

土 木 研 究 所 資 料

掘割道路の液状化対策としての
碎石ドレーンの利用に関する解析的検討

平成元年3月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

Copyright ©(1989)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。

掘割道路の液状化対策としての 碎石ドレーンの利用に関する解析的検討

動土質研究室長 古 賀 泰 之

研究員 古 関 潤 一

主任研究員 谷 口 栄 一*

森 下 義

要 旨

掘割道路周辺地盤の液状化対策として碎石ドレーンを用いた場合の効果に関して、実物大モデルを対象とした解析を行った。解析は、有限要素法を用いた静的応力解析・動的応答解析・浸透解析により地震時に発生する過剰間隙水圧を求め、浮上がり安全率を算定する方法により行った。

その結果、実物大レベルでの碎石ドレーンの効果を確認した。特に碎石ドレーンのパイプル部を掘割道路の下方および側方の地盤に設置すると効果が大きいことがわかった。また、地震動が大きくなるほど、地盤の液状化強度が小さくなるほど碎石ドレーンの相対的な効果は小さくなった。地下水位と透水係数の影響、掘割道路の大きさの影響についても検討を行った。

キーワード：掘割道路，砂地盤，耐震対策，碎石ドレーン，数値解析

・現企画部企画課長

目 次

1. 研究の背景	1
2. 既応の研究	5
2.1 構造物がない場合の解析手法	5
2.2 構造物がある場合の解析手法	7
3. 研究目的	11
4. 解析方法	12
4.1 解析フロー	12
4.2 解析モデル	13
4.3 解析条件の設定	13
4.3.1 加振条件の設定	13
4.3.2 材料定数の設定	14
4.4 有限要素解析	19
4.4.1 有限要素モデルの設定	19
4.4.2 静的応力解析	19
4.4.3 動的応答解析	26
4.4.4 浸透解析	28
4.5 浮上がり安全率と低減係数	30
4.5.1 浮上がり安全率の定義	30
4.5.2 浮上がり安全率の算定	31
4.5.3 低減係数と安全率比の算定	37
5. 砕石ドレーンの配置に関する検討	38
5.1 目的	38
5.2 解析条件	38
5.2.1 解析モデル	38
5.2.2 加振条件	38
5.2.3 材料定数	38
5.2.4 解析ケース	41
5.2.5 静的応力解析	41
5.2.6 動的応答解析	41
5.2.7 浸透解析	43
5.3 解析結果	43
5.3.1 静的応力解析	43

5.3.2	動的応答解析	47
5.3.3	浸透解析	47
5.3.4	浮上がり安全率	51
5.3.5	低減係数と安全率比	70
5.4	まとめ	73
6.	掘割道路の大きさの影響に関する検討（その1）	75
6.1	目的	75
6.2	解析条件	75
6.2.1	解析モデル	75
6.2.2	加振条件	75
6.2.3	材料定数	75
6.2.4	静的応力解析	75
6.2.5	動的応答解析	81
6.3	解析結果	81
6.3.1	静的応力解析	81
6.3.2	動的応答解析	88
6.3.3	浸透解析	88
6.3.4	浮上がり安全率	98
6.3.5	低減係数と安全率比	103
6.4	まとめ	105
7.	掘割道路の大きさの影響に関する検討（その2）	106
7.1	目的	106
7.2	解析条件	106
7.2.1	解析モデル	106
7.2.2	加振条件	109
7.2.3	材料定数	109
7.2.4	静的応力解析	109
7.2.5	動的応答解析	109
7.3	解析結果	115
7.3.1	静的応力解析	115
7.3.2	動的応答解析	115
7.3.3	浸透解析	123
7.3.4	浮上がり安全率	123
7.3.5	低減係数と安全率比	135
7.4	まとめ	138

8. 地震動および地盤条件の影響に関する検討	140
8.1 目的	140
8.2 解析条件	140
8.2.1 解析モデル	140
8.2.2 加振条件	140
8.2.3 材料定数	142
8.2.4 静的応力解析	142
8.2.5 動的応答解析	142
8.3 解析結果	142
8.3.1 静的応力解析	142
8.3.2 動的応答解析	142
8.3.3 浸透解析	144
8.3.4 浮上がり安全率	144
8.3.5 低減係数と安全率比	162
8.4 まとめ	165
9. 結論	167
10. 今後の課題	168
参考文献	169
付録 1. 過剰間隙水圧の発生量の算定法	171
付録 2. 浸透水力の考え方	177
付録 3. 地下水位が変化した場合の影響	178

表 一 覧

表 番 号	名 称	
表 2.1	構造物がない場合の解析手法	8
表 2.2	構造物がある場合の解析手法	10
表 4.1	$\tau_e = 0.65 \tau_{max}$ に対応する等価繰返し回数	13
表 4.2	$M \sim Neq, t_d$ 関係	14
表 4.3	材料定数の標準値	16
表 4.4	ジョイント要素の材料定数	16
表 4.5	動的応答解析の条件	28
表 4.6	浸透解析の条件	29
表 5.1	掘割道路の大きさと地下水位の条件	41
表 5.2	液状化強度定数と体積圧縮係数の条件	41
表 5.3	解析ケース一覧表	42
表 5.4	浮上がり安全率算定結果一覧	68
表 5.5	低減係数と安全率比の算定結果一覧	71
表 6.1	解析モデルの条件	77
表 6.2	液状化強度定数と体積圧縮係数	81
表 6.3	静的応力解析における分布調査	81
表 6.4	1 次固有周期と減衰定数	88
表 6.5	浮上がり安全率算定結果一覧	99
表 6.6	図中の記号の意味 (図 6.10～図 6.15)	101
表 6.7	低減係数の安全率比の算定結果一覧	103
表 7.1	解析モデルの条件	106
表 7.2	液状化強度定数と体積圧縮係数	109
表 7.3	1 次固有周期と減衰定数	115
表 7.4	浮上がり安全率算定結果一覧	132
表 7.5	低減係数と安全率比の算定結果一覧	135
表 8.1	解析モデルの条件	140
表 8.2	解析目的	142
表 8.3	浮上がり安全率算定結果一覧	159
表 8.4	低減係数と安全率比の算定結果一覧	162

図 一 覧

図 番 号	名 称	
図 1.1	掘割道路に作用する力	1
図 1.2	全体計画における位置づけ	3
図 2.1	構造物のない場合の解析対象	6
図 2.2	軸対象条件モデル	6
図 2.3	時松らの用いた実験模型	9
図 2.4	佐々木の用いた実験模型	9
図 4.1	解析の概略フロー	12
図 4.2	有限要素解析のフロー	12
図 4.3	解析モデル (断面図)	13
図 4.4	地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係	14
図 4.5(1)~(3)	ジョイント要素の特性	15
図 4.6	液状化強度曲線の例	18
図 4.7(1), (2)	要素分割の例	21
図 4.8	静的応力解析時の拘束条件	25
図 4.9	ステップ2で作用させる分布荷重	25
図 4.10	ステップ3で作用させる分布荷重	25
図 4.11	動的応答解析時の拘束条件	27
図 4.12	要素の応力~ひずみ関係の例	27
図 4.13	せん断応力の時刻歴の例	29
図 4.14	浸透解析時の境界条件	29
図 4.15	掘割道路の鉛直方向に作用する力	30
図 4.16	掘割道路直下の土塊に作用する力	30
図 4.17	記号の定義	32
図 4.18(1)~(3)	浸透水力に起因する力Fの算定方法	33
図 4.19	パイル部がある場合の過剰間隙水圧の水平方向分布の例	36
図 5.1	解析モデル (60-0~60-8)	39
図 5.2(1), (2)	掘割道路の大きさと地下水位の条件	40
図 5.3	解析ケースの記号の説明	43
図 5.4(1), (2)	静的な主応力分布	44
図 5.5(1), (2)	σ_{xx} の分布	46
図 5.6(1), (2)	最大水平応答加速度の分布	48
図 5.7(1), (2)	動的せん断応力 τ_{xy} の最大値の分布	49

図 5.8(1), (2)	動的せん断応力比 τ_{xy} / σ_{vo}' の最大値の分布	50
図 5.9(1)~(3)	過剰間隙水圧の時刻歴	53
図 5.10(1), (2)	過剰間隙水圧を出力した要素番号	59
図 5.11(1)~(7)	過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)	60
図 5.12(1)~(4)	過剰間隙水圧の分布 (掘割道路底面, $t = 7.5 \text{ sec}$)	64
図 5.13	ドレーン配置と浮上がり安全率の関係	66
図 5.14	地下水位と掘割道路の重量を変えたときの浮上がり安全率	67
図 5.15	ドレーン配置と U_d , F の関係	69
図 5.16	繰返し回数と動的揚力の関係 ($60-0$, ドレーンなし)	69
図 5.17	ドレーン配置と低減係数 α の関係	72
図 5.18	ドレーン配置と安全率比 β の関係	72
図 5.19	地下水位, 掘割道路の重量を変えたときの低減係数	72
図 5.20	地下水位, 掘割道路の重量を変えたときの安全率比	72
図 5.21	碎石ドレーンの配置と効果 (概念図)	74
図 6.1	解析モデル (61-1 ~ 61-8)	76
図 6.2	ドレーンの配置	77
図 6.3(1)~(6)	要素分割図	78
図 6.4(1)~(6)	σ_{vo}' の分布	82
図 6.5(1)~(6)	最大水平応答加速度の分布	89
図 6.6(1)~(6)	過剰間隙水圧を出力した要素番号	91
図 6.7(1)~(8)	過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)	94
図 6.8	浮上がり安全率の時間変化	100
図 6.9	U_d と F の時間変化	100
図 6.10	掘割道路の見かけの比重と浮上がり安全率の関係	102
図 6.11	掘割道路幅と浮上がり安全率の関係	102
図 6.12	地下水位と浮上がり安全率の関係	104
図 6.13	側壁高と浮上がり安全率の関係	104
図 6.14	掘割道路の見かけの比重と低減係数, 安全率比の関係	104
図 6.15	掘割道路幅と低減係数, 安全率比の関係	104
図 7.1(1), (2)	解析モデル	107
図 7.2(1)~(5)	要素分割図	110
図 7.3(1)~(5)	σ_{vo}' の分布	116
図 7.4(1)~(5)	最大水平応答加速度の分布	121
図 7.5(1)~(5)	過剰間隙水圧を出力した要素番号	124
図 7.6(1)~(10)	過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)	127

図 7.7	地下水位と浮上がり安全率の関係	134
図 7.8	掘割道路幅と浮上がり安全率の関係	134
図 7.9	側壁高と浮上がり安全率の関係	136
図 7.10	地下水位と低減係数, 安全率比の関係	136
図 7.11	掘割道路幅と低減係数, 安全率比の関係	137
図 7.12	側壁高と低減係数, 安全率比の関係	137
図 7.13	掘割道路の大きさと地下水位が浮上がり安全率に及ぼす影響	139
図 8.1(1), (2)	解析モデル	141
図 8.2	液状化強度曲線	141
図 8.3(1)~(3)	最大水平応答加速度の分布 (ドレーンなし)	143
図 8.4	過剰間隙水圧を出力した要素番号	145
図 8.5(1)~(2)	過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)	146
図 8.6	基盤加速度と浮上がり安全率の関係	160
図 8.7	基盤加速度と動的な揚力の関係	160
図 8.8	透水係数と浮上がり安全率の関係	161
図 8.9	透水係数と動的な揚力の関係	161
図 8.10	液状化強度定数と浮上がり安全率の関係	163
図 8.11	液状化強度定数と動的な揚力の関係	163
図 8.12	基盤加速度と低減係数, 安全率比の関係	164
図 8.13	透水係数と低減係数, 安全率比の関係	164
図 8.14	透水係数比と低減係数, 安全率比の関係	164
図 8.15	液状化強度定数と低減係数, 安全率比の関係	164
図 8.16	浮上がり安全率を小さくする要因 (地震動の大きさと地盤条件の影響)	166
付図 1.1	過剰間隙水圧の発生特性	171
付図 1.2(1), (2)	液状化強度曲線	172
付図 1.3	液状化強度曲線上での N_f	173
付図 1.4	排水条件を考慮したときの過剰間隙水圧の発生特性	175
付図 1.5	過剰間隙水圧の発生量の算定フロー図	176
付図 2.1(1)~(3)	浸透水力の説明図	177
付図 3.1(1), (2)	地下水位の影響を調べたモデル	178

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

地下水位の高い所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。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）。

$$F_s = \frac{W_B + W_s + Q_s}{U_s + U_D} \quad \text{..... (1.1)}$$

ここに、

W_B : 掘割道路本体の自重（舗装および捨てコンの重量を含む）（tf/m）

W_s : 張出し底版上の上載土の荷重（tf/m）

Q_s : 張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）

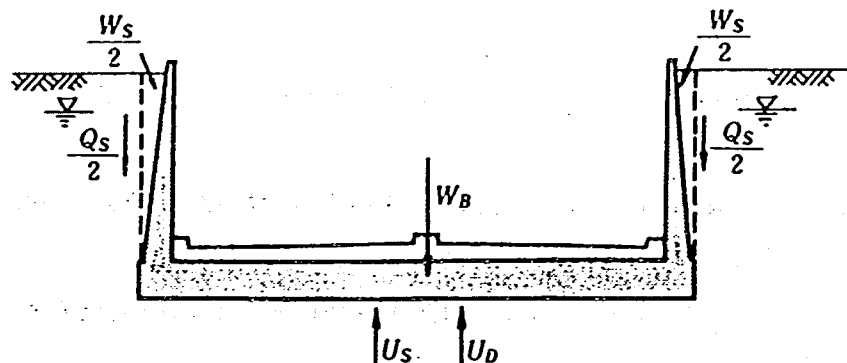


図1.1 掘割道路に作用する力

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。

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。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。

常時およ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 底版を張り出し、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、地下水位の高い所で建設された場合、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理施設やガソリンスタンドのガソリントank等に現実に浮上がりによる被害が生じている²⁾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。

これに対して、上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おらず、大規模道路に係る掘割道路区間の重要性和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)を実施している。

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1.2のような全体計画のもとに研究を進めてきた。

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

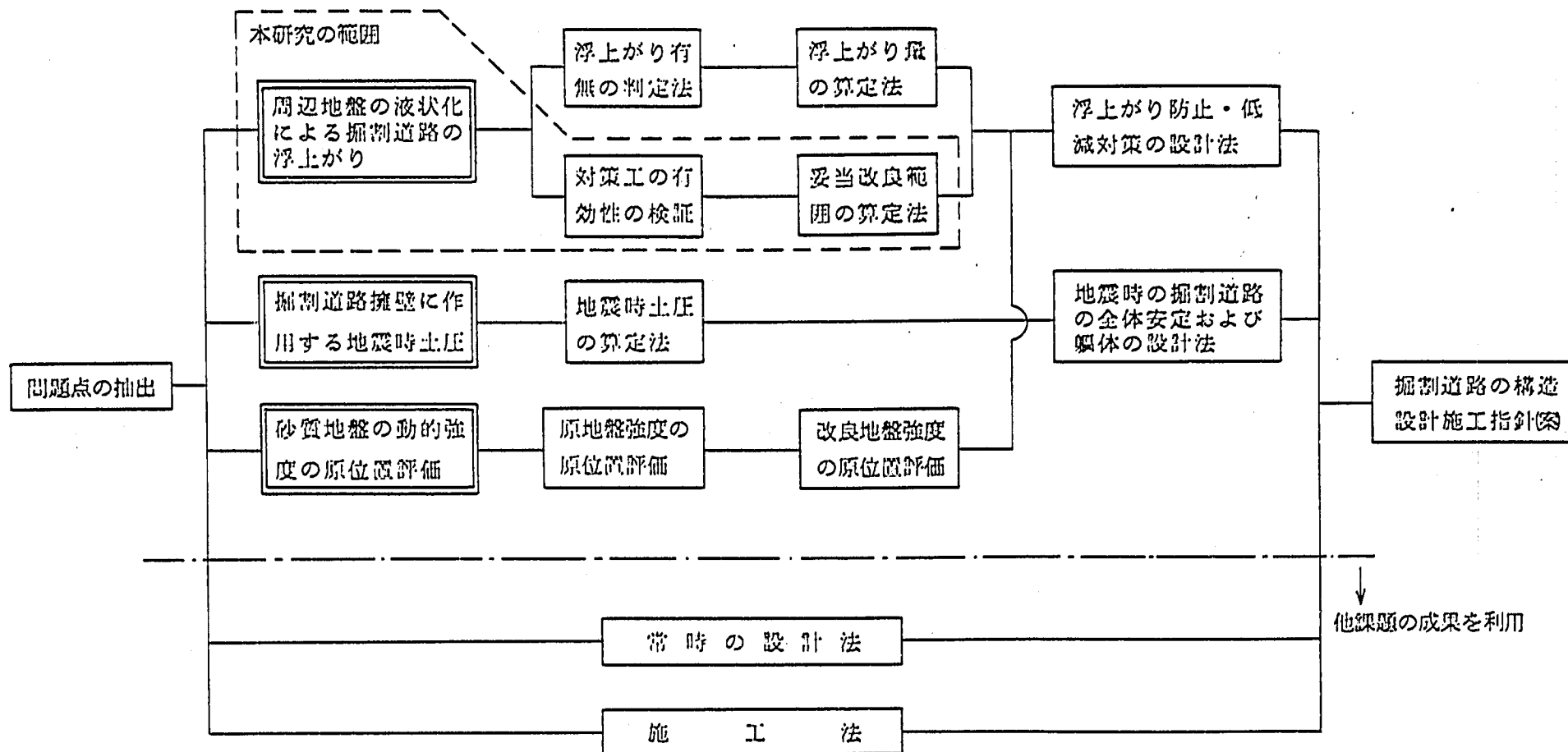


図 1.2 全体計画における位置づけ

か等によって異なると考えられる。掘削道路自体は、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、新設及び既設の掘削道路を対象とする。

3) 具体的な対策工としては、地盤改良工、締切り工、アンカー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
- } 小型せん断土槽実験に関して文献参照³⁾。実物大モデルを対象としたドレーン工の解析法の詳細は本報告書に記述。
- } 文献参照^{4, 5, 6)}。

(2) 掘削道路の擁壁の地震時安定性に関する課題

1) 掘削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。

本研究で対象としている砕石ドレーン工法は、砂質地盤内に砕石を円柱状に打設して、地震時に砂質地盤内で発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させ、液状化を防止する工法である。構造物周辺では、壁状やマット状に砕石を打設して用いる場合もある。

この工法は、低騒音・低振動で、周辺地盤に変状をきたすことが少ないという利点を持つ。そのため、市街地や既設構造物近隣での施工に用いられている。

本研究は、この工法を掘削道路周辺地盤の液状化対策として用いることを考え、その有効性と必要な改良型式等について解析的な検討を行ったものである。

2. 既応の研究

地盤の液状化対策としての碎石ドレーン工法の利用に関する既応の研究例は、文献4)にまとめられている。ここでは、その後発表された研究も含めて、解析手法に関する代表的な研究例の概要を紹介する。

2.1 構造物がない場合の解析手法

Seedら⁷⁾は、図2.1のように均質な水平地盤に円柱状の碎石ドレーンを設置した場合について、地震時に地盤内に生じる過剰間隙水圧を有限要素法を用いて求め、設計用の図表を示した。計算は次のような仮定のもとに行っている。

- (1) 地盤内に生じる過剰間隙水圧の発生特性は、非排水条件の場合についてDe Albaら⁸⁾が提案した次式をもとにする。

$$\frac{u_g}{\sigma'_{v0}} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_l} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad (2.1)$$

ここに、 u_g : 繰返しせん断により発生する過剰間隙水圧、 σ'_{v0} : 初期有効鉛直応力、

N : 繰返し回数、 N_l : 液状化 ($u_g = \sigma'_{v0}$) が生じるまでの繰返し回数、

α : 材料定数

- (2) 碎石ドレーンの透水係数は十分に大きいものと見なし、これを無限大とする。図2.2の砂層部について、次の支配方程式を解いて過剰間隙水圧 u を求める。これは圧密の基本方程式に過剰間隙水圧の発生項を付加したものである。

$$\begin{aligned} \frac{k_h}{m_v \cdot r_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_v}{m_v \cdot r_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \\ = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (2.2) \end{aligned}$$

ここに、 k_h 、 k_v : それぞれ水平方向、鉛直方向の砂の透水係数、 r_w : 水の単位体積重量、

m_v : 砂の体積圧縮係数

- (3) 砂の体積圧縮係数 m_v は、計算過程中は一定値とする。

田中⁹⁾は、(2)の仮定に対して、碎石ドレーンの透水性を設計上考慮する必要があることを指摘し、吉国¹⁰⁾の提案した、碎石ドレーン内の水の流出入の連続性を考慮した次式の境界条件と、過剰間隙水圧分布の初期条件を与えたときの消散過程 ($\partial u_g / \partial t = 0$) における解を、(2.2)式で $k_v = 0$ の場合について示した。

$$\frac{r_w}{2} \frac{k_w}{k_n} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)_{r=r_w} + \left(\frac{\partial u}{\partial r} \right)_{r=r_w} = 0 \quad (2.3)$$

ここに、 k_w : 碎石ドレーンの鉛直方向の透水係数、 r_w : 碎石ドレーンの半径 (図2.2参照)

さらに、(2.1)式とは異なる過剰間隙水圧の発生特性を用いて、模型実験結果に基づく近似的な支配方程式を解いた。ここでは、碎石ドレーンの透水性の影響を補正係数の形で取り入れている。

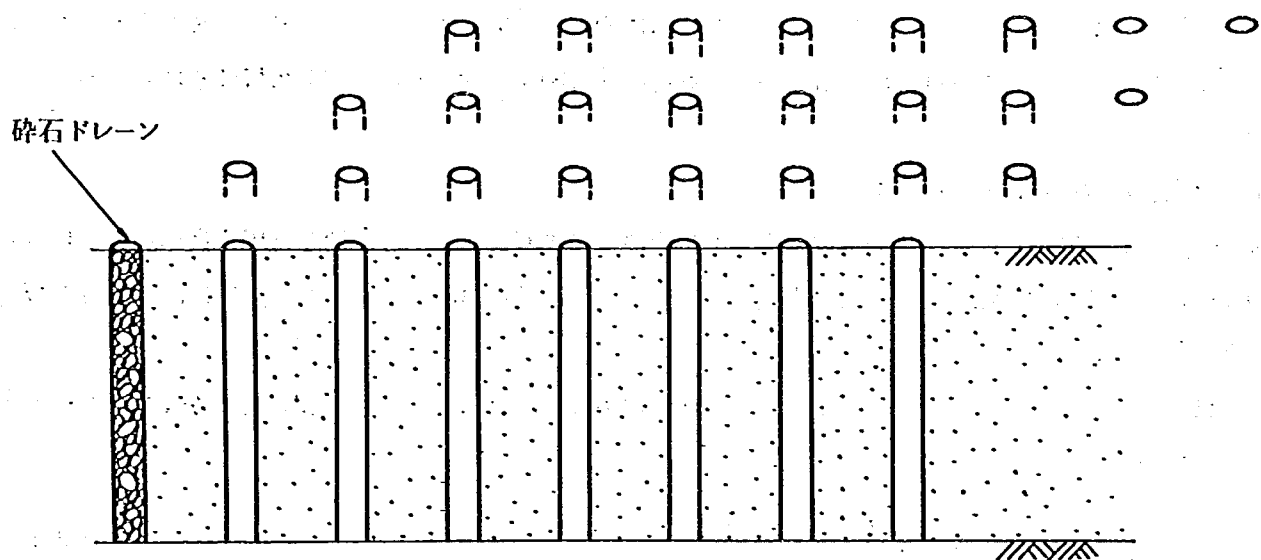


図 2.1 構造物のない場合の解析対象⁷⁾

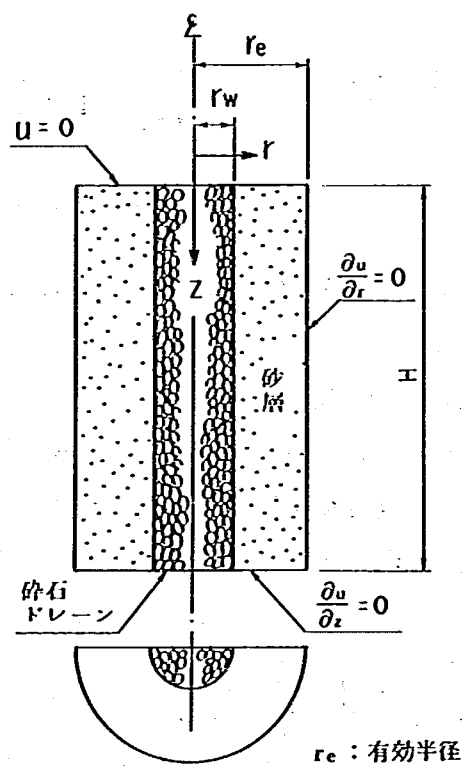


図 2.2 軸対象条件モデル

また、上述のSeedらの(3)の仮定に対し、部分排水状態で砂が繰返しせん断を受けたときの体積変化量には上限があるものと考えて、これを考慮した計算を差分法により行った。

尾上¹¹⁾は、過剰間隙水圧の発生特性として(2.1)式を用いて、さらに(2.3)式により碎石ドレーンの透水性を考慮したときの計算を、(2.2)式で k_v も考慮した場合について差分法により行った。次式によるウェルレジスタンス係数 L_w ¹²⁾をパラメーターとして結果をまとめ、設計図表として提案している。

$$L_w = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_s}{k_v} \left(\frac{H}{d_w} \right)^2 \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに、 k_s ：砂の透水係数（ $k_h = k_v$ とした。）、 H ：碎石ドレーン長、 d_w ：碎石ドレーンの直径（ $= 2 r_w$ ）

三原ら⁵⁾は、砂層と碎石ドレーンを合わせて有限要素法によりモデル化し、(2.1)式による過剰間隙水圧の発生特性を用いた場合の計算を行った。結果を他の手法と比較するとともに、砂と碎石ドレーンの透水係数の比をパラメーターとした設計図表を提案している。碎石ドレーンを含めてモデル化し、碎石ドレーンの透水性の影響を直接的に考慮している点が、他の手法と異っている。

井合¹³⁾は、大型模型振動実験結果を対象に、有限要素法を用いたシミュレーションを行った。(2.1)式による過剰間隙水圧の発生特性を用いて、碎石ドレーンと砂層を合わせてモデル化している点は三原らと同様である。砂の体積圧縮係数 m_v を実験値に基づいて過剰間隙水圧比または液状化後の繰返し回数関数として定められている点と、実験値より算定した液状化強度曲線とせん断応力の時刻歴を用いて過剰間隙水圧の発生量を計算している点が、これまでの研究とは異なっている。

これら5つの手法の概要をまとめて表2.1に示す。

2.2 構造物がある場合の解析手法

地盤中または地盤上に地盤とは異質の構造物があると、それらの間で生じる静的・動的な応力の相互作用により、地震時の過剰間隙水圧の発生特性が水平地盤の場合とは異なってくることが予想される。また、過剰間隙水圧の消散に関する境界条件も構造物の周囲で変化する。以下に紹介する2つの研究例では、これらに対処するために、静的・動的な応答解析と過剰間隙水圧の発生・消散解析を有限要素法により行っている。碎石ドレーンを含めてモデル化することにより、碎石ドレーンの透水性の影響を直接的に考慮していることになる。なお、砂の体積圧縮係数は、計算過程中は一定値としている。

時松ら¹⁴⁾は、構造物の両側に碎石ドレーンを壁状に設置した図2.3のような模型地盤の振動実験を対象に、これを2次元モデルとして有限要素法により過剰間隙水圧に関するシミュレーションを行った。地盤内に作用する繰返しせん断応力を全応力法による等価線形応答解析(LUSH)から求め、静的応力解析結果と合わせて過剰間隙水圧の発生量を算定している。このとき、過剰間隙水圧の発生特性として、初期せん断応力の影響を考慮した実験式を用いている。この結果、構造物直下の地盤の過剰間隙水圧が碎石ドレーンの排水性により抑えられ、実験結果とも比較的良く一致することを示した。

佐々木¹⁵⁾は、図2.4に示す模型振動実験を対象に、2次元の有限要素法により過剰間隙水圧に関するシミュレーションを行った。地盤の応力～ひずみ関係としてHardin-Drnevichモデル¹⁶⁾を採用し、履歴法則は

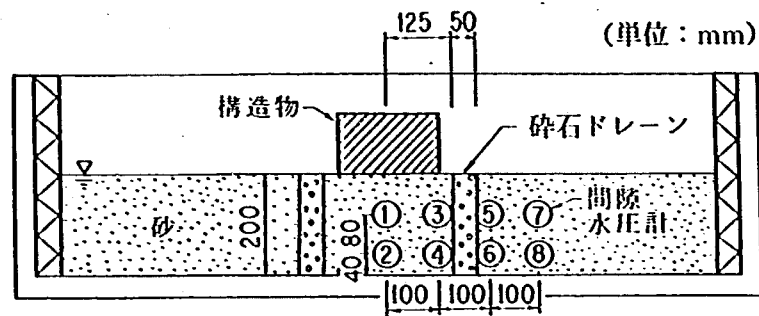
表 2.1 構造物がない場合の解析手法

著 者	過剰間隙水圧の発生特性および支配方程式	砕石ドレーン の透水性	砂の体積圧縮 係 数	解 析 法	備 考
Seed ら ⁷⁾	(2.1) 式および (2.2) 式	無 限 大	一 定 値	有限要素法	設計図表あり
田 中 ⁹⁾	(2.2) 式で $\frac{\partial u_g}{\partial t} = 0, k_v = 0$	有 限 * ¹	一 定 値	厳 密 解	簡便法あり
	$\frac{u_g}{\sigma'_o} = \frac{e^{\left(\beta \frac{N}{N_1}\right)} - 1}{e^{\beta} - 1}$	有 限 * ²	一 定 値	厳 密 解	支配方程式の 一は水平断面 内平均値を表 す
	$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = \frac{\partial \bar{u}_g}{\partial t} - \alpha \cdot \bar{u}$	有 限 * ²	せん断履歴によ る材料硬化を考 慮	差 分 法	
尾上 ¹¹⁾	Seed らと同じ	有 限 * ¹	一 定 値	差 分 法	設計図表あり
三原ら ⁵⁾	Seed らと同じ	有 限 * ³	一 定 値	有限要素法	設計図表あり
井合 ¹³⁾	Seed らと同じ	有 限 * ³	過剰間隙水圧比 または液状化後 の繰り返し回数 の関数	有限要素法	模型振動実験 結果を対象

* 1 (2.3) 式の境界条件として考慮

* 2 補正係数として考慮

* 3 砕石ドレーン部も含めてモデル化



※ 砕石ドレーンのない模型についても実験を行い、解析対象としている。

図2.3 時松¹⁴⁾の用いた実験模型

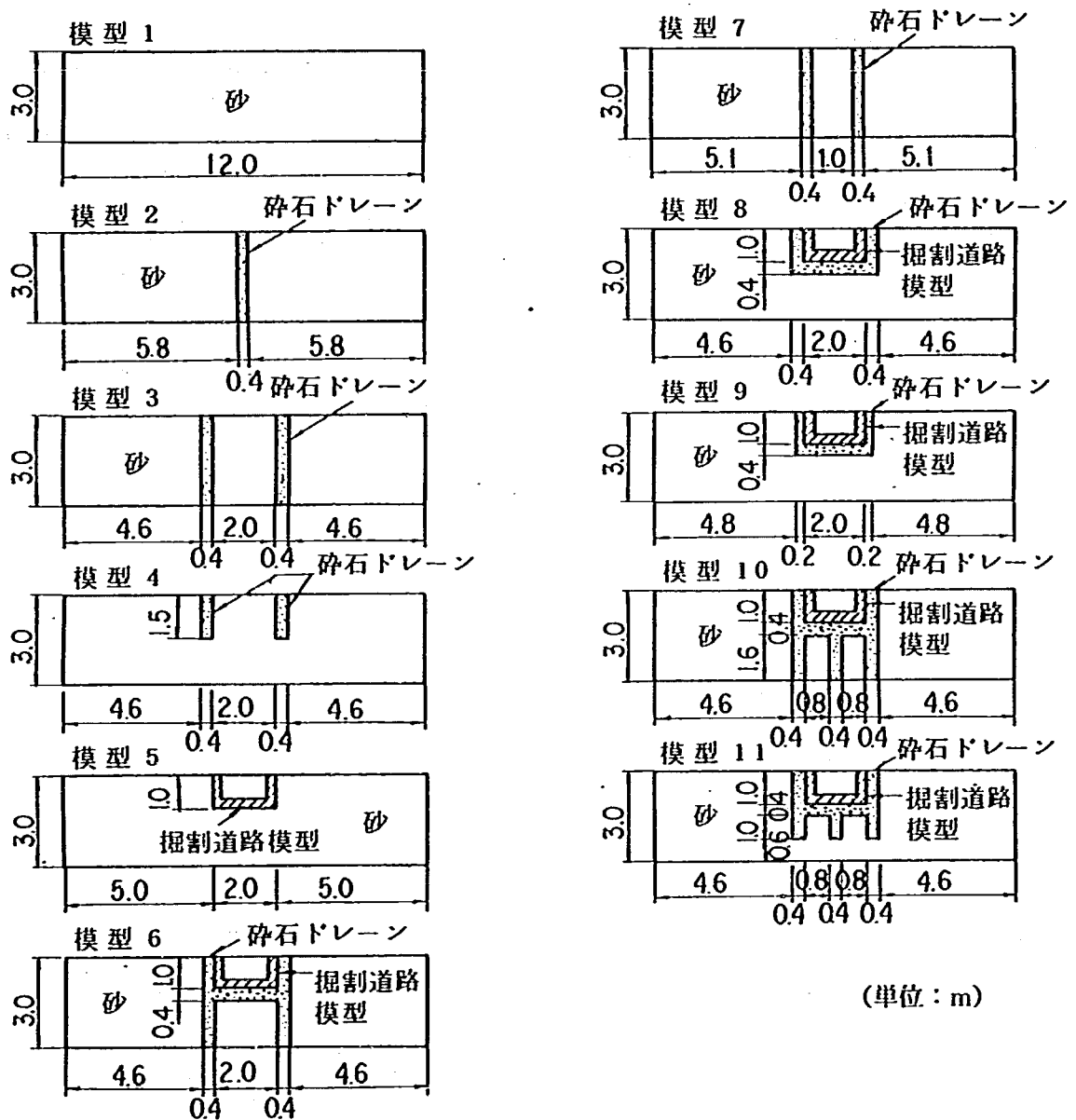


図2.4 佐々木¹⁵⁾の用いた実験模型

Masing 則に従うものとして、過剰間隙水圧の発生を考慮した有効応力法による計算を行っている。過剰間隙水圧の発生特性として、(2.1)式を用いた場合と、石原¹⁷⁾の提案するモデルを用いた場合の2通りの計算を行い、それぞれ実験結果と比較している。その結果、(2.1)式よりも石原モデルのほうがより実験値に近い挙動を示し、適切な地盤定数と入力加速度の設定を行うことによって、精度良く液状化時の過剰間隙水圧を予測できると述べている。また、砕石ドレーンによる過剰間隙水圧の消散効果も、この方法により計算することができると述べている。実験的には、砕石ドレーンを入れることにより、液状化する地盤中の軽量構造物の浮上がり量が減少したことを示している。

これらの手法の概要を、本解析で用いた手法と合わせて表2.2に示す。

表2.2 構造物がある場合の解析手法

著 者	支配方程式	動的応答解析	過剰間隙水圧 の 発 生 特 性	備 考
時松 ¹⁴⁾	2次元の運動方程式 と圧密方程式*1	全応力法 (等価線型解析)	実 験 式	模型振動実験(図 2.3)を対象
佐々木 ¹⁵⁾	同 上	有効応力法 (逐次応答解析)	(2.1)式および 石原モデル	模型振動実験(図 2.4)を対象
本研究	同 上	全応力法 (逐次応答解析)	(2.1)式	実物大モデル を対象

*1 過剰間隙水圧の発生項を追加

3. 研究目的

地盤の液状化対策としての砕石ドレーン工法の効果は、地震動により砂地盤内に発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させて砂地盤の強度低下の抑制をはかるものである。前章で述べたように、圧密の基本方程式に過剰間隙水圧の発生項を付加した支配方程式と、砕石ドレーンの透水性を考慮した適当な境界条件を用いてこの効果を計算することができる。この工法を掘割道路の浮上がり対策として用いる場合の適用性に関しては、佐々木¹⁵⁾が大型土槽を用いた模型振動実験（図2.4参照）を行ってその効果を確認し、有限要素法による解析結果と組合わせた検討を行っている。

本研究では、実際の掘割道路にこの工法を用いた場合を想定し、実物大のモデルを対象とした解析を行った。その目的は以下のような点にある。

- (1) モデルを実物大とした場合の、砕石ドレーンの効果の程度を把握する。また、効果的な砕石ドレーンの配置について検討する。
- (2) 掘割道路の大きさと重量、地震動の大きさ、および地盤条件の変化が、砕石ドレーンの効果に及ぼす影響を調べる。

これらの検討は、有限要素法による過剰間隙水圧の発生・消散解析結果をもとに行った。この手法は、砕石ドレーンの透水性の影響を直接的に考慮することができる。また、静的・動的な応答解析を行うことによって、実物大の地盤の地震時応答特性と、掘割道路との間の相互作用をある程度考慮できるようにした。実際の設計で用いる可能性を考えて、動的応答計算は全応力法によるものとし、また、過剰間隙水圧の発生特性として、定数の設定を比較的行いやすいDe Albaら⁸⁾のモデル（(2.1)式）を用いた。

4. 解析方法

4.1 解析フロー

概略の解析フロー図を、図4.1に示す。有限要素解析は、建設省土木研究所所有の有限要素解析プログラムSADAP¹⁸⁾を用いて行った。有限要素解析のフローを図4.2に示す。計算は、静的応力解析・動的応答解析・浸透解析の順に行い、最終的な結果として解析断面内での過剰間隙水圧分布を求めた。

以下では、5章以降の各解析において共通して用いた解析方法について述べる。共通しない部分については、各章の解析条件の節で改めて述べるものとする。

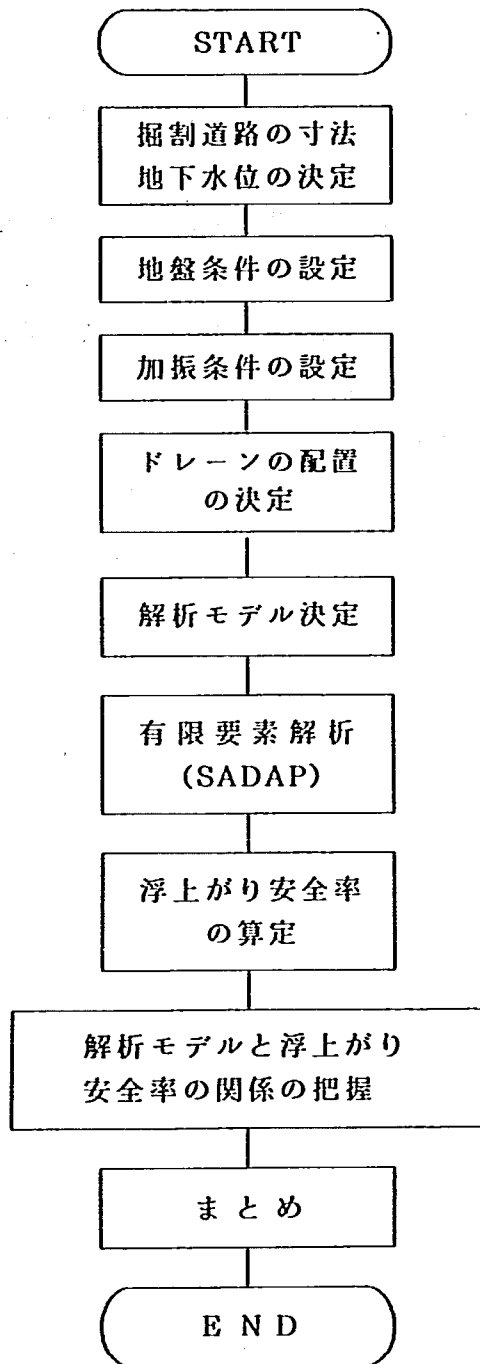


図4.1 解析の概略フロー

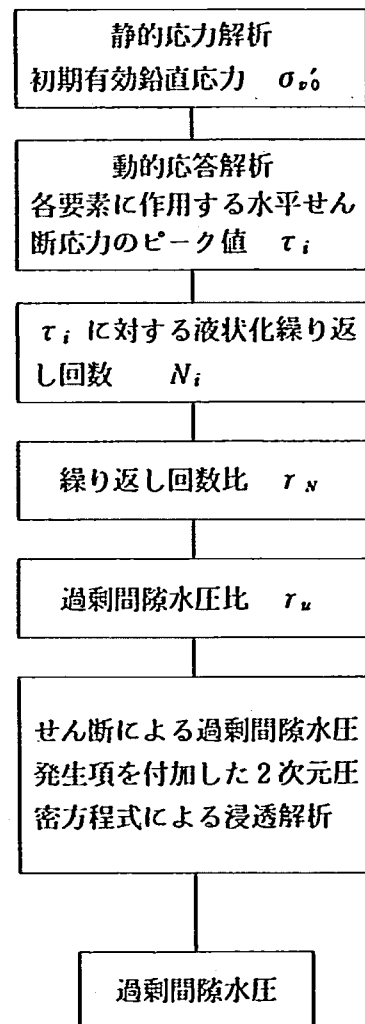


図4.2 有限要素解析のフロー

4.2 解析モデル

図4.3に示すように均質な砂地盤上の掘削道路で、碎石ドレーンのない場合とある場合を解析の対象とした。掘削道路はコンクリート製とし、図に示すような断面形状とした。

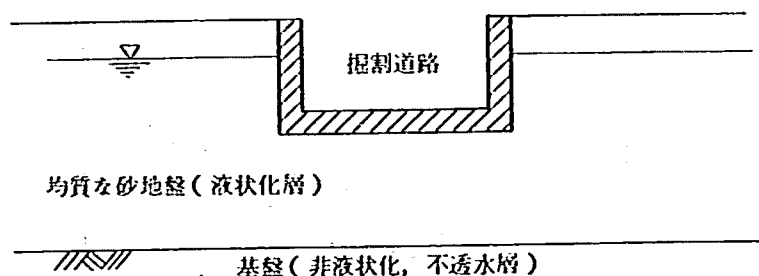


図4.3 解析モデル (断面図)

4.3 解析条件の設定

4.3.1 加振条件の設定

間隙水圧の上昇、消散を考慮した解析を行う場合の加振条件としては、地震動の大きさ（加速度）だけでなくその波形、継続時間等も考慮しておくことが必要である。この解析では、加速度波形としてランダムな地震波形の代りに、等価な正弦波を用いることとした。

ここで、地盤特性を限定した場合、Seed¹⁹⁾ は地震のマグニチュードMが大きいほど等価繰返し回数Neqが多くなる傾向を認め、等価一定せん断応力 $\tau_e = 0.65 \tau_{max}$ としたとき、およそ表4.1のようなMとNeqの関係を提案している。

また、有効継続時間 t_d とマグニチュードMの関係には、図4.4に示すような吉見・時松の研究成果²⁰⁾があり、Mが大きくなるにつれ、 t_d も増加する傾向が見られる。

これらの資料より、MとNeq、 t_d の関係を表4.2のように設定し、この中でM=7の場合に対応する条件を用いて解析を行った。この時、等価な正弦波の周波数として2 Hzを用いている。

基盤加速度の振幅は、地表面での応答加速度が150gal程度になるように、70galを標準値として用いた。加振は水平方向とした。

表4.1 $\tau_e = 0.65 \tau_{max}$ に対応する等価繰返し回数

地震マグニチュード	5 ~ 6	7 ~ 7 $\frac{1}{2}$	8 ~ 8 $\frac{1}{2}$
等価繰返し回数Neq	5	15	25

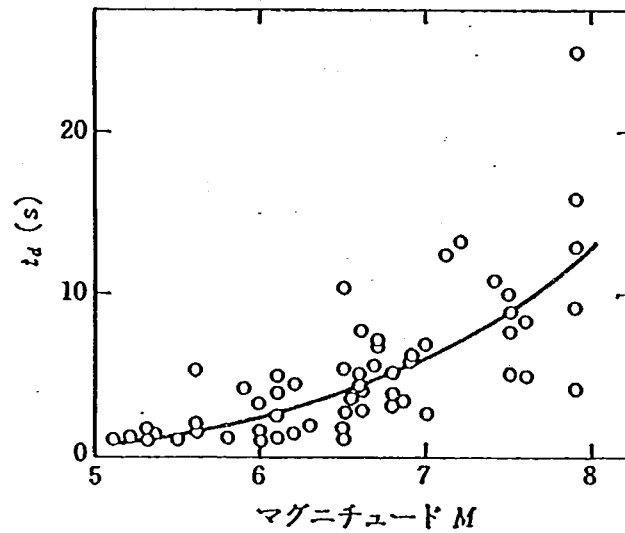


図 4.4 地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係

表 4.2 M ~ Neq, t_d 関係

マグニチュード M	6	7	8
項目			
等価繰返し回数 Neq (回)	5	15	25
有効継続時間 t_d (sec)	2.5	7.5	12.5

4.3.2 材料定数の設定

解析で用いた標準的な材料定数を表 4.3 に示す。これらの値は、それぞれの材料（砕石として砕石 6 号を想定した）に対する既応の実験結果を参考にして定めた。砂と砕石の飽和単位体積重量 γ_{sat} は、便宜上表 4.3 中の γ_t と同じ値とした。砂と砕石の体積圧縮係数 m_v は、 N 値をパラメーターにして次式より決定した。

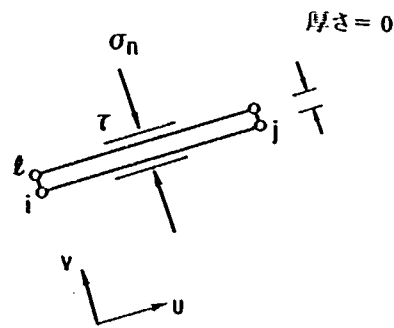
$$m_v = 1 / E \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$E = 39 + 4.5 \cdot N \text{ (kgf/cm}^2\text{)}^{2.1) \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

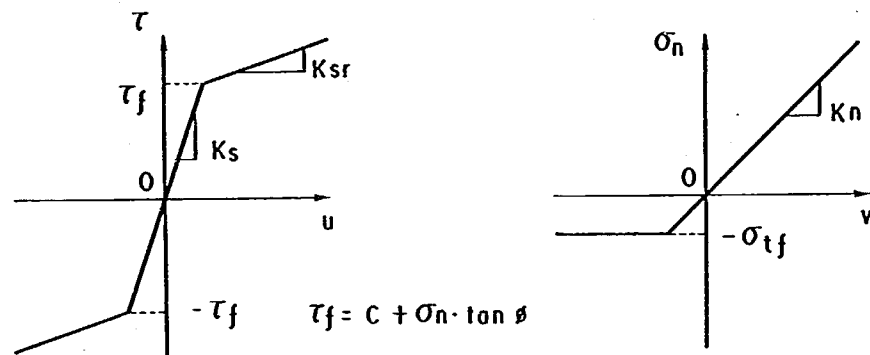
ここに、 E : 弾性係数

N : N 値

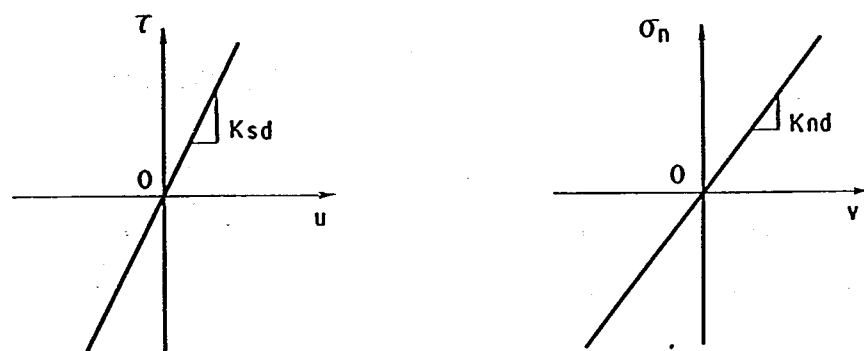
静的応力解析の際に、掘削道路と地盤の間のすべりを表現するために、この位置にジョイント要素を用いた。ジョイント要素は面積のない棒状の要素で図 4.5 のような特性を持つ。ジョイント要素に作用するせん



(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 4.5 ジョイント要素の特性

表 4.3 材料定数の標準値

材 料		砂	砕 石	コンクリート
物 性				
静的解析時の第1ステップ目の 初期せん断弾性係数	G_i (tf/m ²)	5800	5800	1160000
単位体積重量	γ_i (tf/m ³)	1.93	1.90	2.40
粘 着 力	C (tf/m ²)	0.0	0.0	450.0
内部摩擦角	ϕ (度)	36.6	45.0	0.0
静止土圧係数	K_0	0.5	0.5	0.5
ポアソン比	静 的 ν_s	0.33	0.33	0.167
	動 的 ν_d	0.49	0.49	0.167
$G_0 = K \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)^n$ を定める定数	K	2200	5200	1160000
	n	0.5	0.5	0.0
Hardin-Drnevich モデル定数 a		1.0	1.0	0.0
透水係数 k (cm/sec)	鉛 直 k_v	1×10^{-2}	10.0	1×10^{-8}
	水 平 k_h	1×10^{-2}	10.0	1×10^{-8}
体積圧縮係数 m_v (m ³ /tf)		本文参照	本文参照	1×10^{-8}

表 4.4 ジョイント要素の材料定数

ジョイントの位置	掘割道路と地盤の間
材料定数	
接線剛性係数 k_s (tf/m ²)	960
垂直剛性係数 k_n (tf/m ²)	1.0×10^6
粘 着 力 C (tf/m ²)	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	45.0
残留接線剛性係数 k_{sr} (tf/m ²)	0.0
引張強度 σ_{tf} (tf/m ²)	0.0
動的時の接線剛性係数 k_{sd} (tf/m ²)	1.0×10^6
動的時の垂直剛性係数 k_{nd} (tf/m ²)	1.0×10^6

断応力 (τ) または引張応力 (σ_n) が設定値を超えたときに急激に変位が生じるようにすれば、すべりあるいは引張亀裂を生じるような状況を近似的に再現することができる。解析で用いたジョイント要素の材料定数を表 4.4 に示す。動的応答解析時には剛性を十分に大きくして、ジョイント要素がない場合と同じような扱いとした。

浸透解析では、せん断による過剰間隙水圧の発生量を計算する際に、砂の液状化強度曲線を用いた。(4.4 項参照) この液状化強度曲線を表す定数は、 N 値から次のようにして求めた。

1) いま、対象とする水平地盤において、掘削道路の深さよりもやや深い深度 $Z=10\text{m}$ の N 値に注目する。建築基礎構造設計基準・同解説²²⁾によると、深度 $Z=10\text{m}$ の N 値 5, 10, 20 について液状化の危険性は次のようになる。

N 値 5 : 液状化の危険性が非常に高いもの

N 値 10 : やや液状化しやすい

N 値 20 : 必要に応じて対策を施すようなもの

したがって、ここでは地盤の液状化強化としては深度 10m の位置で N 値 5, 10, 20 となる相対密度の均質地盤を想定した。

2) 水平地盤部と掘削道路下方地盤部の深度 10m における有効上載圧 σ_v' を、砂の単位体積重量と地下水位および掘削道路の重量からそれぞれ 1 次元的に計算し、これらの平均値 $\bar{\sigma}_v'$ と 1) で設定した N 値を用いて次式²³⁾により相対密度を求めた。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_v' + 0.70}} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

D_r : 相対密度 (%)

$\bar{\sigma}_v'$: 有効上載圧 (kgf/cm^2)

3) 非排水繰返し三軸試験において、繰返し回数が 20 回で液状化するようなせん断応力比と D_r の関係として次式²³⁾が提案されている。

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma_v'} \right)_{20} = 0.0042 \cdot D_r + 0.225 \log \frac{0.35}{D_{50}} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

$$(0.04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm})$$

ここに、 σ_d : 軸応力の動的な半振幅

σ_v' : 等方圧密時の有効拘束圧

D_{50} : 砂の平均粒径 (ここでは 0.24mm を用いた。)

砂の液状化強度曲線は、繰返し回数が 20 回のときに (4.4) 式で求めた応力比を通り、両対数目盛り上で傾きが一定になるものとして、次式のように定めた。

$$\log \left(\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'} \right) = A \cdot \log N_f + B \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

ここに、 τ_d : せん断応力の動的な半振幅

σ_{v0}' : 初期有効上載圧

N_f : 液状化が生じるまでの繰り返し回数

A, B : 液状化強度定数

液状化強度曲線の勾配を表す定数 A の標準値として、既応の実験結果を参考にして -0.123 を用いた。このようにして定めた液状化強度曲線の例を図 4.6 に示す。

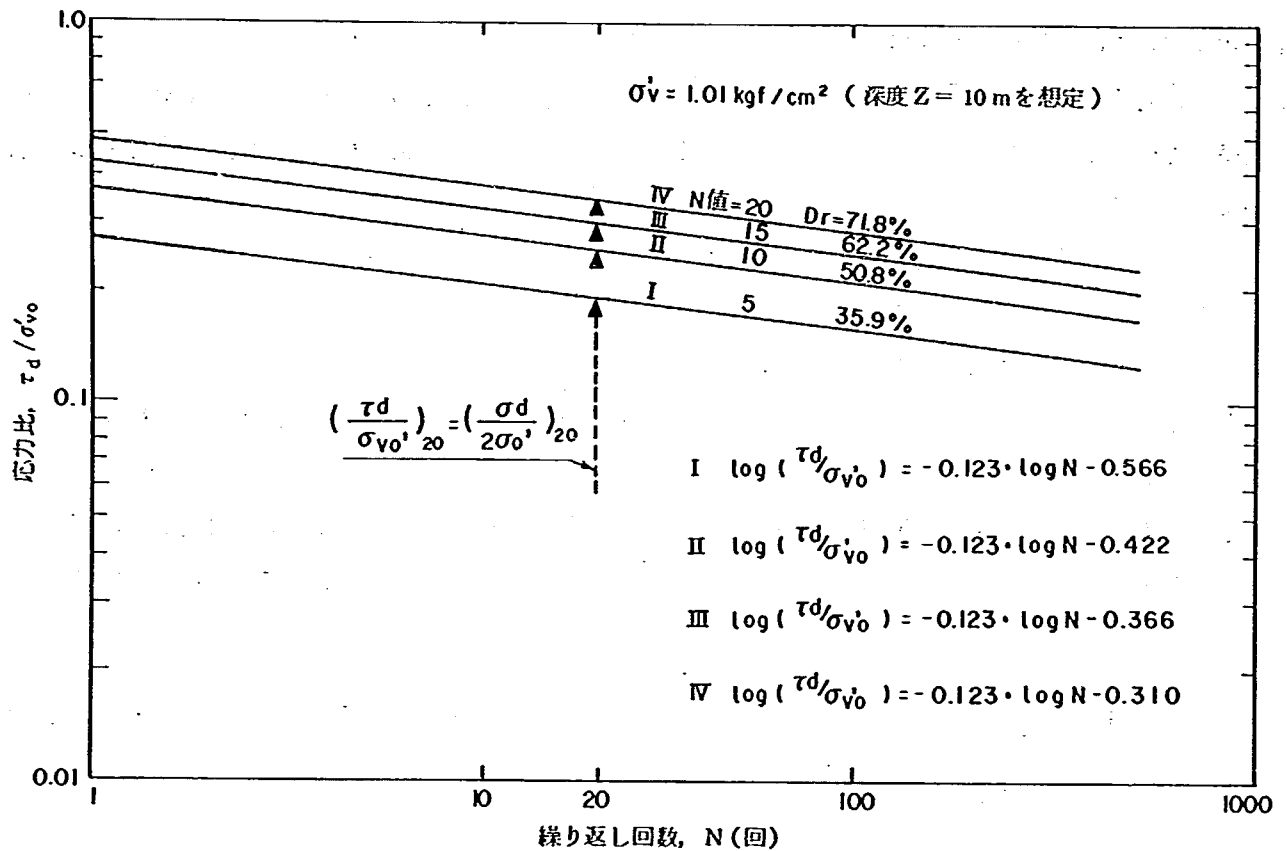


図 4.6 液状化強度曲線の例

この方法では、非排水繰り返し試験時のせん断応力比 ($\sigma_d / 2 \sigma'_o$) と地盤内のせん断応力比 (τ_d / σ'_{vo}) を同一視していることに留意する必要がある。地盤の初期応力状態が静止土圧係数 K_0 で表されるものと仮定すると、地盤の液状化強度は次式で求められるとされている²⁴⁾。

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} \right)_{20} = \frac{1 + 2 K_0}{3} \left(\frac{\sigma_d}{2 \sigma'_o} \right)_{20} \quad (4.6)$$

一般には $K_0 < 1.0$ であるので、(4.6) 式の左辺は、(4.4) 式で求めた値よりも小さくなる。これを同じとして計算を行うと、地盤の液状化強度を過大評価したことになる。ここでは、道路橋示方書²¹⁾の考え方にならない、 $K_0 \approx 0.5$ の自然地盤では地震波の不規則性の影響と K_0 の影響が互いに打ち消しあうものと仮定して、応答加速度の振幅が不規則な地震波の最大振幅に対応すると考えていくことにする。

4.4 有限要素解析

4.4.1 有限要素モデルの設定

応答計算は、地盤と掘削道路の対称性を考慮し、半断面モデルを用いて行った。要素分割を行う際には、砂地盤と碎石ドレーンの境界部分に、過剰間隙水圧を発生させない薄い砂層を介在させた。これは、予備解析の結果、以下のような点が明らかになったためである。

- 1) 過剰間隙水圧が発生する砂地盤と、過剰間隙水圧が発生しない碎石ドレーンが接すると、非常に大きな過剰間隙水圧の値をとる要素が碎石ドレーン内に生じる。同時に、近傍の要素では過剰間隙水圧が負の値となる。
- 2) この原因として、過剰間隙水圧の発生量が要素の中心で計算され、次のステップでまわりの接点に振り分けられるために、砂地盤と碎石ドレーンの境界で絶えず過剰間隙水圧が発生することになることが考えられる。また、碎石ドレーンの透水係数が砂地盤と比べて著しく大きいため、碎石ドレーン内の過剰間隙水圧分布が不連続になりやすいことも原因として考えられる。
- 3) これに対処するために、砂地盤と碎石ドレーンの境界部分に過剰間隙水圧を発生させない砂層を入れて、その厚さの影響を調べた。その結果、過剰間隙水圧を発生させない砂層厚が大きくなるほど、碎石ドレーン内の過剰間隙水圧がゼロに近づくことがわかった。

砂層厚を5 cmとした場合が、碎石ドレーンの効果を最も適切に表現していると考えられたので、本解析ではこの値で統一した。

要素分割の例を図4.7に示す。

4.4.2 静的応力解析

地震力が作用する前の地盤内の応力状態を求めるために、静的応力解析を行った。

静的応力解析時の境界での拘束条件を図4.8に示す。地盤は非線型材料とし、応力～ひずみ関係が次式のようなHardin-Drnevichモデル¹⁶⁾で表されるものとして計算を行った。

$$\tau = \frac{G_0 r}{1 + \alpha \frac{G_0 |r|}{\tau_f}} \quad \text{..... (4.7)}$$

ここに、 τ : 最大せん断応力

r : τ の作用する面上でのせん断ひずみ

G_0 : 初期せん断弾性係数

τ_f : せん断強度

α : 曲線の形状を決める定数

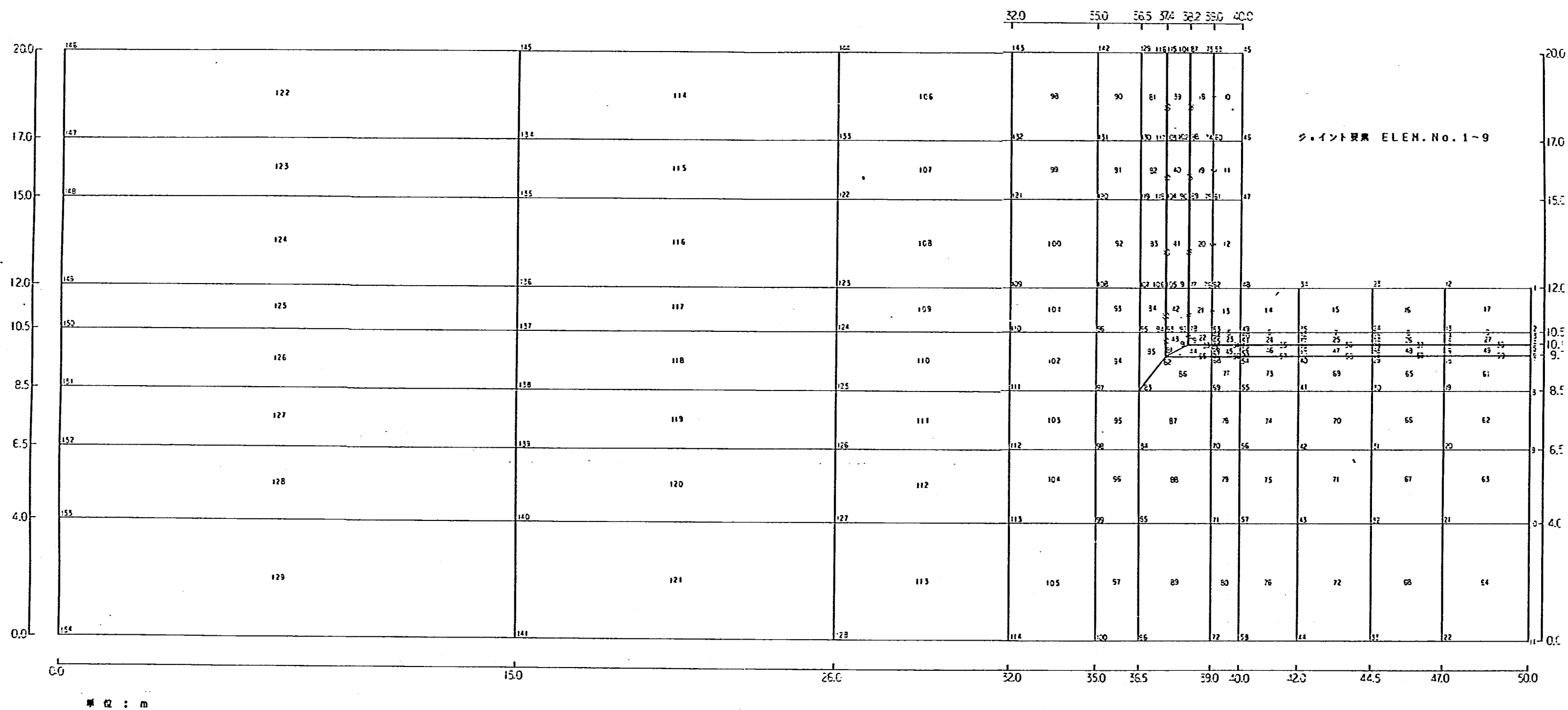
G_0 および τ_f は次式で求めた。

$$G_0 = K \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)^n \quad \text{..... (4.8)}$$

ここに K , n : G_0 の拘束圧依存性を表す定数

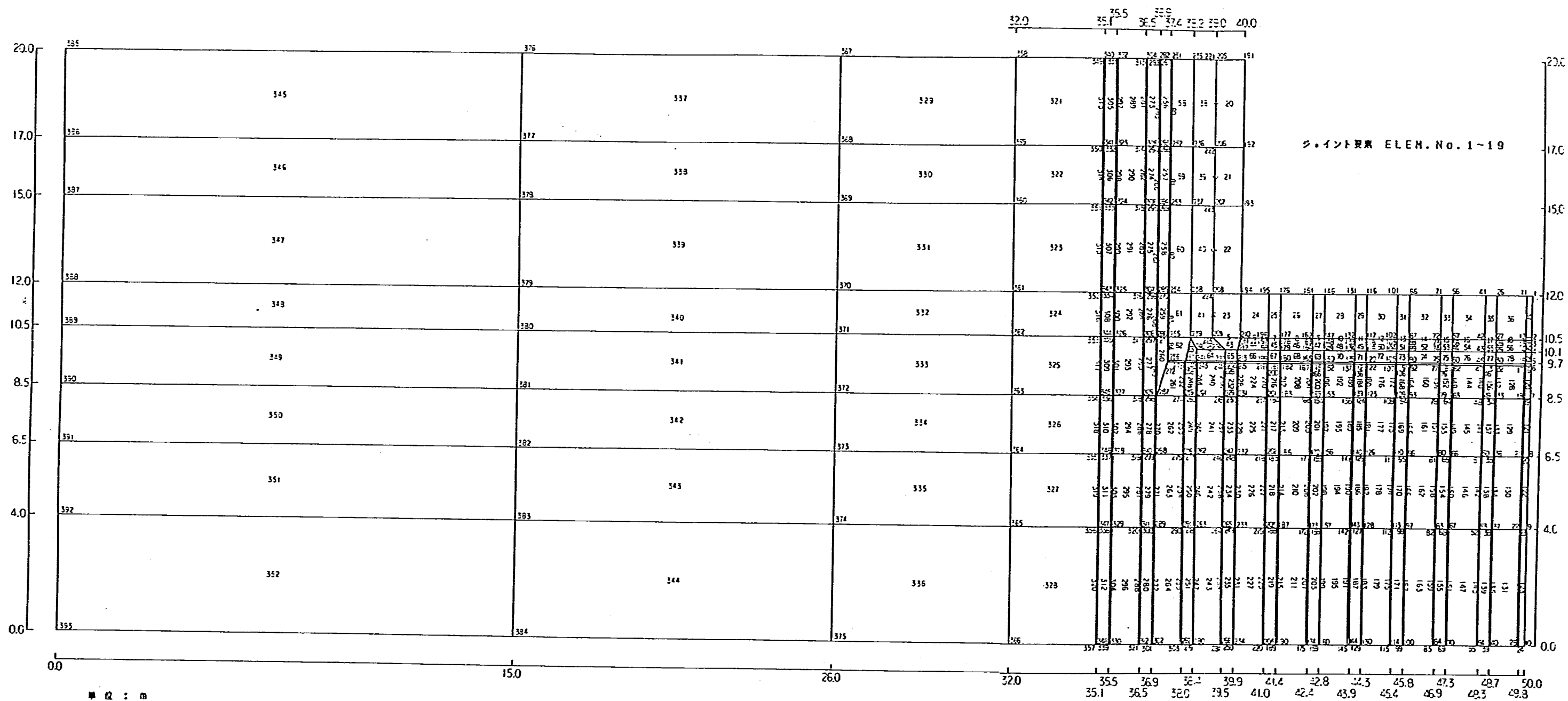
σ'_1 : 最大有効主応力

σ'_3 : 最小有効主応力



(1) パイル部のない場合

図4.7 要素分割の例



(2) パイル部のある場合

図 4.7 要素分割の例

$$\tau_f = \cos \phi \left(c + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \tan \phi \right) \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

ここに、 ϕ ：材料の内部摩擦角

c ：材料の粘着力

解析で用いた各定数の値は表 4.3 に示したとおりである。また、初めて要素を定義したステップにおけるその要素の G_0 は、応力が存在しないために (4.8) 式では求められない。そこで初期値を入力データで与える。そこで初期値を入力データで与えることとし、表 4.3 の G_i を G_0 の初期値として用いた。その後のステップの計算は、Runge-Kutta の中点法より行った。

計算は次の 3 ステップに分けて行った。

ステップ 1：掘削道路よりも下の地盤要素について初期応力解析を行った。

ステップ 2：掘削道路要素を除いた要素を先の要素の上へ築造した。この時、図 4.9 に示すような分布荷重を作用させた。

ステップ 3：最後に掘削道路を設置した。この時に、掘削道路に作用する浮力に相当する分布荷重を作用させた。さらに、ステップ 2 で地盤に作用させた分布荷重を取り除くために逆向きに同じ荷重を作用させた (図 4.10)。

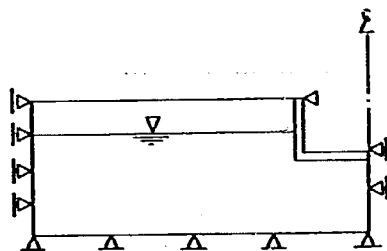


図 4.8 静的応力解析時の拘束条件

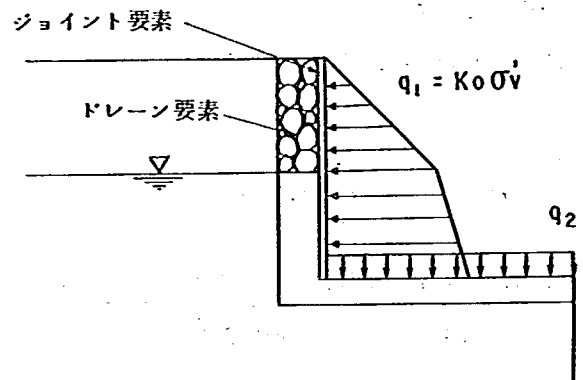


図 4.9 ステップ 2 で作用させる分布荷重

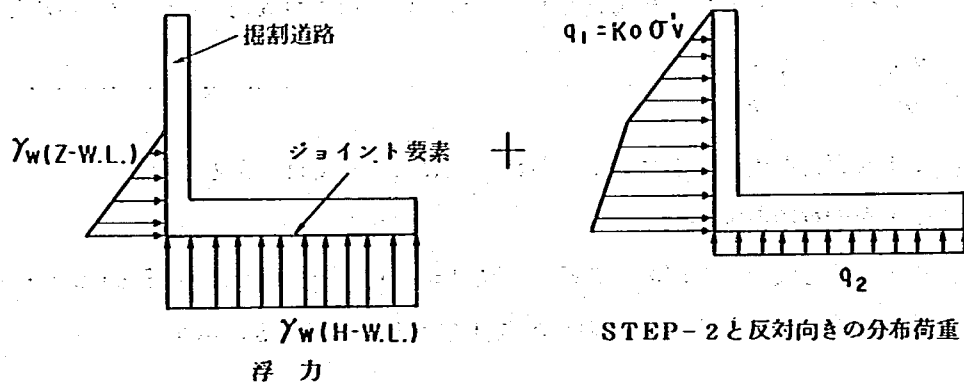


図 4.10 ステップ 3 で作用させる分布荷重

ステップ2は掘割道路を建設する際に土留めと止水をして掘削した状況を、ステップ3は掘割道路が完成して底面に静水圧による浮力が作用したときの状況を近似的に表している。

掘割道路はその構造上、周辺地盤に比べて見かけの比重が小さく、かつ剛性が高いために、初期応力解析時に掘割道路周辺の地盤にせん断応力が集中し、せん断破壊（要素の点安全率 $F_s = \tau_f / \tau \leq 1.0$ ）を生じやすい。これを避けるためにジョイント要素（4.3.2項参照）を使用し、また図4.9、図4.10中の q_2 の値を試行的に変えて計算を行い、ほぼ全ての要素が点安全率 $F_s > 1.0$ を満足するようにした。

4.4.3 動的応答解析

地震力が作用している間の地盤内の応力状態の変化を求めるために、全応力法による動的応答解析を行った。

動的応答解析時の境界での拘束条件を図4.11に示す。地盤は（4.7）式の Hardin-Drnevich モデルと Masing 則を組み合わせ、履歴減衰をもつ非線型材料として扱った。計算は Newmark の β 法を用いた直接積分による逐次解析である。応力～ひずみ関係は、図4.12のように原点から出発するものとした。このとき、（4.7）式中の τ 、 τ_f として水平面上に作用するせん断応力を考え、 τ_f は静的応力と動的応力から逐次計算した。ただし、飽和地盤中では平均主応力（この場合 $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ ）の変化は全て間隙水圧の変化に転移され、有効応力の状態は変化しないものとした。このため、 G_0 は（4.8）式で算定した値をそのまま用いた。地下水位よりも上の地盤では、本来は平均主応力の変化を考慮すべきであるが、計算上は飽和地盤と同様の扱いとした。

さらに、計算結果に安定性を持たせるために、全体系の支配方程式の中で次のように Rayleigh 減衰を用いた。

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

ここに、 $[C]$: 減衰マトリクス

$[M]$: 質量マトリクス

$[K]$: 剛性マトリクス

α_0 : 質量比例型減衰定数

α_1 : 剛性比例型減衰定数

ここでは、 $\alpha_0 = 0$ として、固有値解析で得られる全体系の1次固有周期 T_1 から α_1 を次式で求めた。

$$\alpha_1 = \frac{2 h_1}{\omega_1} = \frac{h_1 \cdot T_1}{\pi} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここに、 h_1 : 1次固有振動モードに対応する粘性減衰（ここでは4%とした。）

ω_1 : 1次固有円振動数（ $= \frac{2\pi}{T_1}$ ）

地震動として、4.3.1項で設定した周波数2 Hz、波数15波の正弦波（継続時間7.5 sec）を基盤に入力した。計算の時間ピッチは0.01 secとした。これらの条件をまとめて表4.5に示す。

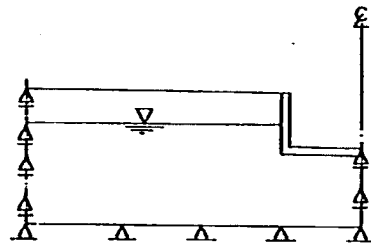


図 4.11 動的応答解析時の拘束条件

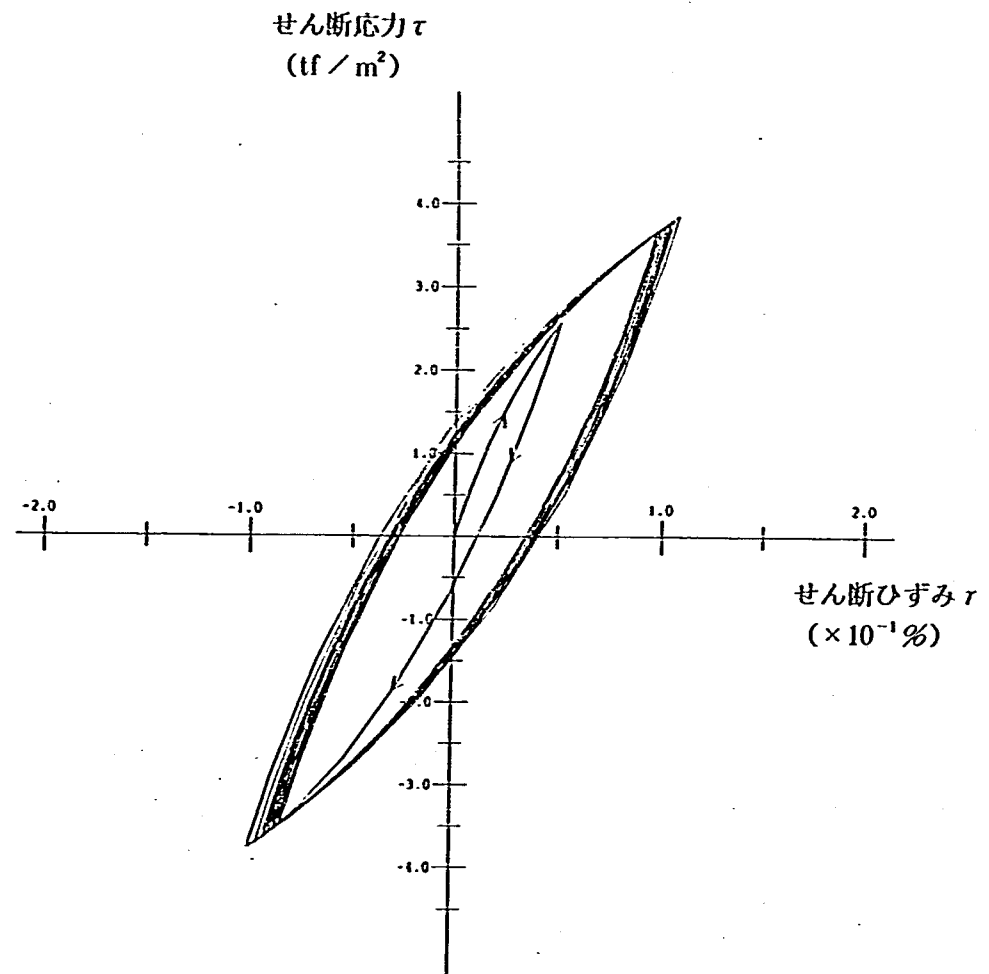


図 4.12 要素の応力～ひずみ関係の例

表 4.5 動的応答解析の条件

入 力 波	正 弦 波 (2 Hz, 15波)
時間 ピ ッ チ	0.01 sec
ス テ ッ プ 数	750

※ 基盤水平方向に入力

4.4.4 浸透解析

浸透解析として、過剰間隙水圧の発生項を付加した次の2次元圧密方程式を用いて、各要素の過剰間隙水圧の経時変化を計算した。

$$\frac{k_x}{r_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_y}{r_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \psi \right) \quad (4.12)$$

ここに、 k_x, k_y : x, y 方向の透水係数

r_w : 水の単位体積重量

u : 過剰間隙水圧

m_v : 体積圧縮係数

ψ : 過剰間隙水圧の発生項

過剰間隙水圧の発生量は、De Alba ら⁸⁾の提案した(2.1)式をもとにして、動的応答解析で得られた各要素の水平面上のせん断応力 τ_{xy} (動の変動分のみ)から次のようにして求めた。(各式の意味と誘導過程については付録1を参照)

- 1) ある時間ステップにおいて、せん断応力波形の反転(図4.13参照)が生じたものとする。このとき、そのステップのせん断応力のピーク値 τ_i に対応する液状化繰返し回数 N_i を次式で求める。

$$\log \left(\frac{\tau_i}{\sigma'_{v0}} \right) = A \cdot \log N_i + B \quad (4.13)$$

ここに、 σ'_{v0} : 初期有効上載圧

A, B : 液状化強度定数(設定法については4.3.2項参照)

- 2) 繰返し回数比 r_N を、1つ前のステップでの計算で得られた過剰間隙水圧に対する繰返し回数比に、現ステップでの半波分の繰返し回数比を加えることによって次式で求める。

$$r_N = \left[\frac{1}{2} \left\{ \sin \pi \left(\frac{u}{\sigma'_{v0}} - \frac{1}{2} \right) + 1 \right\} \right]^\alpha + \frac{0.5}{N_i} \quad (4.14)$$

ここに、 u : 1つ前のステップで得られた過剰間隙水圧

α : Seed モデルにおいて過剰間隙水圧の発生しやすさを表す定数(ここでは1.0とした。)

- 3) r_N から過剰間隙水圧比 r_u と、現ステップでの過剰間隙水圧の発生量 Δu を次式で求めた。

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin(r_N)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad (4.15)$$

$$\Delta u = r_u \cdot \sigma'_{v0} - u \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

ただし、計算の途中で過剰間隙水圧が初期有効上載圧よりも大きくなる場合は、過剰間隙水圧の発生量に制限を設けている（付録 1.3 参照）

- 4) 現ステップでの過剰間隙水圧を Δu と (4.12) 式から求めた。加振中でせん断応力波形の反転が生じないステップと、加振後の消散過程では $\Delta u = 0$ とした。 $\Delta u = 0$ でも、下方または側方の地盤で発生した過剰間隙水圧が伝播してくるために、掘削道路の直下の地盤では σ'_{v0} よりも大きな過剰間隙水圧が生じ得る。

浸透解析時の境界条件を図 4.14 に、時間ピッチを表 4.6 に示す。

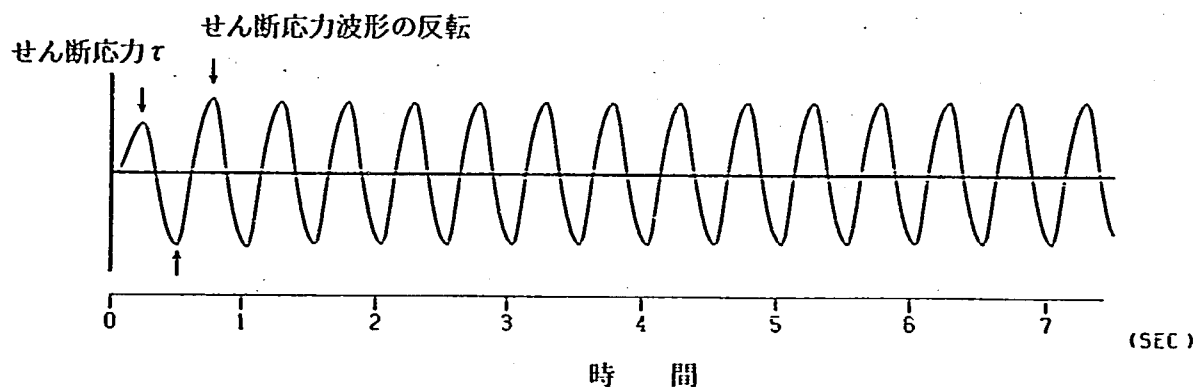


図 4.13 せん断応力の時刻歴の例

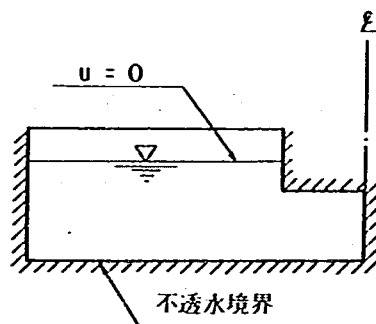


図 4.14 浸透解析時の境界条件

表 4.6 浸透解析の条件

計 算 時 刻	0 ～ 8 sec	8 ～ 100 sec	100 ～ 1,000 sec	1,000 ～ 5,000 sec
時間ピッチ	0.05 sec	1.0 sec	10.0 sec	50.0 sec
ステップ数	160	92	90	80

4.5 浮上がり安全率と低減係数

4.5.1 浮上がり安全率の定義

地震時に掘割道路の鉛直方向に作用する力として、図4.15に示す5つの力を考える。ただし、鉛直方向の地震動による掘割道路自身の慣性力は考慮していない。

掘割道路の浮上りを抑える下向きの力と、浮上りを生じさせる上向きの力の比を、浮上がり安全率^{1,25)}とする。すなわち、浮上がり安全率 F_u を次式で定義する。右辺の記号の意味は図4.15に示した。

$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_d + F} \quad (4.17)$$

ここで、(4.17)式の浸透水力に起因する力 F は次のように考えて計算する。

まず、図4.16のように掘割道路直下の土塊(土粒子部分のみ)に作用する力を考えたとき、浸透水力 S (上向きを正とする)が土塊の有効重量 T よりも大きくなると、土塊全体が掘割道路を押し上げるような働きをする。この押し上げる力を浸透水力に起因する力 F とする。 F は次式で表される。

$$F = \begin{cases} S - T & (S \geq T \text{ の場合}) \\ 0 & (S < T \text{ の場合}) \end{cases} \quad (4.18)$$

浸透水力 S ¹⁵⁾は体積力として土塊に作用するが、土塊全体について積分することにより次式で表すことができる。(付録2参照)

$$S = - \iint \frac{du}{dz} dz \cdot dA \quad (4.19)$$

ここに、 u : 過剰間隙水圧

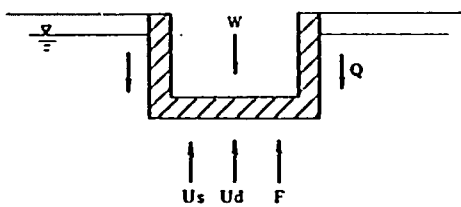
z : 鉛直座標

A : 水平方向の断面積

また、土の水中単位体積重量を r' とすると、土塊の有効重量 T は次式で表される。

$$T = \iint r' \cdot dz \cdot dA \quad (4.20)$$

(4.19)式と(4.20)式の積分範囲は、計算上の F が最大になるような範囲とする必要がある。



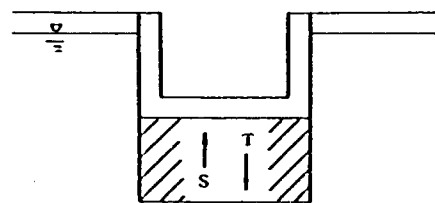
W : 掘割道路の自重

Q : 掘割道路側壁の摩擦抵抗

U_s : 静水圧による浮力

U_d : 過剰間隙水圧による揚力

F : 浸透水力に起因する力



S : 浸透水力

T : 土塊の有効重量

図4.15 掘割道路の鉛直方向に作用する力

図4.16 掘割道路直下の土塊に作用する力

4.5.2 浮上がり安全率の算定

解析結果を用いた浮上がり安全率の算定は以下のようにして行った。ここで、すべての力は奥行き 1 m 当たりの力として計算した。

掘割道路の自重 W は、表 4.3 に示したコンクリートの単位体積重量に掘割道路の断面積を乗じて求めた。

$$W = r_c \cdot \{ 2Ht_s + (B - 2t_s)t_b \} \quad (4.21)$$

ここに、 r_c : コンクリートの単位体積重量

H : 側壁高

B : 掘割道路幅

t_s : 側壁厚

t_b : 床板厚 (図 4.17 参照)

掘割道路側壁の摩擦抵抗 Q は、地下水位より上の部分だけを考慮して、次式により求めた。碎石ドレーンのウォール部が接している場合にも、砂層と同じ扱いとした。

$$\begin{aligned} Q &= 2 \int_0^{W.L.} K_0 \cdot r_t \cdot Z \cdot \tan \phi \, dz \\ &= K_0 \cdot r_t \cdot (W.L.)^2 \tan \phi \end{aligned} \quad (4.22)$$

ここに、 K_0 : 静止土圧係数 (ここでは 0.5 とした。)

r_t : 砂の単位体積重量

$W.L.$: 地下水位 (図 4.17 参照)

ϕ : 砂の内部摩擦角

静水圧による浮力 U_s は、掘割道路の水浸部分と同じ体積を持つ水の重量として、次式により求めた。

$$U_s = r_w \cdot B \cdot (H - W.L.) \quad (4.23)$$

ここに、 r_w : 水の単位体積重量 (ここでは 1.0 tf/m^3 とした。)

過剰間隙水圧による揚力 U_d と浸透水力に起因する力 F は、掘割道路底面での要素幅ごとにいくつかの鉛直ブロックに分けて次式により求めた。

$$U_d = 2 \sum_i u_{di} \cdot A_i \quad (4.24)$$

$$F = 2 \sum_i F_i \quad (4.25)$$

$$F_i = \begin{cases} S_i - T_i & (S_i \geq T_i \text{ の場合}) \\ 0 & (S_i < T_i \text{ の場合}) \end{cases} \quad (4.26)$$

$$S_i = - (u_{di} - u_{si}) \cdot A_i \quad (4.27)$$

$$T_i = r' (Z_{Si} - Z_d) \cdot A_i \quad (4.28)$$

ここに、 u_{di} 、 Z_{di} ：各ブロックの掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧、およびその過剰間隙水圧が発生する要素の中心深度、 u_{si} 、 Z_{si} ：各ブロックの浸透水力に起因する力を計算する土塊(図4.16参照)の底面に作用する過剰間隙水圧、およびその過剰間隙水圧が発生する要素の中心深度、 A_i ：各ブロックの掘割道路底面での断面積(奥行き1mで考えるので、掘割道路底面での要素幅となる。) F_i 、 S_i 、 T_i ：各ブロックの浸透水力に起因する力、浸透水力、土塊の有効重量

(4.27)、(4.28)式は、それぞれ(4.19)、(4.20)式を A_i の断面積をもつブロックに分けて、鉛直方向に積分した式である。(4.24)、(4.25)式でブロックの和を2倍しているのは、半断面で計算した値を全断面に直すためである。 u_{di} と u_{si} は解析モデルの地盤構成に応じて次のような計算方法をとった。

- 1) 碎石ドレーンのない場合は図4.18(1)のように掘割道路底面に接する砂地盤要素の過剰間隙水圧を u_{di} とし、そのブロックの下方の砂地盤要素の過剰間隙水圧のうち最大のものを u_{si} とした。なお、7章および8章では、計算上の F_i が最大となるように u_{si} を決めた。 u_{si} の算定法は、本来は後者の方法のほうが望ましい。
- 2) 掘割道路の底面と側面に接して碎石ドレーン(マットおよびウォール部)があり、下方の地盤中に鉛直方向の碎石ドレーン(パイル部)がない場合には、図4.18(2)のような方法をとった。これは、碎石ドレーンのマット部で上下2要素の過剰間隙水圧の値が大きく異なるために、これらの平均値をとったものである。 u_{si} の算定法は1)と同様である。
- 3) 掘割道路下方の地盤に碎石ドレーンのパイル部がある場合には、図4.18(3)のような方法をとった。 u_{di} は2)と同様に求めた。また、掘割道路下方の要素の過剰間隙水圧の各深度ごとの水平方向平均値のうち最大のものを各ブロックに共通した u_{si} として用いた。これは、図4.19に示すように、パイル部があると、パイル部と砂層の間に介在する過剰間隙水圧を発生させない薄い砂層に負圧が生じ、それがパイル部と砂層の過剰間隙水圧に影響していると考えられるためである。実際に発生する過剰間隙水圧はこれらの値の中間的なものになると考えて、薄い砂層を含めた水平方向の平均値から u_{si} を算定した。

以上のようにして求めた W 、 Q 、 u_s 、 u_d 、 F を(4.17)式に代入して浮上がり安全率 F_u を計算した。

地震時に地盤内で過剰間隙水圧が発生すると、 F_u は常時(地震前の静的な状態)の値よりも少くなる。 F_u が低下して1.0に等しくなると、図4.15に示した5つの力がつり合って掘割道路底面の土粒子が掘割道路を支える力($F > 0$ の場合は図4.16の土塊底面の土粒子が土塊と掘割道路を支える力)が計算上ゼロにな

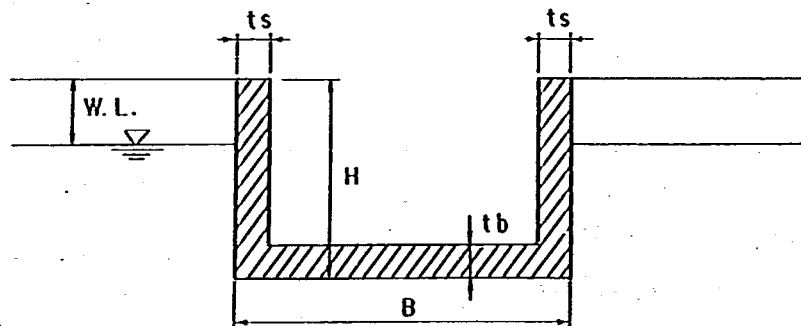
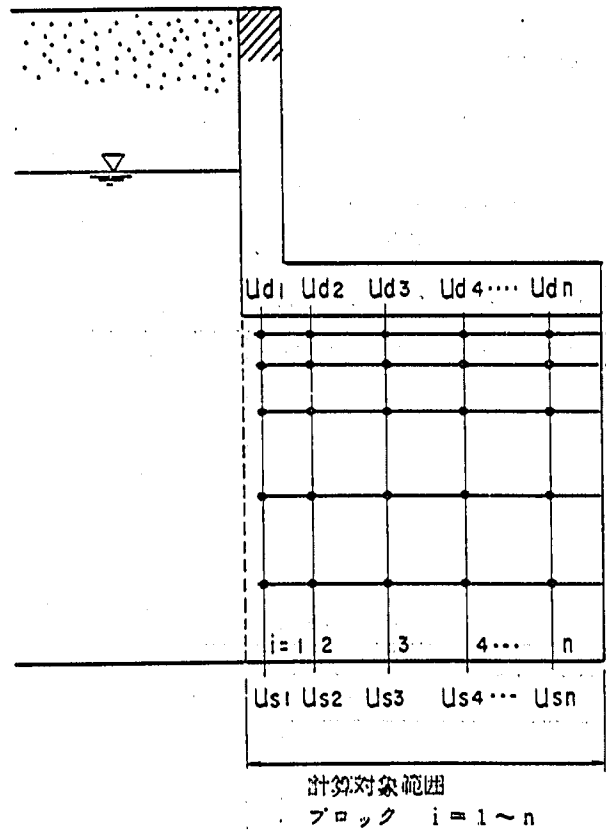


図4.17 記号の定義



u_{di} : 各ブロック i で掘削道路
底面直下の砂地盤の要素
の過剰間隙水圧

u_{si} : 砂地盤中, 各ブロックで
鉛直方向にみて, 最も大
きい過剰間隙水圧

$$S_i = -(u_{di} - u_{si}) \cdot A_i$$

$$T_i = \gamma' (z_{si} - z_d) \cdot A_i$$

ここに, z_d : 掘削道路底面直下
の砂地盤の要素の
中心深度

z_{si} : u_{si} が発生してい
る要素の中心深度

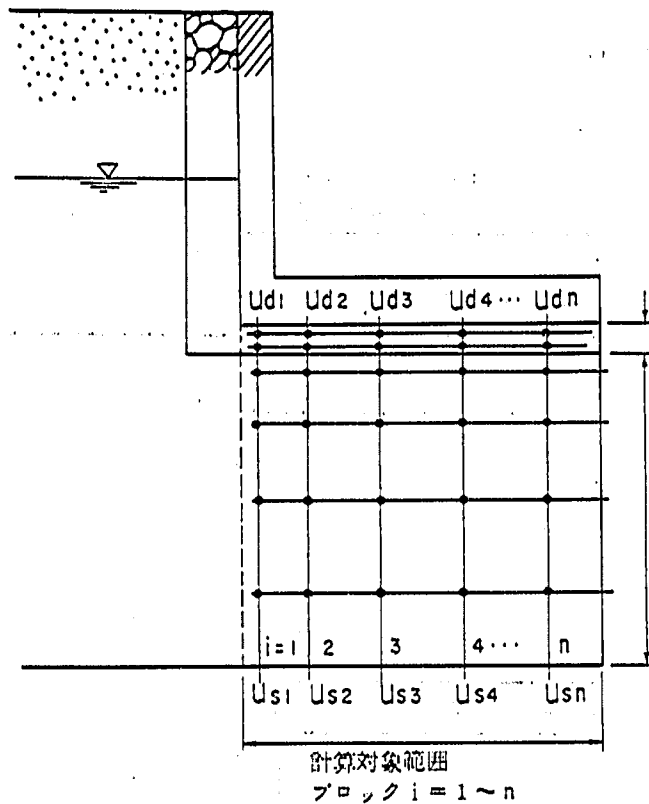
A_i : 各ブロックでの掘
削道路底面積

$$U_d = 2 \sum_{i=1}^n u_{di} \cdot A_i$$

$$\begin{cases} F_i = S_i - T_i & (S_i \geq T_i) \\ F_i = 0 & (S_i < T_i) \\ F = 2 \sum_{i=1}^n F_i \end{cases}$$

(1) 碎石ドレーンのない場合

図 4.18 浸透水力に起因する力 F の算定方法



u_{di} の対象範囲
 u_{di} : 水平ドレーン内, 各ブロックで鉛直方向の2つの値を平均したもの

u_{si} の対象範囲
 u_{si} : 砂地盤中, 各ブロック i で鉛直方向にみて, 最も大きいもの

$$S_i = -(u_{di} - u_{si}) \cdot A_i$$

$$T_i = \gamma' (z_{si} - z_d) \cdot A_i$$

ここに, z_d : 水平ドレーンの中心深度

z_{si} : u_{si} が発生している要素の中心深度

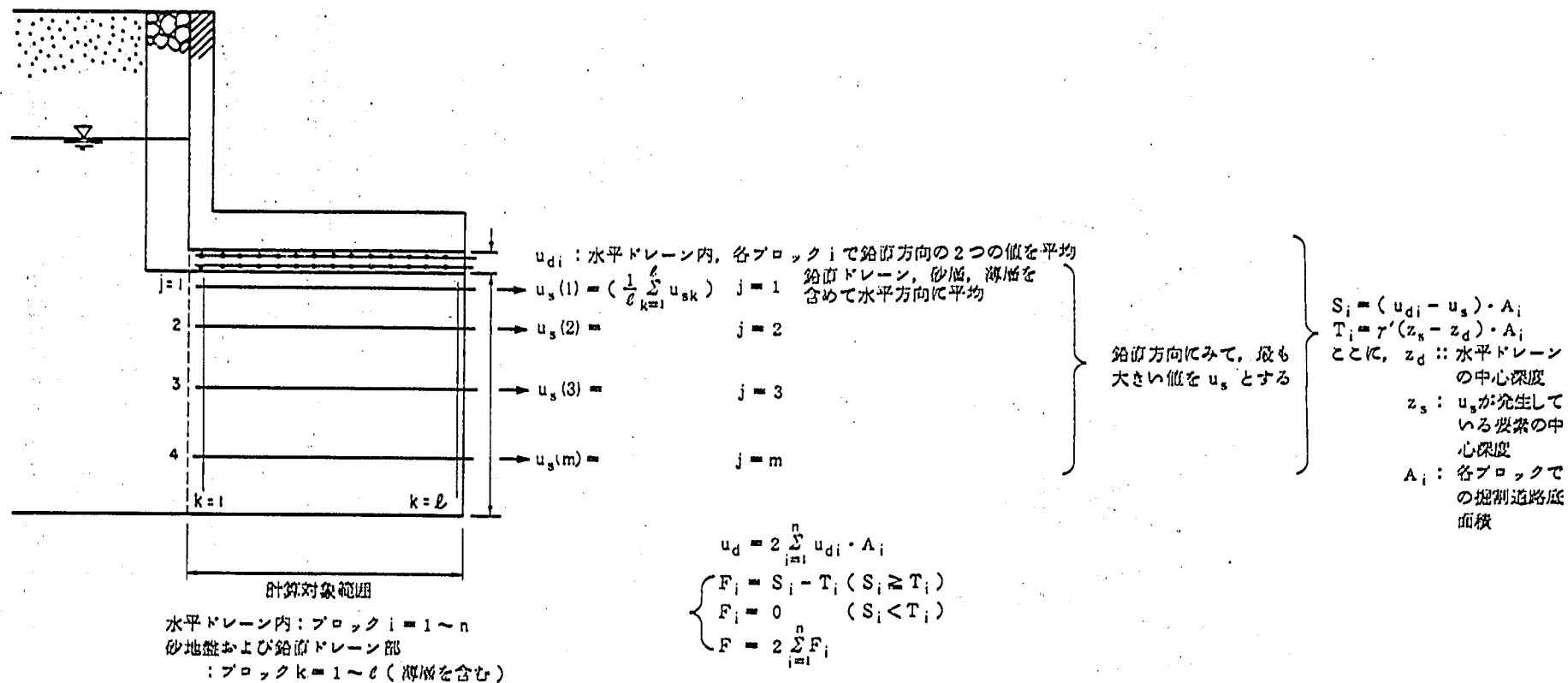
A_i : 各ブロックでの掘削道路底面積

$$U_d = 2 \sum_{i=1}^n u_{di} \cdot A_i$$

$$\begin{cases} F_i = S_i - T_i & (S_i \geq T_i) \\ F_i = 0 & (S_i < T_i) \\ F = 2 \sum_{i=1}^n F_i \end{cases}$$

(2) 碎石ドレーンのある場合 (パイル部なし)

図 4.18 浸透水力に起因する力 F の算定方法



(3) 砕石ドレーンのある場合 (パイル部あり)

図 4.18 浸透水力に起因する力 F の算定方法

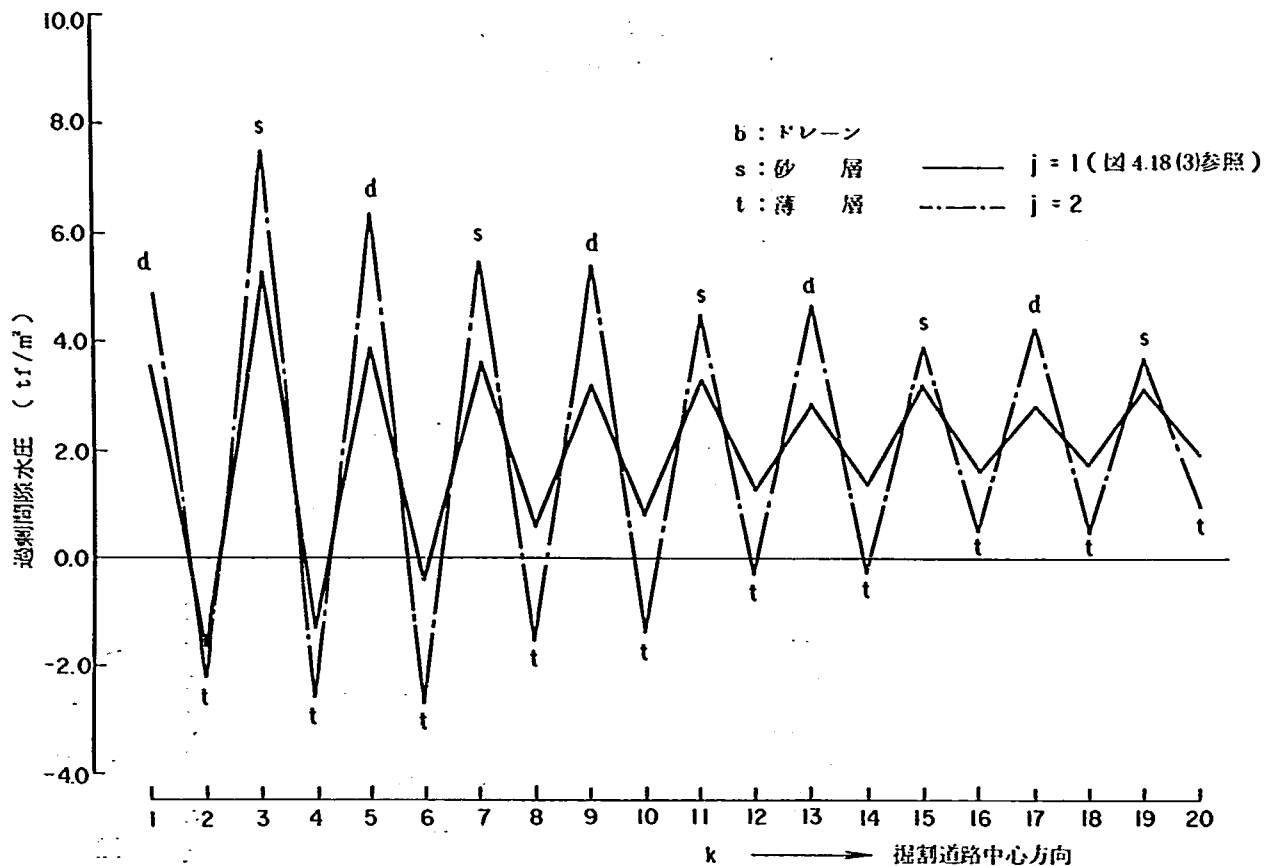


図 4.19 パイル部がある場合の過剰間隙水圧の水平方向分布の例

る。 F_u が 1.0 よりも小さくなると、掘割道路の鉛直方向に作用する力のつり合いが崩れ、掘割道路は上方へ押し上げられる。実際には、 F_u が 1.0 を下回る以前でも、地盤が十分に弱体化すれば掘割道路を浮上がらすような地盤の変形が始まる可能性がある。

模型振動実験の結果³⁾によれば、掘割道路模型が浮上する瞬間の F_u ($Q=0$ とした) は、1.1 ～ 0.8 程度である。掘割道路模型が浮上がり始めると、底面に作用する過剰間隙水圧が上昇しにくくなるため、 F_u は浮上する瞬間の値よりもあまり小さくならない。

一方、4.4.4 で述べたように、本解析では過剰間隙水圧の発生量に上限を設けているが、掘割道路直下の地盤では、下方または側方の地盤からの伝播により初期有効上載圧よりも大きな過剰間隙水圧が生じ得る。そのため、本解析においては、 F_u が 1.0 よりもかなり小さくなる場合がある。このような場合、計算上の F_u が小さいほうが、掘割道路を押し上げる力が強く働くことになるので、浮上がり量が大きくなることが予想される。

浮上がり量に影響を及ぼす要因として、 F_u の大きさのほかに、 F_u が 1.0 を下回っている時間も考えることができる。大友ら²⁶⁾は、埋設導管の地震時浮上がりに関する模型振動実験を行い、導管の浮上がり量が、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があることを示した。 F_u が 1.0 を下回っているときに浮上がりが生じるものとすれば、その継続時間が長い場合ほど浮上がり量

が大きくなることが予想される。

4.5.3 低減係数と安全率比の算定

異なる解析モデル間で碎石ドレーンの効果を比較するために、低減係数 α を次式で定義した。

$$\alpha = \frac{(U_d + F)_1}{(U_d + F)_0} \quad \dots\dots\dots (4.29)$$

ここに、 $(U_d + F)_0$ ：碎石ドレーンがない場合の過剰間隙水圧による揚力と浸透水力に起因する力の和

$(U_d + F)_1$ ：同じ解析条件で碎石ドレーンがある場合の過剰間隙水圧による揚力と浸透水力に起因する力の和

α は、地震時に地盤内で発生する過剰間隙水圧によって、新たに掘削道路の底面に作用する上向きの力が、碎石ドレーンを設置したことによりどの程度低減されたかを示す指標である。

さらに、碎石ドレーンの設置により浮上がり安全率がどの程度大きくなったかを示す指標として、安全率比 β を次式で定義した。

$$\beta = \frac{Fu_1}{Fu_0} \quad \dots\dots\dots (4.30)$$

ここに、 Fu_0 ：碎石ドレーンがない場合の浮上がり安全率、

Fu_1 ：同じ解析条件で碎石ドレーンがある場合の浮上がり安全率

ここでは、浮上がり安全率の分子 $(W + Q)$ が同じ値となるため、 β は次式に書き換えられる。

$$\beta = \frac{Us + (U_d + F)_0}{Us + (U_d + F)_1} \quad \dots\dots\dots (4.31)$$

これを(4.29)式と比べると、 β は α の逆数的なもので、静水圧による浮力 Us の項を加えた指標と考えることができる。 α が地震によって生じる動的な揚力のみでの比であるのに対し、 β は静的な浮力も考慮したときの揚力の比である。 α が小さいほど、また β が大きいほど碎石ドレーンの効果が大きくなる。

5. 砕石ドレーンの配置に関する検討

5.1 目 的

液状化性地盤上の掘割道路の耐震対策として砕石ドレーンを用いる場合に、砕石ドレーンの配置をどのようなすれば効果的であるかを調べるのが本検討の目的である。

5.2 解析条件

5.2.1 解析モデル

解析モデルを図 5.1 に示す。60-1 は砕石ドレーンのないモデル、他は砕石ドレーンのあるモデルである。60-7~60-10 は掘割道路の側方または下方に砕石ドレーンのパイル部を持つ。ここでは 2 次元モデルとして扱っているため、パイル部が長手方向に壁状に連続している場合を想定していることになる。円柱状のパイルを考える場合には、何らかの方法で 2 次元モデルに換算する必要がある。

掘割道路の大きさと地下水位は表 5.1 に示す 3 通りの条件を設定した。条件 A を標準とし、条件 B は地下水位を変え、また C は掘割道路の重量を変えている。地下水位を変えたのは、他の条件が同じ場合に地下水位だけを低下させると常時の浮上がり安全率は大きくなるが、同辺地盤が完全に液状化したときの浮上がり安全率はあまり変わらないことが予想されたためである（付録 3 参照）。また、掘割道路の重量を変えたのは、浮上がりに対する安全性を向上させる手段の一つとして考えたものである。掘割道路幅と側壁高は、既存の掘割道路を参考に、片側 3 車線の場合を想定して設定し、各条件とも同じ値とした。地表面から基盤までの深さも 20m で統一した。各条件における解析モデルの断面図を図 5.2 に示す。条件 C では、掘割道路の重量が表 5.1 で設定した値となるようにコンクリートの単位体積重量を大きくして、条件 A、B と同じ要素分割で計算を行った。この場合、厳密に言えば掘割道路の重心位置は表 5.1 の条件とは異なっていることになる。

表 5.1 中に示した掘割道路の見かけ比重 W/U_s は、掘割道路の自重と、静水圧による浮力との比で、静的な状態（常時）での掘割道路の浮上がりに対する安定性を示す指標として考えることができる。（4.17）式による常時の浮上がり安全率（ $U_d=0$, $F=0$ ）は、 $Q>0$ となる分だけ、 W/U_s よりも大きな値となる。次章以降の計算で掘割道路の大きさと地下水位の影響を調べる際は、 W/U_s を同じ条件にして比較を行っている。

要素分割は、60-0~60-2 では図 4.7 (1) を、60-7~60-10 では図 4.7 (2) を用いた。

5.2.2 加振条件

加振条件は表 4.5 に示したとおりで、 2 Hz 、15 波の正弦波を基盤水平方向に入力した。基盤加速度の振幅は、 30 gal と 70 gal の 2 通りとした。これらの値は、地表面での応答加速度がそれぞれ 100 gal 、 150 gal 程度となるように、試行的に設定したものである。

5.2.3 材料定数

材料定数は表 4.3 に示した標準値をそのまま用いた。ただし、条件 C の場合のコンクリートの単位体積重量については、5.2.1 で述べたとおりである。ジョイント要素の材料定数は表 4.4 の値を用いた。

砂と砕石の体積圧縮係数と砂の液状化強度定数は、地盤の N 値を 10、20 の 2 通りに設定し、4.3.2 項で述べた方法により求めた。結果を表 5.2 に示す。図 4.6 の液状化強度曲線の II、III が、それぞれ条件 b、c に

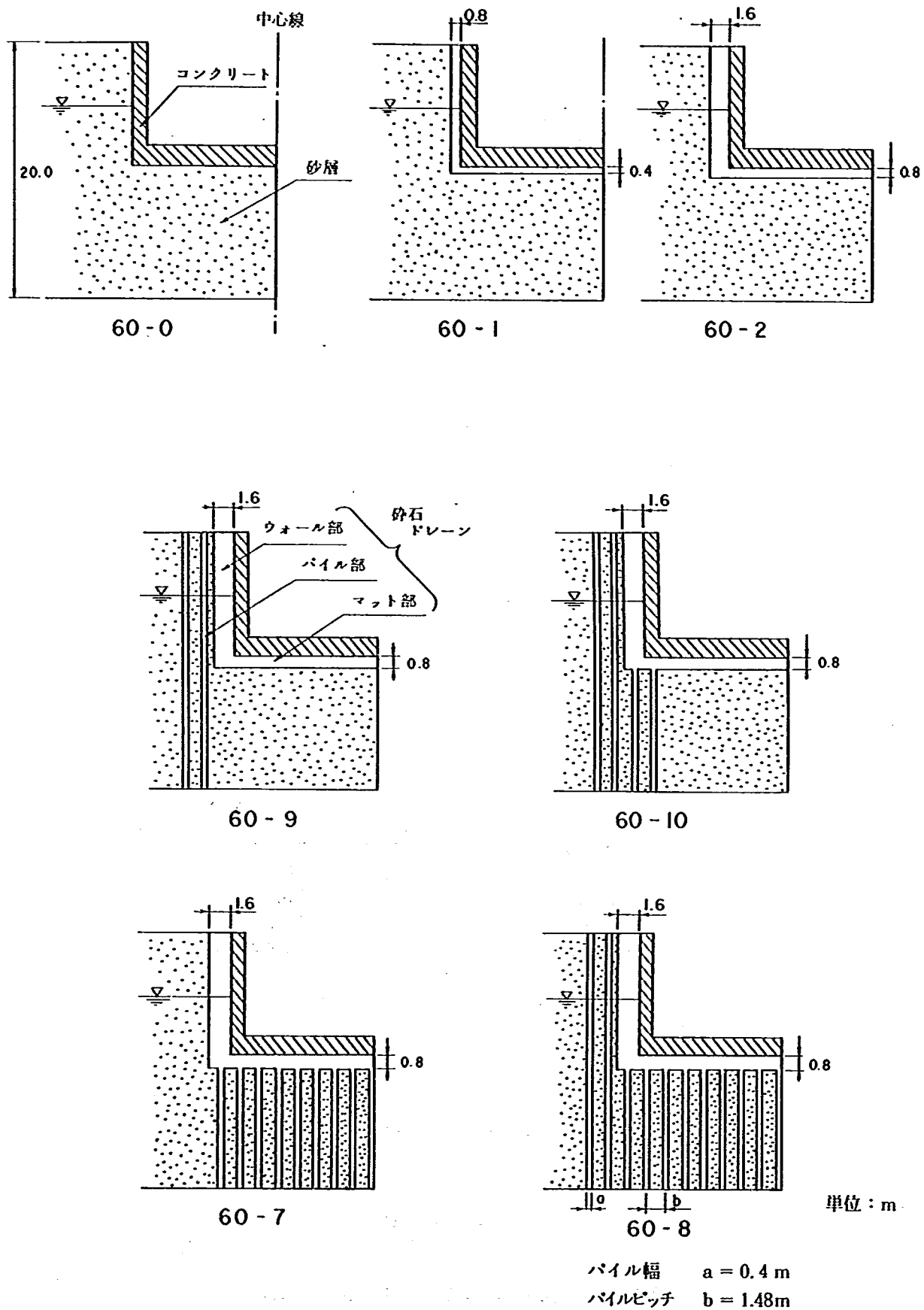
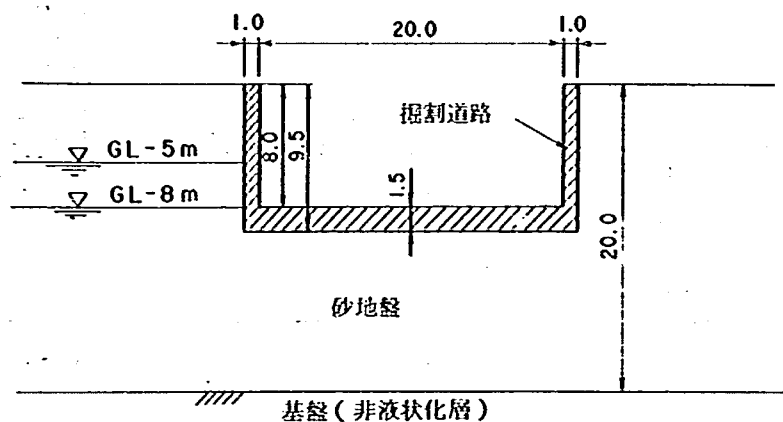


図 5.1 解析モデル



掘削道路重量 $W = 117.6 \text{ tf/m}$ (単重 $\gamma_c = 24 \text{ tf/m}^3$)

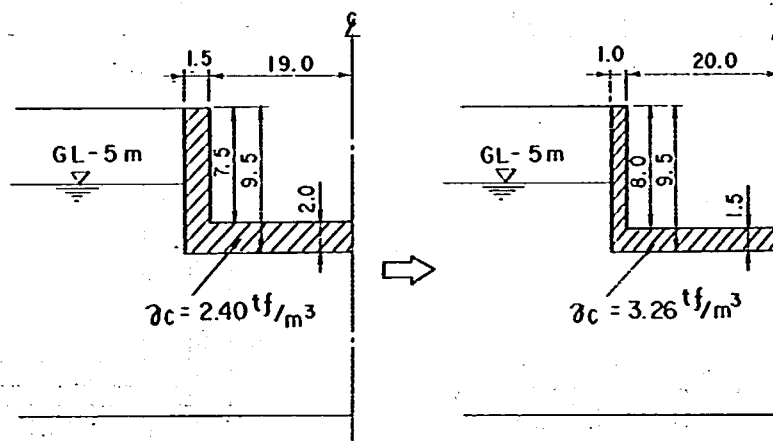
A : 地下水位 GL-5 m の場合

$$U_s = 99.0 \text{ tf/m} \quad W/U_s = 1.19$$

B : 地下水位 GL-8 m の場合

$$U_s = 33.0 \text{ tf/m} \quad W/U_s = 3.56$$

(1) 条件 A, B



C : 掘削道路重量 $W = 159.6 \text{ tf/m}$

$$U_s = 99.0 \text{ tf/m} \quad W/U_s = 1.61$$

(2) 条件 C

図 5.2 掘削道路の大きさと地下水位の条件

対応する。

表 5.1 掘割道路の大きさと地下水位の条件

条件記号	地下水位 $W. L.$ (m)	掘割道路の大きさ				掘割道路 重量 W (tf/m)	静水圧に よる浮力, U_s (tf/m)	掘割道路の 見かけ比重 W/U_s
		道路幅 B (m)	側壁高 H (m)	床板厚 t_b (ϕ)	側壁厚 t_s (ϕ)			
A	5	22	9.5	1.5	1.0	117.6	99.0	1.19
B	8	22	9.5	1.5	1.0	117.6	33.0	3.56
C	5	22	9.5	2.0	1.5	159.6	99.0	1.61

※各記号の定義については図 4.17を参照

表 5.2 液状化強度定数と体積圧縮係数の条件

条件記号	N 値	液状化強度定数		体積圧縮 係数 mv (cm^3/kgf)
		A	B	
b	10	-0.123	-0.442	0.010
c	20	-0.123	-0.310	0.005

※基盤加速度30 gal のものにはダッシュをつける。(b, c)
ダッシュのないものは基盤加速度70 gal。

5.2.4 解析ケース

図 5.7 の解析モデルと表 5.1, 表 5.2 の解析条件および 2 通りの加振条件を組み合わせ、表 5.3 に示す解析ケースについて計算を行った。解析ケース名に含まれる各記号の意味を図 5.3 に示す。表 5.3 で、1 つの解析ケースについて 3 通りの等価繰返し回数を設定してあるものは、それぞれの繰返し回数とともに浮上がり安全率を計算したことを意味する。

5.2.5 静的応力解析

静的応力解析は 4.4.2 項で示したように 3 ステップに分けて行った。図 4.9, 図 4.10 で掘割道路底面に作用させる分布荷重 q_2 として、次式による値を用いた。

$$q_2 = \frac{1}{2} \frac{(W - U_s)}{A} \quad (5.1)$$

ここに、 W : 掘割道路の重量, U_s : 掘割道路底面に作用する静水圧による浮力, A : 掘割道路の底面積すなわち、 q_2 として、掘割道路が完成時に掘割道路の底面直下の地盤に作用する、平均的な有効上載圧の半分の値を作用させたことになる。この結果、すべての要素で点安全率 $F_s > 1.0$ を満足した。

5.2.6 動的応答解析

砕石ドレーンのない 60-0 の固有値解析の結果、1 次固有周期 $T_1 = 0.3895 \text{ sec}$ となった。これを (4.11) 式に代入して得た $\alpha = 0.0050$ を全ての解析ケースで用いた。厳密に言えば、砕石と砂のせん断剛性の相違により、砕石ドレーンのあるモデルでは T_1 が若干変化するが、ここではその影響を無視した。

表 5.3 解析ケース一覧表

構 造 物 の 条 件	加 振 条 件			液状化 強 度 (N値)	モ デ ル No.						
	基盤加速度 acc (gal)	等価繰返し回数 N_{eq} (回)	有効継続時間 $t\alpha$ (sec)		注1) 60-0	60-1	60-2	60-7	60-8	60-9	60-10
地下水位 $W.L.=5m$ 掘削道路の 見かけ比重 $W/U_s=1.19$	30	5	2.5	10	注2)						
	30	11	5.5		A-b'-0		A-b'-2				
	30	15	7.5								
	30	5	2.5	20							
	30	11	5.5		A-c'-0		A-c'-2		A-c'-8		
	30	15	7.5								
	70	5	2.5	10							
	70	11	5.5		A-b-0	A-b-1	A-b-2	A-b-7	A-b-8	A-b-9	A-b-10
	70	15	7.5								
	70	5	2.5	20							
	70	11	5.5		A-c-0		A-c-2				
	70	15	7.5								
$W.L.=8m$ $W/U_s=1.61$	70	15	7.5	10	B-b-0		B-b-2		B-b-8		
$W.L.=5m$ $W/U_s=3.56$	70	15	7.5	10	C-b-0		C-b-2		C-b-8		

注 1) ドレーンなしのモデル

注 2) 解析ケース名。記号の意味については図 5.3 参照

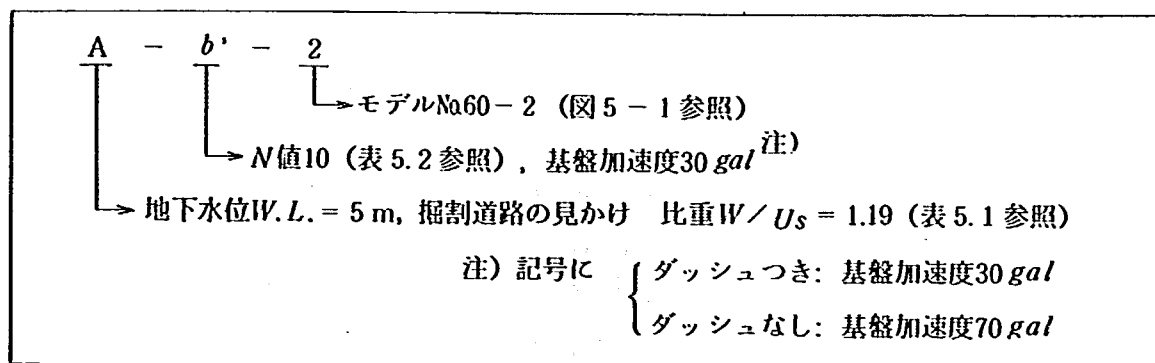


図 5.3 解析ケースの記号の説明

5.2.7 浸透解析

碎石ドレインのバイル部のない 60-0 ~ 60-2 では、動的応答解析で得たせん断応力の波形を正弦波形に修正してから過剰間隙水圧の発生量の算定に用いた。このとき、正弦波の振幅 τ_d を次式で求めた。

$$\tau_d = \frac{1}{2} |(\tau_{xy})_{\max}| + \frac{1}{2} |(\tau_{xy})_{\min}| \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 $(\tau_{xy})_{\max}$, $(\tau_{xy})_{\min}$: 水平面上のせん断応力 (動的変動分のみ) の加振中の最大値, 最小値

このような修正を行ったのは、正確な正弦波を用いたほうが解析結果の評価をしやすくなると考えたためであるが、要素数の多い 60-7 ~ 60-10 では解析プログラム上の制限のために応答波形をそのまま用いた。次章以降の解析では応答波形をそのまま用いている。

5.3 解析結果

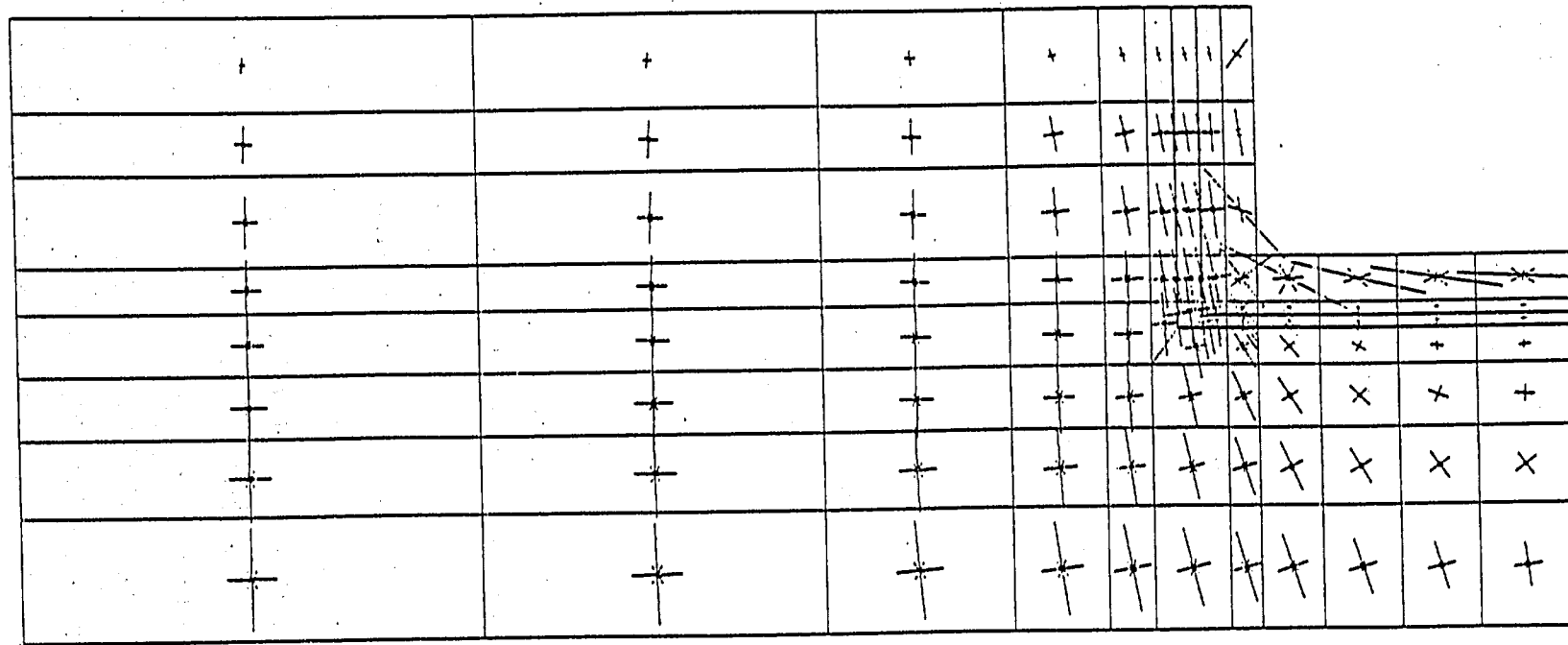
5.3.1 静的応力解析

条件 A (表 5.1 参照) のもとで、図 4.7 (1) の要素分割を用いた場合 (60-0 ~ 60-2) と、図 4.7 (2) を用いた場合 (60-7 ~ 60-10) の静的な主応力分布図を図 5.4 (1), (2) に示す。静的なポアソン比 ν_s として 0.33 を用いたので、水平地盤部では、静止土圧係数 K_0 がほぼ 0.5 となるような応力状態となっている。一方、掘割道路の下方の地盤では、掘割道路の見かけの比重が周囲の地盤よりも小さいために、主応力方向が鉛直・水平方向から傾いている。要素分割の違いによる影響は見られない。

図 5.5 に、それぞれの場合に対する掘割道路周辺地盤での初期有効上載圧 σ_{v0} の分布を示す。いずれの場合にも、掘割道路の下方の地盤の σ_{v0} は、同じ深度では掘割道路の中心線に近づくほど小さくなっている。要素分割の違いによる影響は、掘割道路の中心線付近の要素に若干見られ、深度が小さくなるほど影響が大きくなるが、絶対値としては小さな値であるので、最終的な結果に及ぼす影響は小さいものとする。

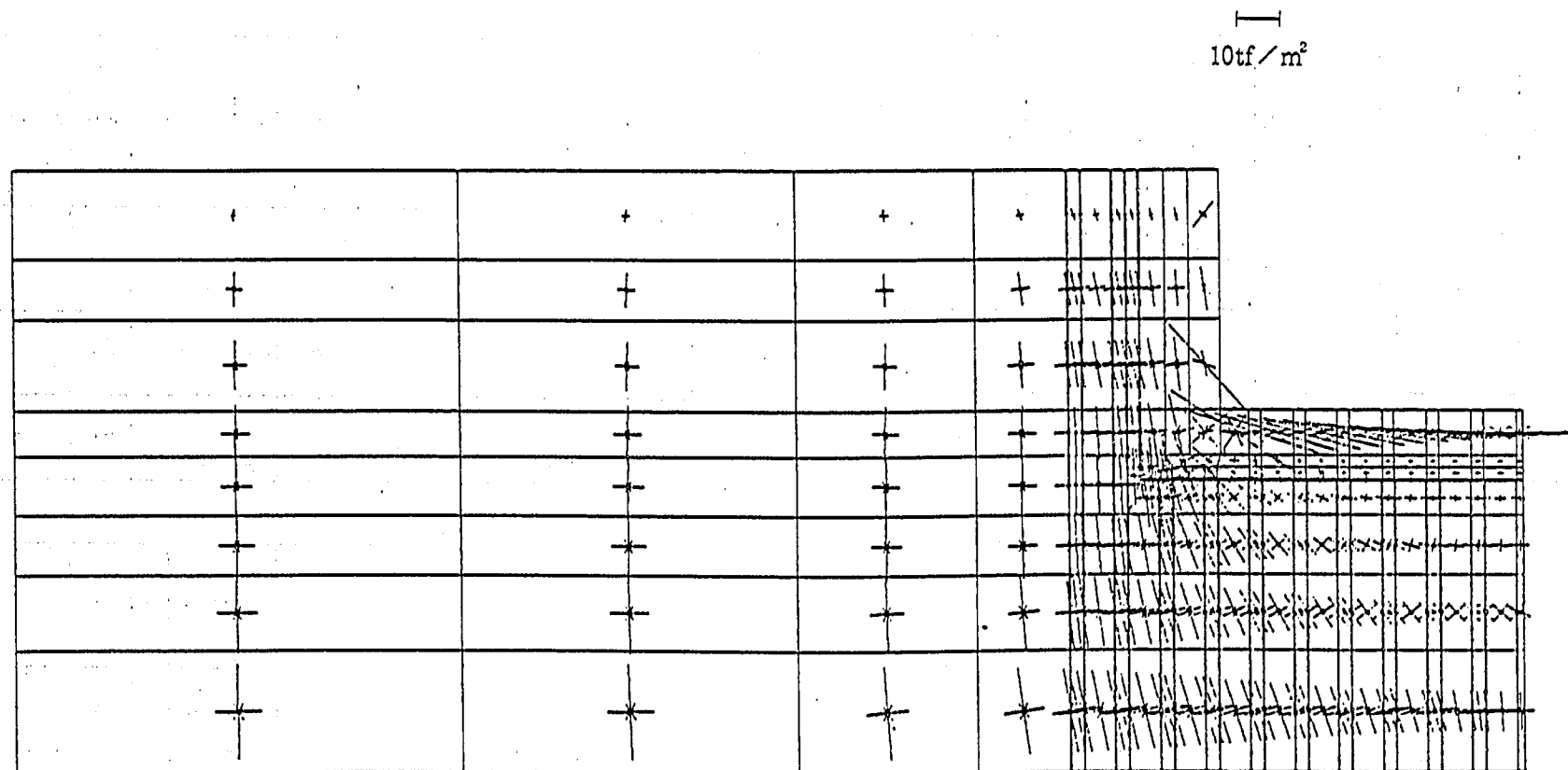
掘割道路の隅角部付近の地盤要素に着目して図 5.5 を見ると、隣りあった要素間の σ_{v0} の分布がかなり不連続になっていることがわかる。例えば、掘割道路の側壁に接する地盤の最下部の要素の σ_{v0} はいずれの要素分割でも 17 t/m² 程度で、その下の要素の σ_{v0} よりも 3 t/m² 程度大きくなっている。これは、掘割道路と地盤の間のすべりを表現するために入れたジョイント要素の効果が不十分で、掘割道路の側壁に接す

10tf/m²



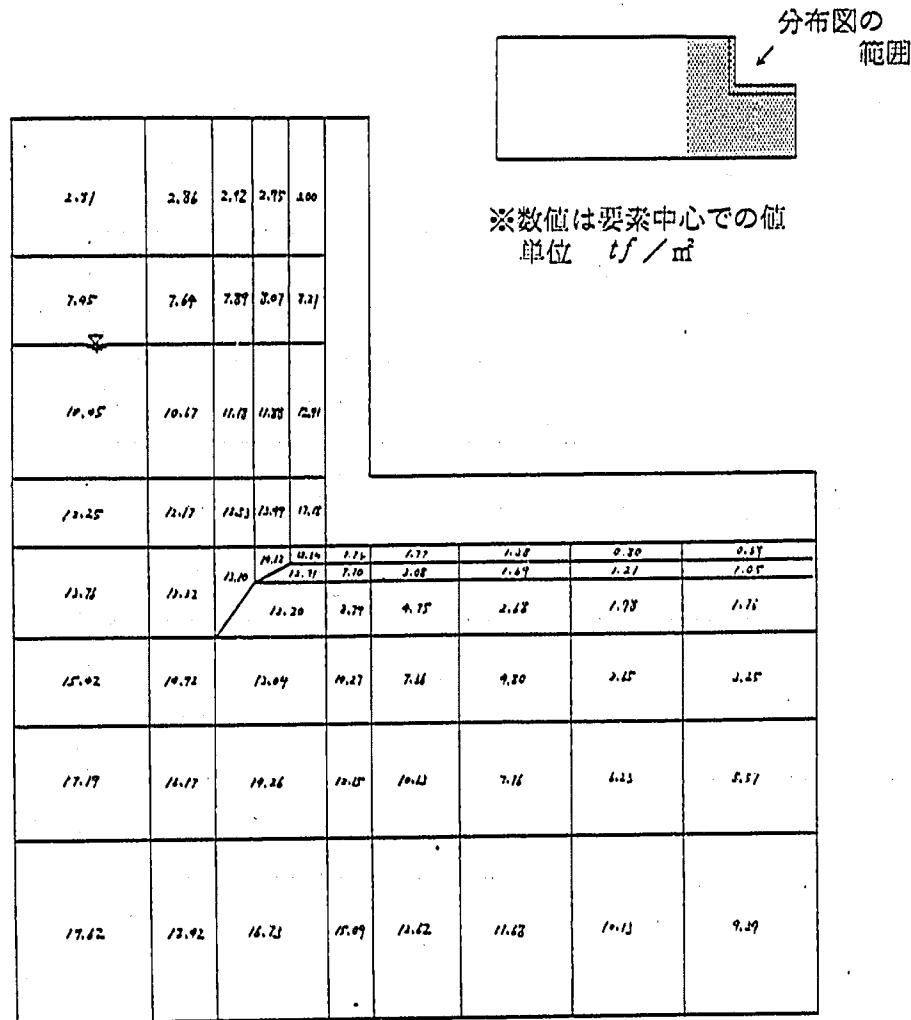
(1) 碎石ドレーンのパイル部のない場合

図 5.4 静的な主応力分布

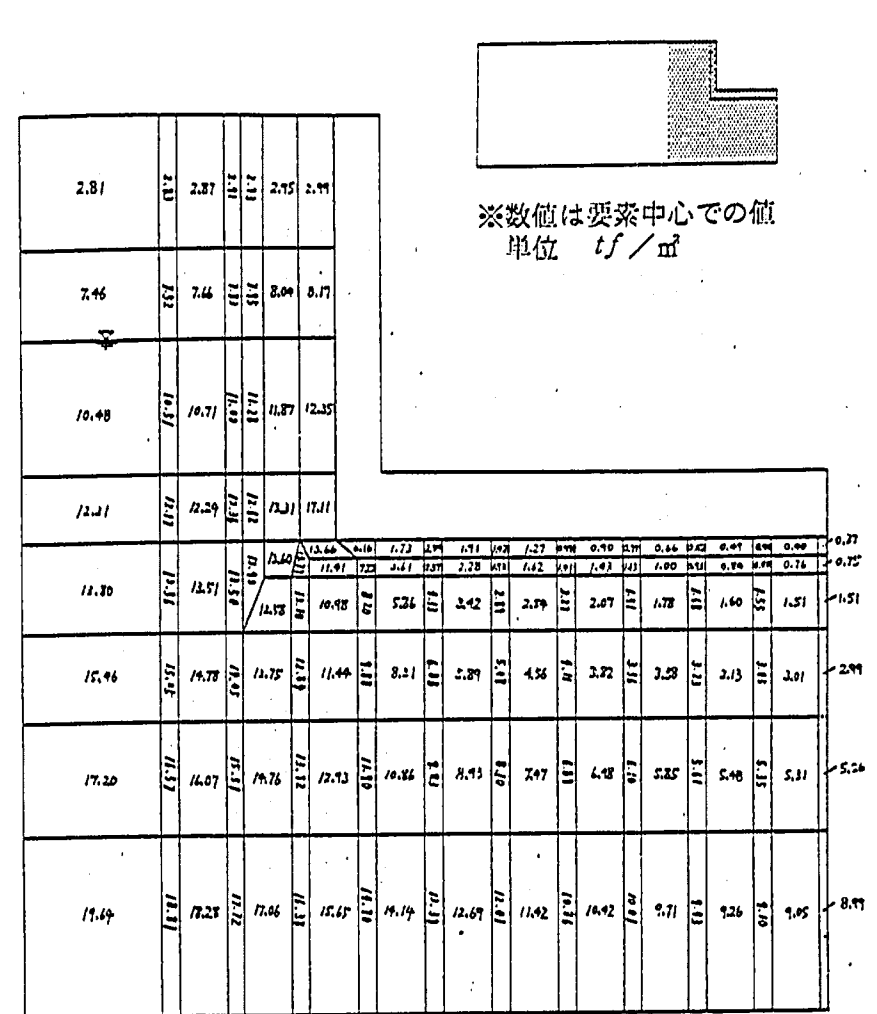


(2) 碎石ドレーンのパイル部のある場合

図 5.4 静的な主応力分布



(1) 砕石ドレーンのバイル部のない場合



る地盤の自重の一部が、直下の地盤に伝わらずにせん断力として掘割道路に作用し、その下の地盤に伝わっていることを意味する。実際の地盤では、これほど極端な応力分布にはならないものと考えられる。また、浸透解析において、過剰間隙水圧の発生量の算定の際にこの σ_{vo} が用いられるので、最終的な浮上がり安全率の計算結果に及ぼす影響も大きいことが予想される。要素分割やジョイント要素の定数を変えて、この点を改善することが、今後の課題である。

5.3.2 動的応答解析

条件A（表5.1参照）のもとで、図4.7(1)の要素分割を用いた場合（60-0～60-2）の基盤加速度30 gal、70 galのそれぞれに対する最大水平応答加速度の分布を図5.6(1)、(2)に示す。基盤加速度30 galの場合は、水平地盤部の地表面の応答加速度が120 gal程度まで、基盤加速度70 galの場合は160 gal程度まで大きくなっている。このように増幅率が高いのは、地盤の1次固有周期（約0.4秒）が、入力波の周期（0.5秒）に近いものとする。いずれの基盤加速度の場合にも、掘割道路天端の応答は水平地盤部の地表面よりも小さく、逆に掘割道路底部の応答は同深度の水平地盤部よりも大きくなっている。これは、剛性の高い掘割道路がある程度の深さまで存在することによって、水平地盤部の地表面付近での大きな加速度応答を弱めるような効果があり、逆に掘割道路の底部には地表付近の振動が伝わって、同深度の水平地盤部よりも大きな加速度応答を示したものと考えられることができる。

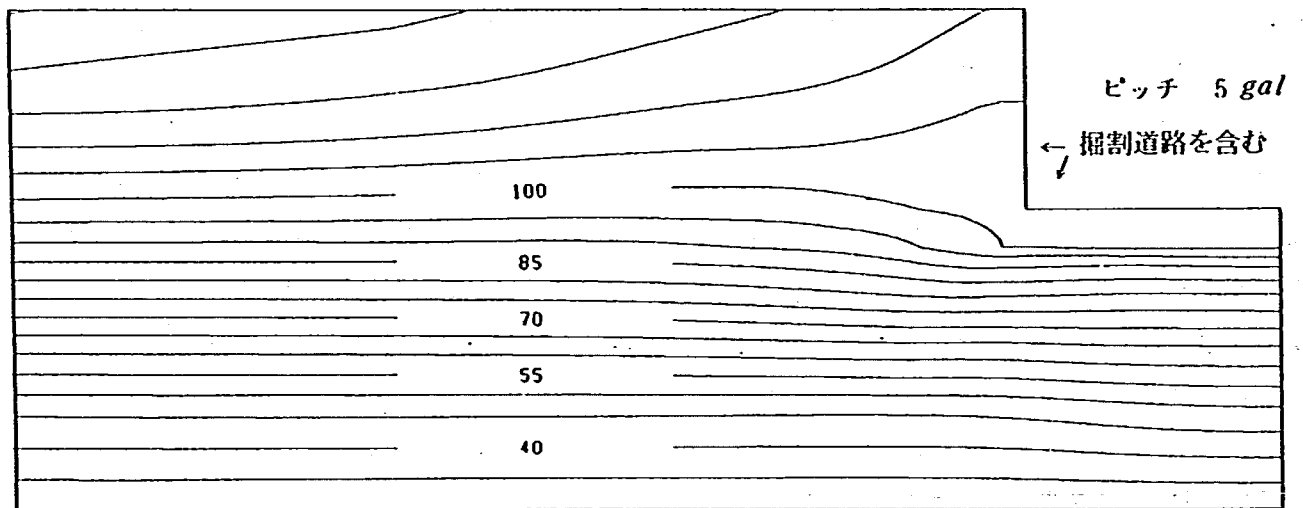
図5.6と同じ条件における掘割道路周辺の地盤要素の水平面上のせん断応力 τ_{xy} （動変動分のみ）の最大値の分布を図5.7に示す。初期有効上載圧 σ_{vo} の分布（図5.5参照）と同様に、同じ深度では水平地盤部よりも掘割道路の下方の地盤のほうがせん断応力が小さく、掘割道路の中心線に近い要素が最も小さい値を示している。また、掘割道路の隅角部付近の地盤要素にせん断応力の集中が生じている。

図5.5(1)と図5.7よりせん断応力比 τ_{xy}/σ_{vo} の最大値を計算し、その分布を図5.8に示す。せん断応力比で比較すると、 τ_{xy} と σ_{vo} で見られた傾向とは逆に、掘割道路の中心線に近い要素が同深度では最大の値を示す。また、せん断応力比の深度方向分布を見ると、水平地盤部では深いほうが大きな値を示すのに対して、掘割道路の中心線付近の地盤では浅いほうが大きな値を示している。これは、水平地盤部では地下水位より上の地盤が上載圧として作用し、浅いところほどせん断応力比を低減させる効果があるのに対して、掘割道路は見かけの比重が周辺地盤よりも小さいため、これとは逆の効果を示したものと考えられる。掘割道路の隅角部付近と、中心線直下の地盤要素のせん断応力比を比べると、後者のほうが大きくなっている。過剰間隙水圧の発生は、掘割道路の中心線直下の地盤で最も速く進むことが予想される。

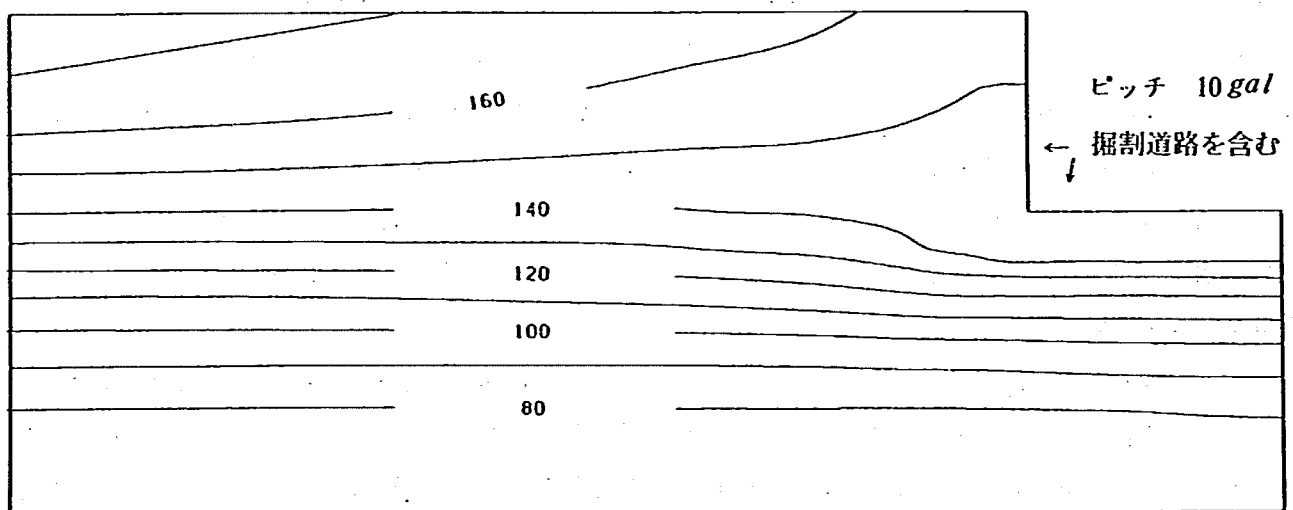
5.3.3 浸透解析

条件A（表5.1参照）のもとで、地盤のN値10、基盤加速度70 galのときの碎石ドレーンのない場合（A-b-0）、碎石ドレーンのマット部とウォール部のみがある場合（A-b-2）、マット部とウォール部に加えてバイル部が掘割道路側方および下方の地盤にある場合（A-b-8）の掘割道路周辺地盤の過剰間隙水圧の時刻歴を図5.9に示す。図中には過剰間隙水圧比の最大値 u_{max}/σ_{vo} も合わせて示した。

掘割道路隅角部の下方地盤（要素番号84～88、23～79または259～263、43～234）の過剰間隙水圧の発生状況を比べると、A-b-0ではほぼ全層にわたって液状化（ $u_{max}/\sigma_{vo} = 1.0$ ）しているのに対して、A-b-2では上部の要素は液状化しておらず、碎石ドレーンのマット部とウォール部による過剰間隙

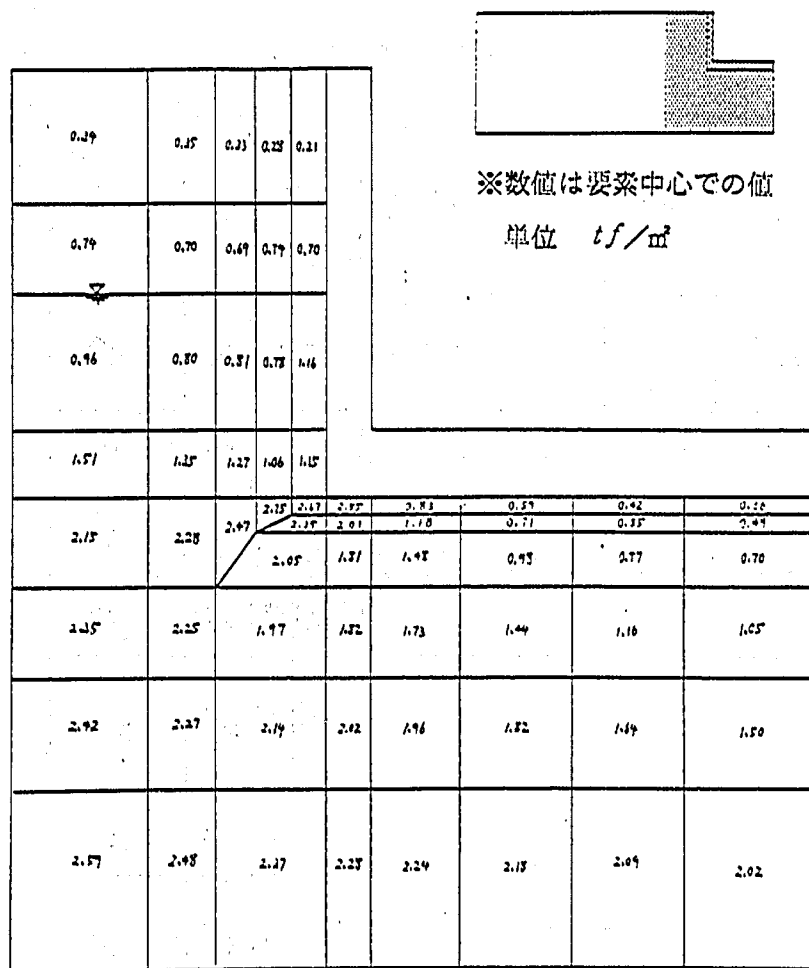


(1) 基盤加速度30 gal のとき

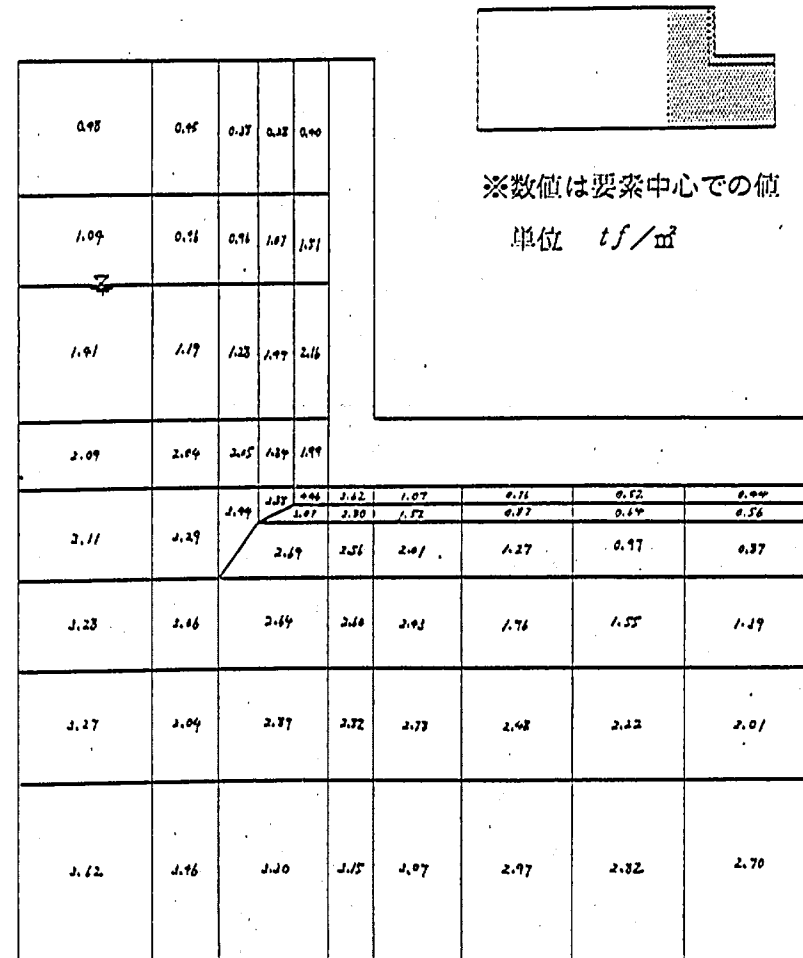


(2) 基盤加速度70 gal のとき

図 5.6 最大水平応答加速度の分布

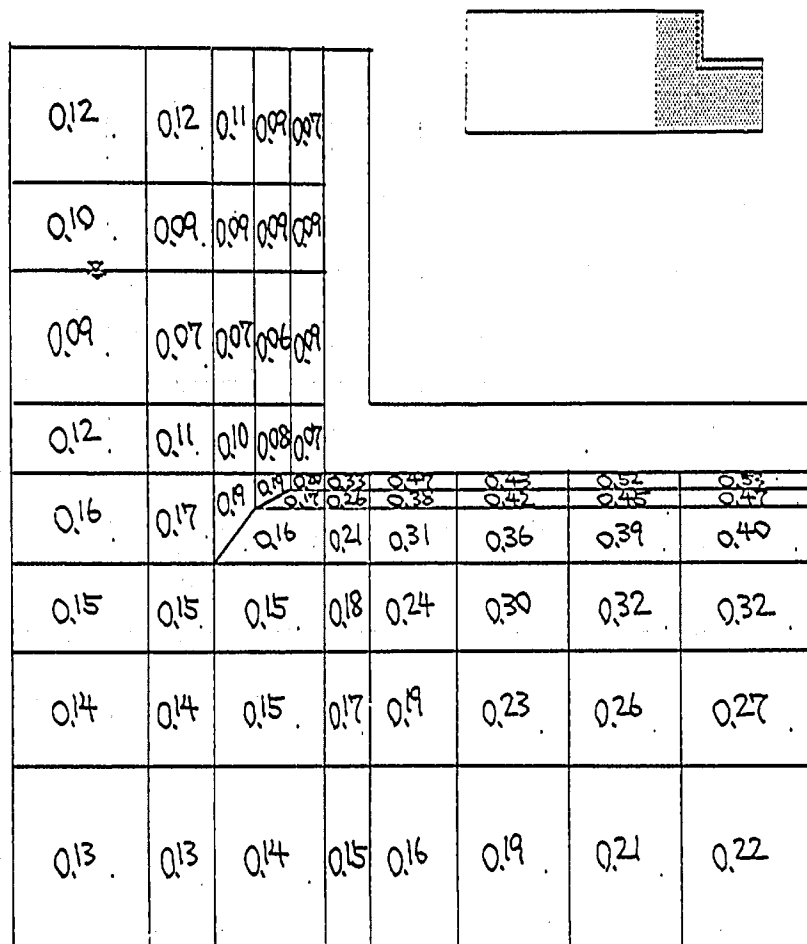


(1) 基盤加速度30 gal のとき

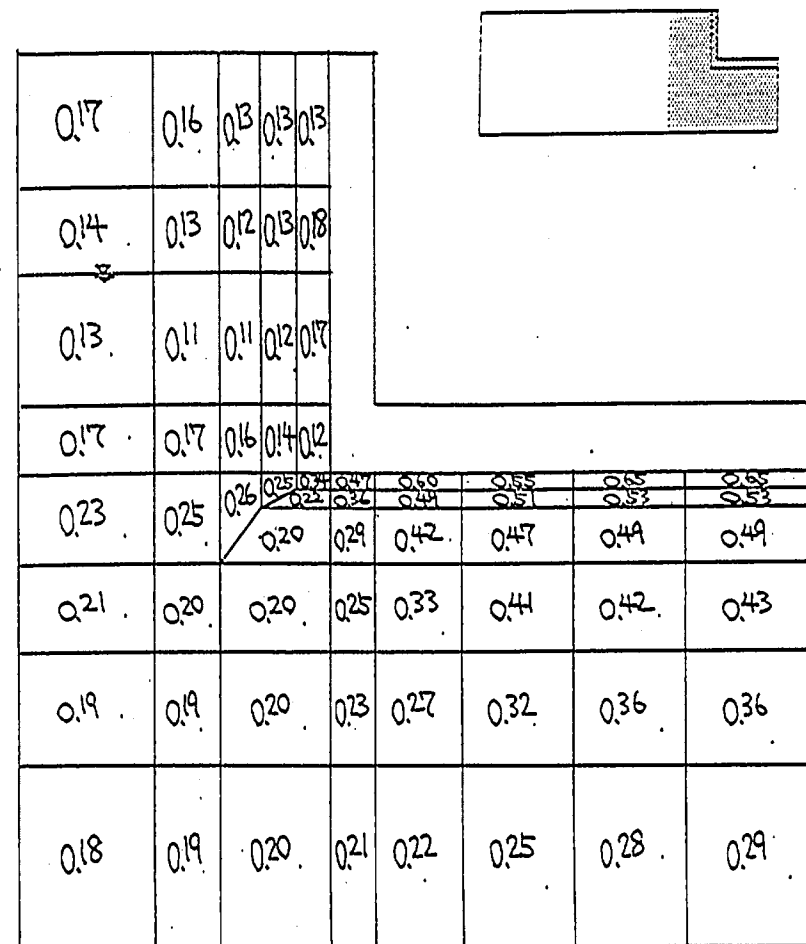


(2) 基盤加速度70 gal のとき

図 5.7 動的せん断応力 τ_{xy} の最大値の分布



(1) 基盤加速度30 gal のとき



(2) 基盤加速度70 gal のとき

図 5.8 動的せん断応力比 $\tau_{xy} / \sigma_{\%}$ の最大値の分布

水圧の消散効果が現われている。さらに $A-b-8$ では、下部の要素でも液状化が生じておらず、碎石ドレーンのパイル部による効果が現れている。

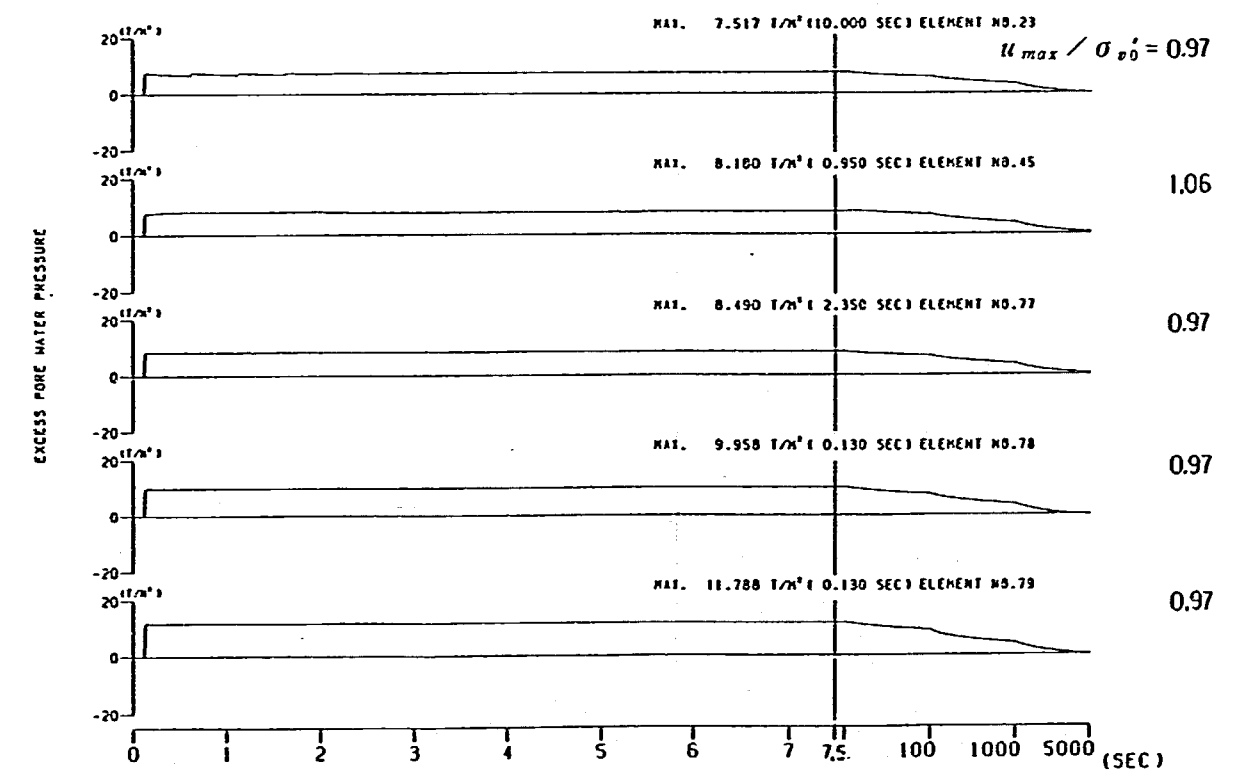
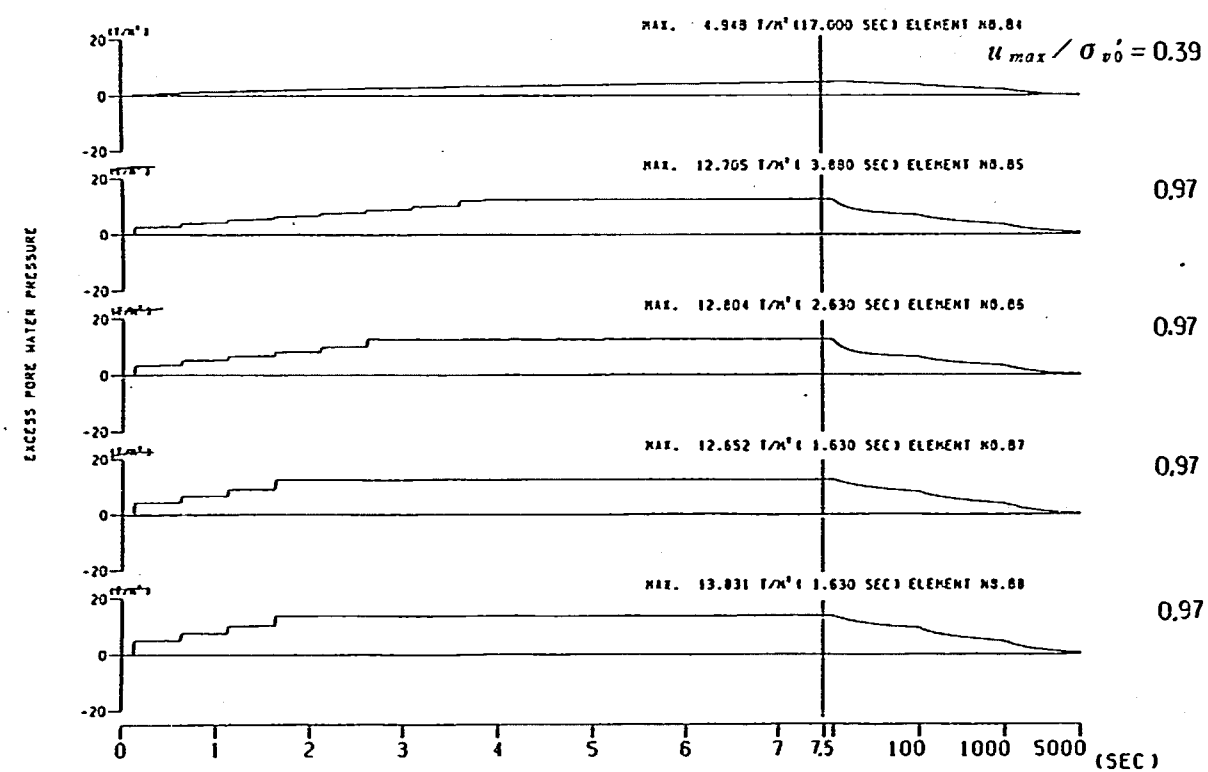
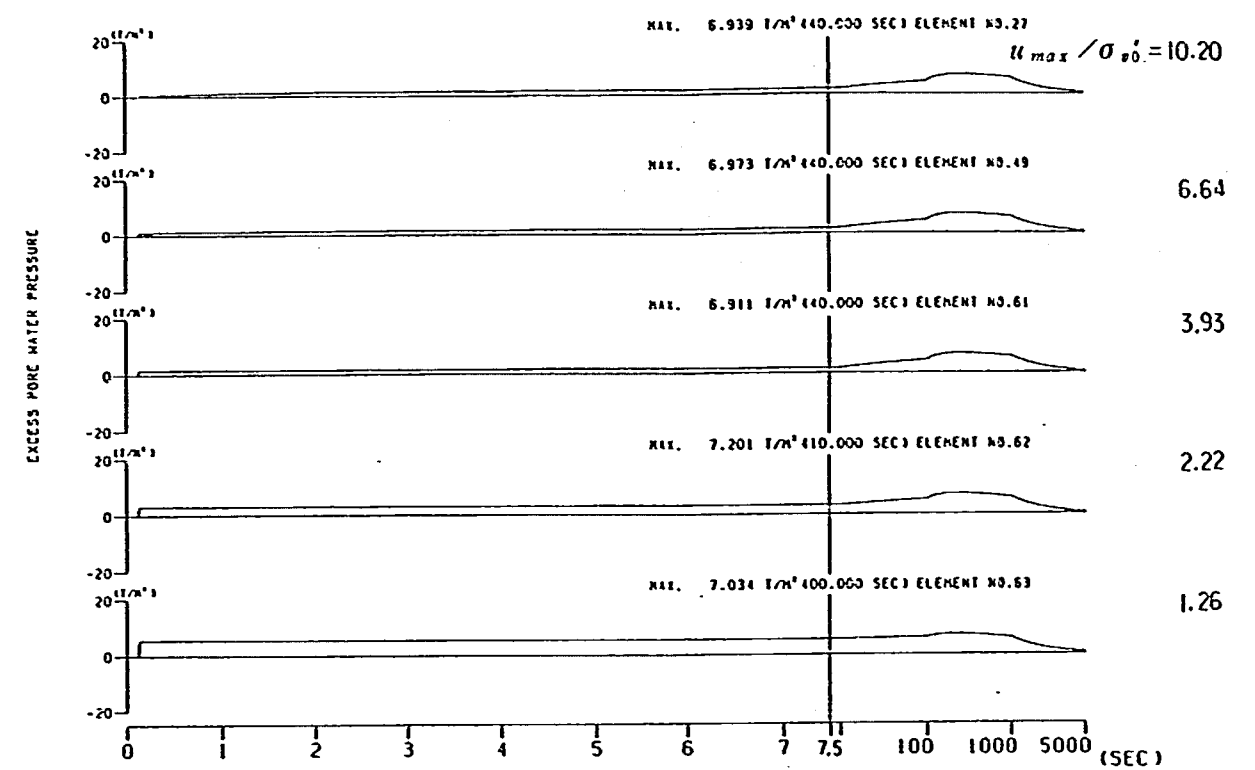
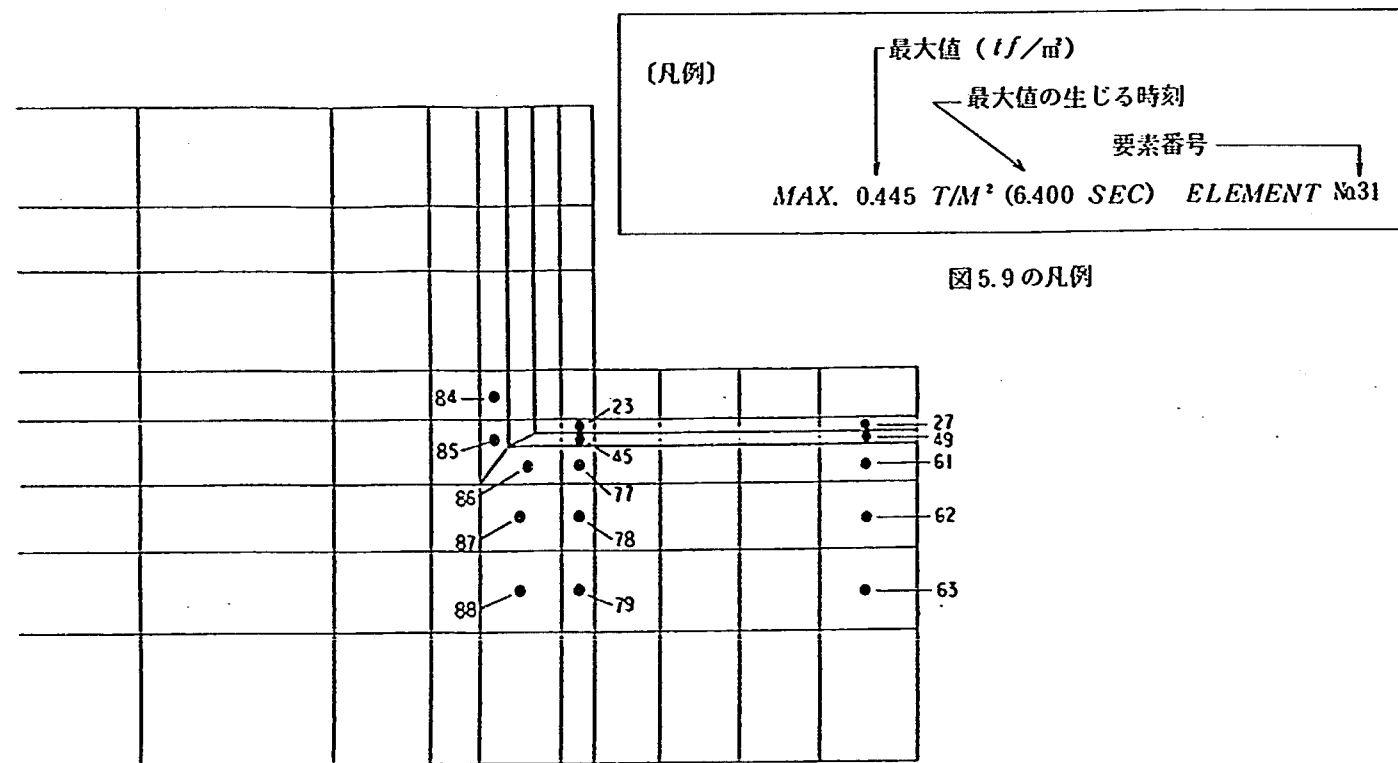
次に、掘割道路の中心線に近い地盤（要素番号27～63または56～130）の過剰間隙水圧の発生状況を見ると $A-b-0$ では加振終了後に過剰間隙水圧が上昇し、400秒程度経過してから最大になっている。これは、まわりの地盤で発生した過剰間隙水圧が加振終了後に消散する際に、掘割道路の中心線に向かってまわり込んでくるためである。図5.5に示したように、掘割道路の中心線に近くなるほど σ'_{v0} が小さくなるので、まわり込んできた過剰間隙水圧による u_{max}/σ'_{v0} は1.0以上となる。一方、 $A-b-2$ と $A-b-8$ では、このような過剰間隙水圧のまわり込みは見られず、 u_{max}/σ'_{v0} も $A-b-0$ より小さくなっており、碎石ドレーンの効果が現れている。 $A-b-2$ と $A-b-8$ を比べると、中心線の下方の要素の過剰間隙水圧の消散は $A-b-8$ のほうが速く進んでおり、パイル部の効果が現れていることがわかる。また、上方の要素の u_{max}/σ'_{v0} は逆に $A-b-8$ のほうが大きくなっているが、これは、加振中に下方の地盤で発生した過剰間隙水圧が、パイル部を通じて上方伝達されるためと考える。後述するように、掘割道路の底面全体に作用する過剰間隙水圧による揚力 U_d は、パイル部のある場合のほうが大きい、パイル部のない場合には浸透水力に起因する力 (F) が発生し、合力を比べるとパイル部のない場合のほうが大きくなる。

図5.9と同じ解析条件（表5.1の条件A、地盤の N 値10、基盤加速度 70 gal ）のときの各モデルの掘割道路底面に接する地盤要素（図5.10に示す位置）の過剰間隙水圧の時刻歴を図5.11に示す。碎石ドレーンのない $A-b-0$ では、先に述べた過剰間隙水圧のまわり込みの影響が、掘割道路の中心線に近くなるほど強く現れている。碎石ドレーンのマット部とウォール部のみがある $A-b-1$ と $A-b-2$ を比べると、ドレーンの厚い $A-b-2$ のほうが過剰間隙水圧の消散がはやくなっており、ドレーン厚の影響が現れている。パイル部のある $A-b-7 \sim A-b-10$ を比べると、掘割道路の下方地盤にパイル部のある $A-b-7$ 、 $A-b-8$ のほうが過剰間隙水圧の消散が速やかに終了しており、このような改良形式のほうが過剰間隙水圧の消散に関して効果的であることがわかる。

同じ解析条件での加振終了時（時刻7.5秒）の掘割道路底面の地盤の過剰間隙水圧の水平方向分布を図5.12に示す。図中には σ'_{v0} の分布も合わせて示した。(1)、(2)は第1層、(3)、(4)は第2層の要素のもので、 $A-b-0$ 以外は全て碎石ドレーン内の値である。碎石ドレーンのない $A-b-0$ では、 σ'_{v0} の分布と同様に、過剰間隙水圧も掘割道路の中心線に近づくほど小さくなっている。碎石ドレーンのマット部とウォール部のみがある $A-b-1$ 、 $A-b-2$ では、第2層では $A-b-0$ と同様の傾向を示すが、第1層では不連続な分布となる。掘割道路の下方地盤にパイル部のある $A-b-7$ 、 $A-b-8$ では、 $A-b-0$ とは逆に掘割道路の中心線に近づくほど過剰間隙水圧が大きくなるが、その変化率は $A-b-0$ の場合よりも小さい。 $A-b-9$ 、 $A-b-10$ も同じような傾向を示すが、過剰間隙水圧の大きさは $A-b-7$ 、 $A-b-8$ の $1/2$ 程度である。そのため過剰間隙水圧による揚力 (U_d) は $A-b-7$ 、 $A-b-8$ のほうが大きくなるが、後述するように $A-b-9$ 、 $A-b-10$ では浸透水力に起因する力 (F) が発生し、合力は $A-b-9$ 、 $A-b-10$ のほうが大きくなる。

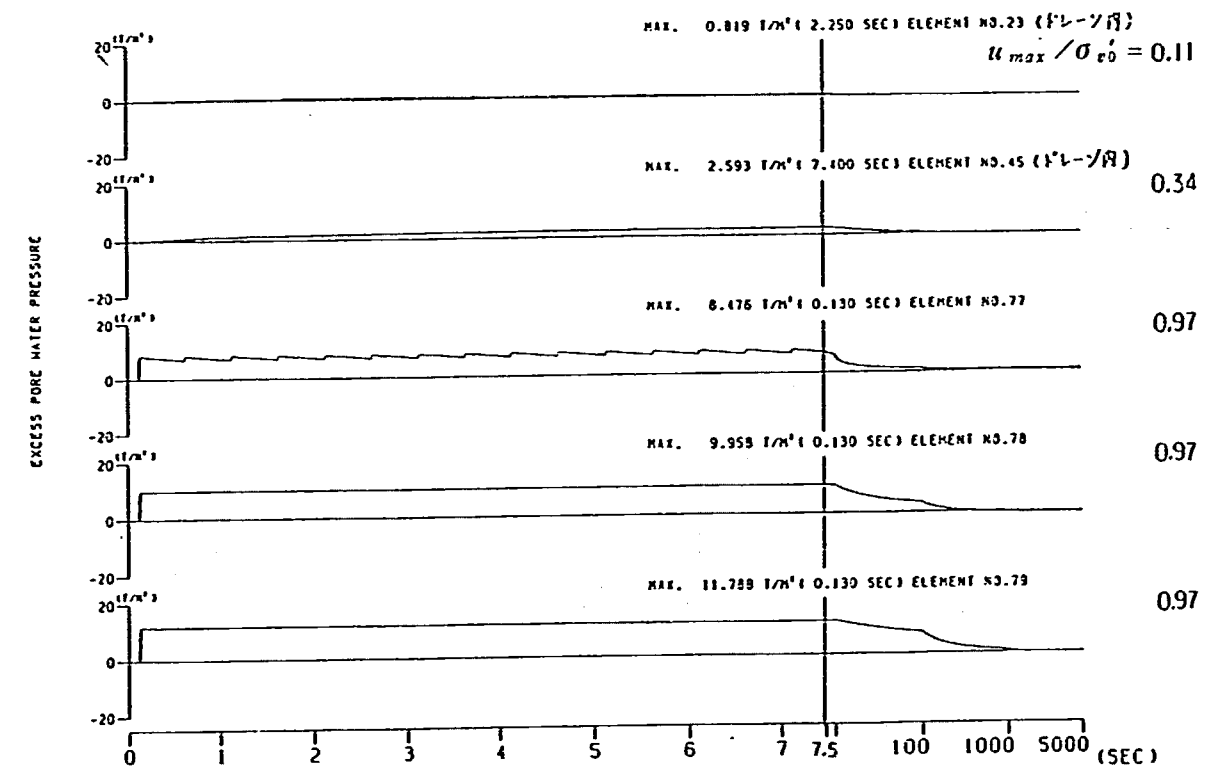
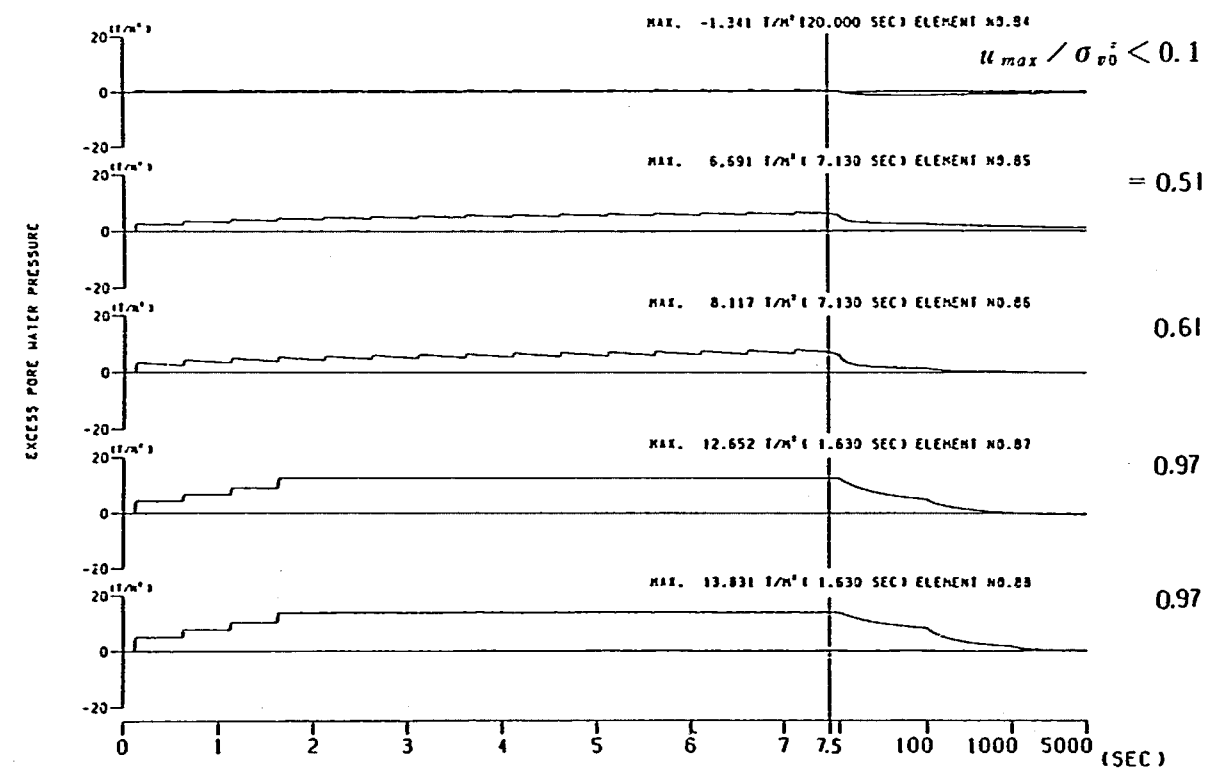
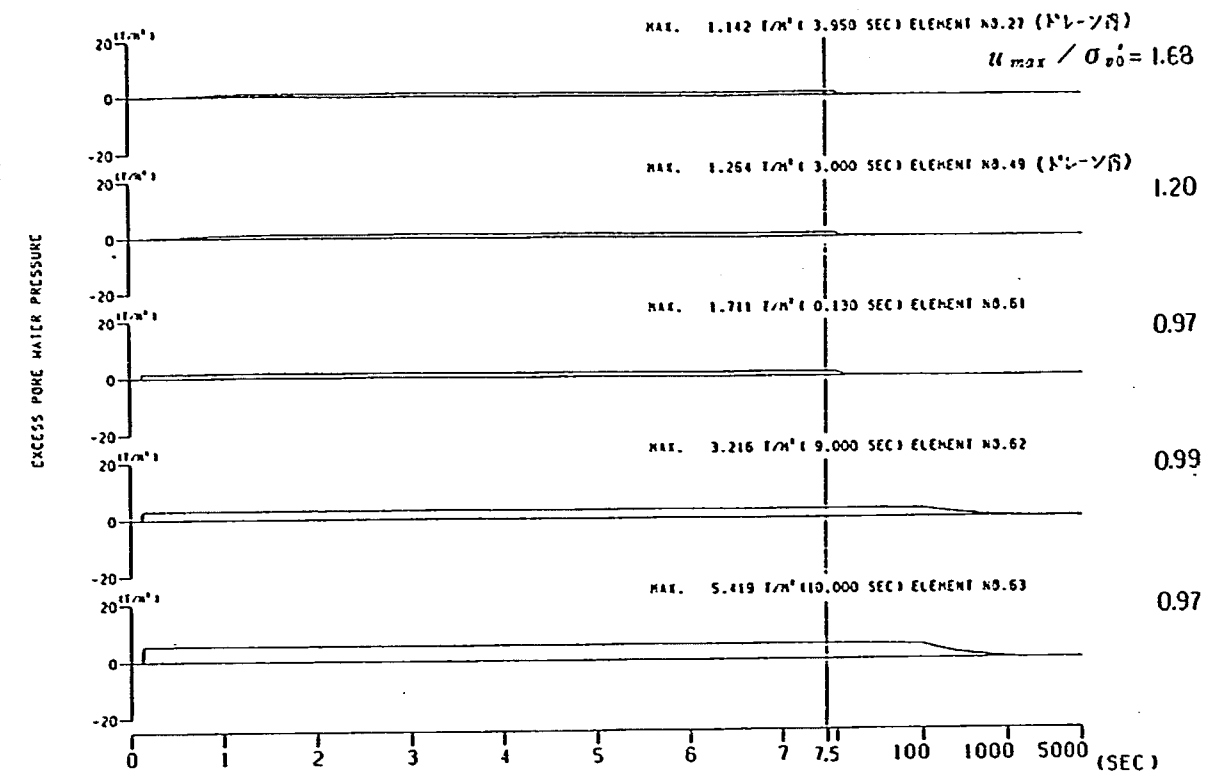
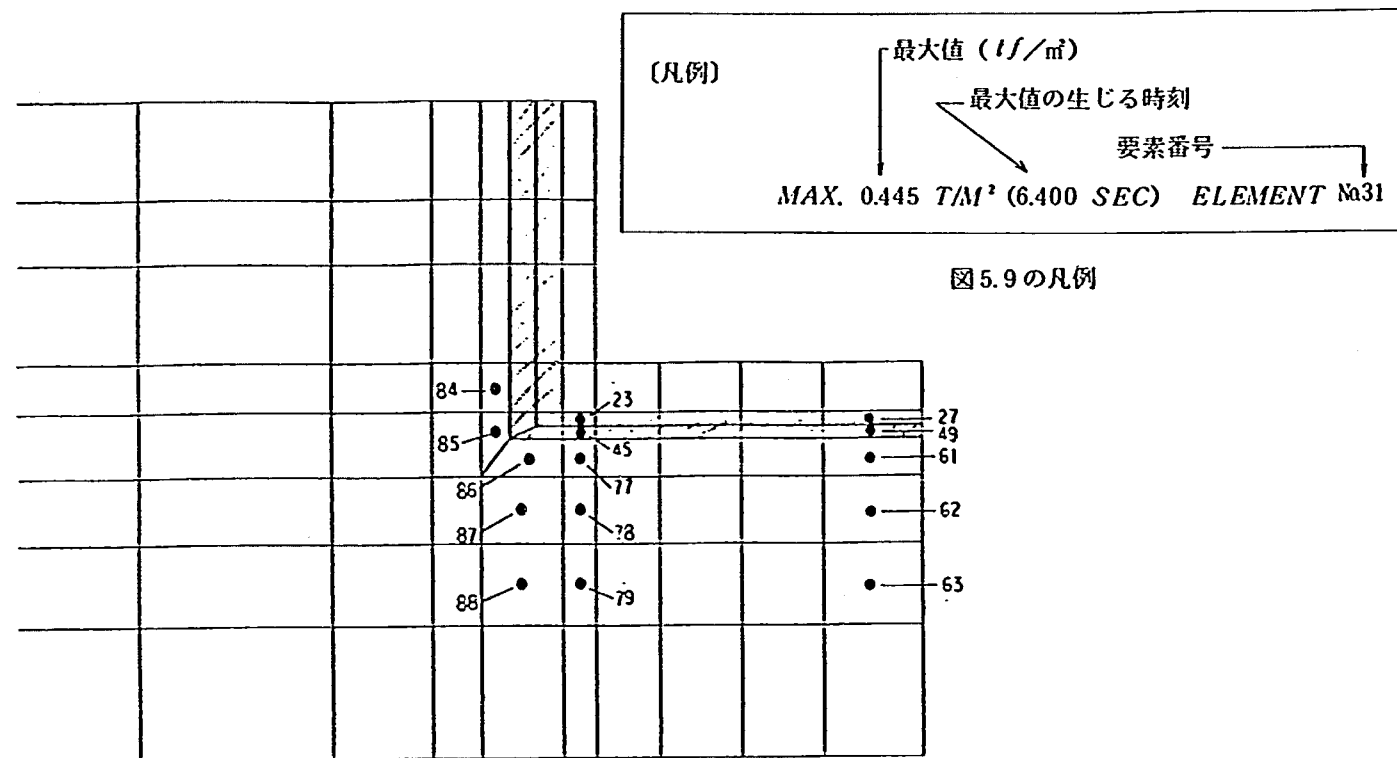
5.3.4 浮上がり安全率

各ケースの浮上がり安全率 F_u の算定結果を表5.4にまとめて示す。ドレーンのないケースでは、加振終



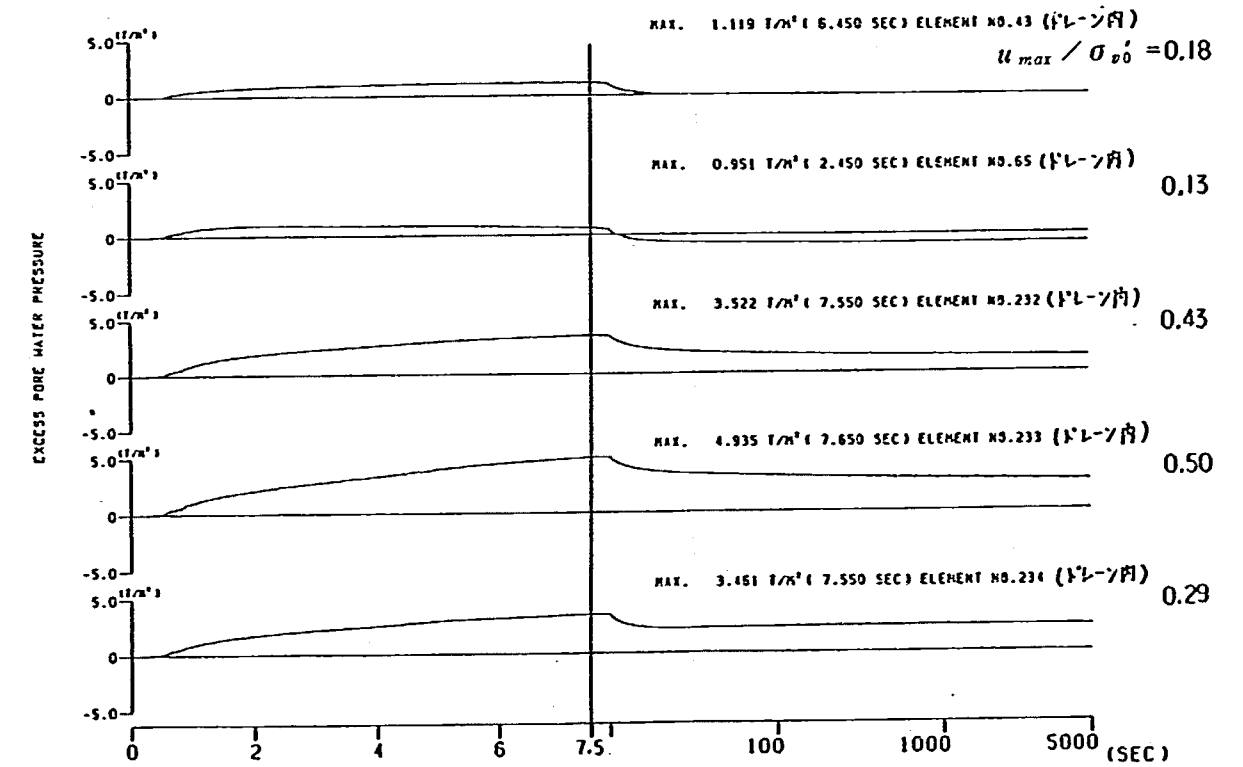
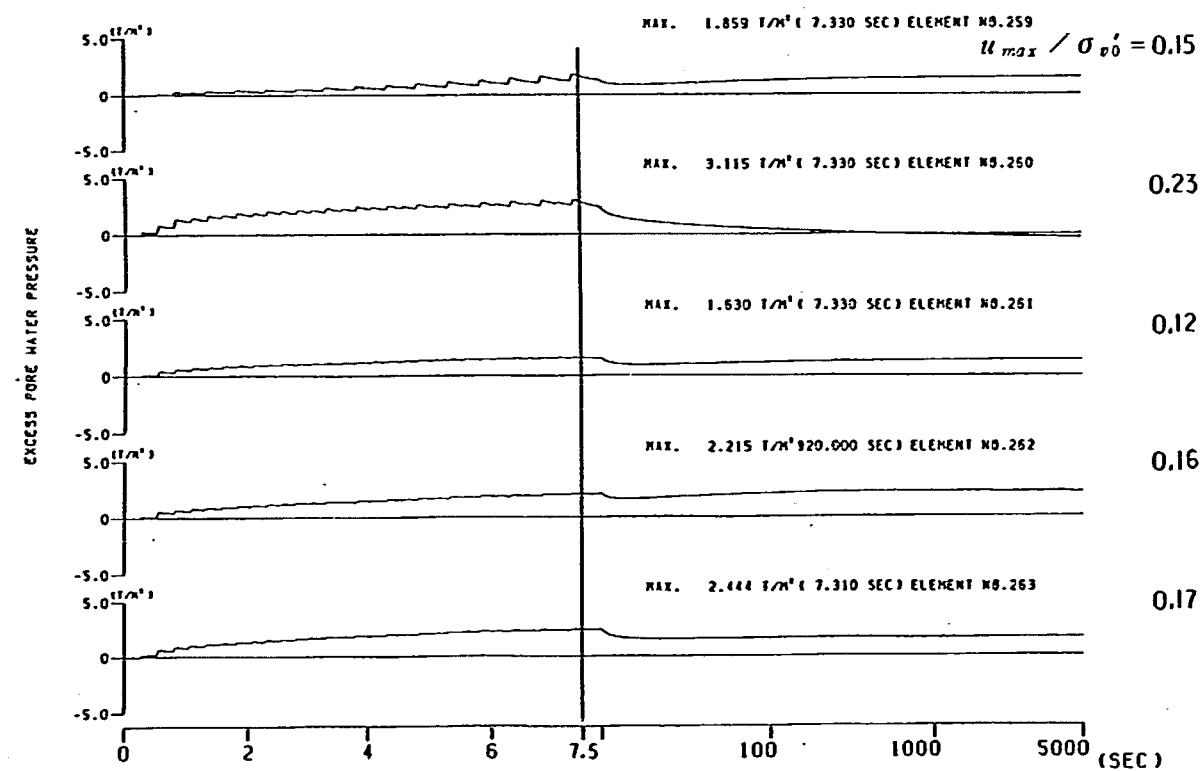
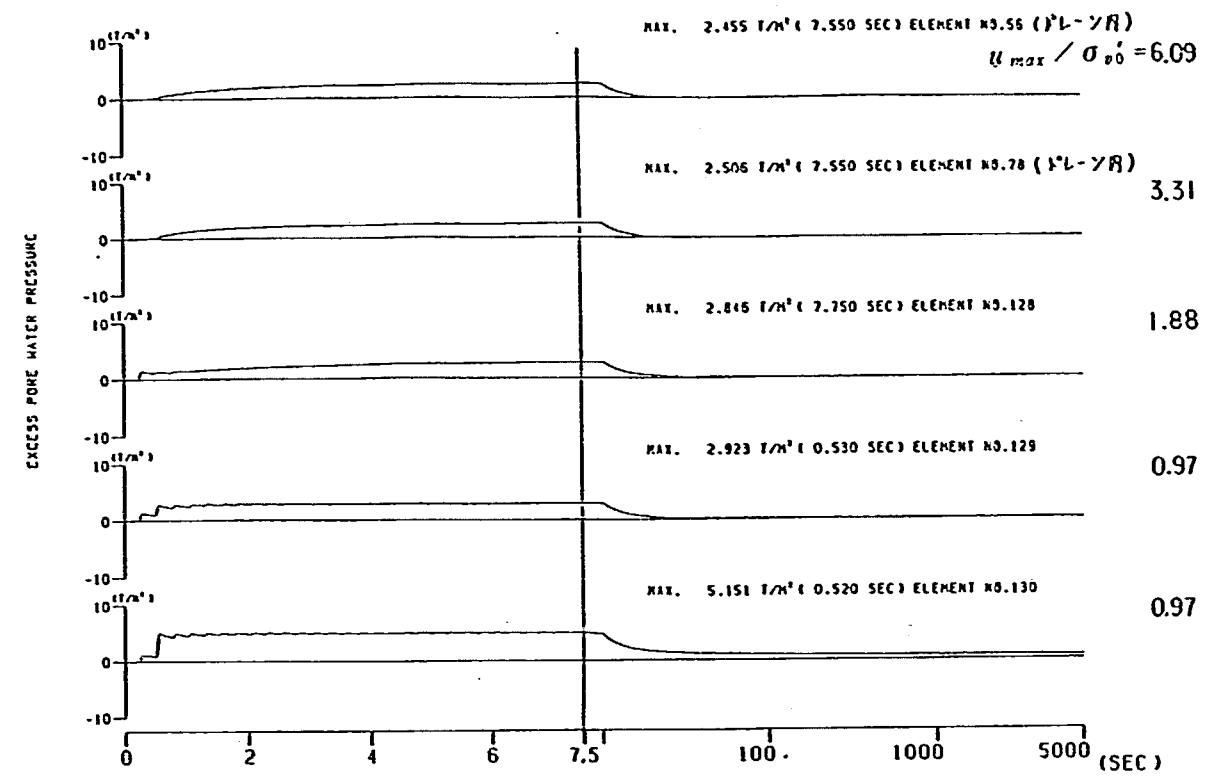
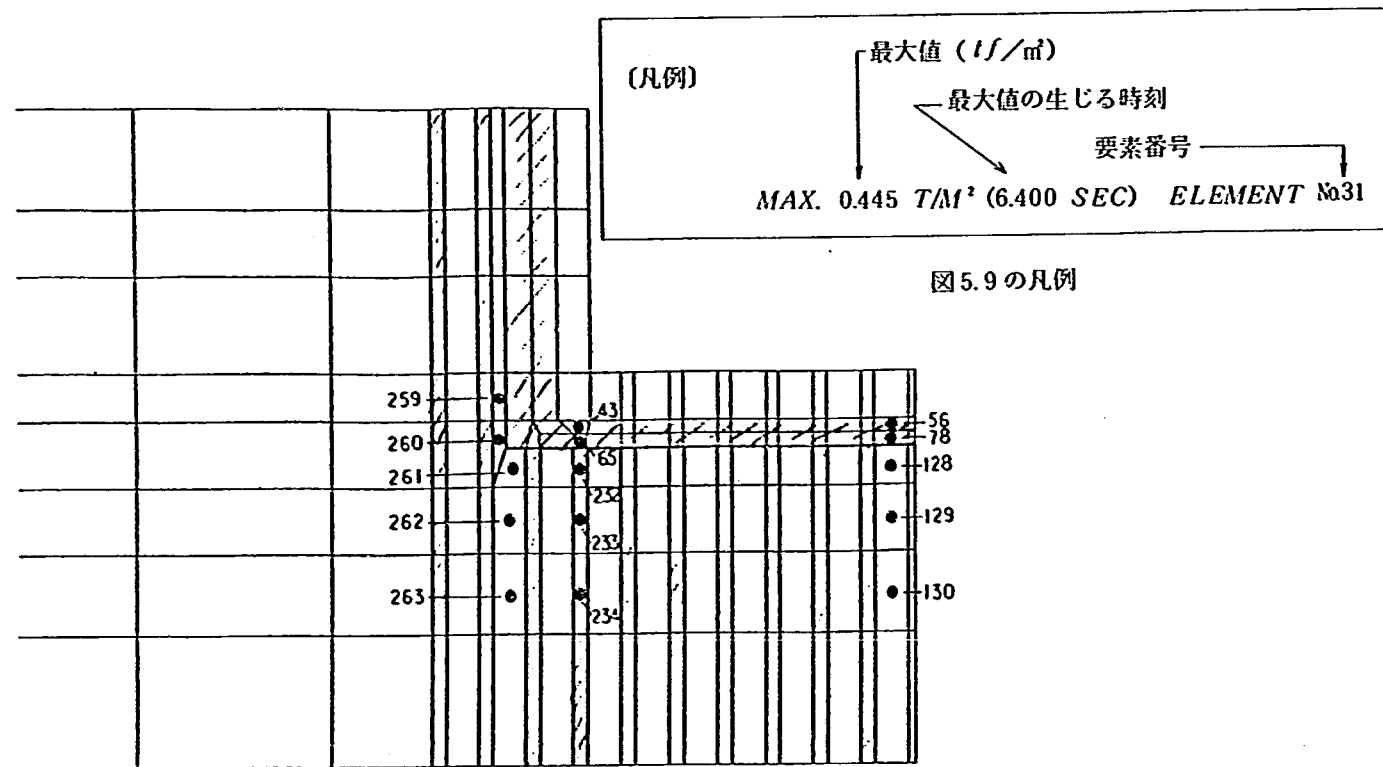
(1) ケース A-b-0

図 5.9 過剰間隙水圧の時刻歴



(2) ケース A-b-2

図 5.9 過剰間隙水圧の時刻歴



(3) ケース A-b-8

図 5.9 過剰間隙水圧の時刻歴

						23	24	25	26
									27

(1) パイル部のない場合

						43	45	48	51
									55

(2) パイル部のある場合

図 5.10 過剰間隙水圧を出力した要素番号

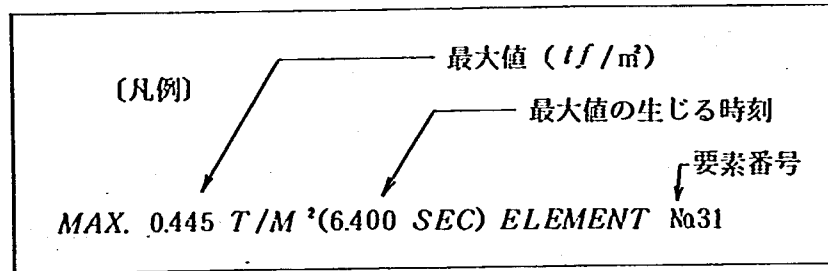
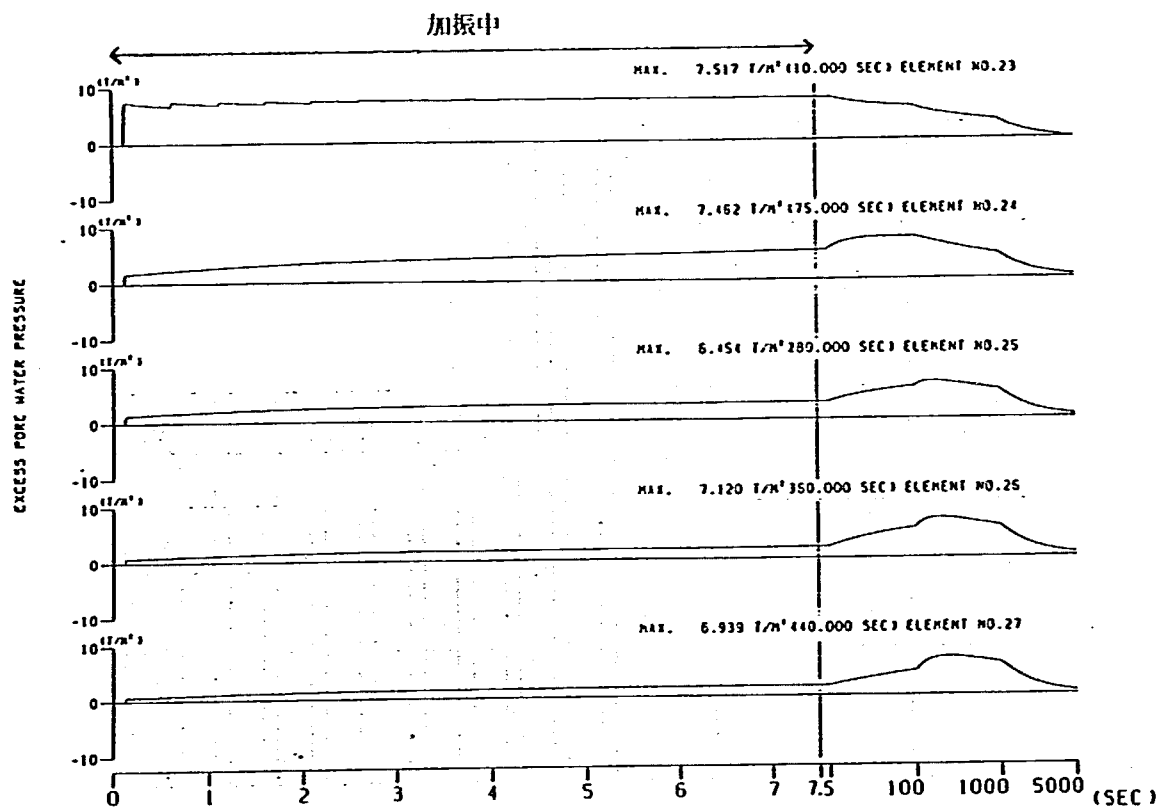
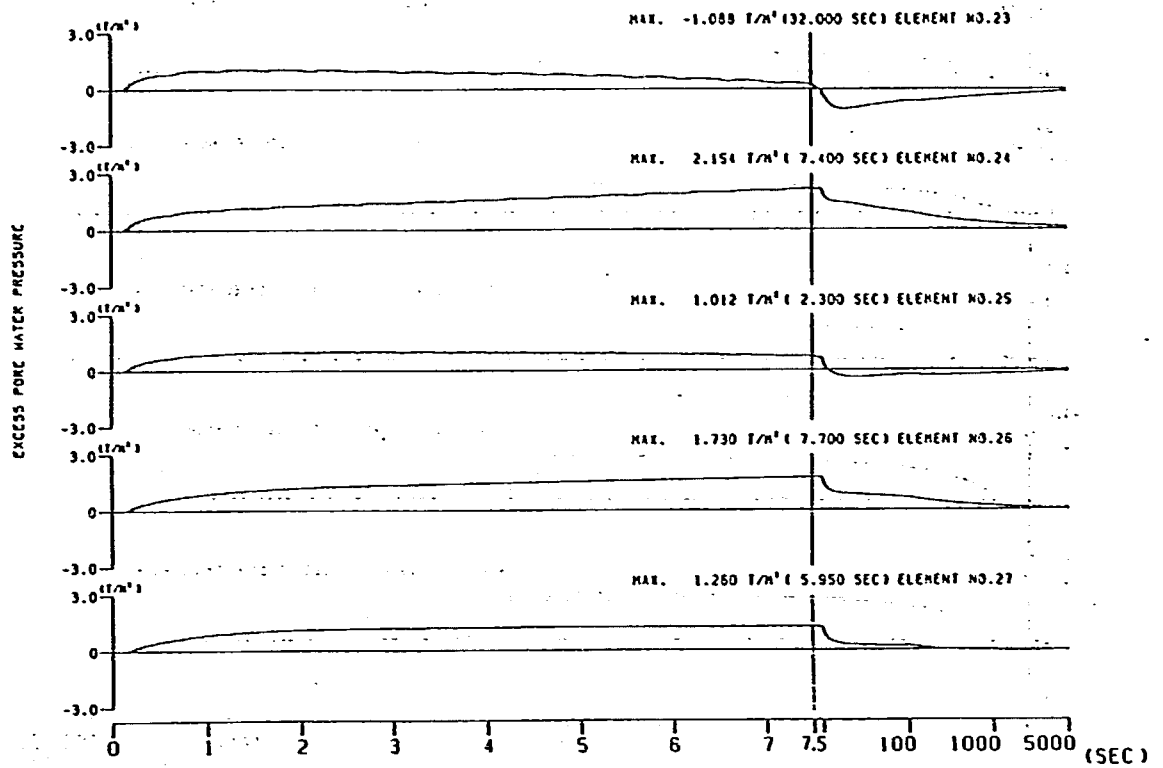


図 5.11 の凡例

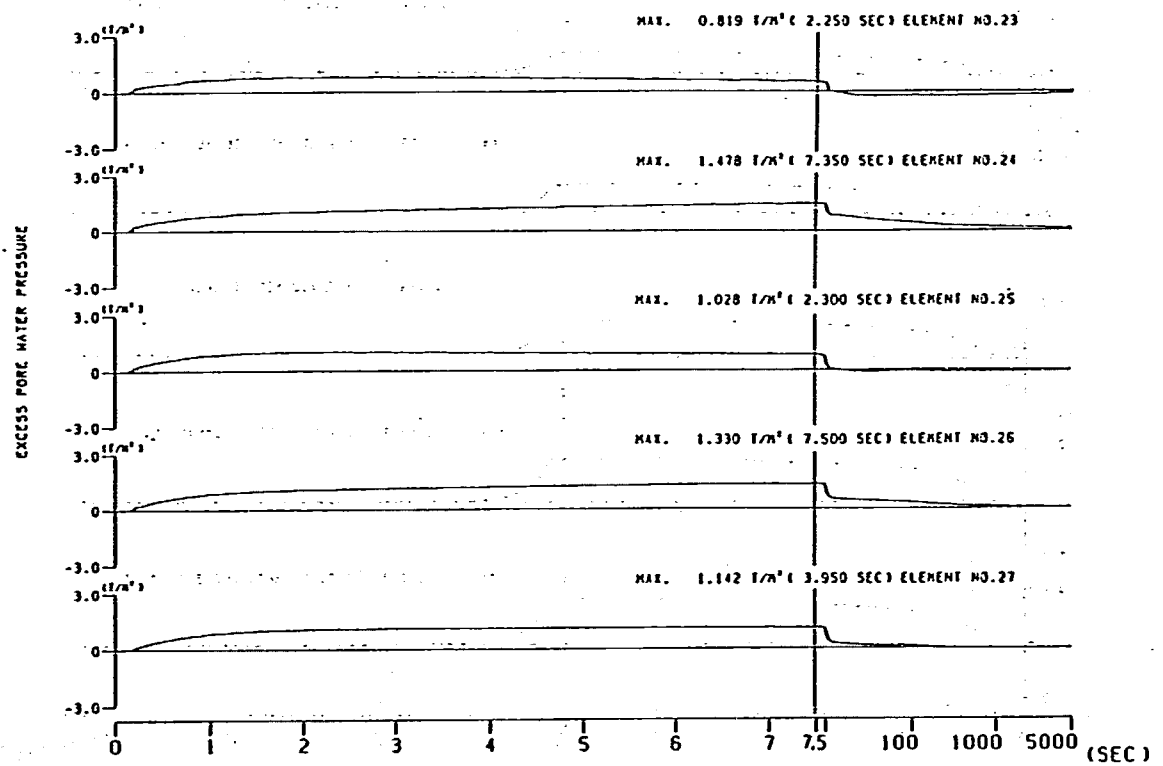


(1) ケース A-b-0

図 5.11 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

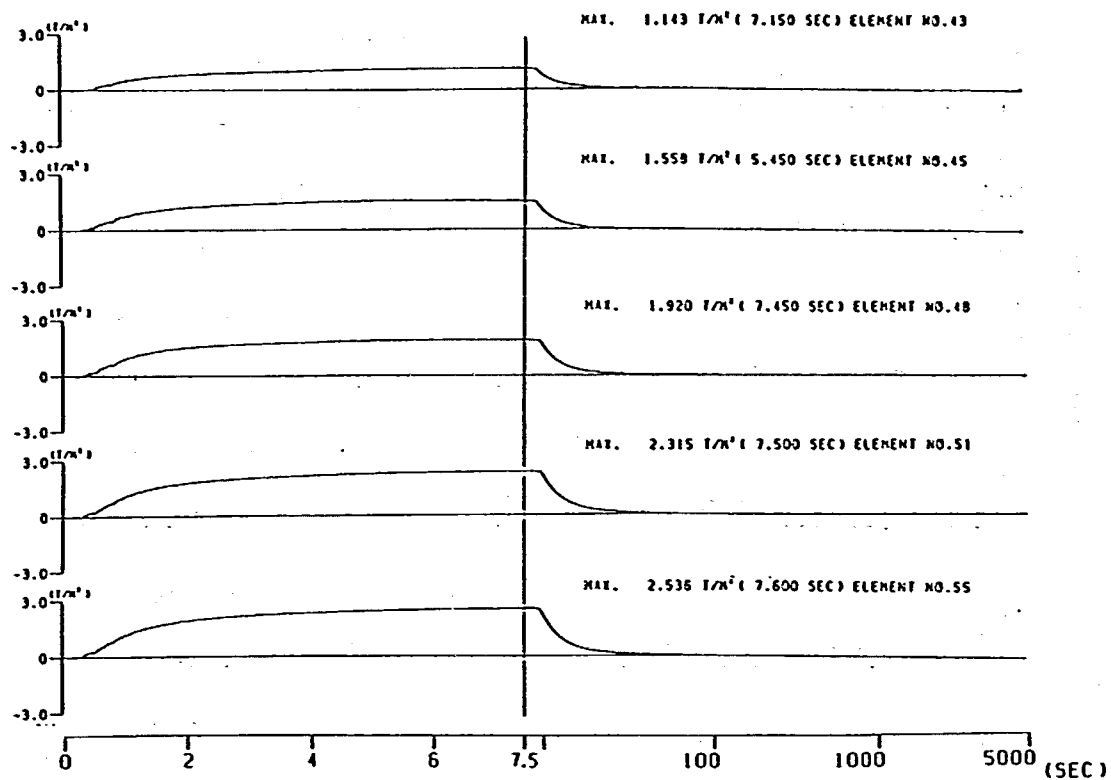


(2) ケース A-b-1

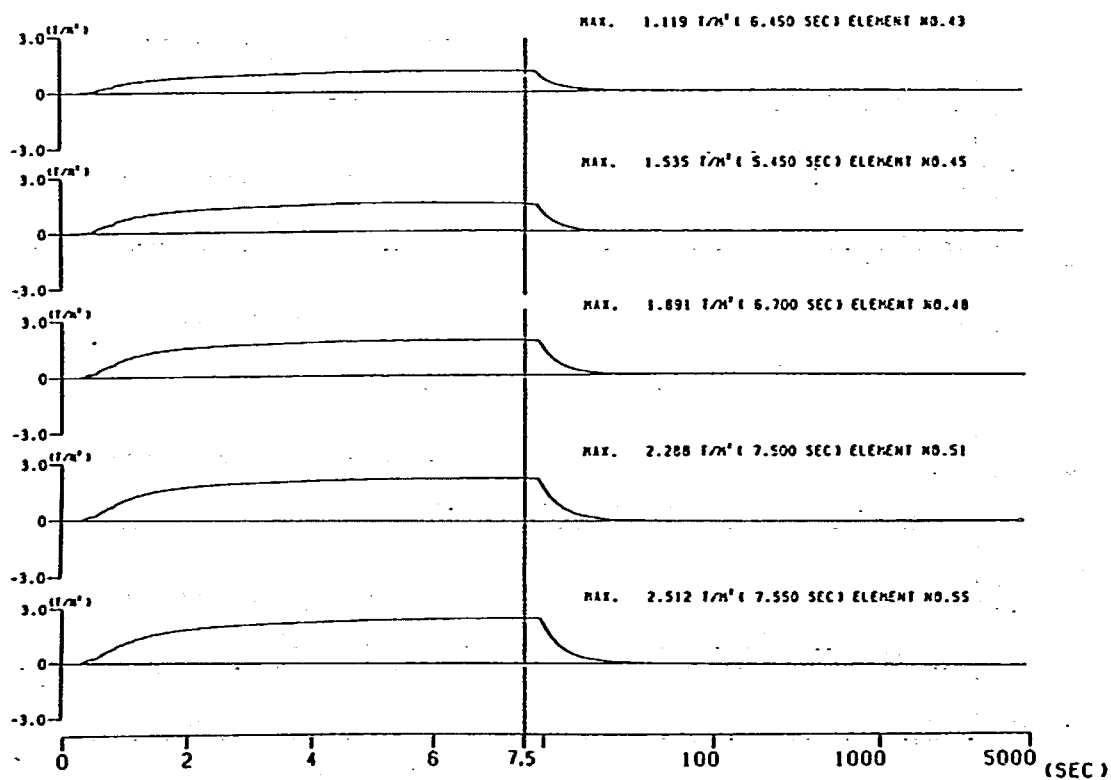


(3) ケース A-b-2

図 5.11 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

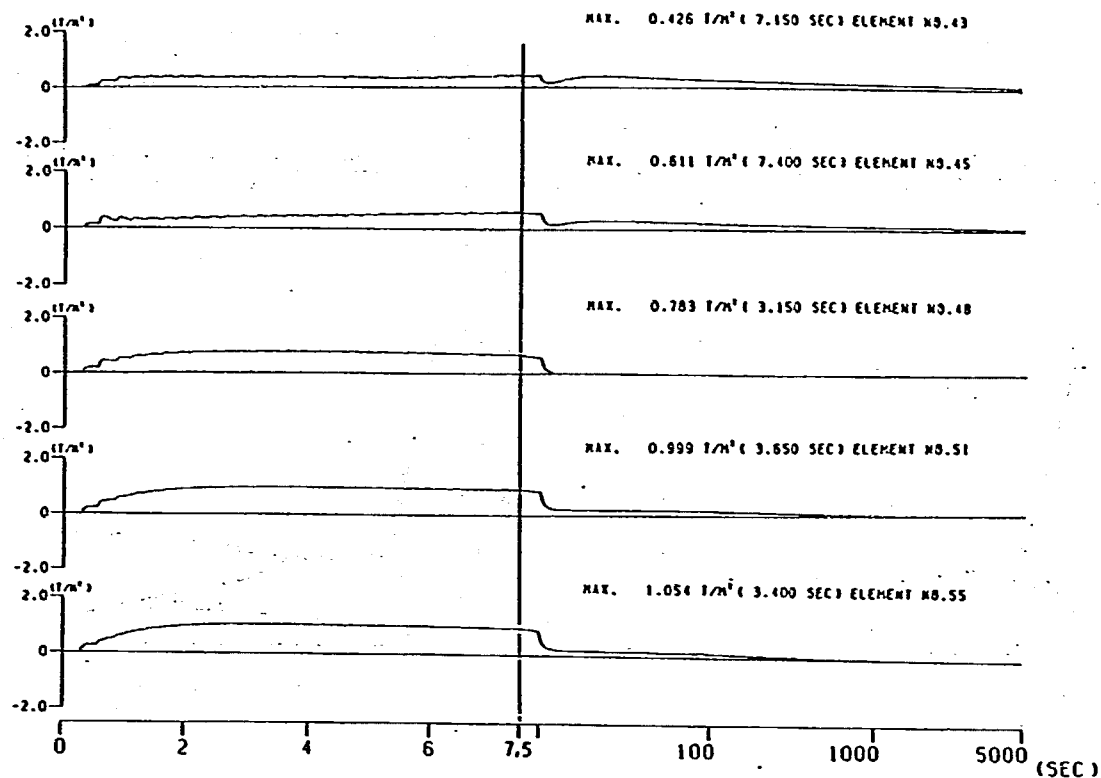


(4) ケース A-b-7

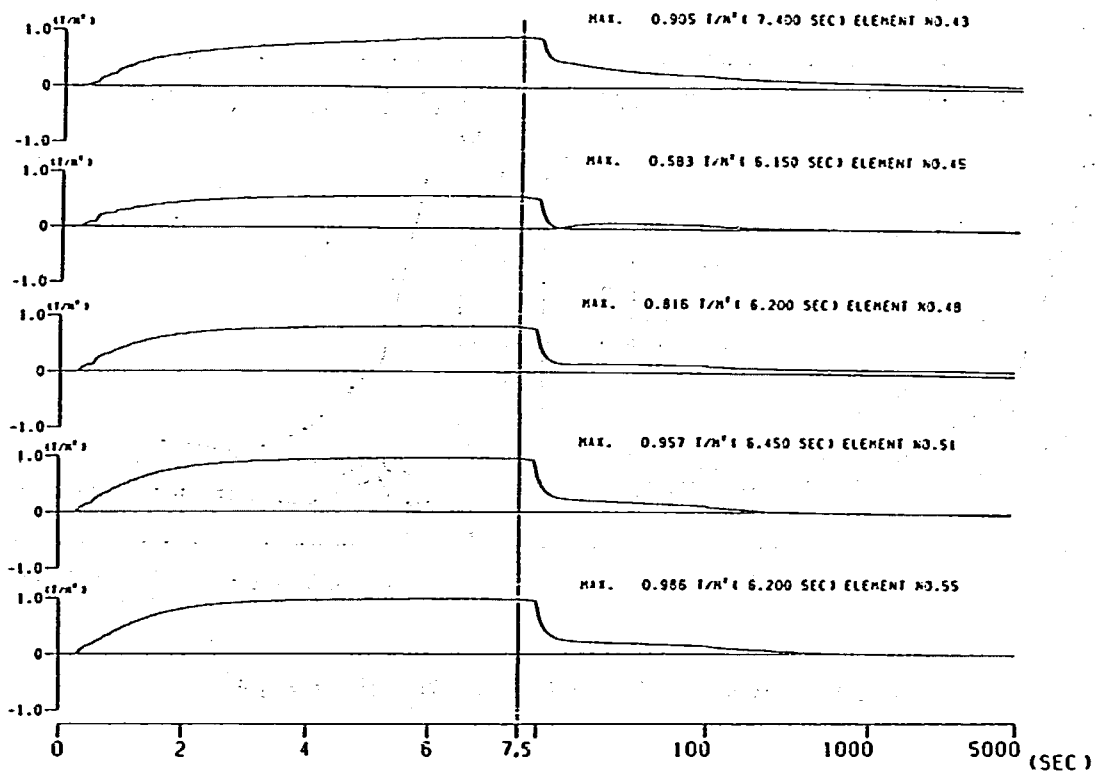


(5) ケース A-b-8

図 5.11 過剰間隙水圧の時刻歴（掘削道路底面）

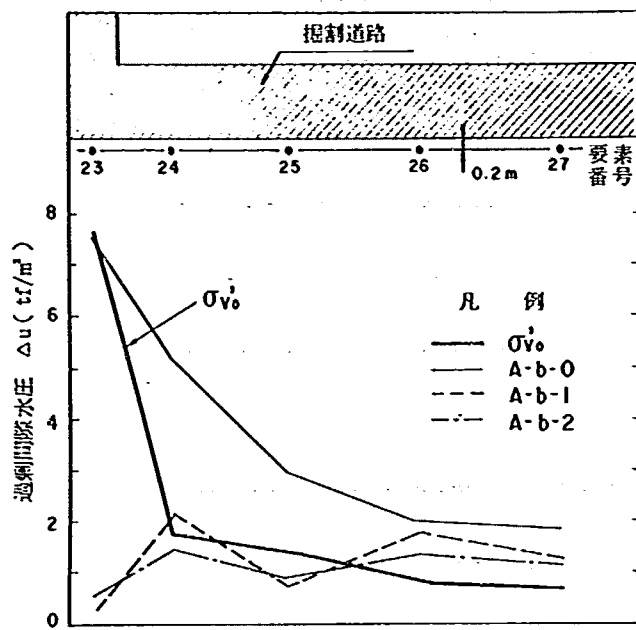


(6) ケース A-b-9

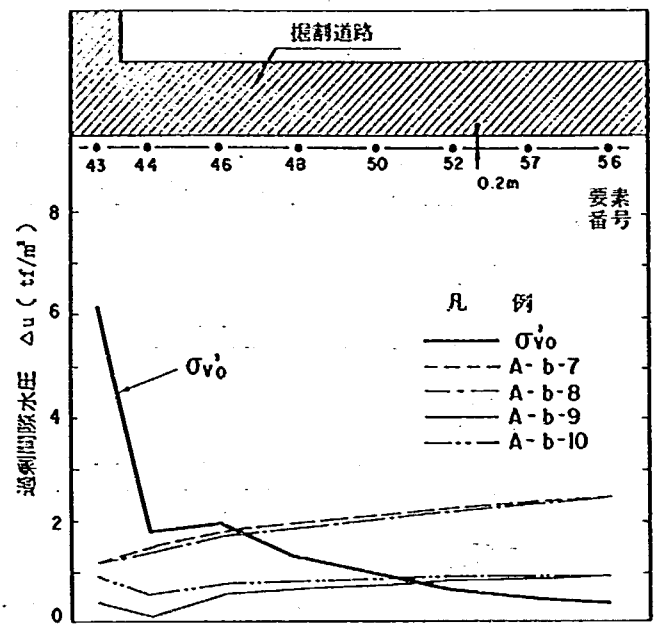


(7) ケース A-b-10

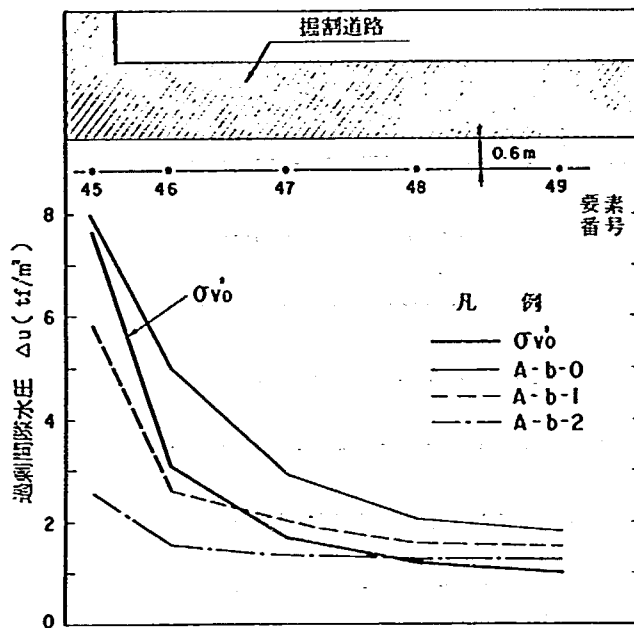
図 5.11 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)



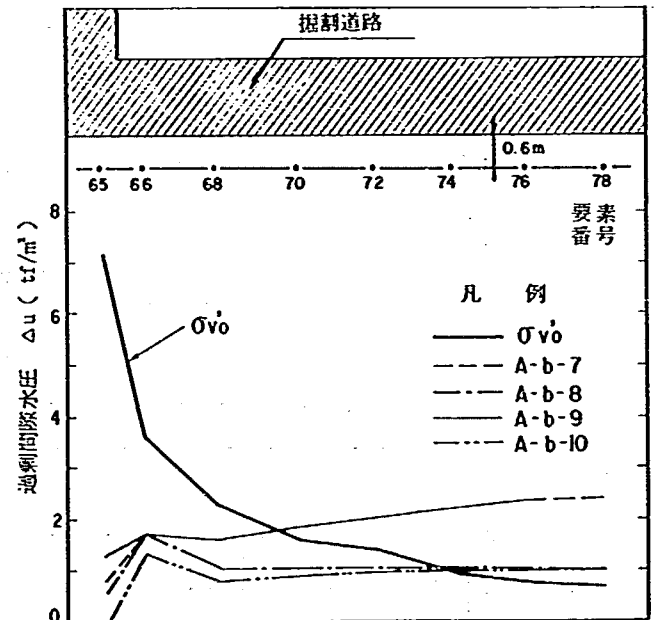
(1) 第1層 (パイル部のない場合)



(2) 第1層 (パイル部のある場合)



(3) 第2層 (パイル部のない場合)



(4) 第2層 (パイル部のある場合)

図 5.12 過剰間隙水圧の分布 (掘削道路底面, $t = 7.5 \text{ sec}$)

了後に F_u が最小値を示す場合があるので、そのときの値も示した。

解析条件 A ($W/L = 5m$, $W/U_s = 1.19$) のときのドレーン配置と F_u (各ケースの最小値) の関係を図 5.13 に示す。地盤の N 値 10, 基盤加速度 70 gal のときの F_u が小さいドレーン配置モデル (60-0 はドレーンなし) の順に図の左から並べた。マット部とウォール部の厚いほうが、またパイル部の本数の多いほうが F_u が大きくなり、碎石ドレーンによる過剰間隙水圧の消散効果が現われている。 N 値と基盤加速度の影響を見ると、ドレーンのない 60-0 では N 値が大きいほど、また基盤加速度が小さいほど F_u が大きくなっているが、マット部とウォール部のある 60-2 ではこれらの条件が変化しても F_u はあまり変わらない。また、パイル部のある 60-8 では、 N 値 20, 基盤加速度 30 gal のときの F_u は、 N 値 10, 基盤加速度 70 gal のときの F_u よりもかなり大きくなっている。これらの条件が F_u に及ぼす影響の度合いは、モデルによって異なるようである。

F_u が 1.0 よりも小さい場合が、浮上がりに対して不安定であるとする、図 5.13 では、基盤加速度 70 gal , N 値 10 のときには、どのようなドレーン配置でも不安定となる。一方、基盤加速度 30 gal , N 値 20 のときには、碎石ドレーンのない 60-0 と、碎石ドレーンのマット部とウォール部のみのある 60-2 では、不安定のままであるが、パイル部のある 60-8 は安定となる。ここで用いた解析条件のもとでは、地震動が大きく、かつ地盤の液状化強度が小さくなると、碎石ドレーンだけでは浮上がりを抑えられなくなることがわかる。

掘割道路の側方に碎石ドレーンのパイル部を打設した効果を図 5.13 で比べると、60-2 よりも 60-9 のほうが、また 60-7 よりも 60-8 のほうが F_u が大きくなっており、効果が現れている。これは、側方の地盤で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の下方地盤へまわり込むのを、側方のパイル部が遮断することによるものである。60-7 と 60-8 の F_u の差が、60-2 と 60-9 の F_u の差よりも小さいのは、60-7 ではすでに掘割道路の下方地盤にパイル部があるために、相対的な効果が小さくなったものと考えられる。逆に、60-9 のようなドレーン配置では、掘割道路の下方の地盤で発生した過剰間隙水圧を消散させる機能が不十分なためにこの解析条件では浮上がりを抑えられなかった。

60-0, 60-2, 60-8 について、 N 値 10, 基盤加速度 70 gal の場合 (条件 b) に、地下水位と掘割道路の重量を変えたときの F_u (各ケースの最小値) を図 5.14 に示す。図中に示したように、常時の浮上がり安全率は掘割道路の見かけ比重 (W/U_s) が大きい場合ほど大きくなるが、各モデルの加振時の F_u もそれに応じて大きくなっている。また、 W/U_s が同じ場合について比較すると、加振時の F_u は $60-0 < 60-2 < 60-8$ の順に大きくなり、碎石ドレーンの効果がいずれの場合にも現れていることがわかる。

ここで、 $F_u = 1.0$ を浮上がりの有無の判定基準とすると、ドレーンのない 60-0 ではどの条件でも浮上がりに対して不安定であるのに対し、60-2 では条件 B のときに、また 60-8 では条件 B, C のときに安定となる。碎石ドレーンのみでは浮上がりを抑えられなくても、条件 C のように掘割道路の重量を大きくすれば浮上がりを抑えられるようになることがわかる。

また、条件 B のように地下水位を低下させた場合には、常時の F_u は 4.95 と非常に大きくなるが、地震時の F_u は碎石ドレーンの有無および配置により大きく変化することがわかる。碎石ドレーンがないと、付録 3 で予想したように、地盤が完全に液状化したときの F_u は地下水位の影響を受けにくくなる。地下水位を低下させたほうが F_u が多少大きいのは、付録 3 では無視した Q が地下水位が低くなるほど大きくなることと、

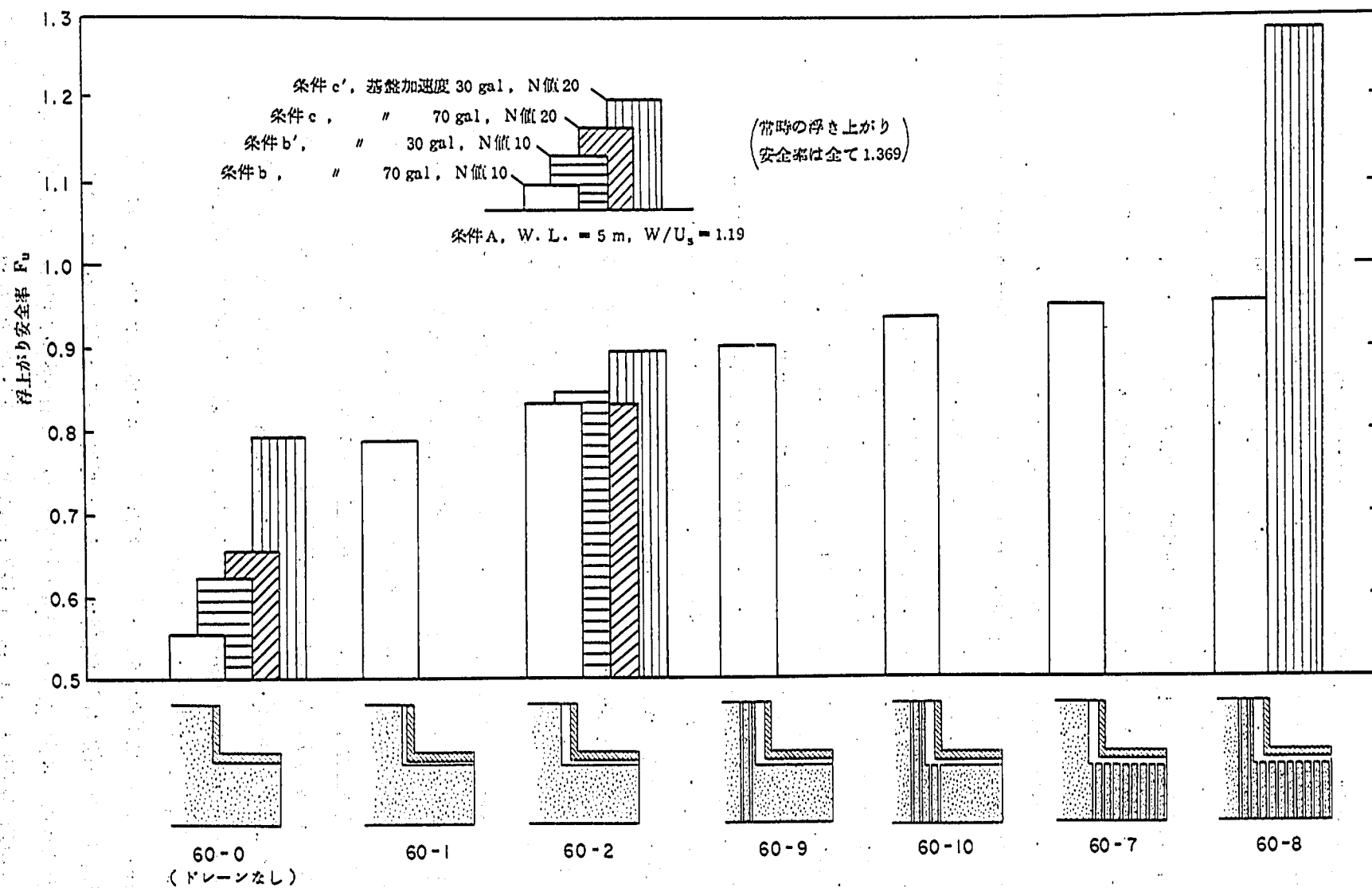


図 5.13 ドレーン配置と浮上がり安全率の関係

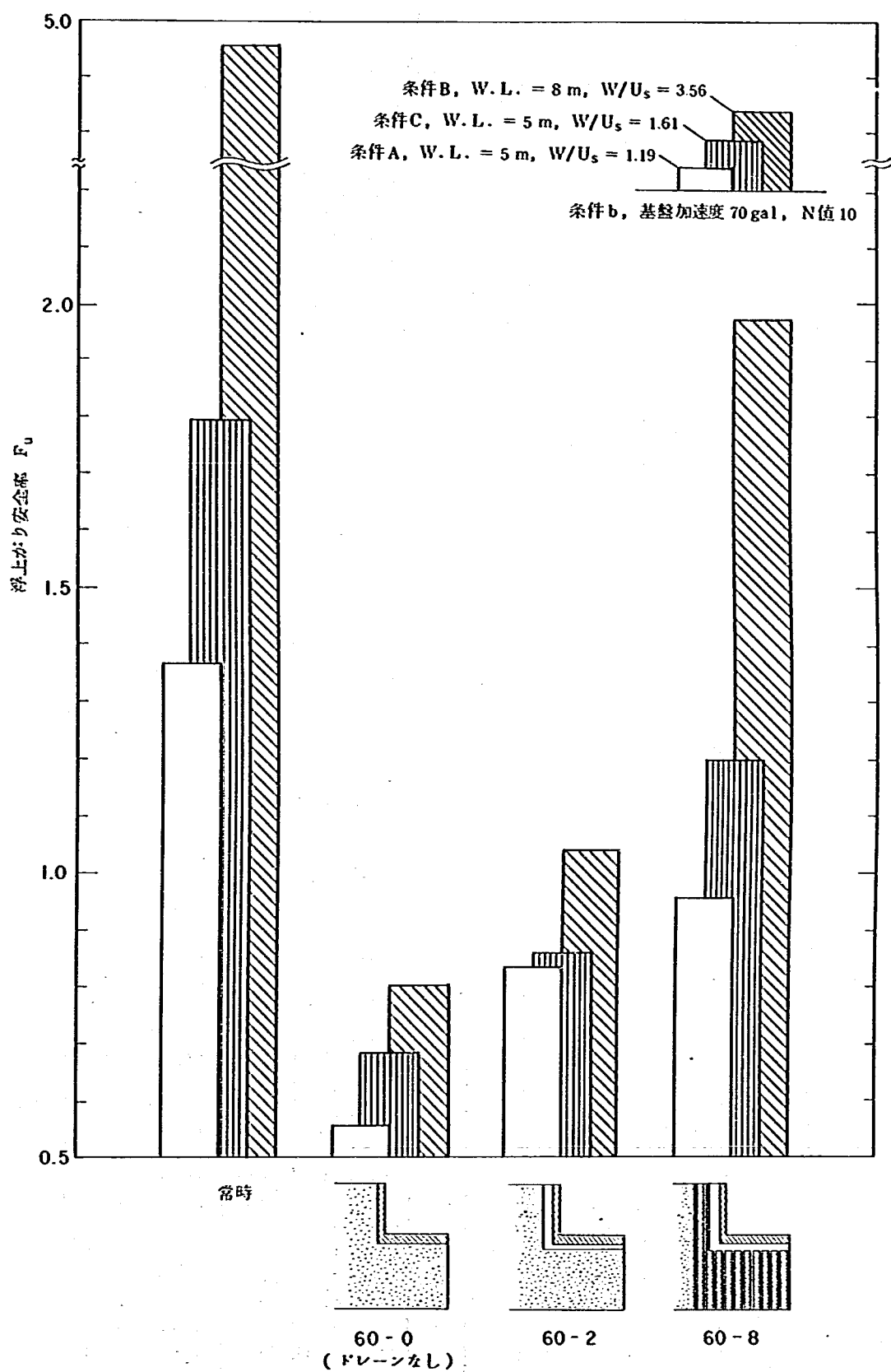


図 5.14 地下水位と掘削道路の重量を変えたときの浮上がり安全率

表 5.4 浮上がり安全率算定結果一覧

ケース	加 振 条 件			注1) 砂地盤 N値	注2) モデル No	W	Q	U _s	注3) $\frac{F}{2}$	注3) $\frac{U_d}{2}$	注3) $\frac{U_d+F}{2}$	U _s +U _d +F	浮上がり 安全率 F _u	注4) 備 考
	基礎加速度 (gal)	Neq (回)	Id (sec)			(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)		
A-b'-0	30	5	2.5	10	60-0	117.6	17.92	99.0	6.49	29.15	35.64	170.28	0.796	t = 290 sec
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	4.55	33.35	37.90	174.80	0.775	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	0.0	34.68	34.68	168.36	0.805	
	"	"	"	"	"	"	"	"	0.0	58.97	58.97	216.94	0.625	
A-b'-2	"	5	2.5	"	60-2	"	"	"	20.65	10.78	31.43	161.86	0.837	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	22.71	11.09	33.80	166.60	0.813	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	20.05	11.09	31.14	161.28	0.840	
A-c'-0	"	5	2.5	20	60-0	"	"	"	0.0	27.14	27.14	153.28	0.884	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	0.0	33.14	33.14	165.28	0.820	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	0.96	34.61	35.57	170.14	0.797	
A-c'-2	"	5	2.5	"	60-2	"	"	"	13.51	7.13	20.64	140.28	0.966	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	15.69	7.90	23.59	146.18	0.927	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	18.08	8.14	26.22	151.44	0.895	
A-c'-8	"	5	2.5	"	60-8	"	"	"	0.0	2.15	2.15	103.30	1.312	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	0.0	3.38	3.38	105.76	1.281	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	0.0	3.37	3.37	105.74	1.282	
A-b-0	70	5	2.5	10	60-0	"	"	"	7.56	29.46	37.02	173.03	0.783	t = 280 sec
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	4.06	33.94	38.00	175.00	0.774	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	2.84	35.52	38.36	175.72	0.771	
	"	"	"	"	"	"	"	"	0.0	72.03	72.03	243.06	0.558	
A-b-1	"	5	2.5	"	60-1	"	"	"	23.39	12.91	36.30	171.60	0.790	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	22.80	14.19	36.99	172.98	0.783	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	21.99	14.41	36.40	171.80	0.789	
A-b-2	"	6	2.5	"	60-2	"	"	"	22.70	11.71	34.41	167.82	0.808	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	22.30	12.20	34.50	168.00	0.807	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	19.56	12.24	31.80	162.60	0.833	
A-b-7	"	5	2.5	"	60-7	"	"	"	0.0	18.14	18.14	135.28	1.002	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	0.0	21.33	21.33	141.66	0.957	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	0.0	21.73	21.73	142.46	0.951	
A-b-8	"	5	2.5	"	60-8	"	"	"	0.0	18.00	18.00	135.00	1.004	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	0.0	21.12	21.12	141.24	0.960	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	0.0	21.41	21.41	141.82	0.956	
A-b-9	"	5	2.5	"	60-9	"	"	"	6.94	8.39	15.33	129.66	1.045	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	14.10	8.10	22.20	143.40	0.945	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	18.09	7.58	25.67	150.34	0.901	
A-b-10	"	5	2.5	"	60-10	"	"	"	8.21	8.04	16.25	131.50	1.031	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	13.37	9.01	22.38	143.76	0.943	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	13.81	8.99	22.80	144.60	0.937	
A-c-0	"	5	2.5	20	60-0	"	"	"	2.49	30.93	33.42	165.84	0.817	t = 130 sec
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	1.65	34.92	36.57	172.14	0.787	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	1.92	36.74	38.66	176.32	0.769	
	"	"	"	"	"	"	"	"	0.0	53.43	53.43	205.86	0.658	
A-c-2	"	5	2.5	"	60-2	"	"	"	18.74	9.28	28.02	155.04	0.874	
	"	11	5.5	"	"	"	"	"	13.74	9.31	23.05	145.10	0.934	
	"	15	7.5	"	"	"	"	"	22.63	9.31	31.94	162.88	0.832	
B-b-0	"	15	7.5	10	60-0	"	45.87	33.0	6.45	62.98	69.43	171.86	0.951	t = 180 sec
B-b-2	"	"	"	"	60-2	"	"	"	0.0	85.60	85.60	204.20	0.801	
B-b-8	"	"	"	"	60-8	"	"	"	45.41	16.65	62.06	157.12	1.040	
C-b-0	"	"	"	"	60-0	159.6	17.92	99.0	0.0	24.94	24.94	82.88	1.972	t = 240 sec
C-b-2	"	"	"	"	60-2	"	"	"	2.80	50.82	53.62	206.24	0.861	
C-b-8	"	"	"	"	60-8	"	"	"	0.0	80.17	80.17	259.34	0.685	
	"	"	"	"	"	"	"	"	30.92	22.87	53.79	206.58	0.859	
	"	"	"	"	"	"	"	"	0.34	24.32	24.66	148.32	1.197	

注1) 深度 z = 10m における N 値とする。

注2) 60-0 はドレーンなし

注3) 半断面モデルの値を意味する。

注4) 加振終了後安全率が最小となる場合のみ
その時刻を記入した。

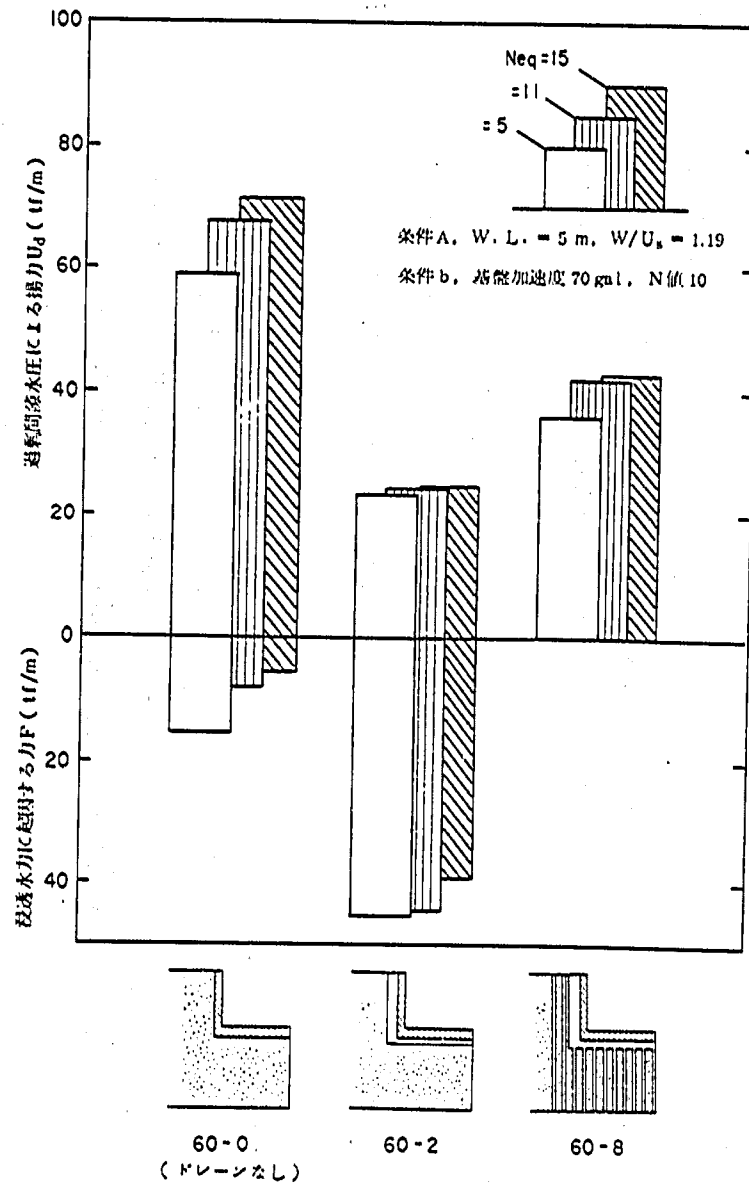


図 5.15 ドレーン配置と U_d , F の関係

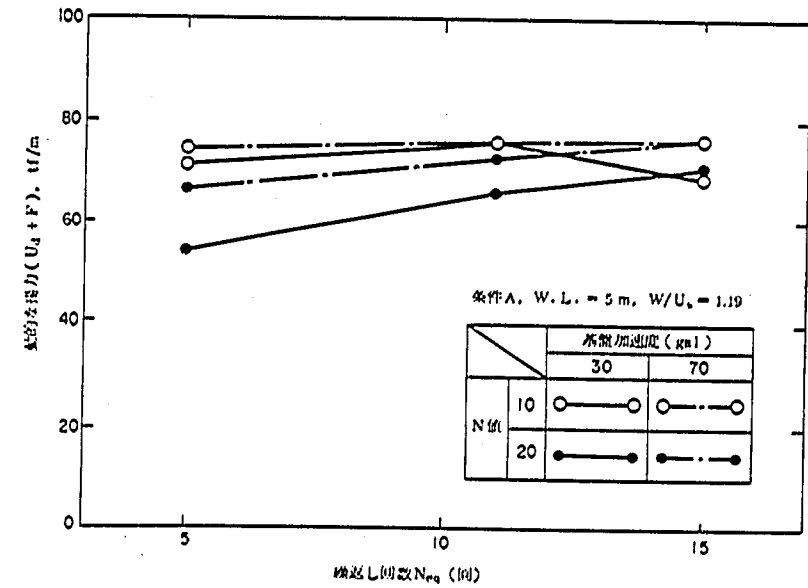


図 5.16 繰返し回数と動的揚力の関係 (60-0, ドレーンなし)

掘割道路の底面と同深度の水平地盤部で発生した過剰間隙水圧が、そのまま掘割道路の底面に作用しているわけではないこと（図 5.9 (1) 参照）によるものと考える。碎石ドレーンの効果の高い 60-8 では、これらの要因の影響がさらに大きくなって、地下水位を低下させたときの F_u がかなり大きな値となっている。

図 5.14 と同じモデルについて、条件 A ($W.L. = 5\text{ m}$, $W/U_s = 1.19$) のもとで基盤加速度 70 gal , N 値 10 (条件 b) のときの過剰間隙水圧による揚力 Ud と浸透水力に起因する力 F を図 5.15 に示す。 $Neq = 5, 11, 15$ ($td = 2.5, 5.5, 7.5$ 秒) のときの値をそれぞれ示したが、どの時点でも Ud は $60-2 < 60-8 < 60-0$ の順に、 F は $60-8 < 60-0 < 60-2$ の順に大きくなっている。特に 60-8 では、常に $F = 0$ となっており、碎石ドレーンのバイル部が掘割道路の下方の地盤の過剰間隙水圧を速やかに消散させる効果が現れている。マット部とウォール部のみの 60-2 では、マット部とその近傍地盤の過剰間隙水圧がマット部の消散効果により小さく抑えられて Ud が小さくなるかわりに、逆に F は大きくなっている。60-8 ではバイル部を通じて掘割道路の下方地盤の過剰間隙水圧が掘割道路底面に伝達されるために、 Ud は 60-2 よりも大きくなっている。

図 5.15 のそれぞれのモデルで Ud と F の経時変化を見ると、 Ud は Neq が増えるほど大きくなり、逆に F は小さくなる。60-0 の $Ud + F$ と Neq の関係を図 5.16 に示す。図 5.15 と同じ条件（基盤加速度 70 gal , N 値 10）では、 $Ud + F$ は Neq が増えるほど大きくなる。基盤加速度 30 gal , N 値 10 の場合には加振の途中 ($Neq = 11$) で $Ud + F$ が最大値をとっているが、これは要素分割や F の計算法の問題に起因するものと考える。本来は、 Neq が増えるにつれて地盤内で過剰間隙水圧の発生がすすむため、 $Ud + F$ も大きくなることが予想される。碎石ドレーンのある地盤でも同様のことが言える。表 5.4 に示したように、碎石ドレーンのない 60-0 では、加振終了後しばらくたってから $Ud + F$ が最大 (F_u が最小) になる。これは、5.3.3 項で述べたように、掘割道路の側方の地盤で発生した過剰間隙水圧が加振終了後に消散する際に、掘割道路の中心線に向かってまわり込んでくるためである。(図 5.11 (1) 参照) 碎石ドレーンのある場合には、このようなまわり込みが生じないため、 $Ud + F$ は加振終了時に最大値をとるはずである。一方、表 5.4 を見ると、60-1, 60-2 の一部のケースでは加振の途中で最大となっている。これも要素分割や F の計算法の問題に起因するものと考える。

図 5.15 に示した 3 つのモデル以外のモデルの Ud と F の発生特性にも、上記の考え方が適用できる。すなわち、60-1 は 60-2 と、60-7 は 60-8 と同様の傾向を示す。60-9 と 60-10 は掘割道路の下方地盤にバイル部がないため、60-2 に近い挙動を示すが、側方地盤にバイル部があるので、 F は 60-2 ほど大きくならない。

5.3.5 低減係数と安全率比

低減係数 α と安全率比 β を算定した結果を表 5.5 に示す。各ケースの $Ud + F$ と F_u は、表 5.4 に示した値の中のそれぞれ最大値と最小値を用いた。碎石ドレーンのある場合もない場合も、それぞれ最も危険になる (F_u が小さくなる) ときの値を用いて、それらの比をとっていることになる。

表 5.5 低減係数と安全率比の算定結果一覧

砕石ドレーン のあるケース	$(Ud+F)_1$ tf/m	Fu_1	砕石ドレーン のないケース	$(Ud+F)_0$ tf/m	Fu_0	低減係数 α	安全率比 β
A-b-2	67.60	0.813	A-b'-0	75.80	0.775	0.892	1.049
A-c-2	52.44	0.895	A-c'-0	71.14	0.797	0.737	1.123
A-c-8	6.76	1.281	"	"	"	0.095	1.607
A-b-1	73.98	0.783	A-b-0	144.06	0.558	0.514	1.403
A-b-2	69.00	0.807	"	"	"	0.479	1.446
A-b-7	43.46	0.951	"	"	"	0.302	1.704
A-b-8	42.82	0.956	"	"	"	0.297	1.713
A-b-9	51.34	0.901	"	"	"	0.356	1.615
A-b-10	45.60	0.937	"	"	"	0.317	1.679
A-c-2	63.88	0.823	"	"	"	0.443	1.491
B-b-2	124.12	1.040	B-b-0	171.20	0.801	0.725	1.298
B-b-8	49.88	1.972	"	"	"	0.291	2.462
C-b-2	107.58	0.859	C-b-0	160.34	0.685	0.671	1.254
C-b-8	49.32	1.197	"	"	"	0.308	1.747

※ $Ud+F$ と Fu は、各ケースで表 5.4 に示した値のそれぞれ最大値、最小値を用いた。

条件 A ($W.L. = 5m$, $W/U_s = 1.19$) のもとでの、ドレーン配置と α の関係を図 5.17 に示す。基盤加速度 70 gal 、 N 値 10 (条件 b) のときは、同じ条件での Fu が大きいドレーン配置 (図 5.13 参照) ほど、 α が小さくなっている。これは、(4.17) 式において W 、 Q 、 U_s が一定ならば $Ud+F$ が小さいほうが Fu が大きくなるので、(4.29) 式の α の定義から考えて当然の結果である。この基盤加速度と N 値では、砕石ドレーンを配置することにより、動的な揚力 ($Ud+F$) が無対策時の 30~50% 程度まで低減されることがわかる。基盤加速度と N 値が変わると低減効果も変わり、60-2 では基盤加速度が 30 gal (条件 c' 、 b') になると α は 70~90% 程度まで上昇し、相対的な低減効果は小さくなる。一方、60-8 では基盤加速度 30 gal 、 N 値 20 (条件 c') のときの α は 10% 程度と極めて小さく、60-2 とは逆の傾向を示している。砕石ドレーンを配置したことによる動的な揚力の低減効果は、砕石ドレーンの配置だけでは一義的に決まらず、地震動の大きさと地盤の密度によって変化するようである。

図 5.18 は、条件 A ($W.L. = 5m$, $W/U_s = 1.19$) のもとでのドレーン配置と β の関係を示したものである。基盤加速度 70 gal 、 N 値 10 (条件 b) のときには、砕石ドレーンを配置することによって浮上がり安全率が無対策の 1.4~1.7 倍程度大きくなることからわかる。 α の場合と同様に、 β も基盤加速度と N 値が変わると変化し、60-2 では基盤加速度が 30 gal (条件 c' 、 b') のときの β は 1.05~1.15 程度にしかない。これは、同じ条件のときの α が大きくなっていることと対応している。

60-2、60-8 について、基盤加速度 70 gal 、 N 値 10 の場合 (条件 b) に、地下水位と掘削道路の重量を変えたときの α と β をそれぞれ図 5.19、5.20 に示す。基盤加速度と N 値を変えた場合と同程度 α と β は変化する。特に 60-8 では、 α はほとんど変化しないのに対して、 β は条件 B ($W.L. = 8m$, $W/U_s = 3.56$) のときに極めて大きく変化している。これは、条件 B のときには (4.31) 式中の U_s が他の条件のときよりもかなり小さくなる。(表 5.1 参照) ので、 $U_s + F$ の変化に対して β が敏感になったためである。

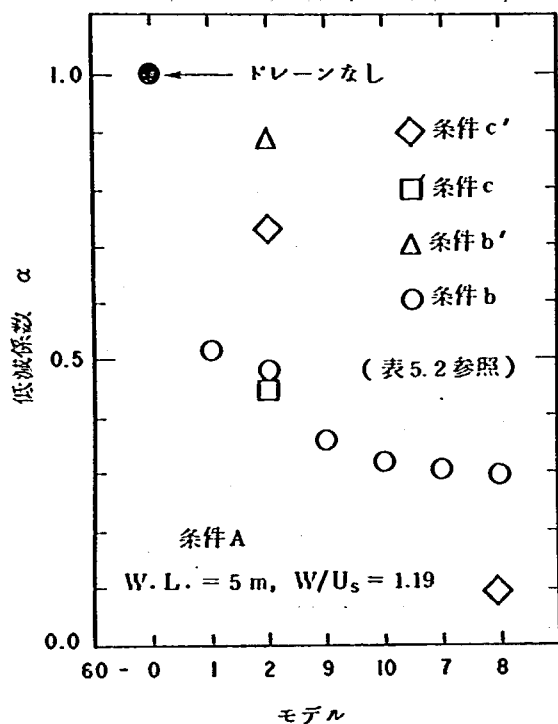


図 5.17 ドレーン配置と低減係数 α の関係

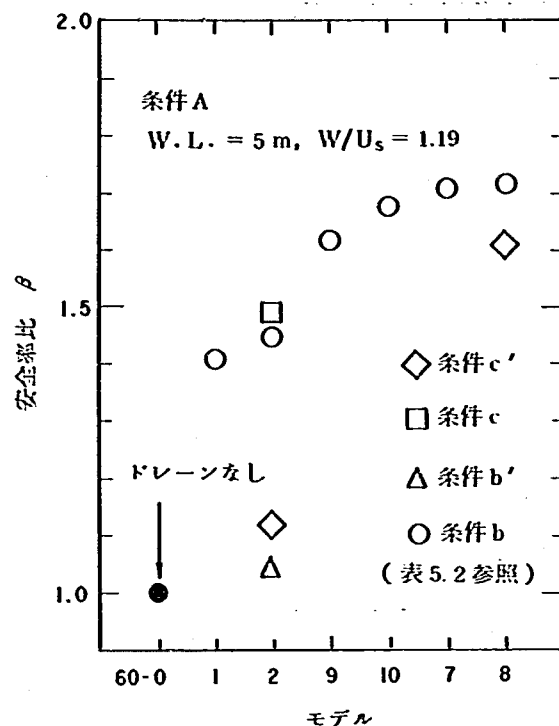


図 5.18 ドレーン配置と安全率比 β の関係

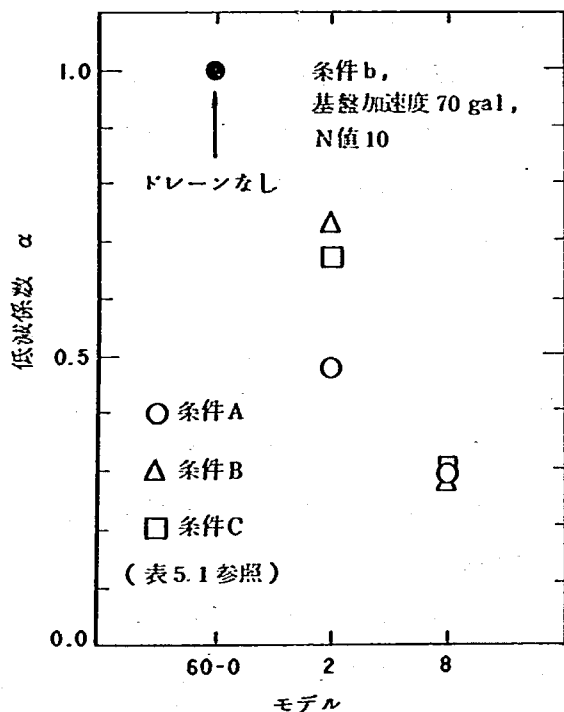


図 5.19 地下水位、掘割道路の重量を変えたときの低減係数

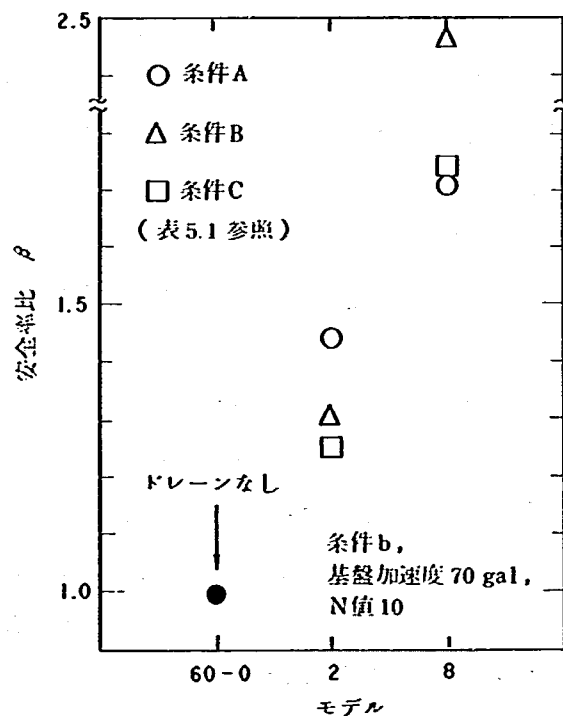


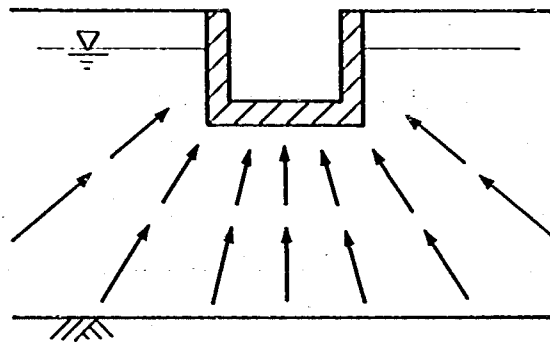
図 5.20 地下水位、掘割道路の重量を変えたときの安全率比

5.4 ま と め

砕石ドレーンの配置を変えて有限要素解析を行い、掘割道路の浮上がり安全率を計算した結果をまとめると以下ようになる。(図 5.21 参照)

- 1) 砕石ドレーンのないモデルでは、周辺地盤で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の下にまわり込むため、掘割道路の中心線に近い地盤で、加振終了後に過剰間隙水圧が最大となる場合がある。砕石ドレーンのあるモデルでは、砕石ドレーンが過剰間隙水圧を消散させるため、このような状況は生じない。
- 2) 砕石ドレーンのマット部とウォール部のみがあるモデルでは、掘割道路近傍の地盤の過剰間隙水圧が低く抑えられ、過剰間隙水圧による揚力が小さくなるが、下方の地盤で発生する過剰間隙水圧のために浸透水力に起因する力が生じる。掘割道路の下方にパイル部のあるモデルでは、下方の地盤の過剰間隙水圧が上方に伝達されるので、過剰間隙水圧による揚力はかえって大きくなるが、浸透水力に起因する力が生じないため、これらの合力はパイル部のない場合よりも小さくなる。掘割道路の側方にパイル部を打設すると、側方地盤からの過剰間隙水圧のまわりこみを抑える効果があるが、掘割道路の下方にもパイル部がある場合には、その効果は相対的に小さくなる。
- 3) 地震時の浮上がり安全率は、図 5.13 に示したように、マット部とウォール部の厚いモデルのほうが、またパイル部の本数の多いモデルのほうが大きくなる。地下水位と掘割道路の重量を変えると掘割道路の見かけの比重が変化するが、これに応じて地震時の浮上がり安全率も変化する。基盤加速度と地盤の N 値を変えたときの影響は、モデルによって異なる傾向を示す。動的な揚力の低減係数と浮上がり安全率比も、これらの要因の影響を受ける。
- 4) 地震動が大きく、また地盤の液状化強度が小さくなると、砕石ドレーンだけでは掘割道路の浮上がりを抑えられなくなる場合がある。このような場合には、掘割道路の重量を大きくすることと併用すれば浮上がりを抑えることができる。地下水位を低下させると、砕石ドレーンがないと浮上がりに対して不安定なままであるが、砕石ドレーンがあれば安定となる。なお、透水性の高い新素材をドレーン部に用いれば、浮上がりを抑える効果が大きくなることが、既述の研究⁶⁾により示されている。

① 無 対 策

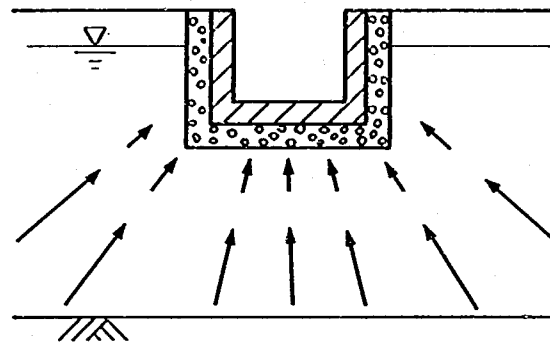


周辺地盤で発生した過剰
間隙水圧の

側方からのまわり込み
+
下方からの伝播による浮
上がり

② 砕石ドレーンあり

1) マット, ウォール部



近傍地盤での過剰間隙水

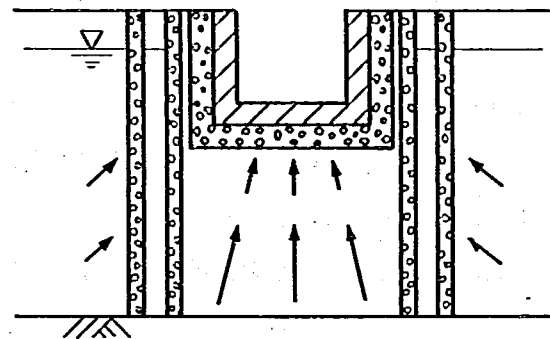
圧抑制効果

(U_d 中, F 大, F_u 小)

2) マット, ウォール

+

側方パイル部



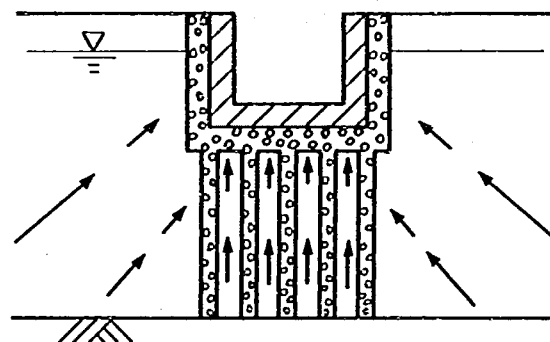
側方からのまわり込み遮
断効果

(U_d 小, F 中, F_u 中)

2) マット, ウォール

+

下方パイル部



下方地盤での過剰間隙水
圧抑制効果

(側方からのまわり込み
遮断効果)

(U_d 中, F 小, F_u 大)

* 相対的な効果を示す。

図 5.21 砕石ドレーンの配置と効果
(概 念 図)

6. 掘割道路の大きさの影響に関する検討（その1）

6.1 目 的

砕石ドレーンの配置を一様にした場合に、掘割道路の幅、側壁の高さ、地下水位および掘割道路の重量が、浮上がり安全率に及ぼす影響を調べることが本検討の目的である。

6.2 解析条件

6.2.1 解析モデル

5章での検討により、砕石ドレーンのマット部とウォール部に加えて、掘割道路下方の地盤にパイル部を設置すると液状化対策としての効果が大きいことがわかったので、このようなドレーン配置を持つ6モデルを対象として解析を行った。比較のために無対策の場合の解析も2モデル行った。

図6.1に解析モデルを示す。砕石ドレーンのあるモデルのドレーン配置は、次のようにして決めた。（図6.2参照）

- (1) 掘割道路の床版・側壁に沿ったマット部・ウォール部の厚さは、それぞれ0.8m、1.6mとする。
- (2) 掘割道路の中心線から、幅0.4mのパイル部を1.48mピッチで配置する。マット部の外側のパイル部は2本とする。

掘割道路の床版と側壁の厚さ t_b 、 t_s は、コンクリートの単位体積重量を 2.4 t/m^3 として、掘割道路の見かけの比重 W/U_s が所定の値となるように決めた。ただし、 $t_b \geq t_s$ となるようにした。

このようにして決めた解析モデルの条件一覧を表6.1に示す。地下水位 $W.L.$ は5.0mを標準として、それより浅いものを含めて3通り、掘割道路幅 B は12.0m、22.0m、32.0mの3通り、側壁高 H は9.5mを標準として、それより低いものを含めて2通りある。 W/U_s は、約1.2、1.4、1.6の3通りとした。

各モデルの要素分割を図6.3に示す。砕石ドレーンのマット部とウォール部は、それぞれ厚さ方向に2要素とし、掘割道路と地盤の間にはジョイント要素を、砕石ドレーンと砂層の間には過剰間隙水圧を発生しない厚さ5cmの砂層を入れた。砕石ドレーンのないモデルも、砕石ドレーンのあるモデルと同じ要素分割を用いた。

本章以降では、1つのモデルについて解析条件が1通りであるので、解析モデル名がそのまま解析ケース名となる。

6.2.2 加振条件

加振条件は表4.5に示したとおりで、2Hz、15波の正弦波を基盤水平方向に入力した。基盤加速度は70galとした。

6.2.3 材料定数

材料定数は表4.3に示した標準値をそのまま用いた。ジョイント要素の材料定数は、表4.4の値を用いた。

砂と砕石の体積圧縮係数と砂の液状化強度定数は、地盤の N 値を10として、4.3.2項で述べた方法により求めた。結果を表6.2に示す。

6.2.4 静的応力解析

静的応力解析は4.4.2項で示したように3ステップに分けて行った。図4.9、図4.10の分布荷重 q_1 、 q_2

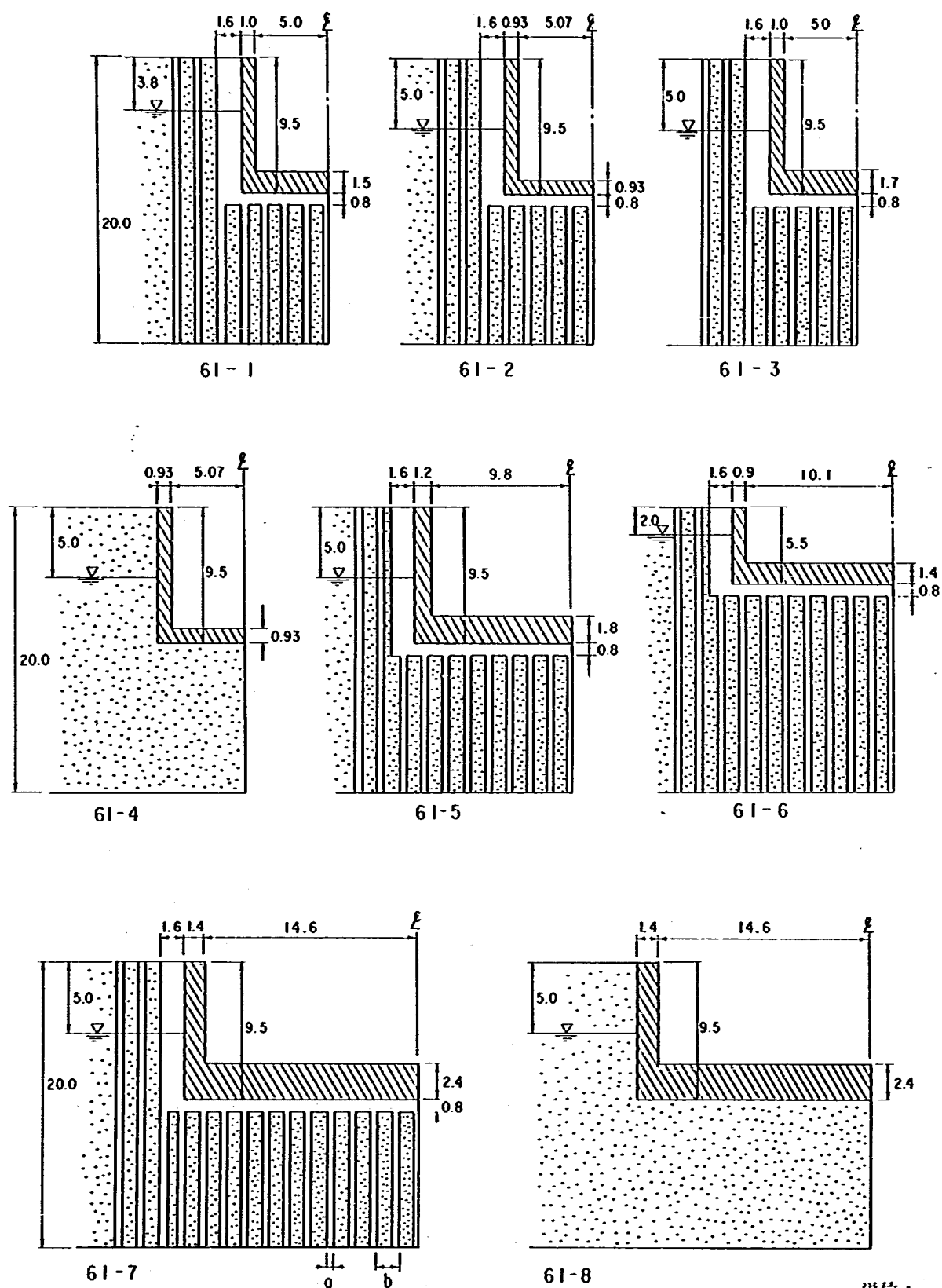


図 6.1 解析モデル

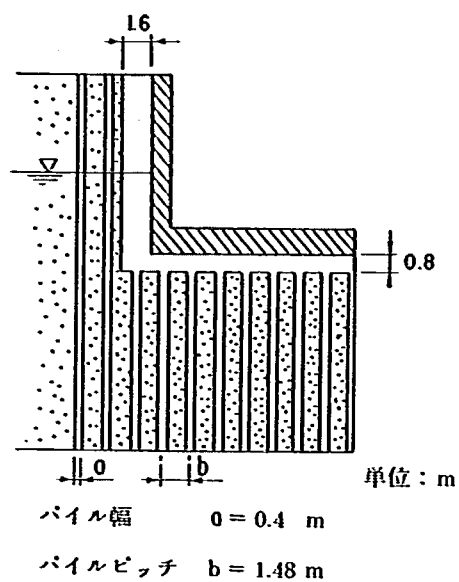
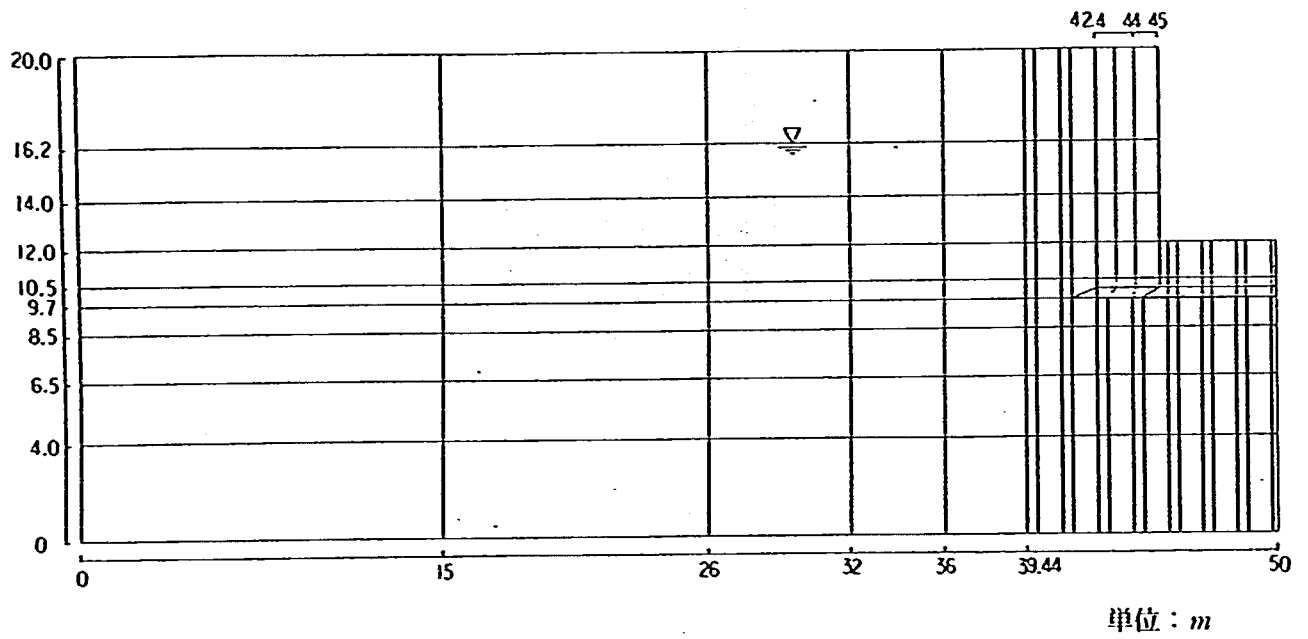


図 6.2 ドレーンの配置

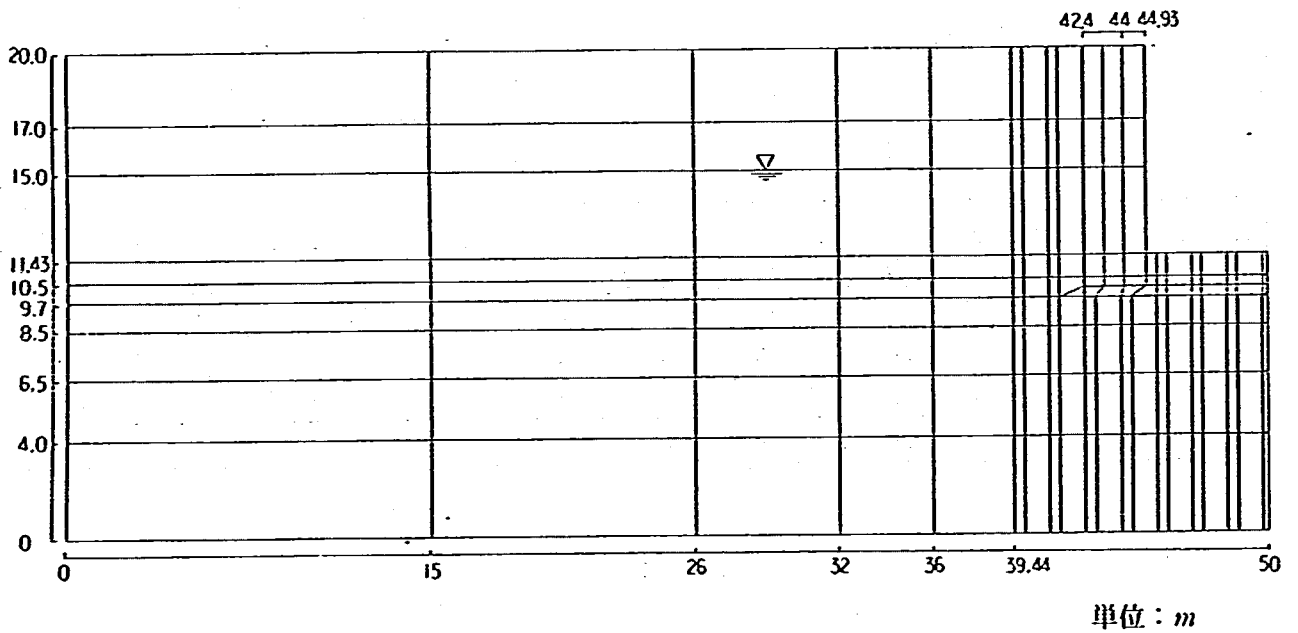
表 6.1 解析モデルの条件

MODEL No	ドレーン の有無	地下水位 $W. L.$ (m)	掘 割 道 路 の 大 き さ				掘割道路 重量 W (tf/m)	静水圧に よる浮力 U_s (tf/m)	W/U_s
			B (m)	H (m)	t_b (m)	t_s (m)			
61-1	有	3.8	12.0	9.5	1.5	1.0	81.6	68.4	1.19
61-2	有	5.0	12.0	9.5	0.93	0.93	65.0	54.0	1.20
61-3	有	5.0	12.0	9.5	1.7	1.0	86.4	54.0	1.60
61-4	無	5.0	12.0	9.5	0.93	0.93	65.0	54.0	1.20
61-5	有	5.0	22.0	9.5	1.8	1.2	139.4	99.0	1.41
61-6	有	2.0	22.0	9.5	1.4	0.9	91.6	77.0	1.19
61-7	有	5.0	32.0	9.5	2.4	1.4	232.0	144.0	1.61
61-8	無	5.0	32.0	9.5	2.4	1.4	232.0	144.0	1.61



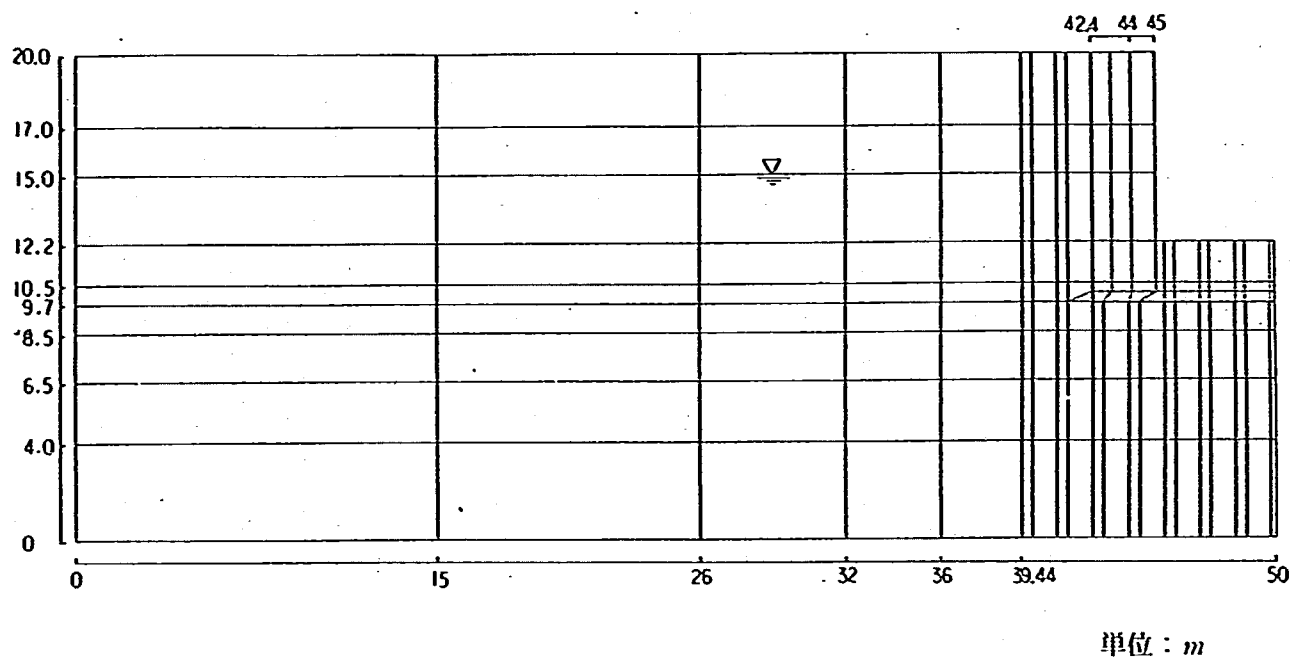
(1) モデル61-1

図 6.3 要素分割図



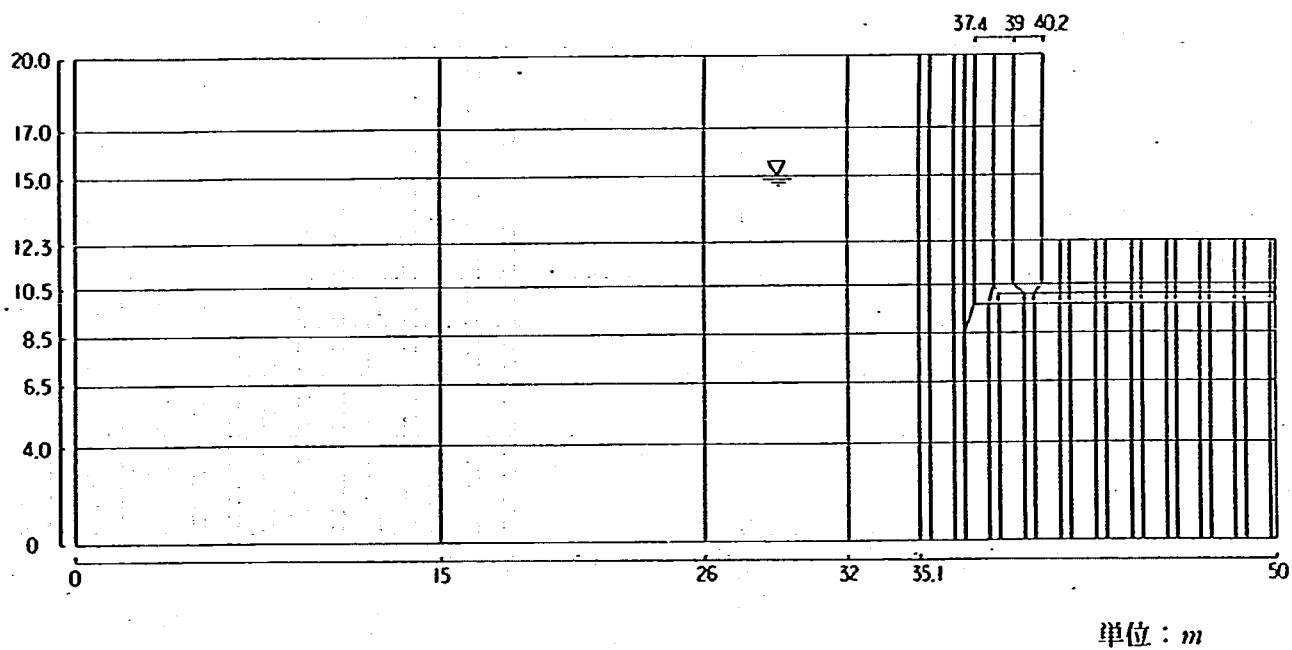
(2) モデル61-2,4

図 6.3 要素分割図



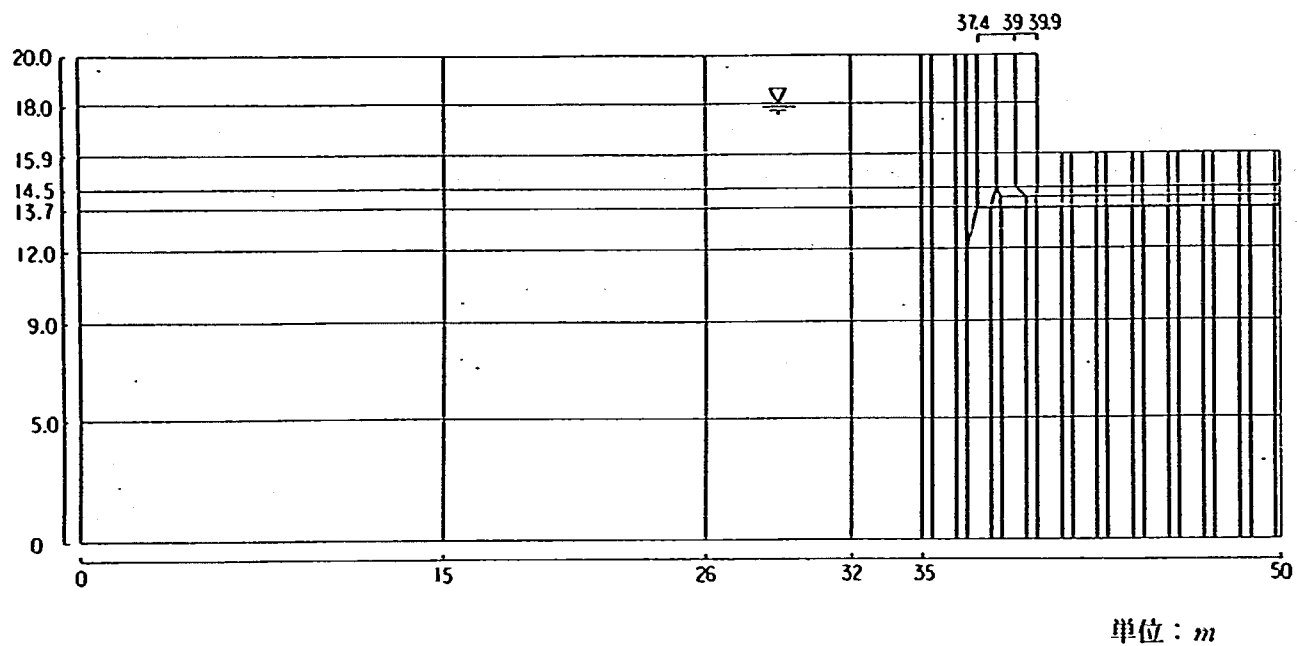
(3) モデル61-3

図 6.3 要素分割図



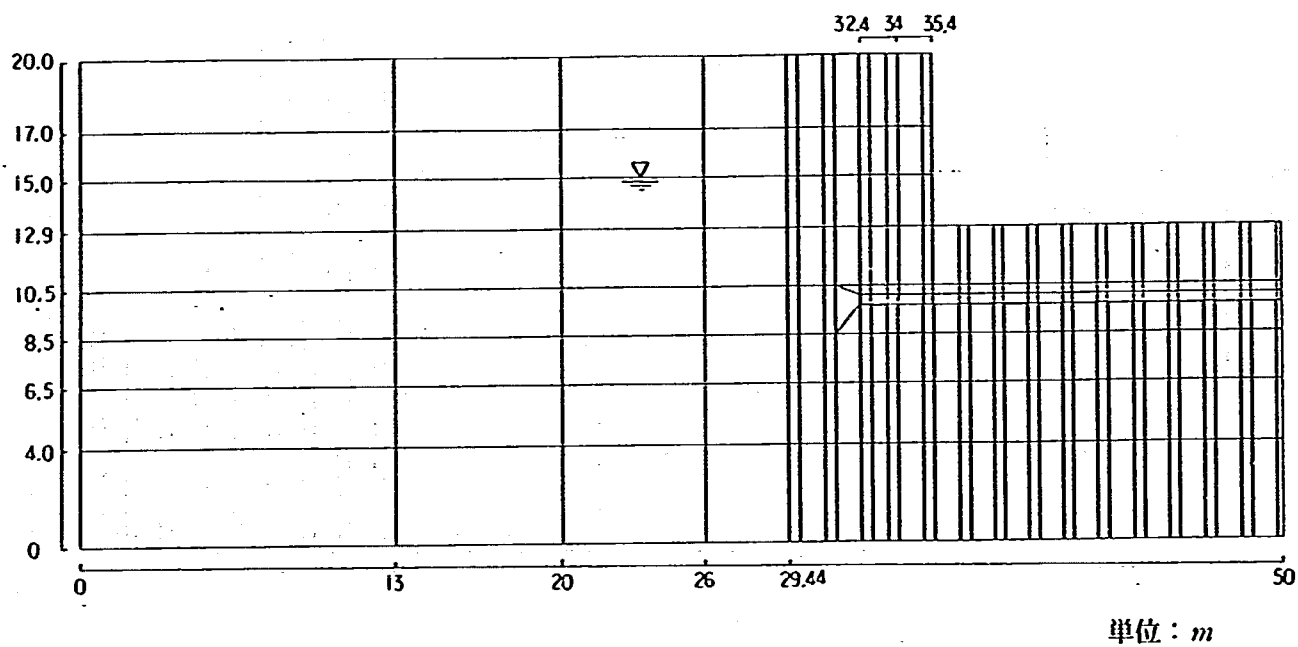
(4) モデル61-5

図 6.3 要素分割図



(5) モデル61-6

図 6.3 要素分割図



(6) モデル61-7,8

図 6.3 要素分割図

表 6.2 液状化強度定数と体積圧縮係数

モデル	N 値	相対密度 Dr (%)	$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0}\right)_{20}$	液状化強度定数		体積圧縮係数 $m_v(\text{cm}^3/\text{kgf})$
				A	B	
61-1	10	55.5	0.270	-0.123	-0.409	0.010
61-2,4	10	54.5	0.266	-0.123	-0.415	0.010
61-3	10	52.9	0.259	-0.123	-0.427	0.010
61-5	10	53.7	0.262	-0.123	-0.422	0.010
61-6	10	54.1	0.264	-0.123	-0.418	0.010
61-7,8	10	52.9	0.259	-0.123	-0.427	0.010

表 6.3 静的応力解析における分布荷重

MODEL No	分 布 荷 重	
	q_1	$q_2 (\text{tf}/\text{m}^2)$
61-1	$K_0 r' Z$	2.7
61-2	"	2.7
61-3	"	2.7
61-4	"	2.7
61-5	"	1.79
61-6	"	1.32
61-7	"	2.75
61-8	"	2.75

(表に示す分布荷重 q_1 , q_2 は, 各モデルにおいて試行的に決定したものであるため, 条件が変わると q_1 , q_2 の値も変わってくる。)

として用いた値を表 6.3 に示す。

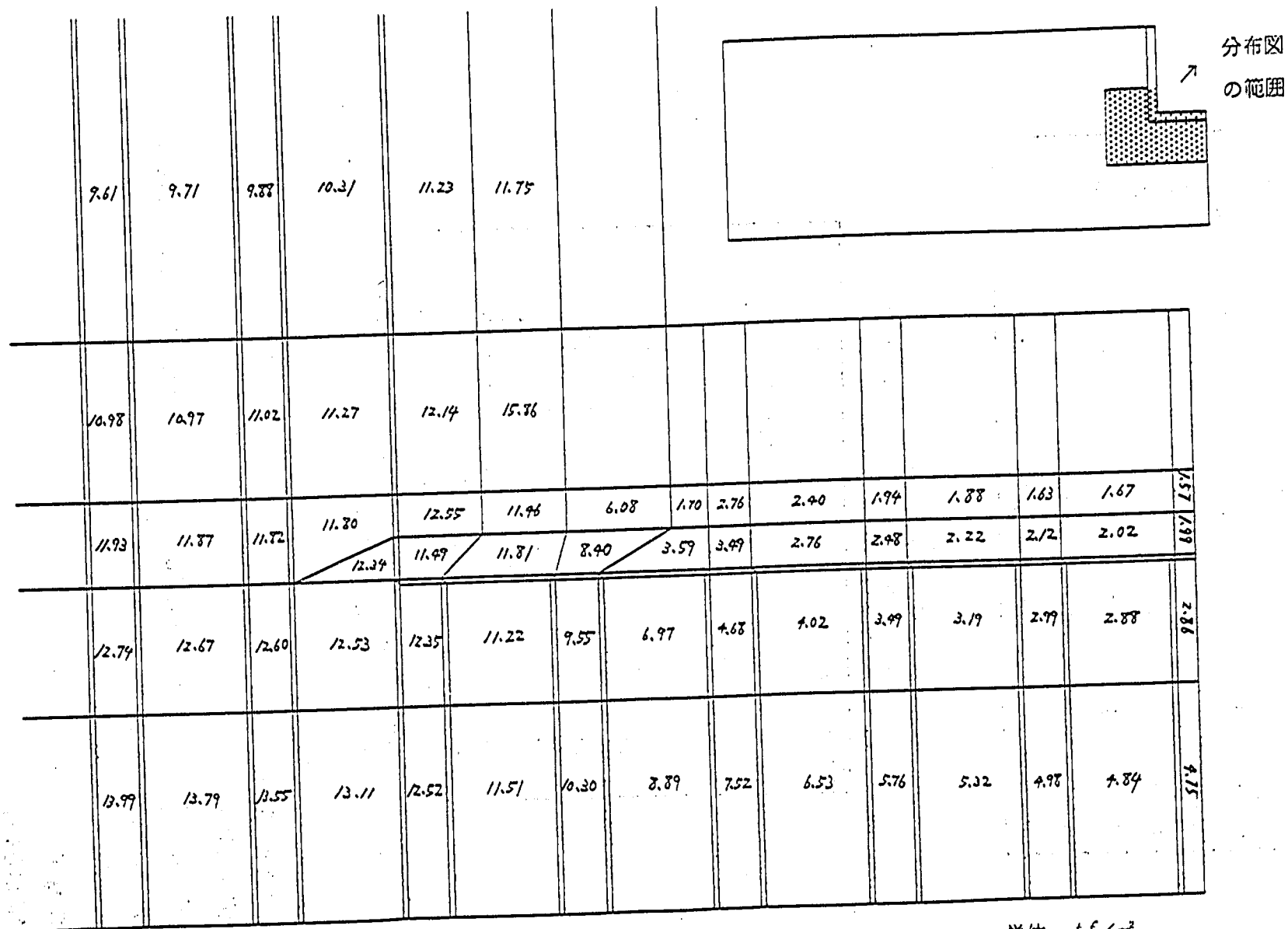
6.2.5 動的応答解析

各モデルの固有値解析の結果得た 1 次固有周期 T_1 を, (4.11) 式に代入して Rayleigh 減衰の定数 α を求め, 動的応答解析に用いた。 T_1 と α を表 6.4 に示す。

6.3 解析結果

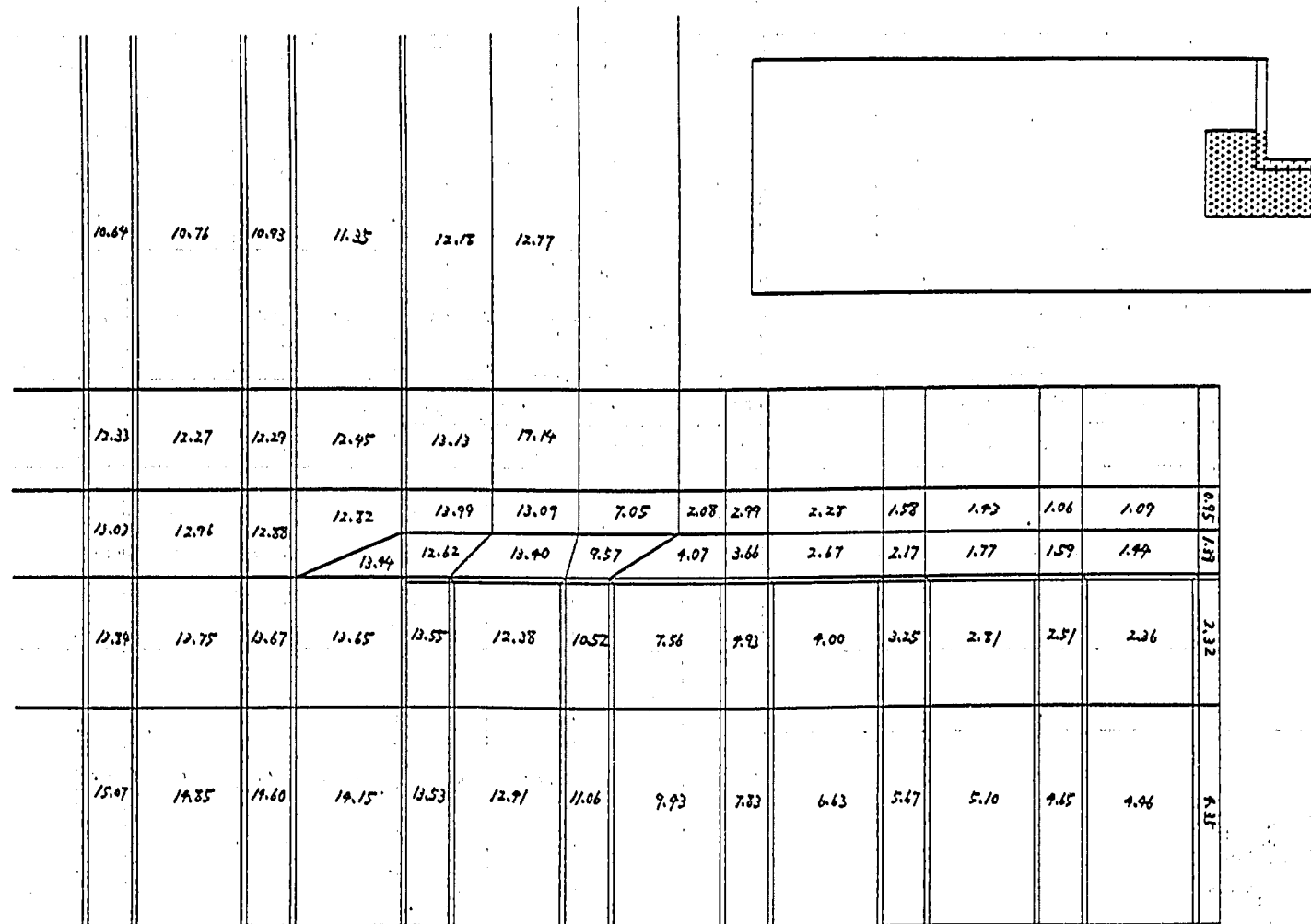
6.3.1 静的応力解析

砕石ドレーンのあるモデルの掘割道路周辺地盤での初期有効載圧 σ'_0 の分布を図 6.4 に示す。砕石ドレー



(1) モデル 61 - 1

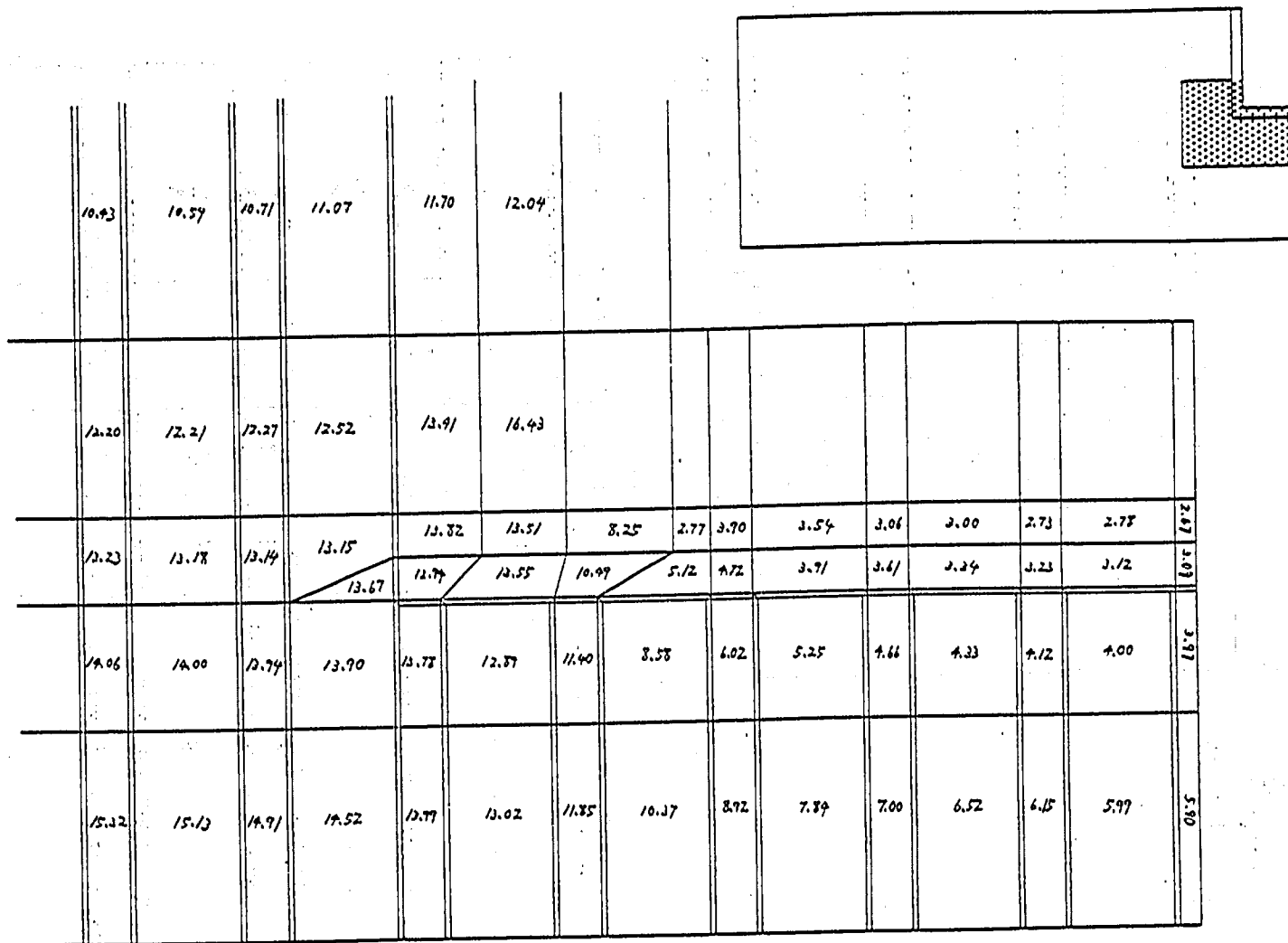
図 6.4 σ_{σ} の分布



(2) モデル 61-2

単位: tf/m

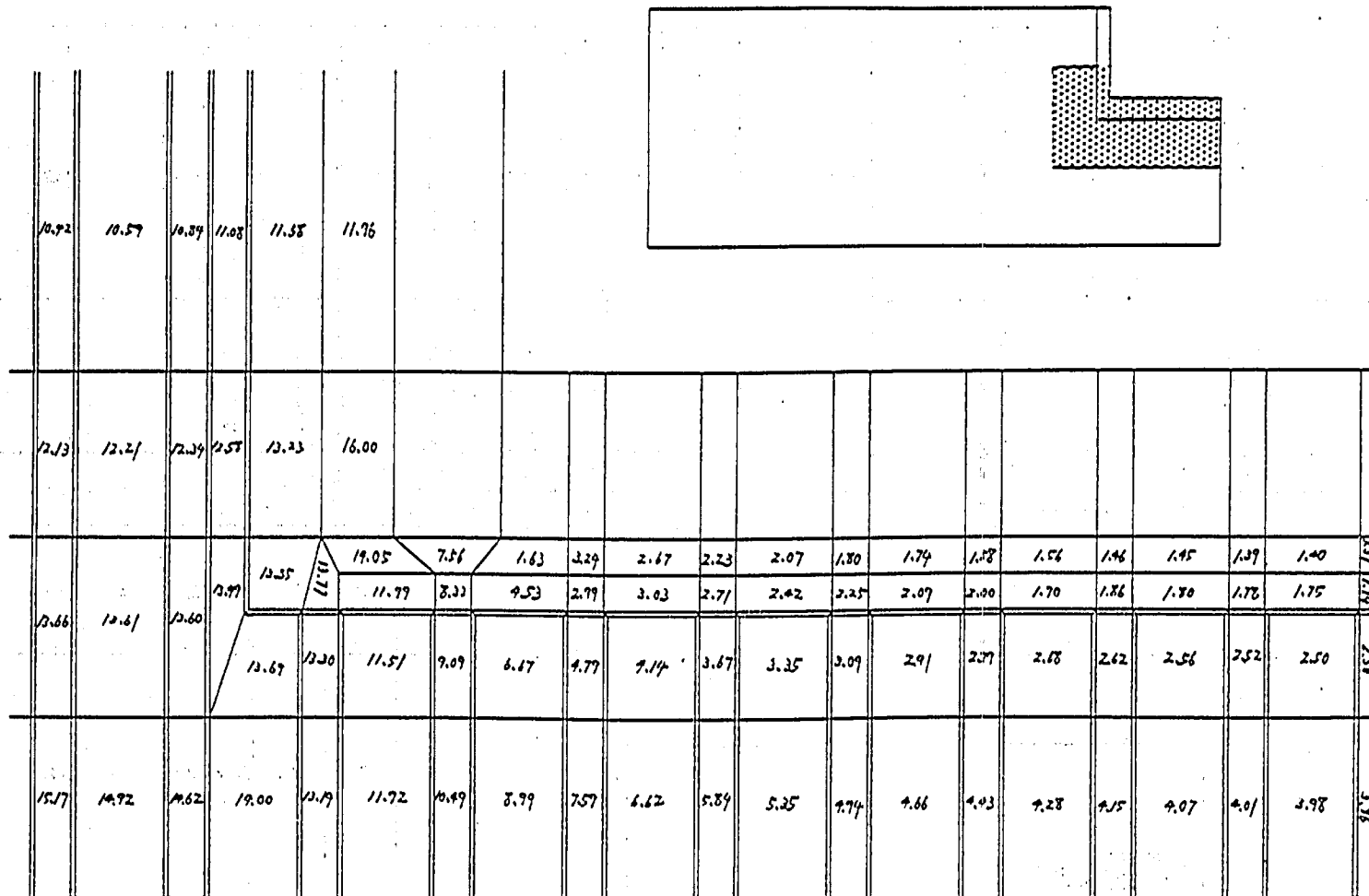
図 6.4 σ_{xx} の分布



(3) モデル 61-3

単位: tf/m^2

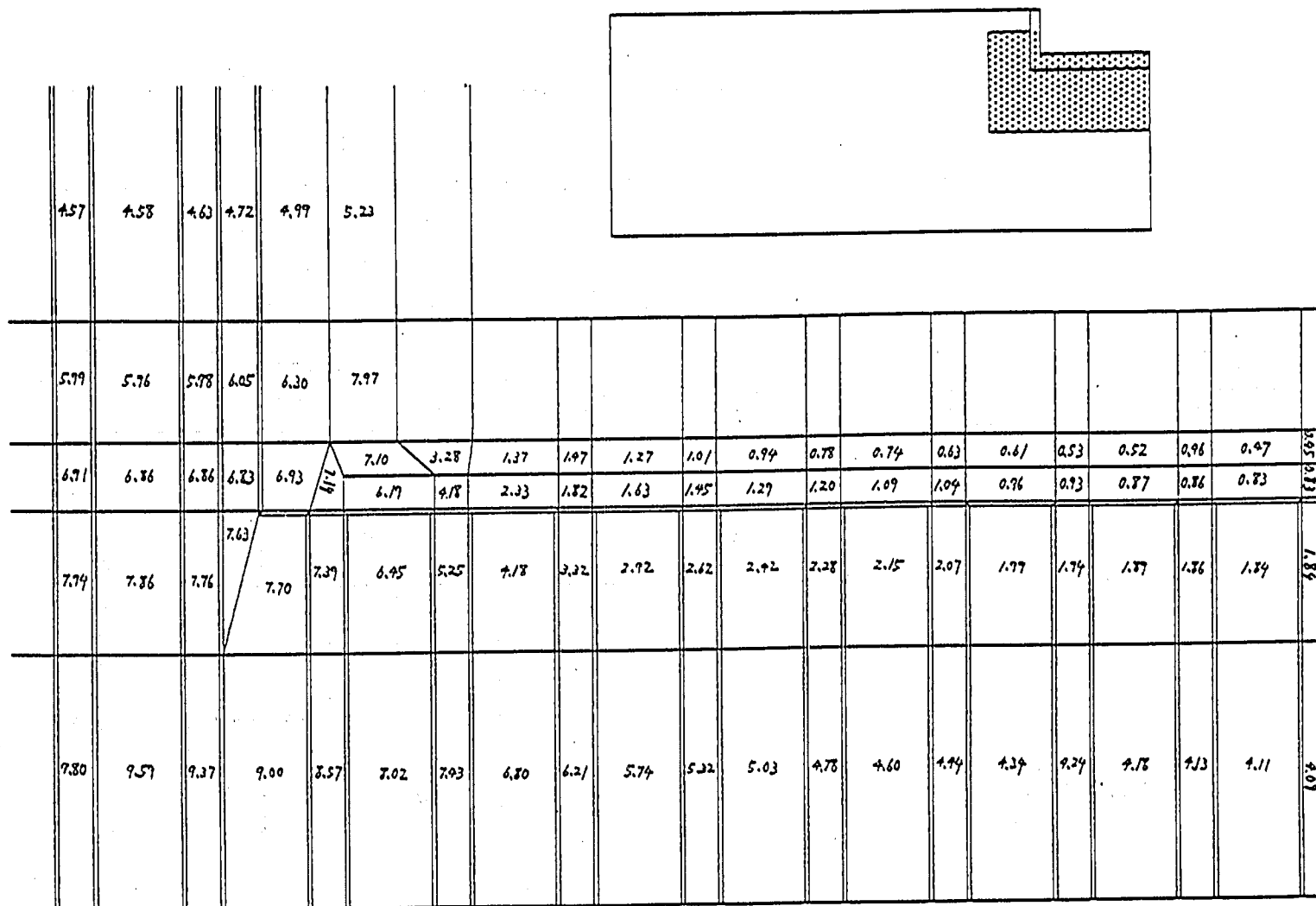
図 6.4 σ_{vo} の分布



(4) モデル 61 - 5

単位: tf/m^2

図 6.4 $\sigma_{\theta\theta}$ の分布



(5) モデル 61-6

単位: tf/m^2

図 6.4 $\sigma_{\theta\theta}$ の分布

[illegible]

单位: $t f / m^2$

図 6.4 $\sigma_{\nu 0}$ の分布

表 6.4 1次固有周期と減衰定数

MODEL No	T_1 (sec)	α_1
61 - 1	0.3927	0.0050
61 - 2	0.3878	0.0049
61 - 3	0.3845	0.0049
61 - 4	0.3955	0.0050
61 - 5	0.3787	0.0048
61 - 6	0.4066	0.0052
61 - 7	0.3690	0.0047
61 - 8	0.3990	0.0047

ンのない61-4, 61-8の結果は, 対応する61-2, 61-7の結果とほとんど変わらないので省略した。

地下水位 $W.L.$, 側壁高 H , 掘割道路の見かけの比重 W/U_s が同じ条件で, 掘割道路幅 B のみが異なる61-3と61-7の結果を比較すると, 掘割道路の中心線直下の地盤の σ_{v0} は61-3のほうが大きく, 掘割道路の側壁直下の地盤の σ_{v0} は61-7のほうが大きい。5章で述べたように, 掘割道路下方の地盤の σ_{v0} は掘割道路の中心線に近づくほど小さくなり, 側壁下方の地盤のほうが中心線下方の地盤よりも掘割道路の重量を負担する割合が大きい, その割合の差が掘割道路幅の広い61-7のほうが大きいことがわかる。

6.3.2 動的応答解析

砕石ドレーンのあるモデルの最大水平応答加速度の分布を図6.5に示す。砕石ドレーンのない61-4, 61-8の結果は, 対応する61-2, 61-7の結果とあまり変わらないので省略した。

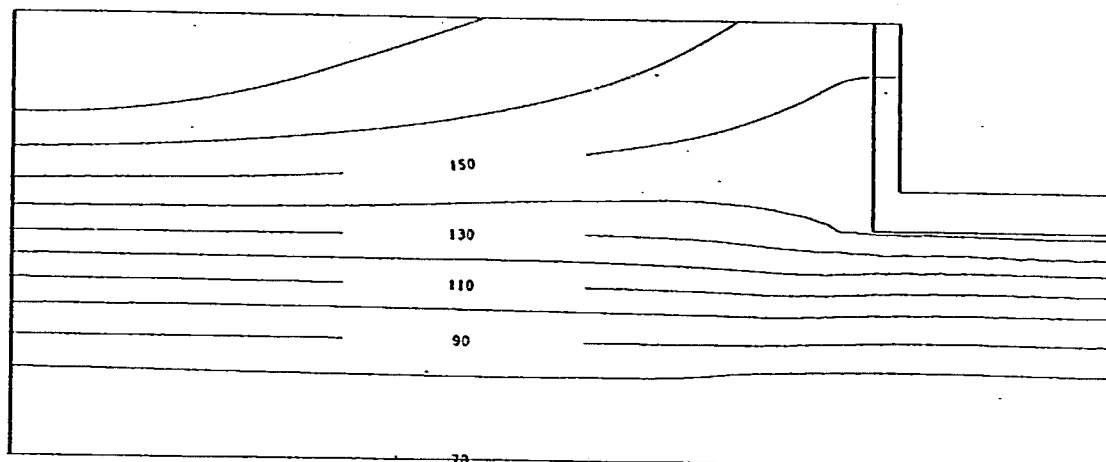
側壁高 $H = 9.5\text{ m}$ のモデルでは水平地盤部の地表面での応答加速度が $160 \sim 170\text{ gal}$ 程度であるのに対し, $H = 5.5\text{ m}$ の61-6は $140 \sim 150\text{ gal}$ 程度と小さくなっている。掘割道路の底面直下の地盤の応答加速度は, どのモデルも $130 \sim 140\text{ gal}$ 程度となっている。

6.3.3 浸透解析

掘割道路の底面直下の図6.6に示す要素について, 過剰間隙水圧の時刻歴を出力した結果を図6.7に示す。図中には過剰間隙水圧比の最大値 u_{max}/σ_{v0} も合わせて示した。

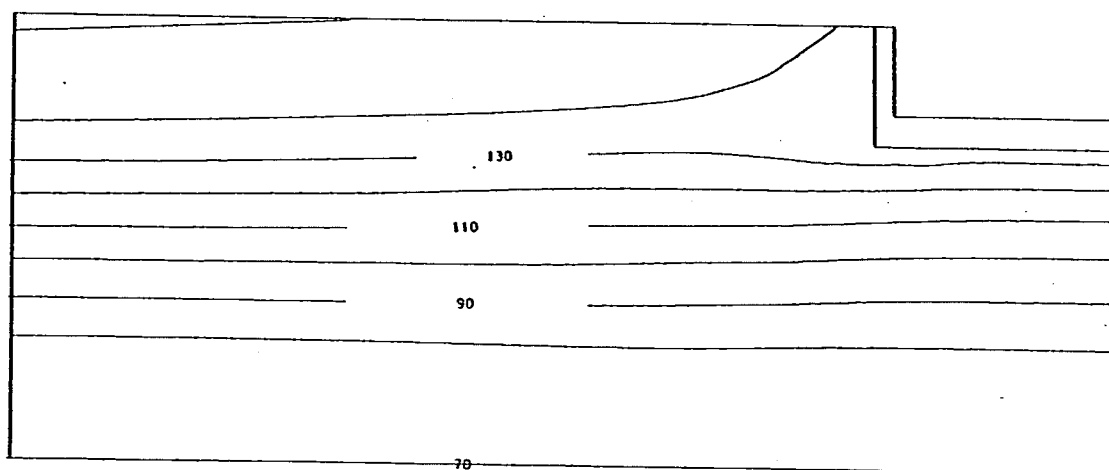
砕石ドレーンのない61-4, 61-8では, 加振終了後に過剰間隙水圧が上昇して最大値をとる要素要素があるのに対し, 砕石ドレーンのあるモデルでは加振終了後に過剰間隙水圧が速やかに消散しており, 砕石ドレーンの効果が現れている。 u_{max}/σ_{v0} を比べても, 砕石ドレーンのあるモデルのほうが全体的に低く抑えられている。

ただし, 砕石ドレーンのあるモデルのうち側壁高の小さい61-6は, 他のモデルよりもかなり大きめの u_{max}/σ_{v0} となっている。これは他のモデルよりも地下水位が浅いので, 地下水位よりも上の地盤が上



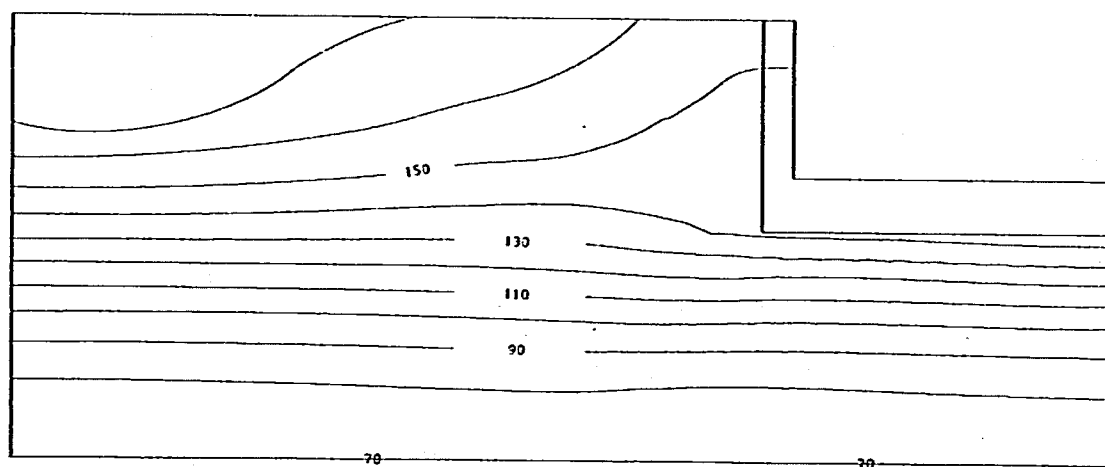
(1) モデル 61-1

単位: gal



(2) モデル 61-2

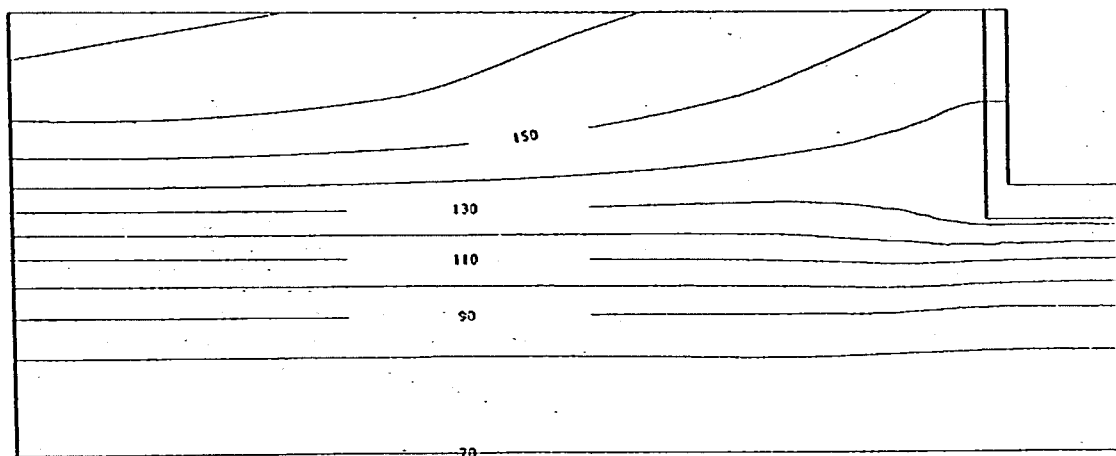
単位: gal



(3) モデル 61-3

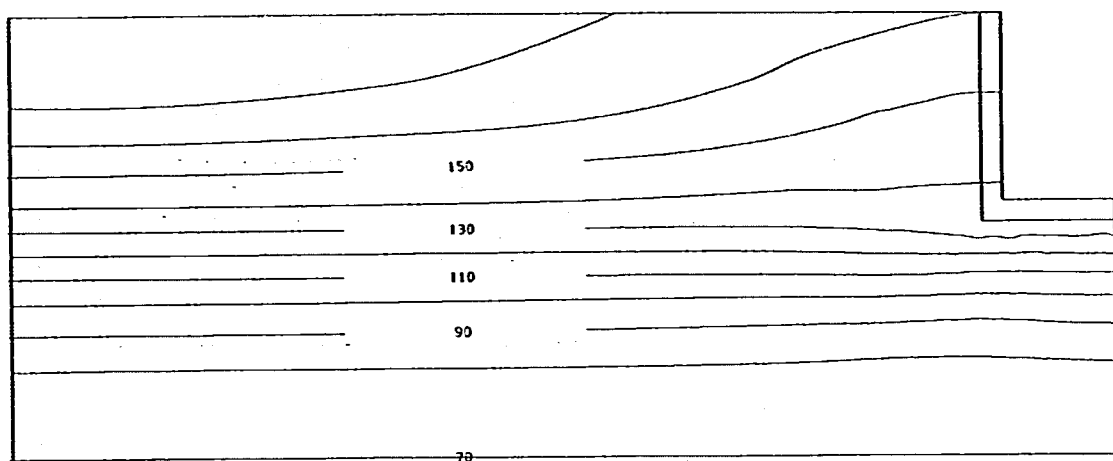
単位: gal

図 6.5 最大水平応答加速度の分布



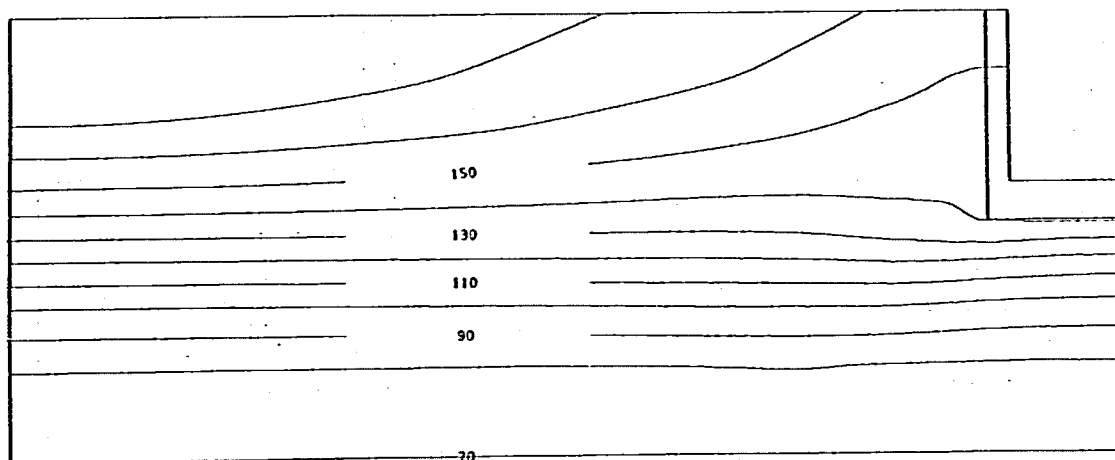
(4) モデル 61-5

単位: gal



(5) モデル 61-6

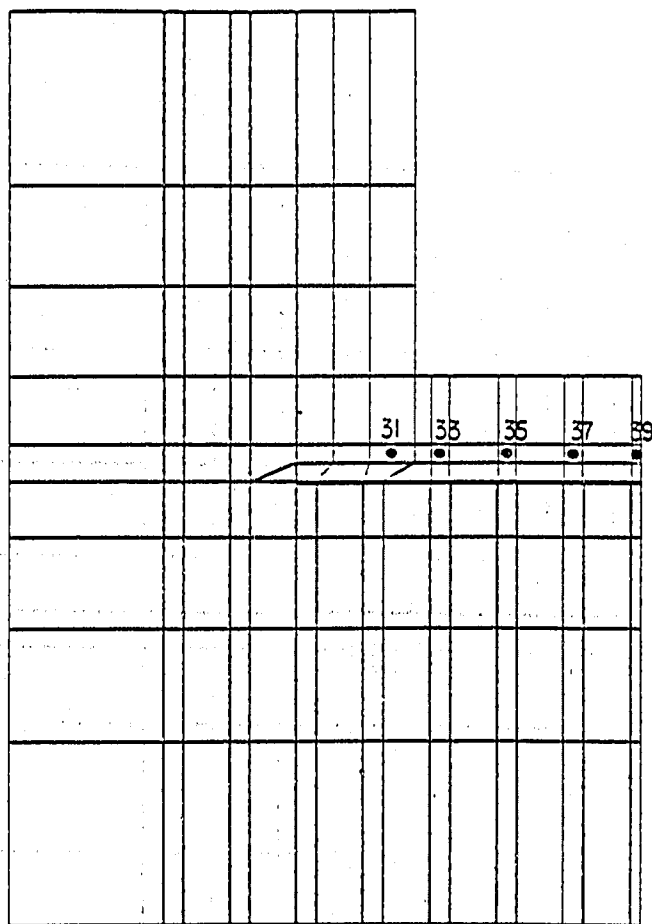
単位: gal



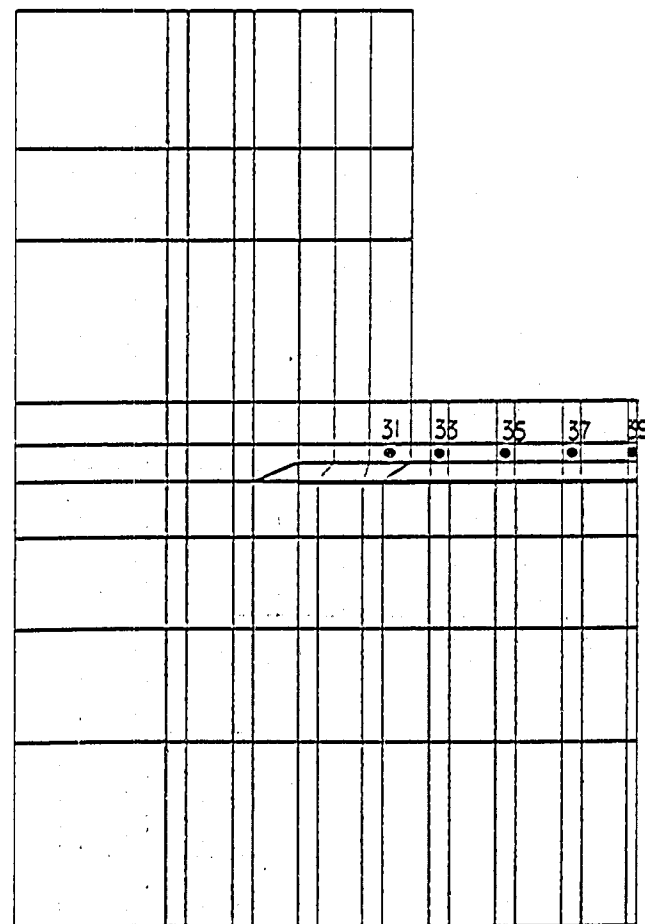
(6) モデル 61-7

単位: gal

図 6.5 最大水平応答加速度の分布



(1) モデル 61-1

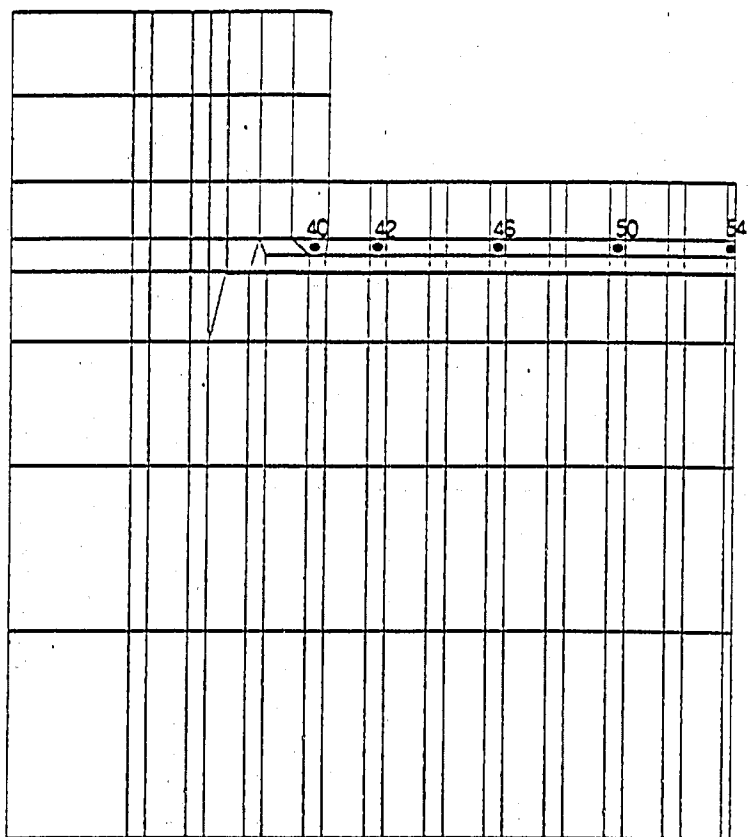


(2) モデル 61-2, 4

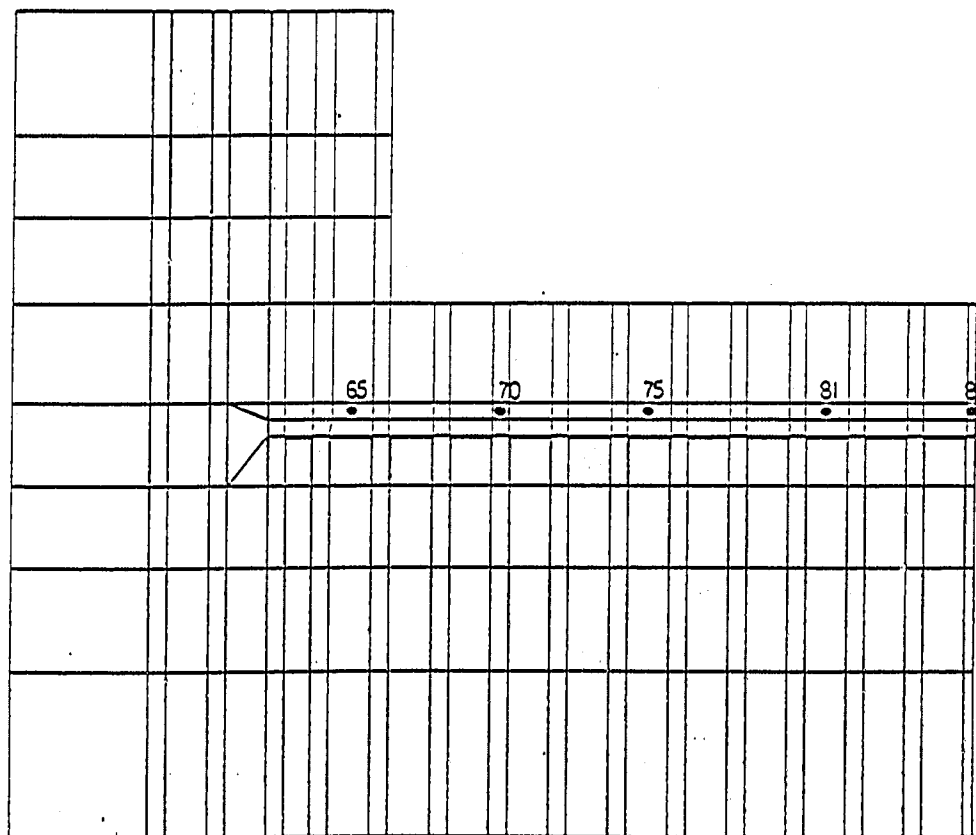
図 6.6 過剰間隙水圧を出力した要素番号

A grid with 10 columns and 10 rows. A horizontal line is drawn across the grid at the level of the 4th row from the top. On this line, five points are marked with dots and labeled with numbers above them: 43, 45, 49, 53, and 57. The points are located at the intersections of the horizontal line with the 3rd, 4th, 5th, 6th, and 7th vertical lines, respectively. The number 57 is partially cut off on the right edge of the grid.

図 6.6 過剰間隙水圧を出力した要素番号



(5) モデル 61-6



(6) モデル 61-7.8

図 6.6 過剰間隙水圧を出力した要素番号

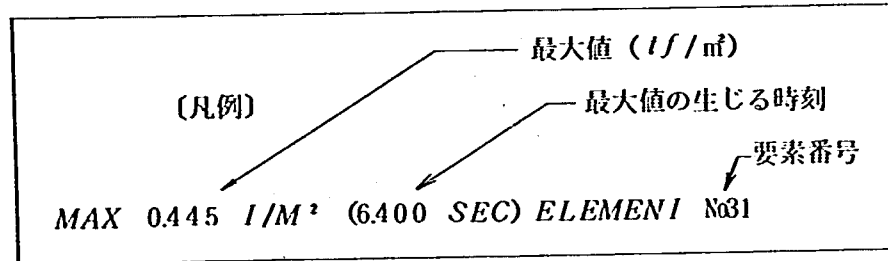
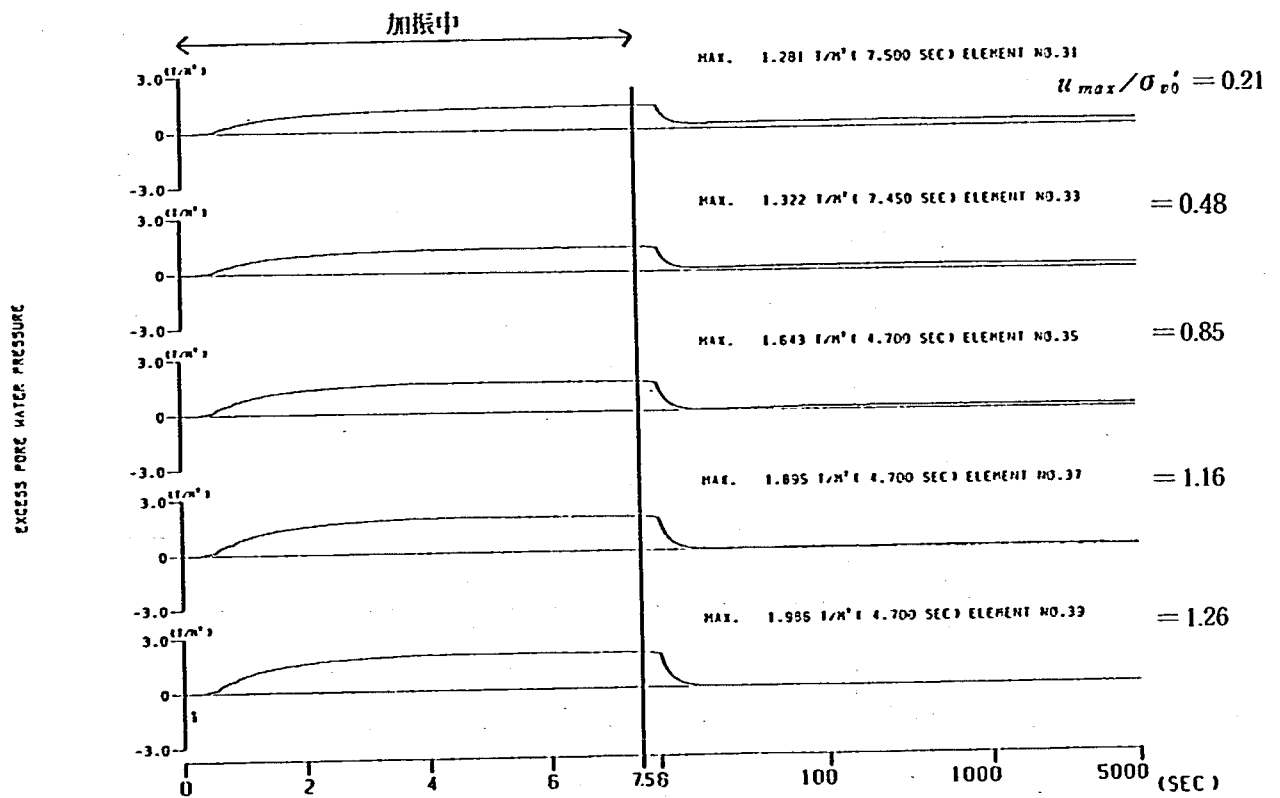
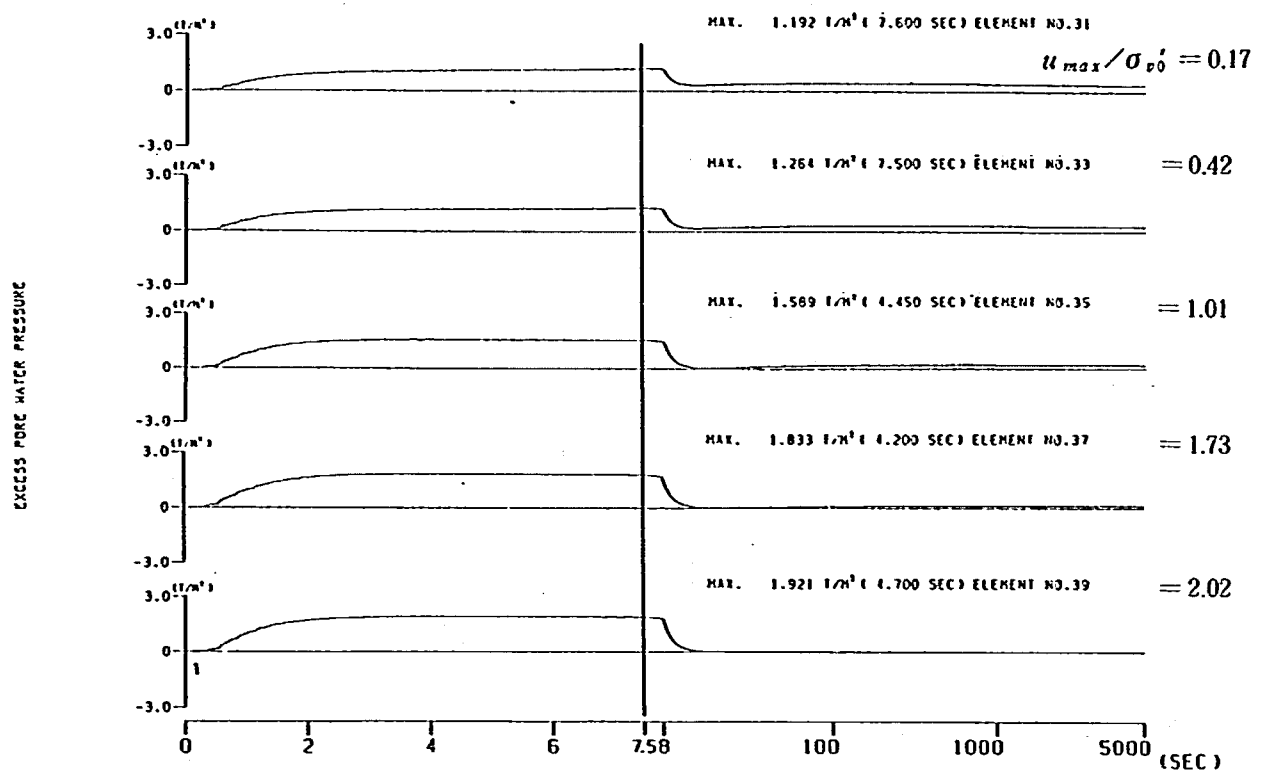


図 6.7 の凡例

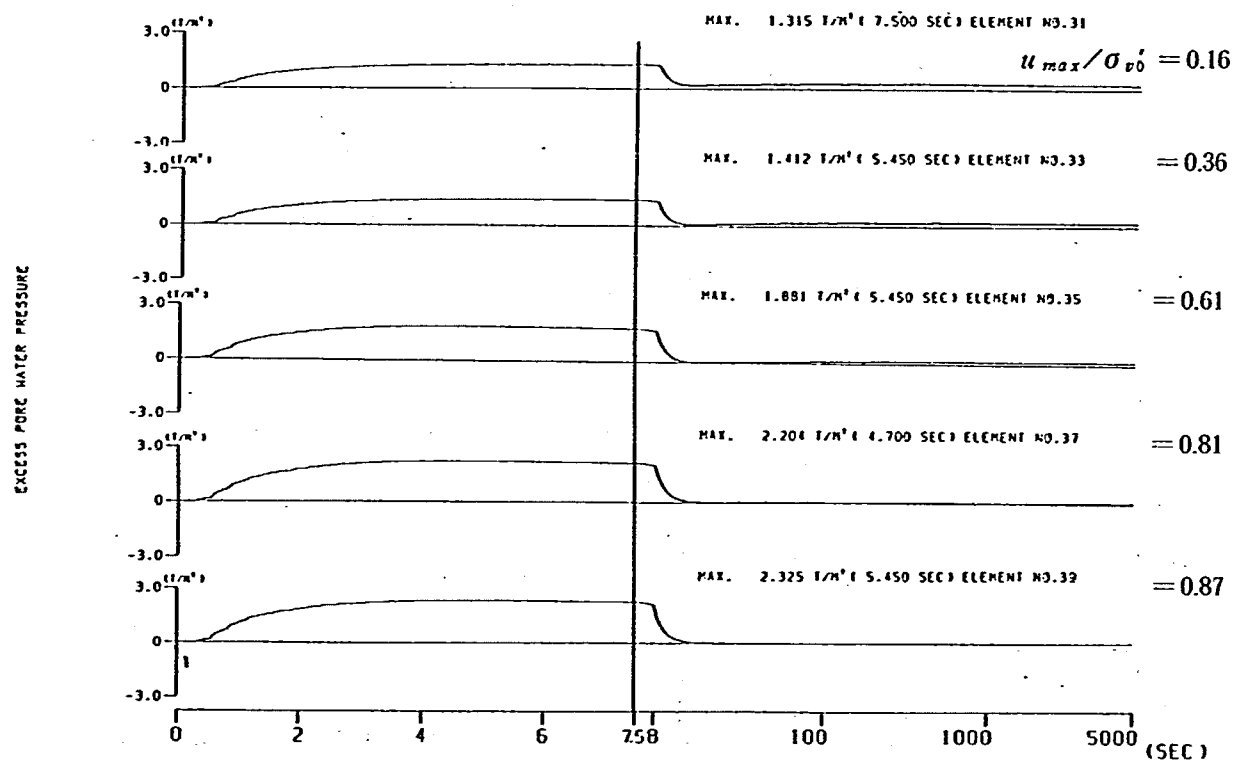


(1) モデル 61-1

図 6.7 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)



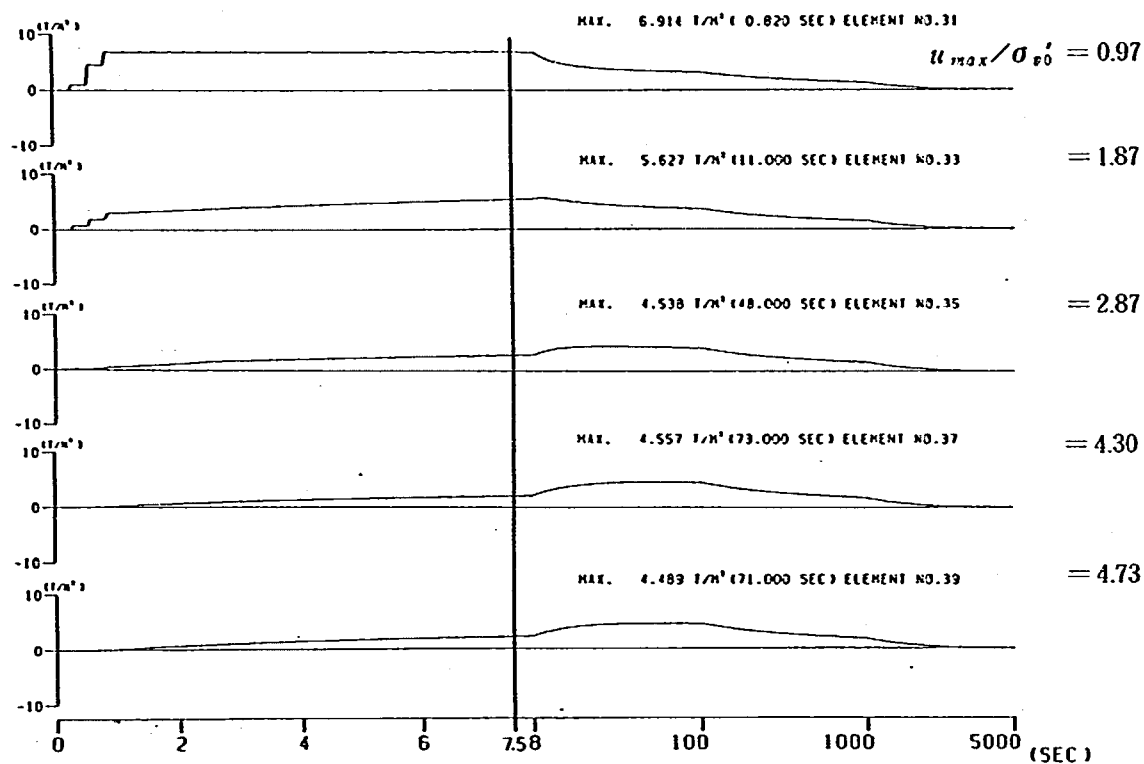
(2) モデル 61-2



(3) モデル 61-3

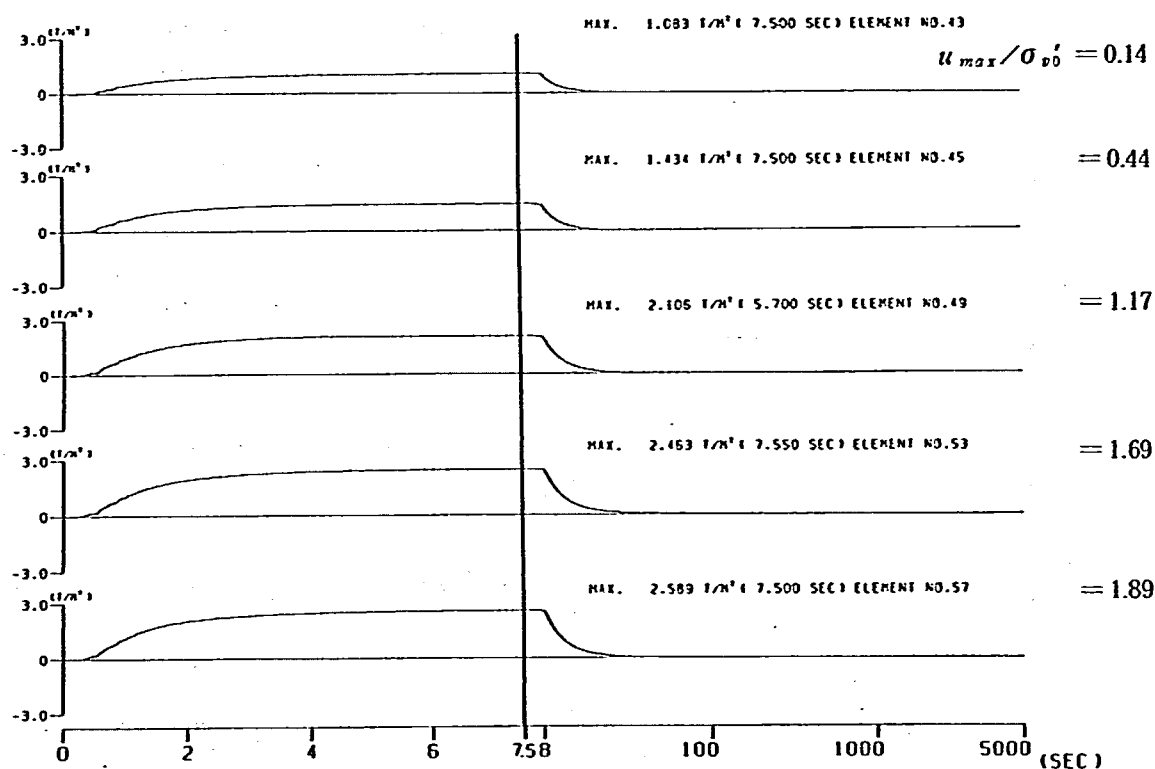
図 6.7 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

EXCESS PORE WATER PRESSURE



(4) モデル 61-4

EXCESS PORE WATER PRESSURE



(5) モデル 61-5

図 6.7 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

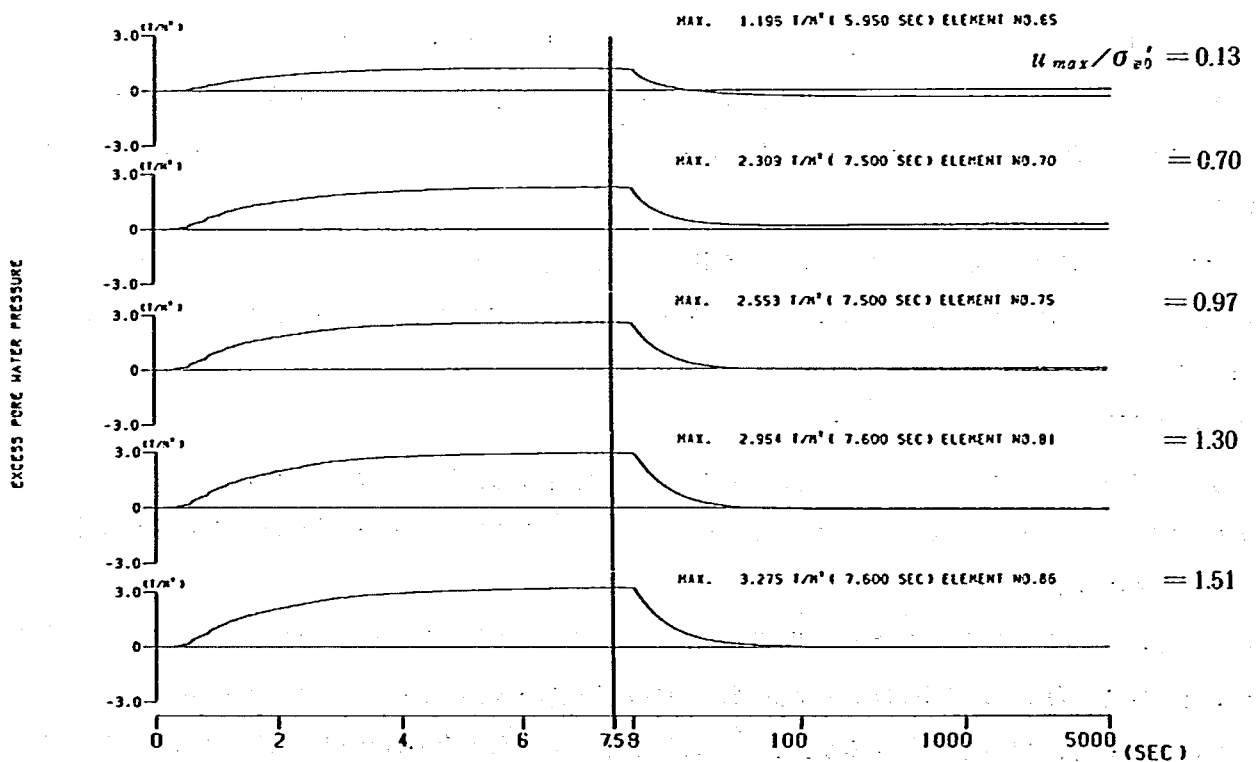
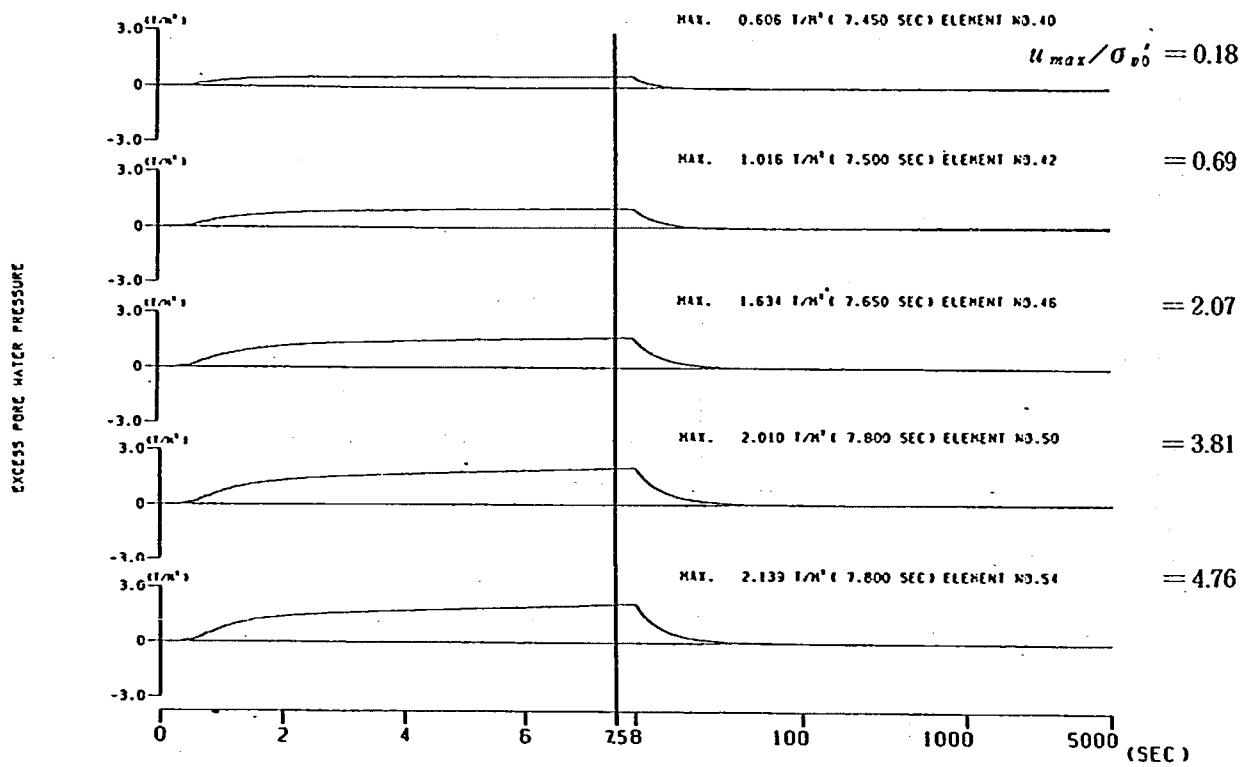


図 6.7 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

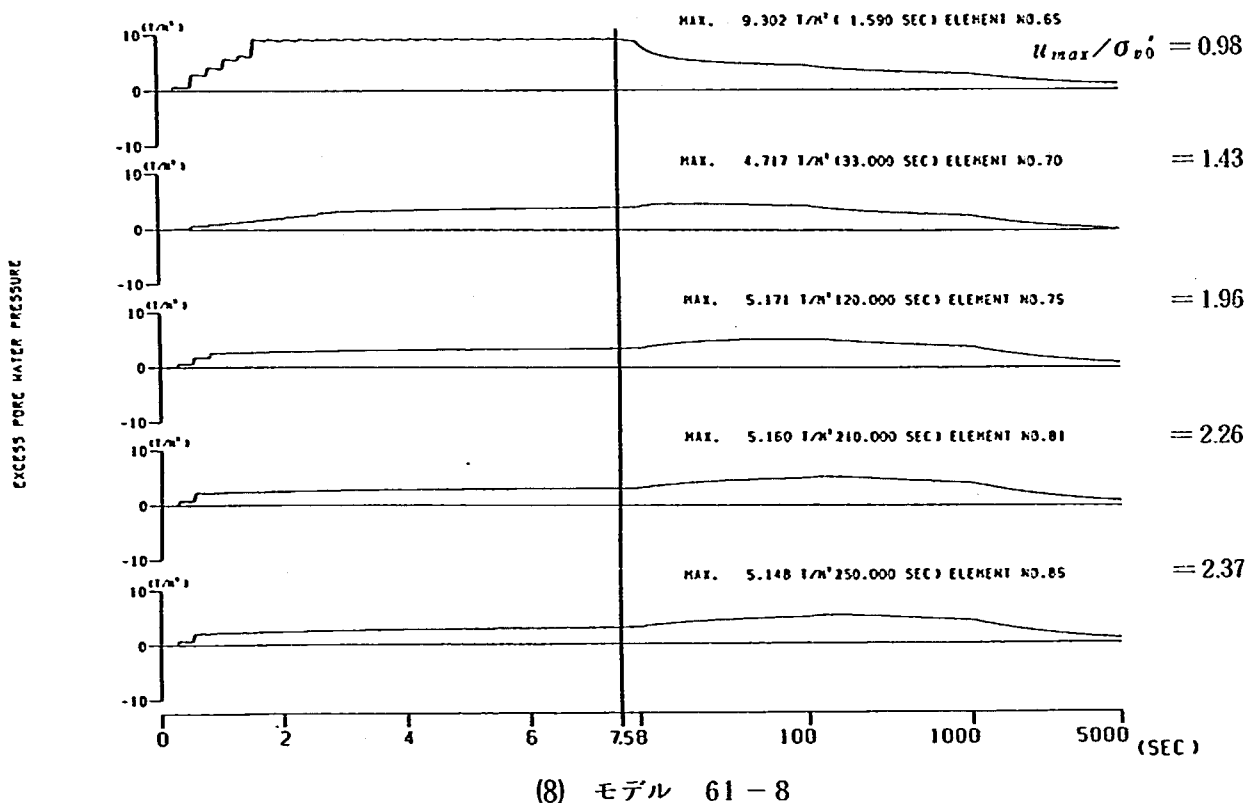


図6.7 過剰間隙水圧の時刻歴（掘割道路底面）

載圧として作用する効果が小さくなり、水平地盤部での動的なせん断応力比 (τ_{xy}/σ_{v0}') が大きくなったためと考える。掘割道路幅が同じであれば、側壁高の小さいほうが掘割道路底部の地盤からの排水距離が小さくなるので、過剰間隙水圧の消散の面では有利になるが、それ以上に地下水位による影響が大きかったものとする。

掘割道路幅の影響について61-3と61-7を比べると、幅の大きい61-7のほうが掘割道路の中心線付近の要素の u_{max}/σ_{v0}' が大きく、 u_{max} の自身の値も大きい。これは、先に述べた排水距離の違いによるものとする。

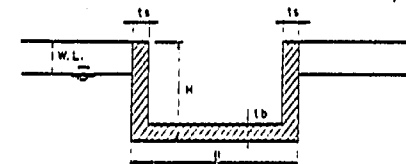
6.3.4 浮上がり安全率

各モデルの浮上がり安全率 Fu の算定結果を表6.5に示す。 Fu は、等価繰返し回数 $Neq = 5, 11, 15$ 回 ($Id = 2.5, 5.5, 7.5$ 秒) の時点について計算した。61-4では、加振終了後に Ud が最大値をとるため、そのときの値もあわせて示した。

61-2と61-4について、 Fu の時間変化を計算した結果を図6.8に示す。また、過剰間隙水圧による揚力 Ud と、浸透水力に起因する力 F 、およびそれらの合力の時間変化を図6.9に示す。砕石ドレーンのない61-4では、加振中に Ud が増加するが、 F は逆に減少し、それらの合力は Ud ほどは増えない。加振終了後も Ud はしばらく増加を続け、その間に $F = 0$ となる。加振を終了してから約40秒後に Ud が最大となり、その後の消散には約3分かかる。 $Ud + F$ は、加振終了時と Ud が最大になるときの2回極大値をとるが、加振終了時のほうがやや大きく、そのため Fu の最小値もこのときに生じる。一方、砕石ドレーンのある61-

表 6.5 浮上がり安全率算定結果一覧

モデル No	地下水位 W. L. (m)	掘削道路の大きさ				W (tf)	Q (tf)	Us (tf)	W/Us	Neq (回)	F (tf)	Ud (tf)	Ud+F (tf)	Us+Ud+F (tf)	浮上がり 安全率 Fu	備 考
		B (m)	H (m)	tb (m)	ts (m)											
61-1	3.8	12.0	9.5	1.5	1.0	81.6	10.35	68.4	1.19	5	0.0	17.2	17.2	85.6	1.074	
										11	0.0	19.6	19.6	88.0	1.045	
										15	0.0	19.4	19.4	87.8	1.047	
61-2	5.0	12.0	9.5	0.93	0.93	65.0	17.92	54.0	1.20	5	0.0	17.6	17.6	71.6	1.158	
										11	0.0	18.7	18.7	72.7	1.141	
										15	0.0	18.7	18.7	72.7	1.141	
61-3	5.0	12.0	9.5	1.7	1.0	86.4	17.92	54.0	1.60	5	0.0	20.1	20.1	74.1	1.408	
										11	0.0	22.7	22.7	76.7	1.360	
										15	0.0	21.9	21.9	75.9	1.374	
61-4 (ドレーン無)	5.0	12.0	9.5	0.93	0.93	65.0	17.92	54.0	1.20	5	13.3	31.7	45.0	99.0	0.838	4段目はUd が最大にな ったとき (t = 50 sec)
										11	7.0	39.0	46.0	100.0	0.829	
										15	6.9	42.6	49.5	103.5	0.801	
										(15)	0.0	48.7	48.7	102.7	0.807	
61-5	5.0	22.0	9.5	1.8	1.2	139.4	17.92	99.0	1.41	5	0.0	38.9	38.9	137.9	1.141	
										11	0.0	43.3	43.3	142.3	1.106	
										15	0.0	43.7	43.7	142.7	1.102	
61-6	2.0	22.0	5.5	1.4	0.9	91.6	2.87	77.0	1.19	5	0.0	26.0	26.0	103.0	0.917	
										11	0.0	31.2	31.2	108.2	0.873	
										15	0.0	34.0	34.0	111.0	0.851	
61-7	5.0	32.0	9.5	2.4	1.4	232.0	17.92	144.0	1.61	5	0.0	63.0	63.0	207.0	1.207	
										11	0.0	78.3	78.3	222.3	1.124	
										15	0.0	80.4	80.4	224.4	1.114	
61-8 (ドレーン無)	5.0	32.0	9.5	2.4	1.4	232.0	17.92	144.0	1.61	5	2.6	108.2	110.8	254.8	0.981	
										11	2.8	124.5	127.3	271.3	0.921	
										15	1.4	131.0	132.4	276.4	0.904	



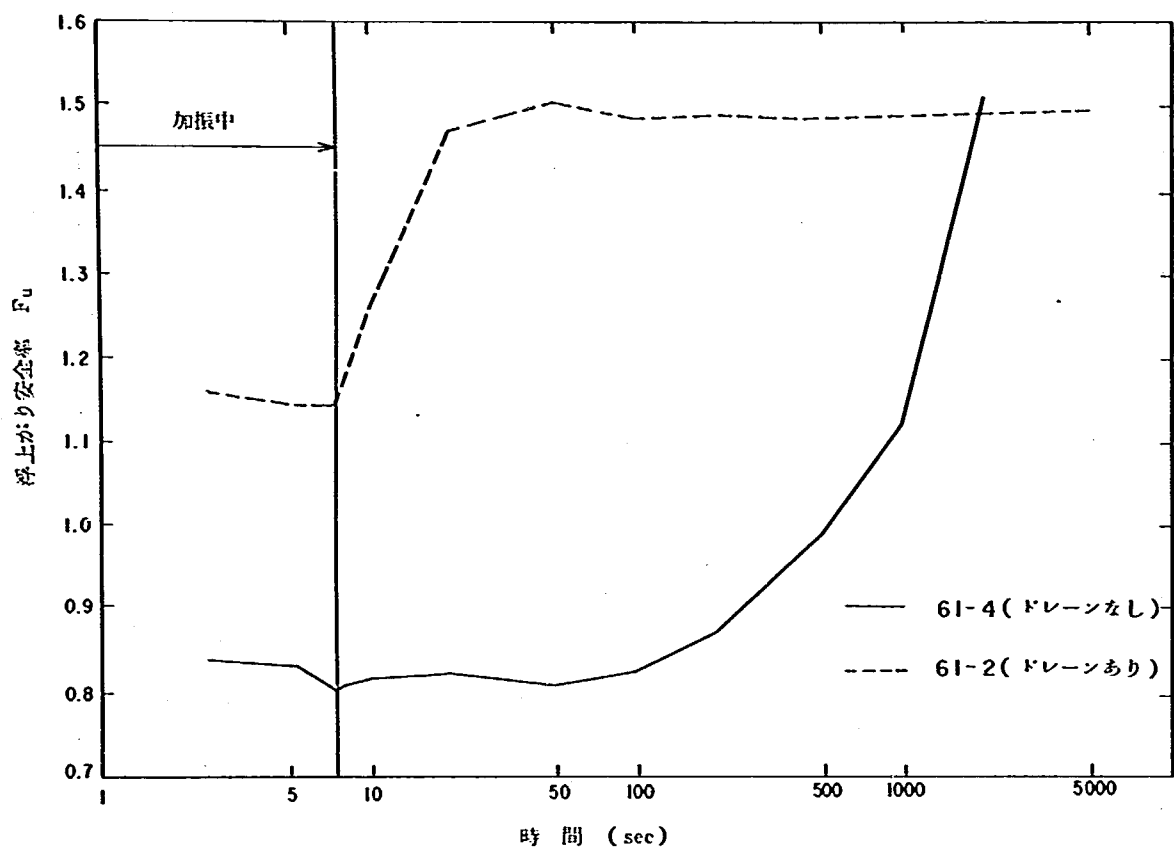


図 6.8 浮上がり安全率の時間変化

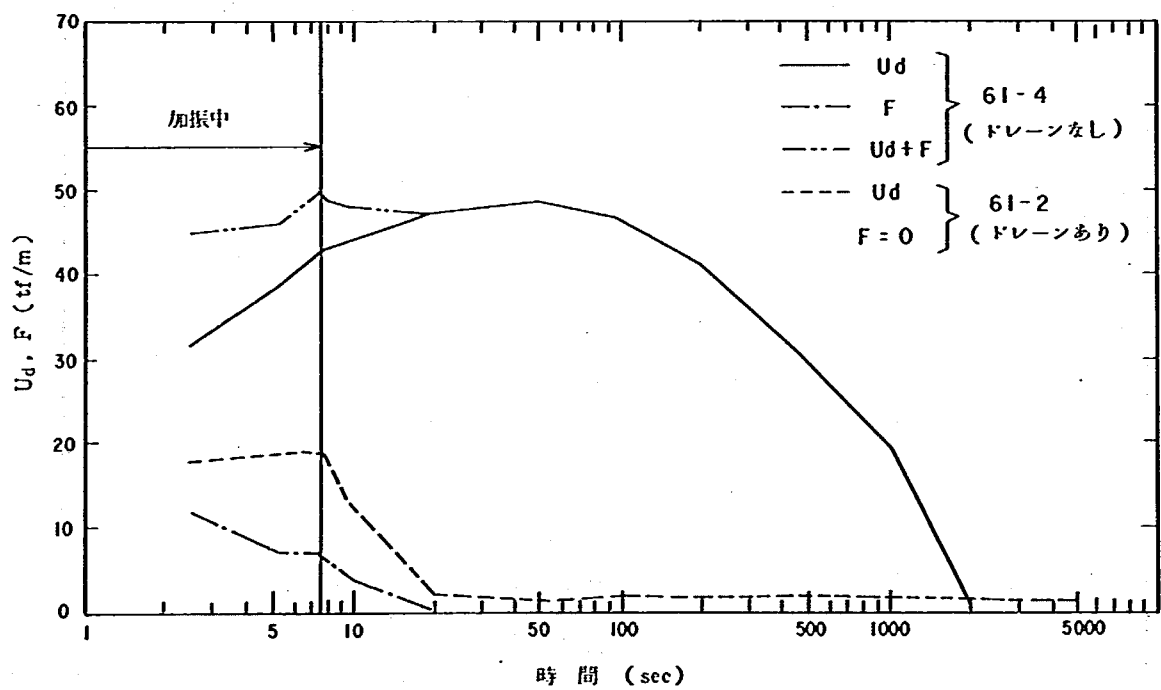


図 6.9 U_d と F の時間変化

2では、常に $F=0$ で、 Ud は加振中は若干増加するが、加振終了後は急速に消散し、10秒程度でほぼ0となる。この場合も Fu の最大値は加振終了時に生じる。これらより、砕石ドレーンは Fu の最小値を大きくするだけでなく、加振終了後の Fu の回復を早める効果もあることがわかる。

掘割道路の見かけの比重 W/U_s と、各モデルの Fu の最小値の関係を図6.10に示す。図中には、5章の計算ケースのうち、基盤加速度と N 値およびドレーン配置が今回と同じ場合の結果をケース名とともに示した。図中の記号の意味を表6.6に示す。(以後の図では同じ記号を用いる。)この図により、 Fu にはある程度の幅があるが、砕石ドレーンがある場合もない場合も、 W/U_s が大きくなるほど Fu も大きくなる傾向のあることがわかる。これは、 W/U_s が大きくなるほど常時の $Fu(=(W+Q)/U_s)$ も大きくなるので、当然の結果と言える。 Fu に幅があるのは、地下水位や掘割道路の大きさの違いによると考え、これらの影響について検討する。

表 6.6 図中の記号の意味 (図 6.10～図 6.15)

掘 割 道 路 幅 $B=12m$ の と き の 記 号		掘割道路の見かけの比重 W/U_s		
		1. 2	1. 4	1. 6
浮上がり	ドレーンあり	○ *	△	□
安全率 Fu	ドレーンなし	●	▲	■
低 減 係 数 α		⊙	⬆	⬇
安 全 率 比 β		⊖	⬆	⬇

※ $B=22m$ のとき: $\ominus$, 以下同様

$B=32m$ のとき: $\bigcirc$, 以下同様

1) 掘割道路幅の影響

地下水位 $W.L.=5m$ 、側壁高 $H=9.5m$ のときの掘割道路 B と Fu の関係を図6.11に示す。砕石ドレーンのある場合には、同じ W/U_s では B が大きくなるほど Fu が小さくなる。砕石ドレーンのない場合には、 $W/U_s=1.2$ で B が12mから22mになると Fu が小さくなるが、 $W/U_s=1.6$ で B が22mから32mになると Fu は逆に大きくなる。砕石ドレーンのある場合には、6.3.3項で述べた排水距離の影響が現われていると考える。一方、砕石ドレーンのない場合は、5章で述べたように、周辺地盤で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の下にまわり込むが、掘割道路幅が十分大きくなると、掘割道路の中心線まで周辺地盤の過剰間隙水圧がまわり込みにくくなると考える。図5.11(1)のA-b-0 ($B=22m$)と図6.7(8)の61-8 ($B=32$)において、掘割道路の中心線付近の地盤要素の過剰間隙水圧を比べると、加振終了後のまわり込みに起因する増加の程度が、 B の大きい61-8のほうが小さい。(時間のスケールが異なっていることに留意する必要がある。)砕石ドレーンのない場合は、排水距離の影響とまわり込みの影響が同時に現われているものと考え。

$Fu=1.0$ を浮上がりの有無の判定基準とすると、図6.11の条件で砕石ドレーンのない場合は全て浮上

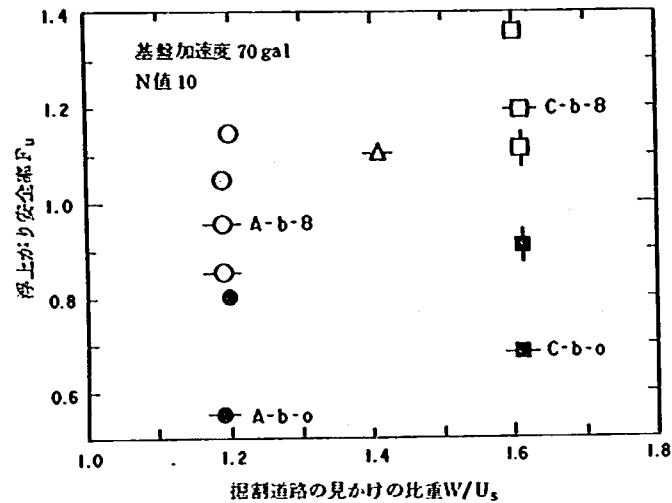


図 6.10 掘割道路の見かけの比重と浮上がり安全率の関係

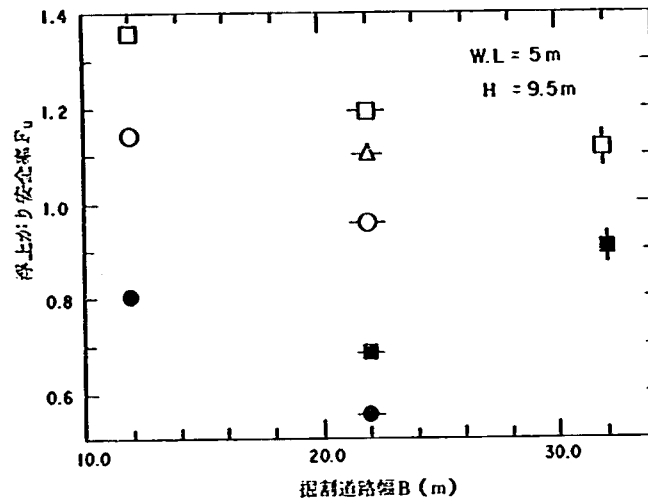


図 6.11 掘割道路幅と浮上がり安全率の関係

りに対して不安定である。碎石ドレーンのある場合は、 $B=12m$ 、 $22m$ 、 $32m$ のそれぞれに対して、 W/U_s が 1.2，1.4，1.6 以上あれば浮上がりに対して安定になる。

2) 地下水位の影響

掘割道路幅 $B=12m$ ，側壁高 $H=9.5m$ ，掘割道路の見かけの比重 $W/U_s=1.2$ で碎石ドレーンのあるときの地下水位 $W.L.$ と F_u の関係を図 6.12 に示す。地下水位の浅いほうが F_u が小さくなっている。表 6.5 において、地下水位の浅い 61-1 と深い 61-2 の U_d と Q を比べると、 U_d はあまり変わらないのに対し、 Q は 61-1 のほうが小さくなっており、この結果として F_u も 61-1 のほうが小さくなっている。 Q がこのように異なるのは、地下水位よりも上の地盤のみの摩擦抵抗を考えている (4.22) 式参照) ためである。 U_d については、6.3.3 項で 61-6 の u_{max}/σ'_{vo} が大きい理由として地下水位の影響を考えたが、

図6.12では地下水位が3.8 mと5.0 mで、その差が比較的小さかったために、地下水位の影響が現れにくかったものとする。

$Fu = 1.0$ を浮上がり判定基準とすると、図6.12の条件では地下水位が3 mよりも浅くなると、砕石ドレーンがあっても浮上がりに対して不安定になることが予想される。

3) 側壁高の影響

$B=22m$, $W/Us = 1.2$ で砕石ドレーンのあるときの側壁高 H と Fu の関係を図6.13に示す。 H の小さいが、図中に示したように地下水位の条件が一定でないため、この Fu は側壁高の影響と地下水位の影響を同時に受けていると考えられる。側壁高の影響のみを取り出すために、同じ地下水位のもとで比較を行う必要がある。

6.3.5 低減係数と安全率比

低減係数 α と安全率比 β の算定結果を表6.7に示す。各モデルの $Ud + F$ と Fu は、表6.4に示した値のそれぞれ最小値と最大値をとった。

5章の計算結果($A-b-8$, $C-b-8$)と合わせて、掘割道路の見かけ比重と α , β の関係を図6.14に示す。 $W/Us = 1.6$, $B=32m$ の場合の α が大きく、 β が小さくなっており、他の場合よりも砕石ドレーンの効果が相対的に小さい。そこで、 B と α , β の関係に直したものを図6.15に示す。本章で用いた地盤条件、加振条件、およびドレーン配置のもとでは、 $B=32m$ になると、砕石ドレーンが効きにくくなるようである。

表6.7 低減係数と安全率比の算定結果一覧

砕石ドレーン のあるモデル	$(Ud+F)_1$ tf/m	Fu_1	砕石ドレーン のないモデル	$(Ud+F)_0$ tf/m	Fu_0	低減係数 α	安全率比 β
61-2	22.7	1.360	61-4	49.5	0.801	0.459	1.698
61-7	80.4	1.114	61-8	131.0	0.904	0.614	1.232

※ $Ud + F$ は、各モデルで表6.5に示した値のそれぞれ最大値、最小値を用いた。

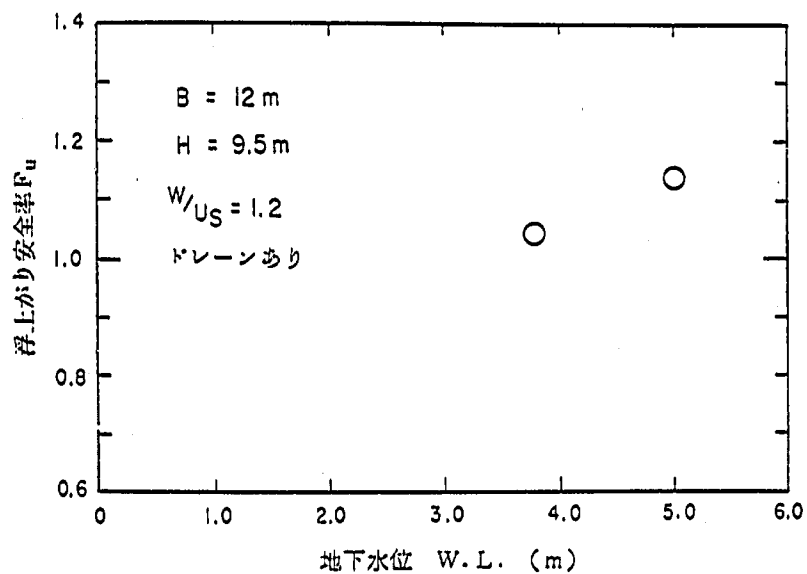


図 6.12 地下水位と浮上がり安全率の関係

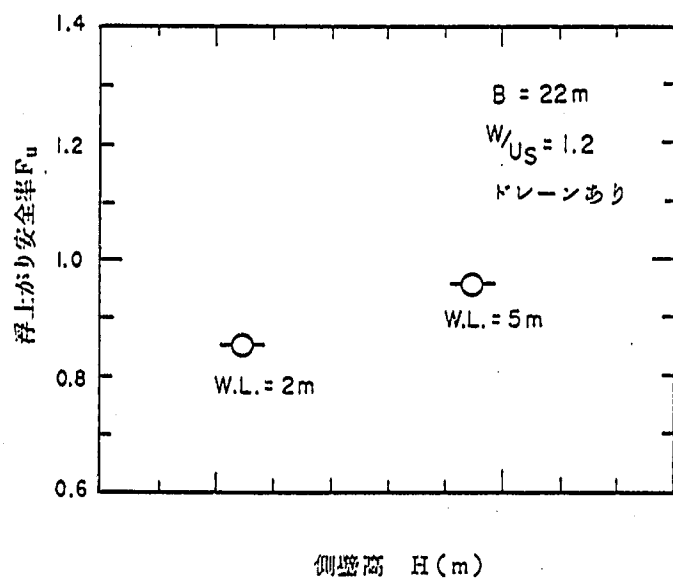


図 6.13 側壁高と浮上がり安全率の関係

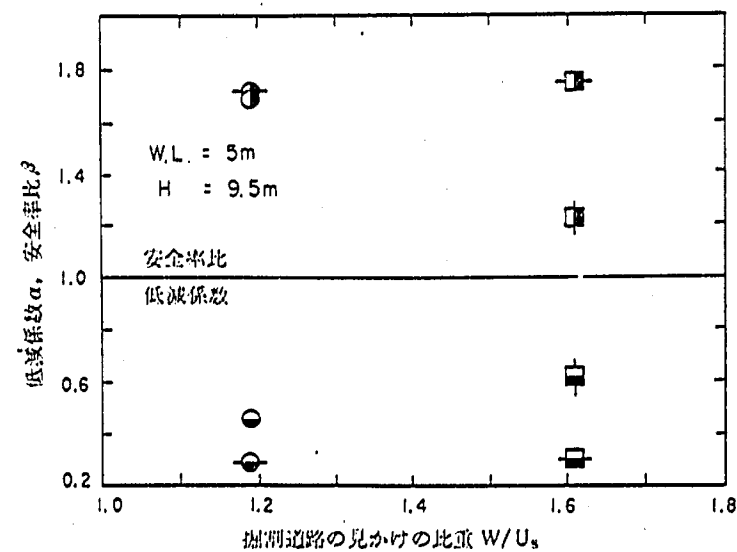


図 6.14 掘削道路の見かけの比重と低減係数、安全率比の関係

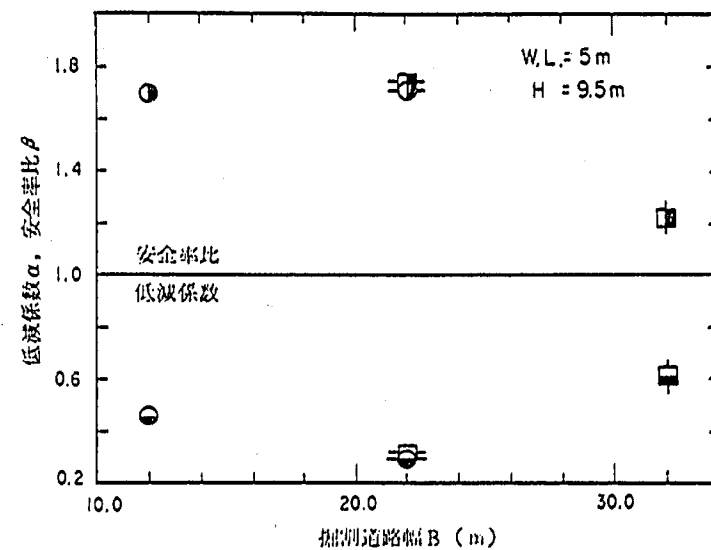


図 6.15 掘削道路幅と低減係数、安全率比の関係

6.4 ま と め

砕石ドレーンの配置を一様にした場合に、掘割道路の大きさと重量、および地下水位を変えて有限要素解析を行い、浮上がり安全率を計算した結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 砕石ドレーンがある場合もない場合も、掘割道路の見かけの比重 W/U_s が大きくなるほど浮上がり安全率も大きくなる。掘割道路の重量を大きくするほど浮上がりにくくなるのは当然の結果であるが、実物大のモデルを対象とした解析でこれを確かめた。
- 2) 掘割道路幅が大きくなると、掘割道路底面の地盤からの排水距離が長くなるため、砕石ドレーンのある場合には、過剰間隙水圧が消散しにくくなって浮上がり安全率が小さくなる。一方、砕石ドレーンのない場合には、掘割道路が十分大きくなると、同辺地盤で発生した過剰間隙水圧がまわり込みにくくなるために、浮上がり安全率が逆に大きくなる場合がある。これらの結果として、本章の解析条件では、掘割道路幅 $B=32m$ の場合に、砕石ドレーンの効果が他の場合よりも相対的に小さかった。
本章で用いた解析条件のもとでは、砕石ドレーンを打設しても、掘割道路の見かけ比重が小さいと、掘割道路が大きいときに浮上がりに対して不安定になる場合があった。
- 3) 地下水位が浅くなると、地下水位より上の地盤の摩擦抵抗が小さくなるために、砕石ドレーンのある場合には浮上がり安全率が小さくなる。地下水位が十分浅くなると、地下水位よりも上の地盤が上載圧として作用する効果が小さくなって動的なせん断応力比が大きくなるため、水平地盤部で過剰間隙水圧が発生しやすくなることが、浮上がり安全率に影響を及ぼす可能性がある。
本章で用いた解析条件のもとでは、地下水位が十分浅くなると、砕石ドレーンを設けても浮上がりに対して不安定になる場合があることが予想される。
- 4) 側壁高の影響に関しては、本章では明らかにすることができなかった。

7. 掘割道路の大きさの影響に関する検討（その2）

7.1 目 的

掘割道路の大きさと地下水位の影響について、前章の検討で不十分な点を明らかにすることが本検討の目的である。砕石ドレーンのない場合のこれらの要因の影響に主眼を置いた。また、砕石ドレーンのある場合の側壁高の影響も、前章で十分な検討を行えなかったので、ここで改めて検討した。

7.2 解析条件

7.2.1 解析モデル

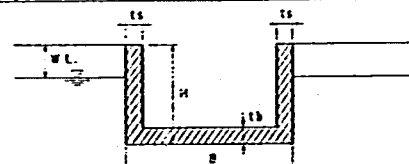
解析モデルを図7.1に示す。モデル名にダッシュのついたものは、同じモデル名の無対策地盤に対して、砕石ドレーンを前章と同じ決まりに従って配置したものである。

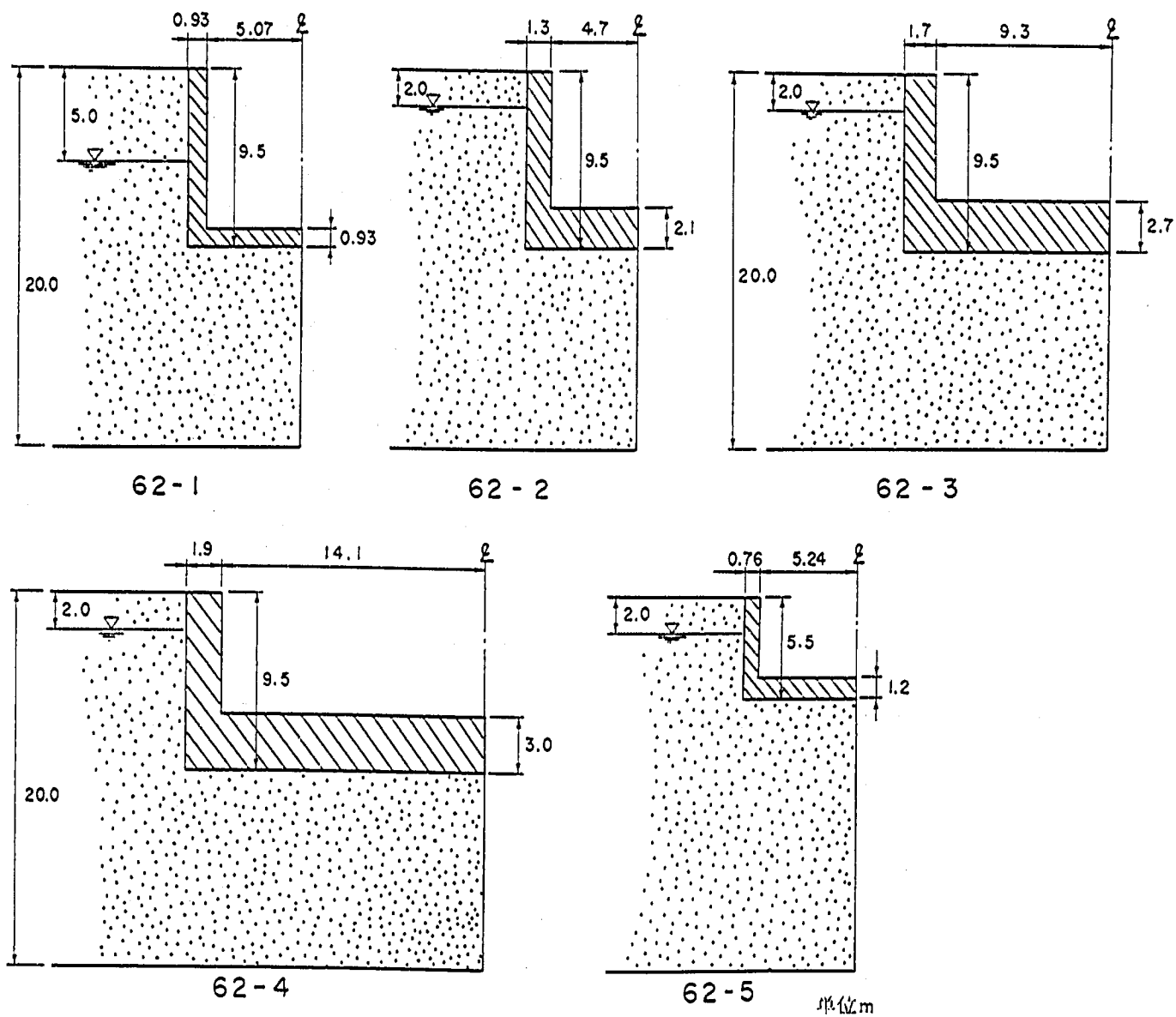
解析モデルの条件を表7.1に示す。地下水位 $W.L.$ は2mを標準とした。また、掘割道路の見かけの比重 W/U_s が1.2となるように、掘割道路の床板と側壁の厚さ t_b 、 t_s を決めた。62-1と62-2の比較によって地下水位の影響を、62-2～62-4の比較によって掘割道路幅の影響を、62-2と62-5の比較によって側壁高の影響を調べることを目的とする。前章と異なる点は、標準とした地下水位が浅いこと、 W/U_s を統一したこと、および全てのモデルについて砕石ドレーンのない場合の計算も行ったことである。

表7.1 解析モデルの条件

注1) モデル	地下水位 $W.L.$ (m)	掘割道路の大きさ				掘割道路 重 量 W (tf/m)	静水圧に よる浮力 U_s (tf/m)	W/U_s
		B (m)	H (m)	t_b (m)	t_s (m)			
62-1 62-1'	5	12	9.5	0.93	0.93	65.0	54	1.20
62-2 62-2'	2	12	9.5	2.1	1.3	106.7	90	1.19
62-3 62-3'	2	22	9.5	2.7	1.7	198.0	165	1.20
62-4 62-4'	2	32	9.5	3.0	1.9	289.7	240	1.21
62-5 62-5'	2	12	5.5	1.2	0.76	50.2	42	1.20

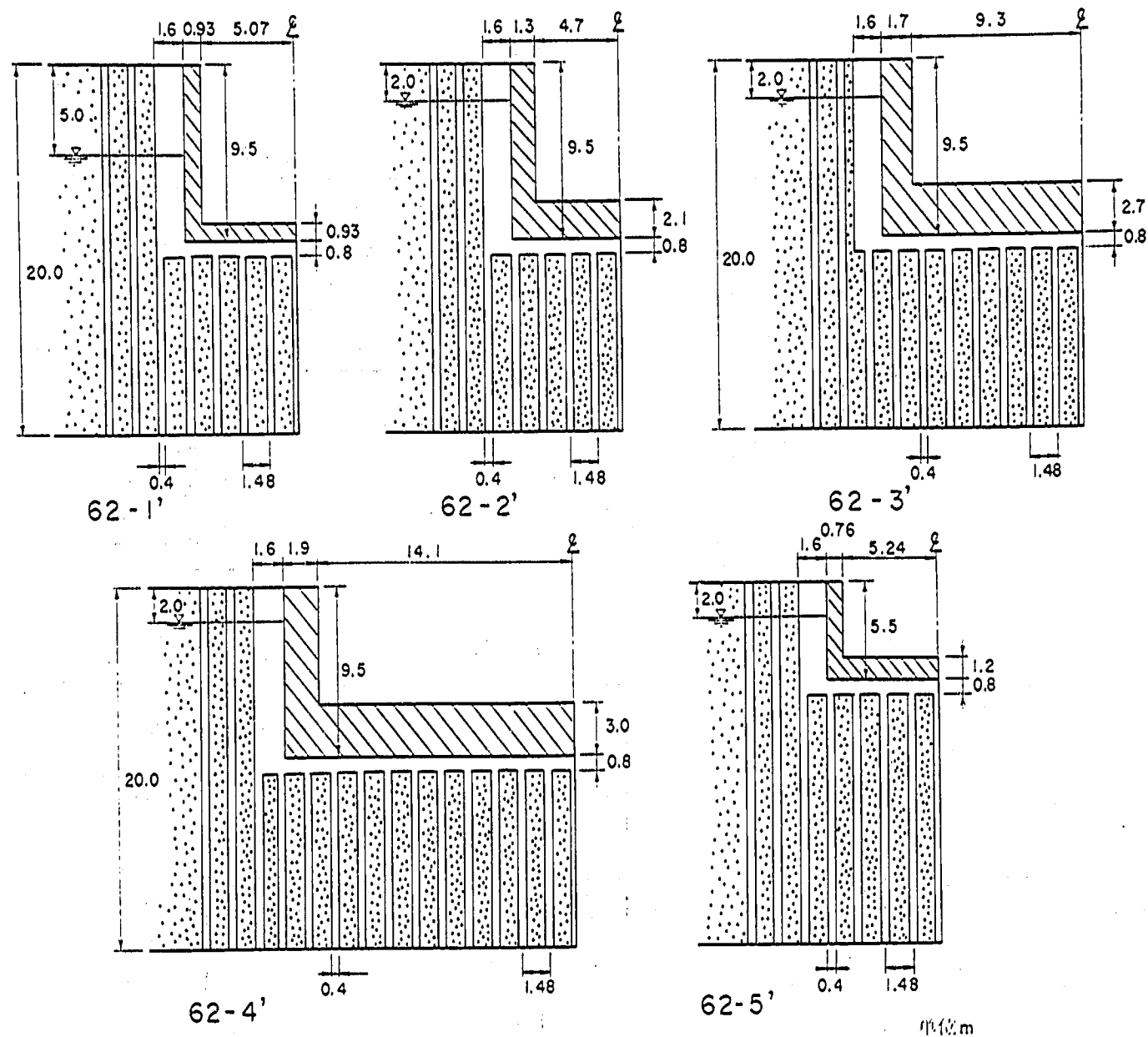
注) ダッシュなしはドレーンなし、ダッシュありはドレーンありを意味する。





(1) ドレーンなし

図 7.1 解析モデル



(2) ドレーンあり
図 7.1 解析モデル

単位m

要素分割を図7.2に示す。62-1と62-1'は、それぞれ前章の61-4、61-2と同じ解析条件だが、要素分割は異っている。

7.2.2 加振条件

加振条件は前章と同様で、2Hz、15波の正弦波を基盤水平方向に入力した。基盤加速度は70galとした。

7.2.3 材料定数

材料定数は表4.3の標準値をそのまま用いた。ジョイント要素の材料定数は、表4.4の値を用いた。

砂と碎石の体積圧縮係数と砂の液状化強度定数は、地盤の N 値を10として、4.3.2項で述べた方法により求めた。結果を表7.2に示す。

7.2.4 静的応力解析

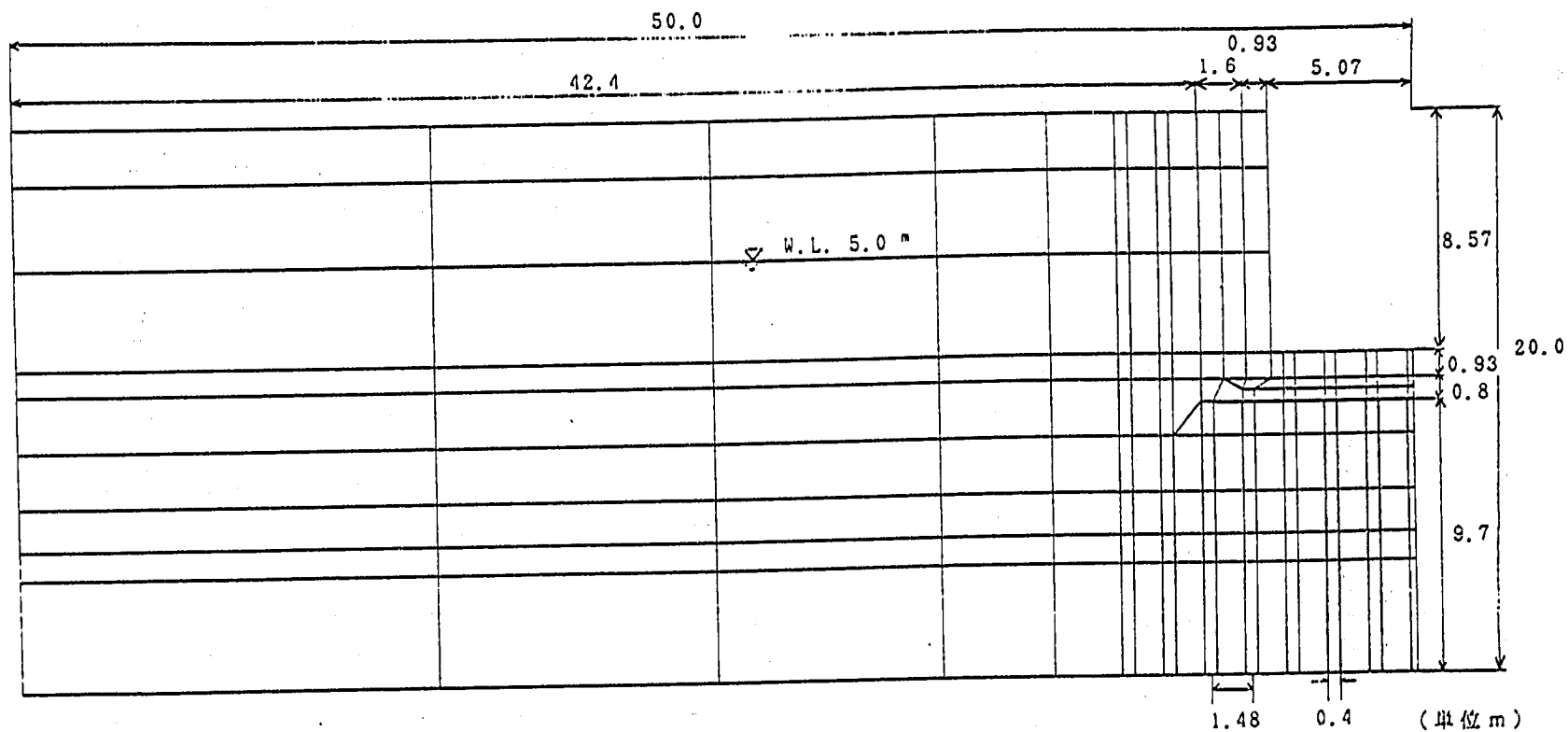
静的応力解析は、4.4.2項で示したように3ステップに分けて行った。分布荷重 q_1 、 q_2 として、掘割道路幅 B と側壁高 H が同じ条件のモデルが前章にあるので、それと同じ値を用いた。(表6.3参照)

7.2.5 動的応答解析

各モデルの固有値解析の結果得た1次固有周期 T_1 から、Rayleigh減衰の定数 α_1 を(4.11)式より求め、動的応答解析に用いた。 T_1 と α_1 を表7.3に示す。

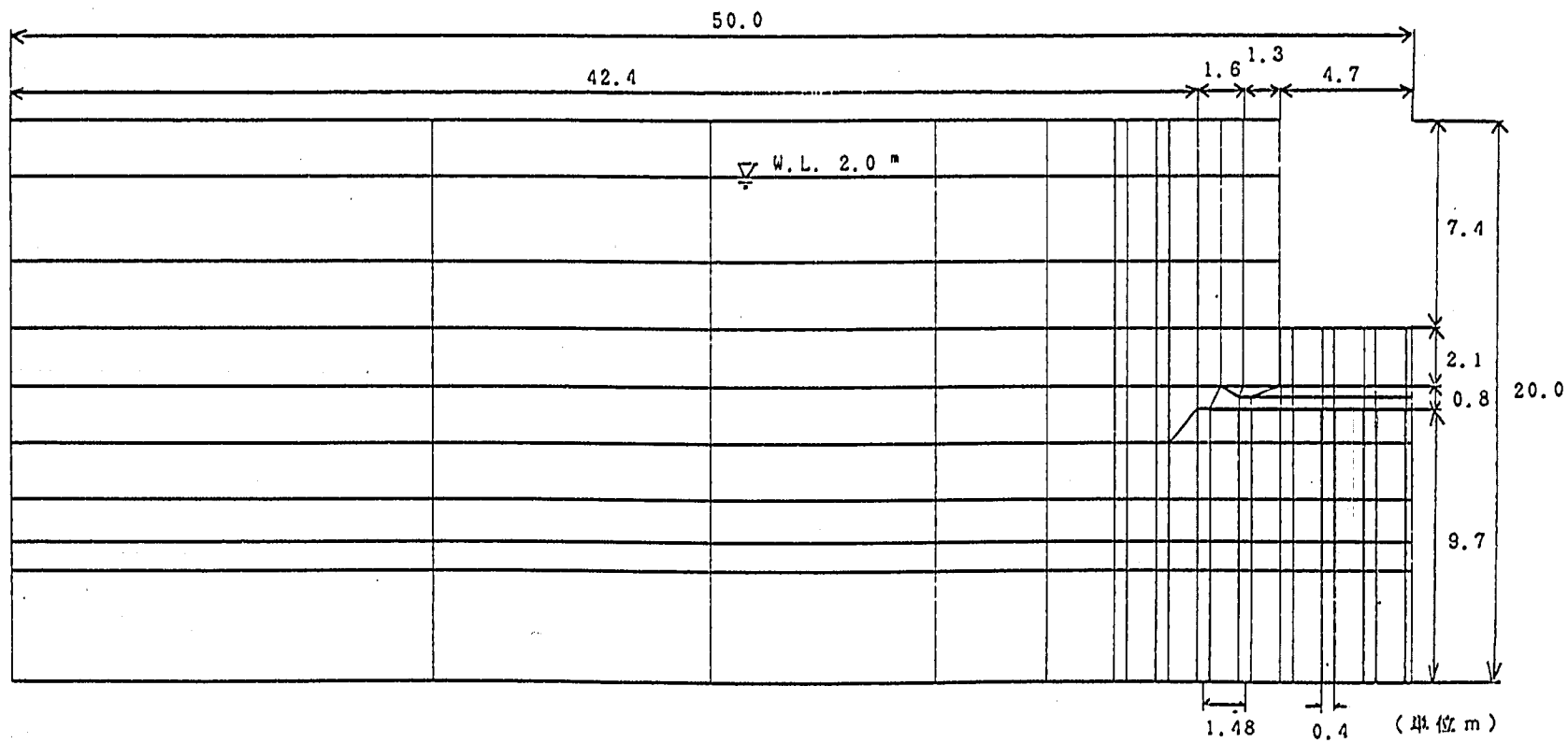
表7.2 液状化強度定数と体積圧縮係数

モデル	N 値	相対密度 Dr (%)	$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_v}\right)_{20}$	液状化強度定数		体積圧縮 係 数 m_v (cm ³ /kgf)
				A	B	
62-1 62-1'	10	54.5	0.266	-0.123	-0.415	0.010
62-2 62-2'	10	57.0	0.276	-0.123	-0.399	0.010
62-3 62-3'	10	56.9	0.276	-0.123	-0.399	0.010
62-4 62-4'	10	56.8	0.275	-0.123	-0.401	0.010
62-5 62-5'	10	54.1	0.264	-0.123	-0.418	0.010



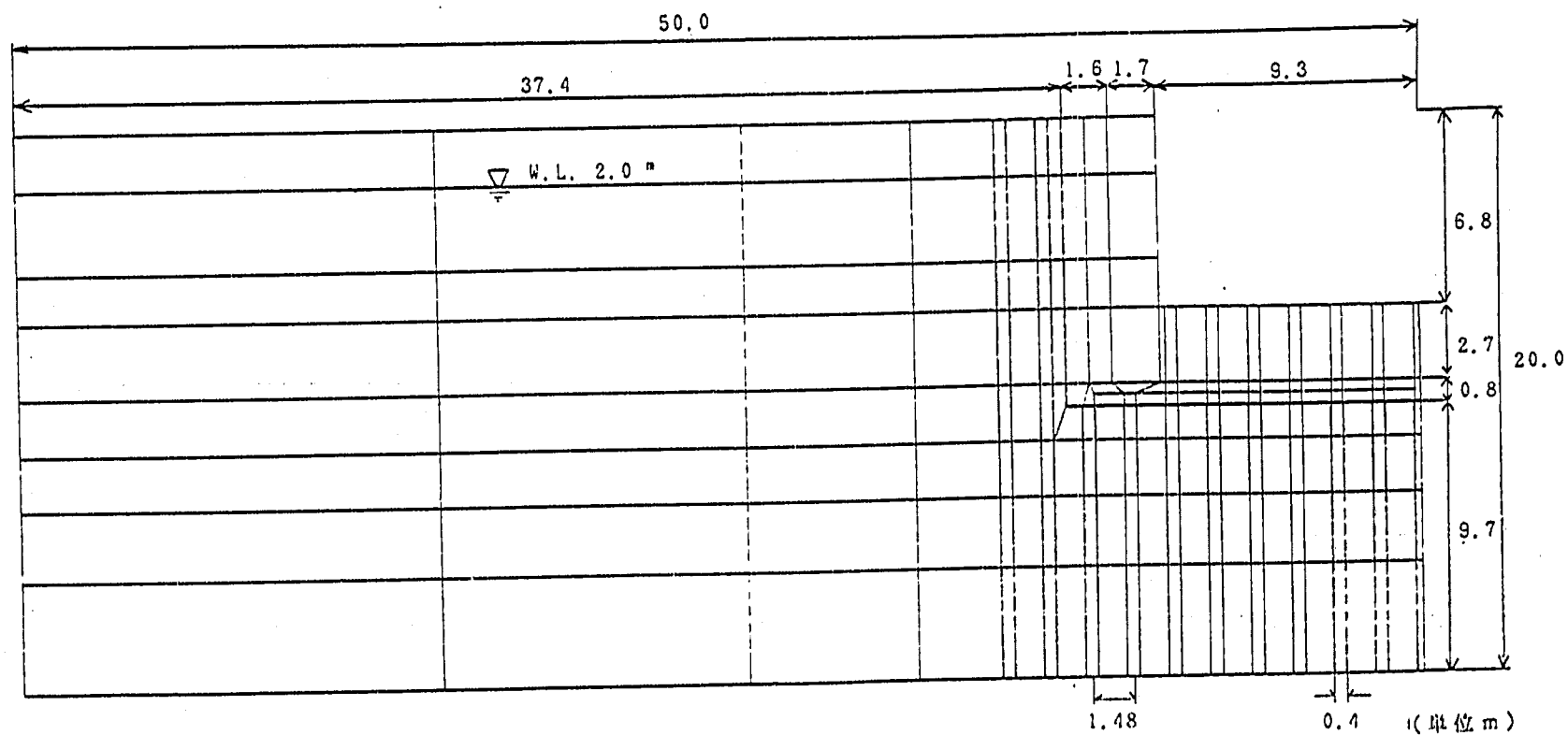
(1) モデル 62-1, 62-1'

図 7.2 要素分割図



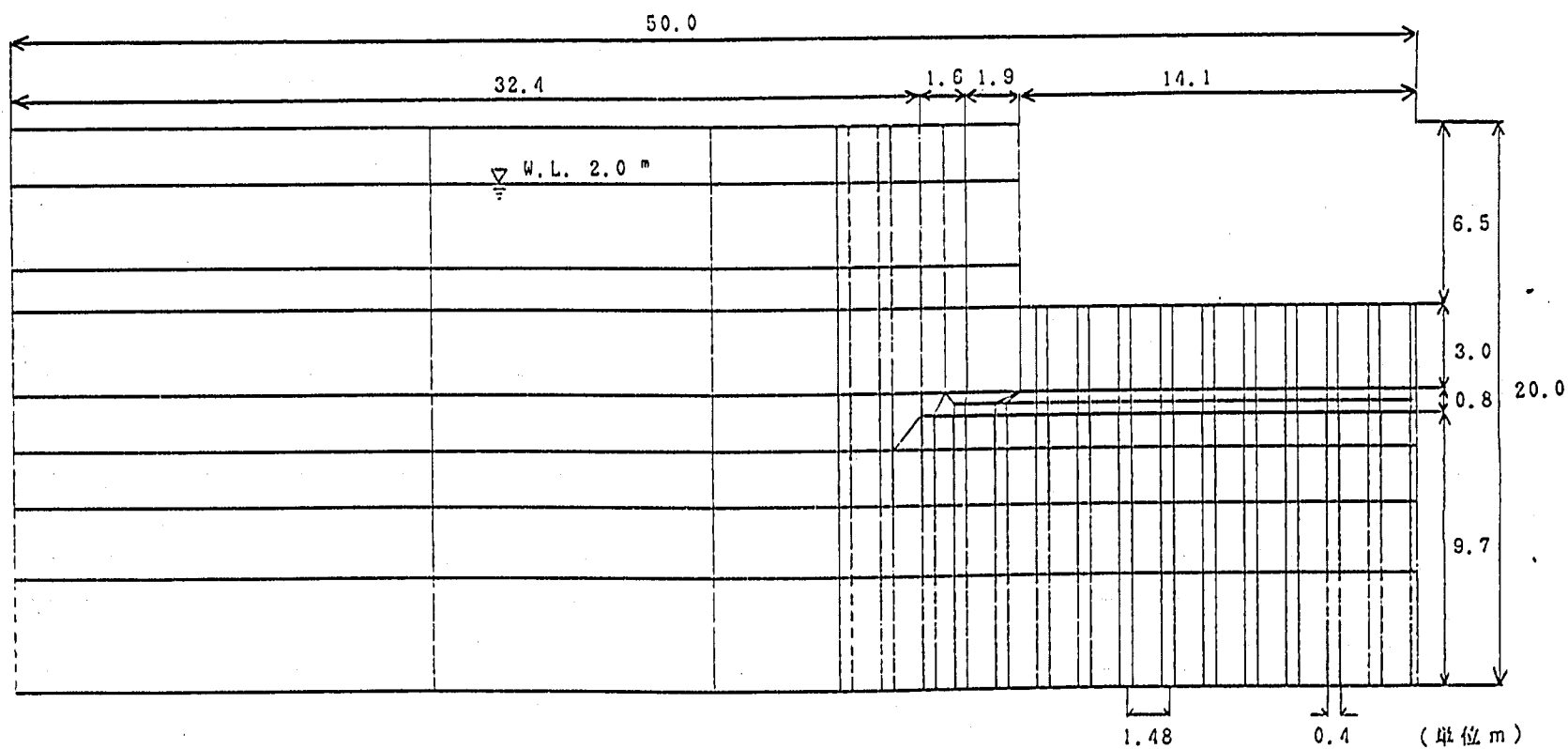
(2) モデル 62-2, 62-2'

図 7.2 要素分割図



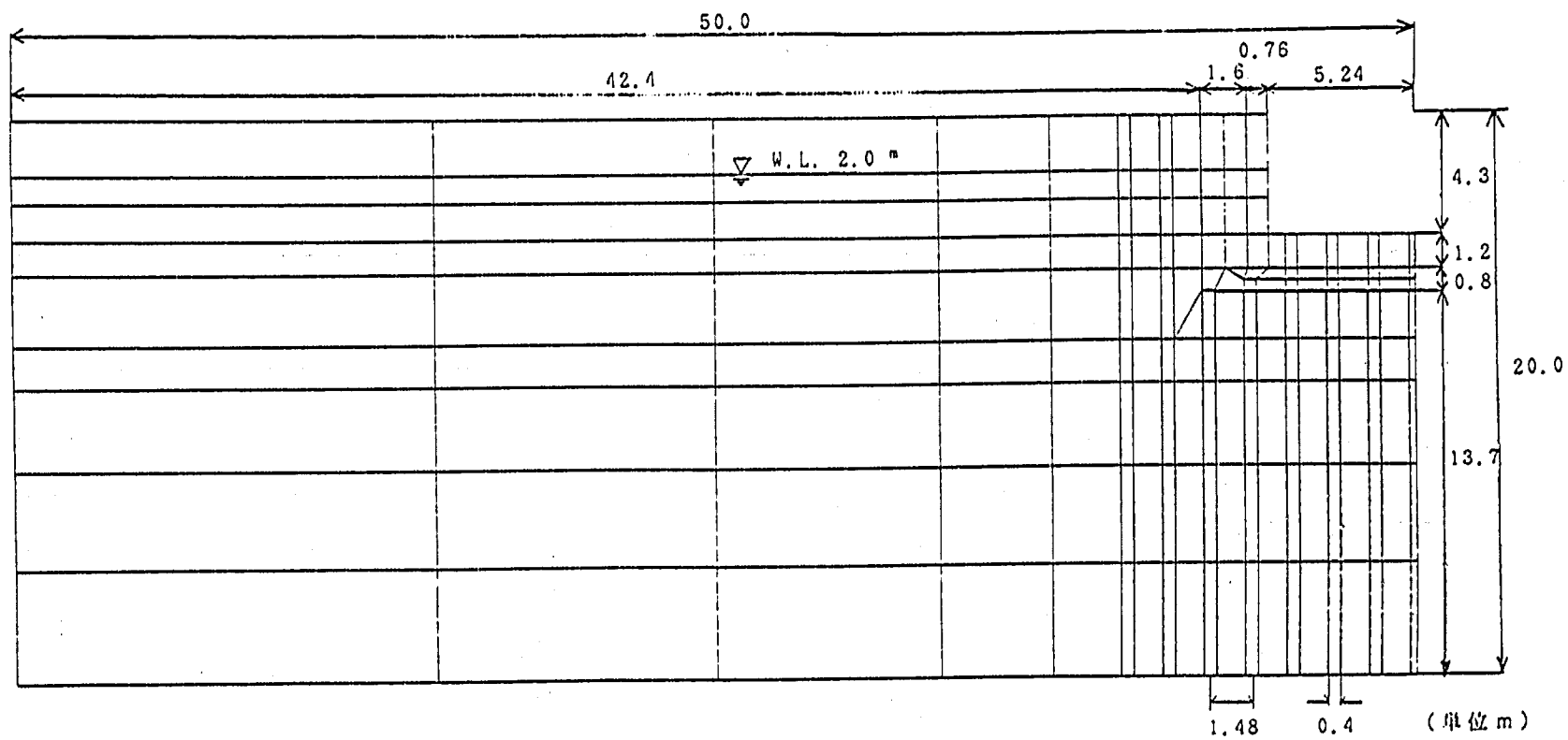
(3) モデル 62-3, 62-3'

図 7.2 要素分割図



(4) モデル 62-4, 62-4'

図 7.2 要素分割図



(5) モデル 62-5, 62-5'

図 7.2 要素分割図

表 7.3 1 次固有周期と減衰定数

モ デ ル	T_1 (sec)	α_1
62-1	0.3957	0.0050
62-1'	0.3879	0.0049
62-2	0.4129	0.0053
62-2'	0.4037	0.0051
62-3	0.4089	0.00521
62-3'	0.3966	0.0050
62-4	0.4049	0.0052
62-4'	0.3910	0.0053
62-5	0.4193	0.0053
62-5'	0.4107	0.0052

7.3 解析結果

7.3.1 静的応力解析

砕石ドレーンのあるモデルの掘割道路周辺地盤での初期有効上載圧 σ_v^0 の分布を図 7.3 に示す。砕石ドレーンのないモデルの結果は、砕石ドレーンのある場合とほとんど変わらないので省略した。

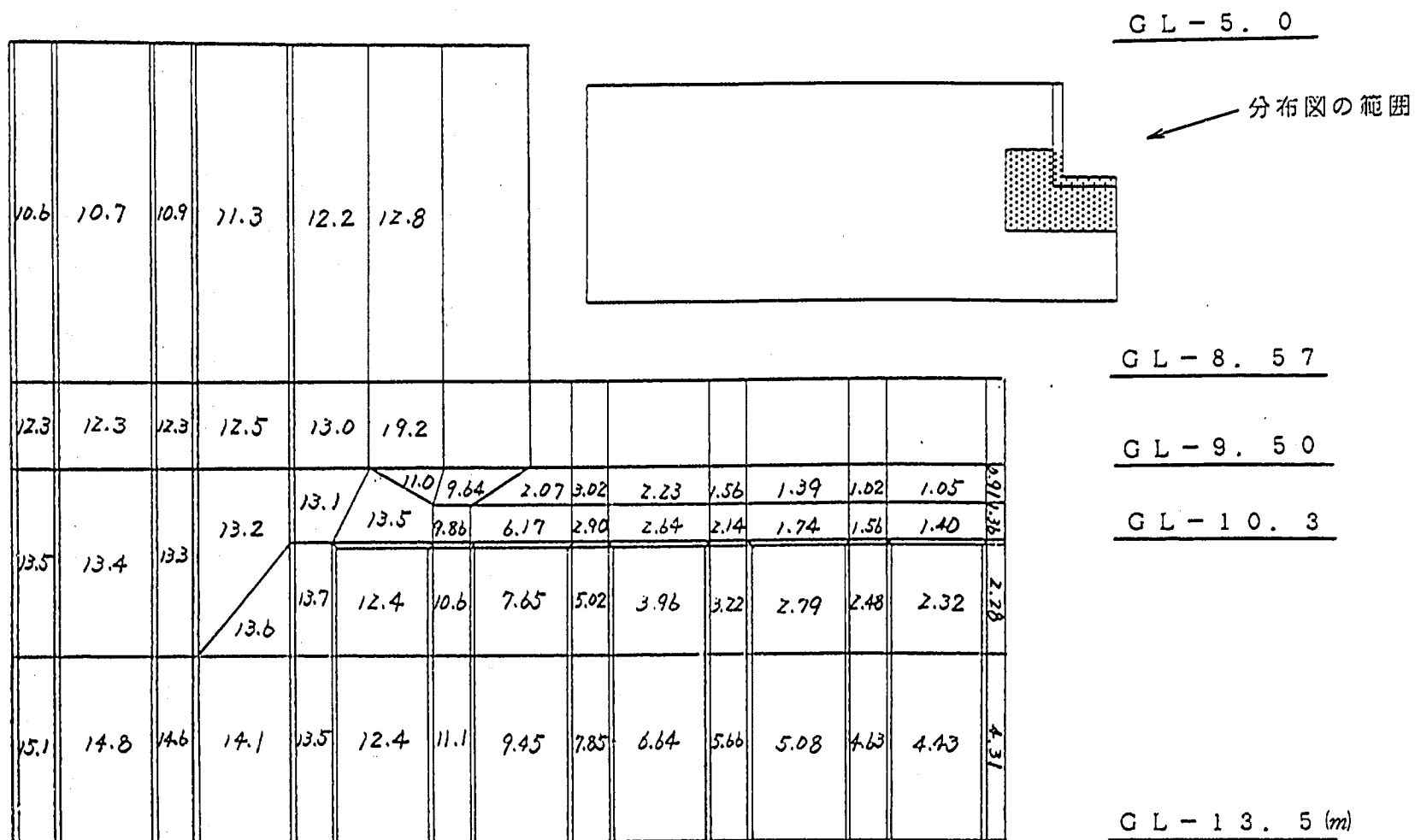
図 7.3(1)の 62-1' と図 6.4(2)の 61-2 は、要素分割以外は全く同じ解析条件であるが、掘割道路隅角部の周辺地盤の要素分割が異なるために、 σ_v^0 の分布に若干の違いが現れている。特に、要素分割の異なる部分での差が著しい。これは、この部分の要素の σ_v^0 の分布が不連続なために、要素分割が変わるとその影響を受けやすかったことによると考えられる。

7.3.2 動的応答解析

砕石ドレーンのあるモデルの最大水平応答加速度の分布を図 7.4 に示す。砕石ドレーンのないモデルの結果は、砕石ドレーンのある場合とあまり変わらないので省略した。

図 7.4(1)の 62-1' と図 6.5(2)の 61-2 を比べると、要素分割の違いによる影響はほとんどない。表 7.3 および表 6.4 より、両モデルの 1 次固有周期もほとんど一致しており、動的応答解析では要素分割の影響はほとんど現れていない。

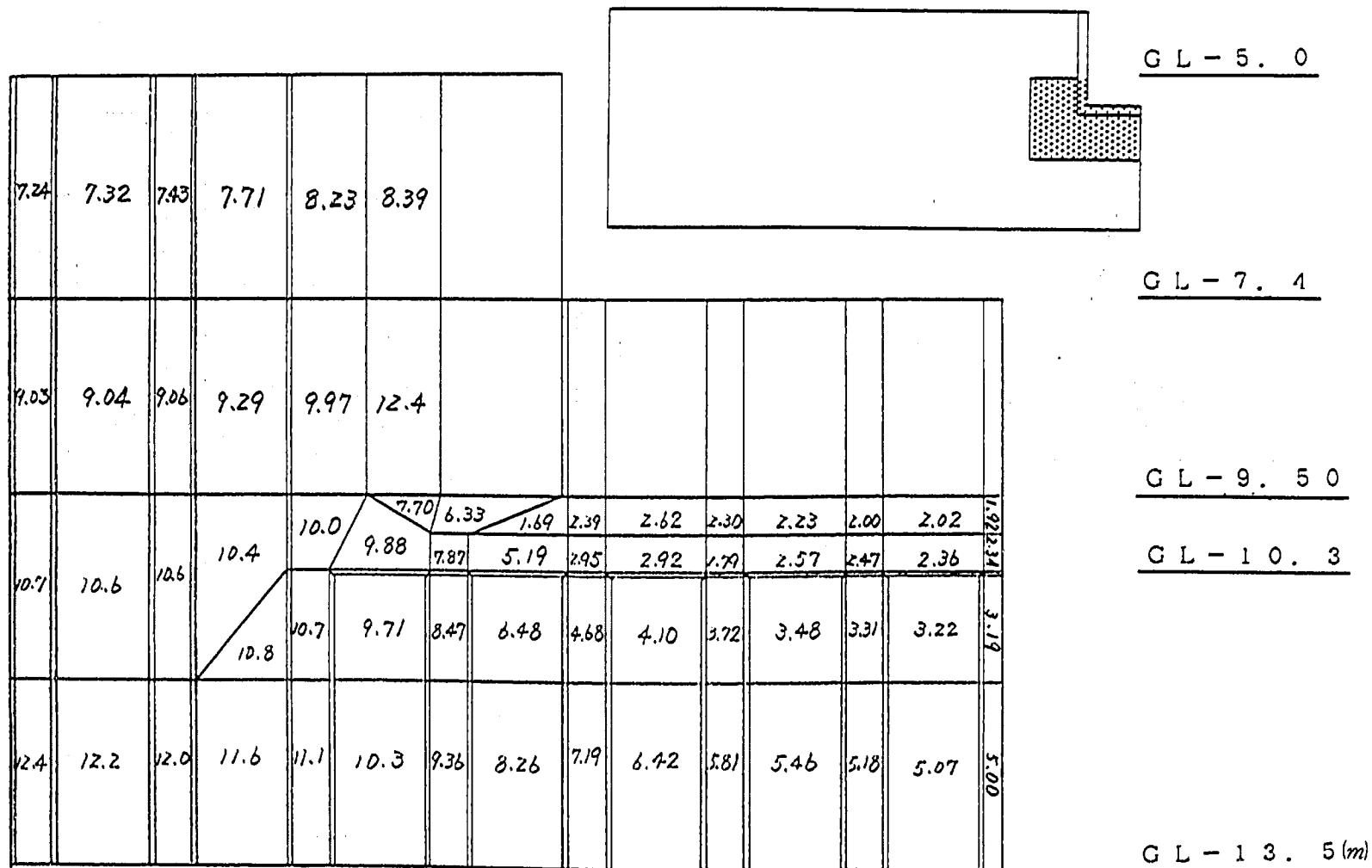
62-1' と 62-2' の水平地盤部の地表面での応答加速度を比べると、地下水位の浅い 62-2' のほうが小さくなっている。一方、62-2' と 62-5' の差はあまりなく、側壁高の影響は比較的小さいようである。前章で、61-6 の地表面での応答が他のモデルよりも小さかったのは、側壁高よりも地下水位の影響によるものとする。地下水位が浅くなると、地下水位より上の地盤の上載圧としての効果が小さくなるため、地盤全



単位: t f / m²

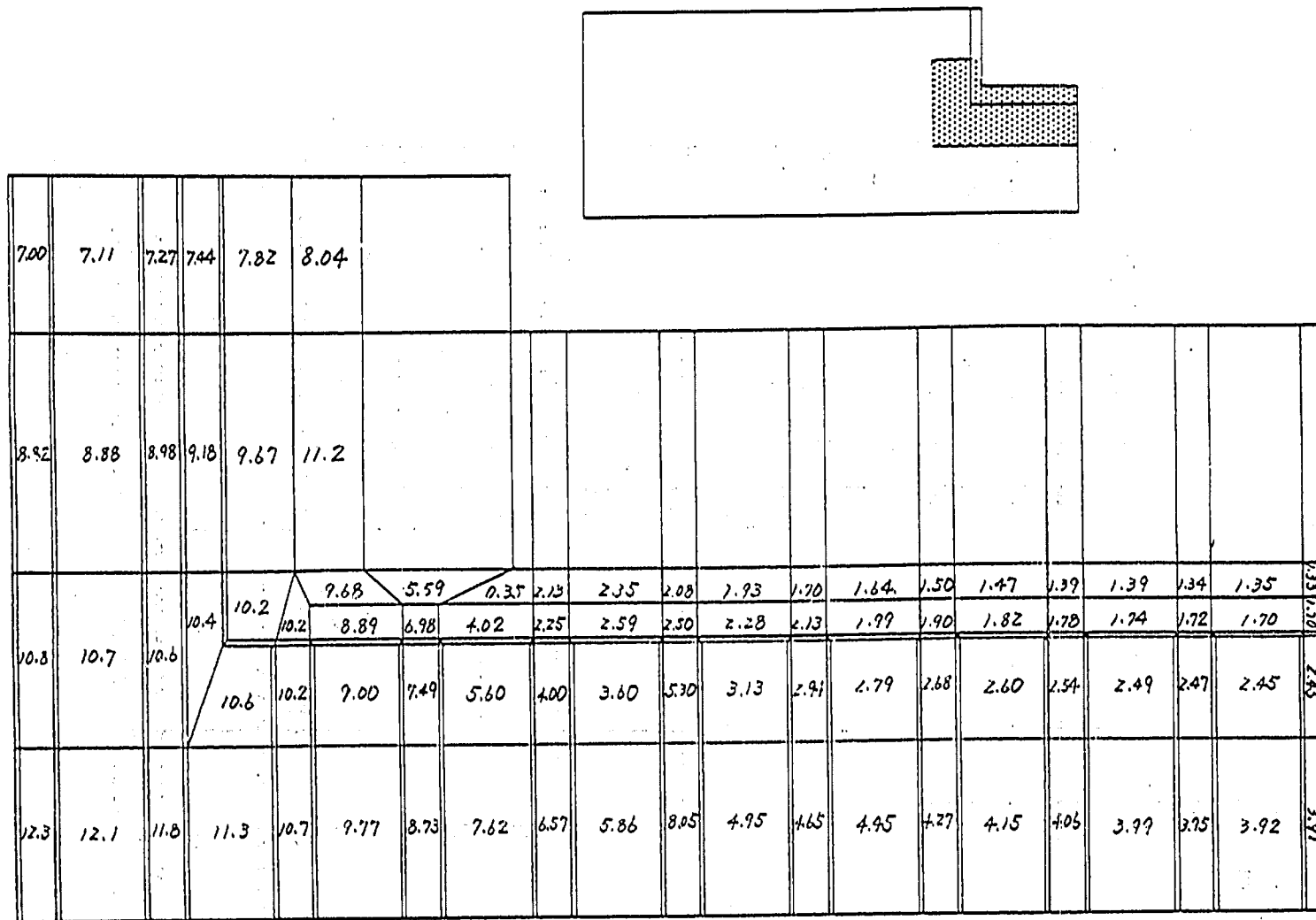
(1) モデル 62-1'

図 7.3 $\sigma_v\%$ の分布



(2) モデル 62-2'

図 7.3 σ_{v0} の分布



GL - 5. 0

GL - 6. 8

GL - 9. 50

GL - 10. 3

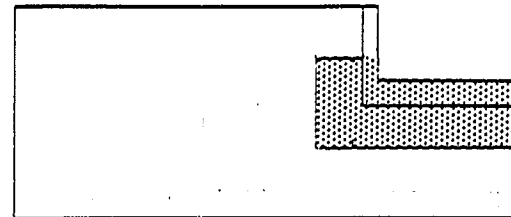
GL - 13. 5 (m)

单位: t / m^2

(3) モデル 62-3'

図 7.3 σ_{no} の分布

GL - 5. 0



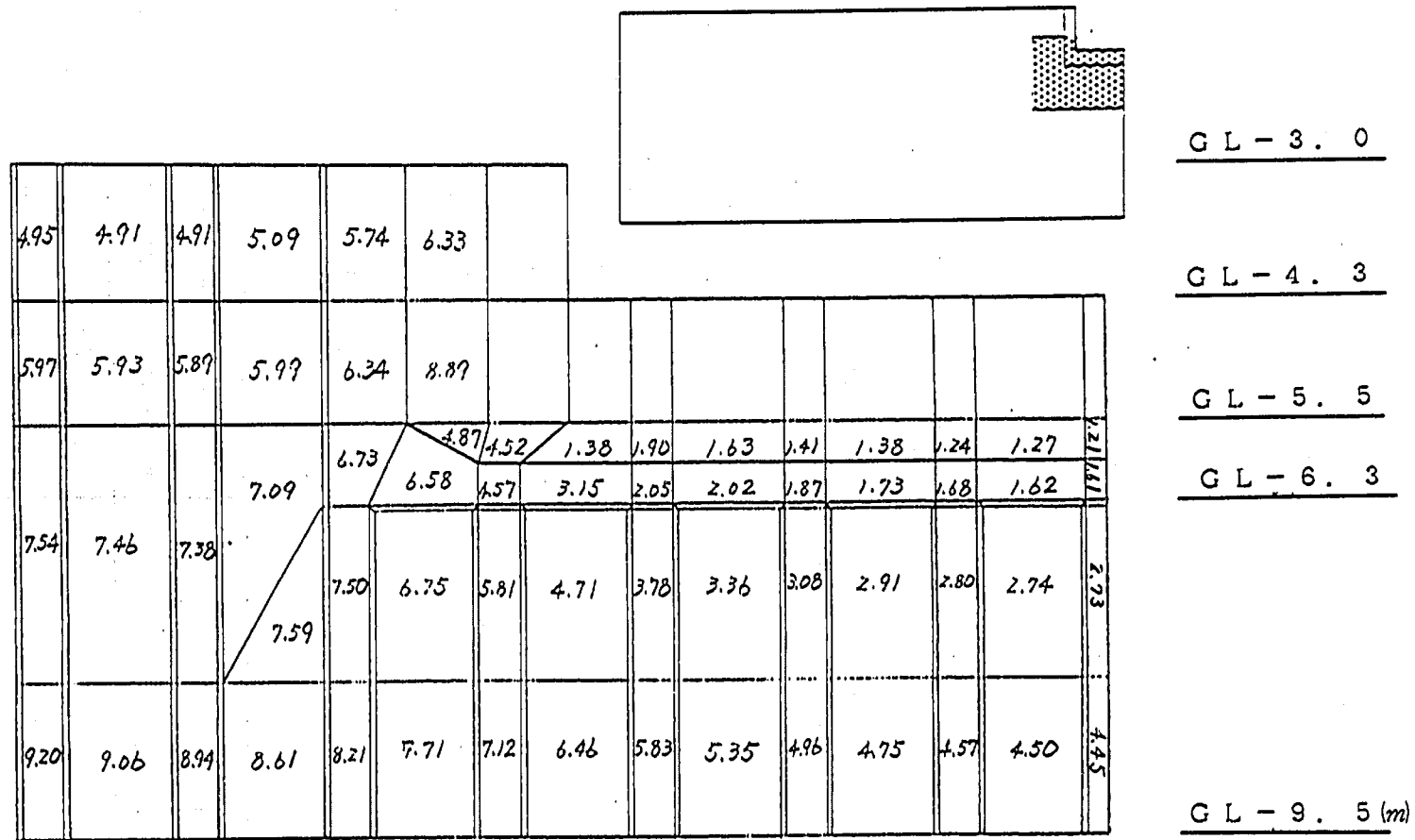
C L. - G. 5

6.39	6.91	6.97	7.16	7.53	7.54																						
G L - 6 . 5																											
8.73	8.72	8.74	8.92	9.40	10.7																						
G L - 9 . 5 0																											
10.6	10.7	10.6	10.3	9.99	8.68	6.35	5.05	6.96	3.11	2.69	2.44	2.27	2.05	1.95	1.80	1.72	1.62	1.57	1.49	1.45	1.39	1.36	1.32	1.31	1.28	1.28	
				9.91	9.03	7.50	5.20	3.38	2.65	3.01	2.84	2.62	2.44	2.30	2.19	2.08	2.00	1.92	1.86	1.81	1.76	1.72	1.69	1.66	1.65	1.64	
				10.6	10.1	9.42	7.96	6.31	5.01	4.07	3.84	3.66	3.44	3.25	3.10	2.97	2.85	2.76	2.68	2.62	2.56	2.52	2.48	2.45	2.42	2.40	2.39
12.5	12.3	12.1	11.7	11.2	10.7	10.1	9.17	8.15	7.22	6.40	5.87	5.44	5.15	4.90	4.70	4.53	4.39	4.28	4.18	4.10	4.04	3.98	3.94	3.91	3.88	3.86	3.85
G L - 1 3 . 5 (m)																											

单位: t / m^2

(4) モデル 62-4'

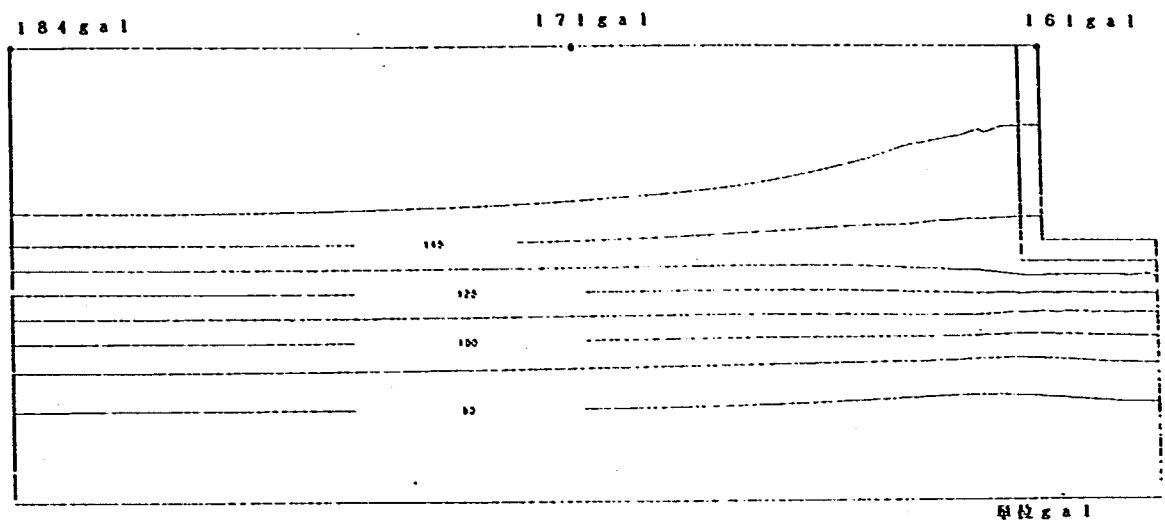
図 7.3 σ_{v0} の分布



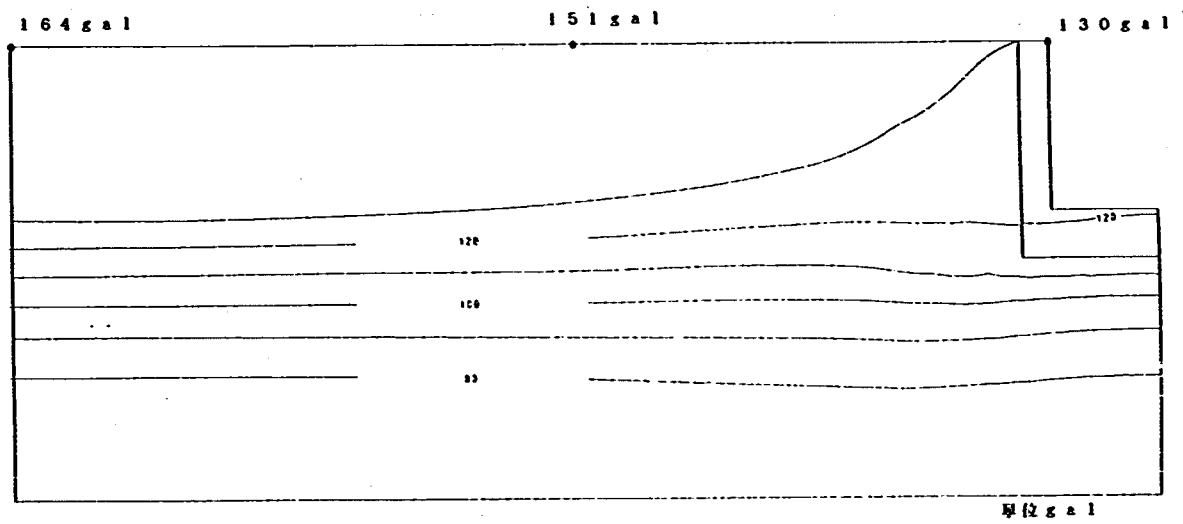
(5) モデル 62-5'

単位: t f / m²

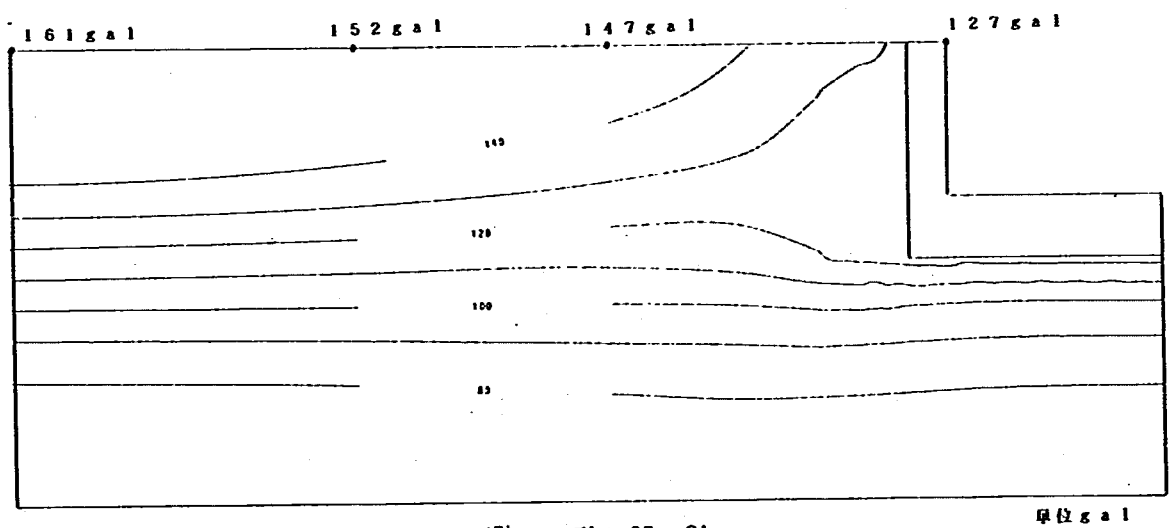
図 7.3 σ_{θ} の分布



(1) モデル 62-1'

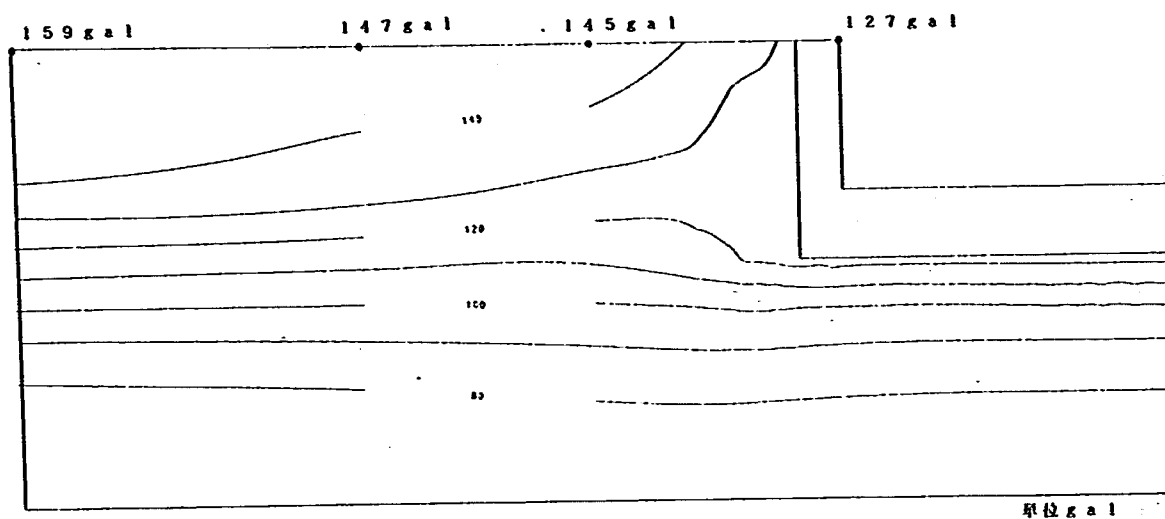


(2) モデル 62-2'

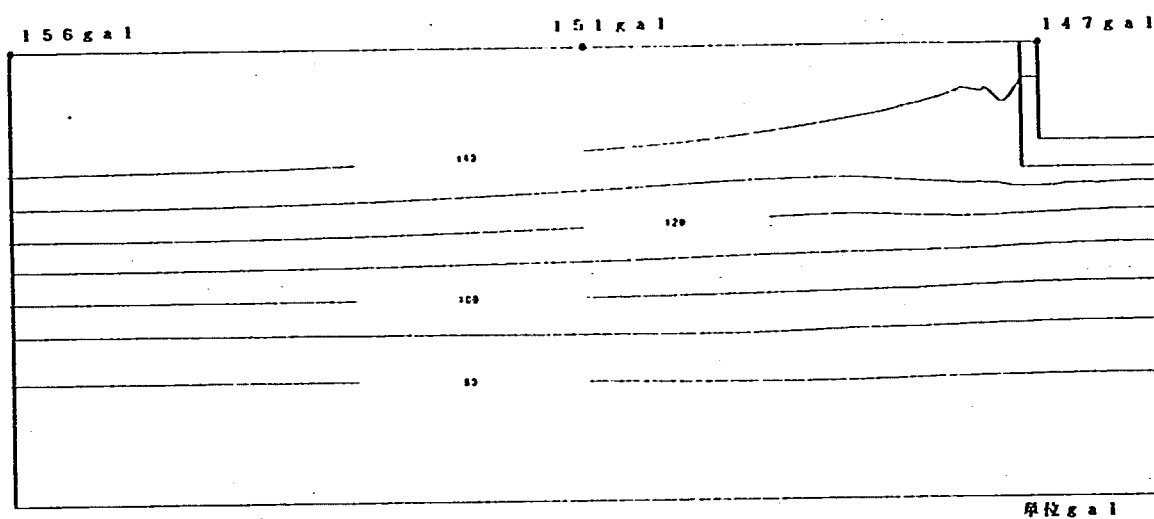


(3) モデル 62-3'

図 7.4 最大水平応答加速度の分布



(4) モデル 62-4'



(5) モデル 62-5'

図 7.4 最大水平応答加速度の分布

体の平均的な剛性が小さくなる。表7.3に示したように、62-2'の1次固有周期は62-1'よりも大きい。この結果、62-1'の1次固有周期のほうが入力波の周期(0.5秒)に近くなり、大きな加速度を示したと考えられる。表7.3より、本章の解析条件では、1次固有周期に及ぼす影響は、地下水位の変化によるものが最も大きい。

7.3.3 浸透解析

掘割道路の底面直下の地盤要素(図7.5参照)の過剰間隙水圧の時刻歴を図7.6に示す。図中には、過剰間隙水圧比の最大値 u_{max}/σ_{v0}' も合わせて示した。

各モデルで碎石ドレーンのない場合とある場合を比べると、碎石ドレーンによる加振終了後の過剰間隙水圧の消散効果、および加振中の過剰間隙水圧の抑制効果が明らかに現れている。

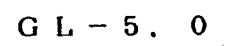
地下水位の影響について碎石ドレーンのない62-1と62-2を比べると、水平地盤部に近い要素(要素番号106)の過剰間隙水圧の発生速度は地下水位の浅い62-2のほうが速い。碎石ドレーンのある場合も、地下水位の浅い62-2'のほうが、水平地盤に近い要素の u_{max}/σ_{v0}' が大きくなっている。これは、前章でも述べたように、地下水位が浅くなると、水平地盤部で地下水位よりも上の地盤が上載圧として作用する効果が小さくなり、動的なせん断応力比が大きくなる影響が現れたためと考える。一方、掘割道路の中心線に近い要素(要素番号90)で比べると、碎石ドレーンのない場合もある場合も、それぞれ地下水位の深い62-1、62-1'のほうが u_{max}/σ_{v0}' が大きくなっており、水平地盤部に近い要素とは逆の傾向を示す。水平地盤部での動的なせん断応力比の違いの影響は、ここまでは現れないようである。前章で、地下水位の浅い61-6は、中心線に近い要素でも u_{max}/σ_{v0}' が他のモデルよりも大きかったが、今回は逆の傾向となった。この理由は不明である。

掘割道路幅の影響について碎石ドレーンのない62-2~62-4を比べると、最も水平地盤側の要素の u_{max}/σ_{v0}' は0.97程度で差がないが、中心線側の要素の u_{max}/σ_{v0}' は幅が広がるほど大きい。しかし、 u_{max} 自身を比べると、中心線側の要素では幅が広がるほど逆に小さくなっている。最も水平地盤側の要素の u_{max} は、幅22mの62-3で最小となっているが、これは σ_{v0}' の不連続な分布に起因しているものと考えられる。碎石ドレーンのある場合は、水平地盤側の要素も中心線側の要素とともに、幅が12mの62-2'よりも幅が22mの62-3'、32mの62-4'のほうが u_{max}/σ_{v0}' 、 u_{max} とも大きくなっている。

側壁高の影響について碎石ドレーンのない62-2と62-5を比べると、最も水平地盤側の要素の u_{max}/σ_{v0}' は0.97で変わらないが、中心線側の要素の u_{max}/σ_{v0}' は側壁高の小さい62-5のほうが大きい。地下水位に対する側壁高の比を無次元量として考えた場合、地下水位一定で側壁高を大きくすることは、側壁高一定で地下水位を浅くすることに相当する。この観点から、62-5と62-2の関係と、62-1と62-2の関係を比較すると、側壁高の小さいほうおよび地下水位の深いほうが、中心線に近い要素の u_{max}/σ_{v0}' が大きいという点が一致する。碎石ドレーンのある場合については、62-1'と62-2'の関係について先に述べたことが、そのまま62-5'と62-2'の関係にもあてはまる。過剰間隙水圧比で比較した場合、地下水位一定で側壁高を大きくすると、側壁高一定で地下水位を浅くしたときと同じような影響が現れると考えられる。

7.3.4 浮上がり安全率

各モデルの浮上がり安全率 Fu の算定結果を表7.4に示す。ここで、碎石ドレーンのない場合とある場合



GL - 8. 57

G L - 9 . 5 0

G L - 1 0 . 3

GL - 13. 5 (m)

Day	Number of Fish Caught
1	106
2	102
3	98
4	94
5	90

GL - 5. 0

GL - 7. 4

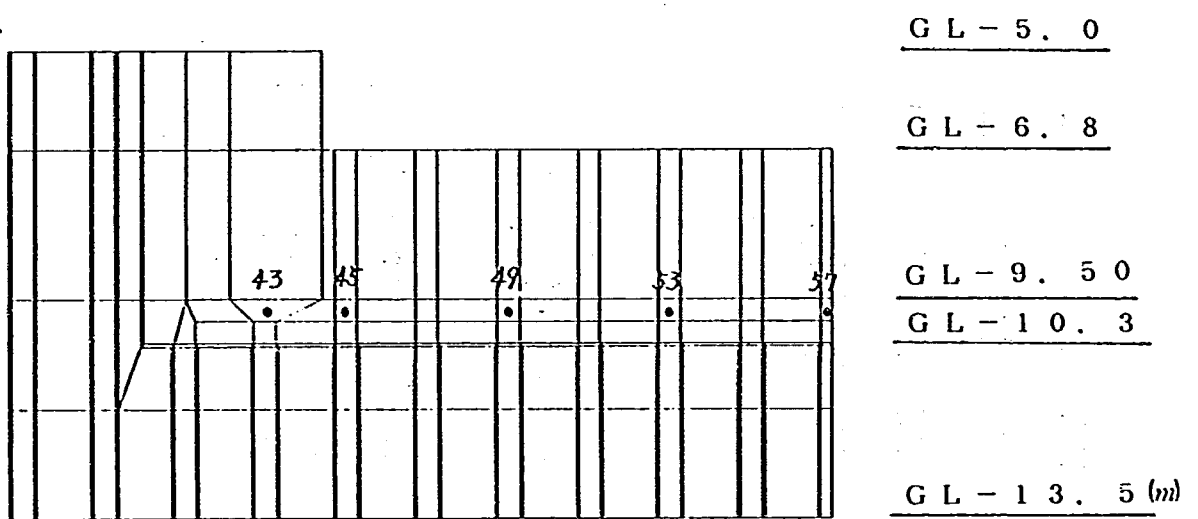
GL - 9 . 5 0

GL - 10.3

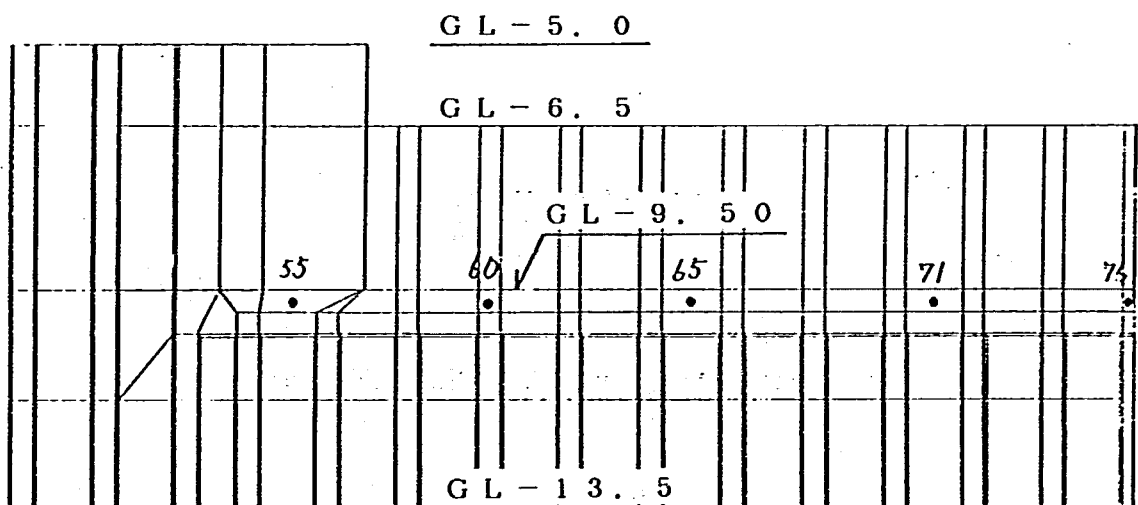
GL - 13. 5 (m)

(2) モデル 62-2, 62-2'

図 7.5 過剰間隙水圧を出力した要素番号

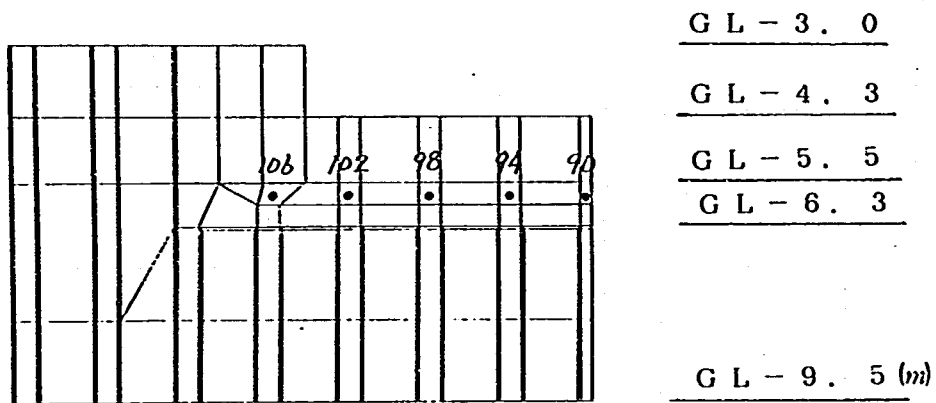


(3) モデル 62-3, 62-3'



(4) モデル 62-4, 62-4'

図 7.5 過剰間隙水圧を出力した要素番号



(5) モデル 62-5, 62-5'

図 7.5 過剰間隙水圧を出力した要素番号

(凡例)

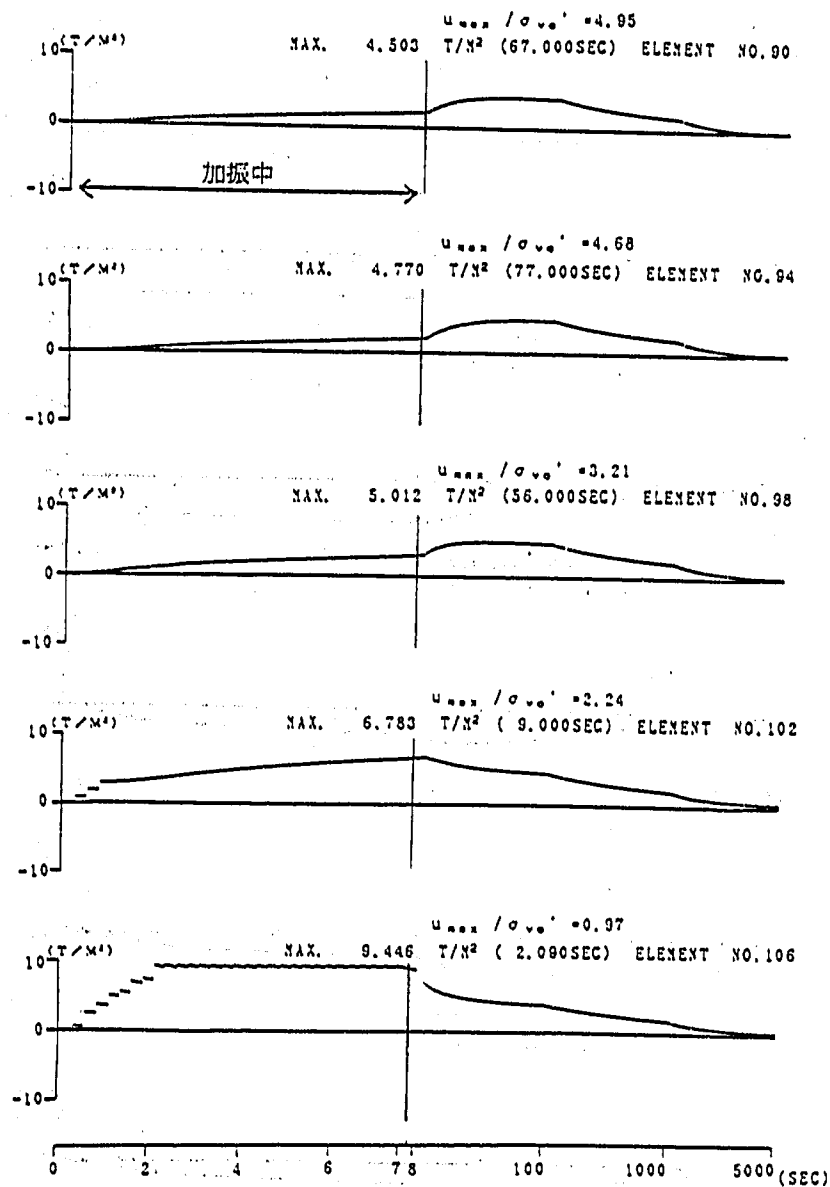
MAX. 0.445 T/M² (6.400 SEC) ELEMENT No31

→ 最大値 (tf/m²)

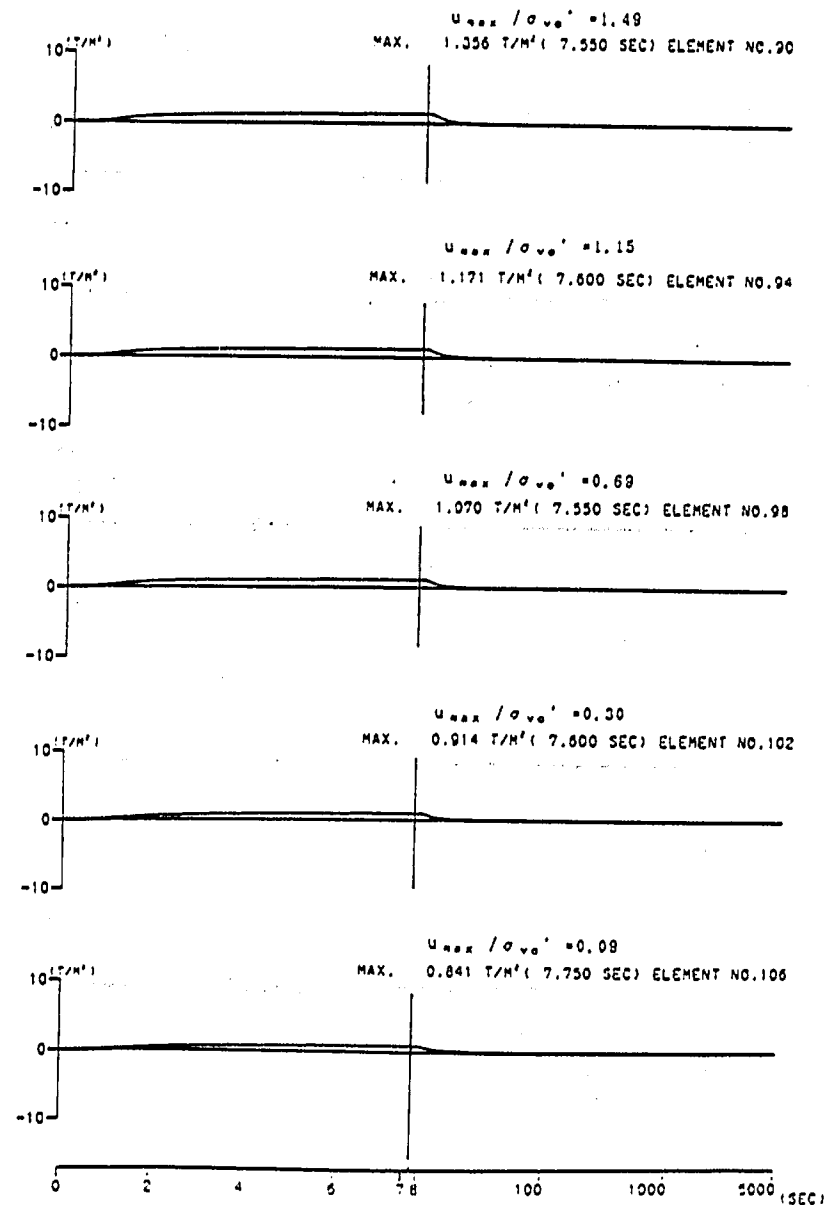
→ 最大値の生じる時刻

→ 要素番号

図 7.6 の凡例

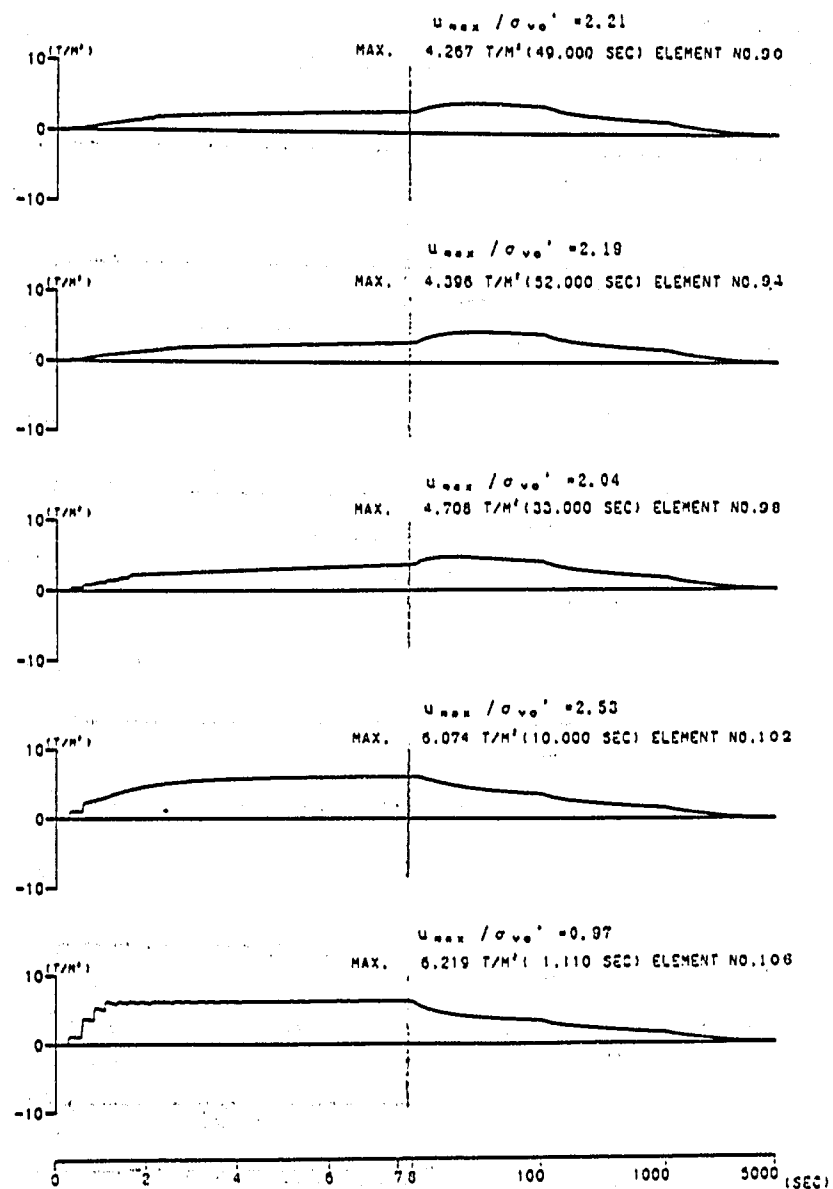


(1) モデル 62-1

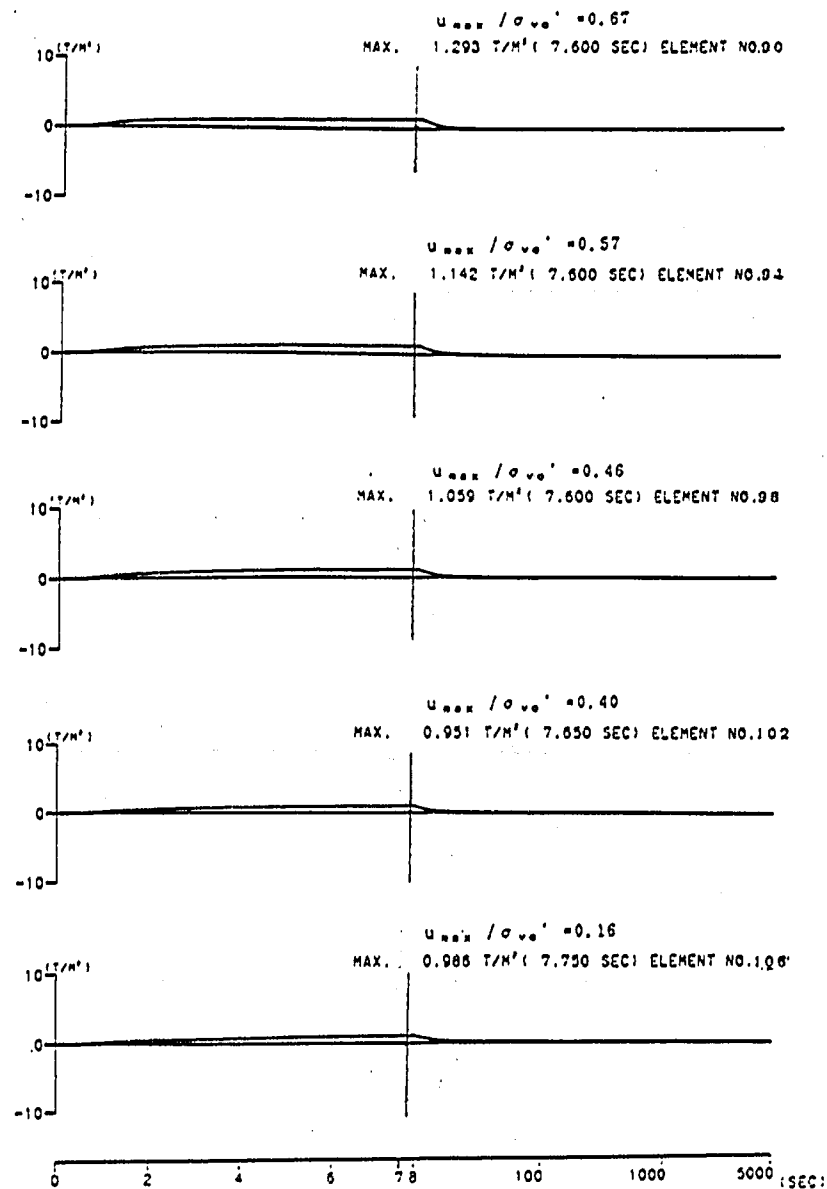


(2) モデル 62-1'

図 7.6 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

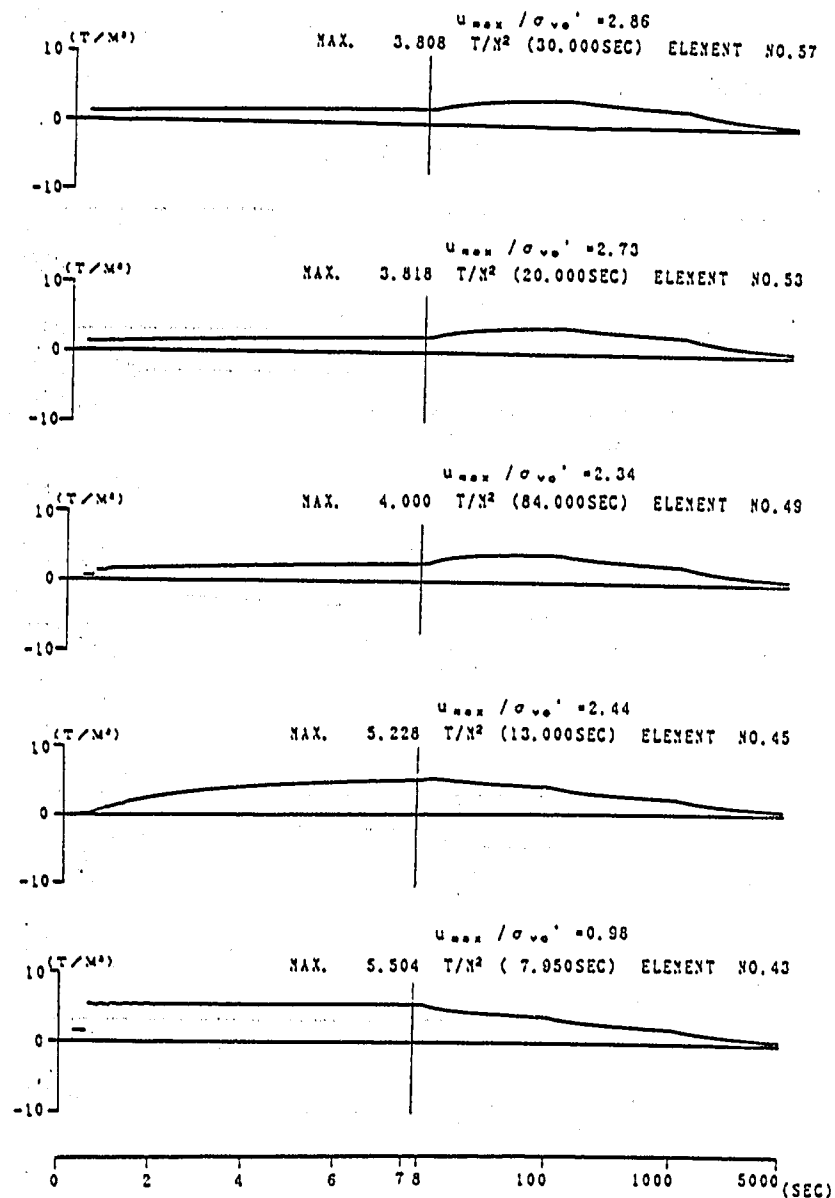


(3) モデル 62-2

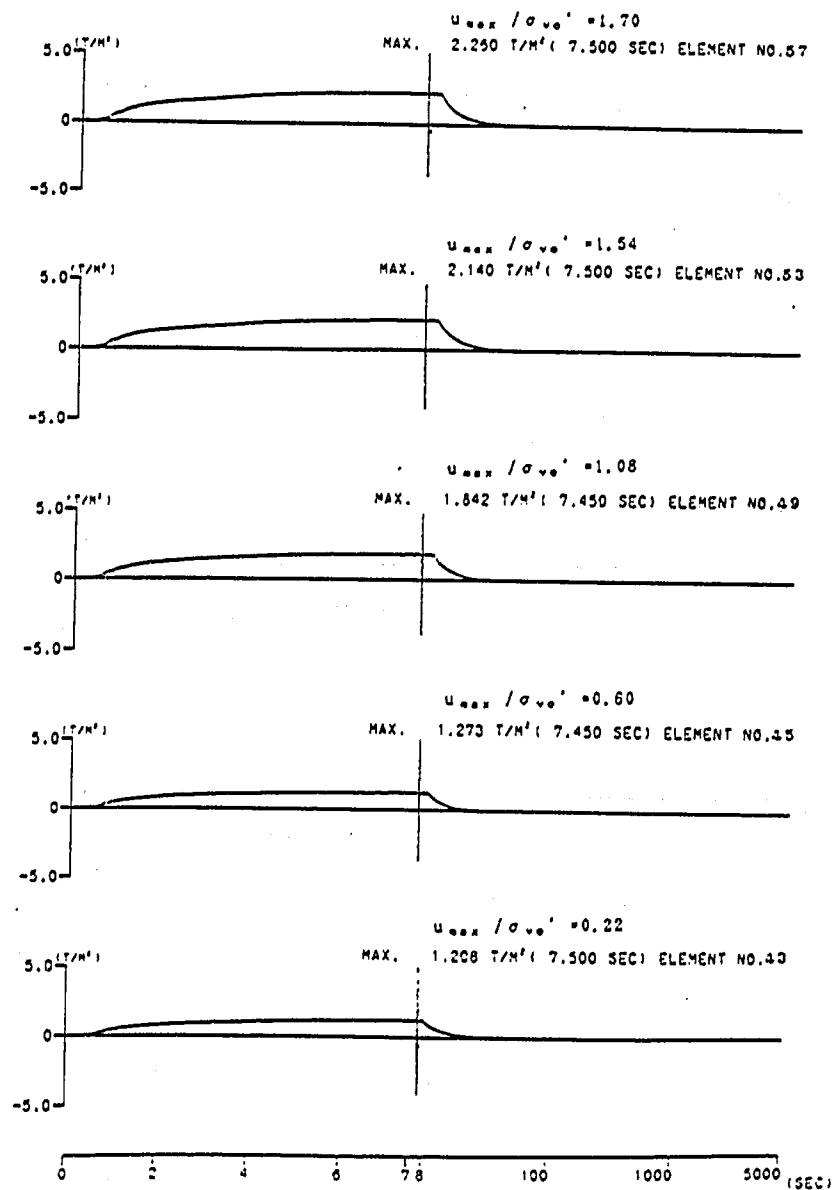


(4) モデル 62-2'

図 7.6 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

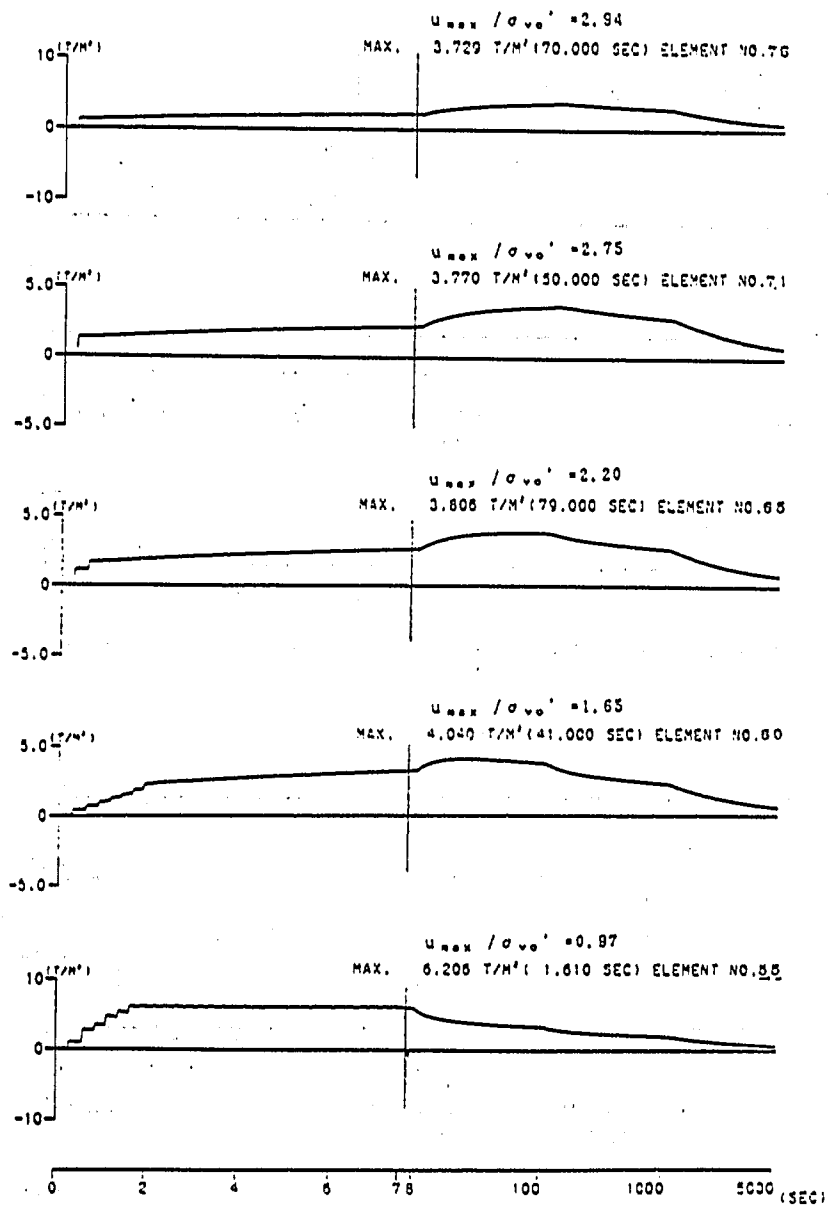


(5) モデル 62-3

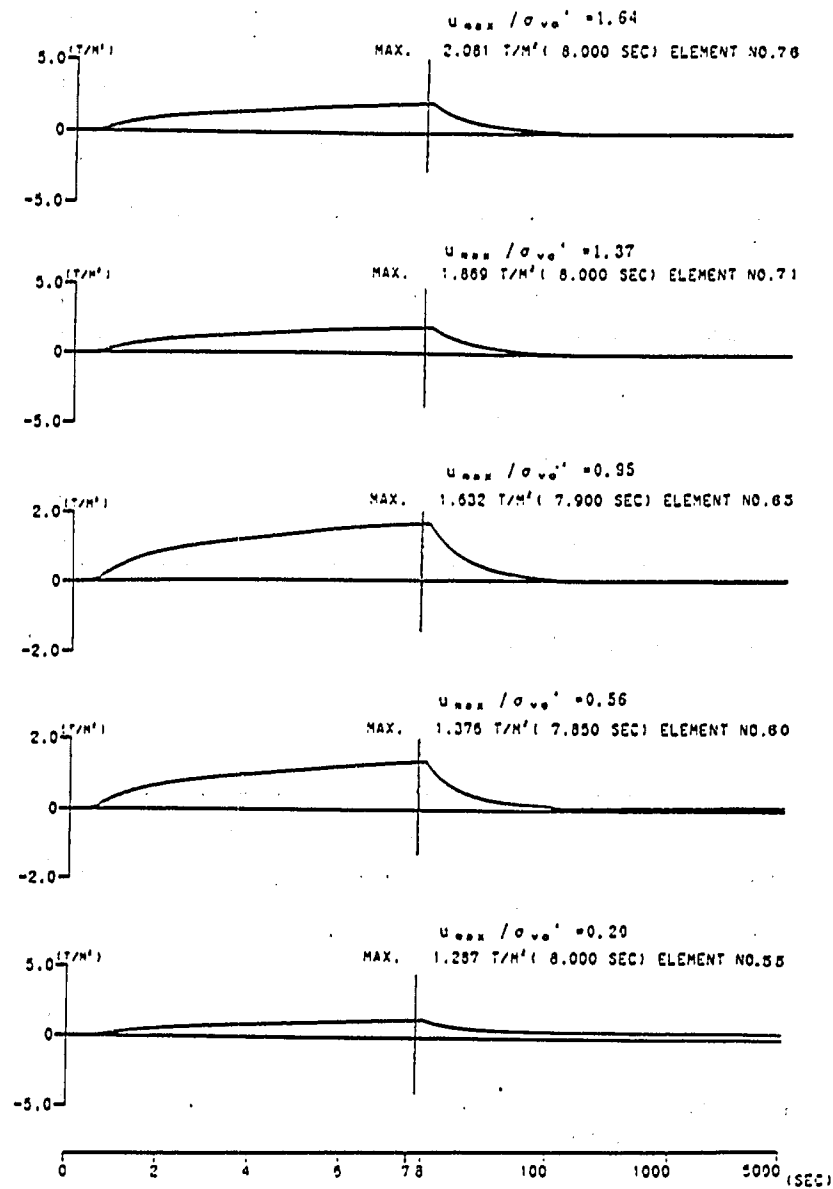


(6) モデル 62-3'

図 7.6 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

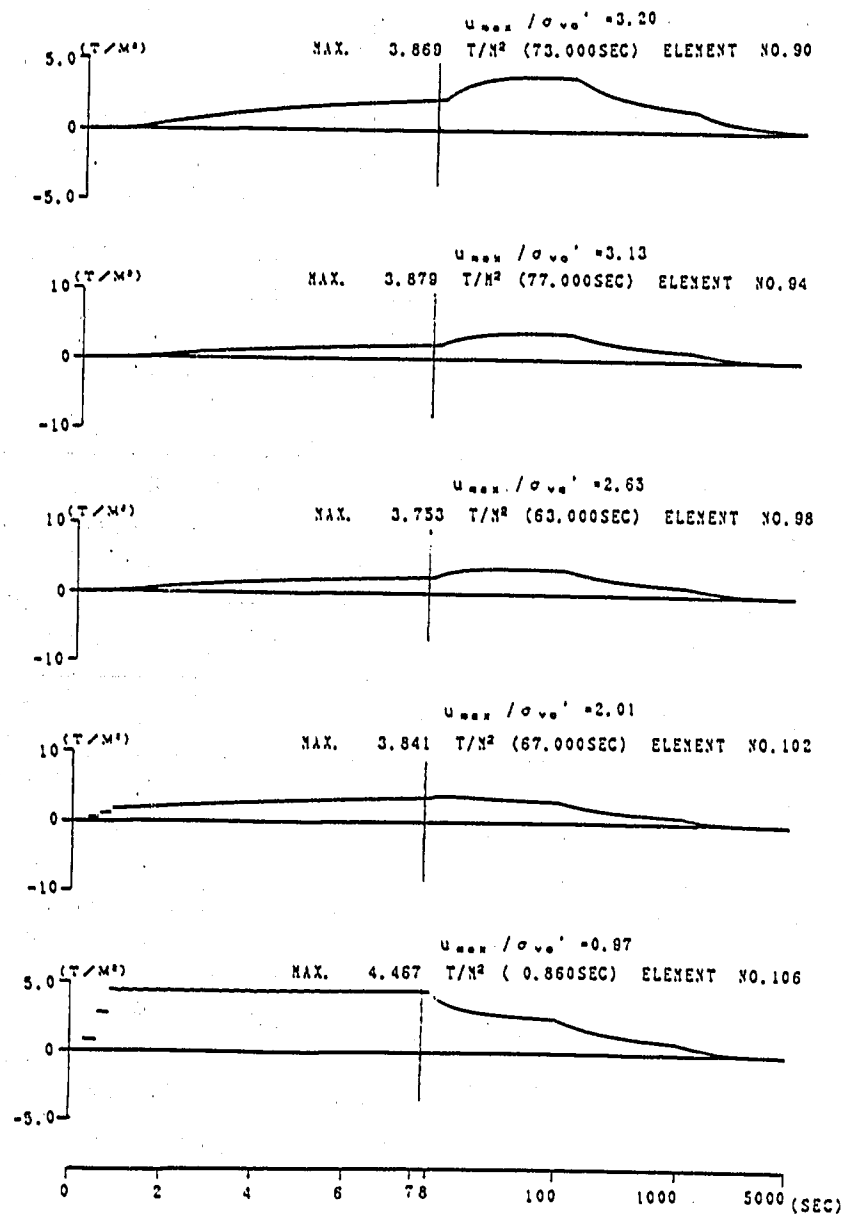


(7) モデル 62-4

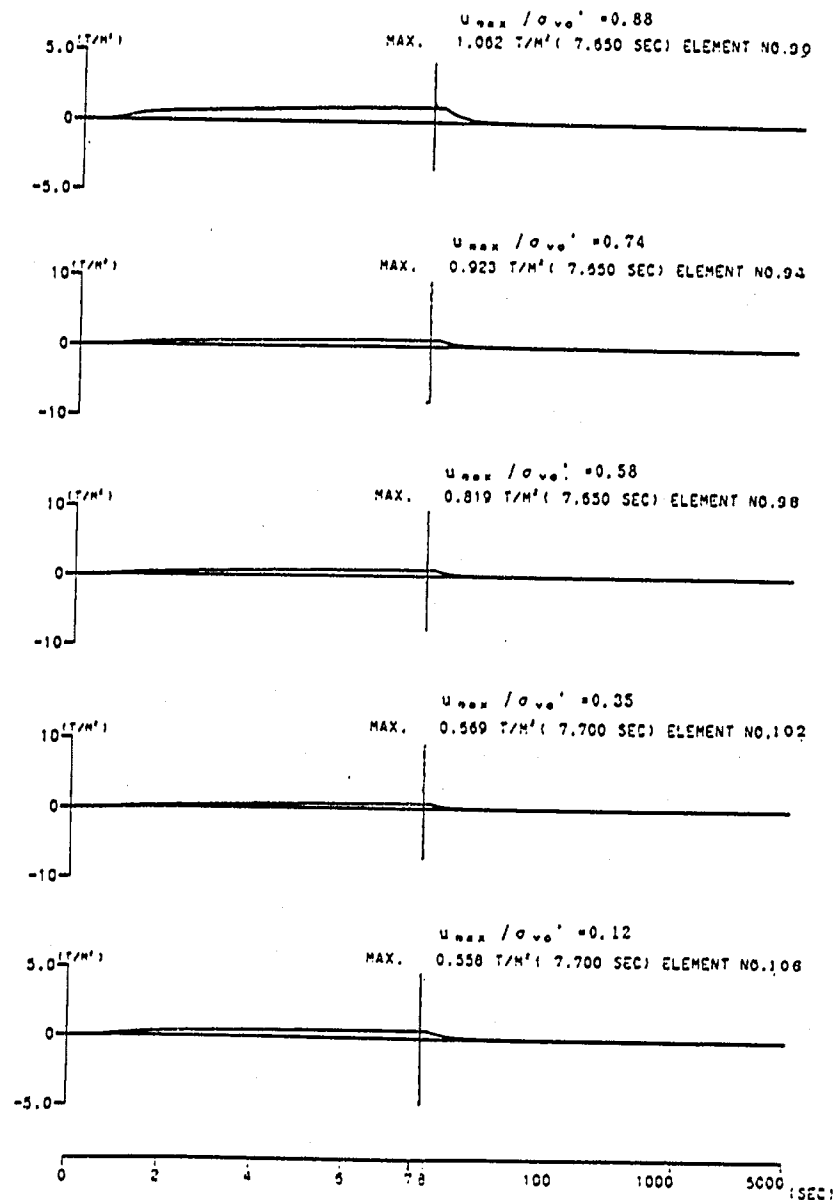


(8) モデル 62-4'

図 7.6 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)



(9) モデル 62-5



(10) モデル 62-5'

図 7.6 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

表 7.4 浮上り安全率算定結果一覧

注1) モデル	地下水位 W.L. (m)	掘削道路の大きさ				W (tf/m)	Q (tf/m)	Us (tf/m)	W / Us	Neq (回)	注2) F	注2) Ud	注2) Ud+F	注2) Us+Ud +F	注2) 浮上り 安全率 Fu
		B (m)	H (m)	tb (m)	ts (m)						(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)	
62-1	5	12	9.5	0.93	0.93	65.0	17.92	54	1.20	15	10.63	46.72	57.35	111.35	0.745
62-1'	5	12	9.5	0.93	0.93	65.0	"	54	1.20		0	10.87	10.87	64.87	1.278
62-2	2	12	9.5	2.1	1.3	106.7	2.87	90	1.19	15	3.61	47.92	51.53	141.53	0.774
62-2'	2	12	9.5	2.1	1.3	106.7	"	90	1.19		0	11.23	11.23	101.23	1.082
62-3	2	22	9.5	2.7	1.7	198.0	"	165	1.20	15	3.13	67.78	70.91	235.91	0.851
62-3'	2	22	9.5	2.7	1.7	198.0	"	165	1.20		0	39.45	39.45	204.45	0.982
62-4	2	32	9.5	3.0	1.9	289.7	"	240	1.21	15	0	98.42	98.42	338.42	0.865
62-4'	2	32	9.5	3.0	1.9	289.7	"	240	1.21		0	50.38	50.38	290.38	1.008
62-5	2	12	5.5	1.2	0.76	50.2	"	42	1.20	15	0.99	32.64	33.63	75.63	0.702
62-5'	2	12	5.5	1.2	0.76	50.2	"	42	1.20		0	8.43	8.43	50.43	1.052

注1) ダッシュなしはドレーンなし、ダッシュありはドレーンありを意味する。

注2) ドレーンありの場合は各要素の過剰間隙水圧の最大値（同時刻とは限らない）について計算した。

の F_u の算定法を次のように変えた。

(a) 砕石ドレーンのない場合は、図 6.8 より加振終了時に F_u が最小値をとる。そこで、この時点 ($N_{eq} = 15$ 回, $t_d = 7.5$ 秒) の F_u を計算する。

(b) 砕石ドレーンのある場合は、図 6.8 より加振終了間際 ($t_d = 5.5 \sim 7.5$ 秒) に F_u が最小値をとる。

計算の手間を省くことと、安全側の値をとることを考えて、掘割道路底面の各地盤要素の最大値を用いて、過剰間隙水圧による揚力 U_d を計算する。浸透水力に起因する力 F については、前章までの計算結果では、砕石ドレーンのある場合は常に $F = 0$ であったので、本計算でも $F = 0$ とする。

なお、(1)に関しては、掘割道路幅が広くなると、必ずしも加振終了時に F_u が最小値をとらない (5 章参照) ことに留意する必要がある。

1) 地下水位の影響

地下水位と F_u の関係を図 7.7 に示す。以後の図では表 6.6 の記号を用いる。砕石ドレーンのない場合は、地下水位の影響は小さい。砕石ドレーンのある場合は、地下水位の浅いほうが F_u が小さく、図 6.12 と同様な傾向を示している。それぞれの場合 (62-1 と 62-2, 62-1' と 62-2') の U_d と F を表 7.4 により比較すると、それぞれ同じような値となっている。地下水位の深いときのほうが、掘割道路底面での σ_{vi} が小さい (図 7.3 参照) ことを考えると、地下水位の深いときのほうが平均的な過剰間隙水圧比が大きかったことになる。前章で考えた、水平地盤部で地下水位よりも上の地盤が上載圧として作用する効果の影響は、ここでは現れず、逆の傾向を示した。

地下水位の変化が浮上がり安全率に及ぼす影響を予備的に検討した結果 (付録 3 参照) によれば、 W/U_s が同じ場合には、地盤が完全に液状化したときの F_u は地下水位の深いときのほうが小さくなることが予想された。本解析では、掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧の大きさが、必ずしも予備検討で仮定した値と一致しなかったために、予想とは異なる傾向が得られたものとする。

$U_d + F$ と W/U_s が同じ場合には (4.17) 式より Q が同じであれば W と U_s が小さくなるほど F_u も小さくなる。 W と U_s が小さくなるのは地下水位が深くなる場合に相当するが、このとき Q は大きくなり、 F_u を逆に大きくする。砕石ドレーンのない場合には、 $U_d + F$ が同程度発生したので、前者の理由により、地下水位の深いほうが F_u が若干小さくなったと考える。砕石ドレーンのある場合には、 $U_d + F$ の発生量が小さかったため、前章の結果と同様に Q の影響が支配的となって、地下水位の浅いほうが F_u が小さくなったと考える。

$F_u = 1.0$ を浮上がりの判定基準とすると、図 7.7 の条件では、砕石ドレーンがあれば浮上がりに対して安定になる。前章では、砕石ドレーンのある場合でも地下水位が十分浅くなると不安定になることが予想された (図 6.12 参照) が、今回は掘割道路幅が小さいために不安定にならなかったと考える。

2) 掘割道路幅の影響

掘割道路幅と F_u の関係を図 7.8 に示す。砕石ドレーンのない場合は、幅が大きくなるほど F_u が大きくなる。これは、前項で述べた掘割道路の中心線側の要素の u_{max} の特性によるもので、この原因として、前章で考えた過剰間隙水圧のまわり込みやすさを挙げることができる。砕石ドレーンのある場合は、幅が 12m のときよりも 22m, 32m のときのほうが F_u が小さい。これも前項で述べた u_{max} の特性を反映して

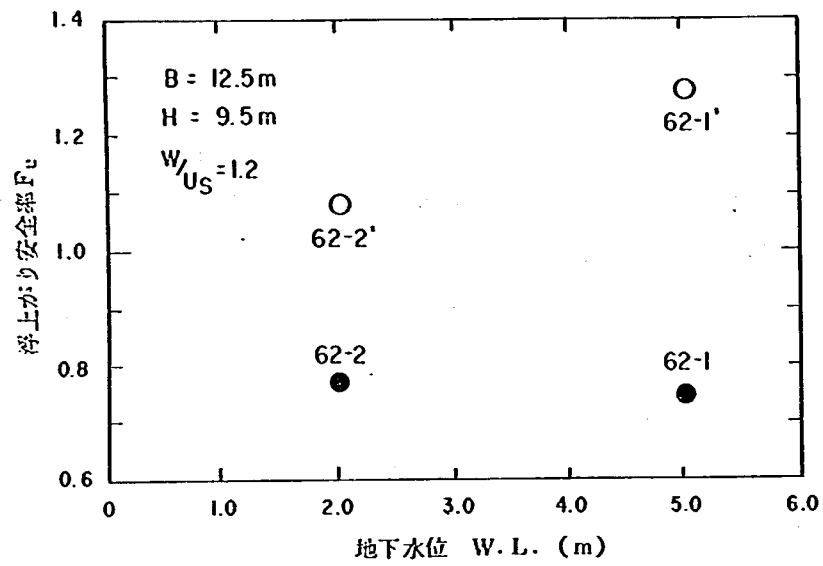


図 7.7 地下水位と浮上がり安全率の関係

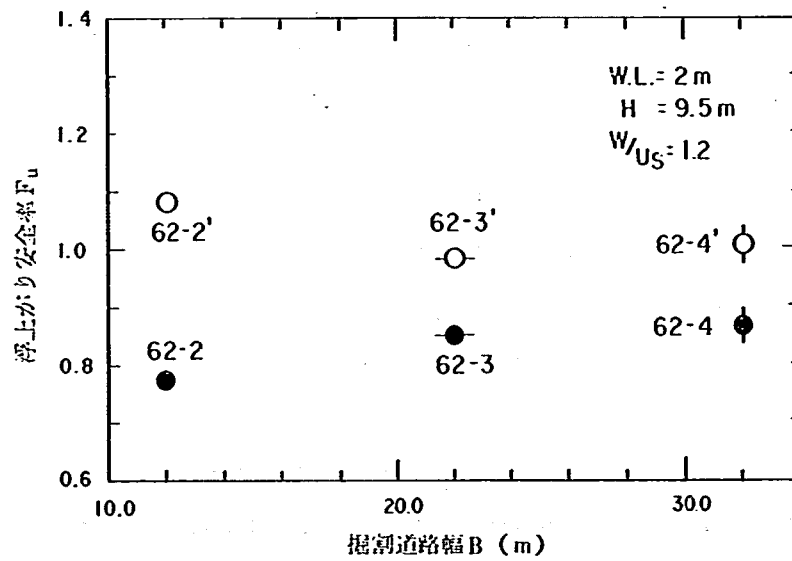


図 7.8 掘削道路幅と浮上がり安全率の関係

おり、排水距離の影響によるものとする。

$Fu = 1.0$ を浮上りの判定基準とすると、図 7.8 の条件では、掘割道路幅が 12m の場合にのみ、碎石ドレーンによって浮上りに対する安定性が得られる。これは、前章の結果（図 6.11 参照）で $W/U_s = 1.2$ の場合の傾向と一致する。

3) 側壁高の影響

側壁高と Fu の関係を図 7.9 に示す。碎石ドレーンのない場合もある場合も、側壁高の大きいほうが Fu がやや大きい。前項の考えによれば、側壁高の大きい場合は、同じ側壁高で地下水位が浅い場合と同じような傾向を示すはずであるが、図 7.9 と図 7.7 を比べると、碎石ドレーンのある場合の傾向が異なっている。先に述べたように、図 7.7 では Q の影響が支配的であったのに対し、図 7.9 の条件では $Ud + F$ に対する Q の割合が小さい（表 7.4 参照）ので、影響が現れにくかったことが原因の一つとして考えられる。

7.3.5 低減係数と安全率比

低減係数 α と安全率比 β の算定結果を表 7.5 に示す。各モデルの $Ud + F$ と Fu は、前項で述べたように、碎石ドレーンのない場合とある場合で異なる方法を用いている。

地下水位、掘割道路幅、側壁高との関係をそれぞれ図 7.10、7.11、7.12 に示す。地下水位の深いほうが、掘割道路幅の小さいほうが、また側壁高の小さいほうが、碎石ドレーンの効果が相対的に大きい。地下水位の影響と側壁高の影響に関しては、7.3.3 項で考えた相互関係が成立する。掘割道路幅の影響に達しては、ある幅（図 6.15 では $B = 32\text{m}$ 、図 7.11 では $B = 22\text{m}$ ）以上になると碎石ドレーンが効きにくくなるという点で、前章の結果と一致する。

表 7.5 低減係数と安全率比の算定結果一覧

碎石ドレーン のあるモデル	$(Ud + F)_1$ t/m	Fu_1	碎石ドレーン のないモデル	$(Ud + F)_0$ t/m	Fu_0	低減係数 α	安全率比 β
6 2 - 1'	64.87	1.278	6 2 - 1	111.35	0.745	0.583	1.715
6 2 - 2'	101.23	1.082	6 2 - 2	141.53	0.774	0.715	1.398
6 2 - 3'	204.45	0.982	6 2 - 3	235.91	0.851	0.867	1.154
6 2 - 4'	290.38	1.008	6 2 - 4	338.42	0.865	0.858	1.165
6 2 - 5'	50.43	1.052	6 2 - 5	75.63	0.702	0.667	1.499

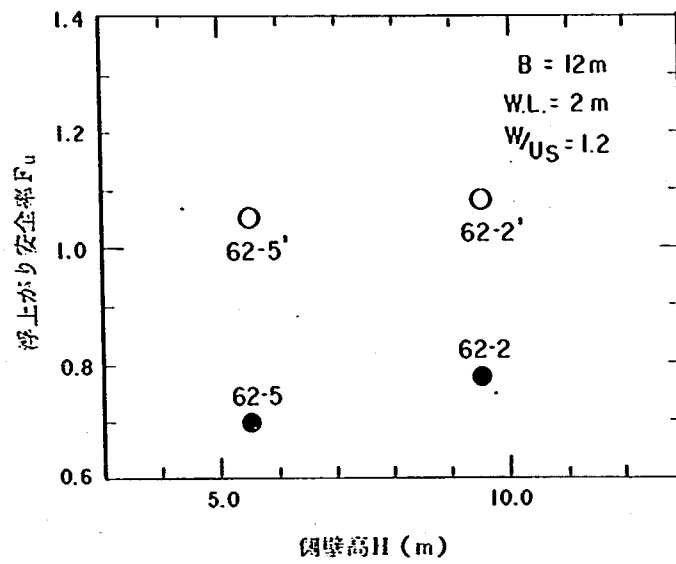


図 7.9 側壁高と浮上がり安全率の関係

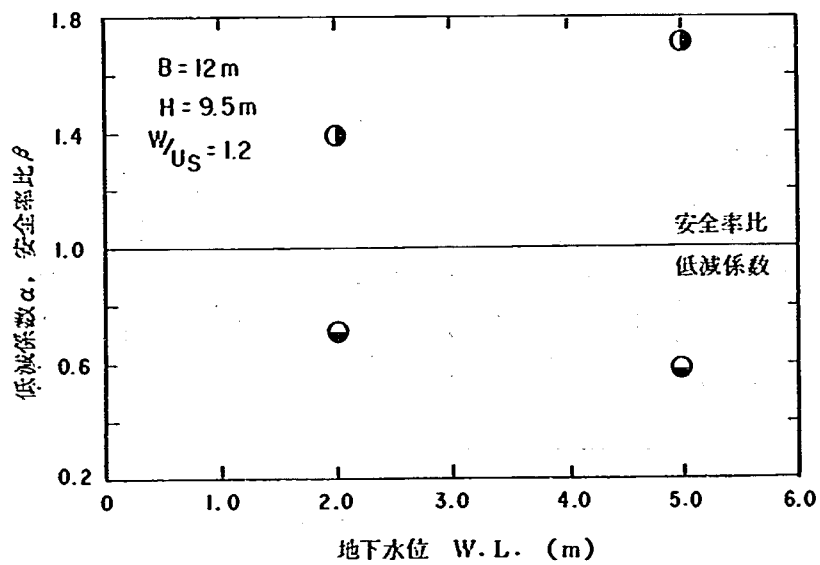


図 7.10 地下水位と低減係数, 安全率比の関係

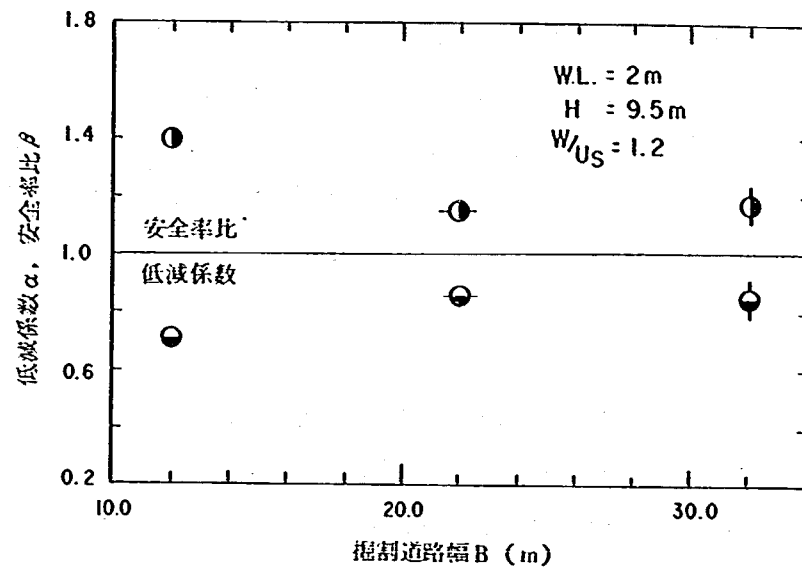


図 7.11 掘削道路幅と低減係数，安全率比の関係

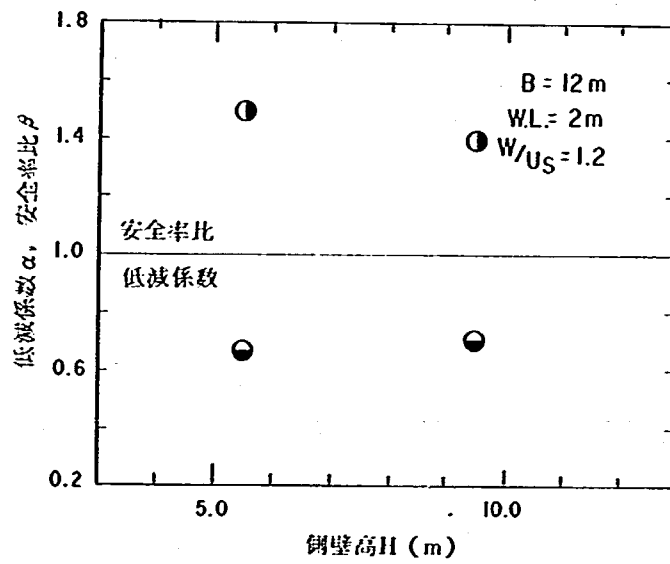


図 7.12 側壁高と低減係数，安全率比の関係

7.4 ま と め

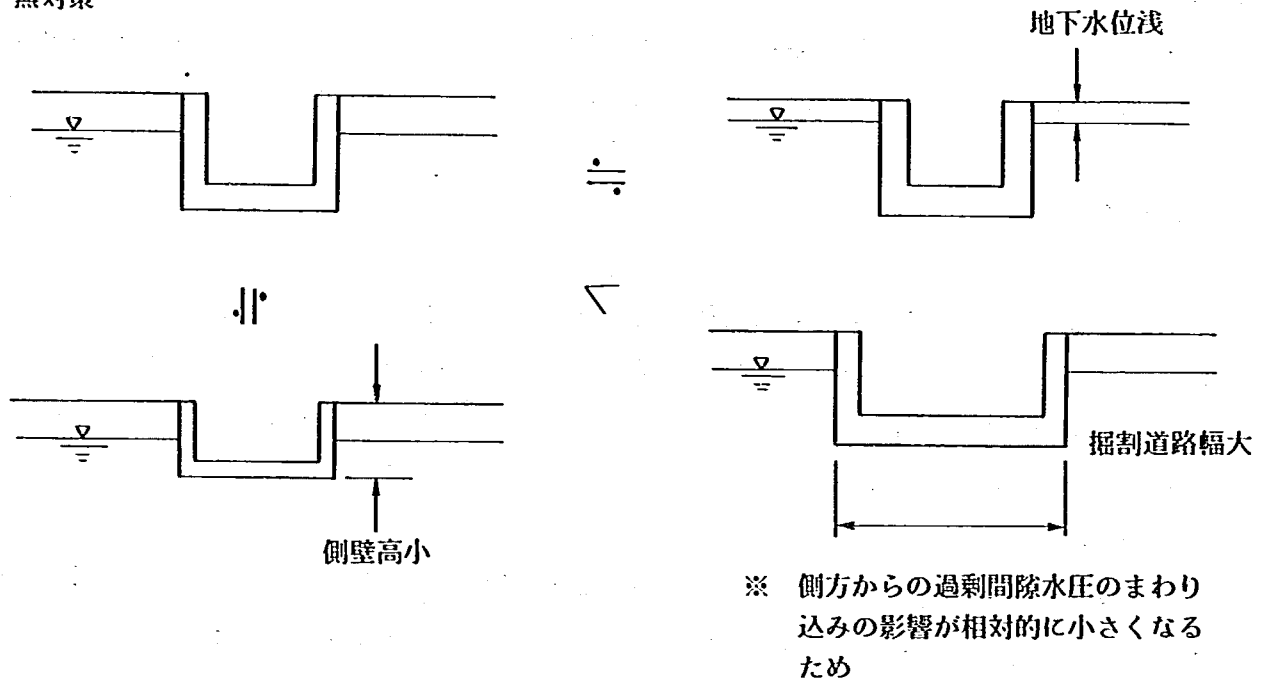
掘割道路の大きさと地下水位の影響について、碎石ドレーンのない場合とある場合の有限要素解析を行い、浮上がり安全率を計算した結果をまとめると以下ようになる。(図7.13参照)

- 1) 地下水位が浅くなると、地下水位よりも上の地盤の上載圧としての効果が小さくなるため、掘割道路底面直下の地盤で水平地盤側の要素では、過剰間隙水圧が発生しやすくなる。一方、中心線側の要素は逆の傾向を示すため、これらの結果として浮上がり安全率は、碎石ドレーンのない場合はあまり地下水位の影響を受けない。碎石ドレーンのある場合は、地下水位より上の地盤の摩擦抵抗の大きさが支配的となり、地下水位の深いときのほうが F_u が小さくなる。碎石ドレーンの効果は、地下水位の深いときのほうが相対的に大きい。
- 2) 掘割道路幅が大きくなると、碎石ドレーンのない場合は、掘割道路直下の地盤で中心線側の要素に生じる過剰間隙水圧が小さくなる。碎石ドレーンのある場合は、逆の傾向を示す。この結果浮上がり安全率は、幅が12mのときよりも幅が22m以上のときのほうが、碎石ドレーンのない場合は大きくなり、碎石ドレーンのある場合は小さくなる。碎石ドレーンの効果は掘割道路幅が小さいときのほうが相対的に大きい。これらの傾向は前章の結果と定性的に一致する。
- 3) 側壁高が大きくなると、相対的には側壁高が一定のまま地下水位を浅くした場合と同じような影響が、過剰間隙水圧の発生量に現れる。碎石ドレーンのない場合には、浮上がり安全率も同じような関係となるが、碎石ドレーンのある場合には、地下水位より上の地盤の摩擦抵抗の影響が相対的に小さくなるため、地下水位を変えた結果とは一致せず、側壁高が大きいときのほうが浮上がり安全率がやや大きい。碎石ドレーンの相対的な効果は、側壁高が小さいときのほうが大きくなる。

本章の解析は、建設省土木研究所と(株)間組との共同研究として行われている「耐震地盤改良工法に関する研究(締固め・排水工法グループ)」の、昭和62年度の研究の一部として(株)間組により行われたものである。

注) W/U_s を等しくしたときの
浮上がり安全率の比較

① 無対策



② 碎石ドレーンあり

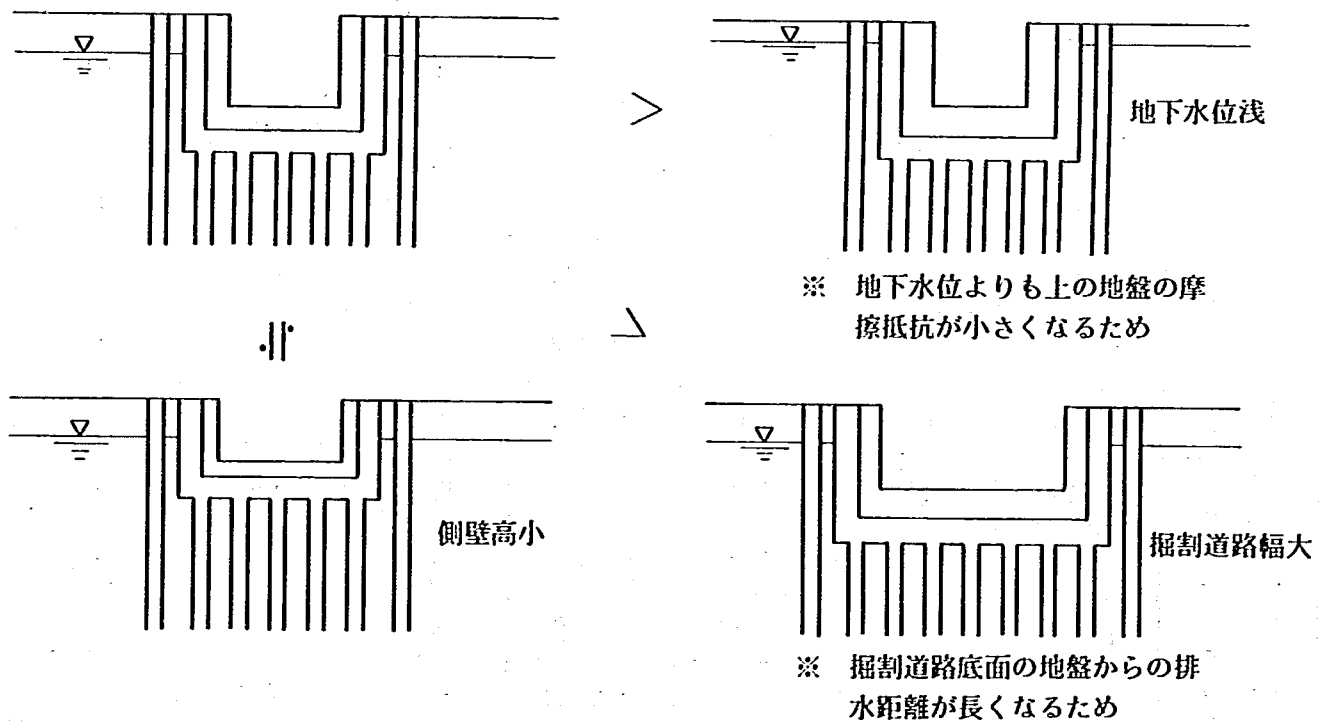


図 7.13 掘割道路の大きさと地下水位が浮上がり安全率に及ぼす影響

8. 地震動および地盤条件の影響に関する検討

8.1 目 的

前章まで標準値として用いてきた地震動の大きさと地盤条件（砂と碎石の透水係数と、砂の液状化強度定数）を変えたときの影響を調べることが、本検討の目的である。

8.2 解析条件

8.2.1 解析モデル

解析モデルの条件を表8.1に示す。砂と碎石の透水係数と砂の液状化強度定数を変えて、碎石ドレーンのない場合とある場合のそれぞれについて各11モデル設定した。掘割道路の大きさと地下水位および碎石ドレーンの配置は、各モデルとも図8.1に示す同じ条件とした。これは、6章の61-4、61-2と同じ条件（図6.1、表6.1参照）である。要素分割も図6.3(2)と同じものを用いた。各モデルの目的を表8.2に示す。

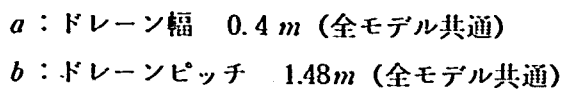
8.2.2 加振条件

加振条件は表4.5に示したとおりで、2Hz 15波の正弦波を基盤水平方向に入力した。基盤加速度は、63-1、63-1'では30gal、50gal、70galの3通りに変えた。他のモデルでは70galとした。

表8.1 解析モデルの条件

注1) モ デ ル	砂 の 透水係数 (cm/s)	碎 の 透水係数 (cm/s)	N 値	液状化強度に関する定数		入 力 波	
				A	B	振幅(gal)	周波数(Hz)
63-1 1'	1×10^{-2}	10.0	1 0	-0.123	-0.415	30, 50, 70	2
63-2 2'	1×10^{-3}	10.0	1 0	-0.123	-0.415	7 0	2
63-3 3'	1×10^{-1}	10.0	1 0	-0.123	-0.415	7 0	2
63-4 4'	1×10^{-1}	100.0	1 0	-0.123	-0.415	7 0	2
63-5 5'	1×10^{-2}	100.0	1 0	-0.123	-0.415	7 0	2
63-6 6'	1×10^{-2}	10.0	1 0	-0.223	-0.284	7 0	2
63-7 7'	1×10^{-2}	10.0	1 0	-0.073	-0.480	7 0	2
63-8 8'	1×10^{-2}	10.0	5	-0.073	-0.598	7 0	2
63-9 9'	1×10^{-2}	10.0	5	-0.123	-0.532	7 0	2
63-10 10'	1×10^{-2}	10.0	2 0	-0.123	-0.282	7 0	2
63-11 11'	1×10^{-2}	10.0	2 0	-0.223	-0.152	7 0	2

注1) ダッシュなしはドレーンなし、ダッシュありはドレーンありを意味する。



(2) モデル 63-1' ~ 63-11'

Figure 10 is a log-log plot showing the relationship between the ratio of dynamic shear stress to static shear stress (τ_d/σ_{v0}) and the number of repetitions (繰り返し回数). The y-axis ranges from 0.05 to 1.0, and the x-axis ranges from 0.5 to 500. Seven curves, labeled A through G, represent different test specimens. A vertical line at 20 repetitions marks the equivalent N value (N値).

Legend:

- A: 63-1 ~ 63-5
- B: 63-6
- C: 63-7
- D: 63-8
- E: 63-9
- F: 63-10
- G: 63-11

() 内は相当N値

- 141 -

表 8.2 解 析 目 的

モ デ ル	目 的
63-1	入力波の振幅の影響を調べる。
63-2~5	砂および碎石の透水係数の影響を調べる。
63-6~11	砂の液状化強度定数の影響を調べる。

8.2.3 材 料 定 数

砂と碎石の透水係数と砂の液状化強度定数以外の材料定数は、表 4.3 の標準値を用いた。ジョイント要素の材料定数は、表 4.4 の値を用いた。

砂の透水係数は、標準値の $1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ (細砂相当) のほかに、 $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ (微細砂相当) と $1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ (中砂相当) を用いた。また、碎石の透水係数は、標準値の 10.0 cm/sec (碎石 6 号相当) のほかに、 100.0 cm/sec と大きくした場合を考えた。碎石と砂の透水係数の比は、100, 1,000, 10,000 の 3 通りとなる。

砂の液状化強度定数は、 N 値を 5, 10, 20 の 3 通りに設定し、4.3.2 項で示した方法により求めた。ここで、液状化強度曲線の傾き A の値を、それぞれの N 値に対して 2~3 通りに変えた。この A の値で標準値の -0.123 以外のものは、豊浦砂の一斉試験²⁶⁾で密度が高い場合と低い場合の結果を参考にして定めたものである。各モデルで用いた液状化強度曲線を図 8.2 に示す。 N 値を変えると、(4.1), (4.2) 式によれば砂の体積圧縮係数 m_v も変化するが、ここでは液状化強度定数の影響のみを取り出すために、全てのモデルで $m_v = 0.010 \text{ cm}^3/\text{kgf}$ (N 値 10 相当) と一定にした。

8.2.4 静 的 応 力 解 析

静的応力解析は、6 章の 61-2, 61-4 と同じ条件で行った。

8.2.5 動 的 応 答 解 析

各モデルの 1 次固有周期は、碎石ドレーンのないモデルは 6 章の 61-4 と、碎石ドレーンのあるモデルは 6 章の 61-2 と一致するため、表 6.4 に示したそれぞれのモデルに対応する Rayleigh 減衰の定数 α_1 を動的応答解析に用いた。

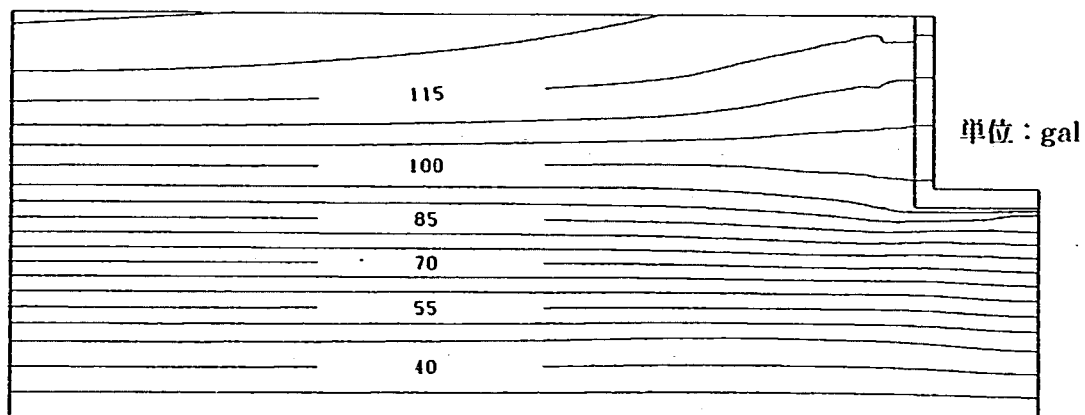
8.3 解 析 結 果

8.3.1 静 的 応 力 解 析

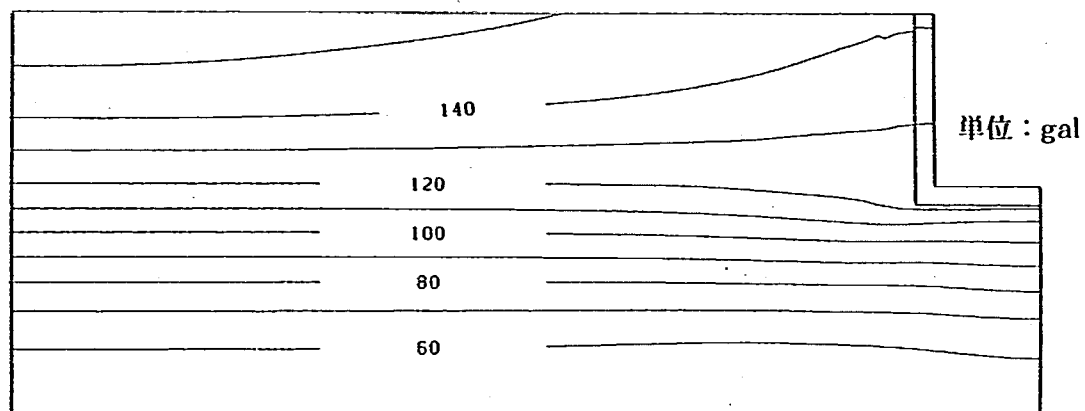
碎石ドレーンのあるモデルの掘割道路周辺地盤での初期有効上載圧 σ_{v0} の分布は、図 6.4 (2) に示した 61-2 の結果と一致する。碎石ドレーンのないモデルの結果も、碎石ドレーンのある場合とほとんど変わらない。

8.3.2 動 的 応 答 解 析

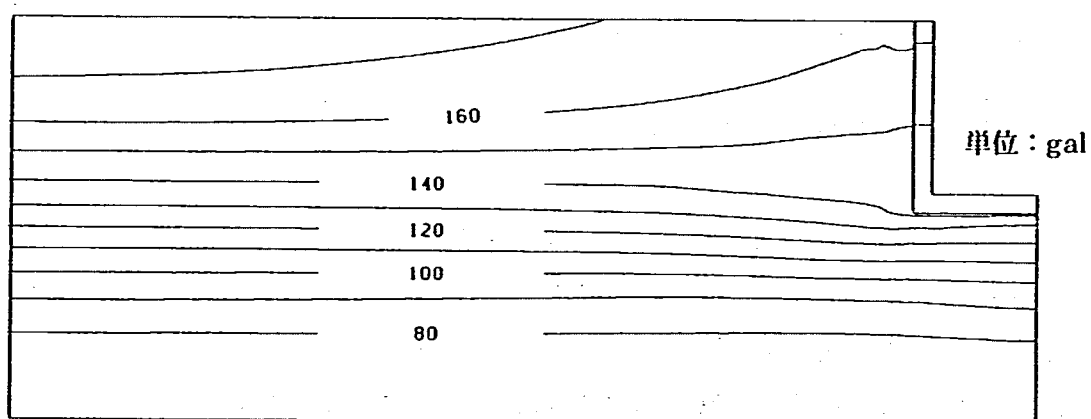
碎石ドレーンのない 63-1 で基盤加速度を変えたときの最大水平応答加速度の分布を図 8.3 に示す。碎石ドレーンのない他のモデルの結果は図 8.3 (3) と一致する。碎石ドレーンのあるモデルの結果は、碎石ドレーンのない場合とあまり変わらない。例えば、図 6.5 (2) は、碎石ドレーンのある場合の基盤加速度 70 gal のと



(1) 基盤加速度30gal



(2) 基盤加速度50gal



(3) 基盤加速度70gal

図8.3 最大水平応答加速度の分布（ドレーンなし）

きの結果と一致するが、これと図8.3(3)を比べると、掘割道路の底面付近での応答加速度にやや差が生じる程度であることがわかる。

8.3.3 浸透解析

掘割道路の底面直下の図8.4に示す地盤要素の過剰間隙水圧の時刻歴を図8.5に示す。

61-1および61-1'について基盤加速度の影響をみると、それぞれ基盤加速度が大きくなるほど過剰間隙水圧の発生速度と最大値が大きくなっている。碎石ドレーンのない63-1では、基盤加速度が30galのときの過剰間隙水圧の最大値は、70galのときの2/3以上となっているのに対し、碎石ドレーンのある63-1'では1/2程度になっている。基盤加速度が30galでも、図8.3(1)より掘割道路底面付近の応答加速度は90gal程度となっており、碎石ドレーンのない場合にはかなりの過剰間隙水圧が発生したのに対し、碎石ドレーンのある場合にはその効果が十分に現れて、70galのときの発生量に対する割合が碎石ドレーンのある場合のほうが小さくなったと考える。

砂の透水係数 k_s の影響に関して碎石ドレーンのない63-1(基盤加速度70gal)~63-3を比べると、 k_s が大きくなるほど過剰間隙水圧の発生速度と最大値が大きい。碎石ドレーンのある場合も、過剰間隙水圧の最大値は k_s が大きくなるほど大きくなる。これらは、 k_s が大きくなると、下方または周辺地盤で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の底面に伝わりやすくなるためと考える。

碎石の透水係数 k_d の影響に関して63-3'と63-4'を比べると、 k_d の小さい63-3'の過剰間隙水圧の最大値が63-4'の2~3倍程度となっている。このことは、 k_d を無限大として得られた設計図表を用いると、過剰間隙水圧をかなり過小評価する可能性があることを示唆している。

液状化強度定数の影響に関して N 値の等しい63-1、63-6、63-7を比べると、過剰間隙水圧の発生速度にあまり差はなく、最大値も10%程度しか違わない。碎石ドレーンのある場合は最大値の相違が50%程度まで大きくなるが、絶対値として見れば差は小さい。次に、液状化強度曲線の傾きの等しい63-1、63-9、63-10を比べると、 N 値が大きくなるほど過剰間隙水圧の最大値が小さくなる。碎石ドレーンのある場合も同様である。 N 値が大きいと砂が液状化しにくくなるので、当然の結果である。

8.3.4 浮上がり安全率

各モデルの浮上がり安全率 F_u の算定結果を表8.3に示す。 F_u の算定法は7章と同様とした。(7.3.4参照)

基盤加速度と F_u の関係を図8.6に示す。また、過剰間隙水圧による揚力 U_d 、および U_d と浸透水力に起因する力 F の和 $U_d + F$ と、基盤加速度の関係を図8.7に示す。碎石ドレーンのない場合もある場合も、基盤加速度が大きくなるほど F_u は小さくなる。碎石ドレーンのない場合は、基盤加速度30galでは F がほとんど生じないが、50galおよび70galでは無視できない大きさの F が生じる。液状化が急激に生じる場合ほど、 F は大きくなることがわかる。

砂および碎石の透水係数と F_u 、および U_d 、 $U_d + F$ との関係をそれぞれ図8.8、図8.9に示す。碎石ドレーンのない場合には、砂の透水係数 k_s が大きくなるほど U_d が大きくなるが、 F は逆に小さくなる。その結果、 F_u は $k_s = 1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ のときに最大となっているが、差はあまりない。 k_s の小さいときほど F が無視できなくなることがわかる。碎石ドレーンのある場合は、碎石の透水係数 k_d が同じときには k_s が大きくな

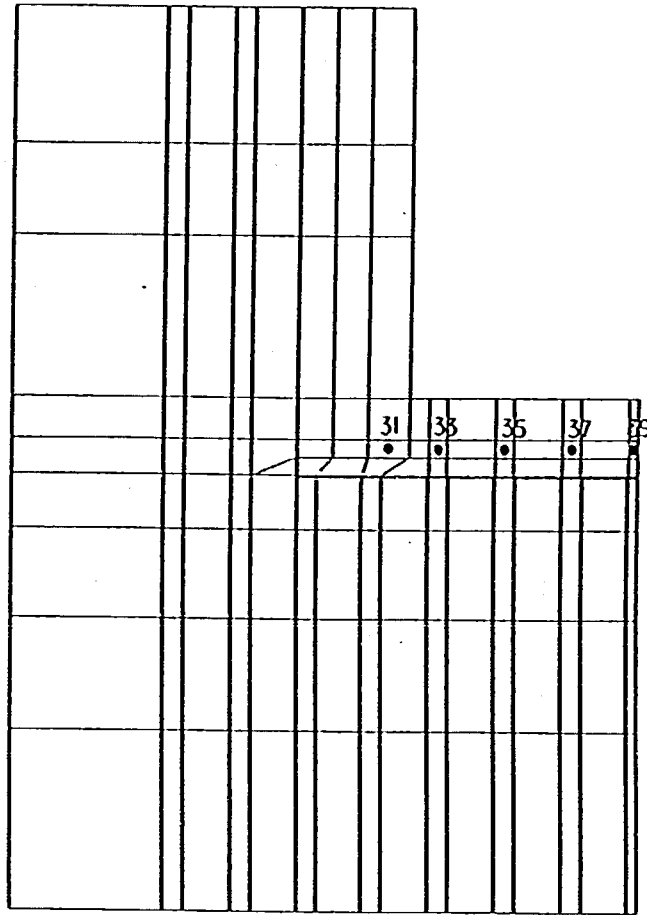


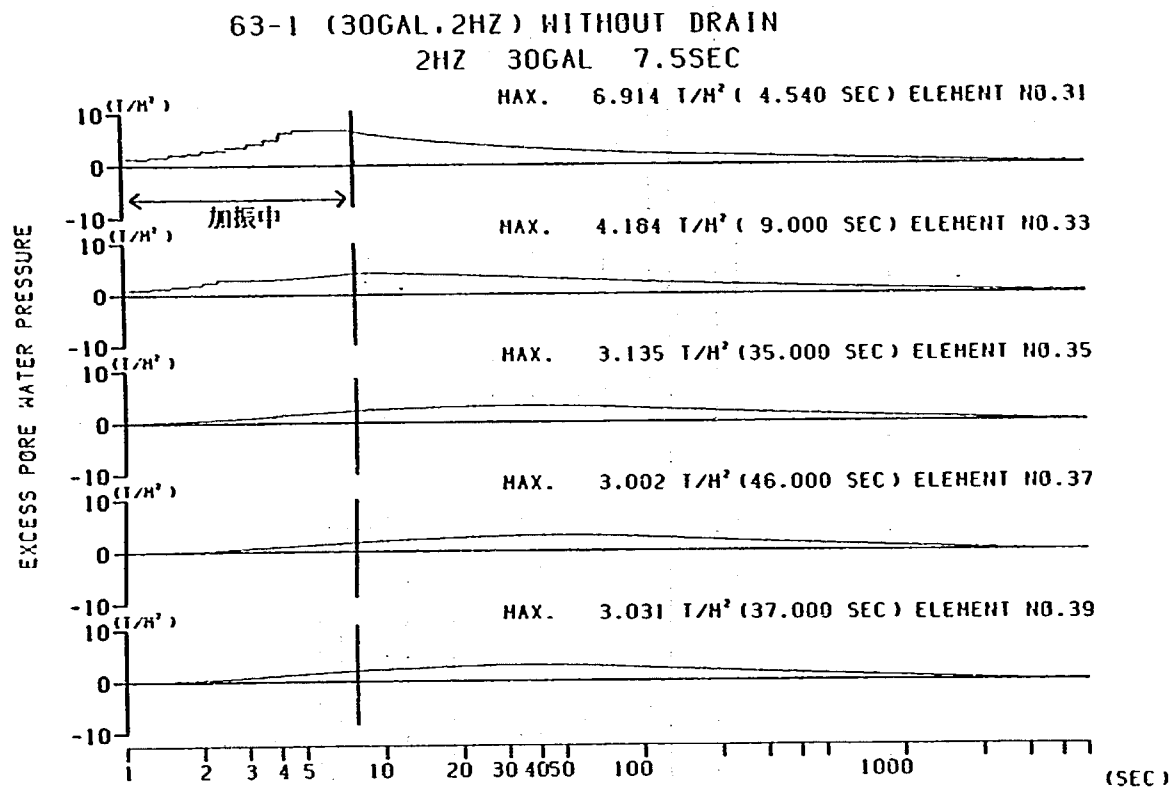
図 8. 4 過剰間隙水圧を出力した要素番号

(凡例)

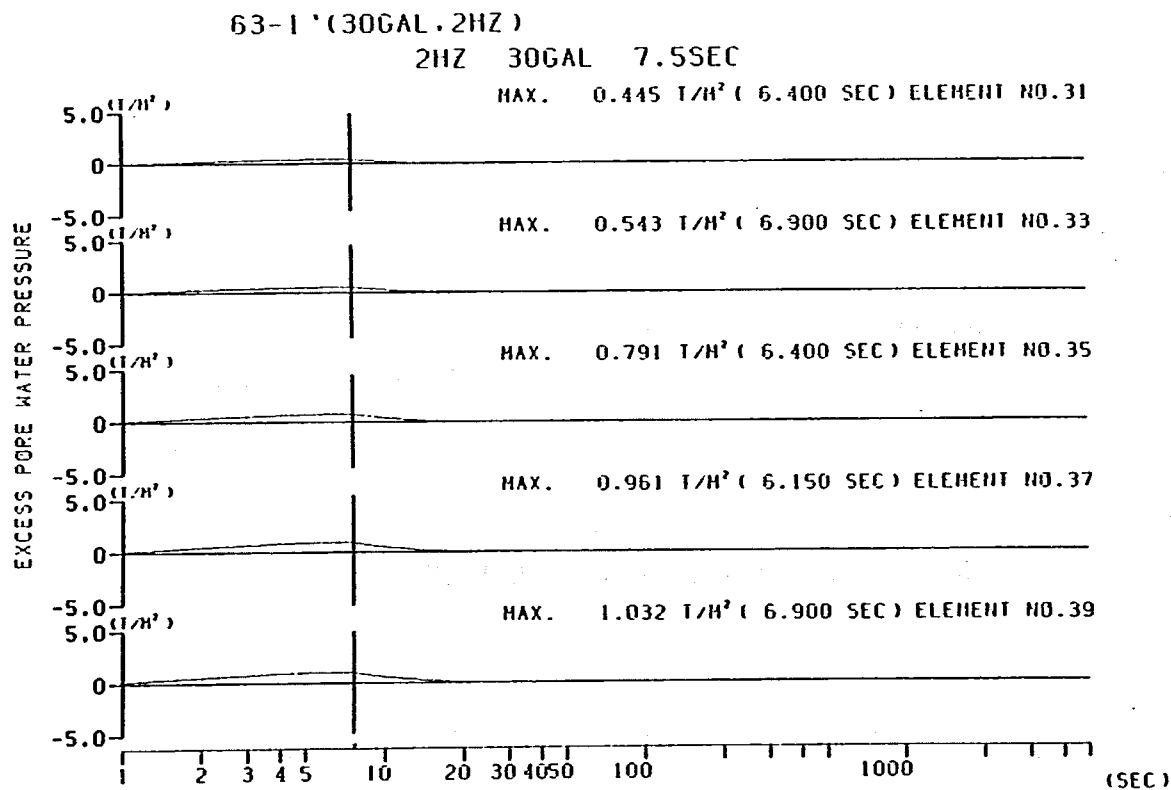
最大值 (tf/m^2)
 最大值の生じる時刻
 要素番号

MAX. 0.445 T/M² (6.400 SEC) ELEMENT No31

図 8. 5 の凡例



(1) モデル 63-1 (基盤加速度 30gal)

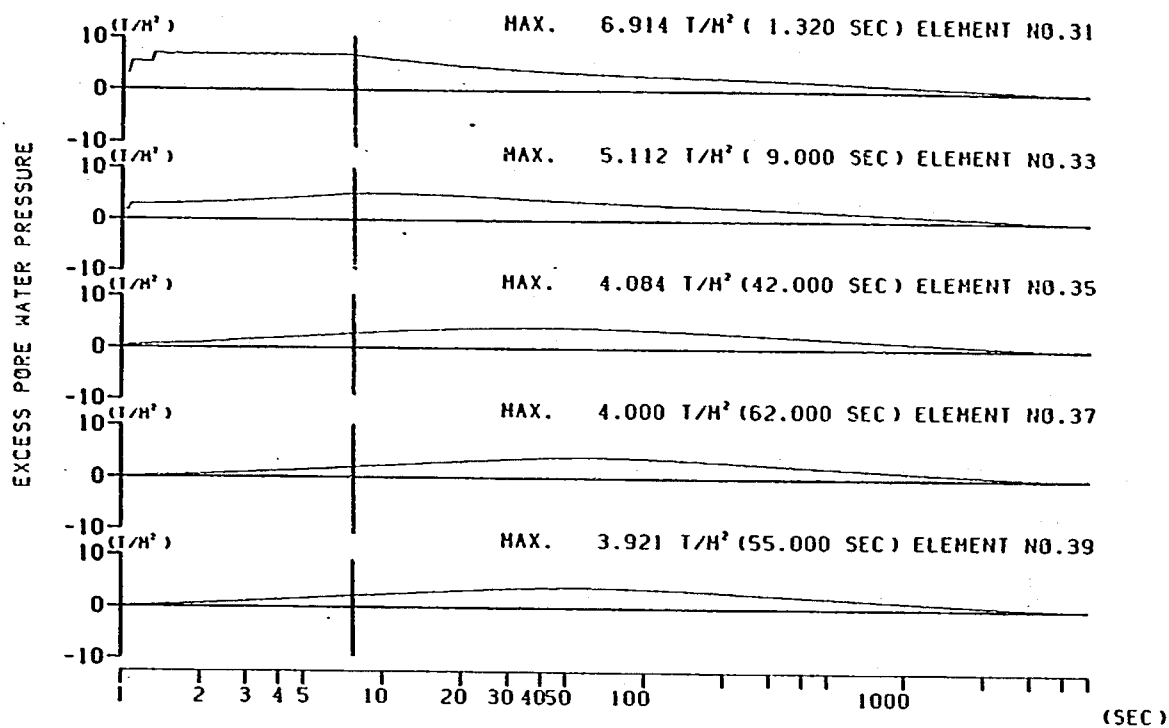


(2) モデル 63-1' (基盤加速度 30gal)

図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-1 (50GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN

2HZ 50GAL 7.5SEC



63-1 (50GAL.2HZ)

2HZ 50GAL 7.5SEC

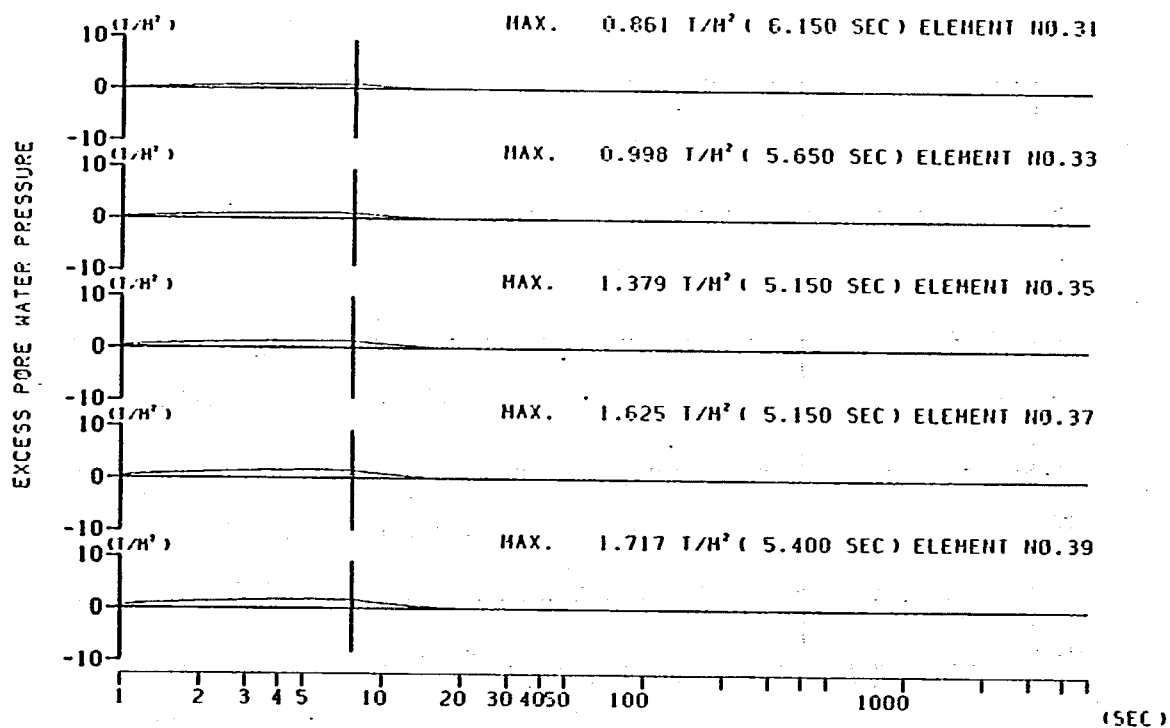
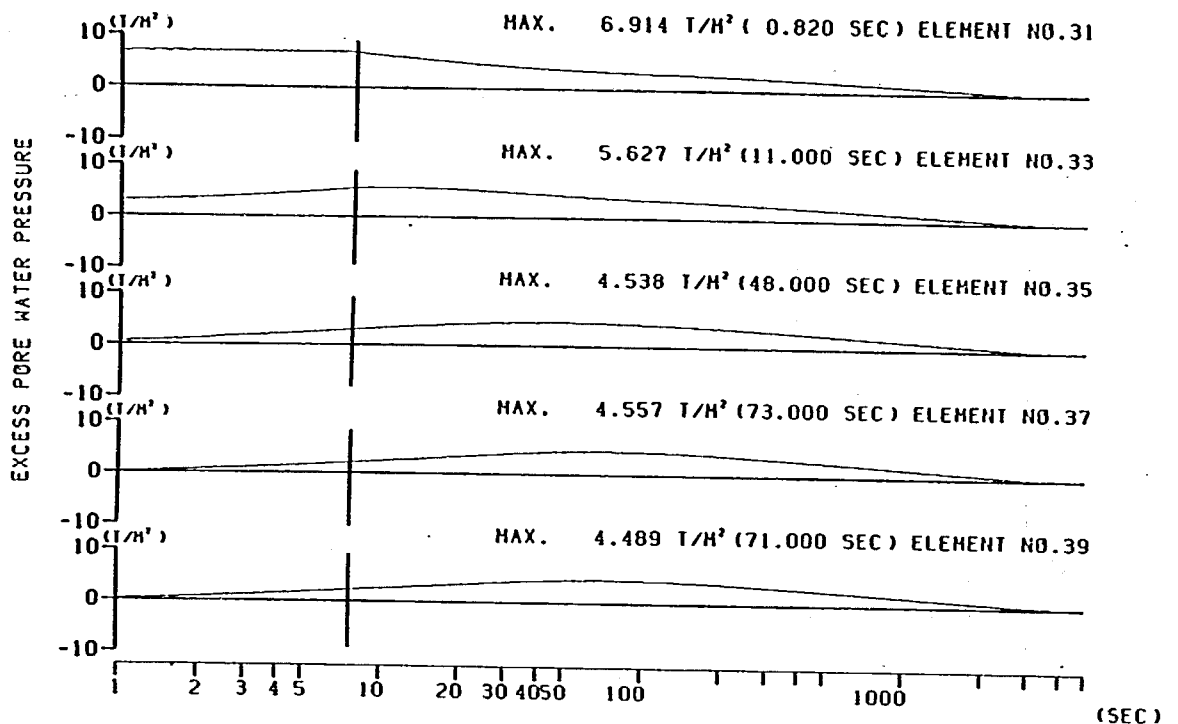


図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

63-1 (70GAL, 2HZ) WITHOUT DRAIN

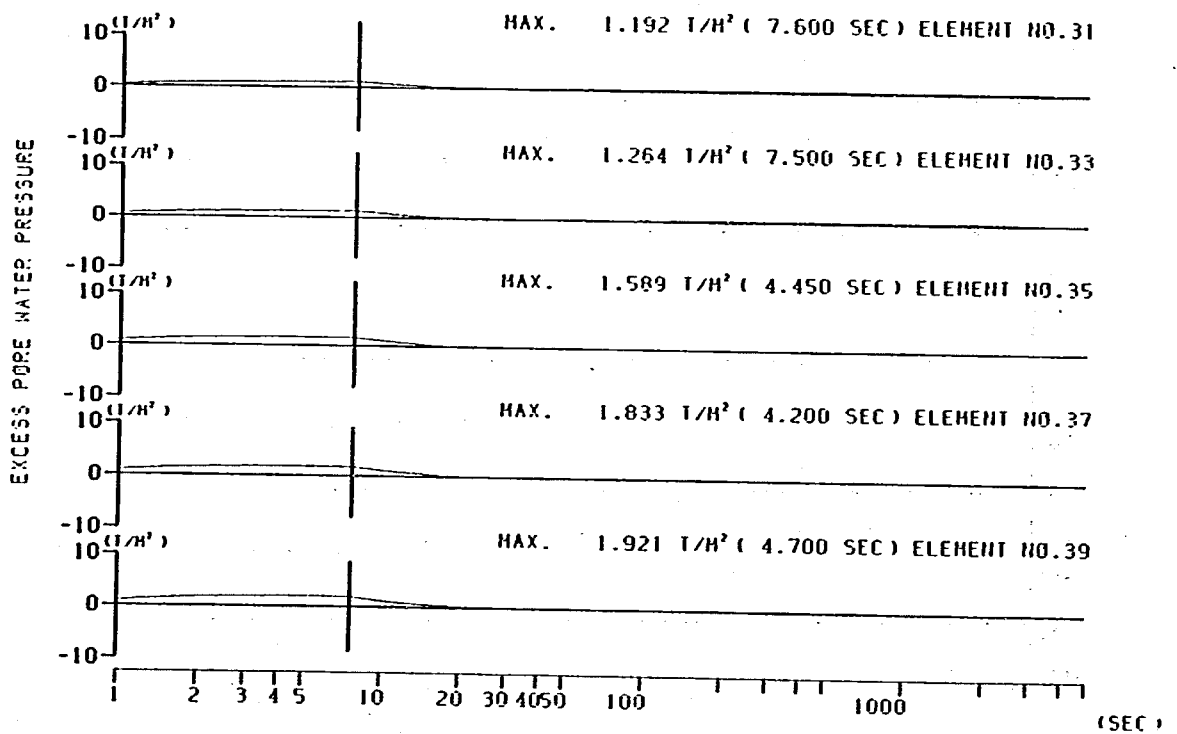
2HZ 70GAL 7.5SEC



(5) モデル 63-1 (基盤加速度 70gal)

63-1 (70GAL, 2HZ)

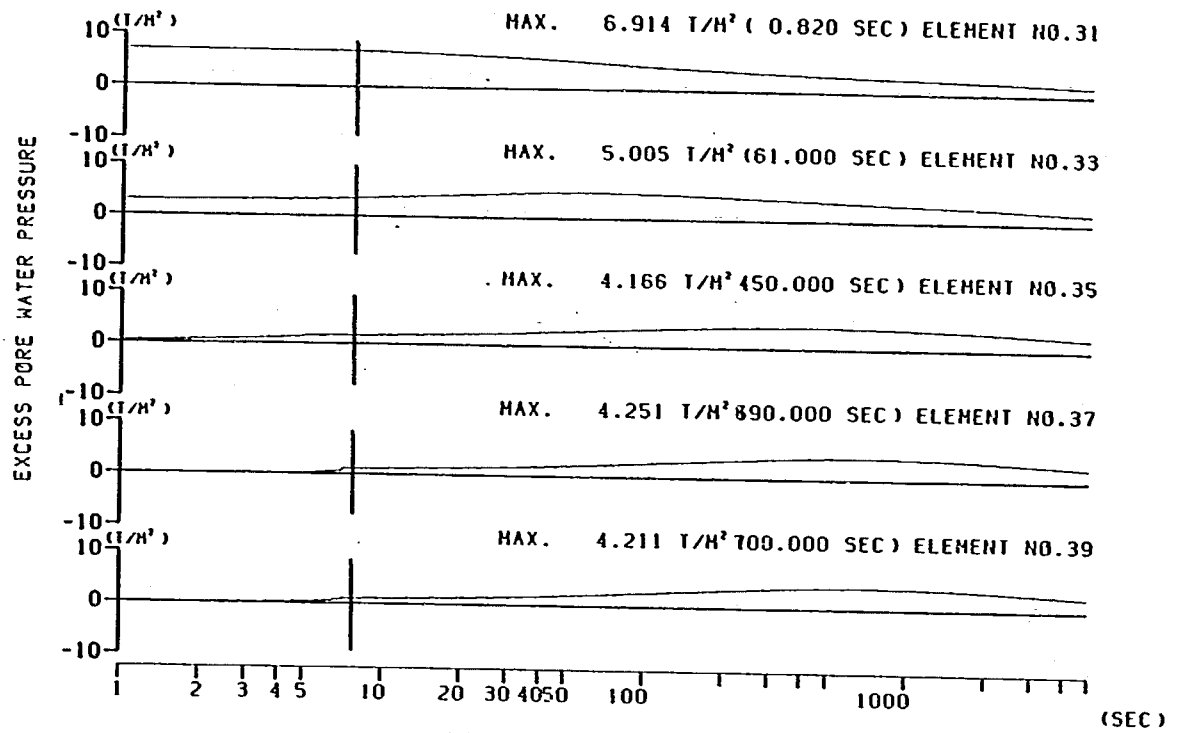
2HZ 70GAL 7.5SEC



(6) モデル 63-1' (基盤加速度 70gal)

図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

63-2 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63-2' (70GAL.2HZ)

2HZ 70GAL 7.5SEC

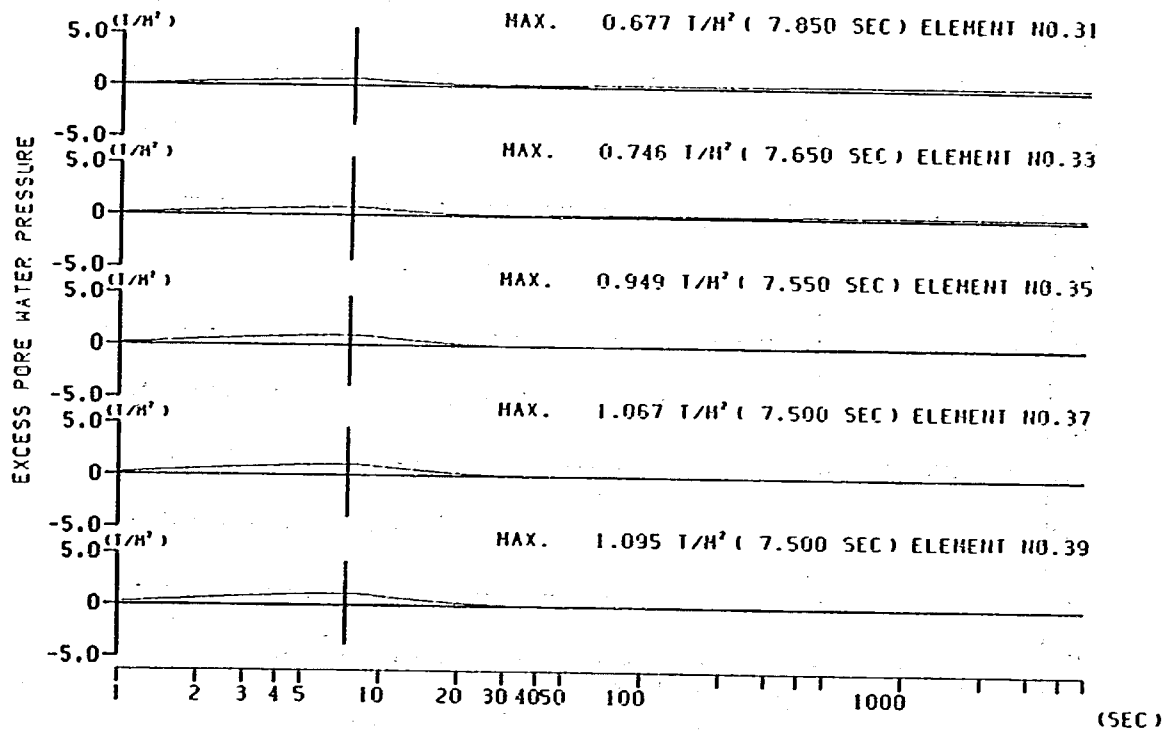
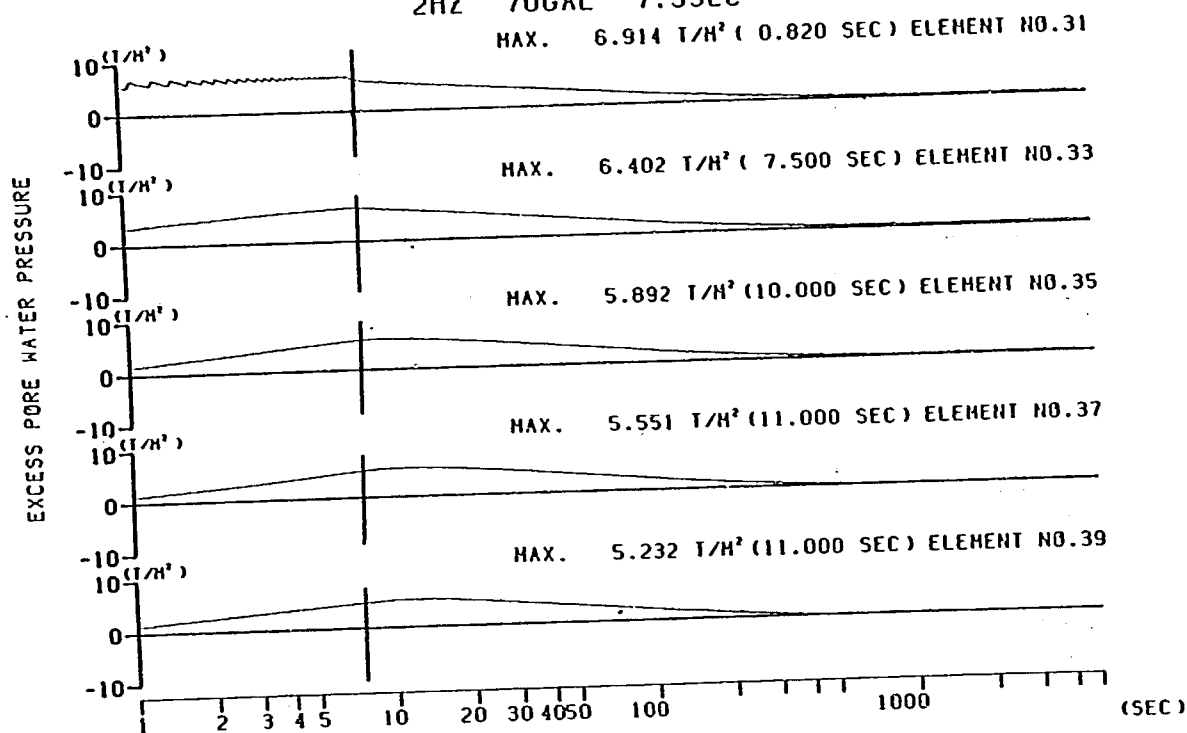


図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

63-3 (70GAL, 2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63-3' (70GAL, 2HZ)
2HZ 70GAL 7.5SEC

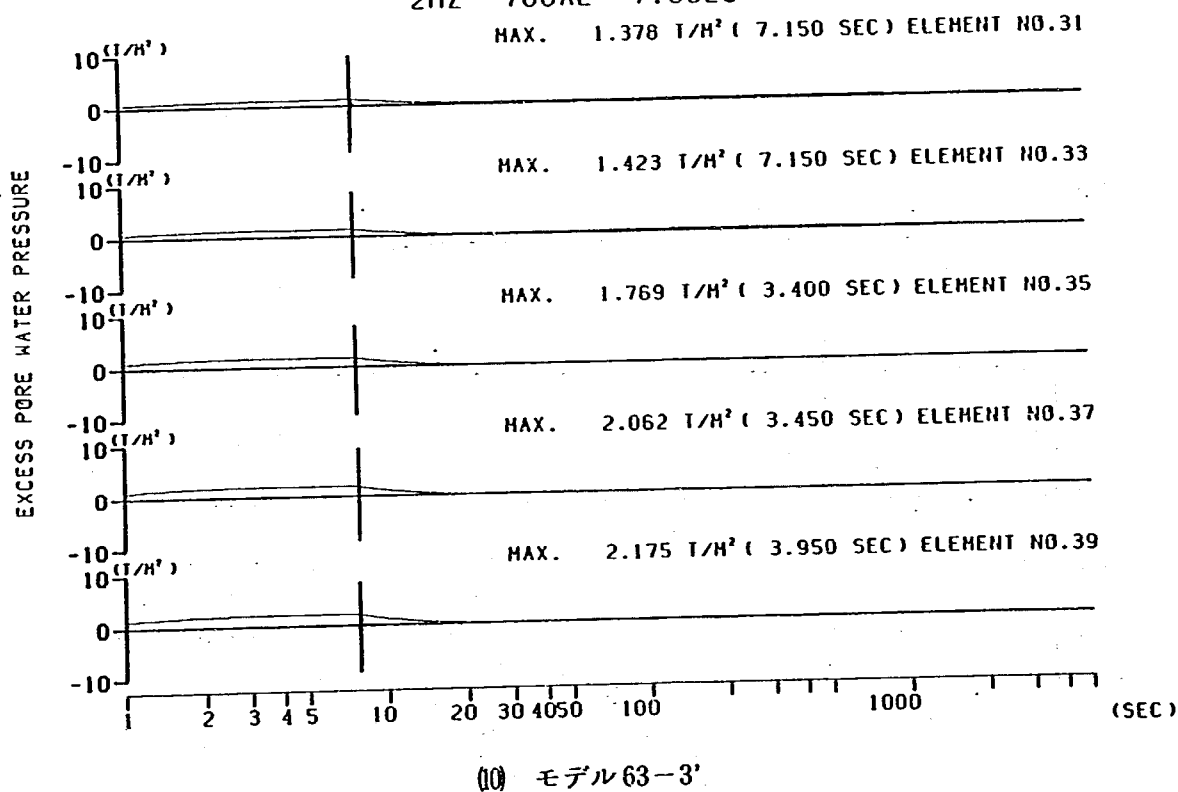
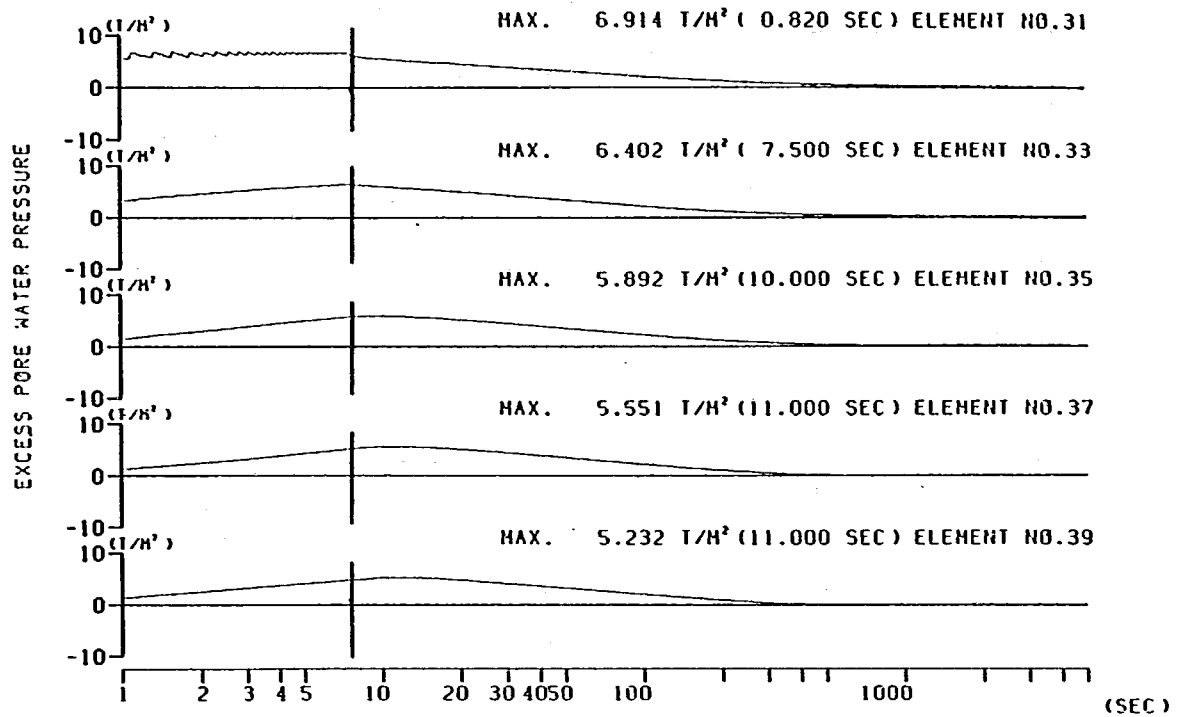


図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

63-4 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63- $\frac{4}{3}$ ' (70GAL.2HZ)

2HZ 70GAL 7.5SEC

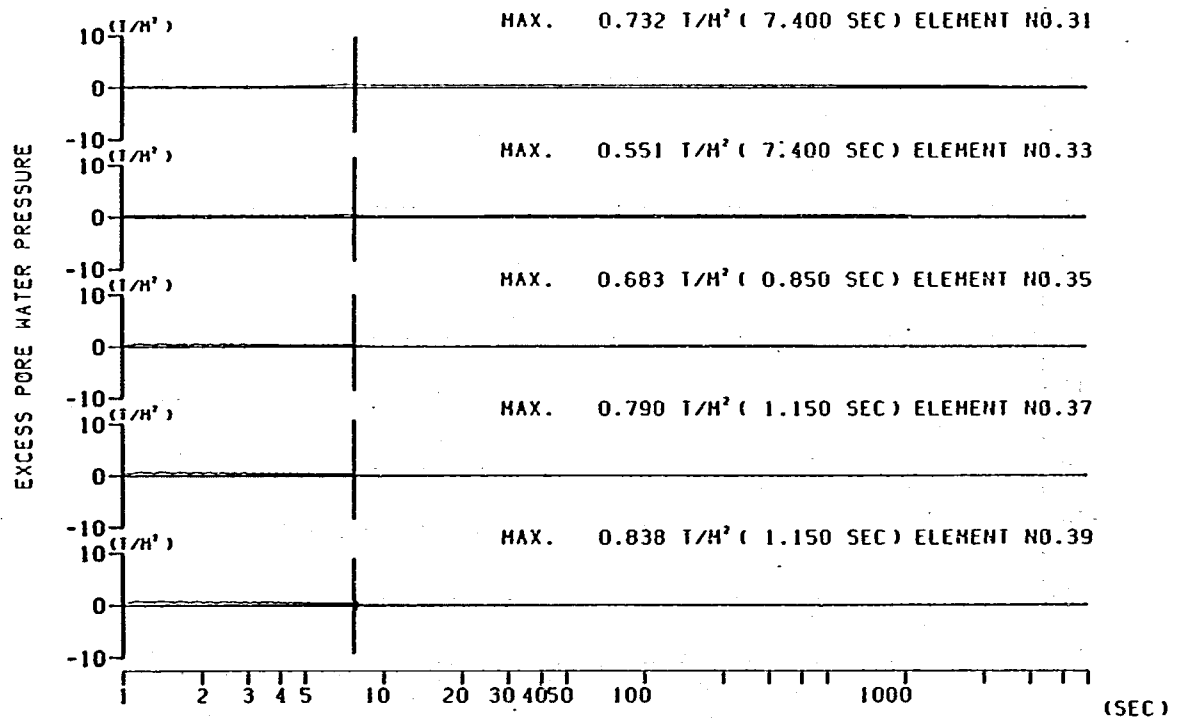
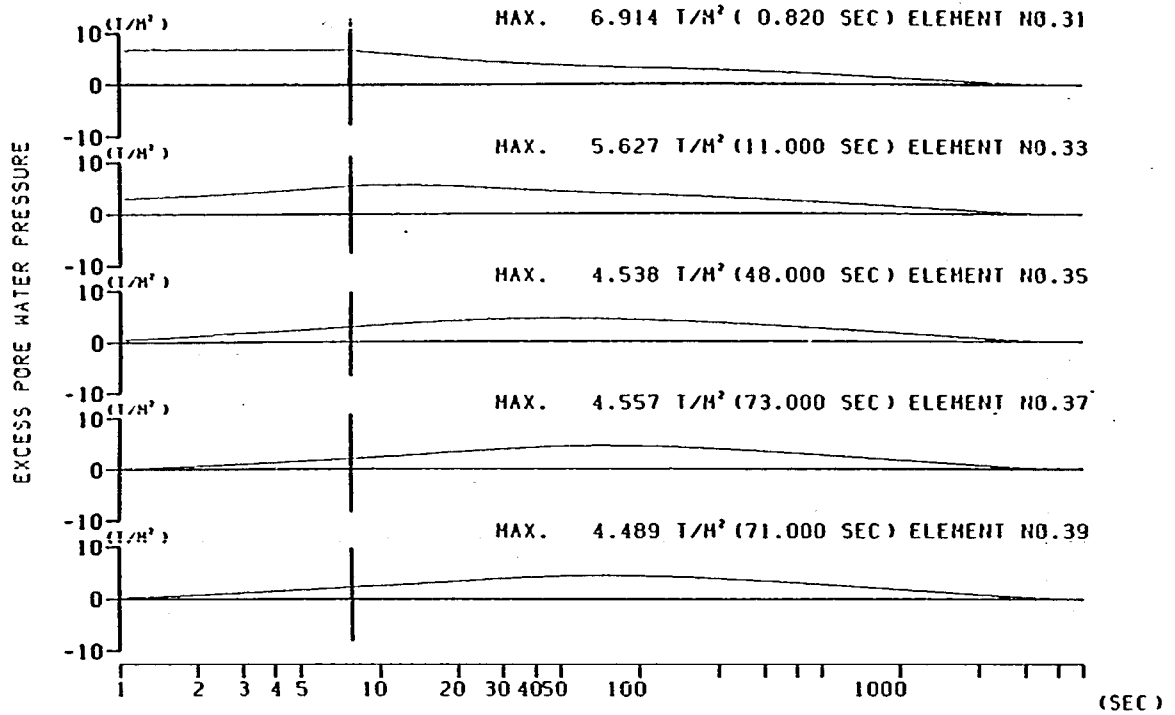


図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

63-5 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN

2HZ 70GAL 7.5SEC



63-5' (70GAL.2HZ)

2HZ 70GAL 7.5SEC

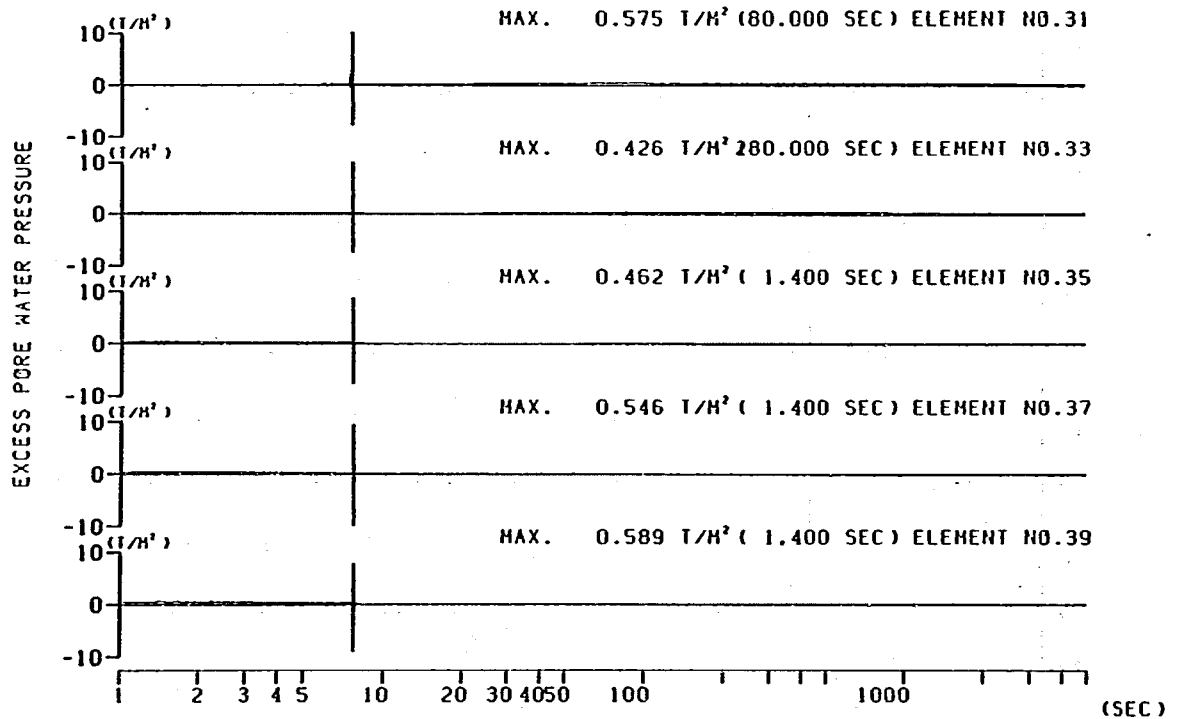
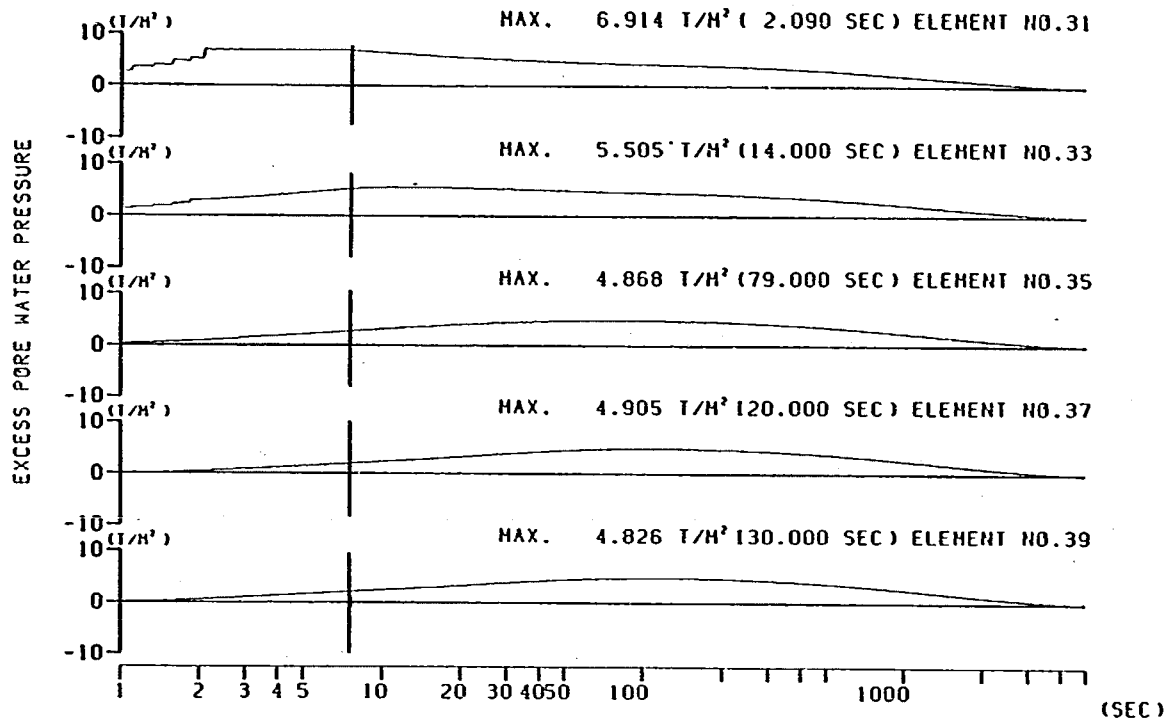


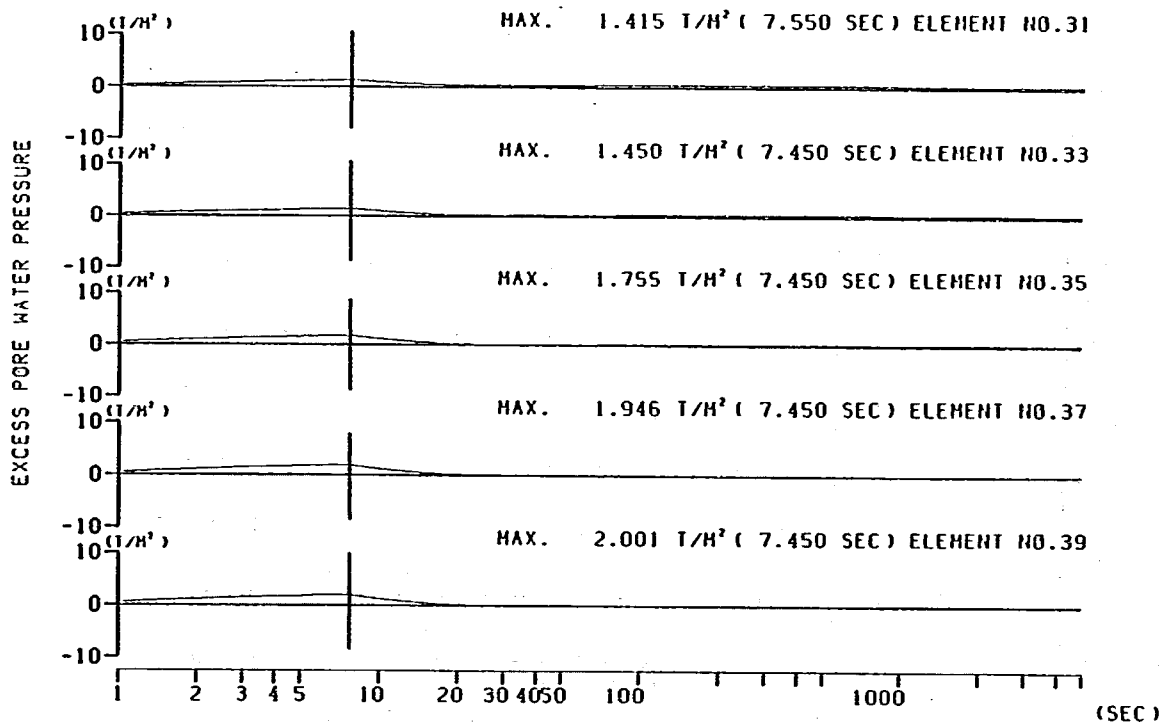
図8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

63-6 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



(15) モデル 63-6

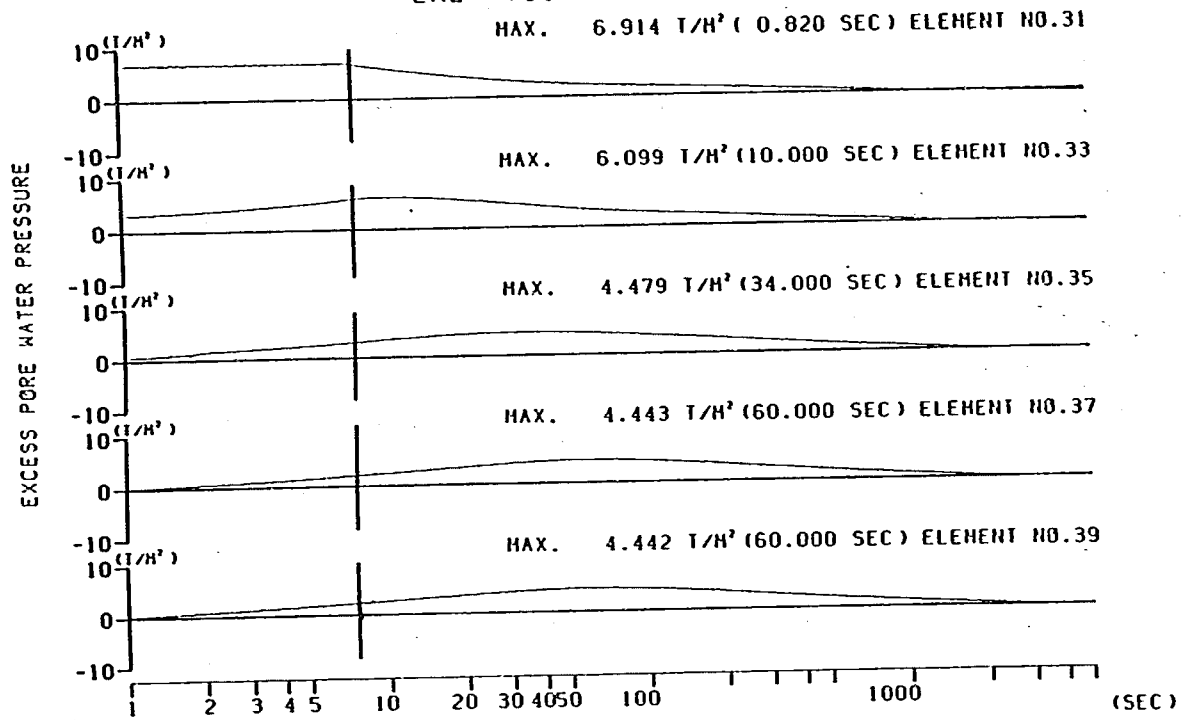
63-6' (70GAL.2HZ)
2HZ 70GAL 7.5SEC



(16) モデル 63-6'

図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

63-7 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



63-7' (70GAL.2HZ)

2HZ 70GAL 7.5SEC

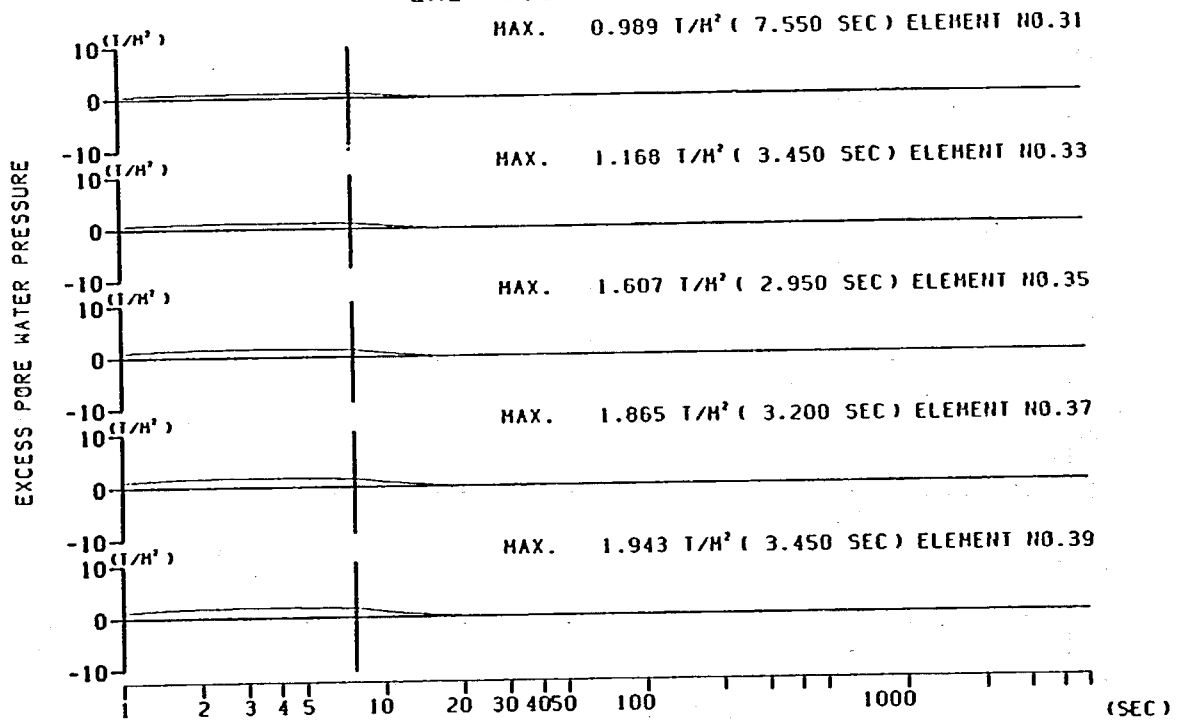


図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

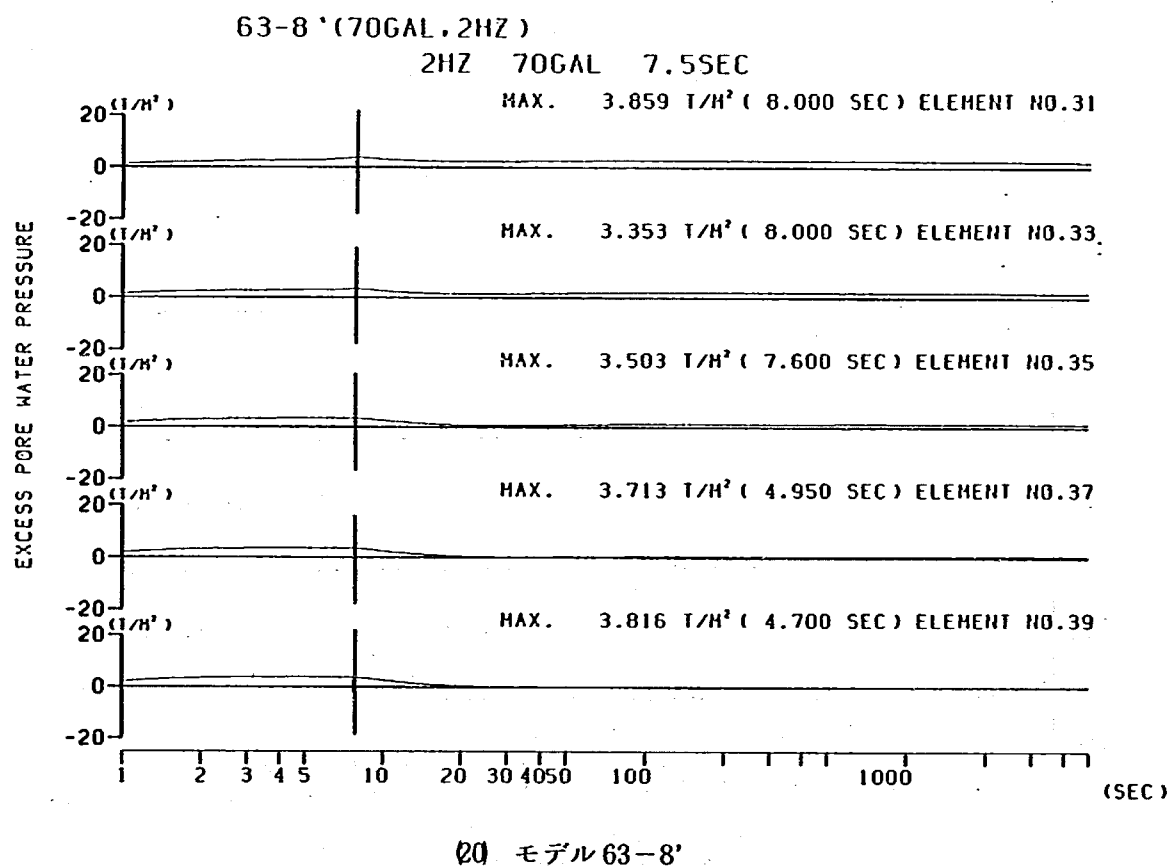
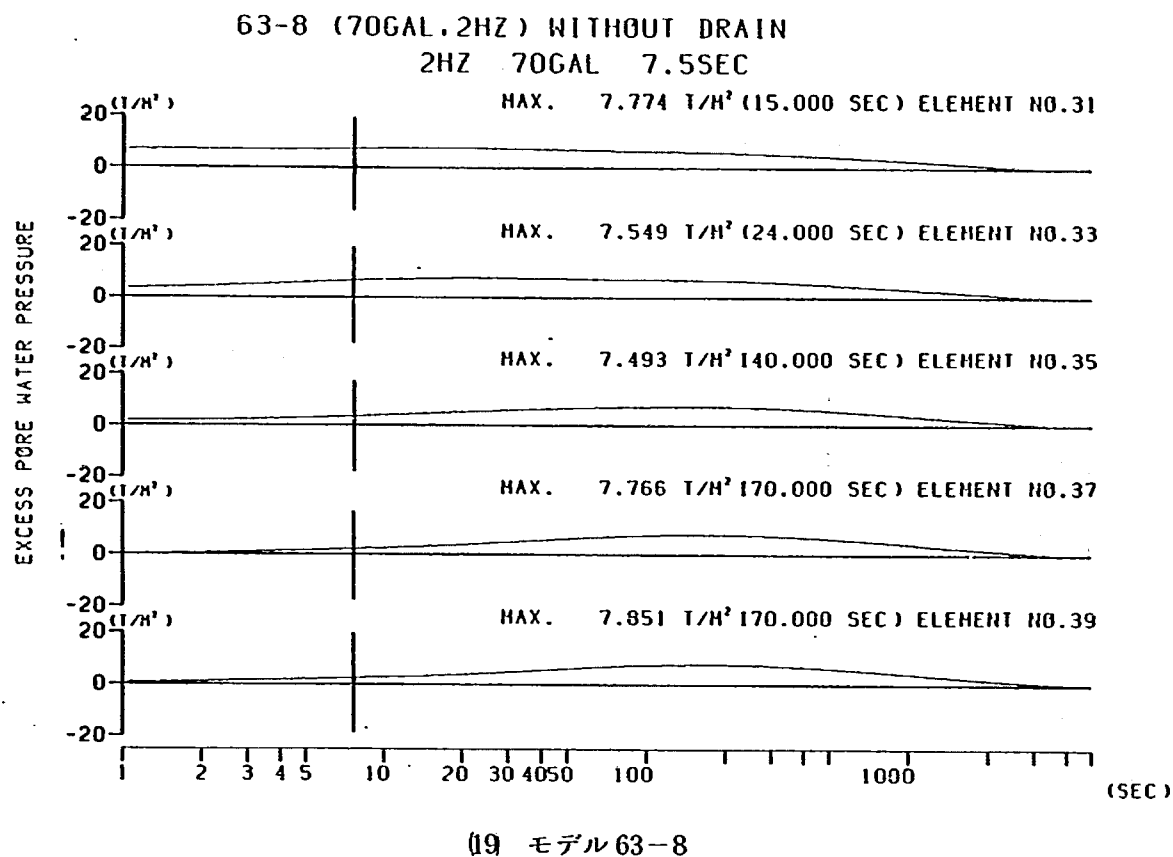
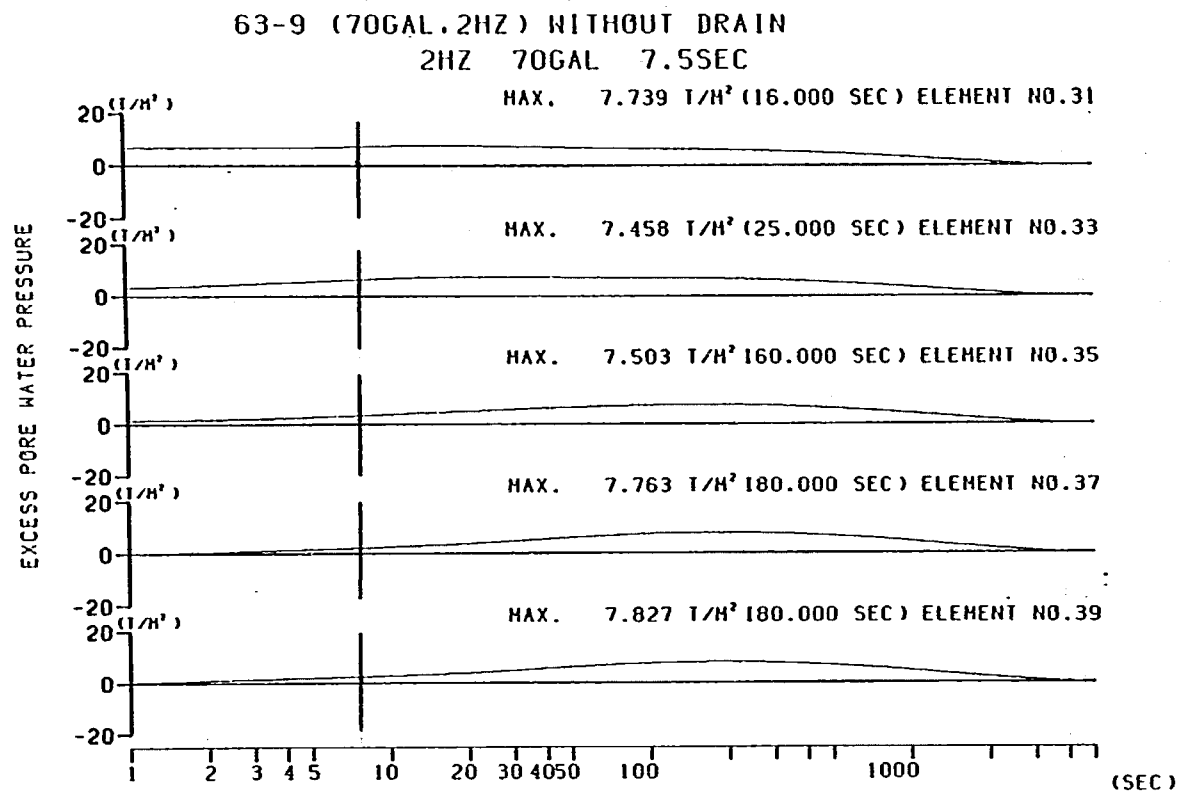
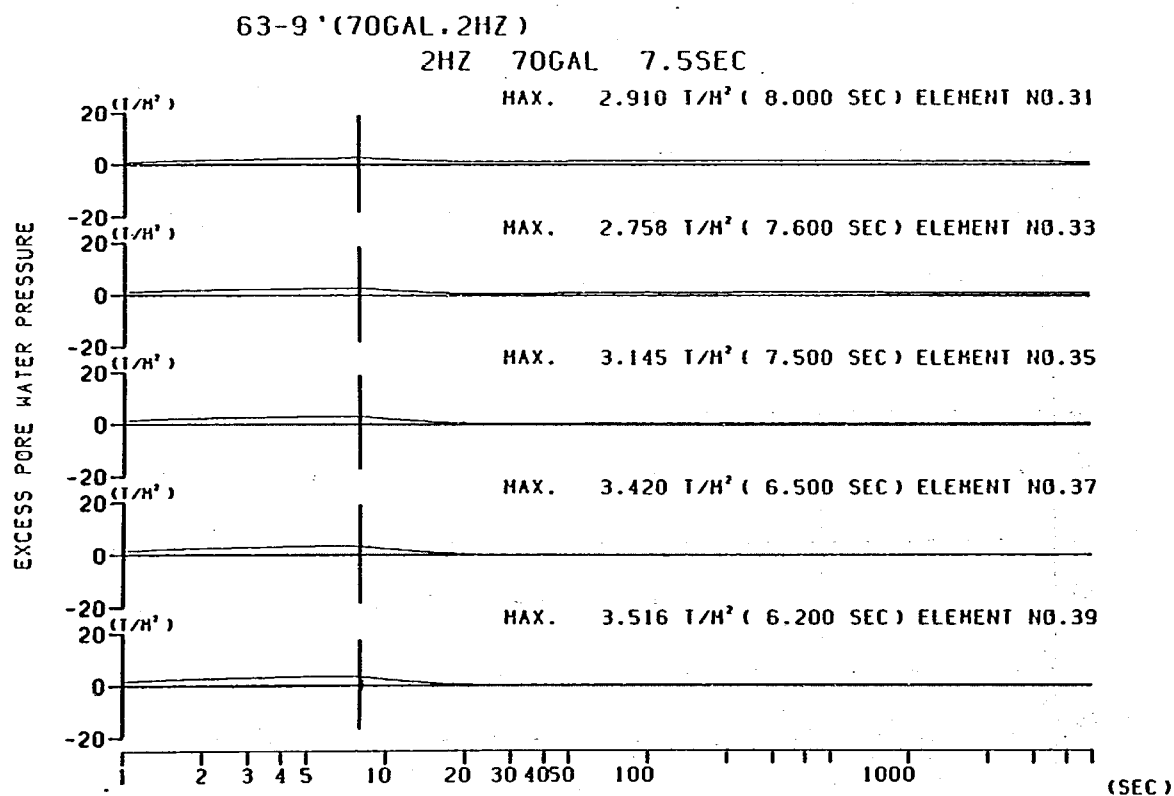


図8.5 過剰間隙水圧の時刻歴（掘割道路底面）



21) モデル 63-9



22) モデル 63-9'

図 8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘割道路底面)

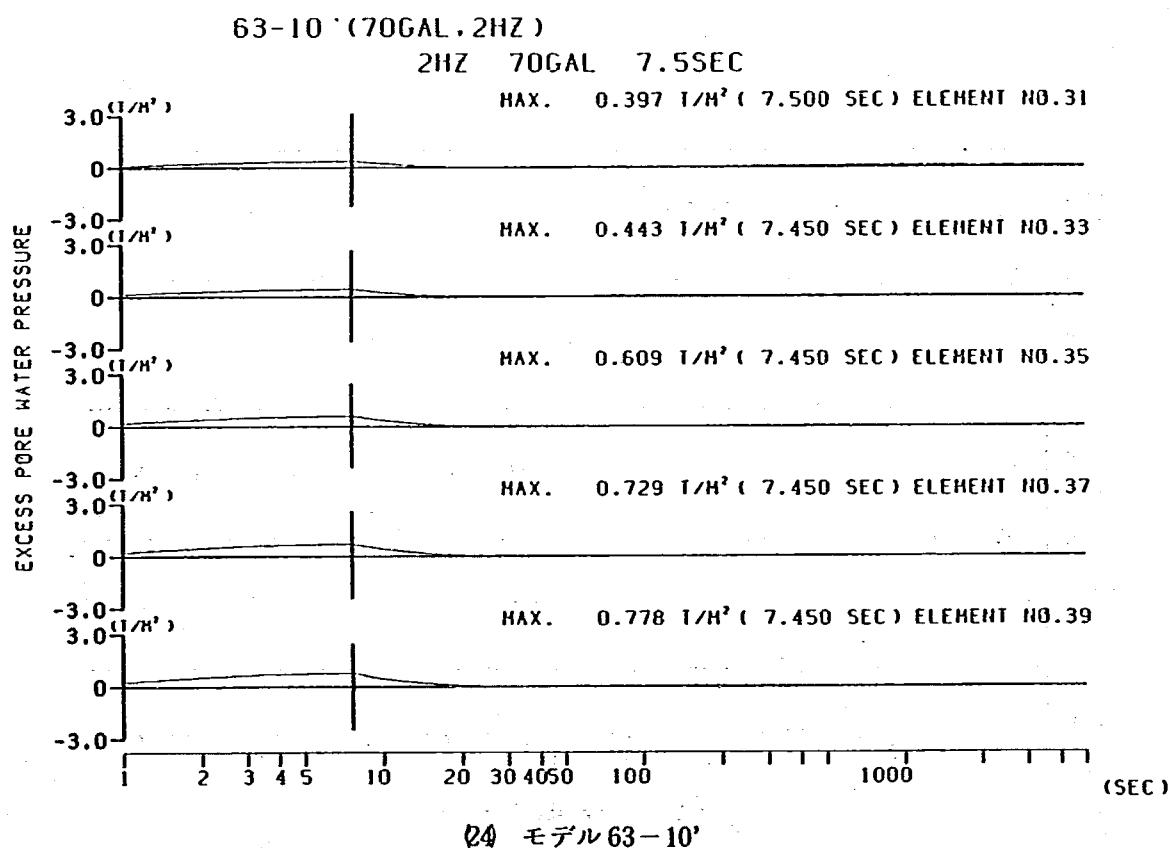
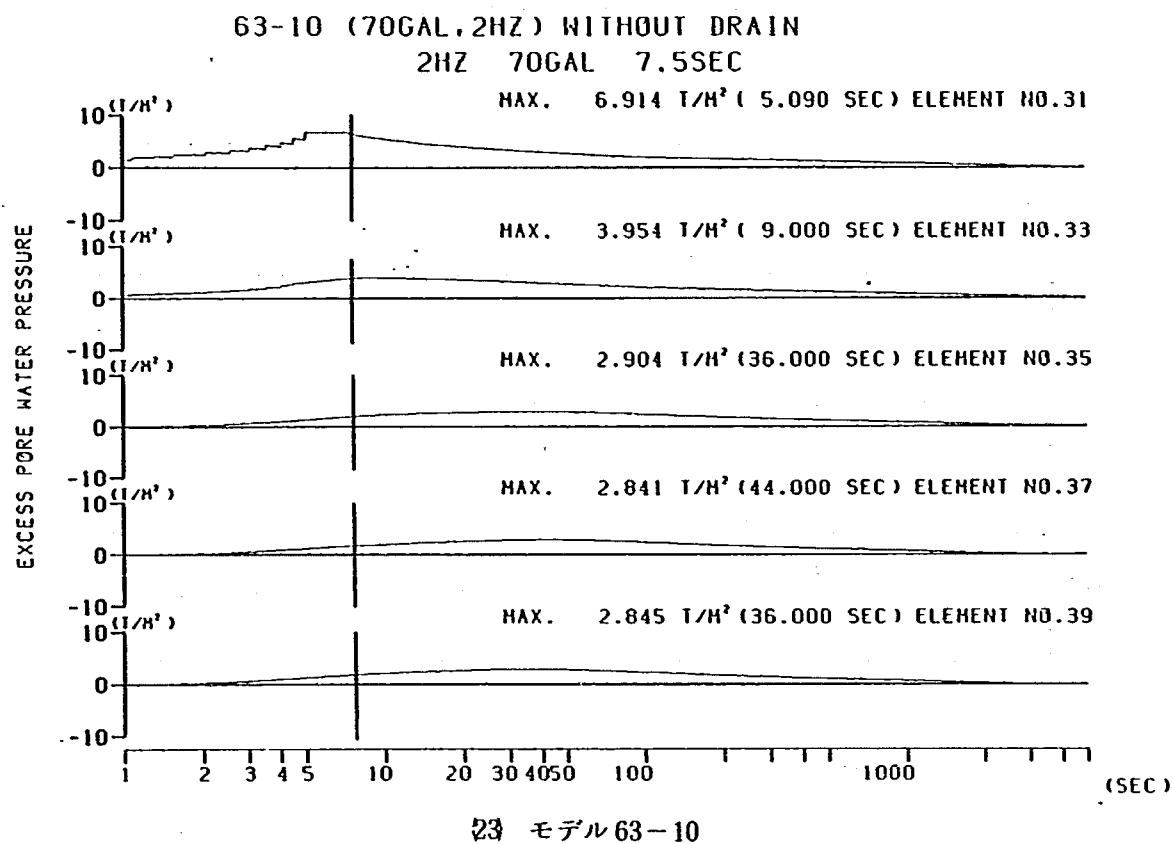
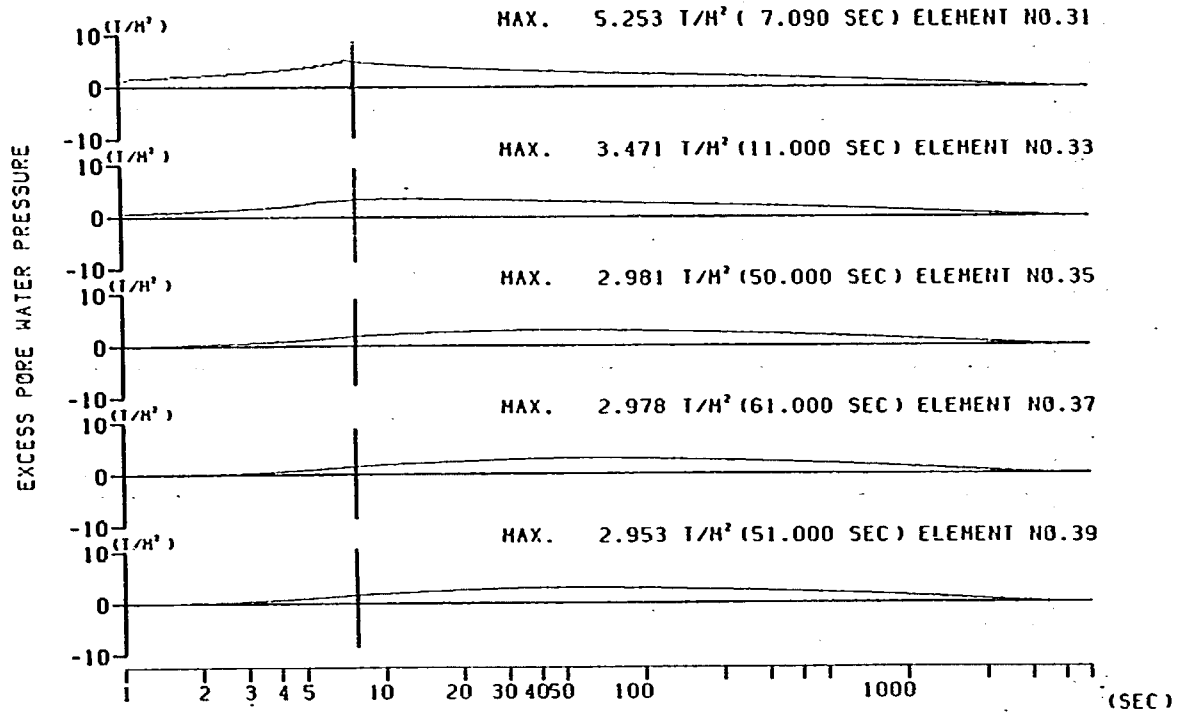


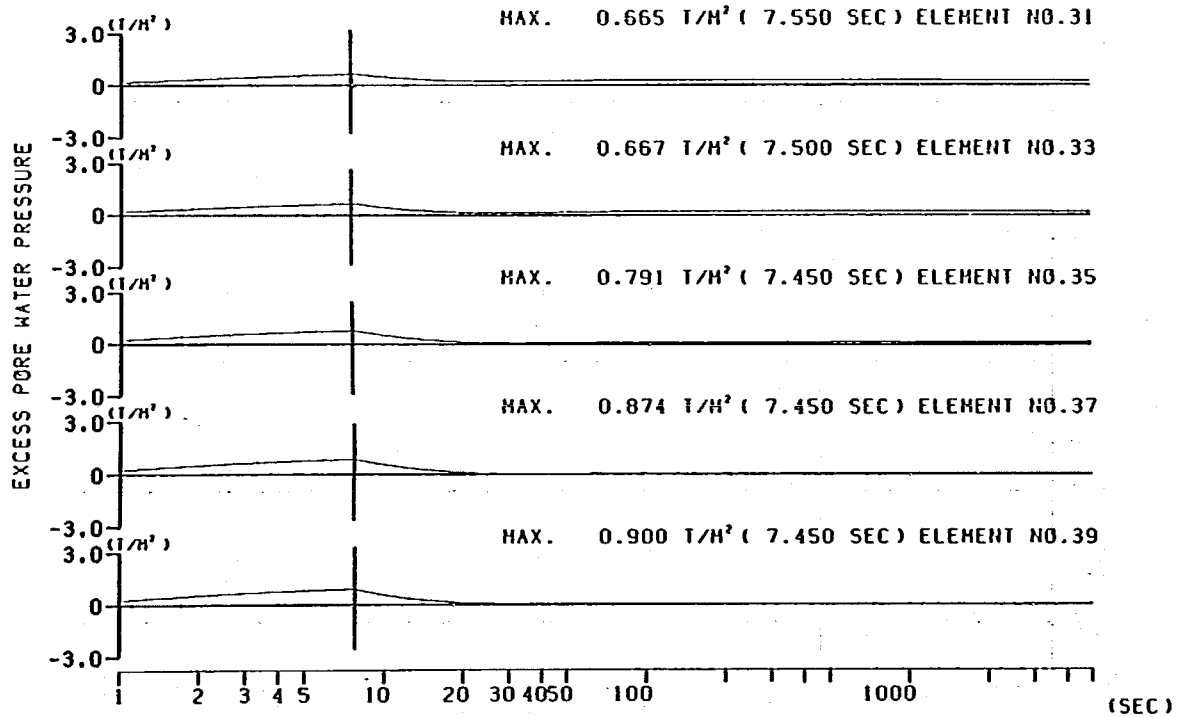
図8.5 過剰間隙水圧の時刻歴（掘削道路底面）

63-11 (70GAL.2HZ) WITHOUT DRAIN
2HZ 70GAL 7.5SEC



25 モデル 63-11

63-11' (70GAL.2HZ)
2HZ 70GAL 7.5SEC



26 モデル 63-11'

図8.5 過剰間隙水圧の時刻歴 (掘削道路底面)

表 8.3 浮上り安全率算定結果一覧

注1) モデル	加 振 加速度 (gal)	透 水 係 数		液状化強度に 関する定数		W (tf)	Q (tf)	Us (tf)	注2)	注2)	注2)	注2)	注2)
		砂 (cm/sec)	砕石 (cm/sec)	A	B				F (tf)	Ud (tf)	Ud+ F (tf)	Us+Ud +F (tf)	浮上がり 安全率 Fu
63-1	3 0	1×10 ⁻²		-0.123	-0.415	65.0	17.92	54.0	0.28	36.91	37.19	91.19	0.909
	5 0	"		"	"	"	"	"	5.83	40.62	46.45	100.45	0.825
	7 0	"		"	"	"	"	"	6.93	42.60	49.53	103.53	0.801
63-1'	3 0	"	10.0	"	"	"	"	"	0	9.73	9.73	63.73	1.301
	5 0	"	"	"	"	"	"	"	"	16.32	16.32	70.32	1.179
	7 0	"	"	"	"	"	"	"	"	18.98	18.98	72.98	1.136
63-2	7 0	1×10 ⁻³		"	"	"	"	"	21.66	30.31	51.97	105.97	0.782
63-2'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	11.03	11.03	65.03	1.275
63-3	"	1×10 ⁻¹		"	"	"	"	"	0.34	56.97	57.31	111.31	0.745
63-3'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	1.55	21.55	75.55	1.098
63-4	"	"		"	"	"	"	"	0.34	56.97	57.31	111.31	0.745
63-4'	"	"	100.0	"	"	"	"	"	0	8.84	8.84	62.84	1.320
63-5	"	1×10 ⁻²		"	"	"	"	"	6.93	42.60	49.53	103.53	0.801
63-5'	"	"	100.0	"	"	"	"	"	0	6.60	6.60	60.6	1.368
63-6	"	"		-0.223	-0.284	"	"	"	6.09	41.07	47.16	101.16	0.820
63-6'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	19.56	19.56	73.56	1.127
63-7	"	"		-0.073	-0.480	"	"	"	9.41	44.16	53.57	107.57	0.771
63-7'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	19.03	19.03	73.03	1.135
63-8	"	"		"	-0.598	"	"	"	18.60	50.57	69.17	123.17	0.673
63-8'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	40.78	40.78	94.78	0.875
63-9	"	"		-0.123	-0.532	"	"	"	18.08	49.20	67.28	121.28	0.684
63-9'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	43.01	43.01	97.01	0.855
63-10	"	"		"	-0.282	"	"	"	0.20	34.88	35.08	89.08	0.931
63-10'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	7.49	7.49	61.49	1.349
63-11	"	"		-0.223	-0.152	"	"	"	0.43	29.82	30.25	84.25	0.984
63-11'	"	"	10.0	"	"	"	"	"	0	8.83	8.83	62.83	1.320

注1) ダッシュなしはドレーンなし (モデルは 61-4 と同じ)。

ダッシュありはドレーンあり (モデルは 62-2 と同じ) を意味する。

注2) ドレーンなしの場合は加振終了時 ($N_{eq}=15$) について、ドレーンありの場合は各要素の過剰間隙水圧の最大値 (同一時刻とは限らない) について計算した。

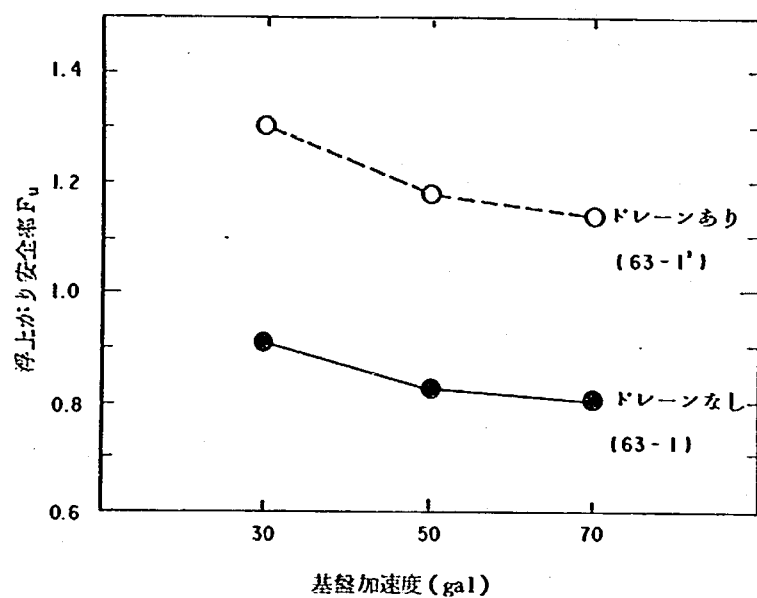


図8.6 基盤加速度と浮上がり安全率の関係

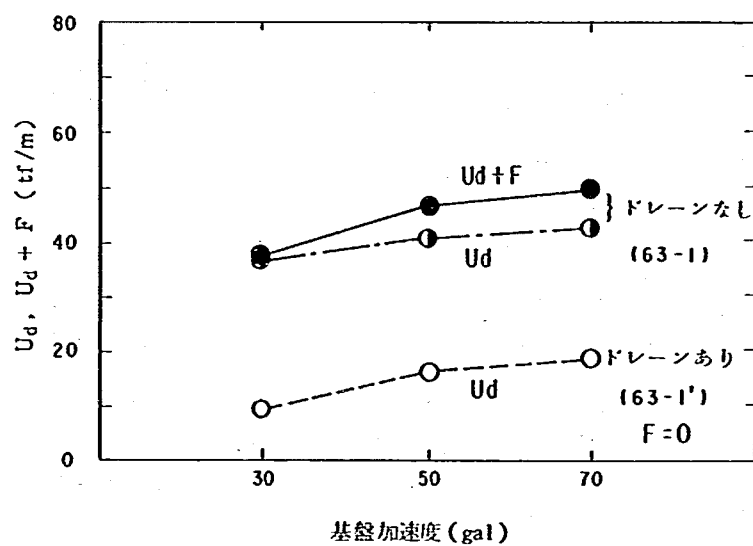


図8.7 基盤加速度と動的な揚力の関係

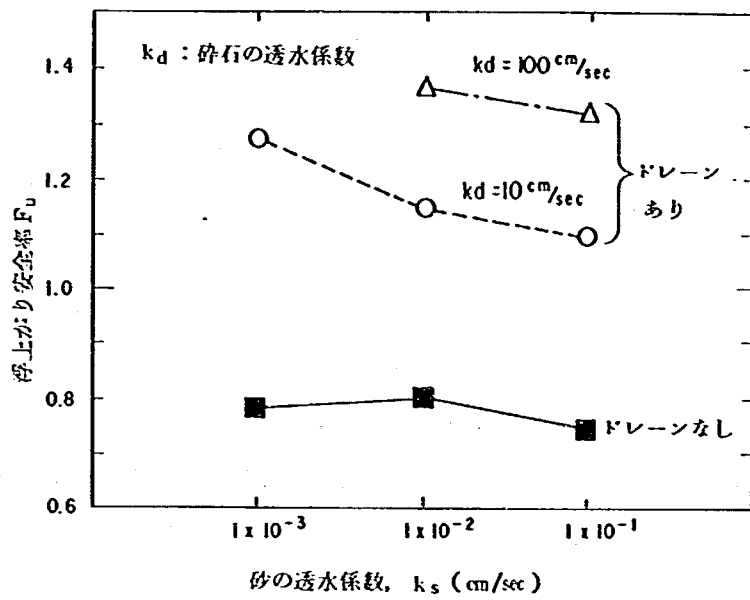


図 8.8 透水係数と浮上がり安全率の関係

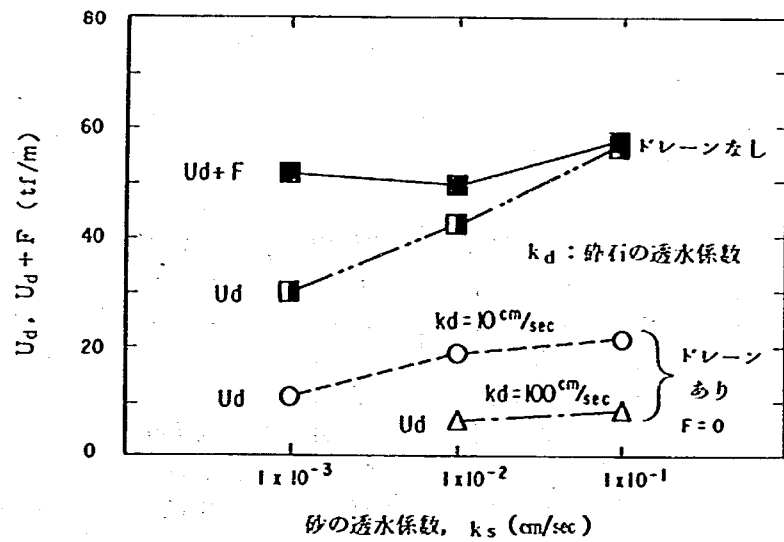


図 8.9 透水係数と動的な揚力の関係

るほど Ud が大きくなり、 Fu は小さくなる。これは前項で述べたように、下方または周辺地盤で発生した過剰間隙水圧の伝わりやすさに起因するものと考える。一方、 kd が大きくなると、 ks が同じときには Ud が小さくなり、 Fu が大きくなる。 ks の影響とは逆の傾向を示すが、この場合は掘削道路底面付近の地盤の過剰間隙水圧が、砕石ドレーンのマット部とウォール部を通して消散する効果が大きくなったためと考える。

液状化強度定数と Fu 、および Ud 、 $Ud + F$ との関係をそれぞれ図 8.10、図 8.11 に示す。図 8.10 より、同じ N 値の場合には、液状化強度曲線の傾き A が Fu に及ぼす影響はほとんどない。 A が Ud と F に及ぼす影響も小さいので、図 8.11 には A が等しいときの結果を示した。砕石ドレーンのない場合もある場合も、 N 値が大きくなるほど Ud と F が小さくなり、 Fu が大きくなる。 N 値が小さく、液状化が急激に進む場合には、砕石ドレーンのないときの F がかなり大きくなる。これは、基盤加速度を変えたときの傾向と一致する。

$Fu = 1.0$ を浮上がりの判定基準とすると、図 8.6 より砕石ドレーンのない場合には、基盤加速度が 30gal でも不安定になる。これは前項でも述べたように、地盤の加速度応答がかなり大きいためである。地表面での応答加速度を基準として考えれば、図 8.3(1)より 120gal 程度の地表面加速度を持つ地震動を対象としていることになる。

また、図 8.10 より砕石ドレーンのない場合には、 N 値が 20 まで大きくなっても浮上がりに対して不安定になる。 N 値から砂の液状化強度を用いる際には (4.3) 式、(4.4) 式を用いたが、(4.4) 式による液状化強度は相対密度 Dr が 60 % 以上の場合には過小の値を示す傾向がある。 N 値 20 に対応する相対密度は、(4.3) 式によれば 70 % 程度となるので、この場合は液状化強度を過小評価していたことになる。実際の N 値 20 の地盤では、浮上がり安全率は計算値よりも大きくなることが予想される。

8.3.5 低減係数と安全率比

低減係数 α と安全率比 β の算定結果を表 8.4 に示す。

表 8.4 低減係数と安全率比の算定結果一覧

砕石ドレーン のあるモデル	$(Ud + F)_1$ tf/m	Fu_1	砕石ドレーン のないモデル	$(Ud + F)_0$ tf/m	Fu_0	低減係数 α	安全率比 β
63-1'(3gal)	9.73	1.301	63-1(30gal)	37.19	0.909	0.262	1.431
63-1'(50gal)	16.32	1.179	63-1(50gal)	46.45	0.825	0.351	1.429
63-1'(70gal)	18.98	1.136	63-1(70gal)	49.53	0.801	0.383	1.418
63-2'	11.03	1.275	63-2	51.97	0.782	0.212	1.630
63-3'	21.55	1.098	63-3	57.31	0.745	0.376	1.474
63-4'	8.84	1.320	63-4	57.31	0.745	0.154	1.772
63-5'	6.60	1.368	63-5	49.53	0.801	0.133	1.708
63-6'	19.56	1.127	63-6	47.16	0.820	0.415	1.374
63-7'	19.03	1.135	63-7	53.57	0.771	0.355	1.472
63-8'	40.78	0.875	63-8	69.17	0.673	0.590	1.300
63-9'	43.01	0.855	63-9	67.28	0.684	0.639	1.250
63-10'	7.49	1.349	63-10	35.08	0.931	0.214	1.449
63-11'	8.83	1.320	63-11	30.25	0.984	0.292	1.341

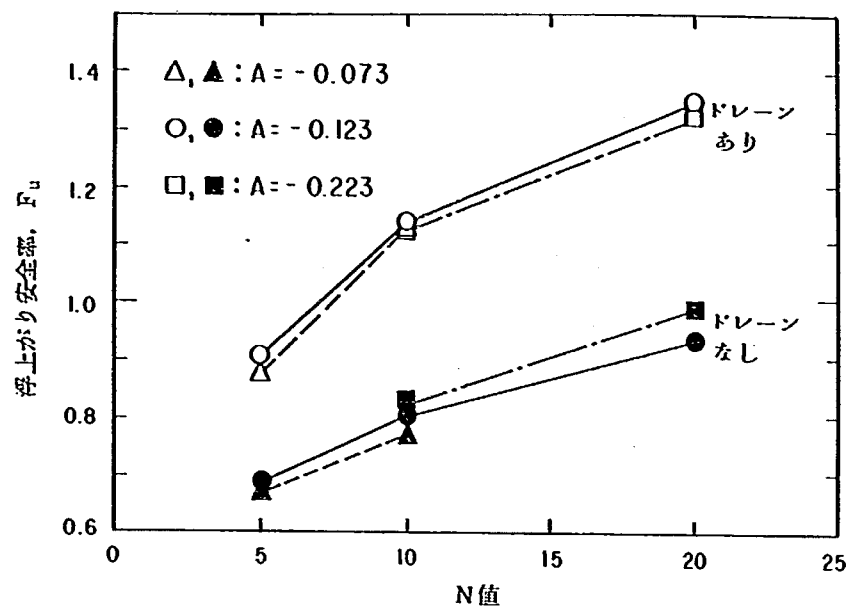


図8.10 液状化強度定数と浮上がり安全率の関係

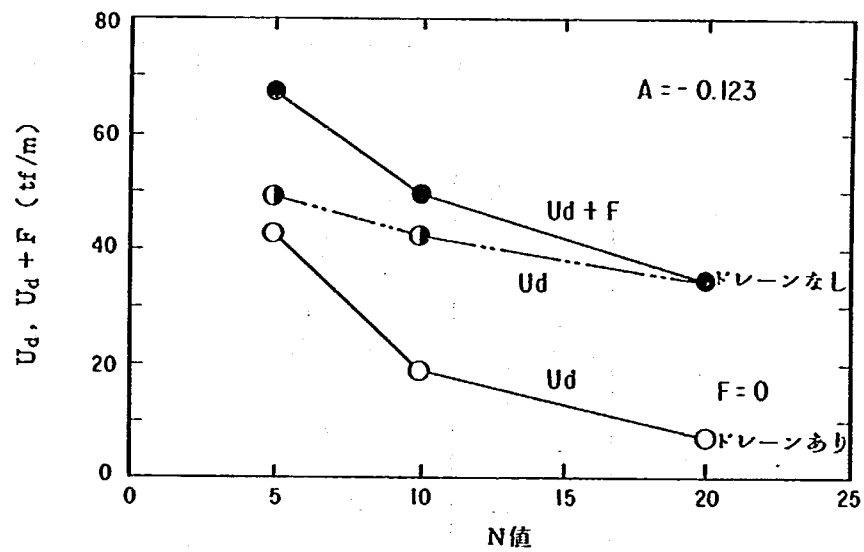


図8.11 液状化強度定数と動的な揚力の関係

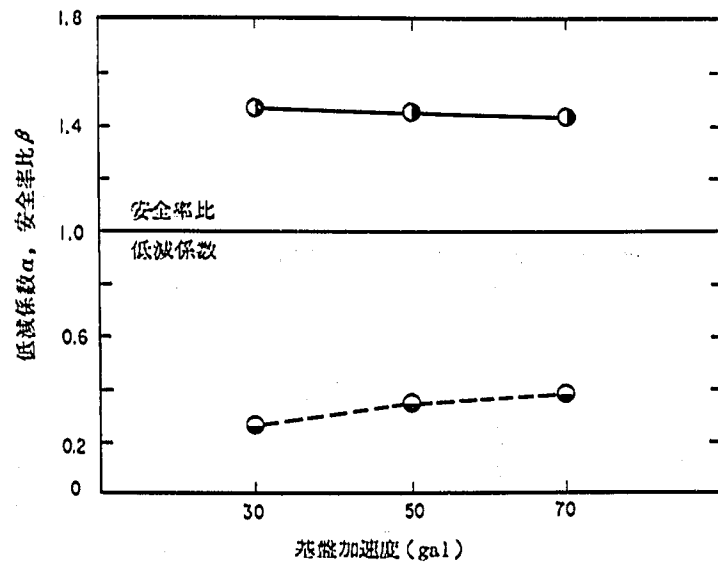


図 8.12 基盤加速度と低減係数，安全率比の関係

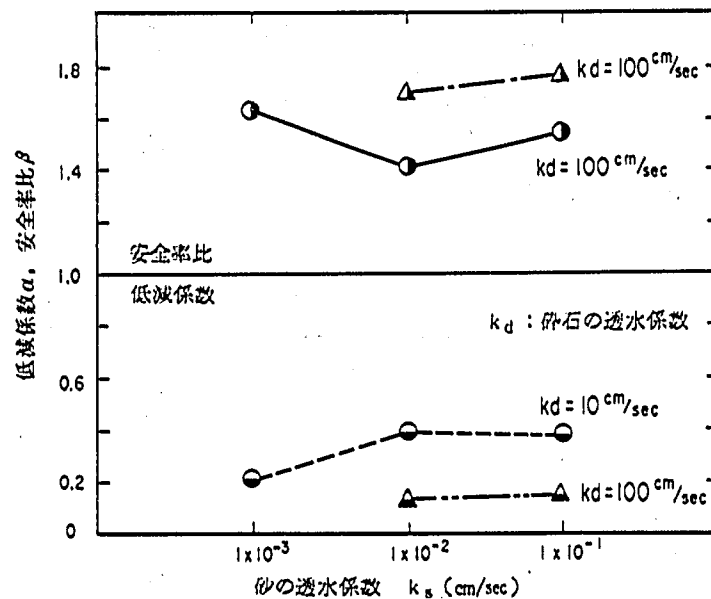


図 8.13 透水係数と低減係数，安全率比の関係

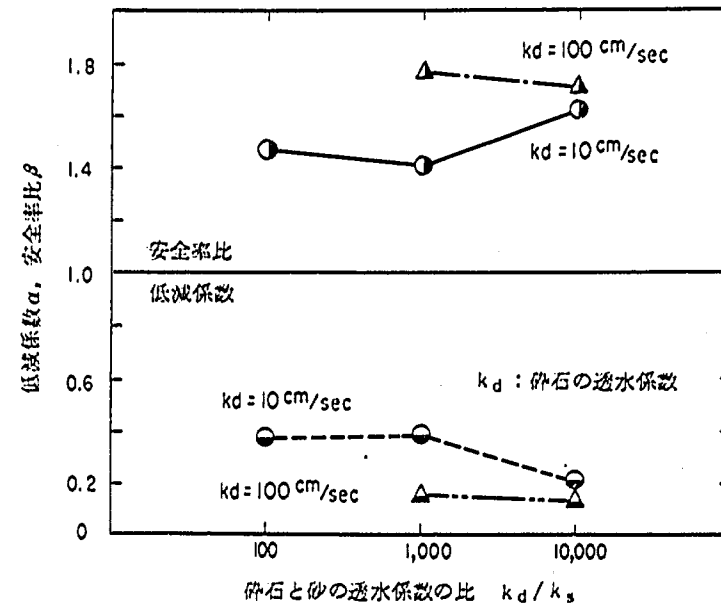


図 8.14 透水係数比と低減係数，安全率比の関係

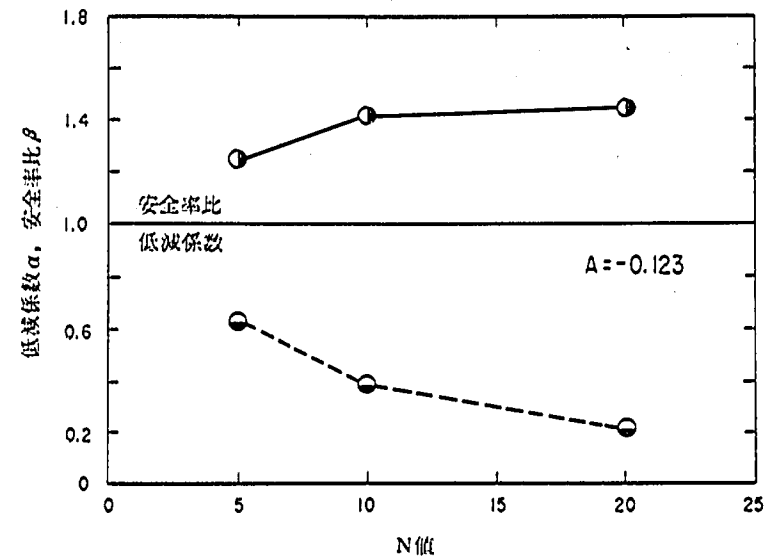


図 8.15 液状化強度定数と低減係数，安全率比の関係

基盤加速度と α , β の関係を図 8.12 に示す。 β はあまり変わらないが、 α は基盤加速度が大きくなるほど増えている。

砂と碎石の透水係数と α , β の関係を図 8.13 に、また碎石と砂の透水係数の比 k_d/k_s と α , β の関係を図 8.14 に示す。碎石の透水係数 $k_d = 10 \text{ cm/sec}$ でも砂の透水係数がその $1/10,000$ まで小さくなると、碎石ドレーンの効果は相対的に大きくなる。 k_d/k_s が同じ場合には、 k_d と k_s のそれぞれが大きいときのほうが相対的な効果が大きい。

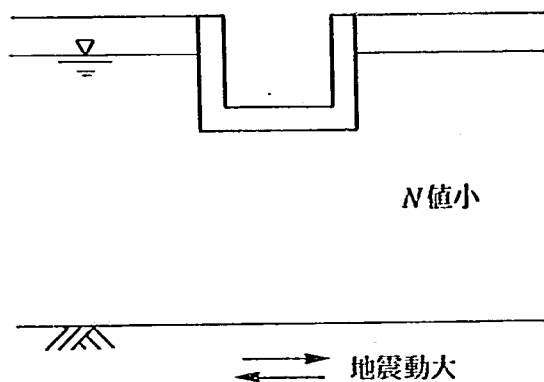
液状化強度曲線の傾き $A = -0.123$ のときの N 値と α , β の関係を図 8.15 に示す。 N 値が大きくなるほど碎石ドレーンの相対的な効果が大きくなる。

8.4 ま と め

地震動の大きさと地盤条件（砂と碎石の透水係数と、砂の液状化強度定数）を変えて有限要素解析を行い、浮上がり安全率を計算した結果をまとめると以下のようになる。（図 8.16 参照）

- 1) 基盤加速度が小さくなるほど浮上がり安全率は大きくなるが、本解析条件では、基盤加速度を 30gal まで小さくしても、地盤の応答が比較的大きいために、碎石ドレーンのない場合にはかなりの過剰間隙水圧が発生する。基盤加速度が大きくなり液状化が急激に生じるようになると、碎石ドレーンのない場合には、浸透水力に起因する力が発生する。
- 2) 砂の透水係数の大きいほうが、周辺地盤で発生した過剰間隙水圧が掘割道路の底面に伝わりやすくなるために、過剰間隙水圧による揚力が大きくなる。碎石ドレーンのない場合には、浸透水力に起因する力が逆に小さくなるため、それらの和としての動的な揚力はあまり変わらず、浮上がり安全率の差は小さい。碎石ドレーンのある場合は、砂の透水係数の大きいほうが浮上がり安全率が小さくなる。逆に、碎石は透水係数が大きくなるほど掘割道路底面の過剰間隙水圧を消散させる効果が大きくなり、浮上がり安全率も大きくなる。本解析条件では、 $k_d = 100 \text{ cm/sec}$ とすると効果が比較的大きかった。
- 3) 地盤の N 値が同じ場合には、液状化強度曲線の傾きの影響はほとんどない。また、 N 値が大きくなるほど浮上がり安全率は大きくなる。 N 値が小さくなると、基盤加速度を大きくしたときと同様に、碎石ドレーンのない場合に浸透水力に起因する力が発生する。碎石ドレーンの相対的な効果は、 N 値が大きくなるほど大きい。

① 無対策



※ 砂の透水性が大きくなると下方および側方地盤からまわり込んでくる過剰間隙水圧による揚力 (U_d) が大きくなるが、浸透水力に起因する力 (F) は小さくなるため、浮上がり安全率はあまり変わらない。

② 碎石ドレーンあり

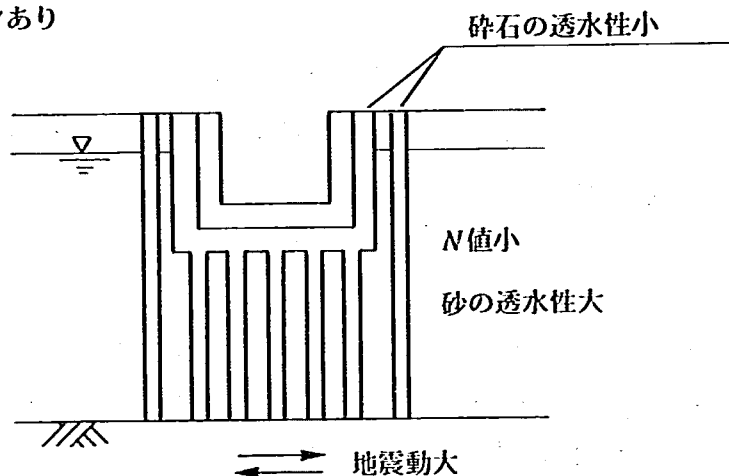


図 8.16 浮上がり安全率を小さくする要因
(地震動の大きさと地盤条件の影響)

9. 結 論

掘割道路周辺地盤の液状化対策として碎石ドレーンを用いた場合の効果に関して、実物大のモデルを対象とした有限要素解析を行い、浮上がり安全率を計算した結果、以下のことがわかった。

- 1) 実物大レベルでの碎石ドレーンの効果を確認した。掘割道路の底面と側面に接した碎石ドレーンのマット部とウォール部に加えて、下方および側方の地盤にパイル部を設置すると効果が大きい。
- 2) 地震動が大きくなるほど、また地盤の液状化強度が小さくなるほど碎石ドレーンの効果は相対的に小さくなる。地下水位を変えた場合には、地下水位よりも上の地盤による摩擦抵抗が浮上がり安全率に及ぼす影響が大きい。碎石ドレーンの相対的な効果は、地下水位の深いときのほうが大きい。また、砂の透水係数の小さいほうが、あるいは碎石の透水係数の大きいほうが、碎石ドレーンの相対的な効果が大きい。
- 3) 掘割道路幅が大きくなると、排水距離が大きくなるため、碎石ドレーンのある場合の浮上がり安全率は小さくなる。碎石ドレーンの相対的な効果は道路幅の小さいときのほうが大きい。側壁高を変えた場合には、相対的には地下水位を浅くした場合と同様な影響が生じる。
- 4) ここで用いた解析条件のもとでは、碎石ドレーンのないときの浮上がり安全率はいずれも 1.0 を下回り、浮上がりに対して不安定となった。碎石ドレーンのあるときでも、掘割道路幅が大きくなると浮上がり安全率が 1.0 を下回る場合があった。このような場合には、掘割道路の重量を大きくする等の方策を講じる必要がある。

本研究で用いた有限要素解析では、動的応答計算を全応力法で行い、過剰間隙水圧の発生特性として定数の設定を比較的行いやすいモデルを採用している。実際の設計で、ある程度詳細な検討を行うことが必要な場合に、この解析手法が適用できる。その際に、掘割道路と地盤の間に適当な物性を持つジョイント要素（4.3.2 項参照）を用いて、また、砂地盤と碎石ドレーンの境界部分に過剰間隙水圧を発生させない薄い砂層（4.4.1 項参照）を介在させると、うまく計算を行うことができる。さらに、過剰間隙水圧の発生量の算定は、排水条件を考慮（付録 1.3 参照）して行うことが必要である。

本研究における計算結果を、条件に近い実際の地盤、掘割道路の浮上がりに対する安定性の概略判定に用いる際には、地盤の液状化強度の設定法について 4.3.2 項、8.3.4 項で述べた点、また入力地震動の設定法について 4.3.1 項、8.3.4 項で述べた点に関して留意する必要がある。

10. 今後の課題

本研究で用いた解析法を、今後実用面に応用していくための課題として、次の2点が挙げられる。

1) 解析条件と材料定数の合理的な設定法を確立する。

2) より簡便な計算法の検討を行う。

1) に関して、解析に用いる地震動の有効継続時間 t_d と等価繰り返し回数 N_{eq} の設定法の検討を、地震波の実測値と累積損傷度理論をもとに既に行っている⁵⁾。

2) に対応するものとして、動的な応答計算をせずに、過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透計算のみを行うことが考えられる。この場合、過剰間隙水圧の発生特性を、何らかの方法で地盤条件に応じて設定する必要がある。

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) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 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（その3），共同研究報告書第23号，1989.
- 7) Seed, H. B., Booker, J. R. : Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains, ASCE, Vol. 103, GT7, pp. 757－768, 1977.
- 8) De Alba, P., Seed, H. B., Chan, C. K. : Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, ASCE, Vol. 102, GT 9, pp. 909－927, 1976.
- 9) 田中幸久：グラベルパイルによる改良地盤内の過剰間隙水圧，体積変化量の計算方法，土木学会論文集，第388号／Ⅲ－8，pp. 23－32，1987.
- 10) Yoshikuni, H., Nakanodo, H. : Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability, Soils and Foundations, Vol. 14, No 2, pp. 35－46, 1974.
- 11) Onoue, A. : Diagrams Considering Well Resistance for Designing Spacing Ratio of Gravel Drains, Soils and Foundations, Vol. 28, No 3, pp. 160－168, 1988.
- 12) 吉田洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂出版，1979.
- 13) Iai, S. : Large Scale Model Tests and Analyses of Gravel Drains, 港湾技術研究所報告，Vol. 27, No 3, pp. 25－160, 1988.
- 14) 時松孝次，吉見吉昭：地震時の砂地盤における間隙水圧の上昇と消散，第5回日本地震工学シンポジウム，pp. 609－615，1978.
- 15) 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，1985.
- 16) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves, ASCE, Vol. 98, SM 7, pp. 667－692, 1972.
- 17) Ishihara, K. and Towhata, I. : One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquakes based on Effective Stress Method, Jour. of the Faculty of Engineering, the Univ. of Tokyo (B), Vol. 35, No 4, pp. 656－700, 1980.
- 18) 古賀泰之，佐々木康，小笠原久，館山悟：土構造物の地震時応答解析プログラム：SADAP，土木技術

資料, Vol.25, No 3, 1983.

- 19) Seed, H. B. : Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, ASCE, Vol.105, GT2, pp. 201 ~ 255, 1979.
- 20) 吉見吉昭：砂地盤の液状化, 技報堂, 1980.
- 21) 土質工学会：土質調査法
- 22) 日本建築学会：建築基礎構造設計基準・同解説, 1974.
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1980.
- 24) 石原研而：土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.
- 25) 日本道路協会：共同溝設計指針, pp.64--68, 1986.
- 26) 大友敬三, 当麻純一, 岩楯敬広：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.
- 27) Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S. and Makihara, Y. : Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand by a Cooperative Test Program, Soils and Foundations, Vol. 26, No 3, pp.117-128, 1986.
- 28) 吉田昭治：浸透水力について, 土質工学会論文報告集, Vol.14, No 1, pp.89-94, 1974.

付 録

付録 1. 過剰間隙水圧の発生量の算定法

1.1 基本式

非排水条件で、一定振幅のせん断応力が土要素に繰り返し作用したときの過剰間隙水圧の発生特性として、De Alba ら⁷⁾の提案した次式（（2.1）式の再掲）を用いる。

$$\frac{u_g}{\sigma_{v0}'} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_l} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad \text{..... (付 1.1)}$$

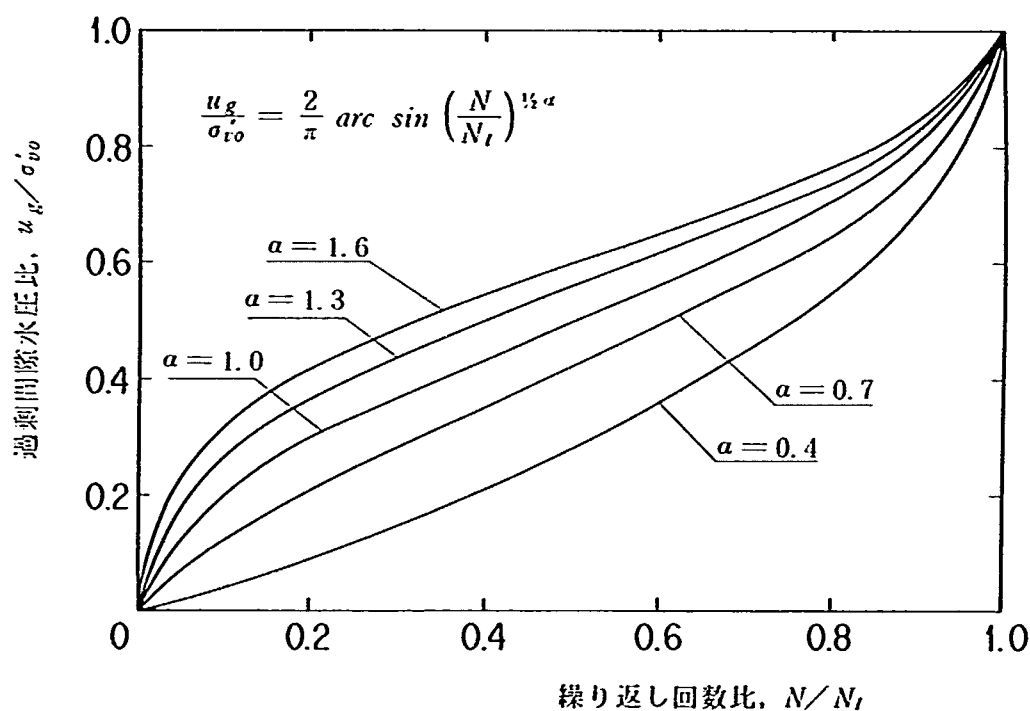
ここに、 u_g : 繰り返しせん断により発生する過剰間隙水圧

σ_{v0}' : 初期有効鉛直応力、

N : 繰り返し回数、

N_l : 液状化（ $u_g = \sigma_{v0}'$ ）が生じるまでの繰り返し回数

α : 材料定数（付図 1.1 参照）



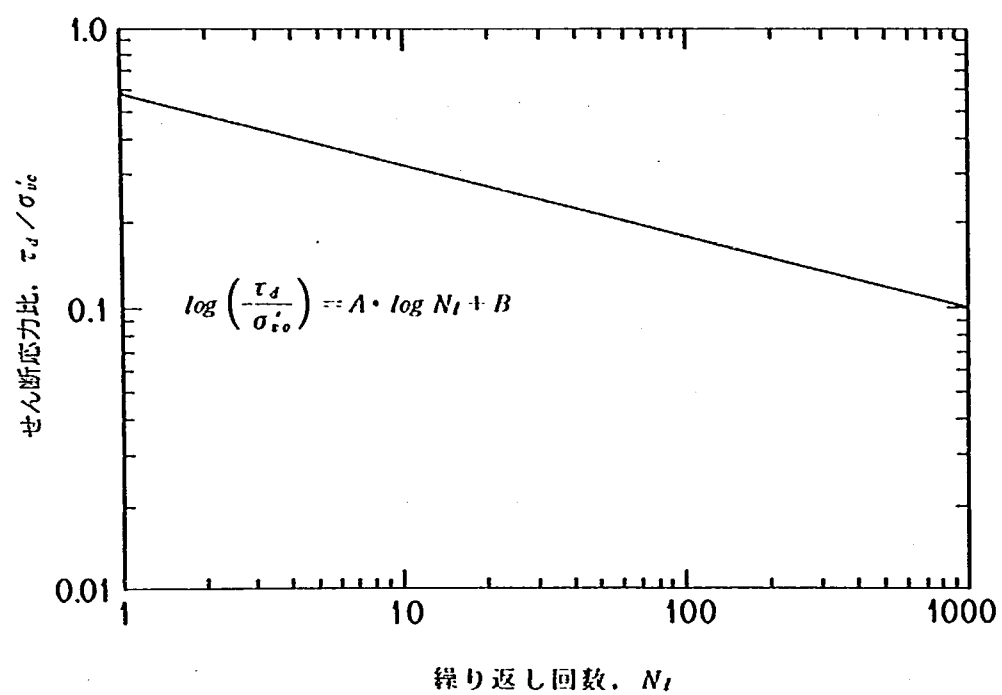
付図 1.1 過剰間隙水圧の発生特性

N_l は、せん断応力の振幅の関数である。ここでは、両者の関係を次式（（4.5）式の再掲）で表す。
（付図 1.2 参照）

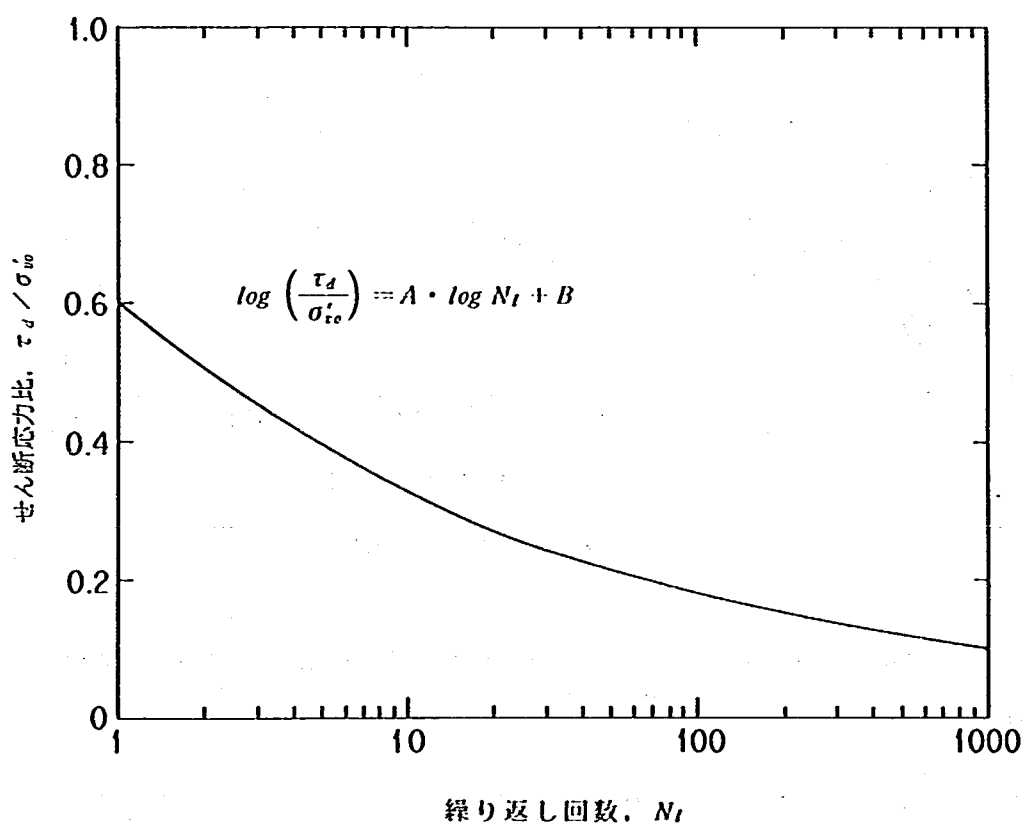
$$\log \left(\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'} \right) = A \cdot \log N_l + B \quad \text{..... (付 1.2)}$$

ここに、 τ_d : 繰り返しせん断応力の振幅

A, B : 液状化強度定数



(1) 両対数目盛の場合



(2) 片対数目盛の場合

付図 1.2 液状化強度曲線

1.2 応力振幅の不規則性の考慮

本研究では、基盤への入力加速度の波形として一定振幅の正弦波を用いているが、地盤内に生じる繰返しせん断応力は、応答の非線形性のために必ずしも一定振幅とはならない。ここでは、累積損傷度理論の考え方を応用し、非排水条件下で振幅の不規則性を以下のように考慮する。

一定振幅 τ_d のせん断応力が繰返し作用したときの繰返し回数比 r_N を次式で定義する。 N_i は(付1.2)式より求める。

$$r_N \equiv \frac{N}{N_i} \quad \dots\dots\dots (付1.3)$$

過剰間隙水圧は、せん断応力波形の反転(図4.13参照)が生じるたびに、段階的に発生するものとする。せん断応力波形の反転が生じると繰返し回数が0.5回増えるので、このときの r_N の増分 Δr_N は次式で表される。

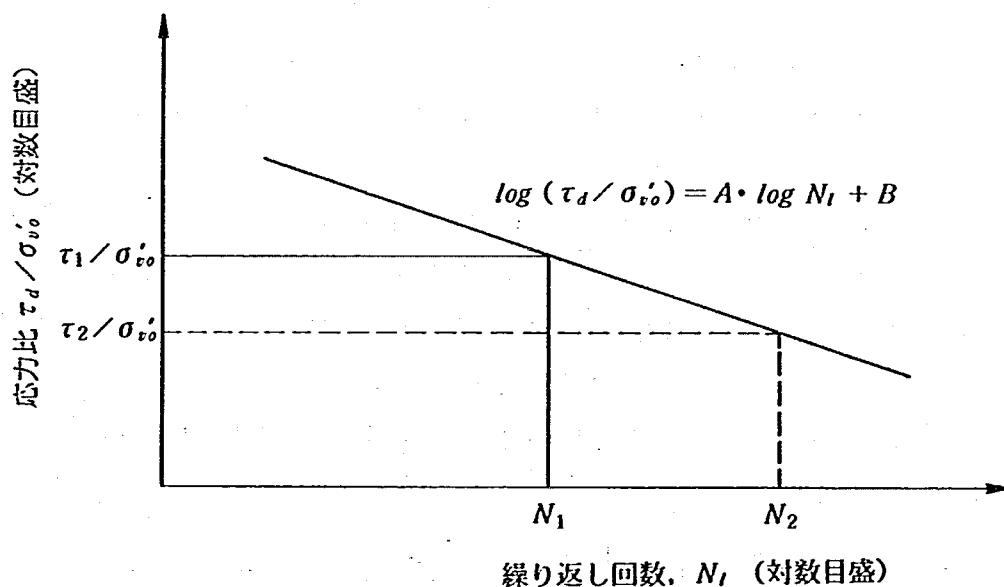
$$\Delta r_N = r_{N+0.5} - r_N = \frac{N+0.5}{N_i} - \frac{N}{N_i} = \frac{0.5}{N_i} \quad \dots\dots\dots (付1.4)$$

振幅が不規則な場合は、 i 回目のせん断応力波形の反転が生じたときのせん断応力の振幅を τ_i とすると、これに対応する r_N の増分 Δr_{Ni} を(付1.2)式、(付1.4)式を参考にして次のように求める。(付1.5)式は、(4.13)式で一致する。

$$\log \left(\frac{\tau_i}{\sigma'_{v0}} \right) = A \cdot \log N_i + B \quad \dots\dots\dots (付1.5)$$

$$\Delta r_{Ni} = \frac{0.5}{N_i} \quad \dots\dots\dots (付1.6)$$

ここに、 N_i : 振幅 τ_i のせん断応力が繰返し作用したときの液状化までの繰返し回数(付図1.3参照)



付図1.3 液状化強度曲線上での N_i

この場合の過剰間隙水圧の発生量は、次式による $\tilde{r}_N$ を(付1.3)式の r_N の代わりに用いることにより求められるものとする。

$$\tilde{r}_N = \sum_i \Delta r_{Ni} = \sum_i \frac{0.5}{Ni} \quad \text{..... (付1.7)}$$

$\tilde{r}_N$ と u_g/σ_{v0}' の関係は、(付1.1)、(付1.3)式より次式で表される。

$$\frac{u_g}{\sigma_{v0}'} = \frac{2}{\pi} \arcsin(\tilde{r}_N)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad \text{..... (付1.8)}$$

$\tilde{r}_N$ を求める形に書き換えると次のようになる。

$$\begin{aligned} \sin\left(\frac{\pi \cdot u_g}{2 \sigma_{v0}'}\right) &= (\tilde{r}_N)^{\frac{1}{2}\alpha} \\ \tilde{r}_N &= \left[\sin\left(\frac{\pi \cdot u_g}{2 \cdot \sigma_{v0}'}\right) \right]^{2\alpha} \\ &= \left[\sin^2\left(\frac{\pi \cdot u_g}{2 \cdot \sigma_{v0}'}\right) \right]^\alpha \\ &= \left[\frac{1 - \cos\left(\frac{\pi \cdot u_g}{\sigma_{v0}'}\right)}{2} \right]^\alpha \\ &= \left[\frac{1 + \sin\left(\frac{\pi \cdot u_g}{\sigma_{v0}'} - \frac{1}{2}\pi\right)}{2} \right]^\alpha \\ &= \left[\frac{1}{2} \left\{ \sin \pi \left(\frac{u_g}{\sigma_{v0}'} - \frac{1}{2} \right) + 1 \right\} \right]^\alpha \quad \text{..... (付1.9)} \end{aligned}$$

1.3 排水条件の考慮

地震時に地盤内で過剰間隙水圧が生じるときには、繰返しせん断による過剰間隙水圧の発生と同時に、過剰間隙水圧の高い部分から低い部分への伝播も生じていることを考慮する必要がある。地盤のある部分に生じる過剰間隙水圧は、その部分だけを取り出して非排水条件下で計算した値よりも、大きくなる場合も小さくなる場合もある。

本研究では、浸透解析をいくつかの時間ステップに区切って行っている(表4.6参照)。各時間ステップごとに、1つ前のステップの結果を用いて要素ごとの過剰間隙水圧のステップ内での発生量 Δu を求め、次に伝播量の計算を行うことにより、過剰間隙水圧の発生と伝播が同時に生じる状態を近似的に再現している。

1.2で設けた仮定により、 Δu はせん断応力波形の反転が生じた時間ステップにおいてのみ発生する。その1つ前のステップの結果として得られた過剰間隙水圧 u に対応する繰返し回数比 $\tilde{r}_N'$ は、(付1.9)式より次式で求められる。

$$\tilde{r}_N' = \left[\frac{1}{2} \left\{ \sin \pi \left(\frac{u}{\sigma_{v0}'} - \frac{1}{2} \right) + 1 \right\} \right]^\alpha \quad \text{..... (付1.10)}$$

せん断応力の振幅を τ_i とすると、反転後の繰返し回数比 $\tilde{r}_N$ は、(付1.7)、(付1.10)式より次式とな

る。これは (4.14) 式と一致する。

$$\begin{aligned}\tilde{r}_N &= \tilde{r}_N' + \Delta r_{Ni} \\ &= \left[\frac{1}{2} \left\{ \sin \pi \left(\frac{u}{\sigma_{v0}'} - \frac{1}{2} \right) + 1 \right\} \right]^\alpha + \frac{0.5}{Ni} \quad \dots\dots\dots (付 1.11)\end{aligned}$$

反転による過剰間隙水圧の発生量 Δu は、上記の $\tilde{r}_N$ と (付 1.8) 式より、次式で求められる。

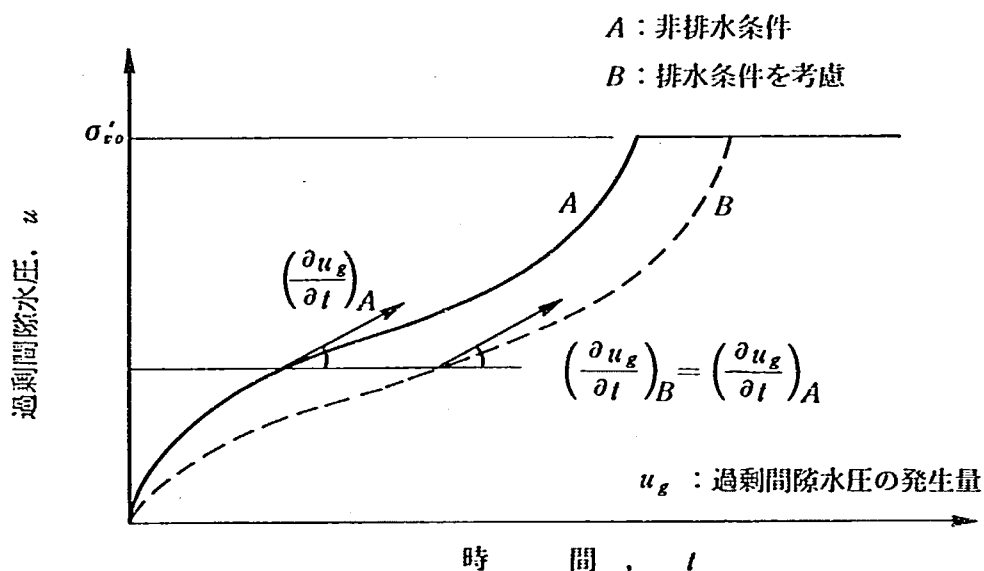
$$\frac{u + \Delta u}{\sigma_{v0}'} = \frac{2}{\pi} \arcsin (\tilde{r}_N)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad \dots\dots\dots (付 1.12)$$

この式の左辺を過剰間隙水圧比 r_u と定義すると、以下のような 2 式に分解できる。これらはそれぞれ (4.15) 式、(4.16) 式に一致する。

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin (\tilde{r}_N)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad \dots\dots\dots (付 1.13)$$

$$\Delta u = r_u \cdot \sigma_{v0}' - u \quad \dots\dots\dots (付 1.14)$$

このような方法で Δu の算定を行うことは、付図 1.4 に示すように、過剰間隙水圧の発生速度が、非排水状態で同じ過剰間隙水圧を持つ場合の発生速度と等しいと考えていることを意味する。

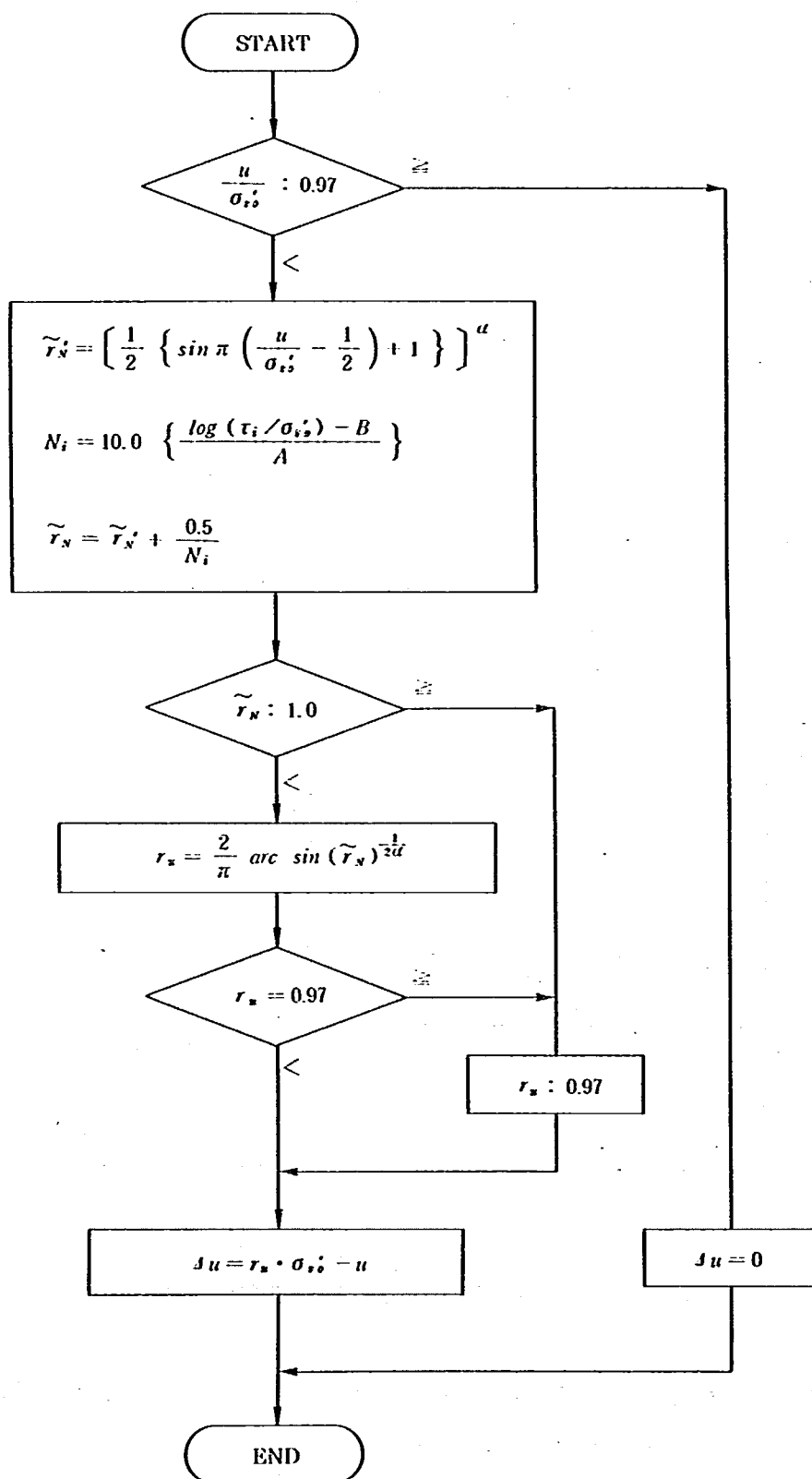


付図 1.4 排水条件を考慮したときの過剰間隙水圧の発生特性

さらに、計算の途中で過剰間隙水圧が初期有効上載圧よりも大きくなった場合には、次のような対処をして過剰間隙水圧の発生量に制限を設けた (付図 1.5 参照)。

- 1) (付 1.10) 式中で $u / \sigma_{v0}' \geq 0.97$ の場合には、完全に液状化しているものとして、そのステップでは過剰間隙水圧を発生させない。

2) (付 1.11) 式で $r_u \geq 1.0$ の場合、あるいは (付 1.13) 式で $r_u \geq 0.97$ の場合は、そのステップで液状化が生じたものとして、 $r_u = 0.97$ とする。



付図 1.5 過剰間隙水圧の発生量の算定フロー図

付録 2. 浸透水力の考え方

2.1 浸透水力の意味

水が土中を浸透するとき、土粒子がその浸透水によって浸透方向に受ける力が浸透水力である。これは、浸透水が土粒子の間隙を移動する際に土粒子から受ける抵抗力の反作用²⁸⁾として考えることができる。

2.2 浸透水力の定式化

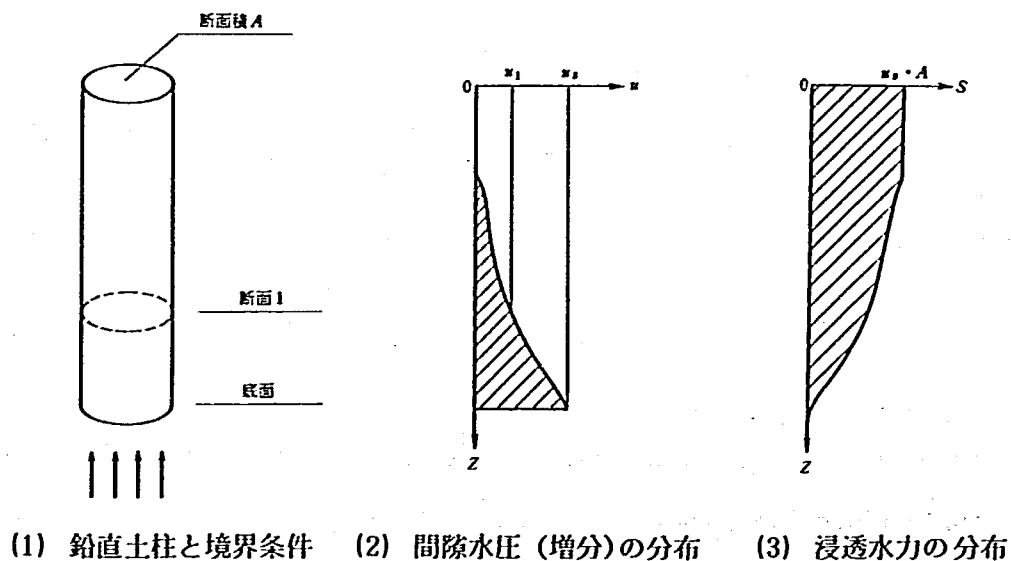
例えば、付図 2.1 (1) のような鉛直土柱の底面にある水圧 u_B が突然作用した場合を考える。底面で有効応力が変化せず、土柱が動かないものとする、力の増分に関するつり合いより、土柱のどの断面にも u_B と同じ大きさの応力が新しく生じるはずである。 u_B によって生じる間隙水圧が付図 2.1 (2) のような分布のときは、断面 1 では、新しく生じる応力のうち u_1 が間隙水圧の増分として、残りの $(u_B - u_1)$ が有効応力の増分として生じることになる。後者の合力が土粒子によって上方へ伝えられる力であり、その断面での浸透水力となる。すなわち、浸透水力 S は次式で表される。これより、浸透水力の分布は付図 2.1 (3) のようになる。

$$S = (u_B - u_1) \times A \quad \text{..... (付 2.1)}$$

ここに、 A : 土柱の断面積

間隙水圧の鉛直方向の分布を $u(z)$ として表すると、微小区間 dz で生じる浸透水力 ds は次式で表されることになる。これを積分した形で表したのが、(4.19) 式である。

$$\begin{aligned} ds &= \{ u(z + dz) - u(z) \} A \\ &= \frac{du}{dz} \cdot dz \cdot A \quad \text{..... (付 2.2)} \end{aligned}$$



付図 2.1 浸透水力の説明図

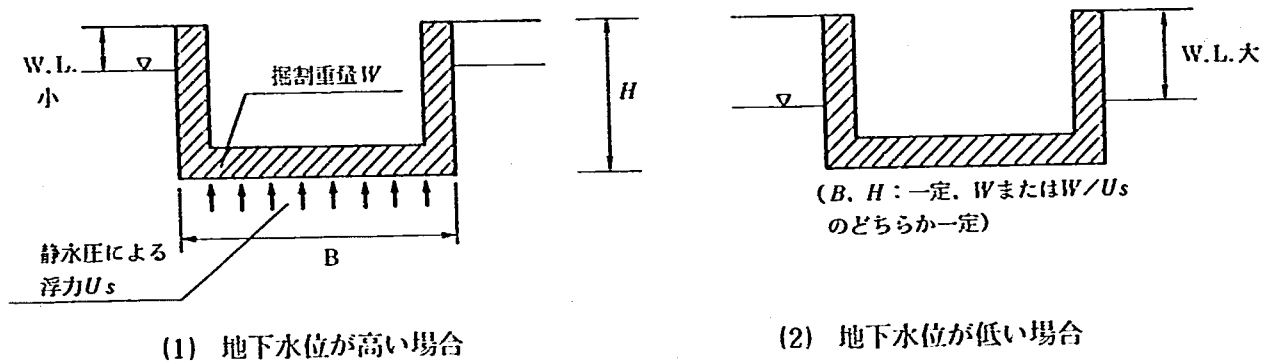
付録 3. 地下水位が変化した場合の影響

3.1 前提条件

ここでは、掘割道路の寸法と重量が同じ条件のときに、地下水位の変動が常時、地震時の浮上がり安全率に及ぼす影響について予備的な検討を行った。

そのための前提条件として、以下の条件を用いた。

- 1) 掘割道路の寸法 (B , H) は一定。掘割道路の自重 (W) または見かけの比重 (W/U_s) のどちらかを合わせる (付図 3.1 参照)。
- 2) 浮上がり安全率 Fu を計算する際に、掘割道路側壁の摩擦抵抗 Q を無視する。 ($Q=0$ とする。)
- 3) 地盤が完全に液状化した場合に、掘割道路の底面と同深度の水平地盤部で発生した過剰間隙水圧がそのまま作用する。 ($F=0$ とする。)



付図 3.1 地下水位の影響を調べたモデル

3.2 常時の浮上がり安全率

$Q=0$ としたときの常時 ($U_d + F=0$) の浮上がり安全率は、(4.15) 式、(4.23) 式より次式となる。

$$Fu = \frac{W}{U_s} = \frac{W}{r_w \cdot B (H - W.L.)} \quad \text{..... (付 3.1)}$$

W が一定の場合には、地下水位 $W.L.$ が大きいほうが、 Fu は大きくなる。すなわち、地下水位の低下したときのほうが常時の浮上がり安全率は大きい。

W/U_s を一定とした場合には、定義上当然のことながら、 $Q=0$ としたときの常時の浮上がり安全率は一定となる。

3.3 地震時の浮上がり安全率

地盤が完全に液状化した場合に、掘割道路の底面と同深度の水平地盤部で発生する過剰間隙水圧 u は、掘割道路の影響を無視すれば次式で表される。

$$u = r_t \cdot W.L. + (r_{sat} - r_w) (H - W.L.) \quad \text{..... (付 3.2)}$$

ここに、 r_t : 地下水位より上の地盤の単位体積重量

r_{sat} : 地下水位より下の地盤の飽和単位体積重量

$F=0$ として、(付3.2)式の過剰間隙水圧が掘削道路の底面に作用するとしたときの浮上がり安全率は次式で表される。

$$\begin{aligned} Fu &= \frac{W}{r_w \cdot B(H-W.L.) + B \cdot u} \\ &= \frac{W}{r_t \cdot B \cdot W.L. + r_{sat} \cdot B \cdot (H-W.L.)} \\ &= \frac{W}{r_{sat} \cdot B \cdot H - (r_{sat} - r_t) \cdot B \cdot W.L.} \quad \dots\dots\dots (付3.3) \end{aligned}$$

$r_{sat} > r_t$ なので、 W が一定の場合には $W.L.$ の大きいほうが Fu は大きくなり、常時の浮上がり安全率の傾向と一致する。しかし、一般に r_{sat} と r_t の差は小さいために、地下水位の影響は常時よりも小さい。特に、本研究では便宜的に $r_{sat} = r_t$ としている(4.3.2項参照)ために、上式による Fu は地下水位の影響を受けないことになる。

(4.23)式による U_s を用いて(付3.3)式を書き換えると、次式が得られる。

$$\begin{aligned} Fu &= \frac{W}{r_w \cdot B \cdot (H-W.L.)} \cdot \frac{r_w \cdot B \cdot (H-W.L.)}{r_t \cdot B \cdot W.L. + r_{sat} \cdot B \cdot (H-W.L.)} \\ &= \frac{W}{U_s} \cdot \frac{r_w}{r_t \cdot \frac{W.L.}{H-W.L.} + r_{sat}} \quad \dots\dots\dots (付3.4) \end{aligned}$$

W/U_s を一定とした場合には、 $W.L.$ の大きいほうが右辺第2項の分母が大きくなって、 Fu が小さくなる。

ただし、ここでは地盤が完全に液状化した場合の浮上がり安全率の比較を行っており、液状化のしやすさは考慮していないことに留意する必要がある。

掘削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

ISSN 0386-5878
土研資料 第2741号
平成元年3月 (1989)

古賀 泰之, 古関 潤一
谷口 栄一, 森下 義

要 旨 掘削道路周辺地盤の液状化対策として砕石ドレーンを用いた場合の効果に
関して、実物大モデルを対象とした解析を行った。解析は、有限要素法を用いた静的
応力解析・動的応答解析・浸透解析により地震時に発生する過剰間隙水圧を求め、浮
上がり安全率を算定する方法により行った。

その結果、実物大レベルでの砕石ドレーンの効果を確認した。特に、砕石ドレーン
のバイル部を掘削道路の下方および側方の地盤に設置すると効果が大きいことがわか
った。また、地震動が大きくなるほど、地盤の液状化強度が小さくなるほど砕石ドレ
ーの相対的な効果は小さくなった。地下水位と透水係数の影響、掘削道路の大きさ
の影響についても検討を行った。

キーワード：掘削道路, 砂地盤, 耐震対策, 砕石ドレーン, 数値解析

郵便はがき

郵便切手
は
つ
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
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2741号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印