25
ISSN 0386－5878
土木研究所資料第3008号

土 木 研 究 所 資 料

掘割道路の地震時浮上がりに関する検討

平成３年６月

建 設 省 土 木 研 究 所
機械施工部動土質研究室

Copyright © (1991) by P.W.R.I.

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

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3008号1991年6月

掘割道路の地震時浮上がりに関する検討

動土質研究室長 古賀泰之
研究員 古関潤一
森下 義*
高橋晃浩

＊現 中部地方建設局
飯田国道事務所

要 旨

周辺地盤が地震時に液状化したときの，掘割道路の浮上がりに対する安定性の評価方法と，液状化対策として締固め工法と砕石ドレーン工法を用いた場合の改良効果の算定法を明らかにすることを目的として，模型実験と有限要素解析を行った。その結果，浮上がり可能性の評価法として浮上がり安全率が有効であること，永久変形解析により浮上がり量をある程度計算できること，及び締固め工法の効果を浸透解析により算定できることを示した。また，砕石ドレーン工法の効果を，すべり面を仮定した安定計算により検討した。これらをもとに，掘割道路の地震時浮上がりに対する安定性の検討手法をとりまとめた。

キーワード：掘割道路，砂地盤，耐震対策，締固め，砕石ドレーン，模型実験，数値解析

目　　次

1. 研究の背景…… 1

2. 研究目的及び研究内容…… 6

3. 既往の研究…… 8
3.1 半地下・地下構造物の地震時浮上がりに関する研究…… 8
3.2 地盤の締固め改良範囲の設定法に関する研究…… 11
3.3 すべり面を仮定したヒービングに対する安定計算に関する既往の研究…… 14

4. 締固め改良幅と液状化層厚を変えた模型振動実験（その1）…… 17
4.1 実験目的…… 17
4.2 実験方法…… 17
4.2.1 模型作成…… 18
4.2.2 加振及び計測…… 21
4.3 実験結果及び考察…… 22
4.3.1 測定データの時刻歴…… 22
4.3.2 掘割模型の浮上がり量…… 22
4.3.3 掘割模型の浮上がりに伴う地盤の変形…… 59
4.3.4 地盤中の過剰間隙水圧…… 59
4.3.5 締固め改良幅の影響…… 64
4.3.6 液状化砂層厚の影響…… 71
4.3.7 浮上がり安全率…… 72
4.4 まとめ…… 87

5. 掘割道路周辺地盤の変形のしやすさに着目した永久変形解析…… 88
5.1 解析目的…… 88
5.2 解析方法…… 88
5.2.1 解析フロー…… 88
5.2.2 変形係数の算定方法…… 88
5.2.3 解析条件…… 89
5.3 解析結果および考察…… 93
5.3.1 静的初期応力・動的応力解析結果…… 93
5.3.2 静的変形解析結果…… 96
5.3.3 締固め改良を行った場合のG＊分布の変化…… 96
5.3.4 液状化砂層厚を変えた場合のG＊分布の変化…… 101

5.3.5　実験結果との比較……101
5.4　まとめ……104

6.　浮上がり量の判定手法としての円弧すべり安全率の適用性の検討……108
6.1　検討目的……108
6.2　検討方法……108
6.2.1　円弧すべり安全率の計算方法……108
6.2.2　円弧すべり安全率と浮上がり安全率の関係……111
6.2.3　模型振動実験（その1）を対象とした計算条件……111
6.2.4　大型模型振動実験を対象とした計算条件……113
6.3　検討結果……116
6.3.1　中型模型振動実験……116
6.3.2　大型模型振動実験……128
6.4　実際の設計への適用……130
6.5　まとめ……136

7.　常時の浮上がりに関する静的模型実験……137
7.1　実験目的……137
7.2　実験方法……137
7.3　実験結果及び考察……138
7.3.1　浮上がり開始時のFu……138
7.3.2　除荷時の浮上がり量……142
7.3.3　水位上昇時の浮上がり量……144
7.3.4　摩擦力の変化……144
7.3.5　Fsの変化……145
7.3.6　常時の浮上がり判定法……145
7.4　まとめ……146

8.　地震動終了後の浮上がりに関する模型振動実験（その2）……147
8.1　実験目的……147
8.2　実験方法……147
8.3　実験結果及び考察……150
8.4　まとめ……175

9.　締固め工法の効果に関する浸透解析（その1）：浮上がり安全率の算定……176
9.1　解析目的……176
9.2　解析方法……176
9.2.1　定常浸透解析……176

9.2.2　非定常浸透解析……177
9.2.3　浮上がり安全率の算定……178
9.2.4　計算条件……179
9.3　解析結果……183
9.3.1　定常解析と非定常解析の比較……183
9.3.2　締固め改良幅・掘割道路幅等の影響……189
9.3.3　掘割道路の浮上がり安全率……194
9.3.4　掘割道路の底面に作用する揚圧力の比較……197
9.4　まとめ……202

10.　締固め工法の効果に関する浸透解析（その2）：浮上がり量の算定……203
10.1　解析目的……203
10.2　解析方法……203
10.2.1　地盤全体が液状化する場合……203
10.2.2　掘割道路の直下及び側方の地盤が液状化しないように締固めた場合……206
10.3　解析結果……210
10.3.1　地盤全体が液状化する場合……210
10.3.2　掘割道路の直下及び側方の地盤が液状化しないように締固めた場合……216
10.4　まとめ……222

11.　砕石ドレーン工法の効果と簡易判定手法の適用性に関する動的応答解析……224
11.1　解析目的……224
11.2　解析方法……224
11.2.1　動的応答解析……224
11.2.2　簡易計算……231
11.2.3　地盤の液状化強度と過剰間隙水圧の発生特性の設定……232
11.3　解析結果……236
11.3.1　動的応答解析による計算結果……236
11.3.2　簡易法による計算結果……236
11.3.3　砕石ドレーンの効果に関する考察……236
11.3.4　動的応答解析と簡易法の比較……255
11.4　まとめ……281

12.　掘割道路の地震時浮上がりに対する設計法のまとめ……282
12.1　設計手順……282
12.2　浮上がりの生じる可能性の評価……282
12.3　浮上がり量の予測……283
12.4　浮上がり対策工の設計……284

12.4.1　地盤改良工法…… 284
12.4.2　その他の工法…… 285

13.　全体のまとめ…… 287

14.　今後の課題…… 288

参考文献…… 289

表 目 次

表4.1 模模条件…… 18
表4.2 計器の仕様…… 19
表4.3 加振ケース…… 21
表4.4 加振加速度の実測値…… 21
表4.5 浮上がり安全率計算表（その1），(1) case 2－2，100 gal…… 73
〃 〃 (2) case 2－3，150 gal…… 74
〃 〃 (3) case 5－3，150 gal…… 75
〃 〃 (4) case 5－4，200 gal…… 76
〃 〃 (5) case 6－3，150 gal…… 77
〃 〃 (6) case 6－4，200 gal…… 78
表4.6 浮上がり安全率の計算結果…… 83
表4.7 浮上がり安全率計算表（その2），(1) 模型1～3…… 84
〃 〃 (2) 模型4～6…… 85

表5.1 解析条件および材料係数…… 89
表5.2 ジョイント要素の材料定数…… 90
表5.3 動的解析の条件…… 92
表5.4 掘割模型の浮上がり量の比較…… 101

表6.1 中型模型の地盤定数…… 113
表6.2 大型模型の地盤定数…… 113
表6.3 中型模型の円弧すべり安全率の計算結果…… 122
表6.4 大型模型の円弧すべり安全率の計算結果…… 129

表7.1 砂地盤の密度…… 138
表7.2 摩擦力の測定結果…… 138
表7.3 ケース1の結果…… 139
表7.4 ケース2の結果…… 139
表7.5 ケース3の結果…… 140
表7.6 ケース4の結果…… 140
表7.7 ステップ1－4の計算結果…… 141
表7.8 ステップ1－5の計算結果…… 142
表7.9 ステップ1－21の計算結果（その1）…… 143
表7.10 ステップ1－21の計算結果（その2）…… 143
表7.11 ケース2の計算結果…… 144

表7.12　ケース3の計算結果……144
表7.13　ケース4の計算結果……145
表7.14　F_sの計算結果……145

表8.1　実験模型の条件……149
表8.2　加振時の条件……151
表8.3　掘割道路模型と地盤の変位状況……167
表8.4　変位計と標尺による測定値の比較（モデル2）……169
表8.5　時点Tを変えた場合の地盤変形成分と空隙成分の最終値（モデル2）……170
表8.6　時点Tが加振開始後3秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分（モデル2）……170
表8.7　時点Tが加振開始後20秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分（モデル2）……171
表8.8　変位計と標尺による測定値の比較（モデル3）……173
表8.9　時点Tを仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分の最終値（モデル1）……174

表9.1　幾何学的条件……179
表9.2　透水係数等の条件……180
表9.3　解析ケース……180
表9.4　計算に用いた地盤定数……180
表9.5　掘割道路の見かけの単位体積重量……183
表9.6　地下水位を変えた場合の比較……193
表9.7　非定常浸透流解析モデルの浮上がり安全率の計算結果……194
表9.8　定常浸透流解析モデルの浮上がり安全率の計算結果……195

表10.1　計算ケース（Lシリーズ）……204
表10.2　〃　（Cシリーズ）……206
表10.3　地盤定数（Cシリーズ）……207
表10.4　計算に用いた時間刻み……209
表10.5　浮上がり量の計算結果（Lシリーズ）……209
表10.6　〃　（Cシリーズ）……209

表11.1　解析モデル……226
表11.2　地盤の材料定数……230
表11.3　砂地盤の過剰間隙水圧の発生量を決める定数……231
表11.4　動的応答解析の計算結果……237
表11.5　動的応答解析の計算結果（まとめ）……247
表11.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果……248
表11.7　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果……255
表11.8　簡易法の設計水平震度……255

表11.9　簡易法の計算結果……256 ～ 257
表11.10　〃　（まとめ）……258

図　目　次

図 1.1　掘割道路に作用する力……1
図 1.2　液状化における共同溝に作用する力[2)]……2
図 1.3　F_L と L_U の関係[2)]……3
図 1.4　σ_v' を算定する位置[2)]……3
図 1.5　全体計画……4

図 2.1　検討の流れ……6

図 3.1　地下オイルタンクの浮上がり量と浮上がり安全率 F_U[3)]……8
図 3.2　浮力をうける地中構造物モデル[13)]……9
図 3.3　地中構造物の浮上がり計算結果[13)]……9
図 3.5　無対策のマンホールに関する実験模型[16)]……9
図 3.6　対策時のマンホールに関する実験模型[16)]……9
図 3.4　地中洞通と埋設導管に関する実験模型……10
図 3.7　未改良地盤における加振後の変形図[17)]……11
図 3.8　埋設管に関する実験模型[18)]……11
図 3.9　過剰間隙水圧の実測値と計算値の比較[19)]……12
図 3.10　過剰間隙水圧分布の計算例[19)]……12
図 3.11　締固め改良範囲の設定法[19)]……13
図 3.12　改良範囲によるトンネル左上端の変位の変化[17)]……13
図 3.13　埋設管直下の過剰間隙水圧比と改良幅の関係[18)]……13
図 3.14　Terzaghi の方法[20)]……14
図 3.15　Tschebotarioff の方法[20)]……14
図 3.16　建築基礎構造設計基準[20)] の修正式……15
図 3.17　道路土工指針[21)] の方法……15
図 3.18　実施工事例を対象とした検討結果[22)]……16
図 3.19　有限要素解析による計算結果[22)]……16
図 3.20　安全率に基づく土留め壁水平変位と地表面沈下量の設計図表[22)]……16

図 4.1　実験模型……17
図 4.2　計器配置図……20
図 4.3　測定データの時刻歴（模型 1）(1)　100 gal 加振時……23
〃　〃　(2)　150 gal 加振時……25
〃　〃　(3)　200 gal 加振時……27
図 4.4　測定データの時刻歴（模型 2）(1)　100 gal 加振時……29

図4.4　測定データの時刻歴（模型2）　(2)　150 gal加振時…… 31
〃　〃　(3)　200 gal加振時…… 33
図4.5　測定データの時刻歴（模型3）　(1)　100 gal加振時…… 35
〃　〃　(2)　150 gal加振時…… 37
〃　〃　(3)　200 gal加振時…… 39
図4.6　測定データの時刻歴（模型4）　(1)　100 gal加振時…… 41
〃　〃　(2)　150 gal加振時…… 43
〃　〃　(3)　200 gal加振時…… 45
図4.7　測定データの時刻歴（模型5）　(1)　100 gal加振時…… 47
〃　〃　(2)　150 gal加振時…… 49
〃　〃　(3)　200 gal加振時…… 51
図4.8　測定データの時刻歴（模型6）　(1)　100 gal加振時…… 53
〃　〃　(2)　150 gal加振時…… 55
〃　〃　(3)　200 gal加振時…… 57
図4.9　掘割模型の累積浮上がり量と加振加速度の関係…… 22
図4.10　地盤の変形状況…… 60
図4.11　加振加速度と最大過剰間隙水圧の関係（水平地盤部）…… 63
図4.12　加振加速度と最大過剰間隙水圧の関係（掘割模型下部）…… 63
図4.13　過剰間隙水圧分布の時間変化　(1)　case 1－2　100 gal加振時…… 65
〃　〃　(2)　case 2－2　100 gal加振時…… 66
〃　〃　(3)　case 3－3　150 gal加振時…… 67
〃　〃　(4)　case 4－2　100 gal加振時…… 68
〃　〃　(5)　case 5－3　150 gal加振時…… 69
〃　〃　(6)　case 6－3　150 gal加振時…… 70
図4.14　掘割模型の累積浮上がり量と側方締固め改良幅の関係…… 71
図4.15　掘割模型の累積浮上がり量と液状化砂層厚の関係…… 71
図4.16　掘割道路の鉛直方向に作用する力…… 72
図4.17　掘割道路直下の土塊に作用する力…… 72
図4.18　掘割模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化…… 79
図4.19　浮上がり安全率と浮上がり量の関係…… 82
図4.20　浮上がり安全率と浮上がり量の関係（文献3による）…… 86

図5.1　解析フロー…… 88
図5.2　繰返し応力を受ける土要素の応力・ひずみ関係（模式図）…… 88
図5.3　解析モデル…… 90
図5.4　ジョイント要素の特性…… 91
図5.5　せん断応力比と累積ひずみの関係…… 92
図5.6　静的初期応力解析時の主応力分布図（case 2－3）…… 94

図 5.7　動的応力解析時の主応力分布図（case 2 － 3）…… 94
図 5.8　水平方向応答加速度の分布図（case 2 － 3）…… 95
図 5.9　せん断応力 τ_{xy} の分布図（case 2 － 3）…… 95
図 5.10　τ_s / σ_m' 分布図（case 2 － 3）…… 97
図 5.11　τ_d / σ_m' 分布図（case 2 － 3）…… 97
図 5.12　γ^* 分布図（case 2 － 3）…… 98
図 5.13　G* 分布図（case 2 － 3）…… 98
図 5.14　永久変形図（case 2 － 3）…… 99
図 5.15　G* 分布図（case 6 － 3）…… 100
図 5.16　G* 分布図（case 6 － 4）…… 100
図 5.17　G* 分布図（case 2 － 4）…… 102
図 5.18　G* 分布図（case 3 － 4）…… 102
図 5.19　掘割模型の浮上がり量と加振加速度の関係…… 103
図 5.20　永久変形図（case 1 － 4）…… 105
図 5.21　〃　（case 2 － 4）…… 105
図 5.22　〃　（case 3 － 4）…… 106
図 5.23　〃　（case 4 － 4）…… 106
図 5.24　〃　（case 5 － 4）…… 107
図 5.25　〃　（case 6 － 4）…… 107

図 6.1　円弧すべり安全率の計算方法…… 108
図 6.2　σ_{no}' の求め方…… 109
図 6.3　各モーメントの求め方…… 110
図 6.4　中型模型のブロック分け…… 112
図 6.5　大型模型振動実験で用いた実験模型…… 114
図 6.6　大型模型のブロック分け…… 115
図 6.7　掘割模型の円弧すべり安全率の時間変化…… 117
図 6.8　過剰間隙水圧分布の時間変化…… 120
図 6.9　F_s 計算時の過剰間隙水圧分布…… 123
図 6.10　円弧すべり安全率 F_s（浮上がり時）と浮上がり量の関係…… 125
図 6.11　円弧すべり安全率 F_s（加振終了時）と浮上がり量の関係…… 126
図 6.12　浮上がり安全率 F_U と浮上がり量の関係…… 127
図 6.13　F_s と浮上がり量の関係…… 128
図 6.14　F_U と浮上がり量の関係…… 128
図 6.15　F_U と F_s の関係（その 1）…… 129
図 6.16　〃　（その 2）…… 129
図 6.17　過剰間隙水圧比分布の時間変化…… 131
図 6.18　各時刻における F_s と浮上がり量の関係…… 134

図 6.19　F_s の最小値と浮上がり量の関係……135
図 6.20　円弧すべり安全率を計算する場合……135

図 7.1　実験模型……137
図 7.2　摩擦力測定方法……138
図 7.3　掘割道路模型の浮上がり状況……141
図 7.4　除荷時の浮上がり及び水位低下……142

図 8.1　実験模型（断面図）……147
図 8.2　計器配置図……148
図 8.3　計測器設置方法……149
図 8.4　標尺による変位測定位置……151
図 8.5　過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化……152
図 8.6　掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化……158
図 8.7　メッシュの変形状況……163
図 8.8　模型解体時の状況……166
図 8.9　時点Tが加振開始後3秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分の時間変化……171
（モデル2）
図 8.10　変位計による測定時刻歴の例（モデル2，ステップ3）……172

図 9.1　対象とした掘割道路……176
図 9.2　解析モデル……177
図 9.3　過剰間隙水圧比上昇曲線……178
図 9.4　過剰間隙水圧の時間的変化……178
図 9.5　要素分割図（条件1－2）……181
図 9.6　幾何学的条件を変えた場合の要素分割図（定常解析モデル）……182
図 9.7　非定常解析結果（1－2，A－1）……184
図 9.8　定常解析結果（1－2）……186
図 9.9　過剰間隙水圧の鉛直方向分布……187
図 9.10　過剰間隙水圧の水平方向分布……190
図 9.11　過剰間隙水圧のコンター（定常解析）……191
図 9.12　過剰間隙水圧の分布（定常解析）……192
図 9.13　掘割道路幅を変えた場合の比較……194
図 9.14　浮上がり安全率 F_U の時間変化（条件1－2，A－1）……196
図 9.15　F_U に及ぼす諸要因の影響……198
図 9.16　σ_v' を算定する位置（共同溝設計指針[2]による）……199
図 9.17　揚圧力に及ぼす諸要因の影響……200
図 9.18　揚圧力比に及ぼす諸要因の影響……201

図10.1　対象モデル（Lシリーズ）……203
図10.2　境界条件（Lシリーズ）……204
図10.3　要素分割の例（ケースL　1－2）……205
図10.4　掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧の変化……205
図10.5　対象モデル（Cシリーズ）……206
図10.6　境界条件（Cシリーズ）……207
図10.7　要素分割の例（ケースC　1－2）……208
図10.8　過剰間隙水圧の分布（ケースL　1－2）……208
図10.9　過剰間隙水圧の分布（ケースC　1－2）……208
図10.10　過剰間隙水圧分布の時間変化（ケースL　1－2）……211
図10.11　流速ベクトル分布の時間変化（ケースL　1－2）……212
図10.12　ケースL　1－2の流量及び累積流量の時間変化……213
図10.13　条件を変えた場合の流量の時間変化……213
図10.14　浮上がり量の時間変化の比較……214
図10.15　補正後の最終浮上がり量の比較……215
図10.16　過剰間隙水圧分布の時間変化（ケースC　1－2B，ステップ2）……217
図10.17　流速ベクトル分布の時間変化（ケースC　1－2B，ステップ2）……217
図10.18　過剰間隙水圧分布の時間変化（ケースC　1－2，ステップ3）……218
図10.19　流速ベクトル分布の時間変化（ケースC　1－2，ステップ3）……219
図10.20　ケースC　1－2の流量及び累積流量の時間変化……220
図10.21　流量を変えた場合の流量の時間変化……220
図10.22　浮上がり量の時間変化の比較……220
図10.23　最終浮上がり量の比較……223

図11.1　解析フロー……225
図11.2　要素分割図……227
図11.3　繰返しせん断応力比と液状化抵抗率の算定位置（動的応答解析）……229
図11.4　側方過剰間隙水圧（Δu_2）の算定位置……229
図11.5　過剰間隙水圧の発生特性の比較（その1）……233
図11.6　過剰間隙水圧の発生特性の比較（その2）……233
図11.7　液状化強度曲線……234
図11.8　過剰間隙水圧の発生特性……235
図11.9　浮上がり安全率と円弧すべり安全率の時間変化……259
図11.10　浮上がり安全率と過剰間隙水圧Δu_1の時間変化……261
図11.11　入力加速度を変えた場合の砕石ドレーンの効果（動的応答解析結果）……264
図11.12　掘割道路幅を変えた場合の砕石ドレーンの効果……265
図11.13　浮上がり安全率と円弧すべり安全率の関係……266
図11.14　入力加速度振幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較……267

図11.15　浮上がり安全率の時間変化（モデル64－1）……269
図11.16　掘割道路幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較……270
図11.17　浮上がり安全率の時間変化（モデル64－5）……269
図11.18　掘割重量を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較……273
図11.19　浮上がり安全率の時間変化（モデル64－6）……275
図11.20　液状化層厚を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較……277
図11.21　浮上がり安全率の時間変化（モデル64－7）……275
図11.22　過剰間隙水圧の比較……279
図11.23　浮上がり安全率の比較……280

図12.1　地震時浮上がりに対する安定性の検討フロー……282

1. 研究の背景

他の道路や鉄道との立体交差のため，河港部の道路トンネル区間への取付けのため，あるいは必要な縦断線形を確保するために，地盤面を掘削して半地下構造（掘割形式）の道路を建設することがある。特に，各地で計画・建設が進められている大規模道路計画では，従来以上にこの形式の道路の建設例・計画が増加しつつある。

例えば「道路土工—軟弱地盤対策工指針[1]」では，以下のような記述がある。

掘割構造の道路を地下水位の高い軟弱地盤に建設する場合には，軟弱地盤対策に要する工費や供用開始後の地下水の排水に必要な費用などが，高くなる場合が多い。しかし，やむをえず掘割構造にする場合には，道路の重要度に応じて以下の項目を考慮し，適切な対策を施す必要がある。

① 掘割道路の基礎の不同沈下
② 地下水や浸透水による浮上がり
③ 地下水や雨水の排水
④ 地震時の安定性

地下水位の高いところに設ける掘割道路の構造は，U型擁壁構造とすることが多い。一般的な構造形式は，図1.1のとおりである。軟弱地盤に掘割道路を建設する場合，特に本体構造物および仮設構造物の土圧に対する安定性の検討，本体構造物の浮力に対する安定性の検討を行っておく必要がある。

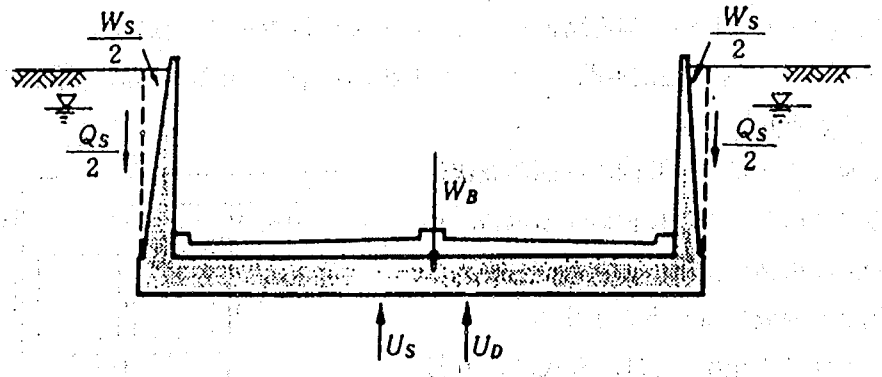


図1.1　掘割道路に作用する力

掘割道路の浮力に対する安全率F_Sは，以下の式で求める（図1.1参照）。

$$F_S = \frac{W_B + W_S + Q_S}{U_S + U_D} \quad \cdots\cdots (1.1)$$

ここに，W_B：掘割道路本体の自重（舗装及び捨てコンの重量を含む）（tf／m），W_S：張り出し底版上の上載土の荷重（tf／m），Q_S：張り出し底版上の上載土のせん断抵抗または掘割側面と背面土の摩擦抵抗（tf／m），U_S：掘割道路底面に作用する水圧による浮力（tf／m），U_D：掘割道路底面に作用する地震時の過剰間隙水圧による浮力（tf／m）。

常時の地下水位状態に対して浮力に対する所要安全率は，Q_Sを考慮して，1.2以上とする。なお，Q_Sのとり方については，「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」を参照されたい。

地震時において掘割道路の建設される地盤に液状化の発生が予想される場合には，液状化に伴う過剰間隙水圧を考慮して，浮力に対する安全率が最も危険な状態において1.0以上あり，浮力に対して安定であることを確認する。液状化地盤において発生する過剰間隙水圧の値の推定には，「共同溝設計指針」が参考となる。また，掘割道路の側方地盤において液状化が生じた場合には，側壁への作用土圧が増大すると考えられるので，この点についても留意する必要がある。

常時及び地震時の浮力の作用に対して安定を確保するための対処方法として，以下に示すようなものがある。

① 自重を大きくする。(底版厚を増す等)
② 底板を張り出し，その上の土により重量を増す。
③ 地盤改良により液状化を防止する。
④ 液状化が生じても速かに過剰間隙水圧を消散させる。
⑤ アンカーや側壁との連結により引抜き抵抗を増す。

(以下略)

事実，掘割道路は，その構造上，原地盤土の重量に比べて著しく軽い構造物であり，地下水位の高いところで建設された場合，常時の安全率1.2を確保することですら，かなり困難な場合がある。

さらに，地盤が液状化して地中の間隙水圧が上昇するような所では，浮上がりに対する安定に関してかなり問題が生ずることが予想される。掘割道路は，比較的新しい道路構造であり，まだ地震による被害を受けたことはないが，規模・形状は異なるが，同様に軽量で地中に建設された構造物である下水道管路施設やガソリンスタンドのガソリンタンク等に現実に浮上がりによる被害が生じている[3]ことを考えると，同様の恐れが掘割道路に対してもあることは否定できない。

「共同溝設計指針」[2]では，掘割道路と同様な軽量地中構造物である共同溝の浮上がり判定を，以下のように行うこととしている。

(1) 浮上がりに対する検討は，共同溝底面が液状化の判定を行う必要のある土層に位置する場合，またはその土層以深の粘性土層への共同溝の根入れが不十分な場合を対象に行うものとする。

(2) 浮上がりに対する安全率F_Sは，次式により算出するものとする。

$$F_S = \frac{W_B + W_S + Q_S + Q_B}{U_S + U_D} \quad \cdots\cdots (1.2)$$

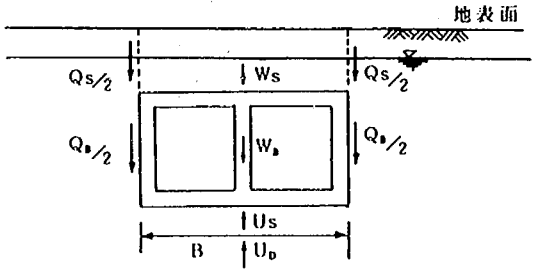


図1.2 液状化における共同溝に作用する力[2]

ここに，W_S：上載土の荷重（水の重量を含む）(tf／m)，W_B：共同溝の自重（収容物件及び捨てコンの重量を含む）(tf／m)，Q_S：上載土のせん断抵抗 (tf／m)，Q_B：共同溝側面の摩擦抵抗，U_S：共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力 (tf／m)，U_D：共同溝底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (tf／m) で，(3)項の規定による。

ただし，液状化に対する抵抗率F_Lが1.0以下の土層におけるQ_S，Q_Bは考慮してはならない。なお，共同溝に作用する力は共同溝縦断方向の単位長さあたりの値である。

(3) 共同溝底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力は，次式により算出するものとする。

$$U_D = \Delta u \cdot B = L_U \cdot \sigma_U' \cdot B \quad \cdots\cdots (1.3)$$

ここに，B：共同溝の幅（m），σ_v'：静水圧状態における共同溝底面と同じ深さの土中の有効上載圧（tf／m²），L_U：過剰間隙水圧比で$L_U = \Delta u / \sigma_v'$，$\Delta u$：過剰間隙水圧（tf／m²）。

L_Uは図1.3を用いてF_Lより算出する。図1.3のF_LとL_Uの関係を式で表すと次のようになる。

$$\left.\begin{aligned} L_U &= F_L^{-7} \quad (F_L \geqq 1) \\ L_U &= 1 \quad\quad (F_L < 1) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (1.4)$$

なお，式（1.4）に用いるF_Lは，地下水面から深さ20mまでの土層のうち粘性土層を除く土層の深さ1m毎の平均値とする。

(4) 浮上がりに対する安全率F_Sは，1.1以上でなければならない。

この方法では，共同溝底面と同じ深さの土中である図1.4の点Aで発生した過剰間隙水圧が共同溝底面に伝播して，共同溝底面と点Aの過剰間隙水圧の最大値が同じになると考えている。

この方法を掘割道路に適用する場合には，共同溝よりも掘割道路のほうが幅が広いために，上記のような過剰間隙水圧の伝播が生じにくくなっていることに留意する必要がある。また，掘割道路が浮上がるためには，浮上がり量に見合うだけの土水が掘割道路の底面に供給される必要があるが，幅の広い掘割道路では，このような土水の供給が相対的に行われにくい。これらが掘割道路の地震時安定性に及ぼす影響は，まだ明らかにされていない。

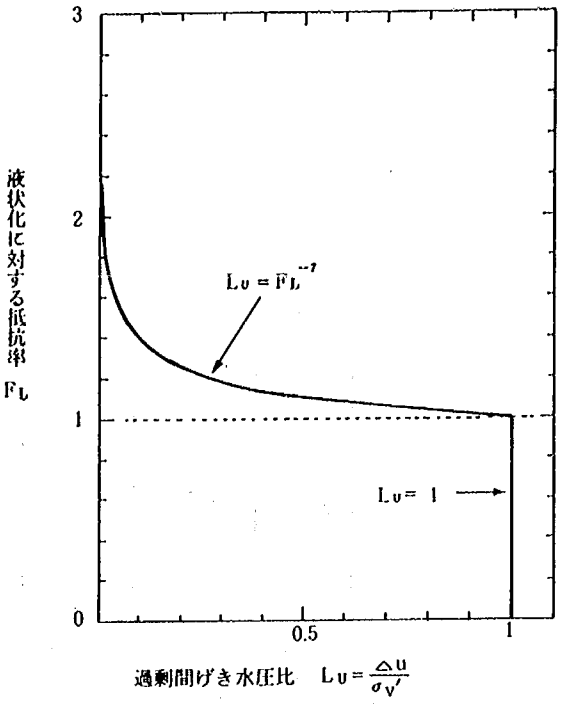


図1.3　F_LとL_Uの関係[2)]

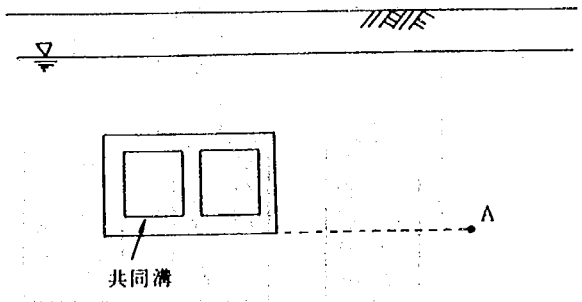


図1.4　σ_v'を算定する位置[2)]

さらに，掘割道路の地震時浮上がりに対して，前述したようないくつかの対策が考えられるが，まだこれらの方策の適用性や具体的な設計法は確立されていない。

大規模道路に係る掘割道路区間の重要性と計画の進捗を考えると，このような地震時の安定の検討法を早急に確立する必要がある。

これらの背景の下に，当研究室では，「掘割道路に関する試験調査」（昭和57～60年度）および「掘割道路の耐震対策調査」（昭和61～平成2年度）を実施した。

これらの課題においては，掘割道路構造を合理的に設計施工するため，特に，砂地盤上の掘割道路の耐震性を評価し，必要に応じて合理的な耐震対策を行う方法を確立するために，図1.5のような全体計画のもとに研究を進めた。

掘割道路の耐震性に関する主たる研究課題は，以下のようである。

(1) 掘割道路の地震時浮上がりに関する課題

1）無対策時に周辺地盤の液状化による掘割道路の浮上がりが生ずるか否かの判定法，また，浮上

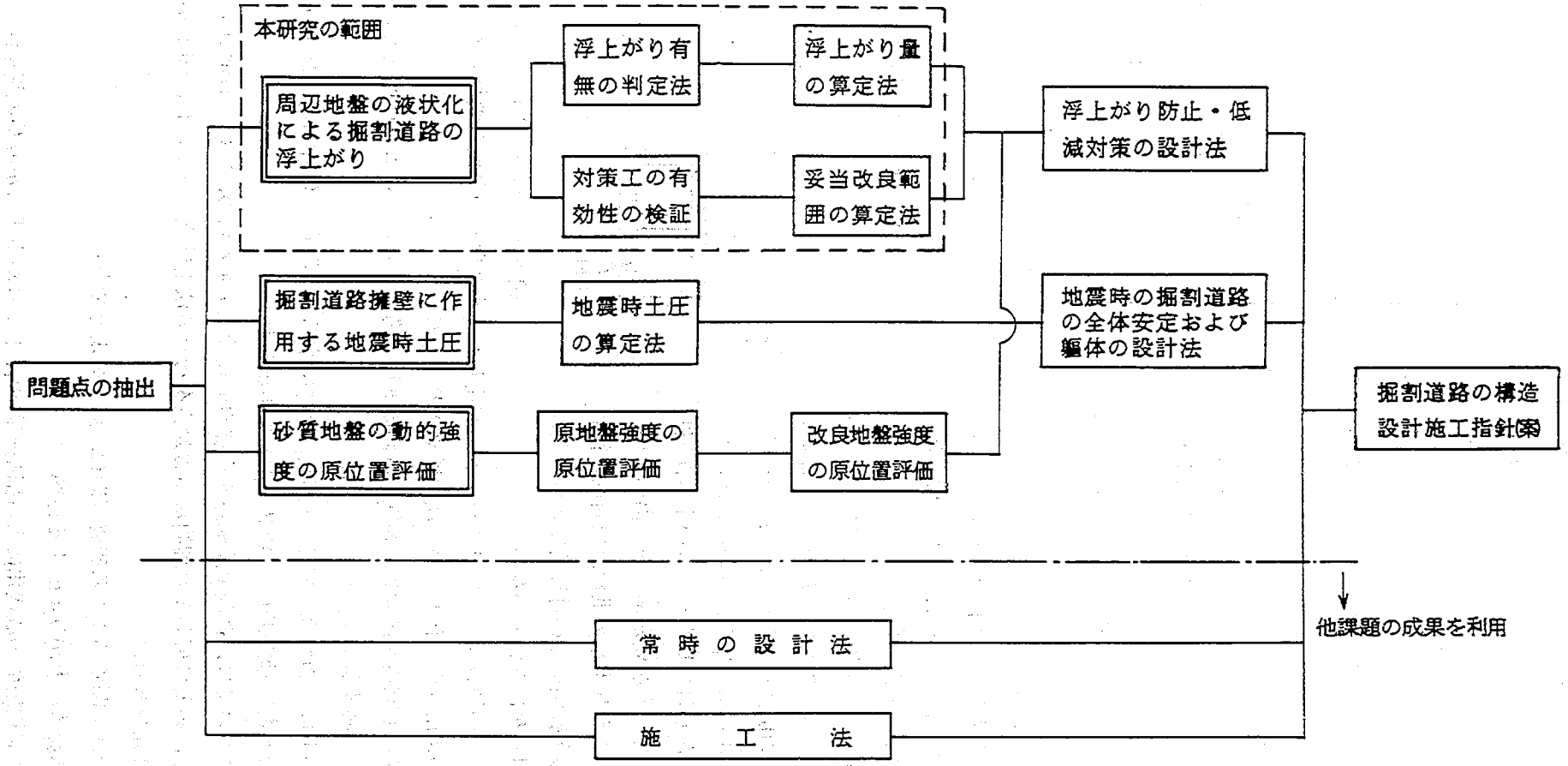

本研究の範囲
周辺地盤の液状化による掘割道路の浮上がり
浮上がり有無の判定法
浮上がり量の算定法
対策工の有効性の検証
妥当改良範囲の算定法
浮上がり防止・低減対策の設計法
掘割道路擁壁に作用する地震時土圧
地震時土圧の算定法
地震時の掘割道路の全体安定および躯体の設計法
問題点の抽出
砂質地盤の動的強度の原位置評価
原地盤強度の原位置評価
改良地盤強度の原位置評価
掘割道路の構造設計施工指針(案)
他課題の成果を利用
常時の設計法
施工法

図1.5 全体計画

がりが生ずるとすればその浮上がり量の予測法を確立すること。

2）掘割道路の浮上がりが予想されたときに，浮上がりを防止または軽減するための合理的かつ経済的な工法およびその工法の設計法を確立すること。

このような工法は，地盤条件，構造条件，周辺環境，道路が既にあるものか，これから新設するものか等によって異なると考えられる。掘割道路自体は，これまでに建設されたものは必ずしも多くはなく，これから建設が増加する構造と考えられるから，その意味では，新設する場合の耐震対策を重点に考えてゆけばよいと言える。一方，既に建設されたもので耐震性に問題があるものが出てくることも考えられ，そのような場合にも対応することは将来必要があると考えられる。このような観点から，この課題では，新設及び既設の掘割道路を対象とする。

3）具体的な対策工としては，地盤改良工，締切工，アンカー工，くい工等が考えられるが，本研究では当面以下の地盤改良工法を対象とする。

① 締固め工

② ドレーン工

③ 深層混合処理工

④ 排水補強ぐい工

①，②の効果を対象とした模型実験[4]及び②の効果を対象とした有限要素解析[5]を既に実施している。また，本報告書では，これらの地盤改良工法による改良効果の算定法に関する検討結果が記述されている。なお，①～④に関しては，民間企業との間で共同研究を行っている[6)7)8)9)10)]。

(2) 掘割道路の擁壁の地震時安定性に関する課題

1）掘割道路の擁壁としては，止水上の理由から両側の擁壁が底面で一体化したU型擁壁となったり，環境対策上の観点から頂部にストラット（突張り）またはふたを設けた擁壁となったりすることがある。これらは，通常の擁壁と比べ，剛性が大きいことから常時および地震時の土圧が，従来の擁壁土圧と異なったものとなると考えられ，これらを合理的に算定する方法を確立することが課題となる。

2）さらに，擁壁周辺地盤が液状化するような場合には，土圧はさらに複雑なものとなると考えられ，実際上は，液状化を防止するか，液状化を考慮した土圧を設定することにより対応することになる。

2. 研究目的及び研究内容

本研究の目的は以下の２点である。全体計画の中における本研究の位置づけを図 1.2 に示す。

1）周辺地盤の液状化による掘割道路の地震時浮上がり判定法と浮上がり量の算定法を明らかにする。

2）掘割道路周辺地盤の液状化対策として，砕石ドレーン工法と締固め工法を用いる場合の改良効果と改良範囲の算定法を明らかにする。

これらの目的のもとに，以下の検討を実施した。検討の流れを図 2.1 に示す。

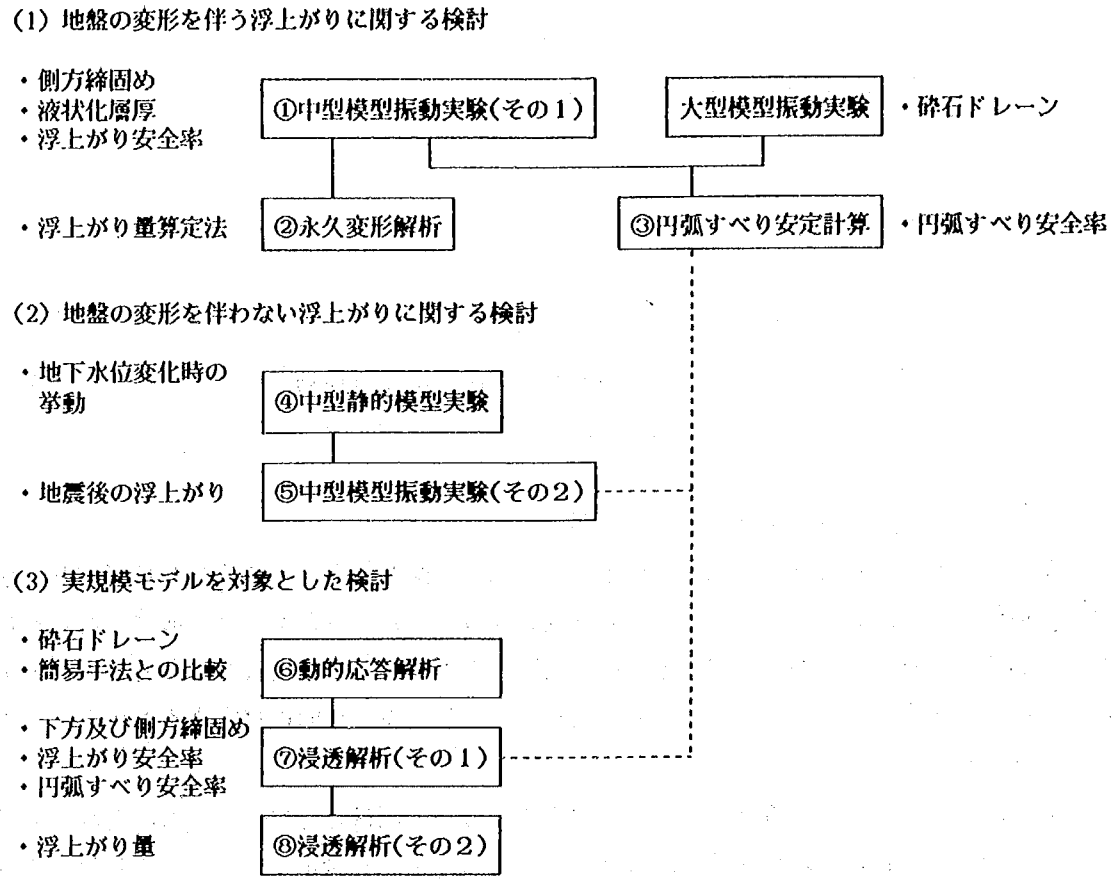


図 2.1　検討の流れ

① 掘割道路側方地盤の締固め改良幅と掘割道路直下の液状化層厚を変えた中型模型振動実験（その１）……第４章

② 地震時における掘割道路周辺地盤の変形のしやすさに着目した永久変形解析（①を対象）……第５章

③ 円弧すべり面を仮定した安定計算による掘割道路の地震時浮上がり判定法の適用性の検討（①と既往の大型模型振動実験[11]を対象）……第６章

④ 常時の掘割道路の浮上がりメカニズムに着目した静的模型実験……第７章

⑤ 地震終了後の掘割道路の浮上がりメカニズムに着目した中型模型振動実験（その２）……第８章

⑥及び⑦ 掘割道路周辺の地盤を締固め改良した場合の改良効果と，これに及ぼす諸要因の影響を調べた浸透解析（実規模モデルを対象）……第９章及び第10章

⑧ 砕石ドレーン工法による地盤改良効果と従来の設計手法の妥当性に関する動的応答解析……第11章

⑨ 掘割道路の地震時浮上がりに対する安定性の評価法と浮上がり対策工法の設計法に関するまとめ……第12章

3. 既往の研究

①半地下・地下構造物の地震時浮上がりに関する既往の研究と，②締固め工法による改良範囲の設定法に関する既往の研究，及び③すべり面を仮定したヒービングに対する安定計算に関する既往の研究を以下に示す。①は本報告書の全体の内容に，②は9章及び10章の内容に，③は6章の内容に関連する。

なお，本報告書の9章では砕石ドレーン工法を扱っているが，この工法を用いる場合の改良範囲の設定法に関する既往の研究については，文献5）を参照されたい。

3.1 半地下・地下構造物の地震時浮上がりに関する研究

佐々木ら[12]は，掘割道路の地震時浮上がりに対する安定性の評価手法として，次式による浮上がりの安全率の適用性を，大型の模型振動実験結果[11]をもとに検討した。

$$F_U = \frac{W + F}{U_S + U_p + U_f} \quad \cdots\cdots (3.1)$$

ここに，W：掘割道路の自重，F：掘割道路と地盤の摩擦力，U_S：静水圧による揚圧力，U_p：液状化時の間隙水圧による揚圧力，U_f：液状化時の周辺からの砂の流入による揚圧力

上式は，その後の研究の進展に基づいて，U_fの代わりに浸透水力に起因する力[4]を考慮するように変更されており，4章でも後者の考え方に基づいた浮上がり安全率の算定を行っている。

谷口ら[3]は，1983年の日本海中部地震の際に，秋田・青森県の各地で地盤の液状化による地下オイルタンク・地下浄化槽の浮上がりが生じたことを報告し，いくつかの地下オイルタンクについて周辺地盤の液状化による過剰間隙水圧を考慮して浮上がり安全率を計算した。その結果，浮上がり安全率が小さいほど，タンクの浮上がり量が大かくなることを示した（図3.1）。この場合の浮上がり安全率としては，前出の式（1.2）が用いられている。

土岐ら[13]は，1983年の日本海中部地震の際に浮上がりの生じたマンホールを対象に，有限要素解析による数値シミュレーションを行った。解析は，初期有効応力解析（静的），有効応力液状化解析（動的）とジョイント要素を用いた地中構造物の浮上解析からなる。浮上がり解析モデルを図3.2に，計算結果を図3.3に示す。実際の被害調査によるマンホールの浮上がり量が23cmであったのに対し，計算値は50cmとなり，このような解析を行うことによって浮上がり量の概略値の推定が可能であることを示した。

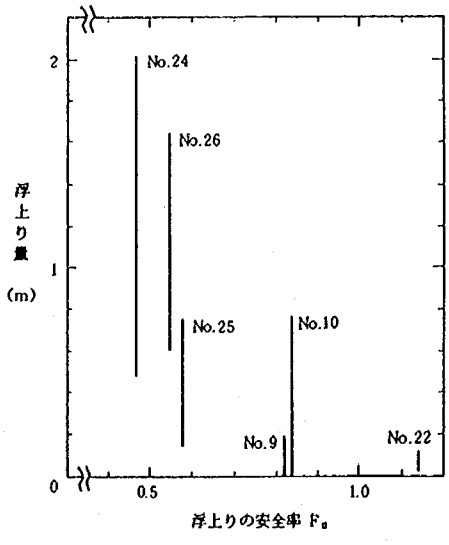


図3.1 地下オイルタンクの浮上がり量と浮上がり安全率 F_U[3]

大友ら[14][15]は，地中洞道と埋設導管を対象とした模型振動実験を実施し，浮上がりに対する安定性の評価法と液状化対策としての砕石ドレーン

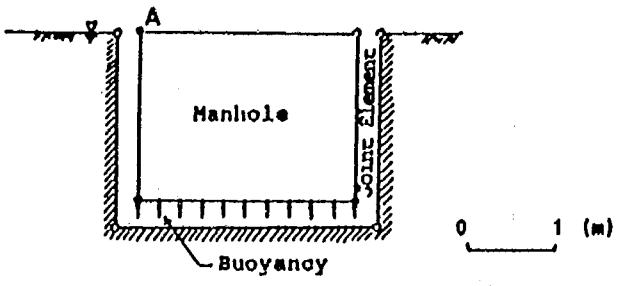


図3.2　浮力をうける地中構造物モデル[13]

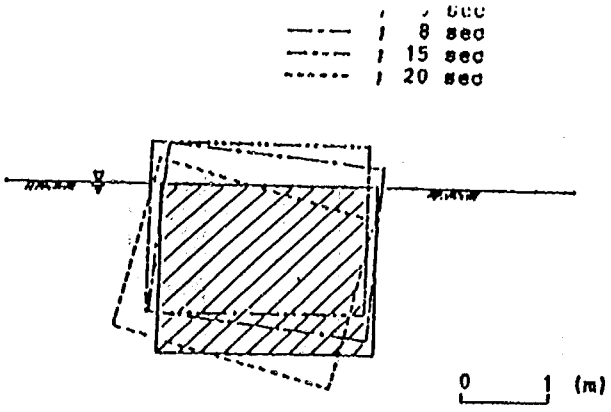


図3.3　地中構造物の浮上がり計算結果[13]

工法の適用性について検討した。実験は，長さ1.2m，高さ1.0m，奥行き0.8mの箱型せん断土槽と，直径3.0m，高さ3.0mの円筒形せん断を用いて行った。実験模型を図3.4に示す。その結果，浮上がり安全率が1.0以下になると洞道模型と導管模型が浮上がること，導管模型の浮上がり量は底面に作用する過剰間隙水圧が最大値を保持する時間の2乗に比例して増加する傾向のあること，及び砕石ドレーンがこれらの構造物の浮上がり防止に効果のあることを示した。

中野ら[16]は，マンホールの地震時浮上がりを対象にして，相似則を考慮した縮尺1／5の模型による振動実験を実施し，砕石ドレーン工法と地下水位低下工法の対策効果について検討した。無対策の場合の実験模型を図3.5に，対策時の実験模型を図3.6に示す。その結果，マンホールの浮上がり量は無対策の場合，地下水位を30cm低下させた場合，砕石ドレーン工法を用いた場合，砕石ド

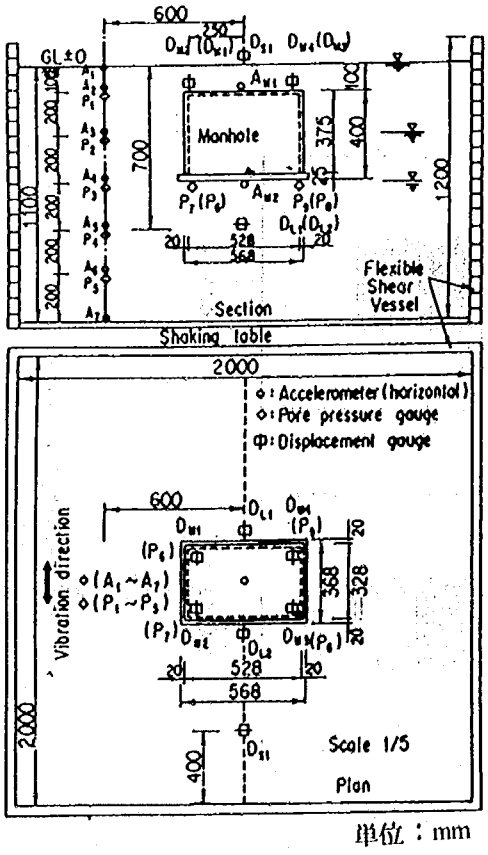


図3.5　無対策のマンホールに関する実験模型[16]

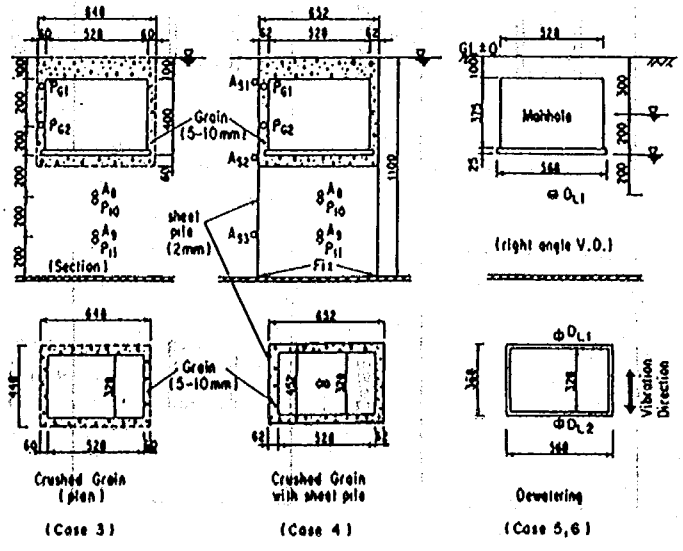
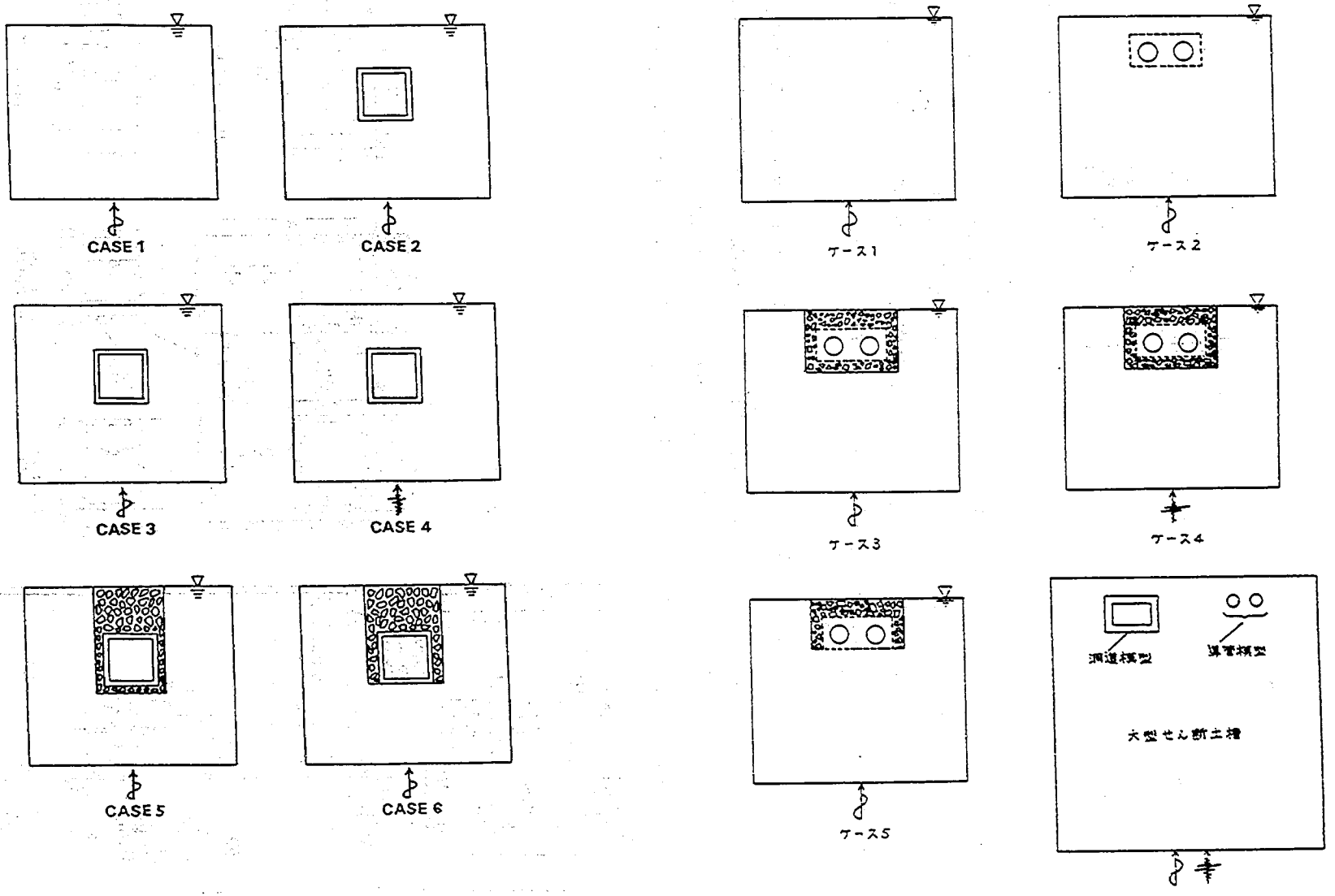


図3.6　対策時のマンホールに関する実験模型[16]



(1) 地中道洞を対象[14]

(2) 埋設導管を対象[15]

図 3.4 地中洞通と埋設導管に関する実験模型

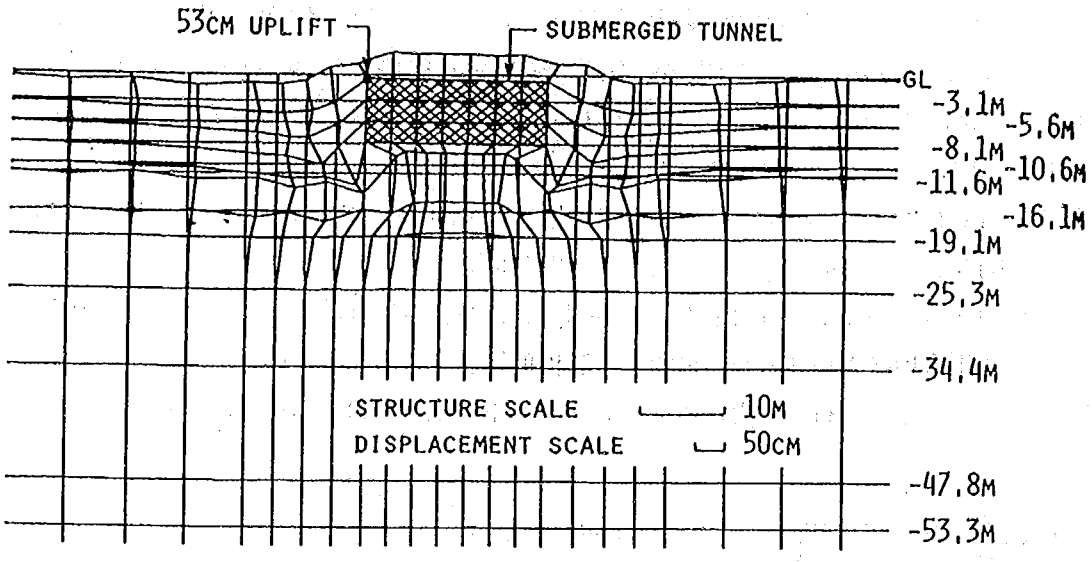


図 3.7　未改良地盤における加振後の変形図[17]

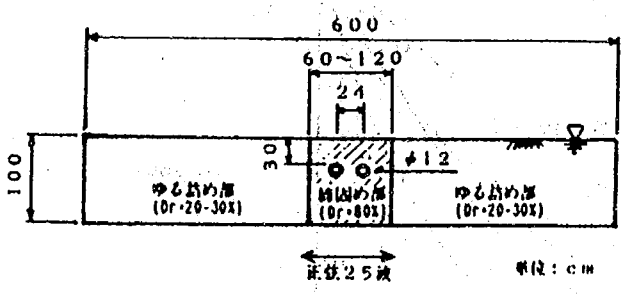


図 3.8　埋設管に関する実験模型[18]

レーン工法と矢板締切工法を併用した場合，地下水位を50 cm低下させた場合の順に小さくなることを示した。

松永ら[17]は，新潟港に建設予定の沈埋トンネルを対象として，2次元有効応力解析を行った。その結果，周辺地盤が未改良の場合には図3.7に示すような浮上がりが生じること，及びトンネル直下の地盤を締固めることによって浮上がりを防止できることを示した。

福田ら[18]は，ガスパイプライン等の埋設管の浮上がり対策として締固め工法を用いる場合の，改良範囲の設定法を明らかにすることを目的として，図3.8に示す模型を用いて振動実験を行った。その結果，埋設管に作用する過剰間隙水圧比が，鉛直方向の力の釣合式より算出した値以上になると浮上がりが生じること，及び締固め幅を大きくすると上記の過剰間隙水圧比が小さくなり，浮上がりを抑えることができることを示した。

3.2　地盤の締固め改良範囲の設定法に関する研究

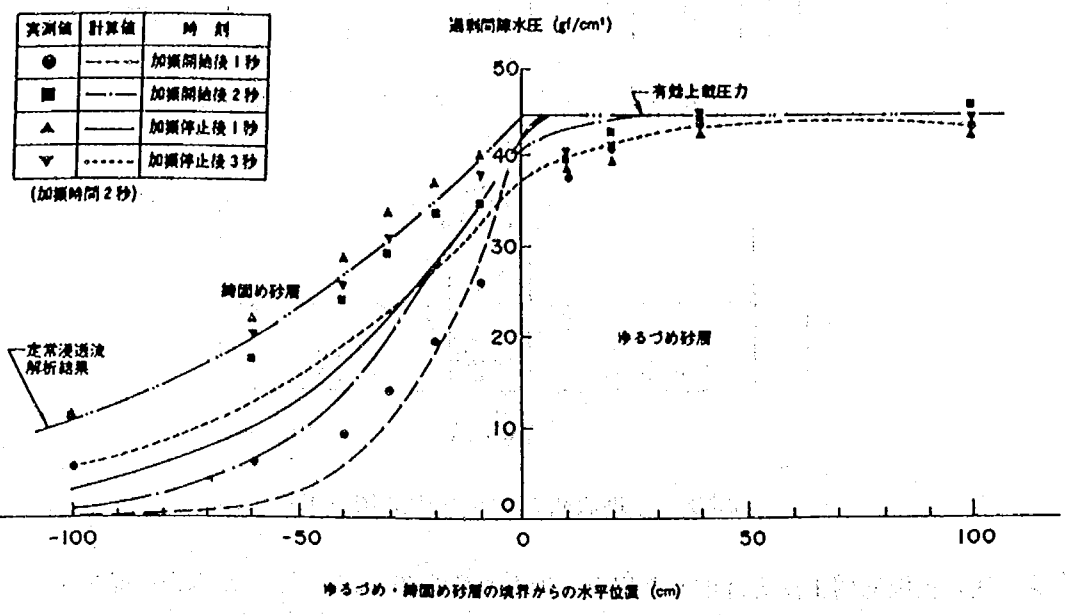
井合ら[19]は，締固めた部分とゆる詰めの部分をもつ飽和砂層を長さ5 m，高さ1.5 m，奥行き1.5 mの振動箱の中に作成し，振動実験を行った。その結果として，十分に締固めた地盤であっても，これに隣接する未改良地盤が液状化すると，浸透流によって過剰間隙水圧が伝達されることを示した。

また，実験模型を対象とした定常浸透流解析と非定常浸透流解析を行い，図3.9に示すように，締固めた地盤の過剰間隙水圧の最大値が，定常浸透流解析結果とほぼ一致することを示した。

さらに，定常浸透流解析を用いて，いくつかの条件のもとにおける地盤内の過剰間隙水圧の分布を計算した。結果の一例を図3.10に示す。

これらの結果をもとに，液状化対策としての地盤の締固め改良範囲を，地盤の主働崩壊角と受働崩壊角から図3.11のように決定する考え方を提案している。

なお，地中構造物の浮上がり対策として締固め改良を行う場合に関して，前述した松永ら[17]は，沈埋トンネル下方地盤の締固め範囲に関する解析的検討を行った。その結果，図3.12に示すように，締固めを十分な深さまで行った場合にはトンネル直下の地盤に対する締固めのみで十分な浮上がり



加振加速度206 Galの場合（加振開始後1秒より加振停止後3秒まで）

図3.9　過剰間隙水圧の実測値と計算値の比較[19]

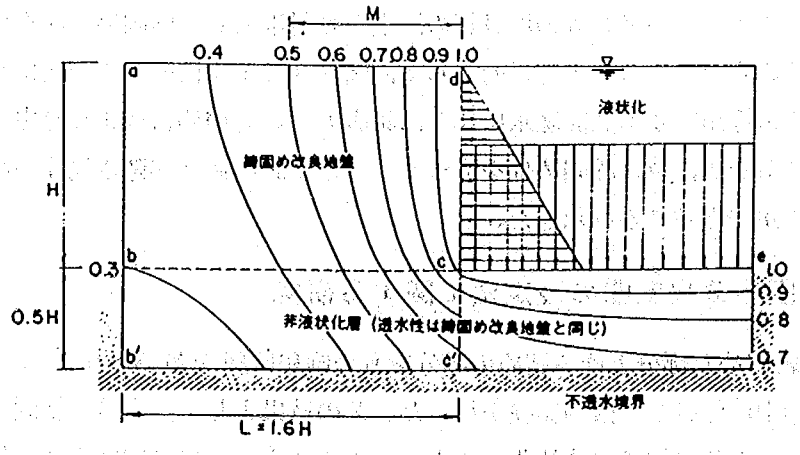


図3.10　過剰間隙水圧分布の計算例[19]

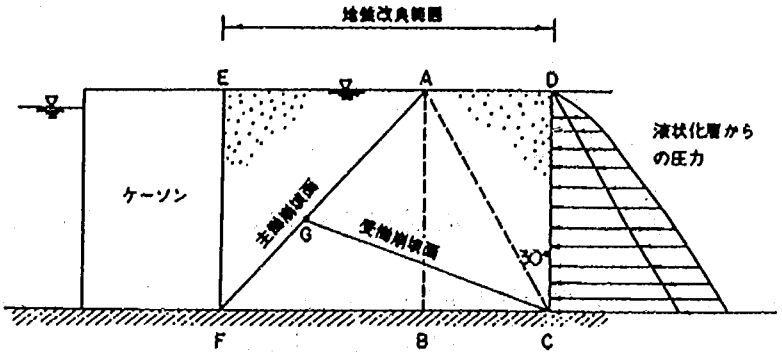


図 3.11. 締固め改良範囲の設定法[19]

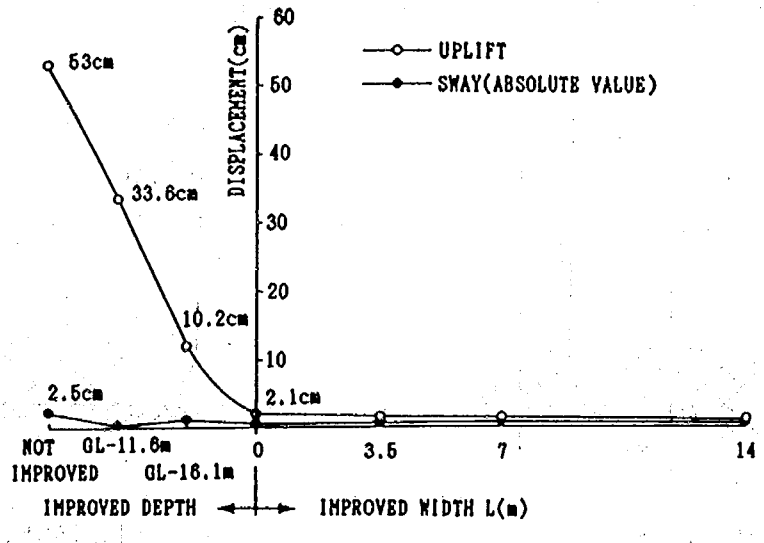


図 3.12　改良範囲によるトンネル左上端の変位の変化[17]

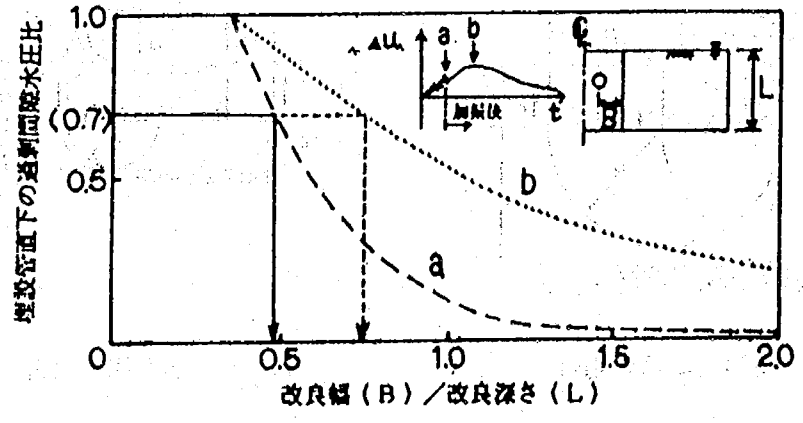


図 3.13　埋設管直下の過剰間隙水圧比と改良幅の関係[18]

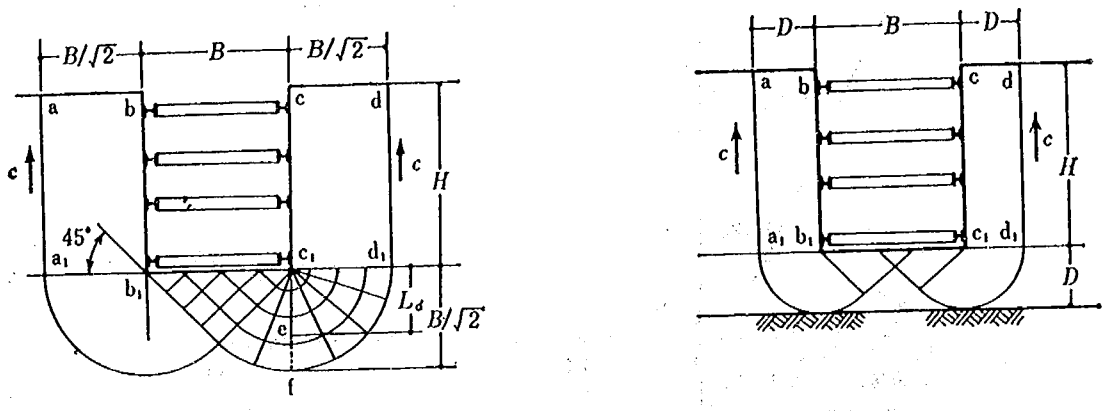
防止効果が期待でき，改良幅を変化させても防止効果の変化は小さいことを示した。

また，福田ら[18]は前述した模型振動実験により，ガスパイプライン等の埋設管に対する締固め工法の浮上がり対策効果を明らかにし，さらに過剰間隙水圧の発生・消散を考慮した2次元浸透流解析を行うことにより，図3.13に示すような締固め改良幅の設定図表を作成した。

3.3 すべり面を仮定したヒービングに対する安定計算に関する既往の研究

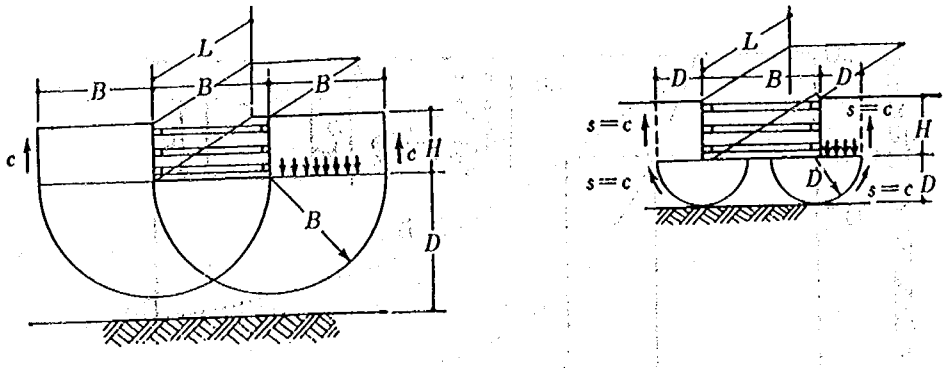
建築基礎構造設計基準[20]には，根切り工事を行った場合のヒービングに対する既往の検討方法がとりまとめられている。これによれば，すべり面を仮定した計算方法としては，図3.14に示すようなすべり面を仮定したTerzaghiらの方法と，図3.15に示すようなすべり面を仮定したTschebotarioffの方法とがある。これらの方法では，設定したすべり面に対する地盤の支持力と背面土塊の載荷応力の比として安全率を定義している。

また，当基準では，後者の方法を簡略化してモーメントの釣合から安全率を算出するものとし，さらに図3.16のようにすべり円弧の中心を最下段切ばりと山留め壁の交点とした修正式を示している。



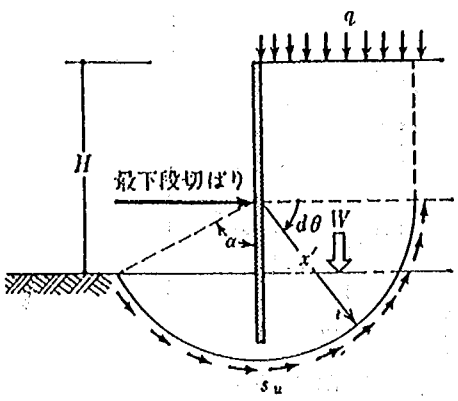
(1) 支持層が深い場合　　(2) 支持層が浅い場合

図3.14 Terzaghiの方法[20]



(1) 支持層が深い場合　　(2) 支持層が浅い場合

図3.15 Tschebotarioffの方法[20]



$$F=\frac{M_r}{M_d}=\frac{x'\left(\frac{\pi}{2}+\alpha\right)x's_u}{(\gamma_t H+q)x'\frac{x'}{2}}=\frac{(\pi+2\alpha)s_u}{\gamma_t H+q}$$

図 3.16　建築基礎構造設計基準[20]の修正式

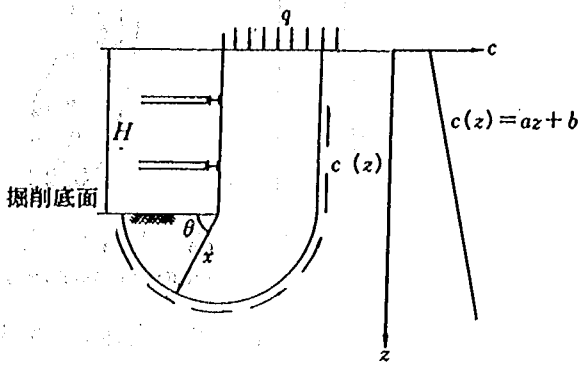


図 3.17　道路土工指針[21]の方法

道路土工指針[21]では，図 3.17のように粘着力の深度方向の変化とすべり面の鉛直部分での抵抗を考慮して，モーメントの釣合から安全率を算出する方法を示している。

安全率と変形量との関連づけに関して，Abdulaziz ら[22]は，11ケースの施工事例を対象に Terzaghi らの方法による安全率を計算し，土留め壁の水平変位量との相関性を調べた。その結果，図 3.18のように安全率が小さくなるほど掘削深度で無次元化した土留め壁の水平変位量が大きくなることを示した。

また，仮想実大モデルを対象とした有限要素解析を行い，上記の施工事例を対象とした検討結果と解析結果が図 3.19のようによく対応していることを示した。これをもとに図 3.20の設計図表を作成し，土留め壁と切り梁の剛性と，支持層の深さ及び掘削幅に応じて補正を行うことにより，安全率から土留め壁の水平変位量と地表面の沈下量を推定する方法を提案している。

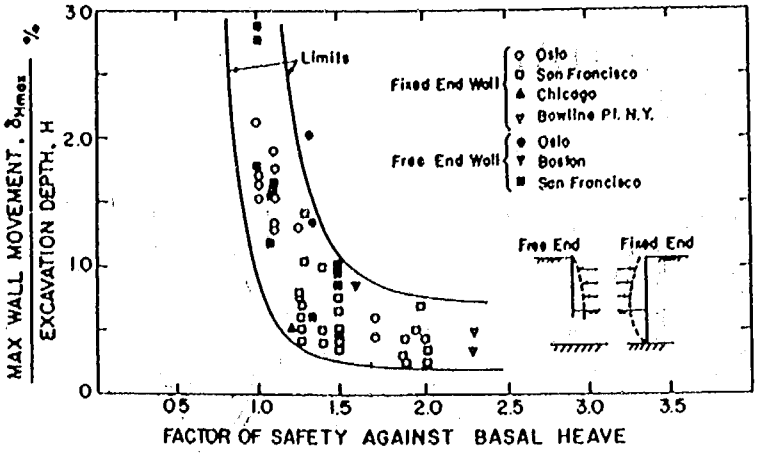


図 3.18　実施工事例を対象とした検討結果 [22)]

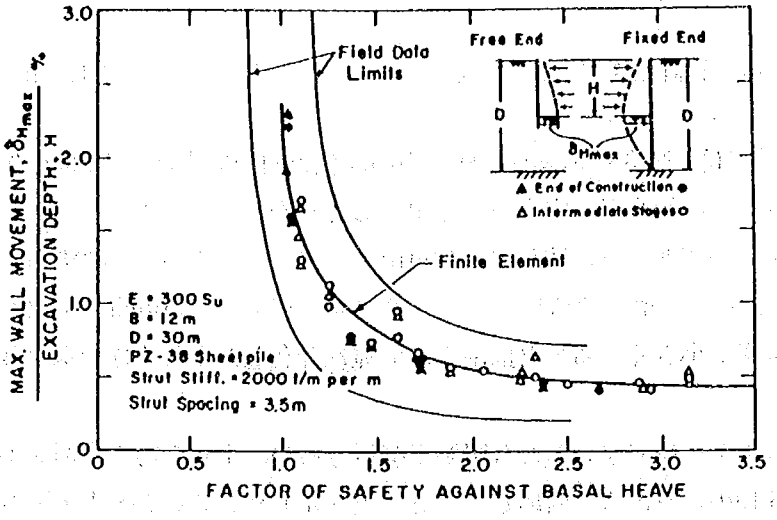


図 3.19　有限要素解析による計算結果 [22)]

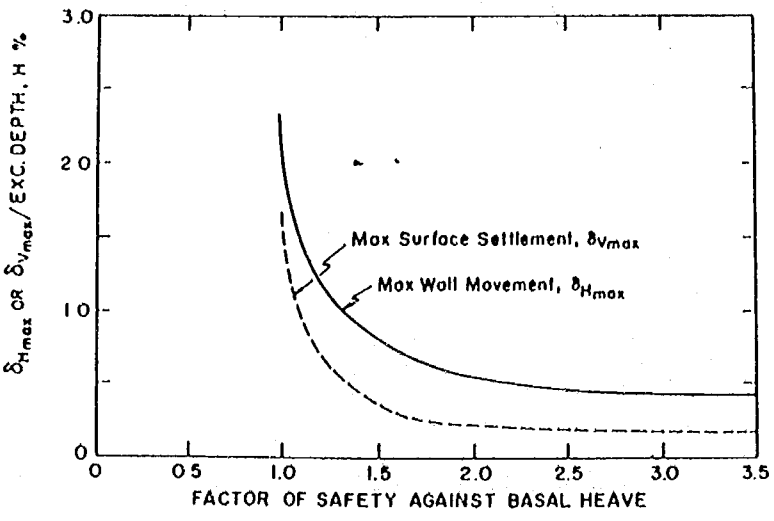


図 3.20　安全率に基づく土留め壁水平変位と地表面沈下量の設計図表 [22)]

4. 締固め改良幅と液状化層厚を変えた模型振動実験（その１）

4.1 実験目的

掘割道路の直下および側方の地盤に締固め改良を行うと，未改良地盤が液状化しても改良地盤が地盤全体の変形に抵抗するため，掘割道路の浮上がり量が無対策と比べて小さくなることが小型のせん断土槽を用いた模型振動実験[1]ですでに明らかになっている。

一方，既設の掘割道路に対して耐震補強を行う場合には，掘割道路直下の地盤に締固め改良を行うことは技術的に困難である。

そこで，今回の実験では，掘割道路側方の地盤のみに締固め改良を行った場合について，改良による浮上がりの抑制効果とこれに及ぼす改良幅の影響を調べた。また，無対策の場合の掘割道路直下の液状化しやすい砂層の厚さ（以下「液状化砂層厚」と呼ぶ）が，掘割道路の浮上がり量に及ぼす影響を調べた。

4.2 実験方法

実験には，図4.1に示す6つの模型地盤を用いた。各模型地盤の実験条件を表4.1にまとめて示す。

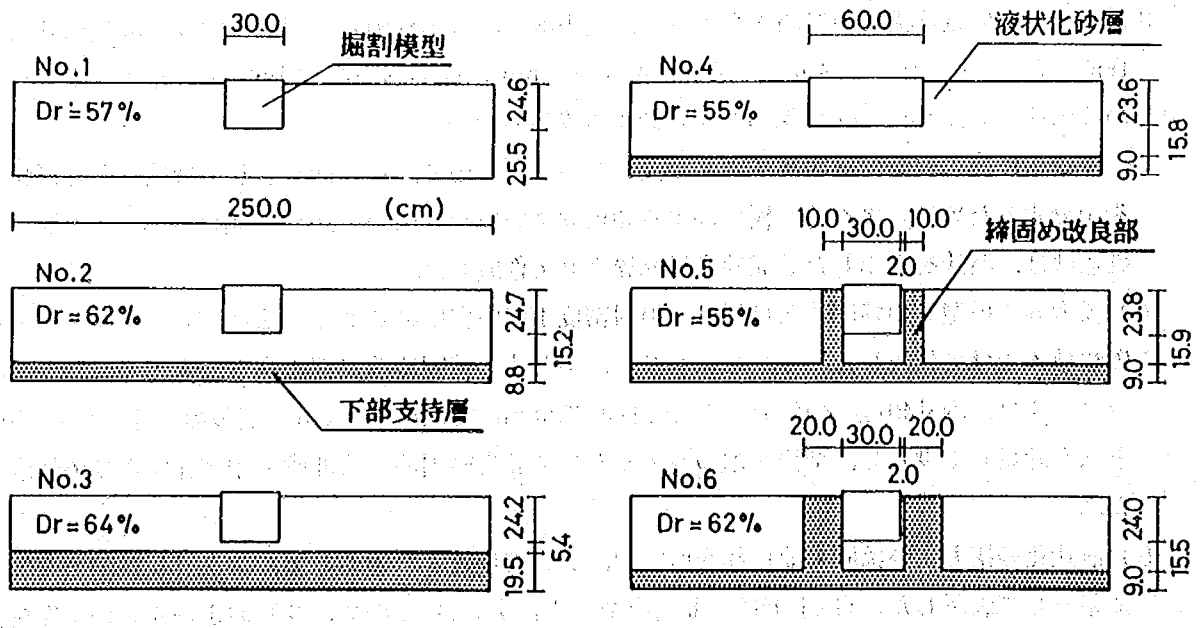


図4.1 実験模型

表 4.1　模型条件

模型No.	掘割直下の液状化砂層厚(cm)	掘割道路幅(cm)	側方締固め改良幅(cm)	液状化砂層の相対密度(%)*
模型1	25.5	30.0	0.0	57.2
模型2	15.2	30.0	0.0	61.6
模型3	5.4	30.0	0.0	64.4
模型4	15.8	60.0	0.0	55.1
模型5	15.9	30.0	10.0	55.1
模型6	15.5	30.0	20.0	62.3

* 豊浦砂の$\gamma dmax = 1.632\ gf/cm^3$, $\gamma dmin = 1.348\ gf/cm^3$ とした。

4.2.1　模型作成

模型の作成方法を以下に示す。

1）長さ250 cm，高さ60 cm，奥行き68 cmの剛な箱型の土槽を2つ振動台上に設置した。

2）気乾状態の豊浦砂を計量して土槽内に投入し，足踏みにより相対密度100％程度に締固めて支持層を作成した。（模型1では支持層はなし。）

3）ホッパーに気乾状態の豊浦砂を入れて，空中落下法により相対密度60％程度の液状化砂層を作成した。（ホッパーのスリットの開口幅を5.5 mm，砂の落下高さを93 cmとして，ホッパーの移動速度を25 cm／secに保ちながら砂まきを行った。）

土槽の片側の側面は透明なアクリル板となっているので，この面を通して砂地盤の変形状況を記録するために，アクリル板に接する砂地盤に染色砂を用いて10 cm間隔のメッシュを描いた。染色砂は，墨汁をまぶした豊浦砂を炉乾燥させて作成した。

4）模型5と模型6の締固め改良部は，相対密度100％程度の豊浦砂の凍結ブロックを所定の位置に積み上げて作成した。3）にあわせて，少しずつ締固め改良部の高さを大きくした。凍結ブロックは，内寸40 cm×10 cm×10 cmおよび20 cm×20 cm×10 cmの鋼製の型枠内に豊浦砂と水を計量して投入し，型枠を木づちでたたいて砂を締固め，冷凍庫の中で凍結させて作成した。

5）液状化砂槽および締固め改良部を所定の高さまで作成したところで，アクリル製の箱を掘割道路として設置した。（以下では「掘割模型」と称する。）この後，3）および4）の操作を繰り返して残りの砂地盤を作成した。

掘割模型は，幅30 cm，高さ25 cm，奥行き68 cmのものを2つと，幅60 cm，高さ25 cm，奥行き68 cmのものを1つ使用した。ビニール袋に詰めた鉛散弾を掘割模型内に入れて，掘割模型の見かけの単位体積重量（掘割模型の全重量を，砂地盤に埋め込んだ部分の体積で除した値）が$1.52\ gf/cm^3$になるように重量調整を行った。ただし，4.3.4で後述するように，模型4における掘割模型の見かけの単位体積量は，計量ミスのために目標値よりもかなり小さい値で

あった可能性がある。

掘割模型と土槽側面の接する部分には，シリコングリースを十分に塗布して摩擦を軽減した。摩擦の度合は，掘割模型が自重で滑らかに落下する程度であった。

6）以上2）～5）の操作の途中で，砂地盤中の所定の位置に加速度計および間隙水圧計を埋設した。地盤が液状化したときにこれらのセンサーが沈下することを防ぐために，センサーのまわりに発泡スチロールをつけて見かけの単位体積重量を砂地盤と同程度の1.9gf／cm³に調整した。加速度計は，加振中のセンサーの向きの変化を最小限に抑えるためにアクリル板を2枚はり付けて，これらを砂地盤中に差し込んで使用した。

各模型地盤の計器配置を図4.2に示す。また，使用した計器の仕様と出力電圧の符号特性を表4.2に示す。

表4.2　計器の仕様

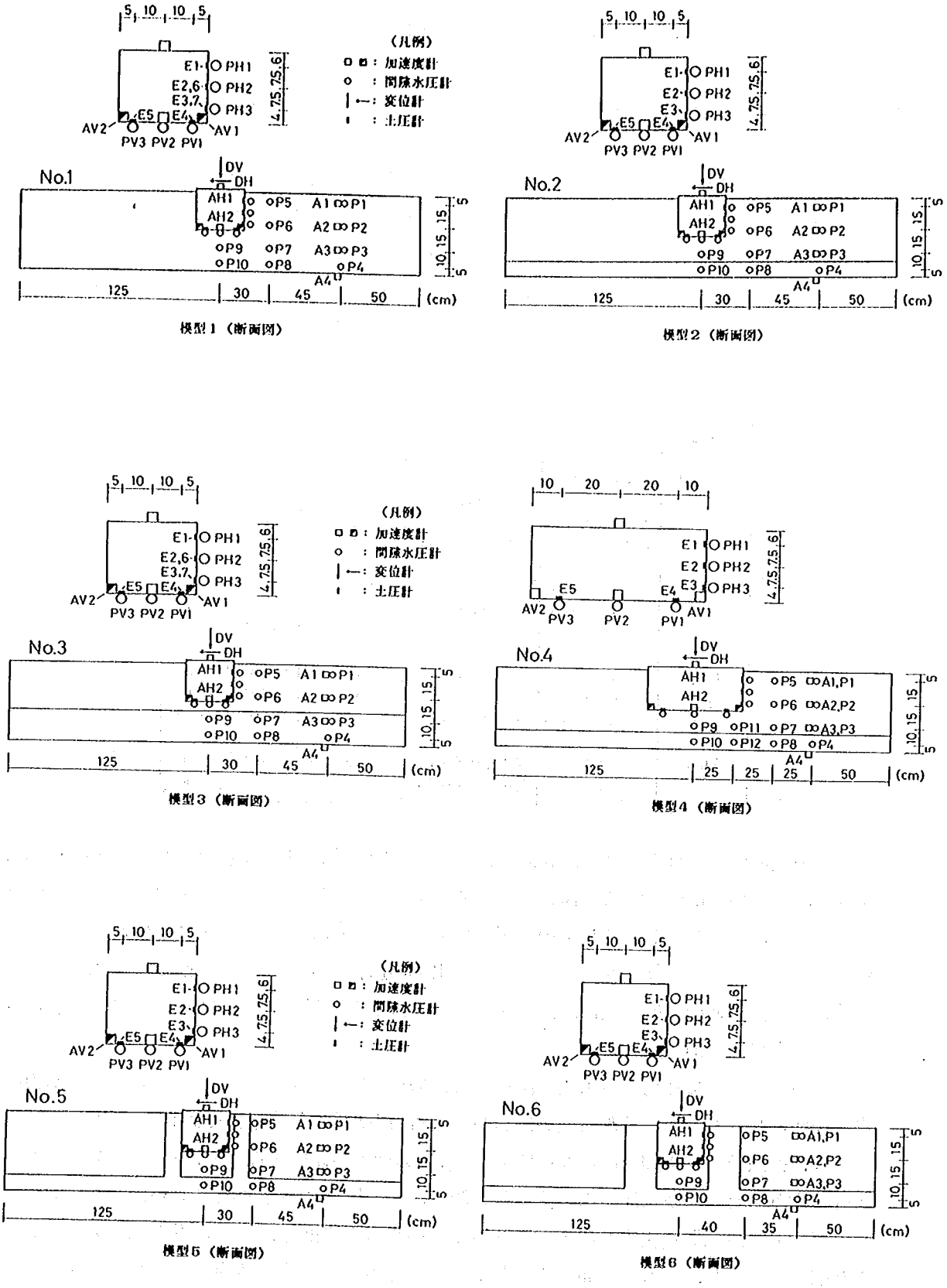
計器	記号	設置位置	時刻歴の符号	仕様
加速度計	A1～A3 A4 AH1，AH2 AV1，AV2	地盤（水平） 振動台（水平） 掘割模型（水平） 掘割模型（鉛直）	図の左向き＋ 〃 〃 下向き＋	共和電業 AS2GA （容量2G）
間隙水圧計	P1～P12 PH1～PH3 PV1～PV3	地盤 掘割側方地盤 掘割模型底面	増加＋ 〃 〃	共和電業 （容量 0.5～1.0 kgf/cm²）
土圧計	E1～E3 E6～E7 E4～E5	掘割模型側方 〃 掘割模型底面	増加＋ 〃 〃	SSK，φ= 5mm 共和電業，φ= 6mm ST研，φ= 25mm
変位計	DH DV	掘割模型（水平） 掘割模型（鉛直）	図の左向き＋ 沈下＋	東京測器，50mm ピーコック，30mm

掘割模型の側面には土圧計を，底面には土圧計と間隙水圧計を取りつけた。E1～E5の土圧計は，厚さ約2mm，幅10cmのアクリル板に穴をあけてセンサーをはめ込み，これを掘割模型にはり付けた。E6およびE7の土圧計はセンサーを掘割模型に直接はり付け，段差になった部分に充てん用のシリコンゴムを詰めて突出部の影響を小さくした。掘割模型底面の間隙水圧計は，掘割模型の底板の穴に，内側からねじ込んで取り付けた。間隙水圧計の受圧面付近のエア抜きを加振直前に行った。

掘割模型の側面に作用する水圧を測定するための間隙水圧計PH1～PH3は，掘割模型の働きを妨げないように，掘割模型の側面から1cm程度離れた位置に設置した。模型5と模型6では，掘割模型と締固め改良部の間に2cm幅のゆるい砂層を作成し，この砂層中に間隙水圧計を設置した。間隙水圧計を設置しない側は，掘割模型に締固め改良部が接するようにした。

7）土槽底部から二酸化炭素を注入し，砂地盤内の空気と置換した。二酸化炭素の注入圧は約100gf／cm²とし，地盤の表面にガスが上がってくるまで，約2時間にわたり注入を続けた。

8）土槽底部から脱気水を注入し，砂地盤を飽和させた。注入する脱気水には50gf／cm²程度の水頭差を与えた。注入は，水位が地盤の表面と一致するまで，3～4時間程度かけて行った。模型5と模型6では，凍結ブロックを早く融解させるために少し暖めた脱気水を注入し，さら



模型1（断面図）　模型2（断面図）

模型3（断面図）　模型4（断面図）

模型5（断面図）　模型6（断面図）

図4.2　計器配置図

にに，土槽全体にビニールシートをかぶせて中の空気を電熱器で暖めた。

9）地盤表面と掘割模型の位置を標尺で測定し，加振前の液状化砂層厚と掘割模型の埋め込み深さを求めた。これらの値と投入した砂の重量から求めた液状化砂層の相対密度を表4.1に示す。算出にあたって。模型5と模型6の締固め改良部の寸法は目標値になっているものとし，また，砂地盤中に埋め込んだ各センサーの体積補正は行わなかった。

4.2.2　加振及び計測

加振は以下のような手順で行った。

10）振幅20gal程度のホワイトノイズを入力波として微小加速度レベルの加振を行った。

11）5Hz，4秒（20波）の正弦波を入力波として，加速度レベルを大きくしながらステップ加振を行った。加振レベルと加振ケースの対応表を表4.3に示す。

以上の加振実験において，加振中の各計器の出力を64チャンネルのディジタルデータレコーダー

表4.3　加振ケース

加速度レベル	70gal	100gal	150gal	200gal	300gal	500gal
模型1	case 1-1	case 1-2	case 1-3	case 1-4	case 1-5	
模型2	case 2-1	case 2-2	case 2-3	case 2-4	case 2-5	
模型3	case 3-1	case 3-2	case 3-3	case 3-4	case 3-5	case 3-6
模型4	case 4-1	case 4-2	case 4-3	case 4-4	case 4-5	case 4-6
模型5	case 5-1	case 5-2	case 5-3	case 5-4	case 5-5	case 5-6
模型6	case 6-1	case 6-2	case 6-3	case 6-4	case 6-5	case 6-6

・入力加速度は、5Hz，4秒の正弦波（20波）。

表4.4　加振加速度の実測値

（単位 gal）

加速度レベル	70gal	100gal	150gal	200gal	300gal	500gal
模型1 模型2	71.3 (75.0)	96.8 (100.6)	143.6 (155.1)	195.7 (207.5)	305.2 (316.8)	
模型3 模型5	71.1 (72.2)	97.4 (101.4)	138.3 (154.0)	192.7 (202.0)	305.2 (311.3)	538.2 (552.7)
模型4 模型6	71.6 (72.4)	100.0 (102.5)	143.7 (156.8)	199.9 (212.3)	306.2 (313.1)	543.2 (566.2)

・一度に2つの模型地盤を振動台に載せて加振した。

・表中の上段と下段の数値は、それぞれ加速度振幅の平均値と最大値。

に収録し，大型計算機を用いて図化処理を行った。データの収録は，過剰間隙水圧が消散するまで行った。また，加振後の地盤表面と掘割模型の位置を標尺で測定し，側面のアクリル板を通して砂地盤の変形状況を記録した。

加振は，一度に２つの模型地盤を振動台に載せて行った。各加振レベルにおける加振加速度の実測値を表 4.4 に示す。

4.3　実験結果および考察

4.3.1　測定データの時刻歴

各模型の 100 gal，150 gal，200 gal 加振時の測定データの時刻歴を図 4.3～4.8 に示す。計器の埋設位置は図 4.2 に，時刻歴の符号は表 4.2 に示したとおりである。

掘割模型の挙動に着目してこれらの時刻歴を見ると，例えば図 4.4 (1)では，加振により地盤中（Ｐ１～Ｐ10）に過剰間隙水圧が発生して，それらがほぼ最大値に達する直前（図では加振開始後 2.5 秒程度）に掘割模型が浮上がり始めている（ＤＶ）。掘割模型の底部に作用する過剰間隙水圧（ＰＶ１～ＰＶ３）は，掘割模型が浮上がり始めた時点ではほぼ頭打ちになっている。

掘割模型の水平変位振幅（ＤＨ）は，掘割模型が浮上がり始める直前から急増して最大値をとり，その後減少してほぼ一定となる。加振終了時に再び振幅が大きくなるが，これは加振を止める際に振動台が大きく変位することによるものと考える。

掘割模型が浮上がり始めると，掘割模型の水平方向の応答加速度（ＡＨ１，ＡＨ２）が非常に小さくなり，同程度の加速度レベルで鉛直方向（ＡＶ１，ＡＶ２）に応答し始める。

掘割模型の浮上がり（ＤＶ）は加振中に進行し，加振終了後はほとんど浮上がり量は増えない。逆に，過剰間隙水圧の消散によって間隙水が地表面に排出されて地盤が沈下するため，これにあわせて掘割模型も加振終了後に若干沈下する。

以上の傾向は，掘割模型が浮上がったすべての加振ケースにほぼ共通して見られる。

4.3.2　掘割模型の浮上がり量

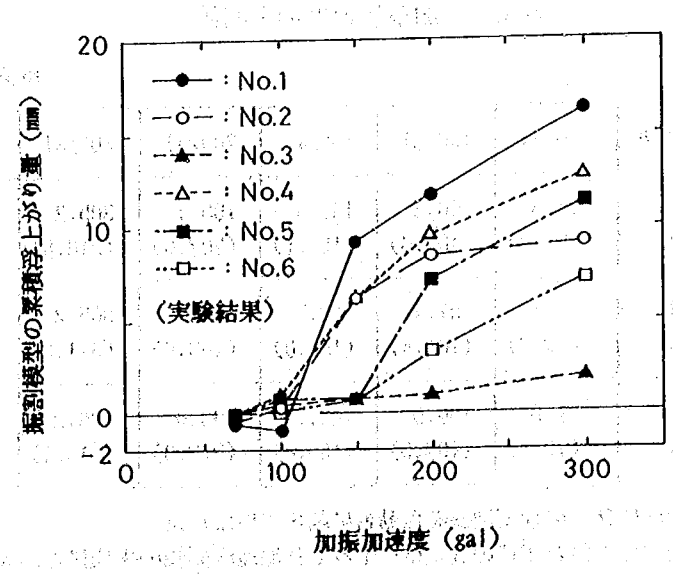


図 4.9　掘割模型の累積浮上がり量と加振加速度の関係

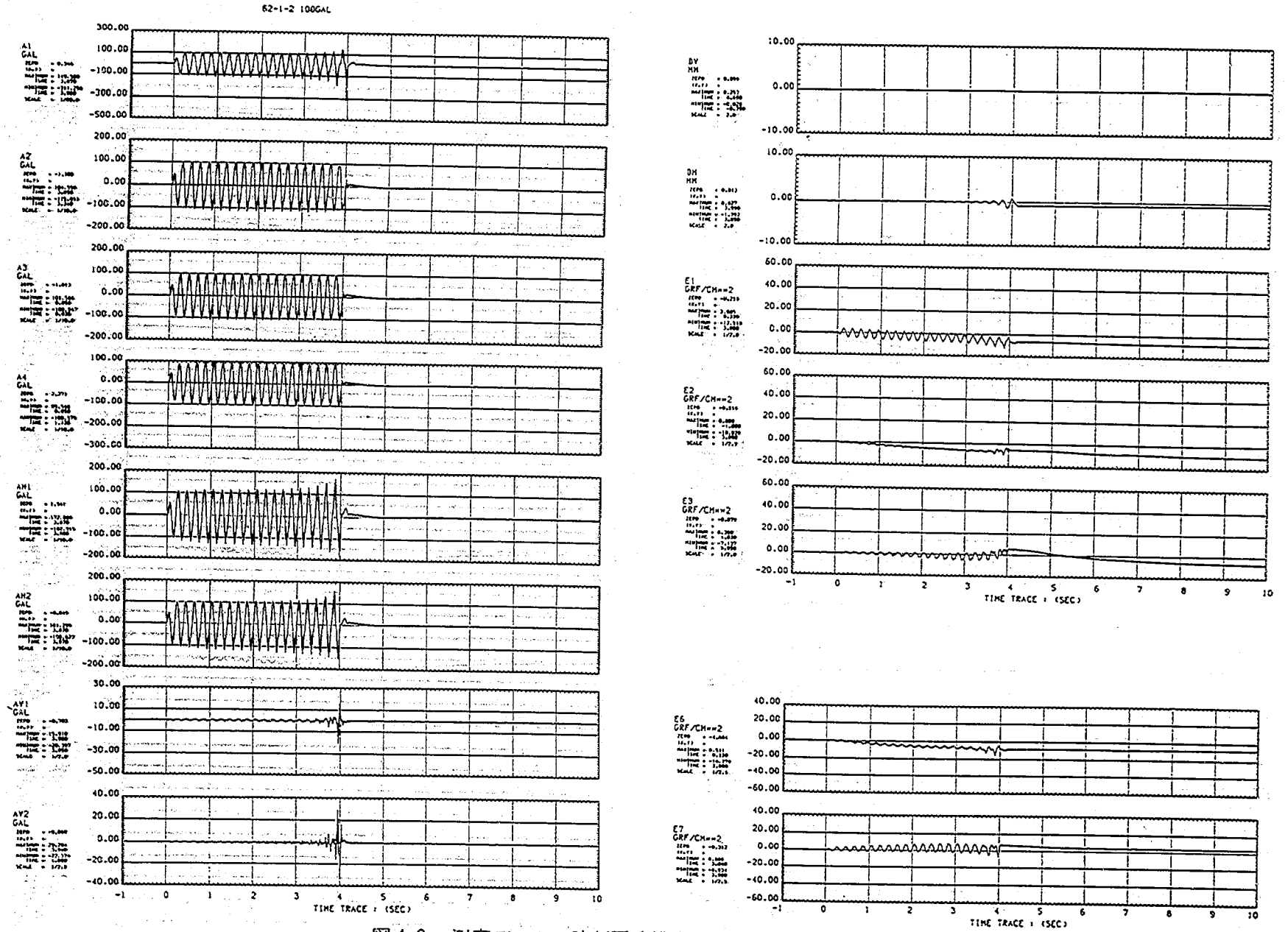


図4.3　測定データの時刻歴（模型1）　(1) 100 gal 加振時

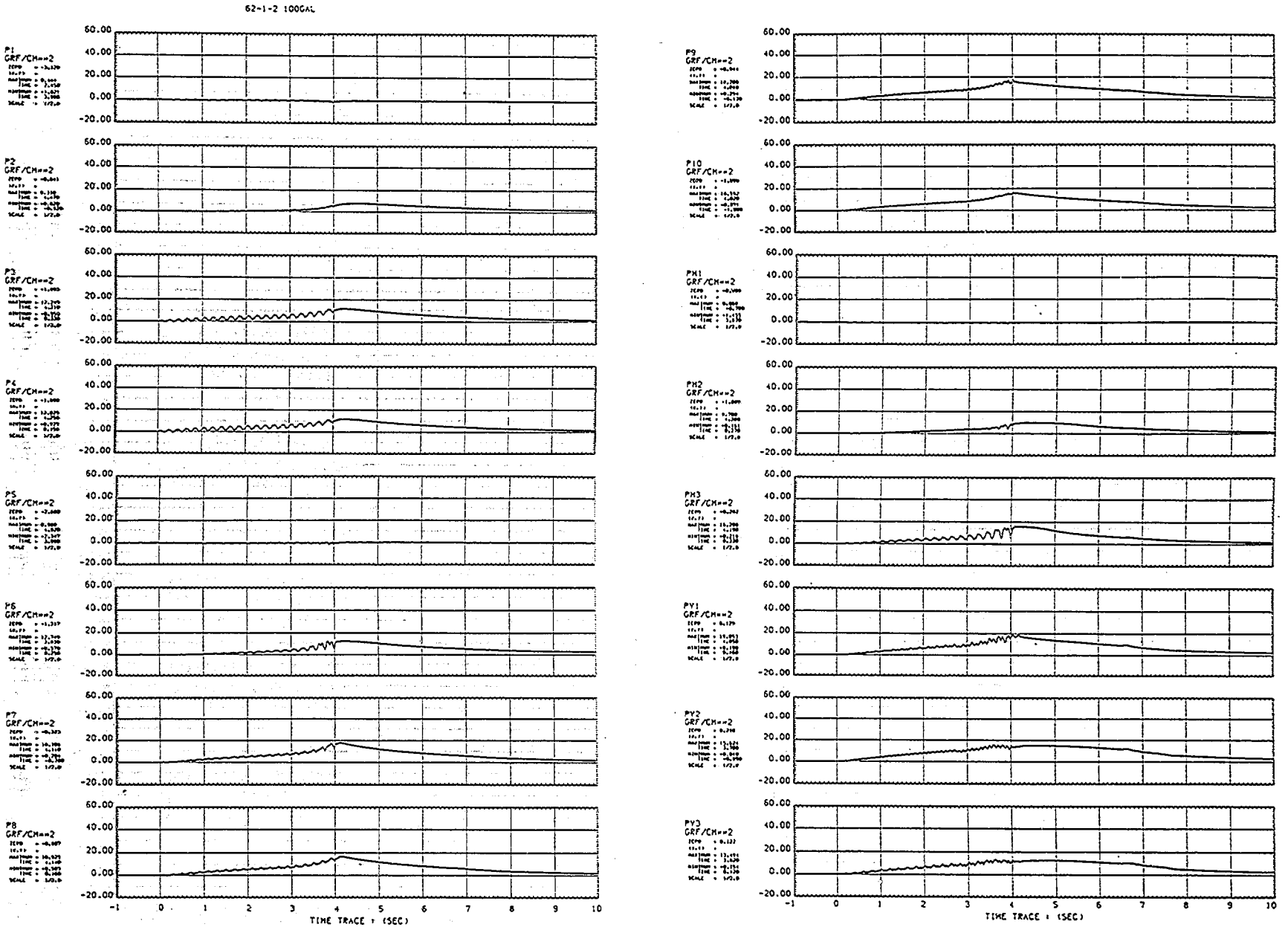


図 4.3　測定データの時刻歴（模型１）　(1) 100 gal 加振時

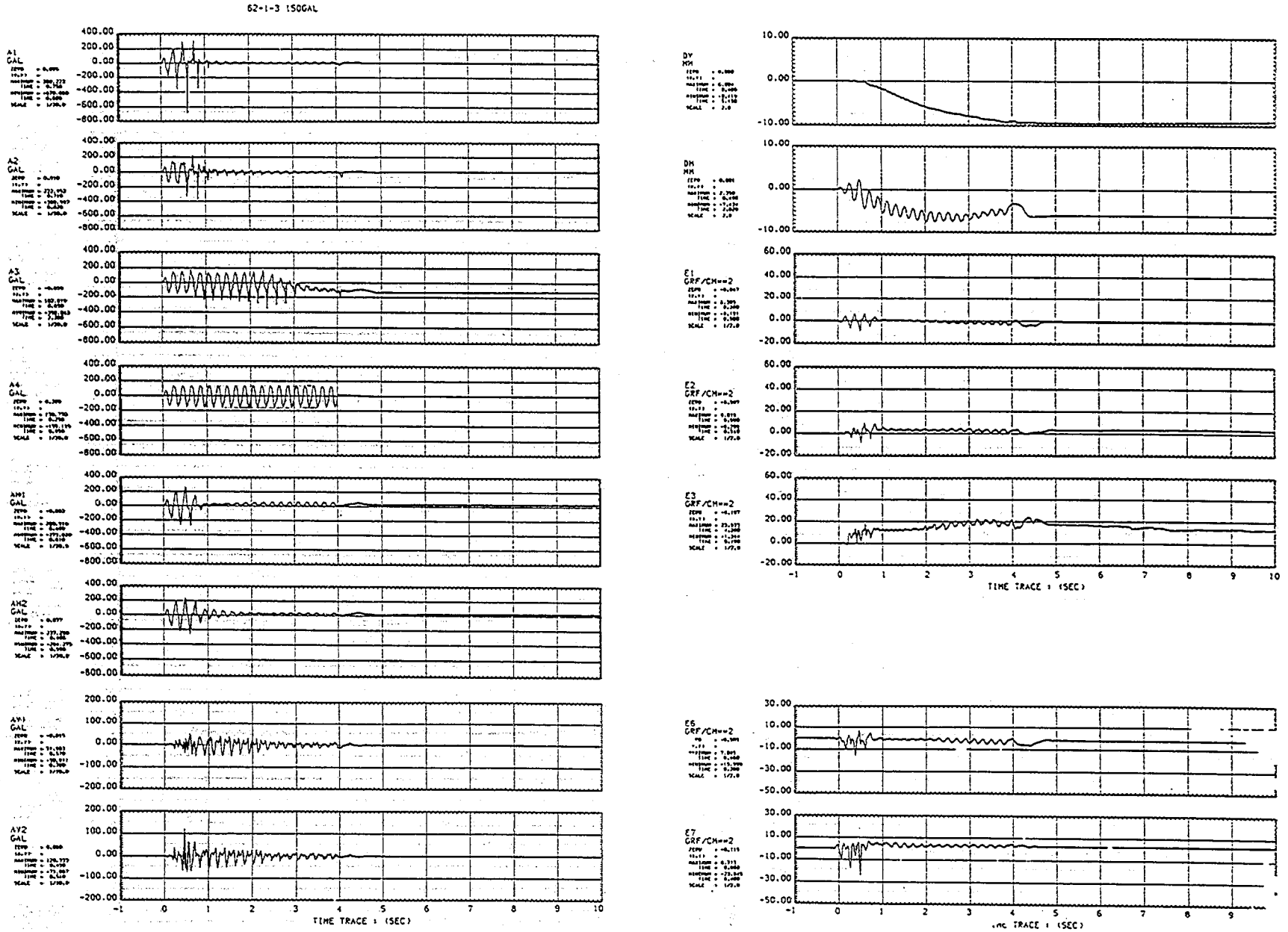


図4.3　測定データの時刻歴（模型1）　(2) 150 gal 加振時

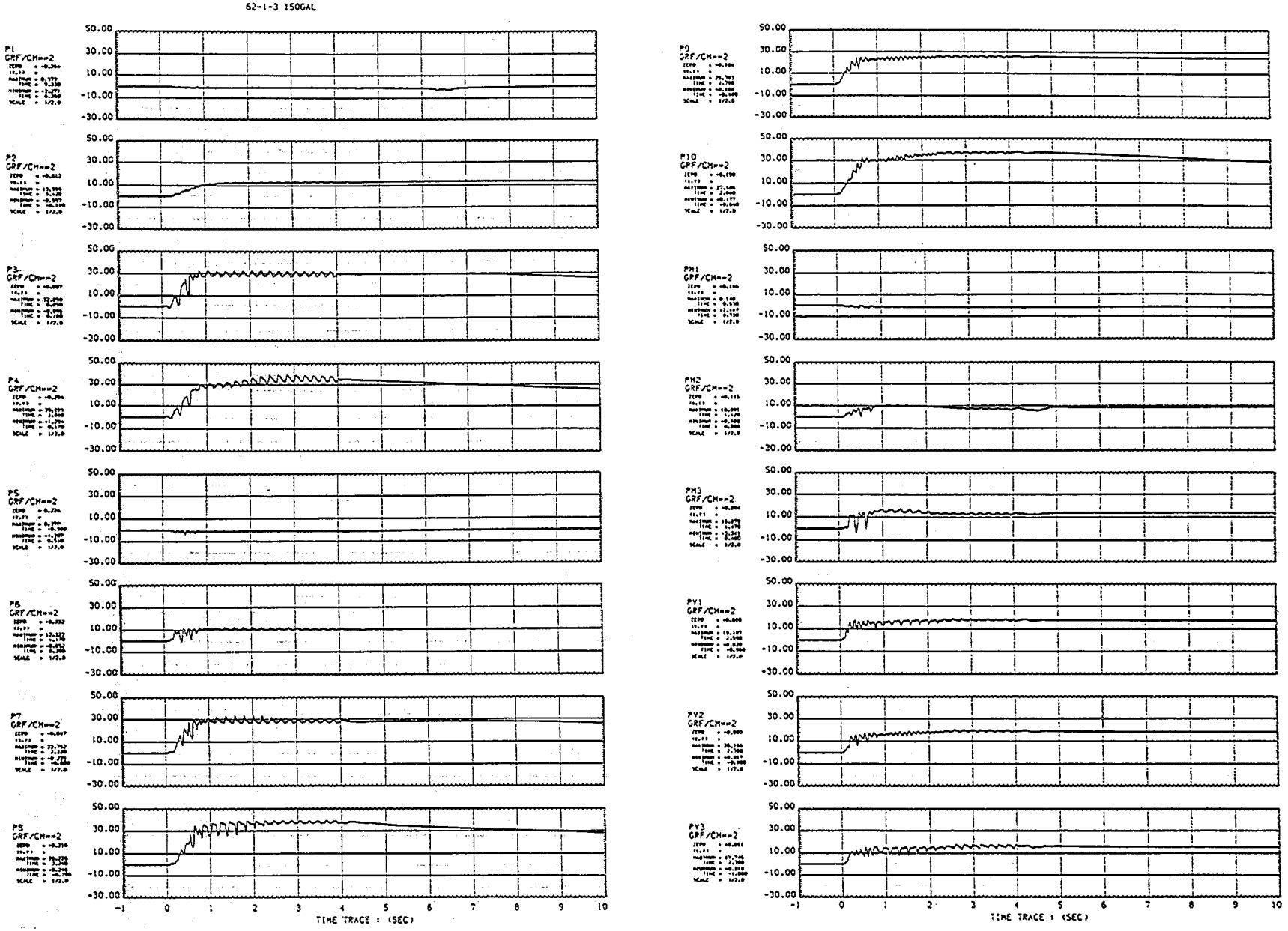


図 4.3　測定データの時刻歴（模型 1）　(2) 150 gal 加振時

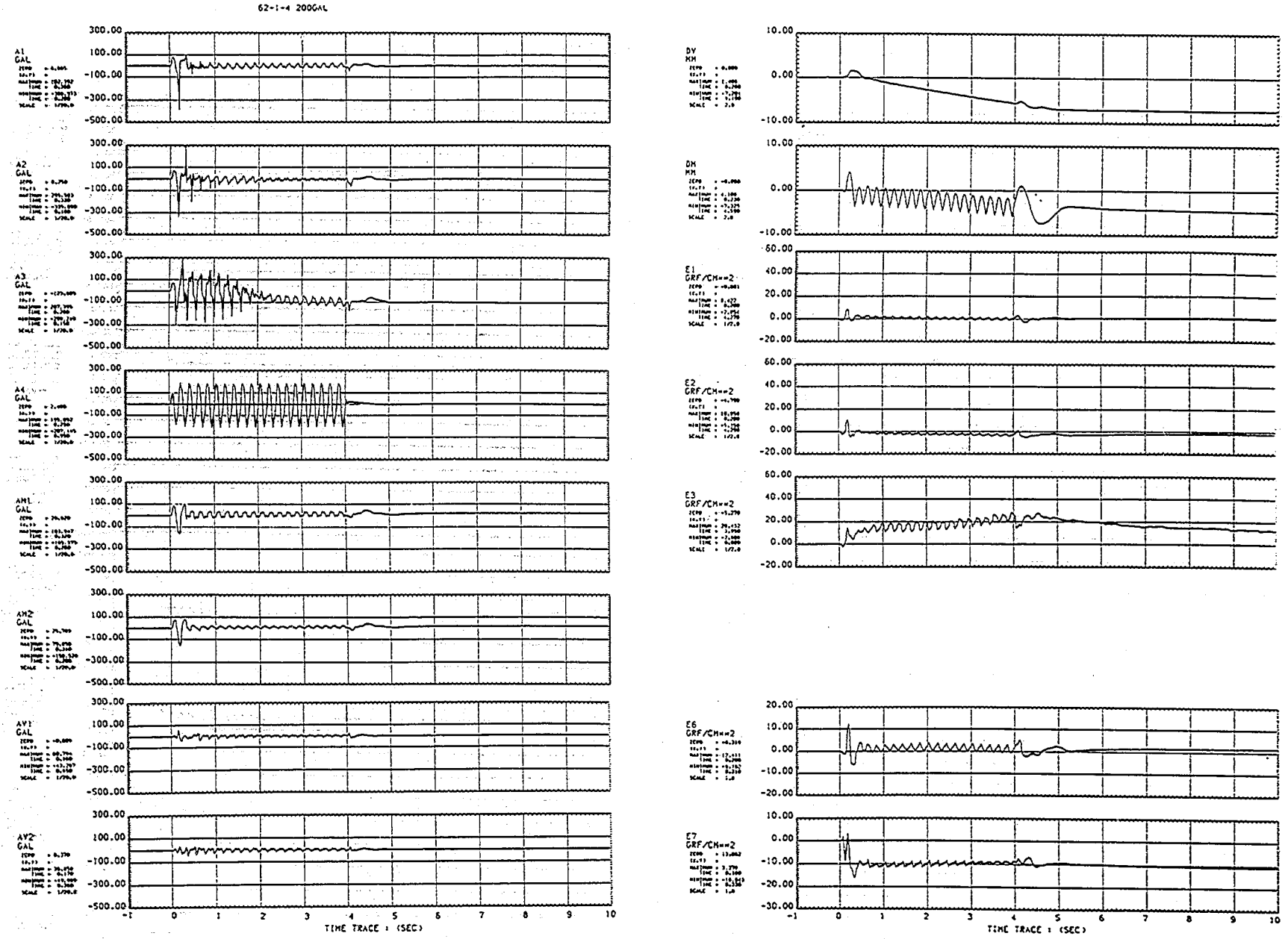


図 4.3　測定データの時刻歴（模型１）　(3) 200 gal 加振時

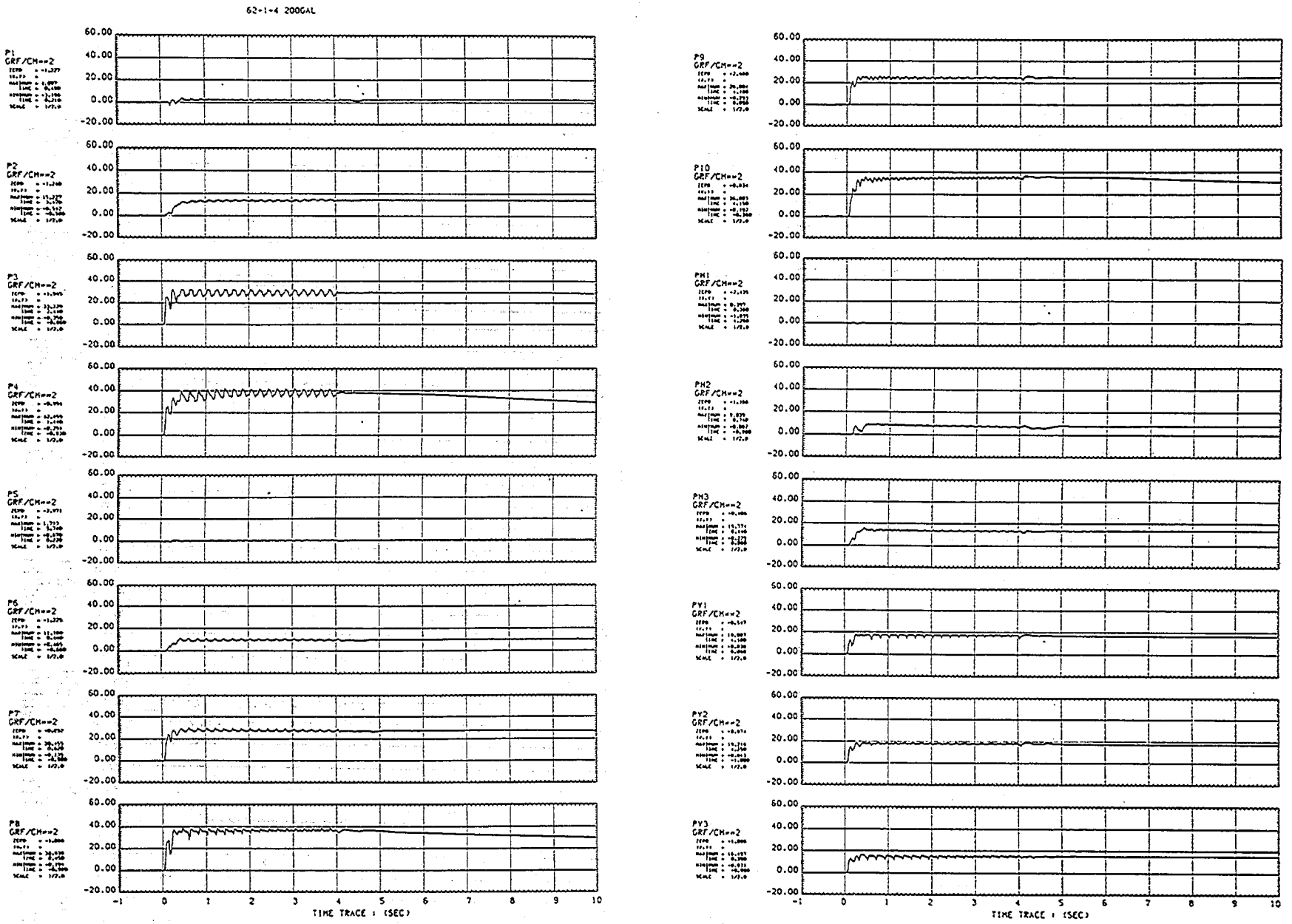


図 4.3　測定データの時刻歴（模型 1）　(3) 200 gal 加振時

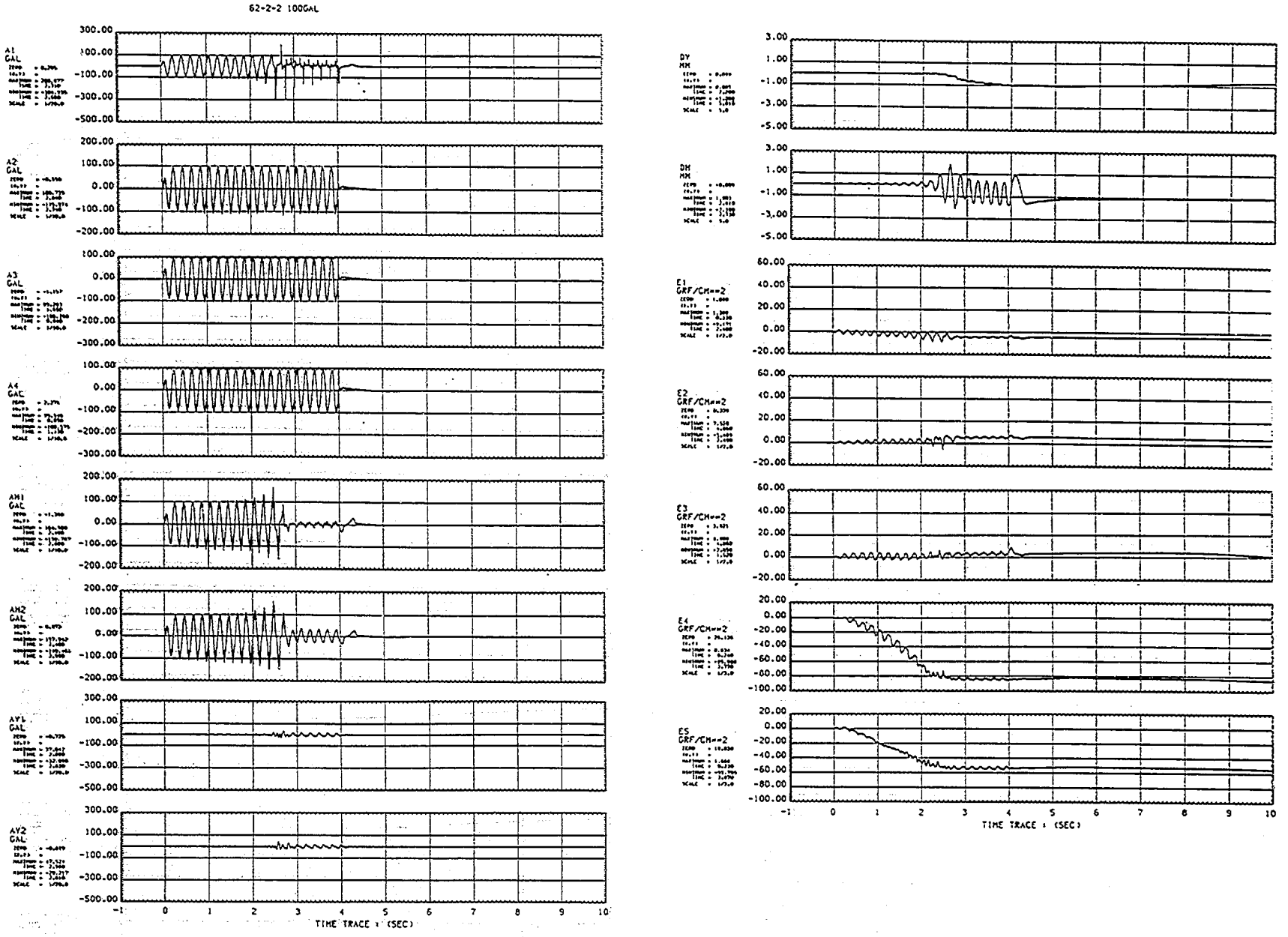


図 4.4　測定データの時刻歴（模型２）　(1) 100 gal 加振時

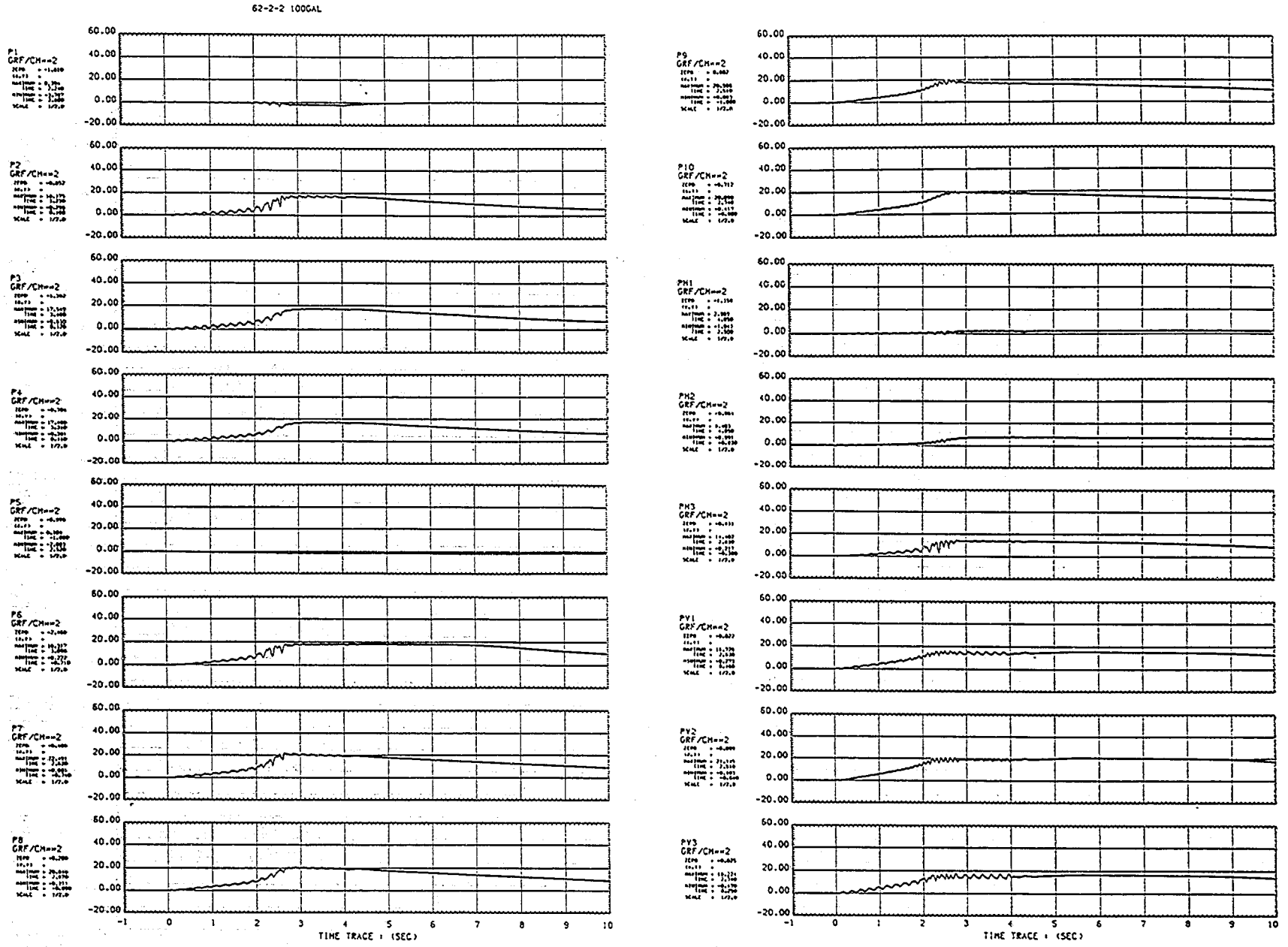


図 4.4　測定データの時刻歴（模型２）　(1) 100 gal 加振時

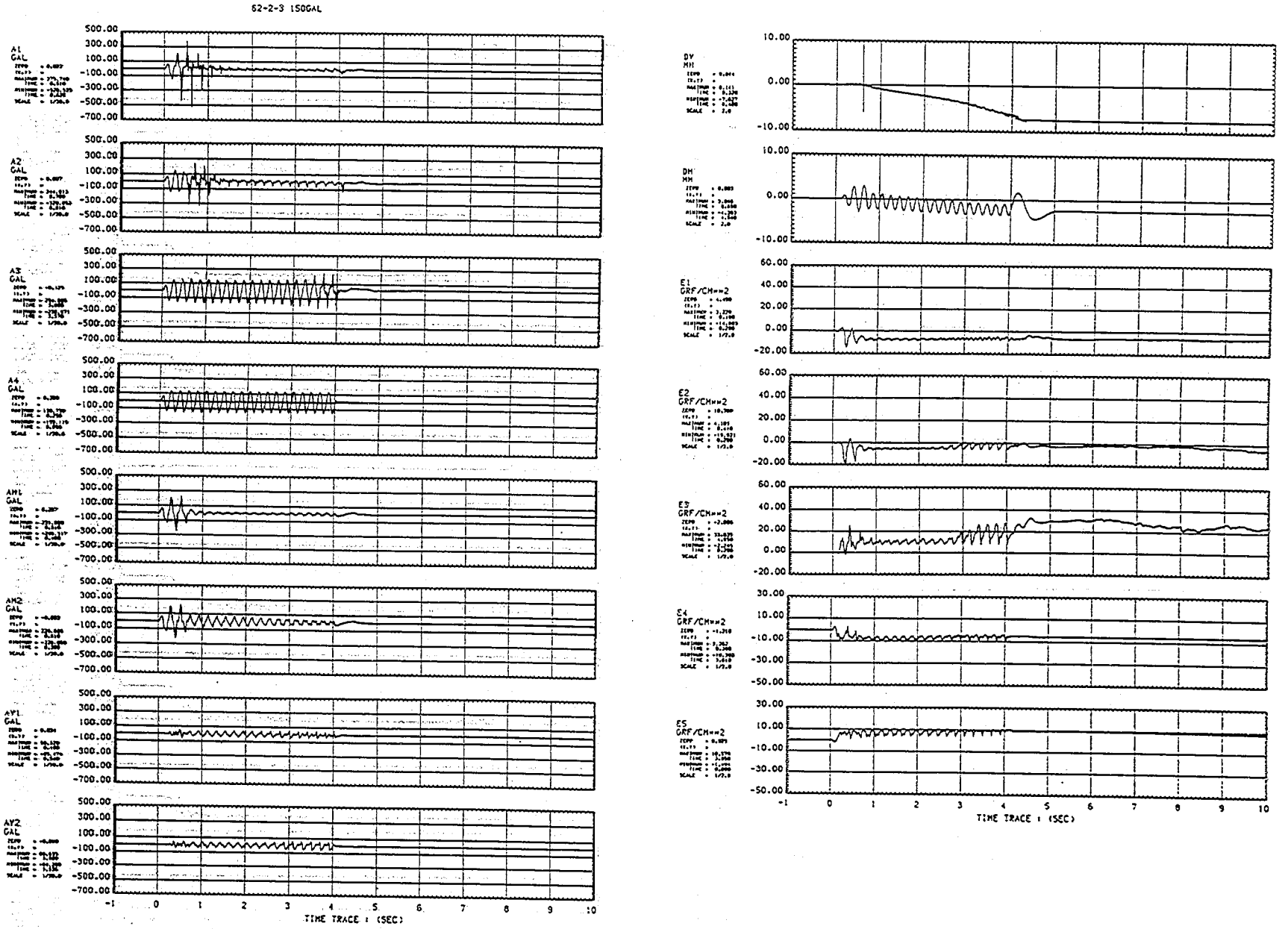


図 4.4　測定データの時刻歴（模型２）　(2) 150 gal 加振時

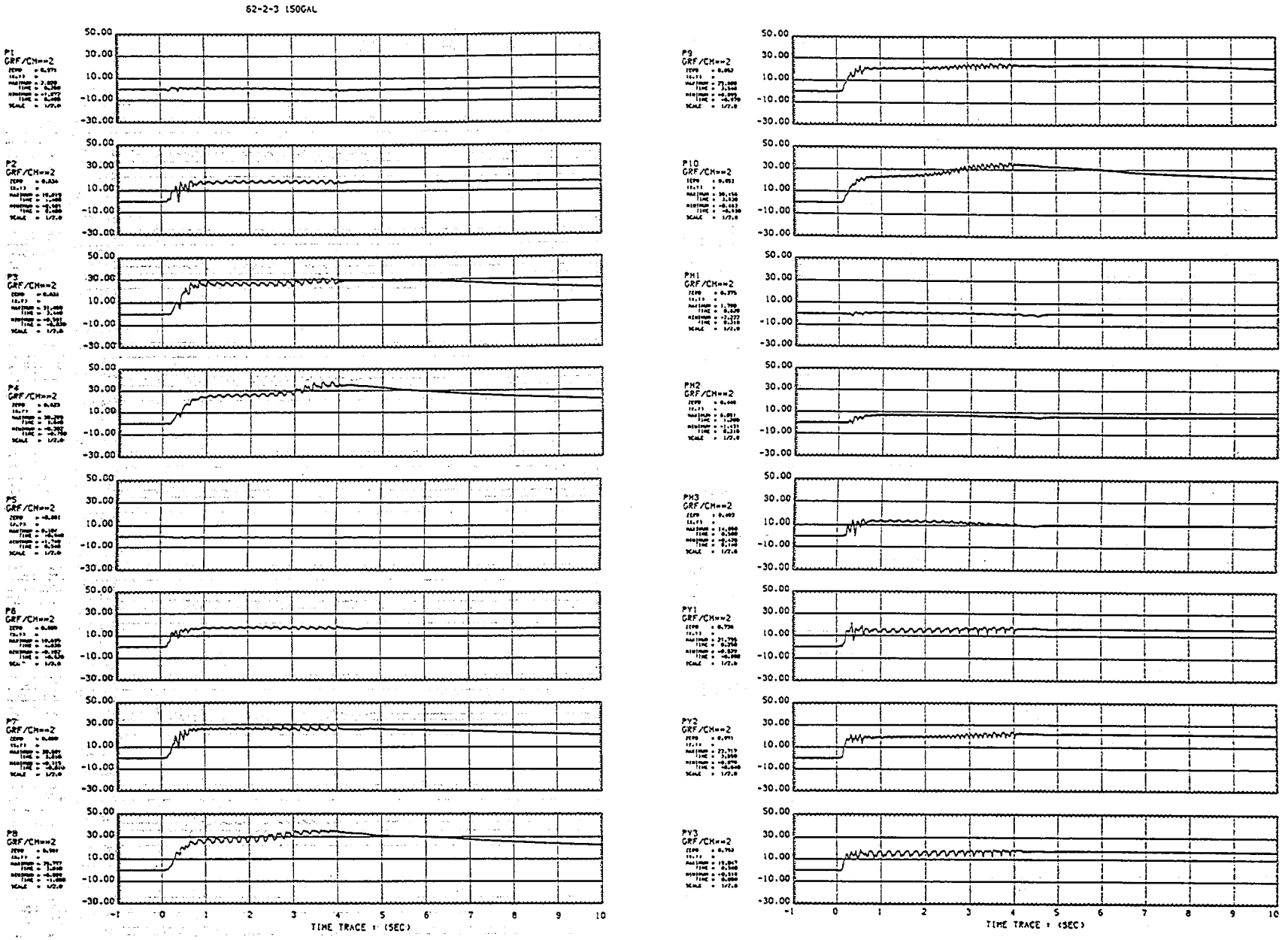


図 4.4　測定データの時刻歴（模型２）　(2) 150 gal 加振時

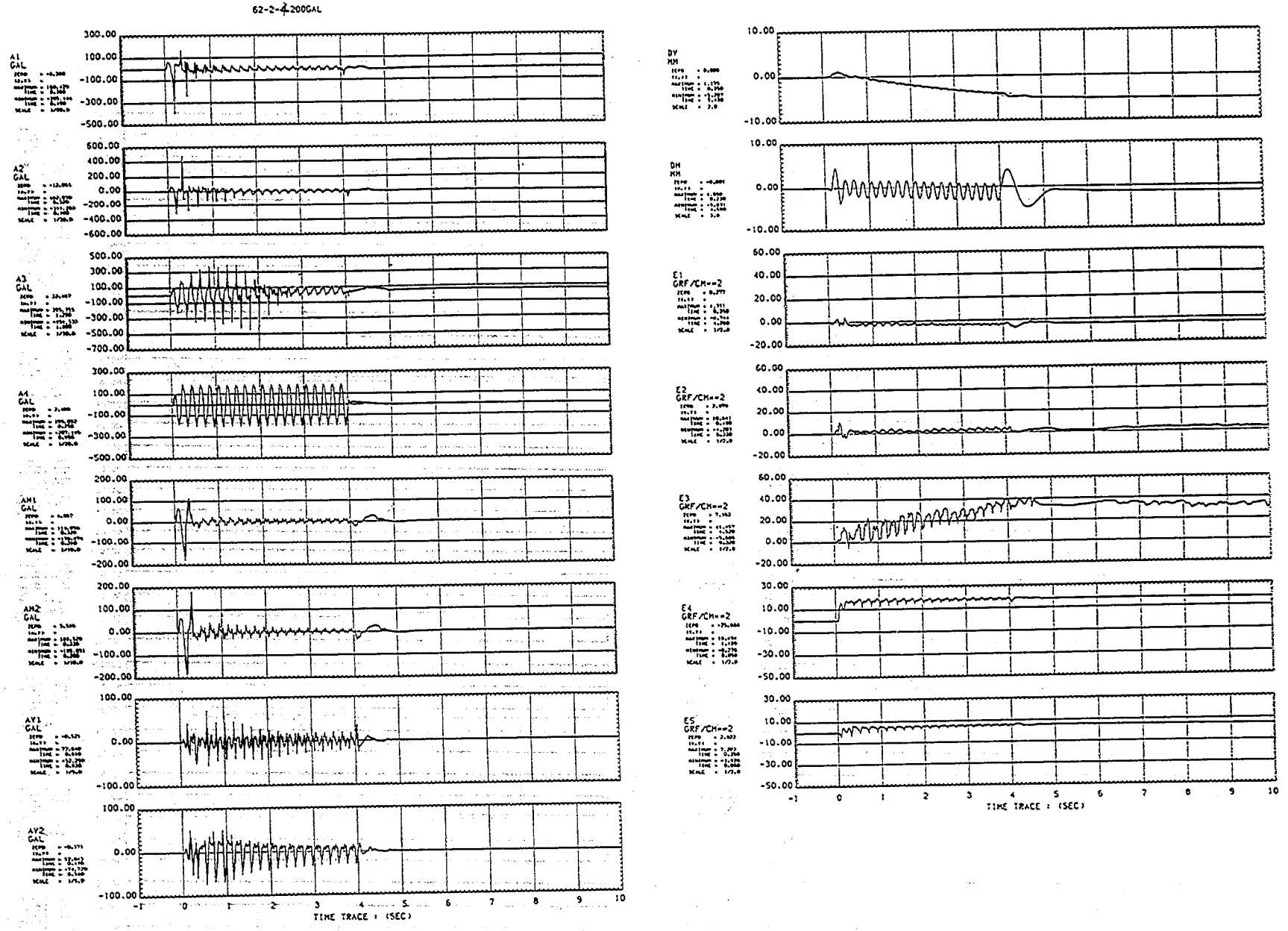


図 4.4　測定データの時刻歴（模型２）　(3) 200 gal 加振時

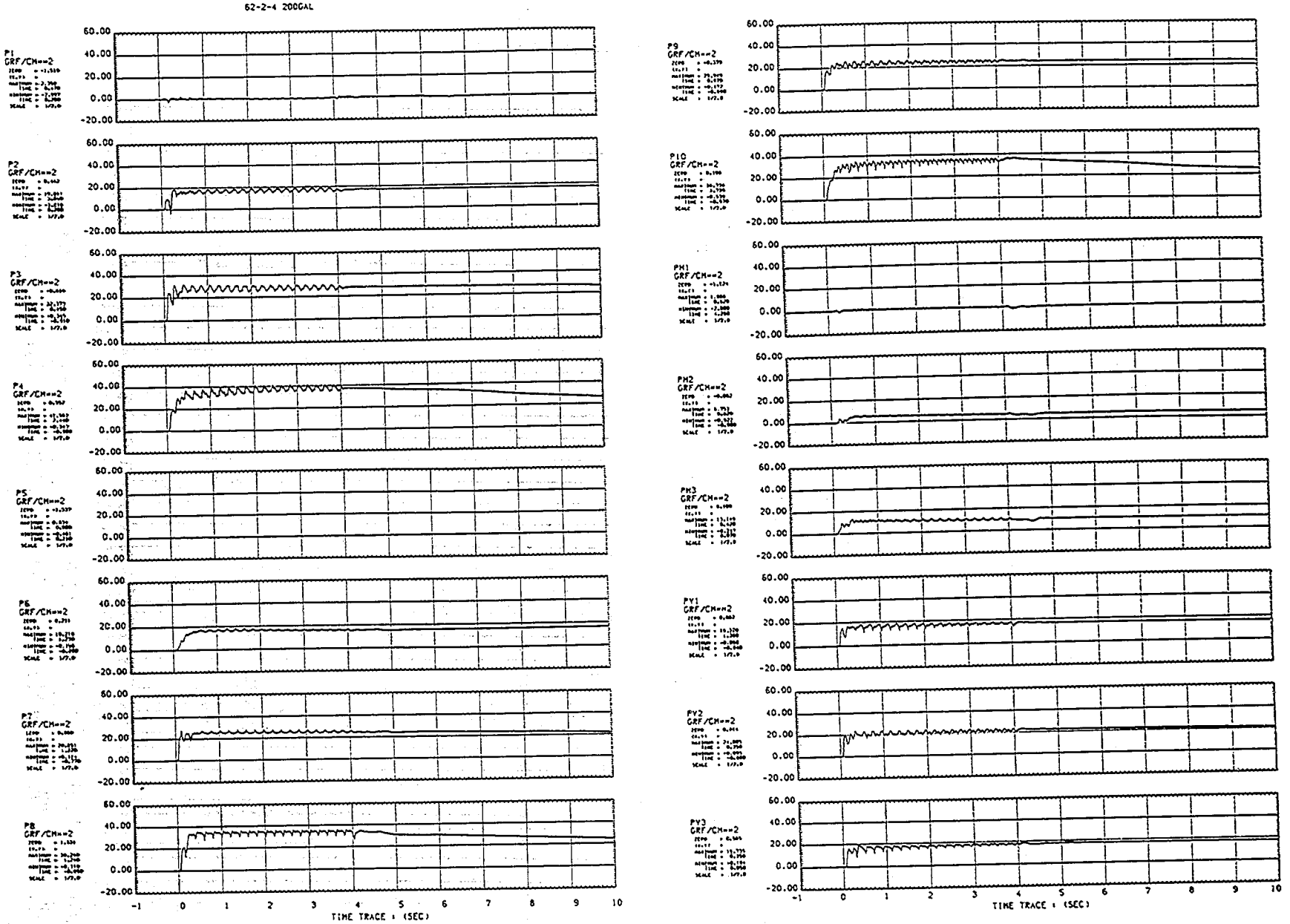


図 4.4　測定データの時刻歴（模型２）　(3) 200 gal 加振時

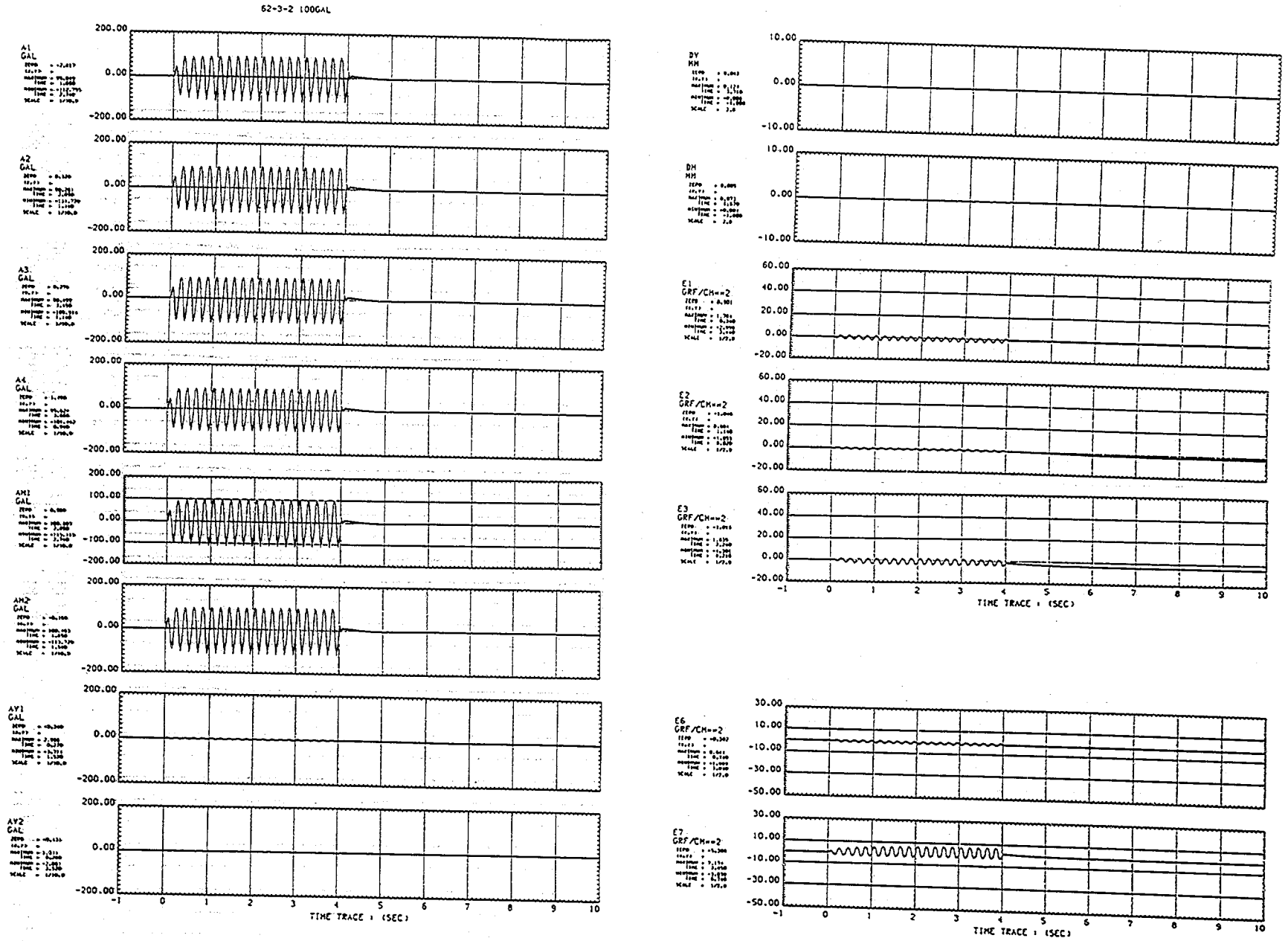


図 4.5　測定データの時刻歴（模型３）　(1) 100 gal 加振時

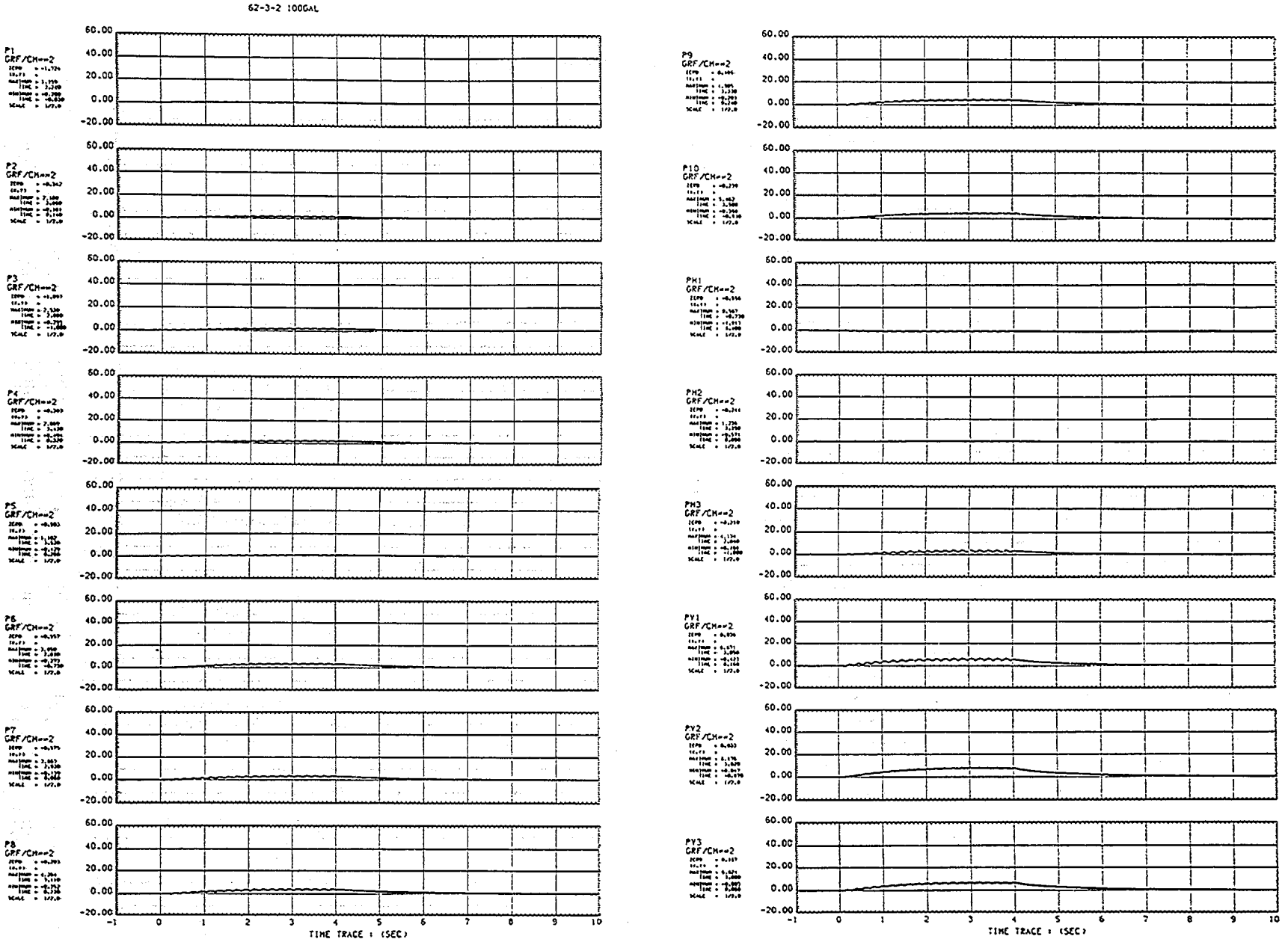


図 4.5　測定データの時刻歴（模型３）　(1) 100 gal 加振時

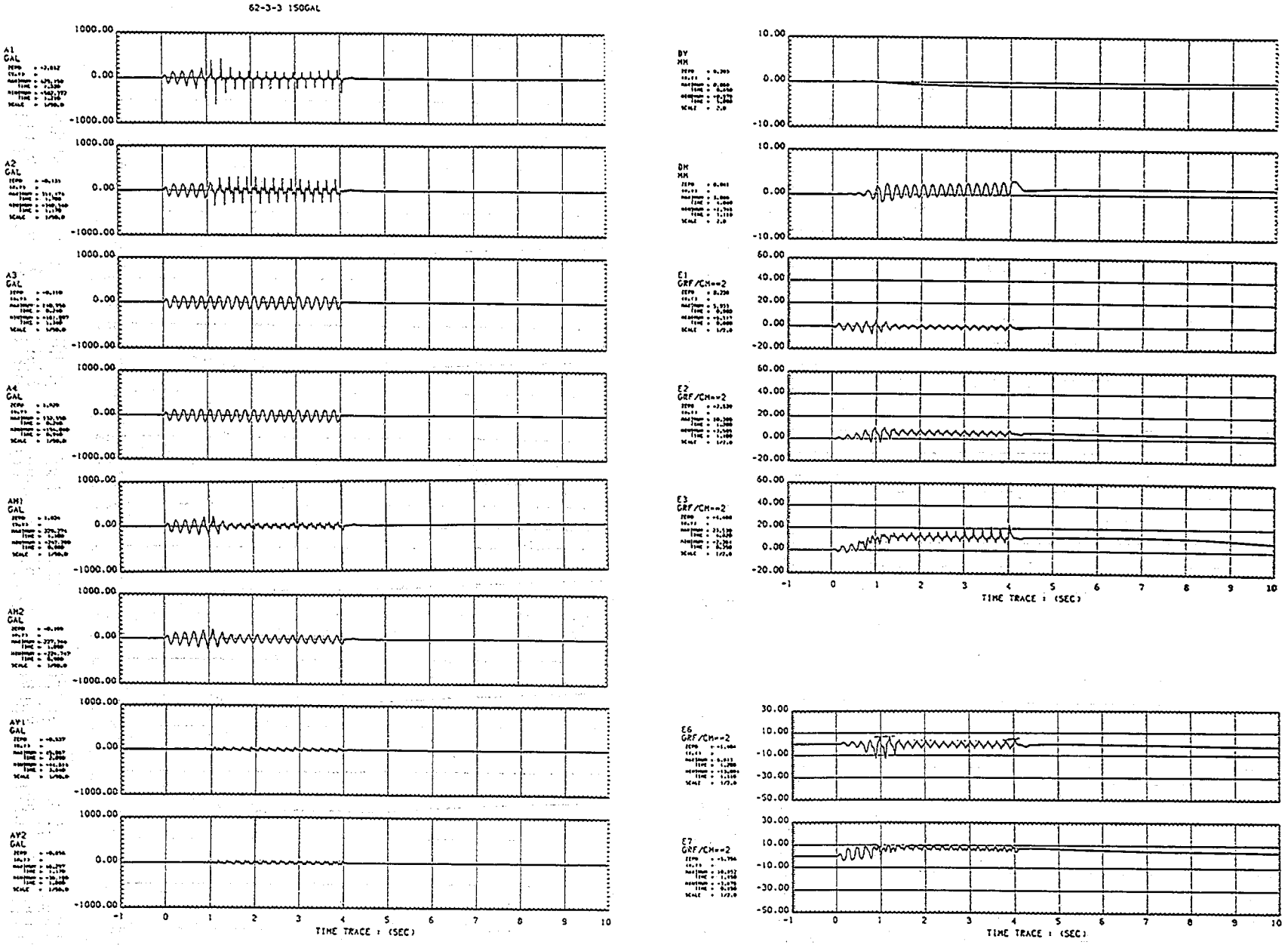


図 4.5　測定データの時刻歴（模型３）　(2) 150 gal 加振時

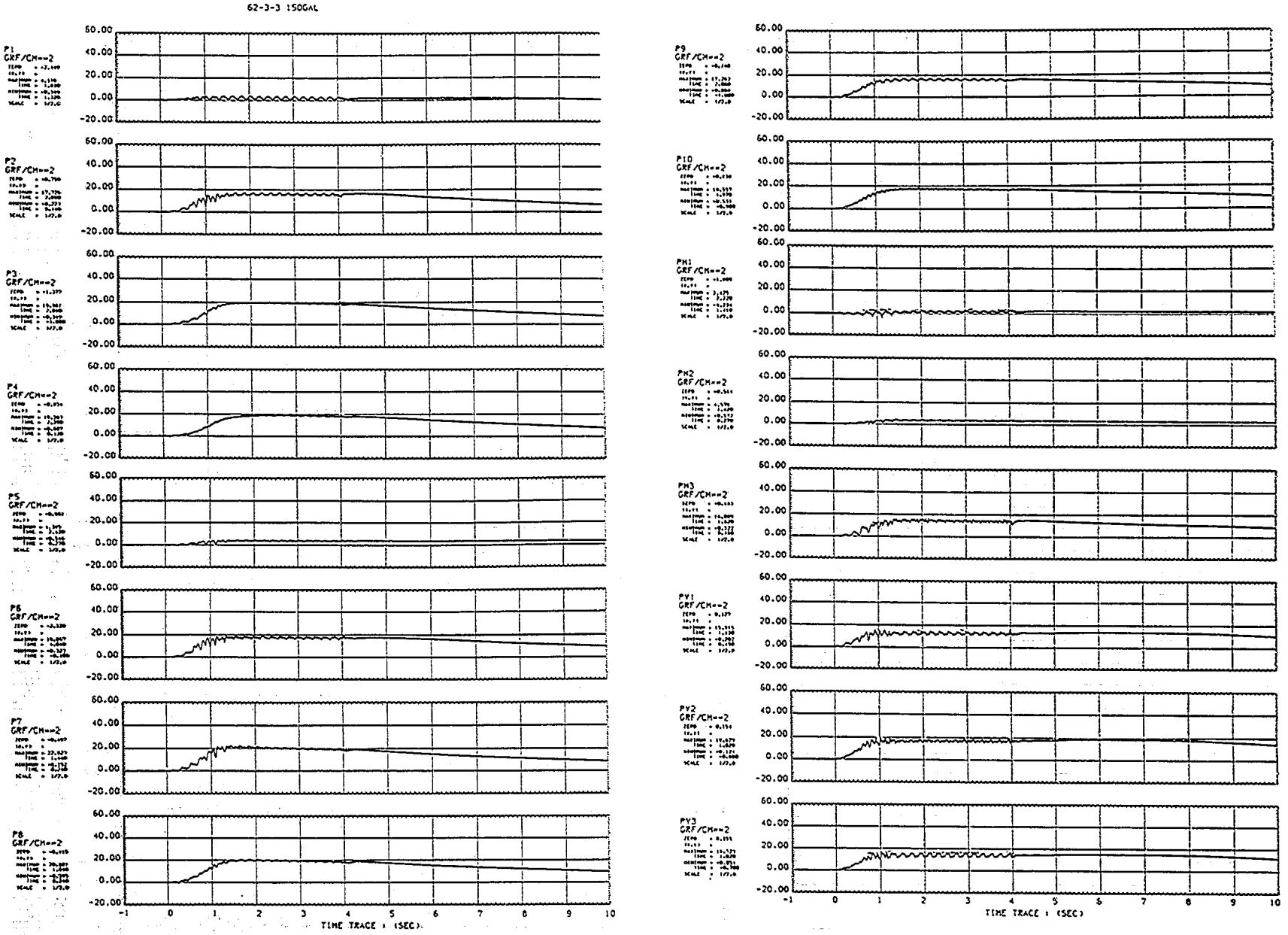


図 4.5　測定データの時刻歴（模型 3）　(2) 150 gal 加振時

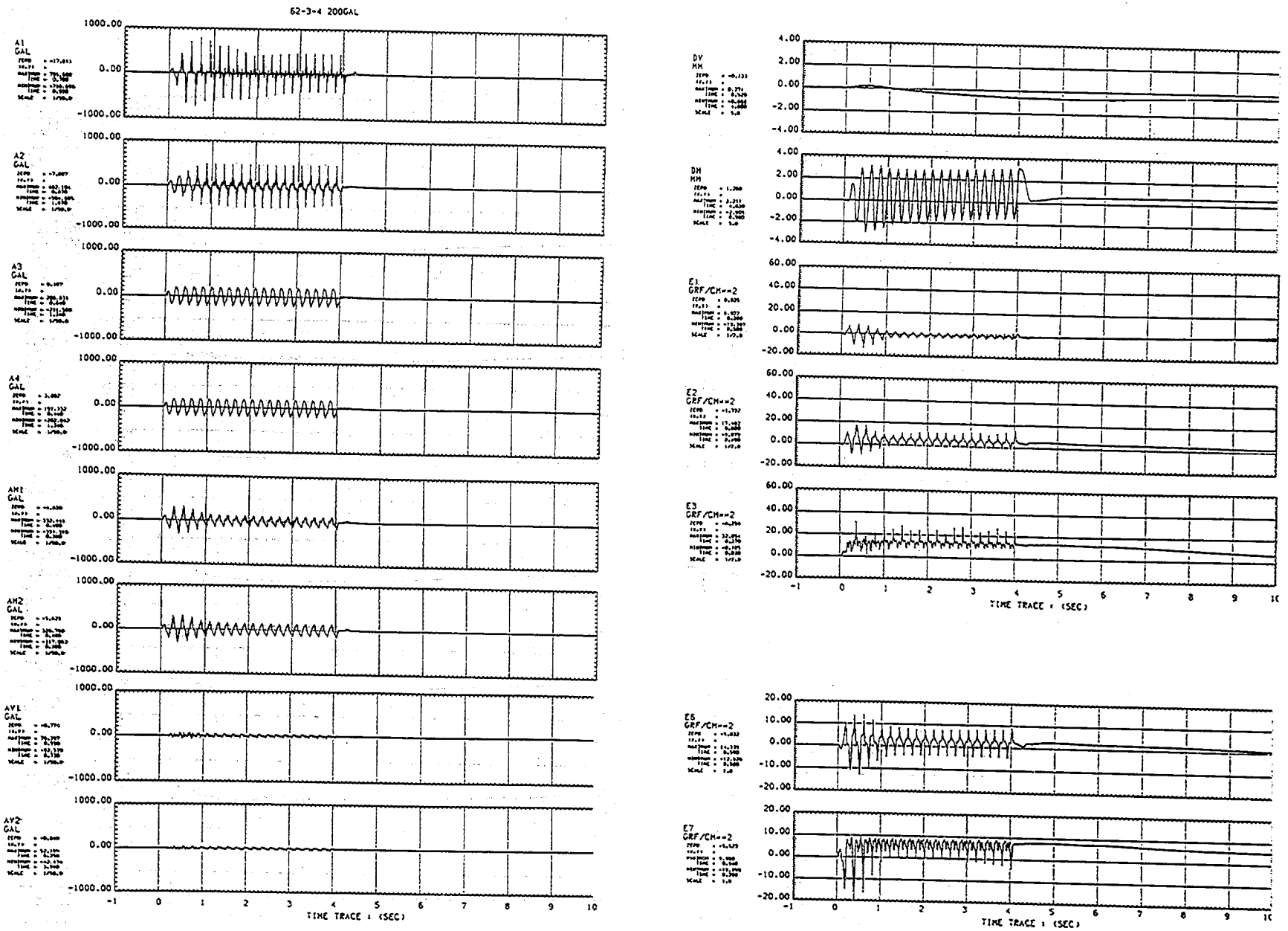


図 4.5　測定データの時刻歴（模型３）　(3) 200 gal 加振時

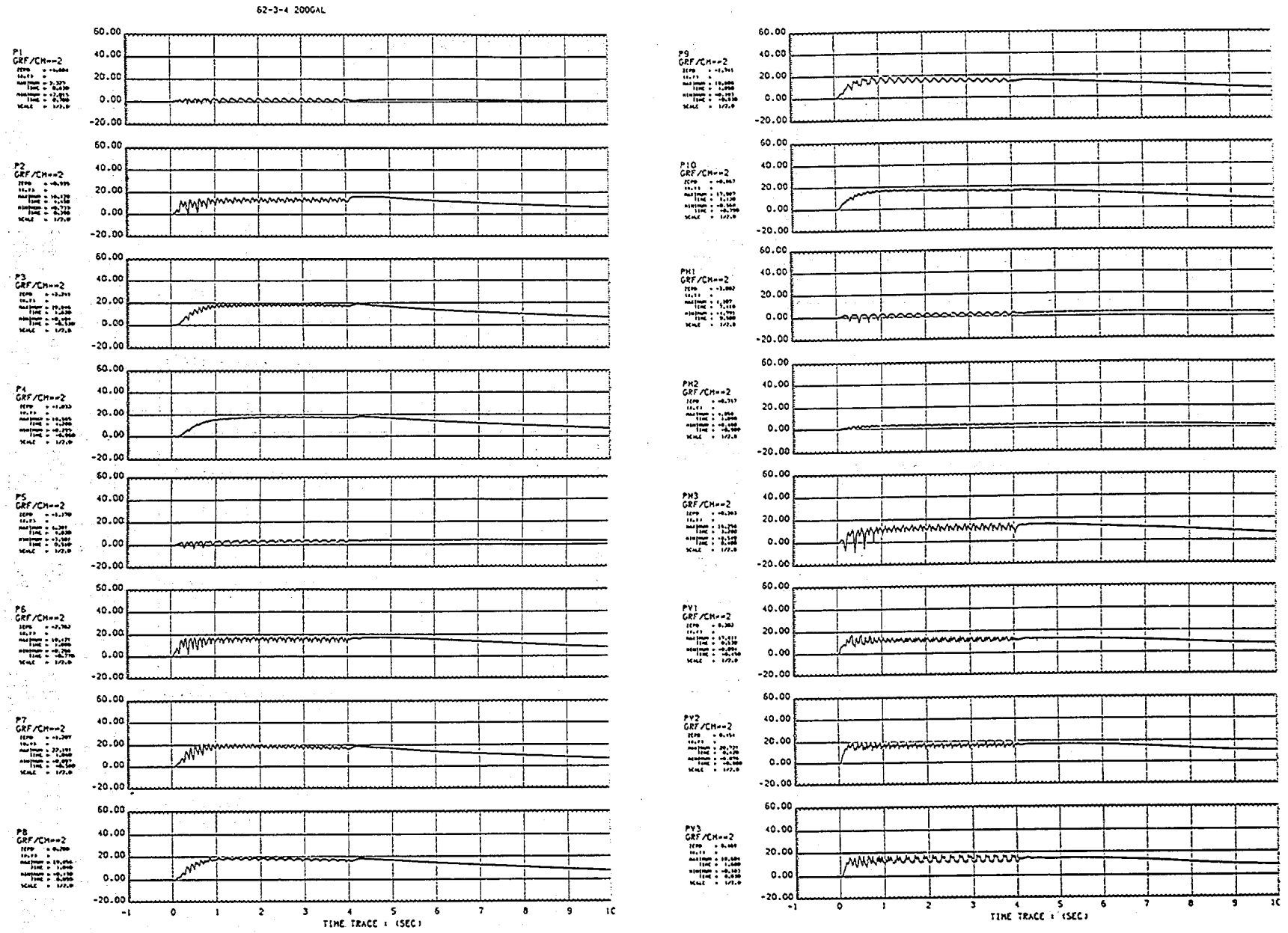


図 4.5　測定データの時刻歴（模型３）　(3) 200 gal 加振時

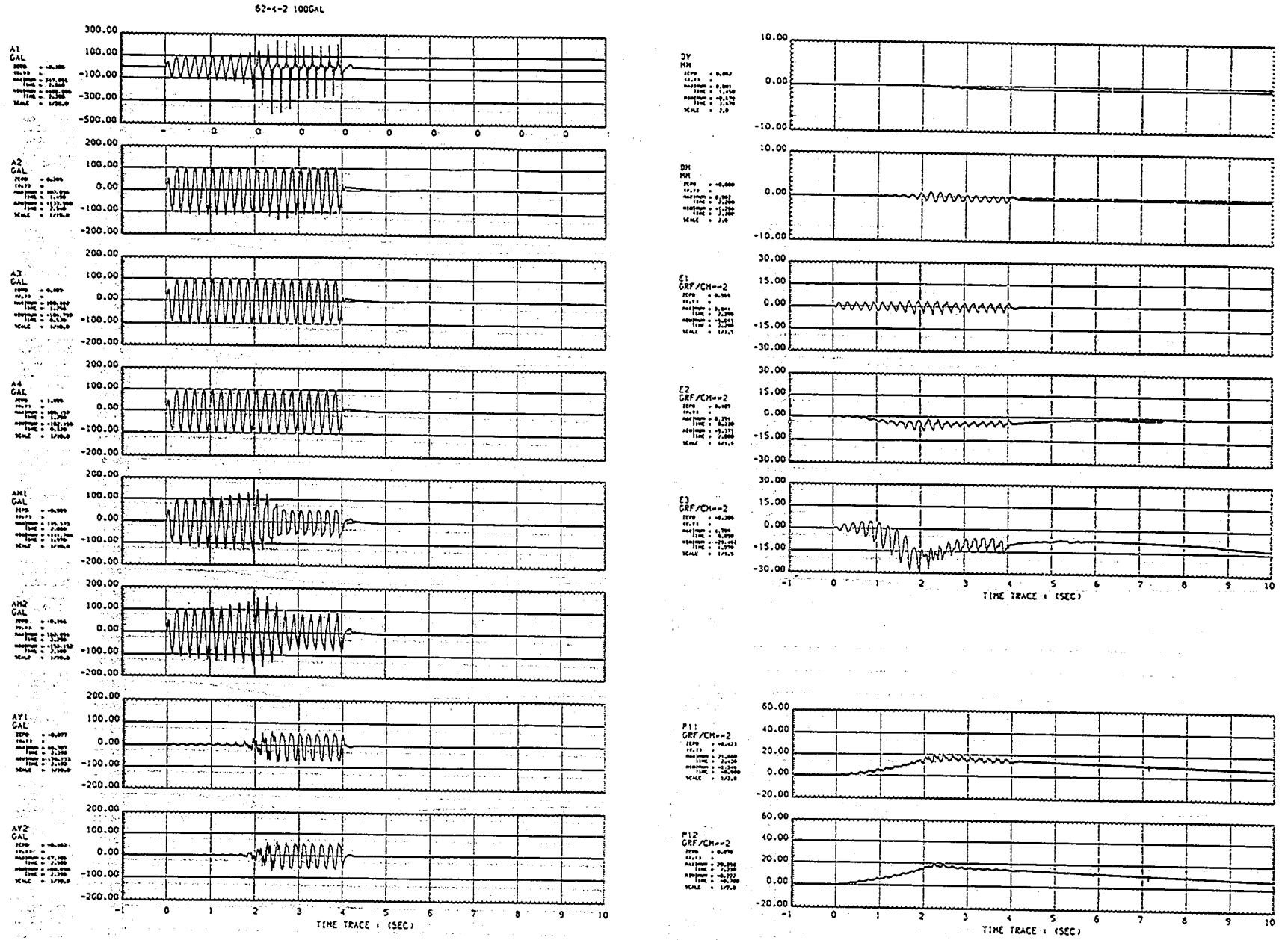


図 4.6　測定データの時刻歴（模型 4）　(1) 100 gal 加振時

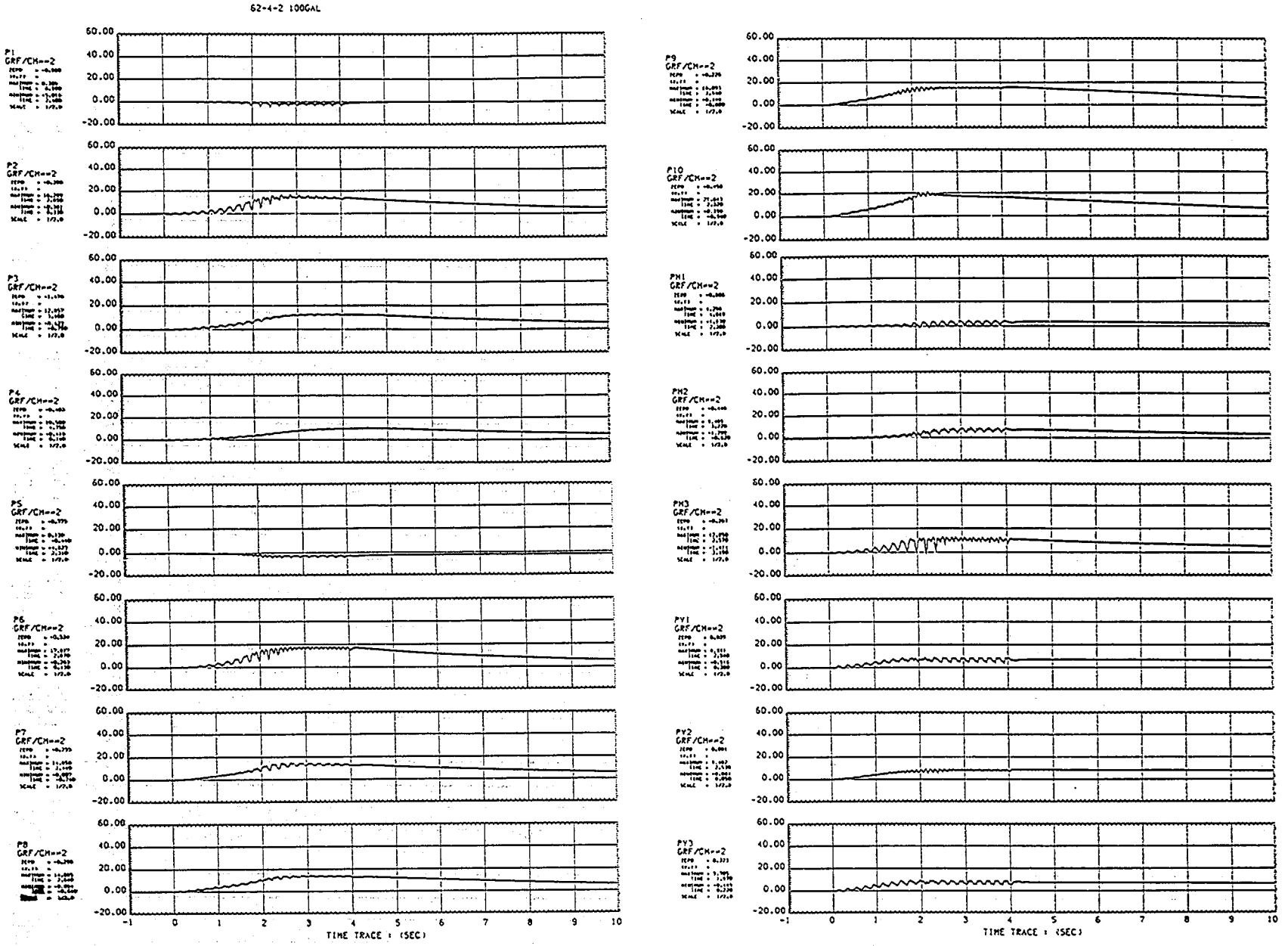


図 4.6　測定データの時刻歴（模型４）　(1) 100 gal 加振時

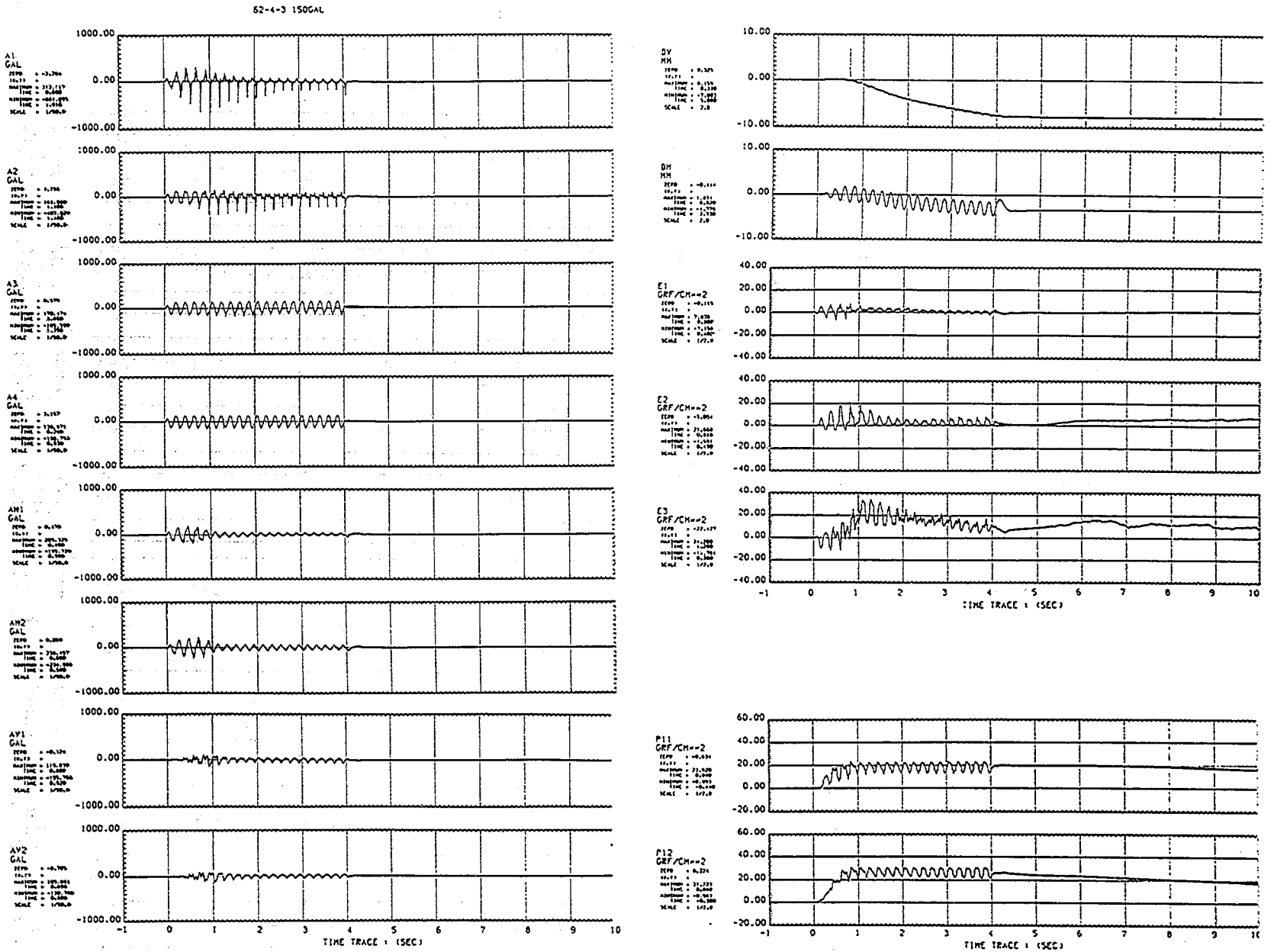


図 4.6　測定データの時刻歴（模型４）　(2) 150 gal 加振時

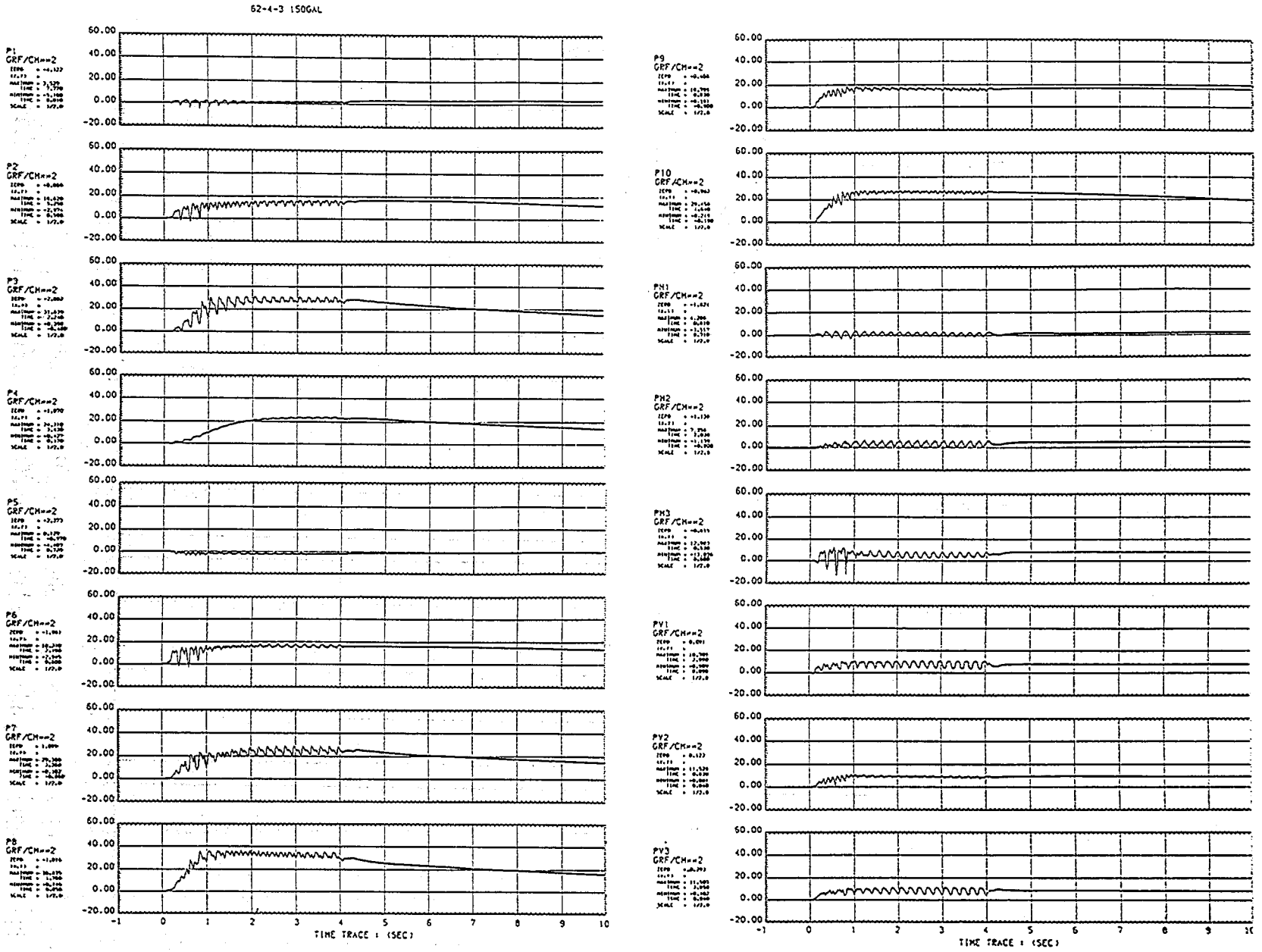


図 4.6　測定データの時刻歴（模型４）　(2) 150 gal 加振時

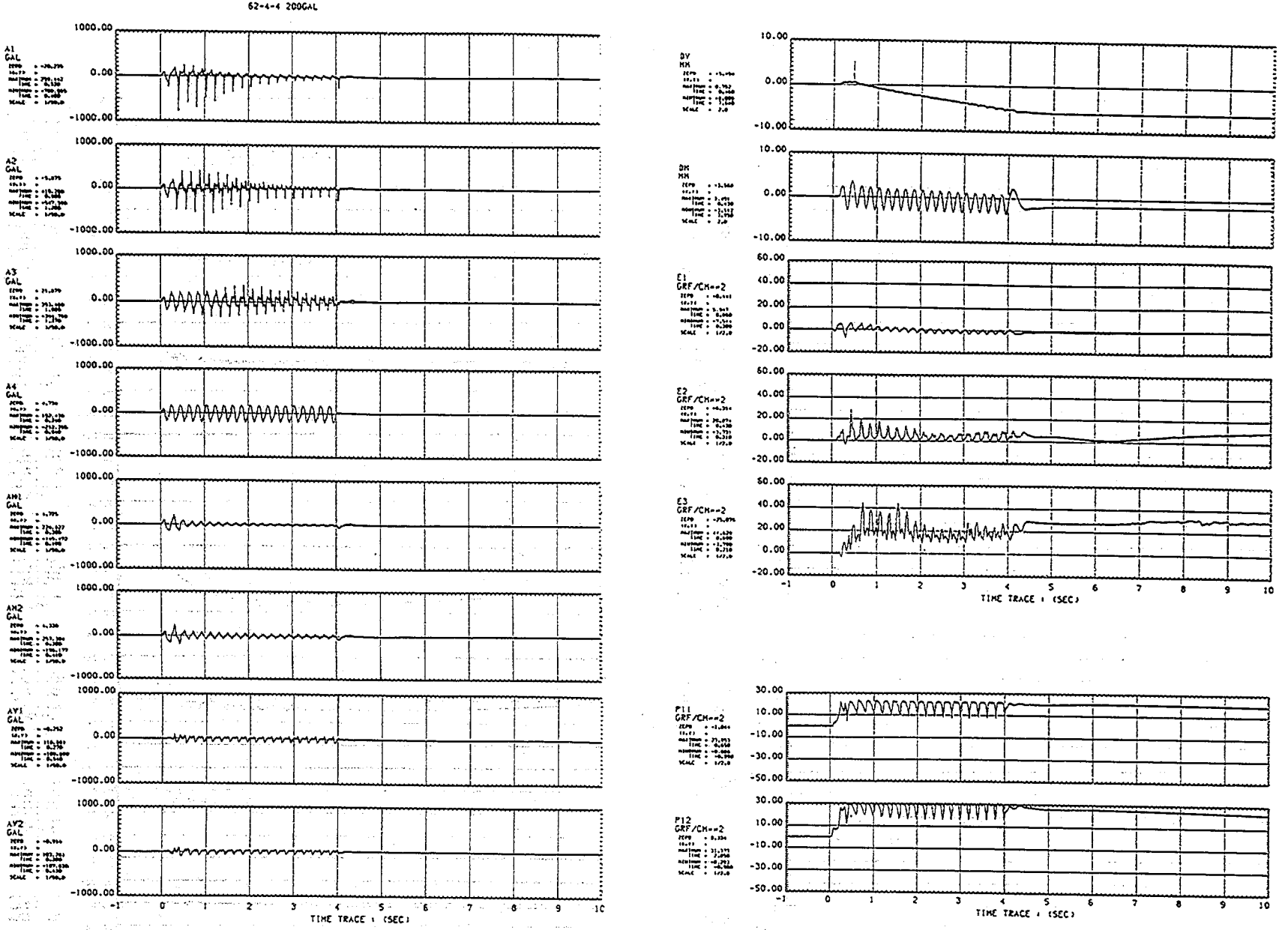


図 4.6　測定データの時刻歴（模型４）　(3) 200 gal 加振時

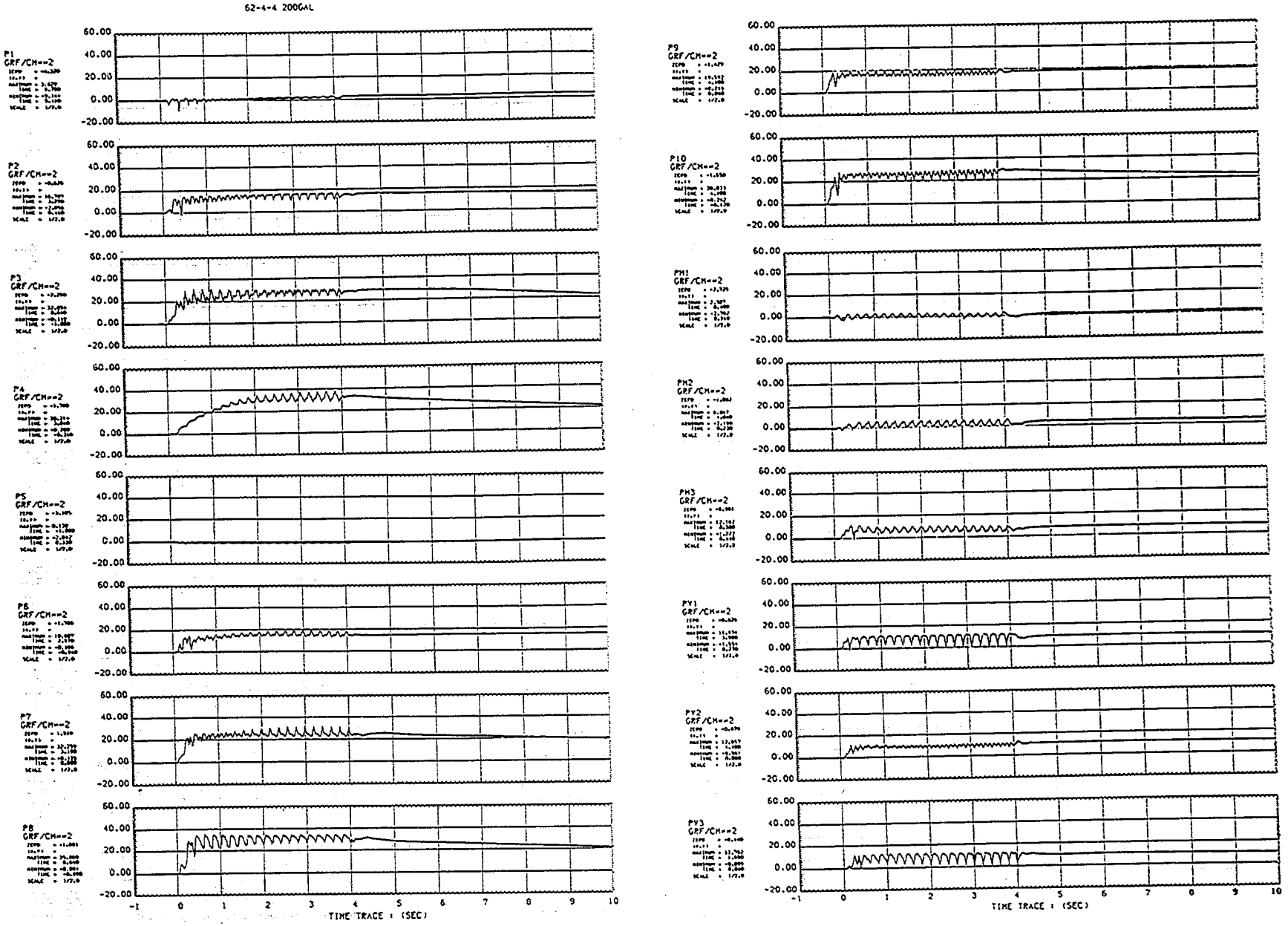


図 4.6　測定データの時刻歴（模型４）　(3) 200 gal 加振時

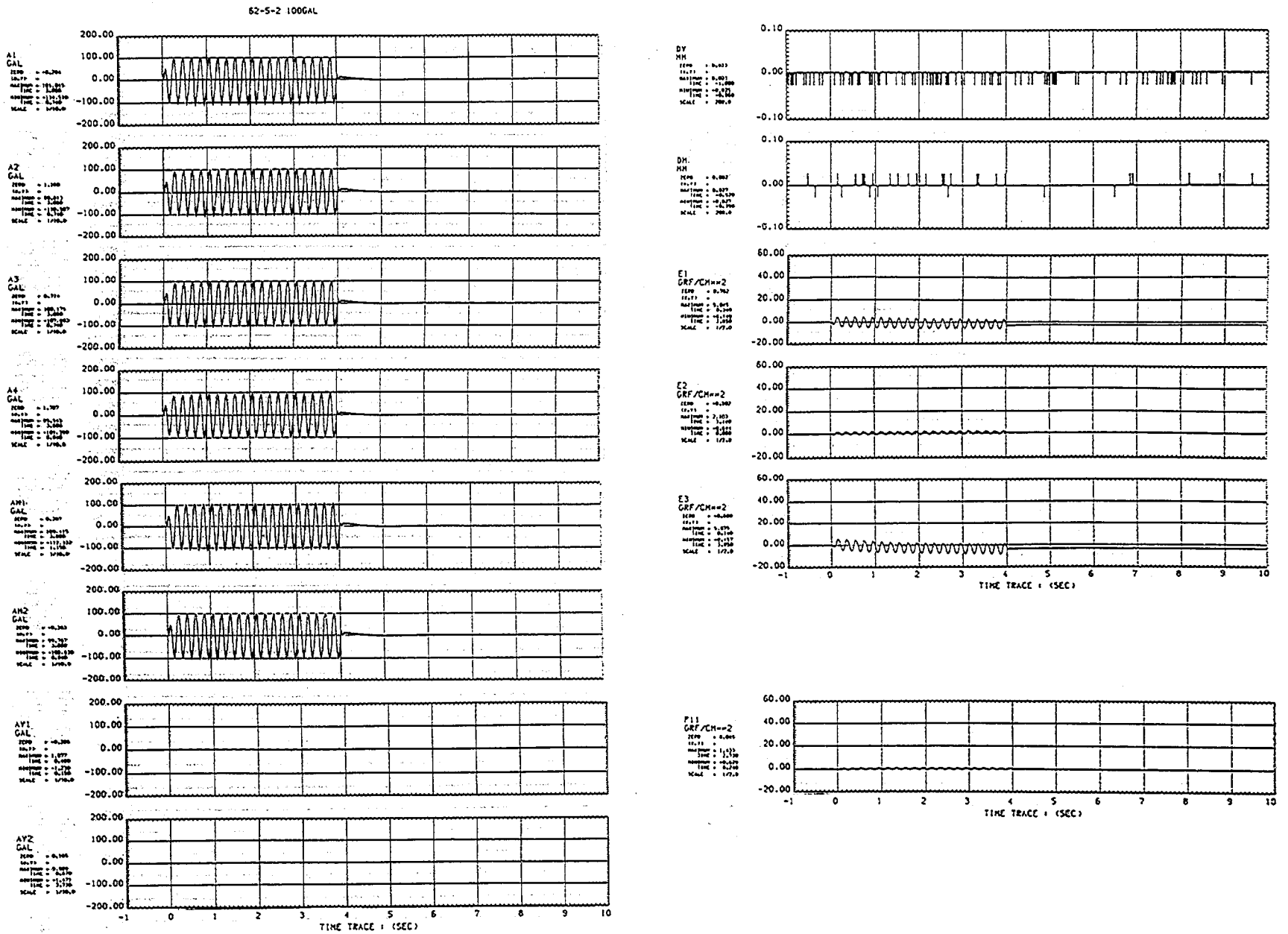


図 4.7　測定データの時刻歴（模型５）　(1) 100 gal 加振時

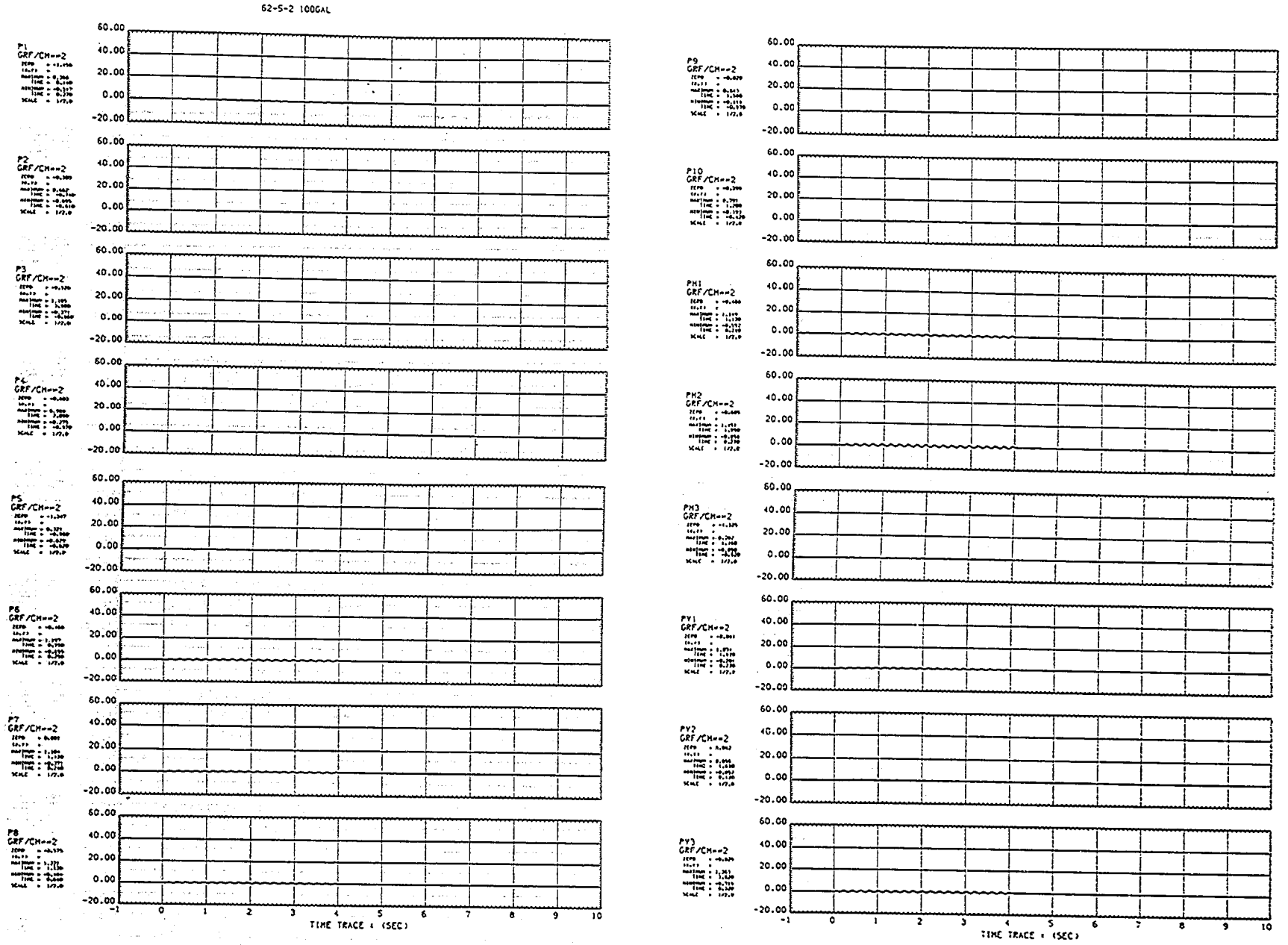


図 4.7　測定データの時刻歴（模型 5）　(1) 100 gal 加振時

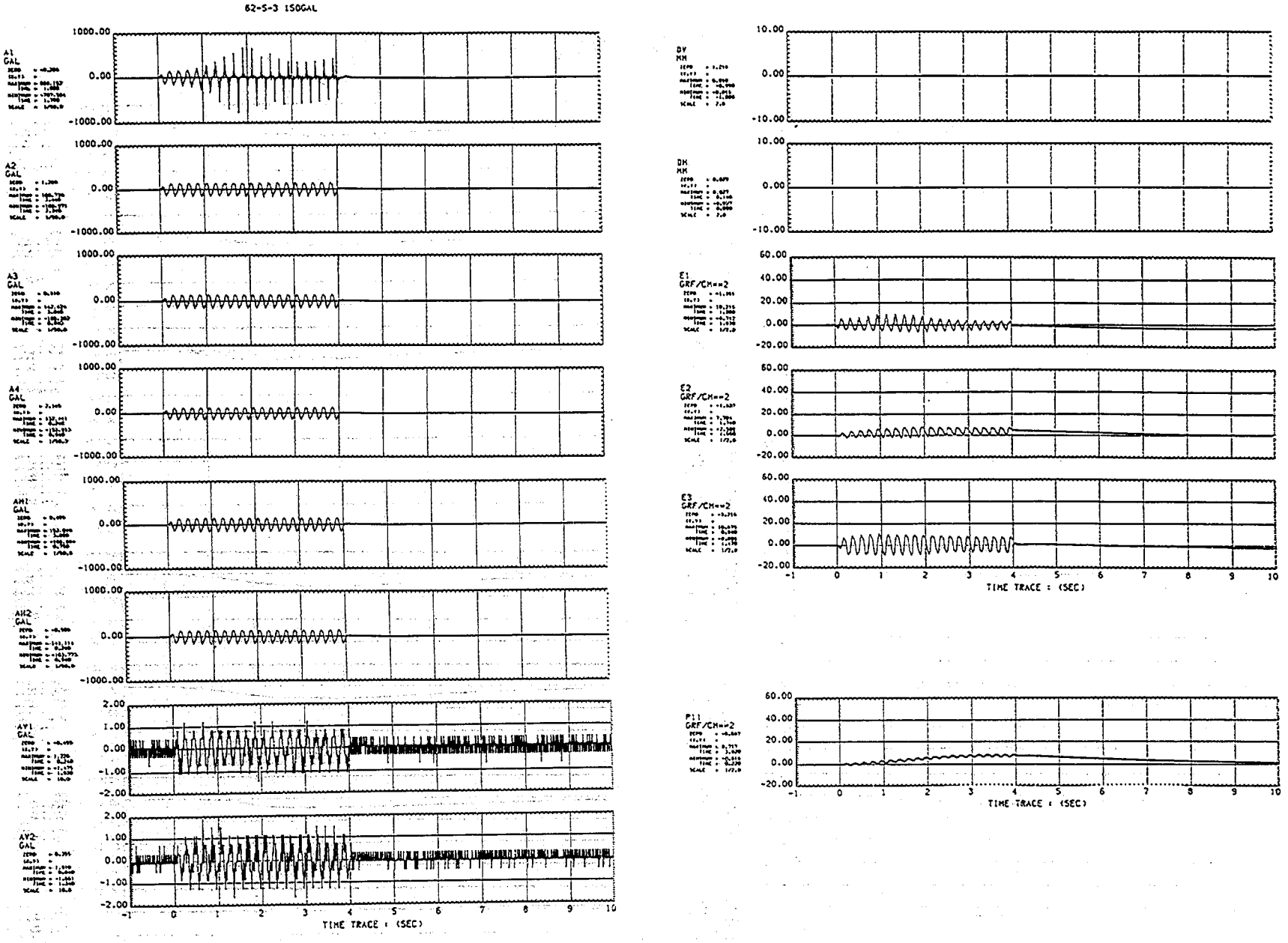


図 4.7　測定データの時刻歴（模型 5）　(2) 150 gal 加振時

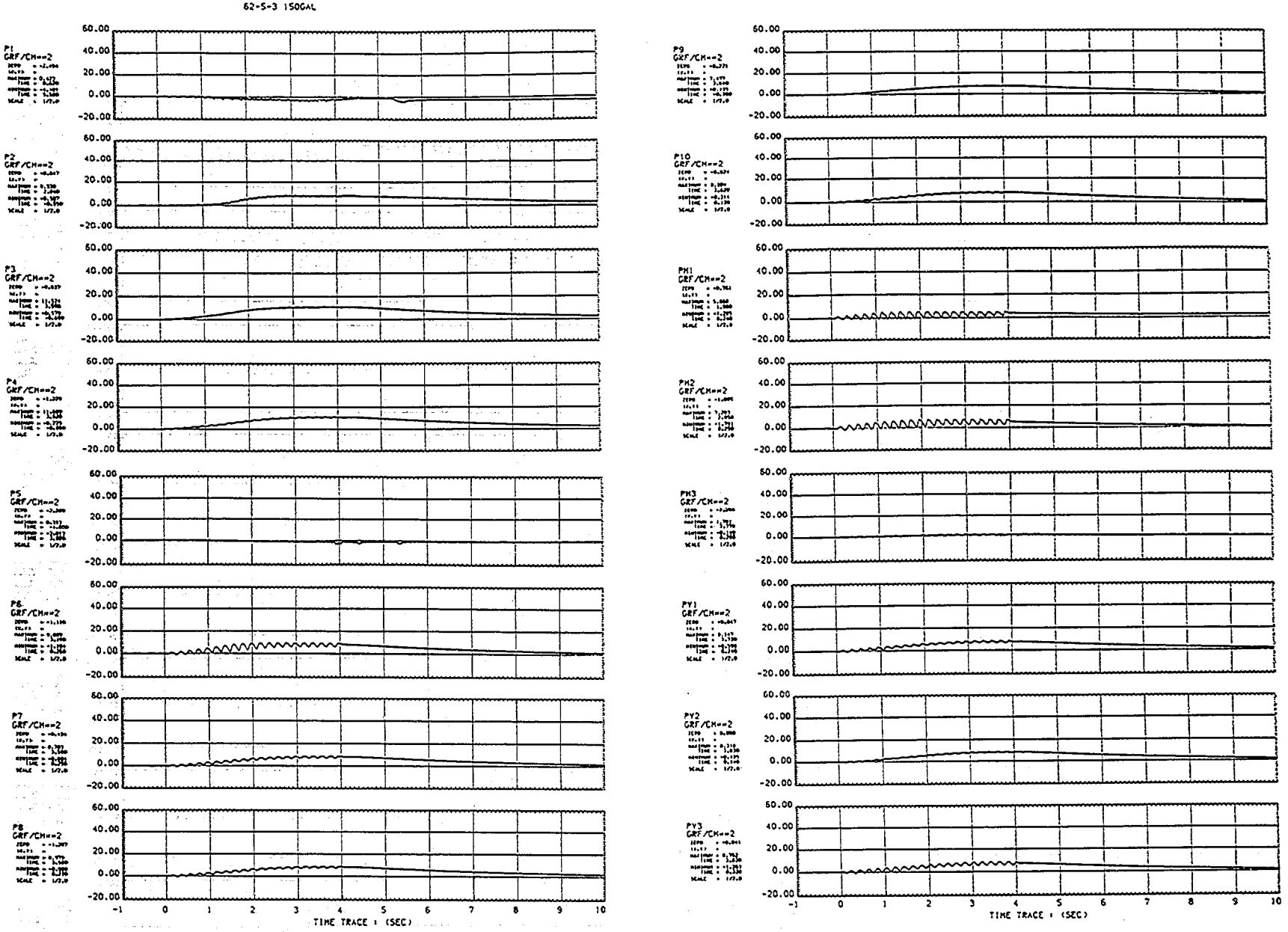


図 4.7　測定データの時刻歴（模型５）　(2) 150 gal 加振時

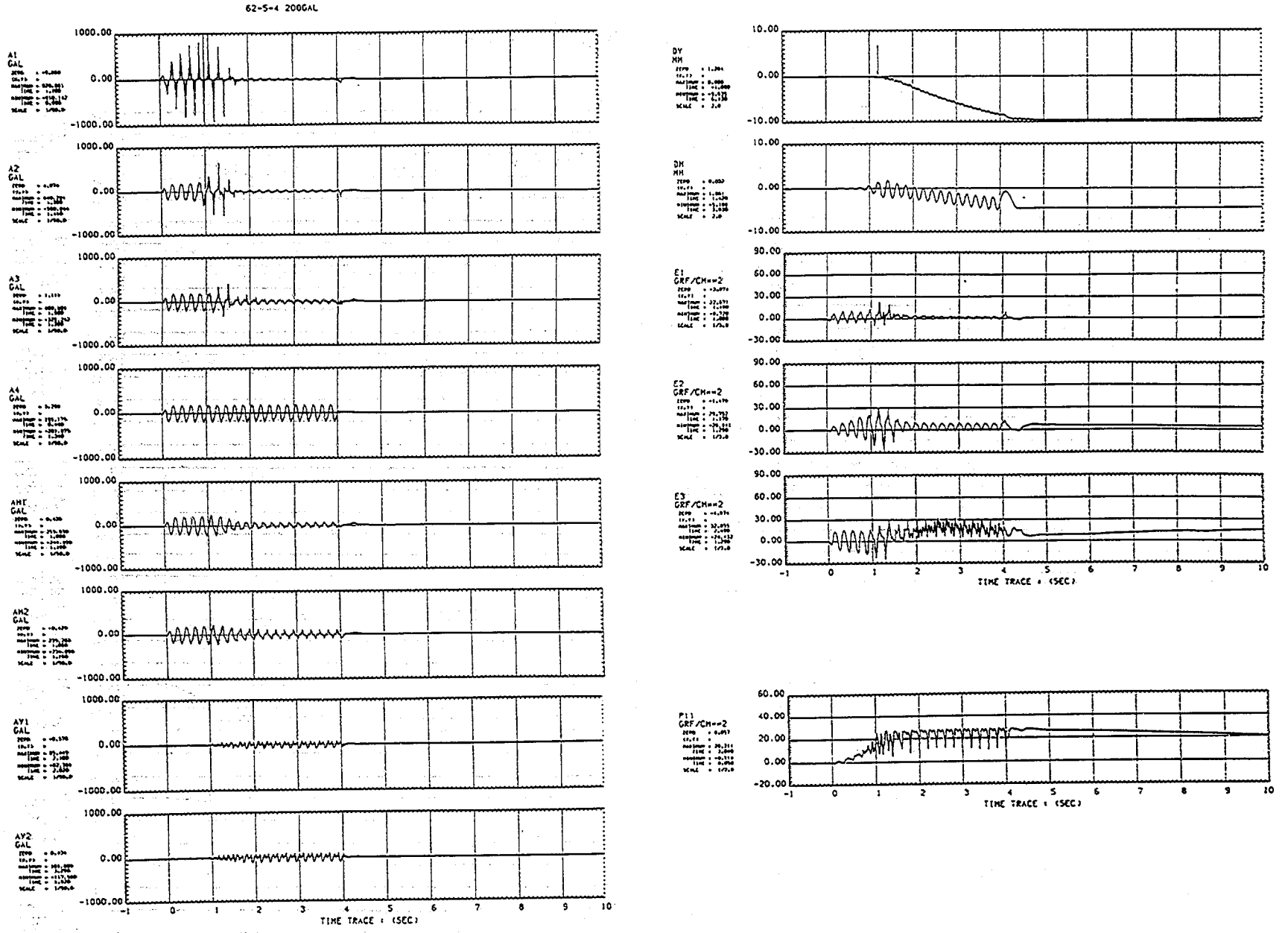


図 4.7　測定データの時刻歴（模型５）　(3) 200 gal 加振時

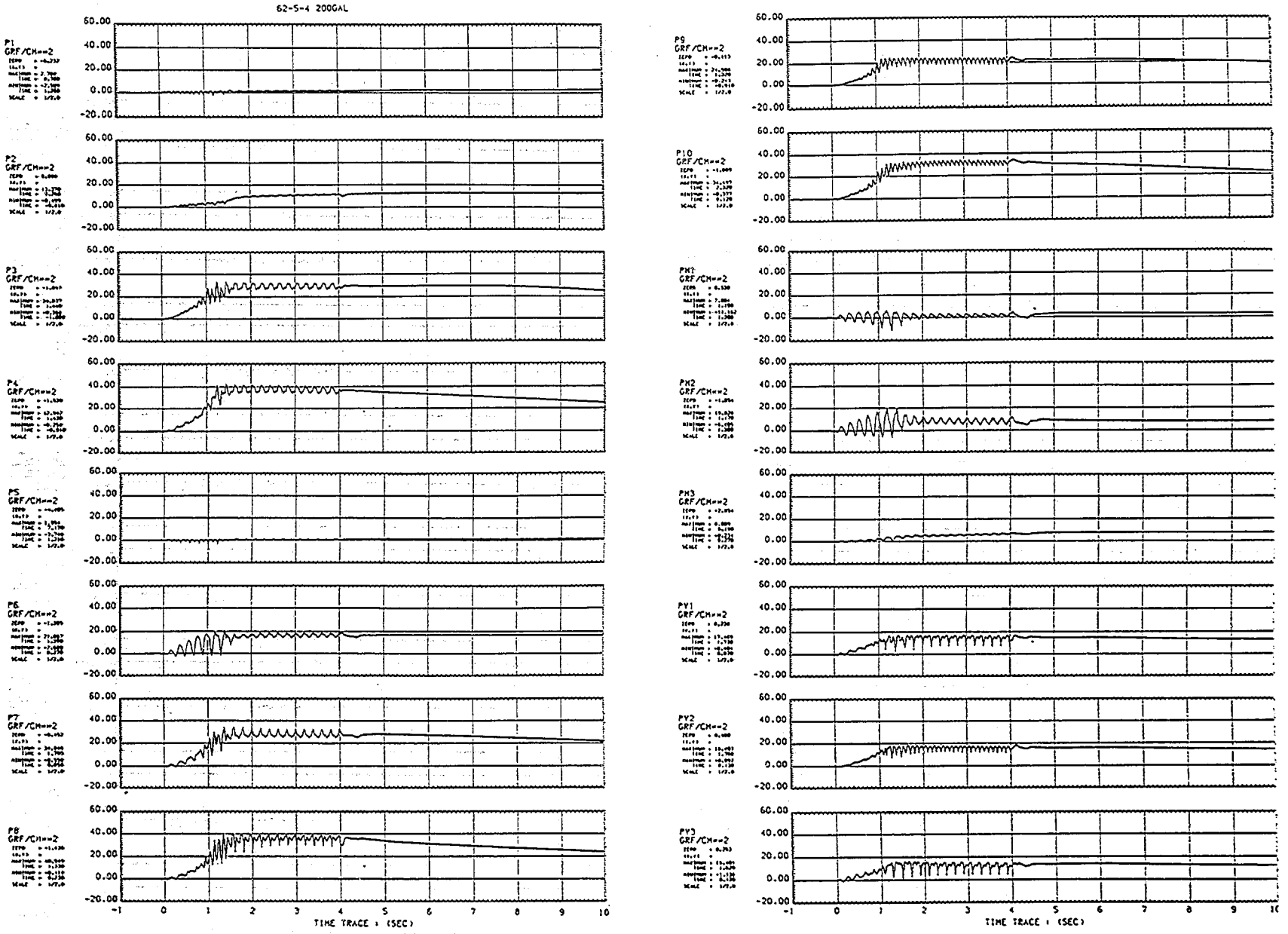


図 4.7　測定データの時刻歴（模型 5）　(3) 200 gal 加振時

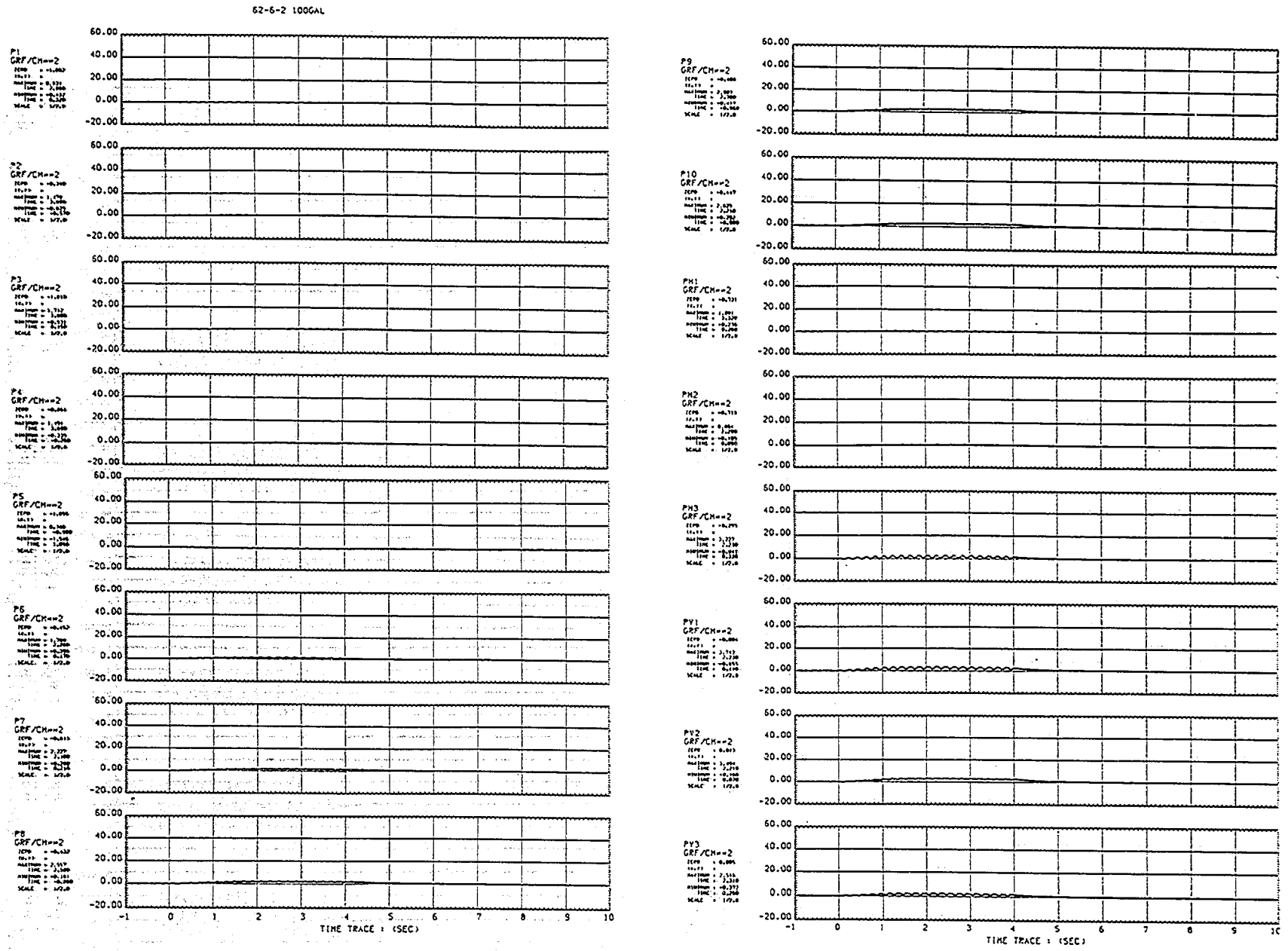


図 4.8　測定データの時刻歴（模型 6）　(1) 100 gal 加振時

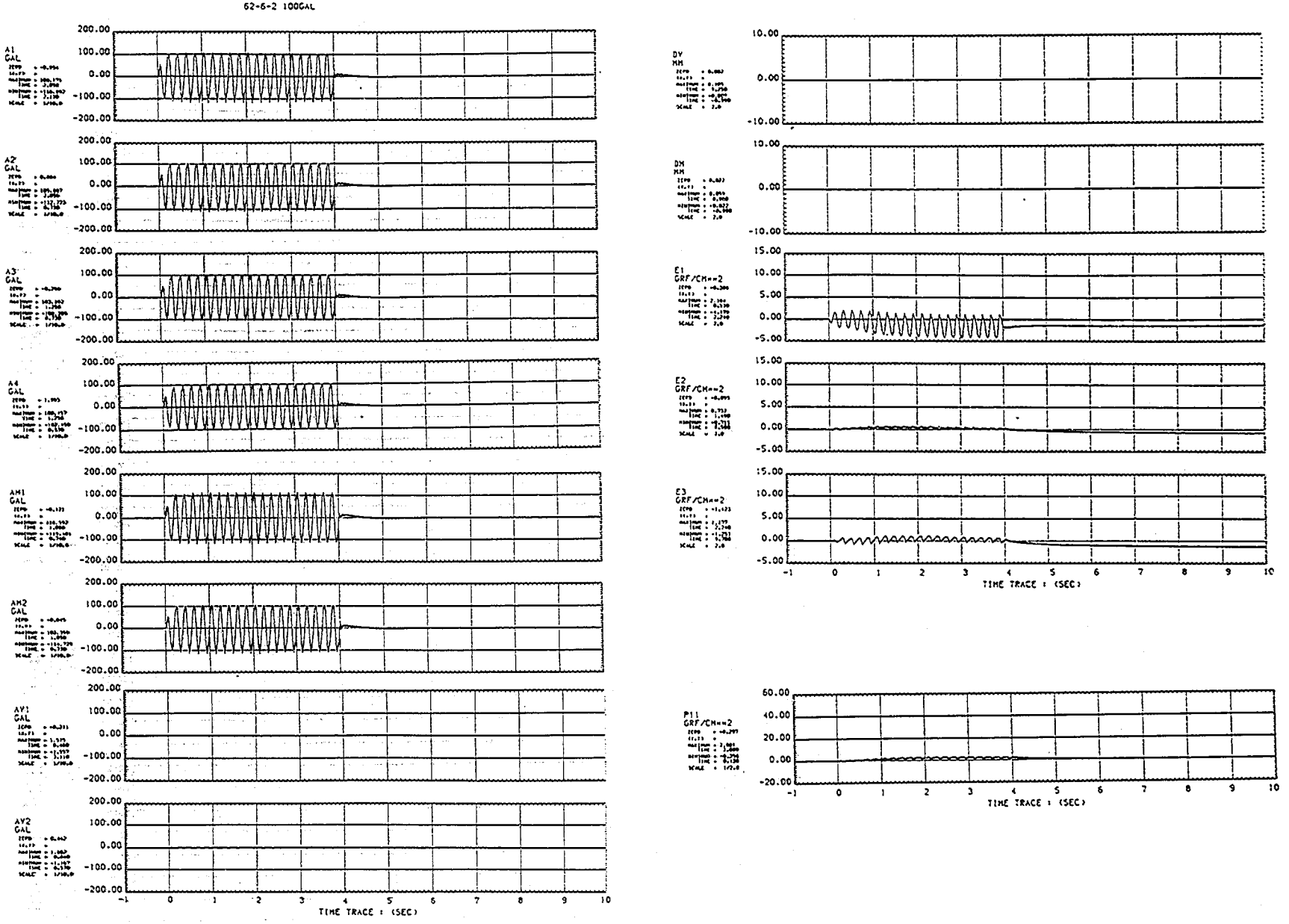


図 4.8　測定データの時刻歴（模型 6）　(1) 100 gal 加振時

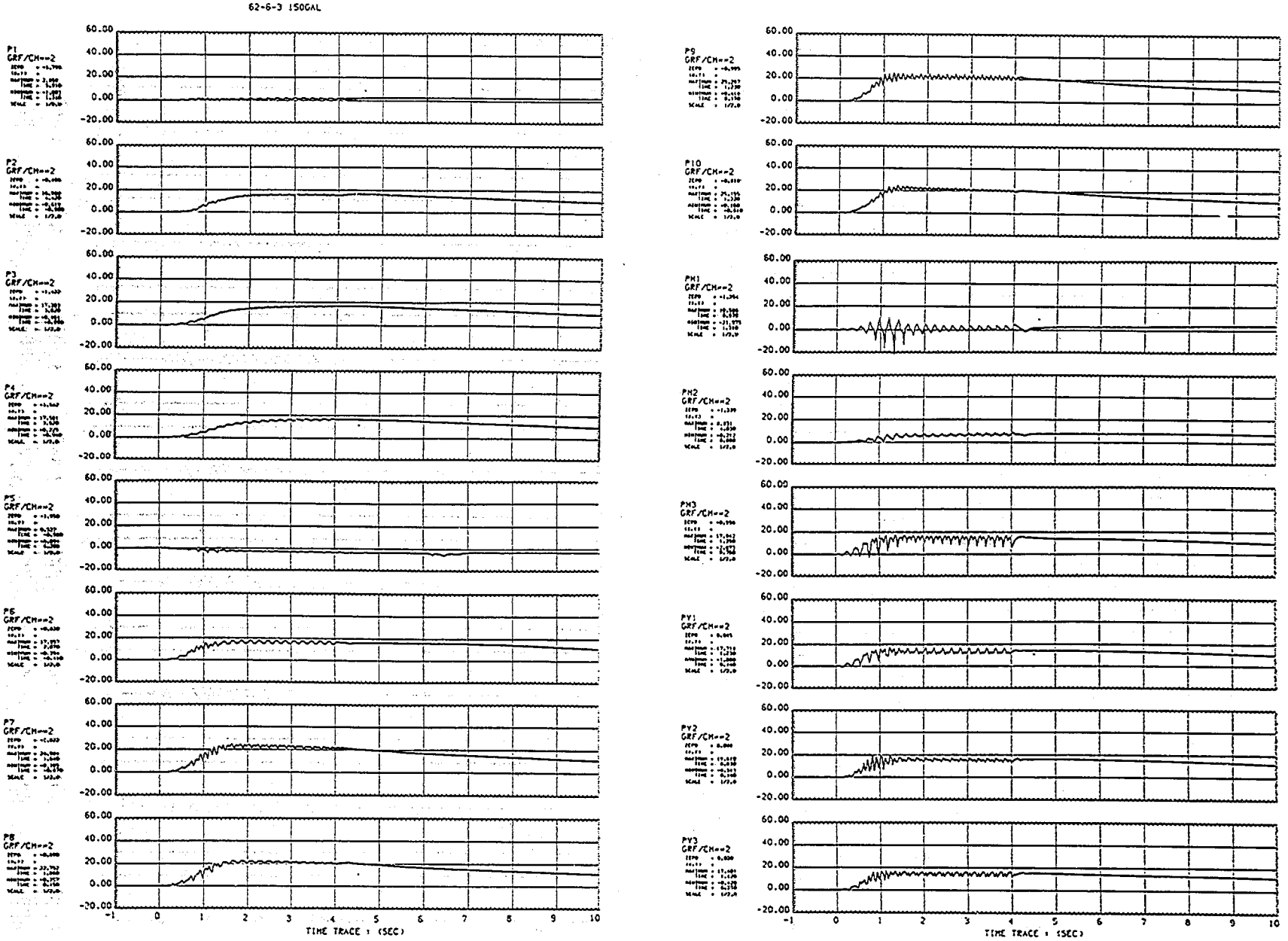


図 4.8　測定データの時刻歴（模型 6）　(2) 150 gal 加振時

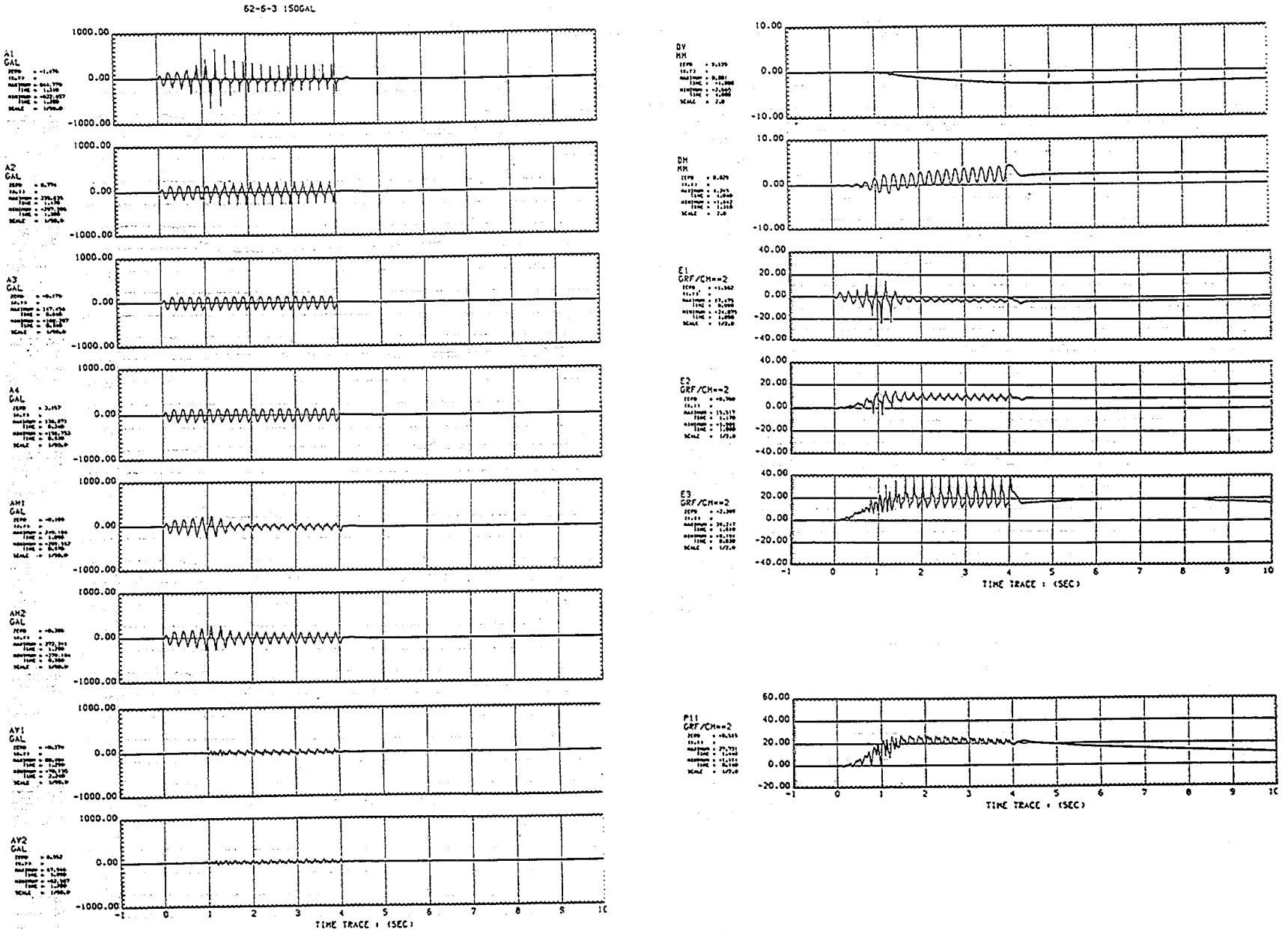


図 4.8　測定データの時刻歴（模型６）　(2) 150 gal 加振時

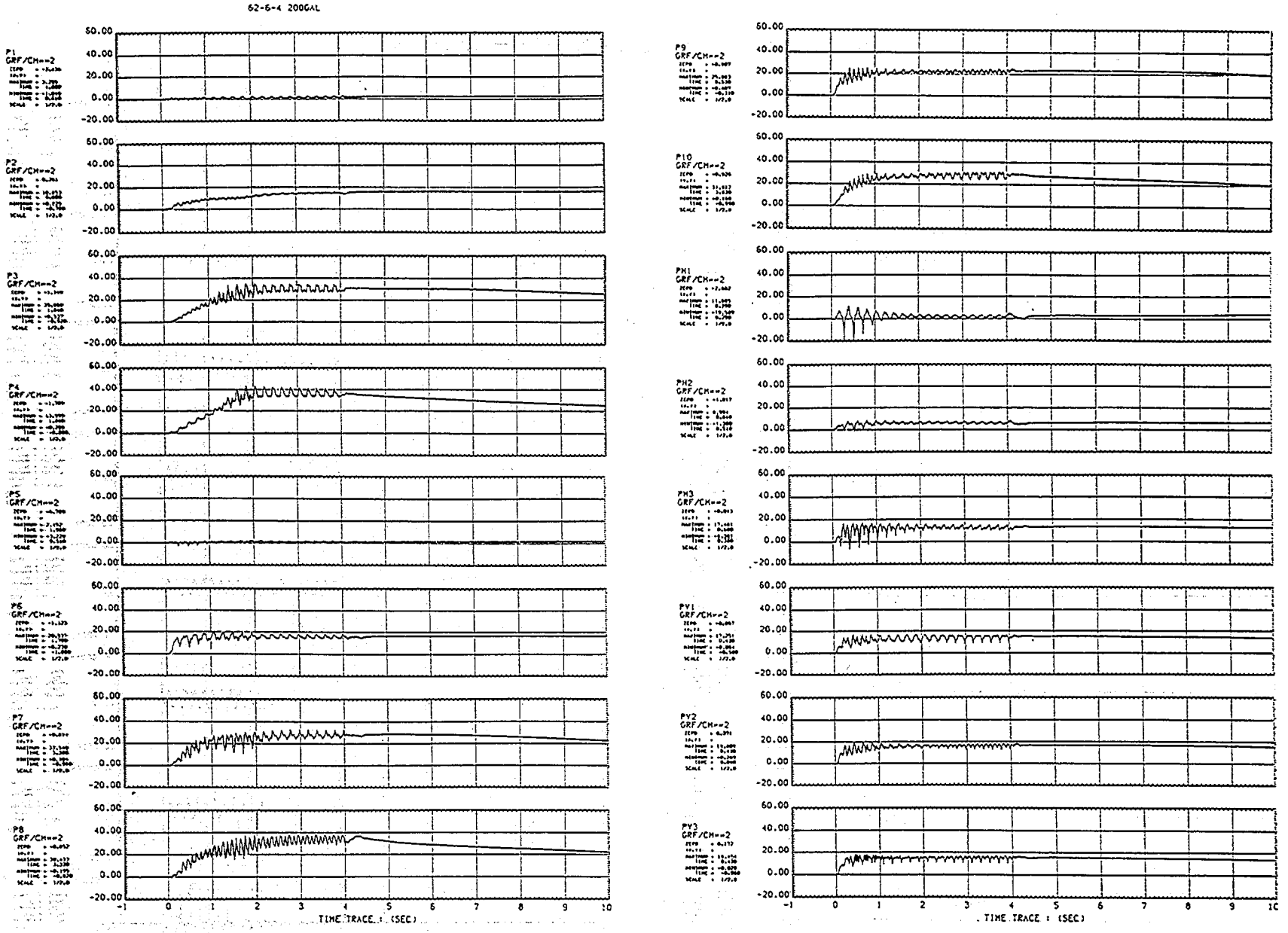


図 4.8　測定データの時刻歴（模型 6）　(3) 200 gal 加振時

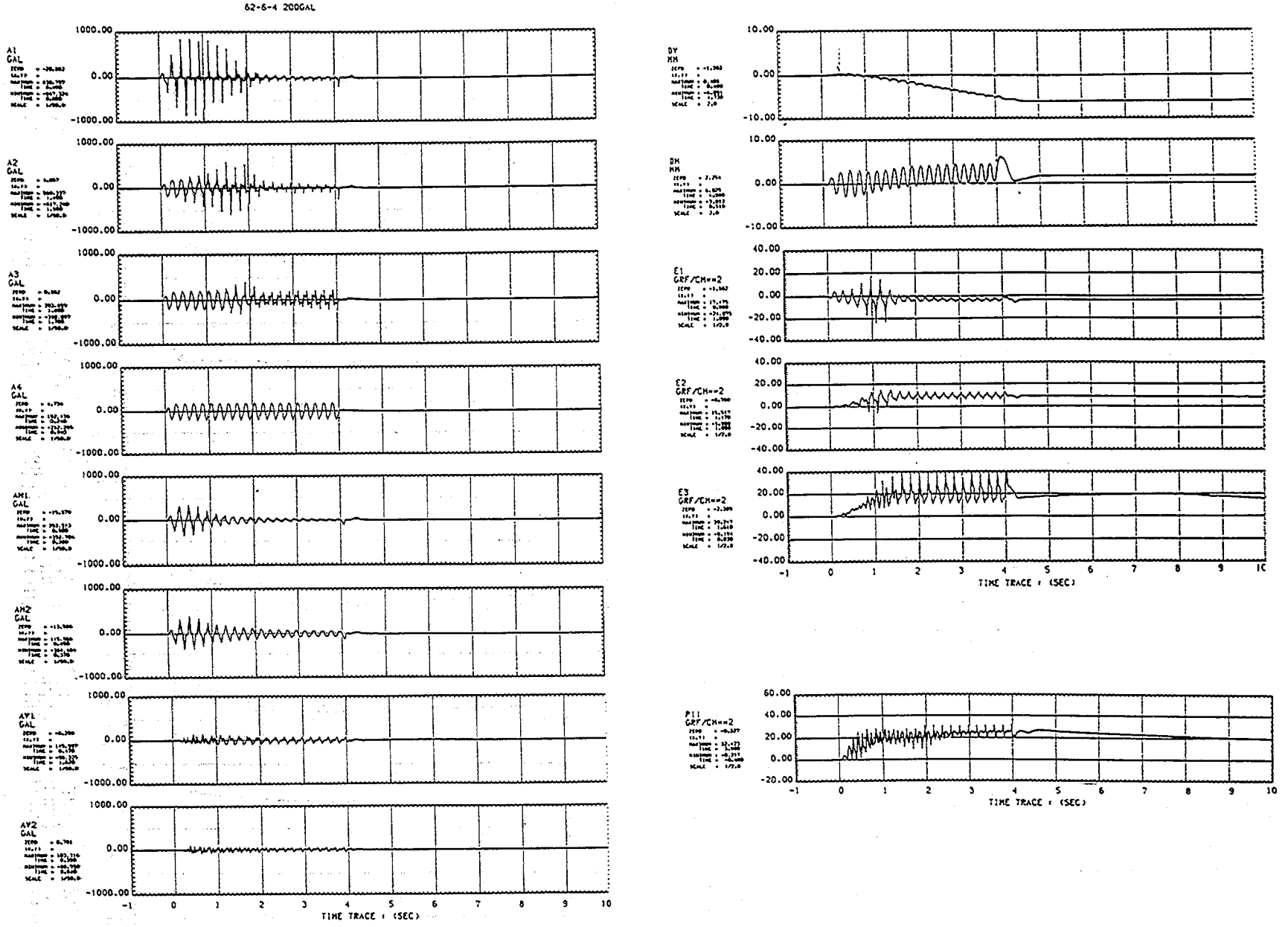


図 4.8　測定データの時刻歴（模型６）　(3) 200 gal 加振時

標尺で測定した掘割模型の累積浮上がり量と加振加速度の関係を図4.9に示す。70galおよび100 gal加振時には各模型とも浮上がりは生じていないが，150 gal加振時には模型1，2，4で6～9mm程度の浮上がりが生じた。200 gal加振時には，掘割模型の側方を締固めた模型5，6でも浮上がりが生じた。掘割直下の液状化砂層厚の小さな模型3の浮上がり量は，300 gal加振時でも2mm程度であり，他の模型と比べて著しく小さい。図には示していないが，模型3では500 gal加振時でも浮上がりはほとんど生じていない。

4.3.3 掘割模型の浮上がりに伴う地盤の変形

土槽側面のアクリル板を通して記録した地盤の変形状況を図4.10(1)～(3)に示す。模型1，2，4では，掘割模型が浮上がるとともに，掘割模型の下に側方の砂がまわり込んでいる。一方，模型5と6では，掘割模型の浮上がりが生じた200 gal以降の加振レベルでも地盤の変形はあまり見られない。これは，掘割模型の側方に締固め改良部として凍結砂のブロックを設置した際，ブロックとアクリル板の間に塗布したグリースに砂粒子が付着して，アクリル板を通して見える部分の地盤の変形が生じにくくなっていたためと考える。グリースの影響を受けない部分での地盤の変形状況は不明であるが，掘割模型の浮上がり量に見合うだけの量の砂が，掘割模型の下にまわり込んでいると考えられる。

なお，模型2では，掘割模型直下の地盤に鉛直方向のメッシュを入れていないので，この部分の砂の水平方向の移動状況は不明である。また，アクリル板を通して見ることができるのは，地盤の表面から40cmの深さまでの範囲であり，これより深い部分（土槽底部までの厚さ約10cmの範囲）における地盤の変形状況も不明である。

4.3.4 地盤中の過剰間隙水圧

(1) 水平地盤部

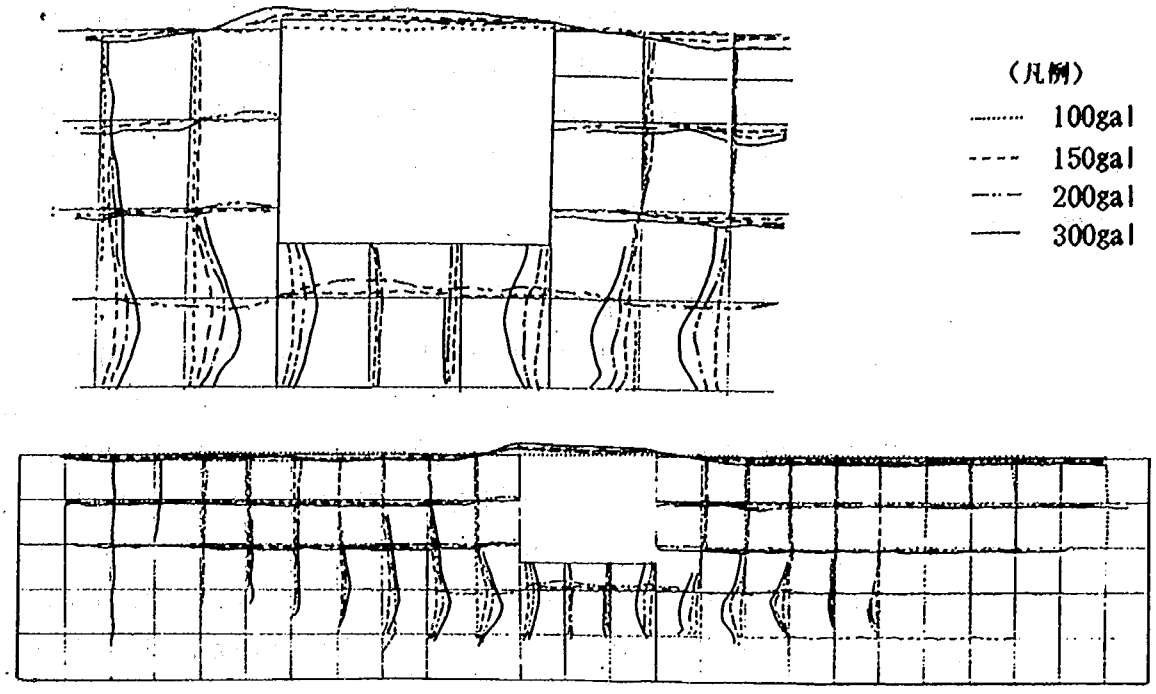
水平地盤部の2点（P2およびP3）における過剰間隙水圧の最大値と加振加速度の関係を図4.11に示す。図中には，液状化砂層の単位体積重量より計算した初期有効鉛直応力も合わせて示した。

支持層内にある模型3のP3のデータを除けば，200 gal加振時には各模型の水平地盤部では液状化が生じていることがわかる。100 galおよび150 gal加振時の最大過剰間隙水圧は，各模型間で差があるが，これは，液状化砂層の相対密度の違いのほかに，液状化砂層厚の大きさと締固め改良部の有無が水平地盤部の応答特性と過剰間隙水圧の発生特性に影響を及ぼしているためと考える。

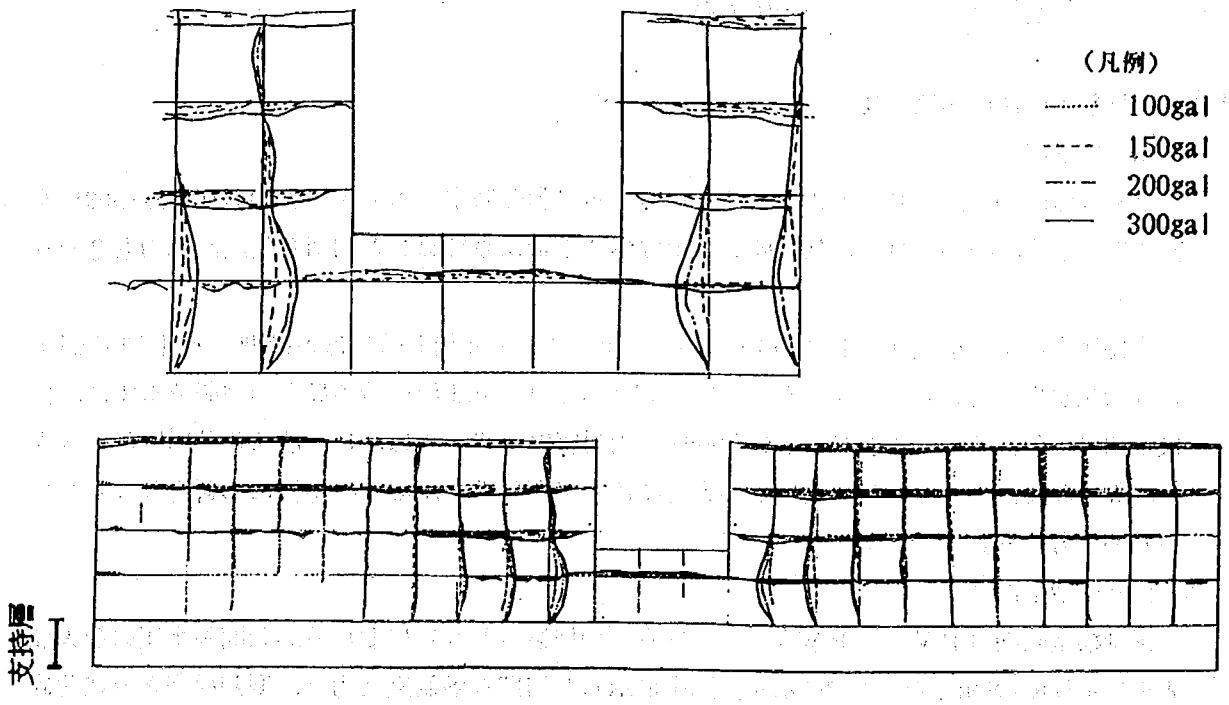
(2) 掘割模型下部

掘割模型底面（PV1～PV3）および直下の地盤（P9）における過剰間隙水圧の最大値と加振加速度の関係を図4.12に示す。図中に示した初期有効鉛直応力は，掘割模型と液状化砂層の単位体積重量より1次元的に計算したものである。

模型1，2，5，6では，200 gal加振時には最大過剰間隙水圧が初期有効鉛直応力を上回っている。この加振レベルでは，先に述べたように各模型の水平地盤部で液状化が生じており，そこで発生した過剰間隙水圧が掘割模型底面と直下の地盤まで伝播してきたものと考える。一

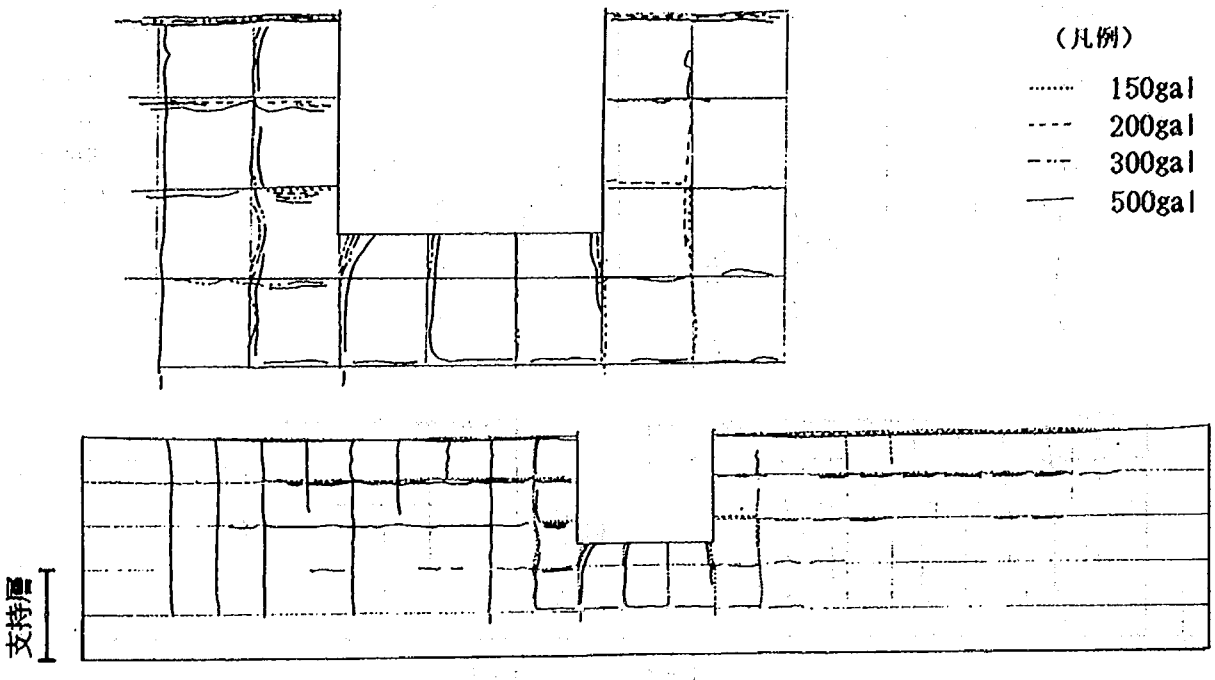


模型 1

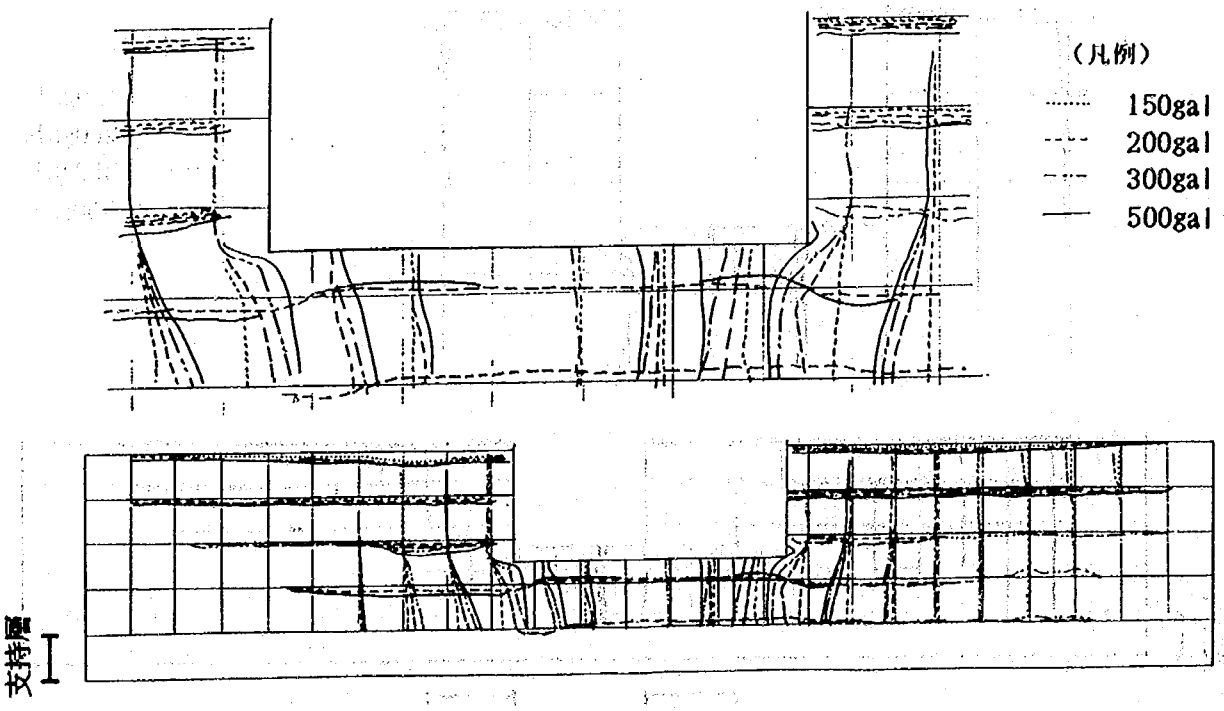


模型 2

図 4.10 (1) 地盤の変形状況

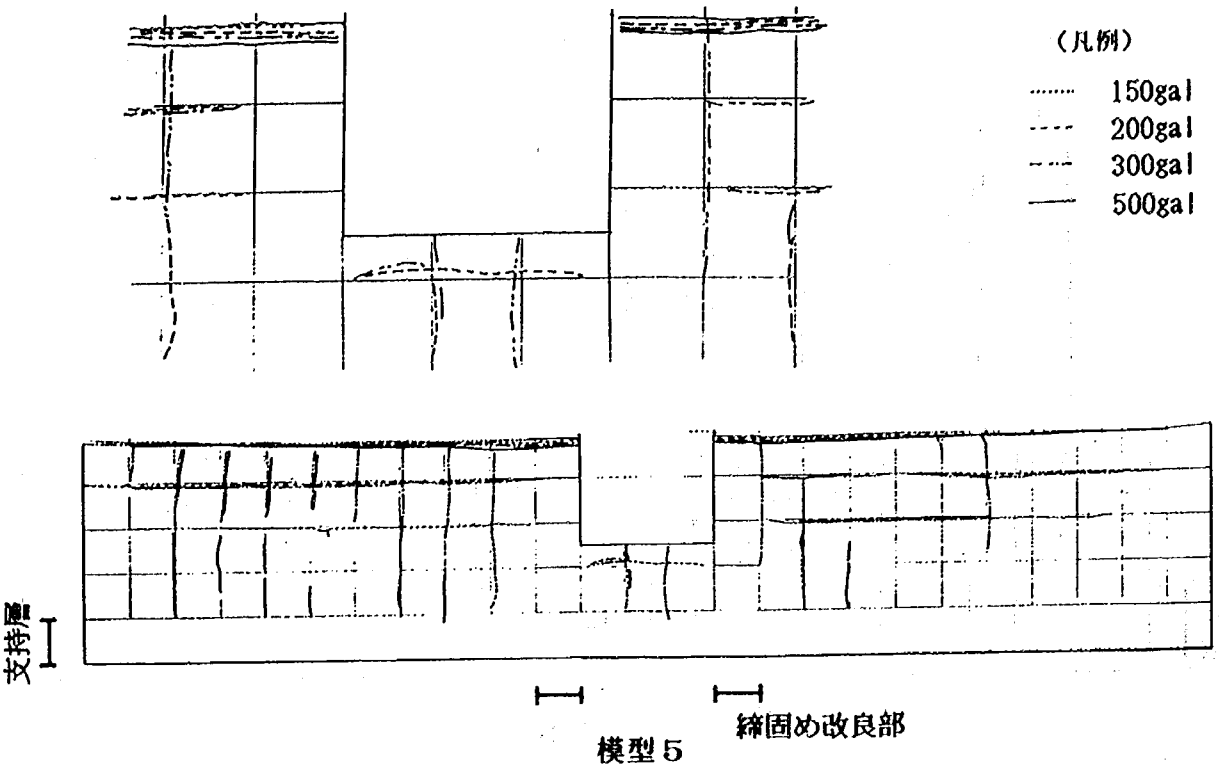


模型３



模型４

図 4.10　(2) 地盤の変形状況



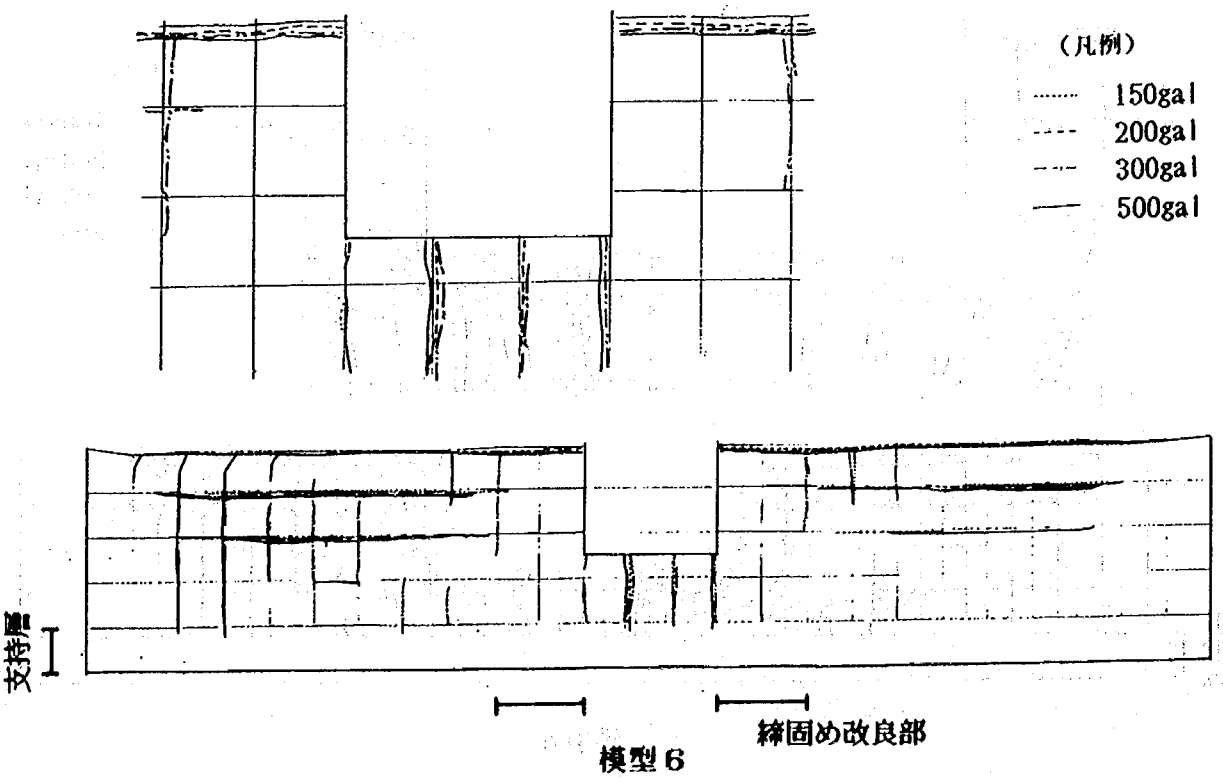


図 4.10　(3) 地盤の変形状況

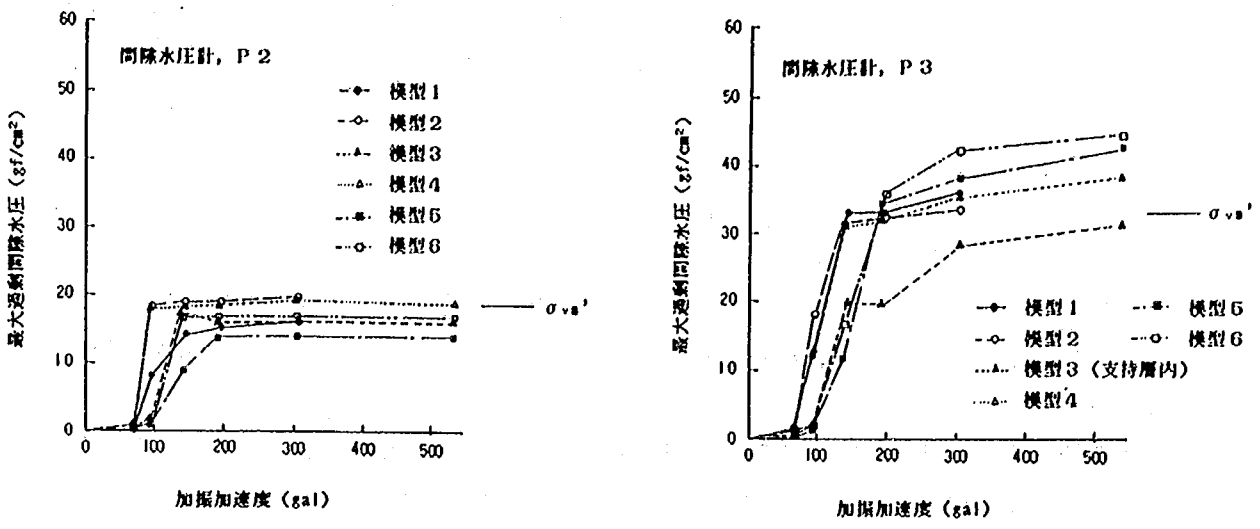


図 4.11　加振加速度と最大過剰間隙水圧の関係
（水平地盤部）

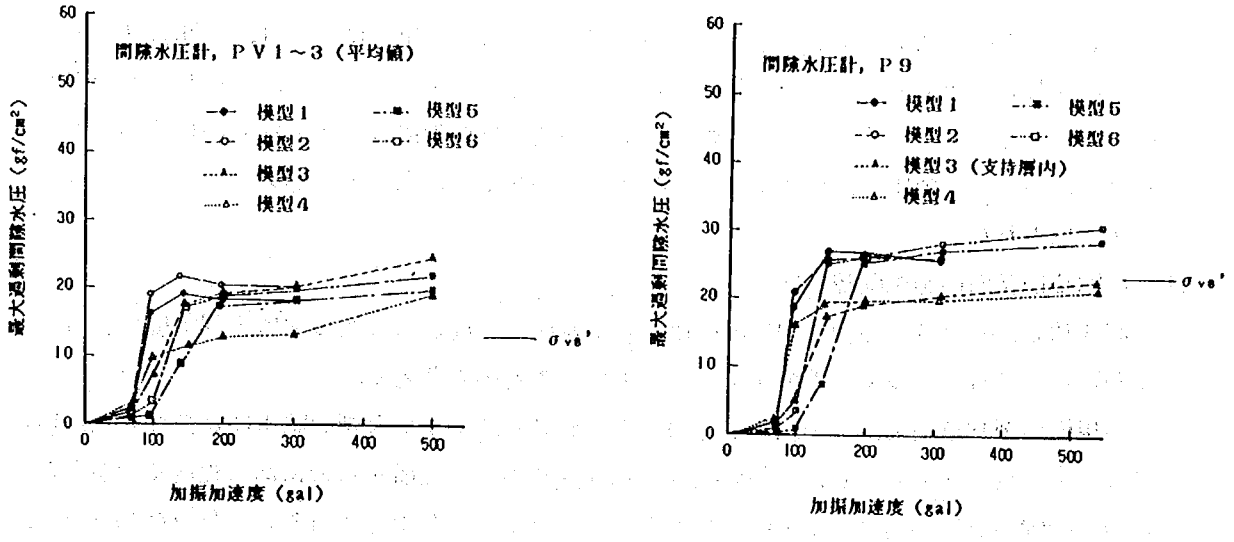


図 4.12　加振加速度と最大過剰間隙水圧の関係
（掘割模型下部）

方，模型4における200 gal加振時の最大過剰間隙水圧は，他の模型（支持層内にある模型3のP 9を除く）における値よりも6.0～6.5 gf／cm²程度小さい。これは，模型4における掘割模型の見かけの単位体積重量が，目標値（1.52 gf／cm³）よりも小さかったためと考えられる。最大過剰間隙水圧の差から逆算すると，掘割模型の見かけの単位体積重量は，1.25～1.27 gf／cm³程度しかなかったことになる。

(3) 過剰間隙水圧分布の時間変化

各模型で地盤内に初めて大きな過剰間隙水圧が発生した加振ステップ（模型1，2，4では100 gal加振時，模型3，5，6では150 gal加振時）の過剰間隙水圧分布の時間変化を図4.13(1)～(6)に示す。

掘割模型の見かけの単位体積重量は，周辺地盤の飽和単位体積重量よりも小さいため，掘割模型直下の地盤の初期有効上載圧は，同深度の水平地盤部よりも小さくなる。図中に示した初期有効上載圧は，それぞれ一次元的に計算したものである。掘割模型直下の地盤の過剰間隙水圧を，同深度の水平地盤部と比較すると，このような初期有効上載圧の違いにもかかわらず，ほぼ同程度の過剰間隙水圧が発生しており，有意な差は見られない。これは，模型の規模が小さく，また間隙水として水を用いているために，過剰間隙水圧の伝播が急速に進み，局所的な差が生じにくいことによるものと考える。

なお，実規模の掘割道路を対象に有限要素解析を行った結果[5]によれば，初期有効上載圧および繰返しせん断応力は，掘割道路の中心線に近づくほど小さくなるが，繰返しせん断応力比は逆に大きくなった。そのため，過剰間隙水圧の発生は掘割道路直下の地盤のほうが速くすすむが，初期有効上載圧の違いにより過剰間隙水圧の発生量は水平地盤部のほうが大きくなることが予想された。

(4) 締固め地盤内の過剰間隙水圧

図4.13(5)，(6)より，締固め地盤内の過剰間隙水圧は，周辺の未改良地盤と同程度であることがわかる。これも，模型の規模が小さいことによるものと考える。

実規模の掘割道路では，締固め地盤内で繰返しせん断による過剰間隙水圧が発生しない場合には，未改良地盤で発生した過剰間隙水圧が締固め地盤に伝播するのにある程度時間がかかるため，締固め改良の効果が本実験よりも大きく現れることが予想される。9章及び10章では，実規模の掘割模型の直下まで締固め改良を行った場合を対象に，過剰間隙水圧の伝播状況の計算を行っている。

4.3.5 締固め改良幅の影響

液状化砂層厚が同じ模型を対象とした，掘割模型側方の締固め改良幅と，標尺で測定した掘割割模型の累積浮上がり量の関係を図4.14に示す。

150 gal加振時に無改良の模型2では浮上がりが生じたのに対し，締固め部のある模型5，6ではほとんど浮上がりが生じておらず，改良による浮上がり対策効果が現れている。これは，掘割模型を浮上がらせるような地盤の変形を締固め部が抑制したためと考える。

締固め改良幅の影響に着目すると，締固め改良幅の大きい模型6のほうが模型5よりも，200 gal，300 gal加振時の累積浮上がり量が小さくなっている。これは，締固め改良幅の大きいほ

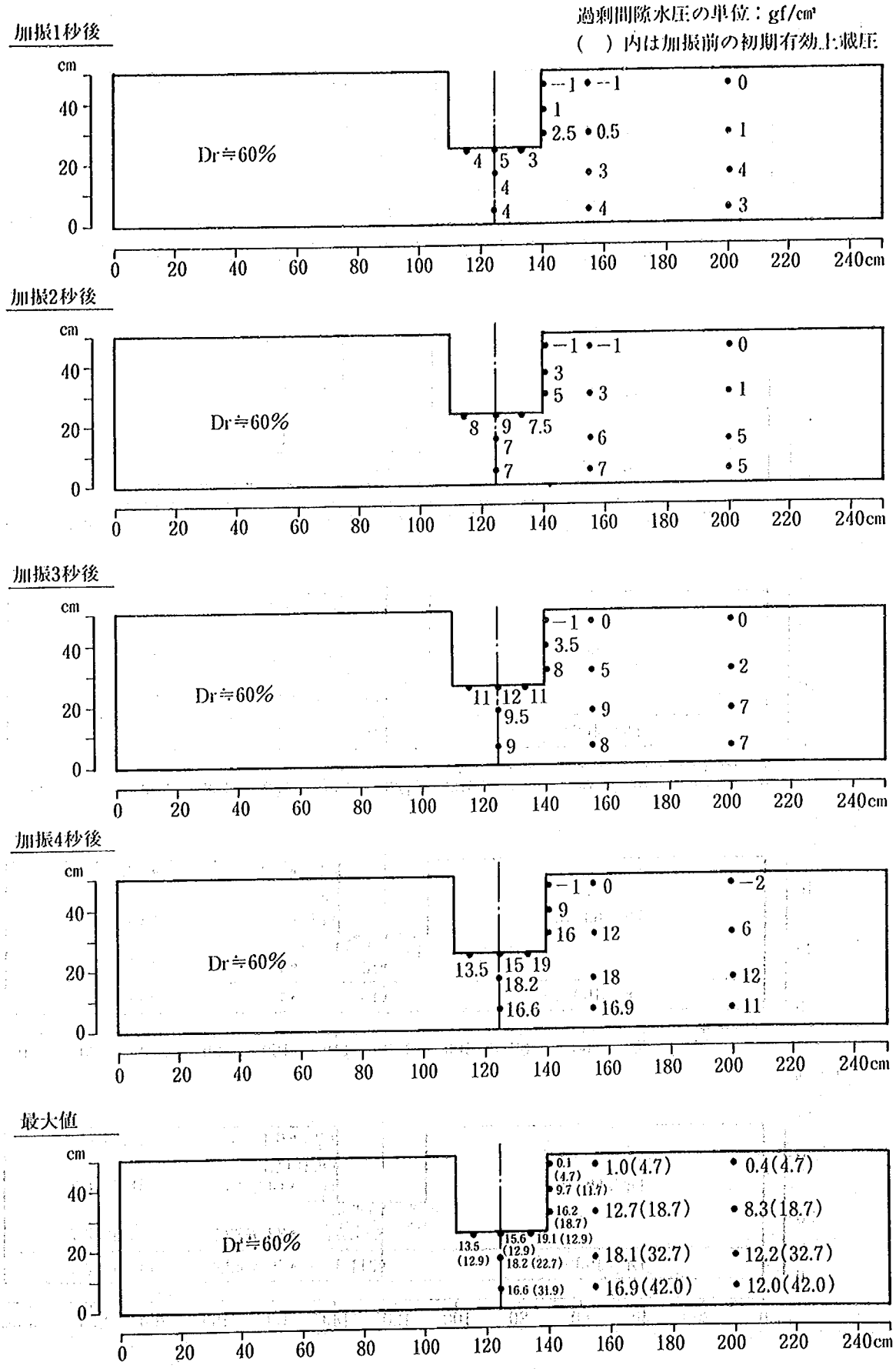


図 4.13　過剰間隙水圧分布の時間変化 (1) case 1－2, 100 gal 加振時

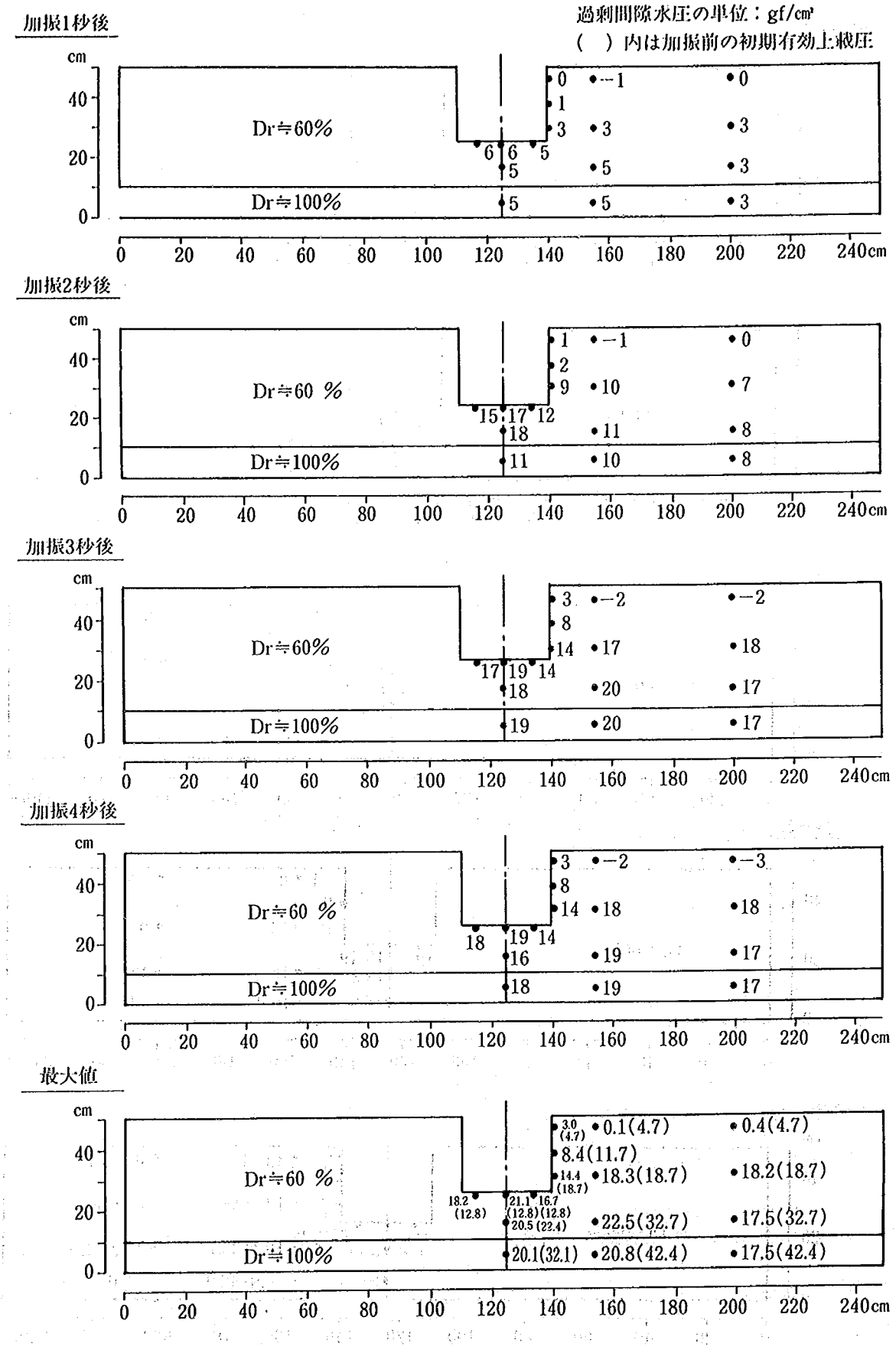


図 4.13　過剰間隙水圧分布の時間変化 (2) case 2－2, 100 gal 加振時

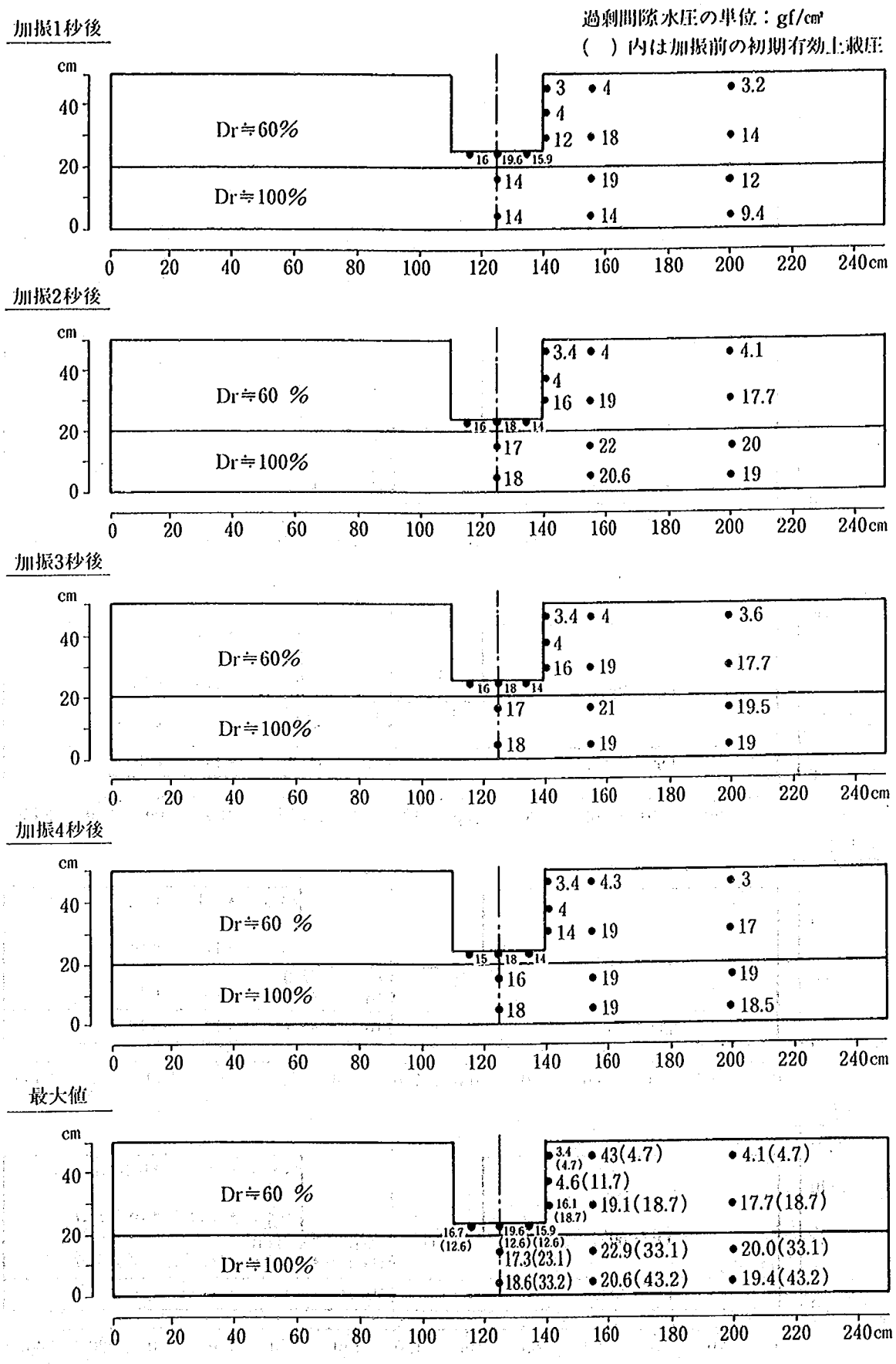


図 4.13　過剰間隙水圧分布の時間変化 (3) case 3－3, 150 gal 加振時

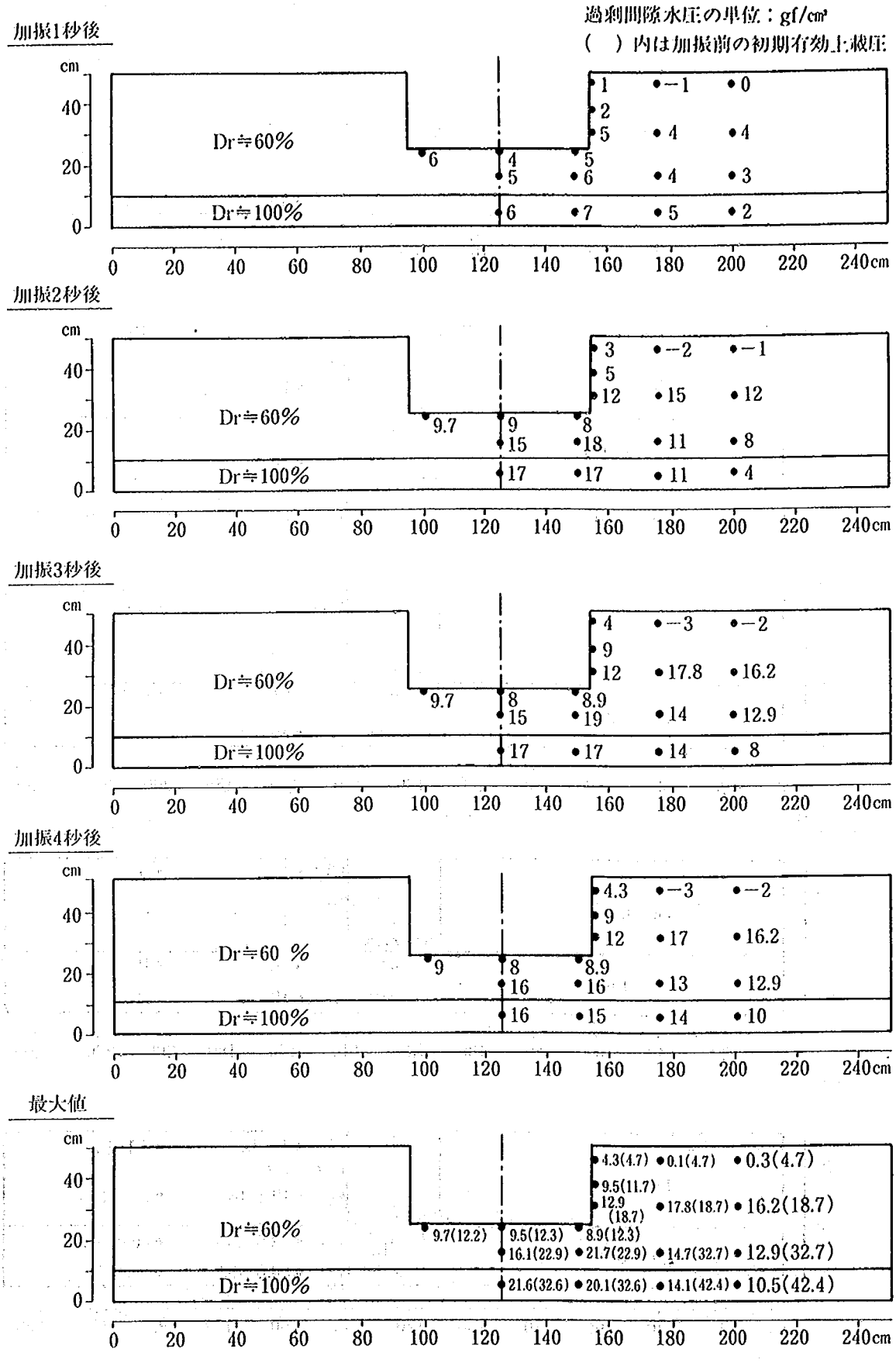


図 4.13　過剰間隙水圧分布の時間変化 (4) case 4－2, 100 gal 加振時

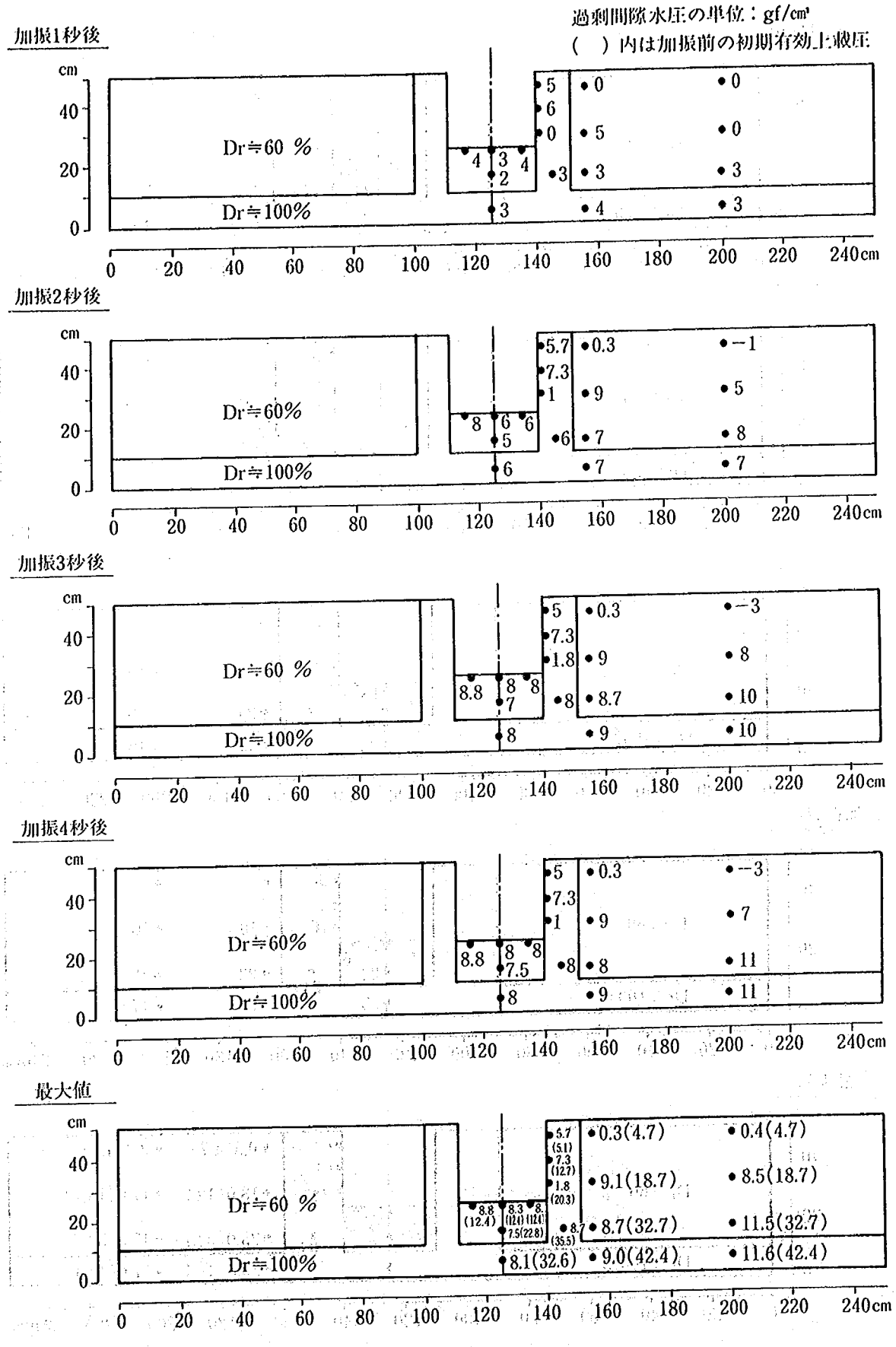


図 4.13　過剰間隙水圧分布の時間変化 (5) case 5－3，150 gal 加振時

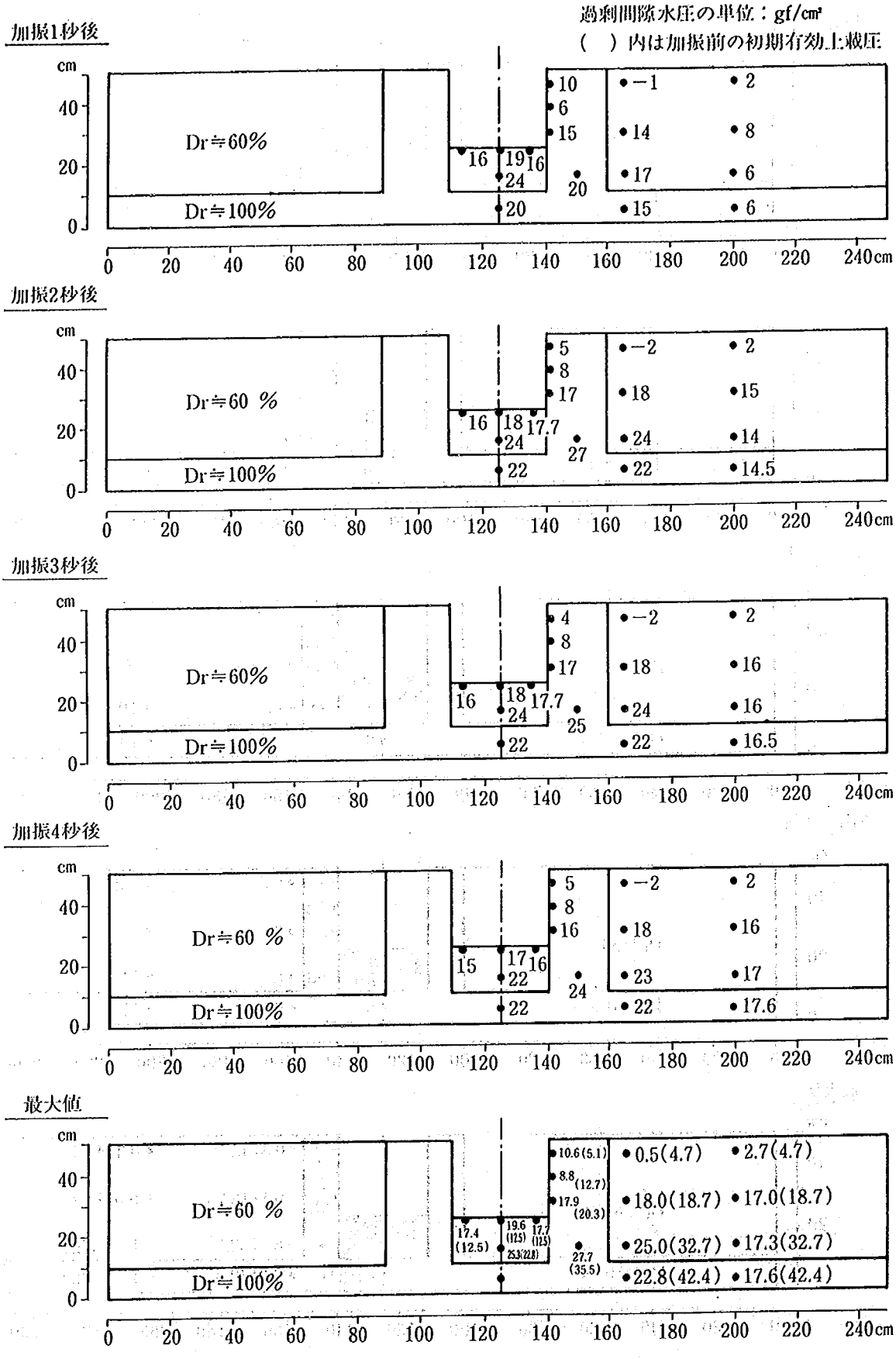


図 4.13　過剰間隙水圧分布の時間変化　(6) case 6－3，150 gal 加振時

うが，地盤の変形抑制効果が大きいためと考える。

なお，無改良の模型２では，300 gal 加振時の累積浮上がり量が改良を行った模型５よりも小さくなっているが，この原因として，150 gal あるいは 200 gal 加振時に模型２の掘割模型が浮上がった際に，土層の両側面の間で掘割模型が引っかかったような状態になり，それ以上の浮上がりが生じにくくなったことが考えられる。図 4.9 でも，300 gal 加振時の模型２の浮上がり量の増えかたは，模型３以外の他の模型と比べると明らかに小さくなっている。

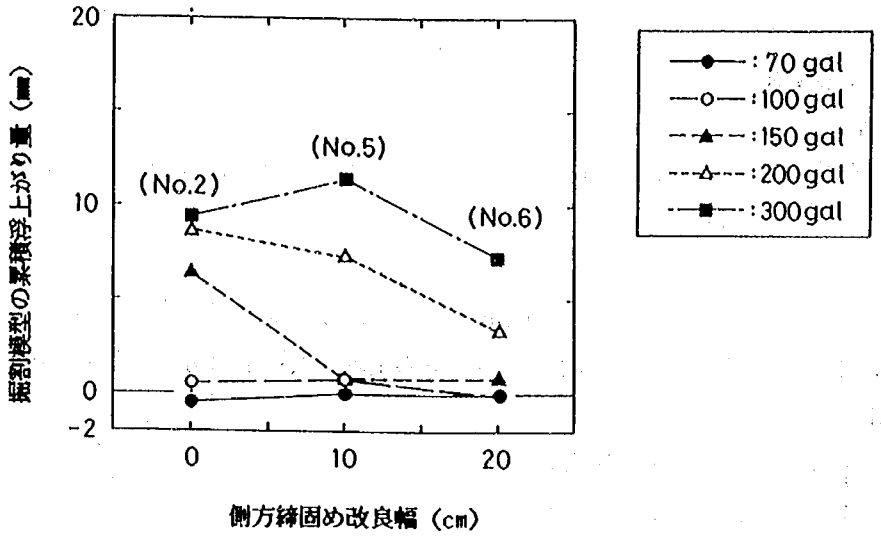


図 4.14　掘割模型の累積浮上がり量と側方締固め改良幅の関係

4.3.6　液状化砂層厚の影響

無改良の模型地盤について，掘割模型の直下の液状化砂層厚と，標尺で測定した掘割模型の累積浮上がり量の関係を図 4.15に示す。液状化砂層厚が大きくなるほど，掘割模型が浮上がりやす

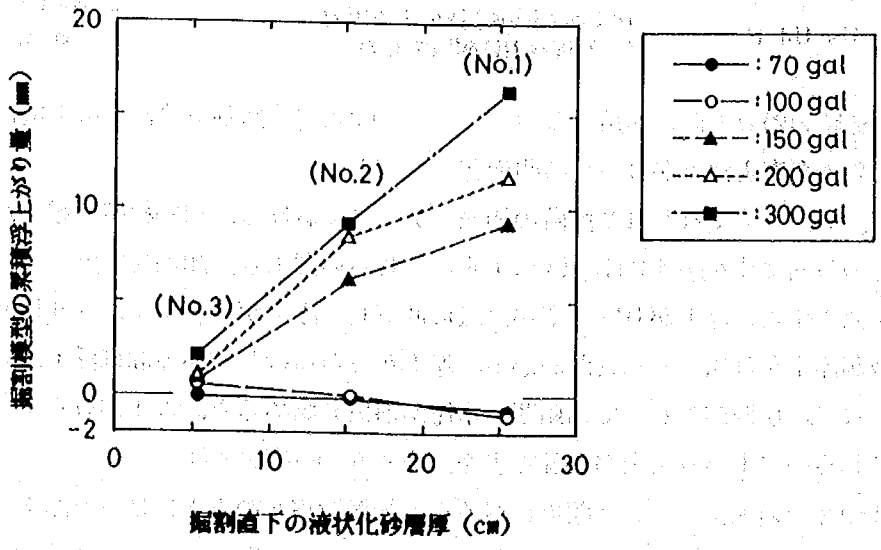


図 4.15　掘割模型の累積浮上がり量と液状化砂層厚の関係

くなっている。これは，側方の液状化した砂が掘割模型の下へまわり込みやすくなるためと考える。図4.10(1)の模型　と模型2の地盤の変形状況を見ても，液状化砂層厚の大きい模型1のほうが深いところまで砂の移動が生じており，砂のまわり込みやすさの違いが現れている。

図4.14では，300 gal加振時の累積浮上がり量と液状化砂層厚がほぼ比例しているように見えるが，4.3.5で述べたように模型2では掘割模型のひっかかりが生じていた可能性があるので，これを考慮すると累積浮上がり量と液状化砂層厚の関係は，図中の150 galあるいは200 gal加振時のようなものになると考えられる。

4.3.7　浮上がり安全率

(1)　計算方法

掘割模型の浮上がり安全率を次式で定義する[4)5)]。右辺の記号の意味を図4.16に示す。

$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} \quad \cdots\cdots (4.1)$$

本実験では，掘割模型側壁の摩擦抵抗を無視し，常にQ＝0とした。また，浸透水力に起因する力Fは，図4.17のように掘割道路の直下の土塊（土粒子部分のみ）に作用する力を考えて，次式により求めた。

$$F = \begin{cases} S - T & (S \geqq T \text{の場合}) \\ 0 & (S < T \text{の場合}) \end{cases}$$

実験データを用いた浮上がり安全率の具体的な計算文法については文献[4)]を参照されたい。

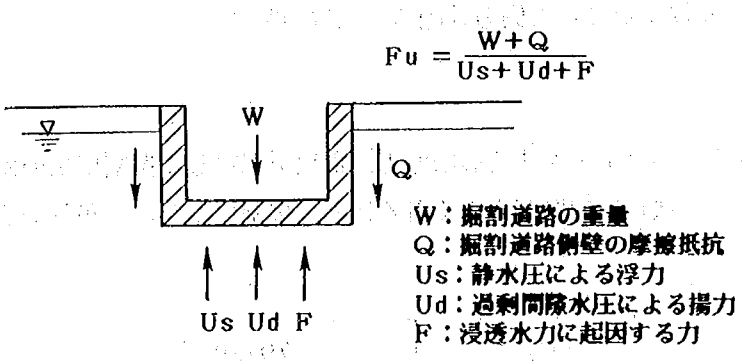


図4.16　掘割道路の鉛直方向に作用する力

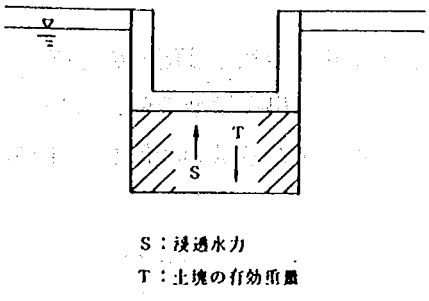


図4.17　掘割道路直下の土塊に作用する力

(2)　浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

模型2，5，6のそれぞれ2段階の加振ステップにおける，掘割模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化を図4.18(1)～(3)に示す。これらの図より，加振を開始して地盤中に過剰間隙水圧が発生すると浮上がり安全率が急激に低下し，浮上がり安全率が0.9程度まで下がると掘割模型が浮上がり始めることがわかる。浮上がりが進行している間は浮上がり安全率はあまり変化しない。加振が終わって過剰間隙水圧が消散し始めると，浮上がり安全率は徐々に回復する。これらの浮上がり安全率の計算表を，表4.5(1)～(6)に示す。

模型2の2つの加振ステップ間で比べると，加振レベルの大きいほうが浮上がり安全率の低下がはやく進み，浮上がりもはやく生じている。模型6でも同様である。模型5の150 gal加振時には，浮上がり安全率が1.1程度までしか低下していないが，これに対応して浮上がりも

表 4.5　浮上がり安全率計算表（その 1），(1) case 2－2，100 gal 加振時

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり量 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV₁	PV₂	PV₃	*3 $\overline{P}$	P₉	P₁₀	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	$\overline{P}/\sigma u'$	浸透水力 (gf) S1 A(P₉−$\overline{P}$)	S2 A(P₁₀−P₉)	砂の有効単位体積重量 γ (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z₁	Z₂	砂の有効重量 (gf) T₁ Z₁A·γ'	T₂ Z₂A·γ'	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud (gf)	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu
2−2	0.5	76730	2046	97	0.0	24.57	50270	1.53	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	12.93	0.15	0	0	0.934	11	10	21021.0	19110.0	0	4092	54362	1.411
〃	1.0	〃	〃	〃	0.0	24.57	50270	1.53	4.5	6.0	6.0	5.5	4.0	4.0	12.93	0.43	−3069	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	11253	61523	1.247
〃	1.5	〃	〃	〃	0.0	24.57	50270	1.53	8.0	10.0	8.5	8.3	7.0	6.0	12.93	0.64	−2660	−2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	16982	67252	1.141
〃	2.0	〃	〃	〃	0.0	24.57	50270	1.53	12.0	16.0	14.0	14.0	11.0	11.0	12.93	1.08	−6138	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	28644	78914	0.972
〃	3.0	〃	〃	〃	0.7	24.50	50127	1.53	16.0	19.0	17.0	17.3	18.0	19.0	13.00	1.33	1432	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	85523	0.897
〃	3.5	〃	〃	〃	0.9	24.48	50086	1.54	15.5	20.0	18.0	17.8	18.0	19.0	13.02	1.37	409	2045	〃	〃	〃	〃	〃	0	36419	86505	0.887
〃	4.0	〃	〃	〃	1.0	24.47	50066	1.54	14.0	20.0	18.0	17.3	17.0	18.0	13.03	1.33	−614	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	85462	0.898
〃	5.0	〃	〃	〃	1.0	24.47	50066	1.55	15.0	20.0	16.0	17.0	16.0	17.0	13.03	1.30	−2046	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	34782	84848	0.904
〃	7.0	〃	〃	〃	0.9	24.48	50086	1.55	15.5	20.0	16.0	17.2	14.0	14.0	13.02	1.32	−6547	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	35191	85277	0.900
〃	10.0	〃	〃	〃	0.7	24.50	50127	1.56	13.0	17.0	14.0	14.7	11.0	11.0	13.00	1.13	−7570	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	30076	80203	0.957
																				〃	〃	〃	〃				
																				〃	〃	〃	〃				
																				〃	〃	〃	〃				
																				〃	〃	〃	〃				
																				〃	〃	〃	〃				
																				〃	〃	〃	〃				
																				〃	〃	〃	〃				

＊1　加振開始後の時間

＊2　模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がりおよび，地盤沈下量を考慮して求めている。

＊3　$\overline{P} = \dfrac{PV_1+PV_2+PV_3}{3}$

＊4　下図参照

＊5　$F = S - T$ （$S > T$ の場合）　ここに
$= 0$ （$S < T$ の場合）　S；浸透水力（上向正）
T；土粒子有効重量（下向正）
z；鉛直座標（上向正）
u；過剰間隙水圧

$S = -\int \dfrac{du}{dz} \cdot dz \cdot A$

$T = \int \gamma' \cdot dz \cdot A$

＊6　$Fu = \dfrac{W}{Us+Ud+F}$

表 4.5 (2) case 2－3， 150 gal 加振時

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり量 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV1	PV2	PV3	*3 P̄	P9	P10	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	P̄/σu'	浸透水力 (gf) S1 A(P9−P̄)	S2 A(P10−P9)	砂の有効単位体積重量 γ' (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z1	Z2	砂の有効重量 (gf) T1 Z1A·γ'	T2 Z2A·γ'	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud (gf)	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu
2−3	0.2	76730	2046	150	0.0	24.45	50025	1.53	14.0	14.0	11.0	13.0	8.0	6.0	13.05	1.00	−10230	−4092	0.934	11	10	21021.0	19110.0	0	26598	76623	1.001
〃	0.4	〃	〃	〃	0.0	24.45	50025	1.53	20.0	21.0	18.0	19.7	19.0	17.0	13.05	1.51	−1432	−4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	40306	90331	0.849
〃	0.8	〃	〃	〃	0.6	24.39	49902	1.54	16.0	20.0	16.0	17.3	21.0	22.0	13.11	1.32	7570	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	85298	0.900
〃	1.0	〃	〃	〃	0.8	24.37	49861	1.54	16.0	19.0	17.0	17.3	21.0	23.0	13.13	1.32	7570	4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	85257	0.900
〃	1.5	〃	〃	〃	1.5	24.30	49718	1.54	16.0	20.0	18.0	18.0	21.0	24.0	13.20	1.36	6138	6138	〃	〃	〃	〃	〃	0	36828	86546	0.887
〃	2.0	〃	〃	〃	2.3	24.22	49554	1.55	17.0	20.0	18.0	18.3	21.0	24.0	13.28	1.38	5524	6138	〃	〃	〃	〃	〃	0	37442	86996	0.882
〃	3.0	〃	〃	〃	4.0	24.05	49206	1.56	18.0	22.0	18.0	19.3	24.0	33.0	13.45	1.43	9616	18414	〃	〃	〃	〃	〃	0	39488	88694	0.865
〃	4.0	〃	〃	〃	6.3	23.82	48766	1.57	18.0	24.0	19.0	20.3	25.0	36.0	13.67	1.49	9616	22506	〃	〃	〃	〃	〃	0	41534	90300	0.850
〃	6.0	〃	〃	〃	7.5	23.70	48490	1.58	16.0	22.0	18.0	18.7	24.0	30.0	13.80	1.36	10844	12276	〃	〃	〃	〃	〃	0	38260	86750	0.884
〃	8.0	〃	〃	〃	7.5	23.70	48490	1.58	16.0	22.0	17.0	18.3	23.0	25.0	13.80	1.33	9616	4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	37442	85932	0.893
〃	10.0	〃	〃	〃	7.6	23.69	48490	1.58	16.0	21.0	17.0	18.0	21.0	22.0	13.81	1.30	6138	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	36828	85298	0.900
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						

＊1 加振開始後の時間

＊2 模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がり
および，地盤沈下量を考慮して求めている。

＊3 $\bar{P} = \dfrac{PV_1+PV_2+PV_3}{3}$

＊4 下図参照

＊5 $F = S - T$ （$S > T$の場合）
$= 0$ （$S < T$の場合）
$S = -\int \dfrac{du}{dz} \cdot dz \cdot A$
$T = \int \gamma' \cdot dz \cdot A$
ここに
S；浸透水力（上向正）
T；土粒子有効重量（下向正）
z；鉛直座標（上向正）
u；過剰間隙水圧

＊6 $Fu = \dfrac{W}{Us+Ud+F}$

表 4.5 (3) case 5－3， 150 gal 加振時

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり量 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV₁	PV₂	PV₃	*3 $\bar{P}$	P₉	P₁₀	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	$\bar{P}/\sigma u'$	浸透水力 (gf) S1 A(P₉−$\bar{P}$)	S2 A(P₁₀−P₉)	砂の有効単位体積重量 γ (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z₁	Z₂	砂の有効重量 (gf) T₁ Z₁A·γ'	T₂ Z₂A·γ'	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud (gf)	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu
5−3	1.0	74080	2046	138	0	23.83	48756	1.52	4.0	3.0	4.0	3.7	2.0	3.0	12.38	0.30	−3478	2046	0.934	11	10	21020.6	19109.6	0	7570	56326	1.315
〃	2.0	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	6.0	6.0	8.0	6.7	5.0	6.0	〃	0.54	−3478	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	13708	62464	1.186
〃	3.0	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	8.0	8.0	9.0	8.3	7.0	8.0	〃	0.67	−2660	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	16982	65738	1.127
〃	3.5	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	8.0	8.0	9.0	8.3	7.5	8.0	〃	0.67	−1637	1023	〃	〃	〃	〃	〃	0	16982	65738	1.127
〃	4.0	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	8.0	8.0	9.0	8.3	8.0	8.0	〃	0.67	−614	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	16982	65738	1.127
〃	5.0	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	6.0	7.0	6.0	6.3	6.0	6.0	〃	0.51	−614	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	12890	61646	1.202
〃	6.0	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	5.0	6.0	5.0	5.3	5.0	5.0	〃	0.43	−614	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	10844	59600	1.243
〃	8.0	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	〃	0.24	0	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	6138	54894	1.350
〃	10.0	〃	〃	〃	0	〃	〃	〃	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	〃	0.08	0	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	2040	50802	1.458
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						

＊1 加振開始後の時間

＊2 模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がりおよび，地盤沈下量を考慮して求めている。

＊3 $\bar{P} = \dfrac{PV_1+PV_2+PV_3}{3}$

＊4 下図参照

＊5 $F = S - T$ （$S > T$の場合） ここに
$= 0$ （$S < T$の場合）
$S = -\int \dfrac{du}{dz} \cdot dz \cdot A$
$T = \int \gamma \cdot dz \cdot A$
S；浸透水力（上向正）
T；土粒子有効重量（下向正）
z；鉛直座標（上向正）
u；過剰間隙水圧

＊6 $Fu = \dfrac{W}{Us+Ud+F}$

表4.5 (4) case 5－4，200 gal加振時

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり址 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV₁	PV₂	PV₃	*3 P̄	P₉	P₁₀	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	P̄/σu'	浸透水力 (gf) S1 A(P₉−P̄)	S2 A(P₁₀−P₉)	砂の有効単位体積重量 γ (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z₁	Z₂	砂の有効重量 (gf) T₁ Z₁A·γ'	T₂ Z₂A·γ'	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud (gf)	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu
5−4	0.3	74080	2046	193	0.0	23.78	48654	1.52	2.0	1.5	4.0	2.5	2.0	2.0	12.43	0.20	−1023	0	0.934	11	10	21020.6	19109.6	0	5115	53769	1.378
〃	0.7	〃	〃	〃	0.0	23.78	48654	1.52	7.0	6.0	8.0	7.0	7.0	8.0	12.43	0.56	0	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	14322	62976	1.176
〃	1.0	〃	〃	〃	0.0	23.78	48654	1.52	12.0	12.0	12.0	12.0	20.0	22.0	12.43	0.97	16368	4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	24552	73206	1.012
〃	1.5	〃	〃	〃	0.7	23.71	48511	1.53	18.0	18.0	16.0	17.3	24.0	33.0	12.50	1.38	13708	18414	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	83907	0.883
〃	2.0	〃	〃	〃	2.5	23.53	48142	1.54	17.0	18.0	16.0	17.0	24.0	34.0	12.68	1.34	14322	20460	〃	〃	〃	〃	〃	0	34782	82924	0.893
〃	3.0	〃	〃	〃	6.0	23.18	47426	1.56	17.0	18.0	16.0	17.0	24.0	34.0	13.03	1.30	14322	20460	〃	〃	〃	〃	〃	0	34782	82208	0.901
〃	4.0	〃	〃	〃	8.5	22.93	46915	1.58	17.0	18.0	15.0	16.7	24.0	34.0	13.28	1.26	14936	20460	〃	〃	〃	〃	〃	0	34168	81083	0.914
〃	6.0	〃	〃	〃	9.5	22.83	46710	1.59	15.0	16.0	14.0	15.0	22.0	30.0	13.38	1.12	14322	16368	〃	〃	〃	〃	〃	0	30690	77400	0.957
〃	8.0	〃	〃	〃	9.5	22.83	46710	1.59	14.0	15.0	13.0	14.0	22.0	26.0	13.38	1.05	16368	8184	〃	〃	〃	〃	〃	0	28644	73534	0.983
〃	10.0	〃	〃	〃	9.5	22.83	46710	1.59	13.0	14.0	12.0	13.0	20.0	22.0	13.38	0.97	14322	4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	26598	73308	1.011
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						

＊1 加振開始後の時間

＊2 模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がりおよび，地盤沈下量を考慮して求めている。

＊3 $\bar{P} = \dfrac{PV_1+PV_2+PV_3}{3}$

＊4 下図参照

＊5 $F = S - T$ （$S > T$の場合） ここに
$= 0$ （$S < T$の場合） S；浸透水力（上向正）
$S = -\int \dfrac{du}{dz} \cdot dz \cdot A$ T；土粒子有効重量（下向正）
$T = \int \gamma \cdot dz \cdot A$ z；鉛直座標（上向正）
u；過剰間隙水圧

＊6 $Fu = \dfrac{W}{Us+Ud+F}$

表 4.5　(5) case 6－3，150 gal 加振時

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり量 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV1	PV2	PV3	*3 P̄	P9	P10	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	P̄/σu'	浸透水力 (gf) S1 A(P9−P̄)	S2 A(P10−P9)	砂の有効単位体積重量 γ (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z1	Z2	砂の有効重量 (gf) T1 Z1A·γ'	T2 Z2A·γ'	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud (gf)	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu
6−3	0.3	74500	2046	144	0.0	23.92	48940	1.52	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.0	12.49	0.16	0	−2046	0.934	11	10	21020.6	19109.6	0	4092	53032	1.405
〃	0.5	〃	〃	〃	0.0	23.92	48940	1.52	8.0	8.0	8.0	8.0	7.0	4.0	12.49	0.64	−2046	−6138	〃	〃	〃	〃	〃	0	16368	65308	1.141
〃	0.7	〃	〃	〃	0.0	23.92	48940	1.52	12.0	16.0	13.0	13.7	14.0	12.0	12.49	1.10	614	−4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	28030	76970	0.968
〃	1.3	〃	〃	〃	0.3	23.89	48879	1.52	17.0	19.0	17.0	17.7	24.0	25.0	12.52	1.41	12890	−2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	36214	85093	0.876
〃	1.7	〃	〃	〃	1.0	23.82	48736	1.53	17.0	18.0	16.0	17.0	24.0	23.0	12.59	1.35	14322	−2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	34782	83578	0.892
〃	2.0	〃	〃	〃	1.2	23.80	48695	1.53	18.0	18.0	16.0	17.3	24.0	22.0	12.61	1.37	13708	−4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	84091	0.886
〃	3.0	〃	〃	〃	2.0	23.72	48531	1.54	18.0	18.0	16.0	17.3	24.0	22.0	12.69	1.36	13708	−4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	83927	0.888
〃	4.0	〃	〃	〃	2.5	23.67	48429	1.54	16.0	17.0	15.0	17.0	22.0	22.0	12.74	1.33	10230	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	34782	83211	0.895
〃	6.0	〃	〃	〃	2.6	23.66	48408	1.54	14.0	14.0	12.0	13.3	17.0	17.0	12.75	1.04	7570	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	27212	75620	0.985
〃	8.0	〃	〃	〃	2.4	23.68	48449	1.54	13.0	14.0	13.0	13.3	14.0	14.0	12.73	1.04	1432	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	27212	75661	0.985
〃	10.0	〃	〃	〃	2.1	23.71	48511	1.536	10.5	12.0	12.0	11.5	12.0	11.5	12.70	0.91	1023	−1023	〃	〃	〃	〃	〃	0	23529	72040	1.034
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						

＊1　加振開始後の時間

＊2　模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がりおよび，地盤沈下量を考慮して求めている。

＊3　$\bar{P} = \dfrac{PV_1+PV_2+PV_3}{3}$

＊4　下図参照

＊5　$F = S - T$ （$S > T$ の場合）　ここに
$= 0$ （$S < T$ の場合）　S；浸透水力（上向正）
T；土粒子有効重量（下向正）
z；鉛直座標（上向正）
u；過剰間隙水圧

$S = -\int \dfrac{du}{dz} \cdot dz \cdot A$

$T = \int \gamma' \cdot dz \cdot A$

＊6　$Fu = \dfrac{W}{Us + Ud + F}$

表 4.5　(6) case 6 − 4，200 gal 加振時

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり量 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV₁	PV₂	PV₃	*3 P̄	P₉	P₁₀	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	P̄/σu'	浸透水力 (gf) S1 A(P₉−P̄)	S2 A(P₁₀−P₉)	砂の有効単位体積重量 γ (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z₁	Z₂	砂の有効重量 (gf) T₁ Z₁A·γ'	T₂ Z₂A·γ'	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud (gf)	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu
6−4	0.2	74500	2046	200	0.0	23.66	48408	1.54	15.0	17.0	15.0	15.7	14.0	7.0	12.75	1.23	−3478	−14322	0.934	11	10	21020.6	19109.6	0	32122	80530	0.925
〃	0.3	〃	〃	〃	0.0	23.66	48408	1.54	14.0	16.0	16.0	15.3	20.0	18.0	12.75	1.20	9616	−4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	31304	79712	0.935
〃	0.6	〃	〃	〃	(−0.3)	23.69	48470	1.54	17.0	19.5	18.0	18.2	26.0	27.0	12.72	1.43	15959	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	37237	85707	0.869
〃	0.8	〃	〃	〃	0.0	23.66	48408	1.54	17.0	19.5	18.0	18.2	26.0	29.0	12.75	1.43	15959	6138	〃	〃	〃	〃	〃	0	37237	85645	0.870
〃	1.0	〃	〃	〃	0.2	23.64	48367	1.54	17.0	19.0	18.0	18.0	26.0	30.0	12.77	1.41	16368	8184	〃	〃	〃	〃	〃	0	36828	85195	0.874
〃	2.0	〃	〃	〃	1.7	23.49	48061	1.55	17.0	18.0	16.0	17.0	24.0	30.0	12.92	1.32	18414	12276	〃	〃	〃	〃	〃	0	34782	82843	0.899
〃	3.0	〃	〃	〃	3.5	23.31	46792	1.56	16.0	18.0	16.0	16.7	24.0	30.0	13.10	1.27	19028	12276	〃	〃	〃	〃	〃	0	34168	81860	0.910
〃	4.0	〃	〃	〃	5.0	23.16	47385	1.57	16.0	18.0	16.0	16.7	24.0	32.0	13.25	1.26	19028	16368	〃	〃	〃	〃	〃	0	34168	81553	0.914
〃	6.0	〃	〃	〃	6.0	23.06	47181	1.58	15.5	16.5	15.0	15.7	23.0	26.0	13.35	1.18	14936	6138	〃	〃	〃	〃	〃	0	32122	79303	0.939
〃	8.0	〃	〃	〃	6.0	23.06	47181	1.58	14.5	16.5	14.5	15.2	22.5	23.5	13.35	1.14	14936	2048	〃	〃	〃	〃	〃	0	31099	78280	0.952
〃	10.0	〃	〃	〃	6.0	23.06	47181	1.58	14.0	15.5	14.0	14.5	20.0	20.0	13.35	1.09	11253	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	29667	76848	0.969
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						
																			〃	〃	〃						

＊1　加振開始後の時間

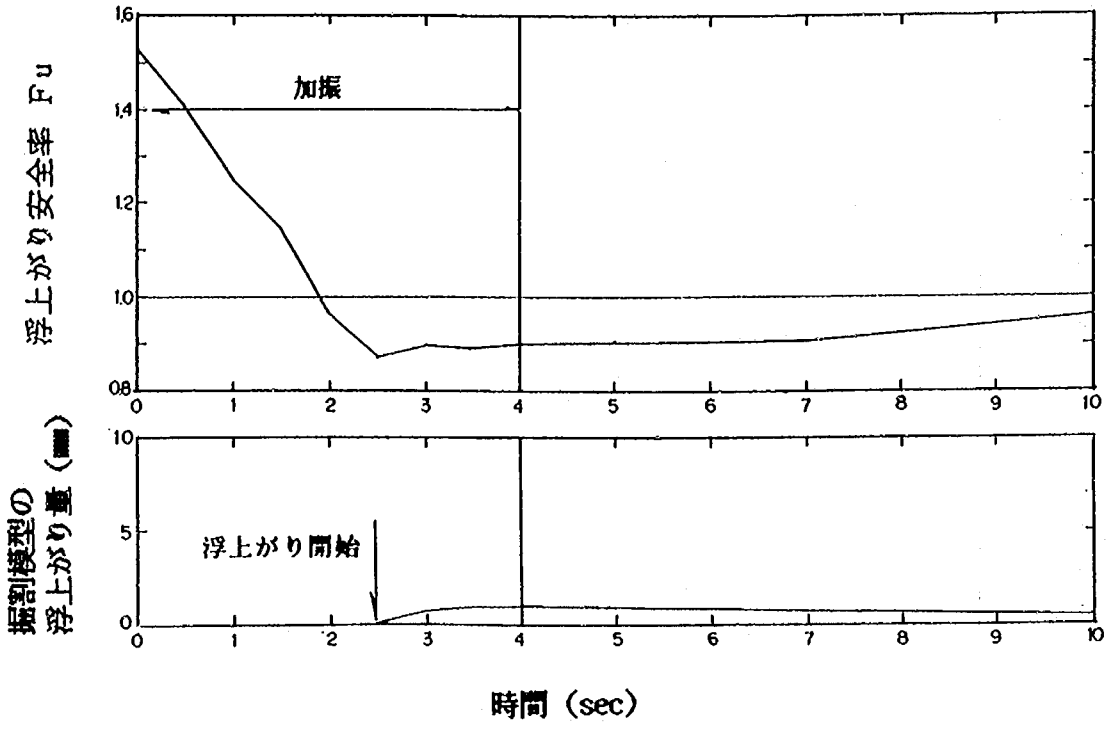
＊2　模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がり
および，地盤沈下量を考慮して求めている。

＊3　$\bar{P} = \dfrac{PV_1 + PV_2 + PV_3}{3}$

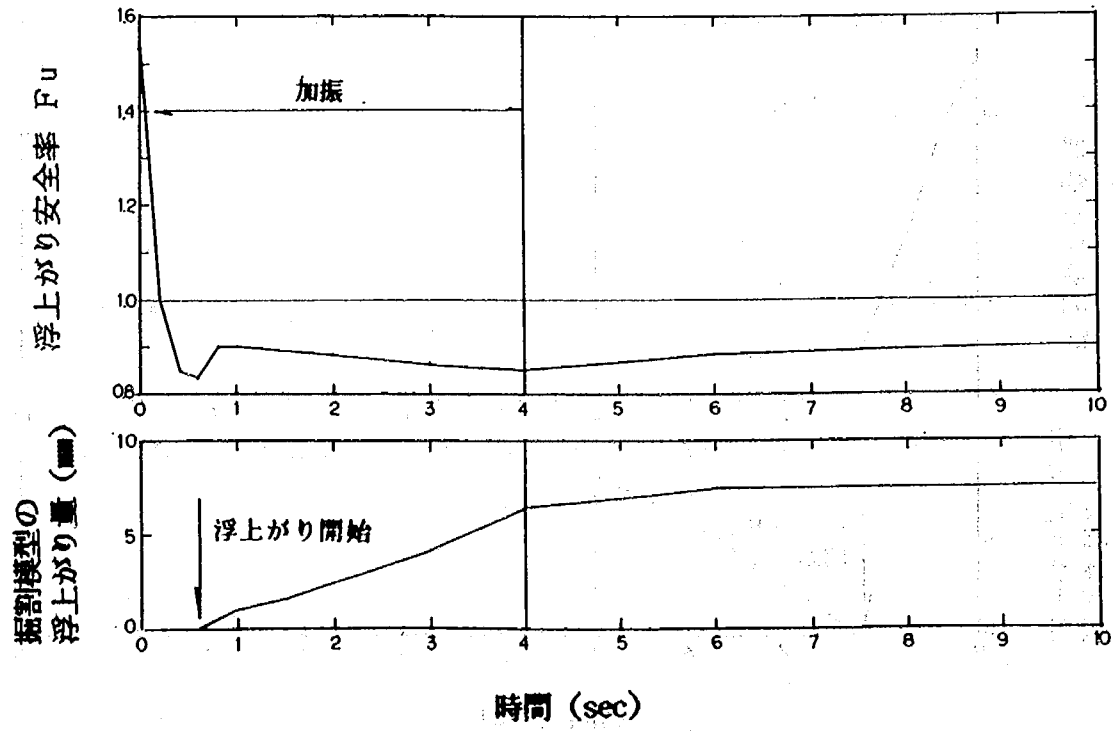
＊4　下図参照

＊5　$F = S - T$ （$S > T$の場合）　ここに
$= 0$ （$S < T$の場合）
$S = -\int \dfrac{du}{dz} \cdot dz \cdot A$
$T = \int \gamma \cdot dz \cdot A$
S；浸透水力（上向正）
T；土粒子有効重量（下向正）
z；鉛直座標（上向正）
u；過剰間隙水圧

＊6　$Fu = \dfrac{W}{Us + Ud + F}$

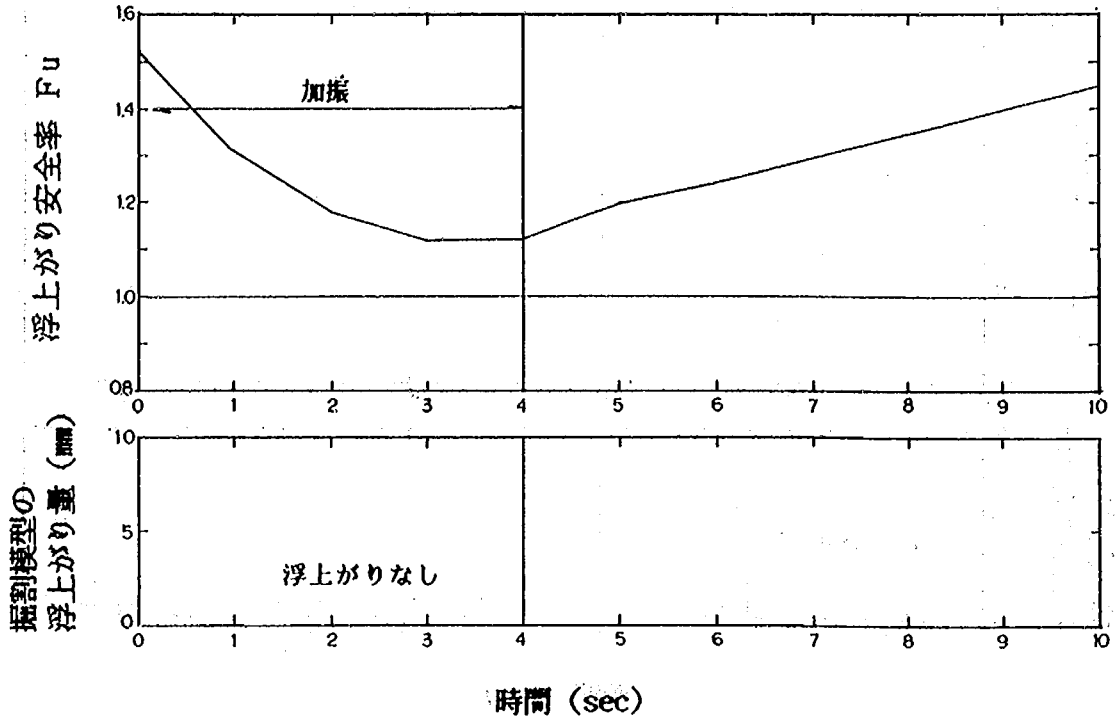


模型2（case 2-2，100gal 加振時）

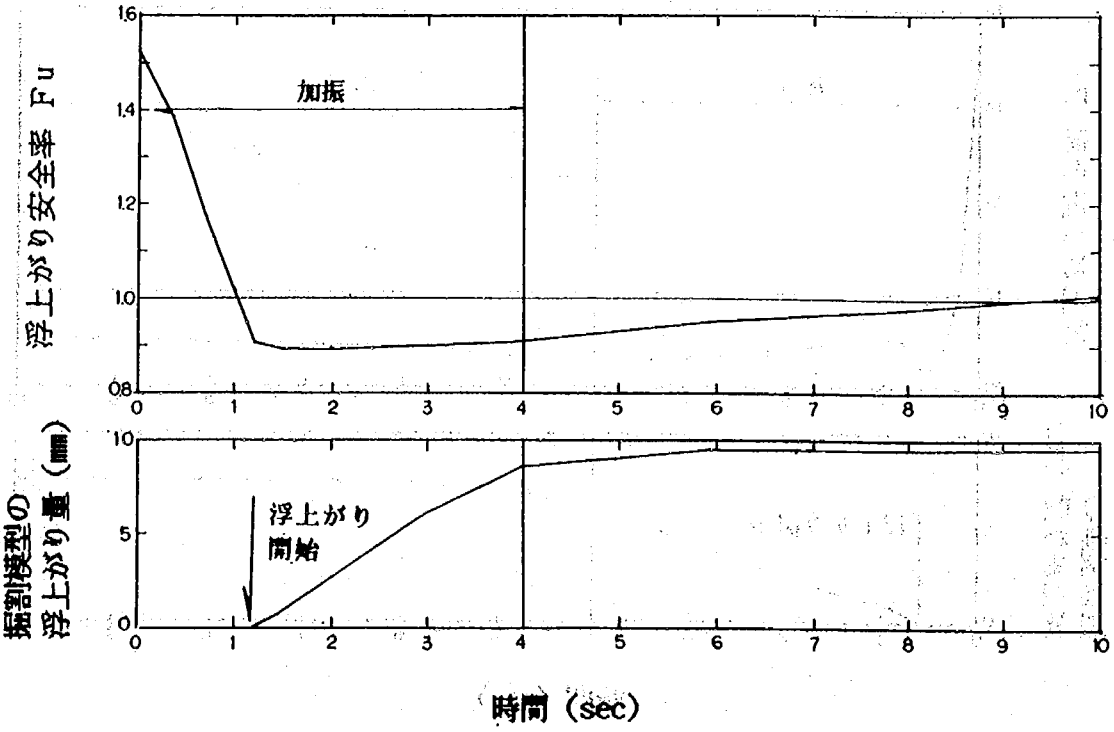


模型2（case 2-3，150gal 加振時）

図 4.18　掘割模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

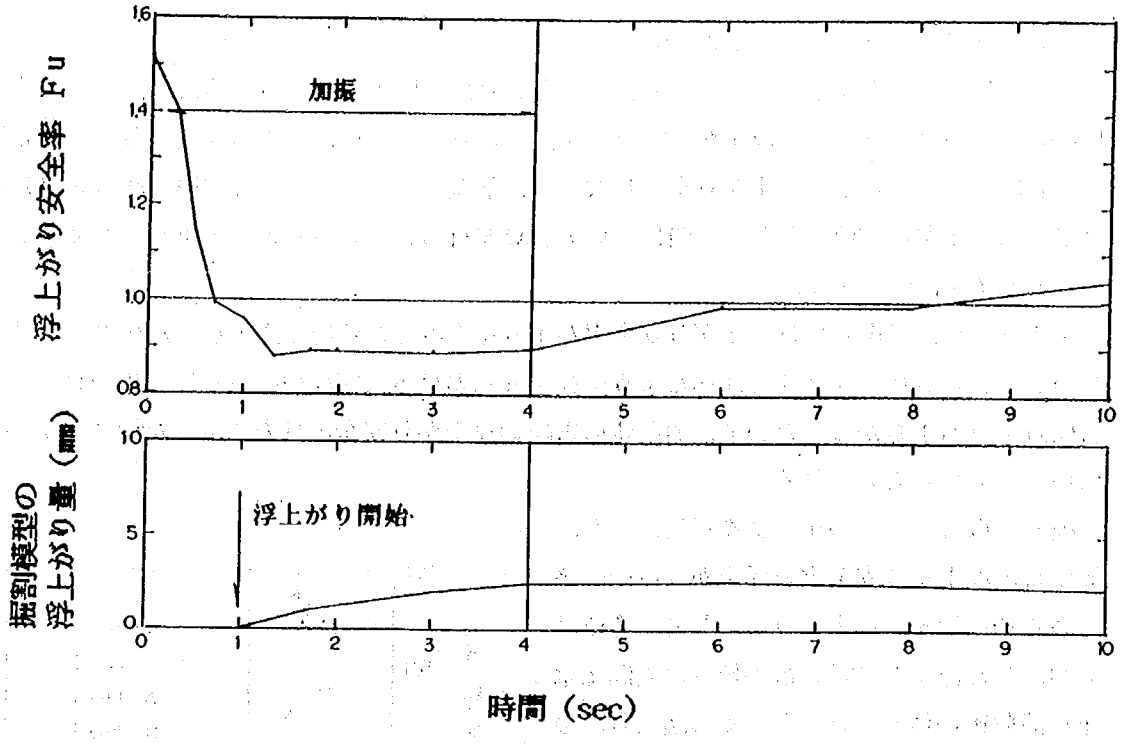


模型5（case 5-3，150gal 加振時）

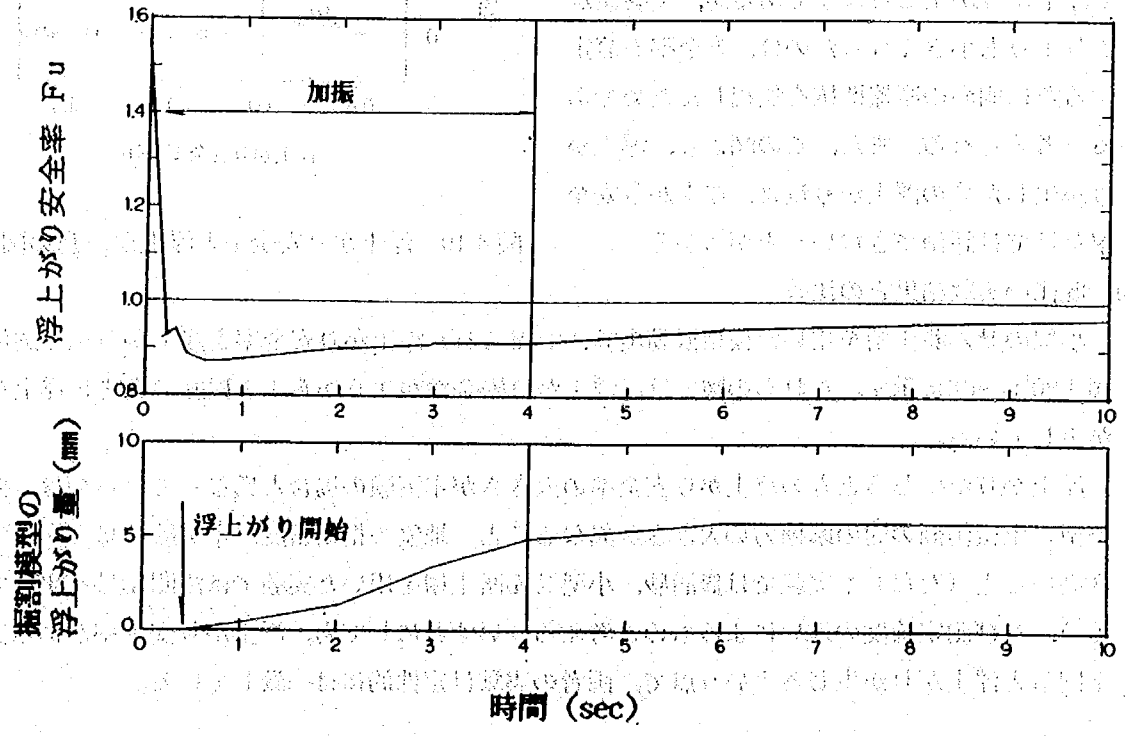


模型5（case 5-4，200gal 加振時）

図4.18（つづき）



模型6 (case 6-3, 150gal 加振時)



模型6 (case 6-4, 200gal 加振時)

図 4.18 (つづき)

生じていない。

(3) 浮上がり安全率と浮上がり量の関係

浮上がり安全率と浮上がりの有無および浮上がり量の関係を調べるために，浮上がりを開始した瞬間について計算した浮上がり安全率を，変位計および標尺による浮上がり量の測定結果とともに表4.6に示す。浮上がりを生じなかった加振ステップでは，掘割模型底面に作用する過剰間隙水圧が最大値を示した瞬間について計算を行った。これらの浮上がり安全率の計算表を，表4.7(1)，(2)に示す。

表4.6より，模型4では浮上がり安全率が1.0を上回った状態で浮上がりが生じていることがわかる。これは，4.3.4で述べたように模型4における掘割模型の見かけの単位体積重量が目標値よりも小さかったためで，加振時の実際の浮上がり安全率は表に示した値よりもかなり低かったものと考えられる。

模型4以外の全てのデータを対象にした，加振時の浮上がり安全率と浮上がり量の関係を図4.19に示す。浮上がり量として，変位計で測定した浮上がり量の最終値（過剰間隙水圧が消散後の値）をとった。この図より，掘割模型が浮上がったときの浮上がり安全率は0.9程度であることがわかる。本来，浮上がり安全率が1.0以下になると力の釣合が崩れて浮上がりが生じるはずであるが，実験値がこれよりも小さくなったのは，安全率を算定する際に側面の摩擦抵抗を無視したためであると考えられる。また，この図より，浮上がりが生じた後の浮上がり量は，浮上がり安全率だけでは評価できないことがわかる。

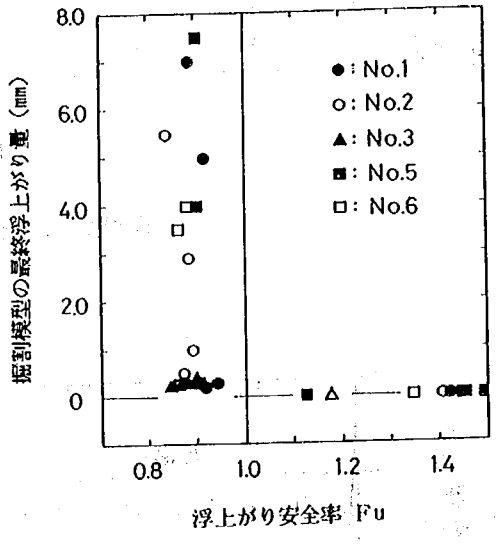


図4.19 浮上がり安全率と浮上がり量の関係

(4) 既往の実験結果との比較

小型のせん断土槽を用いた模型振動実験[3]で得られた浮上がり安全率と浮上がり量の関係を図4.20(1)～(3)に示す。これらの図では，浮上がり安全率が1.0から1.1程度のときに浮上がりが生じている。

浮上がりが生じるときの浮上がり安全率の大きさが本実験の場合と異なっているのは，掘割模型と土槽側面の間の摩擦力の大きさが異なること，地盤の相対密度が本実験のほうが10%程度高いこと（ただし本実験では豊浦砂，小型せん断土槽を用いた実験では浅間山砂を用いている。），及び測定精度の違いによるものと考える。いずれにしても，浮上がり安全率がある値を下回ると浮上がりが生じるという点で，両者の実験は定性的には一致している。

表 4.6　浮上がり安全率の計算結果

実験 case	加速度レベル（gal）	常時の浮上がり安全率 W／Us	加振時の浮上がり安全率・Fu	変位計による浮上がり量		標尺による加振後の累積浮上がり量（mm）
				最大値（mm）	最終値（mm）	
case 1-1	70	1.523	(1.424)	0	0	-1.7
case 1-2	100	1.528	(0.918)	0.3	0.2	-1.0
case 1-3	150	1.513	0.891	9.4	7.0	9.2
case 1-4	200	1.605	0.918	7.2	5.0	11.7
case 1-5	300	1.675	0.943	2.9	0.3	16.3
case 2-1	70	1.516	(1.408)	0	0	-0.5
case 2-2	100	1.526	0.871	1.1	0.5	0.3
case 2-3	150	1.534	0.838	7.6	5.5	6.2
case 2-4	200	1.584	0.885	5.2	2.9	8.5
case 2-5	300	1.628	0.892	3.8	1.0	9.2
case 3-1	70	1.520	(1.409)	0	0	0
case 3-2	100	1.531	(1.177)	0	0	0.5
case 3-3	150	1.529	0.900	1.0	0.4	0.8
case 3-4	200	1.545	0.879	0.7	0.3	1.0
case 3-5	300	1.559	0.869	0.6	0.3	2.0
case 3-6	500	1.567	0.846	1.2	0.3	2.0
case 4-1	70	1.519	(1.374)	0	0	0
case 4-2	100	1.521	1.108	0.7	0	1.0
case 4-3	150	1.533	1.065	7.8	6.5	6.2
case 4-4	200	1.610	1.068	6.0	4.8	9.5
case 4-5	300	1.665	1.070	5.1	3.8	12.7
case 4-6	500	1.727	1.032	2.7	1.6	12.3
case 5-1	70	1.520	(1.493)	0	0	0
case 5-2	100	1.517	(1.455)	0	0	0.7
case 5-3	150	1.519	(1.127)	0	0	0.7
case 5-4	200	1.523	0.903	9.6	7.5	7.2
case 5-5	300	1.583	0.901	6.6	4.0	11.3
case 5-6	500	1.611	0.901	2.7	0.3	8.8
case 6-1	70	1.520	(1.449)	0	0	0
case 6-2	100	1.520	(1.346)	0	0	0
case 6-3	150	1.522	0.890	2.7	1.6	0.7
case 6-4	200	1.539	0.880	6.1	4.0	3.3
case 6-5	300	1.584	0.863	6.1	3.5	7.2
case 6-6	500	1.642	0.833	2.9	0.3	6.8

掘割模型が浮上がり始めた瞬間の値（加振中に浮上がりが生じなかった場合は掘割模型底面に作用する過剰間隙水圧が最大になったときの値をカッコ内に示した。）

表4.7　浮上がり安全率計算表（その2），(1) 模型1～3

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり量 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力 Us (gf)	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV1	PV2	PV3	*3 $\bar{P}$	P9	P10	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	$\bar{P}/\sigma u'$	浸透水力 (gf) S1 A(P9−$\bar{P}$)	S2 A(P10−P9)	砂の有効単位面積重量 γ' (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z1	Z2	砂の有効重量 (gf) T1 Z1A·γ'	T2 Z2A·γ'	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu	浮上り量 (mm) 変位計 最大 (a)	変位計 最終	目視による (累積)	浮上がり開始から最大までの時間 t (sec)	浮上がり速度 a/t (mm/S)
1−1	(1)	76730	2046	71		24.63	50393	1.523	1.50	1.80	1.80	1.70	1.00	1.00	12.87	0.132	−1432	0	0.934	11	10	21021	19110	0	3478	53871	1.424	−0.042	−0.042	−0.7	−	−
1−2	(4)	〃	〃	97		24.45	50229	1.528	19.00	16.00	14.00	16.30	18.00	17.00	12.95	1.259	3478	−2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	33350	83579	0.918	0.030	0.200	−1.0	−	−
1−3	0.6	〃	〃	144		24.79	50720	1.513	18.00	18.00	16.00	17.30	25.00	33.00	12.71	1.361	15754	16368	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	86116	0.891	9.400	7.000	9.2	3.3	2.80
1−4	0.7	〃	〃	196		23.37	47815	1.605	18.00	18.50	16.00	17.50	26.00	35.00	14.13	1.238	17391	18414	〃	〃	〃	〃	〃	0	35805	83620	0.918	7.200	5.000	11.7	4.5	1.60
1−5	1.9	〃	〃	306		22.39	45810	1.675	17.50	18.50	15.50	17.20	26.00	37.00	15.11	1.138	18005	22506	〃	〃	〃	〃	〃	380	35191	81381	0.943	2.900	0.300	16.3	3.0	0.96
2−1	(−)	76730	2046	71		24.73	50598	1.516	1.80	1.80	2.00	1.90	1.80	1.00	12.77	0.149	−205	−1637	〃	〃	〃	〃	〃	0	3887	54485	1.408	0.020	0.020	−0.5	−	−
2−2	2.5	〃	〃	97		24.57	50270	1.526	16.50	21.00	18.00	18.50	20.50	19.00	12.93	1.431	4092	−3069	〃	〃	〃	〃	〃	0	3785	88121	0.871	1.100	0.450	0.3	1.5	0.73
2−3	0.6	〃	〃	141		24.45	50025	1.534	20.00	22.00	19.00	20.30	23.00	23.00	13.05	1.556	5524	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	41534	91559	0.838	7.600	55.000	6.2	3.6	2.10
2−4	0.3	〃	〃	197	(−2.0)	23.68	48449	1.584	16.00	22.00	18.00	18.70	24.00	34.00	13.82	1.353	10844	20460	〃	〃	〃	〃	〃	0	38260	86709	0.885	5.200	2.900	8.5	4.0	1.30
2−5	0.3	〃	〃	306	(−1.7)	23.03	47119	1.628	16.00	23.00	18.00	19.90	24.00	34.00	14.47	1.313	10230	20460	〃	〃	〃	〃	〃	0	38874	85993	0.892	3.800	1.000	9.2	4.7	0.81
3−1	(1)	75140	2046	71		24.16	49431	1.520	2.00	2.00	1.80	1.90	1.00	1.00	12.57	0.151	−1841	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	3887	53318	1.409	0.020	0.020	0.0	−	−
3−2	(3)	〃	〃	97		23.99	49084	1.531	6.50	8.00	7.00	7.20	5.00	5.00	12.74	0.565	−4501	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	14731	63815	1.177	0.010	0.000	0.5	−	−
3−3	1.2	〃	〃	138		24.02	49145	1.529	14.00	20.00	16.50	16.80	16.00	17.00	12.71	1.322	−1637	2046	〃	〃	〃	〃	〃	0	34373	83518	0.900	1.000	0.380	0.8	2.7	0.37
3−4	0.6	〃	〃	193	(−0.2)	23.77	48633	1.545	16.00	20.00	18.00	18.00	18.00	16.00	12.96	1.389	0	−4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	36828	85461	0.879	0.700	0.300	1.0	4.4	0.16
3−5	0.5	〃	〃	305	(−0.2)	23.56	48204	1.559	17.00	21.00	18.00	18.70	18.00	14.00	13.17	1.420	−1432	−8184	〃	〃	〃	〃	〃	0	38260	86464	0.869	0.600	0.000	2.0	4.0	0.15
3−6	0.5	〃	〃	538	(−0.5)	23.43	47938	1.567	18.00	23.00	19.00	20.00	12.00	23.00	13.30	1.504	−16368	22506	〃	〃	〃	〃	〃	0	40920	88858	0.846	1.200	0.300	2.0	4.5	0.27
4−1	(3)	146510	4080	72		23.64	96451	1.519	3.00	2.00	2.50	2.50	2.00	2.00	12.27	0.204	−2040	0	〃	〃	〃	41918	38107	0	10200	105651	1.374	0.030	0.030	0.0	−	−

*1　最小安全率算定時は，原則として掘割模型の浮上がる瞬間とする。
浮上りが微小な場合には，PV 1～PV 3の値が最大値を示す時間とし，その場合には（　）で示した。

*2　模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がり量（最終値）および，地盤沈下量を考慮して求めている。

*3　$\bar{P} = \dfrac{PV_1 + PV_2 + PV_3}{3}$

*4　右図参照

*5　$F = S - T$ （$S > T$の場合）
$= 0$ （$S < T$の場合）
$S = -\int \dfrac{du}{dz} \cdot dz \cdot A$
$T = \int \gamma' \cdot dz \cdot A$
ここに
S：浸透水力（上向正）
T：土粒子有効重量（下向正）
z：鉛直座標（上向正）
u：過剰間隙水圧

*6　$Fu = \dfrac{W}{Us + Ud + F}$

表 4.7　浮上がり安全率計算表（その 2），(2) 模型 4 ～ 6

実験 case	*1 時間 (sec)	自重 W (gf)	断面積 A (cm²)	加振 加速度 (gal)	浮上がり量 (mm)	模型埋込深さ (cm)	*2 静水圧による揚圧力 Us (gf)	常時の浮上がり安全率 W/Us	過剰間隙水圧 (gf/cm²) *1 PV_1	PV_2	PV_3	*3 $\bar{P}$	P_9	P_{10}	*2 模型底面の有効上載圧 σu' (gf/cm²)	$\bar{P}/\sigma u'$	浸透水力 (gf) S1 $A(P_9-\bar{P})$	S2 $A(P_{10}-P_9)$	砂の有効単位面積 γ' (gf/cm³)	*4 測点間隔 (cm) Z_1	Z_2	砂の有効重量 (gf) T_1 $Z_1A\cdot\gamma'$	T_2 $Z_2A\cdot\gamma'$	*5 浸透水力による力 F (gf)	動的な揚圧力 Ud	Ud+Us+F (gf)	*6 浮上がり安全率 Fu	浮上り量 (mm) 変位計 最大 (a)	変位計 最終	目視による (累積)	浮上がり開始から最大までの時間 t (sec)	浮上がり速度 a/t (mm/S)
4−2	2.2	143510	4080	100		23.61	96329	1.521	8.00	9.00	9.50	8.80	16.00	20.00	12.30	0.715	29376	16320	0.934	11	10	41918	38107	0	35904	132233	1.108	0.680	0.000	1.0	1.9	0.35
4−3	0.7	〃	〃	144		23.43	95594	1.533	10.00	11.00	10.00	10.30	17.00	28.00	12.48	0.825	27336	44880	〃	〃	〃	〃	〃	0	42024	137618	1.065	7.800	6.500	6.2	3.4	2.30
4−4	0.5	〃	〃	200	(−0.5)	22.31	91025	1.610	10.00	12.00	12.00	11.30	19.00	27.00	13.60	0.831	31416	32640	〃	〃	〃	〃	〃	0	46104	137129	1.068	6.000	4.800	9.5	4.5	1.30
4−5	0.5	〃	〃	306	(−3.0)	21.57	88006	1.665	11.00	13.00	12.00	12.00	18.00	30.00	14.34	0.837	24480	48960	〃	〃	〃	〃	〃	0	48960	136966	1.070	5.100	3.800	12.7	4.0	1.30
4−6	0.5	〃	〃	543	(−3.0)	20.79	84823	1.727	12.00	14.00	16.00	14.00	20.00	32.00	15.12	0.926	24480	48960	〃	〃	〃	〃	〃	0	57120	141943	1.032	2.700	1.600	12.3	4.0	0.68
5−1	(2)	74080	2046	71		23.82	48736	1.520	0.41	0.20	0.68	0.43	0.20	0.20	12.39	0.035	−1470	0	〃	〃	〃	21021	19110	0	880	49616	1.493	−0.010	−0.010	0.0	—	—
5−2	(2)	〃	〃	97		23.86	48818	1.517	1.00	0.70	1.35	1.02	0.60	0.70	12.35	0.083	−859	205	〃	〃	〃	〃	〃	0	2087	50905	1.455	0.010	0.000	0.7	—	—
5−3	(4)	〃	〃	138		23.83	48756	1.519	8.00	8.00	9.00	8.30	8.00	8.00	12.38	0.670	−614	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	16982	65738	1.127	0.010	0.000	0.7	—	—
5−4	1.2	〃	〃	193		23.78	48654	1.523	17.00	18.00	15.00	16.30	24.00	32.00	12.43	1.311	15754	16368	〃	〃	〃	〃	〃	0	33350	82004	0.903	9.600	7.500	7.2	3.0	3.20
5−5	0.4	〃	〃	305	(−1.7)	22.87	46792	1.583	17.00	19.00	16.00	17.30	26.00	31.00	13.34	1.297	17800	10230	〃	〃	〃	〃	〃	0	35396	82188	0.901	6.600	4.000	11.3	4.5	1.50
5−6	0.6	〃	〃	538	(−4.0)	22.47	45974	1.611	18.00	18.00	17.00	17.70	25.00	30.00	13.74	1.288	14936	10230	〃	〃	〃	〃	〃	0	36214	82188	0.901	2.700	0.300	8.8	4.4	0.61
6−1	(2)	74500	2046	72		23.96	49022	1.520	1.70	1.00	0.80	1.17	0.50	0.20	12.45	0.094	−1371	−614	〃	〃	〃	〃	〃	0	2394	51416	1.449	0.030	0.030	0.0	—	—
6−2	(2)	〃	〃	100		23.96	49022	1.520	3.50	3.30	2.50	3.10	2.20	2.20	12.45	0.249	−1841	0	〃	〃	〃	〃	〃	0	6343	55365	1.346	0.010	0.000	0.0	—	—
6−3	1.0	〃	〃	144		23.92	48940	1.522	16.00	19.00	16.00	17.00	24.00	20.00	12.49	1.361	14322	−8184	〃	〃	〃	〃	〃	0	34782	83722	0.890	2.700	1.600	0.7	2.8	0.96
6−4	0.4	〃	〃	200	(−0.3)	23.66	48408	1.539	16.00	19.00	18.00	17.70	25.00	23.00	12.75	1.388	14936	−4092	〃	〃	〃	〃	〃	0	36214	84622	0.880	6.100	4.000	3.3	4.2	1.50
6−5	0.5	〃	〃	306	(−1.7)	22.99	47038	1.584	18.00	20.50	19.00	19.20	28.00	32.00	13.42	1.431	18005	8184	〃	〃	〃	〃	〃	0	39283	86321	0.863	6.100	3.500	7.2	4.1	1.50
6−6	0.5	〃	〃	543		22.17	45360	1.642											〃	〃	〃	〃	〃	0				2.900	0.300	6.8	4.3	0.67

＊1　最小安全率算定時は，原則として掘割模型の浮上がる瞬間とする。
浮上りが微小な場合には，PV 1～PV 3 の値が最大値を示す時間とし，その場合には（ ）で示した。

＊2　模型埋込み深さによる補正を行っている。
埋込み深さは，計算対象時間直前の模型浮上がり量（最終値）および，地盤沈下量を考慮して求めている。

＊3　$\bar{P}=\dfrac{PV_1+PV_2+PV_3}{3}$

＊4　右図参照

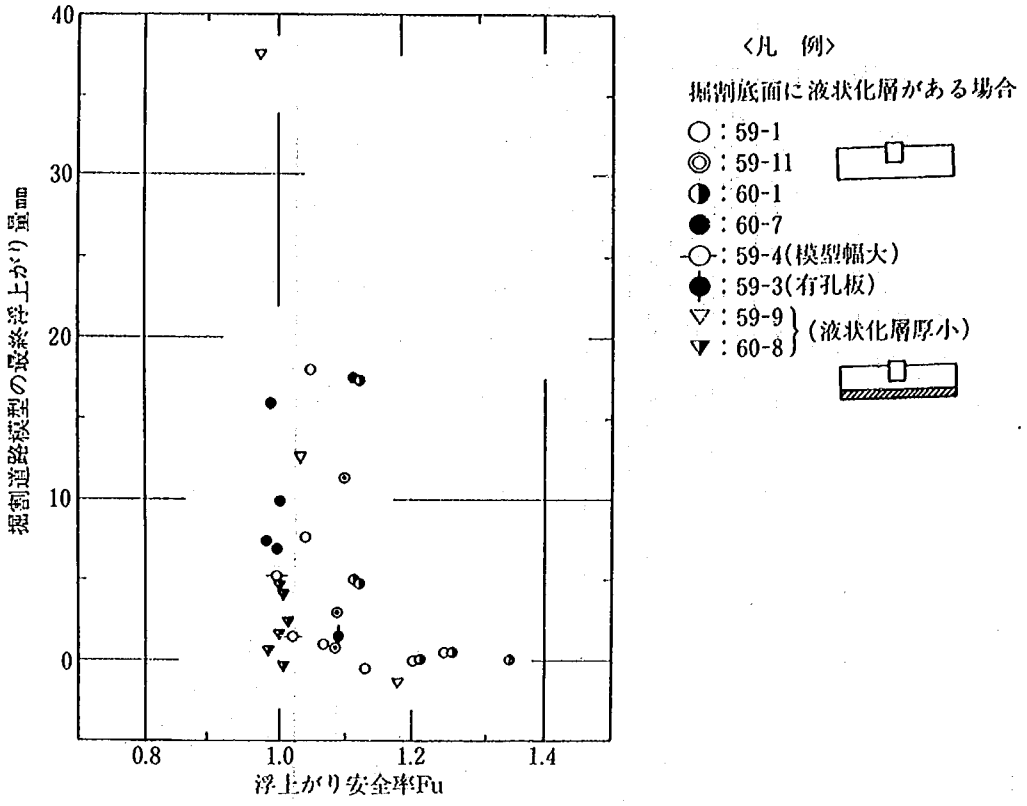
＊5　$F=S-T$ （$S>T$の場合）
$=0$ （$S<T$の場合）

$S=-\int \dfrac{du}{dz}\cdot dz\cdot A$

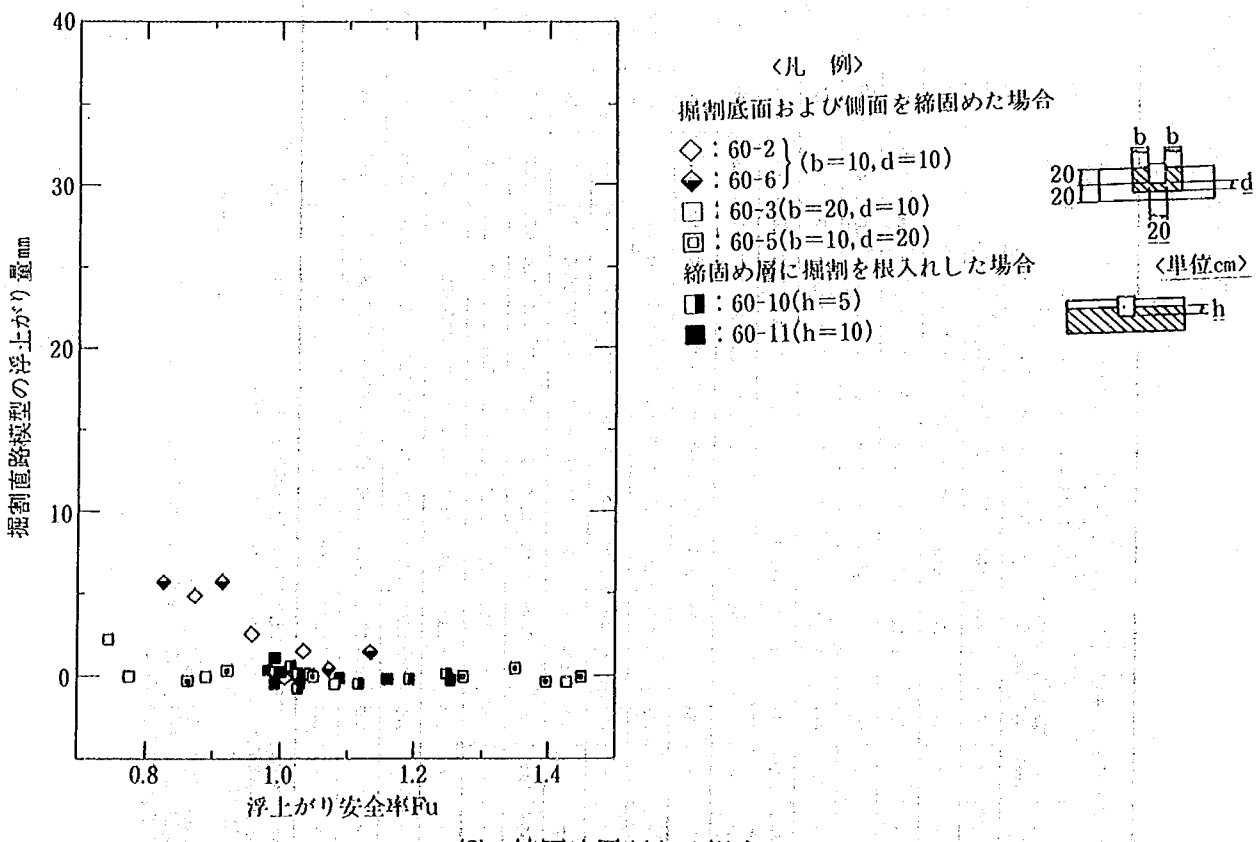
$T=\int \gamma'\cdot dz\cdot A$

ここに
S：浸透水力（上向正）
T：土粒子有効重量（下向正）
z：鉛直座標（上向正）
u：過剰間隙水圧

＊6　$Fu=\dfrac{W}{Us+Ud+F}$

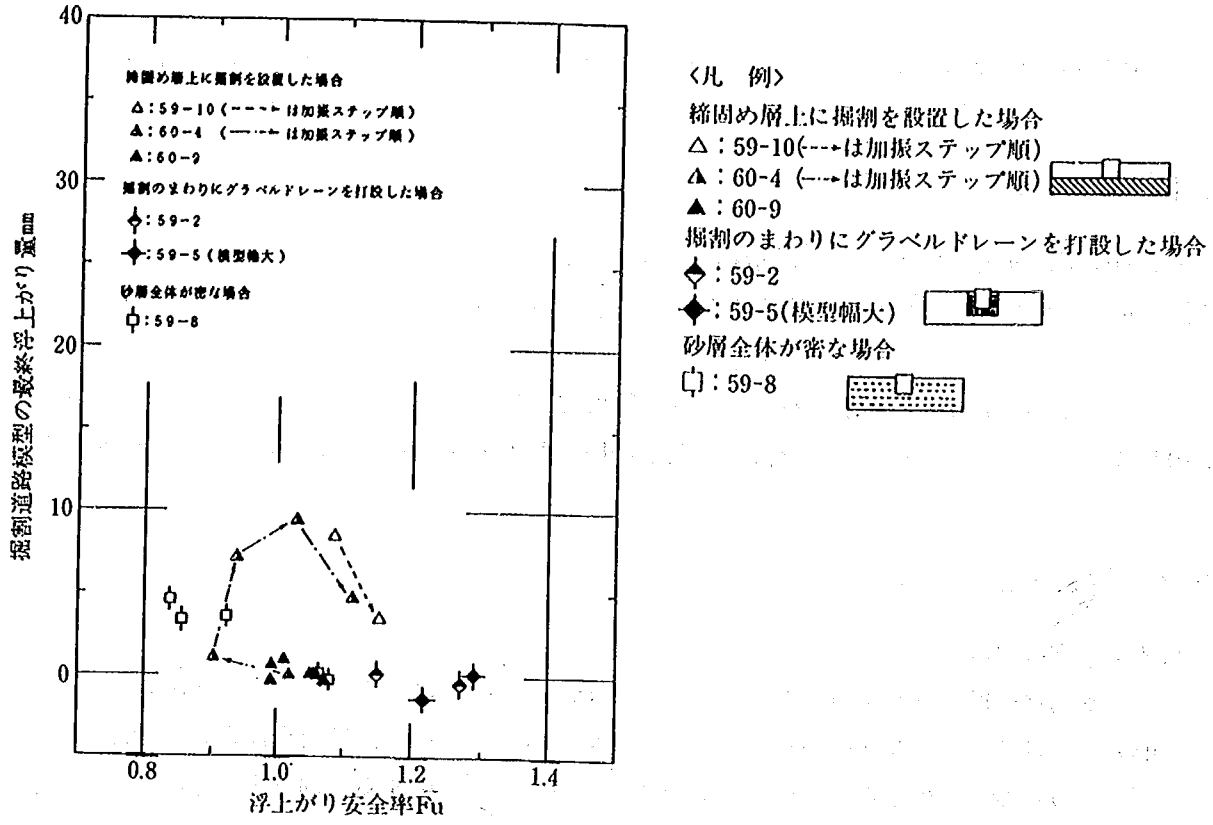


(1)　掘割道路底面に液状化層がある場合



(2)　締固め層がある場合

図 4.20　浮上がり安全率と浮上がり量の関係（文献3による）



(3)　その他の場合

図 4.20　浮上がり安全率と浮上がり量の関係（文献 3 による）

4.4　まとめ

1）掘割道路の側方地盤を締固め改良すると，ある加振レベルまではまわりの砂が掘割道路の下にまわり込むのを防ぎ，掘割道路の浮上がりを抑える効果があった。加振レベルが大きくなると締固め改良部でも変形が生じて掘割道路が浮上がるが，浮上がり量は無対策の場合よりも小さく，また改良幅が広いほど浮上がり量が小さくなった。実規模の掘割道路では，過剰間隙水圧の伝播速度の違いにより，締固め改良の効果が模型実験よりも大きく現れることが予想される。

2）液状化砂層厚が大きい場合ほど，砂のまわり込みが起こりやすくなり，掘割道路の浮上がり量が大きくなった。

3）掘割道路幅の影響に関しては，実験条件が不統一であった可能性があるために直接的な比較を行えなかった。

4）掘割模型が浮上がる場合の浮上がり安全率は 0.9 程度であった。実際の掘割道路も，浮上がり安全率がある値を下回ると浮上がり始めるものと考えられる。ただし，浮上がった場合の浮上がり安全率と浮上がり量の間には一意的な関係はなく，浮上がり量を予測する際には砂のまわり込みやすさを考慮する必要がある。

5. 掘割道路周辺地盤の変形のしやすさに着目した永久変形解析

5.1 解析目的

前章の模型振動実験により，掘割道路の地震時の浮上がりに対する安定性は，掘割道路の鉛直方向に作用する力の釣合いのほかに，掘割道路底面への砂のまわりこみやすさが関与していることがわかった。

そこで，砂のまわりこみやすさを考慮できる解析として，地震時における掘割道路の周辺地盤の変形のしやすさに着目した永久変形解析を，前章の模型振動実験を対象に行い，解析手法の妥当性について検討した。

5.2 解析方法

5.2.1 解析フロー

基本的な解析フローを図5.1に示す。一般に，ある静的な応力状態の土要素が動的な繰り返し応力を受けると，土要素のひずみが徐々に蓄積する。その結果，地盤全体として例えば盛土の沈下のような変形が生じる。このときの土要素のひずみが蓄積する方向と大きさは，静的，動的な応力状態と地盤全体としての境界条件により決まる。

本解析では，このようなひずみの蓄積現象を変形係数の低下という形で表し，静的な変形解析を行うことにより，繰り返し応力を受けたあとの最終的な変形量（永久変形量）を計算した[23]。

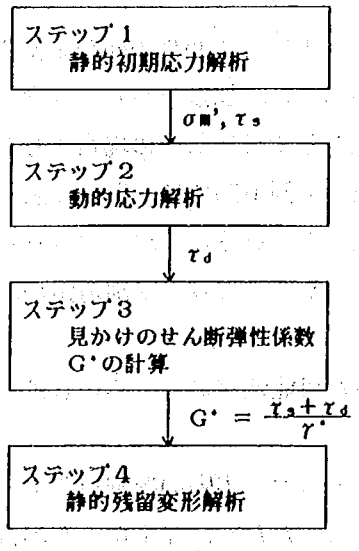


図5.1 解析フロー

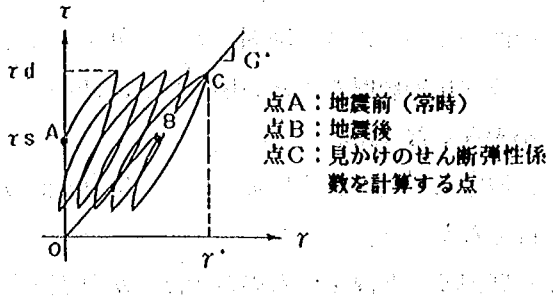


図5.2 繰返し応力を受ける土要素の応力・ひずみ関係（模式図）

5.2.2 変形係数の算定方法

変形係数の低下は次のようにして行った。模式図を図5.2に示す。

1）静的な初期応力解析を行い，各土要素の平均有効主応力$\sigma m'$および初期せん断応力τ_sを求める。

2）動的な応答解析を行い，動的な繰返しせん断応力τ_sを求める。

3）各土要素の累積ひずみγ^*を，静的なせん断応力比と動的なせん断応力比の関数として求める。

$$\gamma^* = f(\tau_s/\sigma_m',\ \tau_d/\sigma_m') \quad \cdots\cdots\cdots (5.1)$$

4）低下した変形係数として，見かけのせん断弾性係数G*を，次式により求める。

$$G^* = \frac{\tau_s + \tau_d}{\gamma^*} \quad \cdots\cdots\cdots (5.2)$$

5.2.3 解析条件

解析には，建設省土木研究所所有の有限要素解析プログラムSADAP[24]及び補助プログラムGSTRを用いた。

静的，動的応力解析では地盤を非線型のHardin-Drnevichモデルとして計算した。静的変形解析では，見かけのせん断弾性係数G*を用いた線型解析を行った。いずれの解析でも地盤は等方材料とし，掘割模型は十分な剛性を持つ線型弾性体として扱った。これらの解析条件と材料の物性定数を表5.1に示す。

4.3.4で述べたように，模型4における掘割模型の見かけの単位体積重量が目標値よりも小さ

表5.1 解析条件および材料係数

解析条件および材料定数	液状化砂層	支持層および締固め改良部	掘割道路模型
単位体積重量 (gf/cm³)	1.93	2.01	0.20（上部3要素）[4] 3.27（下部2要素）
静的初期応力・動的応力解析	非線型、Hardin-Drnevichモデル	非線型、Hardin-Drnevichモデル	線型
せん断弾性係数[1)2)]	$G_0=4120(\sigma_m')^{0.4}$	$G_0=5394(\sigma_m')^{0.4}$	10^6
ポアソン比（静的） （動的）	0.333 0.499	0.333 0.499	0.333 0.170
H-Dモデルのτ_fを決める定数	c = 0.10 (tf/m²) ϕ = 39°	c = 0.10 (tf/m²) ϕ = 48°	
静的永久変形解析	線型	線型	線型
せん断弾性係数[1)3)]	G'	G'	10^6
ポアソン比	0.499	0.499	0.170

1）単位 tf/m²

2）平面ひずみ状態を想定し、$\sigma m' = \frac{(\sigma_1' + \sigma_3')}{2}$ とした。

3）G'については本文参照

4）見かけの単位体積重量は 1.52 gf/cm³ となる。模型4'では 下部2要素を 3.03 gf/cm³ として、見かけの単位体積重量を 1.26 gf/cm³ に下げた。

かった可能性があるため，解析では掘割模型下部の重量を減らし，見かけの単位体積重量を1.26 gf／cm³としたものを模型４’として計算を行った。

(1) 要素分割

解析に用いた要素分割を境界の拘束条件と合わせて図5.3に示す。解析は半断面で行った。掘割模型と地盤の間には，図5.4のような特性を持つジョイント要素を入れた。ジョイント要素に用いた材料定数を表5.2に示す。永久解析時には微小な力でもせん断破壊を起こし，掘割

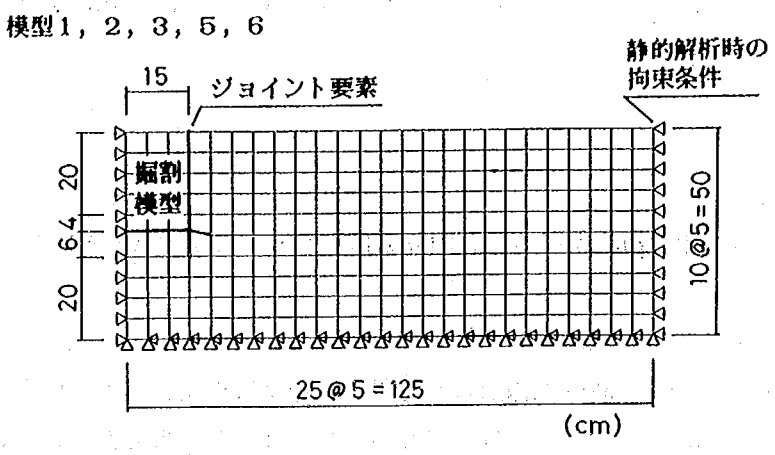
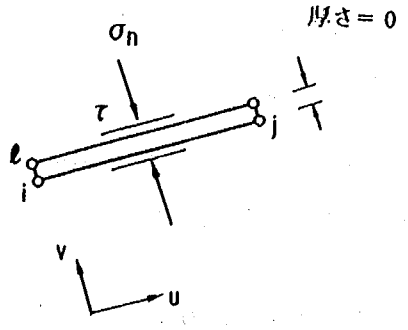


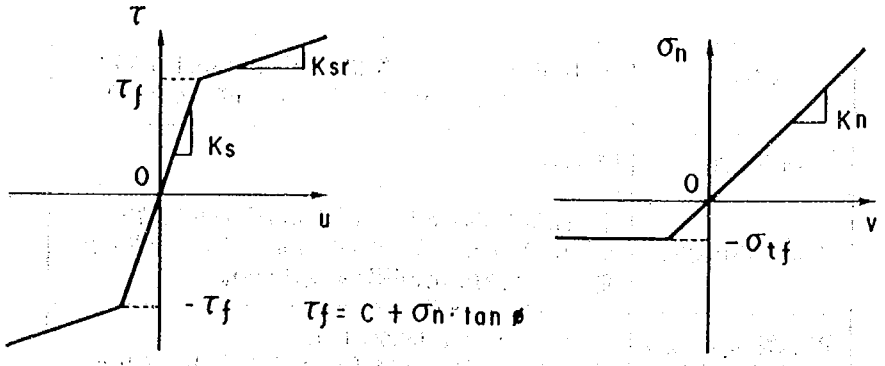
図5.3　解析モデル

表5.2　ジョイント要素の材料定数

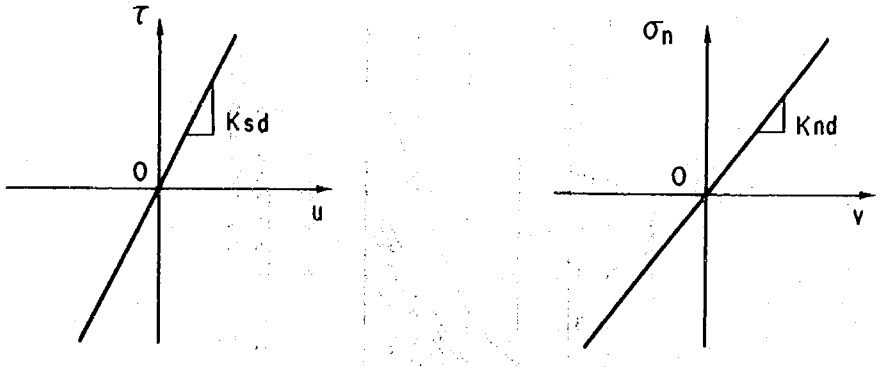
ジョイント要素の材料定数	静的初期応力・動的応力解析	永久変形解析
接線剛性係数　ks（tf/m³）	50.0	0.001
垂直剛性係数　kn（tf/m³）	10^6	10^6
粘着力　c（tf/m²）	0.0	0.0
内部摩擦角　φ（°）	30.0	0.001
残留接線剛性係数　ksr（tf/m³）	0.0	0.0
引張強度　σtf（tf/m²）	0.0	0.0
動的時の接線剛性係数　ksd（tf/m³）	10^6	
動的時の垂直剛性係数　knd（tf/m³）	10^6	



(1) ジョイント要素



(2) 静的解析時の応力～変位関係



(3) 動的解析時の応力～変位関係

図 5.4 ジョイント要素特性

模型と地盤の間ですべりが生じるような定数とした。

(2) 地盤の初期せん断弾性係数

静的・動的応力解析では地盤の初期せん断弾性係数G_0を間隙比e及びσ_m'の関数として次式[25]により求めた。ただし，G_0とσ_m'の単位はkgf／cm²である。

$$G_0 = 900 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma_m')^{0.4} \quad \cdots\cdots\cdots (5.3)$$

液状化砂層では相対密度を60%，支持層および締固め層では相対密度を100%として，それぞれに対する間隙比を求めて上式に代入し，単位を換算して，表5.1中の関係を得た。

(3) 動的応力解析

動的応力解析の条件を表5.3に示す。入力波として5 Hz，20波の正弦波を用いた。入力波のの振幅は，模型1は100 gal，150 gal，200 galの3通り，他の模型は150 gal，200 galの2通りとした。

表5.3　動的解析の条件

入力波	5 Hz 正弦波 20波，振幅 100 gal（No.1のみ）・150gal・200gal（0.01 秒ピッチ，400 ステップ）
拘束条件	図5.3参照
動的解析の条件	過剰間隙水圧の発生を考慮しない逐次応答解析 Hardin-Drnevichモデルの履歴ループは原点から出発し、全応力変化の影響を受けない。
動的解析時の減衰マトリクス定数	〔C〕＝0.00023〔K〕（1次固有周期 0.014 秒、減衰定数 h＝5%）

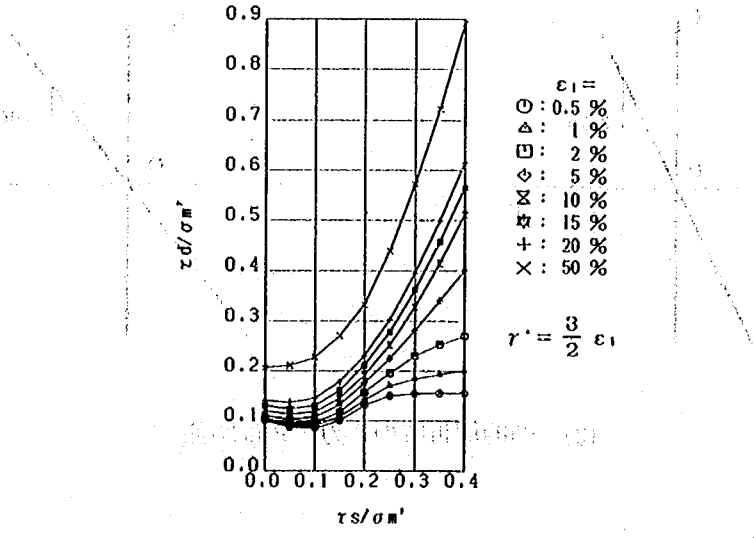


図5.5　せん断応力比と累積ひずみの関係

(4) 静的変形解析

静的変形解析で用いる地盤の見かけのせん断弾性係数G＊は，式（5.1）および式（5.2）により求めたが，式（5.1）に相当するものとして，図5.5の関係を修正して用いた。この関係は，既応の室内要素試験結果[26]を参考にして決めたものである。

図5.5では，静的なせん断応力比τ_s/σ_m'がゼロの場合には，動的なせん断応力比τ_d/σ_m'が0.2程度のときにε＝50％（εは非排水三軸試験の軸ひずみに相当し，これより最大せん断ひずみγ＊を図中の式で求めることができる。）となり，土要素が極めて軟弱化した状態となる。

一方，模型振動実験における水平地盤部の過剰間隙水圧Ｐ２およびＰ３の最大値と加振加速度の関係を示した図4.11を見ると，水平地盤部が比較的広い模型１～３では，液状化砂層の過剰間隙水圧が初期有効上載圧と等しくなるまで上昇して液状化が初めて生じるのは，100 galまたは150 gal加振時である。液状化するまでは地盤が剛体的な応答をするものと仮定し，さらに静止土圧係K_0＝0.5とすると，100 galおよび150 gal加振時に水平地盤部に作用する動的なせん断応力比τ_d/σ_m'はそれぞれ0.3および0.45程度となる。

水平地盤部では静的なせん断応力比$\tau_s/\sigma_m'=0$と考えることができ，また地盤が液状化した後の見かけのせん断弾性係数は極めて小さくなると考えられる。そこで，この状態が図5.5におけるε＝50％の状態に相当するものとして，液状化砂層についてはτ_d/σ_m'が0.4程度でε＝50％となるように図5.5の縦軸を図に示した値よりも0.2高く設定した。

また，模型５と６の締固め改良部については，これらの模型では図4.9より200 gal加振時に初めて掘割模型の浮上がりが生じており，このときの動的なせん断応力比を水平地盤部の液状化砂層と同様な方法で求めると0.6程度となるので，図5.5の縦軸を図に示した値よりも0.4高く設定した。支持層も締固め改良部と同じ条件とした。

なお，一つの要素に作用するτ_sおよびτ_dは考える応力面の傾きによって変化するので，応力面の傾きを水平から鉛直まで連続的に変えながら対応するG＊を計算し，それらのうち最小のものをその要素のG＊とした。また，図5.5ではγ＊として最大75％（ε＝50％）までの曲線があるが，応力状態がこれを越える要素については全てγ＊＝75％として計算を行った。逆に，最小の曲線（ε＝0.5％）よりも下の応力状態になる要素については，γ＊＝0.00015％（ε＝0.0001％）として計算を行った。

解析結果はこのような変形特性の設定次第で大きく変化するため，実際の設計で用いる場合の変形特性の合理的な設定法について検討することが今後の課題である。

5.3 解析結果および考察

5.3.1 静的初期応力・動的応力解析結果

静的初期応力解析結果の例として模型２の主応力分布図を図5.6に示す。掘割模型の近傍地盤で若干の乱れはあるが，最大主応力方向はほぼ鉛直になっている。地盤の静的なポアソン比を0.333としたので，最大主応力に対する最小主応力の比（静止土圧係数K_0に相当する。）はほぼ0.5となっている。

動的応力解析結果の例として，模型２の150 gal加振時の主応力分布図を図5.7，水平方向加速度の分布図を図5.8，水平面上のせん断応力τ_{xy}の分布図を図5.9に示す。いずれも各要素ご

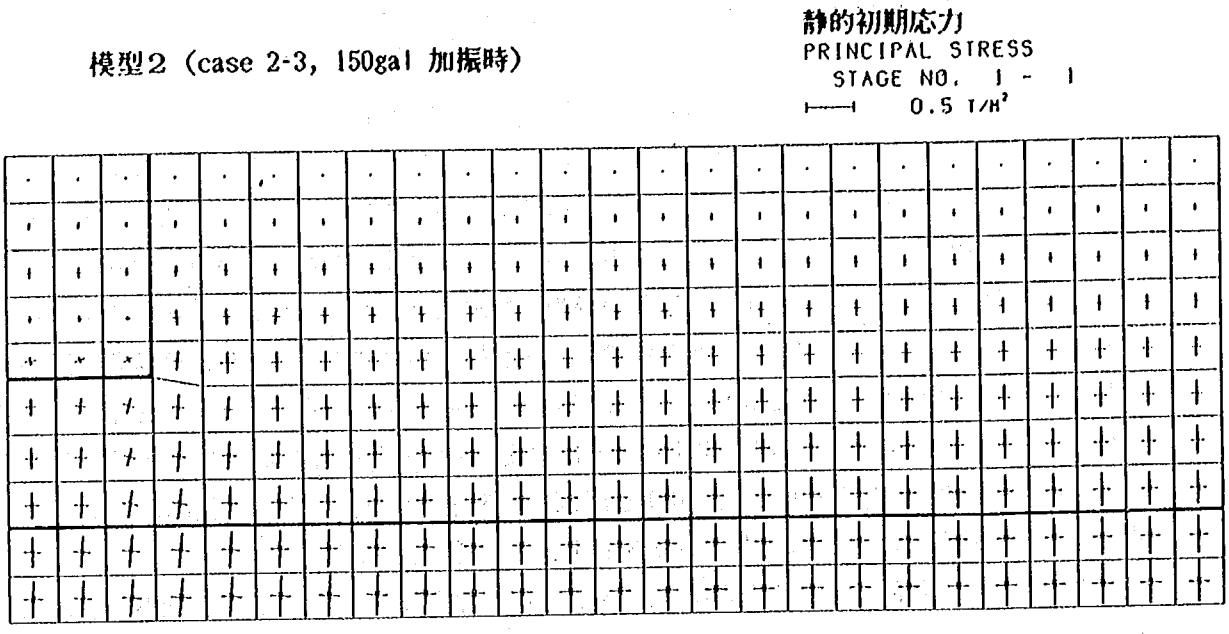


図5.6　静的初期応力解析時の主応力分布図（case 2 － 3）

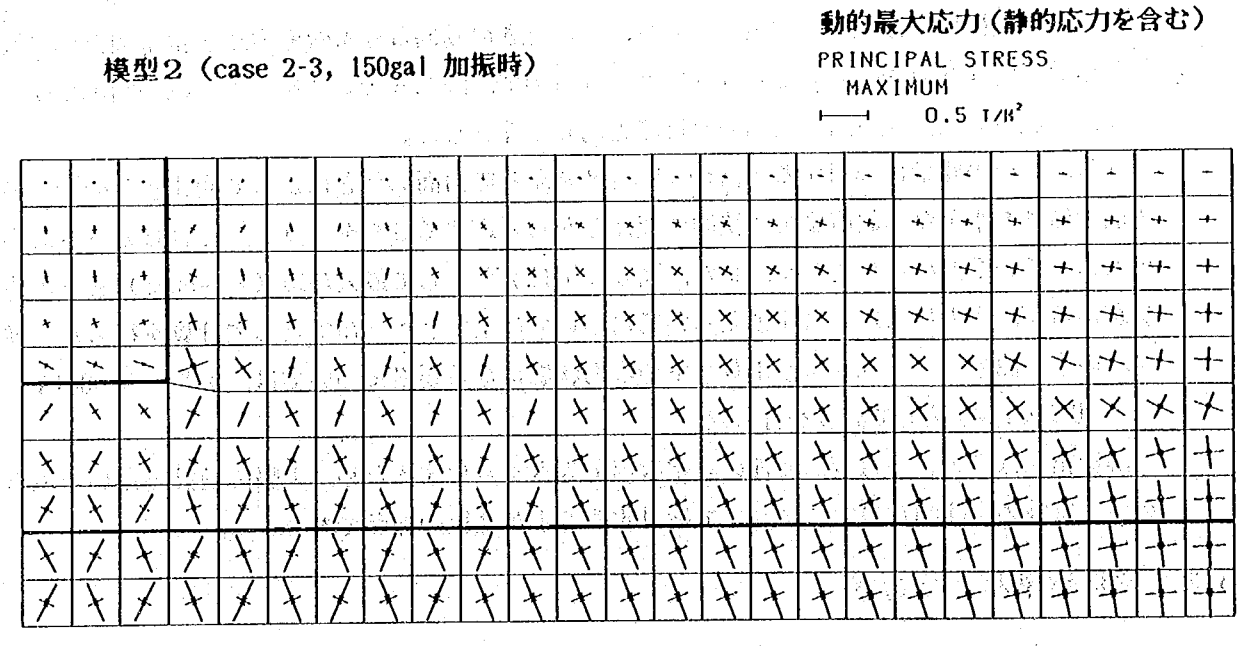
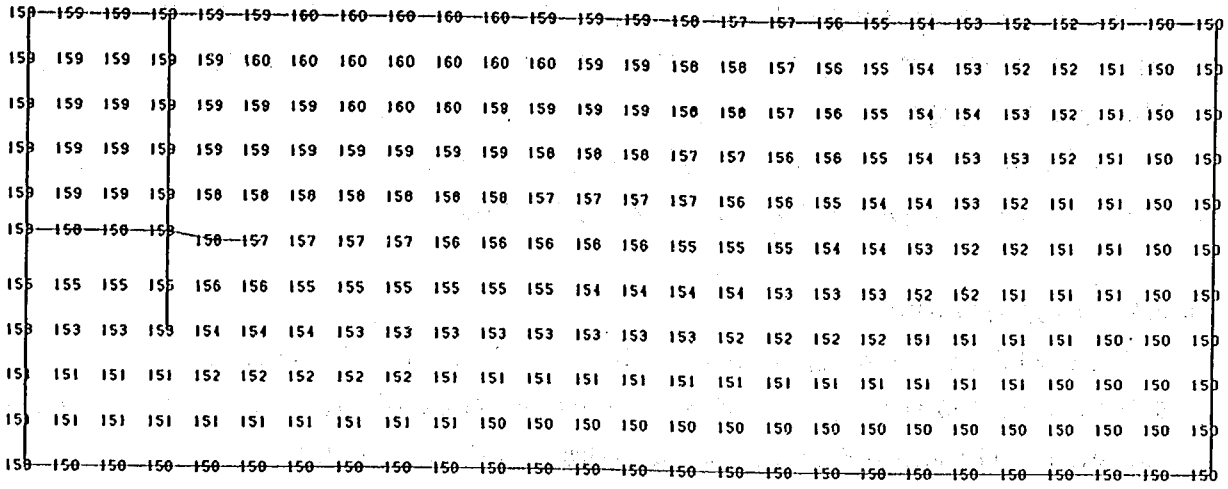


図5.7　動的応力解析時の主応力分布図（case 2 － 3）

模型2（case 2-3，150gal 加振時）

水平方向加速度 （gal）
ACCELERATION
(X-DIRECTION)
MAXIMUM

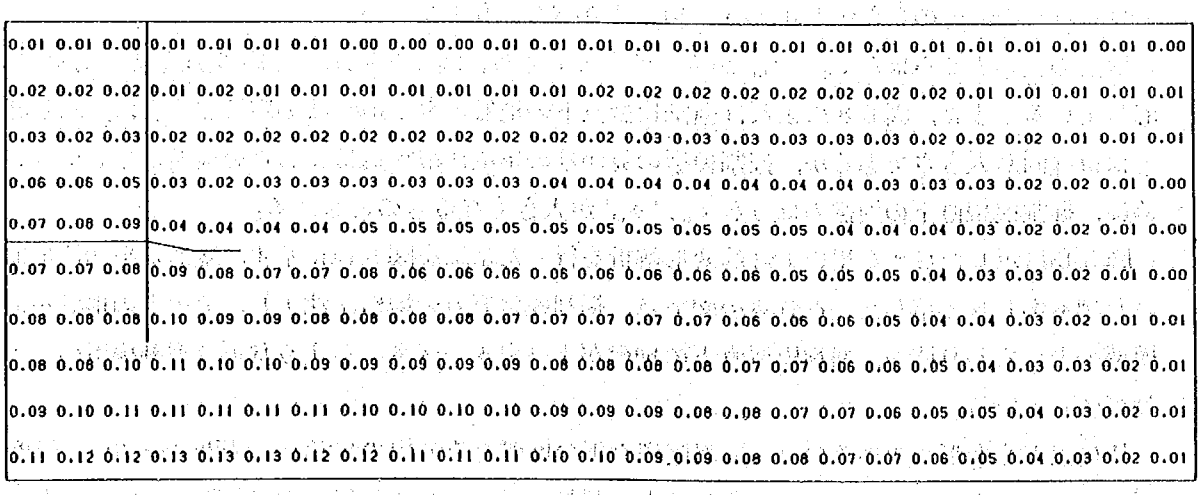


EACH NODAL ACCELERATION NOT NECESSARILY OCCURS AT THE SAME TIME

図5.8　水平方向応答加速度の分布図（case 2－3）

模型2（case 2-3，150gal 加振時）

せん断応力 τxy （tf/m²）
SHEARING STRESS
MAXIMUM



EACH ELEMENTAL STRESS NOT NECESSARILY OCCURS AT THE SAME TIME

図5.9　せん断応力 τ_{xy} の分布図（case 2－3）

との加振中の最大値を示したものであり，各最大値が必ずしも同時に生じるとは限らない。また，応力は静的初期応力も含んだ値である。

図5.9では，同じ深度では土層の端面（図の右側）に近ずくにしたがってτ_{xy}が減少しており，土槽の端面が地盤のせん断変形を拘束する影響が現れている。この影響は動的なせん断応力の方向にも現れており，図5.6と図5.7を比較すると，土槽端面の近くでは水平及び鉛直方向の直応力成分が動的に変動していることがわかる。これは，τ_{xy}の静的成分と動的成分のみを用いて式（5.1）及び式（5.2）によりG*を計算することは不適当で，5.2.3(4)で述べたように応力面の傾きを変えてG*を計算する必要があることを示している。

5.3.2 静的変形解析結果

模型2の150 gal加振時の静的せん断応力比τ_s/σ_m'，動的せん断応力比τ_d/σ_m'，累積せん断ひずみγ^*，見かけのせん断弾性係数G*の分布をそれぞれ図5.10～5.13に示す。τ_s/σ_m'とτ_d/σ_m'は，G*の最小値を与えるような応力面上における値を示した。

図5.10より，土槽端面近くの浅いところではτ_s/σ_m'が0.1～0.3程度となっており，水平からかなり傾いた面上でG*を計算していることがわかる。深度が10～20cmの付近の地盤では，土槽端面から離れたところでも同様の状況になっている。

次に図5.11を見ると，一般に浅いところほど動的せん断応力比が大きくなり，また同じ深度では掘割模型直下の地盤のほうが水平地盤部よりもτ_d/σ_m'が大きくなっている。この結果として，図5.12では水平地盤表層部および掘割模型直下の地盤のγ^*が極めて大きくなっており，図5.13ではこれらの部分のG*が1.0 tf/m²以下とかなり軟化している。

地盤の浅いところほどτ_d/σ_m'が大きくなることは，図5.8に示した応答加速度の分布と対応している。また，図5.8によれば掘割模型直下の地盤と水平地盤部の応答加速度は，同じ深度ではほぼ同じ大きさであるが，掘割模型の見かけの単位体積重量はまわりの地盤よりも小さいために，掘割模型直下の地盤のほうがτ_d/σ_m'が大きくなるものと考える。

図5.13に示したG*を用いて静的変形解析を行った結果を図5.14に示す。変形量を10倍に拡大した図もあわせて示した。これらの図では，掘割模型側方の地盤が沈下し，その下の地盤が掘割模型の下へまわり込み，掘割模型直下の地盤が上へ引きのばされるような形で掘割模型の浮上がりが生じている。

特に大きく変形しているのは，掘割模型直下の地盤とその側の幅20cm，深度25～40cm程度の部分の地盤であり，これは図4.10(1)に示した模型振動実験での地盤の変形状況と良く一致している。

掘割模型から離れた水平地盤の表層部では，G*が極めて小さいのにもかかわらず変形はほとんど生じていない。これは，変形解析時のポアソン比を0.499として，ほぼ等体積変形の条件で計算を行ったためと考える。

5.3.3 締固め改良を行った場合のG*分布の変化

掘割模型の側方20cmを締固めた模型6の，150 gal及び200 gal加振時のG*の分布図を図5.15，図5.16に示す。150 gal加振時は締固めた部分全体のG*がまわりの地盤よりも大きくなっ

模型2（case 2-3，150gal 加振時）

τs/σm'分布
TAUS / SIG.M

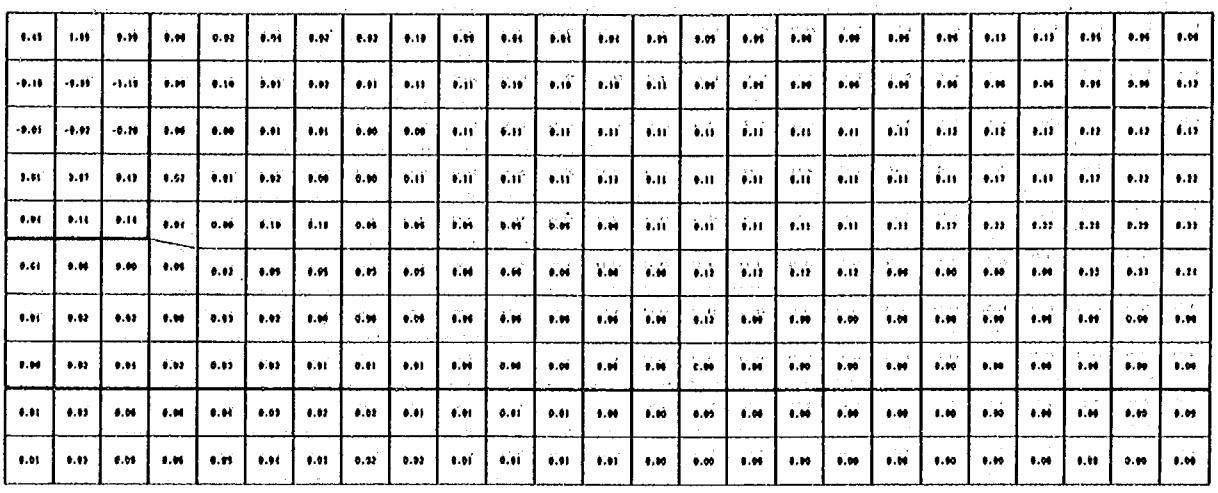


図 5.10　τ_s / σ_m' 分布図（case 2－3）

模型2（case 2-3，150gal 加振時）

τd/σm'分布
TAUD / SIG.M

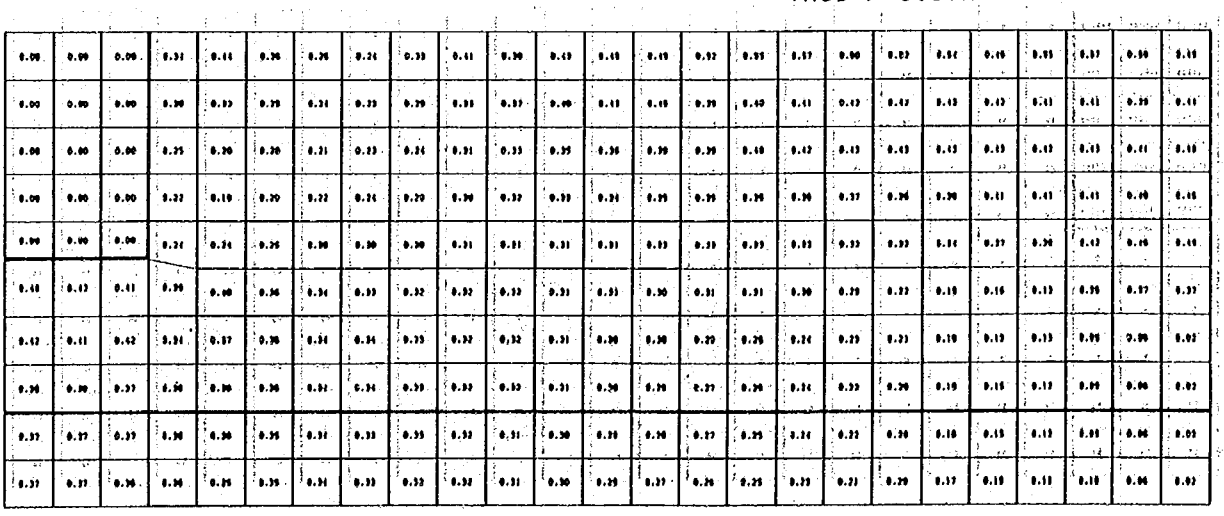


図 5.11　τ_d / σ_m' 分布図（case 2－3）

模型2（case 2-3，150gal 加振時）

γ*分布 （%）
GAMMA %

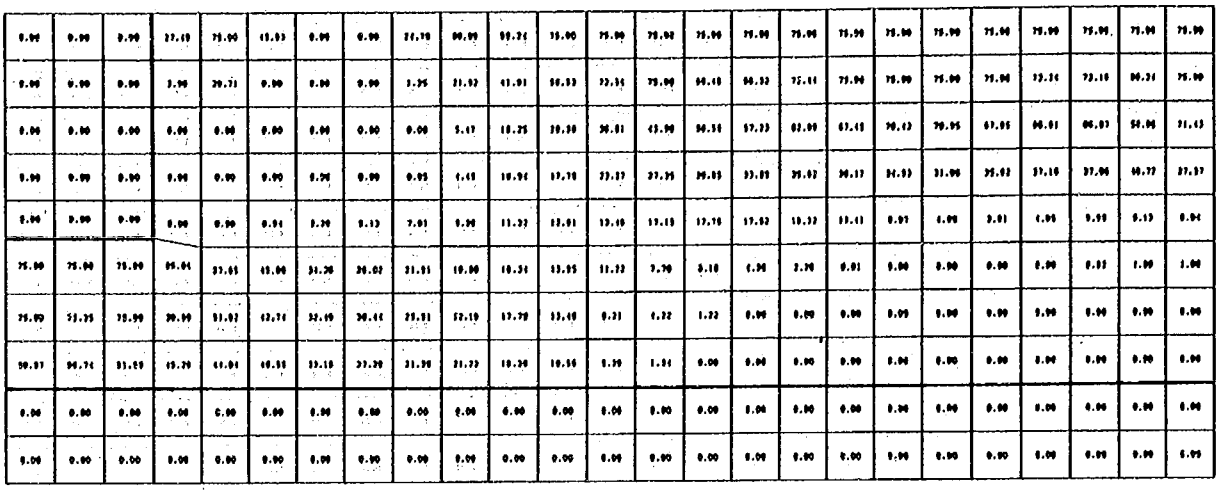


図 5.12　γ＊分布図（case 2－3）

模型2（case 2-3，150gal 加振時）

G*分布 （lf/m²）
（小数点以下の数値は切り捨て）
G.STR

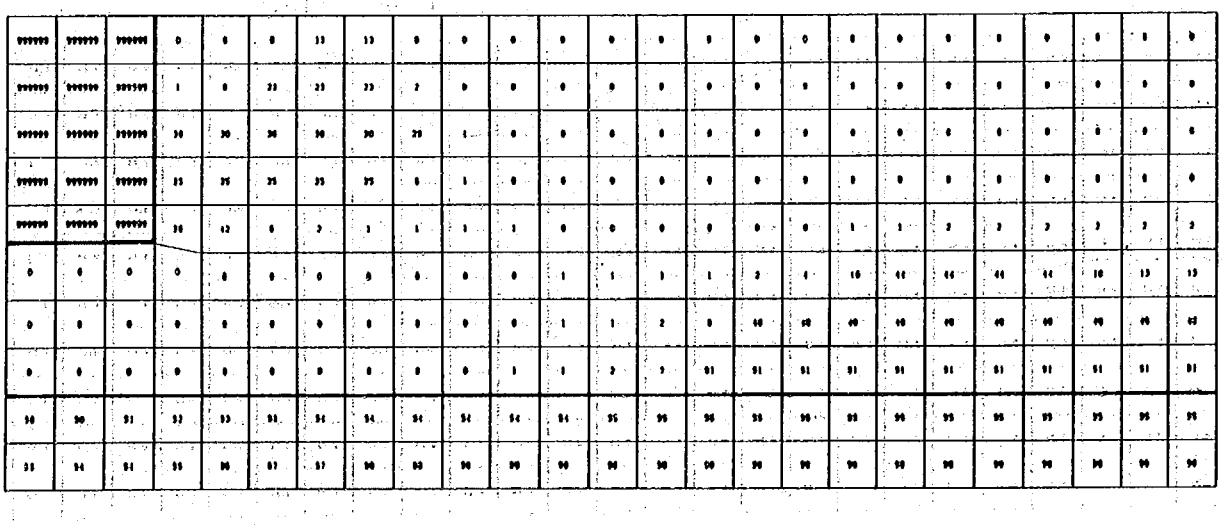
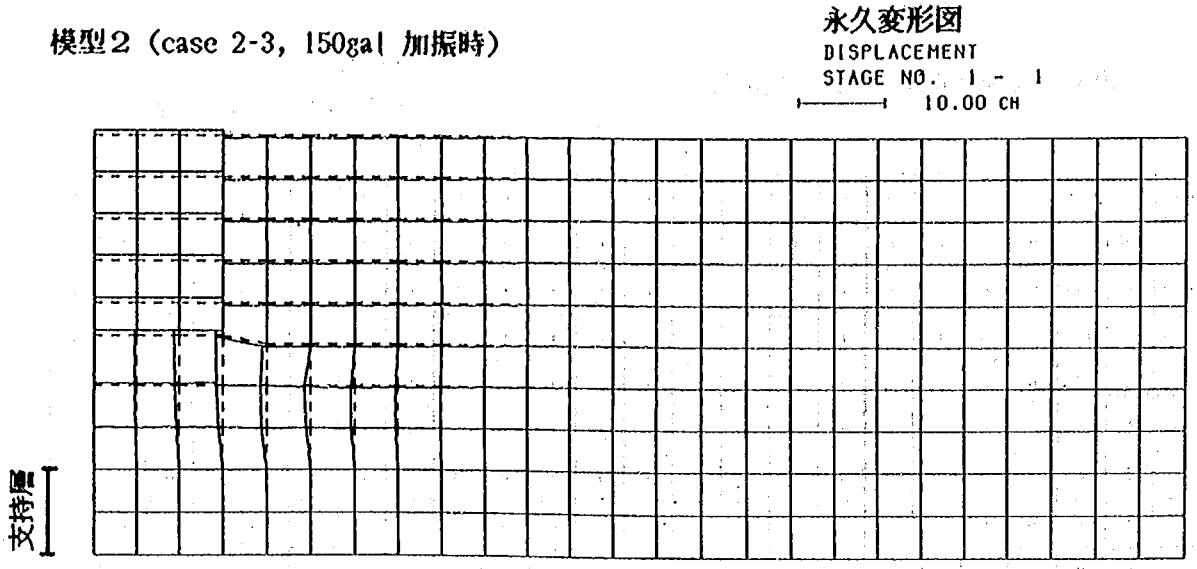


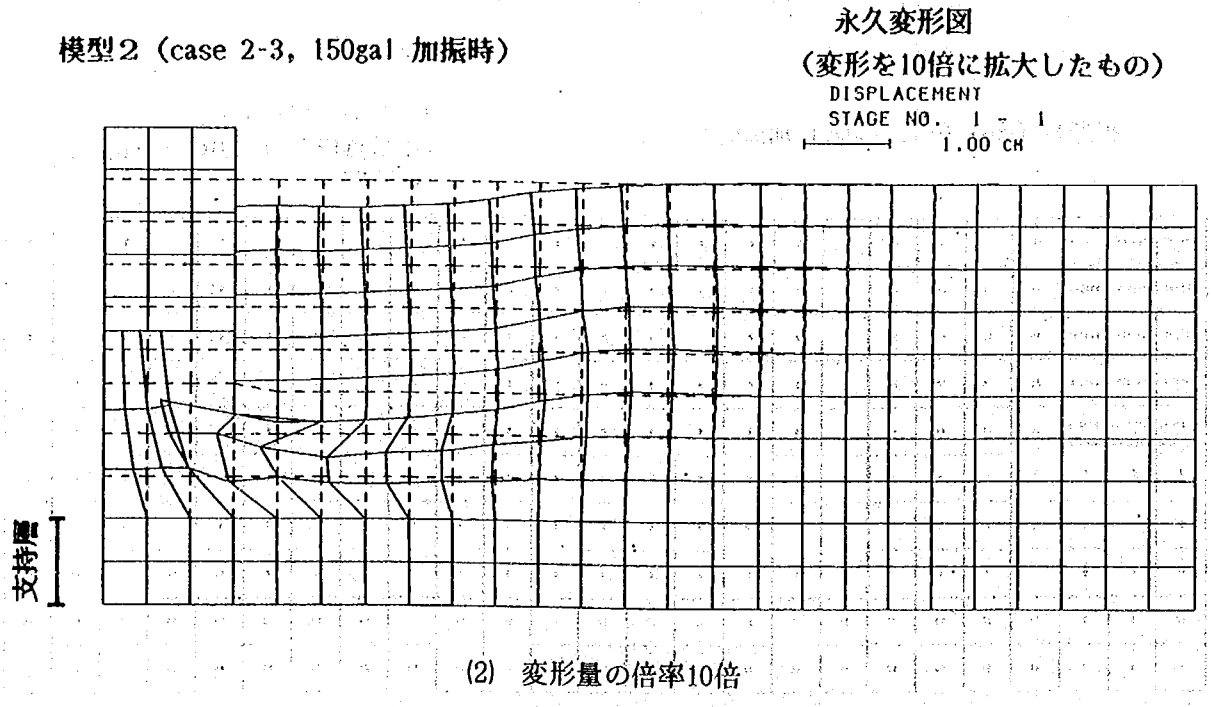
図 5.13　G＊分布図（case 2－3）

模型2（case 2-3，150gal 加振時）



(1) 変形量の倍率1倍

模型2（case 2-3，150gal 加振時）



(2) 変形量の倍率10倍

図5.14 永久変形図（case 2－3）

模型6（case 6-3，150gal 加振時）

G*分布 （tf/m²）
（小数点以下の数値は切り捨て）
G.STR

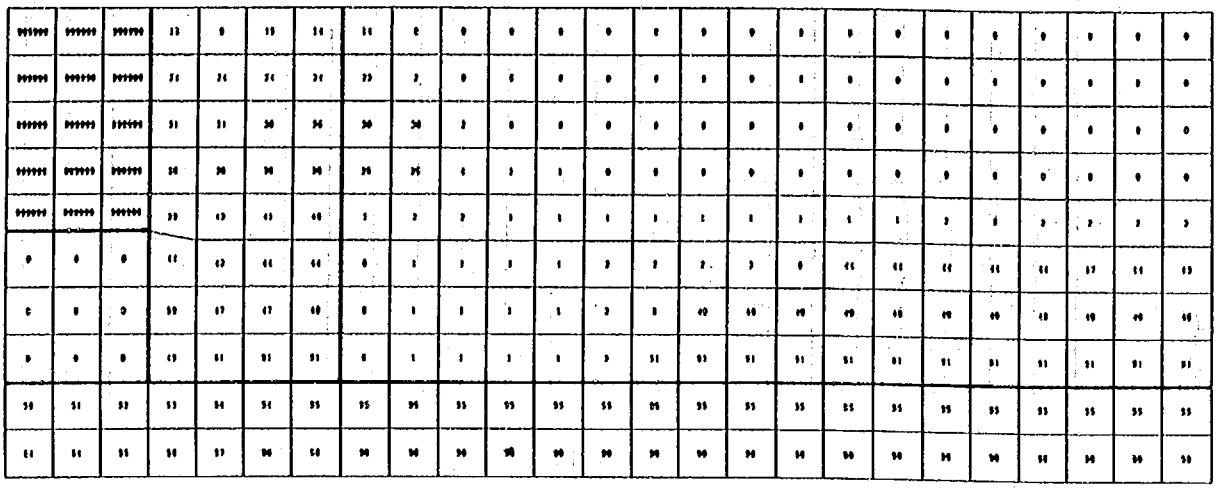


図5.15　G＊分布図（case 6 － 3）

模型6（case 6-4，200gal 加振時）

G*分布 （tf/m²）
（小数点以下の数値は切り捨て）
G.STR

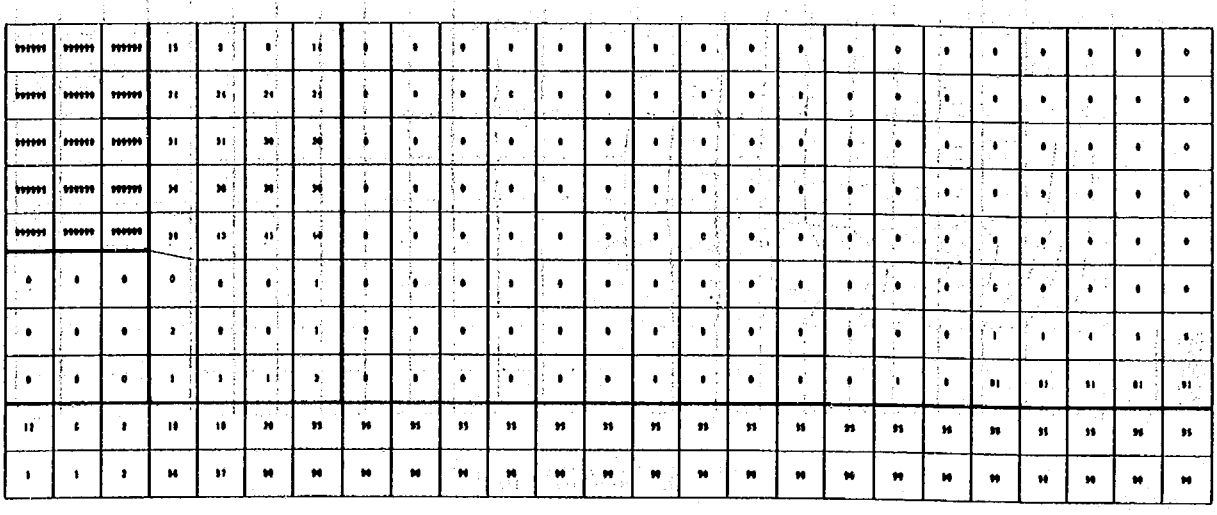


図5.16　G＊分布図（case 6 － 4）

ている。一方，200 gal加振時には締固めた部分の深いところでG＊がかなり小さくなっている。

5.3.4　液状化砂層厚を変えた場合のG＊分布の変化

掘割模型直下の液状化砂層厚が約15 cmの模型2と，約5 cmの模型3の200 gal加振時のG＊分布をそれぞれ図5.17，図5.18に示す。

図5.17を図5.13と比較すると，加振レベルが150 galから200 galへ大きくなったことによって，掘割模型下方の支持層のG＊がかなり低下していることがわかる。掘割模型下方の地盤のほうが水平地盤部よりもG＊が低下しやすいのは，掘割模型の見かけの単位体積重量がまわりの地盤よりも小さく，動的なせん断応力比が大きくなるため（5.3.2参照）と考える。

次に図5.18を見ると，掘割模型下方の支持層の上部2層ではG＊がかなり小さくなっているが，それよりも下の2層ではG＊はあまり低下していない。図5.17と比較すると，液状化砂層厚の違いによる影響が支持層下部のG＊に現れていることがわかる。

5.3.5　実験結果との比較

掘割模型の浮上がり量の解析結果を，実験結果と合わせて表5.4に示す。

(1)　浮上がり量の比較

解析による掘割模型の浮上がり量と加振加速度の関係を図5.19に示す。これを実験結果の図4.9と比較すると，浮上がり量の大きさは必ずしも一致しないが，締固め改良の効果と改良範

表5.4　掘割模型の浮上がり量の比較

実験case	加速度レベル（gal）	永久変形解析による掘割模型の浮上がり量（mm）	実験結果		
			変位計による浮上がり量		標尺による加振後の累積浮上がり量（mm）
			最大値（mm）	最終値（mm）	
case 1-2	100	0.1	0.3	0.2	-1.0
case 1-3	150	9.6	9.4	7.0	9.2
case 1-4	200	18.0	7.2	5.0	11.7
case 2-3	150	6.1	7.6	5.5	6.2
case 2-4	200	11.2	5.2	2.9	8.5
case 3-3	150	0.4	1.0	0.4	0.8
case 3-4	200	2.6	0.7	0.3	1.0
case 4-3	150	2.8 (4.8)＊	7.8	6.5	6.2
case 4-4	200	5.9 (10.1)＊	6.0	4.8	9.5
case 5-3	150	0.2	0	0	0.7
case 5-4	200	9.1	9.6	7.5	7.2
case 6-3	150	0.1	2.7	1.6	0.7
case 6-4	200	4.8	6.1	4.0	3.3

＊ 掘割模型の見かけの単位体積重量を小さくした場合（模型4'）の結果をカッコ内に示した。

模型2（case 2-4，200gal 加振時）

G*分布 （tf/m²）
（小数点以下の数値は切り捨て）
G.STR

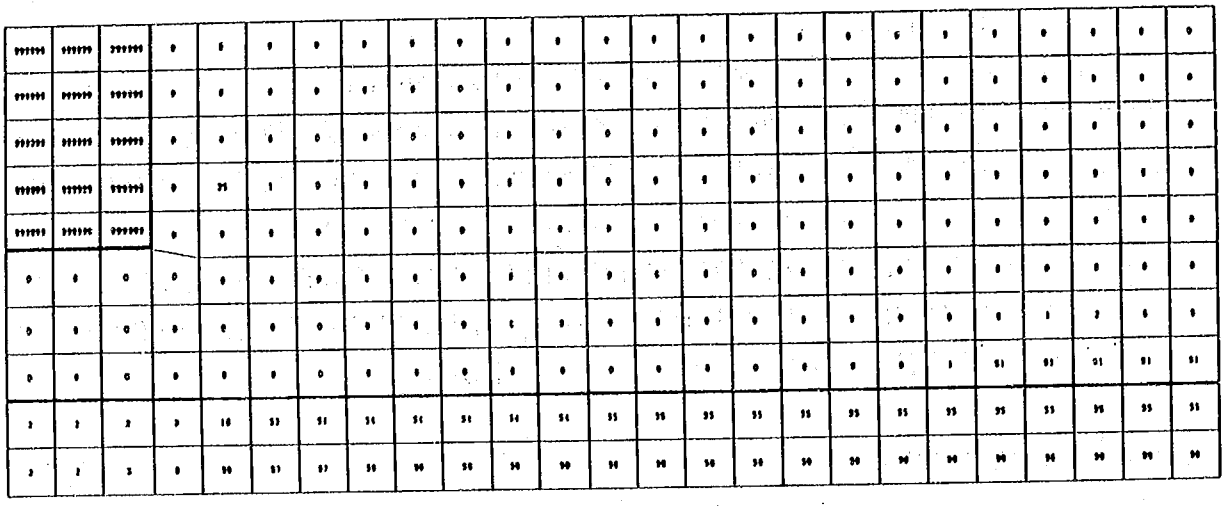


図5.17 G＊分布図（case 2－4）

模型3（case 3-4，200gal 加振時）

G*分布 （tf/m²）
（小数点以下の数値は切り捨て）
G.STR

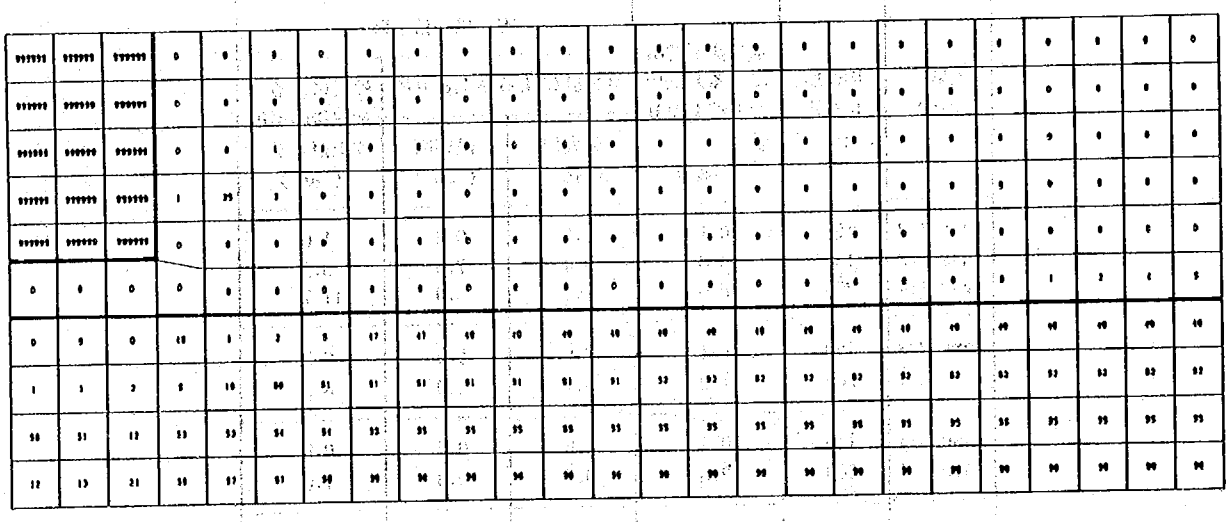


図5.18 G＊分布図（case 3－4）

囲の影響および液状化砂層厚の影響に関する定性的な傾向が次の点において一致していることがわかる。

1） 150 gal加振時には，模型1，2，4（解析の模型4'を含む）で浮上がりが生じる。模型1と2を比べると，液状化砂層厚の大きい模型1のほうが浮上がり量が大きい。締固め改良を行った模型5と6，および液状化砂層厚の最も小さい模型3では，ほとんど浮上がりは生じない。

2） 200 gal加振時には，模型3以外の模型で浮上がりが生じる。液状化砂層厚の影響に関しては150 gal加振時と同様である。締固め改良範囲の影響に関しては，改良範囲の大きい模型6のほうが模型5よりも浮上がり量が小さい。

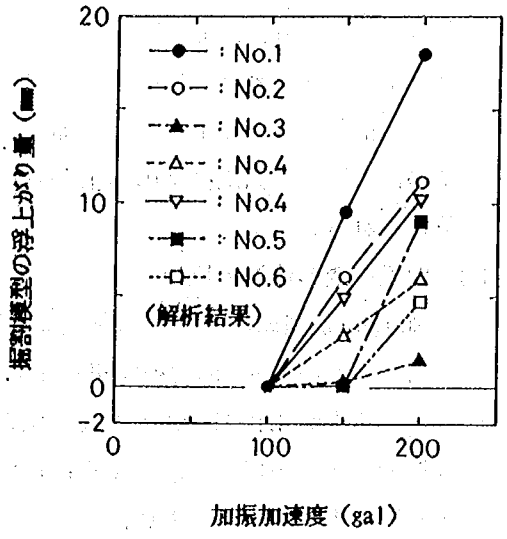


図 5.19　掘割模型の浮上がり量と加振加速度の関係

(2) 掘割模型幅の影響

掘割模型幅の広い模型4では，掘割模型の重量を小さくした模型4'の解析結果のほうが実験結果との対応が良い。これは，実験において掘割模型の重量が目標値よりも小さかった可能性を裏付けている。

掘割模型の見かけの単位体積重量が同じ条件である模型4と模型2の解析結果を比較すると，掘割模型幅が2倍広い模型4の浮上がり量が模型2の半分程度となっていることがわかる。これは，液状化砂層厚が同じ場合には，掘割模型幅の広いほうが相対的に砂のまわり込みが起こりにくくなるためと考える。

まわり込む砂の体積が同じだと仮定すると，掘割模型幅と浮上がり量は反比例することになり，解析結果と対応する。しかし実際には，掘割道路幅の広いほうが掘割道路直下の地盤からの排水距離が長くなり，発生した過剰間隙水圧が消散しにくくなることが考えられるので，この解析結果のみでは掘割道路幅の影響を明らかにすることはできない。

なお，ここで対象とした模型振動実験では間隙流体として水を用いており，排水距離が実物と比べてかなり短いので，このような水圧の消散しやすさの差はほとんど現れないものと考えられる。

(3) 加振履歴の影響

図5.19に示した解析結果は，150 gal，200 gal加振時でも模型地盤の条件が初期値と変わっていないものとして計算している。つまり，解析ではそれ以前の加振履歴を考慮していない。

一方，実験はステップ加振で行ったので，それ以前の加振による掘割模型の浮上がりや地盤の密度の変化の影響を受けており，図4.9では浮上がり量の累積値を用いて結果を整理している。ゆえに，図5.19と図4.9を比べる際には，加振履歴に関する条件が異なっていることに留意する必要がある。

液状化性地盤上の盛土を対象とした動的遠心模型実験結果[27]によれば，ステップ加振時の盛土の累積沈下量は，加振履歴のない場合の沈下量よりも大きく，また，ステップ加振時の加振毎に生じる沈下量は，加振履歴のない場合よりも小さかった。ここで対象とした模型振動実験でも，掘割模型の浮上がり量が加振履歴に関して同様な影響を受けていると考えると，加振履歴のない場合の掘割模型の浮上がり量は，図4.9に示した累積浮上がり量よりも小さいことが予想される。

(4) 地盤の変形状況の比較

200 gal加振時の各模型の永久変形図を図5.20～5.25に示す。模型4としては，実験結果と良く対応した模型4'の解析結果を示した。

これらを図4.10(1)～(3)の実験結果と比較すると，模型1～4では地盤に変形の生じる領域と変形のしかたが以下に示すように比較的良く一致していることがわかる。

1）模型1～3では，実験，解析ともに液状化砂層厚が小さくなるほど地盤に変形の生じる領域が小さくなり，また，支持層では変形が生じていない。砂の水平移動量が最も大きくなる深さは，実験では模型1，2がそれぞれ地表から35 cm，30 cm付近であるのに対して，解析でも同様な深さを中心にして砂の移動が生じている。

2）模型4の実験では掘割模型下方の支持層で変形が生じているのに対し，解析でも同様な位置の支持層に若干の変形が生じており，定性的な傾向が一致している。ただし，変形量は実験のほうがかなり大きい。

一方，模型5及び6の実験では，4.3.3で述べたように，凍結砂のブロックと土槽側面のアクリル板の間に塗布したグリースが原因となり，地盤の変形状況が正確に記録できなかったと考えられるので，解析結果と直接比較することはできない。

模型5及び6の解析結果を見ると，締固めた砂の下部で変形が生じているが，これは図5.16に示したように，200 gal加振時にはこの部分のG*がかなり低下したためと考える。実験でも，200 gal加振時には掘割模型の浮上がりが生じているので，解析結果と同じような地盤の変形が生じていることが予想される。なお，解析結果では，模型5及び6ではほぼ同じ領域の地盤で変形が生じている。

5.4 まとめ

1）掘割道路側方の締固め改良幅と，掘割道路直下の液状化砂層厚が掘割道路の浮上がり量に及ぼす影響に関して，永久変形解析結果は，模型振動実験結果と定性的に良く一致した。

2）掘割模型の重量を小さくした模型4'の解析結果が実験結果と対応したことから，実験において掘割模型の重量が目標値よりも小さかった可能性が裏付られた。重量の条件が同一であれば，掘割模型の浮上がり量は掘割模型幅とほぼ反比例することが予想された。

3）この解析手法により，掘割道路の地震時浮上がり量をある程度予測することができると考えられる。実際の設計で用いる場合の変形特性の合理的な設定法について検討することが今後の課題である。

模型1（case 1-4，200gal 加振時）

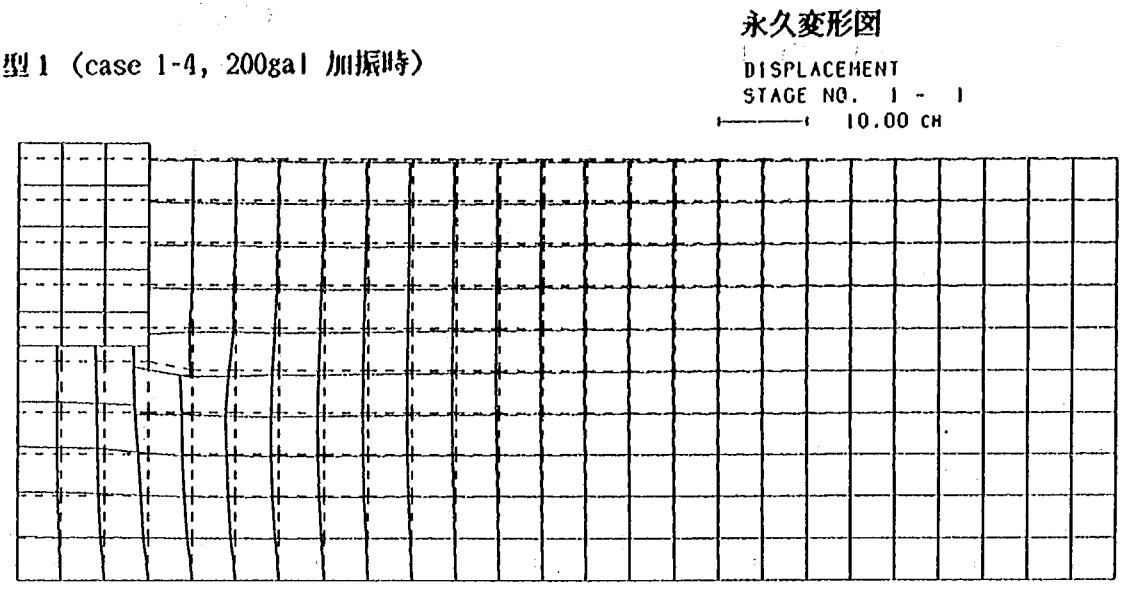


図 5.20　永久変形図（case 1 － 4）

模型2（case 2-4，200gal 加振時）

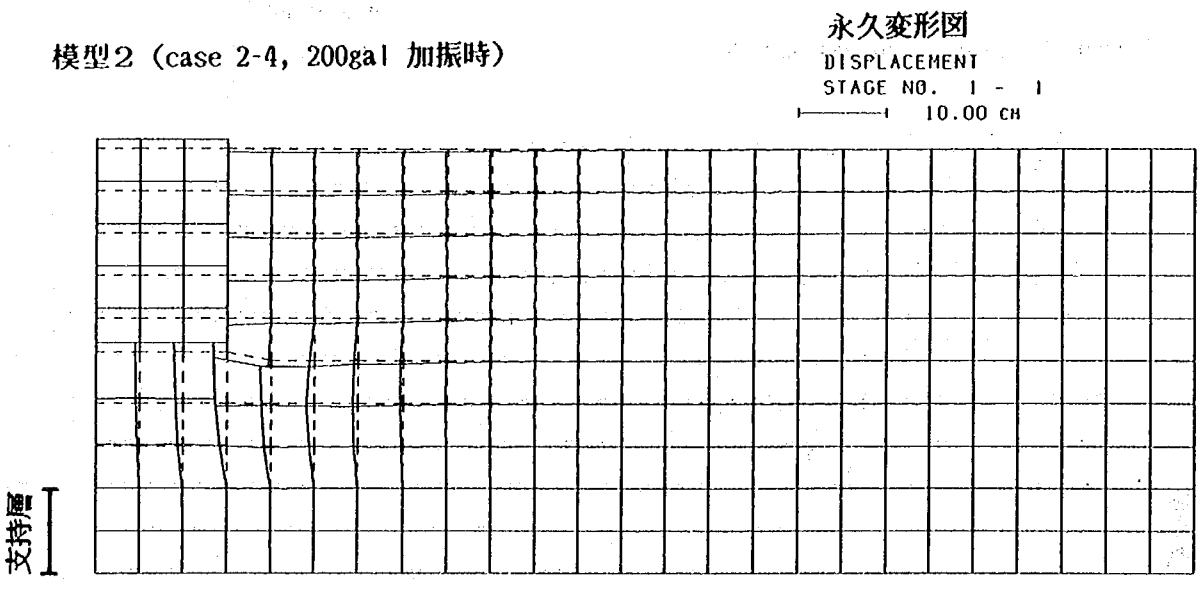


図 5.21　永久変形図（case 2 － 4）

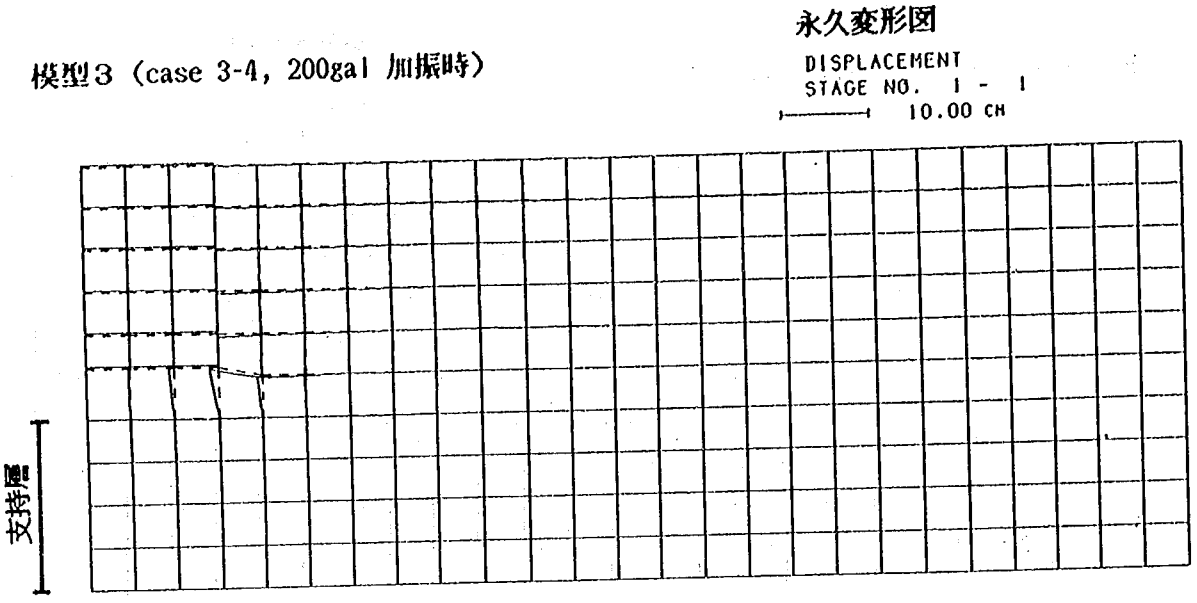


図5.22　永久変形図（case 3－4）

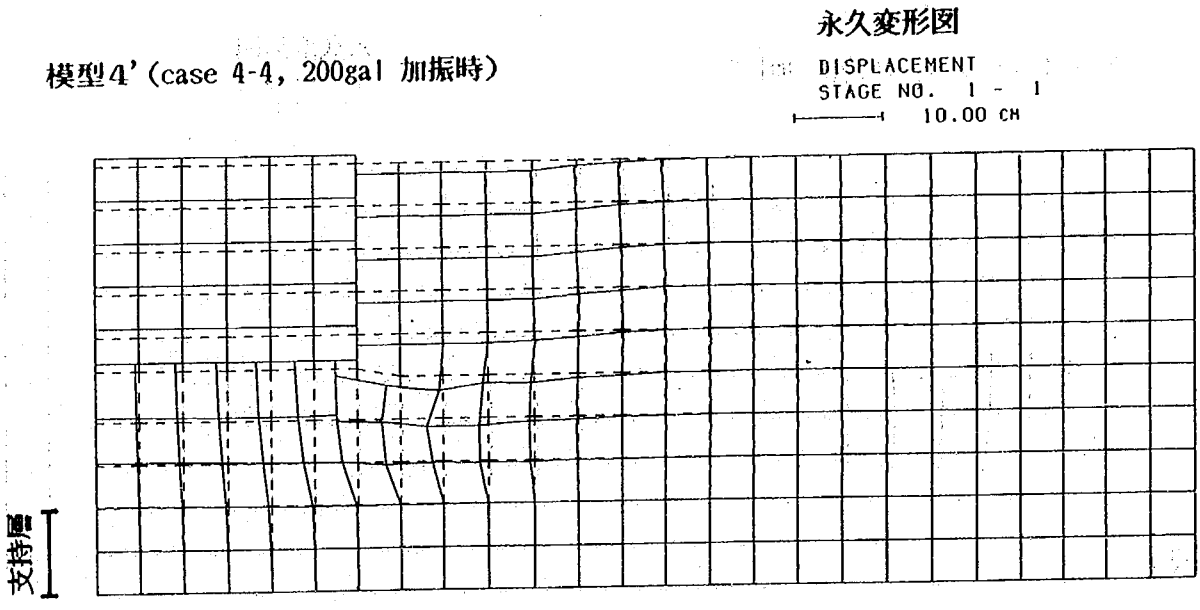


図5.23　永久変形図（case 4－4）

模型5（case 5-4，200gal 加振時）

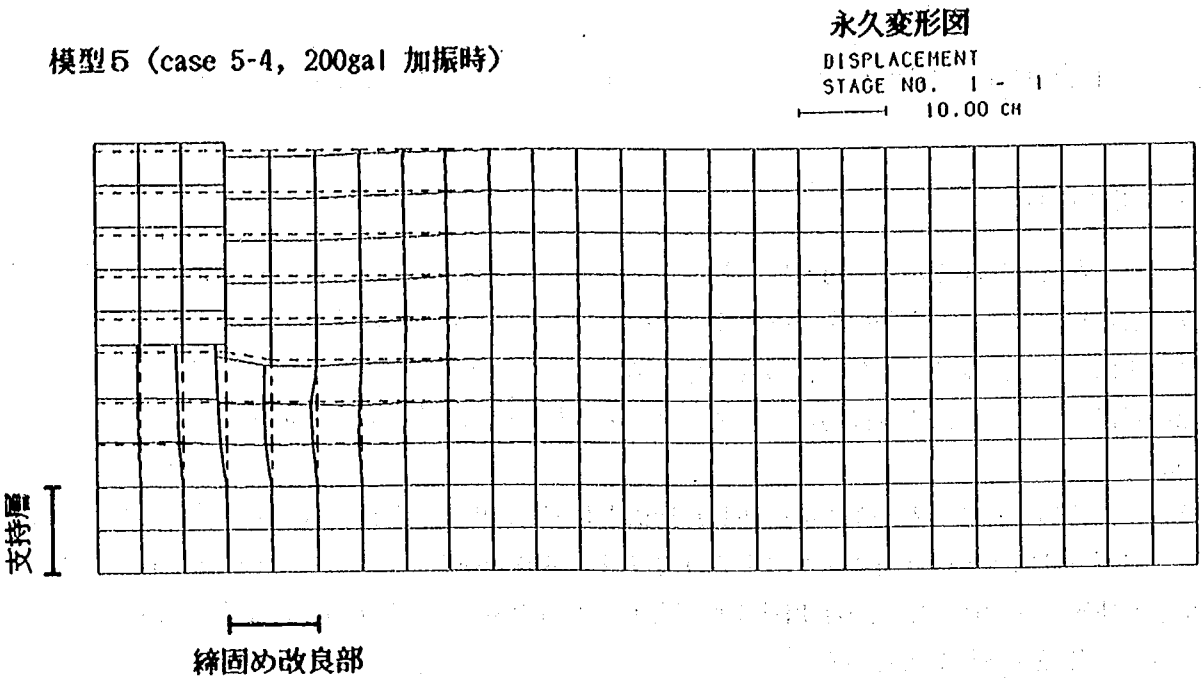


図5.24　永久変形図（case 5 － 4）

模型6（case 6-4，200gal 加振時）

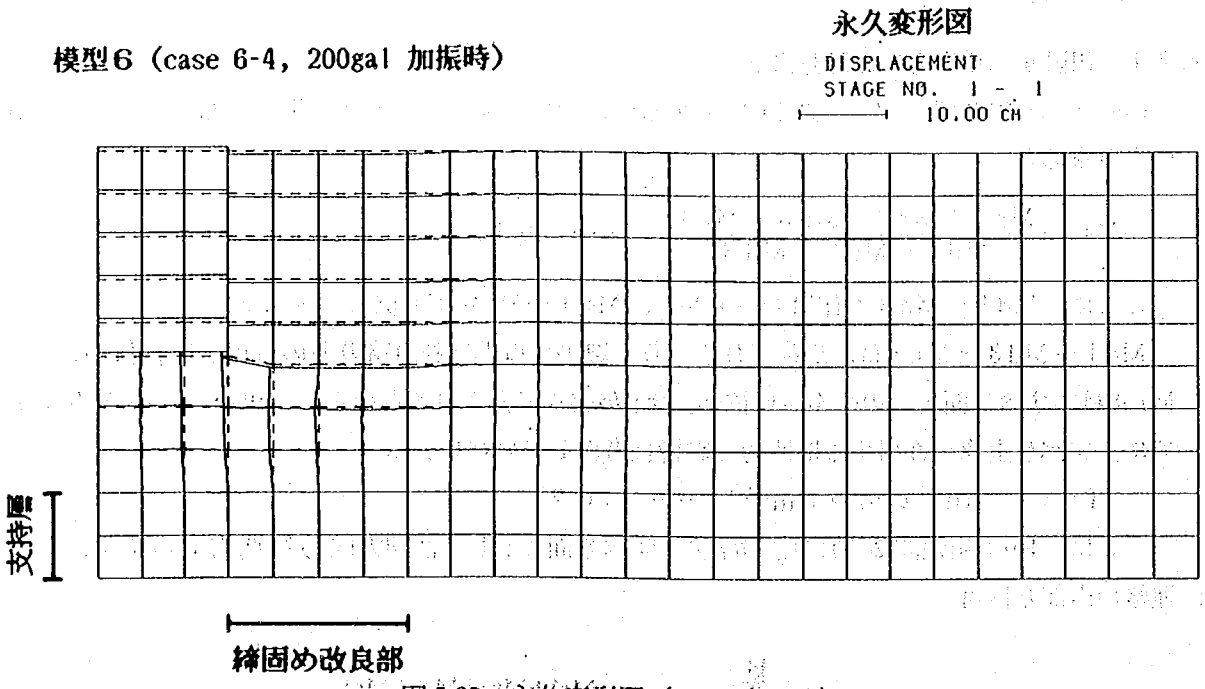


図5.25　永久変形図（case 6 － 4）

6. 浮上がり量の判定手法としての円弧すべり安全率の適用性の検討

6.1 検討目的

浮上がり安全率は浮上がりの可能性の判定手法としては有効であるが，浮上がりが生じた際の浮上がり量との相関は低いことが模型振動実験（その1）により示された。また，このような浮上がり量の算定手法として，永久変形解析が適用可能であることが，前章での検討により示された。しかし，実際の設計においては，より簡易な手法により浮上がり量の大小をあらかじめ予測できることが望ましい。

そこで，砂のまわり込みやすさを反映した指標として，円弧すべり面を仮定した安定計算による安全率（以下では円弧すべり安全率と称する。）を考え，4章の模型振動実験（その1）と既往の大型の模型振動実験[1]を対象に，その適用性を検討した。前者の実験に関しては，浮上がり安全率（4.3.7参照）との比較をあわせて行った。

6.2 検討方法

6.2.1 円弧すべり安全率の計算方法

円弧すべり安全率Fsは，掘割道路の半断面について図6.1のようなすべり面を仮定して次式により求めた。

$$Fs=\frac{Mr1+Mr2+Mr3+Mr4}{Md1+Md2-Md3} \quad \cdots\cdots\cdots (6.1)$$

ここに，Md1～Md3：作用モーメント，Mr1～Mr4：抵抗モーメント

Md1～Md3とMr1は，それぞれすべり土塊の自重と掘割道路模型の自重より求め，Mr2～Mr4は，すべり面上でのせん断抵抗応力τfが次式で表されるものとして求めた。簡易化のために，すべり土塊に作用する慣性力の影響は考慮していない。

$$\tau f=(1-Ru)\ \sigma no'\cdot\tan\phi' \quad \cdots\cdots\cdots (6.2)$$

ここに，Ru：過剰間隙水圧比，σno'：すべり面に対して法線方向の初期有効直応力，φ'：地盤の内部摩擦角

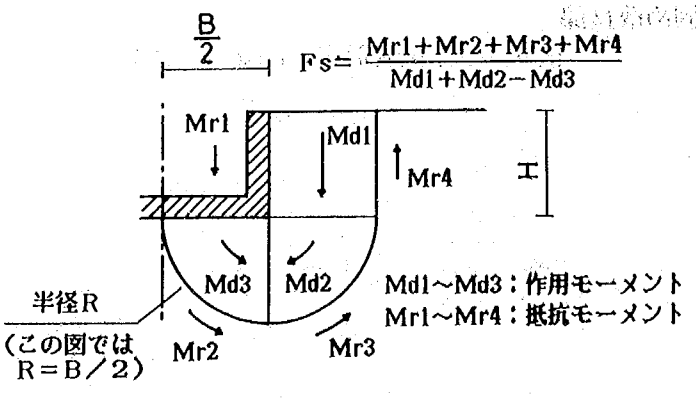


図6.1 円弧すべり安全率の計算方法

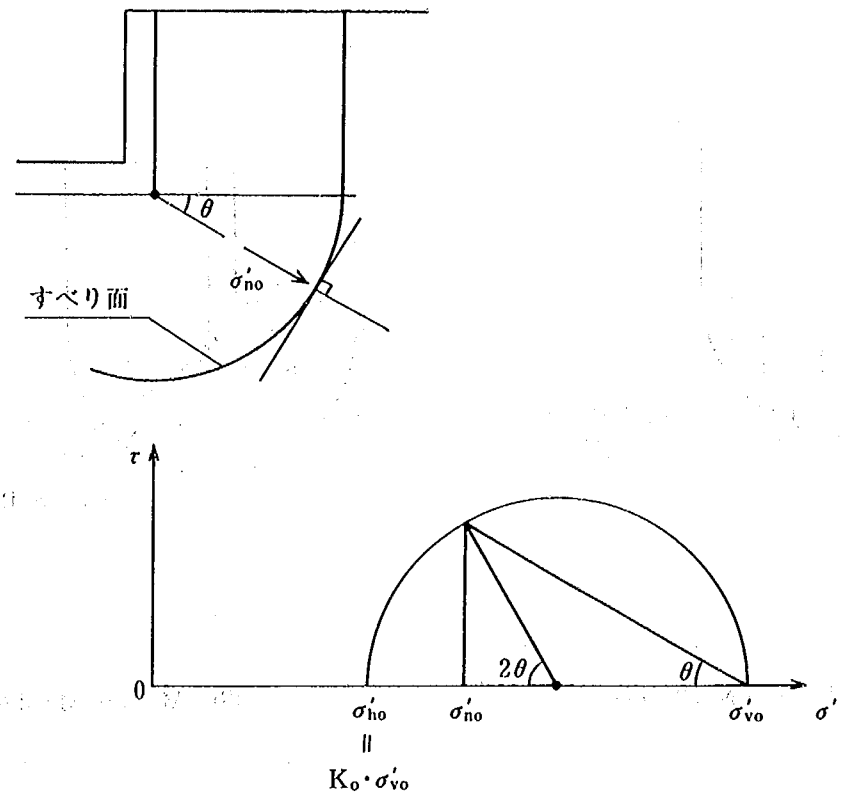


図6.2　σno' の求め方

σno' は地盤の静止土圧係数Koを用いて次式により計算した。(図6.2参照)

$$\sigma no' = \left(\frac{1+Ko}{2} - \frac{1-Ko}{2}\cos 2\theta\right) \cdot \sigma vo' \quad \cdots\cdots (6.3)$$

ここに，σvo' ：初期有効上載圧，θ ：すべり面の法線方向の水平方向からの角度

単位奥行き当りの各モーメントの計算式は次のようになる。(図6.3参照) 地盤が均質な場合には，Md2とMd3は同じ大きさとなる。

$$Md1 \sim Md3 = \sum_{i} \gamma i \cdot Ai \cdot ri \quad \cdots\cdots (6.4)$$

ここに，γi：i番目の地盤ブロックの単位体積重量，Ai：i番目の地盤ブロックの面積，ri：すべり円弧の中心を通る鉛直線からi番目の地盤ブロックまでの水平距離

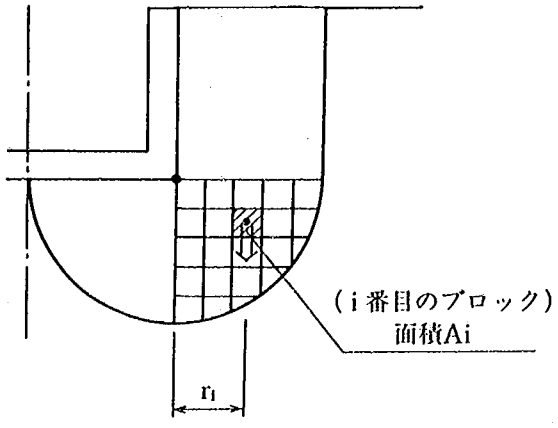
$$Mr1 = \frac{W}{2} \cdot \frac{B}{4} \quad \cdots\cdots (6.5)$$

ここに，W：掘割道路（全断面）の単位奥行き当りの重量，B：掘割道路幅

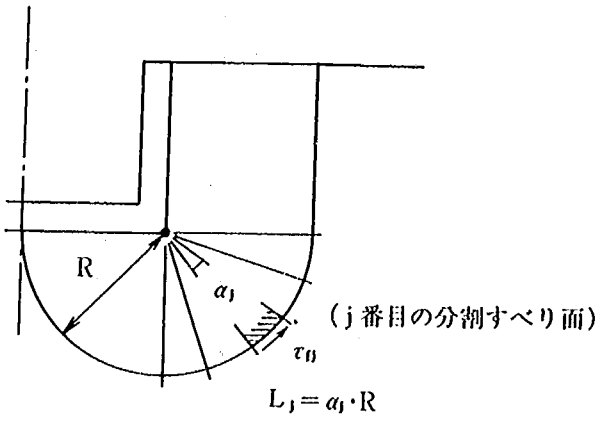
$$Mr2 \sim Mr4 = \sum_{j} \tau fj \cdot Lj \cdot R \quad \cdots\cdots (6.6)$$

ここに，τfj：j番目の分割すべり面上でのせん断抵抗応力，Lj：j 番目の分割すべり面上でのせん断抵抗応力，Lj：j番目の分割すべり面

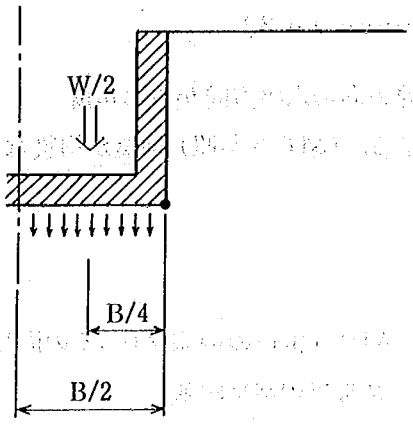
地盤内で発生した過剰間隙水圧が大きくなると，すべり面上での地盤のせん断抵抗の減少によ



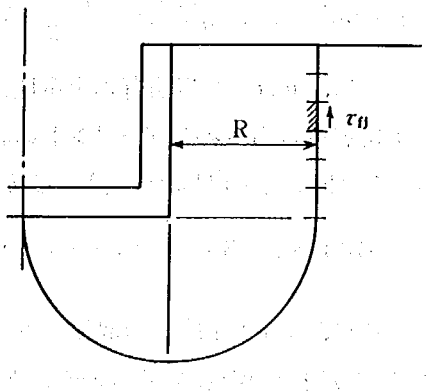
(1) Md1～Md3の場合



(3) Mr2～Mr3の場合



(2) Mr1の場合



(4) Mr4の場合

図6.3　各モーメントの求め方

りMr2～Mr4が小さくなるため，Fsが小さくなる。これは，浮上がり安全率Fuの計算で，式（4.1）中のUdが大きくなり，Fuが小さくなることと対応している。

一方，液状化層厚が小さくすべり面が支持層を通る場合，あるいは掘割道路の側方に過剰間隙水圧の生じにくい締固め部がある場合には，すべり面上での地盤のせん断抵抗が大きくなるため，Fsが大きくなる。これより，Fsの計算では掘割道路底面への砂のまわり込みにくさをすべり面上での地盤のせん断抵抗として考慮していることになる。Fuの計算では，このような要因の影響は考慮されない。

6.2.2　円弧すべり安全率と浮上がり安全率の関係

掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧が十分大きく，すべり面上の抵抗モーメントを無視することができ，さらに円弧部分の地盤の自重によるモーメントが左右つり合う場合には，すべり円弧の半径が最大（掘割道路幅の部分）のときのFsは次式で表される。これは，Fsの計算上の最小値であり，地盤と掘割道路の初期条件によって決まる値である。

$$Fs=\frac{Mr1}{Md1}=\frac{\gamma eq\cdot H}{(\sigma vo')\,b+us}$$

$$=\frac{W/Us}{1+\sigma vo'/us} \quad \cdots\cdots (6.7)$$

$$us=\gamma w\cdot(H-WL) \quad \cdots\cdots (6.8)$$

ここに，H：側壁高さ（地表面から掘割道路の底面までの距離），WL：地表面から地下水位までの距離，$(\sigma vo')b$：掘割道路底面と同深度の側方地盤における初期有効上載圧，us：掘割道路底面における静水圧，Us：掘割道路に作用する静水圧による浮力（$=us\cdot B$），γw：水の単位体積重量

上記のFsの最小値は，掘割道路底面と同深度の側方地盤が完全に液状化したときの過剰間隙水圧（上の$(\sigma vo')b$に等しい）が掘割道路底面に作用するものとして，また，式（4.1）においてQ＝F＝Oとして求めた浮上がり安全率Fuと一致する。

6.2.3　模型振動実験（その1）を対象とした計算条件

模型振動実験（その1）の掘割模型の重量は，見かけの単位体積重量（掘割模型の全重量を地盤中での体積で除した値）が地盤作成時に1.52 gf／cm³となるように調整したが，4.3.4で述べたように模型4では目標値よりもかなり小さい値であった可能性があるため，これを1.26 gf／cm³とした場合を模型4′として計算を行った。掘割模型の埋め込み深さは，浮上がり安全率Fuの計算時と同様に，各加振毎の浮上がり量の測定値を用いて補正を行った。

過剰間隙水圧比Ruは，間隙水圧計を埋設した位置に応じて地盤をいくつかのブロックに分け，それぞれのブロック内での過剰間隙水圧の実測値を用いて計算した。間隙水圧計を設置していないブロックと，間隙水圧計の設置深度が浅くて測定データの精度が小さいブロックでは，近傍のブロックのRuを用いた。各模型のブロック分けと間隙水圧計の設置位置を図6.4に示す。また，すべり面上の初期有効直応力$\sigma no'$は式（6.3）において地盤上の静止土圧係数Ko＝0.5として計算した。

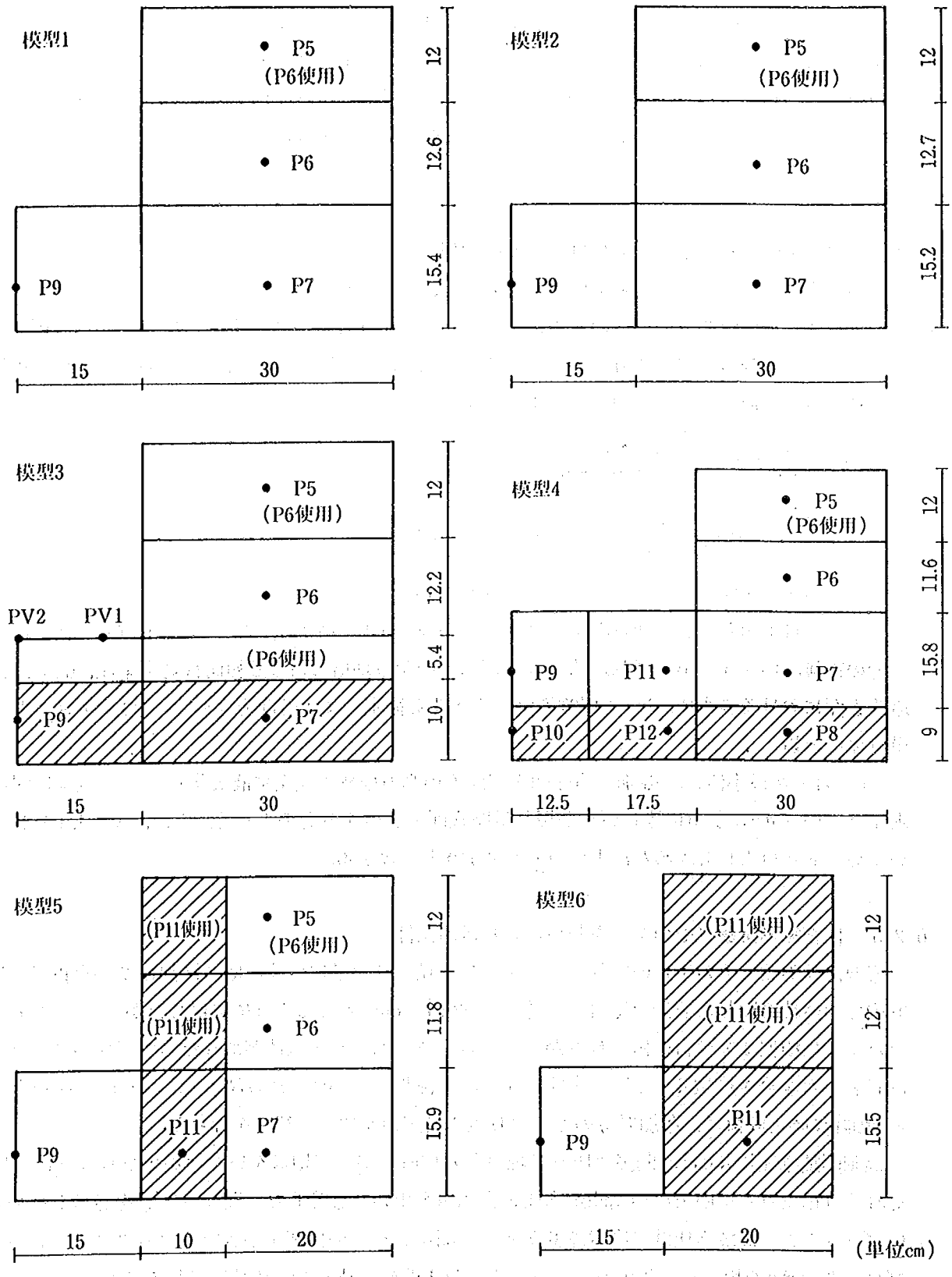


図 6.4　中型模型のブロック分け

Ruおよびσno'を計算するのに必要なσvo'は，掘割模型の重量と地盤の単位体積重量を用いて一次元的に求めた。Fsの計算はすべり円弧の半径を変えながら行ったが，最小安全率を与える半径Rは，模型4，模型4'以外のケースでは図6.1に示すようにR＝B／2（Bは掘割模型の幅）であった。模型4，模型4'では掘割模型の幅が大きかったため，すべり円弧が最大のとき（すべり円弧が土槽の底面に接するとき）に最小安全率となった。

計算に用いた地盤定数を表6.1に示す。砂の内部摩擦角φ'は，豊浦砂に対する低拘束圧下での三軸試験結果[28]をもとに設定した。

表6.1　中型模型の地盤定数

	液状化砂層	支持層，締固め改良部
飽和単位体積重量 γsat(gf/cm³)	1.93	2.01
内部摩擦角 φ'（°）	39	48

＊ 掘割道路模型の加振前の見かけの単位体積重量は1.52gf/cm³（模型4'では1.26gf/cm³）とする。

6.2.4　大型模型振動実験を対象とした計算条件

大型の模型振動実験に用いた模型地盤を図6.5に示す。模型5以外の模型は，掘割道路の周辺地盤に砕石ドレーンを打設した場合を想定している。実験方法と実験条件の詳細については文献[11]を参照されたい。液状化砂層は気乾状態の浅間山砂をベルトコンベアを用いて土槽内に投入し，まき出して足踏みにより締固めた後に模型底面から注水して飽和させた。砕石ドレーンは，中心の幅20cmの部分に5号砕石を用い，両側に7号砕石をフィルターゾーンとして配置した。加振は，模型5と模型6では5Hz，200galの正弦波300波，模型8～11では2Hz，150galの正弦波60波を用いて行った。

円弧すべり安全率は，模型5と模型6では加振開始2秒，20秒，360秒後について，模型8～11では2秒，20秒，300秒について計算した。計算方法は6.2.2と同様である。各模型のブロック分けと間隙水圧計の設置位置を図6.6に示す。ブロックの境界上に間隙水圧計がある場合は，周辺の計測値も参考にしてそのブロックのRuを設定した。また，すべり面上のσno'は式（6.3）において地盤の静止土圧係数Ko＝0.5とした。

計算に用いた地盤定数を表6.2に示す。液状化砂層の内部摩擦角は，三軸試験を行って求めた値である。砕石ドレーンの内部摩擦角は，液状化砂層より大きめの45°とした場合（砕石ドレー

表6.2　大型模型の地盤定数

	液状化砂層	砕石ドレーン	掘割道路模型
飽和単位体積重量 γsat（gf／cm³）	1.92	1.92	1.03
内部摩擦角 φ'（°）	36.6	36.6＊ 45.0	———

（注）＊砕石ドレーンの剛性を考慮しない場合は、36.0度とし、剛性を考慮する場合は、45.0度とする。

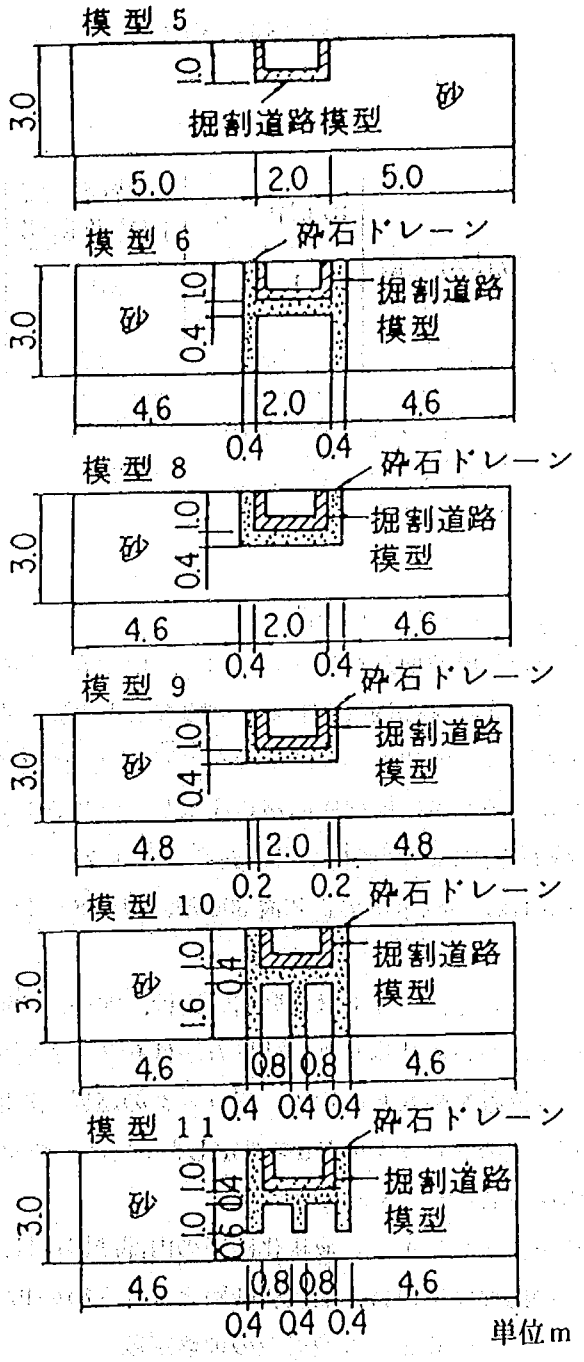


図 6.5　大型模型振動実験で用いた実験模型

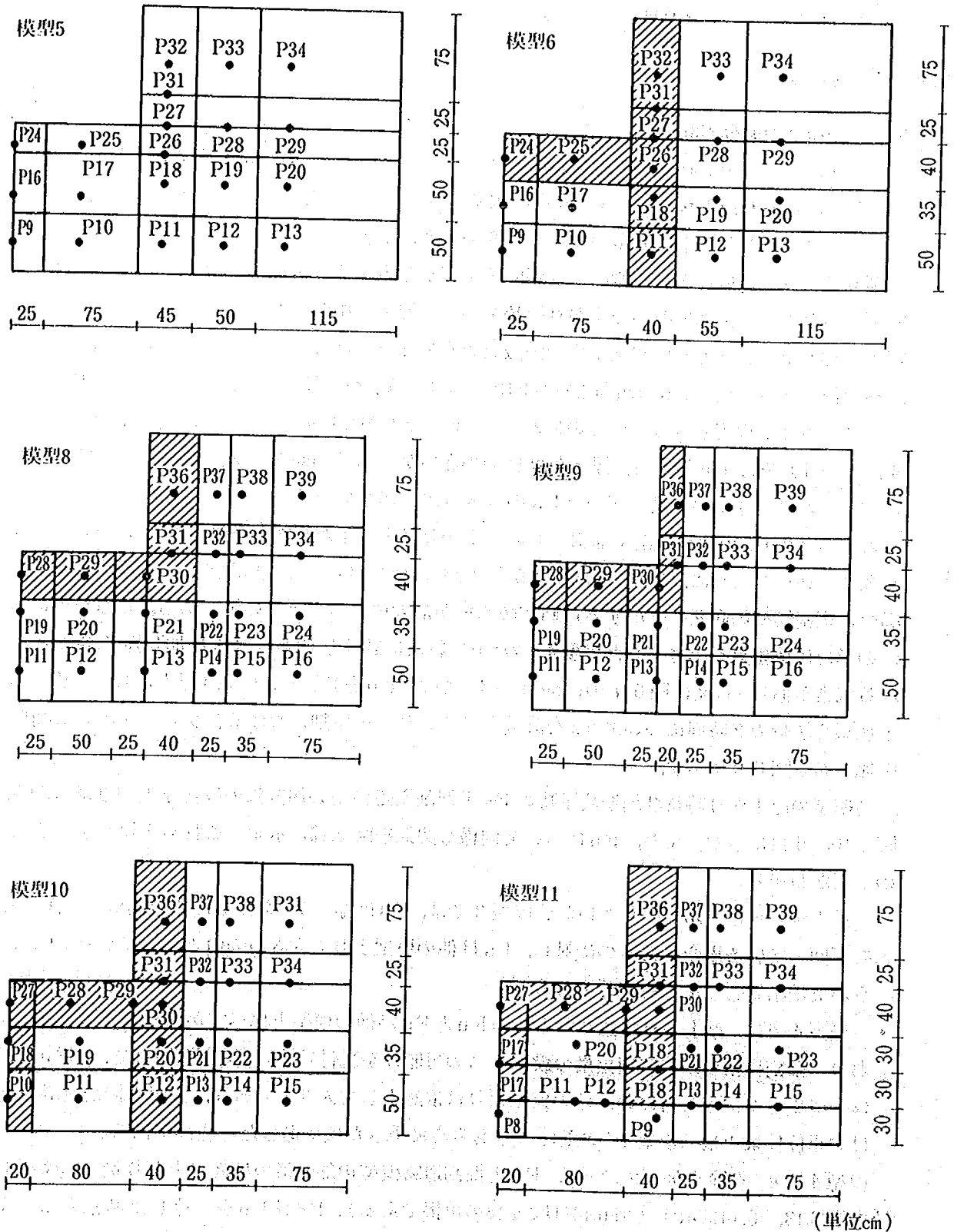


図 6.6　大型模型のブロック分け

の剛性を考慮した場合）と液状化砂層と同じ36.6°とした場合（砕石ドレーンの剛性を考慮しない場合）の2通りについて計算を行った。

Fsの計算はすべり円弧の半径を変えながら行ったが，最小安全率を与える半径Rは，図6.1に示すようにR＝B／2（Bは掘割模型の幅）であった。

6.3 検討結果

6.3.1 中型模型振動実験

模型2，5，6のそれぞれ2段階の加振ステップについてFsの時間変化を計算した結果を，4.3.7で計算した浮上がり安全率Fu及び掘割模型の浮上がり量とともに図6.7に示す。また，各ブロックの過剰間隙水圧分布の時間変化を図6.8に示す。

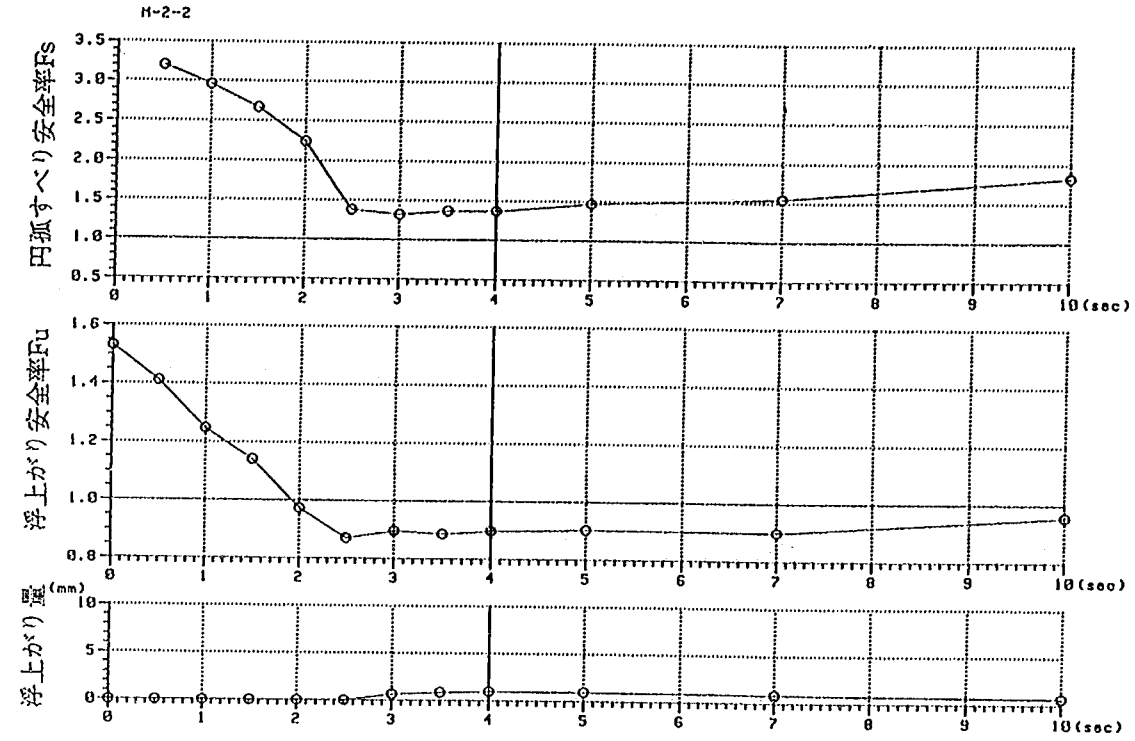
図6.7より，加振により地盤内に過剰間隙水圧が発生するとFsが低下し，1.2～1.5程度まで下がったときに掘割模型が浮上がり始めている。掘割模型が浮上がっている間のFsはほぼ一定で，加振が終わると過剰間隙水圧の消散とともに徐々に回復する。これらの傾向は，4.3.7で述べた浮上がり安全率Fuの傾向と定性的に一致するが，細かくみると，浮上がり中のFuはどのケースでも0.9程度となっているのに対し，Fsは浮上がり量の大きいケース（case 2－3，5－4，6－4）では1.0程度で，浮上がり量の小さいケース（case 2－2，6－3）では1.3程度となっており，浮上がり量の違いとFsの大きさが対応している。

各ケースのFsの計算結果を掘割模型の浮上がり量と浮上がり安全率Fuとともに表6.3に示す。4.3.7で述べたように，Fuは掘割模型が浮上がった場合は浮上がり開始時，浮上がらなかった場合は掘割模型の底面に作用する過剰間隙水圧が最大になったときの値である。掘割模型の見かけの単位体積重量を小さくした模型4'のFuを新たに計算している。Fsは加振終了時に最小となる場合がある（例えば図6.7のcase 6－4）ので，Fuを計算した時点（浮上がり時と称する）と加振終了時の2時刻についてFsを計算した。これらの時刻における各ブロックの過剰間隙水圧比分布を図6.9に示す。

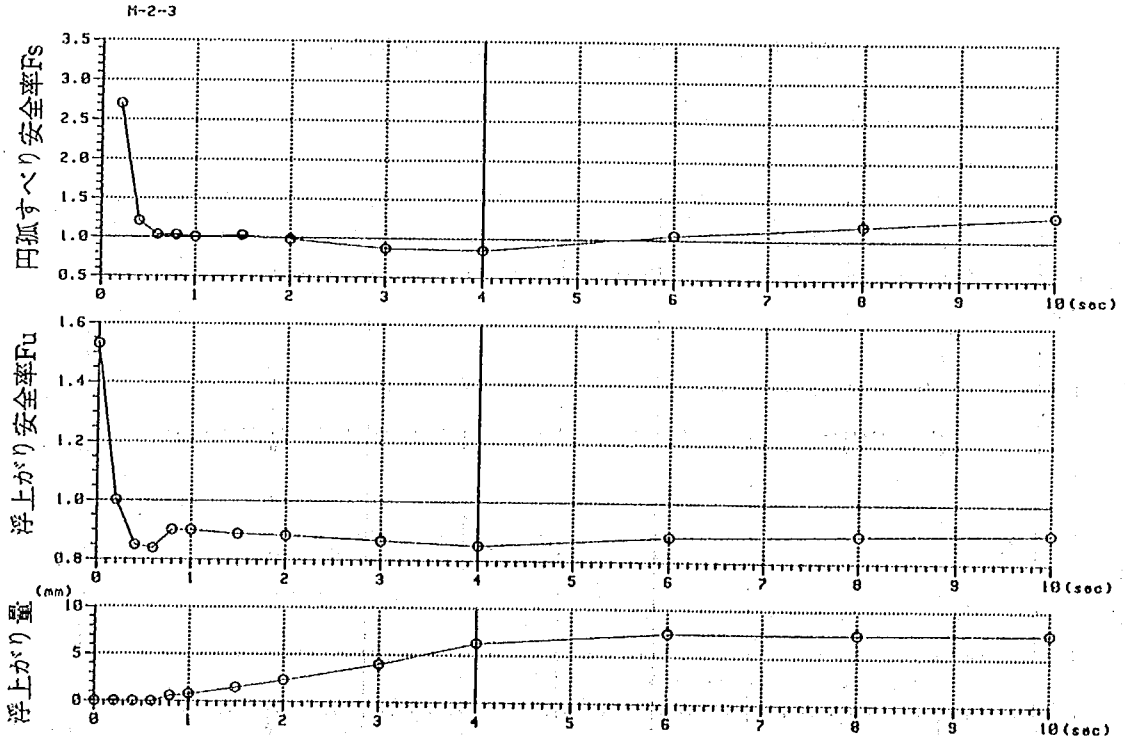
各模型の浮上がり時及び加振終了時のFsと掘割道路模型の加振毎の最終浮上がり量の関係を図6.10，6.11に示す。また，Fuについて同様な関係を図6.12に示す。これらを比較すると以下のことがわかる。

- 浮上がりのほとんど生じていない模型3では，Fuは浮上がりの生じた他の模型と同様に1.0を下回っている場合があるのに対し，Fsは他の模型よりも大きめの値となっており，Fsのほうが実験結果とうまく対応している。
- 模型4では，浮上がりが生じたときのFuとFsが他の模型と比べてかなり大きな値となっており，掘割模型の単位体積重量の設定ミスの可能性を裏付けている。模型4'では，FuとFsは多少小さくなったものの，他の模型よりは依然として大きめであり，実際の掘割模型の見かけの単位体積重量は模型4'の条件よりもさらに小さな値であった可能性がある。

模型4，4'を除くケースのFs，Fuと掘割道路模型の加振毎の最終浮上がり量の関係をまとめて図6.13，6.14に示す（図6.14は図4.18の再掲である）。FsはFuを計算した時点と加振終了時のうちの小さいほうの値とした。それぞれの図より，掘割模型が大きく浮上がるときのFsは1.0程度，Fuは0.9程度であることがわかる。掘割模型の浮上がりはFsが1.5以下のときに

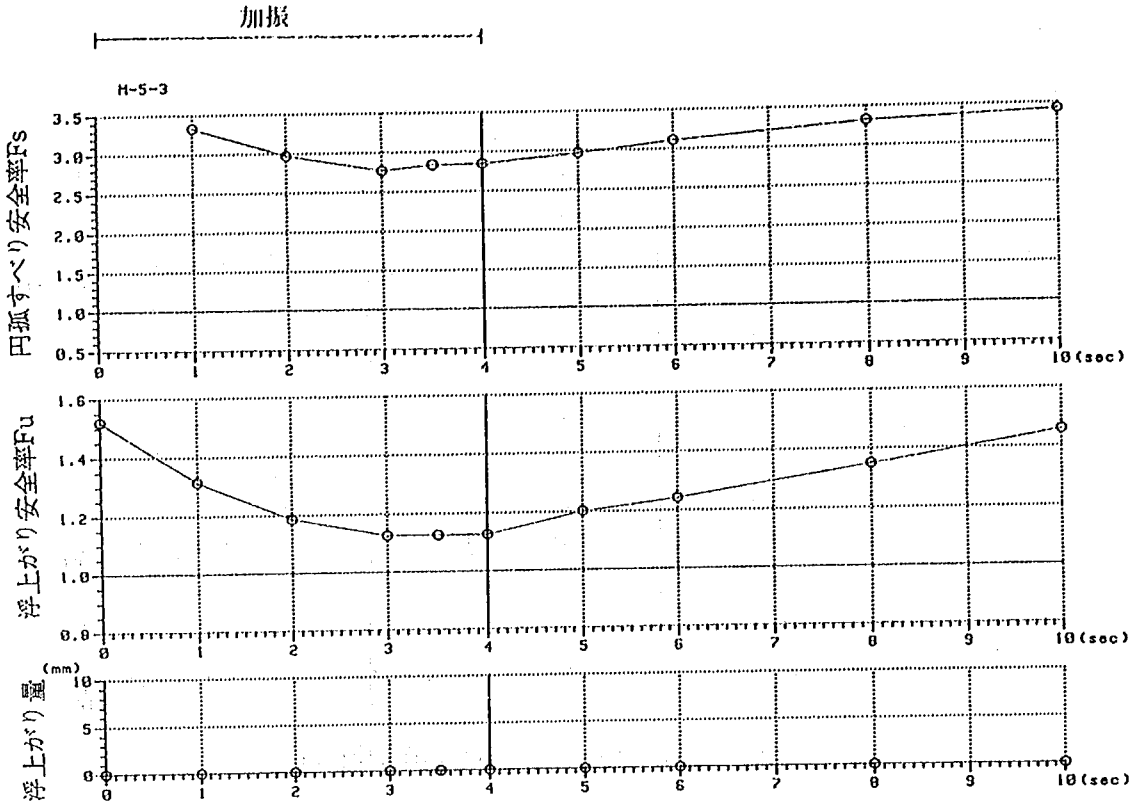


(1) 模型2 (case 2－2, 100 gal加振時)

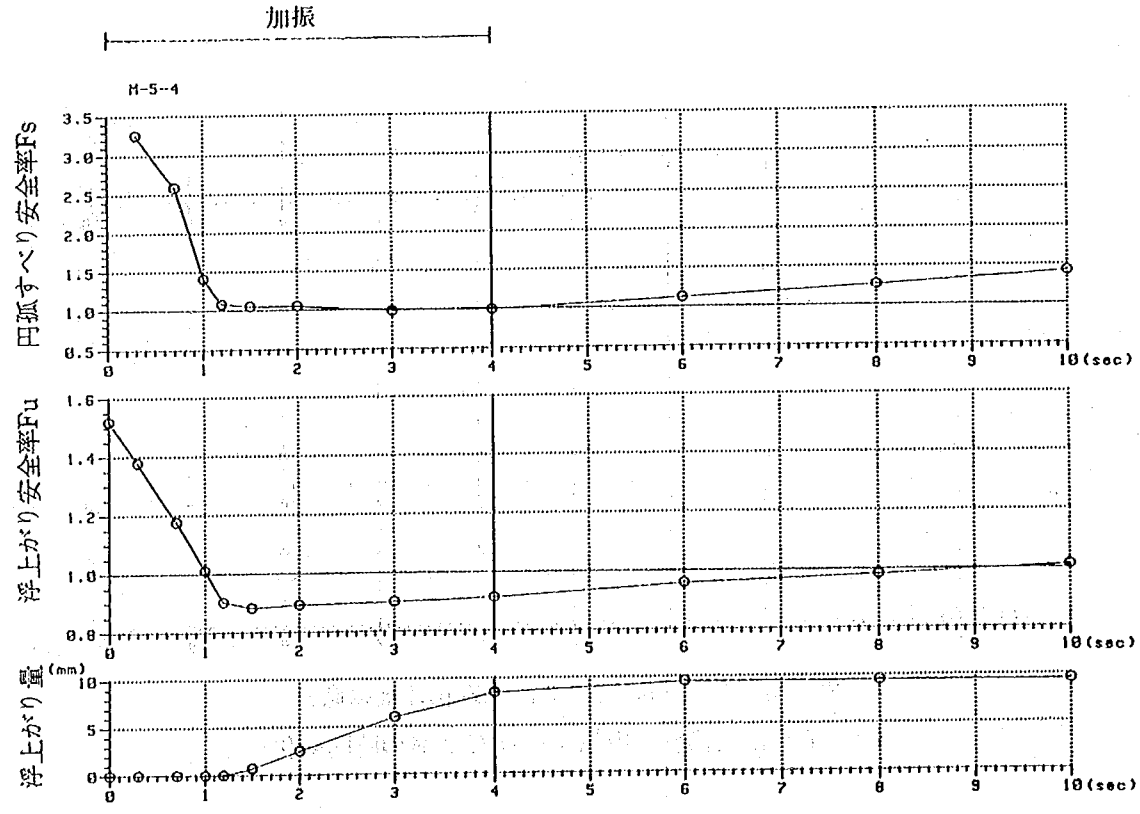


(2) 模型2 (case 2－3, 150 gal加振時)

図6.7 掘割模型の円弧すべり安全率の時間変化

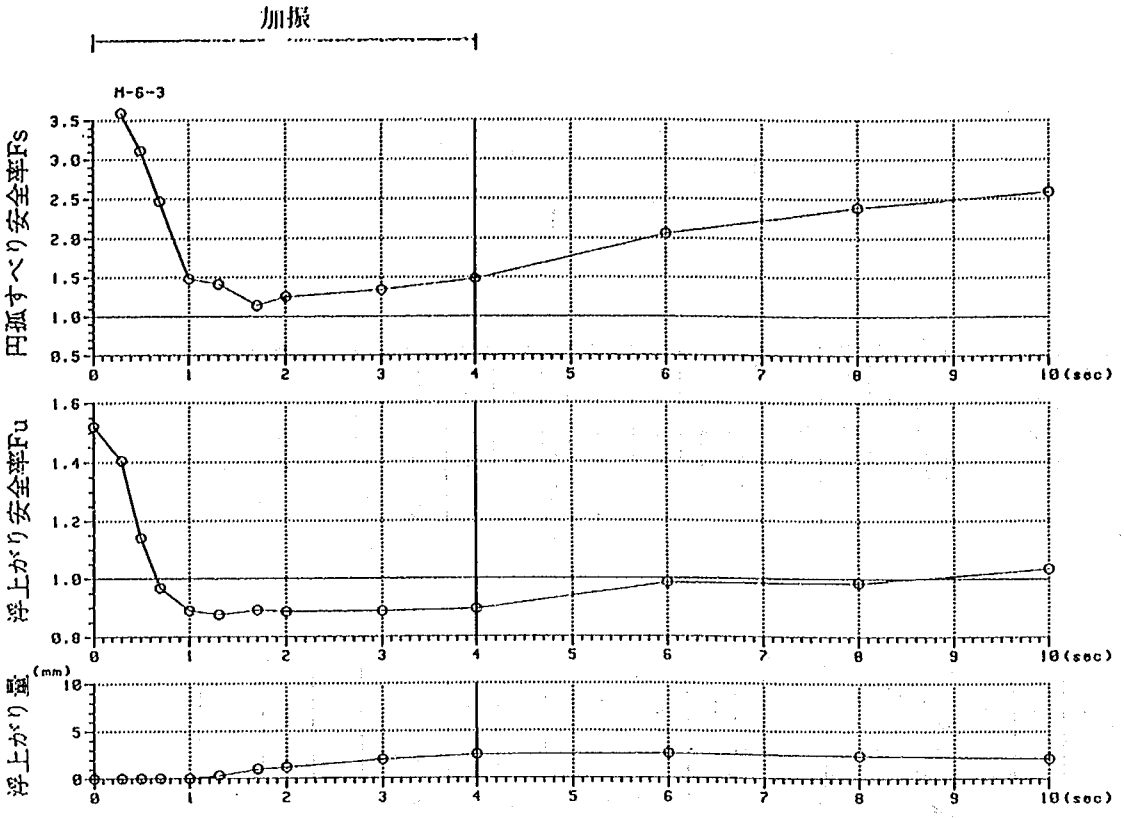


(3) 模型5 （case 5 － 3， 150 gal加振時）

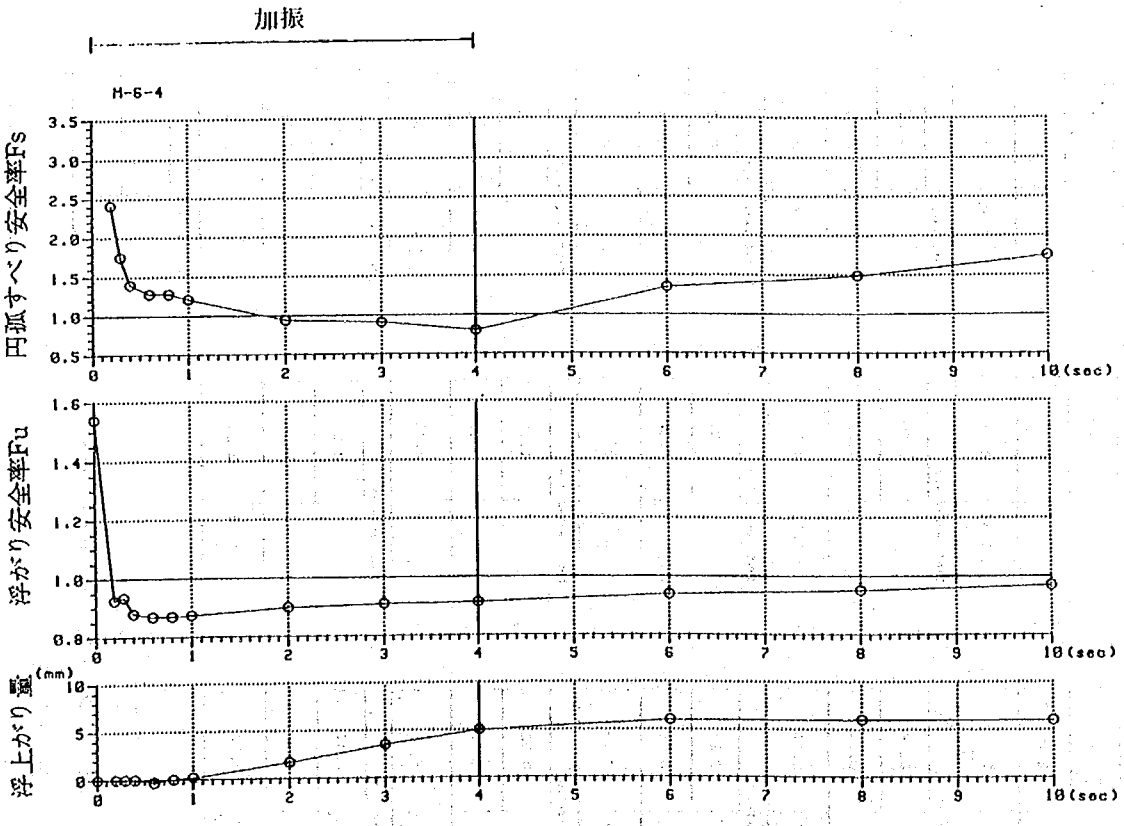


(4) 模型5 （case 5 － 4， 200 gal加振時）

図6.7（つづき）



(5) 模型6 (case 6 － 3, 150 gal加振時)



(6) 模型6 (case 6 － 4, 200 gal加振時)

図6.7 (つづき)

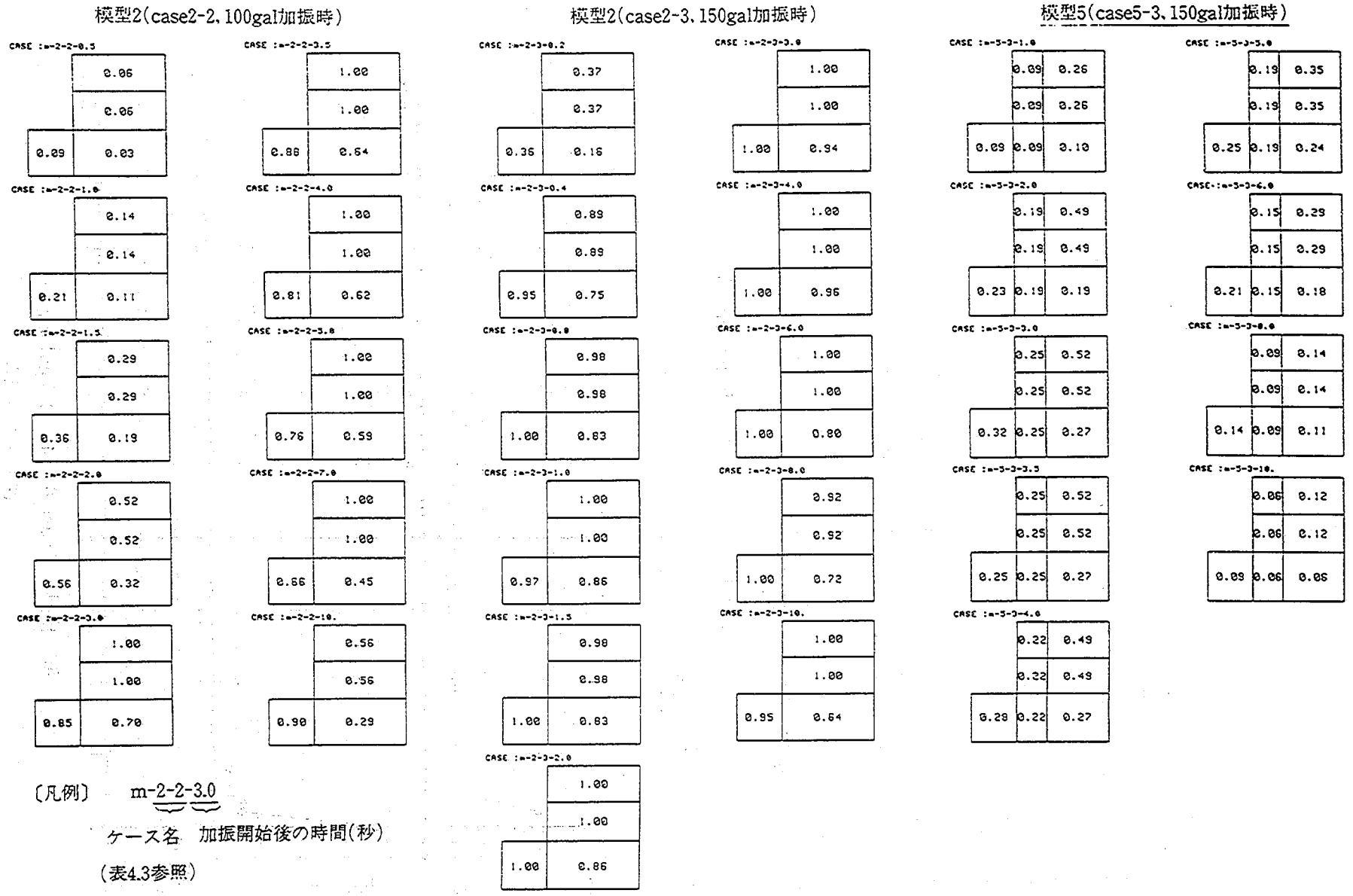


図 6.8 過剰間隙水圧分布の時間変化

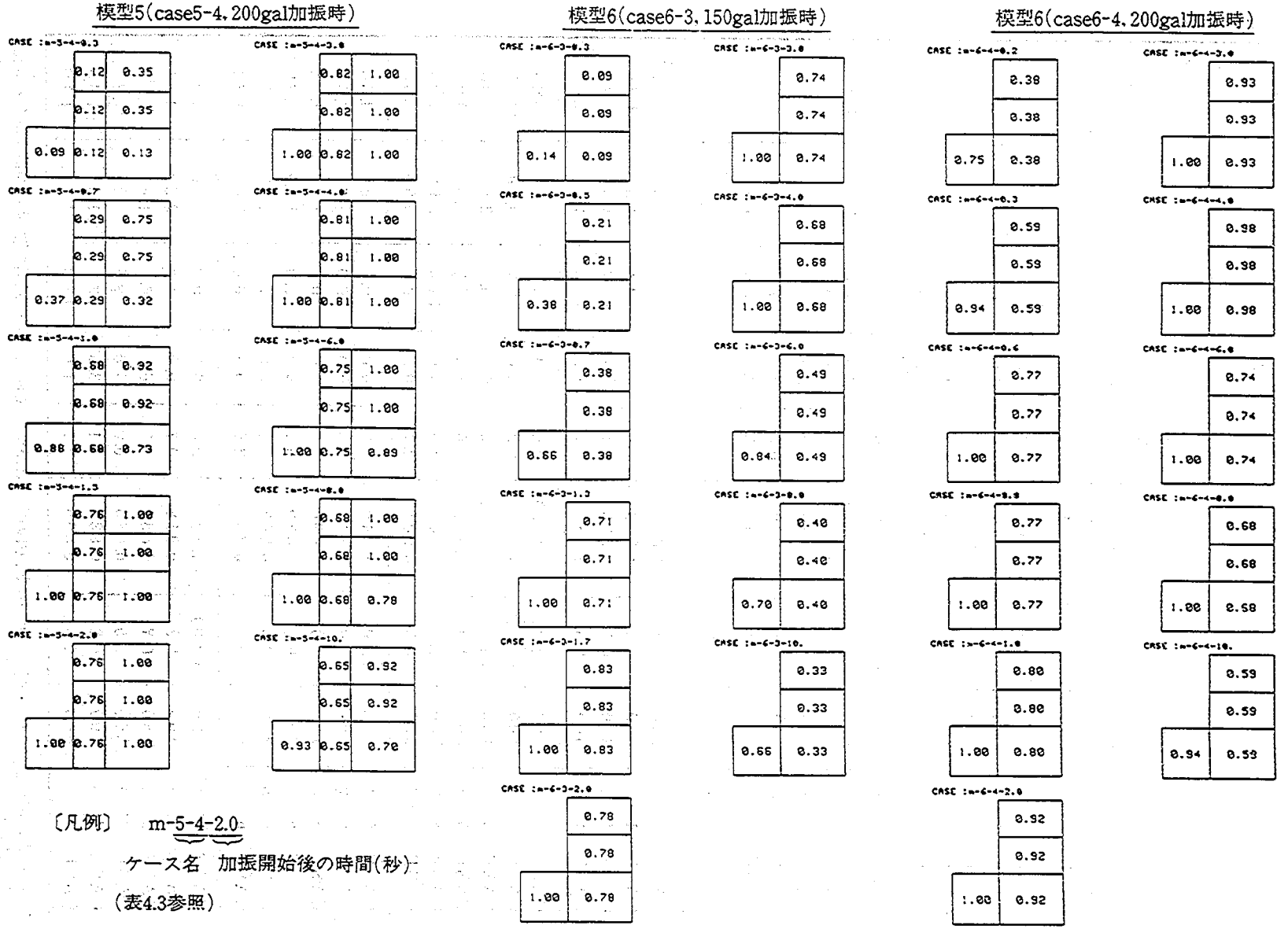
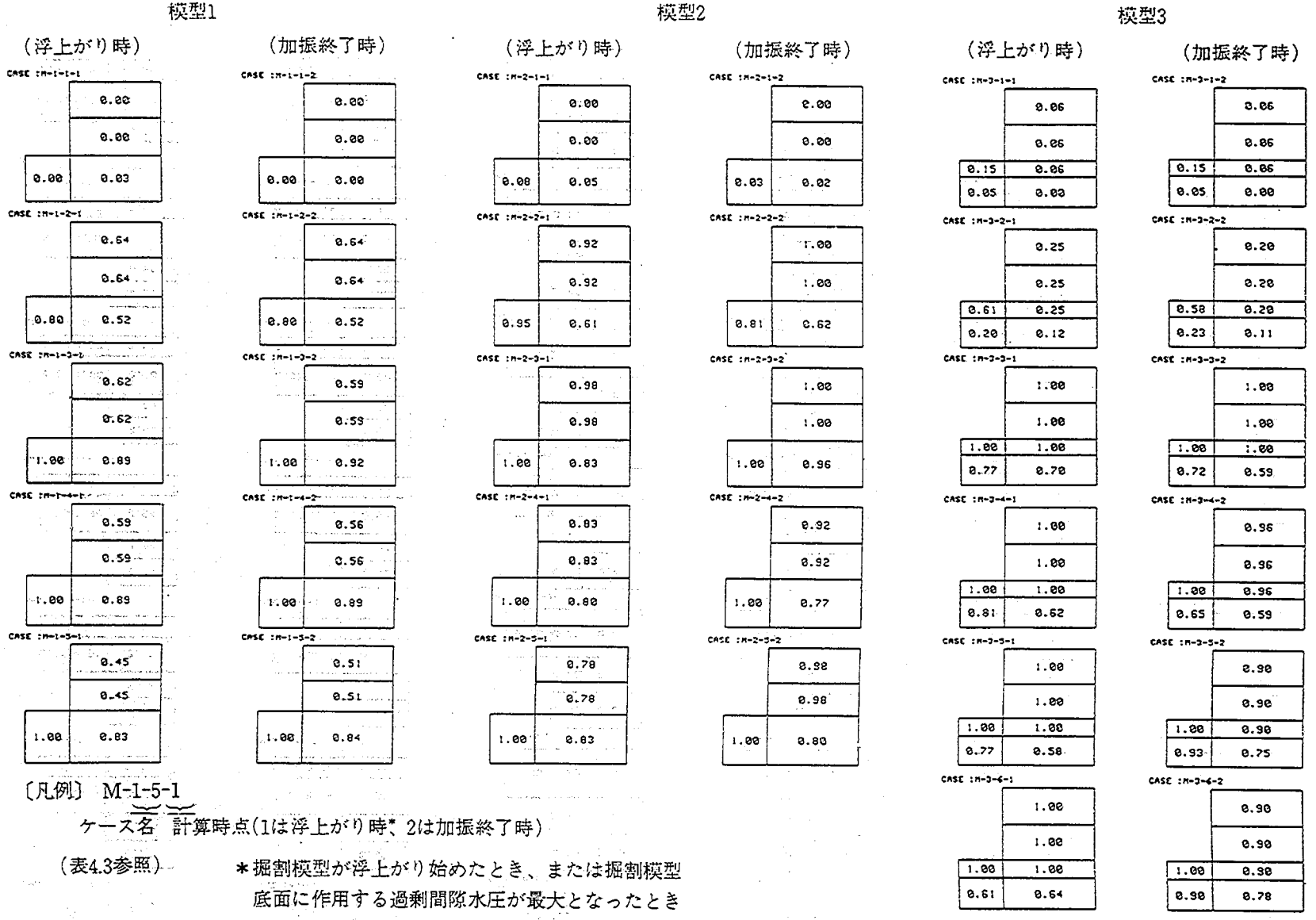

模型5(case5-4, 200gal加振時)
模型6(case6-3, 150gal加振時)
模型6(case6-4, 200gal加振時)
〔凡例〕 m-5-4-2.0
ケース名 加振開始後の時間(秒)
(表4.3参照)

図6.8 (つづき)

表 6.3　中型模型の円弧すべり安全率の計算結果

実験CASE	加速度レベル (gal)	浮上がり時刻 (sec)	加振時の浮上がり安全率 Fu	変位計による浮上がり量 最大値 (mm)	変位計による浮上がり量 最終値 (mm)	標尺による加振後の累積浮上がり量 (mm)	円弧すべり安全率 Fs 浮上がり時	円弧すべり安全率 Fs 加振終了時
CASE 1－1	80	(1.0)	(1.424)	0.0	0.0	−1.7	3.30	3.34
CASE 1－2	100	(4.0)	(0.918)	0.3	0.2	−1.0	1.72	1.72
CASE 1－3	150	0.6	0.891	9.4	7.0	−9.2	1.15	1.02
CASE 1－4	200	0.7	0.918	7.2	5.0	11.7	1.10	1.11
CASE 1－5	300	1.9	0.934	2.9	0.3	16.3	1.26	1.23
CASE 2－1	80	(1.0)	(1.408)	0.0	0.0	−0.5	3.19	3.27
CASE 2－2	100	2.5	0.871	1.1	0.5	0.3	1.38	1.47
CASE 2－3	150	0.6	0.838	6.6	5.5	6.2	1.03	0.85
CASE 2－4	200	0.3	0.885	5.2	2.9	8.5	1.14	1.15
CASE 2－5	300	0.3	0.892	3.8	1.0	9.2	1.14	1.12
CASE 3 1	80	(1.0)	(1.409)	0.0	0.0	0.0	4.02	4.02
CASE 3－2	100	(3.0)	(1.177)	0.0	0.0	0.5	3.53	3.54
CASE 3－3	150	1.2	0.900	1.0	0.4	0.8	1.54	1.77
CASE 3－4	200	0.6	0.879	0.7	0.3	1.0	1.63	1.88
CASE 3－5	300	0.5	0.869	0.6	0.3	2.0	1.75	1.34
CASE 3－6	500	0.5	0.846	1.2	0.3	2.0	1.84	1.33
CASE 4－1	80	(3.0)	(1.374)	0.0	0.0	0.0	4.80	4.76
CASE 4－2	100	2.2	1.103	0.7	0.0	1.0	3.03	3.29
CASE 4－3	150	0.7	1.065	7.8	6.5	6.2	7.06	1.71
CASE 4－4	200	0.5	1.068	6.0	4.8	9.5	1.55	1.54
CASE 4－5	300	0.5	1.070	5.1	3.8	12.7	1.56	1.70
CASE 4－6	500	0.5	1.032	2.7	1.6	12.3	1.54	1.42
CASE 5－1	80	(2.0)	(1.493)	0.0	0.0	0.0	3.65	3.65
CASE 5－2	100	(2.0)	(1.455)	0.0	0.0	0.7	3.58	3.65
CASE 5－3	150	(4.0)	(1.127)	0.0	0.0	0.7	2.85	2.85
CASE 5－4	200	1.2	0.903	9.6	7.5	7.2	1.08	0.99
CASE 5－5	300	0.4	0.901	6.6	4.0	11.3	0.98	1.00
CASE 5－6	500	0.6	0.901	2.7	0.3	8.8	0.94	1.05
CASE 6－1	80	(2.0)	(1.449)	0.0	0.0	0.0	3.88	3.88
CASE 6－2	100	(2.0)	(1.346)	0.0	0.0	0.0	3.65	3.65
CASE 6－3	150	1.0	0.890	2.7	1.6	0.7	1.48	1.48
CASE 6－4	200	0.4	0.880	6.1	4.0	3.3	1.40	0.80
CASE 6－5	300	0.5	0.863	6.1	3.5	7.2	1.03	1.10
CASE 6－6	500	0.5	0.833	2.9	0.3	6.8	0.80	1.33
CASE 4'－1	80	(3.0)	(1.138)	0.0	0.0	0.0	4.26	4.22
CASE 4'－2	100	2.2	0.918	0.7	0.0	1.0	2.50	2.77
CASE 4'－3	150	0.7	0.882	7.8	6.5	6.2	1.61	1.42
CASE 4'－4	200	0.5	0.885	6.0	4.8	9.5	1.27	1.24
CASE 4'－5	300	0.5	0.886	5.1	3.8	12.7	1.27	1.43
CASE 4'－6	500	0.5	0.855	2.7	1.6	12.3	1.24	1.16

(注)・浮上がり時刻の（ ）は，浮上がりが微小なため道路模型底面に作用する過剰間隙水圧が最大値をとった時刻を示す。



〔凡例〕 M-1-5-1

ケース名　計算時点(1は浮上がり時*、2は加振終了時)

(表4.3参照)

＊掘割模型が浮上がり始めたとき、または掘割模型底面に作用する過剰間隙水圧が最大となったとき

図 6.9　Fs計算時の過剰間隙水圧分布

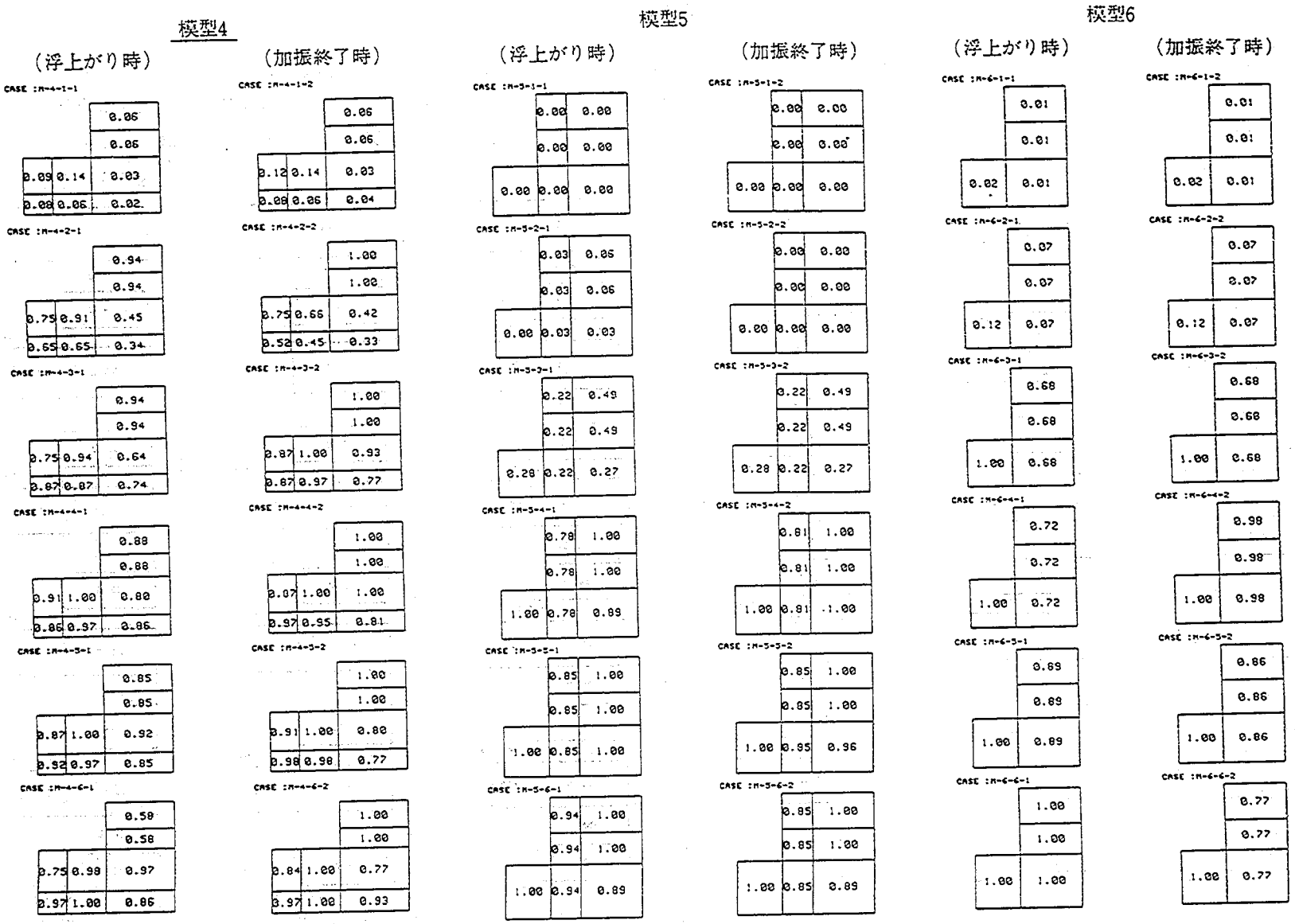

模型4
模型5
模型6
（浮上がり時）
（加振終了時）
（浮上がり時）
（加振終了時）
（浮上がり時）
（加振終了時）
CASE :M-4-1-1
0.06 0.06 0.09 0.14 0.03 0.08 0.06 0.02
CASE :M-4-1-2
0.06 0.06 0.12 0.14 0.03 0.08 0.06 0.04
CASE :M-4-2-1
0.94 0.94 0.75 0.91 0.45 0.65 0.65 0.34
CASE :M-4-2-2
1.00 1.00 0.75 0.66 0.42 0.52 0.45 0.33
CASE :M-4-3-1
0.94 0.94 0.75 0.94 0.64 0.87 0.87 0.74
CASE :M-4-3-2
1.00 1.00 0.87 1.00 0.93 0.87 0.97 0.77
CASE :M-4-4-1
0.88 0.88 0.91 1.00 0.80 0.86 0.97 0.86
CASE :M-4-4-2
1.00 1.00 0.87 1.00 1.00 0.97 0.95 0.81
CASE :M-4-5-1
0.85 0.85 0.87 1.00 0.92 0.92 0.97 0.85
CASE :M-4-5-2
1.00 1.00 0.91 1.00 0.80 0.98 0.98 0.77
CASE :M-4-6-1
0.58 0.58 0.75 0.98 0.97 0.97 1.00 0.86
CASE :M-4-6-2
1.00 1.00 0.84 1.00 0.77 0.97 1.00 0.93
CASE :M-5-1-1
0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
CASE :M-5-1-2
0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
CASE :M-5-2-1
0.03 0.06 0.03 0.06 0.00 0.03 0.03
CASE :M-5-2-2
0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
CASE :M-5-3-1
0.22 0.49 0.22 0.49 0.28 0.22 0.27
CASE :M-5-3-2
0.22 0.49 0.22 0.49 0.28 0.22 0.27
CASE :M-5-4-1
0.78 1.00 0.78 1.00 1.00 0.78 0.89
CASE :M-5-4-2
0.81 1.00 0.81 1.00 1.00 0.81 1.00
CASE :M-5-5-1
0.85 1.00 0.85 1.00 1.00 0.85 1.00
CASE :M-5-5-2
0.85 1.00 0.85 1.00 1.00 0.95 0.96
CASE :M-5-6-1
0.94 1.00 0.94 1.00 1.00 0.94 0.89
CASE :M-5-6-2
0.85 1.00 0.85 1.00 1.00 0.85 0.89
CASE :M-6-1-1
0.01 0.01 0.02 0.01
CASE :M-6-1-2
0.01 0.01 0.02 0.01
CASE :M-6-2-1
0.07 0.07 0.12 0.07
CASE :M-6-2-2
0.07 0.07 0.12 0.07
CASE :M-6-3-1
0.68 0.68 1.00 0.68
CASE :M-6-3-2
0.68 0.68 1.00 0.68
CASE :M-6-4-1
0.72 0.72 1.00 0.72
CASE :M-6-4-2
0.98 0.98 1.00 0.98
CASE :M-6-5-1
0.89 0.89 1.00 0.89
CASE :M-6-5-2
0.86 0.86 1.00 0.86
CASE :M-6-6-1
1.00 1.00 1.00 1.00
CASE :M-6-6-2
0.77 0.77 1.00 0.77

図6.9 （つづき）

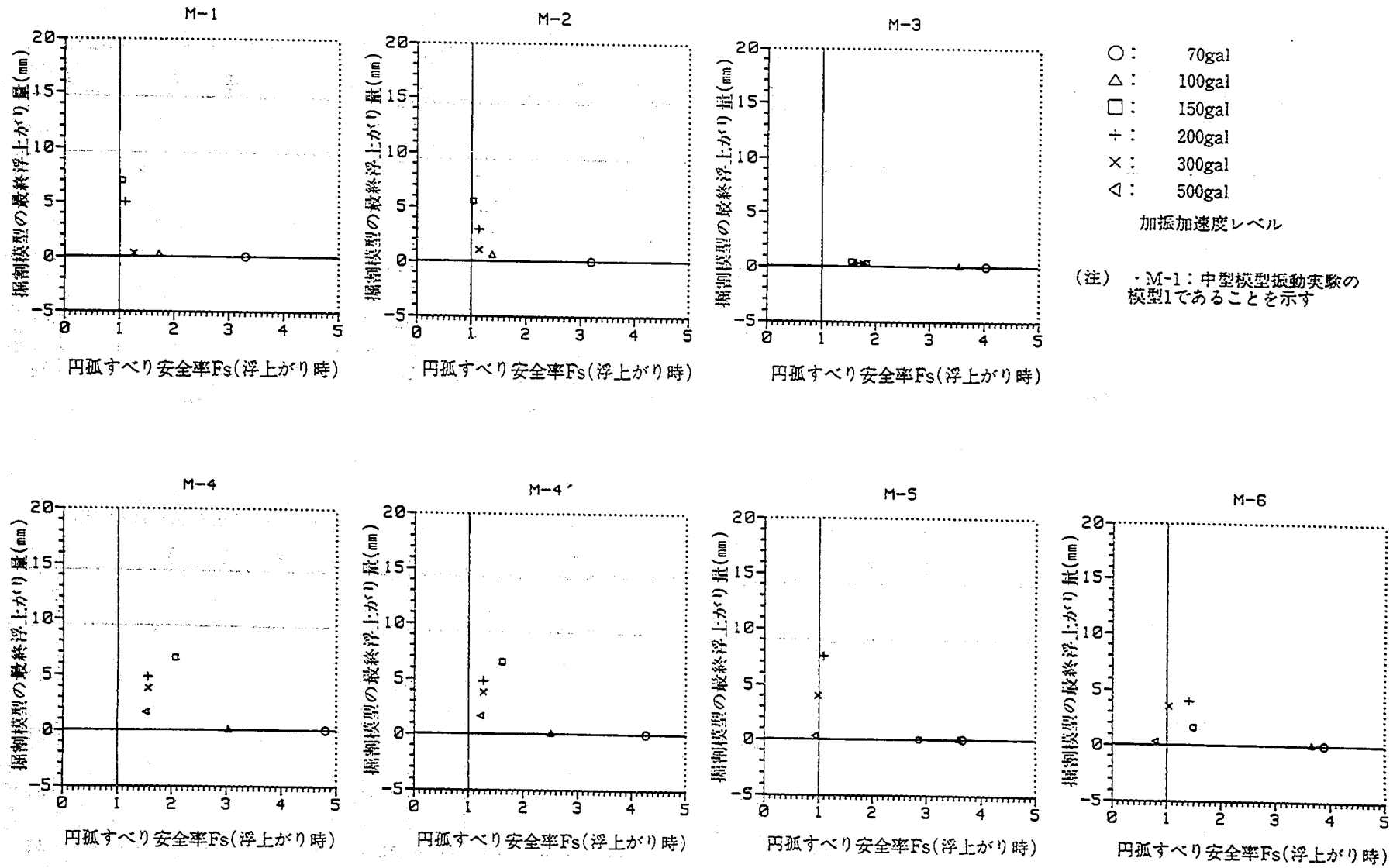


図 6.10　円弧すべり安全率 Fs（浮上がり時）と浮上がり量の関係

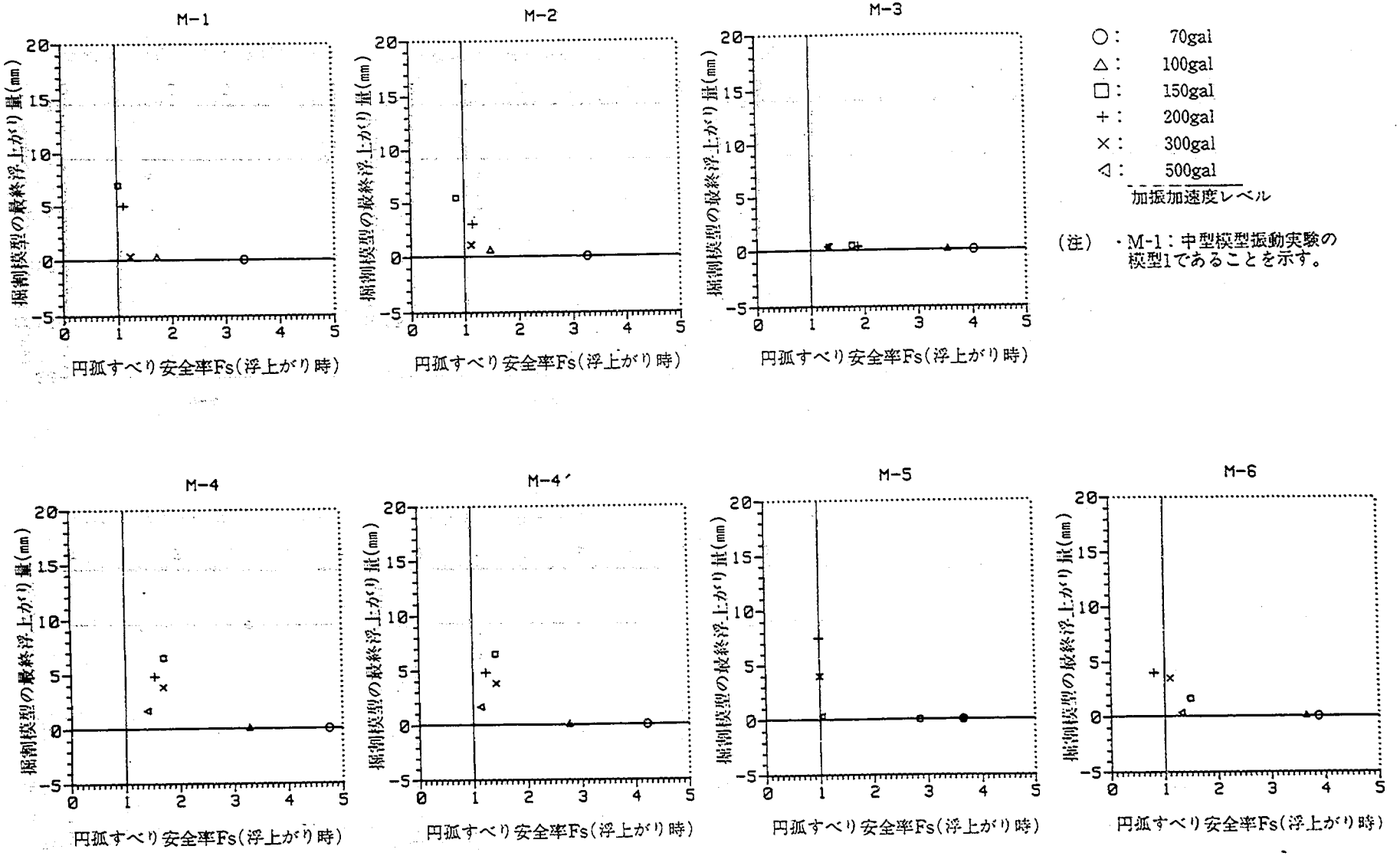


図 6.11　円弧すべり安全率 Fs（加振終了時）と浮上がり量の関係

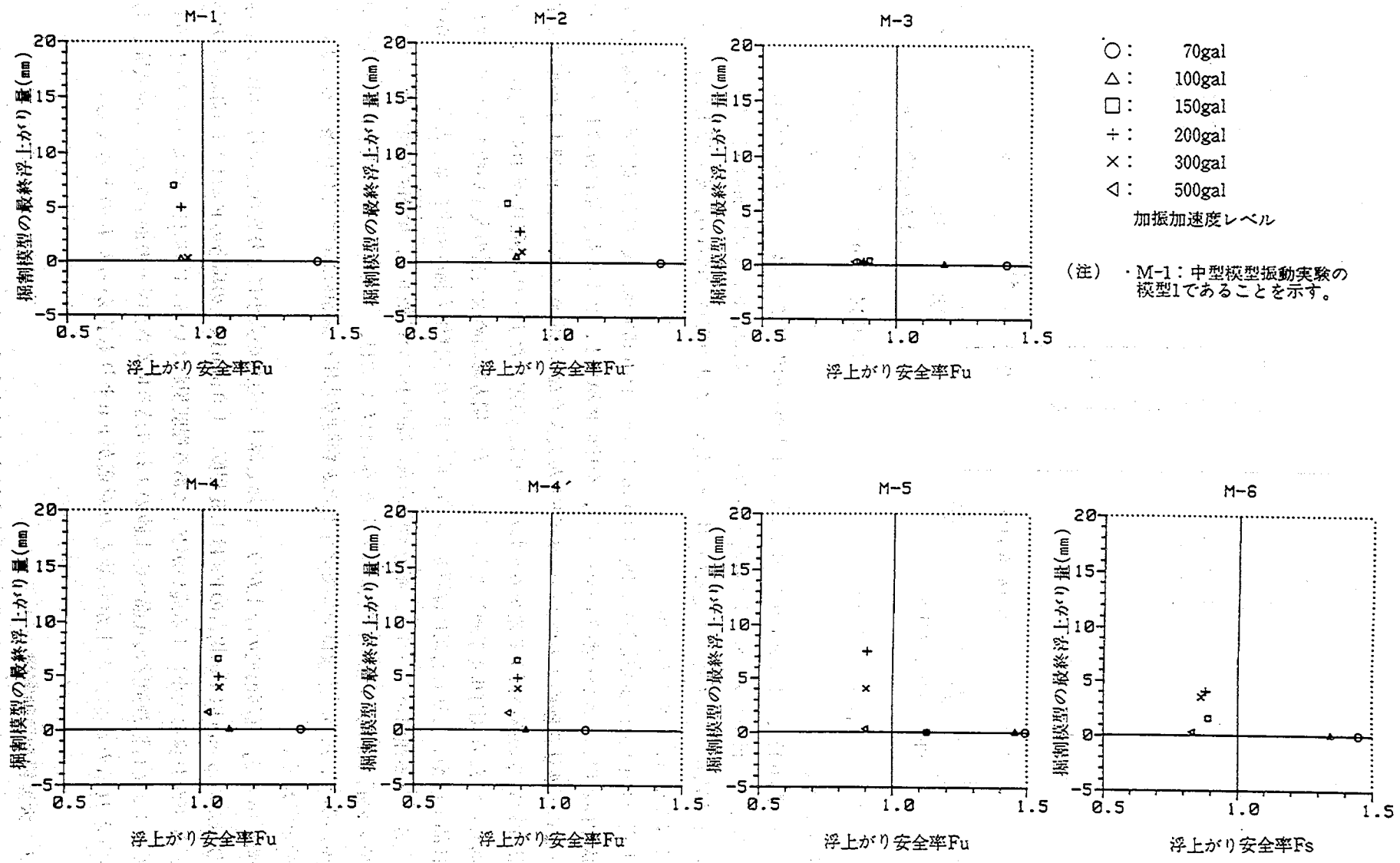


図 6.12　浮上がり安全率Ｆｕと浮上がり量の関係

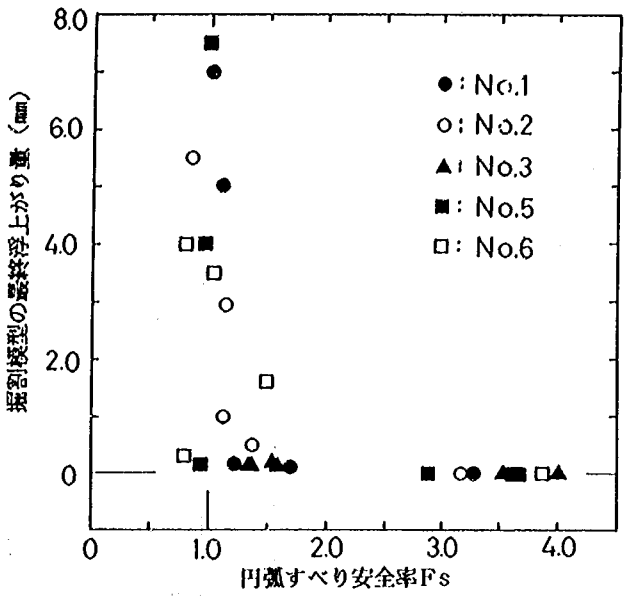


図6.13　Fsと浮上がり量の関係

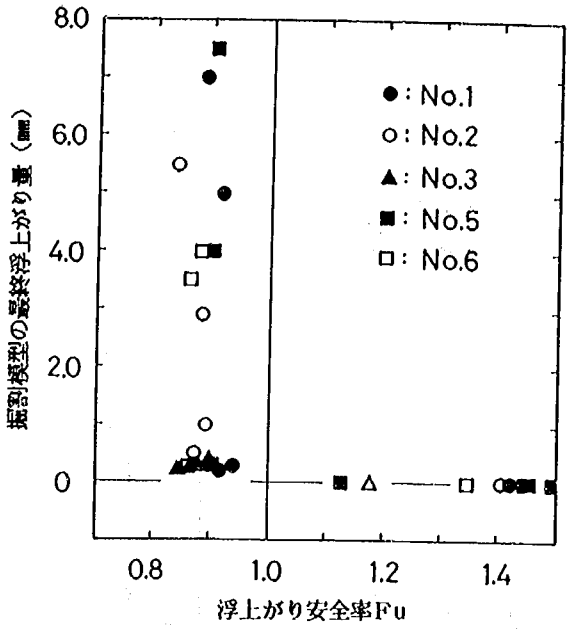


図6.14　Fuと浮上がり量の関係

生じている。

なお，図6.13ではFsが1.0を下回っても浮上がりの生じていないデータが2点あるが，これらは模型5と模型6の500 gal加振時のものである。これは，500 gal以前の加振ステップで掘割道路模型が浮上がった際に土槽との間にひっかかったような状態になり，それ以上の浮上がりが生じなくなったためと考える。

上記のFuとFsの関係を図6.15，図6.16に示す。図6.15では，模型毎に異なる記号を用いた。液状化砂層厚の小さい模型3のデータは，全体的に模型1，2よりも右側に位置しており，同じFuならば液状化砂層厚の小さいほうがFsが大きくなる傾向がみられる。模型1と模型2の間で液状化砂層厚の違いによる差がみられないのは，設定したすべり円弧がいずれの場合にも支持層を通らないため（図6.4参照）と考える。また，側方締固め改良幅の大きい模型6のデータは，全体的に模型5よりも右側に位置しており，同じFuならば側方締固め改良幅の大きいほうがFsが大きくなる傾向がみられる。側方締固め改良幅の小さい模型5と，締固め改良を行っていない模型2の間で締固め改良幅有無による差がみられないのは，4.3.4で述べたように，実験模型の規模が小さいため，未改良地盤で発生した過剰間隙水圧が締固め部にすぐに伝播することによるものと考える。

図6.16では，掘割模型の浮上がりの有無と浮上がり量の大小により異なる記号を用いた。浮上がり量が0.5 mm以下の場合のFsは1.5程度，1.0 mm以上の場合のFsは1.0程度のものが多く，浮上がり量の大小による違いがFsにある程度現れている。Fuにはこのような違いはみられない。Fsでは掘割道路の底面への土砂のまわり込みにくさがすべり面上でのせん断抵抗として考慮されるために，浮上がり量との対応がFuよりも良かったものと考える。

6.3.2　大型模型振動実験

各模型のFsの計算結果を掘割道路模型の浮上がり量とあわせて表6.4に示す。また，各ブロッ

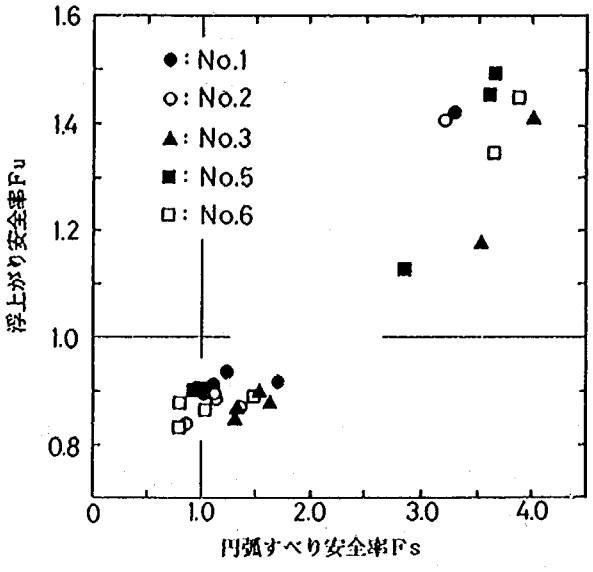


図6.15　FuとFsの関係（その1）

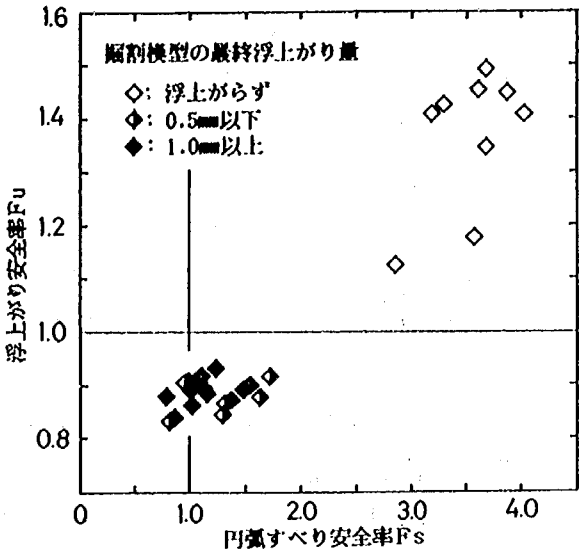


図6.16　FuとFsの関係（その2）

表6.4　大型模型の円弧すべり安全率の計算結果

模型番号	時　間	浮上がり量	最終浮上がり量	円弧すべり安全率Fs		加振条件
				グラベルの剛性無視	グラベルの剛性考慮	
模型5	2	—	24.0	1.20	1.20	5 Hz
	20	—		0.67	0.67	60 秒間
	360	—		0.63	0.63	200 gal
模型6	2	—	5.0	1.95	2.13	5 Hz
	20	—		1.40	1.58	60 秒間
	360	—		2.01	2.22	200 gal
模型8	2	0.55	4.7	1.82	1.83	2 Hz
	20	3.075		1.46	1.47	30 秒間
	300	3.96		2.04	2.05	150 gal
模型9	2	−0.1	7.0	1.90	1.91	2 Hz
	20	4.75		1.20	1.21	30 秒間
	300	6.55		1.79	1.80	150 gal
模型10	2	−0.1	2.4	1.68	1.85	2 Hz
	20	2.55		1.58	1.77	30 秒間
	300	2.375		2.29	2.49	150 gal
模型11	2	0.325	3.5	1.73	1.90	2 Hz
	20	3.125		1.79	1.98	30 秒間
	300	3.275		2.40	2.60	150 gal

クの過剰間隙水圧比分布の時間変化を図6.17に示す。無改良の模型5では，加振開始360秒後（加振終了300秒後）のFsが，加振開始20秒後（加振中に掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が最大値まで上昇したときにほぼ対応する）の値よりも小さい。一方，砕石ドレーン打設した他の模型では加振開始20秒後の値のほうが小さい。これは，無改良の場合には加振終了後に地盤の深い部分で発生した過剰間隙水圧が上方へ伝播して安全率の低下が進むのに対し，砕石ドレーンがあると加振終了後の過剰間隙水圧の消散が進んで安全率が早く回復するためと考える。

各時刻におけるFsと掘割模型の最終浮上がり量の関係を図6.18に示す。また，Fsの最小値と掘割道路模型の最終浮上がり量の関係を図6.19に示す。無改良の模型5のみFsが1.0を下回っており，他の模型との浮上がり量の違いに対応している。砕石ドレーンのある他の模型では，掘割模型側方の砕石ドレーン幅の大きい模型8のほうが模型9よりもFsが大きくなり，また，掘割模型下方の地盤に砕石ドレーンのパイル部のある模型10，11のほうがパイル部のない模型8よりもFsが大きくなっている。（模型6は加振条件が異なっているために直接の比較はできない）さらに，Fsの大きい模型ほど浮上がり量が小さくなっており，砕石ドレーンの規模による浮上がりやすさの違いがFsに現れている。

6.4　実際の設計への適用

円弧すべり安全率Fsは，中型の模型振動実験における浮上がり量との対応が浮上がり安全率Fuよりもよかった。また，大型の模型振動実験における浮上がり量ともよく対応した。

一方，Fuは，掘割道路や共同溝のような半地下・地下構造物の浮上がりに対する常時及び地震時の安定性の指標として，実際の設計で従来より用いられており[12]，実績がある。また，Fuが0.9～1.1程度の許容値を下回らない場合には，浮上がりが生じないことが今回の中型模型振動実験及び既往の小型模型振動実験[4]により示されている。浸透水力に起因する力を考慮しない場合には，FsよりもFuのほうが計算が容易である。

以上より，実際の設計では浮上がり可能性の判定法としてFuを用い，さらに浮上がり量に関する判定が必要な場合には，概略判定法としてFsを用いることができると考える。浮上がり量に関する判定が必要な場合として，次のような場合が考えられる。（図6.20参照）

1）掘割道路直下の液状化層厚が小さく，掘割道路の底面への土砂のまわり込みが生じにくい場合。
2）掘割道路の側方に既設の地中構造物があり，掘割道路の底面にまわり込む土砂が十分に存在しない場合。
3）土留め用の矢板を地中に残したために，掘割道路の底面への土砂のまわり込みが深部で生じる場合。
4）掘割道路の側方地盤に地盤改良を行って，地震時の変形抵抗が増加した場合。

なお，大型模型ではFsが1.2～1.8程度のときに2cm～7cm程度の浮上がりが生じたのに対して，中型模型では同様のFsに対応する浮上がり量は最大2mm程度で，模型全体の相対的な大きさの違いを考慮しても大型模型に比べて浮上がり量がかなり小さかった。この違いは，加振周波数，加振時間，掘割道路の見かけの単位体積重量等の条件の違いによるものと考えられ，実際の掘割道路がこの程度のFsになった場合の浮上がり量も，上記の条件の影響を受けることが予想される。実際の設計におけるFsの許容値に関する検討を行うことが今後の課題である。

(時間は加振開始後の時間)

CASE :L-05-1-1
2 秒

		0.29	0.09	0.52
		0.39	0.28	0.58
1.00	1.00	0.50	0.41	0.61
1.00	1.00	0.59	0.60	0.62
0.85	0.83	0.67	0.66	0.82

CASE :L-06-1-1
2 秒

		0.17	0.43	0.50
		0.14	0.45	0.49
0.57	0.61	0.14	0.38	0.42
0.47	0.65	0.11	0.14	0.22
0.77	0.71	0.10	0.38	0.54

CASE :L-05-2-1
20秒

		0.74	1.00	0.93
		0.74	1.00	0.89
1.00	1.00	1.00	1.00	0.92
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	0.84	0.97	1.00

CASE :L-06-2-1
20秒

		0.17	0.78	0.65
		0.14	0.82	0.76
0.74	0.74	0.16	0.75	0.80
1.00	1.00	0.14	0.51	0.80
1.00	1.00	0.10	0.75	0.86

CASE :L-05-3-1
360 秒

		0.93	1.00	0.98
		0.89	1.00	1.00
1.00	1.00	0.83	1.00	1.00
1.00	1.00	0.79	1.00	1.00
1.00	1.00	0.87	0.95	0.92

CASE :L-06-3-1
360 秒

		0.17	0.87	0.76
		0.13	0.87	0.81
0.33	0.33	0.12	0.79	0.80
0.26	0.25	0.10	0.59	0.73
0.23	0.21	0.05	0.22	0.54

(1) 模型 5

(2) 模型 6

図 6.17 過剰間隙水圧比分布の時間変化

CASE :L-08-1-1

2 秒

			0.05	0.12	0.22	0.33
			0.04	0.14	0.30	0.56
0.06	0.03	0.07	0.06	0.18	0.31	0.62
0.15	0.15	0.17	0.18	0.21	0.30	0.60
0.57	0.59	0.49	0.49	0.56	0.62	0.71

CASE :L-09-1-1

2 秒

			0.04	0.13	0.34	0.09
			0.08	0.25	0.30	0.19
0.31	0.23	0.19	0.14	0.25	0.24	0.30
0.22	0.15	0.18	0.17	0.21	0.19	0.37
0.54	0.61	0.51	0.46	0.42	0.43	0.53

CASE :L-08-2-1

20秒

			0.25	0.30	0.59	1.00
			0.14	0.22	0.56	1.00
0.08	0.15	0.12	0.10	0.31	0.57	0.88
0.34	0.30	0.35	0.38	0.43	0.58	0.78
0.54	0.65	0.60	0.60	0.67	0.71	0.75

CASE :L-09-2-1

20秒

			0.09	0.11	0.29	0.39
			0.15	0.23	0.37	0.59
0.25	0.22	0.18	0.17	0.40	0.49	0.71
0.38	0.20	0.31	0.35	0.52	0.59	0.75
0.76	0.82	0.81	0.75	0.77	0.78	0.78

CASE :L-08-3-1

300 秒

			0.31	0.32	0.39	0.43
			0.24	0.27	0.33	0.44
0.20	0.27	0.23	0.22	0.25	0.32	0.47
0.25	0.27	0.26	0.25	0.24	0.33	0.49
0.26	0.31	0.32	0.33	0.35	0.38	0.40

CASE :L-09-3-1

300 秒

			0.14	0.15	0.37	0.37
			0.20	0.24	0.31	0.45
0.33	0.27	0.23	0.22	0.29	0.46	0.49
0.27	0.15	0.25	0.29	0.31	0.40	0.50
0.38	0.42	0.47	0.46	0.45	0.45	0.44

(3) 模型 8

(4) 模型 9

図 6.17 (つづき)

CASE :L-10-1-1

2 秒

		0.23	0.51	0.58	0.44
		0.14	0.59	0.69	0.58
0.5	0.39	0.27	0.59	0.66	0.65
0.3	0.54	0.23	0.56	0.58	0.67
0.2	0.61	0.24	0.48	0.54	0.70

CASE :L-11-1-1

2 秒

		0.25	0.45	0.43	0.43
		0.60	0.61	0.70	0.65
0.29	0.28	0.20	0.68	0.76	0.73
0.23	0.48	0.28	0.75	0.72	0.74
0.23	0.60	0.28	0.21	0.49	0.67
0.24	0.65	0.19	0.11	0.48	0.65

CASE :L-10-2-1

20秒

		0.40	0.77	0.89	0.78
		0.31	0.58	0.86	0.79
0.43	0.32	0.28	0.60	0.86	0.80
0.30	0.43	0.19	0.67	0.87	0.81
0.16	0.57	0.16	0.45	0.76	0.79

CASE :L-11-2-1

20秒

		0.20	0.41	0.78	0.77
		0.12	0.46	0.79	0.87
0.15	0.07	0.07	0.33	0.71	0.88
0.05	0.79	0.18	0.27	0.63	0.85
0.05	0.58	0.18	0.18	0.66	0.85
0.14	0.51	0.12	0.14	0.70	0.83

CASE :L-10-3-1

300 秒

		0.44	0.39	0.57	0.68
		0.31	0.29	0.42	0.59
0.31	0.27	0.27	0.23	0.35	0.54
0.24	0.17	0.15	0.21	0.34	0.52
0.07	0.13	0.10	0.17	0.17	0.31

CASE :L-11-3-1

300 秒

		0.16	0.28	0.34	0.66
		0.09	0.16	0.31	0.63
0.06	0.05	0.05	0.14	0.26	0.57
0.05	0.05	0.16	0.12	0.22	0.52
0.05	0.07	0.16	0.14	0.26	0.50
0.07	0.16	0.11	0.13	0.32	0.49

(5) 模型10

(6) 模型11

図 6.17 (つづき)

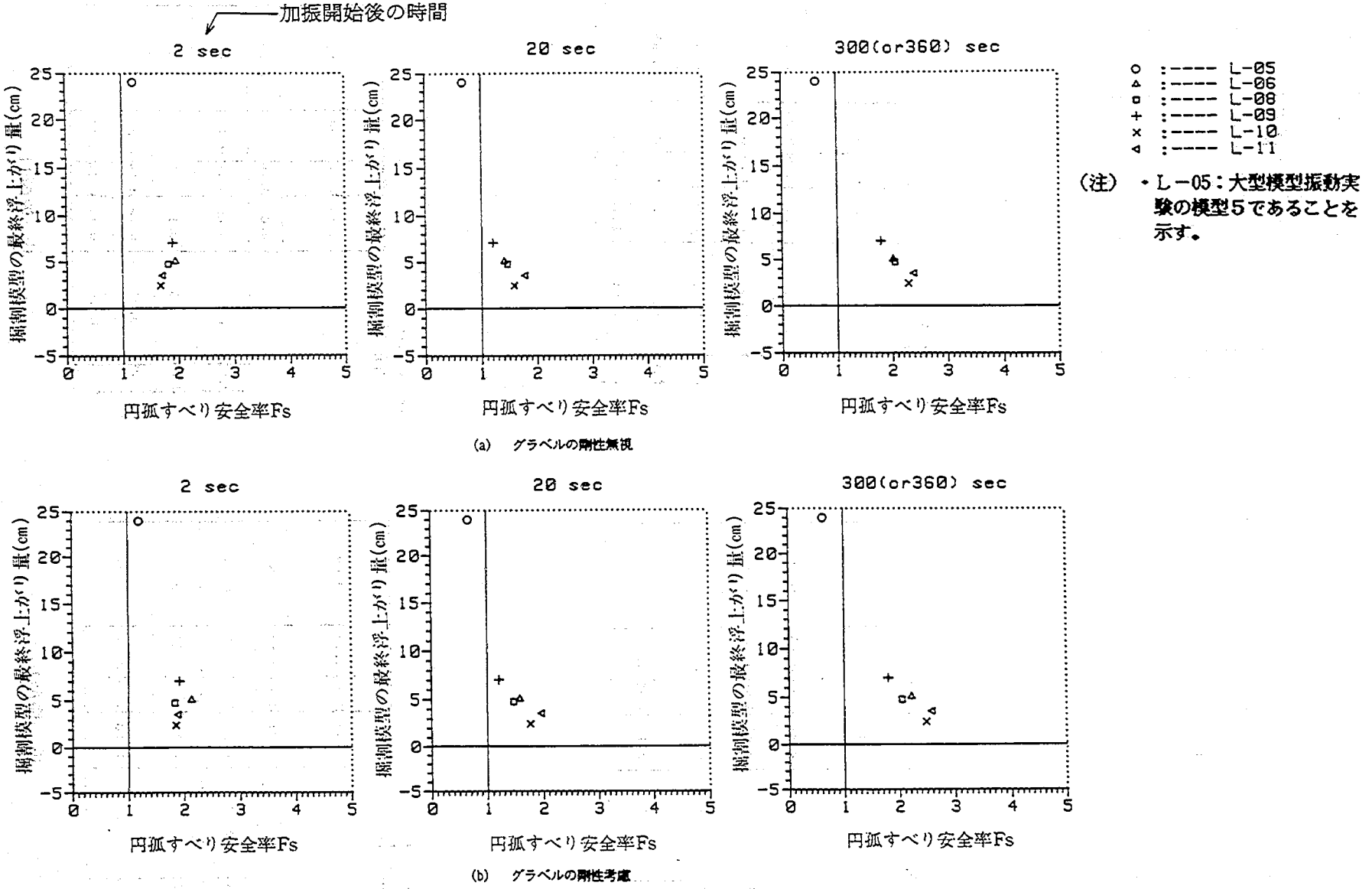


図 6.18　各時刻における Fs と浮上がり量の関係

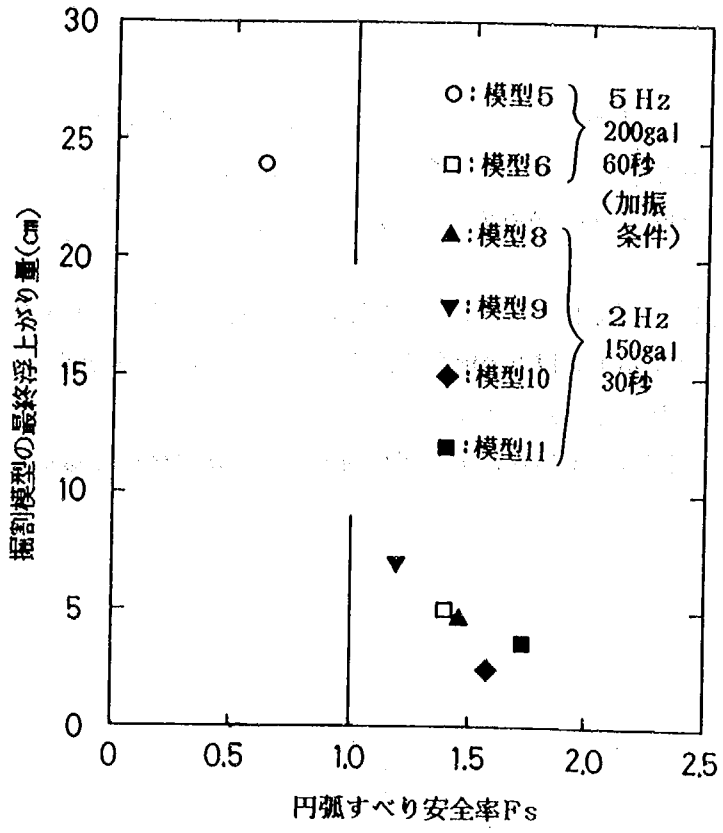
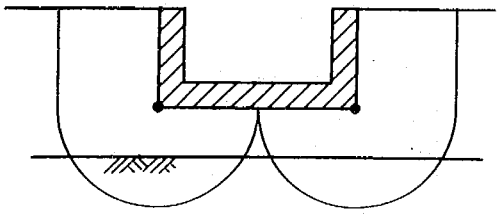
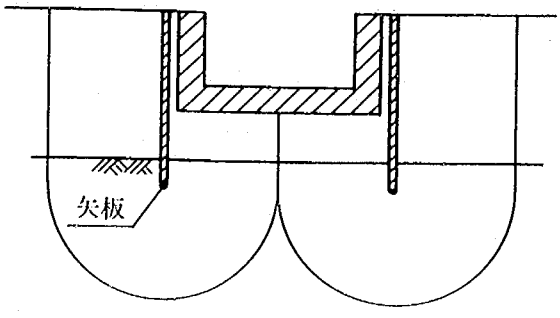


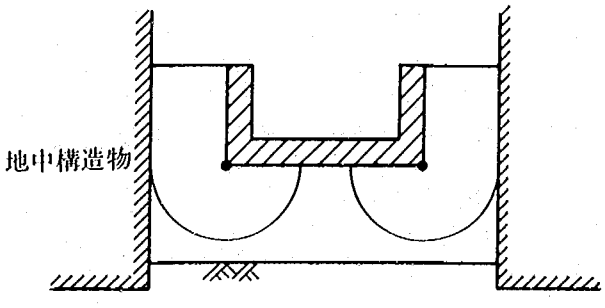
図6.19　Fsの最小値と浮上がり量の関係



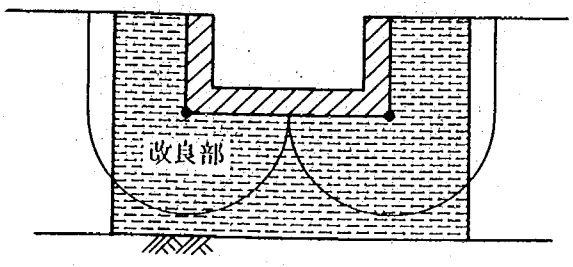
(1)　液状化層厚の小さい場合



(3)　矢板を地中に残した場合



(2)　側方に地中構造物のある場合



(4)　地盤改良を行った場合

図6.20　円弧すべり安全率を計算する場合

6.5 まとめ

1）中型模型振動実験で，掘割道路模型が大きく浮上がるときの円弧すべり安全率Ｆｓは，1.0程度であった。掘割道路模型の浮上がり量との対応は，Ｆｓのほうが浮上がり安全率Ｆｕよりも良かった。掘割道路底面への土砂のまわり込みにくさが，すべり面上でのせん断抵抗として考慮されるためと考える。

2）大型模型振動実験で，Ｆｓが1.0を下回った場合の浮上がり量は，1.0以上の場合よりもかなり大きかった。また，Ｆｓが1.0以上の場合の浮上がり量は，Ｆｓが大きくなるほど小さくなり，これらは砕石ドレーンの規模と対応していた。

3）実際の設計におけるＦｓの許容値に関して検討することが今後の課題である。

7. 常時の浮上がりに関する静的模型実験

7.1 実験目的

4～6章では，模型振動実験を対象にして，地震動が作用する状態における掘割道路の浮上がりに関する検討を行った。ここでは，地震動が作用しない常時の状態における掘割道路の浮上がりメカニズムと浮上がり判定法を明らかにするために，水位と掘割道路模型の自重を変化させる静的な模型実験を行った。

7.2 実験方法

実験模型を図7.1に示す。砂地盤は豊浦砂を用いて空中落下法により作成し，脱気水を土槽底面

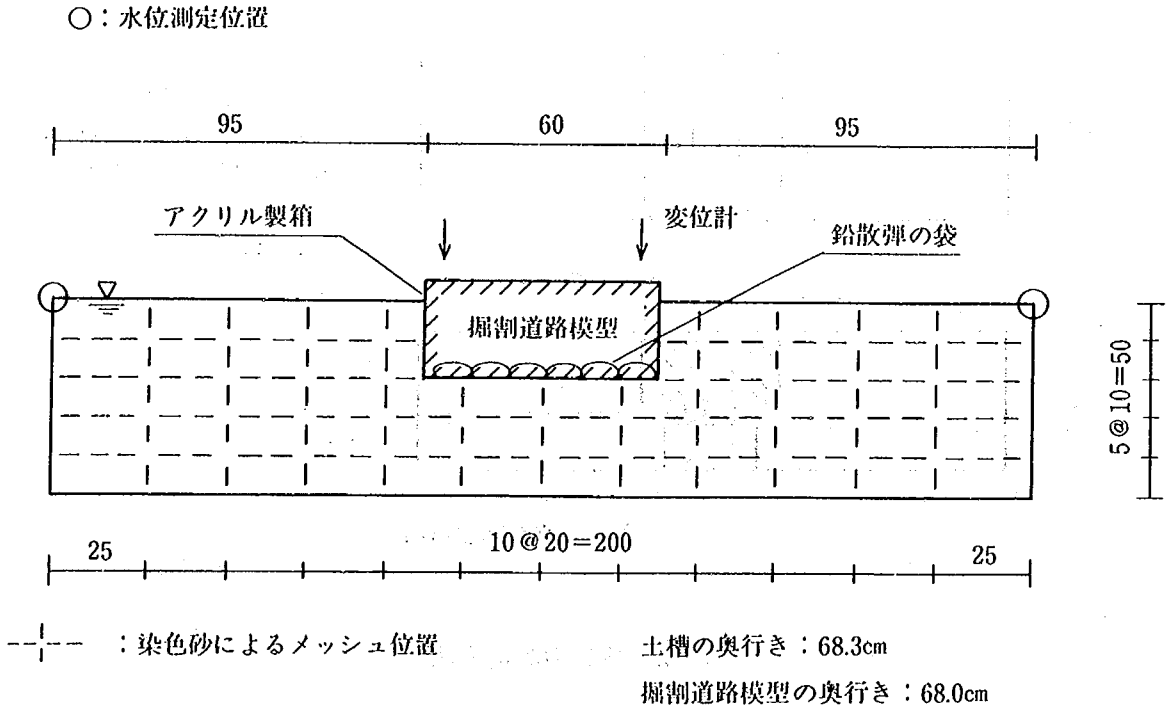


図7.1 実 験 模 型

から供給して飽和させた。砂地盤の密度を表7.1に示す。掘割道路模型の中には，鉛散弾を1kgfずついれた袋を置いて，摩擦力を無視した浮上がり安全率W/Usが1.25程度となるようにした。（掘割道路模型の全重量W＝104.165kgf，静水圧Us＝20.0×60.0×68.0×0.001＝81.6kgf）

その後，ケース1，3では鉛散弾の袋を取り去って掘割道路模型の重量を段階的に減少させ，ケース2，4では水位を上昇させながら，掘割道路模型の浮上がり量を2点で測定した。

実験終了後に，図7.2のようにして掘割道路模型と土槽の間の摩擦力を測定した。測定結果を表7.2に示す。これらの平均値を摩擦力Q1として以下の計算で用いた。

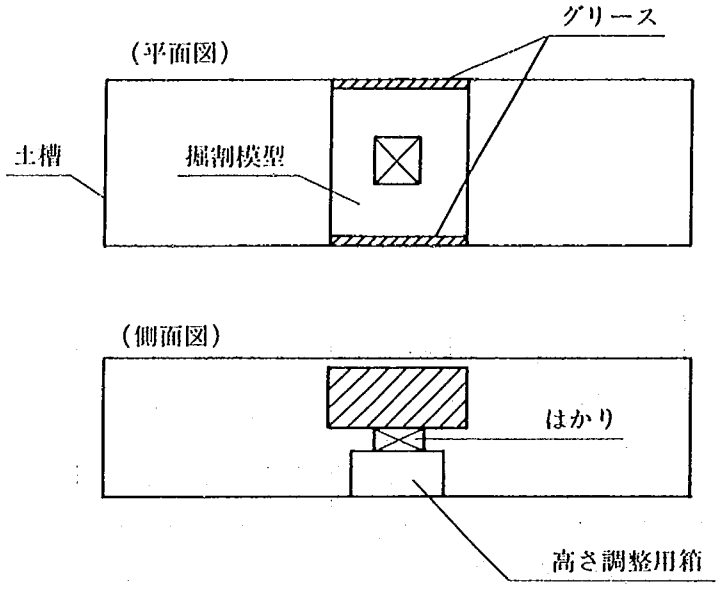
表 7.1　砂地盤の密度

乾燥密度 ρ_d	1.523 g/cm³
飽和密度 ρ_{sat}	1.947 g/cm³
間隙比　e	0.735
相対密度 D_r	63.2 %

＊ ρ_{dmax}=1.645，ρ_{dmin}=1.351 g/cm³，
Gs=2.642　として計算した。

表 7.2　摩擦力の測定結果

1回目	150 gf
2回目	255 gf
3回目	125 gf
平均値	177 gf



・摩擦力のある状態でのはかりの出力と、掘割模型の自重の差を摩擦力とした。高さを3通りに変えて測定した。

図 7.2　摩擦力測定方法

7.3　実験結果及び考察

各ケースの結果を表7.3～7.6に示す。ケース1では，第5段階の除荷時に大きく浮上がったため，その後の除荷量を小さくした。実験を進めるにしたがって掘割道路模型はほぼ鉛直に浮上がり，その下には図7.3のような空洞ができた。周辺の地盤は側方の鉛直壁部分が若干崩れた程度であった。これより，仮想すべり面に沿って土砂が動くものとして計算する円弧すべり安全率は，今回のような静的な浮上がり現象には適用できないことがわかる。以下では，主として浮上がり安全率Fuの妥当性について検討を行う。

7.3.1　浮上がり開始時のＦｕ

ケース1では，第4段階の除荷で掘割道路模型が若干浮上がり，第5段階で大きく浮上がった。

表7.3 ケース1の結果

ステップ	掘割道路模型の重量W（kgf）	浮上がり量（mm）*	累積浮上がり量（mm）	地表面からの水位（mm）**	経過時間（min）
初期値	104.165		0 / 0	0 / 0	
1－1	96.166	0 / 0	0 / 0		
1－2	90.173	0 / 0	0 / 0		
1－3	86.173	0 / 0.01	0 / 0.01		
1－4	82.158	0.09 / 0.07	0.09 / 0.08		
1－5	78.160	0.41 / 0.33	0.50 / 0.41		
1－6	77.160	0.05 / 0.07	0.55 / 0.48		0
1－7	76.160	0.11 / 0.19	0.66 / 0.67		3
1－8	75.160	0.13 / 0.14	0.79 / 0.81		15
1－9	74.159	0.13 / 0.22	0.92 / 1.03		18
1－10	73.159	0.20 / 0.22	1.12 / 1.25		21
1－11	72.159	0.26 / 0.18	1.38 / 1.43		24
1－12	71.160	0.27 / 0.36	1.65 / 1.79		27
1－13	70.160	0.23 / 0.26	1.88 / 2.05		30
1－14	69.160	0.24 / 0.34	2.12 / 2.39		33
1－15	68.160	0.32 / 0.29	2.44 / 2.68		36
1－16	67.160	0.25 / 0.36	2.69 / 3.04		39
1－17	66.160	0.23 / 0.40	2.92 / 3.44		42
1－18	65.161	0.18 / 0.24	3.10 / 3.68		45
1－19	64.161	0.07 / 0.15	3.17 / 3.83		48
1－20	63.160	0.08 / 0.08	3.25 / 3.91		51
1－21	62.160	0.06 / 0.18	3.31 / 4.09	29.5 /19.1	54

* 掘割道路模型の左右2点で測定した。
** 図7.1に示す位置で測定した。

表7.4 ケース2の結果

ステップ	地表面からの水位（mm）**	浮上がり量（mm）*	累積浮上がり量（mm）	掘割道路模型の重量W（kgf）	経過時間（min）
初期値	29.5 /19.1		3.31 / 4.09	62.160	0
2－1	11.6 / 9.2	12.26 /14.50	15.57 /18.59	↑	23

* 掘割道路模型の左右2点で測定した。
** 図7.1に示す位置で測定した。

表7.5　ケース3の結果

ステップ	掘割道路模型の重量W（kgf）	浮上がり量（mm）＊	累積浮上がり量（mm）	地表面からの水位（mm）＊＊	経過時間（min）
初期値	62.160		15.57 /18.59		0
3－1	61.162	0.04 / 0.02	15.61 /18.61	/22.7	10
3－2	60.162	0.03 / 0.03	15.64 /18.64	/23.7	13
3－3	59.163	0.10 / 0.05	15.74 /18.69	37.1 /	16
3－4	58.163	0.02 / 0.10	15.76 /18.79	39.4 /26.9	19
3－5	57.164	0.09 / 0.03	15.85 /18.82	41.4 /30.0	22
3－6	56.164	0.02 / 0.04	15.87 /18.86	/32.1	25
3－7	55.164	0.10 / 0.06	15.97 /18.92	44.3 /33.5	28
3－8	54.164	0.03 / 0.15	16.00 /19.07	47.8 /35.9	31

＊ 掘割道路模型の左右２点で測定した。
＊＊ 図 7.1 に示す位置で測定した。

表7.6　ケース4の結果

ステップ	地表面からの水位（mm）＊＊	浮上がり量（mm）＊	累積浮上がり量（mm）	掘割道路模型の重量W（kgf）	経過時間（min）
初期値	47.8 /35.9		16.00 /19.07	54.164	
4－1	41.9 /33.3	0.40 /-0.05	16.40 /19.02	↑	
4－2	36.7 /29.3	0.50 / 0.89	16.90 /19.91	↑	
4－3	30.0 /28.4	0.46 / 1.00	17.36 /20.91	↑	
4－4	28.0 /27.8	0.59 / 1.00	17.95 /21.91	↑	
4－5	27.7 /26.8	0.71 / 1.00	18.66 /22.91	↑	
4－6	27.7 /26.4	0.82 / 1.00	19.48 /23.91	↑	
4－7	28.0 /26.2	0.85 / 1.00	20.33 /24.91	↑	
4－8	22.1 /21.2	1.71 / 2.00	22.04 /26.91	↑	
4－9	21.3 /18.4	0.86 / 1.00	22.90 /27.91	↑	
4－10	20.6 /17.2	0.93 / 1.00	23.83 /28.91	↑	
4－11	18.7 /16.5	1.73 / 2.00	25.56 /30.91	↑	
4－12	18.0 /15.9	0.90 / 1.00	26.46 /31.91	↑	
4－13	16.3 /15.0	2.01 / 2.00	28.47 /33.91	↑	
4－14	16.3 /14.4	0.94 / 1.00	29.41 /34.91	↑	
4－15	15.8 /13.7	1.09 / 1.00	30.50 /35.91	↑	
4－16	14.8 /12.8	1.18 / 1.00	31.68 /36.91	↑	
4－17	13.2 /11.7	2.09 / 2.00	33.77 /38.91	↑	

＊ 掘割道路模型の左右２点で測定した。
＊＊ 図 7.1 に示す位置で測定した。

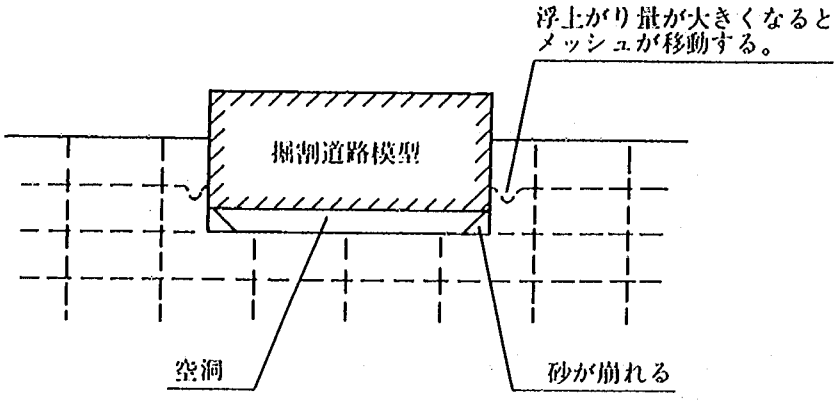


図7.3　掘割道路模型の浮上がり状況

これらの段階について，次のようないくつかの条件のもとで式（4.1）による浮上がり安全率Fuを計算した。なお，静的な実験であるため，式（4.1）中のUd及びFは0とした。

1）ケース1では，実験中に水位が徐々に低下した。（土槽の水漏れではなく，砂地盤中の空隙が水を吸収したものと考える。）表7.3に示すように水位は実験前後のみで測定しており，実験後は水位が20～30mm程度低下していた。そこで，水位が実験前と同じ条件とした場合（条件A）と，それよりも水位が10mm低下した場合（条件B）の2通りを設定した。

2）上記のそれぞれについて，掘割道路模型と地盤及び土槽の間の摩擦力を考慮しない場合（条件1），土槽との間の摩擦力Q1のみを考慮する場合（条件2），地盤との間の摩擦力Q2も合わせて考慮する場合（条件3，4）の計算を行った。Q2は側方水平土圧に比例するものとして次式で計算し，条件3では$\phi = 10°$，条件4では$\phi = 20°$とした。

$$Q2 = 2 \cdot D \cdot \int (K_0 \cdot \gamma' \cdot z \cdot \tan\phi)\, dz = K_0 \cdot \gamma' \cdot D \cdot H^2 \cdot \tan\phi \quad \cdots\cdots (7.1)$$

ここに，D：掘割道路模型の奥行き（＝68cm），K_0：静止土圧係数（＝0.5とした。），γ'：地盤の水中単位体積重量（表7.1より0.947gf/cm³とした。），H：掘割道路模型の埋

表7.7　ステップ1－4の計算結果

条件	掘割重量W (kgf)	静水圧Us (kgf)	摩擦力Q (kgf)	Fu	備考
A－1	82.158	81.600	0	1.007	水位0mm，摩擦力すべて無視
A－2	↑	↑	0.177	1.009	〃，Q1のみ考慮
A－3	↑	↑	2.448	1.037	〃，ϕ＝10°としてQ2も考慮
A－4	↑	↑	4.865	1.066	〃，ϕ＝20°としてQ2も考慮
B－1	↑	77.520	0	1.060	水位10mm，摩擦力すべて無視
B－2	↑	↑	0.177	1.062	〃，Q1のみ考慮
B－3	↑	↑	2.448	1.091	〃，ϕ＝10°としてQ2も考慮
B－4	↑	↑	4.865	1.123	〃，ϕ＝20°としてQ2も考慮

め込み深さ（表7.7，7.8では初期値の20cmとした。表7.9では浮上がり量を考慮した。），
ϕ：掘割道路模型と地盤の間の摩擦角

計算結果を表7.7，7.8に示す。第4段階のFuは1.0～1.1程度となり，第5段階ではそれぞれ0.05程度Fuが低下している。静的な場合には，Fuが低下して1.0になると，掘割道路模型に作用する鉛直方向の力が釣り合って模型底面の土粒子が模型を支える力がゼロになり，浮上がり始めるものと考えられる。

表7.8　ステップ1－5の計算結果

条件	掘割重量W (kgf)	静水圧Us (kgf)	摩擦力Q (kgf)	Fu	備考
A－1	78.160	81.600	0	0.957	水位0mm，摩擦力すべて無視
A－2	↑	↑	0.177	0.960	〃，Q1のみ考慮
A－3	↑	↑	2.448	0.988	〃，ϕ＝10°としてQ2も考慮
A－4	↑	↑	4.865	1.017	〃，ϕ＝20°としてQ2も考慮
B－1	↑	77.520	0	1.008	水位10mm，摩擦力すべて無視
B－2	↑	↑	0.177	1.011	〃，Q1のみ考慮
B－3	↑	↑	2.448	1.040	〃，ϕ＝10°としてQ2も考慮
B－4	↑	↑	4.865	1.071	〃，ϕ＝20°としてQ2も考慮

7.3.2　除荷時の浮上がり量

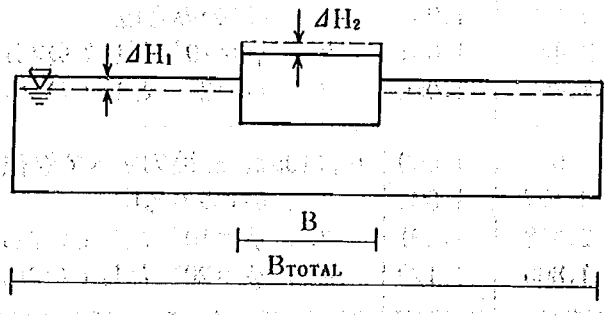
ケース1の第6段階以降では，除荷とともに少しずつ浮上がり量が増加している。力の釣合を考えるとFuが1.0を下回った状態は本来生じ得ないため，除荷時にはWが低下した分だけ浮上がりが生じてUsが低下し，Fuが1.0に保たれるものと考える。

浮上がりに伴う水位の変動も考慮して，ΔWの除荷を行ったときの浮上がり量を計算すると次のようになる。（各記号の意味については図7.4参照）

1）Fuが一定値となる条件より，次式が得られる。

$$\Delta W=(\Delta H1+\Delta H2)\cdot D\cdot B\cdot \gamma_w \quad \cdots\cdots (7.2)$$

ここに，γ_w：水の単位体積重量（＝1.0gf/cm³）



ΔH₂：除荷時の浮上がり量
ΔH₁：浮上がりに伴う水位低下量

図7.4　除荷時の浮上がり及び水位低下

2）水の全体積が変わらない条件より，次式が得られる。

$$\Delta H1 \cdot (B_{TOTAL} - B) = \Delta H2 \cdot B \quad \cdots\cdots (7.3)$$

$$\therefore \Delta H2 = \frac{(B_{TOTAL} - B) \cdot \Delta W}{B_{TOTAL} \cdot D \cdot B \cdot \gamma_w} \quad \cdots\cdots (7.4)$$

（7.4）式より $\Delta W = 1.0$kgf のときの $\Delta H2$ は 3.22mm となるが，実験ではケース１の第６段階以降で約 1.0kgf ずつ除荷したときの浮上がり量は 0.1 ～ 0.4mm程度となっており，計算値よりもかなり小さい。この理由として，浮上がり以外の要因により実験中に水位が徐々に低下したこと，及び浮上がりとともに掘割道路模型が傾いて土槽との間の摩擦力が増加したことの２点が考えられる。

ケース１の最終段階のＦｕの計算結果を表 7.9 に示す。水位の低下と浮上がり量の実測値をもとにＵｓとＱの計算を行ったが，Ｆｕは 0.88 ～ 0.95 程度となっており，表 7.7，7.8 の浮上がり開始時よりも小さい。これより，先にあげた２つの理由のうち前者のみを考慮してもＦｕは一定値とならないことがわかる。

表 7.9　ステップ１－21 の計算結果（その１）

条件	掘割重量W (kgf)	静水圧Us (kgf)	摩擦力Q (kgf)	Fu	備考
C－1	62.160	70.176	0	0.885	相対水位28mm，摩擦力すべて無視
C－2	↑	↑	0.177	0.888	〃，Q1のみ考慮
C－3	↑	↑	2.365	0.919	〃，$\phi = 10°$ としてQ2も考慮
C－4	↑	↑	4.693	0.953	〃，$\phi = 20°$ としてQ2も考慮

＊ 平均水位24.3mm、平均累積浮上がり量3.7mmとした。

Ｆｕが 1.0 となるように掘割道路模型と土槽との間の摩擦力Ｑ１を逆算すると，表 7.10 に示した

表 7.10　ステップ１－21 の計算結果（その２）

条件	相対水位 (mm)	静水圧Us (kgf)	掘割重量W (kgf)	Fu=1.0となる摩擦力Q (kgf)	Q2 仮定値 (kgf)	Q1＝Q－Q2 (kgf)
C－2	28.0	70.176	62.160	8.016	0	8.016
C－3	↑	↑	↑	↑	2.188	5.828
C－4	↑	↑	↑	↑	4.516	3.500

＊ 平均水位24.3mm、平均累積浮上がり量3.7mmとした。

ように条件Ｃ－２～４のそれぞれに対して 8.016，5.828，3.500kgf となる。土槽のガラス面側から観察した限りでは，土槽側面と掘割道路模型との間に砂が流れ込むことはなかったが，掘割道路模型の傾き具合によりＱ１がこの程度増加することは十分考えられる。また，１mm の水位変化に対して逆算したＱ１は 0.4kgf 変化することになり，逆算したＱ１に及ぼす水位の測定精度

の影響も大きいことが予想される。

7.3.3　水位上昇時の浮上がり量

掘割道路模型の重量Wを一定にして水位を上昇させたケース2の結果を表7.11に示す。平均水

表7.11　ケース2の計算結果

ステップ	平均水位（mm）	平均累積浮上がり量（mm）	相対水位（mm）	静水圧Us（kgf）	掘割重量W（kgf）	Fu=1.0となる摩擦力Q（kgf）
初期値	24.3	3.7	28.0	70.176	62.160	8.016
2－1	10.4	17.1	27.1	70.543	↑	8.383

水位が13.9 mm上昇したのに対し，掘割道路模型の平均浮上がり量は13.4 mm増加しており，これらはほぼ一致する。その結果，掘割道路模型底面に作用する静水圧Usはほとんど変化しない。仮に実験中のFuが一定値1.0であったとすると，摩擦力Q（＝Q1＋Q2）も8 kgf程度とほぼ一定であったことが予想される。

7.3.4　摩擦力の変化

摩擦力Qは，ケース1では浮上がりにともなって増加し，ケース2ではほぼ一定であったことが実験結果より推測された。この違いの理由は不明であるが，ケース1では鉛散弾の袋を1つずつ取り去ったために掘割道路模型が傾きやすく，ケース2では掘割道路模型の底面全体に作用する静水圧を変化させたために掘割道路模型が傾きにくかったことが理由の1つとして考えられる。

ケース3及びケース4のいくつかのステップの計算結果を表7.12，7.13に示す。Fuが1.0となるように逆算した摩擦力Qは，ケース3では3 kgf程度でケース2の8 kgf程度よりもかなり小さい。また，ケース4ではこの値が8～10 kgf程度まで再び大きくなっている。これらの傾向はケース1，2の結果とは対応しないので，先に考えた掘割道路模型の傾きやすさの違いは，これらのケースには当てはまらない。なお，ケース4は浮上がり量が大きくなった場合の地盤の変形状況を調べるために水位を急上昇させているので，その他のケースの定常的な状態とは条件が異なっている。

表7.12　ケース3の計算結果

ステップ	平均水位（mm）	平均累積浮上がり量（mm）	相対水位（mm）	静水圧Us（kgf）	掘割重量W（kgf）	Fu=1.0となる摩擦力Q（kgf）
3－4	33.2	17.3	50.5	60.996	58.163	2.833
3－5	35.7	17.3	53.0	59.976	57.164	2.812
3－7	38.9	17.4	56.3	58.630	55.164	3.466
3－8	41.9	17.5	59.4	57.365	54.164	3.201

表7.13　ケース4の計算結果

ステップ	平均水位（mm）	平均累積浮上がり量（mm）	相対水位（mm）	静水圧Us（kgf）	掘割重量W（kgf）	Fu=1.0となる摩擦力Q（kgf）
初期値	41.9	17.5	59.4	57.365	54.164	3.201
4－1	37.6	17.7	55.3	59.038	↑	4.874
4－3	29.2	19.1	48.3	61.894	↑	7.730
4－5	22.3	20.8	43.1	64.015	↑	9.851
4－10	18.9	26.4	45.3	63.118	↑	8.954
4－15	14.8	33.2	48.0	62.016	↑	7.852

7.3.5　Fsの変化

地盤の内部摩擦角ϕ'を39°として，いくつかのステップについて円弧すべり安全率Fsを計算した結果を表7.14に示す。内部摩擦角は，豊浦砂に対する低拘束圧下での三軸試験結果[26]を

表7.14　Fsの計算結果

ステップ	掘割重量W（kgf）	平均累積浮上がり量（mm）	円弧半径R（cm）	Fs	各モーメント成分（kgf*cm/cm）				
					Md1	Mr1	Mr2	Mr3	Mr4
作成時	104.165	0	30	5.86	17.5	23.0	43.9	33.5	2.3
1－4	82.158	0.1	30	5.06	17.5	18.1	34.7	33.5	2.3
1－5	78.160	0.5	30	4.92	17.5	17.2	33.0	33.5	2.3
1－21	62.160	3.7	28	4.36	15.0	13.7	22.1	27.9	2.1
2－1	62.160	17.1	28	4.70	14.0	13.7	23.1	27.0	1.8
3－4	58.163	17.3	28	4.54	13.9	12.8	21.7	27.0	1.8
3－8	54.164	17.5	27	4.37	13.0	11.9	18.4	24.6	1.7
4－15	54.164	33.2	27	4.76	11.8	11.9	19.4	23.6	1.4

もとに設定した。Fsの計算では，水位は地表面と一致するものとして変動を無視し，掘割道路模型の浮上がりのみを考慮している。浮上がり時（ステップ1－4，1－5）のFsは4.9から5.0程度で，その後浮上がりの進行とともに4.3～4.8程度に低下しているが，どの場合においても模型振動実験で得られた1.0～1.8程度の値よりもかなり大きい。これらからも，円弧すべり安全率Fsは常時に対しては適用できないことがわかる。

7.3.6　常時の浮上がり判定法

本章の静的な模型実験では，浮上がり安全率Fuが1.0になると地盤の変形を伴わない浮上がりが生じたことから，常時の掘割道路の浮上がり判定法として，地震時と同様にFuを用いるこ

とができると考えられる。

なお，降雨，浸透などによる地下水位上昇のように揚圧力が半永久的に増加した場合の浮上がり量は，浮上がり後のＦｕが1.0となるものとして計算することができる。

7.4　まとめ

1）静的な模型実験で，掘割道路模型の重量を小さくしていくと，浮上がり安全率が約1.0まで低下したところで浮上がりが生じた。浮上がりによる周辺地盤の変形は，掘割道路模型の直下にできる空洞側方の崩壊のみであり，4章の模型振動実験でみられたような地盤のまわり込みは生じなかった。その後，水位を上昇させたときの浮上がり量は，水位上昇量と同程度であった。

2）常時の掘割道路の浮上がり判定法として，地震時と同様に浮上がり安全率を用いることができる。円弧すべり安全率Ｆｓは常時に対しては適用できない。

8. 地震終了後の浮上がりに関する模型振動実験（その２）

8.1 実験目的

前章の模型実験により，地震動の作用しない状態における静的な浮上がりは，周辺地盤の変形を伴わないものであることがわかった。一方，４章の模型振動実験では，地盤の変形を伴う浮上がりが加振中に生じた。ただし，後者の実験は模型の規模が小さく，間隙流体として水を用いているために，実際よりも過剰間隙水圧の消散が速くすすんでいることに留意する必要がある。

また，実大規模の掘割道路を対象として動的応答解析を行った結果[5]として，周辺地盤が液状化すると，掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧は地震終了後に最大となる場合のあることが示されている。

そこで，このような地震終了後の状態における掘割道路の浮上がり特性を調べるために，以下の２つの場合について模型振動実験を行った。

(1) 掘割道路直下の地盤が液状化する場合

(2) 掘割道路直下の地盤は液状化しないが，周辺地盤から過剰間隙水圧が伝播する場合

8.2 実験方法

長さ250 cm，高さ60 cm，奥行き68 cm の箱型の鋼製土槽内に図8.1に示す模型地盤を３種類作成した。液状化砂層は，深さ20 cm のグリセリン水溶液中に７号硅砂（最大粒径 0.42 mm，最小粒径 0.074 mm，最小密度 1.273 g/cm³，最大密度 1.631 /cm³，比重 2.637）をホッパーから落下させて作成した。

グリセリン水溶液を使用したのは，間隙流体の粘性を大きくすることにより砂層の見かけの透水係数を小さくして過剰間隙水圧の消散を遅らせ，加振後の模型の挙動を詳細に観察・計測するためである。グリセリンの重量濃度は，モデル1で80％としたところ，過剰間隙水圧が完全に消散するのに50分以上かかったため，モデル2及び3では50％としたところ，15分程度で消散がほぼ終了した。

掘割道路模型はアクリル製で，鉛散弾を中にいれて見かけの単位体積重量 γ_{eq}（掘割道路模型の全重量を砂地盤中の体積で除した値）が所定の大きさになるように調整した。

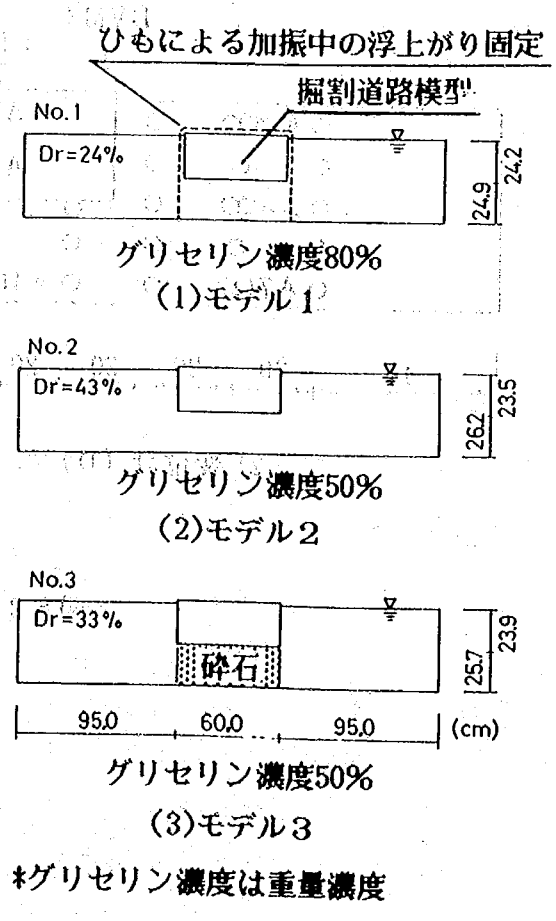
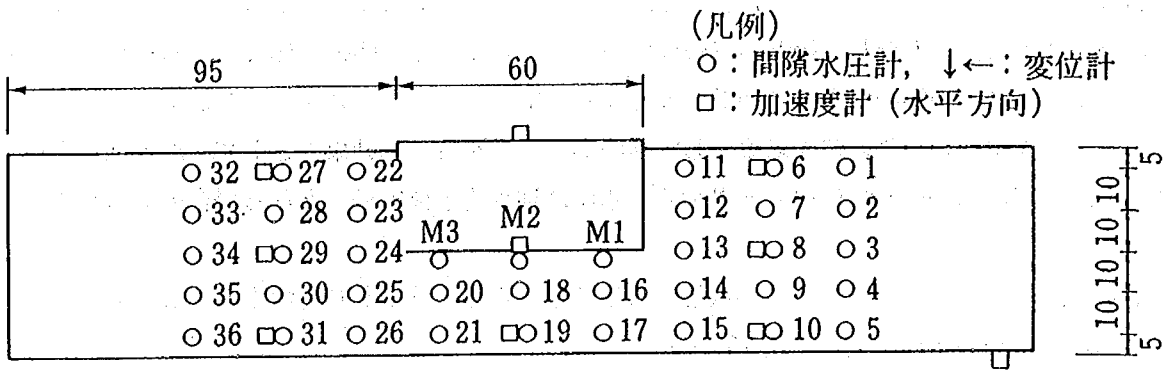


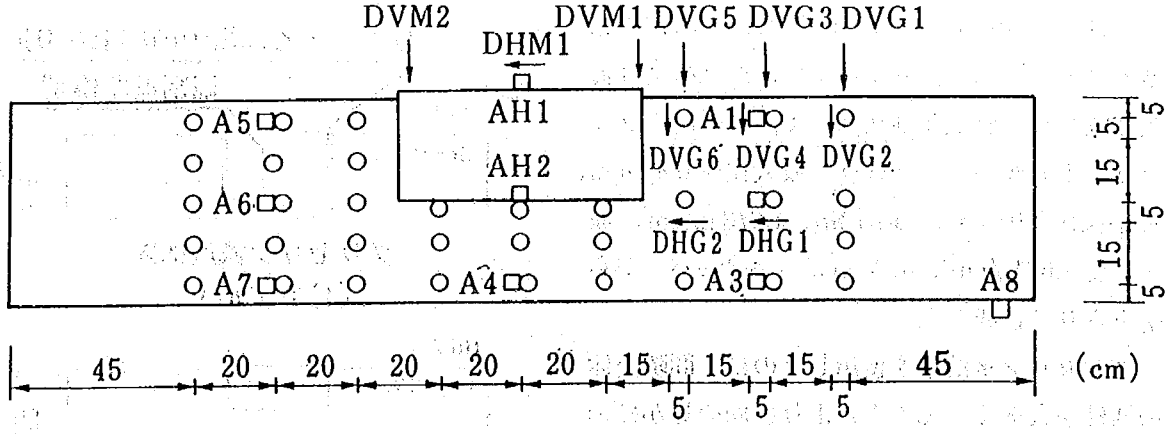
図8.1 実験模型（断面図）

地盤中及び掘割道路模型に設置した計測器の配置を図8.2に示す。計測器の設置方法を図8.3に示す。

各モデルの地盤密度等の条件を表8.1に示す。モデル1と2は一様な地盤であるのに対し，モデル3は掘割道路下方の地盤を最大粒径40mm程度の切込み砕石を用いて作成した。モデル1と2が



(1) 間隙水圧計（P）*　　* 時刻歴等では番号の前にPをつけている．



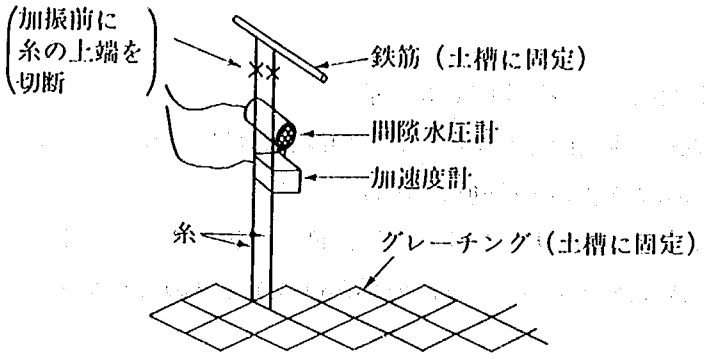
(2) 変位計（D）**，加速度計（A）　　** 地中のアクリル板は矢印の先端にある．

図8.2　計器配置図

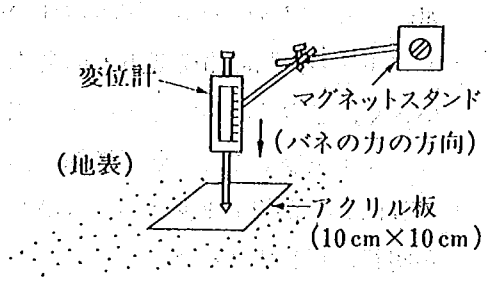
表 8.1　実験模型の条件

模型	グリセリン水溶液		掘割道路模型下方地盤	掘割道路模型の変位拘束	液状化砂層	
	重量濃度	比重[1]			γ_{sat}[2]	相対密度
モデル１	80%	1.200	７号硅砂	あり[3]	1.933	24%
モデル２	50%	1.117	７号硅砂	なし	1.928	43%
モデル３	50%	1.117	砕石	なし	1.910	33%

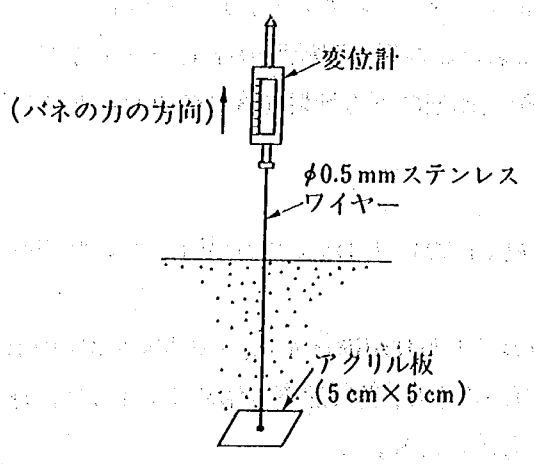
1）実測値
2）グリセリン水溶液中での値、単位gf/cm³
3）ステップ５は変位拘束なし



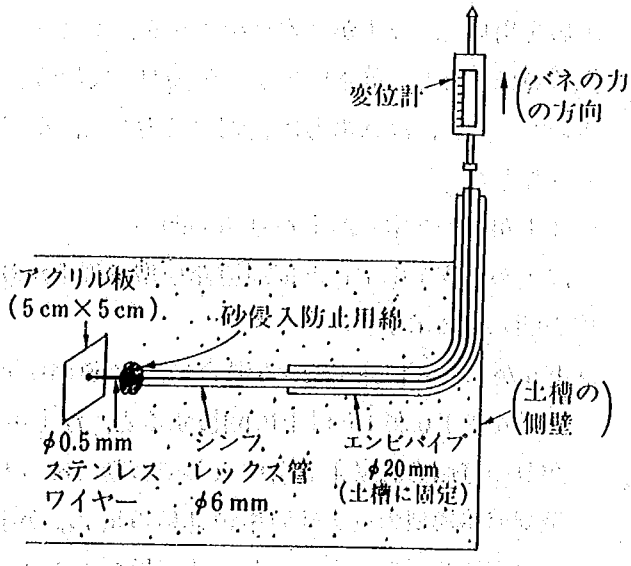
(1)　地中の間隙水圧計及び加速度計



(2)　地表の鉛直変位計
(DVG1, 3, 5)



(3)　地中の鉛直変位計
(DVG2, 4, 6)



(4)　地中の水平変位計
(DHG1, 2)

図 8.3　計測器設置方法

前節の(1)の場合に対応し，モデル３が(2)の場合に対応する。

モデル１では，土槽の底部に結び付けたひもを用いて掘割道路模型が加振中に浮上がらないように拘束し，加振終了約90秒後にひもを切断して，加振後の浮上がりを開始させた。（実際には，切断前でも浮力によりひもが伸びて，ある程度の浮上がりが生じていた。また，ステップ５では拘束を行わなかった。）モデル２及び３では，このような拘束は行わず，加振継続時間を短くすることによって，加振中の浮上がりを抑えた。

各モデルの加振時の条件を表 8.2 に示す。加振は５Hzの正弦波を用いた水平加振とし，各モデルについて γ_{eq} を小さくしながら数回のステップ加振を行った。加振中及び加振後の計測器の出力を測定するとともに，図8.4に示す位置に設置した標点の変位を，過剰間隙水圧が完全に消散したあとに標尺を用いて測定した。また，土槽全面の透明なアクリル板に沿って染色砂によるメッシュを描いて，加振後の移動状況を記録した。

8.3　実験結果及び考察

(1)　過剰間隙水圧の断面内分布

加振中及び加振後の過剰間隙水圧の断面内分布の例を図8.5に示す。

- モデル３の掘割道路模型下方の砕石部分の過剰間隙水圧は，周辺の液状化砂層に比べてかなり小さく，透水性の高い砕石による過剰間隙水圧の消散効果が現れている。
- モデル１及び２でも，掘割道路模型下方地盤の過剰間隙水圧が同深度の周辺地盤よりも小さい。これは γ_{eq} が周辺地盤よりも小さいためと考えられる。γ_{eq} の小さいステップのほうがその差が明確に現れている。

(2)　浮上がり安全率

1)　浮上がり安全率の計算方法

掘割道路模型の底面に作用する過剰間隙水圧と掘割道路模型下方地盤中の過剰間隙水圧の測定値を用いて，浮上がり安全率Ｆｕを式（4.1）により求めた。ただし，道路模型側壁の摩擦抵抗Ｑは０とし，静水圧による浮力Ｕｓは各時点における掘割道路模型の浮上がりを考慮して求めた。また，浸透水力に起因する力Ｆは，掘割道路模型の下方地盤を３つのブロックに分けて計算した。

2)　浮上がり安全率と浮上がり量の関係

浮上がり安全率Ｆｕと掘割道路模型の浮上がり量（ＤＶＭ１とＤＶＭ２の平均値）の時刻歴の例を図8.6に示す。

- Ｆｕが1.0を下回っている場合に，掘割道路模型の浮上がりが進行する。過剰間隙水圧の消散が進んでＦｕが1.0以上に回復すると，浮上がりが止まり，逆に沈下し始める。Ｆｕは，浮上がりの有無を判定する指標として有効であると考えられる。
- 掘割道路模型の見かけの単位体積重量 γ_{eq} が小さくなるほど，Ｆｕが1.0以上に回復した際の沈下速度が小さく，また，沈下量が小さい。このような沈下が生じる原因として，掘割道路模型下方地盤に発生した過剰間隙水圧が消散する際の圧密沈下と，掘割道路模型と下方地盤との間にできた空隙を押しつぶすような形で掘割道路模型が沈下することの２点が考えられるが，どちらに関しても γ_{eq} が小さくなるほど沈下しにくくなることが予想され，実験結

表8.2　加振時の条件

模型	ステップ	加振条件[1]	掘割道路模型の見かけの単位体積重量 γ_{eq}
モデル1	1[2]	50gal,100波	1.50 (gf/cm³)
	2	80gal,100波	1.50
	3	200gal, 20波	1.30
	4	200gal, 20波	1.10
	5[3]	200gal, 5波	1.10
モデル2	1	200gal, 5波	1.50
	2	200gal, 5波	1.30
	3	200gal, 5波	1.10
モデル3	1	200gal, 5波	1.50
	2	200gal, 5波	1.30
	3	200gal, 5波	1.10
	4	200gal,100波	1.10

1) 加振波形は、5Hzの正弦波
2) 計測器によるデータ測定なし
3) 標尺による変位測定なし

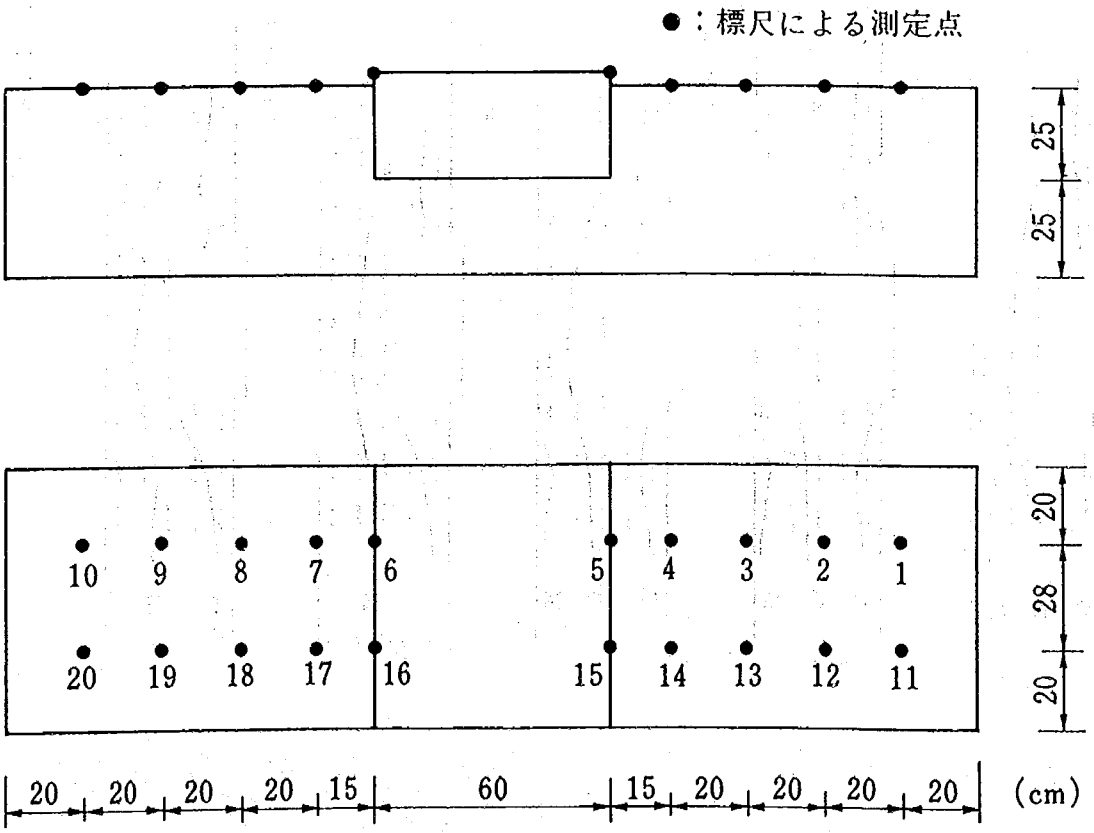
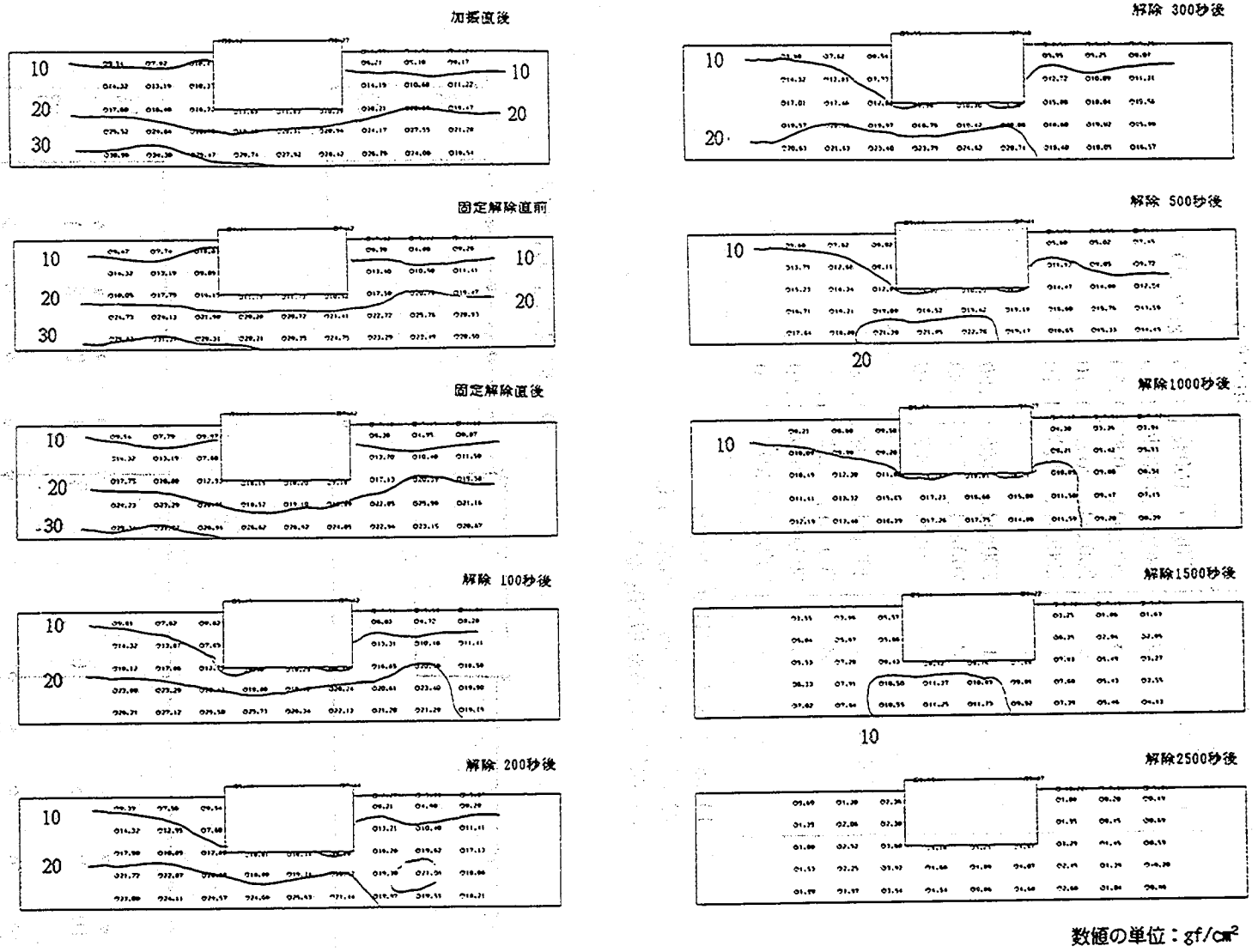
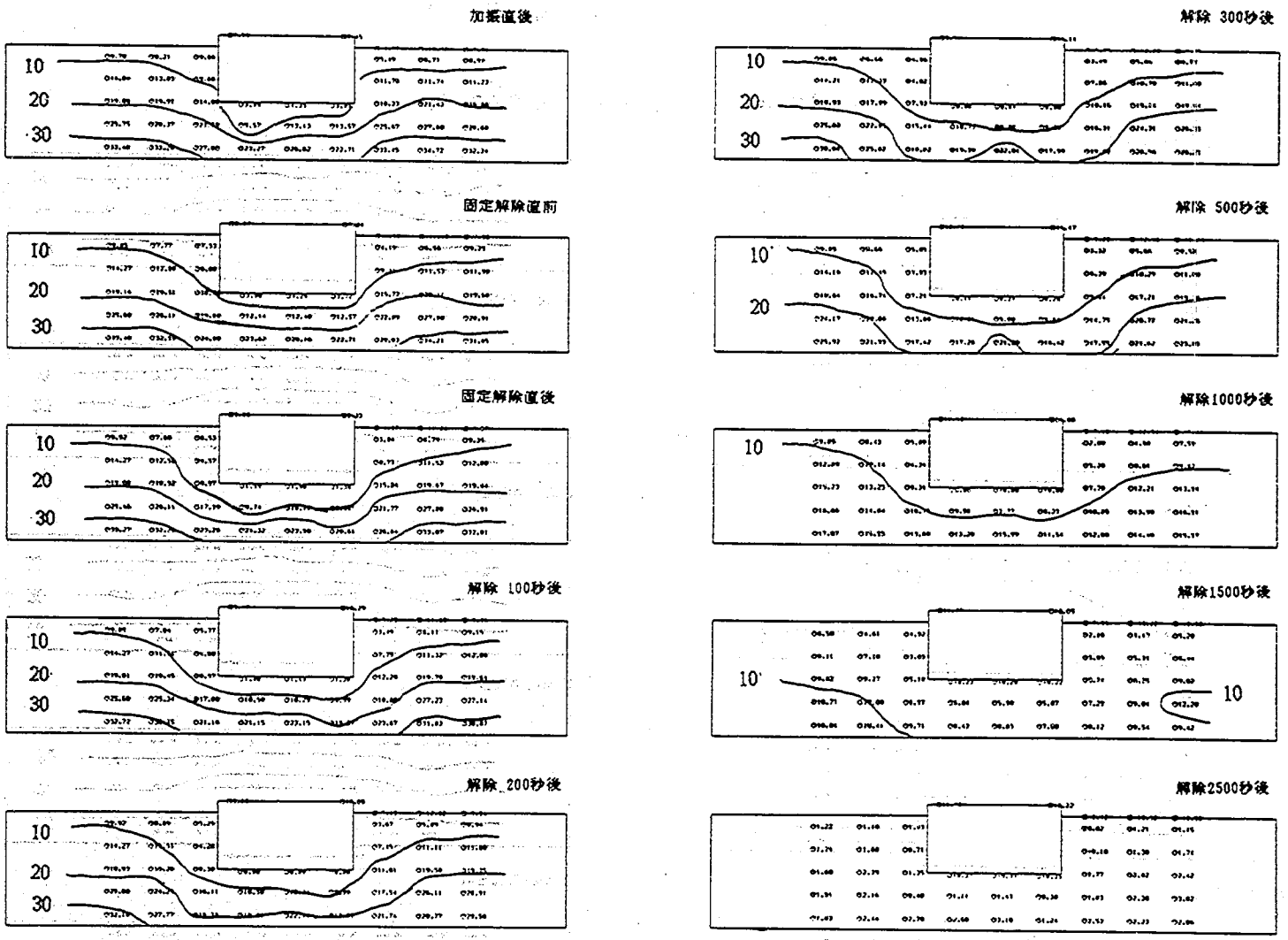


図8.4　標尺による変位測定位置



(1) モデル1，ステップ2（γ_{eq}=1.5gf/cm³）

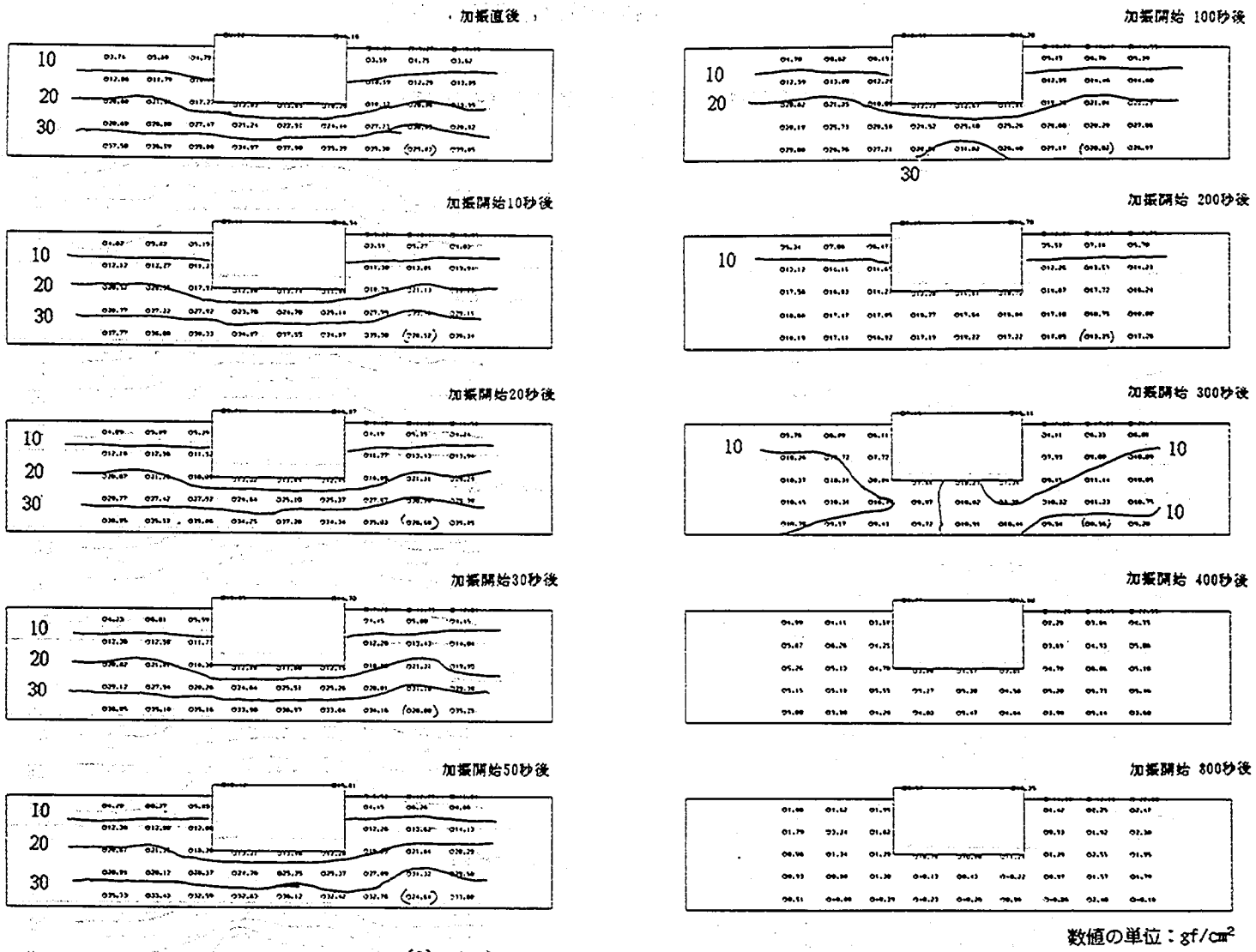
図8.5　過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



数値の単位：gf/cm²

(2) モデル1，ステップ4（γ_{eq}=1.1gf/cm³）

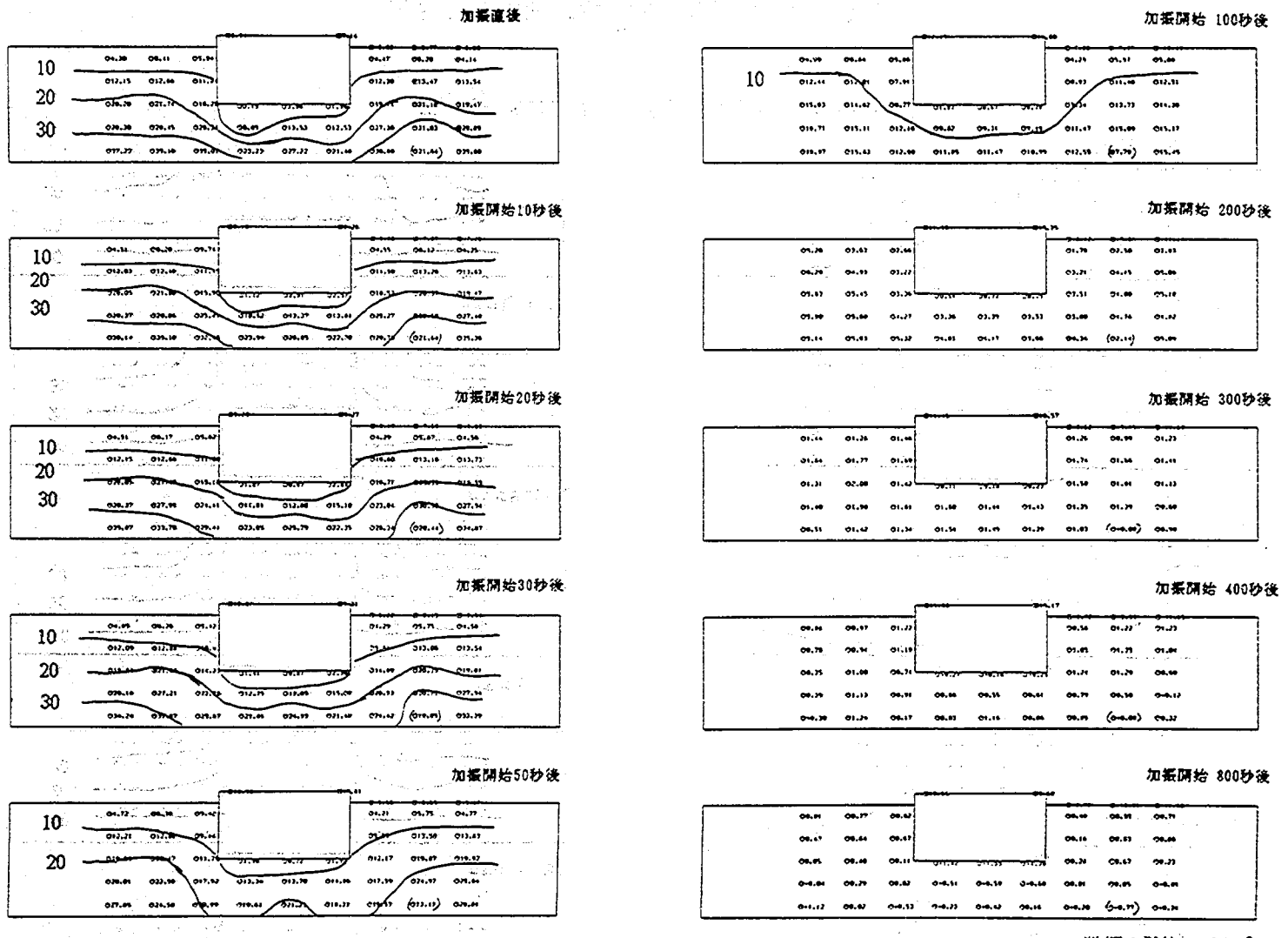
図 8.5　過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



数値の単位：gf/cm²

(3) モデル2，ステップ1（$\gamma_{eq}=1.5gf/cm^3$）

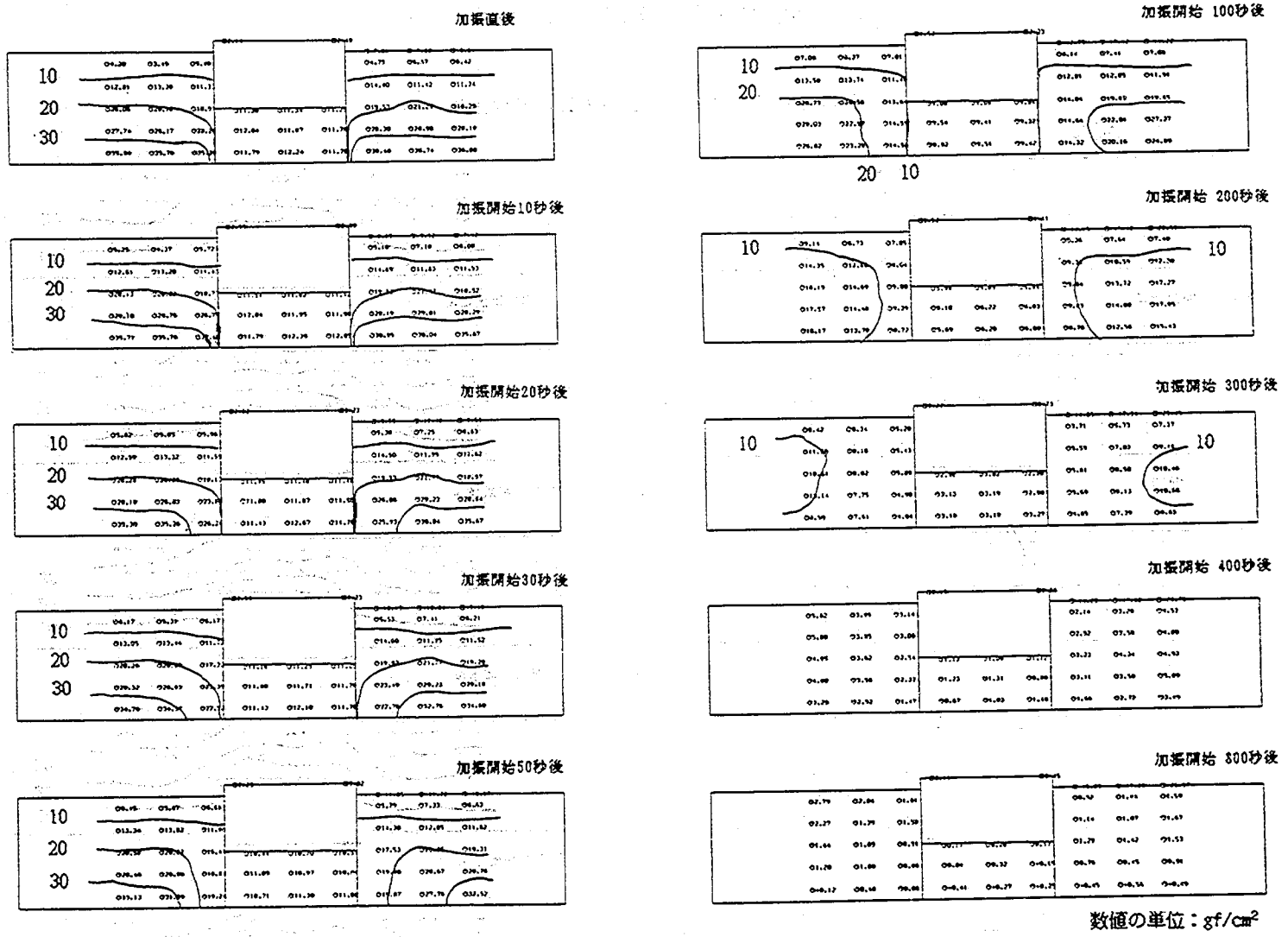
図 8.5　過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



数値の単位：gf/cm²

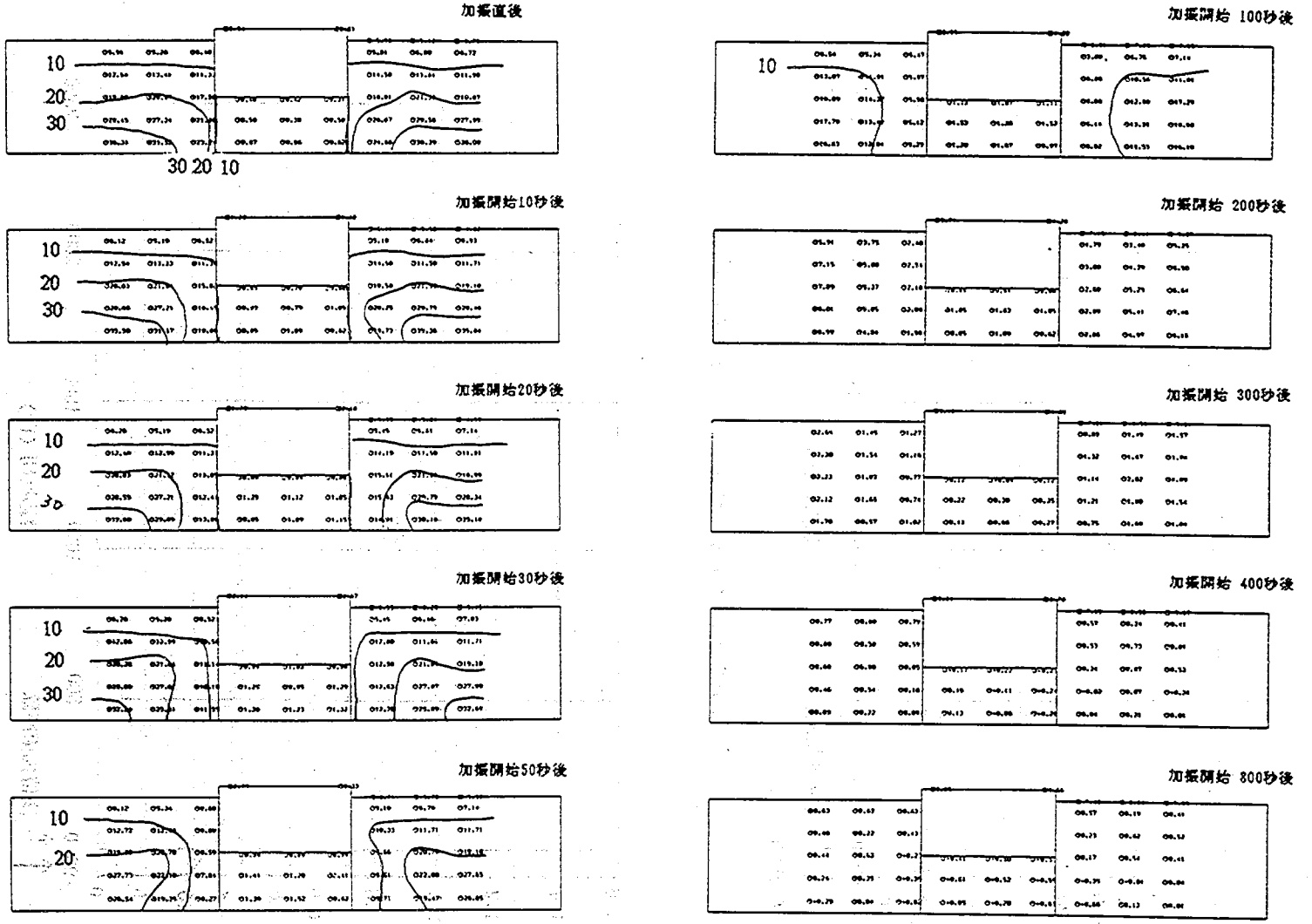
(4) モデル2，ステップ3（γ_{eq}=1.1gf/cm³）

図 8.5　過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



(5) モデル3，ステップ1（γ_{eq}=1.5gf/cm³）

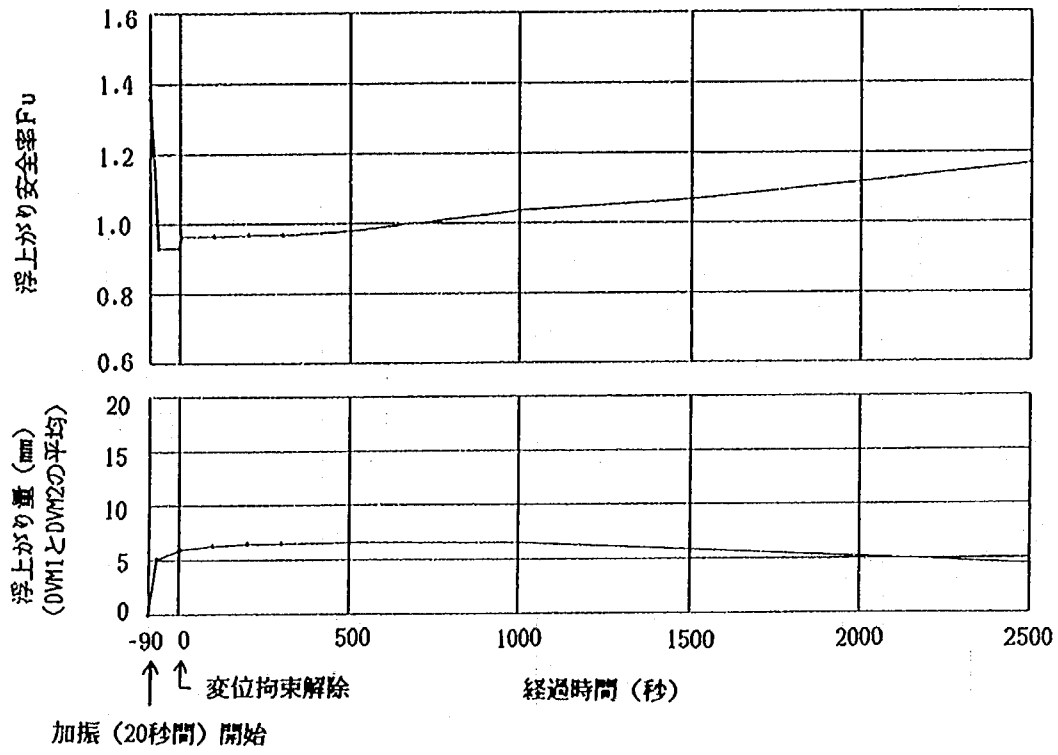
図 8.5　過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



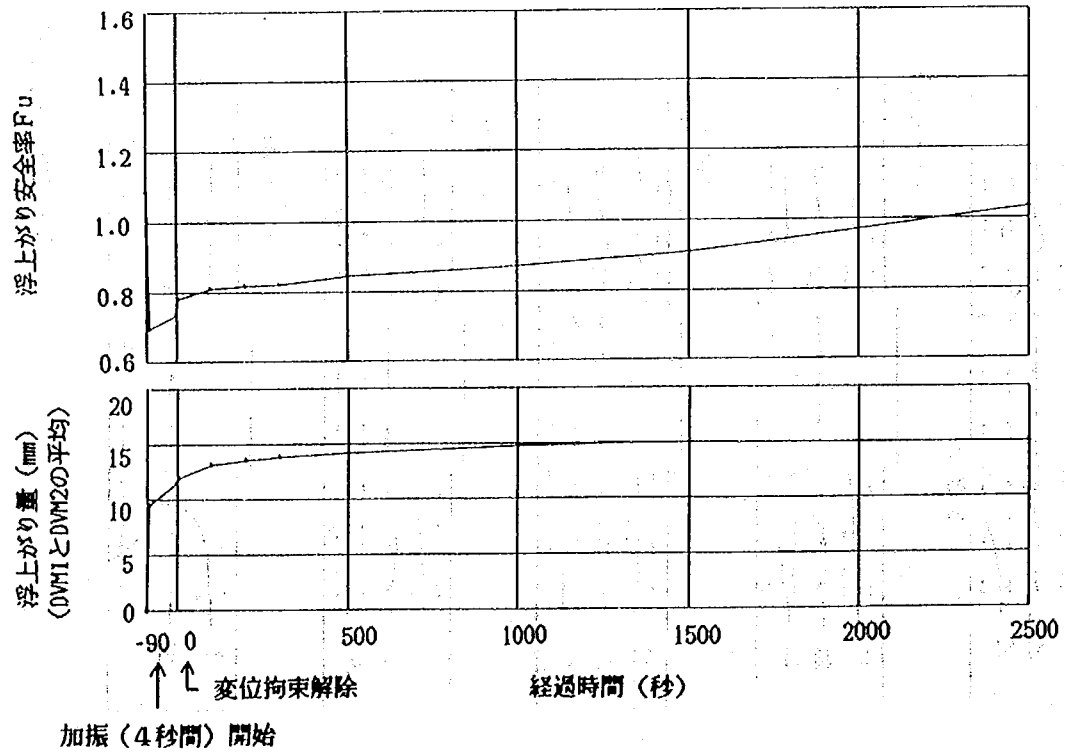
数値の単位：gf/cm²

(6) モデル3，ステップ3（γ_{eq}=1.1gf/cm³）

図 8.5　過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化

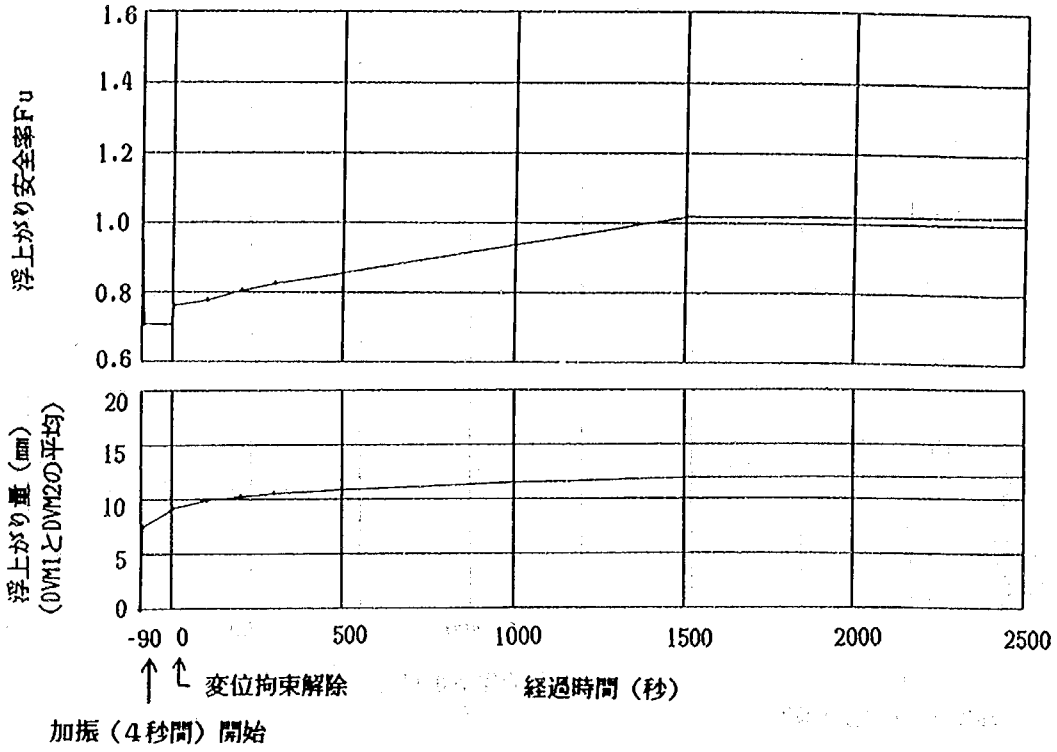


（1）モデル１，ステップ２（$\gamma_{eq}=1.5gf/cm^3$）

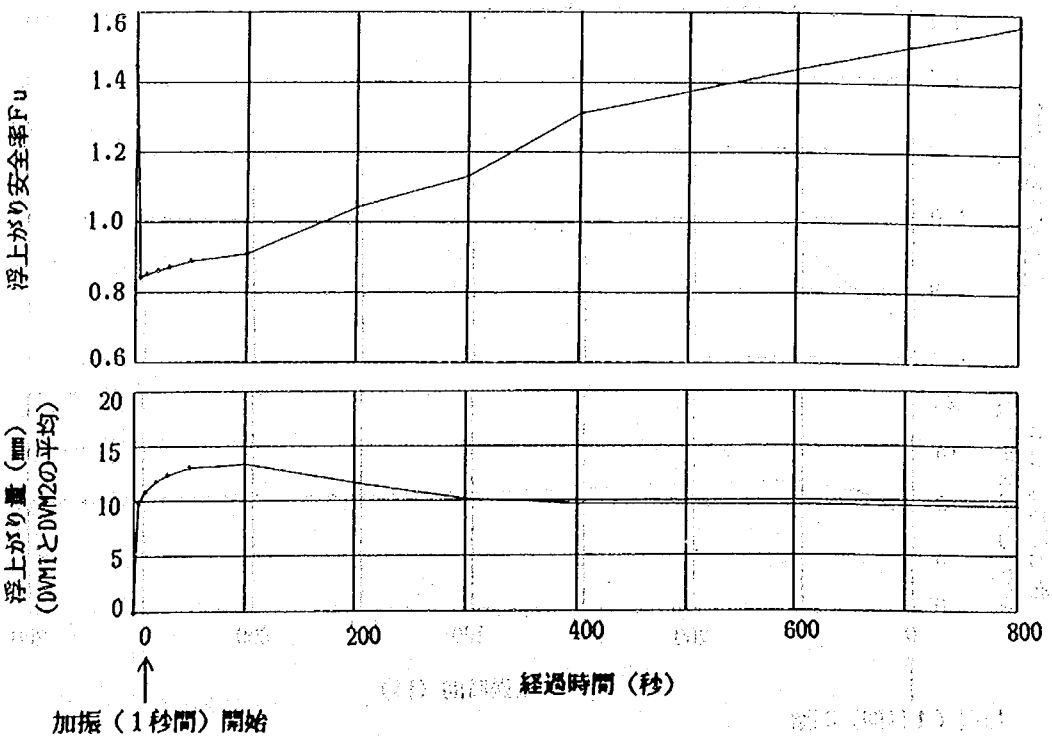


（2）モデル１，ステップ３（$\gamma_{eq}=1.3gf/cm^3$）

図 8.6　掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

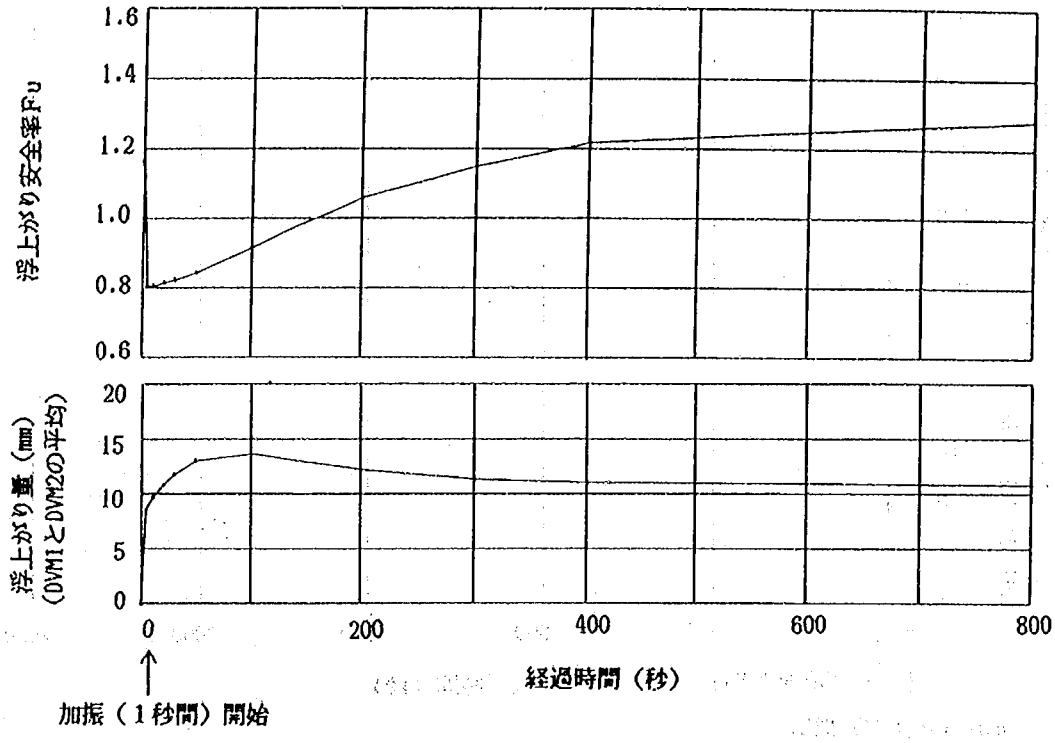


(3) モデル1，ステップ4（γ_{eq}≒1.1gf/cm^3）

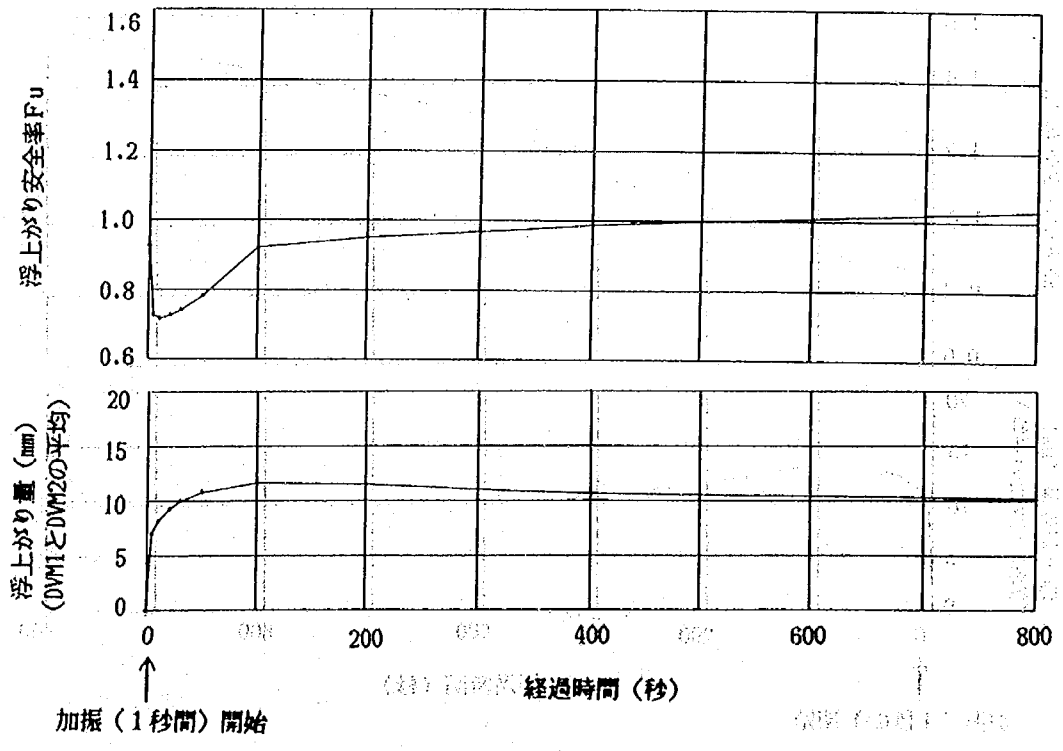


(4) モデル2，ステップ1（γ_{eq}=1.5gf/cm^3）

図 8.6　掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

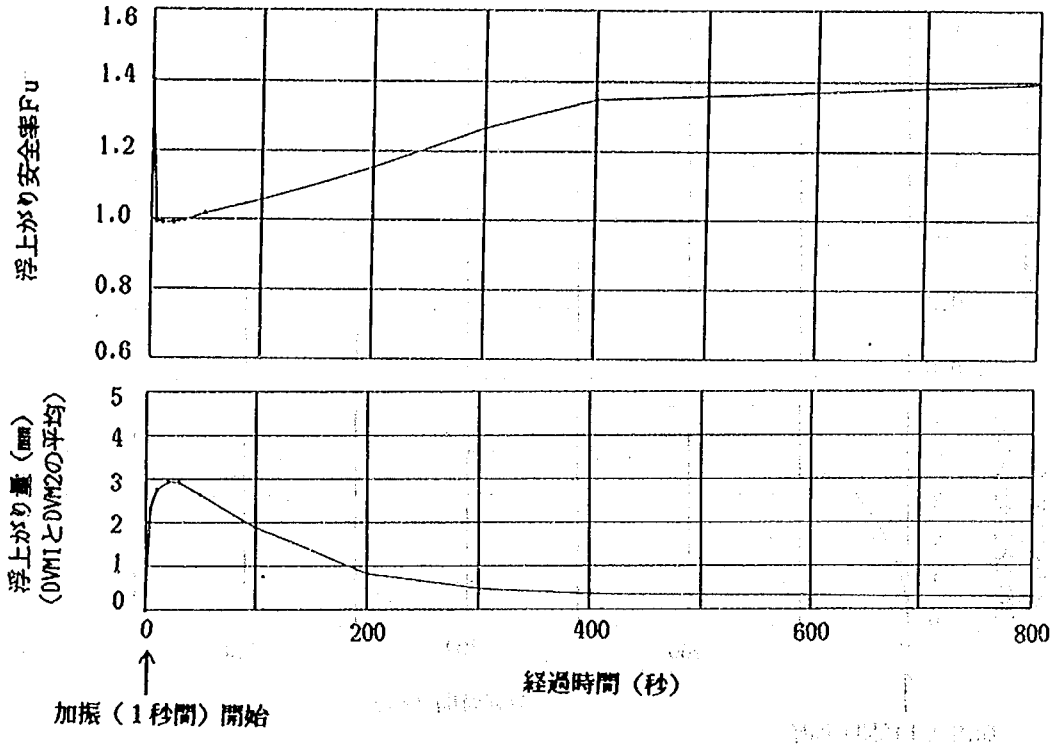


(5) モデル2，ステップ2（$\gamma_{eq}=1.3gf/cm^3$）

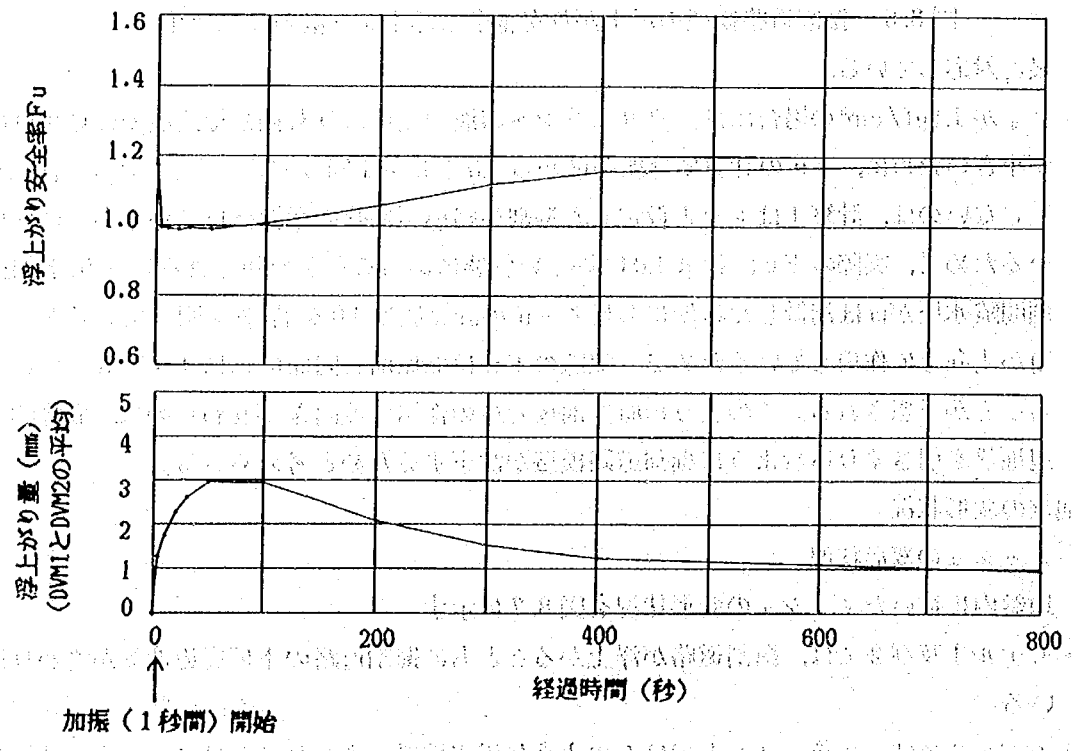


(6) モデル2，ステップ3（$\gamma_{eq}=1.1gf/cm^3$）

図 8.6　掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

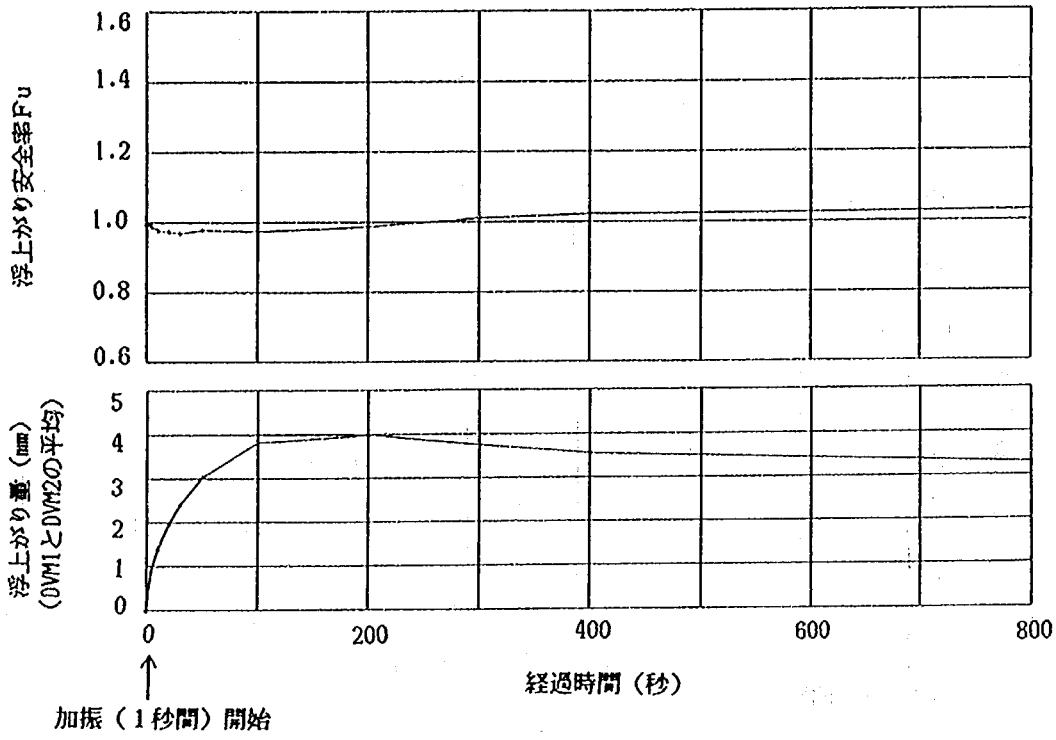


(7) モデル3，ステップ1（$\gamma_{eq}=1.5gf/cm^3$）



(8) モデル3，ステップ2（$\gamma_{eq}=1.3gf/cm^3$）

図8.6　掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化



(9) モデル3，ステップ3（$\gamma_{eq}=1.1gf/cm^3$）

図 8.6　掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

果と対応している。

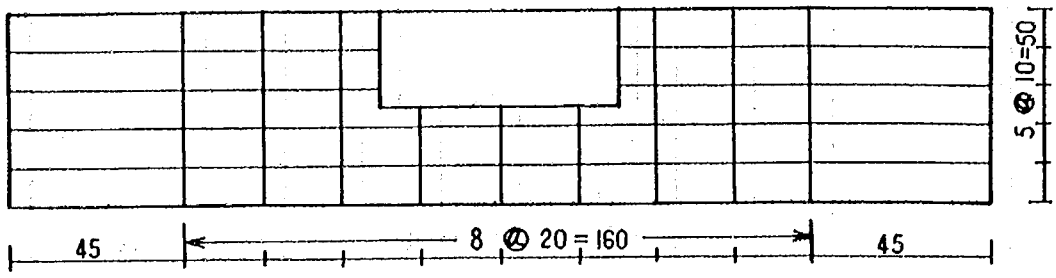
- γ_{eq} が 1.1gf/cm³の場合には，グリセリン水溶液の比重よりも掘割道路模型の見かけの比重が小さいために，Fuの計算値は加振前から 1.0 を若干下回っている。加振前に浮上がりが生じないのは，計算上はゼロと仮定した掘割道路模型側壁の摩擦抵抗Qが下向きに作用しているためで，実際の Fuはほぼ 1.0 に等しい状態にあることが予想される。一方，加振後の過剰間隙水圧がほぼ消散した状態におけるFu の計算値は 1.0 を若干上回っているが，これはQが上向きに作用しているためで，実際の Fu は加振前と同様にほぼ 1.0 に等しい状態にあることが予想される。このように加振前後でQの作用する向きが変わるのは，最終的には周辺地盤を引きずり込むように掘割道路模型が沈下するためと考えられる。

(3) 地盤の変形状況

1) メッシュの変形状況

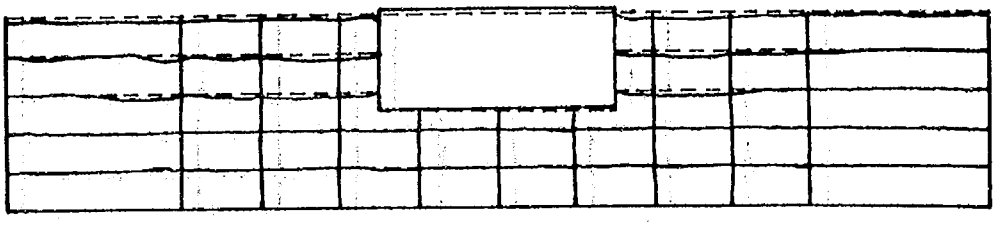
地盤内に描いたメッシュの変形状況を図 8.7 に示す。

- モデル 1 及び 2 では，掘割道路が浮上がるとともに掘割道路の下に周辺地盤がまわり込んでいる。
- モデル 3 では，ステップ 2 まではこのような周辺地盤のまわり込みはなく，水平地盤部の圧密沈下のみが生じている。ステップ 3 では，掘割道路模型左側の液状化砂層中の鉛直メッシュが変位しているが，他の鉛直メッシュがほとんど動いていないことから判断すると，この部分の記録にミスがあり，実際にはステップ 2 までと同様に周辺地盤のまわり込みは生じて

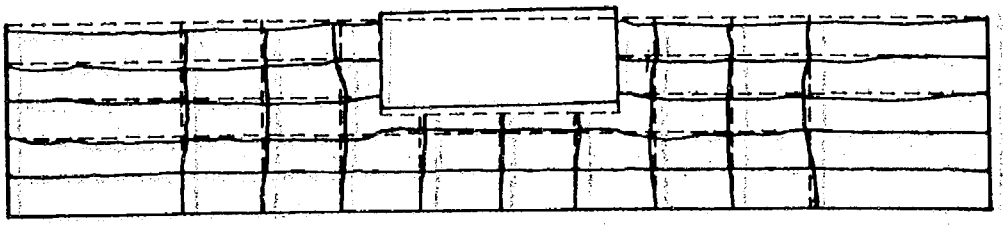


単位：cm
（1／20）

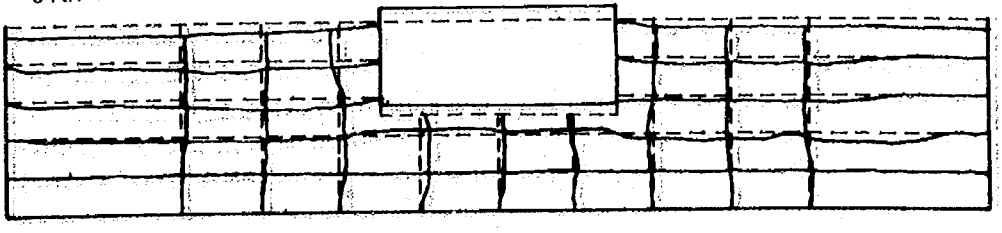
・STEP2



・STEP3

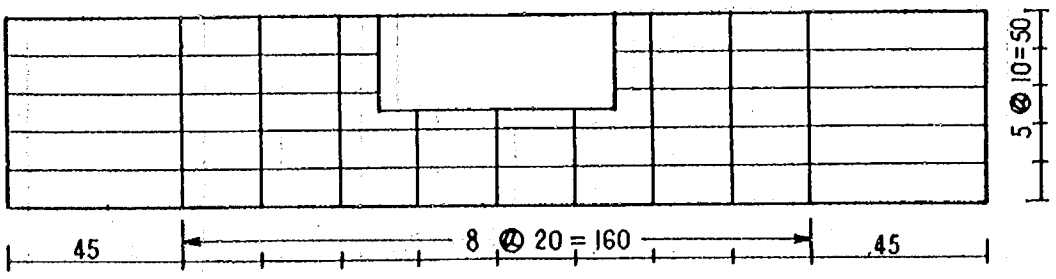


・STEP4



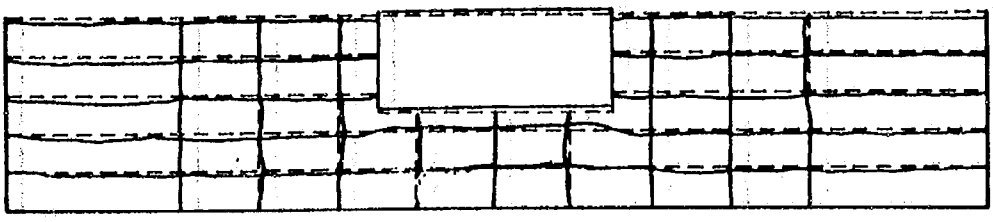
(1) モデル1

図8.7 メッシュの変形状況

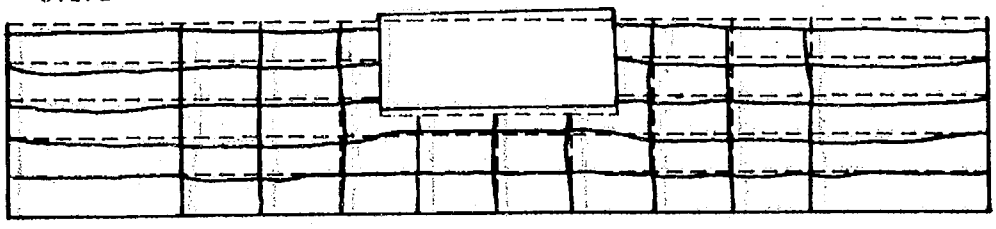


単位：cm
（1／20）

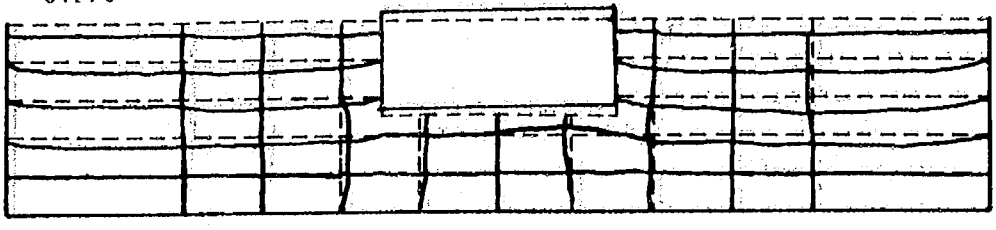
・STEP1



・STEP2

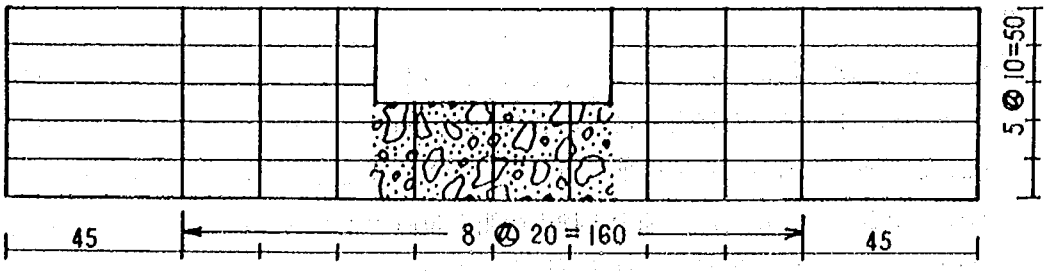


・STEP3



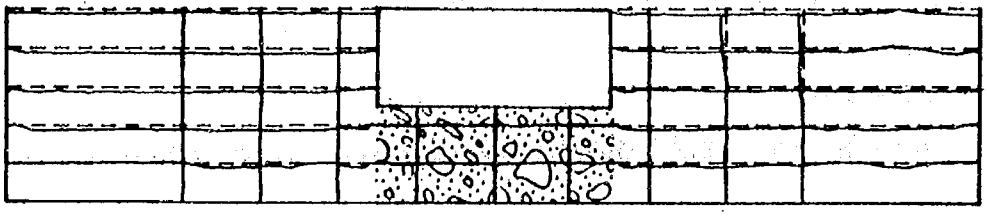
(2) モデル

図8.7 （つづき）

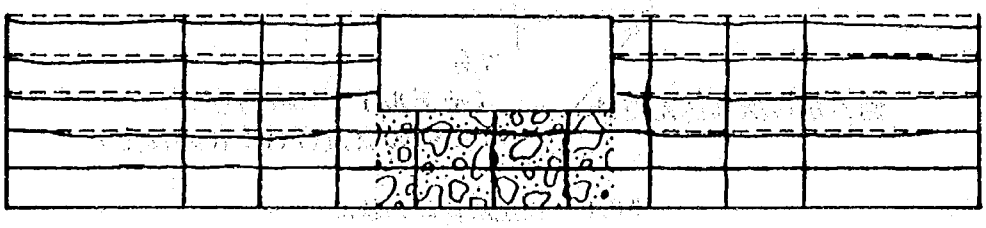


単位：cm
（1／20）

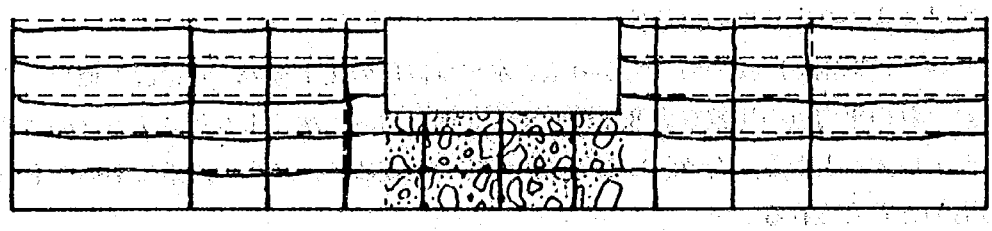
・STEP1



・STEP2



・STEP3



(3) モデル3

図8.7 （つづき）

いないものと考えられる。

2) 変位計による測定結果

加振中及び加振後の変位計による地盤の変形状況の概要を掘割道路模型の挙動とあわせて表8.3に示す。

・地盤の鉛直沈下量は，地中よりも地表面のほうが大きく，特に地中の変位に関しては，浮上がり方向に生じている場合もある。これらは，図8.3に示した変位計のバネの力が，液状化状態での地中あるいは地表の抵抗力よりも大きくなるためと考えられる。以下では，バネの影響を小さくするために，地中と地表の測定位置の差を無視して，それぞれの測定値の単純平均をとったものを地盤の鉛直沈下量としている。

・地盤中の水平変位は，モデル1ではステップ3以降の加振中と変位固定解除時に，また，モデル2ではステップ2以降の加振中に，掘割道路模型の下に地盤がまわり込む方向に生じた。一方，モデル3では水平変位は全く生じなかった。これらは，1)で述べたメッシュの変形状況と対応した。

3) 模型解体時の状況

各モデルの解体時に，掘割道路模型とその下の地盤の状況を調べた結果を図8.8に示す。

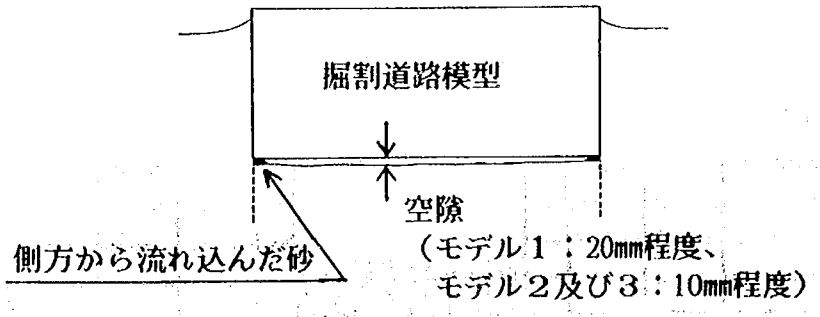


図8.8　模型解体時の状況

・いずれのモデルでも，掘割道路模型とその下の地盤の間に空隙が残されていた。これは，掘割道路模型が浮上がった際にできた空隙に，側方から砂が崩れ込んだためと考えられる。

(4) 地盤変形成分と空隙成分の分離

1) 変位計による測定結果の信頼性

モデル2の掘割道路模型の浮上がり量と水平地盤部の沈下量の，変位計と標尺による測定値のそれぞれの平均値の比較を表8.4に示す。2通りの測定法による各ステップの最終値がほぼ対応していることから，変位計による鉛直変位の測定値は，途中の段階においてもほぼ信頼できるものと考えられる。

2) 掘割道路模型の浮上がり量と水平地盤部の沈下量の定式化

掘割道路模型の浮上がり量$\Delta H1$は，地盤変形による浮上がり量$y1$と空隙ができることによる浮上がり量zの和から，掘割下方の地盤の圧密沈下量$x1$を差し引いたものとなる。また，水平地盤部の沈下量$\Delta H2$は，水平地盤部の圧密沈下量$x2$と地盤変形による沈下量$y2$の和として表される。

$$\Delta H1 = -x1 + y1 + x \quad (\text{浮上がりが正}) \cdots\cdots (8.1)$$

表 8.3　掘割道路模型と地盤の変位状況

(1) モデル1

加振ステップと模型の状態		掘割道路模型		地　盤	
		鉛直変位（平均値）	水平変位	鉛直変位	水平変位
2	加振中	4㎜浮上がり	2㎜移動した後、元に戻る 振幅0.5㎜	地表は4～7㎜、 地中は1～4㎜沈下	（4～6㎜水平地盤側に移動）
	固定解除時	変化なし	変化なし	変化なし	変化なし
	固定解除後	1㎜浮上がった後、3㎜沈下	1㎜移動した後、元に戻る	地表は2～3㎜、 地中は1～2㎜沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
3	加振中	9㎜浮上がり	1㎜移動 振幅2㎜	地表は5～9㎜、 地中は3～5㎜沈下 （DVG6は浮上がり）	1～3㎜掘割道路模型側に移動
	拘束解除時	1㎜浮上がり	変化なし	変化なし	1㎜さらに移動
	拘束解除後	3㎜浮上がり	1㎜さらに移動	地表は0～4㎜、 地中は3～4㎜沈下 （DVG2は浮上がり）	若干さらに移動
4	加振中	9㎜浮上がり	移動なし 振幅1㎜	地表は5～11㎜、 地中は1～4㎜沈下	3～4㎜掘割道路模型側に移動
	拘束解除時	若干浮上がり	変化なし	変化なし	若干さらに移動
	拘束解除後	3㎜浮上がり	1㎜移動した後、元に戻る	地表は1～4㎜、 地中は3～4㎜沈下 （DVG2は浮上がり）	若干さらに移動
5	加振中	3㎜浮上がり	移動なし 振幅1㎜	地表は2～3㎜、 地中は0～2㎜沈下	2㎜掘割道路模型側に移動
	加振後	1㎜浮上がった後、1㎜沈下	変化なし	地表は1～2㎜、 地中も1～2㎜沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし

注）ステップ1はデータなし

表 8.3　掘割道路模型と地盤の変位状況

(2) モデル２

加振ステップと模型の状態		掘割道路模型		地　盤	
		鉛直変位（平均値）	水平変位	鉛直変位	水平変位
1	加振中	9mm浮上がり	1mm移動 振幅1.5mm	地表は4～10mm、 地中は7～10mm沈下 （DVG6は変化なし）	変化なし
	加振後	4mm浮上がった後、 4mm沈下	2mmさらに移動	地表は9～12mm、 地中は3～8mm沈下	変化なし
2	加振中	8mm浮上がり	1mm移動 振幅1.5mm	地表は6～9mm、 地中は2～6mm沈下	DHG2のみ2mm掘割道路模型側へ移動
	加振後	5mm浮上がった後、 4mm沈下	元に戻る	地表は5～8mm、 地中は3～4mm沈下	変化なし
3	加振中	6mm浮上がり	1mm移動 振幅1.5mm	地表は6～7mm、 地中は2～6mm沈下	DHG2のみ4mm掘割道路模型側へ移動
	加振後	6mm浮上がった後、 1mm沈下	変化なし	地表は3～6mm、 地中も2～3mm沈下	変化なし

(3) モデル３

加振ステップと模型の状態		掘割道路模型		地　盤	
		鉛直変位（平均値）	水平変位	鉛直変位	水平変位
1	加振中	2mm浮上がり	1mm移動 振幅2mm	地表は6～9mm、 地中は3～4mm沈下	変化なし
	加振後	1mm浮上がった後、 2.5mm沈下	変化なし	地表は8～22mm、 地中は1～2mm沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
2	加振中	1mm浮上がり	若干移動 振幅2mm	地表は6～7mm、 地中は2～3mm沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
	加振後	2mm浮上がった後、 1mm沈下	1mm移動	地表は4～8mm、 地中は1mm程度沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
3	加振中	1mm浮上がり	1mm移動 振幅2mm	地表は4～6mm、 地中は1～2mm沈下	変化なし
	加振後	3mm浮上がった後、 1mm沈下	変化なし	地表は2～6mm、 地中は1mm程度沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
4	加振中	6mm浮上がり	2mm移動 振幅2mm	地表は5～13mm、 地中は1mm程度沈下 （DVG2は浮上がり）	（2mm水平地盤側に移動）
	加振後	1mm浮上がった後、 1mm沈下	変化なし	地表は3～4mm、 地中は若干沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし

表8.4　変位計と標尺による測定値の比較（モデル2）

		ステップ1	ステップ2	ステップ3	備考
掘割道路模型の最終浮上がり量（mm）	変位計	9.5	10.8(20.3)	10.1(30.4)	DVM1及びDVM2の平均
	標尺	9	12 (21)	10 (31)	測点5,6,15,16の平均
水平地盤部の最終沈下量（mm）	変位計	15.3	10.8(26.1)	8.2(34.3)	DVG1～6の平均
	標尺	15	9 (24)	9 (33)	測点1～4,7～14,17～20の平均

注）カッコ内の数値は累積値

$\Delta H2 = x2 + y2$　（沈下が正）……（8.2）

さらに，掘割道路模型の幅をL1（＝60cm），水平地盤部の幅をL2（＝190cm）とすると，地盤変形量の釣合より次式が得られる。

$L1 \cdot y1 = L2 \cdot y2$ ……（8.3）

また，地盤の圧密沈下量が層厚に比例するものと仮定すると，掘割下方地盤の圧密沈下量x1と水平地盤部の圧密沈下量x2の比は，掘割下方地盤の層厚H1（＝25cmとする）と水平地盤部の層厚H2（＝50cmとする）の比に等しい。

$x1 / x2 = H1 / H2$ ……（8.4）

$\Delta H1$及び$\Delta H2$が測定値として既知の場合，5つの未知数に対して関係式が4つしかないため，地盤変形成分と空隙成分を分離するためには何らかの条件を1つ追加する必要がある。

3）モデル2における地盤変形成分と空隙成分の分離

実験後の解体時に，掘割道路模型と掘割下方地盤の間に10mm程度の空隙が観察された（図8.8参照）ことを用いて，地盤変形成分と空隙成分の分離を行う。

まず，加振中あるいは加振後のある時点Tまでは地盤の変形を伴う掘割道路模型の浮上がりのみが進行し，その後は地盤の変形を伴わない浮上がりのみが進行するものと仮定する。すると，時点Tにおいてz(T)＝0とすることにより，式（8.1）～（8.4）を用いてx1(T)，x2(T)，y1(T)，y2(T)を求めることができる。また，時点T以降ではy1及びy2が変化しないことから，変位計による最終値を$\Delta H1_{FINAL}$，$\Delta H2_{FINAL}$とし，y1(T)とy2(T)を$y1_{FINAL}$，$y2_{FINAL}$として代入することにより，式（8.1），（8.2），（8.4）を用いて最終的な空隙発生量z_{FINAL}を求めることができる。

時刻歴によれば，掘割道路模型は加振中に急速に浮上がり，加振終了後は浮上がり速度が低下して，ある時点で浮上がり量が最大となった後，沈下が生じる。そこで，3回の加振ステップのそれぞれにおいて，上記の時点Tが加振開始後3秒（加振終了直後），20秒（掘割道路模型がゆっくり浮上がっている途中の段階），100秒（掘割道路模型の浮上がりがほぼ最大になった段階）のいずれかであったものとしてz_{FINAL}を計算した結果を表8.5に示す。

3回の加振ステップのz_{FINAL}の和は，解体時の空隙に等しくなるはずである。時点Tが各ステップの加振開始後3秒であったとするとz_{FINAL}の和は14.0mmとなり，20秒であったと

表 8.5　時点Tを変えた場合の地盤変形成分と空隙成分の最終値（モデル２）

	ステップ１			ステップ２			ステップ３		
仮定時点T	３秒	20秒	100秒	３秒	20秒	100秒	３秒	20秒	100秒
⊿H1(T)	9.5	11.7	13.4	8.3	10.8	13.7	6.8	9.1	11.6
⊿H2(T)	6.6	8.5	11.7	6.2	7.1	9.2	5.2	5.7	7.2
x1(T)	1.6	2.1	3.2	1.6	1.6	2.1	1.3	1.2	1.5
x2(T)	3.1	4.1	6.4	3.1	3.2	4.2	2.6	2.4	3.1
y1(T)	11.1	13.8	16.6	9.8	12.4	15.8	8.1	10.3	13.1
y2(T)	3.5	4.4	5.3	3.1	3.9	5.0	2.6	3.3	4.1
$\Delta H1_{FINAL}$	9.5	←	←	10.8	←	←	10.1	←	←
$\Delta H2_{FINAL}$	15.3	←	←	10.8	←	←	8.2	←	←
$x1_{FINAL}$	5.9	5.5	5.0	3.9	3.5	2.9	2.8	2.5	2.1
$x2_{FINAL}$	11.8	10.9	10.0	7.7	6.9	5.8	5.6	4.9	4.1
z_{FINAL}	4.3	1.2	-2.1	4.9	1.9	-2.1	4.8	2.3	-0.9

注）数値の単位はmm、⊿H1及び⊿H2は変位計の平均値

すると5.4 mmとなる。解体時の空隙が10 mm 程度であったことから，時点Tは，平均的には加振開始後３秒と20秒の間にあることになる。これにより，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりは加振中から加振終了直後にかけて比較的急速に生じ，地盤の変形を伴わない浮上がりは加振終了後に比較的ゆっくりと生じていることが予想される。

時点Tを加振開始後３秒と仮定したときの地盤変形成分と空隙成分の計算結果を表8.6に，これらの時間変化を図8.9に示す。これらによれば，いずれの加振ステップでも，浮上がり量が最大になった後の沈下過程において，空隙が１～２mm程度縮小していることになる。時点Tが加振開始後20秒であったと仮定したときの計算結果を表8.7に示すが，この場合も同様で

表 8.6　時点Tが加振開始後３秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分（モデル２）

	ステップ１				ステップ２				ステップ３			
計算時点	３秒	20秒	100秒	最終	３秒	20秒	100秒	最終	３秒	20秒	100秒	最終
⊿H1	9.5	11.7	13.4	9.5	8.3	10.8	13.7	10.8	6.8	9.1	11.6	10.1
⊿H2	6.6	8.5	11.7	15.3	6.2	7.1	9.2	10.8	5.2	5.7	7.2	8.2
x1	1.6	2.5	4.1	5.9	1.6	2.0	3.1	3.9	1.3	1.6	2.3	2.8
x2	3.1	5.0	8.2	11.8	3.1	4.0	6.1	7.7	2.6	3.1	4.6	5.6
y1	11.1	←	←	←	9.8	←	←	←	8.1	←	←	←
y2	3.5	←	←	←	3.1	←	←	←	2.6	←	←	←
z	0	3.1	6.4	4.3	0	3.0	7.0	4.9	0	2.6	5.8	4.8

注）数値の単位はmm、⊿H1及び⊿H2は変位計の平均値

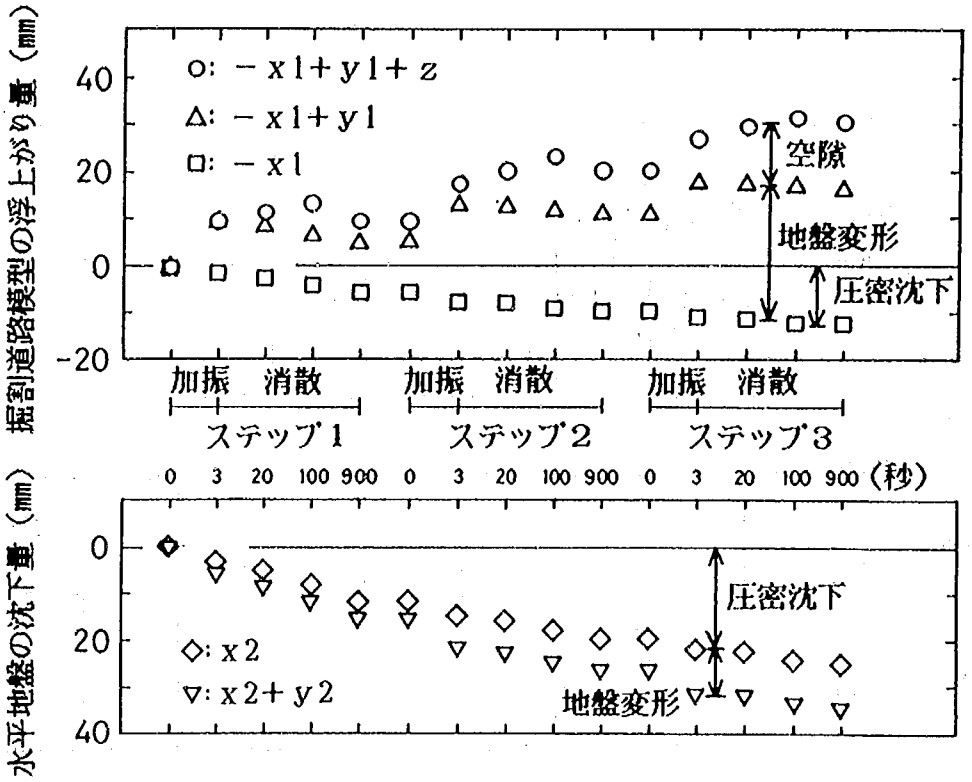


図 8.9　時点Tが加振開始後３秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分の時間変化（モデル２）

表 8.7　時点Tが加振開始後20秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分（モデル２）

	ステップ1				ステップ2				ステップ3			
計算時点	3秒	20秒	100秒	最終	3秒	20秒	100秒	最終	3秒	20秒	100秒	最終
⊿H1	9.5	11.7	13.4	9.5	8.3	10.8	13.7	10.8	6.8	9.1	11.6	10.1
⊿H2	6.6	8.5	11.7	15.3	6.2	7.1	9.2	10.8	5.2	5.7	7.2	8.2
x1	1.6	2.1	3.7	5.5	1.6	1.6	2.7	3.5	1.3	1.2	2.0	2.5
x2	3.1	4.1	7.3	10.9	3.1	3.2	5.3	6.9	2.6	2.4	3.9	4.9
y1	11.1	13.8	←	←	9.8	12.4	←	←	8.1	10.3	←	←
y2	3.5	4.4	←	←	3.1	3.9	←	←	2.6	3.3	←	←
z	0	0	3.3	1.2	0	0	4.0	1.9	0	0	3.3	2.3

注）数値の単位はmm、⊿H1及び⊿H2は変位計の平均値

ある。空隙部分が最大になったときに側面の砂がどの程度崩れ，その後掘割道路模型が沈下する際に，この崩れた部分がどの程度圧縮されるかによって，空隙の縮小量は変化するものと考えられる。

4）地盤の水平変位との対応

モデル２では，ステップ２及び３でそれぞれ２mm，４mm 程度の掘割道路模型近傍の地盤

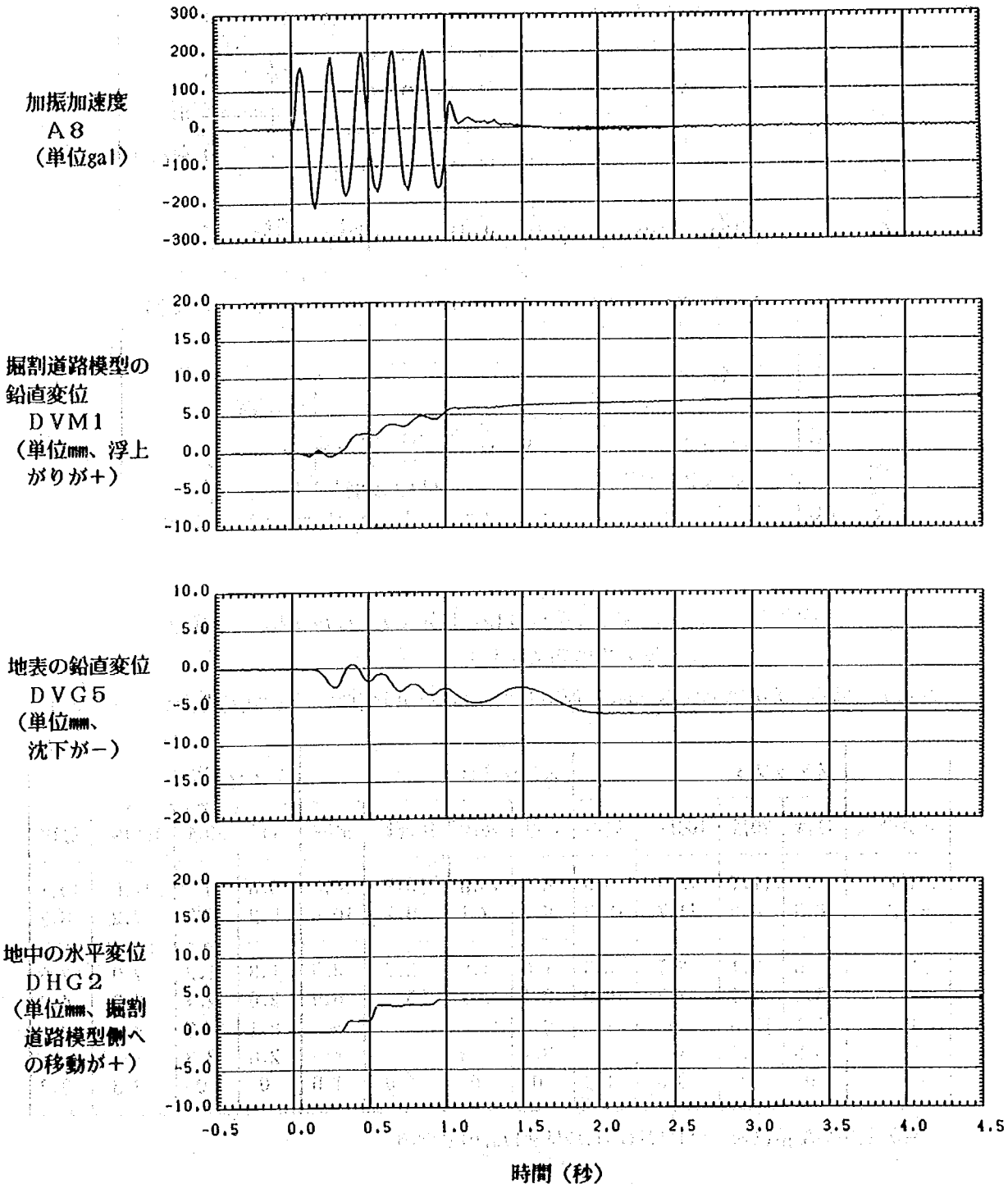


図8.10　変位計による測定時刻歴の例（モデル2，ステップ3）

内の水平変位（DHG2，掘割道路模型からの水平距離5cm）が，加振中に生じた。これからも，3)と同様に，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりは主に加振中に生じていることが予想される。

しかし，ステップ1で水平変位が生じなかったことは3)の結果と対応せず，また，ステップ2及び3で生じた水平変位の大きさも表8.6及び表8.7の地盤変形による浮上がり量y1が8～12mm程度であったことと比べるとかなり小さい。図8.10の時刻歴を見ると，変位計による水平変位は滑らかでなく階段状に生じているが，これは変位計とターゲットと結ぶ糸の動きがチューブ内での摩擦により拘束されていたことによるものと考えられ，水平変位量は必ずしも正確には測定されていないことが予想される。

なお，図8.7(2)を見ると，掘割道路模型からの水平距離10cmの位置の鉛直メッシュは，ステップ2及び3でそれぞれ1cm程度掘割道路側へ水平変位している。一方，変位計による測定値は，掘割道路模型からの水平距離5cm（DHG2）では先に述べたようにステップ2及び3でそれぞれ2mm，4mm程度で，水平距離15cm（DHG1）では変位が生じていない。側面のメッシュの変形が内部の地盤の変形に等しいものとすれば，変位計による測定値は実際よりもかなり小さめになっていることになり，上記の予想と対応する。

5）モデル3の結果

モデル3の掘割道路模型の浮上がり量と水平地盤部の沈下量の，変位計と標尺による測定値の平均値の比較を表8.8に示す。2通りの測定法による各ステップの最終値がほぼ対応していることから，変位計による鉛直変位の測定値は，モデル2の場合と同様に途中の段階においてもほぼ信頼できるものと考えられる。

表8.8　変位計と標尺による測定値の比較（モデル3）

		ステップ1	ステップ2	ステップ3	ステップ4	備考
掘割道路模型の最終浮上がり量（mm）	変位計	0.5	0.9(1.4)	3.3(4.7)	5.8(10.5)	計算方法は表3.4.4と同じ
	標尺	0	2 (2)	3 (5)	5 (10)	
水平地盤部の最終沈下量（mm）	変位計	14.0	8.2(22.2)	5.9(28.1)	7.6(35.7)	
	標尺	14	7 (21)	7 (28)	8 (36)	

注）カッコ内の数値は累積値

モデル3では，掘割道路模型下方の砕石に描いたメッシュには変形が見られなかったこと（図8.7参照），及び砕石中の過剰間隙水圧が周辺の液状化砂層よりもかなり小さいこと（図8.5参照）から，掘割道路模型の浮上がりは空隙成分のみで，地盤変形成分はほとんどなかったものと考えられる。

この場合に，砕石と液状化砂層の地盤変形成分を無視して（y1＝y2＝0），さらに砕石の圧密沈下量を無視する（x1＝0）と，ステップ4のあとの最終的な空隙は表8.8より10mm程度であったことになるが，これは，実験後の解体時に掘割道路模型と掘割下方地盤の間に10mm

程度の空隙が観察されたこと（図8.8参照）と対応する。また，水平地盤部のステップ1～3の圧密沈下量は順に14，8，6mm程度となるが，これは，モデル2において時点Tを加振開始後3秒と仮定したときの水平地盤部の圧密沈下量 x 2 FINAL が表8.5よりステップ1～3の順に12，8，6mm程度であったことと対応する。

砕石に変形が生じなかったのは，砕石の透水性が高く過剰間隙水圧が発生しにくかったことによると考えられる。また，モデル2とは異なり，加振中に生じた浮上がりが地盤の変形ではなく空隙の発生によることになるが，これも，砕石の透水性が高く，間隙流体の移動が生じやすかったためと考えられる。なお，浮上がり量の絶対値は，表8.3と表8.8の比較より明らかなように，モデル3のほうがモデル2よりもかなり小さい。

6) モデル1の結果

モデル1では，グリセリンの濃度が高かったために，過剰間隙水圧が完全に消散して地盤の変形が完全に終了するまでのデータ計測を行うことができなかった。そこで，掘割道路模型の最終浮上がり量 $\Delta H1_{FINAL}$ 及び水平地盤部の最終沈下量 $\Delta H2_{FINAL}$ として標尺による測定値の平均を用いて（ステップ5では変位計による最終測定値の平均），また，3)で想定した時点Tが各ステップの加振終了直後であるものと仮定して地盤変形成分と空隙成分の最終値を計算した結果を表8.9に示す（ステップ1では標尺以外のデータなし）。ステップ2では，空隙

表8.9　時点Tを仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分の最終値（モデル1）

	ステップ1	ステップ2	ステップ3	ステップ4	ステップ5
仮定時点T	－	25秒	5秒	5秒	3秒
$\Delta H1(T)$	－	5.2	8.6	7.2	3.0
$\Delta H2(T)$	－	4.2	6.0	6.2	2.3
$x1(T)$	－	1.2	1.6	1.7	0.6
$x2(T)$	－	2.3	3.2	3.5	1.2
$y1(T)$	－	5.9	8.9	8.5	3.6
$y2(T)$	－	1.9	2.8	2.7	1.1
$\Delta H1_{FINAL}$	4	4	16	10	(3.1)
$\Delta H2_{FINAL}$	7	5	9	7	(3.9)
$x1_{FINAL}$	－	1.6	3.1	2.7	1.4
$x2_{FINAL}$	－	3.1	6.2	5.3	2.8
z_{FINAL}	－	-0.3	10.1	4.2	1.9

注）数値の単位はmm、－はデータなし、$\Delta H1$及び$\Delta H2$は変位計の平均値、
$\Delta H1_{FINAL}$及び$\Delta H2_{FINAL}$は標尺の平均値（かっこ内は変位計の平均値）

成分の最終値 z FINAL が負の値となるが，これは測定精度によるもので，実際の z_{FINAL} はゼロであったことが予想される。また，ステップ1はステップ2よりも加振加速度が小さいことから，ステップ2と同様に z FINAL はゼロであったことが予想される。このとき，ステップ3～5の z FINAL の和は16.2mmとなり，実験後の解体時に掘割道路模型と掘割下方地盤の間

に観察された20mm程度の空隙よりも小さい。

モデル1では，加振終了後約90秒で掘割道路模型固定用のひもを切断したが，この際に，ステップ3及び4では，掘割道路模型近傍の地盤内の水平変位に若干の変化が見られた。これは，先に仮定した時点T以降でも，地盤の変形を伴う浮上がりが生じていることを示すが，これを考慮するとz FINALの和は先に求めた16.2mmよりも小さくなり，実験後の解体時に観察された空隙量との差がさらに大きくなる。これらが一致しないのは，測定精度と計算上の簡略化した仮定に起因するものと考えられるが，概略の値としてはほぼ対応している。

8.4 まとめ

1) 浮上がり安全率Fuは，浮上がりの有無を判定する指標として有効である。

2) 掘割道路の周辺地盤が一様に液状化した場合には，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりが加振中から加振終了直後にかけて比較的急速に生じ，地盤の変形を伴わない浮上がりが加振終了後にゆっくりと生じていることが予想される。後者の場合，いったん浮上がった後，過剰間隙水圧の消散とともに，掘割道路模型と下方地盤との間にできた空隙を押しつぶすような形で掘割道路模型の沈下が生じるが，側方から砂が崩れ込むために，ある程度の空隙が取り残される。

3) 掘割道路下方地盤を透水性が高く液状化しない砕石で置き換えた場合には，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりは生じないが，周辺地盤から過剰間隙水圧が伝播するために，地盤の変形を伴わない浮上がりが加振中から生じる。ただし，浮上がり量の絶対値は置き換える前よりもかなり小さくなる。

4) 本実験は実大規模との相似性を考慮せずに行ったものであるため，上記の現象を説明できる解析方法を開発し，これを実大規模に適用することが今後の課題である。

9. 締固め工法の効果に関する浸透解析（その１）：浮上がり安全率の算定

9.1 解析目的

前章の模型振動実験により，地震終了後であっても，浮上がり安全率が1.0を下回っている場合には，地盤の変形を伴わない浮上がりが生じることが示された。

図9.1のように掘割道路の周辺地盤に締固め改良を行った場合には，外側の未改良部が地震中に

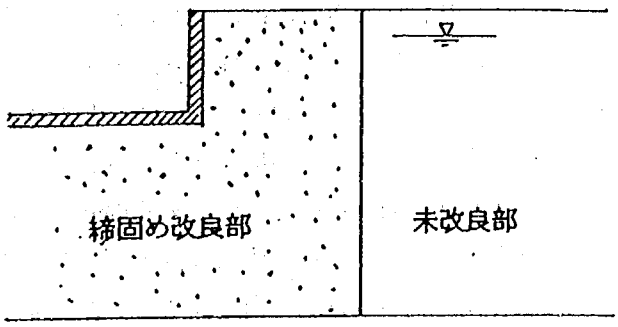


図9.1　対象とした掘割道路

液状化すると，発生した過剰間隙水圧が締固め部に伝播するために，掘割道路の浮上がり安全率は地震終了後に最小値をとる。

そこで，締固め工法による掘割道路の浮上がり対策効果を明らかにするために，実大規模の掘割道路を対象にして，このような場合の未改良部からの過剰間隙水圧の伝播状況を定常浸透解析及び非定常浸透解析により計算し，掘割道路の浮上がり安全率を算定した。

あわせて，掘割道路幅等の諸条件が浸透解析結果に及ぼす影響について検討を行った。

9.2 解析方法

定常・非定常浸透解析は２次元有限要素解析プログラム“ＳＩＧＮＡＳ”を用いて行った。

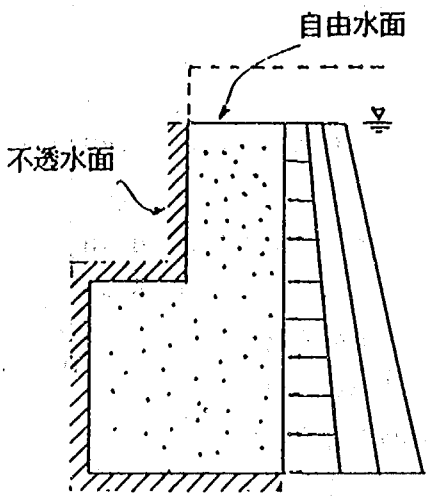
9.2.1 定常浸透解析

締固め地盤（半断面）を図9.2のようにモデル化し，モデルの右側境界の外側にある未改良部が完全に液状化したときの過剰間隙水圧が境界に作用するものとして，締固め地盤内の過剰間隙水圧分布の計算を行った。境界に作用させる過剰間隙水圧Δuとして次式を用いた。締固め地盤の繰返しせん断による過剰間隙水圧の発生はないものとして扱っている点が，井合らの解析方法[19]と一致している。

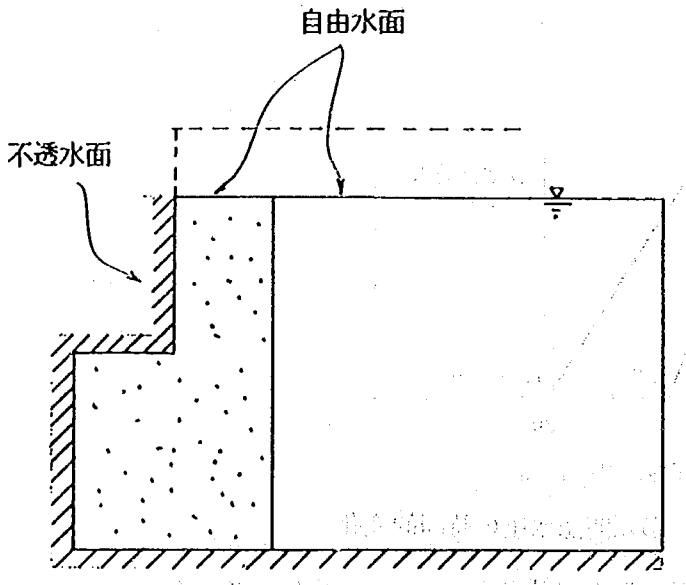
$$\Delta u = \sigma_{v0}' \quad \cdots\cdots (9.1)$$

$$\sigma_{v0}' = \gamma_t \cdot WL + \gamma' \cdot (Z - WL) \quad \cdots\cdots (9.2)$$

ここに，σ_{v0}'：初期有効上載圧，γ_t：地下水位より上の地盤の単位体積重量，ＷＬ：地表面



(1) 定常浸透流解析モデルおよび非定常浸透流解析モデル（ＳＴＥＰ1，加振中）



・ＳＴＥＰ１の結果を初期値として与える。

・追加要素の初期値は過剰間隙水圧比＝１とする。

(2) 非定常浸透流解析モデル（ＳＴＥＰ2，加振終了後）

図9.2 解析モデル

から地下水位までの距離，γ'：地下水位より下の地盤の有効単位体積重量，Z：考えている地点の地表面からの深度

9.2.2 非定常浸透解析

地震動により未改良部で過剰間隙水圧が上昇する過程（ステップ１）と，地震動が終了後に過剰間隙水圧が消散する過程（ステップ２）の２つのステップに分けて計算を行った。

ステップ１では，地震動を一定振幅の正弦波に置き換えて，定常浸透解析と同じモデル（図9.2(1)）を用いて境界に作用させる過剰間隙水圧$\Delta u(t)$を次式[29]により徐々に上昇させた。（図

9.3，9.4参照）

$$\Delta u(t)=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left\{\left(\frac{f\cdot t}{N_L}\right)^{\frac{1}{2\alpha}}\right\}\cdot\sigma_{v0}' \qquad \left(t\leqq\frac{N_L}{f}\right) \quad \cdots\cdots(9.3)$$

$$\Delta u(t)=\sigma_{v0}' \quad \left(t>\frac{N_L}{f}\right) \cdots\cdots(9.4)$$

ここに，N_L ：液状化が生じるまでの繰返し回数（＝10回とした。），f：正弦波の周波数（＝2Hzとした。），α：過剰間隙水圧の上昇のしやすさを表す定数（＝0.7とした。）

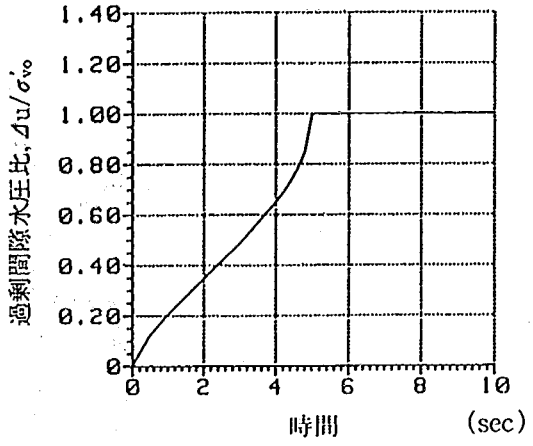
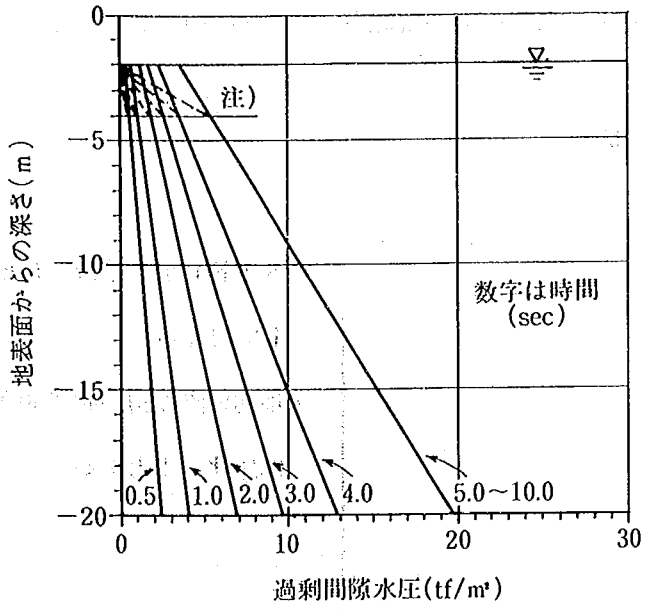


図9.3　過剰間隙水圧比上昇曲線



注）地下水面上では $\Delta u=0$ とし、その下の節点から Δu を与えた。図は地下水位WL＝2mの場合。

図9.4　過剰間隙水圧の時間的変化

ステップ2では，未改良部も含めて図9.2(2)のようにモデル化し，締固め地盤はステップ1の終了時の結果を初期値として，未改良部は完全に液状化したものとして式（9.1）による値を初期値として与えた。

9.2.3　浮上がり安全率の算定

浮上がり安全率Fuは，掘割道路模型の底面に働く鉛直方向の力の釣合から式（4.1）により求めた。掘割道路側壁と地盤の間の単位奥行き当りの摩擦抵抗Qは，地下水位より上の地盤について考慮し，次式で求めた。なお，浸透水力に起因する力Fは，前章と同様な方法で計算した結果，全てのケースで0となった。

$$Q=\frac{1}{2}K_0\cdot\gamma_t\cdot(WL)^2\cdot\tan\phi' \qquad \cdots\cdots(9.5)$$

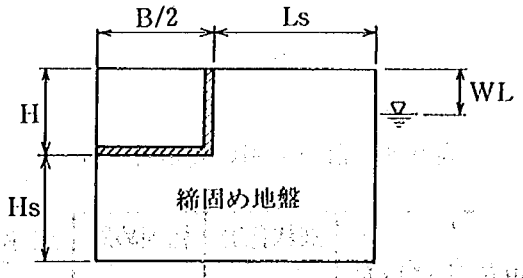
ここに，K_0 ：地盤の静止土圧係数（＝0.5とした。），ϕ'：地盤の内部摩擦角

9.2.4 計算条件

幾何学的な条件として掘割道路幅，側壁の高さ，締固め地盤幅，掘割道路下の液状化層厚，及び地下水位を変えて表9.1に示す12通りの条件を設定した。また，透水係数等の条件として表9.

表9.1 幾何学的条件

解析ケース	掘割道路幅 B (m)			側壁高さ H (m)		締固め地盤幅 Ls (m)			掘割道路下の液状化層厚 Hs (m)		地下水位 WL 又 (m)		備考
	10	20	30	5	10	2.5	5	10	5	10	2	5	
1－1	●				●	●				●	●		
1－2	●				●		●			●	●		基本モデル
1－3	●				●			●		●	●		
2－2		●			●		●			●	●		
2－3		●			●			●		●	●		
3－2			●		●		●			●	●		
3－3			●		●			●		●	●		
4－2	●				●		●		●		●		
4－3	●				●			●	●		●		
5－2	●			●			●			●	●		
5－3	●			●				●		●	●		
1－4	●				●		●			●		●	



2に示す5通りの条件を設定し，表9.3に示す条件の組合せで浸透解析を行った。

条件1－2の計算に用いた要素分割図を図9.5(1)，(2)に示す。幾何学的な条件を変えた場合は，これらの図の要素の大きさを変えて計算を行った。定常解析に用いた要素分割図を図9.6に示す。

Fuの計算に用いた地盤定数を表9.4に，次式による掘割道路の見かけの単位体積重量γ_{eq}は，Q＝0としたときの常時の浮上がり安全率（＝W／Us）が各ケースで同一となるように設定した。

$$\gamma_{eq} = \frac{W}{B \cdot H} \qquad \cdots\cdots (9.6)$$

表9.2　透水係数等の条件

解析ケース	未改良部			締固め改良部			繰返し回数比 *
	透水係数 K (cm/sec)	体積圧縮係数 m_v (cm^2/Kgf)	圧密係数 C_v (cm^2/sec)	透水係数 K (cm/sec)	体積圧縮係数 m_v (cm^2/Kgf)	圧密係数 C_v (cm^2/sec)	Neq/Nℓ
A－1	1.0×10^{-2}	0.1	100	0.5×10^{-2}	0.02	250	2
A－2	1.0×10^{-2}	0.1	100	0.5×10^{-2}	0.1	50	2
B	1.0×10^{-1}	0.1	1000	0.5×10^{-1}	0.02	2500	2
C	1.0×10^{-3}	0.1	10	0.5×10^{-3}	0.02	25	2
A－1'	1.0×10^{-2}	0.1	100	0.5×10^{-2}	0.02	250	4

＊ Neq＝$f\cdot t_d$，t_d：加振時間，f＝2Hz，Nℓ＝10回

表9.3　解析ケース

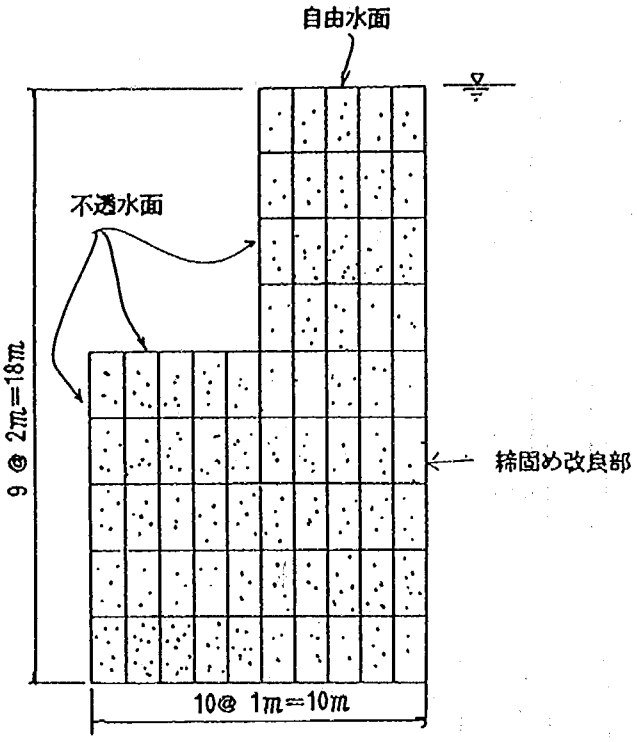
解析方法	幾何学的条件	透水係数等の条件
定常浸透流解析	表7.1に示す全てのケース	A－1（他の条件でも全て同じ答えとなる。）
非定常浸透流解析	1－2	表7.2に示す全てのケース
	1－3，3－2，5－2	A－1

表9.4　計算に用いた地盤定数

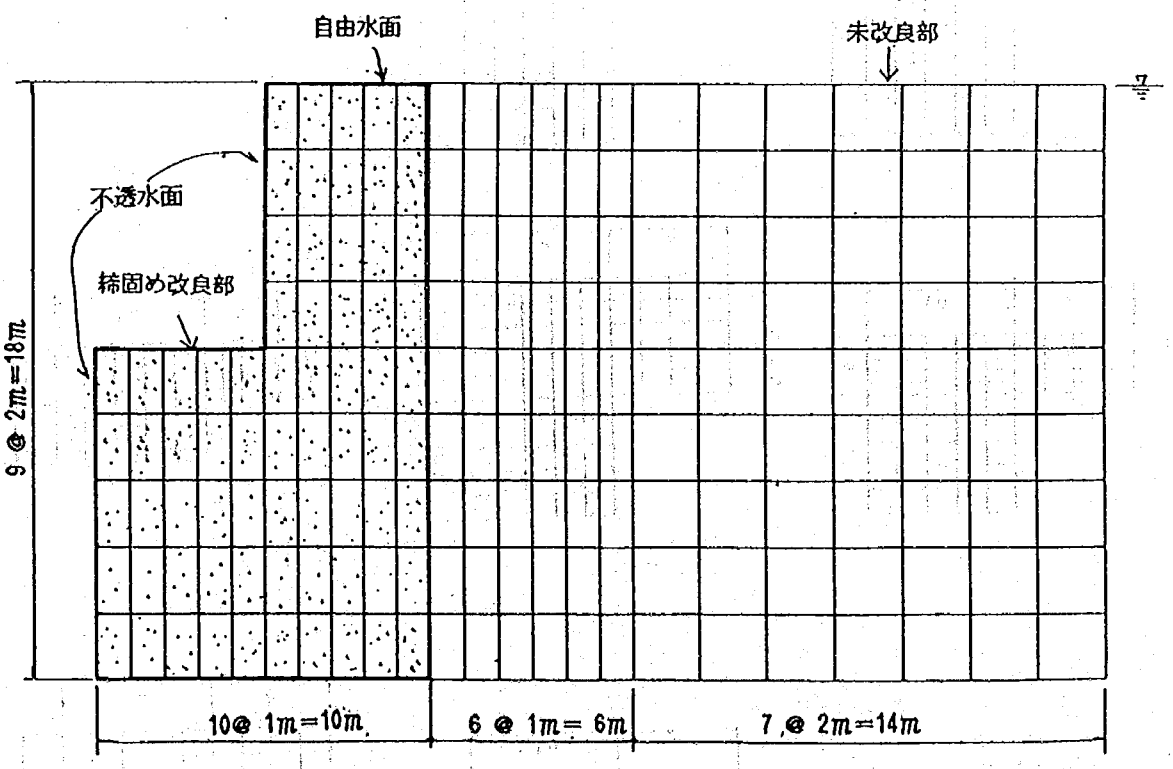
	液状化層	締固め層	支持層
飽和単位体積重量 γ_{sat} (gf/cm^3)	1.9	2.1	
湿潤単位体積重量 γ_t (gf/cm^3)	1.8	2.0	
内部摩擦角 (°)	――	32.3 *	32.3 *

＊ $\phi=15+\sqrt{15N}$，N＝20とした

ここに，W：掘割道路の自重，B：掘割道路幅，H：側壁高さ（地表面から掘割道路の底面までの距離）



(1) 定常解析モデル，非定常解析モデル（ＳＴＥＰ１）



(2) 非定常解析モデル（ＳＴＥＰ２）

図 9.5　要素分割図（条件１－２）

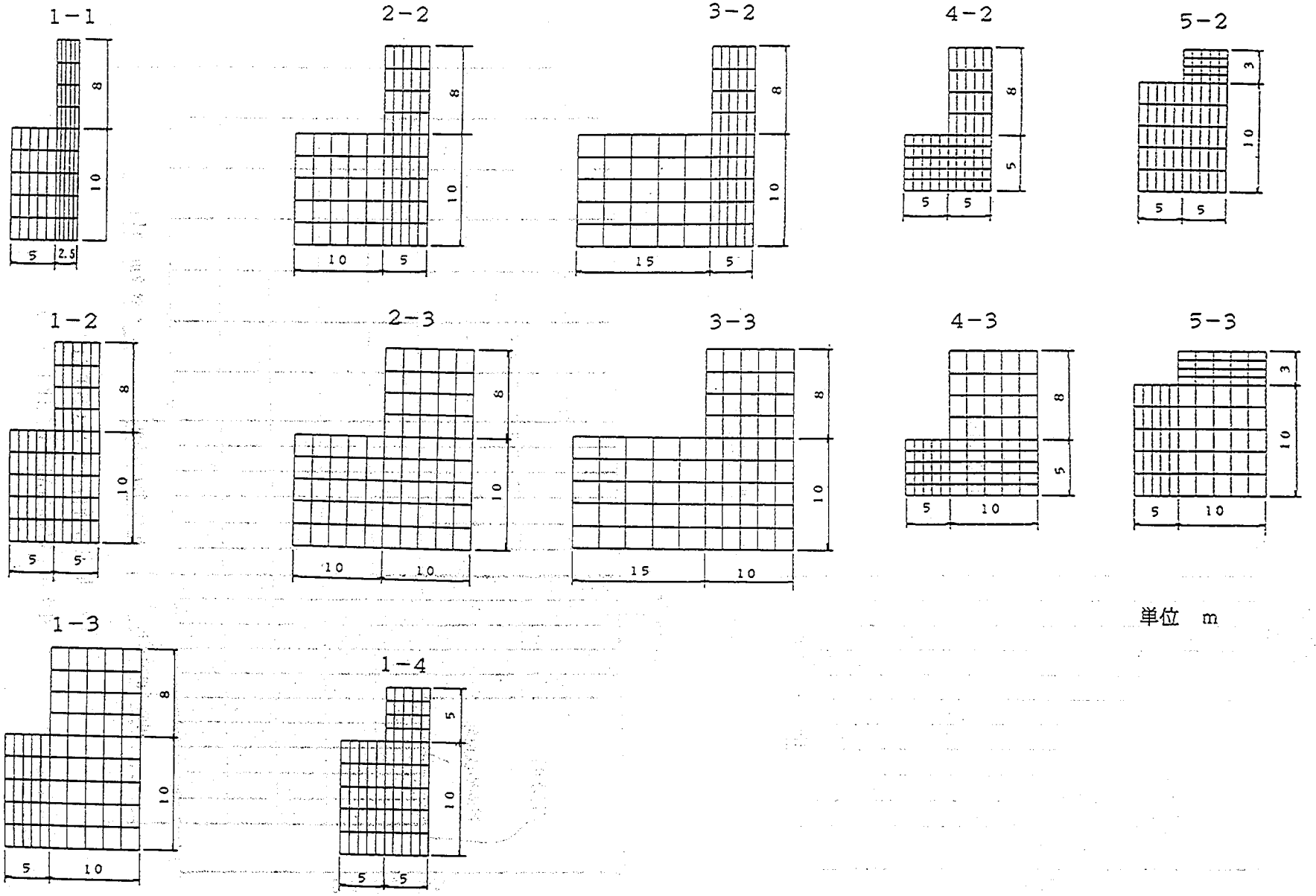


図 9.6　幾何学的条件を変えた場合の要素分割図（定常解析モデル）

表 9.5　掘割道路の見かけの単位体積重量

単位：tf/m³

解析ケース	W／Us = 1.25	W／Us =1.375	W／Us =1.5
1－1，1－2，1－3 2－2，2－3 3－2，3－3 4－2，4－3	1.0	1.1	1.2
5－2，5－3　※1	0.75	0.825	0.9
1－4　　※2	0.625	0.6875	0.75

※1，2　これらのモデルでは、γeg=1.0，1.1，1.2 についても計算している。

9.3　解析結果

9.3.1　定常解析と非定常解析の比較

(1)　過剰間隙水圧と流速ベクトルの断面内分布

非定常浸透解析結果の一例として，条件１－２，Ａ－１のもとでのステップ２における過剰間隙水圧と流速ベクトルの断面内分布の時間変化を図 9.7 に示す。加振終了後 4,000 秒程度のときに，掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧が最大となっている。

図 9.7 の条件に対応する定常解析結果を図 9.8 に示す。掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧が掘割道路の中心線に近くなるほど大きくなっているが，これは非定常解析で t = 4,000 秒以降の結果と定性的に一致している。

(2)　過剰間隙水圧の鉛直方向分布

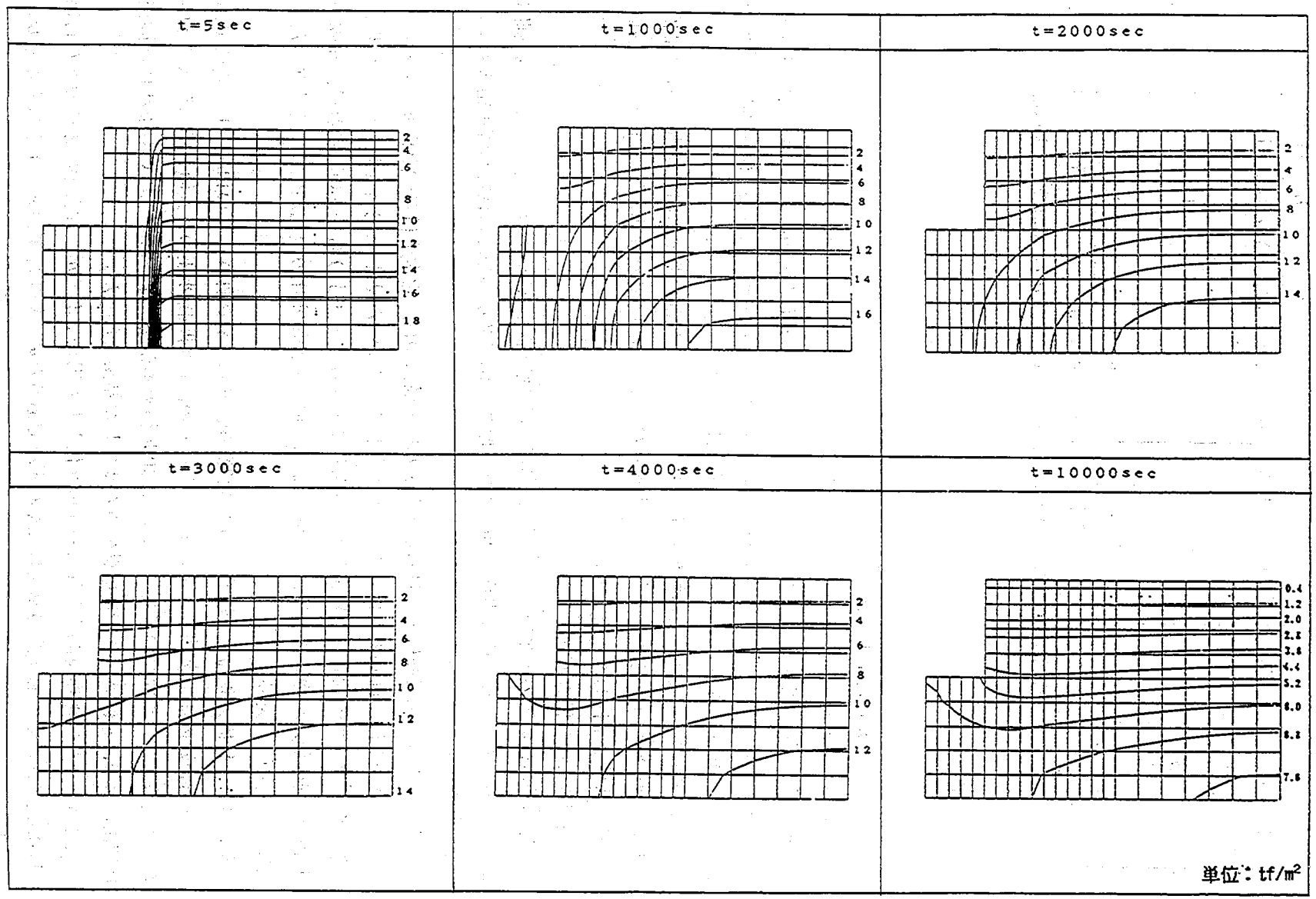
地盤の透水係数等の条件を変えて行った非定常浸透解析の，いくつかの測線における過剰間隙水圧の鉛直方向分布を図 9.9 (1)～(5)に示す。図の左側の２本の測線には定常解析結果もあわせて示した。

条件Ａ－１の非定常解析における過剰間隙水圧の最大値は，定常解析の60％程度である。一方，条件Ａ－２は，締固め地盤の圧密係数を条件Ａ－１の 1/5 とした場合であるが，この場合の過剰間隙水圧の最大値は，定常解析の40％程度で条件Ａ－１よりも小さい。これは，締固め地盤の圧密係数が小さいために，締固め地盤内での過剰間隙水圧の変化が生じにくくなったことによるものと考える。

条件Ｂは，締固め地盤と未改良部の圧密係数を，それぞれ条件Ａ－１の10倍とした場合であるが，圧密係数の比は条件Ａ－１と変わらないため，過剰間隙水圧の最大値と分布形状は条件Ａ－１と等しく，時間軸のみを全体的に 1/10 に縮める結果となった。条件Ｃも条件Ｂと同様な理由により，条件Ａ－１の時間軸のみが変化した結果となった。

条件Ａ－１'は加振時間を条件Ａ－１の２倍とした場合であるが，加振中に未改良部から締固め地盤に伝播する過剰間隙水圧はごくわずかであるため，結果は条件Ａ－１とほとんど変わらなかった。

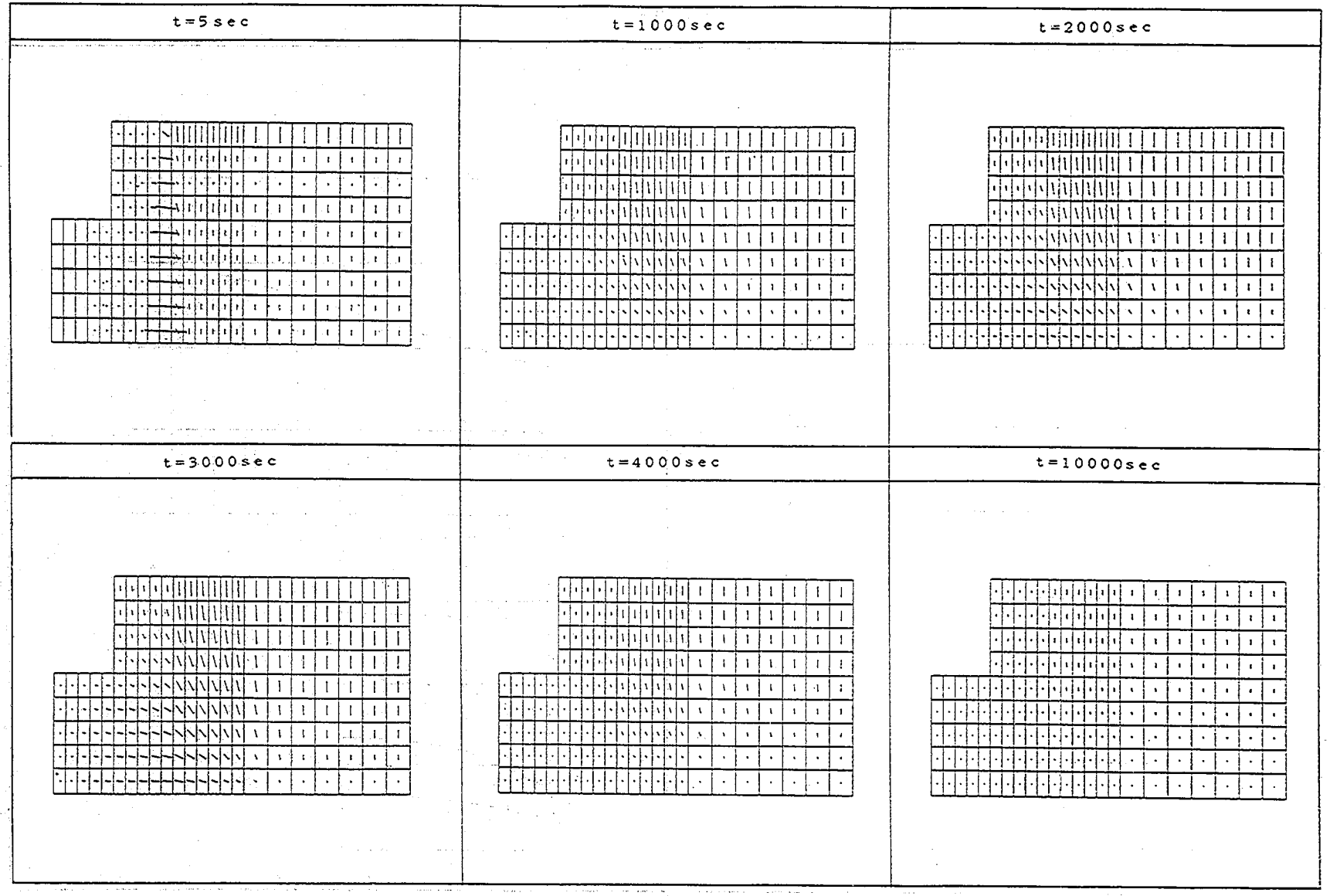
t ：加振終了時からの経過時刻（sec）



(1) 過剰間隙水圧コンター

図 9.7　非定常解析結果（Ⅰ－2，A－1）

t ：加振終了時からの経過時刻（sec）



⑵ 流速ベクトル

図 9.7　非定常解析結果（ 1－2，A－1 ）

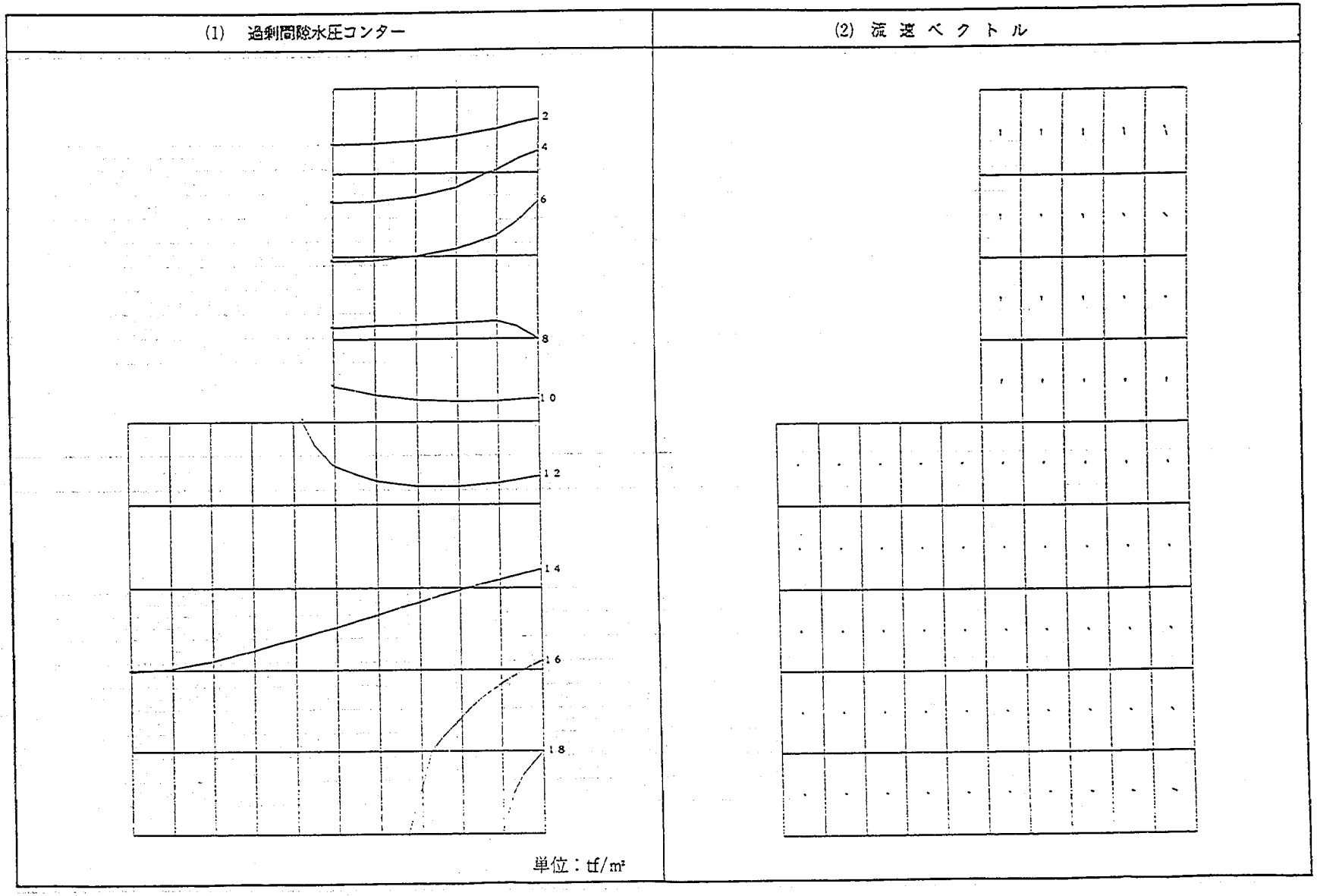
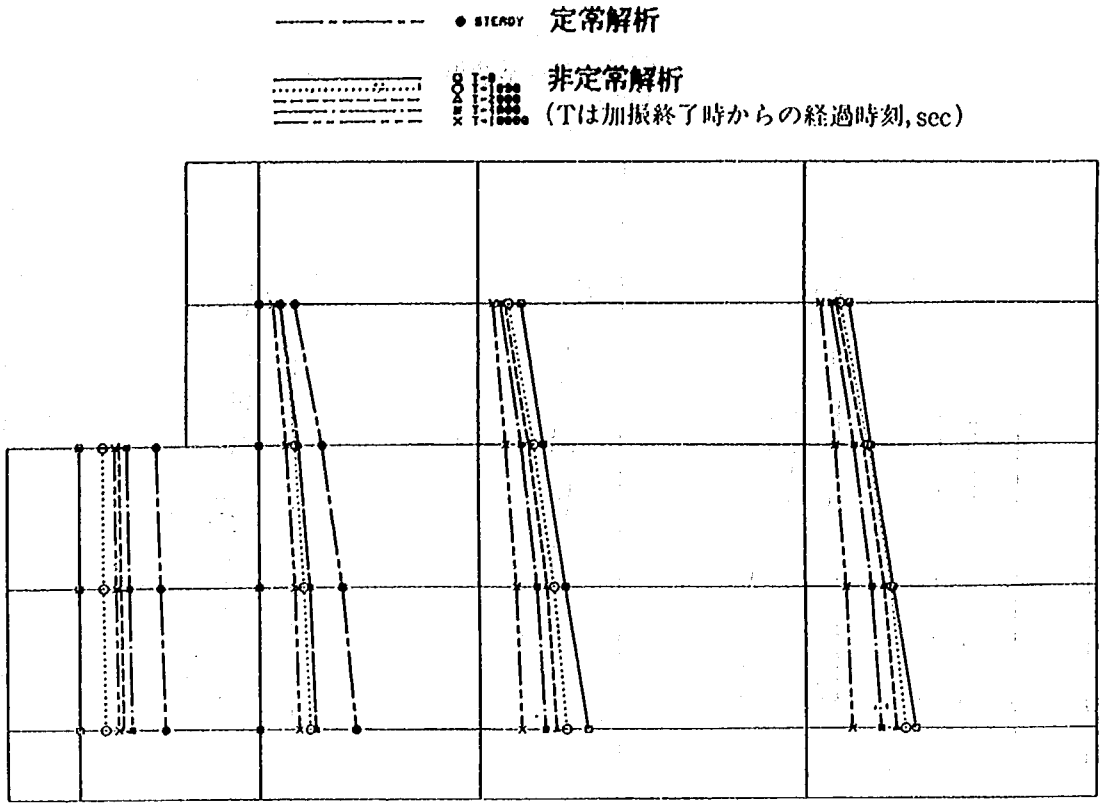
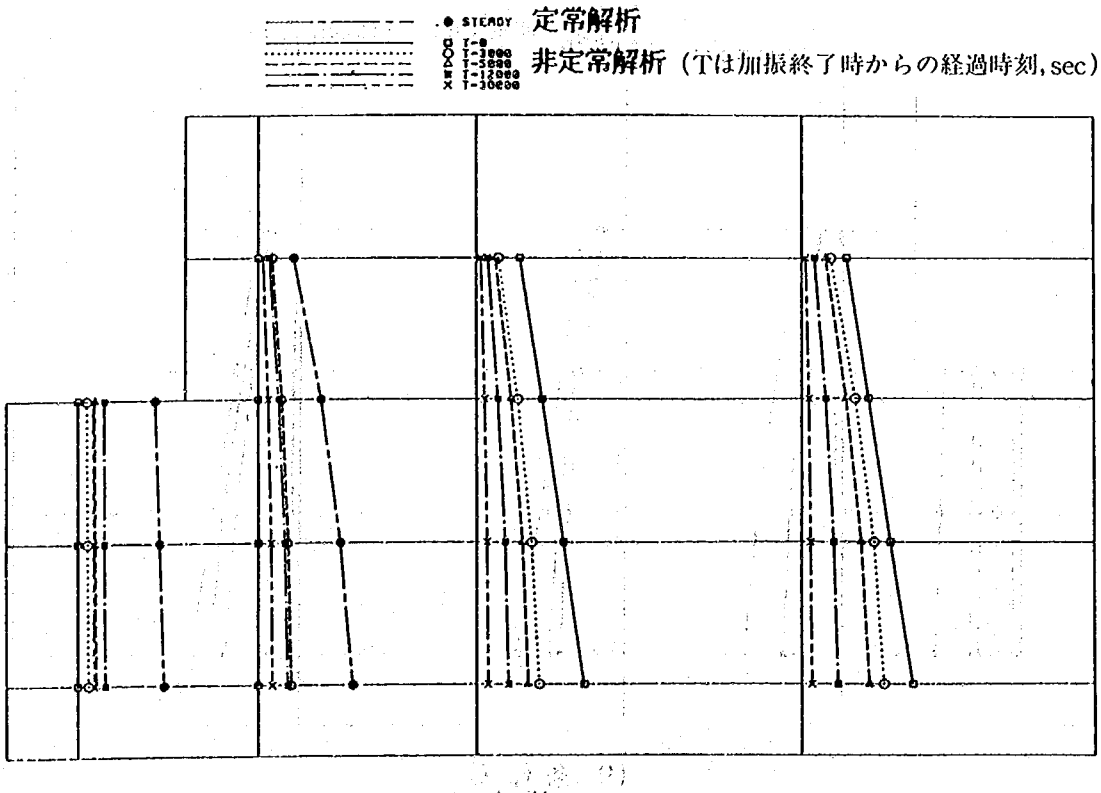


図9.8 定常解析結果（１－２）

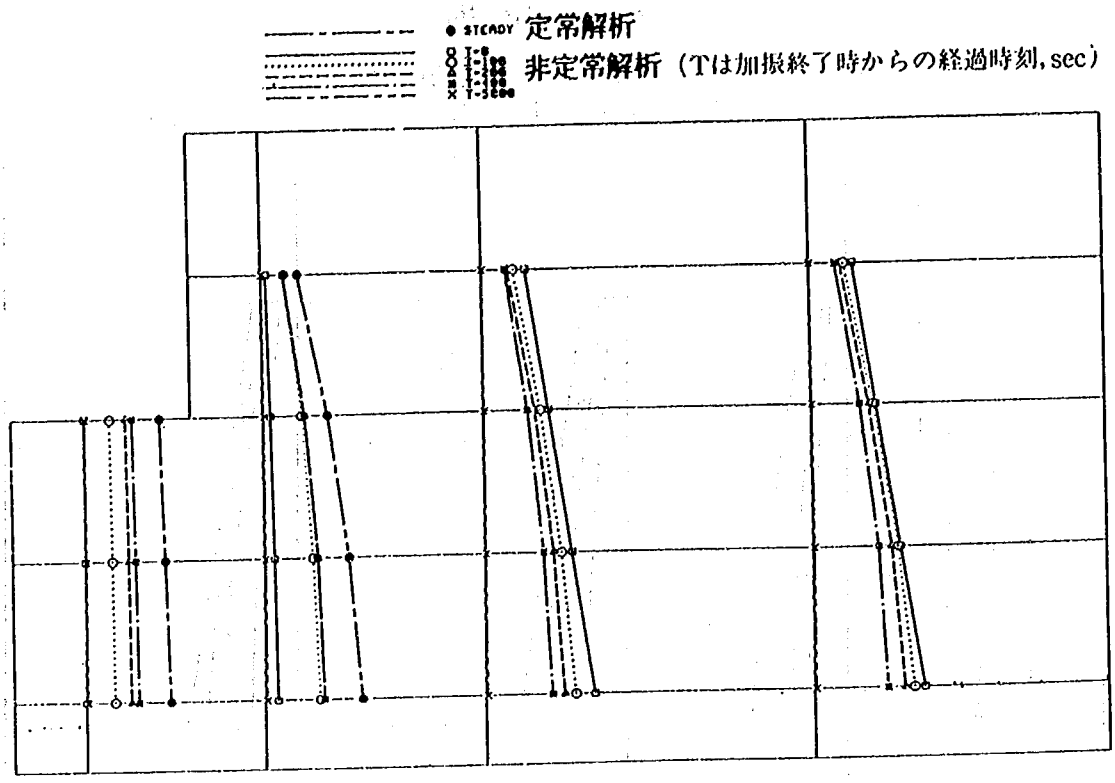


(1) 条件A－1

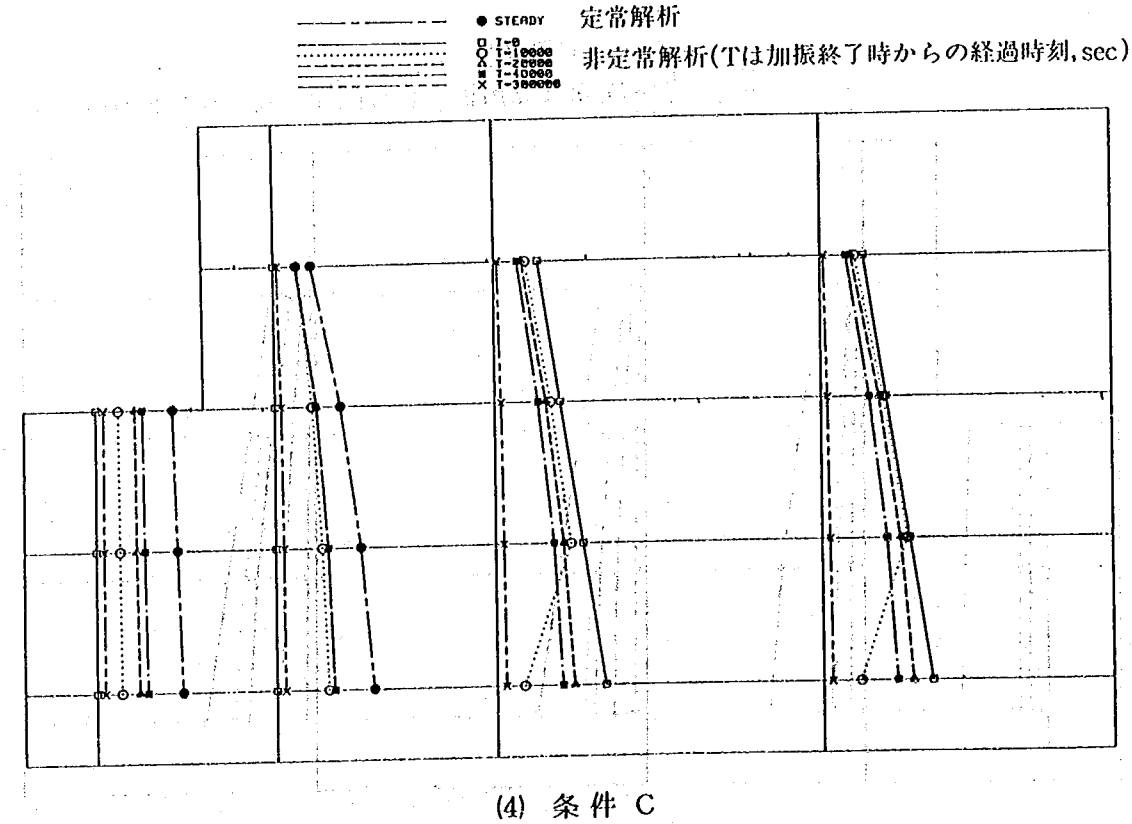


(2) 条件A－2

図 9.9 過剰間隙水圧の鉛直方向分布(1)



(3) 条件 B



(4) 条件 C

図 9.9 過剰間隙水圧の鉛直方向分布

(3) 過剰間隙水圧の水平方向分布

条件A－1の非定常解析における過剰間隙水圧の水平方向分布を図9.10に示す。時間が経過するにつれて未改良部と締固め改良部の過剰間隙水圧の差が小さくなる。

以上より，定常解析では，締固め地盤内の過剰間隙水圧の分布状況はある程度似ているものの，値自身は非定常解析よりもかなり大きめになることがわかった。また，非定常解析では，締固め地盤と未改良部の圧密係数の比によって過剰間隙水圧の最大値が変化し，未改良部が完全に液状化する場合には，地震動の継続時間の影響はほとんどないことがわかった。

9.3.2 締固め改良幅・掘割道路幅等の影響

締固め改良幅，掘割道路の幅と側壁高さ，及び液状化層厚等の幾何学的な条件を変えた定常解析結果を図9.11に過剰間隙水圧の断面内分布図として示す。（条件1－2の結果は図9.8と同じものである。）また，いくつかの要素の過剰間隙水圧の分布を図9.12に示す。

(1) 締固め改良幅の影響

締固め改良幅を変えた条件1－1，1－2，1－3の結果を比べると，改良幅が大きくなるほど掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧が小さくなっており，締固め改良地盤が過剰間隙水圧の伝播を抑制する効果が現れている。

掘割道路の幅を変えた条件1－2，2－2，3－2，及び条件1－3，2－3，3－3の結果をそれぞれ比べると，過剰間隙水圧の大きさにあまり変化はなく，掘割道路幅の影響は小さい。

(2) 液状化層厚の影響

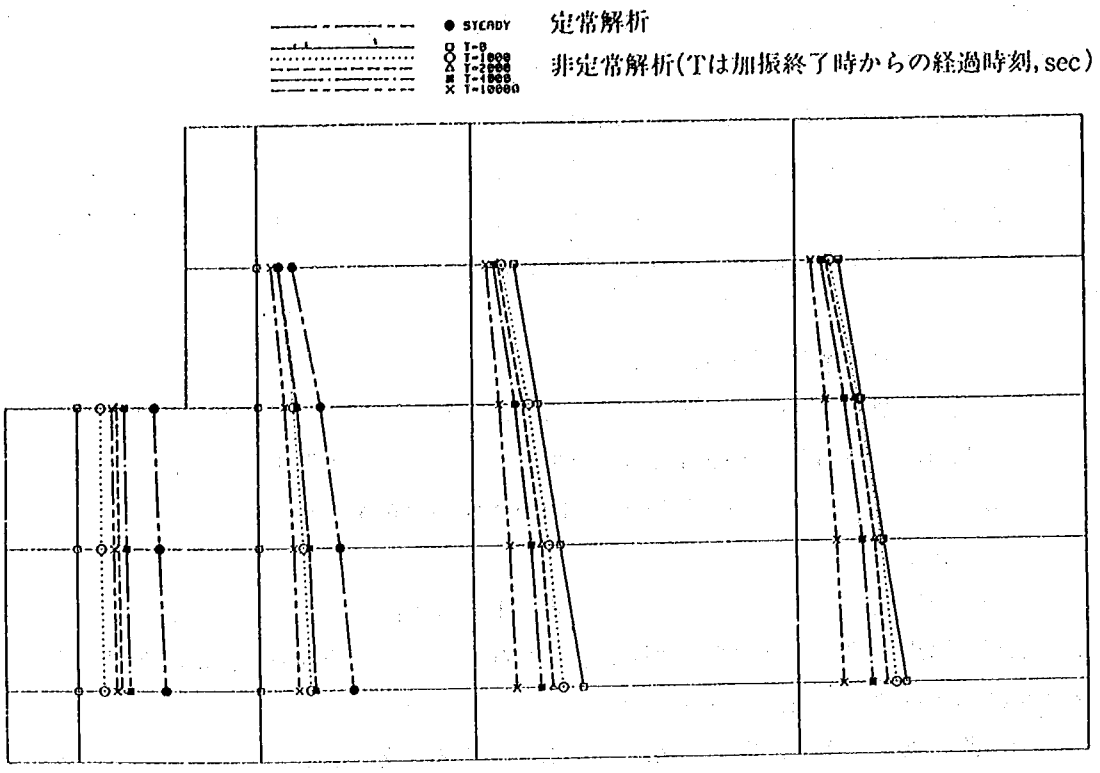
液状化層厚を変えた条件1－2，4－2，及び条件1－3，4－3の結果をそれぞれ比べると，層厚の小さいほうが掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなっている。これは，未改良部の深部で発生する過剰間隙水圧の影響が，掘割道路直下の地盤に現れていることを示している。

(3) 側壁高さの影響

側壁高さを変えた条件1－2，5－2，及び条件1－3，5－3の結果をそれぞれ同深度の点（例えば図9.12で，条件1－2の掘割道路底面の点は，条件5－2の下から1番目と2番目の点の中間上方に相当する。）について比べると，側壁高さの小さいほうが掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなっている。これは，本計算条件では掘割道路より下の地盤層厚を一定としているため，側壁高さの小さいほうが全体の地盤層厚が小さくなり，先に述べた地盤層厚の違いの影響を受けたものと考える。

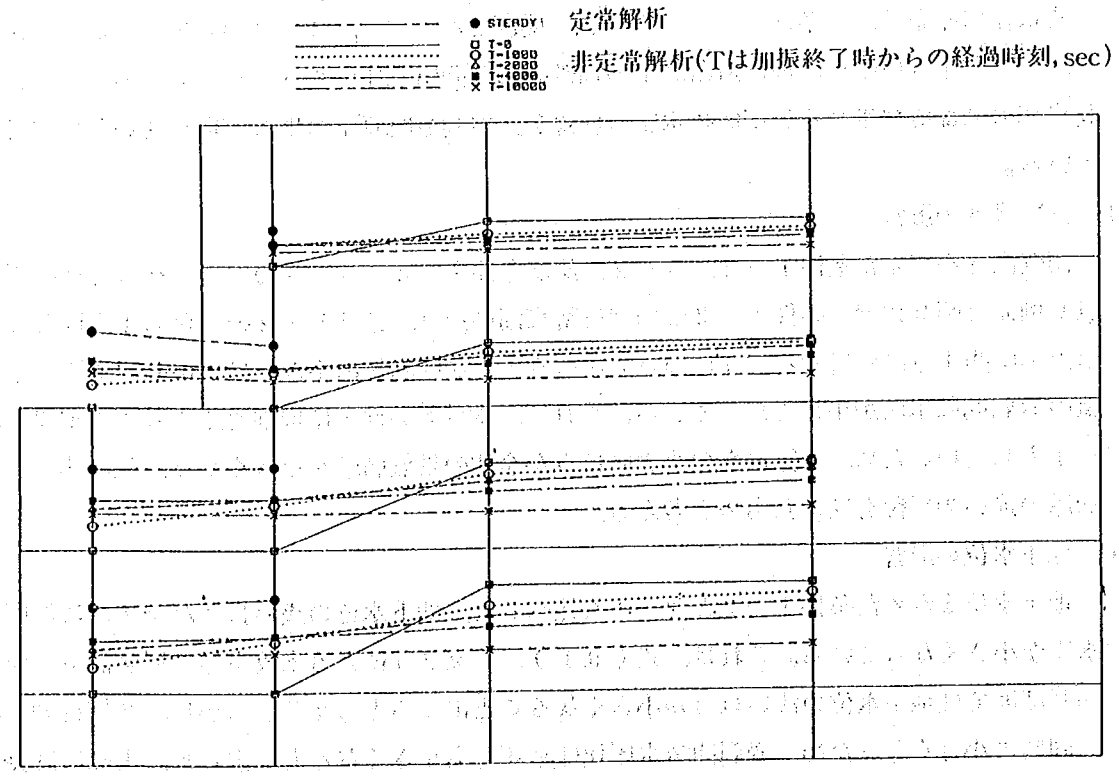
(4) 地下水位の影響

地下水位を変えた条件1－2と1－4を比べると，地下水位の浅いほうが全体的に過剰間隙水圧が小さくなっている。これは，式（9.1），（9.2）による未改良部の過剰間隙水圧が，同じ深度では地下水位の浅いほうが小さくなることによると考える。しかし，初期有効上載圧も同時に小さくなるため，過剰間隙水圧比は必ずしも小さくなるとは限らず，実際に計算してみると表9.6のようにあまり変わらなかった。



(5) 条件 A － 1 ’

図 9.9　過剰間隙水圧の水平方向分布(3)



条件 A － 1

図 9.10　過剰間隙水圧の水平方向分布

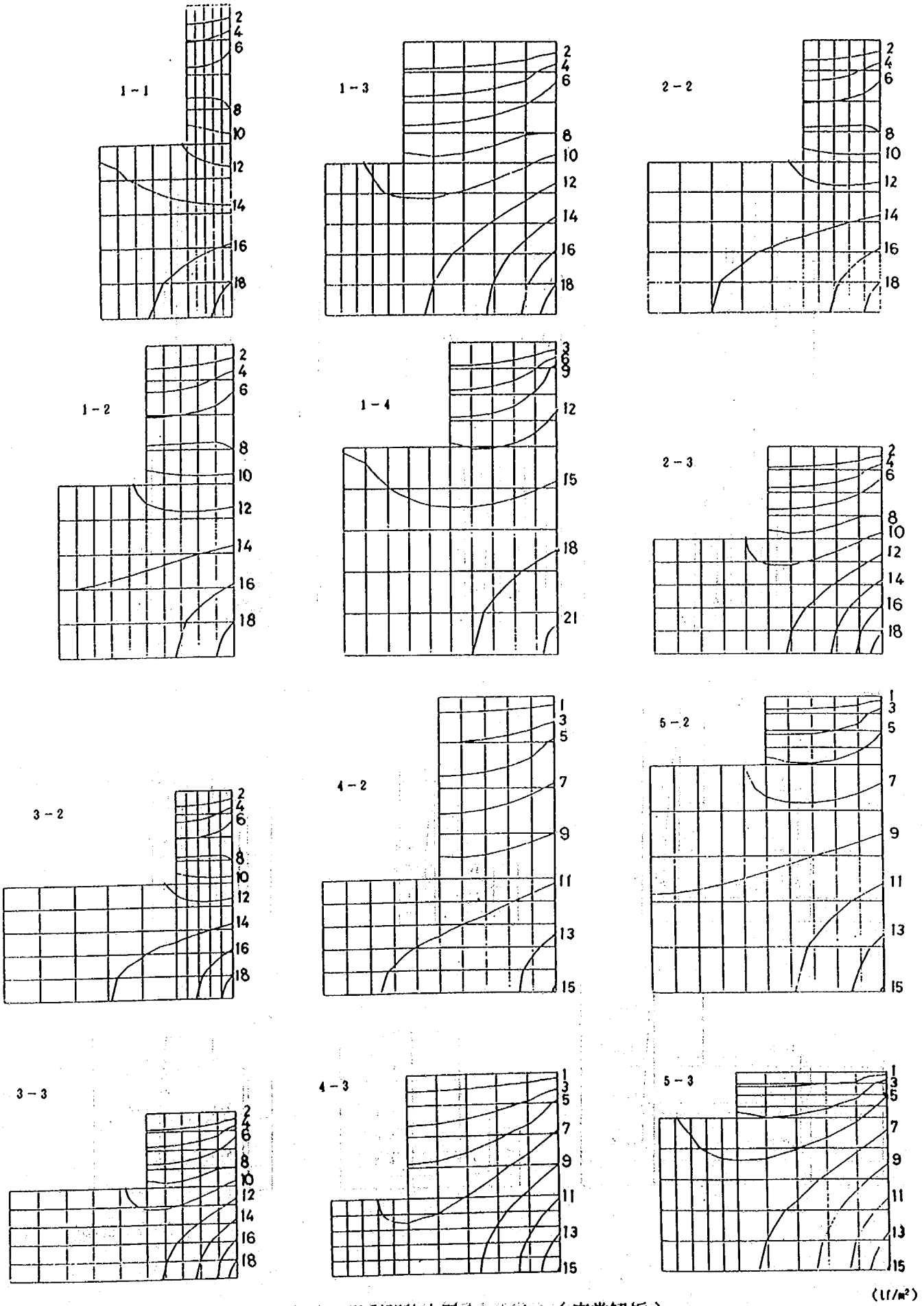


図 9.11　過剰間隙水圧のコンター（定常解析）

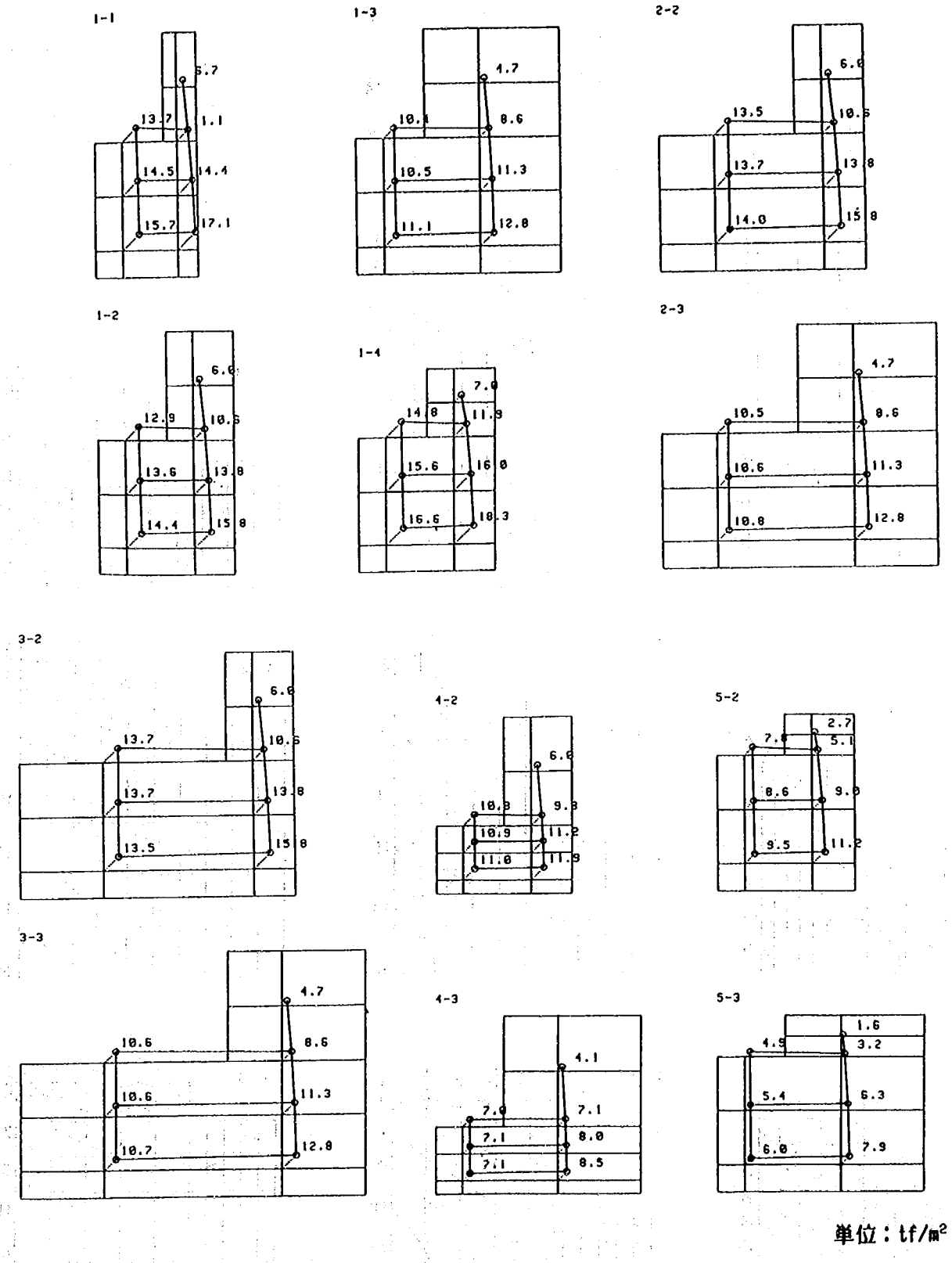
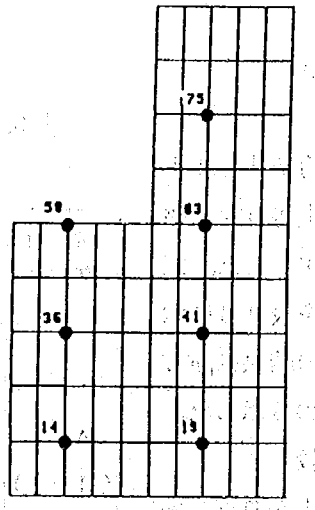


図 9.12　過剰間隙水圧の分布（定常解析）

表 9.6　地下水位を変えた場合の比較

ケース	地下水位 WL (m)	節点番号						
		14	19	36	41	58	63	75
1－1	2.0	14.4 21.6 0.67	15.8 21.6 0.73	13.6 17.2 0.79	13.8 17.2 0.80	12.9 12.8 1.01	10.6 12.8 0.83	6.0 8.4 0.71
2－2	5.0	16.6 24.3 0.68	18.3 24.3 0.75	15.6 19.9 0.78	16.0 19.9 0.80	14.8 15.5 0.95	11.9 15.5 0.77	7.0 12.8 0.55

上段：過剰間隙水圧(tf/m^2)
中段：初期有効上載圧(tf/m^2)
　注）掘割道路の下の節点は、同深度の側方締固め部の値
下段：過剰間隙水圧比



以上より，定常浸透解析における掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧を小さくする要因として，締固め幅の増大，地盤層厚の減少，地下水位の上昇があることがわかった。ただし，地下水位の影響については，初期有効上載圧も同時に変化するため，過剰間隙水圧比はあまり変わらなかった。

なお，一部の解析ケースについては，表 9.2に示したように，非定常解析もあわせて行っている。その結果，締固め幅と側壁高さの影響に関しては，定常解析と同様の傾向が得られた。一方，掘割道路幅については，定常解析ではあまり影響はみられなかったが，非定常解析では掘割道路幅の大きいほうが，図 9.13に示したように掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなり，過剰間隙水圧の最大値が発生する時刻が遅くなった。これは，掘割道路幅が大きくなったことにより，側方の未改良部で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の下方にまわり込みにくくなったためと考える。

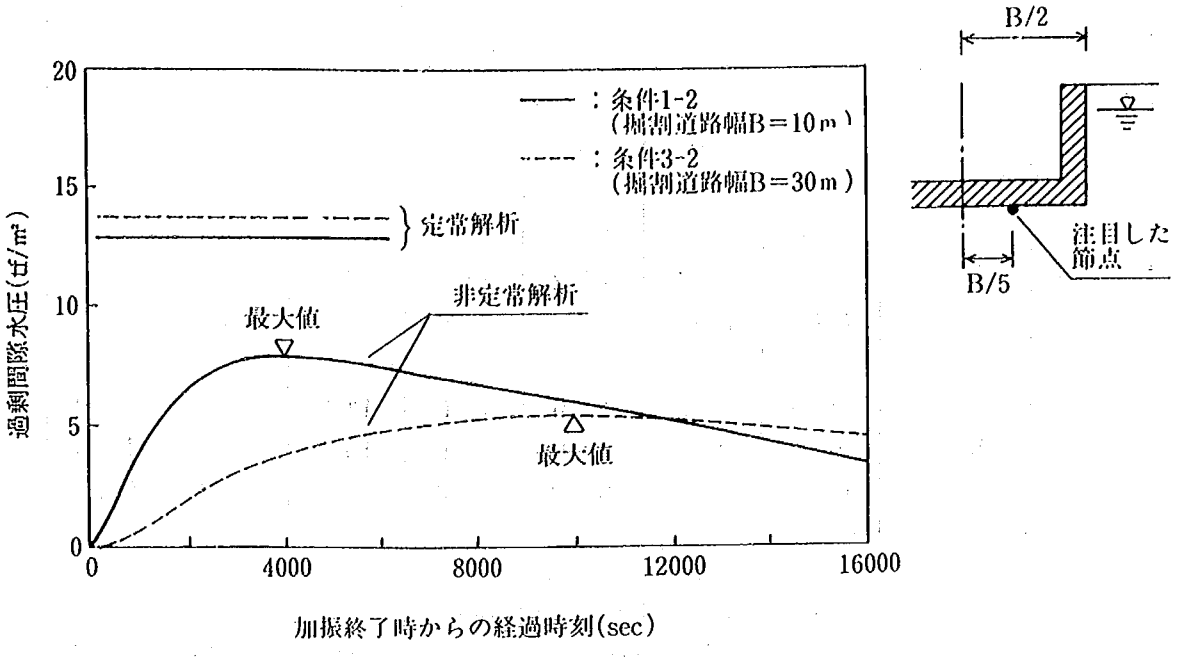


図 9.13　掘割道路幅を変えた場合の比較

9.3.3　掘割道路の浮上がり安全率

(1)　計算結果

透水係数等の条件と幾何学的条件を変えて行った非定常解析による浮上がり安全率Ｆｕの算定結果を表9.7に示す。また，定常解析によるＦｕの算定結果を表9.8に示す。表9.7の条件Ａ－２以降の結果は，Ｆｕが最小値になる時刻についてのみ示した。

(2)　定常解析と非定常解析の比較

非定常解析結果を用いた浮上がり安全率Ｆｕの時間変化の例として，条件Ａ－１（地盤の幾何学的な条件は１－２）の場合の結果を図9.14に示す。この例では，Ｆｕは加振終了後3,000秒程度で最小値となっている。非定常解析においては，各解析ケース毎に求めたＦｕの最小値を用いて以下の比較を用いて以下の比較を行う。

表9.7より，非定常解析の条件Ａ－１，Ｂ，Ｃ，Ａ－１'のＦｕの最小値はほぼ同じで，これらよりも条件Ａ－２が大きめとなっている。これは，9.3.1で述べた過剰

表 9.7　非定常浸透流解析モデルの浮上がり安全率の計算結果

解析ケース	＊時間	浮上り安全率 Fu		
		W/Us=1.25	W/Us=1.375	W/Us=1.5
Ａ－１（１－２）	常時	1.28	1.41	1.53
	0	1.28	1.41	1.53
	1,000	0.84	0.93	1.01
	2,000	0.70	0.77	0.84
	3,000	0.66	0.72	0.79
	4,000	0.65	0.71	0.78
	10,000	0.75	0.82	0.89
Ａ－２	10,000	0.85	0.93	1.01
	12,000	0.84	0.93	1.01
Ｂ	200	0.68	0.75	0.81
	400	0.64	0.70	0.77
Ｃ	20,000	0.70	0.77	0.84
	40,000	0.65	0.72	0.78
Ａ－１'	2,000	0.70	0.76	0.83
	4,000	0.65	0.71	0.78

＊　時間は，加振終了時からの経過時刻

表 9.7　非定常浸透流解析モデルの浮上がり安全率の計算結果（つづき）

解析ケース	＊時間	浮上がり安全率 Fu		
		W/Us＝1.25	W/Us＝1.375	W/Us＝1.5
1－3	常時	1.28	1.41	1.53
	0	1.28	1.41	1.53
	1,000	1.13	1.24	1.34
	3,000	0.85	0.93	1.02
	4,000	0.81	0.89	0.97
	6,000	0.79	0.86	0.94
	12,000	0.87	0.95	1.04
	20,000	1.02	1.11	1.21
3－2	常時	1.26	1.39	1.51
	0	1.26	1.39	1.51
	2,000	0.93	1.03	1.12
	4,000	0.82	0.90	0.98
	6,000	0.77	0.85	0.93
	10,000	0.76	0.83	0.91
	16,000	0.81	0.89	0.97
	20,000	0.86	0.95	1.04
5－2	常時	1.33	1.46	1.58
	0	1.33	1.46	1.58
	500	0.99	1.08	1.17
	1,000	0.76	0.84	0.91
	2,000	0.62	0.68	0.73
	3,000	0.59	0.65	0.70
	6,000	0.67	0.73	0.79
	20,000	1.18	1.29	1.40

＊時間は，加振終了時からの経過時刻（sec）

表 9.8　定常浸透流解析モデルの浮上がり安全率の計算結果

解析ケース		浮上がり安全率 Fu		
		W/Us＝1.25	W/Us＝1.375	W/Us＝1.5
I	1－1	0.48	0.53	0.57
	1－2	0.50	0.55	0.59
	1－3	0.57	0.63	0.69
	2－2	0.48	0.53	0.57
	2－3	0.56	0.61	0.67
	3－2	0.47	0.52	0.57
	3－3	0.55	0.60	0.66
	4－2	0.55	0.60	0.66
	4－3	0.69	0.75	0.82
	5－2	0.38	0.42	0.46
	5－3	0.52	0.57	0.62
	1－4	0.41	0.44	0.47

解析ケース		浮上がり安全率 Fu		
		γeq＝1.0	γeq＝1.1	γeq＝1.2
＊II	5－2	0.50	0.55	0.60
	5－3	0.69	0.75	0.82
	1－4	0.60	0.65	0.70

＊掘割道路の見かけの単位体積重量 γeq＝1.0，1.1，1.2（tf/m³）

間隙水圧の相違に起因するものである。

一方，対応する定常解析（表 9.8 で地盤の幾何学的な条件 1－2 の場合）の結果では，非定常解析よりもかなり小さい安全率となっている。これも，9.3.1 で述べた過剰間隙水圧の相違に起因するものであり，定常解析による Fu は，非定常解析の 60～75％程度となっている。

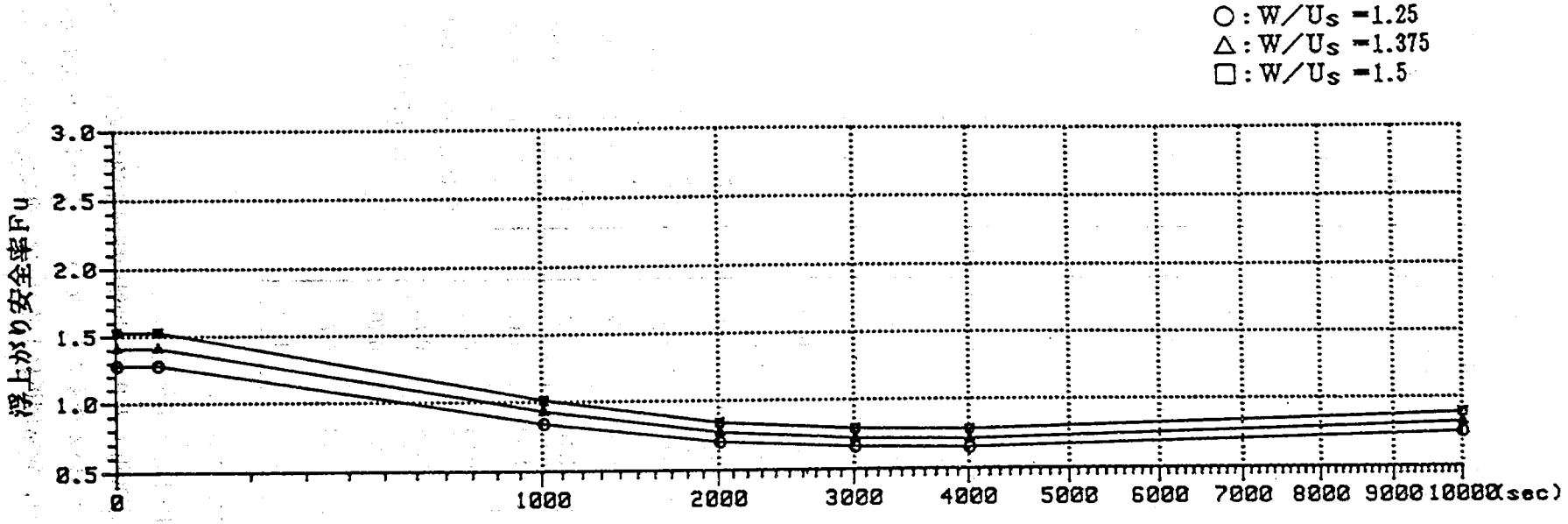


図 9.14　浮上がり安全率 Fu の時間変化（条件 1－2，A－1）

(3) 締固め改良幅・掘割道路幅等の影響

W/Usが同じ場合について，締固め改良幅，掘割道路の幅と側壁高さ，及び地盤の層厚等の幾何学的な条件がFuに及ぼす影響を図9.15に示す。これらよりわかることを以下に列挙する。

- 締固め幅を大きくすると，Fuが増加する。これは，締固め部により過剰間隙水圧の伝播が遮断される効果が現れたもので，定常解析も非定常解析も同様な傾向を示す。ただし，ここで設定した条件のもとでは，締固め幅を10mとしてもFuは1.0以上にはならない。
- 定常解析では，Fuに及ぼす掘割道路幅の影響はほとんどない。一方，締固め幅が5mの場合の非定常解析では，掘割道路幅を大きくすると，Fuが増加する。これは，9.3.2で述べた，過剰間隙水圧のまわり込みやすさの変化によると考える。
- 地盤の層厚が大きくなると，定常解析ではFuが低下する。（非定常解析では比較できるデータがない。）これは，9.3.2で述べた，未改良部の深部で発生する過剰間隙水圧の影響によると考える。
- 側壁高さが大きくなると，9.3.2で述べた理由によれば，地盤の層厚が大きくなった場合と同様の傾向を示すはずである。締固め幅が5mの場合の非定常解析結果はこのような傾向を示したが，定常解析結果は逆の傾向となった。

後者については次のように考えることができる。掘割道路底面と同深度の側方地盤が完全に液状化したときの過剰間隙水圧が，掘割道路底面に作用した場合のFuは，式（4.1）においてQ＝F＝0とすると次式となる。この場合のFuは，側壁高さHが大きくなるほど大きくなる。掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧が大きくなる定常解析では，このような状態に近づいていたものと考える。

$$Fu=\frac{\gamma_{eq}\cdot H}{(\sigma_{v0}')b+us}=\frac{W/Us}{1+\sigma_{v0}'/us} \quad \cdots\cdots(9.7)$$

$$us=\gamma_w\cdot(H-WL) \quad \cdots\cdots(9.8)$$

ここに，$(\sigma_{v0}')b$：掘割道路底面と同深度の側方地盤における初期有効上載圧（式（9.2）においてZ＝Hとしたときの値），us：掘割道路底面における静水圧（Us＝us・B），γ_w：水の単位体積重量

- 地下水位が深くなると，定常解析ではFuが低下する。これらは締固め幅が5mのときの定常解析で，かなりの過剰間隙水圧が発生した場合の結果である。W／Usと側壁高さが同じ条件のもとでは，式（9.7）によるFuは地下水位が深くなるほど（WLが大きくなるほど）小さくなるので，解析結果はこのような状態に近づいていたものと考える。

9.3.4 掘割道路の底面に作用する揚圧力の比較

共同溝設計指針[2]では，周辺地盤が液状化した場合に共同溝の底面に作用する揚圧力Udを次式により求めている。

$$Ud=\Delta u\cdot B=\left(\frac{\Delta u}{\sigma v'}\right)\cdot\sigma v'\cdot B \quad \cdots\cdots(9.9)$$

ここに，$\sigma v'$：静水圧状態における共同溝底面と同じ深さの土中（図9.16のA点）の有効上載圧（式（9.7）中の$(\sigma_{v0}')b$に等しい），B：掘割道路幅

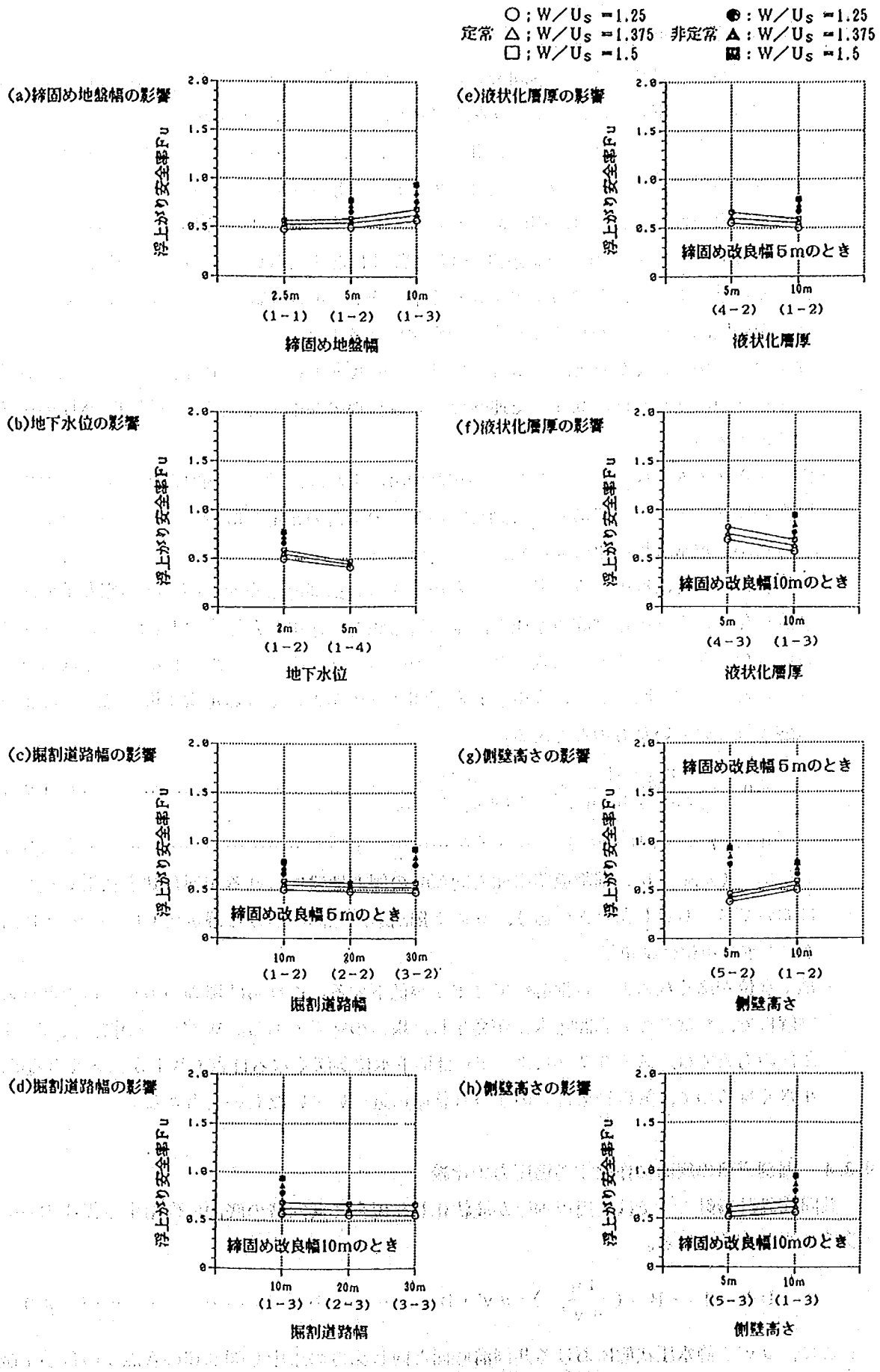


図 9.15　Fuに及ぼす諸要因の影響

ここでは，周辺地盤が完全に液状化した場合（$\Delta u / \sigma v' = 1.0$）の上式によるUd（$\sigma v'$は未改良部の単位体積重量を用いて計算した。以下ではUd0とする。）と，浸透解析結果から計算したUd（Ud1とする）の比較を行う。

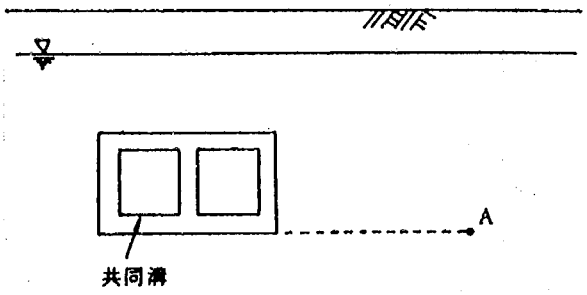


図9.16　$\sigma v'$を算定する位置
（共同溝設計指針[2]による）

締固め改良幅，掘割道路の幅と側壁高さ，及び地盤の層厚を変えた場合のUd0，Ud1を図9.17に示す。また，これらの要因がUd1とUd0の比（揚圧力比と称する）に及ぼす影響を図9.18に示す。これらよりわかることを以下に列挙する。

・締固め幅が大きくなるほど，Ud1は減少する。Ud0は締固め幅に無関係で一定のため，揚圧力比は締固め幅が大きくなるほど減少する。

・掘割道路幅が大きくなると，式（9.9）よりUd0は掘割道路幅に比例して大きくなる。定常解析のUd1はUd0とほぼ同様な傾向を示すため，この場合の揚力比は掘割道路幅の影響をほとんど受けない。一方，非定常解析では9.3.2で述べたように，掘割道路幅が大きくなると側方の未改良部で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の下方にまわり込みにくくなるために，Ud1はUd0ほど増加せず，その結果揚圧力比が減少する。

・地盤の層厚が大きくなると，9.3.2で述べた理由により，定常解析のUd1は増加する。Ud1は変化しないため，地盤の層厚が大きくなるほど揚圧力比も大きくなる。非定常解析の場合も同様な傾向を示すものと考えられる。

・側壁高さが大きくなると，Ud0もUd1もともに大きくなる。その結果，揚圧力比は大きくなる場合も小さくなる場合もある。9.3.2で述べたように本計算条件では側壁高さが大きくなると全体の地盤層厚も大きくなるため，これらの結果のなかには地盤層厚の変化の影響も含まれている。

・地下水位が深くなると，Ud0と定常解析のUd1はともに大きくなる。この場合の揚圧力比は地下水位の深いほうが小さくなる。

・定常解析による揚圧力比は0.6～1.2程度で，非定常解析による揚圧力比は0.4～0.7程度である。無対策時の揚圧力が式（9.9）で表され，締固め改良を行った場合の揚圧力が非常解析により表されるものとすれば，本計算条件では。締固め改良を行うことにより揚圧力が無対策の40～70%程度に低下したことになる。

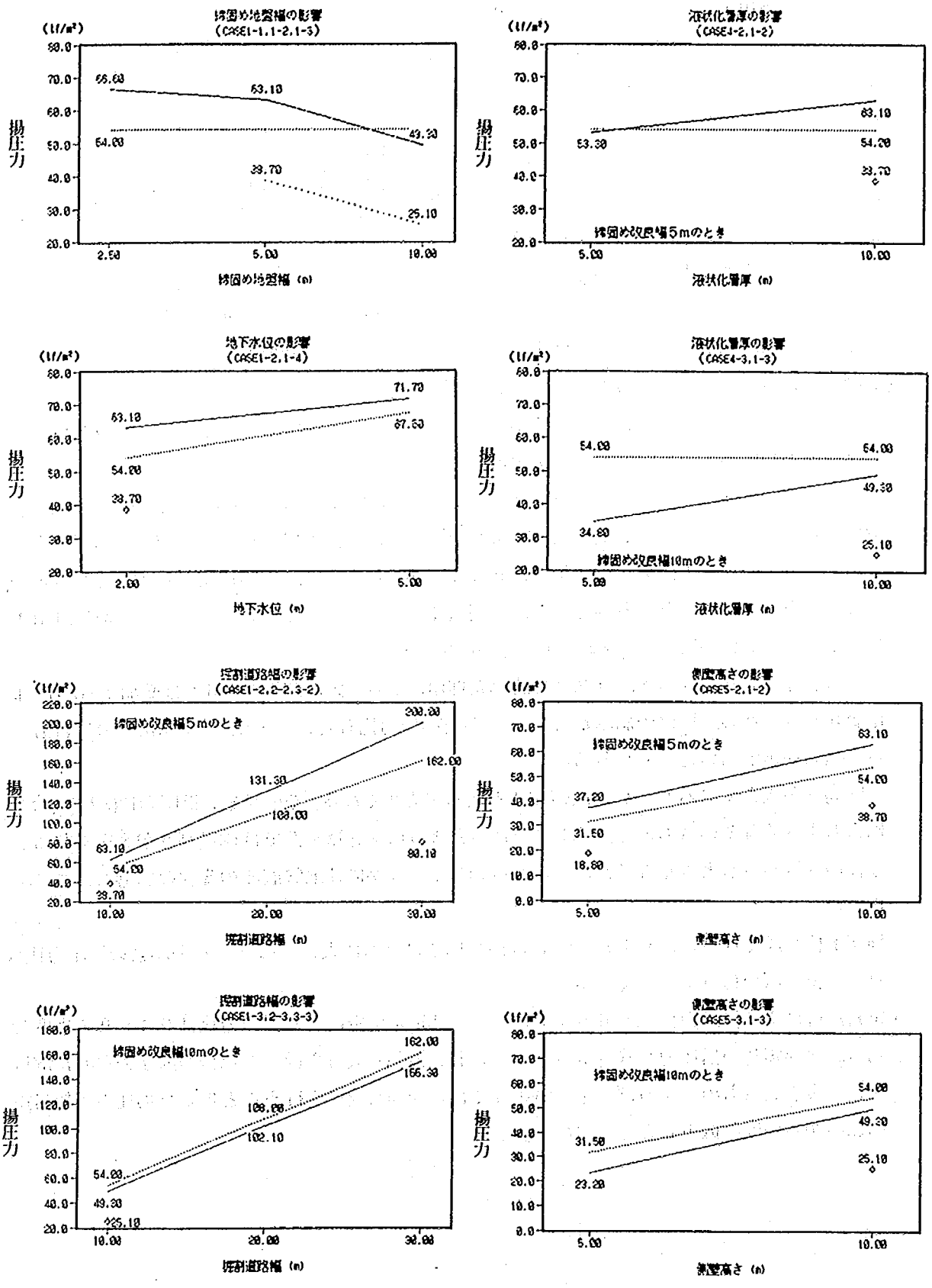


図 9.17　揚圧力に及ぼす諸要因の影響

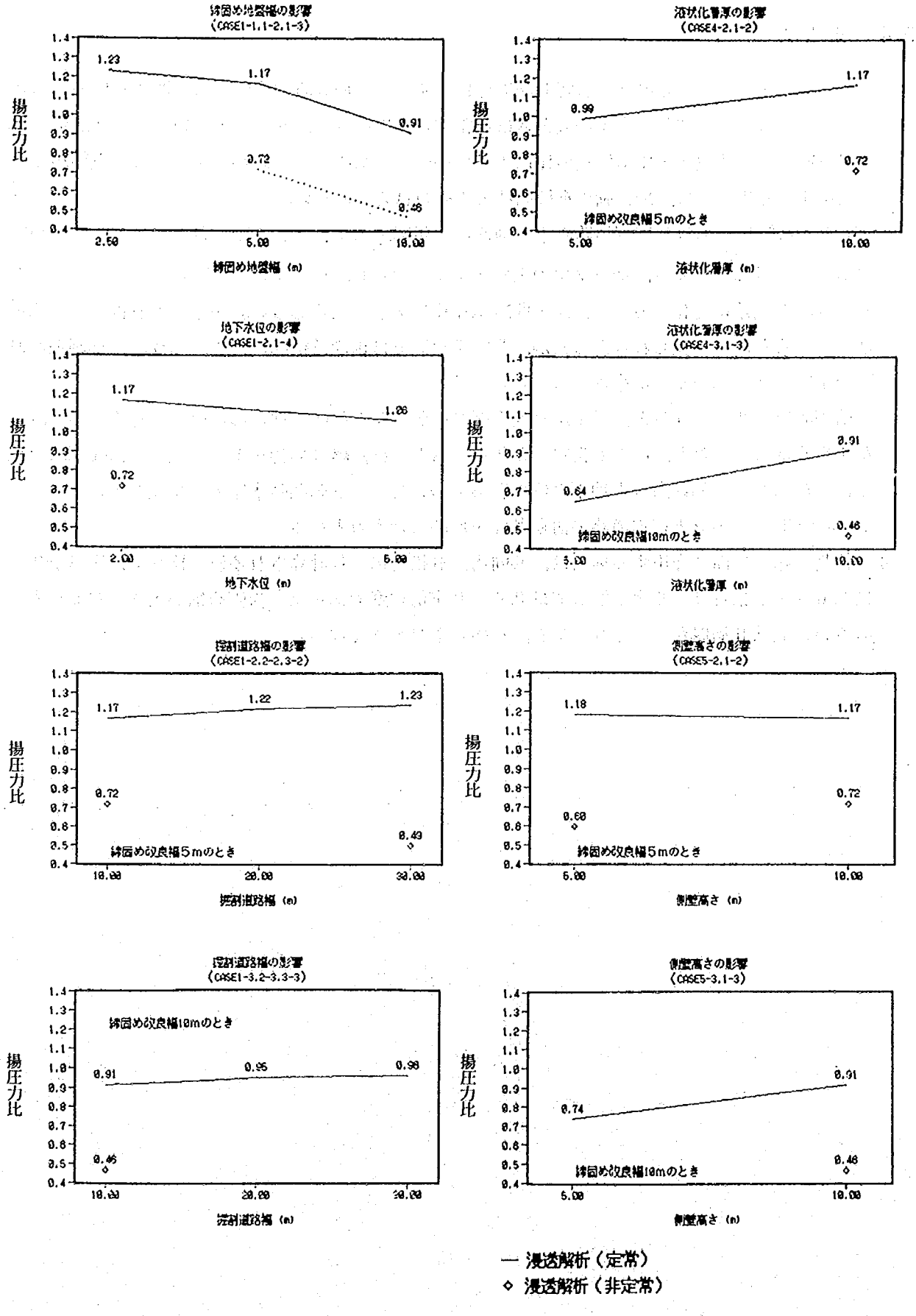


図 9.18　揚圧力比に及ぼす諸要因の影響

9.4 まとめ

1) 定常浸透解析結果と非定常浸透解析結果を比較すると，締固め地盤内の過剰間隙水圧の分布状況は似ているが，過剰間隙水圧の大きさは定常確析結果のほうがかなり大きい。非定常解析では，締固め地盤と未改良部の圧密係数の比によって過剰間隙水圧の最大値が変化し，未改良部が完全に液状化する場合には，地震動の継続時間の影響はほとんどない。

2) 定常浸透解析における掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧を小さくする要因として，締固め幅の増大，地盤層厚の減少，地下水位の上昇がある。ただし，地下水位の影響については，初期有効上載圧も同始に変化するため，過剰間隙水圧比はあまり変化しない。定常浸透解析では掘割道路幅の影響があまり見られなかったが，非定常解析では掘割道路幅の大きいほうが，掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が小さくなった。

3) 締固め幅を大きくすると，浮上がり安全率 Fu が大きくなり，地盤の層厚を大きくすると，Fu が小さくなる。ただし，ここで設定した条件のもとでは，締固め幅を10 mとしてもFuは1.0以上にはならない。側壁高さと地下水位の影響については，過剰間隙水圧の発生量が大きい場合のFuの変化は，地盤と掘割道路の初期条件を反映したものとなる。

4) 掘割道路の底面に作用する揚力は，共同溝設計指針により計算される値と比べて，定常解析では0.6～1.2倍程度，非定常解析では0.4～0.7倍程度であった。締固め幅が大きくなるほど，あるいは液状化層厚が小さくなるほど，この比率が大きくなる。

10. 締固め工法の効果に関する浸透解析（その２）：浮上がり量の算定

10.1 解析目的

前章の解析結果より，掘割道路の周辺地盤に側方10mまで締固め改良を行っても，その外側の未改良部で発生した過剰間隙水圧が伝播するために，地震終了後の掘割道路の浮上がり安全率が1.0未満となることがわかった。

この場合には，鉛直方向に作用する力の釣合が崩れて，掘割道路が浮上がり始めることになる。地震終了後であるため，この浮上がりは地盤の変形を伴わない間隙水の移動に起因するものであることが，８章の実験結果より予想される。

そこで，このような間隙水の移動に起因する浮上がりの程度を明らかにするために，実大規模の掘割道路を対象に，以下の場合の浮上がり量の計算を非定常浸透解析を用いて行った。(1)の場合には地盤の変形を伴う浮上がりが地震中に生じる可能性があるが，ここでは(2)との比較を行うために，地震中の浮上がりは生じないものとして計算を行った。

(1) 地盤全体が液状化する場合

(2) 掘割道路の直下及び側方の地盤が液状化しないように締固めた場合

10.2 解析方法

10.2.1 地盤全体が液状化する場合

対象モデルを図10.1に，計算ケースを表10.1に示す。地盤の変形を伴わずに掘割道路のみが浮上がる場合を想定して，地盤が完全に液状化した後の過剰間隙水圧の消散過程で掘割道路の下に流れ込む水量を求めた。（以下ではＬシリーズと称する。）

境界条件と要素分割の例を図10.2，10.3に示す。掘割道路側方の地盤幅は各ケースとも25mとした。初期条件として，一次元的に求めた初期有効上載圧 σ_{vo}' と等しい過剰間隙水圧を各要

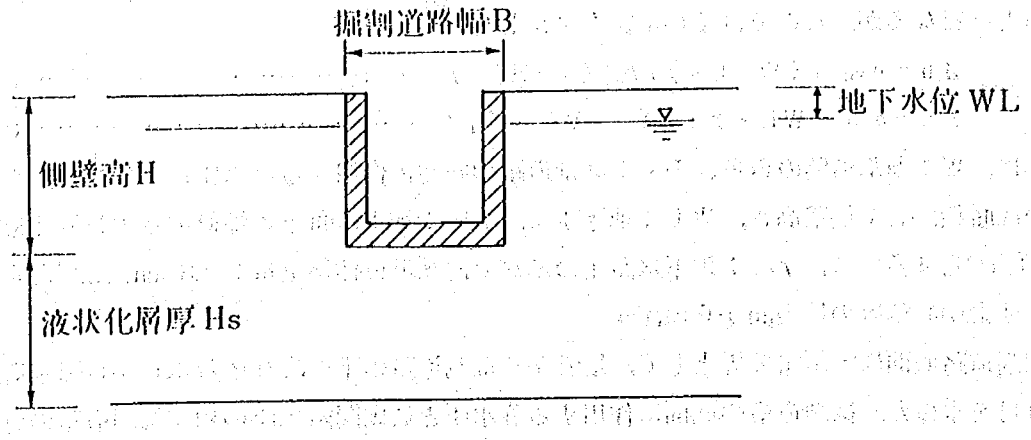


図 10.1 対象モデル（Ｌシリーズ）

表 10.1　計算ケース（Lシリーズ）

ケース名	掘割道路幅 B（m）	側壁高さ H(m)	液状化層厚 Hs（m）	地下水位 WL（m）	掘割重量 W
L1－2	10	10	10	2	1.25Us
L1－2B	10	10	10	2	1.5Us
L1－2C	10	10	10	2	1.0Us
L1－2D	10	10	10	2	1.0Us
L2－2	20	10	10	2	1.25Us
L3－2	30	10	10	2	1.25Us
L4－2	10	10	5	2	1.25Us
L5－2	10	5	10	2	1.25Us

＊ Us：掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力
＊＊ 地盤定数は表10.3の未改良部の値とし、L1－2Dは透水係数と体積圧縮係数をそれぞれ表10.3の未改良部の値の10倍とした。

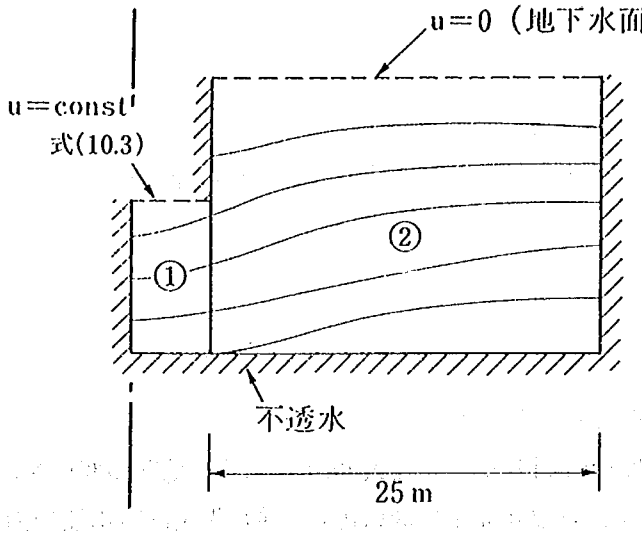


図 10.2　境界条件（Lシリーズ）

素に与えた。すなわち，図10.2中の①の領域（掘割道路の下方）では式（10.1），②の領域（水平地盤部）では式（10.2）によりσ_{vo}'を求めた。この方法では，①の領域と②の領域の境界で過剰間隙水圧の初期値が不連続な分布となり，実際に生じると予想される連続的な過剰間隙水圧の分布とは異なるが，ここではその影響を無視した。

$$\Delta u = \sigma_{vo}' = (W - Us)/A + (z - H)\cdot\gamma' \quad \cdots\cdots (10.1)$$

$$\Delta u = \sigma_{vo}' = WL\cdot\gamma_t + (z - WL)\cdot\gamma' \quad \cdots\cdots (10.2)$$

ここに，W：掘割道路の重量，Us：掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力，A：掘割道路の底面積，H：側壁高さ，WL：地下水位，γ'：地下水面下の地盤の水中単位体積重量（0.9 tonf/m³とする。），γ_t：地下水面上の地盤の湿潤単位体積重量（1.8 tonf/m³とする。），z：要素中心位置の地表面からの深度

掘割道路底面は定水頭境界として，地盤から掘割道路の下へ流れ込む水量から掘割道路の浮上がり量を求めた。掘割道路の底面に作用する静水圧と過剰間隙水圧の和が掘割道路の重量とつりあった状態で浮上がりが進行していくものと考えて，定水頭の値u_{BOTTOM}を式（10.3）により

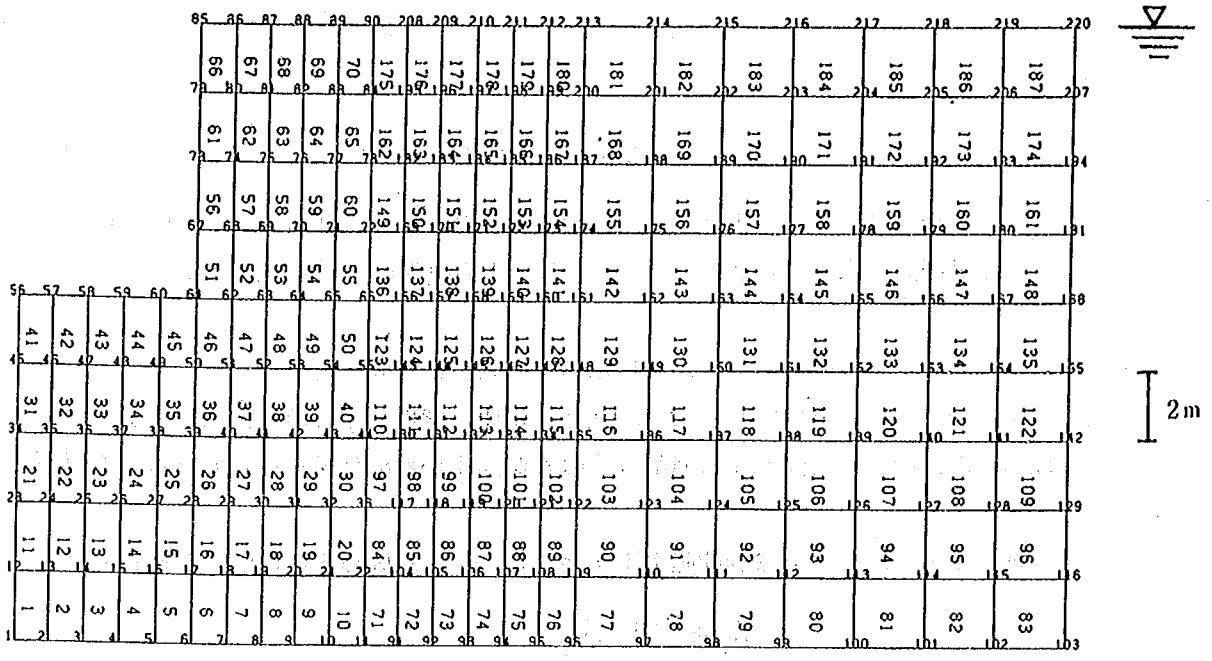


図10.3　要素分割の例（ケースＬ１－２）

設定した。これは，式（4.1）による浮上がり安全率Fuの，Q及びFを無視した値が1.0となるようにu BOTTOM（＝（Us＋Ud）/A）を設定していることになる。

$$u_{BOTTOM} = W / A \quad \cdots\cdots (10.3)$$

計算上は，過剰間隙水圧の消散が進むとu BOTTOMよりも周辺地盤の間隙水圧のほうが小さくなり，掘割道路側から地盤側へ水が逆流し始める。ここでは，掘割道路の底面に接する全ての要素で逆流が生じた時点で浮上がりが止まるものと考えて，掘割道路底面に接する各要素（図10.3の要素番号41～45）ごとに逆流が生じるまでの累積流量を求め，それらの和から浮上がり量を算定した。

以上の方法により計算される浮上がり量には，過剰間隙水圧が消散して地盤が圧縮したことによる掘割道路下方の地盤の沈下量も含まれている。初期状態からの浮上がりの絶対量は，この沈

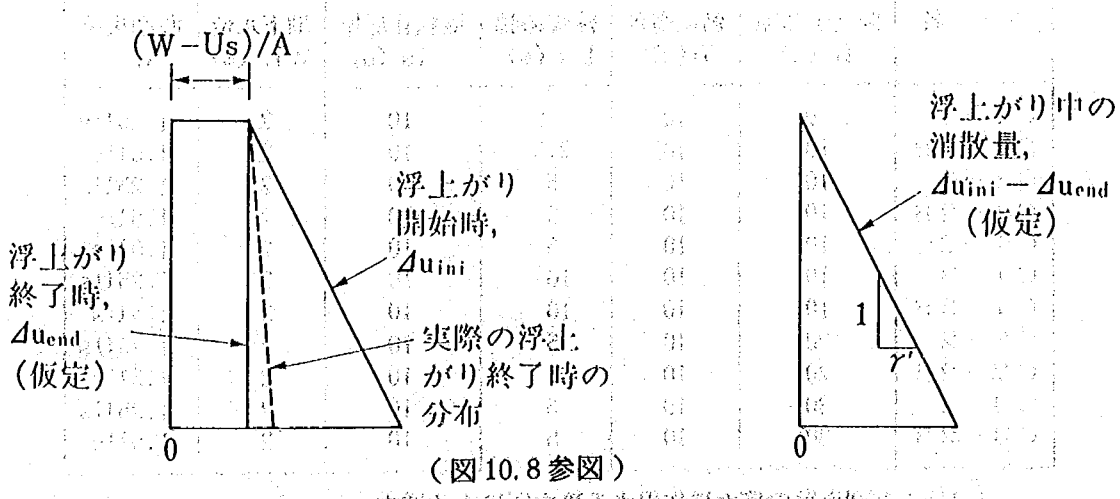


図10.4　掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧の変化

下量を差し引いて求める必要がある。ここでは，掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧の分布が図10.4のように変化したものと仮定し，沈下量Δhを式（10.4）により求めて最終浮上がり量を補正した。

$$\Delta h = \int m_v \cdot (\Delta u_{ini} - \Delta u_{end}) \cdot dz = \frac{1}{2} H s^2 \cdot m_v \cdot \gamma' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (10.4)$$

ここに，m_v：掘割道路下方の液状化地盤の体積圧縮係数，Hs：掘割道路下方の液状化地盤の層厚，Δu_{ini}：過剰間隙水圧の初期値，Δu_{end}：浮上がり終了時の過剰間隙水圧

10.2.2 掘割道路の直下及び側方の地盤が液状化しないように締固めた場合

対象モデルを図10.5に，計算ケースを表10.2に示す。解析対象は前章と同じである。Lシリーズと同様に，地盤の変形を伴わずに掘割道路のみが浮上がる場合を想定している。（以下ではCシリーズと称する。）

計算は，地震中に未改良部で過剰間隙水圧が発生し一部が締固め部に伝播する過程（ステップ

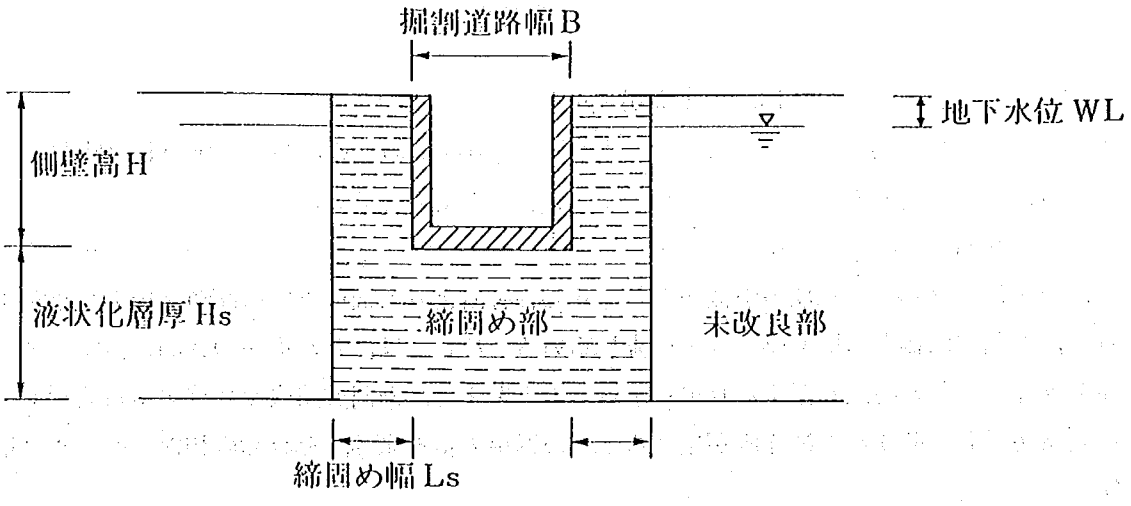


図10.5 対象モデル（Cシリーズ）

表10.2 計算ケース（Cシリーズ）

ケース名	掘割道路幅 B（m）	側壁高さ H(m)	締固め幅 Ls（m）	液状化層厚 Hs（m）	地下水位 WL（m）	掘割重量 W
C1－1	10	10	2.5	10	2	1.25Us
C1－1B	10	10	2.5	10	2	1.5Us
C1－2	10	10	5	10	2	1.25Us
C1－2B	10	10	5	10	2	1.5Us
C1－2C	10	10	5	10	2	1.0Us
C1－3	10	10	10	10	2	1.25Us
C1－3B	10	10	10	10	2	1.5Us
C2－2	20	10	5	10	2	1.25Us
C2－2B	20	10	5	10	2	1.5Us
C3－2	30	10	5	10	2	1.25Us
C3－2B	30	10	5	10	2	1.5Us

＊ Us：掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力

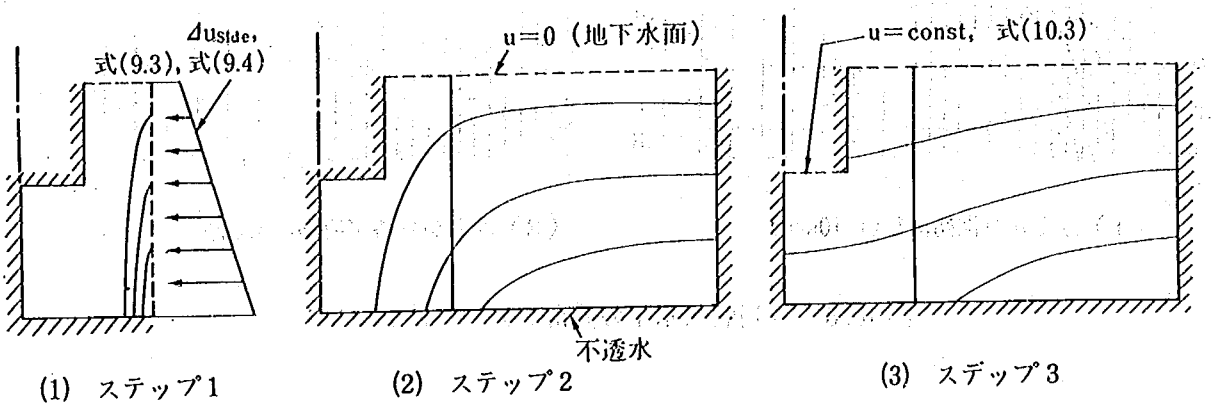
1 ）と，地震後に掘割道路が浮上がり始めるまでの過剰間隙水圧の消散過程（ステップ２），及び浮上がり後の過剰間隙水圧の消散過程（ステップ３）の３段階に分けて行った。

ステップ１及び２の計算方法は前章の非定常解析と同様である。ステップ１では締固め部のみをモデル化し，未改良部で発生する過剰間隙水圧として境界に作用させる過剰間隙水圧 Δu_{side} を式（ 9.3 ）及び式（ 9.4 ）により与えた。締固め部は十分に液状化強度が高く，繰返しせん断による過剰間隙水圧の発生はないものとして扱っている。ステップ２では，締固め部はステップ１の終了時の結果を初期値とし，未改良部は完全に液状化したものとして式（ 9.1 ）による値を初期値として与えた。

ステップ２において掘割道路の底面に作用する静水圧と過剰間隙水圧の和が掘割道路の重量とつりあう時刻（浮上がり安全率 Fu が 1.0 となる時刻）を求め，その後をステップ３としてＬシリーズと同様な方法により掘割道路の下方に流れ込む水量を計算した。

以上の境界条件を図 10.6 に，要素分割の例を図 10.7 に示す。また，計算に用いた地盤定数と時間刻みを表 10.3， 10.4 に示す。前章で設定した条件のもとでは，過剰間隙水圧の消散が著しく遅くなり非現実的であったため，今回は体積圧縮係数 m_v を前章の 1/10 とした。

それぞれのシリーズの浮上がり開始直後と終了直前の過剰間隙水圧分布の例を図 10.8， 10.9 に示す。Ｌシリーズの過剰間隙水圧の減少量に比べれば，Ｃシリーズの減少量はかなり小さい。このため，Ｃシリーズでは浮上がり量に及ぼす地盤の圧縮沈下の影響は少ないと考えて，Ｌシリ



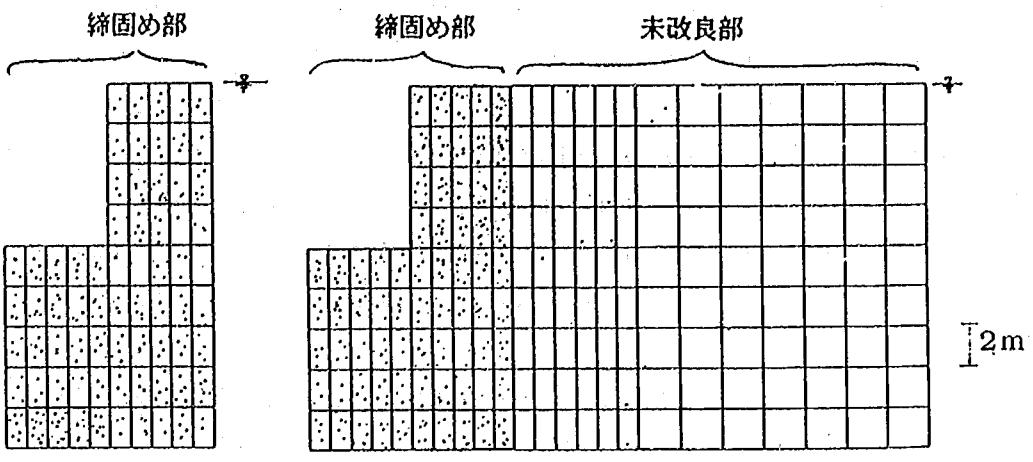
(1) ステップ1　(2) ステップ2　(3) スデップ3

図 10.6　境界条件（Ｃシリーズ）

表 10.3　地盤定数（Ｃシリーズ）

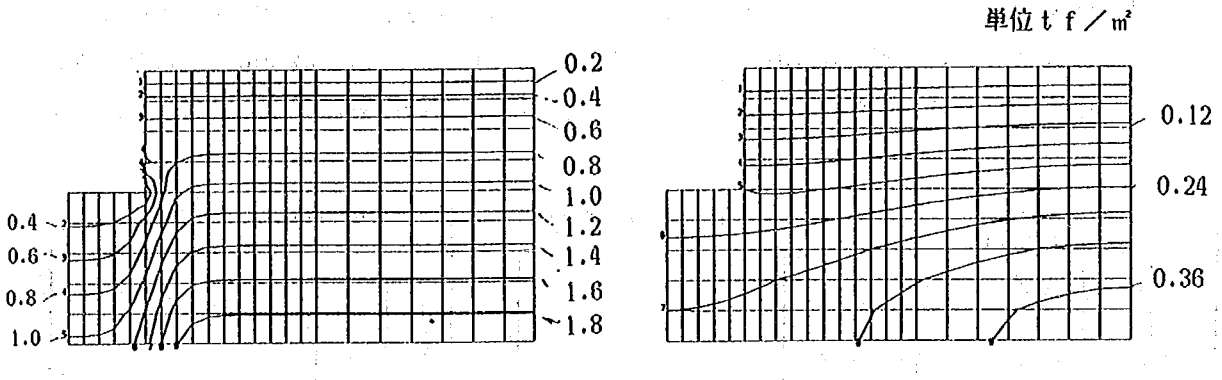
	締固め部	未改良部
γ_{sat} (tonf/m³) *	2.1	1.9
γ_t (tonf/m³) **	2.0	1.8
透水係数 (cm/sec)	0.5×10^{-2}	1.0×10^{-2}
体積圧縮係数 (m²/tonf)	0.0002	0.001

* 地下水面以下，** 地下水面以上で用いた。



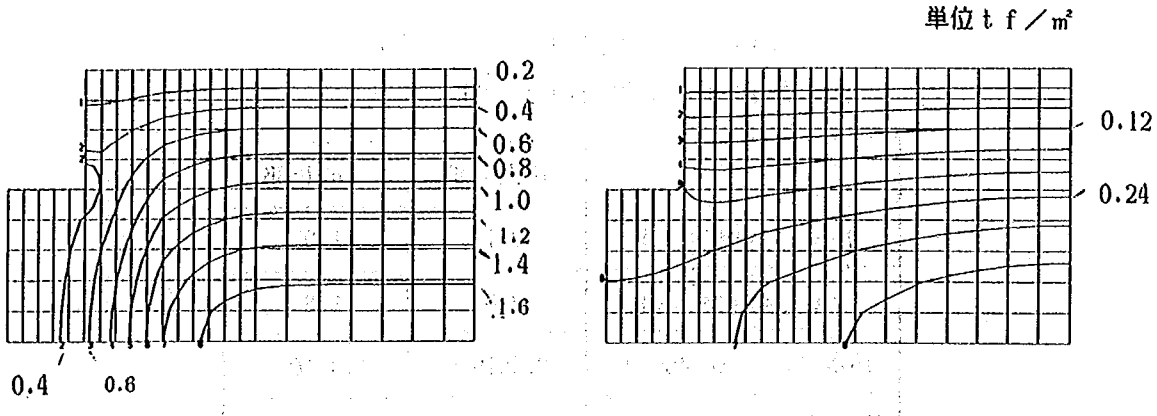
（1）ステップ1　　（2）ステップ2および3

図 10.7　要素分割の例（ケースＣ１－２）



（1）浮上がり開始直後(t=10sec)　　（2）浮上がり終了直前(t=1800sec)

図 10.8　過剰間隙水圧の分布（ケースＬ１－２）



（1）浮上がり開始直後(ｽﾃｯﾌﾟ3、t=10sec)　　（2）浮上がり終了直前(ｽﾃｯﾌﾟ3、t=1800sec)

図 10.9　過剰間隙水圧の分布（ケースＣ１－２）

表 10.4　計算に用いた時間刻み（Ｃシリーズ）

ステップ	計算時刻（sec）
ステップ１	0.5，1，2，3，4，4.2，4.4，4.6，4.8，5，10
ステップ２	0，5，10～200(10間隔)，200～400(20間隔)［浮上がり開始まで］
ステップ３	0，5，10，20～100(20間隔)，100～200(50間隔)，200～3000(200間隔)

＊ Ｌシリーズの時間刻みは上記ステップ３と同じ。（Ｌ１－２Ｃは8000secまで）
＊＊ Ｃ１－２Ｃはステップ２はなし。

表 10.5　浮上がり量の計算結果（Ｌシリーズ）

ケース名	最終浮上がり量（m）	浮上がり終了時刻（sec）	地盤沈下量（m）＊	補正後浮上がり量（m）
Ｌ１－２	0.127	2400	0.045	0.082
Ｌ１－２Ｂ	0.094	1800	0.045	0.049
Ｌ１－２Ｃ	(0.173)＊＊	(3000)	0.045	(0.128)＊＊
Ｌ１－２Ｄ	(1.734)＊＊	(3000)	0.450	(1.284)＊＊
Ｌ２－２	0.092	2600	0.045	0.047
Ｌ３－２	0.077	2800	0.045	0.032
Ｌ４－２	0.044	1000	0.013	0.031
Ｌ５－２	0.079	2000	0.045	0.034

＊ (10.4)式により求めた。
＊＊ 3000sec時の値。

表 10.6　浮上がり量の計算結果（Ｃシリーズ）

ケース名	最終浮上がり量（m）	浮上がり開始時刻（sec）＊	浮上がり終了時刻（sec）＊
Ｃ１－１	0.058	20	2220
Ｃ１－１Ｂ	0.036	40	1440
Ｃ１－２	0.042	50	2250
Ｃ１－２Ｂ	0.023	90	1490
Ｃ１－２Ｃ	(0.070)＊＊	0	(3000)
Ｃ１－３	0.020	140	1940
Ｃ１－３Ｂ	0.007	280	1280
Ｃ２－２	0.024	80	2280
Ｃ２－２Ｂ	0.011	180	1580
Ｃ３－２	0.015	130	2330
Ｃ３－２Ｂ	0.006	340	1540

＊ ステップ２の開始時点（地震動終了時）をゼロとした。
＊＊ 3000sec時の値。

ーズの式（10.4）のような補正は行っていない。

10.3 解析結果

10.3.1 地盤全体が液状化する場合

過剰間隙水圧分布の時間変化の例として，ケースＬ１－２の結果を図10.10に示す。また，対応する流速ベクトルの変化を図10.11に示す。消散開始直後は，掘割下方地盤よりも水平地盤部のほうが過剰間隙水圧が高い状態にあるため，水平地盤部から掘割下方地盤への過剰間隙水圧のまわり込みが生じ，境界付近の流速ベクトルが水平方向にかなり傾いている。消散が進むにつれて，過剰間隙水圧の差が小さくなるため，鉛直方向の過剰間隙水圧の消散が支配的になる。2,400 sec後には，掘割底面に接する一部の要素で逆流が生じ，3,000sec後には，これが掘割底面に接する全ての要素に広がっている。（実際には，3,000secのような状態は生じ得ない。また，ケースＬ１－２ＣおよびケースＬ１－２Ｄでは，式（10.3）による u_{BOTTOM} が静水圧と等しくなるように掘割道路の重量を設定しているため，計算上の逆流は生じない。）

ケースＬ１－２の，掘割道路の下へ流れ込む水の流量とその累積値の要素毎の時間変化を図10.12に示す。このケースは，2,400sec前後で各要素の流量が負になる（逆流が生じる）が，浮上がり量の計算は正の流量のみを用いて行うため，負になってからの値は示していない。計算上の浮上がりは2,400sec前後で終了する。各要素の流量を比較すると，掘割道路の中心線に近い（要素番号の小さい）要素ほど流量が少なく，また，流量が最大になる時間が遅い。これは，掘割道路の中心線に近くなるほど水平地盤部からの過剰間隙水圧のまわり込みが少なくなり，また，その影響が現れる時間が遅れるためと考える。

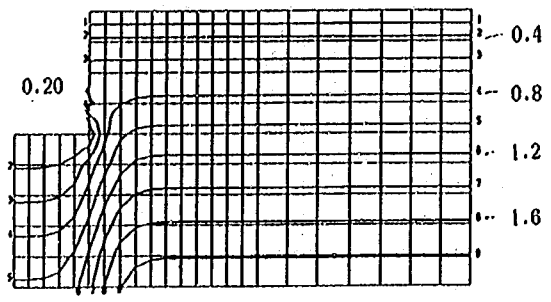
条件を変えた場合の流量の時間変化の例を図10.13に示す。図10.12と比較すると，各条件の影響について以下のことが考えられる。

- Ｗ／Ｕｓを大きくすると，式（10.3）による u_{BOTTOM} が大きくなるため，逆流が早く生じる。
- 掘割道路幅を大きくすると，水平地盤部からの過剰間隙水圧が内側までまわり込みにくくなるため，掘割道路の中心線に近い要素と遠い要素の流量の差が大きくなる。図10.13(2)の中心線に近い要素番号41と42の要素はほぼ同様の結果となっており，過剰間隙水圧のまわり込みの影響をほとんど受けていないものと考えられる。
- 液状化層厚を小さくすると，過剰間隙水圧の鉛直方向の消散が速いため，浮上がりが早く終了する。
- 側壁高さを小さくすると，水平地盤の各部から掘割道路の底面までの距離が地下水面までの距離と比べて相対的に大きくなるため，過剰間隙水圧のまわり込みが生じにくくなって流量が全体的に小さくなる。

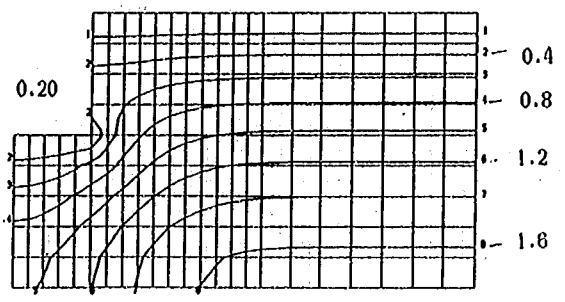
各ケースの最終浮上がり量の計算結果を表10.5に示す。また，補正前の浮上がり量の時間変化の比較を図10.14に，補正後の最終浮上がり量の比較を図10.15に示す。図10.15より，補正後の最終浮上がり量が小さくなる要因として以下のことが挙げられる。

- Ｗ／Ｕｓが大きい。
- 掘割道路幅が大きい。

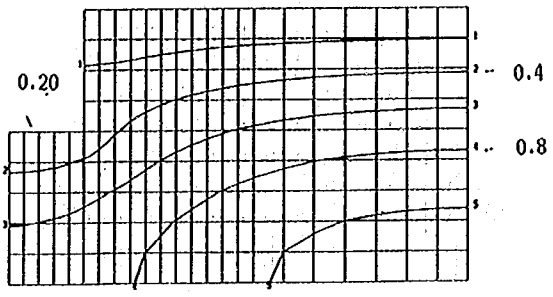
単位ｔｆ／m²



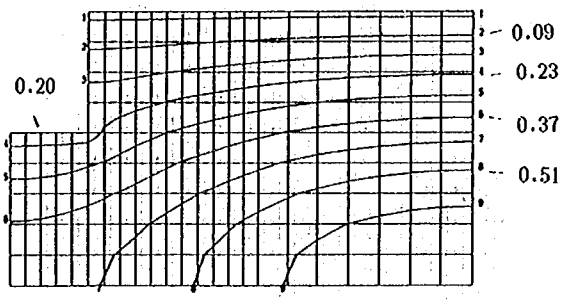
（1）１０ｓｅｃ



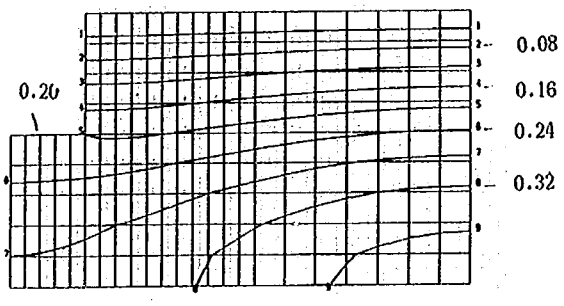
（2）１００ｓｅｃ



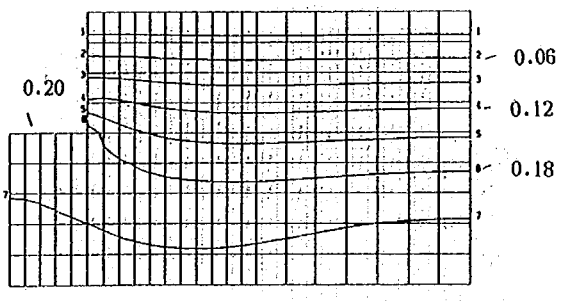
（3）６００ｓｅｃ



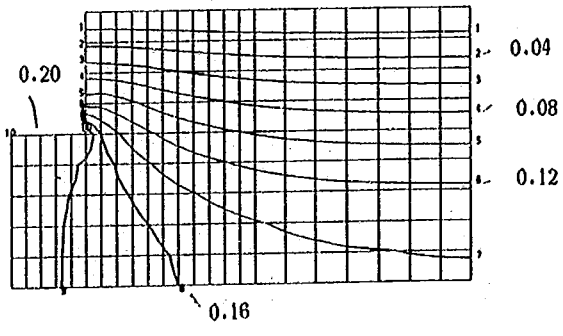
（4）１２００ｓｅｃ



（4）１８００ｓｅｃ



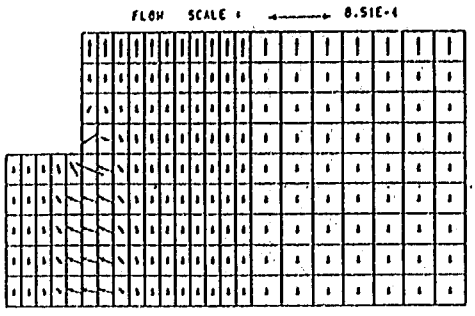
（5）２４００ｓｅｃ



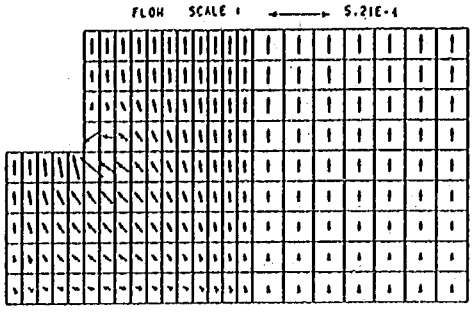
（8）３０００ｓｅｃ

図 10.10　過剰間隙水圧分布の時間変化（ケースＬ－２）

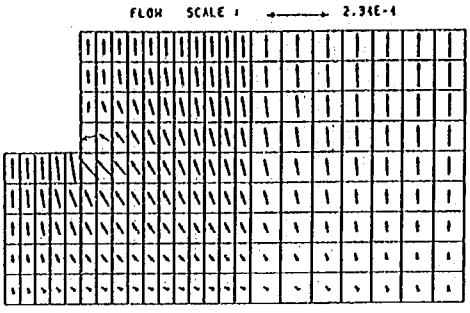
単位m／sec



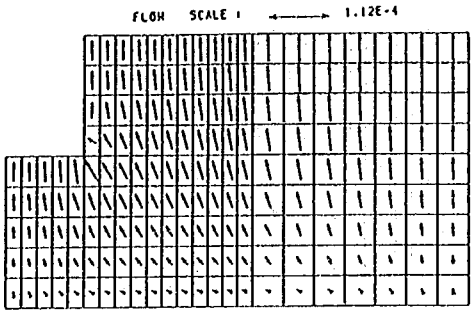
(1) 10sec



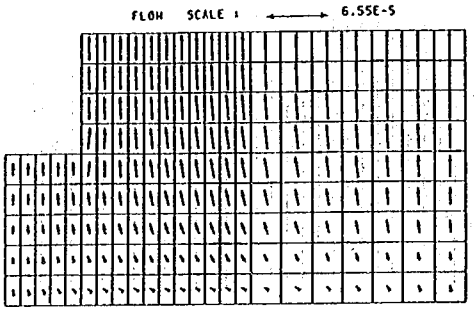
(2) 100sec



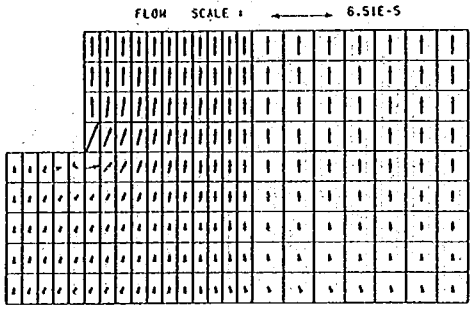
(3) 600sec



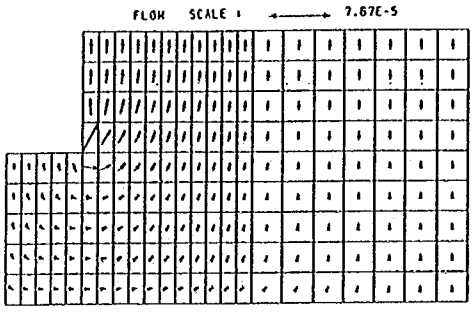
(4) 1200sec



(5) 1800sec

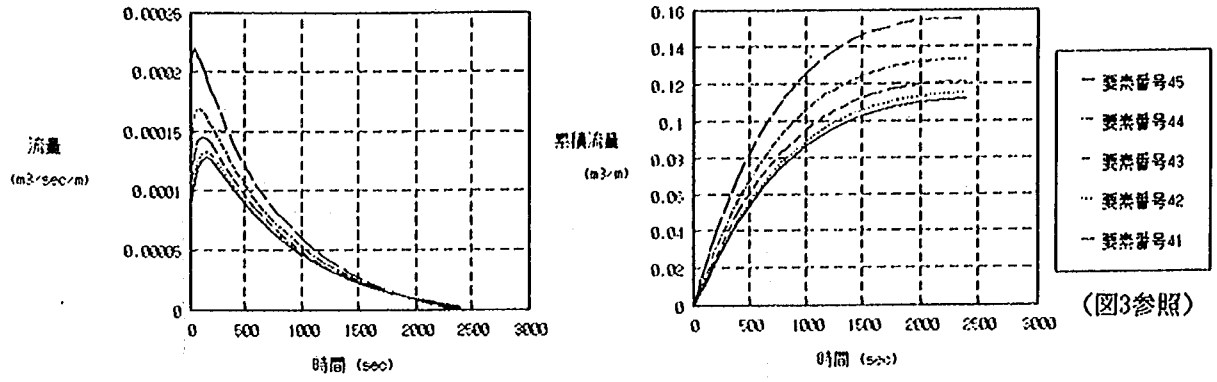


(6) 2400sec



(7) 3000sec

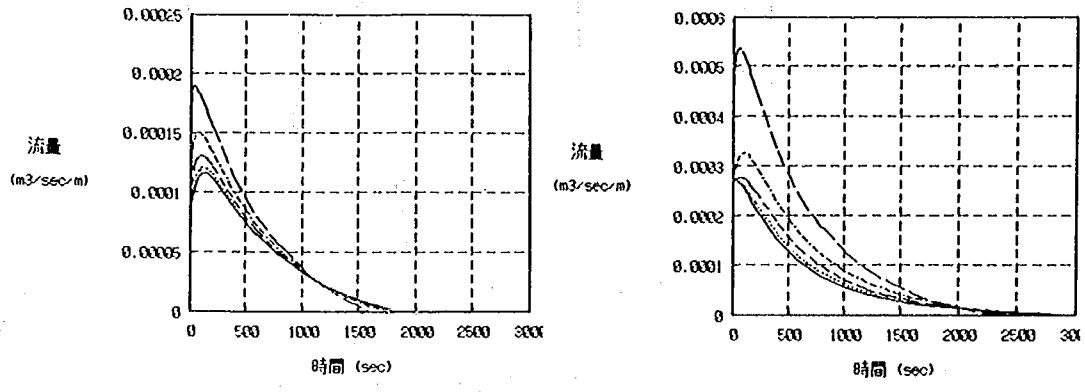
図 10.11　流速ベクトル分布の時間変化（ケース L 1－2）



（図3参照）

（1）流量　　（2）累積流量

図 10.12　ケースＬ１－２の流量及び累積流量の時間変化

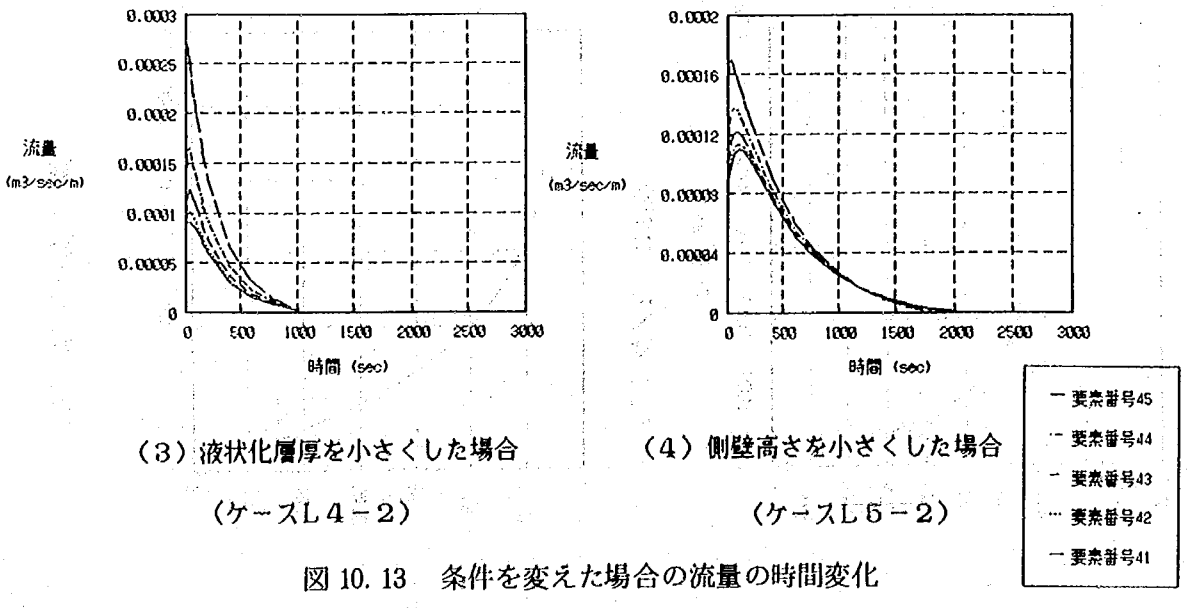


（1）W／Os を大きくした場合

（ケースＬ１－２Ｂ）

（2）掘割道路幅を大きくした場合

（ケースＬ３－２）



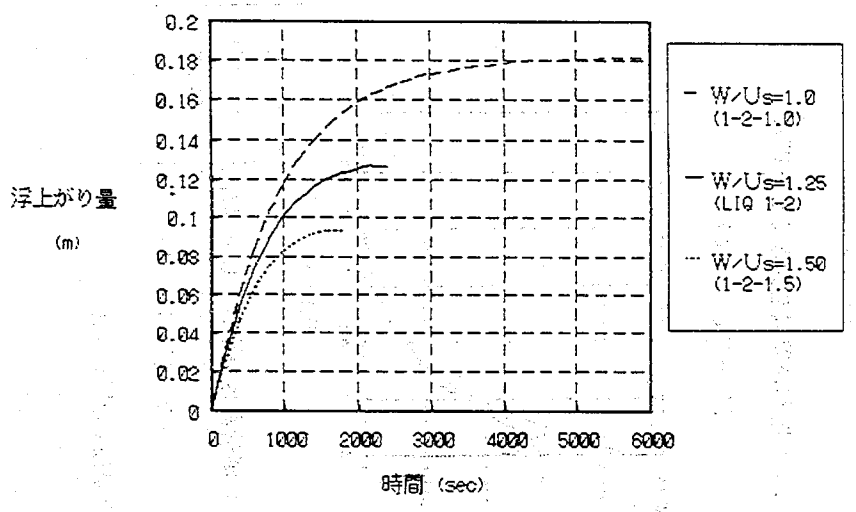
（3）液状化層厚を小さくした場合

（ケースＬ４－２）

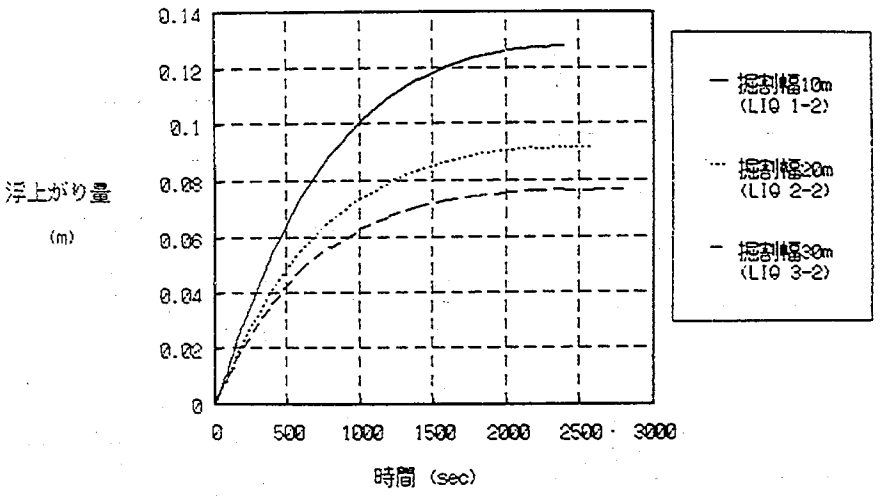
（4）側壁高さを小さくした場合

（ケースＬ５－２）

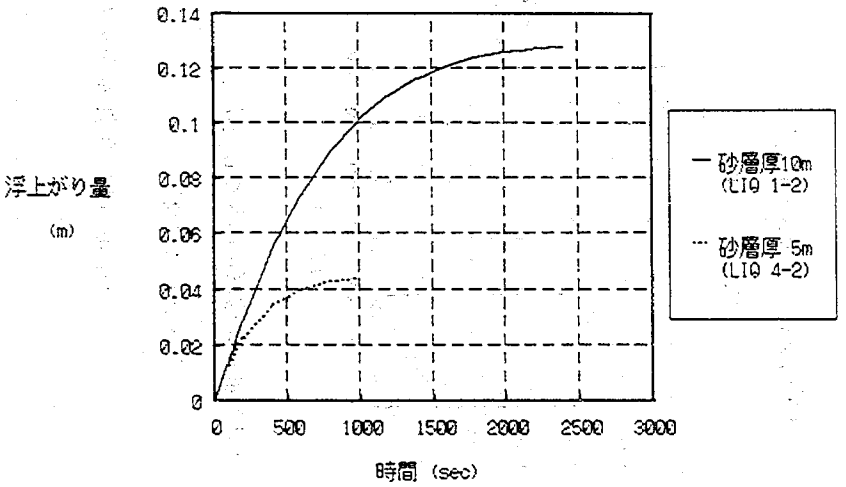
図 10.13　条件を変えた場合の流量の時間変化



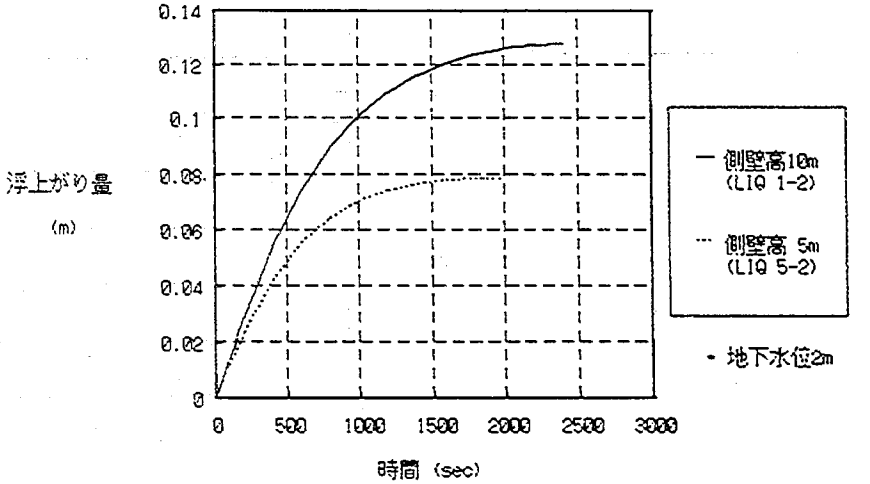
（1）W／Us の影響



（2）掘割道路幅の影響

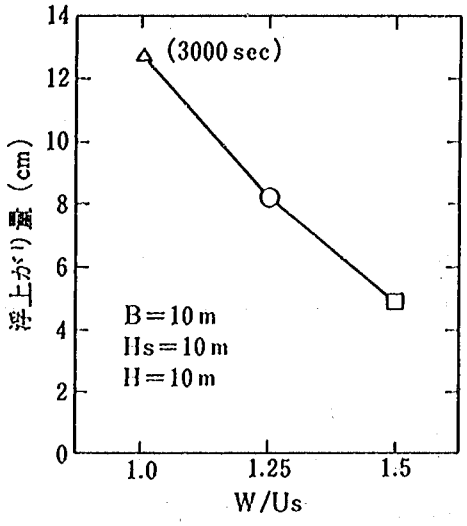


（3）液状化層厚の影響

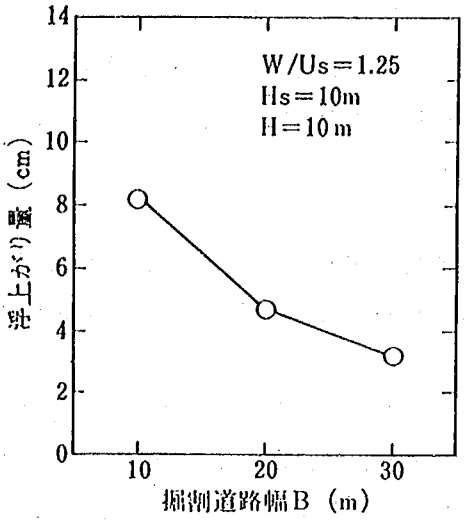


（4）側壁高さの影響

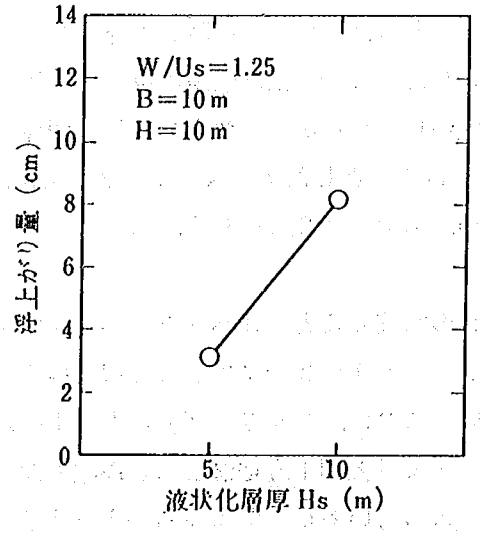
図 10.14　浮上がり量の時間変化の比較



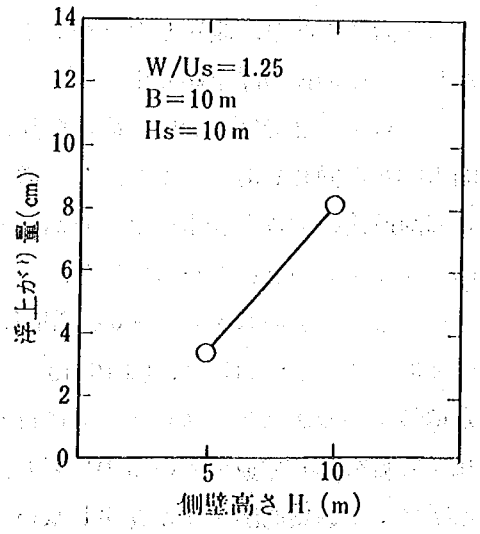
(1) W/Usの影響



(2) 掘削道路幅の影響



(3) 液状化層厚の影響



(4) 側壁高さの影響

図 10.15　補正後の最終浮上がり量の比較

・液状化層厚が小さい。
・側壁高さが小さい。

これらの理由として以下のことが考えられる。

・W/Usが大きいと，掘割下方地盤と水平地盤部の過剰間隙水圧の初期値の差が小さいためにまわり込み量が少なく，また，u_{BOTTOM}が大きいために逆流が生じにくい。
・掘割道路幅が大きいと過剰間隙水圧のまわり込みが相対的に生じにくい。
・液状化層厚が小さいと水平地盤の深部からの過剰間隙水圧のまわり込みが生じなくなる。（過剰間隙水圧の消散にともなう地盤の圧縮量も小さいが，この影響は式（10.5）により補正されていると考える。）
・側壁高さが小さいと，水平地盤の各部から掘割道路の底面までの距離が地下水面までの距離が地下水面までの距離と比べて相対的に大きくなるため，過剰間隙水圧のまわり込みが生じにくい。

ケースＬ１－２Ｄは，透水係数と体積圧縮係数をそれぞれケースＬ１－２Ｂの10倍としたケースであるが，浮上がり量も表10.5より10倍となっている。これは，計算上の流量が体積圧縮係数に比例するためで，この計算法を実際に適用する際には，体積圧縮係数の評価が重要となる。

10.3.2 掘割道路の直下及び側方の地盤が液状化しないように締固めた場合

ステップ２の過剰間隙水圧分布の時間変化の例として，ケースＣ１－２Ｂの結果を図10.16に示す。また，流速ベクトルの変化を図10.17に示す。未改良部から掘割道路下方の締固め部へ過剰間隙水圧のまわり込みが生じ，締固め部の流速ベクトルはほぼ水平になっている。このケースでは，90sec後に掘割道路の底面に作用する静水圧と過剰間隙水圧の和が1.5Us（Usは静水圧による浮力）となり，設定した掘割道路の重量とつりあったため，この時点で浮上がり始めるものとして，その後の浮上がり量をステップ３で計算した。なお，掘割道路の重量を1.25UsとしたケースＣ１－２では，50sec後に掘割道路が浮上がり始めるが，それまでの過剰間隙水圧分布は図10.16と同じである。また，掘割道路の重量を1.0UsとしたケースＣ１－２Ｃでは，はじめから掘割道路の重量と静水圧がつりあっているため，ステップ２は行わず，ステップ１のあとすぐにステップ３の計算を行っている。

ケースＣ１－２のステップ３の過剰間隙水圧分布の時間変化と流速ベクトルの変化を図10.18，10.19に示す。全体的には，図10.10，10.11のケースＬ１－２の結果とよく似ているが，掘割下方地盤での流速はケースＣ１－２のほうが小さい。これは，Ｌシリーズでは掘割下方地盤が液状化するものとして扱っているのに対し，Ｃシリーズでは掘割下方地盤を含む締固め部で繰返しせん断による過剰間隙水圧が発生しないものとして扱っていることによるものと考える。

ケースＣ１－２の，掘割道路の下へ流れ込む水の流量とその累積値の要素毎の時間変化を図10.20に示す。各要素間の関係と流量曲線の形状は図10.12のＬ１－２の結果とよく似ているが，流量の値はケースＣ１－２のほうが小さい。これは，上記の掘割下方地盤での流速の違いに起因するものである。

締固め幅と掘割道路幅を変えた場合の流量の時間変化の例を図10.21に示す。図10.20と比較すると，これらの条件の影響について以下のことが考えられる。

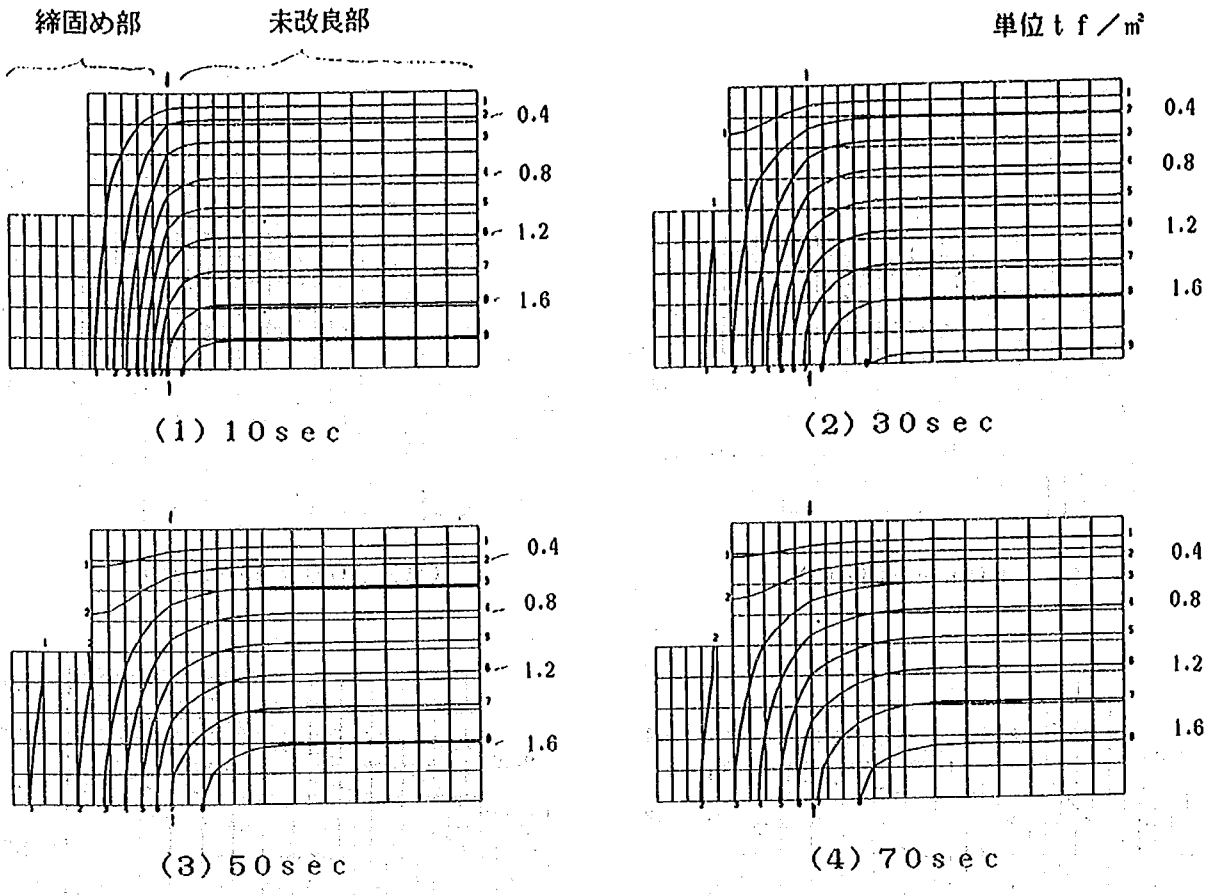


図 10.16　過剰間隙水圧分布の時間変化
（ケースＣ１－２Ｂ，
ステップ２）

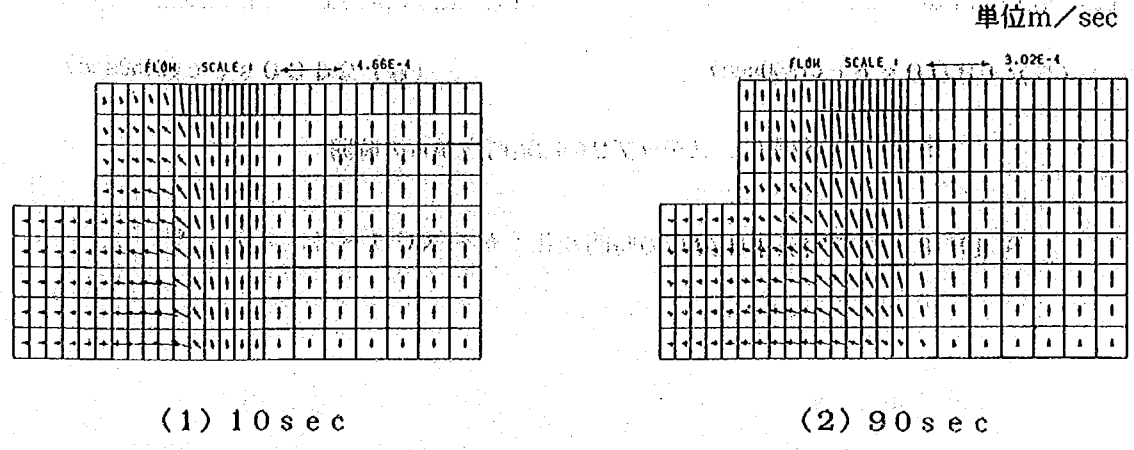
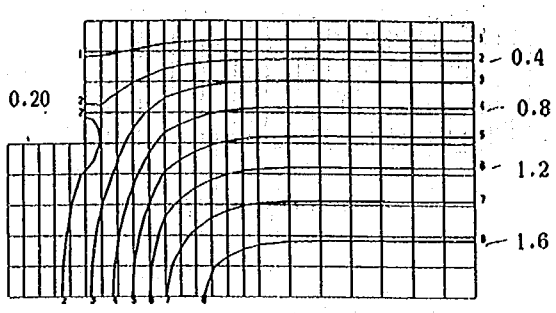
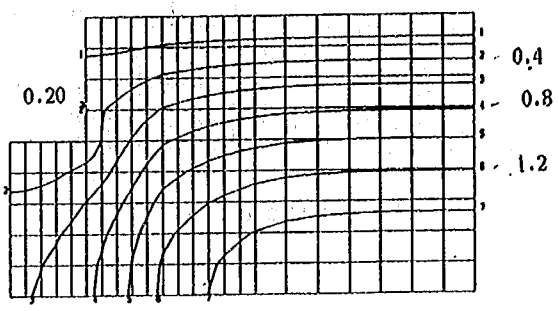


図 10.17　流速ベクトル分布の時間変化（ケースＣ１－２Ｂ，ステップ２）

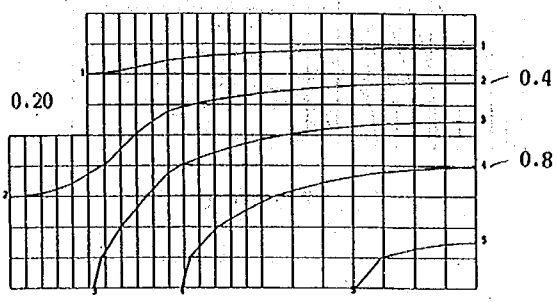
単位ｔｆ／㎡



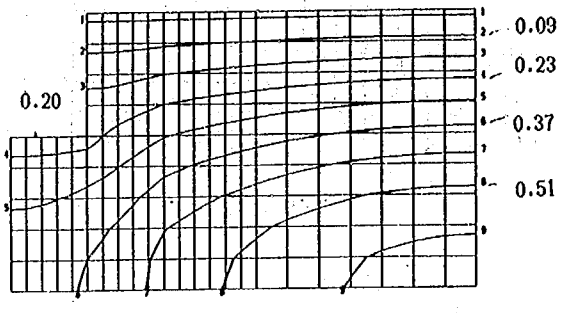
（１）１０ｓｅｃ(60sec)



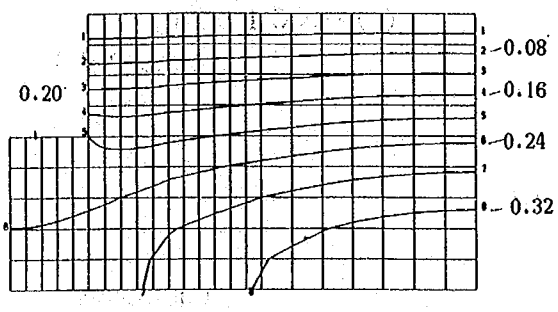
（２）１００ｓｅｃ(150sec)



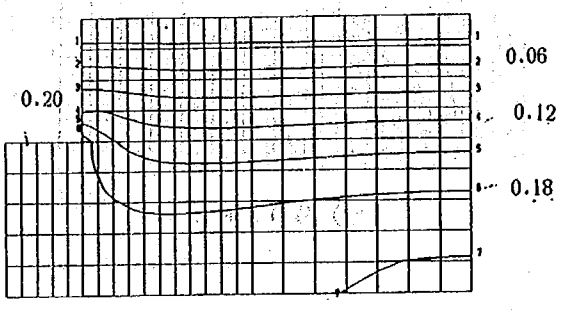
（３）６００ｓｅｃ(650sec)



（４）１２００ｓｅｃ(1250sec)



（５）１８００ｓｅｃ(1850sec)

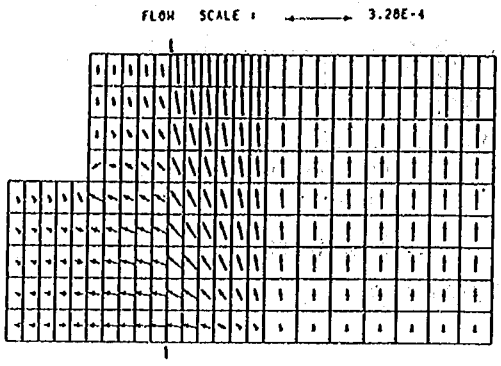


（６）２４００ｓｅｃ(2450sec)

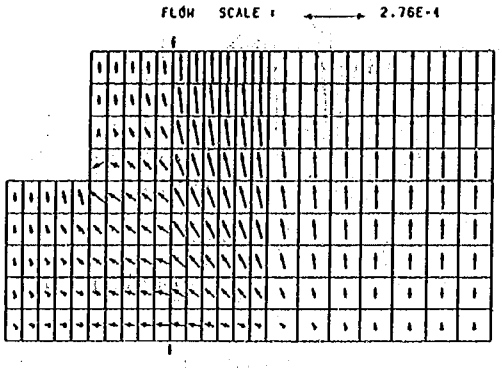
※（）内の時間は、ステップ２の開始時点からの時間

図 10.18　過剰間隙水圧分布の時間変化（ケースＣ１－２，ステップ３）

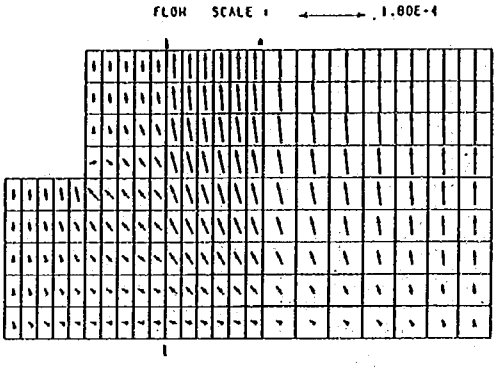
単位m／sec



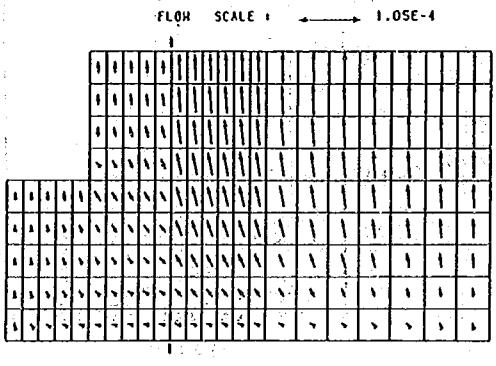
（1）１０ｓｅｃ(60sec)



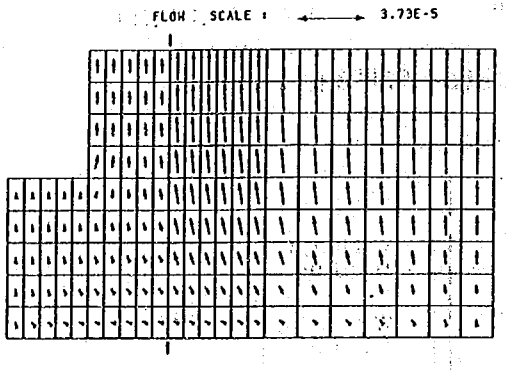
（2）１００ｓｅｃ(150sec)



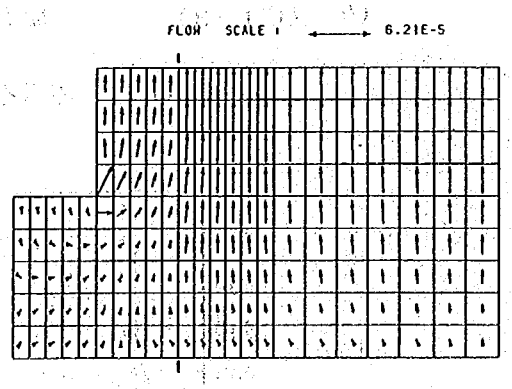
（3）６００ｓｅｃ(650sec)



（4）１２００ｓｅｃ(1250sec)



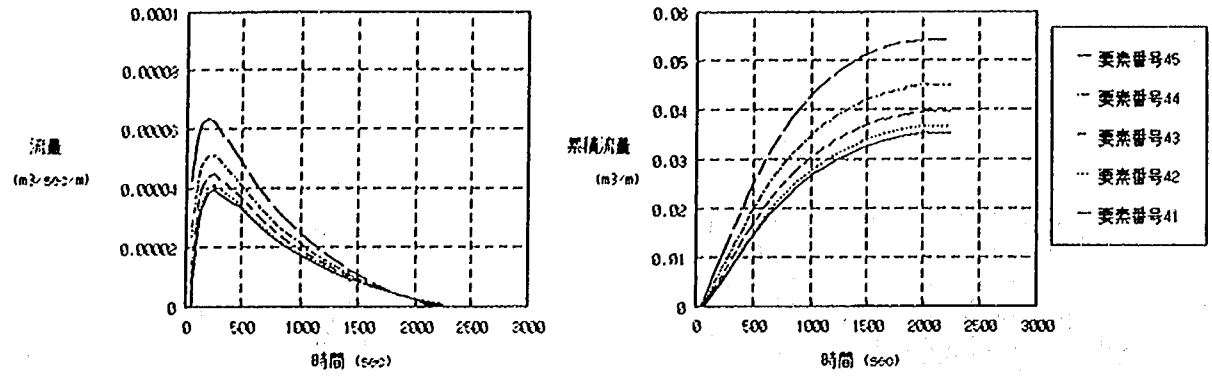
（5）１８００ｓｅｃ(1850sec)



（6）２４００ｓｅｃ(2450sec)

※（）内の時間は、ステップ２の開始時点からの時間

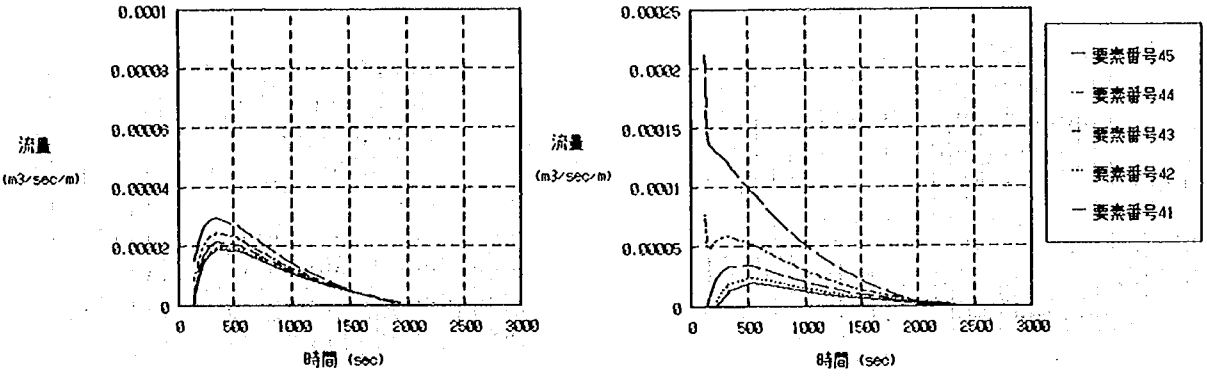
図 10.19　流速ベクトル分布の時間変化（ケースＣ１－２，ステップ３）



（1）流量　　（2）累積流量

※時間は、ステップ２の開始時点からの時間

図 10.20　ケースＣ１－２の流量及び累積流量の時間変化

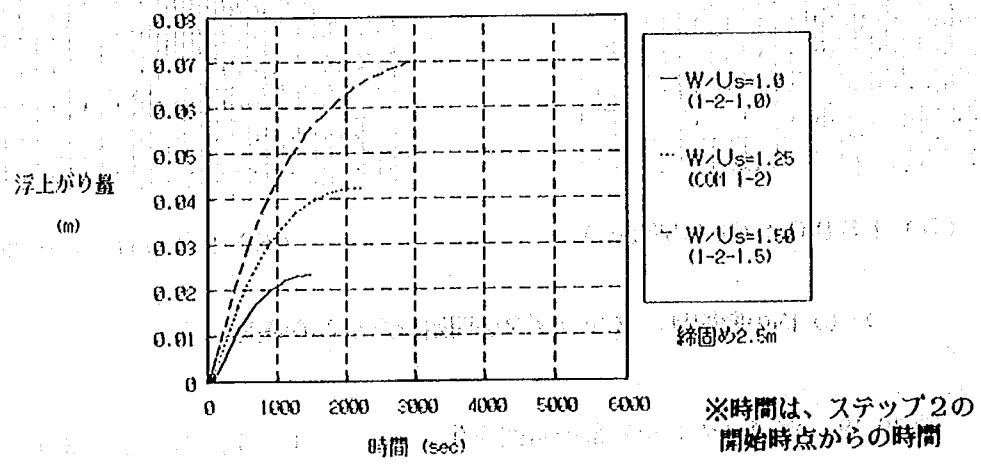


（1）締固め幅を大きくした場合（ケースＣ１－３）

※時間は、ステップ２の開始時点からの時間

（2）掘割道路幅を大きくした場合（ケースＣ３－２）

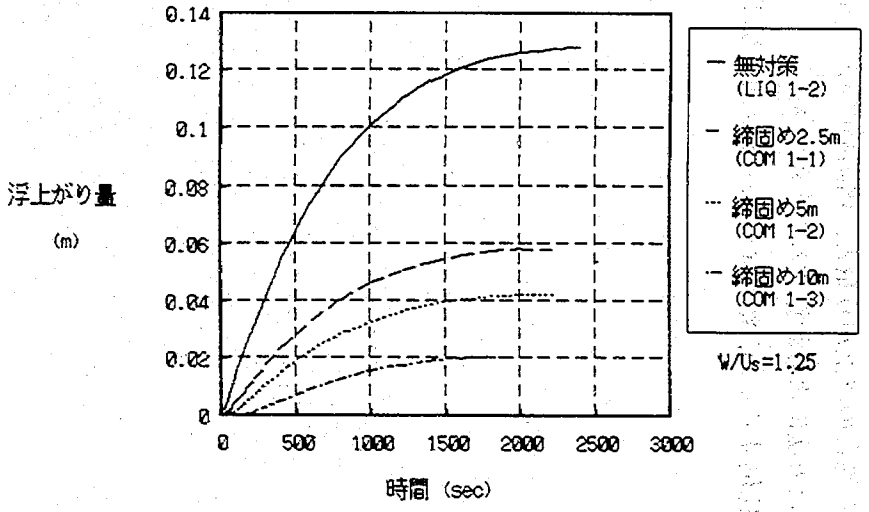
図 10.21　流量を変えた場合の流量の時間変化



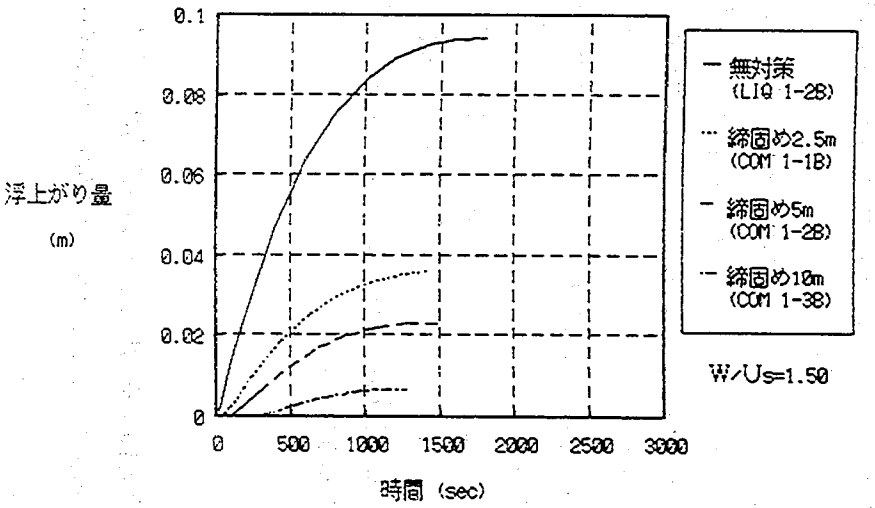
※時間は、ステップ２の開始時点からの時間

（1）V／Us の影響

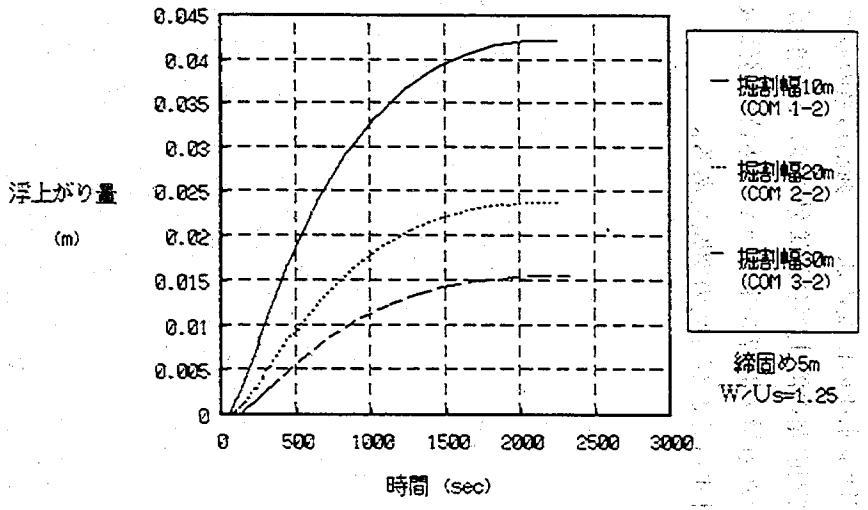
図 10.22　浮上がり量の時間変化の比較



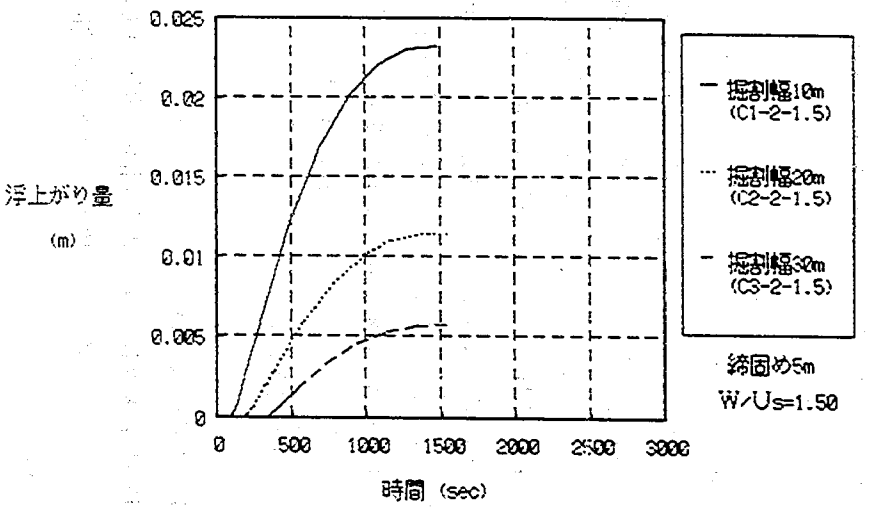
（2）締固め幅の影響(W/Us=1.25)



（3）締固め幅の影響(W/Us=1.5)



（4）掘割道路幅の影響(W/Us=1.25)



（5）掘割道路幅の影響(W/Us=1.5)

図 10.22　浮上がり量の時間変化の比較（つづき）

・締固め幅を大きくすると，未改良部からの過剰間隙水圧のまわり込み量が少なくなるため，流量が小さくなる。

・掘割道路幅を大きくすると，未改良部からの過剰間隙水圧が内側までまわり込みにくくなるため，掘割道路の中心線に近い要素と遠い要素の流量の差が大きくなる。（図 10.21 (2) の要素番号44と45の要素の流量は，はじめのうち急激に減少している。これは，ステップ2の最後では中心線に近くなるほど掘割道路底面の過剰間隙水圧が小さくなっていたものを，ステップ3の最初で同じ大きさの定水頭境界に置き換えた影響が，掘割道路幅が大きくステップ2の最後で過剰間隙水圧の差が大きい場合に現れたものと考える。）

各ケースの最終浮上がり量の計算結果を表 10.6 に示す。また，浮上がり量の時間変化の比較を図 10.22 に，最終浮上がり量の比較を図 10.23 に示す。図中にはLシリーズの結果を一部示しているが，図 10.22 は補正前の浮上がり量で，図 10.23 は補正後の浮上がり量である。図 10.23 より，最終浮上がり量が小さくなる要因として以下のことが挙げられる。

・締固め幅が大きい。

・W / Us が大きい。

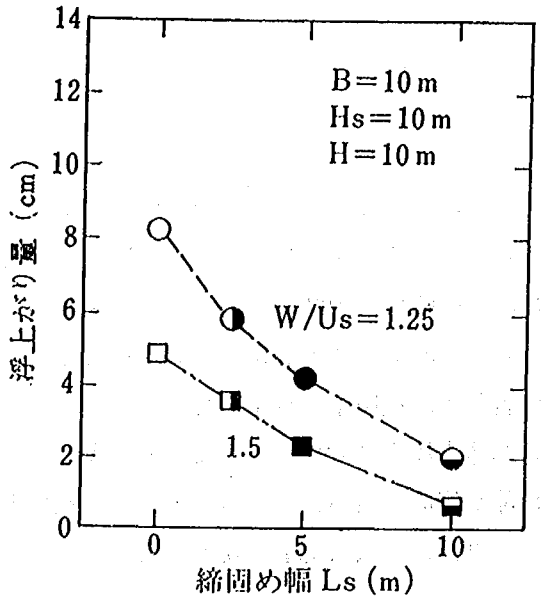
・掘割道路幅が大きい。

締固め部が未改良部からの過剰間隙水圧のまわり込みを抑える効果が，この計算方法でうまく考慮できるものと考える。W / Us と掘割道路幅の影響に関しては，Lシリーズと同様の理由が考えられる。

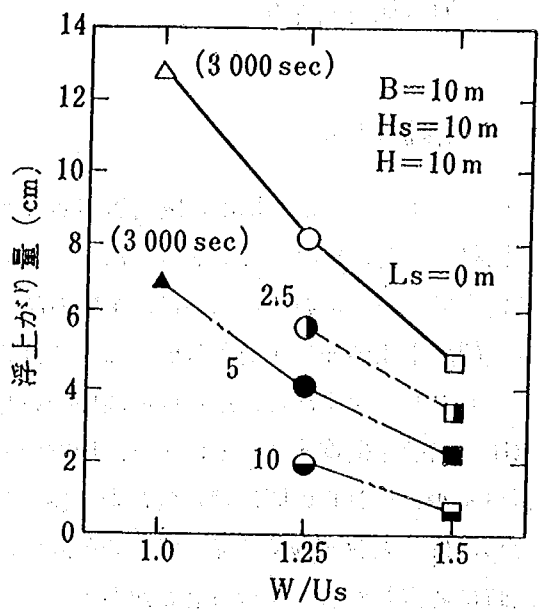
10.4　まとめ

1）過剰間隙水圧の伝播によって掘割道路のみが浮上がる場合の浮上がり量と，締固めの規模に応じた掘割道路の浮上がり対策効果は，浸透解析を用いた方法により計算することができる。

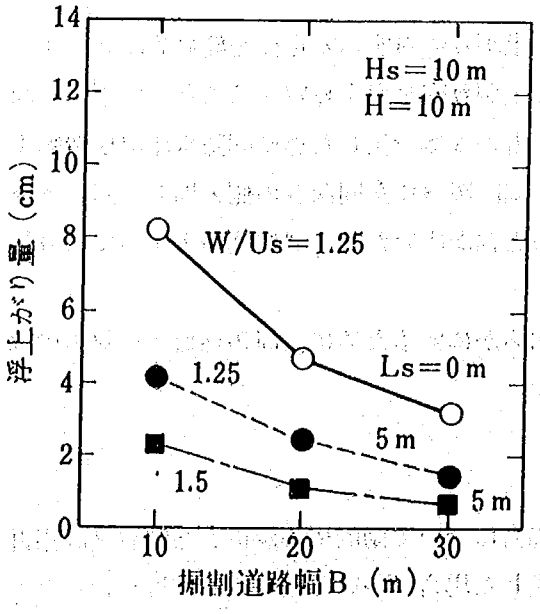
2）浮上がり量の計算結果は地盤の体積圧縮係数 m_v に比例するため，妥当な m_v の設定法に関して検討することが今後の課題である。



(1) 締固め幅の影響



(2) W/Usの影響



(3) 掘割道路幅の影響

※Ls＝0 mは，Lシリーズの補正後の結果

図 10.23 最終浮上がり量の比較

11. 砕石ドレーン工法の効果と簡易判定手法の適用性に関する動的応答解析

11.1 解析目的

前章及び前々章では，掘割道路周辺地盤の液状化対策として締固め改良を行った場合の効果について検討するために浸透解析を行った。ここでは，砕石ドレーン工法を液状化対策として用いた場合の効果について検討するために，全応力法による常時及び地震時の応力解析と，この結果を用いた過剰間隙水圧の発生・消散解析（以下ではこれらをまとめて動的応答解析と称する。）を行った。

砕石ドレーン工法は，透水性の高い砕石を円柱状に打設して，地震中及び地震終了後の過剰間隙水圧の消散を促進することにより，地盤中に生じる過剰間隙水圧を抑制する工法である。多数の砕石パイルとそれらの間に残された未改良地盤により改良部が構成されるため，改良効果を評価するためには，未改良地盤で発生する過剰間隙水圧と砕石により消散される過剰間隙水圧を，それぞれ同時に考慮した解析を行う必要がある。

これに対して，締固め工法では改良部を一つの地盤として扱うことができる。また，地震時の繰返しせん断による過剰間隙水圧が生じないように十分な締固めを行った場合には，周辺の未改良部で生じた過剰間隙水圧の改良部への伝播量及び消散量を，前章及び前々章のような浸透解析を用いて求めることにより，改良効果を評価することができる。

砕石ドレーン工法を用いた場合を対象とした動的応答解析による浮上がり安全率の算定は既に行っている[5]が，ここでは円弧すべり安全率を算定して浮上がり安全率と比較し，掘割道路幅等の影響に関する検討を行った。

また，周辺地盤が無対策の場合における掘割道路の浮上がりに対する安定性を簡易的に評価する方法として，共同溝設計指針[2]に示された方法により浮上がり安全率を算定すること（以下では簡易法と称する。）が考えられる。この方法では構造物側方の地盤で生じた過剰間隙水圧が構造物下方の地盤に十分にまわり込み，構造物底面に作用する過剰間隙水圧が同深度の側方地盤と同じ大きさになると仮定しているが，掘割道路は共同溝と比べると幅が広いため，過剰間隙水圧のまわり込みが生じにくくなる可能性がある。

そこで，掘割道路に対する上記の簡易法の適用性を明らかにするために，周辺地盤が無対策の場合について動的応答解析結果と簡易法との比較を行った。

11.2 解析方法

解析フローを図１１.１に示す。周辺地盤が無対策の場合について動的応答解析と共同溝設計指針に準じた簡易法を行い，周辺地盤に砕石ドレーンを打設した場合について動的応答解析を行った。動的応答解析では浮上がり安全率と円弧すべり安全率を，簡易法では浮上がり安全率を算定した。

１１.２.１ 動的応答解析

動的応答解析は，建設省土木研究所所有の有限要素解析プログラム“ＳＡＤＡＰ”を用いて行

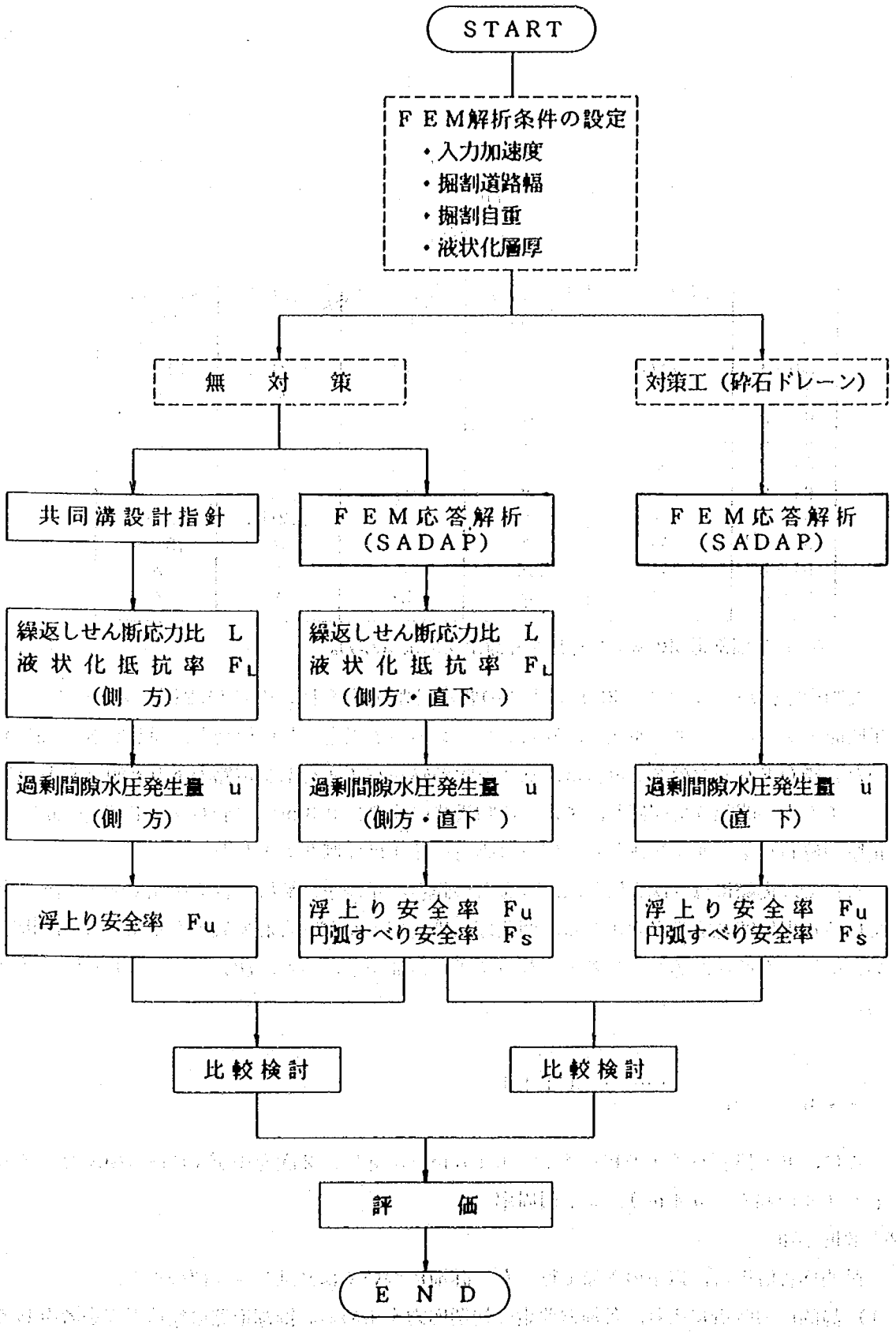

START
ＦＥＭ解析条件の設定
・入力加速度
・掘割道路幅
・掘割自重
・液状化層厚
無　対　策
対策工（砕石ドレーン）
共同溝設計指針
ＦＥＭ応答解析
（ＳＡＤＡＰ）
ＦＥＭ応答解析
（ＳＡＤＡＰ）
繰返しせん断応力比　Ｌ
液状化抵抗率　F_L
（側　方）
繰返しせん断応力比　Ｌ
液状化抵抗率　F_L
（側方・直下　）
過剰間隙水圧発生量　u
（側　方）
過剰間隙水圧発生量　u
（側方・直下　）
過剰間隙水圧発生量　u
（直　下）
浮上り安全率　Fu
浮上り安全率　Fu
円弧すべり安全率　Fs
浮上り安全率　Fu
円弧すべり安全率　Fs
比較検討
比較検討
評　価
ＥＮＤ

図１１.１　解析フロー

った。

(1) 対象モデル

対象モデルを表１１.１に示す。無対策の場合について入力加速度，掘割道路幅，掘割道路の自重，及び液状化層厚を変えて，砕石ドレーンを打設した場合について入力加速度と掘割道路幅を変えて解析を行った。モデル64－2及び64－2'は，それぞれ文献[5]のモデル62−2及び62－2'と同一である。また，モデル64－4及び64－5は，それぞれ文献[5]のモデル６２－３及び62－4の入力加速度振幅を，70galから110galに大きくしたものである。

表１１.１　解析モデル

モデル名	砕石ドレーン	入力加速度 (gal)	掘割道路幅 (m)	掘割自重*	液状化層厚 (m)
64－1	なし	30	12	1.2Us	10.5
64－2	〃	70	〃	〃	〃
64－3	〃	110	〃	〃	〃
64－4	〃	〃	22	〃	〃
64－5	〃	〃	32	〃	〃
64－6	〃	〃	12	1.5Us	〃
64－7	〃	〃	〃	1.2Us	5.5
64－2'	あり	70	〃	〃	10.5
64－3'	〃	110	〃	〃	〃
64－4'	〃	〃	22	〃	〃

＊ Usは掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力。

掘割道路幅が12，22，32ｍのときの要素分割図をそれぞれ図11.2(1)，(2)，(3)に示す。半断面モデルとしてモデル化し，砕石ドレーンのある場合もない場合も，同じ要素分割図を用いた。砕石ドレーンのある場合は，0.4ｍ幅の砕石パイルを掘割道路の下方と側方に1.48ｍピッチ（中心間隔）で配置し，また，掘割道路の底面に0.8ｍ厚の砕石マットを，側面に1.6ｍ厚の砕石ウォールを配置した。側方の砕石パイルは片側２本とした。

ここで，実際には３次元的な広がりをもつ砕石パイルを，解析では２次元モデルに置き換えていることに留意する必要がある。例えば，砕石パイルが正方形配置である場合に，解析で用いた配置と面積比が等しくなるようなパイル半径ａを求めると，次式よりａ＝0.77（ｍ）となる。

$$\frac{\pi \cdot a^2}{\pi \cdot b^2} = \frac{a'}{b} \quad \cdots\cdots \quad (11.1)$$

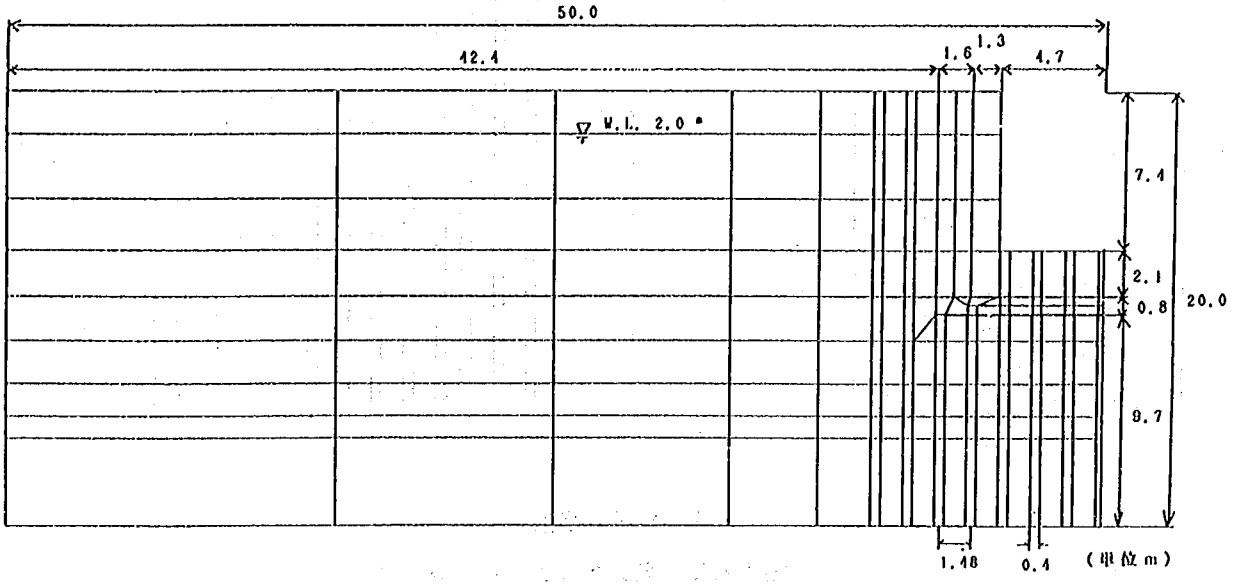
ここに，ｂ：砕石パイルのピッチ（＝1.48ｍ），ａ'：２次元モデルに置き換えたときの砕石パイルの幅（＝0.4ｍ），π：円周率

(2) 解析手順

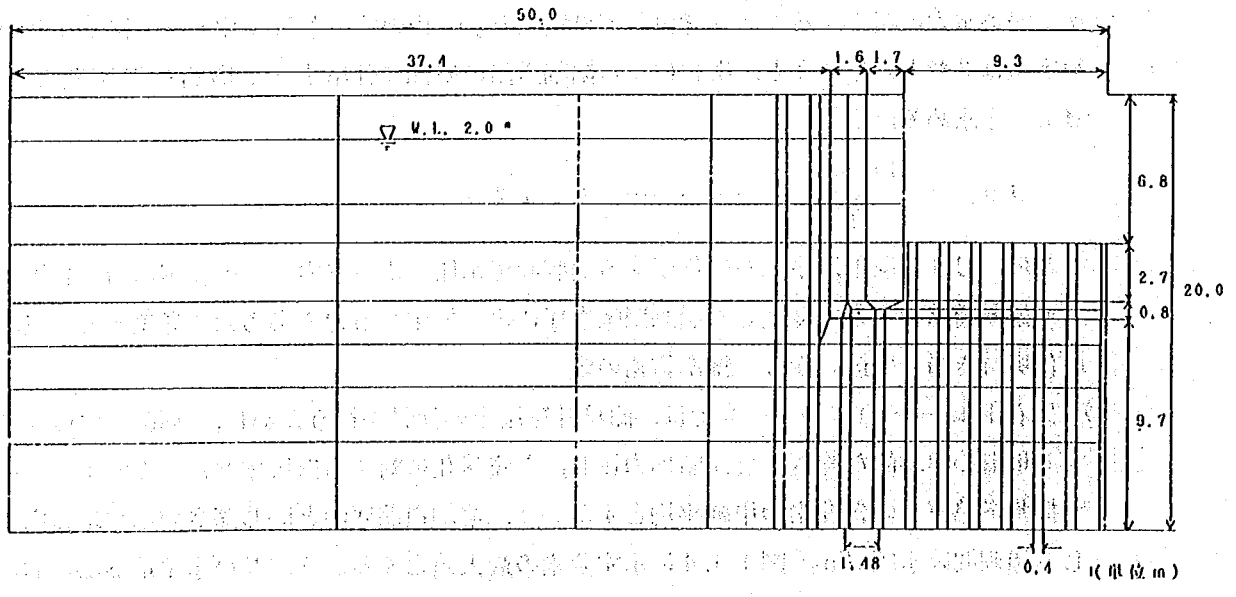
動的応答解析は，以下の手順で行った。詳細については文献[5]を参照のこと。

1) 静的応力解析により，各地盤要素の初期応力を求める。掘割道路の築造過程を考慮して，３ステップに分けて応力解析を行った。

2) 動的応力解析により，各地盤要素の地震時の応力状態の経時変化を求める。応答解析は全

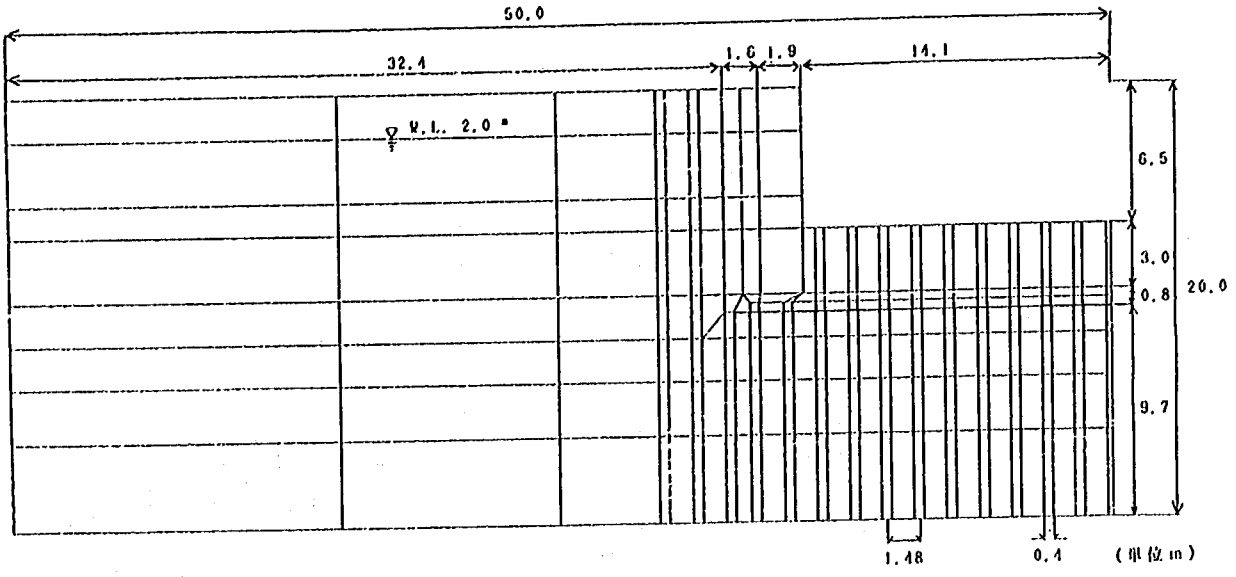


(1) 掘割道路幅１２m



(2) 掘割道路幅２２m

図１１.２ 要素分割図



(3) 掘割道路幅３２m

図１１.２ 要素分割図（つづき）

応力法による逐時解析で，地盤はHardin－Drnevichモデルと Masing則を組み合わせて，履歴減衰をもつ非線形材料として扱った。

3) 1)及び2)の結果をもとに，各地盤要素の地震時の過剰間隙水圧の発生・消散に関する浸透解析を行い，地震中及び地震後の過剰間隙水圧の経時変化を求める。過剰間隙水圧は，地下水面以下の砂地盤要素のせん断応力波形が反転する際に発生するものとし，水平面上のせん断応力 τ_{xy} の動的振幅を用いて求めた[5]。

4) 掘割道路の浮上がり安全率Ｆu（図4.1参照，文献[5]の砕石ドレーンのある場合に準じた方法で浸透水力に起因する力Ｆを考慮して算定した。），円弧すべり安全率Ｆｓ（図6.1参照，算定法は６章と同じ。）と，次式による掘割道路の底面に作用する平均的な過剰間隙水圧 Δu_1 を求める。

$$\Delta u_1 = \frac{Ud + F}{B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.2)$$

ここに，Ｕｄ：掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧による浮力，Ｆ：浸透水力に起因する力（掘割道路の下方で発生した過剰間隙水圧によって生じる力であるため考慮する。以上は単位奥行き当りの値。）Ｂ：掘割道路の幅

5) 砕石ドレーンのないケースでは，簡易計算法との比較を行うために，掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 と液状化に対する抵抗率 F_{L1}（図１１.３に示す掘割道路直下の各要素の単純平均とする。），掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_2（図１１.４に示す要素の最大値とする。），及び水平地盤部における平均的な繰返しせん断応力比 L_2 と液状化に対する抵抗率 F_{L2}（図１１.３に示す水平地盤部の各要素の単純平均とする。）を求める。

$$L = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_v'} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (11.3)$$

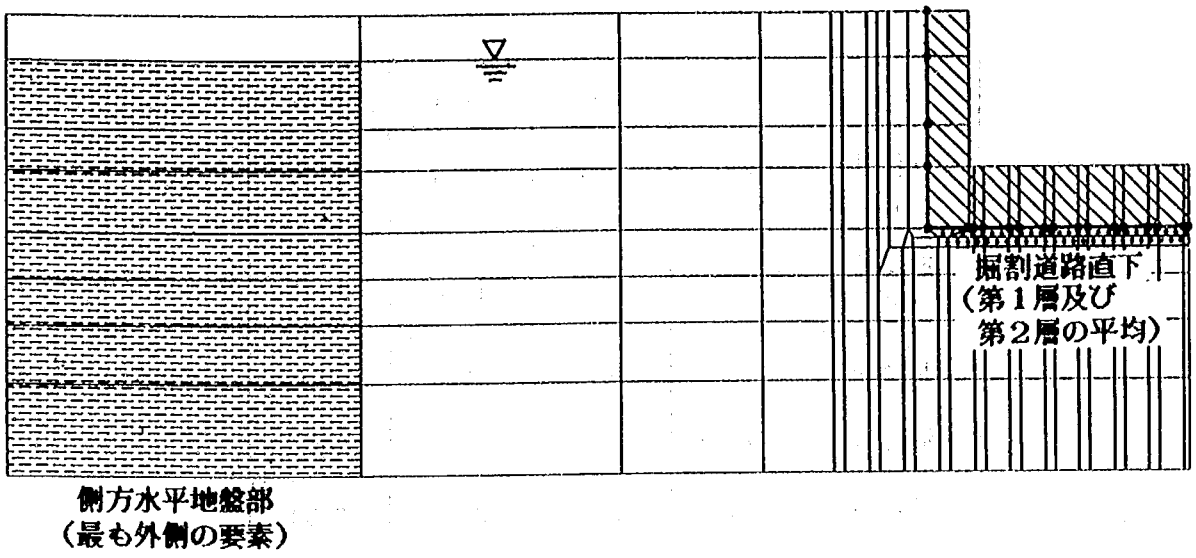


図１１.３　繰返しせん断応力比と液状化抵抗率の算定位置（動的応答解析）

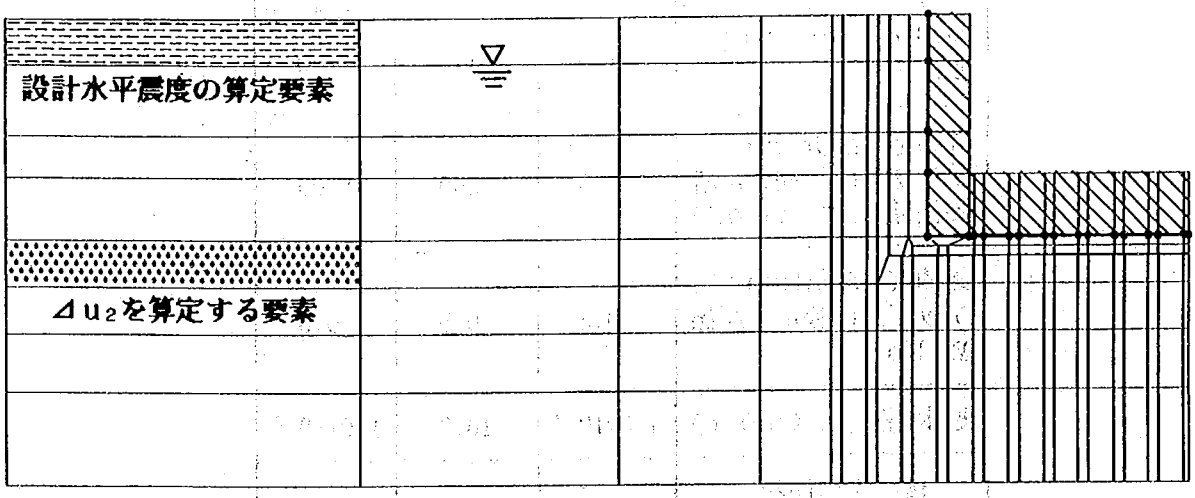


図１１.４　側方過剰間隙水圧（Δu_2）の算定位置

$$\tau_{xy} = \frac{\tau_{xy(+)} + \tau_{xy(-)}}{2} \quad \cdots\cdots \quad (11.4)$$

$$F_L = \frac{R_{L15}}{L} \quad \cdots\cdots \quad (11.5)$$

ここに，σ_v'：静的応力解析により計算された各要素の初期有効上載圧，τ_{xy}：水平面上のせん断応力の動的振幅，$\tau_{xy(+)}$ 及び $\tau_{xy(-)}$：動的応答解析により計算された水平面上のせん断応力の＋側及び－側最大値の絶対値，R_{L15}：15回の繰返し回数に対応する繰返しせん断強度比（本計算では，$R_{L15}=0.286$ となる。詳細は11.2.3参照）

(3) 地盤条件

地盤の材料定数を表１１.２に示す。地下水面より上の部分の湿潤単位体積重量 γ_t は，下の

表１１.２　地盤の材料定数

	砂	砕石	支持層[2]
飽和単位体積重量 γ_{sat} (tf/m³)	1.93	1.90	1.93
湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m³)	1.93	1.90	1.93
内部摩擦角 ϕ (°)	36.6	45.0	36.6
粘着力 c (tf/m²)	0	0	0
静的ポアソン比 ν_s	0.33	0.33	0.33
動的ポアソン比 ν_d	0.49	0.49	0.49
$Go=K\cdot(\frac{\sigma_1'+\sigma_2'}{2})^n$ を決める定数[1]	K＝2200 n＝0.5	K＝5200 n＝0.5	K＝2200 n＝0.5
Hardin-Drnevichモデルの定数α	1.0	1.0	1.0
静的応力解析時の１ステップ目の初期せん断弾性係数 G_t (tf/m²)	5800	5800	5800
静的応力解析時の１ステップ目の静止土圧係数 Ko	0.5	0.5	0.5
透水係数 k (cm/sec)	1.0×10^{-2}	10.0	1.0×10^{-6}
体積圧縮係数 m_v (m²/tf)	0.001	0.001	0.001

1) Goは初期せん断弾性係数、Goとσ'の単位はtf/m²。
2) モデル64－7において、液状化砂層の下にある過剰間隙水圧の発生しない層として用いた。また、モデル64－５の円弧すべり安全率の計算時にも用いた。

表１１.３　砂地盤の過剰間隙水圧の発生量を決める定数

	液状化強度特性 $\log(L)=A\cdot\log(N_L)+B$	過剰間隙水圧の発生特性 $\Delta u=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}\{(\frac{N}{N_L})^{1/2\alpha}\}\sigma_v'$
設定値	A＝-0.123 B＝-0.399	α＝1.0

部分の飽和単位体積重量γと等しいものとした。

砂地盤の過剰間隙水圧の発生量を決める定数を表１１.３に示す。Ｎ値１０程度の地盤に対応する定数とした[5]。定数の意味，及び簡易法との対応については，１１.２.３で後述する。

(4) 掘割道路の条件

掘割道路はコンクリート製とし，十分に大きな剛性をもつ不透水性の線形材料としてモデル化した。表１１.１の掘割道路の自重の条件を満たすように単位体積重量を設定した。

(5) 入力波

動的応答解析時の入力波として，表１１.１に示した加速度振幅をもつ２Ｈｚの正弦波１５波をモデルの底面に水平方向に入力した。

(6) 境界条件

静的応力解析時は，モデル底面の水平方向及び鉛直方向の変位と，側面と水平方向の変位を固定した。また，動的応答解析時は，モデルの底面の水平方向及び鉛直方向の変位と，側面の鉛直方向の変位を固定した。

浸透解析時は，モデル底面及び側面と掘割道路を不透水境界とした。

１１.２.２　簡易計算

(1) 対象モデル

表１１.１に示した動的応答解析の対象モデルのうち，砂石ドレーンのないケース（ケース64－1～64－7）を対象に簡易計算を行った。

(2) 計算手順

簡易計算は，共同溝設計指針[2]に準じて以下の手順で行った。

1) 動的応答解析における各ケースの地表面の最大応答加速度を用いて，動的応答解析に対応した設計水平震度K_sを設定する。

$$K_s=\frac{\alpha_{max}}{g} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.6)$$

ここに，α_{max}：掘割道路から最も離れた水平地盤部の地表面の水平方向最大応答加速度（図１１.４参照），g：重力加速度

2) 水平地盤部の地下水位以下の深さ２ｍ毎の中間深度における繰返しせん断応力比L_3を求める。

$$L_3 = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}'} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.7)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 \cdot z \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.8)$$

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot WL + \gamma_{sat} \cdot (z - WL) \quad \cdots\cdots \quad (11.9)$$

$$\sigma_{v0}' = \gamma_t \cdot WL + \gamma' \cdot (z - WL) \quad \cdots\cdots\cdots \quad (11.10)$$

ここに，r_d：繰返しせん断応力比の深さ方向の低減係数，z：地表面からの深さ（m），WL：地表面から地下水面までの深さ（＝2m），σ_v：全上載圧，σ_{v0}'：初期有効上載圧，γ_t：地下水面より上の地盤の湿潤単位体積重量，γ 及び γ'：地下水位より下の地盤の飽和単位体積重量及び有効単位体積重量（表11.2参照）

3) L_3 を用いて水平地盤部の各深度における液状化に対する抵抗率を式（11.5）により求め，その単純平均として F_{L3} を求める。

4) 水平地盤内で生じる平均的な過剰間隙水圧比 Lu_3 を求める。

$$\left.\begin{aligned} Lu_3 &= F_{L3}^{-7} \quad (F_{L3} \geqq 1) \\ Lu_3 &= 1 \quad (F_{L3} < 1) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.11)$$

5) 掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_3 が掘割道路の底面にまわり込むものとして，以下の式を用いて掘割道路の浮上がり安全率 F_u を算定する。

$$U_d = \Delta u_3 \cdot B \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.12)$$

$$\Delta u_3 = Lu_3 \cdot \sigma' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.13)$$

$$Q = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma_t \cdot (WL)^2 \cdot \tan\phi' \quad \cdots\cdots \quad (11.14)$$

$$F = 0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.15)$$

ここに，U_d：掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧による浮力，Q：掘割道路側面の摩擦抵抗（地下水位よりも上の部分について考慮した。動的応答解析の場合も同じ。），F：浸透水力に起因する力（以上は単位奥行き当りの値。），B：掘割道路の幅，σ'：掘割道路底面と同じ深さの水平地盤の有効上載圧（本計算では式（11.10）において $z = 9.5$ m としたときの値。），K_0：地盤の静止土圧係数（＝0.5とした。），ϕ'：掘割道路側面に接する地盤の内部摩擦角（表11.2参照）

11.2.3 地盤の液状化強度と過剰間隙水圧の発生特性の設定

(1) 動的応答解析における設定

動的応答解析では，非排水条件下における地盤の液状化強度特性と過剰間隙水圧の発生特性として，以下の1)及び2)に示す式を用いている。過剰間隙水圧の発生量は，これらの特性と累積損傷度理論を組み合わせて算定している。動的応答解析で用いた各定数の設定値は表11.3に示したとおりである。

これらをもとに，液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 Lu の関係が3)のように求められる。式（11.23）を図示すると図11.5のようになる。図中には定数を若干変えた場合，及び式（11.11）の関係も合わせて示した。また，式（11.11.）と式（11.23）より F_L を消去して得られる，動的応答解析と簡易法の過剰間隙水圧比の関係を図11.6に示す。

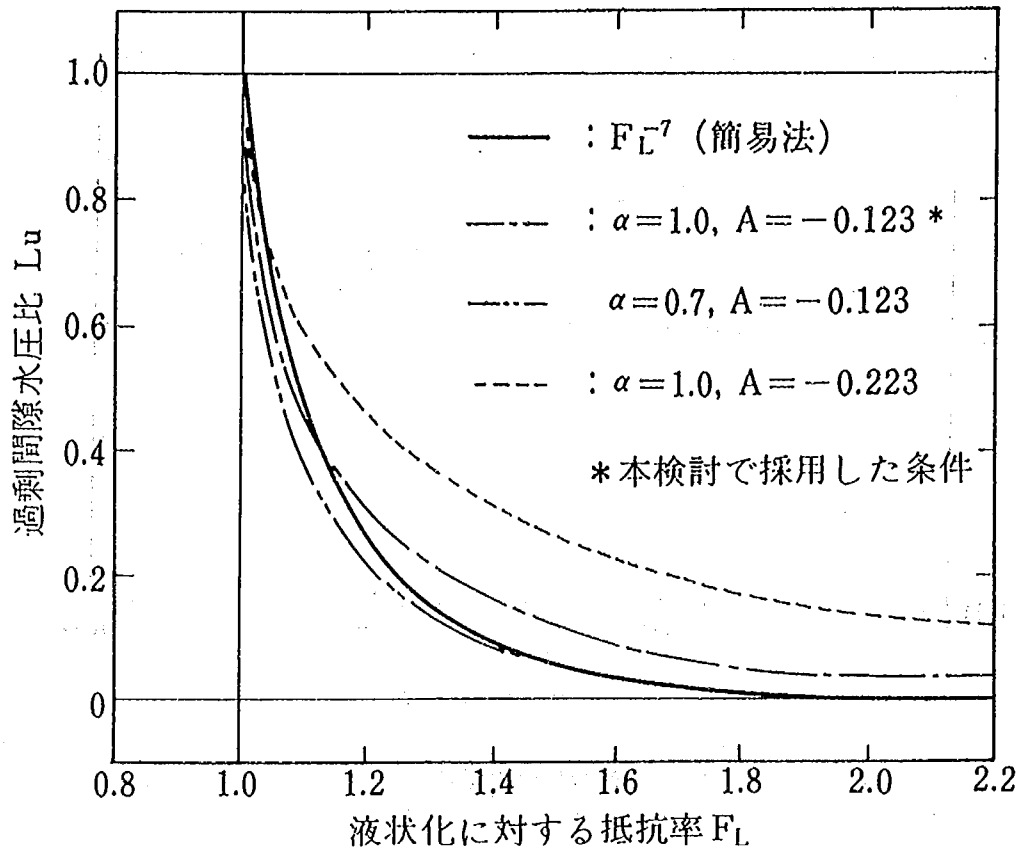


図１１.５　過剰間隙水圧の発生特性の比較（その１）

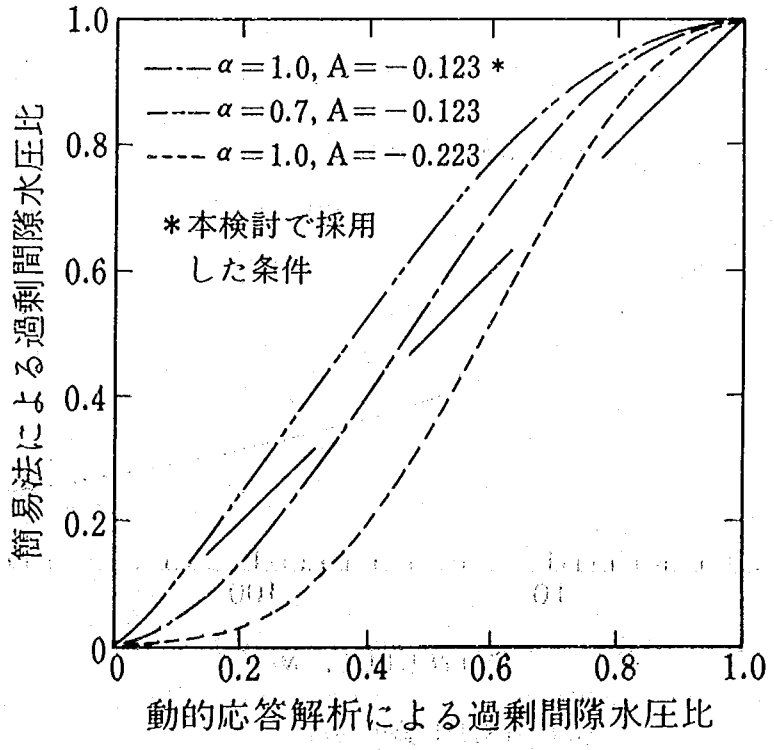
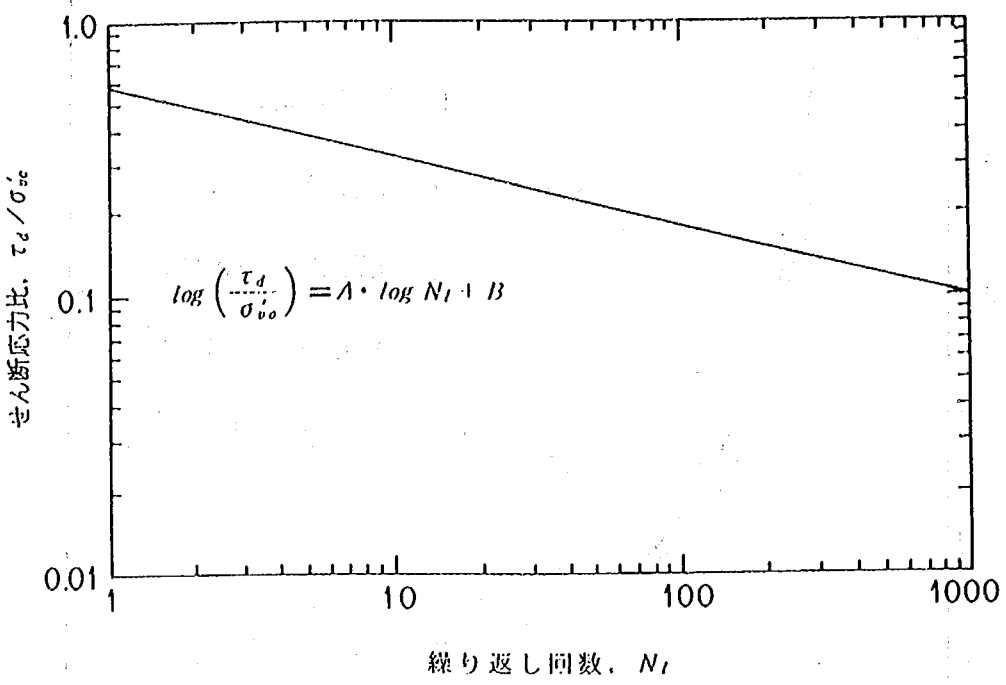
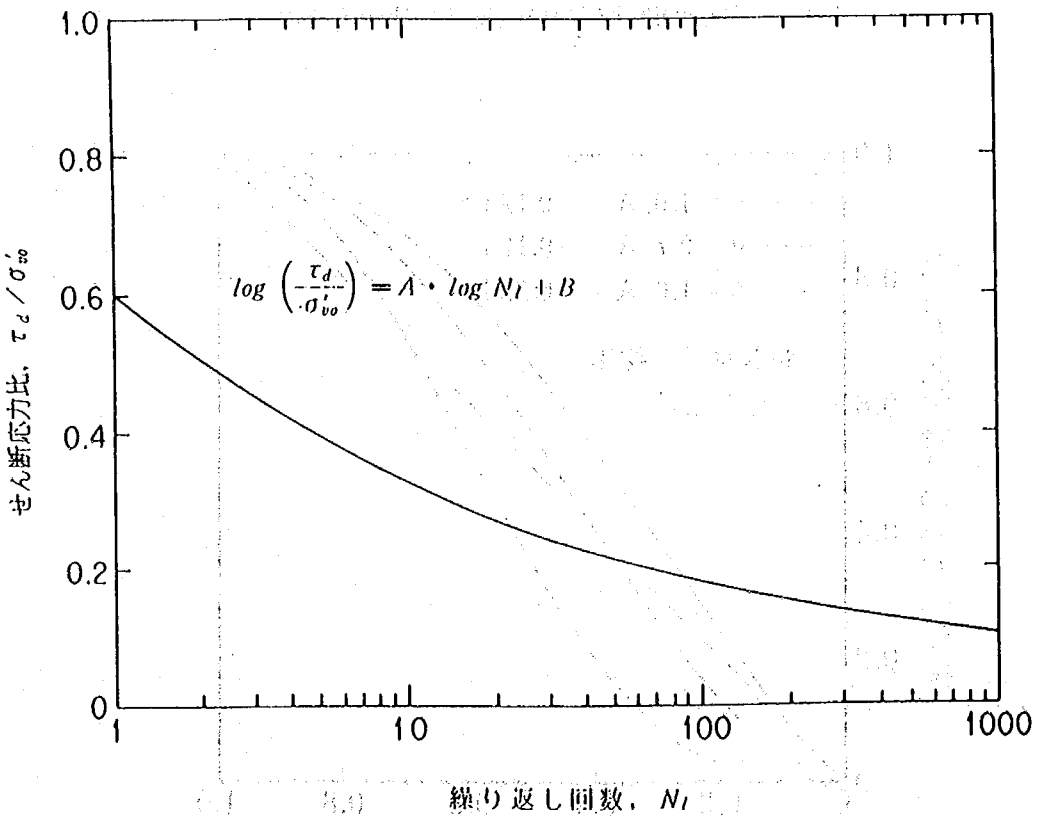


図１１.６　過剰間隙水圧の発生特性の比較（その２）



(1) 両対数目盛の場合



(2) 片対数目盛の場合

図 1.1.7 液状化強度曲線

1）液状化強度特性

$$\log(R_L) = A \cdot \log(N) + B \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.17)$$

ここに，N：繰返し回数，R_L：N回の繰返しで液状化が生じる繰返しせん断応力比，A及びB：液状化強度曲線の勾配と高さを示す定数（図11.7参照，一般にAもBも負の値をとる。）

2）過剰間隙水圧の発生特性（図11.8参照）

$$\Delta u = \frac{2}{\pi} \sin^{-1}\left\{\left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/2\alpha}\right\} \sigma_V'$$

（$N \leqq N_L$ のとき） $\cdots\cdots\cdots\cdots$ (11.18)

$$\Delta u = \sigma_V' \quad (N > N_L \text{ のとき}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.19)$$

ここに，Δu：一定振幅Lのせん断応力比がN回作用したときの過剰間隙水圧，N_L：一定振幅Lのせん断応力比が繰返し作用するときの液状化が生じるまでの繰返し回数，α：過剰間隙水圧の上昇のしやすさを表す定数，σ_V'：初期有効上載圧

式（11.17）よりN_Lは次式で表される。

$$\log(L) = A \cdot \log(N_L) + B \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.20)$$

3）液状化に対する抵抗率F_Lと過剰間隙水圧比Luの関係

一定振幅Lのせん断応力比がN回作用するときのF_Lは次式で表される。

$$F_L = \frac{R_L}{L} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.21)$$

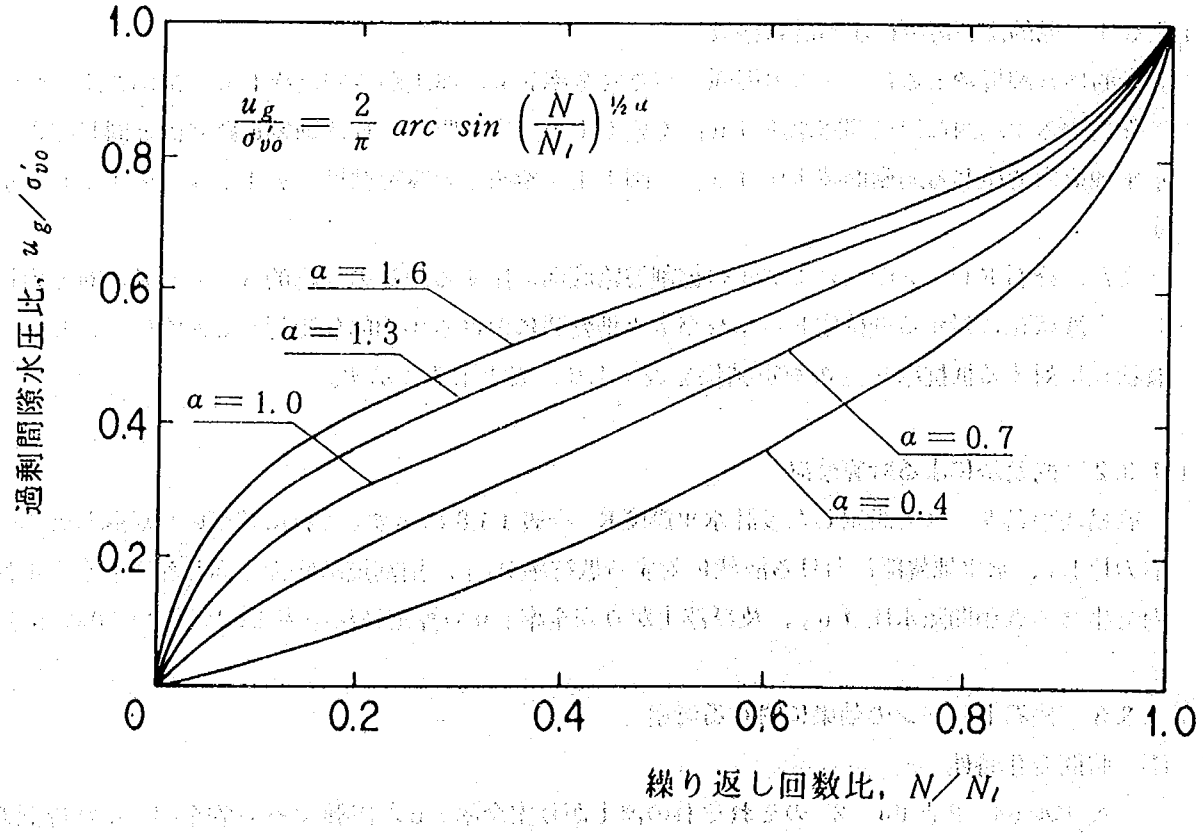


図11.8　過剰間隙水圧の発生特性

式（11.17）と式（11.20）を上式に代入すると次式が得られる。

$$F_L = \left(\frac{N}{N_L}\right)^A \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (11.22)$$

$F_L \geqq 1.0$ のとき，Aは一般に負の値をとるから $N \leqq N_L$ となる。そこで上式を式（11.18）に代入すると，次式のような F_L とLuの関係が得られる。

$$Lu = \frac{\Delta u}{\sigma_v'} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1}\left\{(F_L)^{1/(2\cdot\alpha\cdot A)}\right\}$$

（$F_L \geqq 1.0$ のとき） …… （11.23）

同様に $F_L < 1.0$ のとき，$N > N_L$ となるから式（11.19）より次式が得られる。

$Lu = 1.0$ （$F_L < 1.0$ のとき） …… （11.24）

(2) 簡易法における設定との比較

簡易法では，液状化に対する抵抗率 F_{L3} を算定する際に式（11.5）を用いているが，分母として用いた繰返しせん断強度比 R_{L15} は，式（11.17）においてN＝15としたときの値である。すなわち，簡易法で用いた地盤の液状化強度は，動的応答解析で用いたものと一致している。

また，簡易法では過剰間隙水圧比 Lu_3 を算定する際に式（11.11）を用いているが，過剰間隙水圧の発生特性も，図11.5及び図11.7より動的応答解析で用いた条件（$\alpha = 1.0$，$A = 0.123$）と簡易法はほぼ対応している。

11.3 解析結果

11.3.1 動的応答解析による計算結果

動的応答解析による各ケースの円弧すべり安全率Fs，浮上がり安全率Fu，掘割道路の底面に作用する平均的な過剰間隙水圧 Δu_1（式（11.12）参照），及び掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_2（図11.4参照）の算定結果を表11.4，表11.5に示す。

また，砕石ドレーンのないモデルの掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 と液状化に対する抵抗率 F_{L1}，及び水平地盤部における平均的な繰返しせん断応力比 L_2 と液状化に対する抵抗率 F_{L2} の算定結果を表11.6，表11.7に示す。

11.3.2 簡易法による計算結果

簡易法の各ケースで設定した設計水平震度 K_s を表11.8に示す。これに基づいた繰返しせん断応力比 L_3，水平地盤部における液状に対する抵抗率 F_{L3}，掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_3，及び浮上がり安全率Fuの算定結果を表11.9，表11.10に示す。

11.3.3 砕石ドレーンの効果に関する考察

(1) 時間変化特性

モデル64－2と64－2'のそれぞれの浮上がり安全率Fuと円弧すべり安全率Fsの時間変化を図11.9に示す。砕石ドレーンのないモデル64－2では，地震終了直後（表11.4によれば

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(1) モデル64－1

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2) $=\frac{U_d+F}{B}$	側方 Δu_2 (tf/m^2) 要素 302
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_s	W	Q	U_s	U_d	F	F_u		
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.00	1.231	0.00	
7.5	330.0	250.2	250.2	161.9	112.6	440.0	129.1	2.56	53.98	1.43	45.00	20.940	0.00	0.840	3.490 MAX	0.66 MAX
20									53.98	1.43	45.00	18.273	0.00	0.876	3.046	0.64
50									53.98	1.43	45.00	14.368	0.00	0.933	2.395	0.59
100									53.98	1.43	45.00	10.850	0.00	0.992	1.808	0.53
200									53.98	1.43	45.00	8.010	0.00	1.045	1.335	0.46
500									53.98	1.43	45.00	5.487	0.00	1.098	0.915	0.34
1000									53.98	1.43	45.00	3.165	0.00	1.150	0.527	0.24
2000									53.98	1.43	45.00	2.422	0.00	1.169	0.404	0.13
4000									53.98	1.43	45.00	1.471	0.00	1.192	0.245	0.52
※3									53.98	1.43	45.00	21.684	0.00	0.831	3.614	0.66

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(2) モデル64－2

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m²)	側方 Δu_2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$-\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u		
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.000	1.231	0.00	
7.5	330.0	250.2	250.2	161.9	45.1	380.4	122.0	2.15	53.98	1.43	45.00	24.026	0.498	0.797	4.087	2.13 MAX
20	330.0	250.2	250.2	161.9	48.4	376.8	118.9	2.14	53.98	1.43	45.00	24.588	0.000	0.796	4.098 MAX	2.06
50	330.0	250.2	250.2	161.9	60.6	374.7	114.7	2.16	53.98	1.43	45.00	24.038	0.000	0.803	4.006	1.92
100	330.0	250.2	250.2	161.9	71.4	376.3	112.9	2.19	53.98	1.43	45.00	21.396	0.000	0.835	3.566	1.72
200	330.0	250.2	250.2	161.9	79.8	381.6	114.1	2.23	53.98	1.43	45.00	17.910	0.000	0.881	2.985	1.45
500	330.0	250.2	250.2	161.9	98.0	396.0	118.3	2.35	53.98	1.43	45.00	13.380	0.000	0.949	2.230	1.05
1000	330.0	250.2	250.2	161.9	118.7	414.1	121.9	2.45	53.98	1.43	45.00	9.477	0.000	1.017	1.579	0.73
2000	330.0	250.2	250.2	161.9	143.8	435.3	126.0	2.63	53.98	1.43	45.00	5.073	0.000	1.107	0.845	0.39
4000	330.0	250.2	250.2	161.9	164.0	453.2	129.0	2.75	53.98	1.43	45.00	1.485	0.000	1.192	0.245	0.14
									53.98	1.43	45.00	27.414	0.346	0.762	4.627	2.13

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(3) モデル64－3

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m²)	側方 Δu_2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.000	1.231	0.00	
7.5	330.0	250.2	250.2	161.9	21.9	313.0	110.0	1.84	53.98	1.43	45.00	24.893	1.152	0.780	4.341	3.64 MAX
20									53.98	1.43	45.00	28.053	0.000	0.759	4.676	3.31
50									53.98	1.43	45.00	29.526	0.000	0.744	4.921 MAX	3.31
100									53.98	1.43	45.00	28.555	0.000	0.753	4.759	2.98
200									53.98	1.43	45.00	25.652	0.000	0.784	4.275	2.52
500									53.98	1.43	45.00	19.997	0.000	0.853	3.333	1.81
1000									53.98	1.43	45.00	14.484	0.000	0.932	2.414	1.26
2000									53.98	1.43	45.00	7.826	0.000	1.049	1.304	0.66
4000									53.98	1.43	45.00	2.228	0.000	1.173	0.371	0.24
※3									53.98	1.43	45.00	31.247	0.000	0.727	5.208	3.65

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(4) モデル64－4

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 349
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u		
常時	916.8	1132.6	1132.6	544.3	706.5	1523.6	219.0	3.27	98.96	1.43	82.500	0.000	0.000	1.217	0.000	
7.5	916.8	1132.6	1132.6	544.3	356.0	1273.9	192.4	2.58	98.96	1.43	82.500	34.828	0.021	0.856	3.168	3.32 MAX
20									98.96	1.43	82.500	39.214	0.000	0.825	3.565	3.30
50									98.96	1.43	82.500	43.136	0.000	0.799	3.921	3.22
100									98.96	1.43	82.500	44.590	0.000	0.790	4.054 MAX	3.05
200									98.96	1.43	82.500	43.671	0.000	0.796	3.970	2.67
500									98.96	1.43	82.500	38.087	0.000	0.833	3.462	1.88
1000									98.96	1.43	82.500	30.522	0.000	0.888	2.775	1.20
2000									98.96	1.43	82.500	19.464	0.000	0.985	1.769	0.54
4000									98.96	1.43	82.500	7.262	0.000	1.118	0.660	0.88
※3									98.96	1.43	82.500	49.721	0.000	0.759	4.520	3.32

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(5) モデル64－5

時間 (sec)	円弧すべり *1								浮上がり *2						底面 Δu_1 (tf/m²)	側方 Δu_2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 443
常時	1549.3	2562.3	2562.3	1151.6	1485.8	2866.6	284.6	3.74	143.94	1.43	120.000	0.000	0.000	1.211	0.00	
7.5	916.8	1132.6	1132.6	1151.6	366.8	1283.7	190.6	3.26	143.94	1.43	120.000	50.398	0.000	0.853	3.150	3.17 MAX
20									143.94	1.43	120.000	56.614	0.000	0.823	3.538	3.13
50									143.94	1.43	120.000	52.518	0.000	0.797	3.907	3.04
100									143.94	1.43	120.000	65.286	0.000	0.785	4.080 MAX	2.91
200									143.94	1.43	120.000	64.785	0.000	0.787	4.049	2.65
500									143.94	1.43	120.000	59.272	0.000	0.811	3.705	2.06
1000									143.94	1.43	120.000	52.374	0.000	0.843	3.274	1.43
2000									143.94	1.43	120.000	38.124	0.000	0.919	2.383	0.79
4000									143.94	1.43	120.000	20.039	0.000	1.038	1.252	0.31
*3									143.94	1.43	120.000	71.502	0.000	0.759	4.469	3.17

*1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf-m/m
*2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
*3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(6) モデル64－6

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
常時	330.0	250.2	250.2	202.5	242.4	465.6	131.4	3.16	67.49	1.43	45.00	0.000	0.000	1.532	0.000	
7.5	330.0	250.2	250.2	202.5	55.0	324.9	114.9	2.11	67.49	1.43	45.00	32.876	0.351	0.881	5.538	3.76 MAX
20									67.49	1.43	45.00	33.881	0.000	0.874	5.647 MAX	3.65
50									67.49	1.43	45.00	32.958	0.000	0.884	5.493	3.38
100									67.49	1.43	45.00	30.062	0.000	0.918	5.010	3.03
200									67.49	1.43	45.00	26.006	0.000	0.971	4.334	2.55
500									67.49	1.43	45.00	20.144	0.000	1.058	3.357	1.84
1000									67.49	1.43	45.00	14.670	0.000	1.155	2.445	1.27
2000									67.49	1.43	45.00	7.991	0.000	1.301	1.332	0.66
4000									67.49	1.43	45.00	2.360	0.000	1.455	0.393	0.23
※3									67.49	1.43	45.00	36.857	0.000	0.841	6.151	3.77

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(7) モデル64－7

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u		
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.000	1.231	0.000	
7.5	229.2	140.9	140.9	161.9	3.1	197.5	91.6	1.98	53.98	1.43	45.00	22.969	2.786	0.783	4.293	3.65 MAX
20									53.98	1.43	45.00	27.708	0.000	0.762	4.618	3.56
50									53.98	1.43	45.00	28.340	0.000	0.756	4.723 MAX	3.39
100									53.98	1.43	45.00	27.615	0.000	0.763	4.602	3.19
200									53.98	1.43	45.00	25.021	0.163	0.790	4.197	2.84
500									53.98	1.43	45.00	19.620	0.019	0.857	3.273	2.06
1000									53.98	1.43	45.00	12.452	0.000	0.965	2.075	1.25
2000									53.98	1.43	45.00	4.928	0.000	1.110	0.821	0.60
4000									53.98	1.43	45.00	0.832	0.000	1.209	0.139	0.34
※3									53.98	1.43	45.00	30.277	0.000	0.736	5.046	3.65

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(8) モデル64－2'

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m²)	側方 Δu_2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
常時	328.8	249.3	248.6	161.9	188.1	490.3	131.4	2.95	53.98	1.90	45.00	0.000	0.000	1.242	0.000	
2.5	328.8	249.3	248.6	161.9	92.5	450.9	126.7	2.53	53.98	1.90	45.00	3.806	9.963	0.951	2.295	1.25
5.5	328.8	249.3	248.6	161.9	59.7	429.7	121.9	2.35	53.98	1.90	45.00	5.240	14.616	0.862	3.309	1.97
7.5	328.8	249.3	248.6	161.9	52.0	416.5	118.2	2.27	53.98	1.90	45.00	5.676	15.050	0.850	3.454 MAX	2.39 MAX
20	328.8	249.3	248.6	161.9	93.9	439.8	122.7	2.48	53.98	1.90	45.00	2.328	9.411	0.985	1.957	2.32
50	328.8	249.3	248.6	161.9	127.2	448.2	125.2	2.62	53.98	1.90	45.00	0.854	5.215	1.094	1.011	2.15
100	328.8	249.3	248.6	161.9	141.8	449.4	126.4	2.67	53.98	1.90	45.00	0.384	3.237	1.149	0.604	1.92
※3									53.98	1.90	45.00	5.689	15.936	0.839	3.604	2.39

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(9) モデル64－3'

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_s	W	Q	U_s	U_d	F	F_u	$-\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
常時	328.8	249.3	248.6	161.9	188.1	490.3	131.4	2.95	53.98	1.90	45.00	0.000	0.000	1.242	0.000	
2.5	328.8	249.3	248.6	161.9	55.8	428.0	122.9	2.33	53.98	1.90	45.00	5.382	13.979	0.868	3.227	2.12
5.5	328.8	249.3	248.6	161.9	37.9	391.6	114.2	2.14	53.98	1.90	45.00	7.030	15.278	0.830	3.718	3.37
7.5	328.8	249.3	248.6	161.9	35.1	360.6	108.0	2.02	53.98	1.90	45.00	7.613	15.736	0.817	3.900 MAX	4.16 MAX
20									53.98	1.90	45.00	2.905	9.498	0.973	2.067	4.05
50									53.98	1.90	45.00	0.927	4.931	1.099	0.976	3.78
100									53.98	1.90	45.00	0.702	2.952	1.148	0.609	3.40
※3									53.98	1.90	45.00	7.640	16.559	0.808	4.033	4.17

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表 11.4　動的応答解析の計算結果

(10) モデル64－4'

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m²)	側方 Δu_2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$-\frac{U_d+F}{B}$	要素 349
常時	1108.4	1517.2	1510.6	544.3	977.6	1928.2	240.9	3.31	98.96	1.90	82.500	0.000	0.000	1.223	0.000	
2.5	915.9	1131.3	1126.2	544.3	481.1	1435.7	204.8	2.89	98.96	1.90	82.500	18.412	8.354	0.923	2.433	1.93
5.5	915.9	1131.3	1126.2	544.3	424.7	1353.0	185.5	2.72	98.96	1.90	82.500	21.956	9.047	0.889	2.818	3.18
7.5	915.9	1131.3	1126.2	544.3	419.1	1307.4	176.1	2.66	98.96	1.90	82.500	21.698	9.813	0.885	2.865 MAX	3.99 MAX
20									98.96	1.90	82.500	8.364	7.865	1.022	1.475	3.97
50									98.96	1.90	82.500	1.888	5.134	1.127	0.638	3.87
100									98.96	1.90	82.500	1.002	3.646	1.157	0.423	3.64
									98.96	1.90	82.500	22.173	10.010	0.879	2.926	3.99

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表１１.５　動的応答解析の計算結果（まとめ）

モデル名	円弧すべり安全率 Fs	浮上がり安全率 Fumin	直下の過剰間隙水圧 Δu_{1max} (tf/m²)	側方の過剰間隙水圧 Δu_{2max} (tf/m²)
64－1	2.56	0.840 (7.5)	3.49 (7.5)	0.66 (7.5)
64－2	2.15	0.796 (20)	4.10 (20)	2.13 (7.5)
64－3	1.84	0.744 (50)	4.92 (50)	3.64 (7.5)
64－4	2.58	0.790 (100)	4.05 (100)	3.32 (7.5)
64－5	3.26	0.785 (100)	4.08 (100)	3.17 (7.5)
64－6	2.11	0.874 (20)	5.65 (20)	3.76 (7.5)
64－7	1.98	0.756 (50)	4.72 (50)	3.65 (7.5)
64－2'	2.27	0.850 (7.5)	3.45 (7.5)	2.39 (7.5)
64－3'	2.02	0.817 (7.5)	3.90 (7.5)	4.16 (7.5)
64－4'	2.66	0.885 (7.5)	2.87 (7.5)	3.99 (7.5)

＊ Fsは地震終了時（7.5秒後）、その他は最小値あるいは最大値（カッコ内は時間;sec）。

20 sec時）にFuとFsが最小値をとり，その後のそれぞれの値の上昇傾向はほぼ対応している。砕石ドレーンのあるモデル64－2' では，地震終了時（7.5 sec時）にFuとFsが最小値をとるが，この場合もFuとFsの時間的な変化特性はほぼ対応している。

モデル64－2～64－4及び64－2'～64－4'のFuと，掘割道路の底面に作用する平均的な過剰間隙水圧Δu_1の時間変化の比較を図１１.１０に示す。砕石ドレーンの効果はFuの最小値，あるいはΔu_1の最大値にはあまり現れず，過剰間隙水圧の消散速度の違いとして現れることがわかる。例えばFuが1.0以下になる継続時間は，砕石ドレーンのある場合は数十秒，砕石ドレーンのない場合は1000 秒程度である。このような違いを定量的な改良効果として表すために，前章で用いた浮上がり量算定手法を適用することが考えられ，この点に関する検討を行うことが今後の課題である。

なお，８章の実験結果によれば，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりが地震中から地震終了直後にかけて比較的急速に生じ，地盤の変形を伴わない浮上がりが地震終了後にゆっくりと生じていることが予想された。Fsは地盤の変形を伴う浮上がりを想定した指標であるため，以下では地震終了時（7.5 sec時）について計算したFsを用いて比較を行う。一方，Fuは掘割道路の鉛直方向に作用する力の釣合を直接的に示すものであり，地盤の変形の有無によらない指標と考えられるため，以下では地震中及び地震終了後のFuの最大値を用いて比較を行う。

(2)　入力加速度の影響

入力加速度振幅とFu，Fs及びΔu_1の関係を図１１.１１に示す。入力加速度振幅が大きくなるとΔu_1が増加しFuとFsが減少するが，これらに及ぼす砕石ドレーンの相対的な効果は70 galの場合も110 galの場合もあまり変わらない。

(3)　掘割道路幅の影響

掘割道路幅とFu，Fs及びΔu_1の関係を図１１.１２に示す。掘割道路幅が大きくなるとΔu_1が減少し，FuとFsが増加するが，これらに及ぼす砕石ドレーンの相対的な効果は掘割道路幅が12 mの場合も22 mの場合もあまり変わらない。

表 11.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(1) モデル64－1

掘割道路直下第1層					掘割道路直下第2層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.549	0.285	1.004	91	2.354	0.859	0.365	0.784	87	5.256	0.734	0.140	2.048
92	2.023	0.667	0.330	0.867	93	2.383	0.853	0.358	0.799	88	7.788	1.244	0.160	1.790
94	2.006	0.590	0.294	0.972	95	2.485	0.900	0.362	0.790	89	9.895	1.621	0.164	1.746
96	2.236	0.770	0.344	0.831	97	2.591	0.927	0.358	0.799	302	11.811	1.916	0.162	1.763
98	2.313	0.758	0.328	0.872	99	2.812	1.022	0.364	0.787	303	13.676	2.154	0.158	1.816
100	2.631	1.011	0.384	0.744	101	2.945	1.059	0.360	0.795	304	15.305	2.312	0.151	1.893
102	2.402	0.981	0.408	0.700	103	2.975	1.190	0.400	0.715	305	16.465	2.402	0.146	1.960
104	1.705	0.841	0.493	0.580	105	5.261	1.744	0.331	0.863	306	18.777	2.543	0.135	2.112
106	6.411	2.239	0.349	0.819	107	7.979	2.085	0.261	1.094					
		平　均	0.357	0.821			平　均	0.351	0.825			平　均	0.152	1.891
													L_2	F_{L2}

第1層，第2層平均　$L_1=$ 0.354 ，　$F_{L1}=$ 0.823

＊ $R_{15}=$ 0.286

表 11.6 砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(2) モデル64－2

掘割道路直下第1層					掘割道路直下第2層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.573	0.297	0.962	91	2.354	1.038	0.441	0.649	87	5.256	1.011	0.192	1.487
92	2.023	0.700	0.346	0.827	93	2.383	1.021	0.428	0.668	88	7.788	1.710	0.220	1.303
94	2.006	0.623	0.311	0.921	95	2.485	1.073	0.432	0.662	89	9.895	2.208	0.223	1.282
96	2.236	0.815	0.364	0.785	97	2.591	1.101	0.425	0.673	302	11.811	2.619	0.222	1.290
98	2.313	0.809	0.350	0.818	99	2.812	1.234	0.439	0.652	303	13.676	2.955	0.216	1.324
100	2.631	1.085	0.412	0.694	101	2.945	1.337	0.454	0.630	304	15.305	3.186	0.208	1.374
102	2.402	1.060	0.441	0.648	103	2.975	1.471	0.494	0.578	305	16.465	3.317	0.201	1.420
104	1.705	0.922	0.541	0.529	105	5.261	2.216	0.421	0.679	306	18.777	3.536	0.188	1.519
106	6.411	2.680	0.418	0.684	107	7.979	2.598	0.326	0.878					
		平 均	0.387	0.763			平 均	0.429,	0.674			平 均	0.209	1.375
													L_2	F_{L2}

第1層，第2層平均 $L_1=0.408$ ， $F_{L1}=0.719$

＊ $R_{15}=0.286$

表 11.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(3) モデル64－3

掘割道路直下第1層					掘割道路直下第2層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.580	0.301	0.951	91	2.354	1.063	0.452	0.633	87	5.256	1.217	0.232	1.235
92	2.023	0.714	0.353	0.810	93	2.383	1.064	0.446	0.641	88	7.788	2.045	0.263	1.089
94	2.006	0.636	0.317	0.902	95	2.485	1.116	0.449	0.637	89	9.895	2.555	0.258	1.108
96	2.236	0.831	0.372	0.770	97	2.591	1.148	0.443	0.645	302	11.811	2.959	0.251	1.142
98	2.313	0.823	0.356	0.804	99	2.812	1.285	0.457	0.626	303	13.676	3.319	0.243	1.178
100	2.631	1.103	0.419	0.682	101	2.945	1.374	0.467	0.613	304	15.305	3.575	0.234	1.224
102	2.402	1.075	0.448	0.639	103	2.975	1.526	0.513	0.558	305	16.465	3.718	0.226	1.267
104	1.705	0.936	0.549	0.521	105	5.261	2.295	0.436	0.656	306	18.777	4.028	0.215	1.333
106	6.411	2.780	0.434	0.660	107	7.979	2.596	0.325	0.879					
		平　均	0.394	0.749			平　均	0.443	0.654			平　均	0.240	1.197
													L_2	F_{L2}

第1層，第2層平均　$L_1=0.419$ ，　$F_{L1}=0.701$

＊ $R_{15}=0.286$

表 11.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(4) モデル64－4

掘割道路直下第1層					掘割道路直下第2層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
41	11.354	2.470	0.218	1.315	65	7.067	2.528	0.358	0.800	346	5.263	1.347	0.256	1.117
44	0.341	0.195	0.572	0.500	66	4.071	1.958	0.481	0.595	347	7.525	2.075	0.276	1.037
45	2.140	0.672	0.314	0.911	67	2.275	1.163	0.511	0.559	348	9.644	2.512	0.260	0.098
46	2.368	0.955	0.403	0.709	68	2.611	1.229	0.471	0.608	349	11.852	2.933	0.247	1.156
47	2.091	0.802	0.384	0.746	69	2.527	1.186	0.469	0.609	350	13.722	3.262	0.238	1.203
48	1.943	0.831	0.428	0.669	70	2.303	1.084	0.471	0.608	351	15.812	3.608	0.228	1.253
49	1.713	0.732	0.427	0.669	71	2.154	1.051	0.488	0.586	352	18.805	4.014	0.213	1.340
50	1.643	0.774	0.471	0.607	72	2.005	0.994	0.496	0.577					
51	1.504	0.729	0.485	0.590	73	1.923	0.986	0.513	0.558					
52	1.477	0.770	0.521	0.549	74	1.838	0.959	0.522	0.548					
53	1.397	0.748	0.535	0.534	75	1.800	0.964	0.536	0.534					
54	1.391	0.778	0.559	0.511	76	1.754	0.951	0.542	0.527					
55	1.346	0.764	0.568	0.504	77	1.740	0.958	0.551	0.519					
56	1.353	0.770	0.569	0.503	78	1.718	0.949	0.552	0.518					
57	1.333	0.759	0.569	0.502	79	1.715	0.947	0.552	0.518					
		平　均	0.468	0.655			平　均	0.501	0.578			平　均	0.246	1.172
													L_2	F_{L2}

第1層，第2層平均　$L_1=0.484$ ，　$F_{L1}=0.616$

＊ $R_{15}=0.286$

表 11.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(5) モデル64－5

掘割道路直下第1層					掘割道路直下第2層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
55	6.398	2.500	0.391	0.732	84	7.573	2.468	0.326	0.878	440	5.266	1.286	0.244	1.171
56	5.118	2.197	0.429	0.666	85	5.244	2.120	0.404	0.707	441	7.393	1.945	0.263	1.087
57	0.959	0.548	0.571	0.501	86	3.405	1.692	0.497	0.576	442	9.522	2.423	0.254	1.124
58	3.130	0.805	0.257	1.112	87	2.665	1.172	0.440	0.650	443	11.877	2.894	0.244	1.174
59	2.698	0.960	0.356	0.804	88	3.033	1.193	0.393	0.727	444	13.749	3.304	0.240	1.190
60	2.452	0.906	0.369	0.774	89	2.862	1.154	0.403	0.709	445	15.835	3.643	0.230	1.243
61	2.281	0.924	0.405	0.706	90	2.645	1.092	0.413	0.693	446	18.799	3.992	0.212	1.347
62	2.059	0.843	0.409	0.699	91	2.482	1.071	0.432	0.663					
63	1.957	0.871	0.445	0.643	92	2.321	1.023	0.441	0.649					
64	1.803	0.828	0.459	0.623	93	2.210	1.013	0.458	0.624					
65	1.733	0.851	0.491	0.582	94	2.098	0.985	0.469	0.609					
66	1.625	0.826	0.508	0.563	95	2.020	0.982	0.486	0.588					
67	1.573	0.840	0.534	0.536	96	1.939	0.967	0.499	0.573					
68	1.495	0.822	0.550	0.520	97	1.883	0.965	0.512	0.558					
69	1.455	0.821	0.564	0.507	98	1.823	0.954	0.523	0.547					
70	1.398	0.789	0.564	0.507	99	1.781	0.953	0.535	0.534					
71	1.369	0.772	0.564	0.507	100	1.738	0.936	0.539	0.531					
72	1.329	0.749	0.564	0.507	101	1.710	0.923	0.540	0.530					
73	1.312	0.739	0.563	0.508	102	1.682	0.912	0.542	0.527					
74	1.287	0.725	0.563	0.508	103	1.666	0.906	0.544	0.526					
75	1.282	0.723	0.564	0.507	104	1.654	0.901	0.545	0.525					
76	1.274	0.722	0.567	0.505	105	1.650	0.899	0.545	0.525					
		平　均	0.486	0.614			平　均	0.477	0.611			平　均	0.241	1.191
													L_2	F_{L2}

第1層，第2層平均　$L_1=$ 0.481 ，　$F_{L1}=0.613$

＊ $R_{15}=$ 0.286

表 11.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(6) モデル64－6

掘割道路直下第1層					掘割道路直下第2層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	3.261	0.949	0.291	0.983	91	3.690	1.446	0.392	0.730	87	5.258	1.167	0.222	1.289
92	3.358	1.081	0.322	0.888	93	3.723	1.427	0.383	0.746	88	7.782	1.936	0.249	1.150
94	3.348	1.005	0.300	0.953	95	3.831	1.498	0.391	0.731	89	9.886	2.510	0.254	1.126
96	3.593	1.217	0.339	0.844	97	3.953	1.529	0.387	0.739	302	11.800	2.962	0.251	1.139
98	3.693	1.226	0.332	0.861	99	4.200	1.680	0.400	0.715	303	13.664	3.334	0.244	1.172
100	4.064	1.532	0.377	0.759	101	4.406	1.811	0.411	0.696	304	15.293	3.597	0.235	1.216
102	3.981	1.586	0.398	0.718	103	4.517	2.109	0.467	0.613	305	16.454	3.741	0.227	1.258
104	3.782	1.839	0.486	0.588	105	7.117	2.783	0.391	0.731	306	18.771	4.036	0.215	1.330
106	8.407	3.275	0.390	0.735	107	10.062	2.998	0.298	0.960					
		平　均	0.359	0.814			平　均	0.391	0.740			平　均	0.237	1.210
													L_2	F_{L2}

第1層，第2層平均　$L_1=0.375$ ，　$F_{L1}=0.777$

＊ $R_{15}=0.286$

表 11.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(7) モデル64－7

掘割道路直下第1層					掘割道路直下第2層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf/m²)	τ_d (tf/m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.580	0.301	0.951	91	2.354	1.063	0.452	0.633	87	5.256	1.217	0.232	1.235
92	2.023	0.714	0.353	0.810	93	2.383	1.049	0.440	0.650	88	7.788	2.045	0.263	1.089
94	2.006	0.636	0.317	0.902	95	2.485	1.116	0.449	0.637	89	9.895	2.555	0.258	1.108
96	2.236	0.831	0.372	0.770	97	2.591	1.148	0.443	0.645	302	11.811	2.959	0.251	1.142
98	2.313	0.823	0.356	0.804	99	2.812	1.285	0.457	0.626	303	13.676	3.319	0.243	1.178
100	2.631	1.103	0.419	0.682	101	2.945	1.374	0.467	0.613	304	15.305	3.575	0.234	1.224
102	2.402	1.075	0.448	0.639	103	2.975	1.526	0.513	0.558	305	16.465	3.718	0.226	1.267
104	1.705	0.936	0.549	0.521	105	5.261	2.295	0.436	0.656	306	18.777	4.028	0.215	1.333
106	6.411	2.780	0.434	0.660	107	7.979	2.596	0.325	0.879					
		平　均	0.394	0.749			平　均	0.442	0.655			平　均	0.240	1.197
第1層，第2層平均　$L_1=0.418$ ，　$F_{L1}=0.702$													L_2	F_{L2}

＊ $R_{15}=0.286$

表１１.７　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果（まとめ）

モデル名	掘割道路底面直下		側方水平地盤	
	繰返しせん断応力比 L_1	液状化に対する抵抗率 F_{L1}	繰返しせん断応力比 L_2	液状化に対する抵抗率 F_{L2}
64－1	0.354	0.823	0.152	1.891
64－2	0.408	0.719	0.209	1.375
64－3	0.419	0.701	0.240	1.197
64－4	0.484	0.616	0.246	1.172
64－5	0.481	0.613	0.241	1.191
64－6	0.375	0.777	0.237	1.210
64－7	0.418	0.702	0.240	1.197

表１１.８　簡易法の設計水平震度

モデル名	最大応答加速度 α_{max}（gal）	設計水平震度 k_s
64－1	113.5	0.116
64－2	156.8	0.160
64－3	184.7	0.188
64－4	178.8	0.182
64－5	176.7	0.180
64－6	187.2	0.191
64－7	184.7	0.188

(4)　円弧すべり安全率の適用性

全モデルのＦｕとＦｓの関係を図１１.１３に示す。砕石ドレーンを打設することによりＦｕは0.05～0.1程度，Ｆｓは0.1～0.2程度増加するが，打設前の値に対する増加率はどちらも5～10％程度であまり差は見られない。砕石ドレーンの効果の評価する際には，Ｆｓを算定しなくても，計算が容易なＦｕを算定することにより，Ｆｓの増加量もある程度予測できると考えられる。

ただし，(1)で述べたように，砕石ドレーンの効果は過剰間隙水圧の消散速度の違いとして大きく現れるため，この違いを定量的な改良効果として表す手法を開発することが今後の課題である。

１１.３.４　動的応答解析と簡易法の比較

(1)　入力加速度の影響

入力加速度振幅と繰返しせん断応力比Ｌ，液状化抵抗率F_L，過剰間隙水圧Δu（Δu_iについては地震終了後の最大値と地震終了時の値を合わせて示した。以下では特に断わらない限り

表１１.９　簡易法の計算結果

(1) モデル64－１

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.134	2.136
5	0.156	1.837
7	0.165	1.735
9	0.168	1.702
11	0.168	1.701
13	0.166	1.720
15	0.163	1.753
17	0.159	1.796
19	0.155	1.850
平均値	L_3=0.159	F_{L3}=1.803

Lu_3=0.016、Δu_3=0.173 (tf/m²)
W=53.98、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=1.04 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu=1.204

(2) モデル64－２

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.185	1.548
5	0.215	1.332
7	0.227	1.258
9	0.232	1.234
11	0.232	1.233
13	0.229	1.247
15	0.225	1.271
17	0.220	1.302
19	0.213	1.341
平均値	L_3=0.220	F_{L3}=1.307

Lu_3=0.153、Δu_3=1.658 (tf/m²)
W=53.98、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=9.95 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu=1.008

(3) モデル64－３

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.217	1.318
5	0.252	1.133
7	0.267	1.071
9	0.272	1.050
11	0.273	1.050
13	0.269	1.061
15	0.264	1.081
17	0.258	1.108
19	0.251	1.141
平均値	L_3=0.258	F_{L3}=1.113

Lu_3=0.474、Δu_3=5.136 (tf/m²)
W=53.98、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=30.82 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu=0.731

(4) モデル64－４

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.210	1.361
5	0.244	1.171
7	0.259	1.106
9	0.264	1.085
11	0.264	1.084
13	0.261	1.096
15	0.256	1.117
17	0.250	1.145
19	0.243	1.179
平均値	L_3=0.250	F_{L3}=1.149

Lu_3=0.377、Δu_3=4.085 (tf/m²)
W=98.96、Q=1.43、Us=82.5、F=0
Ud=44.94 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu=0.788

表１１.９　簡易法の計算結果

(5) モデル64－5

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.208	1.376
5	0.242	1.184
7	0.256	1.118
9	0.261	1.097
11	0.261	1.096
13	0.258	1.108
15	0.253	1.130
17	0.247	1.158
19	0.240	1.192
平均値	$L_3=0.247$	$F_{L3}=1.162$

$Lu_3=0.349$、$\Delta u_3=3.781$ (tf/m²)
W＝143.94、Q＝1.43、Us＝120.0、F＝0
Ud＝60.50 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu＝0.805

(6) モデル64－6

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.220	1.297
5	0.256	1.116
7	0.271	1.054
9	0.277	1.033
11	0.277	1.033
13	0.274	1.045
15	0.269	1.064
17	0.262	1.091
19	0.255	1.123
平均値	$L_3=0.262$	$F_{L3}=1.095$

$Lu_3=0.529$、$\Delta u_3=5.732$ (tf/m²)
W＝67.49、Q＝1.43、Us＝45.0、F＝0
Ud＝34.39 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu＝0.868

(7) モデル64－7

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.217	1.318
5	0.252	1.133
7	0.267	1.071
9	0.272	1.050
11	0.273	1.050
13	0.269	1.061
15	0.264	1.081
17	0.258	1.108
19	0.251	1.141
平均値	$L_3=0.258$	$F_{L3}=1.113$

$Lu_3=0.474$、$\Delta u_3=5.136$ (tf/m²)
W＝53.98、Q＝1.43、Us＝45.0、F＝0
Ud＝30.82 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu＝0.731

表１１.１０　簡易法の計算結果（まとめ）

モデル名	繰返しせん断応力比　L_3	液状化に対する抵抗率　F_{L3}	過剰間隙水圧 Δu_3（tf/㎡）	浮上がり安全率 Fu
64－1	0.159	1.803	0.173	1.204
64－2	0.220	1.307	1.658	1.008
64－3	0.258	1.113	5.136	0.731
64－4	0.250	1.149	4.085	0.788
64－5	0.247	1.162	3.781	0.805
64－6	0.262	1.095	5.732	0.868
64－7	0.258	1.113	5.136	0.731

Δu_1 は地震終了後の最大値を意味する。），Ｆｕ及びＦｓの関係を図１１.１４に示す。また，入力加速度振幅が３０ｇａｌ及び１１０ｇａｌの場合の動的応答解析によるＦｕの時間変化を図１１.１５に示す。（７０ｇａｌの場合については図１１.９(1)参照）

1）図１１.１４より，水平地盤部の繰返しせん断応力比 L_2（動的応答解析）と L_3（簡易法）は入力加速度振幅によらずほぼ一致する。これにより，液状化抵抗率 F_{L2}（動的応答解析）と F_{L3}（簡易法）もほぼ一致する。

2）掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 は，いずれの入力加速度振幅においても，水平地盤部の L_2 及び L_3 よりも大きい。このため，液状化抵抗率 F_{L1} は水平地盤部よりも小さい。

１次元的な状態を想定すると，掘割道路の見かけの単位体積重量は周辺地盤よりも小さいので，繰返しせん断応力比Ｌを示す式（１１.７）中の全上載圧 σ_v と初期有効上載圧 σ_{v0}' はともに水平地盤部よりも掘割道路の下方地盤のほうが小さい。このとき分母の σ_{v0}' の変化の影響のほうが大きいため，結果としてＬは掘割道路の下方地盤のほうが大きくなる。

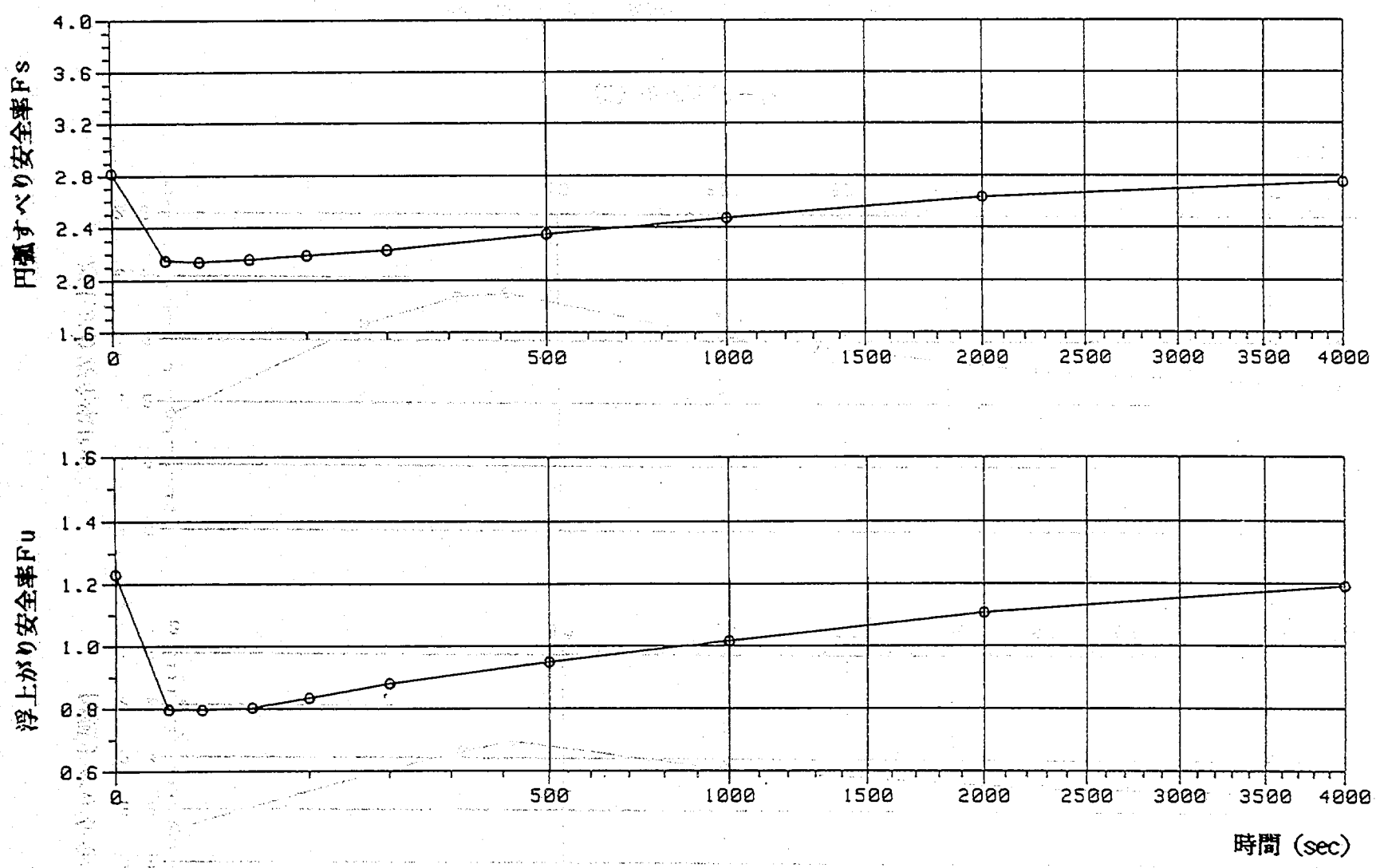
実際の２次元的な状態においても，同様の影響が現れたものと考えられる。

3）掘割道路底面と同深度での水平地盤部の過剰間隙水圧 Δu_2（動的応答解析）と Δu_3（簡易法）は，入力加速度が小さいと Δu_2 のほうが大きく，入力加速度が大きいと逆に Δu_3 のほうが大きい。これらは，図１１.５及び図１１.６において，F_L が大きいときの過剰間隙水圧比Ｌｕは動的応答解析で用いた特性のほうが大きく，F_L が小さいときのＬｕは簡易法で用いた特性のほうが逆に大きいことと対応している。

4）動的応答解析による掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧 Δu_1 は，掘割道路底面位置における初期有効上載圧よりも大きい。これは，下方及び側方から過剰間隙水圧が伝播したためと考えられる。

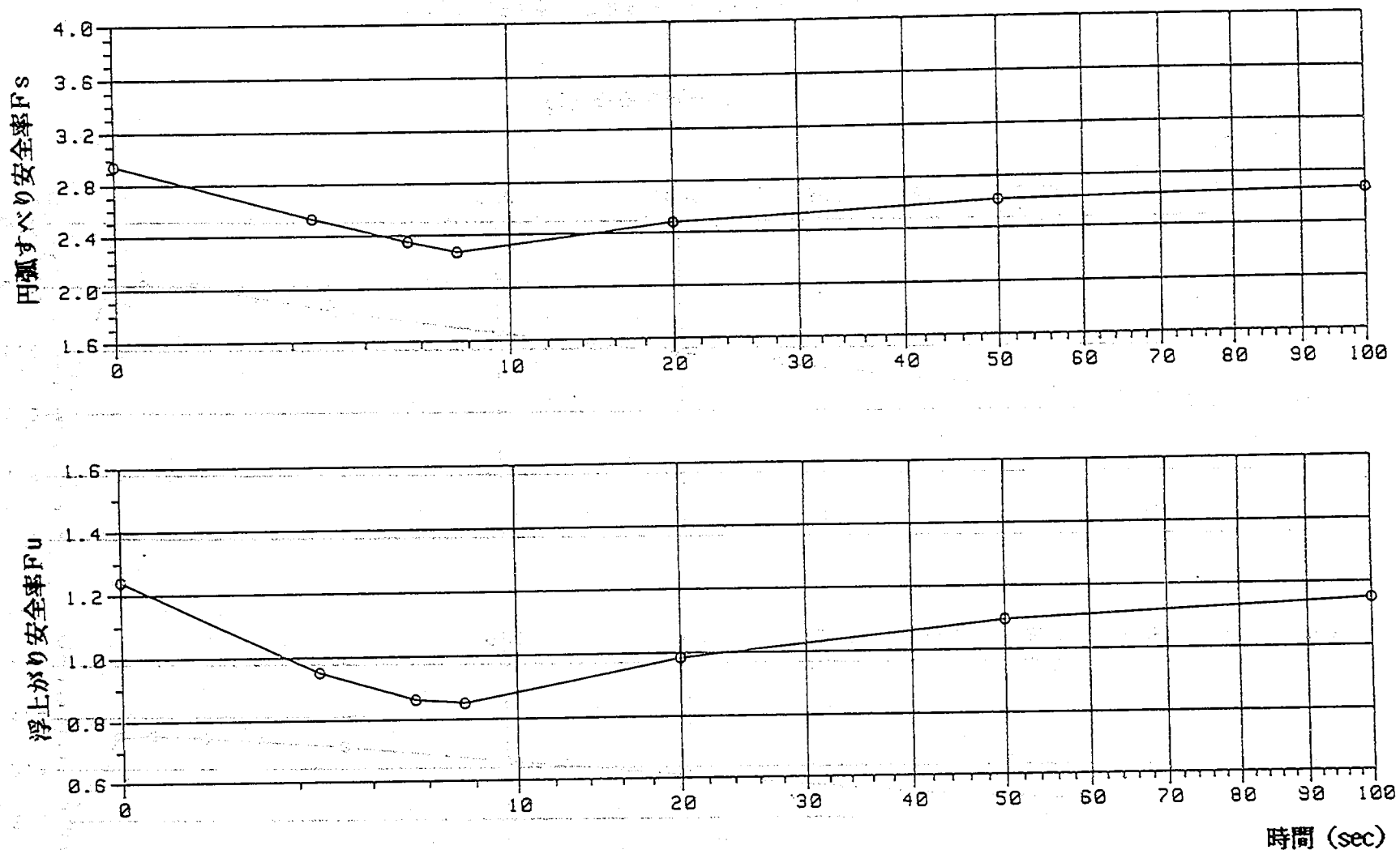
また，Δu_1 は同深度の水平地盤部の Δu_2 よりも大きい。これは，掘割道路の近傍地盤のほうが側方の水平地盤部よりも F_L が小さく，過剰間隙水圧が発生しやすかったためと考えられる。

5）Δu_1 は入力加速度が小さいと Δu_3 よりも大きく，入力加速度が大きくなると Δu_3 とほぼ一致する。そのためＦｕは，入力加速度が小さいと簡易法のほうが大きく，入力加速度が大



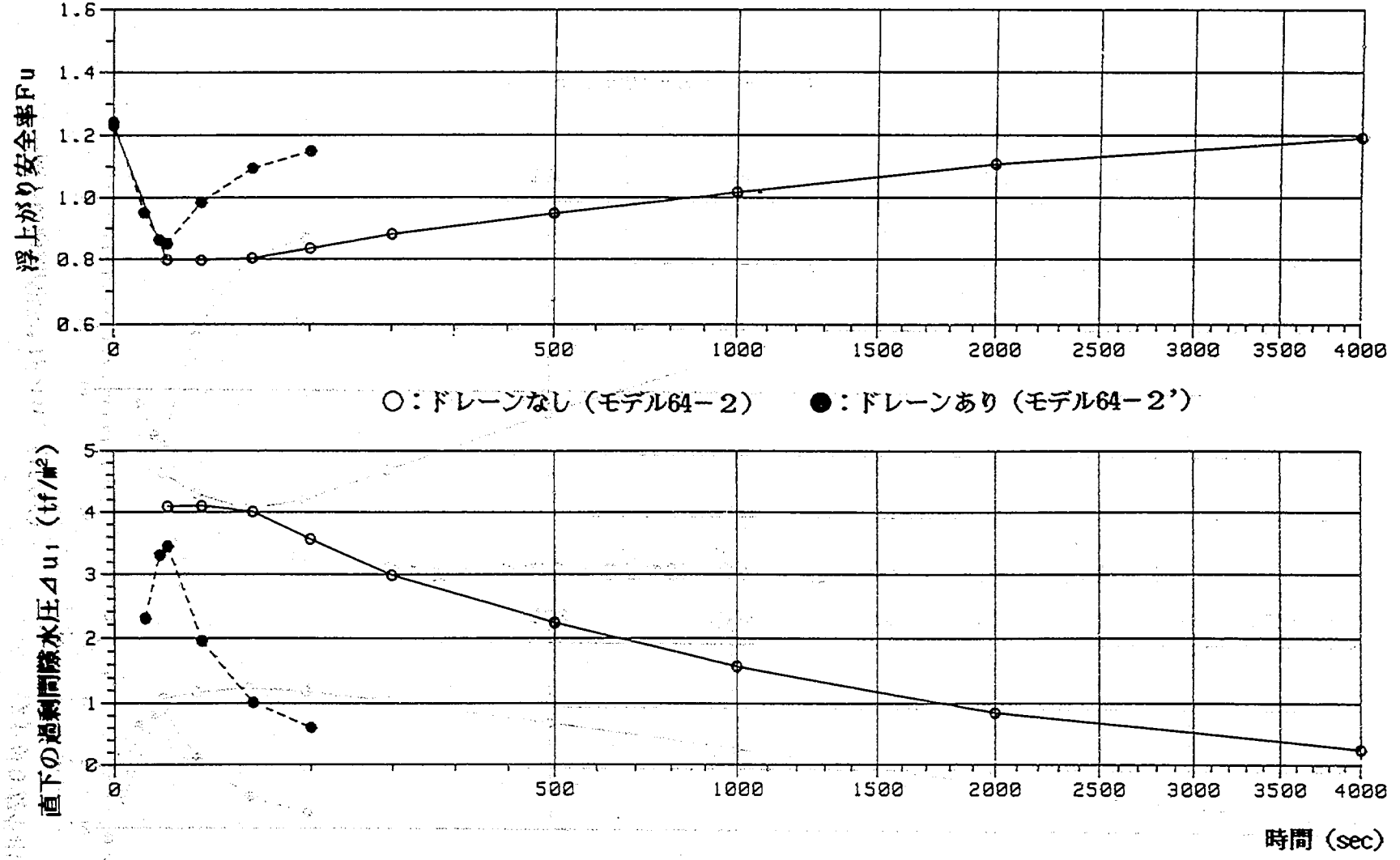
（1）モデル64－2

図 11.9　浮上がり安全率と円弧すべり安全率の時間変化



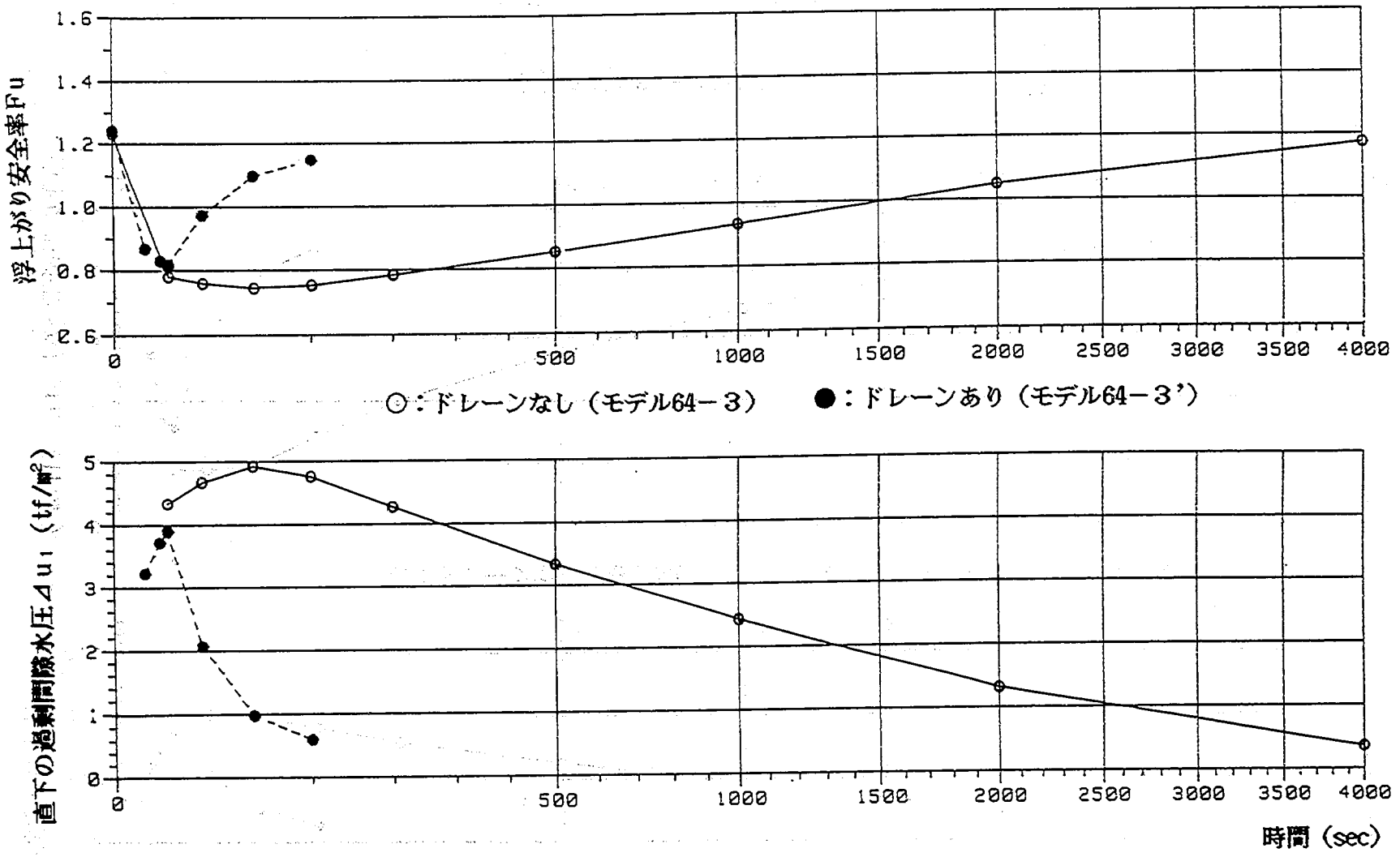
(2) モデル64－2'

図 11.9　浮上がり安全率と円弧すべり安全率の時間変化



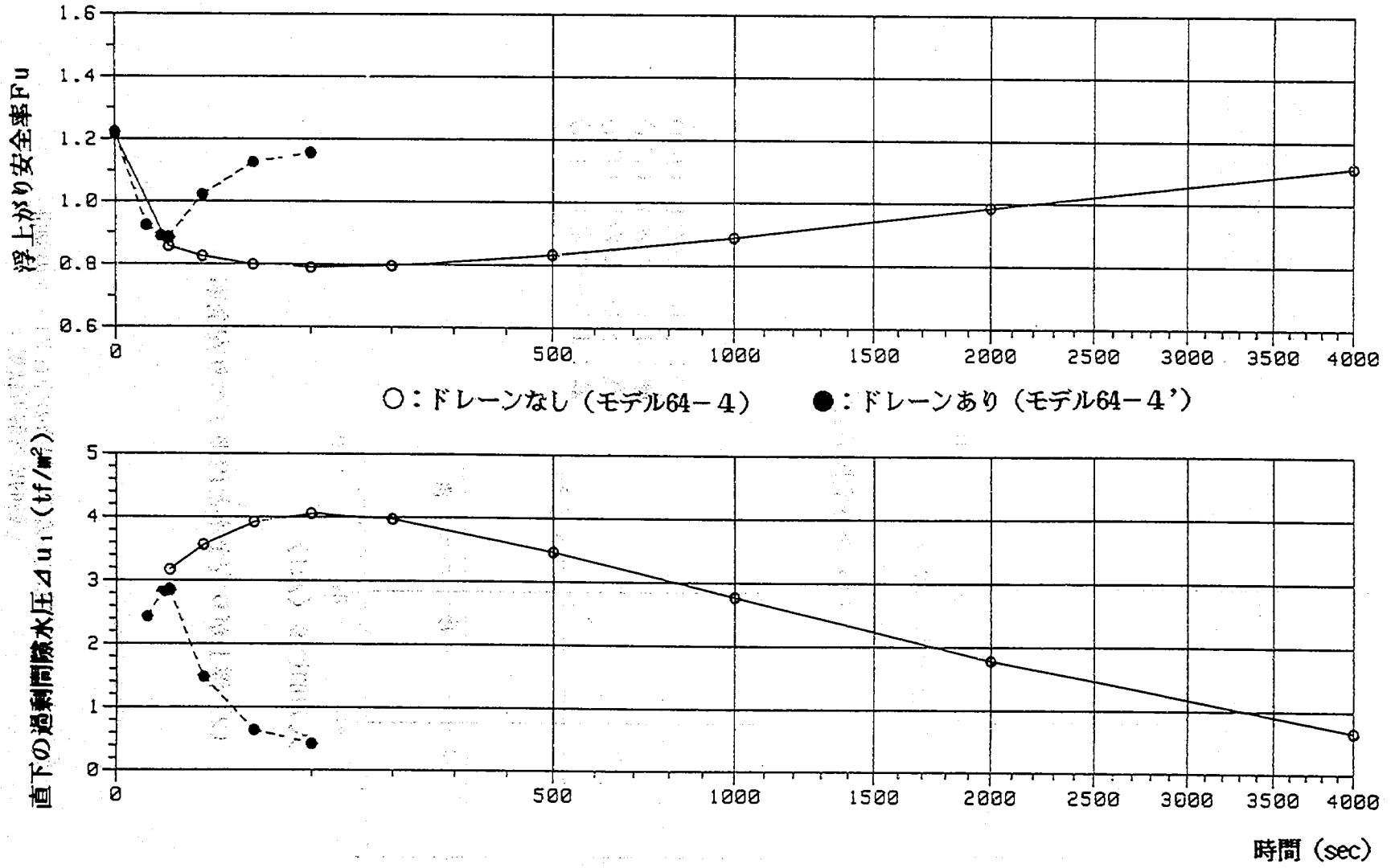
(1) モデル64－2及び64－2'

図 11.10　浮上がり安全率と過剰間隙水圧 Δu_1 の時間変化



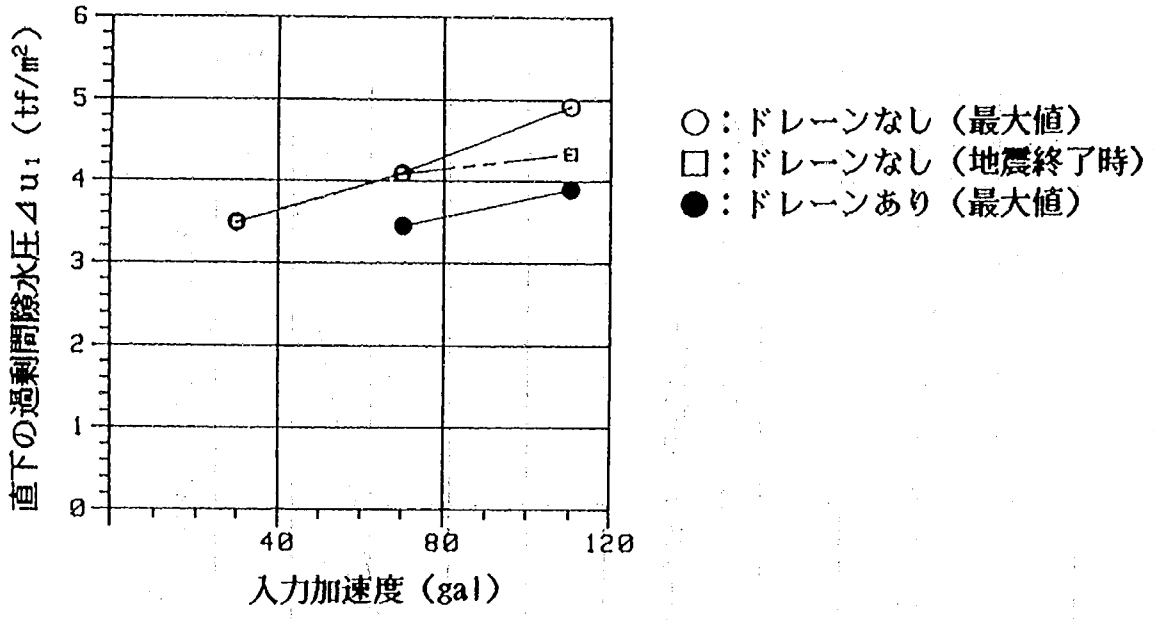
(2) モデル64－3及び64－3'

図 11.10　浮上がり安全率と過剰間隙水圧 Δu_1 の時間変化

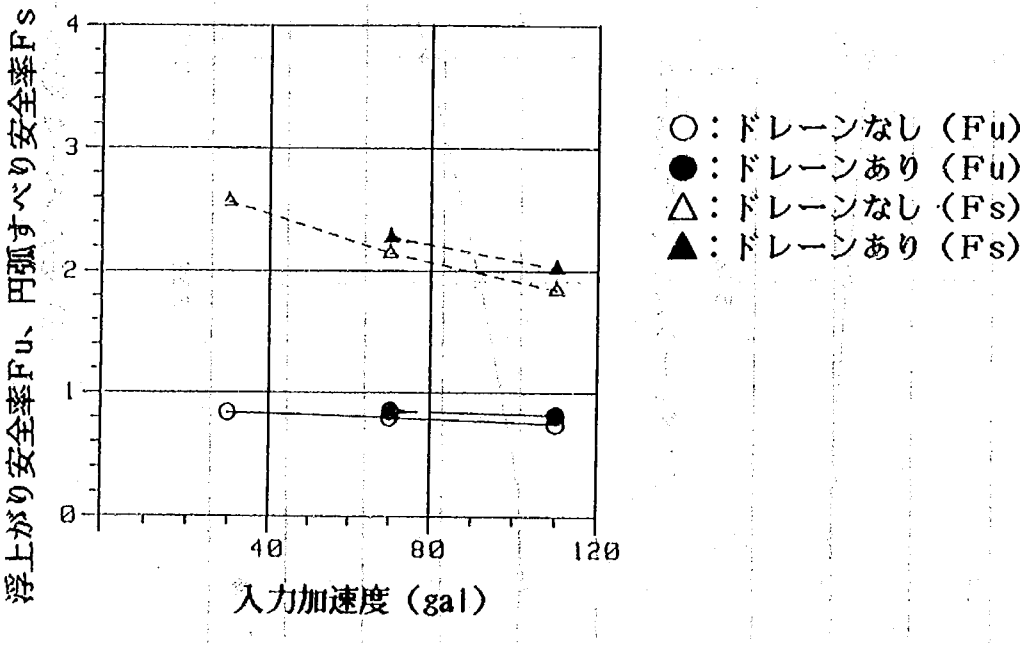


(3) モデル64－4及び64－4'

図 11.10　浮上がり安全率と過剰間隙水圧 Δu_1 の時間変化

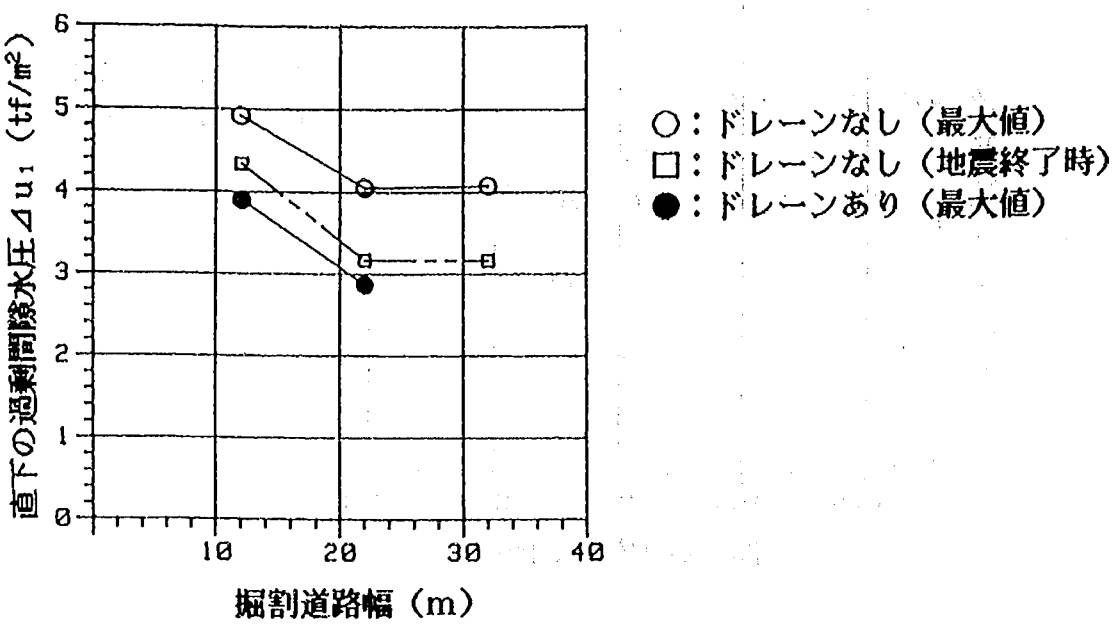


（1）過剰間隙水圧

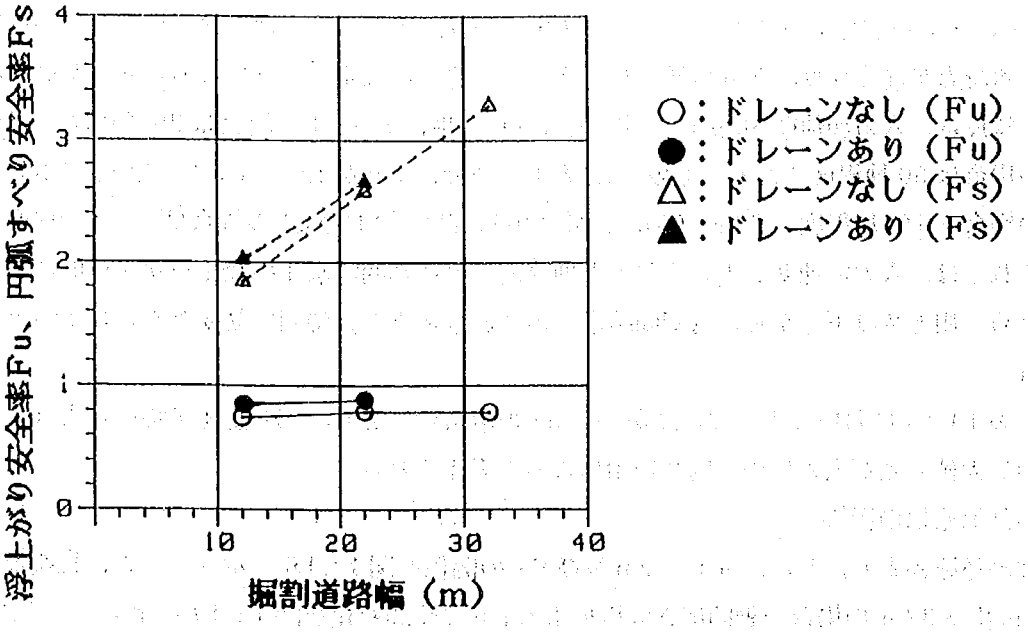


（2）浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図11.11　入力加速度を変えた場合の砕石ドレーンの効果
（動的応答解析結果）



(1) 過剰間隙水圧



(2) 浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図 11.12　掘割道路幅を変えた場合の砕石ドレーンの効果
（動的応答解析結果）

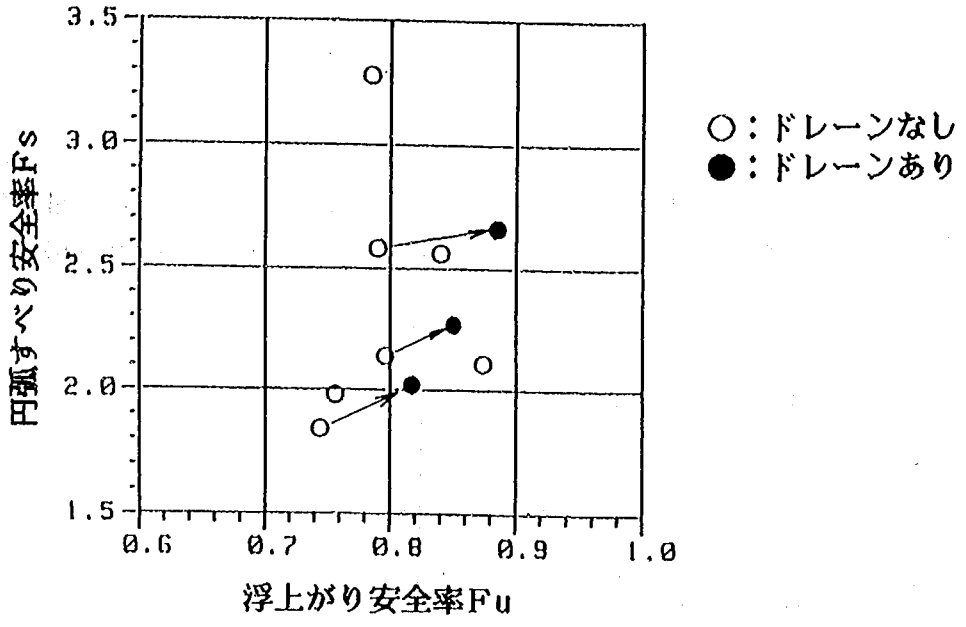


図１１.１３　浮上がり安全率と円弧すべり安全率の関係
（動的応答解析の全ケースの結果を対象）

きくなると簡易法と動的応答解析はほぼ一致する。

6）図１１.１５及び図１１.１０(1)より，入力加速度が大きくなると，地震終了後にＦｕが増加し始める時点が遅くなり，Ｆｕの低下した状態が長時間継続するようになる。Ｆｕが最小値をとる時点は，入力加速度30ｇａｌの場合は7.5秒程度，70ｇａｌの場合は20秒程度，110ｇａｌの場合は50秒程度である。（表１１.５参照）また，Ｆｕが1.0以下になる継続時間は，30galの場合は100秒程度，70ｇａｌの場合は900秒程度，110ｇａｌの場合は1500秒程度である。これらは，入力加速度が大きくなると地盤内での過剰間隙水圧の発生量が全体的に多くなるため，側方及び下方からの過剰間隙水圧のまわり込みが長時間継続することによると考えられる。

図１１.１４において入力加速度が70ｇａｌの場合に，Δu_1の地震終了時の値と地震終了後の最大値の差が大きいのも同じ理由によると考えられる。

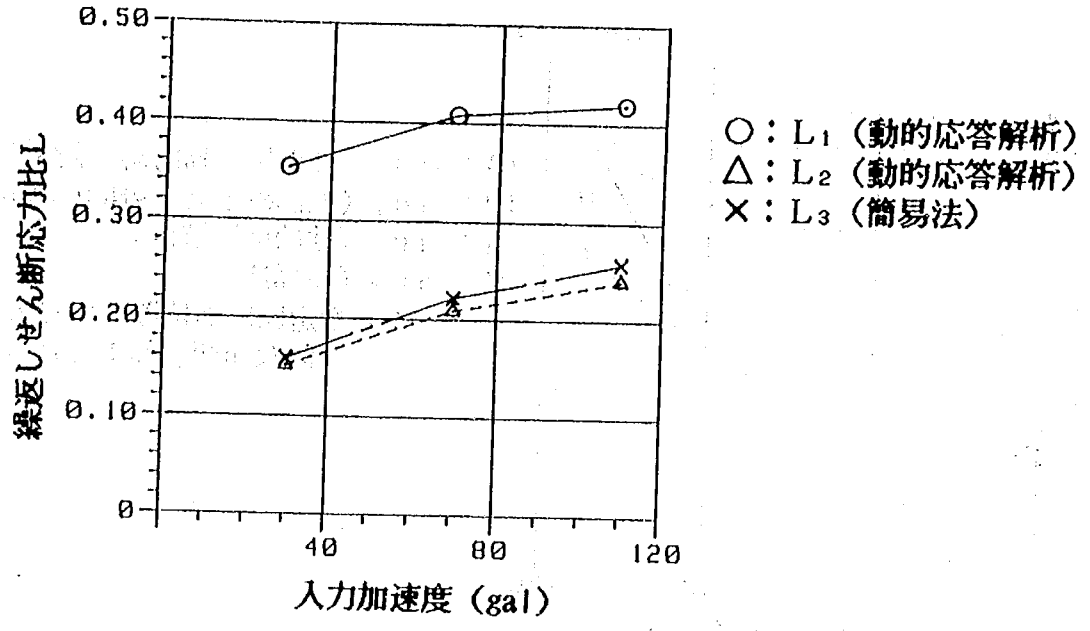
(2)　掘割道路幅の影響

掘割道路幅とＬ，F_L，Δu，Ｆｕ及びＦｓの関係を図１１.１６に示す。また，掘割道路幅が22ｍ及び32ｍの場合の動的応答解析によるＦｕの時間変化を図１１.１７に示す。（掘割道路幅が12ｍの場合については図１１.１５(2)参照）

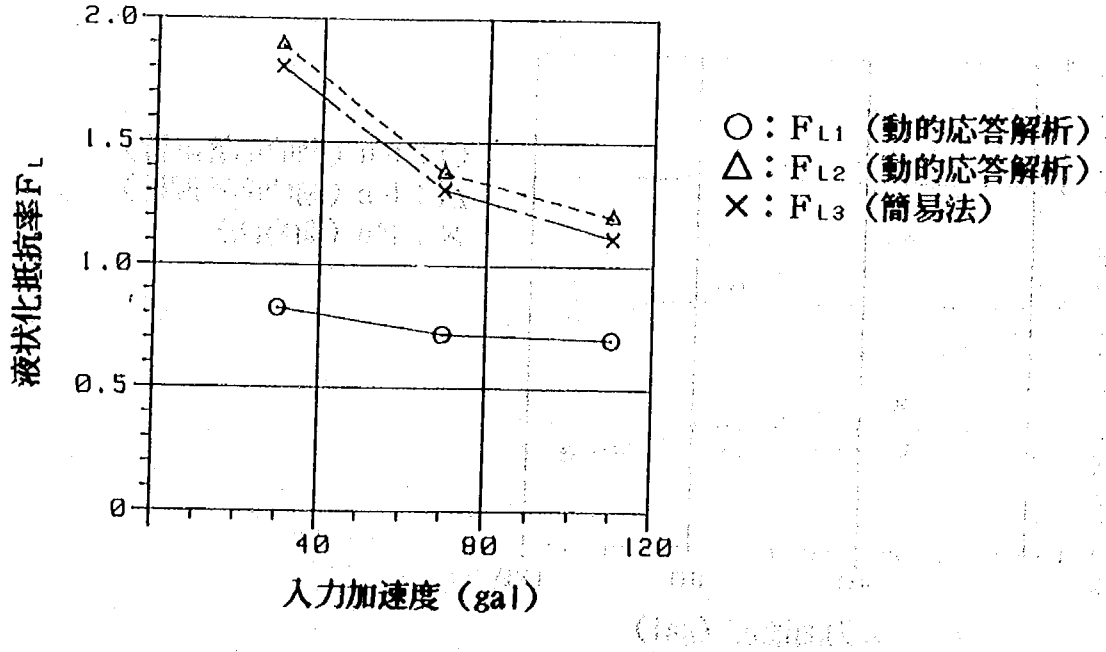
1）図１１.１６より，L_1～L_3と，F_{L1}～F_{L3}に及ぼす掘割道路幅の影響は小さい。これらの間の定性的な関係は，(1)の1）及び2）で述べたとおりである。

2）掘割道路幅が大きくなると，Δu_1～Δu_3は小さくなる傾向がある。

簡易法によるΔu_3が減少するのは，表１１.８に示した設計水平震度が減少していることによる。動的応答解析による水平地盤部のΔu_2が減少するのも，同様に応答特性の変化の影響を受けたものと考えられる。（水平地盤部の平均的な繰返しせん断応力比L_2には掘割道

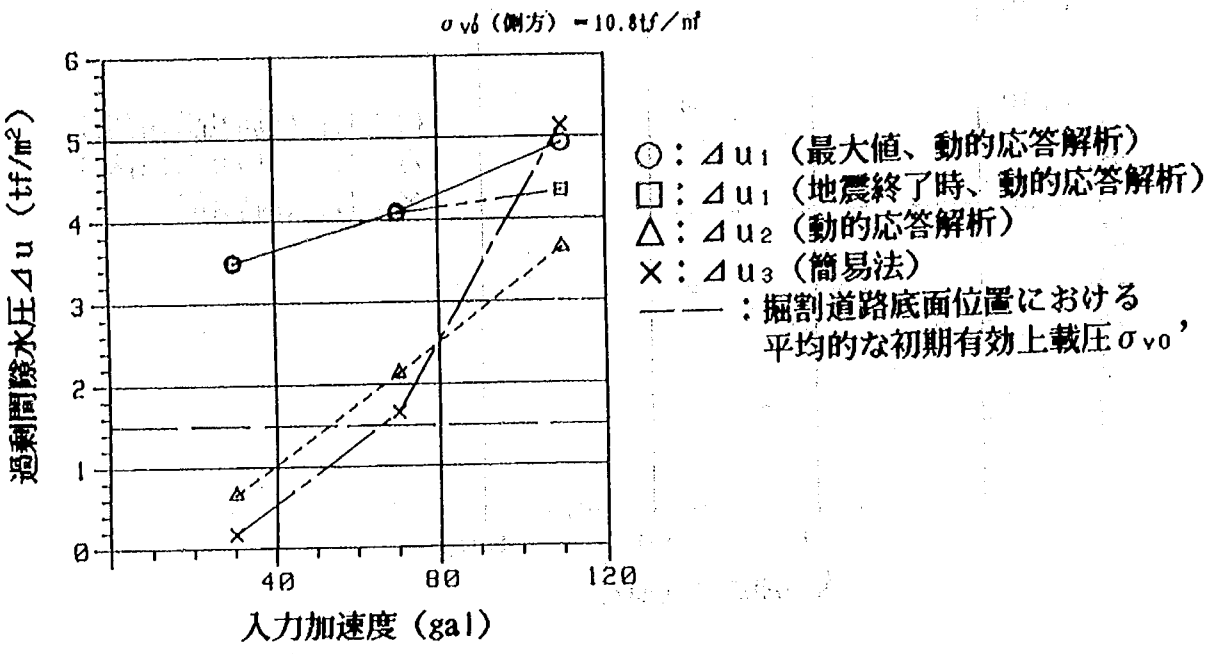


（1）繰返しせん断応力比

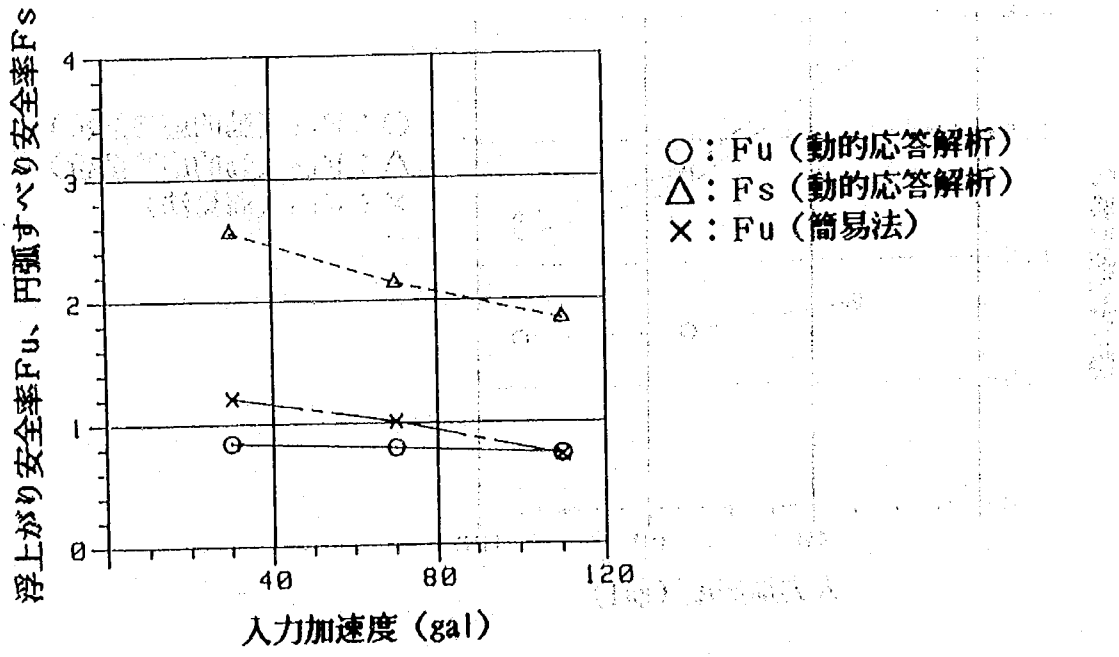


（2）液状化抵抗率

図 11.14　入力加速度振幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較



(3) 過剰間隙水圧



(4) 浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図 11.14　入力加速度振幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較（つづき）

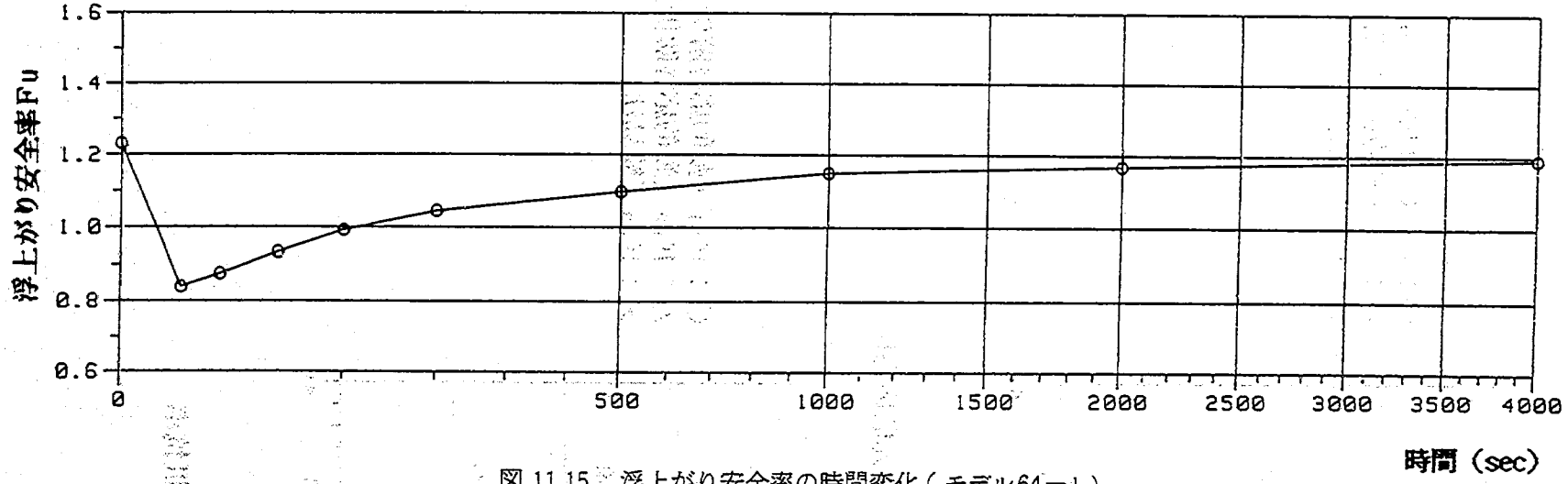


図 11.15　浮上がり安全率の時間変化（モデル64－1）

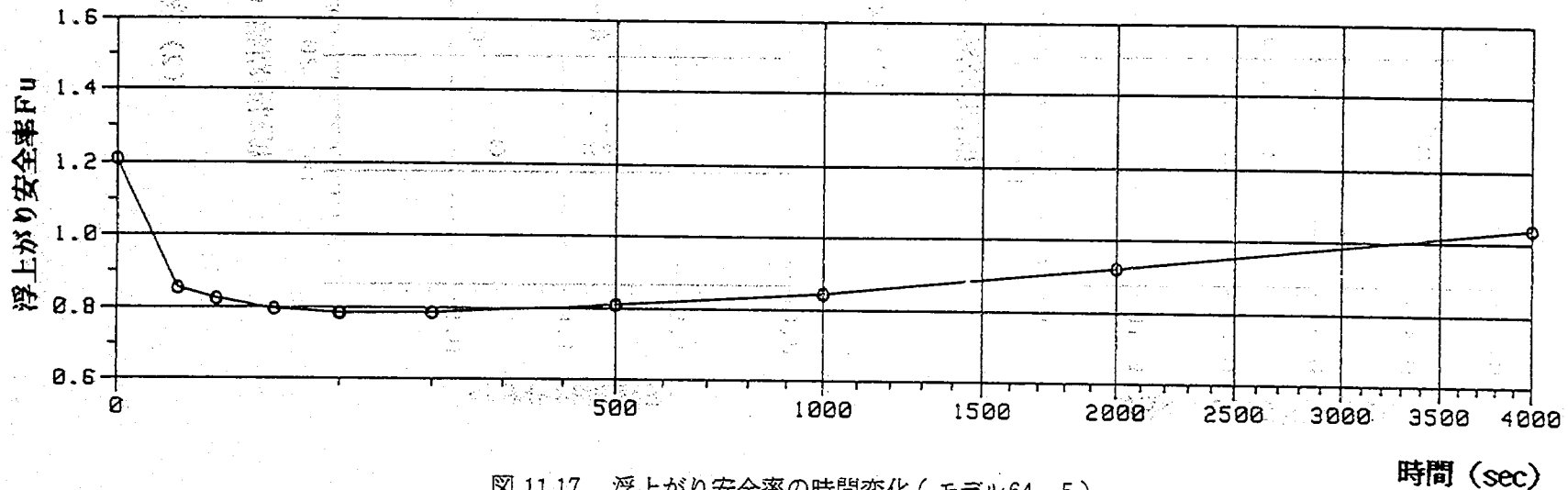
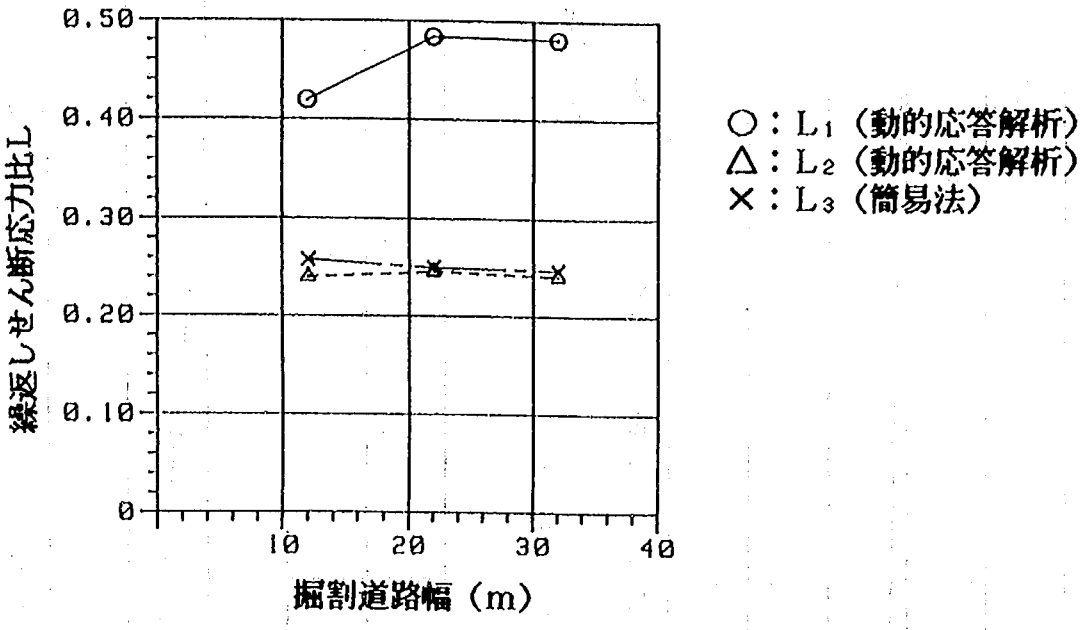
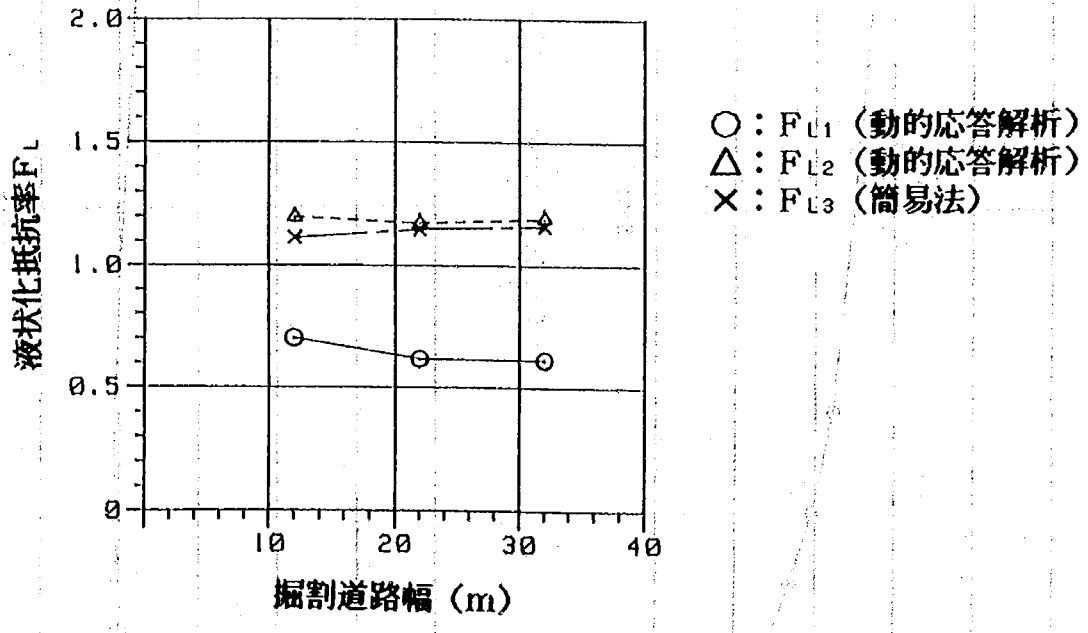


図 11.17　浮上がり安全率の時間変化（モデル64－5）

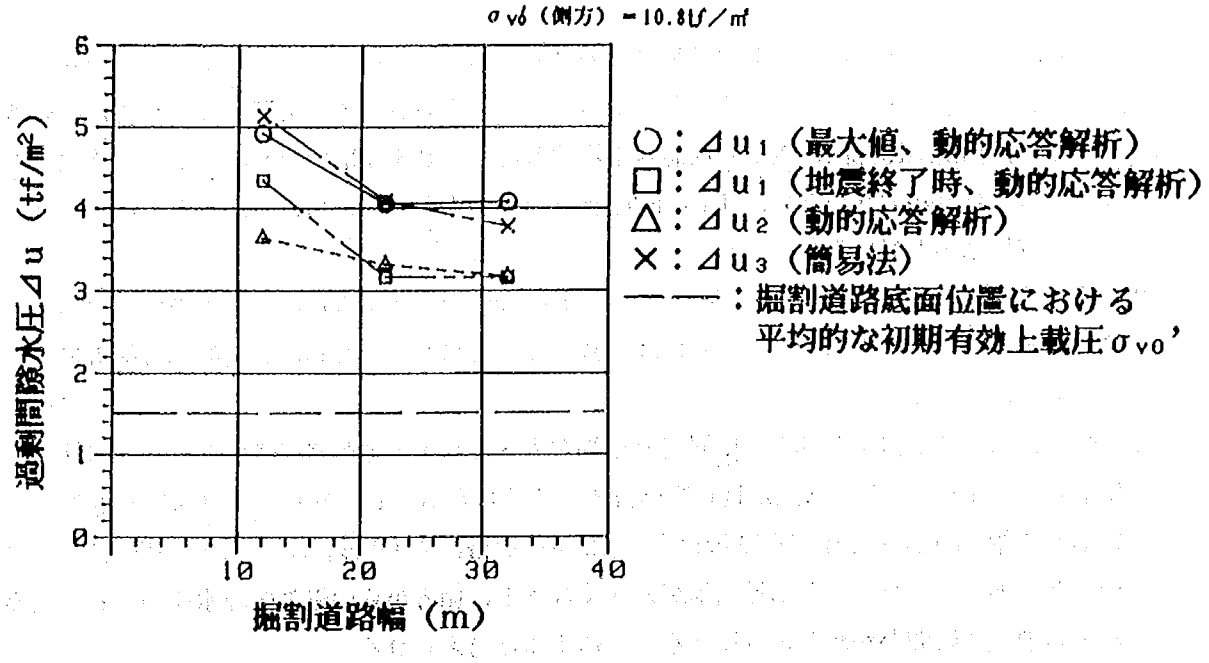


（1）繰返しせん断応力比

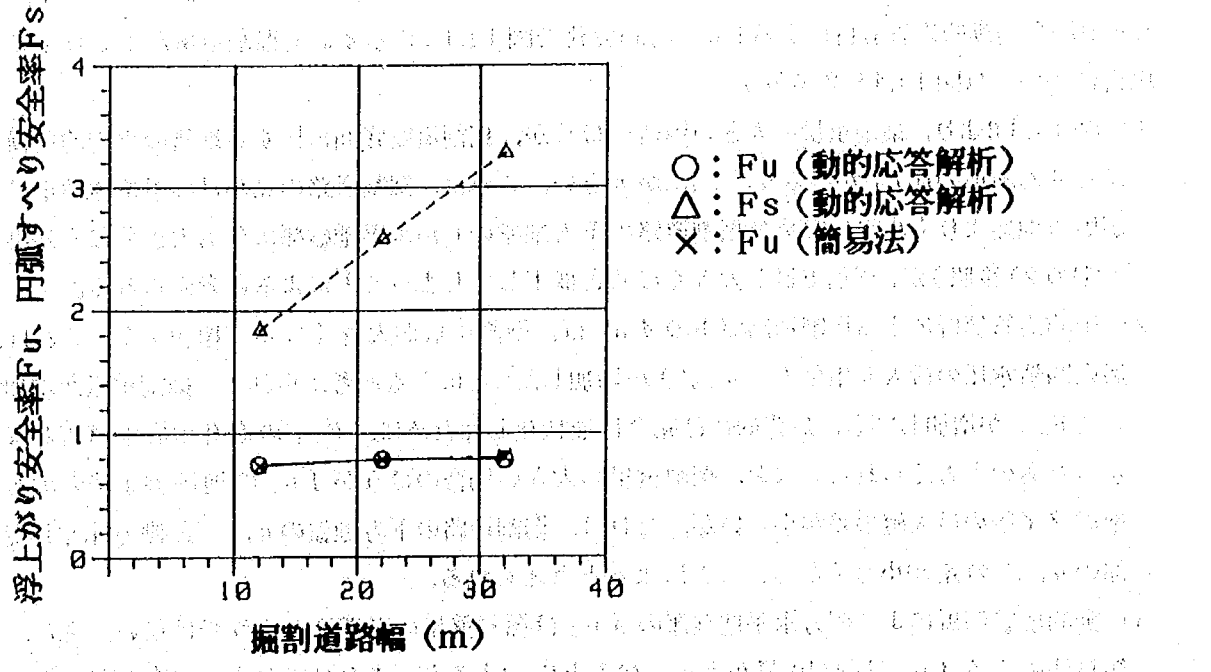


（2）液状化抵抗率

図 11.16　掘割道路幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較



(3) 過剰間隙水圧



(4) 浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図 11.16　掘割道路幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

路幅の影響が明確には現れていないが，表11.6(3)～(5)によれば，掘割道路底面と同深度での水平地盤部の繰返しせん断応力比Lは，掘割道路幅が大きくなるにしたがって若干減少している。）

一方，動的応答解析による掘割道路底面のΔu_1が減少するのは，側方からの過剰間隙水圧のまわり込みが生じにくくなることによるものと考えられる。（応答特性の変化だけを考慮すると，掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比L_1は掘割道路幅の大きい場合のほうが大きいため，Δu_1も掘割道路幅の大きい場合のほうが大きくなることになり，解析結果と対応しない。）

3) 簡易法によるΔu_3と動的応答解析によるΔu_1は，上記のような影響要因の相違はあるものの，値自身は掘割道路幅によらずほぼ一致する。そのため，簡易法と動的応答解析によるFuもほぼ一致する。

4) 図11.17及び図11.16(2)より，掘割道路幅が大きくなると地震終了後のFuの増加速度が低下し，Fuの低下した状態が長時間継続するようになる。Fuが1.0以下になる継続時間は，掘割道路幅12mの場合は1600秒程度，22mの場合は2200秒程度，32mの場合は3300秒程度である。これは，掘割道路幅が大きくなると，側方からの過剰間隙水圧のまわり込みとその消散に時間がかかるようになることによると考えられる。

(3) 掘割重量の影響

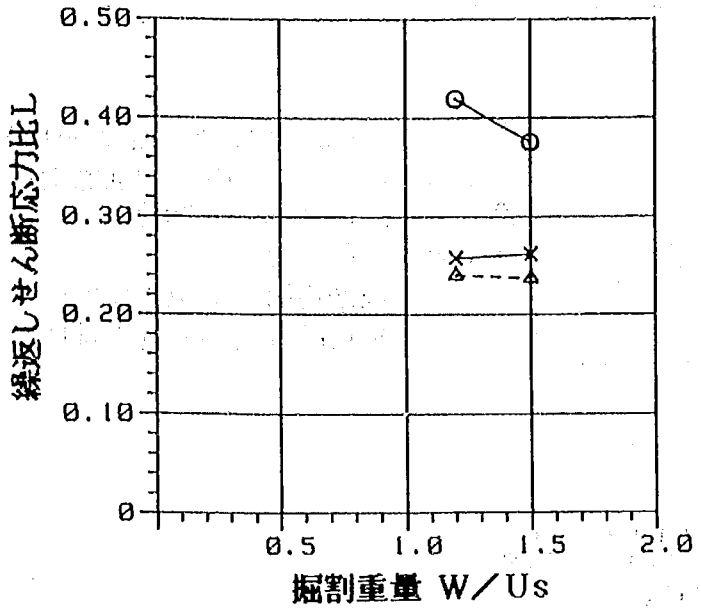
掘割重量とL，F_L，Δu，Fu及びFsの関係を図11.18に示す。また，掘割重量が1.5Usの場合の動的応答解析によるFuの時間変化を図11.19に示す。（掘割重量が1.2Usの場合については図11.15(2)参照）

1) 図11.18より，掘割重量の大きい場合のほうが，掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比L_1が小さく，F_{L1}が大きい。これは，掘割道路の見かけの単位体積重量が周辺地盤よりも小さいために掘割道路の下方地盤のLが水平地盤部よりも大きくなる効果（(1)の2)後照）が，掘割重量が大きくなると低下してしまうことによると考えられる。

2) 動的応答解析による掘割道路直下のΔu_1は，掘割重量が大きくなると増加する。これは，過剰間隙水圧の最大発生量（$=\sigma_{v0}'$）が増加したことによると考えられる。掘割重量が増加してF_{L1}が増加しても，最終的には完全に液状化したために，F_{L1}の変化の影響は現れなかったものと考えられる。なお，掘割重量の大きい場合のほうがΔu_1の地震終了時の値と地震終了後の最大値の差が小さいが，これは，掘割道路の下方地盤のσ_{v0}'と側方水平地盤部のσ_{v0}'の差が小さくなったことによると考えられる。

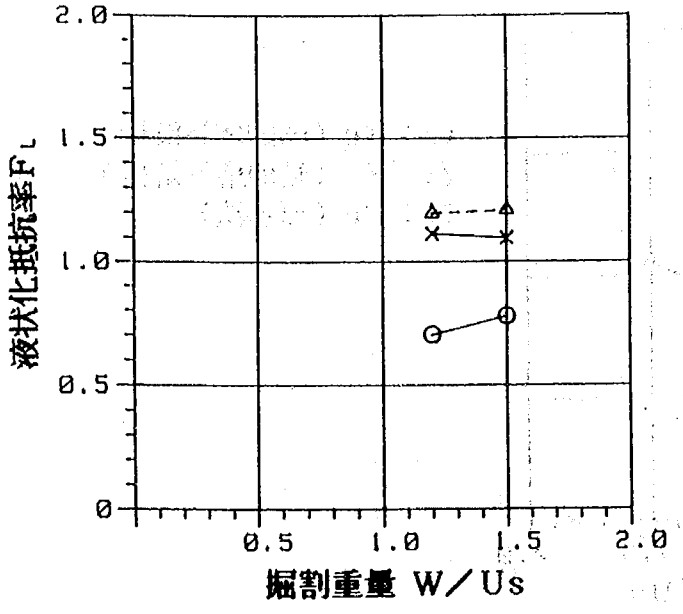
3) 動的応答解析による側方水平地盤部のΔu_2は掘割重量の影響をあまり受けない。また，簡易法によるΔu_3は掘割重量が大きくなると増加するが，これは設計水平震度が若干変化したことによる。

4) 簡易法によるΔu_3と動的応答解析によるΔu_1は，上記のような影響要因の相違はあるものの，値自身は掘割道路幅によらずほぼ一致する。そのため，簡易法と動的応答解析によるFuもほぼ一致し，掘割重量が大きくなるとともに増加する。Fuが増加するのは，Fuを算定する式中において，掘割重量Wが増加する影響が，過剰間隙水圧による浮力Udの増加の影響よりも大きいことによる。



○：L_1（動的応答解析）
△：L_2（動的応答解析）
×：L_3（簡易法）

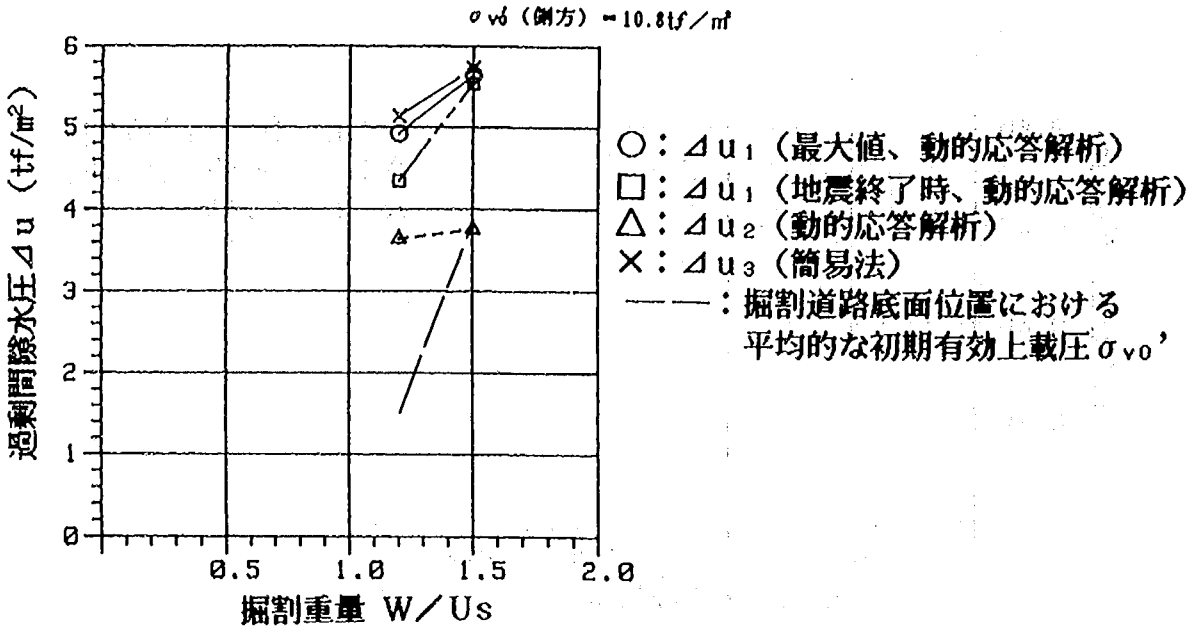
(1) 繰返しせん断応力比



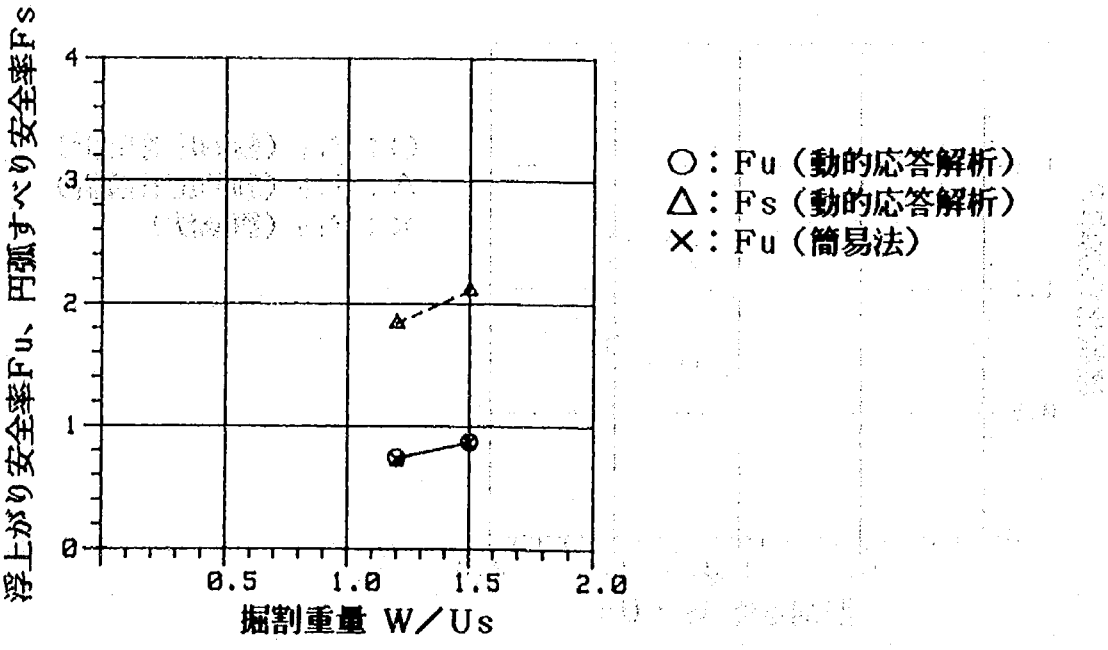
○：F_{L1}（動的応答解析）
△：F_{L2}（動的応答解析）
×：F_{L3}（簡易法）

(2) 液状化抵抗率

図 11.18　掘割重量を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較



(3) 過剰間隙水圧



(4) 浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図 11.18　掘割重量を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較（つづき）

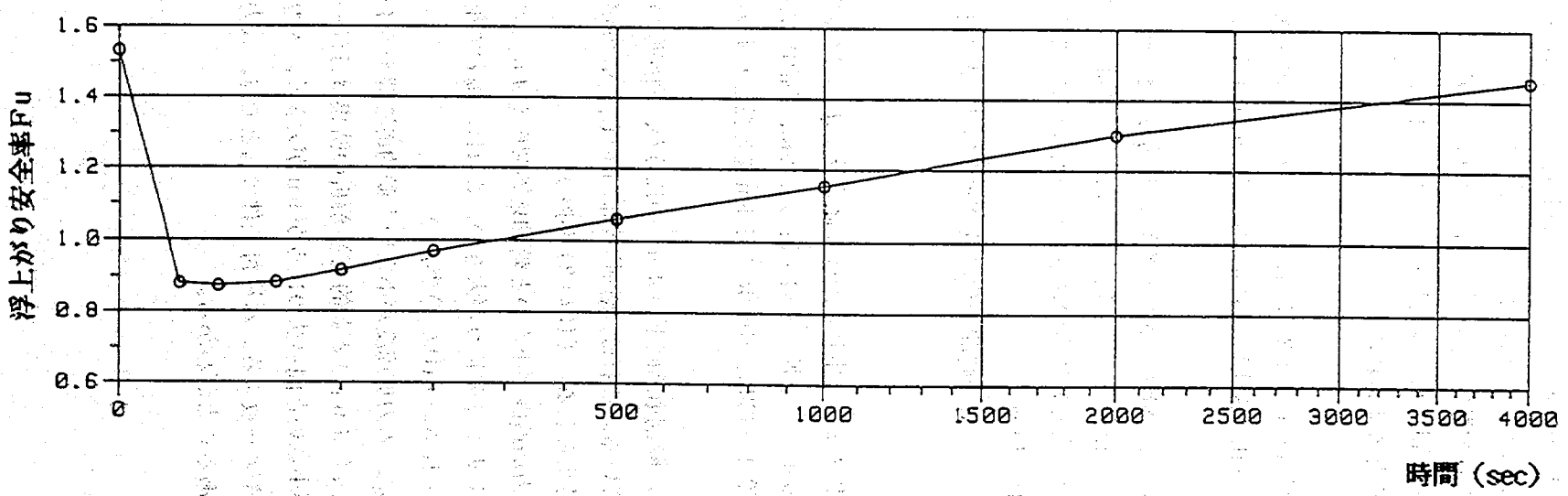


図 11.19　浮上がり安全率の時間変化（モデル 64－6）

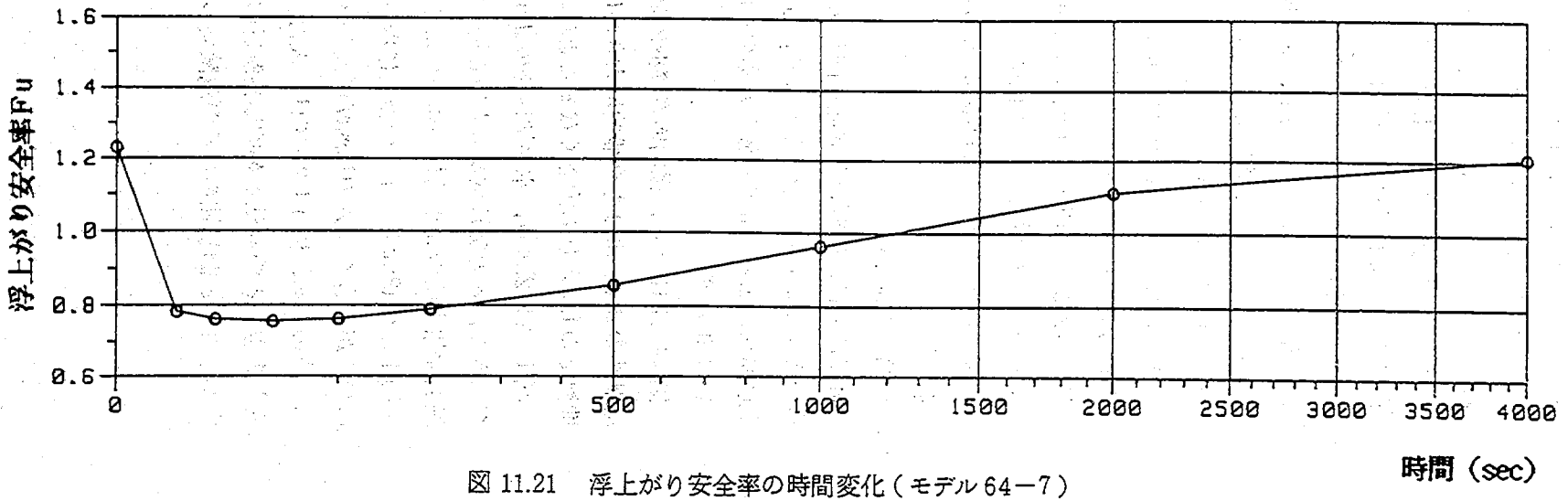


図 11.21　浮上がり安全率の時間変化（モデル 64－7）

5）図11.19及び図11.15(2)より，掘割重量が小さい場合のほうが，地震終了後にFuが増加し始める時点が遅く，Fuの低下した状態が長時間継続する。Fuが1.0以下になる継続時間は，掘割重量が1.5Usの場合は300秒程度，1.2Usの場合は1500秒程度である。これは，掘割重量が小さい場合のほうが掘割道路の下方地盤のσ_{v0}'と側方水平地盤部のσ_{v0}'の差が大きく，完全に液状化した状態における過剰間隙水圧の差が大きいため，側方からの過剰間隙水圧のまわり込みが増加することによると考えられる。

(4) 液状化層厚の影響

液状化層厚とL，F_L，Δu，Fu及びFs関係を図11.20に示す。また，液状化層厚が5.5mの場合の動的応答解析によるFuの時間変化を図11.21に示す。（10.5mの場合については図11.15(2)参照）

1）図11.20より，液状化層厚がL，F_L，Δu及びFuに及ぼす影響は動的応答解析においても簡易法においてもほとんど見られず，両者の結果はほぼ一致する。ただし，動的応答解析による掘割道路直下のΔu_1は，液状化層厚が大きい場合のほうが若干大きくなっており，下方からの過剰間隙水圧の伝播の影響が現れている。

2）図11.21及び図11.15(2)より，液状化層厚がFuの時間変化に及ぼす影響はほとんど見られない。

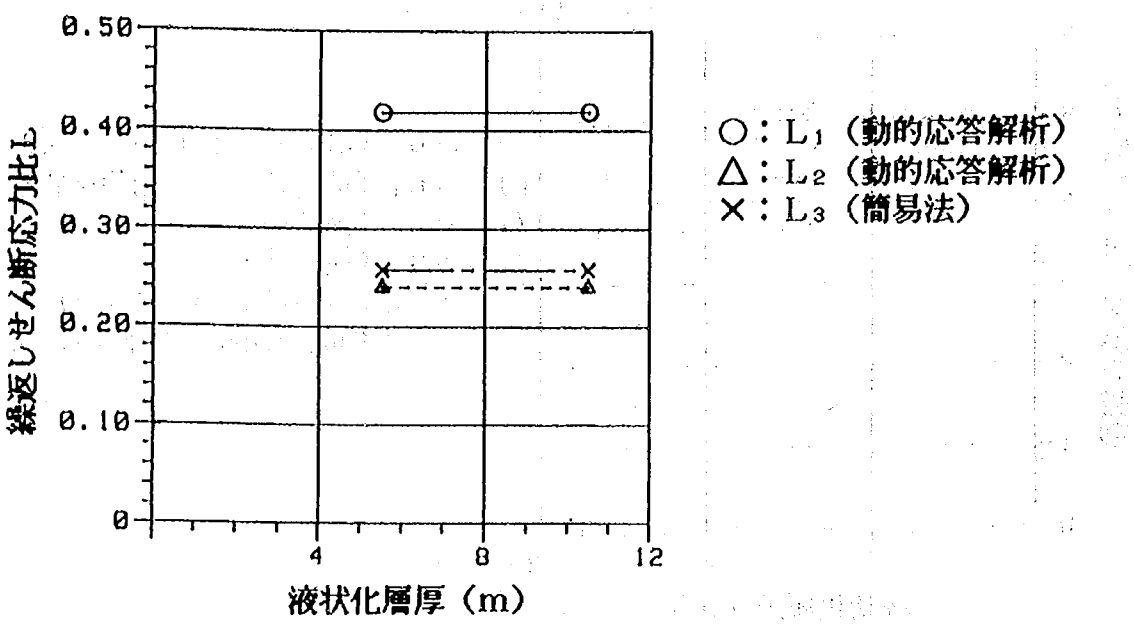
(5) 簡易法の適用性

簡易法では，掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧（Δu_3）が掘割道路の底面にまわり込むものとしている。この仮定の妥当性の検討を行うために，動的応答解析と簡易法によるΔuを比較したものを図11.22(1)～(3)に，両者によるFuを比較したものを図11.23に示す。

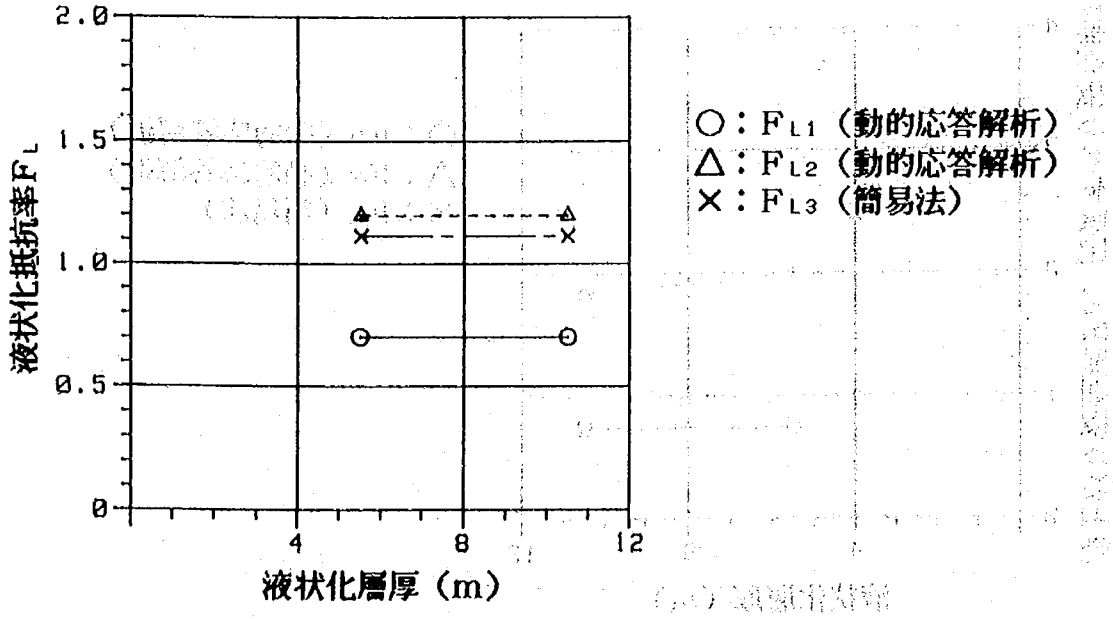
図11.22(1)より，動的応答解析においては，掘割道路直下のΔu_1のほうが，同深度の水平地盤部のΔu_2よりも全般的に大きめになっている。これは，掘割道路直下のL_1のほうが水平地盤部のL_2よりも大きくなることによると考えられる。（(1)の2）参照）

図11.22(2)より，水平地盤部のΔuは，入力加速度が小さいと動的応答解析（Δu_2）のほうが大きく，入力加速度が大きいと逆に簡易法（Δu_3）のほうが大きい。これは，両者で用いた過剰間隙水圧の発生特性の違いによると考えられる。（(1)の3）参照）

図11.22(3)より，Fuの算定に用いるΔuは，入力加速度が小さいと動的応答解析（Δu_1）のほうが大きく，入力加速度が大きいと簡易法（Δu_3）と動的応答解析の結果はほぼ一致する。そのため，図11.23では，入力加速度が小さいと簡易法のほうがFuが大きく，入力加速度が大きいと簡易法と動的応答解析のFuはほぼ一致する。本検討条件のもとでは，入力加速度が小さいと簡易法のほうが危険側の評価であることがわかる。

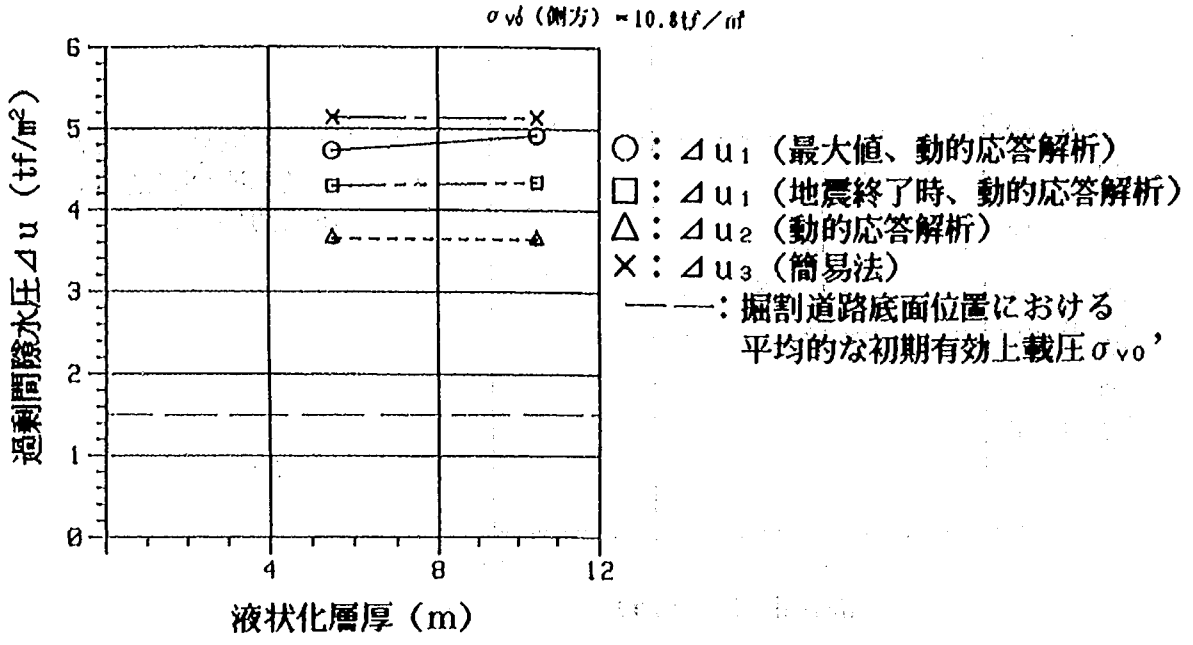


（1）繰返しせん断応力比

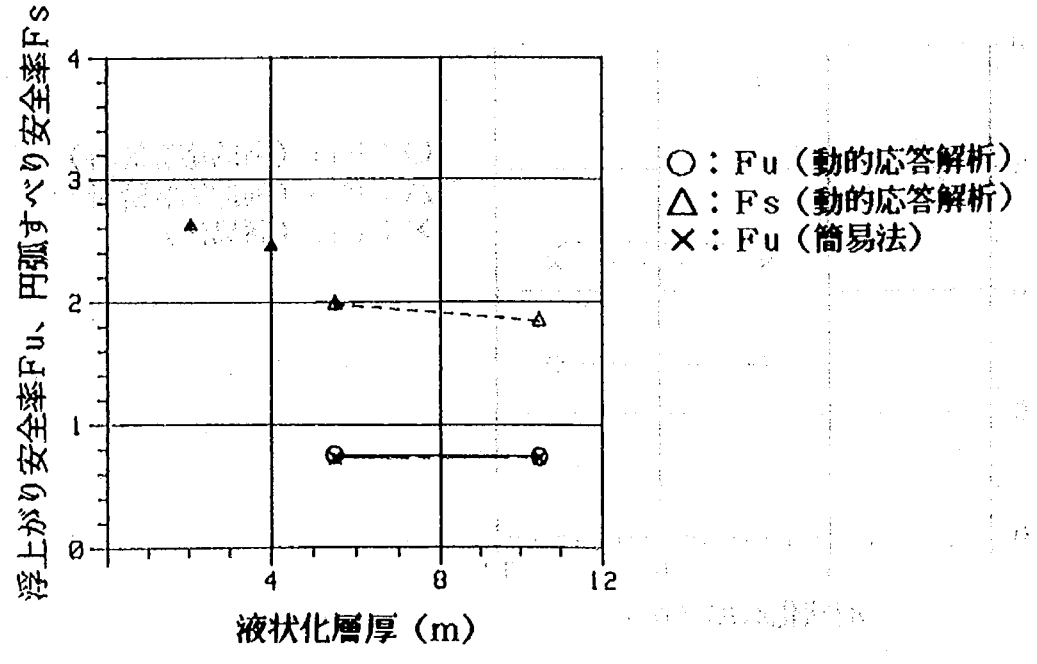


（2）液状化抵抗率

図 11.20　液状化層厚を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

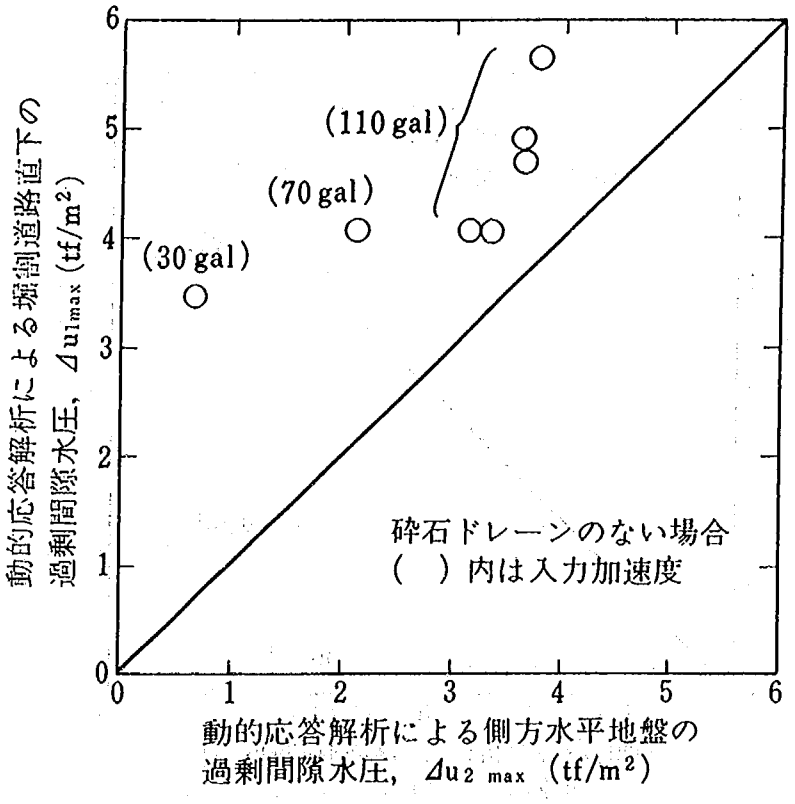


（3）過剰間隙水圧

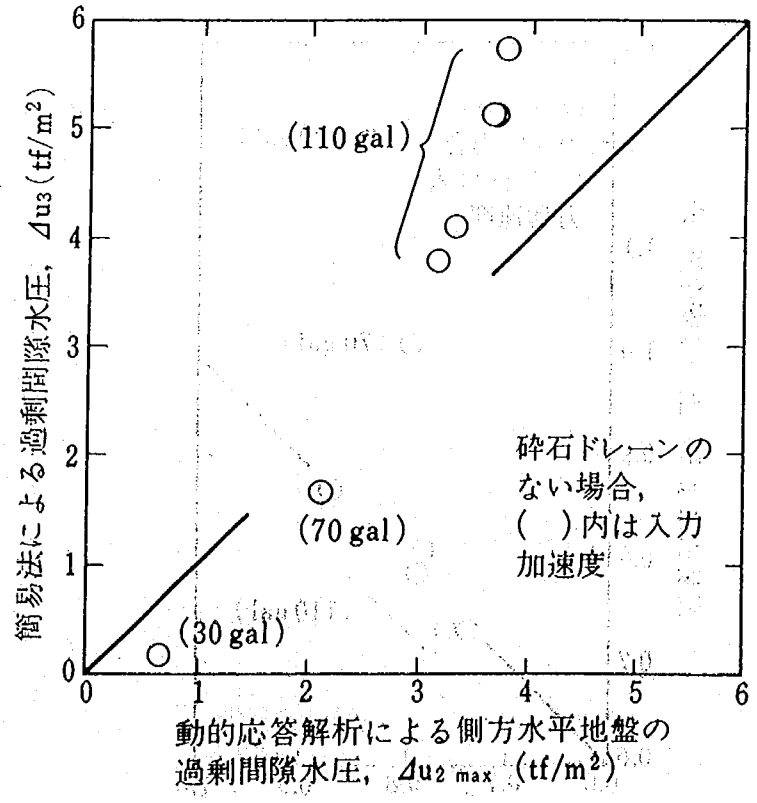


（4）浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図 11.20　液状化層厚を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

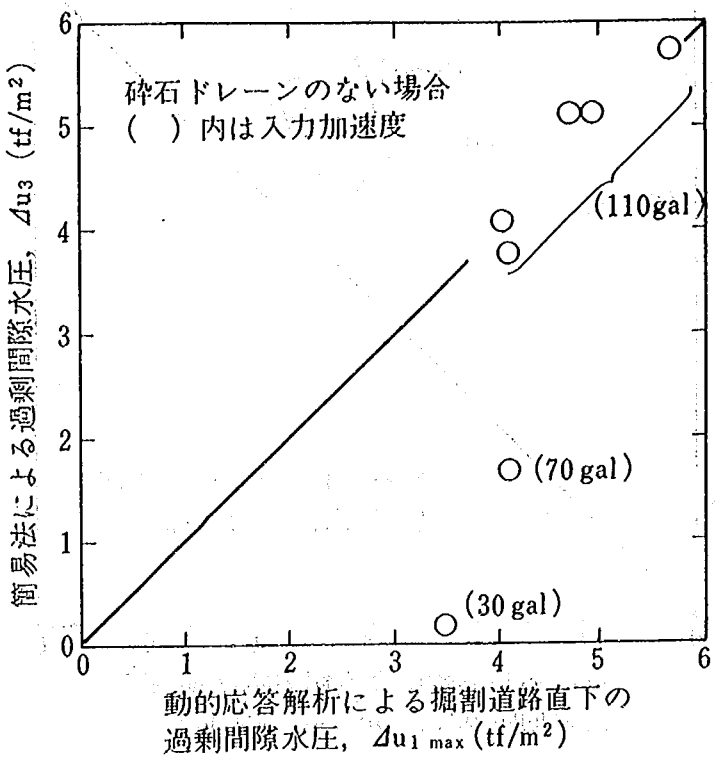


(1) Δu_1 と Δu_2



(2) Δu_2 と Δu_3

図 11.22 過剰間隙水圧の比較



(3) $\Delta \ddot{u}_1$ と $\Delta \ddot{u}_3$

図 11.22　過剰間隙水圧の比較

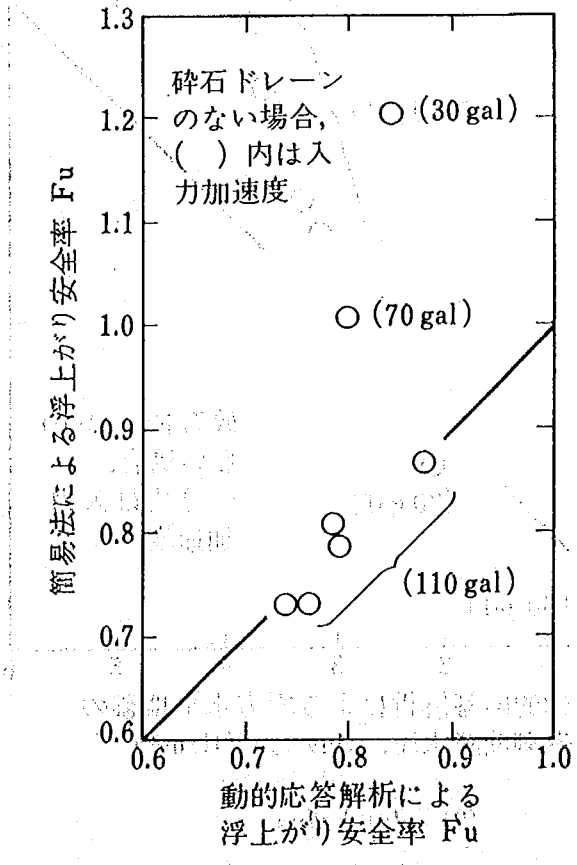


図 11.23　浮上がり安全率の比較

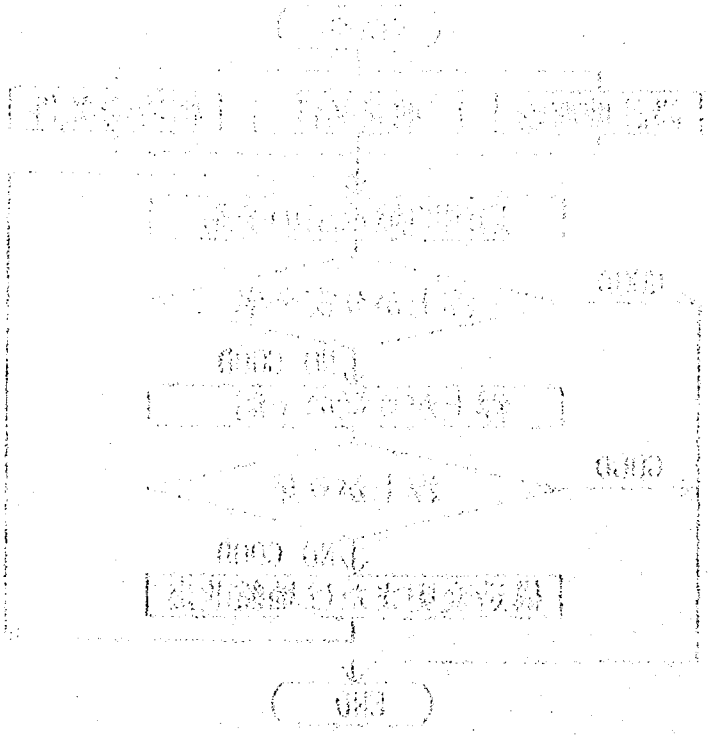
11.4 まとめ

1) 動的応答解析の結果によれば，砕石ドレーンの効果は浮上がり安全率にはあまり現れず，過剰間隙水圧の消散速度の違いとして現れる。

2) 掘割道路幅等の変化が円弧すべり安全率と浮上がり安全率に及ぼす影響はほぼ同様に現れるため，砕石ドレーンの効果を評価する際には，計算が安易な浮上がり安全率を算定することにより，円弧すべり安全率の増加量をある程度予測することができる。

3) 無対策地盤に関しては，本検討条件のもとでは，入力加速度が大きい場合には，動的応答解析と共同溝設計指針[2]に準じた簡易法の浮上がり安全率はほぼ一致する。入力加速度が小さい場合には，簡易法のほうが浮上がり安全率が大きくなり，危険側の評価となる。

4) 砕石ドレーンがある場合について前章と同様な計算を行い，ドレーンの効果が間隙水の移動量の違いとして現れるかどうかを明らかにすること，及び無対策地盤で地盤構成が不均一な場合に対する簡易法の適用性を明らかにすることが今後の課題である。



12. 掘割道路の地震時浮上がりに対する設計法のまとめ

12.1 設計手順

前章までの検討結果をもとにした，掘割道路の地震時浮上がりに対する安定性の検討フローを図12.1に示す。以下のような手順となる。

(1) 浮上がりの生じる可能性の評価

地震動と地盤及び掘割道路の条件に基づいて過剰間隙水圧の予測を行い，浮上がり安全率により浮上がりの生じる可能性を評価する。

(2) 浮上がり量の予測

浮上がりの生じる可能性がある場合には，浮上がり量の予測を行い，許容レベル以下であるかどうかの判定を行う。

(3) 浮上がり対策工の設計

浮上がり量が過大になる場合には，構造形式の変更，あるいは地盤改良等による浮上がり対策工の設計を行う。

12.2 浮上がりの生じる可能性の評価

4章及び8章の模型振動実験により，浮上がりの生じる可能性は，浮上がり安全率に基づいて評価できることが示された。

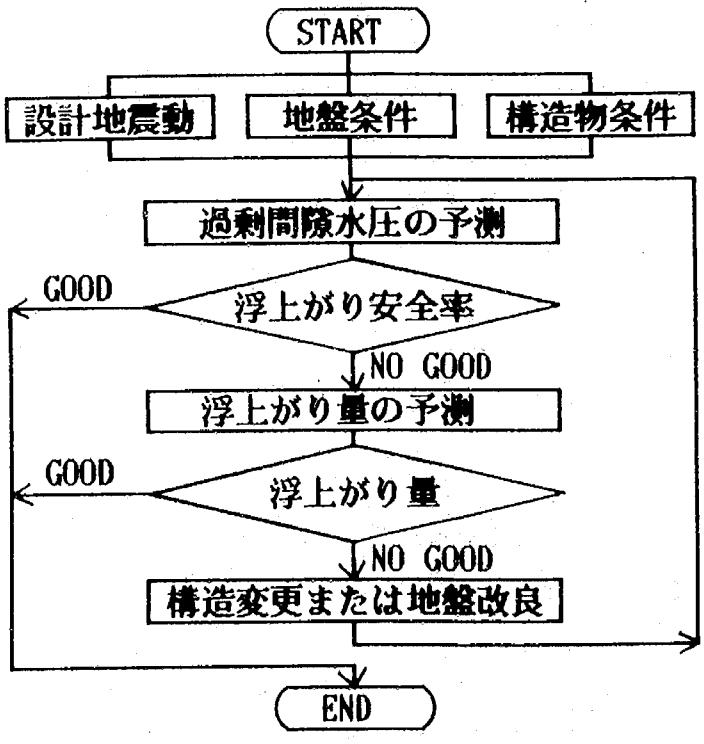


図12.1 地震時浮上がりに対する安定性の検討フロー

浮上がり安全率を算定するためには，掘割道路の底面に作用する過剰間隙水圧を予測する必要があるが，以下のような方法が考えられる。

(1) N値等の原位置試験に基づく簡易予測

簡易手法として，N値等の原位置試験に基づいて掘割道路底面と同じ深さの水平地盤で発生する過剰間隙水圧を求め，これが掘割道路底面に作用するものとして浮上がり安全率を算定することが考えられる。共同溝設計指針[2]ではこの方法が採用されており，前章でその適用範囲が明らかにされている。

この方法では，水平地盤内での地震時の作用力と抵抗力，及び過剰間隙水圧の発生量の算定式として，既往の検討結果に基づいた平均的な関係が用いられていることに留意する必要がある。

(2) 水平地盤部の詳細な液状化予測

水平地盤で発生する過剰間隙水圧を詳細に評価する手法として，全応力法の1次元動的応答解析により掘割道路側方の水平地盤内に作用するせん断応力比を求め，また，検討対象地盤からサンプリングした試料の室内土質試験結果等により当該地盤の過剰間隙水圧の発生特性を求めて，過剰間隙水圧の評価を行うことが考えられる。浮上がり安全率の算定は(1)と同様に行う。

掘割道路の幅が広くなると，側方の水平地盤で生じた過剰間隙水圧が掘割道路の底面に伝播しにくくなることが予想されるが，(1)及び(2)の方法ではこの影響を無視して，設計上安全側に評価している。

また，2次元動的応答解析を行って(2)の方法を準用することにより，掘割道路の底面直下の地盤で生じる過剰間隙水圧を直接的に算定することも可能であるが，この方法では周辺地盤からの過剰間隙水圧の伝播を全く考慮していない点が設計上危険側の評価となる。

(3) 過剰間隙水圧の伝播を考慮した詳細予測

地震中及び地震後の周辺地盤からの過剰間隙水圧の伝播を考慮できる，より詳細な手法として，前章で用いたような全応力法の2次元動的応答解析結果に基づく過剰間隙水圧の発生・消散解析，あるいは有効応力法による動的応答解析[17]が考えられる。

12.3 浮上がり量の予測

8章の模型振動実験により，掘割道路の地震時の浮上がりは，地盤の変形を伴うものと伴わないものとがあることが示された。周辺地盤が無対策で一様に液状化する場合には，前者による浮上がりが地震中から地震終了直後にかけて比較的急速に生じ，後者による浮上がりが地震終了後にゆっくりと生じることが予想される。

前者による浮上がり量の予測手法として，5章で永久変形解析，6章で円弧すべり面を仮定した安定計算の適用性の検討を行った。後者に関しては，10章で間隙水のまわり込み量の解析を行った。これらの手法の概要と，実際の設計に適用する場合の留意点をまとめると以下のようになる。

(1) 永久変形解析

液状化した地盤の剛性低下を考慮して自重変形計算を行うことにより掘割道路の浮上がり量を求める方法で，地盤の変形を伴う浮上がりが対象である。

地盤の変形特性の設定次第で結果が大きく異なることに留意する必要がある。

(2) 円弧すべり面を仮定した安定計算

すべり面上でのモーメントの釣合からすべり安全率を求めて，地盤の変形による浮上がり量の概略の大きさを簡易的に予測する方法である。

模型実験レベルでは浮上がり量との相関が明らかにされているが，設計上の許容値等の設定については未検討の段階である。

(3) 間隙水のまわり込み量の解析

浮上がり時の掘割道路底面の境界条件を定水頭と仮定した浸透解析により，周辺地盤からの間隙水のまわり込みによる浮上がり量を求める方法である。

地盤の体積圧縮特性の設定次第で結果が大きく異なることに留意する必要がある。

12.4 浮上がり対策工の設計

掘割道路の地震時浮上がり対策として，締固めや砕石ドレーンなどの地盤改良による地盤の液状化防止，矢板あるいは固化処理壁等で締切ることによる土砂の移動防止，くいあるいはアンカー等による浮上がりの拘束，及び良質土への置換が考えられる。各工法の概略の設計法は以下のようになる。

12.4.1 地盤改良工法

建設省土木研究所では，民間6社との共同研究として，「耐震地盤改良工法に関する共同研究」[6)~10)]を昭和60年度から平成元年度にかけて実施した。前章までの実験的または解析的な検討の一部は，上記共同研究のうち土木研究所の担当分として実施されたものである。

ここでは，共同研究で対象とした工法のうち，実用化されている3種類の地盤改良工法の適用性と，設計法の概略を示す。各工法とも，地震時に過剰間隙水圧が発生する最も深い土層まで改良を行うことを原則とする。

(1) 締固め工法

地盤の密度と拘束圧を増加させて液状化を防止する締固め工法は，騒音と振動に関する制約はあるものの，新設の掘割道路に対しての適用性が大きいと考えられる。

締固めた部分で過剰間隙水圧が発生しないように改良諸元を定め，改良範囲は外側の未改良地盤からの過剰間隙水圧の伝播を考慮した解析（12.3(3)及び12.3(3)参照）あるいは永久変形解析（12.3(1)参照）により設定する。

(2) 砕石ドレーン工法

地震中及び地震後の過剰間隙水圧の消散を促進する砕石ドレーン工法は，新設の場合に適用可能と考えられる。ただし，仮想実大モデルを対象に解析を行った結果[5)]によれば，掘割道路の幅が大きく，あるいは地盤の液状化強度が小さいと，十分な効果が得られない場合がある。

改良諸元と改良範囲の設定は，改良部での過剰間隙水圧の消散と外側の未改良地盤からの過剰間隙水圧の伝播を考慮した解析（12.2(3)参照）により行う。改良諸元については，構造物が存在しない水平地盤に対して得られた簡易的な設計図表[29)30)31)]を用いて，概略値を求めることができる。

(3) 深層混合処理工法

深層混合処理による改良地盤で掘割道路の両側をはさみ込み，土砂と間隙水が掘割道路の下

へ移動するのを遮断する方法は，施工実績は少ないものの，新設及び既設の場合に適用可能であると考えられる。新設の掘割道路に適用する場合には，掘割道路の下まで改良することにより，完全に浮上がりを防止することができる。掘割道路の両脇のみを改良する場合には，掘割道路の下に残された未改良地盤が液状化して過剰間隙水圧が消散する際に地盤の体積が減少し，地震終了後に掘割道路が沈下する可能性があることに留意する必要がある。

地震時の改良地盤部には加速度応答による慣性力が作用し，さらに，液状化した未改良地盤から作用する土水圧が常時よりも増加する。これらに対して過大な変位や変形，あるいは破断等を生じないように，改良地盤の滑動・転倒に対する外部安定性と内部応力等の内部安定性を評価することにより，改良諸元と改良範囲の設定を行う。

12.4.2 その他の工法

12.4.1に示した以外の工法については，対策効果や設計法に関する検討を行っていない。ここでは，現段階で考えられる各工法の適用性と設計法の概略を示す。

(1) 矢板締切工法

掘割道路の新設時に仮設の土留めとして矢板を用いる場合には，本体構造物が完成後もこれを引き抜かずに埋め殺すことにより，液状化した土砂と間隙水が掘割道路の下へ移動するのを遮断し，掘割道路の浮上がりを防止することができる。既設の掘割道路に対しても，側方に矢板を打ち込むことにより対策を行うことができ，用地上の制約がある場合に適用性が高いと考えられる。本工法は既設共同溝の地震時浮上がり対策として，採用された例[32]がある。

設計外力の設定法は深層混合処理工法の場合と同様であり，液状化した地盤から矢板に作用する増加した土水圧に対して，過大な変位や変形，あるいは破断等を生じないように矢板の断面と根入れ深さを算定することにより，改良諸元を定める。

ただし，掘割道路の下に残された未改良地盤の影響についても深層混合処理工法の場合と同様であり，地震終了後の掘割道路の沈下を防止するためには，掘割道路下方地盤の液状化を防止する地盤改良工法を併用する必要がある。

(2) くい，アンカー工法

掘割道路にくい，アンカー等の対策工を連結し，下端を非液状化層に根入れして浮上がりを拘束する工法は，新設の掘割道路下方の液状化層厚が大きく地盤改良の費用が相対的に高い場合に適用性が高いと考えられる。

対策工の諸元と施工範囲は，掘割道路に作用する地震時の浮力に対して，対策工根入れ部の引抜き抵抗力と対策工自身の強度の照査を行うことにより定める。

くい基礎形式とする場合には，地震時に掘割道路とくいに作用する水平力に対する安定性の検討をあわせて行う必要がある。また，アンカーを打設して浮力に対抗させる場合には，地震終了後の掘割道路の沈下に対して矢板締切工法の場合と同様な対処が必要である。

(3) 置換工法

原地盤土を良質土に置換する工法は，新設の掘割道路下方の液状化層厚が極めて小さい場合に適用性が高いと考えられる。

置換した部分で過剰間隙水圧が発生しないように置換土の諸元を定め，また，側方の未改良

地盤の土水が掘割道路の底面まで到達しないように置換範囲を定める。

13. 全体のまとめ

掘割道路の地震時浮上がりに関して，模型振動実験と有限要素解析をもとにした検討を行った結果をまとめると以下のようになる。

1) 地震時の掘割道路周辺地盤の変形のしやすさに着目した永久変形解析により，掘割道路直下の液状化層厚及び側方の締固め改良幅を変えて行った模型振動実験（その１）における，掘割道路の浮上がり量をある程度計算できた。

2) 掘割道路底面への土砂のまわり込みにくさをすべり面上でのせん断抵抗として考慮できる円弧すべり安全率は，模型振動実験（その１）における掘割道路の浮上がり量との対応が，浮上がり安全率よりもよかった。砕石ドレーンを打設した大型模型の振動実験においても，浮上がり量が大きくなるほど円弧すべり安全率が小さくなり，これらは砕石ドレーンの規模と対応した。

3) 掘割道路周辺地盤の耐震対策として締固め改良を行うと，掘割道路を浮上がらせるような地盤の変形を締固め改良部が抑制する効果があることが，模型振動実験（その１）及びこれを対象とした永久変形解析により示された。

4) 模型振動実験（その２）の結果より，掘割道路の周辺地盤が一様に液状化した場合には，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりが加振中から加振終了直後にかけて比較的急速に生じ，地盤の変形を伴わない浮上がりが加振終了後にゆっくりと生じることが予想された。

5) 共同溝設計指針で用いられている浮上がり安全率の簡易的な算定法は，入力加速度が小さいと動的応答解析結果よりも浮上がり安全率が大きくなり，危険側に評価される場合があった。

6) 締固め改良部で地震時の繰返しせん断による過剰間隙水圧の発生がなく，また未改良部は完全に液状化するものとして，実大規模の掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧に関する浸透解析を行い，浮上がり安全率と浮上がり量に及ぼす諸要因の影響について検討した。

7) 以上の成果をもとに，掘割道路の地震時浮上がりに対する安定性の検討フローと，各検討項目において適用可能な検討手法をまとめた。

14. 今後の課題

本研究で用いたいくつかの計算手法を今後実用面に応用していくための課題として，以下の点が挙げられる。

1) 永久変形解析では，地盤の永久変形特性の非線形性を考慮できるように解析手法を改良する。また，対象とする地盤条件に応じて永久変形特性を合理的に設定する手法について検討する。

2) 円弧すべり安全率の計算では，実際の設計における許容安全率に関して検討を行う。

3) 浸透解析では，対象とする地盤条件に応じた過剰間隙水圧の発生・伝播特性の合理的な設定法について検討する。

4) 共同溝設計指針[2]に準じた簡易手法では，地盤構成が不均一な場合の適用性について検討する。

参 考 文 献

1) 日本道路協会 ： 道路土工－軟弱地盤対策工指針，pp 78－80， 1986.

2) 日本道路協会 ： 共同溝設計指針，pp. 64－68， 1986.

3) 谷口栄一，森下義 ： 1983 年日本海中部地震による地中構造物の浮上がりの被害，土木研究所資料第 2235 号， 1985.

4) 古賀泰之，古関潤一，谷口栄一，森下義，鷲田修三 ： 掘割道路の地震時安定性に関する実験報告書，土木研究所資料第 2550 号， 1988.

5) 古賀泰之，古関潤一，谷口栄一，森下義 ： 掘割道路の液状化対策としての砕石ドレーンの利用に関する解析的検討，土木研究所資料第 2741 号， 1989.

6) 建設省土木研究所 ： 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 2 号，1987.

7) 建設省土木研究所 ： 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 2 ），共同研究報告書第 3 号， 1987.

8) 建設省土木研究所 ： 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 3 ），共同研究報告書第 23 号， 1989.

9) 建設省土木研究所 ： 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 4 ），共同研究報告書第 31 号， 1989.

10) 建設省土木研究所 ： 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 5 ），共同研究報告書第 52 号， 1991.

11) 佐々木康 ： 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，土木研究所資料第 2194 号， 1980.

12) 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，土質工学会，地震と基礎の地震災害に関するシンポジウム，pp. 89－96， 1983.

13) 土岐憲三ほか ： 構造物地盤系の終局安全性の分配とそれに基づく耐震設計法の開発，昭和 6 0 年科学研究費補助金（総合研究 A ）研究成果報告書， 1985.

14) 大友敬三，当麻純一，岩楯敞広 ： 地中線土木構造物の液状化対策の検討（その 1 ），電力中央研究所報告， 385059， 1986.

15) 大友敬三，当麻純一，岩楯敞広 ： 地中線土木構造物の液状化対策の検討（その 2 ），電力中央研究所報告， U 86027， 1987.

16) 中野雅弘，佐々木康，吉川正昭，服部浩明 ： マンホールの浮上対策に関する実験的研究，土木学会論文集，第 410 号/ I － 12， pp. 415－424， 1989.

17) 松永康男，井合進，村岡猛 ： 液状化による浮き上がりのシミュレーション，土木学会第 4 5 回年次学術講演会， pp. 672 － 673， 1990.

18) 福田聡之，安保秀範 ： 線状地中構造物の液状化対策について，第 1 7 回土木学会関東支部技術研究発表会， pp. 224 － 225， 1990.

19) 井合進，小泉勝彦，倉田栄一 ： 液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討，港湾技研資料， No. 590， 1987.

20) 日本建築学会 ： 建築基礎構造設計基準・同解説, pp.457－470, 1974.
21) 日本道路協会 ： 道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, pp.242－244, 1987.
22) Mama. A. l. and Clough, G. W.: Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay, ASCE, Vol. 107, GT6, pp. 759－777, 1981.
23) 佐々木康, 松尾修, 館山悟 ： 盛土の地震による変形量の一解析手法, 第17回土質工学研究発表会, pp. 1893－1896, 1982.
24) 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, №3, pp. 33－36, 1983.
25) 足立紀尚, 龍岡文夫 ： 土の力学（Ⅲ）, 新体系土木工学第18巻, pp.211－232, 技報堂, 1981.
26) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T.: Cyclic Undrained Stress-strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test, Soils and Foundations, Vol. 22, №2, pp. 55－70, 1982.
27) 古関潤一, 江頭毅, 森下義, 古賀泰之 ： 砂地盤上盛土の動的遠心模型実験, 第24回土質工学研究発表会, pp. 1021－1024, 1989.
28) Fukushima, S. and Tatsuoka, F.: Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand at Extremely Low Pressures, Soils and Foundations, Vol. 24, №4, pp. 30－48, 1984.
29) Seed, H. B. and Booker, J. R.: Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains, ASCE, Vol. 103, pp. 757－768, 1977.
30) Onous, A.: Diagrams Considering Well Resistance for Designing Spacing Ratio of Gravel Drains, Soils and Foundations, Vol. 28, №3, pp. 160－168, 1988.
31) 古賀泰之, 古関潤一, 辻田満, 三原正哉, 松原勝己 ： 液状化対策としての砕石ドレーン工法の設計図表, 土木技術資料, Vol. 32, №1, pp. 47－52, 1990.
32) 藤井弘造, 古賀泰之, 古関潤一, 佐伯光昭, 真鍋進 ： 既設共同溝に対する鋼矢板締切による液状化対策工法の設計法について, 第21回地震工学研究発表会発表予定, 1991.

掘割道路の地震時浮上がりに関する検討

ISSN 0386－5878
土木研究所資料第3008号
平成3年6月(1991)

動土質研究室長 古賀泰之
研究員 吉関潤一
森下 義* 高橋晃浩
*現 中部地方建設局 飯田国道事務所

要旨 周辺地盤が地震時に液状化したときの，掘割道路の浮上がりに対する安定性の評価方法と，液状化対策として締固め工法と砕石ドレーン工法を用いた場合の改良効果の算定法を明らかにすることを目的として，模型実験と有限要素解析を行った。その結果，浮上がり可能性の評価法として浮上がり安全率が有効であること，永久変形解析により浮上がり量をある程度計算できること，及び締固め工法の効果を浸透解析により算定できることを示した。また，砕石ドレーン工法の効果を，すべり面を仮定した安定計算により検討した。これらをもとに，掘割道路の地震時浮上がりに対する安定性の検討手法をとりまとめた。

キーワード：掘割道路，砂地盤，耐震対策，締固め，砕石ドレーン，模型実験，数値解析

郵便はがき

41円切手をはって下さい

3 0 5 - □□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室 御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3008号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印