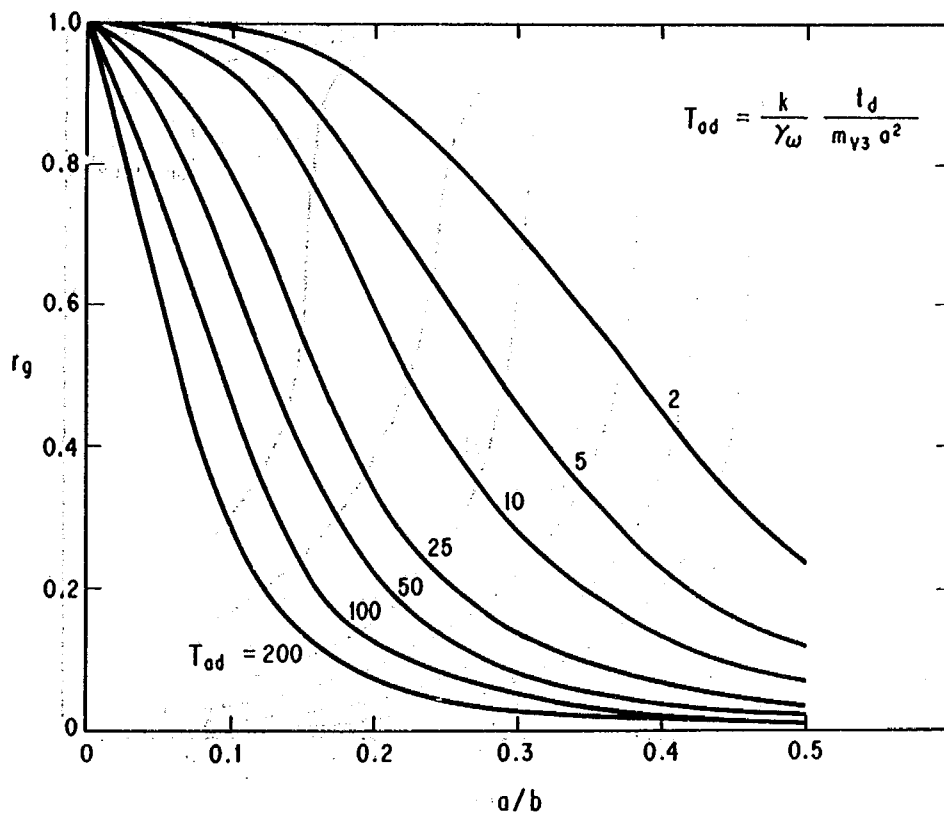


図-2・2・1 グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(1)
 $N_{eq}/N_l = 1$ の場合 (Seed²⁾による)

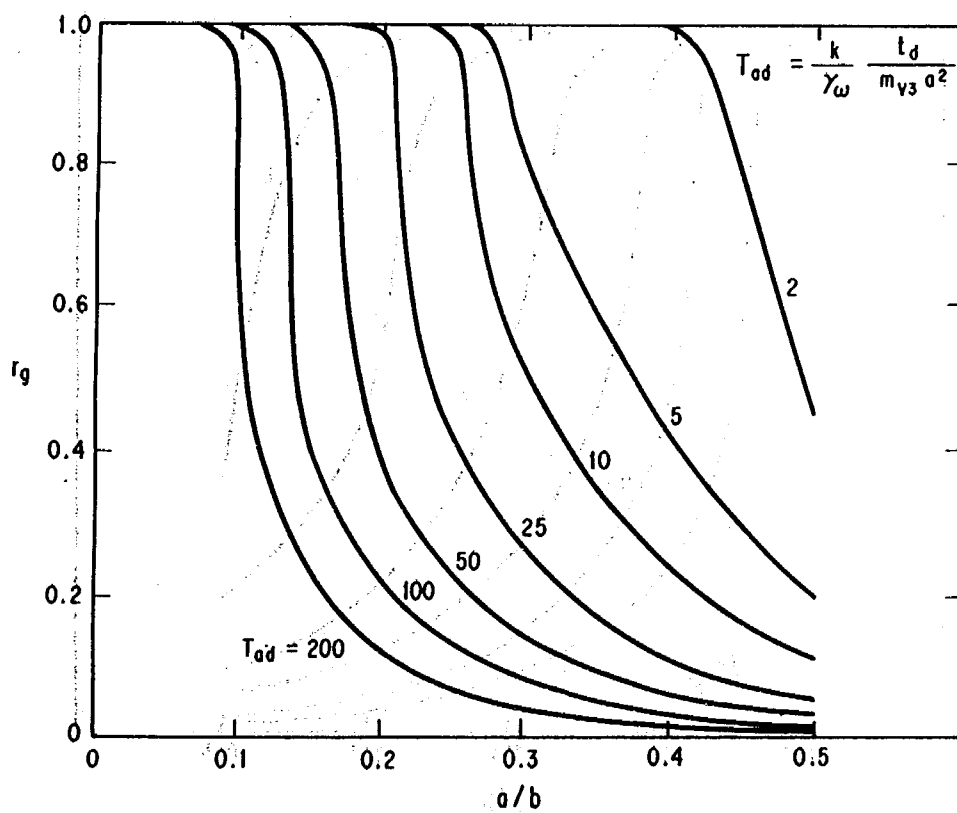


図-2・2・2 グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(2)
 $N_{eq}/N_l = 2$ の場合 (Seed²⁾による)

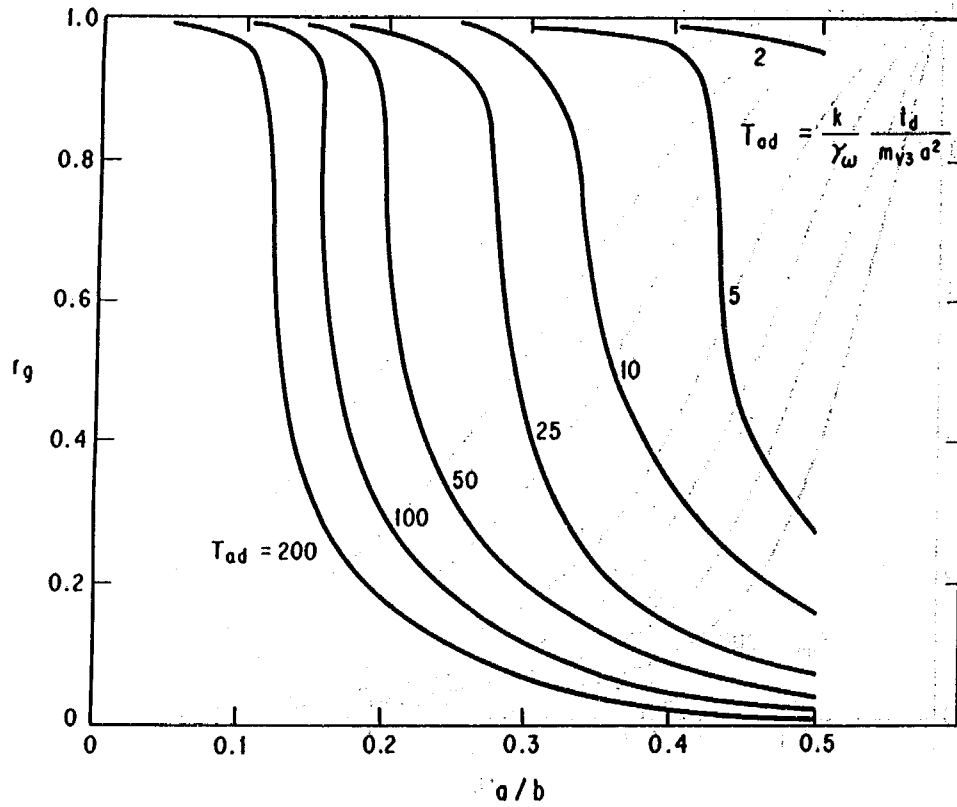


図-2・2・3 グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(3)
 $N_{eq}/N_l = 3$ の場合 (Seed²⁾による)

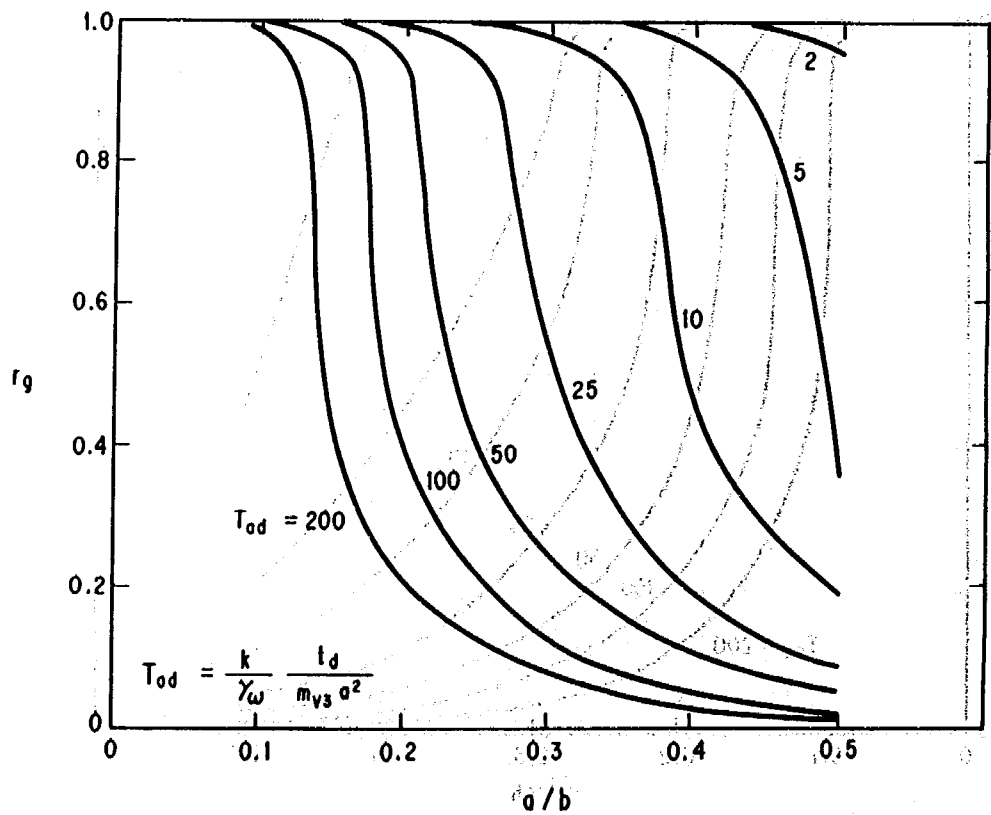


図-2・2・4 グラベルドレーンの配置間隔と平均間隙水圧比の関係(4)
 $N_{eq}/N_l = 4$ の場合 (Seed²⁾による)

この実験は、平面ひずみ条件で行われていて、前述の Seed と Booker の軸対象の取扱いとは異なっているが、Seed らが解析的な計算結果だけを提示したのに対し、碎石ドレーンに囲まれた地盤内の加振にともなう間隙水圧の上昇が周辺地盤にくらべて低減されたことを実測値により確かめている。図-2・2・5は、時松が報告した実験の模型地盤を示したもので、図-2・2・6、図-2・2・7にそれぞれ碎石ドレーンのない場合、ある場合の実測間隙水圧を示す。

これらの図に示すように構造物直下の間隙水圧は碎石ドレーンのない場合にくらべて碎石ドレーンを設置した場合の方が小さくなることを明らかにした。時松は、この差は周辺地盤から伝播してくる間隙水圧を碎石ドレーンで遮断したことと、加振中の碎石ドレーンからの排水による間隙水圧の消散によるものであると指摘している。⁷⁾

田中らは、⁵⁾ Seed らが行った解析において碎石ドレーンの透水性の有限な場合の取扱いが十分吟味されていないことに着目して、その影響を解析的に検討している。

検討にあたっては(2・2・1)式の発生間隙水圧の項のない次の基本方程式に、台形の初期間隙水圧分布を与えるとともに、⁸⁾ 吉国らが置いたと同じ仮定を碎石ドレーン内の流れについておいている。

$$\frac{k_h}{m_v \gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2 \cdot 2 \cdot 4)$$

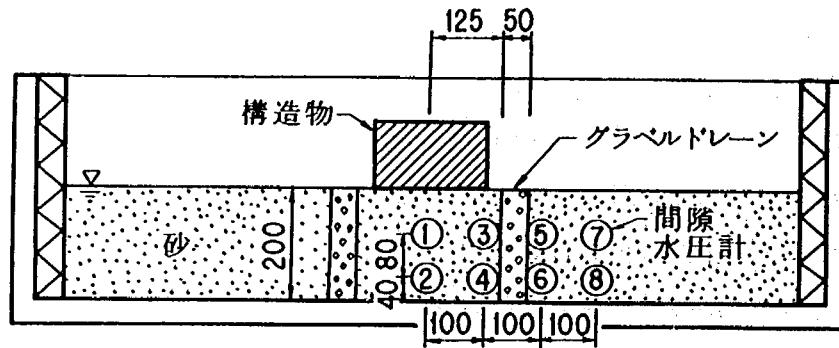
さらに、(2・2・4)式の解から導かれる無限級数の形で表現される周辺地盤内の平均間隙水圧を単純化した近似式で表現した後、間隙水圧消散速度を定義してその値が碎石ドレーンの透水性により変化する様子を図-2・2・8に示すようなウェルレジスタンス係数に対してプロットしている。

またこの報告において間隙水圧の発生特性を、図-2・2・9に示すようにせん断力の繰返し回数に直線的に比例して間隙水圧が上昇すると仮定することにより、Seed らが求めた解の近似解を次のように与えている。

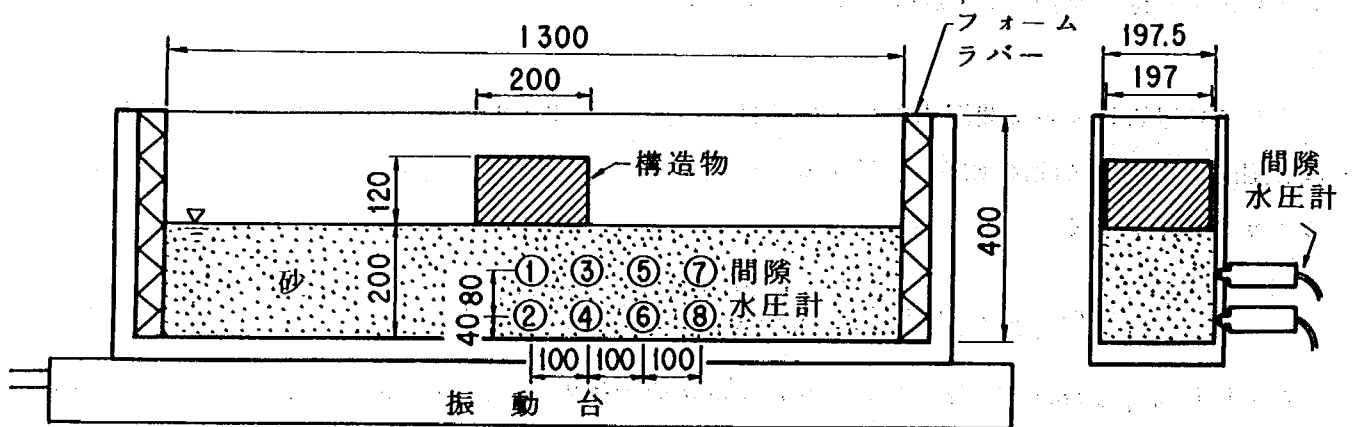
$$(r_{u, ave})_{max} = \frac{1}{\alpha_0} \frac{1}{t_d} \frac{N_{eq}}{N_l} (1 - e^{-\alpha_0 t_d}) \quad (2 \cdot 2 \cdot 5)$$

ただし $(r_{u, ave})_{max}$: 碎石ドレーンによる影響半径内の地盤の間隙水圧比の平均値の最大値(加振終了時の値)、 t_d : 地震の継続時間、 N_{eq} : 地震による等価な正弦波形のせん断応力の繰返し回数、 N_l : このせん断力に対する地盤の液状化に要するせん断力の繰返し回数、 α_0 : 次式で表わされる定数である。

$$\alpha_0 = \frac{k_h}{\gamma_w m_v} \cdot \frac{1}{b^2} \cdot \frac{2}{\left\{ \frac{1}{1 - \left(\frac{a}{b}\right)^2} \ln \frac{b}{a} - \frac{3 \left(\frac{b}{a}\right)^2 - 1}{4 \left(\frac{b}{a}\right)^2} \right\}} \quad (2 \cdot 2 \cdot 6)$$



(a) グラベルドレーンのある場合



(b) グラベルドレーンのない場合

(単位: mm)

図-2・2・5 時松の用いた実験模型 (時松³⁾による)

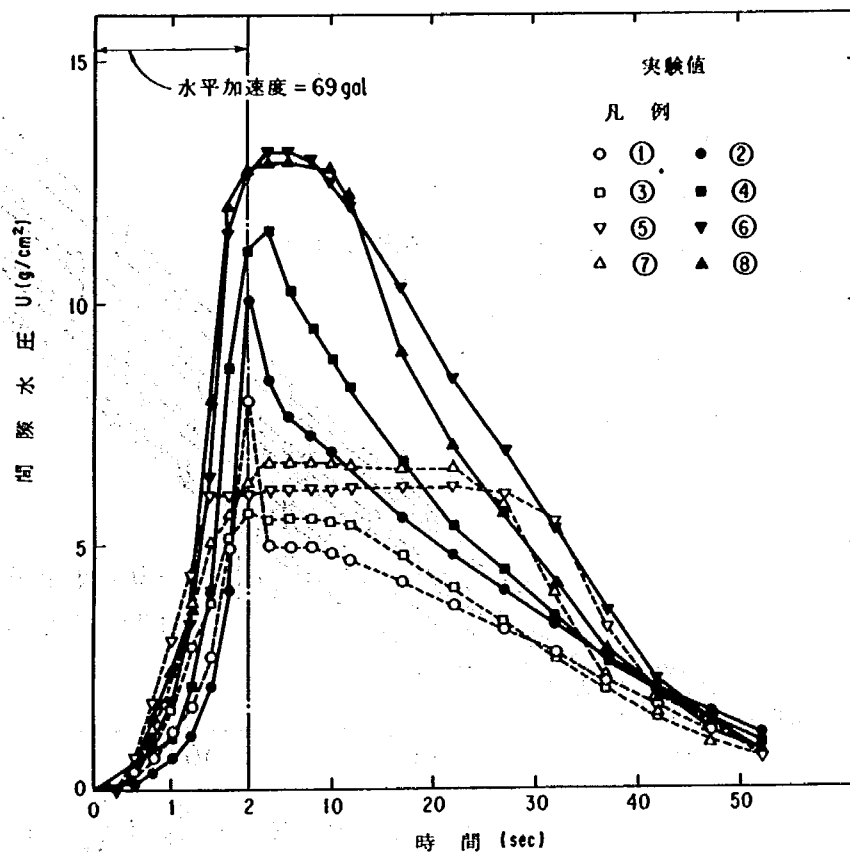


図-2・2・6 砕石ドレーンのない場合の間隙水圧分布 (時松³⁾による)

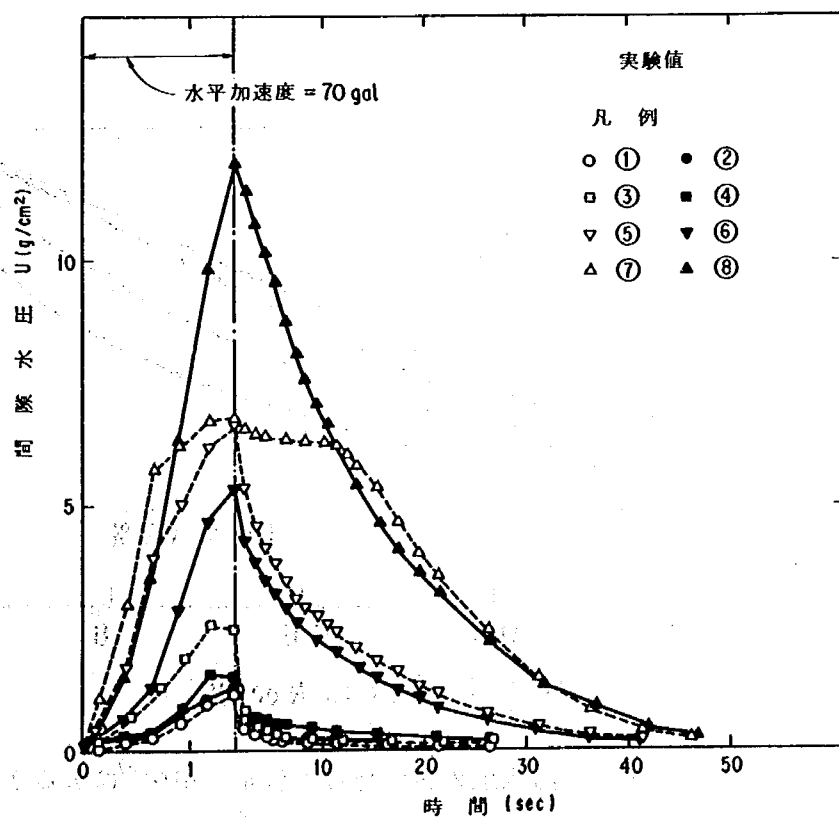


図-2・2・7 砕石ドレーンのある場合の間隙水圧分布 (時松³⁾による)

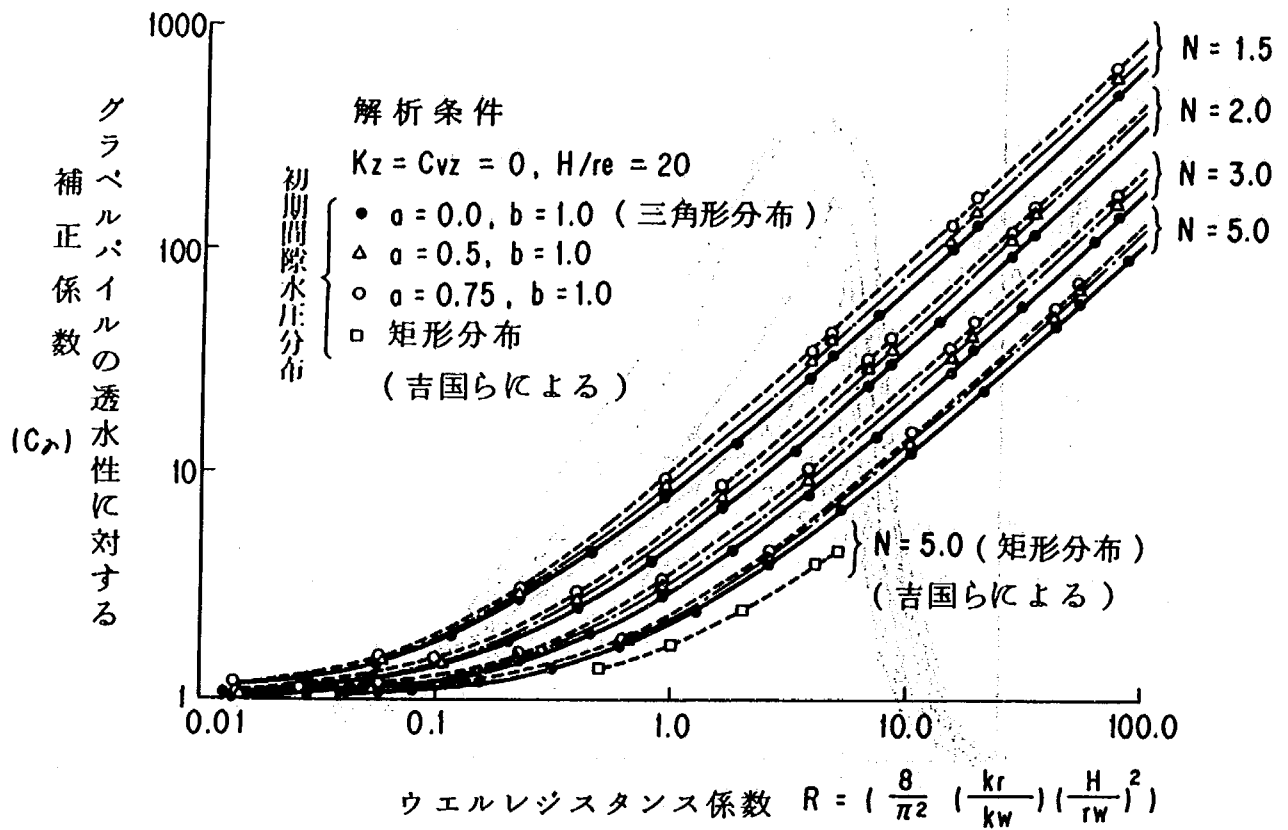


図-2.2.8 間隙水圧消散速度のウェルレジスタンスによる変化(田中⁵⁾による)

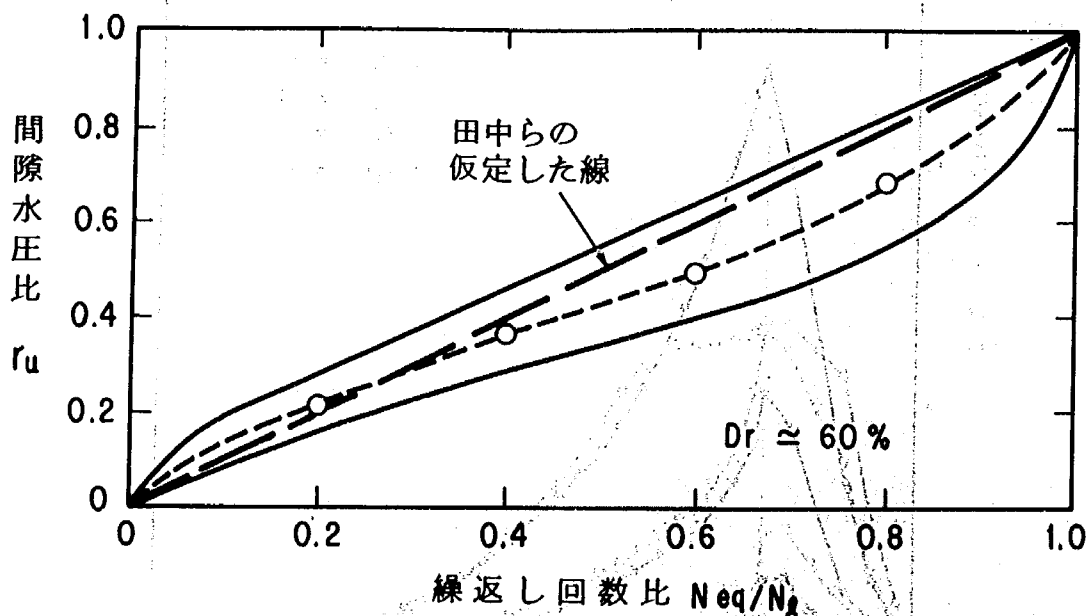


図-2.2.9 間隙水圧の発生特性の仮定(田中⁵⁾による)

図-2・2・10に(2・2・5)式で与えられる近似解を前出のSeedらの解と比較して示す。

これらの研究^{9),10),11)}の他, 砕石ドレーンによる液状化対策についての効果を検討する目的の原位置試験¹²⁾や振動台実験なども最近では行われている。

しかし, これらの一連の研究は地盤内間隙水圧の消散に着目して行われており, わずかに時松の研究が液状化地盤上にある構造物の沈下量に与える影響まで論じているのみで, 第1章で述べたような液状化する地盤内にある構造物の浮上り対策としての効果について論じたものは見当たらない。

しかし, 本節でも概観したように繰返しせん断応力が作用している間の地盤からの排水は, 地盤内に蓄積する間隙水圧に大きく影響するので, 排水条件下の液状化特性についてより明らかにされる必要がある。

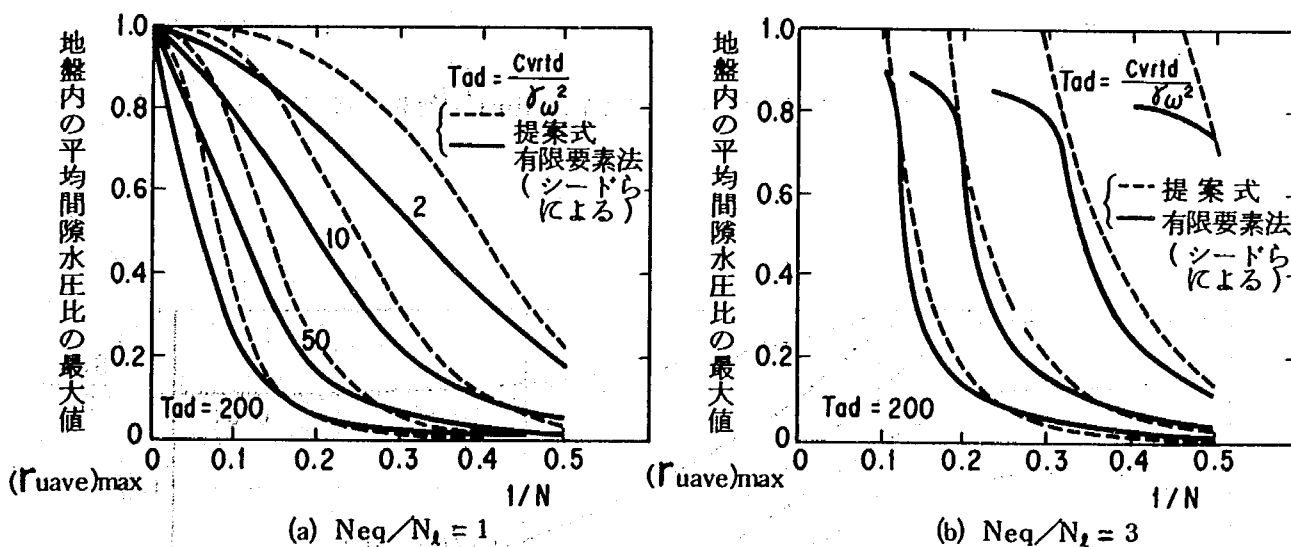


図-2・2・10 田中の近似解とSeed等の解の比較(田中⁵⁾による)

2.3 排水条件下の液状化特性に関する既往の研究

吉見¹³⁾, 桑原は, 地盤の一部の層で完全に液状化が生じた後の間隙水圧がその層より上にある表層にどのように伝播するかという問題を解析的に取扱った。吉見らの取扱いは, 鉛直方向への一次元的な排水を考慮した圧密方程式の初期条件として, 地盤内の層の一部に完全液状化時の間隙水圧を与えたもので, せん断応力の繰返し作用によって地盤内の間隙水圧が上昇する過程に地盤の透水性を考慮したものではない。しかし, 図-2・3・1に示すような上下2つの層からなる上部の第I層内の間隙水圧が, 図中に示すような間隙水圧分布を初期条件として与えられた時に, その透水係数によってどのように変るかということを求めた図-2・3・2のような結果は排水条件下の液状化過程を検討する上で示唆に富むものである。

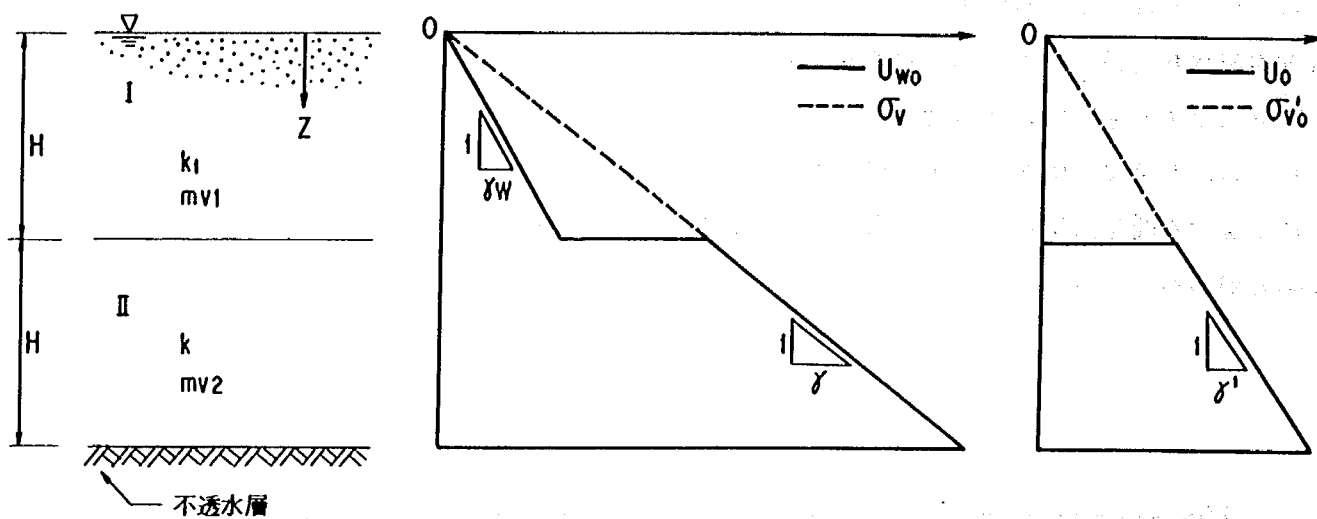


図-2.3.1 解析を行った土層 (Yoshimi¹³⁾ 等による)

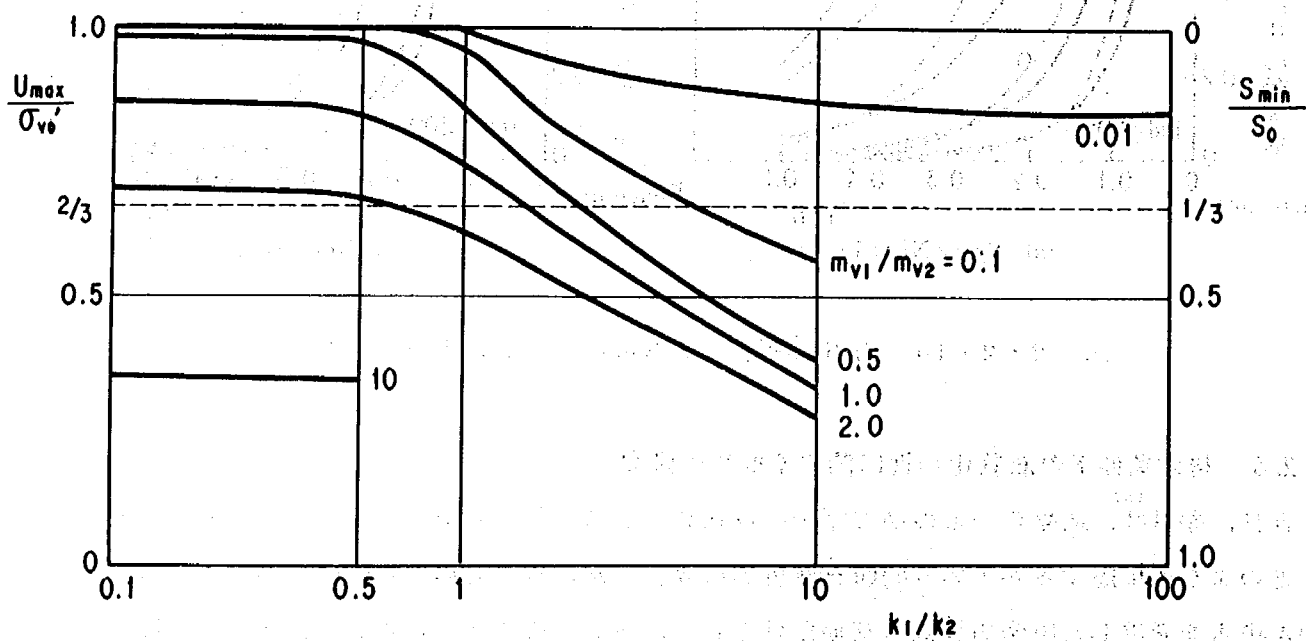


図-2.3.2 地盤の透水係数による間隙水圧の変化の解析結果 (Yoshimi¹³⁾ 等による)

この図は、第Ⅰ層の中央の深さに下方から伝播してくる間隙水圧の最大値を第Ⅰ層と第Ⅱ層の透水係数の比に対してプロットしたもので、第Ⅰ層と第Ⅱ層の体積圧縮係数の比をパラメーターとして表示されている。いま $mv1/mv2 = 1.0$ の曲線に注目してみると第Ⅰ層の透水係数が第Ⅱ層の透水係数の10倍の大きさとなる場合には第Ⅰ層の最大間隙水圧は同一の透水係数の場合の約半分程度までしか上昇しない。逆に第Ⅰ層の透水係数が第Ⅱ層のそれにくらべて1/10程度の時には第Ⅰ層の間隙水圧は透水係数が同じ場合にくらべて大きくなる。

吉見らは、この報告の結論の1つとして、第Ⅰ層の透水性と体積圧縮係数が小さくなるにつれて上向き浸透流により第Ⅰ層の間隙水圧は大きくなり、これらが十分に小さい場合には、地震終了時に液状化していなかった第Ⅰ層が下方から伝播してくる間隙水圧によって液状化する可能性があるとして述べている。またこのような被害を防ぐ方策の1つとして第Ⅰ層の透水性を大きくすることが有効であろうとも述べている。

図-2・3・2に示されるように地盤の透水性が大きくなるにつれてその間隙水圧が小さく抑制されるということは、液状化過程においても十分透水性が大きかったり、また間隙水圧発生特性がゆっくりした時間的な特性を持つ場合には蓄積される間隙水圧は小さく抑制される可能性を示すものである。

¹⁴⁾
Lee と Focht は、北海油田のエコフィスク (Ekofisk) タンクの設計に際して、液状化過程中的排水を考慮し、液状化強度が増加するという概念を設計に導入している。

Lee らの報告では、図-2・3・3 に示すタンクに作用する波力によってタンク底部の地盤内に繰返しせん断力が作用するので、これによって地盤に液状化が発生する恐れがあることから、その危険性の検討を行った結果について述べている。

Lee らはこの検討に際して地盤の砂の液状化特性を調べる通常の繰返し三軸試験の他に、せん断応力の繰返し回数が50回又は12.5回毎に、それまで発生した間隙水圧の値の10%だけ間隙水圧が下るよう排水しつつ試験する特殊な試験を行っている。図-2・3・4にその結果を示す。図-2・3・4(a) に示すように排水によって間隙水圧の上昇が遅れるので、同図(b)に示すように液状化に必要な繰返しせん断応力比が同一繰返し回数に対して大きくなっている。

この結果と設計波高が作用する前にはそれより小さい波高ではあるが繰返し回数の多い波高によって生じた部分液状化によって地盤が再圧密されて液状化強度が増加することを合わせて考慮すると、図-2・3・5に示したようにこの地盤は設計波高に対して十分大きな液状化強度を有していると判断できると結論づけている。

図-2・3・5では、設計波高によって地盤内に生ずる一様な振幅を持つ等価な繰返しせん断応力を破線で示し、これに対して地盤の液状化強度を実線で示している。

なお、液状化過程の最中に排水によって間隙水圧が消散する効果を取りあげ、また、図-2・3・3に示すような実験的な検討を行なったこの研究は、排水条件下の液状化現象をはじめ意識して取扱った研究と考えられる。

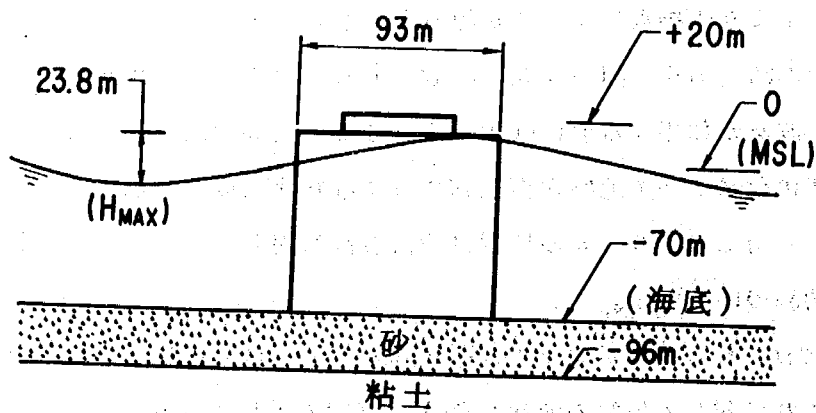
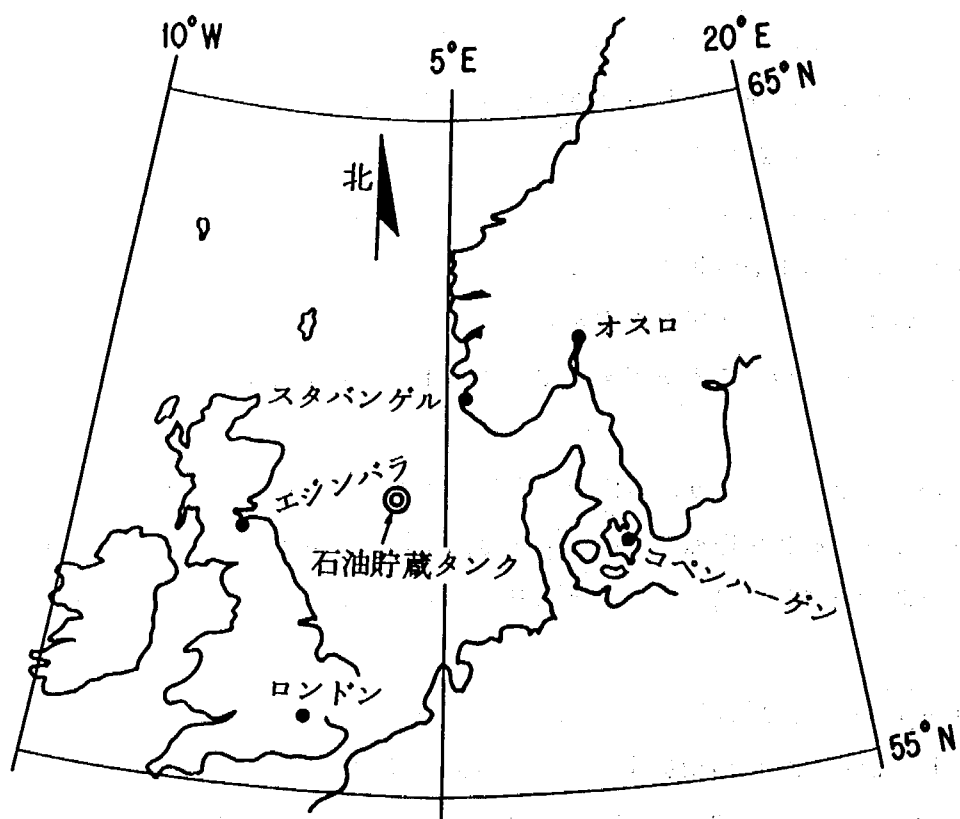
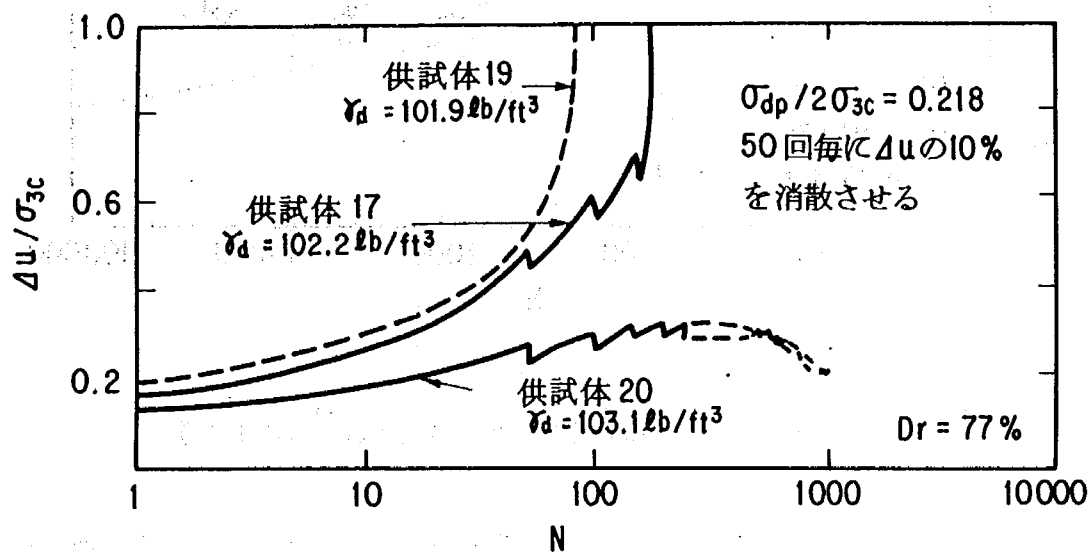
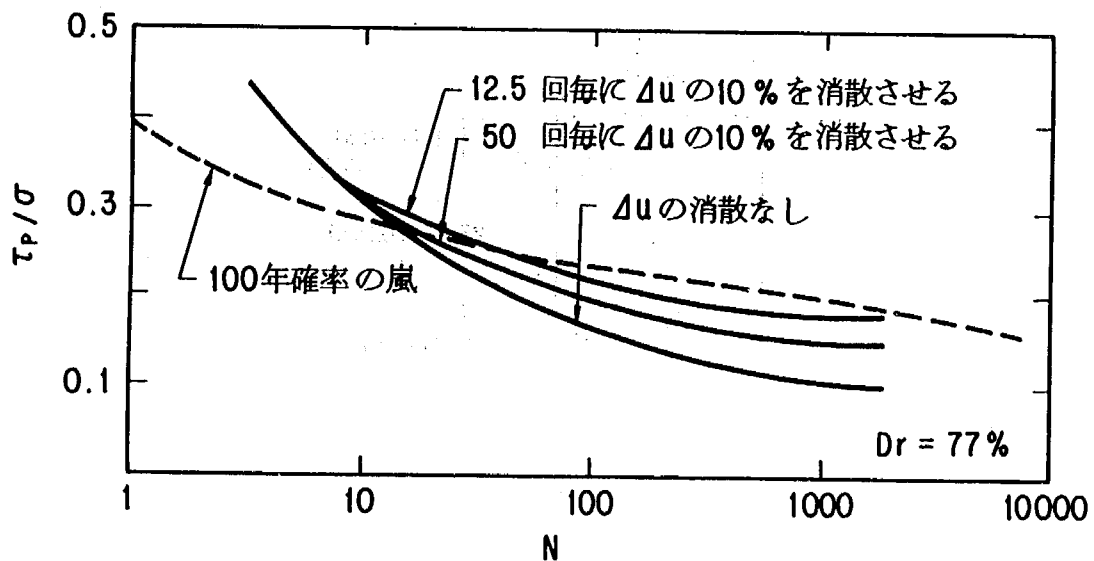


図-2・3・3 Lee 等の解析したタンク (Lee¹⁴⁾等による)



(a) 室内試験



(b) 原位置での強度特性
 $Cr = 0.7$

図-2・3・4 排水条件下の液状化強度 (Lee¹⁴⁾ 等による)

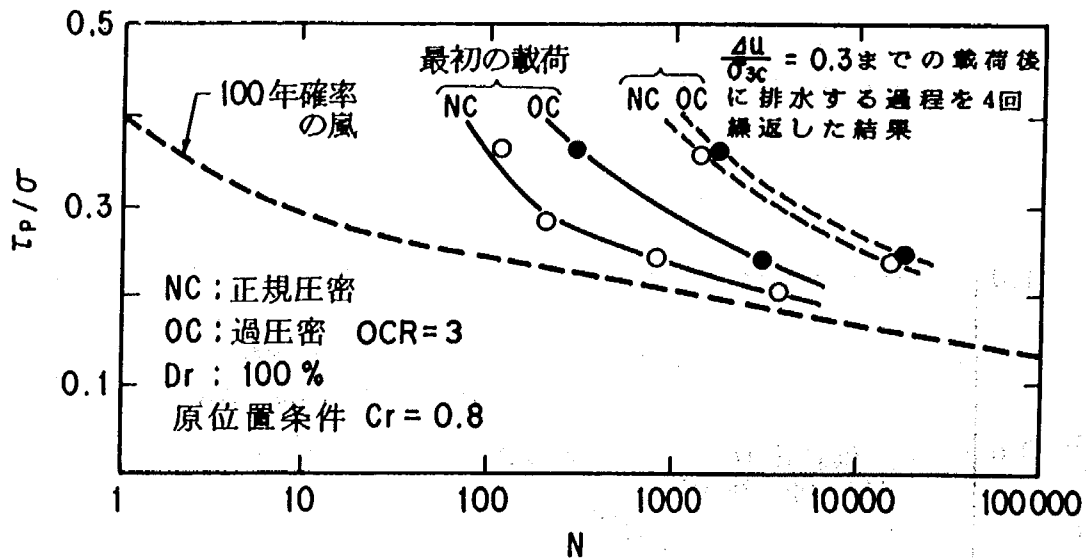


図-2.3.5 Lee 等の解析結果 (Lee¹⁴⁾ 等による)

後に Rahman¹⁵⁾ らは、Lee らのこの検討結果を有限要素解析によってさらに詳細に検討している。Rahman らは、前節(2.2.1)式と同じ基本方程式を用いて図-2.3.6に示す要素分割を行ったエコフィスクタンクの基礎地盤内の間隙水圧を計算し、図-2.3.7に示すような結果を得ている。

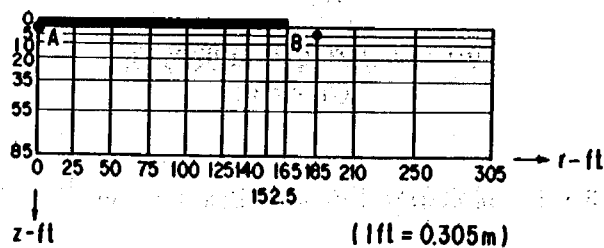
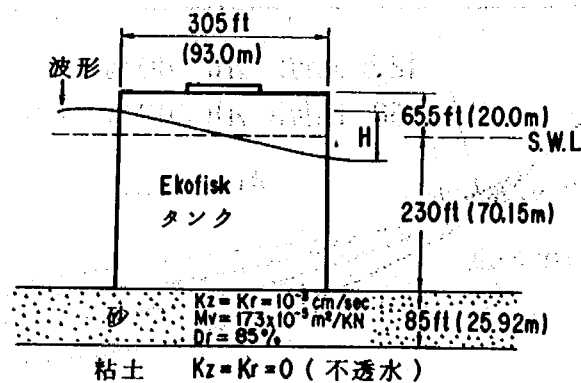
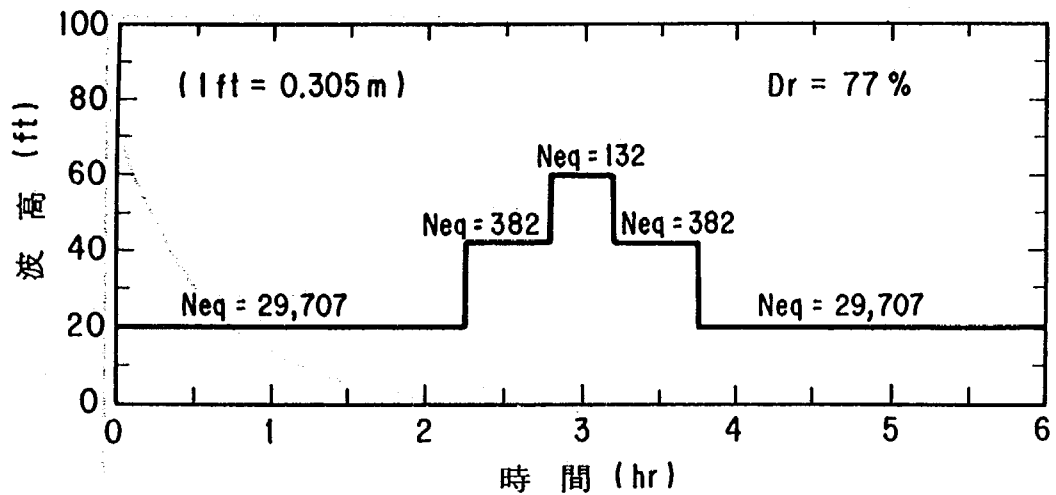
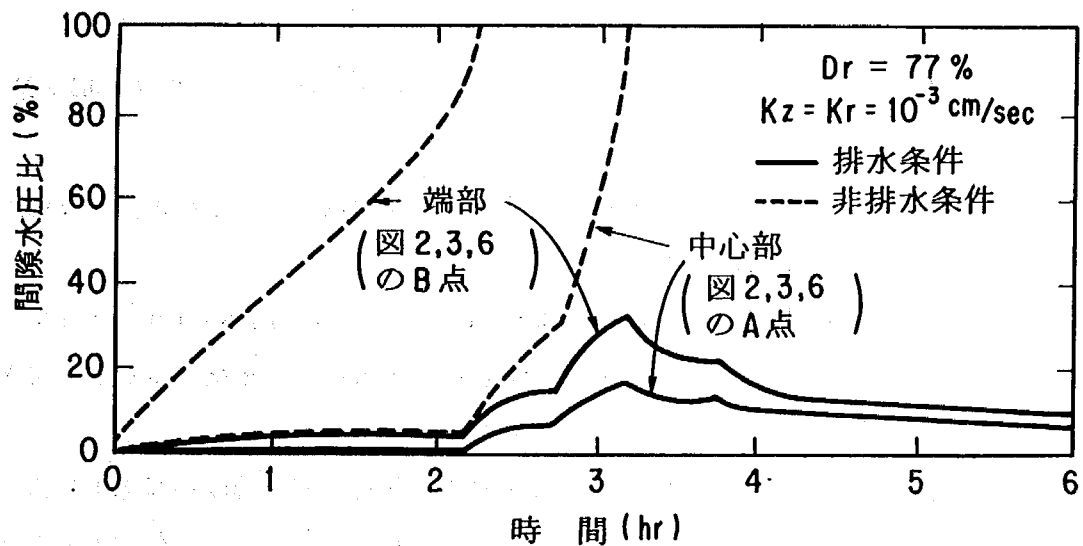


図-2.3.6 Rahman 等の解析したタンクの基礎地盤の要素分割 (Rahman¹⁵⁾ 等による)



(a) 等価な風の時間変化



(b) 間隙水圧の時間変化

図-2・3・7 Rahman 等の解析結果 (Rahman¹⁵⁾ 等による)

この図に破線で示す非排水条件時の間隙水圧にくらべて、排水による間隙水圧の消散を考慮した実線の結果は明らかに小さく、設計波高によって生ずる地盤の液状化の可能性が小さいことを示している。

また、Seed¹⁶⁾らは、液状化時に繰返しせん断応力によって発生する間隙水圧の発生特性について論じた報告の中で、地盤の圧密係数が発生間隙水圧に与える影響を調べ、図-2・3・8を提示している。

この図は、新潟の地盤を対象に試算した結果を示したもので1.5Hzの繰返しせん断力の作用に

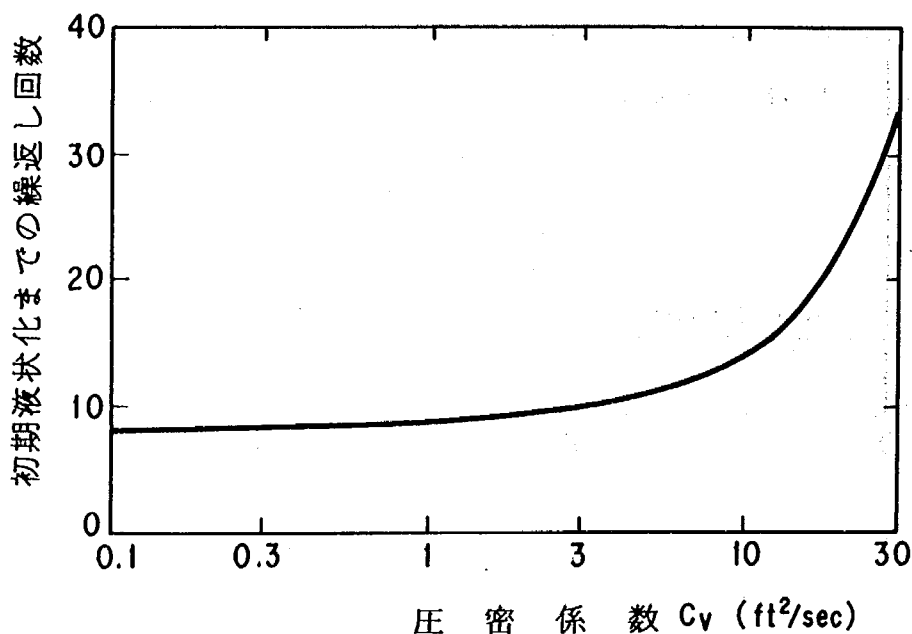


図-2.3.8 地盤の圧密係数と繰返し回数 (Seed⁶⁾等によるものに一部加筆)

よって深さ4.6 mの所(この深さで常に最初に液状化する)で液状化するのに必要な繰返し回数を圧密係数に対してプロットしたものである。

この試算では砂層の体積圧縮係数 m_v として $2.0 \times 10^{-6} \text{ ft}^2/\text{lb}$ ($41.8 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{KN}$)を用いているので、図-2.3.8の横軸をこの値を用いて地盤の透水係数に置き換えることができる。同図にはこのようにして換算した透水係数の値を併記した。

これによれば、透水係数4 cm/sec程度以下では非排水状態と同じ程度の繰返し回数で表現した液状化強度であるが、透水係数の値が大きくなると同じせん断応力の繰返し作用に対して液状化に要する繰返し回数が急激に増大することが判る。

結果の表現方法は異なるが、同様の整理はまた時松ら¹⁷⁾によってもなされている。時松らは、地盤の排水条件が液状化時の間隙水圧に与える影響を図-2.3.9のような形で表現している。

ただし、この図に示した横軸の排水時間係数 T_d は次式で表わされる。

$$T_d = \frac{k t_e}{m_v \gamma_w H^2} \quad (2.3.1)$$

ここに、 k ：地盤の透水係数、 t_e ：地震動継続時間、 m_{v0} ：地盤の初期体積圧縮係数、 H ：地盤の層厚、 γ_w ：水の単位体積重量である。なお、図中のパラメータ F_s は、次式で表わされる比である。

$$F_s = N_l / N_{eq} \quad (2.3.2)$$

ここに N_{eq} ：地震と等価な一様振幅のせん断応力の繰返し回数、 N_l ：このせん断応力により地

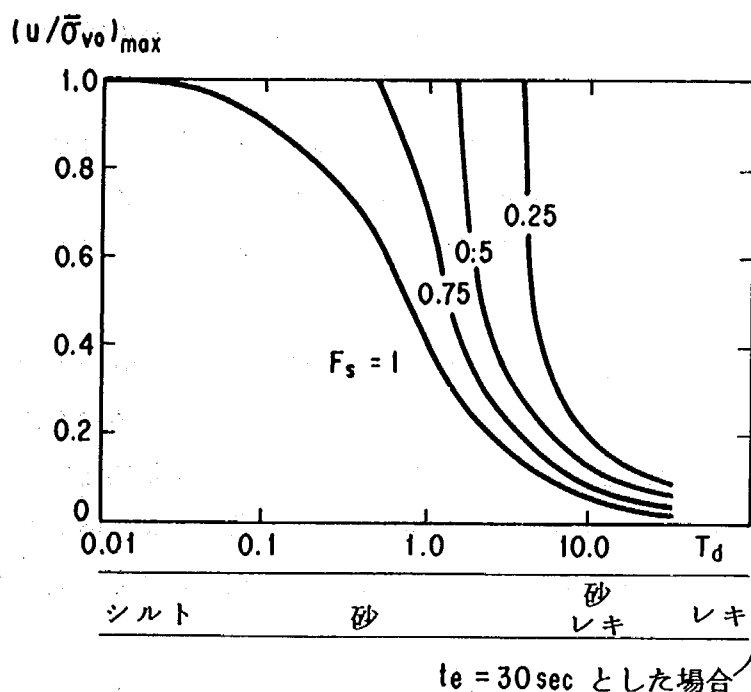


図-2・3・9 発生間隙水圧比と排水時間係数の関係（時松¹⁷⁾等による）

盤が非排水状態で液状化するのに必要な繰返し回数である。

また、図-2・3・9には時松らがこの解析に用いた体積圧縮係数と同じ値を持ち、透水係数のみが異なる土の分類が合わせて示されている。

この図からも排水条件が地盤の液状化に及ぼす影響の大きいことが理解できる。

これらの研究の他、繰返し三軸試験や振動台実験によっても排水条件下の液状化過程に関する実験的な研究も行われている。^{18), 12)}

2.4 液状化時の間隙水圧発生モデルに関する既往の研究

前節でみたように、液状化時に地盤内に蓄積される間隙水圧は排水による間隙水圧の消散効果の影響を受ける場合があり、実際の地盤で生じる地震時の液状化現象は決して非排水条件のもとで生じているわけではない。しかし、工学的には実在する砂地盤の多くは地震動の周期にくらべて（発生する間隙水圧を消散させるに必要十分な時間内の現象でないため）消散の効果が期待できないことや、水平に堆積した薄い粘土シームなどを挟在することも多いため、非排水条件下で生じる現象であるとして取扱われてきた。またその消散効果を検討する際にも前節で見たように、繰返しせん断応力によって発生する間隙水圧を非排水条件のもとでの考察に基いて求め、別途求めた消散効果による影響とを微小時間ごとと重ね合わせることによって検討する方法がとられている。地震時の地盤の液状化現象を有限要素法などの数値解析方法によって検討するときに必要な地盤内での間隙水圧の発生特性は、このような理由を背景に非排水条件下での実験結果に基いて検討、考察が重ねられてきていて、これを表現するためのモデルが幾つか提案されている。

ここでは、このような表現方法を間隙水圧発生モデルと呼ぶ。これまでに発表された間隙水圧発生モ

デルの特徴についての比較分類は、柴田、岡ら¹⁹⁾によって、既に報告されているが、これによれば現在時点でのモデル化の立場には3つのものがあるとしている。

また、石原は、液状化を考慮した地盤の応答解析法の現況を整理解説した報告²⁰⁾の中で現在用いられている間隙水圧発生モデルが柴田、岡らと同じく3つに大別できると述べている。これら2つの報告での分類は表現方法はやや異なるが、次の3つのものである。

- (1) 応力経路を追跡する方法
- (2) 応力やひずみの累積履歴を関数形にまとめて（内部時間：Endochronic Parameter の関数として表わす）、体積変化とせん断ひずみ（またはせん断応力）の関数を作っておく方法
- (3) 土の構成方程式に基き、体積変化ゼロの条件をつけて求める塑性論を援用した方法

ここでは、後に第6章で述べる有限要素解析に用いた2つのモデルについてその考え方を整理しておく。この2つのモデルは、Seed らの提唱した等価繰返し回数²¹⁾に基く実験式と、石原、東畑²³⁾らが提案した応力経路を追跡する方法である。

これら2つの方法は上述の分類の第1の方法に属するものでSeed らのモデルは後に述べるように実験結果に基いた経験式で、力学的な説明が十分でないため厳密な意味では間隙水圧発生モデルとは呼び難いが、実務的な意味が明解で、モデルに用いる定数の設定も通常の室内液状化試験結果から容易に行えるところから後の第6章で述べる解析に用いたものである。

Seed らは、水平に堆積した地盤内に蓄積する間隙水圧とその分布の変化（分布の再配分）について論じた報告⁶⁾の中で、非排水状態で発生する間隙水圧の特性を次のように整理している。

図-2・4・1は、その報告の中で示した間隙水圧比とせん断応力の繰返し回数比の関係である。

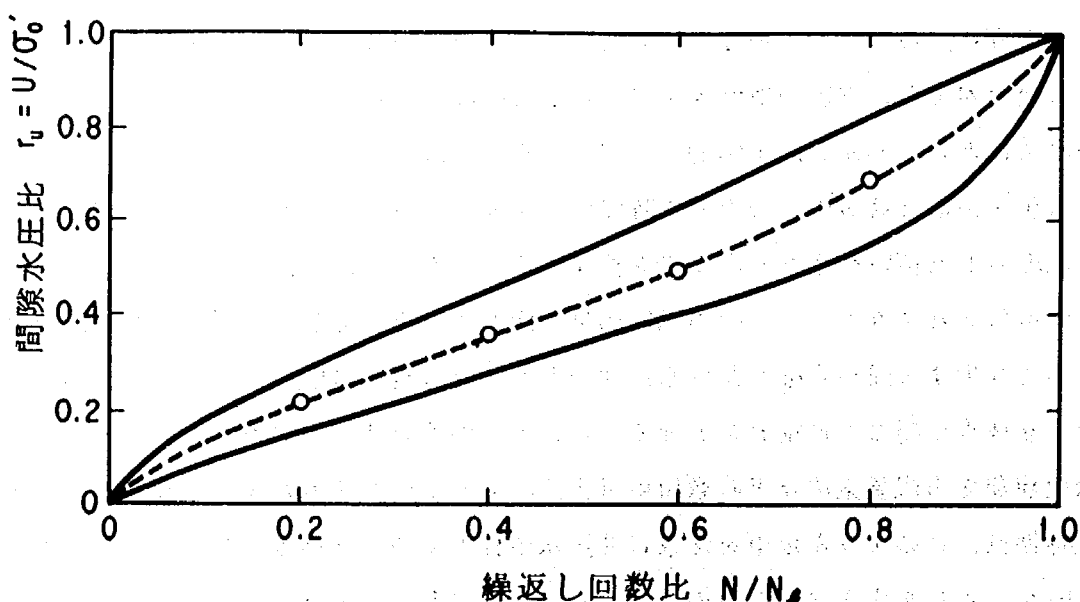


図-2・4・1 間隙水圧比とせん断応力繰返し回数比の関係（Seed 等⁶⁾による）

彼等は、室内での液状化実験（繰返し三軸試験や繰返し単純せん断試験等）時に観察される間隙水圧と繰返し回数の関係は、せん断応力比の大きさや、土の液状化強度によって異なるが、図-2・4・1に示したように、液状化に要する繰返し回数 N_L で正規化した繰返し回数比に対して整理すると間隙水圧比 u/σ'_0 の値はせまい範囲に分布することを見出している。この経験的事実から図-2・4・1の範囲を示す曲線を定式化し、非排水状態で砂地盤中に蓄積される間隙水圧は次式で表わしてよいと考えた。

$$\frac{u}{\sigma'_0} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left\{ 2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right\} \quad (2 \cdot 4 \cdot 1)$$

式中の α は土の性質や実験条件によって定まる定数で、多くの場合に $\alpha = 0.7$ となると述べている。図-2・4・1に示した点線は $\alpha = 0.7$ の場合の (2・4・1) 式で表わされる関係を示す曲線である。このような関係が定式化されると、2-2節で述べた (2・2・1) 式に用いる関数 u_g には (2・4・1) 式で表わされる u を用いることができる。

一方、石原らは非排水条件下での砂の繰返し载荷実験時に発生する間隙水圧を予測するために、(1) $p-q$ 平面 (p : 平均有効主応力, q : 主応力差) で $p \leq 2 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であれば降伏曲線は直線で近似でき、(2) 三軸状態における降伏は圧縮と伸張側で同時に生じ、(3) 非排水せん断時の有効応力径路は円形と近似でき、(4) 除荷時の土の挙動は弾性的で p の変化はないと仮定した間隙水圧モデルを提案した。²²⁾

後にこのモデルでは除荷時に間隙水圧が発生しないと仮定している点の実験的事実と符合しないため、(1) 除荷時にも間隙水圧が発生する、(2) 有効応力径路は放物線で表わされる、と仮定し直して旧モデルを改良している。²³⁾

第6章で用いた石原モデルは改良したモデルである。このモデルではせん断応力の作用時のダイラタンシー効果によって発生する間隙水圧は有効応力径路を規定する定数（土の種類や状態によって異なる）を定めれば予測できると考えている。

図-2・4・2に示すように $\sigma-\tau$ 平面上の点1と2の間の処女载荷の応力径路は次式で表わされる放物線に沿うものとする。

$$\sigma'_v = m - \frac{B'_p}{m} \tau^2 \quad (2 \cdot 4 \cdot 2)$$

ここに B'_p : 処女载荷径路での間隙水圧発生特性を表わす土の定数, m : 応力径路の $\sigma_v \sim \tau$ 平面上の位置を示すパラメータである。点2から3への除荷ならびに点3から4への再载荷の過程は、降伏面内にあるからこの場合の応力径路は次式で表わされるものとする。

$$\sigma'_v \geq \kappa \sigma'_{v0} \text{ のとき}$$

$$\Delta \sigma'_v = -B'_u \left(\frac{\tau}{\sigma'_{v0}} - \frac{\tau_m}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} - \kappa \right) \Delta \tau \quad (2 \cdot 4 \cdot 3)$$

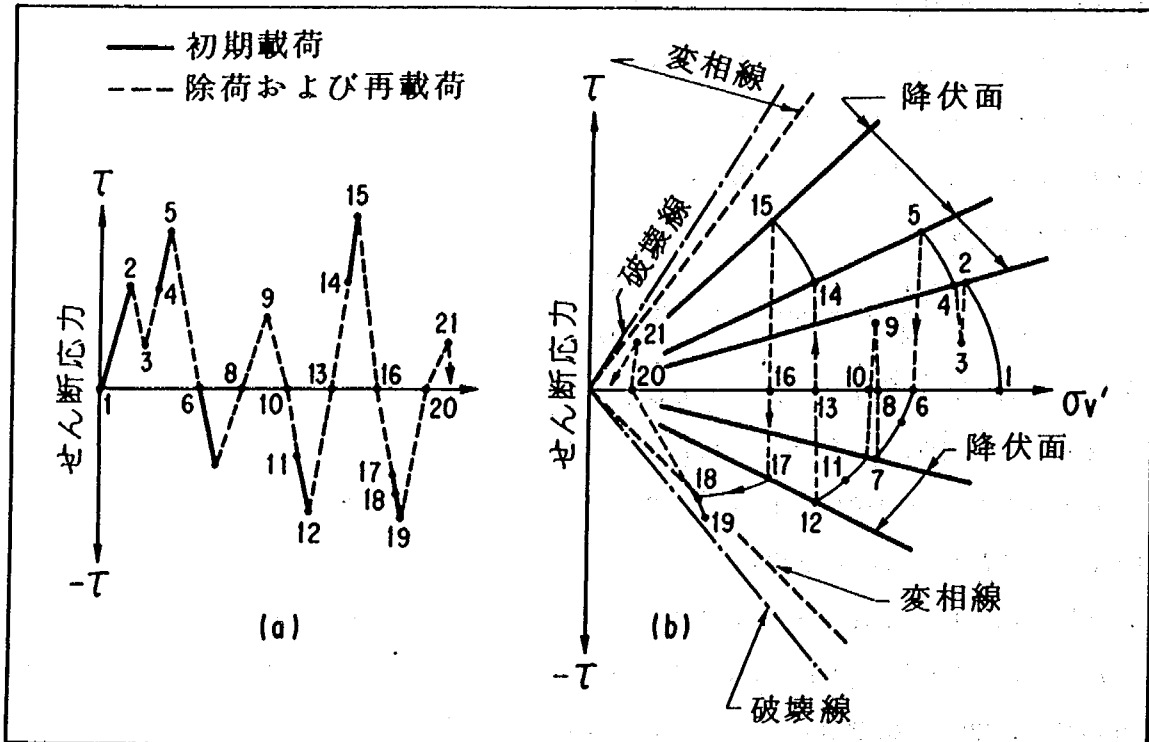


図-2.4.2 有効応力径路 (Ishihara²³⁾ 等による)

$\sigma'_v < \kappa \sigma'_{v0}$ のとき

$$\Delta \sigma'_v = 0$$

(2.4.4)

ここに、 τ_m ：もつとも最新の繰返しせん断履歴の最大値、 B'_u ：除荷および再載荷過程での間隙水圧発生特性を表わす土の定数、 κ ：有効鉛直応力 σ'_v のとり得る最小値を表わす定数である。

このように定めることによって変相線に至るまでの応力径路は、 B'_p 、 B'_u と作用するせん断応力の大きさとで完全に決定できることとなる。応力径路が変相線に達した後の応力径路は載荷、除荷に拘らず次式で表わされるものとする。

$$\left(\frac{\sigma'_v}{m}\right)^2 - \left(\frac{\tau}{m \tan \phi'_i}\right)^2 = 1.0 \quad (2.4.5)$$

ここに ϕ'_i ：低拘束圧下における土の内部まさつ角、 m ：応力径路の放物線の位置を表わすパラメータである。

また、変相線を表わす変相角 θ'_s は、 ϕ'_i の関数として次式で与えられるものとする。

$$\tan \theta'_s = \frac{5}{8} \tan \phi'_i \quad (2.4.6)$$

結局、石原モデルを表現する定数は、 B_p' 、 B_u' 、 θ_s' 、 ϕ_i' 、 κ の5つである。これらの定数は通常の室内での繰返し三軸試験ならびに静的なせん断試験から定めることができる。

2.5 第2章のまとめ

本章では、液状化に関連した既往の研究のうち本研究に特に関連の深い砕石ドレーンに関する既往の研究の現状ならびに排水条件下の液状化、間隙水圧の発生モデル等に関する既往の研究の現状を整理した。

この章でとりあげた既往の研究で明らかになっている事項ならびになお今後の検討を必要とする事項の主なものを要約すると以下の通りである。

- (1) 液状化時に十分な排水が行われる場合には、加振中に地盤内に蓄積される間隙水圧量は非排水の場合にくらべて小さくなる。
- (2) この減少の程度は地盤の間隙水圧発生特性が同じであれば、地盤の圧密係数と加振の周波数（せん断応力の繰返し周期）によって異なる性質を有している。この特性の一部を表現するものとして圧密係数と液状化に達するのに必要な繰返し回数との関係を示す図や時間係数と間隙水圧比の関係を示す図が提示されている。
- (3) しかし、これらの図は計算によって求められたもので、計算に用いられている間隙水圧発生モデルの妥当性を含めて、実験等の手段による総合的な検証が行われているわけではない。
- (4) 地盤の透水性を改良することにより液状化時の地盤内の間隙水圧を抑制しようとする立場で砕石ドレーンの有効性に関する解析的、実験的な検討が行われている。
- (5) これらの検討における扱いは、主として水平に堆積した地盤を対象にして地盤内の間隙水圧に及ぼす効果に着目して行われており、地盤内に構造物などが埋設されているような場合の2次元的な場での取扱いや構造物に与える影響に着目したものは少ない。
- (6) 地盤が液状化したときの構造物への影響を検討した例としては地表の構造物の沈下量に着目した時松の実験的な検討の事例がある。
- (7) 液状化過程の間隙水圧の挙動を解析的に検討するために必要となる間隙水圧発生モデルには幾つかのものが提案されているが、本研究の第6章で扱う有限要素解析の準備としてSeedらの提案したモデル、ならびに石原らのモデルについてその考え方を整理した。
- (8) 従来の液状化に関する研究は液状化の機構や、これを左右する因子に関する研究に主力が注がれており、液状化対策方法の効果や設計法に関する研究は少ない。対策工法の1つとしての砕石ドレーン工法についても実務的な設計を考慮したその効果の評価方法に確立されたものがない。間隙水圧の抑制量からのみ効果を評価するのではなく、構造物の機能や形状等の特性を考慮した効果の評価方法が検討される必要があろう。

第2章の参考文献

- 1) たとえば石原研而；地盤の液状化，4. 液状化を考慮した地盤の応答解析法，土と基礎，Vol.29, No.11, pp.85-91, 1981
- 2) Seed, H.B. and Booker, J.R. ; Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drains, Proc. ASCE, Vol.103, No. GT7, pp.757-768, 1977
- 3) Tokimatsu, K. ; Generation and Dissipation of Pore Water Pressures in Sand Deposits during Earthquake, 学位請求論文, 1979
- 4) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. ; Effect of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes, Proc. International Conf. on Engineering for Protection from Natural Disasters, Asian Institute of Technology, Bangkok, pp.643-655, 1980
- 5) 田中幸久他；グラベルパイルによる液状化防止効果－（その2）グラベルパイルの透水性を考慮した設計法－，電力中央研究所報告，研究報告：382058, 1983
- 6) Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J. ; Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction, Proc. ASCE, Vol.102, No. GT4, pp.323-346, 1976
- 7) 前出2), p.150
- 8) Yoshikuni, H. and Nakanodo, H. ; Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability, Soils and Foundations, Vol.14, No.2, pp.35-46, 1974
- 9) 石原研而，斎藤彰，有馬宏；護岸液状化防止法としての砕石パイルの適用例，土と基礎，Vol.28, No.4, pp.9-15, 1980
- 10) 竹原有二，田中靖雄，大平正勝；砕石ドレーンパイル打設地盤の原位置液状化試験，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第3部，pp.263-264, 1980
- 11) 岩崎好規，安永文夫，田居優；液状化防止工としての礫杭打設地盤の振動実験について，第17回土質工学研究発表会，pp.1689-1692, 1982
- 12) 大原資生，山本哲朗；液状化対策としてのグラベルドレーン工法に関する一考察，土と基礎，Vol.31, No.12, pp.29-34, 1983
- 13) Yoshimi, Y. and Kuwabara, F. ; Effect of Subsurface Liquefaction on the Strength of Surface Soil, Soils and Foundations, Vol.13, No.2, pp.67-81, 1973
- 14) Lee, K.L. and Focht Jr, J.A. ; Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea, Proc. ASCE, Vol.101, No. GT1, pp.1-18, 1975
- 15) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R. ; Pore Pressure Development

under Offshore Gravity Structures, Proc. ASOE, Vol. 103, No. GT12, pp. 1419-1436, 1977

16) 前出 6), p. 341

17) 時松孝次, 吉見吉昭; 砂地盤の地震時における間隙水圧変化, 第 12 回土質工学研究発表会, pp. 949-952, 1977

18) 梅原靖文, 善功企, 浜田浩二; 排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度, 港湾技術研究所報告, Vol. 20, No. 1, pp. 1-33, 1981

19) 柴田徹, 岡二三夫; 地盤の液状化, 3. 液状化のメカニズム, 土と基礎, Vol. 29, No. 9, pp. 83-91, 1981 (pp. 87)

20) 前出 1), p. 87

21) 前出 6), p. 327

22) Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S.; Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44, 1975

23) Ishihara, K. and Towhata, I.; One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquakes based on Effective Stress Method, Jour of the Faculty of Engineering, the Univ. of Tokyo (B), Vol. 35, No. 4, pp. 656-700, 1980

第3章 大型振動台を用いた模型実験

3.1 第3章の概要

本章においては、昭和55年度、昭和56年度の2カ年間にわたって実施した大型振動台を用いた模型実験の方法とその結果について述べる。

本章第2節で大型実験の必要性和目的について述べ、第3節ならびに第4節で実験に用いた模型と材料の特性ならびに加振条件を説明した後、第5節に実験結果を説明する。

この実験は12m×12mの大型振動台上に高さ3.5m、長さ12m、奥行2mの鋼製の土槽を設置し、この中に厚さ3mの飽和した模型砂地盤を作成し、水平方向に加振して液状化させ、この時の間隙水圧挙動、碎石ドレーンの埋設構造物浮上り抑制効果などを検討する目的で行ったものである。

この実験により、完全に液状化した地盤の中に埋設した比較的軽い構造物は、発生した間隙水圧のため大きく浮上るが、その周りに透水係数の大きい碎石ドレーンを設置することによって浮上り量を抑制できることが明らかとなった。

3.2 実験の目的

この実験の目的は、前節でふれたように液状化対策としての碎石ドレーン工法の有用性を実験的に検証しようとしたものである。

後に第5章で詳述するように間隙水圧の発生、消散を考慮した液状化時の間隙水圧の挙動は平面ひずみ条件のもとでは、

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t}\right) = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_x}{m_v r_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_z}{m_v r_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (3.2.1)$$

なる基本式で表わされる。しかし、この式の解を求めるに当って、第2章でふれたように u_g の予測式に確立されたものがないことならびに解析的に解けるのは境界条件の簡単な場合に限られる。このため本研究の対象とする地下埋設構造物に作用する周辺地盤の液状化時の間隙水圧による揚圧力の解析は、境界条件が複雑となるため、実験によるか有限要素法などの数値解析によるかのいずれかの方法によらざるを得ない。

有限要素法などの数値解析においてもその結果は発生間隙水圧 u_g の予測方法によって大きく左右され、用いるモデルの合理性について実験的（あるいは実際の現象に基く実証的）検証を必要とする。また通常、実験的に検証しようとする時には模型の相似性の問題は避けることのできない問題であるが、縮小模型ではなく実大の模型を用いる場合にはこの問題を避けることができる。

すなわち、この実験は、実大の模型を用いて複雑な境界条件下における液状化時の間隙水圧の挙動とこれにより生じる埋設構造物の挙動を明らかにすることを目的としている。

なお、特に液状化により生じる埋設構造物の浮上りを軽減する碎石ドレーンの効果を明らかにすることに主眼を置くため、発生する間隙水圧は無対策の部分では十分大きな値となり、しかもその

値が継続するよう加振条件は実際の地震によるものにくらべて過酷な条件を設定している。

3.3 実験に用いた模型と材料の特性

3.3.1 模型地盤

実験に用いた模型地盤は、図-3・3・1に示すような11種類のものである。

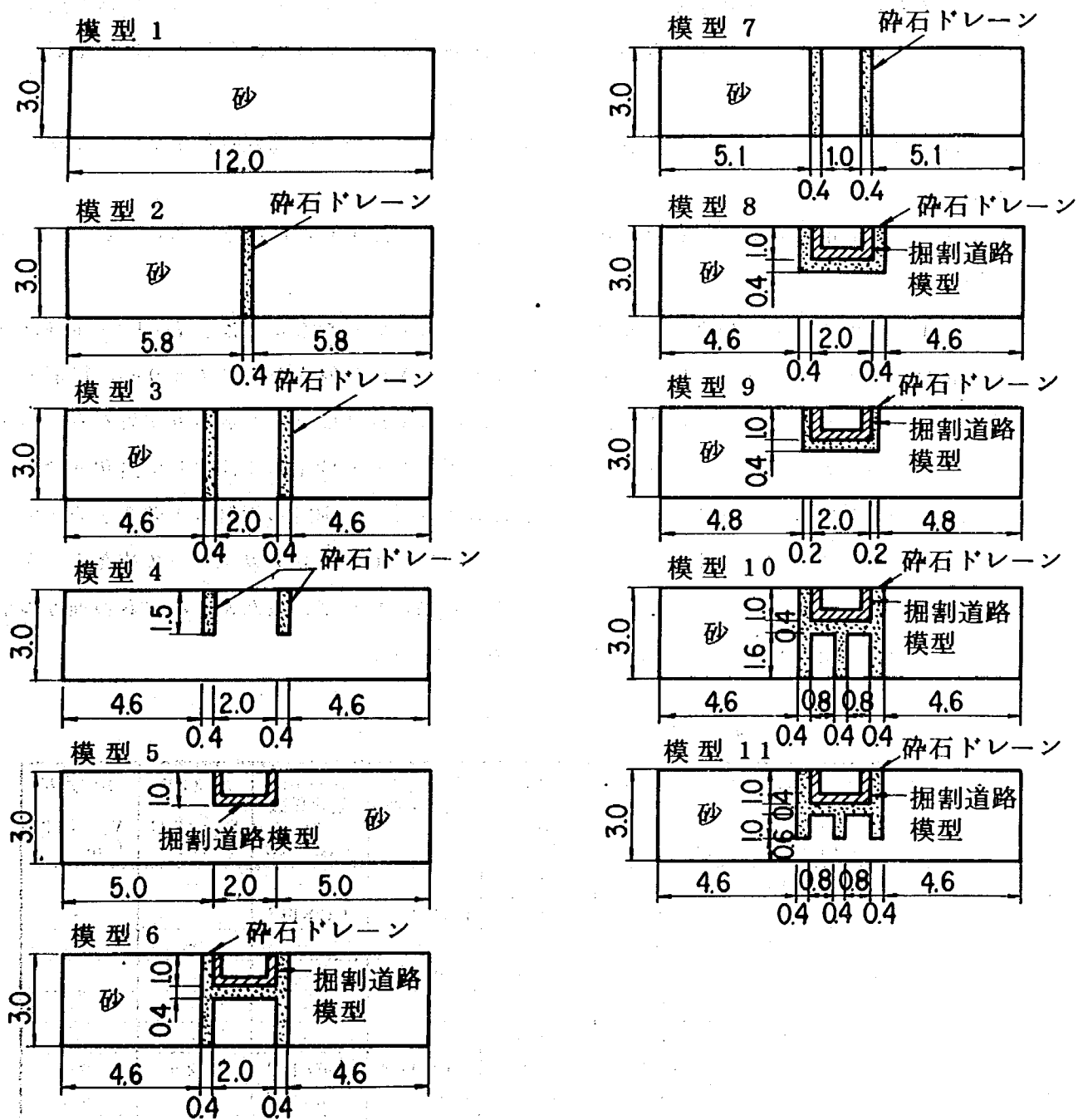


図-3・3・1 実験に用いた模型

模型-1は構造物も碎石ドレーンも含まない一様地盤である。この模型は、碎石ドレーンのある場合の間隙水圧消散効果の比較対象であるとともに、土槽端部の境界での壁の影響(土槽端部の壁にウレタンフォームマットをはりつけてある)が注目する模型中央部まで及ばず、模型中央部付近では水平方向に一様な間隙水圧が発生するかどうかを確認する目的を有している。

模型-2, 3ならびに7は、それぞれ碎石ドレーン1本および2本を埋設した模型である。この実験では現象を二次元的に取扱おうとしているので、碎石ドレーンは奥行き方向には一様な巾を持つ壁状のものである。模型-2により碎石ドレーン周辺の地盤の間隙水圧の基本的な挙動を把握することを意図しており、模型-3により並列に打設した碎石ドレーンの重ね合わせ効果を確認しようとしたものである。

模型-4は、碎石ドレーンの長さが液状化する層の中間までしかない場合の効果を調べようとしたものである。

模型-5, 6, 8, 9, 10ならびに11は、掘割道路模型あるいは掘割道路模型と碎石ドレーンを含む模型地盤である。

これらの11の模型のうち、模型1~6は昭和55年度に実験したもので模型7~11は昭和56年度に実験に供したものである。年度により地盤作成時のまき出し厚さが前者で50cm、後者では30cmとしている点ならびに前者では加振周波数5Hz、後者では2Hzとした点のみが異なる。いずれも締固めは足踏みで行って模型地盤を作成した後、模型底面より低水頭で注水して飽和させた。

また締固め後の地盤密度をコアカッター法により各層3カ所にて測定し地盤の密度を求めている。表-3・3・1に各模型の水浸前の平均密度を示す。一部の模型では、コアカッターで抜きとった試料を用いた透水試験、サンドサンプラーを用いて飽和度の測定ならびに板たたき法でS波速度の計測を行なったので表-3・3・1にはこれらの値を含めて記した。

表-3・3・1 模型地盤の土質特性

Model, No	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	間隙比 e	相対密度 D_r (%)	鉛直方向 透水係数 k_v (cm/sec)	水平方向 透水係数 k_H (cm/sec)	飽和度 S_r 注1) (%)	S波速度 V_s 注2) (m/s)
1	1.46	1.92	0.868	42.6	-	-	-	-
2	1.44	1.91	0.888	39.6	15.74×10^{-3}	9.92×10^{-3}	-	-
3	1.45	1.92	0.875	40.6	-	-	-	-
4	1.49	1.94	0.821	54.6	7.9×10^{-3}	-	-	-
5	1.47	1.93	0.850	47.2	-	-	-	-
6	1.48	1.93	0.841	49.5	-	-	-	-
7	1.47	1.93	0.855	45.9	7.60×10^{-3}	10.87×10^{-3}	92.5	8.9
8	1.45	1.92	0.874	41.1	11.97×10^{-3}	8.54×10^{-3}	-	9.5
9	1.45	1.92	0.874	41.1	13.59×10^{-3}	11.88×10^{-3}	92.8	8.6
10	1.44	1.91	0.884	38.6	9.62×10^{-3}	11.10×10^{-3}	-	9.1
11	1.44	1.91	0.890	37.1	12.34×10^{-3}	10.30×10^{-3}	-	8.3

注1) S_r はサンドサンプリングによる試料の実測の平均値

注2) V_s は板たたき法による実測

3.3.2 模型に用いた砂，碎石，掘削道路模型

模型地盤として用いた砂は千葉県君津市付近の浅間山産の山砂である。図-3・3・2に粒度分布を，表-3・3・2に物理特性を示す。表-3・3・2には碎石ドレーンに用いた碎石の物理特性も合わせて示した。

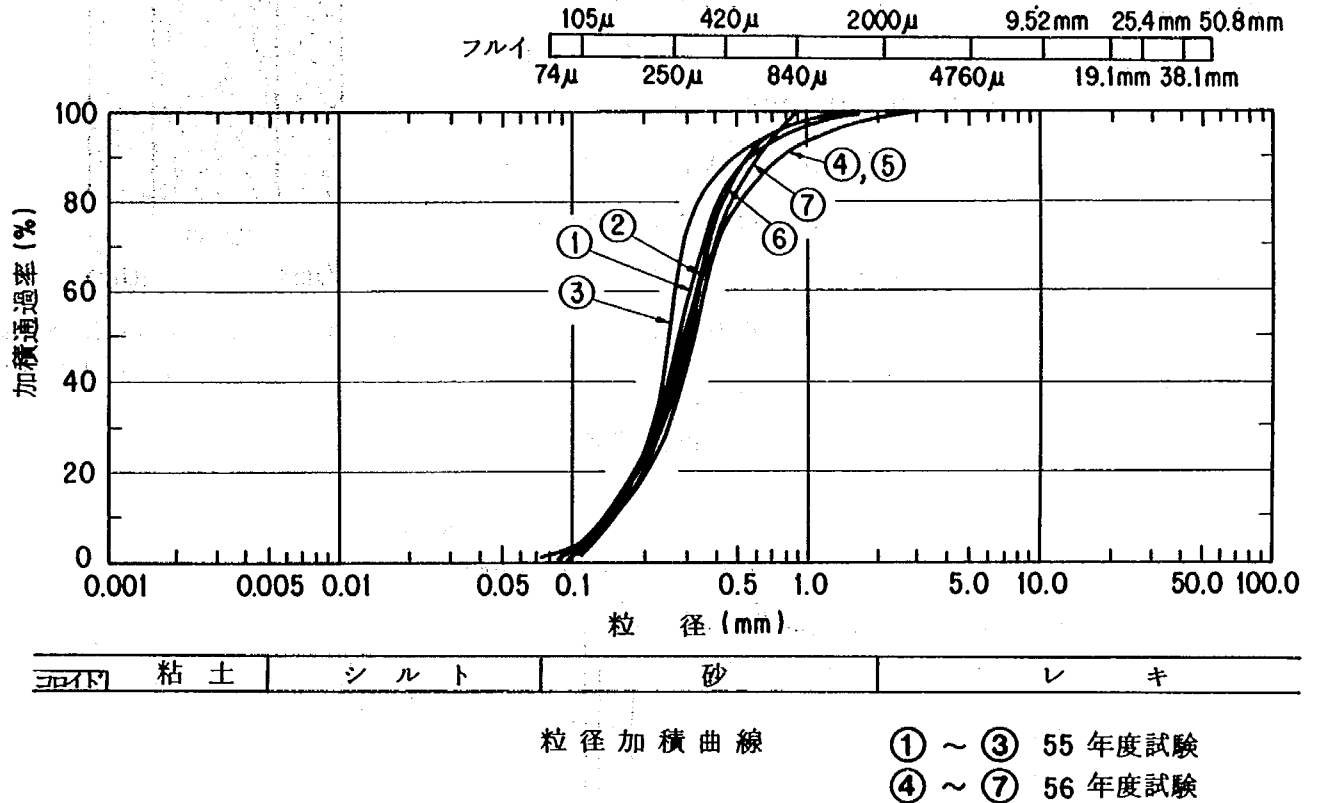


図-3・3・2 浅間山砂の粒度分布

表-3・3・2 浅間山砂および碎石の物理特性

	砂	砕 石		
		5号	6号	7号
比 重	2.73	2.69	2.52	2.69
最大粒径 (mm)	4.76	3.9	2.0	9.5
平均粒径 D_{50} (mm)	0.28	2.2	9.5	3.3
均等係数 U_c	2.91	—	—	—
透水係数 (cm/sec)	1.18 $\times 10^{-2}$	6.1 $\times 10^{-2}$	1.31 $\times 10^{-2}$	5.79 $\times 10^{-2}$

模型に用いた碎石ドレーンは、図-3・3・3に示すように巾20 cmの部分に5号碎石を用い、その両側に巾10 cmずつの7号碎石をフィルターゾーンとして用いている。

フィルターゾーンの材料選択にあたっては、通常の排水材¹²⁾料に用いられるものと同様に

$$\begin{aligned} D_{15}(\text{フィルターゾーン}) &\leq 5 \times D_{85}(\text{周辺地盤}) \\ D_{15}(\text{フィルターゾーン}) &\geq 5 \times D_{15}(\text{周辺地盤}) \end{aligned} \quad (3 \cdot 3 \cdot 1)$$

を目安として目詰りの防止、透水性の確保を図った。

なお、日本鋼管で実施した実験結果によれば¹³⁾(3・3・1)式に基く粒度配合を持つ材料であれば、ほぼフィルターとしての機能が満足できるようである。

図-3・3・4に掘割道路模型を示す。掘割道路模型の見掛け比重は1.03(土圧計測装置除く)である。この値は、実際に造られている掘割構造の道路のものとほぼ同程度である。

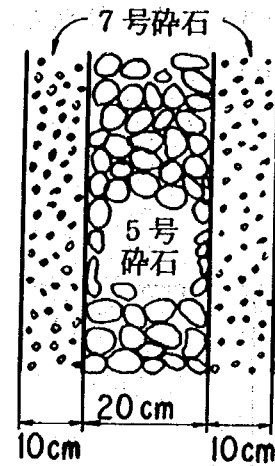
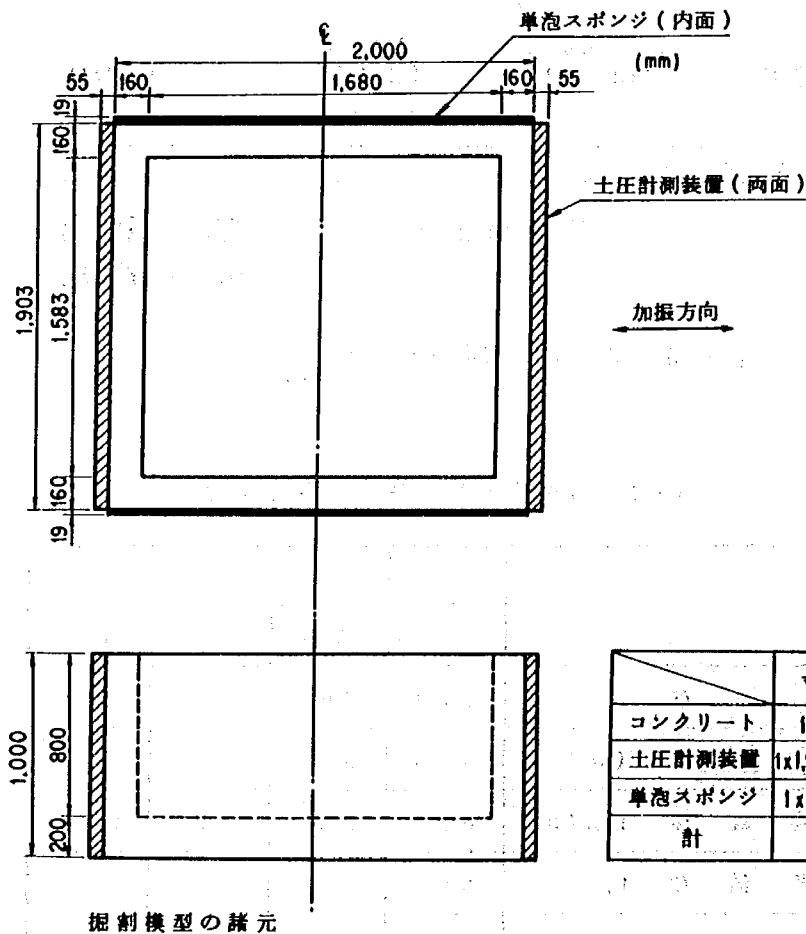


図-3・3・3 模型に用いた碎石ドレーン断面



	寸法等	重量
コンクリート	1,678 m ³	3.93 tf
土圧計測装置	1x1,903x0.055	0.055 Hx2 台
単泡スポンジ	1x2x0.019	—
計		4.04 tf

掘割模型の諸元

図-3・3・4 掘割道路の模型

3.3.3 模型に用いた砂の液状化特性

図-3.3.5に浅間山砂の繰返しねじり試験による液状化試験の結果を示す。先述のように模型地盤は気乾試料を締固めた後に注水して飽和させているので、極くわずかであるが過圧密の状態にあり、またパイピングを生じさせないよう低水頭で注水しているため模型地盤は完全には飽和していない。表-3.3.1に示したようにサンドサンプラーによる確認では飽和度は $S_r=93\%$ 程度であったが、直径35.7 cm、高さ80 cmの大型三軸試験用モールドを用いて模型地盤作成と同じように足踏みにより締固めた後、モールド下部から注水して飽和させた場合には飽和度は $S_r=60\%$ 程度であった。

図-3.3.5にはこのような模型地盤の特性を考慮し、かつ模型表面から2 m程度の深さでの拘束圧を考慮して過圧密比 $OCR=1.73$ 、飽和度 $S_r=60\%$ 、拘束圧 $\sigma'_3=0.2$ kgf/cm²の条件のもとで実施した試験結果を示した。

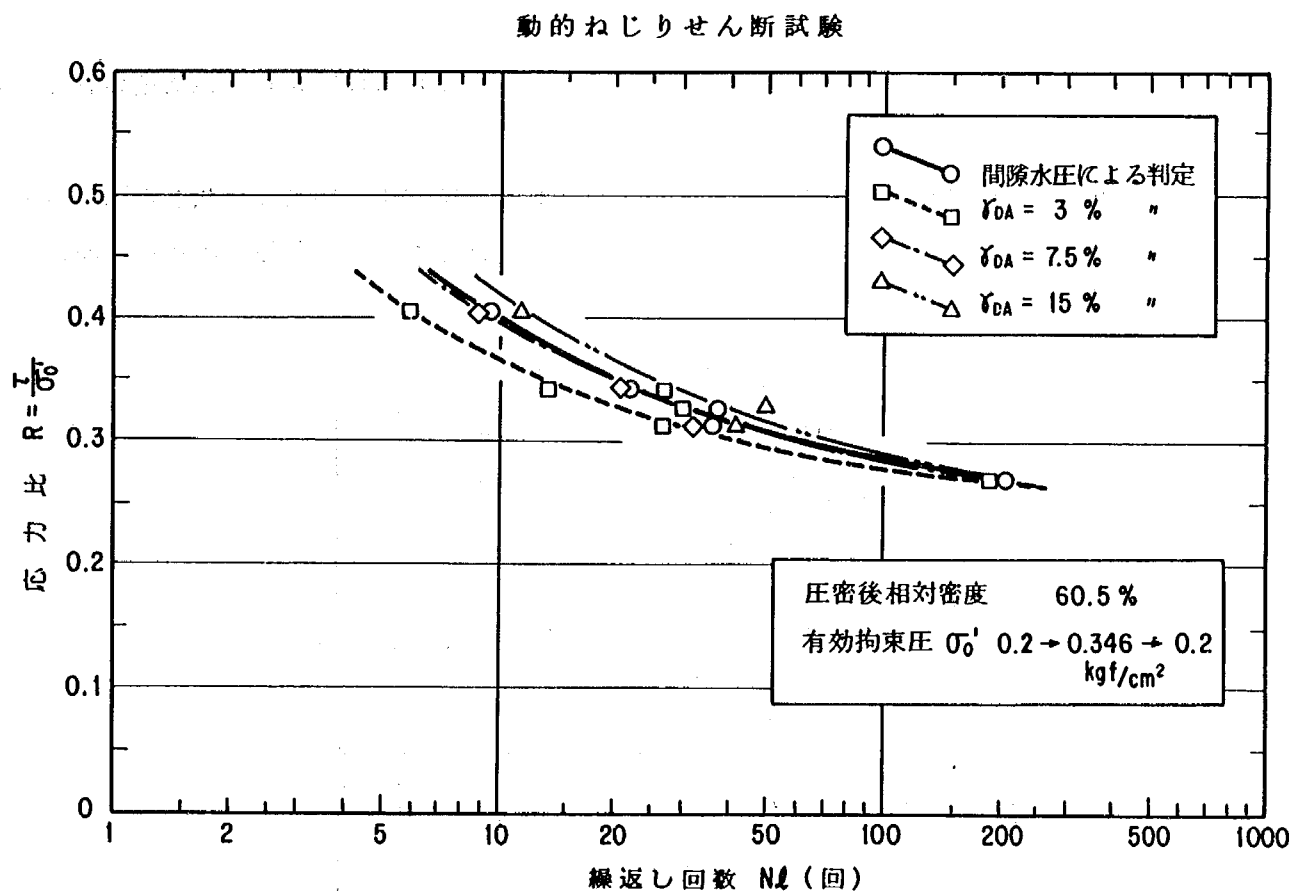


図-3.3.5 浅間山砂の液状化特性

この図から判るように繰返し回数20回で両振巾ひずみが5%になる応力比は0.35程度である。この値を表-3.3.3に示す正規圧密状態で完全に飽和している供試体でのデータとくらべてみると、過圧密であること、ならびに完全飽和でないことの影響のために約5割程度大きくなっている。なお、過圧密、不飽和の供試体液状化試験に繰返し三軸試験装置を用いなかった理由は、低拘束圧

表-3・3・3 浅間山砂の液状化強度のまとめ

No.	試験装置	拘束圧条件 (kg/cm ²)	飽和条件	平均 e	平均 D_r (%)	R_e (DA25% $N_e = 20$)
1	振動三軸	0.3	完全飽和	0.769	72.5	0.209
2	・	0.2	・	0.787	68.2	0.248
3	・	0.1	・	0.801	64.6	0.372
4	大型単純せん断	0.3	・	0.733	81.5	0.180
5	振動三軸	0.2	・	0.850	52.6	0.240
6	・	過圧密 0.2→0.346→0.2	・	0.845	53.8	0.300
7	ねじり	・	不飽和 ($S_r = 60\%$)	0.818	60.5	0.352

でバックプレッシャーを用いないため軸荷重が小さくなり過ぎて現有の繰返し三軸試験装置では満足な試験ができないためである。

図-3・3・6に上記の繰返しねじり試験によって得られた間隙水圧と繰返し回数との関係の例を示す。この図に示すように、ひずみ振巾が7.5%程度になったときには、間隙水圧比は $u/\sigma'_v \div 1.0$

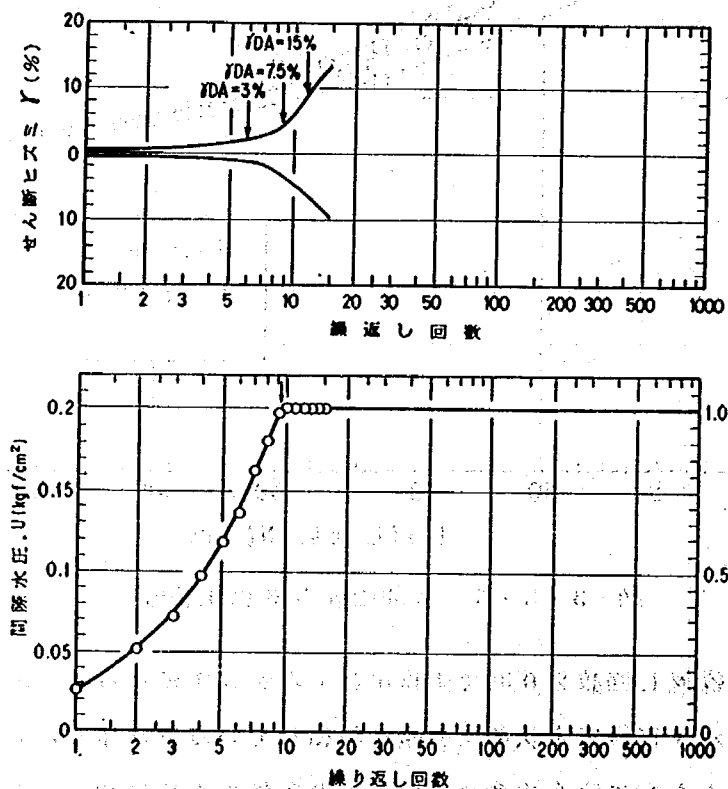


図-3・3・6 間隙水圧と繰返し回数との関係

となっている。一部の供試体では、ひずみ振巾 $r_{DA} = 7.5\%$ となっても $u/\sigma_0 < 1.0$ のものもあるが $r_{DA} = 7.5\%$ となる繰返し回数を、完全液状化に要する繰返し回数 N_L として発生する過剰間隙水圧と繰返し回数をプロットすると図-3・3・7 が得られる。同図中には2章で述べた Seed の方法によって求めた曲線を併記した。

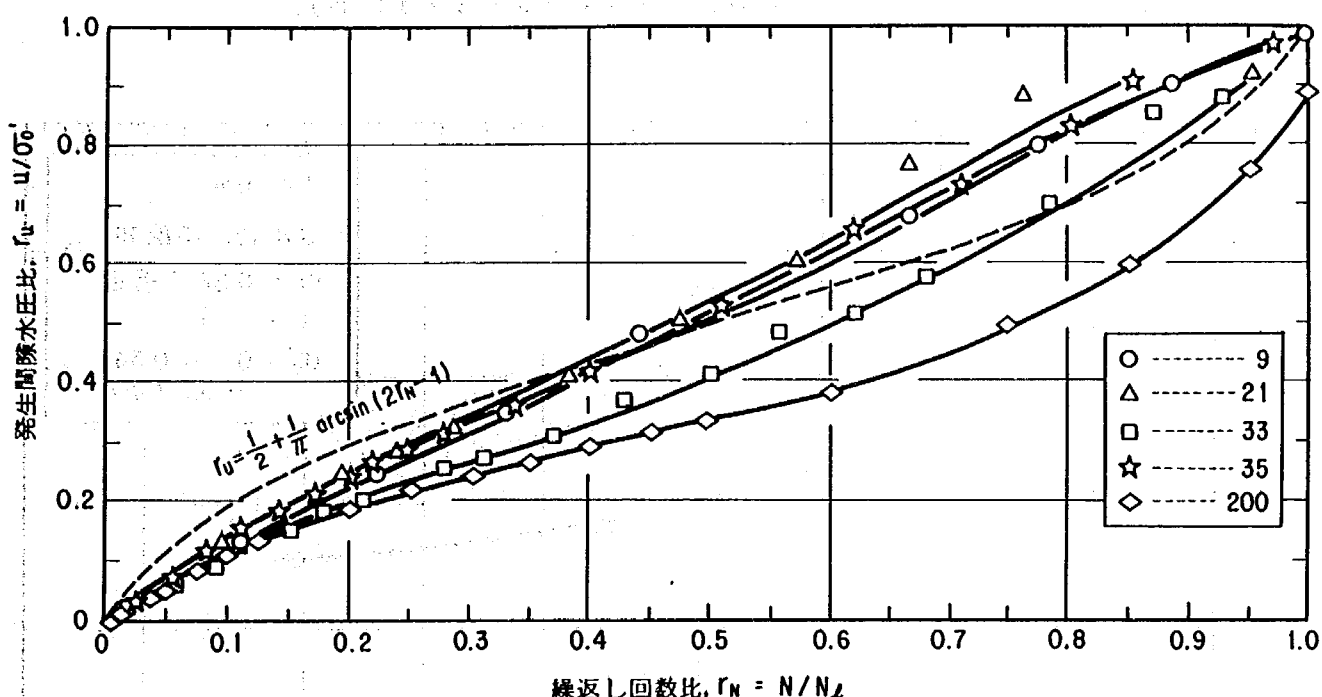


図-3・3・7 繰返し回数比と発生間隙水圧比の関係

この曲線は、

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin(2r_n - 1) \quad (3.3.2)$$

と表わせる。

これらの試験結果は、等方圧密した供試体で得られた結果であるが、振動実験に用いた模型地盤では、異方状態で圧密されているので、平均主応力 $\sigma_m = \frac{1+2K_0}{3}$ は静止土圧係数 K_0 によって異なり、このことを考慮した補正が必要である。模型地盤での K_0 の値は不明であるが、Seed らの提案にならって補正係数 $C_r = 0.57$ をとりあえず採用することとする。すなわち、模型地盤での液状化強度を次式によって補正する。

$$R(\text{模型地盤}) = 0.57 R(\text{室内試験}) \quad (3.3.3)$$

$$\text{ただし } R(\text{模型地盤}) = \tau/\sigma'_v$$

$$R(\text{室内試験}) = \tau/\sigma'_o$$

図-3・3・8 に補正後の液状化強度を示す。この曲線は

$$\log_{10} R = A \log_{10} N + B$$

(3・3・4)

ただし $A = -0.123$

$B = -0.5287$

と表わせる。

2章で述べた石原モデルに用いる B_u' 、 B_p' の値を表-3・3・4に示す。

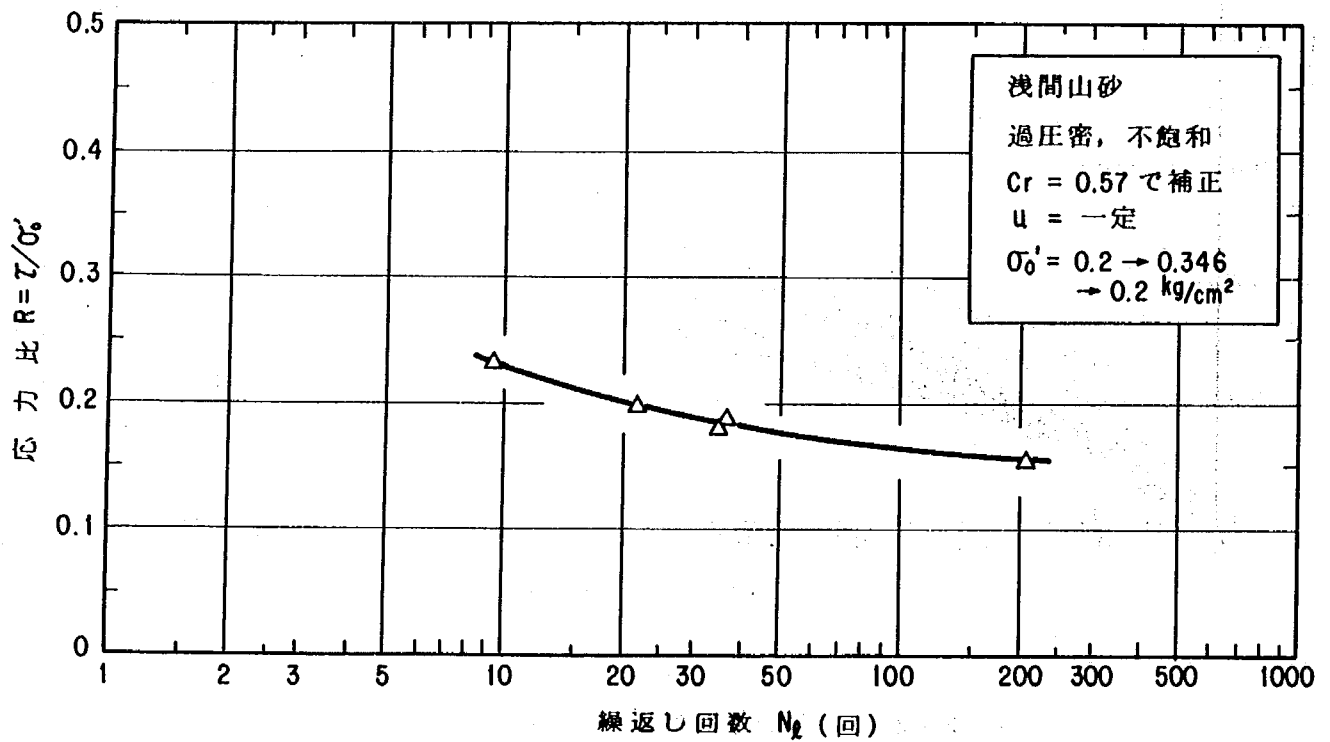


図-3・3・8 補正後の液状化強度

表-3・3・4 浅間山砂の B_p' 、 B_u' の値

拘束圧 (kgf/cm^2)	供試体 No.	B_p		B_u	
			平均		平均
0.2	1	0.894	0.474	0.118	0.161
	2	0.389		0.180	
	3	0.286		0.193	
	4	0.326		0.187	
	5	0.829		0.126	

$B_p' = 0.211$ 、 $B_u' = 0.072$

3.4 加振条件と計測方法

加振の方向は模型の長手の方向で水平方向のみである。加振周波数ならびに加振の継続時間は昭和55年度に実施した模型1～6については5 Hz, 60 sec¹⁶⁾, 昭和56年度に実施した模型7～11については2 Hz, 30 sec¹⁷⁾とした。

昭和56年度に加振周波数ならびに加振の継続時間を変更した理由は前年度の実験結果に基き, 2 Hz, 30 sec 程度でも十分無対策の地盤を完全に液状化させ得ることが明らかであると同時に実際の地震時の条件にくらべて前年度の条件は若干厳しすぎると判断したためである。

加振加速度はいずれも正弦波形の一定振幅を持つ加速度でその振幅の大きさは模型1～6については200 gal, 模型7～11については150 galである。

加振により発生する地盤内間隙水圧ならびに加速度を計測するため, 図-3・4・1～11 に示す位置に間隙水圧計ならびに加速度計を設置した。その数は模型ごとに異なる場合があるが最大40個の間隙水圧計と17個の加速度計である。この他模型地盤内に構造物を埋設した実験では, 構造物の浮上り量を計測する変位計を設置した。これらの計測器の諸元を表-3・4・1に示す。

また, 加振により発生した地盤内の間隙水圧が消散した後土槽上面から地盤表面の沈下量を測定するとともに, 予め地盤築造時に土槽前面の壁に接する模型前面に石灰を用いたマーカー(格子状の白線)を設けておき, その交点の移動量を測定して模型内部の変形状態を計測した。

なおいずれの模型も模型地盤を飽和させた後, 共振実験の前後ならびに液状化のための実験の後にポータブルコーンペネトロメーターを用いた貫入試験を実施した。

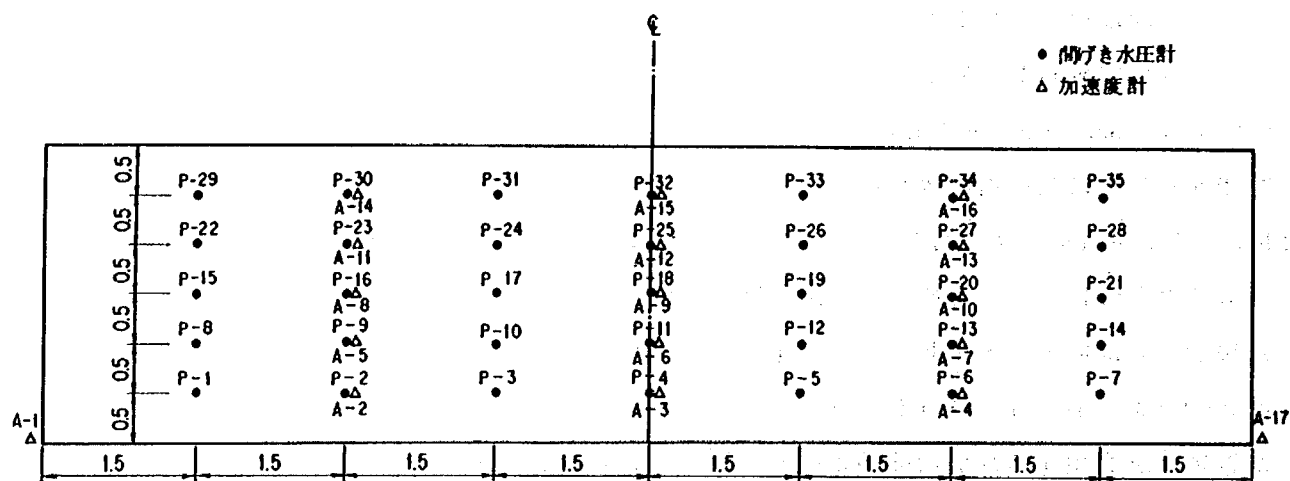


図-3・4・1 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-1)

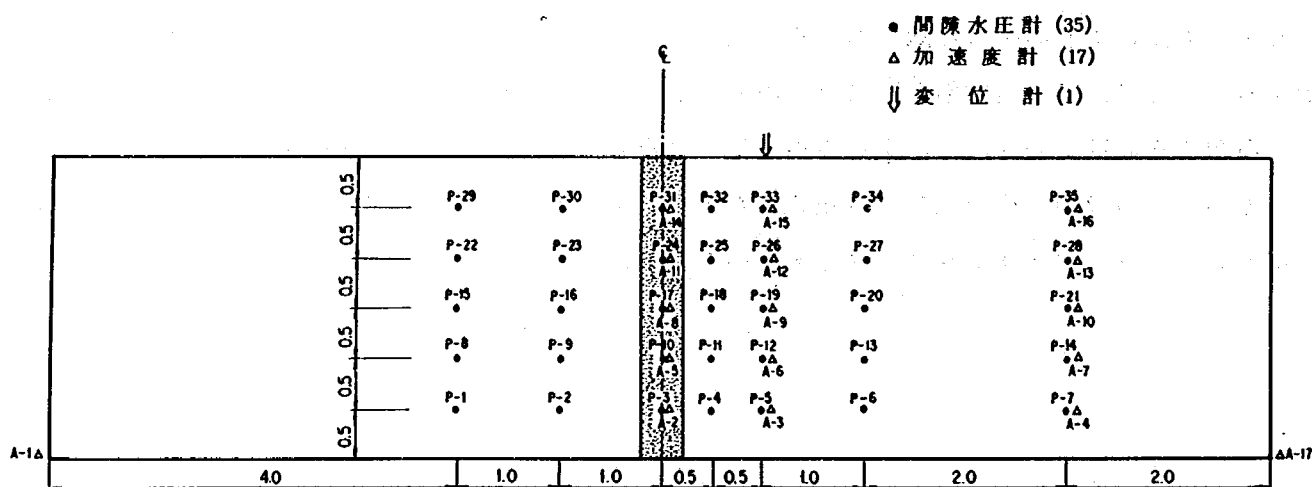


図-3・4・2 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-2)

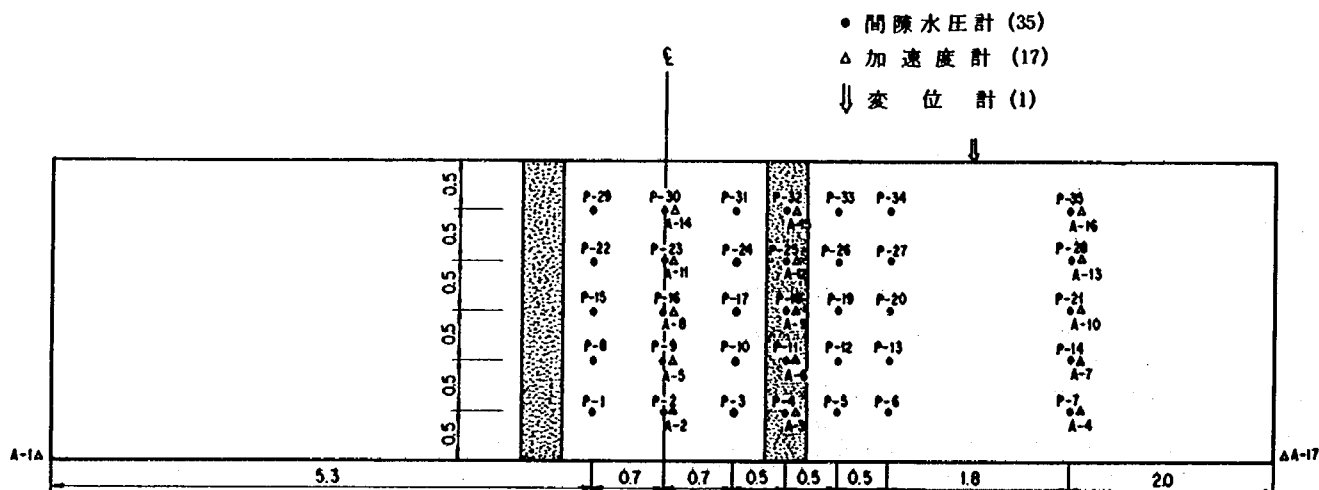


図-3・4・3 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-3)

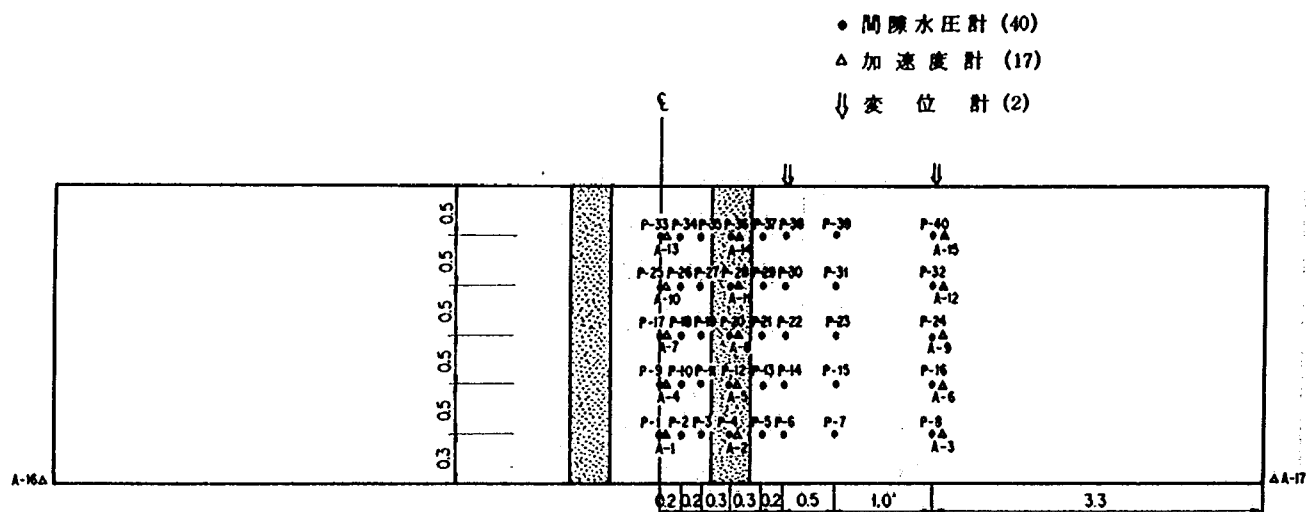


図-3・4・7 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-7)

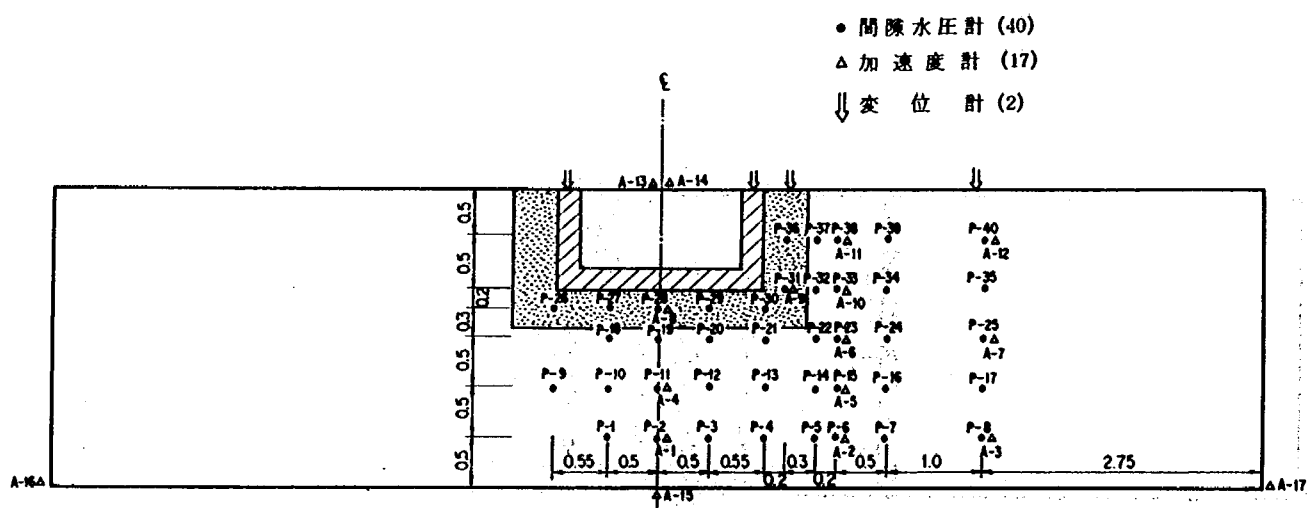


図-3・4・8 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-8)

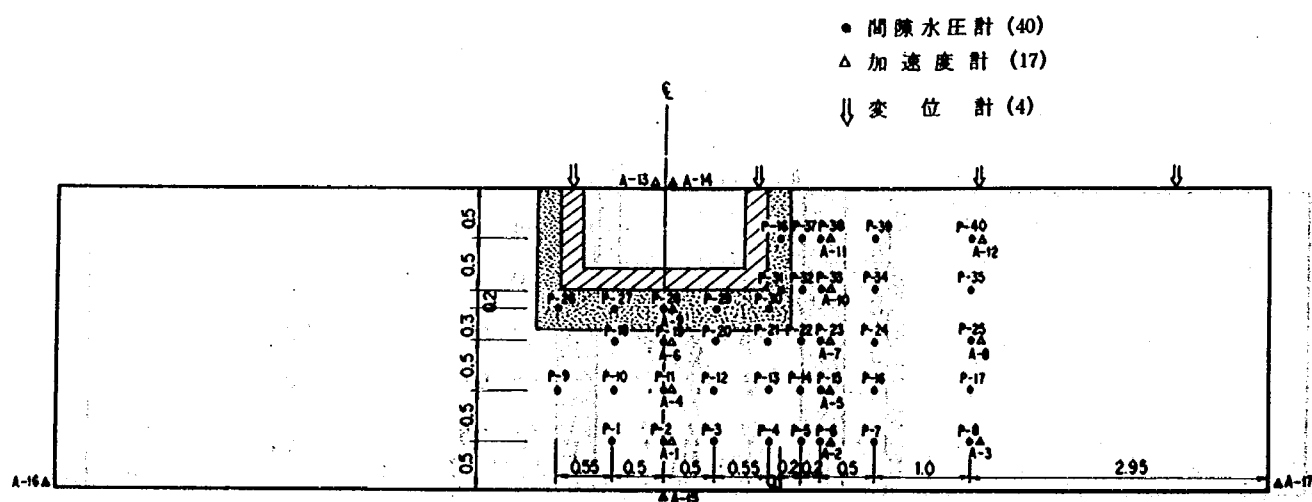


図-3・4・9 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-9)

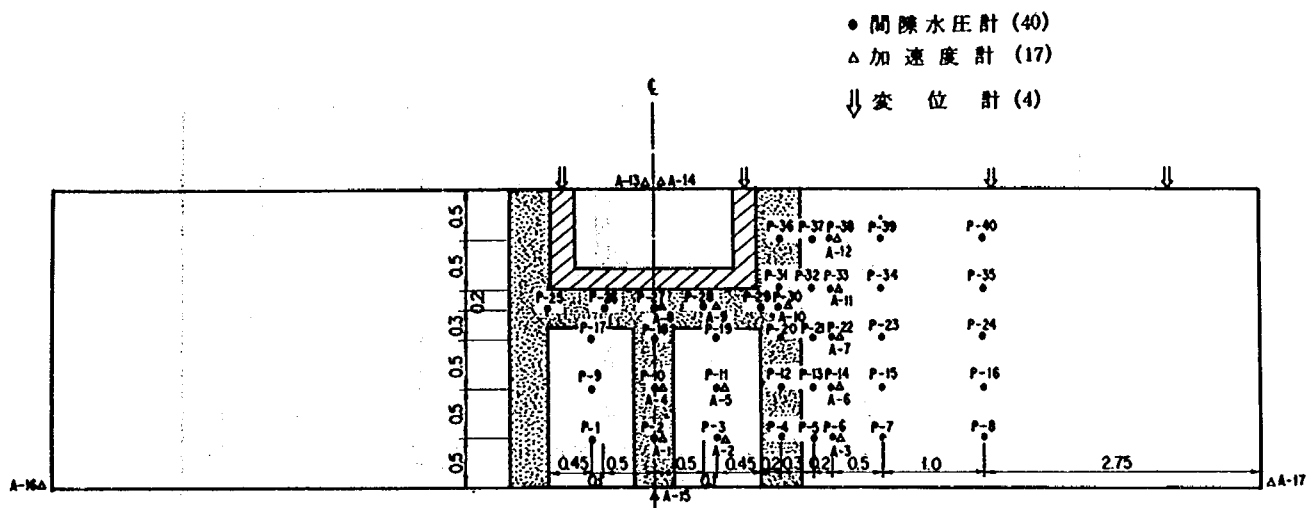


図-3・4・10 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-10)

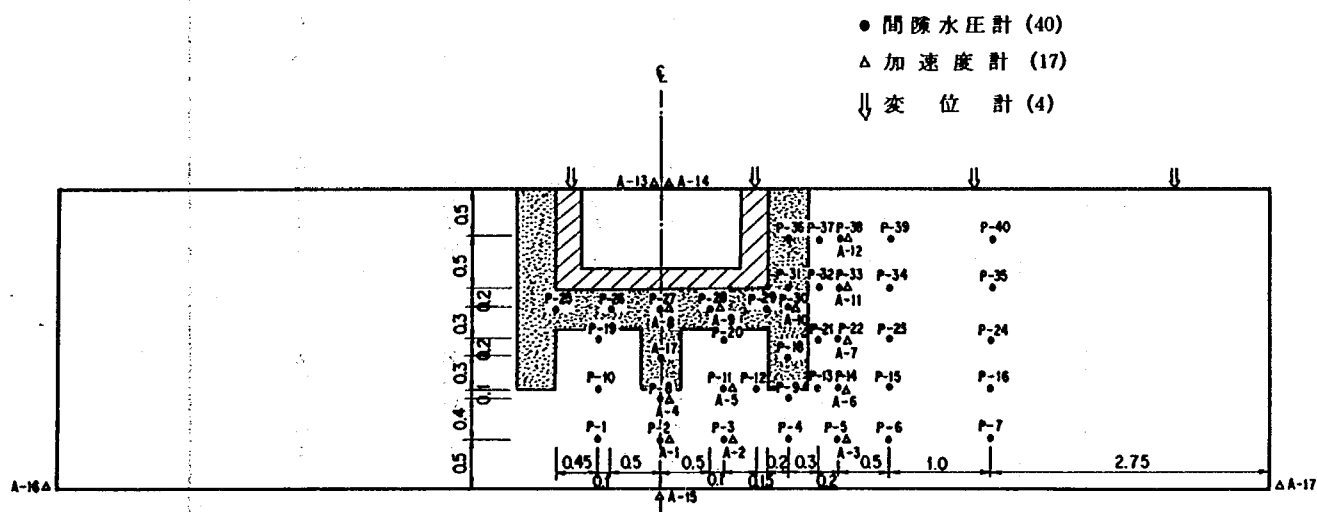


図-3・4・11 加速度計と間隙水圧計の配置 (模型-11)

表-3・4・1 計測器の諸元

計測器	型式	容量	精度	周波数特性	寸法	備考
間隙水圧計	BP-2KB	2 kg/cm ²	2% FS	DC~50 Hz	φ30×55.5mm	歪ゲージ式 ポーラスメタル メッシュ 100μ
	BP-1KC _s	1 "	"	"	φ20×40	
	BP-0.5KC _s	0.5 "	"	"	"	
加速度計	AS-2GA	2 G	1% FS	DC~60 Hz	20×40×23mm	歪ゲージ式, 台, 掘削模型, 地盤加速度
	AS-1GA	1 G	"	DC~40 Hz	"	
荷重計	TR-202	2 t	0.5% FS	DC~2000 Hz	φ50×25mm	歪ゲージ式 掘削模型に作用する土圧計測
変位計	DLT-100A	±100 mm	0.5% FS	DC~50 Hz	φ42×600mm	差動変圧式 摺動抵抗式
	LR-19	-	-	-	-	

3.5 大型振動台実験の結果

3.5.1 共振実験の結果

図-3・5・1 に共振曲線の測定例を示す。地盤中の計測位置の違いによって共振曲線の形状に差があるが、すべての位置でみられるピークに対応する振動数を抽出して各模型について比較したものを図-3・5・2 に示す。

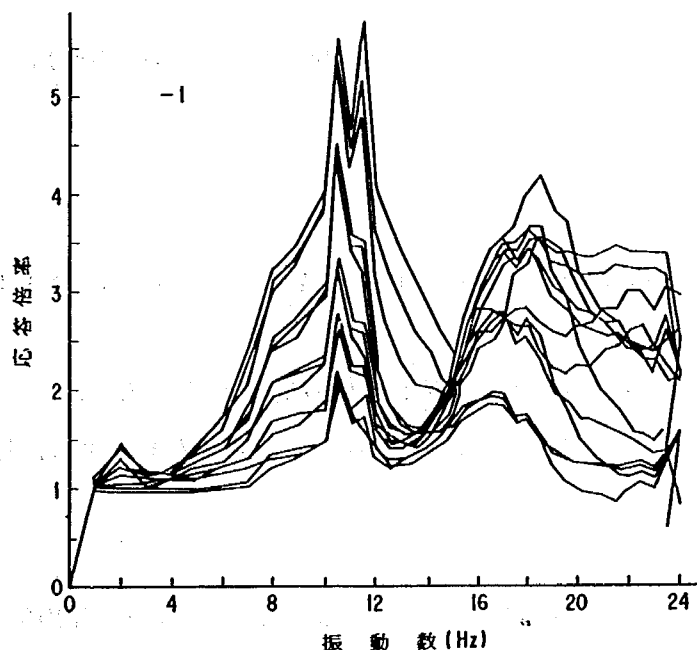


図-3・5・1 共振曲線の測定例

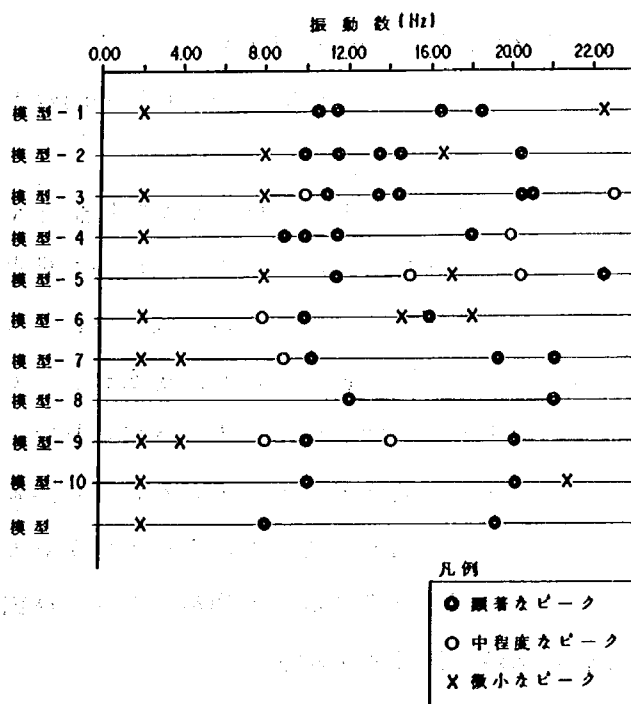


図-3・5・2 共振曲線のピークに対応する振動数の比較

この結果によれば、いずれのモデルにも共通してみられる振動数は8～12 Hzの範囲にある。

板たたき法によって実測したS波速度 V_s は約90 m/secである。また室内試験（共振法）から得られた動的せん断弾性係数は $G_0 \div 350 \text{ kgf/cm}^2$ であるから、次式によって V_s を求めると約135 m/secとなる。

$$V_s = \sqrt{\frac{98G}{\rho}} \quad (3.5.1)$$

ただし、 V_s ：S波速度（m/sec）， G ：動的せん断弾性係数（kgf/cm²）， ρ ：地盤の密度（g/cm³）である。

これらの値を次式

$$f_0 = V_s / 4H \quad (3.5.2)$$

に代入して求めた一次固有振動数は、 $V_s=90 \text{ m}$ のとき $f_0=7.5 \text{ Hz}$ ， $V_s=135 \text{ m}$ のとき $f_0=11.3 \text{ Hz}$ である。

ただし f_0 ：水平地盤の固有振動数（Hz）， H ：地盤の層厚（m）である。

したがって図-3.5.2に示す8～12 Hzの振動数での顕著なピークは、厚さ3 mの模型地盤の水平せん断振動に対する共振点と考えられる。

3.5.2 地盤内間隙水圧

図-3.5.3に振動台を200 gal程度に加振した液状化実験時の地盤内応答加速波形ならびに地盤内の間隙水圧の測定例を示す。

地盤内の間隙水圧は加振開始とともに上昇しはじめ、4秒程度経過した時点でほぼ一定値に達し振動的な波形となっている。この振動波形は土槽端部の剛壁の影響による動水圧と考えられ、液状化による上昇間隙水圧はこの振動波形を除外した部分である。

図-3.5.4および図-3.5.5に模型-2の加振開始後20秒の間隙水圧分布と加振終了後5分の間隙水圧分布を示す。²⁰⁾

発生間隙水圧は碎石ドレーンから離れたところではほぼ水平な等圧線となっており、模型がほぼ均質にできていることを示している。碎石ドレーンの周辺では加振中も排水による間隙水圧の消散効果が認められるため間隙水圧は有効上載圧まで上昇しない領域が存在する。また碎石ドレーン内の間隙水圧の上昇は初期有効上載圧の3割程度に留っており、排水材としての効果が十分あったことを示しているが、図-3.5.4に示すように間隙水圧の上昇過程における影響範囲はこの実験条件のもとでは碎石ドレーン中心から50 cm程度までとなっている。この影響範囲は、加振条件や地盤の液状化抵抗の大きさならびにドレーンと地盤の透水性によって異なるものである。

図-3.5.6および図-3.5.7に掘削道路模型のある模型-5および掘削道路模型と碎石ドレーンのある模型-6の加振開始後の間隙水圧分布を示す。

図-3.5.4と同様に碎石ドレーンの近傍では間隙水圧消散効果のあることが判る。なお、図-3.5.5では掘削道路の隅の部分に間隙水圧の高くなる傾向のあることが認められるが、これはこ

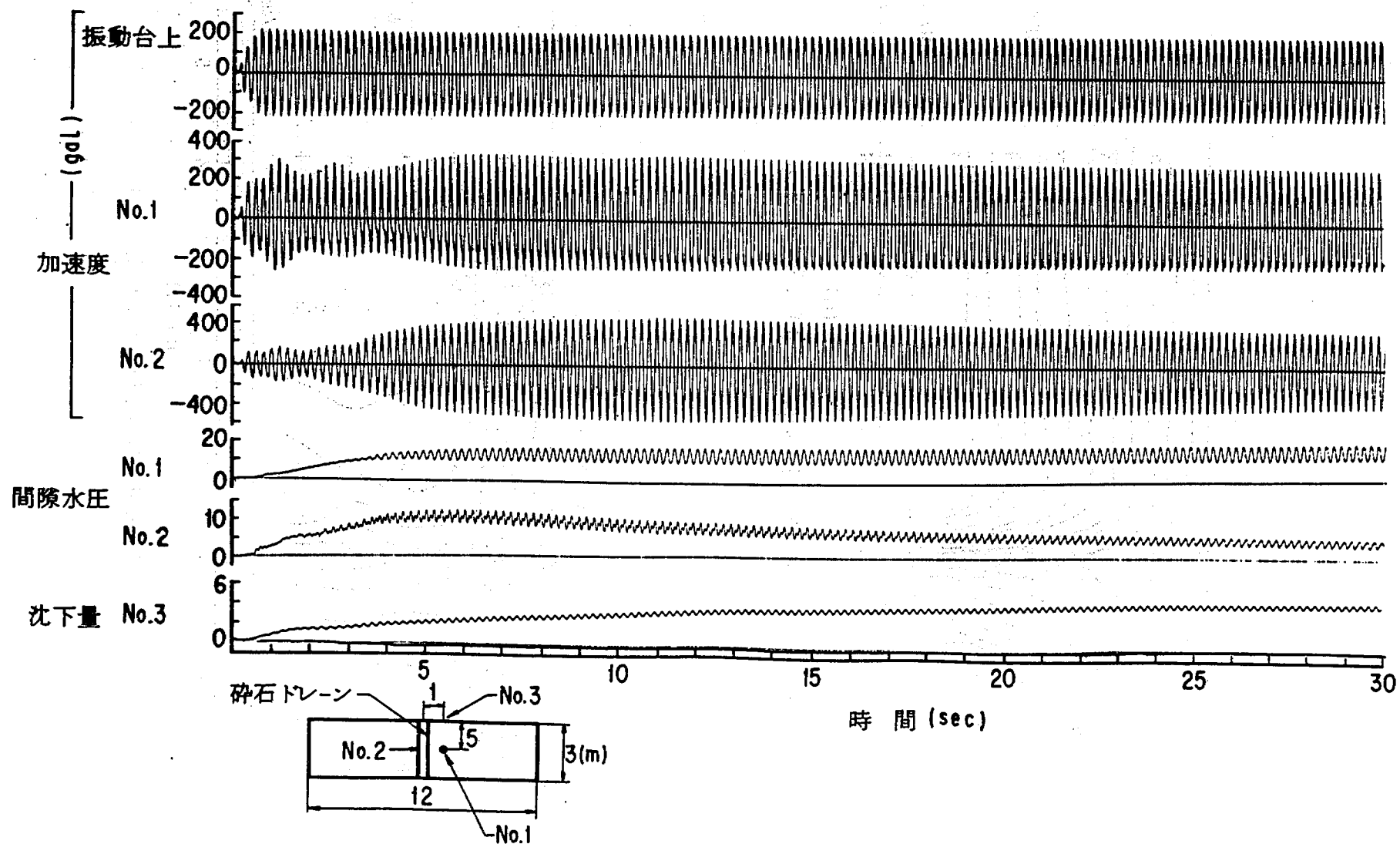


図-3・5・3 加速度，間隙水圧および沈下量の測定例

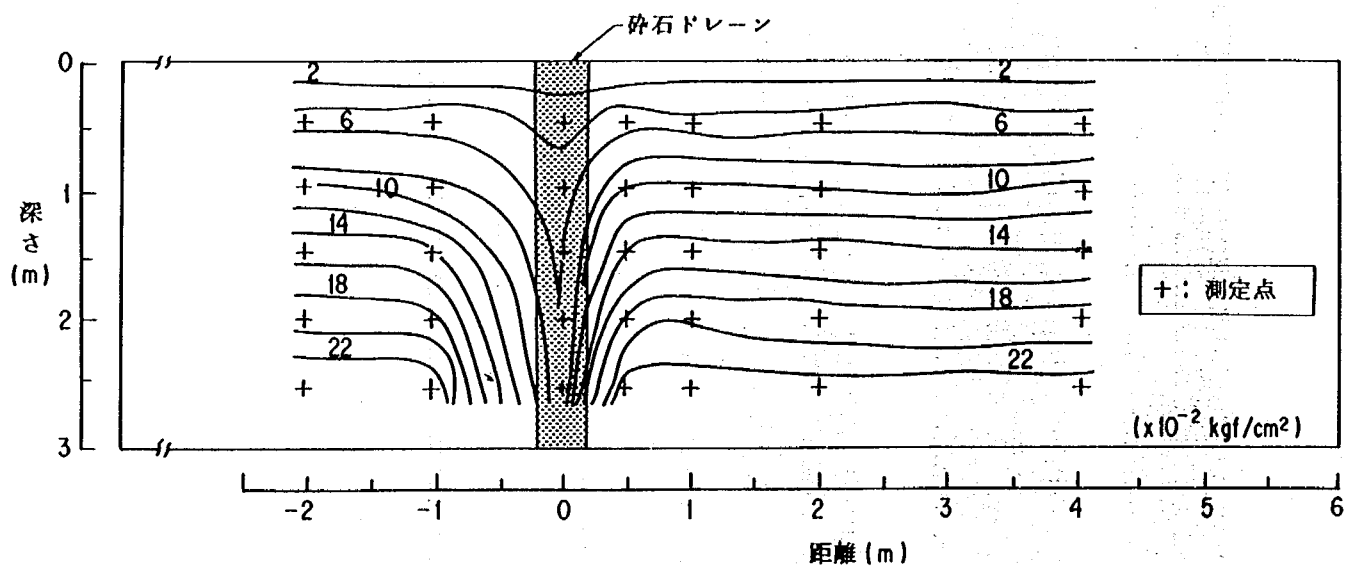


図-3・5・4 加振開始後20秒の間隙水圧分布(模型-2)

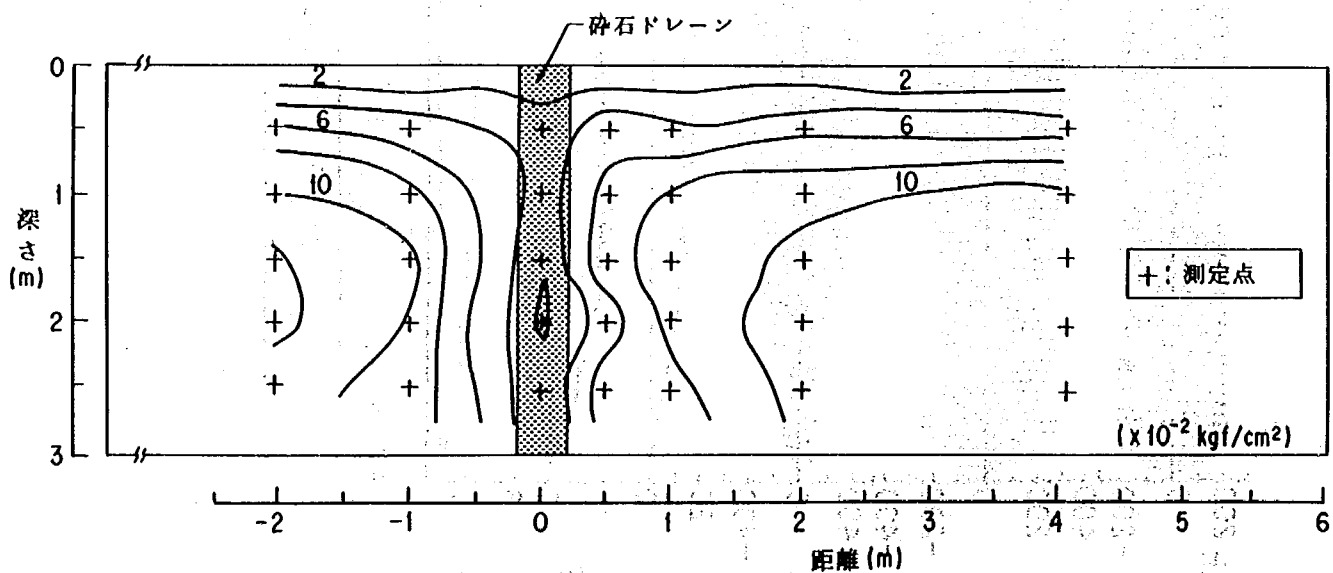


図-3・5・5 加振終了後5分の間隙水圧分布(模型-2)

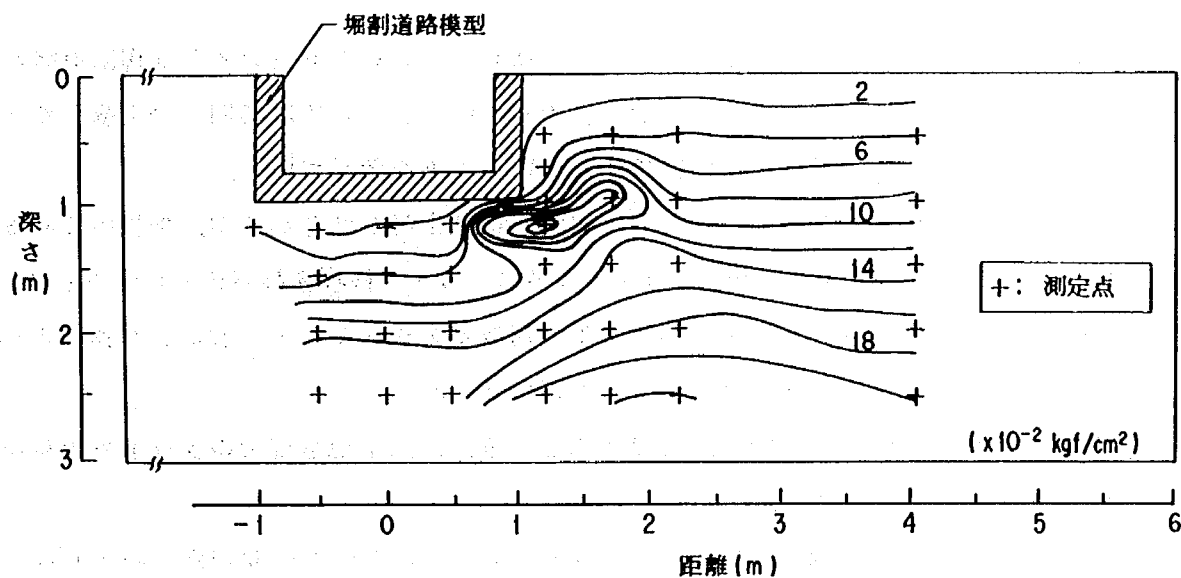


図-3・5・6 加振開始後 20 秒の間隙水圧分布 (模型-5)

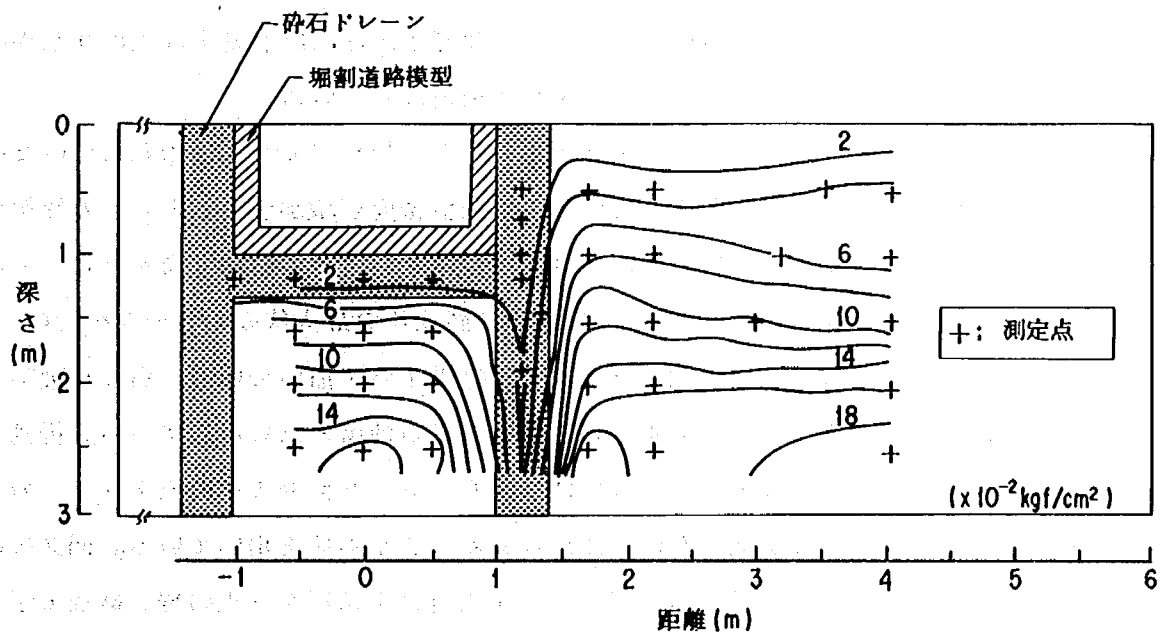


図-3・5・7 加振開始後 20 秒の間隙水圧分布 (模型-6)

の部分に作用する動的なせん断応力が大きいことを示しているものと思われる。この部分を除くと、間隙水圧は碎石ドレーン部で小さく、これから離れるに従って水平方向にほぼ一定の圧力を示す分布となっている。

図-3・5・8～3・5・18 に模型地盤内の深さ 1.5 m の所で測定した間隙水圧の時間的变化を示す。

模型地盤内の間隙水圧は、加振開始とともに上昇をはじめ、碎石ドレーンまたは掘割道路から離れた部分では 4～6 秒程度経過後にはほぼ一定値に達している。この値は初期有効上載圧の 9 割程度に相当し、この時点で地盤はほぼ完全に液状化していることを示している。

碎石ドレーンの極く近傍では加振開始とともに間隙水圧は上昇しはじめるが、加振中であるにもかかわらず、図-3・5・18 に示した模型-11 のように、5～6 秒程度経過後から低下しはじめるものが観測されていて碎石ドレーンによる間隙水圧の消散効果があることが判る。写真-3・5・1 は加振中の碎石ドレーンからの排水状況を示したものである。

また碎石ドレーン内に設置した間隙水圧計で計測した値は、水平地盤部での初期有効上載圧の 30 % 程度までしか上昇していない。

図-3・5・19 および 3・5・20 に模型-3 の碎石ドレーンの近傍での間隙水圧の上昇過程と消散過程を示す。

これらの図から、2 本の碎石ドレーンで囲まれた内側の地盤部ではやや間隙水圧の上昇が抑制されており、また加振終了後の消散過程もこの部分では早いことが判る。

3.5.3 掘割道路模型直下の間隙水圧の鉛直分布

前節でみたように加振開始後 4～6 秒程度で地盤内の間隙水圧はほぼ有効上載圧の 9 割程度まで上昇し、その後も加振中は徐々に上昇した後、加振終了後消散している。

徐々に上昇している過程は、完全な非排水条件でないこと、地盤が完全には飽和していないこと、加振中にも地盤からの排水にともないわずかなではあるが地盤密度が増加することなどの影響によるものと思われる。ここでは、加振中の間隙水圧の最大値に注目してその鉛直分布を整理してみる。

図-3・5・21 に掘割道路のある 6 つの模型の地盤内間隙水圧の最大値の鉛直分布を示す。この鉛直分布は図中に示す黒丸、白丸の点で計測した値の平均値を用いて描いている。白丸が掘割道路模型から離れた水平地盤部の値を、また黒丸が掘割道路の直下の地盤の値を示している。掘割道路直下の地盤に部分的に碎石ドレーンのある深さの値は、碎石ドレーン幅および碎石ドレーンのない部分の幅を考慮してこれらの部分で計測した間隙水圧の重みつき平均値を用いている。同図には、水平地盤部の初期有効上載圧および掘割道路部での初期平均有効上載圧を一点鎖線と破線で示した。この図から次のようなことが判る。

まず掘割道路のない水平地盤部の間隙水圧分布をみると、加振前の地下水位が地表と等しい模型-5、模型-6 ではほぼ初期有効上載圧まで達しており、完全に液状化したことが判る。

これに対して、模型-8, 9, 10 および 11 では初期有効上載圧の 9 割程度までしか水平地盤部の

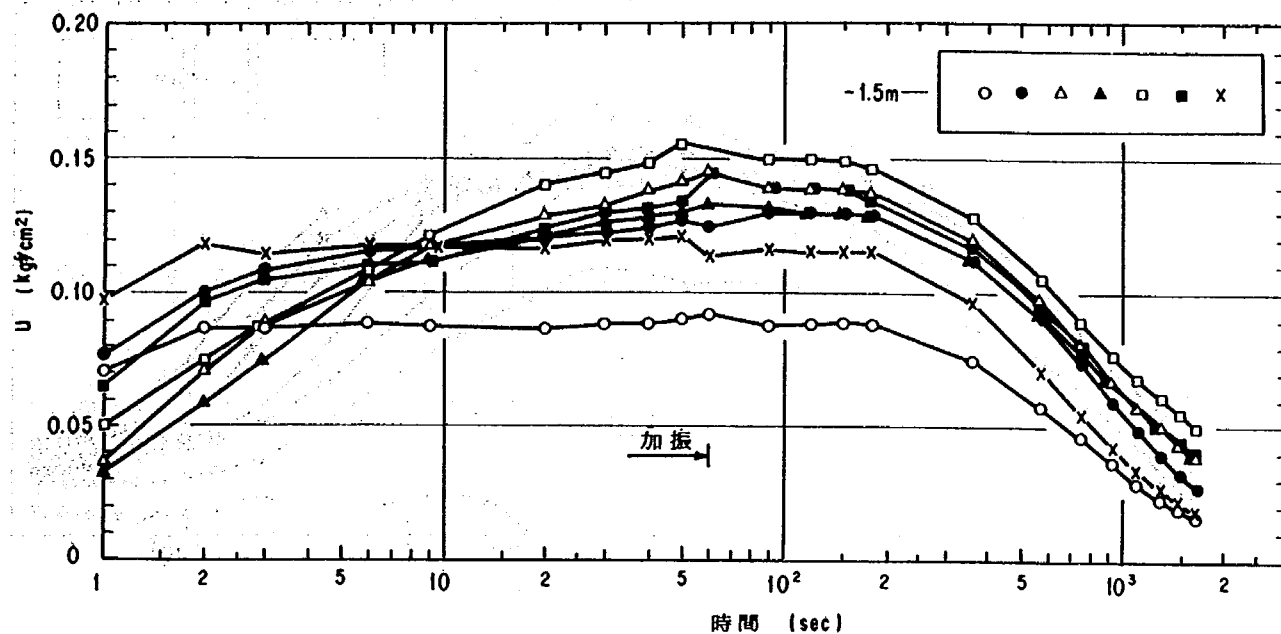


図-3・5・8 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(1) (模型-1)

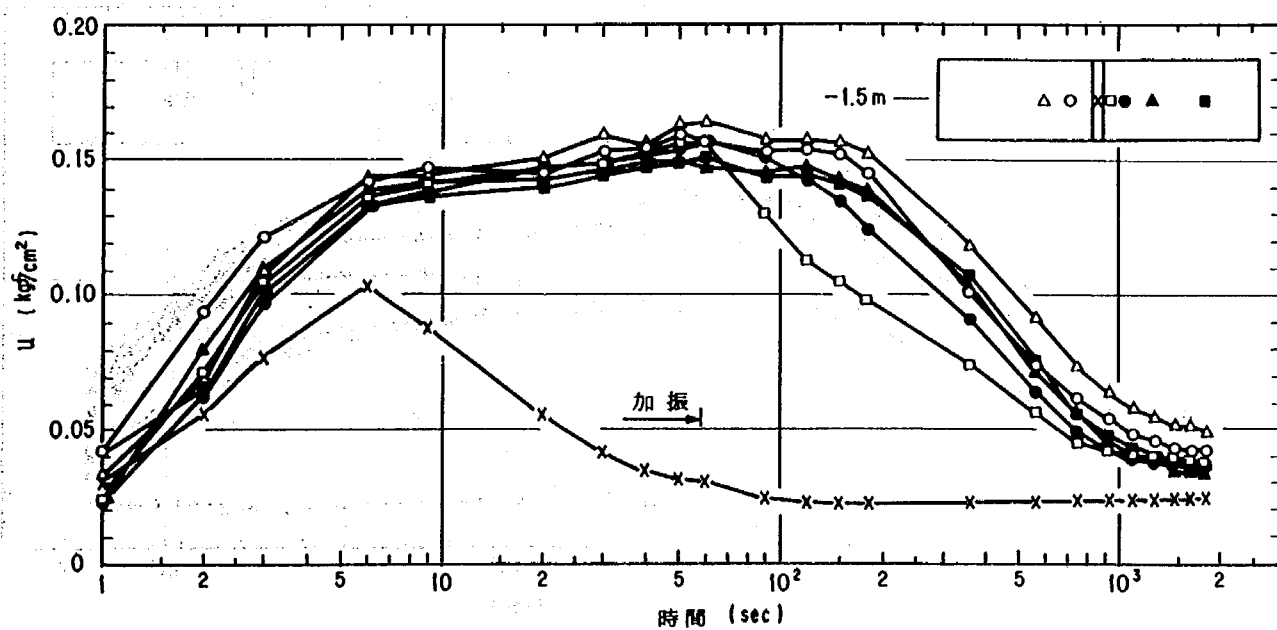


図-3・5・9 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(2) (模型-2)

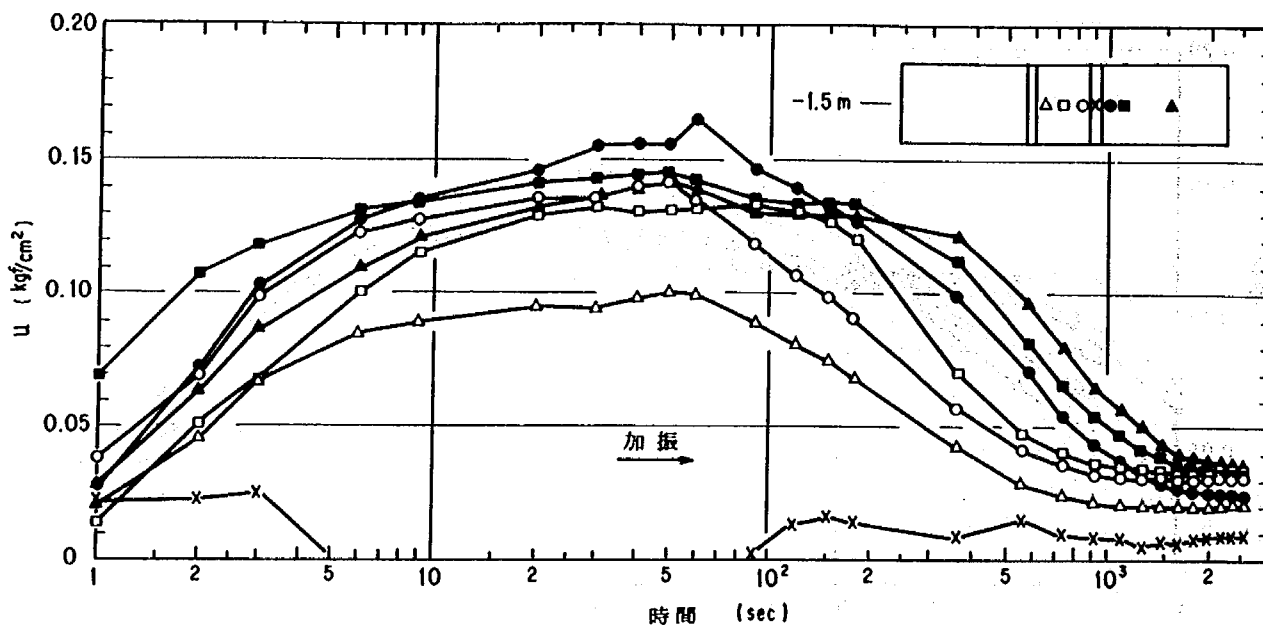


図-3・5・10 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(3) (模型-3)

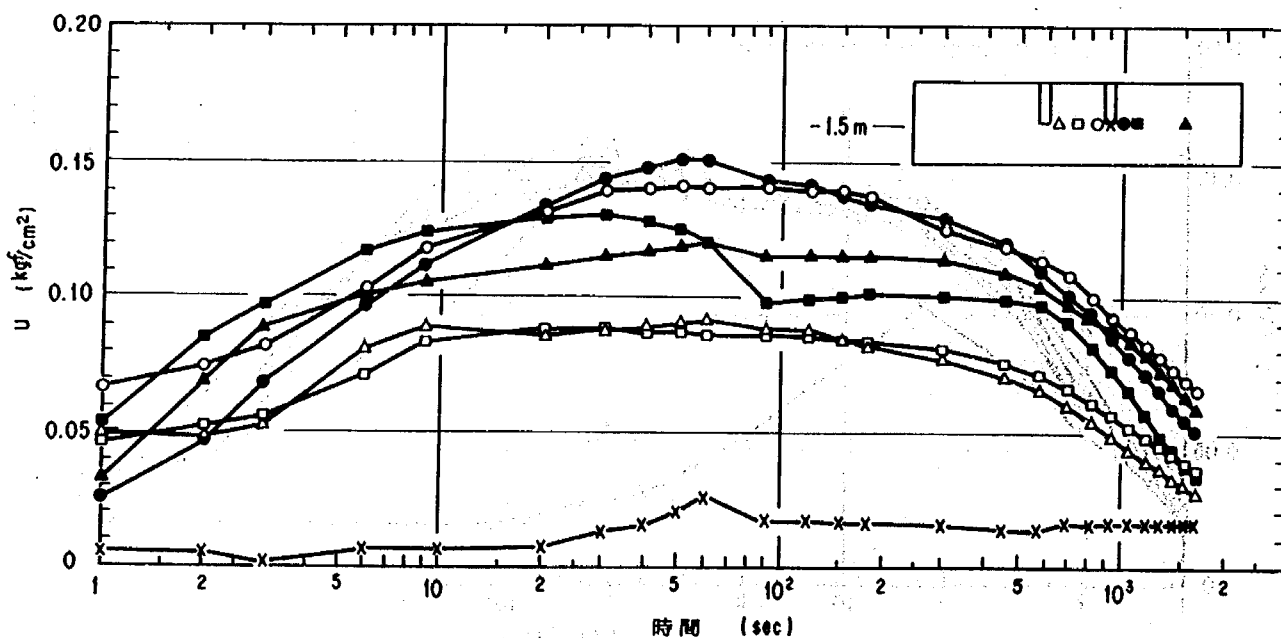


図-3・5・11 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(4) (模型-4)

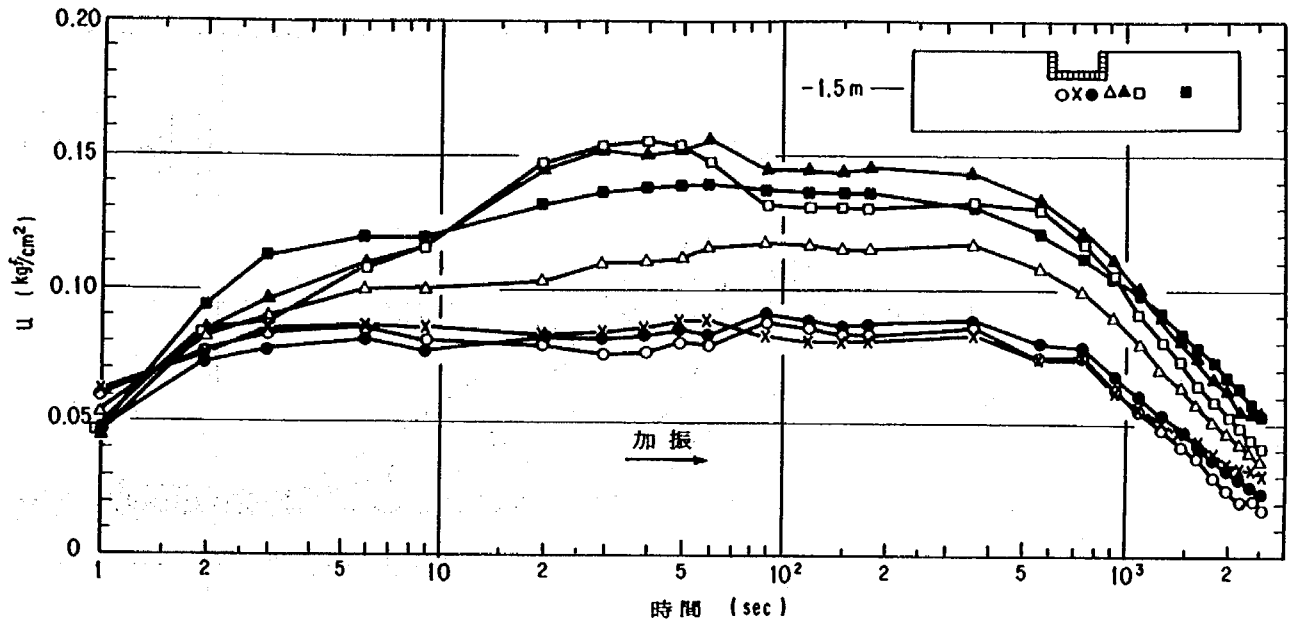


図-3・5・12 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(5) (模型-5)

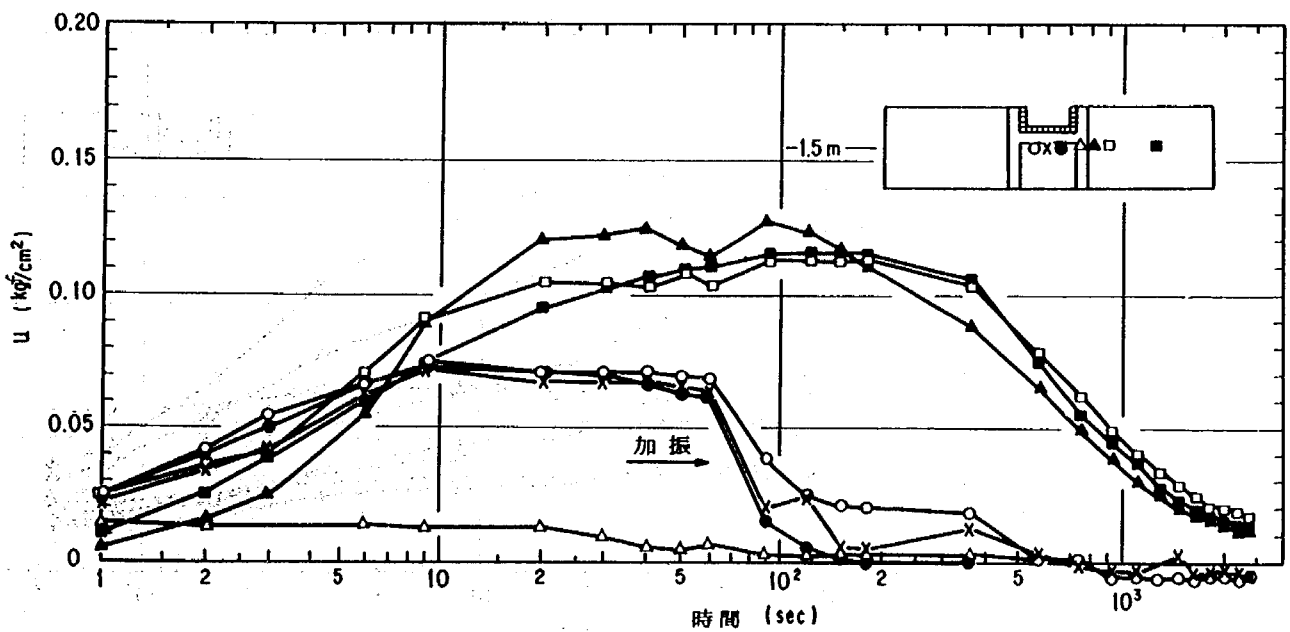


図-3・5・13 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(6) (模型-6)

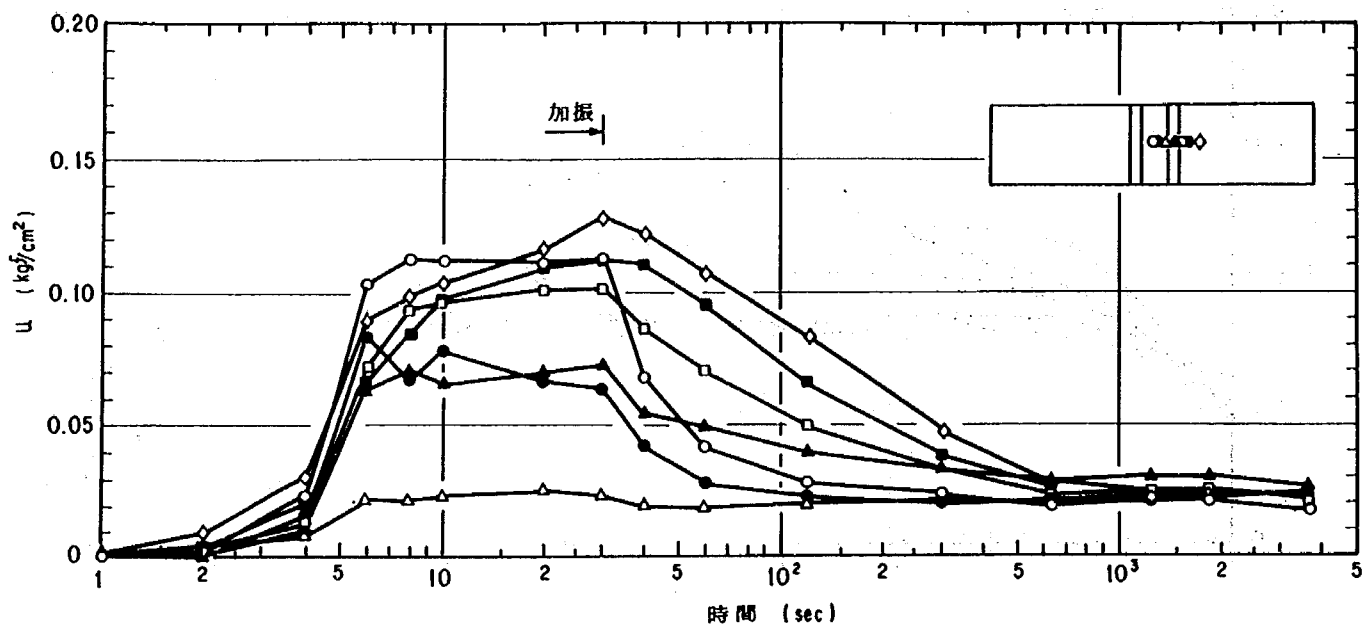


図-3・5・14 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(7) (模型-7)

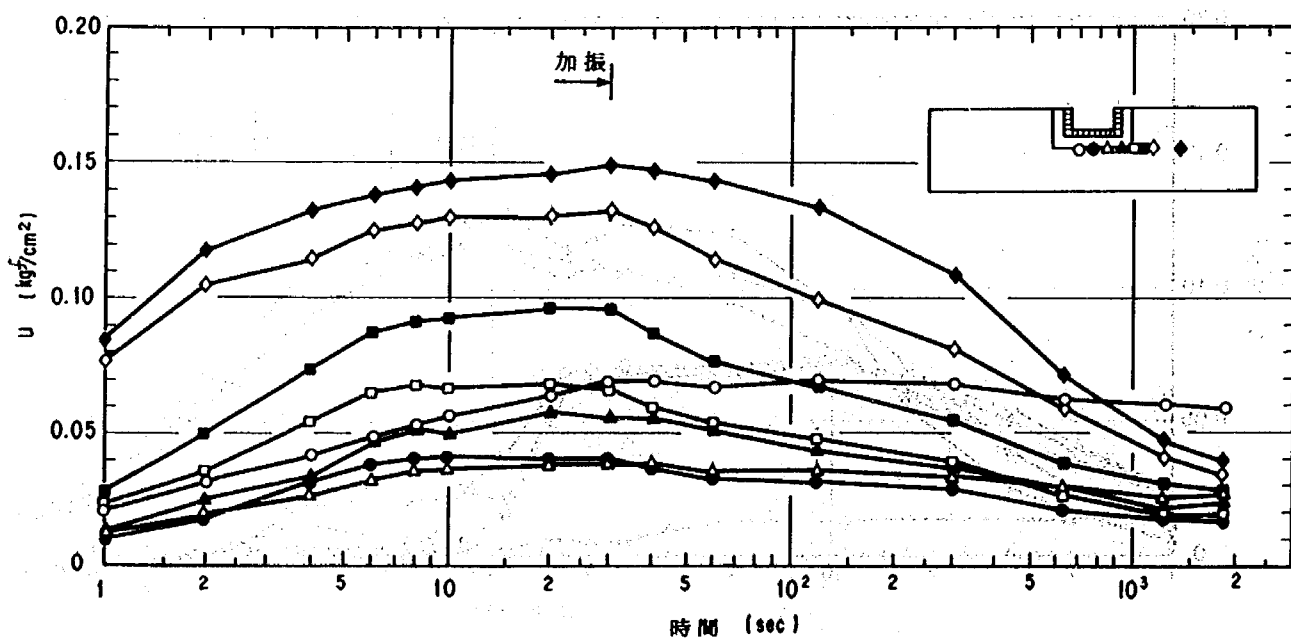


図-3・5・15 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(8) (模型-8)

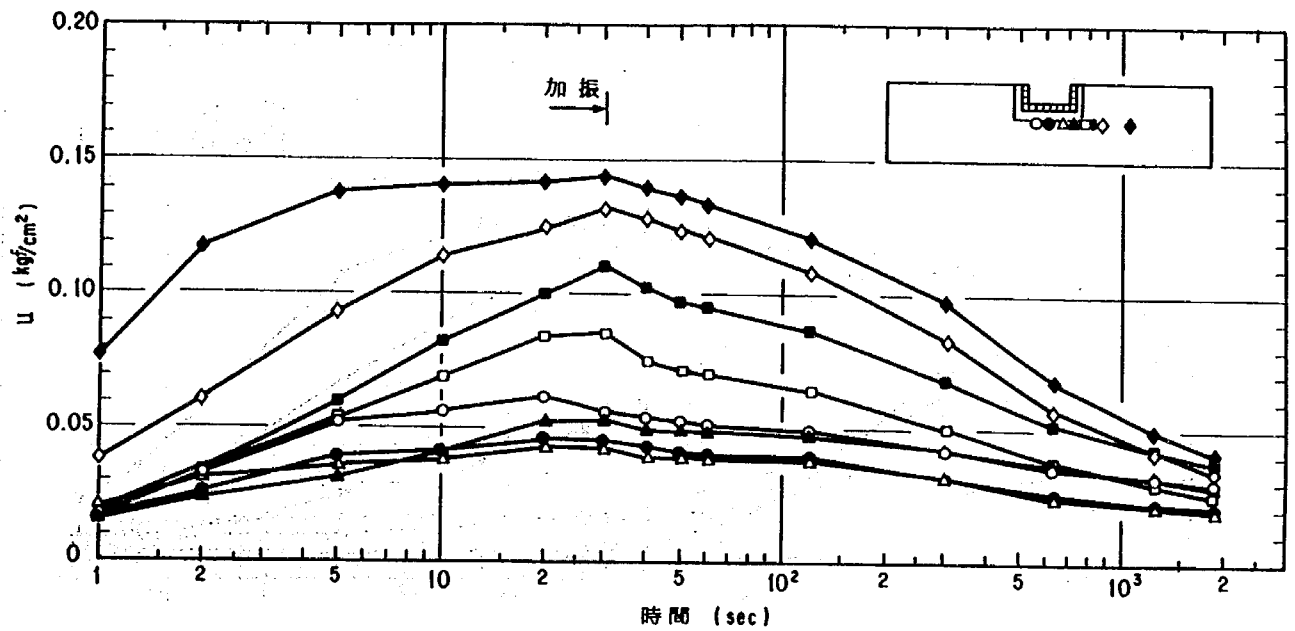


図-3・5・16 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(9) (模型-9)

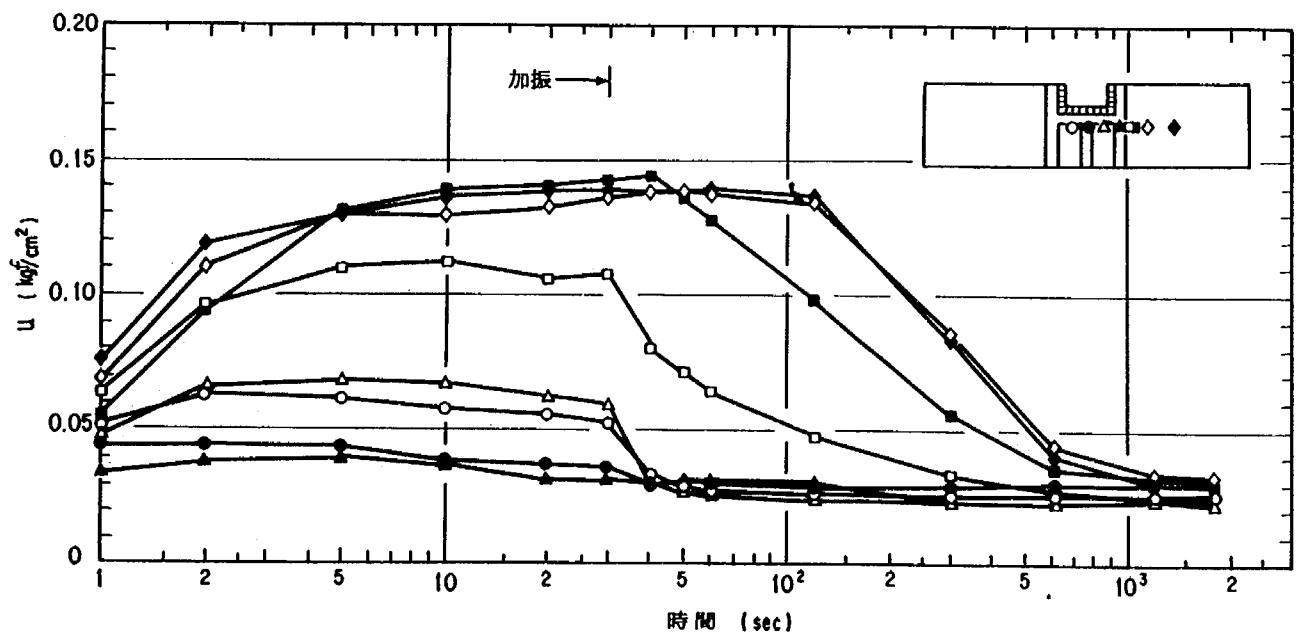


図-3・5・17 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(10) (模型-10)

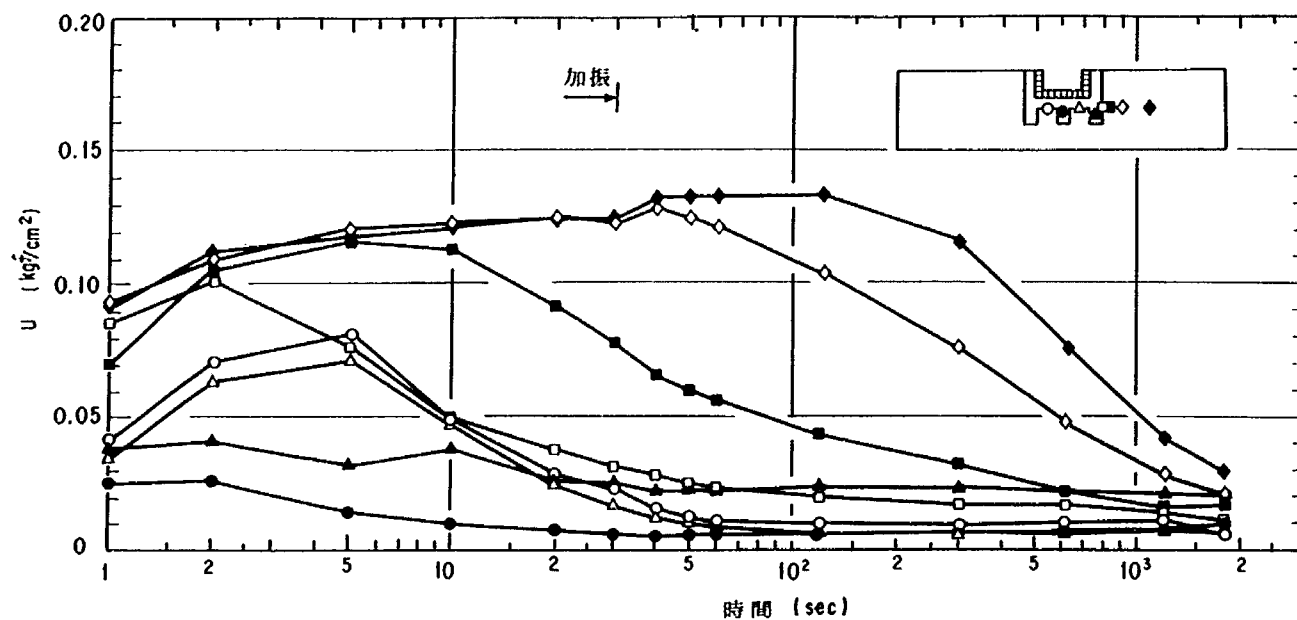
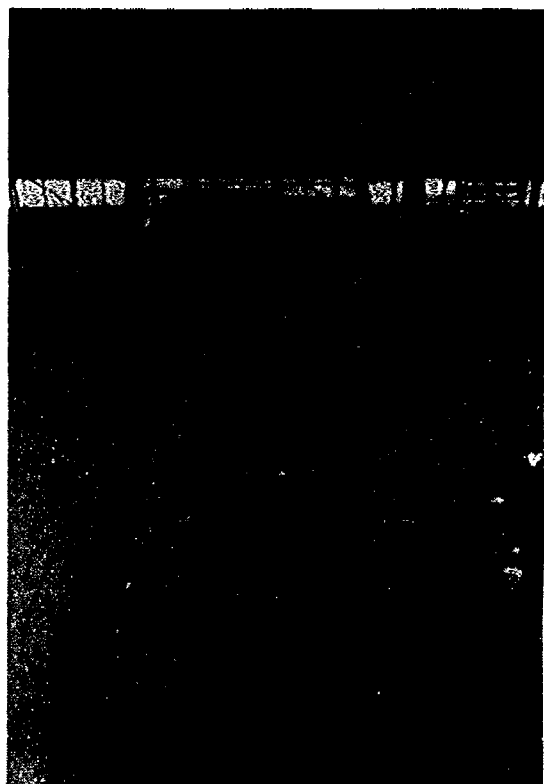


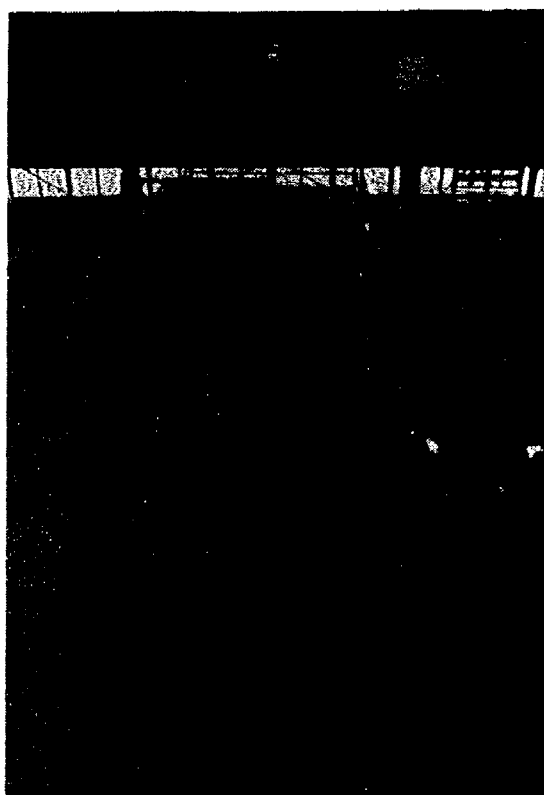
図-3・5・18 深さ 1.5 m の間隙水圧の時間変化(1) (模型-11)



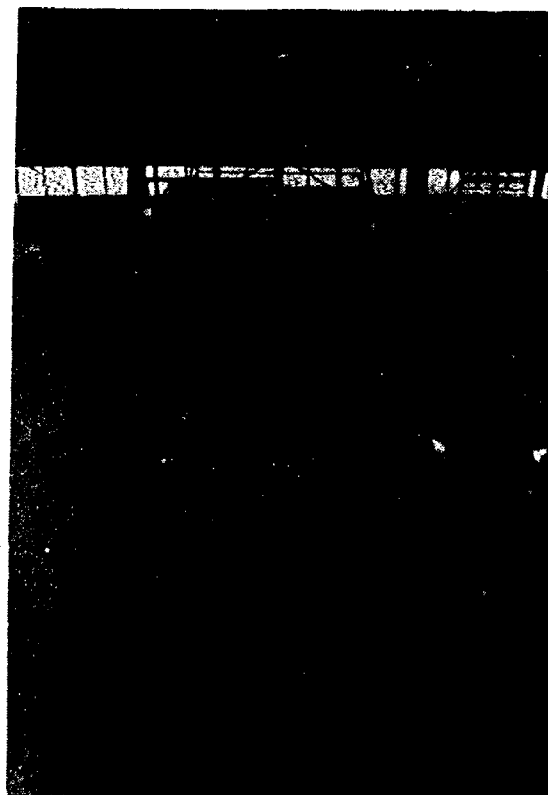
(a) 加振開始 0 秒後



(b) 加振開始 5 秒後



(c) 加振開始 1 0 秒後



(d) 加振開始 1 5 秒後

写真-3・5・1 加振中の砕石ドレーンからの排水状況

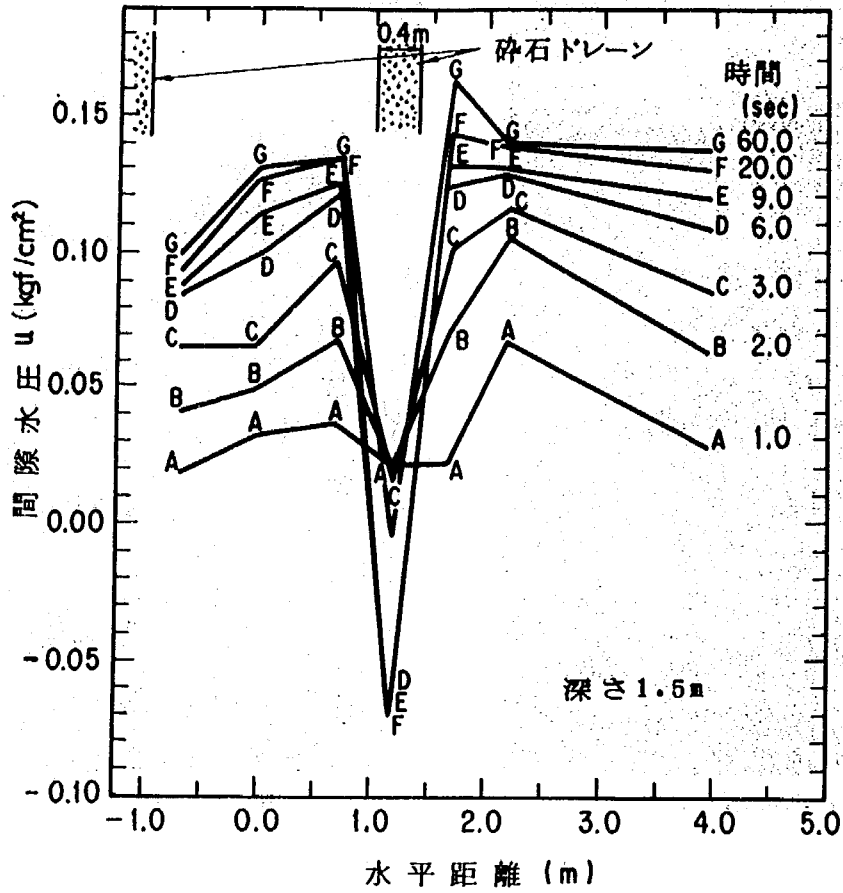


図-3・5・19 加振中の水平方向の間隙水圧分布 (模型-3)

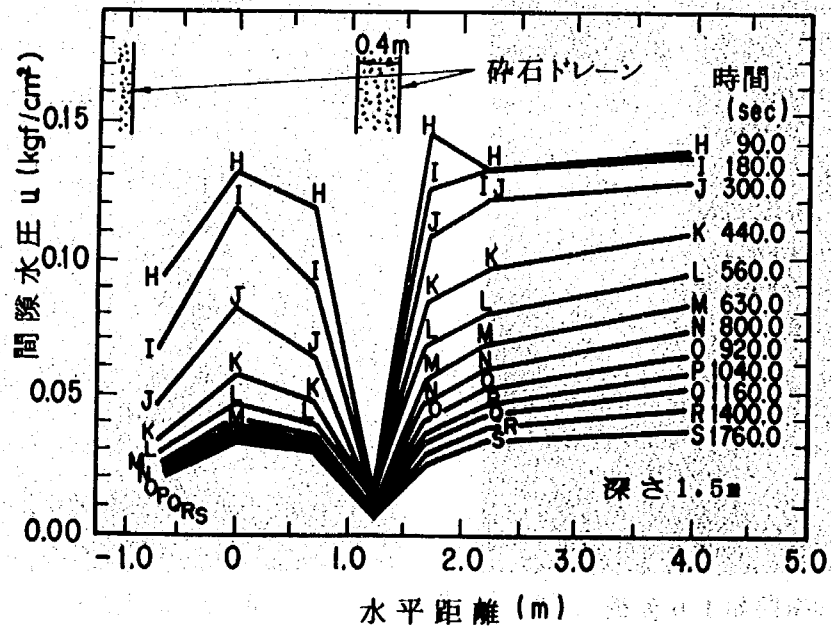


図-3・5・20 加振後の水平方向の間隙水圧分布 (模型-3)

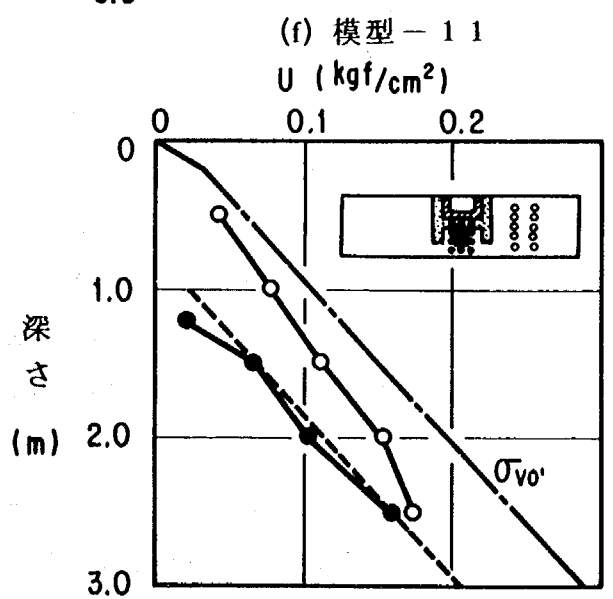
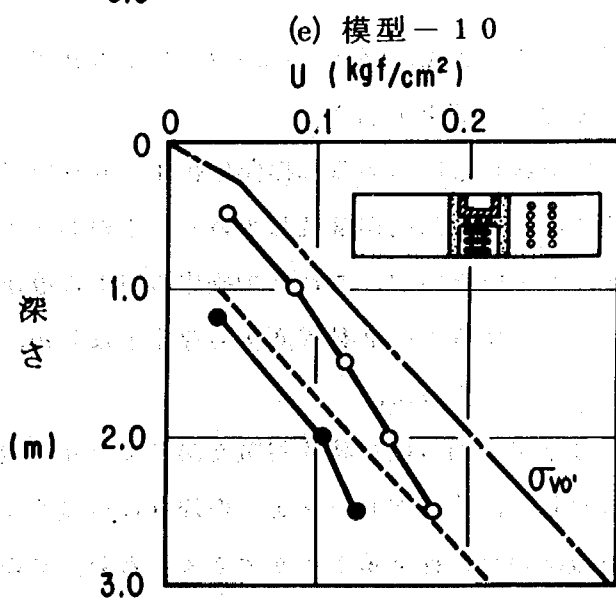
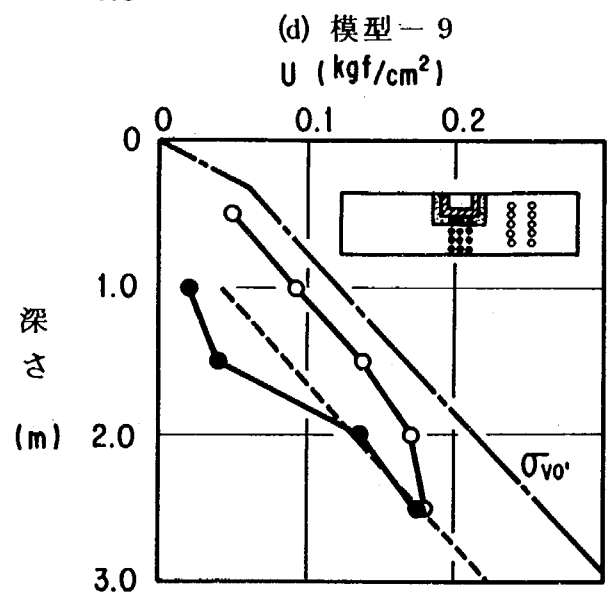
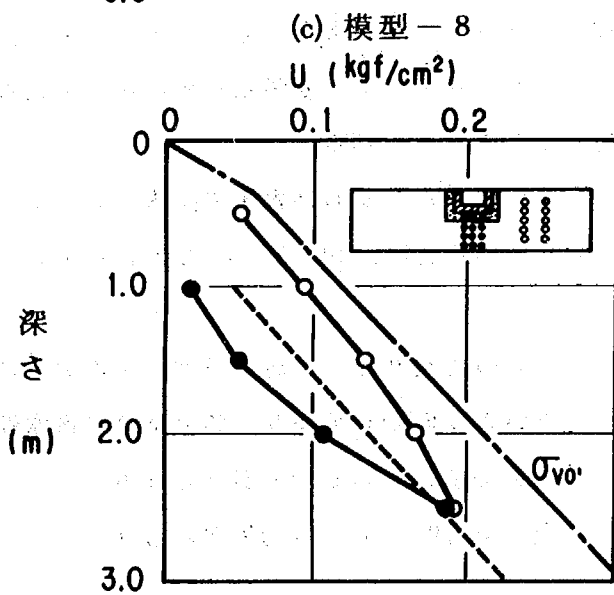
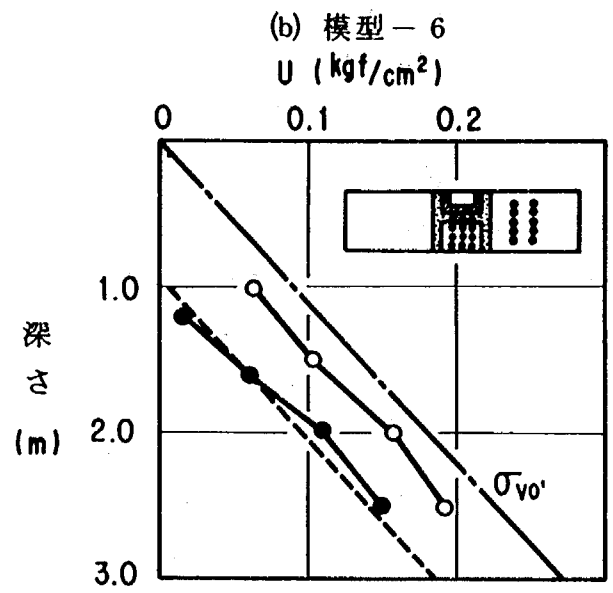
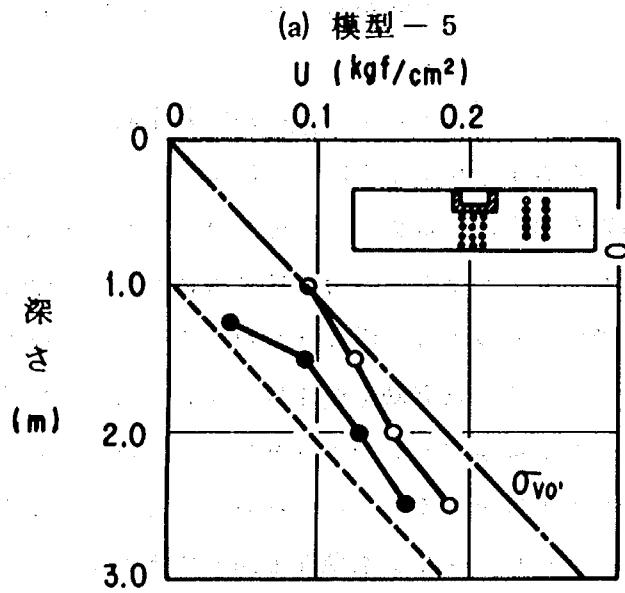


図-3・5・21 掘削道路の直下の間隙水圧の最大値

間隙水圧が上昇していない。これは加振中の排水により加振前に地表から10～20cmの位置にあった地下水位が上昇したことの影響と思われる。

掘割道路模型の直下では、碎石ドレーンのない模型-5で全層にわたって初期有効上載圧より大きい値まで間隙水圧が上昇している。これは掘割構造の直下では水平方向の土圧が水平地盤より大きく、初期拘束圧が若干大きいことや周辺地盤の初期有効上載圧の大きい部分で発生した間隙水圧が伝播してくるためと考えられる。これに対し、碎石ドレーンのある場合には全層にわたって初期有効上載圧まで達することがない。5Hzで加振した模型-6の場合に深さ2m以上の部分でほぼ初期有効上載圧まで達しているが、直下の碎石ドレーン内では初期有効上載圧の50%に留っている。2Hzで加振した場合でも、足つきでない碎石ドレーンのある模型-8および9に見られるように掘割道路直下では深さ2～2.5m以下では初期有効上載圧まで達している。これらのことから加振周波数5Hzでも2Hzでも砂層の透水性は加振中の液状化に対しては非排水条件と同じであるように思われる。また地盤表面近くでは不透水性の掘割道路模型のある方がない場合に比べて加振中の排水を妨げ、容易に間隙水圧の上昇し易い環境を作るが、碎石ドレーンにより間隙水圧の消散を図ることによって、初期有効上載圧まで上昇しないよう抑制できることが判る。

この効果は掘割道路の直下にマット状に碎石ドレーンを設け、これから地表まで排水できるようにしておくだけでも認められるが、足をつけた碎石ドレーンの場合は、図-3・5・22に示すようにさらに効果的であることがわかる。

この実験条件のもとでは、足のない場合で、かつ鉛直部分の透水性のやや悪い模型-9の場合には、深さ2m程度まで間隙水圧が有効上載圧まで上昇しないよう抑制しており、鉛直部分の透水性の良い模型-8では、深さ2.5m程度まで間隙水圧の上昇を抑制している効果がみられる。

さらに足のある模型-10, 11では全層にわたって上昇を抑制している効果がみられる。

3.5.4 掘割道路の浮上り量

図-3・5・22に加振中の掘割道路模型の浮上り量を示す。また、図-3・5・23に加振終了後の最終浮上り量と碎石ドレーンの配置方法との関係を整理した結果を示す。

図-3・5・22から掘割道路模型は、模型地盤がほぼ液状化しはじめる加振開始後4～6秒経過した時点よりやや早くから浮上りはじめ、加振終了まで浮上りの傾向が継続していることがわかる。この図には対策をしていない模型-5の浮上り経過を示していないが、これは加振中の計器の故障のためである。しかし、加振中の観察結果によれば、加振開始後1～2秒程度から浮上りはじめ、6秒程度経過した時には、実験土槽上部の横桁にぶつかってしまった。

最終的な浮上り量で比較した図-3・5・23にみるように、何らの液状化対策を講じていない場合の掘割道路模型の浮上り量が24cm以上であるのに対して、碎石ドレーンをその周りに設置することによって周辺地盤が完全液状化しても浮上り量を数cm程度に抑えることができる。なお、この実験条件のように強い主要動が30sec～1分（繰返し回数にして60～300回）も継続する地震はきわめてまれであるから、このことを考えると、浮上り量の抑制効果はもう少し大きいものと考

えられる。

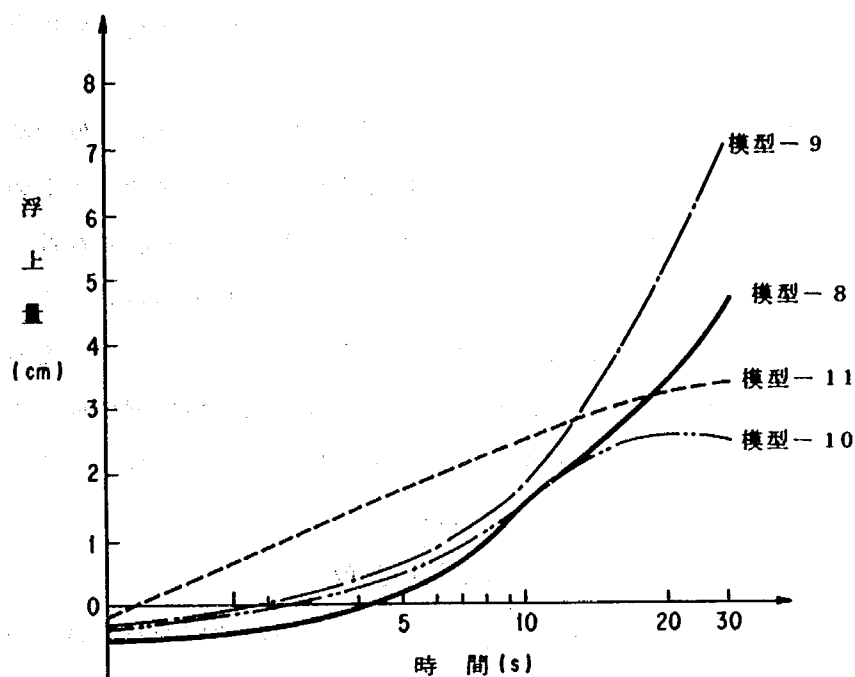


図-3・5・2.2 加振中の掘割道路模型の浮上り量

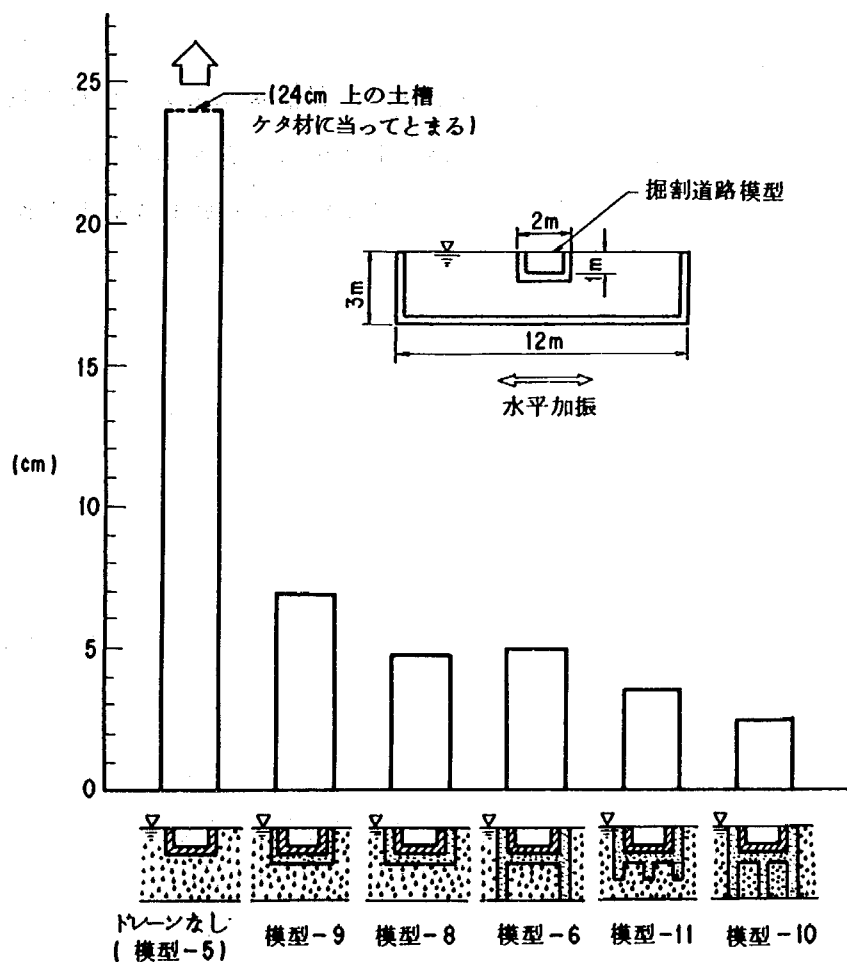


図-3・5・2.3 砕石ドレーンによる浮上り量の抑制効果

3.5.5 地盤の変形と沈下

図-3・5・34に加振前後の模型地盤標高を、また、図-3・5・25に加振後の地盤の変形の様子を示す。

加振による地盤の沈下量は最大15cm程度である。掘割道路模型のない地盤では液状化の沈下はほぼ水平方向には均一に生じているが、掘割道路のある場合でしかも足つきでない碎石ドレーンのある場合には、周辺地盤が掘割道路近傍にくらべて大きく沈下している。これは、掘割道路側方部の地盤から、掘割道路直下へ向けての砂の移動があったことを示している。

これはまた、図-3・5・26に示した移動ベクトルからも読みとることができる。これによると模型-8では、側方から砂が移動してきて、模型直下では局部的に地盤内の砂も上向きに移動していることがわかる。しかし、足つきの碎石ドレーンのある場合には周辺地盤の沈下もほぼ一様でかつ掘割道路模型自身の浮上り量も少ないことがわかる。

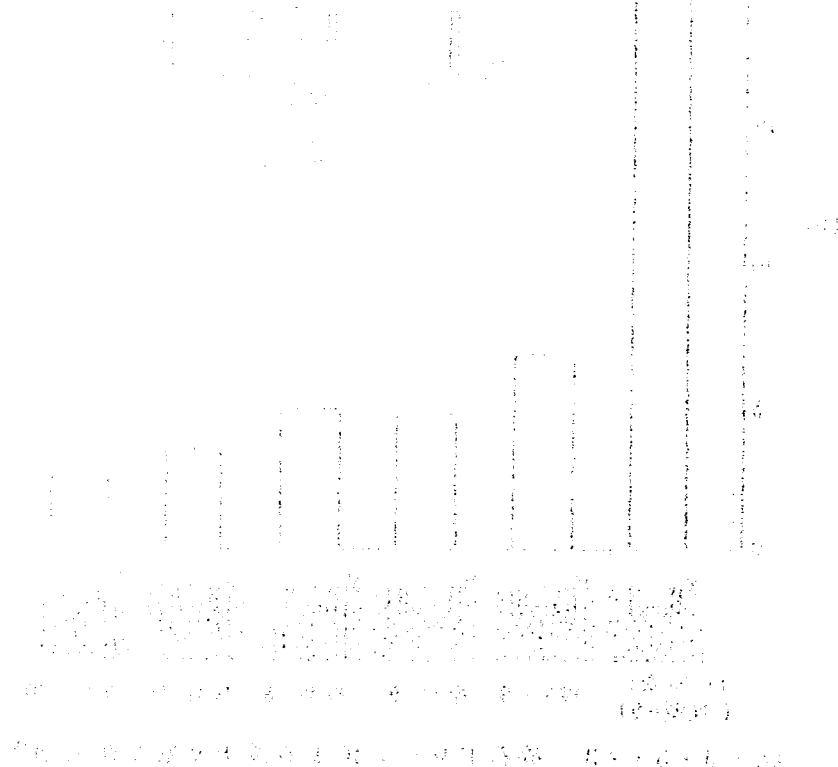
3.5.6 コーン試験による液状化前後の貫入抵抗の比較

図-3・5・27に液状化実験前後のポータブルコーンを用いた地盤の貫入抵抗の変化の計測例を示す。

この図は模型-3を用いたもので、第1回目の200gal, 5Hzの加振で発生した間隙水圧が完全に消散し終わった後に再度200gal, 5Hzで加振するという方法で都合3回の液状化、再液状化を繰り返した後の貫入抵抗である。

この図から深さ1.5m程度以上の深い部分では液状化、再液状化によって貫入抵抗が増大しているが、上部の1m程度の範囲では逆に貫入抵抗が減少していることがわかる。

このことから、液状化による地盤の沈下は一様な砂層の圧縮を意味しないことがわかる。



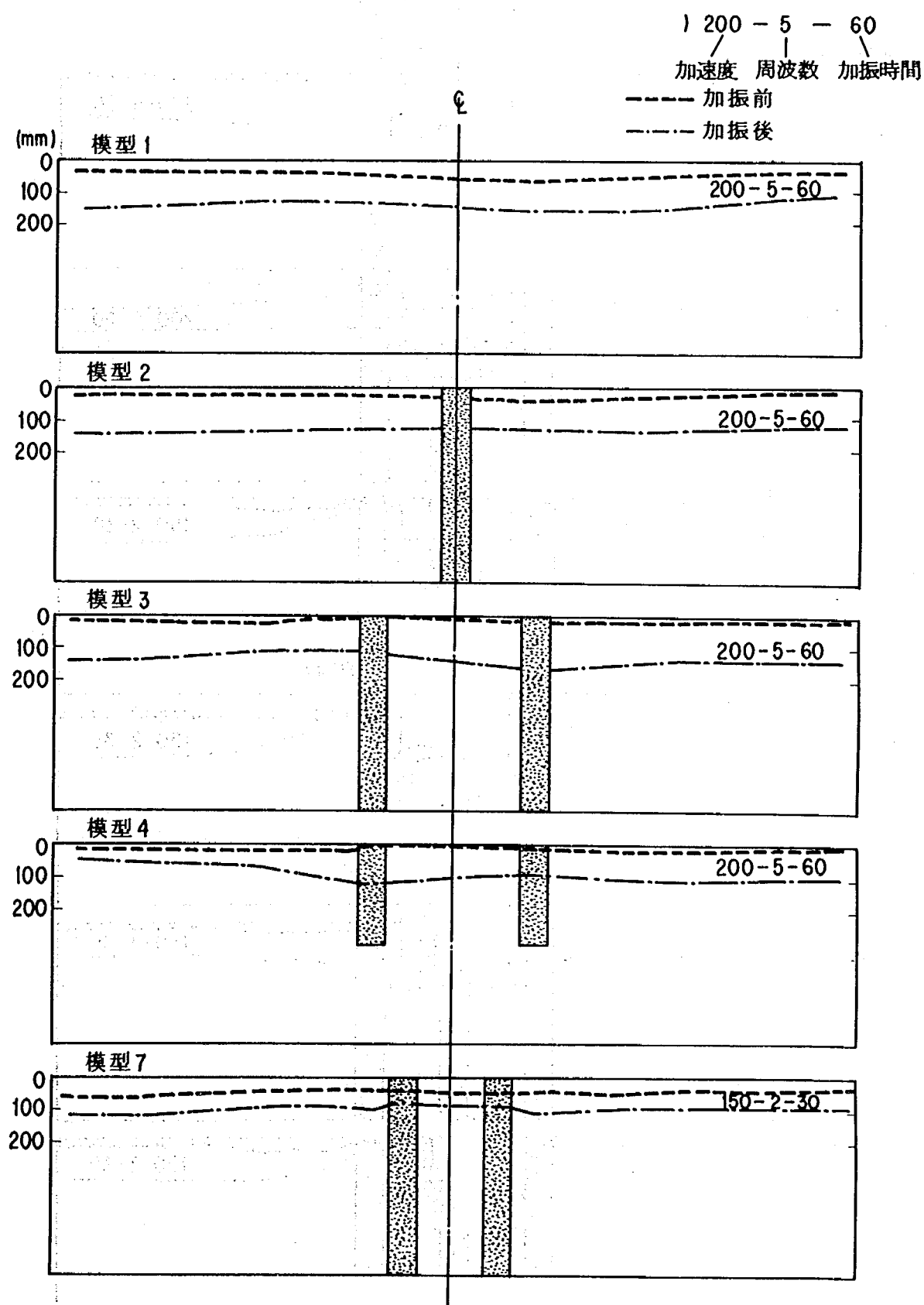


図-3・5・24 加振前後の模型地盤表面の標高の比較

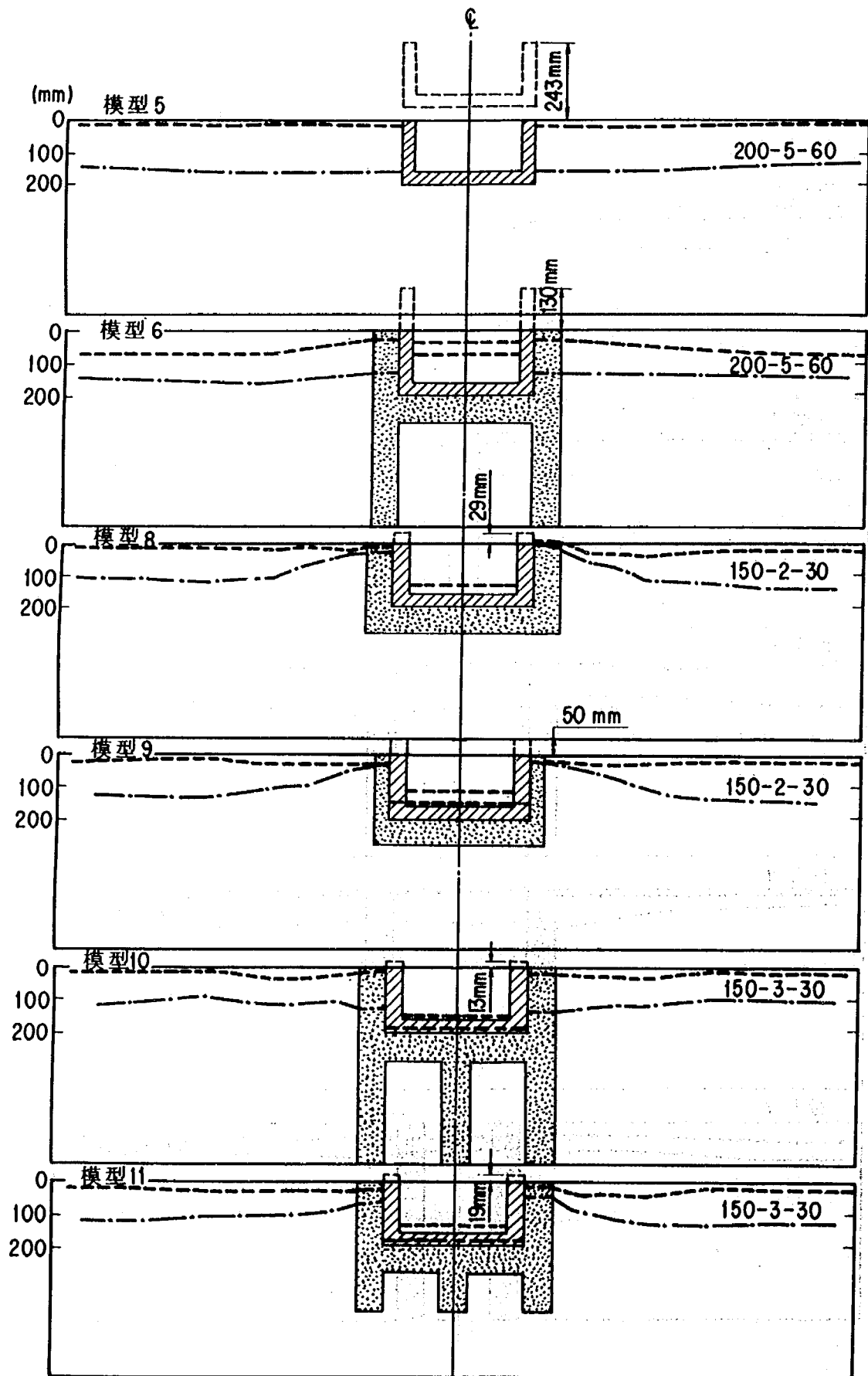


図-3・5・24 加振前後の模型地盤表面の標高の比較(つづき)

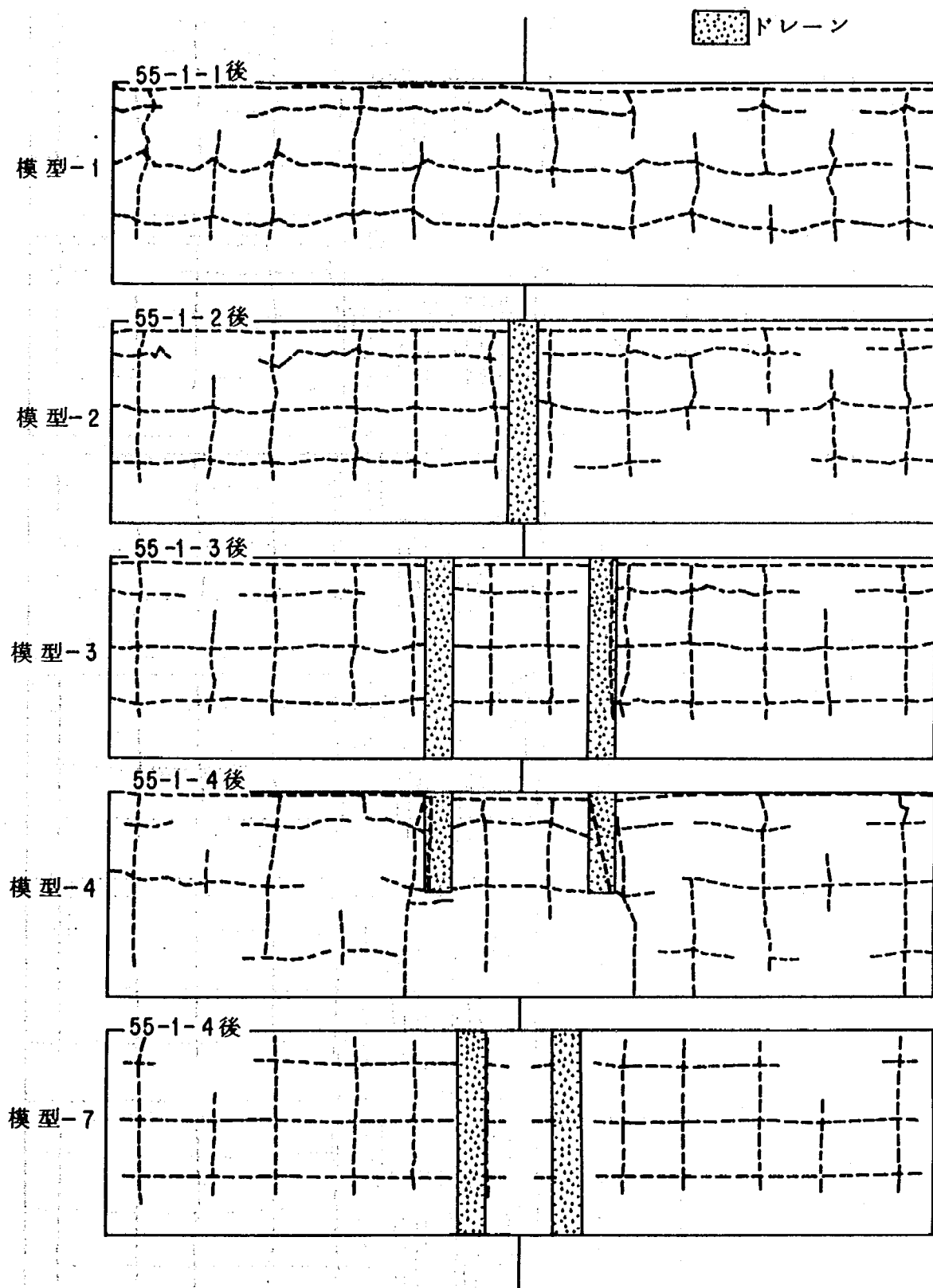


図-3・5・25 加振後の地盤の変形の状況

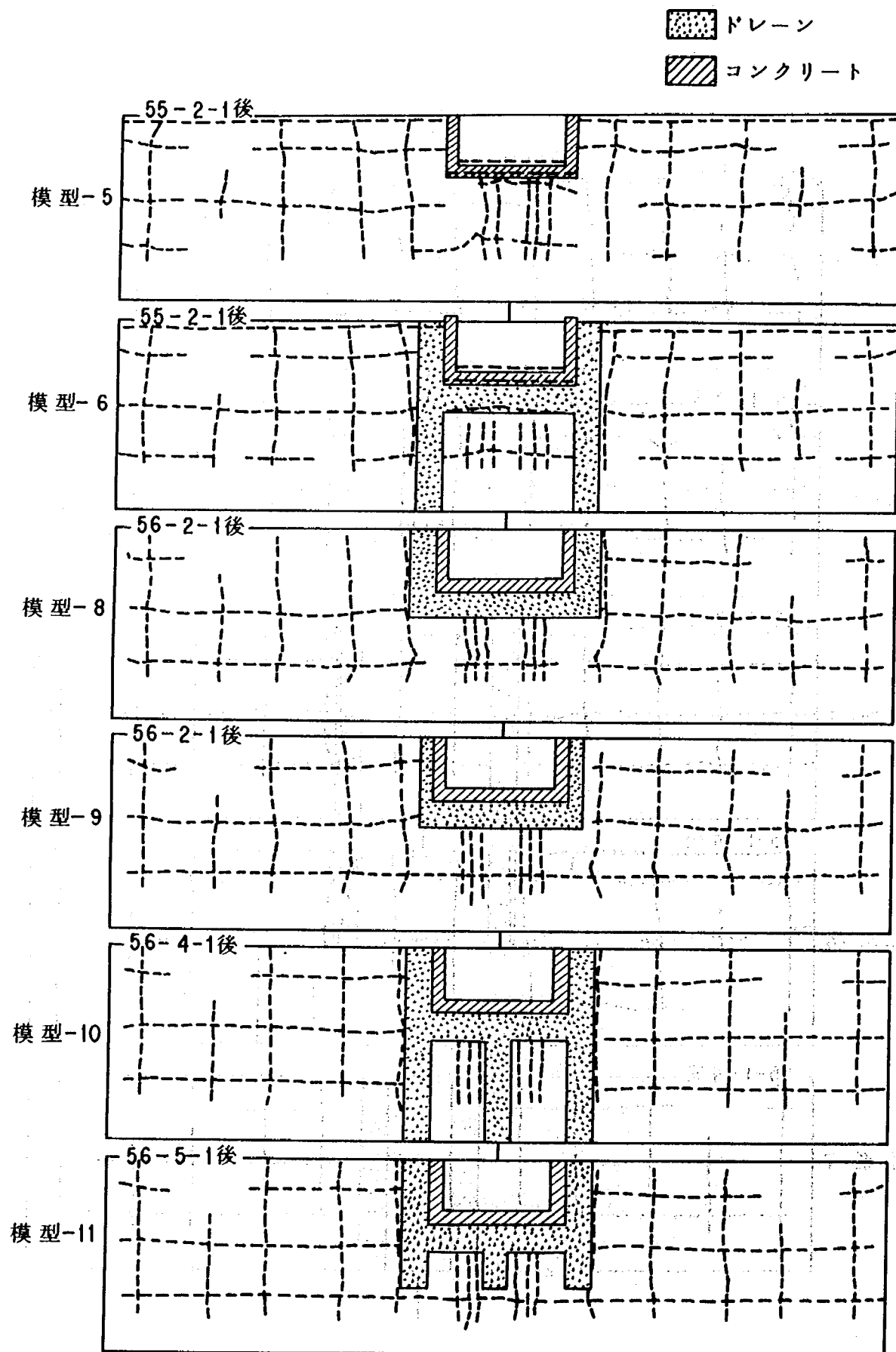


図-3・5・25 加振後の地盤の変形の状況(つづき)

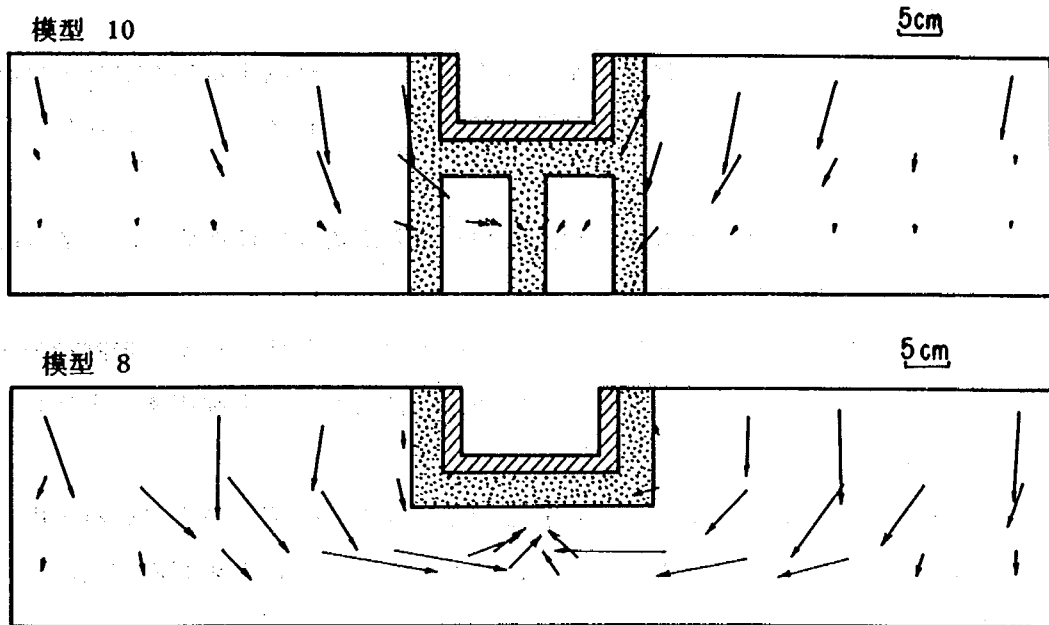


図-3・5・26 模型地盤の変形を示すベクトル図（模型 8，10）

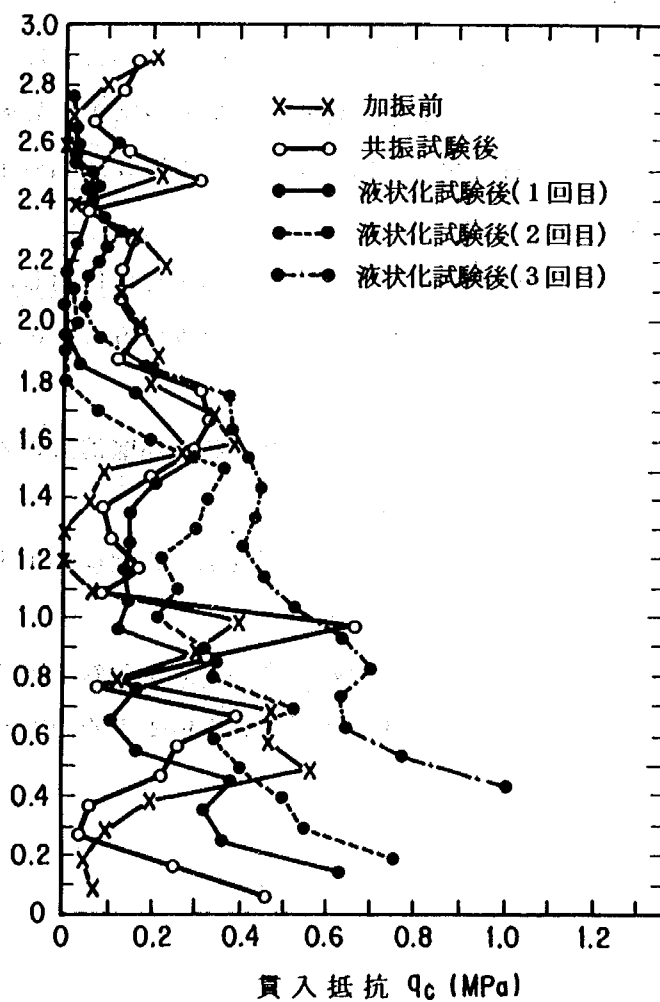


図-3・5・27 ポータブルコーン貫入抵抗の変化（模型-3）

3.6 第3章のまとめ

液状化した地盤内に埋設した構造物に作用する揚圧力とこれを軽減する砕石ドレーンの効果を明らかにするために実施した大型振動台実験の結果を説明した。これによって得られた結果をまとめると以下のようである。

(1) 高さ3 m, 長さ12 m, 奥行き2 mの模型地盤を鋼製土槽の中に作成し, 水平方向に加振したときの応答は, 水平せん断振動が主である。

(2) このようなせん断振動によって地盤内には過剰間隙水圧が蓄積される。振動台加速度200 galで加振した時には加振後4～6秒ではほぼ過剰間隙水圧は初期有効上載圧まで上昇し完全に全層にわたって液状化する。

(3) このような地盤内に, 幅20 cmの5号砕石と両脇に幅10 cmずつの7号砕石を用いたフィルターゾーンを持つ砕石ドレーンを設けた場合には, 砕石ドレーン内の過剰間隙水圧は水平地盤部の初期有効上載圧の30%程度までしか上昇しない。

(4) 砕石ドレーンによる間隙水圧の消散の水平方向の影響範囲は加振中には砕石ドレーンの近傍に限られ, この実験条件のもとでは間隙水圧消散効果の影響範囲は砕石ドレーン中心から50 cm程度であった。

(5) 掘割道路模型の下の過剰間隙水圧は, 砕石ドレーンのない場合では初期有効上載圧を若干上廻る程度まで上昇するが, これは周辺地盤から間隙水圧の伝播の結果と思われる。これに対し, 砕石ドレーンを設置した場合には, 砕石ドレーン内およびその下方50 cm～1 m程度までの領域内では初期有効上載圧まで達しない。

(6) 模型地盤の液状化によって掘割道路模型には大きな揚圧力が作用し, 砕石ドレーンのない場合には24 cm以上の浮上り量であったが, 砕石ドレーンを設置することにより2.5～9 cm程度に浮上り量を抑制することができる。

(7) この浮上りの抑制効果は, 掘割道路底面の直下ならびに側壁周辺のみを設置するだけでもみられるが, 足つきの場合にはその効果がさらに大きい。

(8) 足つきの砕石ドレーンの場合には, 液状化時の掘割道路模型の浮上りとともなり地盤の変形量も抑制している。

(9) 液状化にともなり模型地盤の沈下は, 砂層の密度の増大を意味するが, 液状化前後のコーン貫入抵抗の変化は, 深さ方向に一樣な密度変化を生じていないことを示している。

第3章の参考文献

- 1) 佐々木康, 古賀泰之, 谷口栄一, 五瀬伸吾 ; 掘削道路の地震時挙動に関する大型模型実験, 第3回日本道路会議一般論文集, pp. 97-98, 1979
- 2) 谷口栄一, 佐々木康, 小笠原久 ; 砕石ドレーンによる液状化対策に関する大型模型実験, 第8回土木学会関東支部年次研究発表会概要集, pp. 99-100, 1981
- 3) 佐々木康, 谷口栄一 ; 砕石ドレーンによる液状化対策工法の検討, 天然資源の開発利用に関する日米合同会議, 耐風耐震専門部会・第13回合同部会発表論文, 1981
- 4) 谷口栄一, 佐々木康, 小笠原久 ; 砕石ドレーンによる液状化対策に関する大型振動台実験, 第16回土質工学研究発表会, pp. 633-636, 1981
- 5) Sasaki, Y. and Taniguchi, E. ; Large Scale Shaking Table Tests on the Effectiveness of Gravel Drains for Liquefiable Sand Deposits, Proc. of International Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 843-857, Southampton Univ., England, 1982
- 6) 佐々木康, 谷口栄一, 小笠原久 ; 砕石ドレーン工法の効果に関する大型振動台実験, 土木技術資料, Vol. 24, No. 5, pp. 27-33, 1982
- 7) 佐々木康, 谷口栄一 ; 液状化対策としての砕石ドレーン工法について, 天然資源の開発利用に関する日米合同会議, 耐風耐震専門部会第14回合同会議, 発表論文, 1982
- 8) 佐々木康, 谷口栄一, 小笠原久 ; 液状化対策としての砕石ドレーンの効果に関する振動実験, 第17回土質工学研究発表会, pp. 1685-1688, 1982
- 9) Sasaki, Y. and Taniguchi, E. ; Shaking Table Tests on Gravel Drains to Prevent Liquefaction of Sand Deposits, 土質工学会論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp. 1-14, 1982
- 10) 佐々木康他 ; 液状化対策としての砕石ドレーン工法の適用性について, 第36回建設省技術研究会報告, 建設省, pp. 55-63, 1982
- 11) 佐々木康 ; 液状化対策としての砕石ドレーン工法の効果, 基礎工, Vol. 11, No. 2, pp. 25-31, 1983
- 12) 日本道路協会 ; 道路土工, 道路排水工指針, p. 99, 1979
- 13) 日本鋼管株式会社, 鴻池組 ; 砕石ドレーン工法における砕石パイルの目詰り防止に関する実験報告書, 1983
- 14) Ishihara, K. and Li, S. I. ; Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Tests, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39, 1972
- 15) Seed, H. B. and Peacock, W. H. ; Applicability of Laboratory Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics under Cyclic Loading, EERC Report No. EERC 70-8, Univ. of Calif, 1970

第4章 浮上りの安全率の検討

4.1 第4章の概要

深さ3mの模型地盤内に埋設したコンクリート製の掘割道路模型が周辺地盤の液状化によって揚圧力を受け、浮上ることを第3章で紹介した。

この揚圧力は、主として掘割道路模型直下の地盤内に発生する過剰間隙水圧に起因する。

本章では、掘割道路模型が浮上りはじめる時の揚圧力について検討する。

第2節において、大型模型振動実験時に観察された掘割道路模型の浮上り時に掘割道路模型底面に作用している揚圧力について検討し、掘割道路模型が浮上りはじめた時点では静水圧と過剰間隙水圧に基く揚圧力がほぼ掘割道路模型の重量に等しいことを説明する。¹⁾

第3節においては、この大型振動台実験から得られた揚圧力に関する考え方をさらに詳細に検討するために行った小型模型振動実験の結果について説明する。²⁾この小型模型振動実験においては、高さ50cm、長さ110cm、幅20cmの土槽の中に厚さ40cmの模型地盤を作成し、水平加振中にこの中に設置した掘割道路模型に作用する揚圧力をロードセルによって直接計測した。

第4節では、これら2つの節において検討した結果に基き、埋設した構造物が周辺地盤の液状化によって浮上るかどうかを判定するための浮上りの安全率について説明する。

4.2 掘割道路模型に作用する揚圧力

大型振動台実験における掘割道路模型の浮上り量を第3章、図-3.5.2.2に示した。

この図に示したように加振開始直後には各模型のいずれも、0.5~1cm程度沈下するが、加振開始後1秒程度経過した後は浮上り続けている。

加振初期における極くわずかな沈下は、模型地盤上に掘割道路模型を設置した時の接触の微妙な不均質さが、液状化実験に先立って実施した共振実験程度の加速度では十分なじんではないことや、模型地盤が完全には飽和されていないため、加振にともなう地盤内のせん断ひずみによって生じるダイレタンシーの効果と思われる。完全に飽和した模型地盤上に均質に接触した状態で掘割道路模型を設置する理想的な状態では生じないであろう実験上の避けられない誤差である。

一方、周辺地盤内や碎石ドレーン内で観測した間隙水圧は、加振開始後急速に上昇し、4~6秒後にはほぼ最大値に近くなることを第3章の図-3.5.8~3.5.18に示した。このような間隙水圧の上昇と浮上り量との関係を整理してみたのが、図-4.2.1である。

図-4.2.1は、掘割道路模型底面から50cm下(模型地盤の深さの中央)の地盤内で観測した間隙水圧の平均値に対して、掘割道路の浮上り量をプロットしたものである。

前述のように掘割道路模型は加振開始後1秒程度後から浮上りはじめるが、この図に示すように掘割道路が浮上りはじめる時点では間隙水圧は最大値には達していない。

この時点から後は、間隙水圧の上昇とともに掘割道路模型は浮上り続け、間隙水圧が最大値に達した後、碎石ドレーンの効果によって間隙水圧が減少し始めても加振終了まで浮上り現象は継続し

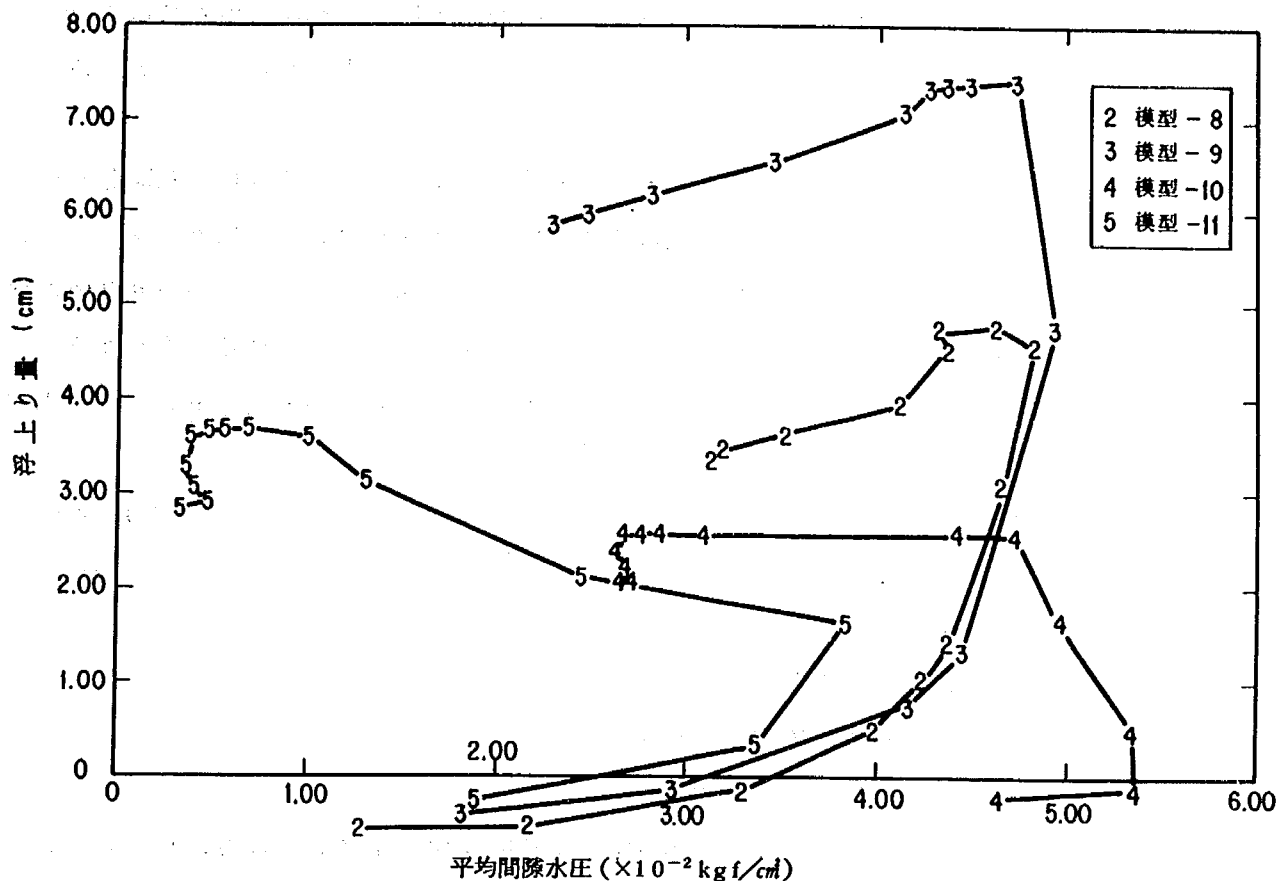


図-4.2.1 掘割道路模型の浮上り量と間隙水圧の上昇量との関係

ている。

間隙水圧の値がある大きさに達して掘割道路が浮上りはじめた時点以降の浮上りの継続は、その底面直下の地盤の変形、即ち掘割道路直下への砂の周り込みによるものと考えられる。

掘割道路模型が浮上りはじめる時点での間隙水圧の値は、掘割道路の自重による下向きの力と静水圧による揚圧力ならびに地盤の初期有効応力とからなる上向きの力とのつり合いを破る値であると考えられる。

掘割道路底面に作用している力を、模式的に図-4.2.2に示す。

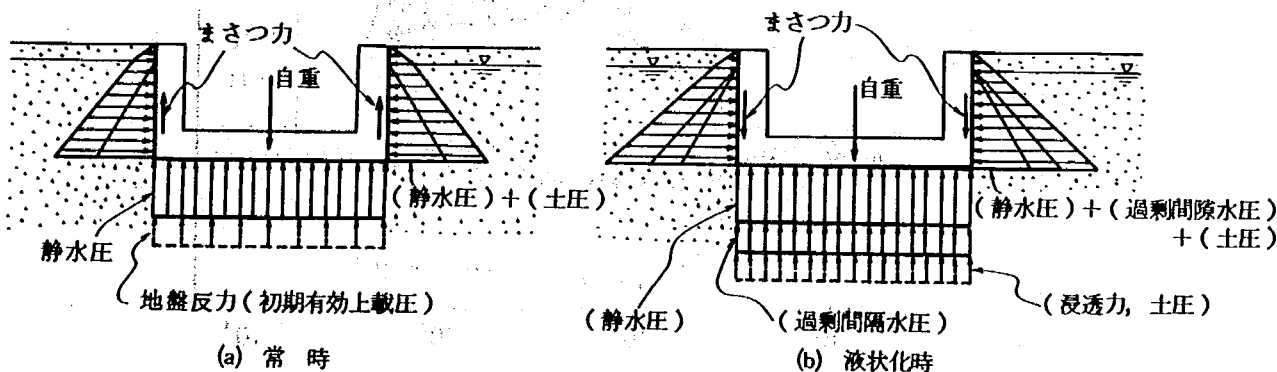


図-4.2.2 掘割道路底面に作用する力

掘削道路模型に上向きに作用する力は、常時の場合には静水圧による揚圧力のみである。自重の方が静水圧による揚圧力より大きい場合には反力としての地盤支持力がこれに加って掘削道路底面に作用する上下方向の力のつり合いが保たれる。

液状化時に掘削道路模型に上向きに作用する力は、静水圧による揚圧力の他に過剰間隙水圧による力ならびに砂の周り込みによる力が加わる。静水圧、間隙水圧ならびに砂の周り込みによる力による上向きの揚圧力が自重より大きくなれば、掘削道路模型の底面に作用する力のつり合いが保たれなくなって掘削道路模型は浮上る、この時、浮上りに抵抗する反力として側壁にそうまさつ力が作用することが考えられる。したがって掘削道路が浮上りはじめるときの力のつり合いは次式で表わされる。

$$W + F \leq U_s + U_d + U_f \quad (4.2.1)$$

ここに W : 掘削道路模型の自重

F : 掘削道路模型と地盤とのまさつ力

U_s : 静水圧による揚圧力

U_d : 液状化時の間隙水圧による揚圧力

U_f : 砂の周り込みによる揚圧力

図-4.2.3に加振中の間隙水圧による揚圧力 U_d の時間変化を示す。この図において模型-8, 9では加振中に U_d の値はほぼ一定かあるいは上昇し、加振終了後もさらに上昇しているが、模型-6, 10, 11では加振開始直後に U_d の最大値が現れ、その後減少している。模型-6, 10, 11においては掘削道路模型直下の鉛直方向の碎石ドレーンがあるために間隙水圧の伝播が妨げられて掘削道路模型に作用する揚圧力が減少したものと考えられる。

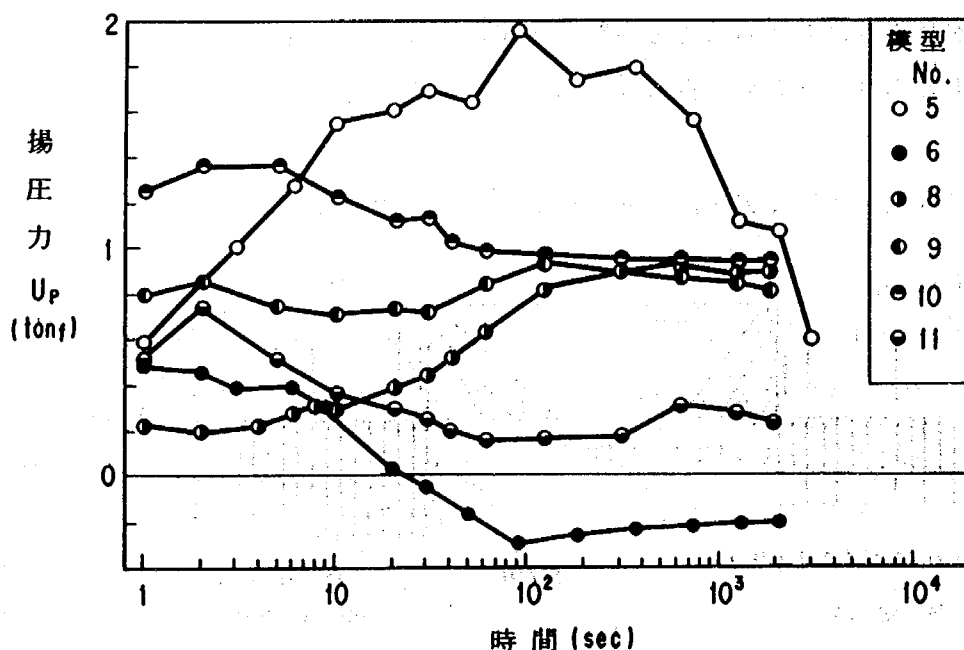


図-4.2.3 揚圧力 U_d の時間変化

前章の図-3・5・23に示したように、加振開始後わずかに沈下した後、周辺地盤の間隙水圧の上昇とともに掘割道路が浮上りはじめる時刻は模型地盤によりそれぞれ異なるが、大略加振開始後約1秒前後となっている。このときに掘割道路模型に作用している力をまとめて表-4・2・1に示す。

表-4・2・1 掘割道路模型が浮上り始める時に作用している力

模 型 No.	自 重 W (tonf)	静水圧による揚圧力 U_s (ton f)	間隙水圧 u (kgf/cm ²)	時 間 t (sec)	有効上載圧 σ'_v (kgf/cm ²)	間隙水圧比 $\frac{u}{\sigma_v}$	液状化時の 間隙水圧に よる揚圧力 U_p (ton f)	$U_s + U_p$ (ton f)	砂の流入に よる揚圧力 $U_f =$ $W - (U_s + U_p)$ (ton f)
5	4.04	3.80	0.0145	1.0	0.112	0.129	0.551	4.35	-0.31
6	4.04	3.80	0.0130	1.0	0.113	0.115	0.480	4.28	-0.24
8	4.04	2.57	0.0055	1.8	0.143	0.038	0.189	2.76	1.28
9	4.04	2.63	0.0192	1.1	0.141	0.136	0.731	3.36	0.68
10	4.04	2.71	0.0325	1.1	0.138	0.236	1.265	3.98	0.06
11	4.04	3.40	0.0141	1.1	0.120	0.118	0.568	3.97	0.07

u : 掘割道路模型が浮上り始める時の掘割道路直下の間隙水圧の平均値

t : 掘割道路模型が浮上り始めるまでの時間

間隙水圧による揚圧力 U_d は掘割道路模型直下の4~5個の間隙水圧の測定値に掘割道路模型の底面積をかけて求めている。また、静水圧による揚圧力 U_s は、各模型において加振前の地下水位が異なるのでそれぞれ表-4・2・1に示すようになっている。

式(4・2・1)のまさつ力 F は不明であるが、加振時にはあまり大きくないと仮定すると掘割道路模型の浮上りに対する抵抗力は自重 W のみとなる。表-4・2・1において自重 W と、静水圧および間隙水圧による揚圧力 $U_s + U_d$ を比較すると模型8, 9, 10, 11では $U_s + U_d$ の方が W より小さくなるが、実際には掘割道路模型は浮上りはじめたわけであるから揚圧力として式(4・2・1)の右辺のもう1つの項 U_f が働いたものと考えられる。 U_f は掘割道路模型の底面に周り込む砂によって生じると考えられる力であって、まさつ力 $F=0$ とした時の U_f の値を式(4・2・1)から逆算し、表-4・2・1の右の欄に示した。これによると、昭和55年度に実験した模型-5, 6では U_f が負となっているが、これは地下水位の測定値の誤差等による実験誤差と考えられる。比較的地下水位の測定値に誤差が少ない56年度の実験結果である模型-8, 9, 10, 11をくらべてみると足つきの碎石ドレーンのある模型-10, 11の逆算 U_f が小さくなっており、鉛直方向の碎石ドレーンによって周辺からの砂の周り込みが抑制されることならびに周辺からの間隙水圧の伝播が抑制されるために U_f の値が小さくなっていると考えられる。このことは第3章図-3・5・2で示した砂の移動結果とも符合する。

図-4・2・4に次式によって算定した U_f と表-4・2・1に示す逆算した U_f との関係を示す。

$$U_f = A (\sigma'_{v_1} - \sigma'_{v_2}) \quad (4 \cdot 2 \cdot 2)$$

ここに σ'_{v_1} : 構造物底面と同じ深さでの周辺地盤の初期鉛直有効応力

σ'_{v2} : 構造物底面での初期有効鉛直応力

A : 構造物底面積

である。

これによると、逆算した U_f と (4.2.2) 式で求めた U_f は同程度の大きさとなっていて、砂の周り込みによる力は (4.2.2) 式で求めてもよさそうに思われる。

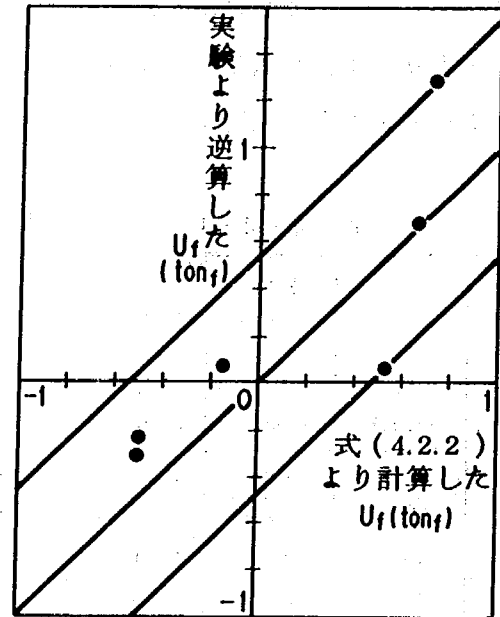


図-4.2.4 U_f の逆算値と計算値の比較

4.3 小型模型振動実験

大型振動台実験により液状化する地盤内にある掘割道路模型に作用する揚圧力が、砕石ドレーンの設置によって軽減され浮上りを抑制できることを確かめた。さらに前節で掘割道路模型が浮上りはじめる時の揚圧力に液状化によって生じる間隙水圧が大きく影響していることを述べた。

ここでは、砕石ドレーンによって掘割道路直下の間隙水圧の上昇を抑制する効果についてさらに詳細に検討するために実施した小型振動台実験²⁾の結果を砕石ドレーンの透水係数と揚圧力との関係を中心に述べる。

図-4.3.1 に実験に用いた模型地盤および掘割道路模型を示す。厚さ 1 cm の塩化ビニール板を整形した枠を重ね、内側にゴム膜を装着したせん断土槽内に厚さ 40 cm、奥行き 20 cm、長さ 110 cm の模型地盤を作成した。模型地盤の作成にあたっては、あらかじめ、土槽内に水を入れ、浅間山砂を自由落下させる方法をとった。なお、一部の模型地盤では水のかわりに透水係数の調整のために体積濃度 80 % のグリセリン溶液を用いている。模型地盤の相対密度は 40 ~ 60 % であった。

模型地盤中に埋設した掘割道路模型は、図-

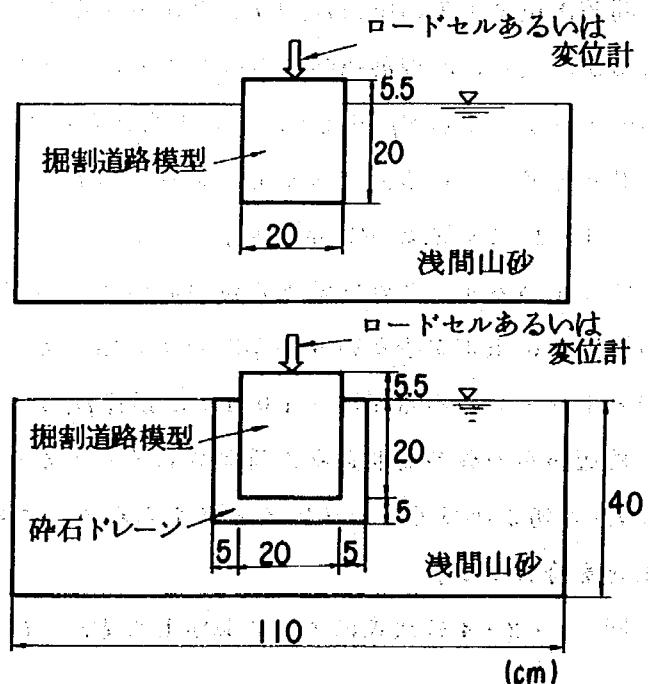


図-4.3.1 小型模型振動実験に用いた模型地盤と掘割道路模型

4・3・1に示すような高さ25.5 cm, 長さ20 cm, 奥行き19.5 cmの外形寸法を持つアクリル製の箱で, 自重は3.56 Kgfでみかけの比重は0.456である。この掘削道路模型の底面には3個の間隙水圧計がとりつけてあり, 底面に作用する間隙水圧を測定できる。

掘削道路模型に作用する揚圧力を直接測定するためにせん断土槽を支える鋼製枠に反力枠をとりつけロードセルを用いて掘削道路頂部で揚圧力を計測した。なお, 一部のケースではロードセルをとりはずし, 掘削道路模型内におもりを付加して自重を8.13 Kgf (みかけ比重1.04) として浮上りを許す実験も実施している。

表-4・3・1に砕石ドレーンとして用いた礫, 砕石の土質特性を, また, 図-4・3・2にこれらのドレーン材の粒度分布を示す。図-4・3・3に示すように模型地盤内に2個の加速度計と間隙水圧計3個を埋設し, 掘削道路底面での3個の間隙水圧計と合わせて加速度, 間隙水圧の計測を行った。この他, 浮上りを拘束する場合には掘削道路模型頂部にロードセルをセットし, 浮上りを許す場合には変位計をセットしてそれぞれ揚圧力, 浮上り量を計測した。

上述の実験土槽を4 m×4 mの振動台上に載せ, 水平方向に周波数2 Hz, 加速度100~120 galの正弦波で10秒間加振した。

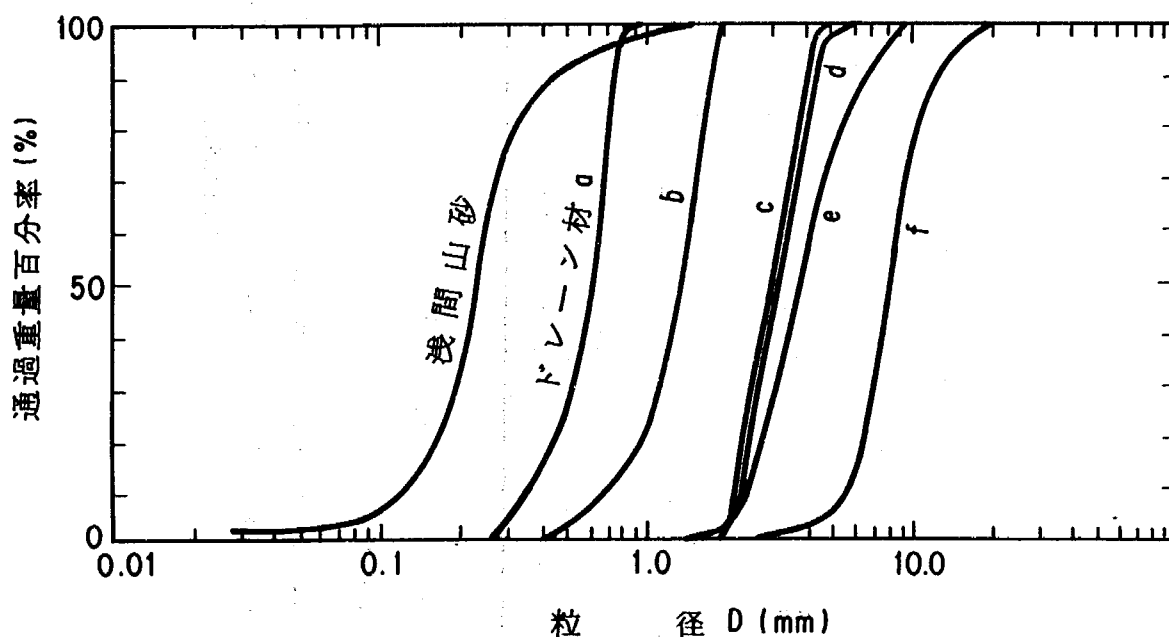


図-4・3・2 ドレーン材の粒度分布

表-4・3・1 小型模型振動実験に用いた礫，碎石の土質特性

名 称	比 重 G_s	平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$	均等係数 U_c	透 水 係 数 K (cm/sec)	
				K_{20} (水)	K_{20} (80%グリセリン)
浅 間 山 砂	2.72	0.24	1.9	2.99×10^{-2}	2.68×10^{-4}
ドレーン材 a (土質 0.42mm)	2.76	0.62	1.8	1.82×10^{-1}	3.33×10^{-3}
" b (土質 0.84mm)	2.86	1.3	2.0	0.94	2.37×10^{-2}
" c (河川 2-4.76mm)	2.65	3.0	1.5	3.94	8.49×10^{-2}
" d (土質 2-4.76mm)	2.89	3.2	1.5	4.90	1.55×10^{-1}
" e (碎石 7号)	2.72	4.0	1.7	4.91	2.20×10^{-1}
" f (碎石 6号)	2.62	8.5	1.6	10.86	—

浅間山砂 最大間隙比 $e_{\max} = 1.034$

最小間隙比 $e_{\min} = 0.640$

K_{20} (水) : 水を用いた場合の温度 20°C における透水係数

K_{20} (80%グリセリン) : 水とグリセリンの体積比が 20:80 のグリセリン溶液を用いた場合の温度 20°C における透水係数

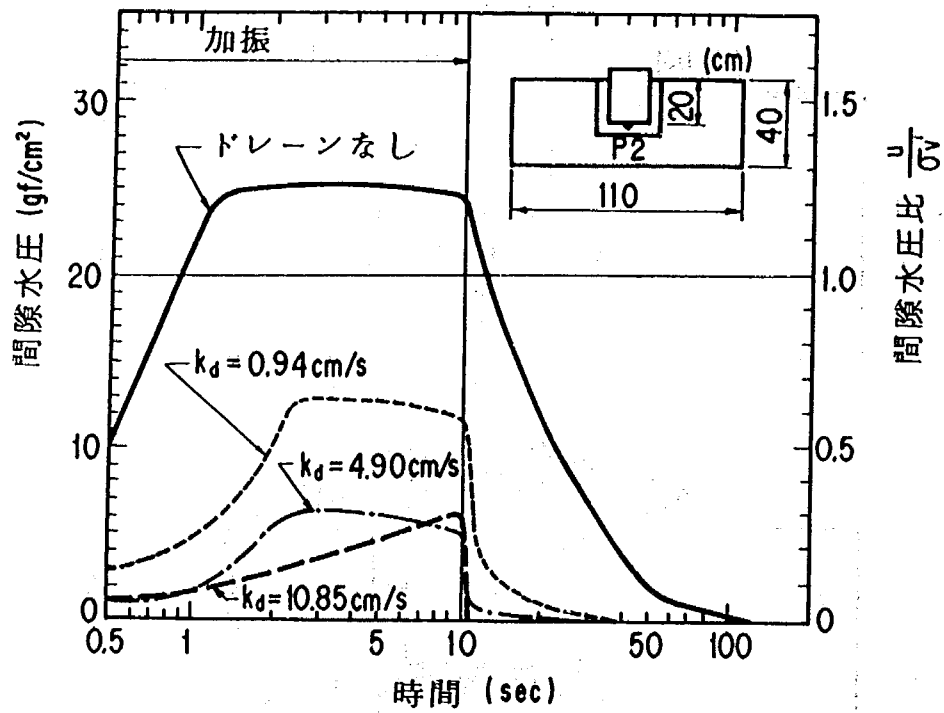


図-4・4・1 掘削道路模型底面で測定した間隙水圧の時間変化

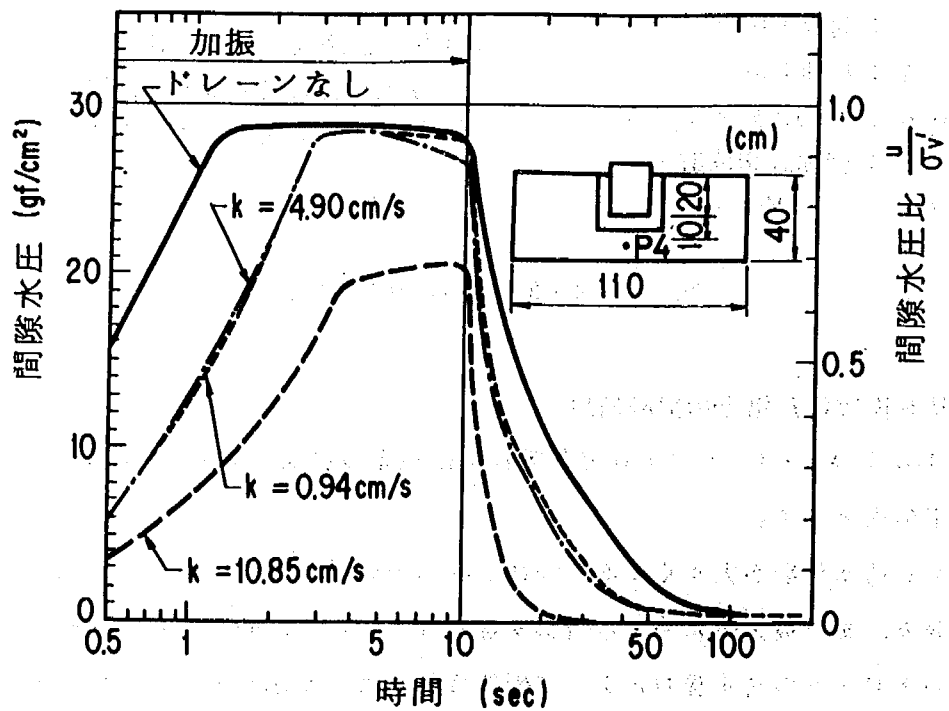


図-4・4・2 掘削道路模型下方の地盤内で測定した間隙水圧の時間変化

に示すように最大値に達するまでの時刻は、ドレーンのない場合にくらべて遅くなっており、間隙水圧の上昇速度を遅くする上では効果があることが判る。

透水係数の大きい $k_d = 10.85 \text{ cm/sec}$ の場合には、掘割道路底面のみならず、下方の地盤内でも間隙水圧の最大値がドレーンのない場合の70%程度に抑制されている。なお、碎石ドレーンがない場合の模型底面の過剰間隙水圧比 u/σ'_v は1.0を越えているが、この理由として考えられることは有効上載圧 σ'_v として模型底面と同じ深さの砂地盤中の値を用いているが、この値が実際の模型底面での有効上載圧より小さいことならびに後に述べるように同じ深さの砂地盤にくらべて模型底面巾の1/2だけ地表までの排水距離が長くなっていることが影響しているものと思われる。

図-4・4・3に碎石ドレーン材料の透水係数と揚圧力の関係を示す。この図における揚圧力は、ロードセルで実測した値と、掘割道路底面の間隙水圧の測定値に底面積を乗じて求めた値の2種類の値を用いて示している。碎石ドレーンの透水係数が 10^{-1} cm/sec より小さい範囲では両者の値に大きな差はないが、透水係数が $1 \sim 10 \text{ cm/sec}$ の範囲ではかなりの差がみられ、透水係数の値が 4 cm/sec 付近でその差が最大となりさらに透水係数が大きくなるとその差は小さくなり、掘割道路模型に作用する揚圧力を掘割道路直下の間隙水圧を用いて算定すると過少な(危険側の)値となることを示している。

図-4・4・3に斜線で示したこのような差は、掘割道路模型の下方の地盤内から上向きに排水される浸透流による浸透水力に基因するものと考えることができる。

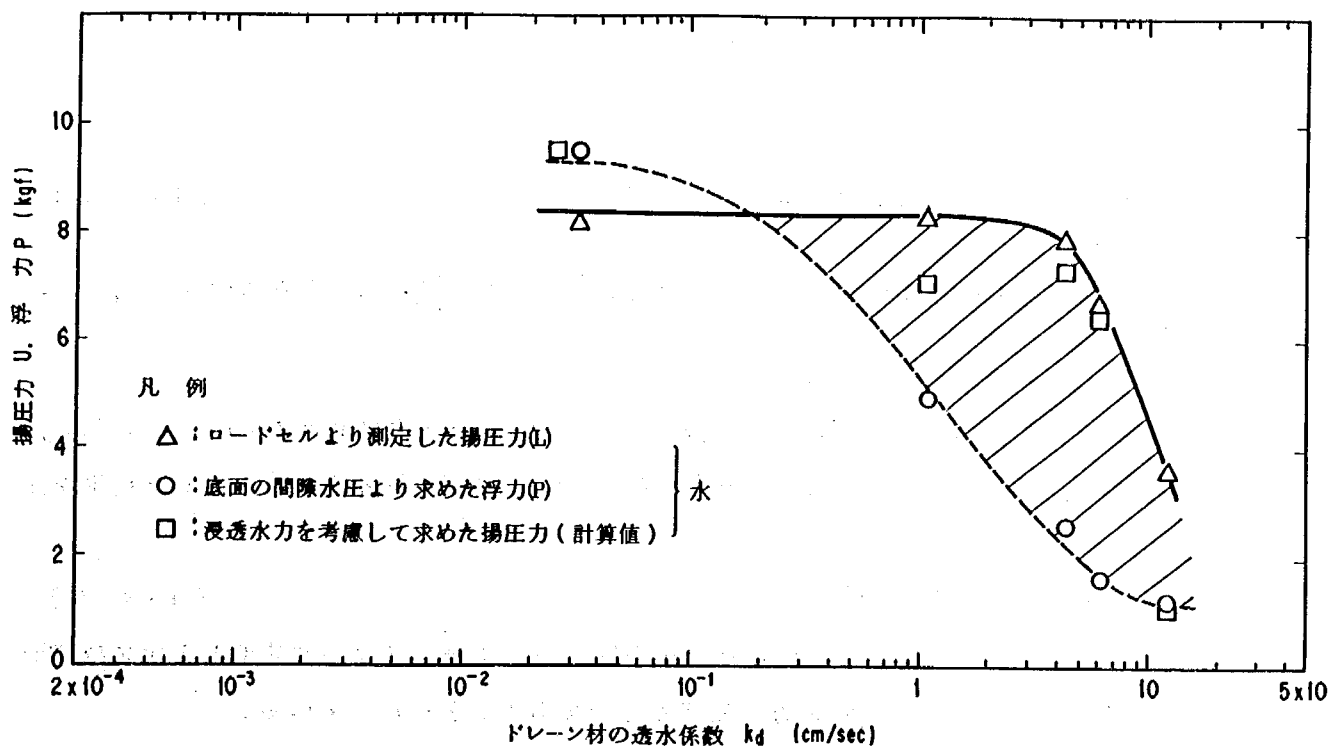


図-4・4・3 碎石ドレーン材の透水係数と揚圧力の関係

一般に浸透流によって土粒子に作用する浸透水力は、水の粘性によって土粒子に作用する体積力で次式のように表わすことができる。

$$j_w = i r_w \quad (4.4.1)$$

ここに j_w : 浸透水力 (gf/cm²)

i : 動水勾配

r_w : 水の単位体積重量 (gf/cm³)

いま、上向きの浸透流を考えると

$$i = \frac{1}{r_w} \frac{du}{dz} \quad (4.4.2)$$

ここに u : 過剰間隙水圧 (gf/cm²)

z : 地表からの深さ (cm)

したがって、(4.4.2)式を(4.4.1)式に代入すると模型直下の地盤内の任意の深さにおける浸透水力 j_w は次式のように表わせる。

$$j_w = \frac{du}{dz} \quad (4.4.3)$$

j_w が、土の水中単位体積重量

$$r' = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

よりも大きい場合には、その差 ($j_w - r'$) に等しい大きさの体積力が上向きに作用するので結局、模型底面に作用する浸透水力 F は次式で表わせる。

$$F = A \int_{z_1}^{z_2} \left(\frac{du}{dz} - r' \right) dz \\ A \{ u(z_2) - u(z_1) - \sigma' (z_2 - z_1) \} \quad (4.4.4)$$

ここに z_1, z_2 は図-4.4.4に示すようにそれぞれ $\frac{du}{dz} \geq \sigma'$, $\frac{du}{dz} = r'$ となる深さ ($z_1 < z_2$

とする)である。 A は模型の底面積である。

図-4.4.3に示す計算値(□印で表わした点)は、(4.4.4)式における $u(z_1), u(z_2)$ にそれぞれ実測の P_2, P_4 を代入して計算した F を U_p とし、揚圧力 U を次式から求めた結果を示している。

$$U = U_s + U_d + U_p \quad (4.4.5)$$

この図から、(4.4.5)式によって求めた揚圧力は、ロードセルによって実測した値にほぼ等しくなっており、(4.4.4)式の考え方が妥当なものであることを示している。

この実験において砕石ドレーン材料の透水係数 k_d の値が、 $k_d = 1 \sim 10$ cm/sec の範囲の場合に (4.4.4)式で表わされる浸透水力 F がかなり大きくなった理由は次のような現象によるものと

と理解できる。 k_d の値が小さくて砂地盤の値に近い場合には、碎石ドレーンによる間隙水圧消散効果の影響範囲が小さいため図-4.4.4における z_2 の値が z_1 に近くなり、結局(4.4.4)式が零に近くなる。 k_d がある程度大きいときには、碎石ドレーンによる間隙水圧の消散効果が地盤深部まで及び、 z_1 の値が砂層厚さよりも深くなって結局(4.4.4)式の値による浸透水力が作用しなくなる。 k_d の値がこれらの中間の値をとるときには、(4.4.4)式による浸透水力が作用するが、この実験条件のもとではこの範囲が $k_d = 1 \sim 10 \text{ cm/sec}$ の範囲であったと理解できる。

このような考え方によって図-4.4.3のロードセルで実測した揚圧力と、模型底面での実測間隙水圧(P_z)から求めた揚圧力との差がドレーン材料の透水係数によって変ることが説明できる。

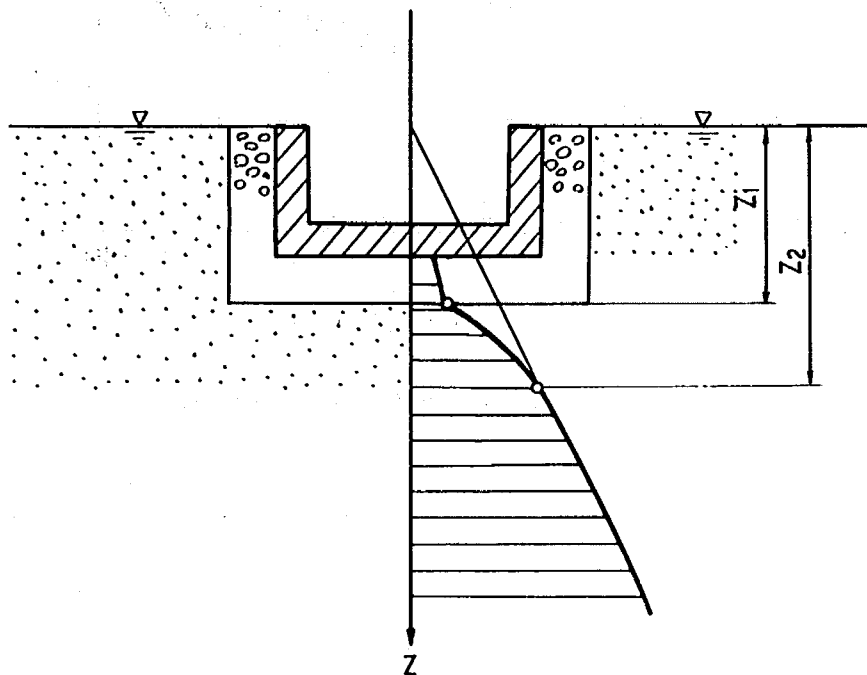


図-4.4.4 浸透水力を算定する深さ

4.5 浮上りを許す場合の実験結果

図-4.5.1に加振中の模型の浮上りを許す場合の浮上り量と時間の関係を示す。碎石ドレーンのない場合も地盤の液状化にともなって模型はほぼ直線的に浮上っている。

図-4.5.2に加振10秒後(繰返し回数 $N = 20$ 回)の模型の浮上り量と碎石ドレーン材料の透水係数との関係を示す。

加振10秒後の模型の浮上り量は、ドレーン材料の透水係数 k_d が増大するにつれて減少する傾向があり、 $k_d = 0.2 \sim 1 \text{ cm/sec}$ の範囲で減少の度合いが大きい。ドレーン材料の透水係数 k_d が $k_d = 0.94 \text{ cm/sec}$ の場合の浮上り量はドレーンのない場合の浮上り量の約半分になっている。

前節の図-4.4.3で示したように模型の浮上りを拘束した場合の揚圧力が急に減少しはじめる時の碎石ドレーンの透水係数は、約 $k_d = 5 \text{ cm/sec}$ であり、また模型底面での間隙水圧が減少しはじめる時の碎石ドレーンの透水係数は、約 $k_d = 0.2 \text{ cm/sec}$ であった。これらの値とくらべると、

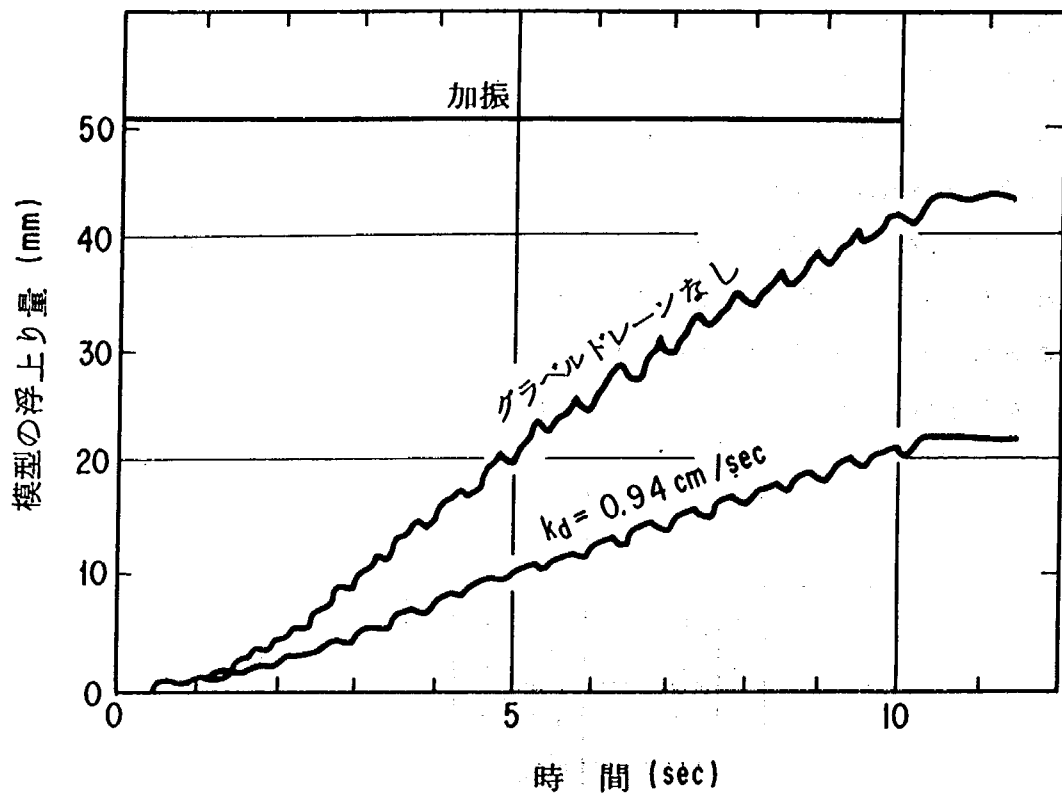


図-4・5・1 掘割道路模型の浮上り量の時間変化

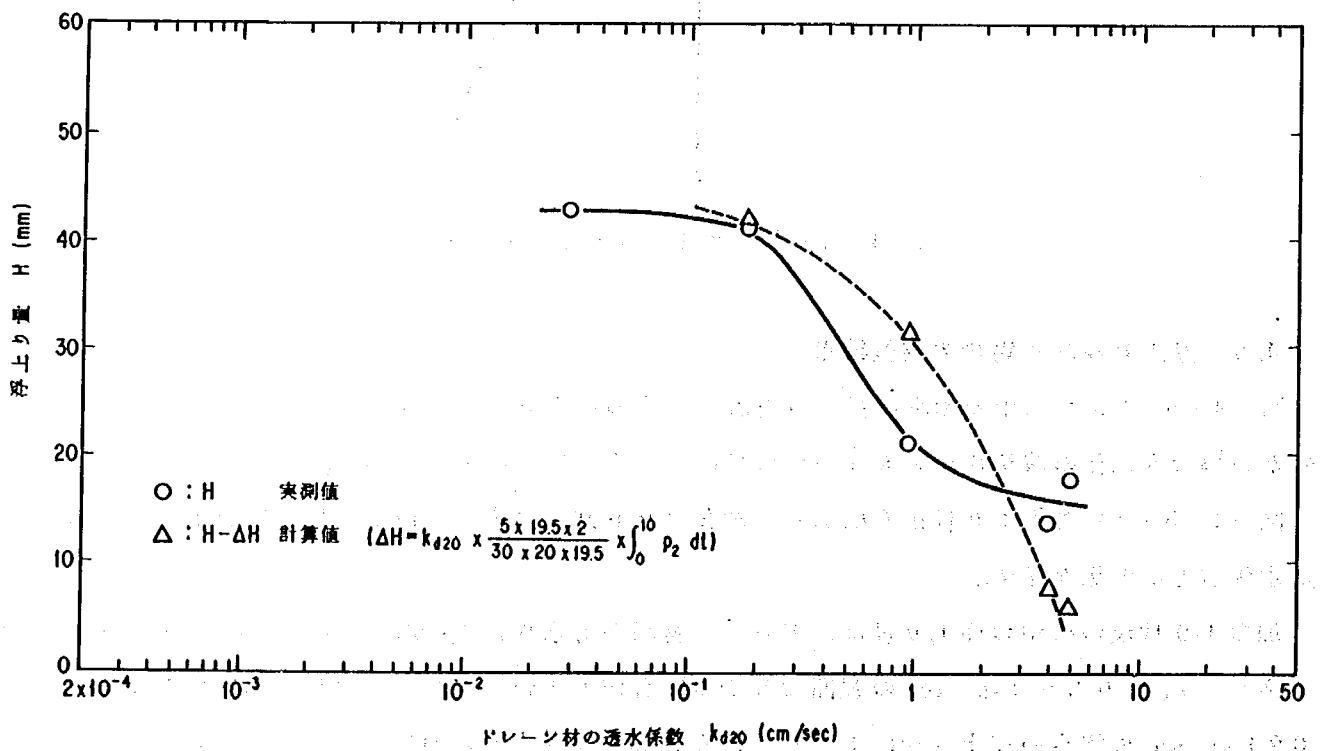


図-4・5・2 加振10秒後 ($N=20$ 回) の掘割道路模型の浮上り量
と碎石ドレーンの透水係数の関係

模型の浮上りを許す場合の浮上り量の抑制効果が現れはじめる時の透水係数は模型底面の間隙水圧が減少をはじめる時の値に近く、浮上りを拘束した場合の揚圧力が減少しはじめる時の値よりも1桁小さいことになる。

砕石ドレーンにより模型の浮上り量を抑制できる効果は、模型底面での間隙水圧が小さくなることと、模型底面に下方から供給される水を速かに排除することによって底面直下に貯留される水の量が減少することによるものと考えることができる。

模型底面から水を速かに排除することの効果の程度は概略の値として次式で算定できる。

$$\Delta H = 2 \int_0^{t_1} k_d \cdot \frac{u}{l} \cdot \frac{a}{A} dt \quad (4.5.1)$$

ここに u : 模型直下の間隙水圧, l : 排水距離, a : 排水断面積, A : 模型の底面積, t_1 : 加振継続時間 である。

図-4.5.3に示したように, $l = 30 \text{ cm}$ であり, u として実測した間隙水圧 P_2 を用いることとすると, (4.5.1)式は次のようになる。

$$\Delta H = 2 \cdot k_d \frac{5 \times 19.5}{30 \times 19.5 \times 20} \times \int_0^{10} P_2 dt \quad (4.5.2)$$

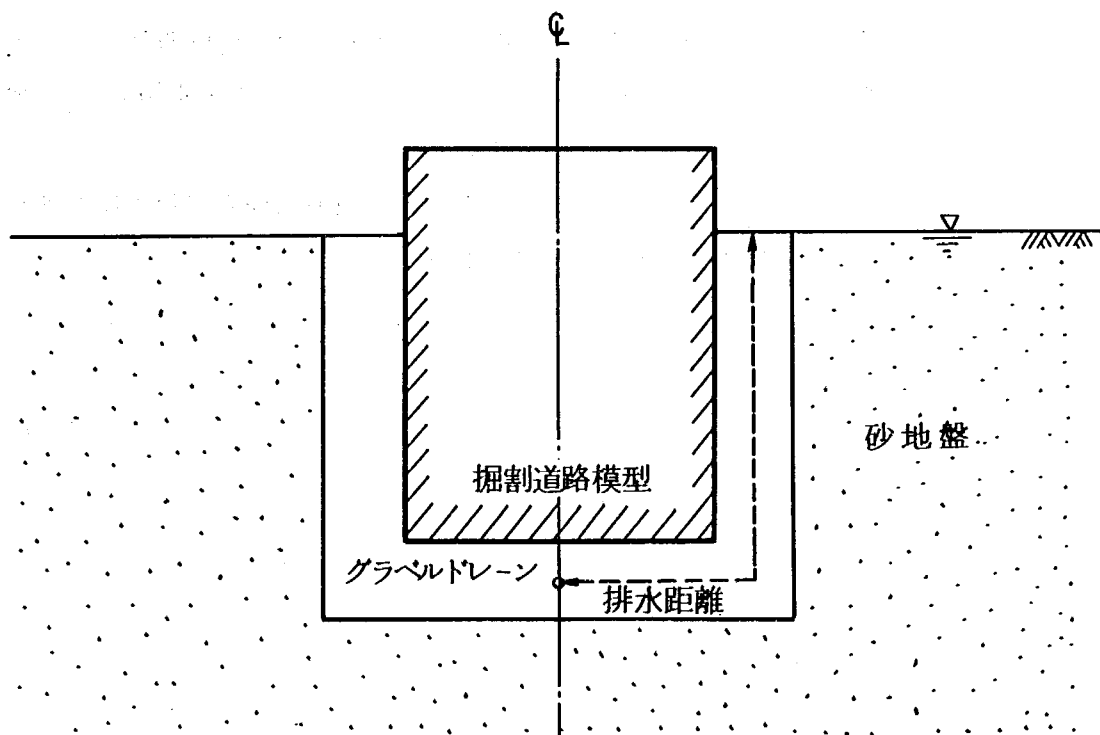


図-4.5.3 排水距離

図-4.5.2には, P_2 の値として浮上りを拘束した場合と許した場合の両者の値を用いて得られる ΔH の値と(4.5.2)式から計算した結果を併記した。

この値は, 図-4.5.2に示すようにほぼ実測の値に近く, 砕石ドレーン材料の透水係数が大き

くなるにつれて浮上り量を抑制している効果をこのような考え方で算定できる可能性を示している。しかし、砕石ドレーンの透水係数 k_d が $k_d = 3 \sim 4 \text{ cm/sec}$ よりも大きい範囲では、実際の浮上り抑制量は計算した値より下廻っている。これは、 k_d が大きくなるにつれて模型底面付近の間隙水圧が小さくなるためここに供給される水が模型下方からだけでなく、側方から流入する量が増大することと、実際の排水量は(4・3・1)式で表わされる定常流的な考え方では求められず、排水経路の圧力分布を考慮した非定常的な水の流れを考慮する必要があることを示しているものと考えられる。

図-4・5・4には、模型の浮上りを許した場合の模型底面ならびに周辺地盤内での間隙水圧の時間変化を浮上りを拘束した場合と比較して示した。砕石ドレーンがない場合もある場合も模型が浮上る場合には、模型底面(P_2)および模型直下(P_4)の砂地盤中の間隙水圧は、模型の浮上りを許さない場合にくらべて小さくなっている。

しかし、その差は図-4・3・5に示すように模型直下(P_4)では、砕石ドレーンの透水係数が大きくなっても小さいのに対し、模型底面(P_2)では砕石ドレーンの透水係数が大きくなるにつれて小さくなっており $k_d = 5 \text{ cm/sec}$ 付近では、 P_2 の値は浮上りを拘束した場合と許した場合とほとんど同じ値になっている。

k_d の値が大きくなっても P_4 の値はほとんど一定であるから、この実験条件のもとでは、模型下方から供給される水の量は砕石ドレーンの透水係数の広い範囲にわたってほぼ同程度と考えられ、 k_d が大きくなるにつれて ΔP_2 が小さくなる理由は k_d の増大につれて排水量が増大し、模型底面の下に貯留する水の量が減少するためと考えることができる。

結局、砕石ドレーンを用いて模型直下から排除する水の量が、模型底面の間隙水圧を減少させ、同時に浮上り量を抑制する支配的な要因であることがわかる。

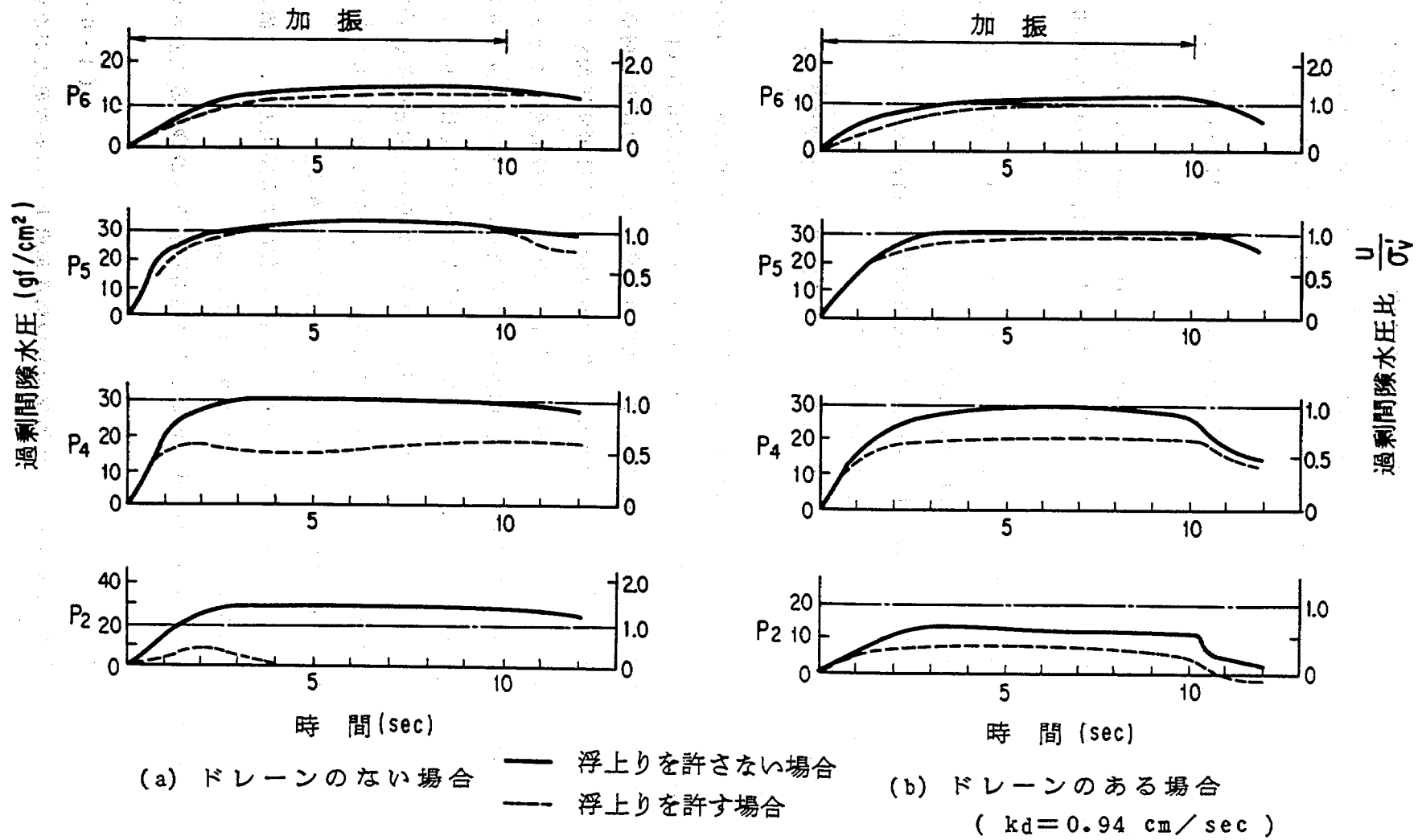


図-4・5・4 掘割道路模型の浮上りの有無による間隙水圧の比較

4.6 浮上りの安全率の計算法

前節までに大型振動台実験で観察した埋設構造物の浮上りの挙動ならびに小型振動台実験で観察した揚圧力や浮上り量などについて述べ、これらが地盤内の間隙水圧と密接に関連していることを指摘した。ここでは、このような実験結果を統一的に再整理し、浮上りの安全率を計算する方法を提案する。

前節までに述べた実験結果のうち、埋設構造物の浮上りに関する主な結果は次のようなものであった。

(1) 浮上りを拘束しない状態で加振した場合に構造物が浮上りはじめた時には、静水圧による力 (U_s) と構造物底面での間隙水圧による力 (U_d) との和 ($U_s + U_d$) は、構造物の重量 (W) とほとんど等しいか又は、やや小さい。

(2) 浮上りを拘束した状態の場合には、揚圧力 (U_L) は ($U_s + U_d$) よりも大きく、その差は構造物直下の地盤内での浸透水力による揚圧力 (U_p) にほぼ等しい。

(3) 浮上りを拘束しない場合の加振中の浮上り量は、加振の継続時間にほぼ比例して増加し、加振終了後は周辺地盤の間隙水圧が大きくても浮上りは停止する。

(2) に述べた浸透水力による揚圧力 (U_p) が浮上りを拘束しない (1) の場合に観察されない理由は次のように考えることができる。

水の圧縮性は極めて小さいから、わずかでも構造物が浮上ることによって構造物直下の地盤の全体的膨張し、これによって間隙水圧の勾配 $\frac{du}{dz}$ が低下して (4・3・4) 式右辺の値が零になる。

これに対して浮上りを拘束する場合には浸透水力による揚圧力に見合うだけの反力が構造物の浮上りを拘束する装置を通じて作用し得るので、浸透水力を生ずる原因となる間隙水圧勾配 ((4・3・4) 式の $\frac{du}{dz}$) の値が、地盤の透水性と液状化の発生間隙水圧量に応じて継続し得ることとなる。

(3) で述べたように地盤内の間隙水圧は加振停止の直前直後で大差ないにも拘らず、浮上り現象が加振停止とともに終了するということは、浮上り現象を生じる直接的な力は加振により生ずる動的な力と考えられる。この力は、構造物直下の地盤内の初期応力状態と動的な応力との組合せによって生じる構造物直下の地盤内の累積ひずみに見合うものである。(1) で述べたようにこの作用が ($U_s + U_d$) に加えて作用するため構造物を浮上らせたものと考えることができる。

このような考察に基き、液状化する地盤内に埋設された構造物に作用する揚圧力は、地盤の条件と構造物の拘束条件によって、次の4つの場合に分類して表現できる。

(1) 構造物の浮上りを拘束しない構造でかつ周辺地盤からの構造物直下への砂の流入がない場合 (図-4・6・1)

$$U_L = U_s + U_d \quad (4 \cdot 6 \cdot 1)$$

(2) 構造物の浮上りが拘束される構造でかつ周辺地盤からの構造物直下への砂の流入がない場合 (図-4・6・2)

$$U_L = U_s + U_d + U_p \quad (4 \cdot 6 \cdot 2)$$

(3) 構造物の浮上りを拘束しない構造でかつ周辺地盤からの砂の流入がある場合(図-4・6・3)

$$U_L = U_s + U_d + U_f \quad (4 \cdot 6 \cdot 3)$$

(4) 構造物の浮上りが拘束される構造でかつ周辺地盤からの砂の流入がある場合(図-4・6・4)

$$U_L = U_s + U_d + U_p + U_f \quad (4 \cdot 6 \cdot 4)$$

ただし、 U_L ：構造物に作用する揚圧力、 U_s ：静水圧による揚圧力、 U_d ：間隙水圧による揚圧力、 U_p ：浸透水力による揚圧力、 U_f ：地盤の累積ひずみによる揚圧力(砂の周り込みによる揚圧力)である。

また、構造物の浮上りを拘束する場合とは、図-4・6・2～4・6・4に示すように埋設構造物が接続する場合や構造物下の地盤の一部が局部的に液状化する場合に相当する。周辺地盤からの砂の流入がない場合とは、図-4・6・1、4・6・2に示すように液状化する地盤の幅が構造物の幅にくらべて小さい場合や、矢板壁などによって砂の流入が阻止される場合あるいは液状化層が相対的にうすい場合に相当する。

各揚圧力成分は前節までに述べたところにより次式で求められる。

$$U_s = A \cdot r_w \cdot h \quad (4 \cdot 6 \cdot 5)$$

$$U_d = A \cdot u \quad (4 \cdot 6 \cdot 7)$$

$$U_p = A \{ u(z_2) - u(z_1) - r'(z_2 - z_1) \} \quad (4 \cdot 6 \cdot 8)$$

$$U_f = A (\sigma'_{v1} - \sigma'_{v2}) \quad (4 \cdot 6 \cdot 9)$$

ただし、 A ：構造物底面積、 r_w ：水の単位体積重量、 h ：構造物底面から地下水面までの高さ、 u ：液状化による間隙水圧である。

したがって、構造物の条件や地盤条件に応じて揚圧力 U_L が求められれば次式によって浮上りによる安全率を算定することができる。

$$F_u = \frac{W + F}{U_L} \quad (4 \cdot 6 \cdot 10)$$

ただし、 W ：構造物の重量、 F ：構造物と周辺地盤とのまさつ力である。

4.7 第4章のまとめ

本章では液状化する地盤内に埋設した構造物の浮上りの挙動について検討し、次のような結果を得た。

(1) 大型振動台実験による結果から、構造物が浮上りはじめた時の静水圧による揚圧力と間隙水圧による揚圧力との和は、構造物の重量とほとんど同じか又はやや小さい。

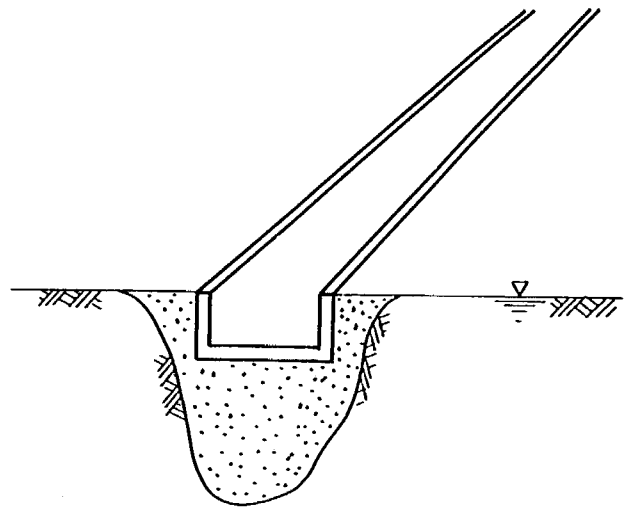
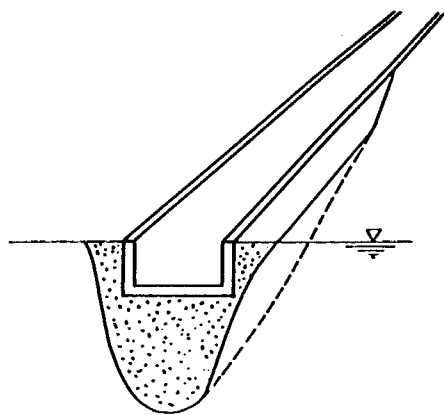
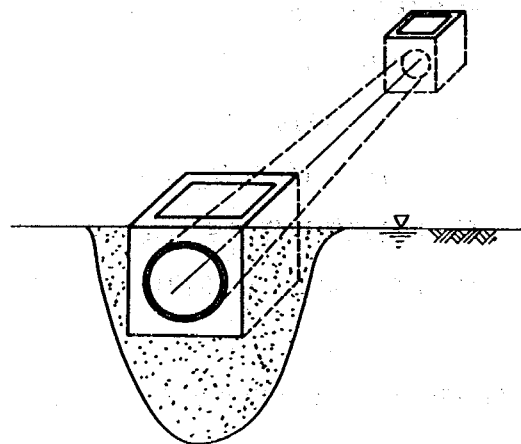


図-4・6・1 構造物の浮上りを拘束せず、かつ周辺からの砂の移動のない場合



(a) ゆるい砂層が縦断方向に連続していない場合



(b) マンホールなどで浮上りが拘束される場合

図-4・6・2 構造物の浮上りを拘束する場合で、かつ周辺からの砂の移動のない場合

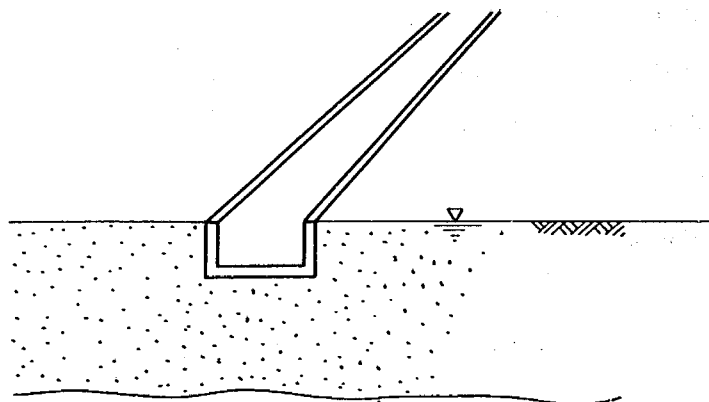
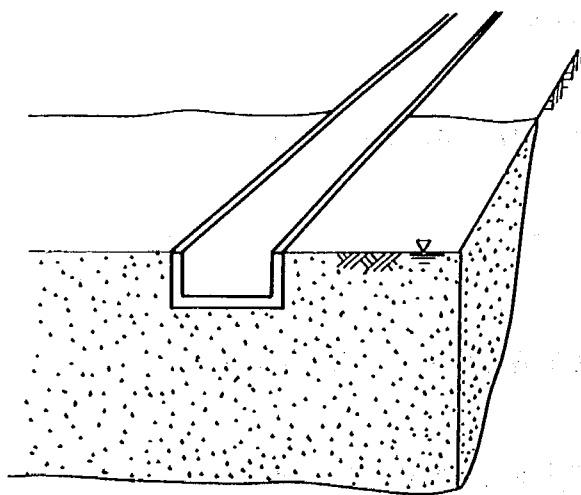
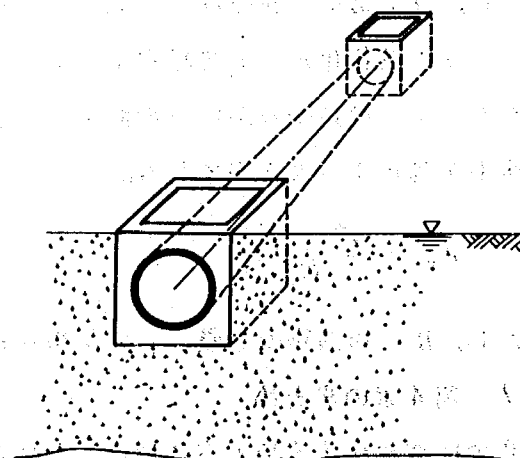


図-4・6・3 構造物の浮上りを拘束せず、かつ周辺からの砂の移動のある場合



(a) ゆるい砂層が縦断方向に連続していない場合



(b) マンホールなどで浮上りが拘束されている場合

図-4・6・4 構造物の浮上りを拘束する場合で、かつ周辺からの砂の移動がある場合

- (2) この差は、周辺地盤から構造物の下方へ砂が周り込もうとする力と考えられる。
- (3) 小型模型振動実験によって実測した構造物に作用する揚圧力は浮上りを拘束した場合には静水圧による揚圧力と間隙水圧による揚圧力との和よりも大きくなる場合がある。
- (4) これは構造物下方の地盤での上向き浸透流による浸透水力に基因する力と考えられる。
- (5) 浮上りを許す場合には、その浮上り量は構造物直下に供給される水を速かに排除することによって少くすることができ、浮上り量はドレーンからの排水量が大きくなるにつれ（ドレーンの透水係数を大きくするにつれ）小さくなっている。
- (6) 浮上り量は加振継続時間にほぼ比例して増大し、加振終了とともに停止していることから、浮上りは構造物直下の地盤に加振によって生ずる累積ひずみによってもたらされるものと考えられる。
- (7) 以上の実験結果を統一的に評価し、構造物に作用する揚圧力の算定式を提示し、これを用いて浮上りに対する安全率を求める方法を提案した。

第4章の参考文献

- 1) 佐々木康, 谷口栄一 ; 地盤液状化対策としての砕石ドレーン工法, 地盤と基礎の地震災害に関するシンポジウム, 土質工学会, pp. 89-96, 1983
- 2) 佐々木康, 谷口栄一, 小笠原久, 三原正哉 ; 液状化時に半地下構造物に作用する揚圧力に対する砕石ドレーンの透水性の影響, 第19回土質工学研究発表会, pp. 663-666, 1984

第5章 排水条件下の液状化特性の検討

5.1 第5章の概要

第3章ならびに第4章で液状化する層の中に透水係数の大きい材料を用いてドレーン層を設けるとその周辺では間隙水圧の上昇が抑制され、また液状化層中の比較的軽い構造物の浮上りを抑制する上でも効果的であることを説明した。

このような現象を力学的に解明するためには排水条件下における砂層の液状化過程を明らかにしておくことが必要である。

従来の液状化に関する研究の多くは、非排水条件下の現象としての取扱いが主流となっている。これは地震時の液状化現象が、工学的には非排水状態として取扱える環境下で生じていると考えられているためである。

しかし厳密には、特別な場合を除いて、実際の地盤内に生ずる地震時の液状化過程は完全な非排水条件下で生ずることはまれであり、多かれ少なかれ排水にもとづく間隙水圧の消散をともなった現象が真の姿と考えられる。

特に、地盤を構成する材料の粒径が大きくなると、室内三軸試験のように完全な非排水条件が満足される場合には繰返し荷重の載荷によって間隙水圧が上昇し液状化しても、このような粗い材料が堆積した実際の地盤内に液状化現象による間隙水圧が蓄積されるかどうか疑問のあるところである。¹⁾

これまでに述べてきたように地盤の耐震対策としての碎石ドレーン工法は、排水にともなう間隙水圧消散効果にその対策原理をおいており、排水条件下の液状化過程を取扱わなければならない点が従来の液状化問題の取扱いとは異なっている。

本章では地盤の透水係数がどの程度になったときに、間隙水圧の上昇とともに排水による間隙水圧の消散効果を考慮すべきであるが、²⁾また地盤中に埋設された碎石ドレーンによって周辺地盤の間隙水圧がどのように影響されるかという点について説明する。³⁾

5.2 一次元排水の場合の基本式とその近似解法

水平に堆積した均質な飽和砂層の深さ Z において図-5・2・1に示すように厚さ ΔZ 、底面積 ΔA なる四角柱要素を考える。

地震時にこの地盤中に発生する間隙水圧によって生ずる間隙水の流れは鉛直方向にのみ生ずる。

深さ $Z + \Delta Z$ の位置にある要素の底面から時間 Δt の間に要素内に流入する水の量を q_1 、深さ Z の位置にある要素の上面から流出する水の量を q_2 とし、深さ Z における間隙水圧を u とする。

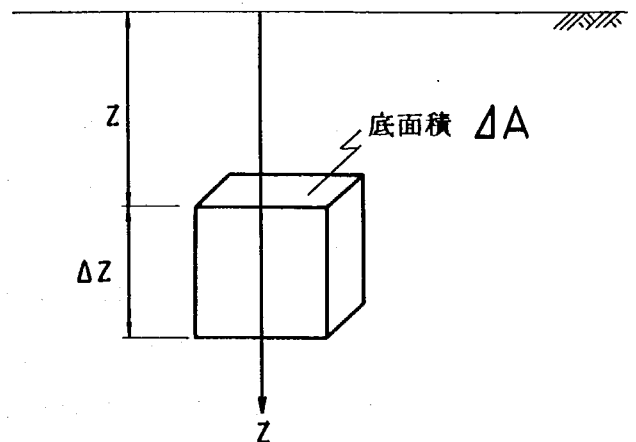


図-5・2・1 砂層内に考えた四角柱要素

浸透水の流れがダルシー則に従うものとするば

$$q_1 = \left\{ \frac{k}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \cdot \Delta Z \right\} \Delta A \cdot \Delta t \quad (5.2.1)$$

$$q_2 = \frac{k}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} \cdot \Delta A \cdot \Delta t \quad (5.2.2)$$

ただし、 k は透水係数である。

したがって、時間 Δt の間の要素の体積 $V = \Delta A \cdot \Delta Z$ の変化 ΔV は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \Delta V &= \frac{k}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} \Delta A \Delta t - \left\{ \frac{k}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta Z \right\} \Delta A \cdot \Delta t \\ &= - \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta Z \cdot \Delta A \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (5.2.3)$$

一方、 ΔV は要素内の時間 Δt の間の間隙比の変化に等しいから、

$$\Delta V = \frac{\Delta e}{1+e} V = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot \Delta A \cdot \Delta Z \quad (5.2.4)$$

であり、また m_v を砂層の体積圧縮係数とすると、

$$\begin{aligned} \frac{\Delta e}{1+e} &= m_v \Delta \sigma' \\ &= m_v \cdot \frac{\partial}{\partial t} (\sigma - u + u_g) \Delta t \end{aligned} \quad (5.2.5)$$

と表わせる。ただし、 σ は鉛直全応力、 u_g は地震によって要素内に発生する間隙水圧である。

(5.2.3), (5.2.4), (5.2.5) 式から $\frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0$ を考慮して次式が導かれる。

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5.2.6)$$

または

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (5.2.7)$$

(5.2.6) 式または (5.2.7) 式が水平に堆積した地盤内の地震時の間隙水圧の挙動を記述する基本式であるが、これは一次元圧密方程式に間隙水圧発生項が付加されたものとなっている。

(5.2.7) 式は非斉次の熱伝導型微分方程式で函数 u_g が初等積分可能な場合以外は一般に解析解を得ることは難かしい。

そこで、(5.2.7) 式の近似解を得るために次のような工夫を試みる。図-5.2.2 に示すような厚さ H の水平地盤において地震の継続時間 t_d の間に発生する間隙水圧は、いずれの微小時間間隔 Δt においても砂層の深さに比例する場合を考える。

この場合には、時刻 t から $t + \Delta t$ の間に発生する間隙水圧 Δu は図-5.2.2 中に示したような

三角形分布をすることとなり、この間隙水圧の時刻 $t + \Delta t$ 以降の挙動は $\Delta v = C_1 \cdot Z$ を初期条件とする次式の解で表わされることとなる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{r_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5.2.8)$$

任意の時刻における間隙水圧 u は、それ以前の時刻における Δv の効果を重ね合わせるることによって得られるものとすれば、(5.2.7)式の解は u_g の時間変化がどのような形の場合でも(5.2.8)式の解を用いて数値計算できることとなる。すなわち、継続時間 t_d の間を $\Delta t = t_d / N_t$ に分割し、それぞれの時間間隔

毎に発生する Δv を初期条件とする(5.2.8)式の解を u_i とすれば、任意時刻における間隙水圧 u は次式で表わされる。

$$u(t) = \sum_i \hat{u}_i \{ t - (N_t - i) \cdot \Delta t \} \quad (5.2.9)$$

図-5.2.2に示す水平地盤の場合には境界条件は

$$\begin{aligned} Z = 0 \text{ にて } u &= 0 \\ Z = H \text{ にて } \frac{\partial u}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \quad (5.2.10)$$

で与えられ、前述の仮定によって初期条件は

$$u_0 = \Delta v = C_1 \cdot Z \quad (5.2.11)$$

で与えられる。このときの(5.2.8)式の解は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \hat{u} = \sum \frac{(-1)^{m-1} \cdot 8 \cdot C_1 \cdot H}{(2m-1)^2 \pi^2} \sin \frac{(2m-1)\pi}{2H} Z \\ \cdot \exp \left[- \left\{ \frac{(2m-1)\pi}{2H} \right\}^2 \cdot C_v \cdot t \right] \end{aligned} \quad (5.2.12)$$

ただし

$$C_v = \frac{k}{r_w m_v}$$

である。

5.3 二次元排水の場合の液状化過程の近似解法

図-5.3.1に示すように水平に堆積した均質な飽和砂層に碎石ドレーンのような透水係数の大きい鉛直の排水壁がある場合の地盤内の間隙水圧の挙動を表わす基本式は、(5.2.6)式を拡張して次式で表わされる。

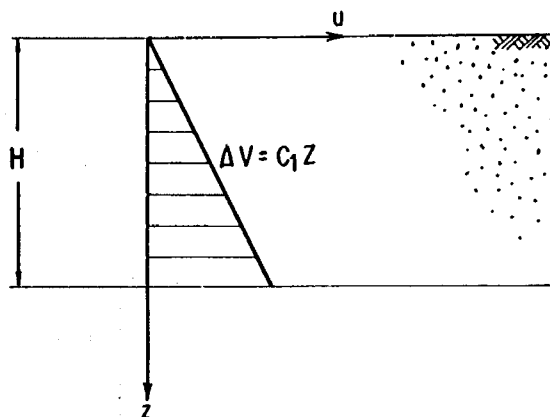


図-5.2.2 発生間隙水圧の鉛直方向分布の仮定

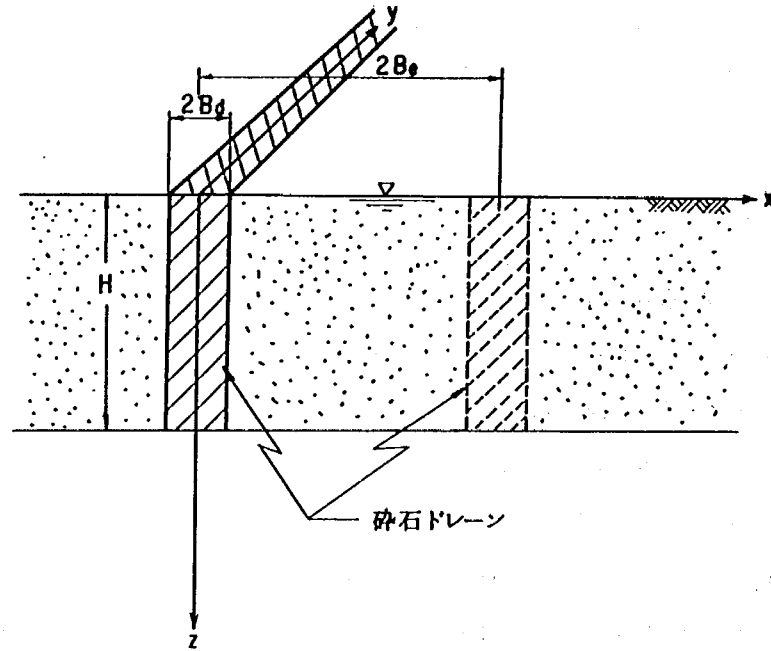


図-5.3.1 砕石ドレーンを設けた水平な砂層

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{k_z}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_x}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (5.3.1)$$

ただし、図-5.3.1に示すように排水壁は y 方向には十分長く、間隙水圧の挙動は二次元状態で扱えるものとする。(5.3.1)式における k_z , k_x はそれぞれ砂層の鉛直方向、水平方向の透水係数であるが、砂層の透水性が等方的である場合 ($k_z = k_x = k_s$) には次のように書き直せる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_s}{m_v r_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (5.3.2)$$

この場合も前節で述べたと同様、任意の函数 u_g に対して(5.3.2)式を解析的に解くことは一般的に難しい。

そこで前節で述べたと同様の近似解法を用いることとすれば、次式の解を用いて(5.2.9)式により(5.3.2)式の解が得られることになる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_s}{m_v r_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) \quad (5.3.3)$$

(5.3.3)式を解くために次の仮定をおく。(図-5.3.1参照)

- (1) 前節で述べたと同様、微少時間 Δt の間に発生する間隙水圧は砂層の深さに比例し $v = C \cdot z$ で与えられるものとする。
- (2) 排水壁は有限の大きさの透水係数 k_d を持つものとし、かつその骨格構造は非圧縮性であるとする。
- (3) 排水壁は液状化する砂層の全厚さにわたって設置されているものとし、その幅を $2B_d$ とする。

(4) 排水壁は中心間距離 $2B_e$ を隔てて設置されているものとする。

(5) 排水壁の中の間隙水の流れは z 方向の流れが卓越し x 方向の流れは無視できるものとする。

最後の仮定(5)は、パーチカルドレーンの透水性が有限な大きさを持つときの圧密過程の解析にあつて吉国ら⁴⁾が置いた仮定になつたものである。

このような仮定から次のような初期条件と境界条件が与えられる。

(初期条件)

$$\begin{aligned} & t = 0 \\ & u = v = C \cdot z \quad \text{at} \quad x = x \\ & z = z \end{aligned} \quad (5.3.4)$$

(境界条件)

$$\begin{aligned} & t = t \\ & u = 0 \quad \text{at} \quad x = x \\ & z = 0 \end{aligned} \quad (5.3.5)$$

$$\begin{aligned} & t = t \\ & \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \text{at} \quad x = B_e \\ & z = 0 \end{aligned} \quad (5.3.6)$$

$$\begin{aligned} & t = t \\ & \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad \text{at} \quad x = x \\ & z = H \end{aligned} \quad (5.3.7)$$

$$\begin{aligned} & t = t \\ & \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_s}{k_d B_d} \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad \text{at} \quad x = B_e \\ & z = z \end{aligned} \quad (5.3.8)$$

(5.3.3) 式を以上の初期条件と境界条件のもとで解いた解は次のように無限級数の和で与えられる。⁵⁾

$$\begin{aligned} \hat{u} = \sum_m \sum_n & \frac{(-1)^{m-1} \cdot 16 \cdot CH}{2(m-1)^2 \cdot \pi^2} \cdot \frac{\sin p_{mn}}{p_{mn} + \sin p_{mn} \cos p_{mn}} \cdot \sin \frac{(2m-1)\pi z}{2H} \\ & \cdot \cos \lambda_{mn} (B_e - x) \cdot \exp[-C_v \nu_{mn}^2 t] \end{aligned} \quad (5.3.9)$$

ただし、 m, n : 整数, $\lambda_{mn}, \mu_{mn}, \nu_{mn}$: 定数 ($\nu_{mn}^2 = \lambda_{mn}^2 + \mu_{mn}^2$), p_{mn} : 定数 ($= \lambda_{mn} (B_e - B_d)$)

なお前節の解(5.2.12)は、(5.3.9)式の特別な場合、 $B_d = 0$ に相当する。

(5.3.9) 式を用いて前節で述べたと同様に次式

$$u(t) = \sum_i \hat{u} \{ t - (N_i - 1) \cdot \Delta t \} \quad (5.2.9)$$

から任意時刻の間隙水圧が求められる。

(5・2・9)式を用いて $u(t)$ を求めるための数値計算プログラムPAGを作成した。このプログラムにおいては、地震による間隙水圧の発生函数として図-5・3・2に示す直線を想定している。

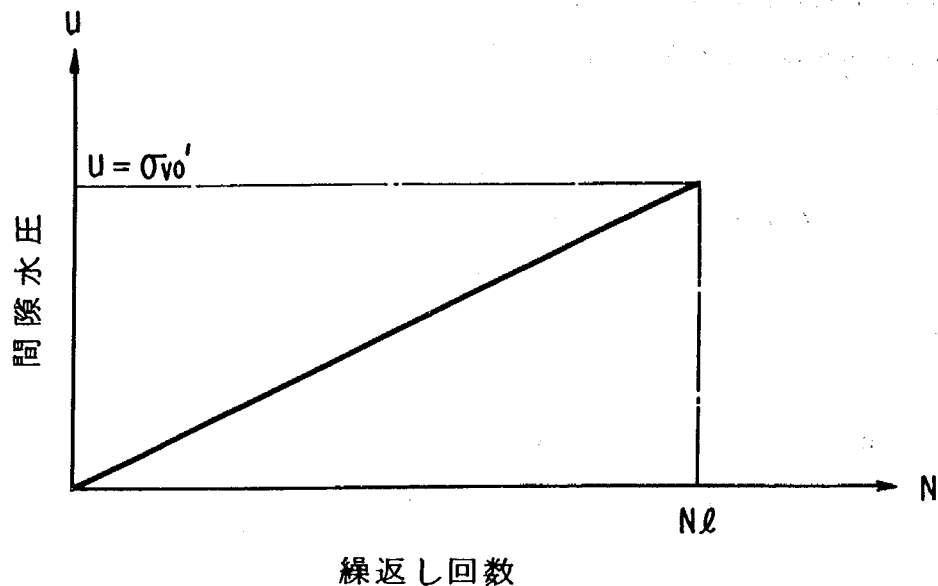


図-5・3・2 間隙水圧の発生特性の仮定

図-5・3・3～5・3・5に数値計算結果を示す。図-5・3・3は深さ $z = 0.7H$ における u/σ_{v0}' をドレーンからの距離をパラメーターとして示したものであるが、ドレーンから離れた砂層内で u/σ_{v0}' が1.0に達してもドレーン内では最大間隙水圧比は0.3程度にしか達せず、またドレーンから離れるに従ってドレーンによる間隙水圧消散の効果が少なくなることがわかる。

図-5・3・4は、ドレーンと砂層との透水係数の比を変えて深さ $z = 0.7H$ での u_{max}/σ_{v0}' の水

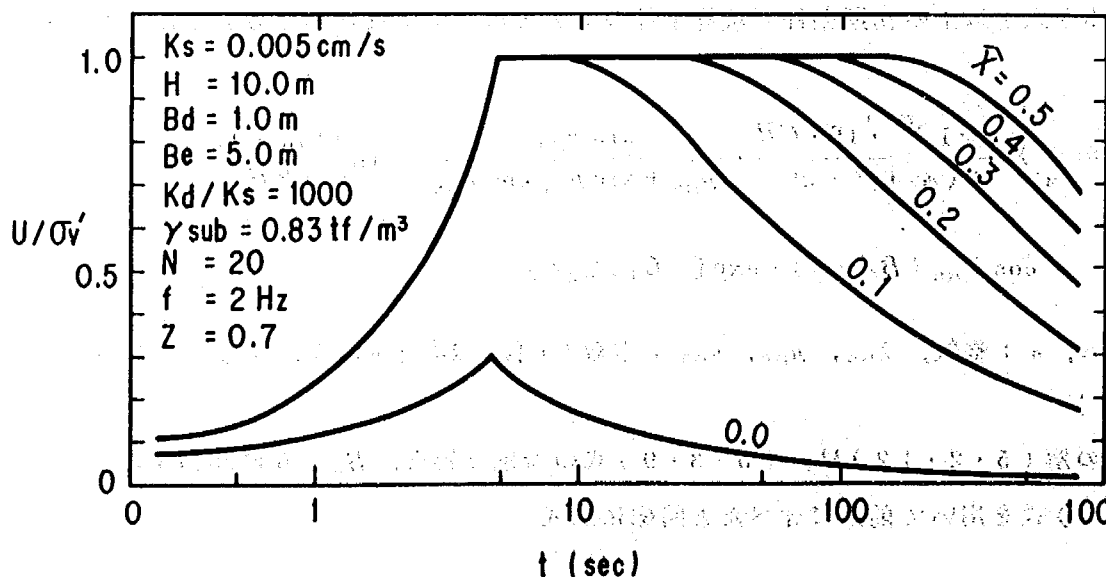


図-5・3・3 深さ $z = 0.7H$ における間隙水圧の計算結果

平方向分布を示したものである。ドレーンによる最大間隙水圧の上昇抑制効果は $\alpha / (B_e - B_d) = 0.2 \sim 0.3$ 程度の範囲にしか及ばないが、ドレーン内の最大間隙水圧についてみると透水係数比が大きくなるにつれて顕著に小さくなっていることが判る。

このような間隙水圧上昇の抑制効果を検討するために、図-5・3・5 に示すようなドレーン内の u_{max}/σ_v と次式で表わされるドレーンの抵抗係数との関係を求めた。

$$R = \frac{k_d}{k_s} \cdot \frac{B_d (B_e - B_d)}{H^2}$$

(5・3・10)

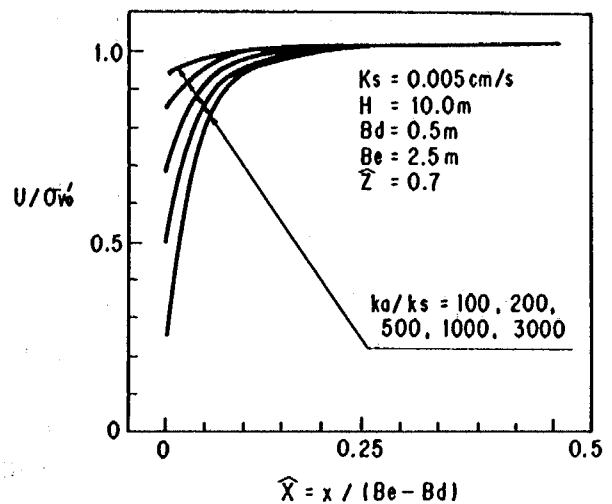


図-5・3・4 間隙水圧比の水平方向分布

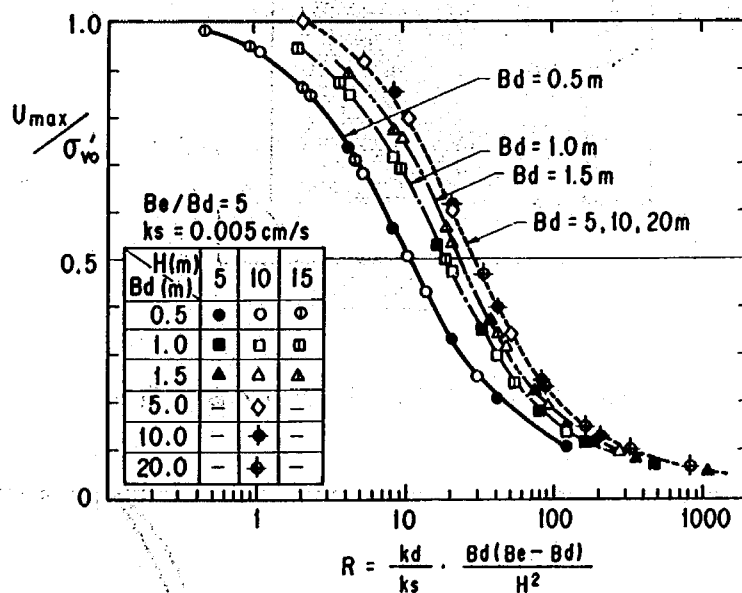


図-5・3・5 間隙水圧比とドレーンの抵抗係数との関係

この図に示した結果は $B_e/B_d = 5$ の場合の計算結果であるが、抵抗係数 R の増加につれて間隙水圧比 u/σ_v が減少し、 $R = 20$ 程度にすれば $u/\sigma_v = 0.5$ 程度、 $R = 100$ 程度にすれば $u/\sigma_v = 0.2$ 程度に抑制できることがわかる。

$R = 20$ 程度の抵抗係数の場合とは $H = 10$ m、 $B_d = 1$ m のとき $k_d/k_s = 500$ に相当し、 $R = 100$ の場合とは $H = 10$ m、 $B_d = 1$ m のとき $k_d/k_s = 2500$ に相当する。

これらの図から液状化対策としての砕石ドレーンの効果は主としてドレーンの透水性に左右され、ドレーン内およびその近傍では顕著に最大間隙水圧比が抑制されることがわかる。

5.4 小型模型振動実験

前節で提案した(5・2・9)式により求めた排水条件下の液状化過程における計算間隙水圧の妥当性と、透水性が間隙水圧の蓄積量に及ぼす影響を調べるために小型のせん断土槽を用いて振動実験を行った。³⁾

実験に用いた土槽は、図-5・4・1に示すように厚さ1cmの塩化ビニール板を整形した土槽枠を50枚重ね合わせた箱状のゴムスリーブを入れた構造となっており、単純せん断状態を作ることができる。内寸法は、高さ50cm、長さ40cm、奥行き30cmである。振動台上に設置したこの土槽内に厚さ50cmの土層を作り、長さ方向に加振した。

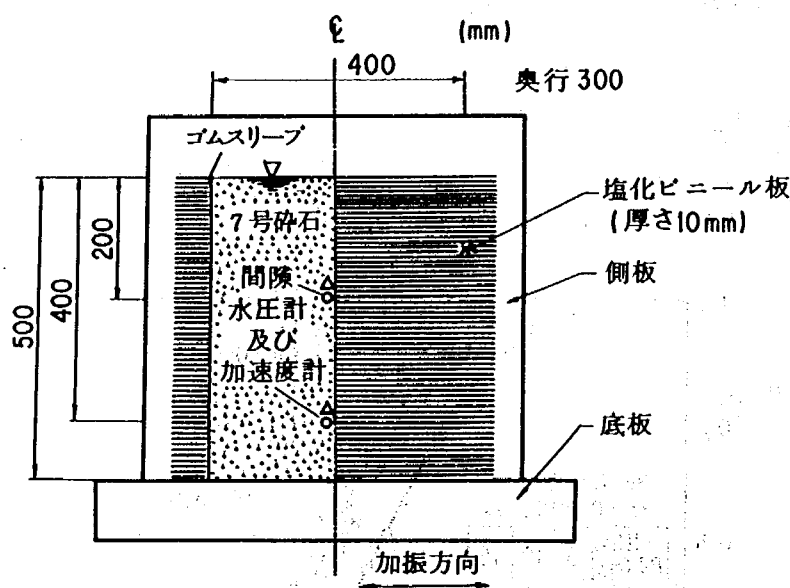


図-5・4・1 実験に用いたせん断土槽

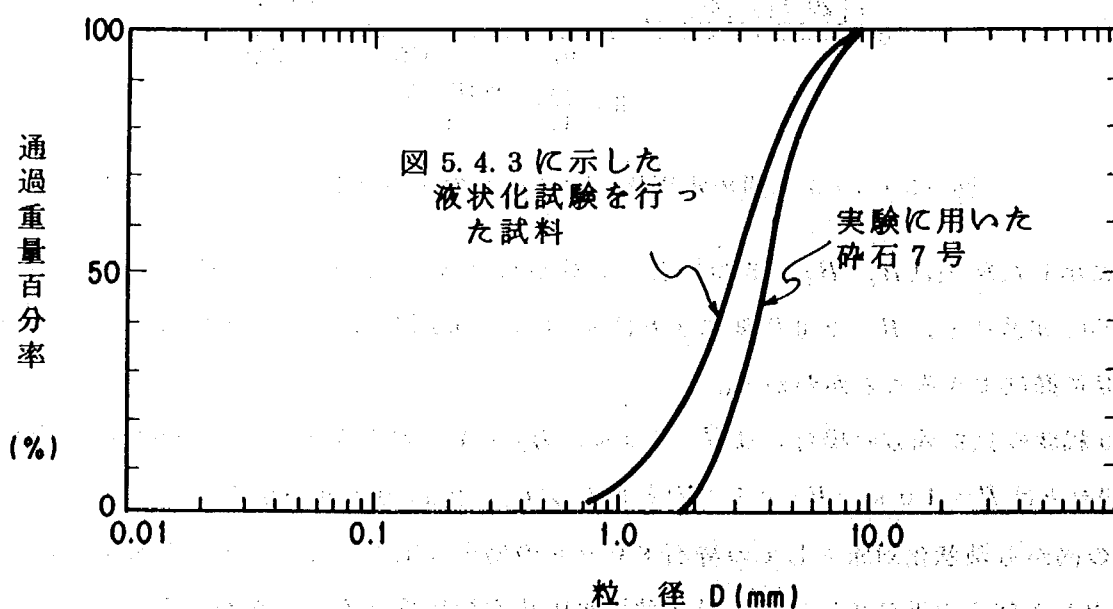


図-5・4・2 実験に用いた砕石の粒度分布

実験に用いた土層材料は、図-5・4・2に示すような粒度曲線を持つ水洗いした7号碎石で、予め土槽内に入れた水またはグリセリン溶液の中に静かに投入してゆる詰めの状態の土層を作成した。

この礫の透水係数は $2 \sim 7 \text{ cm/sec}$ と大きいが、同程度の粒度分布を有するこれまでの大型繰返し三軸試験結果によれば、図-5・4・3に示すように非排水条件下では $\tau/\sigma'_c = 0.25$ 程度のせん断応力の20回程程度の繰返しにより液状化する。

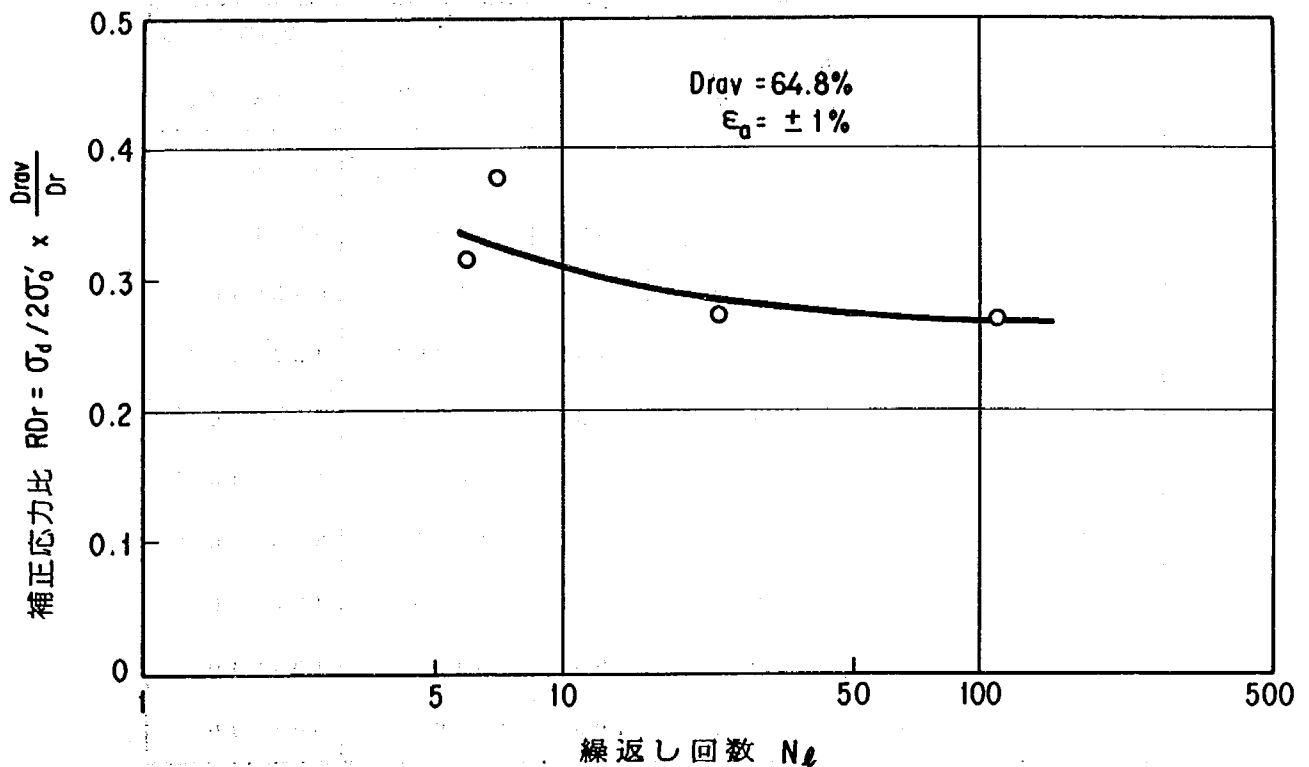


図-5・4・3 碎石の液状化特性

繰返し応力による間隙水圧の発生はダイランシー効果に起因するものであるから間隙を充填する液体の粘性抵抗には影響されず、主として作用するせん断応力の大きさ、繰返し回数、初期密度にのみ依存すると考えられる。一方、砂層の透水係数は間隙流体の粘性抵抗によって変化する。

そこで同一の材料を用い、間隙を充填する液体の粘性抵抗を変えた飽和土層の水平加振実験を行うことによって、同一の間隙水圧の発生し得る条件下で透水係数の大きさが蓄積される間隙水圧の大きさに与える影響を調べることができる。

このため間隙を充填する流体にはグリセリン溶液を用いることとした。水の替りにグリセリン溶液を用いた場合の見掛けの透水係数は

$$k_g = \frac{\eta_w}{\eta_g} \cdot k_w \quad (5.4.1)$$

と表わせる。ここに、 k_g ：グリセリン溶液を用いた場合の透水係数、 k_w ：水を用いた場合の透水

係数, η_g : グリセリン溶液の粘性, η_w : 水の粘性である。

グリセリン溶液の粘性は, 濃度によって表-5・4・1のように異なるのでグリセリン溶液の濃度を変えることによって, 図-5・4・4に示すように見掛けの透水係数 k_g を容易に3桁程度変えることができる。

表-5・4・1 グリセリン水溶液の粘性

T = 20°C

濃度 %	グリセリンの粘性率 η_g (cP)	水の粘性率との比 η_w / η_g	濃度 %	グリセリンの粘性率 η_g (cP)	水の粘性率との比 η_w / η_g
5.0	1.143	0.877	55.0	7.997	0.125
10.0	1.311	0.764	60.0	10.96	0.091
15.0	1.517	0.661	65.0	15.54	6.45×10^{-2}
20.0	1.769	0.566	70.0	22.94	4.37×10^{-2}
25.0	2.095	0.478	75.0	36.46	2.75×10^{-2}
30.0	2.501	0.401	80.0	62.0	1.62×10^{-2}
35.0	3.040	0.330	85.0	112.9	8.88×10^{-3}
40.0	3.750	0.267	90.0	234.6	4.27×10^{-3}
45.0	4.715	0.213	95.0	545	1.84×10^{-3}
50.0	6.050	0.166	100.0	1,499	6.68×10^{-4}

ただし $\eta_w = 1.002$ cP (20°C)

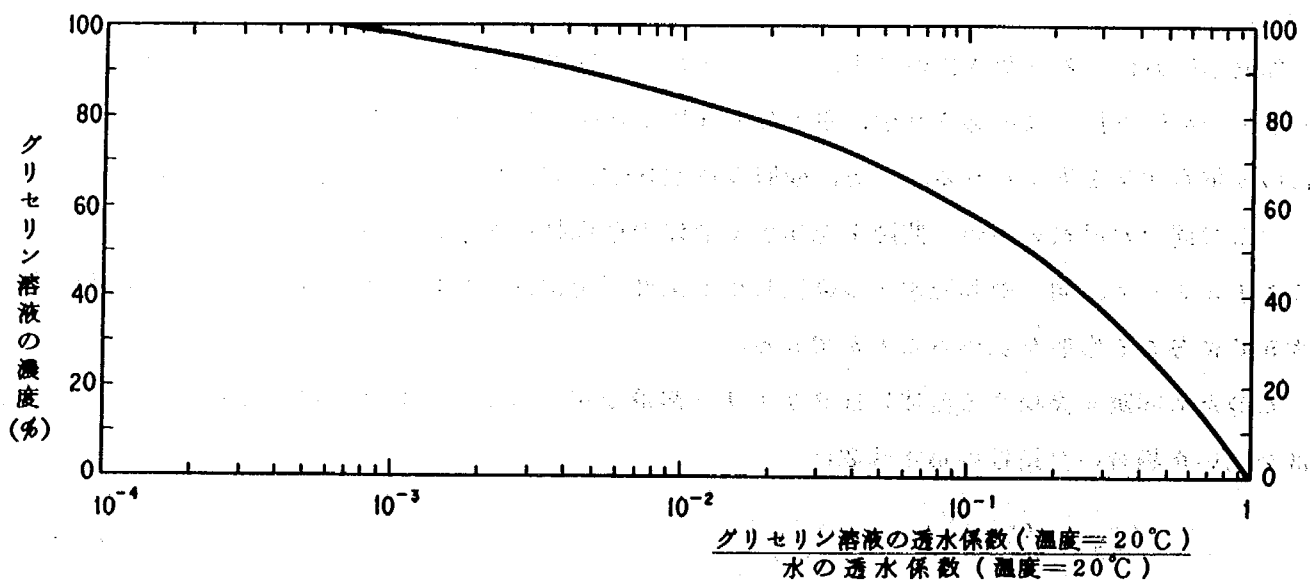


図-5・4・4 グリセリン溶液の濃度と見掛けの透水係数の関係

表-5・4・2に実験に用いた礫層の密度，グリセリン溶液の濃度，加振加速度を示す。加振周波数は2 Hz，加振時間は5秒である。

加振によって礫層内で上昇する間隙水圧を測定するために，礫層内にひずみゲージ式の間隙水圧計を深さ20 cmと40 cmの位置に埋設した。この間隙水圧計の受圧面はポーラスメタルの替りに粗い網で保護し，ポーラスメタルの透水性による計測のタイムラグを防ぐようにした。

図-5・4・5に加振にともなう礫層中に発生する間隙水圧の記録例を示す。この記録はグリセリン濃度100%の場合のものであるが，加振の繰返し回数 $N=4$ 回(2秒)程度で深さ

40 cmならびに20 cmの位置での間隙水圧は，初期有効上載圧の90%程度まで上昇した後，ほぼ一定値となり，加振終了後もこの値を維持し，加振終了後5分程度経過した後，これらの値は零となっている。

加振中に生じたこのような間隙水圧の最大値の有効上載圧に対する比をそれぞれのグリセリン濃度に対して求め，グリセリン溶液の濃度に対応する透水係数 k_g に対してプロットしたものが，図-5・4・6である。

表-5・4・2 実験条件

実験 No.	グリセリン 濃度 (%)	台 加 速 度 (gal)	間 隙 比 e
1	100.0	157	0.85
2	99.0	91	0.79
3	92.5	91	0.80
4	89.5	(90)	0.80
5	78.5	95	0.72
6	72.5	(90)	0.82
7	59.0	95	0.79
8	0.0	157	0.80

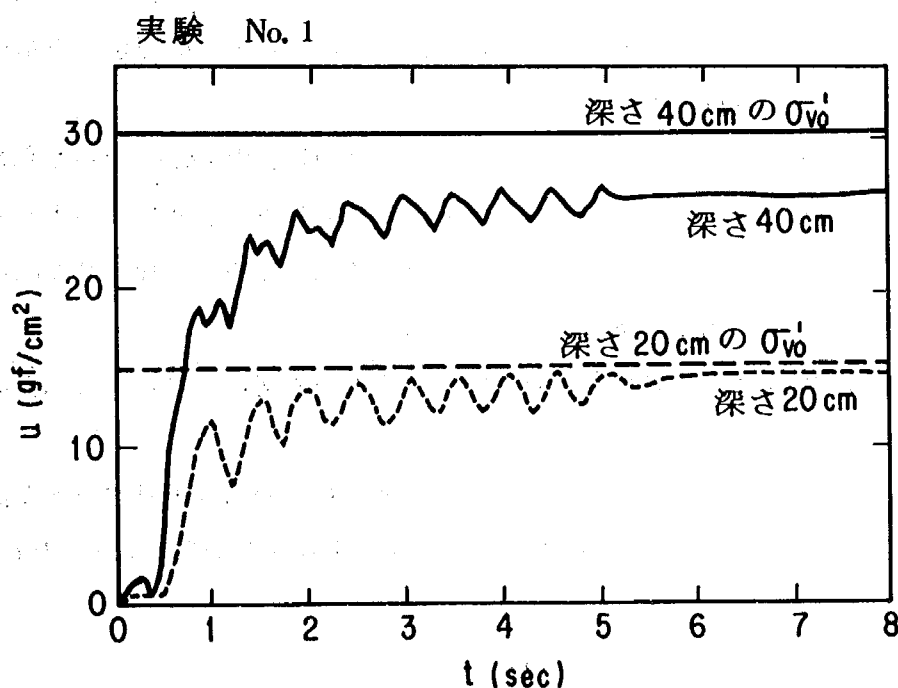


図-5・4・5 間隙水圧の時間変化の記録例

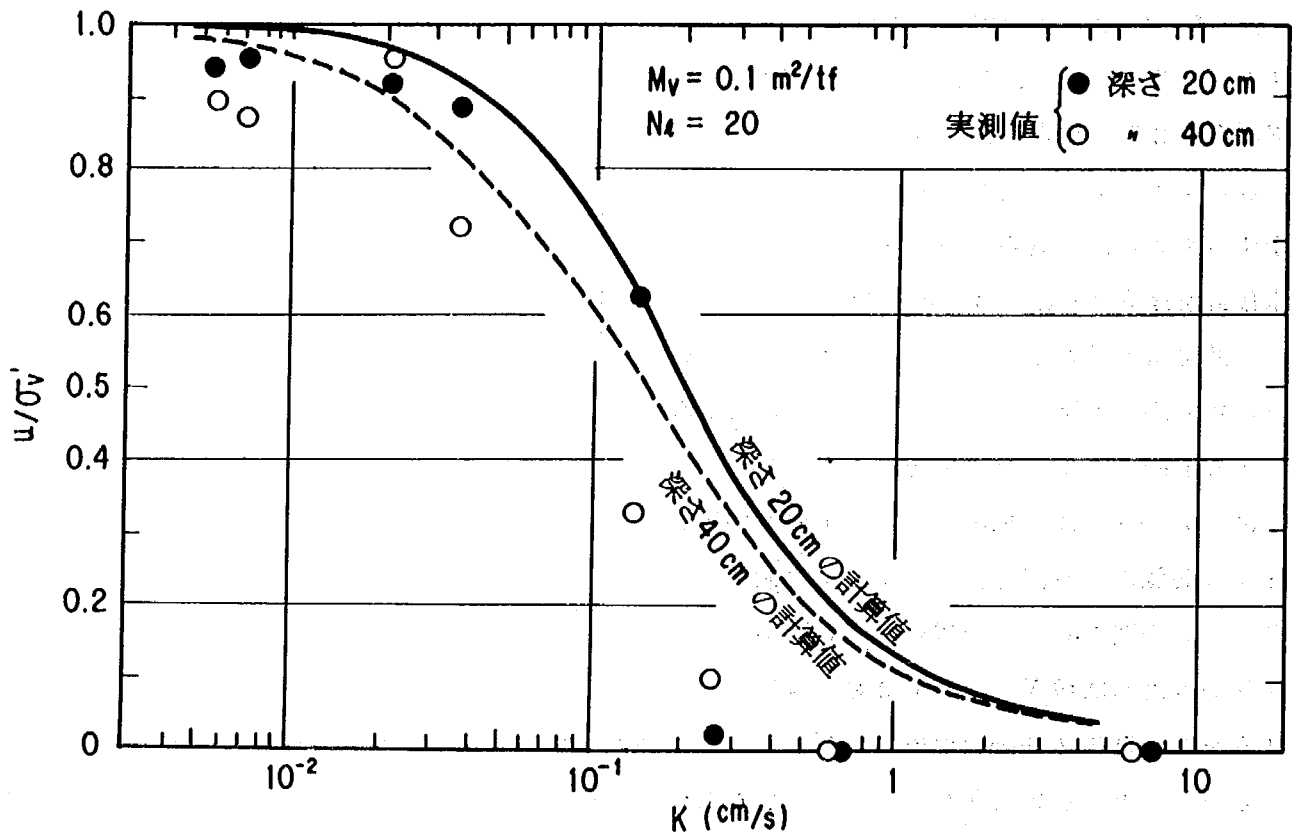


図-5.4.6 間隙水圧比と透水係数の関係

この図からわかるように礫層の透水係数が大きくなるにつれて最大間隙水圧比 u_{max}/σ'_{v0} の値は小さくなり、 $k = 0.2 \sim 0.7 \text{ cm/sec}$ 程度以上になるとほとんど間隙水圧は蓄積されない。一方、透水係数が小さくなり、 $k = (1 \sim 2) \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ のオーダーになると間隙水圧比は100%近くまで上昇し、礫層表面からの排水があってもこの加振条件のもとでは間隙水圧の消散が十分行われず、液状化に至っていることがわかる。

この図には前節で述べた方法に従って計算プログラムPAGを用いて求めた透水係数と間隙水圧比の値を合わせて示してある。この計算値と実測値を比較してみると透水係数が大きくなるにつれて間隙水圧比は小さくなること、深さ40cmの位置での間隙水圧比の方が深さ20cmの位置での値より小さくなる傾向があることなど実験値とよく合う傾向を示している。

やや実験値にくらべて計算値の方が大きめの値を与えているが、これは安全側の誤差と考えられる。

加振終了後、間隙水圧の消散にともなって礫層は圧縮され、礫層表面は沈下する。礫層の体積圧縮係数 m_v が深さ方向に一様であると仮定すると、表面沈下量 S は次式によって表わされる。

$$S = m_v \int_0^H u \cdot dz \quad (5.4.2)$$

ここに、 H = 礫層の厚さ、 u = 深さ z の間隙水圧である。

いま、 u が深さ方向に一様に増加する静水圧的な分布をすると仮定すると(5.4.2)式は次の

ように書きかえられる。

$$S = \frac{1}{2} m_v a H^2 \quad (5 \cdot 4 \cdot 3)$$

ここに、 a = 間隙水圧の深さ方向の勾配である。

表-5・4・3には、表-5・4・2で示した各礫層の加振実験から得られた沈下量と間隙水圧の実測値から(5・4・3)式を用いて逆算した m_v の値を示した。この表に示すように礫層の体積圧縮係数は0.9~2.9 cm²/kgfの範囲にあった。

表-5・4・3 体積圧縮係数の値

実験 No.	加振による 沈下量 (cm)	加振後の 層厚 (cm)	過剰間隙水 圧の鉛直方 向の勾配 (tf/m ³)	体積圧縮 係数 M_v (m ² /tf)
1	0.9	49.1	0.344	0.11
2	1.2	48.8	0.352	0.14
3	1.1	48.9	0.368	0.12
4	1.4	48.6	0.314	0.18
5	1.3	46.9	0.194	0.29
6	0.1	49.9	0.044	0.09
7	0.3	48.2	0.0	—
8	0.1	49.9	0.0	—

先述の図-5・4・6に示した計算値は、この結果を参考にして $m_v = 1.0 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ として計算したものである。

これらの実験結果から、排水条件下の砂層の液状化過程における間隙水圧の挙動は前節で述べた近似計算法である程度予測が可能であること、液状化過程の間隙水圧の挙動を非排水条件として取扱い得る限界の砂層の透水係数は $k = (1.0 \sim 2.0) \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ のオーダーであること、グリセリン溶液の濃度を変えて透水係数を制御する実験手法は種々の透水係数を持つ地盤の排水条件下の液状化特性を実験的に究明する有効な手段となり得ることが判明した。

5.5 第5章のまとめ

(1) 排水条件下の間隙水圧を推定する近似解法として、間隙水圧の上昇過程を微小時間毎に分割して階段状の函数におきかえ、斉次の熱伝導方程式の解から求める方法を提案した。

(2) この解法を用いて一次元の上向き浸透による排水条件下の解を導き、振動台実験を行って実験値とよく一致することを示した。

(3) この実験結果により透水係数の値が 10^{-2} cm/sec 以下では2 Hz程度の加振周波数に対しては排水の影響はほとんど考慮しなくてよいこと、同程度の加振条件では 1 cm/sec 以上の透水係数では

逆に排水のために間隙水圧の蓄積はほとんどないこと、これらの中間の値では透水係数の影響に応じた間隙水圧の蓄積が行われることを明らかにした。

(4) 透水係数の小さい砂層内に碎石ドレーンのような透水係数の大きい壁状の排水壁がある場合の二次元排水状態の間隙水圧挙動を求める近似解法を(1)に述べたと同様の考え方に基き提案した。

(5) この近似解法は碎石ドレーンが十分大きな透水性を有するものと考え、碎石ドレーン内での間隙水圧の発生量は零と考えて導いたものであるが、その数値計算結果によれば、水平方向への碎石ドレーンの影響範囲はドレーン間隔の1割程度と考えられる。

(6) (5)の計算結果は、3章で述べた大型振動台実験の結果得られた碎石ドレーン近傍の水平方向の間隙水圧分布を定性的にはよく説明し得るものである。

(7) 以上の計算ならびに実験結果との比較によれば、碎石ドレーンによる間隙水圧の抑制効果は近傍地盤に対してはせまい範囲に限られるが、碎石ドレーン内では顕著に効果が表われ、十分大きい透水係数 $5 \times 10^{-1} \sim 5 \text{ cm/sec}$ 程度にすることによって碎石ドレーンで囲まれた領域内の間隙水圧比は初期有効上載圧の2～3割程度に抑制できると思われる。

第5章の参考文献

- 1) 佐々木康, 古賀泰之, 松尾修他 ; 河床砂礫層の耐震安定性に関する調査報告, 土木研究所資料, 第1669号, pp. 64-65, 1981
- 2) 佐々木康, 小笠原久 ; 碎石ドレーンによる液状化対策の効果に関する一考察, 第18回土質工学研究発表会, pp. 573-574, 1983
- 3) 佐々木康, 谷口栄一, 小笠原久 ; 液状化特性に与える地盤の透水性の影響に関する基礎的実験, 土木学会第38回年次学術講演会・講演概要集第Ⅲ部門, pp. 375-376, 1983
- 4) Yoshikuni, H, Nakanodo, H ; Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability, Soils and Foundations, Vol. 14, No.12, pp. 35-46, 1964
- 5) 佐々木康他 ; 液状化対策としての碎石ドレーン工法の適用性について, 第36回建設省技術研究会報告, 建設省, pp. 55-63, 1982
- 6) 前出1), pp. 35-56

第6章 間隙水圧の発生消散を考慮した有限要素解析

6.1 第6章の概要

本章では有限要素法を用いた非線形動的解析によって液状化する地盤内の埋設構造物周辺での間隙水圧の挙動を検討した結果を説明する。

この解析に用いたプログラムは、土の応力ひずみ関係の非線形性を考慮し、二次元モデルの動的解析ができるプログラムで、間隙水圧の発生ならびに消散の効果を計算できる機能を有している。

間隙水圧の発生モデルには第2章で述べた Seed モデルと石原モデルの2種を用いた場合についてそれぞれ実験結果と比較するとともに、砕石ドレーン周辺での間隙水圧の挙動を解析し実験結果と比較した。

これらの内容について第3節で解析方法を述べた後、第4節で解析結果について説明する。

6.2 解析の目的と解析に用いた計算プログラムの概要

排水条件下の液状化過程の基本式は2次元状態では次のような式で表わされることを前章で述べた。

$$m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) = \frac{1}{r_w} k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{r_w} k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (6 \cdot 2 \cdot 1)$$

ここでは u_g が初等積分の可能な形で表わされ、かつ境界条件が単純な場合しか一般に解析的に解くことができない。

特に3章で説明したように地盤内に埋設構造物があったり、その周囲に透水性の大きい領域が存在する場合などの複雑な境界条件である時には、液状化による間隙水圧挙動を調べるためには、第3章で述べたような実験的な方法かあるいは、本章で述べる有限要素解析による他は現在のところ確立された手段はない。

また、液状化時の間隙水圧上昇過程を表現する函数 u_g についても幾つかの試みがなされているが、現在のところ確立されたものはない。

このため、液状化の可能性が高い地盤に半地下構造物を計画するにあたって、その耐震性を検討するためには振動台実験かまたは有限要素解析のいずれかを行うことが必要になるが、振動台を用いた実験は大規模な装置が必要となり、相似性の問題や経済性の面からも決して最良の方法とは云い難い。

従って実用的にはむしろ有限要素解析のような数値実験とも云うべき方法の方が有利なことが多い。しかし、これまで行われている有限要素解析の多くは非排水条件下でのものであり、加振中の間隙水圧の消散効果まで取扱っているものはまれである。この理由の主なものには、工学的には非排水条件のもとでの取扱いがもっとも危険な状態を想定することになるので、設計上は安全側の結果を与えることになるということと、間隙水圧発生の様子を表現する力学モデルに確立されたものがないということが挙げられる。

しかるに本論文で対象とする半地下構造物に作用する揚圧力やそれを軽減する砕石ドレーンの効果を検討するためには排水条件を考慮した解析が不可欠となる。

このためには、解析結果の信頼性が検証された解析方法を準備しておくことが必要となる。

このような観点から第3章で説明した大型振動台実験を対象とした二次元有限要素解析を実施して、繰返し三軸試験などから導かれた間隙水圧発生モデルの適用性や、消散を考慮した解析によって実験により得られた砕石ドレーン近傍の間隙水圧の挙動が合理的に説明されるかどうかを明らかにすることを試みた。

解析に用いた計算プログラムは、動土質研究室で開発した二次元非線型有限要素解析プログラム SADAP-1²⁾ を改造した間隙水圧の発生消散を考慮した解析ができる SADAP-4 と呼ぶプログラムである。

(6・2・1)式における間隙水圧の発生項 u_g は、第2章で述べたように Seed³⁾ らによれば、図-6・2・1に示すような曲線にそって繰返し回数とともに上昇する。Seed らはこの曲線を次式で表現した。

$$\frac{u_g}{\sigma'_{v0}} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_\ell} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad (6 \cdot 2 \cdot 2)$$

ここに、 σ'_{v0} ：初期有効拘束圧（ここでは初期有効上載圧とする）、 N ：繰返しせん断応力 τ_d の繰返し回数、 N_ℓ ： τ_d / σ'_{v0} のせん断応力比の繰返し載荷によって液状化するに必要な繰返し回数、 α ：土の特性によって定る定数、 u_g / σ'_{v0} のせん断応力比の N 回目の載荷時に生ずる間隙水圧比である。

また石原、東畑らは、第2章で述べたように処女載荷においては

$$\Delta u_g = -2 \frac{B'_p}{m} \tau \Delta \tau \quad (6 \cdot 2 \cdot 3)$$

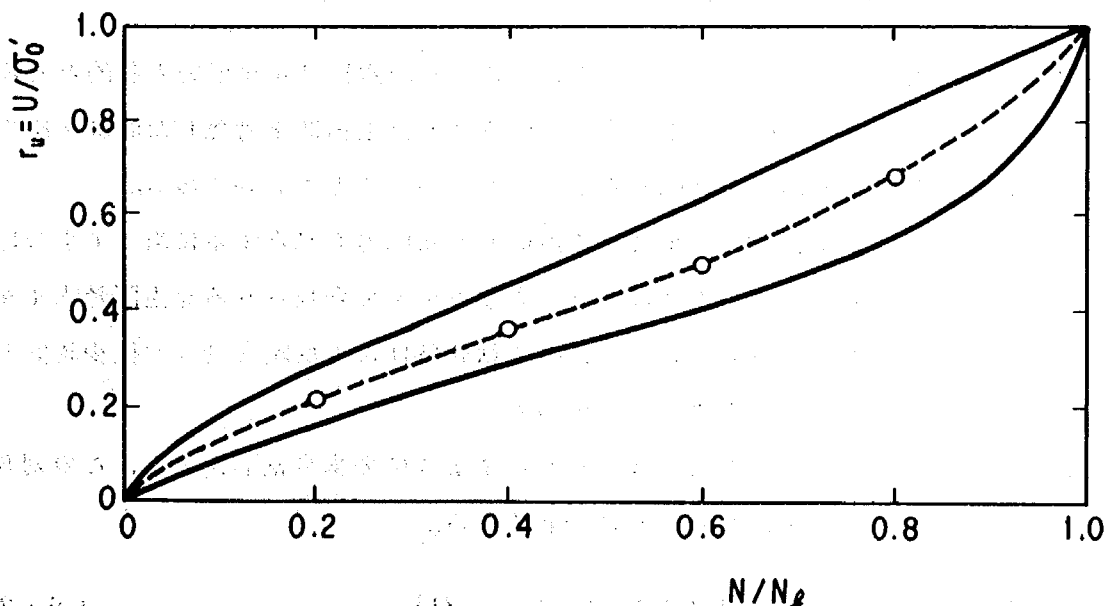


図-6・2・1 間隙水圧と繰返し回数比の関係(図-2・4・1を再掲)

降伏点以前の再載荷や除荷時には,

$$\Delta u_g = -B'_u \left(\frac{\tau}{\sigma_{v'0}} - \frac{\tau_m}{\sigma_{v'0}} \right) \left(\frac{\sigma_{v'}}{\sigma_{v'0}} - k \right) \Delta \tau \quad (6.2.4)$$

なる式で表わされる間隙水圧が発生するモデルを提案している。(図-6.2.2参照) SADAP-4ではこれらの2つの間隙水圧発生モデルのいずれかを選択して用いることができる。

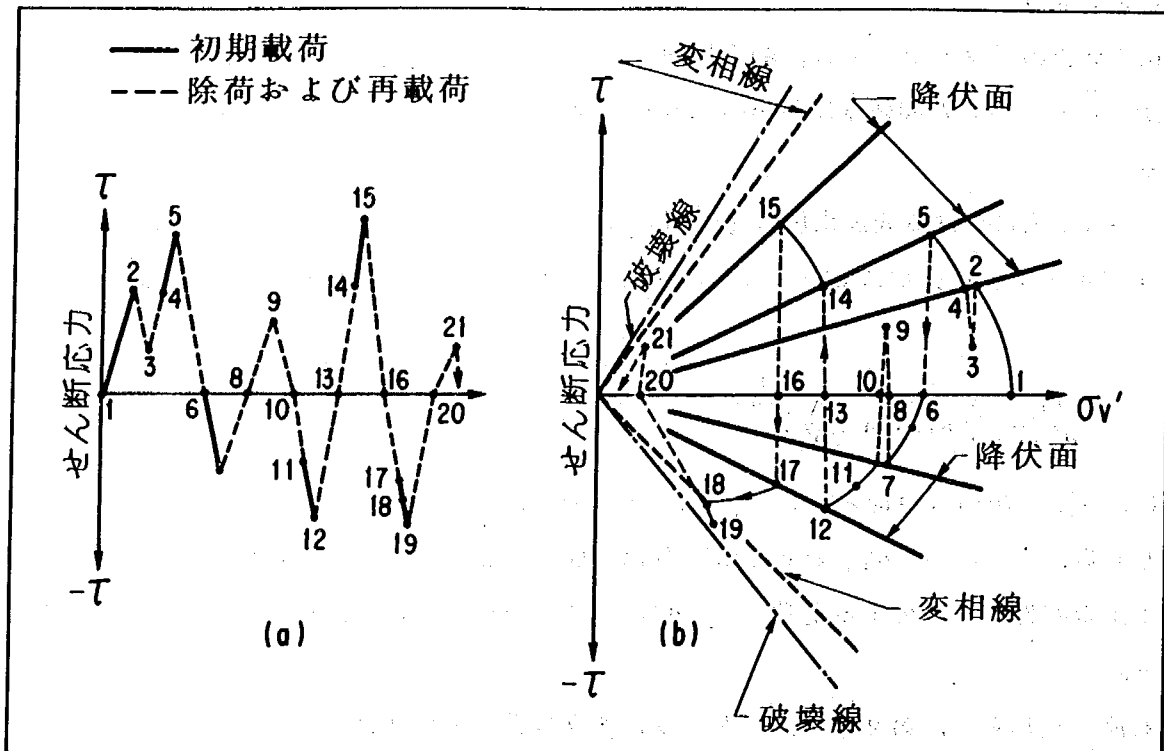


図-6.2.2 有効応力径路(図-2.4.2を再掲)

(6.2.2), (6.2.3), (6.2.4)式のいずれも間隙水圧は拘束応力と動的なせん断応力の関数として表わされており, (6.2.1)式で表わされる発生消散を考慮した間隙水圧の挙動を追跡するためには, 地盤内に作用する動的なせん断応力を求めることが必要である。

解析に用いたプログラムSADAP-4では地盤内のせん断応力を算定するに当って土の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮し, かつ, 上述のような力学モデルで表現される発生間隙水圧を時々刻々の各要素の応力-ひずみ関係の有効応力変化に基く軟化特性にも反映させつつ微小時間ごとのひずみ, 応力, 間隙水圧を逐次求める手法をとっている。

いま水平に加振される地盤を図-6.2.3の例に示すように要素分割したとき, この対象全体系の運動方程式はマトリクス表示で, 次のように表わされる。

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = \{Q\} \quad (6.2.5)$$

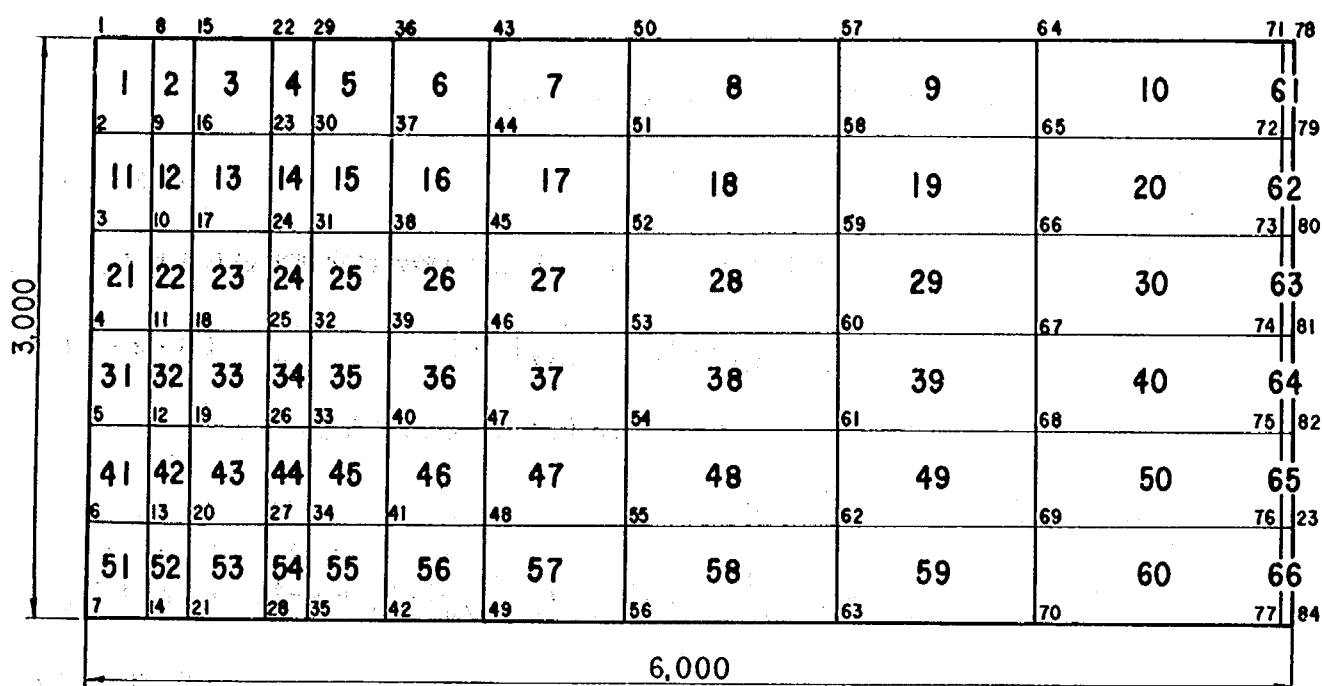


図-6.2.3 模型地盤の有限要素分割

ここに $[M]$: 質量マトリクス, $[C]$: 減衰マトリクス, $[K]$: 剛性マトリクス, $\{Q\}$: 外力ベクトル, $\{\ddot{v}\}$: 解析対象の底面 (基盤面) に対する水平方向の相対加速度ベクトル, $\{\dot{v}\}$: 相対速度ベクトル, $\{v\}$: 相対変位ベクトルである。

(6.2.5) 式の解法には, 素の応力-ひずみ関係の非線形性を等価な線形弾性関係におき変えて解析する手法があるが, 先述のように時々刻々の発生間隙水圧を応力-ひずみ関係にフィードバックする有効応力解析ではこのような等価線型化法は使えない。このため SADAP-4 では, (6.2.5) 式を次のような増分形に書き換えて逐次積分する方法を採用している。

$$[M]\{\Delta\ddot{v}\} + [C]\{\Delta\dot{v}\} + [K]\{\Delta v\} = \{\Delta Q\} \quad (6.2.6)$$

ここに, $\Delta\ddot{v}$, $\Delta\dot{v}$, Δv : それぞれ相対加速度, 相対速度, 相対変位の増分, ΔQ : 外力の増分である。

$\{\Delta\ddot{v}\}$, $\{\Delta\dot{v}\}$, $\{\Delta v\}$ はそれぞれ次のように表わされる。

$$\{\Delta\ddot{v}\} = \{\ddot{v}\}_{n+1} - \{\ddot{v}\}_n \quad (6.2.7)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta\dot{v}\} &= \{\dot{v}\}_{n+1} - \{\dot{v}\}_n \\ &= \{\dot{v}\}_n \Delta t + \{\Delta\ddot{v}\} \frac{\Delta t}{2} \end{aligned} \quad (6.2.8)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta v\} &= \{v\}_{n+1} - \{v\}_n \\ &= \{\dot{v}\}_n \Delta t + \{\ddot{v}\}_n \frac{\Delta t^2}{2} + \{\Delta\ddot{v}\} \beta \Delta t^2 \end{aligned} \quad (6.2.9)$$

ただし, 添字 n , $n+1$ はそれぞれ時刻 $t = n \cdot \Delta t$, $t = (n+1) \Delta t$ における値を示す。 Δt は微小時間間隔である。また β は Newmark⁶⁾ によって与えられた時間増分中の加速度の変化の仕方に

対応する定数である。

(6・2・9)式から加速度の増分は次のように表わされる。

$$\{\Delta \ddot{v}\} = -\frac{1}{2\beta} \{\ddot{v}\}_n - \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{v}\}_n + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \{\Delta v\} \quad (6 \cdot 2 \cdot 10)$$

(6・2・10)式を(6・2・8)式に代入することにより速度の増分は次式で表わされる。

$$\{\Delta \dot{v}\} = \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right) \Delta t \{\ddot{v}\}_n - \frac{1}{2\beta} \{\dot{v}\}_n + \frac{1}{2\beta \Delta t} \{\Delta v\} \quad (6 \cdot 2 \cdot 11)$$

(6・2・10), (6・2・11)式を(6・2・6)式に代入して次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left[[K] + \frac{1}{2\beta \Delta t} [C] + \frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] \right] \{\Delta v\} \\ &= \{\Delta Q\} + [M] \left[\frac{1}{2\beta} \{\ddot{v}\}_n + \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{v}\}_n \right] + [C] \left[\frac{1}{2\beta} \{\dot{v}\}_n + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \Delta t \{\ddot{v}\}_n \right] \end{aligned} \quad (6 \cdot 2 \cdot 12)$$

(6・2・12)式により時刻 $t = n \cdot \Delta t$ から $t = (n+1) \Delta t$ までの微小時間 Δt の間の変位増分を求めることができ、(6・2・11), (6・2・10)式を考慮して時刻 $t = (n+1) \Delta t$ の変位, 速度, 加速度がそれぞれ次のように求められることとなる。

$$\{v\}_{n+1} = \{v\}_n + \{\Delta v\} \quad (6 \cdot 2 \cdot 13)$$

$$\{\dot{v}\}_{n+1} = \{\dot{v}\}_n + \{\Delta \dot{v}\} \quad (6 \cdot 2 \cdot 14)$$

$$\{\ddot{v}\}_{n+1} = \{\ddot{v}\}_n + \{\Delta \ddot{v}\} \quad (6 \cdot 2 \cdot 15)$$

以上の手続きを時間間隔 Δt ごとに繰返すことにより全時間過程の運動が求められることになる。

このプログラムでは、応力-ひずみ関係の非線形性を次のような手続きによって考慮することとしている。

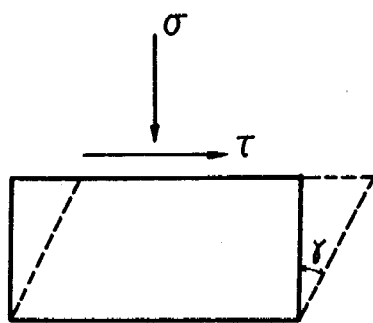
土の応力-ひずみ関係を表示するモデルには Hardin-Drnevich⁷⁾モデル, Ramberg-Osgood⁸⁾モデルがよく用いられている。このプログラムでは、オプションによっていずれのモデルも使用可能であるが、次節以下で述べる解析には次に述べる Hardin-Drnevich モデルを採用し、履歴法則は Massing⁹⁾ 則に従うものとしている。

このとき、土の応力-ひずみ関係は図-6・2・4 に示す単純せん断状態を想定すると次式で表わされる。

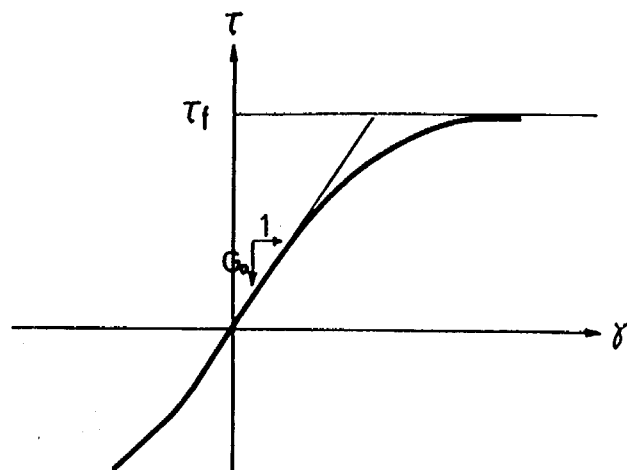
処女載荷に対する関係を表わす骨格曲線は

$$\tau = \frac{G_0 r}{1 + \frac{G_0 |r|}{\tau_f}} \quad (6 \cdot 2 \cdot 16)$$

と表わされ、 (r_0, τ_0) 点から折り返す履歴曲線は



(a) 単純せん断状態



(b) せん断応力 - せん断ひずみ関係

図-6・2・4 単純せん断状態と応力-ひずみ関係

$$\tau - \tau_0 = \frac{G_0 (r - r_0)}{1 + \frac{G_0 |r - r_0|}{2\tau_f}} \quad (6 \cdot 2 \cdot 17)$$

で表わされる。

ここに、 τ : せん断応力、 r : せん断ひずみ、 τ_f : せん断強度、 τ_0 : 折返し点のせん断応力、 r_0 : 折返し点のせん断ひずみ、 G_0 : 初期せん断弾性係数であり、 τ_f 、 G_0 はそれぞれ次式で表わされる。

$$\tau_f = \sqrt{\left\{ C' \cos \phi' + \frac{1+K_0}{2} (\sigma_{v0}' - u) \sin \phi' \right\}^2 - \left\{ \frac{1-K_0}{2} (\sigma_{v0}' - u) \right\}^2} \quad (6 \cdot 2 \cdot 18)$$

$$G_0 = \alpha \left\{ \frac{1+K_0}{2} (\sigma_{v0}' - u) \right\}^n \quad (6 \cdot 2 \cdot 19)$$

ここに、 C : ϕ' : 有効応力表示による土の(静的)強度定数、 K_0 : 静止土圧係数、 u : 間隙水圧、 σ_{v0}' : 初期有効鉛直応力、 α 、 n : 初期せん断剛性の有効拘束圧依存性を表わす実験定数である。

(6・2・18)式の意味する τ_f は、図-6・2・5に示すように水平方向の面上に作用し得る最大せん断応力(せん断強度)で、間隙水圧の上昇にともなって低下する。従って(6・2・16)又は(6・2・17)式で表わされる応力-ひずみ関係は、間隙水圧の上昇にともなって軟化する傾向を示す実験的事実を表現し得ることとなる。

なお、一般の二次元状態を取扱う場合には、動的荷重の作用に先立って静的状態で生じている地盤内応力は、各点で必ずしも最大主応力の方向が鉛直方向であるとは限らず、また、振動台実験のように水平に加振する場合であっても最大せん断応力の作用方向が水平方向であるとは限らない。すなわち、厳密には(6・2・18)式における σ_{v0}' として初期有効鉛直応力を採用できるのは水平地盤の場合に限られ構造物近傍のように初期の最大主応力面が水平面と傾斜しているような場合に

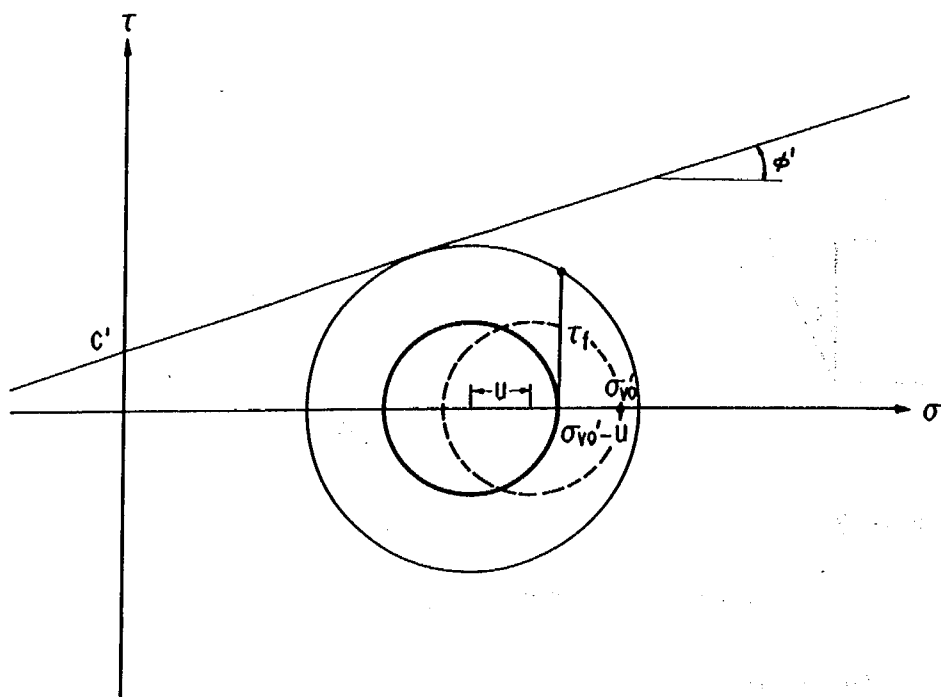


図-6・2・5 セン断強度 τ_f の低下の説明

は、その最大主応力の値を σ_{vo}' として採用するのが妥当である。さらに動的荷重が作用する場合には、主応力面が回転することとなり、最大主応力の大きさも変化することとなる。

しかしながら静的状態で卓越しているせん断応力の方向と動的荷重が作用したときの卓越するせん断応力の方向が異なる場合の応力-ひずみ関係は明らかでなく、また、多くの場合には初期鉛直応力が初期の最大主応力に等しいので、このプログラムでは近似的に初期鉛直有効応力を用いて表現した(6・2・18)式が地盤内のいずれの点でも採用できるものとしている。

すなわち、水平加振をうける地盤内のせん断剛性はいずれの点においても、加振方向と同一である水平面内のせん断応力とこれによるせん断ひずみとの関係がその点での応力-ひずみ関係を代表するものと仮定して求めていることになる。

同様な仮定に基いて(6・2・2)~(6・2・4)式で考慮する間隙水圧の発生量を作用するせん断応力としても水平面内のせん断応力を用いることとしている。

このプログラムでは、上述のような土の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮して求まる微少時間ごとの節点変位から各要素のひずみや間隙水圧を算定した後、微少時間ごとの間隙水圧の消散を(6・2・1)式をマトリクス表現し、時間項を中央差分によって差分化した次式を用いて要素ごとの間隙水圧の再配分を実行している。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\Delta t}{2} [A] + [D] \right) \{u\}_{n+1} \\ & = [D] (\{u\}_n + \{\Delta u_g\}) - \frac{\Delta t}{2} [A] \{u\}_n \end{aligned} \quad (6 \cdot 2 \cdot 20)$$

ここに $[A]$: 浸透性マトリクス, $[D]$: 容量マトリクス, $\{u\}$: 間隙水圧ベクトルである。

6.3 解析に用いた入力条件

前節に述べた解析プログラムを用いて次の3つのシリーズの解析を行った。

(1) シリーズ-1の解析

間隙水圧発生モデルとしてSeedモデルと石原モデルを用いた場合の実験結果との適合性の検討を主目的とするもので、第3章に述べたモデル-1ならびにモデル-2について解析した。

(2) シリーズ-2の解析

シリーズ-1の解析結果に基き間隙水圧発生モデルとして石原モデルを用いて全実験ケースにつき再現計算を実施して解析手法の適合性を検討したものである。これに先立ちモデル-2ならびにモデル-7の共振実験を対象にして砂地盤の初期せん断弾性係数の値の妥当性を検討した。

(3) シリーズ-3の解析

シリーズ-2の解析により得られた砕石ドレーン内の間隙水圧の計算値が実験値を下廻る結果となった原因を検討するため、モデル-9を対象として砕石ドレーン内でも間隙水圧が発生するものと仮定した解析を行った。

表-6・3・1~6・3・2にこれらの各シリーズの解析に用いた地盤定数を示す。

これらの表に掲げた値は室内実験から求めたもので、砂地盤として用いた浅間山産の砂の液状化特性ならびに間隙水圧発生特性を表わす諸定数についてはすでに第3章でもふれた。

石原モデルに用いる定数 B_u' , B_p' , θ_s' はシリーズ1の解析では昭和55年度に実施した動的ねじりせん断試験の結果から得られた値を採用したが、シリーズ-2の解析においては昭和56年度に改めて振動三軸試験を実施してこれらの値を求め直している。このため、シリーズ-1とシリーズ-2, 3とでは入力条件としての B_u' , B_p' , θ_s' の値が若干異なっている。

なお、シリーズ-3の解析で必要となる砕石の間隙水圧発生特性を表わす定数 B_u' , B_p' , θ_s' については実験を実施していないので、浅間山砂と同一の値を用いることとした。

図-6・3・1~6・3・14に解析に用いた各モデルの要素分割図を示す。

また、解析に用いた入力振動は、シリーズ-1の解析では以下のような波形を用いた。共振実験結果との対比のための計算には加振加速度20galの正弦波とし、1波あたり100個の加速度値の時間間隔を変えることにより2Hzから20Hzまで2Hzごとの波形を作成した。間隙水圧の発生、消散モデルの検討に用いる波形は、実測した台加速度に近い正弦波とし、その周波数を5Hzとした。

シリーズ-2の解析で用いた入力振動は以下のようなものである。実測した台加速度に合わせた周波数、最大加速度を持つ正弦波形の加速度を用いることとしたが、56年度に実施したモデル-7~11では一部のもので加振初期に加速度が漸増した後、定常加振に移ったものがあるのでこれに応じて表-6・3・3に示すように加振初期のピーク値を調整した。

シリーズ-3の解析で用いた入力地震動は、台加速度の実測値をさらに詳細に再現できるよう表-6・3・4に示すような波形とし、加振継続時間は12.5秒とした。

表-6・3・1 解析に用いた地盤定数(シリーズ1の解析)

土質名	せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²)	密度 ρ (tf/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	内部マサ ン 角 ϕ (°)	静止土圧 係 数 K_0	静的ポア ソン比 v_s	動的ポア ソン比 v_d	$G_0 = K \sigma'_m{}^n$		H-D 係 数 α	水平方向 透水係数 k_x (cm/sec)	鉛直方向 透水係数 k_y (cm/sec)	体積圧縮 係 数 m_v (m ² /tf)
								k	n				
地 盤 (砂)	2800.0	1.92	0.0	36.6	0.5	0.3	0.49	2800	0.262	1.0	0.011	0.011	0.015
碎石トレン	4670.0	1.43	0.0	45.0	0.5	0.3	0.49	4670	0.0	1.0	61.0	61.0	0.0075

(*) Seed モデルを用いた計算において

$$\log R = A \log N_d + B$$

石 原 モ デ ル			S E E D モ デ ル (*)		
B_p'	B_u'	θ'_s (度)	A	B	α
0.211	0.072	33	-0.123	-0.5287	1.0

表-6・3・2 解析に用いた地盤定数(シリーズ-2, 3の解析)

材料名 材料定数	初期せん断 弾性係数 G_0 (tf/m ²)	密度 ρ (t/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg)	静止土圧 係数 K_0	ポアソン比		$G_0 = K\sigma'_0{}^n$	
						静的 ν_s	動的 ν_d	K	n
砂	2400.0	* 1.92 ** 1.93	0.0	36.6	0.5	0.30	0.49	G_0 と同じ	0.5
コンクリート	2400.0	2.66	450.0	0.0	0.5	0.167	0.167	1.157, 1.430	0.0
砕石	2400.0	1.90	0.0	45.0	0.5	0.30	0.49	4.670.0	0.5
ウレタン	2400.0	1.1	0.0	36.6	0.5	0.30	0.49	500.0	0.0

* 55年度

** 56年度

材料名 材料定数	H-D 係数 α	透水係数 (cm/s)		体積圧縮係数 m_v (m ² /tf)	計算の線形性	B_p'	B_u'	θ_s'
		鉛直 k_v	水平 k_H					
砂	0.9	1.05×10^{-2}	1.05×10^{-2}	1.5×10^{-2}	非線形	0.0058	0.2233	33.0
コンクリート	0.0	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.5×10^{-2}	線形			
砕石	0.9	1.1×10	1.1×10	7.5×10^{-3}	非線形			
ウレタン	0.0	1.05×10^{-1}	1.05×10^{-1}	1.5×10^{-2}	線形			

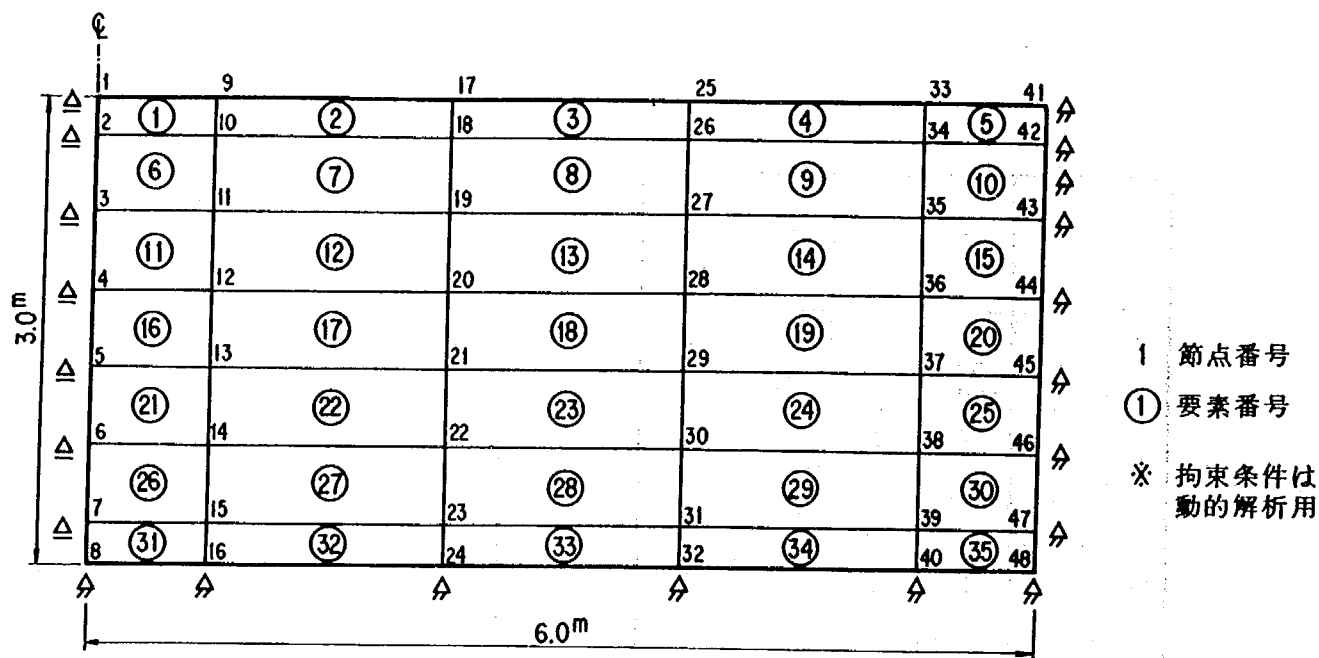


図-6.3.1 解析に用いた要素分割図(シリーズ-1, 模型-1)

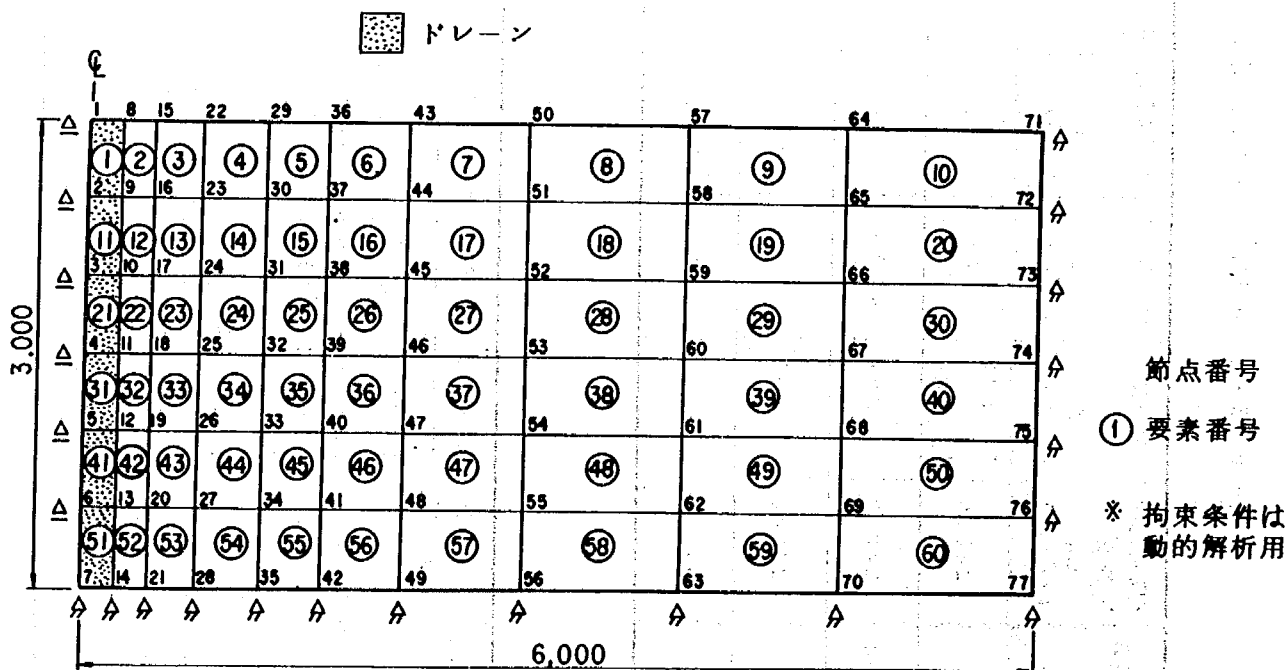


図-6.3.2 解析に用いた要素分割図(シリーズ-1, 模型-2)

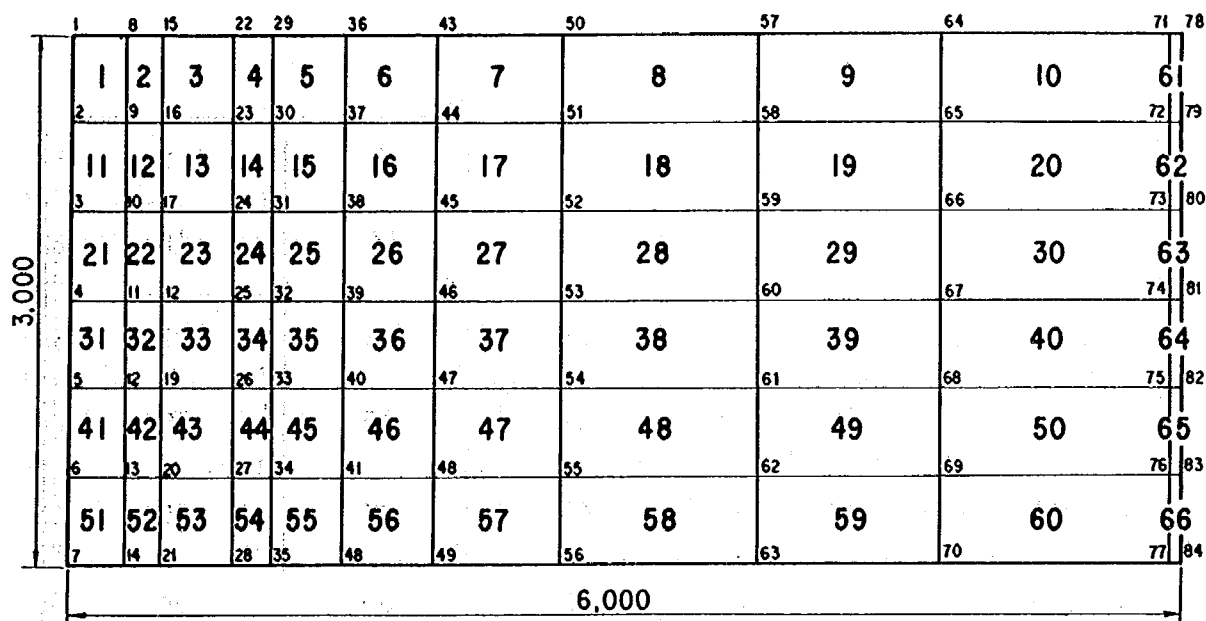


図-6・3・3 解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-1)

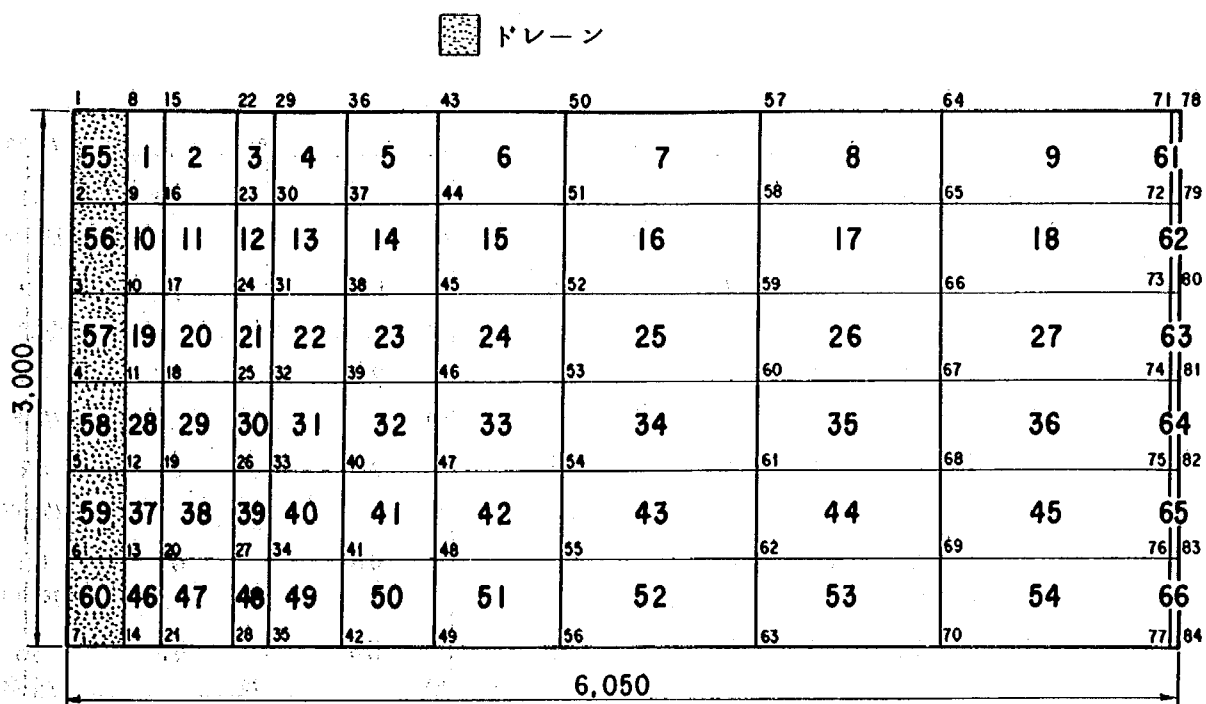


図-6・3・4 解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-2)

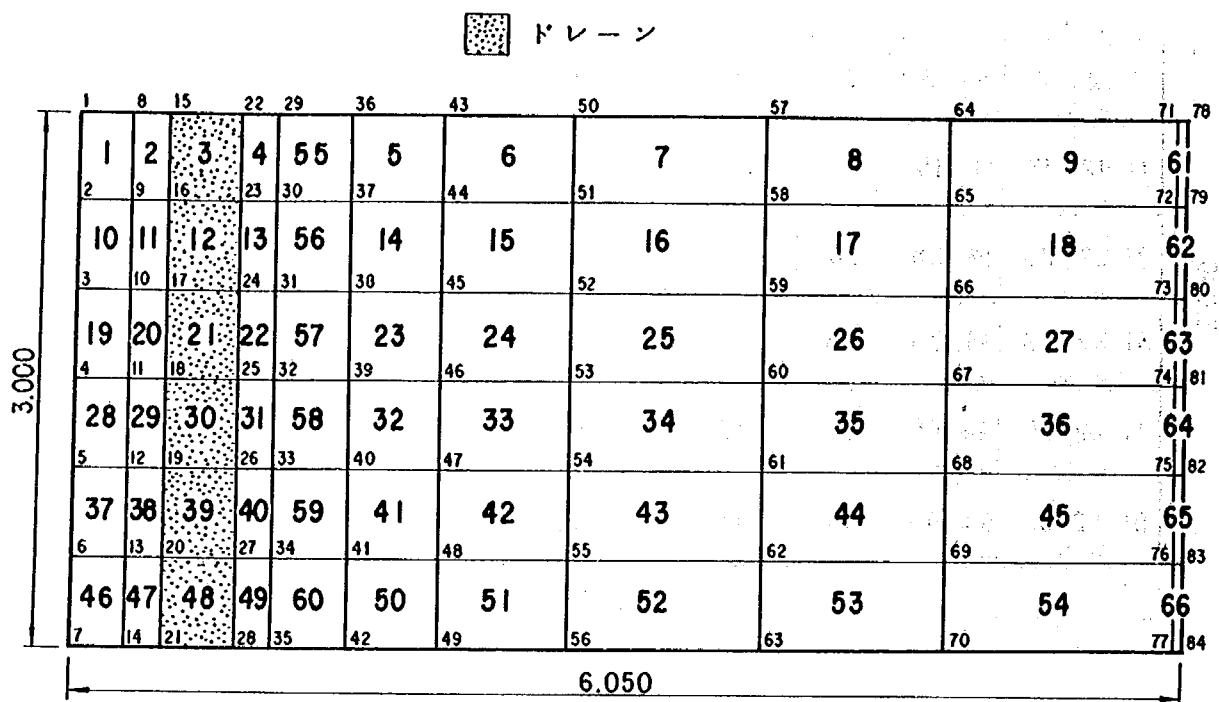


図-6・3・5 解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-3)

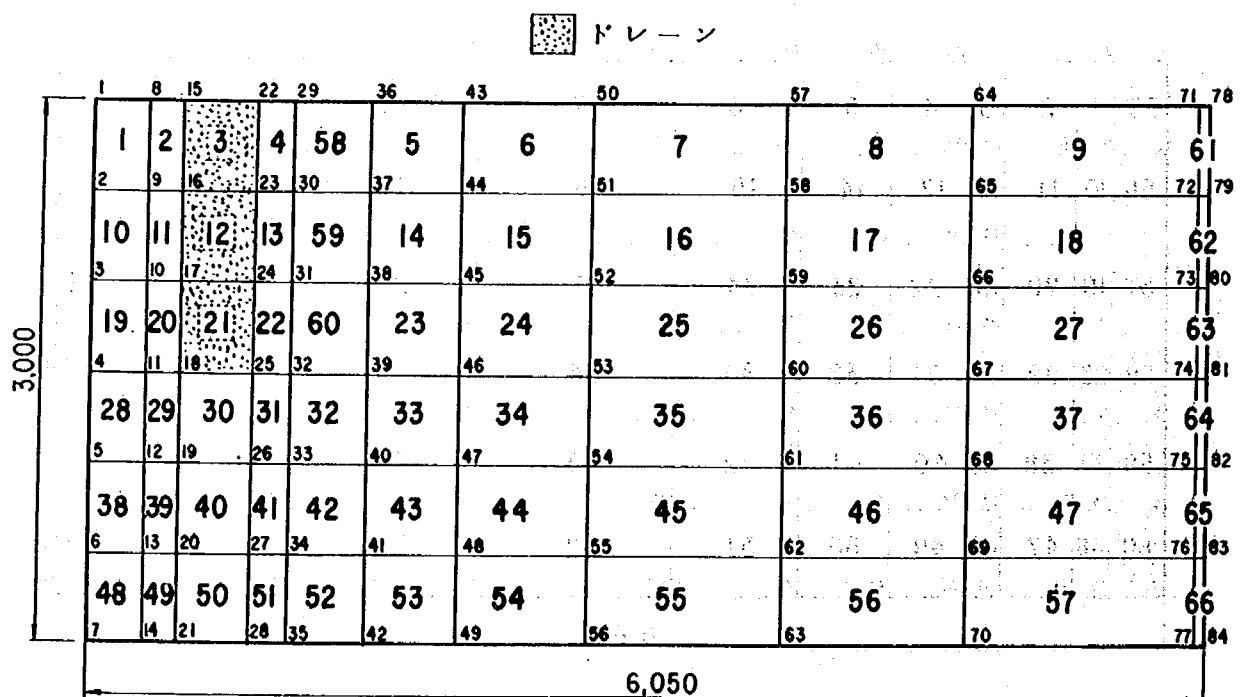


図-6・3・6 解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-4)

コンクリート

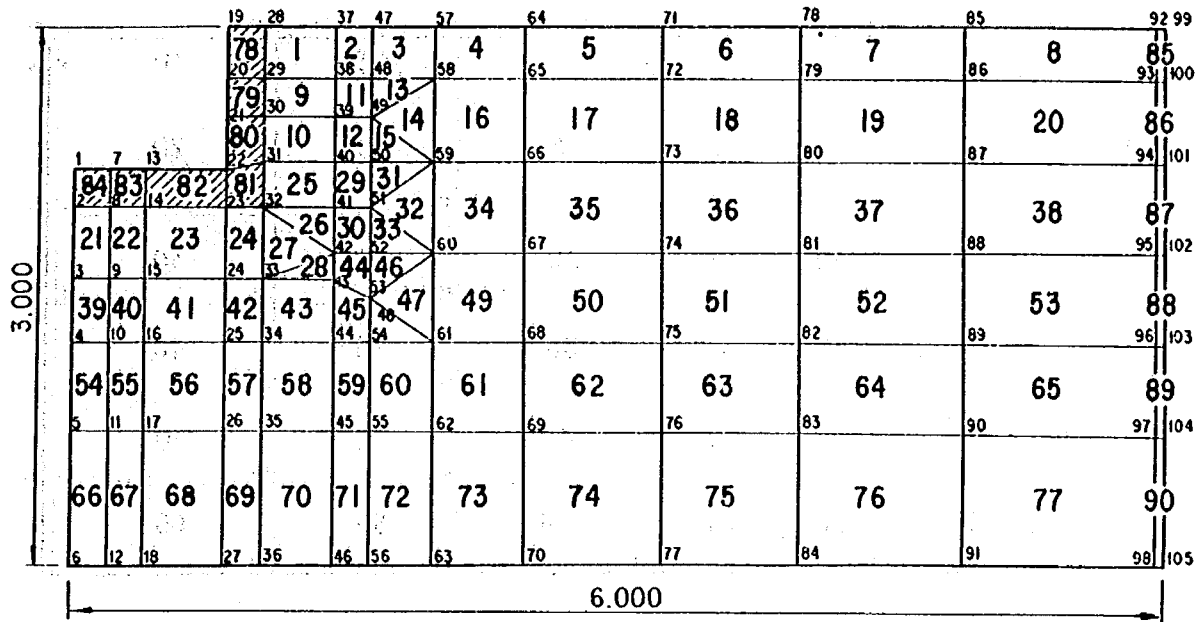


図-6.3.7 解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-5)

コンクリート
ドレーン

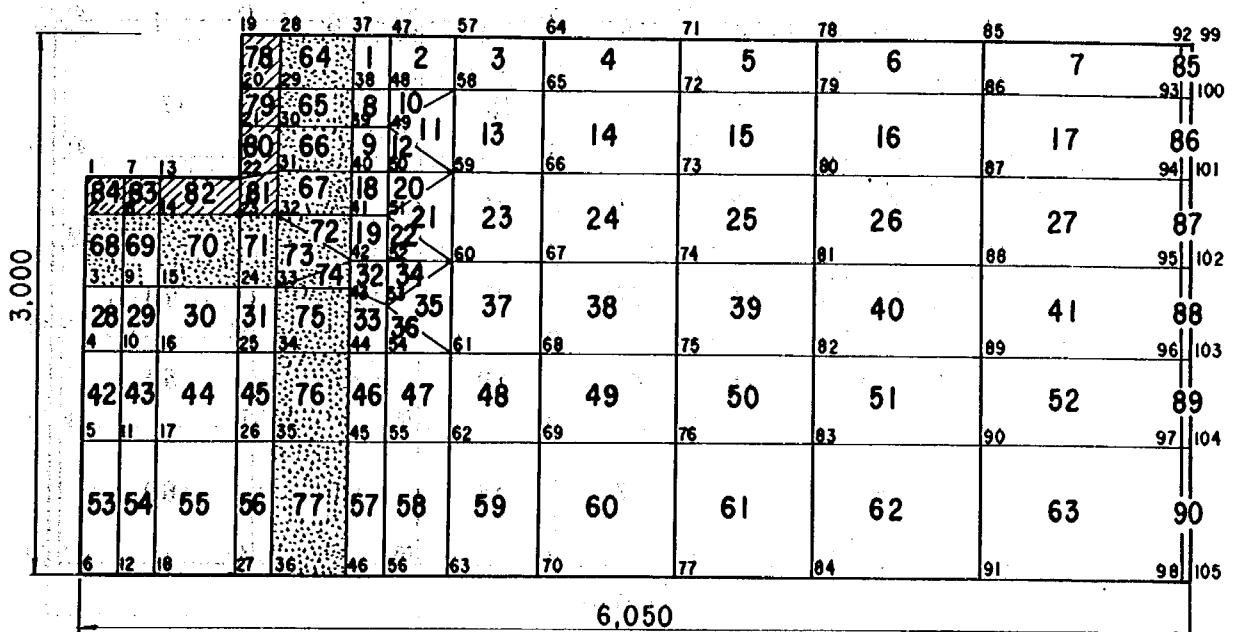


図-6.3.8 解析に用いた要素分割図(シリーズ-2, 模型-6)

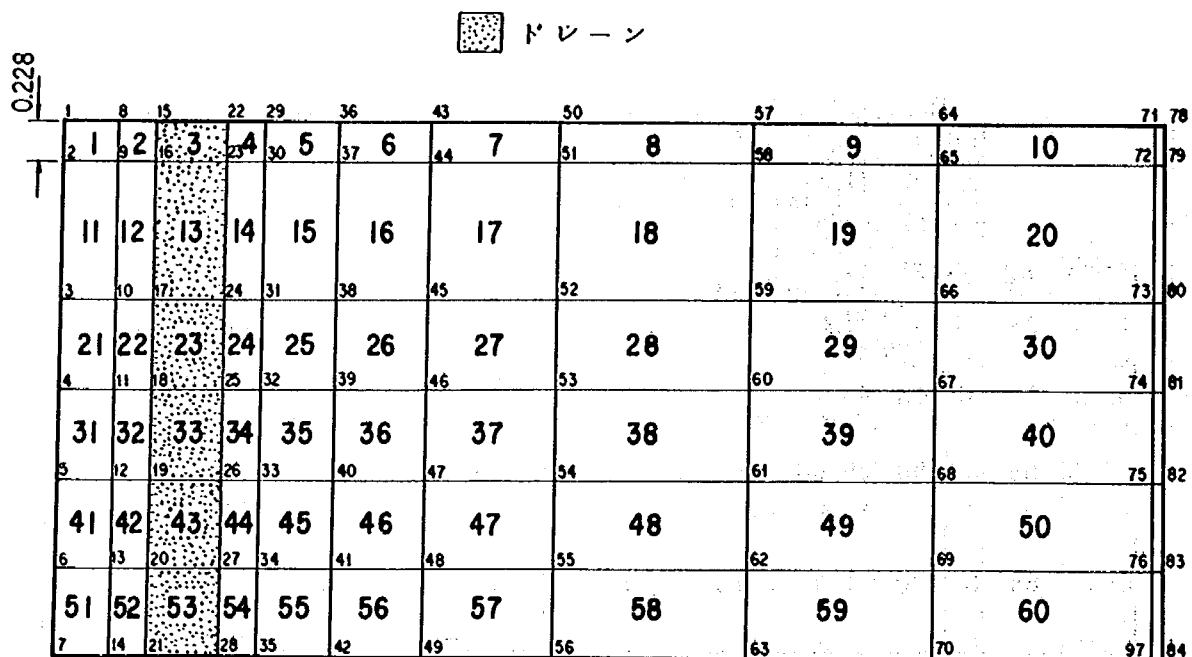


図-6・3・9 解析に用いた要素分割図(シリーズ2, 模型-7)

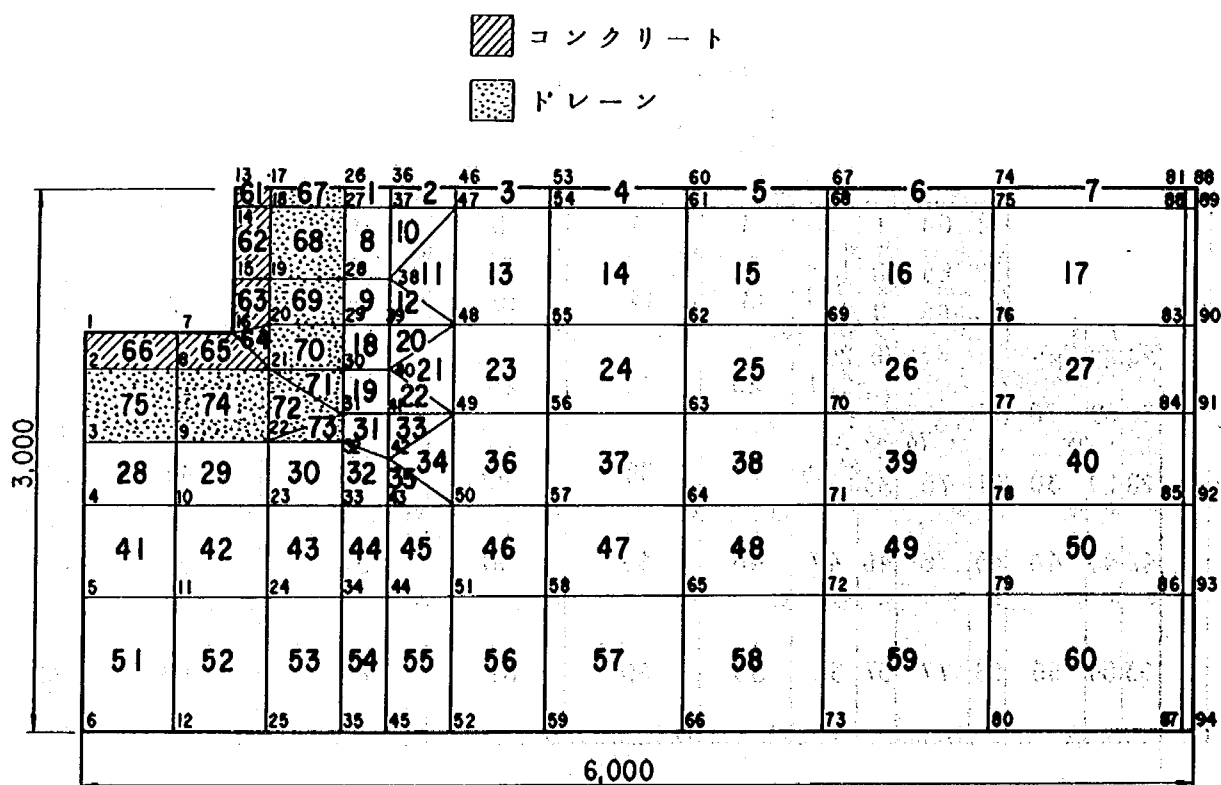


図-6・3・10 解析に用いた要素分割図(シリーズ2, 模型-8)

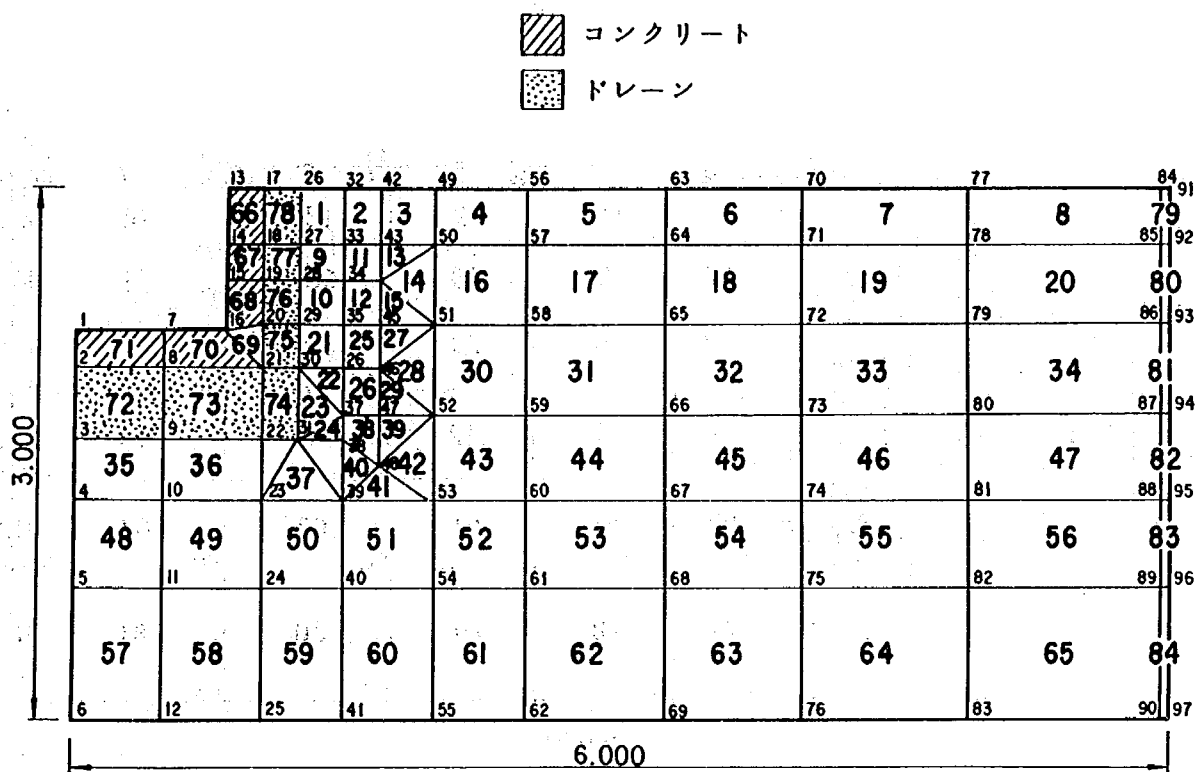


図-6・3・11 解析に用いた要素分割図(シリーズ2, 模型-9)

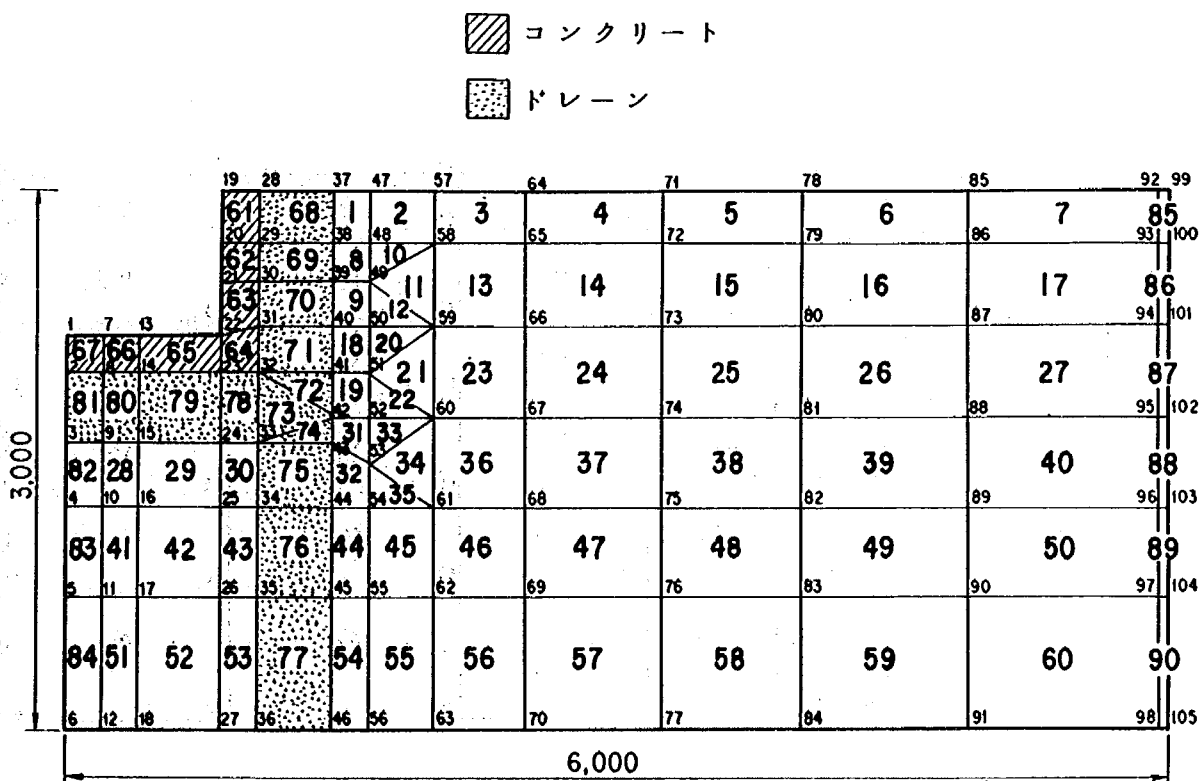


図-6・3・12 解析に用いた要素分割図(シリーズ2, 模型-10)

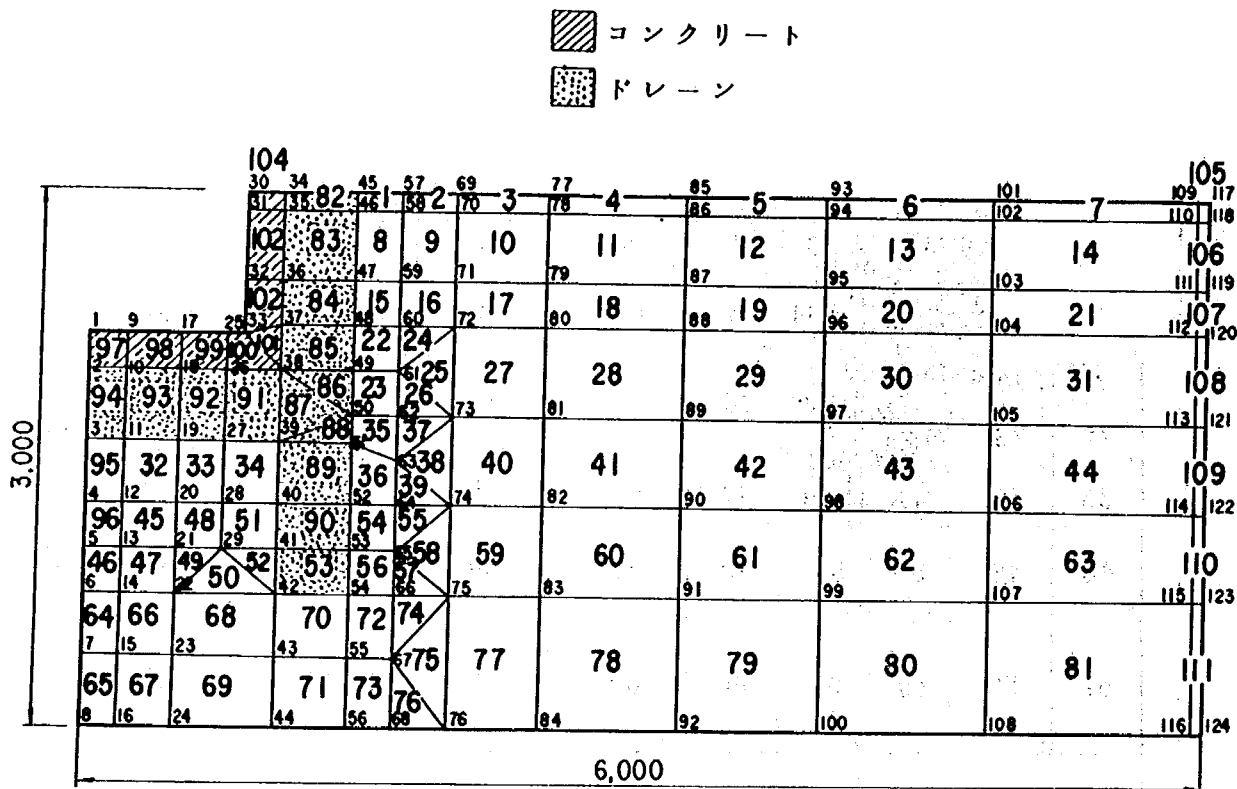


図-6・3・13 解析に用いた要素分割図(シリーズ2, 模型-11)

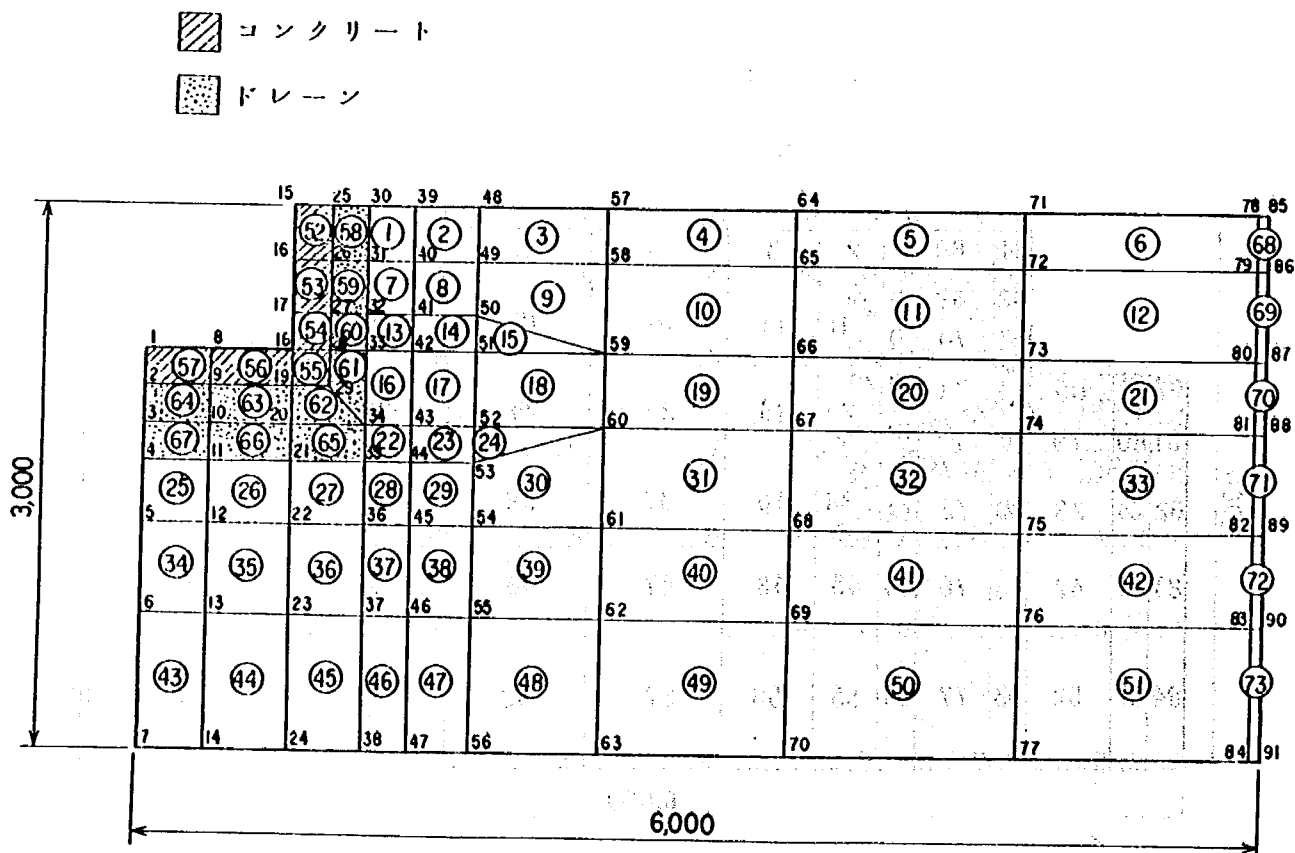


図-6・3・14 解析に用いた要素分割図(シリーズ3, 模型-9)

表-6・3・3 材 料 定 数

材料定数 材料名	初期せん断 弾性係数 G_0 (tf/m ²)	単 位 体 積 重 量 γ_t (tf/m ³)	粘 着 力 C (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	静 止 土 圧 係 数 K_0	ポアソン比		$G_0 = K\sigma'_m{}^n$	
						静 的 ν_s	動 的 ν_d	K	n
砂	2400.0	1.93	0.0	36.6	0.5	0.3	0.49	2400.0	0.5
コンクリート	2400.0	2.66	450.0	0.0	0.5	0.167	0.167	1.157, 1.430	0.0
砕 石	2400.0	1.90	0.0	45.0	0.5	0.3	0.49	4670.0	0.5
ウレタン	2400.0	1.10	0.0	36.6	0.5	0.3	0.49	50.0	0.0

材料定数 材料名	H - D 係 数 α	透 水 係 数 (cm/s)		体積圧縮係数 mv (m ² /tf)	計算の線形性	石原モデル係数		
		鉛 直 k_v	水 平 k_H			B'_p	B'_u	θ'_s
砂	1.0	1.05×10^{-2}	1.05×10^{-2}	1.5×10^{-2}	非線形	0.0058	0.2233	33.0
コンクリート	0.0	1.0×10^{-10}	1.0×10^{-10}	1.0×10^{-10}	線 形			
砕 石	1.0	1.1×10	1.1×10	7.5×10^{-3}	非線形	0.0058	0.2233	33.0
ウレタン	0.0	1.05×10^{-1}	1.05×10^{-1}	1.5×10^{-2}	線 形			

表-6・3・4 入力振動の特性

ケース	第一波 (gal)	第二波 (gal)	第三波以降 (gal)	周波数 (Hz)
55-1~55-6	200	200	200	5
56-1	54.58	105.29	149.04 (第3波) 150.24 (第4波以降)	2
56-2	150.24	150.24	150.24	2
56-3	159.89	159.89	159.89	2
56-4	159.89	159.89	159.89	2
56-5	159.99	159.99	159.99	2

6.4 解析結果

6.4.1 シリーズ1の解析結果

図-6・4・1にシリーズ1で実施した共振実験時の実測によるモデル-1の共振曲線と計算で求めた曲線を比較して示す。

この図に示すように同一深度の2点の共振曲線は実験ではほぼ一致しているのに対し、計算結果では応答倍率の大きさに差が見られる。この原因は計算においては側方境界の変位を拘束したためと考えられる。モデル中央部での計算から求めた応答倍率と実測値とを比較すると周波数10 Hz程度までは両者がよく一致しているが、周波数が大きいときには両者の差が大きい。

応答のピークに対応する周波数は実験から得られた一次の周波数と計算から求めたものとほぼ一致している。

これらの傾向から、前節で説明した入力条件としての地盤定数はほぼ妥当なものと考えられる。

図-6・4・2に図-6・3・2に示す節点44、46、48の位置での間隙水圧の実測値と石原モデルを用いた場合の計算値を、また図-6・4・3にSeedモデルにくらべて実験値に近い結果を与えることがわかる。石原モデルでも深さ1.5 mの節点46での計算値は実測値よりも早く上昇しているが、Seedモデルではいずれの点でも計算値は実測値よりかなり早く上昇する傾向を示している。

全般にいずれのモデルを用いた場合でも計算値の方が実測値よりも間隙水圧の上昇が早い、その一因は実験に用いたモデル地盤が不飽和であるために間隙水圧の上昇速度が遅れており、計算にその効果がうまく取り込めていないためと考えられる。

図-6・4・4に示した加振開始後6秒時点でのモデル地盤内の間隙水圧分布の実測値と計算値を比較すると、側方の拘束境界の影響を受けている部分を除いてほぼ類似の結果を与えていることがわかり、上述の加振初期の実測値と計算値の差の大きい場合以外は地盤内間隙水圧分布をこの解析手

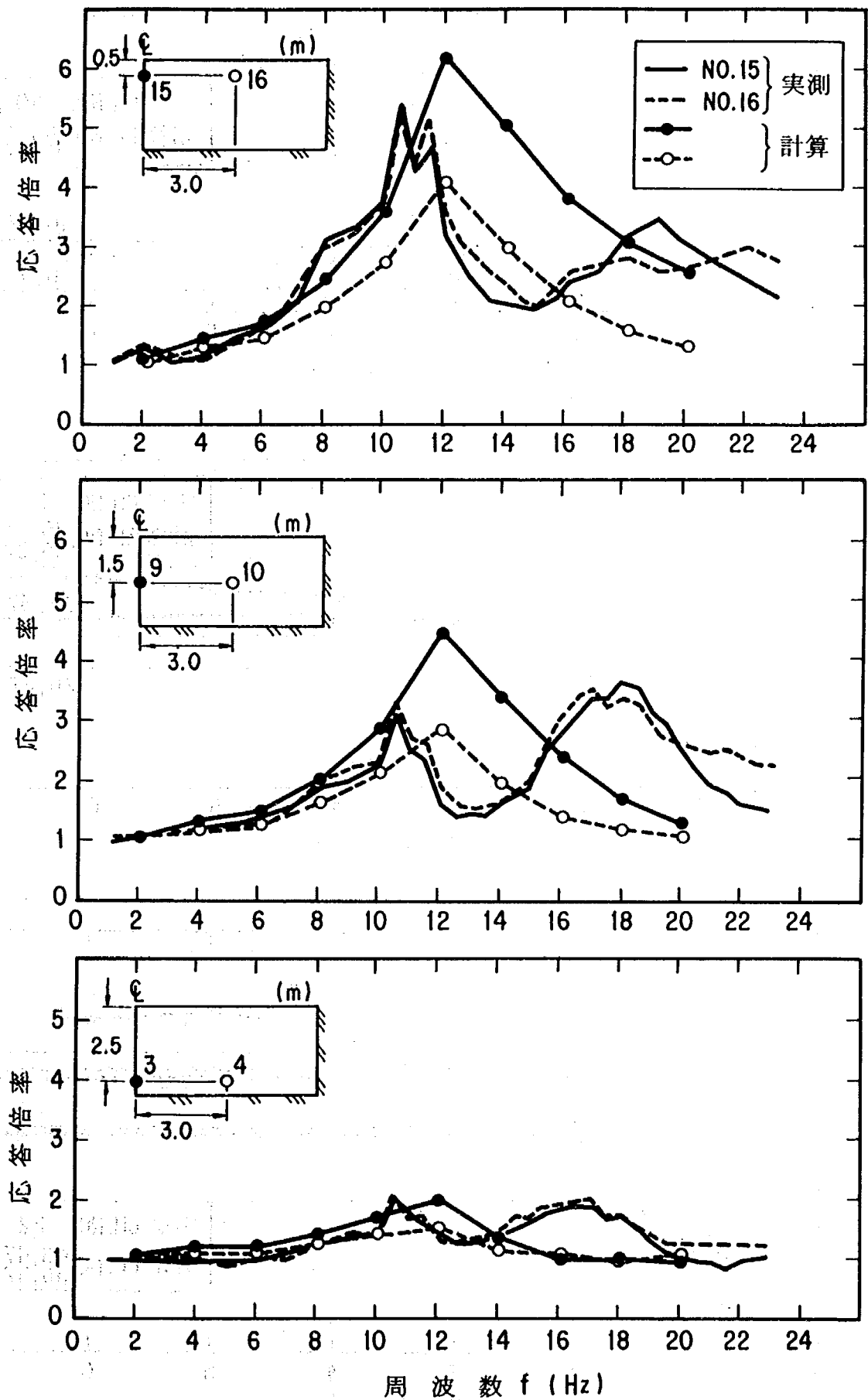


図-6.4.1 共振曲線の実測値と計算値の比較 (20 gal 加振)

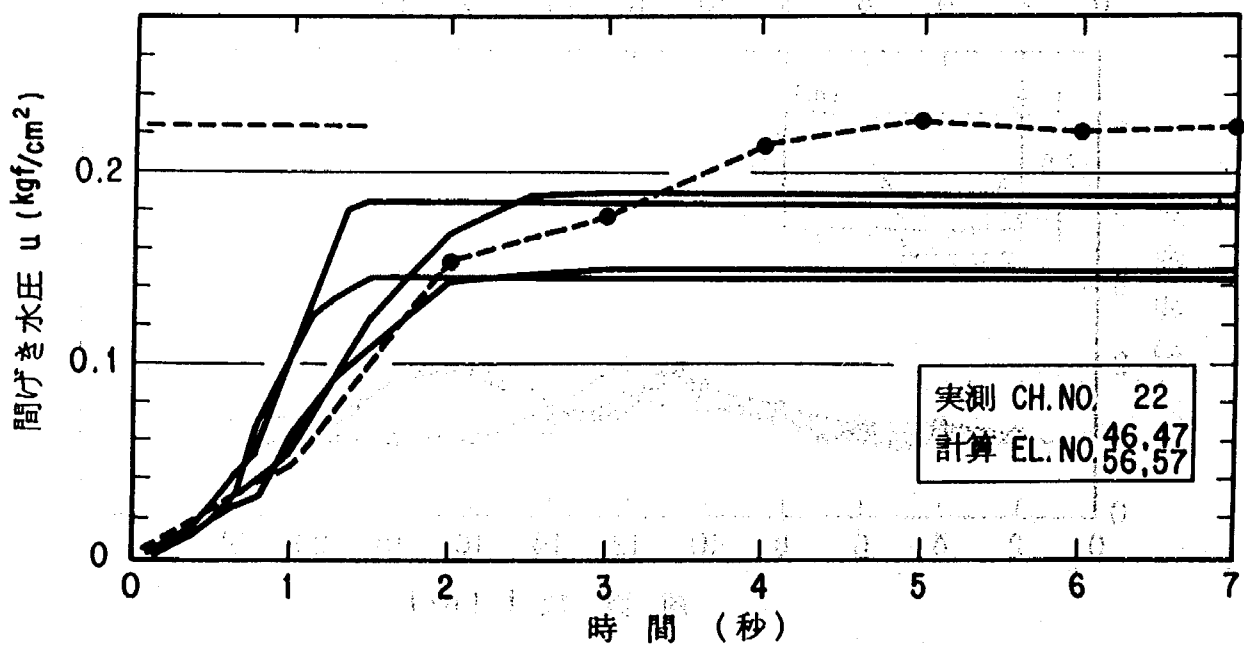
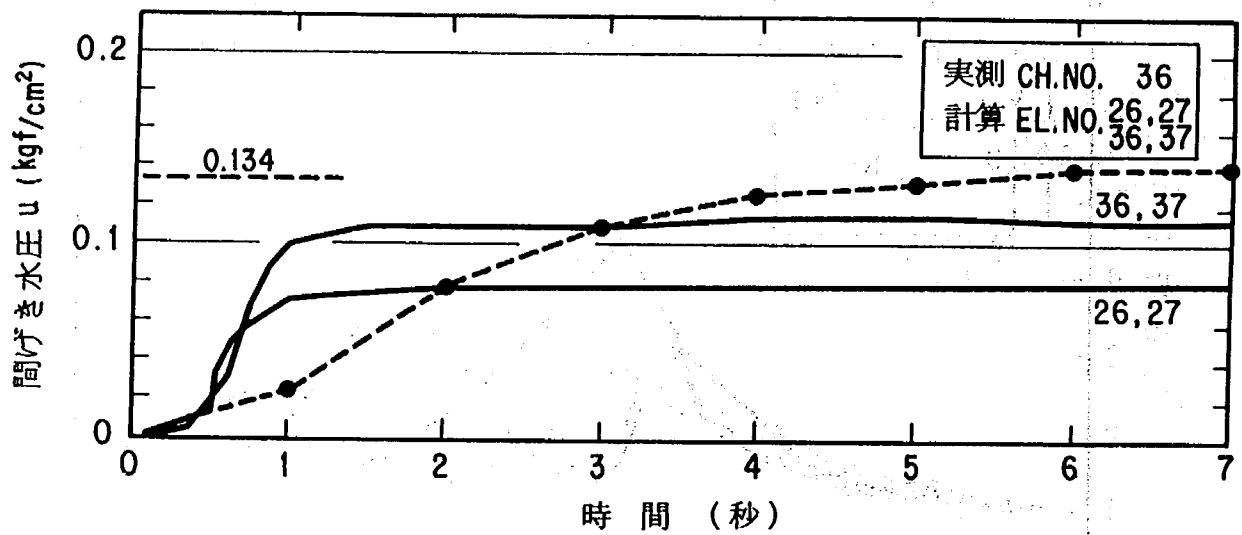
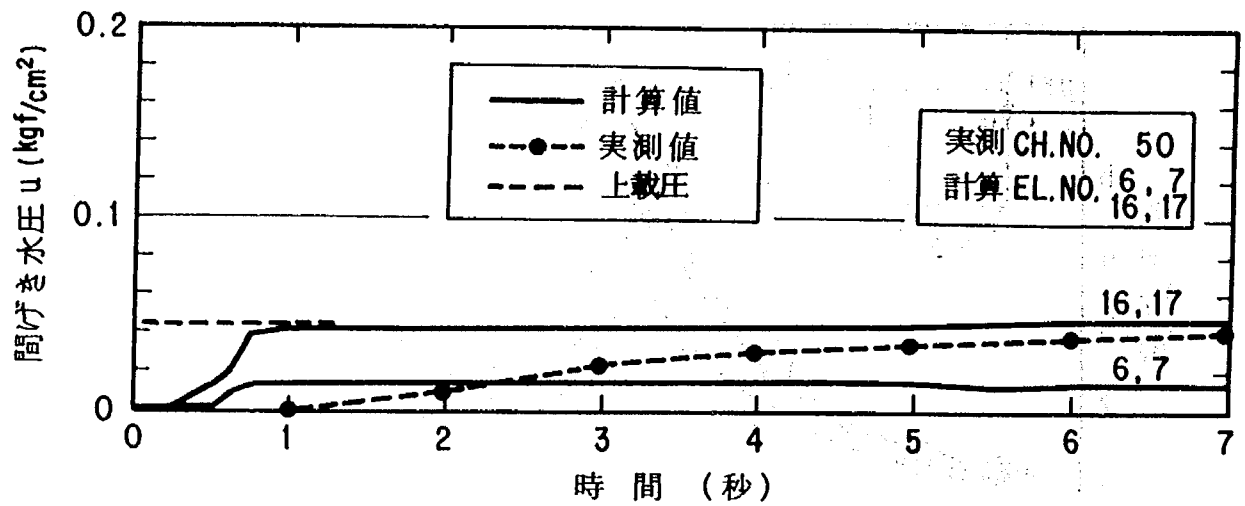


図-6・4・2 石原モデルを用いた場合の間隙水圧の計算値

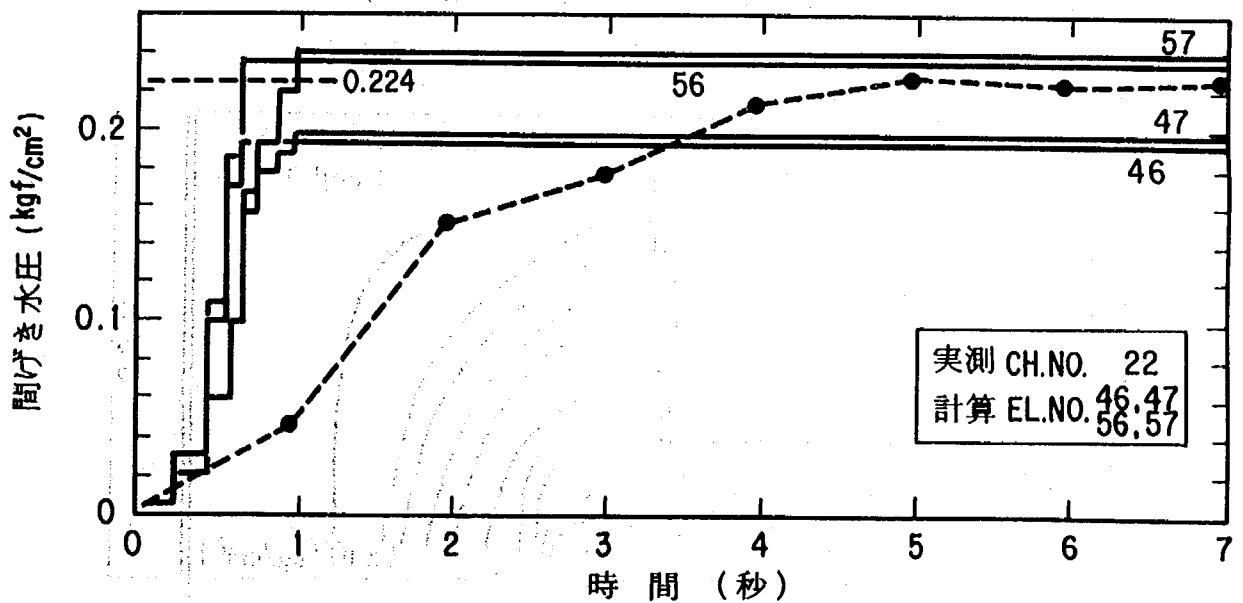
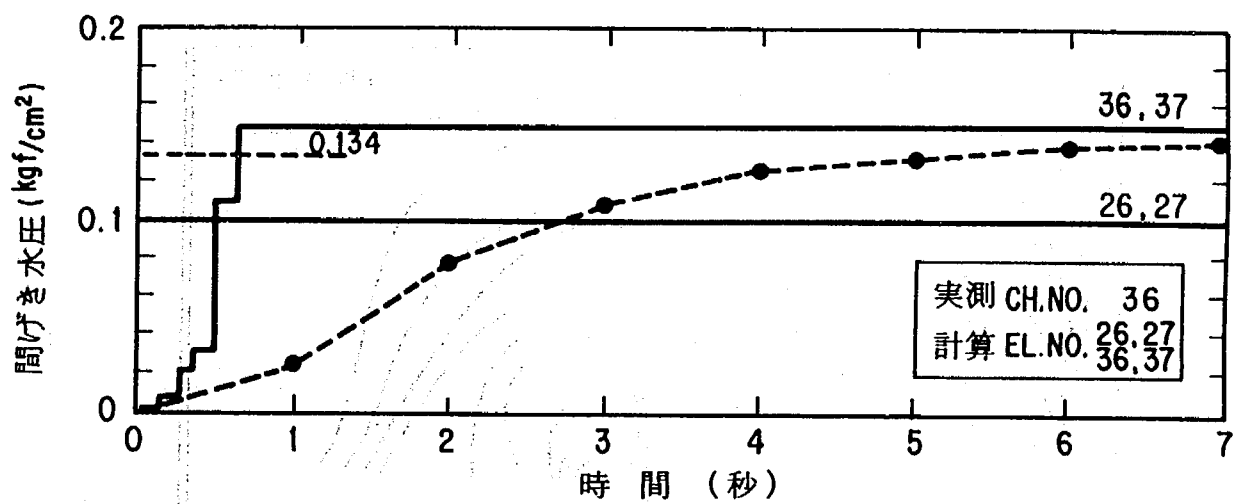
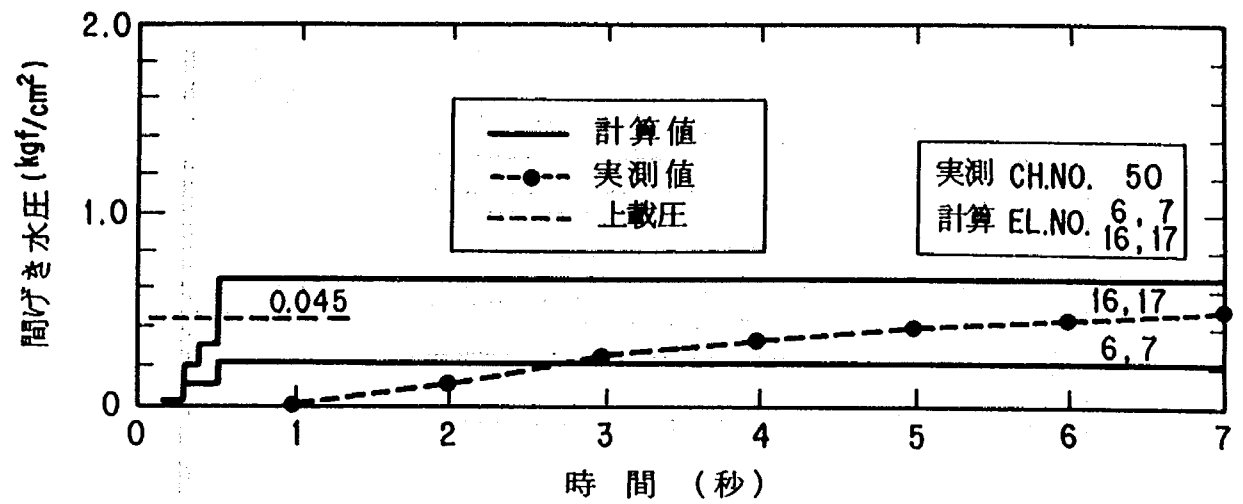


図-6・4・3 Seed モデルを用いた場合の間隙水圧の計算値

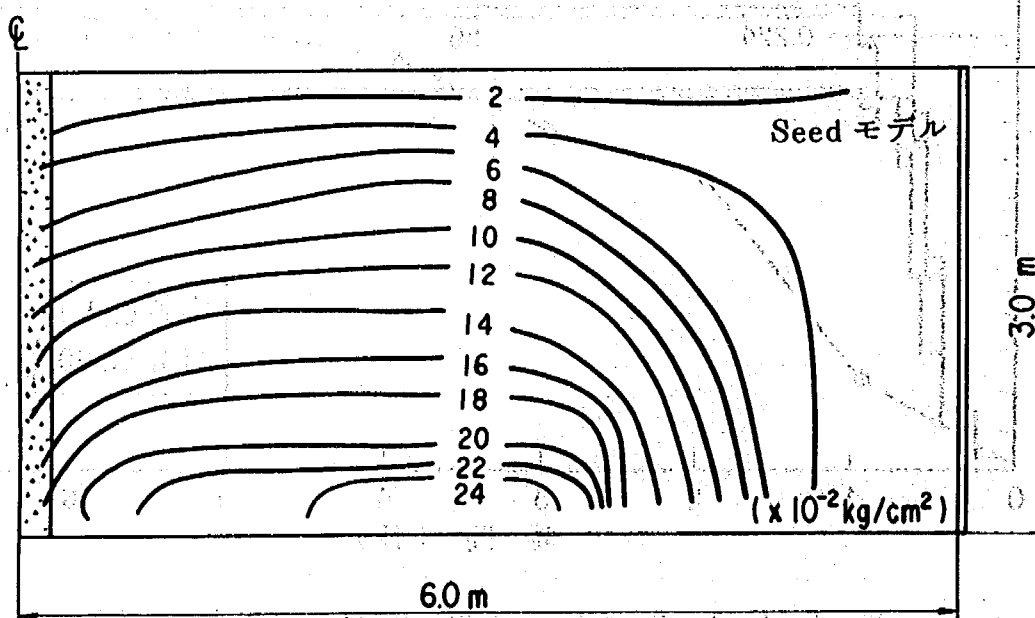
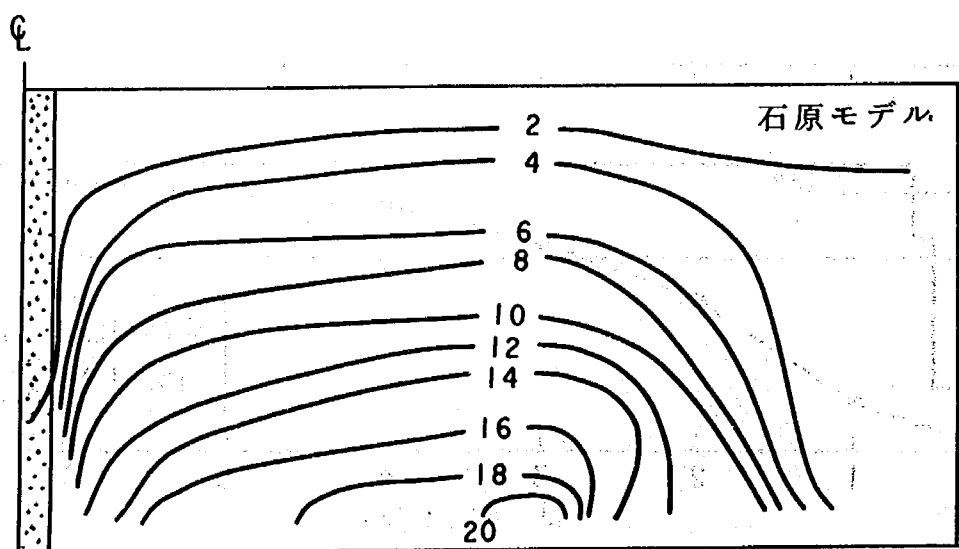
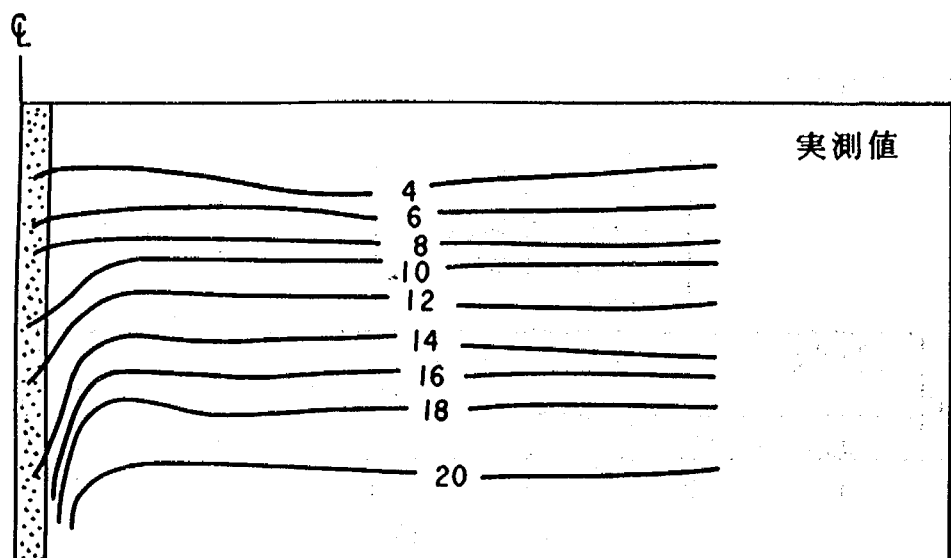


図-6・4・4 加振開始後6秒の間隙水圧の実測値と計算値の比較

法で十分再現できることを示している。

6.4.2 シリーズ2の解析結果

シリーズ1の解析結果で述べたように、昭和55年度に実施した模型-1の共振実験のシミュレーション結果は、共振周波数や応答倍率からおおむね妥当な地盤定数が設定されたと考えられるが、詳細に見ると、共振点付近での応答倍率は計算値の方がやや大きくなっている。シリーズ1の解析で用いた砂地盤のせん断弾性係数 G_0 は、共振法土質試験の結果に基づいて

$$G_0 = 2800 \sigma_0^{0.263} \quad (6.4.1)$$

としたものであるが、56年度に実施した実験では第3章で述べたように板たたき法によるせん断波速度の実測も行っている。このせん断波速度から推定した G_0 は(6.4.1)式から求まる値よりもやや小さいことから、 G_0 を種々変えて実験時に実測した共振時の応答倍率と計算値の比較を実施した。

ただし、この試算に当っては、砂のせん断弾性係数が初期有効拘束圧の $\frac{1}{2}$ 乗に比例するという一般的な傾向を考慮して¹⁰⁾

$$G_0 = A_0^{\frac{1}{2}} \quad (6.4.2)$$

において A を変えた試算を行った。

試算結果を図-6.4.5に示す。この図中には模型-7の共振実験における実測値を黒丸で示した。この比較結果から(6.4.2)式における A の値は2400と設定することとした。

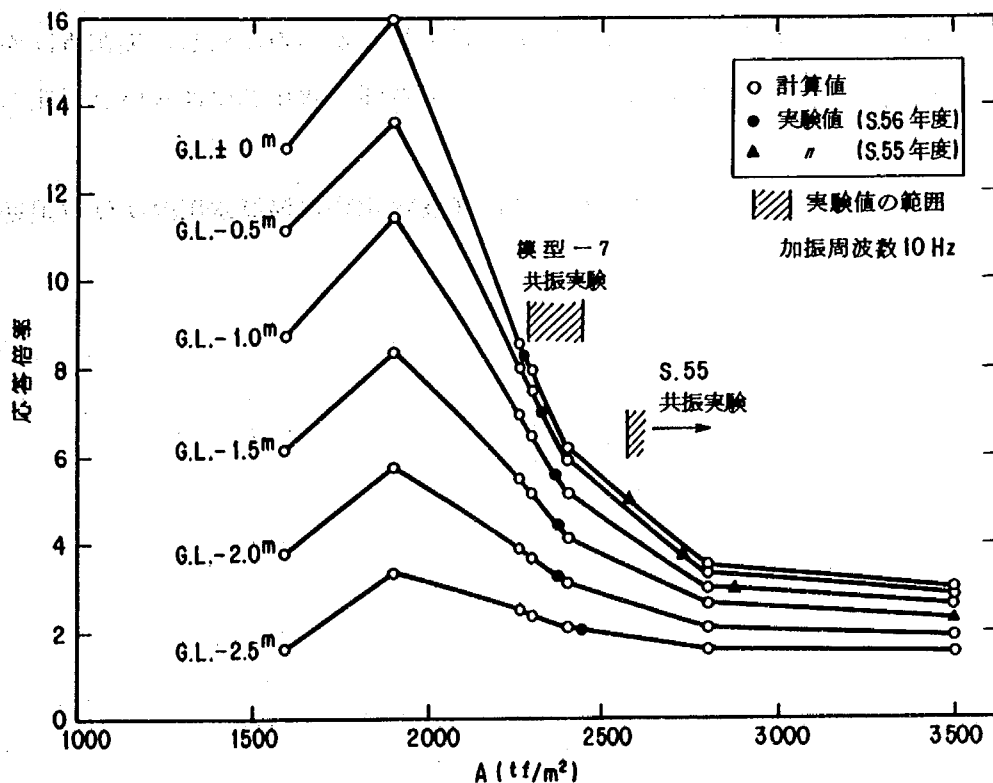


図-6.4.5 G_0 の値による応答倍率の変化

図-6・4・6に模型-7の深さ1.5 mにおける加速度の時間変化を計算した結果を実測値と比較して示す。また、図-6・4・7にはこの模型の応答加速度倍率を示す。

これらの図に示されるように応答加速度の計算値は実測値とよく合っており、この解析結果が加振時の模型地盤の挙動をよく再現していることが判る。

図-6・4・8には模型-7の深さ1.5 mにおける間隙水圧の挙動についての計算値と実測値を比較して示す。

この例では計算値は加振直後から上昇し始めているのに対して、実測の間隙水圧は5秒程度まで上昇が遅れ、5～6秒程度の所で急激な上昇を示して計算値と実測値との適合性はよくない。このような現象が生じた理由として考えられるのは、模型-7の地盤ではこの図に示した加振に先立って90 gal 程度の加振を2回予備試験として実施しており、模型地盤が受けた応力履歴によって液状化抵抗が若干大きくなっていることによると考えられる。

このような応力履歴を受けていないその他の模型ではこのような現象は観察されていない。その一例として模型-10の間隙水圧の計算値と実測値の比較を図-6・4・9に示す。この図に示すように模型-10では模型-7で観察されたような実測間隙水圧の時間遅れはほとんどない。

図-6・4・10～6・4・20に深さ1.5 mの位置での間隙水圧の実測値と計算値の等時線を比較して示す。

これらの図に示すように計算により求めた間隙水圧分布は定性的には実測の分布とよく似ており、また時間の経過にともなう変動も類似の傾向を示しているが一般に計算値の方が実測値よりも小さくなっている。

特にドレーンの近傍では計算間隙水圧の値はほとんど上昇しないのに対し、実測値はかなりの程度まで上昇している。この理由の1つは碎石ドレーン部での間隙水圧発生はないと仮定したためと考えられる。

しかしながら上述の各図に示すように本解析法ではほぼ液状化時の間隙水圧の挙動が追跡できることがわかった。

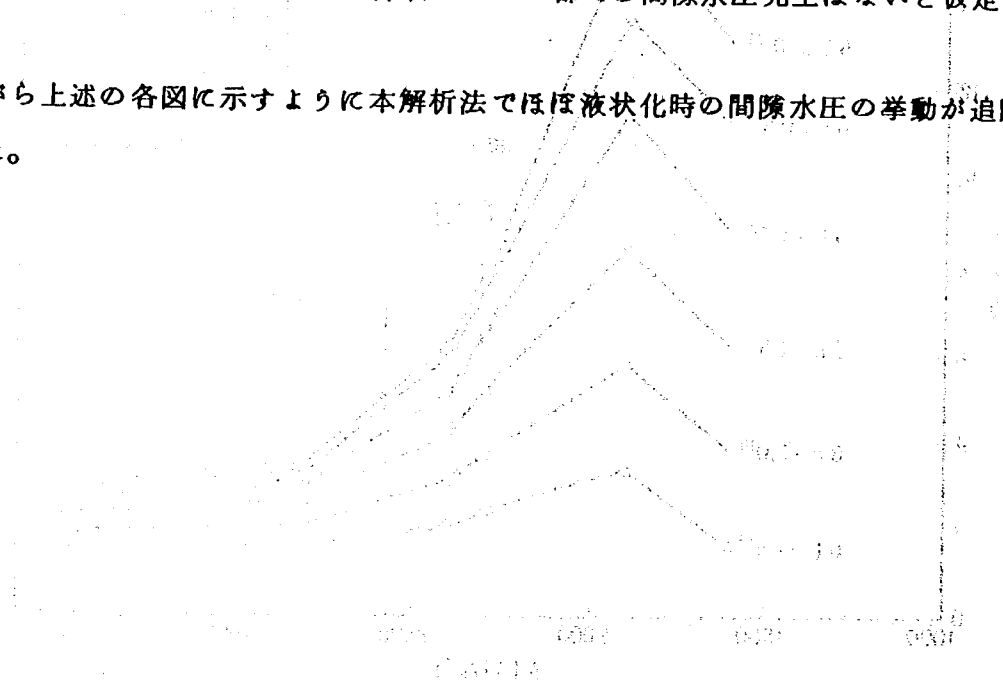


図-6・4・10 模型-7の深さ1.5 mにおける間隙水圧の時間変化 (計算値)

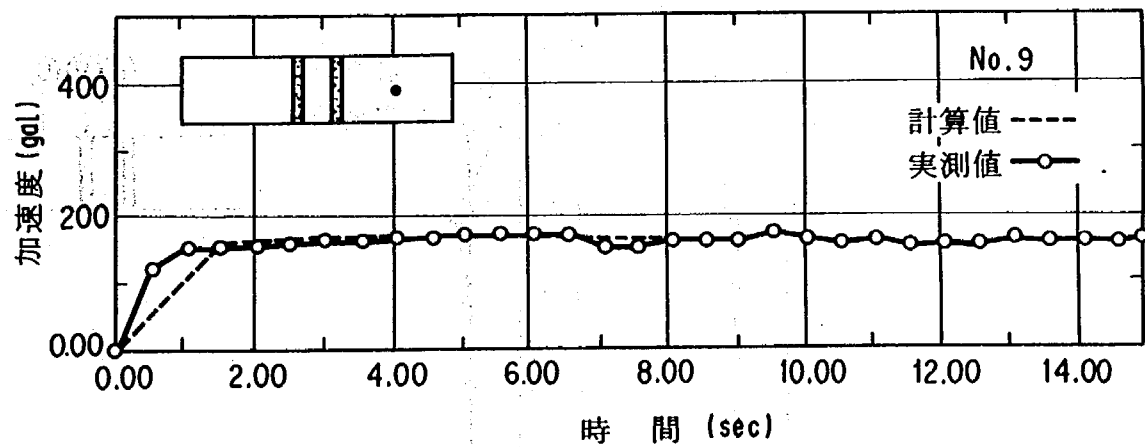
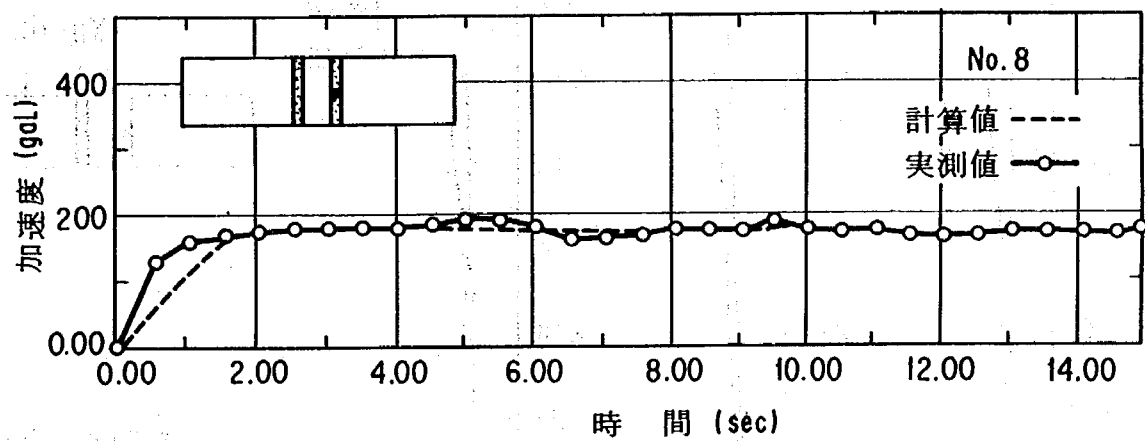
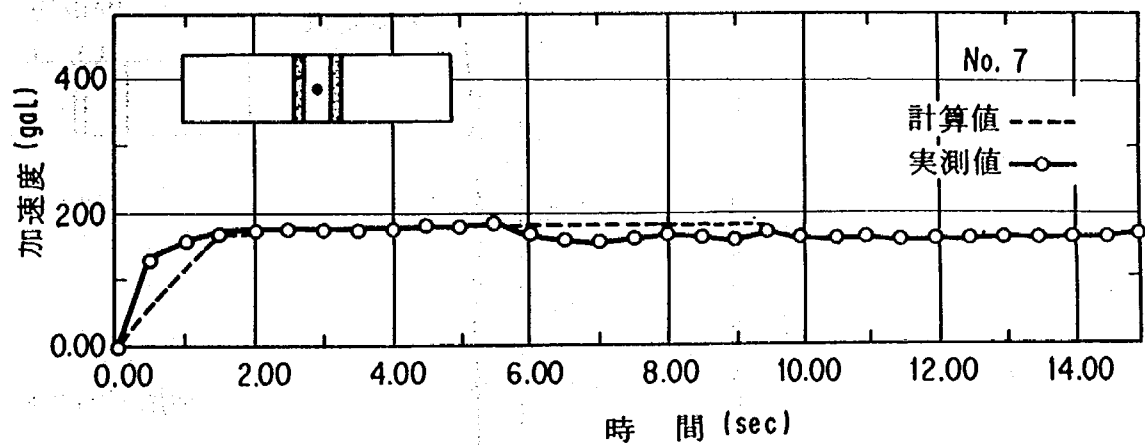


図-6・4・6 模型-7の深さ1.5 mにおける加速度の時間変化の計算値

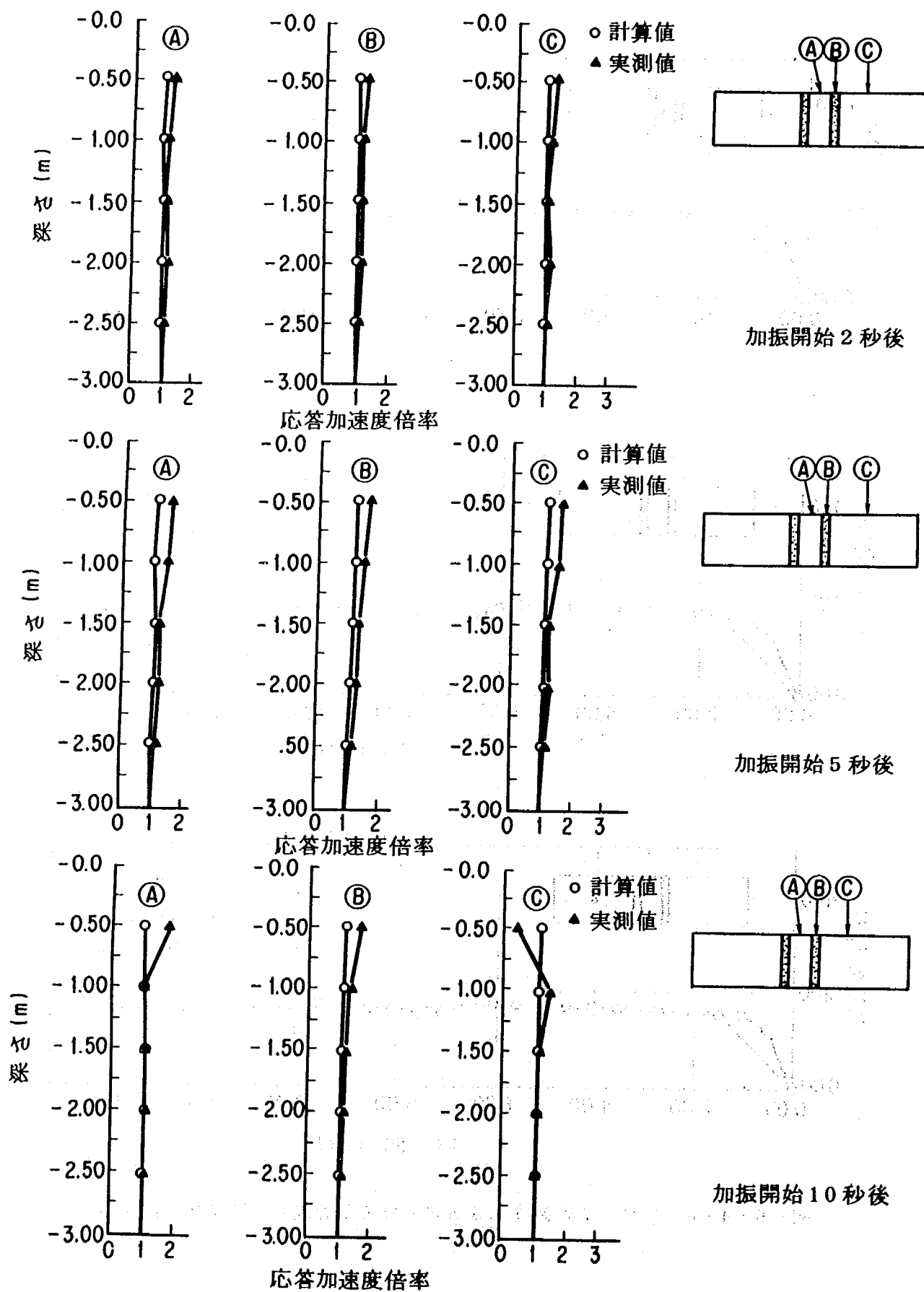


図-6・4・7 模型-7 の応答加速度倍率

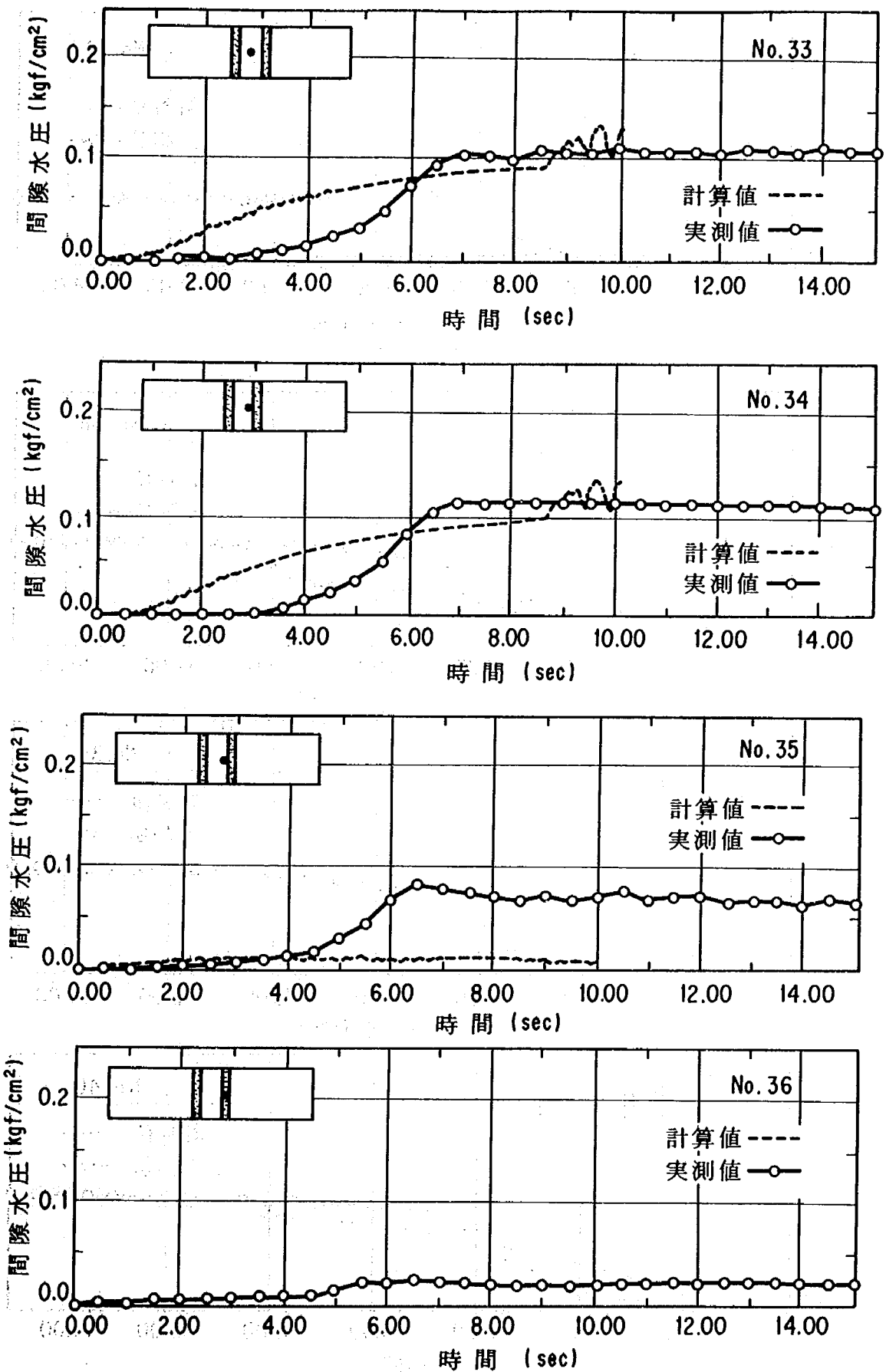


図-6・4・8 間隙水圧の比較(模型-7)

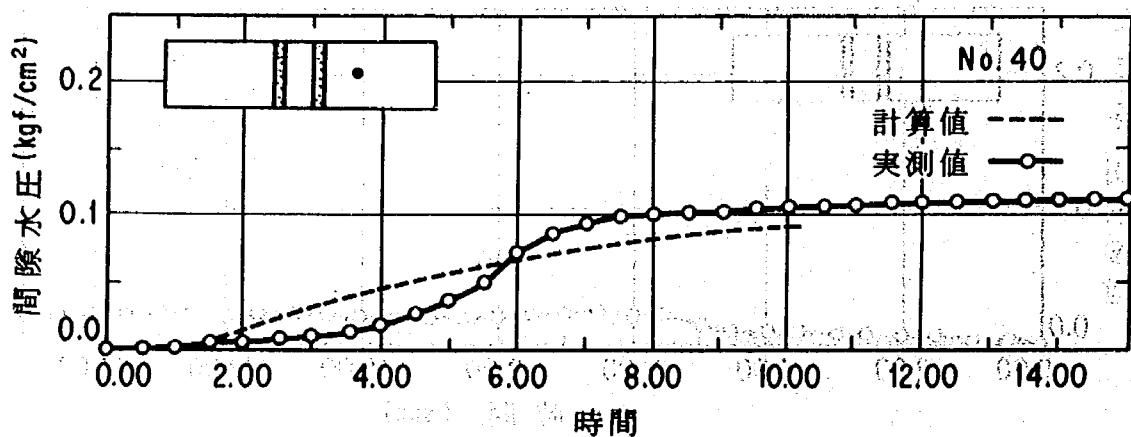
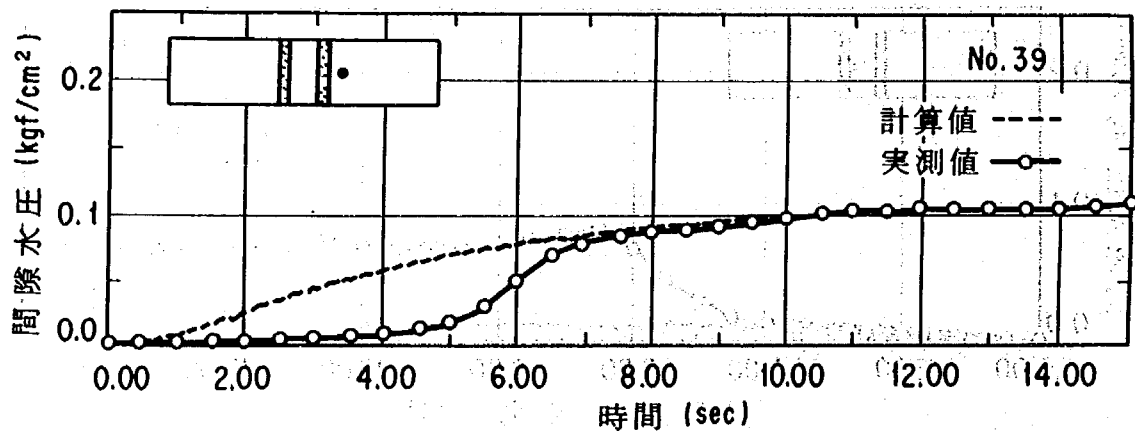
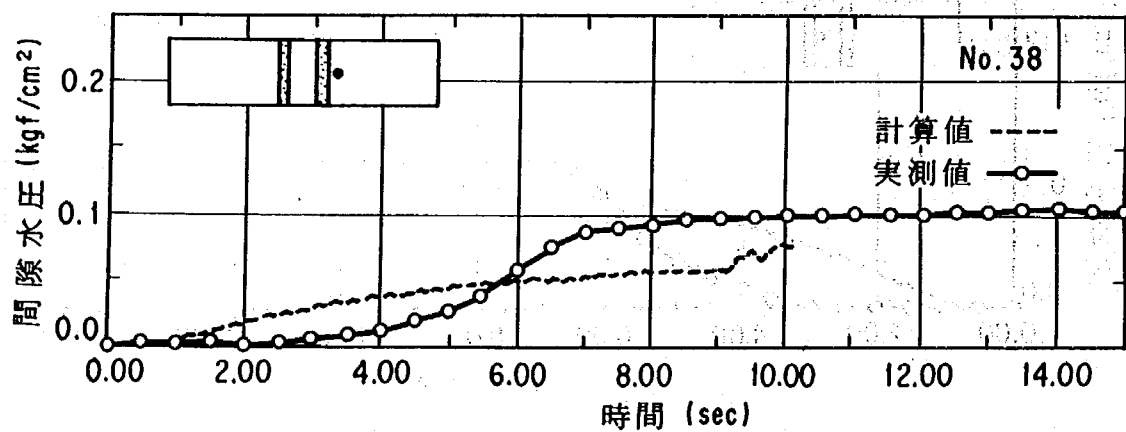
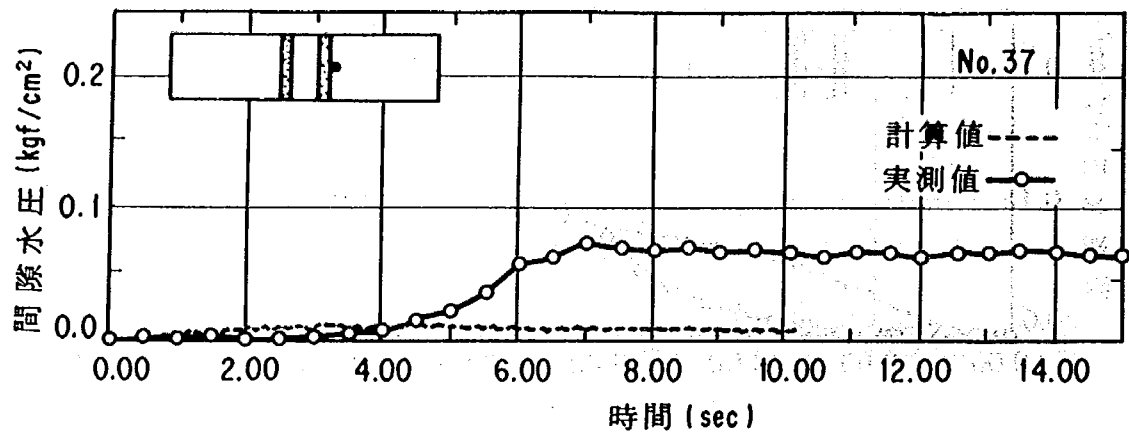


図-6・4・8 間隙水圧の比較(模型-7) (つづき)

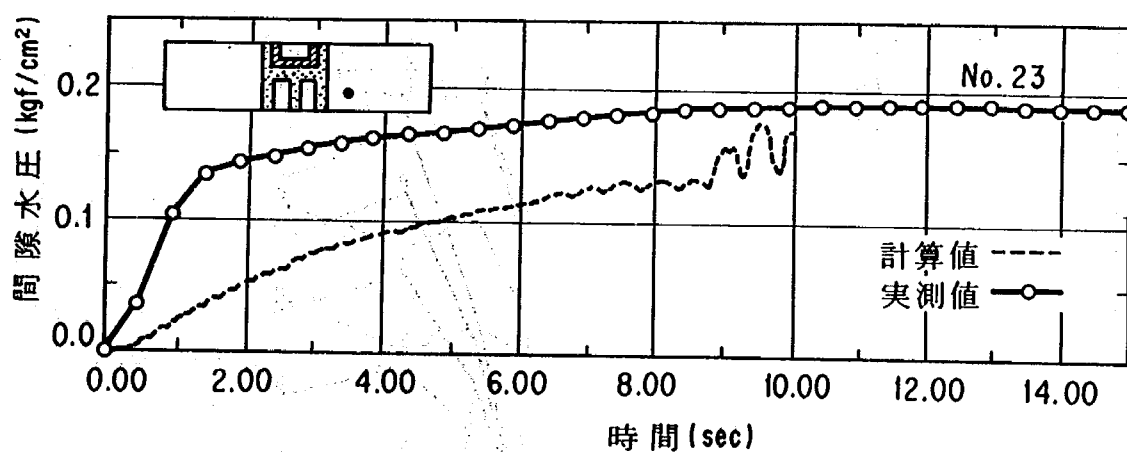
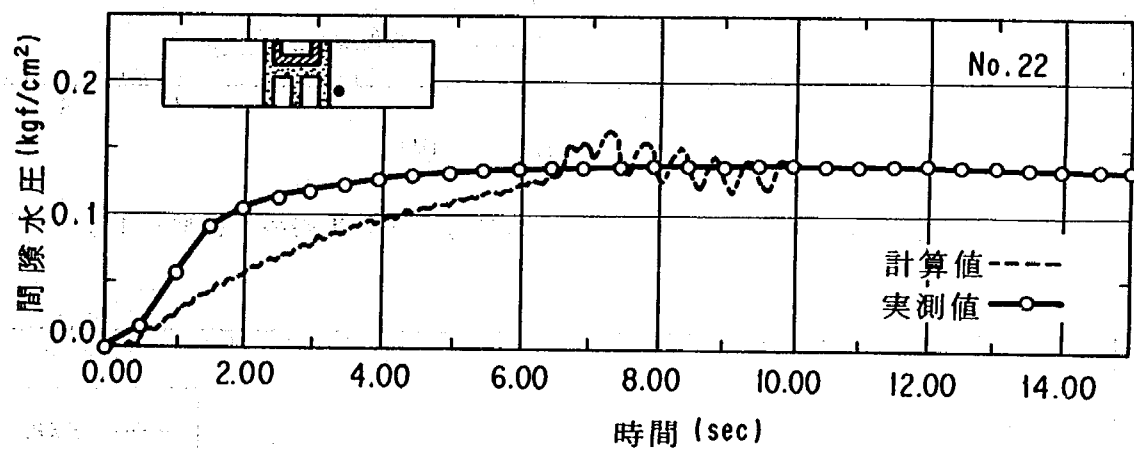
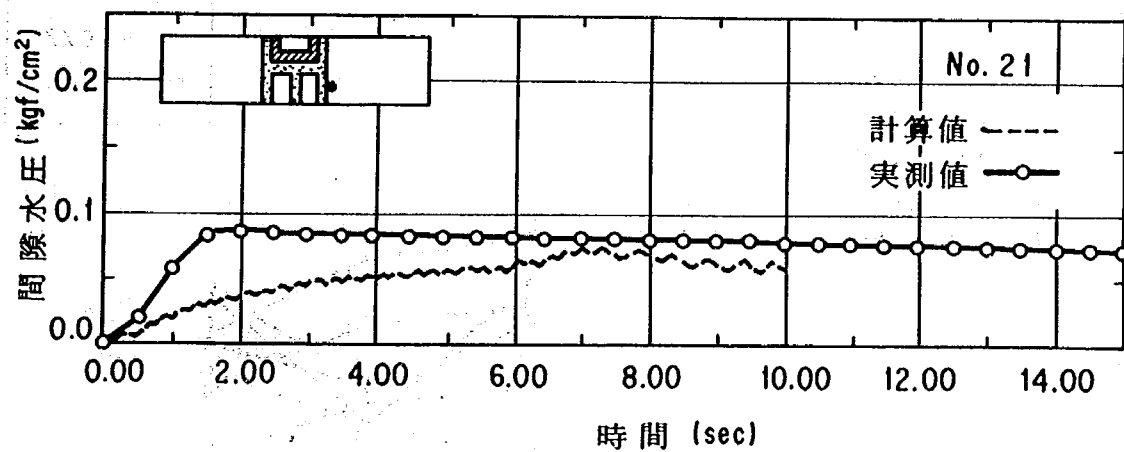


図-6・4・9 模型-10の間隙水圧の計算値

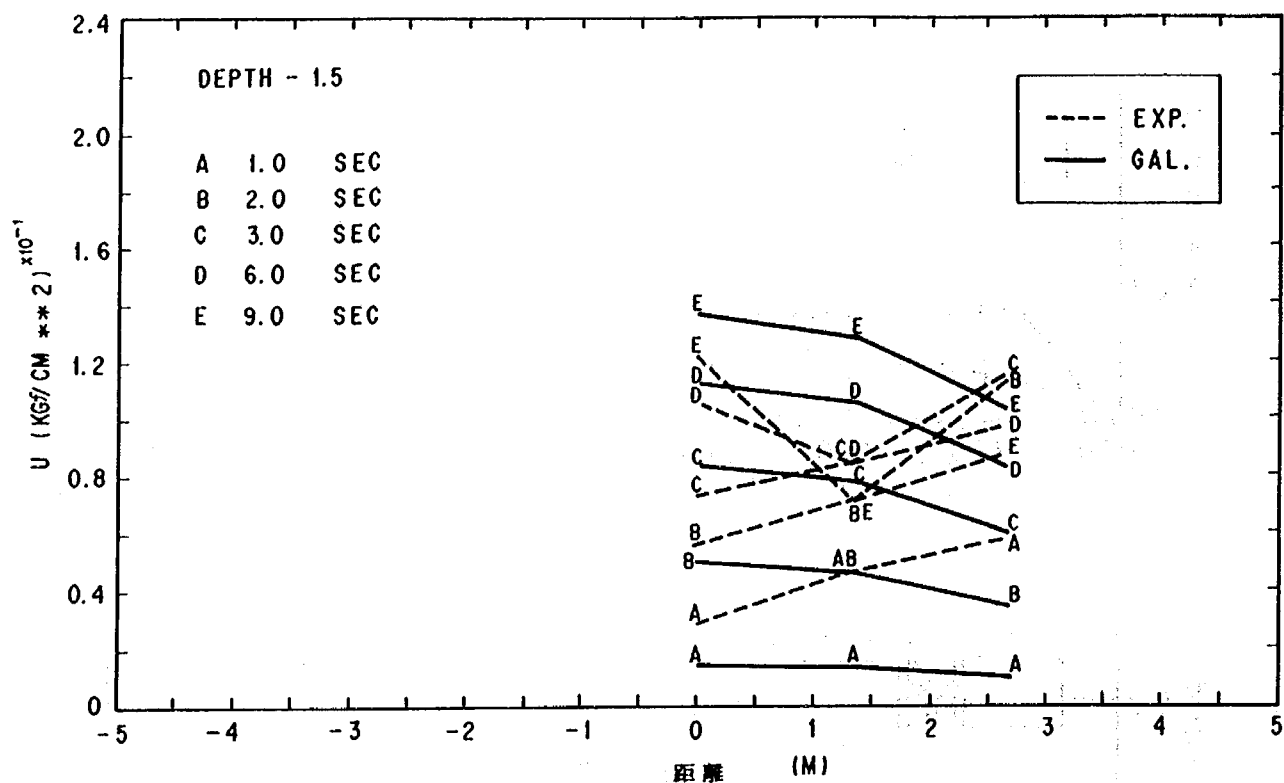


図-6・4・10 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型 - 1)

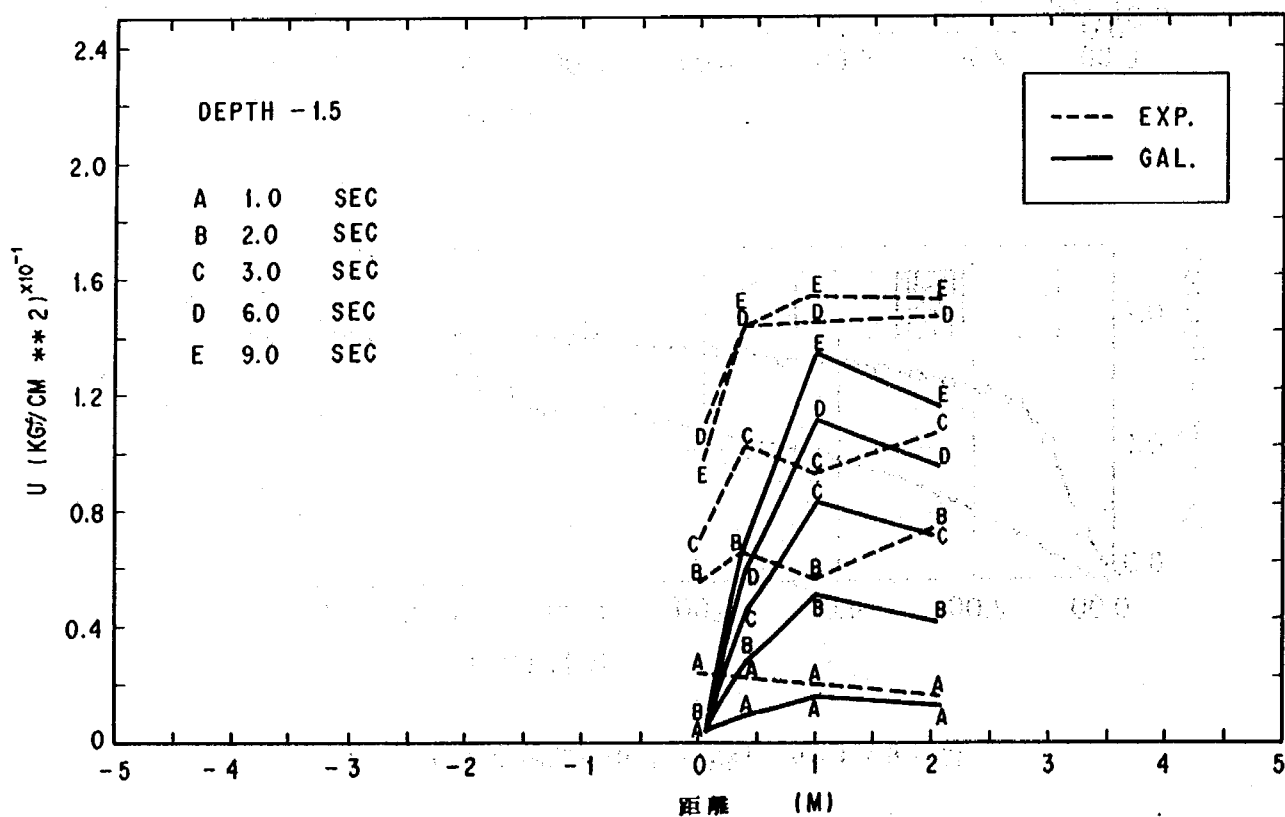


図-6・4・11 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型 - 2)

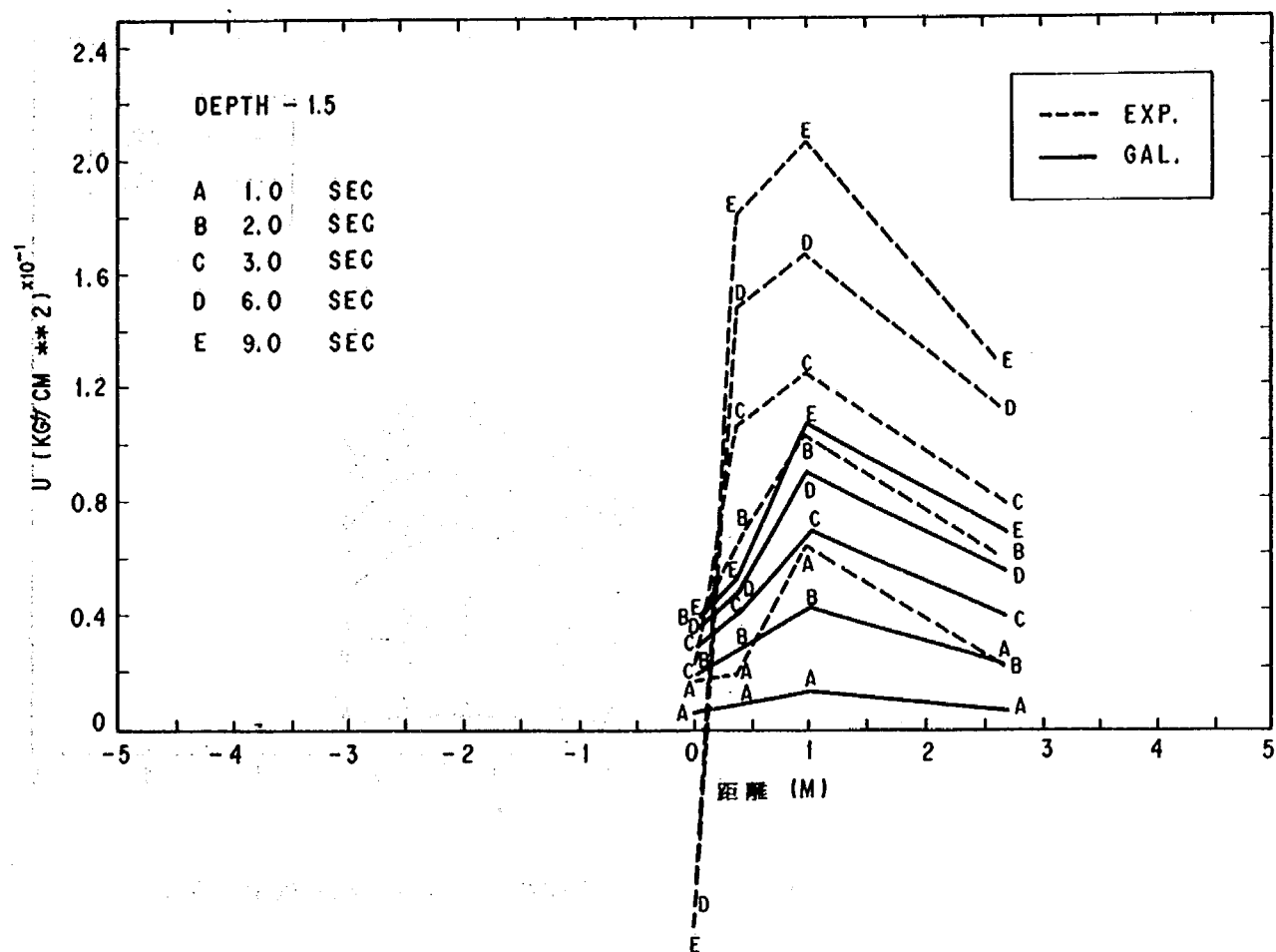


図-6・4・12 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型-3)

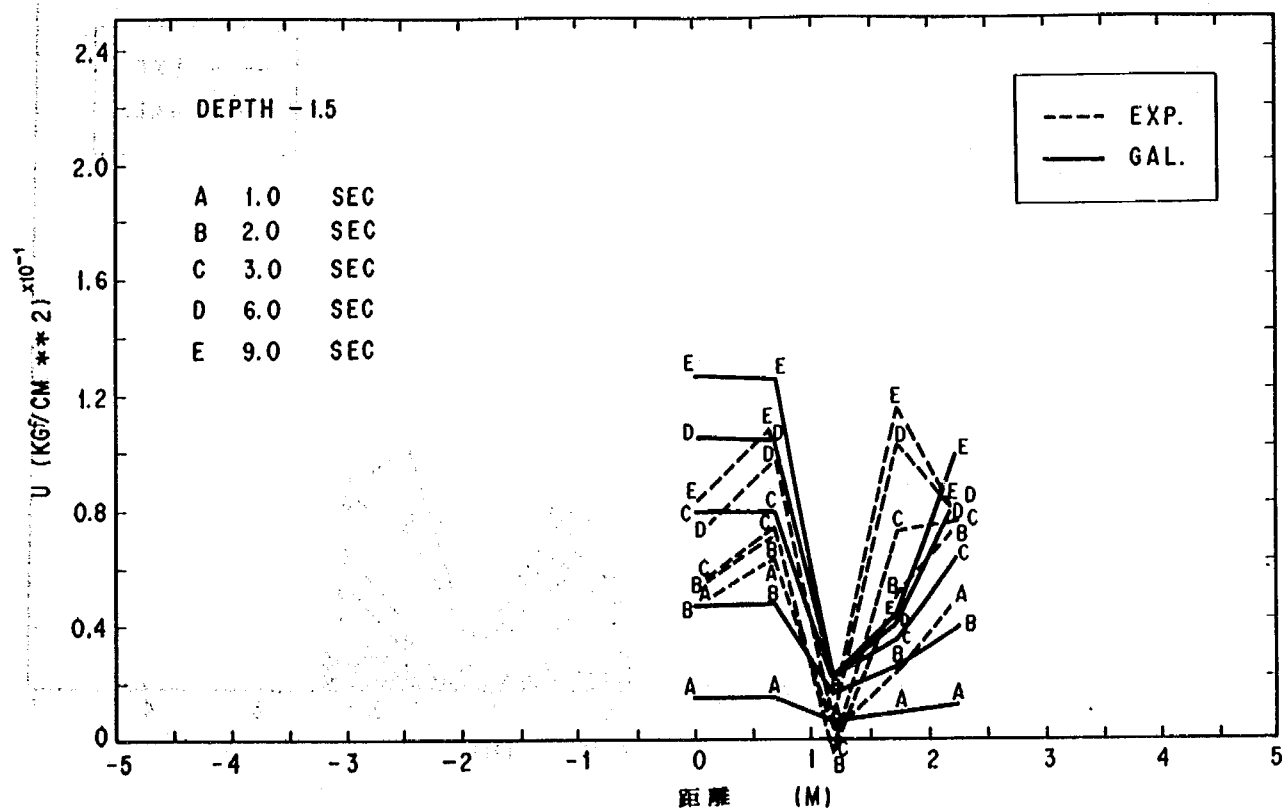


図-6・4・13 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型-4)

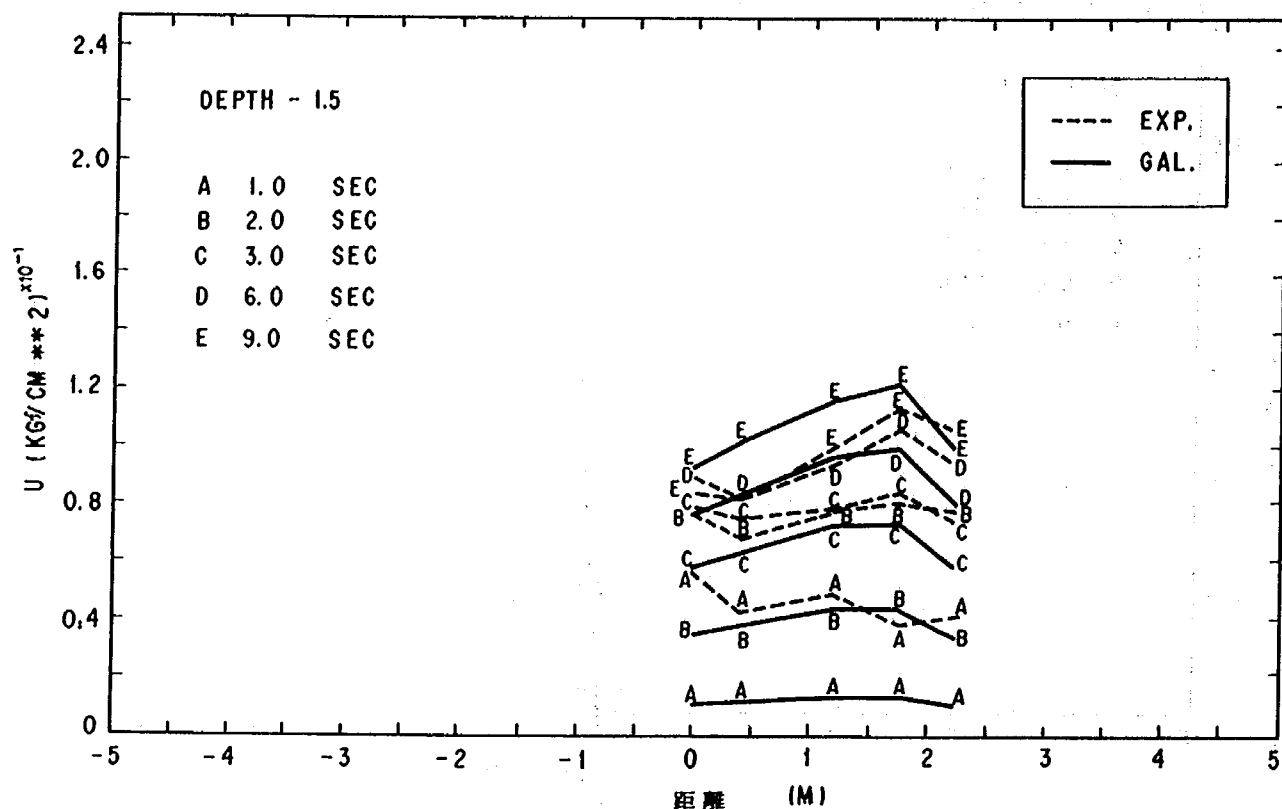


図-6・4・14 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型-5)

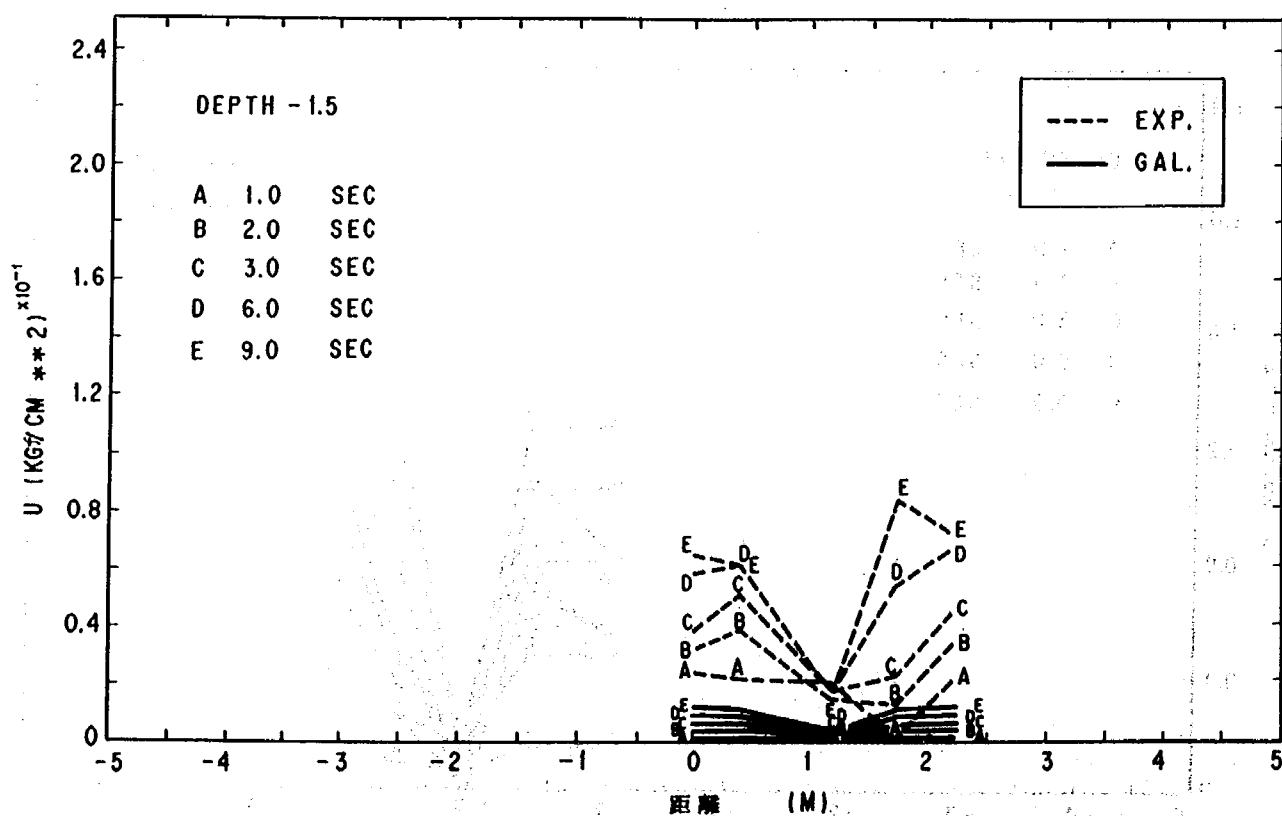


図-6・4・15 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型-6)

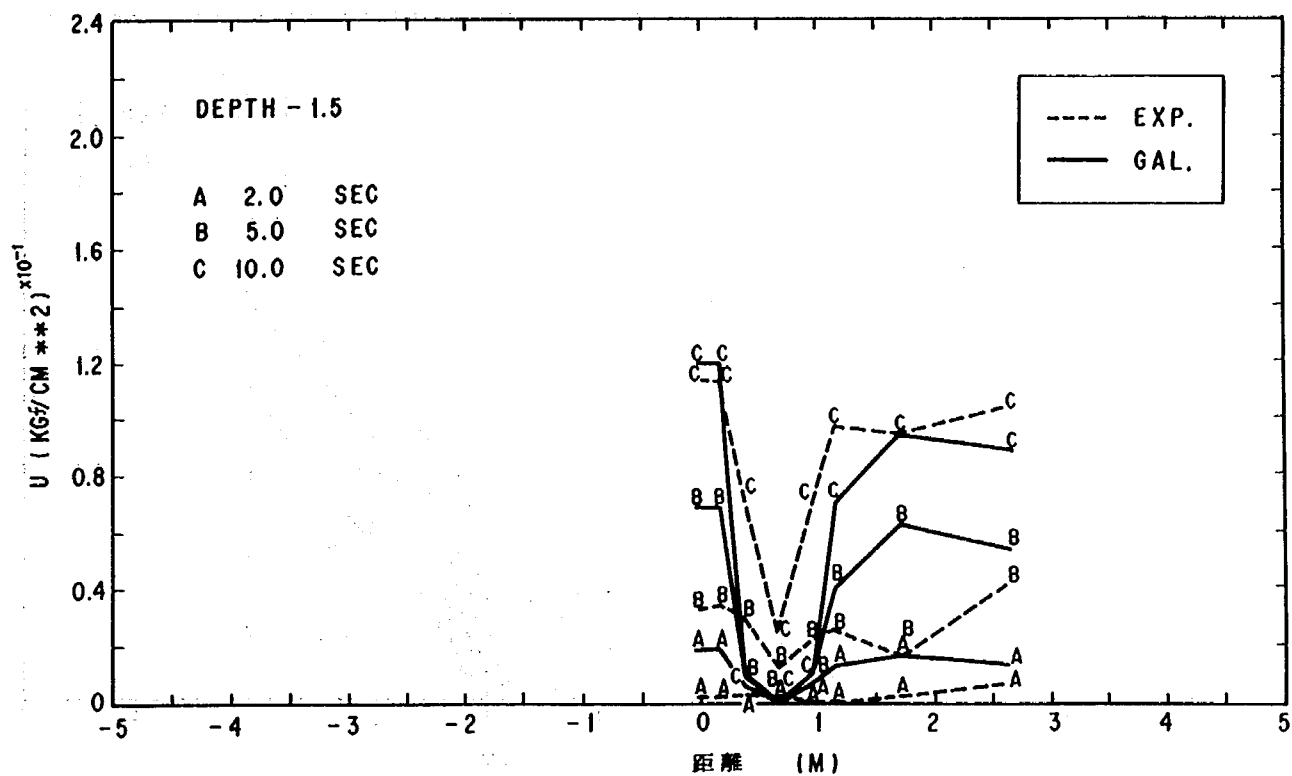


図-6・4・16 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型-7)

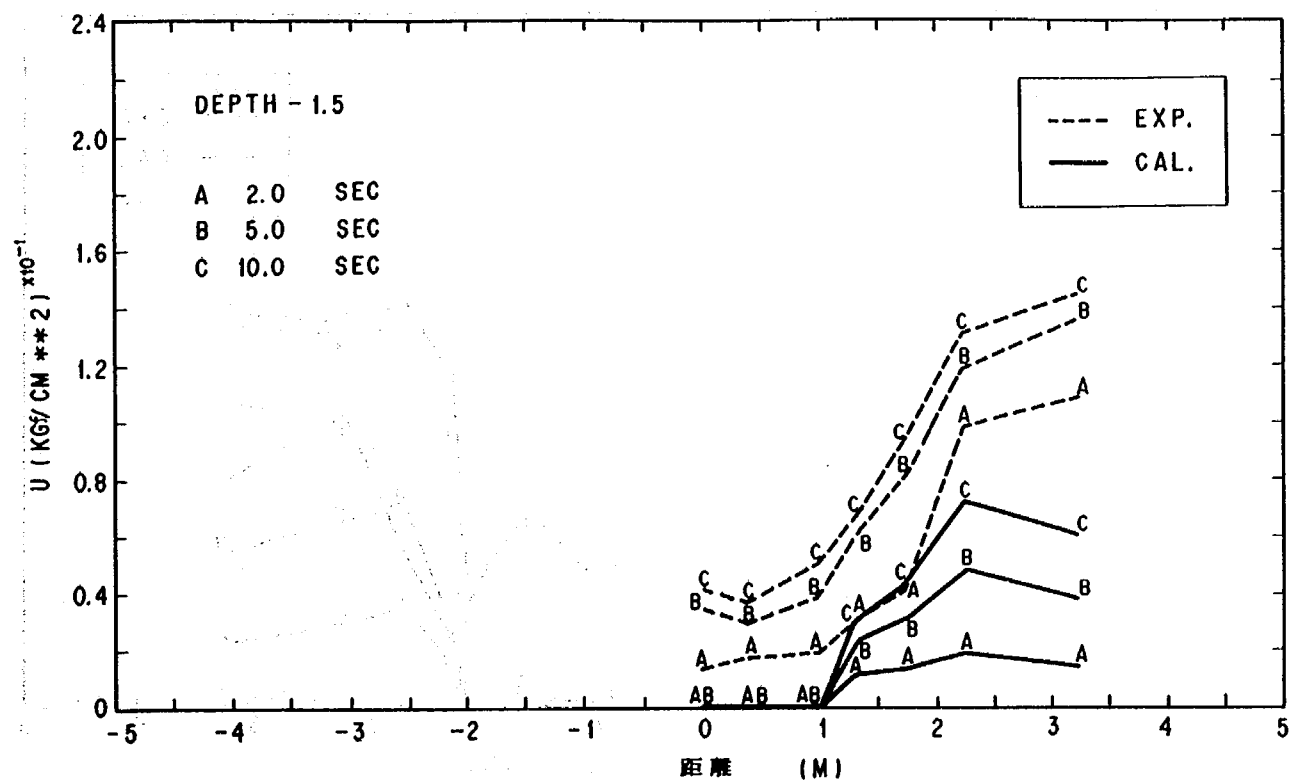


図-6・4・17 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型-8)

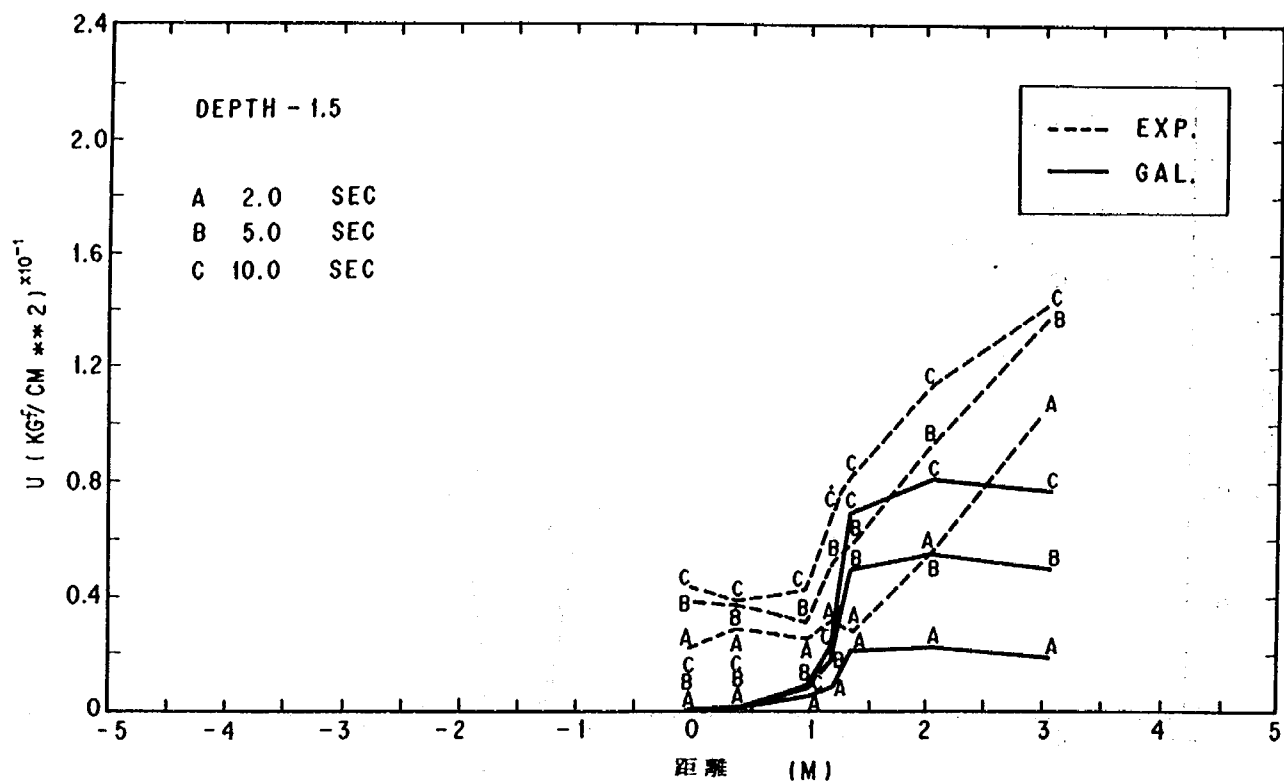


図-6・4・18 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型 - 9)

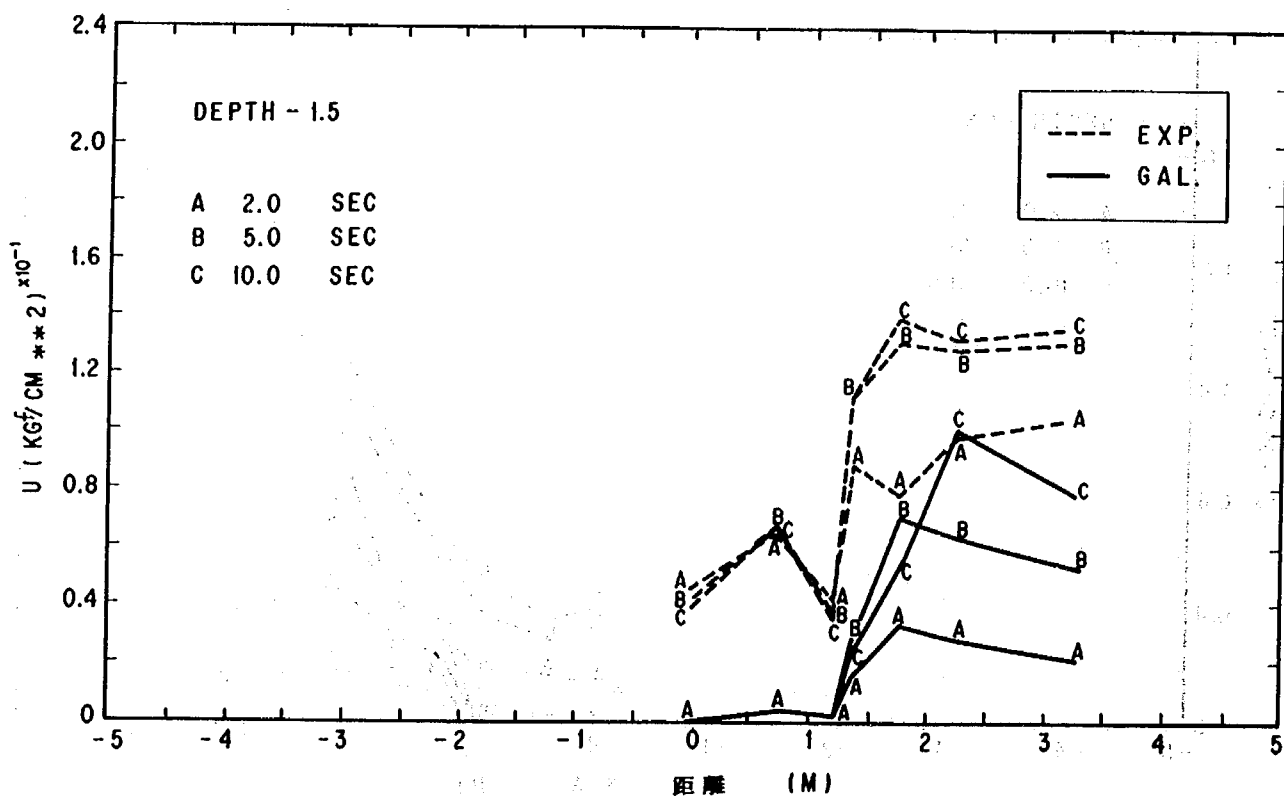


図-6・4・19 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型 - 10)

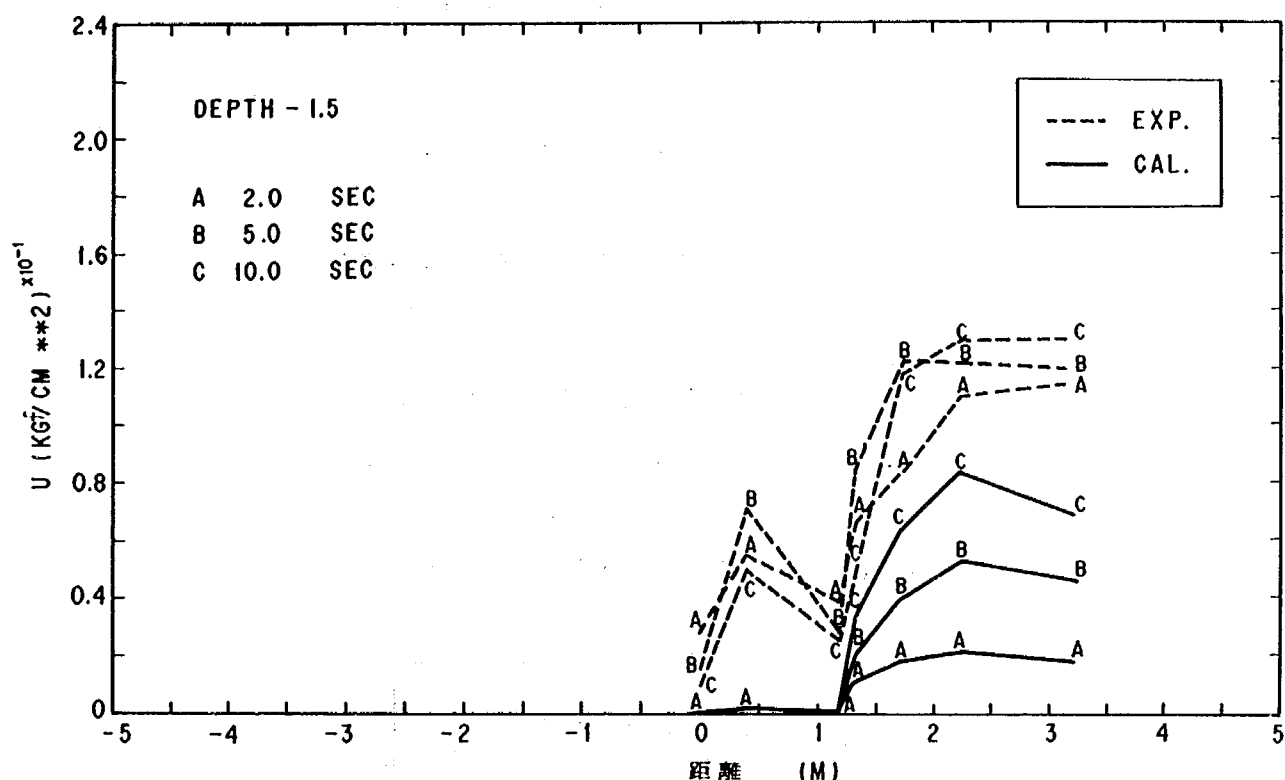


図-6・4・20 深さ 1.5 m の位置での間隙水圧の等時線 (模型-11)

6.4.3 シリーズ-3 の解析結果

6.3 で述べたようにシリーズ-3 の解析では、模型-9 を対象に砕石ドレーン部分でも間隙水圧が発生するものとした解析を実施した。ただし、ドレーンに用いた砕石の液状化特性は実測していないので、周辺地盤の砂と同じ間隙水圧発生特性を持つものとして取扱った。

図-6・4・21 に間隙水圧の時間変化を、また、図-6・4・22, 23 に深さ 1.2 m および 1.5 m の間隙水圧の水平分布をそれぞれ示す。これらの図に示されるように、砕石ドレーンでの間隙水圧の発生を考慮したシリーズ-3 の解析では実測値と計算値の適合性が極めてよい。

図-6・4・24 には、砂地盤中での間隙水圧の上昇に伴うせん断応力とせん断ひずみの時間変化の計算結果を示す。この図に示すように間隙水圧の上昇に伴ってせん断ひずみが増大しており、土の応力-ひずみ関係の非線形性がよく再現されていることがわかる。

しかしながら、図-6・4・25 に示すように加速度の計算値は、地盤中での間隙水圧が上昇した後の低下の程度が実測値にくらべて小さく、そのため計算加速度の方が実測加速度より大きくなる傾向を示している。

この原因は、図-6・4・24 に示したような液状化に伴う剛性の低下が十分評価されていないこと、地盤がほぼ液体に近い挙動を示していることからプログラムの通用限界を越えていることなどが挙げられるが将来の検討事項と考えている。

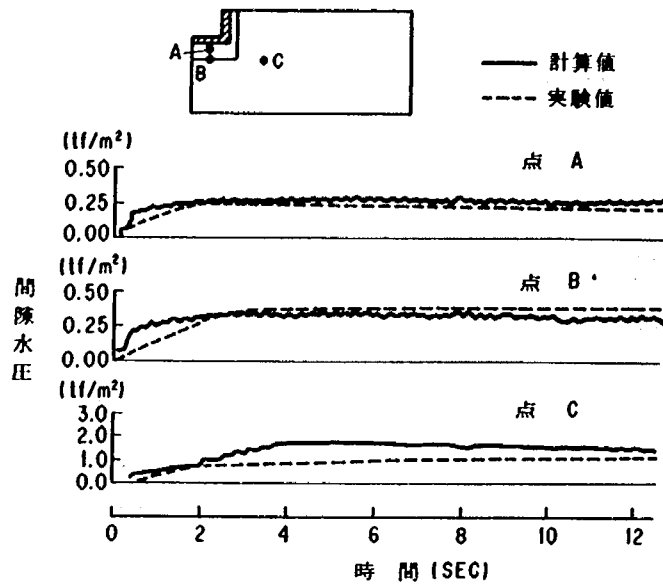


図-6・4・2.1 間隙水圧の時間変化(模型-9)

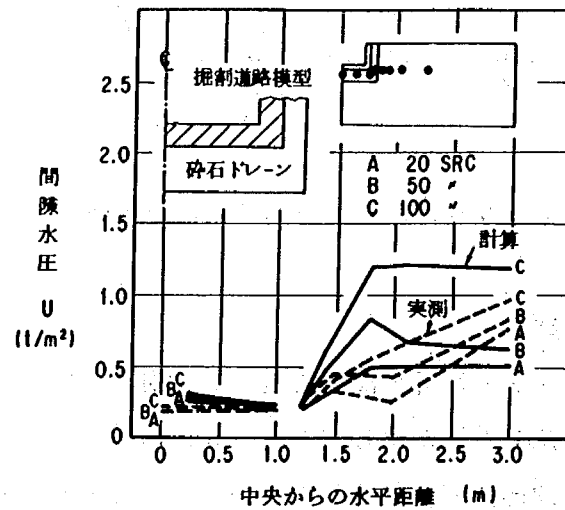


図-6・4・2.2 深さ 1.2 m の間隙水圧の水平方向分布(模型-9)

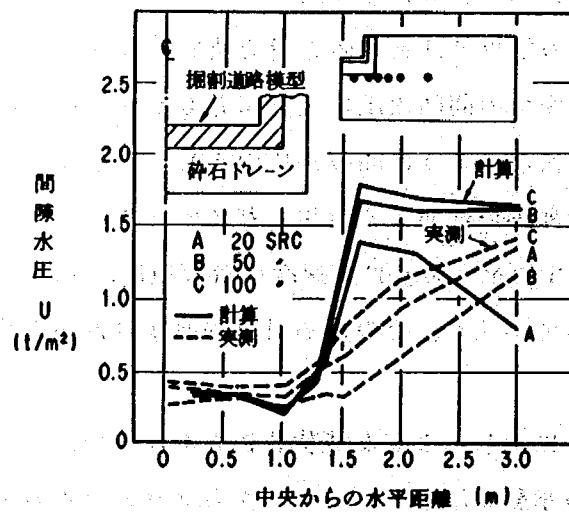


図-6・4・2.3 深さ 1.5 m の間隙水圧の水平方向分布(模型-9)

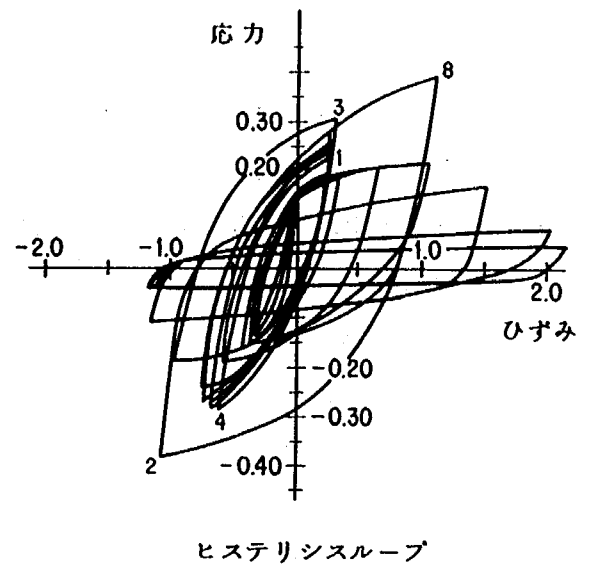
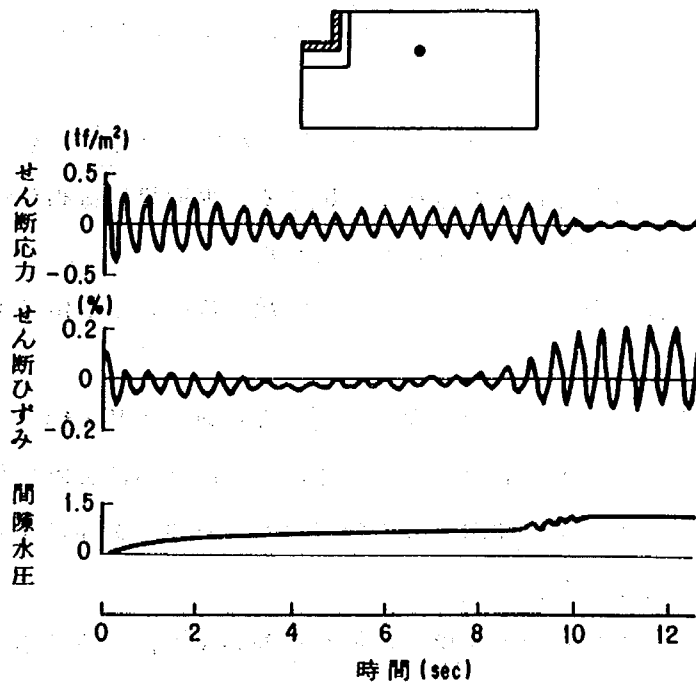


図-6・4・24 せん断応力の時間変化の計算値(模型-9)

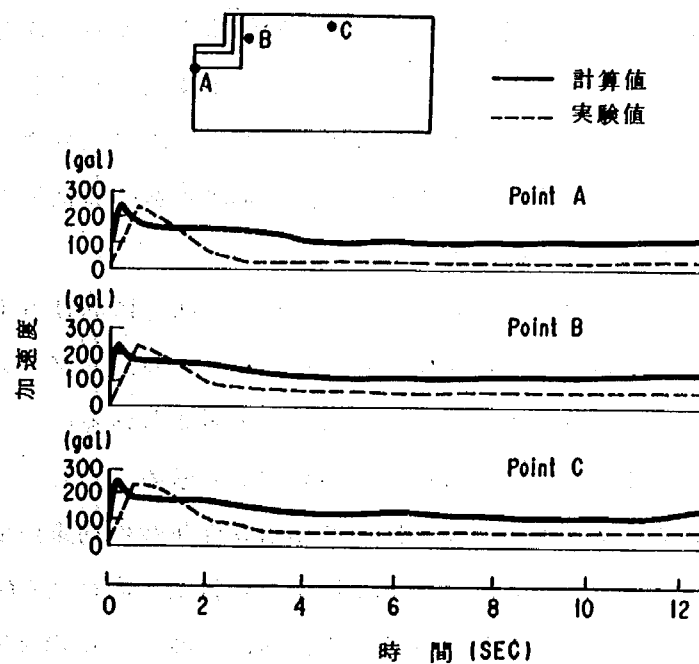


図-6・4・25 加速度の時間変化の計算値(模型-9)

6.5 第6章のまとめ

この章では、二次元の有限要素解析プログラム SADAP-4 により土の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮して実施した動的応答解析の結果を説明した。この章で述べたことにより次のことが明らかとなった。

(1) 土の非線形性を Hardin-Drnevich モデルを用いて表現し、しかも間隙水圧の上昇にともなう土の強度低下傾向や応力-ひずみ関係の軟化の傾向をとり入れることにより、大型模型振動実験で得られた共振実験時の地盤内応答加速度をかなりの程度まで計算で再現し得る。

(2) このことは、室内試験を基に設定した計算入力としての地盤の土質定数がほぼ妥当な値であり、またこの計算プログラムの有効性を示すものといえる。

(3) この計算で得られた地盤内の動的せん断応力を基に、間隙水圧の消散も考慮して Seed モデルならびに石原モデルを用いて地盤内に蓄積する間隙水圧を計算したところ、Seed モデルは実際に地盤内に生じる液状化実験時の間隙水圧よりも早く上昇する傾向があるのに対し、石原モデルによる計算間隙水圧は実測の間隙水圧にほぼ近い挙動を示した。

(4) 碎石ドレーンや埋設構造物と碎石ドレーンを含む複雑な模型の場合においても、計算で求められる間隙水圧は実測値とよい一致を示し、碎石ドレーンによる消散効果が周辺地盤におよぼす影響がこの計算でよく再現されているとみることができる。

(5) 上述のことは碎石ドレーン内の間隙水圧の発生がないと仮定するよりも、碎石ドレーン内でも間隙水圧の発生があり得ると仮定した場合の方がより顕著で、この場合には碎石ドレーン内ならびに周辺地盤内の間隙水圧の計算値は定量的にも実測の間隙水圧とよい一致を示している。

(6) 地盤内に蓄積される間隙水圧が大きくなって初期有効上載圧に近くなった後では、実測の地盤内応答加速度が低下する傾向があるが、この計算では、間隙水圧が上昇するまでは応答加速度も実測値と一致するが、間隙水圧が上昇しきった後では計算応答加速度の低下の程度は実測値にくらべて少く、従って計算値が実測値を上廻っている。

(7) この理由は、間隙水圧が初期有効上載圧近くまで達した状態における土の剛性の低下がうまく評価できていないことと、このような液体に近い状態にまでこの計算プログラムを適用しようとする点に無理があるためと考えられるが、将来の検討事項と考えられる。

(8) なお、低拘束圧下での土の動的変形特性を室内試験から求めることはかなり難かしい作業であるが、共振法土質試験から求めた微小ひずみ時のせん断弾性係数の拘束圧依存性 ($G_0 \propto \sigma_0^{0.263}$) よりも、実験的検証が多くなされている通常の拘束圧下での拘束圧依存性 ($G_0 \propto \sigma_0^{\frac{1}{2}}$) を採用する方が共振実験時の応答加速度をうまく説明できることから、このような拘束圧依存性は低拘束圧下にも適用できるように思われる。

(9) 以上のことから、土の物性を適切に評価し、間隙水圧の発生と消散を考慮して計算するこの手法が、地震時の地盤内間隙水圧ならびに碎石ドレーンによるその消散効果を予測する手段として有用であることが明らかとなった。

第6章の参考文献

- 1) 古賀泰之, 佐々木康, 小笠原久, 館山悟 ; 土構造物の地震時応答解析プログラム SADAP, 土木技術資料, Vol. 25, No.3, pp. 33-38, 1983
- 2) 古賀泰之, 館山悟, 唐沢安秋 ; 土構造物の非線形履歴特性を考慮した静的及び動的変形解析プログラム SADAP-1, 土木研究所資料第1668号, 1981
- 3) Seed, H. B., Martin, P. P. and Lysmer, J. ; Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction, Proc. ASCE, Vol. 102, No. GT4, p. 327, 1976
- 4) Ishihara, K. and Towhata, I. ; One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquakes based on Effective Stress Method, Jour of the Faculty of Engineering, the Univ. of Tokyo(B), Vol. 35, No.4, pp. 656-660, 1980
- 5) Lysmer, J., Udaka, T., Seed, H. B. and Hwang, R. N. ; LUSH: A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-Structure Systems, Report No. EERC 74-4, Earthquake Research Center, University of California, Berkeley
- 6) Newmark, N. M. ; A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc. ASCE, Vol. 85, No. EM3, pp. 67-94, 1959
- 7) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. ; Shear Modulus and Damping in Soils, II. Design Equations and Curves, Technical Report UKY 27-70-CE3, Soil Mechanics No.2, University of Kentucky, 1970
- 8) Jennings, P. C. ; Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol. 90, EM2, pp. 131-166, 1964
- 9) 石原研而, 木村孟 ; 土工学大系8, 土木力学, 彰国社, pp. 241-242, 1975
- 10) 石原研而 ; 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, p. 141, 1976

第7章 結 論

7.1 第1章および第2章の結論

過去の地震によって飽和したゆるい砂質地盤から地下水や砂が噴出する現象が古くから観察されているが、この現象が構造物の大きな被害と結びついた新潟地震以降、砂質地盤の液状化現象として明確に認識され、その機構や発生の予測方法あるいはこれを防ぐ対策工法などに関する研究や現在とられている実務上の工夫の動向を第1章で紹介した。

地盤の液状化現象は、地震時に生ずる地盤内のせん断応力によって惹き起される地盤内間隙水圧の上昇にともない有効応力が減少するため、地表近くの構造物に様々な形態の被害をもたらす。

これらの被害の中には地中に埋設された比較的軽い構造物の浮上りという現象が含まれるが、このような被害は地盤の液状化に特有の現象である。

これらの被害を防止するためには、まず地盤の液状化に対する抵抗の大きさを予測することが必要であるが、このための方法には、既往の地震によって液状化が生じたことが明らかな地点の標準貫入試験結果を活用した限界 N 値による方法と、室内での繰返し三軸試験結果を活用した液状化抵抗係数 F_L を用いる方法の2種類の方法があり、各種の基準類にもこれらの予測方法が採用されていることを述べた。しかし、液状化の発生の可能性が高いと判断される場合の対策方法には、全ての現場条件に応じた確立された方法はなく、とりわけ、前述のような比較的軽い埋設構造物の浮上り防止対策の方法やその設計理念には確立されたものはない。

このため、本研究では地震時の地盤の液状化対策工法の1つである碎石ドレーン工法をとりあげ、発生間隙水圧の消散が埋設構造物の浮上りを防止する効果について検討することの必要性を述べた。

この検討は大型振動台を用いた模型振動実験、小型の模型振動実験ならびに解析計算によって実施するものであるが、このような検討にあたって考慮すべきもつとも支配的な要素は、間隙水圧の消散を考慮した砂の液状化特性と土の応力-ひずみ関係の非線形特性である。

このため碎石ドレーン工法に関する既往の研究について概観した後、Seedらの提唱した間隙水圧発生モデルと石原-東畑の提唱したモデルを紹介した。

以上の第1章ならびに第2章の記述は本研究の背景とも云うべき液状化被害を防止する上で必要な工学的知見とその現況を整理したもので、第3章以降の記述のための準備である。

7.2 第3章の結論

第3章では、 $12\text{ m} \times 12\text{ m}$ の大きさを持つ大型振動台の上に長さ 12 m 、厚さ 3 m 、奥行き 2 m の飽和した模型砂地盤を作成し、水平方向に加振する液状化実験によって検討した碎石ドレーンの効果について述べた。

模型砂地盤内の間隙水圧は、振動台加速度 200 gal で加振したとき、加振開始後 $4 \sim 6$ 秒でほぼ初期有効上載圧まで上昇し、砂地盤はほぼ完全に液状化した。

このような地盤内に設置した碎石ドレーンの内部では、間隙水圧は初期有効上載圧の 30% 程度

までしか上昇せず、また碎石ドレーンからの排水によって周辺地盤の間隙水圧も消散するため、ドレーン周辺では地盤内の間隙水圧の上昇が抑制されることが確かめられた。しかし、碎石ドレーンによる間隙水圧の消散効果は、この実験条件のもとでは水平方向にはドレーン中心から50 cm程度の距離までしか及ぼず、それ以遠では初期有効上載圧まで間隙水圧が上昇した。

さらに砂地盤内に見掛け比重1.03のコンクリート製構造物を埋設した加振実験では、地盤内に発生する間隙水圧によって構造物が大きく浮上ることを確認したが、埋設構造物周辺に碎石ドレーンを設置することによって浮上り量を抑制できることを確かめた。

浮上り量の抑制効果は、主として構造物の下地盤内の間隙水圧を抑制することによってもたらされるものと考えられるが、構造物に接する部分にだけ碎石ドレーンを設置する場合でも浮上り量の抑制効果は著しく、碎石ドレーンのない場合に24 cm以上浮上ったのに対し、30秒間の加振継続後の浮上り量は数cm程度にしか達しなかった。

実際の地震の主要動によるせん断力の繰返し回数は、この実験におけるように長くは継続しないことを考えると、碎石ドレーンによる浮上り抑制効果はかなり大きいことが判明した。

なお、構造物から離れた地盤では、液状化の後に沈下が生じ、地盤の密度の増大があることを示しているが、ポータブルコーンを用いて調べた結果では、液状化による密度の増加は深さ方向には一様には生じていないことも明らかとなった。

7.3 第4章の結論

第4章では、地盤の液状化にともなう比較的軽い構造物の浮上りを支配する力について行った検討の結果を説明した。

第3章で述べた大型振動台実験で観測した埋設構造物が浮上り始めた時刻は加振開始後約1秒程度であった。この時の埋設構造物模型の重量とその底面近傍の碎石ドレーン内で測定した間隙水圧から求めた揚圧力とを比較してみると、これらの値はほぼ同じ大きさであり、構造物が浮上る力は主としてその直下の地盤内で液状化が生じたことによる間隙水圧に基くものであることが判明した。このことから、この間隙水圧の値を碎石ドレーンによって低減させることが浮上りの揚圧力を低減させることにつながることをわかる。

このような整理に基き、直下の地盤内に発生した間隙水圧を低減させる碎石ドレーンの効果を直接揚圧力を測定できるように工夫した小型模型振動実験を行って調べた結果を第4.3節で述べた。

この実験では、碎石ドレーンの透水係数を種々変えることにより構造物底面付近ならびにその下の地盤の液状化時の間隙水圧の大きさが変わるので、このとき浮上りを拘束した状態にある構造物に作用する揚圧力をロードセルで測定している。

その結果、構造物に作用する揚圧力は、地下水による揚圧力、構造物底面付近の（過剰）間隙水圧による揚圧力の他に、その直下の地盤内での上向き浸透流による浸透力とから構成されることが判明した。

従って浮上りを許さないためには、これらの力と見合うだけの大きさの重量とするか、或いは液

状化にともなう間隙水圧量を小さくしたり浸透力を小さくすることが必要になる。

液状化にともなう間隙水圧の大きさを小さくする上で碎石ドレーンの透水係数は支配的な要因の1つであることが実験の結果からも明らかとなり、ドレーン材料の透水係数 k_d が、 1 cm/sec 程度よりも大きい場合から底面付近の間隙水圧が低下しはじめ、 $k_d > 5 \text{ cm/sec}$ 程度になると構造物の下地盤内の間隙水圧も低下しはじめる。このため、ある程度、透水係数 k_d を大きくすると構造物底面付近での間隙水圧が減少をはじめる。しかし、その下方の地盤内が液状化すると、その間隙水圧による浸透流のために、この場合、揚圧力はすぐに低減されず、さらに透水係数 k_d を大きくし、下方の地盤の間隙水圧をも小さくできた状態から揚圧力が低減することが判明した。

これらの実験結果は液状化する可能性のある地盤内に埋設した構造物の浮上りを許さないためには、その下方の地盤の液状化によって発生する間隙水圧を十分小さくする必要があることを示している。一方、浮上りを許した実験の結果によれば構造物が若干でも浮上れば構造物底面での間隙水圧は低下することになるので、碎石ドレーンによる排水の効果とあいまって底面付近での間隙水圧は浮上りを拘束した場合にくらべて小さい。また、碎石ドレーンの透水係数を増大させていき、それがある値になると、浮上り量が抑制され、 $k_d = 10 \text{ cm/sec}$ の場合の浮上り量は碎石ドレーンのない場合の $\frac{1}{3}$ 程度であった。なお、浮上り量が抑制されはじめる透水係数の値は、浮上りを拘束した場合の底面付近の間隙水圧上昇量が抑制されはじめる透水係数の値とほぼ同一であった。

これらの効果は、結局液状化過程中的間隙水圧の消散に基くものであり、この主因が排水効果であるから、液状化過程における地盤内間隙水圧の挙動に及ぼす排水の影響を明らかにすることが重要であると指摘した。

7.4 第5章の結論

第5章では、排水条件下の液状化過程について検討した結果について述べた。

均質な地盤での間隙水圧の発生と消散を同時に考慮した基本式（一次元排水）ならびにドレーンによる水平方向の排水も考慮した二次元状態の基本式を数値計算する手法を提案し、一次元排水の状態での加振による地盤内間隙水圧上昇量に及ぼす地盤の透水係数の影響について実験的な検証を行った。

この結果、透水係数が $1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 以下の地盤では非排水条件と同様に繰返しせん断応力の作用によって地盤内間隙水圧は初期有効上載圧まで上昇するが、透水係数が大きくなって地盤からの排水量が増大すると加振中にも排水が行われるため地盤内間隙水圧は初期有効上載圧まで達しない。地盤の透水係数が 0.2 cm/sec 程度の場合には、初期有効上載圧の50%までしか間隙水圧は上昇せず、また 1 cm/sec 程度の透水係数では同じく10%以下の値にとどまることが判明した。なお、これらの結果は河床砂礫等の粗粒の地盤の液状化の危険度について検討する上でも参考となる。

二次元排水状態の場合の計算結果は、排水ドレーン内での間隙水圧の上昇を考慮していないが、ドレーンによる間隙水圧上昇の抑制効果の周辺の地盤内間隙水圧に及ぼす影響が実験結果を定性的にはよく表現し得ることを明らかにした。

これらの数値計算ならびに模型実験の検討から、碎石ドレーンによる間隙水圧の抑制効果の顕著な範囲は水平方向には近傍地盤に限られるが、碎石ドレーン内では顕著に効果が表われ、十分大きい透水係数（ $0.5 \text{ cm/sec} \sim 5 \text{ cm/sec}$ 程度以上）の値を確保できればドレーンで囲まれた内部では蓄積する間隙水圧は初期有効上載圧の2～3割程度以下にできることが判明した。

7.5 第6章の結論

第6章では、土の応力-ひずみ関係の非線形性ならびに地盤内での間隙水圧の発生、消散を考慮した二次元動的有限要素解析の結果について述べた。

この章で述べた解析結果は、第3章で述べた大型模型振動実験を実施した模型地盤を解析対象として実施したものであり、解析から求められた計算値と実験値とを比較して次のような結論を得た。

この解析で用いた2つの解析モデルのうち、Seedモデルは実験値よりも早く間隙水圧が上昇する傾向があるのに対し、石原モデルの方がより実験値に近い挙動を示す。また石原モデルを用いて行った解析で、碎石ドレーン内部での間隙水圧の発生を考慮することによって実測した間隙水圧に極めて近い計算間隙水圧が得られ、適切な地盤定数の設定と、入力加速度の設定を行うことによってここで示した計算法が精度よく液状化時の間隙水圧を予測できることが判明した。

計算から得られた間隙水圧も実測から得られた間隙水圧も碎石ドレーン内部では初期上載圧まで達することなく、また周辺地盤でもドレーン近傍ではドレーンからの排水のため間隙水圧の上昇が抑制されている。このことを第4章で述べた浮上りの揚圧力の内容とを合わせて考慮すると、碎石ドレーンによる間隙水圧の消散が埋設構造物の地盤液状化にともなう浮上り抑制に効果的であることが合理的に説明されたことになる。

なお、第6章で述べた解析では、上述のように間隙水圧の挙動に関してはほぼ満足すべき結果を与えるが、液状化した後の地盤内加速度に関しては、まだ改良の余地が残されている。現時点では完全に液状化するまではほぼ加速度についても満足すべき結果を与えているので、この点については今後の検討課題と考えていることもこの章で述べた。

7.6 結 語

従来、十分解明されていない液状化する地盤に埋設された比較的軽い構造物が浮上る被害を防止する対策としての碎石ドレーンによる抑制機構とその効果について前節までに述べてきた本研究により明らかになった事を要約すると以下の通りである。

地盤内に埋設された構造物に作用する地盤液状化に基因する揚圧力は、静水圧による力、過剰間隙水圧による力の他に浸透流による力ならびに周辺地盤からの土砂の流入作用による力から構成される。このうち静水圧による力以外の力から成る揚圧力は碎石ドレーンによる間隙水圧の消散によって低減させることができる。またわずかでも埋設構造物が浮上る場合には、浮上ることによって、水の圧縮係数が大きいいため構造物底面での間隙水圧は減少し、作用する揚圧力は低下する。しかし、構造物底面部に供給される水によって構造物は大きく浮上することとなる。このような場合でも供給される水を十分速かに排水することによって浮上り量をわずかな量に抑制することができ、この

ためにも碎石ドレーンを構造物周辺に設置することが効果的であることを明らかにした。このような碎石ドレーンの効果があってもなおその下方に液状化する地盤が残されている場合には加振中にわずかながら浮上りが継続する。これは周辺地盤からの土砂の流入作用による力と考えられるが、この点については将来の解明事項と考えている。本研究により明らかとなった浮上りの安全率の算定法ならびに碎石ドレーンによる浮上り抑制効果に関する検討結果の一部は、広島共同溝における液状化対策の試験工事¹⁾、ならびに共同溝の耐震設計要領(案)²⁾に反映されている。

地盤内に埋設された比較的軽い構造物の浮上り現象の機構がさらに詳細に解明され、この種の構造物の地震被害を軽減する上でここに述べた検討の成果がいささかでも役立てば幸いである。

第7章の参考文献

1) 建設省(土木研究所:共同溝耐震設計要領(案),土木研究所資料第2144号, pp.37-41,

1984

2) 前掲1), p.113

あ　と　が　き

まえがきに述べたようにこの報告は、著者が動土質研究室に在籍中に実施した検討結果をとりまとめたものであるが、第一稿を書き終ったのは、転勤直前の昭和59年春であった。慌ただしい環境の中でとりまとめざるを得なかったため当初考えていた意図と若干異なった形になっている。当初の意図とは、液状化による構造物の浮上りを評価する上で力の釣り合いによる点からのみならず、地盤の変形の面からの考察を加えて浮上り量の観点からの評価方法を書き加えるつもりであった。

残念ながら非力のためにこの意図を実現することはできなかったが、幸いにも共同研究者としてこのテーマの解決に共に汗を流してくれた動土質研究室の方々が同室でこの研究課題を継続担当してくれているので彼等によってさらに発展的な研究成果が得られることを期待している。

この報告に収録してある研究成果を得るまでには、研究計画をたて方法論を吟味するうえで課題設定に際して有益な助言を頂いた成田信之企画部長（当時、構造橋梁部長）ならびに関東地建、東京湾調査事務所の関係各位、大型振動台実験の実施に当って御協力を頂いた建設省関東地建関東技術事務所の関係各位ならびに科学技術庁国立防災センターの関係各位の御協力と当時動土質研究室に在籍していた職員各位の努力がなければ得られなかったであろうと思われる。

特に谷口栄一君、ならびに小笠原久君（現関東地建相武国道工事々務所）には実験実施の直接の担当者として種々の苦勞をかけた。また受入れ研究員として在籍した三原正哉君には小型振動実験の実施に当って種々御協力を頂いた。この他実験データの収録、計算プログラムの改造に当って基礎地盤コンサルタント、エフアイビーの担当の方々、本報告書に収録した図表類の整理に当って振動研究室の方々等多くの人々の御協力を頂いた。

本報告書に引用させて頂いた文献の著者の方々に対する敬意と合わせてここに記して感謝する次第である。

地盤液状化に対する碎石ドレーン工法の有効性に関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2194号
昭和60年3月(1985年)
佐々木 康

要旨

地盤液状化対策工法としての碎石ドレーン工法について大型振動台実験を実施した。長さ12m、深さ3m、奥行き2mの模型地盤内に半地下構造の堀割道路を模したコンクリート製の模型と碎石ドレーンを設置し、水平方向に加振して地盤を液状化させた。このとき、埋設した構造物模型の周辺に碎石ドレーンを設置することによって地盤内に発生した間隙水圧に基因する揚圧力を軽減し、構造物の浮上りを抑制できることを確めた。

キーワード：耐震設計，液状化，碎石ドレーン，透水，
振動台実験，  間隙水圧

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはいて
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部振動研究室 御中

No.172

No.172

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第2194号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

