

土 木 研 究 所 資 料

盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する 実験的研究報告書(第1報)

昭和63年2月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

Copyright ©(1988)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。

盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する 実験的研究報告書(第1報)

動土質研究室 室 長 古 賀 泰 之
主任研究員 松 尾 修
唐 澤 安 秋
部外研究員 武 藤 正 人

要 旨

盛土・斜面の地震時安定性解析法として用いられている震度法によるすべり面安定解析法に用いる震度および土の動的強度を合理化するために、被災事例の解析および模型振動台実験とその解析を行った。

暫定的結論として、累積損傷度理論による等価震度の算定ならびに累積ひずみによる土の全応力強度を用いるのが妥当であることが導かれた。

キーワード：盛土，斜面，安定解析，震度法，耐震設計，模型実験

ま え が き

本報告書は下記の7章から構成されている。各章の概要は以下のとおりである。

第1章 研究目的及び研究方法

盛土・斜面の簡易耐震解析法としての震度法すべり面安定解析法を適用するにあたっての合理化をはかるという本研究の目的及び関連研究との位置づけ、研究の方法論について述べている。

第2章 地震による盛土・斜面の破壊と解析法の現状

地震による盛土・斜面の破壊現象を、安定解析に適用する観点から、地震中の破壊と地震後の破壊とに分類している。次いで、安定解析法が簡易耐震設計法として満たすべき要件に、震度の取り方、強度の取り方、計算式、結果の評価法があることを述べ、それぞれについて、方法の現状及び若干の考察を述べている。

第3章 被災盛土の事例解析

日本海中部地震において被災を受けた河川堤防について、現時点で考えられる方法に基くすべり面安定解析を実施した結果と被災実態の比較から、地震時の安定問題に対しては、現在まで多く用いられている過剰間げき水圧を考慮した有効応力強度よりも、発生ひずみに注目した全応力強度の方が合理的であることを示している。

第4章 液状化性地盤上の盛土の模型振動実験

第3章で述べた被災盛土条件に類似した飽和砂地盤上の盛土の中型模型振動実験を行った結果について述べている。実験における主たる着眼点は、振動加速度の波形により盛土の被災度がどのように変化するかということと、個々の振動加速度波形に対して現象と矛盾しないような安定計算に用いる震度をどのように定めるかという法則を見出すことである。

実験結果から、規則波では周期が長いほど、不規則波では衝撃型よりも振動型の方が沈下量大きいことが示されている。

第5章 模型振動実験結果に対する考察

模型振動実験に見られた加振波形による沈下量の違いを説明し得る法則を見出すことと、実験結果とよく対応する安定計算に用いる震度と強度のとり方の考察、さらに加振波形から震度を求める方法の考察を行っている。

理論的方法として、観測された応答加速度及至はそれを近似する加振加速度に対して、地盤砂の材料特性（疲労曲線）を媒介として累積損傷度理論を適用して等価震度又は等価せん断応力に換算するという方法をとった場合、3種類の振動数の異なる規則波加振に対しては結果の相互の違いは良好に説明されるが、波形特性の異なる不規則波加振に対しては結果の比較は必ずしも十分ではなく、今後検討の余地があることが示されている。

第6章 盛土・斜面の簡易耐震設計法の骨格について

第2～5章の成果を踏まえて、盛土・斜面の合理的な簡易耐震設計法の骨格を述べている。

第7章 まとめ

全体にわたって、主な知見を要約している。

目 次

1. 研究目的及び研究方法	1
2. 地震による盛土・斜面の破壊と解析法の現状	3
2-1 地震による盛土・斜面の破壊	3
2-2 地震による盛土・斜面の安定解析法	4
2-3 すべり面解析法による地震時安定解析	4
2-3-1 安全率計算式	4
(1) 震度法	4
(2) 安全率計算式の意義	6
(3) 種々の安全率計算式	6
2-3-2 震 度	8
2-3-3 強 度	13
2-3-4 震度と強度の組合せ	17
2-3-5 安全率の評価	20
2-4 有限要素法による地震時安定解析	21
3. 被災盛土の事例解析	23
3-1 目 的	23
3-2 被災盛土の事例	23
3-2-1 解析対象箇所の被害の概要	23
(1) 八郎潟干拓堤防	23
(2) 岩木川堤防	24
3-2-2 解析対象箇所の基礎地盤土質性状	24
(1) 八郎潟干拓堤防	24
(2) 岩木川堤防	30
3-2-3 解析のための震度の決定	32
(1) 八郎潟干拓堤防	35
(2) 岩木川堤防	35
3-2-4 安定解析法（安定計算式と解析に用いた強度）	35
(1) 八郎潟干拓堤防	46
(2) 岩木川堤防	48
3-2-5 計算結果と考察	50
(1) 八郎潟干拓堤防	50
(2) 岩木川堤防	50
(3) 安定計算に用いる強度のまとめ	54

3-3	まとめ	56
4.	液状化性地盤上の盛土の模型振動実験	57
4-1	目的	57
4-2	実験方法	57
4-2-1	実験装置	57
(1)	振動台	57
(2)	土槽	58
(3)	サンドホッパー	58
4-2-2	実験模型	59
4-2-3	実験方法、実験条件	61
(1)	共振実験	61
(2)	強振実験	61
4-2-4	計測	65
4-3	実験結果	67
4-3-1	共振実験結果	67
4-3-2	強振実験結果	67
(1)	盛土の沈下被害の概要	67
(2)	時刻歴	72
(3)	最大加速度分布	79
(4)	過剰間隙水圧分布	79
(5)	模型の変形	79
(6)	せん断ひずみ	82
(7)	せん断応力	85
(8)	応力とひずみ関係	85
(9)	有効応力経路	85
(10)	加速度～盛土天端沈下量関係	89
4-4	実験結果のまとめ	89
5.	模型振動実験結果に対する考察	91
5-1	模型地盤の動的強度の推定	91
5-2	盛土被害に対する加振波形の影響の考察	95
5-2-1	不規則波形の等価化の方法	95
5-2-2	模型盛土の被害の累積損傷度理論による説明	96
5-3	模型振動実験に適用したすべり面安定解析	98
5-3-1	すべり面安定解析の目的	98
5-3-2	すべり面安定計算に適用する振動実験時の模型挙動の取扱い	99

5—3—3	動的安定計算Ⅰ(模型の剛体振動を仮定し、全応力強度を用いた場合、規則波加振) …	101
(1)	計算方法及び計算モデル ……………	101
(2)	計算結果(安定計算Ⅰ) ……………	103
5—3—4	動的安定計算Ⅱ(模型剛体挙動を仮定し、有効応力強度を用いた場合、規則波加振) …	105
(1)	計算方法及び計算モデル ……………	105
(2)	計算結果(安定計算Ⅱ) ……………	106
5—3—5	動的安定計算Ⅲ(模型の実測応答及び全応力強度を用いた場合、規則波加振及び不規則波加振) ……………	108
(1)	計算方法及び計算モデル ……………	108
(2)	計算結果(安定計算Ⅲ) ……………	108
5—3—6	動的安定計算Ⅳ(模型の実測応答及び有効応力強度を用いた場合、ケース 1—4 (規則波加振) ……………	110
(1)	計算方法及び計算モデル ……………	110
(2)	計算結果(安定計算Ⅳ) ……………	110
(3)	有効応力法の適用性の考察 ……………	113
5—3—7	すべり面安定解析のまとめ ……………	113
5—4	等価震度について ……………	114
(1)	等価化の原理 ……………	114
(2)	等価化係数の考察 ……………	115
(3)	等価化係数の算定と考察 ……………	117
(4)	まとめ ……………	122
5—5	実験結果及びその解析のまとめ ……………	122
6.	盛土・斜面の簡易耐震設計法の骨格について ……………	124
7.	あとがき ……………	125

1. 研究目的及び研究方法

本研究は、河川堤防や道路盛土のような各種盛土さらには斜面が地震時に安定であるように設計するために用いられる簡易かつ合理的な耐震解析法を作成することを目標としている。盛土の耐震計算法としては、古くからすべり面安定計算法と震度法とを組合せた方法が、さらに近年においては有限要素法による地震応答解析法が用いられている。本研究では、その簡易さの面から、前者の方法である震度法を用いたすべり面安定解析法を主体に取上げ、その適用にあたっての合理化をはかることを目的とする。

なお、本研究は、当研究室における研究課題の中でも最も基本的なものの一つで、他の研究との係り方、本報告書が扱う本研究中の内容等は図 1.1 に示すとおりである。

本研究はまだ完結したものではないが、概略以下のような方法にしたがって、研究を進めている。

- ① 安定計算法等、関連する既往の研究の現状及び問題点を把握する。
- ② 現実の盛土の被災例について、既往の知見に基づいて安定解析を行い、特に安定解析に用いる合理的な土の動的強度を検討する。
- ③ 室内模型振動実験により、加振動の特性が盛土の安定にどのように影響するかを調べると同時に、②で推定した合理的な土の動的強度について追証を行う。
- ④ ③のために、土の動的強度特性をまず取扱いの容易な繰返し三軸試験により、次いで取扱いは複雑ではあるが、水平地震動を受ける地盤・盛土中の土の挙動をより正確にシミュレーションできると考えられる繰返しねじりせん断試験により調べる。
- ⑤ ①～④の成果をまとめて、盛土・斜面の合理的な動的安定解析法——簡易耐震設計法の骨格を作成する。

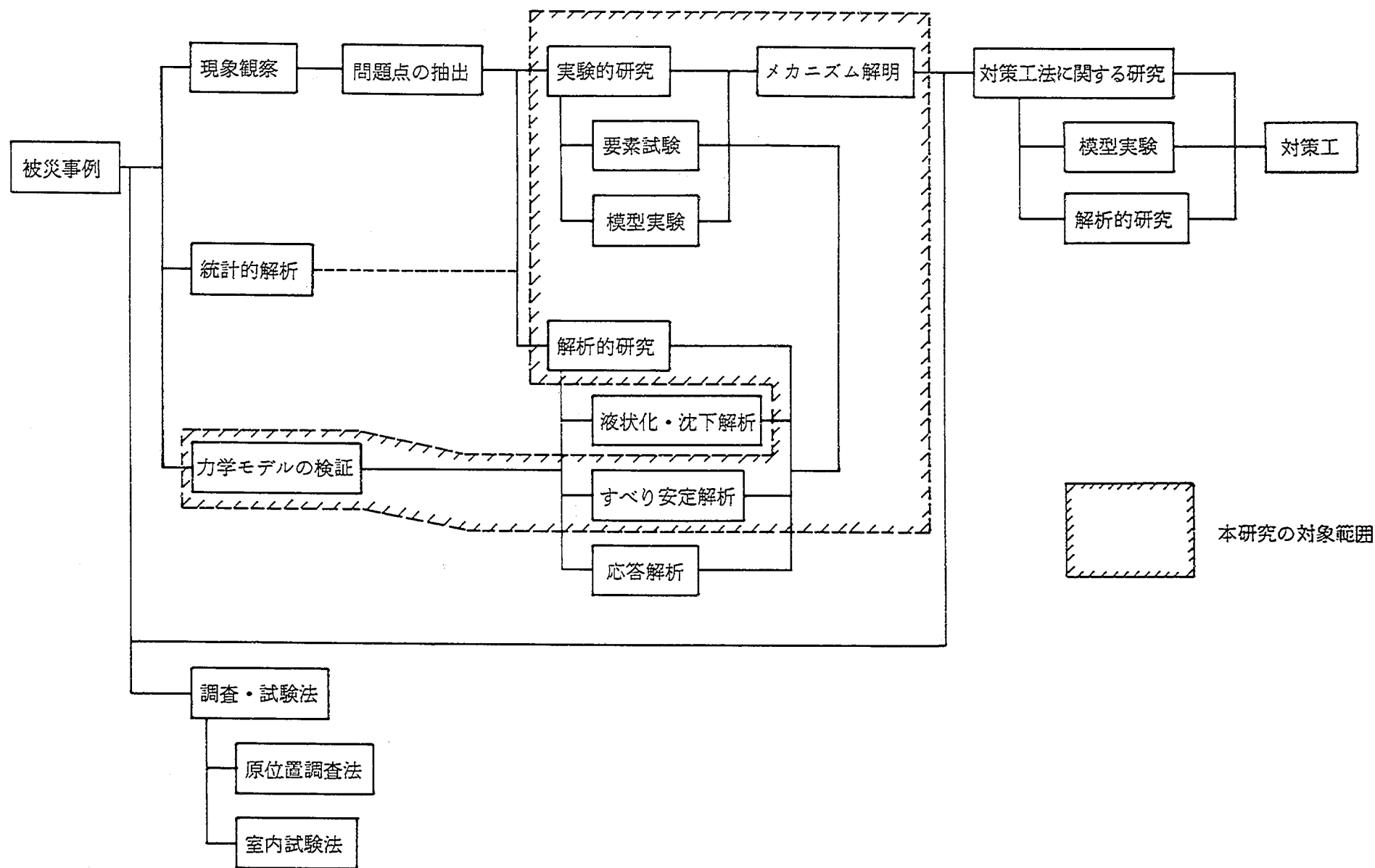


図 1.1 本研究の内容と位置づけ

2. 地震による盛土・斜面の破壊と解析法の現状

2-1 地震による盛土・斜面の破壊

降雨や浸透水等と並んで、地震は斜面やのり面（盛土や切土のような人工的に作られた斜面を言う）に崩壊を生じる大きな原因である。我国においては、地震後に斜面やのり面の変状・崩壊を多く見ることがある。地震とこのような崩壊現象の関係は様々な観点から考察することができるが、地震動と崩壊の生じた時期の関連から見ると、次のような場合がある。

- (1) 地震動中に崩壊が生ずる。
- (2) 地震動が終了した後、比較的短い時間内に崩壊が生ずる。
- (3) 地震動の後、長期間後に崩壊が生ずる。

(1)は、最も普通に地震による崩壊と呼ばれるものであり、最も多く生ずる。

(2)と(3)の時間スケールは厳密に区別することは難しいが、概念的には次のようである。

(2)の場合は地震動が納まり、すなわち荷重が地震前の状態に戻ったにもかかわらず、又、降雨等の外的条件の変化がないにもかかわらず、しばらくの後に崩壊が生ずるものである。このような例は、余り多くはないが、例えば、1971年サンフェルナンド地震時の下部サンフェルナンドダム¹⁾、1978年伊豆大島近海地震時の持越鉱山の第2鉱滓ダム²⁾、1939年男鹿地震時の多くの堰堤³⁾等の例が有名である。さらに、1983年日本海中部地震時の次のような例もある。この地震のときに、国道7号能代南バイパスの道路盛土において地震直後に特に支障なく通過した自動車が、約30分後に引返して来たときには、盛土の路面や本体に亀裂・陥没等の壊滅的な変状が生じていて通行不能となっていたと言われる例⁴⁾がある。この場合の崩壊メカニズムとしては、地震後に盛土及び地盤の抵抗強度が時間とともに減少することが必須であり、この場合には、地震動中に砂地盤中に発生した過剰間げき水圧の分布が時間の経過とともに変化した結果、全体としてより安定度の低い状態に至って崩壊が生じたものと考えられる。このような例も、広義には地震による崩壊例と呼ぶことができる。

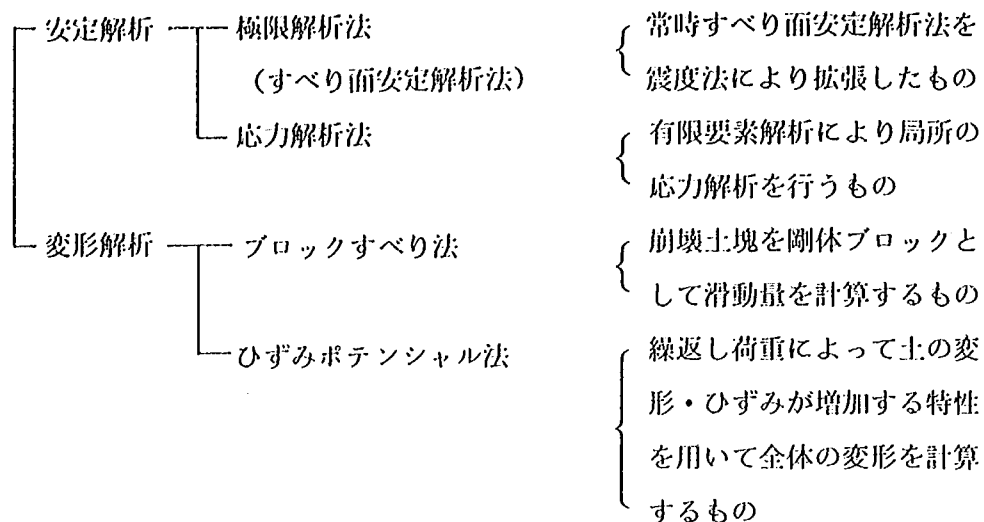
(3)の場合は、(2)よりも時間スケールが長く、地震によって比較的軽微な変状（亀裂等）を受けた斜面が、その後の降雨等によって多くの崩壊を生ずるようなものである。このような例として、1978年1月の伊豆大島近海地震の後地震後最初にまとまった降水量のあった3月の2回の降雨による斜面崩壊は、例年に比べ著しかったことが報告されている⁵⁾。このような例は、地震が誘因となってはいるが、通常、地震による崩壊とは見なされない。

したがって、上記の(1)及び(2)の場合が、地震による崩壊と言えるであろう。これらを区別すると、(1)は地震中の崩壊、(2)は地震後の崩壊とすることができる。

のように分ける意味は、後述するように、安定解析に用いる荷重や土の強度が異なったものとなることにある。本報告では、主として、(1)について述べる。(2)の場合は、安定計算法は基本的には常時のものと変らないと考えられるが、地震後の強度の考え方については、2-3-3で触れる。

2-2 地震による盛土・斜面の安定解析法

盛土・斜面の安定解析法は、狭義には極限平衡法に基づくすべり面安定解析法のことを言うが、盛土・斜面の地震時の安定性を検討するという意味での広義の安定解析法には、以下のようなものがある。



安定解析の両方法は、常時安定解析にも用いられるが、変形解析は、地震時に特有の方法である。なぜならば、地震動によって斜面に作用する荷重は、常時に作用する重力とは異なり、時間とともに大きさ・方向を複雑に変動させるものである。したがって、それによって生ずる変形は、一挙に崩壊に至るものではなく、地震動中に複雑に変化するものであるから、地震によって最終的に生ずる変形量を予測することは、全体として斜面の安定性を判断する上で重要な指標となる。

上述した諸方法については、後に概略の説明をする。

2-3 すべり面解析法による地震時安定解析

2-3-1 安全率計算式

(1) 震度法

すべり面解析法における安全率解析式の基礎は、既に常時の安定計算法として一応確立している。これは、言うまでもなく、対象とする斜面を安定した地山と滑動する土塊の部分とに分け、この滑動する土塊に作用する力のつりあいから安全率を求めるものであり、このときに土塊に作用する主な荷重は重力に起因する自重である。

次に2-1で述べた地震中の崩壊を考える。地震時には地震動が斜面下方から伝播して来ることにより斜面が振動する。この場合にも、すべり面解析法により安全率計算をするためには、常時の場合と同じく、安定した地山と滑動する土塊とに分けて考える。この様子を簡易に把握するために、図2.1のように、安定な地山に相当する振動台部分と滑動し得る土塊に相当する質量 m のブロックとのモデルに置き換える。このとき振動台とブロックの間には土塊のせん断抵抗に相当する限界摩擦力 F_c が存在する。振動台部分が加速度 α の運動をするとき、ブロックは振動台からの作用力を受けて運動をする。ブロックに作用する力は振動台との間の摩擦力でそれには上限値 F_c があるから、ブロックには F_c 以上

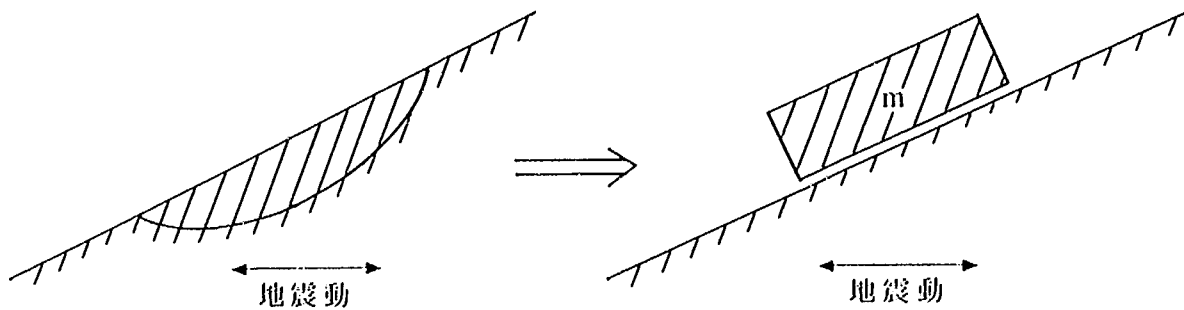


図 2.1 すべり土塊のモデル

の力は作用し得ず、したがって $|\alpha_b| = F_c / m$ より大きい加速度も生じ得ない。また、加速度運動を静的な力のつりあい式に置き換えるダランベールの式から、土塊が α_b の加速度運動をするときには、土塊に $-m\alpha_b$ の力が作用するものとして考えると静的なつりあいにあると見ることができる。このことを用いてすべり土塊の安定計算を行うことができる。このような力を地震動による慣性力と呼ぶ。このような意味を持つすべり土塊の慣性力をその重量 W に対して kW と表わすとき、この k を震度と呼ぶ。地震動による影響をこのような慣性力又は震度を媒介とした静的な荷重に置き換える方法を一般に震度法と呼ぶが、地震時の斜面安定解析も通常この震度法によっている。この震度は、上述したようにすべり土塊に生ずる加速度 α_b から求まるものであるから、理くつの上では、地震動中に不規則に変動する加速度の値すべてについて震度が求まる。しかし、安全率計算の目的は、考えられる地震動に対して最も危険になると思われる状態での安全率の結果から、安定かどうかを判定することにあるから、時間的に変動する地震動を考慮した場合には、その時間変動の最大値、あるいはすべり土塊と安定地山の間の摩擦力に上限があることを考慮すれば力学的には生じ得ないかもしれない仮想の地震時慣性力を用いて計算をするのが通常である。大規模かつ重要な土構造物の場合には、このような安定計算に用いる震度を推定するにあたって、後述するような地震応答解析が行われることがある。ここで注意すべきことは通常行われる地震応答解析においては、土は安定解析を行う剛塑性体とは別の体系にモデル化され、すなわち端的にいうと弾性体のような破壊しえない材料として取扱われるため、力学的に本来生じ得る限界以上の慣性力を生ずる結果となることがある。

これらをまとめると、次のように言える。

- (i) すべり土塊と地山との間の力の伝達を厳密に考えると、土塊の慣性力はある上限を持ち、結果として安全率は 1 に近づくけれども 1 を下回ることはない。1 に近づいたときには安定の限界に近いことを意味する。これは通常的安全率評価法とは異なる。
- (ii) すべり土塊と地山の間の力の伝達は十分であるとすれば（これは事実ではないが）、慣性力あるいは震度は想定入力に応じて大きくなり得て、結果として安全率は 1 を下回り得る。これが、通常的安全率評価法である。

これらのことを図 2.2 に模式的に示す。

さらに、地震時安定解析を複雑にするのは、複雑に変動する地震動により生ずる土の変化が、静的一方方向に荷重の加わる場合とは大きく異なり、結果として安定計算に用いる強度も大きく異なることにある。

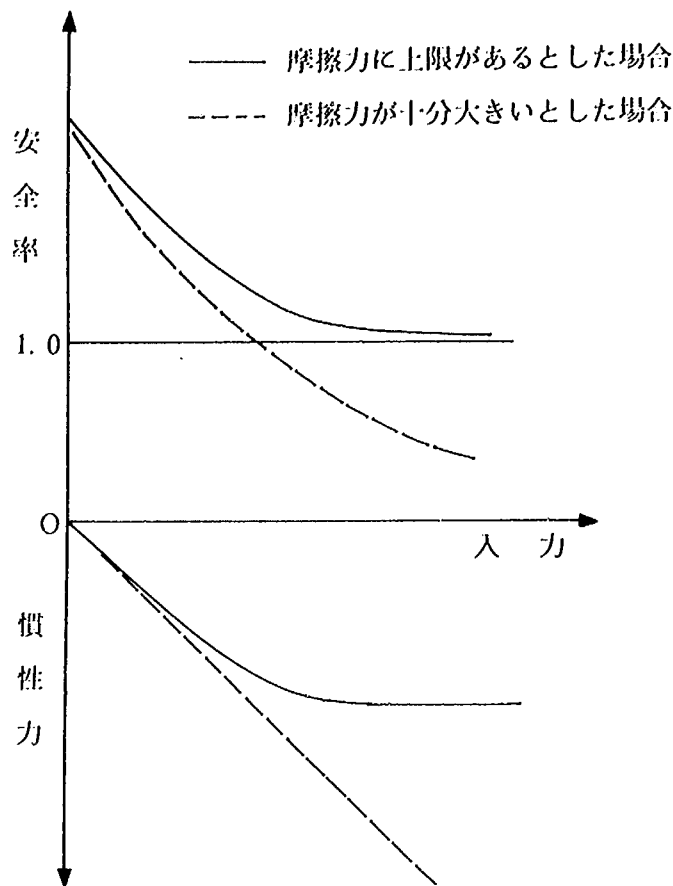


図 2.2 慣性力の考え方による安全率の違い

(2) 安全率計算式の意義

(1) で述べたように、地震動の影響を震度に置き換えて考慮すると、すべり面安定解析式は次のような関係式で表わされる。

$$F_s = f(W, \tau_f, k) \quad (2.1)$$

ここに、 F_s : 安全率 (評価基準)、 f : 安全率計算式、 W : 土の重量、 τ_f : 土のせん断強度、 k : 震度。

(2.1) 式の形から明らかになるように、安定解析における各構成要素は互に密接に関連しており、相互に依存したものである。したがって、合理的な安定解析法を追求する過程においても、これらの構成要素が相互依存していることを考慮して、全体として調和を保ったものとして合理的決定法を追求していく必要がある。しかし、現実には、これらの構成要素のすべてを同時に変量として扱うことは、研究の各段階においては、これらの構成要素のあるものは当面固定をして (例えば、安全率計算式を固定する) 他の構成要素の定め方に注目をするという方法を取り、次いでこのような方法を繰返してゆくという方法が適用しやすいと考えられる。本報告の第3章以降においても、そのような方法をとっている。

(3) 種々の安全率計算式

(2) で述べたように、地震時安定解析には、安全率計算式、震度、土の強度、安全率の評価基準とい

った構成要素があり、これらは相互に依存している。ここでは、土の強度、震度が与えられた場合に用いられる種々の安全率計算式を述べる。

地震動の効果を震度法により静的荷重に置換えてしまうと、種々の常時の斜面安定計算法を少し拡張することにより地震時安定計算法が導かれる。地震時慣性力、したがって、震度には水平及び鉛直成分があるが、これを水平力及び鉛直力として表わす。以下に、常時安定計算法のいくつかを地震時安定計算法に拡張したものを述べる。

常時の場合と同じく、複雑な斜面形状、土層構成などに対処するために分割法が用いられる。したがって、安全率式を誘導するためには、図 2.3 において各分割片に作用する力及びモーメントのつりあい式を立てる。又、すべり土塊全体についての力及びモーメントのつりあい式を立てる。すべり面の形状は、常時の場合と同じく、円弧とすることが多いが、一般的な曲線とすることもできる。この場合、各分割片底面におけるせん断力のせん断抵抗に対する動員度を $1 / F_s$ (F_s : 安全率) とし、かつ、この F_s がすべり面に沿って一様であるとする点は、常時の安全率計算の場合と同じである。

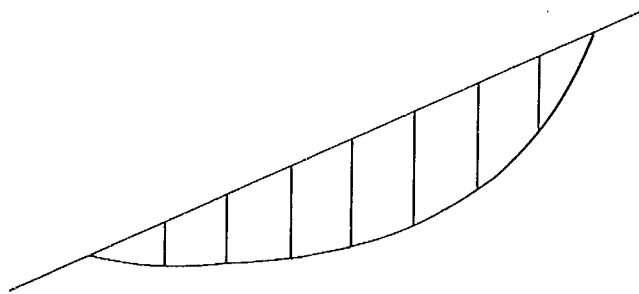


図 2.3 すべり土塊の分割

i) 円弧すべりの場合

a. 一般

$$F_s = \frac{\sum \tau_f l \cdot R}{\sum \{ (1 + k_v) W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y \}} \quad (2.2)$$

記号は図 2.4 参照。

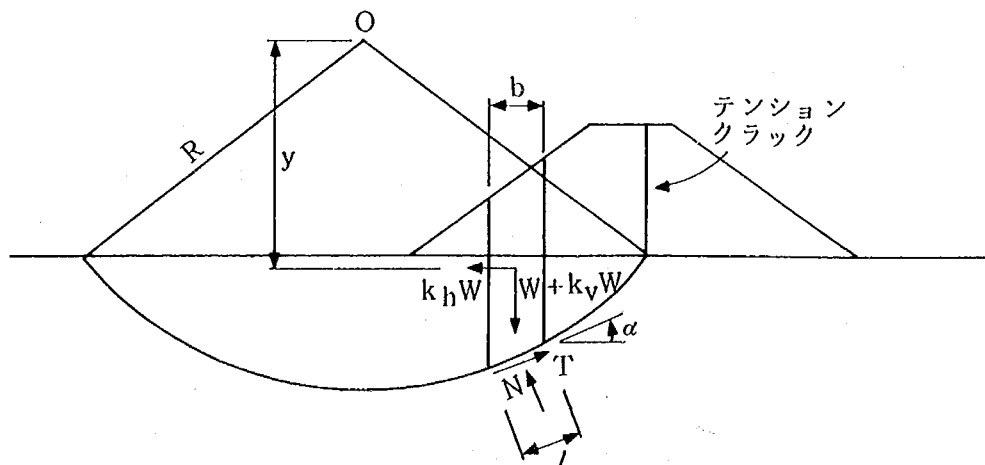


図 2.4 安全率計算式の記号

b. Fellenius 法

$$F_s = \frac{R \sum \{ c / + \{ (1 + k_v) W \cdot \cos \alpha - u / - k_h W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi \}}{\sum \{ (1 + k_v) W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y \}} \quad (2.3)$$

c. 修正 Fellenius 法

$$F_s = \frac{R \sum \{ c / + \{ ((1 + k_v) W - u b) \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha \} \tan \phi \}}{\sum \{ (1 + k_v) W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y \}} \quad (2.4)$$

d. 簡易 Bishop 法

$$F_s = \frac{1}{\sum \{ (1 + k_v) W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y \}} \times R \sum \left[\frac{c / + \{ (1 + k_v) W \cdot \sec \alpha - u / \} \tan \phi}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s}} \right] \quad (2.5)$$

ii) 非円弧すべりの場合

e. Janbu 法

$$F_s = \frac{1}{\sum k_h W + \sum (1 + k_v) W \cdot \tan \alpha} \times \sum \left[\frac{c / + \{ (1 + k_v) W \cdot \sec \alpha - u / \} \tan \phi}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s} \right)} \right] \quad (2.6)$$

2-3-2 震 度

2-3-1 (1)で述べたように、震度はすべり土塊に作用する地震慣性力をすべり土塊の自重と関連づける係数である。したがって震度はすべり土塊に生ずる応答加速度の空間積分値から求めるものである。

さて、次の課題は、このような震度を斜面が安定か否かを判断する地震動の影響を取込む荷重として見たときに、不規則に変動する応答加速度の最大値をそのまま用いればよいかということである。これに対してはいくつかの考え方がある。

(i) 振動論による考え方

振動理論によれば、構造物には振動数の異なる固有振動状態があり（固有振動数を最小のものから並べたときの番号を次数という）、それぞれに対して振動の分布形を表す振動モード、振動の大きさを決める刺激関数があり、これらと入力波形が分れば、振動応答が算定できる。入力波形の代りに既往の多くの地震波形に対する最大応答を1自由度の振動系の種々の固有振動数、減衰定数に対して計算した応答スペクトルを用いることもできる。このようにして、統計処理をした入力波形に対する各固有振動数ごとの振動応答、すなわち震度が求まる。Ambrasseyは、アースダムに対して、このような固有振動次数を考慮した震度 k_i を用いて詣計用震度を次のように定めることを提案している⁶⁾。

$$k = \sqrt{\sum_{i=1}^4 k_i^2} \quad (2.7)$$

又は、

$$k = \left| k_i \right|_{\max} \quad (2.8)$$

この方法の基礎となっている応答解析は、土は減衰をもつ弾性体と考えられており、すなわち、土の破壊は直接には考慮されたものではない。

(ii) 土の破壊を考慮した方法

震度は、地震動の影響を継続して一方向に作用する静的荷重に置換するものである。しかし、本来の地震動は短時間にその方向・大きさを繰返し不規則に変動させるものであり、かつ、土は強度のピークを越した後の強度低下の割合が一般に著しくないために、繰返し変動する荷重によって、斜面が特定の地震動のピークによって一気に破壊するとは考えにくい。したがって、応答加速度の時間最大値を直ちに安定計算のための震度に読み代えるのは過酷であり、それをある程度低減させたものが有効に作用する震度と考えるのが合理的であろう。

このような考え方の基本となるものは、土の供試体に対して作用する不規則せん断応力過程を等価な効果を有する規則せん断応力過程に置換する方法である。

実際、本来は不規則である地震動下の土の挙動を様々な波形を想定して求めることは繁雑であり、正弦波等の規則波に対する特性を求めるのが实际的である。ここで、ひるがえって必要なことは、規則波での特性と不規則波での特性との関係である。このような類似の問題は、地震動を受ける土の特性のみならず、地震動を受ける他の構造部材、風や波その他の不規則荷重の分野にも見られる。土に作用する不規則荷重を同じ効果を持つ規則荷重に置き換えることを初めて行ったのは、Seed らである。Seedらは地盤の不規則せん断応力過程を彼らの経験に基づいて最大応力振幅に対して65%の一定振幅のせん断応力の繰返しに置き換えた⁷⁾。

次に、さらに図 2.5 のような土の動的強度と繰返し回数の関係において、同一のひずみを生ずる応力と繰返し回数の組合せは互に等価であるという考えに基づいて理論的な考察が行われた⁸⁾。このような考え方は、本来、金属の疲労現象に対して適用された累積損傷度と呼ばれる概念である。この理論の概要は以下のようなものである。図 2.6 において、不規則振幅の応力のうち、任意の振幅 τ_i のせん断応力が N_i 回作用したとき、それが寄与する程度（損傷度）は全過程中の位置に無関係に N_i / N_{if} によって表され、不規則応力全体による累積損傷度 D は次式で与えられるものとする。

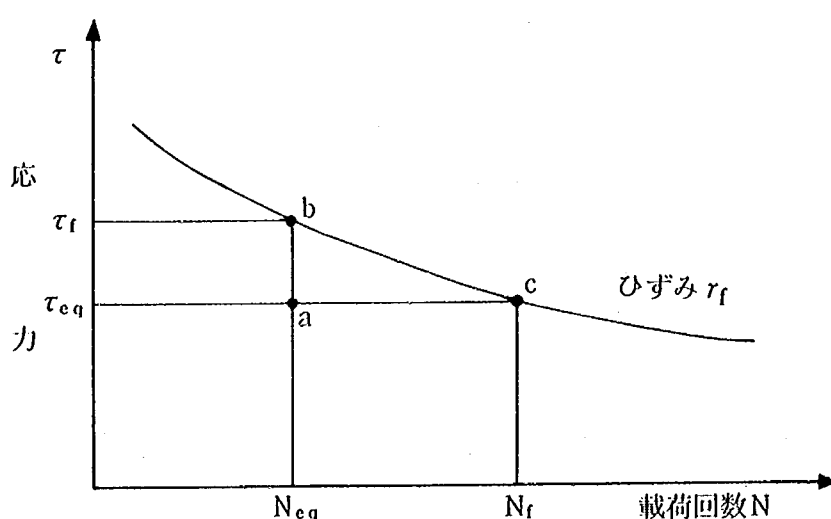


図 2.5 応力と载荷回数の関係（その 1，安全率の説明）

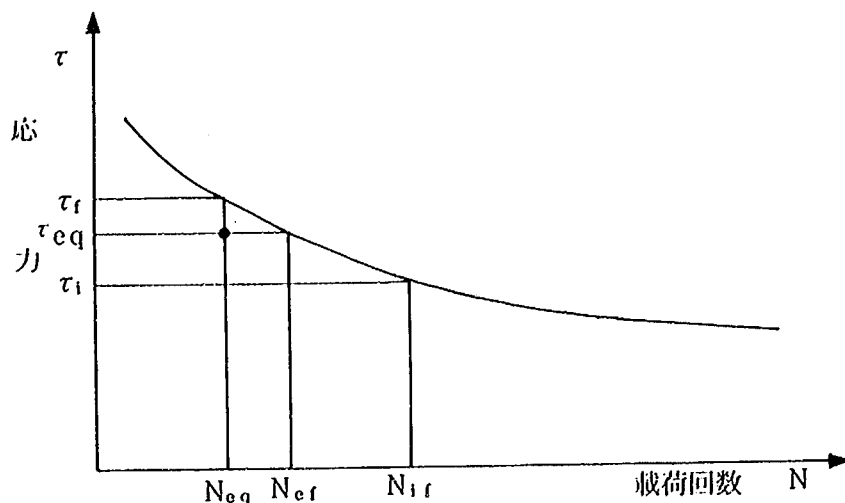


図-2.6 応力と载荷回数の関係（その2，累積損傷度の説明）

$$D = \sum_i \frac{N_i}{N_{if}} \quad (2.9)$$

同図において、任意の一定の応力振幅 τ_{eq} 、 N_{eq} 回の载荷がこのDに等しい累積損傷度を与えるとすると、

$$D = \frac{N_{eq}}{N_{ef}} \quad (2.10)$$

ここに N_{ef} は τ_{eq} に対する破壊までの繰返し回数であるから、(2.9)式と合わせて

$$N_{eq} = N_{ef} D = N_{ef} \sum_i \frac{N_i}{N_{if}} \quad (2.11)$$

となる。言い換えれば、元の不規則応力過程は、 N_{eq} 回のせん断応力 τ_{eq} と等価である。図2.5において、载荷回数 N_{eq} 回に対するせん断強度を τ_f とすると、安全率 F_s は

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_{eq}} \quad (2.12)$$

で与えられる注)。

又、このように等価化されたせん断応力 τ_{eq} と、もとの応力過程の最大値 τ_{max} とから、次式により等価化係数 C_r を求める。

$$C_r = \frac{\tau_{eq}}{\tau_{max}} \quad (2.13)$$

上述のことから明らかになるように、 τ_{eq} は等価化のために指定した繰返し回数 N_{eq} により変化するから、 C_r の値も N_{eq} に依存することになる。

土に対して累積損傷度理論がそのまま適用できるかどうかは実験的な検証が必要である。

注) 上記のことから明らかになるように、元の不規則応力過程に等価な応力 τ_{eq} と繰返し回数 N_{eq} の組合せは一義的なものではなく、様々な組合せがあり得る。

今、一定の D に対して、図 2.6 における τ_{eq} を τ'_{eq} に変えた場合に、繰返し回数が N'_{eq} 、破壊までの繰返し回数が N'_{ef} と変るものとする。この場合

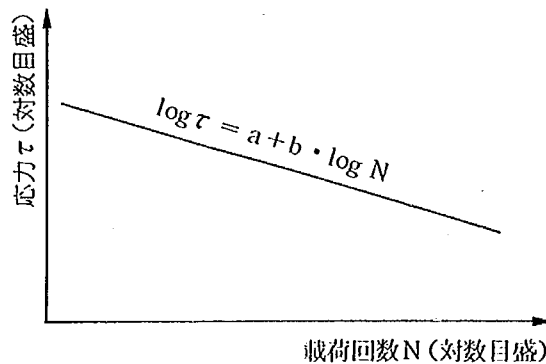
$$D = \frac{N'_{eq}}{N'_{ef}} \quad (a)$$

でなければならない。又、載荷回数 N_{eq} に対するせん断強度を τ_f とすると、この場合の安全率 F'_s は

$$F'_s = \frac{\tau'_f}{\tau'_{eq}} \quad (b)$$

で与えられる。この F'_s が F_s と異なった値になるとすると、同一の不規則応力過程を等価化する場合に、等価するための基準応力 τ_{eq} によって安全率が異なることになる。

しかし、今、通常、片対数関係で表される図 2.5 の関係が、下図のように両対数関係で次式で表される直線関係にあるものとする。



補図 強度曲線

$$\log \tau = a + b \cdot \log N \quad (b < 0) \quad (c)$$

(c) 式は、次のように書換えられる。

$$\tau = 10^a \cdot 10^{b \cdot \log N} = 10^a \cdot N^b = a' \cdot N^b \quad (d)$$

ここに、 $a' = 10^a$

したがって、図 2.5 の記号を用いて次式が導かれる。

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_{eq}} = \frac{a' \cdot N_f^b}{a' \cdot N_{eq}^b} = \left(\frac{N_{ef}}{N_{eq}} \right)^b = D^{-b} \quad (e)$$

したがって、強度が両対数関係で直線関係にあれば、安全率 F_s は、元の不規則応力過程から決まる累積損傷度 D のみの関数で、基準にとった τ_{eq} には無関係である。

石原らは、実用的な観点から、不規則な波形を衝撃型と振動型とに分類し、それぞれの応力の最大値に対して繰返し回数20回の規則波に換算するための換算係数を室内実験から求めている⁹⁾

さらに、龍岡らは、繰返し载荷による応力・ひずみ履歴は、繰返し载荷過程中の応力比に対する両ひずみ振幅の比で表わされるという考えに基づくひずみ軟化理論により不規則応力下のひずみ変化を予測する方法を提案している¹⁰⁾。

これらの方法によって、不規則せん断応力過程を一定振幅一定回数の規則応力過程に換算し、規則波による一定载荷回数に対する土の強度と比較することにより要素についての安全率が求まる。

以上のような土の要素レベルで応力の等価化の概念に基づいて、さらに地震外力と応力との間に仮定（例えば単純に正比例するという仮定）を設ければ、不規則な地震外力を斜面内に同一のひずみを生ずる等価な繰返し荷重に置換することができ、これを安定計算に用いる等価な静的荷重に変換することができる。このような方法により震度を定めるのが1つの方法である。

これらのことをまとめると以下のようなものである。

① 盛土の代表的点でのせん断応力の応答波形を求める。

この応力の応答波形と盛土の加速度応答波形とが相似であると仮定する。さらに、加速度応答波形が入力加速度応答波形と相似であると仮定すると、結局、応力の応答波形は、入力加速度応答波形と相似であることになる。

② 盛土の応力の応答波形から、等価化係数 C_r を

$$C_r = \frac{\tau_{eq}}{\tau_{max}} \quad (2.13)$$

として求める。

③ ②と①の結果を用いて、盛土の等価化震度 k_{eq} を次式により求める。

$$k_{eq} = C_r \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} \quad (2.14)$$

ここに、 α_{max} : 盛土の応答加速度の最大値

土構造物以外の一般構造物を対象として、強震加速度記録の時刻歴を、構造物設計の上で等価な静的加速度値に変換する方法に関する研究も数多くある。

例えば、亀田ら¹¹⁾は、地震動の強度・振動数特性・継続時間から等価加速度を求める研究を行い、特に継続時間の影響を最大応答の成長の問題と構造物の逐次破壊の問題とに分けて考えている。この内、構造物の逐次破壊の概念は、上述した土の破壊を考慮した等価化概念ともつながりを持つものである。

(iii) 被災事例に基づいて震度を逆算する方法

(ii)で述べたことから、有効な地震力ともいうべき静的荷重を与える震度は地震動の最大値とは一般に一致しない。このことを、斜面・盛土の被災事例に基づいて、当該地点での加速度の最大値と、安定計算上安全率が1となる震度との比較を行い、最大加速度に対する震度の低減率を求める方法である

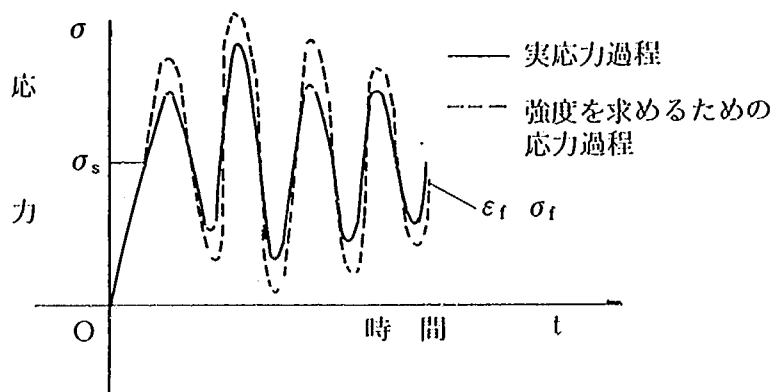
野田らは港湾構造物である重力式護岸を対象に¹²⁾、松尾らは河川堤防を対象に研究を行っている¹³⁾。両者の研究においては、土の強度は静的強度によっている。

2-3-3 強度

2-1で述べたように、地震による斜面崩壊には、地震中の崩壊と地震後の崩壊とがある。

一般に安定解析に用いる強度は、対象とする荷重条件に対応したパターンで供試体に载荷を行い、破壊に至るときの応力として求まる。このことを上記の地震中の崩壊と地震後の崩壊とに適用して考えれば、次のようになる。

地震中の崩壊：この場合の荷重は、地震前から存在する静的な自重と動的に変動する地震慣性力あるいはそれらに起因する応力である。通常は、静的な応力 σ_s は一定とし動的な応力過程の振幅 σ_d を変えたときに破壊ひずみ ε_f に達する条件から強度 σ_f を定める。このときの载荷パターンを模式的に図2.7に示す。



図一 2.7 地震中の崩壊を対象とした動的強度を求めるための载荷パターン

地震後の崩壊：地震後に作用する荷重は、基本的には地震前から存在する静的な自重に戻るから、個々の要素について独立に考えれば、地震動が終了した時点で破壊していなければ、その後に破壊することはあり得ず、現実には生じた地震後の斜面崩壊は地震中及び後に生ずるクリープ等による応力の再配分乃至は間げき水圧の伝播による強度分布の変化といった個々の要素ではなく全体系の中での現象としてとらえなければならない。しかし、この場合にも、基準となる土の強度として、自重及び地震動による静的及び動的応力 σ_s 、 σ_d を受けた土に静的荷重（単調载荷荷重）が作用したときに破壊ひずみ ε_f に達する残留強度 σ_f を考えることができる。このことは、図2.8のような载荷パターンで模式的に示される。

この後者の考え方は、以下のようにして、地震中の崩壊に対する強度としても用いることができる。地震中の崩壊を検討するときに、土にN回まで動的応力が载荷された状態を考える。このときに、次のN+1回目の動的応力载荷がなされるとして、N回まで载荷された土に残留する強度を求めておくと、両者の応力及び強度を比較することにより、安全率を求めることもできる。

この場合、ひずみの原点が各方法により異なる場合が多い。

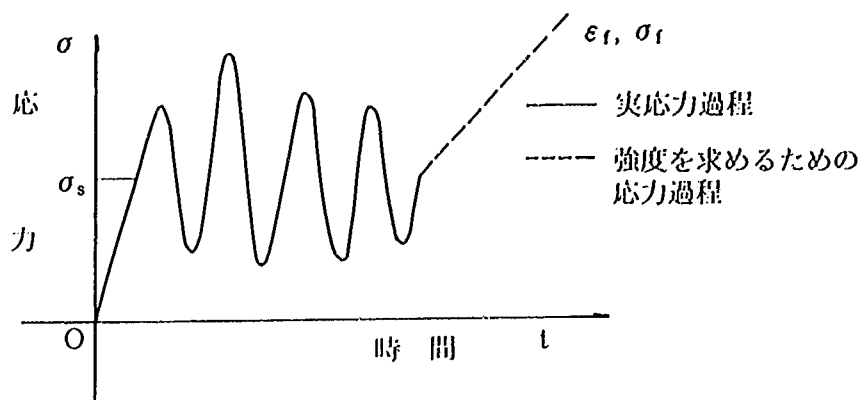


図 2.8 地震後の崩壊を対象とした動的強度を求めるための載荷パターン

これらのことをまとめると、表 2.1 のようになる。

表 2.1 対象とする崩壊毎の載荷パターン

崩 壊 パ タ ー ン	載 荷 パ タ ー ン
地震中の崩壊	図 2.7 又は 図 2.8
地震後の崩壊	図 2.8

以下に、両者の方法を念頭において、地震を考慮した斜面安定解析に用いる強度に関する既往の考え方を整理して述べる。

地震安定解析（2-1 で述べた地震中の崩壊及び地震後の崩壊を対象とする）に用いられるいくつかの土の強度をまとめると表 2.2 のようである。同表を補足説明するために、図 2.9 に各強度に対して想定される作用外力の載荷パターンを、図 2.10 にそれぞれの強度発現に至る応力経路を示す。

ここでの議論の前提条件として以下のことを想定している。

- ・ 対象は飽和土で、少くとも地震時にはほぼ非排水状態と見なせる程度の透水性を有する。
- ・ 初期せん断応力の影響は当面考慮しない。

表 2.2 では、6 種類の強度を静的強度と動的強度に分類している。

静的強度は図 2.9(a)に示したように、単調載荷時に発揮される強度であり、地震時安定に対して本来の動的強度に対する近似値として用いられるものである。

動的強度は図 2.9(b)(c)に示すように荷重が繰返しの作用することを想定している。これらは、上述したように、それぞれ地震中の崩壊及び地震後の崩壊に対して用いられる。ただし、後者の動的強度は、上述したように、前者の崩壊のためにも用いられる。実際に、表 2.2 中の載荷パターンが c で対応すべき外力条件が自重＋地震力となっているものは、地震中の崩壊の検討のためにその強度が用いられていることを示している。

表 2.2 強度の分類

分 類	強 度 基 準	排 水 条 件	載荷 パターン	応力経路 及び強度	強度の発現される時期	対応すべき 外力条件	出 典
静的強度 (単調載荷)	単調載荷において発揮され る最大強度	排 水	a	A	地 震 時 (透水性が高いときのみ)	自重 + 地震力	ダム設計基準(1978) ¹⁴⁾ 新耐震設計法(1977) ¹⁵⁾
		非 排 水	a	B	地 震 時 (衝撃的な地震力が作用 するとき)	自重 + 地震力	ダム設計基準(1978) 新耐震設計法(1977)
動的強度 (繰返し載荷)	繰返し載荷中に生ずるひず みの大きさの基準値に対す る応力過程の最大値	非 排 水	b	C	地 震 時	自重 + 地震力 自重のみ	S e e d (1966) ¹⁶⁾ 石 原 (1980) ¹⁷⁾
		不完全排水 *) (繰返し載荷時 の間隙水圧維持)	c	D	地震中の各時点 お よ び 地 震 後(直 後)	自重 + 地震力 自重のみ	鉄道技研 (1972) ¹⁸⁾ 土 研 (1975) ¹⁹⁾ 宅地造成工 (1978) ²⁰⁾ 捨石鉦さい (1980) ²¹⁾
		非 排 水 *)	c	E	地震中の各時点 お よ び 地 震 後(直 後)	自重 + 地震力 自重のみ	C a s t r o (1976) ²²⁾ S e e d (1979) ^{23)*)} 東京都 (1983) ²⁴⁾
		完全排水 *) (静水圧に戻る)	c	F	地震後(長時間経過後)		S e e d (1979) ²³⁾
備 考		*)地震時はすべて 非排水と考える	図 2.9	図 2.10			*) 地震力なし

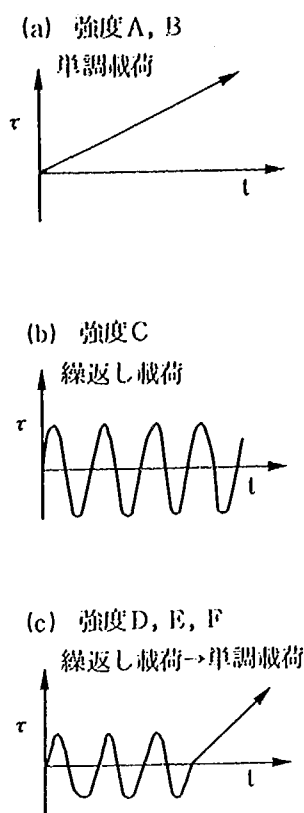


図 2.9 载荷パターン

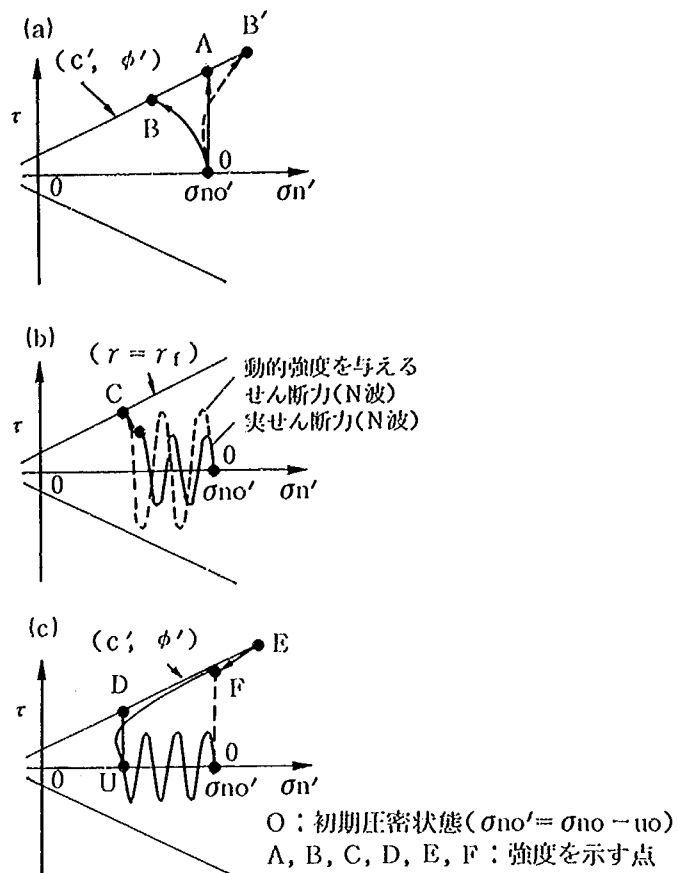


図 2.10 各種の応力経路および強度

表 2.2 において 6 種類の強度を示したが、次にそれらの内、盛土の地震時安定解析において実際に用いられている 3 つの強度（強度 A、C、D）の特徴について比較を行う。

図 2.11 は、これら 3 つの強度の差が著しいと考えられる飽和した砂 ($c' = 0$) を想定し、地震外力の繰返し回数と強度の関係を示す図上で、それぞれの強度の特徴を示したものである。この場合、各々の強度 τ_f は次式で表わせる。

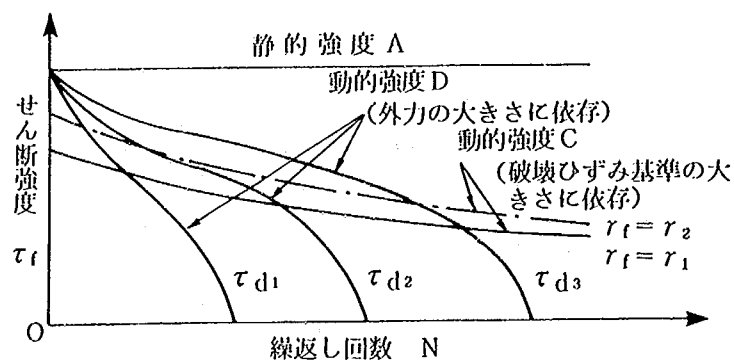


図 2.11 各種強度の比較

$$\text{強度A: } \tau_f = \sigma'_{no} \cdot \tan \phi' \quad (2.15)$$

$$\text{強度C: } \tau_f = \sigma'_{no} \cdot \tan \phi_D = \sigma'_{no} \cdot R_l(N) \quad (2.16)$$

$$\text{強度D: } \tau_f = (\sigma'_{no} - u_e) \cdot \tan \phi' = \sigma'_{no} \cdot (1 - u_e / \sigma'_{no}) \cdot \tan \phi' \quad (2.17)$$

ここに、 σ'_{no} : 初期有効圧密応力、 ϕ' : 静的せん断抵抗角、 ϕ_D : 動的せん断抵抗角、 $R_l(N)$: 液状化強度比、 u_e : 繰返し荷重により発生する過剰間げき水圧。

強度Aは外力に依存しない一定の値である。強度Cは地震外力の等価繰返し回数 N_{eq} 及び破壊ひずみ基準 r_f を与えれば決まる。強度Dは地震外力 τ_d 及び繰返し回数 N_{eq} の大きさに依存する性質のものであること等が同図より分る。また、同図からこれらの強度の間には歴然とした差のあることも明らかである。さらに、強度Dにおいては地震外力は過剰間げき水圧を発生させる作用として既に取込まれていることを意味し、したがって、この時点での強度とその時点以前の地震外力との比で安全率をとることは不合理であることになる。また、強度は表 2.2、図 2.10で示したように、特殊な排水条件における地震後強度であることにも留意すべきである。

2-3-4 震度と強度の組合せ

表 2.1、2.2あるいは図 2.7、2.8に示した土の動的強度を再度整理して分類すると以下のようである。

- (a) 繰返し載荷によるひずみの最大値又は累積残留値に注意して定める強度……地震中の崩壊に対して用いられる。
- (b) 繰返し載荷後の静的載荷に対する残留強度……地震後及び地震中の崩壊に対して用いられる。
- (a)、(b)の強度とも、繰返し載荷は通常非排水条件で考える。(b)の強度を求めるための静的載荷の排水条件は種々のものがあり得るが、通常の設計法に用いられるものは、繰返し載荷直後に残留する間げき水圧がそのまま保たれるとするものである。

このように考えると、(a)の強度は強度の定義中に間げき水圧を陽に含まないもので、全応力強度と呼ぶことができる。(b)の強度の中でも、上述した方法は、例えば、静的な浸透を伴う斜面安定解析において、対象時点の浸透水圧 u を用いて、せん断強度 τ_f を

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.18)$$

で与えるのと同形であり、有効応力強度と呼ぶことができる。この場合に、現在の間げき水圧状態から破壊を生ずるせん断に伴う間げき水圧は考慮しないのが通常の方法であり、したがって、この方法は、本来の有効応力強度ではなく擬似有効応力強度と呼ぶべきものである。

初期せん断がない場合の有効応力強度について、通常行われている擬似有効応力強度とその特徴については既に(3)において触れた。初期せん断がある場合の繰返しせん断時の有効応力径路の模式図と強度のとり方を図 2.12に示す。

この場合に用いられる有効応力強度には以下の4種のものが考えられる²⁵⁾。

- (a) 最大せん断応力時の間げき水圧を用いる (τ_{f1})
- (b) 繰返しせん断終了時の間げき水圧を用いる (τ_{f2})
- (c) 最小せん断応力時の間げき水圧を用いる (τ_{f3})

(d) 初期せん断を無視した繰返しせん断による間げき水圧を用いる (τ_{f4})

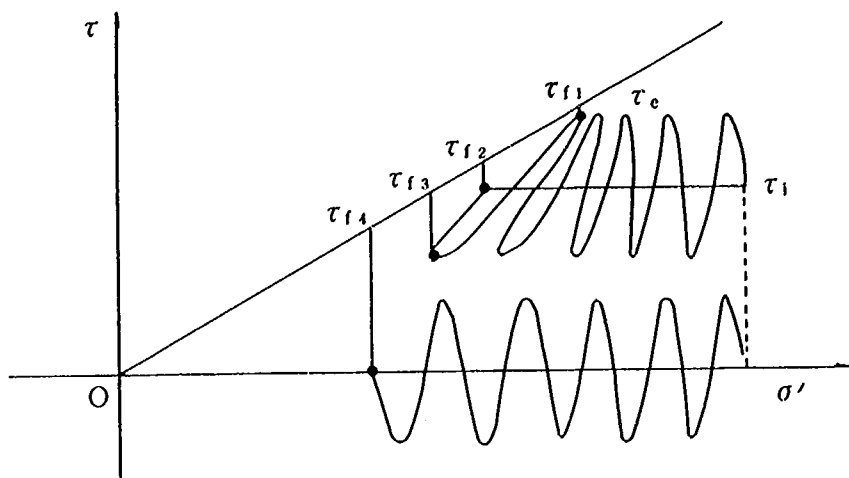


図 2.12 初期せん断がある場合の有効応力経路と強度のとり方

応力レベルで見た安全率 F_s は、それぞれの強度 τ_f に対して

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_e} \quad (2.19)$$

と定義される。

(a)は真の有効応力強度と言うべきもので、常に $F_s > 1$ である。

(b)及び(c)は、せん断応力作用時点と間げき水圧考慮時点が異なり、擬似有効応力強度であり、 $F_s < 1$ となり得る。

(d)は、繰返し載荷に対する水圧特性における初期せん断の影響を無視した最も簡略なものであり、この場合にも、 $F_s < 1$ となり得る。

厳密に、外力と抵抗の関係を考えていくと、外力は抵抗以上のものが作用し得ないから、その意味で $F_s < 1$ となり得ない。したがって、この場合も(a)が厳密には正しい。しかし、従来の安全率法は、 F_s が 1 を下回る程度が、破壊の程度に結びつくという暗黙の前提があるようである。その意味で(b)(c)(d)は有用性があると見れなくもない。ただし、(b)(c)の場合、図 2.13(a)ねじり試験結果から見られるように、破壊線に近づいた辺りでは、間げき水圧はほぼ一定の間の変動を示すのみで、繰返し載荷によって安全率の変化はほとんどなくなる。しかし、現実には図 2.13(b)に示すように破壊線近くで繰返し載荷が行なわれたときのひずみの累積は著しい、その意味で、(b)(c)による安全率だけでは、破壊程度と結びつく適切な指標とはなり難い。(d)は、一般に初期せん断を考慮した場合より過大な水圧を評価し、したがって、強度は過小評価になると考えられる。このことは、第3章において被災事例について、第5章において模型実験について具体的に例示する。

なお、我国の各種技術指針等においては、水平地盤の液状化については全応力強度が用いられ²⁶⁾、そ

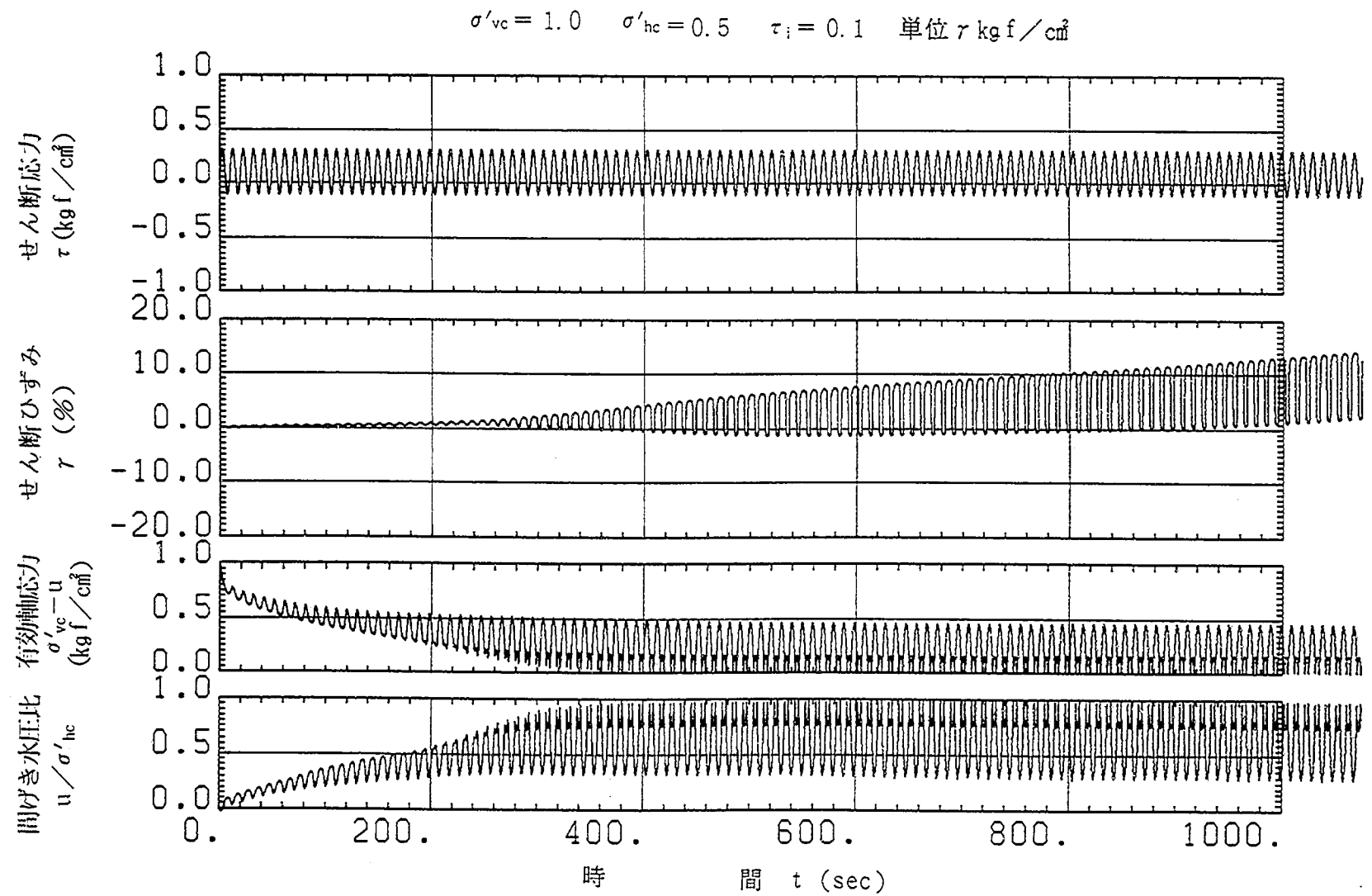


図 2.13 (b) ねじり試験結果時刻歴

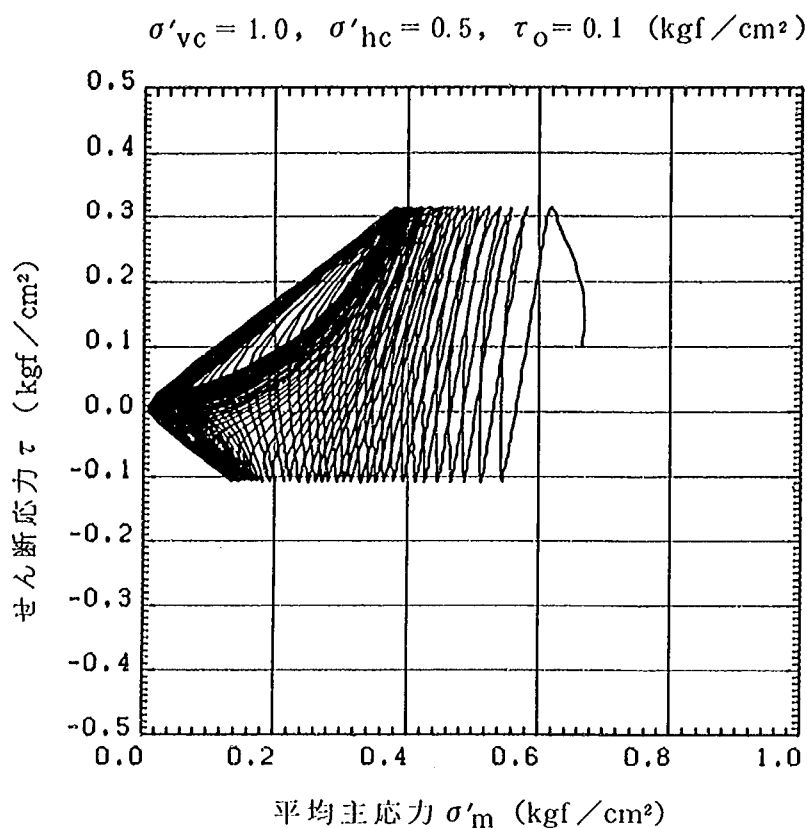


図-2.13 (a) ねじり試験結果 (有効応力経路)

の一方、斜面安定解析については、有効応力強度 (上述の(d)の方法) が用いられている^{20) 21)}。

Seed¹⁶⁾ や石原¹⁷⁾ は、斜面安定解析にも全応力強度を用いることを提案している。ただし、全応力強度を用いる場合にも、すべり面上にある土の要素に作用する応力は、すべり面に沿って要素を切り出す以外に、例えば水平に切り出すことも考えられ、その場合には、初期せん断応力と繰返しせん断応力とは一般にすべり面に沿ったものとは異なり、したがって、発生するひずみ特性も異なり、強度も変わってくると見ることできる。

有効応力強度と全応力強度を被災事例及び模型実験について比較したものは、第3,5章に後述する。

2-3-5 安全率の評価

安全率を計算する諸式は、2-3-1(3)において述べた。これらの式によって求まる安全率 F_s は、すべて、土のせん断強度に関する安全率である。これらの式において、すべり面の形、強度定数、間げき水圧、震度を与えれば、安全率が算定される。したがって、算定された安全率は、計算式、強度定数、震度のとり方に大きく依存し、それらの吟味なしに、計算結果と現象 (安定・不安定) との対比は無意味なものであることは言うまでもない。ここでは、強度定数は正確適切に求められたとする。先述したように、力学的には、安全率が1を下回る荷重、したがって震度は生じ得ないわけであるが、実用上はすべりが生じないものとして設定、又は計算した震度を用いる。したがって、計算安全率は1を下回り得る。この両者の関係を模式的に示すと図2.2のようである。したがって、すべり破壊を考慮しないで定めた震度を用いた

ときの安全率は実際現象の不安定度とある相関があると見てよい。具体的に計算された安全率は、計算に用いた強度に対するひずみ基準に依存し、明確に言えることは、安全率 $F_s = 1$ となったときにすべり面に沿うひずみが破壊基準にあることを意味し、 $F_s \approx 1$ のときには、それからだけでは、ひずみの程度、言い換えれば不安定度は定量的には分らない。

これに対処する方法は、後述する第5章において検討を加える。

2-4 有限要素法による地震時安定解析

すべり面安定解析は、特定のすべり面に沿って土の強度が一様に動員された状態にあるということを前提としている。又、地震時の安定解析のために各点で複雑な地震動となっている状態を、通常は一方向に同時に慣性力が作用するという単純な荷重状態に置換えている。これらの前提が正しいかどうかは、すべり面解析法とは別の解析を必要とする。

このような目的のために、土を弾性体（線型又は非線型、減衰をも考慮）に置き換えて地震時の挙動を解析する動的応答解析が行われる。

動的応答解析とは、対象とする土構造物・斜面（以下斜面という）をその基礎・周辺地盤を合わせてある振動モデルに置換え、そのモデルに対して地震動が入射したときに、そのモデルがどのように挙動（応答）するかを解析計算により調べるものである。

斜面の複雑な構成・形状をモデル化するためには、通常、連続体を要素分割して各要素に作用する力のつりあいを立て、さらに、全体系について加え合わせて、連続体の変形性状を求める有限要素法が用いられる。

図 2.14 は、斜面の耐震検討において有限要素法を用いた動的応答解析の占める役割を示したものである²⁷⁾。応答解析によって、各部の加速度や応力等が直接計算される。これらのあるものは、さらに加工されて斜面の安定評価に用いられる。安定評価に至る各事項に対する応答解析の役割は次のようである。

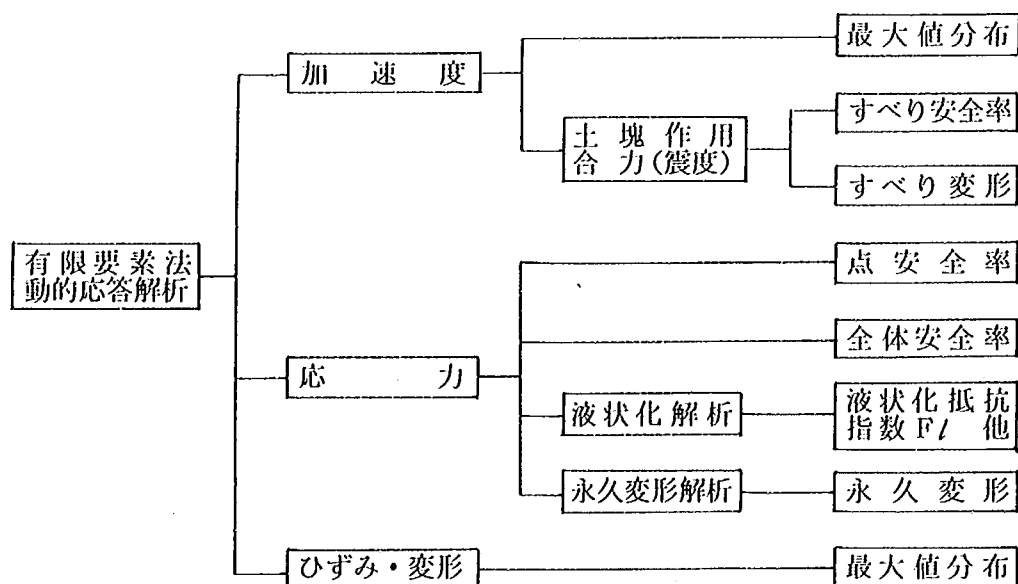


図 2.14 有限要素法による動的応答解析の役割

1) 震度法に仮定されている剛体的な振動性状と実振動性状の差異や構造中の不安定領域・弱点の有無等の把握を行うこと。

このため、通常、振動の局所的な増幅や、点安全率 F_s の大きさと分布等を調べる。このために、加速度応答等や内部応力の大きさ・分布等を求めることが必要となる。

2) すべり面解析のために、土塊に作用する合力又は震度の大きさ・分布等を求めるために加速度応答を求めること。

これにより求まる土塊合力は前述の震度を考慮したすべり面解析及び土塊のすべり変形解析に用いられる。

3) 液状化解析や永久変形解析により斜面の安定性を検討するために内部応力、特にせん断応力の大きさ・分布等を求めること。

液状化解析の結果は、せん断応力と液状化強度の比較から液状化抵抗率 F_l の分布を求め安定を評価する場合と、それからさらに過剰間隙水圧の発生量を推定し、点安全率 F_s に反映させる場合がある。

このように、有限要素法による地震応答解析の結果は、いろいろな形で、すべり面安定解析法と関っており利用されている。

なお、実際に動的応答解析を実施する上で特に注意すべき項目は、(1)解析法、(2)地震入力、(3)土の物性、(4)解析結果の評価などである。

これらについては、既に解説したことがある²⁷⁾ので、ここでは省略する。

3. 被災盛土の事例解析

3-1 目的

被災盛土事例を対象とした解析の目的は以下のような点にある。すなわち、確立されていないけれども、ある程度の提案のある安定解析法のいくつかのパーツ（応答解析、不規則せん断応力の等価化法、動的強度の求め方等）を実際に被災が生じ、ある程度の地盤調査結果のある事例に適用することにより、既往の手法の中で適切なものを選択することである。

3-2 被災盛土の事例

1983年日本海中部地震においては、河川堤防を主とする河川施設が多くの被害を受けた。図3.1に河川施設の被害地点を示す¹⁾。ここで扱う事例は、八郎潟干拓堤防3箇所及び岩木川堤防3箇所、計6箇所である。

3-2-1 解析対象箇所の被害の概要

(1) 八郎潟干拓堤防

八郎潟干拓堤防においては正面堤防の地震観測地点で最大加速度165.5 galを記録し、堤防全長100 kmの内70%に及ぶ区間に甚大な被害を受けた。この多くの被害は砂地盤の液状化に基くものと考えられたが、その被災度は場所毎にさまざまであった。この解析は、近接した堤防区間で沈下量で代表される被災度の差を生じた要因を明らかにするために実施した一連の調査の一部を成すものである。ここで取上げた3箇所の堤防天端の地震時沈下量を表3.1に示す。

この3箇所は、正面堤防区間で200 mの距離で近接し、いずれの箇所も、八郎潟堆積物と呼ばれる厚い軟弱粘性土層の表層部を砂で置き換えた地盤である。

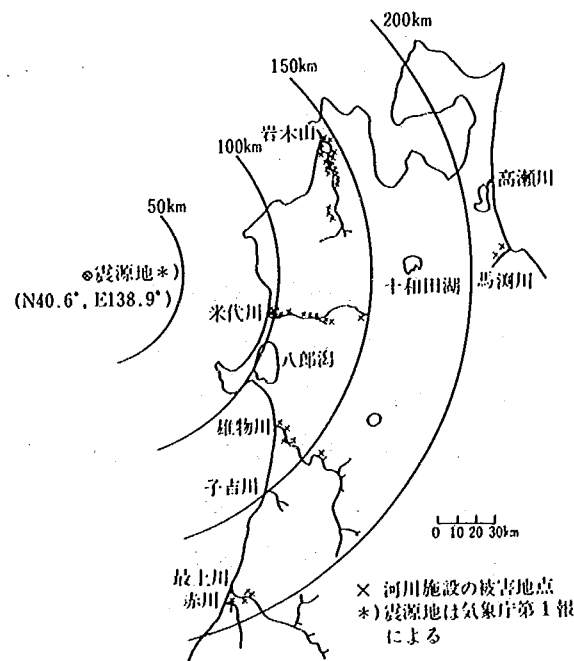


図 3.1 日本海中部地震における河川施設の被害地点 ¹⁾

表 3.1 天端沈下量 (八郎潟)

解析対象地点	天 端 沈 下 量
A	19 cm
B	73 cm
C	133 cm

(2) 岩木川堤防

岩木川堤防においても多くの箇所地震動に起因する被害が生じた。ここでは、岩木川の3地点を対象として、1)と同様の調査を行った。解析対象箇所の堤防天端の沈下量を表 3.2 に示す。この3地点は本川下流部10 km の区間内にあり、被害のあった各地点はいずれも旧河道部に位置している²⁾。

表 3.2 天端沈下量 (岩木川)

解析対象地点	天 端 沈 下 量
A	25 cm
B	20~50 cm
C	0 cm

3-2-2 解析対象箇所の基礎地盤土質性状

(1) 八郎潟干拓堤防

地震後、八郎潟堤防の全周にわたって一連の土質調査・試験が実施された。解析対象箇所における主な土質調査・試験項目は表 3.3 のようである。

土質調査・試験として、一般的な物理・力学試験の他に、表 3.3 に示す動的土質調査・試験が実施された。同表中の振動式貫入試験は土木研究所で開発したもので³⁾、砂地盤の液状化強度の推定を目的として実施した。繰返し三軸試験は不攪乱供試体を用いて実施されている。土質試験として通常の液状化強度 R_f を求めるための等方圧密供試体の試験の他に、初期せん断応力の存在する状態での砂の累積ひずみに基いた動的強度を求めるための異方圧密供試体での試験も実施された。

土質調査の結果から得られた地盤の土質構成は概略図 3.2 のようである。

解析のための地盤の動土質特性は以下のような方法に基いて推定した。これは、本来、地盤より採取した試料の繰返し三軸試験結果に基いて推定すべきである。しかし、実際の解析への適用にあたっては以下のような問題があった。

- ㊤ 現地より採取した試料は、地震後のものであり地震動の影響を受けたものである。
- ㊦ 地震時安定解析のための動的強度は、地盤、堤体に生ずる常時、動的応力のいくつかの組合せ

についての強度特性が必要であるが、不攪乱試料についての実験では十分な個数のデータを得ることは困難である。

表 3.3 土質調査・試験の実施状況（八郎潟）

地 点		秋 田 港 [*]	A	B	C
土 質 調 査	標準貫入試験（深度，m）	50.0 m	24.4 m	20.6 m	30.5m 40.5 35.5 20.6
	グッチコーン試験(延長、本数)	——	——	——	32.2m×1本 19.0 33.0
	振動式貫入試験(延長、本数)	——	8.9 m	12.0 m	12.0 m
	ラムサウンディング(延長、本数)	——	——	——	30.0 m×3本
	P S 検 層	18 m	——	——	43 m
動質 的試 土験	共振ねじり試験（供試体数）	——	——	——	1
	繰返し三軸試験（ “ ）	——	——	——	10
	{ 等方圧密 異方圧密	——	4	7	8

*) 本解析で利用した地震動記録の観測地点

以上のことから、以下のような方法によって解析に必要な動的強度特性を推定した。

- ① 既往の攪乱再構成砂（千葉県浅間山砂）の実験結果から常時応力と動的応力の組合せによる動的強度特性を整理する。
- ② 今回の八郎潟砂の試験結果を①と比較し、動的強度特性に与える常時応力（初期せん断応力）の影響が、両者において定性的には一致していることを確かめる。
- ③ 動的強度特性に与える初期せん断応力の影響特性は、既往のデータ（①）を用いる。
- ④ 初期せん断応力がゼロのときのひずみと動的せん断応力（液状化強度）の特性を種々の深度について推定するためには、振動式貫入試験の結果を用いる。振動式貫入試験の結果から液状化強度を推定するためには、既往の多くのデータから求めた実験式を用いる。今回得た液状化強度と振動式貫入試験結果の関係は、既往のデータのばらつきの中に入ることを確認する。
- ⑤ ④で推定した液状化強度は地震後の値であるから、地震による密度変化を考慮して地震前の値を推定する。
- ⑥ ⑤によって地震前の初期せん断応力がゼロの時の特性を推定したから、それと③に記した初期

せん断応力の影響特性を組合わせて解析に用いる動的強度特性を推定する。

- ⑦ 上述の動的強度は、繰返し载荷により生ずるひずみに注目した動的強度（図 2.9 (b) 参照）であるが、一方、繰返し载荷により生ずる間げき水圧に注目した動的強度（図 2.9 (c) 参照）のための間げき水圧発生特性は、初期せん断応力がゼロの条件での八郎潟砂の繰返し三軸試験結果を整理して用いる。

なお、振動式貫入試験結果を用いて液状化強度 R_{f20} は次式により推定した⁴⁾

$$R_{f20} = \left\{ 0.254 \times (1 - 0.618^{5 \times \sigma_v'}) - 0.0371 \right\} \times D^{(0.06 - 0.6\sigma_v')} \div \sigma_v' \quad (3.1)$$

ここに、 σ_v' ：鉛直有効上載圧 (kgf/cm^2)、 D ：次式で定義される貫入抵抗低下度、 $D = (q_c^s - q_c^v) / q_c^s$ 、 q_c^s ：静的貫入抵抗、 q_c^v ：振動貫入抵抗。

参考のためにこの関係式により予測した R_{f20} と実測した R_{f20} の関係を図 3.3 に示す。

なお、このようにして推定した現地盤の液状化強度 R_{f20} を液状化解析に用いたところ、この R_{f20} は推定される地震時せん断応力よりもかなり大きく、いずれの地点においても解析上液状化は生じないという結果になった。したがって、今回の解析においては、液状化により地盤の高密度化が生じたと考え、採取砂の室内繰返しせん断試験において、一旦液状化を生じた供試体に排水圧密を生じさせた後の密度と元の供試体の液状化強度の関係から、地震前の液状化強度 R_{f20} を推定した。このようにして推定した液状化強度の分布を、図 3.4 に示す。

次に、動的強度に及ぼす初期せん断応力の影響は、図 3.5 のように示される。図 3.5 中の A 点は初期せん断応力のない状態での動的強度であり、上述の R_{f20} に対応する。一般に現地の R_{f20} はこの R_{f20} と異なるから、その場合には、A 点が現地の R_{f20} に一致するように図 3.5 の特性を形を変えずに上下に移動させた。

初期せん断応力がない場合の発生間げき水圧特性は、図 3.6 のように表わされる。ここに、 F_l は液状化抵抗率であり、動的せん断強度比 R と地震時せん断応力比 L の比 R/L として求められる⁵⁾。 σ_c' は圧密拘束圧、 Δu は発生過剰間げき水圧である。

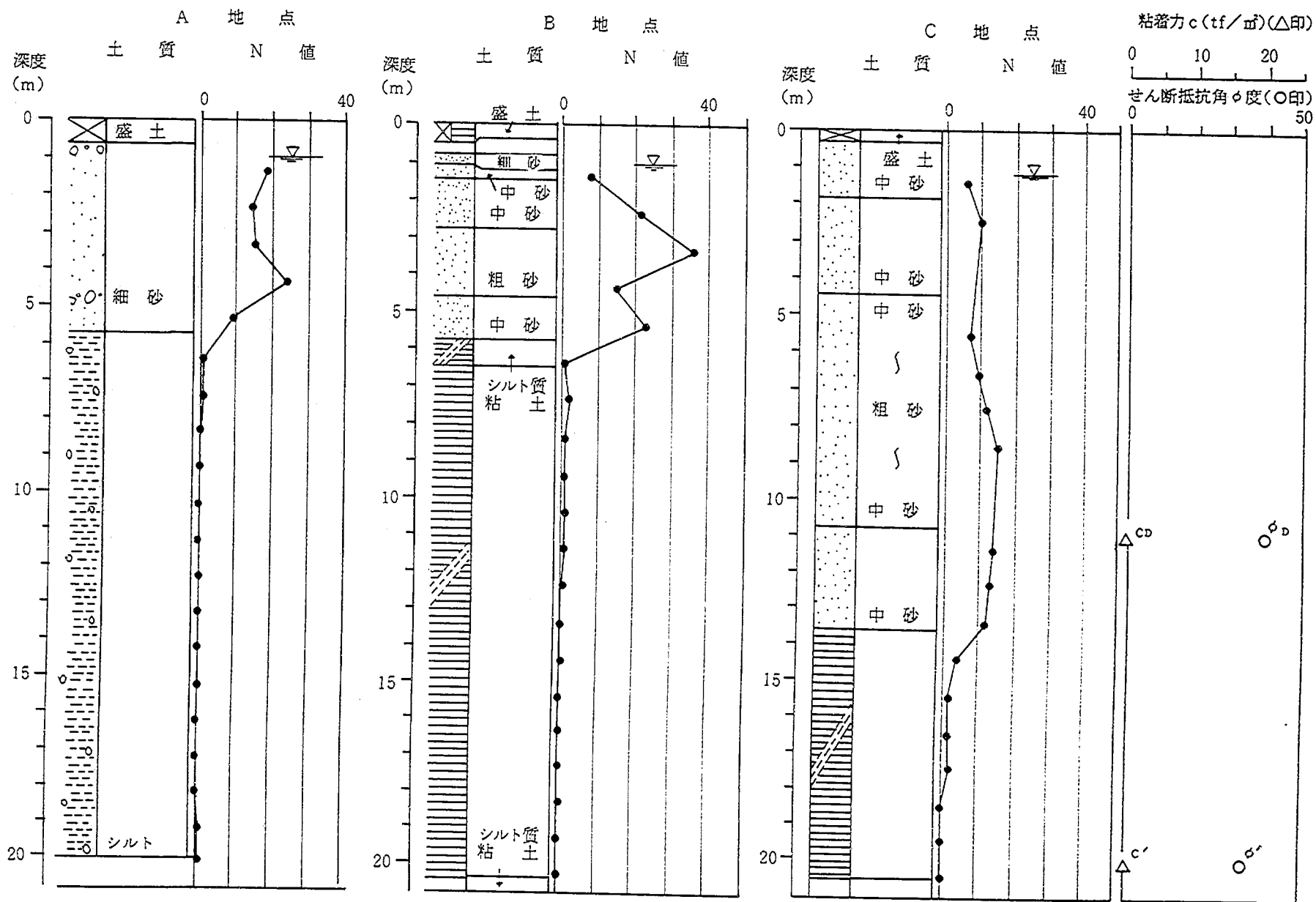


図 3.2 地盤の土質構成 (八郎潟)

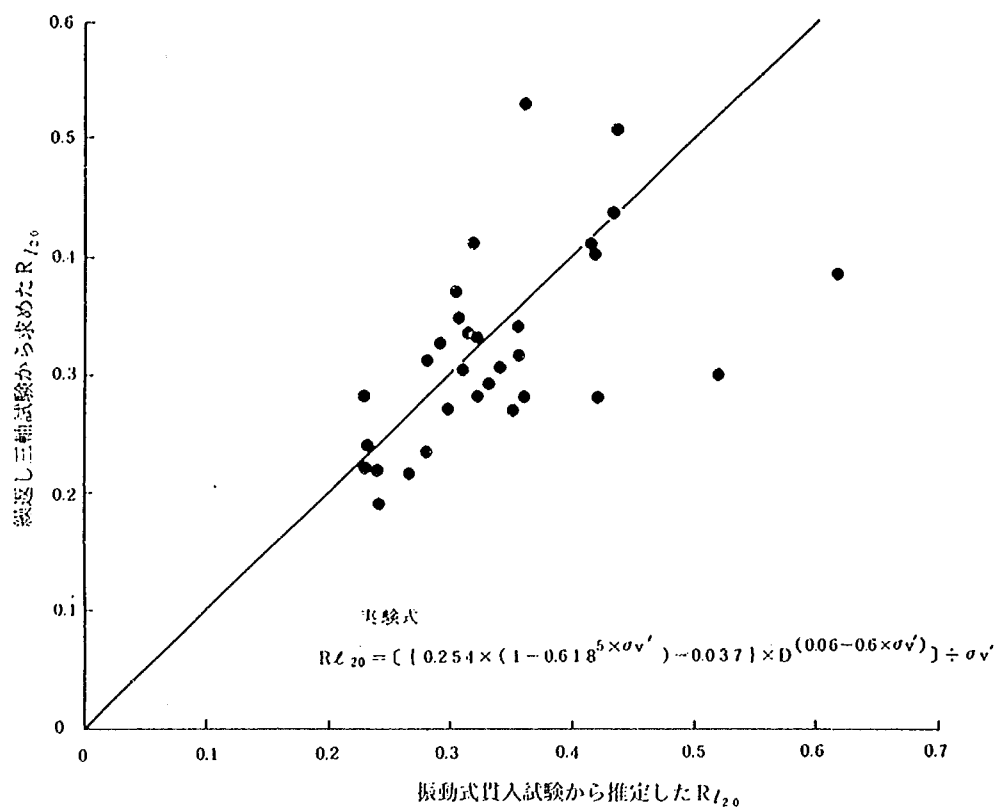


図 3.3 振動式貫入試験から推定した $R/20$ と繰返し三軸試験による $R/20$ の関係

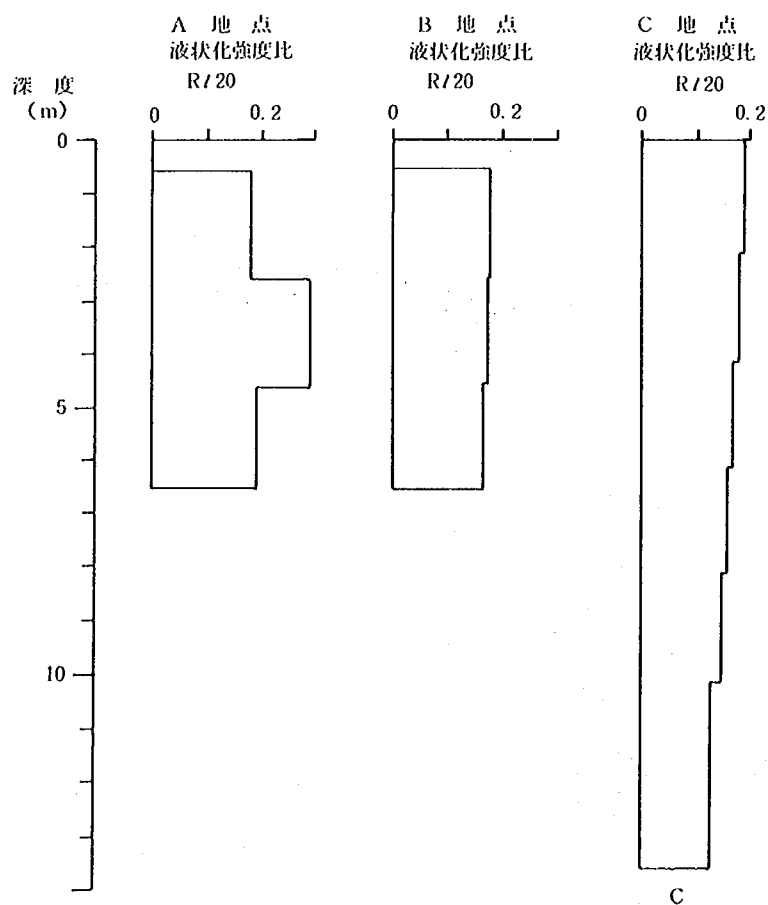


図 3.4 液状化強度分布 (八郎潟)

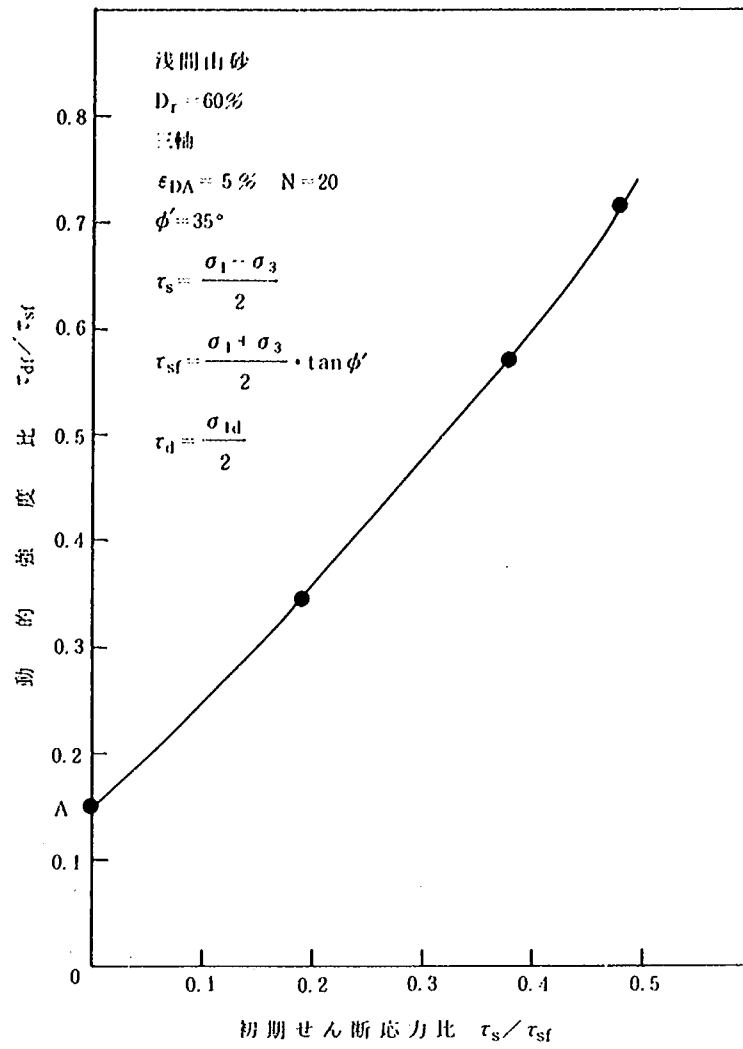


図 3.5 動的強度に及ぼす初期せん断応力の影響

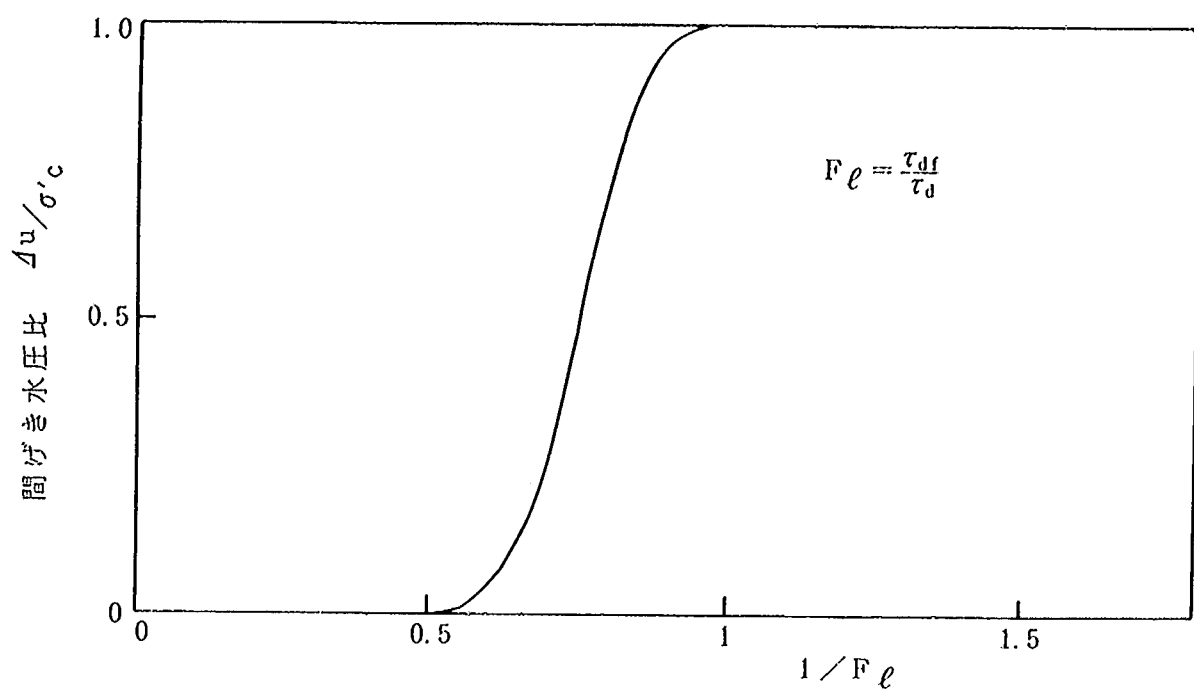


図 3.6 間げき水圧発生特性

(2) 岩木川堤防

ここで解析対象とする 3 地点では、地震後に被災原因の究明等のために、表 3.4 のような土質調査・試験が実施された。

表 3.4 土質調査・試験の実施状況（岩木川）

地 点		津 軽 大 橋 ^{*)}	A	B	C
土 質 調 査	標準貫入試験（深度、m）	2 5. 0	6 0. 3 1 5. 5 1 5. 5	1 4. 5 6 0. 2	1 4. 5
	ダッチコーン（延長、本数）	—	10 m×10 本	10 m×12 本	10 m×1 本
	振動式貫入試験（延長、本数）	—	10 m× 1 本	10 m× 1 本	10 m×1 本
	P S 検 層	—	—	6 0 m	—
動 質 的 試 験	共振ねじり試験（供試体数）	—	—	3	—
	繰返し三軸試験（ ” ）	—	8	4 1	1 5

^{*)} 本解析で利用した地震動記録の観測地点

土質調査・試験として、一般的な項目以外に、同表中の動的土質調査・試験が行われた。特に、B 地点で、数多くの不攪乱試料の繰返し三軸試験が実施されている。

地盤の土質構成は概略図 3.7 のようである。

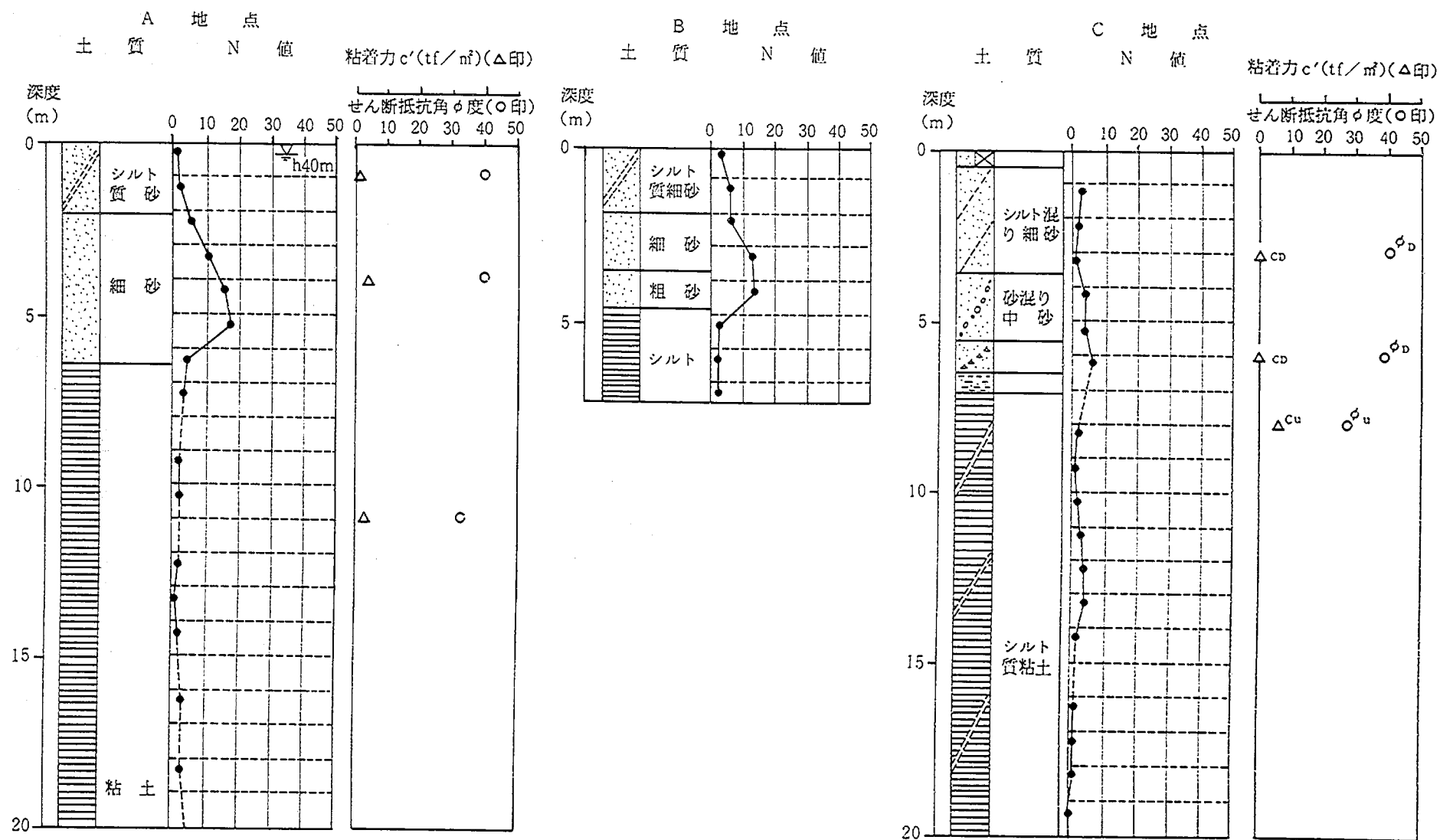


図 3.7 地盤の土質構成 (岩木川)

岩木川堤防地盤における動土質特性は、次のようにして定めた。

- ① 液状化強度特性は、不攪乱試料の繰返し三軸試験の結果に基づいて求めた。これから推定した液状化強度の分布を図 3.7(b)に示す。

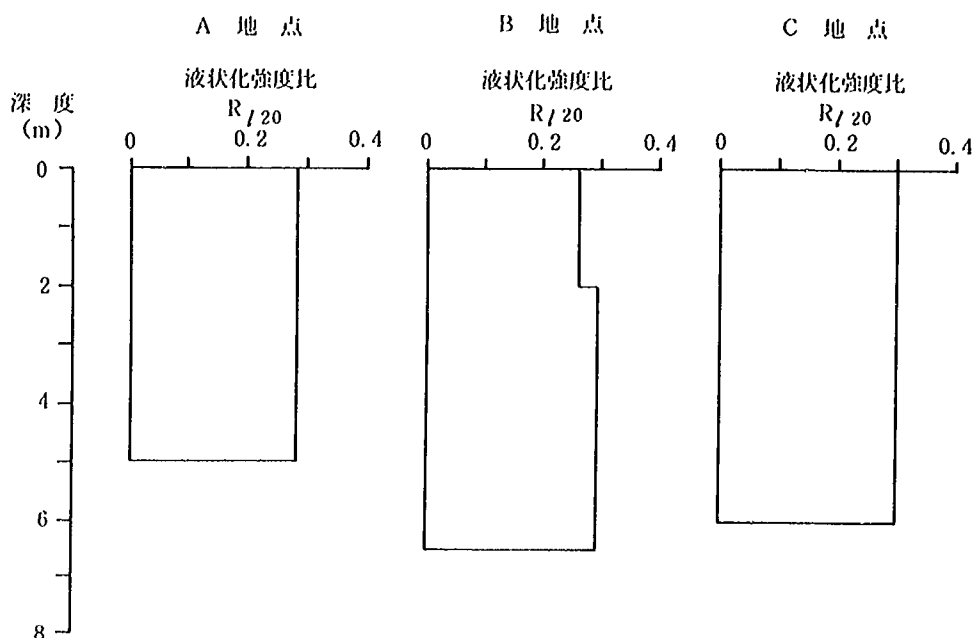


図 3.8 液状化強度分布（岩木川）

- ② 動的強度特性に及ぼす初期せん断応力の影響は、1) 八郎潟の場合と同様に、既往の攪乱再構成砂の実験結果（図 3.5）に基づいた。

繰返し载荷に対する間げき水圧特性は、上述の不攪乱採取砂の繰返し三軸試験結果を図 3.6 と同様の形に整理した。

3-2-3 解析のための震度の決定

安定解析に用いる作用震度の求め方は、図 3.9 のようにまとめられる。同図に示した一連の解析は次の 4 段階に区分できる。

- 1) 近傍における地震観測記録に基づいて、解析対象地点の基盤の入射波を求める。このために、近傍の地震観測記録を用いて重複反射解析を行う。

解析に用いたプログラムは、土の非線型特性を等価線型化法により考慮する SHAKE である。

本解析では、いずれも洪積砂レキ層を基盤としている。

- 2) 1) で求めた近傍基盤の入射加速度波形に対して、距離減衰式を用いて解析対象点での入射加速度波形を求める。

この入射加速度波形を用いて、（1次元）重複反射解析により堤体よりある程度の深さの地盤にお

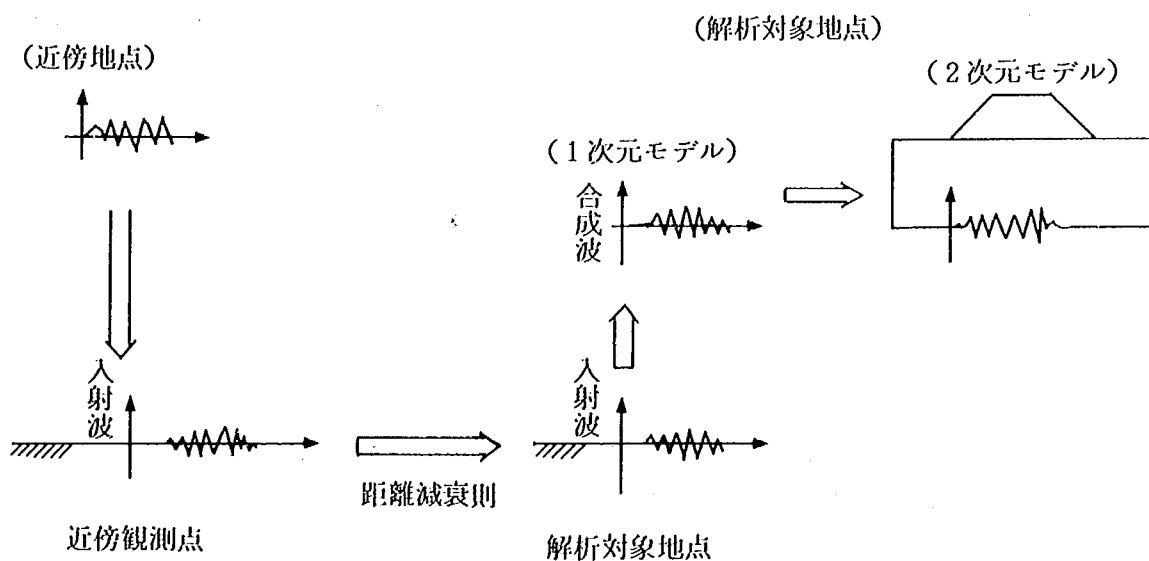
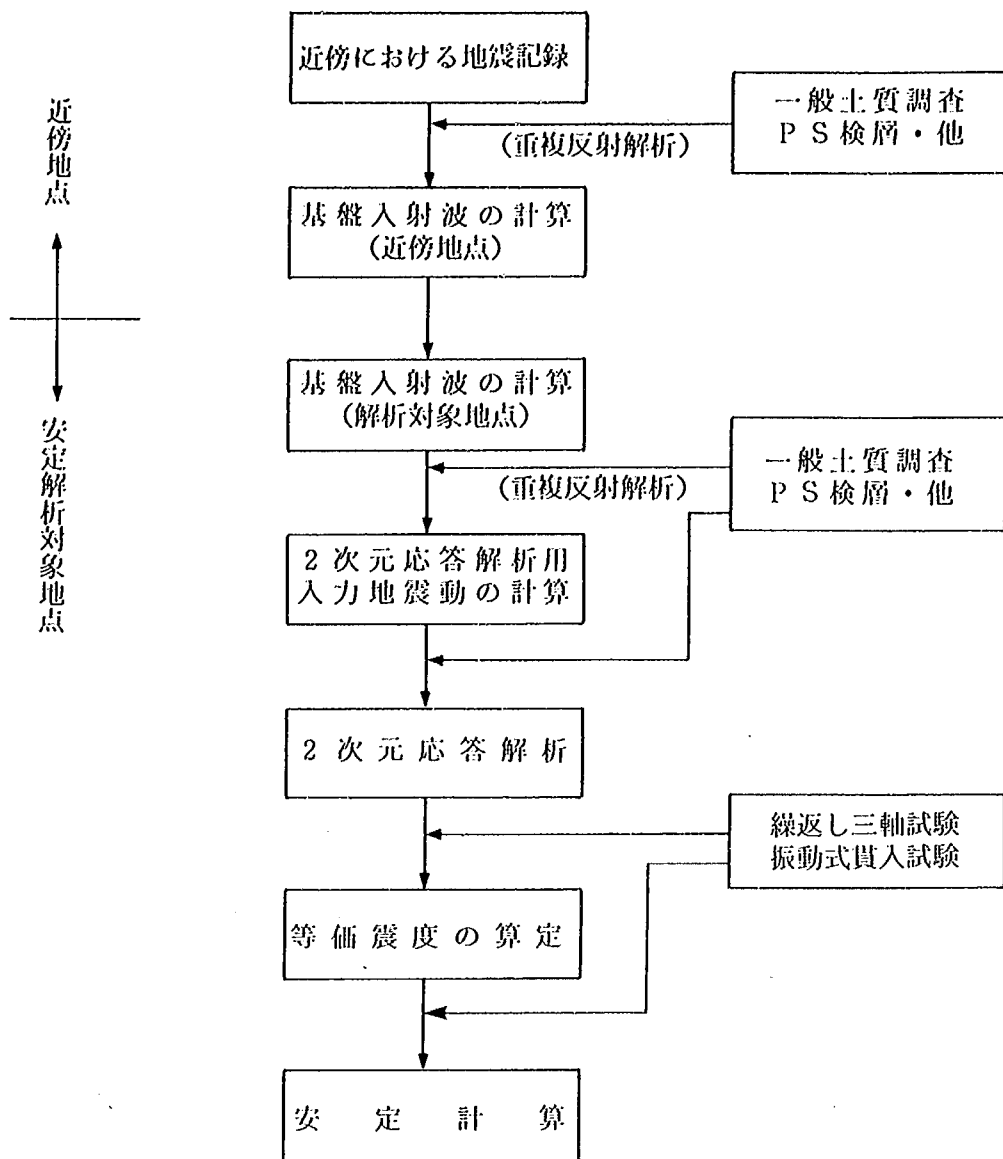


図 3.9 解析用入力地震動の算定とその利用

ける応答加速度を求める。

- 3) 2) で求めたある深さでの応答加速度を加振加速度として用いて、その深さより上の地盤と堤体とを合わせた 2 次元有限要素法による動的応答解析を実施し、堤体の応答加速度を求める。

応答解析には、土の非線型特性を逐次応答解析により考慮する 2 次元有限要素解析プログラム S A D A P ⁶⁾ を用いる。

上の地層と盛土部とを合わせて一時に 2 次元応答解析を行うことは、効率的ではないので、地表面からある深さでの合成加速度を 1 次元応答解析から求め、次いでそれより浅部及び盛土を含む 2 次元の有限要素モデルについて応答解析を行うという方法をとっている。さらに、2 次元モデルについては、地震動の全過程を入力させることは容易ではないので、主要動と思われる部分についてのみ応答解析を行い、盛土の加速度応答の最大値 $A_{max}(g)$ を求めることに主眼をおいた。

- 4) 次に、盛土の応答加速度波形及び盛土・地盤内せん断応力波形が上の基盤入射加速度波形と相似であると想定して、2-3(2)に述べた方法により、基盤入射波形を用いて震度に対する等価化震度 k_h を

$$k_h = C_r \times A_{max} / g = C_r \times k_s \quad (3.2)$$

ここに、 $k_s = A_{max} / g$ は最大震度である。

として求め、(4)に述べる安定計算式による安定計算に用いた。

この二つの震度 k_h 及び k_s は次のようにして、安定計算に用いた。

安定計算中において、地震力は土塊の自重に比例する慣性力及び土の動的強度への影響として作用する。

安定計算式中の慣性力項を求める場合には、対応する土の強度が等価化された応力で表現されておれば、慣性力も又等価化震度 k_h を用いる。一方、土の強度が不規則地震動波形に対応する不規則応力のピーク値で表現されておれば、慣性力は最大震度 k_s を用いる。

土の動的強度のとり方の一般論も上述のとおりである。ただし、動的強度として地震動によって発生する間げき水圧を媒介として求める有効応力強度を用いる場合には、図 3.6 に示したような特性図において地盤中の $F / L = R / L$ を用いることになる。そして、 R 及び L は、それぞれ不規則波形のピーク値又は等価化した一定振幅のどちらでも評価することができるが、道路橋示方書の方法 5) のように老えるときには、 R 、 L 共に不規則波形のピーク値として考えることになる、すなわち、 $R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_{/20} \approx R_{/20}$ 、 L は最大震度 k_s から求める。なお、 C_r 算定のための動的強度特性は、初期せん断応力を無視した通常の繰返し三軸試験による液状化強度特性を用いた。又、上述したように堤体の応答解析は地震動過程の一部についてのみ行っているため、ここでは、近似的に各堤体箇所での 2 次元応答解析基盤深さの加速度波形について C_r を求めた。

以上に述べた方法は、数値計算を行う上で、何箇所かで近似を行っているが、大筋は、盛土の応答加速度波形とせん断応力波形が同一として累積損傷度理論を用いて等価震度を求めたことにある。等価化係数は、盛土の応答加速度と材料の動的強度特性に依存するが、ここでは盛土の応答加速度波形を 2 次元応答解析の基盤深さでの加速度波形で代用したことになる。材料特性は、各箇所毎の実験結

果を用いた。

ここで扱った解析対象堤防ごとの条件を以下に述べる。

(1) 八郎潟干拓堤防

観測地震記録として、秋田港における観測記録⁷⁾を用いた。観測波形、基盤に戻した波形、2次元応答解析基盤深さでの波形、盛土の応答波形を図 3.9、3.10 に示す。2次元応答解析のための加振時間を図中に示した。等価化係数 C_r は、図 3.9 (c)(d)(e) の波形全時間について繰返し回数 $N_{eq} = 2.0$ として求めた。各箇所の堤防の最大加速度 A_{max} 、最大震度 k_s 、等価化係数 C_r 、等価震度 k_h を表 3.5 に示す。

(2) 岩木川堤防

観測地震記録として津軽大橋における観測記録⁸⁾を用いた。解析に関する各種の波形を図 3.11、3.12 に示す。各箇所の堤防の加速度、震度等を表 3.6 に示す。

3-2-4 安定解析法 (安定計算式と解析に用いた強度)

安定計算式には、円弧すべりの一般式 (2.2) 式及び修正フェレニウス法による (2.4) 式を少し修正した以下の式を用いた。

$$F_s = \frac{\sum \tau_{fl} \cdot R}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (3.3)$$

$$F_s = \frac{R \sum \{ c_l + (W - u_b) \cos \alpha \cdot \tan \phi \}}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (3.4)$$

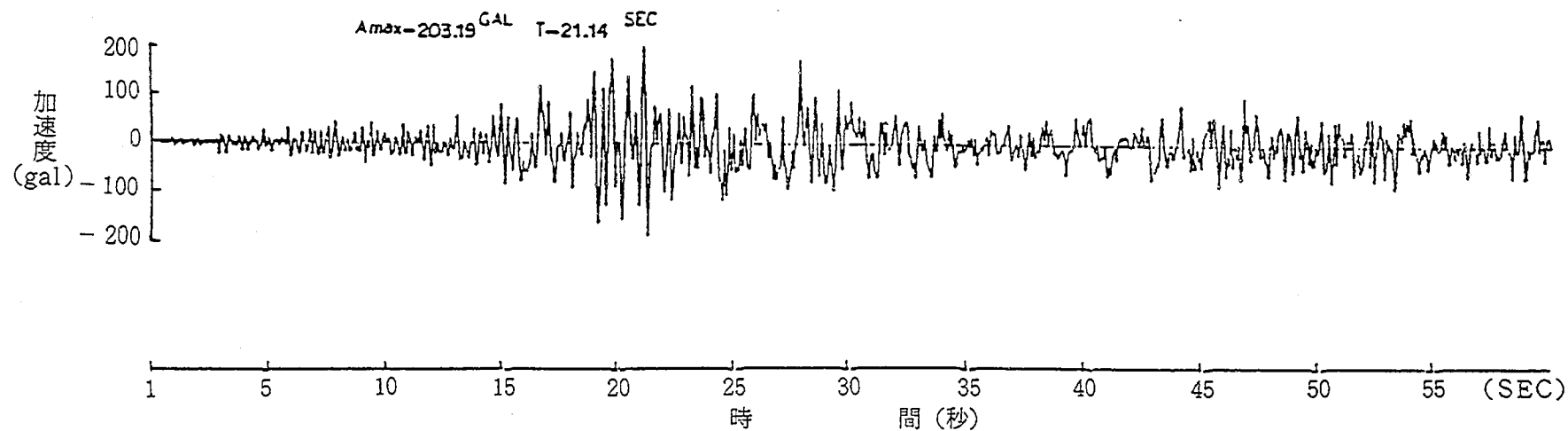
(3.4) 式では、地震力による有効直応力の変化はない⁹⁾と考えている点が (2.4) 式と異なる。基本すべり面は円弧であるが、盛土内では天端から地盤表面まで盛土内では天端から地盤表面まで盛土全高にわたってテンションクラックを見込んでいる。

(3.3) 式に用いる土の強度としては、静的強度、間げき水圧から求める有効応力強度、繰返し载荷中に発生するひずみに着目した全応力強度を考えた。それぞれを強度 S_1 、 S_2 、 S_3 とした。それぞれの強度に対して、(3.4)、(3.4)、(3.3) 式を用いた。

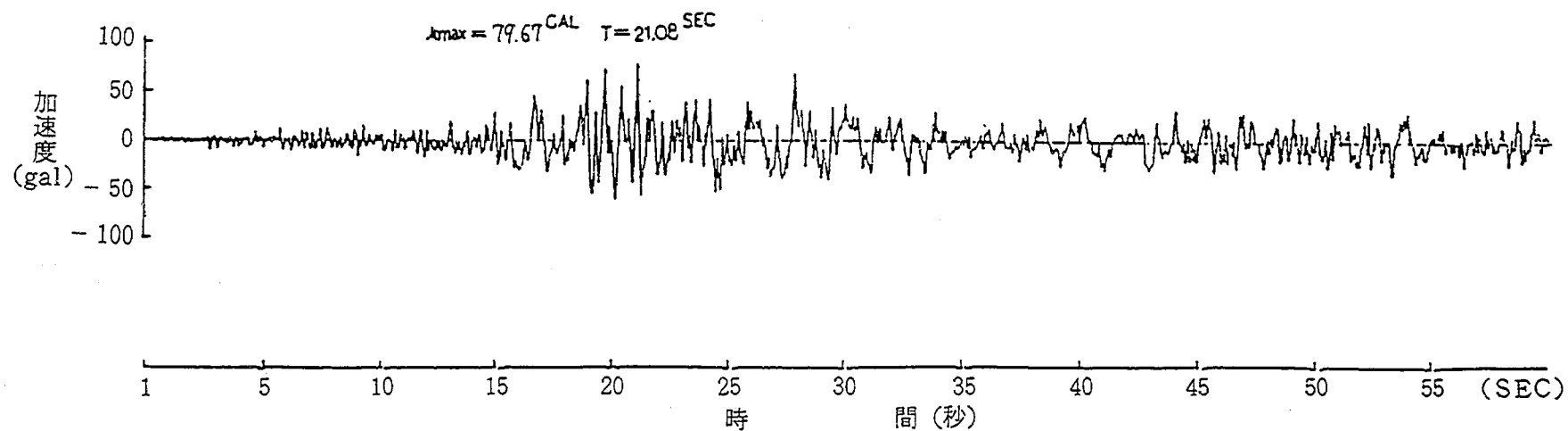
強度 S_2 の求め方は、既に上述したとおりである。すなわち、応答計算から求めた最大震度 k_s から地盤中のせん断応力比 L を求め、地盤の動的強度比 R との比較から図 3.6 を用いて発生間げき水圧 u_e を求める。次いで、この u_e を (3.4) 式に代入して安定計算を行う。このとき、最大過剰間げき水圧が地震継続中あるいは終了時に発生するという可能性を考慮して、震度 k_h を作用させる場合 (S_2) とさせない場合 (S'_2) の安定計算を行った。

強度 S_3 を用いた計算は、石原の方法¹⁰⁾により次のように行った。

図 3.5 に示したように初期せん断応力比によって動的強度 S_3 は異なる。したがって、この場合、図 3.13 のように、強度定数 c_D 、 ϕ_D が初期せん断により影響を受けると考えることもできるが、ここでは強度 S_3 に対する安全率計算に対して図 3.5 のような特性を直接用いた。この場合、 τ_{df} は初期せん断応力の大きさに依存するため、計算は次のように行った。

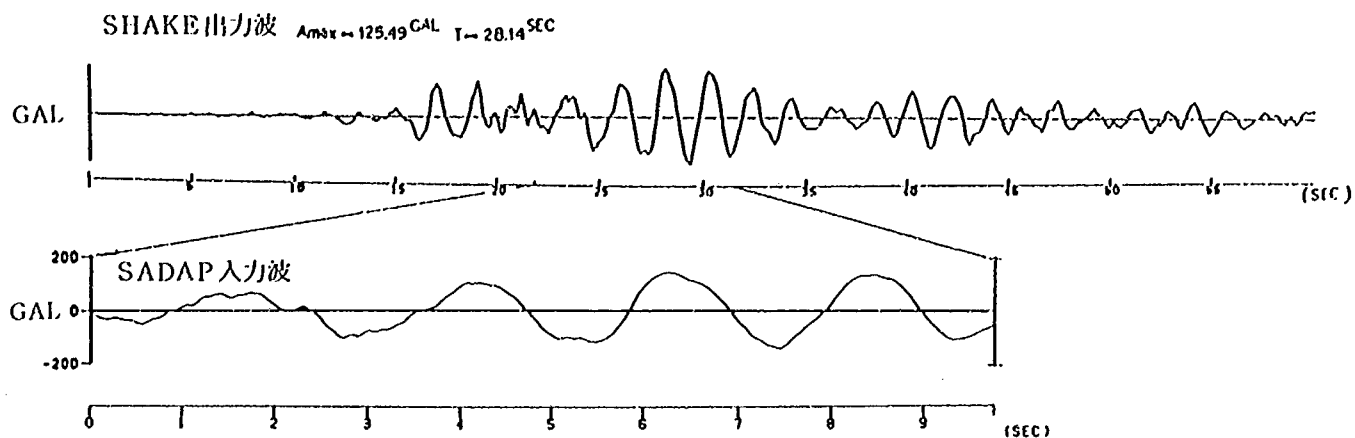


(a) 近傍地点観測波形 (秋田港)

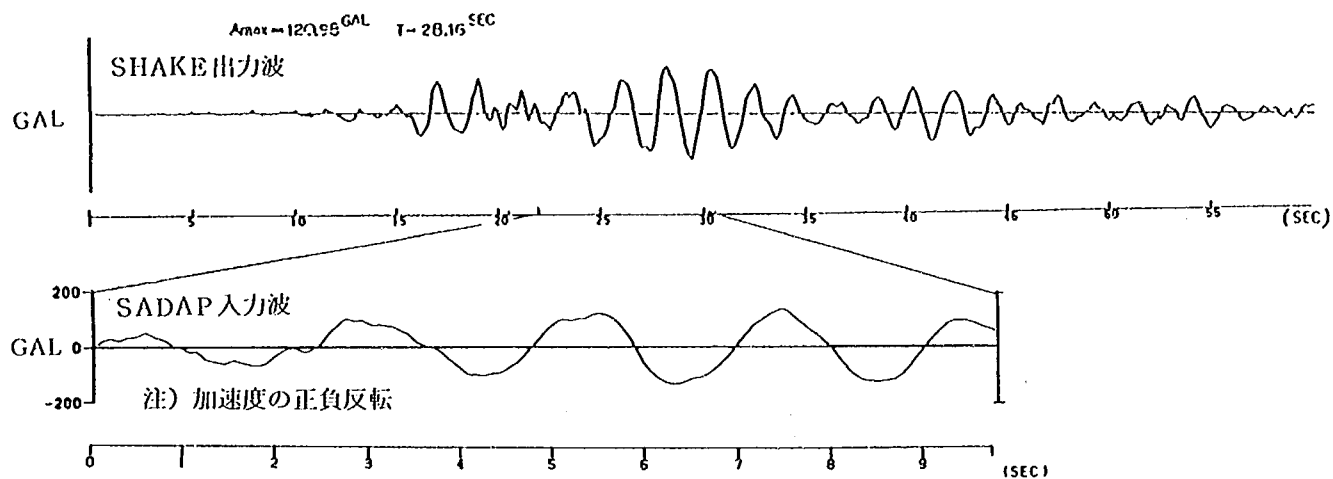


(b) 近傍地点基盤波形 (秋田港)

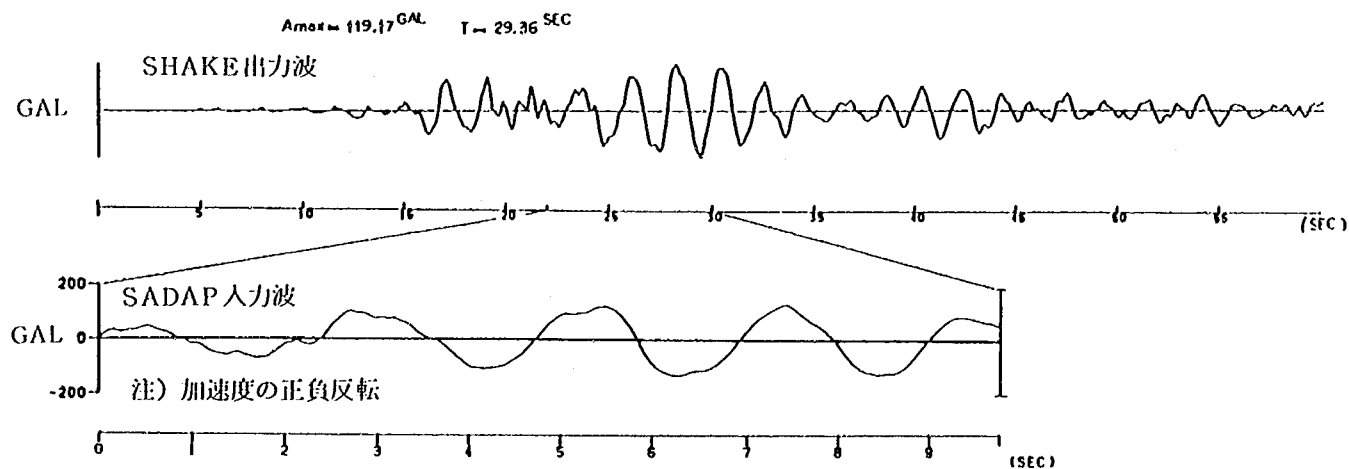
図 3.9 地震波形 (八郎潟)



(c) 盛土2次元応答解析基盤波形 (八郎潟A地点)

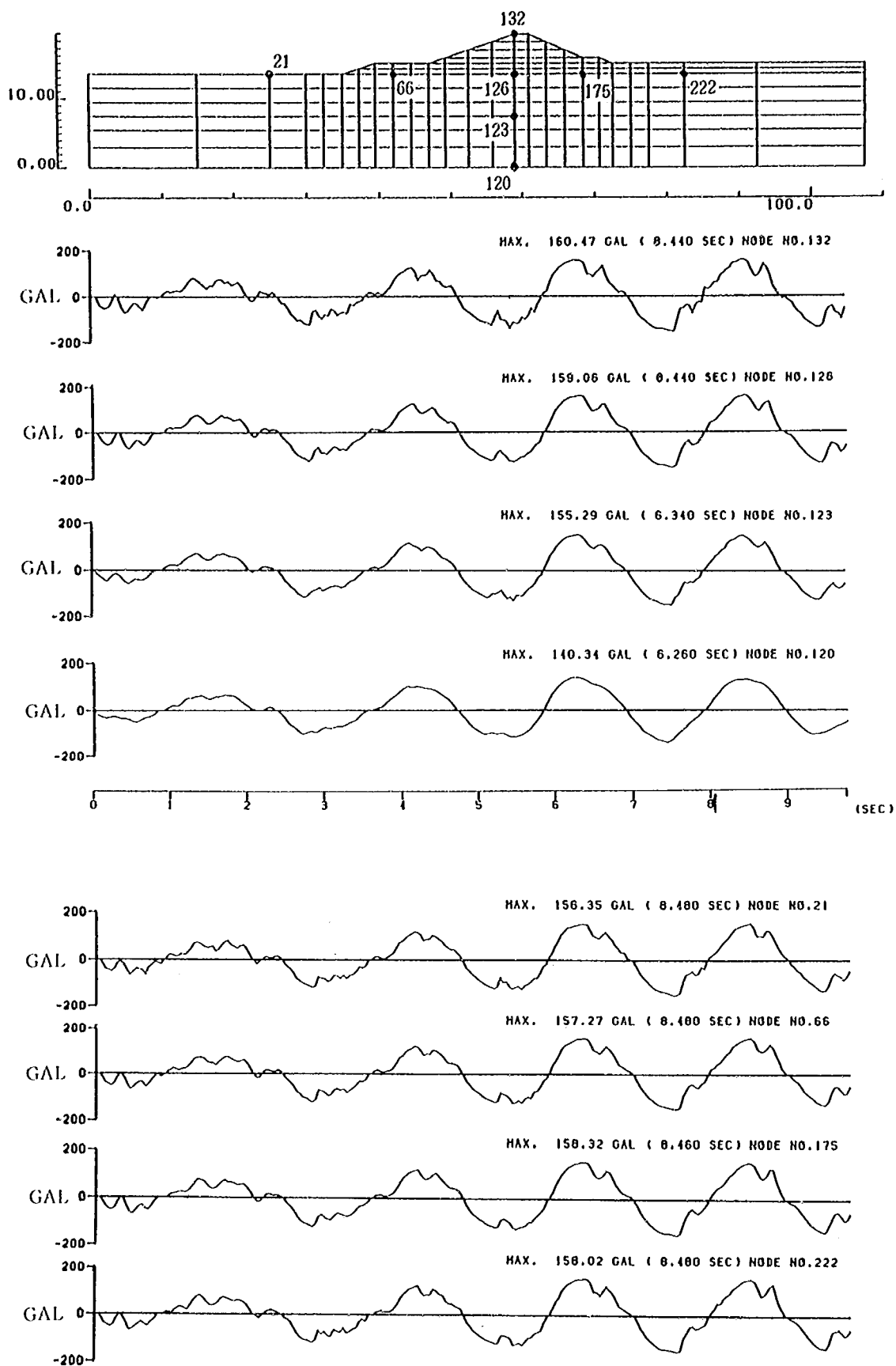


(d) 盛土2次元応答解析基盤波形 (八郎潟B地点)



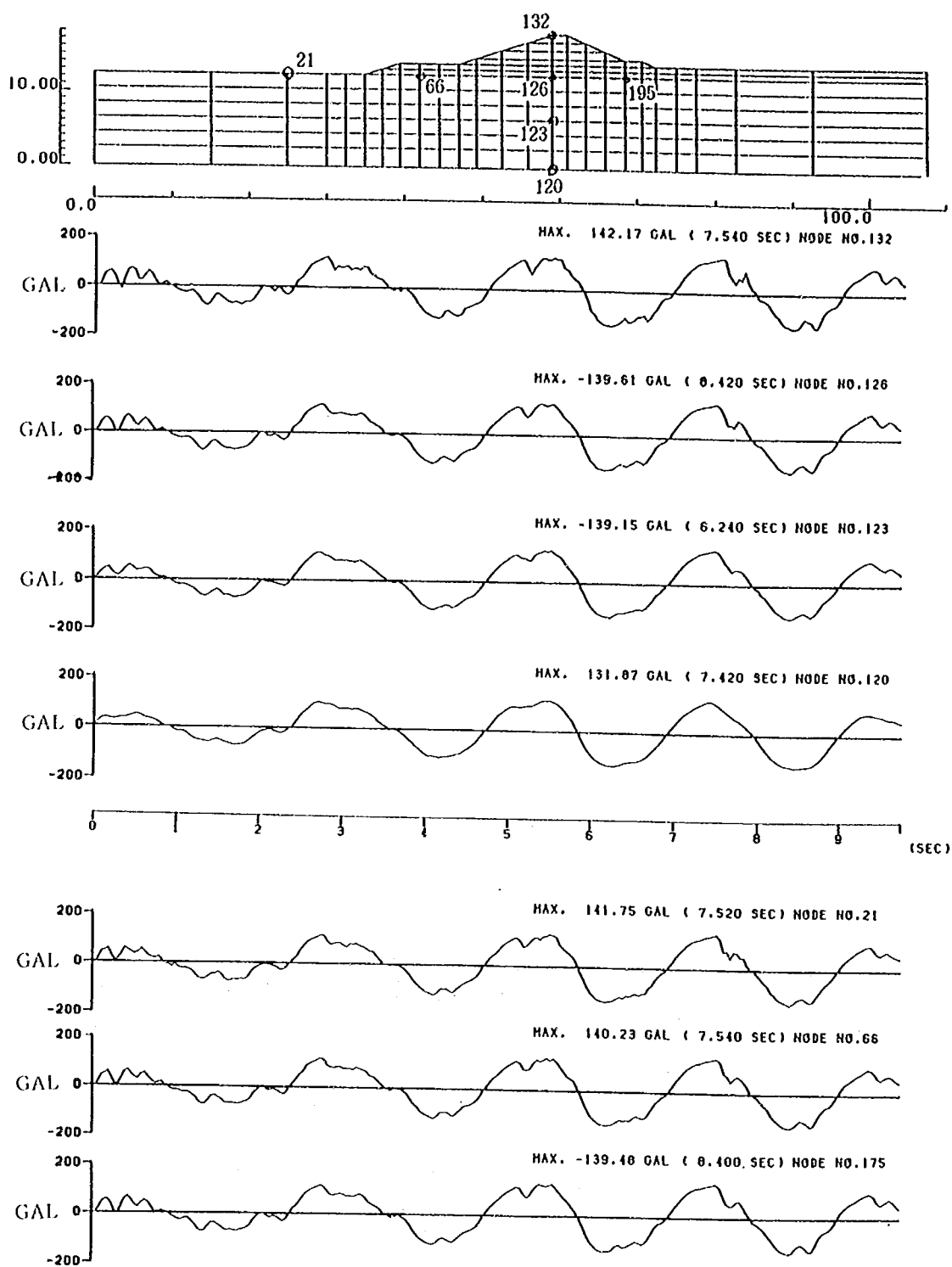
(e) 盛土2次元応答解析基盤波形 (八郎潟C地点)

図3.9 地震波形 (八郎潟) (つづき)



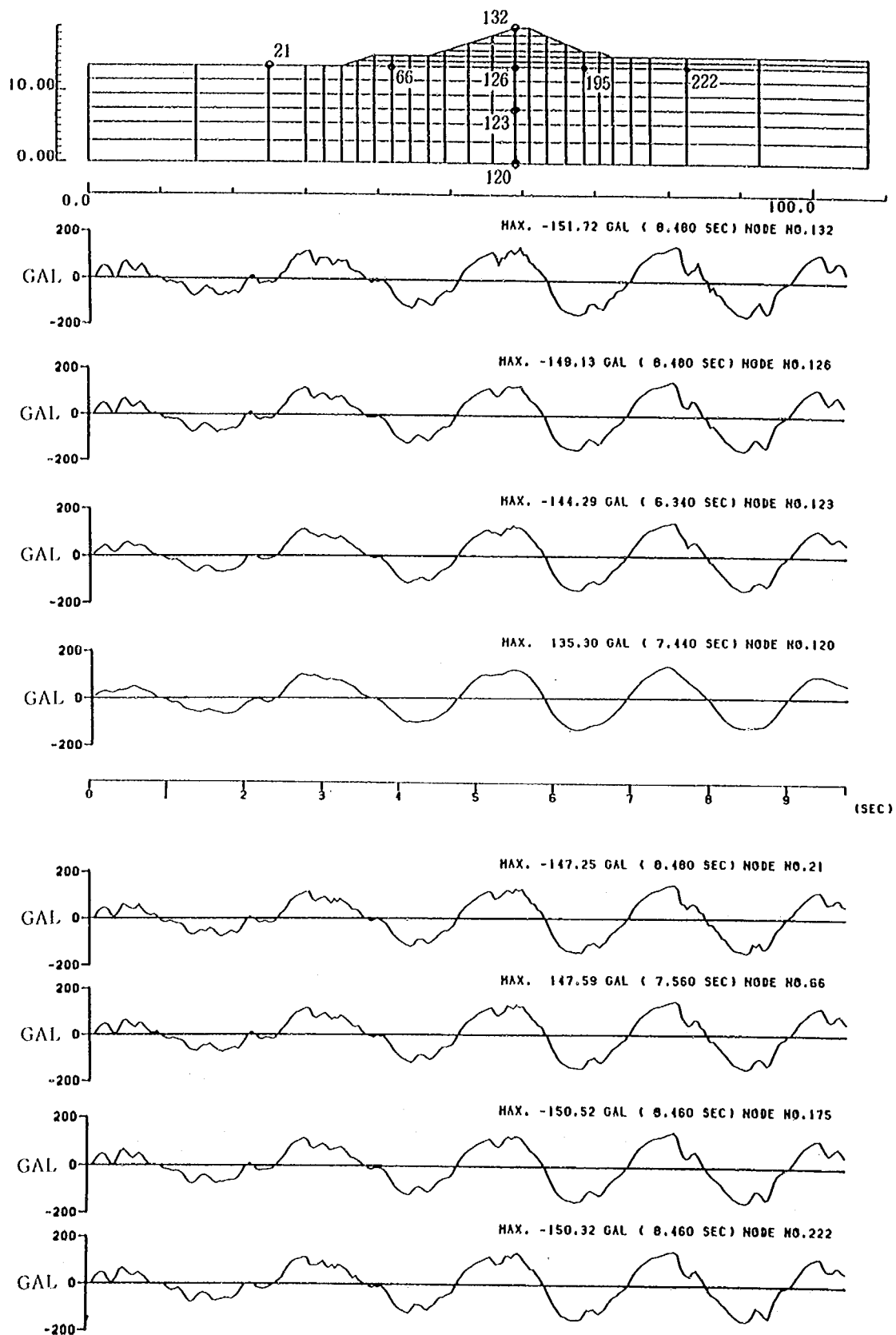
(a) 八郎瀉A地点

图 3.10 盛土応答波形 (八郎瀉)



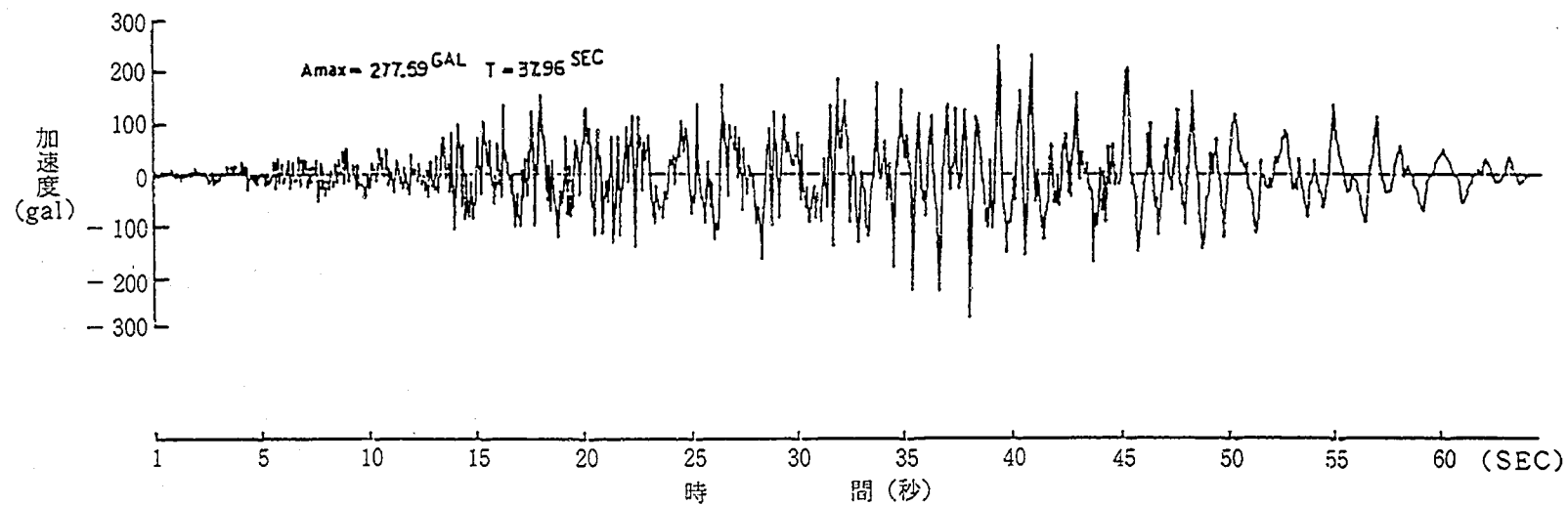
(b) 八郎潟B地点

図 3.10 盛土応答波形 (八郎潟) (つづき)

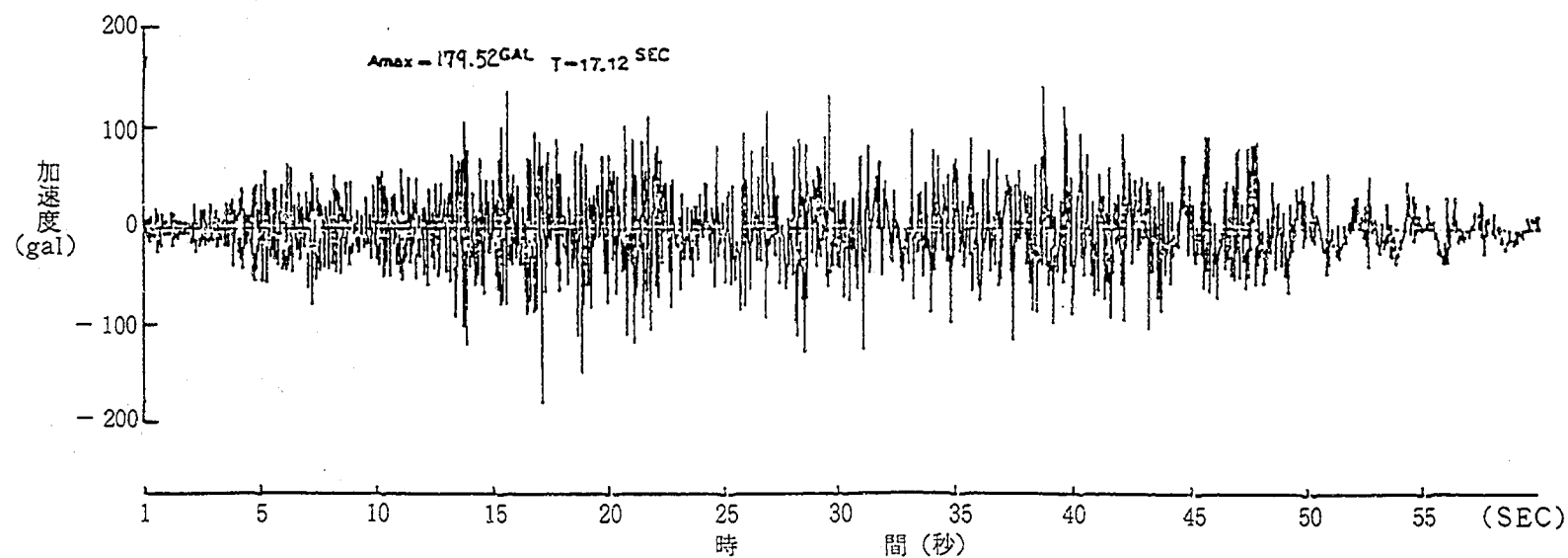


(c) 八郎瀉C地点

図3.10 盛土応答波形(八郎瀉) (つづき)

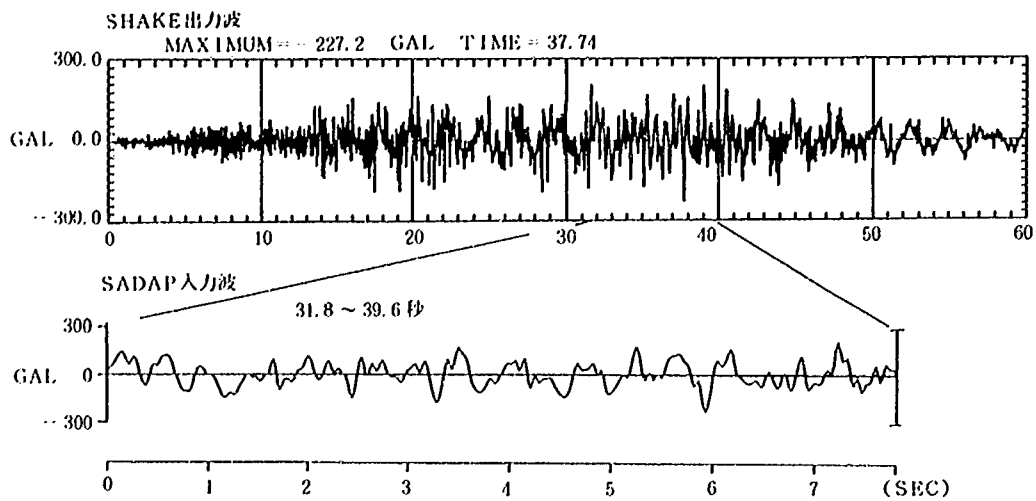


(a) 近傍地点観測波形 (津軽大橋)

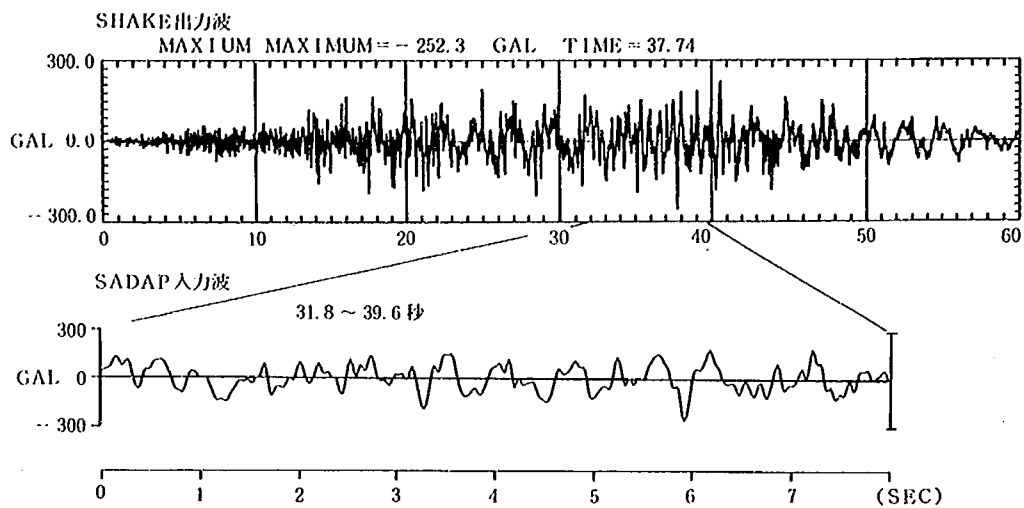


(b) 近傍地点基盤波形 (津軽大橋)

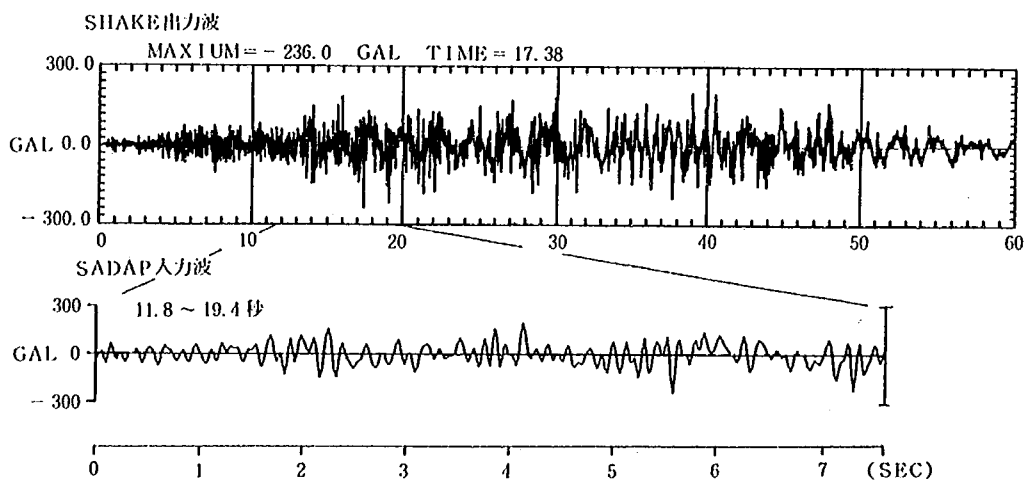
図 3.11 地震波形 (岩木川)



(c) 盛土2次元応答解析基盤波形 (岩木川A地点)



(d) 盛土2次元応答解析基盤波形 (岩木川B地点)



(e) 盛土2次元応答解析基盤波形 (岩木川C地点)

図3.11 地震波形 (岩木川) (つづき)

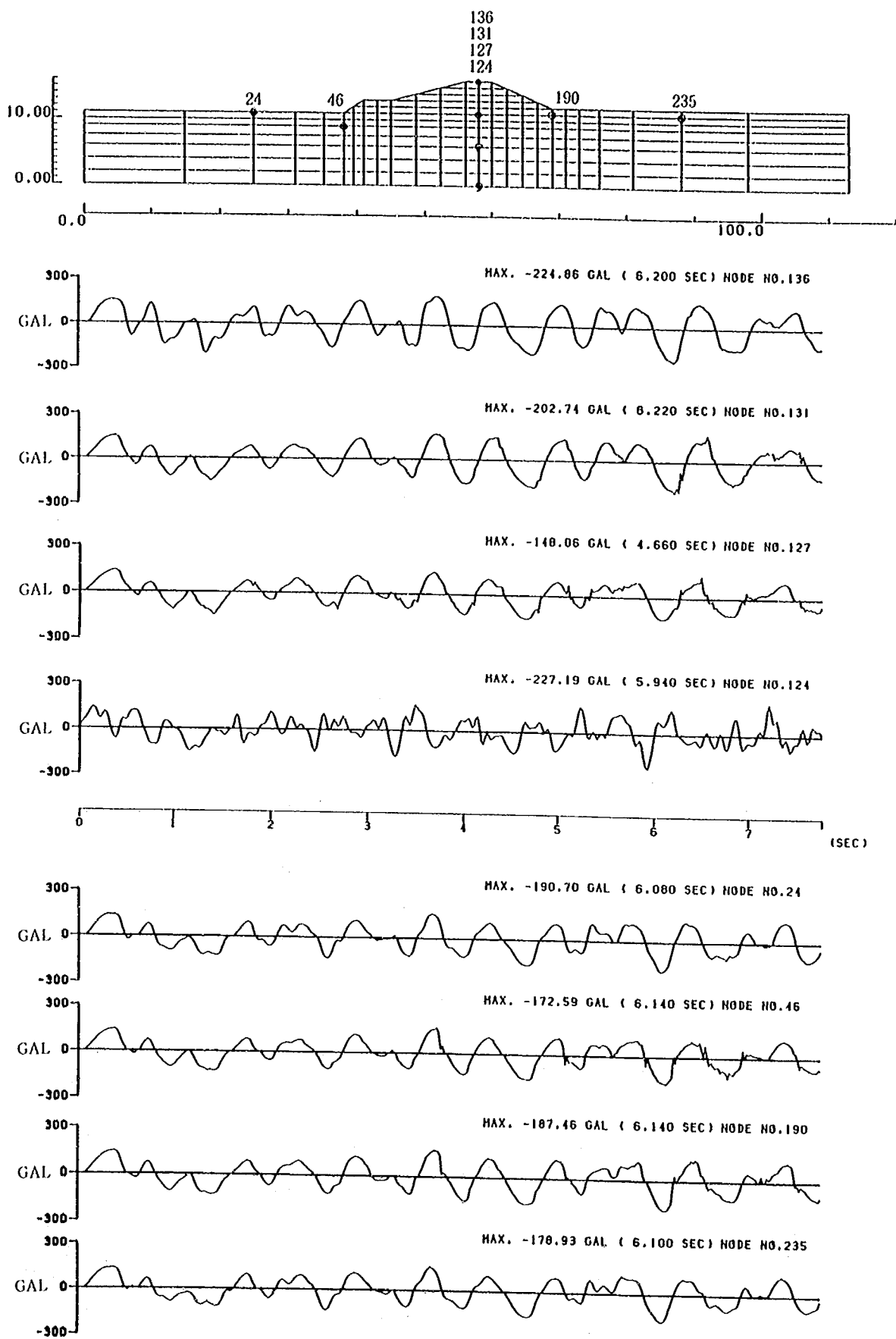
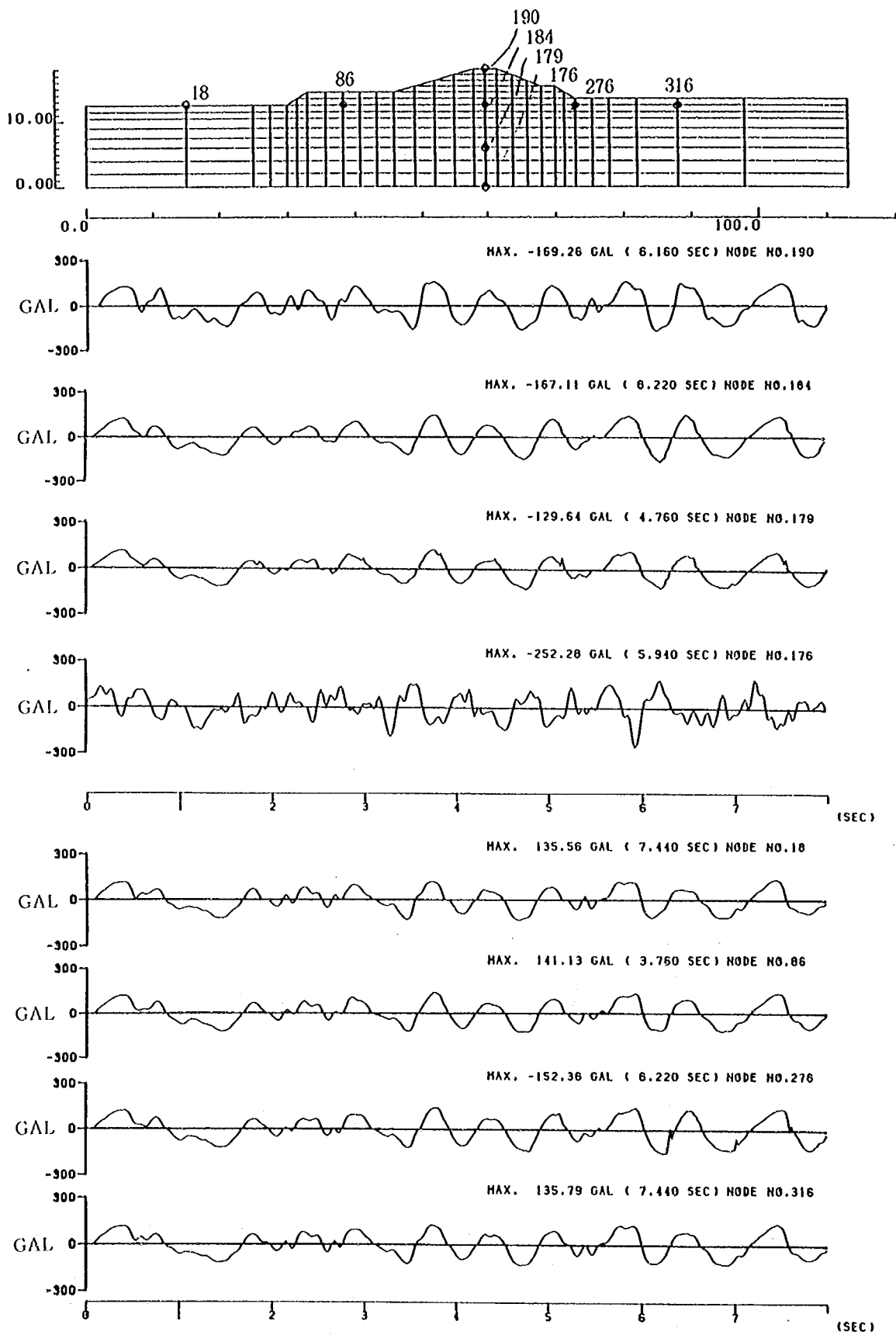
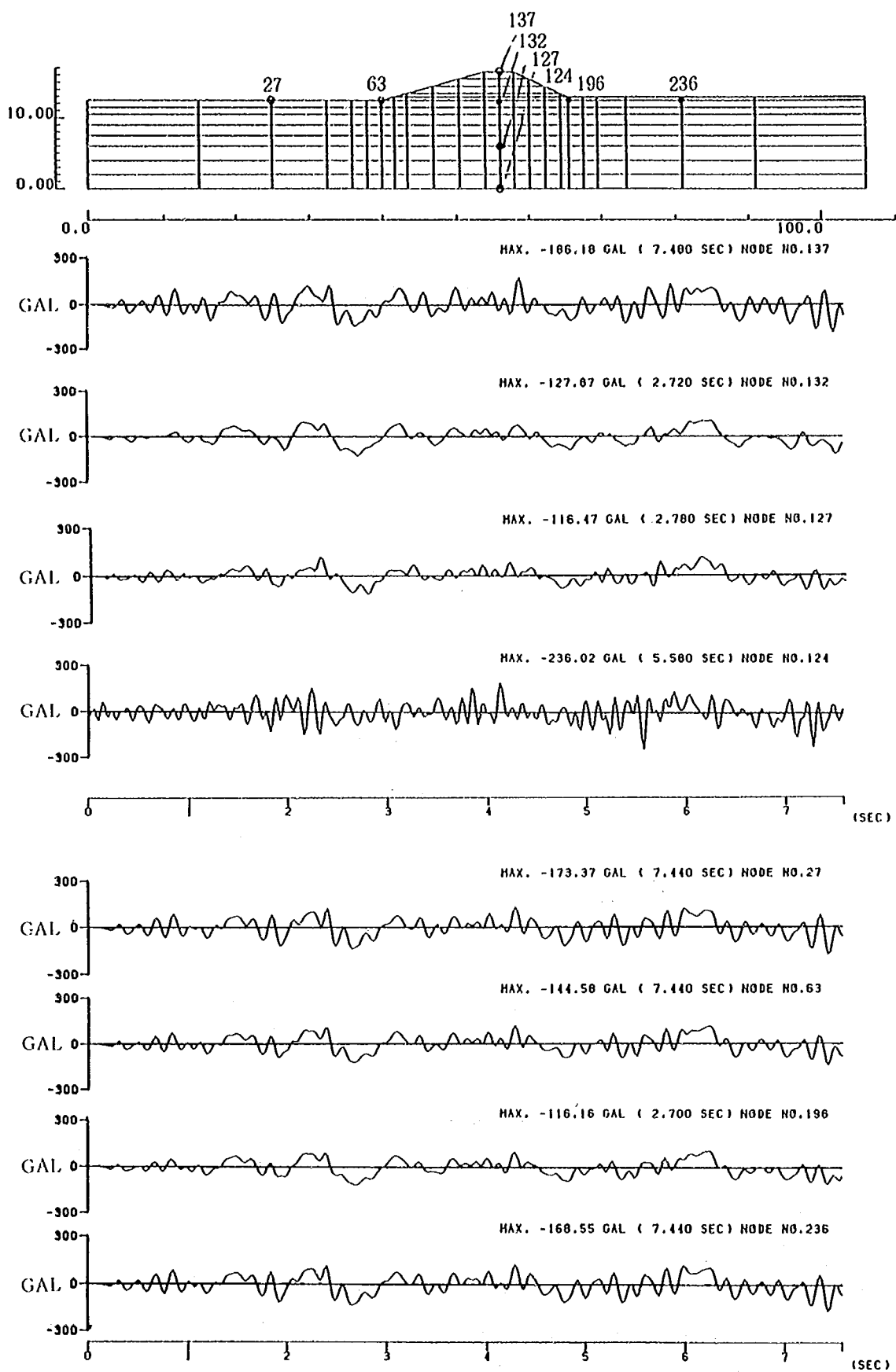


图 3.12 盛土応答波形 (岩木川)



(b) 岩木川B地点

図 3.12 盛土応答波形 (岩木川) (つづき)



(c) 岩木川C地点

図 3.12 盛土応答波形 (岩木川) (つづき)

表 3.5 最大震度及び等価震度（八郎潟）

解析対象地点	最大加速度 $\alpha_{\max}(\text{gal})$	最大震度 k_s	等価化係数 C_r	等価化震度 k_h
A	1 4 0	0. 1 4	0. 6 7 8	0. 1 0
B	1 4 0	0. 1 4	0. 6 8 9	0. 1 0
C	1 3 0	0. 1 3	0. 6 8 9	0. 0 9

表 3.6 最大震度及び等価震度（岩木川）

解析対象地点	最大加速度 $\Lambda_{\max}(\text{gal})$	最大震度 k_s	等価化係数 C_r	等価化震度 k_h
A	2 0 0	0. 2 0	0. 7 6 3	0. 1 5
B	1 5 0	0. 1 5	0. 7 0 0	0. 1 1
C	1 4 0	0. 1 4	0. 7 5 8	0. 1 1

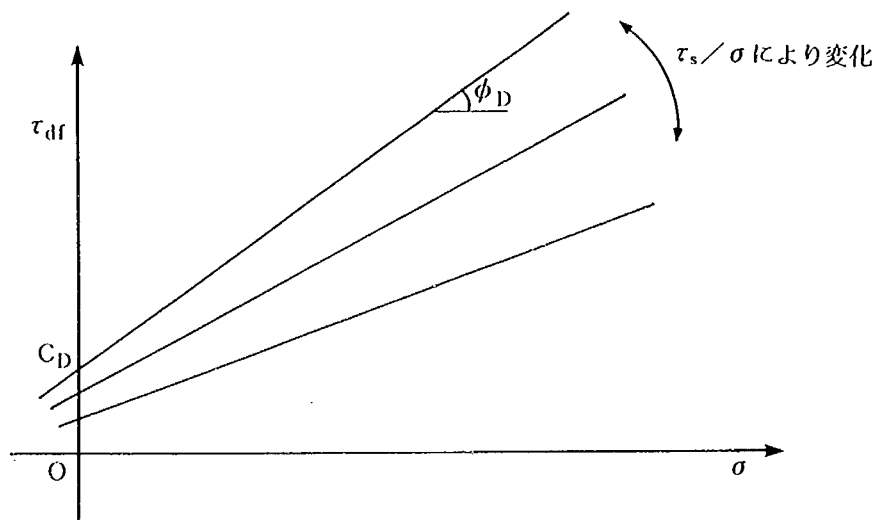
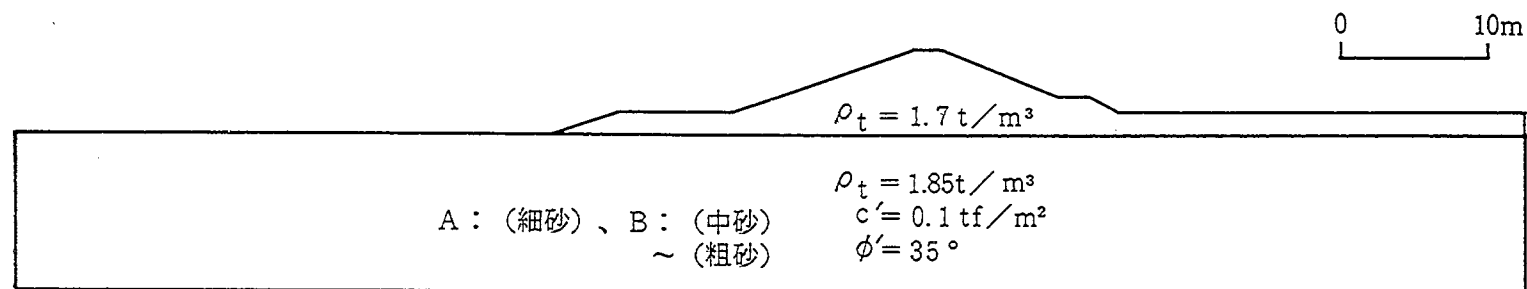


図 3.13 初期せん断応力の影響を受ける動的強度線（概念図）

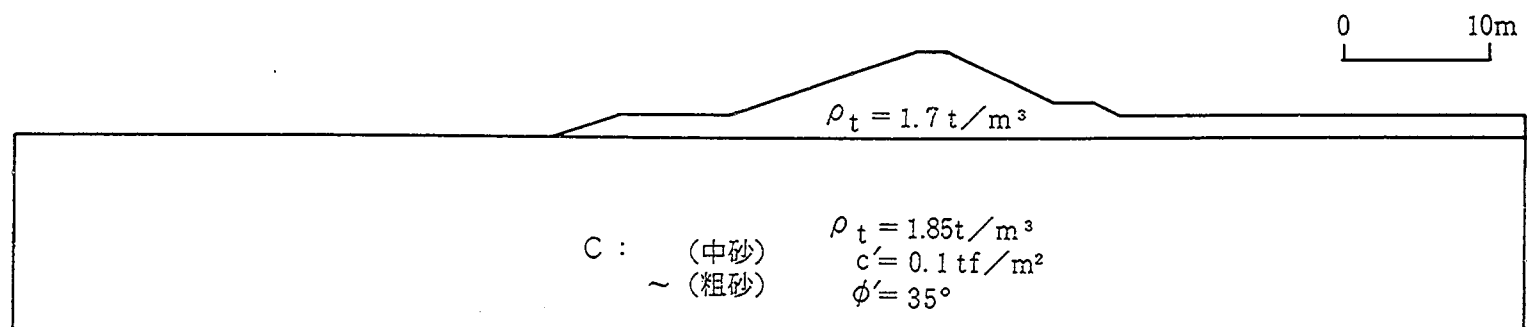
- ① あるすべり円弧についての常時安全率 F_s を静的強度 τ_{sf} を用いて計算する。
- ② 次に、 $\tau_s / \tau_{sf} = 1 / F_s$ がすべり面全体にわたって一定と仮定し、そのすべり面に対する各点での動的強度 τ_{df} を図-3.5を用いて、求める。
- ③ この動的強度 τ_{df} を強度 S_3 として（3.3）式に用いた。

(1) 八郎潟干拓堤防

解析条件は用いた強度等により表 3.7 のようにまとめられる。又、解析モデルを図 3.14 に示す。すなわち、安定計算においては、図 3.2 の各箇所の最下層のシルト層は除いたものとなっている。これは、被災状況等から浅層の砂層の強度低下が主原因と考えられたためである。さらに、解析各地点ごとに、砂層の液化化強度及び地震動の大きさが異なっているために、一般に地盤の動的強度 τ_{df} 及び発生過剰間げき水圧は異なったものとなる。



(a) 八郎潟A, B地点



(b) 八郎潟C地点

図 3.14 解析モデル (八郎潟)

表 3.7 安定解析条件 (八郎潟)

強度の種類	地 盤 強 度 定 数	震 度	間げき水圧
S ₁	$c' = 0.1 \text{ tf} / \text{m}^2$ $\phi' = 35^\circ$	あり	静 水 圧
S ₂		あり	静水圧 + 過剰間げき水圧
S ₂ '		なし	〃
S ₃	$\tau \text{ df}$	あり	静 水 圧

地盤の静的強度定数 (S₁) としては、 $c' = 0.1 \text{ tf} / \text{m}^2$ 、 $\phi' = 35^\circ$ とした。地下水面以下の砂質土盤に c を見ることは余り一般的ではないが、 $c' = 0$ とすると地表面を極く薄く切るすべり安全率が 0 となる非現実的なものとなることを避けるためである。この場合、ある程度深いすべりに対しては、この程度の c' の値は F_s にほとんど影響を与えないことは確めてある。 ϕ' も砂層の密度により変化するものであるが、この場合砂層の密度の影響は、 ϕ' そのものよりも、発生間げき水圧の値に対してより大きく影響するため、ここでは各地点について ϕ' を一定としている。

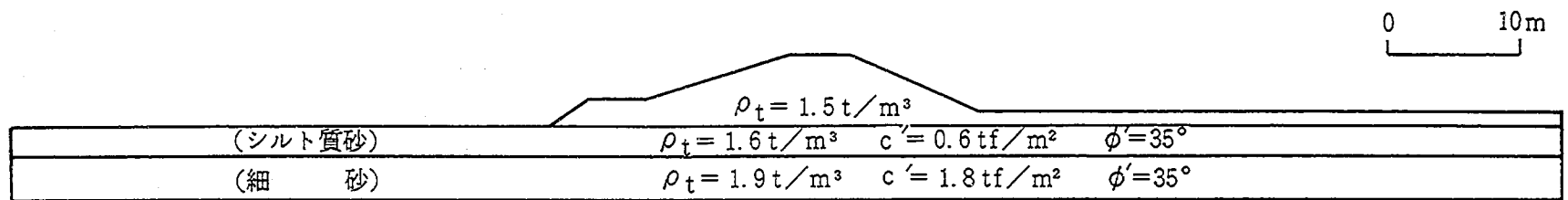
(2) 岩木川堤防

解析条件は用いた強度等により表 3.8 のようになる。

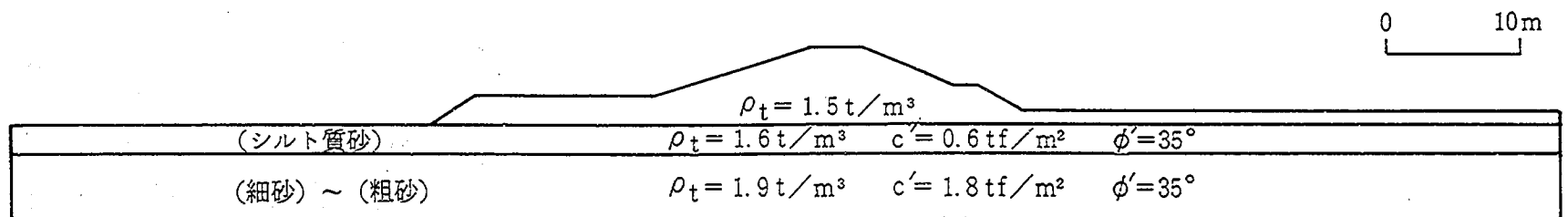
解析モデルを図 3.15 に示す。この内、A、B 両地点の地盤での特徴は、細粒分の多い砂層（シルト質砂層）が深層部に存在することにあり、静的せん断試験によれば、 $c' = 1.8 \text{ tf} / \text{m}^2$ 程度の粘着力が得られた。なお、ここでも、図 3.7 の各箇所の砂層より深部の粘土・シルト層は除いて考えている。

表 3.8 安定解析条件 (岩木川)

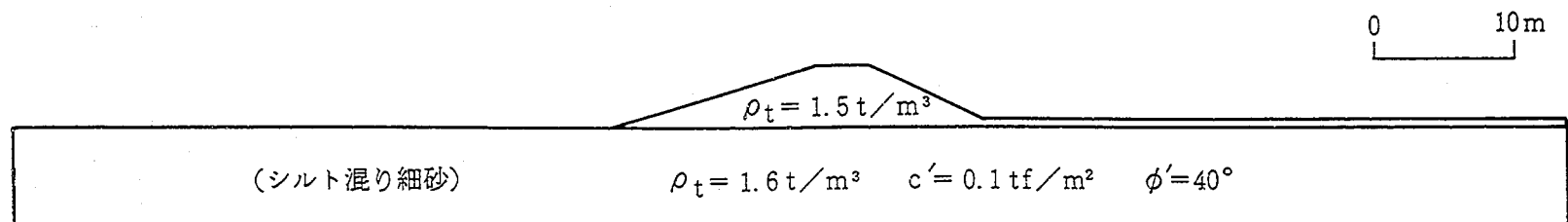
強度の種類	地 盤 強 度 定 数			震 度	間げき水圧
	A 地 点	B 地 点	C 地 点		
S ₁	地層 I : $c' = 0.6 \text{ tf} / \text{m}^2$ $\phi' = 35^\circ$ 地層 II : $c' = 1.8 \text{ tf} / \text{m}^2$ $\phi' = 35^\circ$		$c' = 0.1 \text{ tf} / \text{m}^2$ $\phi' = 40^\circ$	あり	静 水 圧
S ₂				あり	静水圧 + 過剰間げき水圧
S ₂ '				なし	〃
S ₃	$\tau \text{ df}$	$\tau \text{ df}$	$\tau \text{ df}$	あり	静 水 圧



(a) 岩木川A地点



(b) 岩木川B地点



(c) 岩木川C地点

図 3.15 解析モデル (岩木川)

3-2-5 計算結果と考察

(1) 八郎潟干拓堤防

各地点での各々の強度を用いた場合の震度と安全率の関係を図 3.16 に示す。同図から、用いる強度によって安全率 F_s には極めて大きな差が生じていることが分る。強度 S_2 、 S_2' を用いたケースでは、震度のある大きさを境にして F_s が急激に減少しているが、これは、ここで用いた液状化抵抗率 F_l と発生過剰間げき水圧の間の関係が非常に鋭敏であることを反映したものである。強度 S_1 、 S_3 を用いたケースでの F_s の変化は地震力のみによるものである。両者の F_s の大きさの差は、強度 S_1 、 S_3 の大きさの差に対応する。また、同図中には、地震応答解析により得られた地表面最大加速度に対応する震度を示しているが、強度 S_1 による F_s は極めて大きくなっており、各地点が被災した事実と対応しない。残る S_2 、 S_2' 、 S_3 について前述した堤防の沈下量と地震時安全率 F_s との関係を示したものが図 3.17 である。いずれも、 F_s が小さい所で沈下量が大きいという点では妥当な関係となっているが、強度 S_2 、 S_2' を用いたケースでは F_s は相当小さい。この 3 地点の近傍で無被災の堤防もあったことと合わせて考えると、強度 S_2 、 S_2' はやや合理性に欠けると思われる。一方、強度 S_3 を用いたケースでは被害の生じ始める F_s は 1.2 程度となっているが、沈下量の大きいところでの安全率は強度 S_2 、 S_2' を用いた場合のように極端に小さくなることはなく、沈下量と F_s の対応関係は比較的良好であり、地震時安定の判定に用いるのが合理的と考えられる。

図 3.18 に、C 地点断面において各強度を用いた安定計算において安全率が最小となる円弧の位置と安全率を示す。

(2) 岩木川堤防

各地点での震度と安全率の関係は図 3.19 のようである。この場合も、用いる強度によって安全率 F_s は大きく異なっている。強度 S_2 、 S_2' を用いたケースでは、図 3.16 と同じく、震度のある大きさを境にして F_s が急激に減少している。

同図中に、地震応答解析に基づいて求めた等価震度を示した。算定した等価震度において、強度 S_2' を用いたケースでの安全率が S_2 を用いたケースよりは大きいとは言うまでもないが、八郎潟の場合と異なり、算定震度において S_1 、 S_3 の計算結果に対して一定の関係にない。

ある程度の被害を生じた A、C 両地点での安全率の大小関係及び算定震度における安全率の絶対値は共に類似したものとなった。算定震度において、 S_2' と S_3 の安全率はほぼ等しく 1 より大きい。 S_2 の安全率は 1 よりも小さいが、 S_2 、 S_2' とともに八郎潟の場合ほど小さい値ではない。A 地点の場合には、前述したように地盤に粘着力があることがその理由である。C 地点の場合は、八郎潟と同じく地盤粘着力は小さく震度の大きい所では S_2 、 S_2' の安全率は非常に小さいが、算定震度が小さいために、安全率はやや大きい結果となった。

無被害の B 地点では、どの強度についても算定震度において安全率が 1 より大きい。中でも、震度 k_h を作用させない S_2' (間げき水圧発生のみ考慮) の結果は震度 k_h を作用させる S_1 (静的強度) の結果よりも大きい安全率を与えることが特徴的である。これも地盤粘着力の影響が大きい。

強度 S_1 は、どの地点においても 1 より極めて大きい F_s を与え、A、C 両地点で被害が生じたこと

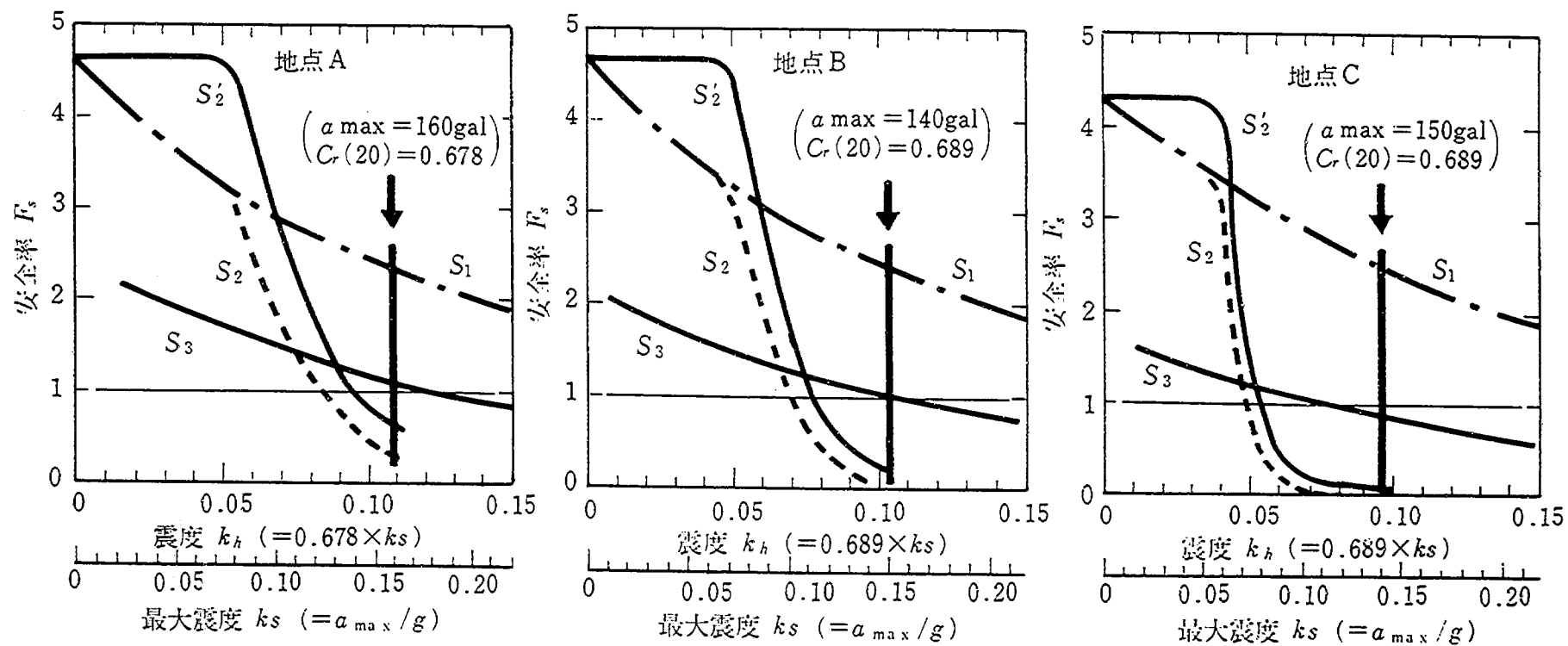


図 3.16 震度と安全率の関係 (八郎潟)

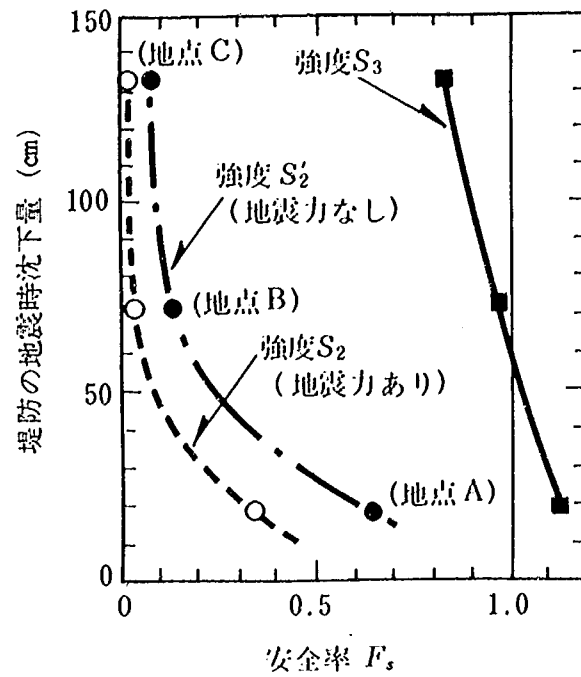


図 3.17 堤防の沈下量と安全率の関係 (八郎潟)

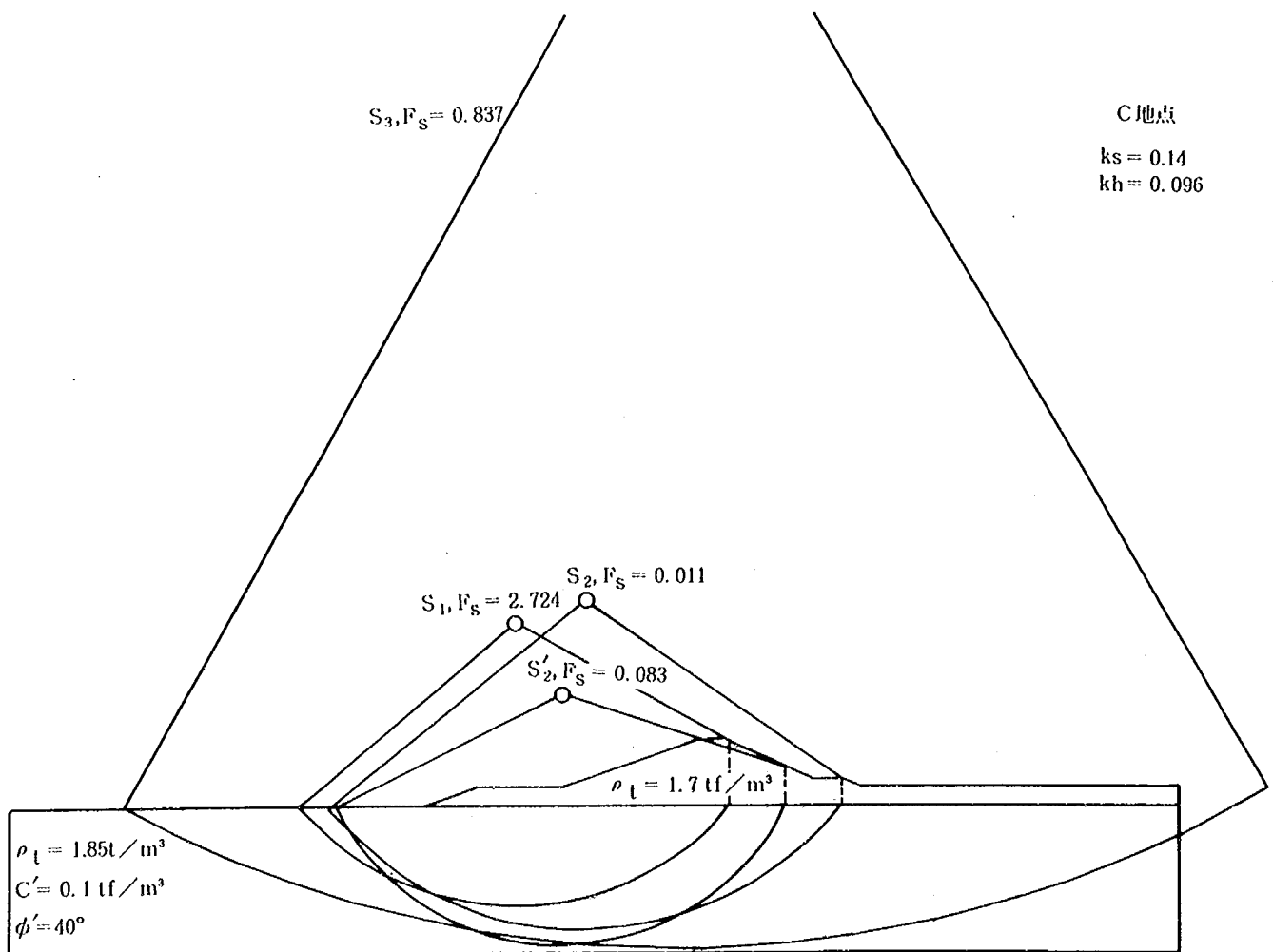


図 3.18 最小安全率を与える円弧 (八郎潟C地点)

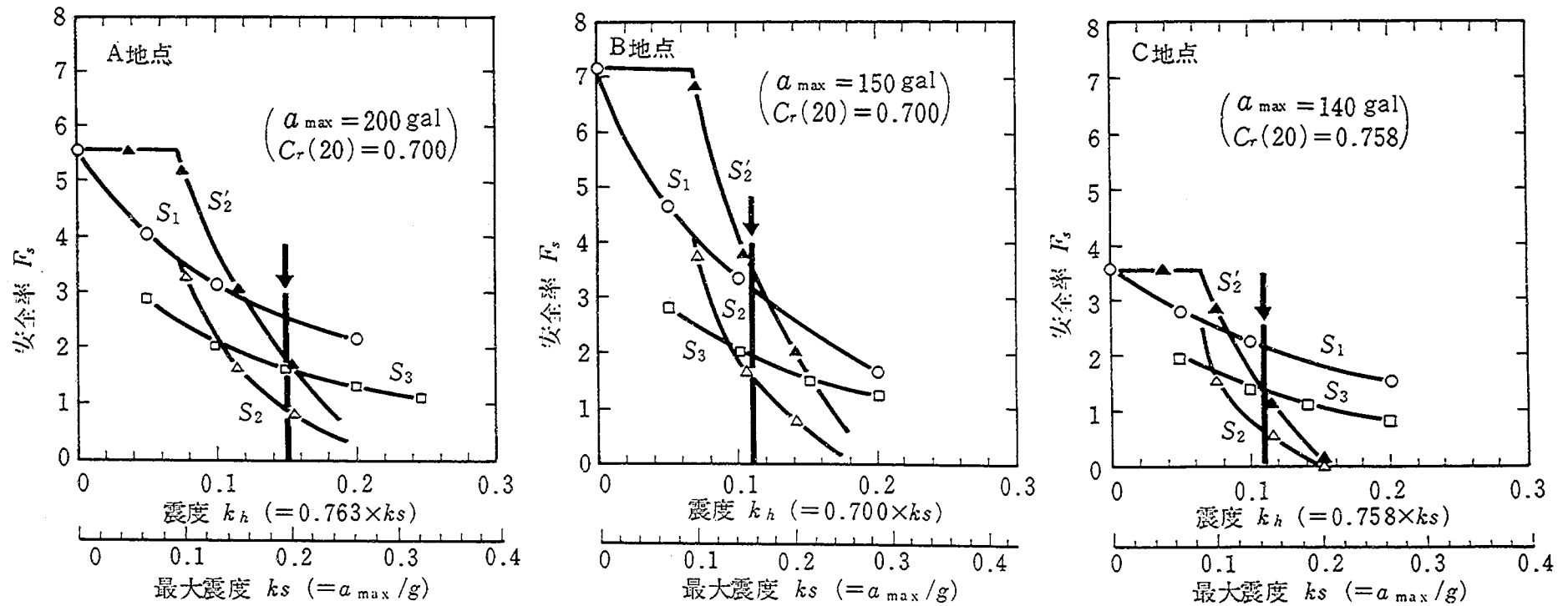


図 3.19 震度と安全率の関係 (岩木川)

と矛盾する。強度 S_2 は、被害の生じた A、C 地点で 1 より小さい F_s を与える。強度 S'_2 、 S_3 では、全地点とも F_s は 1 より大きくなっている。これらの結果の内、 S_2 、 S'_2 、 S_3 について堤防の沈下量と地震時安全率との関係を図 3.20 に示す。

強度 S_2 、 S'_2 、 S_3 について堤防の沈下量と地震時安全率との関係を図 3.20 に示す。

表 3.2 に示したように B 地点では、測定沈下量に幅があり、同図では、測定沈下量の幅の中央値を代表値として安全率と対比している。図 3.20 及び図 3.17 から次のことが読み取れる。① いずれも、沈下量の見られなかった C 地点では F_s が大きい妥当な結果を与える。② しかし、強度 S_2 と S'_2 では F_s は全く異なった値となっており、 S_2 では、被害・無被害のいき値を $F_s = 1$ とすることが可能であるが、八郎潟の場合の図 3.17 とは全く異なった結果である。 S'_2 では、被害・無被害地点とも F_s は 1 よりかなり大きい。③ 残る強度 S_3 も又、被害を生じた場合でも F_s は 1 よりやや大き目であるが、概略の傾向は図 3.17 とほぼ同様である。この場合の強度には、八郎潟の場合のように地震後の地盤強度から地震前の強度を推定するというを行っていないことを考えると、両者の間の差は説明できる。

以上のことから、この場合にも、強度 S_3 が地震中の安定・不安定の判定に最も適切と考えられる。

図 3.21 に、A 地点断面において各強度を用いた安定計算において安全率が最小となる円弧の位置と安全率を示す。

(3) 安定計算に用いる強度のまとめ

(1)(2) に述べたことは以下のようにまとめられる。

- ① 静的強度は、一般に 1 よりも過大な安全率を与え、被害の有無を合理的に説明できない。
- ② 有効応力による動的強度は、粘着力のない砂では震度の有無に関りなく過小な安全率も与える一方、シルト質の粘着力のある砂質土では、粘着力のない場合に比べて大き目の安全率を、特に震度を作用させない場合にはかなり過大な安全率を与える。

すなわち、有効応力による動的強度は、砂質土であっても、粘着力の有無により、算定される安全率は大きく異なり、実被害との対比が一義的なものとならない。

- ③ 一方、ひずみ基準による動的強度の場合、被害の大小が F_s とほぼ一義的な関係にあり、又、被害の有無のいき値として、1.1 ～ 1.2 程度をとることができる（地震前推定強度を用いた八郎潟の場合）。

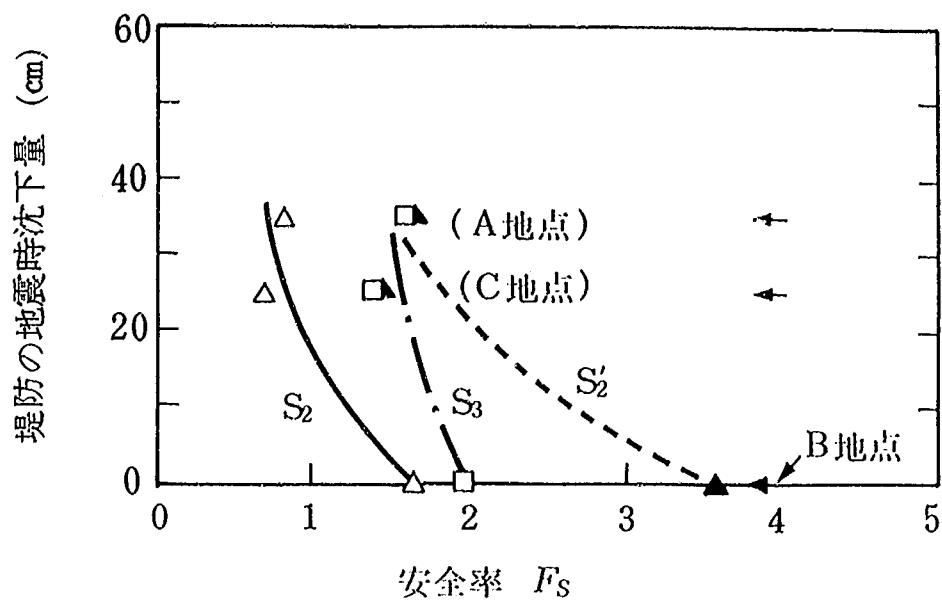


図 3.20 安全率と被災度の関係 (岩木川)

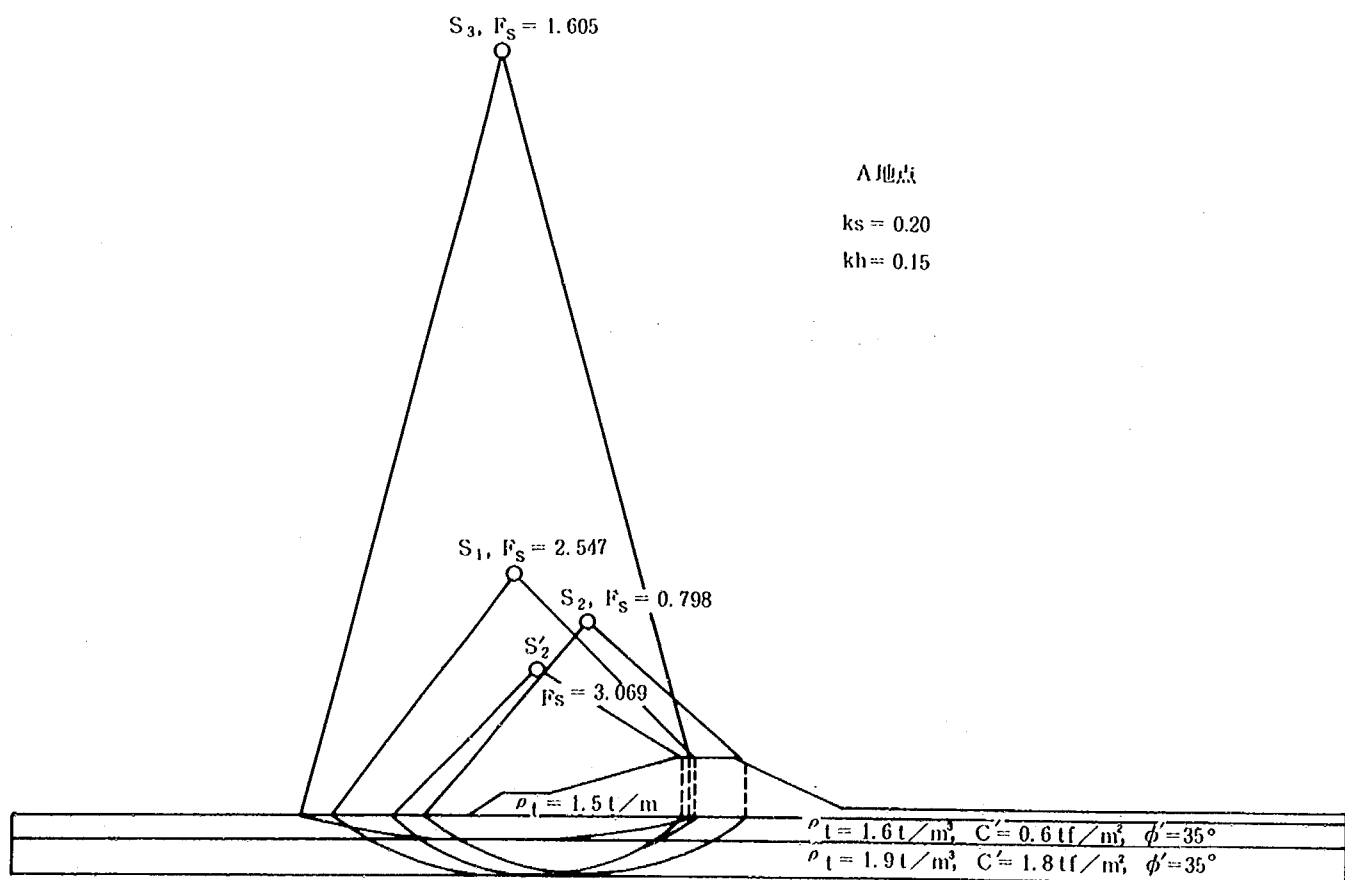


図 3.21 最小安全率を与える円弧 (岩木川A地点)

3-3 ま と め

本文では地盤の液状化による被災堤防の解析とその被災実態の対比として次の事項を述べた。

- ① 堤体の地盤時応答の推定のために、近傍での地震観測記録に基づいて解析対象箇所の基盤入射波形を求め、堤体の地震応答解析を行った。
- ② ①の結果に基づいて、累積損傷度理論により、安定計算のための等価震度を算定した。
- ③ 液状化性土の強度としては、初期せん断応力を考慮してひずみを破壊基準とする全応力強度を用いるのが合理的である。

4. 液状化性地盤上の盛土の模型振動実験

4-1 目的

実験は次の4項目を目的として行った。

- ①地震による盛土の破壊機構を調べる。
- ②盛土の地震時被災度に及ぼす入力地震動特性の影響を調べる。
- ③盛土の地震時安定に大きく影響する土の動的強度はどのように表すのがよいかを調べる。
- ④不規則に作用する地震外力と震度法すべり面計算に用いられる震度との関係を調べる。

このために、実験では6つの盛土模型を作成し、それぞれに異なった地震外力を与えて振動破壊実験を行った。

4-2 実験方法

4-2-1 実験装置

(1) 振動台

振動台は、建設省土木研究所ダム耐震実験施設に設置されている4m×4mの振動台を用いた。表4.1に振動台の主な仕様を示す¹⁾。

表4.1 振動台仕様¹⁾

諸 元	仕 様
振 動 台 寸 法	4 m × 4 m (自重 13.5 tf, 鋼板溶接箱構造)
最 大 載 荷 重 量	40 tf
最 大 変 位 振 巾	水平方向 ± 100 mm, 鉛直方向 ± 50 mm
最 大 加 速 度	水平方向 ± 980 cm/sec ² , 鉛直方向 ± 980 cm/sec ²
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式
加 振 波 形	正弦波, 三角波, 矩形波, 任意波形
加 振 方 向	水平一軸, 鉛直一軸, 水平鉛直二軸
最大転倒 モーメント	ピッチング 70 tf m (18 tf 載荷時) ローリング 70 tf m (23 tf 載荷時)
最大回転 モーメント	ヨーイング 20 tf m (23 tf 載荷時)
加 振 器	水 平 方 向 59 tf (29.5 tf × 2 台) 鉛 直 方 向 109.2 tf (27.3 tf × 4 台)
振 動 数 範 囲	起振可能周波数 100 Hz 追従可能周波数 (水平 0.1 ~ 20 Hz 鉛直 0.1 ~ 25 Hz) 正弦波制御可能周波数 (水平 0.1 ~ 35 Hz 鉛直 0.1 ~ 50 Hz)

(2) 土槽

土槽は、内寸法で幅 250 cm、高さ 60 cm、奥行き 68 cm の鋼製のものを用いた。図 4.1 に土槽の概要を示す。土槽底部にはポーラスストーン付き排水口が 10 個あり、底面には、振動実験時に模型地盤と底面との間ですべりが生じないように全面にわたって鋼製グレーチングが溶接されている。また、長手方向側面のうち 1 面が透明アクリル板でできており、模型の変形が観察できる。

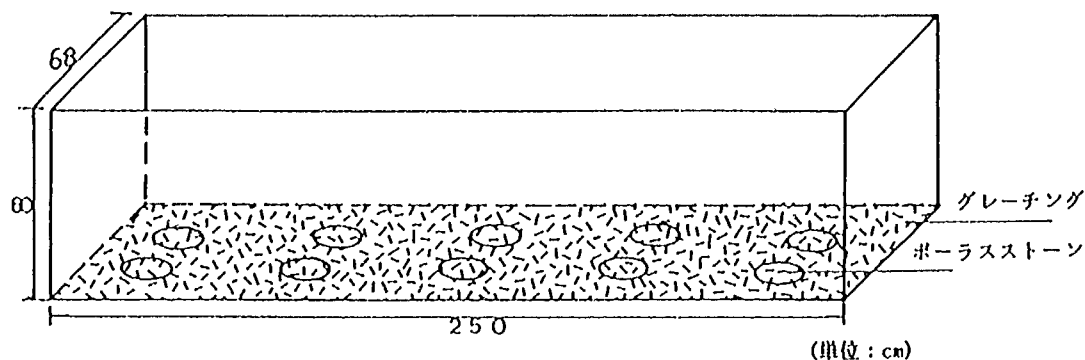


図 4.1 土槽概要図

(3) サンドホッパー

地盤の作成にはサンドホッパーを用いた。図 4.2 にサンドホッパーの概要を示す。このホッパーは、幅 68 cm、高さ 25 cm で 底部には幅を調節できるスリットが付いている。また、ホッパー支持台にはローラーが付いており、土槽上に設置されたレールの上を土槽長手方向に移動できるようになっている。

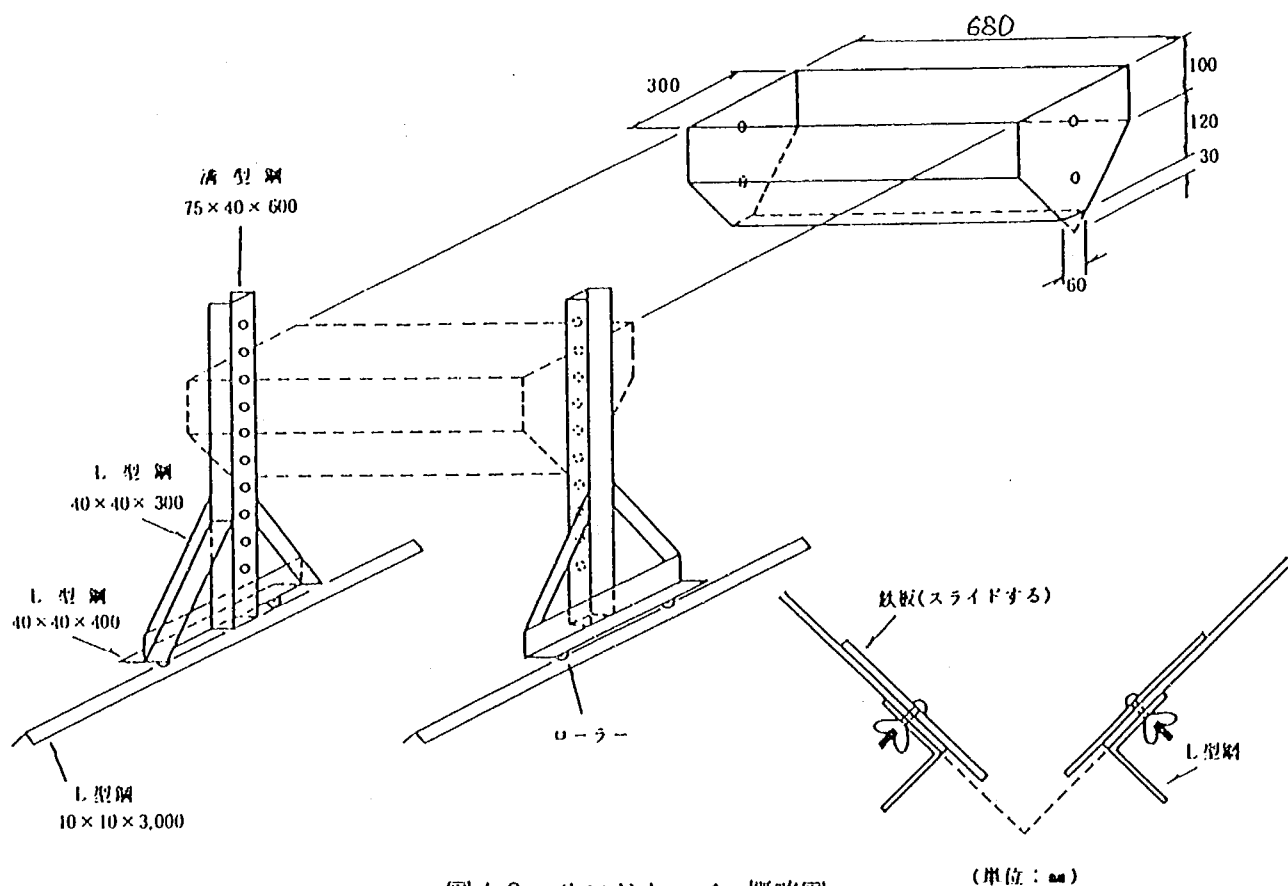


図 4.2 サンドホッパー概略図

4. - 2 - 2 実験模型

模型の形状寸法を図4.3に示す。模型材料には盛土、地盤ともに豊浦標準砂を用いた。盛土と地盤の境界には薄い粘土膜を敷き、盛土が水を吸って振動実験時に液状化することを防いだ。

地盤は、相対密度 D_r が80%程度の密なものを考えたので、空中落下法で作成した。計画時には、密な地盤の作成方法として、水中落下後に突き固める方法と、空中落下法の2つが考えられたが、飽和度にやや問題があるものの、施工性の良さと模型の再現性・均一性を考えて後者を選んだ。砂の落下にはサンドホッパーを用いた。サンドホッパーのスリット幅は 図4.4に示す検定試験の結果を用いて、相対密度 D_r が80%となるように設定した。サンドホッパーで乾燥砂を落下させた後は、飽和度を上げるために二酸化炭素を通し、最後に脱気水を下部より注水し、飽和状態とする。盛土は、湿潤砂（含水比 $W = 9\%$ 程度）を手で突き固めて作成した。

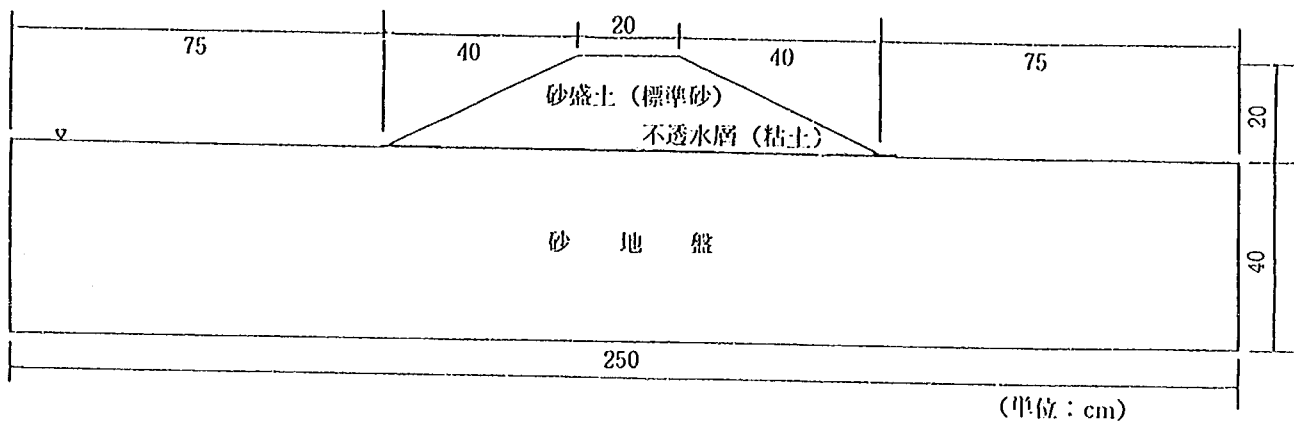


図4.3 模型形状図

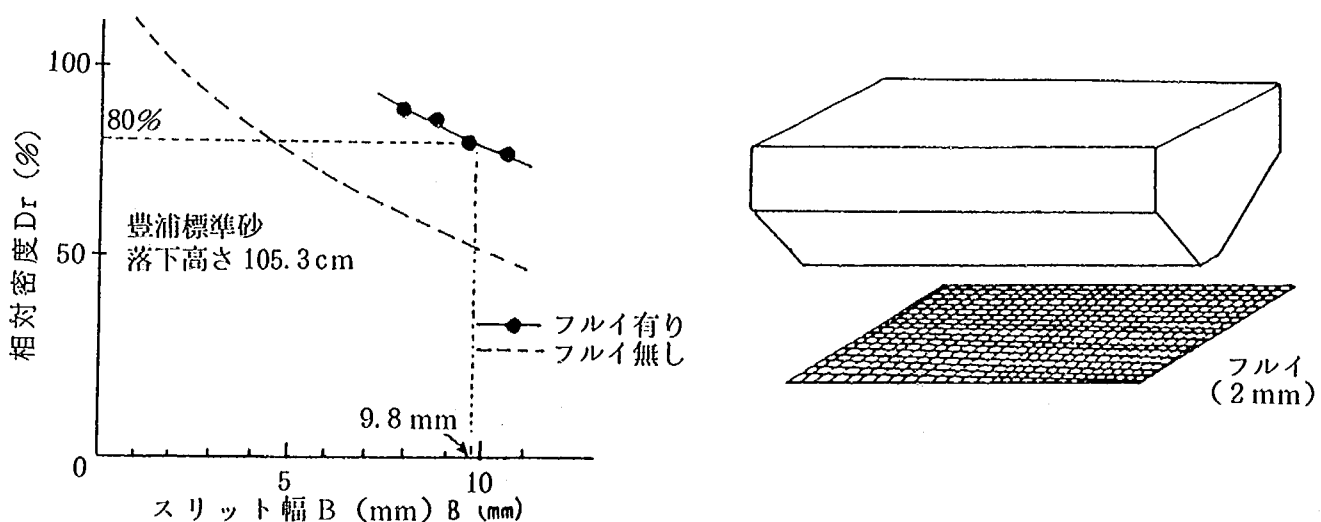


図4.4 サンドホッパーの検定結果

表 4.2 に、実験に用いた 6 模型の地盤と盛土の密度の測定結果を示す。密度は投入した砂の重量を体積で除して求めたものである。表 4.2 によると地盤の平均相対密度は 75 % であり、目標とした 80 % よりやや低い。しかも、模型によって相対密度がかなりばらついている。この原因としては、ホッパーの移動速度の影響が考えられる。盛土の平均湿潤密度は $\rho_t = 1.36 \text{ g/cm}^3$ であった。

表 4.2 各ケースの模型密度

ケース	模 型 密 度			
	地 盤		盛 土	
	$\rho_d (\text{g/cm}^3)$	Dr (%)	$\rho_t (\text{g/cm}^3)$	W (%)
1	1.583	79	1.353	9.3
2	1.565	73	1.256	8.8
3	1.575	76	1.373	8.2
4	1.583	79	1.381	9.6
5	1.565	73	1.426	10.1
6	1.550	68	1.371	8.1

表 4.3 に、盛土作成前および盛土作成後に行った S 波速度測定の結果を示す。S 波速度の測定は板たたき法で行った。測定の結果、S 波速度の平均値は盛土部が約 65 m/s 、地盤部が約 100 m/s であった。

表 4.4 に模型の平均物性値を示す。

表 4.3 S 波速度測定結果

ケ ー ス		1	2	3	4	5	6	平 均
盛土作成前	地盤の S 波速度 (m/s)	—	50	122	121	92	110	99
	盛土の S 波速度 (m/s)	60	65	60	80	63	58	64
盛土作成後	地盤の S 波速度 (m/s)	95	92	109	95	98	100	98

注) ケース 1. 盛土作成前測定データはテープ収録しておらず、解析値無

表 4.4 模型の平均的物性値

盛土	含水比 W (%)	9.0
	湿潤密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	1.36
	S 波速度 $V_s (\text{m/s})$	65
地盤	相対密度 Dr (%)	75
	乾燥密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	1.57
	湿潤密度*) $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	1.98
	S 波速度 $V_s (\text{m/s})$	100

*) 飽和度 $S_r = 100\%$
とした場合

4-2-3 実験方法・実験条件

実験は6つの模型盛土について行い、各模型に対して共振実験と強振実験を実施した。

(1) 共振実験

共振実験は、模型に破壊および液状化を生じない程度の低い一定加速度の正弦波形（約10 gal）で、周波数を5 Hz から30 Hz まで1 Hz 刻みに上げて行くスイープ方式で行った。

(2) 強振実験

強振実験は、各ケースで加振波形（大別して規則波と不規則波）と加振周波数（規則波の場合）を変えて行った。各ケースの加振条件を表4.5に示す。

表4.5 各ケースの加振条件

ケース	加 振 条 件			
	波 形	振 動 数 f	加振時間 t_d	$f \times t_d$
1	規 則 波 (N=20波)	$f = 2.5 \text{ Hz}$	8 秒	20
2	規 則 波 (N=20波)	$f = 10 \text{ Hz}$	2 秒	20
3	規 則 波 (N=20波)	$f = 5 \text{ Hz}$	4 秒	20
4	不規則波 (衝撃型)	$f_0 = 5 \text{ Hz}$	5 秒	25
5	不規則波 (振動型)	$f_0 = 5 \text{ Hz}$	5 秒	25
6	不規則波 (振動型)	$f_0 = 2.5 \text{ Hz}$	10 秒	25

f_0 : 卓越周波数

ケース1～3は規則波（正弦波）を用いた実験で、加振周波数をそれぞれ2.5 Hz, 10 Hz, 5 Hzとした。ケース4～6は不規則波²⁾を用いた実験で、ケース4は図4.5に示す衝撃型波形を、ケース5, 6は図4.6に示す振動型波形を用いたものである。ここに、衝撃型・振動型の分類は石原による³⁾。ケース6で用いた波形はケース5の波形の時間軸を2倍に引き伸ばしたものである。ただし、図4.5, 図4.6に示したのは、振動台への入力波形である。振動台の応答特性のために、実際の模型への入力波形は図4.7に示すように変形した。強振実験では、各ケースにおいて、加振加速度の大きさを変えて5～15段階加振を行った。表4.6に、各ケースの段階加振加速度を示す。

なお、これらの異なった地震外力の相互の関係は次のように考えられる。

本来、模型振動実験の原型に対する入力振動は不規則地震波である。模型実験においては、一定振幅の規則波で行うことが多いが、想定する不規則地震波に対してどのような規則波を用いるならば、元の不規則波に対応する実験の代用として意味があるかは重要な課題である。模型の破壊に注目した場合、模型の応答加速度と繰返し載荷波数がまず重要な因子であろう。しかし、不規則波の場合、応答加速度も当然不規則で、例えば応答加速度の最大値は分るが、最大値以外のその他の加速度の持つ効果や波数の数え方には未だ定まった考え方はない。

したがって、この実験の目的は、当面何らかの観点から加振波が相互に比較できると見なされる加振条件下での実験結果を比較することにより、上述したような波形の影響の考え方を明らかにしてゆくこ

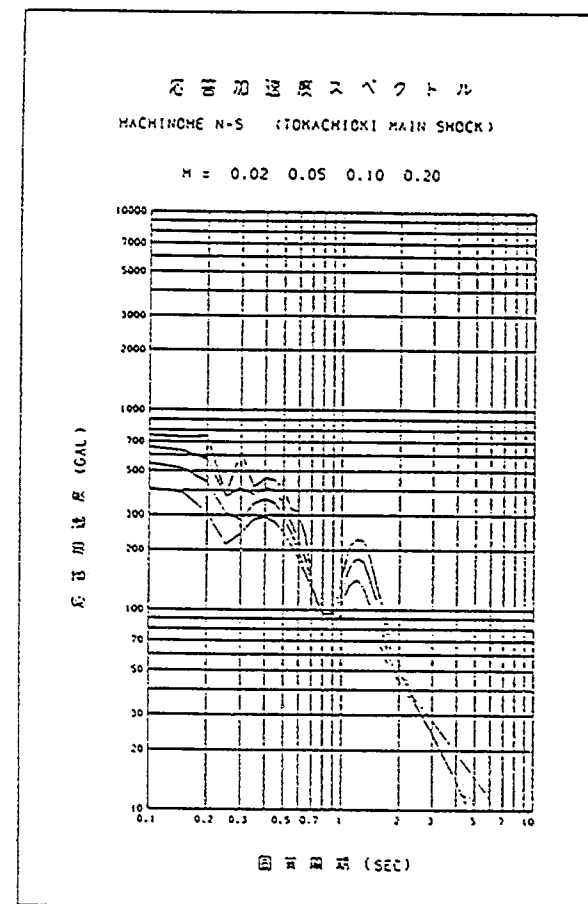
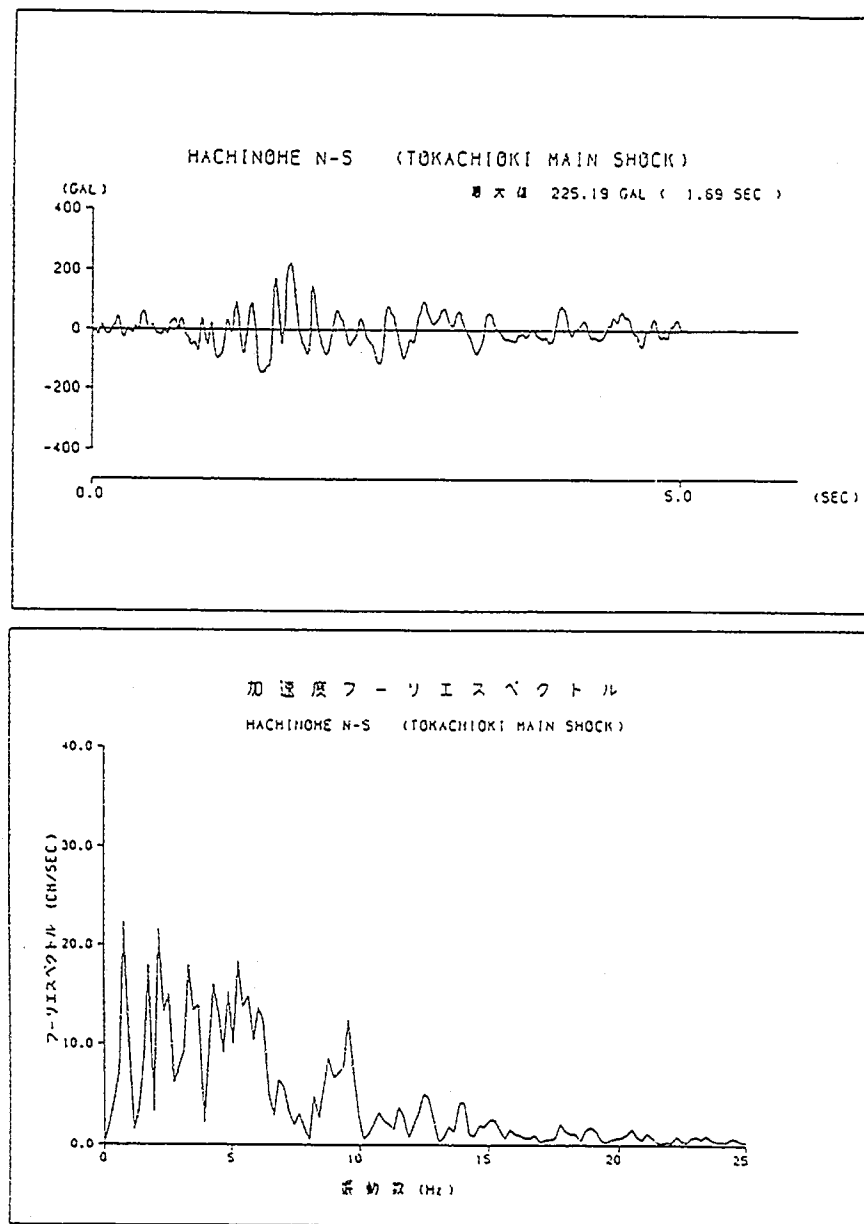


図 4.5 強震実験に用いた衝撃型不規則波形
(八戸 NS 1968 年十勝沖地震本震²⁾)

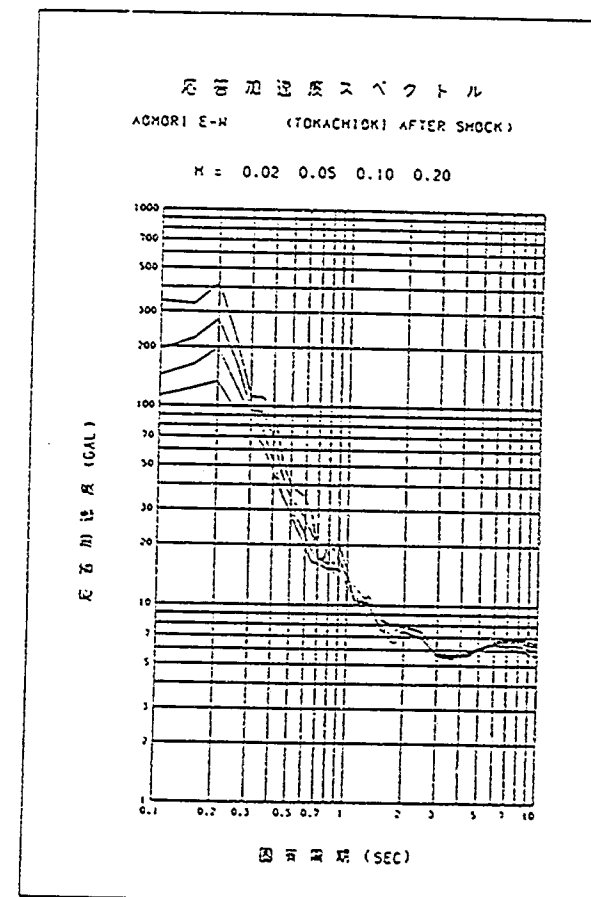
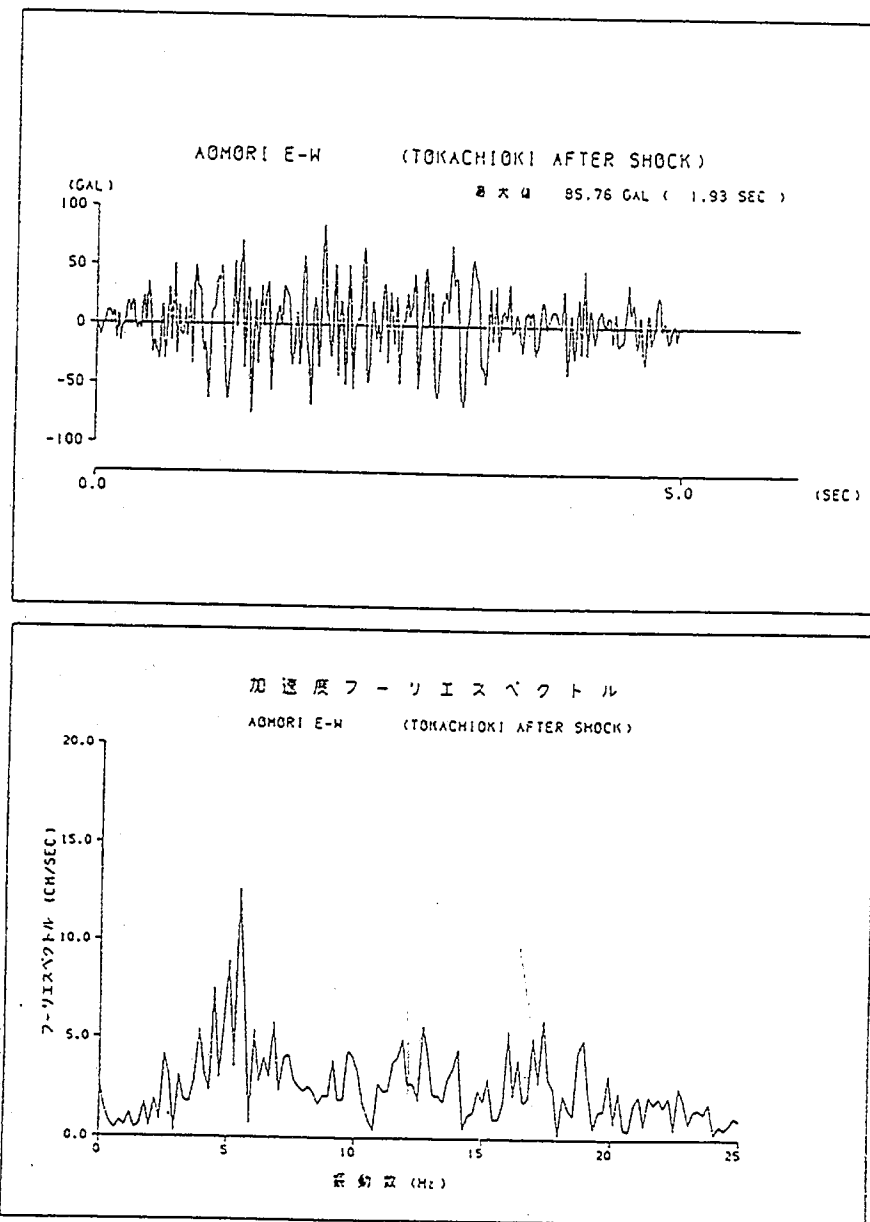


図 4.6 強震実験に用いた振動型不規則波形
(青森EW 1968年十勝沖地震余震²⁾)

とにある。

表 4.6 各ケースの段階加振加速度

ステップ	加 振 加 速 度 (gal)					
	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6
1	19	34	15	22	15	25
2	117	172	90	94	112	95
3	175	184	149	156	189	203
4	220	81	203	211	285	309
5	409	260	262	268	376	415
6	—	318	315	319	496	512
7	—	364	358	392	614	591
8	—	414	—	412	732	774
9	—	503	—	476	832	—
10	—	540	—	515	—	—
11	—	542	—	565	—	—
12	—	—	—	670	—	—
13	—	—	—	884	—	—
14	—	—	—	874	—	—
15	—	—	—	991	—	—

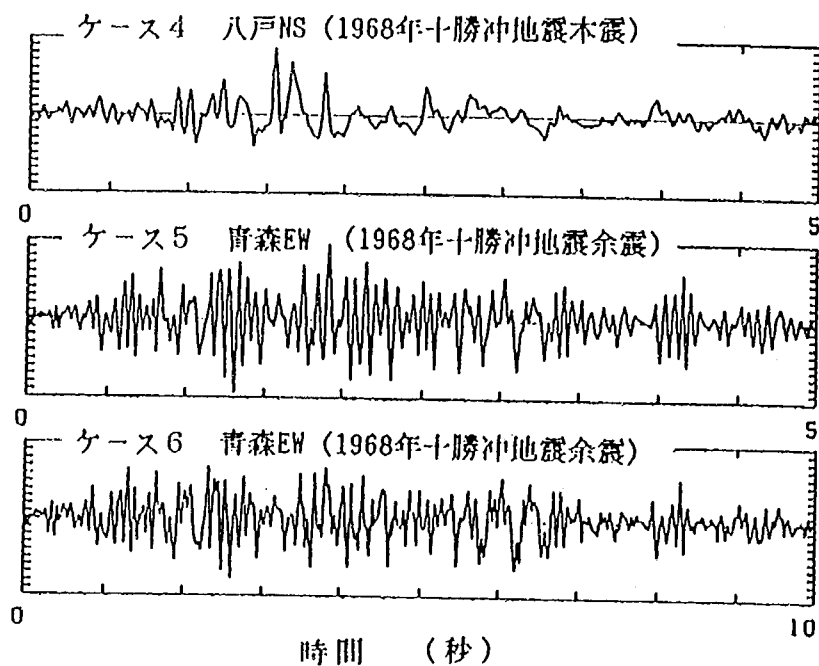


図 4.7 模型への入力波形

ここでは、以下のように考えた。

(1) で述べたように、加振振動数が1次共振振動数よりも十分低ければ、模型は剛体的な振動をするであろうから、模型の応答加速度は振動台加振加速度にはほぼ等しいと考えてよい。したがって、波形の意味はすべて加振加速度で考える。とすれば、加振加速度の大きさ（最大値）と繰返し波数が等しい条件での実験結果から、波形の影響が得られることになる。ここで、繰返し波数は規則波の場合は容易に定められるが、不規則波の場合には、ゼロクロッシング法等いくつかのものがある。ここでは簡単化のために、不規則波の卓越振動数 f_0 を求め、これと加振時間 t_d との積 $f_0 \cdot t_d$ を繰返し波数 N と考えることにした。表 4.5 に示したように、規則波の場合、 $N = 20$ 、不規則波の場合 $N = 25$ である。不規則波の中で、波形の影響を特に比べるためのものが、ケース 4、5 である。さらに、上に定義した繰返し回数は若干異なるが、規則波のケース 3 と合わせて波形の影響を見ることができ

る。

次に、加振振動数の影響を見るためには、ケース 1、2、3 並びにケース 5、6 の比較をする。厳密に言えばこれらの各ケースでは波数を同一にして振動数を変えているため、加振時間がそれぞれ異なり、加振中に発生過剰間隙水圧の消散の影響があるとすれば、この影響も含まれたものとなる。

4-2-4 計 測

加振中の計測は、加速度、間隙水圧、地表変位、せん断ひずみについて行った。図 4.8 に計測器の配置を示す。これらの記録はすべてデジタルデータレコーダーに収録した。表 4.7 には、各々の変換器の仕様を示す。

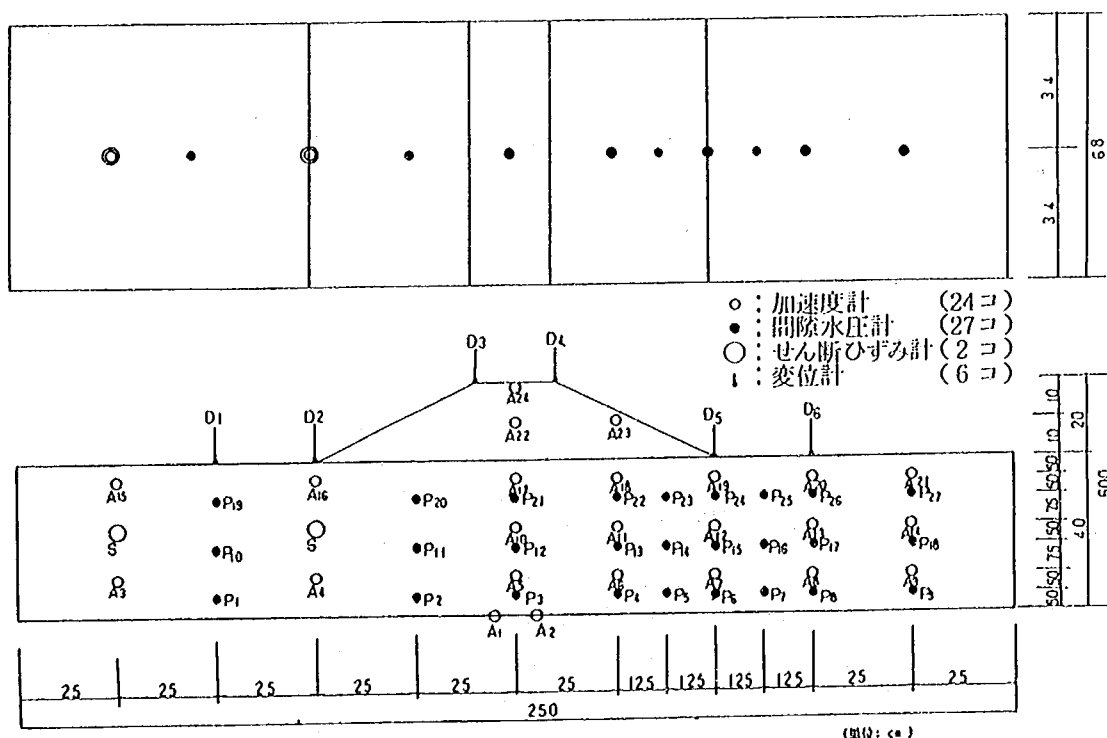


図 4.8 計測器配置図

表 4.7 変換器の仕様

センサー	型 式	規 格	容 量	製 作
加 速 度 計	ひずみゲージ式	AS-GA	1G, 2G	共和電業
間 隙 水 圧 計	ひずみゲージ式	BP-500GPS	0.5 kgf/cm ²	共和電業
せん断ひずみ計	ポテンシオメーター式	EG-80S	90°	東京測器
変 位 計	カンチレバー式	SDP-50c	50mm	東京測器

各段階の加振終了後には、土槽の亚克力板側壁に面した模型側面に作成した、白色砂によるメッシュの変形を、写真撮影およびトレースにより記録した。図 4.9 に白砂メッシュの位置を示す。また、図 4.10 に示す位置に配置した標点の水平および鉛直変位を計測した。

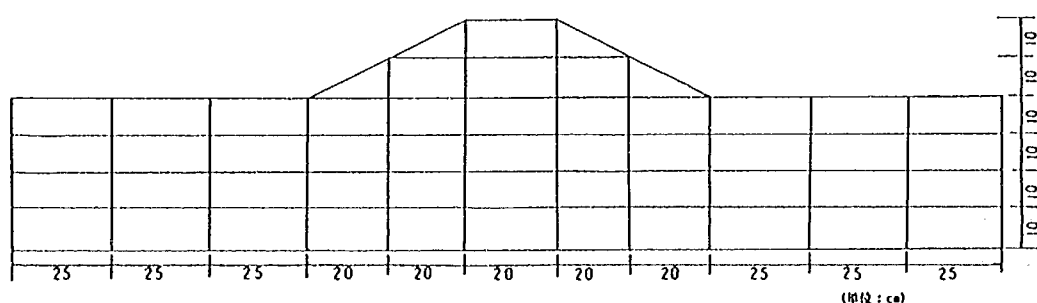


図4.9 白砂メッシュ位置図

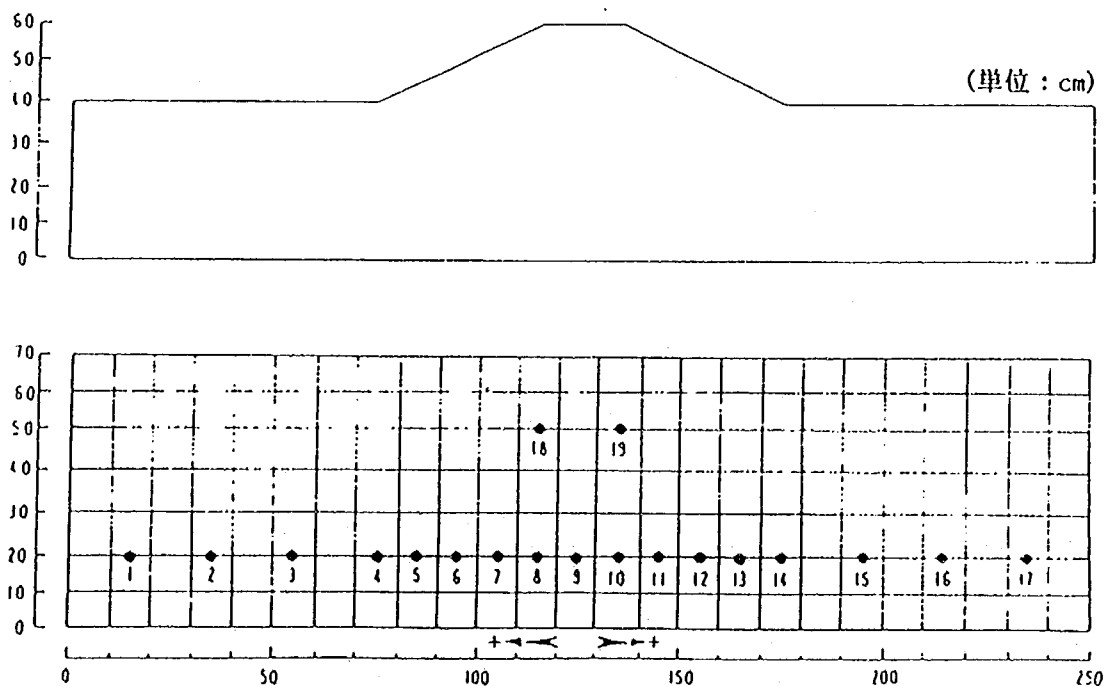


図 4.10 変位測定用標点位置図

4-3 実験結果

ここでは、実験結果から比較的直接的に示される事実について整理する。実験結果は、共振実験結果と強振実験結果とに分けて記述する。

共振実験においては、模型が破壊をしない加振レベルでの動的特性について調べることが目的であり、その観点から結果を述べる。

強振実験においては、加振段階・加振条件（波形）と生ずる被害程度との関係、強振時（破壊過程）において生ずる内部現象（間隙水圧、応力、ひずみ等）について注目すると同時に、破壊現象乃至は被害の程度を少しでも定量的に説明するための基礎データをとることが目的である。この後者の観点からの実験結果の考察は第5章において行う。

4-3-1 共振実験結果

図4.11に共振実験により得られた共振曲線の例を示す。この共振曲線より、模型の固有振動数が30 Hzよりも高いことがわかる。ところで、S波速度が測定されているので、S波速度から模型の固有振動数を求めてみる。多層水平地盤の1次固有振動数は次式で近似できる。

$$f_1 = \frac{1}{\sum (4H/V_s)} \quad (4.1)$$

ここに、 f_1 : 多層水平地盤の1次固有振動数

H : 厚層

V_s : S波速度

模型中央部を盛土天端までの水平地盤に置き換え、表4.3に示すS波速度測定結果を用いて、模型の固有振動数を計算すると次のようになる。

$$f_1 = \frac{1}{4 \times (0.2/65 + 0.4/100)} = 35 \text{ (Hz)}$$

この値は確かに30 Hzよりも大きい。

また、図4.11の共振曲線より、10 Hz以下の周波数では応答倍率がほぼ一定であることがわかる。ただし、共振曲線を求めるのに用いた加速度計の校正係数の値に間違いがあったらしく、応答倍率の値についてはやや信頼度が低い。そこで、強震実験を行う前に実施したホワイトノイズによる加振結果を用いて、共振曲線を描いてみた。このホワイトノイズは2 Hz～20 Hzの周波数成分を持つものである。

図4.12に、ホワイトノイズによる加振から得た共振曲線を示す。これより、10 Hz以下の周波数では応答倍率がほぼ1で、位相差もほとんどなく、模型は剛体的な応答をすることがわかる。

4-3-2 強振実験結果

(1) 盛土の沈下被害の概要

表4.8に、各ケース各加振段階の振動台加速度と盛土天端の累積沈下量を示す。振動台加速度はケース1～3の規則波加振については平均値を、ケース4～6の不規則波加振については最大値を用いている。

各ケースにおいて加振ステップ数は異なるが、規則波加振であるケース1, 2, 3では累積沈下量

が50～60mm程度で、不規則加振であるケース4，5，6では累積沈下量が17mm程度で実験を終了している。写真1～3に盛土の被害状況の様子を示す。

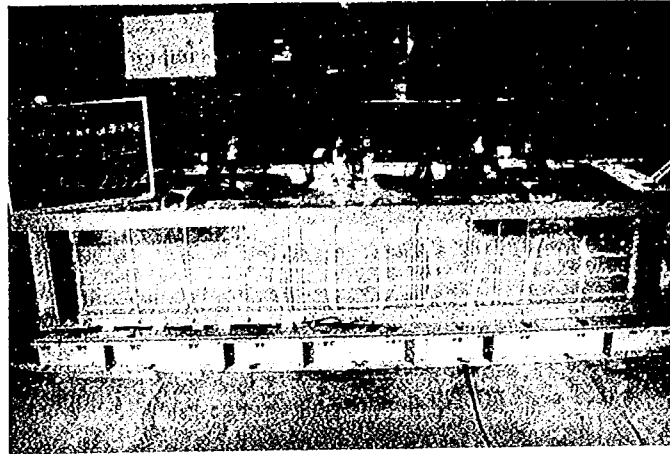


写真1 加振後の盛土の状況 (ケース1～4)



写真2 加振後の盛土の状況 (ケース1～5)

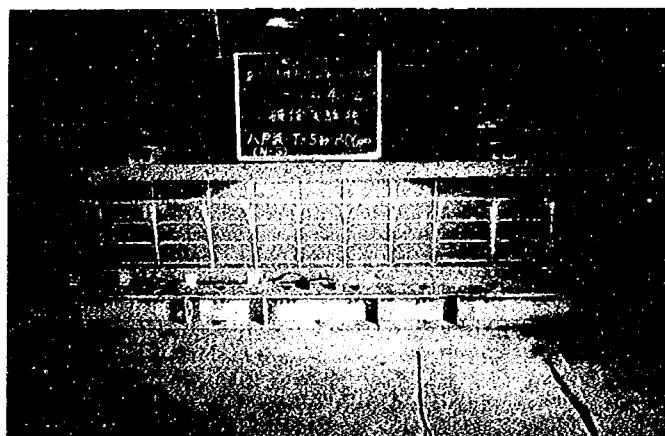
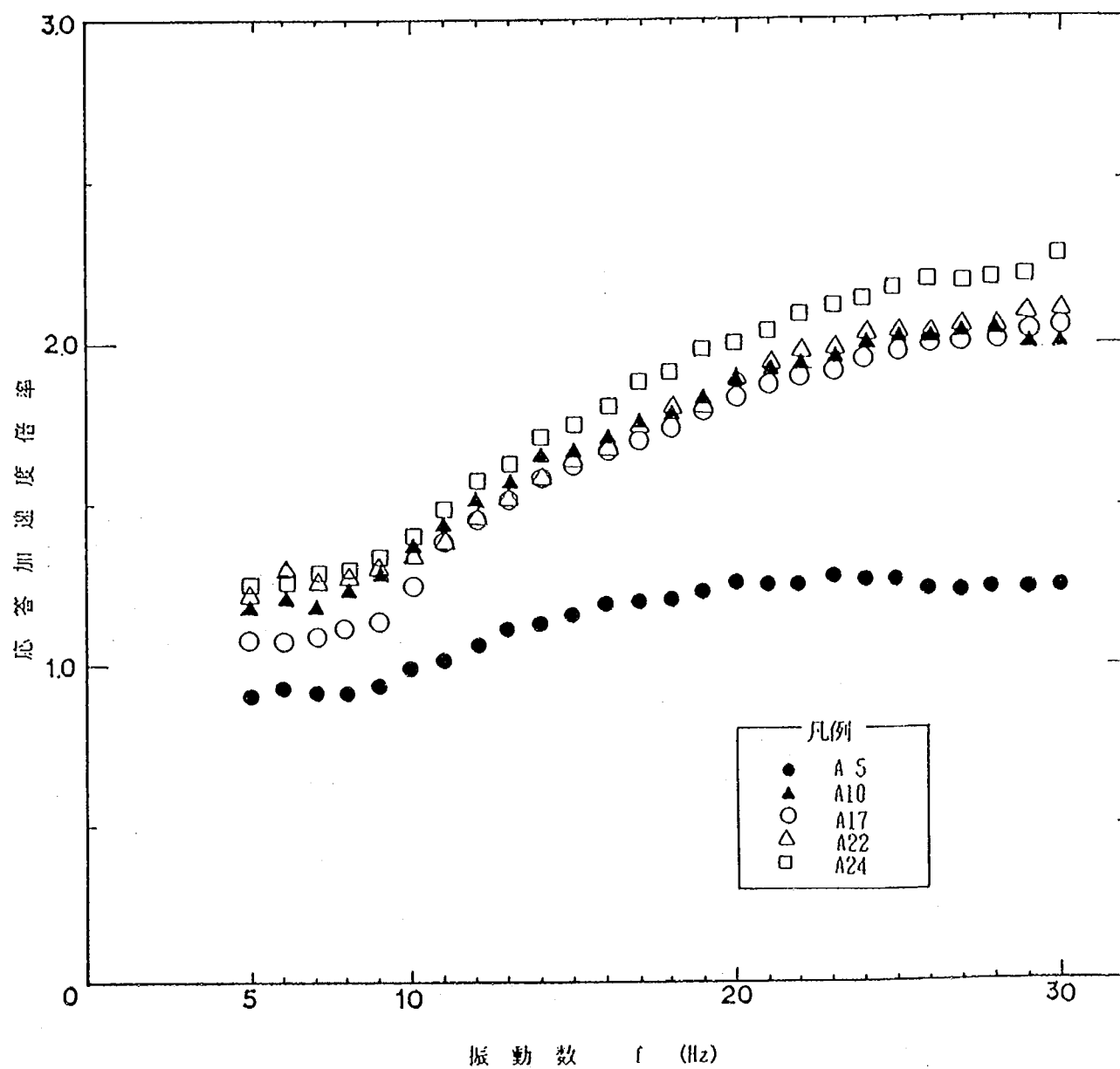
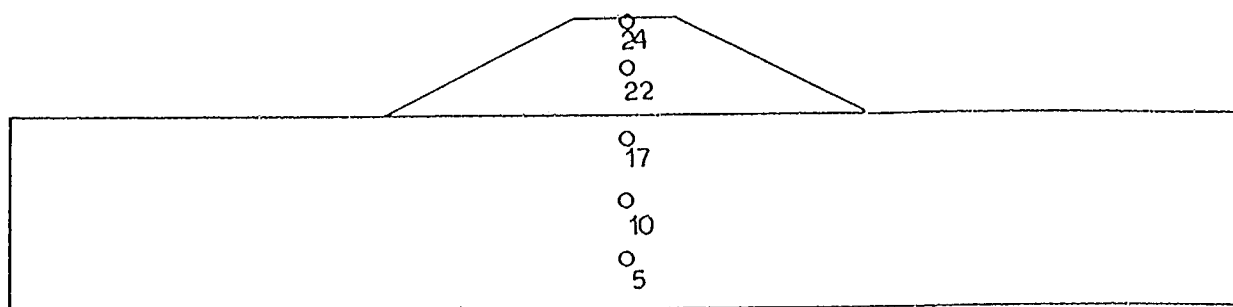
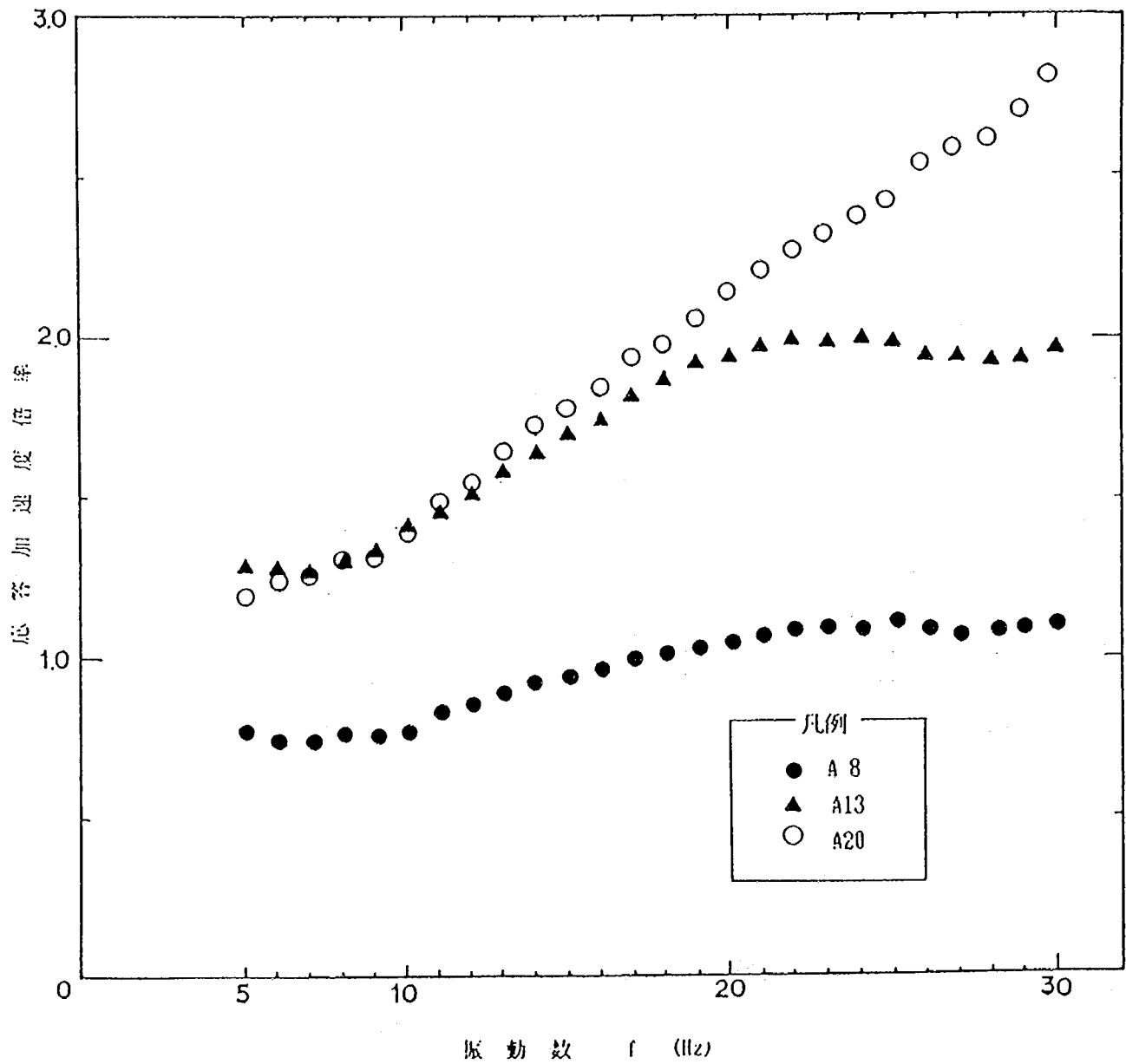
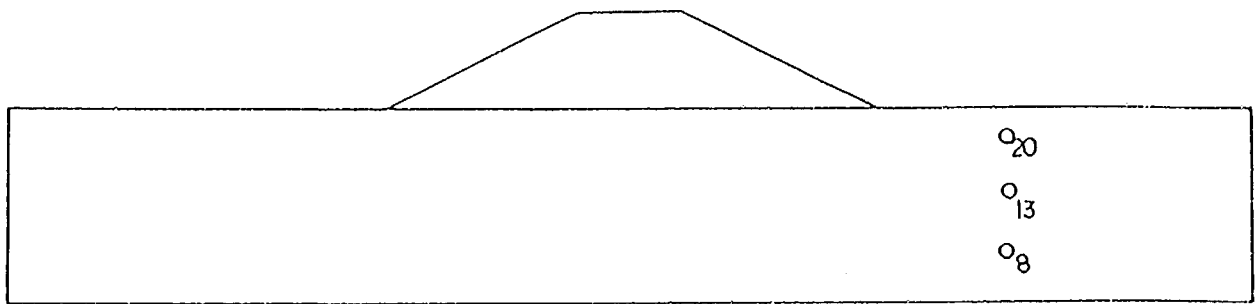


写真3 加振後の盛土の状況 (ケース4～14)



(a) 盛土及び盛土直下

図 4.11 共振曲線の例 (ケース 5)



(b) 側方地盤部

図 4.11 共振曲線の例 (ケース 5)

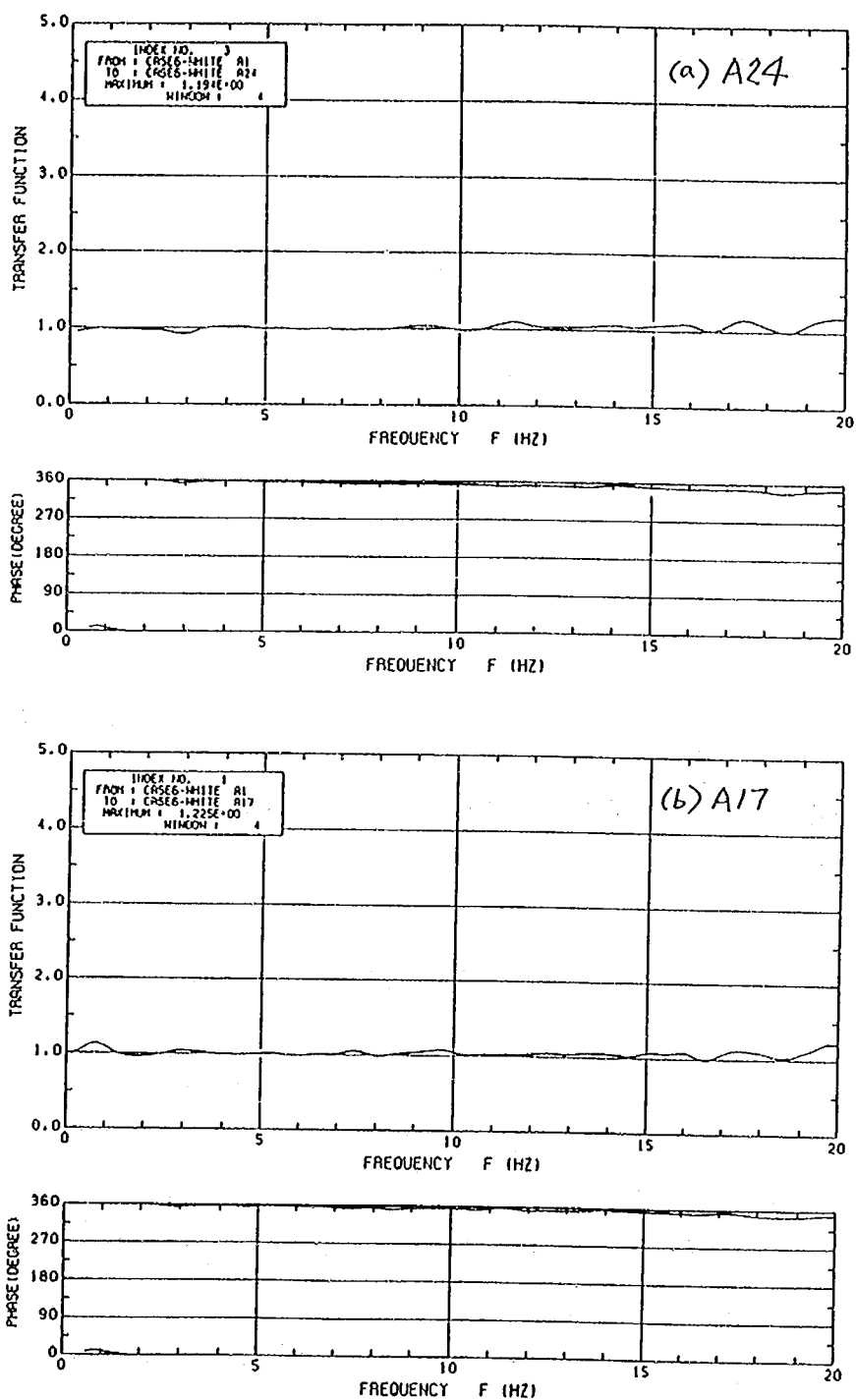
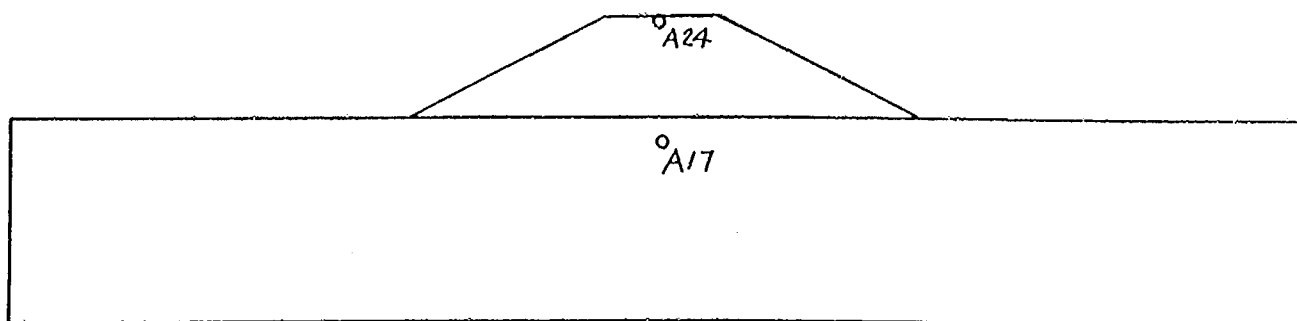


図4.12 ホワイトノイズ加振による共振曲線 (ケース6)

表 4.8 各ケース各加振段階の盛土天端累積沈下量

ステップ	ケース 1		ケース 2		ケース 3		ケース 4		ケース 5		ケース 6	
	加速度 (gal)	沈下量 (mm)	加速度 (gal)	沈下量 (mm)	加速度 (gal)	沈下量 (mm)	加速度 (gal)	沈下量 (mm)	加速度 (gal)	沈下量 (mm)	加速度 (gal)	沈下量 (mm)
1	19	0.0	34	0.0	15	0.0	22	0.0	15	0.0	25	0.0
2	117	0.0	172	4.2	90	0.0	94	0.0	112	0.0	95	0.0
3	175	0.0	184	6.9	149	0.0	156	0.0	189	0.1	203	0.2
4	220	24.5	81	7.2	203	9.8	211	0.1	285	1.3	309	3.8
5	409	62.5	260	11.1	262	26.0	268	0.3	376	3.0	415	7.1
6			318	14.7	315	38.4	319	0.5	496	5.2	512	9.2
7			364	18.8	358	50.8	392	1.0	614	7.8	591	12.3
8			414	25.4			412	1.6	732	12.0	774	17.2
9			503	32.5			476	2.2	832	17.5		
10			540	41.1			515	2.8				
11			542	51.1			565	3.8				
12							670	5.8				
13							884	8.6				
14							874	12.6				
15							991	16.8				

注) 振動台加速度はケース 1～3 の規則波加振については平均値を、

ケース 4～6 の不規則波加振については最大値を用いている。

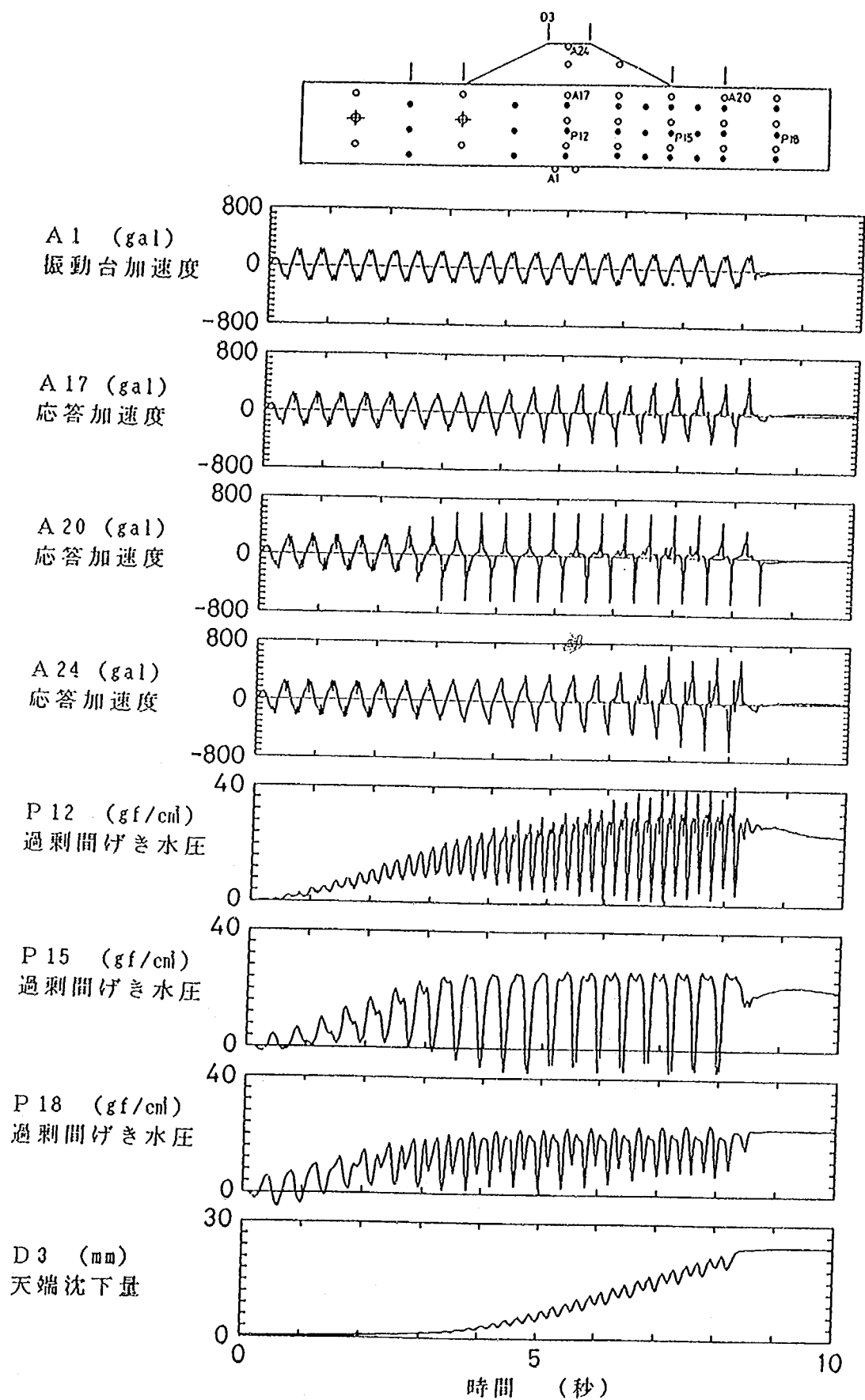
注) 沈下量は盛土天端の累積沈下量を表わす。

(2) 時刻歴

表 4.3 に示した各ケース各段階の中で、各ケースにおいて累積天端沈下量が 2.5 mm を初めて越えた段階の、加速度、過剰間隙水圧、天端沈下量の時刻歴を図 4.13 に示す。

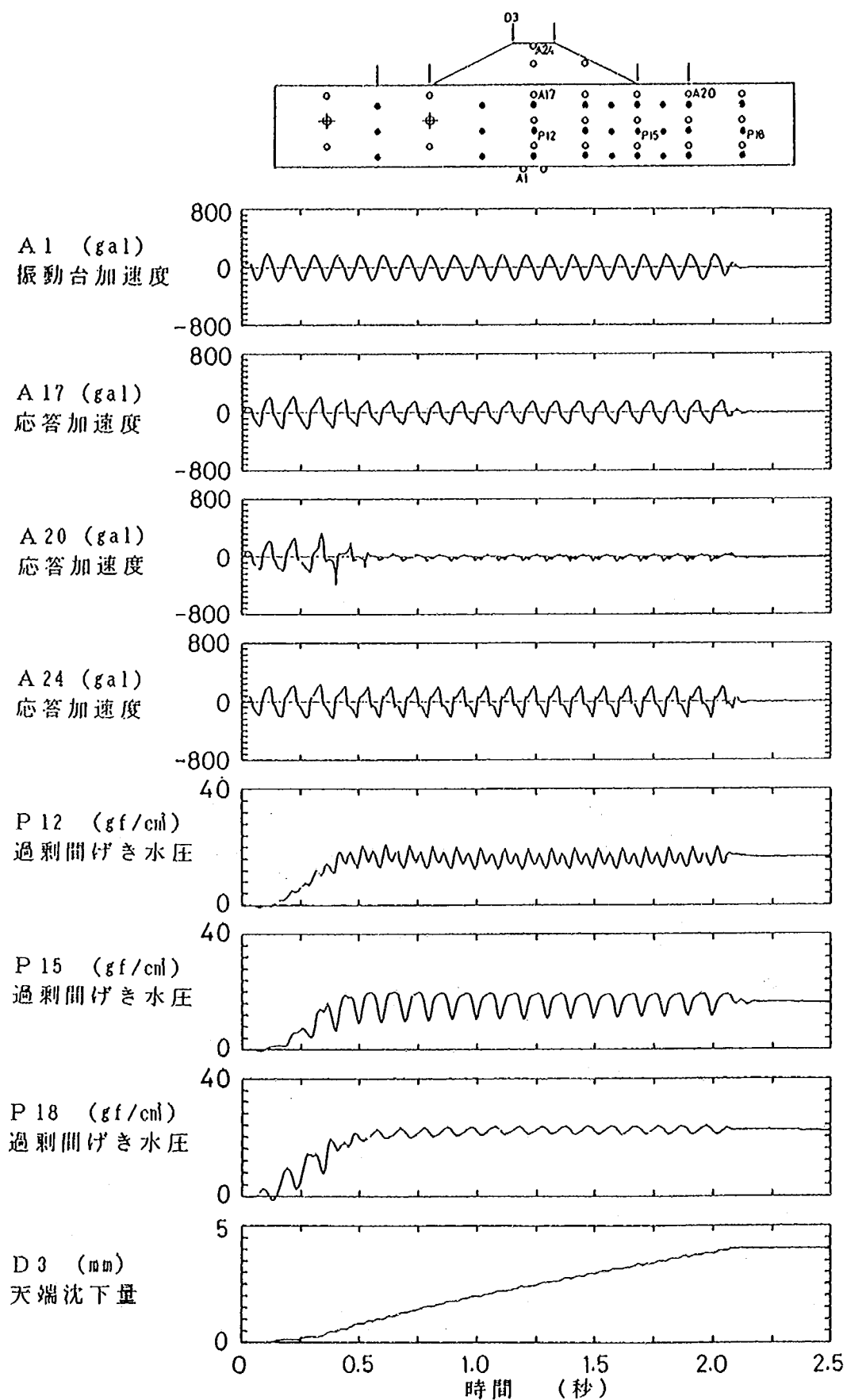
この図より次の事がわかる。

- ① 過剰間隙水圧がそれほど上昇していない加振開始直後では、規則波加振、不規則波加振のいずれのケースにおいても、模型の応答加速度は振動台加速度とほとんど同じである。これは、4-3-1 で述べたように模型の固有振動数が 30 Hz 以上と高いのに対し、実験に用いた入力地震動は 20 Hz 以上の高周波成分が少なく(4-2-3 参照)、土の軟化がまだ進んでいない加振開始直後では模型は剛体的な応答をしているためである。
- ② 過剰間隙水圧がある程度の大きさまで上昇すると、応答加速度波形が乱れる。この乱れは水平地盤部 (A20) の方が激しい。
- ③ 過剰間隙水圧が上昇した後の加速度応答は、入力地震動によって異なる。例えば、ケース 1～4



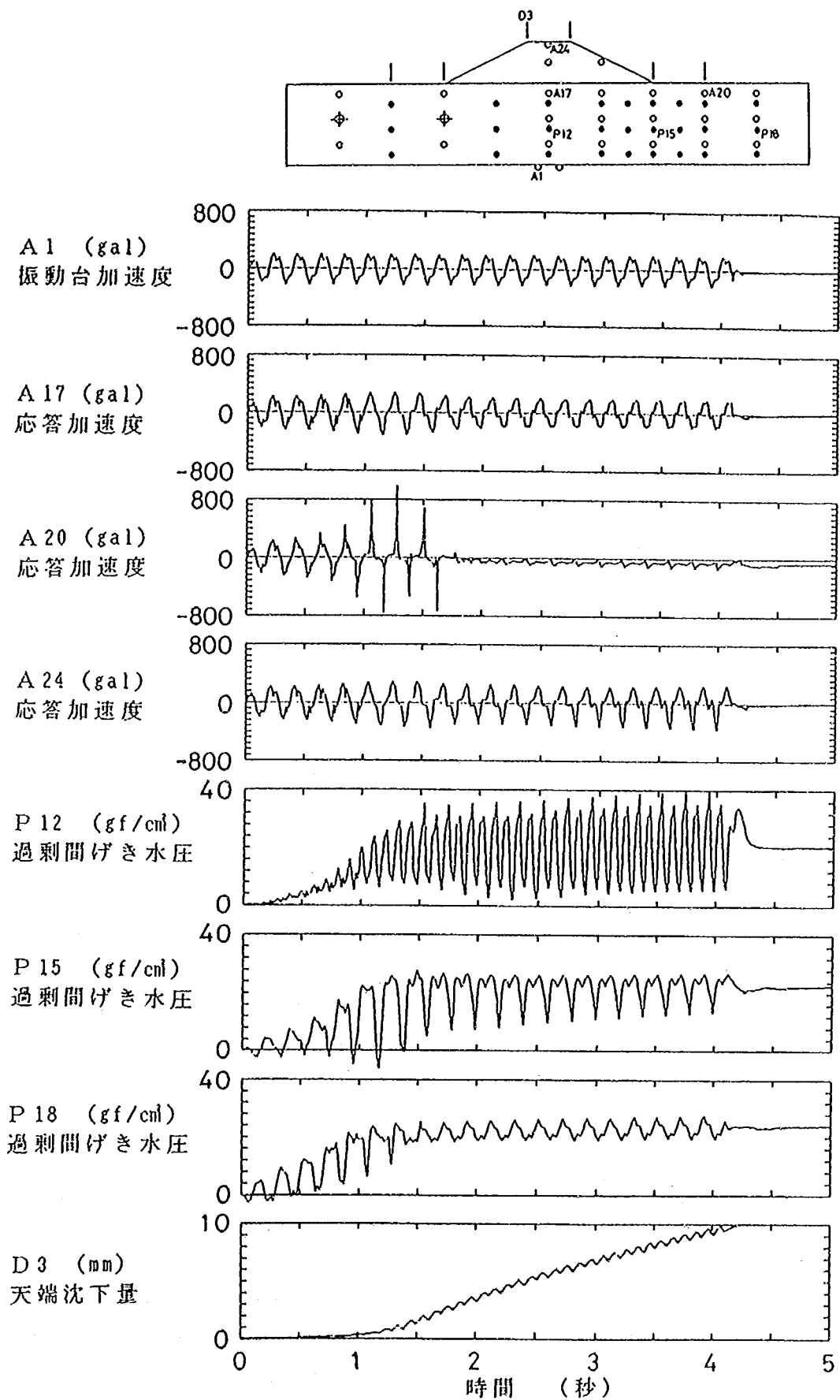
(a) ケース 1 - 4, 220gal 加振時

図4.13 時刻歴図



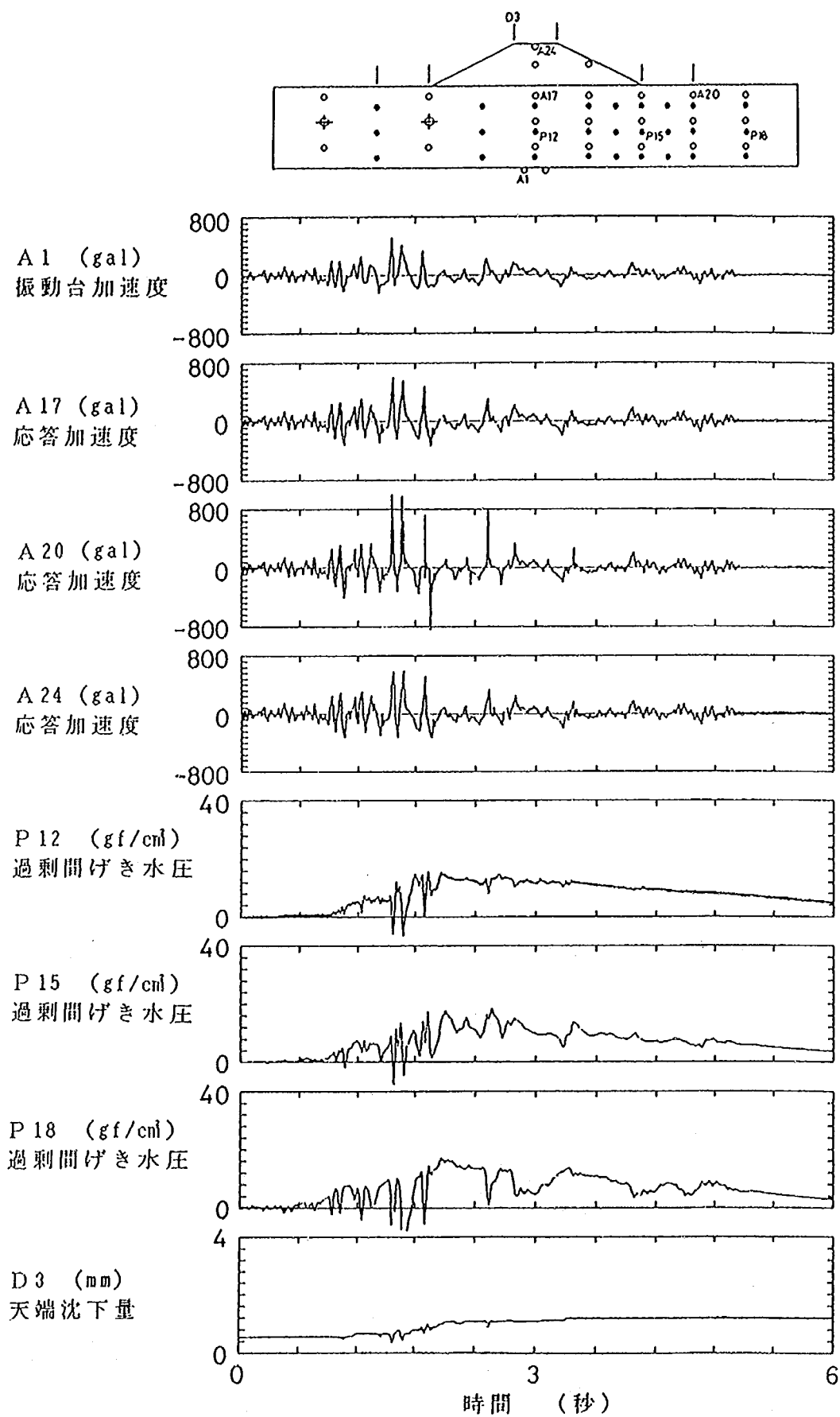
(b) ケース 2-2 172gal 加振時

図 4.13 時刻歴図 (つづき)



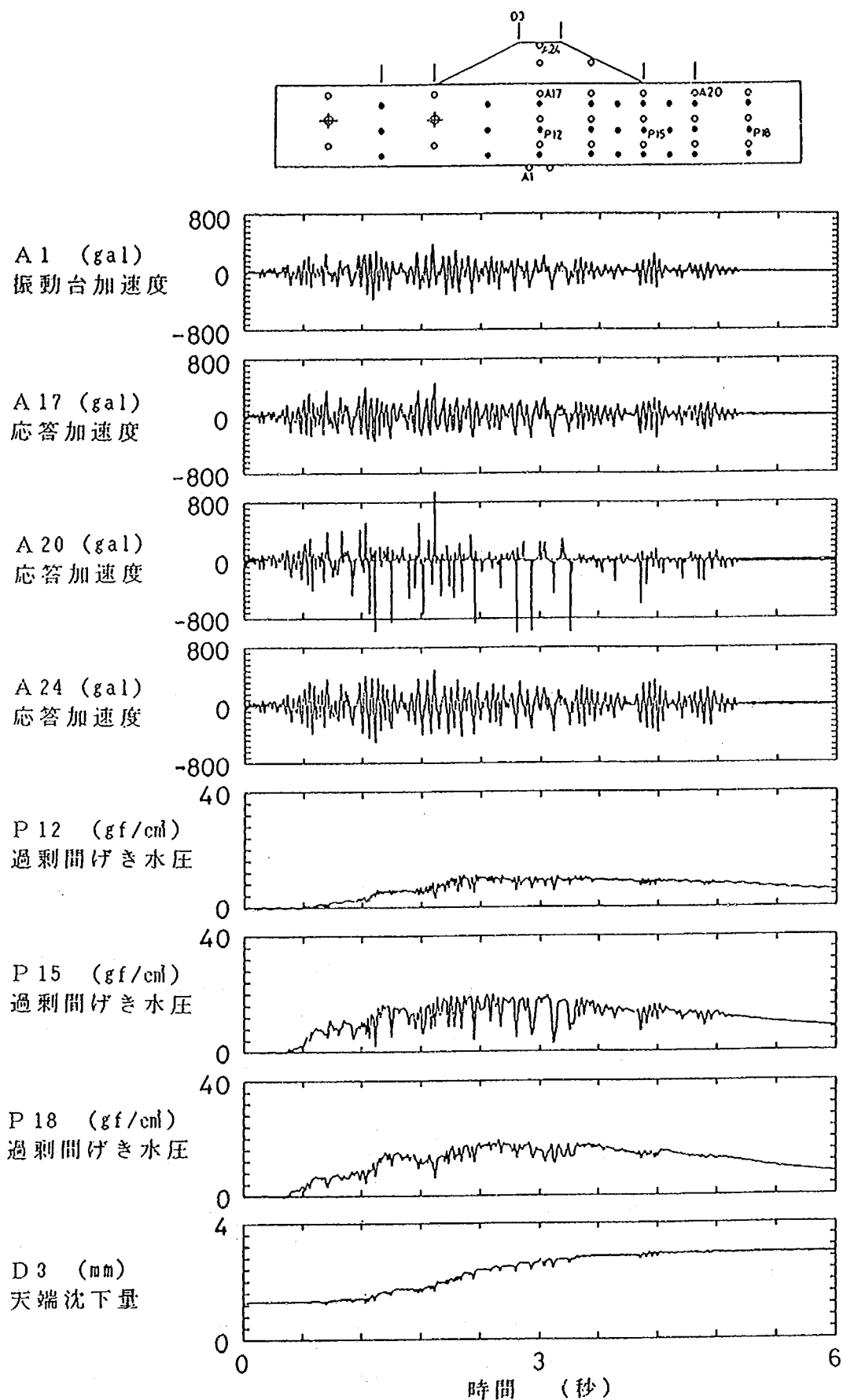
(c) ケース 3-4, 203gal 加振時

図 4.13 時刻歴図 (つづき)



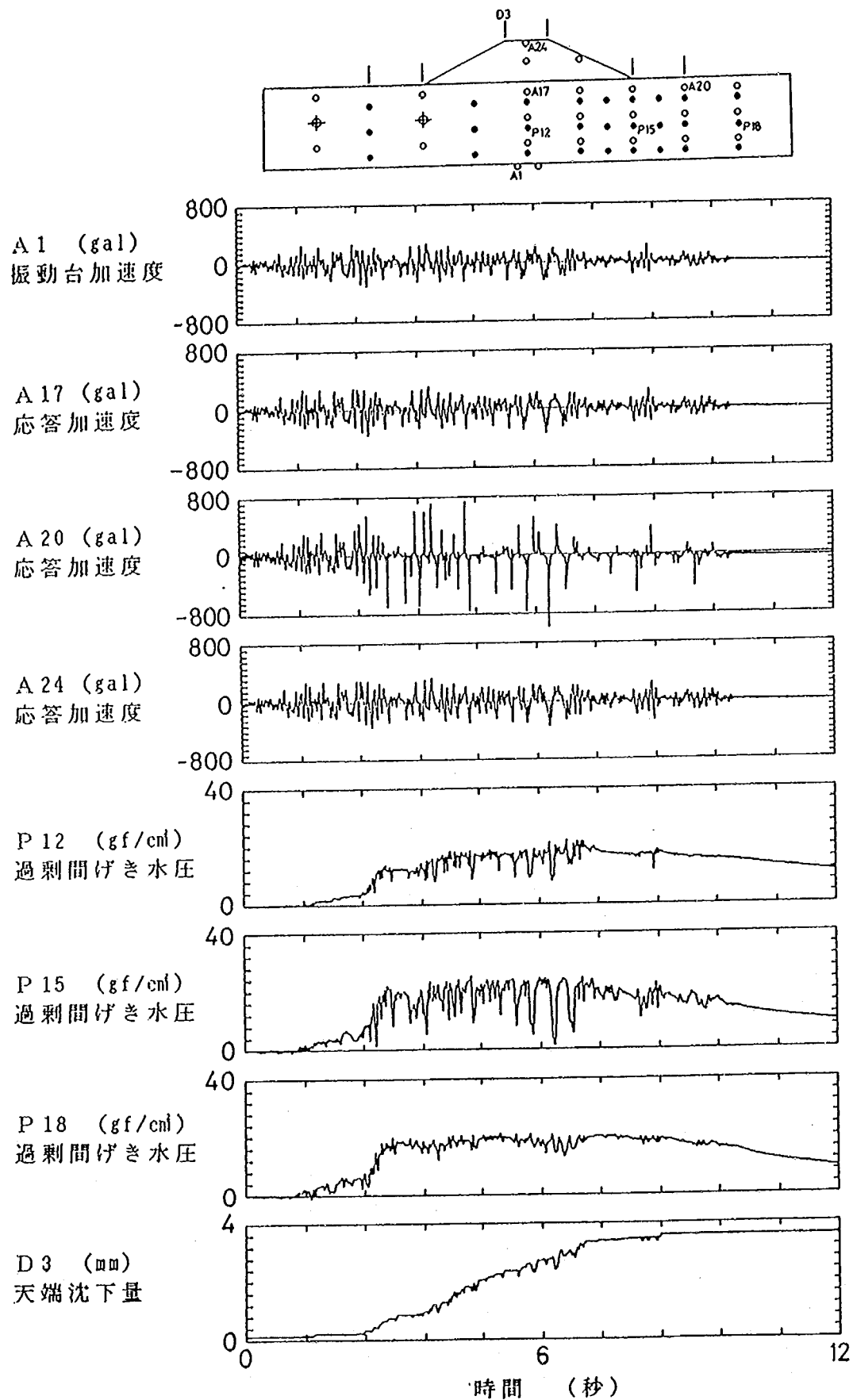
(d) ケース 4-10, 515gal 加振時

図 4.13 時刻歴図 (つづき)



(e) ケース 5-5, 376 gal 加振時

図 4.13 時刻歴図 (つづき)



(f) ケース6-4, 309gal 加振時

図4.13 時刻歴図(つづき)

では間隙水圧の上昇後、応答加速度が大きくなっている。これに対し、ケース 2-2 では逆に応答加速度が小さくなっており、水平地盤部 (A20) ではほとんど応答しなくなってきている。一般に、過剰間隙水圧の上昇による土の軟化を考えない応答計算は、大きめの応答を示すので安全側の結果を与えていると言われるが、今回の実験のケース 1-4 のように、逆に危険側となることもある。

- ④ 規則波加振 (ケース 1~3) では、一旦上昇した過剰間隙水圧は加振終了まで維持される。これに対し、不規則波加振 (ケース 4~6) では、加振後半の加振加速度が小さくなった所で、過剰間隙水圧が消散している。
- ⑤ 盛土の天端は、過剰間隙水圧がある程度上昇した時に沈下し始める。また、不規則波加振 (ケース 4~6) では、加振後半に過剰間隙水圧が消散し始めると、盛土天端の沈下が進まなくなる。
- ⑥ 図 4.13 に示すケース 2-2 を除く全てのケースで、加速度計 A20 の記録にひげ状のとがりが見られる。このひげは密な砂の特性であるサイクリックモビリティを表わすものである。これについては、応力~ひずみ関係の所で再び触れる。

(3) 最大加速度分布

図 4.14 に、各ケースで累積天端沈下量が初めて 2.5 mm を越えた段階の、最大加速度応答値の分布図を示す。この図では、ケース 3~6 において、水平地盤部の地表で非常に大きな加速度を示しているのが目につくが、この大きな加速度は、図 4.13 の加速度計 A20 の記録に見られたひげによるものである。

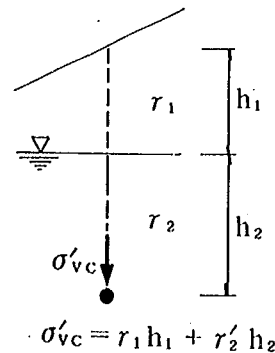
(4) 過剰間隙水圧分布

図 4.15 に、各ケースで累積天端沈下量が 2.5 mm を初めて越えた段階の、過剰間隙水圧 du と初期有効上載圧 σ_{vc}' の比、 du/σ_{vc}' (以後、過剰間隙水圧比と呼ぶ) の分布を示す。ただし、図 4.15 に示したのは、加振終了直後の分布である。

初期有効上載圧 σ_{vc}' は、右図のように、土被り厚から単純に計算した。

図 4.15 より次のことが分かる。

- ① 過剰間隙水圧比は、盛土の下よりも水平地盤部の方が高い。この理由は、盛土荷重によって盛土の下地の地盤の有効上載圧が大きくなることから、せん断応力比が盛土下の地盤で小さいことと、盛土直下の地盤では側方への (膨脹) 変位がある程度許されているので、過剰間隙水圧が有効上載圧まで達せずに破壊することの 2 つであると考えられる。
- ② 不規則波加振 (ケース 4~6) と規則波加振 (ケース 1~3) とを比べると、不規則波加振のケースの方が過剰間隙水圧比が低い。これは、前述したように、不規則波加振の場合には加振後半で過剰間隙水圧が消散したためである。
- ③ 模型の左右を比べると、全てのケースで模型の図上右側の方が過剰間隙水圧比が高い。図 4.8 に示すように計測器は右側に多く配置されているので、これが原因かも知れない。



(5) 模型の変形

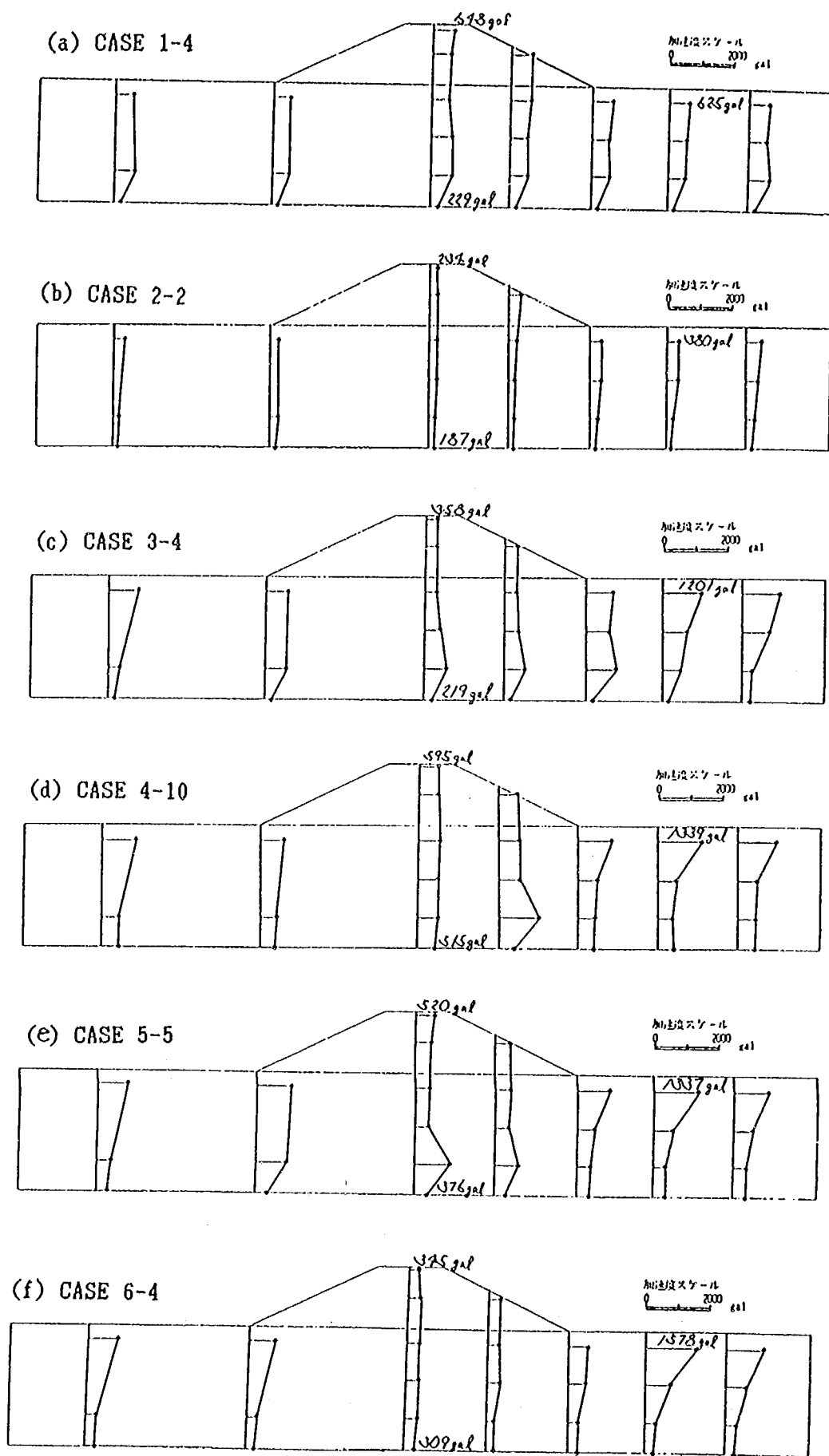


図 4. 14 最大加速度分布図

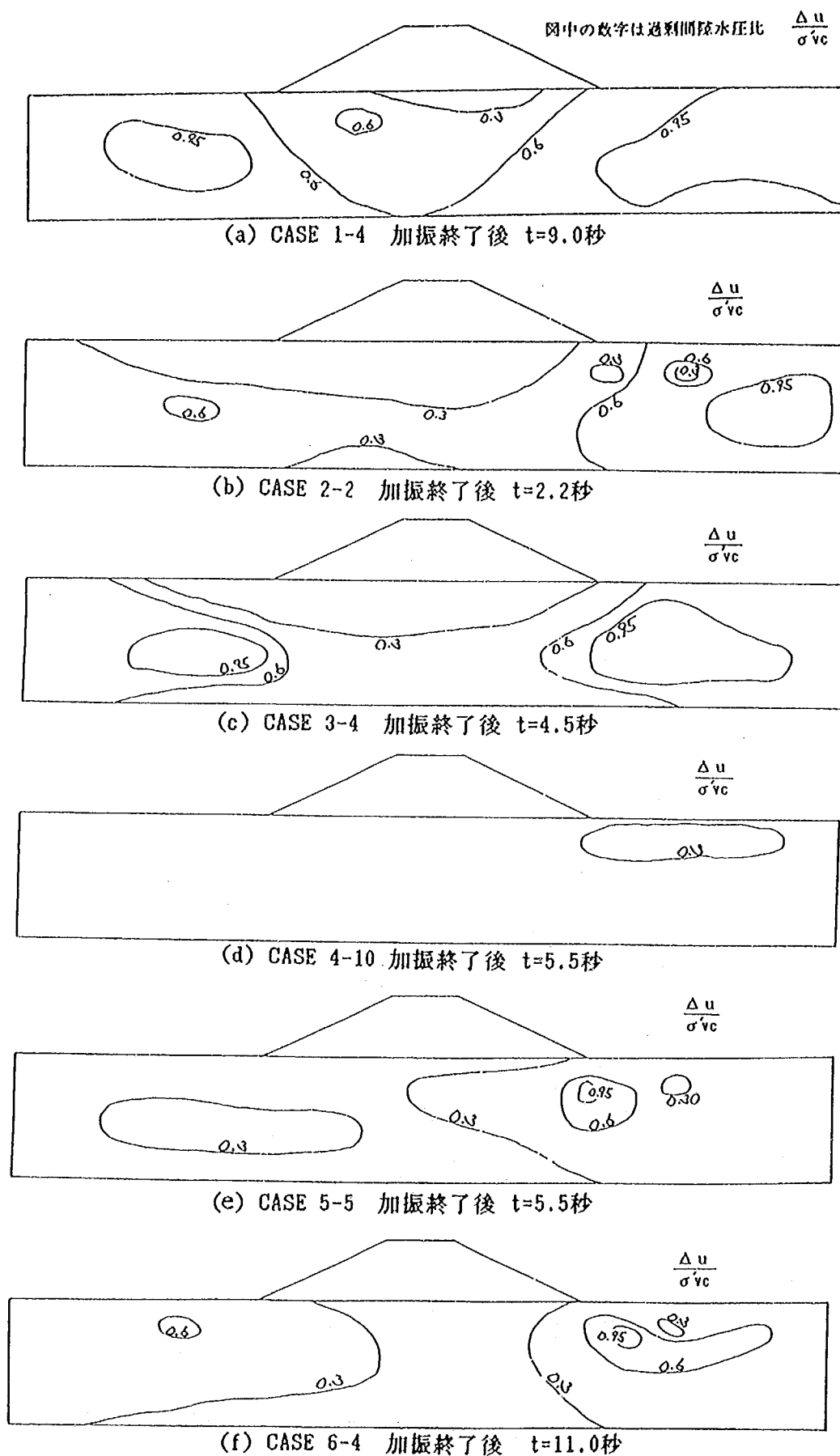


図 4. 15 過剰間隙水圧比分布図

図 4. 16 に、各ケースの最終加振段階終了後の模型の変形状態を示す。この図より、規則波加振（ケース 1～3）と不規則波加振（ケース 4～6）で模型の変形のし方に違いがあることがわかる。

規則波加振のケース 1～3 では、地盤の全体にわたって変形しているのに対し、不規則波加振のケース 4～6 では、地盤の上部しか変形していない。この原因は不明であるが、一つの可能性として、不規則波加振では段階加振の回数および 1 加振に含まれる波数が規則波加振の場合よりも多く、地盤の下層部が密になったということが考えられる。この考えは、規則波加振の中では段階加振回数の多いケース 2 が、ケース 1、3 に比べると地盤下層部の変形が少ないことや、不規則波加振の中では段階加振回数の少ないケース 6 では、地盤の下層部の変形がケース 4、5 よりも大きいことも説明できる。

図 4. 15 では、過剰間隙水圧比の分布が模型の左右で対称とは言えなかった。しかし、図 4. 16 の模型の左右がほぼ対称である。

(6) セン断ひずみ

本実験では、模型地盤中にせん断ひずみ計⁴⁾を埋設し、地盤内のせん断ひずみを直接測定することを試みた。図 4. 17 (b), (d) にせん断ひずみ計の記録例を示す。図中の A, B のように、記録に不自然な部分があるのは、せん断ひずみ計が計器内部の摩擦抵抗のために作動しなかったためではないかと考えている。

一方、せん断ひずみは、上下 2 つの計測点の加速度記録からも計算することができる。計算式は次式である。

$$r(t) = \frac{U(t)}{h} \quad (4.2)$$

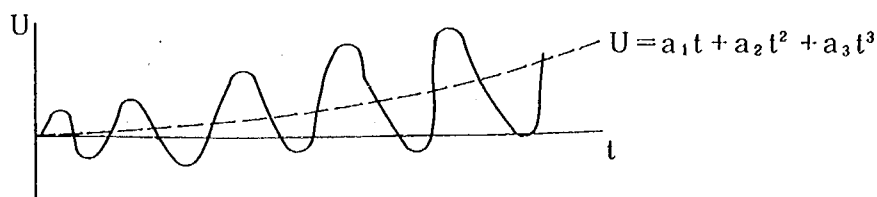
ここで、 r : セン断ひずみ

U : 加速度記録から計算される 2 計測点間の相対変位

h : 2 計測点間の距離

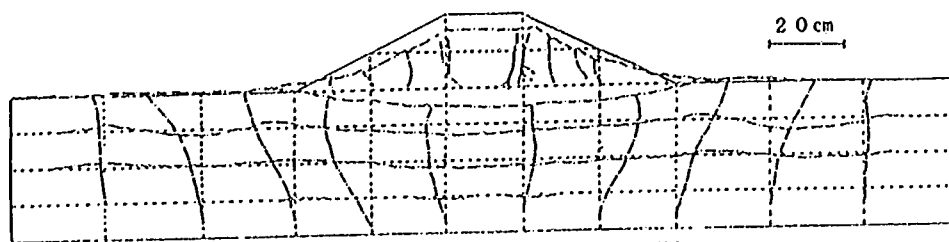
2 計測点間の相対変位 U は、加速度時刻歴を 2 回積分して得られる変位より求められる。このとき、加速度記録に含まれる誤差のために変位が発散してしまうのを防ぐために、次の 2 つの処理を行う。

- ① ハイパスフィルターにより、変位が発散の原因となる長周期成分を取り除く。
- ② 加速度記録を 2 回積分して得られた変位時刻歴の基線（零線）を三次多項式で表わされる曲線で補正する。

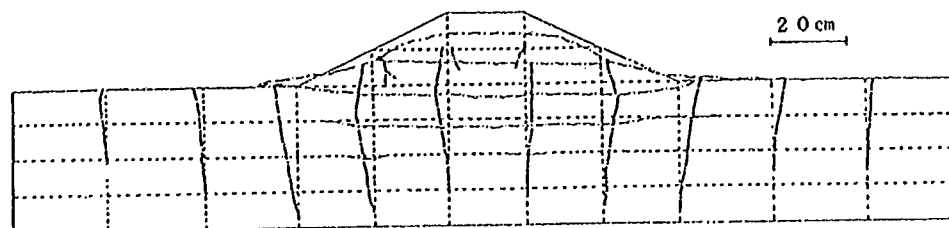


この方法では、累積分を除いた、せん断ひずみの振動成分しか得られないことに注意しなければならない。

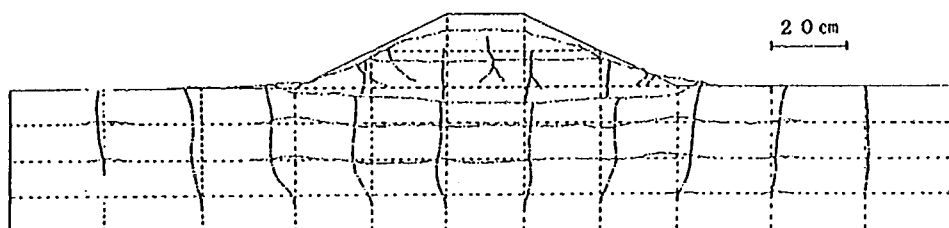
図 4. 17 (a), (c) に、加速度記録から求めたせん断ひずみを示す。この例は 2.5 Hz の規則波加振



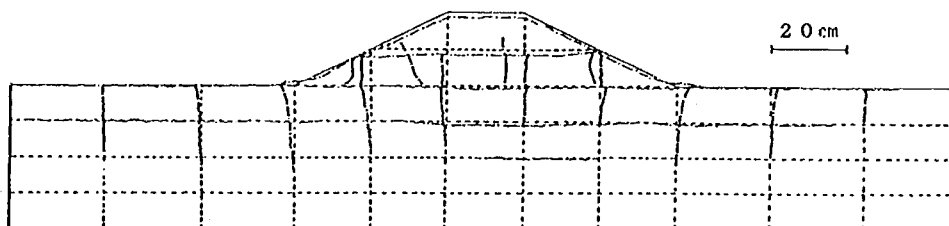
(a) CASE 1 (最終加振終了後)



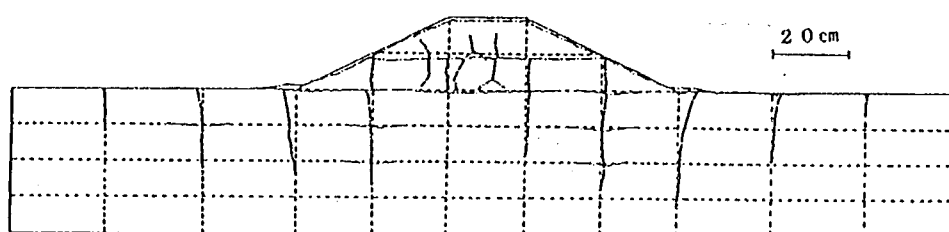
(b) CASE 2 (最終加振終了後)



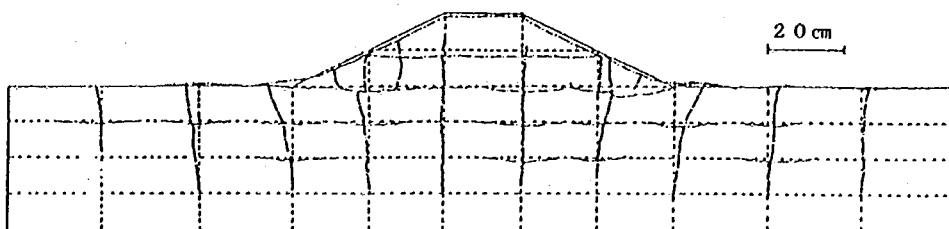
(c) CASE 3 (最終加振終了後)



(d) CASE 4 (最終加振終了後)



(e) CASE 5 (最終加振終了後)



(f) CASE 6 (最終加振終了後)

図4.16 各ケースの模型変形図

○ A15	○ A16
⊕ S1	⊕ S2
○ A3	○ A4

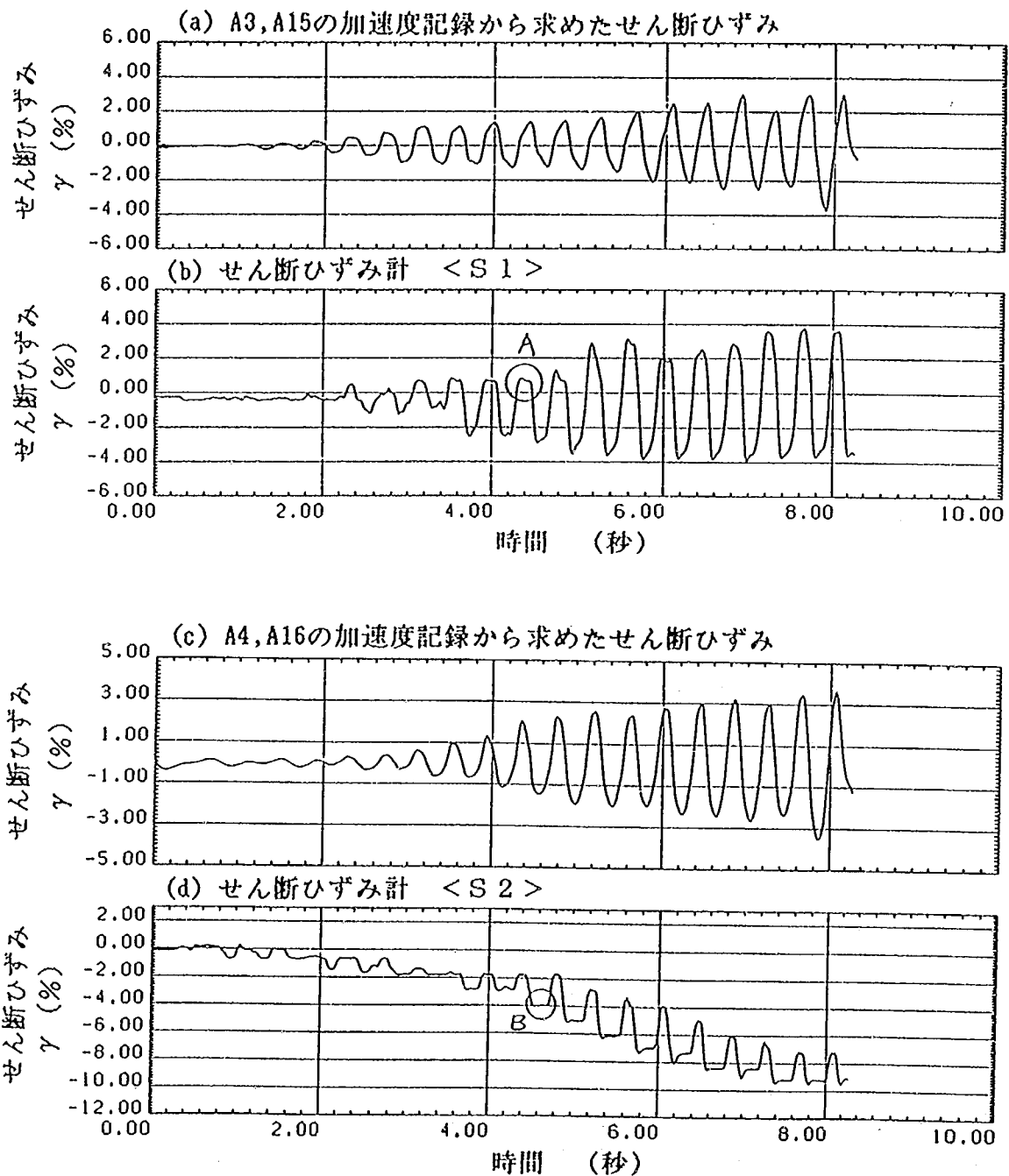
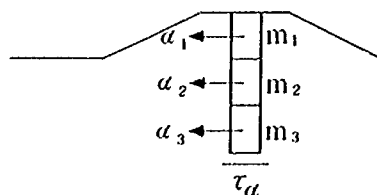


図4.17 地盤内のせん断ひずみ (ケース1-4, 220 gal 加振時)

なので、低周波遮断周波数が 1.5 Hz のハイパスフィルターを用いた。このせん断ひずみの計算位置は、せん断ひずみ計の位置と一致しているので、両者を比較することができる。図 4. 17 に示す(a) (b)の比較では、加速度記録から求めたせん断ひずみとせん断ひずみ計の記録は良く一致していると言えよう。ここで、加速度記録から求めたせん断ひずみの振幅の方がやや小さいのは、このひずみが 2 計測点間の平均的なものであるからだと考えられる。同図(c), (d)については、せん断ひずみ計の記録がやや信頼性に欠けるので、何とも言えない。

(7) せん断応力

加振時の地盤中のせん断応力は、加速度記録から推定できる。右図の様な単位断面積を持つ土柱底面に作用するせん断応力を土柱に働く慣性力とのつり合いから次式で計算する。



$$\tau_d(t) = \sum_i m_i \cdot \alpha_i(t) \quad (4.3)$$

ここで、 τ : 動的せん断応力

m_i : 土柱細片の質量

α_i : 土柱細片の加速度

図 4. 18 には、(4.3) 式を用いて計算した、動的せん断応力の時刻歴の例を示す。

(8) 応力～ひずみ関係

図 4. 19 に、動的せん断応力比 (τ/σ_{vc}')～せん断ひずみ関係を示す。動的せん断応力は、(7)で述べた方法で計算した。また、せん断ひずみは、(6)で述べた加速度記録より計算する方法を用いて求めた。

このとき、ハイパスフィルターの低周波遮断周波数は、ケース 1, 2, 3 に対してそれぞれ 1.5 Hz, 7 Hz, 3.5 Hz とした。

図 4. 19 より、応力～ひずみ関係は盛土直下と水平地盤部で異なった特性を示すことがわかる。水平地盤部では、(b)ケース 1-4, (f)ケース 3-4 で、密な砂の特性であるサイクリックモビリティを示している。ケース 2-2 はひずみレベルが小さいため、サイクリックモビリティを示すまでには到っていないものと思われる。これに対し、盛土直下では、ひずみの大きさにかかわらずふくらんだループを描いている。これは、盛土直下の土要素は側方への変形がある程度許されているために、過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達するのに必要な側方圧の増加が生ぜず、したがって要素として有効応力がゼロになる状態が生ぜず、結果として土のせん断剛性が極端に小さくなる状態に至らないことによると考えられる。なお、図 4. 13 の A 20 の加速度記録に見られるひげは、サイクリックモビリティを反映したものである。

(9) 有効応力径路

図 4. 20 に、有効応力径路を示す。この図の縦軸は、(6)で述べた方法で計算した動的せん断応力 τ であり、横軸は初期有効上載圧 σ_{vc}' から過剰間隙水圧 du を差し引いた有効上載圧である。

図 4. 20 (a), (c), (e)に示す盛土直下の地盤の有効応力径路では、特徴的な現象が見られる。すなわ

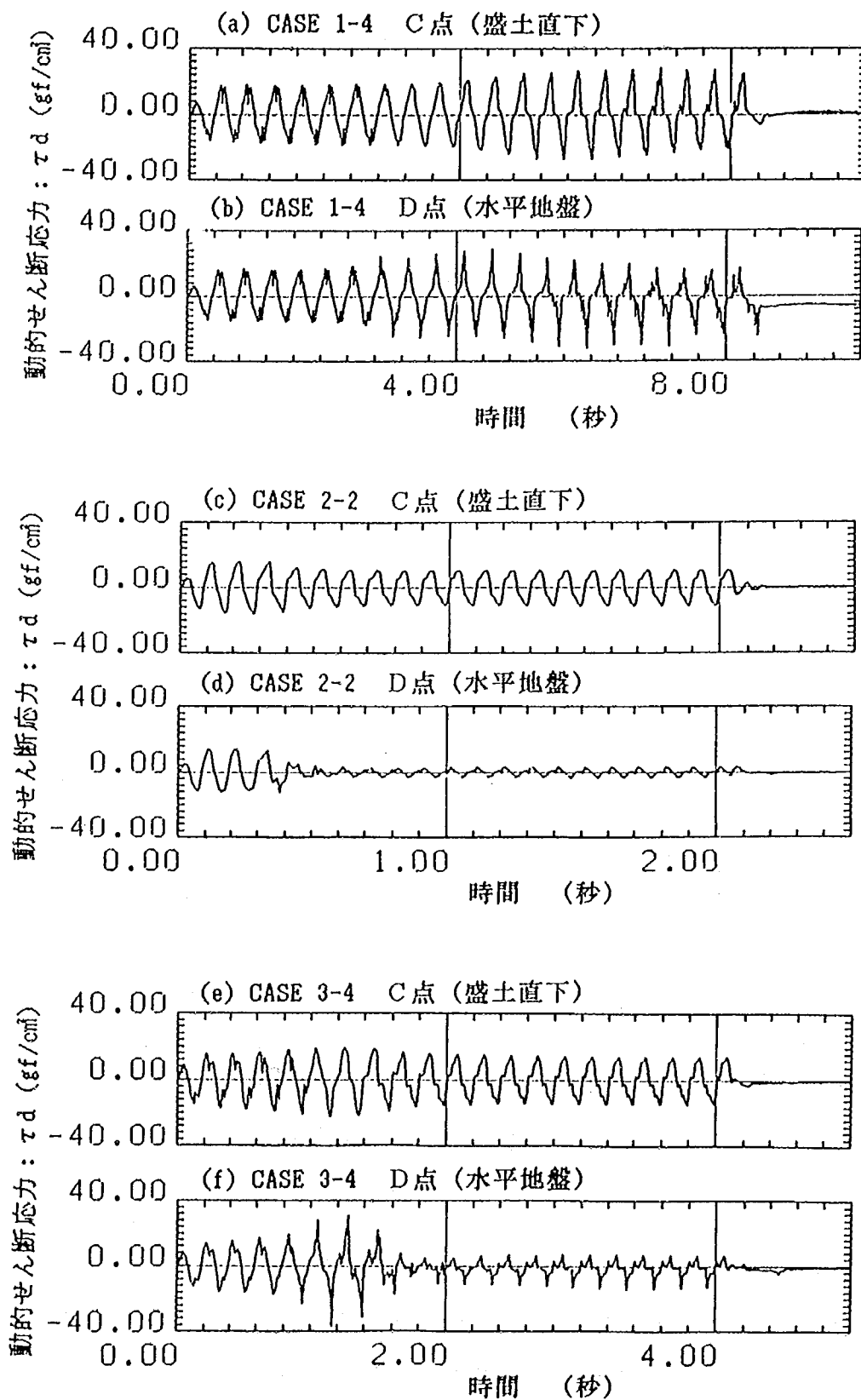
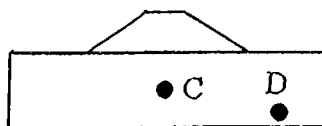


図 4.18 動的せん断応力

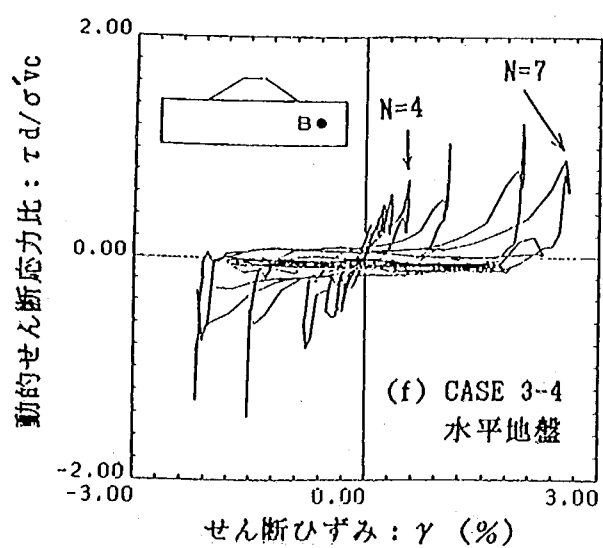
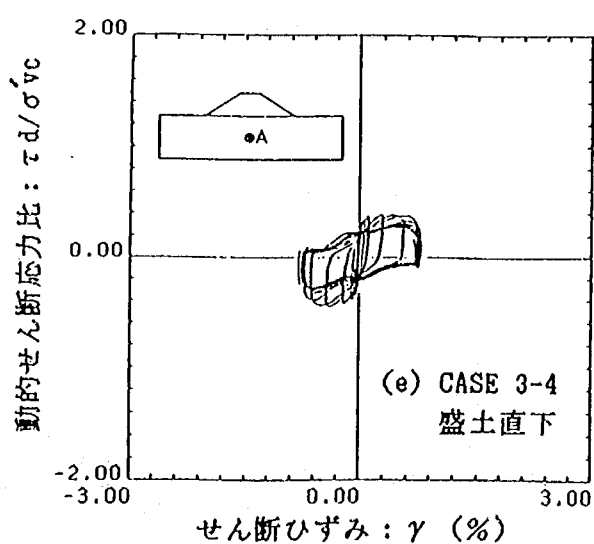
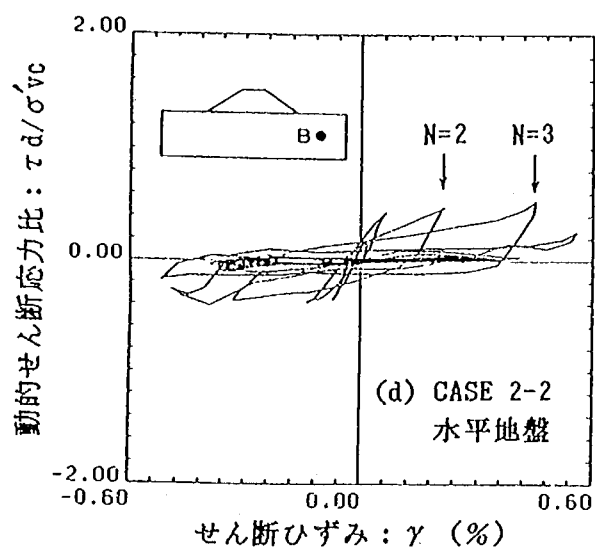
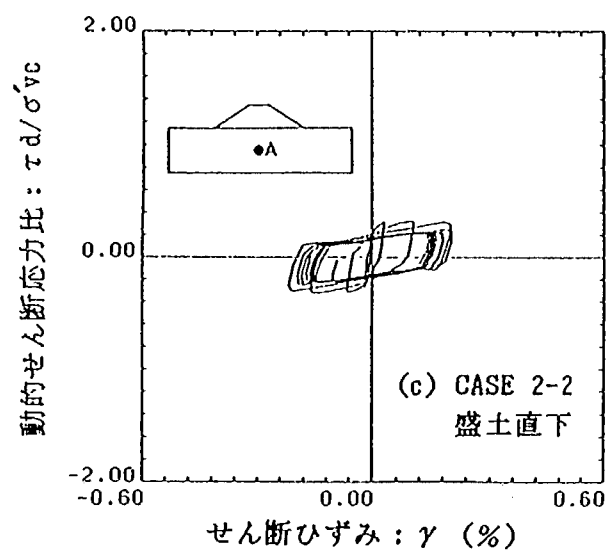
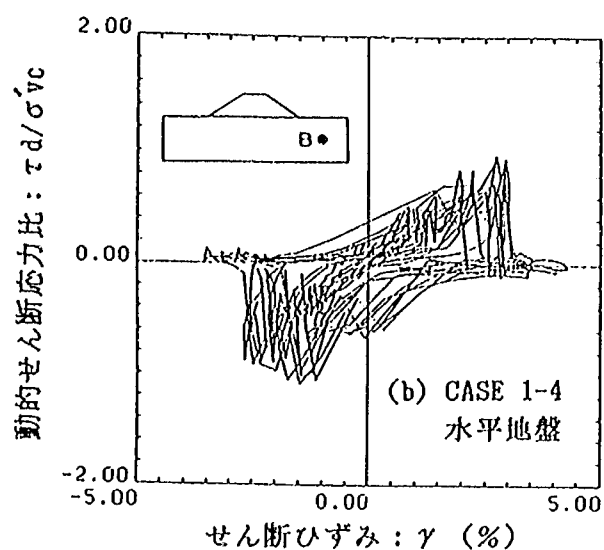
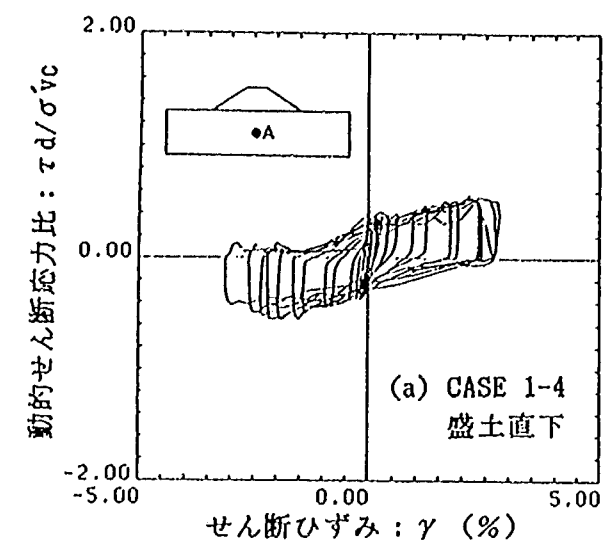


図 4.19 動的せん断応力比～せん断ひずみ関係図

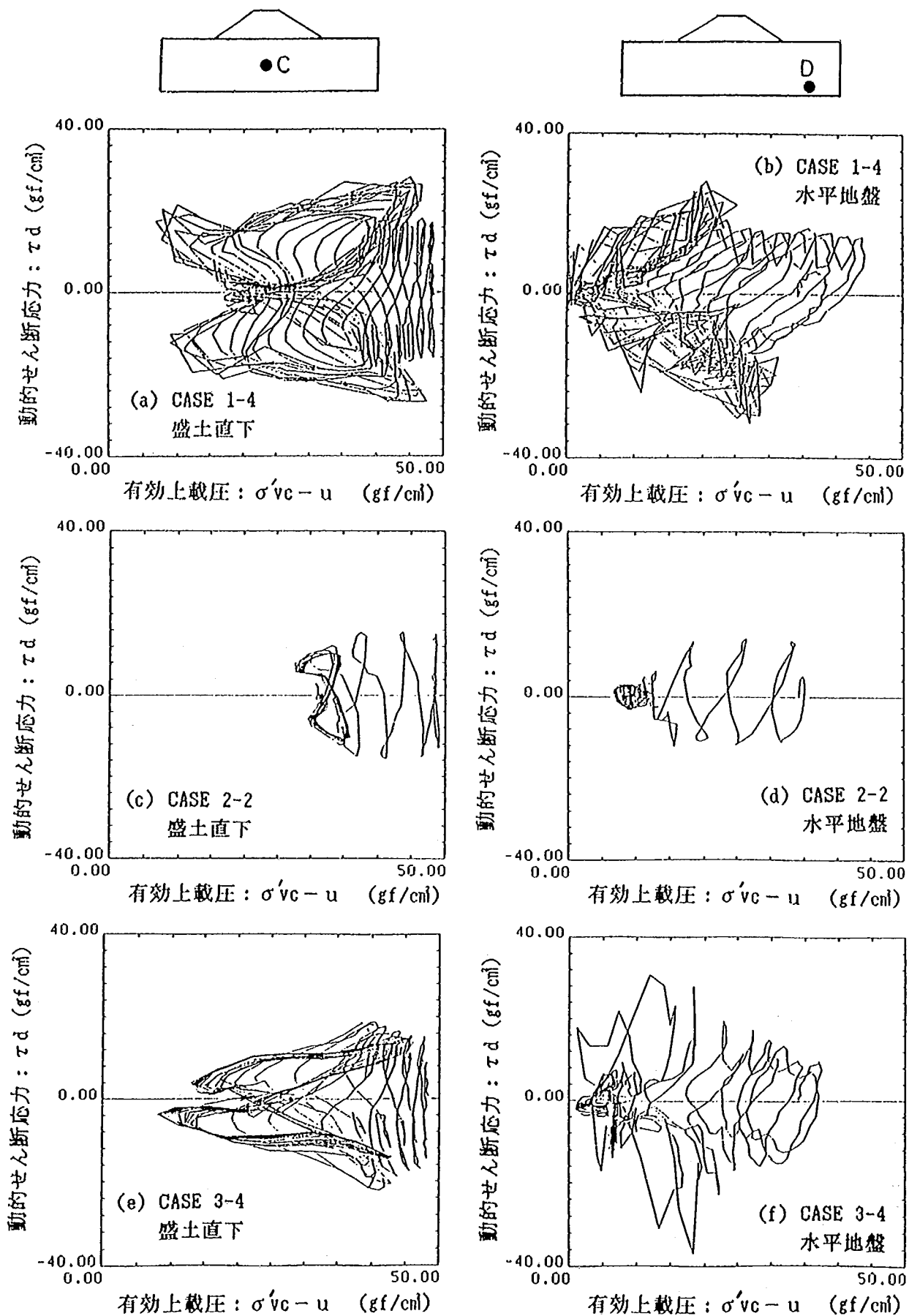


图 4.20 有效应力径路图

ち、加振を続けても有効上載圧 $\sigma_v'c - du$ が零にはならず、ある時点以降、有効応力径路は定常的なループを描くようになる。ただし、有効上載圧は零にはならないが、有効応力径路は、その形状から見て破壊線に達していると思われる。有効上載圧が零にならないのは、前にも述べたように、盛土直下の土要素は側方への変形がある程度許されているためであると考えられる。

これに対し、図 4. 20 (b), (f) に示す水平地盤部の有効応力径路では有効上載圧が零の状態にまで達している。また、水平地盤部の有効応力径路は、加振初期に傾いている。これは、土槽側壁および盛土の影響で、加速度の方向によって応力条件が異なるためであると考えられる。

(10) 加速度～盛土天端沈下量関係

表 4. 8 に示した振動台加速度と盛土天端累積沈下量の関係を図示したのが図 4. 21 である。この図より以下の事がわかる。

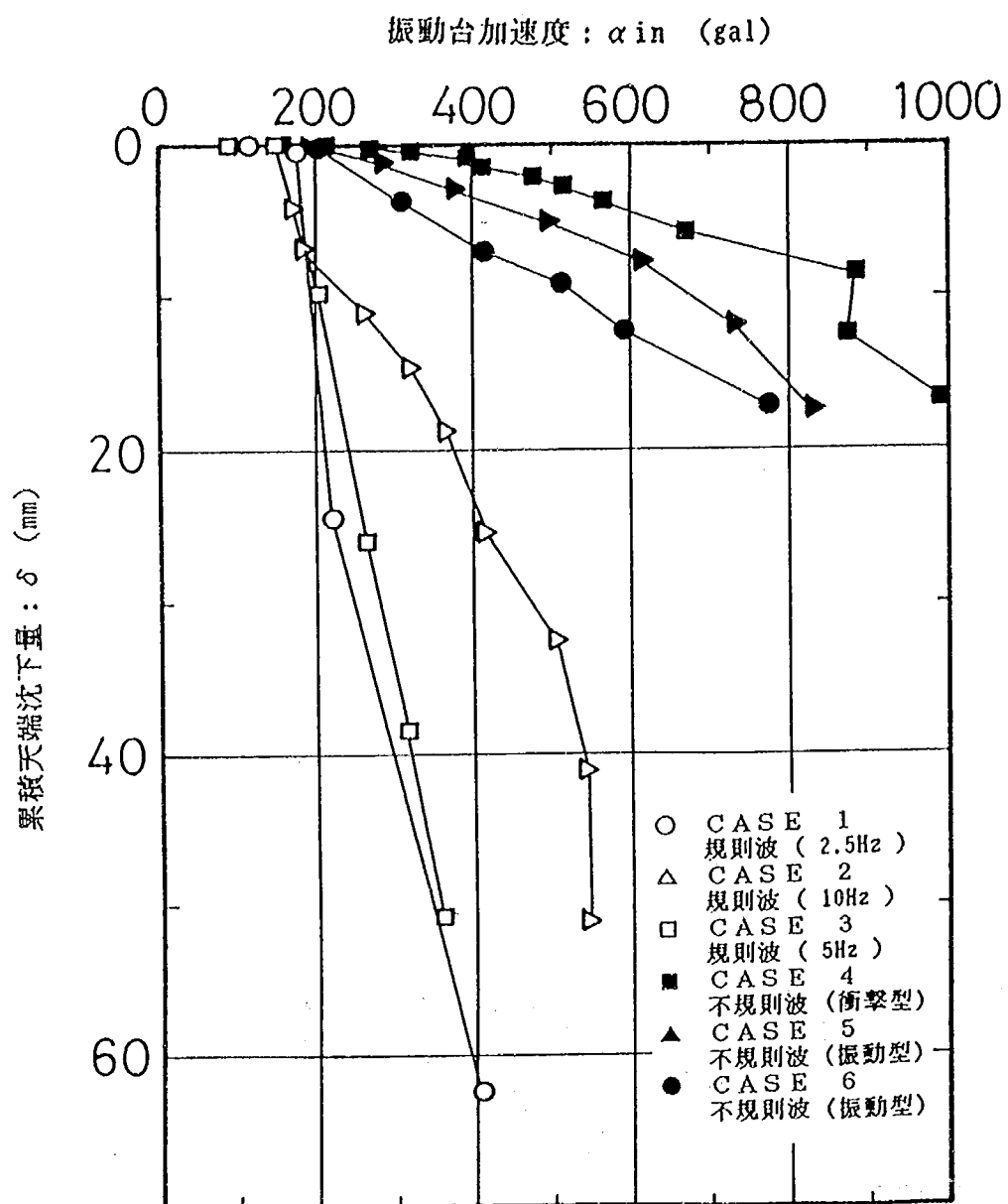
- ① 規則波加振では、盛土沈下量が 10mm 以下の範囲では振動による差はほとんどない。盛土沈下量が大きいくところでは、ケース 1 (2.5 Hz 加振) とケース 3 (5 Hz 加振) であまり差がないが、ケース 2 (10 Hz 加振) では同じ振動台加速度に対する盛土の沈下量が小さい。
- ② 不規則波加振では、衝撃型波形 (ケース 4) よりも振動型波形 (ケース 5, 6) の方が同じ振動台加速度に対する盛土の沈下量が大きい。また、同じ振動型波形でも、周期の長いケース 6 の方が盛土の沈下量が大きい。

このように、入力加速度が等しくとも波形により盛土沈下量がある場合には等しく、ある場合には差異があるメカニズムは、次章に考察する。

4-4 実験結果のまとめ

模型振動実験から以下の事項に関し知見が得られた。

- ① 模型の固有振動数は 30 Hz 以上であり、強振実験において、過剰間隙水圧が余り発生しない場合には、模型は、ほぼ剛体的な挙動を示す。
- ② 過剰間隙水圧が上昇した場合、模型の加速度応答は、入力地震動によって異なり、応答は小さくなる場合も、大きくなる場合もある。
- ③ 過剰間隙水圧分布は、盛土直下と側方水平地盤とで異なり、有効上載圧に対する間隙水圧比は、盛土直下の方が小さい。
- ④ せん断応力～ひずみ特性も、盛土直下と側方水平地盤とで異なり、水平地盤部では、サイクリックモビリティを生ずるが、盛土直下では生じない。これは、両箇所の側方変位拘束条件の違いによるものである。
- ⑤ 加振波形は、盛土の沈下量へ次のような影響を与える。
 - ・ 規則波加振では、盛土沈下量が小さい範囲 (10mm 以下) では振動数による差はほとんどない。盛土沈下量が大きいくところでは、高振動数で沈下量が小さい。
 - ・ 不規則波加振では、衝撃型波形よりも振動型波形の方が盛土の沈下量が大きい。同じ振動型波形でも周期の長い方が沈下量が大きい。



注) 振動台加速度はケース1～3の規則波加振については平均値を、ケース4～6の不規則波加振については最大値を用いている。

図 4.21 振動台加速度～累積天端沈下量関係図

5. 模型振動実験結果に対する考察

ここでは、第4章に述べた実験事実の内、盛土の簡易耐震設計法に密接に関連する加振波形と被害程度の間の関係を説明することを試みる。このことは、本研究が目標とする盛土・斜面の簡易耐震設計法の骨格をなす安定計算に用いる土の強度及び地震動の作用を等価な値に置き換える震度をどのように定めれば合理的かを解明することにつながるものである。

このような方法のあるものは、既に第3章で述べた被災事例解析の中で適用されており、そのような方法によってある程度現象が説明できることが示されている。本章においても、基本的には、前述の方法を適用し、その方法の概略の適用性を評価し、第3章での結論を裏づけると同時に、方法論及び実験データの上で今後に残された課題を整理する。

以下では、次のような流れで議論を進める。

まず、5-1においては、振動実験結果に基づいて模型地盤の動的強度を推定する。この場合、2-3(3)で述べたように土の動的強度には全応力的な強度と有効応力的な強度があることに留意する。

5-2においては、規則波加振及び不規則波加振を含む加振波形による盛土の被害程度の違いの原因を累積損傷度理論に基づいて考察する。

5-3においては、種々の加振波形の効果を考慮した震度法すべり面解析を実施し、合理的な震度及び強度の設定法について考察をする。

5-4においては、一般的な（応答）加速度波形と等価な効果をもたらす等価震度を求める諸方法とそれらによる算定結果を比較する。

5-5においては、5-2～5-4の主たる結果をまとめている。

5-1 模型地盤の動的強度の推定

模型振動実験結果に対して考察を加えるにあたって、模型地盤の動的強度が必要となる。模型地盤の動的強度を求める方法として以下のような方法が考えられる。

- ① 模型地盤から不攪乱採取した又は模型地盤と同じ作製法によって作製した供試体について繰返しせん断試験を行う。繰返しせん断試験法としては、繰返し三軸試験、繰返し単純せん断試験、繰返しねじりせん断試験等がある。繰返し三軸試験は攪乱供試体の作製が容易、不攪乱試料の適用が容易、試験方法が容易などの理由から、現在まで多用されているが、水平せん断振動を平面ひずみ状態で受ける地盤の動的挙動の直接的な再現という観点からは、必ずしも適切ではないという考えもある。特に、今回の模型地盤を作成したように空中ふるい落下方式をとった場合、三軸供試体の圧縮・伸長方向で大きく変形特性が異なった結果が得られた（これは、三浦ら¹⁾の研究成果とも合致する）ため、この結果から模型地盤の強度に変換するのは不適切であると判断した。

繰返し三軸試験に代る室内試験として近年多く試みられているのは、繰返しねじりせん断試験である。これは、繰返し三軸に見られるような繰返し荷重の方向による供試体の異方性の影響はないと考えられる点において優れているが、供試体内のひずみ分布を一様にするためには、通常の三軸供試体よりも大

きな径の供試体を必要とし、不攪乱採取試料の試験は困難である。したがって、この試験法を今回の模型実験に適用するとすれば、模型地盤を作成したのと同様の方法で供試体を作成するという方法をとることになる。又、模型地盤とこのような試験の条件の差としては、両者において拘束圧の大きさがかなり異っており両者の動的強度は完全には一致しないことが推定される。しかし、このような問題点があるにしろ、このような試験方法は、初期せん断応力の作用する状態等が正確に制御できるため、この試験結果も有効に活用することが必要である。

- ② 模型地盤について、小型コーン貫入試験機のようなもので地盤強度を推定する。このためには、貫入試験結果と、動的強度とを結びつけるための高精度な実験結果が必要とされるため、現時点では用いることができない。
- ③ 規則波で加振した地盤の挙動から、直接に模型地盤の強度を推定する。既に4-3-2(7)で述べたように、測定加速度から地盤内せん断応力がある程度推定できるので、対応する点での間げき水圧乃至はせん断ひずみの挙動から液状化特性を推定できる。

この方法は実験に用いた模型地盤そのものから、地盤の動的強度を求めるという他の方法に見られない長所がある反面、繰返しせん断応力の制御が難しいことや、初期せん断応力の制御はそれ以上に困難であるという短所がある。

結局、ここでは、動的強度に及ぼす初期せん断応力の影響は、既往の他の砂（浅間山砂）についての繰返しねじり試験の結果²⁾を用い、初期せん断応力のない状態での動的強度及び間げき水圧発生特性は模型振動実験の結果を活用することをはかった。

以上に述べた模型実験地盤砂の動的強度の推定法を整理すると表5.1のようになる。

以下に模型振動実験から地盤の強度特性を求める方法及びその結果を述べる。

まず、図4.13(a)に示したケース1-4の場合を例に、模型地盤の全応力強度（液状化強度）を求める方法を説明する。ここでは、破壊の条件として過剰間隙水圧比 $du/\sigma'_{vc} = 1.0$ を考えている。まず、図4.13(a)に示す水平地盤部の過剰間隙水圧記録（P18）より、過剰間隙水圧が初期有効上載圧 $\sigma'_{vc} = 21.8 \text{ gf/cm}^2$ に達するまでの繰返し回数8を読み取る。次に、過剰間隙水圧があまり上昇していない間は模型がほぼ剛体的な応答をするとみなして、動的せん断応力比を次式で計算する。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} = \frac{\frac{\alpha}{g} r h}{\dot{r} h} = \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{r}{r'} \quad (5.1)$$

ここで、 α : 振動台加速度（平均値）

g : 重力加速度（= 980 gal）

r, r' : 模型地盤の単位体積重量及び水中重量

h : 考えている点の深さ

ケース1-4では $\alpha = 220 \text{ (gal)}$ であるので、 $r = 1.97 \text{ gf/cm}^3$ 、 $r' = 0.97 \text{ gf/cm}^3$ として、(5.1) 式より $\tau_d / \sigma'_{vc} = 0.46$ 、繰返し回数8の組み合わせが求まる。この作業をケース1の他の加振段階およびケース2、ケース3に対して行って求めた動的せん断応力比と繰返し回数の関

表 5.1 模型実験地盤砂の動的強度の推定法

強度特性 \ 方 法	振 動 実 験 (豊 浦 砂)	ね じ り せん 断 試 験 (豊 浦 砂)	ね じ り せん 断 試 験 (浅間山砂)
全応力強度 初期せん断なし (液状化強度)	◎	—	△
初期せん断あり (初期せん断 の影響)	×	—	◎
間 げ き 水 圧 発 生 特 性 (初期せん断 なし 擬似有効応 力強度に使用)	◎	—	△

記号：◎：その方法に基いて求めたもの △：実験データとしてはあるが利用していないもの

×：その方法によっては求まらないもの —：未実施のもの

係を図 5.1 に示す。

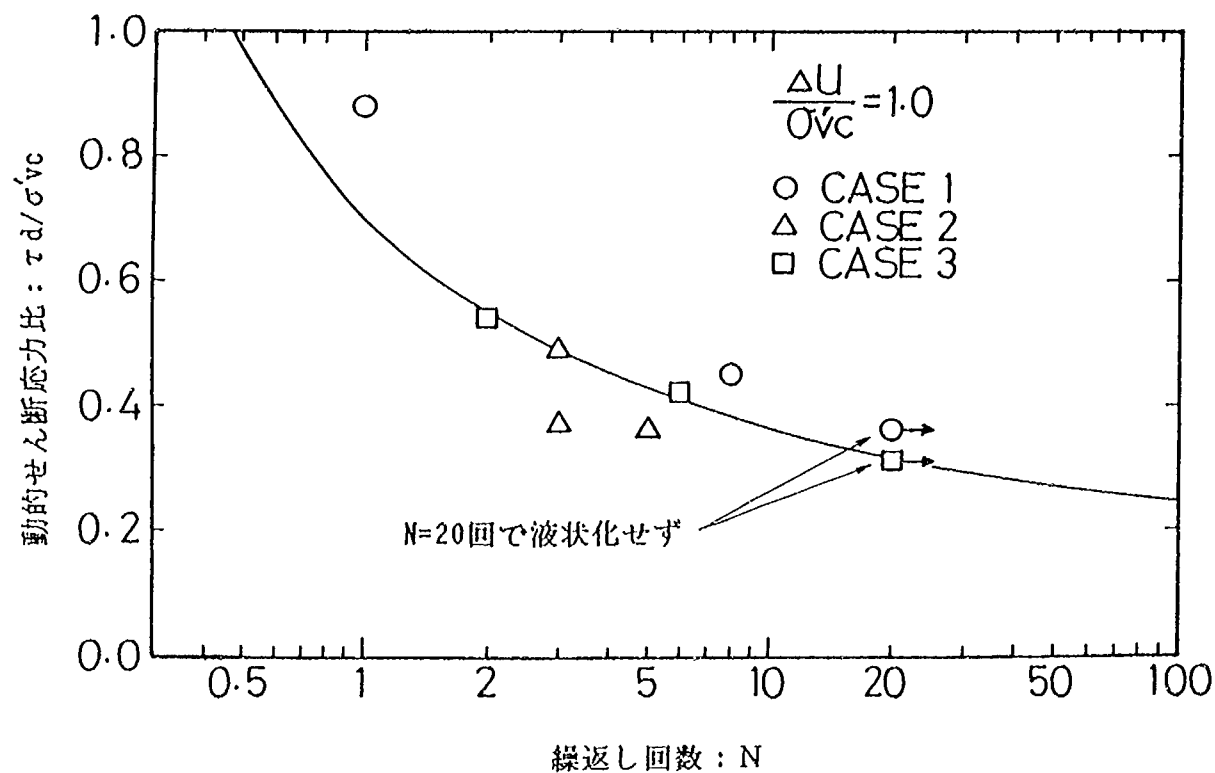


図 5.1 動的せん断応力比～繰返し回数関係図

同様に、このようにして算定したせん断応力と発生間げき水圧の関係を示したものが図 5.2 である

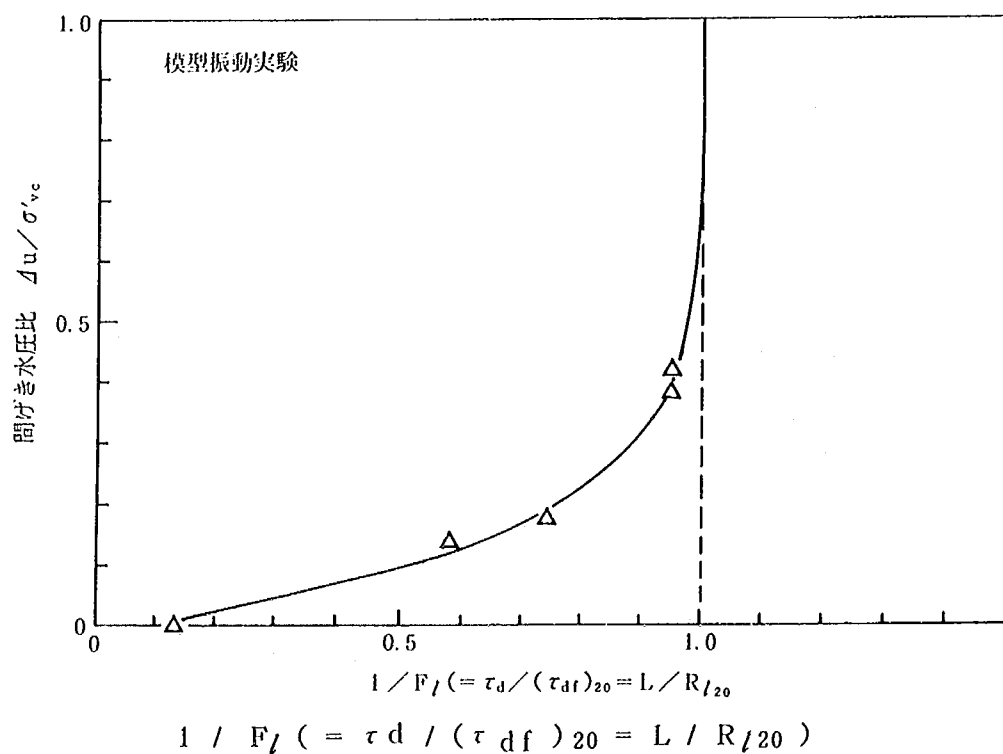


図 5.2 間隙水圧発生特性

この図における横軸の $1/F_l = \tau_d / (\tau_{df})_{20}$ の内、 τ_d は (5.1) 式から、 $(\tau_{df})_{20}$ は図 5.1 から求めた。

次に、表 5.1 の浅間山砂の繰返しせん断試験の結果は、図 5.3 のように報告されている³⁾。本来は、表 5.1 に示すように模型地盤砂である豊浦砂についての試験結果を用いるべきであるが、現時点ではデータが十分でないので、既発表のデータを利用する。

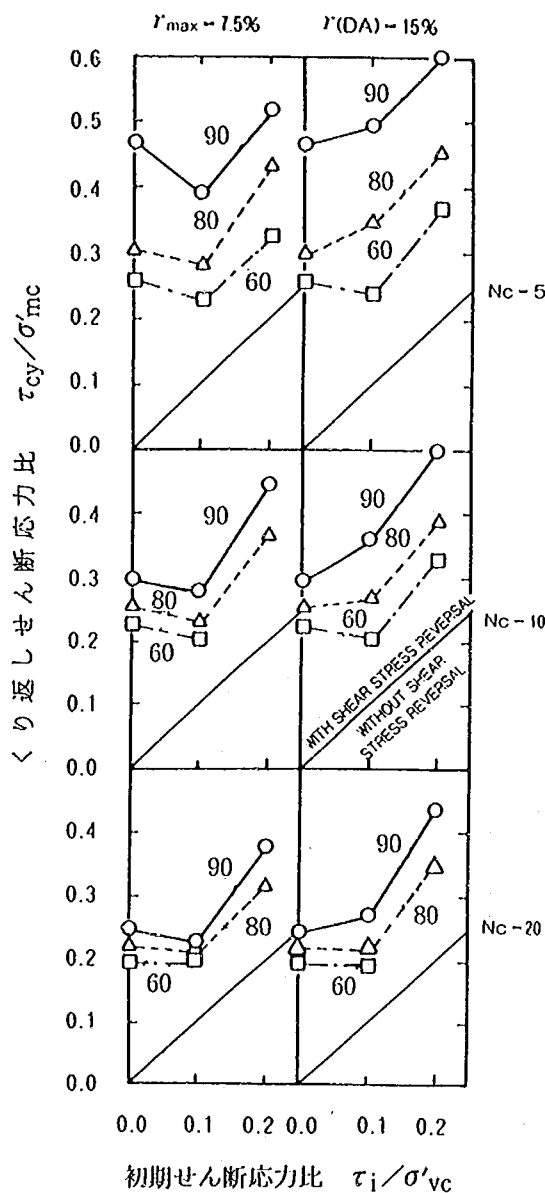


図 5.3 繰返しせん断強度に及ぼす初期せん断応力比の影響 (浅間山砂)³⁾

5-2 盛土被害に対する加振波形の影響の考察

5-2-1 不規則波形の等価化の方法

不規則応力波形を等価な規則応力波に変換する方法の概略は、2-2(2)(ii)において述べた。ここではこの内、累積損傷度理論により等価化する。

5-2-2 模型盛土の被害の累積損傷度理論による説明

本節では、図 4.21 に見られる入力地震動の違いによる盛土の沈下量の違いを、累積損傷度理論を用いて応答せん断応力の大小により説明することを試みた。

図 5.4 は、盛土直下の地盤中の一点におけるせん断応力時刻歴 (4.3.2 (7) に示す方法を用いて計算した) を、累積損傷度理論により $N = 20$ の規則波に等価化した時の振幅を、盛土天端累積沈下量に対して図示したものである。ケース 1 ~ 3 の規則波加振の場合でも、図 4.13(a) ~ (c) に示すように模型の応答は不規則なものになるので、不規則波加振と同じ扱いをした。ここで、盛土直下のせん断応力を選んだのは、盛土直下に何らかの変形が生じ始めるとともに盛土の沈下が生じるという実験事実があり、盛土直下のせん断応力が振動台加速度や水平地盤部のせん断応力よりも盛土の被害とより直接的な関係があると考えたからである。累積損傷度理論による等価化の計算には、図 5.1 に示す模型地盤の動的強度曲線を用いた。また、せん断応力時刻歴に含まれる応力パルスの考え方には全パルスと半パルスの 2 つがある。全パルスは一波長で定義され、大きさは一波長の両振幅の半分とする。半パルスは半波長で定義され、大きさは片振幅をとる。ここでは、龍岡ら²⁾ が良いとしている半パルスを用いた。

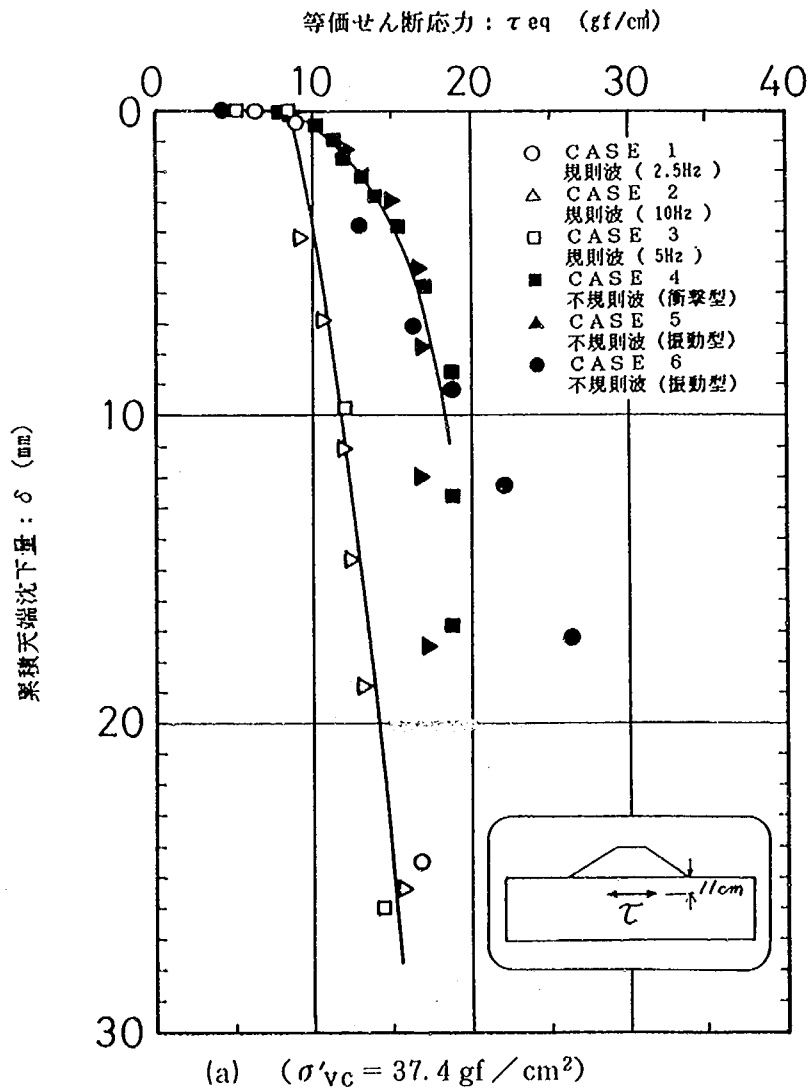


図 5.4 等価せん断応力～累積天端沈下量関係図

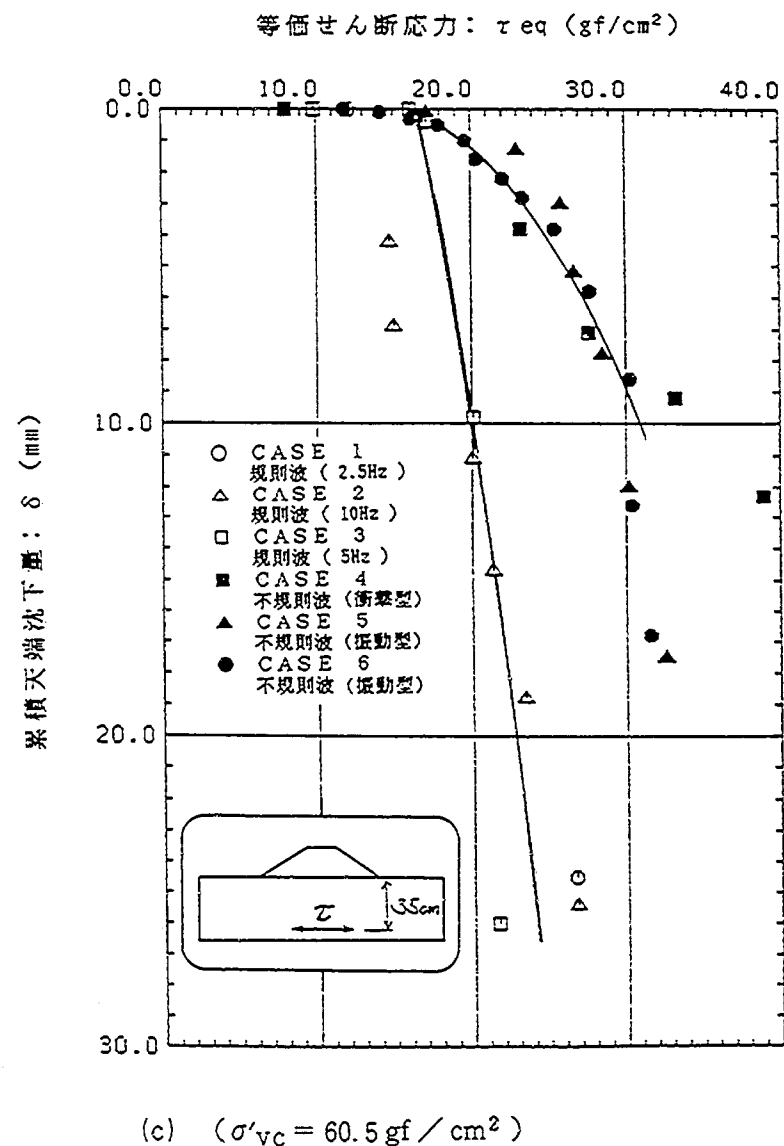
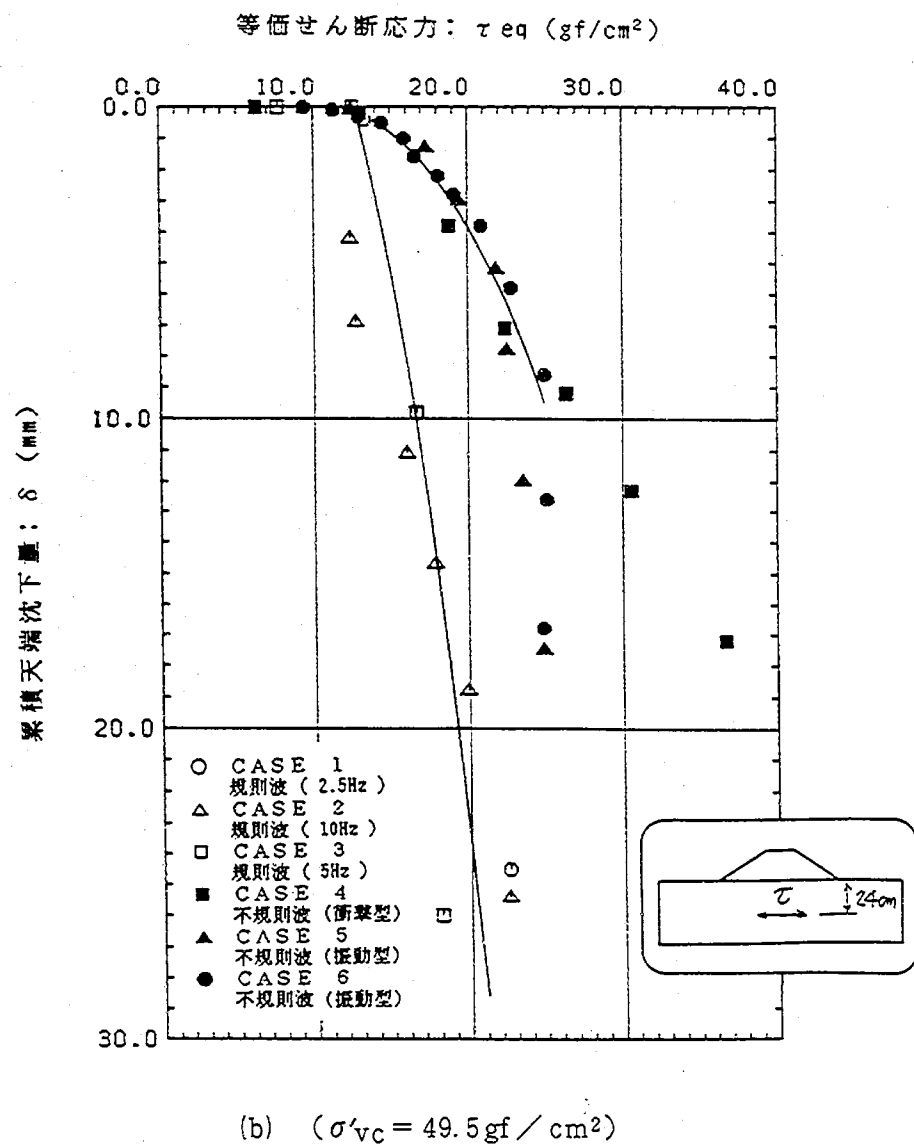


図 5.4 等価せん断応力～累積天端沈下量関係図 (つづき)

図 5.4 では、規則波加振（ケース 1～3）のデータはほぼ同一曲線上にある。このことにより、図 4.21 に見られる振動数の異なる規則波加振における盛土の沈下量の違いは、応答せん断応力の違いによるものであることがわかる。しかし、不規則波加振（ケース 4～6）のデータは、図 4.21 に比べてかなり規則波加振のデータに近づいてはいるが、規則波加振の曲線上にはのっていない。さらに、不規則波加振の方が、規則波加振よりも同じ盛土沈下量に対する等価せん断応力が大きい。この原因が、不規則波の等価化の手法または計算方法にあるとするならば、次の項目が考えられる。

- ① 累積損傷度理論が成り立たない。
- ② 図 5.1 に示した動的強度曲線は水平地盤部で求めたものであるが、盛土直下では水平地盤部と異なり側方への変位がある程度許されており、動的強度特性が水平地盤部とは異なっている。
- ③ せん断応力の算定方法が適切でない。
- ④ 盛土直下のせん断応力と盛土の沈下量が直接には対応しない。しかし、同じ方法を用いて整理した規則波加振のデータがほぼ同一の曲線上に集まっていることを考えると、図 5.2 における不規則波加振と規則波加振の違いは、次の 2 つの理由によるところが多いと考えられる。
- ⑤ 不規則波加振の実験では、段階加振の回数および 1 加振に含まれる波数が規則波加振の場合より多く（加振履歴の影響）、模型地盤がより密になった。
- ⑥ 不規則波加振の場合、加振後半で過剰間隙水圧の消散が見られ（図 4.13 (d)(e)(f) 参照）、これが盛土の被害を小さくしている。

5—3 模型実験に適用したすべり面安定解析

5—3—1 すべり面安定解析の目的

地震時の盛土の挙動をすべり面安定解析で対処するとすれば、盛土の応答加速度を震度に置換え、土の動的強度を定義し、計算安全率が実際のどのような挙動（被害の発生・非発生の区分又は被害の程度）と対応するかを明らかにしなければならない。今回実施した模型振動実験では、応答加速度や模型の挙動（沈下等）が既知である。したがって、これらの諸量の関係との対応が合理的なものとなるように、震度の決定、地盤の動的強度の決定及び計算安全率の評価法を確立すべく検討を行う。これが、ここに行った各種のすべり面安定解析の目的である。その結果、合理的かつ簡易な安定解析法（震度・強度の決定法、安全率の評価法すべてを含む）が得られれば、実験結果のない現物の盛土に対して地震時の挙動を予測する手法になることが期待される。

具体的に、以下の諸項では次のような問題の検討を行っている。

- (1) 震度として比較的了解しやすい規則波加振の場合について、さらに応答を剛体的と仮定した最も簡単な場合に算定される安全率が実測被害とどのような関係にあるか。

これは、震度を非常に単純に決めた計算であり、そのような方法の適用性と、さらに、計算安全率と発生被害の間の関係の評価法につながるものである。

このとき、強度としては、第 3 章でも扱った全応力強度と（擬似）有効応力強度とを用いた。

- (2) 次に、現実には予測することがかなり困難ではあるが、実験時には測定されて既知データとなって

いる模型の応答加速度を等価な震度に置換えて行った安定計算の安全率が実測被害のどのような関係にあるか。

これが、(1)よりもよく現象に合致するものであれば、その適用範囲を明らかにすることが必要となると同時に、このような等価震度の予測に力を注がねばならないことを示唆することになる。

この場合、強度としては、全応力強度のみに限定した。

(3) (2)では排除した有効応力強度の意味を再考するため、擬似有効応力強度ではなく、実測間げき水圧を用いた有効応力強度を実測応答加速度と組合せた安定解析はどのような結果を与えるか。

5-3-2 すべり面安定計算に適用する振動実験時の模型挙動の取扱い

模型振動実験では、4-3-2(2)で述べたように、加振開始直後の過剰間隙水圧がまだあまり上昇していない間は模型は剛体に近い応答を示すが、過剰間隙水圧がある程度上昇すると模型の応答は複雑に変化することが観察された。5-2で検討したように盛土の被害は模型の応答せん断応力の大きさに対応していると考えられるので、震度を考える時には過剰間隙水圧上昇による応答の変化も考慮に入れることが望ましい。しかし、実際の問題では過剰間隙水圧の上昇によって土構造物の応答がどのように変化するのか予測することは現時点では大変に難しい。さらに、模型振動実験のように模型の応答がわかっている場合でも、時間的にも空間的にも変化する応答加速度を震度に結びつけることは非常に難しい問題である。ところで、ところで、過剰間隙水圧が上昇して模型の応答が乱れると盛土が沈下し始めることが観察されている(4-3-2(1))ので、逆に、盛土の沈下が少ない間は模型の応答の変化も小さいと考えられる。そこで、ここでは過剰間隙水圧の上昇による応答の変化を考慮に入れない、すなわち、模型は剛体的に挙動するものと見なすのが最も簡易である。

一方、安定計算に用いる地盤強度の考え方には次のようなものがある。

(a) 全応力強度

(b) 有効応力強度

(b-1) 初期せん断応力を無視して、図 5.2 の関係から発生間げき水圧を算定し、擬似有効応力強度を求める。これは、通常の実務レベルで用いられている方法である。

(b-2) 実験で実測した間げき水圧を用いて有効応力強度を求める。これは、図 2.12 の τ_{f1} に相当する強度で、原理的に $F_s > 1$ となることが想定される。

以下に実施した安定計算の種類は、表 5.2 のようなものである。

表 5.2 実施した安定計算の種類

解析 ケース	加 振 波 形	震 度	強 度	計 算 結 果	備 考
ケース 1 ～ 3	規 則 波	剛体応答を仮定	全 応 力	$F_s \sim k_h$ (図 5.7) $F_{scalc} \sim \delta_{meas}$ (図 5.9)	5 - 3 - 3
ケース 1 ～ 3	規 則 波	剛体応答を仮定	擬似有効応力	$F_s \sim k_h$ (図 5.10) $F_{scalc} \sim \delta_{meas}$ (図 5.11)	5 - 3 - 4
ケース 1 ～ 3 ケース 4 ～ 6	規 則 波 不 規 則 波	実測応答を用いる	全 応 力	$k_{eq} \sim \delta_{meas}$ (図 5.12)	5 - 3 - 5
ケース 1 ～ 4	規 則 波	実測応答を用いる	実測水圧を用いた有効応力 強度	$F_s \sim t$ (図 5.14) $F_{scalc} \sim \delta_{meas}$ (図 5.16)	5 - 3 - 6

F_{scalc} : 計算安全率、 δ_{meas} : 実測沈下量 (累積)

5-3-3 動的安定計算(I) (模型の剛体振動を仮定し、全応力強度を用いた場合、規則波加振)

(1) 計算方法及び計算モデル

規則波加振で剛体振動を仮定すると、すべり面に沿うせん断応力も規則波となり、一定応力振幅に対する地盤の強度を用いることができる。

図 5.5 に計算に用いたモデルを示す。盛土部にはテンションクラックを見込んでいる。

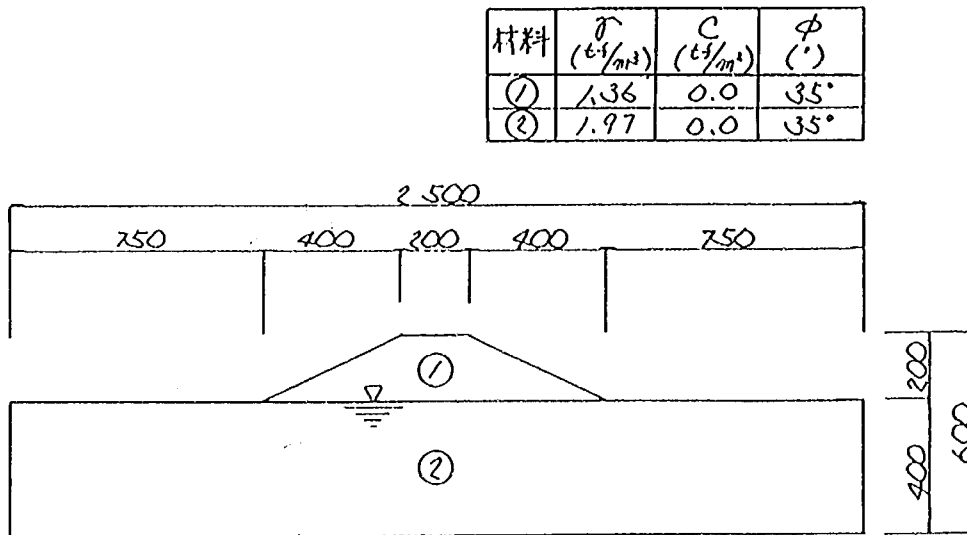


図 5.5 震度法すべり面計算の計算モデル

震度法すべり面計算は次式を用いた。

$$F_s = \frac{\sum \tau_f l \cdot R}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (5.2)$$

ここに、 τ_f : 動的強度であり以下に示す図 5.6 を用いて次式から求める。

$$\tau_f = \tau_{sf} \cdot \left\{ \frac{(\tau_s + \tau_d)_f}{\tau_{sf}} \right\} \quad (5.3)$$

τ_{sf} は静的強度で次式で与える。

$$\tau_{sf} = \{ c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi \} / l \quad (5.4)$$

$(\tau_{sf} + \tau_d)_f$ は静的応力 τ_s も含めた動的強度である。

また、図 5.6 には、安定解析に用いる $\frac{\tau_s}{\tau_{sf}} \sim \frac{(\tau_s + \tau_d)_f}{\tau_{sf}}$ 関係を示す。この関係は、龍岡ら³⁾ が浅間山砂に対して求めた初期せん断応力と動的強度の関係(図 5.3)を用いて得た。その方法は、まず、前出の図 5.3 より図 5.7 に示す初期せん断応力比 τ_s / σ'_{vc} と無次元化された繰返しせん断応力比 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} \right)_f, \tau_s \neq 0 / \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} \right)_f, \tau_s = 0$ の関係を求めた。次に、図 5.1 に示す模型

地盤の動的強度 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}}\right)_f, \tau_s = 0 = 0.32$ に図 5.7 の強度比を乗じて、模型地盤に対する初期せん断応力比 $\frac{\tau_s}{\sigma_{vc}}$ と動的強度比 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}}\right)_f$ の関係を得た。さらに、 $\frac{\tau_s f}{\sigma_{vc}} = \tan \phi = \tan 35^\circ$ の関係を用いて、図 5.6 に示す関係を得た。

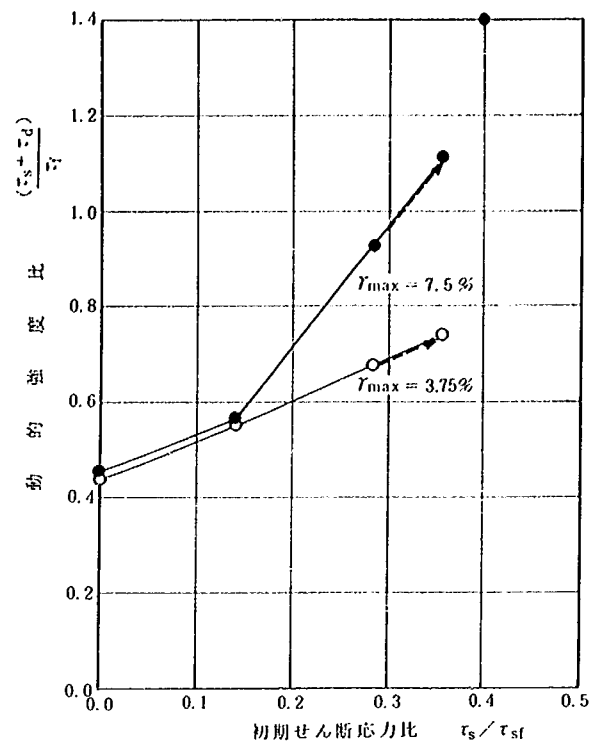


図 5.6 安定解析に用いる動的強度特性

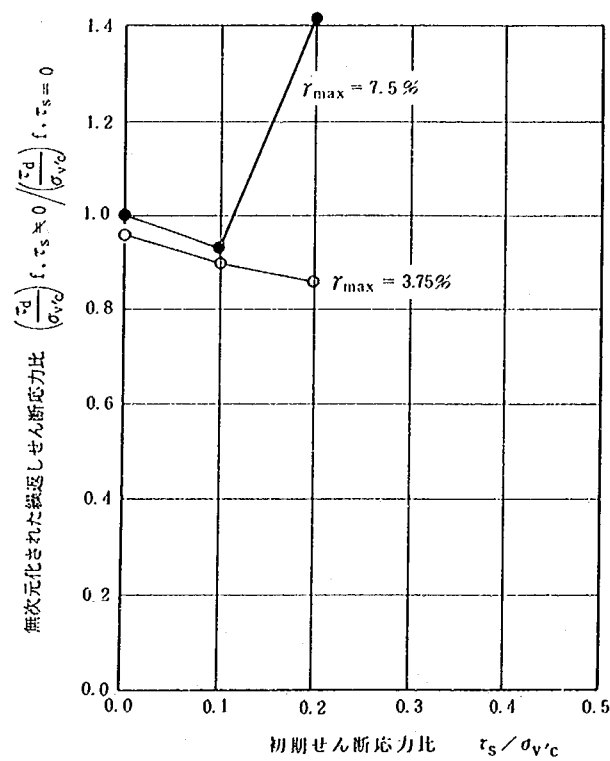


図 5.7 初期せん断応力比と動的強度比

この計算上では、2-3-2に述べたように水平地盤のみを切るすべり円弧の安全率が最小となる。そこで、図5.8中に示すようにA、B 2種類の円弧制限を行い、それぞれに対して安全率を求めた。円弧制限Aは、点aより右側を通る円弧のみを考えるものであり、円弧制限Bは、点aと点bの間を通る円弧のみを考えるものである。

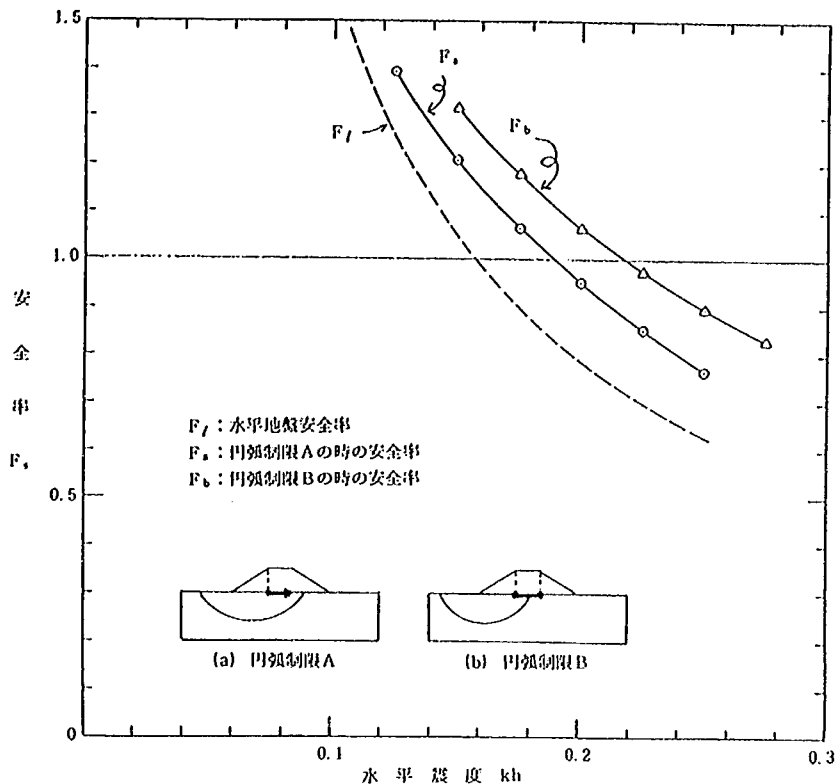


図 5.8 震度と安全率の関係 (全応力強度、 $r_f = 7.5\%$)

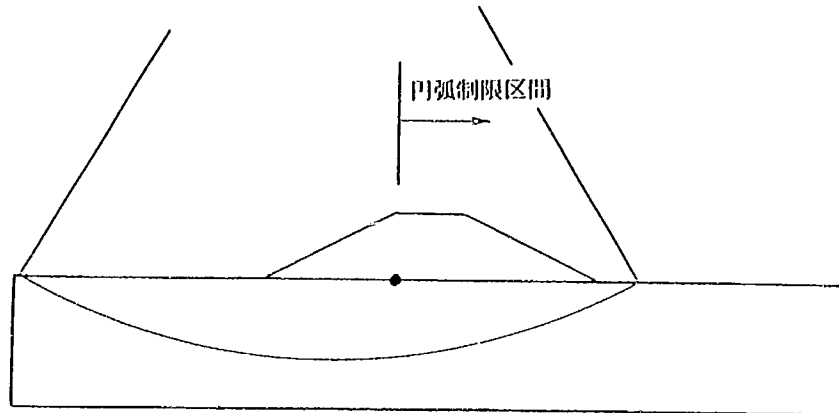
(2) 計算結果 (安定計算(I))

図 5.8 に、水平震度 k_h に対する安全率の変化を示す。強度は図 5.6 の内 $N = 20$ 、 $r_f = 7.5\%$ のものを用いている。また、水平震度は一様に作用させている。図中、 F_a は円弧制限Aの時の安全率であり、 F_b は円弧制限Bの時の安全率である。また、同図には水平地盤部の安全率 (F_l 値) も示してある。この図より、安全率が1になる時の震度が、円弧制限Aに対して0.189、円弧制限Bに対して0.217であることが読み取れる。図 5.9 には、この時のすべり円弧を示す。円弧制限がAの場合には、すべり円弧が盛土全体をすくうようなものとなっている。

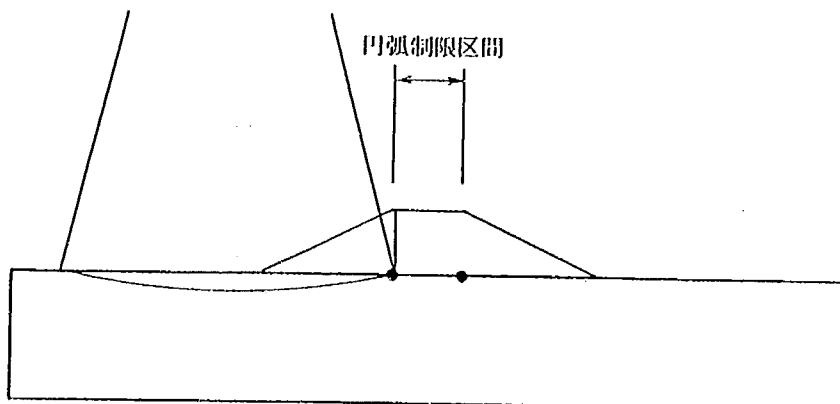
図 5.10 は、 $r_f = 7.5\%$ に対する動的強度を用いた安全計算結果を示す図 5.8 に基いて規則波加振実験 (ケース 1～3) に対する震度法すべり面計算による安全率と、実験によって得られた盛土沈下量の関係を示したものである。震度法すべり面計算による安全率は、過剰間隙水圧がまだ上昇していない間は模型が剛体的な応答をすることから、入力加速度を重力加速度で割ったものを震度として、図 5.8 より求めた。この図からこの場合の震度法すべり面計算による安全率が1の時 ($r_f = 7.5\%$)、盛土の沈下量が 3 mm～7 mm (円弧制限Aの時) または 9 mm～20 mm (円弧制限Bの時) で

あり、盛土の破壊基準と良く一致していると言える。ただし、震度法すべり面計算で用いた動的強度が初期せん断応力 = 0 に対しては過剰間隙水圧比 $du / \sigma'_{vc} = 1$ の条件のもとであることを考えれば、これに対する盛土の沈下量は小さいと考えられ、円弧制限Aとした時の方が実験と合っていると言えそうである。

図 5.10では、盛土の沈下量が小さい範囲では加振振動数による安全率～盛土天端沈下量関係の違いは小さいが、盛土沈下量が大きくなると加振振動数により違いがでてくる。これは、間隙水圧の上昇による模型の応答の変化を考慮していないためであると考えられる。



(a) 円弧制限がAの場合 ($k_h = 0.189$)



(b) 円弧制限がBの場合 ($k_h = 0.217$)

図 5.9 震度法すべり面計算で最小安全率が 1.0 となる震度に対して最小安全率を与えるすべり円弧

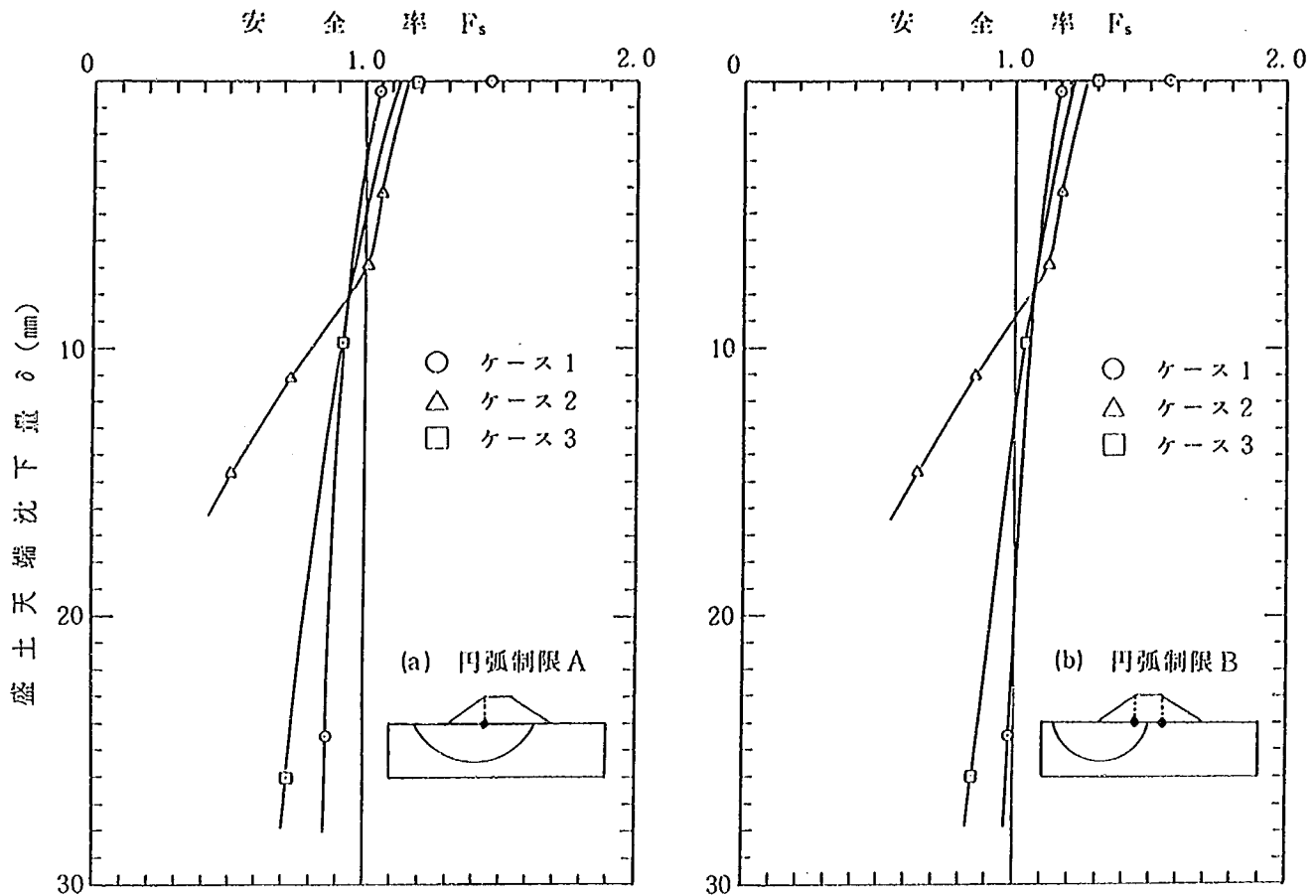


図 5.10 安全率と盛土天端沈下量の関係 (全応力強度 $r_f = 7.5\%$)

この模型の応答の変化を考慮した安定計算は、不規則波加振の場合も含めて 5-3-4 に述べる。

5-3-4 動的安定計算(II) (模型剛体挙動を仮定し、有効応力強度を用いた場合、規則波加振)

2-3 で述べたように、現行の基準類の中には有効応力強度を用いたすべり面計算法を用いているものも多い。そこで、間げき水圧を繰返しせん断応力から求め、安定計算を行った。

(1) 計算方法及び計算モデル

計算は修正フェレニウス法によった。安全率の計算式は次式である。

$$F_s = \frac{R \sum \{ c' \cdot l + (W - u b) \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha \} \cdot \tan \phi'}{\sum (W \cdot R \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (5.5)$$

剛体振動の仮定から、任意の位置での動的せん断応力比 L を次式で計算する。

$$L = \frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} = \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_{vc}'} = k_h \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_{vc}'} \quad (5.6)$$

ここで、
 α : 振動台加速度 σ_v : 上載圧 k_h : 水平震度
 g : 重力加速度 σ_{vc}' : 初期有効上載圧

今の加振条件では、波数 $N = 20$ であるから、図 5.1 から $N = 20$ に対する動的強度比 R_{20} を求め、それを用いた液状化抵抗率 $F_l = R_{20} / L$ を図 5.2 に適用して、過剰間げき水圧 u_e を求める。そして、(5.5) 式により、震度 k_h と安全率 F_s との関係が求まる。ここで、最大過剰間げき水圧 u_e が生じたときに、震度 k_h がさらに作用するものと考えた場合と、その時点で加振は終了しているとして震度 k_h が作用しない場合とについて安全率計算を行う。この場合、5-3-2(1)で述べた円弧制限 A によった。

(2) 計算結果 (安全計算Ⅲ)

図 5.11 に、水平震度 k_h と安全率 F_s の関係を示す。図中、 S_2 は (5.5) 式において k_h を考慮した場合、 S_2' は k_h を考慮しない場合である。また、同図には参考のために静的強度を用いた場合 (S_1) 及び全応力動的強度を用いた場合 (S_3 、 $r_f = 7.5\%$ は図 5.7 の F_a と同じ) を示した。

この図から、 S_2 、 S_2' と S_1 、 S_3 に比べて、 k_h に対する変化が著しいこと、 $F_s = 1$ となる限界震度が S_2 において 0.156、 S_2' において 0.180 となること等が読取れる。

図 5.12 は、図 5.11 の安全率と、実験による盛土沈下量の関係を加振条件ごとに示したものである。

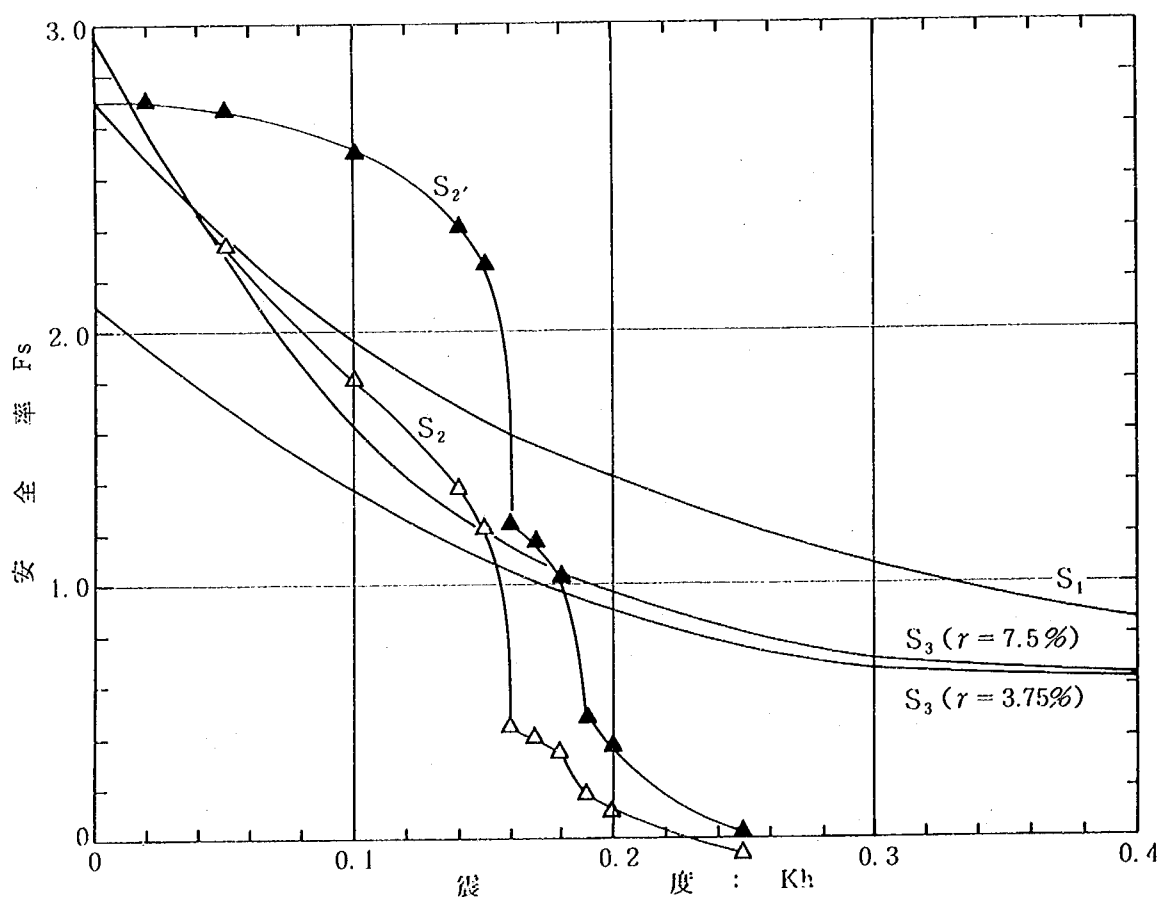
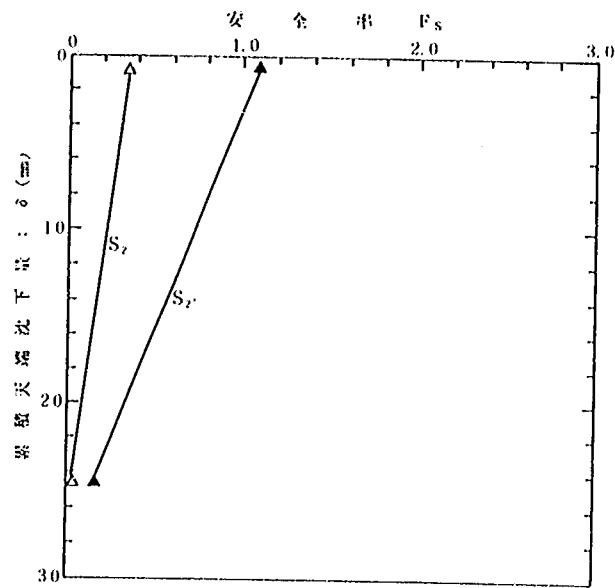
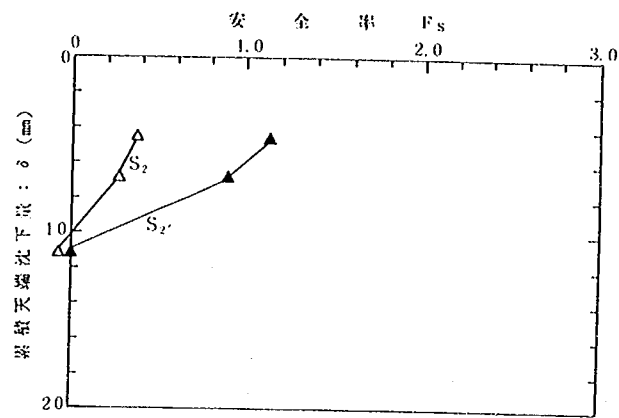


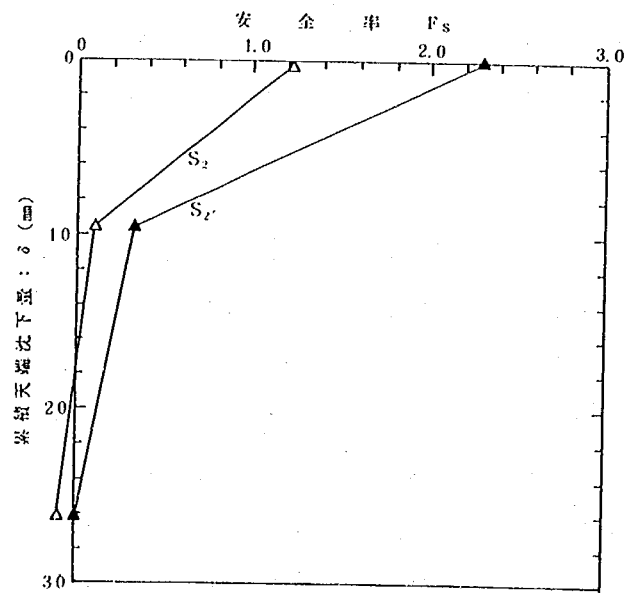
図 5.11 震度と安全率の関係 (有効応力強度)



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図 5.12 安全率と盛土天端沈下量の関係 (有効応力強度)

間げき水圧と同時に震度を考慮するか否かにより (S_2 、 S_2')、安全率 F_s と天端沈下量 δ の関係は異なり、又、規則波加振であるケース 1、2、3 それぞれにていても、 F_s と δ の関係はかなりまちまちである。これは、図 5.10 において、少なくとも沈下量 δ の小さい所では、ケース 1、2、3 について F_s と δ の関係がほぼ一義的であったことが示されていることは大きな違いである。このことは、有効応力強度に用いる間げき水圧計算が震度によりかなり鋭敏に変化することを反映したものと考えられる。

5-3-5 動的安定計算(III) (模型の実測応答及び全応力強度を用いた場合、規則波加振及び不規則波加振)

(1) 計算方法及び計算モデル

次に、入力加速度の振幅を重力加速度で割った値で定義した震度の代りに、実験結果から求めたあるすべりブロックの等価震度と盛土沈下量との関係を調べてみた。

この場合、厳密には加振波形に関りなく模型の実測応答は、不規則なものとなるから、この不規則加速度を等価震度に換算する必要がある。このとき、模型の各点において加速度は各々異なるから、等価震度を求めるためのすべり土塊の範囲を限定する必要がある。

このために、図 5.9(a)に示す円弧制限 A の時に計算安全率が 1 となるすべり円弧に囲まれた土塊を考える。実験時のこのすべりブロックに対する地震力係数 (震度) は次式で求めた。

$$k(l) = \frac{\sum m_i \alpha_i(l)}{g} \quad (5.5)$$

ここに m_i : 加速度計の分担する部分の重量

α_i : 実験で記録された加速度

g : 重力加速度

すべりブロックの震度は、不規則な地震力係数を累積損傷度理論⁵⁾を用いて規則波に等価化した時の振幅として与えた。この累積損傷度理論による等価化は、図 5.1 に示す模型地盤の動的強度曲線を用い、地震力係数の時刻歴中の最大振幅を持つパルスが図 5.1 の強度曲線の $N = 1$ に対応するせん断応力の大きさになるように、地震力係数を正規化して計算を行った。

(2) 計算結果 (安定計算(III))

図 5.13 は、このようにして得たすべりブロックの等価震度を振動実験結果の盛土天端沈下量に対してプロットしたものである。この図に示す規則波加振のケースでは、沈下量が大きいくところでも加振振動数による違いは小さい。このことにより、図 5.10 に見られる盛土沈下量が大きいくところでの加振振動数による違いは、模型の応答の違いによるものであったことがわかる。このように、盛土が大きく沈下するような加振レベルでは、震度において、過剰間隙水圧上昇による応答の変化を考慮しなければならない。

震度がこのように等価化されると、既に一定震度と全応力強度とを組合わせた安全率の関係が図 5.8 のように得られているから、図 5.13 と組合わせることにより、等価震度を用いた安全率と実測沈下量の関係が、図 5.14 のように得られる。この図は、模型の剛体振動を仮定して規則波のみについて描いた図 5.10 安全率と盛土天端沈下量の関係を、さらに模型の実際の応答を考慮して規則波及び不規則波について

描いたものである。用いた全応力強度は同じ ($r_f = 7.5\%$) である。このような整理によっても、規則波加振と不規則波加振とは、それぞれ別のグループのようにになっている。

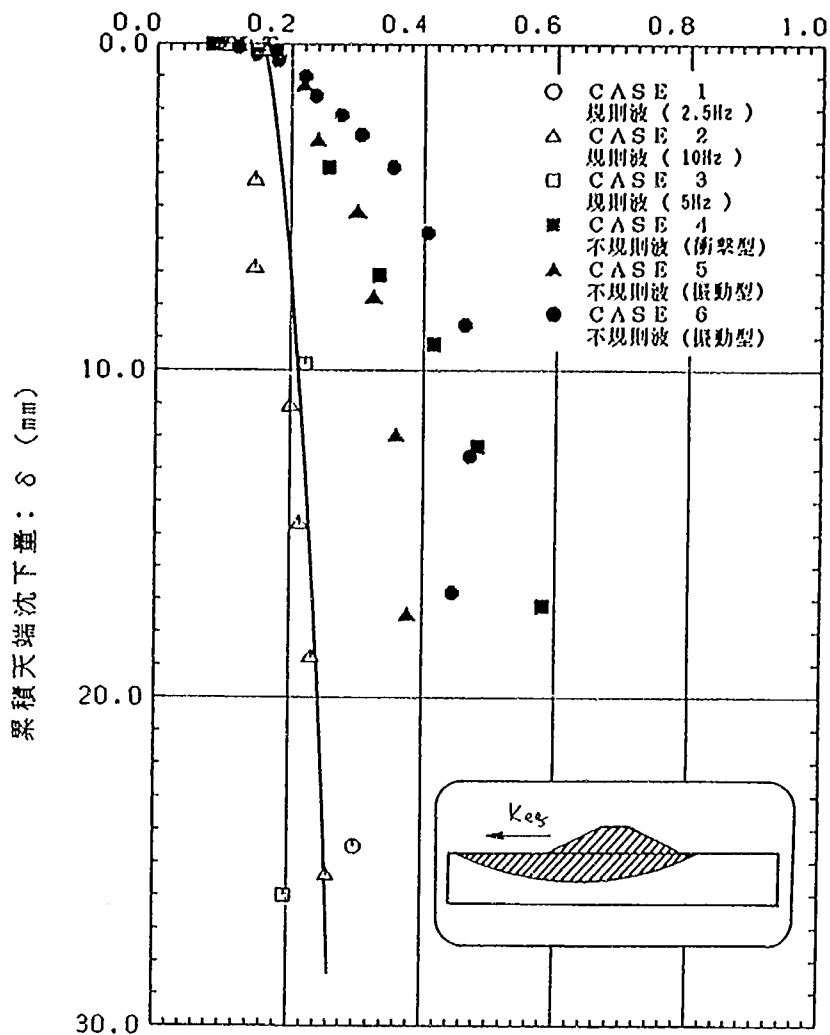


図 5.13 等価震度と盛土天端沈下量の関係

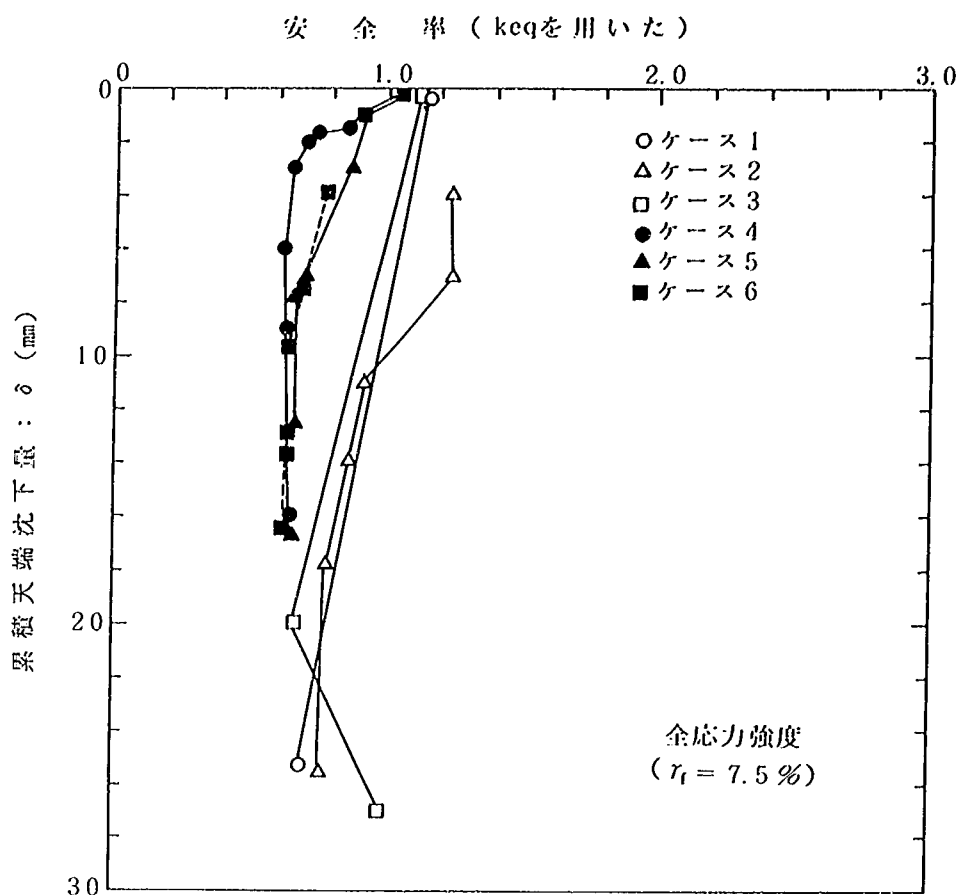


図 5.14 等価震度を用いた安全率と盛土天端沈下量の関係
(全応力強度 $r_f = 7.5\%$)

5-3-6 動的安定計算(Ⅳ) (模型の実測応答及び有効応力強度を用いた場合、ケース 1-4 (規則波加振)) 4)

模型振動実験での加速度記録と過剰間隙水圧記録を用いて有効応力法すべり面計算を行い、実験結果と比較した。

(1) 計算方法及び計算モデル

計算はケース 1-4 (220 gal 加振時) について行い、加振開始直後から 4 秒間の安全率の変化を 0.4 秒刻みで計算した。震度は実測加速度を重力加速度で割った値を用い、過剰間隙水圧も実測値をそのまま用いた。計測点と計測点の間は直線補間した。また、安全率の計算は図 5.15 の右側についてのみ行い、すべり方向も右側に向うもののみを考えた。

(2) 計算結果 (安定計算(Ⅳ))

図 5.15 に、有効応力法すべり面計算の結果を示す。安全率は地震力の変化に伴い周期的に変動しており、過剰間隙水圧の上昇に伴って最小安全率が小さくなっている。また、安全率が 1 に近づいた 1.5 秒あたりから盛土が沈下し始め、安全率が 1 を下回る時間が長くなる 3 秒あたりから盛土の沈下が進み始めている。

図 5.16 には、安全率が極小となる時刻における、最小安全率を与えるすべり円弧を示す。時刻 3.44

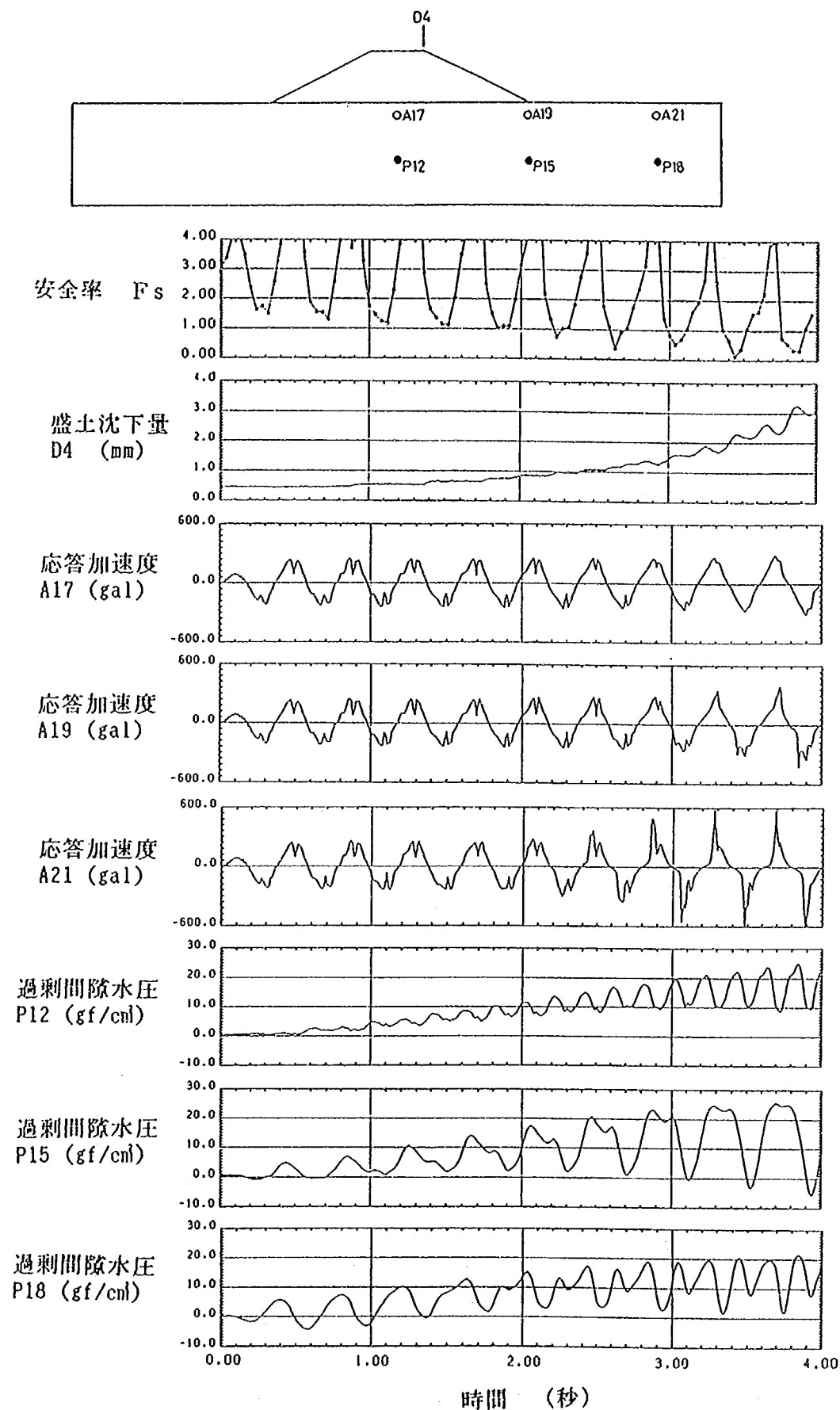


図 5.15 有効応力法すべり面計算による安全率と模型の応答
(CASE 1-4、220 gal 加振)

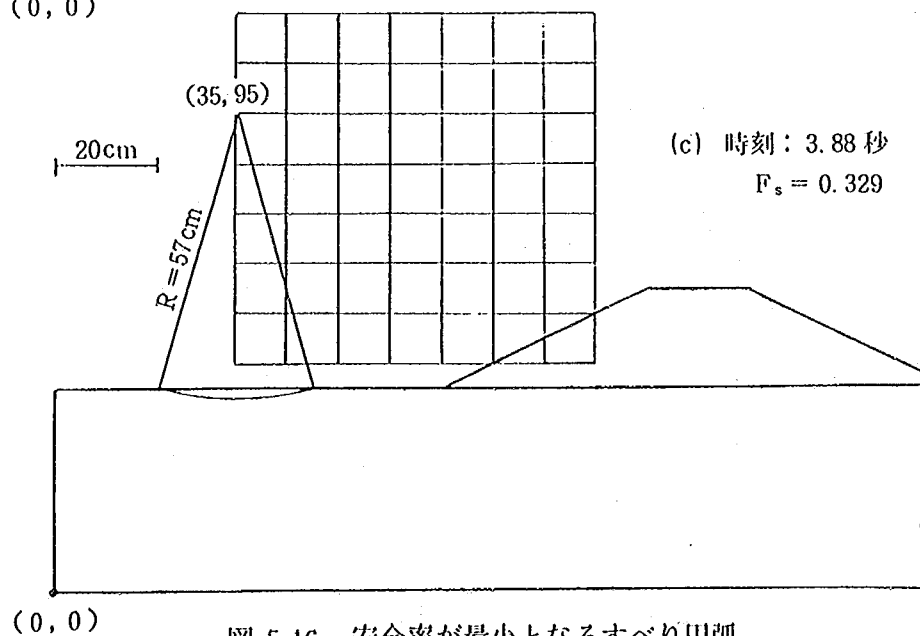
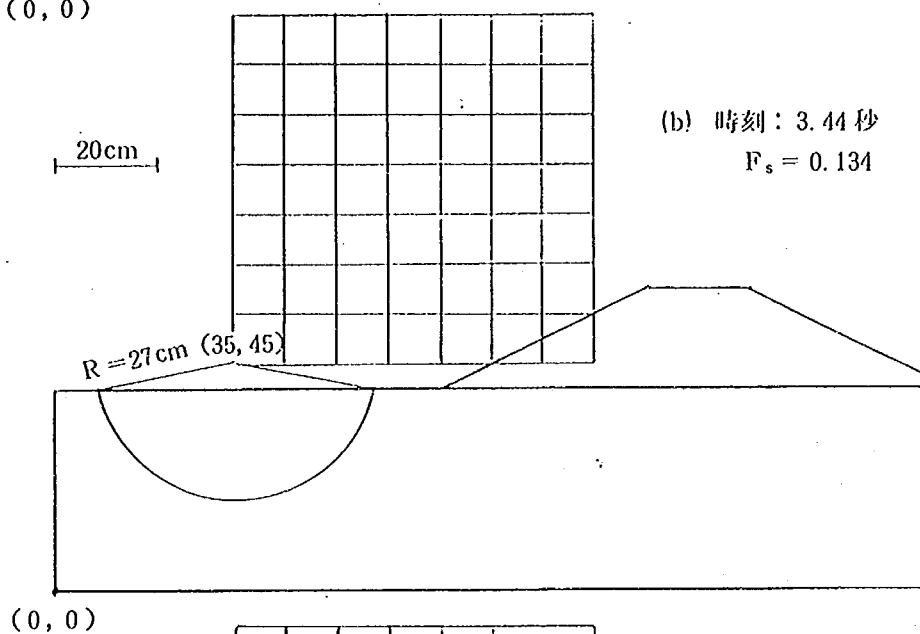
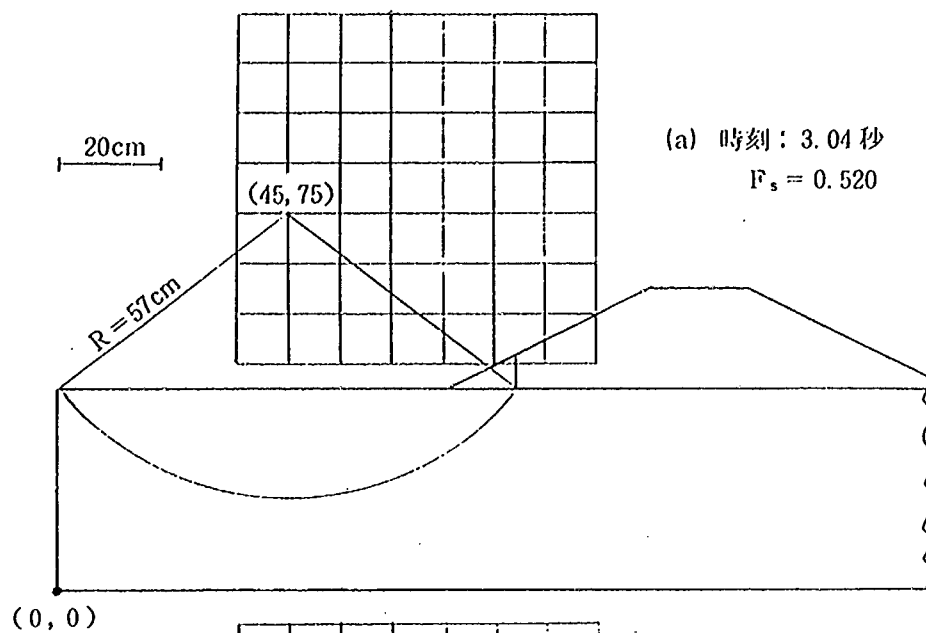


図 5.16 安全率が最小となるすべり円弧

秒と3.88秒では、最小安全率を与えるすべり円弧が水平地盤部のみを切るものとなっている。

ところで、この有効応力法すべり面計算では、すべり面に生じるせん断応力とせん断強度をある瞬間ごとに計算して、両者の比として安全率を求めている。したがって、生じうる最大のせん断応力であるというせん断強度の本来の定義からすれば、安全率は1より小さくならないはずである。しかしながら、図5.15に示す安全率は1より小さくなっている。この理由として次の事項が考えられる。

- ① 加速度および過剰間隙水圧の測定誤差。特に、過剰間隙水圧がピークとなる時には、滑動力とせん断強度がともに非常に小さな値となるので、わずかの測定誤差が安全率に大きく影響する。
- ② 今回の計算で用いた修正フェレニウス法では、すべり面に作用する垂直応力 σ'_n の計算の際にスライス間に作用する内力を無視しているため、強度の評価に誤差が生じる。

(3) 有効応力法の適用性の考察

一般に用いられる有効応力法すべり面計算は、今回模型振動実験結果に対して行ったように時々刻々の安全率の変化を計算するのではなく、ある瞬間の安全率を計算して、この安全率のみから土構造物の安定性を評価しようというものである。この計算法に対して次のような問題点が指摘される。

- ① 今回の実験のように密な砂地盤の場合、瞬間的に安全率が1より小さくなったからといって、盛土が瞬時に破壊してしまうわけではなく、何度も繰り返すことによって徐々に破壊が進行する。したがって、瞬間的な安全率のみで土構造物の安定性を評価することは充分ではない。
- ② 図5.15に示すように、応答加速度と過剰間隙水圧は時間的にも空間的にも複雑に変化しており、震度と過剰間隙水圧をどう設定するかが問題となる。一つの考え方に、震度と過剰間隙水圧を全てピーク値とする方法があるが、図5.15に見られるように加速度と過剰間隙水圧は同時にピークとなるわけではないので、この法方は明らかに過小な安全率を与える。また、過剰間隙水圧のみを考慮して震度は作用させない方法もあるが、これはあくまで地震後の安定計算と考えるべきであろう。さらに、実際の問題では応答加速度と過剰間隙水圧を推定するのが非常に難しい問題であることを付け加えておかなければならない。

5-3-7 すべり面安定解析のまとめ

以上の各種のすべり面安定解析結果と模型の実際の挙動との比較から次の結論を得る。

- ① 盛土の破壊基準を小さ目（模型の沈下で5 mm程度）に設定したとき、模型の振動挙動に及ぼす過剰間隙水圧の影響は未だ顕著でなく、模型は剛体的な振動をしている。したがって、このような破壊基準を考えるとすれば、模型の安定解析のためには剛体的応答を前提として求めた動的せん断応力比を用いることができる。
- ② 上のような破壊基準に対して、上のように考えた震度と、初期せん断応力を考慮した全応力強度（ $r_f = 7.5\%$ ）を組合わせた安定計算の安全率 F_s は、 $F_s = 1.0$ となり（図5.10(a)）規則波加振の場合全応力強度を用いることの妥当性を示している。
- ③ 一方、実用的に多用されている過剰間隙水圧を媒介とした擬似有効応力強度を用いた同様の安定計算の安全率 F_s は、図5.11に示されるように、沈下量との対応がまちまちで、余り妥当な結果とは思われない。

- ④ 破壊基準を①よりもっと大きくとった場合、①②を組合せた安定計算では、規則波でも振動数により沈下量が異なってくることが説明できない。このためには、過剰間げき水圧が上昇することに伴う応答の変化を考慮して震度を求める必要がある。実際規則波3種については、各ケースごとの沈下量の違いは応答加速度の違いに帰せられた(図 5.13)。

5-4 等価震度について

(1) 等価化の原理

ここで等価震度の意味を明らかにするために図 5.17を準備する。同図(b)において、不規則せん断応力の履歴は、土にある破壊ひずみ基準を与える規則波応力～载荷回数の関係、いわゆる疲労曲線と累積損傷度理論を用いて、規則波応力と一定回数の载荷(τ_{eq} 、 N_{eq})に等価化される。この「等価」とは、元の不規則波と置換した規則波の载荷により土に同じひずみが生ずることによっている。この等価化された応力に対比されるべき強度 τ_{df} は同一の波数 N_{eq} で規定する(図 5.17(c))。このとき、強度安全率は $F_s = \tau_{df} / \tau_{eq}$ で与えられる。すなわち、载荷応力や強度の動的特性は、不規則波を規則波に等価化すること及びそれぞれを一定の波数 N_{eq} に固定して考えることによって、それぞれが見かけ上静的な指標に置換されることになる。以上は土のある要素乃至は供試体について適用されることである。

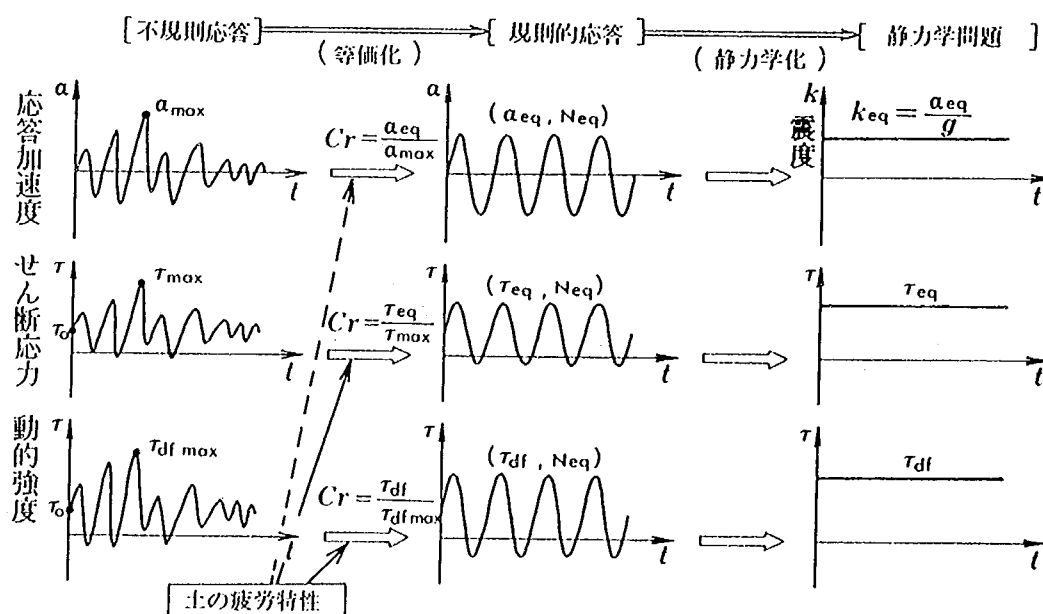


図 5.17 不規則応答の静力学問題への変換

一方、土のあるマスを考える震度法においては、時間的・空間的に複雑に生じている地震力を静的な慣性力によって置き換えねばならない。マスの安定・不安定乃至は変形の程度が、あるすべりブロックのすべり面に沿うせん断力過程によって支配されるとして、すべり面上のせん断応力履歴 $\tau \sim t$ とすべりブロック内の応答加速度履歴 $a \sim t$ が近似的に相似であるとする。そうすると、不規則応力過程を等価規則化した方法に準じて、不規則応答加速度に対しても材料特性(疲労曲線)を媒介として応力と同様の等価化が可能であると考えられる。このことを模式的に示したのが、図 5.17(a)である。この場合

にも、不規則応答加速度は、一旦、載荷回数 N_{eq} の規則的応答加速度 α_{eq} に置換され、さらに $k_{eq} = \alpha_{eq} / g$ と静的等価震度に置換される。このように静的化された荷重に対して対比されるべき土の強度は、応答加速度を等価化した回数 N_{eq} と同じ回数 N_{eq} で定める動的強度 τ_{df} である。図 5.17 (a)(b)(c) の各右欄のように静的問題に置換された k_{eq} 、 τ_{df} はすべて、一定の波数 N_{eq} を媒介としたものであることに留意する。

以上のように考えると、等価化係数 C_r が

$$C_r = \tau_{eq} / \tau_{max} \quad (5.6)$$

として与えられ、これを用いて震度 k_{eq} が

$$k_{eq} = \frac{\alpha_{eq}}{g} = C_r \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} \quad (5.7)$$

として求められる。

(2) 等価化係数の考察

1) (1)では、等価化の基本原理の説明とそれに基いた等価化係数 C_r の導入を行った。上述した C_r は、材料特性（疲労曲線）と累積損傷度理論から要素の挙動を等価化するものであった。

2) しかし、広く考えれば、要素の挙動のみをとっても、不規則せん断応力履歴を等価規則応力化する方法としては累積損傷度理論によることなく実験的に等しいひずみを生ずる応力過程を定めるという方法がより本質的であり、必らずしも、累積損傷度理論という理論による必要はないと考えることもできる。ただし、このような理論が成立することが示されれば、推論や拡張が容易になるというメリットがあることは言うまでもない。このように考えると、震度法が対象とするマスの挙動についても、実験的に等価な応答加速度性状を再現することによって、不規則載荷と規則載荷との比較が意味を持ってくる。この方法は同じ効果を与える不規則波と規則波による実験結果同士の比較によるものである。この場合には、規則波加振は振動数に無関係に基本的には同一の効果を与えることが前提となる。

3) さらに、次のような方法も考えられる。実験的にある加振波形（加速度の最大値 α_{max} ）に対して、ある沈下が生じたとする。一方、ある等価震度 k_{eq} を用いた安定計算結果がこの沈下に対応するものとすれば、(5.7) 式と同一の式により等価化係数が求まることになる。これは、実験結果と解析結果とを組合せる方法である。このとき、従来の安定計算は何ら盛土の沈下量を与えるものではないことに注意しなければならない。ただし、計算安全率は、等価震度のみならず、用いる動的強度に依存し、さらに動的強度は想定する載荷回数とひずみ基準により、図 5.18 のように関係があることになる。安定計算の原理からすれば、ある強度を用いて計算された安全率が $F_s = 1$ であれば、そのときすべり面に沿ってせん断応力が用いたせん断強度状態にあり、すなわち、すべり面に沿うひずみが、その強度を設定した基準ひずみ状態にあることになる。したがって、等価震度とすべり面に沿うせん断ひずみの関係は、図 5.18 を置換えて、図 5.19 のように得られる。このような図を準備した後に、実験で得られた盛土沈下量とこのせん断ひずみとを何らかの方法で対応づけることができれば、上述したように、このような方法でも等価化係数が求まる。

4) 以上に述べた 3 つの方法を要約すると表 5.3 のようになる。

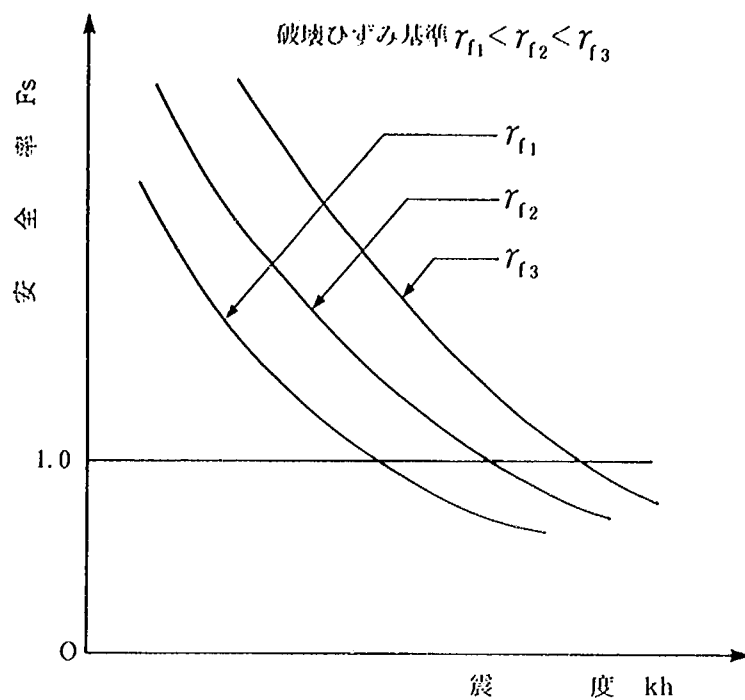


図 5.18 種々の破壊ひずみ基準による強度に対して震度と安全率の関係 (模式図)

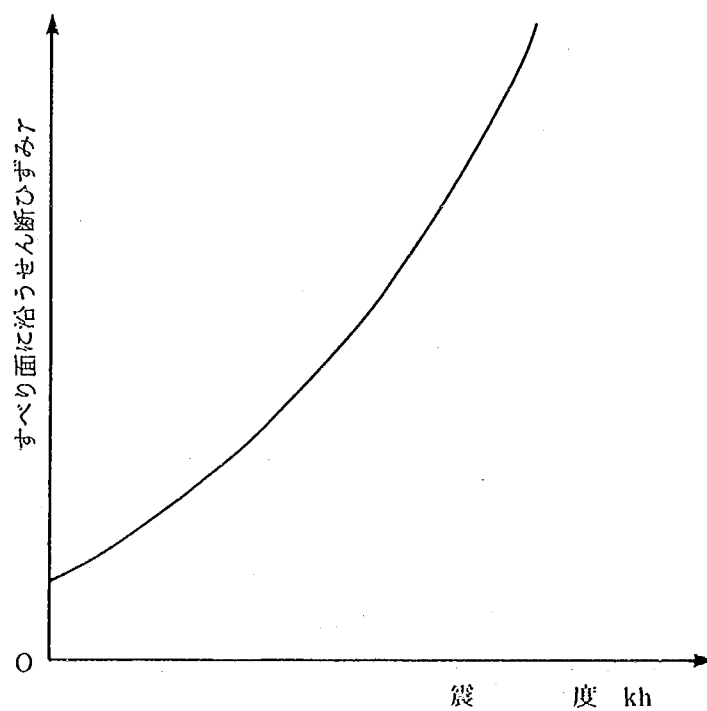


図 5.19 震度とすべり面に沿うせん断ひずみ (模式図)

表 5.3 等価化係数 C_r の算定法

不規則波 (A max) に対する damage の算定	等価震度 (k_{eq}) に対する damage の算定	damage の 比 較 基 準
理 論 (累積損傷度理論)	理 論 (同 左)	せん断ひずみ r
実 験 (不規則波加振)	実 験 (規則波加振)	沈下量 δ
実 験 (不規則波加振)	理 論 (安定計算)	沈下量 $\delta \sim$ せん断ひずみ r

(3) 等価化係数の算定とその考察

(2)で述べた3つの方法により等価化係数 C_r を求め、比較考察を加える。なお、等価化の対象とする、あるいは基準とする波形は、原理的には実際の応答波形として考えるべきであるが、応答が剛体的であるという仮定の下に入力波形を用いることも可能である。

1) 累積損傷度理論を用いた場合

入力加速度波形について求めた等価化係数を表 5.4 に示す。

表 5.4 累積損傷度理論により求めた等価化係数

ケ ー ス	等 価 化 係 数
4 (衝 撃 型)	0.462
5 (振 動 型)	0.668
6 (振 動 型)	0.710

2) 振動実験結果を用いた場合

この場合、基準とすべき規則波加振について次のような特性がある。

- ① 規則波加振であっても、過剰間げき水圧が発生すると応答は規則的ではなくなるので、応答波形が規則波の結果は得られていない。
- ② ①の結果として、等価化を行うのは入力波形で行わざるを得ない。しかし、①の結果として、加振加速度が大きい場合には、規則波加振であっても、その振動数によって沈下量が異なり、等価化のための基準とすべき一義的な規則波は厳密には定まらない。

以上のことから、当面の便法として、ある沈下量を与える規則波加振加速度の値を、3つの加振振動数ごとの平均値として求めることである。

模型振動実験結果より、ある盛土沈下量に対する入力加速度の大きさが、各ケースについて表 5.5 のように得られている。ここで、一定の沈下量を生じるのに必要な、規則波加振での入力加速

度の大きさ（ケース1～3の平均値を用いた）を、不規則波加振での入力加速度の大きさに割った値、すなわち等価化係数を盛土沈下量に対して示したものが図5.20である。この図より、衝撃型波形（ケース4）に対する等価化係数が振動型波形（ケース5,6）に対するものよりも小さいことがわかる。また、この図では等価化係数が一定の値ではなく、盛土沈下量が大きくなるにつれて小さくなっていく。この理由としては、過剰間隙水圧上昇後の応答の変化を考慮していないことや、規則波加振と不規則波加振での加振履歴の違い（不規則波加振の方が段階加振の回数および1加振に含まれる波数が多い）等が考えられるが、本当のところは不明である。

表 5.5 基準盛土沈下量に対する入力加速度

ケース	入 力 加 速 度 ¹⁾				α_{in} (g a l)			
	$\delta^2)=1$ m m		$\delta = 2$ m m		$\delta = 5$ m m		$\delta = 10$ m m	
1	1 7 4	平 均 1 6 6	1 7 6	平 均 1 6 9	1 8 0	平 均 1 7 7	1 9 0	平 均 2 1 0
2	1 5 4		1 6 0		1 7 2		2 3 8	
3	1 6 9		1 7 0		1 8 0		2 0 2	
4	3 9 0		4 5 0		6 2 8		—	
5	2 7 5		3 2 5		4 8 5		6 7 5	
6	2 2 5		2 5 5		3 4 5		5 3 0	

1) 入力加速度は、規則波加振のケース1～3に対しては平均値を、不規則波加振のケース4～6に対しては最大値を用いている。

2) δ は盛土天端の累積沈下量

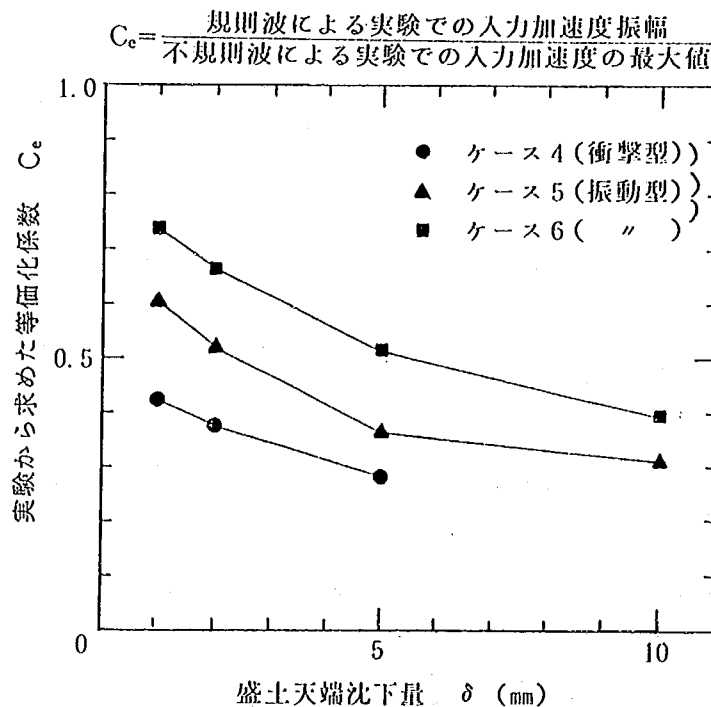


図 5.20 模型振動実験から求めた等価化係数

3) 振動実験結果と安定計算結果を組合せる方法

安定計算に用いる破壊ひずみ基準と動的強度の関係は図 5.3 に示したとおりである。

破壊ひずみ基準ごとの震度と安全率の関係を図 5.21 に示す。

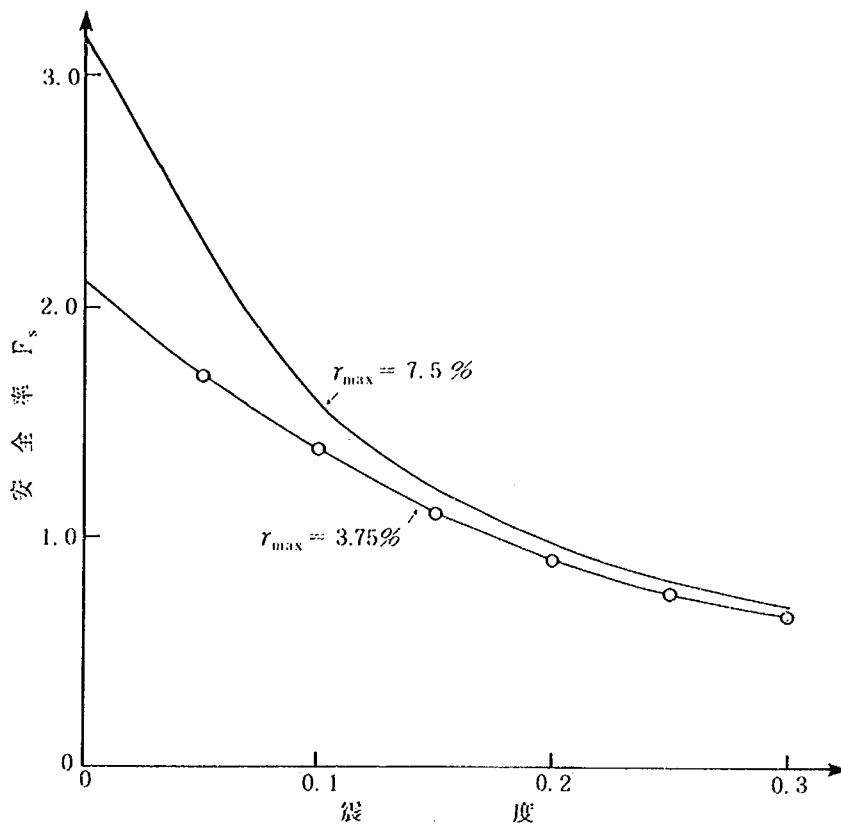


図 5.21 震度と安全率の関係 (破壊ひずみ基準別)

これを書き換えて、震度とすべり面のせん断ひずみの関係を図 5.22 に示す。これは、 $F_s = 1$ のときに、すべり面に沿って土がせん断強度を発揮し、すべり面に沿うせん断ひずみが、破壊基準を定めたひずみにあることに拠っている。

前述したように、図 4.21 と図 5.22 とを対比し、かつ、沈下量とすべり面せん断ひずみとを対応づけることができれば、それから、両図に基いて等価化係数を求めることが可能である。しかし現時点では、沈下量とせん断ひずみとの関係は定量的に結びつけることは困難である。したがってここではとりあえず破壊基準ひずみを $r_f = 7.5\%$ ($N_{eq} = 20$) と固定して $k_{eq} = 0.19$ を基準値として、図 4.21 の対比から、等価化係数 C_r を求めることにする。

図 5.23 は、このようにして模型振動実験と安定計算とから求めた等価化係数と 1) の累積損傷度理論から求めた等価化係数を比較したものである。

同図から模型振動実験と安定計算から求めた C_r について以下のことが分る。正弦波加振での C_r は 1.0 前後にあり、不規則波加振では 1.0 よりかなり小さい。細かく見ると同じ正弦波加振でも振動数が高くなると、沈下量が大きいところで C_r がかなり小さくなる傾向にある。

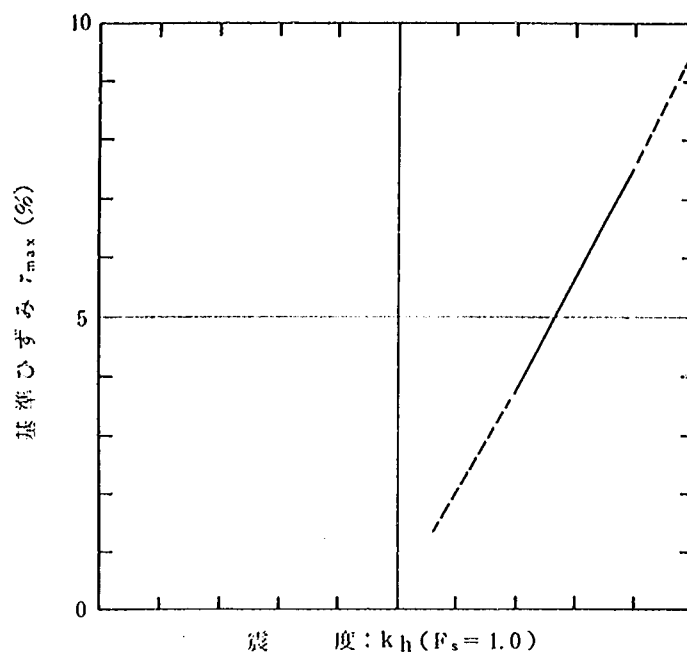


図 5.22 等価震度とすべり面のせん断ひずみの関係

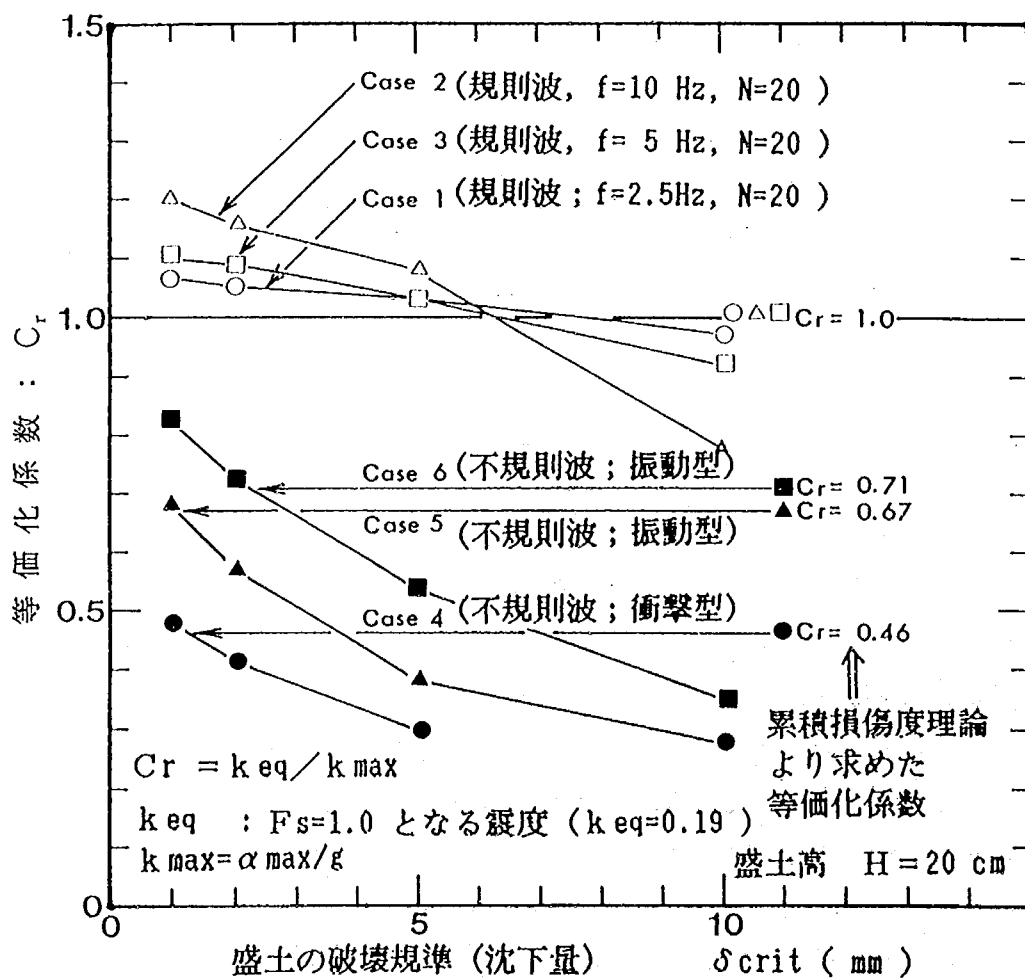


図 5.23 盛土の破壊規準と等価係数の関係

不規則波加振のグループでは衝撃型の C_r が小さく、土の要素における従来の知見と一致する。

さらに、すべてのデータについて、基準沈下量を大きくとると C_r が小さくなる。前述したように、基準沈下量とともにせん断ひずみを大きく考えれば、図 5.18 のように k_{eq} は増加するから、(5.7) 式で求める C_r はこの図のように低下しないはずである。

図 5.24 には、表 5.3 に示した入力波形に対する等価化係数をも図中に示しているが、これと先の結果を比べると、次のことが読み取れる。

規則波加振では、1 前後ではほぼ等しい。

不規則波加振に対しても大小関係は一致し、絶対値では盛土の沈下量が 1 ～ 2 mm のところで一致している。

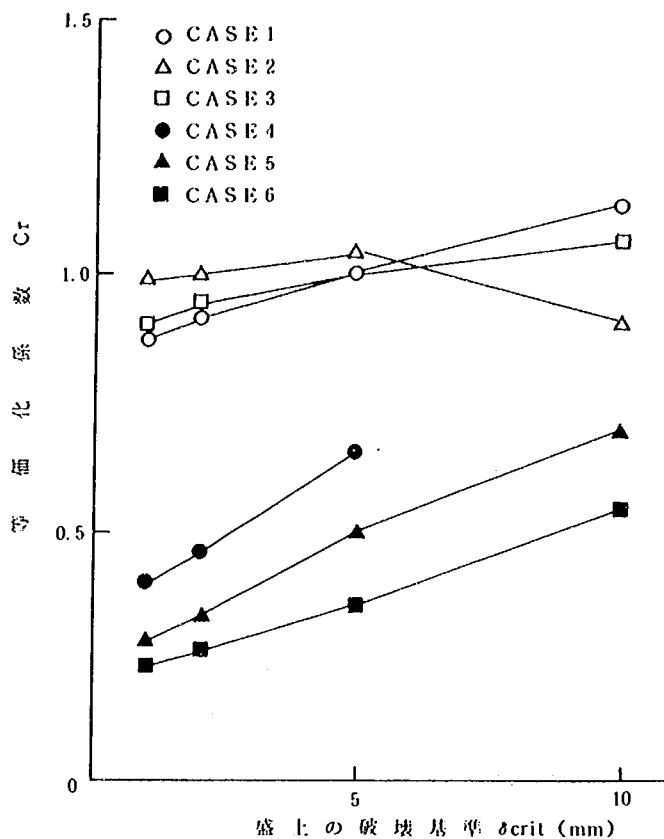


図 5.24 盛土の破壊基準

なお、図 5.23 と図 5.20 の違いは、 C_r を算定するための k_{eq} にあり、実験的には、表 5.5 に示したように基準沈下量に対して当然増加している。規則波加振の入力加速度の平均値から求めた等価震度 k_{eq} は、 $\delta = 1, 2, 5, 10$ mm に対して、それぞれ、 $k_{eq} = 0.169, 0.172, 0.180, 0.214$ となり、 $r_f = 5\%$ 、 $N_{eq} = 20$ に対する動的強度を用いた安定計算からの $k_{eq} = 0.19$ とは少し異なる。これは、沈下量とひずみ基準の対応の不確かさ並びに模型の応答が一般に入力より大きくなることも関係していると考えられる。

いずれにしても、このような k_{eq} の若干の違いを反映して、図 5.20 の C_r は、図 5.23 の C_r より、やや小さ目である。

図 5.23 は、上述したように $r_f = 7.5\%$ と固定して求めた $k_{eq} = 0.19$ を用いたものであるが、今、一つの試算のために、すべり面のせん断ひずみ r と沈下量 δ の間に、同図を参照して、

$$\delta \text{ (mm)} = 0.8 r_f \text{ (}\%)$$

なる関係を仮定する ($r_f = 7.5\%$ で $\delta = 6 \text{ mm}$)。そして、以下のようにして、新しい C_r を求める。

- (i) ある加振条件 (k_{max}) での実験における沈下量 δ を知る。
- (ii) この δ から、上式による r を求める。
- (iii) この r に対して、図 5.22 から k_{eq} を読みとる。
- (iv) $C_r = k_{eq} / k_{max}$ を求める。
- (v) (i) の δ と (iv) の C_r をプロットする。

このようにして得られた結果が図 5.24 である。この図を描くにあたって、図 5.22 について r_{max} と k_h の間に直線関係を仮定している。

この図は次のことを示している。盛土の破壊基準として採用した盛土の天端沈下量とすべり面のせん断ひずみとが一義的な比例関係にあるとした場合、この等価化係数を求めるのに用いている k_{eq} 、すなわち $F_s = 1$ となる震度は、破壊せん断ひずみ基準の増加とともに増加し、これを反映して、 C_r は、図 5.23 とは異なり右上りのものとなった。この値そのものは、計算過程の種々の仮定に依存しており、今後の検討が必要であるが、この方法で求めた等価化係数 C_r は、基準となる限界震度 k_{eq} は、想定する破壊状態に依存するものであり、単純に図 5.23 のように右下りの関係と考えることは問題がある。

(4) まとめ

等価震度、等価化係数について、以下のようにまとめられる。

1) 等価震度又は等価化係数の求め方には 3 つの方法がある。

- ① 入力加速度波形に、材料特性 (疲労曲線) を用いて累積損傷度理論から求める方法。
- ② 規則波加振実験と不規則波加振実験において、同一の沈下量を与える加速度を比較する方法。
- ③ 等価震度を安定計算から求め、実験の入力加速度と比較する方法。

2) 実験から求めた盛土の基準沈下量が小さいときの等価化係数は、入力波形から累積損傷度理論を用いて求めたものによく合致する。

5-5 実験結果及びその解析のまとめ

- (1) 規則波を用いた振動実験結果における振動数による盛土の被害の違いは、模型の応答せん断応力の違いによるものであり、このことは累積損傷度理論によって一応説明できた。不規則波の場合も、入力地震波の違いによる盛土の被害の違いは、応答せん断応力の違いによるものであると推測されるが、十分に説明できるには至らなかった。
- (2) 全応力による動的強度を用いた震度法すべり面計算を実験模型に対して行ったところ、規則波を用いた実験結果と良く一致することがわかった。

- (3) 累積損傷度理論を用いて求めた、不規則波を規則波に等価化する時の等価化係数を、不規則波を用いた振動実験から求まる等価化係数と比較したが、盛土沈下量が小さい所ではよく一致した。
- (4) 有効応力法すべり面計算法を実験模型に対して適用したところ、計算精度上の問題が残ったが、実験結果を一応説明できた。

6 盛土・斜面の簡易耐震設計法の骨格について

前章までの成果から、盛土・斜面の合理的な簡易耐震設計法の骨格は、現時点では大よそ以下のようなものとなる。

- (1) 安定検討の時点：地震に対する安定検討としては、まず、地震中の安定検討を行う必要がある。
- (2) 安定計算式：当面、簡便円弧すべり面法である修正 Fellenius 法と震度法とを組合せた式を用いる。
- (3) 土の強度：初期せん断及び繰返しせん断が作用する条件下で生ずる累積ひずみの大きさを規定した全応力強度を用いる。
- (4) 地震力：基盤入力加速度の時刻歴として与える。
- (5) 震度：(4)に基づいて、すべり土塊に作用する平均的な加速度を等価化する。
- (6) すべり土塊の加速度応答：以下の3つの方法があり得る。
 - (a) 地盤中の間げき水圧の上昇等による地盤剛性の変化を考慮した応答加速度を求める(有効応力解析)。
 - (b) 地盤中の間げき水圧の上昇等による影響は無視をして、地盤剛性に及ぼす初期拘束圧やひずみの大きさの影響のみを考慮した応答加速度を求める(全応力解析)。
 - (c) 地盤浅層部における応答加速度を求め(これは、粗い近似としては基盤における入力加速度に等しいと見ることもできる。もちろん、この近似の適否は、基盤の深さや地盤の剛性等によるが)、これをすべり土塊の応答加速度とする。

(a)の方法は、厳密ではあるが、現時点では、確立した解析手法がない。したがって、現時点では、(b)又は(c)の方法によることになる。
- (7) すべり土塊の作用加速度の等価化法：すべり土塊の応答加速度波形がすべり土塊のすべり面の代表的位置におけるせん断応力波形に等しいと想定し、不規則せん断応力を規則せん断応力へ、等価化する方法を用いる。このような方法は未だ確立していないが、一つの方法として累積損傷度理論によることが考えられる。
- (8) 計算結果の評価法：安全率 F_s は、強度を求めた破壊ひずみ基準に依存する。破壊ひずみ基準として通常用いられる $r_f = 5 \sim 10\%$ をとった場合、 $F_s = 1$ は、ある程度の被害に対応するものと見ることができる。

7. あ と が き

被災事例解析より次の結論を得た。

- ① 現在まで提案されているいくつかの土の動的強度を用いた震度法すべり面安定計算結果の内、ひずみ基準の全応力動的強度による計算が、被災実態とよく一致した。

模型振動実験及びその解析から以下の事項について知見を得た。

- ① 加振波形の盛土沈下量への影響：規則波加振における振動数の影響、不規則波加振における衝撃型波形と振動型波形の違い。
- ② ①の波形の影響は、模型の応答せん断応力の違いによる。このことは、累積損傷度理論によりある程度説明できる。
- ③ 地震時安定計算においては、破壊ひずみ基準に対する全応力による動的強度が実験結果をよく説明した。これは、被災事例解析からの結論と合致する。

今後の課題として以下のものが挙げられる。

- ① 累積損傷度理論で十分説明できなかった不規則波加振実験結果の解釈。
- ② 加振履歴の影響のある累積沈下量ではなく、毎回処女模型を用いた実験結果についての考察。
- ③ 地盤条件が異なった場合における盛土沈下量とすべり面安定計算との関係の合理的解釈。
- ④ 過剰間げき水圧上昇のために剛性が変化する場合の応答解析法の開発。
- ⑤ 盛土・斜面の簡易耐震設計法の確立。

参 考 文 献

第2章

- 1) Seed, H. B. et al : The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971, Jour. of GTED, Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT7, 1975.
- 2) Ishihara, K. : Post-Earthquake Failure of a Tailings Dam due to Liquefaction of the Pond Deposit, Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Vol. III, 1984.
- 3) 秋葉満壽次, 仙波秀男 : 秋田県男鹿地震と溜池被害, 農業土木研究, 13-1, 1941, pp. 31-59.
- 4) 建設省土木研究所 : 1983年日本海中部地震災害調査報告, 土木研究所報告, 第165号, 1985, p. 289.
- 5) 日本道路協会道路震災対策委員会 : 道路の震災対策に関する調査報告(I)-1978年伊豆大島近海地震災害-, 1979, pp. 173-186.
- 6) Ambrasseyos, N. N. : The Seismic Stability of Earth Dams, Proc. 2nd WCEE, Vol. II 1960.
- 7) Seed, H. B. and Idriss, : Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Jour. of SMFD, Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM9, 1971.
- 8) Annaki, M. and Lee, K. L. : Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, Jour. of GTED, Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT6, 1977.
- 9) Ishihara, K. and Yasuda, S. : Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion Under Irregular Excitation, Soils and Foundations, 15-1, 1975.
- 10) Tatsuoka, F. and Silver, M. L. : Undrained Stress-Strain Behavior of Sand Under Irregular Loading, Soils and Foundations, 21-1, 1981.
- 11) 亀田弘行, 大沢一郎 : 設計地震荷重に対する地震動継続時間の影響, 第6回日本地震工学シンポジウム, 1982.
- 12) 野田節男, 他 : 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 14-4, 1975.
- 13) 松尾稔, 他 : 実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究, 土木学会論文報告集, 343, 1984.
- 14) 日本大ダム会議 : ダム設計基準 (第2次改訂), 1978, pp. 94-95.
- 15) 建設省土木研究所 : 新耐震設計法 (案), 土木研究所資料, 第1185号, 1977, pp. 208-209.
- 16) Seed, H. B. : A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams, Jour. of SMFD, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM1, 1966.
- 17) 石原研而 : 土構造物の耐震設計法の現状と問題点, 土と基礎, 28-8, 1980.
- 18) 上沢弘, 他 : 大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究 (第1報), 鉄道技術研究所報告, No. 822, 1972.
- 19) 久楽勝行, 古賀泰之, 他 : 大型振動台による模型堤防の振動実験, 土木研究所資料, 第1032号, 1975.
- 20) 住宅・土地整備公団都市開発事業部 : 宅地耐震設計指針 (案), pp. 54-61.

- 21) 日本鉱業協会：捨石，鉱さいたい積場建設基準及び解説，1982，pp. 38-43.
- 22) Castro, G. and Christian, J.T. : Shear Strength of Soils and Cyclic Loading, Jour. of GTED, Proc. ASCE, Vol. 102, No. G 79.
- 23) Seed, H.B. : Considerations in the Earthquake Resistant Design of Earth and Rockfill Dams, Geotechnique, 29-3, 1979.
- 24) 草野郁，阿部博：液状化を考慮した堤防の耐震安定解析，昭和58年度東京土木技術研究所年報，1983.
- 25) 松尾修，他：震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察（その3），土木学会第42回年次講演会，第Ⅲ部，1987.
- 26) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1980，pp. 16-20.
- 27) 佐々木康，古賀泰之：土構造物の耐震設計・その3，土木技術資料，26-3，1984の図を一部修正。

第3章

- 1) 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，第165号，1985，p. 148.
- 2) 古賀泰之，松尾修，唐沢安秋：日本海中部地震における被災盛土の安定解析，土木技術資料28-2，1986，pp. 3-7.
- 3) 佐々木康，他：新しく開発した振動式貫入試験機，土木技術資料25-2，1983，pp. 9-14.
- 4) 式の形は異なるが，同様の式の背景，誘導方法について述べたものとして，伊藤良弘，古賀泰之，島津多賀夫：振動式貫入試験結果と原位置液状化強度の関係について，第20回土質工学研究発表会，1985.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1980，pp. 10-20.
- 6) 古賀泰之，他：土構造物の地震時応答解析プログラム，SADAP，土木技術資料，25-3，1983，pp. 33-38.
- 7) 倉田栄一，福原哲夫，野田節男：昭和58年日本海中部地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料No.458，1983.
- 8) 佐々木康ほか：土木構造物における加速度記録（No.10），土木研究所彙報第43号，1985.
- 9) 望月秋利，三笠正人：フィルダムの安定解析法——一般全応力法と有効応力法の比較——，土と基礎，32-4，1984，pp. 19-26.
- 10) 石原研而：土構造物の耐震設計法の現状と問題点，土と基礎，28-8，1980，pp. 3-8.

第4章

- 1) 例えば，佐々木康，松尾修，館山悟：シラス堤防の耐震性に関する検討，土木研究所資料，第1763号，1982，p. 10.
- 2) 土田肇，倉田栄一，須藤克子：1968年十勝沖地震とその余震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料，No.80，1969.
- 3) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976，p. 271.
- 4) 沢口正俊：Measurements of Shear Strain in Soils with New Gauges，土質工学論文報告

第5章

- 1) Miura, S. and Toki, S. : A Sample Preparation Method and Its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand, Soils & Foundations, vol. 22, No. 1, 1982.
- 2) 龍岡文夫, 越智健三 : ランダム波に対する砂の液状化強度の推定法について, 第20回土質工学研究発表会, 1985.
- 3) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T. : Cyclic Undrained Stress-Strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test, Soils & Foundations, Vol. 22, No. 2, 1982.
- 4) 松尾修, 古賀泰之, 武藤正人 : 震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察 (その3), 土木学会第42回年次学術講演会第3部, pp. 152-153.
- 5) Annaki, M. and Lee, K. L. : Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, Proc. ASCE, Jour GTED, Vol. 103, No. GT 6, 1977.

盛土・斜面の簡易動的安定解析法
に関する実験的研究報告書
(第1報)

I S S N 0386-5878

土研資料 第2542号

昭和63年2月 (1988)

古賀 泰之, 松尾 修
武藤 正人, 唐澤 安秋

要 旨 盛土・斜面の地震時安定性解析法として用いられている震度法によるすべり面安定解析法に用いる震度および土の動的強度を合理化するために、被災事例の解析および模型振動台実験とその解析を行った。
暫定的結論として、累積損傷度理論による等価震度の算定ならびに累積ひずみによる土の全応力強度を用いるのが妥当であることが導かれた。

キーワード：盛土, 斜面, 安定解析, 震度法, 耐震設計, 模型実験

郵便はがき

郵便切手
は
つ
て
下
さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

機械施工部動土質研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2542号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印