

平成 17 年度

谷埋め盛土造成地の危険度評価・安定解析手法  
に関する検討業務

第 1 回 委員会資料

平成 17 年 11 月 24 日

社団法人 日本地すべり学会

## 第1回委員会議事次第

1. 開会の挨拶・・・・・・・・・・・・・・・・・・事務局 14:00～14:05
2. 出席者紹介・・・・・・・・・・・・・・・・・・事務局 14:05～14:10
3. 都市計画課開発企画調整室長 挨拶・・・・・・・・・・渋谷室長 14:10～14:15
4. 土屋委員長代理 挨拶・・・・・・・・・・・・・・・・土屋委員 14:15～14:20
5. 議事内容（土屋委員長代理座長）
  5. 1 調査・解析の流れと概要・・・・・・・・・・太田幹事 14:20～14:25
  5. 2 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法の要点・・・・・・・・笠原幹事 14:25～14:40
  5. 3 宅地谷埋め盛土の危険度判定手法の要点・・・・・・・・笠原幹事 14:40～14:55
  5. 4 討議（危険度判定手法について）・・・・・・・・・・ 14:55～15:05
- 休憩 10分
5. 5 最大加速度と水平震度の関係について・・・・・・・・大角幹事 15:15～15:20
5. 6 宅地谷埋め盛土の安定化手法の比較検討結果・・・・・・・・榎田幹事 15:20～15:40
5. 7 安定度評価への信頼性設計手法の導入について・・・・・・・・濱崎幹事 15:40～15:50
5. 8 討議（安定度評価手法について）・・・・・・・・・・ 15:50～16:20
5. 9 宅地谷埋め盛土の安定化対策手法について・・・・・・・・太田幹事 16:20～16:30
5. 10 安定化対策手法の効果予測結果について・・・・・・・・榎田幹事 16:30～16:40
5. 11 討議（安定化対策手法について）・・・・・・・・・・ 16:40～16:50
6. 今後の方針と課題・・・・・・・・・・・・・・・・事務局 16:50～16:55
7. 閉会の挨拶・・・・・・・・・・・・・・・・・・事務局 16:55～17:00

## 委員会構成

委員会の構成は以下のとおりである。

委員長 沖村 孝 神戸大学教授（欠席）  
 委員 土屋 智 静岡大学教授（委員長代理）  
       二木幹夫 （財）ベターリビング筑波建築試験センター所長  
       釜井俊孝 京都大学助教授  
       宮城豊彦 東北学院大学教授

幹事 山田雅一 日本大学理工学部建築学科（欠席）  
       太田英将 （社）日本地すべり学会（太田ジオリサーチ）  
       大角恒雄 （社）日本地すべり学会（日本工営）  
       濱崎英作 （社）日本地すべり学会（アドバンテクノロジー）  
       笠原亮一 （社）日本地すべり学会（日本工営）  
       榎田充哉 （社）日本地すべり学会（国土防災技術）

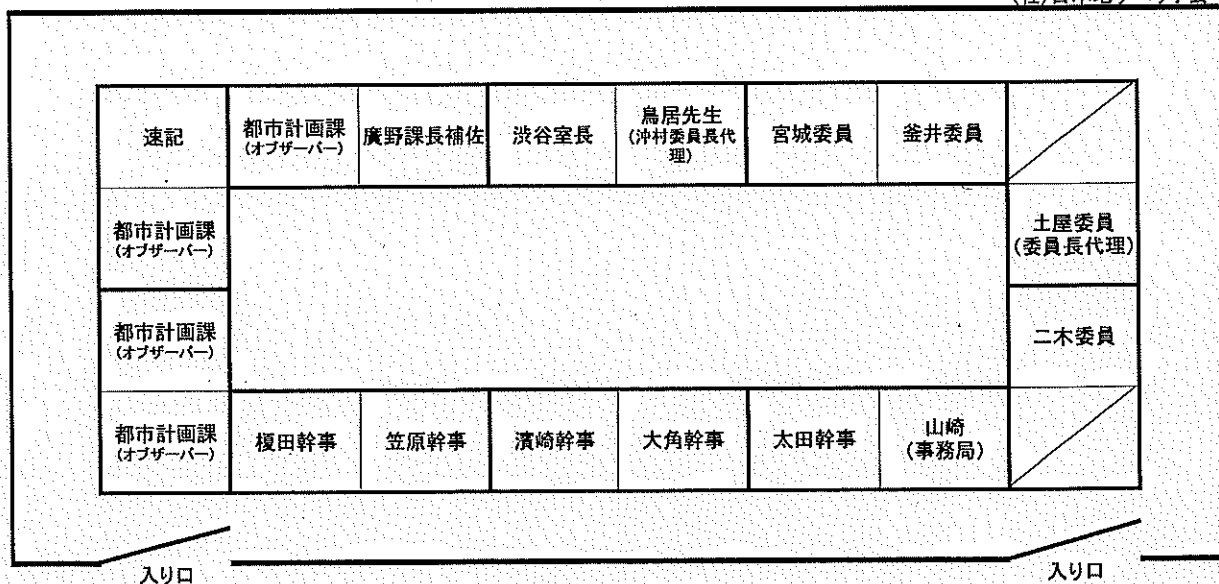
事務局 山崎孝成 （社）日本地すべり学会 研究調査部

国土交通省 渋谷和久 国土交通省都市地方整備局都市計画課開発企画調整室長  
             廣野一道 国土交通省都市地方整備局都市計画課開発企画調整室課長補佐

オブザーバー 鳥居宣之 神戸大学（沖村孝委員長代理）

## 第1回委員会席次

(社)日本地すべり学会



## 目次（案）

### 第1回委員会議事次第

1. 委員会設立趣意書	1
2. 業務目的および業務内容	2
2.1 業務目的	
2.2 計画準備	
2.3 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法	
2.4 宅地谷埋め盛土の危険度判定手法	
2.5 宅地谷埋め盛土の安定度評価手法	
2.6 宅地谷埋め盛土の安定化対策手法	
3. 主な検討項目	3
4. 委員会検討資料	
4.1 調査・解析の流れと概要	4
4.2 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法	9
4.2.1 評価対象盛土	9
4.2.2 盛土抽出方法の検討	13
4.2.3 谷埋め盛土抽出のための資料収集	14
4.3 宅地谷埋め盛土の危険度判定手法	17
4.3.1 想定する災害	17
4.3.2 危険性の定義	18
4.3.3 既往の評価手法の概要	18
4.3.4 危険度判定事例	24
4.3.5 「谷埋め盛土すべりに関する地震時危険度予測図」の問題点	34
4.4 宅地谷埋め盛土の安定度評価手法	36
4.4.1 安定度評価のための調査手法	36
4.4.2 安定度評価手法の比較・検討	38
(1) 安定度評価手法の検証に用いたデータ	38
(2) 2次元安定解析手法の検証	40
(3) 3次元安定解析の適用性検討	48
(4) 側方抵抗を考慮した安定解析モデルの適用性検討	50
(5) 新モデルの適用性検討結果1－過剰間隙水圧と地震時安全率の変化	53
(6) 新モデルの適用性検討結果2－底面せん断強度低下と地震時安全率の変化	56
(7) 新モデルの適用性検討結果3－地震時の側方抵抗および底面強度と安全率の変化	60
(8) 側方抵抗を考慮した安定解析モデルの適用性に関する検証結果のまとめ	66
(9) 安定性評価手法の区分と適用性	67

(10) 適用モデルの信頼性設計手法による評価	68
4.5 宅地谷埋め盛土の安定化対策手法	74
4.5.1 抑制工による安定化対策	79
4.5.2 抑止工による安定化対策	88
4.5.3 対策手法の効果予測と適用例	90
4.6 今後の方針検討	98
添付資料-1 地震動の評価手法	
添付資料-2 設計震度と水平慣性力の関係	
添付資料-3 宮城県北部地震西猿田地区地すべりおよび側方流動現象	
添付資料-4 参考文献一覧	
添付資料-5 すべり速度変化に伴う含水粘土のせん断変形挙動と間隙水圧変化	
添付資料-6 参考図（「大地震時における宅地盛土の被害に関する調査業務」報告書抜粋）	

## 1. 委員会設立趣意書

### 宅地谷埋め盛土の地震時地すべりに関する検討委員会 設立趣意書（案）

平成 17 年 11 月 18 日

(社)日本地すべり学会

平成 7 年の兵庫県南部地震時に仁川地すべりをはじめ、谷埋め盛土が液状化を起し、土砂流動（地すべり）が発生しています。移動速度が早いため人命をも奪う災害となり、社会的にも注目された土砂災害でした。この地盤災害に対し、(社)日本地すべり学会や(社)地盤工学会の会員が中心となり研究を進めた結果、以下のような事実が判明しつつあります。

谷埋め盛土が地震時に土砂流動（地すべり）を起こす主な要因

- ① 震度 6 以上の地震
- ② 盛土厚  $H$  と谷埋め幅  $W$  の関係が  $W/H > 10$  の場合

平成 16 年 10 月 23 日に発生した新潟県中越地震により、長岡市の高町団地・鶴ヶ丘団地など 5 箇所の団地においても、谷埋め盛土の地すべりが発生し、兵庫県南部地震災害との共通性もあることが判明しています。

今後発生が予測されている東海、東南海および南海地震や発生が切迫していると予想されている宮城県沖地震に際しても、谷埋め盛土の液状化による地すべりが発生する可能性は極めて高く、このままでは再び尊い人命が失われることも予測されます。したがって、社会に貢献する役割も担っている学会としても、地震時の谷埋め盛土の地すべり発生メカニズム解明とハザードマップの作成は急務と思われれます。

このため、地震時の谷埋め盛土の地すべりメカニズム解明と防止工法の検討およびハザードマップ作成手法の検討を行い、これらの成果をもって国土交通省の都市計画課をはじめ、宅地防災に関わるすべての省庁・地方公共団体の危機管理に資することを目的として、学識経験者からなる「宅地谷埋め盛土の地震時地すべりに関する検討委員会」を(社)日本地すべり学会内に設置することになりました。

## 2. 業務目的および業務内容

### 2. 1 業務目的

地震による宅地谷埋め盛土の被災状況に関する調査事例や危険度評価手法の適用事例、安定度評価手法の現状を調べ、危険度評価の手法および安定度評価の手法を評価するとともに、それらの中から実用的な手法の選定を行う。加えて、安定化対策のための手法とその効果の評価方法について検討を行い、宅地造成に関する技術基準等の改訂のための資料とする。

### 2. 2 計画準備

本業務の業務計画書を作成するとともに、業務の全体構想を検討し、業務全体工程の調整を図る。

### 2. 3 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法

既往の調査事例を元に谷埋め盛土の抽出方法について比較検討し、その検討に必要な資料の種類と精度、特徴について比較検討を行う。

### 2. 4 宅地谷埋め盛土の危険度判定手法

地震時の谷埋め盛土の危険度を評価する既往の手法の特徴について比較検討するとともに、宅地谷埋め盛土の危険度評価に適用可能な手法を選出し、評価手法の適用性について検討する。

### 2. 5 宅地谷埋め盛土の安定度評価手法

既往の宅地谷埋め盛土の地震時の変動状況調査結果をもとに、地震時の谷埋め盛土の安定度の評価と対策手法の効果を評価するための実用的な手法の検討を行う。また、そのために必要となる詳細調査の内容についても検討する。

### 2. 6 宅地谷埋め盛土の安定化対策手法

谷埋め盛土の地震時の安定化のための対策手法を検討するとともに、その効果の評価手法について検討する。また、対策工の耐久性や維持管理手法に関する検討を行う。

### 3. 主な検討項目

第1回委員会での主な検討項目は以下の通りである。

No	大項目	検討項目	内容
1	危険度 判定手法	宅地谷埋め盛土の分布状況把握のために必要な資料の種類と精度	谷埋め盛土地点の抽出に必要な資料の種類と精度を検討する。
2		対象とする地震の種類と盛土の種類	内陸型と海溝型という地震の種類をどのように取り扱うか。片盛土や腹付け盛土など取り扱い。
3		実用的な危険度判定手法の選定	
4		危険度判定結果の適切な表示方法	グレーゾーンの表示方法を含め、地点毎の危険度およびその範囲をどのように表示するか。
5	安定度 評価手法	最大加速度と水平震度の関係	
6		谷埋め盛土の地震時の安定性評価への従来の2次元安定解析手法の適用性	既存の2次元安定解析が谷埋め盛土の安定性評価に適用可能であるかを検討する。
7		地震時の谷埋め盛土底面のせん断強度の低下	地震時に谷埋め盛土底面のせん断強度が低下するという考え方の妥当性を検討する。砂質土や粘性土などの地質の違いによる影響についても検討する。
8		谷埋め盛土の地震時安定性に対する側面抵抗の影響および側圧とせん断強度の評価	地震時に発生する谷埋め盛土の側圧の増加とせん断強度の増加に関する考え方の妥当性を検討する。砂質土や粘性土などの地質の違いによる影響についても検討する。
9		簡易で実用的な安定度評価手法の選定	谷埋め盛土の地震時の安定度を安全率などで評価する方法の中で、簡易で実用的な手法を検討する。
10		安定性評価への信頼性設計手法の導入について	谷埋め盛土の安定度を安全率と、それに対応する破壊確率の組合せで表現することの妥当性を検討する。
11	安定化 対策	有効な抑制工とその適用性について	特に、地下水位低下工法や間隙水圧消散工法の適用性について検討する。
12		有効な抑止工とその適用性について	適用可能な抑止工の種類と抑制工との併用に関する課題等について検討する。
13		対策の対象とする基本単位および部分的な変状への対応について	既往の受託地では、住宅の配置などの制限により対策工の導入位置が制限される。谷埋め盛土の被災状況調査における最小の被災規模などを考慮し、対策の適正配置について検討する。また、盛土肩部や擁壁の変状など、盛土の一部に変状をきたす被災に対する対応について検討する。



#### 4.1 調査・解析の流れと概要

地震による地盤災害は、1964年6月16日に発生した新潟地震(M7.5)による沖積平野の液状化被害などで研究が行われてきた。人工地盤(主に盛土地盤)に関しては、1968年5月16日に発生した十勝沖地震(M7.9)で東北本線盛岡～青森間を中心として盛土構造物に大きな被害が発生したため、当時の国鉄鉄道技術研究所が主体となって盛土の震害対策に対して研究を行っている。

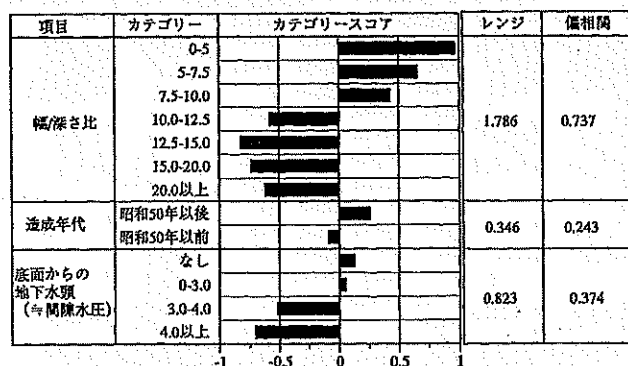
地震による丘陵地の宅地盛土の変動が注目されるようになったのは1978年6月12日に発生した宮城県沖地震においてである。この時には、仙台市緑ヶ丘などで谷埋め盛土が地すべり的な変動を発生したが、多くの被害は仙台市南光台など切土と盛土の境界部で発生した盛土の沈下によるものであった。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、阪神間の谷埋め盛土が数多く被災し、これを契機として谷埋め盛土の地震時変動の研究が本格的に始まった。

釜井ほか(1996)“平成7年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動”(地質調査月報)は、阪神間の丘陵斜面上に発生した斜面変動を約200箇所調査し、宅造地の人工谷埋め盛土の地すべりがその過半数を占めていることを明らかにした。

小林(2000)“都市域における宅地盛土斜面における地震災害予測図の作成”(平成11年度日本大学理工学部修士論文)は、現地調査データから地震時における宅地盛土地盤の変動要素の解析を行ったところ、「幅/深さ比」が支配的であることを明らかにした。

釜井ほか(2000)“都市域における地震時斜面災害のハザードマップー宅地盛土斜面の変動予測ー”(日本応用地質学会平成12年度シンポジウム予稿集)では、図4.1.1に示すように阪神地域の谷埋め盛土129箇所を対象に数量化Ⅱ類による



注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側

図4.1.1 谷埋め盛土の数量化Ⅱ類による解析結果

(釜井ほか2000より)

解析を行った。その結果、地震時の谷埋め盛土の安定性に支配的だったのは、「幅/深さ比」であり、続いて地下水位、盛土形成年代の順に寄与率が低下することを示した。従来、斜面の安定に対して支配的と考えられてきた縦断形状や地盤強度は、変動・非変動に対して相関が認められなかった。

これをさらに検討し、釜井ほか(2004)“地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測”では、ニューラルネットワークによる予測モデルが提案された。入力層としては、

断層面からの最短距離、マグニチュード、断層面に対する方向、盛土の厚さ、盛土の幅、盛土の幅/深さ比、盛土の底面傾斜、地下水の量、造成年代という9つの項目、出力層としては変動、非変動の2つの項目とした。この研究成果により、丘陵地谷埋め盛土のハザードマップの作成が可能となった。

太田(2005) “宅地地盤の地震時盛土スベリのメカニズムと対策方法” (平成 17 年度日本地すべり学会研究発表会) では、現地調査で得られるデータを用いて安定解析的に説明するモデルを示した。「幅/深さ比」が変動・非変動を区分するための支配要因であることは、強震動を受けた際に、底面は液状化等により不安定化し、側部摩擦強度が土塊の滑動に対して抵抗するという「側方摩擦を考慮した安定解析モデル」である(図 4.1.2)。この方法は、

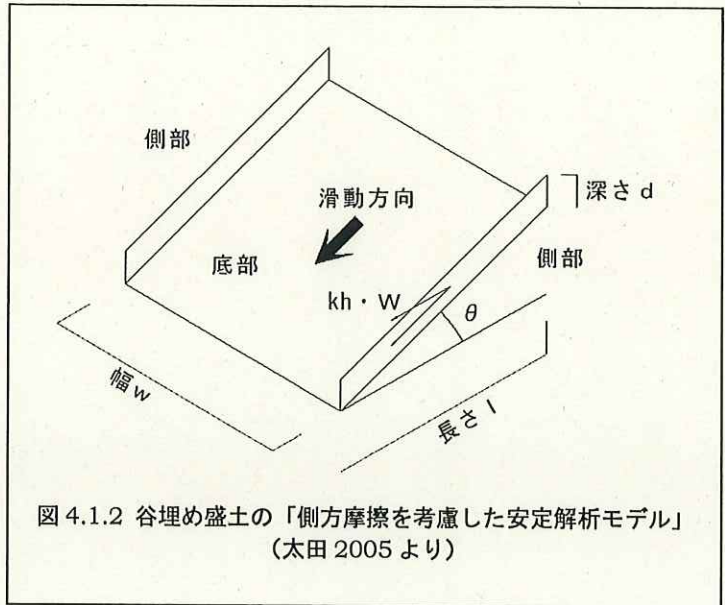


図 4.1.2 谷埋め盛土の「側方摩擦を考慮した安定解析モデル」  
(太田 2005 より)

図 4.1.3 に示すように、従来用いられていた 2 次元安定解析モデルが無限幅を持つと仮定しているのに対し、有限幅でかつ側面に摩擦抵抗を組み入れるという考え方に基づいたものである。

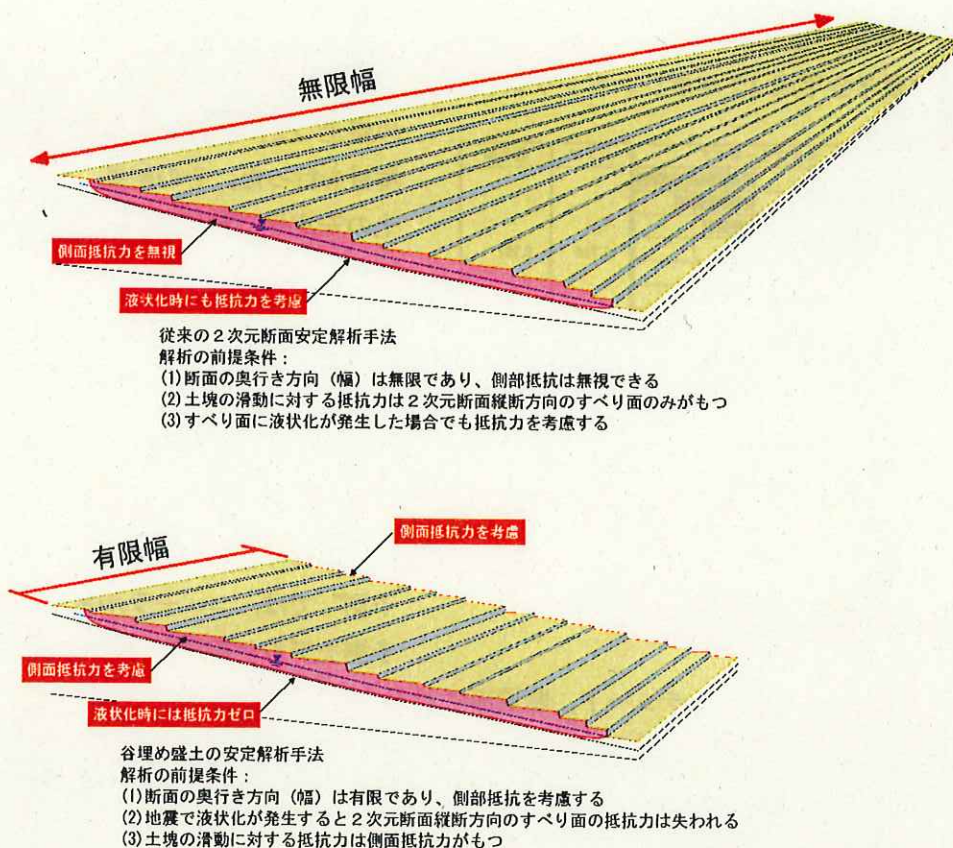


図 4.1.3 無限幅を仮定した従来モデルと、有限幅を仮定した谷埋め盛土型モデルの模式図

今回の業務では、釜井ほか(2004)で用いられた兵庫県南部地震被災地域における谷埋め盛土 238箇所のデータを用いて、どの解析モデルが変動・非変動を明確に区分でき、かつ対策工の設計に用いることができるかということを検討する。検討を行うモデルは、従来から用いられている「2次元安定解析モデル」と「側方摩擦を考慮した安定解析モデル」の2種類である。

表 4.1.1 には、兵庫県南部地震などで発生した盛土のスベリ形態と特徴を示す(沖村・二木ほか 1999 より)。兵庫県南部地震で顕著に発生した、タイプⅢのスベリは、盛土下部付近の液状化による側方流動が原因とされている。液状化した箇所ではせん断抵抗はほとんど失われる。すべり面全体にわたって液状化し側方流動するかどうかについては不明であるが、そうなった場合抵抗力がゼロとなるため安全率もゼロとなり斜面上の土塊は流失してしまうことになる。しかし現実には変動した箇所でも何らかの抵抗力を有していたため最大でも 2~3m の変動に留まっている。これは液状化等の著しい強度低下がすべり面の一部にしか発生しなかったか、またはすべり面の抵抗力は限りなくゼロに近づいたが側面抵抗力が作用したために土塊の全体的な側方流動に至らなかったかのいずれかと考えられる。安定解析式の検討は、それらの可能性を考慮して行うものである。

表 4.1.1 地震による被害形態と特徴

(沖村・二木ほか 1999 “兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析” より)

	模 式 図	特 徴
I		<p>旧の谷筋もしくは山麓部に堆積していた崖錐や崩積土、強風化土上に盛土したために、地震時にこれらがすべり面となって変状、崩壊が発生したケース。宮城県沖地震で多く見られた。盛土材下部の岩塊が地下水の侵入などにより脆弱したことも一因に挙げられる。</p>
II		<p>盛土材が砂質土主体であり、盛土内に地下水が存在していたため、地下水位面下の材料が地震時に液状化を起し、盛土自体が流動性の破壊を起したケース。すべり面が面ではなく厚みを持ったゾーンである可能性が高い。</p>
III		<p>兵庫県南部地震で多く見られた変状パターンである。盛土層およびその下位に分布する緩い崖錐 (砂質土主体) が液状化を起し、地盤が傾斜していたために流動性の変状が生じたケース。移動量は大きいところで 2~3m に達している。図にはすべり面を破線で記入しているが、明確なすべり面ではなく、崖錐全体もしくは一部が流動を起して下方へ移動したと思われる。</p>
IV		<p>軟弱な旧湿地部に盛土されていたため、地震時に地震動の増幅が激しく、盛土自体がそれに耐えきれずすべり破壊を起したケース。盛土部にも地下水位が存在したために盛土自体の強度が弱かったこと、軟弱な層が側方流動を起したことも原因として考えられる。</p>

谷埋め盛土の地震時変動評価に関しては未だ未解明の点も数多く残されており、理論的に明快なモデルを示すことは現時点では困難である。このため今後もデータ等の蓄積により詳細に解明していく必要がある。しかし、地震の活動期に入ったといわれている現在の日本において、ある程度の確からしさが評価できる手法があれば、事前に対策を行うことによって減災を実現することができると考えられる。

幸いにも、1995 年兵庫県南部地震による谷埋め盛土の詳細な調査結果が存在するので、その貴重なデータを用いて現時点で最善と考えられる安定解析手法や対策手法を提案し、出来るかぎりの事前対策を行うことにより地震による宅地谷埋め盛土の被災を最小限にする努力をすることが地盤技術者に課せられた課題である。

図 4.1.4 に、調査・解析のフローチャートを示す。

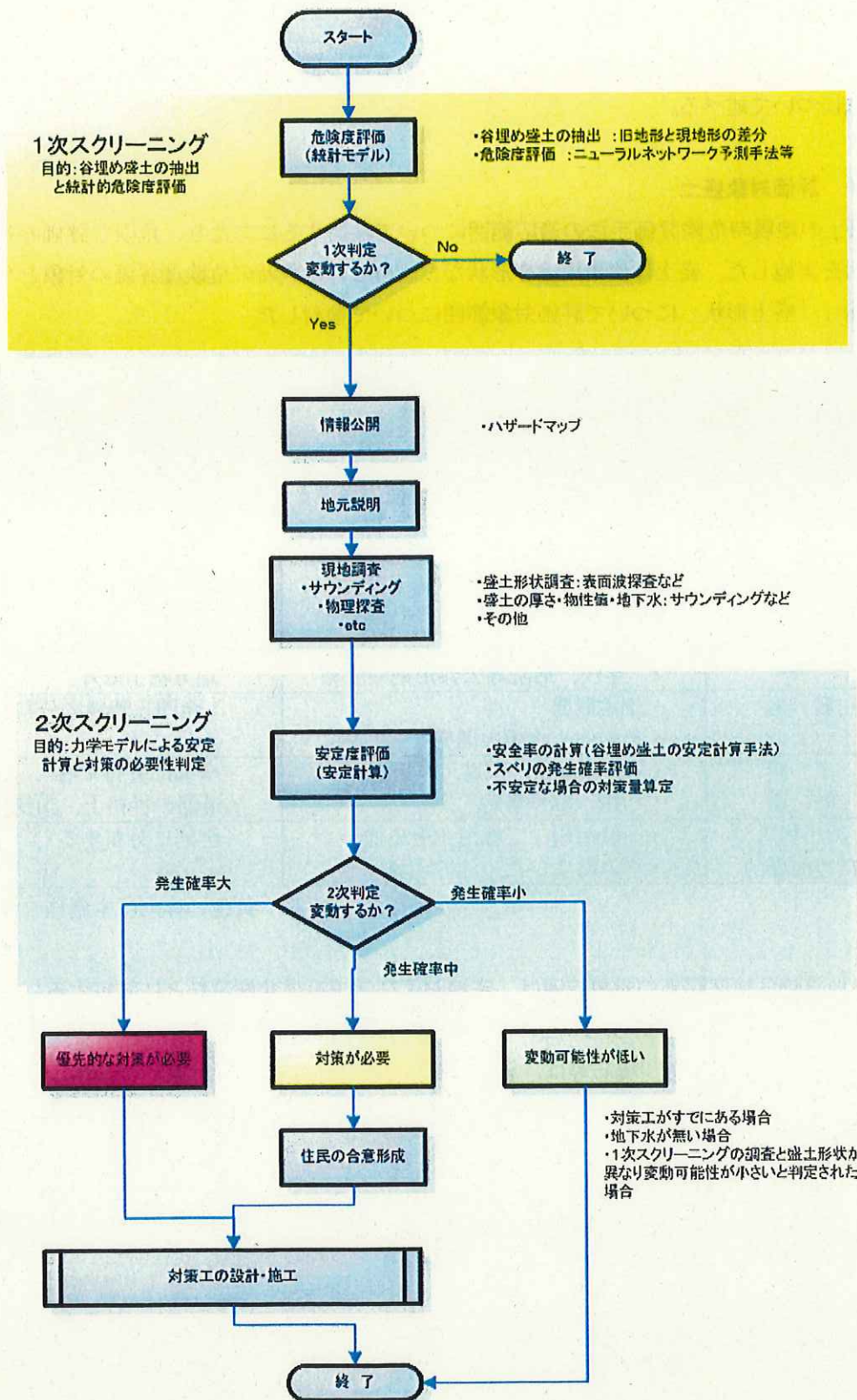


図 4.1.4 調査・解析のフローチャート

## 4. 2 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法

ここでは、日本全国に無数に分布すると考えられる谷埋め盛土の抽出を適切かつ効率的に抽出するための方法について述べる。

### 4. 2. 1 評価対象盛土

谷埋め盛土の地震時危険評価手法の適応範囲について検討するにあたり、危険度評価の対象盛土について検討を実施した。盛土は使用用途や形状など細分し、地震時の危険度評価の対象となる盛土を「使用用途」、「盛土形状」について評価対象範囲について検討した。

#### (1) 盛土の使用用途

一般的な盛土の種類を下表に示す。

表 4.2.1 盛土の使用用途と分布

使用用途	開発状況	分布その他
宅地 公共施設 商業地	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 団地開発</li><li>・ 工業団地の開発</li><li>・ 商業地の開発</li><li>・ 学校、病院等公共用地の開発</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 大都市圏内部</li><li>・ 大都市圏郊外</li><li>・ 地方都市内部</li><li>・ 地方都市郊外</li></ul>
農地	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 畑地開発</li><li>・ その他小規模な開発</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 全国丘陵地に分布する</li></ul>
道路 鉄道	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 高速道路、国道、県道</li><li>・ JR、私鉄各線</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 全国に分布する</li><li>・ 道路の性格上、細長く分布</li></ul>
河川堤防 ため池堤防	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 一級河川、二級河川その他</li><li>・ ダムおよびため池の土堤</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 全国に分布する</li></ul>

※ 黄色い枠内は本業務の検討範囲内

本検討の地震時危険度評価の対象範囲は、宅地および学校等公共施設などに限定する。土地使用状況は、谷埋め盛土抽出で使用する地形図および空中写真から判断する。

農地、道路・鉄道および河川堤防等は、管理者が明確であるため評価対象から除外した。

## (2) 盛土の形状

盛土は改変を行う地形によって数種類の盛土に細分することが出来る。本検討では、比較的抽出が容易であり、よう壁などの構造物の影響が小さいと考えられる谷部に対する盛土を評価の対象とする。

表 4.2.2 盛土の形状タイプ

盛土タイプ	改変前の地形	想定される地震災害
谷埋め盛土型	谷部	地すべり
腹付け型	斜面部	地すべり, 擁壁の崩壊, はらみだし
大規模 谷埋め盛土	谷部	不同沈下, 亀裂, 地すべり, 末端部, 擁壁崩壊
よう壁型	斜面部, 谷部入口	擁壁崩壊, はらみだし

## (3) 盛土の大きさ

兵庫県南部地震(1995)による盛土の変動事例と非変動事例を参考に抽出すべき盛土の大きさについて「盛土中央部の幅」と「盛土の水平長さ」について検討を行った。兵庫県南部地震の変動事例は、釜井(1996)の調査結果を基に判断している。なお、変動と判断された盛土は、クラックの分布が盛土の分布域と重なり、クラックの応力場が地すべりの(頭部:引っ張り, 末端部:圧縮, 側部:横ずれ)である場合を変動としている。

兵庫県南部地震の盛土の変動事例から判断すると地すべり的な変動をした盛土の形状は、以下の特徴がある。

- ① 盛土の中央部の幅は 30m 以上である (図 4.2.1)
- ② 盛土の水平長さは 40m 以上である (図 4.2.2)

面積についても検討を実施したが、変動事例と非変動事例の明確な区別はなかった(図 4.2.3)。従って本検討では、上記の事例を参考に幅 30m 以上、水平長さ 40m 以上の盛土について抽出を行う。

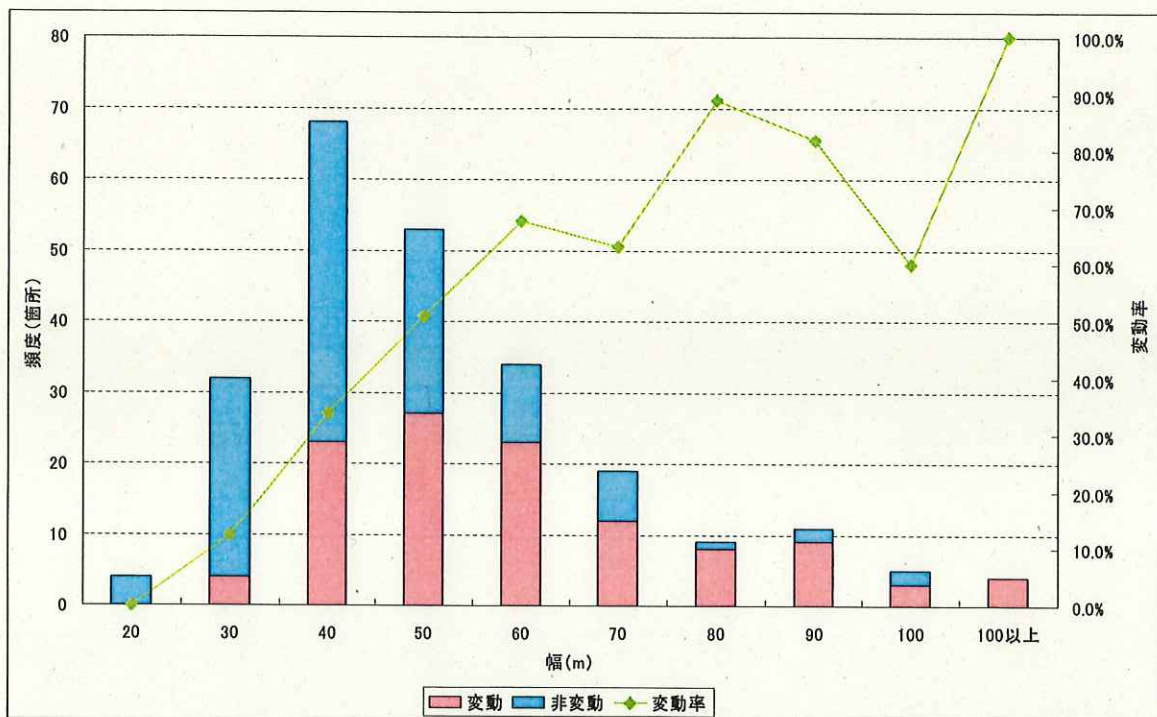


図 4.2.1 盛土の幅と変動の関係（兵庫県南部地震の変動事例と非変動事例）

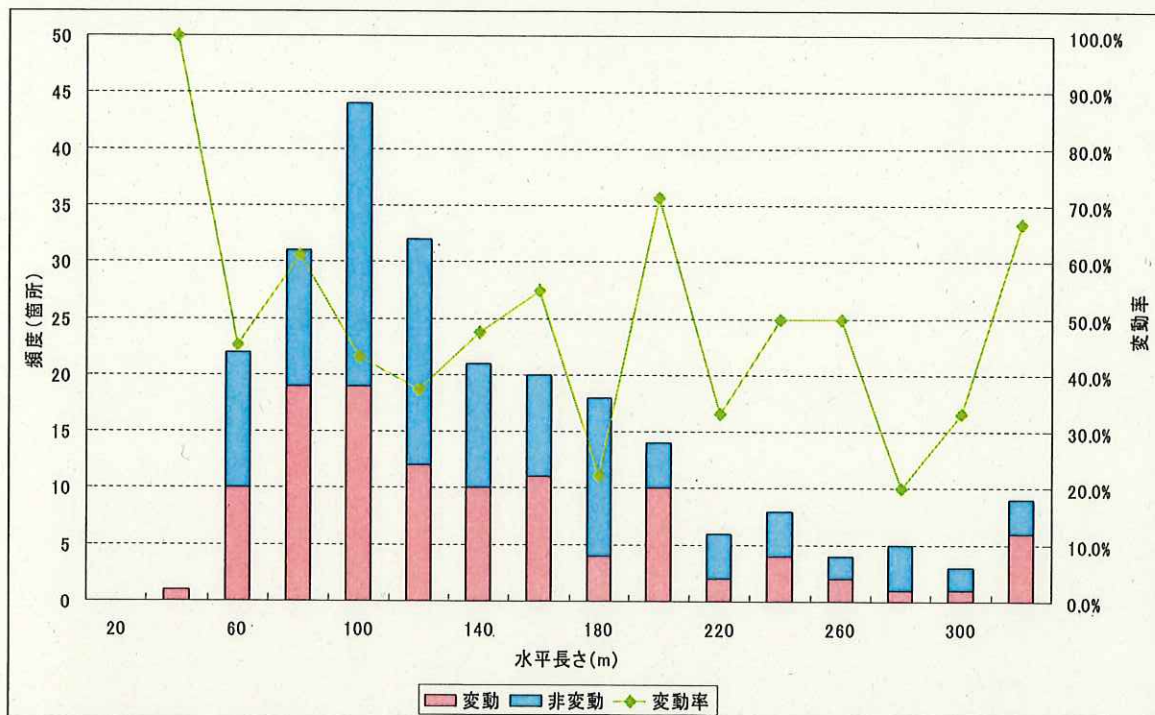


図 4.2.2 盛土の水平長さとの関係（兵庫県南部地震の変動事例と非変動事例）



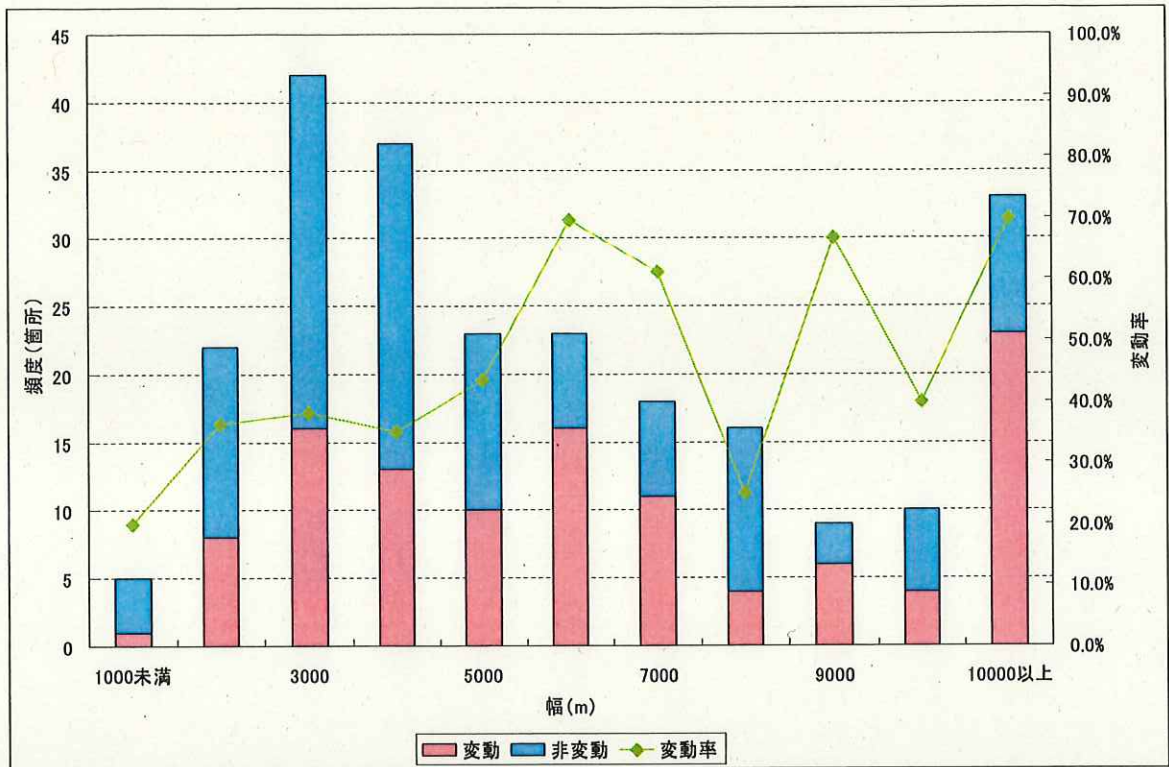


図 4.2.3 盛土の面積と変動の関係（兵庫県南部地震の変動事例と非変動事例）

#### 4. 2. 2 盛土抽出方法の検討

谷埋め盛土抽出の手法は、改変前の地形図と改変後の地形図を重ね合わせ把握することが可能である。現在では、GIS（地理情報システム、以下 GIS と呼ぶ）を用いて広域的にデータを処理し、開発前の標高値と開発後の標高値の差分から盛土の位置を抽出するのが一般的な手法である（図 4. 2. 4）。ここでは、GIS を用いて地形図の標高データを利用して数値標高データ（DEM：Digital Elevation Model 以下 DEM と呼ぶ）を作成するための基礎資料について検討を行う。

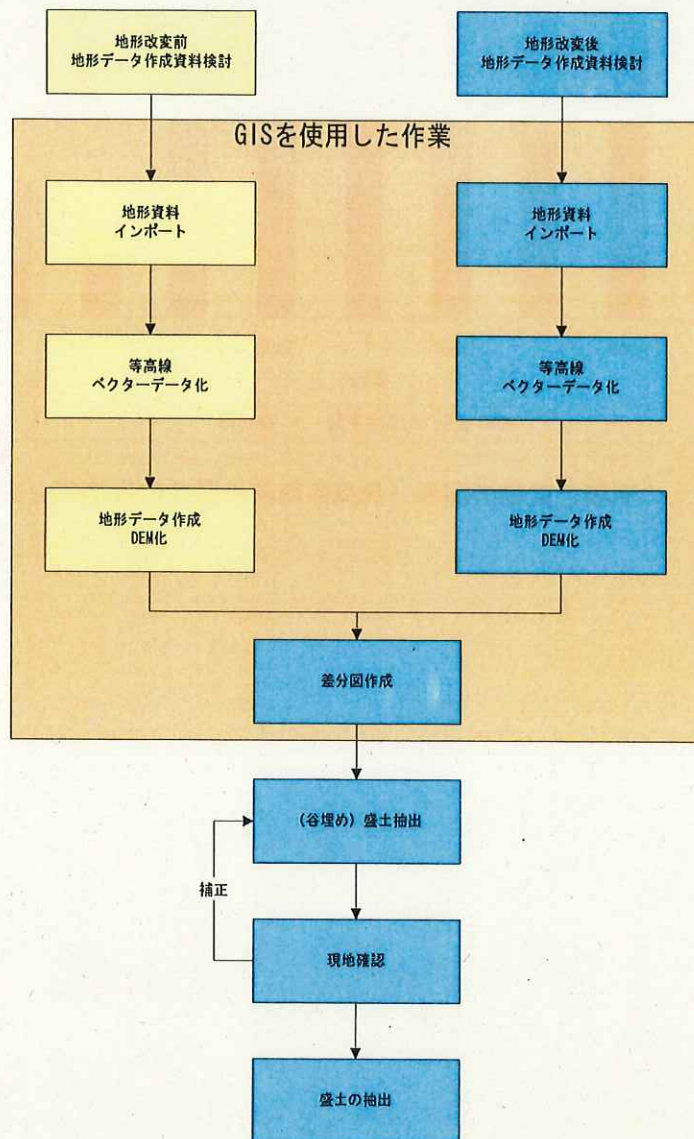


図 4. 2. 4 谷埋め盛土抽出のフローチャート

#### 4. 2. 3 谷埋め盛土抽出のための資料収集

ここでは, GIS を用いて地形図の標高データを利用して DEM を作成するための基礎資料について検討を行う。GIS を用いて開発前と開発後の DEM を作成するために用いる資料は下記のものゝ想定される (表 4. 2. 3, 表 4. 2. 4)。DEM 作成時には, それぞれのデータの持つ精度に留意する必要がある。

谷埋め盛土抽出は, 開発前の地形資料と開発後の地形資料を組み合わせコストとのバランスを考慮し, 決定するのが望ましい。

(4) 谷埋め盛土抽出基礎資料について

表 4.2.3 谷埋め盛土抽出に用いる資料の比較（改変後）

	種類	発行機関	入手可能地域	DEM精度	コスト	メリット	デメリット
改変後地形図	1/2.5万地形図	国土地理院	全国	×	◎	<ul style="list-style-type: none"> <li>単位面積あたりのコストが最安</li> <li>全国のデータが入手可能</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地すべりを引き起こす盛土の抽出は不可能</li> <li>精度が比較資料のうち最も低い</li> </ul>
	1/1万地形図	国土地理院	全国都市部	○	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>兵庫県南部地震の事例と同じ精度</li> <li>コストと精度のバランスがよい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地形図の誤差そのまま含む</li> <li>都市域周辺のみ入手可能である。</li> </ul>
	レーザー測量	発注機関	全国	◎	△	<ul style="list-style-type: none"> <li>精度が最もよい</li> <li>現況の状況を把握することが可能</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>単位面積あたりの単価が高い</li> </ul>
	空中写真	国土地理院・林野庁	ほぼ全国	○	△	<ul style="list-style-type: none"> <li>ほぼ全国のデータが入手可能</li> <li>比較的精度がよい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>単位あたりのコストがやや高い</li> </ul>

※ 評価は相対的に比較した場合

表 4.2.4 谷埋め盛土抽出に用いる資料の比較（改変前）

	種類	発行機関	入手可能地域	DEM精度	コスト	メリット	デメリット
改変前地形図	1/2.5万地形図	国土地理院	全国	×	◎	<ul style="list-style-type: none"> <li>単位面積あたりのコストが最安</li> <li>全国のデータが入手可能</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地すべりを引き起こす盛土の抽出は不可能</li> <li>精度が比較資料のうち最も低い</li> </ul>
	1/1万地形図	国土地理院	全国都市部	○	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>コストと精度のバランスがよい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地形図の誤差をそのまま含む</li> <li>都市域周辺のみ入手可能である。</li> </ul>
	都市計画図	各自治体	実態は不明	◎	△	<ul style="list-style-type: none"> <li>大縮尺の図面なら精度が最もよい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>整備状況が不明</li> <li>単位面積あたりのコストが高い</li> </ul>
	空中写真	国土地理院・林野庁	ほぼ全国	○	△	<ul style="list-style-type: none"> <li>ほぼ全国のデータが入手可能</li> <li>比較的精度がよい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>単位あたりのコストがやや高い</li> </ul>

(5) 精度について

地形図を使用した検討の場合、地形図に含まれる誤差を考慮しなければならない。

1万分の1地形図は、等高線の間隔が2mなので、鉛直方向±1mの誤差を含んでいる（基本図測量策定規定より）。1mの誤差の地図を2枚重ねるため、差分図の鉛直誤差は2mである。

なお、他の縮尺は以下のとおりである。

表 4.2.5 地形図作成の誤差

地形図縮尺	コンター間隔	1枚あたりの理論誤差	重ね合わせ誤差の最大値
1/25000	5m	5m	10m
1/10000	2m	1m	2m
1/5000	1m	1m（コンター間隔による）	2m

空中写真からDEMを育成する場合は、コストを考慮しながら決定するのが望ましい。

#### 4. 3 宅地谷埋め盛土の危険度評価手法

ここでは、地震時における谷埋め盛土の変動に関する危険性の評価手法についての検討を行う。

##### 4. 3. 1 想定する災害

谷埋め盛土など盛土が地震時に引き起こす可能性がある災害は、「〔改訂版〕宅地防災マニュアルの解説」(1998)によると下記に挙げるとおりである(図4.3.1)。本検討業務では、想定する災害はタイプc(谷部の盛土が地すべりの変動する)によるものとする。以下にタイプの特徴を述べる。

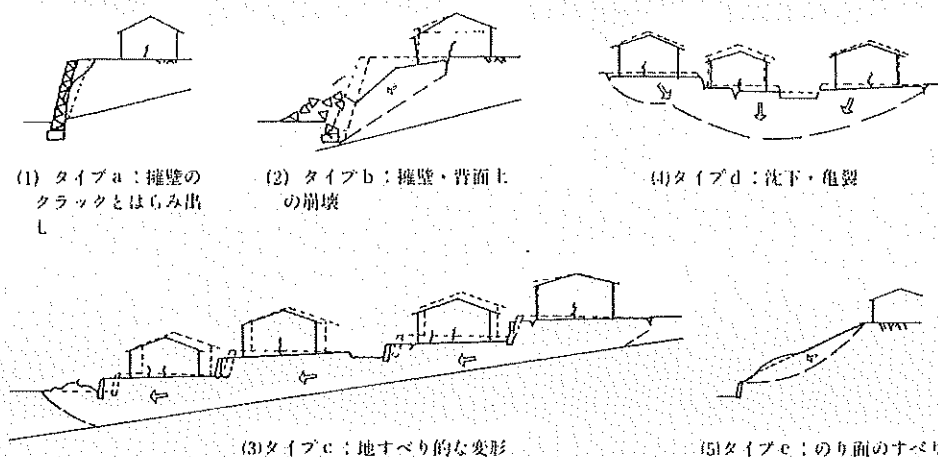


図4.3.1 宅地盛土の被災形態(宅地防災マニュアルの解説I P151より)

- タイプa : 擁壁にクラックが生じたり、擁壁と裏込め土が変形・崩壊する。
- タイプb : 擁壁が背面の盛土を伴って転倒・崩壊する。
- タイプc : 谷部の盛土地盤が下方に移動する。
- タイプd : 盛土地盤が揺り込まれて不同沈下する。
- タイプe : 盛土のり面に表層すべりを生じる。

タイプaおよびbについては、古い石積み擁壁で発生しており、裏込めコンクリートを有する練り石積み型擁壁はクラックが生じる程度である。L型や重力式RC擁壁の被災は軽微である。これらのタイプの崩壊は、都市域に影響を与える地震が発生するたびに報告されている(新潟県中越地震, 2004など)。タイプcおよびdは、丘陵地における盛土の典型である、タイプcのような地すべり的な変形は1-2m下流側に移動している事例があるが、その後継続して変形するものは少ない(兵庫県南部地震, 1995など)。タイプdは大規模な造成地に多く見られる災害である。谷を埋め立てた部分で発生するが、埋め立てる規模がタイプcで発生する盛土よりも大きい(宮城県沖地震, 1978など)。最後にタイプeは比較的大規模に造成さ

れた宅地の一部に生じている（兵庫県南部地震，1995など）。

#### 4.3.2 危険性の定義

本検討における危険性とは，地震によって谷埋め盛土が地すべり的な変動を引き起こし，盛土上または，周辺の道路，河川等公共施設や住宅が地盤の変動によって被害を受ける危険性とする。

#### 4.3.3 既往の評価手法の概要

地震時の盛土危険度評価手法について，既往の手法を整理した。その結果，地震時の盛土の危険度を評価する手法について下記の手法についての概要を取りまとめた。

- ① 損害保険料率算定会（現在，損害保険料率算定機構）
- ② 数量化Ⅱ類を利用した手法
- ③ ニューラルネットワークを利用した手法
- ④ 改変前の地形量を使用した簡易的な評価手法
- ⑤ カルテ方式

##### (1) 損害保険料率算定会の手法

損害保険料率算定会の手法について概要を示す。

表 4.3.1 損害保険料率算定協会の手法の概要

項目	内容
評価対象	丘陵地造成地の家屋
危険度評価要因	誘因 特になし  素因 1. 造成タイプ 2. 地盤・立地条件（切土，切盛境界，盛土） 3. 造成年代
手法	危険度要因を数量化し，実際の被害率（全半壊率）との対応関係から，造成タイプによる被害率補正係数を導く。
出力値	地域内の被害率（全半壊率）

この手法は、個別の宅地盛土の危険性を導くのではなく、評価要因と定性的な危険度の判定を行っている（表 4.3.2）。危険度要因を数量化し、実際の被害率（全半壊率）との対応関係から造成タイプによる被害率補正係数や造成年代による被害率補正係数を導き、他の地域で被害率を推定する手法である（図 4.3.2）。出力値が地域内の建物の被害率であることが最大の特徴であり、谷埋め盛土の危険度評価手法として転用するには、困難が予想される。

表 4.3.2 丘陵地造成地の危険度評価の要因と概略の特性

造成年代	造成タイプ	危険度評価項目と評価ランク			危険度ランク		備考
		評価ランク	地盤・立地条件	評価ランク	古い造成地	新しい造成地	
比較的古い造成地・ 新しい造成地 I 評価ランク ×/○	A型造成地	×	切土	○	小	小	
			切盛 盛土内	△	中～大	小～中	
	B型造成地	○	切土	○	小	小	
			切盛 盛土内	×	中～大	小～中	
C型造成地	△	切土	○	小	小		
		切盛 盛土内	×	大	中～大		

注 1) 評価ランクは、各々の項目の中での相対的なランクである。  
 ×: 崩壊を受けやすい △: 崩壊やや受けやすい ○: 被害を受けにくい

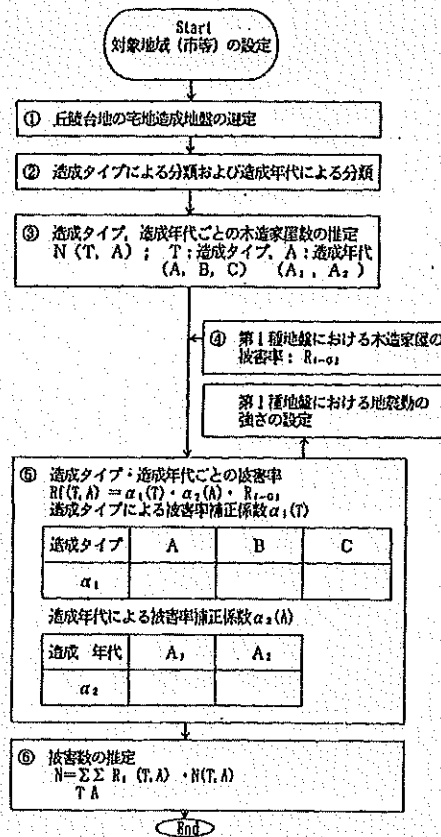


図 4.3.2 宅地造成地の危険度評価のフローチャート（損害保険料率算定会）



## (2) 数量化Ⅱ類を使用した評価方法

数量化Ⅱ類を使用した評価方法について以下に述べる。

表 4.3.3 数量化Ⅱ類を使用した危険度評価手法の概要

項目	内容
評価対象	谷埋め盛土
危険度評価要因	誘 因 1. 震度 6 弱以上の想定 2. 震源断層に対する盛土の長軸方向  素 因 1. 盛土中央部の厚さ 2. 盛土中央部の幅 3. 造成年代 4. 地下水の有無 など
手法	数量化Ⅱ類で各カテゴリーを点数化し、その合計値（サンプルスコア）を計算し、階級別変動実績の割合を用いて変動確率を計算する。
出力値	谷埋め盛土の危険性（サンプルスコアを基にした階級別変動実績割合）

数量化Ⅱ類を用いた手法は、「斜面防災都市」（釜井・守随共著，2002）に記載されている谷埋め盛土すべりに関する地震時危険度予測図の作成に使用された手法である。数量化Ⅱ類のサンプルデータは、兵庫県南部地震（1995）の変動事例と非変動事例の地形データなどを使用している。この手法は素因を用いた評価であり、誘因は兵庫県南部地震の変動事例を使用しているため、丘陵地において震度 6 強程度の規模の地震を想定している。また、六甲山地において、地震断層にたいして直行方向に面している斜面において崩壊地が多いことから（沖村，1997），震動の卓越する向きが盛土の長軸方向と一致した場合，変動する可能性が大きくなることが想定される。以上のことから地震断層に対する盛土の長軸方向を考慮している。

### (3) ニューラルネットワークを使用した手法

ニューラルネットワークを使用した手法を以下に示す。

表 4.3.4 ニューラルネットワークを使用した危険度評価手法の概要

項目	内容
評価対象	丘陵地造成地の谷埋め盛土
危険度評価要因	誘 因 1. 断層面からの最短距離 2. モーメントマグニチュード 3. 断層面に対する方向  素 因 1. 盛土中央部の厚さ 2. 盛土中央部の幅 3. 幅/厚さ 4. 盛土の底面傾斜角
手法	兵庫県南部地震および宮城県沖地震の変動事例と非変動事例を学習材料としたニューラルネットワークモデルから変動の有無を予測する手法
出力値	谷埋め盛土の変動, 非変動

ニューラルネットワークを利用した手法の特徴は、危険度評価要因として、地震の強さなどの誘引と変更前の地形などの素因を入力条件として使用している点にある。この手法を用いればハザードマップ作成が容易になると考えられる。

危険度評価の要素として入力する情報は、変更前の地形と変更後の地形に関する情報のみとなっており、現地で測定が必要な要素が無い。従って、ハザードマップや事業計画のための優先順位決定の材料として利用しやすい。

#### (4) 地形量を使用した簡易評価手法

地形量を使用した簡易評価手法について以下に述べる。

表 4.3.5 地形量を使用した簡易危険度評価手法の概要

項目	内容
評価対象	谷埋め盛土
危険度評価要因	誘 因 特になし  素 因 1. 谷底の傾斜角など地形要素
手法	変動事例のヒストグラムを作成し、危険性を評価する。
出力値	谷埋め盛土の危険性（相対的關係）

谷埋め盛土が地すべり的な変動を引き起こした事例は、想定すべり面は主として盛土と旧表層土との境界付近で、かつ地下水位が高い場合に出現している場合が多いことが報告されている（例えば「宅地地盤被害の分布と特徴」（沖村他，1997））。一般にすべり面の傾斜角が急勾配を呈している場合、緩やかな傾斜よりも移動距離が長くなったり、移動しやすくなったりと危険性が高いことが予想されるため、改変前の谷の傾斜角などを用いて簡易的に危険性を評価する手法が考えられる。

(5) カルテ方式

表 4.3.6 カルテを利用した手法の概要

項目	内容
評価対象	谷埋め盛土
危険度評価要因	誘 因 特になし  素 因 5. 盛土中央部の厚さ 6. 盛土中央部の幅 7. 造成年代 8. 地下水の有無 など
手法	評価要因を点数化し、合計点で危険性を評価する。
出力値	谷埋め盛土の危険性（点数）

道路防災カルテのように変動に関連が深いと考えられる要因を点数化し、その合計点で危険性を評価する手法である。現在、谷埋め盛土に対してカルテ作成方法については、検討がされていないが、高度な専門性が必要ないなどのメリットがある一方、想定される誘因が考慮されないなどのデメリットもある。カルテ方式は、危険度の評価に対して評価を実施する技術者の主観が入る可能性があることに留意しなければならない。

#### 4. 3. 4 危険度判定事例

谷埋め盛土の危険度判定事例は、以下に挙げる2つの事例がこれまでに実施されている。

1. 数量化Ⅱ類を使用した危険度判定 「斜面防災都市」(釜井・守随共著, 2002)
2. ニューラルネットワークを使用した危険度判定  
「地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測」(釜井他, 2004)

釜井ら(2002)はこれらの危険度判定事手法を一次スクリーニングとして位置づけており、東京西南部から横浜北部に掛けた地域(1/10000 地形図「自由が丘」, 「武蔵小杉」, 「鶴見」, 「新横浜」)で実施している。ここでは、実際に危険度判定した2つの手法についての比較を行い、各手法について述べる。

##### (1) 数量化Ⅱ類とニューラルネットワークの手法の比較

数量化Ⅱ類を使用した手法は、兵庫県南部地震による谷埋め盛土の変動事例と非変動事例を分類する目的で実施し、その結果を応用して変動予測式を作成している。数量化Ⅱ類による予測手法は、説明変数として誘因となる地震の要素が考慮されていないことが課題の一つとして挙げられている。また、多重共線性を起こさないようにするため説明変数同士因果関係が強いものを選択することが出来ない。

これらの問題を解決しているのがニューラルネットワークを利用した予測手法である。前手法と比較し最も改善された点は、説明変数(入力条件)に誘因である地震に関連する情報を加えた点である。ニューラルネットワークは、説明変数(入力条件)と出力(変動か非変動か)を判断するためのプロセスが不明瞭であるデメリットがあることも留意しなければならないが、現在、誘因(地震の規模、距離など)を考慮した谷埋め盛土のすべりに関する予測手法として唯一実用的な手法であると言える。最後に、表4.3.7に数量化Ⅱ類とニューラルネットワークによる危険度評価手法の比較表を示す。

表 4.3.7 数量化Ⅱ類とニューラルネットワークを使用した危険度評価方法の比較  
(釜井・守随, 2002 および釜井他, 2002)

	数量化Ⅱ類 (釜井・守随, 2002)	ニューラルネットワーク (釜井他, 2004)
要因 (誘因)	△	○
	兵庫県南部地震と同様の規模の地震を想定	地震の規模, 距離, 断層面に対する距離
要因 (素因)	△	○
	地形量および造成年代など (多重共線性を避けるためある程度制限がある。)	地形量および造成年代など (特に制限はない)
予測式の明瞭性	○	×
	サンプルスコアを計算し, 予測式から変動割合を求めるため, 明瞭	ニューラルネットワークの中間式はブラックボックス状態
予測精度	○	◎
	兵庫県南部地震のサンプルに対して適合率 86% (239) ※1	兵庫県南部地震のサンプルに対して適合率 97% (256) ※1 宮城県沖地震 96% (54) 釧路沖地震 100% (4)
メリット	①現地で計測が必要な要素を使用せずに危険度評価が行える。 ②危険度予測方法が簡易的であるため,	①谷埋め盛土の変動予測に誘因を考慮しているので, <u>全国で予測モデルが適用できる。</u>
デメリット	①誘因を評価するのが難しいため, <u>他地域において</u> ②地震毎に得られるサンプル数に偏りがある場合, その影響を強く受ける。 ③カテゴリー区分が主観的になる危険性がある。	①入力値と出力値の関係が不明瞭 (ブラックボックス) になる。 ②ニューラルネットワークを実行できるソフトが必要であり, 解析環境を選ぶ

※1 カッコ内の数値はサンプルの数 (分析, 学習に使用したデータ)

(2) 数量化Ⅱ類を使用した判定事例

■判定手法の概要

数量化Ⅱ類は、多変量解析の一種であり、説明変数として数値データとカテゴリーデータを利用することが出来る。この手法は、目的変数(変動の有無)の説明変数(変動素因)となる各要因をカテゴリーに区分し、カテゴリーごとに点数を付けて目的変数への寄与の大きさを評価している。

■説明変数

解析に使用したサンプルデータは、兵庫県南部地震(1995)における変動事例(111事例)と非変動事例(128事例)、合計239事例を使用している。これらの事例のデータは、簡便にスクリーニングを行うため、地形量など現地で計測が不要な項目が中心である。以下に数量化Ⅱ類で使用した説明変数を示す。

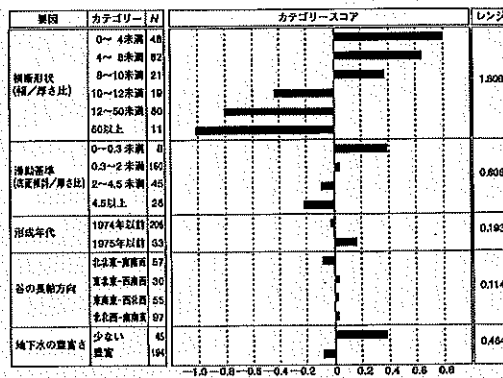
表 4.3.8 数量化Ⅱ類で使用した説明変数

説明変数
横断形状(幅/厚さ比)
滑動基準(底面傾斜/厚さ比)
形成年代
谷の長軸方向
地下水の豊富さ

■解析結果

数量化Ⅱ類において説明変数の寄与率を判断する指数は、レンジと呼ばれている。レンジは、各説明変数におけるカテゴリースコアの幅(最大値と最小値の差分)である。各説明変数のレンジの大きさは、①幅/厚さ比②滑動基準③地下水の豊富さの順番で高いことが分かった。

(釜井・守随 2002)



判別的中率: 86.2%  
相関比: 0.56

注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側。nはサンプル数

図 4.3.3 数量化Ⅱ類分析結果(釜井・守随, 2002)

## ■予測モデル

予測モデルは、数量化Ⅱ類の分析結果を用いて危険度を評価している。この手法では、サンプルスコア（カテゴリースコアの合計値）を階級区分し、各階級の谷埋め盛土のうち、兵庫県南部地震で変動した盛土の割合を求め、相対的な変動のしやすさ（危険度）を評価している。下記のグラフは、上記の手法をグラフにプロットし、代表的な谷埋め盛土変動事例のサンプルスコアを示したものである。

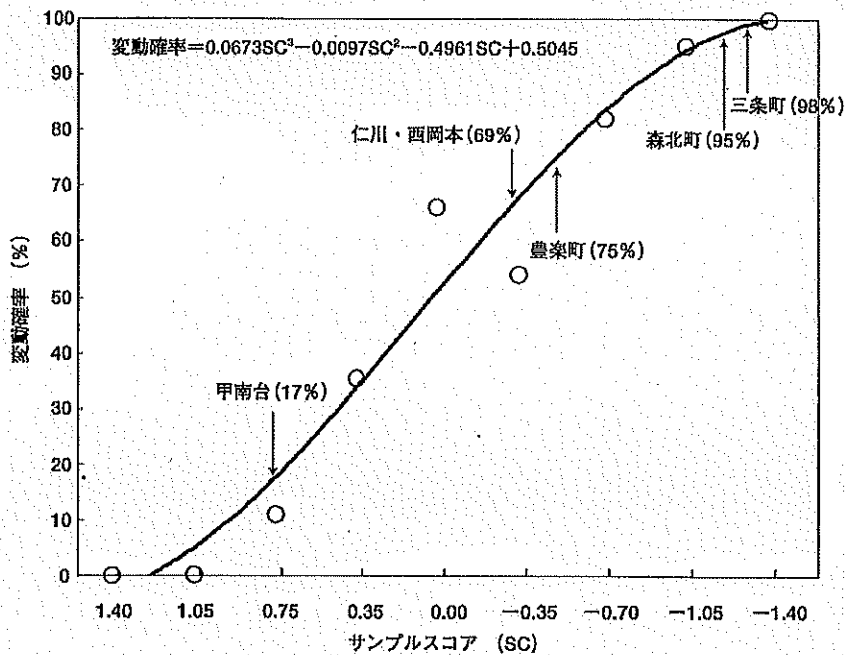


図 4.3.4 兵庫県南部地震の変動事例および非変動事例のサンプルスコア

(釜井・守隨, 2002)

## ■課題

1. 兵庫県南部地震の変動事例を用いているため、誘因は震度VIから震度VII（兵庫県南部地震当時のスケール）の強震動範囲に限定されている。
2. 仁川のような特異事例が判定できない。
3. 地盤強度を考慮する努力が必要である。
4. 人工物の影響を考慮する必要がある。
5. すべり以外の現象に対しては予測することが出来ない。



■ハザードマップ一例

地震時斜面災害予測図（谷埋め盛土地盤）  
 - 東京西南部 ～ 横浜北部 -  
 変動誘因が震度6から7の強振動，震源地が南部の場合

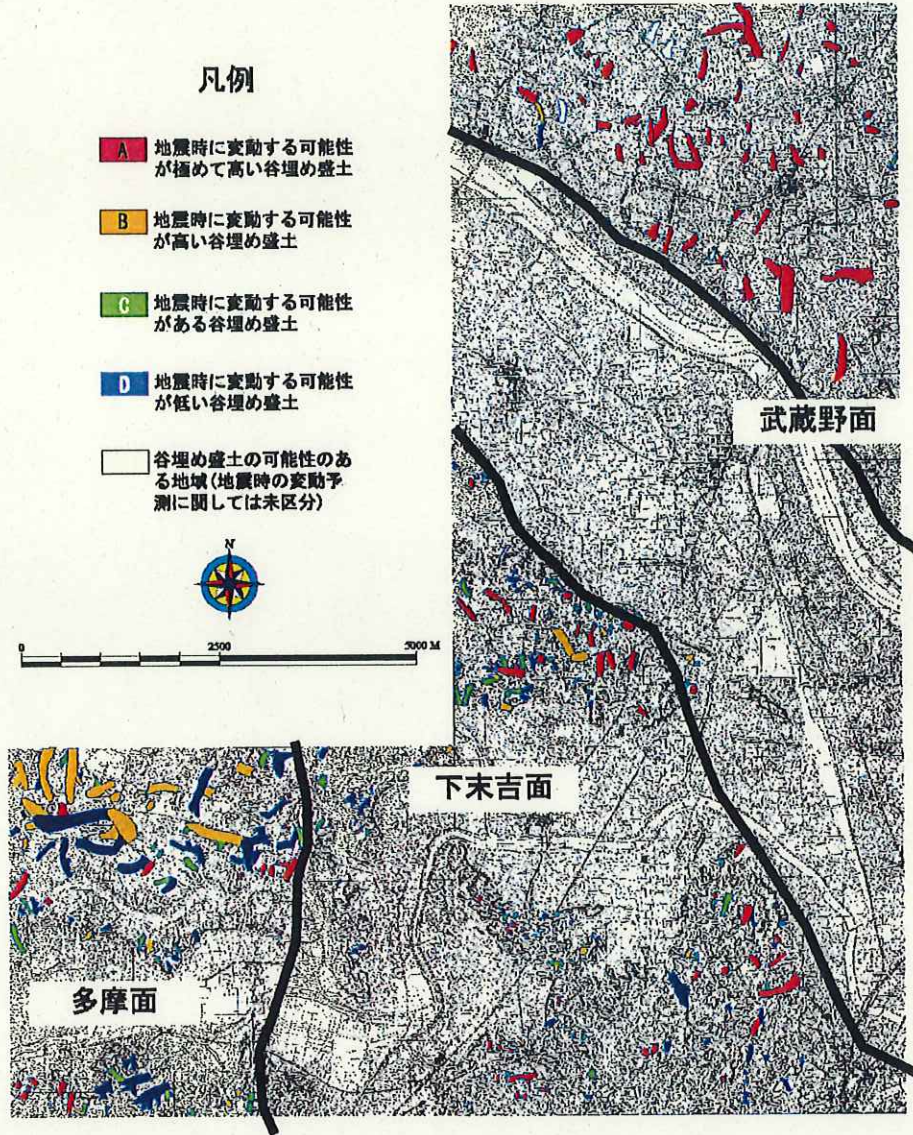


図 4.3.5 数量化Ⅱ類を使用した危険度判定評価結果

### (3) ニューラルネットワークを使用した判定事例

#### ■ 判定手法の概要

ニューラルネットワークとは脳の神経細胞（ニューロン）とその接続（ネットワーク）をモデル化した人工知能（AI）のひとつである。ニューラルネットワークの特徴のひとつは、学習と自己組織化能力を持っている点にある。ニューラルネットワークは、学習によってニューロンの連結の仕方（重み）を変化させていく。ニューラルネットワークは階級型ネットワークと相互結合型ネットワークのようにニューロンの連結方法によって区分される。この研究では、前者の階級型ネットワークを利用している。なお、教師材料として使用している谷埋め盛土の変動事例は、数量化Ⅱ類出使用したデータベースと同一のものである。

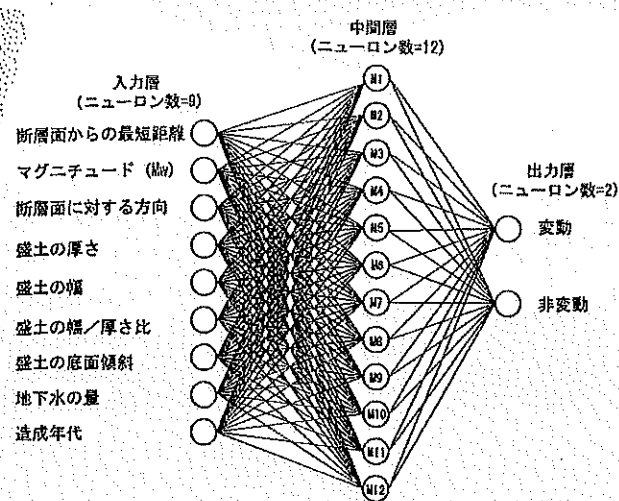


図 4.3.6 ニューラルネットワークによる予測モデルの構造（釜井他，2004）

■ 入力項目

解析に使用したサンプルデータは、兵庫県南部地震（1995）における変動事例（117 事例）と非変動事例（139 事例）、合計 256 事例および宮城県沖地震（1978）の変動事例（10 事例）、非変動事例（43 事例）、合計 53 事例を使用している。これらの事例のデータは、簡便にスクリーニングを行うため、地形量など現地で計測が不要な項目が中心である。

他地域への応用が限定的だった数量化Ⅱ類と異なり、入力項目に誘因となる項目が加わったことで、ニューラルネットワークを利用した危険度予測手法は、適用地域を選ぶことなく実施できるようになった。

表 4.3.9 ニューラルネットワークに使用した入力項目

（釜井他，2004 を元に作成）

入力項目	
誘因	断層面からの最短距離
	マグニチュード
	断層面に対する方向
素因	盛土の厚さ
	盛土の幅
	盛土の幅/厚さ比
	盛土の底面傾斜
	地下水量
	造成年代

■ 解析結果

ニューラルネットワークにおいて各入力項目の寄与率の高さは、各要因の結合係数二乗和/結合係数二乗和の合計で求めることが出来る。学習の結果、寄与率が高い要因は、「厚さ」、「断層に対する方向」、「盛土の幅」、「盛土の幅/厚さ比」の順で高く、誘因（断層面に対する方向、最短距離）と盛土の規模と形状に関する要因（厚さ、幅、幅/厚さ比）が支配的要因であるとしている（釜井他，2004）。解析による正解率は全体で 97%となり、数量化Ⅱ類と比較すると 10%程度上昇している。

表 4.3.10 入力因子の寄与率

(釜井他，2004 を元に作成)

入力項目		寄与率(%)
誘因	断層面に対する方向	16.1
	断層面からの最短距離	10.5
	マグニチュード	5.6
素因	盛土の厚さ	29.9
	盛土の幅	12.4
	盛土の幅/厚さ比	10.5
	盛土の底面傾斜	9.6
	地下水量	3.1
	造成年代	2.3

## ■ 予測モデル

ニューラルネットワークを用いた予測は、変動及び非変動の事例（314 事例）を学習群として入力し予測を行っている。そして、100 事例を認識群（予測の検証対象）として引拔を行い、学習成果の精度評価を試みている。その結果、全体で 95% の適合率があった。

## ■ 課題

一般的にニューラルネットワークを使用した解析手法は、解析部分がブラックボックス状態になっていることが一番の問題点とされている。今回引用した釜井（2004）においてもブラックボックス状態の入力と出力の関係について感度分析を実施し、入力値の変化が出力値に与える影響についての考察を行っている。その他にも本文中で以下の課題を挙げている。

1. 学習に使用できる地震のデータが少ない。
2. 震動特性を予測モデルの学習要因に取り込むことが必要
3. 地盤強度を考慮する努力が必要である。
4. 人工物の影響を考慮する必要がある。

■ハザードマップ

ニューラルネットワークを使用した危険度評価は、数量化Ⅱ類で評価した地域と同一地域において、神奈川県直下の地震を想定している。危険度の評価は、変動の有無の2段階である。技術的には、数量化Ⅱ類と同様に4段階評価も可能ではあるが、教師データとして4段階にした場合、判定精度が低下する可能性が高い。

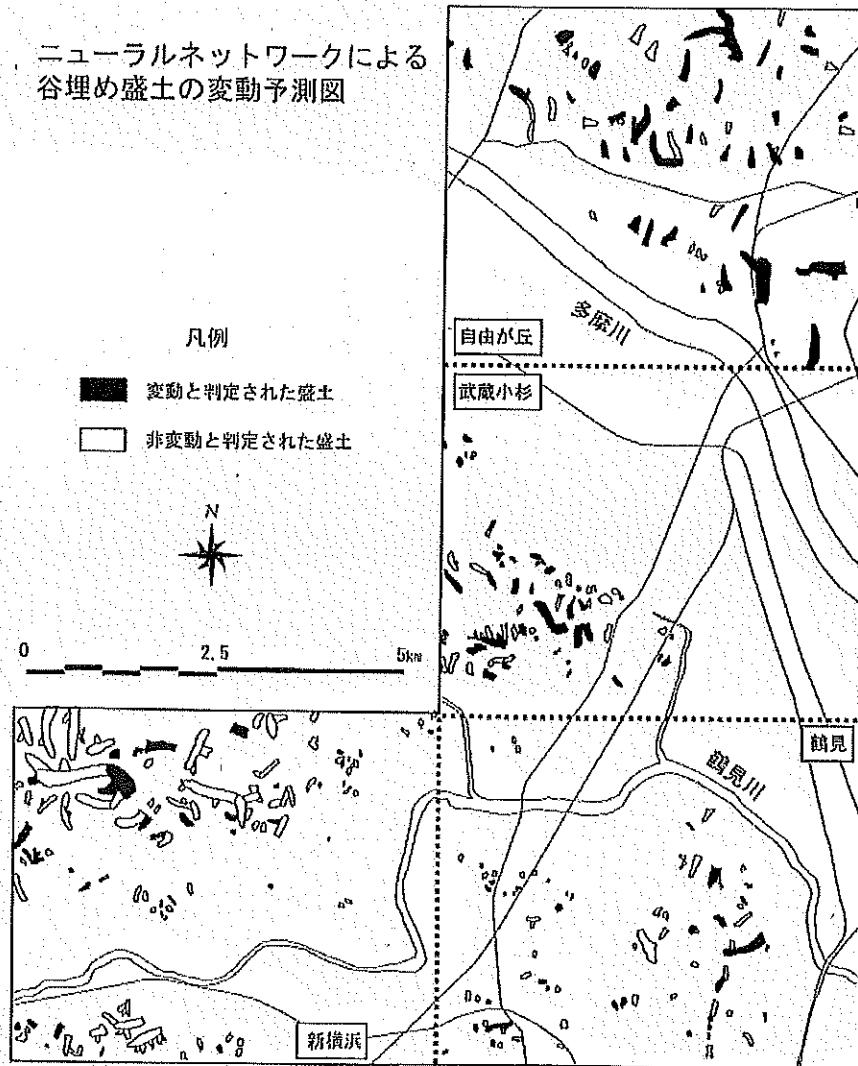


図 4.3.7 ニューラルネットワークを使用した危険度判定評価結果（釜井他，2004）

4. 3. 5 「谷埋め盛土すべりに関する地震時危険度予測図（仮）」の問題点

谷埋め盛土の危険度の評価結果を公表する手法として最も考えられるのが、ハザードマップとしての公表する方法である。谷埋め盛土の地震に対するリスクの公表は、評価対象のほぼ全てが、民間の所有者がいる状況であり、公表に当たっては、様々な検討が必要であると考えられる。ここでは、谷埋め盛土すべりに関する地震時危険度予測図（仮）（ハザードマップ）の公開に関する問題点の抽出を行った。

(1) 形状の表現方法

ハザードマップの谷埋め盛土部分の表記については、形状をそのまま表現する方法とメッシュを用いて境界線をあいまいにする方法が考えられる。谷埋め盛土の境界は、抽出段階で生じる誤差などを含むため、谷埋め盛土上あるいは周辺の住民に危険に対する対策の必要性を知らせるには、メッシュを用いた手法がよいと考えられる。

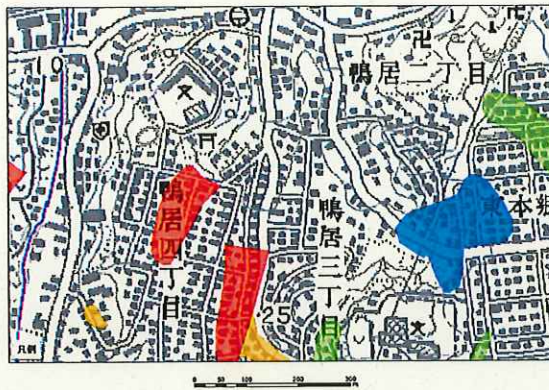


図 4.3.8 谷埋め盛土をそのまま表現したマップ

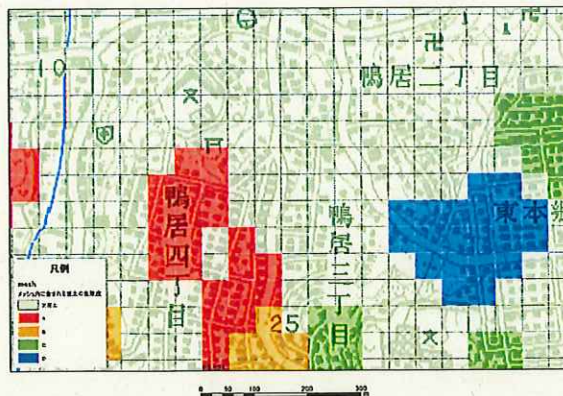


図 4.3.9 25mメッシュ表現のマップ

(2) その他記載すべき事項

いずれの危険度評価手法をもっても完璧な予測を行うことは不可能である。ハザードマップとして公開する場合は、主題がもつ適用範囲、限界などの情報を明記する必要がある。下記にハザードマップに記載すべき情報案を挙げる。

1. 谷埋め盛土の抽出限界（形状など）
2. 抽出に使用した改変前の地形資料の年代
3. 危険度評価で想定している現象



## 4. 4 宅地谷埋め盛土の安定度評価手法

### 4. 4. 1 安定度評価のための調査手法

宅地谷埋め盛土地盤の調査は、宅地地盤の安定度評価のために必要な調査を行う。調査項目としては、以下の通りとする。

形状要素：盛土の幅、盛土の深さ、盛土の長さ、盛土底面の傾斜角

地下水要素：飽和地下水の賦存状況

盛土の性質：盛土の土質および強度

#### (1) 調査項目

谷埋め盛土地盤の地震時安定性に関する詳細なメカニズムには未解明な点も残されており、その研究・解明のための調査項目は別途検討して行う必要があるが、ここでは宅地谷埋め盛土地盤の安定度を評価し、対策工の策定に利用できる項目に絞って説明を行う。

主に1995年1月に発生した兵庫県南部地震による阪神間の谷埋め盛土被害の研究結果から、被災谷埋め宅地盛土の安定性に関して、盛土の幅/深さ比、地下水賦存状況、および造成年代（宅地造成法による規制前後）に関係が深いことがわかっている。また、1995年兵庫県南部地震の調査では調査データの分布域が狭かったため明確な相関は得られていないが、谷埋め盛土底面の傾斜角も地震時の安定性には関連すると考えられる。

谷埋め盛土の土質および地盤強度に関しては、阪神間の被災データから明瞭な相関は得られていないが、基礎的情報であるとともに、安定度に大きく関与する側面摩擦の大きさにも関連すると考えられるため、調査の対象とする。

#### (2) 調査方法

##### (2) -1 形状要素の調査

谷埋め盛土と地山は物理的性質が異なるため、比較的容易に判別することが可能である。手法としては、サウンディングにより直接地山位置を確かめる方法と、物理探査により間接的に盛土・地山境界線を検出する方法がある。

サウンディング手法としては、スウェーデン式サウンディング試験（日本工業規格 JIS A1221）や、簡易動的コーン貫入試験（地盤工学会基準 JGS 1433）、あるいはボーリング調査孔を利用した土の標準貫入試験（日本工業規格 JIS A1219）がある。スウェーデン式サウンディング試験・簡易動的コーン貫入試験は連続的に盛土の強度を計測できる利点があることや、試験装置が簡易であることから比較的浅い谷埋め盛土の調査手法として適している。土の標準貫入試験は、ボーリング調査時に行われる原位置試験法であり、サンプリングが可能であるという利点がある。

物理探査手法としては、表面波探査、弾性波探査、電気探査などがある。表面波探査は、カケヤ等による起振により表面波（レイリー波）を発生させ、それを多点で受振してその伝播速度から地盤のS波構造を解析する手法である。地盤のS波構造は材料（地盤）の強度特性を反映しており、盛土と地山といった物理的性質が大きく異なる場合には高い解像度を持つ。また、アスファルトやコンクリートで被覆された場所での探査が可能であり、宅地化された造成地内での調査に適した手法である。

弾性波探査は人工的に発生させたP波の伝播速度を利用した手法である。この手法は、主に地盤の硬さを区分するのに適しており、地盤調査でよく利用される。短所として、浅い場所に硬い層が存在するとそれ以深の探査が困難になることであり、宅地盛土の表層部が一般に深部に比べて締固度が高

いことや、アスファルト・コンクリートなどによる被覆の影響を受けることなどから、宅地化された造成地での適用が難しい。

電気探査は、地盤の比抵抗値の違いを探索する手法であり、地盤の層区分が可能である。飽和地下水が存在する場合、水の比抵抗値が検出されるが、この性質を逆に利用して飽和地下水面の位置を推定することも可能である。

## (2) -2 地下水要素

飽和地下水の存在は、谷埋め盛土が強震動を受けた際に過剰間隙水圧が発生し有効応力が低下する原因となる。過剰間隙水圧と有効土被り圧が等しくなると、いわゆる液状化が発生する。このため、飽和地下水の把握は、安定性評価の上でもまた対策工設計の上でも重要である。

飽和地下水位の把握には、サウンディングによる方法と、ボーリング調査による方法がある。

サウンディングによる方法では、サウンディングのロットを引き抜いた際のロットの乾燥湿潤境界深度をもって飽和地下水面の位置と評価する場合や、ロットを引き抜いたあとで孔の中の地下水位面を触針式水位測定装置で計測するなどの方法がある。

ボーリング調査による場合には、ボーリング孔内水位を計測することにより飽和地下水面を把握する。この場合には、有孔保孔管を挿入することによって、対策工施工前後の継続的な地下水位観測により対策工（地下水排除工）の効果判定にも利用できる。

## (2) -3 盛土の性質

盛土の性質は、サウンディングによる方法と、物理探査による方法により把握する。

サウンディングによる方法では、スウェーデン式サウンディング試験の場合は  $N_{sw}$  値、簡易動的コーン貫入試験の場合は  $N_d$  値、土の標準貫入試験の場合は  $N$  値が得らる。それらの値は、これまでの研究成果により  $N$  値、一軸圧縮強度など他の物性値に換算可能である。

物理探査による物性値の推定は、 $S$ 波速度により他の物理量への換算が可能である。

4. 4. 2 安定度評価手法の比較・検討

(1) 安定度評価手法の検証に用いたデータ

釜井ほか(2004)において用いられた兵庫県南部地震被災地域における谷埋め盛土 238 箇所(変動箇所 112 箇所, 非変動箇所 126 箇所)の調査データを用いた。調査対象地区は甲山地区, 西宮地区, 芦屋地区, 湊川地区の4地区である。

表 4. 4. 1 検証に用いたデータの種類

No.	調査項目	内容
1	変動の有無	兵庫県南部地震(1995)における変動の有無
2	幅 W	GISデータを用いて盛土の中央部で計測した値
3	深さ D	GISデータを用いて盛土の中央部で計測した値
4	左岸深さ	盛土中央部での横断方向瀬員を4等分した時の左岸側 W/4 地点での深さ
5	右岸深さ	盛土中央部での横断方向瀬員を4等分した時の右岸側 W/4 地点での深さ
6	方向	盛土の中央縦断面の方向
7	傾斜角	盛土中央部の谷底傾斜角(旧地形の傾斜角)
8	造成年	1974年以前と1975年以降の区分
9	地下水の有無	帯水層が基盤にあるか否か
10	面積	盛土の平面積
11	長さ L	盛土の水平長

調査データの特徴を示す。

図 4. 4. 1~図 4. 4. 5 は調査データ間の関係と地震に伴う変動の有無の関係をプロットしたものである。視覚的に把握できる主な特徴として以下のことがわかる。

- ①調査地の L/D 比と W/D 比にはほぼ比例する傾向にある。
- ②旧地形の傾斜角と変動の有無には明確な関係が見いだせない。
- ③W/D 比と変動の有無には明確な関係が見られる。

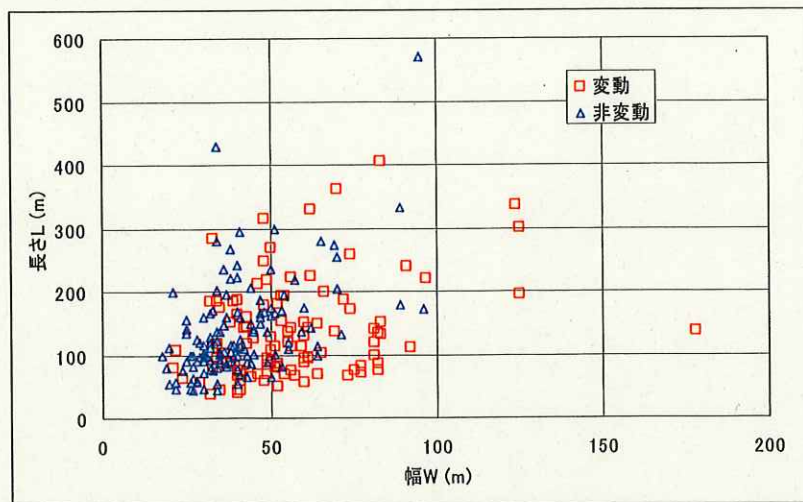


図 4. 4. 1 対象地の長さとの関係

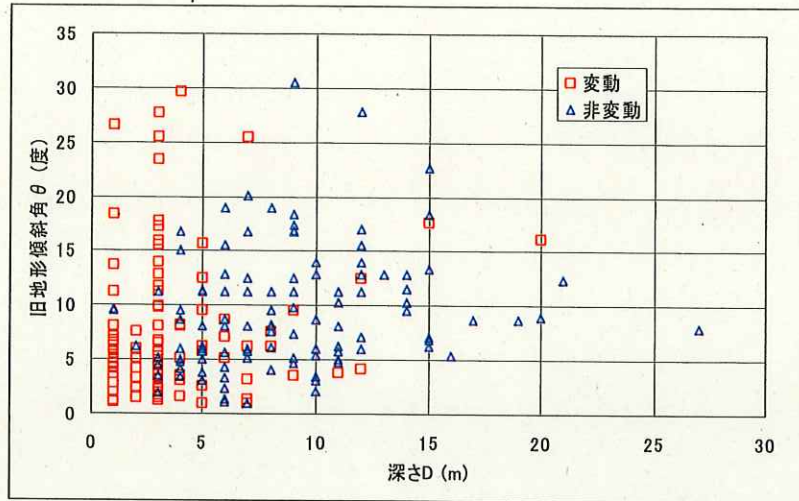


図 4.4.2 対象地の傾斜角と深さの関係

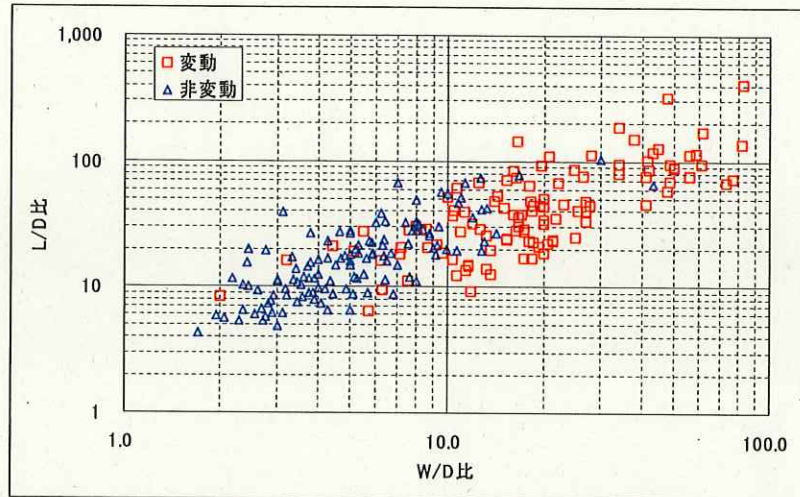


図 4.4.3 対象地の L/D 比と W/D 比の関係

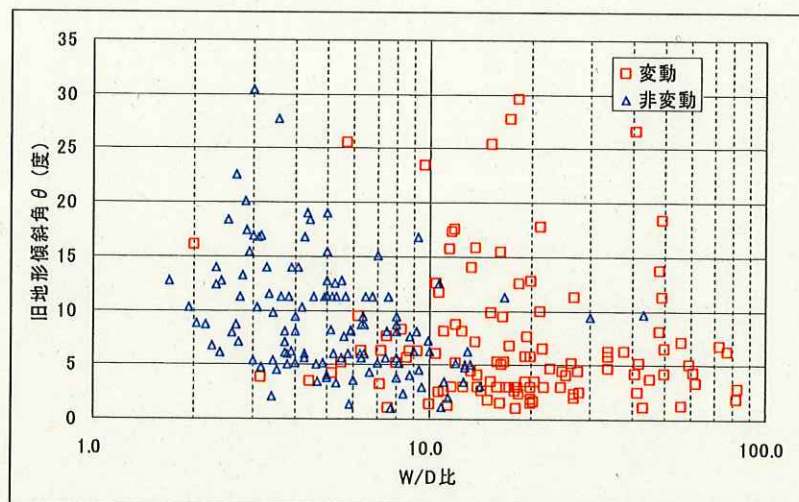


図 4.4.4 対象地の底面傾斜角と W/D 比の関係

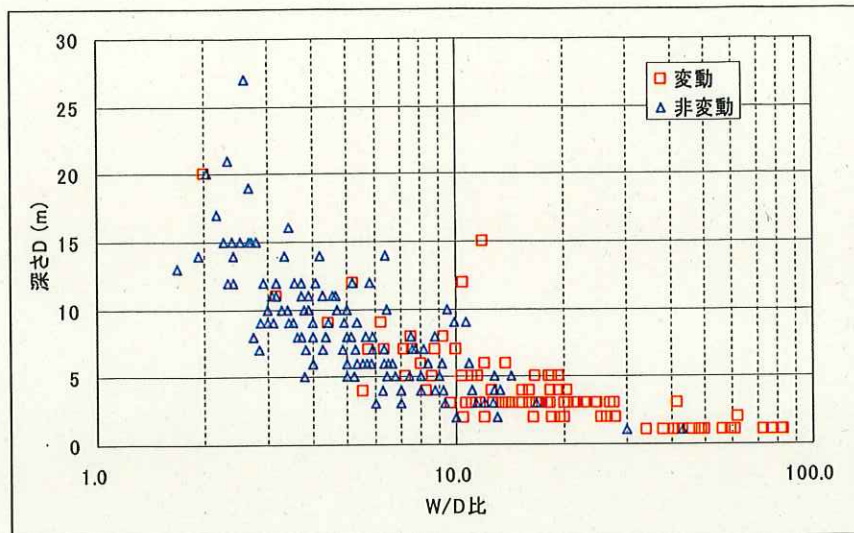


図 4.4.5 対象地の深さと W/D 比の関係

<引用文献>

釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之 (2004) : 地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測, 地すべり, Vol. 40, No. 5, pp. 29-39

(2) 2次元安定解析手法の適用性の検証

図 4.4.6 は兵庫県南部地震における宅地盛土の被災形態であるが, タイプ c が谷部の埋め盛土地盤が下方に移動する被災形態である。

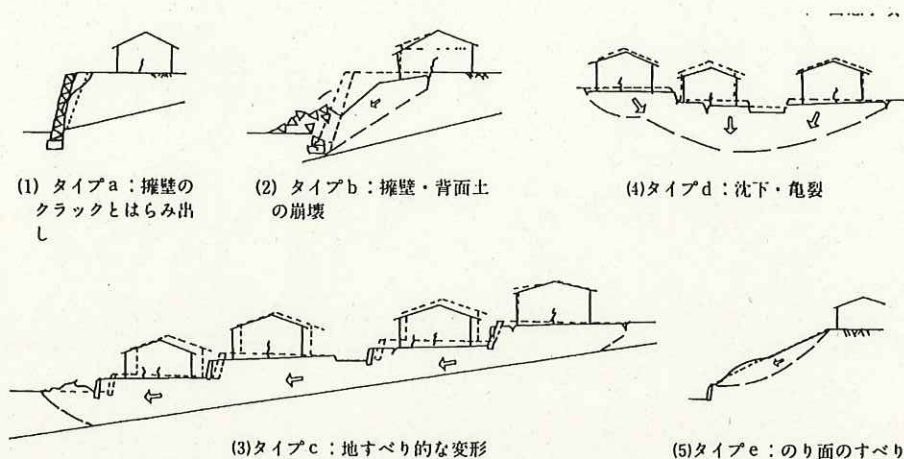


図 4.4.6 宅地盛土の被災形態  
(地盤工学会阪神大震災調査委員会, 1996)

図 4.4.7 は同様に兵庫県南部地震における地すべり的な変形例の形態分類であるが, (1)「谷型」が谷埋め盛土の変形形態に該当する。

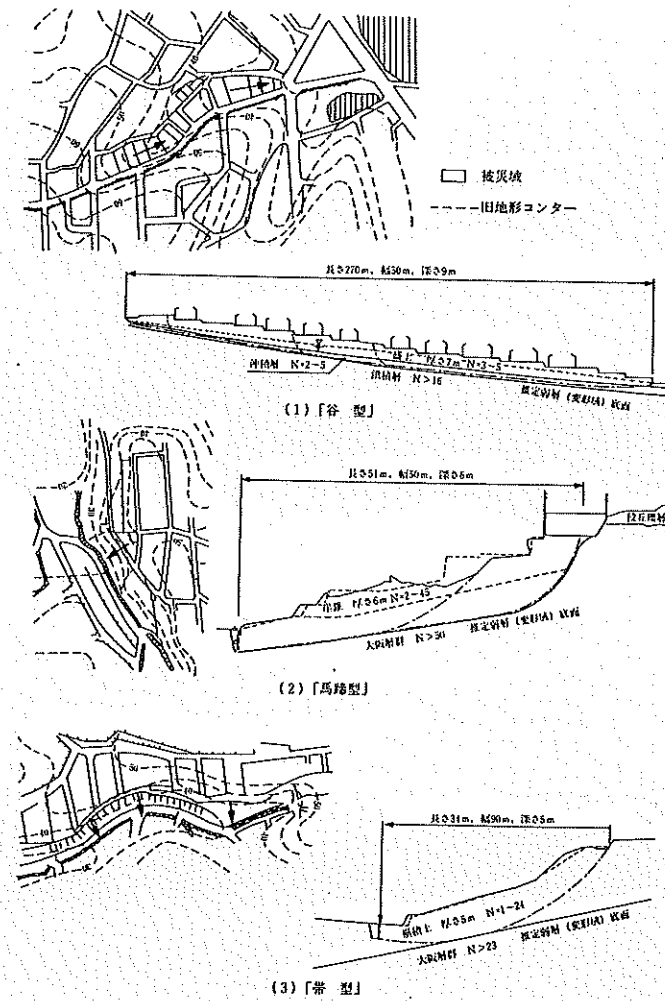


図 4.4.7 地すべり的な変形例の形態分類  
(地盤工学会阪神大震災調査委員会, 1996)

これらの形態分類から、谷埋め盛土の下方移動現象の縦断面形状は、直線と円弧の組合せによる複合すべりで表すことができると判断される。また、図 4.4.3 の調査データから長さとの比 (L/D 比) はほとんどが  $L/D > 10$  となっており、最頻値は  $L/D \approx 20 \sim 30$  の付近となっていることから、複合すべりにおいて直線部が占める割合が大きいと判断される。

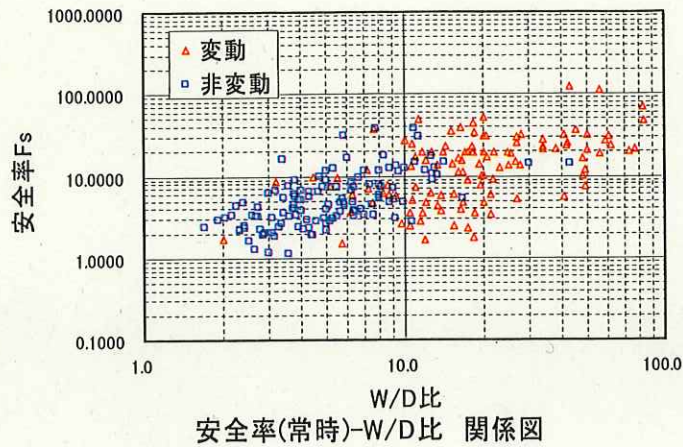
調査データには複合すべりの形状に関する詳細なデータはないが、複合すべりの直線部の割合が大きいため、便宜的に平板すべりと仮定して、2次元安定解析結果と調査結果の関係を検証した。

図 4.4.8 は、すべての調査地点のすべり面のせん断強度パラメータがほぼ等しいと考え、常時の安全率  $F$  がすべての調査地点で  $F > 1.0$  となるようにせん断強度パラメータを決定した場合の常時と地震時の2次元安全率の変化を調べたものである。

用いた安定解析式は修正 Fellenius 式である。水位は移動層の層厚の 1/3 の水位高さとして試算した。

$$F = \frac{cL + (W - U) \cos \theta \tan \phi - WK_h \sin \theta \tan \phi}{W \sin \theta + WK_h \cos \theta}$$

(a) 常時



(b) 地震時 (kh=0.25)

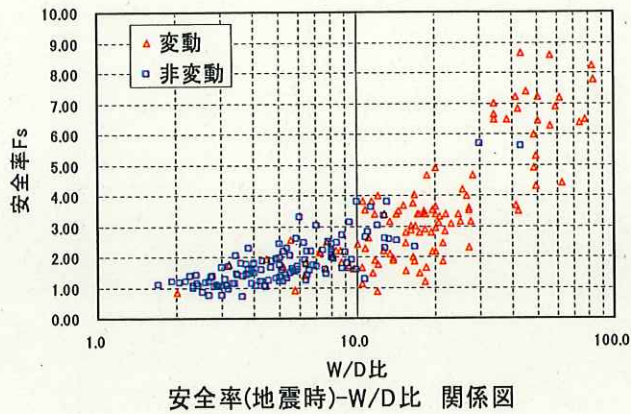


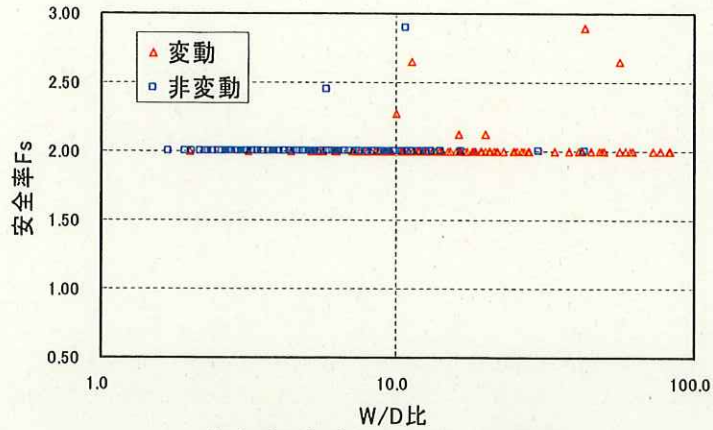
図 4.4.8 同一の  $c$ ,  $\phi$  に対する 2次元安全率の変化  
( $c = 35\text{kPa}$ ,  $\phi = 25^\circ$ )

図 4.4.8 の条件では、変動した地点の地震時安全率より非変動の地点の地震時安全率が小さくなる傾向にあり、かつ、地震時安全率のほとんどが  $F > 1.0$  となっている。

次に、常時の安全率を  $F = 2.0$  であると仮定し、 $c$  を  $G = \text{移動層厚 } h$  として与えて  $\phi$  を逆算する方法を検証した。その結果を図 4.4.9 に示す。常時の安全率で  $F > 2.0$  となっているデータは  $F = 2.0$  で逆算すると  $\phi < 0$  となり逆算できないために、 $c = h$ ,  $\phi = 0$  として常時安全率を計算したものである。図をみるとほとんどの地点で地震時は  $F < 1.0$  となるものの、非変動の箇所も同じく大半が  $F < 1.0$  となっており、この地震時 2次元安全率と変動の有無には全く関連性が見られない。無相関の状態である。

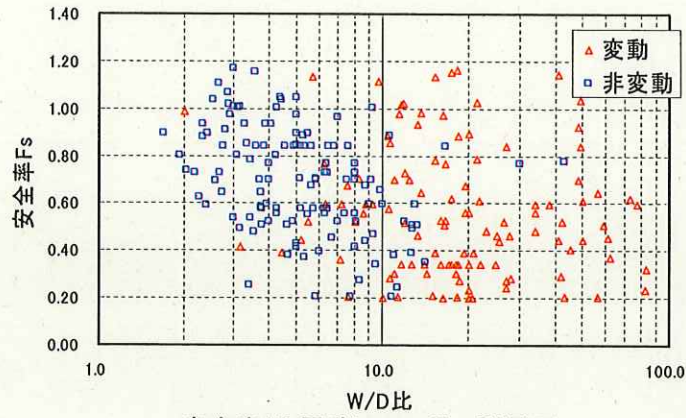
今後は逆に常時安全率  $F = 2.0$  の時、 $\phi = 20$  度と仮定して  $c$  を逆算した場合の、結果を図 4.4.10 に示す。これも常時の安全率が  $F > 2.0$  となっている地点は、 $F = 2.0$  では逆算ができなかった地点である。地震時安全率のバラツキは  $\phi$  を逆算した場合より小さくなるものの、地震時安全率の大小と変動の有無には全く関連性が認められない。

(a) 常時



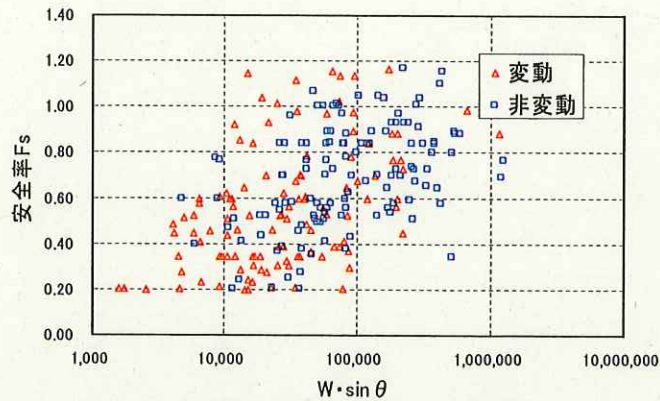
安全率(常時)-W/D比 関係図

(b) 地震時 (kh=0.25)



安全率(地震時)-W/D比 関係図

(c) 地震時 (kh=0.25)

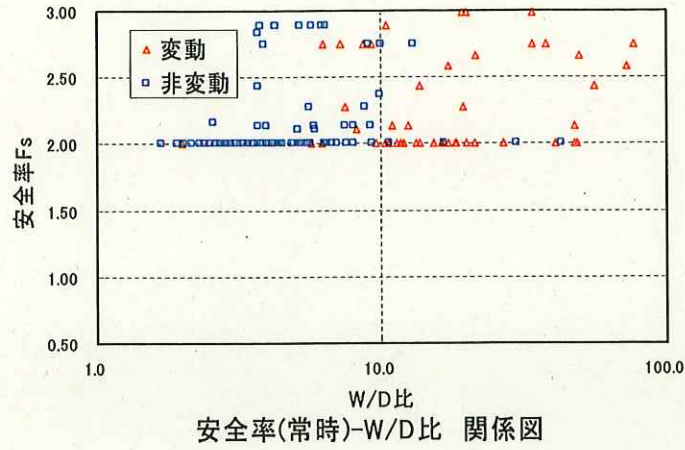


安全率(地震時)-Wsinθ 関係図

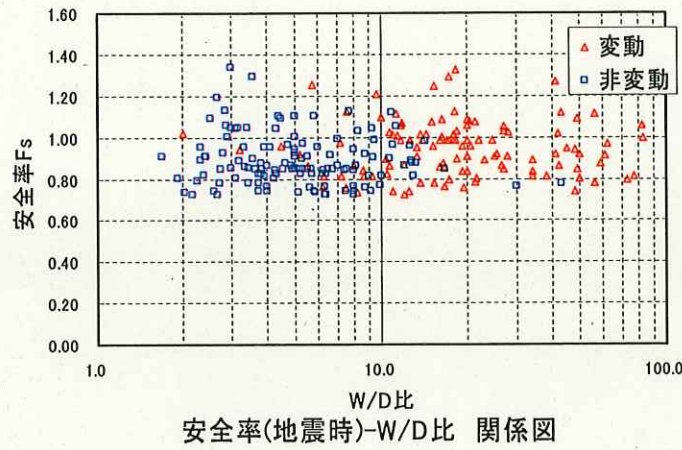
図 4.4.9 常時のFを固定してφを逆算した場合の2次元安全率の変化  
(常時F=2.0, c=h)



(a) 常時



(b) 地震時 (kh=0.25)



(c) 地震時 (kh=0.25)

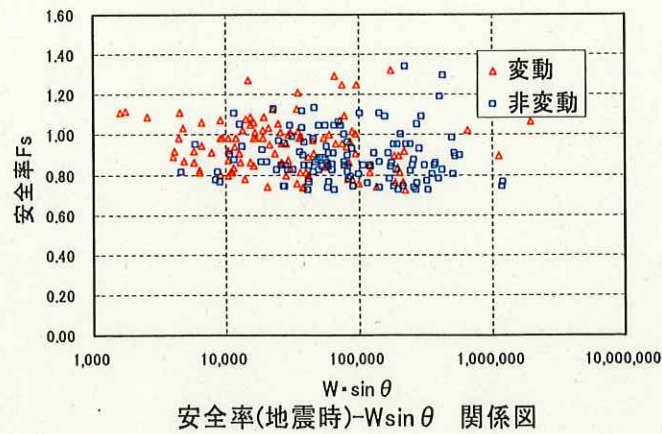
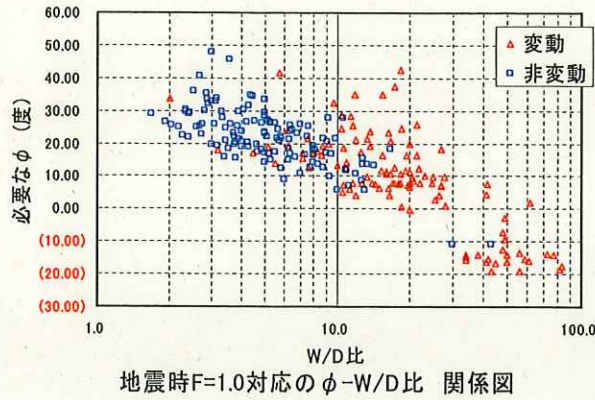
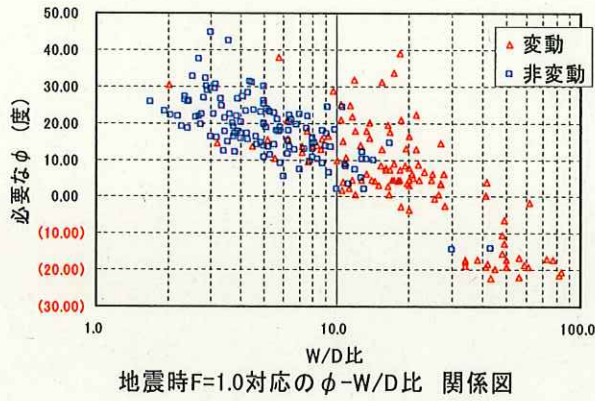


図 4.4.10 常時の F を固定して c を逆算した場合の 2 次元安全率の変化  
(常時 F=2.0,  $\phi = 20^\circ$ )

(a)  $kh=0.25$  の場合



(b)  $kh=0.20$  の場合



(c)  $kh=0.18$  の場合

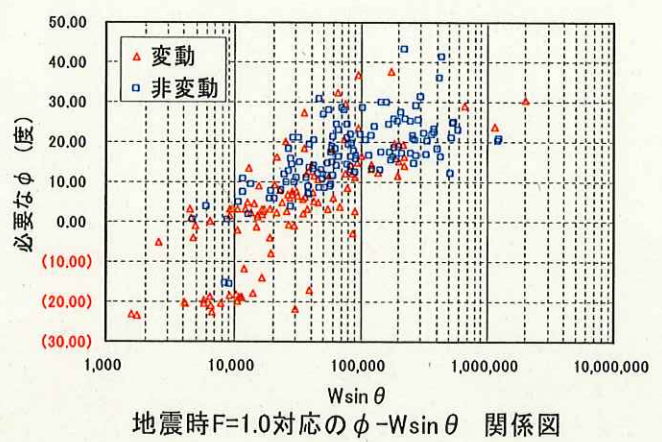
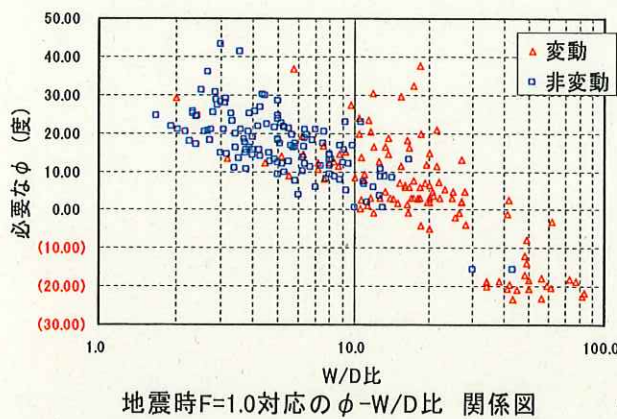
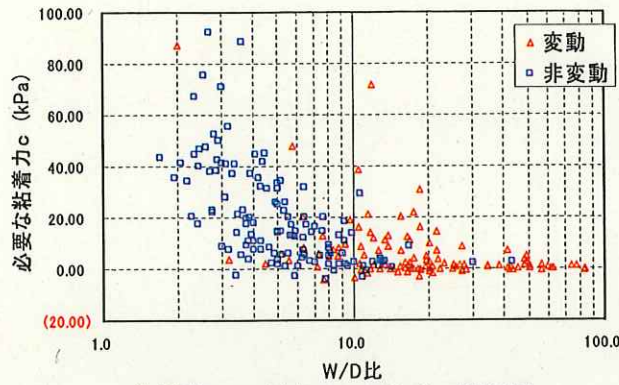


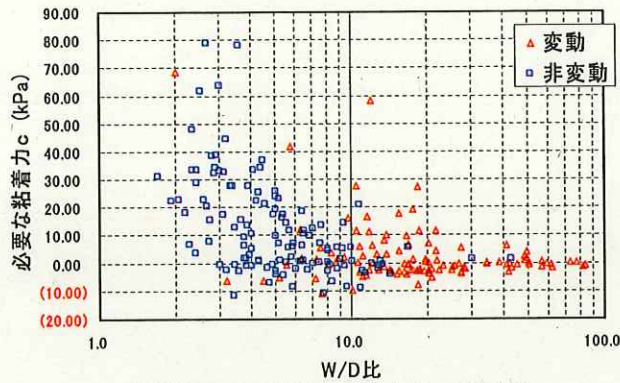
図 4.4.11 地震時  $F=1.0$  となるために必要な内部摩擦角  $\phi$  の値  
( $c=10\text{kPa}$  に固定)

(a)  $kh=0.25$  の場合



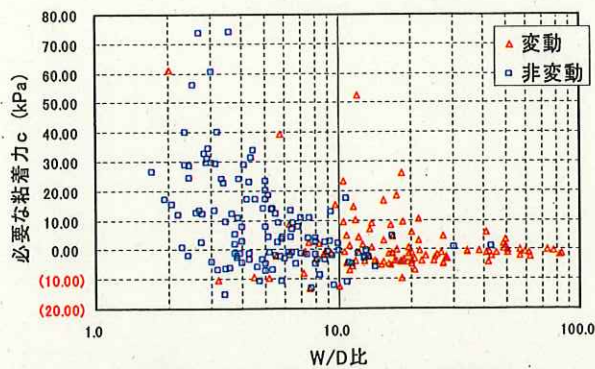
地震時 $F=1.0$ 対応の $c$ - $W/D$ 比 関係図

(b)  $kh=0.20$  の場合

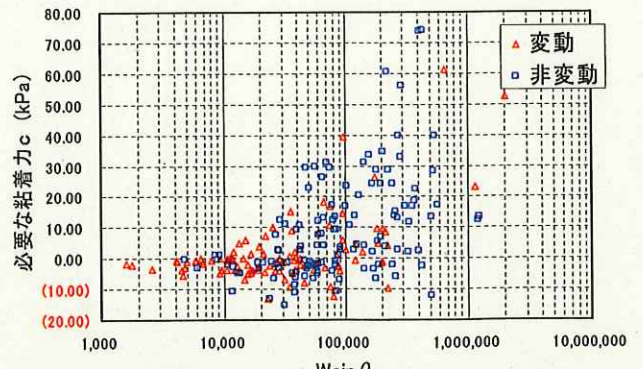


地震時 $F=1.0$ 対応の $c$ - $W/D$ 比 関係図

(c)  $kh=0.18$  の場合



地震時 $F=1.0$ 対応の $c$ - $W/D$ 比 関係図



地震時 $F=1.0$ 対応の $c$ - $W\sin\theta$  関係図

図 4.4.12 地震時 $F=1.0$ となるために必要な粘着力 $c$ の値  
( $\phi=20^\circ$ に固定)

今度は地震時の2次元安全率が $F=1.0$ となるためには、どの程度のせん断強度パラメータが必要であるかを試算した。

図4.4.11は $c=10\text{kPa}$ として、必要な内部摩擦角 $\phi$ を逆算した結果である。青色の非変動の地点の場合、この値より大きな $\phi$ が必要であるということであり、赤色の“変動”地点ではこれより小さい値であれば良いということになる。ほぼ同一地域での調査であるが、必要な内部摩擦角 $\phi$ のバラツキは大きく、最大では $\phi \geq 48^\circ$ の値が必要となる。

図4.4.12は $\phi=20^\circ$ として、必要な粘着力 $c$ を逆算した結果である。この場合の必要な粘着力のバラツキは更に大きくなり、最大で $c \geq 92\text{kPa}$ の値が必要となる。

2つの図を見るといずれも、“非変動”の地点では、“変動”の地点より、大きなせん断強度が必要となる。安定解析式の分母項 $W \sin \theta$ との関係を見ると、変動実績の有無と $W \sin \theta$ には明瞭な関係は認められない。一方、 $W/D$ との関係は明瞭な関係が認められる。変動が確認された箇所は非変動のところよりすべり面のせん断強度が小さい地点であったとするならば、 $W/D$ と盛土材のせん断強度は無関係であるから、 $W/D$ と変動の有無の関係は、 $W \sin \theta$ と変動の有無の関係のように無相関となるはずである。

このように2次元安定解析による安全率の値をもって、地震時の谷埋め盛土の変動の有無を検証することは、非常に難しい。

特に、地震時に変動があった地点の現象を2次元安定解析で検証することは可能であるが、変動がなかった地点の現象を2次元安定解析で検証することが難しいことがわかった。

既往の研究成果のほとんどは、地震時に変動があった地点の検証に関するものであり、非変動であった地点の検証に関するものがほとんどない。

これらのことから、2次元安定解析による谷埋め盛土の地震時の安定度評価については以下のことが言える。

- 1) 地震時に変動がなかった地点の現象を2次元安定解析で検証することは難しい。
- 2) 地震時変動の有無に $W/D$ が大きく影響していることを、2次元安定解析で検証することは非常に難しい。

2次元安定解析では移動土塊側面の縁端効果などの3次元効果を考慮することができないため、地すべりの安定・不安定を2次元安全率で検証する場合、その3次元形状の効果や側面の抵抗力成分については、すべり面のせん断強度パラメータに含めて評価することになる。つまり、すべり面の土が実際に有しているせん断強度パラメータとは異なる要素を含んだ強度パラメータを使用することになる。釜井ほか(2004)のデータは谷埋め盛土の地震時変動の有無に対する $W/D$ の影響が明らかに大きいことが示されているが、このような現象を2次元安定解析で表現することは、本質的に難しい。

#### <引用文献>

地盤工学会阪神大震災調査委員会(1996): 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), 地盤工学会

(3) 3次元安定解析の適用性検討

次に、従来の3次元安定解析手法の適用性を検討するために、谷埋め盛土を2つの簡易な三次元移動体と仮定して常時安全率と地震時安全率違いを調べた。

用いた安定解析式はHovland法である。2次元解析と同様に同一の $c$ 、 $\phi$ に対する安全率の変化を調べた。

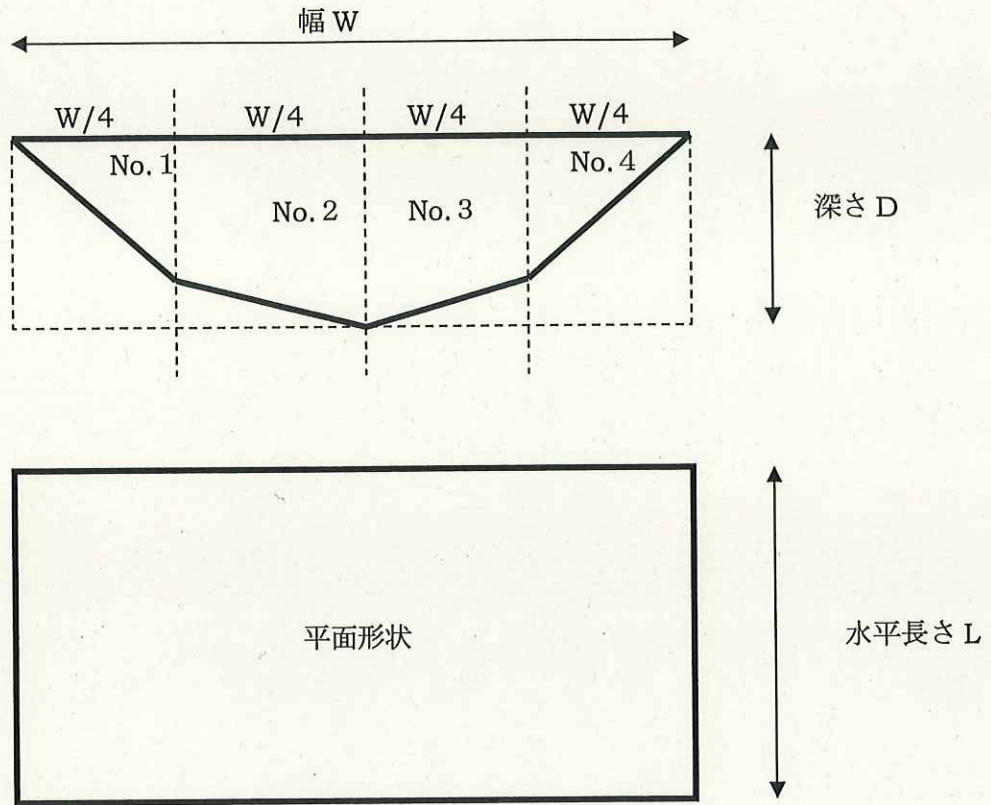
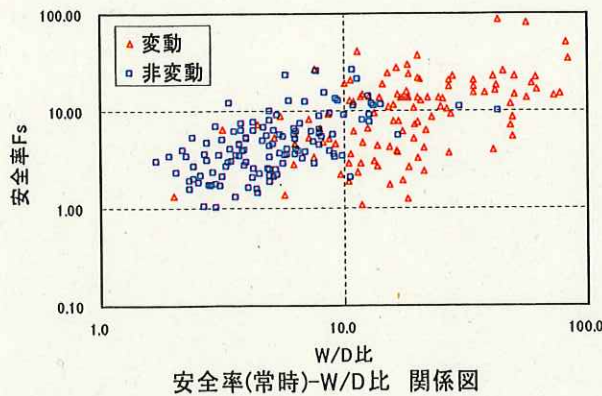


図 4.4.13 三次元安定解析のモデル (タイプ1)

(a) 常時



(b) 地震時

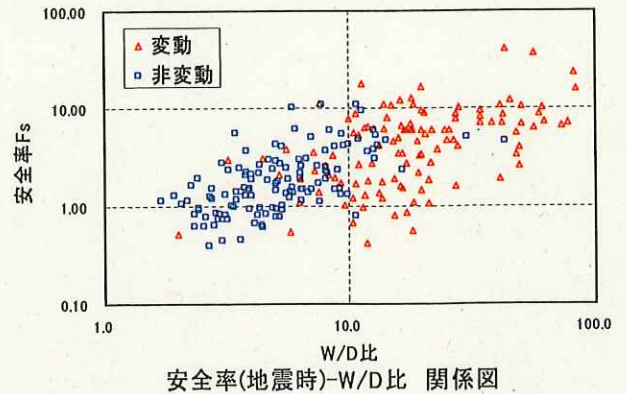


図 4.4.14 地震時の安全率変化 (タイプ1)

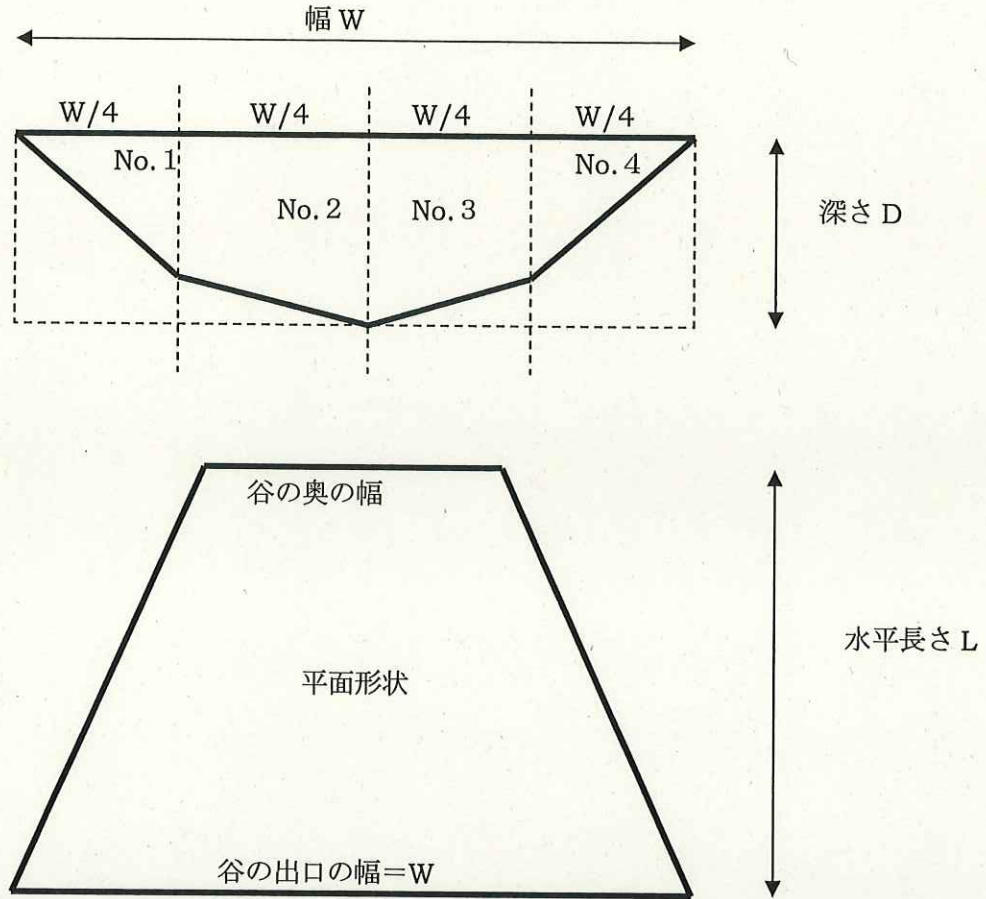
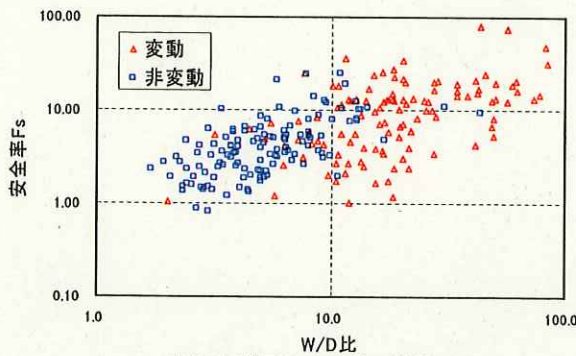


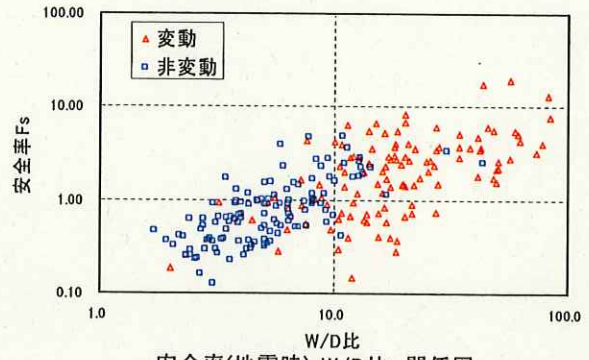
図 4.4.15 三次元安定解析のモデル (タイプ2)

(a) 常時



安全率(常時)-W/D比 関係図

(b) 地震時



安全率(地震時)-W/D比 関係図

図 4.4.16 地震時の安全率変化 (タイプ2)

地震時には水平震度  $kh=0.25$  を考慮しているのみであるが、タイプ1、タイプ2共に、地震時安全率は非変動地点より変動地点が大きくなる傾向にあり、先ほどの2次元安定解析の結果と同様の結果となった。

(4) 側方抵抗を考慮した安定解析モデルの適用性検討

4.1 節で説明したように、谷埋め盛土の移動土塊の形状は有限幅をもった移動土塊であると理解することができる。このモデルの適用性について検討した。

本来、有限幅の地すべりであっても、地表面形やすべり面形は調査地毎の調査結果にもとづき検定されるべきであるが、検証に用いている釜井ら (2004) のデータにはそれらの詳細な地形情報などはない。そこで、この有限幅のモデルを図 4.4.17 のように単純化して、適用性の検証を行った。

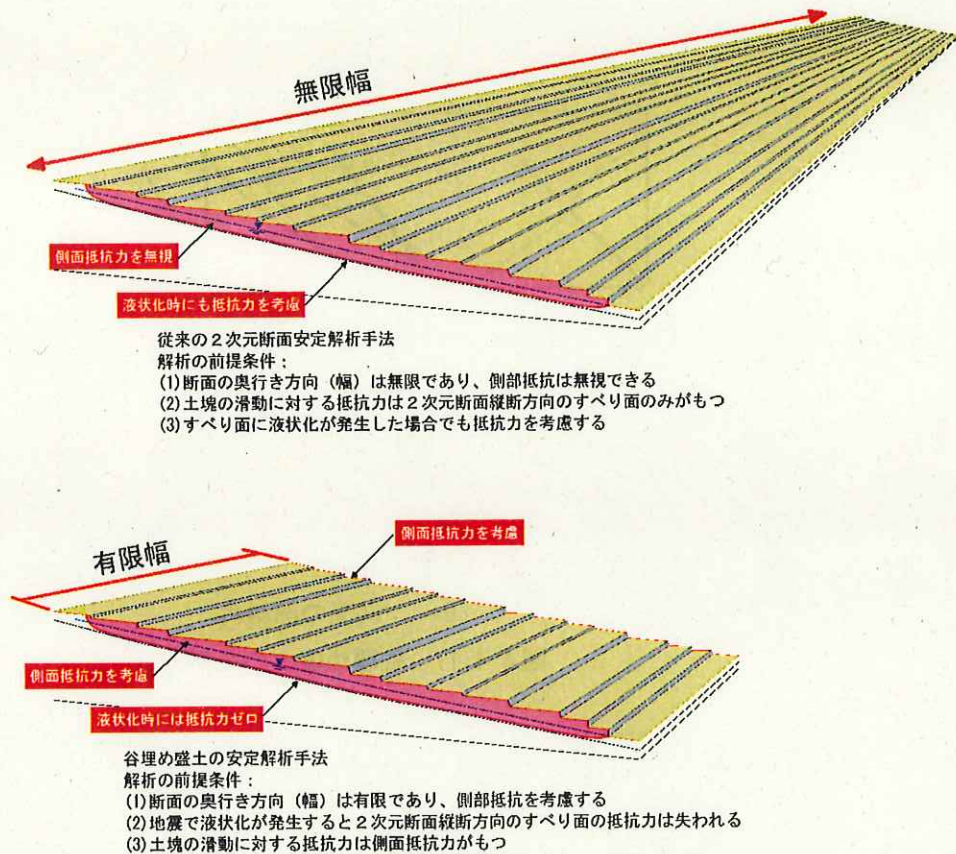
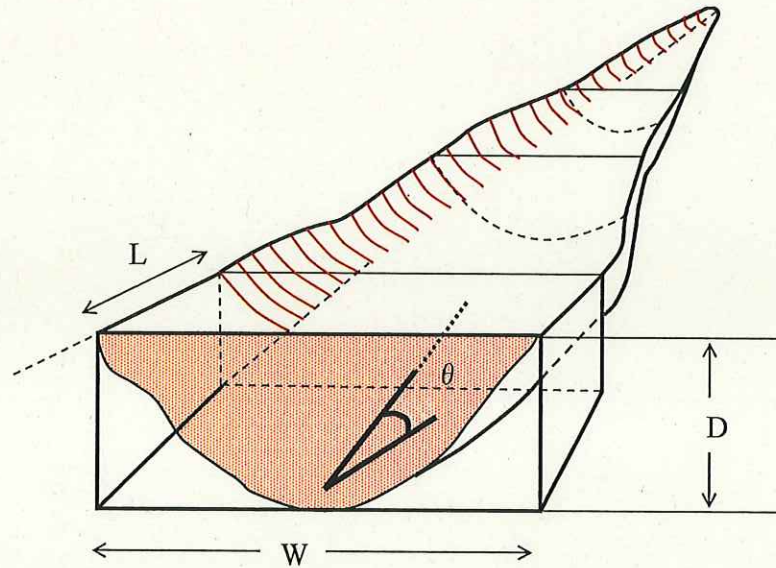


図 4.1.3 (再掲) 無限幅を仮定した従来モデルと、有限幅を仮定した谷埋め盛土型モデルの模式図

谷埋め盛土の側方流動の現象は、主に谷出口からの進行性破壊であるという見方や旧地形の全幅にわたって変動するものではなく一部が変動するという見方もあるが、釜井ら (2004) の中で実施された阪神淡路の調査事例では谷埋め盛土全体が変動した事例が多いことが確認されている。

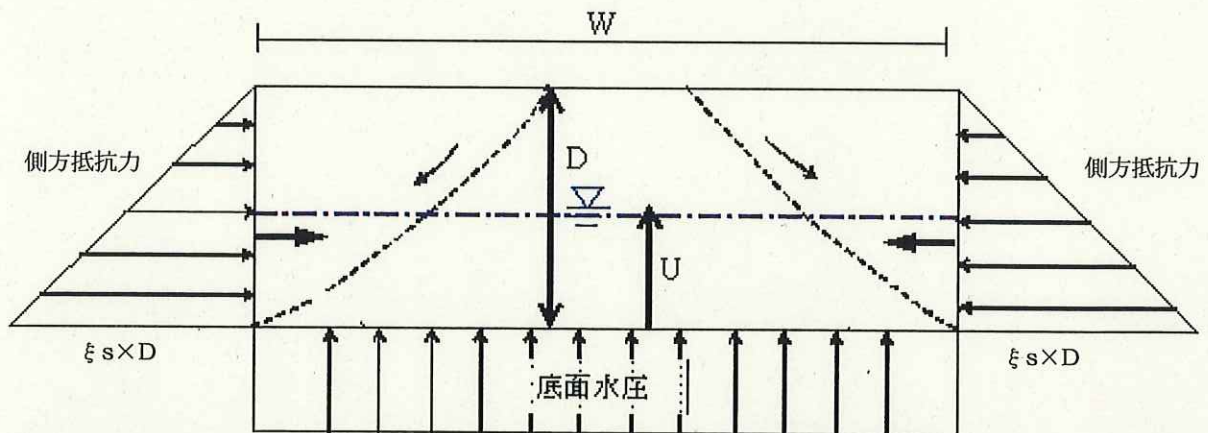
よって、ここで検証する側方抵抗を考慮した安定解析モデルは、旧地形に沿って谷埋め盛土全体が側方に変動する現象について解析するためのモデルである。

モデルの条件は図 4.4.17 に示すように谷埋め盛土（網かけ部）のほぼ中央部（盛土長の 1/2）における横断面上での形状から箱形に単純化し、その幅（W）と層厚（D）との関係から安定度を導くものである。



- L : 単位長さ (L=1)
- $\Sigma L$  : 全体長
- W : 幅
- D : 高さ
- $\theta$  : 斜面の傾斜角

図 4.4.17 谷埋め盛土のモデル図



底面は、常時には粘着力及び内部摩擦角によるせん断抵抗力（R）が働いているが、地震時は、粒子は液状化～流動化または、過剰間隙水圧の発生等によりせん断抵抗力が低下し、いわゆるローラスライドのような状況に陥ると考える。

図 4.4.18 荷重・土圧のモデル概念図



このモデルの安定解析式は以下のように表現することができる。

i) 常時

$$\begin{aligned}
 F_s &= R/T \dots\dots\dots \text{常時安全率} \\
 T &= wt \cdot \sin \theta \dots\dots\dots \text{滑動力 (kN)} \\
 R &= R_1 + R_2 \dots\dots\dots \text{抵抗力 (kN)} \\
 R_1 &= (1/2) \times \xi \times D^2 \times L \times 2 \dots\dots\dots \text{側方抵抗力 (kN)} \\
 R_2 &= C \cdot Ab + (wt - Ub) \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \dots\dots\dots \text{底面抵抗力 (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに,

$$\begin{aligned}
 wt &= W \cdot D \cdot L \cdot \gamma_t \dots\dots\dots \text{重量 (kN)} \\
 Ab &= L \cdot W / \cos \theta \dots\dots\dots \text{底面積 (m}^2\text{)} \\
 Ub &= W \cdot D \cdot L \cdot \gamma_w \cdot \delta \dots\dots\dots \text{底面水圧 (kN)} \\
 \gamma_t &: \text{土塊の単位体積重量} \\
 \gamma_w &: \text{水の単位体積重量} \\
 C &: \text{粘着力} \\
 \phi &: \text{内部摩擦角} \\
 \delta &: \text{水位高さ比 (= } u/D=0.5\text{)} \\
 \xi &: \text{常時側方抵抗係数 (kN/m}^3\text{)} \\
 \xi \times D &: \text{すべり面深度での常時側方抵抗 (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ii) 地震時

$$\begin{aligned}
 F_{ss} &= R_s/T_s \dots\dots\dots \text{地震時安全率} \\
 T_s &= wt \cdot \sin \theta + wt \cdot kh \cdot \cos \theta \dots\dots\dots \text{地震時滑動力} \\
 R_s &= R_{s1} + R_{s2} \dots\dots\dots \text{地震時抵抗力} \\
 R_{s1} &= (1/2) \times \xi_s \times D^2 \times L \times 2 \dots\dots\dots \text{地震時側方抵抗力 (kN)} \\
 R_{s2} &= \{C \cdot Ab + (wt - Ub) \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi\} \times \eta \dots\dots\dots \text{地震時底面抵抗力}
 \end{aligned}$$

ここに,

$$\begin{aligned}
 C_s &= C \cdot \beta \\
 \phi_s &= \tan^{-1} (\beta \cdot \tan \phi) \\
 kh &: \text{水平震度 (最大 0.25 とする)} \\
 \beta &: \text{地震時強度増加係数 (= 1.5)} \\
 \xi_s &: \text{地震時側方抵抗係数 (kN/m}^3\text{)} \\
 \xi_s \times D &: \text{すべり面深度での地震時側方抵抗 (kN/m}^2\text{)} \\
 \eta &: \text{底面抵抗低減係数}
 \end{aligned}$$

(5) 新モデルの適用性検討結果 1 - 過剰間隙水圧と地震時安全率の変化 -

<解析条件>  $\gamma_t = 18\text{kN/m}^3$ , 底面の  $c' = 10\text{kPa}$ ,  $\phi' = 25^\circ$ , 水平震度  $kh = 0.25$ ,  
 常時水圧高さ =  $h/5$ , 常時側方抵抗係数  $\xi = 5.0\text{kN/m}^3$

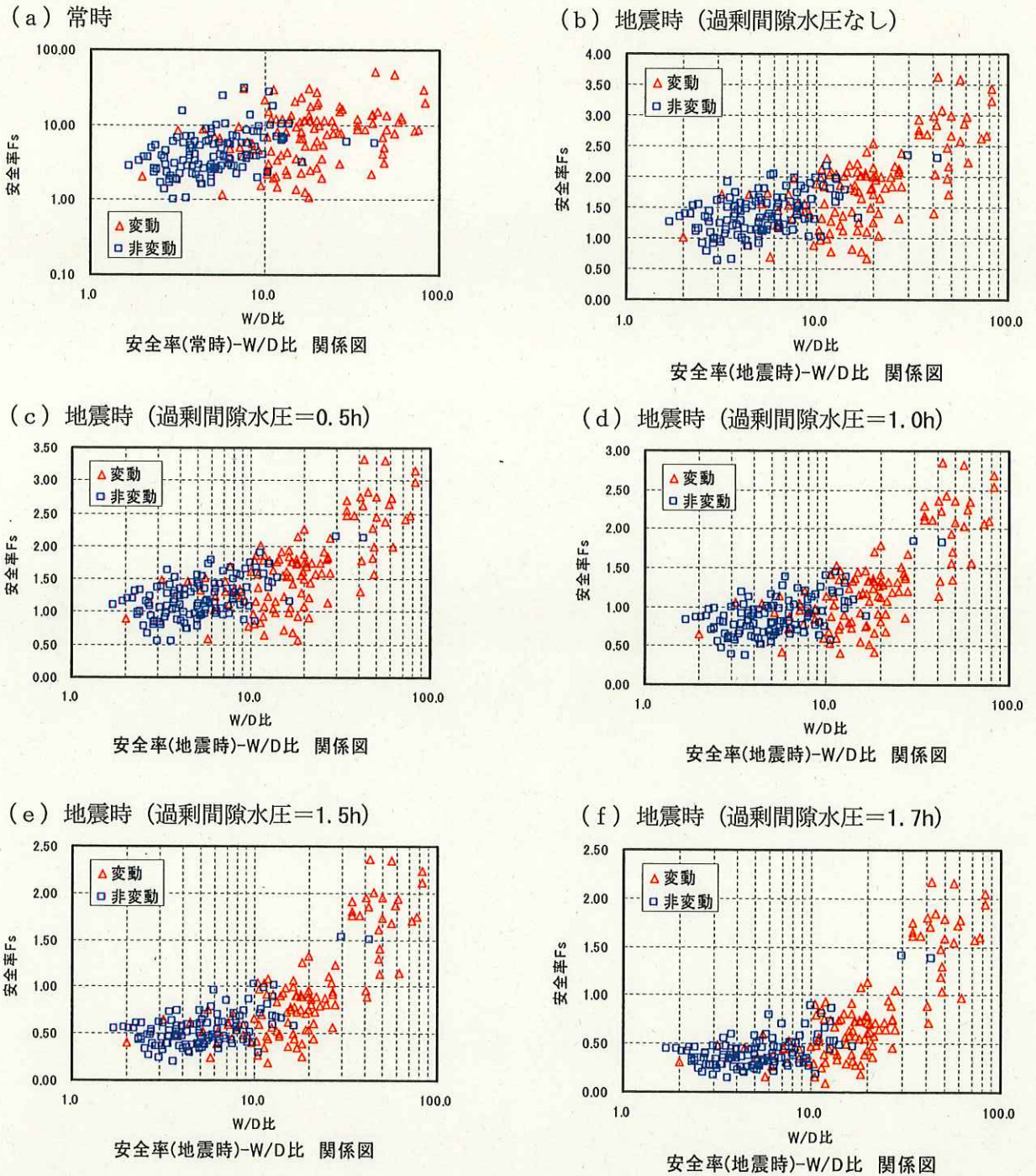
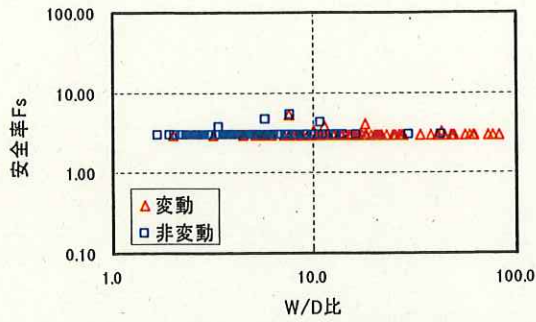


図 4.4.19 過剰間隙水圧による安全率変化 ( $\xi_s = \xi$ )

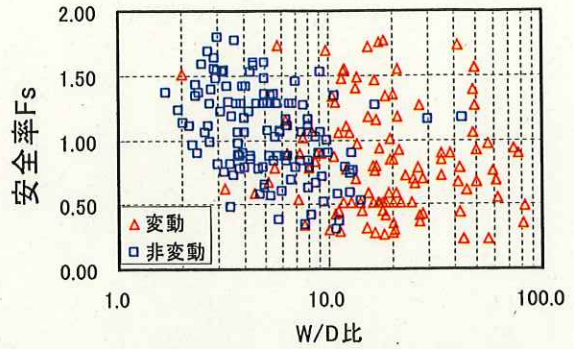
各事例における底面のせん断強度パラメータが等しい条件で、地震時側方抵抗係数は常時と同じであるとして、地震時の過剰間隙水圧の上昇による安全率の変化を調べた(図 4.4.19)。地震時安全率は過剰間隙水圧が大きくなると変動事例の安全率の方が大きくなる傾向にあり、地震時安全率と現象が一致しない。

(a) 常時



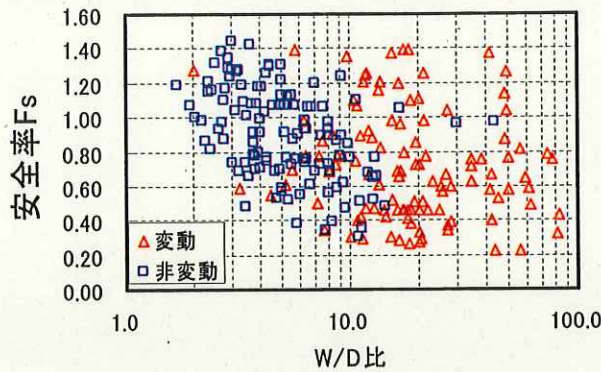
安全率(常時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(b) 地震時 (過剰間隙水圧なし)



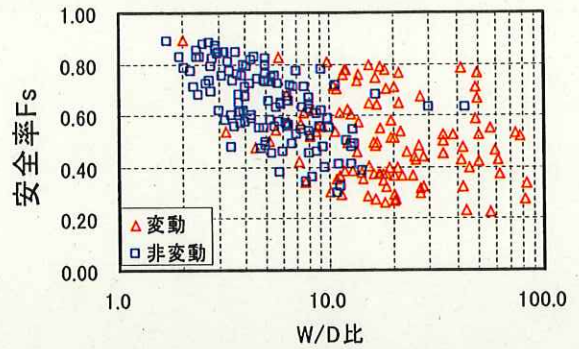
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(c) 地震時 (過剰間隙水圧=0.5h)



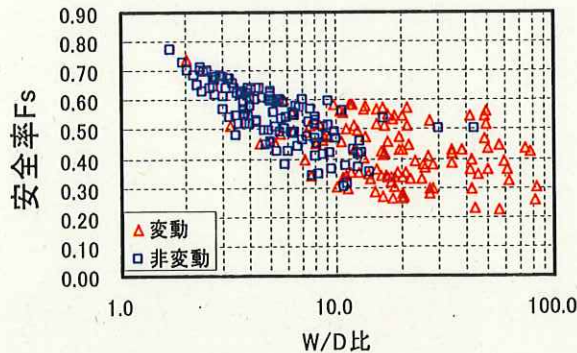
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(d) 地震時 (過剰間隙水圧=1.0h)



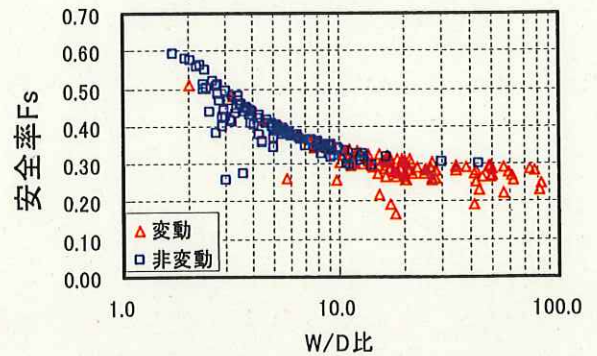
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(e) 地震時 (過剰間隙水圧=1.2h)



安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(f) 地震時 (過剰間隙水圧=1.5h)



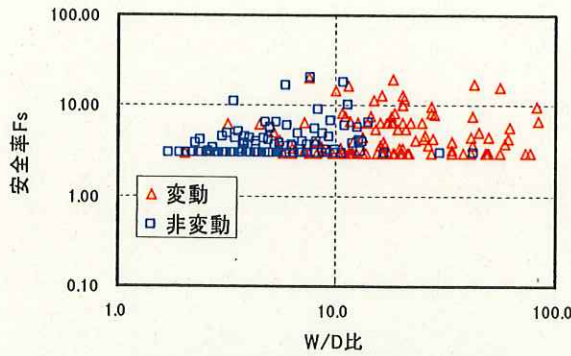
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

図 4.4.20 過剰間隙水圧による安全率変化 ( $\xi_s = \xi$ )

(常時  $F=3.0$ ,  $c'=h$ ,  $\phi$ 逆算)

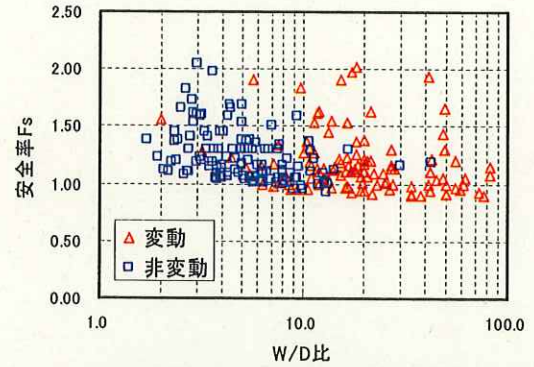
次に、各事例の常時安全率を  $F=3.0$  とし、粘着力を仮定して  $\phi$  を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数は常時と同じであるとして、地震時の過剰間隙水圧の上昇による安全率の変化を調べた (図 4.4.20)。過剰間隙水圧が大きくなると変動有無と安全率関係は若干良い傾向となるが、ほとんどの事例で  $F < 1.0$  となる。

(a) 常時



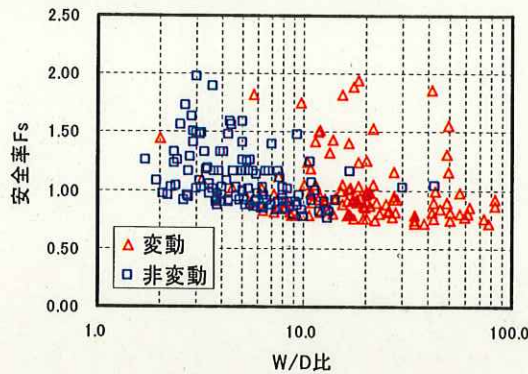
安全率(常時)-W/D比 関係図(c逆算)

(b) 地震時 (過剰間隙水圧なし)



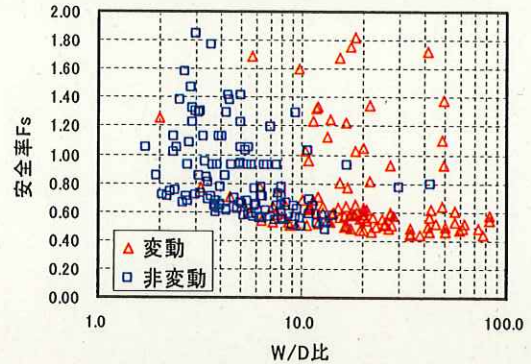
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(c) 地震時 (過剰間隙水圧=0.5h)



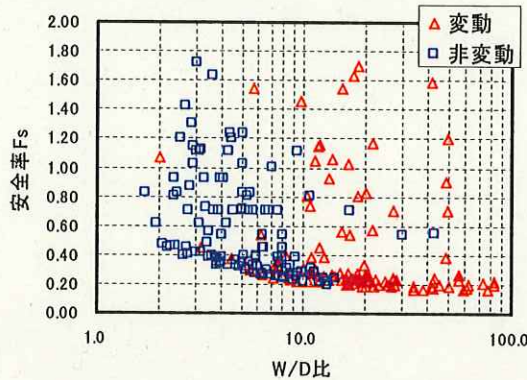
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(d) 地震時 (過剰間隙水圧=1.0h)



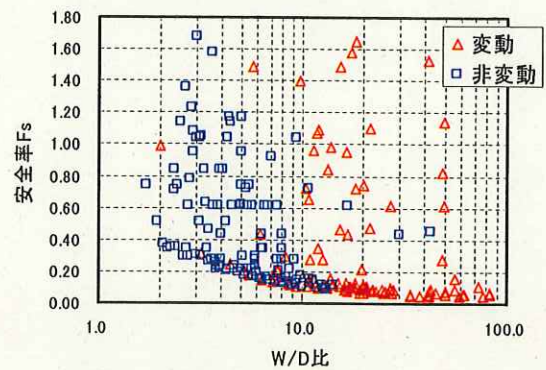
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(e) 地震時 (過剰間隙水圧=1.5h)



安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(f) 地震時 (過剰間隙水圧=1.7h)



安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

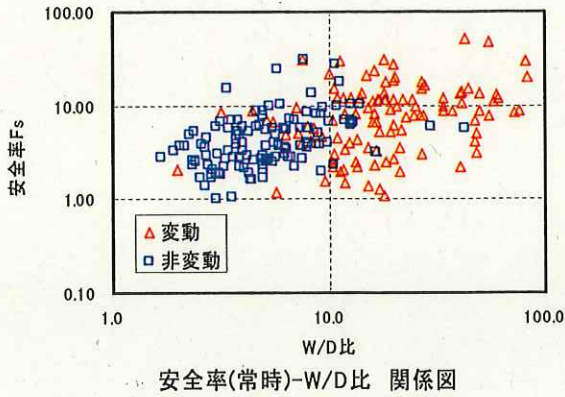
図 4.4.21 過剰間隙水圧による安全率変化 ( $\xi s = \xi$ )

(常時  $F = 3.0$ ,  $\phi' = 20^\circ$ , c'逆算)

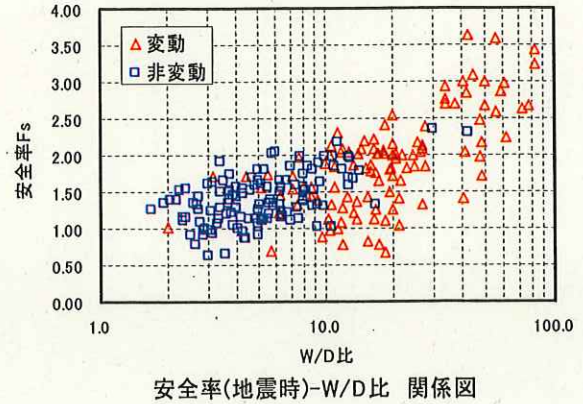
次に、各事例の常時安全率を  $F = 3.0$  とし、 $\phi$  を与えて粘着力を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数は常時と同じであるとして、地震時の過剰間隙水圧の上昇による安全率の変化を調べた(図 4.4.21)。変動有無と安全率関係も悪く、ほとんどの事例で地震時安全率が  $F < 1.0$  となる。

(6) 新モデルの適用性検討結果 2 - 底面せん断強度低下と地震時安全率の変化 -

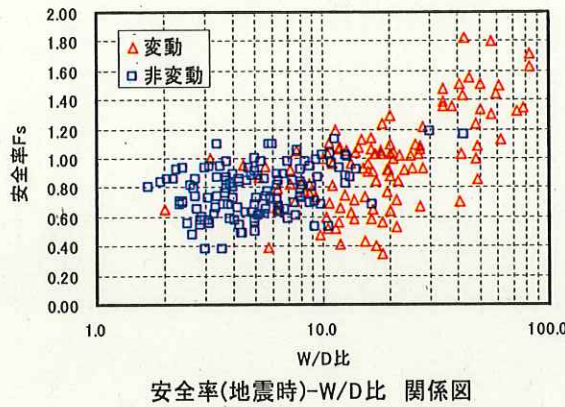
(a) 常時



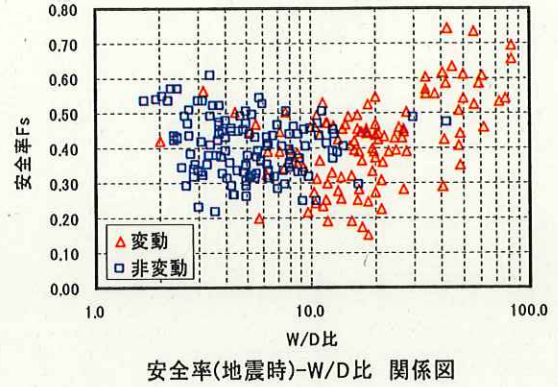
(b) 地震時 (強度低下なし)



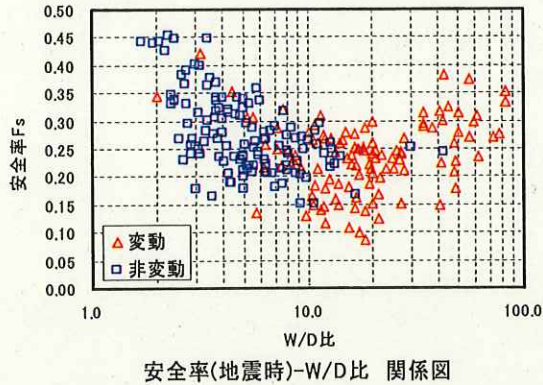
(c) 地震時 ( $c_s=C/2, \tan \phi_s=\tan \phi /2$ )



(d) 地震時 ( $c_s=C/5, \tan \phi_s=\tan \phi /5$ )



(e) 地震時 ( $c_s=C/10, \tan \phi_s=\tan \phi /10$ )



(f) 地震時 ( $c_s=0, \tan \phi_s=0$ )

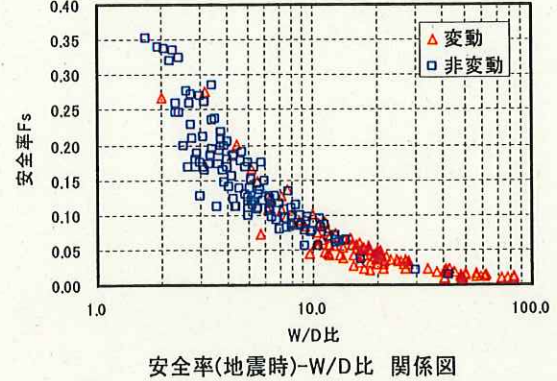
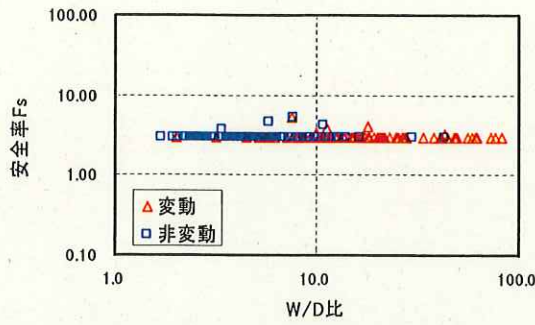


図 4.4.22 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi_s = \xi$ )

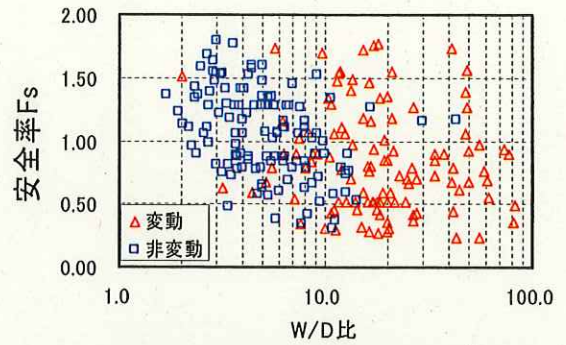
各事例における底面のせん断強度パラメータが等しい条件で、地震時側方抵抗係数は常時と同じであるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた(図 4.4.22)。底面のせん断抵抗がゼロとなった時点で、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなるが、すべての事例で、地震時安全率が  $F < 1.0$  となる。

(a) 常時



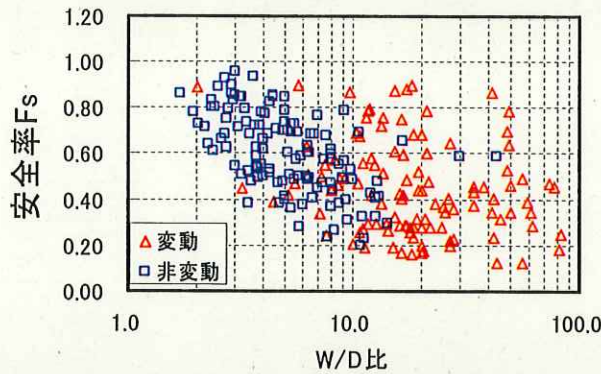
安全率(常時)-W/D比 関係図( $\phi$  逆算)

(b) 地震時 (強度低下なし)



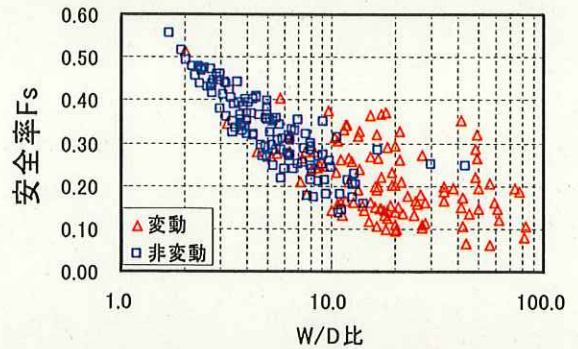
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$  逆算)

(c) 地震時 ( $c_s=C/2, \tan \phi_s = \tan \phi / 2$ )



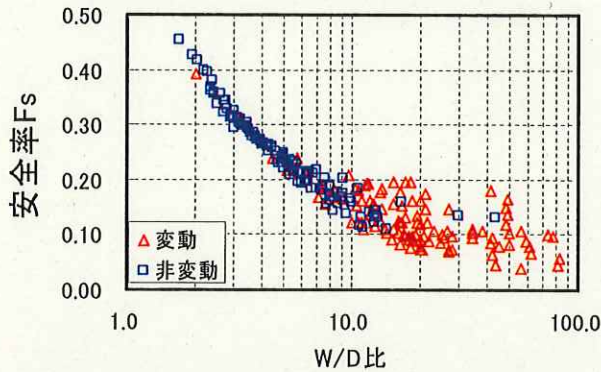
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$  逆算)

(d) 地震時 ( $c_s=C/5, \tan \phi_s = \tan \phi / 5$ )



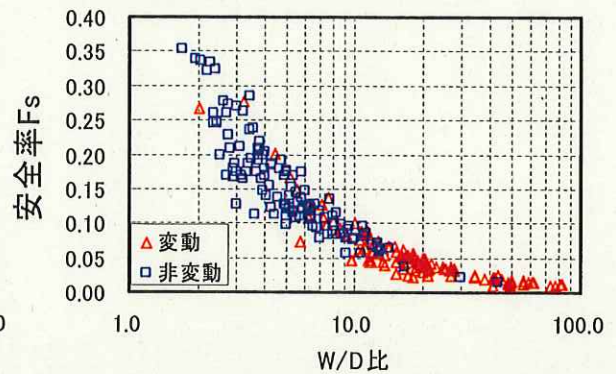
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$  逆算)

(e) 地震時 ( $c_s=C/10, \tan \phi_s = \tan \phi / 10$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$  逆算)

(f) 地震時 ( $c_s=0, \tan \phi_s=0$ )



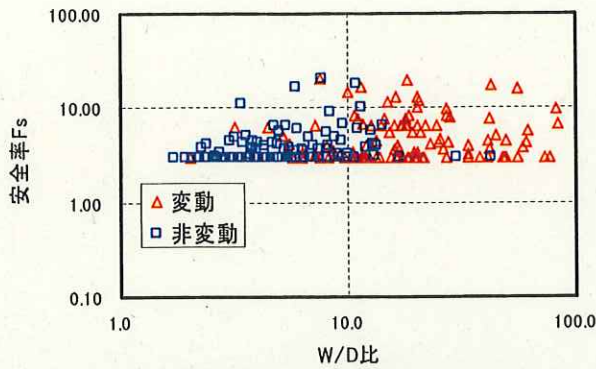
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$  逆算)

図 4.4.23 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi s = \xi$ )

(常時  $F=3.0, c'=h, \phi$  逆算)

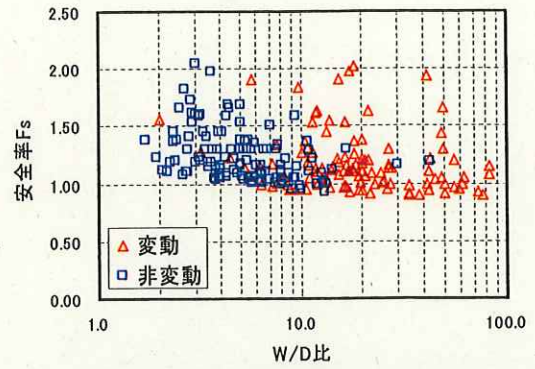
次に、各事例の常時安全率を  $F=3.0$  とし、粘着力を仮定して  $\phi$  を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数は常時と同じであるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた(図 4.4.23)。底面のせん断抵抗が  $1/10$  となったあたりから、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなるが、すべての事例で、地震時安全率が  $F < 1.0$  となる。

(a) 常時



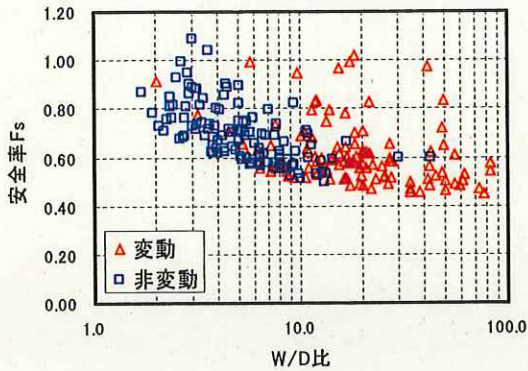
安全率(常時)-W/D比 関係図(c逆算)

(b) 地震時 (強度低下なし)



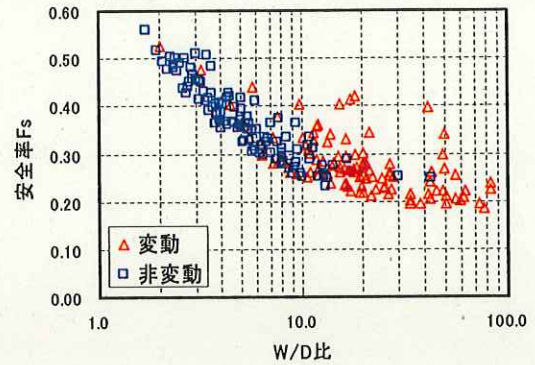
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(c) 地震時 ( $c_s=C/2, \tan \phi_s=\tan \phi/2$ )



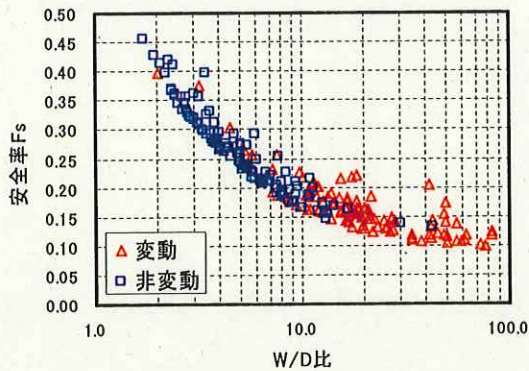
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(d) 地震時 ( $c_s=C/5, \tan \phi_s=\tan \phi/5$ )



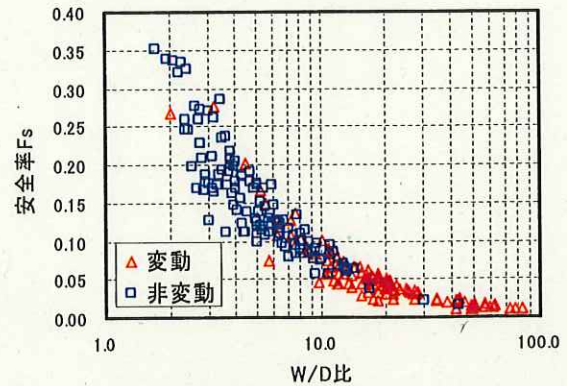
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(e) 地震時 ( $c_s=C/10, \tan \phi_s=\tan \phi/10$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(f) 地震時 ( $c_s=0, \tan \phi_s=0$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

図 4.4.24 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi_s=\xi$ )

(常時  $F=3.0, \phi'=20^\circ, c$ 逆算)

次に、各事例の常時安全率を  $F=3.0$  とし、 $\phi$  を仮定して粘着力を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数は常時と同じであるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた(図 4.4.24)。この場合も、底面のせん断抵抗が  $1/10$  となったあたりから、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなるが、すべての事例で地震時安全率が  $F < 1.0$  となる。

(7) 新モデルの適用性検討結果3 -地震時の側方抵抗係数および底面強度と安全率の変化-

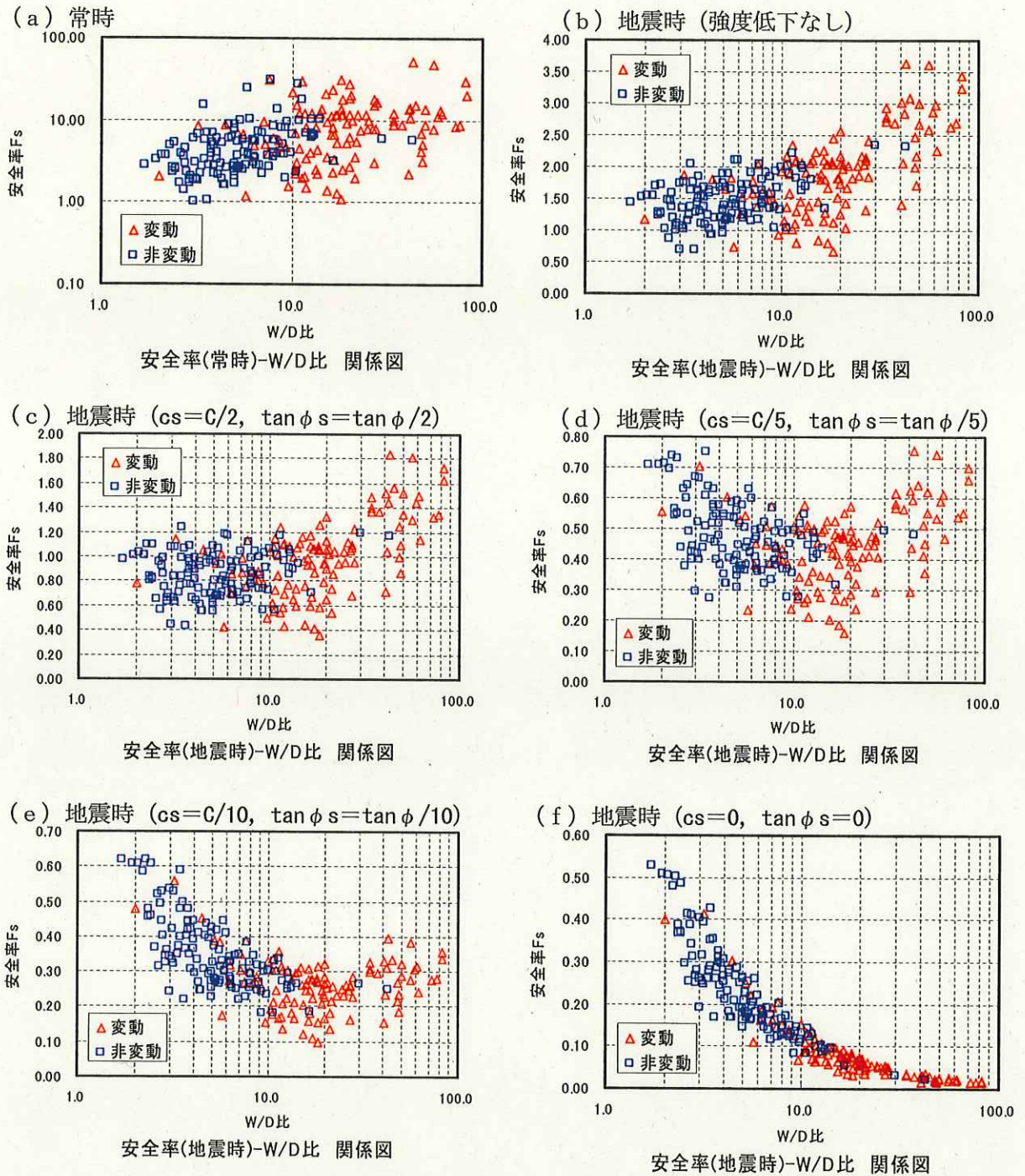
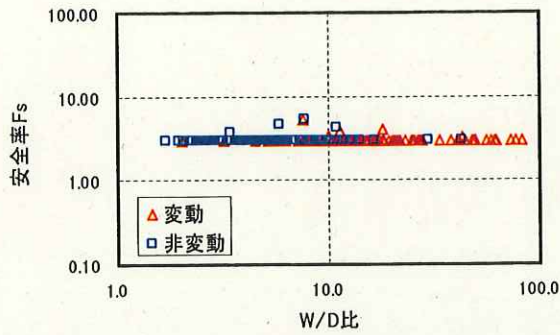


図 4.4.25 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi s = 7.5 \text{ kN/m}^3$ )

各事例における底面のせん断強度パラメータが等しい条件で、地震時側方抵抗係数が  $\xi s = 7.5 \text{ kN/m}^3$  になるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた (図 4.4.25)。底面のせん断抵抗がゼロとなった時点で、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなるが、すべての事例で、地震時安全率が  $F < 1.0$  となる。

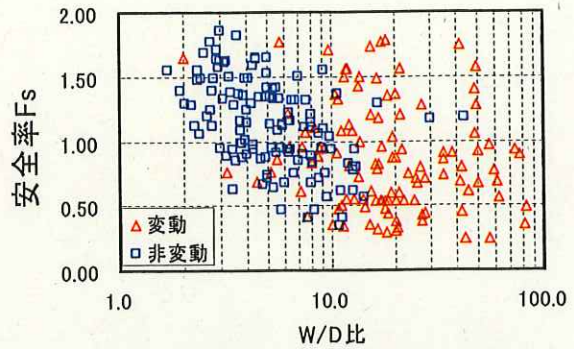


(a) 常時



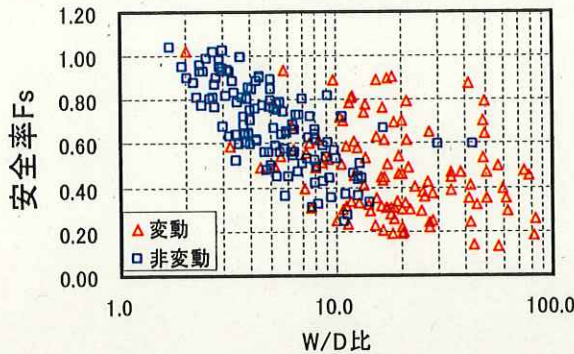
安全率(常時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(b) 地震時(強度低下なし)



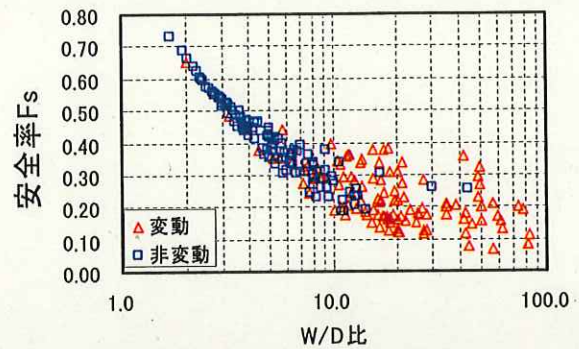
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(c) 地震時 ( $c_s=C/2, \tan \phi_s=\tan \phi/2$ )



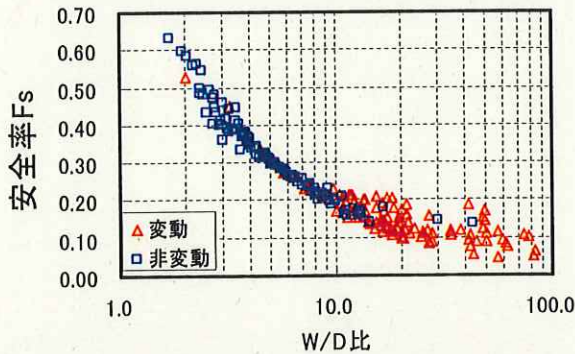
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(d) 地震時 ( $c_s=C/5, \tan \phi_s=\tan \phi/5$ )



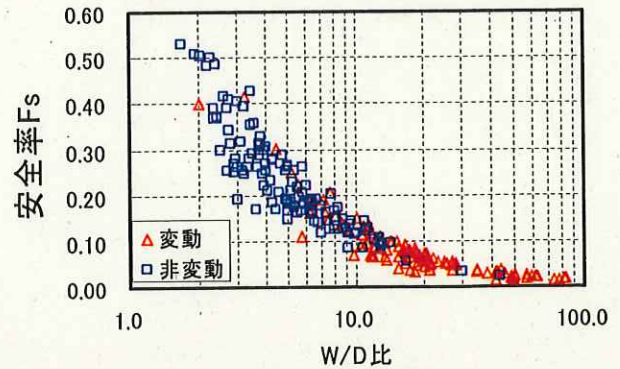
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(e) 地震時 ( $c_s=C/10, \tan \phi_s=\tan \phi/10$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(f) 地震時 ( $c_s=0, \tan \phi_s=0$ )



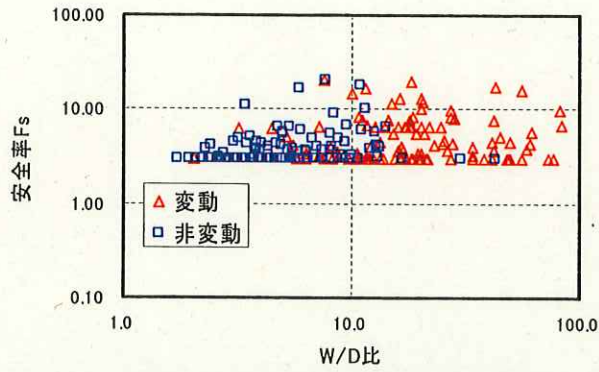
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

図 4.4.26 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi s=7.5\text{kN/m}^3$ )

(常時 $F=3.0, c'=h, \phi$ 逆算)

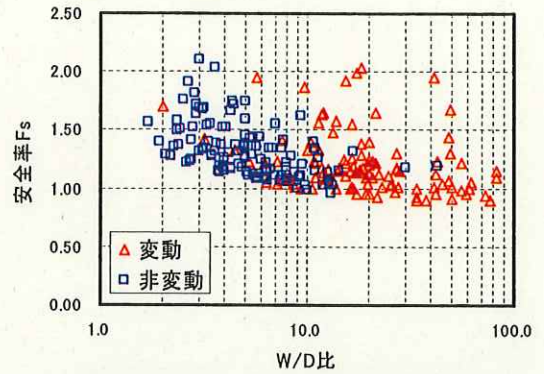
次に、各事例の常時安全率を  $F=3.0$  とし、粘着力を仮定して  $\phi$  を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数が  $\xi s=7.5\text{kN/m}^3$  になるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた(図 4.4.26)。底面のせん断抵抗が  $1/10$  となったあたりから、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなるが、すべての事例で、地震時安全率が  $F<1.0$  となる。

(a) 常時



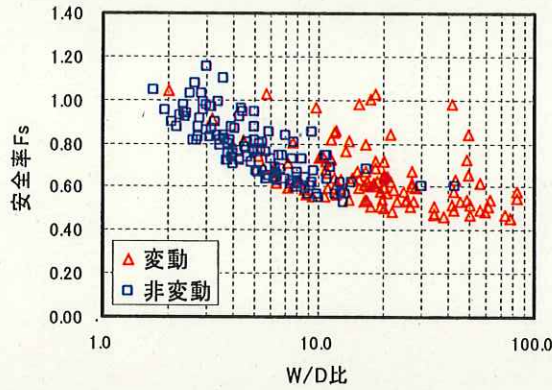
安全率(常時)-W/D比 関係図(c逆算)

(b) 地震時 (強度低下なし)



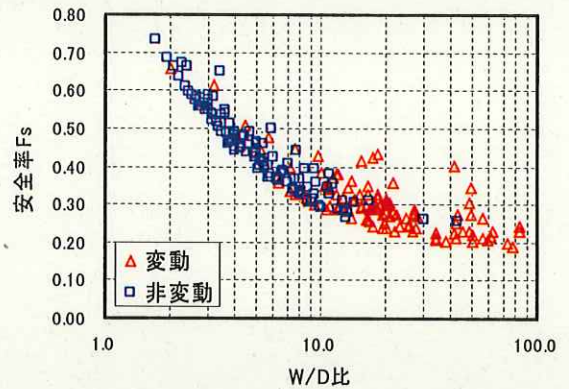
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(c) 地震時 ( $c_s=C/2, \tan \phi_s=\tan \phi / 2$ )



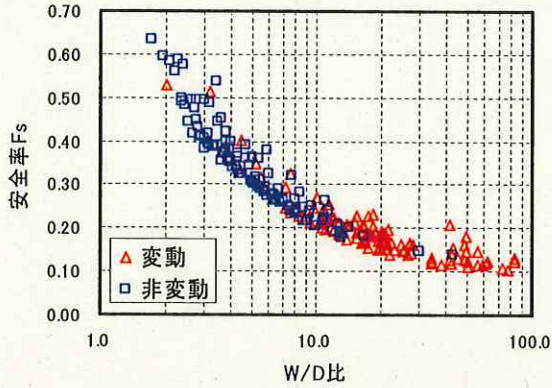
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(d) 地震時 ( $c_s=C/5, \tan \phi_s=\tan \phi / 5$ )



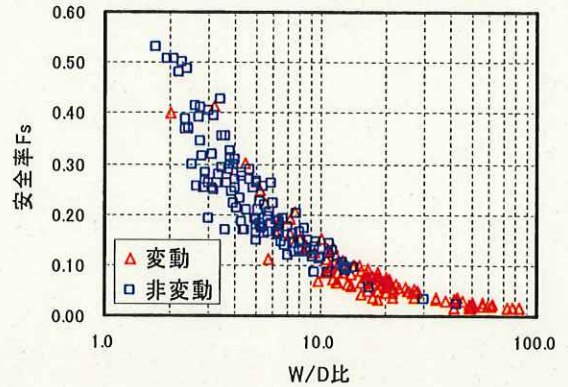
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(e) 地震時 ( $c_s=C/10, \tan \phi_s=\tan \phi / 10$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(f) 地震時 ( $c_s=0, \tan \phi_s=0$ )

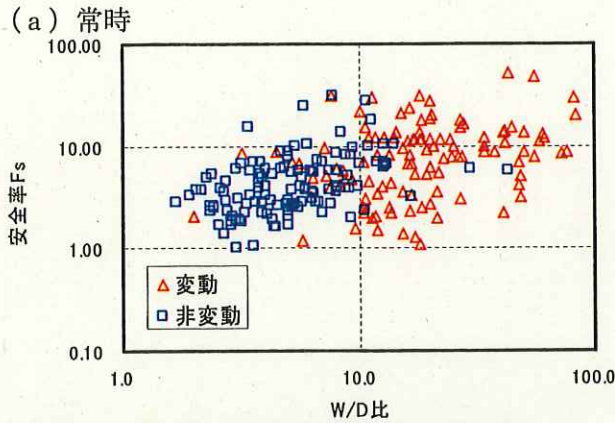


安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

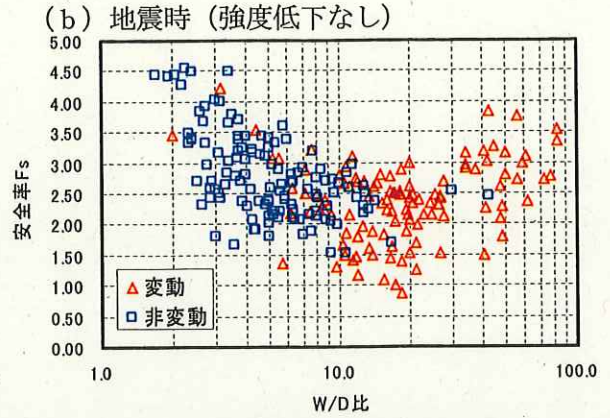
図 4.4.27 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi_s=7.5\text{kN/m}^3$ )

(常時  $F=3.0, \phi'=20^\circ, c$ 逆算)

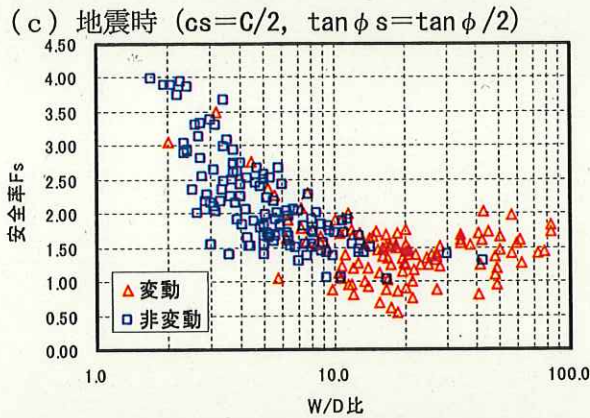
次に、各事例の常時安全率を  $F=3.0$  とし、 $\phi$  を仮定して粘着力を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数が  $\xi_s=7.5\text{kN/m}^3$  になるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた(図4.4.27)。この場合も、底面のせん断抵抗が  $1/5$  となったあたりから、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなるが、すべての事例で地震時安全率が  $F<1.0$  となる。



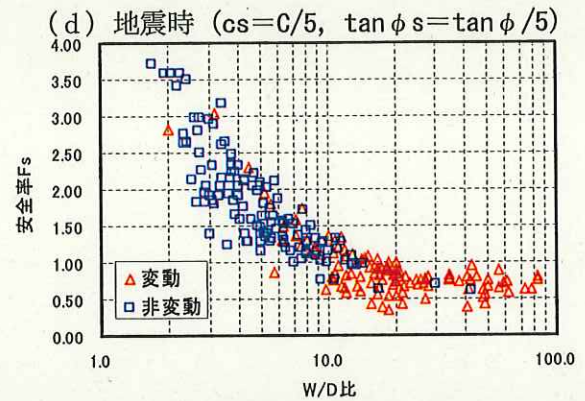
安全率(常時)-W/D比 関係図



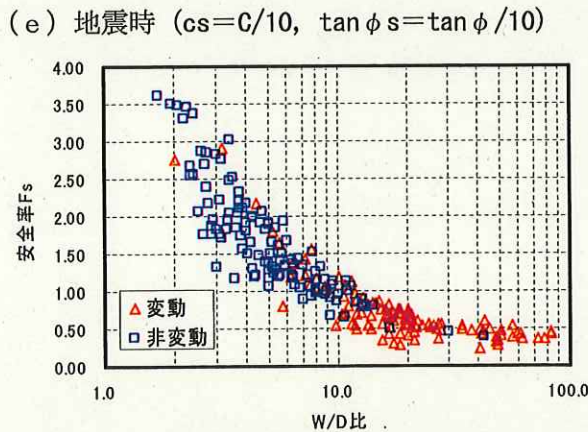
安全率(地震時)-W/D比 関係図



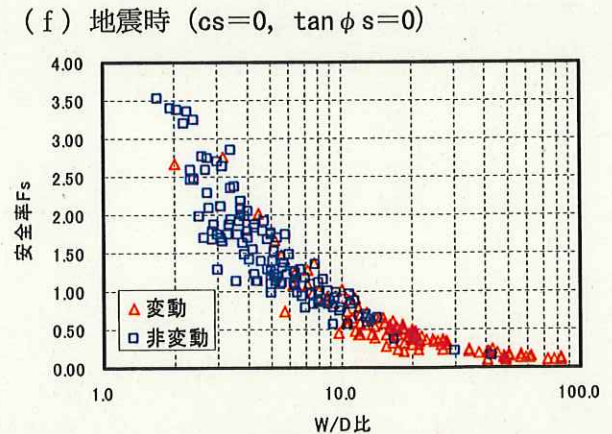
安全率(地震時)-W/D比 関係図



安全率(地震時)-W/D比 関係図



安全率(地震時)-W/D比 関係図

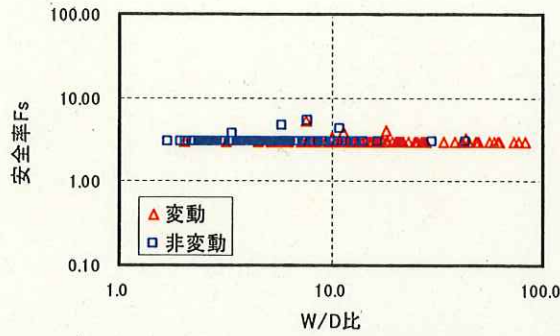


安全率(地震時)-W/D比 関係図

図 4.4.28 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi_s=50\text{kN/m}^3$ )

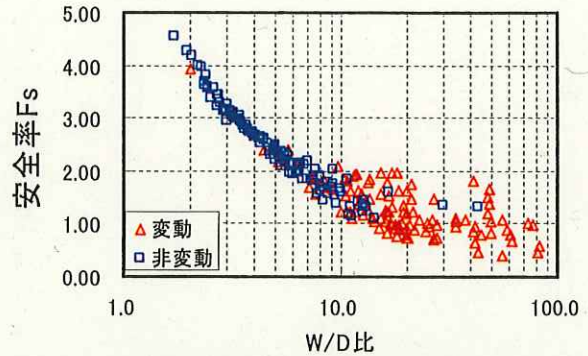
各事例における底面のせん断強度パラメータが等しい条件で、地震時側方抵抗係数が  $\xi_s=50\text{kN/m}^3$  になるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた (図 4.4.28)。底面のせん断抵抗が 1/5 となった時点で、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなり、地震時安全率  $F=1.0$  を境に、変動の有無がほぼ分離できている。

(a) 常時



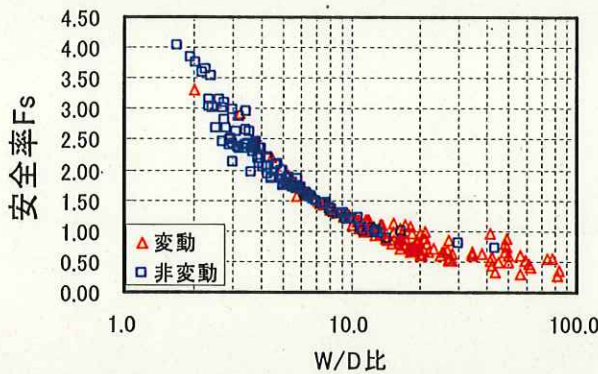
安全率(常時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(b) 地震時 (強度低下なし)



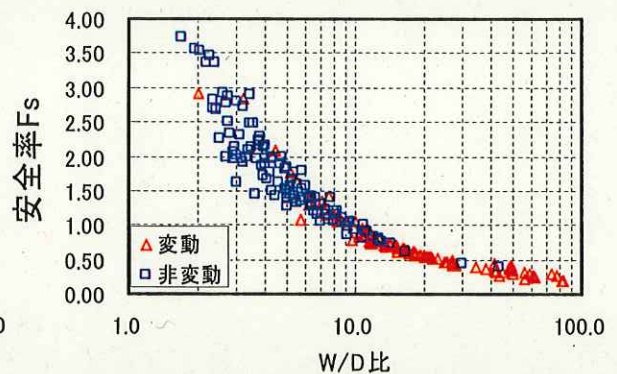
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(c) 地震時 ( $c_s=C/2, \tan \phi_s=\tan \phi/2$ )



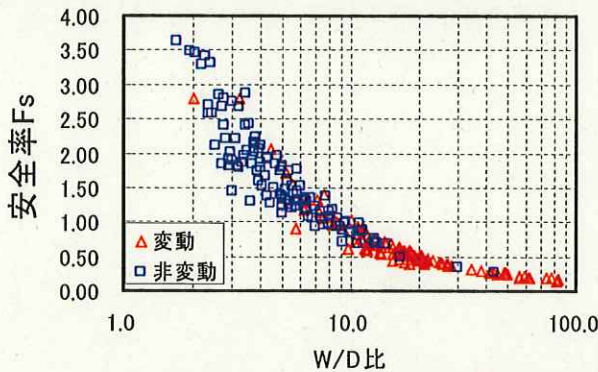
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(d) 地震時 ( $c_s=C/5, \tan \phi_s=\tan \phi/5$ )



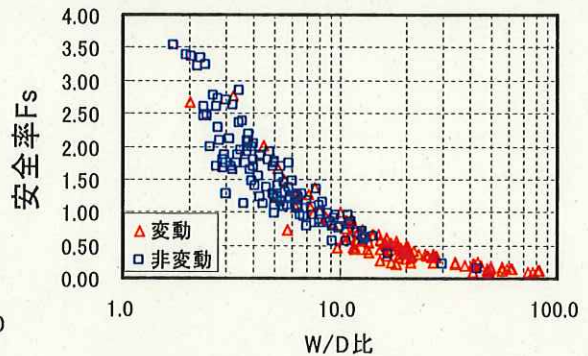
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(e) 地震時 ( $c_s=C/10, \tan \phi_s=\tan \phi/10$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

(f) 地震時 ( $c_s=0, \tan \phi_s=0$ )



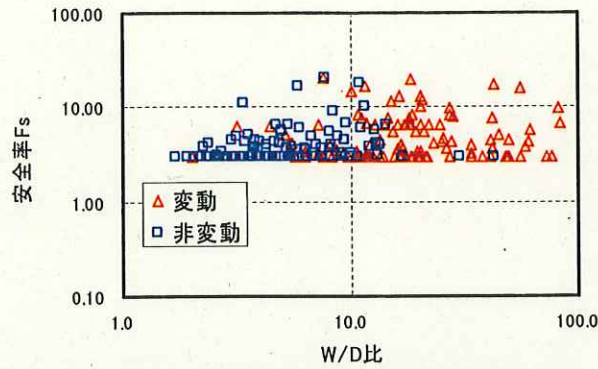
安全率(地震時)-W/D比 関係図( $\phi$ 逆算)

図 4.4.29 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi s=50\text{kN/m}^3$ )

(常時  $F=3.0, c'=h, \phi$  逆算)

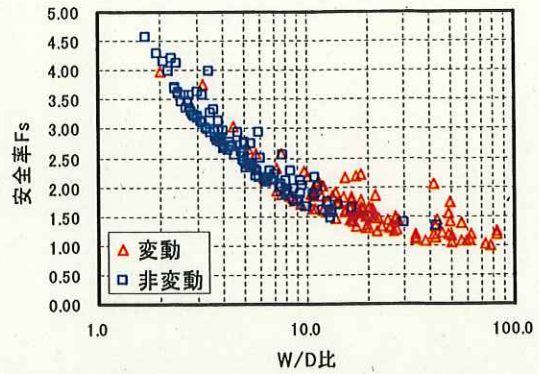
次に、各事例の常時安全率を  $F=3.0$  とし、粘着力を仮定して  $\phi$  を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数が  $\xi s=50\text{kN/m}^3$  になるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた(図 4.4.29)。底面のせん断抵抗が  $1/2$  となったあたりから、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなり、地震時安全率  $F=1.0$  を境に、変動の有無がほぼ分離できている。

(a) 常時



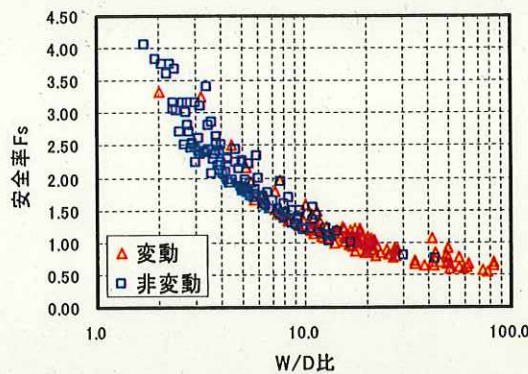
安全率(常時)-W/D比 関係図(c逆算)

(b) 地震時(強度低下なし)



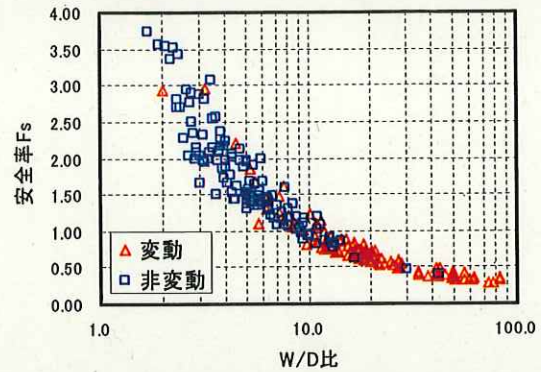
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(c) 地震時 ( $c_s=C/2, \tan \phi_s=\tan \phi/2$ )



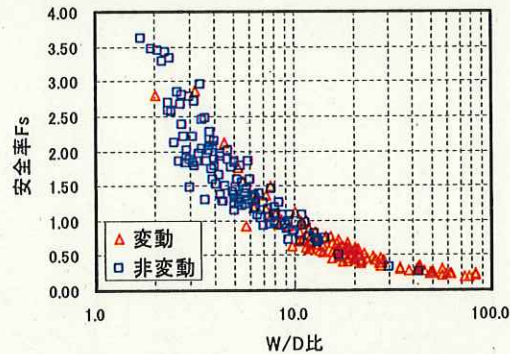
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(d) 地震時 ( $c_s=C/5, \tan \phi_s=\tan \phi/5$ )



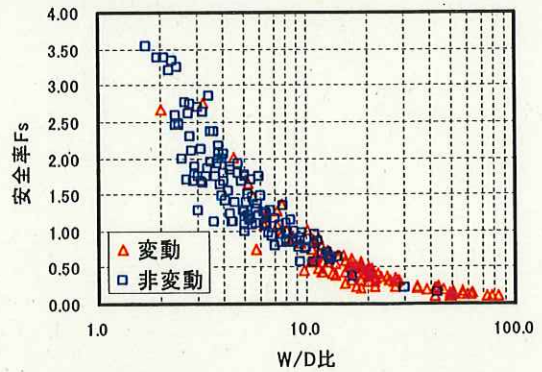
安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(e) 地震時 ( $c_s=C/10, \tan \phi_s=\tan \phi/10$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

(f) 地震時 ( $c_s=0, \tan \phi_s=0$ )



安全率(地震時)-W/D比 関係図(c逆算)

図 4.4.30 底面せん断抵抗の低下による安全率変化 ( $\xi_s=50\text{kN/m}^3$ )

(常時  $F=3.0, \phi'=20^\circ, c'$ 逆算)

次に、各事例の常時安全率を  $F=3.0$  とし、 $\phi'$ を仮定して粘着力を逆算する条件で、地震時側方抵抗係数が  $\xi_s=50\text{kN/m}^3$  になるとして、地震時に底面のせん断抵抗が低下するとして安全率の変化を調べた(図 4.4.30)。この場合も、底面のせん断抵抗が  $1/2$  となったあたりから、変動の有無と地震時安全率の関係は相関が高くなり、地震時安全率  $F=1.0$  を境に、変動の有無がほぼ分離できている。

(8) 側方抵抗を考慮した安定解析モデルの適用性に関する検証結果のまとめ

本モデルの適用性をいろいろな方向から検証した結果、以下のようなことが分かった。

- ①地震時の底面のせん断抵抗の低下を過剰間隙水圧のみで説明することは難しい。
- ②地震時は底面の粘着成分も低下すると仮定したものが、安全率の大小と変動・非変動の分離の関係の整合性が良くなる。
- ③地震時側方抵抗係数を  $\xi_s = 50 \text{ kN/m}^3$  程度とし、底面抵抗低減係数  $\eta = 0.2$  程度としたものが、安全率の大小と変動・非変動の分離の関係の整合性が良くなる。
- ④地震時側方抵抗係数  $\xi_s$  と底面抵抗低減係数  $\eta$  を適切に与えれば、側方抵抗を考慮した安定解析式の安全率によって、谷埋め盛土の地震時側方流動の有無を説明することが可能である。

側方抵抗を考慮した安定解析モデルで導入した地震時側方抵抗係数  $\xi_s$  や底面抵抗低減係数  $\eta$  という2つの係数の工学的な検証は、地震時の計測値などが無いことから現時点では難しい。しかし、このモデルは谷埋め盛土の地震時側方流動現象を安全率で説明するモデルとしては適用可能であると判断できる。

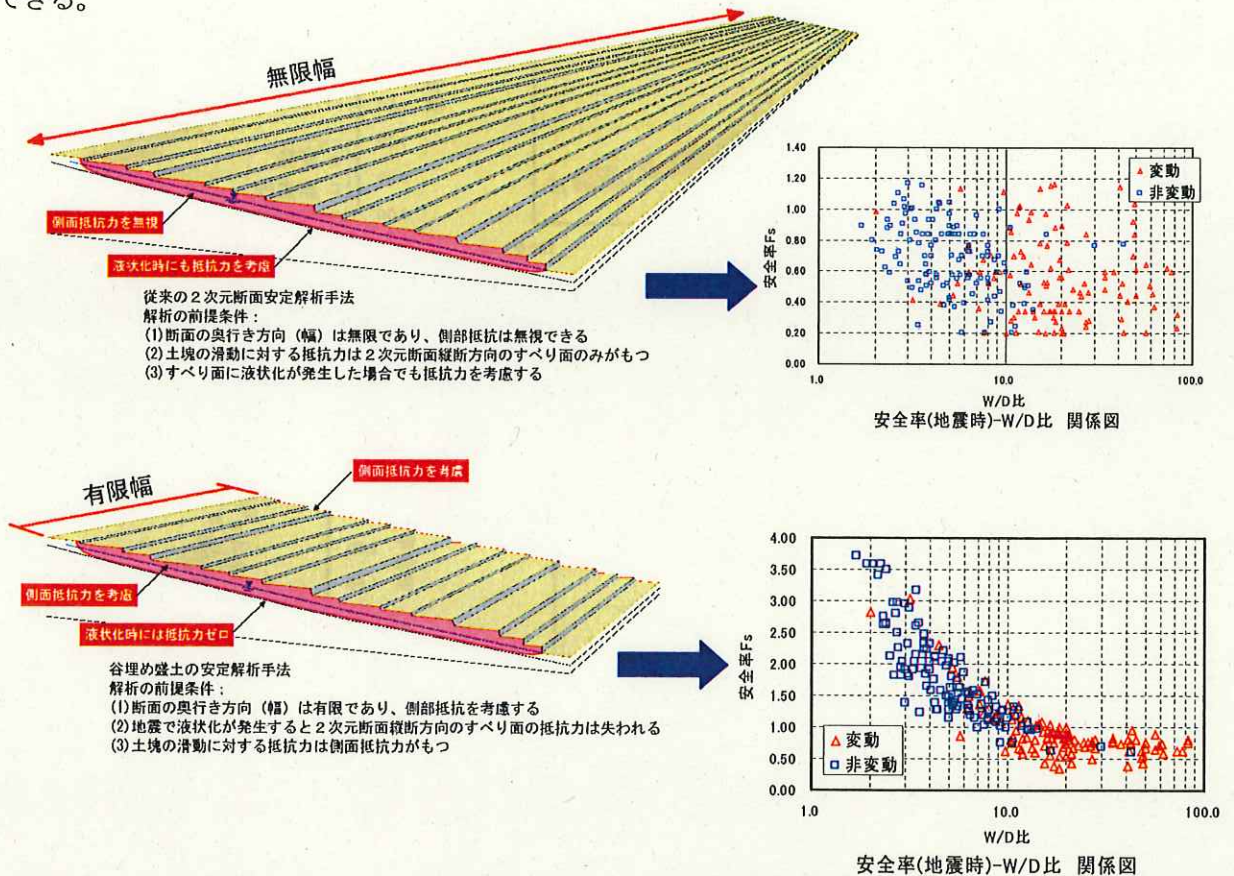


図 4.4.31 安定解析モデルのイメージと地震時安全率の分布

釜井ほか(2004)の調査データでは幅/深さ比  $W/D \approx 10$  が地震時変動の有無の境界となっている。自然斜面に発生する地すべりの実態調査の結果(渡ほか, 1975)を見ると、全国に実在する地すべりの幅/深度比の平均は全体で 9.45, 岩盤・風化岩地すべりタイプで平均 12.4, 崩積土地すべりタイプで平均 7.0, 粘質土地すべりタイプで平均 10.1 となっており、何れも  $W/D \approx 10$  の前後となっている。つまり、 $W/D \approx 10$  は、実態として地すべり現象が発生しやすい形状比であるといえる。

<参考文献>

渡正亮, 中村浩之, 板垣治 (1975) : 地すべり実態統計 (その2), 土木研究所資料, pp. 6-34

新モデルの各パラメータの感度分析を行い, 釜井ら (2004) の調査結果と, 最も整合性のあるパラメータを検討した。その結果を表 4.4.2 に示す。

表 4.4.2 簡易モデルにおける  $\gamma t$ ,  $c$ ,  $\phi$ , 地震時強度増加係数の感度分析

Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
単重 $\gamma t$	18	17	19	16	17	18	17	17	17	17	17	17
水単重 $\gamma_w$	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
水圧高さ比(u/h)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
常時粘着力C	0	0	0	0	10	10	20	30	10	10	10	10
常時摩擦角 $\phi$	30	30	30	30	30	30	30	30	35	25	30	30
地震時粘着力C	0	0	0	0	15	15	30	45	15	15	15	15
地震時内部摩擦角 $\phi$	40.9	40.9	40.9	40.9	40.9	40.9	40.9	40.9	46.4	35	30	49.1
地震時土圧係数	4.79275	4.79275	4.79275	4.79275	4.79275	4.79275	4.79275	4.79275	6.250892	3.690172	3	7.191802
常時土圧係数	3	3	3	3	3	3	3	3	3.690172	2.463913	3	3
水平震度Kh	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
地震時強度増加係数	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	2
「変動」が $F_s < 1$ の割合	78.6%	78.6%	78.6%	78.6%	72.3%	72.3%	65.2%	56.3%	42.9%	90.2%	95.5%	29.5%
「非変動」が $F_s \geq 1$ 以上の割合	91.3%	91.3%	91.3%	91.3%	96.0%	95.2%	96.8%	96.8%	97.6%	74.6%	43.7%	98.4%
上記の全体に占める割合	85.3%	85.3%	85.3%	85.3%	84.9%	84.5%	81.9%	77.7%	71.8%	81.9%	68.1%	66.0%

採用

(9) 安定度評価手法の区分と適用性

今回の検証結果および既往の文献より安定度評価手法とその適用性をまとめると以下のようになる。

表 4.4.3 安定度評価の区分と手法の比較

区分	安定度評価手法	内容および適用性	谷埋め盛土に対する実用性の評価
従来法	円弧すべり対応の2次元安定解析	Fellenius 式などの円弧すべり対応の安定解析式で水平震度を考慮して安定度を評価する方法であるが, 谷埋め盛土の地震時変動形態が円弧すべりと異なることから, 適用に問題がある。	不適切
	複合すべり対応の2次元安定解析	2次元の複合すべりの安定解析式に水平震度を考慮して安定度を評価する方法であるが, 地震時の変動の有無を検証することが難しい。	あまり適さない
	Hovland 法や鵜飼の3次元簡易 Janbu 方法などによる3次元安定解析	すべり面全域でせん断強度パラメータを統一した場合は, 地震時変動の有無を検証することは難しい。側面, 滑落崖直下, 底面, 末端など部分毎の土質パラメータを精度良く把握できた場合は, 利用できる可能性があるが, 検証はされていない。	検証が不十分
簡易法	側方抵抗を考慮した安定解析	釜井ら (2002) による宅地谷埋め盛土の被災状況調査結果をもとにして新たに構築した安定解析モデルで, 地震時の変動の有無を安全率としてある程度表現できることが検証された。	実用的
	その他の簡易モデル	地震時の現象の説明もでき, 工学的な検証も可能なモデル。	現状では実在しない
詳細法	動的解析手法 (FEM等)	FEM による残留変形解析法など種々の方法が提案されている。通常の盛土や斜面の地震時応答解析についての既往の研究例は, 2次元解析では過剰間隙水圧の再現が有効応力解析で実施されているが3次元解析では全応力解析で実施されているのが現状である。発展途上の技術であり, 今後の技術向上が期待される。	将来的には実用化されると思われる

## (10) 適用モデルの信頼性設計手法による評価

## 1) 目的

通常の確定論的な斜面安定計算では、設計示方書で定められた安定照査式に対して材料定数パラメータを調査・試験値もしくは経験値などから設定し、安全率を算定した後、その値が許容値あるいは設計基準の計画安全率を満足しているかのチェックを行う。

しかし、この手法では、荷重と盛り土構造系に介在している様々な不確定要因を合理的、かつ量的に取り扱うことができない。そればかりでなく、公共工事などに対する納税者である国民への説明責任の重要性が増している今日において、多くの問題を残しているといえる。

他方、信頼性設計の手法を用いれば、与えられる計算式は同じでも使われる変数は確率変数として取り扱われ、それらの有する統計確率論的な特性、すなわち変数の平均値やばらつき、また変数間の相関特性などを考慮して破壊確率  $P_f$  (あるいは安全性指標  $\beta$ ) に基づいて安定度を評価する。

ここでは、この信頼性設計の手法を取り入れて安定計算式のせん断強度パラメータである粘着力  $C$ 、内部摩擦角  $\phi$  などの土性値を様々な条件に左右されてばらつく確率変数とみなし、また形状のもつ不確定要因のうち層厚  $D$  も確率変数として考える。それらの確率変数の取りうる範囲は平均値と分散から与えられる正規分布とし、モンテカルロ法を用いて計算を行う。結果として安全率は正規分布となり分散値が得られることから、それに基づき破壊確率  $P_f$  を導くことができる。また、許容破壊確率をどのように与えるべきかについて言及し、宅地谷埋め盛土の安全性に関する終局限界状態と機能性に関する使用限界状態などを検討する。

## 2) 方法

先に検討された安定解析式の安全率を  $F_s$  とすると、性能関数  $Z$  は

$$Z = F_s - 1$$

で表すことができる。

これは式から  $Z \leq 0$  が破壊、 $Z > 0$  は非破壊と見なすことができる。

次に確率変数として  $C$ 、 $\phi$ 、 $D$  を与え、それぞれ平均値 ( $\mu$ ) と標準偏差 ( $\sigma$ ) によって決定される正規分布をなすものと仮定する。ここで、確率変数間に相関がないとし、モンテカルロ法に従い、与えられた正規分布にそって独立した乱数値を発生させて、所定の安定解析を実施する。ここでは正規乱数は 30,000 回発生させた。

ここで計算によって得られる、性能関数値  $Z$  の平均値と標準偏差を  $\mu_z$ 、 $\sigma_z$  とする。

これより信頼度  $\phi(\beta)$  は、正規分布関数を  $f(\beta)$  とすると、確率密度関数

$$\phi(\beta) = \int_{-\infty}^{\beta} f(\beta) \cdot d\beta \quad \text{によって与えられる。}$$

なお、入力確率変数の平均値は  $F_s = 1$  となるように与えられており、結果的に性能関数の平均値 ( $\mu_z$ ) は 0 付近に存在する。ここで、対策工付加の上昇を  $\alpha$  とすると、性能関数は  $\alpha$  分スライドするので、従来の計画安全率に相当する  $P F_s$  は  $P F_s = 1 + \alpha$  と同等となる。

計算に用いる、固定条件と、確率変数に与える  $\sigma$  については表 4.4.4、表 4.4.5 に示す。



【谷埋め盛り土地震時の安定度 確率モデル】

<条件と方法>

- ・ 確率変数として  $c$ ,  $\phi$ ,  $D$  を考え, その取りうる範囲は平均値と分散から与えられる正規分布とする。入力部は  とする。
- ・ 条件を変えた安全率の変化についてモンテカルロ法 (マクロ) を用い  $\mu \pm 1.64\sigma$  (95%) の範囲, 破壊確率などを示す。

表 4.4.4 固定条件

幅	W	m	50.0
単位長さ	L	m	1.0
単体重量	$\gamma t$	$\text{kN/m}^3$	17.0
水単体重量	$\gamma w$	$\text{kN/m}^3$	10.0
斜面角度	$\theta$	(°)	6.0
水平震度	Kh		0.25
地震時強度増加係数	$\beta$		1.5
水圧高さ比	$\delta$		0.5
モンテカルロ繰り返し数	N<30000		30,000
ヒストグラム 横軸分割数	NUM < 25		25

表 4.4.5 基本入力情報

			CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6	CASE 7	
確率変数			平均値 $\mu$	分散 $\sigma^2$	分散 $\sigma^2$	分散 $\sigma^2$	分散 $\sigma^2$	分散 $\sigma^2$	分散 $\sigma^2$	
粘着力	C	C(kN/m <sup>2</sup> )	10.00	0.20	0.25	1.0	2.0	3.0	5.0	10.00
内部摩擦角	$\phi$	°	30.00	0.20	0.25	1.0	2.0	3.0	5.0	10.00
層厚	D	m	3.95	0.10	0.10	0.1	0.5	1.0	1.0	1.00

### 3) 結果

表 4.4.5 に示される条件に対してそれぞれの安全率,  $\mu \pm 1.64\sigma$  (95%) の範囲, 破壊確率などを表 4.4.6 その1, その2 に示す。

この結果より, 以下のことが言えよう。

- ・常時は, 未対策であっても, どのケースも  $F_s > 6.7$  であって, 破壊確率は 0% ということができる。
- ・他方, 地震時はケース 5, 6 のように  $C=10 \pm 2$ ,  $\phi=30 \pm 2$ ,  $D=3.95 \pm 1$  の精度で, データのバラツキがあると対策工による 20 ポイント割増 ( $F_s=1.2$ ) があつた場合でも破壊確率  $P_f$  は 25% である, ということができる。また, 破壊確率が 10% を割るのは 40 ポイントの対策工割り増しが必要ということになる。

表 4.4.6 その1 [常時] 検討結果 (計画安全率と破壊確率)

ケース	入力データ										常時				
	粘着力 平均値 $\mu$	C $\sigma$	内部摩擦角 平均値 $\mu$	$\phi$ $\sigma$	層厚 平均値 $\mu$	D $\sigma$	FS	FS-1.64 $\sigma$	FS+1.64 $\sigma$	$\sigma$	Pf 破壊確率 (FS=1)				
												FS	FS-1.64 $\sigma$	FS+1.64 $\sigma$	$\sigma$
1	10.00	0.447	30.00	0.447	3.95	0.316	6.789	6.560	7.018	0.139	0.0%				
2	10.00	0.500	30.00	0.500	3.95	0.316	6.789	6.534	7.044	0.155	0.0%				
3	10.00	1.000	30.00	1.000	3.95	0.316	6.792	6.285	7.298	0.309	0.0%				
4	10.00	1.414	30.00	1.414	3.95	0.707	6.839	6.092	7.587	0.456	0.0%				
5	10.00	1.732	30.00	1.732	3.95	1.000	6.909	5.874	7.944	0.631	0.0%				
6	10.00	2.236	30.00	2.236	3.95	1.000	6.918	5.642	8.195	0.778	0.0%				
7	10.00	3.162	30.00	3.162	3.95	1.000	6.944	5.198	8.690	1.065	0.0%				

表 4.4.6 その2 [地震時] 検討結果 (計画安全率と破壊確率)

ケース	入力データ										地震時						
	粘着力 平均値 $\mu$	C $\sigma$	内部摩擦角 平均値 $\mu$	$\phi$ $\sigma$	層厚 平均値 $\mu$	D $\sigma$	FS	FS-1.64 $\sigma$	FS+1.64 $\sigma$	$\sigma$	Pf 破壊確率 (FS=1)	Pf 破壊確率 (FS=1.1)	Pf 破壊確率 (FS=1.2)	Pf 破壊確率 (FS=1.3)	Pf 破壊確率 (FS=1.4)	Pf 破壊確率 (FS=1.5)	
																	FS
1	10.00	0.447	30.00	0.447	3.95	0.316	1.000	0.866	1.134	0.082	49.9%	11.1%	0.7%	0.0%	0.0%	0.0%	
2	10.00	0.500	30.00	0.500	3.95	0.316	1.000	0.862	1.138	0.084	49.9%	11.7%	0.9%	0.0%	0.0%	0.0%	
3	10.00	1.000	30.00	1.000	3.95	0.316	1.003	0.818	1.187	0.113	49.1%	18.2%	3.6%	0.4%	0.0%	0.0%	
4	10.00	1.414	30.00	1.414	3.95	0.707	1.007	0.673	1.341	0.204	48.6%	30.0%	15.5%	6.6%	2.3%	0.6%	
5	10.00	1.732	30.00	1.732	3.95	1.000	1.010	0.553	1.466	0.278	48.6%	34.7%	22.5%	13.3%	7.0%	3.3%	
6	10.00	2.236	30.00	2.236	3.95	1.000	1.017	0.511	1.523	0.308	47.8%	35.3%	24.1%	15.2%	8.8%	4.7%	
7	10.00	3.162	30.00	3.162	3.95	1.000	1.035	0.415	1.655	0.378	46.3%	36.1%	26.7%	18.8%	12.5%	7.9%	

4) 考察

一般に、地震時に破壊確率0にすることは非常に大きな経済的な負担が生じる。このようなことは現実的ではなく、通常許容破壊確率を設定することが肝要である。

一般に信頼性設計法の流れを示すと、図 4.4.32 (参考文献<sup>1)</sup>) のようになる。この図で示すように「許容破壊確率」を設置し、それを満足する設計代替案の中から、何らかの目標評価関数（例えば、建設コスト）を最小とする設計最適案を導くフローなどが一般的な手法となる。

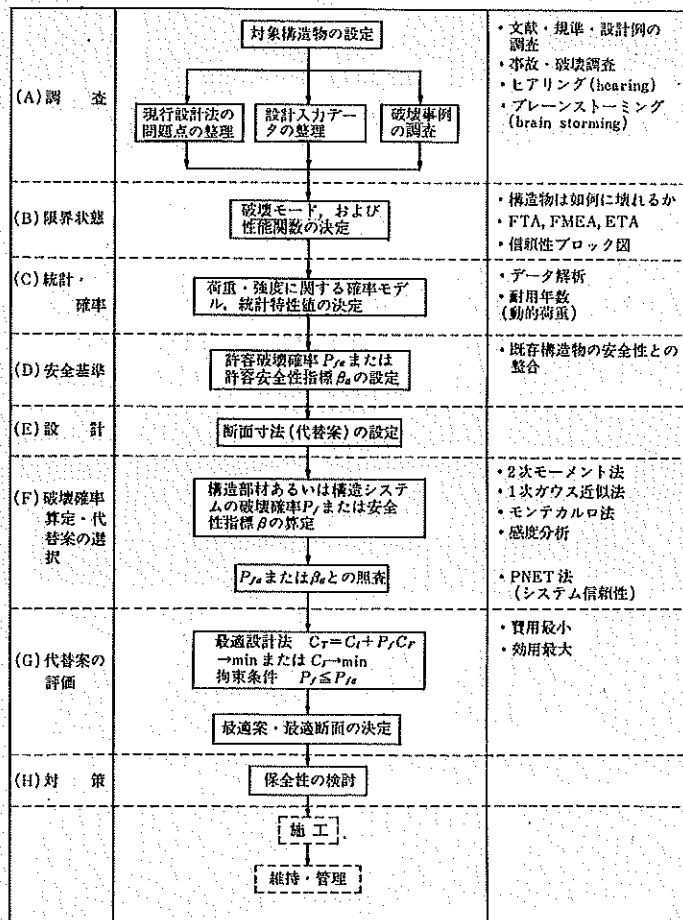


図 4.4.32 信頼性設計法の解析フロー

ここで、用いられる許容破壊確率  $P_{fs}$  (あるいは、許容安全性指標  $\beta_a$ ) を設定する一般的な方法は、現行の設計示方書や慣用法に従って設計施工された解析対象と同種で、ほぼ同じ解析条件を有する実在構造物の破壊確率を算定して、この値をもとに  $P_{fs}$  あるいは  $\beta_a$  を設定する方法である。ここでは、阪神淡路の事例から設定することもある。

図 4.4.33 はアメリカを中心として設計示方書に対するキャリブレーションの結果から得られた安全性指標  $\beta$  の値、または実際に設定された許容安全性指標  $\beta_a$  を示している。

構造物の種類		$P_f$ or $P_{fo}$ $\beta$ or $\beta_o$	$10^{-1}$ $10^{-2}$ $10^{-3}$ $10^{-4}$ $10^{-5}$ $10^{-6}$ $10^{-7}$ $10^{-8}$					備考 (参考文献)
			1	2	3	4	5	
一般 構造物	構造物設計荷重 (ANSI-A58)			● W, E	● L, S			(29) 第8章参照
	鋼構造物 (AISC-LRFD 示方書)		● E	● W	● L, S			(30)
	コンクリート 構造物			├───●───┘				(31)
	道 路 橋			├───●───┘				(32)
	鋼構造物 (カナダ) (CSA S16.1-1974)			├───●───┘				(33), (34)
	鋼構造物 (日本)(建築 学会 LRFD 指針 (原案))		● E	● L, S, W				(35)
原子力	コンクリート製原子炉 格納容器 (米固試案)					├───?───┘		(36) $P_{fo}$ を $10^{-5} \sim 10^{-7}$ で設定する (?)
海洋 構造物	鋼製はり受け型プラット ホーム (メキシコ湾)			├───┘				(37) API 規準に よる設計
	鋼製はり受け型プラット ホーム (アラスカ)			├───┘				
	固定式プラットホーム (米固 API)		├───┘					(38)~(40)
	鋼製固定式プラットホ ーム (デンマーク DOR)		├───┘					

L, S, W, E はそれぞれ積載荷重, 雪荷重, 風荷重, 地震荷重の組み合わせ荷重を表わす (第8章参照),  
また, ●印は許容値を表わし, 破線はキャリブレーションによる値である。  
図中の値は耐用期間を考慮した値である (一般には 50 年)

図 4.4.33 構造物の許容破壊確率

ここでわかることは, 一般の構造物 (建物・道路・橋) では, 許容破壊確率  $P_{fa} = 2.27 \times 10^{-2}$  ~  $2.33 \times 10^{-4}$  の範囲にある。表 4.4.7 はノルウェーの建設構造物の許容破壊確率を示している。

表 4.4.7 ノルウェーの建築構造物設計示方書の許容破壊確率

破壊の結果 (重大さ)	破 壊 モ ー ド		
	I	II	III
重 大 で な い	$10^{-3}$ (3.09)	$10^{-4}$ (3.71)	$10^{-5}$ (4.26)
重 大	$10^{-4}$ (3.71)	$10^{-5}$ (4.26)	$10^{-6}$ (4.75)
大 変 に 重 大	$10^{-5}$ (4.26)	$10^{-6}$ (4.75)	$10^{-7}$ (5.20)

I : ひずみ硬化により耐力を保つ破壊モード II : 耐力を保たない破壊モード  
III : ぜい性破壊および不安定 ( ) 内は  $\beta_o$  値。

尚, 表 4.4.6 の結果から見て前述の  $P_{fa} \leq 2.27 \times 10^{-2}$  の破壊確率とするには, ケース 5, 6 の確率変数値が一般的とした場合, 従来手法から考えて  $P_{Fs} \geq 1.6$  以上の安全率の上昇が必要とされる。

<参考文献>

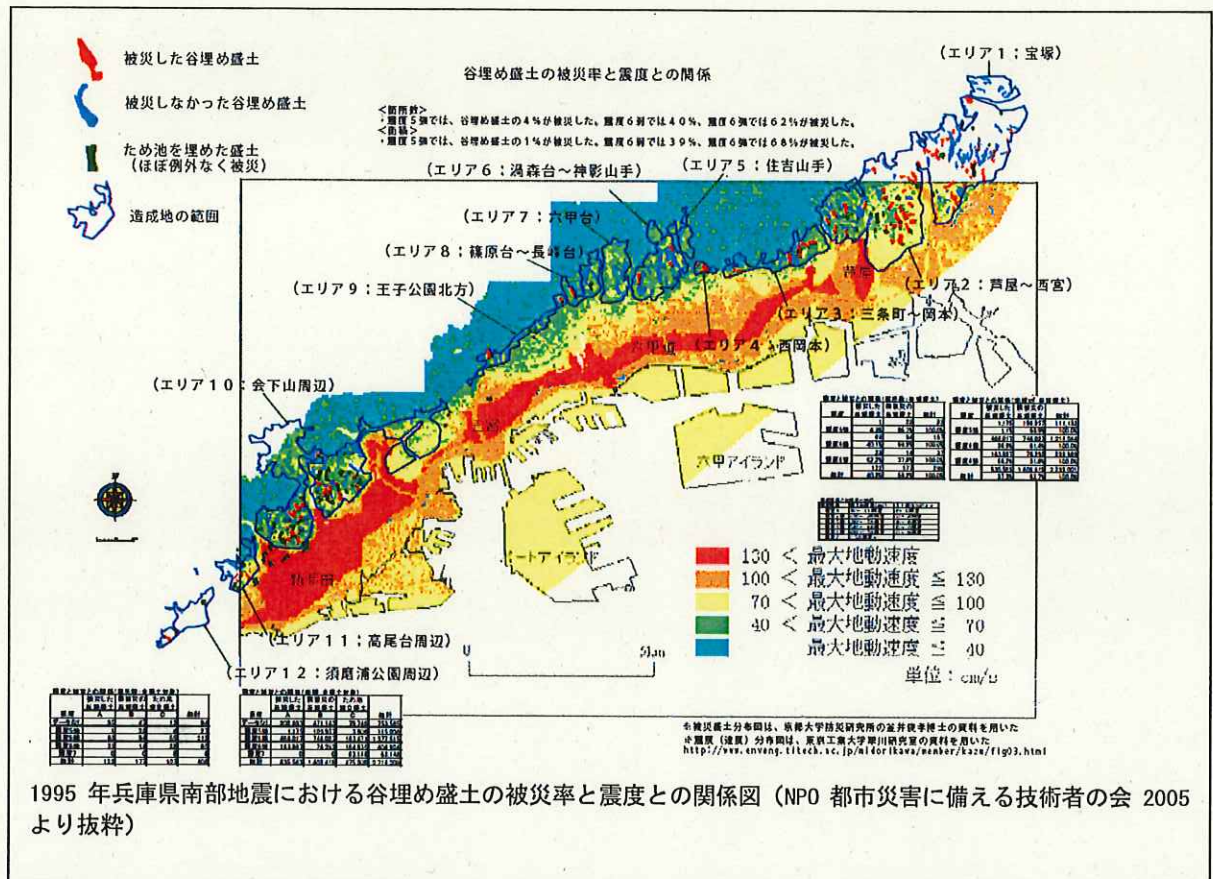
- 1) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, pp137-pp145

4. 5 宅地谷埋め盛土の安定化対策手法

宅地谷埋め盛土地盤の対策工は、震度6弱～6強の地震動に対して、谷埋め盛土が側方流動を起こしたり、地表面に家屋等にとって有害な変形を起こさない機能を有する必要がある。

谷埋め盛土が強震動により側方流動するのは、1995年兵庫県南部地震の事例では、震度6弱以上の震度分布域においてであり、震度5強以下の震度分布域においてはほとんど発生事例がない（下図参照；面積比による被災率は、震度5強では1%，6弱では39%，6強では68%となっている）。

このため、対策工としては震度6弱～6強の地震動で側方流動しないことが対策として必要な条件である。



側方流動のメカニズムとしては、安定度評価手法の比較・検討で示されたように、谷埋め盛土と地山との境界部の飽和地下水が強震動により過剰間隙水圧を発生しせん断抵抗力が著しく減少（最悪の場合液化化しせん断抵抗が失われる）するためと考えられる。このため、土塊は側方の摩擦抵抗で滑動に対して抵抗することになり、その結果として幅/深さ比が大きい谷埋め盛土がより側方流動を起こしやすくなる。

側方流動を防止する機能としては、飽和地下水に対して対策する方法と、抵抗力の増加を促す方法がある。

飽和地下水に対して対策する方法としては、過剰間隙水圧発生の原因となる谷埋め盛土内の飽和地下水を排除する方法（地下水排除工）や、過剰間隙水圧を速やかに除去する方法（過剰間隙水圧消散工法）がある。

抵抗力を増加させる方法としては、抑止工により抵抗力を増大させる方法や、幅/深さ比を小さくすることにより平均的なせん断抵抗力を増大させる方法などがある。

なお、谷埋め盛土末端部などに局部的に抑止工を配置する場合、谷埋め盛土全体の滑動をとめることができたとしても、抑止工より斜面上方の盛土に家屋にとって有害な変形を引き起こす場合があるので、対策工の選定に当たっては注意が必要である。

<<対策研究事例>>

盛土に関する震害対策としては、宅地盛土以外の分野でも研究が行われてきている。その例を道路・鉄道・沖積地盤宅地に関して示す。

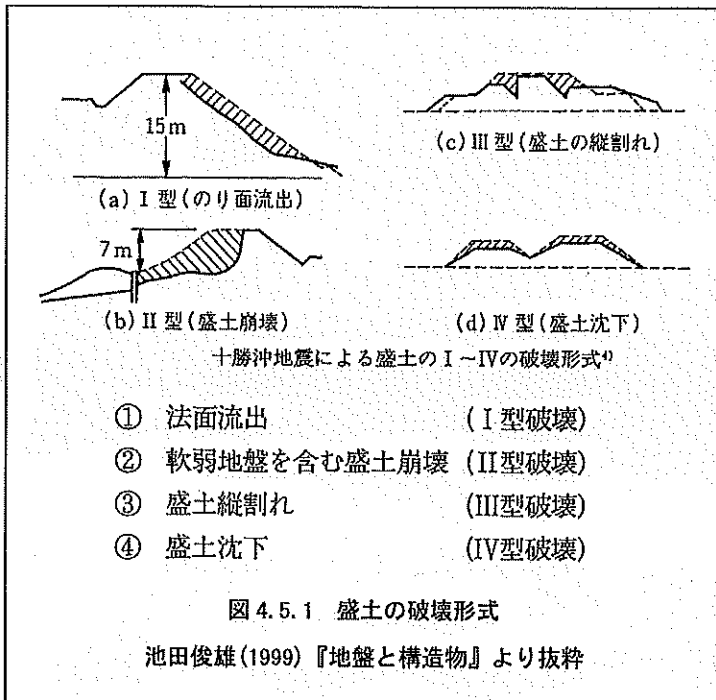
■道路の沢部盛土の耐震対策

松尾修(2005)ほか”新潟県中越地震の被害の特徴と今後の課題～土砂災害と道路土工施設災害を中心として～”(平成17年度土木研究所講演会講演集；土木研究所資料第3979号)は、2004年新潟県中越地震での例から、沢部盛土の崩壊原因について「沢部盛土の大崩壊は、盛土内に浸透水が存在しており、盛土の締め固め度が十分でない場合に、地震動によりいわゆる液状化現象による強度低下を引き起こすことにより生じる」とし、耐震補強工としては特に液状化対策が必要と指摘している。そして、液状化対策としては、下に示すような方法を示している。

<u>&lt;液状化防止対策の原理&gt;</u>	
・液状化の発生そのものを防止する対策	
<u>液状化の発生の要因</u>	<u>対策原理</u>
・砂質土層が存在 →	固結, 置換
・緩い	→ 密度増大(締め固め)
・地下水が存在	→ 地下水位低下
・液状化の発生を遅らせる対策	
<u>液状化発生のメカニズム</u>	<u>対策原理</u>
・地震動によるせん断変形 →	せん断変形の抑制
・過剰間隙水圧の累積 →	間隙水圧消散
・液状化の発生は許すが、被害を軽減する対策	
・構造的に抵抗	→ 杭基礎, 地盤改良
・変位への追従	→
(平成17年10月20日 建設コンサルタント協会講演資料”新潟県中越地震における道路土工施設の被害の特徴と今後の課題”(独)土木研究所耐震研究グループ長 松尾修より)	

具体的な対策としては「地震時に崩壊する危険性が高いと判断された沢部盛土については耐震対策を施すことが必要となる。費用や交通確保などを度外視すれば多様な工法があり得るが、実際には地下排水工(パイプ)を法尻より打設する方法や、法尻に蛇籠(フトン籠)を設けるなどの方法が現実採用される工法ではないかと考える。これらの工法の有効性を定量的に実証していくことも今後必要ではないかと考えている。」と述べている。

■鉄道の耐震対策



鉄道における震害対策は、1968年十勝沖地震により東北本線盛岡～青森間を中心とした盛土が数多く被害を受けたことにより対策工の研究が行われた(日本鉄道施設協会(1972)“盛土の耐震設計に関する研究報告書(岡本舜三委員長)”。その研究の中で、室町忠彦らは、盛土の破壊形式を4区分し(図4.5.1参照)、それぞれの破壊を振動台実験により再現した。またその条件下で12種類の対策工について実験により効果を確かめている(図4.5.2)。

そして、崩壊の再現実験によって盛土の崩壊原因は「地震による震動が加わると盛土内の間隙水圧が急激に上昇することは現場における観測でも、ま

た盛土震動実験でも確認されているので、間隙水圧の挙動をぬきにして盛土の安定を考察しても意味がないといえよう」と記述されている。

また、対策としては「盛土内の間隙水圧を上昇させないような対策工法は、すべての耐震工法に優先して採用されなければならないと考える」としている。



図 4.5.2 各種対策工法の実験とその効果 (池田俊雄 1999 より抜粋)

番号	模 式 図	工 法	対象 破壊 形式	実験における 効果の程度(有 無, その大小)	実験において認め られた主たる効果	備 考
①		法面排水パイプ工法	I型	有	1. 法面土羽滑落の防止 2. 法面土羽の間隙水圧上昇防止	
②		押さえ盛土工法	II, III型	有(小) (注1)	盛土側方移動防止	(注1) 本体盛土を振動箱の片側に寄せて構築したため、現場では効果があると考えられる。
③		排水プレート(敷砂利)工法	II, III, IV型	有(大) (注2)	1. 盛土底部間隙水圧上昇防止 2. 盛土沈下の防止	(注2) 第6回実験で、地盤強度が大きいため
④		テンション材敷込工法(アンカー板使用)	II, III型	有(小) (注3)	盛土の側方移動防止	(注3)(1)アンカー板の寸法が小さいため (2)間隙水圧の上昇が大きくタイロッドと土の付着がきれいのため
⑤		" (排水兼用有孔パイプ使用)	II, III型	有(中~大)	盛土底部間隙水圧上昇防止	
⑥		" (膨張性セメント製合成補強材使用)	II, III, IV型	有(大) (注4)	1. 盛土底部剪断強度増加 2. 盛土沈下の防止	(注4)(1)盛土両法尻部にアンカー板を置いてタイロッドで結んだため (2)膨張性セメント製テンション材の本数が多いため
⑦		" (ネット2層使用)		有(小) (注5)	盛土底部剪断強度増加	(注5) 地盤強度が小さいため
⑧		" (ネット3層使用)	II, III型	有(中~大)	盛土(底部)剪断強度増加	
⑨		層状ネット敷込工法	II, III型	"	盛土全体の剪断強度増加	
⑩		テールアルメ(補強土)工法	II, III, IV型	"	1. 盛土全体の剪断強度増加 2. 盛土沈下の防止	
⑪		シートパイル締切工法(アンカー使用)	III型	有(小) (注6)	盛土の縦割れ防止	(注6)(1)間隙水圧上昇によりアースアンカーの効果が消滅したため。あるいは (2)アースアンカーの寸法が小さく、その上アンカー埋設位置が法尻側に寄りすぎたため
⑫		" (タイロッド使用)	II, III, IV型	有(大)	1. 盛土下地盤土の側方移動防止 2. 盛土沈下の防止	

■沖積地盤の宅地の耐震対策

沖積地盤の砂層上の宅地は、地震時に液状化による被災が想定される場合が多い。平地であるため、重力排水による地下水排除ができないので、強震動を受けた際に砂層内で発生する過剰間隙水圧の上昇を抑えて液状化を防止する工法が研究され実用化されてきている。具体的には、レキや人工材料によるドレーンを地盤内に設置することにより地盤の透水性を高める工法であり「間隙水圧消散工法」と呼ばれている（地盤工学会 2004『液状化対策工法』図 4.5.3①参照）。また、法面の液状化防止に対しては図 4.3②の概念図に示されるような工法が提案されている（宅地耐震設計マニュアル H15p.85）。

ドレーンパイプ工法

ドレーンパイプ工法は、直径10cmほどのポリエチレン製穴あき耐圧パイプを液状化の可能性がある砂地盤に100~150cm間隔で埋め込む工法です。地震発生時には、このパイプを通じて押し上げられた地下水を速やかに地表や排水層に逃がすことによって、液状化の原因となる地下水圧の上昇を抑え、つねに安定した地盤を確保できます。

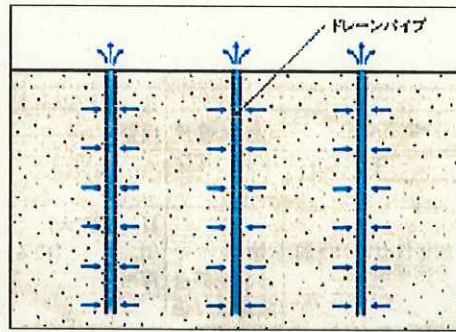
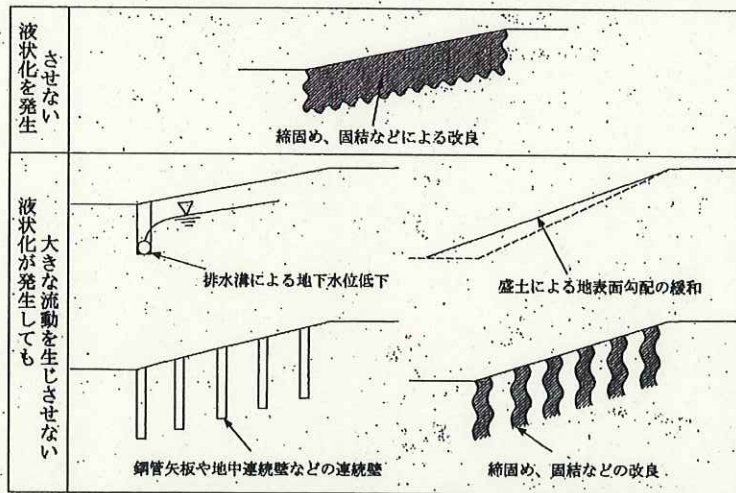


図 4.3① 間隙水圧消散工法の一例

[http://www.taisin-net.com/library/taisei\\_tech/drain/#block\\_top2](http://www.taisin-net.com/library/taisei_tech/drain/#block_top2)



図解 V-3 のり面の液状化に伴う流動に対する対策工法例

（出典：（社）地盤工学会：地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集、

平成10年5月）

図 4.5.3② 法面の液状化に伴う流動に対する対策工法例

4.5.1 抑制工による安定化対策

前述のように、地震時の盛土の変動は過剰間隙水圧が上昇し液状化が発生することによって引き起こされている。そして、「盛土内の間隙水圧を上昇させないような対策工法は、すべての耐震工法に優先して採用されなければならない」（日本鉄道施設協会 1972）ので、地下水排除工または間隙水圧消散工法が最優先されるべき工法と考えられる。

丘陵地の谷埋め盛土の場合には、基盤岩傾斜があるため重力排水による地下水排除工が最優先されるべき対策工である。

現状で得られるデータから作成された安定計算手法では、盛土底面が液状化する（摩擦抵抗を失う）または液状化しない（土質強度に応じた摩擦抵抗が存在する）の2値評価となる。

液状化の判定手法としては表 4.5.1 に示すような手法があるが、これらは沖積層の砂層のように均質でかつある程度の層厚を持つ地層に対して用いられる判定手法であり、図 4.4 に示すような不均質でかつ地山との境界部に最も締まりの緩い場所を持つ谷埋め盛土地盤に対しての適用は容易ではない。

現段階での対策量の決定手法としては、1次スクリーニング（ハザードマップ）で「変動」と判定された場合には「液状化等による側方流動が発生する」と評価せざるを得ない。次に、現地調査によって地下水位と地盤（特に盛土最下部）の透水性を調査し、必要な地下水位低下高を実現するための対策工のピッチを計算することになる。

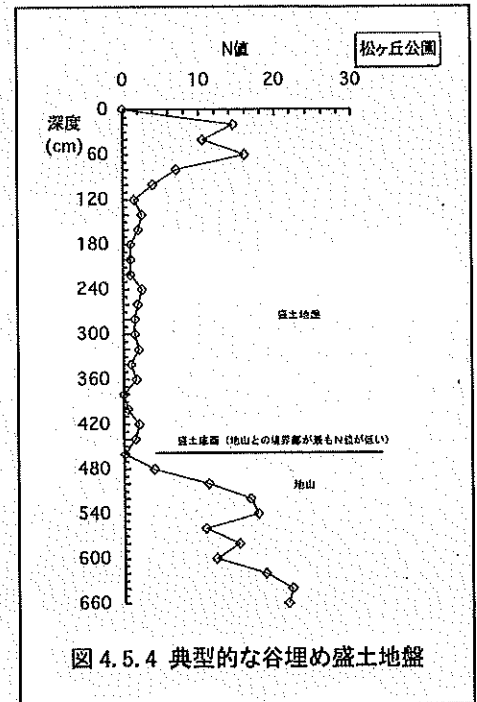


図 4.5.4 典型的な谷埋め盛土地盤

また、地震時の宅地谷埋め盛土の不安定化の最大要因が「幅／深さ比」であることから、人工的に「幅／深さ比」を改善（小さくする）ことも原理的には安定化対策となる。

抑制工法として、以下に示す3工法について記述する。

- 重力排水による地下水排除工（横ボーリング工）の設計
- 間隙水圧消散工法の設計
- 幅／深さ比改善工法の設計

表 4.5.1 液状化判定方法の種類, 概要及び適用性

(出典:「土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)ー耐震設計基準作成のための手引きー」,

土木学会, 2001年9月)

判定法の種類	判定法の細分		判定法の概要	判定法の適用性
概略判定法	微地形分類	---	地形, 地質をもとに判定する。	簡易ではあるが精度は低い。
	液状化履歴	---	過去に液状化した場所は再液状化しやすい。	液状化しないことの判定はできない。
簡易判定法	限界N値	---	地下水位, 粒度, N値などをもとにして判定する。	ボーリング調査結果だけで判定できる。港湾の基準のように高度なものもある。
	F <sub>L</sub> 法	地表面深度から簡易的にせん断応力を推定	簡易的に求められたせん断応力と実験式などに基づき, N値などから求められた液状化強度を比較する。	指針等に多用される方法。
		応答計算によりせん断応力を推定	最大せん断応力と, 実験式などに基づき, N値などにより求められた液状化強度を比較する。	簡易法の最大せん断応力を計算により求めた分精度が高くなっている。
詳細判定法	全応力法	F <sub>L</sub> 法	最大せん断応力と, 液状化強度試験で求められた液状化強度を比較する。	液状化強度も試験値を用いるので精度が高くなる。
	全応力法(過剰間隙水圧の推定あり)	過剰間隙水圧発生予測	せん断応力時刻歴より, 過剰間隙水圧の発生量を予測する。	F <sub>L</sub> 法が最大せん断応力のみに着目しているのに対し, せん断応力の時刻歴も使っているだけ精度は高い。特別な解析コードが必要。
		過剰間隙水圧消散予測	過剰間隙水圧の発生量を入力とし, 透水方程式を解いて過剰間隙水圧の消散解析を行う。	グラベルドレーンなど, 特殊な場合に用いられる。
	有効応力法	---	有効応力法による地震応答解析を行う。	原理的には数値計算のうちで最も精度が高いが, データの準備, 数値計算の両方で最も費用が掛かる。また, 結果の判定にも高度な判断力が要求される。
実験的判定法	模型実験	振動台実験	振動台を用いて模型地盤の地盤・構造系の加振実験を行う。	特殊なケースのみに用いられる。相似則に注意を要する。
		遠心力载荷実験	遠心力载荷実験装置を用いて模型地盤や地盤・構造物系の振動実験を行う。	特殊なケースのみに用いられる。相似則が満足される。
	原位置実験	---	原位置で加振実験を行う。	液状化を起こさせることが困難。費用が多く掛かる。

■重力排水による地下水排除工（横ボーリング工）の設計

重力排水による地下水排除工（横ボーリング工）の配置計画は、必要な地下水位低下高を設定し、地下水排除工の設計手順に従って行うものとする。

不透水層が浅く、暗渠底が不透水層に達しない場合

(i) 単独管暗渠(Forchheimer の式)<sup>4)</sup>

$$q = kT_1 T_2 \frac{H^2 - h_a^2}{R}, \quad Q = q \cdot L_s \dots\dots\dots (g)$$

$$(H^2 - h^2) = \frac{q}{k} \cdot \frac{R - r}{T_1 T_2} \dots\dots\dots (h)$$

ここに、

$$T_1 = \sqrt{\frac{h_s + 0.5 r_0}{h_0}}$$

$$T_2 = \sqrt{\frac{2 h_0 - h_s}{h_0}}$$

$r_0$ : 管暗渠半径       $h_s$ : 管暗渠内水位       $L_s$ : 有効ストレーナ区間長  
 $q$ : ストレーナ単位長さ当たりの集水量       $Q$ : 総集水量

注): この式は不透水層の深さ  $h_0$  が管暗渠直径の数倍までの場合に用いる。たとえば陥没帯内集水井での下段水ボーリングに適用する。

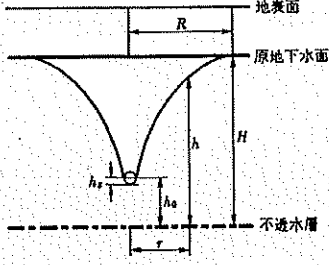
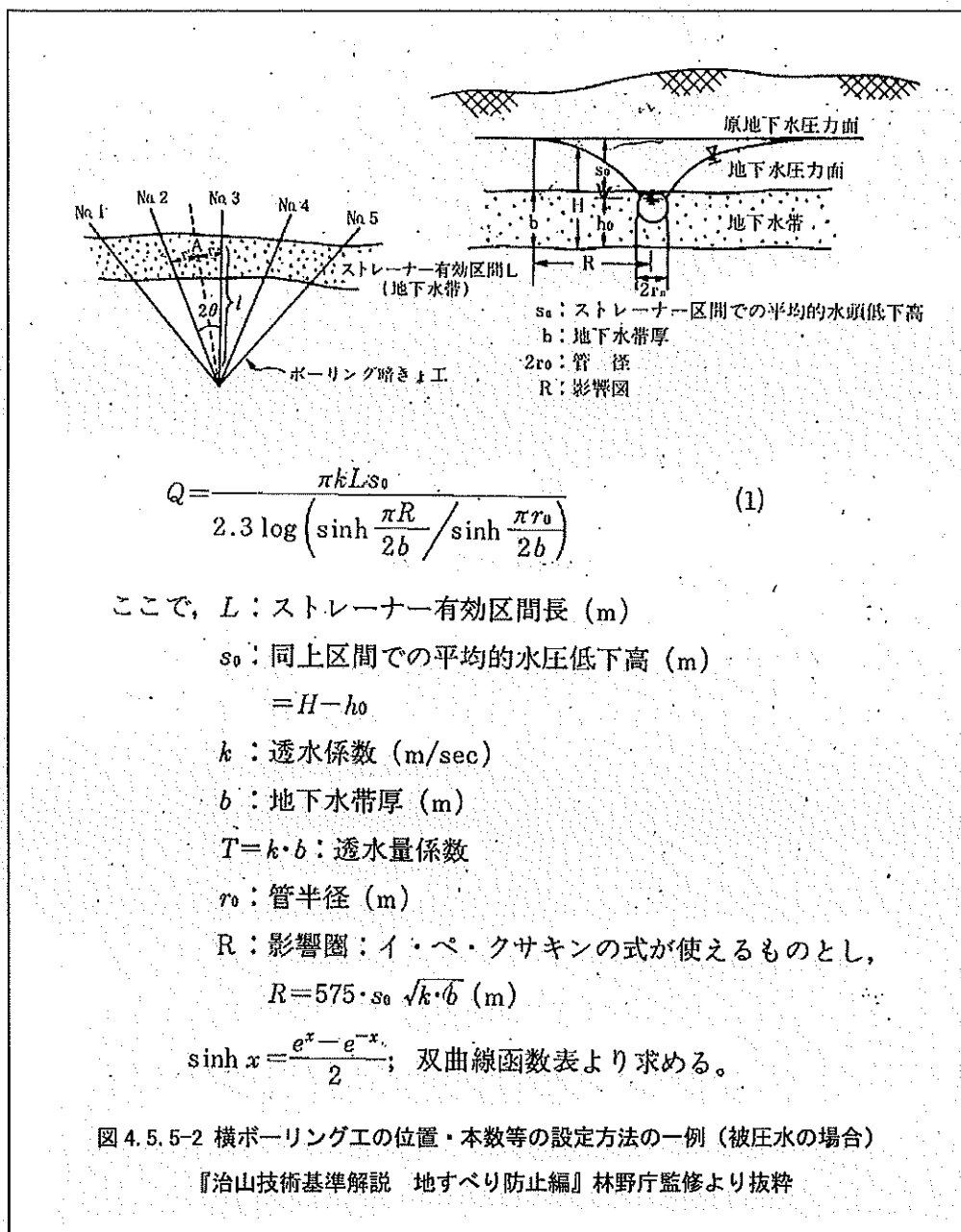


図 18.7 式(g)の記号

図 4.5.5-1 横ボーリング工の位置・本数等の設定方法の一例（自由水の場合）  
 土質工学会編（1966）：土質工学ハンドブック，p.115



谷埋め盛土の地下水を排除する場合、最も重点的に考えるべき箇所は盛土最下部 (地山直上) である。この位置は、地下水流が存在する箇所であり、盛土後時間の経過とともに、地下水に混じって盛土中の細粒分も流失するため、締りが緩くなることが多く、透水性も上位の盛土、下位の地山と比べて大きくなっている。このため、強震動を受けた場合に、過剰間隙水圧が上昇しやすく液状化が発生しやすい。横ボーリング工は、常時の飽和地下水を排除しつつ、過剰間隙水圧が作用した場合に速やかにそれを消散する効果も兼ね備えていると考えられるので、宅地谷埋め盛土の液状化による側方流動防止に対しては、最優先すべき工法である。

対策工の設計に先立って、地盤の透水性を把握する必要があるが、盛土の不均質性のため原位置での試験が難しかったり、試験結果がばらつきやすくなることが考えられる。このような場合には、表 4.2 の推定値などを参考にして総合的に判断する必要がある。

表-4.2 Creager (クレーガー) による  $D_{20}$  と透水係数<sup>4)</sup>

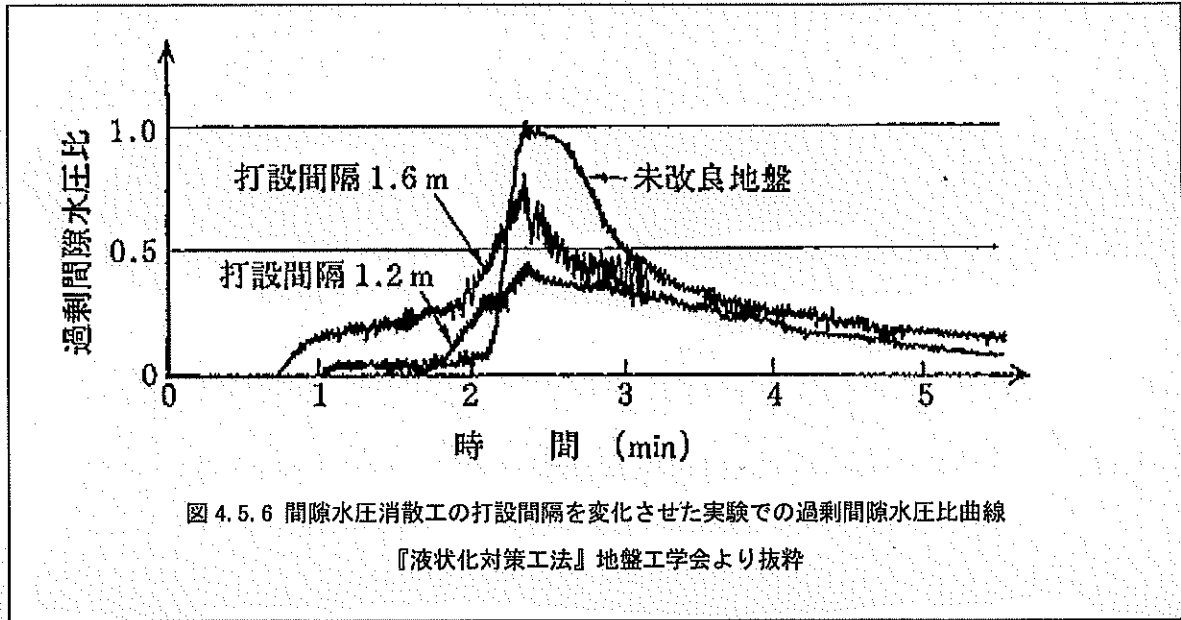
$D_{20}$ (mm)	$k$ (cm/s)	土質分類	$D_{20}$ (mm)	$k$ (cm/s)	土質分類	
0.005	$3.00 \times 10^{-6}$	粗粒粘土	0.18	$6.85 \times 10^{-3}$	微粒砂	
0.01	$1.05 \times 10^{-5}$	細粒シルト	0.20	$8.90 \times 10^{-3}$		
			0.25	$1.40 \times 10^{-2}$		
0.02	$4.00 \times 10^{-5}$	粗砂シルト	0.3	$2.20 \times 10^{-2}$	中粒砂	
0.03	$8.50 \times 10^{-5}$			0.35		$3.20 \times 10^{-2}$
0.04	$1.75 \times 10^{-4}$			0.4		$4.50 \times 10^{-2}$
0.05	$2.80 \times 10^{-4}$			0.45		$5.80 \times 10^{-2}$
			0.5	$7.50 \times 10^{-2}$		
0.06	$4.60 \times 10^{-4}$	極微粒砂	0.6	$1.10 \times 10^{-1}$	粗粒砂	
0.07	$6.50 \times 10^{-4}$			0.7		$1.6 \times 10^{-1}$
0.08	$9.00 \times 10^{-4}$			0.8		$2.15 \times 10^{-1}$
0.09	$1.40 \times 10^{-3}$			0.9		$2.8 \times 10^{-1}$
0.10	$1.75 \times 10^{-3}$			1.0		$3.60 \times 10^{-1}$
0.12	$2.6 \times 10^{-3}$	微粒砂	2.0	1.80	細 礫	
0.14	$3.8 \times 10^{-3}$					
0.16	$5.1 \times 10^{-3}$					

なお、重力排水による地下水排除工（横ボーリング工）の設計に当たっては次のことを配慮することが望ましい

- (1)土被りの浅いところに地下水排除工が設置されるため、余堀りの多い工法で行うと、地表に沈下・陥没等の影響が懸念される。このためできる限り余堀りが少ない工法を採用する。
- (2)地下水排除工は、単に盛土内の地下水を排除するだけでなく、盛土最下部を貫いて地山に達するように施工することが望ましい。その際、保孔管にせん断抵抗力があるものを使用すると抑止機能も期待できる。

■間隙水圧消散工法の設計

安定度評価でも述べたように、宅地谷埋め盛土が強震動を受けた際に側方流動するのは、盛土底面付近が液状化等によりせん断抵抗力を失うことが主原因と考えられる。横ボーリング工により飽和地下水そのものを排除する方法が最も確実であるが、次善の策としては盛土内に存在する飽和地下水が強震動を受けても過剰間隙水圧が発生しないようにする間隙水圧消散工法を施すことが考えられる。



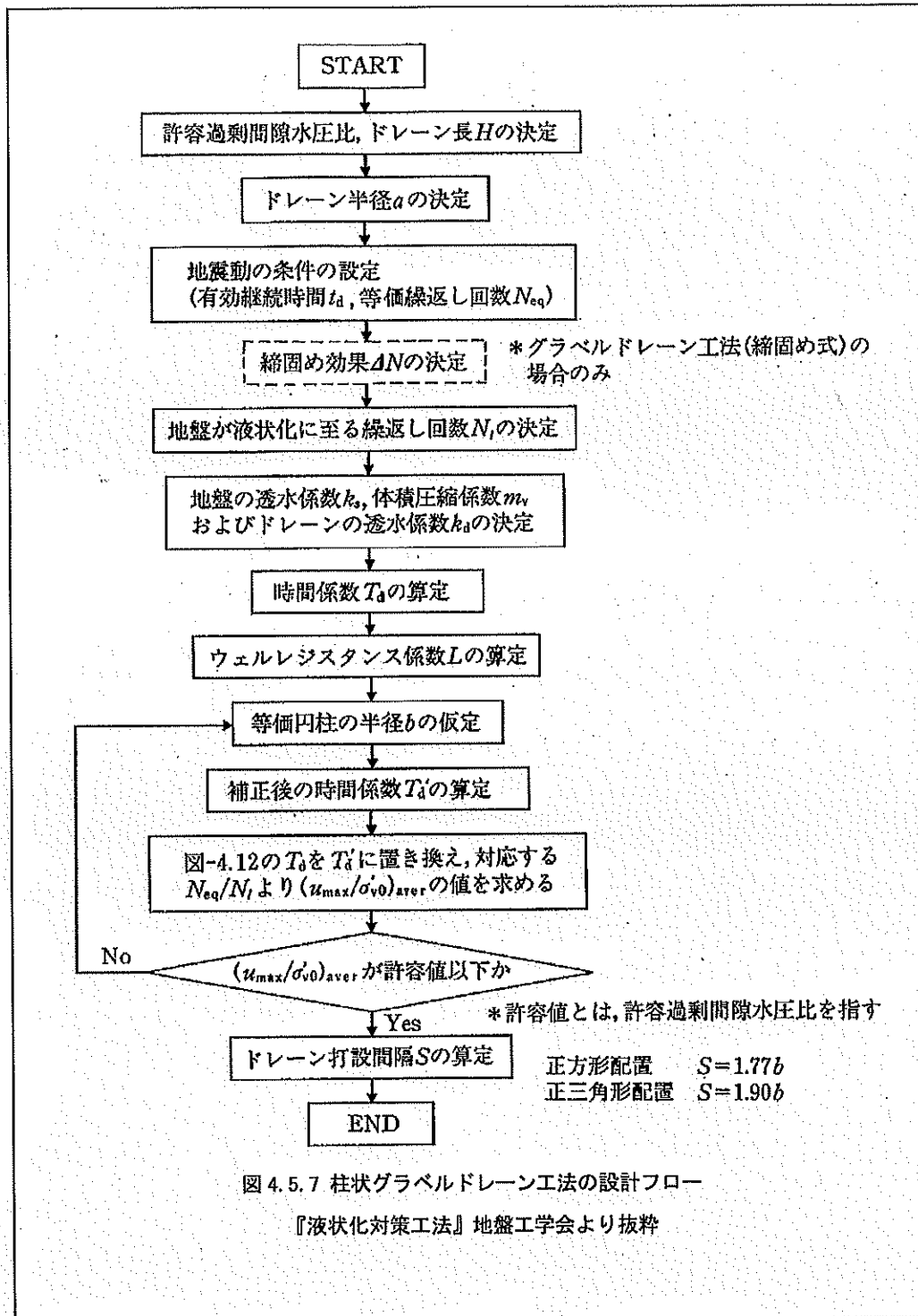
間隙水圧消散工法の原理は、土中に挿入された高透水性材料に間隙水圧が逃げることにより、無対策であれば過剰間隙水圧比が1となり液状化する条件の地盤の間隙水圧比を低下させ液状化を防止するものである。大規模な埋立地などではグラベルドレーン工法などが使われるが、丘陵地の宅地谷埋め盛土への使用例はほとんどないため今後技術的問題点の抽出・解決策の検討が必要になるものと思われる。

図 4.5.7 にグラベルドレーン工法（間隙水圧消散工法）の設計フローを示す。

なお、間隙水圧消散工法の設計に当たっては次のことを配慮することが望ましい。

- (1) 間隙水圧消散工法は、もっとも液状化等による不安定化が著しい盛土最下部の過剰間隙水圧を消散できる深度まで設置する。
- (2) 可能であれば保孔管にせん断抵抗力があるものを使用し、地山に根入れすることにより側方流動に対する抑止機能をもつようにすることが望ましい。





■幅/深さ比改善工法の設計

1995年兵庫県南部地震の現地調査による変動・非変動を3次元モデルで再現し、安全率と幅/深さ比の関係を示したものを図4.5.8に示す。

この図から、底面が液状化等によりフリクションを失い、側部摩擦が主として滑動に対して抵抗するモデルで阪神間の現象がよく説明できることが明らかとなっている。

この図からいえることは、幅/深さ比が小さくなればなるほど地震時の宅地谷埋め盛土の安全率が向上するということである。

太田(2001)“土塊のない部抵抗を利用した新しい地すべり対策工法”(土木学会研究発表会)では、擬似的な側壁を構築して幅/深さ比を改善する工法を提案している(図4.5.9)。現状で考えられる擬似側壁としては、鋼管杭や鋼矢板などを用いることや、小径の有孔管を用いて間隙水圧消散機能も同時に持たせるなどの方法がある。しかし、実際にどのような形で擬似的な側壁を構築するかなどの研究はまだ始まっておらず、今後の課題である。

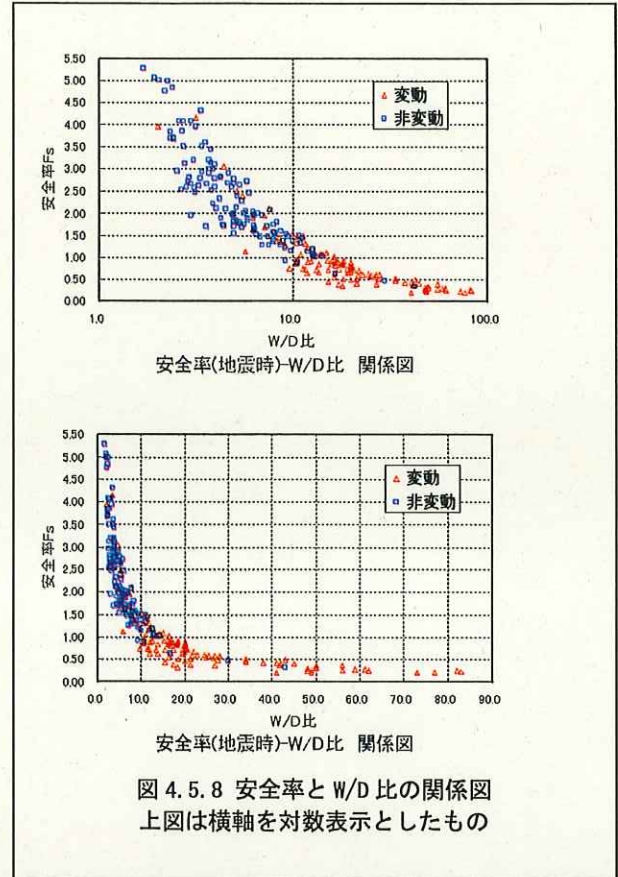


図4.5.8 安全率とW/D比の関係図  
上図は横軸を対数表示としたもの

次ページに、幅50m、長さ200m、盛土厚5m、平均傾斜角10度で、重力排水工・幅/深さ比改善工・間隙水圧消散工を組み合わせた場合の対策イメージを示す。重力排水保孔管・間隙水圧消散工の保孔管にせん断力を有するものを用い、地山に貫入させれば抑止工としての機能も発揮するものと考えられる。

なお、対策は谷埋め盛土土塊全体に対して集中的に行うのではなく、このモデルの場合には、1区画30m幅程度が対策の1単位として小ブロック化して計画することが望ましい。

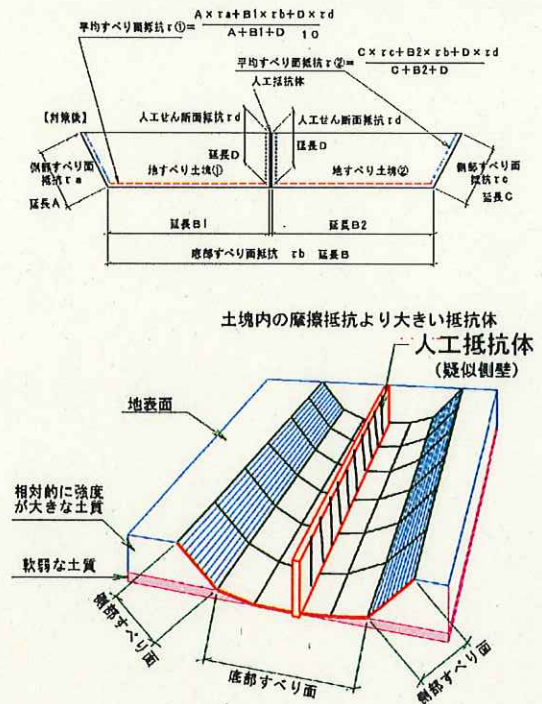
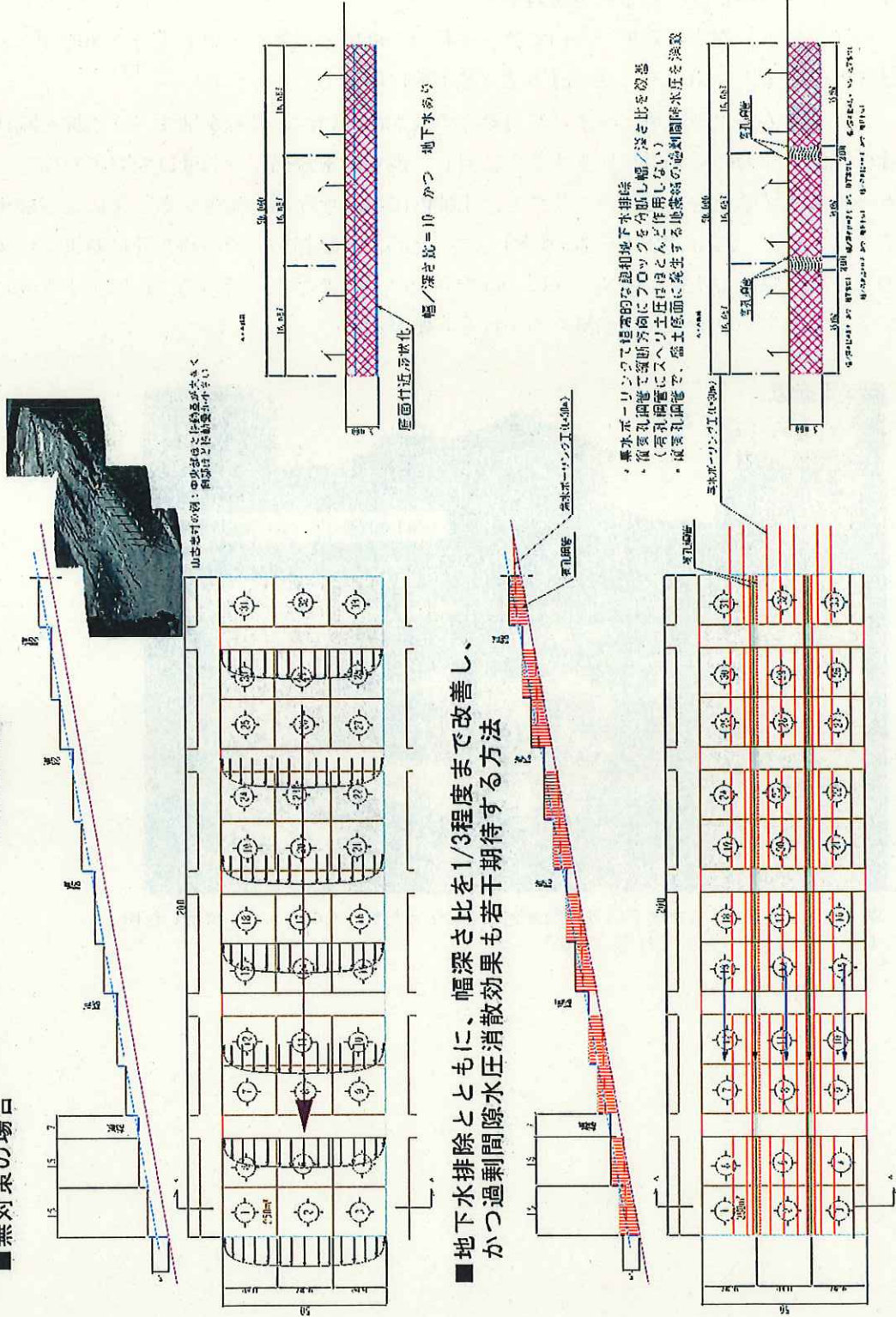


図4.5.9 幅/深さ比改善工法の概念図

■ 無対策の場合  
 重力排水工・間隙水圧消散工および幅／深さ比改善工を複合した対策工配置例  
 機能説明図



4. 5. 2 抑止工による安定化対策

抑止工による安定化対策については、滑動力と抵抗力の差分以上の力を土塊に加えるという、通常地すべり対策工で用いられる設計手法と基本的に同様である。

宅地谷埋め盛土の対策と地すべり対策との大きな違いは、後者が地すべり土塊を剛体と見立てて1箇所大きな力の対策工を施工するのに対し、前者は末端部に待ち受け型対策を施工して土塊の区域外への側方移動を抑止できたとしても、土塊内に大きな変形が発生することによる被害が発生してしまうという点である(図4.5.10参照)。このため、末端部集中型の待ち受け対策工の選定には、土塊の変形を考慮して慎重に検討しなければならない。このため、図4.5.11に示すように盛土内に変形が生じないような抑止工の配置を心がける必要がある。



図 4.5.10 区域外への土塊の側方移動は起こらなかったが土塊内は大きく変形した例  
(西宮市豊楽町, 1995. 1. 31 釜井撮影)

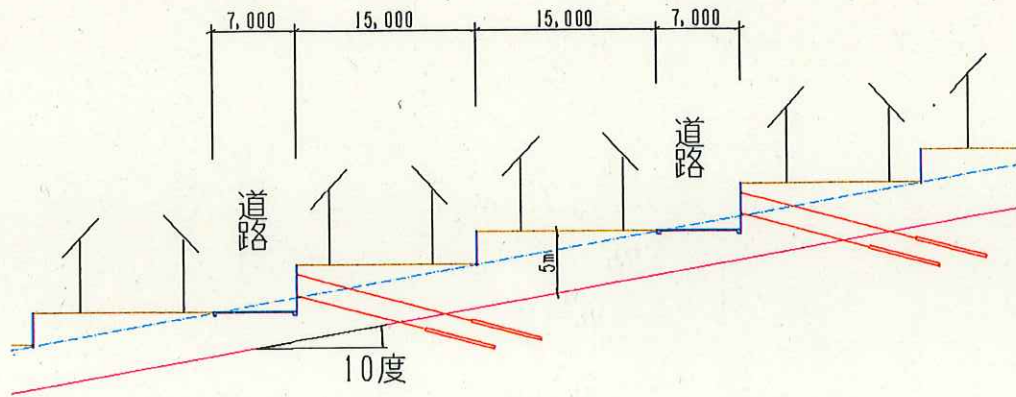


図 4.5.11-1 抑止工の配置例（アンカー工の場合）

分散型の配置とし、盛土地盤内に変形を生じさせない配慮が必要。  
幅 50m、長さ 200m、盛土厚 5m、平均傾斜角 10 度の場合には、約 30m~40m を 1 対策単位とするのが望ましい。

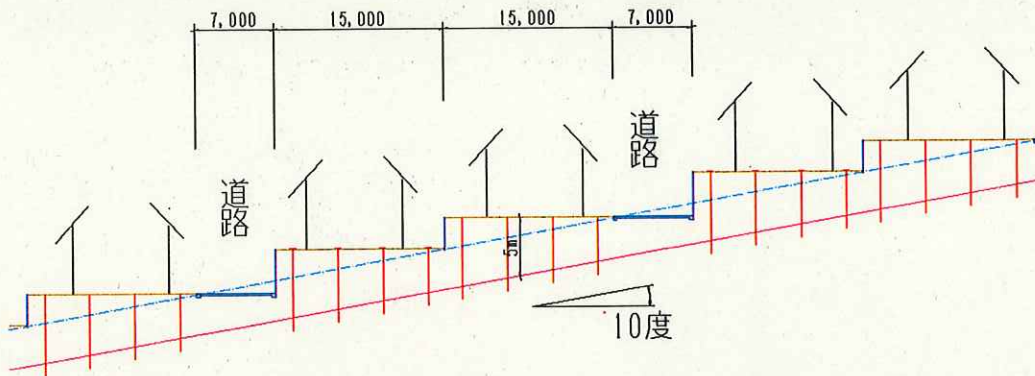


図 4.5.11-2 抑止杭工（鉄筋挿入工）の配置例

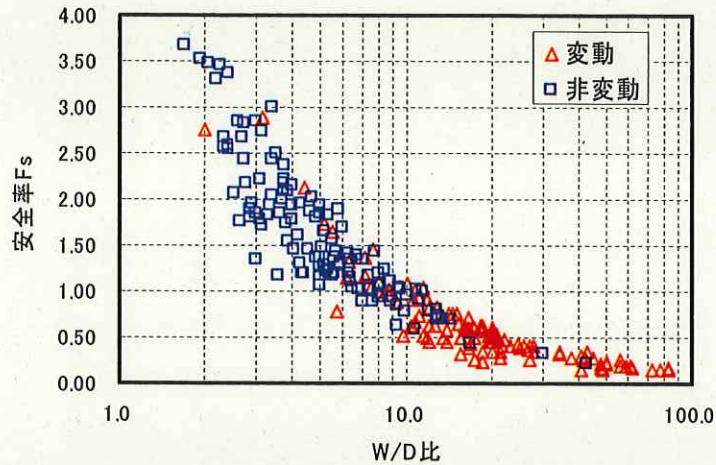
4. 5. 3 対策手法の効果予測と適用例

<解析条件>

底面の  $c' = 10\text{kPa}$ ,  $\phi' = 30^\circ$ , 水平震度  $kh = 0.25$ , 常時水圧高さ  $= h/2$ , 常時側圧  $=$  静止土圧相当  
 常時の側面の  $c' = 10\text{kPa}$ ,  $\phi' = 30^\circ$ , 移動層の単位体積重量  $\gamma_t = 17\text{ kN/m}^3$

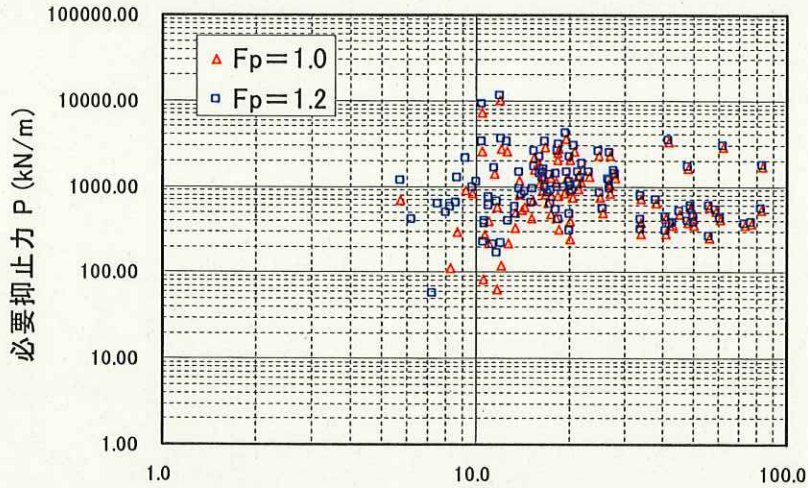
(1) 底面せん断強度の低下と必要抑止力の関係

(a) 安全率の分布



安全率(地震時)-W/D比 関係図

(b) 必要抑止力の分布 (変動地点のみ)

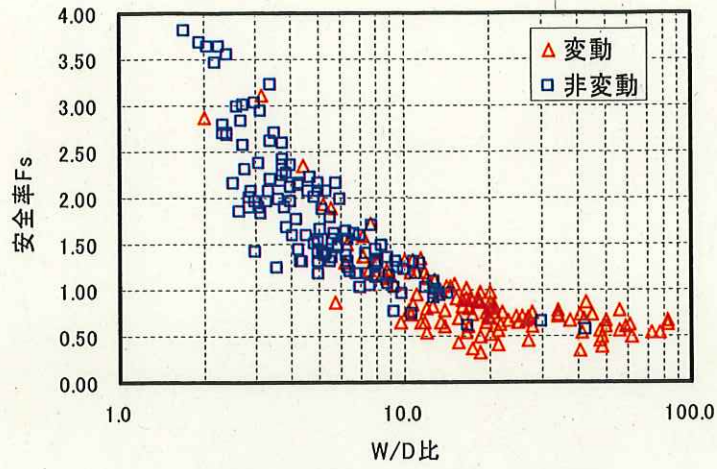


必要抑止力-W/D比 関係図

図 4.5.12 地震時側圧  $= 10 \times$  常時, 底面せん断抵抗  $= 0$  の場合の必要抑止力

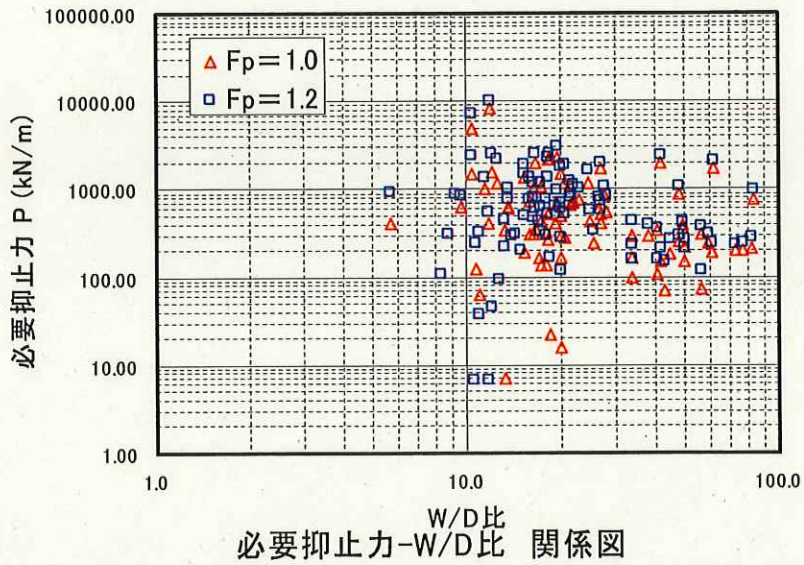
コメント

(a) 安全率の分布



安全率(地震時)-W/D比 関係図

(b) 必要抑止力の分布 (変動地点のみ)

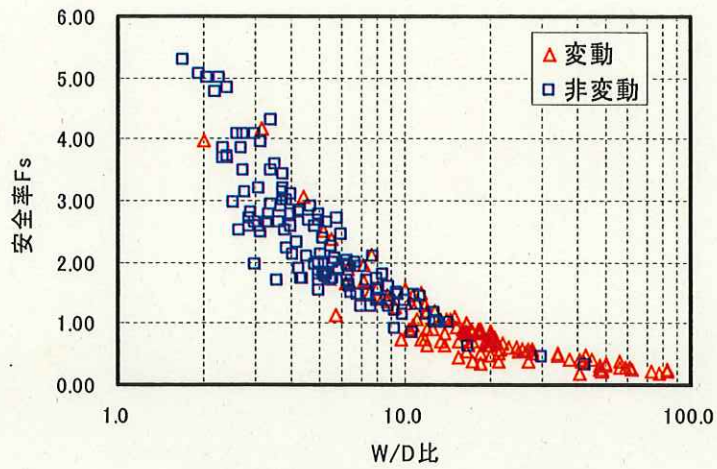


必要抑止力-W/D比 関係図

図 4.5.13 地震時側圧=10×常時, 底面せん断抵抗=常時/7 の場合の必要抑止力

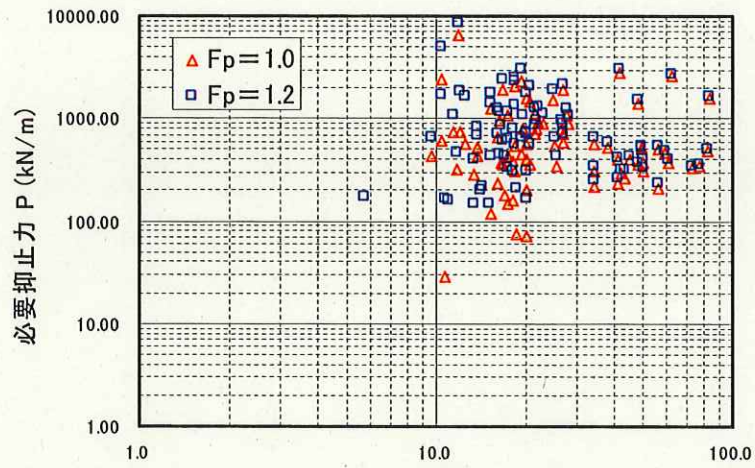
コメント

(a) 安全率の分布



安全率(地震時)-W/D比 関係図

(b) 必要抑止力の分布 (変動地点のみ)



必要抑止力-W/D比 関係図

図 4.5.14 地震時側圧=受働土圧相当, 強度増加=1.5, 底面せん断抵抗=0 の場合の必要抑止力

コメント



(2) 鉄筋挿入工の抑止効果の試算

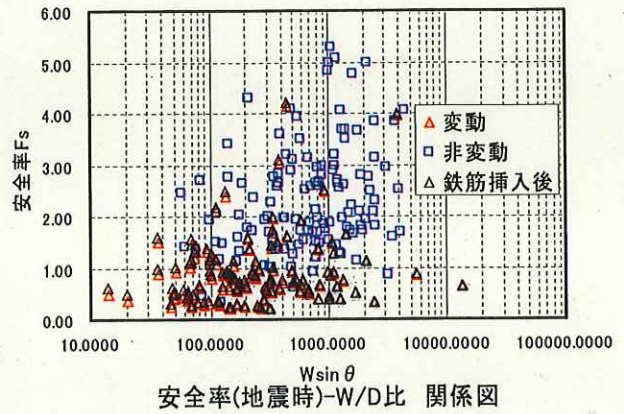
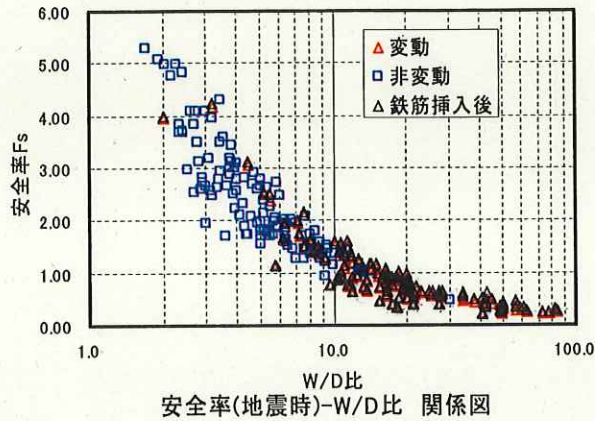
鋼材：異形鋼棒 D32

公称断面積：794.2mm<sup>2</sup>

せん断許容応力度（短期）：117N/mm<sup>2</sup>

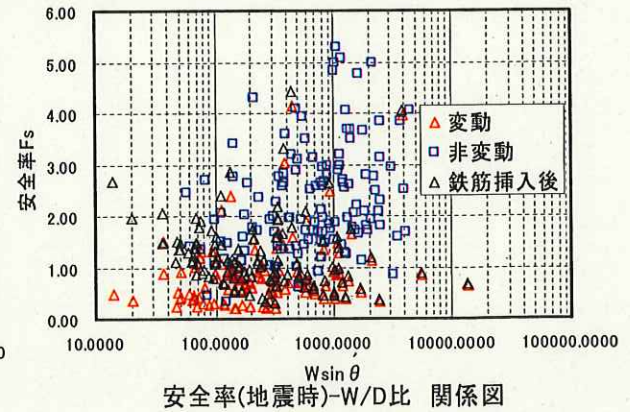
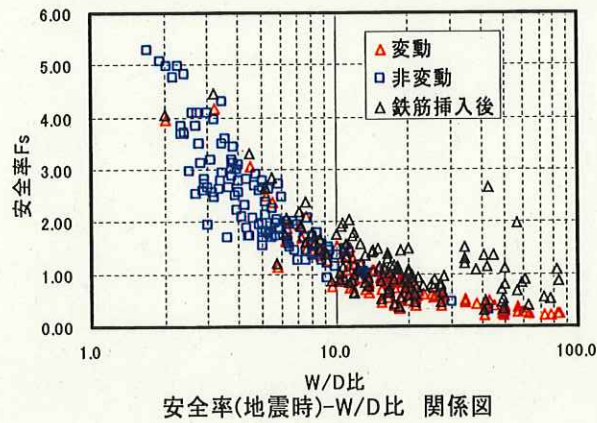
(a) 10m×10mで打設した場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.05$



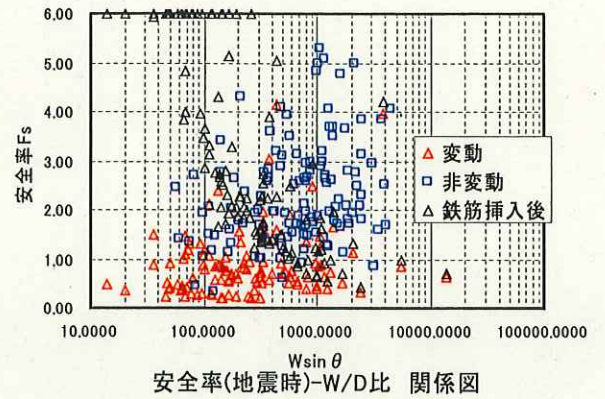
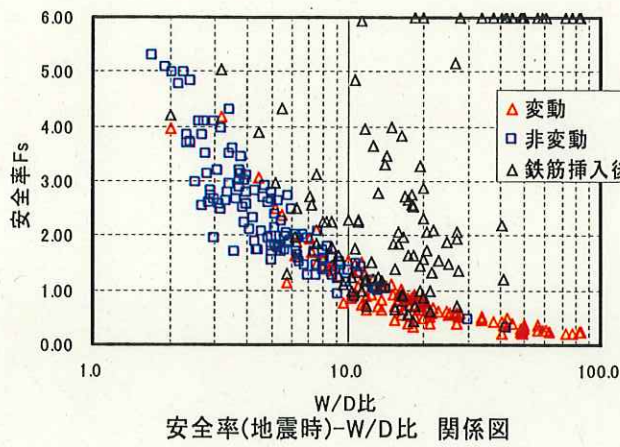
(b) 5m×5mで打設した場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.25$



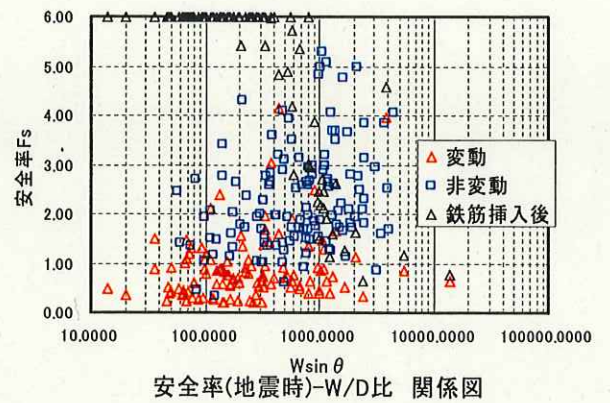
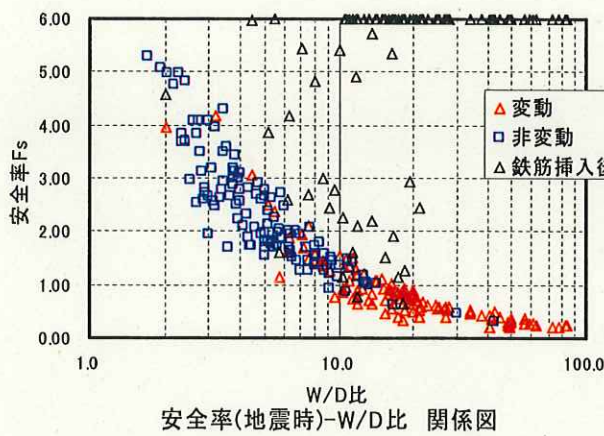
(c) 3m×3mで打設した場合

安全率の平均増加値  $\Delta F=1.68$  (ただし, 安全率の上限値を  $F=6.0$  とした場合)



(d) 2m×2mで打設した場合

安全率の平均増加値  $\Delta F=4.03$  (ただし, 安全率の上限値を  $F=6.0$  とした場合)



コメント

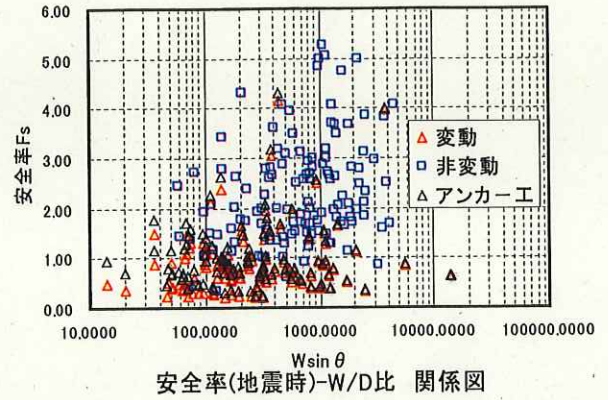
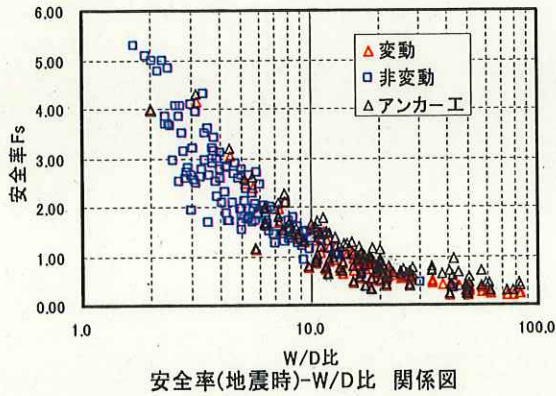
(3) アンカー工の抑止効果の試算

<試算条件>

アンカー設計荷重 300kN/本, アンカー打設角度 30°, 縦断方向アンカー打設間隔 30m

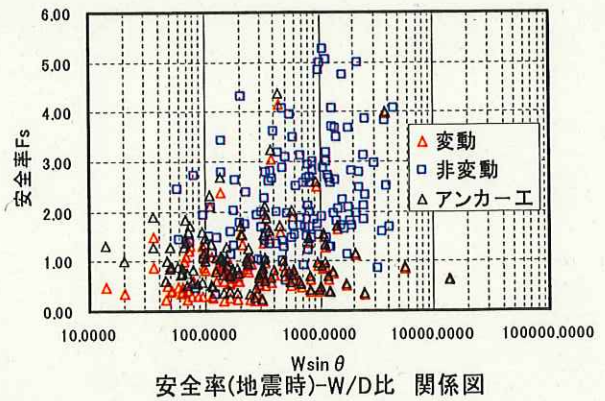
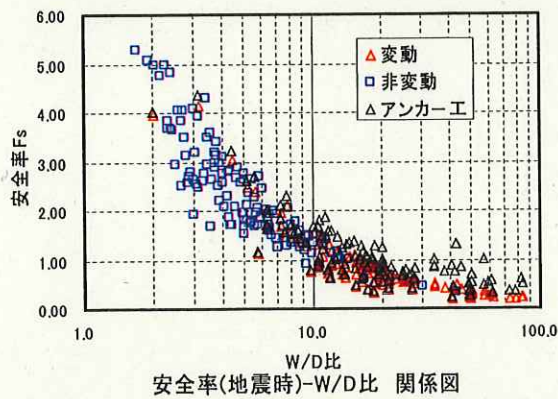
(a) 横断方向打設間隔 4m の場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.11$

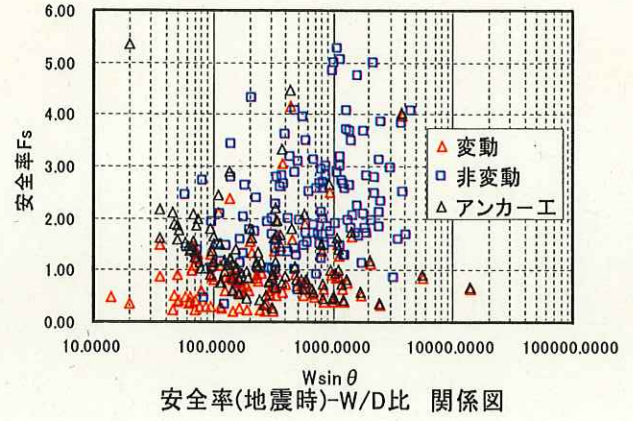
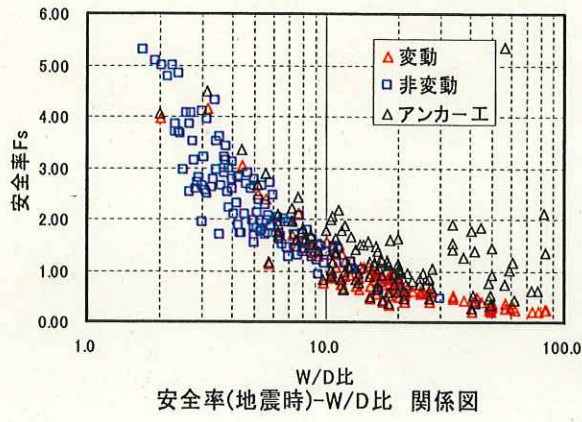


(b) 横断方向打設間隔 3m の場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.16$



(c) 横断方向打設間隔 2m の場合  
 安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.33$



コメント

(4) 地下水位低下工法および間隙水圧消散工法等の適正配置

地下水位低下工法および間隙水圧消散工法等の適正配置の目安の1つとして、それらの地下水排除工の影響半径Rが考えられる。影響半径に対し、例えば、 $R/2$ 以下の施工間隔を確保することにより効率的に地下水位および間隙水圧を減少させることができる。

イ・ペ・クサキンの式による影響半径の試算を行った結果を以下に示す。

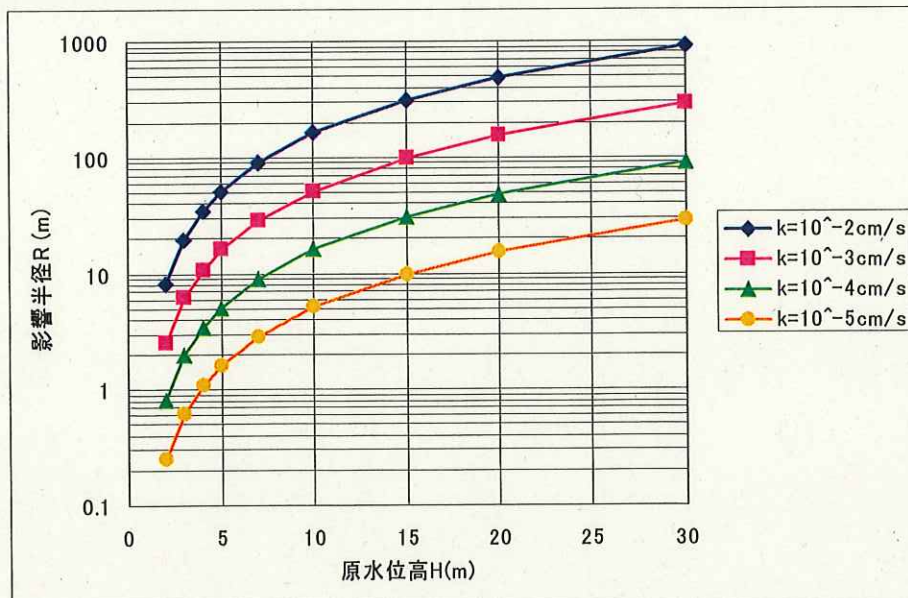
イ・ペ・クサキンの式は井戸および坑道から人工的に排水した場合の地下水位低下データに基づく実験式である。ペ・ペ・クリメントフほか(1967)によると諸外国では被圧地下水に適用されることが多いほか、自由地下水に対してもよく利用されている。イ・ペ・クサキンの式を原式とする改良式が複数提案されていることも汎用的に利用されていることを裏付けている。ペ・ペ・クリメントフほか(1967)にはこの実験式が対象とする地質の範囲については明記されていないが、透水係数  $k$  を考慮していることから、地質の違いによる透水係数の違いが考慮されており、粘土などの極端に透水性の低い地質以外では適用できるものと思われる。治山技術基準—地すべり防止編では地すべり地での横ボーリング工の影響半径算出式として掲載されている。

谷埋め盛土内の地下水は、盛土全体を浸透する自由地下水が卓越する場合と旧地形に沿った被圧地下水の地下水が卓越する場合が考えられるが、その何れにも適用可能である。

イ・ペ・クサキンの式による影響半径算出式

$$R = 575 \times s_0 \times \sqrt{kH}$$

ここに、 $R$ : 影響半径 (m),  $H$ : 原水位高 (m),  $s_0$ : 管暗渠位置での水位低下高 (m),  
 $k$ : 透水係数 (m/s)



<参考文献>

ペ・ペ・クリメントフ, ゲ・ペ・プイハチェフ (1967): 地下水の力学, 外雄善次郎・永井正夫訳, 丸善, pp.297-305  
 日本治山治水協会 (2003): 治山技術基準解説 (地すべり防止編), pp.182

#### 4.6 今後の方針検討

##### (1) 危険度判定手法の簡便化および汎用化に向けた今後の取り組み

現時点では実用的な危険度判定手法として、ニューラルネットワーク等の方法が提案されているが、今後、それらの研究成果をもとに、より汎用的で簡易な方法、例えば重回帰分析などの手法を用いて谷埋め盛土の危険度判定が可能であるか否かの検証を行う。

##### (2) 安定度評価手法への動的解析手法の適用性に関する検討

安定度評価の詳細法として、将来的には動的解析手法が主流となっていくものと考えられる。一般の盛土に対しては、FEMによる2次元解析や3次元解析など、いろいろな手法が適用されているが、谷埋め盛土に対してそれらの方法が適用可能であるか、また、将来的にどのような解析手法の改良や修正が必要であるかなどの検討を行う。

##### (3) 安定化対策手法の耐久性に関する検討

谷埋め盛土に対する安定化対策手法にもとめられる耐用年数を考慮し、対策工の素材および施工環境による耐久性に関する検討を行う。

##### (4) 安定化対策手法の維持管理方法についての検討

安定化対策の耐久性も考慮して、それぞれの対策工の維持管理の方法について検討を行う。

＜参考資料＞

### 地震動の評価手法

兵庫県南部地震後、地震調査研究推進本部が総理府に設置され、活断層調査、地震の発生の長期評価、強震動予測等を統合した地震予測に重点を置いた活断層調査が実施、推進されている。大地震発生位置の予測は、地震が残した地表の痕跡である活断層が今後の地震発生源として、どの地域で最大どの程度の規模の地震が発生するかの調査である。一方、発生の時間的予測の大きな柱は活断層の活動履歴の調査である。活断層調査は、地方自治体において行われつつあり、活断層調査成果報告会<sup>1)</sup>として、公開されて、確率論的地震危険度評価に大いに貢献するものと思われる。今後、深層調査実施の計画があり、詳細な地下構造が把握できれば、シミュレーション技術を活用することにより、地震動想定に、より精度のよい結果をもたらすことが期待できよう<sup>2)</sup>。

また、地震調査研究推進本部地震調査委員会において作成が進められていた「全国を概観した地震動予測地図」が完成し、2005年3月23日に公表されている。防災科学技術研究所では同地図の公開システムの開発を実施し、「地震ハザードステーション J-SHIS」として運用を開始しているので、概要を紹介する。

- 1) たとえば、第3回活断層調査成果報告会・予稿集、科学技術庁、平成11年11月
- 2) 入倉孝次郎：阪神・淡路大震災をおこしたものは何であったか、阪神・淡路大震災-5年目の教訓，科学，岩波書店，pp.42-50, Vol.70, No.1, Jan.2000.



## 1. 確率論的地震危険度評価

確率論的地震危険度の評価とは、地震発生と地震動推定に関わる個々の不確実性を確率モデルで表現することにより、全体の不確実性を組織的に定量評価し、不確実性のもとで意志決定という地震荷重評価の問題に対処しようとするものがある。ここでは、地震発生分布モデルと地震発生確率の算定事例を紹介する。

### (1) 地震発生分布モデル

対象とする地震、地震の規模の推定、時間軸上の発生過程の観点からモデルを整理する。

#### 1) 対象とする地震

対象とする地震は、ある領域内（たとえば半径数百 km）の対象地震を選定するか、ある活断層に着目し、線震源モデルとして扱う場合などの選択肢が存在する。Cornell<sup>2)</sup>は点震源および線震源を対象地震とし、Der Kiureghian and Ang<sup>3)</sup>は線震源モデルを対象とした検討事例が存在する。

#### 2) 地震の規模の推定

Gutenberg and Richter(1944)は、大きい地震ほど発生頻度が少ない現象を指数関数に適用し、発生頻度とマグニチュード  $M$  を南カリフォルニア地震に適用し、式(1)の回帰係数  $a, b$  を求めた。式(1)は Gutenberg-Richter の式（以下 G-R 則と示す：図-1(a)）と呼ばれている。

$$\log n(M) = a - bM \quad (1)$$

G-R 則に対し、固有地震モデル（Characteristic Earthquake Model：図-1(b),(c)）<sup>4)</sup>は、大地震が発生する断層とその周辺の地震活動の調査から、各断層の長さに対応し、固有に想定される最大マグニチュードが存在するモデルで、特定の地震のみを想定するモデル（図-1(c)）と固有に想定される地震より小さい規模の地震は、G-R 則から予想されるモデル（図-1(b)）が存在する。固有地震の繰り返し発生に規則性がみられれば、地震発生時の予測が可能となる。なお、前者を島崎<sup>4)</sup>はオールマイティモデルと称し、プレート運動や活断層の運動がこのままずっと続いていくと、境界がなめらかになり、小さな地震が発生せずに特定の地震となるモデルである。

#### 3) 時間軸上の発生過程

ポアソン過程（ランダム）と非ポアソン過程（更新過程）が存在する。

ポアソン過程は、地震の発生の可能性が時間軸上で一様ランダムかつ独立であり、発生場所も地震域内で一様ランダムで独立と仮定するもので、確率的地震危険度解析の基本モデルとされている。当該手法は Cornell<sup>2)</sup>によって偶発的な地震発生の仮定において、地震発生系列はポアソン仮定として取り扱うことが提案され、Milne and Davenport<sup>6)</sup>によってポアソン過程による危険度マップが策定された。

非ポアソン分布とは、繰り返し間隔が存在する周期地震の統計モデルは、ポアソン過程では表現できず、対数正規分布、ワイブル分布（前回の破壊の後、時間  $t$  まで破壊が生じていないという条件のもとで、 $t$  から  $t+dt$  までの間に次の破壊が起こる確率を  $v(t)$  とするとき  $v(t)$  は  $t$  のべき乗に比例とした場合の確率分布）などのモデル（更新過程モデル）で表わされる。この更新過程モデルによると、今後 30 年以内に  $M8$  規模の大地震の発生確率は、午伏寺断層で 14%、1999 年に被災したトルコの地震では 12%とされていた<sup>4),5)</sup>。

### (2) 地震発生確率の算定

解析用の工学的基盤に入力するの地震動強度（最大加速度値等）あるいはスペクトル特性の決定を確率論的地震危険度解析に基づいて行われることがある。地震の発生の確率モデルと、地震の諸元が

与えられた地震動の強さの確率モデルを組み合わせることで、ある期間内の地震動の強さの確率分布が評価され、これを元に再現期待値等が算定される。起こりうる地震規模の再現期待値等を考慮し、ある規模以上の地震動強さを算出する。過去に発生した地震の規模とその発生頻度は、前述の分布モデルに従い、ある特定の地域を対象とした地震危険度解析<sup>9)</sup>を過去の地震発生資料に基づいて地震発生の頻度解析を行う。この危険度解析からは、以下のある期間内の期待値およびある値以上の地震動強さの再現期間・非超過確率が評価される(図-2)<sup>7)</sup>。

- ・当該地域周辺で起こりうる地震規模(マグニチュード)
- ・当該地点で起こりうる地震動強度(最大加速度等)
- ・当該地域で起こりうる地震動のスペクトル特性

この地震危険度解析で重要となるのが距離減衰特性の確率モデルである。距離減衰式とは、地震の揺れが震源から離れるほど小さくなる性質を統計的に示した式で、地震規模と当該地点までの距離(震源距離や震央距離)によって当該地点における地震動強度(最大加速度・速度・変位)やスペクトル特性の関係を統計的に表現したものである。距離減衰式は多くの研究者により提案されている。日本における代表的な距離減衰式を表-1<sup>8)</sup>に示す。回帰分析の手法としてJoyner & Boore<sup>9)</sup>は用いるデータを選択しないと震源近傍では過小評価し、遠距離では過大評価となる(図-3:細線)<sup>10)</sup>として2段階回帰分析を提案している。これは遠距離ではトリガーレベル(たとえば5gal)より小さい記録は得られないために、トリガーレベル以上のデータを用いると回帰式の傾きが小さくなる。よって標準偏差を考慮したレベル(たとえば10gal)より小さいと予想される遠距離のデータを除外(図-4)<sup>11)</sup>する2段階回帰分析を提案している(図-3:太線)。さらに、Fukushima & Tanaka<sup>12)</sup>は、2段階めで、多くの記録が得られている地震のデータも一つ地震のみの記録に限定されるデータも同じ重み付けされていることに疑問を抱き、全観測記録を用いることによって、観測記録数で重み付けしてマグニチュード係数を求め直している。また、岩崎・他<sup>13)</sup>やFukushima & Irikura<sup>14)</sup>は、兵庫県南部地震の沖積・洪積地盤上の記録を、断層の破壊進行方向・直交方向に区別し、進行方向の最大加速度が直交方向の約1.5倍の結果を得ている。断層の破壊方向への指向性効果(Directivity)が現れていることを示している(図-5)<sup>13)</sup>。

司・翠川<sup>15)</sup>は、震源特性、伝播特性、地盤特性の影響をより正確に評価することで、震源域にも適用できる最大加速度、最大速度の距離減衰式を提案している。

森川・他<sup>16)</sup>は、距離減衰式の補正を実施し、海溝軸からの距離を考慮することで、日本海側よりも太平洋側の地域において地震動が大きくなる効果を反映している。

表 1-1 既往の水平最大加速度の距離減衰式 (一部改変) 8)

研究者 (発表年)	回帰式	観測地点	Aの定義	式および回帰方法等の特徴
金井・他 (1966)	$\log A = 0.61M - P \log R + Q - \log T$ $P = 1.66 + 3.60/R$ $Q = 0.167 - 1.83/R$	自立鉱山 GL=300 m $V_p = 5.5 \text{ km/s}$	1成分	坪井式の活用。 松代地震記録による改訂。 硬地盤のTとしてSeed et al. (1969) が用いられる。
田村・他 (1979)	$\log A = 0.5K + 0.01K \cdot \Delta + 3.0$ $K = -0.043M^2 + 0.89M - 4.93$	鬼怒川 GL=51.67 m $V_s = 1.6 \text{ km/s}$	1成分	山王池ダム。藤原ダム、コイナダムの記録を参考。 式の係数は回帰分析で決めていない。
田村・他 (1984)	式の形は1979年と同じであるが、震源深さが40 kmを越える場合は $\Delta$ を震源距離とする。	同上	同上	適用方法の変更。
川島・他 (1984)	$\log A = 0.216M - 1.28 \log (\Delta + 30) + 2.994$	各種地盤 67地点	2成分の合成	地盤種別ごとの層別回帰。 地盤分類1の式
亀田・杉戸 (1984)	$\log A = 0.534M - 1.857 \log (\Delta + 30) + 2.045$ $\log A = 0.0846M + 1.998 (\Delta \leq 40, \text{上限値})$ $A_0 = 1.06 \cdot 10^{0.242M - 30.0}$	解放基盤 $V_s = 0.6 - 0.7$ (km/s)	サンプル成分	非定常地震予測モデル (EMP-IB) によるサンプル破形にもとづき決定されている。
安中・他 (1987)	$\log A = 0.627M + 0.00671H - 2.2121 \log D + 1.711$ $D = R + 0.35 \exp (0.65M)$	硬質地盤 $V_s \geq 0.3$ (km/s) 41地点	2成分の平均	地点補正を考慮した2段階回帰。 断面面の大きさを考慮。 式の定数項は、 $V_s$ が0.4-0.6 km/sの地点の平均値。
安中・他 (1990)	$\log A = 0.614M + 0.0050H - 2.023 \log D + 1.377$ $D = (\Delta^2 + 0.45H^2)^{1/2} + 0.220 \exp (0.699M)$	各種地盤 50地点 $V_s: 0.04 - 3 \text{ km/s}$	2成分の平均	同上
安藤・片山 (1989)	$\log A = 0.557M + 0.006911 - 1.84 \log R + 1.187$ $A = 62.5 (M - 1)$ (上限値)	$V_s 0.5 \text{ km/s}$ 程度の層の地中記録	2成分の最大	震中域のデータを活用。 解放基盤/地中=1.6として解放基盤推定式に交換。
福島・田中 (1992)	$\log A = 0.51M - \log D - 0.0033R + 0.59$ $D = R + 0.006 \cdot 10^{0.51M}$	各種地盤 平均的には第2種地盤	2成分の平均	2段階回帰。 日本のデータに外国の近距離データを加えて回帰。断面面の大きさを考慮。
大田・大野 (1992)	$\log A = 0.476M - \log X - 0.000966X + 0.546$ $X = r / (\ln(1.0(r/R)^2))^{1/2}$ $r = 10^{0.6M - 2.2}$	各種地盤, 外国	2成分独立	地盤、地盤で層別回帰。 硬質地盤の式。 等価震源距離の考え方。

$\Delta$ : 最大加速度 (gal),  $M$ : マグニチュード,  $H$ : 震源深さ (km),  $\Delta$  震央距離 (km),  $R$ : 震源距離 (km),  $X$ : 等価震源距離 (km)

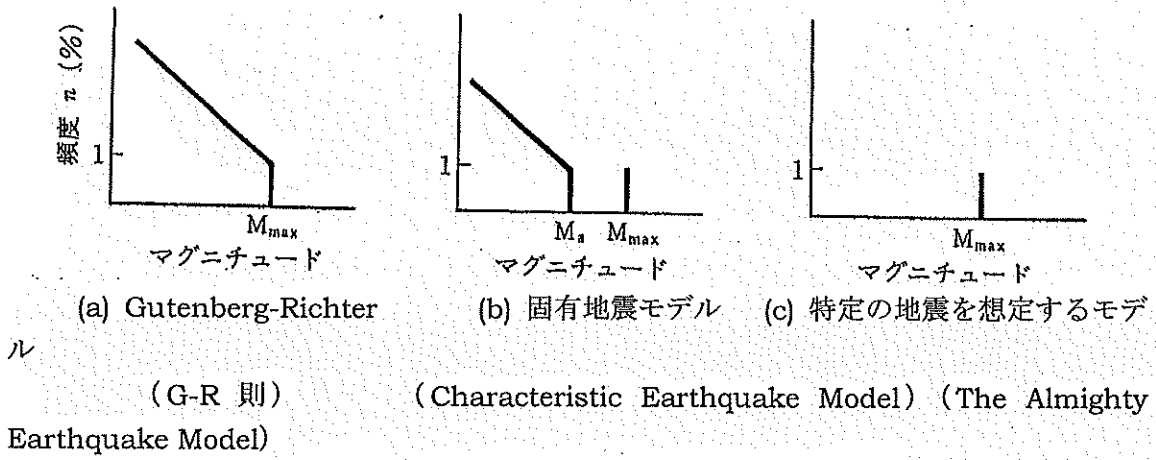


図-1 震源規模  $M$  の頻度分布 (一部改変) 4)

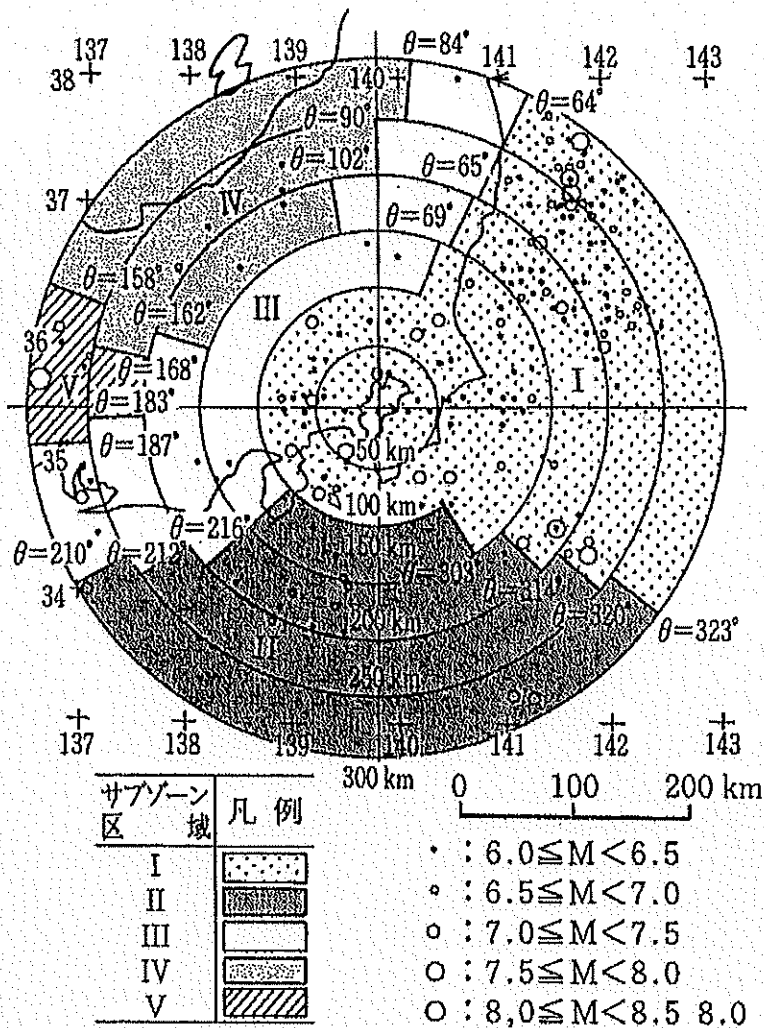


図-2 地震危険度解析例 7)

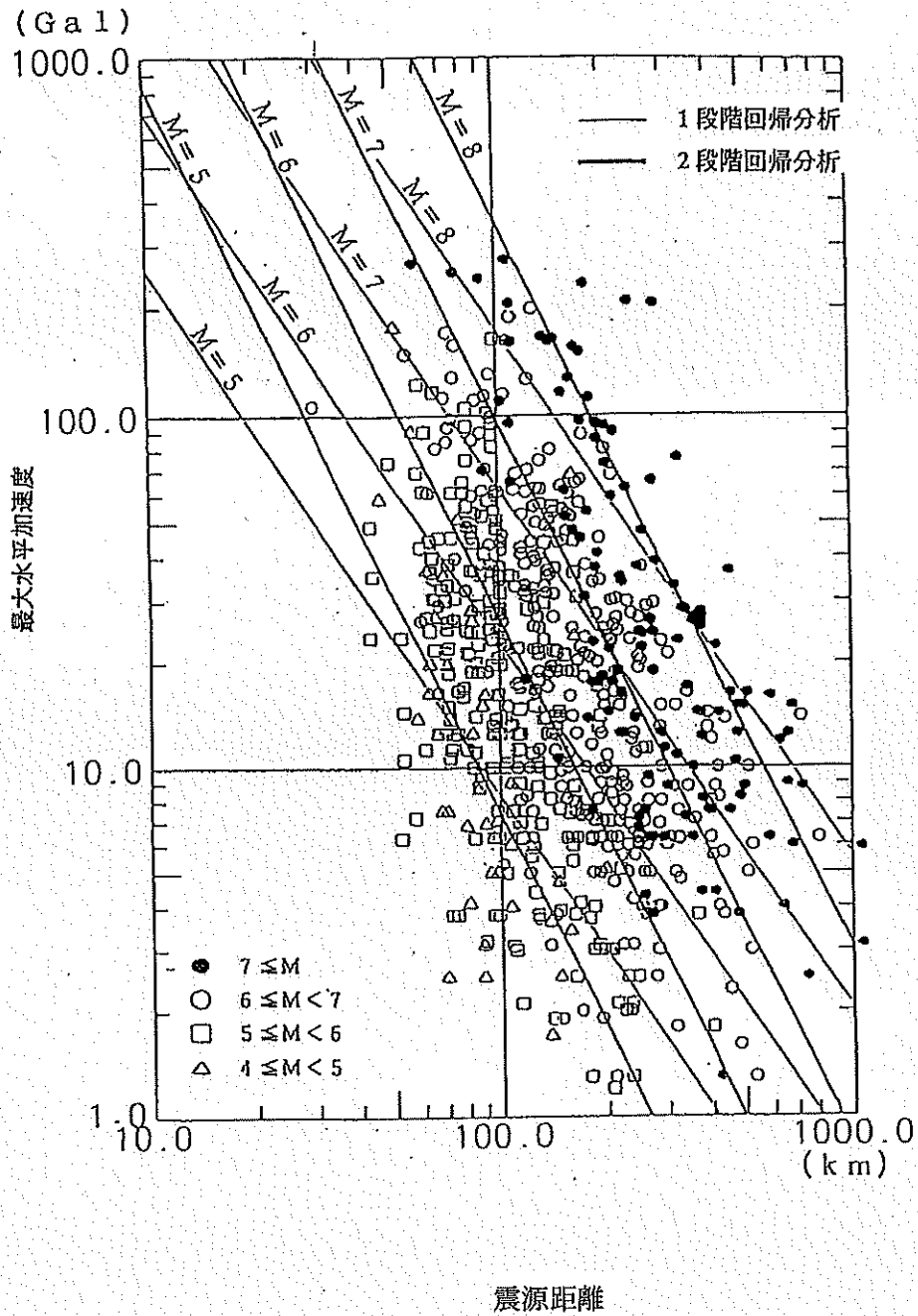


図-3 2段階回帰分析効果の比較<sup>10)</sup>

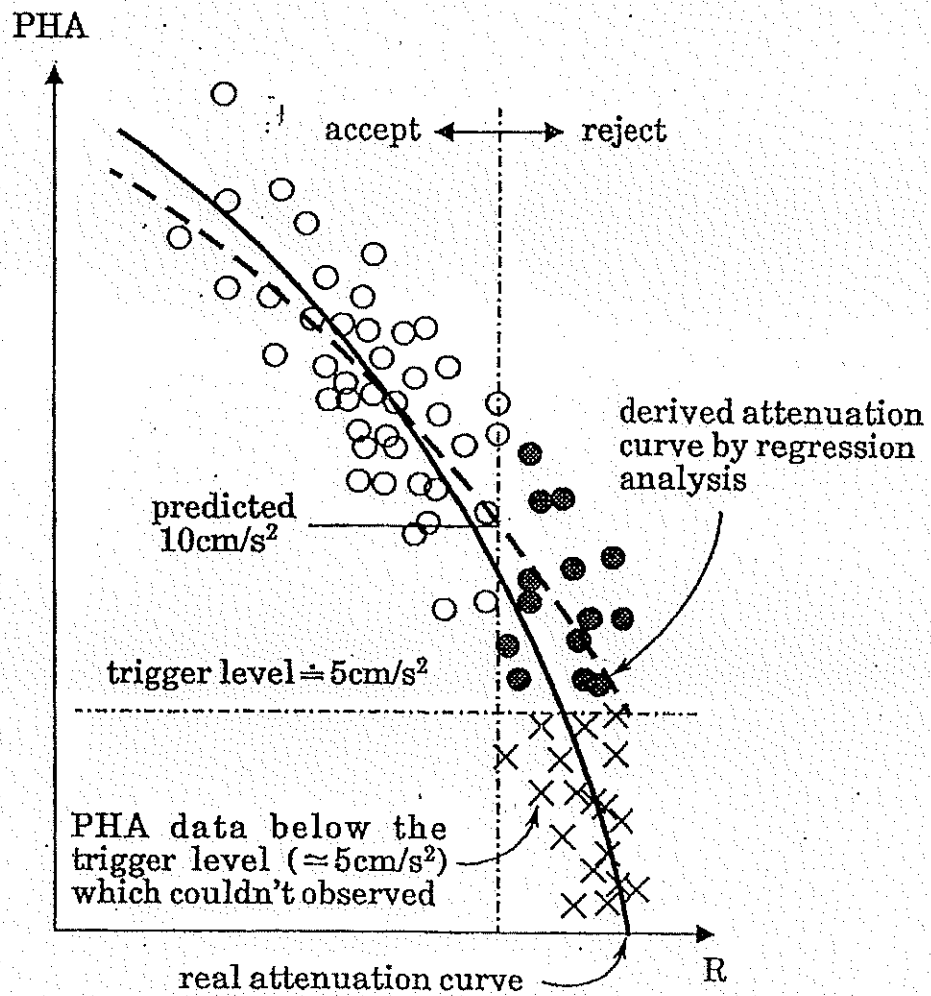


図-4 遠距離データ除外の概念図 11)

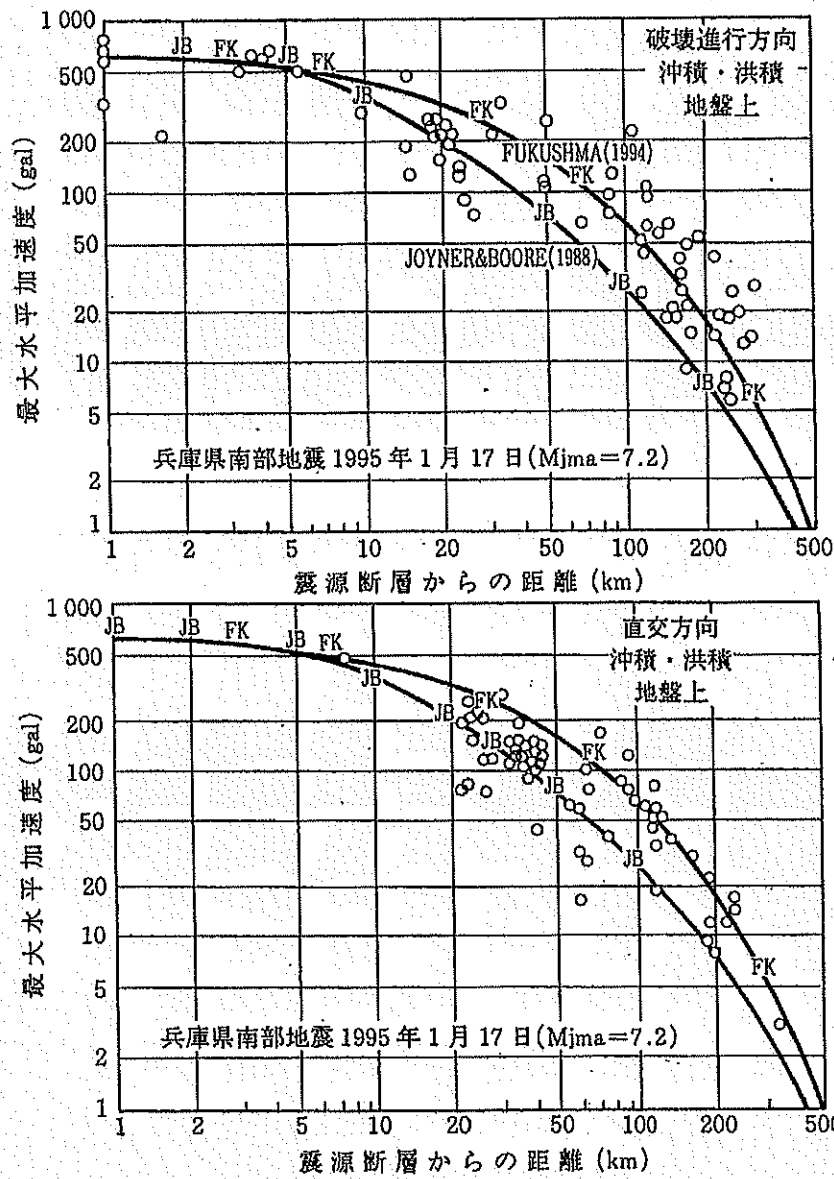


図-5 断層の破壊進行方向(forward)と直交方向(Side)の最大水平加速度の距離減衰式<sup>13)</sup>

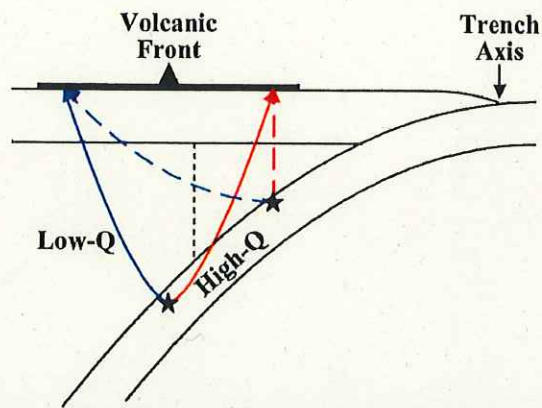


図-6 火山フロントを考慮した海溝軸からの距離

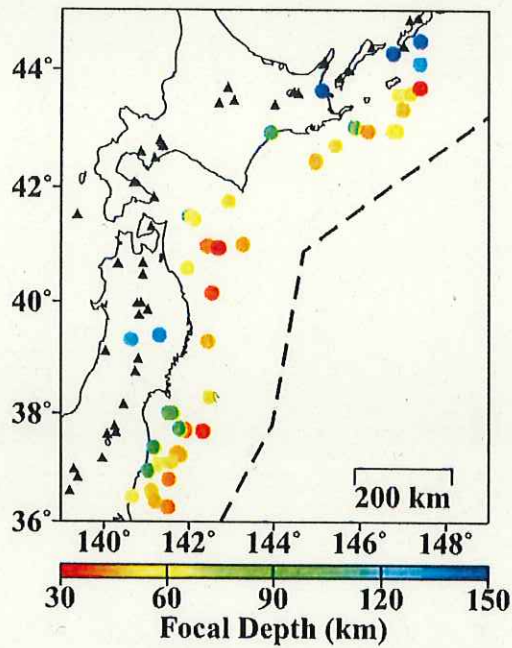


図-7 日本海溝位置と東北地方の地震分布

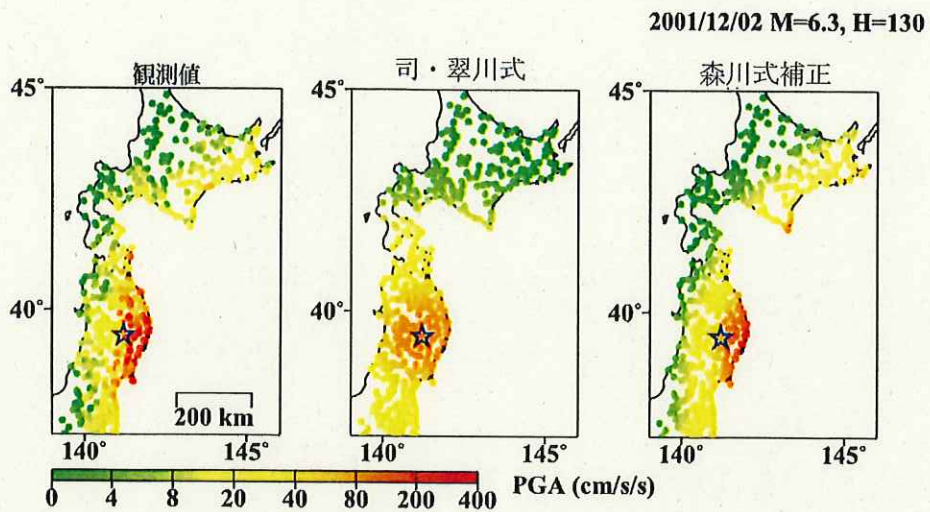


図-8 森川の手法により距離減衰式を補正した比較



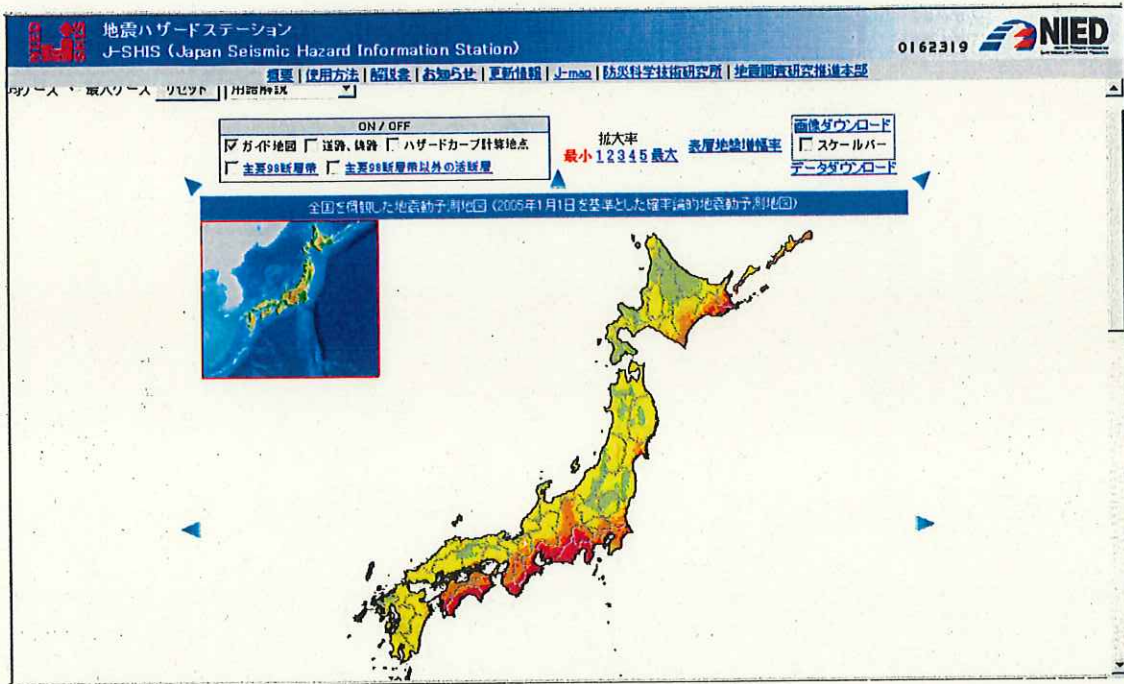
- 1) 亀田弘行, 石川裕, 奥村俊彦, 中島正人: 確率論的想定地震の概念と応用, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.75-87, 1997.10.
- 2) Cornell C. A., Engineering Seismic Risk Analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.58, pp.1583-1606, 1968.
- 3) Der Kiureghian, A and A. H-S. Ang, A Fault-Rapture Model for Seismic Risk Analysis, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.76, pp.1173-1194, 1977.
- 4) 島崎邦彦: 地震はどのように繰り返すか, 阪神・淡路大震災-5年目の教訓, 科学, 岩波書店, pp.51-57, Vol.70, No.1, Jan.2000.
- 5) 地震調査推進本部地震調査委員会長期評価部会: 長期的な地震発生確率の評価手法について, 10p, 1999.
- 6) Milne, W. G., and Davenport, A G., Distribution of Earthquake Risk in Canada, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.59, pp.729-754, 1969.
- 7) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室: 確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法, ISSS-0386-5878, 土研資料, 第1992号, 1983-3.
- 8) 切土法面の調査・設計から施工まで, 地盤工学・実務者シリーズ5, 地盤工学会, 127p., 1998.
- 9) Joyner, W. B. and D. B. Boore, Peak horizontal acceleration and velocity from strongmotion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.71, pp.2011-2038, 1981.
- 10) Iai, S., Matsunaga, Y., Morita, T., Sakurai, H., Kurata, E., and Mukai, K., *Proceedings of the International Workshop on Strong Motion Data*, Vol.1, 69p., Menlo Park, california, Dec. 13-17, 1993.
- 11) Fukushima Y., Comment on "Ground motion attenuation relations for subduction zones", *Seism. Res. Lett.*, 68, pp.947-949, 1997.
- 12) Fukushima, Y. and Tanaka,T., Anew attenuation relation for horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, Vol.80, pp.757-783,1990.
- 13) 岩崎好規, 山本浩司, 越後智雄: 兵庫県南部地震の強振動特性, 阪神・淡路大震災 都市直下型地震地質環境特性, 日本地質学会環境地質研究委員会編, 東海大出版会, pp.58-77, 1996.7
- 14) Fukushima, Y. and Irikura, K., Attenuation Characteristics of Peak Ground Motions in the 1995.hyogo-ken Nanbu Earthquake, *Jour. Physics of the Earth*, Vol.45, No.2, pp.135-146, 1997.
- 15) 司宏俊・翠川三郎: 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, 第523号, pp.63-70, 1999.
- 16) 森川信之・神野達夫・成田章・藤原広行・福島美光: 東北日本の異常震域に対応するための距離減衰式の補正係数, 日本地震工学会論文集, 第3巻, 第4号, 2003.

## 2. 地震ハザードステーション

防災科学技術研究所（藤原広行：特定プロジェクト「地震動予測地図作成手法の研究」プロジェクトディレクター）では、地震調査研究推進本部地震調査委員会において作成が進められていた「全国を概観した地震動予測地図」が完成し、2005年3月23日に公表されている。防災科学技術研究所では同地図の公開システムの開発を実施し、「地震ハザードステーション J-SHIS」として運用を開始している。

全国を概観した地震動予測地図（2005年1月1日を基準とした確率論的地震動予測地図）、日本列島とその周辺で発生する地震の分類、海溝型地震 地震発生確率、主要98断層帯以外の活断層に発生する地震 地震発生確率等が公開されている。

概要を以下に示す。



市区町村名、路線名、駅名で検索できます。

現在表示している地震動予測地図は、下記の赤く反転している地震を考慮して作成しました。

日本列島とその周辺で発生する地震の分類

その他の地震	<input type="checkbox"/> 主要90階層帯に発生する固有地震 地震発生履歴
	<input type="checkbox"/> 海溝型地震 地震発生履歴
	<input type="checkbox"/> 主要90階層帯以外の活断層に発生する地震 地震発生履歴
	太平洋プレートのプレート間及びプレート内の震源を予測しにくい地震
	フィリピン海プレートのプレート間及びプレート内の震源を予測しにくい地震
	陸地で発生する地震のうち活断層が特定されていない場所で発生する地震
	瀬河沖の震源を予測しにくい地震
	日本海東縁帯の震源を予測しにくい地震
	伊豆諸島以南の震源を予測しにくい地震
	南西諸島付近の震源を予測しにくい地震

※沖ノ鳥島、南鳥島は地震活動をモデル化できるだけの情報が無いので、評価の対象外としました。なお、最大表示積矩は  $24^{\circ}N122^{\circ}E$  -  $46^{\circ}N153^{\circ}E$  となっています。  
 ※この地図は、国土地理院長の承認を得て、同院発行の数値地図25000(空間データ基盤)を複製したものです。(承認番号 平17緯積、第22号)

このサイトに関するお問い合わせは、j-shis@bosai.go.jpまでお願いします。

図-1 地震ハザードステーション表示例，独立行政法人 防災科学技術研究所，  
<http://www.j-shis.bosai.go.jp/> (地震動予測地図データの利用約款に同意の上利用可能)

トップページ > 主要90断層帯



図-2 地震ハザードステーション主要 98 断層帯表示例，独立行政法人 防災科学技術研究所，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>（地震動予測地図データの利用約款に同意の上利用可能）

トップページ > 海溝型地震



図-3 地震ハザードステーション海溝型地震 地震発生確率表示例，独立行政法人 防災科学技術研究所，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>（地震動予測地図データの利用約款に同意の上利用可能）

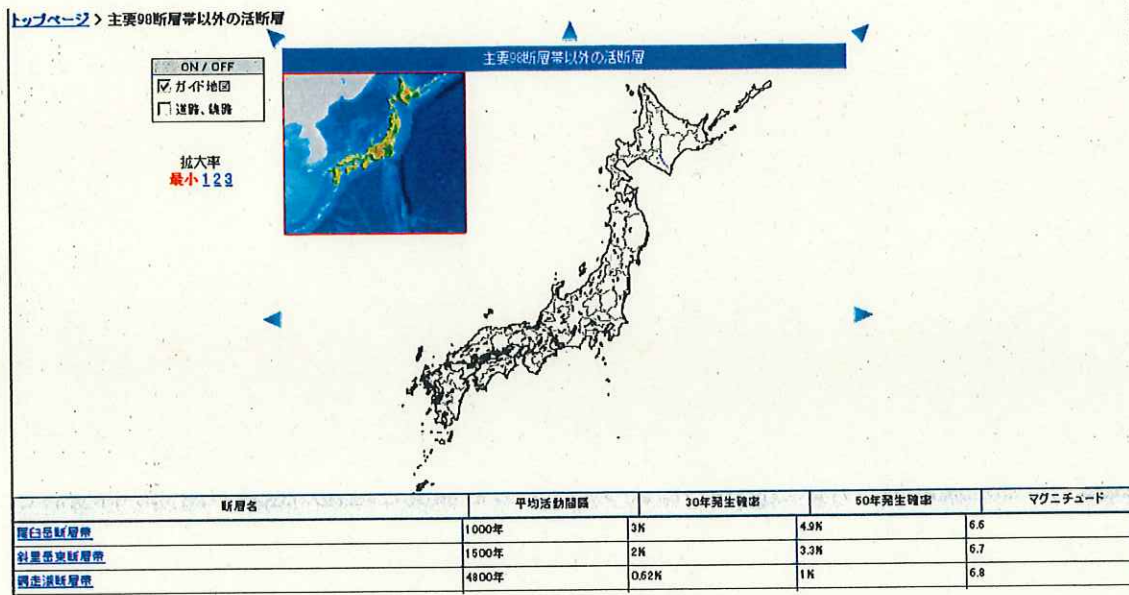


図-4 地震ハザードステーション主要 98 断層帯以外の活断層表示例，独立行政法人防災科学技術研究所，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>（地震動予測地図データの利用約款に同意の上利用可能）

## 設計震度と水平慣性力の関係

安全率を用いた盛土の耐震設計(2000)では、盛土構造物に設計震度で示される水平慣性力を載荷することで斜面安定解析を行っている。この設計震度 $k_H$ の決定には、以下に示す野田式に依っている場合が多い。

$$k_H = \frac{1}{3} \left( \frac{A_{\max}}{g} \right)^{1/3}$$

ここに、 $A_{\max}$ は最大加速度および $g$ は重力加速度である。この式は、野田ら(1975)が数多くの港湾構造物の被害、無被害の例を集め、その構造物に入力された地震動の最大加速度と設計震度の関係を求めたものである。野田式は重力式岸壁を対象としているものの、設計実務においては盛土構造物にも準用されて用いられている(澤田ら(1998))。1995年兵庫県南部地震以後、野津ら(1997)によってこの設計震度と地盤加速度の関係が再検討されているが、従来の関係式(野田式)でよいことが確認されている。

内田ら(2004)は、地震による斜面崩壊の危険度を斜面ごとに判別する手法を開発している。具体的には、1995年兵庫県南部地震による斜面崩壊分布に関するデータを解析することで、斜面崩壊分布を基に、斜面勾配 $I$ 、斜面の平均曲率 $c$ 、地震動の最大加速度 $A$ を説明変数とし、斜面崩壊の相対的な発生危険度を評価する実務上に利用可能となるような簡易な線形判別式(六甲式)を次式のように提案している。

$$F = 0.075 \cdot I - 8.9 \cdot c + 0.0056 \cdot A - 3.2$$

ここに、 $F$ は判別得点であり、判別分析において $F$ が正のとき崩壊発生、負のとき崩壊非発生と予想されることになる。内田ら(2005)は更に、1997年鹿児島県北西部地震ならびに2000年神津島地震に上式を適用し、その汎用性を確認している。

野田節夫・上部達生・千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，第14巻第4号，pp.67-111，1975。

野津厚・上部達生・佐藤幸博・篠澤巧：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技術研究所資料，No.893，1997。

(社)土木学会：盛土等土構造物の耐震性能と設計法，土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，Chapter 8，pp.29-34，2000。

澤田純男・土岐憲三・村川史朗：片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.3033-3038，1998。

内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹・中野泰雄・杉浦信男・小山内信智：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，第204号，91p.，2004。

内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹：地震時の斜面崩壊危険度評価手法の検討，土木技術資料，Vol.47，No.4，2005。

## 宮城県北部地震西猿田地区地すべりおよび側方流動現象

宮城県北部地震（2003年7月26日，M5.5，M6.2，M5.3）の3つの地震が連続して発生したことにより，河南町北村の旭山周辺の西猿田（沢）地区には急斜面25～15度が地すべりを起こして約100～200メートル流動した被害があり，これらの急斜面と緩斜面の被害，特に緩斜面の被害は地震前5日間わたって降り続いた雨（250mm程度）が関与しているとされており，概要と現地のヒアリングを踏まえた報告を以下に示す。

渦岡・他<sup>1),2)</sup>は，崩壊土砂が多量の水分を含んでいたこと，震動終了後数分してから斜面が崩壊したという証言があるなどの点で特徴的である。これらの特徴から，西猿田地区の斜面崩壊には崩壊部で液状化が発生した可能性があり，有効応力解析を用いて，斜面崩壊のメカニズムを考察している。その際，比較的規模の大きな前震から本震終了後までの約7時間を対象として有効応力解析LIQCA解析<sup>3),4)</sup>を実施し，前震によって盛土部の飽和層の過剰間隙水圧が上昇すること，本震中，崩壊面のすべり安全率は徐々に低下し，本震後に最小になる現象をまとめている(図-1~3)。

國生・他<sup>5)~10)</sup>は，側方流動現象について均一砂層モデルを対象に，地震の慣性力の繰返し載荷，液状化した土の残留強度，地震後の余震の影響などの視点からそのメカニズムを説明しようとして多くの研究がなされてきた。しかし大きな側方流動がわずかな斜面勾配で起きた例や地震終了後に起きた例は，均一砂層モデルを用いた既往の実験からは説明することができない。各層ごとに透水性が異なるのが通例である。地盤が地震によって液状化すると，液状化から回復する際に土粒子は沈降し，余剰間隙水は地表に向かって上昇する。その途中に，透水性の低い層があると，排水された水がその層の直下に捕捉され，水の膜を生成すると考えられる。國生らは，この地盤中での再配分による現象を水膜現象と呼び，この現象によってせん断抵抗 Water film effect 抗力がゼロもしくは極めて低い面が形成され，側方流動現象に大きな影響を与えるものと考え，模型振動台実験により水膜現象が側方流動メカニズムに及ぼす影響を明らかにしている。今まで多くの異なる斜面モデルの実験を実施するとともに，斜面地盤に平行に低透水シームを挟んだケースでは，このような地盤形状においても水膜現象が地盤の側方流動メカニズムに影響を与えるのかを検討した。斜面地盤に円弧状に低透水シームを挟み込んだケースでは，今回新たに移動量の時刻歴から水膜現象の影響で低透水シームより上部の土塊が再流動する区間についてエネルギー的検討を行い，水膜沿いに発揮されるせん断抵抗を評価している。

参考：西猿田地区地すべり

鹿島台木間塚地区（西猿田地区地）の堤防のり面の被害では、斜面崩壊を目撃した住民状況をヒアリング。ヒアリング内容を以下に示す。

- 1) 地震の1週間前から雨が降り続いており、水分を多く含む状態。
- 2) 0:13の地震から眠れない状態が続いた。
- 3) 斜面崩壊が生じたのは7:13の地震。
- 4) 7:13の地震が起き、0歳の子供をかかえて車に乗ろうとしたら土砂災害に遭遇し、目撃。地震発生後、1から2分後であった。
- 5) 土砂移動の継続時間は1から2分。
- 6) 土砂移動中は、地震ほどではなかったが、振動は感じられた。
- 7) 50cmを越える岩塊、民家の直前まで押し寄せてきた。
- 8) 7:13の地震による崩壊は、斜面の右岸から流れて、上部の水田が崩れて、斜面中腹にある栗の木が民家直前の道路まで根こそぎ流れた。
- 9) 16:56の地震による崩壊は、斜面の左岸から流れて、斜面天端の水田が崩壊し、稲が斜面上部から中腹にかけて散乱した。
- 10) 上部水田を造成する時に、盛土を構築していた。
- 11) 当概邸は当該地盤の軟弱性を考慮し、鋼管杭が40本施工されていたので家屋の傾きは生じなかった（庭の一部の沈下を除き）。
- 12) 20年前に裏庭斜面が崩壊して、直下の民家はその後、移動した。

当該斜面崩壊は、以下のことが類推される。

- 1) 当該斜面は上部砂層の下の不透水層が存在することが周辺地山の断面から推測される。上部砂層と下部不透水層の境界に水が溜まり、移動したことも考えられる。
- 2) 斜面下部の周辺の水田には液状化の痕跡がみられた。
- 3) 流失砂は、間隙水圧が高く、液状化を生じやすい。
- 4) 三陸沖地震（5月26日）に比べ、今回の地震は、主要動とコーダ波の区分が明瞭である。これは、深度が浅い為と思われる。また、上下動のコーダ波が明瞭であり、今回の斜面崩壊、液状化被害に影響を及ぼしたものと考えられる。



西猿田地区地すべり  
(斜面上部の水田のクラック)



西猿田地区地すべり  
(矢印は栗の木の移動)



斜面底部（上部の稲の流れと液状化の痕跡）

参考：2003年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響

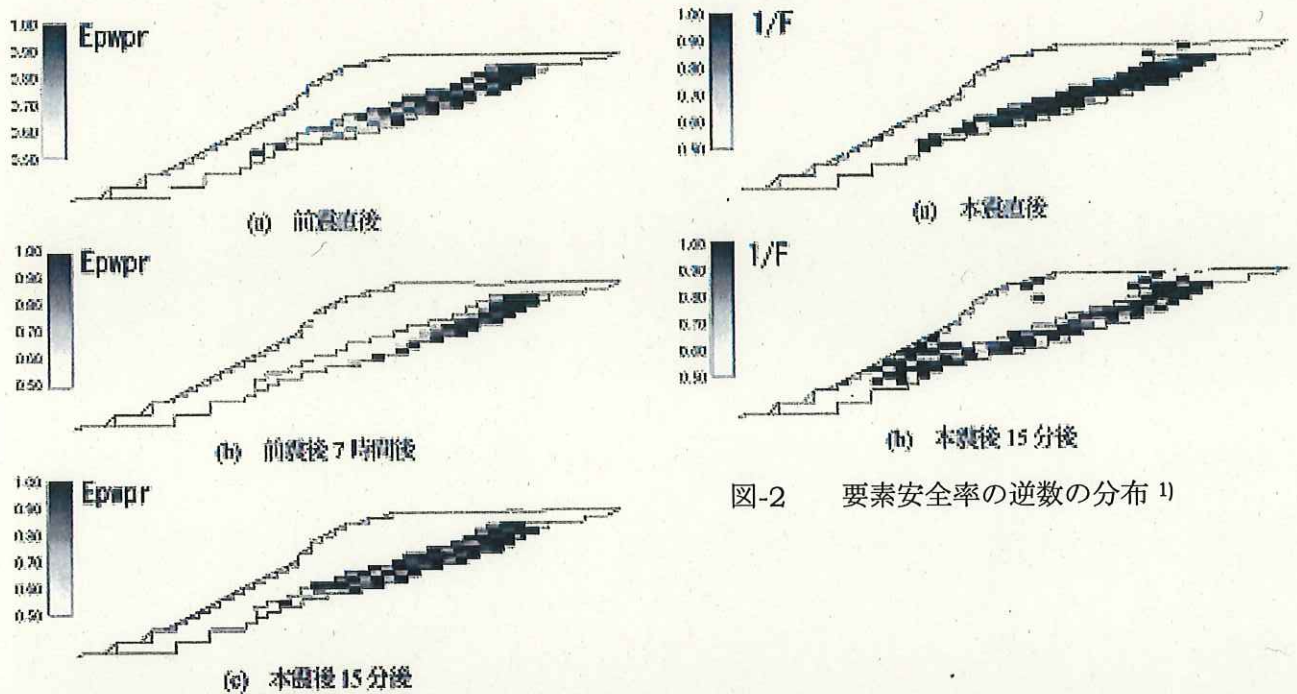


図-2 要素安全率の逆数の分布<sup>1)</sup>

図-1 過剰間隙水圧比の分布<sup>1)</sup>

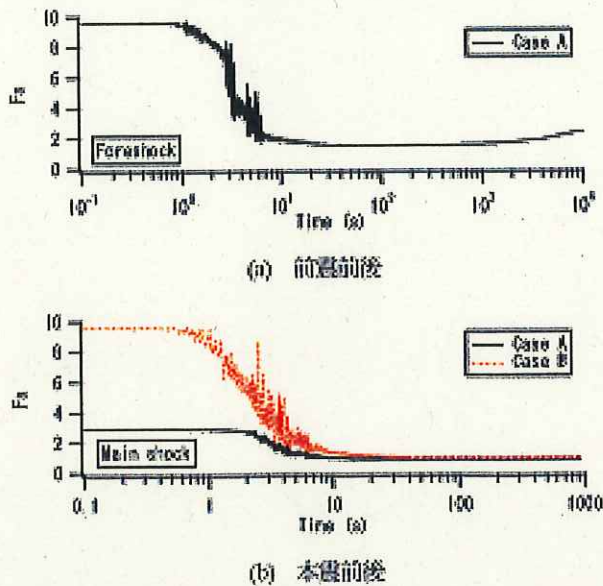


図-3 崩壊面のすべり安全率の時刻歴<sup>1)</sup>

参考：液状化地盤における水膜流動に与える影響<sup>1)</sup>

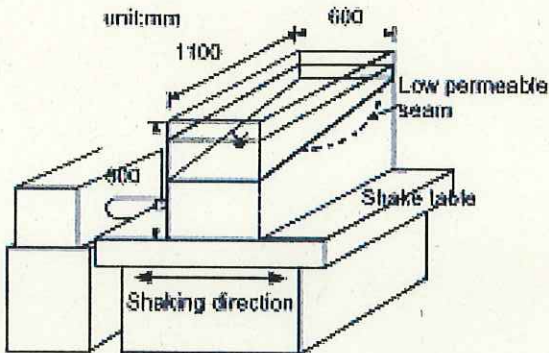
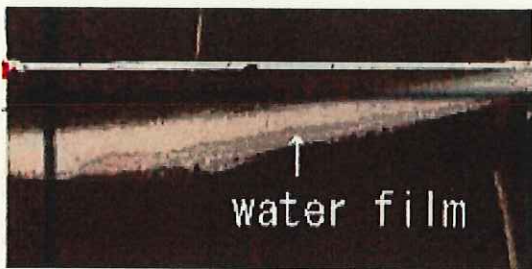
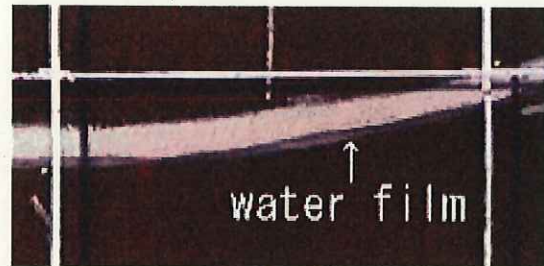


Fig. 6. 2D model for saturated sand slope with silt arc in a lucite box on a shake table



case2 (with a silt seam)



case3 (with a clay seam)

Photo. 1. Zoom-up of silt seams showing water film generation

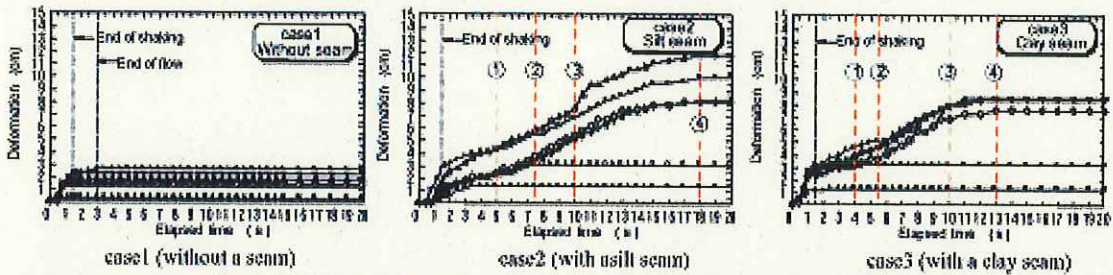


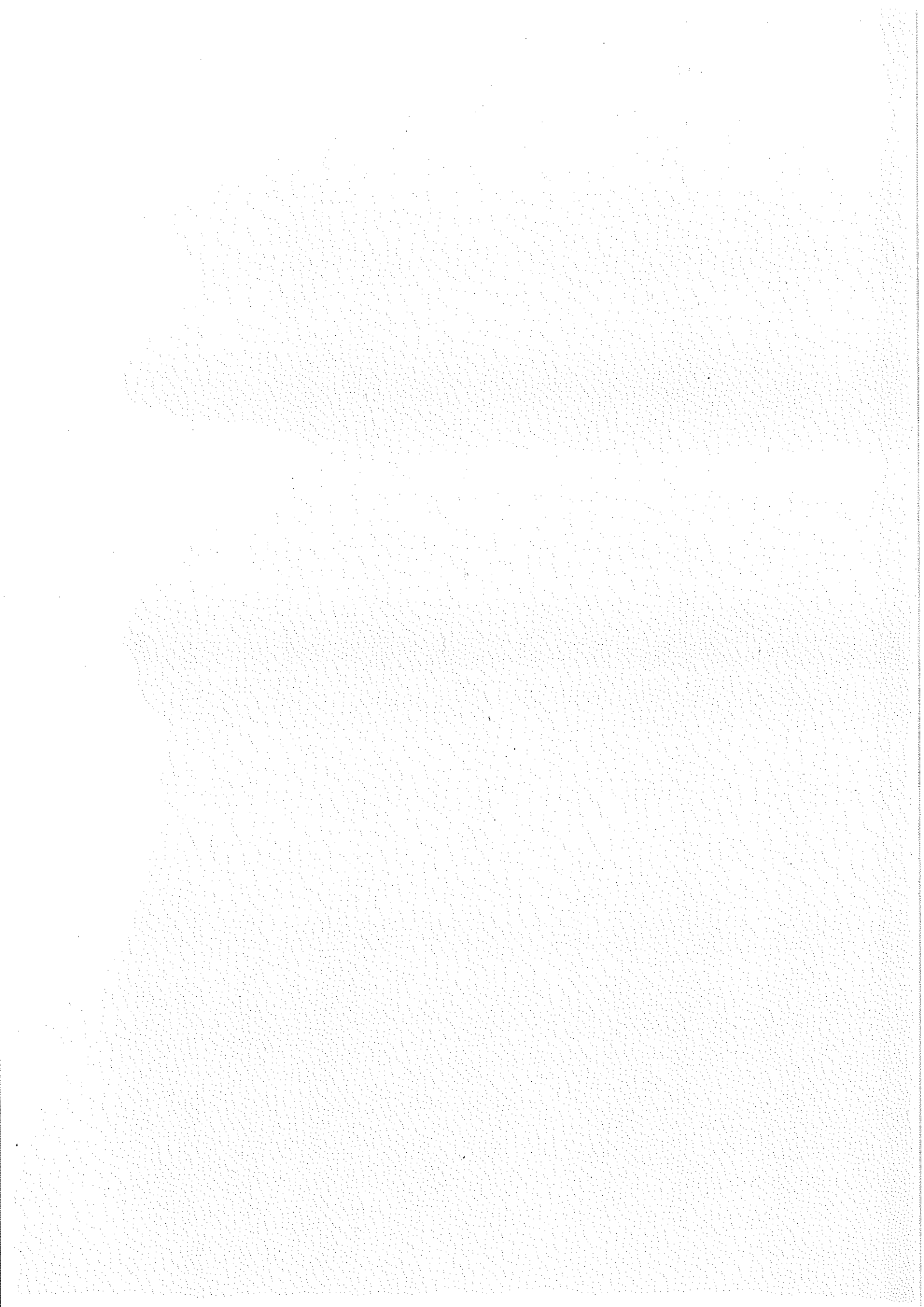
Fig. 9. Soil deformation versus elapsed time relationship for representative points

- 1) 渦岡良介, 市橋慧, 仙頭紀明, 風間基樹: 2003年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響, 第39回地盤工学研究発表会, 1047, E-08, 2004.7.
- 2) Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M and Unno, T, Landslides During the Earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Japan, Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, Vol.45, No.4, pp.149-163, Aug., 2005.
- 3) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol. 52, pp. 209-245, 1994.
- 4) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 5) 國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 根本進平: 斜面形状の違いが水膜現象による側方流動に及ぼす影響, 第39回地盤工学研究発表会(新潟)発表講演集, pp.1975-1976, (CD-ROM), 2004.7
- 6) 國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 根本進平: エネルギー法による斜面の地震時変形量評価のための模型実験(その2), 斜面勾配の違いによる変形量と振動エネルギーの関係 2004.7 第39回地盤工学研究発表会(新潟)発表講演集, pp.1977-1978, (CD-ROM).
- 7) 國生剛治, 吉川陽, 樺澤和宏, 清水愛子: 液状化地盤における水膜流動現象への加振方向と加速度が及ぼす影響, 土木学会第59回年次学術講演会講演概要集, III-216, pp.431-432, (CD-ROM), 2004.9
- 8) 樺澤和宏, 國生剛治, 清水愛子: ダイレイタンシーが液状化地盤における水膜流動に与える影響, 日本地震工学会・大会-2004梗概集, pp.226-227, 2005.1
- 9) 國生剛治, 清水愛子, 樺澤和宏, 駒村和宏: 水膜現象が斜面下流部の境界条件が異なる地盤での側方流動に及ぼす影響, 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, III-134, pp.267-268, 2003.9.
- 10) 國生剛治, 樺澤和宏, 清水愛子, 駒村和宏: 加振加速度が水膜現象による流動に与える影響と加振後の水圧の時間的变化, 土木学会第58回年次学術講演会講演概要集, III-135, pp.269-270, 2003.9.
- 11) 樺澤和宏, 國生剛治: 間隙の再配分による水膜現象が側方流動メカニズムに及ぼす影響, 第11回地震工学シンポジウム, pp.863-868, 2002.11

整理番号	資料タイトル	作成時期	作成機関	資料収集方法	資料の内容	その他
	地震動関連					
司・翠川.pdf	断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式	日本建築学会構造系論文集, 第523号, pp.63-70, 1999.	司宏俊・翠川三郎	CD		
翠川・松岡.pdf	Site Effects on Strong-Motion Records Observed During The 1987 Chiba-ken-toho-oki, Japan	第9回日本地震工学シンポジウム, 1994	Midorikawa, S., Matsuoka M., Sakugawa,		震源特性、伝播特性、地盤特性の影響をより正確に評価することで、震源域にも適用できる最大加速度、最大速度の距離減衰式を提案。	
翠川・大竹.PDF	震源深さによる距離減衰特性の違いを考慮した地震動最大加速度・最大速度の距離減衰式	第11回地震工学シンポジウム, pp.609-614, 2002.11	翠川三郎・大竹雄	CD		
森川式.pdf	東北日本の異常震域に対応するための距離減衰式の補正係数	日本地震工学会論文集, 第3巻, 第4号, 2003	森川信之・仲野達夫・成田章・藤原広行・福島美光			距離減衰式の補正を実施し、海溝軸からの距離を考慮することで、日本海側よりも太平洋側の地域において地震動が大きくなる効果を反映。
設計震度と水平慣性力の関係						
野田式.pdf	重力式岸壁の震度と地盤加速度	風力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 第14巻第4号, pp.67-111, 1975	野田節夫・上部達生・千葉忠樹		野田・上部の式の原著論文	
港湾技研資料-野津.pdf	距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係	港湾技術研究所資料, No.893, 1997.	野津厚・上部達生・佐藤幸博・篠澤巧		1995年兵庫県南部地震以後、この設計震度と地盤加速度の関係が再検討。従来の関係式(野田式)の妥当性を確認。	
内田式.pdf	地震時の斜面崩壊危険度評価手法の検討	土木技術資料, Vol.47, No.4, 2005.	内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹		地震による斜面崩壊の危険度を斜面ごとに判別する手法を開発。1995年兵庫県南部地震による斜面崩壊分布に関するデータを解析することで、斜面崩壊分布を基に、斜面勾配、斜面の均曲率、地震動の最大加速度Aを説明変数とし、斜面崩壊の相対的な発生危険度を評価。	
2003年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響						
No. 164. PDF	2003年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響	第39回地震工学研究発表会, 1047, E-08, 2004.7.	渦岡良介, 市橋慧, 仙頭紀明, 風間基樹	CD		
渦岡先生論文 JGS.pdf	Landslides During the Earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Japan,	Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, Vol.45, No.4 pp.149, 1.	Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M and Unno, T.		西嶺田地区の斜面崩壊には崩壊部で液状化が発生した可能性があり、有効応力解析を用いて、斜面崩壊のメカニズムを考察している。	
液状化地盤における水膜流動に与える影響						
No. 164. PDF	間隙の再配分による水膜現象が側方流動メカニズムに及ぼす影響	第11回地震工学シンポジウム, pp.863-868, 2002.11	樽澤和宏, 國生剛治			
No. 131. pdf	Slope Failure Evaluation by energy approach in hydraulic fill dams due to liquefaction-induced water films	13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper	Takaji Kokusho, Kazuhiro Kabasawa	CD		
No. 340. pdf	Model test and energy analysis on lateral flow by water film effect in liquefied sand slope including silt seam	13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper	Kazuhiro Kabasawa, Takaji	CD		
JA-63.pdf	Energy approach for earthquake induced slope failure evaluation	16thICSMGE-2005	T. Ishizawa, T. Kokusho, T. Harada & S.Nemoto	CD		
JA-64.pdf	Energy analysis and model tests on lateral flow induced	16thICSMGE-2005	K. Kabasawa & T.	CD		
US-69.pdf	Void redistribution research with 1-g and centrifuge	16thICSMGE-2005	E.J. Malwick, B.L. Kutter &	CD		
No. 1028.pdf	斜面の地震時変形量のエネルギ-的評価手法の検討(その1)	38thJGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史	CD		
No. 1029.pdf	斜面の地震時変形量のエネルギ-的評価手法の検討(その2)	38thJGS-2003	石澤友浩, 國生剛治, 原田朋史	CD		
No. 956. pdf	斜面形状の違いが水膜現象による側方流動に及ぼす影響	39thJGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 榎本進平	CD		
No. 957. pdf	加速度と初期傾斜勾配の違いが水膜による側方流動に及ぼす影響	39thJGS-2003	國生剛治, 吉川楊樺沢, 和宏清水愛	CD		

添付資料 - 4

整理番号	資料タイトル	作成時期	作成機関	資料収集方法	資料の内容	その他
No. 958.pdf	水膜現象による流動時の低透水シームより下部における砂の体積変化	39thJGS-2003	國生剛治, 樺澤和宏, 清水愛子, 吉川陽	CD		
No. 989.pdf	エネルギー法による斜面の地震時変形量評価のための模型実験 (その1)	39thJGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 根本進平	CD		
No. 990.pdf	エネルギー法による斜面の地震時変形量評価のための模型実験 (その2)	39thJGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 根本進平	CD		
谷埋め盛土に関する被害予測および被害事例						
kamai_01	地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測	地すべり学会誌, Vol.40, No.5, 2004.1, pp.389-399.	釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之		1978年宮城県沖地震, 1993年釧路沖地震, 1995年兵庫県南部地震における要因(盛土の厚さ, 幅等)と誘因(断層からの距離・方向, M)から, ニューラルネットワークで不安定化予測。	
kamai_02	平成7年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動	地質調査月報, 第47巻, 第2/3号, pp.175-200.	釜井俊孝, 鈴木清文, 磯部一洋		1995年兵庫県南部地震における宝塚市から神戸市にかけての丘陵斜面上の変動を4種に分類し, 分布, 代表例および今後の課題を整理。	
kamai_03	都市域における地震時斜面災害のハザードマップ—宅地盛土斜面の変動予測—	日本地質工学会, 平成12年度シンポジウム予稿集, 「斜面ハザードマップの現状と課題」, 2005.5	釜井俊孝, 守随治雄, 太田英将, 原口強		東京西南部, 横浜市にかけて多く分布する人工地形改変地の地震による都市型斜面災害の危険性地域を抽出し, 災害予測地図を作成。	
kamai_04	阪神間で右往左往—都市と斜面の巡検—	土木学会, 斜面工学小委員会, 維持管理WG, 2003.10			1995年兵庫県南部地震において変動した谷埋め盛土の分と特徴を整理。	
kamai_05	大型振動台模型実験による谷埋め盛土斜面の変形挙動の検討	地すべり学会誌, Vol.40, No.5, 2004.1, pp.400-407.	郷隆之, 笠原亮一, 釜井俊孝		地震時谷埋め盛土の崩壊を盛土形状に着目して振動大実験で正弦波加振を実施し, 横断断面方向形状比と横断面形状が模型盛土地盤の変形に与える影響を側方摩擦力の存在を示唆する実験結果とともに示した。	
scan23						
scan24						
scan25						
scan26						
scan27						
scan28						
scan29						
scan30	釜井研究室文庫、都市域における宅地盛土斜面における以深災害予測図の作成	2000年	日本大学大学院 小林慶之	筆者より提供	釜井俊孝先生の指導の元で、日本大学の小林慶之氏が執筆した修士論文。兵庫県南部地震で被災した谷埋め盛土の原因を究明し、幅/深さ比が重要なファクターであることをはじめて明らかにしたものである。	
scan31	日本道路公団中越地震の文献	2005年	日本道路公団	「ハイウェイ技術」より	(1) 土構造物における被災状況 盛土に崩壊や沈下の変状が発生した。切土法面には崩落は確認されていない。土構造物は地下水で飽和状態であったことが確認されている。 (2) 災害応急復旧工事 盛土の車線部に至る大規模な崩壊は傾斜地盤、沢部及び切盛擁などの盛土上流部が集水地形である箇所が発生した。被災要因は地震動のほかに地下水などの水の影響が考えられるため、工事に当たっては盛土内の排水性を考慮し、盛土材および土嚢の中詰め材は碎石を使用した。沢部の盛土崩壊箇所については湧水が多かったことから水抜ボーリング・大型地下水排水工を設置し盛土内の排水対策をした。	
JR_s47	盛土の耐震設計に関する研究報告書	(社)日本鉄道協会, 昭和47年			盛土破壊型式の理論的計算, 振動台実験い破壊機構の実証と対策工の有効性を提案。	





# 参 考 図

『大地震時における宅地盛土の被害に関する調査業務』報告書、平成17年9月、  
特定非営利活動法人 都市災害に備える技術者の会より抜粋

# 盛土分布図

(京都大学防災研究所 釜井俊孝博士作成資料を再現)



(エリア1：宝塚)

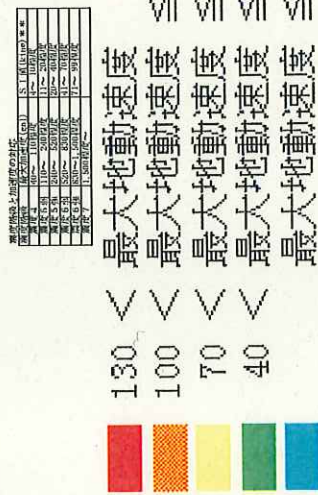
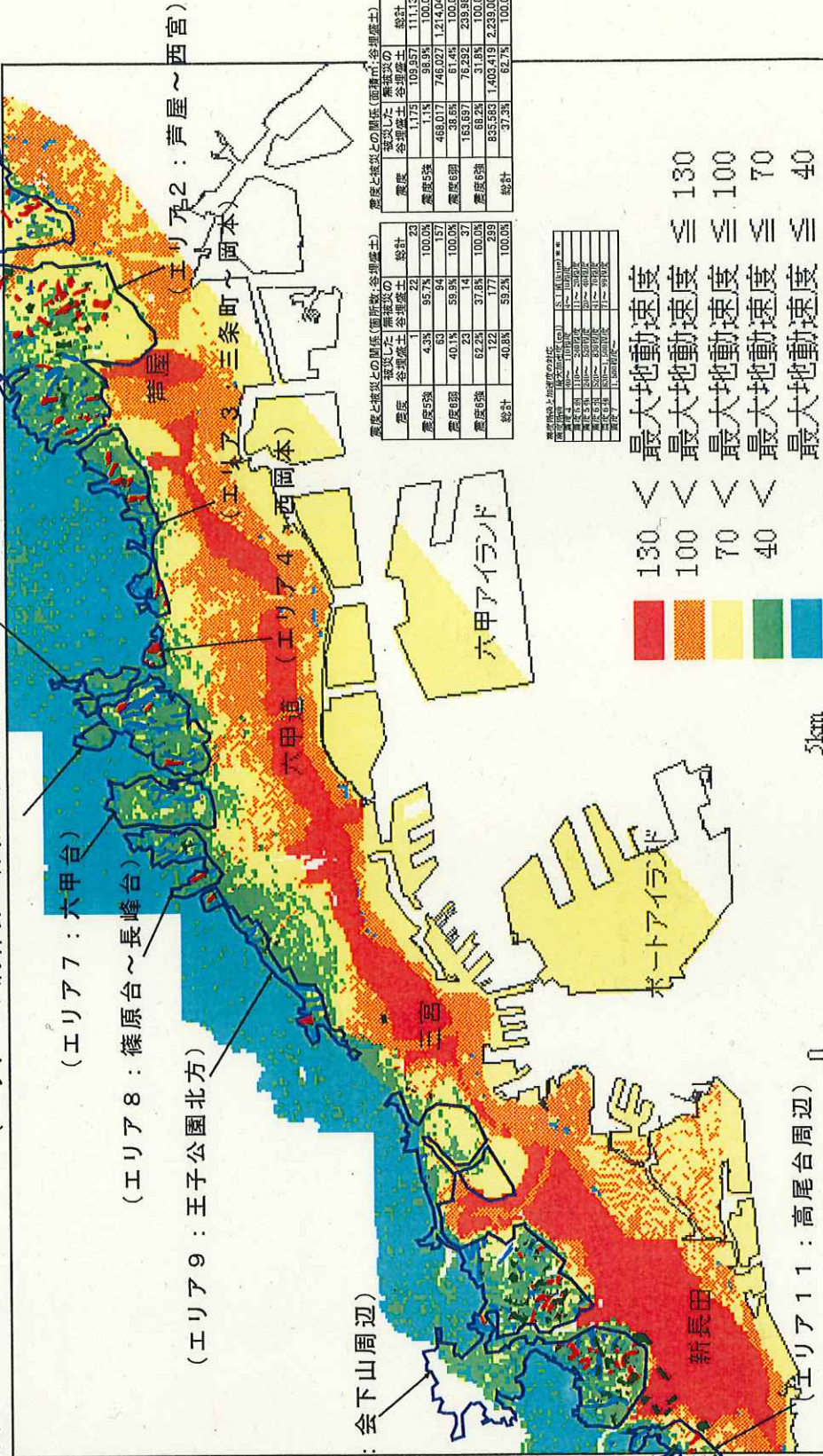
谷埋め盛土の被災率と震度との関係

- <箇所数>
- ・震度5強では、谷埋め盛土の4%が被災した。震度6弱では40%、震度6強では62%が被災した。
- <面積>
- ・震度5強では、谷埋め盛土の1%が被災した。震度6弱では39%、震度6強では68%が被災した。

被災した谷埋め盛土

被災しなかった谷埋め盛土  
(たため池を埋めた盛土  
はほぼ例外なく被災)

造成地の範囲



単位：cm/s

震度	被災した谷埋め盛土	無被災の谷埋め盛土	合計
震度5強	43	957	1000
震度6弱	40.3%	59.8%	100.0%
震度6強	23	14	37
震度6強	62.2%	37.8%	100.0%
合計	122	177	299
	40.8%	59.2%	100.0%

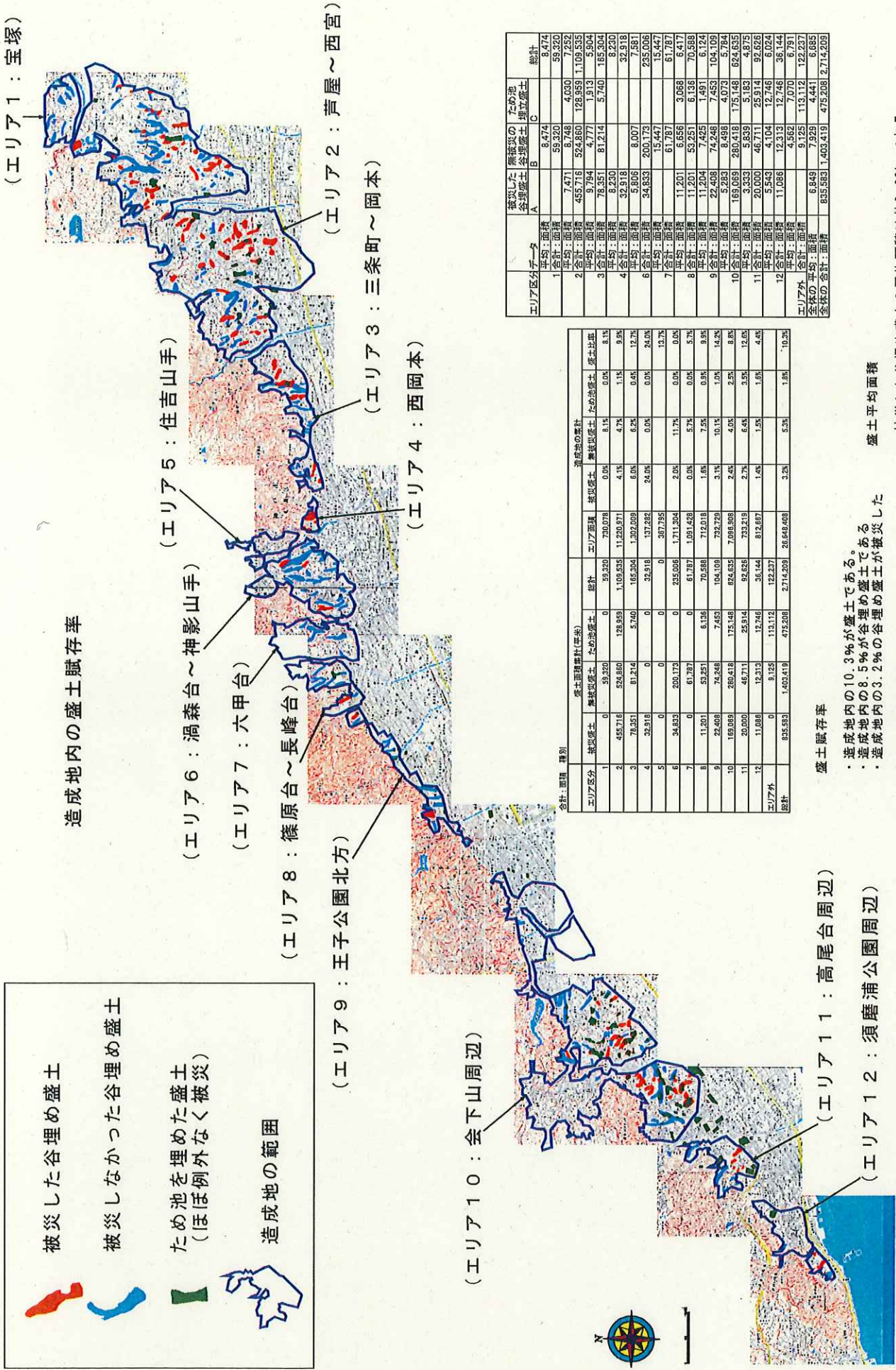
震度	被災した谷埋め盛土	無被災の谷埋め盛土	合計
震度5強	202,693	471,148	70,749
震度6弱	175	109,957	3,906
震度6強	48,017	748,027	163,471
震度6強	163,637	76,292	164,935
合計	835,583	1,403,419	475,208
	62.7%	37.3%	100.0%

震度	A	B	C	合計
震度5強	35	47	12	94
震度6弱	1	22	4	27
震度6強	63	94	65	212
震度7	0	0	8	8
合計	122	177	107	406

※被災盛土分布図は、京都大学防災研究所の釜井俊孝博士の資料を用いた  
 ※震度(速度)分布図は、東京工業大学翠川研究室の資料を用いた  
<http://www.enveneg.titech.ac.jp/midori/kawa/member/kazu/fig03.html>

被災した谷埋め盛土  
被災しなかった谷埋め盛土  
ため池を埋めた盛土  
(ほぼ例外なく被災)  
造成地の範囲

造成地内の盛土賦存率



エリア区分	被災した谷埋め盛土		谷埋め盛土		ため池埋立盛土		合計
	面積	賦存率	面積	賦存率	面積	賦存率	
1	59,320	0.0%	7,471	1.3%	8,474	1.4%	8,474
2	455,716	0.0%	455,716	100.0%	524,860	116.3%	980,582
3	78,351	0.0%	9,794	1.2%	4,777	6.1%	15,366
4	32,918	0.0%	8,230	2.5%	81,214	247.0%	122,182
5	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0
6	34,833	0.0%	5,806	1.7%	200,173	574.6%	240,812
7	0	0.0%	0	0.0%	15,447	0.0%	15,447
8	11,201	0.0%	11,201	100.0%	53,251	475.4%	75,653
9	22,408	0.0%	11,204	50.0%	7,425	33.1%	31,037
10	169,069	0.0%	5,283	3.1%	8,498	5.0%	13,781
11	20,000	0.0%	3,333	16.7%	46,711	233.6%	70,044
12	11,086	0.0%	5,543	50.0%	12,313	111.0%	28,942
エリア外	835,593	0.0%	11,086	1.3%	4,562	0.5%	17,711
全体の平均	6,849	0.0%	9,125	133.1%	7,070	103.2%	23,044
全体の合計	835,593	0.0%	1,403,419	167.8%	475,208	56.8%	2,714,209

エリア区分	被災した盛土		谷埋め盛土		ため池埋立盛土		合計
	面積	賦存率	面積	賦存率	面積	賦存率	
1	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0
2	455,716	0.0%	455,716	100.0%	524,860	116.3%	980,582
3	78,351	0.0%	9,794	1.2%	4,777	6.1%	15,366
4	32,918	0.0%	8,230	2.5%	81,214	247.0%	122,182
5	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0
6	34,833	0.0%	5,806	1.7%	200,173	574.6%	240,812
7	0	0.0%	0	0.0%	15,447	0.0%	15,447
8	11,201	0.0%	11,201	100.0%	53,251	475.4%	75,653
9	22,408	0.0%	11,204	50.0%	7,425	33.1%	31,037
10	169,069	0.0%	5,283	3.1%	8,498	5.0%	13,781
11	20,000	0.0%	3,333	16.7%	46,711	233.6%	70,044
12	11,086	0.0%	5,543	50.0%	12,313	111.0%	28,942
エリア外	835,593	0.0%	11,086	1.3%	4,562	0.5%	17,711
全体の平均	6,849	0.0%	9,125	133.1%	7,070	103.2%	23,044
全体の合計	835,593	0.0%	1,403,419	167.8%	475,208	56.8%	2,714,209

盛土賦存率

- ・造成地内の10.3%が盛土である。
- ・造成地内の8.5%が谷埋め盛土である
- ・造成地内の3.2%の谷埋め盛土が被災した
- ・全盛土の中の83%が谷埋め盛土である
- ・全盛土の中の31%が被災した
- ・谷埋め盛土の中の38%が被災した

盛土平均面積

- ・被災した谷埋め盛土の平均面積は約0.68haである。
- ・被災しなかった谷埋め盛土の平均面積は約0.79haである。
- ・ため池を埋めた盛土の平均面積は約0.44haである。

※被災盛土分布図は、京都大学防災研究所の釜井俊孝博士の資料を用いた

# すべり速度変化に伴う含水粘土のせん断変形挙動と間隙水圧変化 —非排水リングせん断試験によるアプローチ—

## Shear behavior and pore pressure changes during velocity-stepping experiments on water saturated clayey soil

### - Ring shear test under an undrained condition -

柴崎達也 (国土防災技術株式会社) \*, 氏家恒太郎 (海洋研究開発機構)

Tatsuya SHIBASAKI (Japan Conservation Engineers & Co.,Ltd.)

Kohtaro Ujiie (IFREE/JAMSTEC)

キーワード：リングせん断試験，残留強度，間隙水圧，すべり速度

Keywords : Ring shear test, Residual strength, Pore water pressure, Slip rate

## 1. はじめに

地盤工学の分野においてリングせん断試験は、主に粘性土を対象とし、地すべり粘土の残留強度計測に用いられている。有効応力での強度定数を求めることを目的として、排水条件を確保するために通常緩速せん断が行われている。また、実現象としても一般的に地すべりは緩慢な滑動を繰り返すことで知られ、その移動速度としては0.01~10mm/dayが多いといわれている。しかし、なぜ地すべりが緩速すべりに限られ、高速すべりを引き起こしにくいのか、その機構はよく分かっていない。

一方、地殻浅部の断層中軸部ではしばしば含水粘土が発達しており、地震すべりの伝播・抑制に重要な役割を果たしていると考えられているが、すべり速度変化に伴う含水粘土のせん断変形挙動に関しては未解明のままである。

そこで筆者らは、種々の改良を加えたリングせん断試験機を用い、含水粘土のせん断応力のすべり速度依存性と動的間隙水圧に着目し研究を行っている。力学データと物性データからせん断応力のすべり速度依存性を決定する物理機構の解明を目指しており、今回以下に示す一連の試験を実施したので、その結果と、予察的な成果について報告する。用いた試料は高純度のカオリン粘土 ( $\rho_s=2.641\text{g/cm}^3$ ,  $w_L=89.9\%$ ,  $w_p=33.0\%$ ,  $I_p=56.9$ , 粘土粒径含有率90%) である。

<非排水条件>全応力一定条件下、5mm/minのすべり速度で残留状態を確認後→50→500→50→

5mm/minでの速度ステップ試験を実施、これを3サイクル繰り返し、その際の間隙水圧・せん断応力の変化に着目する。

<排水条件>非排水での試験結果を考察するために、排水条件でも種々のすべり速度の試験を実施した。異なる供試体で、同一垂直応力条件下、5桁の速度 (0.005, 0.05, 0.5, 5, 50mm/min) で定常状態のせん断応力 (残留強度) を計測する。また、各せん断速度に応じたせん断面の発達構造を評価するため、供試体のせん断面付近の間隙率 (含水比) を評価し、樹脂固化した供試体を用いてX線CTスキャナーにてせん断帯のCT画像の観察も行った。

## 2. 残留状態における非排水速度ステップ試験

### 2.1 試験条件・手順

使用した試験機は、非排水構造を具備し・間隙水圧計測仕様としたリングせん断試験機<sup>1) 2)</sup>である。間隙水圧計は載荷盤側から挿入したニードルを介して3箇所 (①, ②, ③) で計測し、内2箇所 (①, ②) は、ニードルをせん断面位置に挿入して計測し (図1右)、1箇所 (③) は試料直上 (載荷盤側ポーラスメタル直上) に設置して計測を行った。

含水比100%の試料を50kPaで予圧密し、圧密完了後成形しせん断箱へ装填する。約24時間かけてゆっくりと炭酸ガスを充填したあと、約7日間かけて脱気水の飽和を実現させる。その後50kPaで圧密を開始し、軸変位の安定を確認後一旦非排水

条件にして全応力として100kPa载荷する。その際の間隙水圧の上昇 $\Delta u$ から、B値( $=\Delta u/\Delta\sigma$ )を評価する。B値計測後、200kPaで圧密を行い(3日間)、正規圧密条件でせん断を開始した。なお、今回示したデータはB値0.9前後を示し、数回の再現性確認試験を実施している。高速条件ほど、せん断面で計測した水圧の不安定挙動を示すが、試験成果として同じ結果が得られている。

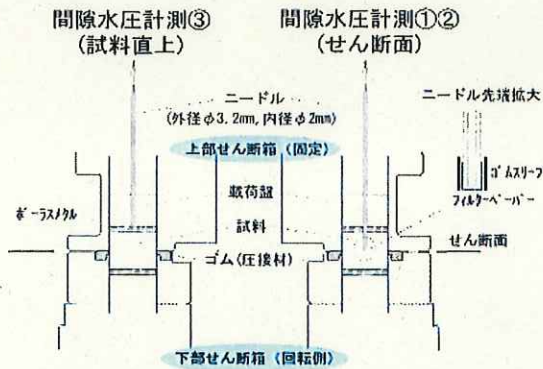


図1 間隙水圧の計測方法

## 2.2 試験結果

図2に試験結果を示す。せん断応力は上下剪断箱間のゴム摩擦分を差し引いている。また、初期

設定した剪断箱間の圧接荷重が、せん断中にある程度ロスすることが判明している。荷重の制御機構上、その分試料に垂直応力として付加される分を考慮し、全応力を補正している。

200kPaの正規圧密状態で5mm/minのせん断を開始すると、ピーク強度発現時から100kPa以上の過剰間隙水圧が発生しそのまま高いレベルで維持される。5mm/minの速度で3周(せん断面中央部で1200mmの変位量、1周約80分)変位させ、せん断応力と間隙水圧の定常状態を確認する。せん断面で計測した間隙水圧(①, ②)に着目すると、速度ステップに対し俊敏に反応する。5mm/minでの定常状態から速度を50mm/min(1周, 約8分間)→500mm/min(1周, 約80秒間)と上昇させると、速度変更前より水圧が低下し、せん断応力は増加する。また、逆にせん断速度を低下(500→50→5mm/min)させる経緯では、水圧の上昇・せん断応力の低下が確認される。高速ほど水圧が不安定な挙動を示すが、一連の速度ステップを3サイクル繰り返すと、各せん断速度に応じてあるレベルで間隙水圧・せん断応力が安定する傾向が認められる。

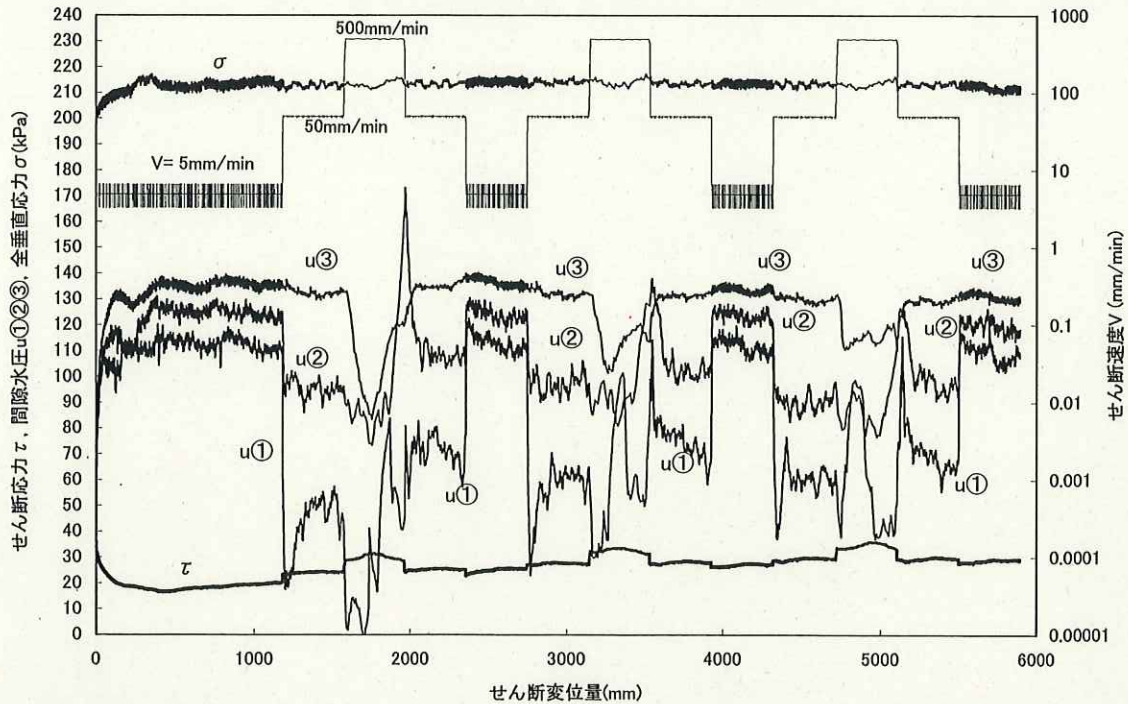


図2 全垂直応力一定下における非排水速度ステップ試験結果 ( $\tau$ :ゴム摩擦補正済み)

### 3. 排水条件での残留強度のすべり速度依存性とすべり速度によるせん断帯の厚さ変化

#### 3.1 試験条件・手順

試験機はBishop型のリングせん断試験機で、供試体サイズは非排水条件の試験機と同じ外径15cm、内径10cm、試料厚約2cmである。垂直応力200kPaにて圧密を行い（3日間）、正規圧密状態で異なるせん断速度0.005, 0.05, 0.5, 5, 50mm/minにて、せん断応力の安定（残留状態）が確認されるまでせん断を行った。このとき、供試体と上部せん断箱との周面摩擦も併せて計測している。

#### 3.2 試験結果

せん断変位に対する摩擦係数の変化（図3、4）をみると、各すべり速度における残留状態での摩擦係数は、高速ほど大きいことがわかる。また、高速条件ではピーク強度が認識されず、せん断初期に過剰間隙水圧が発生していると考えられる。せん断応力が定常状態となった時点では、過剰間隙水圧は消散していると考えられる。飽和度100%として計算した間隙率を図5、図6に示す。低速で形成されたせん断面付近ほど間隙率が減少しており、上下より密な状態となっている（図5）。また、すべり速度が速いほどせん断面の残留状態間隙率は大きいという正の相関が認められる（図6）。0.5mm/minでの試験では試料流出が多く、軸変位の変化がより進行しているが、同じ変位量（1周約400mm）でみると低速ほど沈下量が大きいことがわかる（図7）。

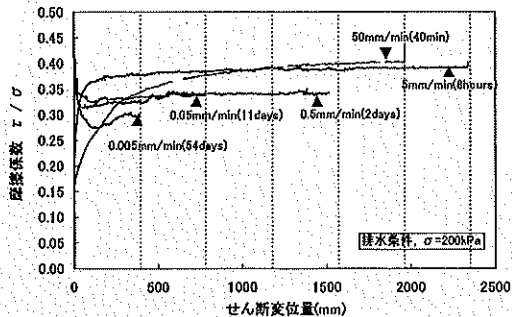


図3 せん断変位量-摩擦係数関係図

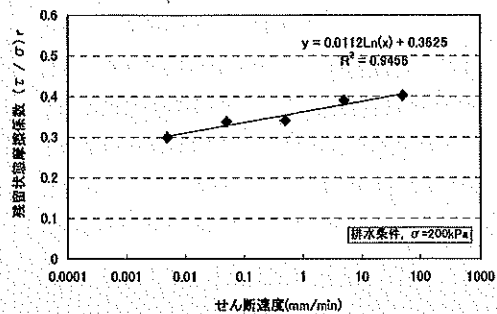


図4 せん断速度-残留状態の摩擦係数関係図

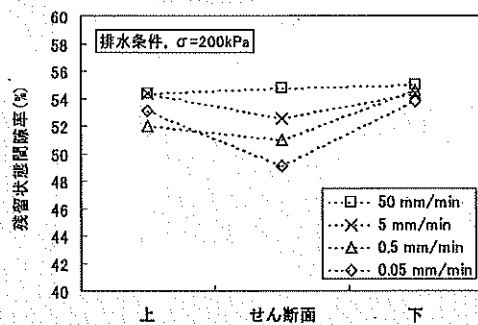


図5 試験後供試体の間隙率（6点平均）

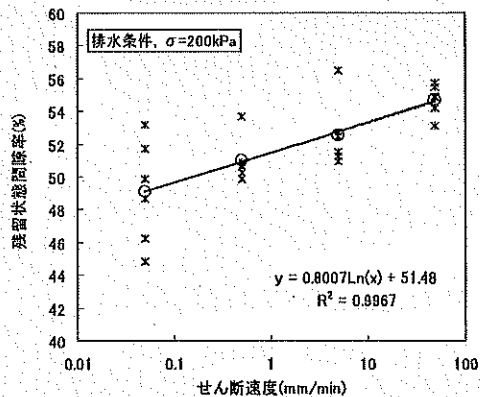


図6 せん断速度-せん断面近傍間隙率

また、試験後供試体を型枠内で樹脂固化し、X線CTスキャンを行ったところ（図8）、低速ほどせん断帯が局所化して発達し、高速条件ほどせん断帯の幅が拡大していることが示された。

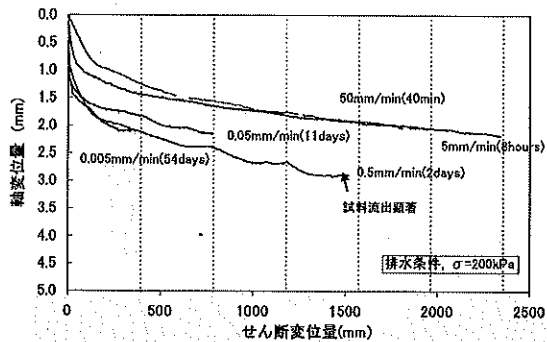


図7 せん断変位量・軸変位量関係図

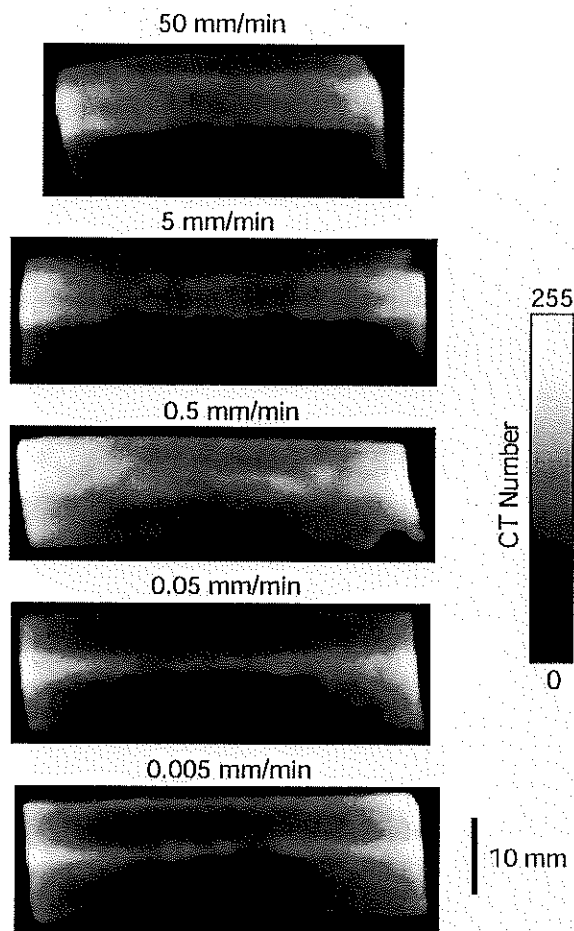


図8 試験後供試体断面のX線CTイメージ画像

#### 4. 予察的成果と今後の課題

今回の試験結果より含水粘土のせん断変形挙動について考察すると、含水粘土がある速度でせん断応力、間隙水圧の定常状態（残留状態）に達しているときに高速せん断を受けると、せん断面

（帯）でダイランシー（体積膨張）を生じ、間隙水圧もマイナス側へシフトする。つまり、すべり速度上昇に伴い過圧密な状態へと移行した可能性が示唆される。逆に、すべり速度が高速状態から低速状態へ移行すると、間隙水圧がプラス側へ変化し、未圧密な状態へと移行した可能性が示唆される。排水試験での評価であるが、せん断面近傍の間隙率が大きい（高含水比）こともこの考察を支持している。

一般的に地すべりが低速の移動現象であることの原因や、また観測データから間隙水圧と地すべり変位との相互関係を考察する場合にも、今回の一連の試験結果から推定されるメカニズムについて今後検討する必要があると思われる。また、当試験機で再現できるせん断速度、荷重条件には適用限界（ $V_{max}=500\text{mm/min}$ ,  $\sigma_{max}=800\text{kPa}$ ）があるものの、地震時に高速変位を受けるような断層粘土ガウジでのせん断挙動を推定する上でも、有用な基礎データとなることが期待される。

今後、低速領域での排水・非排水両条件下での速度ステップ試験を実施し、また、両条件下で、すべり速度と残留状態での間隙率との関係を検証していきたいと考えている。

また、今回の試験ではカオリン粘土を用いているが、異なる粘土を用いて、すべり速度と残留強度及び間隙率との関係を構築することも将来的な研究課題として重要である。

#### 5. 参考文献

- 1) 眞弓孝之, 柴崎達也, 山崎孝成: リングせん断試験機による間隙水圧計測の試み(1), 第41回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.55-58, 20002
- 2) 柴崎達也, 眞弓孝之, 山崎孝成: 間隙水圧計測を目的としたリングせん断試験機の開発, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.231-232, 2003