

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 2 回 委員会資料

平成 18 年 3 月 2 日

社団法人 日本地すべり学会

## 第2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. 沖村委員長 挨拶                  | 沖村委員長 | 14:10~14:15 |
| 4. 議事内容 (座長：沖村委員長)           |       |             |
| 4. 1 谷埋め盛土抽出の問題点および要点について    | 濱崎幹事  | 14:15~14:25 |
| 4. 2 兵庫県南部地震における特異な被災事例の再検証  | 笠原幹事  | 14:25~14:35 |
| 4. 3 危険度判定手法の汎用性についての検討      | 笠原幹事  | 14:35~14:45 |
| 4. 4 討議 (抽出方法および危険度判定手法について) |       | 14:45~15:05 |
| 4. 5 安定解析手法の再検証結果について        | 榎田幹事  | 15:05~15:25 |
| 4. 6 動的解析手法の適用性について          | 大角幹事  | 15:25~15:40 |
| 4. 7 討議 (安定解析手法と動的解析手法について)  |       | 15:40~16:10 |
| 4. 8 対策工の種類と適用性について          | 太田幹事  | 16:10~16:20 |
| 4. 9 対策工の耐久性・維持管理等について       | 太田幹事  | 16:20~16:30 |
| 4. 10 討議 (対策工法について)          |       | 16:30~16:40 |
| 4. 11 調査・解析の流れについて           | 太田幹事  | 16:40~16:45 |
| 4. 10 討議 (調査・解析の流れの妥当性)      |       | 16:45~16:55 |
| 5. 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  
 委員 土屋 智 静岡大学教授 (欠席)  
       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 (欠席)

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)

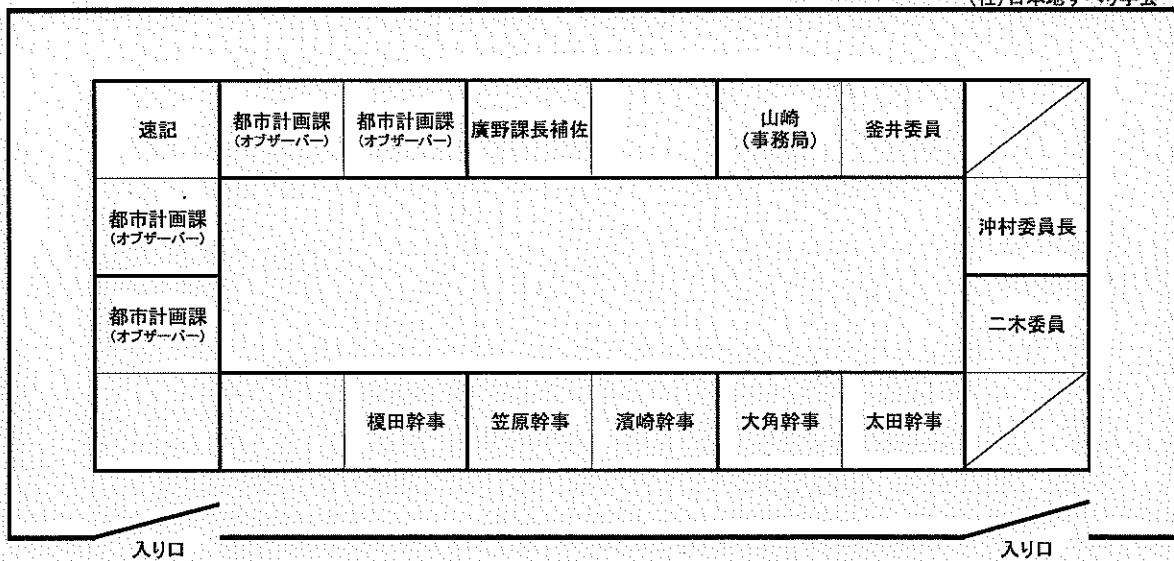
事務局 山崎孝成 (社) 日本地すべり学会 研究調査部

国土交通省

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

## 第2回委員会席次

(社)日本地すべり学会



## 目次

### 第2回委員会議事次第

1. 主な検討項目 .....	1
2. 谷埋め盛土の抽出及び危険度判定 .....	2
2.1 兵庫県南部地震による特異な被災事例の再検証 .....	2
2.2 谷埋め盛土抽出の問題点 .....	6
2.2.1 谷埋め盛土工評価単位に関わる問題 .....	6
2.2.2 地形図の問題 .....	10
2.3 谷埋め盛土危険度判定手法の検証－神戸以外への適用性の検討 .....	14
2.3.1 手法の概要 .....	14
2.3.2 神戸以外の場所への適応について .....	16
3. 安定解析 .....	17
3.1 検証に用いた安定解析モデル .....	17
3.1.1 通常の2次元安定解析モデル .....	18
3.1.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデル .....	19
3.1.3 側方抵抗モデル .....	20
3.1.4 3次元安定解析モデル (D-1式) .....	23
3.2 釜井ほか(2004)の調査結果に関する再検証結果 .....	24
3.2.1 通常の2次元安定解析モデルによる検証結果 .....	26
3.2.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデルによる検証結果 .....	27
3.2.3 側方抵抗モデルによる検証結果 .....	30
3.2.4 簡易3次元安定解析モデルによる検証結果 .....	32
3.3 新しい安定解析手法の汎用性に関する検証 .....	33
3.3.1 平成8年度国交省調査報告書の被災事例に関する検証 .....	33
3.3.2 その他の地震災害事例に関する検証 .....	40
3.4 動的解析手法の適用性に関する検討 .....	47
3.4.1 入力地震動の設定 .....	47
3.4.2 解析手法 .....	49
3.4.3 すべり解析 .....	54
3.4.4 谷埋め盛土地盤への動的解析手法の適用性の検討 .....	61
3.5 安定解析に関する検証結果のまとめ .....	64
4. 安定化対策 .....	70
4.1 対策工の種類と適用条件 .....	74
4.2 地下水排除工の目詰まり対策 .....	78
4.3 対策工の耐久性に関する検討 .....	81
4.4 対策工の維持管理手法に関する検討 .....	85



5. まとめ	86
5.1 調査・解析の流れと概要	86
5.2 谷埋め盛土抽出手法の要点	90
5.2.1 盛土抽出資料の選定	92
5.2.2 盛土の抽出	95
5.2.3 宅地盛土の評価ブロックの区分	97
5.3 谷埋め盛土危険度判定手法の要点	102
5.3.1 手法の概要	102
5.4 安定解析手法の要点	104
5.5 安定化対策工の要点	108
<b>【参考資料1：対策研究事例】</b>	<b>110</b>
<b>【参考資料2：抑制工による安定化対策】</b>	<b>114</b>
<b>【参考資料3：抑止工による安定化対策】</b>	<b>123</b>
<b>【参考資料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】</b>	<b>132</b>

## 1. 主な検討項目

第2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	神戸被災事例の再検証結果の妥当性	特殊な条件下にあった事例の検証結果が妥当であるか。
2		谷埋め盛土の抽出方法の妥当性	旧谷地形の特徴に応じたユニットの判定方法の妥当性および用いる地形図の精度の妥当性など
3		ニューラルネットワーク手法の汎用性	ニューラルネットワーク手法の神戸以外への適用性についての検討
4	安定度 評価手法	神戸被災事例の再検証結果の妥当性	神戸被災事例の再検証結果が適切であるか。
5		釜井ほか（2004）の調査データ以外の被災事例への適用性	釜井ほか（2004）の調査データ以外の被災事例への適用性検証結果が適切であるか。
6		動的解析手法の適用性	各種動的解析手法の適用性に関する評価が適切であるか。
7		安定解析に関する総合評価の妥当性	安定解析に関する総合評価が適切であるか。
8	安定化 対策	対策工の種類と適用条件の妥当性	対策工の種類と適用条件が適切であるか。
9		対策工の耐久性の検討内容および維持管理手法の妥当性	対策工の耐久性に関する検討および維持管理手法が適切か。
10		調査・解析の流れの妥当性	全体的な調査・解析の流れが適切か。

## 2. 谷埋め盛土の抽出及び危険度判定

### 2.1 兵庫県南部地震による特異な被災事例の再検証

第一回委員会資料に示した安定式を兵庫県南部地震における被災事例と非被災事例に適用し、安定式が示す結果と実績が示す結果が危険側に評価される事例（安定式  $F_s > 1.0$  かつ実績は変動）を抽出し、データの優位性を含め再検証を行った。以下に特異な被災事例の一覧を示す。

表 2.1.1 安定式計算結果と兵庫県南部地震実績が一致しない事例

地点名	安定式評価	災害実績	基盤地質
湊川-19	$F_s > 1.0$	変動	花崗岩(Gr)
西宮-04	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Ou)
西宮-10	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Ou)
芦屋-36	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Ol)
芦屋-04	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Ol)
湊川-08	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Om)
甲山-45	$F_s > 1.0$	変動	段丘層(Tr)
甲山-17	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Om)
甲山-16	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Om)
甲山-51	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Om)
西宮-09	$F_s > 1.0$	変動	大阪層群(Ou)

再検証では、釜井（1995）の踏査結果図とデータベースの整合性を確認し、現地の状況を確認する方法で行った。その結果、計算結果と実績が一致しない理由として以下のことが明らかになった。これらの理由は、データベースの不備、地形地質的原因、評価式に分けることが出来る。

表 2.1.2 計算結果と実績が一致しない原因

記号	大区分	理由
A	データベースの不備	データベースが釜井（1995）踏査結果と不一致
B	地形・地質，土地利用等	盛土上部にため池があり
C		段丘縁部分のみが変動
D		下流側に別の変動ブロックあり
E	安定評価式	評価式の安全率が 1.0 に近似

表 2.1.3 不一致理由一覧

地点名	安定式評価	災害実績	基盤地質	不一致理由
甲山-16	1.3	変動	大阪層群(Om)	A
甲山-17	1.4	変動	大阪層群(Om)	A
甲山-45	1.7	変動	段丘層(Tr)	A
甲山-51	1.3	変動	大阪層群(Om)	A
西宮-04	1.0	変動	大阪層群(Ou)	E
西宮-09	1.0	変動	大阪層群(Ou)	A
西宮-10	1.1	変動	大阪層群(Ou)	B
芦屋-04	1.0	変動	大阪層群(Ol)	E
芦屋-36	1.1	変動	大阪層群(Ol)	C
湊川-08	1.2	変動	大阪層群(Om)	D
湊川-19	1.3	変動	花崗岩(Gr)	A

A 釜井（1995）踏査結果と不一致

兵庫県南部地震の変動事例は、災害直後に調査した釜井（1995）をベースとした結果を用いている。2000年に地元の聞き込み調査などによって変動箇所の見直し調査を実施している。安定式の数値が  $F_s > 1.0$  以上を示しているにもかかわらず、実績で変動している場所は、釜井（1995）の結果と一致するが、見直し調査の結果に対しては一致していなかった。見直し調査は周辺住民の聞き込みなどから判断しているものであるため、現象としてすべりが発生していないケースがあるため、安定式の結果と一致しないと考えられる。今回の不一致結果の中でこの理由が一番多い。

B 盛土上部にため池がある。

盛土周辺部にため池がある場合は、盛土に対して想定以上の地下水が供給されている可能性がある。従って、安定式では安全側であるが、安定式では想定されていない地下水の影響が大きく変動した可能性がある。



図 2.1.1 かつてため池が上流部分にあった盛土（西宮-10）



### C 段丘縁部分のみが変動

兵庫県南部地震の事例「芦屋 36」で発生したケースである。盛土は段丘面の縁に位置しており、段丘の縁から段丘面まで伸びる谷まで埋められている。ここでは、盛土の前面部にクラックが集中していることから、段丘の縁にある盛土は変動したが、段丘上に続く谷間では変動が及んでいない可能性がある。

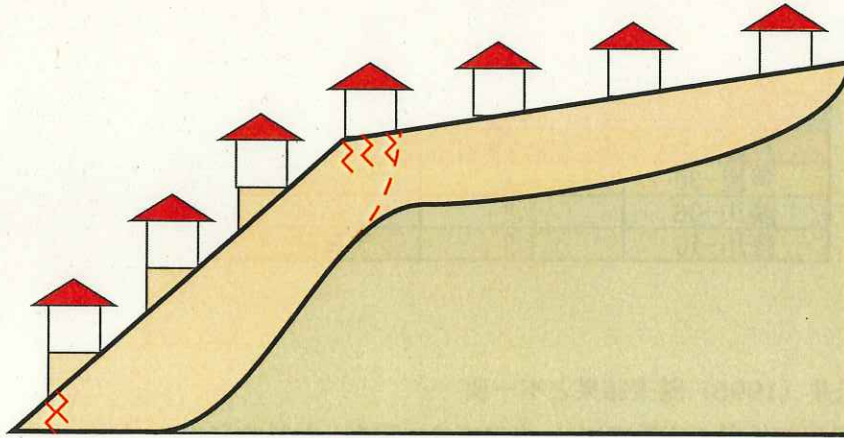


図 2.1.2 兵庫県南部地震「芦屋 39」の縦断面



図 2.1.3 盛土の途中から急傾斜となる（芦屋-39）

D 下流側に別の変動ブロックあり

兵庫県南部地震の事例「湊川08」で発生したケースである。この盛土の下流部にも変動した盛土がある。「湊川08」は、下流部の盛土が変動したため、引きずられるように不安定化した可能性がある。



図 2.1.4 下流部の盛土が変動したため不安定化したものと推測される（湊川-08）

E 評価式の安全率が 1.0 に近似

今回は安全率が 1.0 以上である事例をピックアップしたため、 $F_s=1.0$  付近の事例の抽出されている。

## 2.2 谷埋め盛土抽出の問題点

### 2.2.1 谷埋め盛土工評価単位に関わる問題

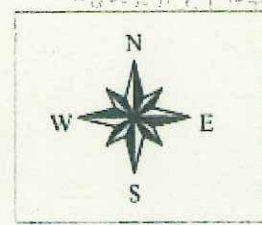
谷埋め盛土の評価すべき単位を切り出すに当たって丘陵地の谷地形の分布が必ずしも単調ではないことから、様々な問題が生じる。すなわち谷底の勾配変化に富むところ、谷筋方向の変化に富むところ、また分岐などが多く複雑であればあるほど、抽出の問題が生じやすいといえる。

ここでは、このような谷埋め盛土の抽出に関わる問題を図 2.2.1 の仙台市周辺の造成団地の切り盛り例として示す。ここで紹介する事例は 1/3,000 の古い地形図と 1/2,500 の都市計画図の重ね合わせで作成されたものである。

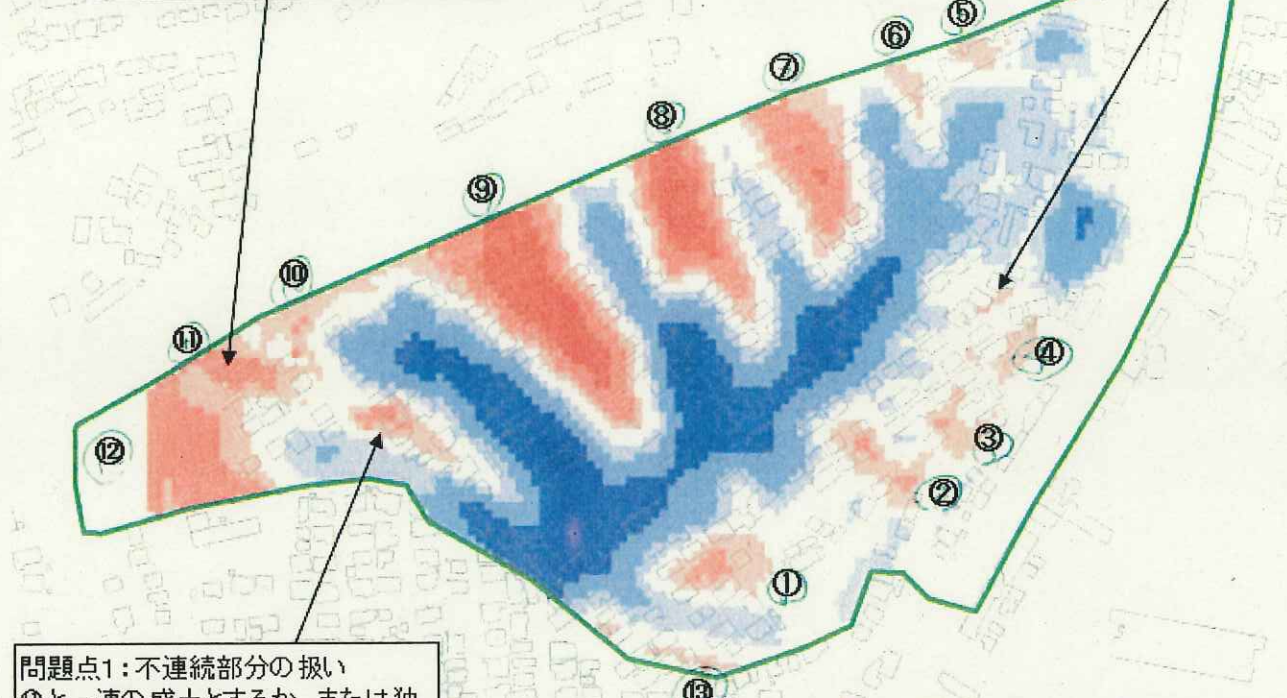
図 2.2.1 に示すように概ね以下の 5 つが問題である。

- 1) 不連続部分の取り扱い (直列型)
- 2) 微少な範囲(面積)での盛土
- 3) 隣接する盛土境界(並列型)
- 4) 谷の合流付近
- 5) 分岐の多い谷

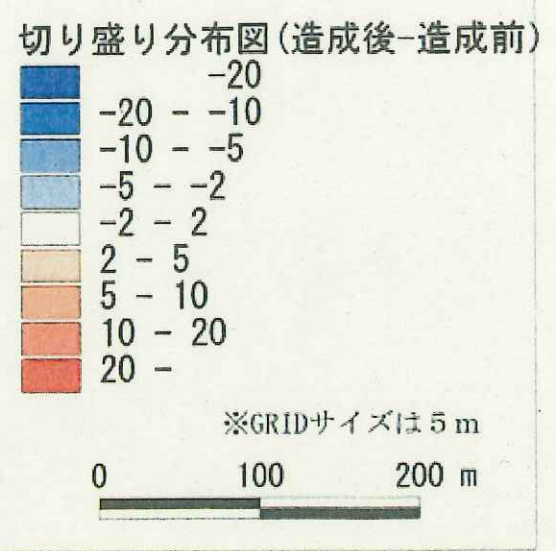




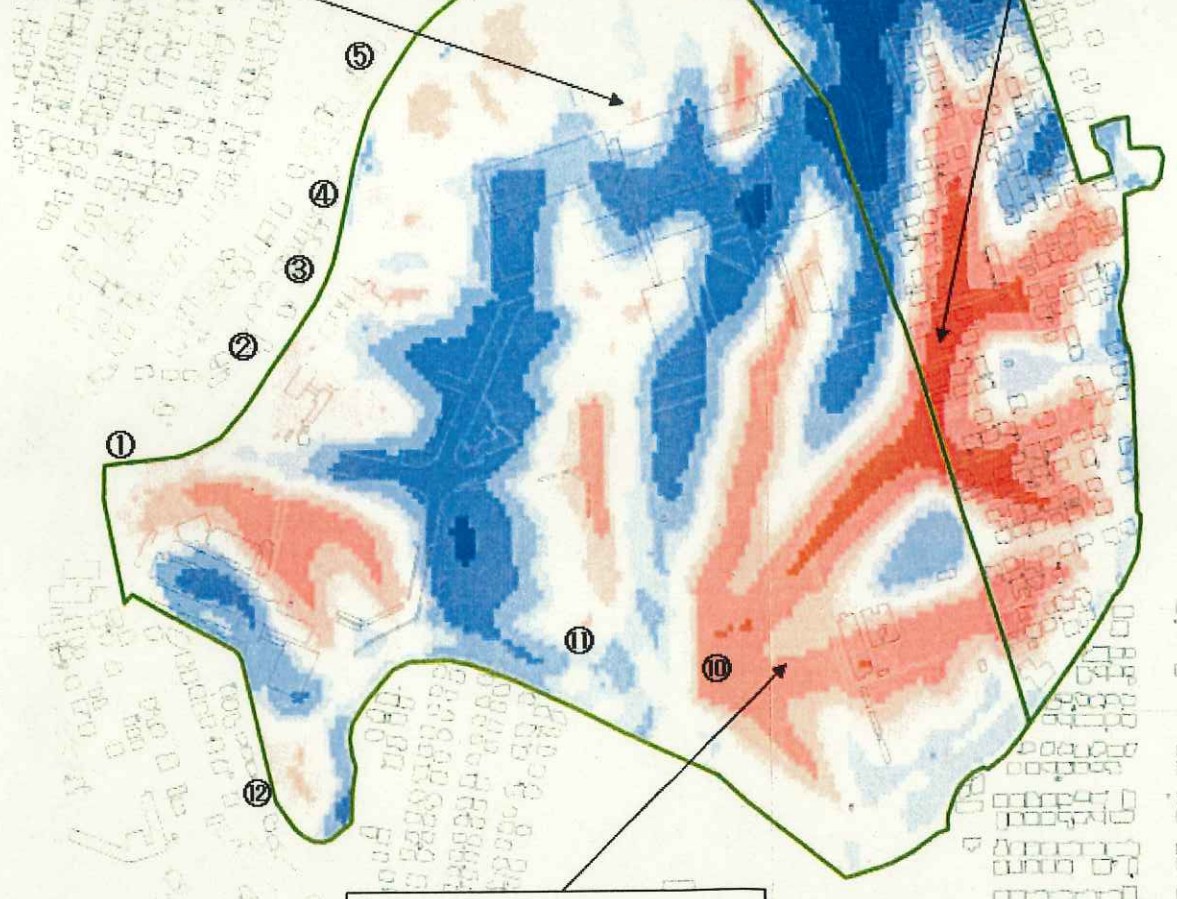
問題点3: 隣接部分の境界  
⑩~⑫の境界は不明瞭



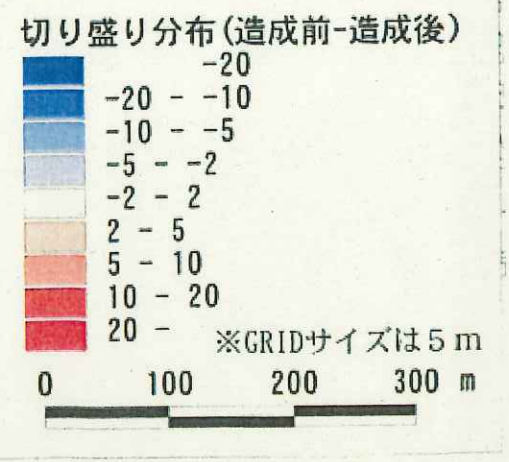
問題点1: 不連続部分の扱い  
①と一連の盛土とするか または独立した盛土とするか



問題点2: 微少な範囲の取り扱い  
評価の対象とするか



問題点4: 合流付近  
合流付近では他の谷との末端のとりきめがあいまいとなりやすい。



問題点5: 分岐の多い盛土

図 2.2.1 切り盛り地盤図による問題点の整理



### 問題点1：不連続部分の取り扱い

図2.2.2に、不連続部分の抜粋とA-A'の断面図を示す。谷底面の勾配は中央付近を境として凸型に変化し結果として盛土が薄くなる場所が生じる。すなわち、平面的には直列するにもかかわらず厚さの不連続が生じる。このようなとき盛土の境界をどのように分けるかが問題となる。

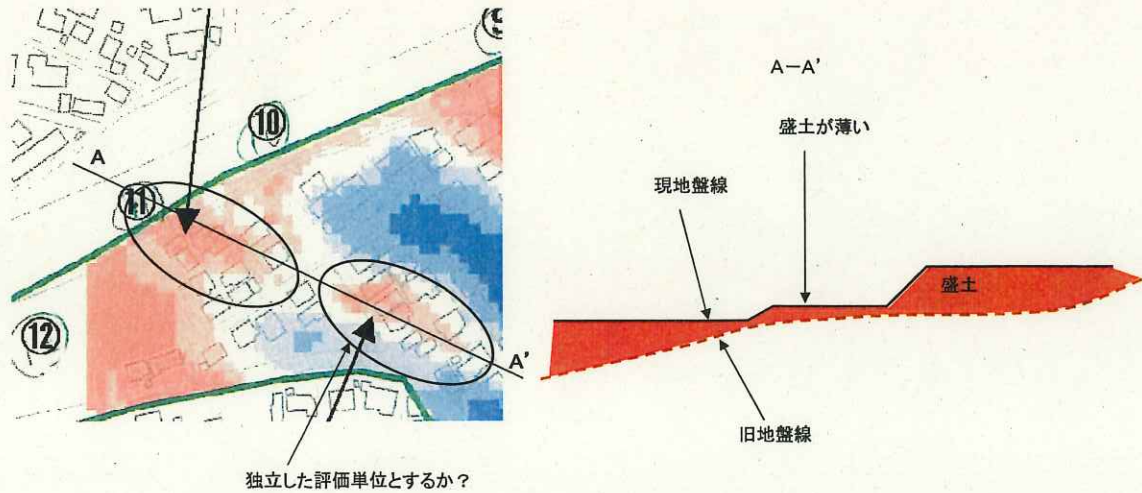


図 2.2.2 不連続部分の取り扱い

### 問題点2：微少な範囲の盛土の取り扱い

東北地方や多摩などの丘陵地盛土では、谷は樹枝状に広がり複雑な形状となるため、厚さ・幅・方向等の条件が単一ではなく極めて薄く、また微少な範囲が多々生じる。このとき、対象面積の問題もさることながら、対象とする谷埋め盛土の厚みや勾配を明確にすることが重要である。

### 問題点3：隣接する部分の取り扱い

評価単位が並列して隣接する部分では、その境界が明確でないことが多い。このような場合、どの部分をもって分けるのが合理的か、または一括するときにはどのような場合であるかの判断基準が必要である。

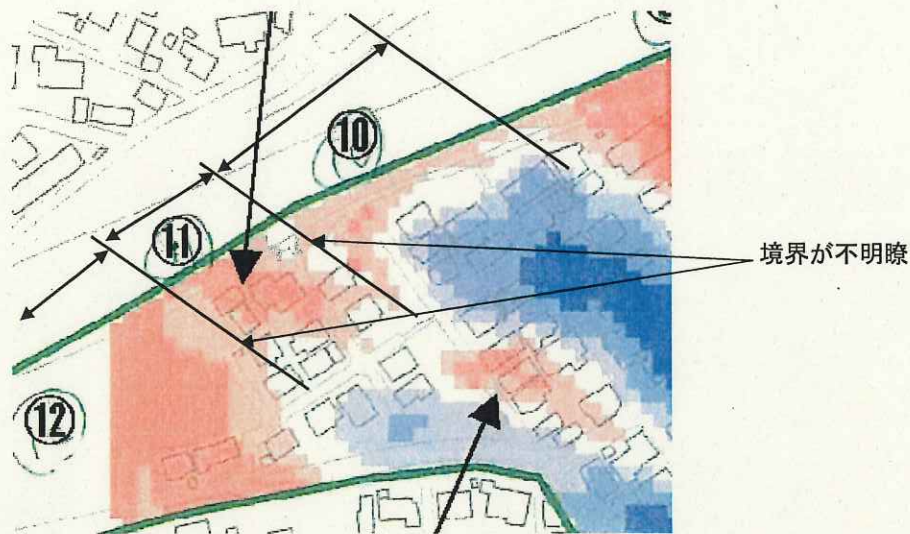


図 2.2.3 隣接部分の取り扱い



**問題点 4 : 谷の合流部付近の区分**

谷の合流付近では盛土の横方向の広がりがいまいとなる。このような場合上流側谷の末端や合流部谷の頭部をどのように位置付けるのかの判断基準が必要となる。合流する谷同士の中での範囲のとりあい条件が問題となる。

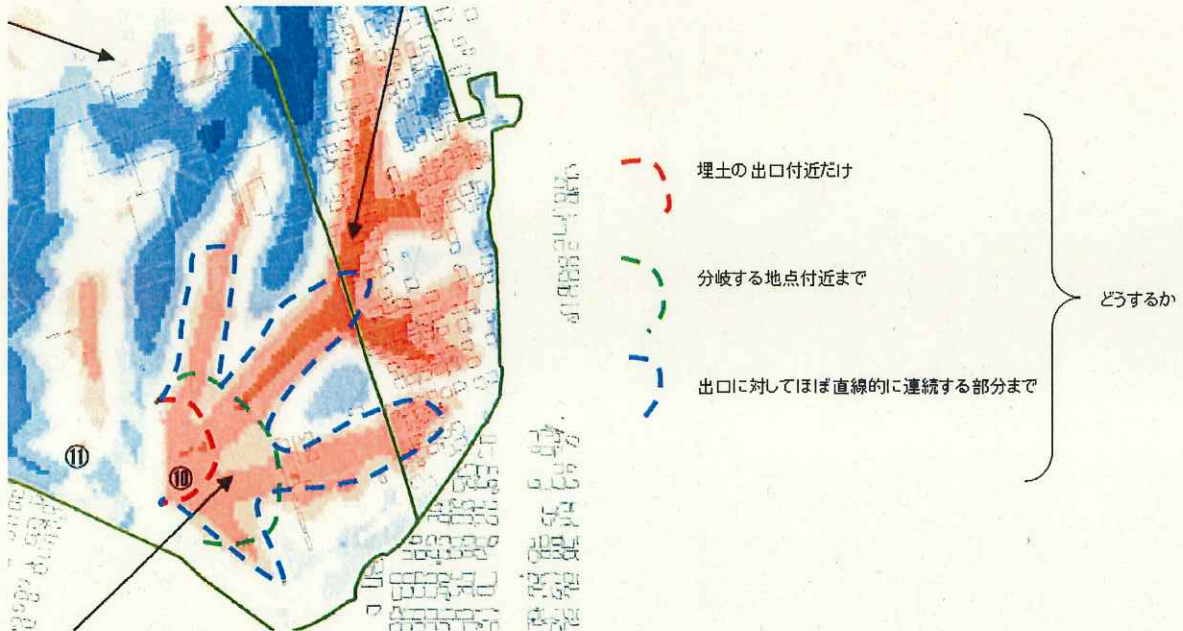


図 2.2.4 影響範囲の設定

**問題点 5 : 分岐の多い盛土**

谷の出口の問題と類似するが、分岐するところでは、どこまでをどちらに入れるかが問題となる。また、分岐数が多い場合すべてをユニット化すると膨大となる。他に、谷次数での制限を設ける必要があるかどうか。

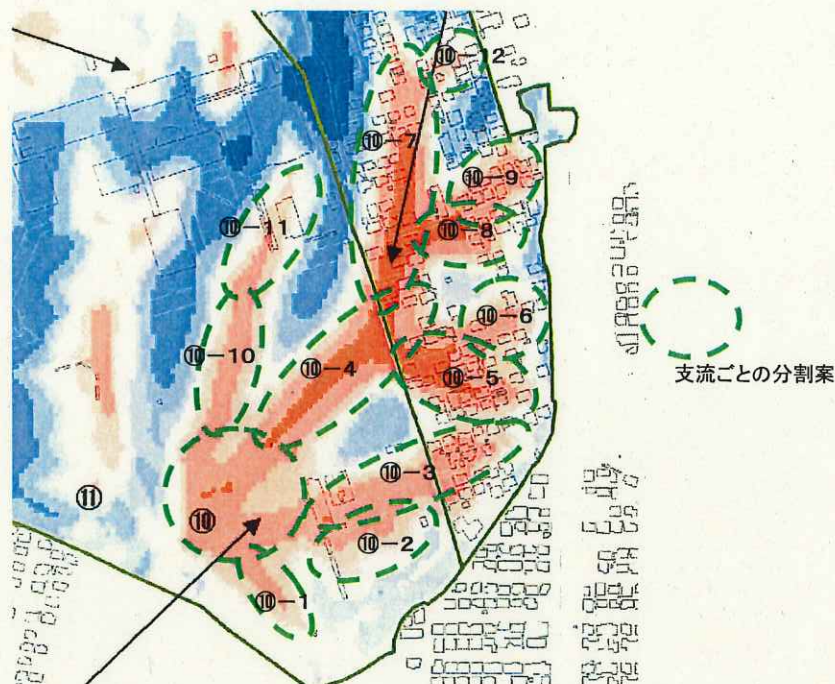


図 2.2.5 分岐の多い盛土における支流の分割

## 2.2.2 地形図の問題

地形図の持つ誤差は、例えば1万分の1の地形図に対しては、基本図測量作業規定でみれば、鉛直方向±1mの誤差となっている。しかしながら、それは異なる時期に作成された1万分の1の地形図の差分図が、最大で2mに収まるというわけではなく、地形図作成年代や技法、及び作成場所によっては10m以上の違いを生じることとなる。

この問題を明らかにするため、仙台市七北田丘陵地の1/3,000地図と1/2,500都市計画のDEMを作成して比較した。それぞれ2mの等高線図である。図1.2.6、図1.2.7に2mDEMと5mDEMを作成した差分図として示す。これらから明らかなように谷壁部においては最大で高さ方向に10m以上の誤差が生じている。ただし、平均誤差は2mであり、測量規定内にあるともいえる。

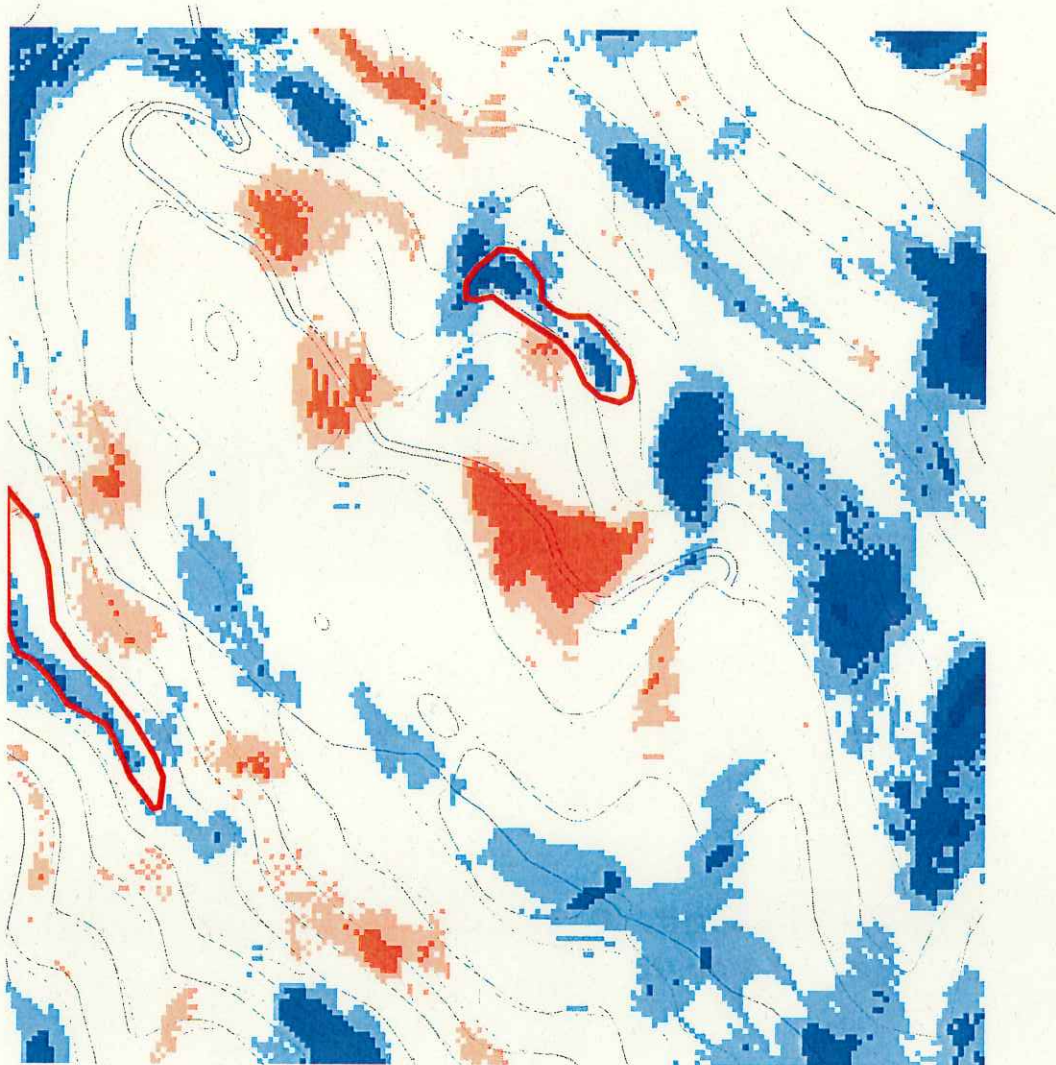
このような問題は、図面が古いほど地図作者の個人差などに由来している。すなわち、古い時代の地図制作では、谷と尾根位置を決めた後、その間を案分してコンターを作成するなど人的な要素を多く持っていた。したがって、仙台や多摩丘陵など起伏は小さいながら谷壁部が急な谷では、鉛直方向の誤差が生じやすいという結果となる。

次に、図1.2.8には南光台造成前の地形図において1/2,500の都市計画図(黒)と1960年代の空中写真(1/10,000)を基に作成された地図のコンター重ね合わせを示す。

1/2,500の地形図は専門職員が手作業でコンターを作図したものであるが、空中写真は現在のコンピュータシステムで機械的に図化させたものである。基準点を移動してもなお、谷壁部の細かい標高差が生じている。現地作業の確認の結果1/10,000の空中写真から図化したものが、より精度が高いことが分かっている。




このような結果を鑑みれば精度の良い造成前空中写真(1/10,000)を使い、現況の造成地形図と見比べつつ図化するのが最も現実的な図化作業と判断される。





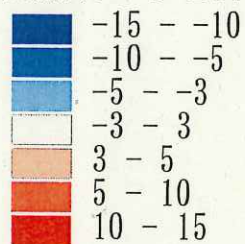
【仙台市泉区 七北田丘陵の一部】



-  旧地図等高線 (1/3,000)
-  等高線 (DMデータ) 1/2,500 都市計画図
-  DM等高線標高値訂正範囲

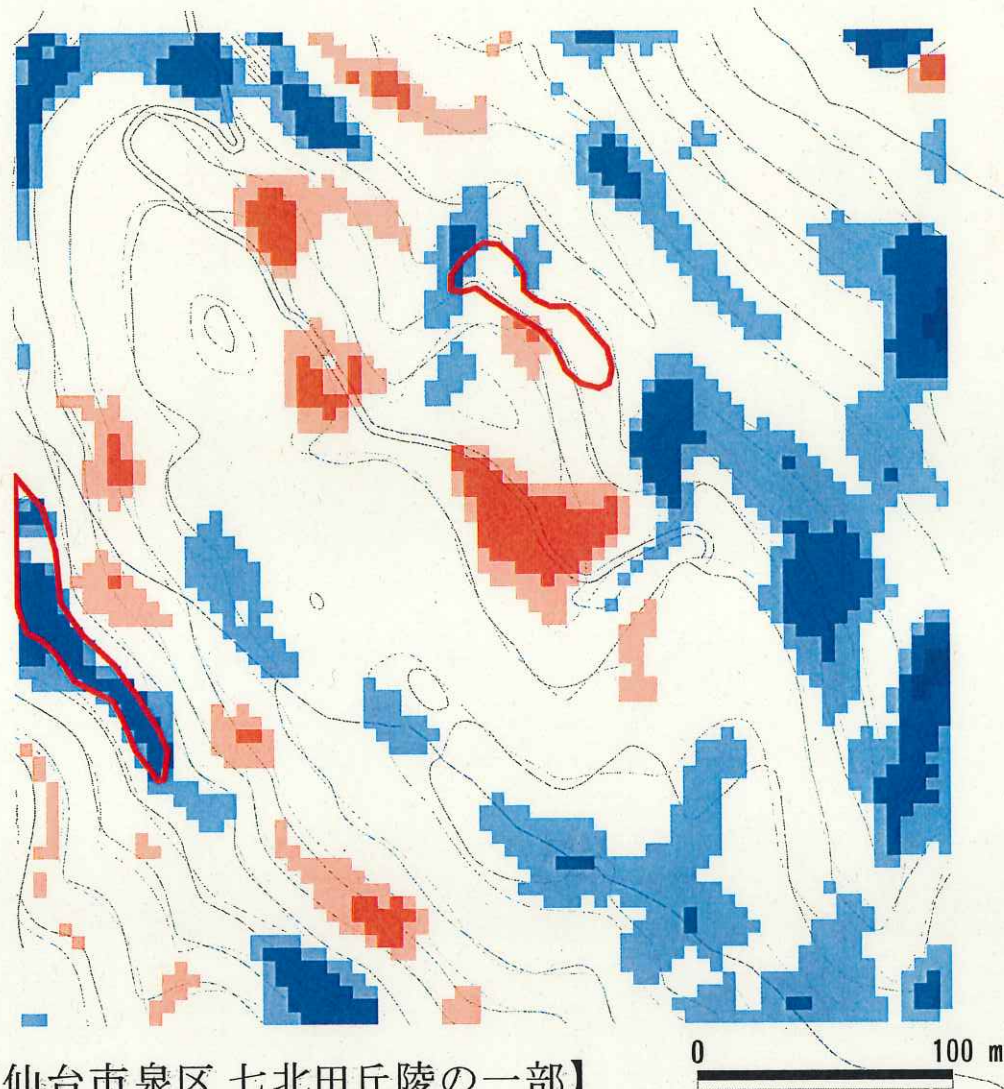
等高線誤差

DMデータ (新) の等高線から作成した標高データから旧地図の等高線から作成した標高データを引いたもの。






平均誤差 2.31m  
最大誤差 13.2m

図 2.2.6 新旧等高線標高値の 2mDEM 比較

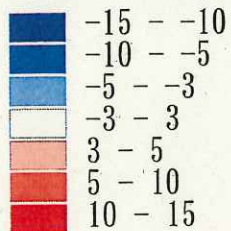


【仙台市泉区七北田丘陵の一部】

-  旧地図等高線 (1/3,000)
-  等高線 (DMデータ) 1/2,500 都市計画図
-  DM等高線標高値訂正範囲

等高線誤差

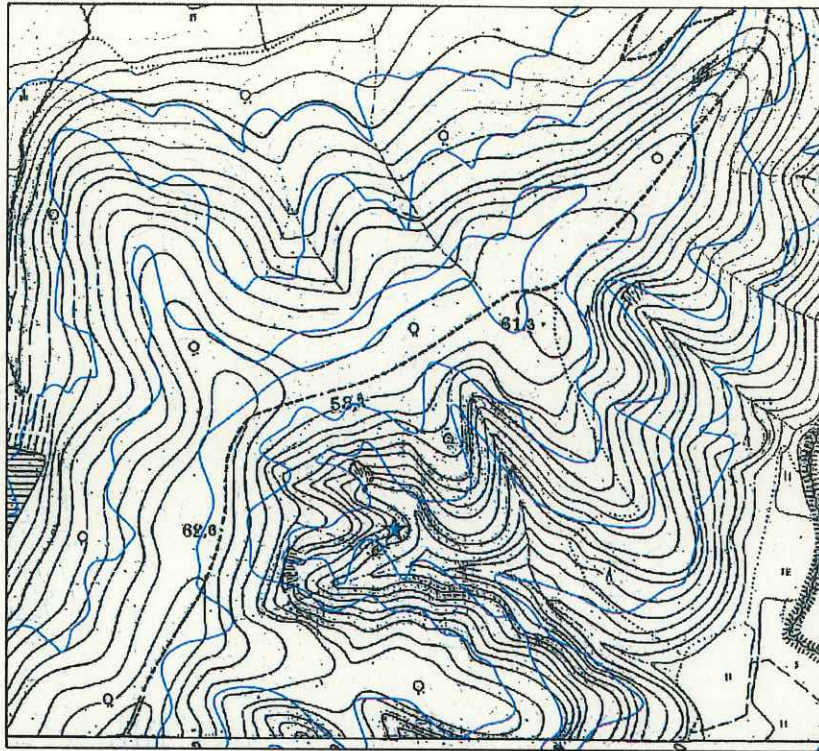
DMデータ (新) の等高線から作成した標高データから旧地図の等高線から作成した標高データを引いたもの。



平均誤差 2.34m  
最大誤差 13.1m

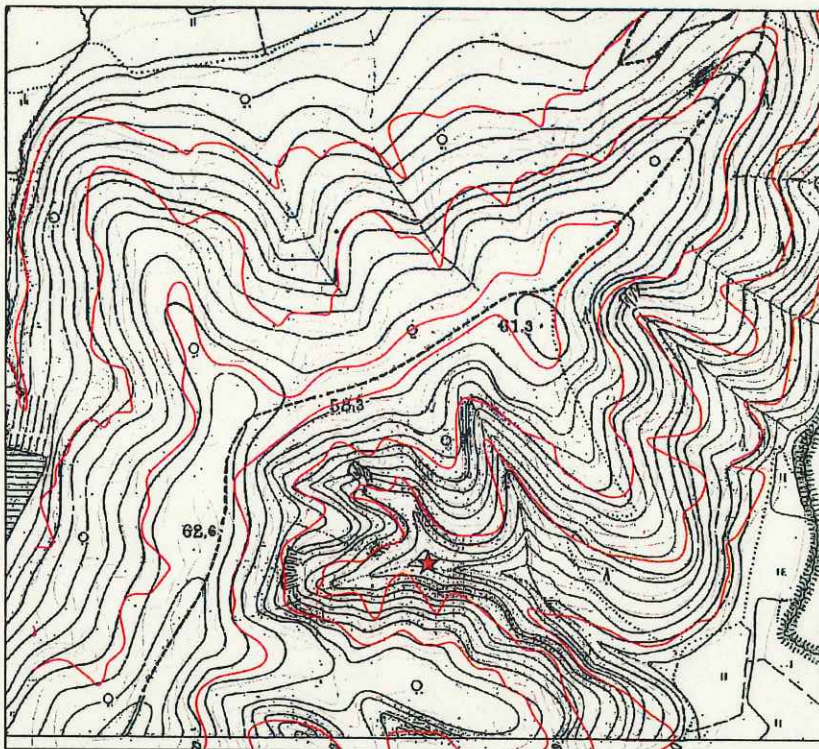
図 2.2.7 新旧等高線標高値の 5mDEM 比較





移動前

★ 基準点 X=5696.94 Y=-188361.39



移動後

★ 基準点 X=5711.17 Y=-188329.73



図 2.2.8 南光台造成前地形等高線の水平位置修正

## 2.3 谷埋め盛土危険度判定手法の検証—神戸以外への適用性の検討

谷埋め盛土の危険度判定手法は、①ニューラルネットワークを使用した方法 ②兵庫県南部地震の事例から判断した地形量による区分 が挙げられる。ここでは、両手法に対して、神戸以外の地域への適用性の検討を行った。

### 2.3.1 手法の概要

#### (1) ニューラルネット

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改変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、改変前の地形と改変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。

現況では、学習データは宮城県沖地震（1978）兵庫県南部地震（1995）が中心である。

表 2.3.1 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	<p>誘 因</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 断層面からの最短距離</li> <li>2. モーメントマグニチュード</li> <li>3. 断層面に対する方向</li> </ol> <p>素 因</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 盛土中央部の厚さ</li> <li>2. 盛土中央部の幅</li> <li>3. 幅/厚さ</li> <li>4. 盛土の底面傾斜角</li> <li>5. 造成年代</li> <li>6. 地下水の有無</li> </ol> <p>など</p>
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
メリット	誘引となる地震を考慮することが可能であり，近年の災害における検証において正解率が80%程度確保されている。
デメリット	計算方法が複雑であり，計算過程がブラックボックスである。 学習データが兵庫県南部地震と宮城県沖地震であり，データの偏りがある。

## (2) 兵庫県南部地震の事例から判断した地形量による区分

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こと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。また、W/Dなどの変動実績に基づいた区分を行うことで、相対的な変動の起こりやすさが評価できる。

ニューラルネットワークのように誘因を考慮することはできないが、防災科学研究所が公開している「地震ハザードステーション」では震度6弱以上の地震はどこでも起こりうる結果となっていることを考えると、相対的な変動のしやすさは、ある意味地震を考慮しているものとして考えられる。

表 2.3.2 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）
メリット	シンプルな手法であり、相対的な危険性を簡易的に評価することができる。
デメリット	ニューラルネットワークと比較すると的中率は低い。 他地域への適用に関して検討が必要



### 2.3.2 神戸以外の場所への適応について。

#### (1) ニューラルネットワーク

ニューラルネットワークは、宮城県沖地震（1978）、釧路沖地震（1993）、兵庫県南部地震（1995）の変動事例と非変動事例の学習データを基に予測モデルを作成している（釜井,2004）。学習データの構成は兵庫県南部地震の事例が全体の8割を占めているため、兵庫県南部地震の事例が他の事例よりも強く影響していると考えられる。

他の地域への適応は、宮城県沖地震（1978）や三陸南地震（2003）、新潟県中越地震（2004）で検証されており、下記の結果を得ている。

表 2.3.3 他地域へのニューラルネットワークの適応結果

適応事例	検証事例数	正解数	正解率 (%)
宮城県沖地震（1978）	27	23	85.2
兵庫県南部地震（1995）	73	69	94.5
三陸南地震（2003）	8	7	87.5
新潟県中越地震（2004）	12	9	75.0

ニューラルネットの課題は、学習に用いた地震数が少ないため、他の地域への適用に際して精度向上を図る必要があるとされている（釜井, 2004）が、上記4つの事例の正解率はいずれも高く、現在の状況でも他地域への適応が可能であると判断できる。

#### (2) 兵庫県南部地震の事例から判断した地形量による区分

地形量による区分は、盛土が抽出できればこの地域においても評価が出来るものである。地形量による区分が、土質や基盤岩の状況が異なる地域において妥当なものであるのかの検証は必要であると考えられるが、兵庫県南部地震の事例の多くを占めている大阪層群は、日本各地に広く分布する第四紀層であるため、広い範囲で適応が出来るものと考えられる。適応前に傾斜角のヒストグラムを作成するなど地形の類似性の検証を実施すれば、適応することが可能であると考えられる。

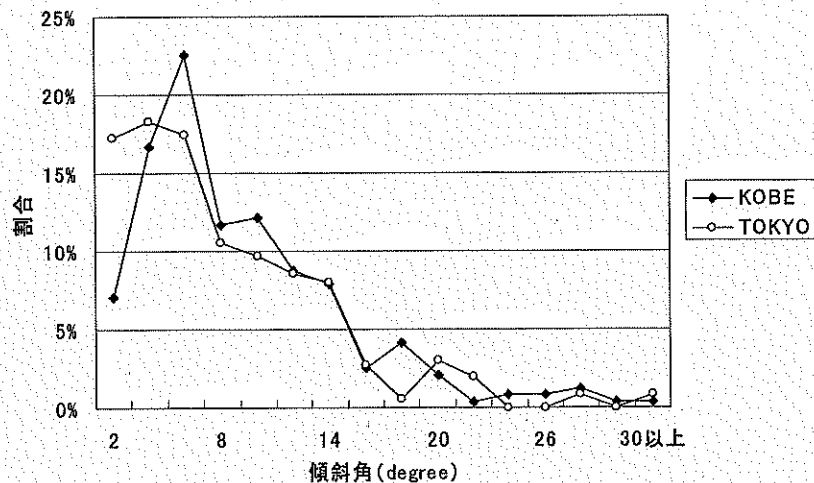


図 2.3.1 阪神地域と東京地域の傾斜角の分布

### 3. 安定解析

#### 3.1 検証に用いた安定解析モデル

検証に用いた安定解析モデルとそれに対応した安定解析式の一覧を表 3.1.1 に示す。

表 3.1.1 検証に用いた安定解析モデルと安定解析式

安定解析モデル	安定解析式	安定解析式番号
通常の 2 次元安定解析モデル	平面すべり対応式	A-1
	複合すべり対応式	A-2
側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析モデル	平面すべり対応式	B-1
	複合すべり対応式	B-2
側方抵抗モデル	平面すべり対応式	C-1
	複合すべり対応式	C-2
3 次元安定解析モデル	簡易 Hovland 式	D-1

この中の平面すべり対応式は、谷埋め盛土の地中の形状に関する十分な情報がない場合に用いる簡易計算のためのものであり、谷埋め盛土の縦断面形状の情報が得られる場合は複合すべり対応式を用いて検証を行った。

簡易 Hovland 式は、上記と同様に谷埋め盛土の地中の形状に関する十分な情報がない場合に、その 3 次元形状を単純化して Hovland 法を適用したものである。ただし、水圧に関しては修正 Fellenius 式に準拠して浮力的な水圧として与えている。

以下にそれぞれの解析モデル毎に用いた安定解析式を説明する。

### 3.1.1 通常の2次元安定解析モデル

#### (1) 平面すべり対応式 (A-1式)

用いた安定解析式は修正 Fellenius 式対応の式である。

$$F = \frac{c' L / \cos \theta + (W_t - U - U_s) \cos \theta \tan \phi' - W_t K_h \sin \theta \tan \phi'}{W_t \sin \theta + W_t K_h \cos \theta}$$

ここに、 $c'$ 、 $\phi'$ ：すべり面の粘着力とせん断抵抗角 (kPa, 度)

$L$ ：盛土の水平長 (m)

$\theta$ ：すべり面の傾斜角 (度)

$W_t$ ：単位幅当たりの土塊重量 (kN/m)

$U$ ：単位幅当たりの常時の水圧 (kN/m)

$U_s$ ：単位幅当たりの過剰間隙水圧 (kN/m)

$K_h$ ：水平震度

#### (2) 複合すべり対応式 (A-2式)

用いた2次元安定解析式は、末端部と頭部に円弧すべりを有する以下の安定解析式である。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに、 $r_1$ 、 $r_2$ ：末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1$ 、 $a_2$ ：末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1$ 、 $R_2$ 、 $R_3$ ：末端円弧部、頭部円弧部、直線部のせん断抵抗力(kN/m)

{  $= c' \cdot l + (W_t - u \cdot b) \cos \theta \tan \phi'$  }

$l$ ：各スライスのすべり面長(m)， $u$ ：すべり面の平均水圧(kPa)， $b$ ：スライス幅(m)

### 3.1.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデル

#### (1) 平面すべり対応式 (B-1式)

本式は、縦断面形状に関する詳細な調査結果がない場合に用いる、試算用の簡易計算式である。

$$F = \frac{c' L / \cos \theta + (W_t - U - U_s) \cos \theta \tan \phi' + \xi_a W_t D / W - W_t K_h \sin \theta \tan \phi'}{W_t \sin \theta + W_t K_h \cos \theta}$$

ここに、 $c'$ 、 $\phi'$ ：すべり面の粘着力とせん断抵抗角 (kPa, 度)

$L$ ：盛土の水平長 (m)

$\theta$ ：すべり面の傾斜角 (度)

$W_t$ ：単位幅当たりの土塊重量 (kN/m)

$U$ ：単位幅当たりの常時の水圧 (kN/m)

$U_s$ ：単位幅当たりの過剰間隙水圧 (kN/m)

$W$ ：盛土の幅 (m)

$D$ ：盛土の深さ (m)

$K_h$ ：水平震度

$\xi_a$ ： $W/D$ 比に関する側方抵抗係数

#### (2) 複合すべり対応式 (B-2式)

用いた2次元安定解析式は、末端部と頭部に円弧すべりを有する複合すべり対応の以下の安定解析式である。

本式は、縦断面形状に関する詳細な調査結果がある通常の調査に適用する式となる。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに、 $r_1$ 、 $r_2$ ：末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1$ 、 $a_2$ ：末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1$ 、 $R_2$ 、 $R_3$ ：末端円弧部、頭部円弧部、直線部のせん断抵抗力(kN/m)

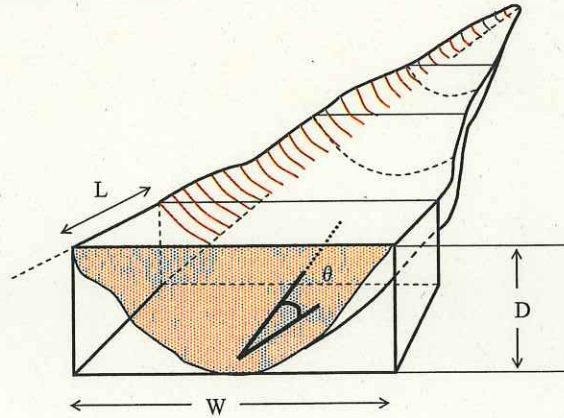
{  $= c' \cdot l + (W_t - u \cdot b) \cos \theta \tan \phi' + \xi_a \cdot W_t \cdot h / W$  }

$l$ ：各スライスのすべり面長(m)， $u$ ：すべり面の平均水圧(kPa)， $b$ ：スライス幅(m)

$h$ ：スライスの平均高さ(m)， $W$ ：盛土の幅 (m)

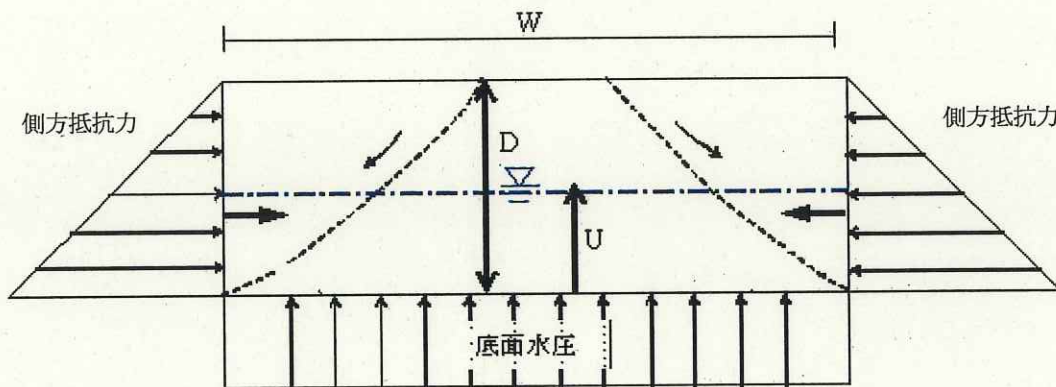
### 3.1.3 側方抵抗モデル

#### (1) 平面すべり対応式 (C-1 式)



$L_0$ : 単位長さ,  $L$ : 全体長,  $W$ : 幅,  $D$ : 厚さ,  $\theta$ : 斜面の傾斜角

図 3.1.1 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、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、いわゆるローラーライドのような状況に陥ると考える。

図 3.1.2 荷重・土圧のモデル概念図

$$F_s = R/T \quad \text{安全率}$$

$$T = W_t \cdot \sin \theta \quad \text{滑動力 (kN)}$$

$$R = R_s + R_b - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \text{抵抗力 (kN)}$$

$$R_s = c'_1 \cdot A_s + P \cdot \tan \phi'_1 \quad \text{側方抵抗力}$$

$$R_b = c'_2 \cdot A_b + (W_t - U_b - U_s) \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \text{底面抵抗力 (kN)}$$

ここに、 $W_t = \gamma_t \cdot V_t$  重量 (kN)

$$A_s = 2 \cdot D \cdot L \quad \text{側面積 (m}^2\text{)}$$

$$P = 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot D^2 \cdot L \quad \text{側方土圧 (kN)}$$

$$A_b = A_t / \cos \theta \quad \text{底面積 (m}^2\text{)}$$

$$U_b = \gamma_w \cdot u \cdot A_t \quad \text{底面水圧 (kN)}$$

$$A_t = V_t / D \quad \text{換算平面積 (m}^2\text{)}$$

$$\gamma_t : \text{土塊の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

$$\gamma_w : \text{水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

$$V_t : \text{移動体の体積 (kN)}$$

$$\{ (V_t = A \cdot D \cdot (2/3) \text{ または } V_t = W \cdot L \cdot D ) \}$$

$$L : \text{盛土全体の水平長さ (m)}$$

$$W : \text{盛土の幅 (m)}$$

$$A : \text{調査結果による平面図上の盛土の面積 (m}^2\text{)}$$

$$c'_1, c'_2 : \text{側面および底面の粘着力 (kN/m}^2\text{)}$$

$$\phi'_1, \phi'_2 : \text{側面および底面の内部摩擦角 (度)}$$

$$u : \text{水位高さ (m)}$$

$$K : \text{側方土圧係数}$$

$$U_s : \text{過剰間隙水圧 (kN) } \{ = \gamma_w \cdot A_t \cdot u_s \}$$

$$k_h : \text{水平震度 (最大 0.25 とする)}$$

$$u_s : \text{過剰間隙水圧の水位高さ (m)}$$

なお、このC-1式は3.1節で説明した用に、主断面の断面形状などに関する詳細な調査結果が得られなかった場合の試算用の解析式である。移動体の体積 $V_t$ について、2つの計算式があるのは両方の試算結果を行い、調査結果との適合度を比較したことを意味している。

(2) 複合すべり対応式 (C-2 式)

下記の式が、主断面の断面形状が末端と頭部に円弧すべりを有し、中腹部が直線的なすべり面形状をしめす谷埋め盛土に対する、複合すべり安定解析式対応の側方抵抗モデルの一般式である。

前述の C-1 式は縦断面形状に関する詳細な調査結果がない場合に用いる、試算用の簡易計算式であり、本 C-2 式が通常の調査に適用する式となる。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに、 $r_1, r_2$  : 末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1, a_2$  : 末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1, R_2, R_3$  : 末端円弧部, 頭部円弧部, 直線部のせん断抵抗力(kN/m)

$$\{ = c' \cdot A_b + (W_t - u \cdot A_t - u_s \cdot A_t) \cos \theta \tan \phi' + R_s \}$$

$A_b$  : スライスのすべり面面積(m<sup>2</sup>)

$A_t$  : スライス平面積(m<sup>2</sup>)

$u$  : すべり面の常時の平均水圧(kPa)

$u_s$  : すべり面の常時の平均過剰間隙水圧(kPa)

$R_s$  : 側方抵抗力 (kN) {  $= c_1' \cdot A_s + P \cdot \tan \phi_1'$  }

$c_1', \phi_1'$  : 側面の粘着力(kPa)とせん断抵抗角(°)

$A_s$  : スライス面積 (m<sup>2</sup>)

$P$  : 側方土圧 (kN) {  $= 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot b$  }

$h$  : スライスの平均高さ(m)

$b$  : スライス幅 (m)

$K$  : 側方土圧係数

$\gamma_t$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_t$  : 盛土幅  $W$  に対するスライスの重量 (kN)

$\theta$  : すべり面の傾斜角 (°)

$k_h$  : 水平震度

### 3.1.4 3次元安定解析モデル (D-1式)

盛土形状を以下のような簡易な3次元形状と仮定して Hovland 式を適用した。地下水圧の取り扱いには若干修正し修正 Fellenius 的に与えた。

図 3.1.3 に3次元形状の模式図を示す。すべり面のせん断強度パラメータは、コラム No.1 と No.4 のすべり面を側面部，コラム No.2 と No.3 のすべり面を底面部として，別途に与えた。

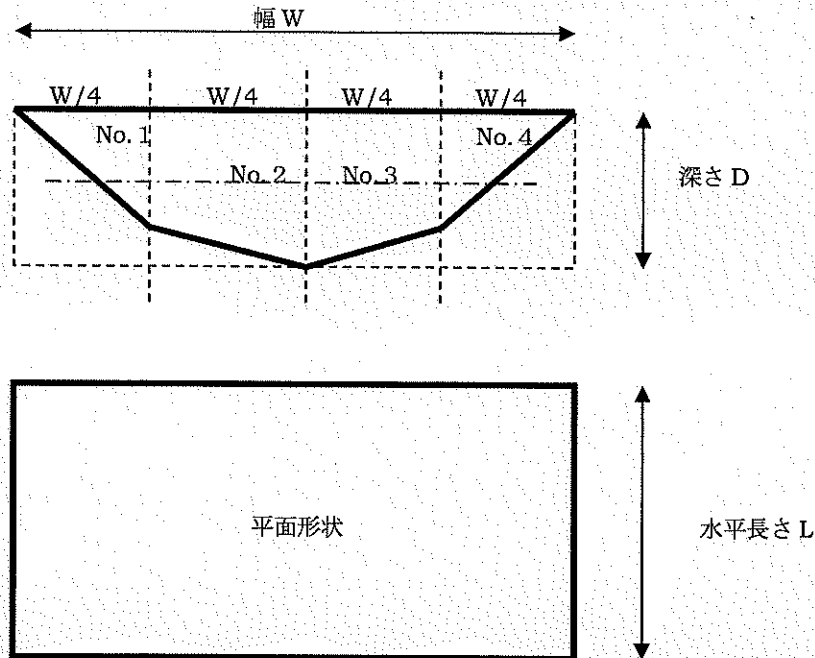


図 3.1.3 簡易3次元安定解析モデル

$$F_3 = \frac{\sum_x \sum_y [c' A_b + (W_t - u \cdot A_t - u_s \cdot A_t) \cos DIP \cdot \tan \phi' - k_h \cos \beta \tan \phi']}{\sum_x \sum_y [W_t \sin \theta_{yz} + k_h \cdot W_t \cos \theta_{yz}]}$$

ここに、 $c'$ 、 $\phi'$ ：粘着力(kPa)とせん断抵抗角(°)

$W_t$ ：コラムの重量 (kN)

$A_b$ ：コラムのすべり面面積(m<sup>2</sup>)

$A_t$ ：コラムの平面積(m<sup>2</sup>)

$u$ ：すべり面の常時の平均水圧(kPa)

$u_s$ ：すべり面の常時の平均過剰間隙水圧(kPa)

$DIP$ ：すべり面の最大傾斜角 (°)

$\beta$ ：すべり面の法線方向と移動方向の水平軸がなす角 (°)

$\theta_{yz}$ ：縦断測線方向のすべり面傾斜角 (°)

$k_h$ ：水平震度



### 3.2 釜井ほか（2004）の調査結果に関する再検証結果

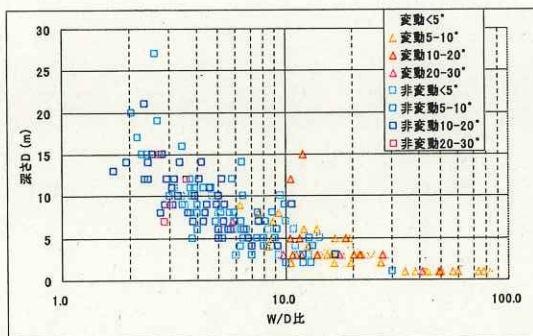
釜井ほか（2004）の調査データについて、再度個別のデータの詳細をチェックした結果、いくつかの調査地点について、その評価の見直しを行った。その結果を表 3.2.1 に示す。

表 3.2.1 見直しを行った調査地点の評価

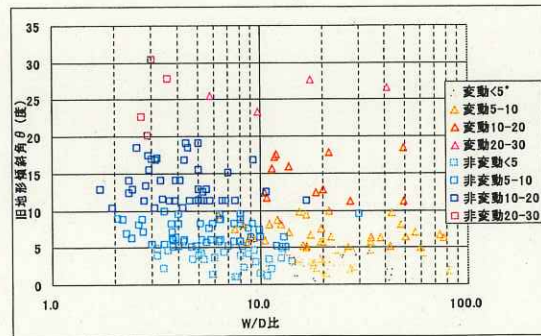
変更理由	地区名	地点番号
池埋め盛土として除外	甲山	22, 43, 82
	西宮	06, 25, 41, 45, 51, 66
	湊川	01, 02, 37, 38
腹付盛土・片盛土として除外	甲山	77
	芦屋	67, 79, 80, 81
地震直後の踏査不十分として除外	湊川	19
地震直後の踏査結果から評価変更 (変動→非変動)	甲山	16, 17, 45, 51
	西宮	09
地震直後の踏査結果から評価変更 (非変動→変動)	甲山	13

このように調査データを整理した結果、解析対象地点は、変動事例 89 事例、非変動事例 130 事例、計 219 事例となった。

(a) 深さと W/D 比



(b) 傾斜角と W/D 比



(c) L/D 比と W/D 比

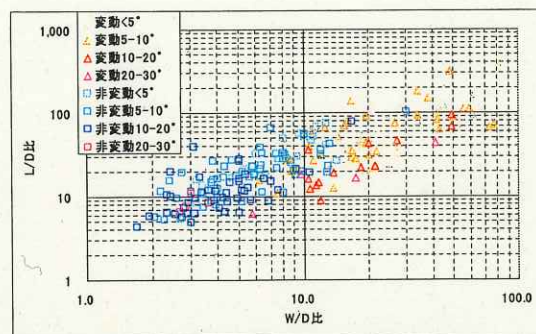


図 3.2.1 対象データの各種対比の関係

各調査位置での土質強度などのデータがないことから、常時の安全率  $F_s$  が概ね  $F_s > 1.0$  となることを前提として、以下の 3 つの方法による比較検討を行った。

検討方法①：せん断強度パラメータを同一値とする方法

検討方法②：常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して、 $c'$  を推定して、 $\phi'$  を逆算する方法

検討方法③：常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して、 $\phi'$  を推定して、 $c'$  を逆算する方法

ここでは第1回委員会では①～③の方法による検証結果の違いについて比較を行ったが、極端な傾向の違いは現れなかった。

今回は代表的な検証事例として①の方法での検証結果を示す。①の方法は、対象地域が神戸市内というほぼ同一の地域であることから、各調査地点の土質強度パラメータも、ある平均値を中心に比較的小さい分散の中に収まるであろうという仮定で行ったものである。

個別の事例に注目すると、土質パラメータの推定誤差に伴う、安全率と変動の有無の実態に差異が発生すると考えられるが、土質パラメータの推定誤差が発生する確率は変動事例と非変動事例に違いはなく、安全率と変動の有無の実態に関する差異についても両者に同様の差異が生じると推定される。よって、全体としての傾向を調べるという意味では有効であると考えられる。

<検証の目的と主旨>

- ①釜井ほか(2004)に関する検証は最適なパラメータ値を検証するものではない。4つの安定解析モデルの適用可能性を比較検証するものである。
- ②釜井ほか(2004)の213事例は、それぞれ特有のパラメータ値を有しているが、実際の値は不明である。しかし、事例数が213事例と多いことから、統計的な手法による検証が可能である。上述の検討方法①～③の組合せと、底面の過剰間隙水圧の組合せによって得られる地震時安全率と調査結果での変動の有無の整合性に着目し、変動・非変動事例共に、統計的に有意である正答率(安全率と変動・非変動の一致率)が確認できれば、その安定解析モデルの適用可能性を否定できない。逆に、各種検証条件の組合せの検証結果の全部で、変動・非変動事例の両方の正答率が同時に統計的に有意な値を示すことがない場合、その安定解析モデルの適用可能性が著しく低いと評価できる。
- ③統計的に有意である整合性の最低値は、本検証の本質から、変動・非変動事例共に70%を越える正答率とした。変動・非変動事例共に50%程度の正答率は、確率論から判断すれば、当該現象と無関係な計算式でも達成可能であり、その解析モデルの有効性や適用可能性は著しく低いと評価できる。ここでの正答率がより高いものは相対的に統計的優位性は高くなり、安定解析モデルの適用性もより高いと評価できる。しかし、この検証方法の本質からくる限界により、正答率の多少の大小関係は、安定解析モデルの適用性の高低と直結しないと考えるべきである。

谷埋め盛土の地下水位は釜井・守随(2002)による以下の関係式から推定して与えた。推定した地下水位がすべり面深度より深い場合は、すべり面上に高さ10cmの地下水位が形成しているとして解析を行った。

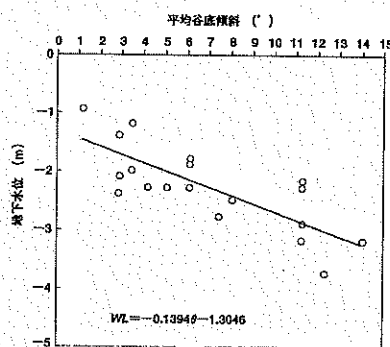


図 3.2.2 谷埋め盛土中の地下水位と盛土底面の平均傾斜角の関係(釜井・守随, 2002)

なお、試算においては以下のような土質パラメータの制限の中で適合性について比較検証した。

<土質パラメータに関する試算上の制限>

粘着力  $c' \leq 50 \text{ kPa}$  ( $0.5 \text{ kgf/cm}^2$ ), せん断抵抗角  $\phi' \leq 35^\circ$

<参考文献>

- 釜井俊孝, 守随治雄 (2002): 斜面防災都市一都市における斜面防災の予測と対策, 理工図書
- 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



### 3.2.1 通常の2次元安定解析モデルによる検証結果

平面すべり対応式 (A-1 式) を用いて、試算した結果の一部を図 3.2.3 に示す。解析条件は以下の通りである。

<解析条件>  $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ ,  $\phi'=30^\circ$ , 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ= $h-(0.1394\theta+1.3046)$ =谷底傾斜からの推定値 (釜井ほか, 2002)

当然のことであるが、常時の安全率は底面の傾斜角が大きいほど小さい傾向となるが、変動事例と非変動事例に大きな傾向の差はない。これに水平震度  $kh$  を考慮すると (b) 図に示すように非変動と変動のどちらの事例でも安全率が 1.0 未満となる箇所と 1.0 以上なる事例に分かれるが、底面傾斜角の影響が常時のように明瞭でなくなること、非変動事例の方が安全率 1.0 未満となる事例が多いなどの傾向が現れる。

これに水圧高さ 1.5m 程度の過剰間隙水圧を付加すると (c) のように変動事例のほとんどは安全率が 1.0 未満となるものの、非変動事例も大半の事例で安全率が 1.0 未満となる。

このことは、通常の 2 次元安定解析に過剰間隙水圧を考慮すれば、変動事例については妥当な安定度の評価が可能であるが、非変動事例については妥当な安定度の評価ができないととらえることができる。

変動 &  $F < 1$  の割合 = 98.9%, 非変動 &  $F \geq 1$  の割合 = 13.8%, これの全体の正答率 = 48.4% であった。

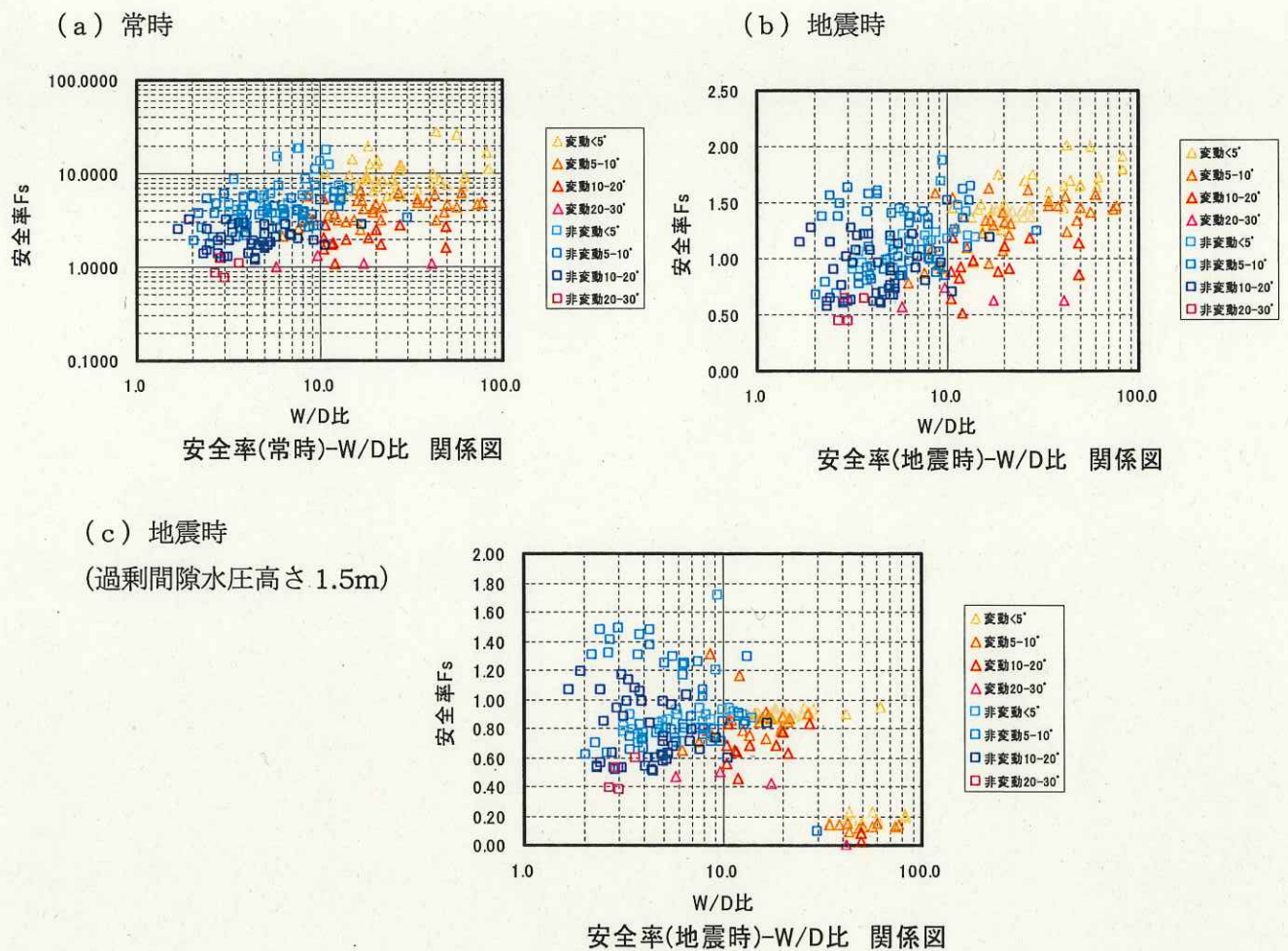


図 3.2.3 通常の 2 次元安定解析による安全率と変動の有無の関係



### 3.2.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデルによる検証結果

釜井ほか(2004)の調査データの中の非変動箇所(非変動)のデータにおいて、地震時安全率  $F$  が  $F=1.0$  となるために必要な側方抵抗の値を、下記のように  $f(W/D)$  で定義し、想定する過剰間隙水圧毎に逆算して調べた。

$$f(W/D) = \xi_a / (W/D)$$

図3.2.4は  $c'=0\text{kPa}$ ,  $\phi'=30^\circ$  とした場合の逆算結果である。

何れの場合も、 $W/D$  比と  $f$  値の間に明瞭な相関関係はないが、包絡線に関しては  $W/D$  小となると大きくなる傾向にある。

図中には側方抵抗係数  $\xi_a$  を3種類に変化させた場合の関数の値を併記している。包絡線を意識すると、地震時安全率  $F$  が  $F \geq 1.0$  となるためには、 $f(W/D)$  の値が図の逆算値より大きくなる必要がある。そのためには、 $u_s=0\text{m}$  の場合では  $\xi_a=1$  程度が良いが、 $u_s=3\text{m}$  の場合は  $\xi_a=2$  程度は必要となる。

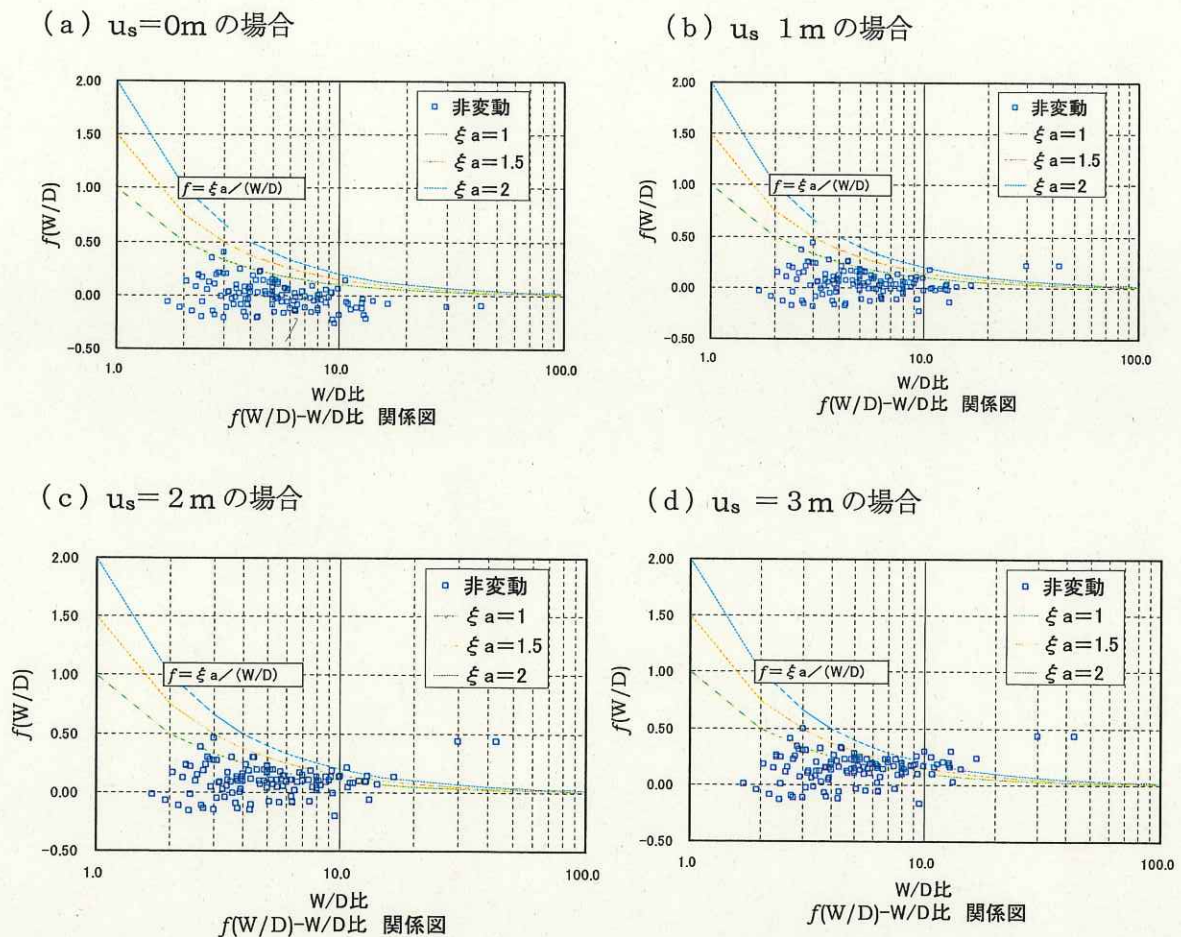


図 3.2.4 地震時安全率  $F=1.0$  となるために必要な側方抵抗係数

平面すべり対応式 (B-1 式) を用いて、調査結果にける変動と安全率との関係に関する感度分析を行った結果を以下に示す。

case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
単重 $\gamma_t$	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
水単重 $\gamma_w$	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

底面粘着力 $c'$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
底面摩擦角 $\phi'$	25	30	35	25	30	30	30	30	30	30
側方抵抗係数 $\xi_a$	0	0	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	1
過剰間隙水圧の水圧高 (m)	0	0	0	0	0	1.5	2	3	1.5	2

「変動」が $F_s < 1$ の割合	32.6%	21.3%	7.9%	28.0%	13.5%	85.4%	97.8%	97.8%	51.7%	91.0%
「非変動」が $F_s \geq 1$ 以上の割合	24.6%	53.1%	76.2%	68.5%	83.1%	61.5%	48.5%	30.8%	91.5%	78.5%
上記全体の正答率	27.9%	40.2%	48.4%	51.1%	54.8%	71.2%	68.5%	58.0%	75.3%	83.6%
常時で $F_s < 1$ の割合	4.6%	0.9%	0.0%	1.8%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

case	11	12	13	14	15	16
単重 $\gamma_t$	18	18	18	18	18	18
水単重 $\gamma_w$	10	10	10	10	10	10

底面粘着力 $c'$	0	0	0	0	0	0
底面摩擦角 $\phi'$	30	30	30	30	30	35
側方抵抗係数 $\xi_a$	1	1.5	1.5	2	2	1.5
過剰間隙水圧の水圧高 (m)	3	2	3	2	3	3

「変動」が $F_s < 1$ の割合	97.8%	75.3%	93.3%	56.2%	91.0%	91.0%
「非変動」が $F_s \geq 1$ 以上の割合	61.5%	96.2%	83.8%	97.7%	90.8%	90.8%
上記全体の正答率	76.3%	87.7%	87.7%	80.8%	90.9%	90.9%
常時で $F_s < 1$ の割合	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

### 採用

感度分析の結果、調査結果との整合性が高い条件は以下ようになった。全体の正答率は約 91% であった。特筆すべきは、変動・非変動共に正答率が 70% を越えるパラメータの組合せが広範囲に及ぶということである。これは土質パラメータの推定誤差を考慮しても、地震時の変動・非変動を安全率で評価する場合の適用可能性が非常に高いことを示している。

<感度分析の結果で採用した設計条件>

単位体積重量  $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ 、底面の  $c' = 0 \text{ kPa}$ 、 $\phi' = 30^\circ$ 、水平震度  $kh = 0.25$

常時水圧高さ = 調査結果に基づく回帰式による換算値、側方抵抗係数  $\xi_a = 2.0$

過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0 \text{ m}$

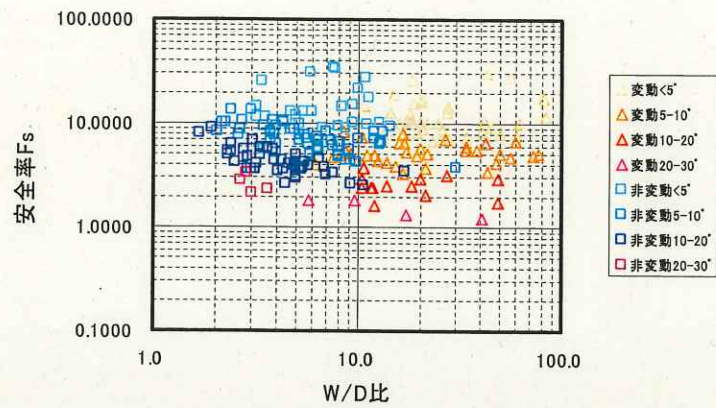
→ 変動 &  $F < 1$  の割合 = 91.0%、非変動 &  $F \geq 1$  の割合 = 90.8%、これの全体の正答率 = 90.9%

この条件における安全率の分布を図 3.2.5 に示す。

地震時の過剰間隙水圧を考慮することによって、変動・非変動の正答率が約 91 となった。

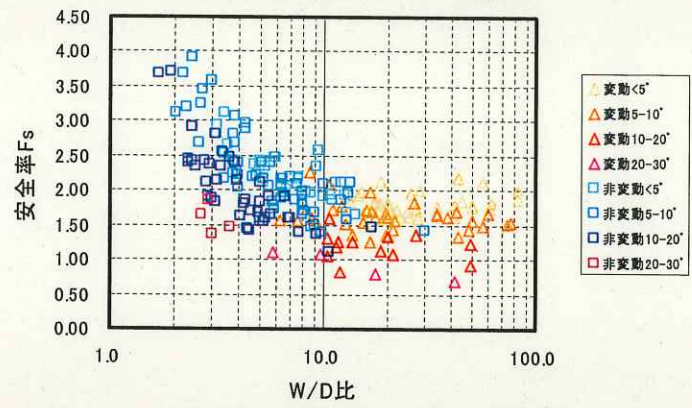


(a) 常時



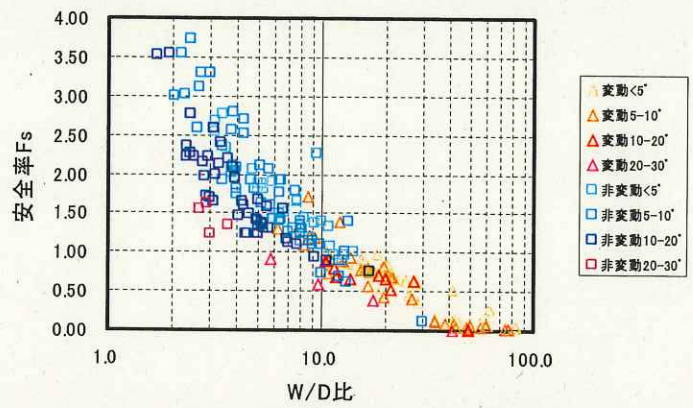
安全率(常時)-W/D比 関係図

(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) 地震時  
(過剰間隙水圧高 3m)



安全率(地震時)-W/D比 関係図

図 3.2.5 側方抵抗を考慮した2次元安定解析による安全率と変動の有無の関係

### 3.2.3 側方抵抗モデルによる検証結果

平面すべり対応式 (C-1 式) を用いて、調査結果における変動と安全率との関係に関する感度分析を行った結果を以下に示す。

case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
単重 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
水単重 $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
側方土圧係数 K	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

側面粘着力 $c'1$	0	25	9	6	28	25	24	20	12	9
側面摩擦角 $\phi'1$	30	30	25	30	20	25	30	35	25	30
底面粘着力 $c'2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
底面摩擦角 $\phi'2$	25	25	20	20	20	20	20	20	25	25
過剰間隙水圧の水圧高 (m)	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1

「変動」が $F_s < 1$ の割合	25.8%	12.4%	49.4%	52.8%	69.7%	73.0%	73.0%	76.4%	65.2%	67.4%
「非変動」が $F_s \geq 1$ 以上の割合	68.5%	92.3%	50.8%	51.5%	72.3%	70.0%	75.4%	75.4%	66.2%	68.5%
上記全体の正答率	51.1%	59.8%	50.2%	52.1%	71.2%	71.2%	74.4%	75.8%	65.8%	68.0%
常時で $F_s < 1$ の割合	1.8%	0.0%	2.3%	2.3%	1.4%	1.4%	0.9%	0.9%	0.9%	0.5%

case	11	12	13	14	15	16	17	18	19
単重 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	18	18	18	18	18	18	18	18
水単重 $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10	10	10	10	10	10	10	10	10
側方土圧係数 K	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

側面粘着力 $c'1$	7	18	30	28	25	42	39	34	30
側面摩擦角 $\phi'1$	35	30	25	30	35	30	35	30	35
底面粘着力 $c'2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0
底面摩擦角 $\phi'2$	25	25	25	25	25	25	25	30	30
過剰間隙水圧の水圧高 (m)	1	1.5	2	2	2	3	3	3	3

「変動」が $F_s < 1$ の割合	67.4%	75.3%	79.8%	80.9%	82.0%	86.5%	88.8%	86.5%	88.8%
「非変動」が $F_s \geq 1$ 以上の割合	73.8%	76.9%	80.0%	81.5%	83.1%	86.9%	88.5%	87.7%	87.7%
上記全体の正答率	71.2%	76.3%	79.9%	81.3%	82.6%	86.8%	88.6%	87.2%	88.1%
常時で $F_s < 1$ の割合	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

採用

感度分析の結果、調査結果との整合性が高い条件は以下のようになった。全体の正答率は約 89% であった。特筆すべきは、変動・非変動共に正答率が 70% を越えるパラメータの組合せが広範囲に及ぶということである。これは土質パラメータの推定誤差を考慮しても、地震時の変動・非変動を安全率で評価する場合の適用可能性が非常に高いことを示している。

<感度分析の結果で採用した設計条件>

単位体積重量  $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ 、底面の  $c' = 0 \text{ kPa}$ 、 $\phi' = 25^\circ$ 、側面の  $c' = 39 \text{ kPa}$ 、 $\phi' = 35^\circ$

水平震度  $kh = 0.25$

常時水圧高さは調査結果に基づく回帰式による換算値、常時側方土圧係数  $K = 0.5$

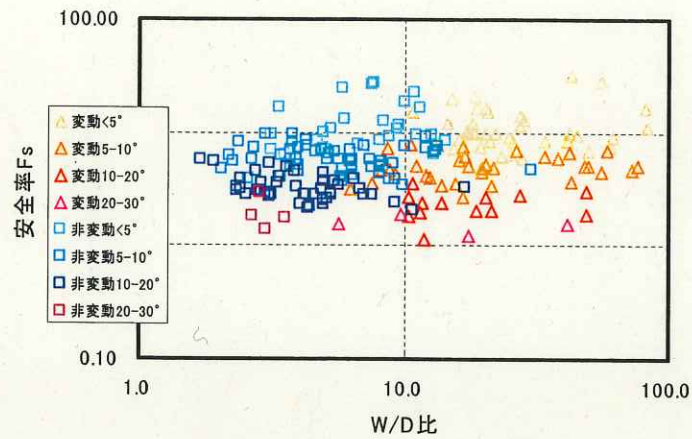
過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0 \text{ m}$ 、地震時側方土圧係数  $K_s = 0.5$

→ 変動 &  $F_s < 1$  の割合 = 88.8%、非変動 &  $F_s \geq 1$  の割合 = 88.5%、これの全体の正答率 = 88.6%

この条件における安全率の分布を図 3.2.6 に示す。

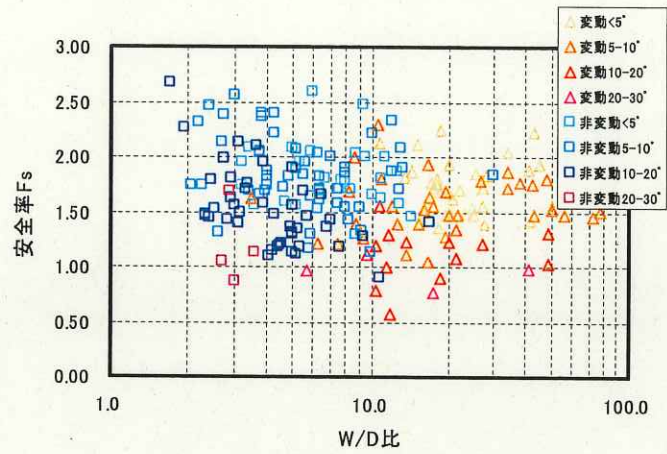


(a) 常時



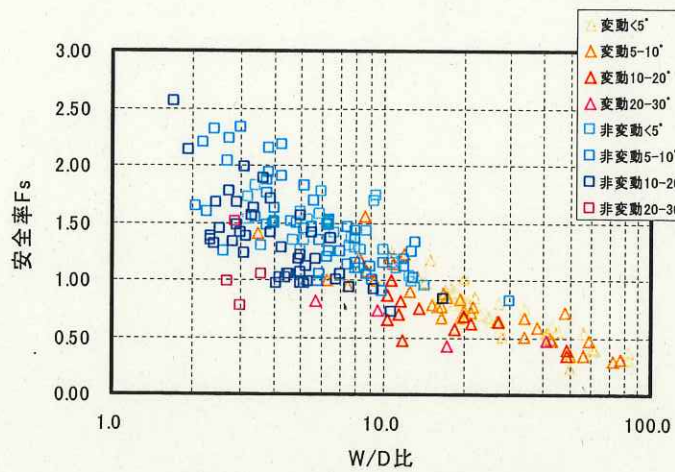
安全率(常時)-W/D比 関係図

(b) 地震時  
(間隙水圧なし)



安全率(地震時)-W/D比 関係図

(c) 地震時  
(間隙水圧あり)



安全率(地震時)-W/D比 関係図

図 3.2.6 側方抵抗モデルによる安全率と変動の有無の関係



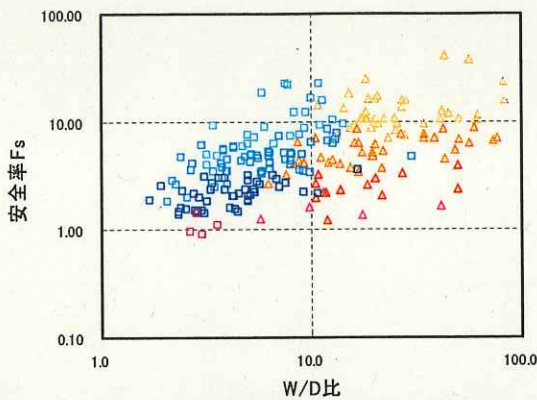
### 3.2.4 簡易3次元安定解析モデルによる検証結果

簡易3次元モデル(D-1式)を用いて、試算した結果の一部を図3.2.7に示す。解析条件は以下の通りである。

<解析条件>  $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ ,  $\phi'=30^\circ$ , 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 側面の  $c'=5\text{ kPa}$ ,  $\phi'=35^\circ$   
 常時水圧高さ  $=h-(0.1394\theta+1.3046)$  = 谷底傾斜からの推定値 (釜井ほか, 2002)

変動&F<1の割合=97.8%, 非変動&F $\geq 1$ の割合=22.3%, これの全体の正答率=53.0%

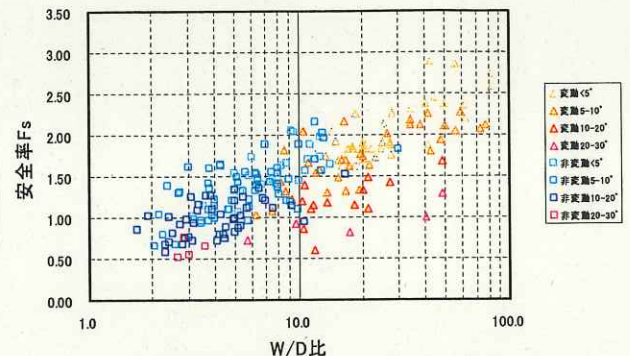
(a) 常時



安全率(常時)-W/D比 関係図

(b) 地震時

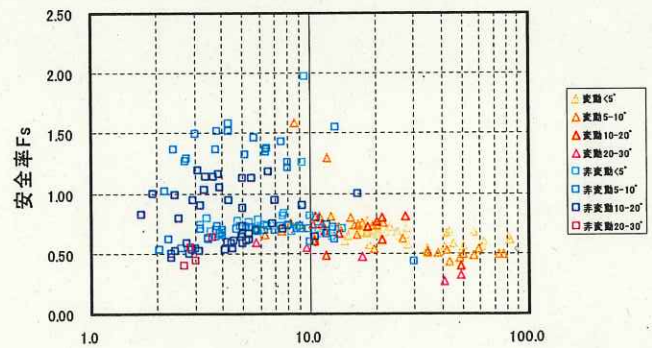
(過剰間隙水圧なし)



安全率(地震時)-W/D比 関係図

(c) 地震時

(過剰間隙水圧高さ 2.5m)



安全率(地震時)-W/D比 関係図

図 3.2.7 簡易3次元安定解析による安全率と変動の有無の関係

### 3.3 新しい安定解析手法の汎用性に関する検証

#### 3.3.1 平成8年度国交省調査報告書の被災事例に関する検証

報告書に記載されている谷埋め盛土の事例は以下の24事例であるが、このうち、番号30aと番号44は凹地の盛土、番号36は池埋め盛土、番号52は断面図無であることから、これらを除外すると20事例である。

	地点	長さL	幅W	深さD	W/D
1	番号2	400	130	6	21.67
2	番号24	230	120	2.8	42.86
3	番号26	270	80	11	7.27
4	番号27a	180	50	12	4.17
5	番号27b	100	40	7.5	5.33
6	番号28	130	70	3.9	17.95
7	番号29a	80	55	3	18.33
8	番号29b	110	40	4	10.00
9	番号29c	140	70	3.3	21.21
10	番号30a	90	60	5	12.00
11	番号30b	90	60	3.5	17.14
12	番号31	280	50	3.3	15.15
13	番号32	220	45	3.3	13.64
14	番号34	80	40	3.8	10.53
15	番号36	100	25	3.3	7.58
16	番号37	190	90	6.6	13.64
17	番号40	90	25	10	2.50
18	番号44	400	90	8	11.25
19	番号45	120	90	4.5	20.00
20	番号46	110	200	6.3	31.75
21	番号48	100	45	10	4.50
22	番号49	160	70	7.7	9.09
23	番号50	63	55	6	9.17
24	番号52	200	100		

- 番号2 神戸市東灘区森北町7丁目
- 番号24 神戸市長田区上池田4,5丁目
- 番号26 神戸市垂水区多聞台1丁目a
- 番号27a 神戸市垂水区多聞台2丁目a
- 番号27b 神戸市垂水区多聞台2丁目b
- 番号28 西宮市殿山町2番
- 番号29a 西宮市殿山町6番a
- 番号29b 西宮市殿山町6番b
- 番号29c 西宮市殿山町6番c
- 番号30a 西宮市木津山町a
- 番号30b 西宮市木津山町b
- 番号31 西宮市豊楽町11番
- 番号32 西宮市豊楽町8番
- 番号34 西宮市高塚町
- 番号36 西宮市雲井町1番
- 番号37 西宮市雲井町2番
- 番号40 西宮市高座町7番
- 番号44 西宮市城山
- 番号45 西宮市仁川3丁目
- 番号46 西宮市上ヶ原4番町
- 番号48 西宮市甲陽園若江町a
- 番号49 西宮市上甲東園4丁目
- 番号50 西宮市愛宕山5番
- 番号52 芦屋市三条

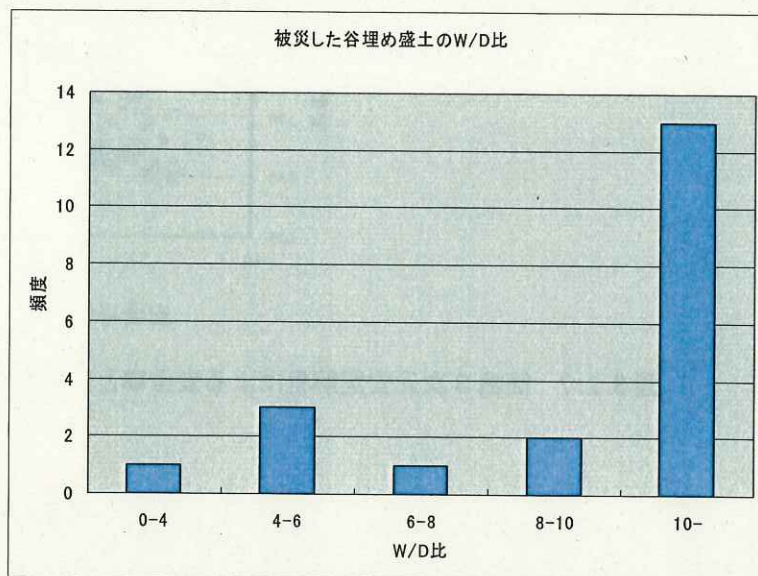


図 3.3.1 W/D 比の分布

中央位置での深さをDとして、W/D比の分布を調べたものが図3.3.1である。  
W/D<6が4事例、6≤W/D<10が3事例、W/D≥10が13事例となっている。



報告書内に掲載されている 1/1,000 スケール程度の断面図より断面座標を読みとり、解析を行ったため、用いたスライスデータの精度は高いものではない。

報告書に記載されている地層別の土質パラメータを使用して2次元安定解析（複合すべり対応式 A-2 式）を実施した結果を表 3.3.1 に示す。

各調査地点の断面図を図 3.3.2～図 3.3.6 に示す。

表 3.3.1 通常の2次元安定解析結果

（報告書記載の地層別土質パラメータを使用：地層毎の値を図 3.3.2～図 3.3.6 に記述）

地点名	常時安全率	地震時安全率（水平震度 $K_h=0.25$ ）		$F \leq 1.0$ 対応の 過剰間隙水圧高さ $u_s$ (m)	限界水平震度 $kh$
		過剰間隙水圧高さ $u_s=0$ m	過剰間隙水圧高さ $u_s=3$ m		
番号 27a	$F=3.667$	$F=1.250$	$F=1.090$	4.71	$kh=0.342$
番号 30b	$F=3.844$	$F=1.101$	$F=0.803$	1.02	$kh=0.284$
番号 40	$F=5.014$	$F=1.512$	$F=1.329$	9.0	$kh=0.429$
番号 49	$F=3.179$	$F=0.905$	$F=0.692$	0	$kh=0.218$
番号 50	$F=3.898$	$F=1.216$	$F=0.840$	1.71	$kh=0.327$

過剰間隙水圧を考慮せず、水平震度  $kh=0.25$  のみを与えた場合、No.49 地点以外の4事例では地震時安全率  $F$  が  $F > 1.0$  となる。地震時過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s$  を  $u_s=3$  m とした場合でも、No.27a と No.40 の2つの事例では、地震時安全率  $F$  が  $F > 1.0$  となる。これらの2の事例では地震時に変動が生じるためには地震時の過剰間隙水圧の水圧高さ  $u$  がそれぞれ  $u_s=4.71$  m（盛土深さ 12m）、 $u_s=9$  m（盛土深さ 10m）となることがわかる。

つまり、調査結果による土質パラメータを用いた通常の2次元安定解析では、地震時の変動を検証することが難しい。

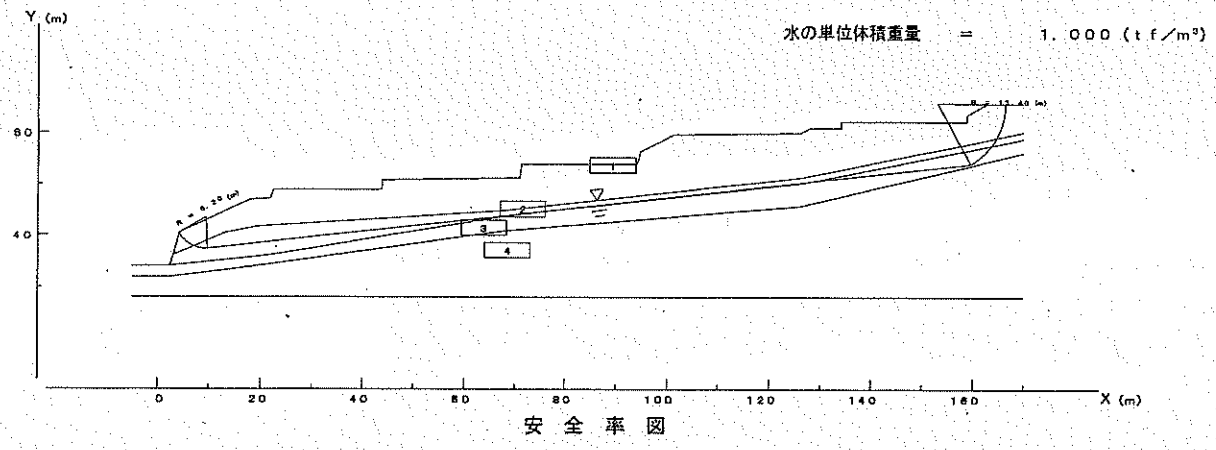
表 3.3.2 は水位面下にあるすべり面の粘着力  $c'$  を  $c'=0$  kPa として、2次元安定解析を実施した結果である。なお、地下水位がすべり面より上に確認されていない No.40 と No.50 の2事例については、全てのスライスの粘着力  $c'$  を  $c'=0$  kPa として試算した。

この場合、ほとんどの事例で“過剰間隙水圧無し+ $kh=0.25$ ”の条件で、地震時安全率は 1.0 未満となる。

つまり、2次元安定解析を用いる場合も、地下水面下のすべり面の粘着力  $c'$  を  $c'=0$  kPa とし、その他の土質パラメータは調査値を利用することで、地震時の変動を検証できることがわかる。

神戸市垂水区多聞台2丁目 a No. 27 (kh=0.00)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A1 検討断面 No.27-a kh=0.0

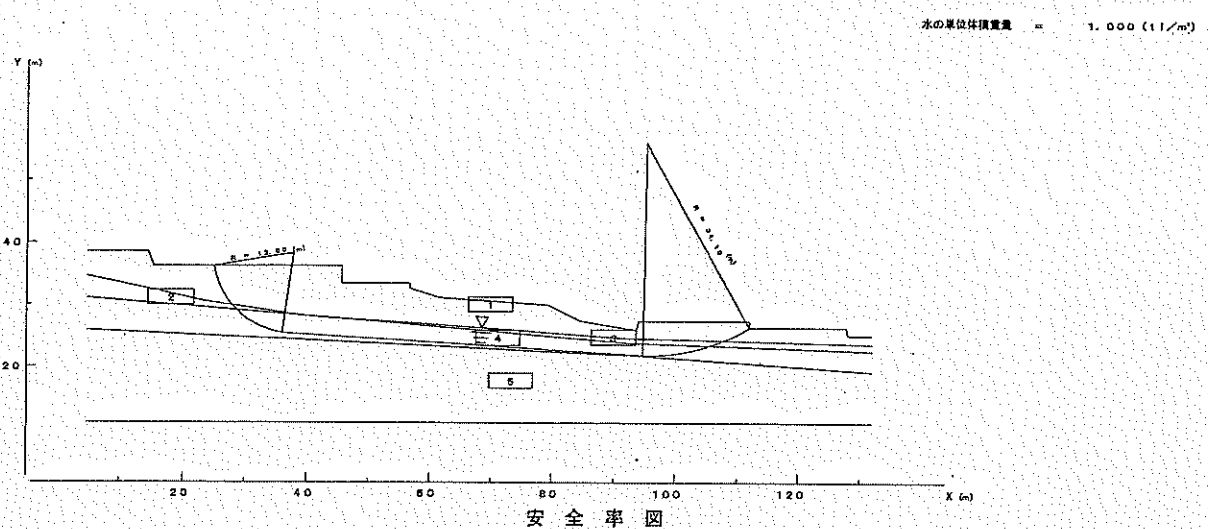
層番号	飽和重量 (tf/m <sup>3</sup> )	湿潤重量 (tf/m <sup>3</sup> )	水平震度	粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	1.800	1.800	0.000	3.00	0.00	15.00
2	1.800	1.800	0.000	3.00	0.00	15.00
3	1.900	1.900	0.000	2.00	0.00	30.00
4	2.000	2.000	0.000	99.00	0.00	0.00



安全率図  
 図 3.3.2 断面図 (番号 27a)

西宮市木津山町 b No. 30 (kh=0.00)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A1 検討断面 No.30 kh=0.0

層番号	飽和重量 (tf/m <sup>3</sup> )	湿潤重量 (tf/m <sup>3</sup> )	水平震度	粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	1.900	1.900	0.000	2.00	0.00	25.00
2	1.900	1.900	0.000	0.00	0.00	25.00
3	1.900	1.900	0.000	2.00	0.00	25.00
4	1.900	1.900	0.000	0.00	0.00	25.00
5	2.000	2.000	0.000	99.00	0.00	0.00



安全率図  
 図 3.3.3 断面図 (番号 30b)

西宮市高座町7番 No. 40 (kh=0.00)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A1 検討断面 No.40 kh=0.0

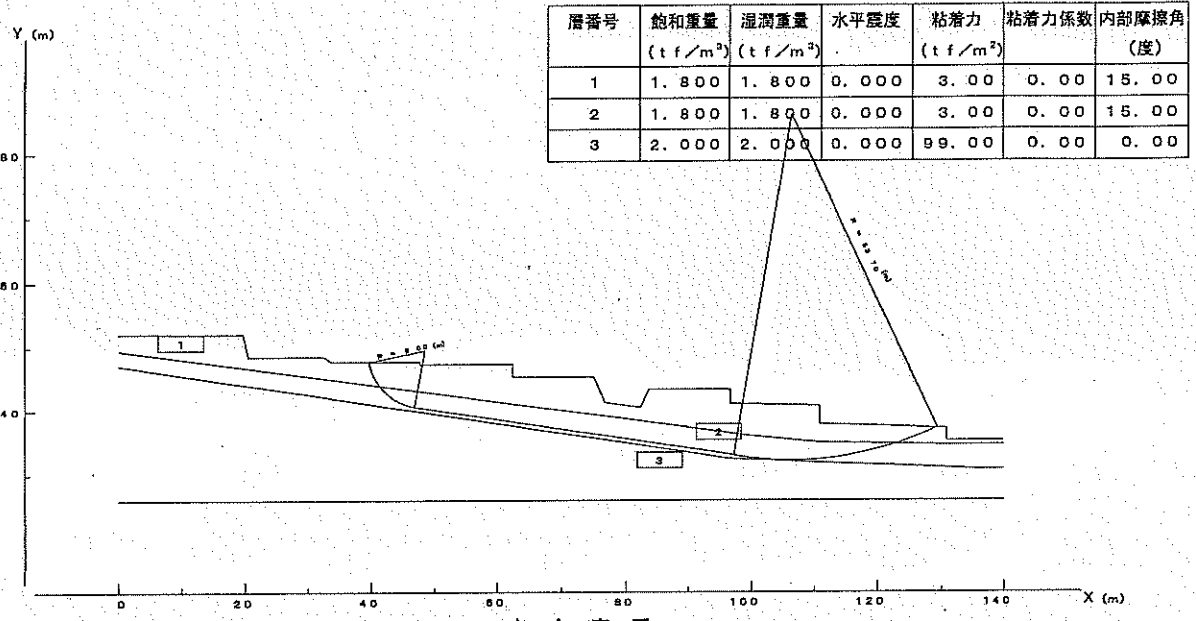


図 3.3.4 断面図 (番号 40)

西宮市上甲東園4丁目 No. 49 (kh=0.10)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A2 検討断面 No.49 kh=0.1

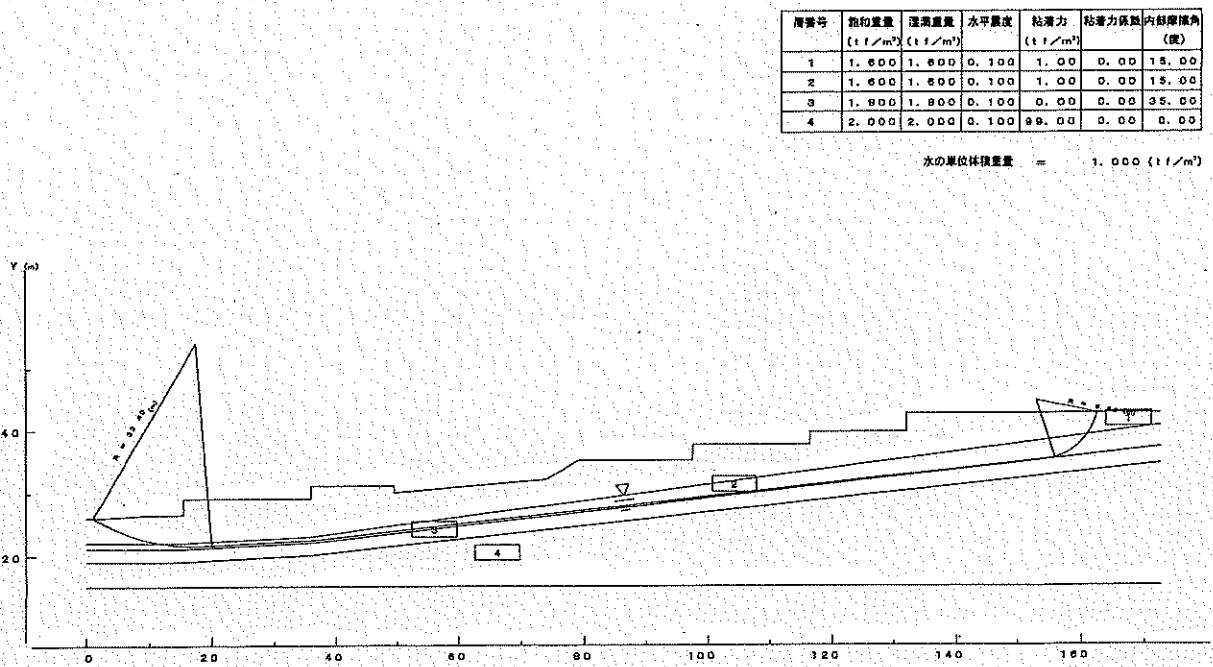


図 3.3.5 断面図 (番号 49)

西宮市岩愛宕山5番 No. 50 (kh=0.20)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A2 検討断面 No.50 . kh=0.2

層番号	飽和重量 (tf/m <sup>3</sup> )	湿潤重量 (tf/m <sup>3</sup> )	水平露度	粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	1.600	1.600	0.200	1.00	0.00	15.00
2	2.000	2.000	0.200	99.00	0.00	0.00

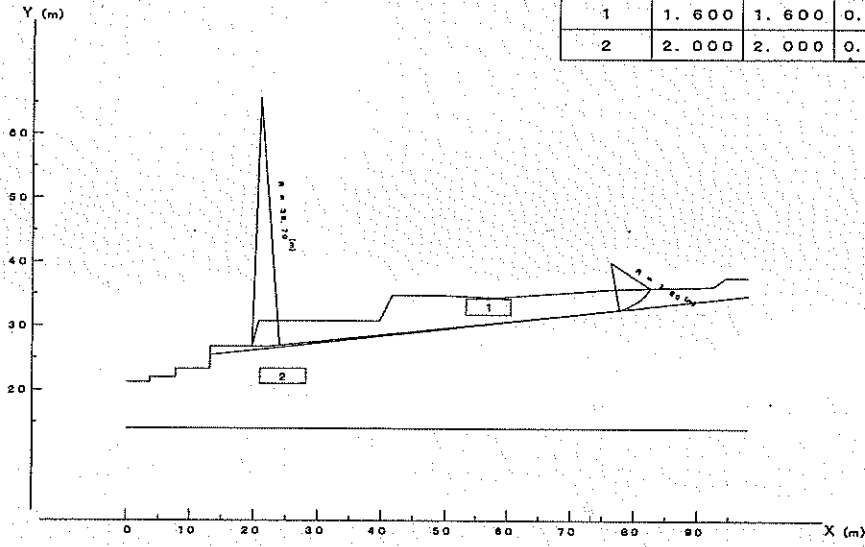


図 3.3.6 断面図 (番号 50)

表 3.3.2 通常の2次元安定解析結果 ( $c'=0$ ,  $\phi'$ =報告書記載の地層別値土質パラメータを使用)

地点名	常時 安全率	地震時安全率 (水平震度 $K_h=0.25$ )		$F \leq 1.0$ 対応の 過剰間隙水圧高さ $u_s$ (m)
		過剰間隙水圧高さ $u_s=0$ m	過剰間隙水圧高さ $u_s=3$ m	
番号 27a	F=2.361	F=0.793	F=0.633	0
番号 30b	F=3.720	F=1.064	F=0.766	0.648
番号 40	F=2.436	F=0.724	F=0.541	0
番号 49	F=2.271	F=0.641	F=0.429	0
番号 50	F=2.305	F=0.710	F=0.334	0

同様に、水位面下にあるすべり面の粘着力  $c'$  を  $c'=0$  kPa として、側方抵抗モデル (C-2 式) および  $W/D$  比を考慮した2次元安定解析モデル (B-2 式) の両方で試算した。その結果を表 3.3.3, 表 3.3.4 に示す。

側方抵抗モデルで用いた側面のせん断強度パラメータは H8 報告書における各地点の盛土層の値を用いた (図 3.3.2~図 3.3.6 に記述)。土圧係数は、釜井らの調査結果の検証に用いたものと同じ値 ( $K=0.5$ ) を採用している。

側方抵抗モデルでは、 $kh=0.25$  に対して、過剰間隙水圧高さが発生しない場合でも地震時に  $F < 1.0$  となる事例が3例で、その他は最大で  $u_s=2$ m の過剰間隙水圧高さが発生すれば、地震時の変動を検証できることがわかる。

$W/D$  を考慮した2次元安定解析では  $W/D$  に関する係数  $\xi_a=1.0$  として解析したが、かなり大きめの過剰間隙水圧が発生しないと、地震時の変動が検証できない。

表 3.3.3 側方抵抗モデル (C-2 式) による解析結果

$c'=0$ ,  $\phi'$ =報告書記載の地層別値土質パラメータを使用)

地点名	常時 安全率	地震時安全率 (水平震度 $K_h=0.25$ )		$F \leq 1.0$ 対応の 過剰間隙水圧高さ $u_s$ (m)
		過剰間隙水圧高さ $u_s=0$ m	過剰間隙水圧高さ $u_s=3$ m	
番号 27a	F=2.803	F=0.948	F=0.787	0
番号 30b	F=4.166	F=1.196	F=0.898	1.97
番号 40	F=3.415	F=1.023	F=0.841	0.37
番号 49	F=2.598	F=0.736	F=0.524	0
番号 50	F=2.512	F=0.776	F=0.400	0

表 3.3.4 側方抵抗を考慮した2次元安定解析 (B-2式) による解析結果

( $c'=0$ ,  $\phi'$ =報告書記載の地層別値土質パラメータを使用,  $\xi=1.0$ )

地点名	常時 安全率	地震時安全率 (水平震度 $K_h=0.25$ )		$F \leq 1.0$ 対応の 過剰間隙水圧高さ $u_s$ (m)
		過剰間隙水圧高さ $u_s=0$ m	過剰間隙水圧高さ $u_s=3$ m	
番号 27a	F=3.752	F=1.280	F=1.120	4.71
番号 30b	F=4.897	F=1.412	F=1.114	4.18
番号 40	F=5.056	F=1.525	F=1.342	9.27
番号 49	F=3.603	F=1.028	F=0.816	0.39
番号 50	F=2.952	F=0.916	F=0.539	0

H8年度報告書事例の検証結果のまとめ

- (1) 土質パラメータの調査結果を用いた通常の複合すべり対応2次元安定解析 (A-2式) では、地震時の谷埋め盛土の変動を検証することはできない。
- (2) 地下水位面下のすべり面における粘着力  $c'$  を、 $c'=0$  として解析すれば、複合すべり対応2次元安定解析で、地震時の谷埋め盛土の変動を検証することができる。
- (3) 上記(2)と同様の手法を用いれば、側方抵抗モデル (C-2式) でも地震時の谷埋め盛土の変動を検証することができる。



### 3.3.2 その他の地震災害事例に関する検証

#### (1) 三陸南地震の被災事例に関する検証

平成 15 年 5 月 26 日に発生した M7.0 の三陸南地震による谷埋め盛土の被災事例について検証を行った。図 3.3.7 は被災状況写真と隣接する盛土での貫入試験の結果である(釜井,2003) 図 3.3.8 は近隣の地形図と対岸にある谷埋め盛土の状況写真である(釜井, 2003)。

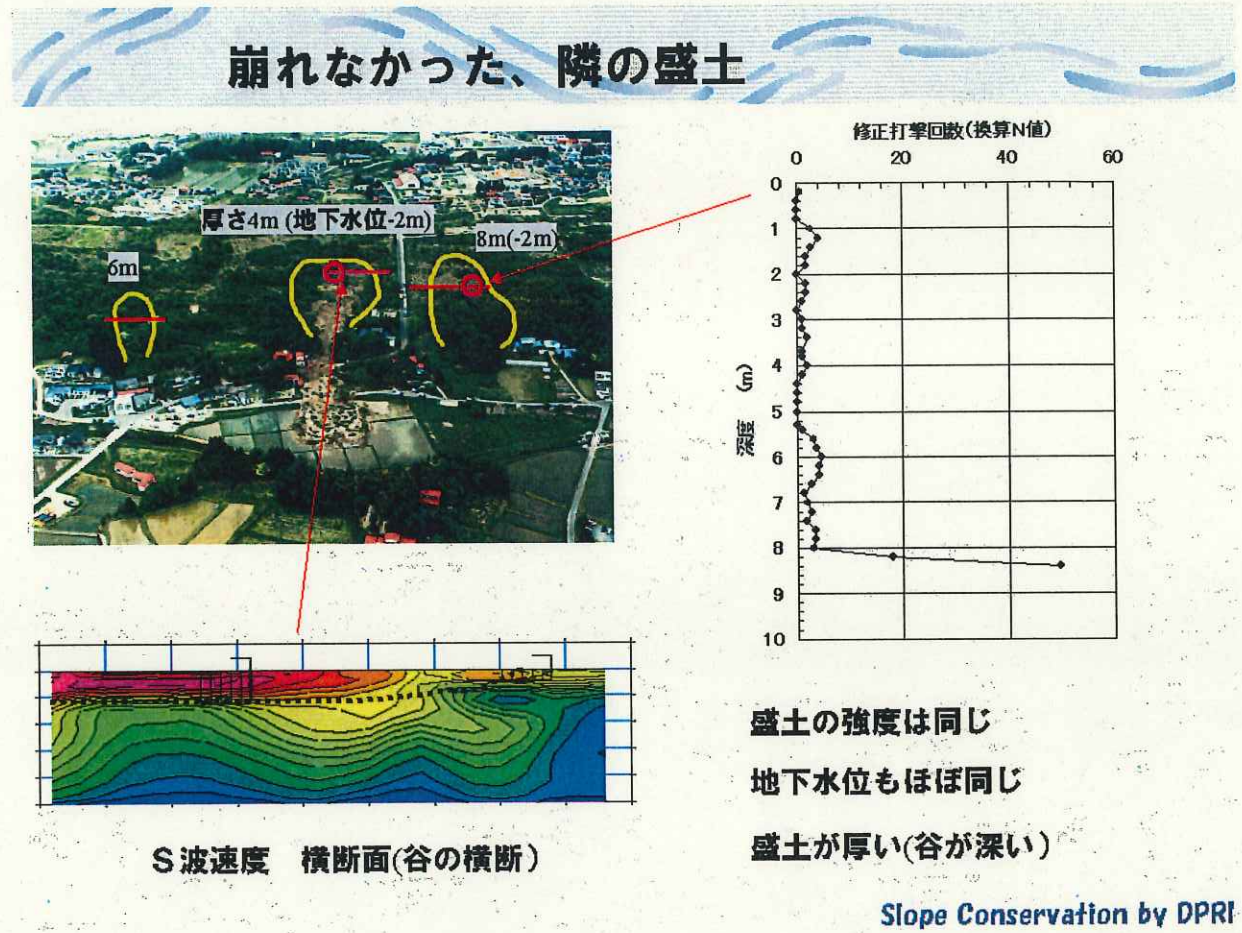


図 3.3.7 築館町における被災状況 (釜井, 2003)

図 3.3.8 に示す, この地区の 4 地点の谷埋め盛土について検証を行った。4 地点の谷埋め盛土形状等に関する情報は表 3.3.5 の通りである。変動が確認された地点は Tuki2 でその他の地点では変動は認められていない。

また, Tuki1 や Tuki2 は地下水位が GL-2m 付近に確認されたが, 対岸の Tuki4 については盛土内に地下水は確認されなかった。

表 3.3.5 各調査地点の盛土形状 (築館町)

三陸南地震(築館町)							
調査地点	水平長さL	幅W	深さD	W/D比	底面傾斜角 $\theta$	地下水位 (GL-m)	変動の有・無
Tuki1	110	35	8	4.4	6	2	無
Tuki2	150	44	4	11.0	6	2	有
Tuki3	100	35	6	5.8	7.5	2	無
Tuki4	190	35	6.5	5.4	4	7	無



## 崩れなかった、正面の盛土



図 3.3.8 築館町における被災状況 (釜井, 2003)

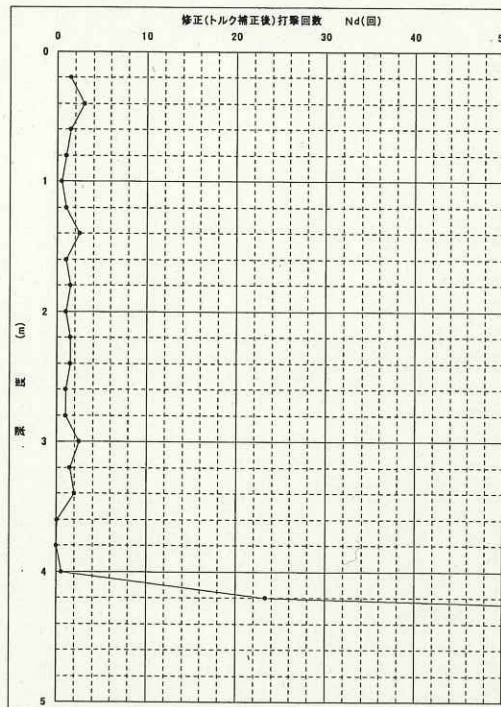


図 3.3.9 Tuki2 地点上部の貫入試験結果 (釜井, 2003)



当地域では貫入試験および表面波探査が実施されているが、変動した Tuki2 地点の上部の残留盛土部分での貫入試験の結果を図 3.3.9 に示す。これによると盛土内の N 値はほとんど  $N \leq 2$  となっており、深度 4m 付近はほぼゼロとなっている。図 3.3.7 に示した隣接する谷埋め盛土でも盛土部分の N 値は同様に小さくほとんど  $N \leq 2$  となっている。また、4m 付近には Tuki2 の地点と同様に N がほぼゼロの区間があるが、盛土の深さは 8m 程度と深くなっている。

対岸の Tuki4 の地点の盛土の強度は、Tuki1 や Tuki2 と比べてやや強度が高く、N 値は  $N=6$  程度であった。Tuki3 については貫入試験を実施していないため、近隣の非変動地点である Tuki1 と同じ値を採用した。

これらの調査結果から得られた各調査地点のすべり面付近の N 値をもとに、せん断強度パラメータを推定した。地下水位は何れの地点でも GL-2m 程度と高い地下水位を形成している。そのためすべり面の粘着力  $c'$  は  $c'=0$  kPa としている。なお、Tuki2 の地点での貫入試験結果では上述のようにすべり面付近の N 値がほぼゼロであったが、N 値がゼロであれば安全率もゼロとなることや、地質の不均質性を考慮して  $N=1$  と設定した。

表 3.3.6 各調査地点のせん断強度パラメータ推定値（築館町）

三陸南地震(築館町)		採用			備考
調査地点	換算N値	道路橋示方書 $\phi = 15 + \sqrt{15N}$ ( $N > 5$ )	道路橋示方書等 $\phi = (20N)^{0.5} + 20$ ( $3.5 \leq N \leq 20$ ) $N \geq 20$ は $\phi = 40$	大崎の式 建築基礎指針で 引用 $\phi = 15 + \sqrt{20N}$	
Tuki1	2	20.5	26.3	21.3	
Tuki2	1	18.9	24.5	19.5	
Tuki3	2	20.5	26.3	21.3	N値は推定
Tuki4	6	24.5	31.0	26.0	

これらの調査データに基づいて、通常の2次元安定解析 (A-1 式)、側方抵抗を考慮した2次元安定解析 (B-1 式)、側方抵抗モデル (C-1 式) の3つの方法で安全率を試算し、変動状況との整合性を調べた。

表 3.3.7 は通常の2次元安定解析による試算結果であるが、地震力 ( $kh=0.25$ ) を考慮した段階で、Tuki4 以外の3地点の安全率が 1.0 を大きく下回り、地震時には滑動するという結果となった。変動事例に対する正答率は 100% であるが、非変動事例の中の2事例について変動するという解析結果となった。

表 3.3.8 は側方抵抗を考慮した2次元安定解析による試算結果である。側方抵抗係数  $\xi_a$  は、神戸の事例で適用した値と同じ値  $\xi_a=2.0$  を採用した。表に示すように、地震時の過剰間隙水圧の水圧高さが 2m 程度であれば、正答率は 100% となる。

表 3.3.9 は側方抵抗モデルによる試算結果である。側方抵抗に関する側面のせん断強度パラメータのせん断抵抗角は各地点の調査結果による値（表 3.3.6）を採用し底面と同じ値とした。側面の粘着力は  $c'=30\text{kPa}(0.3\text{kgf}/\text{cm}^2)$  とした。側方抵抗に関する土圧係数は神戸の事例で適用した値と同じ値（ $K=0.5$ ）を採用した。表に示すように、地震時の過剰間隙水圧の水圧高さがない場合は Tuki3 以外は現象と安全率が一致するが、1m 程度とすれば Tuki1 も一致しなくなる。Tuki3 については貫入試験を実施していないため、Tuki1 での試験値の N 値を採用していることから、この値の信頼性の影響も考えられる。

これらの3つの解析方法による試算結果をまとめると以下のような内容となる。

<試算結果のまとめ>

- ①2次元安定解析では地震時に非変動となることを評価することが困難である。  
 ②側方抵抗を考慮した2次元安定解析や側方抵抗モデルでは、地震時の過剰間隙水圧の水圧高さを1~2m程度であると仮定することによって、変動事例および非変動事例の地震時の安定性を評価することができた。

表 3.3.7 通常の2次元安定解析(A-1式)による安全率(築館町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率		整合性
		( $kh=0.25, us=0\text{m}$ )	( $kh=0.25, us=1\text{m}$ )	
Tuki1	2.16	0.61	0.54	×
Tuki2	2.43	0.69	0.56	○
Tuki3	1.86	0.61	0.51	×
Tuki4	6.97	1.50	1.37	○

表 3.3.8 側方抵抗を考慮した2次元安定解析(B-1式)による安全率(築館町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率 ( $kh=0.25$ )			整合性
		$us=0\text{m}$	$us=1\text{m}$	$us=2\text{m}$	
Tuki1	6.54	1.91	1.83	1.75	○
Tuki2	4.17	1.21	1.07	0.93	○
Tuki3	4.49	1.52	1.42	1.33	○
Tuki4	12.30	2.66	2.53	2.40	○

表 3.3.9 側方抵抗モデル(C-1式)による安全率(築館町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率		整合性
		( $kh=0.25, us=0\text{m}$ )	( $kh=0.25, us=1\text{m}$ )	
Tuki1	3.50	1.01	0.93	△
Tuki2	3.31	0.95	0.82	○
Tuki3	2.85	0.95	0.86	×
Tuki4	8.99	1.94	1.81	○



(2) 宮城県北部地震の被災事例に関する検証

次に、平成 15 年 7 月 26 日に発生した M5.5 の宮城県北部南地震による谷埋め盛土の被災事例について検証を行った。

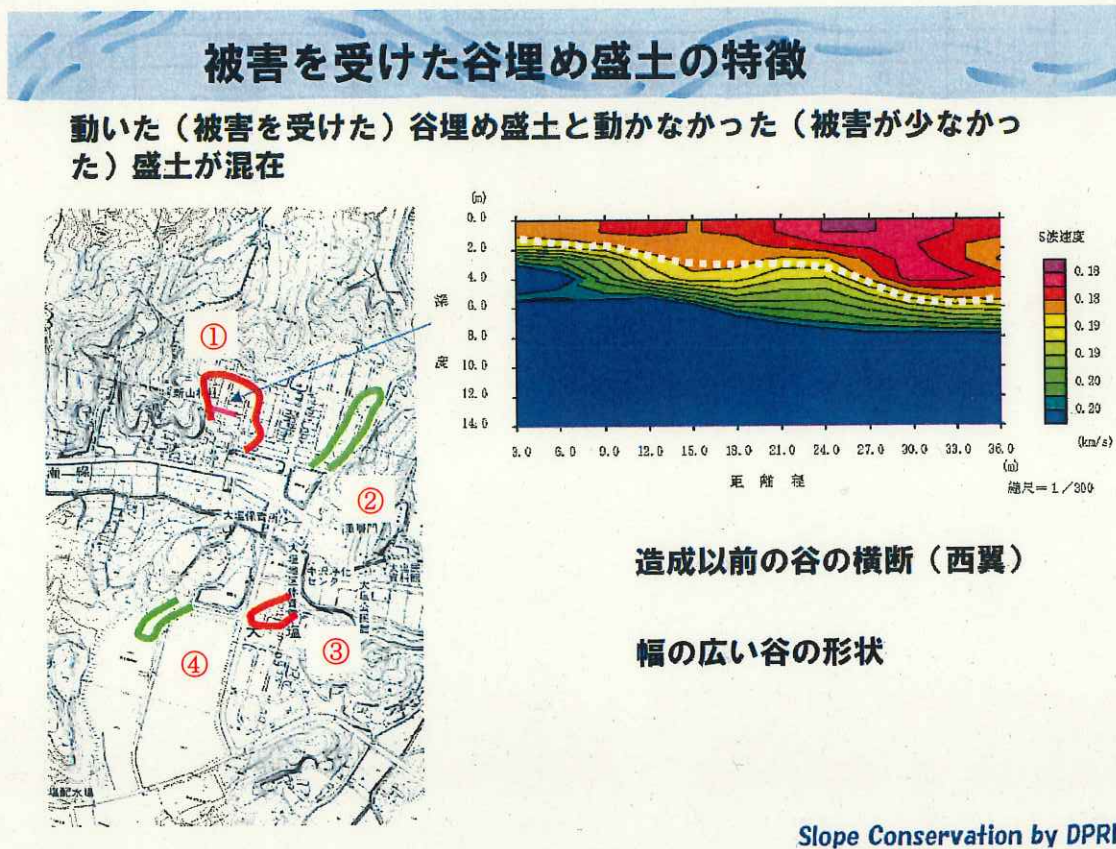


図 3.3.10 大塩町における被災状況（釜井による）

当該地域には図 3.3.10 に示すように 4 地点に谷埋め盛土が確認されている。谷埋め盛土の形状等に関する情報を表 3.3.10 に示すが、変動が確認されたのは Oshi1 と Oshi3 の 2 つの地点である。なお、地下水については Oshi1 の末端擁壁からの地下水流出が確認されているのみで、地下水位に関する調査結果はない。GL-2m は推定値である。

表 3.3.10 各調査地点の盛土形状（大塩町）

宮城県北部地震(大塩町)

調査地点	水平長さL	幅W	深さD	W/D比	底面傾斜角θ	地下水位 (GL-m)	変動の有・無
Oshi1	125	90	8	11.3	2.5	2	有
Oshi2	225	30	6.5	4.6	2.5	2	無
Oshi3	100	40	4	10.0	6.5	2	有
Oshi4	175	50	8	6.3	3	2	無

当該地域で実施されている表面波探査の結果からすべり面付近の S 波速度を求め、それによって N 値の推定を行った。また、地下水位が形成されていることから、すべり面の粘着力  $c'$  は  $c' = 0\text{kPa}$  として解析を行った。



表 3.3.11 各調査地点のせん断強度パラメータ推定値 (大塩町)

宮城県北部地震(大塩町)

採用

調査地点	S波速度 Vs (km/s)	換算N値	道路橋示方書 $\phi=15+\sqrt{15N}$ ( $N>5$ )	道路橋示方書等 $\phi=(20N)^{0.5}+20$ ( $3.5\leq N\leq 20$ ) $N\geq 20$ は $\phi=40$	大崎の式 建築基礎指針で引 用 $\phi=15+\sqrt{20N}$	備考
Oshi1	0.18	5.2	23.8	30.2	25.2	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>
Oshi2	0.18	5.2	23.8	30.2	25.2	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>
Oshi3	0.2	6.4	24.8	31.3	26.3	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>
Oshi4	0.18	5.2	23.8	30.2	25.2	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>

注)  $\nu=0.4$ ,  $\rho=1.6\text{t/m}^3$ としてVsから動弾性係数  $E_d$ を推定し,  $E_s/E_d=1/10$ として, 静弾性係数  $E_s$ を推定,  $E_s=2800\cdot N$ の関係から, N値を推定した。

これらの調査データに基づいて, 通常の2次元安定解析(A-1式), 側方抵抗を考慮した2次元安定解析(B-1式), 側方抵抗モデル(C-1式)の3つの方法で安全率を試算し, 変動状況との整合性を調べた。

表 3.3.12 は通常の2次元安定解析による試算結果であるが, 地震力( $kh=0.25$ )を考慮した段階で, 4地点すべての地点の安全率が1.0を大きく下回り, すべての地点が地震時には滑動するという結果となった。ここでも, 変動事例に対する正答率は100%であるが, 非変動事例に対する正答率はゼロ%となった。

表 3.3.13 は側方抵抗を考慮した2次元安定解析による試算結果である。側方抵抗係数 $\xi_a$ は, 神戸の事例で適用した値と同じ値 $\xi_a=2.0$ を採用した。表に示すように, Oshi1地点では過剰感水厚を4mとしても安全率が1.0を下回らない結果となった。地震時の過剰間隙水圧の水圧高さが3m程度での, 正答率は, 変動で50%, 非変動で100%となった。

表 3.3.14 は側方抵抗モデルによる試算結果である。側方抵抗に関する側面のせん断強度パラメータのせん断抵抗角は各地点の調査結果による値(表 3.3.11)を採用し底面と同じ値とした。側面の粘着力は $c'=30\text{kPa}(0.3\text{kgf/cm}^2)$ とした。側方抵抗に関する土圧係数は神戸の事例で適用した値と同じ値( $K=0.5$ )を採用した。表に示すように, 地震時の過剰間隙水圧の水圧高さが1.5m程度であれば, 正答率は100%となる。

これらの3つの解析方法による試算結果をまとめると以下のような内容となる。

<試算結果のまとめ>

- ①2次元安定解析では地震時に非変動となることを評価することが困難である。
- ②側方抵抗を考慮した2次元安定解析では, 地震時の過剰間隙水圧の水圧高さを3m程度であると仮定することによって, 変動事例および非変動事例の地震時の安定性をある程度正確に評価することができた。
- ③側方抵抗モデルでは, 地震時の過剰間隙水圧の水圧高さを1.5m程度であると仮定することによって, 変動事例および非変動事例の地震時の安定性を評価することができた。

表 3.3.12 通常の2次元安定解析(A-1式)による安全率(大塩町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率 (us=0m)	地震時安全率 (us=1m)	整合性
Oshi1	6.29	0.92	0.81	○
Oshi2	6.63	0.97	0.83	×
Oshi3	3.13	0.94	0.75	○
Oshi4	5.24	0.89	0.78	×

表 3.3.13 側方抵抗を考慮した2次元安定解析(B-1式)による安全率(大塩町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率			整合性
		us=0m	us=3m	us=4m	
Oshi1	10.36	1.52	1.19	1.08	×
Oshi2	16.57	2.45	2.03	1.90	○
Oshi3	4.90	1.50	0.93	0.74	○
Oshi4	11.35	1.95	1.61	1.51	○

表 3.3.14 側方抵抗モデル(C-1式)による安全率(大塩町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率			整合性
		us=0m	us=1.5m	us=2m	
Oshi1	7.62	1.11	0.95	0.89	○
Oshi2	10.36	1.52	1.32	1.25	○
Oshi3	4.09	1.24	0.96	0.86	○
Oshi4	7.23	1.23	1.07	1.02	○



### 3.4 動的解析手法の適用性に関する検討

#### 3.4.1 入力地震動の設定

耐震設計用入力地震動は、兵庫県南部地震(1995)以前では対象とする地点で大規模地震の観測記録が得られている例が少なかったため、他の地点で得られた代表的地震記録が用いられてきた。しかし、震源断層や地下構造の調査研究の発展とともに、耐震設計用入力地震動を目標の地点の情報を反映したモデルに基づく地震動予測として評価する機運が高まっている。兵庫県南部地震による深刻な被害に鑑みて、土木学会は社会基盤施設の耐震設計のあり方に関して3度にわたって提言(1)~(3)を行っている。その第2次提言(土木学会耐震基準等に関する提言集, 1996)では、2段階設計法並びに性能規定型設計法が提唱され、想定地震として、レベル1地震動、レベル2地震動と二つのレベルの地震動を考慮してそれぞれ以下のように定義している。

レベル1地震動：施設の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動をいう。

レベル2地震動：陸地近傍に発生する大規模なプレート境界地震や、直下型地震による地震動のように、施設の供用期間内に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動をいう。

図3.4.1に示す3要素(震源断層特性・地震波伝播特性・表層地盤特性)に基づき、地点ごとに対象とする地震を選定し、地点固有の特性を反映させた地震動を評価することを原則とした。それが適用できない場合には観測記録を用いることを可としている。

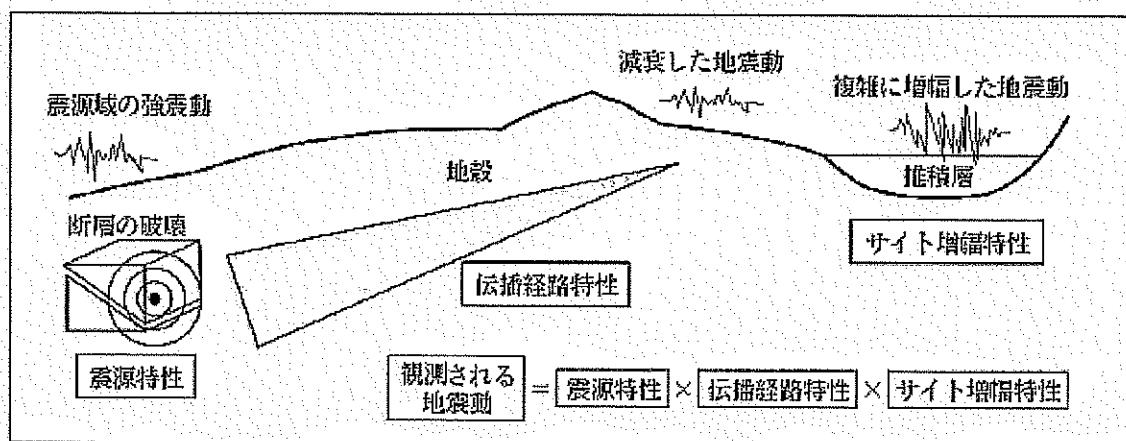


図 3.4.1 震源から地表までの地震波伝播概念図

(出典：(社)地震学会強震動委員会(2003))

#### 参考文献

- 1) 土木学会耐震基準等に関する提言集：土木学会，pp.11-41，1996.
- 2) 土木構造物耐震設計ガイドライン（案）－ 耐震基準作成のための手引き －，  
土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会活動報告（西村昭彦委員長），2001年9月  
(<http://www.jsce.or.jp/committee/eec2/taishin/guidlinepdf/intro.pdf>)
- 3) 土木構造物の耐震設計における新しいレベル1の考え方（案），土木学会地震工学委員会耐震基準  
小委員会，2003年11月  
(<http://www.jsce.or.jp/committee/eec2/taishin/Level1.html>)
- 4) 地盤・基礎構造物の耐震設計，地盤工学・実務者シリーズ13，地盤工学，p.25，2000.12

### 3.4.2 解析手法

#### 1) 地盤の地震応答解析法

地盤の地震応答解析法には、有限要素法、境界要素法、差分法、波動論に基づく手法など種々の手法<sup>1)</sup>がある。これらの差異は、地盤内を地震波動が伝播する際の変位場を、その支配方程式、つまり波動方程式より地表、基盤面等の境界条件や入力地震動や施工過程の影響等の初期条件の下で解く際の空間軸及び時間軸方向の離散化過程の差異によっている。一方、それら手法は特徴<sup>2)</sup>を有しているが、地震断層近傍の強い地震動に対して表層地盤の地震応答を評価する際、地盤材料の強い非線形挙動、さらに地盤構造の不整形性の取り扱いの容易さが、解析手法の選択に対して重要となる。特に前者が重要であることから、地盤材料の非線形性の導入が容易な有限要素法が地盤の地震応答解析に従来から用いられてきた。その有限要素法による地盤の地震応答解析法には、ある時刻における変位場を離散化し入力地震動に対する応答を逐次求める時間領域での解法、ある周波数に対する変位場を離散化し入力地震動に対する周波数応答を積分することにより応答を求める周波数領域での解法の2つがある。前者には、YUSAYUSA2<sup>3)</sup>、FLIP<sup>4)</sup>、LIQCA<sup>5)</sup>等の解析コード、後者にはSHAKE<sup>6)</sup>、FLUSH<sup>7)</sup>等の解析コードがある。ただし、SHAKEではある周波数に対する変位場として理論解を用いている。このような波動方程式の離散化過程により、地盤材料の非線形性の取り扱いが異なり、前者は弾塑性モデル、また数理モデル等の土の構成式を用いて地盤材料の非線形挙動の経時的変化を逐次評価することが可能であり、逐次非線形解析法ともよばれる。この手法は、実挙動を適切に評価可能な手法であるといえる。一方、後者の手法は、地盤の応答を周波数毎の定常な応答つまり線形応答の和として求めることから、入力地震動の強さの時間変化に応じた地盤物性の変化を直接考慮することが出来ない。そのため、最大応答を適切に評価することを主目的とし、所定の応力-ひずみ履歴における骨格曲線上の有効ひずみとそれに対する応力を線形の解析で評価出来るような地盤物性を用いて応答を求めることにより地盤材料の非線形化を考慮するという手法が用いられている。その様な解析法は、等価線形解析と呼ばれている。この手法は、以下の特徴を有していることから、従来から設計面で多く用いられてきた手法である。

- (1) 地盤材料の非線形特性を表すための入力情報が逐次非線形解析法に比べ比較的少ない
- (2) 設計に必要な最大応答をある程度の精度で評価できる
- (3) 地表面での地震動を入力として地盤内の応答を評価することが可能である

ここで、(3)の特徴は、地盤の地震応答である地表面の地震動を入力とした解析が可能であることであり、時間領域の解析法には困難な大きな利点である。

また、(1)は、液状化の様に過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の低下により剛性が低下する様な現象の解析である有効応力解析以外、つまり全応力解析においては、以下に示すように逐次非線形解析との差異は殆どないといえる。例えば、(1)式は逐次非線形解析における地盤材料の構成モデルとして良く用いられる Hardin-Drnevich (H-D)モデル<sup>8)</sup>の骨格曲線であり、せん断剛性のひずみ依存特性がせん断弾性係数( $G_{max}$ )と規準ひずみ  $\gamma_f$  の2つのパラメータにより表されている。ここで規準ひずみはせん断強度( $\tau_{max}$ )とせん断弾性係数( $G_{max}$ )と比として得られることから、その設定は容易となる。等価線形解析における地盤材料の非線形性に関する入力情報はそのひずみ依存特性であり、従来、地盤材料毎に地盤物性とひずみの関係、言い換えれば離散的な応力-ひずみ関係が直接入力されていた。その拘束圧依存特性に関する情報の入力に関しては、数理モデルも用いた逐次非線形解析による入力情報はせん断剛性やせん断強度の拘束圧依存特性により容易に評価される。一方、等価線形解析では地盤物性とひずみの関係を規準類で示されているような拘束圧に応じた地盤物性とひずみの関係に基づき拘



東圧毎にデータとして入力することが必要となり、逐次非線形解析に比べ、多くの労力が必要となる。この様に、(1)の特徴は、現時点で特に強調できる特徴とはいえない。

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_f}} \quad (1)$$

これまで示した時間領域での解析法と周波数領域での解析法を非線形性の取り扱いという観点で見ると、線形解析、等価線形解析及び逐次非線形解析の3つに分類される。それら解析の精度は非線形性の程度つまり発生ひずみの大きさに依存することになり、発生ひずみの大きさに応じた適用範囲は概ね図3.4.2に示すとおりである。

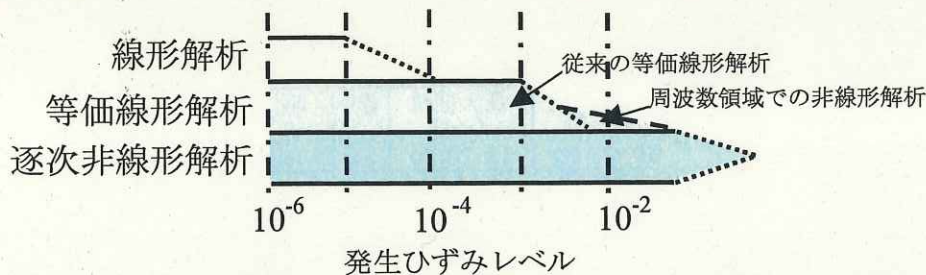


図 3.4.2 応答ひずみに応じた各解析法の適用範囲

次に、等価線形解析と逐次非線形解析による発生ひずみに応じた最大応答の差異を2つの解析事例により示す。いずれも、地盤構造を水平成層と仮定した1次元解析によるものであり、図3.4.3は静岡県内の変電所で観測された地震記録をもとに実施された従来の等価線形解析(Eq.Linear)、杉戸らにより提案されている等価線形解析<sup>9)</sup>{Eq.Linear(freq.depend)}, HDモデル及びRamberg-Osgoodモデルを用いた逐次非線形解析(Hyperbolic model, Ramberg-Osgood model)、吉田-石原による構成モデル<sup>10)</sup>を用いた逐次非線形解析(Yoshida-Ishihara method)の比較である。図3.4.4は1995年兵庫県南部地震によるポートアイランドの地震観測記録に基づく従来の等価線形解析、全応力過程による逐次非線形解析および有効応力解析(YUSAYUSA)の比較である。図3.4.3は最大応答ひずみレベルが $10^{-3}$ から $10^{-2}$ 程度、図3.4.4では最大ひずみレベルが $10^{-2}$ を越える応答となっている。これより、最大加速度はいずれも、逐次非線形解析に比べ等価線形解析の応答が大きな値となっているが、最大相対変位はその逆の傾向を示している。図3.4.3では地表面での最大加速度の観測値が435galであり、概ね逐次非線形解析による結果と対応している。

地盤の地震応答解析の用いる手法の選択は、このような地盤の強震観測データを用いた地震応答解析の事例、さらに対象地点において得られる地盤情報を踏まえ適切に行う必要がある。特に、地震応答解析により想定される地盤の応答ひずみが、その判断に際して重要となる。

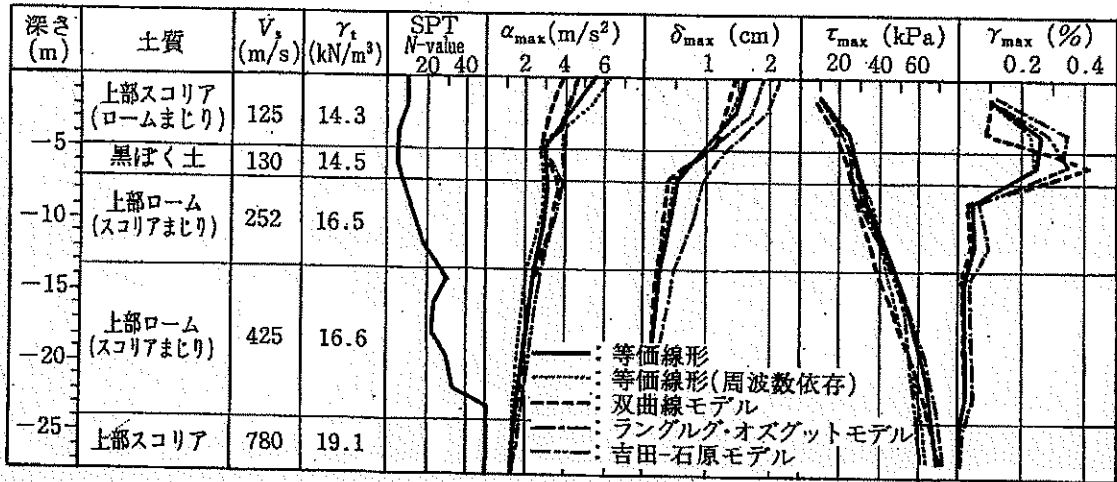


図 3.4.3 地盤の地震応答解析事例<sup>11)</sup>

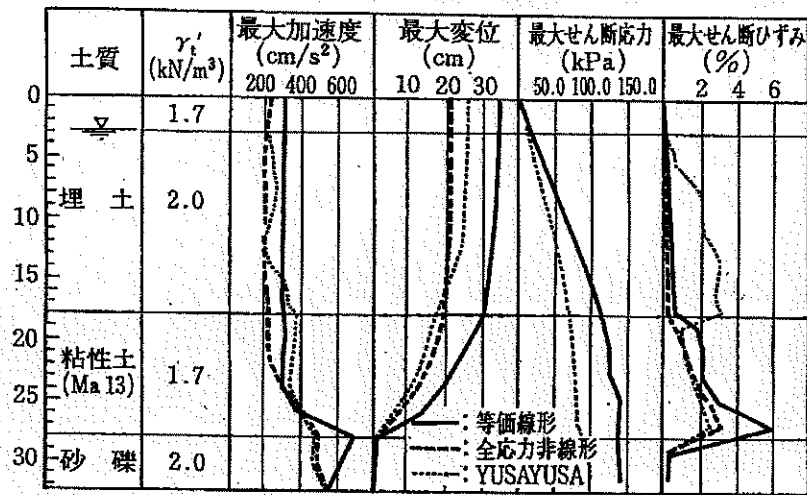


図 3.4.4 地盤の地震応答解析事例<sup>12)</sup>

安田ら<sup>13)</sup>は、液状化に伴って生じる地盤の流動を有効応力解析により簡易的に評価する手法を提案している。流動を液状化後ゆっくりと生じる現象と想定し、繰返しせん断応力を加えて液状化させた後単調に载荷させる実験を行い、液状化後の砂の応力-ひずみ関係を求めた結果、剛性が非常に小さく、微小抵抗領域とその後の剛性回復領域に分けられることを見だし、これらをそれぞれ線形の関係に置くことで、簡易解析に用いる砂の応力-ひずみ関係をモデル化した。このような手法を液状化に伴う残留変形解析 ALID (Analysis for Liquefaction-induced Deformation) accompanying liquefaction)と呼んでいる。図 3.4.5 は、せん断応力 ( $\tau$ ) - せん断ひずみ ( $\gamma$ ) 関係を例として示したもので、地震前と流動を考慮する際の  $\tau$ - $\gamma$  関係を示している。応力-ひずみ関係は有効応力の変化に伴い変化し、これに伴って状態点は地震前の状態点 A から流動後の状態点 C に移動する。ALID ではこの過程を忠実に追いかけて、流動時の応力-ひずみ関係を用い、図 3.4.5 の A→B→C または O→B→C の経路に沿って求めるものである。

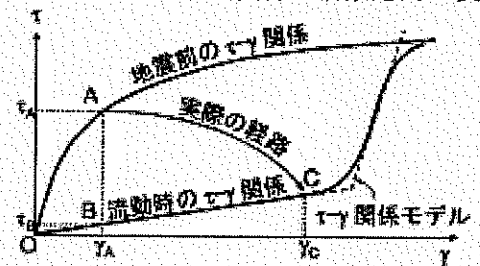


図 3.4.5 ALID 解析法の模式図<sup>13)</sup>

これらを用いて、地震被害解析を行い、その結果、液状化に伴う岸壁・護岸背後地盤の流動に対して実用的に使える程度の精度で変形量を推定できることを確認している（図3.4.6,3.4.7）。

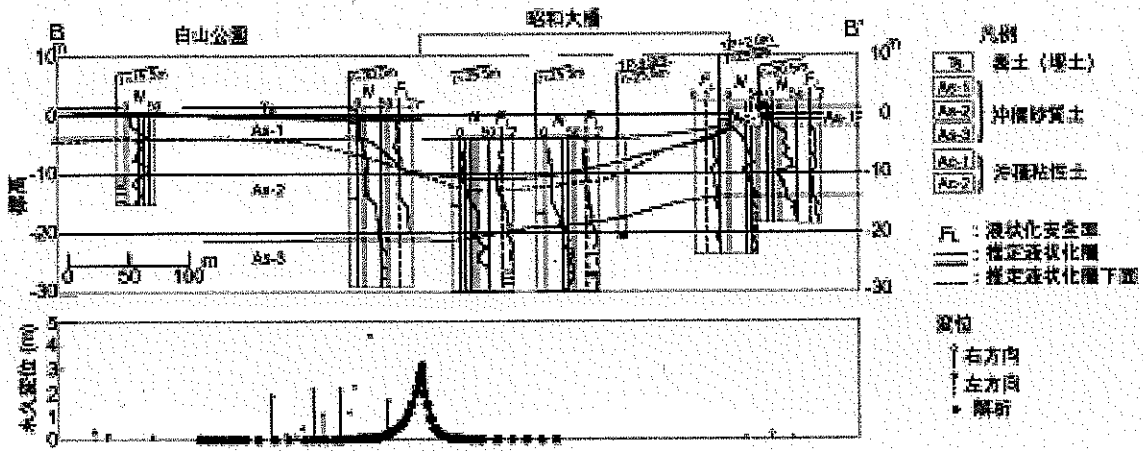


図3.4.6 昭和大橋付近の地層断面と流動量<sup>13)</sup>

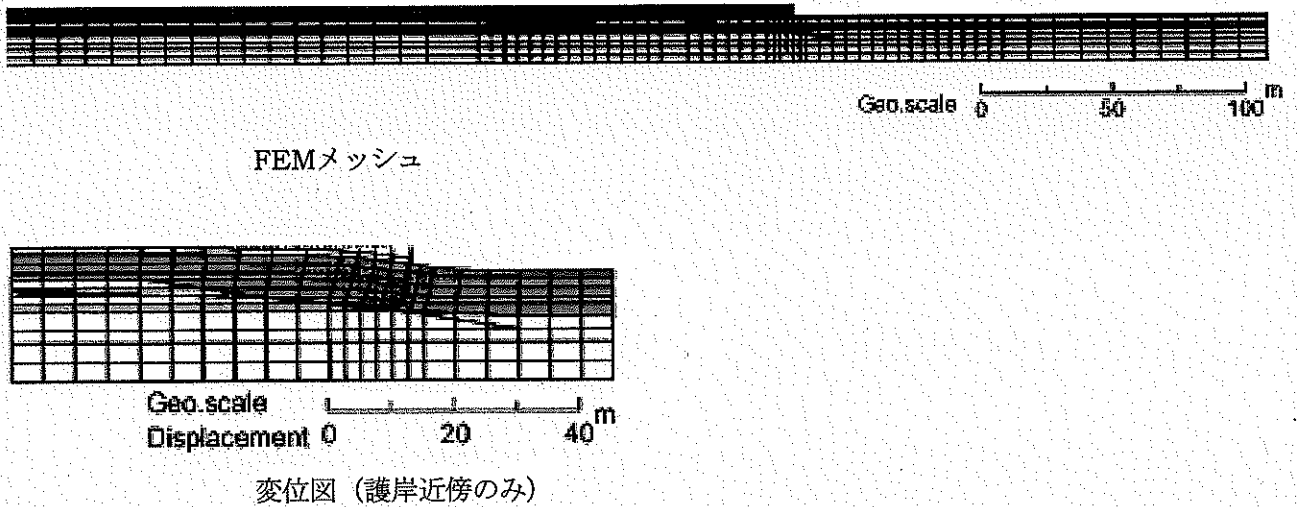


図3.4.7 FEMメッシュと変形図 (昭和大橋サイト) <sup>13)</sup>



## 参考文献

- 1)例えば, 土木学会編, 動的解析と耐震設計-第2巻-動的解析の方法, 技報堂出版, 1997.
- 2)例えば竹中博士, 不整系地盤における波動伝播の数値計算法, 地震, 第2輯, 第46巻, 191-205, 1993.
- 3)吉田望, 東畑郁生, 「Yusa-yusa2 理論と解説」, 1991
- 4)Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Soil and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 5) 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* 49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 6) Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B., SHAKE, Report No. EERC 72-12., University of California, Berkeley, 1972.
- 7) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.-F. and Seed, H. B., FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No. EERC75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 8)Hardin, B. O., and Drnevich, V. P., Shear Modulus and Damping in Soils, *Design Equations and Curves*, Proc. ASCE, SM7, pp.667-692, 1972.
- 9)杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫, 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.49-58, 1994.6.
- 10)吉田望, 辻野修一, 石原研而, 地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1634-1640, 1990
- 11)吉田望, 田蔵隆, 鈴木英世, 地盤の非線形地震応答解析手法の比較, 第23回地震工学研究発表会, (社)土木学会, pp.49-52, 1995.
- 12)吉田望, 1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析, 土と基礎, Vol.43, No.10, pp.49-54, 1995.
- 13)安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 71-89, 1999

### 3.4.3 すべり解析

解析手法の選定にあたり、すべり特有の問題点として、すべり面の存在、すべり面深度により、動的挙動特性が大きいことによる増幅特性や周期特性があることに留意が必要である。

a. 震度法, b. 震力法はすべり面を設定可能であるが、地震力を静的に与えるため、地震動の特性(周波数, 繰返し, 継続時間等)や応答の動的挙動を考慮できない。

c. Newmark法(円弧すべり)はすべり面を設定可能であり、地震動の特性を考慮できるものの、動的挙動を考慮できない。

d. 全応力解析の2次元有限要素解析馬場・渡辺法はすべり面を考慮可能(安全率算出可)、動的挙動も考慮可能である。

e. 有効応力2次元有限要素解析は過剰間隙水圧の消散が考慮でき、動的挙動も考慮可能である。

f. DEMはすべり面を表現可能、地震動の特性も考慮可能、位相差も考慮可能であるが、解析時間・費用が他の解析に比して不利であり、動的問題に対する適用事例は有限要素ほど多くはない。以上の各解析手法の特長と既存資料の整理結果から解析方針を満足する動的解析手法を選定する。

全応力解析の2次元有限要素解析馬場・渡辺法および有効応力2次元有限要素解析に関して以下に詳しく述べる。

表 3.4.2 すべり解析比較表

記号	解析手法	解析種別	時刻歴波形	間隙水圧	すべり安全率	変形量	対策工のモデル化			
							土工	排水	アンカー	杭
a	震度法	静的	×	△*1	○	×	○	○	×	×
b	震力法	静的	×	△*1	○	×	○	○	×	×
c	Newmark法(円弧すべり)	動的な円弧すべり	○	×	○	○	○	○	×	×
d	二次元FEM解析(全応力法)馬場・渡辺法	二次元地震応答解析(全応力法)+動的な円弧すべり	○	×	○	○	○	○	×	×
e	二次元FEM解析(有効応力法)	二次元FEMによる動的変形解析	○	○	×	○	○	○	○	○
f	DEM	二次元個別要素法による動的変形解析	○	×	×	○	○	○	○	○

\*1 △モデル化された間隙水圧を解析に組み込むことが可能

#### (1) 2次元有限要素解析(全応力法)馬場・渡辺法

初期応力解析から得られる初期応力と地震応答解析(等価線形解析)により得られる地震時増分応力を重ね合わせた応力を算定し、馬場・渡辺法による地震時のすべり安定性を検討を示す。この手法は、解析から得られる応力から潜在すべり線を設定し、この潜在すべり上でのせん断力と地盤が持ち得るせん断抵抗からすべり安全率を求め、すべり安全率が1.0を下回りすべり変形が生じると判断される場合には、すべり土塊の等価瞬間震度からすべり変形量を算定する手法である。検討フローを図3.4.8に示す。

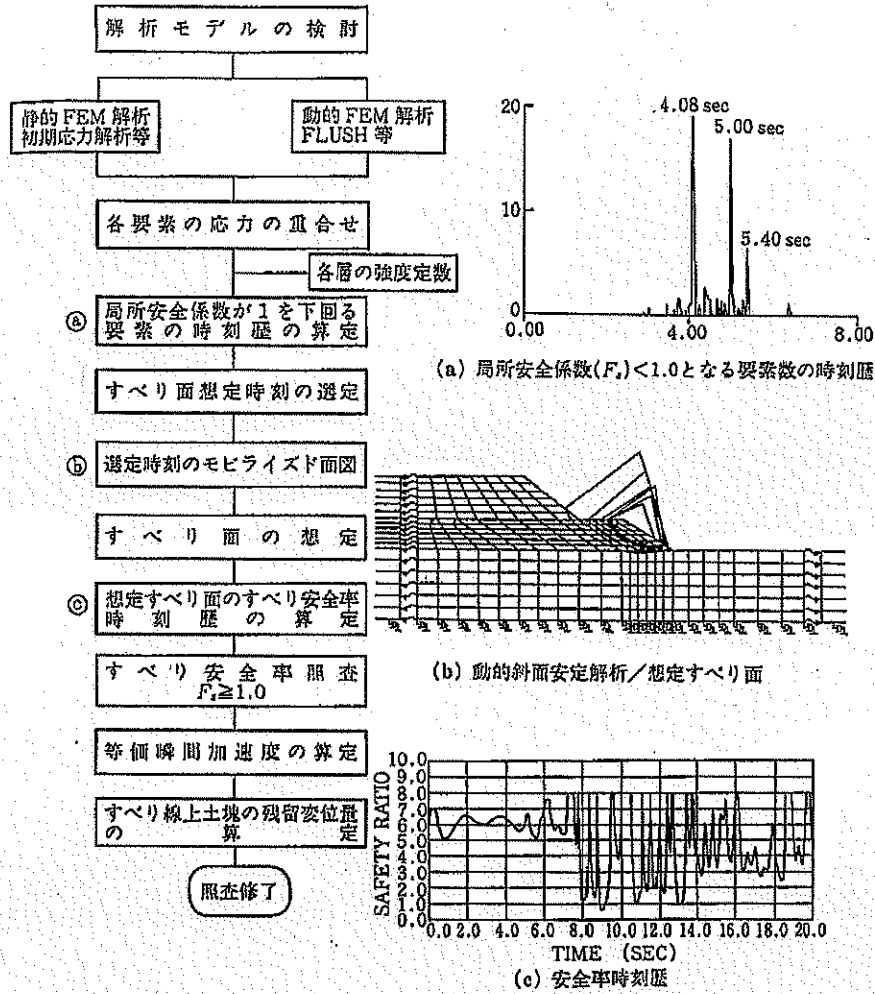


図 3.4.8 すべり安定性検討フロー

すべり安定性に関する具体的な検討手順は以下のとおりである。

- ① 静的応力と地震時応力を合成した応力（地震時発生応力）と各地盤のせん断強度との関係から、各要素における局所安全率 S.F を求める。局所安全率は地震時発生せん断応力（軸差応力の 1/2）とモール円と破壊包絡線とが接する時のせん断応力の比で定義する。

$$S.F = \frac{2c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi}{\sigma_1 - \sigma_3}$$

$c$  : 粘着力,  $\phi$  : 内部摩擦角,

$\sigma_1$  : 最大主応力,  $\sigma_3$  : 最小主応力

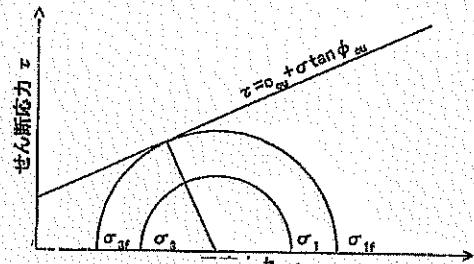


図 3.4.9 局所安全率の定義

- ② 各要素の局所安全率が 1.0 を下回る要素を破壊要素とし、破壊要素数の時間変化を求める。



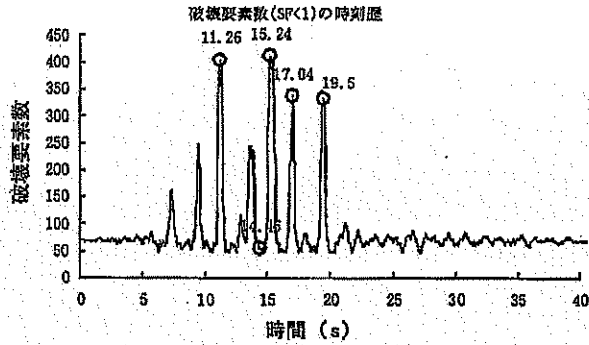


図 3.4.10 破壊要素数の時間変化概念図

- ③ 破壊要素数が最大となる時間における局所安全率の分布とモビライズドプレーン  
を求める。モビライズドプレーンとは、最大圧縮作用面から  $45^\circ \pm \phi/2$  の向きにせん断破  
壊が生じる可能性のある面で、各要素のモビライズドプレーンを次々に結んでいくと一  
つの円弧となる場合がある。これを潜  
在すべり線と考え、このようなすべり  
線が斜面下方に向かう場合には、マク  
ロなすべり破壊が生じると考えること  
ができる。

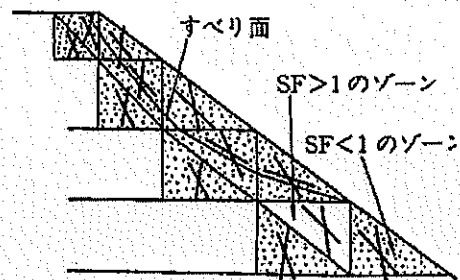


図 3.4.11 モビライズドプレーン分布の概念図

- ④ 想定した潜在すべり線に対して、すべり線上の地盤の抵抗力とせん断力の比を算出  
し、すべり安全率を求める。

$$\text{すべり安全率: } F_S = \frac{F_R}{F_D} = \frac{\sum_i \tau_{Ri} \lambda_i}{\sum_i \tau_i \lambda_i}$$

$F_R$ : 地盤の合計抵抗力,  $F_D$ : 合計せん断力,  $\lambda_i$ : 要素  $i$  が切り取るすべり線長,

$\tau_{Ri}$ : 抵抗応力 ( $= c + \alpha \tan \phi$ ),  $\alpha$ : 各要素  $\tau_i$ : せん断応力

- ⑤ 安全率が 1.0 を上回る場合には、斜面はすべり変形を生じないと考える。安全率  
が 1.0 を下回る場合には、仮想すべり線上の土塊に作用する等価瞬間震度および抵抗震  
度から変形量を算定する。等価瞬間震度は仮想すべり線より上部の土塊の平均加速度、  
抵抗震度は潜在すべり線上の作用合力が抵抗力に達した時の震度であり、それぞれ次  
式で定義する。また、すべり変形は等価瞬間震度が抵抗震度を越えた時に発生すると考  
え、土塊の相対加速度から相対変位量を算定する。

$$\text{等価瞬間震度} : k_H = \frac{\iint \rho(x, y) \cdot \alpha(x, y) dx dy}{g \cdot \iint \rho(x, y) dx dy}$$

抵抗震度 :

$$k_{RH} = F_S \cdot k_H + (F_S - 1) \tan \beta$$

すべり変形量 :

$$DRH = \int_{t_0}^{t_1} \int_{\tau} (k_H - k_{RH}) \cdot g d\tau dt$$

$t_0$  : はじめに  $FS=1.0$  となる時刻,  $t_1$  : 土塊の速度が 0 になる時刻

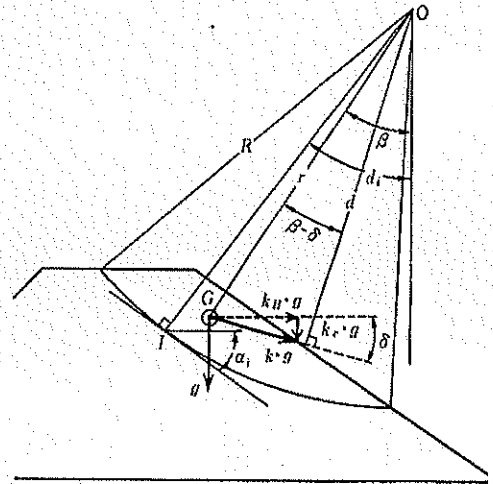


図 3.4.12 すべり土塊に作用する力

## (2) 2次元有限要素解析（有効応力法）

地盤材料の変形は、土骨格の構造の変化として捉えられる。したがって、砂のような粒状体では弾性定数や強度は粒子間の摩擦力と密着に関係している。すなわち、これらの力学特性は粒子間に作用している力、ないしはそれを要素について積分した値である有効応力に大きく依存する。このため、地盤の解析を精度よく行おうとすると、有効応力解析に基づく手法が必要である。さらに、地盤に作用する応力（全応力）は、有効応力解析と間隙水圧の和で表されることから、液状化の解析では有効応力が必須となる<sup>1)</sup>。

3.4.2 解析手法の1) 地盤の地震応答解析法で述べたように、2次元有効応力手法としては代表的な解析コードとして、FLIP<sup>2)</sup>とLIQCA(図3.4.13)<sup>3),4)</sup>が存在する。前者は非排水条件による解析で過剰間隙水圧の上昇まで算定できるが、後者は過剰間隙水圧の上昇だけでなく排水条件による解析で消散まで追跡できる。たとえば、後者のLIQCAに対して渦岡ら<sup>5),6)</sup>は宮城県北部地震(2003)の西猿田地区の斜面崩壊をLIQCAの有効応力解析を用いて、比較的規模の大きな前震から本震終了後までの約7時間を対象として解析を実施し、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3.4.14)。

LIQCA (Computer Program for Liquefaction Analysis) はBiotの2相混合体理論と砂の構成式を用いた有効応力解析法に基づく有限要素解析プログラムであり、京都大学、岐阜大学を中心として産官学のサポートのもとで開発されたものである。Biotの2相混合体理論とは、有効応力解析では、ダイラタンシーにより過剰間隙水圧が発生し、浸透によりその値が変わるとされている。したがって、有効応力解析では有効応力に支配される土骨格の挙動と、間隙水圧の挙動を同時に扱う必要がある。すなわち、全応力解析では土骨格の変数が未知数であったのに対し、間隙水圧が新たに未知数として加わる。このような支配方程式は2相系の式またはBiotの式と呼ばれる。このような膨大な計算の効率を図るような定式化が行われる。

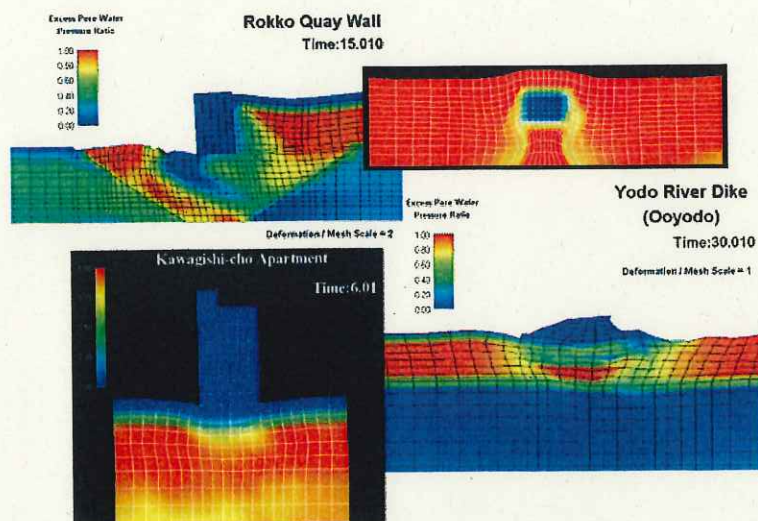
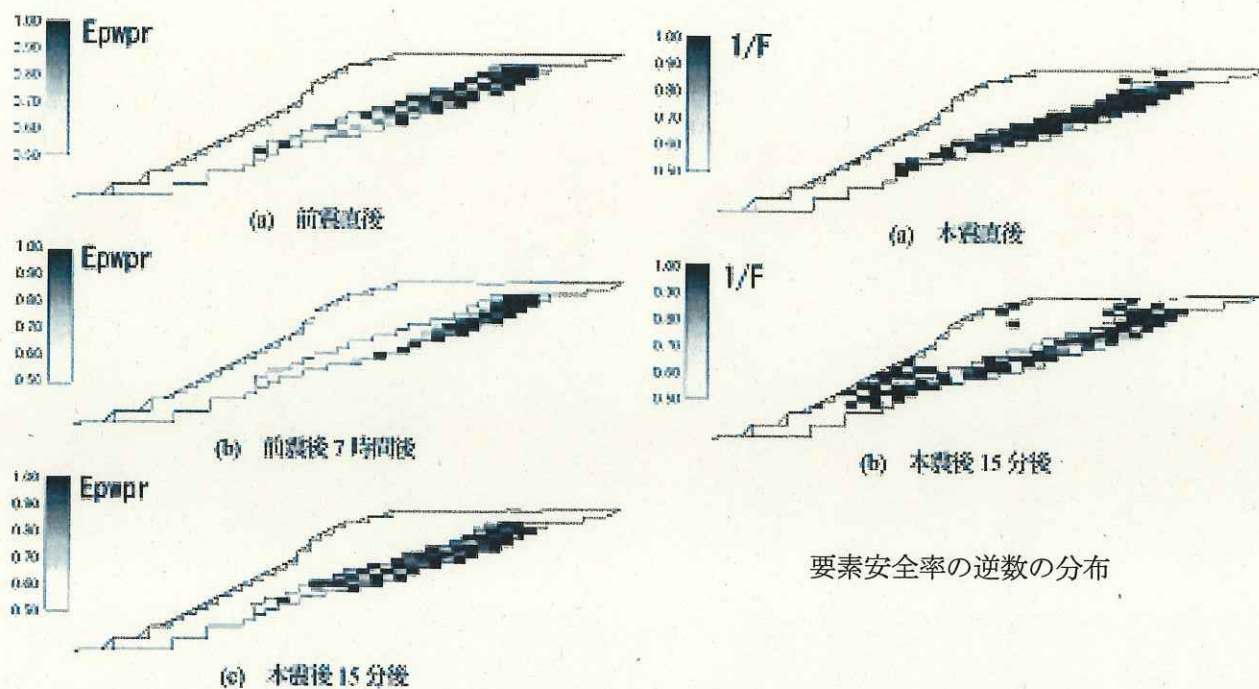


図3.4.13 LIQCA解析対象事例<sup>3),4)</sup>





過剰間隙水圧比の分布

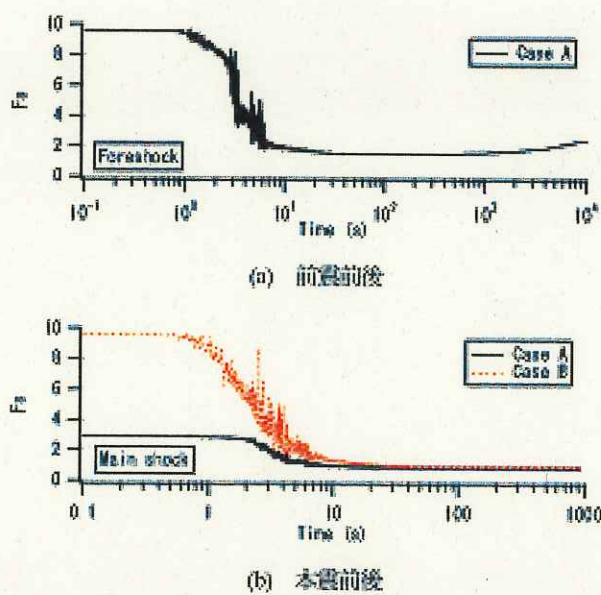


図 3. 4. 14 2003 年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響<sup>5),6)</sup>

## 参考文献

- 1) 吉田望：地盤の地震応答解析と液状化解析概観，応用地質技術年報，No.24, pp.69-91, 2004.
- 2) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T., Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.32, NO.2, pp.16-20, 1992.
- 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) 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.
- 6) 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.

### 3.4.4 谷埋め盛土地盤への動的解析手法の適用性の検討

谷埋め盛土地盤への動的解析を適用するにあたり、解析のモデル化、解析手法の選定、使用する物性の問題が生じる。

#### (1) 解析モデルの問題

地盤構造に不整形性が認められる場合には、地盤構造の2次元、3次元的变化を考慮した地盤全体での動的解析を実施する必要がある。

##### 1) 2次元モデル

地盤の不整合をモデル化するのに一般的なモデルで、多くの検証実験、設計に用いられている。ただし、土砂移動方向に対し、横断面で考慮するモデルと縦断面で考慮するモデルとで考慮することとなるが、側方抵抗の問題や土粒子の杭間のすり抜け等はモデル化できない。

##### 2) 3次元モデル

3次元的变化を考慮した検討が理想的であるが、膨大な計算時間を要し、解析目的を把握し選定する必要が生じる。また、地盤の非線形解析の検証を扱った事例がほとんど無い。さらに3次元有効応力解析の場合、適合するプログラムがまだ研究段階である。

#### (2) 解析手法の選定

地盤が含む水の影響を評価するか否かで、全応力解析か有効応力解析かの選定を検討する必要がある。

##### 1) 全応力解析

FLUSHに代表される等価線形手法は兵庫県南部地震(1995)以前は、原子力関連で多く実績を有する。ただし、加振終了後、変形が戻ってしまうので、別途、応力状態をポストプログラムに移行し、2次元有限要素解析では馬場・渡辺法等により、潜在すべり線の設定した土塊の移動を算定する。3次元解析プログラムも存在するが実証は不十分である。

##### 2) 有効応力解析

地盤に作用する応力(全応力)は、有効応力解析と間隙水圧の和で表されることから、液状化の解析では有効応力が必須となる。地震が発生した後に、ダイラタンシーによる過剰間隙水圧が発生し、浸透によりその値が変わるとされている。有効応力LIQCAでは過剰間隙水圧の上昇から消散まで考慮できる。3次元解析プログラムは存在するがまだ研究段階で未公開のものが多い。

#### (3) 解析物性

兵庫県南部地震(1995)以降、設計用入力地震動が大きくなり、発生するひずみも大きくなった。動的変形特性試験で得られる最大ひずみは0.1%程度であるのに対し、その影響を考慮したモデル化が要求されるが現在そのレベルに多くに課題を残す分野である。また、液状化強度試験も一定応力加振振幅化の材料の強度で、地震のランダム波に対する精度等に問題が残るが今のところこれに代わる試験法は存在しない。



表 3.4.3 解析に使用する物性の試験

	全応力解析	有効応力解析	解析物性
ボーリング	○	○	地層区分, 平均有効応力
PS 検層	○	○	せん断波速度: $V_s$ , 動ポアソン比: $\nu$
密度試験	○	○	密度: $\rho$ , 初期間隙比: $e_0$
粒度試験	○	○	粒度分布
圧密試験	—	○	圧縮指数: $\lambda$ , 膨張指数: $\kappa$
せん断試験	○	○	粘着力: $C$ , 内部摩擦角: $\phi$
動的変形試験	○	○	動的変形特性: $G/G_0 \cdot h \sim \gamma$ ,
液状化強度試験	—	○	液状化強度曲線: $\tau / p \sim N$
透水試験	—	○	透水係数: $k$

(4) 液状化による変状が生じる時刻

地盤の変状は地震の揺れが収まってから移動することが、幾つか報告されている<sup>2)</sup>。新潟地震 (1964) の昭和大橋を走行していた車両が橋梁を渡り終わって運転者がパンクと思い車外にでたところ、上部工がばたばたと倒れてゆくのが見えたことがわかっている。また、宮城県北部地震 (2003) では、斜面崩壊を目撃した住民状況のヒアリングでは、地震直後 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を目撃した。震発後、1 から 2 分後であったこととなる。この現象を再現するには、盛土部の飽和層の過剰間隙水圧が上昇する有効応力解析が重要となる。

#### (5) 連続体モデルと離散系モデル

表層斜面崩壊を見ると、すべり面は不透水層と透水層の境界に水がたまり、水幕を形成し崩壊を生じている。不透水層に相当する基盤岩には断層変位で見られる擦り傷のような条線 (slickenline) がみられるが、鏡面を形成する場合が多い。このような状況は、連続体モデルに潜在すべり線を設定して、解析を実施することはできる。一方、側面は状況が異なる。同一物性または物性が類似する地盤内で、潜在すべり線は連続的には設定できず、自然の不均質な地盤では、引きちぎられたような不連続面を形成し、それが断層面のアスペリティーの様な摩擦を増加する現象となっているものと思われる。氷河や溶岩、粘性の高い土石流のこのような現象を再現することは、有限要素法のような連続体モデルでは限界で、個別要素法のような離散系モデルでないと再現できない。



図 3.4.15 富士大沢潤井川土石流 (2003 年 12 月 5 日)

#### 参考文献

- 1) 吉田望：地盤の地震応答解析と液状化解析概観，応用地質技術年報，No.24, pp.69-91, 2004.
- 2) たとえば國生剛治：液状化現象～巨大地震を読み解くキーワード～，ISBN4-381-01810-9，山海堂，288p., 2005.

### 3.5 安定解析に関する検証結果のまとめ

#### (1) 釜井ほか(2004)の調査データによる検証結果(検証A)

試算においては以下のような土質パラメータの制限の中で適合性について比較検証した。

<p>&lt;土質パラメータに関する試算上の制限&gt;          粘着力 <math>c' \leq 50 \text{kPa}</math> (<math>0.5 \text{kgf/cm}^2</math>), せん断抵抗角 <math>\phi' \leq 35^\circ</math>, 側方抵抗モデルの土圧係数 <math>K=0.5</math>          水平震度 <math>kh=0.25</math>, 地震時過剰間隙水圧高さ <math>\leq 3\text{m}</math></p>
---

釜井ほか(2004)の調査データに関する各安定解析モデルの正答率は表3.5.1の通りである。通常の2次元安定解析での全体の正答率は48%であったが、変動事例については99%、非変動事例については14%となっている。3.1節で説明したように本検証は最適なパラメータを検証するものではなく、各安定解析モデルの適用可能性を調べるものである。この正答率の低さは、すべり面のせん断強度パラメータを一律に与えたためのパラメータの推定誤差も影響していると考えられるが、それによるせん断強度パラメータの推定誤差の大きさは変動事例と非変動事例のどちらにも同様の影響を与えると考えられることから、このような極端な正答率の違いは、通常の2次元安定解析が、非変動事例の検証に不向きであることを示唆していると考えられる。通常の2次元安定解析では変動・非変動事例共に正答率が50%を大きく越えるパラメータの組合せを得ることができなかった。このことも適用可能性の低さを示唆している。

次に、簡易3次元安定解析の正答率が低い、これは移動土塊の3次元形状を極端に単純化したために、3次元効果が十分反映されていないことも、原因の1つとして考えられる。

側方抵抗を考慮した2次元安定解析および側方抵抗モデルの2つの手法は、いずれも90%程度の高い正答率であり、変動・非変動共に高い正答率となった。特筆すべきは、変動・非変動共に正答率が70%を越えるパラメータの範囲が広いということである。これは土質パラメータの推定誤差を考慮しても、地震時の変動・非変動を安全率で評価する場合の適用可能性が非常に高いことを示している。上述の土質パラメータの推定誤差の影響を考慮しても、十分に高い正答率であると言える。

表 3.5.1 各安定解析モデルの正答率

安定解析手法	変動の正答率	非変動の正答率	全体の正答率
通常の2次元安定解析(A-1)	98.9%	13.8%	48.4%
側方抵抗を考慮した2次元安定解析(B-1)	91.0%	90.8%	90.9%
側方抵抗モデル(C-1)	88.8%	88.5%	88.6%
簡易3次元安定解析(D-1)	97.8%	24.5%	54.8%

表 3.5.2 各安定解析モデルの検証結果における適用可能性の判定

安定解析手法	適用可能性の判定
通常の2次元安定解析(A-1)	可能性は著しく低い
側方抵抗を考慮した2次元安定解析(B-1)	非常に可能性が高い
側方抵抗モデル(C-1)	非常に可能性が高い
簡易3次元安定解析(D-1)	可能性は著しく低い



(2) H8 国土交通省報告書の調査データによる検証結果 (検証 B)

<検証条件>  
 ○土質パラメータは H8 報告書内の各地点の調査結果を使用  
 ○側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも H8 報告書の値を使用  
 ○側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。  
 ○側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。  
 ○地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m}\sim 3\text{m}$  で比較検証。

ここでは主断面の断面情報と地層毎のせん断強度パラメータに関する調査結果があることから、複合すべり対応式を用いて試算を行った。

検証した 5 つの事例は、いずれも変動した事例であったが、調査結果に基づく各地層毎のせん断強度パラメータを採用すると、通常の 2 次元安定解析 (A-2 式) を使った場合でも地震時 ( $kh=0.25$ ) の安全率はほとんどが  $F>1.0$  となる結果となった。地震時安全率が  $F<1.0$  となるためには、水圧高さで  $us=4.7\text{m}$  (盛土深さ  $12\text{m}$ )、 $us=9\text{m}$  (盛土深さ  $10\text{m}$ ) などという大きな過剰間隙水圧が必要となる事例もあった。

当然、側方抵抗モデル (C-2 式) や側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析 (B-2 式) でも、調査結果そのものの土質パラメータでは、地震時安全率が  $F<1.0$  はとらななかった。

これは、せん断強度パラメータの調査結果の信憑性の問題も含んでいると思われる。

地下水位面以下にあるすべり面の粘着力を  $c'=0\text{kPa}$  とすると、通常の 2 次元安定解析 (A-2 式) での地震時安全率が  $F<1.0$  となった。この場合、側方抵抗モデル (C-2 式) でも、釜井ほか (2004) の検証に用いたモデル定数で、ほぼ地震時安全率を再現することができた。しかし、側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析 (B-2 式) の地震時安全率との整合性は余り良くない。

<まとめ>  
 ①せん断強度パラメータの調査結果の信憑性の問題が考えられる。  
 ②せん断強度パラメータの粘着力を  $c'=0\text{kPa}$  とすることで、通常の 2 次元安定解析式での地震時安全率が妥当な値となったが、その処理を行うと側方抵抗モデル (C-2 式) でも、釜井ほか (2004) の検証に用いたモデル定数がそのまま適用できた。  
 ③5 事例中 4 事例が  $W/D<10$  の事例であったが、上記②の処理を行うと側方抵抗モデル (C-2 式) で地震時安全率を評価することが可能であった。  
 ④ここでは、側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析 (B-2 式) は良い結果が得られなかった。

表 3.5.3 各安定解析モデルの検証結果の判定

安定解析手法	整合性の判定
通常の 2 次元安定解析(A-2)	$c'=0$ とすることで、ある程度整合性あり。
側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析(B-2)	整合性が低い
側方抵抗モデル(C-2)	$c'=0$ とすることで、ある程度整合性あり。
簡易 3 次元安定解析(D-1)	検証不能

(3) 三陸南地震の被災事例に関する検証結果 (検証 C)

<検証条件>

- 土質パラメータはの各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし、粘着力  $c' = 30\text{kPa}(0.3\text{kgf}/\text{cm}^2)$  に固定。
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K = 0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析式の  $\xi a = 2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 2\text{m}$  で比較検証。

<まとめ>

- ①通常の 2 次元安定解析式では、非変動事例、変動事例ともに、ほとんど地点で地震時安全率が  $F < 1.0$  となり、非変動事例を検証することができなかった。
- ②側方抵抗モデル (C-1 式)、側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析 (B-1 式) では、釜井ほか (2004) の検証に用いたモデル定数そのまま適用することで、いずれも地震時安全率と非変動事例、変動事例がほぼ一致した。

表 3.5.4 各安定解析モデルの検証結果の判定

安定解析手法	整合性の判定
通常の 2 次元安定解析(A-1)	非変動事例の地震時安全率が $F \approx 0.5$ と著しく低くなり、現象とかけ離れている。
側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析(B-1)	整合性が良い
側方抵抗モデル(C-1)	非変動の整合性が若干悪いが、地震時安全率 $F \approx 1.0$ となっており、現象と大きく食い違う値ではない。
簡易 3 次元安定解析(D-1)	検証不能

評価記号：◎=優，○=良，△=可，×=不可

(4) 宮城県北部地震の被災事例に関する検証結果 (検証 D)

<検証条件>

- 土質パラメータはの各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし、粘着力  $c' = 30\text{kPa}(0.3\text{kgf}/\text{cm}^2)$  に固定。
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K = 0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した 2次元安定解析式の  $\xi_a = 2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 4\text{m}$  で比較検証。

<まとめ>

- ①通常の 2次元安定解析式では、非変動事例、変動事例ともに、地震時全率が  $F < 1.0$  となり、非変動事例を検証することができなかった。
- ②側方抵抗モデル (C-1 式)、側方抵抗を考慮した 2次元安定解析 (B-1 式) では、釜井ほか (2004) の検証に用いたモデル定数そのまま適用することで、いずれも地震時安全率と非変動事例、変動事例がほぼ一致した。

表 3.5.5 各安定解析モデルの検証結果の判定

安定解析手法	整合性の判定
通常の 2次元安定解析(A-1)	非変動事例の整合性が悪い。
側方抵抗を考慮した 2次元安定解析(B-1)	変動事例若干整合性が悪いが、全体としては良い整合性である。
側方抵抗モデル(C-1)	整合性が良い。
簡易 3次元安定解析(D-1)	適用不能



#### (5) 検証結果の総合評価

上記4つの検証結果における変動・非変動の整合性に関する検証条件をまとめると以下のようになる。

##### <検証 A>

- 各地点の土質パラメータは未知。
- 最適なパラメータを調べる検証ではなく、それらの組合せを複数設定し、変動・非変動の実績と地震時安全率の整合性から、各安定解析モデルの適用可能性を判断するための検証。
- 変動・非変動事例の各正答率が両者共に70%以上となることを適用可能性判定の目安とした。
- 土質パラメータに関する試算上の制限  
粘着力  $c' \leq 50 \text{kPa}$  ( $0.5 \text{kgf/cm}^2$ ) , せん断抵抗角  $\phi' \leq 35^\circ$  , 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$   
水平震度  $k_h=0.25$  , 地震時過剰間隙水圧高さ  $\leq 3\text{m}$

##### <検証 B>

###### <検証条件>

- 土質パラメータは H8 報告書内の各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも H8 報告書の値を使用
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 3\text{m}$  で比較検証。

##### <検証 C>

###### <検証条件>

- 土質パラメータは各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし、粘着力  $c'=30 \text{kPa}$  ( $0.3 \text{kgf/cm}^2$ ) に固定。
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 2\text{m}$  で比較検証。

##### <検証 D>

###### <検証条件>

- 土質パラメータは各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし、粘着力  $c'=30 \text{kPa}$  ( $0.3 \text{kgf/cm}^2$ ) に固定。
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 4\text{m}$  で比較検証。

上記4つの検証結果における変動・非変動の整合性を総合評価した結果を示す（表 3.5.6）。

表 3.5.6 各安定解析モデルの検証結果の総合判定

安定解析手法	総合判定
通常の2次元安定解析	4つの検証では、整合性が良いとなる結果は全く得られなかった。特に、非変動事例に対する整合性が低い。
側方抵抗を考慮した2次元安定解析	一部の検討で整合性が良くない検証結果を示すものがあったが、今回の4つの検証では比較的良い整合性を示した。
側方抵抗モデル	一部の検討で整合性が若干良くない検証結果を示すものがあったが、今回の4つの検証では最も良い整合性を示した。
簡易3次元安定解析	データ不足による検証不能

その他、検証Bでの土質パラメータの信頼性の問題、および検証Cの事例のような極めて低い強度地盤のサンプリングの可否の問題など、谷埋め盛土地盤のせん断強度パラメータを精度良く調査することが、非常に難しいこともわかった。検証Bについては調査結果をそのまま採用すると変動・非変動の検証ができなかった。また、検証Cについては盛土地盤のN値がほぼ全層にわたって  $0 \leq N \leq 2$  となっており、不攪乱試料のサンプリングは、極めて難しいと思われる。

## 4. 安定化対策

### ・対策対象となる地震時谷埋め盛土地盤の変状

地震時の宅地谷埋め盛土地盤の変状としては、次の4つがある。

- (1)盛土の側方流動
- (2)盛土の変形（側方流動によるもの）
- (3)盛土の変形（側方流動によらないもの）
- (3)盛土の不同沈下

このうち、(1)および(2)について、今回の安定化対策対象とする。その理由は、(3)および(4)の変状は主として宅地敷地内に限定されており、周辺への影響が軽微なため、盛土全体が地すべりの崩壊（側方流動現象）を起こす被害を排除するという事業の目的から外れるためである。なお、もし(3)および(4)に対して対策を行うためには、地盤の固化や、杭基礎による不同沈下の影響排除の対策を行うなどの必要があると考えられる。

### ・「減災対策」の必要性

地震時に盛土全体が地すべりの崩壊（側方流動現象）を起こし隣接する宅地や公共施設に影響を与える可能性がある変状としては、(1)および(2)があり、これらについての安定化対策について以下に述べる。

一般的に、安定化対策は発生する現象が科学的に原因究明され、その原因を排除するかもしくは、構造物等で抵抗力を付加する方法で行われる。しかし、谷埋め盛土の側方流動に関しては、変動・非変動の現象と、それに関連した複数の要因については明らかとなってきたが、土質力学的に明快に説明できるまでには至っていない。宅地谷埋め盛土の材料の多様性や不均質性などから考えて、土質力学的な説明が可能となるためには、十分な現地でのデータ収集が必要である。しかし、地震時の谷埋め盛土の側方流動（滑動崩落）についてのデータを収集するためには、事前に地盤条件・地下水条件が把握されている地域に強震動を伴う地震が発生を待つ必要がある。このため、十分なデータが集まったときには、同時に数多くの被害が発生してしまっているという事態になりかねないため、現時点で判明している事実を元に、たとえ不完全であっても減災のための事前対策を行う必要がある。

### ・対策工に必要とされる機能

宅地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必要条件である。



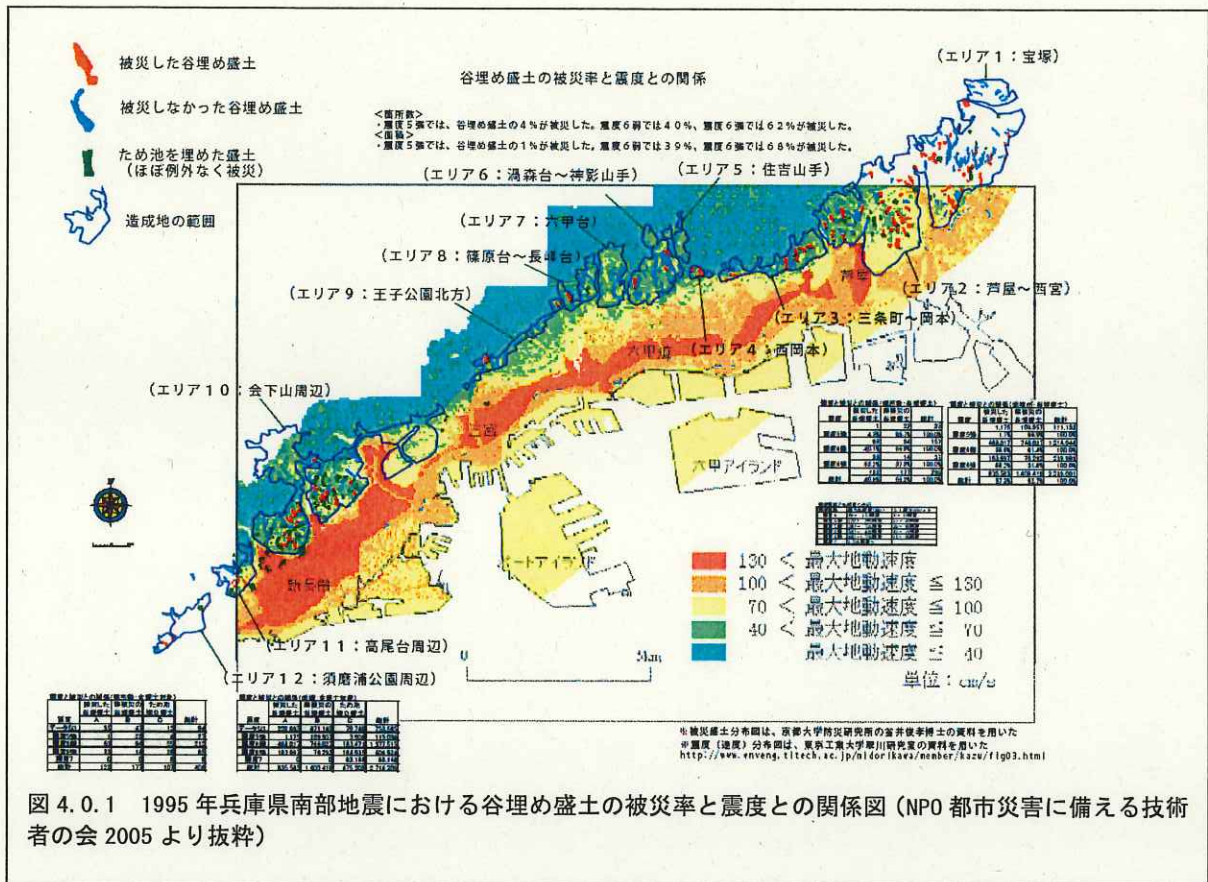


図 4.0.1 1995 年兵庫県南部地震における谷埋め盛土の被災率と震度との関係図 (NPO 都市災害に備える技術者の会 2005 より抜粋)

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(最悪の場合液化しせん断抵抗が失われる)するためと考えられる。これについては、過去の研究事例(道路沢埋め盛土の研究、鉄道盛土の耐震対策の研究など)でも同様に指摘されている。

盛土と地山とのせん断抵抗力が著しく減少することにより、谷埋め盛土は主として側部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、すなわち側部せん断抵抗力の影響が相対的に小さい谷埋め盛土がより側方流動を起こしやすくなる。このことは、釜井俊孝博士の1995年兵庫県南部地震で発生した宅地谷埋め盛土の研究で変動・非変動に影響を与える最大要因が幅/深さ比であったことから支持される。さらに、釜井博士は2003年5月の宮城県沖地震で発生した築館地域の谷埋め盛土の変動(1ヶ所)・非変動(3ヶ所)でも表面波探査およびミニラムによるサウンディングで調査し、地震時谷埋め盛土崩壊の有無を判定する上では“兵庫県南部地震と同様に幅/深さ比が有効である”という命題と矛盾しないことを明らかにした。

・安定化対策の考え方

図 4.0.1 に示したように、阪神地区には数多くの谷埋め盛土があり、その一部で実施さ



れた簡易動的コーン貫入試験結果などから、土質強度において明瞭な差は認められていない。しかし、側方流動を伴う滑動・変形を発生した箇所と、変動を発生しなかった箇所が同時に存在した。このことは、地震時に谷埋め盛土が側方流動を伴う滑動・変形変状を発生するためには、ある条件がそろふ必要があることを示している。釜井博士の研究結果から、幅/深さ比が大きい（およそ 10 以上）、地下水の豊富さが、側方流動を引き起こすための必要条件と考えることができる。

図 4.0.2 に兵庫県南部地震で発生した谷埋め盛土被害の一例（西宮市豊楽町）を示す。谷埋め盛土最下部には、3 階建てのマンションがあり、谷埋め盛土全体の滑動はマンション手前で止まっている。マンションは杭基礎で基盤の大阪層群上に支持されていると推定されるが、一般に支持杭の地山への根入れは僅かであり地すべり抑止杭としての機能はあまり期待できないにも関わらず滑動防止工として機能している。

しかし、マンションよりも上方の谷埋め盛土土塊は「滑動崩落」は止められたが、著しい地盤の変形が発生し、その上の家屋は全壊であった。「滑動崩落防止」を主眼に置くとしても、これでは地震時谷埋め盛土対策としては不十分であろう。

したがって、側方流動を防止し、同時に盛土土塊の著しい変形も防止する機能が必要と考えられる。



図 4.0.2 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）

上記機能を満たす対策工を、従来の縦断方向で安定問題を考える手法で考えると、「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（最悪の場合液状化しせん断抵抗が失われる）」した場合、地山勾配がある宅地谷埋め盛土の場合、ほとんど例外なく側方流動することになる。しかし現実には、非変

動の宅地谷埋め盛土も数多く存在している。これは、前述したような谷埋め盛土の側方せんだん抵抗力が土塊の側方流動に対して作用しているからと考えられる。

土質力学的に明快に説明できるには至っていないが、現実に変動しなかった宅地谷埋め盛土が多数存在することは、その非変動谷埋め盛土の成立条件を学ぶことによって、現実的に事前対策可能な減災対策工を行うことが可能であることを示している。



#### 4.1 対策工の種類と適用条件

地震時の宅地谷埋め盛土の側方流動防止（滑動崩落防止）に対して、これまで実際に対策が行われた事例はほとんど存在しない。このため、対策工としては既存の地すべり等の対策技術のみならず今後の技術開発による新工法まで視野に入れる必要がある。

これまでの研究成果と、1995年兵庫県南部地震での宅地谷埋め盛土の変動・非変動事例から導かれる、地震時の宅地谷埋め盛土の側方流動防止対策工の機能としては以下の4つが考えられる。

- (1) 過剰間隙水圧発生の抑制
- (2) 滑動に対するせん断抵抗の付加
- (3) 谷埋め盛土の補強による変形の抑制
- (4) 幅/深さ比を小さくすることによる1ブロックあたりの平均せん断抵抗力の向上

これらの機能を発揮する具体的な対策工法を表4.1.1に一覧表にして示す。同一工法であっても、複数の機能に効果を発揮すると考えられるものもあるため、それもあわせて示した。

地震時に宅地谷埋め盛土が側方流動を発生させる最大の要因は、飽和地下水による過剰間隙水圧と考えられているので、対策として第一義的に優先されるべきものは、過剰間隙水圧の抑制であることは疑いない。

しかし地形条件等によって、重力排水が困難な箇所も存在すると考えられるので、人工的な構造物による抑止工が必要となる場合も多々あると考えられる。

側方流動に伴う谷埋め盛土の変形については、対策工の効果を盛土末端部に集中させず、盛土全体に効果が及ぶように考慮した対策工配置を行う必要がある。また、過剰間隙水圧発生の抑制や、抑止工を検討する際に、定量的な評価が現状では困難であっても定性的に変形の抑制にも効果が期待できる工法を優先的に選択するなどの配慮が望まれる。

また、1995年兵庫県南部地震や2003年宮城県沖地震で明らかとなった、幅/深さ比が小さいと地震時の側方流動が起こりにくいという性質も、今後対策として取り入れることが可能となれば、それらの地震動を受けても非変動となった盛土と同等以上の条件に改善することもできるようになると期待される。

ただし、いずれの工法も宅地谷埋め盛土の地震時側方流動防止対策として用いられたことはないため、研究・検証を今後とも続けていく必要がある。

##### ・計画安全率

対策工の設計を行う場合には、解析モデルの不確実性や、土質定数のばらつきなどを考慮して、ある程度の安全性を見込んだ計画安全率を設定する必要がある。計画安全率の設定は非常に難しい課題であるが、解析の不確実性を評価した上で設定するのが妥当である。

兵庫県南部地震の変動・非変動の調査データから、側部抵抗力を考慮した安定計算手法

(確定論的安定計算手法)を用いた場合、破壊確率(ばらつきを考慮した場合に、滑動力が抵抗力を上回る確率)が30%未満となる安全率は $F_s=1.2$ 、同様に10%未満となる安全率は $F_s=1.5$ となる。

このため、今後地震時の宅地谷埋め盛土の側方流動メカニズムが土質力学的に明確となるまでの間は、暫定的に計画安全率 $F_{sp}$ を1.5と設定するのが適切と考えられる。

表 4.1.1 宅地谷埋め盛土の側方流動（滑動崩落）防止工法一覽表

機能	工法	内容	適用条件	課題	同時に発揮する機能			
					(1)	(2)	(3)	(4)
(1) 過剰間隙水圧発生の抑制	集水ボーリング工 (横ボーリング工)	重力排水による集水ボーリング工法である。常時の地下水を谷埋め盛土内から排除することにより、地震時に過剰間隙水圧を発生させる原因そのものを取り除く。地すべり防止対策として豊富な実績がある。	地表面に勾配がついていいる条件が必要。非常に大規模に盛土がなされ平坦化している場合には、浅い集水井型となる場合もある。	・地すべり対策の場合、土被りが薄く、締まりの緩い地盤への対策例が少ないので、地盤沈下等が起らない工夫が必要。 ・余堀りの少ない工法開発。 ・地盤内で破断しない強度を持つ材料であることが必要。滑動に対するせん断抵抗の付加が同時にできると良い。 ・長寿命でかつメンテナンスが容易であることが必要。	-	○	△	×
	打込み式排水パイプ工 (横方向)	ストレーナー付き鋼管を打撃により地盤内に挿入し、排水と地盤補強の両効果を発揮させる。排水は重力排水である。高耐食性メッキなどにより長寿命の材料を用いる。	ひな壇状の造成地など地表面に打撃挿入可能な勾配があることが必要。打撃挿入のため、含礫率が高い盛土や、長尺あるいは地盤の締まりが高く、累積摩擦係数が高くなる場合、挿入不能となるため、一般に一本あたり延長 5 m 以下である。	・レキ質地盤や粘着力の高い地盤への適用技術の開発が必要 ・より長尺の挿入が可能となる工法の開発が必要 ・地山への挿入を可能とする技術開発により、滑動に対するせん断抵抗付加を可能とすると良い。 ・狭い施工スペース（幅・天地とも）でも施工できる打設機械の開発	-	△	○	×
(2) 滑動に対するせん断抵抗の付加	打込み式排水パイプ工 (縦方向・斜め下方向)	重力排水が不可能であるため、強震動時の過剰間隙水圧消散工法としての機能となる。地盤の液状化防止工法として用いられる際には約 1 m ピッチ格子状程度の密度で打設される。鋼管を打撃挿入することにより、谷埋め盛土地盤を補強できるため、変形防止効果がある。地山内まで挿入できる場合には鋼管のせん断強度により抑止杭（せん断杭）としての効果がある。	平坦地においても施工可能である。家屋が現存する場合は基礎の場合には施工困難である。家屋の下に打設する場合には、床下の湿気対策が必要となる。	・多段の抑止杭は地すべり対策としては逐次破壊の可能性があるため通常は用いないので、滑動力の比較的小さい谷埋め盛土の側方流動対策としての適否についての検討が必要である。 ・狭所での施工が容易となる施工方法が必要である。 ・地山内への根入れ長さ、盛土内の改良長さの設計手法を開発する必要がある。特に締まりの緩い盛土内の長さ決定手法が重要である。	-	○	○	○
	抑止杭工 (鋼管杭・鉄筋等)	地震時に短期的に発生する滑動力に対して、鋼管や鉄筋のせん断抵抗力で抑止する工法である。地すべり対策として豊富な実績がある。	谷埋め盛土末端部などに集中して対策工を配置すると、その上部土塊の滑動力により滑動した盛土が変形する恐れがあるため、谷埋め盛土内全体に配置する必要がある。 家屋築造前の更地の状態の場合に施工が容易だが、既存家屋があっても庭など空いた部分に施工可能である。住宅地内の道路や敷地境界沿いに土堤状（連続壁）に施工することも可能である。	・斜め下方向に緊張力を作用させているため、強震動が発生した場合、緊張力の鉛直成分の影響で、アンカー工施工位置の不同沈下が起こる可能性がある。このため、地盤条件等を十分に検討し設計を行う必要がある。	×	-	○	○
(2) 滑動に対するせん断抵抗の付加	抑止杭工 (セメント系または生石灰杭工)	盛土と地山との境界部を貫通する形でセメント系固化材などで地盤改良したコラムを築造する。	谷埋め盛土末端部などに集中して対策工を配置すると、その上部土塊の滑動力により滑動した盛土が変形する恐れがあるため、複数段に分けて横断方向での配置を行う必要がある。	・斜め下方向に緊張力を作用させているため、強震動が発生した場合、緊張力の鉛直成分の影響で、アンカー工施工位置の不同沈下が起こる可能性がある。このため、地盤条件等を十分に検討し設計を行う必要がある。	×	-	○	○
	グラウンドアンカー工 鉄筋挿入工	不動層に定着部を取り、地表面にある受圧板等と連結することにより、土塊が滑動する際の抵抗力として機能させる。斜面・のり面の安定化対策工として実績がある。	谷埋め盛土末端部などに集中して対策工を配置すると、その上部土塊の滑動力により滑動した盛土が変形する恐れがあるため、複数段に分けて横断方向での配置を行う必要がある。	・斜め下方向に緊張力を作用させているため、強震動が発生した場合、緊張力の鉛直成分の影響で、アンカー工施工位置の不同沈下が起こる可能性がある。このため、地盤条件等を十分に検討し設計を行う必要がある。	×	-	△	×
(2) 滑動に対するせん断抵抗の付加	打込み式排水パイプ工 (縦方向)	せん断抵抗力の強い鋼管を、地山と盛土との境界部（滑動面となる箇所）に貫通させることにより、土塊の滑動時にせん断抵抗力を発揮させる。	鋼管によるせん断抵抗力を利用するので、大きな抵抗力が必要な場合には強度が不足する。	・打込み式排水パイプの場合には地山まで貫通できる工法開発が必要。	○	-	○	○
	集水ボーリング工 (鋼管材料)	集水ボーリング工の場合には、地表の地盤沈下が発生しないように余堀りの少ない掘削工法の開発が必要。	・集水ボーリング工の場合には、地表の地盤沈下が発生しないように余堀りの少ない掘削工法の開発が必要。	・集水ボーリング工の場合には、地表の地盤沈下が発生しないように余堀りの少ない掘削工法の開発が必要。	○	-	△	×



機能	工法	内容	適用条件	課題	同時に発揮する機能			
					(1)	(2)	(3)	(4)
(3) 谷埋め盛土の補強による変形の抑制	地盤改良工	盛土地盤を固化し、強度を増加させることにより、変形しにくくさせる工法である。	造成時あるいは更地の条件で基礎工事などが容易である。既存の家屋がある場合には施工が難しく、かつ高価となる。	・既存家屋がある場合、高圧で薬液注入することになるが、浅層改良なので地盤の膨れあがりなどを容易にコントロールできるように施工方法を改善する必要がある。	×	×	—	×
	鉄筋挿入+地盤改良工 (ラディッシュアンカー)	太くて短いアンカー一体を地中部に構築し、地盤を補強・強化する工法。アースアンカー代替の土留工法や、地震・降雨対策としての実績（特に鉄道盛土）がある。	主に盛土内部の崩壊防止（地震時・豪雨時）に開発されたものであり、盛土全体の側方流動に対しての施工例はない。	・長尺施工可能とする必要がある。 ・地山内に根入れが可能な工法とするため掘削・地盤改良の工法開発が必要である。	×	×	△	△
(4) 幅/深さ比改善	鉄筋挿入工	鉄筋や、鋼管を地盤内に挿入することにより、地盤全体の強度を増加させるとともに、変形に対する拘束効果を発揮して、地震時の変形を抑制する（正のダイレタンジーン抑制）。	変形抑制のためには、盛土内全体に補強工が施工されることが望ましいが、既存家屋がある場合には、家屋部を避けて施工せざるを得ない場合が多いと考えられる。	・打設密度と地震時に効果を発揮する地盤補強効果の関係が未解明であるため、今後の研究が必要。 ・他の効果を主として設計し、この効果は副次的に期待して利用する。	×	×	○	○
	抑止杭工 (鋼管杭・鉄筋等)	谷埋め盛土の中に、縦断方向に抵抗体を配置することにより、谷埋め盛土を動きのユニットの異なる複数のブロックに分割する。この結果、幅/深さ比が小さくなり、側部抵抗力が相対的に大きく作用することになるため、盛土土塊全体の安定度を向上させるものである。	既存宅地の場合、敷地の境界部付近（片側 or 両側）に施工するようになると考えられる。	・滑動ユニットが対策工により分断されることを今後実験等により実証していく必要がある。 ・対策工の配置（単列 or 複数列）と効果についての研究が必要である。	×	×	○	△
	抑止杭工 (セメント系または生石灰杭工)				○	○	○	○
	打込み式排水パイプ工 (縦方向)					○	○	○

○：効果がある，△：ある程度効果がある，×：ほとんど効果がない

各工法の概要写真

				集水ボーリング工 (高耐食性メッキ付き鋼管)	打込み式排水パイプ (縦方向打設) (高耐食性メッキ付き鋼管)	地盤改良 (浅層混合処理)	
				鉄筋挿入+地盤改良工 (ラディッシュアンカー)	打込み式排水パイプ (横方向打設) (高耐食性メッキ付き鋼管)	鋼管杭工	
				抑止杭工 (生石灰杭工)		グラウンドアンカー工・鉄筋挿入工	



## 4.2 地下水排除工の目詰まり対策

地震時の過剰間隙水圧発生を抑制するために地下水排除工（集水ボーリング工）は重要な役割をもつ。このため、施設の機能維持は重要である。

地下水排除工は、地すべり対策において多数の施工実績があり、その中には機能低下を引き起こしているものも存在する。

集水パイプの機能低下の原因としては、主に次の4つがある。表 4.2.1 に宅地谷埋め盛土の地下水排除工の目詰まり原因と対策方法を一覧表で示す。

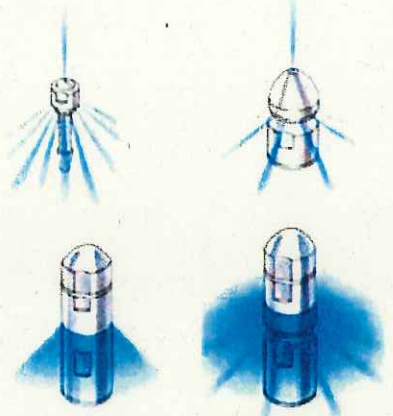



- (1)土砂等によるストレーナの目詰まり
- (2)材質による腐食（SGP 管）や破損（塩ビ管）
- (3)植物の根の侵入
- (4)孔口付近や孔内のスライム付着

表 4.2.1 地下水排除工での目詰まり原因と対策一覧表

原因	説明	対策
(1)土砂等によるストレーナ目詰まり	<p>ストレーナ部周辺の細粒土砂が固結することにより目詰まりを発生させる場合がある。固結する粒子は、そのほかに粘土鉱物・火山灰類、酸化鉄などがある。</p> <p>盛土内の地下水は、地すべりなどと異なり、溶存物質が少ないため細菌の繁殖や鉱物類が結晶し硬化するなどの現象は一般に起きにくい。</p> <p>余堀りが大きく、孔壁が崩壊性の場合には、崩れた土砂が粒度によってはストレーナから孔内に侵入し、孔内を閉塞する場合がある。</p>	<p>高圧水による定期的な洗浄が最も効果的である。(※1)</p> <p>一般に集水ボーリング工は、プレボーリングした孔に保孔管を挿入する方法で行われるため、余堀りが多く、孔壁が崩れやすい。崩れた土砂はストレーナ目詰まりや孔内の目詰まりを引き起こしやすい。また、余堀り部の崩壊は、土被りが浅い位置で起きるため地表部の沈下被害につながる恐れもある。このため、できるだけ余堀りの少ない施工方法の開発も必要である。</p> <p>孔壁が崩壊した土砂が、ストレーナ部を通して孔内を閉塞する恐れが高い場合には、保孔管の外周にフィルターを巻くなどの方法がある。</p>
(2)材質による腐食(SGP管)や破損(塩ビ管)	<p>地すべり運動ほどの大変形でなくても、地盤内の微小な動きによって、塩ビ管の継手部などは容易に破断することがある。破断すると、破断箇所より奥の集水管が集めてきた地下水が、破断箇所から谷埋め盛土内に供給されてしまい、むしろ逆効果となるので注意が必要である。</p> <p>ガス管(SGP管)などの鋼管の場合には、そのような破断は少ないが、さびによるストレーナの閉塞や、鉄分が保孔管外縁部の地盤を硬化することによる透水性の低下が発生する。</p>	<p>強度が高く、腐食や鉄分の溶出がない材料を用いることが効果的である。現在は、非常に固くて長寿命の亜鉛-アルミ-マグネシウムメッキ鋼板があるので、それで製作された高耐食性メッキ付き鋼管の保孔管を用いることにより、この問題は解決される。ただし、プレメッキであるため、管の接続部においては削り出しによらない継手を用いる必要がある。(※2)</p> <p>また宅地谷埋め盛土の地震時滑動力は、自然斜面に発生する地滑りなどと比べて相対的に小さいため、不動層内に貫入した保孔管のせん断抵抗力は、地震時に抑止効果を発揮すると考えられるので、高強度の保孔管を用いる方が対策上有利となる。</p>
(3)植物の根の侵入	<p>地表に生育する植物の根が孔口近くで孔内に侵入する場合と、孔口付近には排水される地下水に含まれる細粒土砂が堆積しやすく、そこに植物が直接生育する場合の2通りがある。</p>	<p>地表からの植物根侵入に関しては、無孔管のさや管(※3)を孔口から2m程度挿入することにより回避することができる。</p> <p>孔口に堆積した土砂に直接根を下ろした植物に関しては、定期的に掻き出すなどの管理が現実的な対策となる。</p>



<p>(4) 孔口付近や孔内のスライム付着</p>	<p>集水ボーリング工に付着するスライムは、鉄細菌が作り出すバイオマットが代表的である。この褐色のバイオマットは地下水中に Fe, PO<sub>4</sub>-3 が多く含まれる場合に形成されやすい。水質が比較的酸化的で Si を多く含む場合には、珪藻類がつくる緑色のバイオマットが形成されやすい。</p> <p>このように地下水に溶存イオンが含まれるのは地層の中を長時間掛けて移動した深層地下水に多く、降雨により地中浸透して時間的にあまり経過していない谷埋め盛土中の地下水には溶存イオンは少ないものと考えられる。このため一般的に、谷埋め盛土からの地下水排除工ではバイオマットによるスライム付着、およびそれを原因とした集水機能の低下は発生しにくいものと考えられる。</p>	<p>孔口付近を閉塞するバイオマット(※4)は、軟質であるため、水道水の水圧でも十分洗浄可能である。</p>
---------------------------	---	--

	
<p>※1) 保孔管内の高圧洗浄に用いるノズル</p>	<p>※2) 高耐食性メッキ鋼板から製造された有孔保孔管と、削り出しによらない接続部</p>
	
<p>※3) 孔口付近のさや管による保護</p>	<p>※4) 鉄細菌によるバイオマット</p>



### 4.3 対策工の耐久性に関する検討

地震時に機能を発揮する対策工は、地震の再来周期が長いことから長寿命であればあるほど望ましいのは言うまでもない。構造物は、それぞれ個別に新設→維持管理→更新のサイクルで利用される。家屋等の築造物の耐用年数、すなわち更新時期の周期は、更地になる周期とも言える。家屋等の耐用年数は、表 4.3.1 に示すように鉄筋コンクリート造りの住宅で減価償却資産としての耐用年数表が 47 年、木造住宅の場合には 22 年である。

宅地谷埋め盛土の地震時対策工は、当初建物が存在する状態で行わざるを得ない場合が多いと思われるが、更地であった方が対策しやすい工法もいくつかある。このため、耐用年数を考慮し計画的に地震対策を維持・更新していくことが望ましい。

地震時の対策工の材料としては、鋼管などの鉄材（集水ボーリングの保孔管など）、鉄材がコンクリートで被覆されているもの（鉄筋補強土工など）、および改良された土（生石灰杭など）などである。

#### (1)鉄材の耐用年数

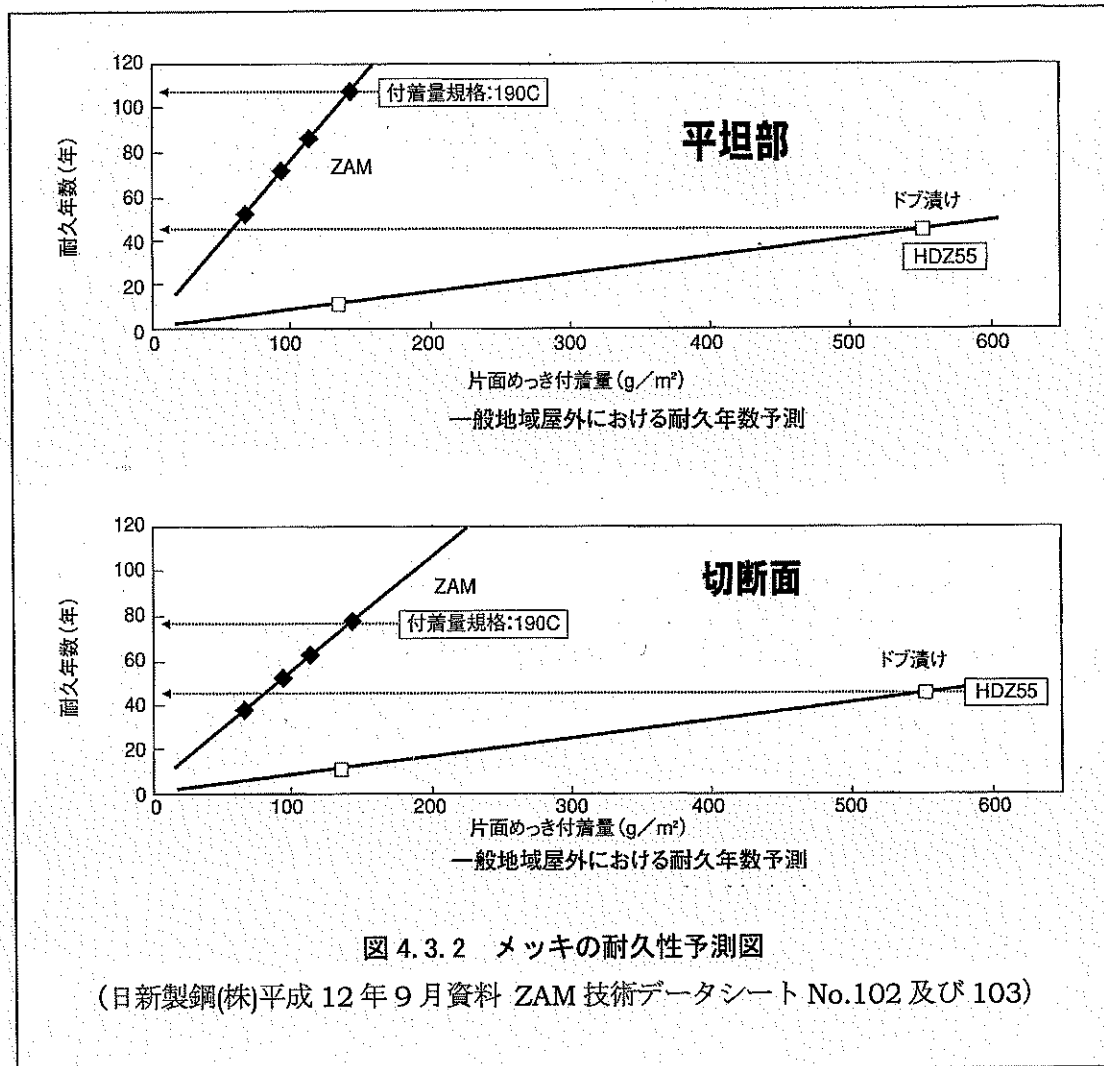
鉄材が単独で使われる場合は、メッキがされていない黒皮、溶融亜鉛メッキ、高耐食性メッキの 3 つの状態が想定される。黒皮の鉄材は、湿気の多い日本の気候条件下では早く腐食が進むが、地中では腐食速度は必ずしも速くない。図 4.3.1 は、盛土内に 20 数年埋設されていた黒皮の有孔管（ $t=2.3\text{mm}$ ）である。全体にサビは発生しているが、ひどい状態の腐食とはなっていない。このため、地中での黒皮の耐用年数としては約 20 年を想定することができる。



図 4.3.1 盛土中に 20 数年間埋設されていた黒皮の有孔鋼管の状態

メッキされた鋼材の耐久年数は、保護皮膜をつくる Zn が溶け出してしまう時間に相当する。一般の溶融亜鉛メッキ（HDZ55；後付メッキ）と高耐食性メッキ（ZAM 190C；プレメッキ鋼板）を比較すると図 4.3.2 に示すように、

高耐食性メッキ ZAM 附着規格 190C	-----平坦部 100 年，端部 80 年（プレメッキ鋼板であるため端部はメッキせず犠牲防食機能による）
溶融亜鉛メッキ HDZ55	-----40 年（後付メッキのため端部もメッキしているとの仮定）



高耐食性メッキはストレーナ部の切断面が最も防錆作用が弱いと考えられ、約 80 年の耐久性である。一方、一般の熔融亜鉛メッキは、約 40 年の耐久性である。この年数で保護皮膜を形成する亜鉛が溶出してしまうが、その後黒皮の腐食と同等の約 20 年間の耐用年数があると考えられる。



表 4.3.1 減価償却資産の耐用年数表〔抜粋〕

(減価償却資産の耐用年数等に関する省令(昭和40年財務省令第15号))

〔建物〕

構造, 用途	細目	耐用年数	
鉄骨鉄筋コンクリート造, 鉄筋コンクリート造	事務所用, 下記以外用	50年	
	住宅用, 宿泊所用	47年	
	店舗用, 病院用	39年	
	送受信所用, 車庫用, 格納庫用, と畜場用	38年	
れんが造, 石造, ブロック造	事務所用, 下記以外用	41年	
	住宅用, 宿泊所用, 店舗用	38年	
	病院用	36年	
	送受信所用, 車庫用, 格納庫用, と畜場用	34年	
金属造	骨格材の肉厚(4mmを超える)	事務所用, 下記以外用	38年
		住宅用, 宿泊所用, 店舗用	34年
		送受信所用, 車庫用, 格納庫用, と畜場用	31年
		病院用	29年
	骨格材の肉厚(3mmを超え4mm以下)	事務所用, 下記以外用	30年
		住宅用, 宿泊所用, 店舗用	27年
		送受信所用, 車庫用, 格納庫用, と畜場用	25年
		病院用	24年
	骨格材の肉厚(3mm以下)	事務所用, 下記以外用	22年
		住宅用, 宿泊所用, 店舗用	19年
		送受信所用, 車庫用, 格納庫用, と畜場用	19年
		病院用	17年
木造, 合成樹脂造	事務所用, 下記以外用	24年	
	住宅用, 宿泊所用, 店舗用	22年	
	送受信所用, 車庫用, 格納庫用, と畜場用	17年	
	病院用	17年	
木骨モルタル造	事務所用, 下記以外用	22年	
	住宅用, 宿泊所用, 店舗用	20年	
	送受信所用, 車庫用, 格納庫用, と畜場用	15年	
	病院用	15年	
簡易建物	主要柱が10cm以下で杉皮, ルーフイング, トタン葺きのもの	10年	
	掘立造のもの及び仮設のもの	7年	

(2)コンクリートの耐久性

コンクリート構造物は、設計、セメントやコンクリート及び鋼材などの材料、さらに施工や維持管理、外的環境の影響等を受けて品質が変化する。このため、同一形式の構造物の間だけでなく、同一構造物内でも品質レベルに差ができる性状を有している。(「土木コンクリート構造物耐久性検討委員会の提言」平成12年3月より抜粋)

宅地谷埋め盛土の地震時対策に用いるコンクリートは、プレ削孔した孔に鋼材(鋼管杭, グラウンドアンカー, 鉄筋など)を挿入し、その後空隙を充填するためのセメントミルク・モルタル等が対象となる。

グラウンドアンカー工および鉄筋挿入工については、注入材となるセメントミルクの施工管理は、主に水セメント比と設計基準強度( $\sigma_{28} \geq 24\text{N/mm}^2$ )で行われており、耐久年数に関する規定はない(『切土補強土工法設計・施工指針』『グラウンドアンカー工設計指針』JH日本道路公団)。

抑止杭工の場合は、杭と地盤との間の空隙をグラウト工で充填し、力の伝達を良好にすることを主眼としており、耐久年数に関する規定はない(『新編地すべり鋼管杭設計要領』(社)地すべり対策技術協会)。

上記の工法が数多く用いられている地すべり対策工においても、耐久年数に関する検討は十分行われているとは言えず、今後の課題である。

### (3)セメント系固化材または生石灰による改良土の耐久性

セメント系固化材または生石灰を用いた改良体による杭工法は、軟弱地盤中に改良材を円柱状に圧入造成し、盛土内および地山との境界部のせん断抵抗を補強するものである。生石灰系の地盤改良は施工速度が速く処理単価が安価であるが、建築に伴う工事では現在使われておらず、セメント系固化材を用いるものが使われている。生石灰を使用する場合には環境対策についても同時に検討が必要である。これらの改良杭は、耐久性に関しての規定はない。

以上のように、耐久性が数値として存在するものは、現時点では鉄材に関するもののみである。地震対策は、ながい再来周期に対して備えをするものであるため、計画的な維持管理・更新が必要となるため、今後コンクリート系材料の耐久性についても検討していく必要がある。

#### 4.4 対策工の維持管理手法に関する検討

施工後の施設の維持管理について研究が進んでいるのは、地下水排除工である。地下水排除工は、目詰まり等の機能低下が時間の経過とともに起きてくるため、高圧水による洗浄方法などが開発されてきている。詳しくは4.2 地下水排除工の目詰まり対策、で示した。

抑止工については、設計・施工方法については各種指針が示されているが、維持管理について明記されているのは、グラウンドアンカー工についてのみである。基準に示されている内容の要点を表4.4.1に抜粋する。

表 4.4.1 維持管理手法（グラウンドアンカー工の例）

項目	内容
一般	アンカー、アンカーされた構造物および周辺の地盤は、責任技術者が定期的に点検、観測および計測を行う。また、豪雨などの異常気象あるいは地震が発生した場合は、必要に応じて速やかに点検を行う。(以下略)
点検などの項目および方法	アンカー、アンカーされた構造物および周辺の地盤の点検・観測・計測は、次の項目のうち必要な項目について行う。必要な項目および点検・観測・計測の方法は、責任技術者が適宜定める。(以下略)
点検などの期間と頻度	維持管理に必要な点検・観測・計測は、アンカーの供用期間中継続して行うことが望ましい。その頻度は、アンカーの使用目的、用途、周辺の状況などを考慮し、責任技術者がこれを定める。
点検などの結果の評価および対応	責任技術者は、各点検・観測・計測項目ごとの調査結果を総合的に判断して以上などの原因を明確にし、その対応を決定する。
記録	維持管理に当たっては、作業工程、施工方法、地盤の状況、試験結果などの工事記録により、維持管理上必要な設計諸元などについて把握しておく。点検・観測・計測結果、補修、再緊張などに関する資料などの維持管理記録は、責任技術者がアンカーの供用期間中保存する。

(『グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説』地盤工学会より抜粋)

宅地谷埋め盛土の地震時側方流動防止対策は、今後施工が始まるものと考えられるので、維持管理手法についても、施工経験を積み重ねるに従って内容を修正しながら完成度の高いものにしていく必要がある。グラウンドアンカーの維持管理手法の事例を参考にすると、下記の項目を決めておく必要がある。

- (1)維持管理を行う責任技術者
- (2)点検する対象・項目・方法
- (3)点検する期間・頻度
- (4)結果の評価・対応
- (5)記録

このうち最も重要な点は、(1)の責任技術者をどう定めるか、という点であろう。維持管理が非常に長期にわたって継続される必要があることから、維持管理の事業主体は、その施設の受益者であるべきである。この施設の受益者が、管理組合的な組織をつくり、そこが責任技術者を選定するという形式が最も安定的な維持管理が可能となる。

維持管理に関しては、土木の公共施設の手法とは異なるものと考えられるので、事業の初期段階において実情にあわせてガイドラインを作成することが必要である。



## 5. まとめ

### 5.1 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—宅地盛土斜面の変動予測—”(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5.1.1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

項目	カテゴリー	カテゴリースコア	レンジ	偏相関
幅/深さ比	0-5	0.5	1.786	0.737
	5-7.5	0.25		
	7.5-10.0	0		
	10.0-12.5	-0.25		
	12.5-15.0	-0.5		
	15.0-20.0	-0.75		
20.0以上	-1.0			
造成年代	昭和50年以後	0.5	0.346	0.243
	昭和50年以前	0		
底面からの地下水頭 (≒間隙水圧)	なし	0	0.823	0.374
	0-3.0	0.25		
	3.0-4.0	0.5		
	4.0以上	0.75		

注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側

図 5.1.1 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)

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。

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、

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 5.1.2)。この方法は、

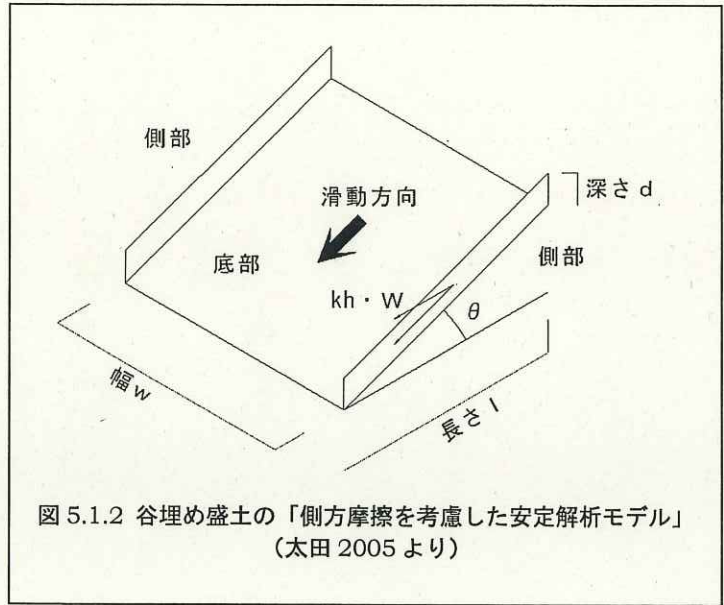


図 5.1.2 谷埋め盛土の「側方摩擦を考慮した安定解析モデル」(太田 2005 より)

図 5.1.3 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。

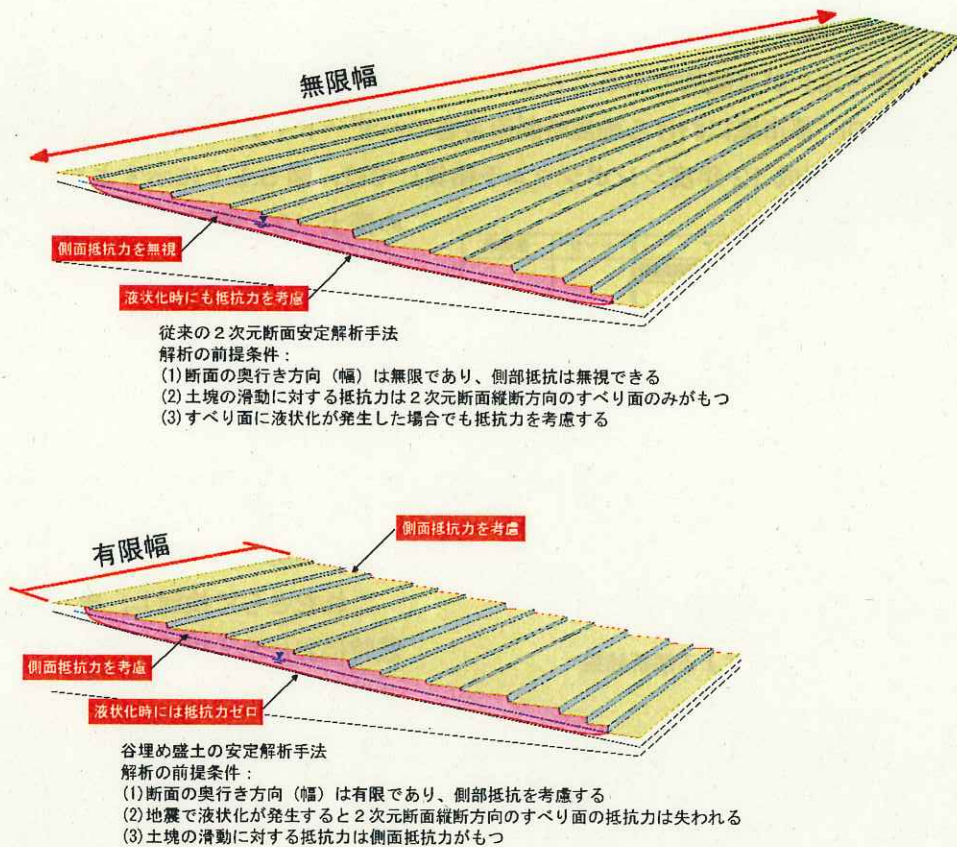


図 5.1.3 無限幅を仮定した従来モデルと、有限幅を仮定した谷埋め盛土型モデルの模式図

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。

谷埋め盛土の地震時の変動機構について徐々に分かってきているが、地震時の側方抵抗発生メカニズムなど未だ未解明の点も数多く残されており、地震時の現象を検証可能で、かつ既往理論で明快に説明できる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、き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。

調査・解析のフローは、図5.1.4に示すように1次スクリーニングと2次スクリーニングおよび対策の3段階が考えられる。1次スクリーニングは、谷埋め盛土を抽出し、そこで読み取られた条件(幅・深さ・範囲・地山勾配・土地利用状況から地下水の有無の推定など)から、谷埋め盛土の危険度評価を行うものである。その際に、谷埋め盛土を抽出した条件(比較した時期、抽出の際の精度等)を表記し、小規模な谷埋め盛土や片盛り土が読み取れない可能性があることを示しておく必要がある。

抽出された谷埋め盛土に対して、危険度評価を行い第1次ハザードマップを作成する。現時点で利用可能な危険度評価手法としては、釜井ほか(2004)によるニューラルネットワークによる予測手法が有力であるが、今後の研究等によって別の手法を用いることの可能性も否定しない。

次に第1次ハザードマップにおいて「変動可能性が高い」と判定された盛土に対して、2次スクリーニングを行う。2次スクリーニングは現地調査により1次スクリーニングの妥当性を検証するとともに、より詳細な谷埋め盛土の条件(幅・深さ・範囲・地山勾配・土地利用状況から地下水の有無の推定など)を明らかにして、安定計算により安定度評価を行うものである。安定度評価により、優先的な対策工が必要(緊急度大)、対策が必要(緊急度中)、および変動可能性が小さいという評価区分を行って第2次ハザードマップ(公開用ハザードマップ)を作成する。そして、対策が必要と評価された谷埋め盛土に対して、情報公開を行い、地元説明を実施して対策に対する合意形成を行い、対策工の設計・施工を行う。

なお、ハザードマップにおける危険度評価や、安定計算で「安全」と評価された地点であっても、地震時に側方流動する可能性がゼロではないことに留意する必要がある。また、今回の評価は、地震時の宅地谷埋め盛土の側方流動に対して検討しているが、地震時の谷埋め盛土に起きる変動は側方流動のみではない。切土盛土の境に発生しやすい不同沈下や、強震動により締まりの緩い盛土が側方流動を伴わずに変形することもあり得る。現段階で想定できることは、実際に現象として研究者・技術者が把握し、解析に十分なデータがそろっているものに限定されるということである。



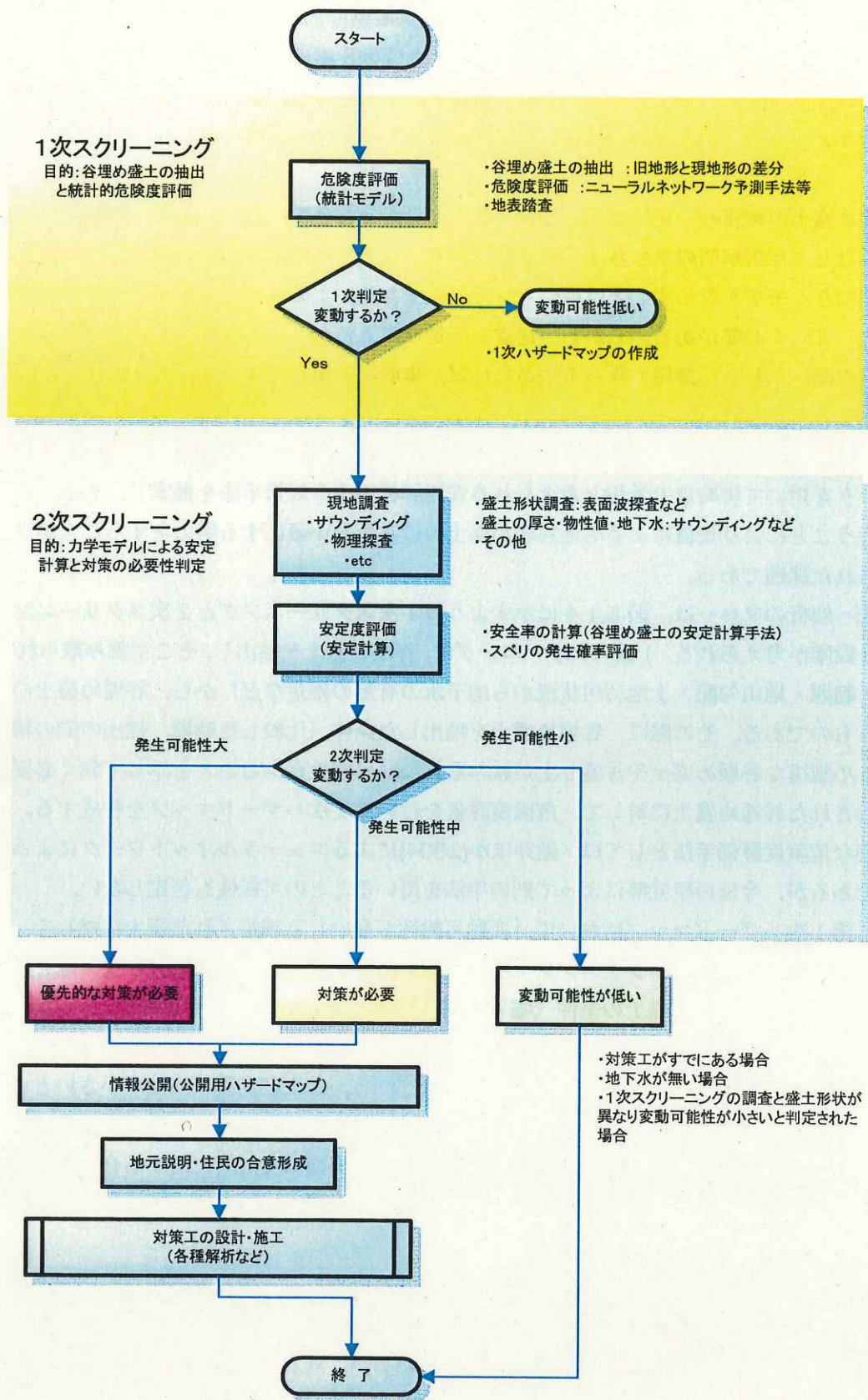


図 5.1.4 調査・解析のフローチャート

## 5.2 谷埋め盛土抽出手法の要点

谷埋め盛土抽出は、宅地谷埋め盛土の地震時危険度評価のなかでも重要な検討事項のひとつである。盛土の抽出手法は、評価対象の面積の大きさなどから以下に挙げる二つの手法が考えられる。

- ① 改変前後の数値標高モデルを使用した差分図を使用した抽出方法（広域的な範囲で実施可能）
- ② 既往資料と現地調査結果から盛土を抽出する方法（限定的な範囲で実施可能）

本節では、盛土抽出に関する資料収集から評価ユニットの設定基準案などの要点を示し、上記に挙げた改変前後の数値標高モデルを利用して盛土を抽出する方法と既往資料と現地調査結果から盛土を抽出する方法について取りまとめた。

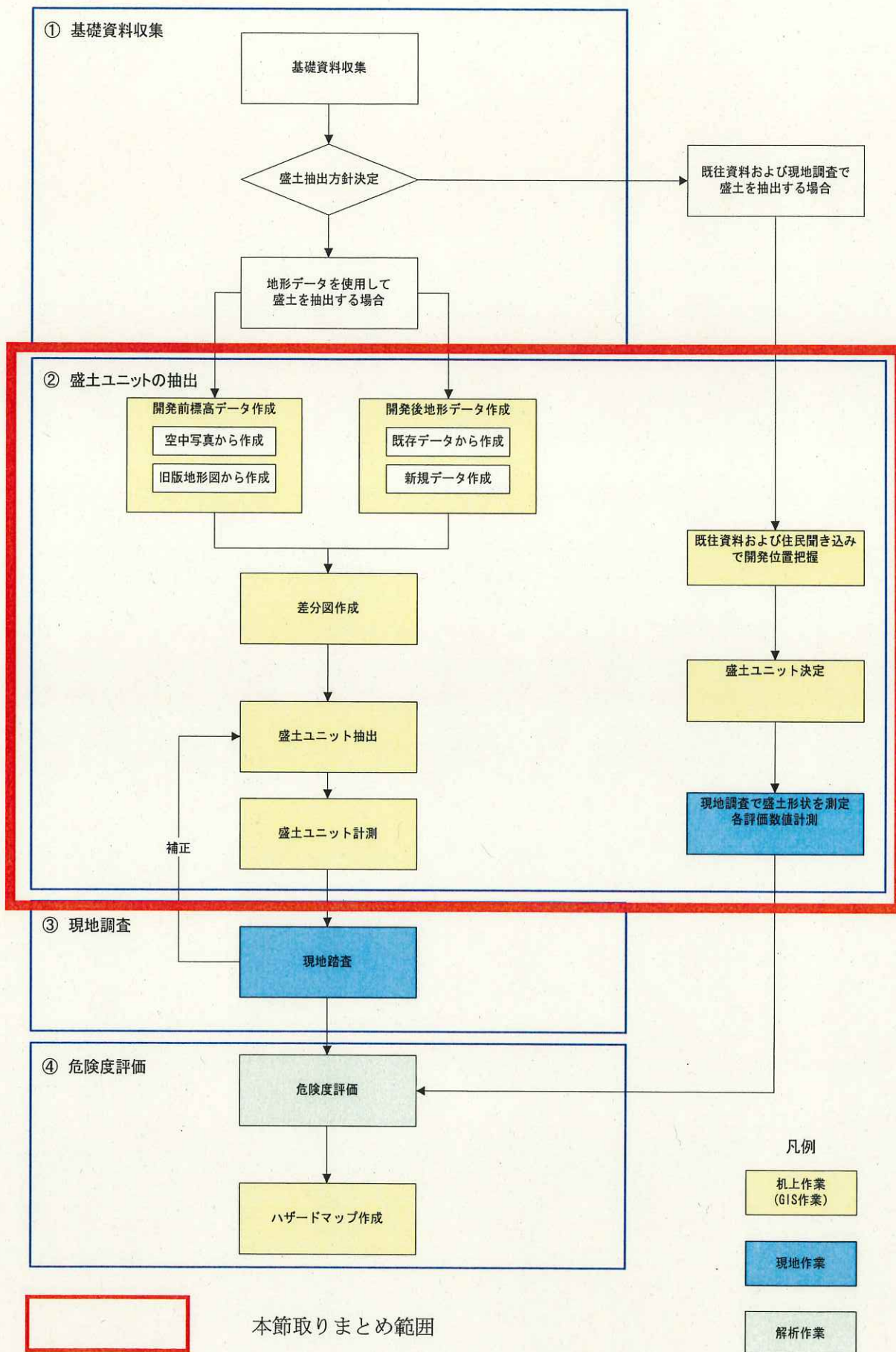


図 5.2.1 宅地盛土全体の評価フローチャート



### 5.2.1 盛土抽出資料の選定

谷埋め盛土の危険度評価に必要な資料は、以下のとおりである。そのうち盛土の抽出に必要な資料は、改変前の地形を把握するための資料と改変後の地形を把握するための資料である。ここで収集される資料によって、抽出できる盛土の精度が決定される。

表 5.2.1 収集資料一覧

収集目的	資料名	位置づけ
開発前の地形（標高値） データ作成	空中写真（1/10000～1/40000）	◎
	旧版都市計画図（1/2500～1/5000）	○
	旧版地形図（1/10000）	△
開発後の地形（標高値） データ作成	DM（デジタルマップ）データ （1/2500～1/5000）	◎
	空中写真（1/10000～1/40000）	○
	レーザープロファイル測量結果	※1
	地形図（1/10000）	△
構成地質把握	地質図、地質調査報告書	◎
地下水位状況の把握	既往ボーリングデータ	◎
	井戸・湧水地点分布	○
	植生情報	△
開発年代把握	旧版地形図（昭和50年ごろ）	◎
	空中写真（昭和50年ごろ）	○
変動予測図基本図	数値地図1/25000	◎

#### 位置づけについて

- ◎ 基本資料（本検討において基本的に使用する資料）
- 代用資料（基本資料が存在しない場合）
- △ 使用可能資料（基本資料代用資料が入手できない場合に使用することが可能）

※1 すでに測量が行われ、測量成果がある場合のみ

(1) 改変前の地形資料

改変前の地形把握に使用する資料は、下表に挙げるものが想定される。

谷埋め盛土の危険度評価は、住宅地で行われるため、可能な限り精度を高める必要がある。改変前の地形を再現するために必要な資料は、下表に挙げる空中写真や旧版地形図が考えられる。

改変前の地形を広域的に再現する方法として空中写真を用いた数値地形モデル作成手法が挙げられる。現在の写真測量精度は、高性能コンピューターの普及により飛躍的に向上しており、この手法を用いることで、全国的に同様の精度が期待される。後述する地形図の等高線のデジタル化から DEM を作成する場合と比較するとコストがややかかる部分が課題である。

旧版の都市計画図も空中写真と同様に広域的に改変前の地形を把握することができる資料である。旧版地形図の等高線をデジタル化することで、改変前の地形を再現することが可能である。ただし、古い時代の旧版都市計画図は、地図職人が作成していたため、必ずしも同じ精度が期待できるものではないことを留意する必要がある。また、地図化されることで発生する誤差も地図に含まれる。これらの事項に十分留意し使用することが望ましい。旧版都市計画図は、入手可能な地形図としては、最も縮尺が大きいいため、地形図から DEM を作成する場合、高い精度が得られる。しかし、旧版の都市計画図は、各自治体が保存していない場合も想定される数値標高モデルを使用しない方法で盛土を抽出する場合は、入手可能な大縮尺の地図で改変前の地形を把握する必要がある。

表 5.2.2 谷埋め盛土抽出に用いる資料の比較 (改変前)

	種類	スケール	優先順位	DEM 精度	コスト	発行機関	入手可能地域	メリット	デメリット
改変前 地形図	空中写真	1/10000	A	◎	△	国土地理院 ・林野庁	ほぼ全国	・ほぼ全国のデータが入手可能	単位面積あたりのコストが地形図(1/10000)よりも高い
		1/12500	A	◎				・比較的精度がよい	
		1/30000 1/40000	B	○				・地域差に寄らない精度が得られる。	
	都市計画図	1/5000以下	B	○	△	各自治体	実態は不明	大縮尺の図面の場合精度がよい	・整備状況が不明
		1/10000以下	C	同				・単位面積あたりのコストが地形図(1/10000)よりも高い	
	地形図	1/10000	C	基準	基準	国土地理院	全国都市部	単位面積あたりのコストが空中写真よりも安く、危険度評価に使用できる。	・地形図の誤差をそのまま含む ・都市域周辺のみ入手可能である。
1/25000		本検討には 使用不可	×	◎	国土地理院	全国	・単位面積あたりのコストが最安 ・全国のデータが入手可能	・地すべりを引き起こす盛土の抽出は不可能 ・精度が比較資料のうち最も低い	

表の見方

1. 優先順位

- A 最優先資料 (可能な限りこの資料を使用する)
- B 優先資料 (A が入手できない場合)
- C 使用可能資料 (A,B いずれも入手不能の場合)

2. DEM 精度, コスト

地形図 (1/10000) を基準とした場合の相対評価

- ◎ 非常に優れている。
- 優れている。
- 同 基準と同様
- △ 劣っている
- × かなり劣っている。



## (2) 改変後の地形資料

改変後（現在）の地形把握に使用する資料は、費用の面から判断すると基本的に既往資料を使用することが望ましい。例えば、各自治体は、都市計画図などを作成するために空中写真の撮影およびDM（デジタルマップ）の作成を行っている。DMは、現在の標高値を把握するのに適した大縮尺の地図であるためDEMを作成するのに最適な資料である。

一方、現在は航空レーザー測量など精密な地形図の作製が技術的に可能になっている。航空レーザー測量成果は、本検討においても使用することが可能である。

表 5.2.3 谷埋め盛土抽出に用いる資料の比較（改変後）

	種類		優先順位	DEM 精度	コスト	発行機関	入手可能地域	メリット	デメリット
改変後 地形図	DM (デジタルマップ)	1/2500	A	◎	○	各自治体	全国都市域	・既存データを使用できる ・安価に作成できる	・整備年代によっては標高値がない場合がある。
		1/5000以下	B						
	空中写真	1/10000以下	B	◎	△	国土地理院 ・林野庁	ほぼ全国	・ほぼ全国のデータが入手可能 ・比較的精度がよい	・単位あたりのコストがやや高い
		1/30000以下	B						
	航空 レーザー測 量	-	A※1	◎	×	各自治体	-	・精度が最もよい ・現況の状況を把握することが可能	・単位面積あたりの単価が高い
地形図	1/10000	C	基準	基準	国土地理院	全国都市部	・兵庫県南部地震の事例と同じ精度 ・単位面積あたりのコストが安い	・地形図の誤差をそのまま含む ・都市域周辺のみ入手可能である。	
	1/25000	本検討には 使用不可	×	◎	国土地理院	全国	・単位面積あたりのコストが最安 ・全国のデータが入手可能	・地すべりを引き起こす盛土の抽出は不可能 ・精度が比較資料のうち最も低い	

表の見方

### 1.優先順位

- A 最優先資料（可能な限りこの資料を使用する）
- B 優先資料（Aが入手できない場合）
- C 使用可能資料（A,Bいずれも入手不能の場合のみ）

### 2.DEM 精度, コスト

地形図（1/10000）を基準とした場合の相対評価

- ◎ 非常に優れている。
- 優れている。
- 同 基準と同様
- △ 劣っている
- × かなり劣っている。

※1 航空レーザー測量はどんなに高精度であっても改変前の地形に精度は依存するので、新規で測量を実施することは、薦めることはできない。



## 5.2.2 盛土の抽出

### (1) 数値標高モデルを用いて盛土を抽出する手法

数値標高モデルを利用した盛土の抽出方法は、改変前の地形図と改変後の地形図から数値標高モデルを作成し、改変前後の標高差を計算することで、盛土の位置や評価に必要な諸元を把握することが可能である。数値標高モデルを用いて盛土を抽出する場合、広域的にデータを処理することが可能であり、改変前の標高値と改変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5.2.2)。

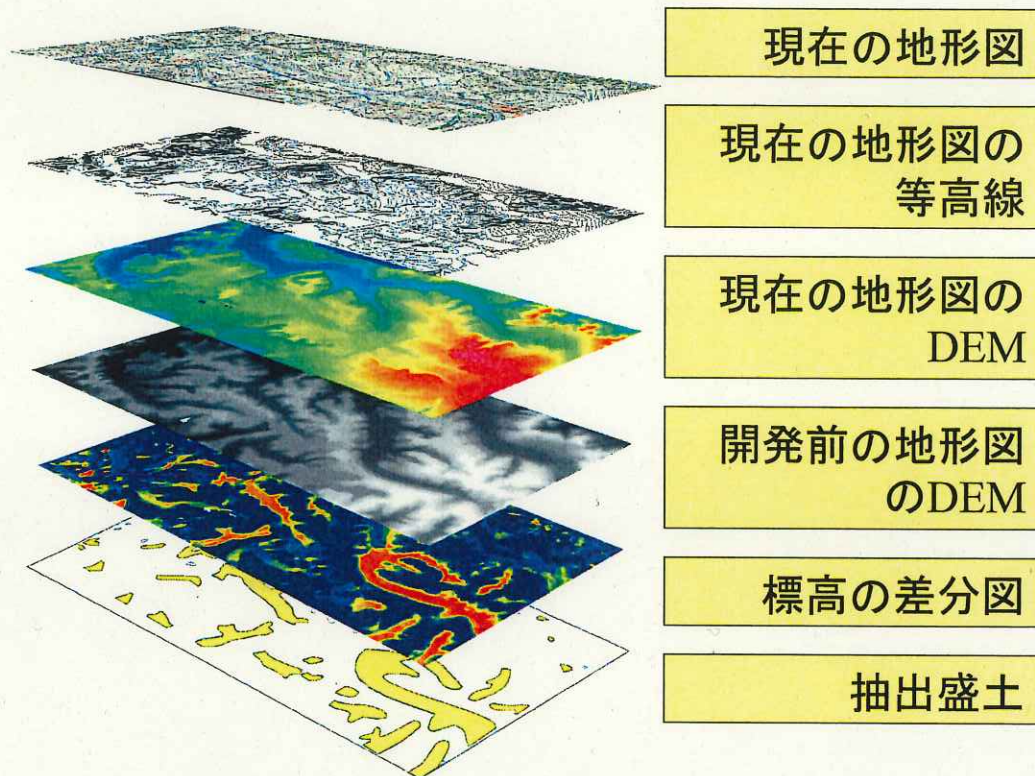


図 5.2.2 重ね合わせ図の概念

改変後の標高が高くなっている場所は盛土であると考えられる。ただし、差分図には、様々な誤差を含んでいるため、“盛土である”と決定するために以下の事項に注意する必要がある。

- ・ 改変前の地形
- ・ 改変前の土地利用状況
- ・ 現在の地形

盛土抽出の際は、差分図に頼りすぎず、地質・地形的な考えに基づき盛土を抽出する必要がある。

## (2) 既往資料と現地調査で盛土を抽出する方法

評価対象地域が狭い範囲である場合や、盛土の位置が把握しやすい場合は、投射台等を使用した新旧版地形図の重ね合わせで、盛土の位置をある程度把握することができる。そして、表面波探査やボーリングなどの現地調査で盛土の横断面形状と範囲を決定する手法である。主な流れは以下の通りである。

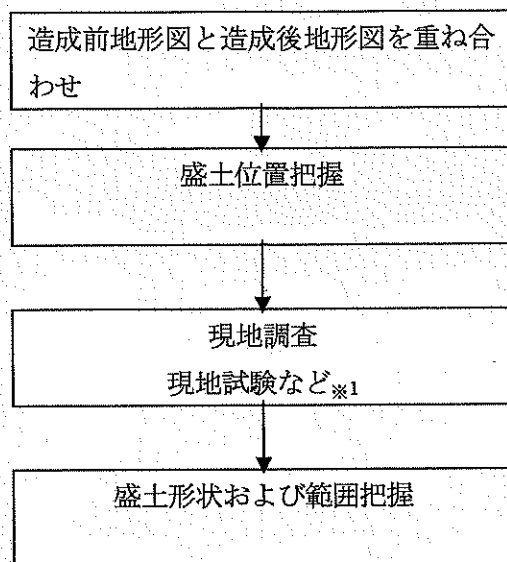


図 5.2.3 狭い範囲で盛土を抽出する場合

※1 現地試験は、現地における盛土の形状を把握する試験を実施する。なお、二次スクリーニングで用いる手法と同一のものも考えられるが、今回は一次スクリーニングで使用する目的のもとするので、必ずしも同一の手法でなくてもよい。



### 5.2.3 宅地盛土の評価ブロックの区分

盛土のブロック区分は、兵庫県南部地震の変動事例を参考に決定した。兵庫県南部地震のデータは、現地調査で確認された変動したブロック（クラックの応力場などから判断）が示されている。

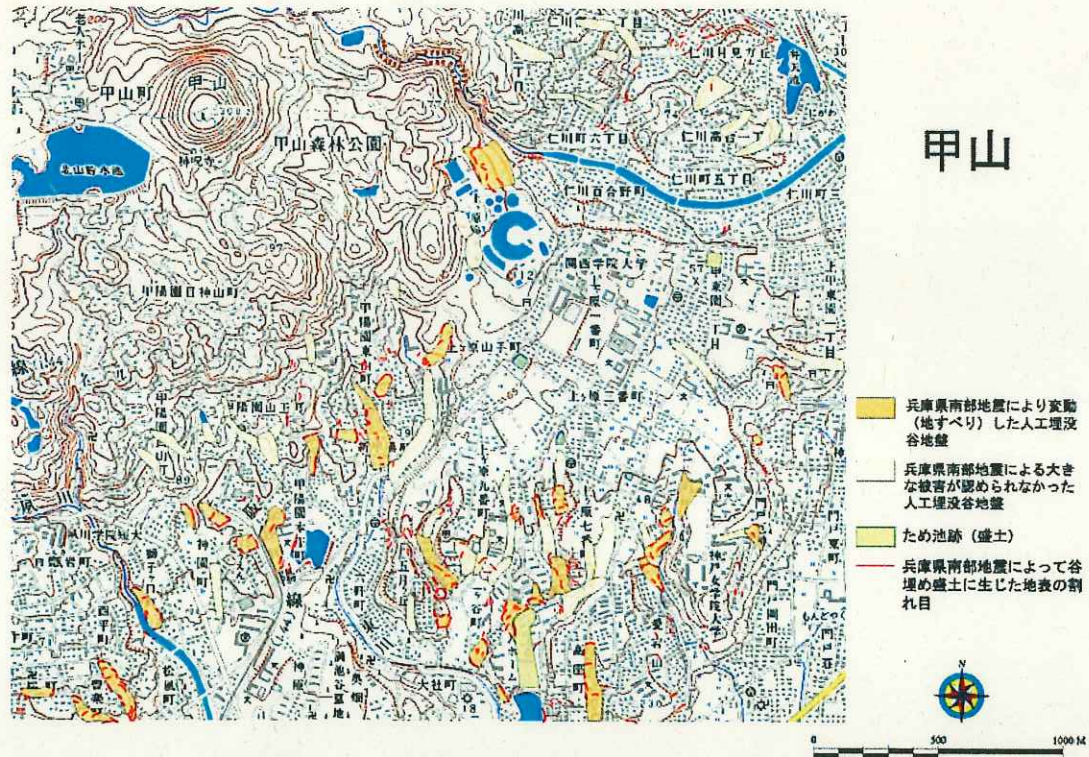


図 5.2.4 兵庫県南部地震調査結果（釜井, 1995 を改変）



盛土の評価ブロック区分の基準は、以下のとおりとした。基本的に下記のルールに従うが、現地調査や資料調査など地質・地形的な知識を用いて区分を修正し、評価ブロックを決定すべきである。

(1) 評価ブロックの基本区分

盛土の評価ブロック区分の基本は、兵庫県南部地震の事例などから判断し、地形的な変換点がない限り、谷口から直線的なブロックを想定する。

測線は、改変前の谷筋などから盛土の滑動方向を推定し決定する。評価に使用する盛土の幅や厚さは、測線の中央部で測定するものとする。

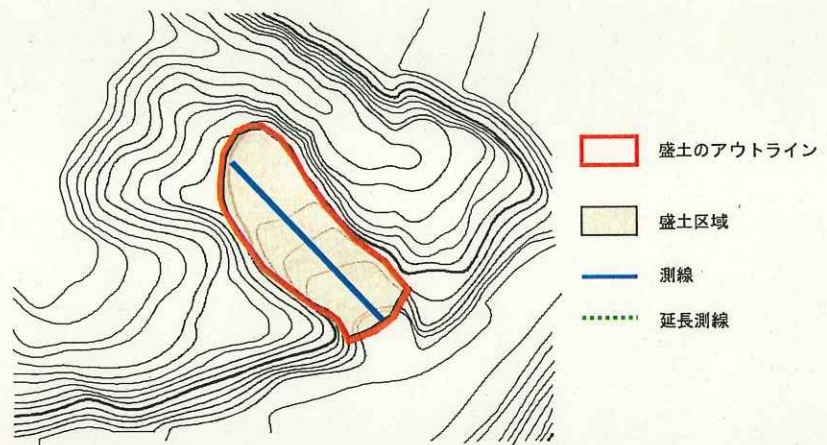


図 5.2.5 盛土ブロックの基本区分 (平面図)

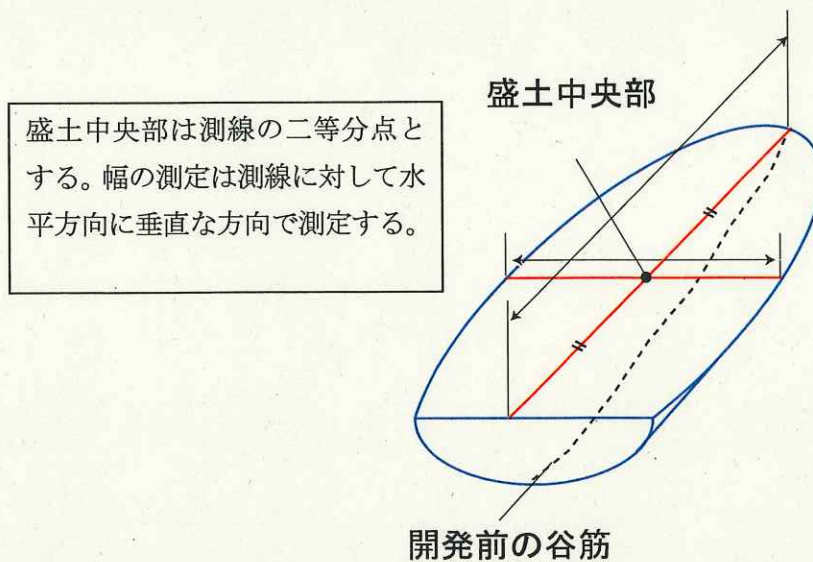


図 5.2.6 測線の決定方法

(2) 谷埋め盛土が屈曲している場合

谷埋め盛土が30度以上屈曲している場合は、下流側のブロックの直線性を優先し、2つのブロックに分割する。

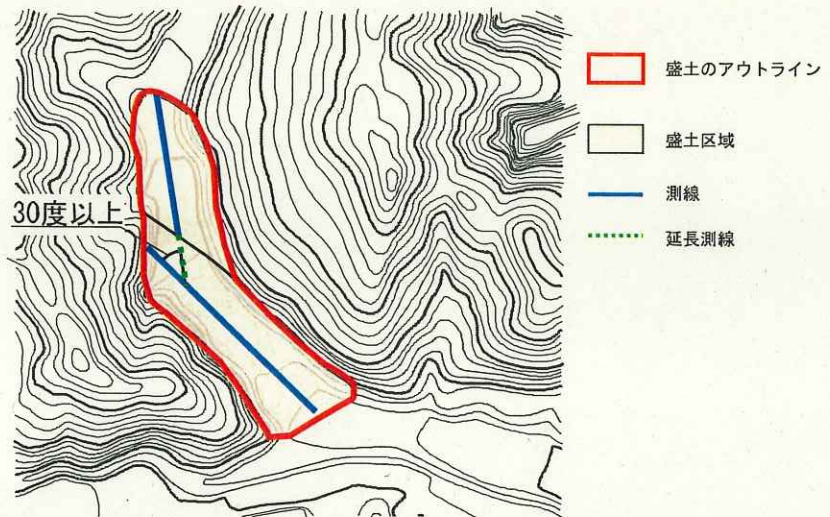


図 5.2.7 屈曲した盛土ブロックの区分 (平面図)

(3) 谷が分岐する場合

谷が分岐する場合、分岐地点で盛土を区分する。盛土ブロックは、下流側の盛土の直線性を優先的に確保し、支流の盛土を決定する。

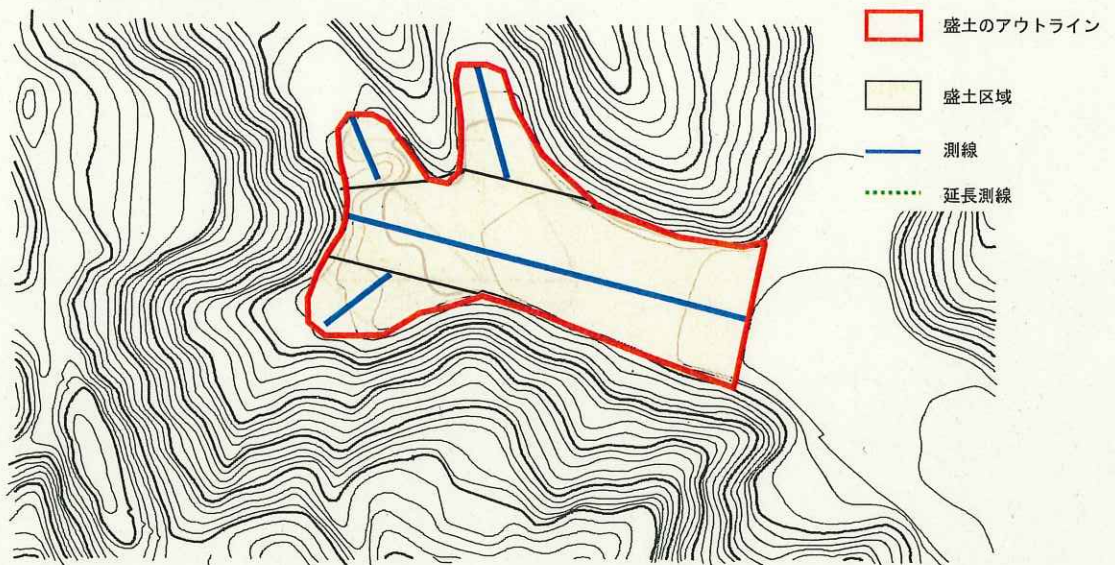


図 5.2.8 谷が分岐する場合の盛土ブロックの区分 (平面図)

(4) 尾根まで埋没した盛土を有している場合

大規模な開発が行われている地域では、改変前の尾根が埋没している場合がある。そのような場合の



盛土の区分方法は、変更前の尾根をもとにブロックを区分する。ブロックの区分は、谷が分岐している場合のルールも考慮する。

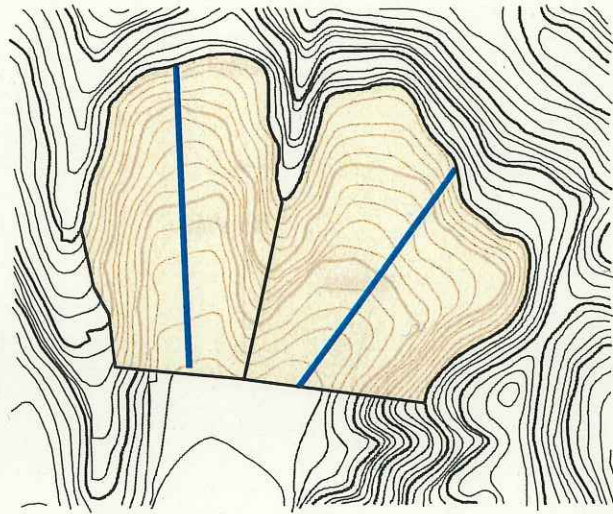


図 5.2.9 尾根が埋没した盛土ブロックの区分 (平面図)

(5) 盛土地形変換点を有している場合

変更前の地形の谷幅が著しく狭くなる場所や傾斜が変換点を有する場合は、地形が変化する場所で盛土を区分する。盛土を区分するときは、谷口に近い盛土の直線性を優先的に確保する。

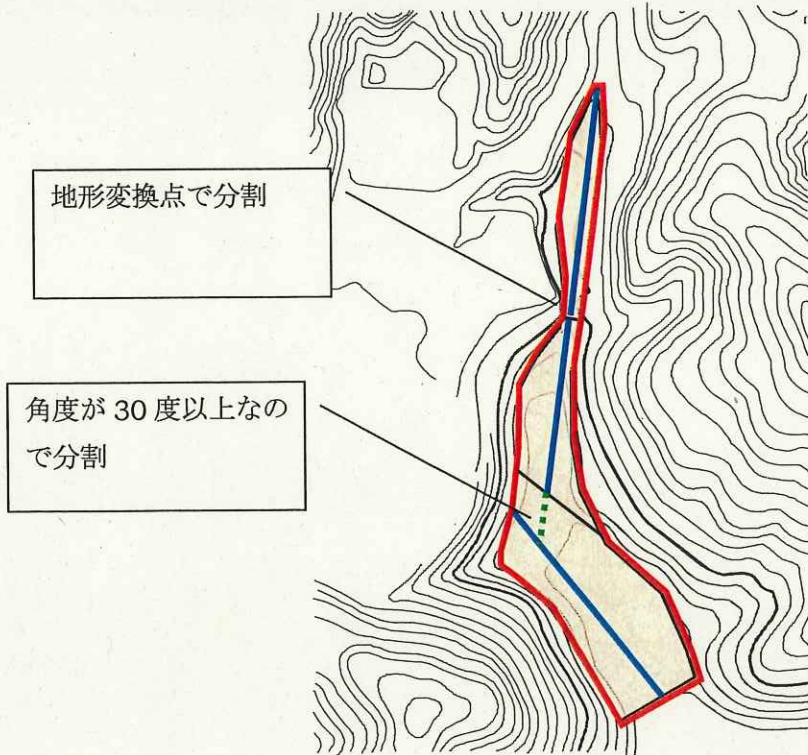


図 5.2.10 地形変換点における盛土ブロックの区分 (平面図)



(6) 不連続部分を有する盛土

ひな壇盛土のような不連続部分を有する盛土は、1m 以上の盛土毎にブロックを区分する。評価ブロックとして扱うことが出来る大きさは、1000m<sup>2</sup>を目安に決定する。

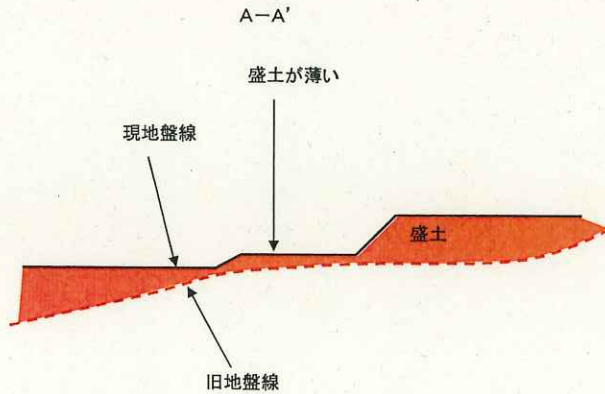


図 5.2.11 不連続部分を有する盛土ブロックの区分 (縦断面図)

(7) ボトルネック構造を有する盛土

ボトルネック構造とは、砂時計のくびれ部分のように物質の動きを妨げる構造を呈している状況が考えられる。つまり、盛土の器部分にあたる基盤部において、平面的には狭窄部を埋め立てたような構造で、縦断面的にも凸地形を形成している構造である。

ボトルネック構造を示す地すべりは、新潟県青ぬけ地すべり、茶臼山地すべりなどが事例として挙げられる。いずれのケースも複雑な基盤構造となるため、移動体が分化するなどブロックの設定が困難である。したがって、盛土がボトルネック構造を有する基盤にある場合は、今回の検討で示した評価方法以外にも調査を行うことが望ましい。



図 5.2.12 青ぬけ山地すべり (新潟県) のボトルネック構造

出典：日本地すべり学会新潟支部 (1993)

## 5.3 谷埋め盛土危険度判定手法の要点

### 5.3.1 手法の概要

#### (1) ニューラルネットワーク

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。

現況では、学習データは宮城県沖地震（1978）兵庫県南部地震（1995）が中心である。

表 5.3.1 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	<p><b>誘 因</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 断層面からの最短距離</li> <li>2. モーメントマグニチュード</li> <li>3. 断層面に対する方向</li> </ol> <p><b>素 因</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 盛土中央部の厚さ</li> <li>2. 盛土中央部の幅</li> <li>3. 幅/厚さ</li> <li>4. 盛土の底面傾斜角</li> <li>5. 造成年代</li> <li>6. 地下水の有無</li> </ol> <p>など</p>
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
メリット	誘引となる地震を考慮することが可能であり、近年の災害における検証において正解率が80%程度確保されている。
デメリット	計算方法が複雑であり、計算過程がブラックボックスである。 学習データが兵庫県南部地震と宮城県沖地震であり、データの偏りがある。

## (2) 兵庫県南部地震の事例から判断した地形量による区分

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。また、W/Dなどの変動実績に基づいた区分を行うことで、相対的な変動の起こりやすさが評価できる。

ニューラルネットワークのように誘因を考慮することはできないが、防災科学研究所が公開している「地震ハザードステーション」では震度6弱以上の地震はどこでも起こりうる結果となっていることを考えると相対的な変動のしやすさは、ある意味地震を考慮しているものとして考えられる。

表 5.3.2 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）
メリット	シンプルな手法であり、相対的な危険性を簡易的に評価することができる。
デメリット	ニューラルネットワークと比較するとの的中率は低い。 他地域への適用に関して検討が必要



## 5.4 安定解析手法の要点

3章では各安定解析手法について4つ調査事例をもとに検証（検証A～検証D）を行った。それぞれの検証条件は以下の通りである。

### <検証A：釜井ほか(2004)の調査データによる検証>

- 各地点の土質パラメータは未知。
- 最適なパラメータを調べる検証ではなく、それらの組合せを複数設定し、変動・非変動の実績と地震時安全率の整合性から、各安定解析モデルの適用可能性を判断するための検証。
- 変動・非変動事例の各正答率が両者共に70%以上となることを適用可能性判定の目安とした。
- 土質パラメータに関する試算上の制限  
粘着力  $c' \leq 50\text{kPa}$  ( $0.5\text{kgf/cm}^2$ )，せん断抵抗角  $\phi' \leq 35^\circ$ ，側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$   
水平震度  $kh=0.25$ ，地震時過剰間隙水圧高さ  $\leq 3\text{m}$

### <検証B：H8国土交通省報告書の調査データによる検証>

#### <検証条件>

- 土質パラメータはH8報告書内の各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータもH8報告書の値を使用
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 3\text{m}$  で比較検証。

### <検証C：三陸南地震の被災事例に関する検証>

#### <検証条件>

- 土質パラメータはの各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし，粘着力  $c' = 30\text{kPa}$  ( $0.3\text{kgf/cm}^2$ ) に固定。
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 2\text{m}$  で比較検証。

### <検証D：宮城県北部地震の被災事例に関する検証>

#### <検証条件>

- 土質パラメータはの各地点の調査結果を使用
- 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし，粘着力  $c' = 30\text{kPa}$  ( $0.3\text{kgf/cm}^2$ ) に固定。
- 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
- 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
- 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 4\text{m}$  で比較検証。

4つの検証結果を総合的に判定は表 5.4.1 のようになる。

表 5.4.1 各安定解析モデルの検証結果の総合評価

安定解析手法	総合評価
通常の 2 次元安定解析	①今回の一連の検証では、非変動事例に関する有効性がほとんど示されなかった。 ②変動事例については、ほとんどの事例で安全率が $F < 1.0$ となったが、上記①のように非変動事例でもほとんどの場合、 $F < 1.0$ となることから、今回の検証の範囲では、この解析手法による地震時安全率の信憑性は極めて低いと言える。
側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析	①検証 B においてはあまり良い結果とならなかったが、その他の検証事例では良い検証結果を示した。 ②今回の検証の範囲では、実用的なレベルで、地震時の安定性評価が可能であると判断できる。
側方抵抗モデル	①全体的に良い検証結果を示し、今回比較した安定解析手法の中では、最も良い結果となった。 ②今回の検証の範囲では、実用的なレベルで地震時の安定性評価が可能であると判断できる。
簡易 3 次元安定解析	①検証 A 以外には谷埋め盛土の 3 次元形状を判断する調査値が全くなかったため十分な検証ができなかった。 ②検証 A では谷埋め盛土の 3 次元形状を極端に単純化したためか、あまり良い結果は得られなかった。 ③検証不十分であるため、現時点では、このモデルの適用性に関する判断は不能である。

今回検証した 4 つの検証結果に関する総合評価を表 5.4.2 に示す。

表 5.4.1 の評価は、今回の 4 つの検証の範囲における判断であり、これで十分な検証ができたと言断することはできないが、各安定解析手法毎の地震時安定性評価の有効性の高低を評価し、現時点で最善であると考えられる安定解析手法を提案することができたと考えている。

今後は、谷埋め盛土のより詳細な調査事例について、数多くの事例を収集し、検証を重ねる必要がある。これまでの事例調査では、非変動事例に関する調査が特に不足している。既往の被災地周辺における変動事例および非変動事例の詳細な調査が必要である。特に、谷埋め盛土の 3 次元形状および土質パラメータの不均質性を必要十分な精度で調査する必要がある。

検証 B では調査結果である地層毎の土質パラメータが不適切であるという問題が明かとなった。今後の詳細調査においては、土質パラメータの詳細な調査方法の確立とその調査結果の信頼性向上も課題である。

表 5.4.2 に、今回の検証結果を踏まえて、谷埋め盛土に関する安定解析手法の適用性についてまとめた。

今回検証した安定解析手法は谷埋め盛土の安定度を評価するための簡易法である。安定性をより高い信頼性で評価するためには、より詳細な解析を行う詳細法を導入する必要がある。

しかし、詳細法については 3 次元動的解析など研究レベルのものも多く、設計の手段として利用できるレベルに達するまでには、更なる研究および技術の向上が必要である。

地震時の地盤の変形問題は、対象とする地点の地盤の不均質性を考慮して、如何にモデル化するかが重要である。

FEMを用いて地盤の通常の変形解析を行う場合、解析対象地点の変形量に関する調査結果をもとに、逆解析によってパラメータを設定することが多い。また、逆解析を全く実施しない場合、解析値と実測値に大きな差が生じることが多いのが現状である。これは対象地点の地盤の不均質性を正確にモデル化することの難しさが大きく影響していると考えられる。

このように通常のFEM解析などで行われている、逆解析によってパラメータを設定する手法は、解析対象地点での教師データがない地震時の谷埋め盛土の変形予測には適さない。演繹的な手法で適切なパラメータを決定する技術を確立することが重要となる。そして、モデルの構築からパラメータの設定までの手法を、研究者ではなく通常の設計技術者が取り扱える、いわゆる設計レベルの技術に向上させて行く必要がある。



表 5.4.2 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 (正答率=48%)
	Hovland 法による3次元安定解析	単純な3次元形状による検証は難しい。すべり面の3次元形状および土質パラメータの分布状況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。ただし、コラム間力を完全に無視していることから、側面抵抗の効果を十分評価できない可能性が高い。	検証が不十分 (正答率=55%)
	鵜飼の3次元簡易 Janbu 方法などによる3次元安定解析	単純な3次元形状による検証は難しい。すべり面の3次元形状および土質パラメータの分布状況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。コラム間力も若干考慮していることから、側面抵抗の効果をある程度評価でききると思われる。	検証が不十分
簡易法	側方抵抗モデル	今回の4つの検証の範囲では最も適用性が良い結果を得た。	実用的 (正答率=88%)
	側方抵抗考慮した2次元安定解析	今回の4つの検証の範囲では、十分に実用的であることが示された。	実用的 (正答率=91%)
詳細法	2次元の動的解析手法 (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。 しかし、谷埋め盛土の変動現象が旧谷地形の3次元形状に強く影響されていることから、2次元解析による検証は難しいと考えられる。	あまり適さない
	3次元の動的解析手法 (FEM等)	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、過剰間隙水圧を再現する有効応力解析が不可欠であるが、有効応力解析の3次元解析は膨大な計算時間を要し研究段階である。全応力解析で実施されているのが現状であり、発展途上の技術であるので、今後の技術向上が期待される。	最適な手法である。 将来的には実用化されると思われる。

## 5.5 安定化対策工の要点

地震時の宅地谷埋め盛土の変状としては、(1)盛土の側方流動、(2)盛土の変形(側方流動によるもの)、(3)盛土の変形(側方流動によらないもの)、(3)盛土の不同沈下、がある。本検討業務で示した安定化対策工は、地震時に宅地谷埋め盛土が側方流動(滑動崩落)するのを防止するための工法であり、側方流動によらない盛土の変形や、切盛境等での盛土の不同沈下を含まない。

宅地谷埋め盛土が地震時にどのような土質工学的メカニズムで側方流動するかということは、データ収集の困難さがありまだ明確になっていないとは言い難い。しかし、1995年兵庫県南部地震で、変動した谷埋め盛土、非変動の谷埋め盛土の貴重なデータが得られており、安定化対策工の方向性が明らかとなってきた。科学的議論が不完全であっても、減災のための事前対策を行う必要があるのと同時に、その具体的対策手法の方向性も見えてきた。

宅地谷埋め盛土の側方流動(滑動崩落)を防止するためには、下記の条件をもつ対策工を施工することが有効と考えられる。

(1)過剰間隙水圧発生の抑制

(2)滑動に対するせん断抵抗の付加

(3)谷埋め盛土の補強による変形の抑制

(4)幅/深さ比を小さくすることによる1ブロックあたりの平均せん断抵抗力の向上

その具体的工法については、第4章にとりまとめた。ただし、宅地谷埋め盛土の地震時側方流動防止対策が現実に実施されたことはなく、今後それぞれの工法に関しての課題の解決や新工法の開発・改良を重ねていく必要がある。

<参考資料>



## 【参考資料1：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。

#### <液状化防止対策の原理>

##### ・液状化の発生そのものを防止する対策

###### 液状化の発生の要因

- ・砂質土層が存在 →
- ・緩い →
- ・地下水が存在 →

###### 対策原理

- 固結, 置換
- 密度増大(締固め)
- 地下水位低下

##### ・液状化の発生を遅らせる対策

###### 液状化発生のメカニズム

- ・地震動によるせん断変形 →
- ・過剰間隙水圧の累積 →

###### 対策原理

- せん断変形の抑制
- 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 →
- ・変位への追従 →

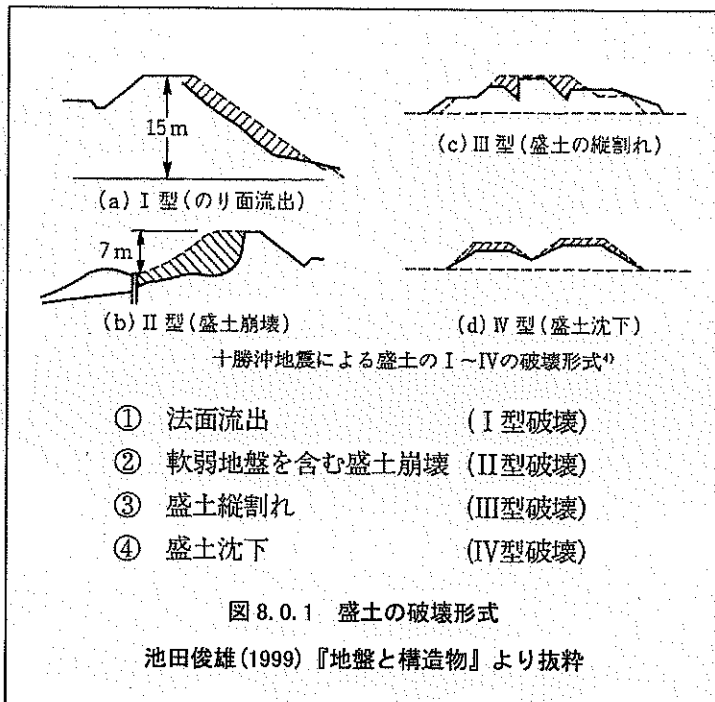
###### 対策原理

- 杭基礎, 地盤改良

（平成17年10月20日 建設コンサルタンツ協会講演資料”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）を儲けるなどの方法が現実採用されえ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。」と延べている。

■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8.0.1参照)、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認している(図8.0.2)。

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 8.0.2 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		排水プランケット(数砂利)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 8.0.3①参照）。また、法面の液状化防止に対しては図 8.0.3②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のある砂地盤に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。

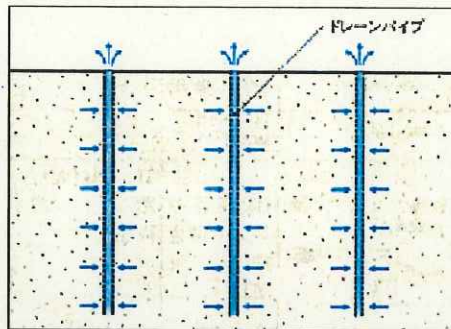
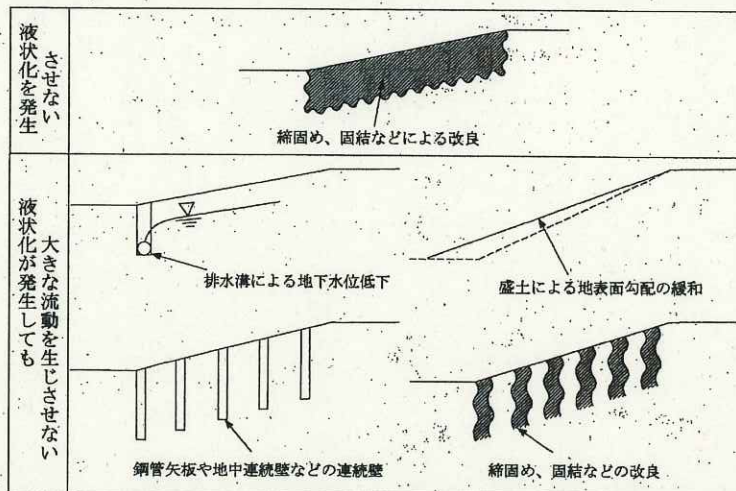


図 8.0.3① 間隙水圧消散工法の一例

[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 8.0.3② 法面の液状化に伴う流動に対する対策工法例

## 【参考資料2：抑制工による安定化対策】

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 8.1.1 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 8.1.1 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。

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

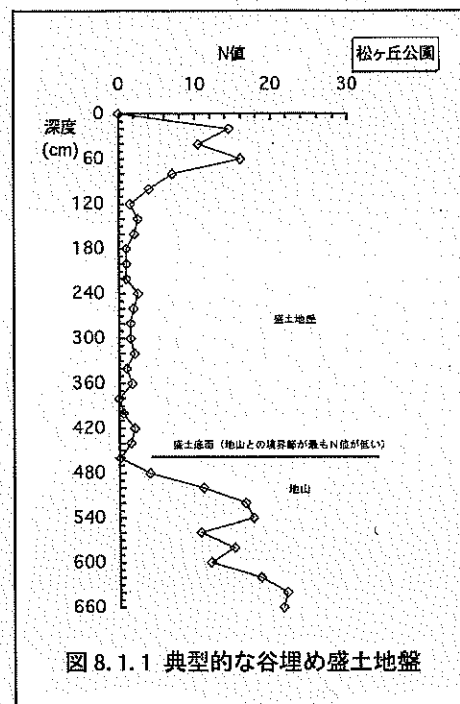


表 8.1.1 液状化判定方法の種類、概要及び適用性

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

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。

横ボーリング工は、谷埋め盛土内の傾斜を利用して擁壁等から打設することが望ましいが、大規模な盛土で地表面傾斜が小さく地表からの施工が困難な場合には、集水井工・大規模暗きょ工などによって地下水排除を行うことも技術的には可能である。

地下水排除工の打設間隔等は、井戸公式等から求めることができるが、盛土の不均質性等などの理由によりそれが困難な場合には、地すべり対策等で行われている地下水排除工のピッチは、下のようになっている（「公共土木施設の災害申請工法のポイント」全日本建設技術協会より抜粋）。宅地地盤の場合には、地すべりの場合よりも確実に変位量を小さく抑える必要があることなどを考慮して、孔端間隔を地すべりの場合の1/2ないし1/3程度とすることが望ましい。

横ボーリング工（孔端間隔 10 m 以上）	.....	1 ~ 2 m
横ボーリング孔（孔端間隔 10 m 以内）	.....	2 ~ 3 m
集水井工	.....	3 ~ 5 m
排水トンネル工（地すべり土塊内に直接設置）	...	8 m 以上
排水トンネル工（ボーリングにより集水）	.....	5 ~ 8 m

地盤構成・透水性などが把握できる場合には下記のような式を用いて必要地下水位低下量から横ボーリング工の打設間隔を決定することも可能である。

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>

$$q = kT_1T_2 \frac{H^2 - h_0^2}{R}, \quad Q = q \cdot L_s \quad \dots\dots\dots (g)$$

$$(H^2 - h^2) = \frac{q}{k} \cdot \frac{R - r}{T_1T_2} \quad \dots\dots\dots (h)$$

ここに、

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

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

$r_0$  : 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。

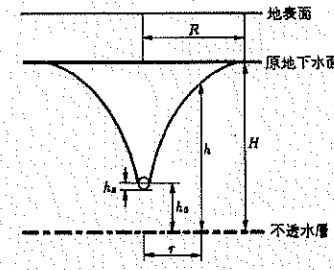
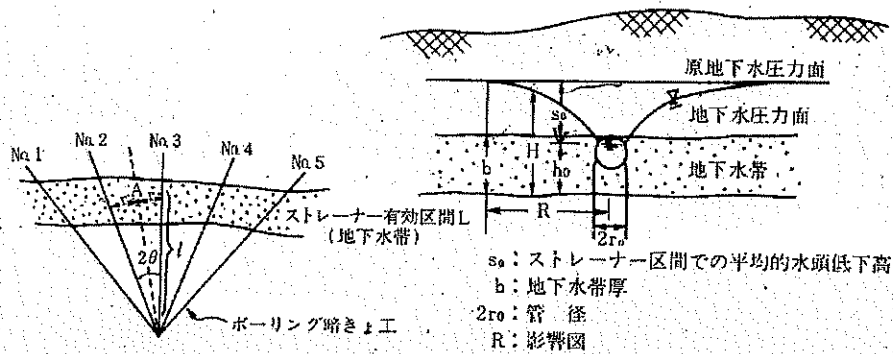


図 18.7 式(g)の記号

図 8.1.2-1 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



$$Q = \frac{\pi k L s_0}{2.3 \log \left( \frac{\sinh \frac{\pi R}{2b}}{\sinh \frac{\pi r_0}{2b}} \right)} \quad (1)$$

ここで、 $L$ ：ストレーナー有効区間長 (m)

$s_0$ ：同上区間での平均的水圧低下高 (m)

$$= H - h_0$$

$k$ ：透水係数 (m/sec)

$b$ ：地下水帯厚 (m)

$T = k \cdot b$ ：透水量係数

$r_0$ ：管半径 (m)

$R$ ：影響圏：イ・ペ・クサキンの式が使えるものとし、

$$R = 575 \cdot s_0 \sqrt{k \cdot b} \text{ (m)}$$

$\sinh x = \frac{e^x - e^{-x}}{2}$ ; 双曲線函数表より求める。

図 8.1.2-2 横ボーリング工の位置・本数等の設定方法の一例 (被圧水の場合)

『治山技術基準解説 地すべり防止編』林野庁監修より抜粋

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、最優先するべき工法である。

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、試験結果がばらついたりす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	$5.1 \times 10^{-3}$					

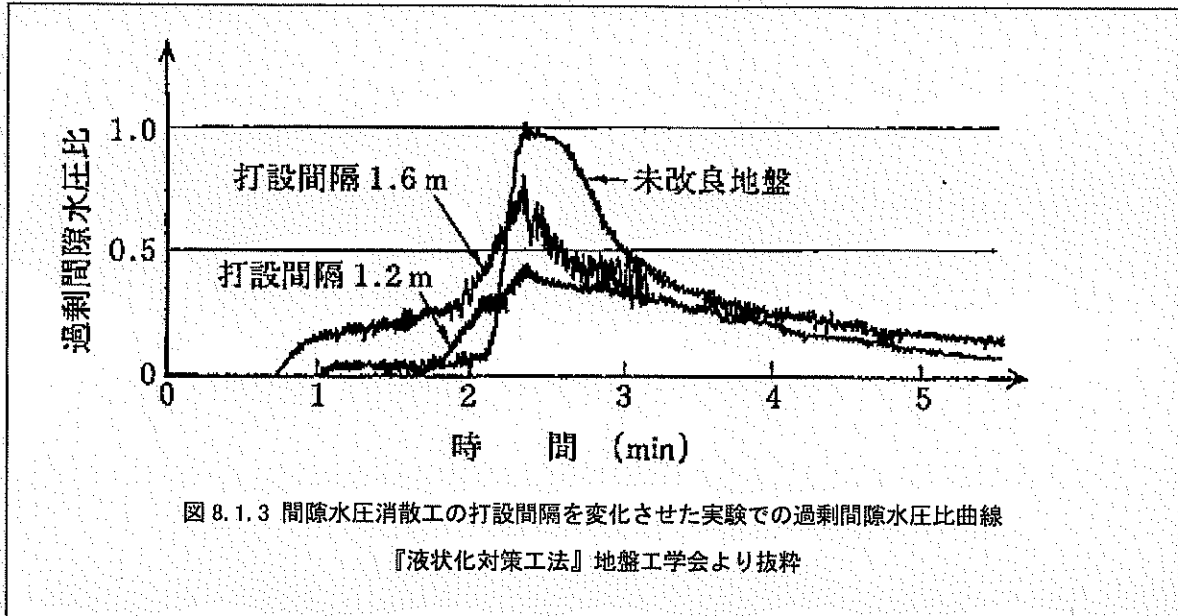
なお、重力排水による地下水排除工（横ボーリング工）の設計に当たっては次のことを配慮することが望ましい

- (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。具体的には有孔管とプレボーリング削孔径のクリアランスがない状態となるのが理想的である。短尺であればプレボーリングを行わない打撃挿入が可能であるが、長尺の場合には有孔管よりも小さいプレボーリングを行うなどの改良が必要となる。
- (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。
- (3) 有孔管は経年的に、鉄バクテリア等によりスライムが付着し機能低下する。地すべり対策工においては、超高圧水による洗浄が行われるが、その場合機器が特殊となる。宅地の排水対策に当たっては、水道水の水圧程度で簡易に洗浄・機能回復を図れる方法の開発が必要である。ただし、スライムの発生量は地下水の水質にも影響されるとされており、一般に鉄イオンの含有量が少ない地下水についてはスライムが付きにくい傾向にある。



## ■ 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 8.1.4 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、もともと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。

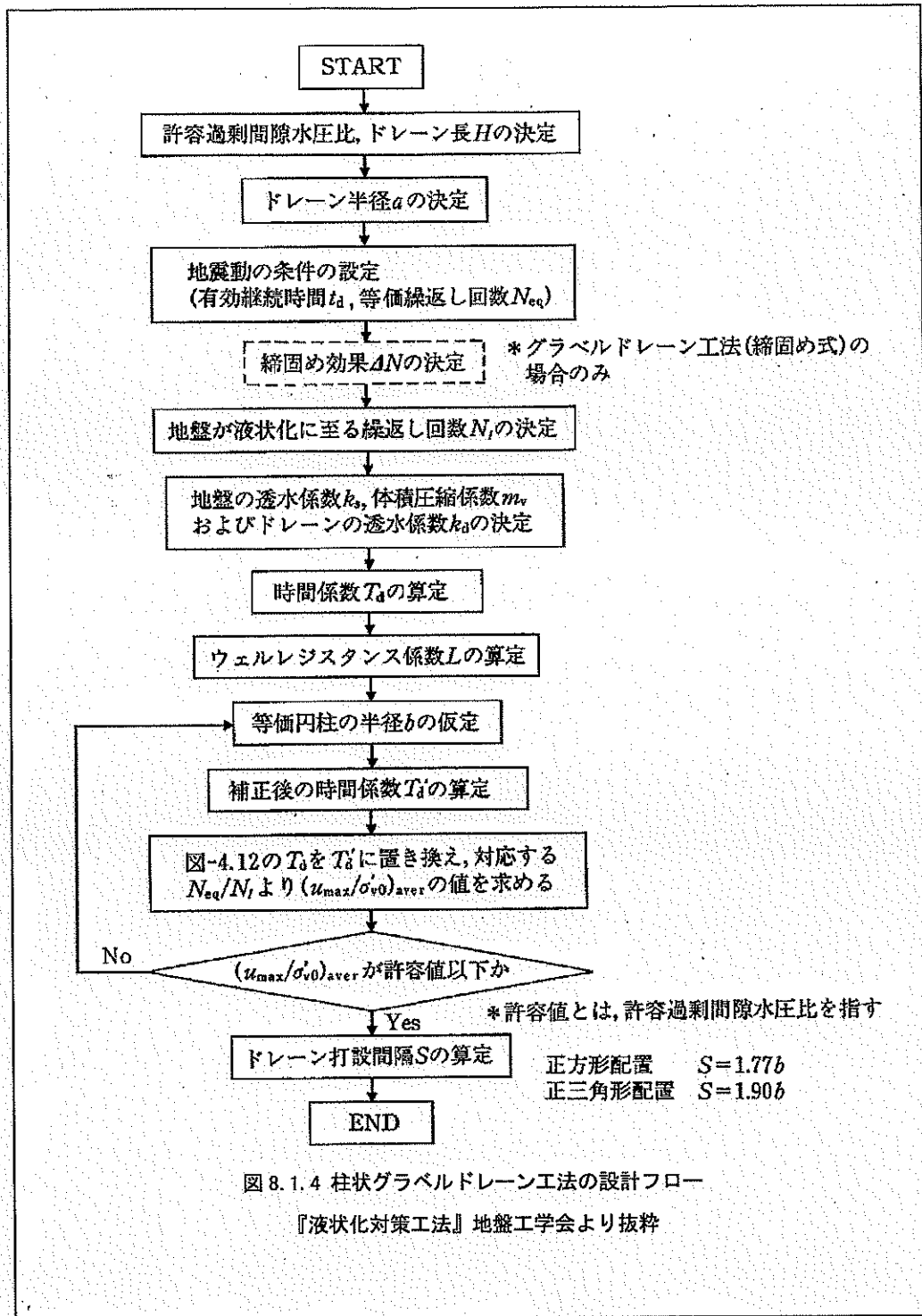


図 8.1.4 柱状グラベルドレーン工法の設計フロー

『液状化対策工法』地盤工学会より抜粋

■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8.1.5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8.1.6)。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。

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。

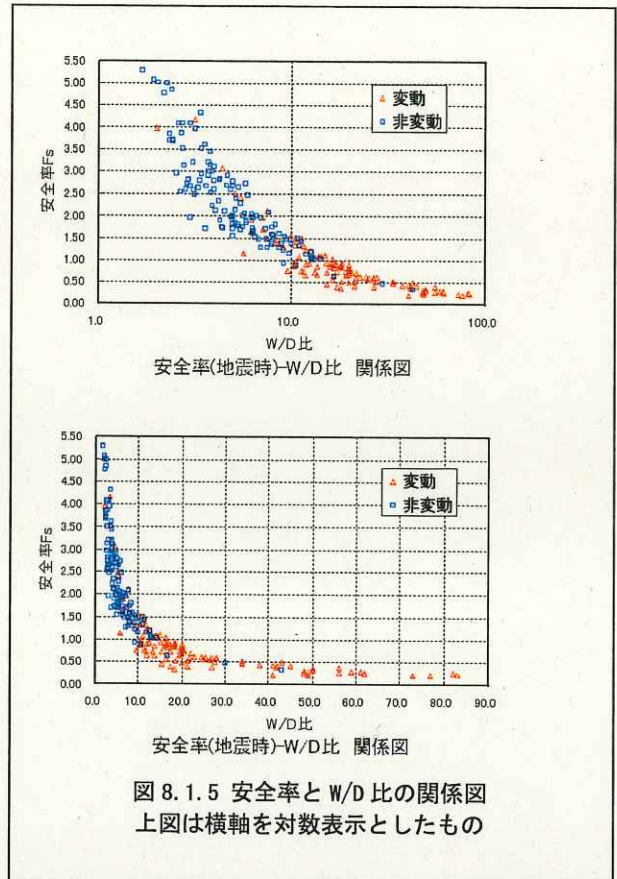


図8.1.5 安全率とW/D比の関係図  
上図は横軸を対数表示としたもの

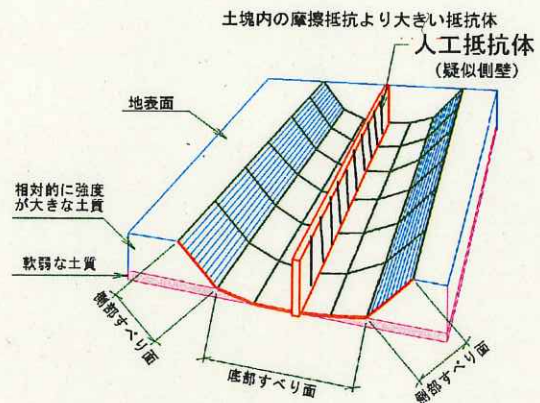
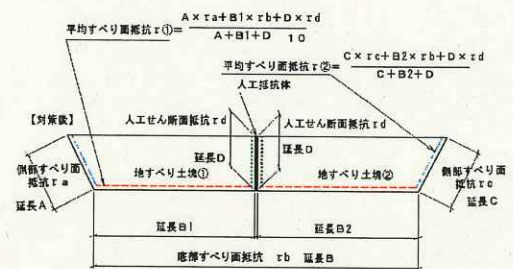


図8.1.6 幅／深さ比改善工法の概念図





### 【参考資料3：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箇所に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8.2.1参照)。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8.2.2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8.2.1 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)



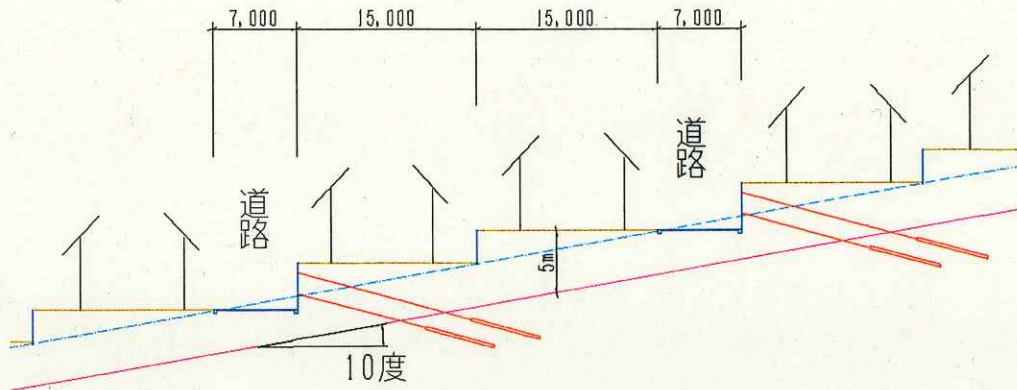


図 8.2.2-1 抑止工の配置例（アンカー工の場合）

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。

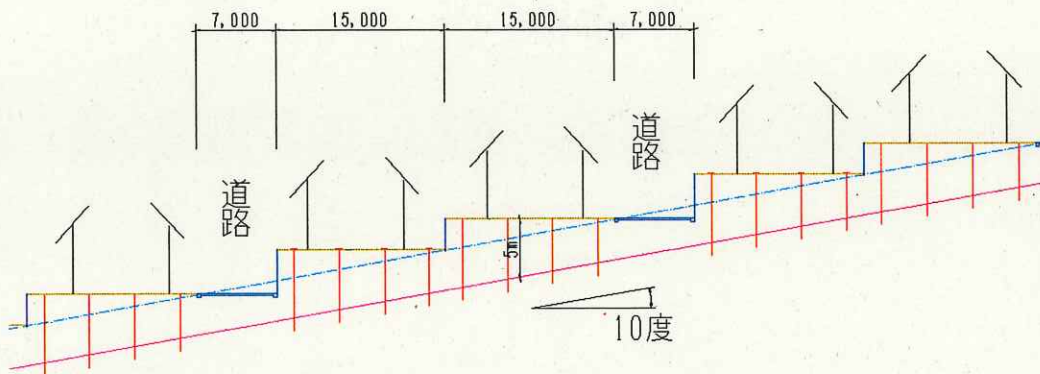


図 8.2.2-2 抑止杭工（鉄筋挿入工）の配置例

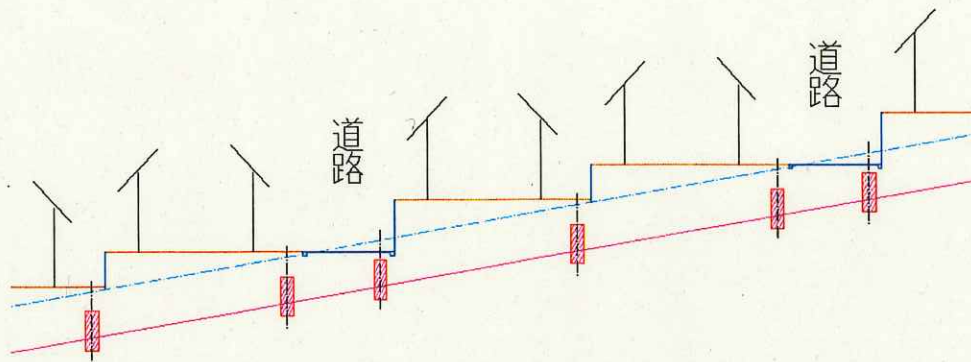


図 8.2.2-3 抑止杭工（ケミコパイル）の配置例

抑止杭状の配置や土堤状（連続壁）の配置など



## 対策手法の効果予測と適用例

<解析条件>

解析モデル=側方抵抗モデル (C-1 式)

単位体積重量  $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ ,  $\phi'=25^\circ$ , 側面の  $c'=39\text{kPa}$ ,  $\phi'=35^\circ$

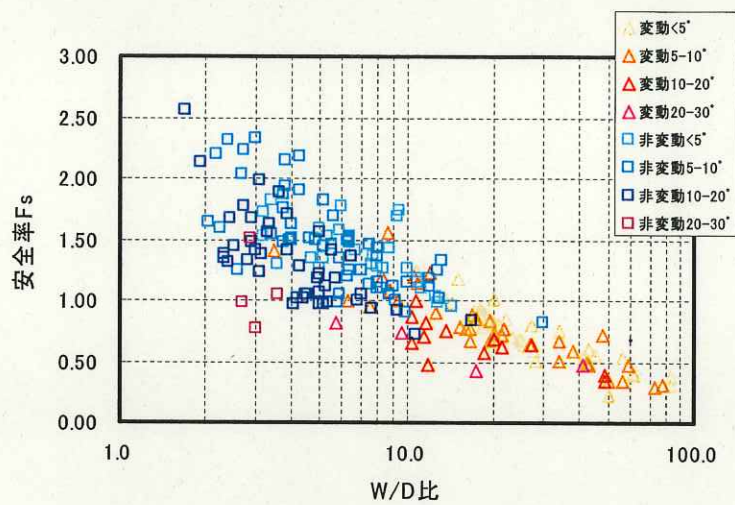
水平震度  $kh=0.25$

常時水圧高さ=調査結果に基づく回帰式による換算値, 常時側方土圧係数  $K=0.5$

過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$ , 地震時側方土圧係数  $K_s=0.5$

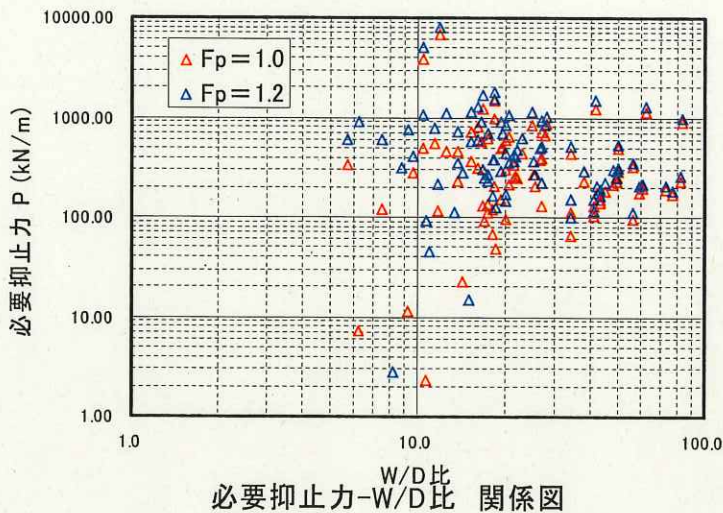
### (1) 安全率の分布と必要抑止力の分布

#### (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1 側方抵抗モデルを用いた場合の必要抑止力の例

抑止工の導入は地下水排除工などの抑制工を併用することが一般的であるが，ここでは抑止工のみで安全率を確保するために必要な必要抑止力を試算した。必要抑止力の値は2次元安定解析での値と同等に横断方向の単位幅たりの値である。図1に試算結果を示す。計画安全率  $F_p=1.0$  の場合と  $F_p=1.2$  の場合で比較しているが，いずれの場合の膨大な抑止力が必要となり，抑止工のみで対策することは数量面および費用面で膨大となり，現実的ではない。

## (2) 鉄筋挿入工の抑止効果の試算

鋼材：異形鋼棒 D32

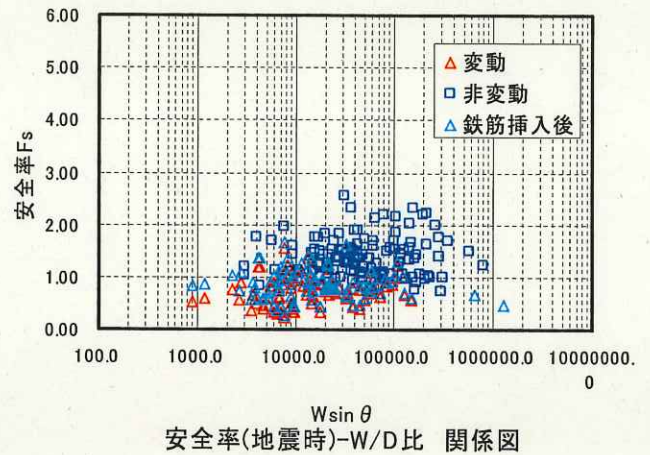
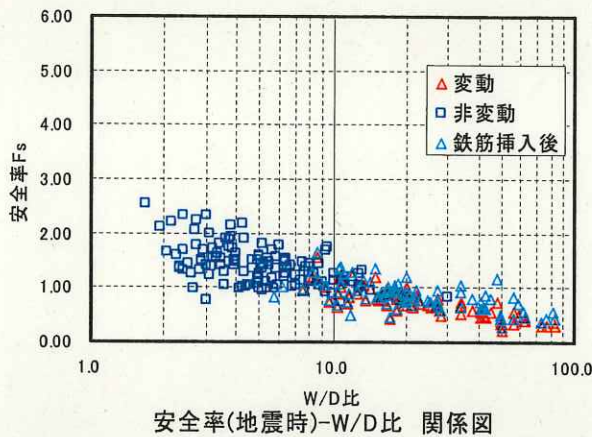
公称断面積：794.2mm<sup>2</sup>

せん断許容応力度（短期）：117N/mm<sup>2</sup>

鉄筋挿入工を導入した場合の鉄筋挿入工の打設間隔の違いによる安全率の変化を調べた。鉄筋挿入工はせん断補強のみを考慮したものである。

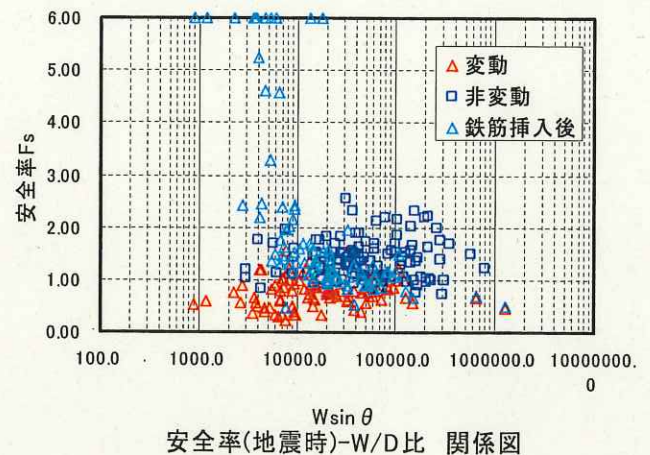
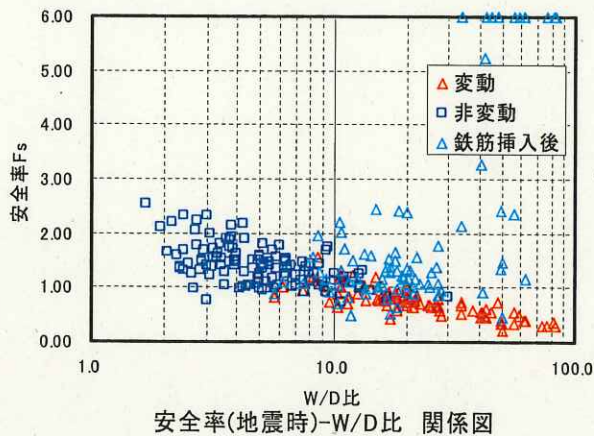
(a) 10m×10mで打設した場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.07$



(b) 5m×5mで打設した場合

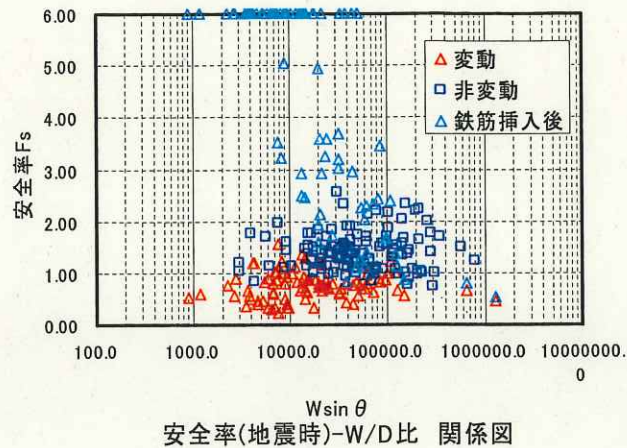
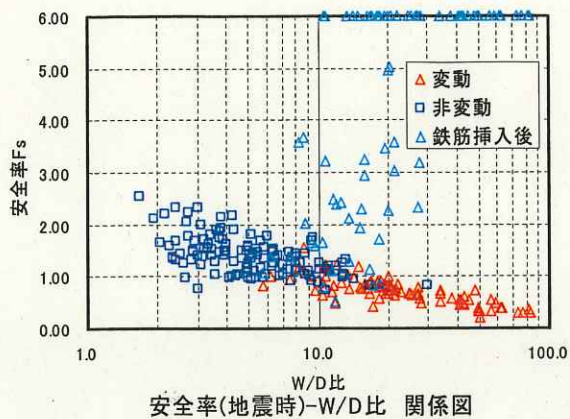
安全率の平均増加値  $\Delta F = 1.29$  (ただし、安全率の上限値を  $F = 6.0$  とした場合)





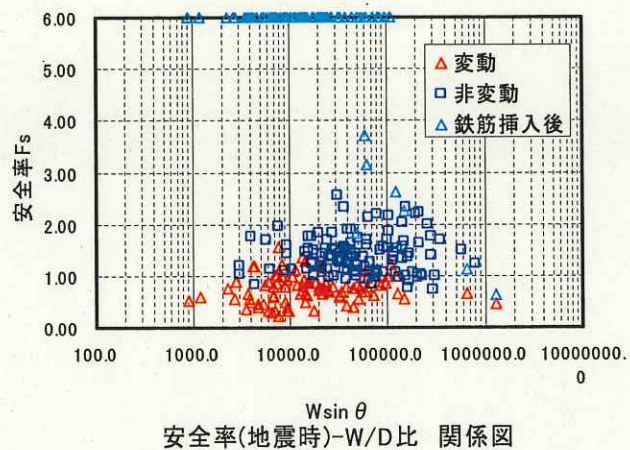
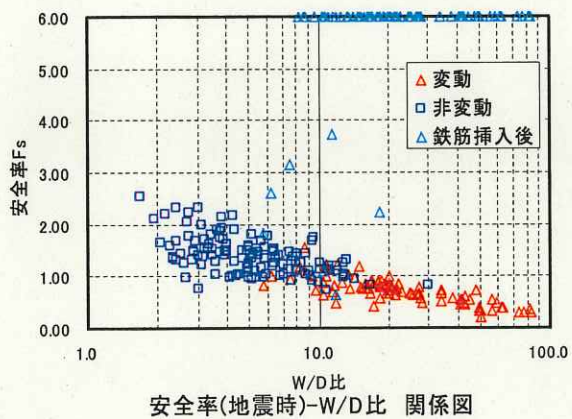
(c) 3 m × 3 m で打設した場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 3.60$  (ただし、安全率の上限値を  $F = 6.0$  とした場合)



(d) 2 m × 2 m で打設した場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 5.61$  (ただし、安全率の上限値を  $F = 6.0$  とした場合)



### (3) アンカー工の抑止効果の試算

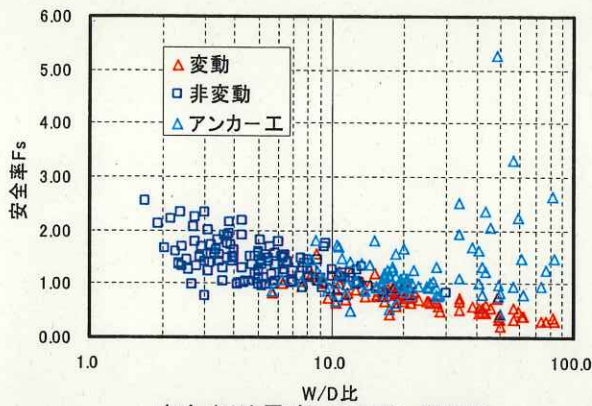
<試算条件>

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

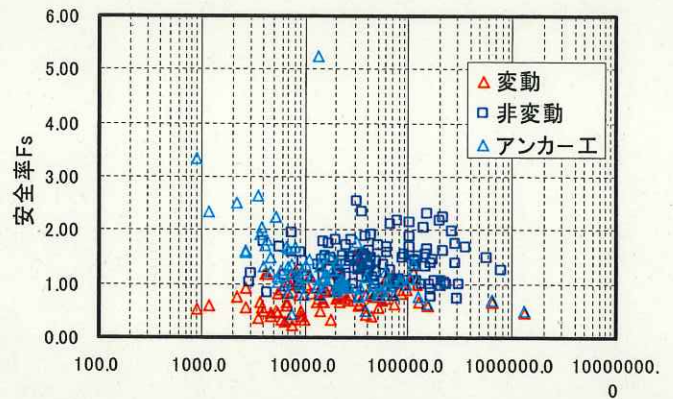
抑止工としてアンカー工を導入した場合の, 横断方向の打設間隔とそれによる安全率の変化を調べた。

(a) 横断方向打設間隔 4m の場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.10$



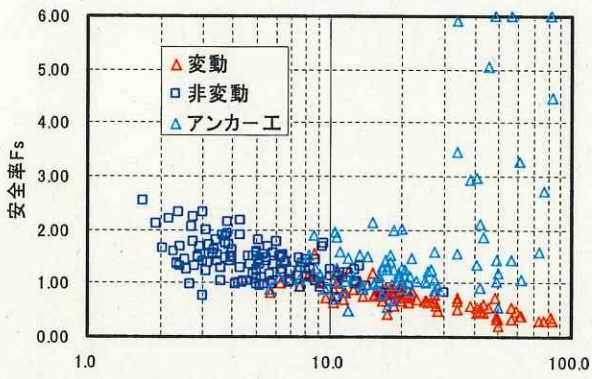
安全率(地震時)-W/D比 関係図



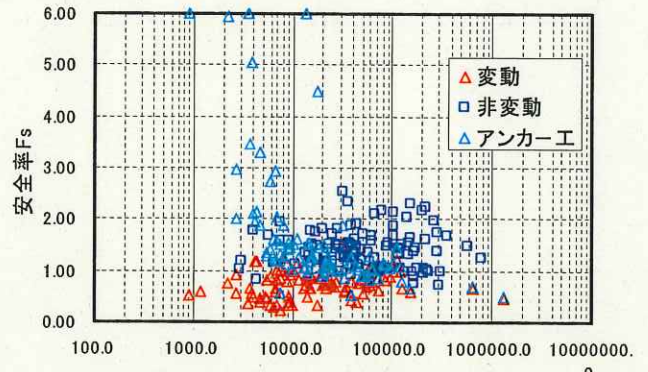
安全率(地震時)-W/D比 関係図

(b) 横断方向打設間隔 3m の場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 0.56$  (ただし, 安全率の上限値を  $F = 6.0$  とした場合)



安全率(地震時)-W/D比 関係図

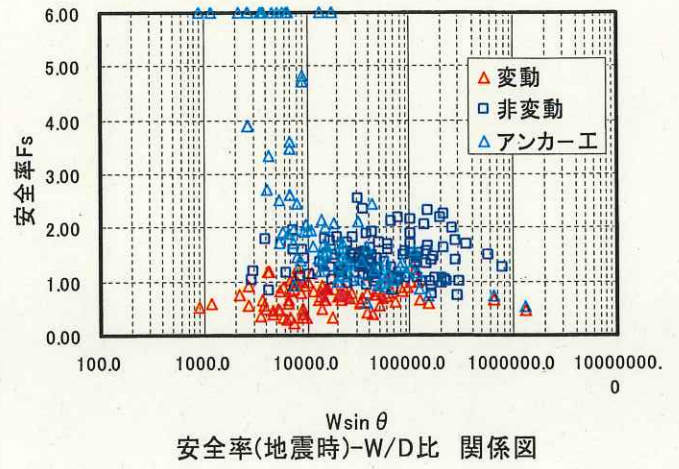
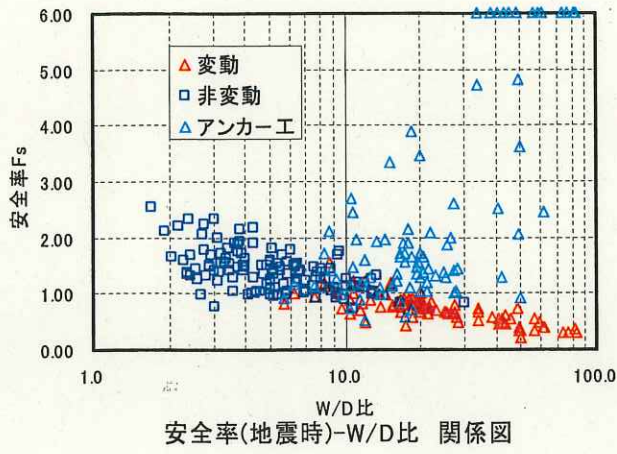


安全率(地震時)-W/D比 関係図



(c) 横断方向打設間隔 2m の場合

安全率の平均増加値  $\Delta F = 2.09$  (ただし, 安全率の上限値を  $F = 6.0$  とした場合)





### 【参考資料 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。

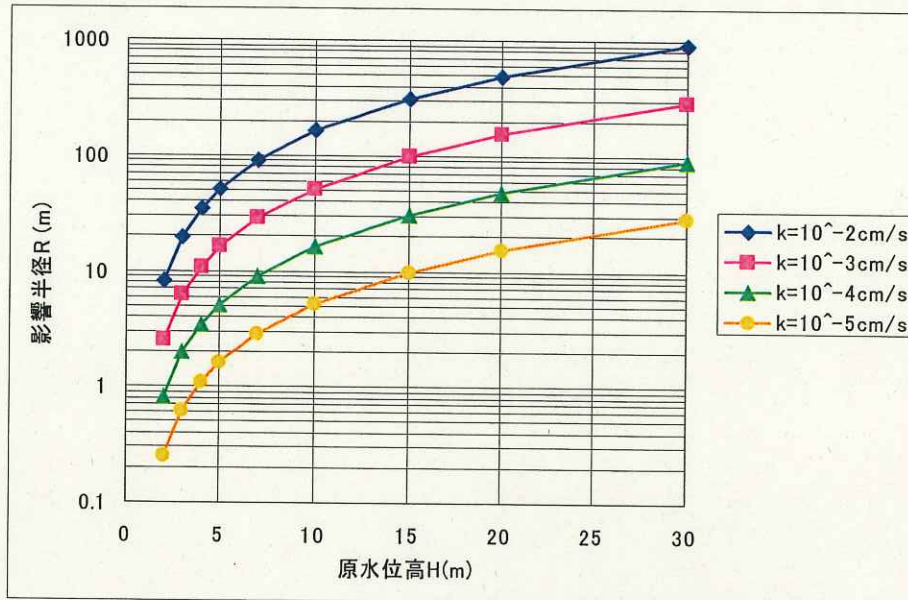
イ・ペ・クサキンの式は井戸および坑道から人工的に排水した場合の地下水位低下データに基づく実験式である。ペ・ペ・クリメントフほか(1967)によると諸外国では被圧地下水に適用されることが多いほか、自由地下水に対してもよく利用されている。イ・ペ・クサキンの式を原式とする改良式が複数提案されていることも汎用的に利用されていることを裏付けている。ペ・ペ・クリメントフほか(1967)にはこの実験式が対象とする地質の範囲については明記されていないが、透水係数  $k$  を考慮していることから、地質の違いによる透水係数の違いが考慮されており、粘土などの極端に透水性の低い地質以外では適用できるものと思われる。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