

## 盛土の耐震設計 - 設計・工事 -

NPO法人都市災害に備える技術者の会 理事 太田英将

この時間の研修では、「大規模造成地の耐震補強」について、その背景・設計方法・対策工事についての説明を行う。これは、平成 18 年 3 月 31 日に成立した宅地造成等規制法の一部改正で新たに加えられたものであり、盛土が大地震時に地すべりの崩落（滑動崩落）を引き起こすのを防止することを目的としている。

法律施行後、マニュアル類の整備が行われてきた。造成盛土の調査も、一部地域で一次スクリーニングが行われ、その中のさらに一部が二次スクリーニングに移行しはじめたところである。

平成 19 年 3 月に「宅地防災マニュアル」が改正され、同年 5 月に『改正宅地造成等規制法の解説』が、同年 12 月に『宅地防災マニュアルの解説<第二次改訂版>』が発刊されたところであり、宅地耐震化事業がいままさに始まろうとしているところである。



平成 19 年 5 月刊



平成 19 年 12 月刊

### 1.大地震時における盛土の滑動崩落が認識され事業化されるに至った経緯

従来の宅地防災対策は集中豪雨時の「崖崩れ対策」が中心となっていたが、大地震時には数多くの「地すべりの滑動崩落」が発生した（図-1 参照）。「滑動崩落」という用語は、宅造法の一部改正に係る国交省の委員会「総合的な宅地防災対策に関する検討会」でつくられた用語である。実際の地震時には盛土が完全に谷底まで移動する「崩落現象」ばかりでなく、盛土が数m側方に移動する現象も含む。盛土が数mでも側方に移動すれば、その上の家屋は見かけ上大きな被害を受けていないように見えても、多くの場合全壊相当となり解体することになる。

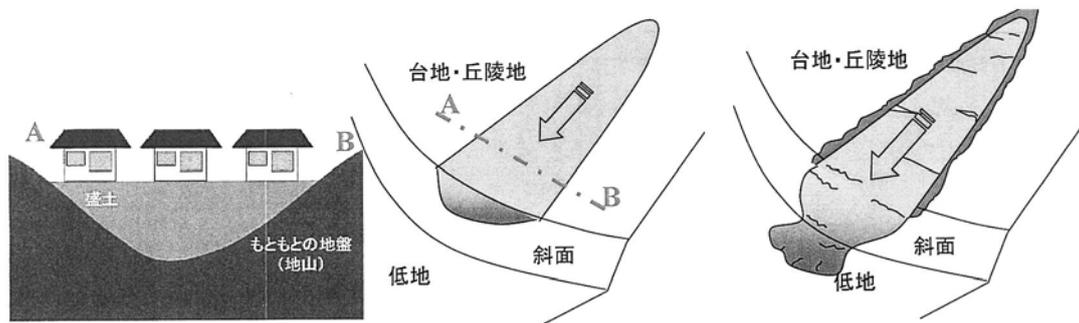


図-1.谷埋め盛土の「滑動崩落」概念図<sup>1)</sup>

このような大地震時の滑動（崩落）現象は、昭和36年の宅地造成等規制法ができた当時には認識されていなかった。日本列島が地震の活動期に入ったことと、高度経済成長時に多くのニュータウンが開発され谷埋め盛土が増えたことによりこの問題が顕在化した。

1978年宮城県沖地震では宮城県白石市寿山などで大規模な地すべりの崩落が発生したが、当時は盛土の底に表土や樹木等が埋め込まれた杜撰な造成方法が原因と考えられており、特殊な事例として考えられた。

**1995年兵庫県南部地震**では数多くの谷埋め盛土の滑動（崩落）が発生した。典型的なものは34名の犠牲者を出した仁川百合野町の滑動崩落である。

その後、**2001年芸予地震**の広島県呉市の斜面に密集する宅地被害、**2003年宮城県北部地震**などでも同様の谷埋め盛土の滑動（崩落）現象が起きている。**2005年福岡県西方沖地震**では玄海島の斜面住宅で宅地盛土崩壊が多発した。



このような盛土の滑動崩落の原因について2004年1月21日の神戸新聞では以下のように解説されている。



仁川百合野町での盛土崩壊

日本の地滑り対策は、過去に地滑りを起こした所を対象としてきた。仁川は対象外だった。しかも、仁川の傾斜は平均傾斜度が二〇度弱。安定しているとされる三〇度以下の斜面での地滑りに研究者たちは驚いた。

直後に現地調査した二人の分析を紹介したい。

大阪市立大学の三田村宗樹助教授(地質学)は、花こう岩が風化したマサに、粘土が混在する土砂を見て、自然の堆積(たいせき)層ではないと判断した。過去の地図を調べると、溪流のある谷が埋められていた。「**盛り土と元の地表との境界付近に水がたまっていたのではないか**」

京都大学防災研究所の佐々恭二教授(地滑り学)は、現地の土を用い、地滑り再現試験機で分析した。マサのようにもろい地盤が水を含むと、地震で液状化が起こり、滑り出すと分かった。

仁川の地滑りをきっかけに判明した「**滑り面液状化**」。「**谷を埋めた斜面や池を埋めた所だと、傾斜が一〇度でも発生し得る**」と指摘した。薄策のかぎは、水を抜き、地下水位を下げることだ。

佐々教授は「地滑りの予測は容易でなかった」と言い添える。予測し、対策をとる。その可能性を探ることが、震災後の新しい動きだという。



神戸新聞 WebNews 埋もれた記憶西宮・仁川の地滑りより(抜粋)

すなわち兵庫県南部地震の研究結果から、地下水をもつ谷埋め盛土が大地震時に滑動崩落を発生する危険があることは十分知られることとなっていた。危険度予測手法は、阪神の事例を中心に京都大学防災研究所の釜井俊孝博士を中心として明確化<sup>2)</sup>された。しかし、大地震時に主に都市部で発生する現象であるため、地質学的あるいは土木工学的検証をするためのデータを蓄積すること容易でなく、具体的な予測(ハザードマップの作成や公開)や対策には至らなかった。

その後2004年10月23日に新潟県中越地震が発生し、長岡市高町や鶴ヶ丘団地などで谷埋め盛土の滑動崩落が発生した。この地震被害が



中越地震での高町団地の盛土崩壊

マスコミ報道され社会的に関心を持たれるようになったことがきっかけとなって、宅地谷埋め盛土の耐震化が具体的に始まり宅造法改正に至った。



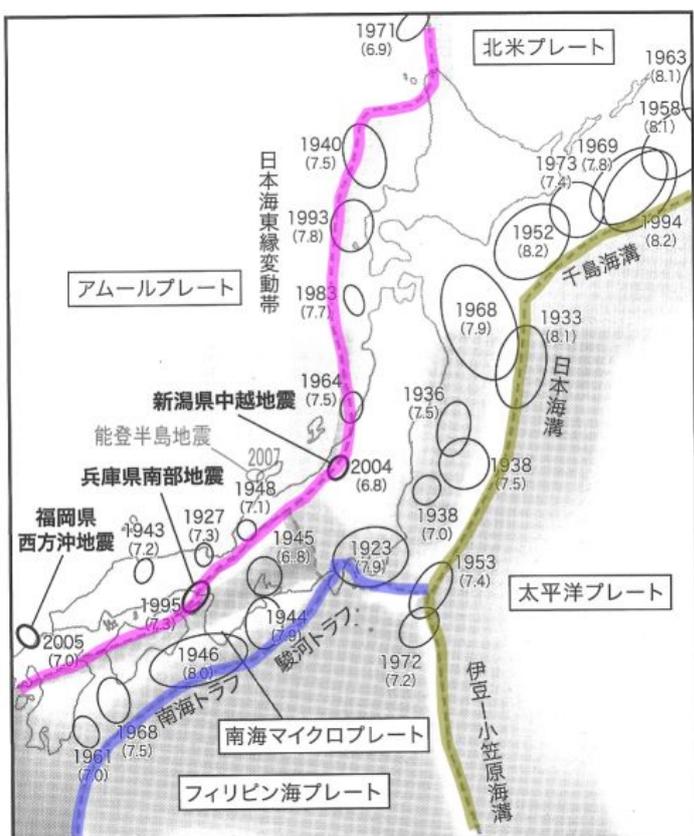
能登有料道路での盛土の崩壊

法施行後の 2007 年能登半島地震では、能登有料道路の沢埋め盛土だけが 11 箇所も大崩壊し、切土法面や周辺の家屋などは目立った被害を受けていなかったことから、人工地盤の地震時の脆弱性が際だつことになった。

最近の直下型地震の多くは、下図に示すように日本海東縁変動帯付近に多く発生して

おり、今後はプレート境界型の大地震も懸念されるところである。

今後、大規模な直下型地震が都市部で発生すると、大規模造成地などで数多くの谷埋め盛土が滑動崩落を発生させる懸念がある。また、東海・東南海・南海地震などの大規模なプレート境界型地震が起きたら、超広域災害となり、宅地盛土や道路盛土が多数被災し、救援の手が届くまでに多くの日数を要するような事態も懸念されている。



○ 最近100年間の大地震の震源域

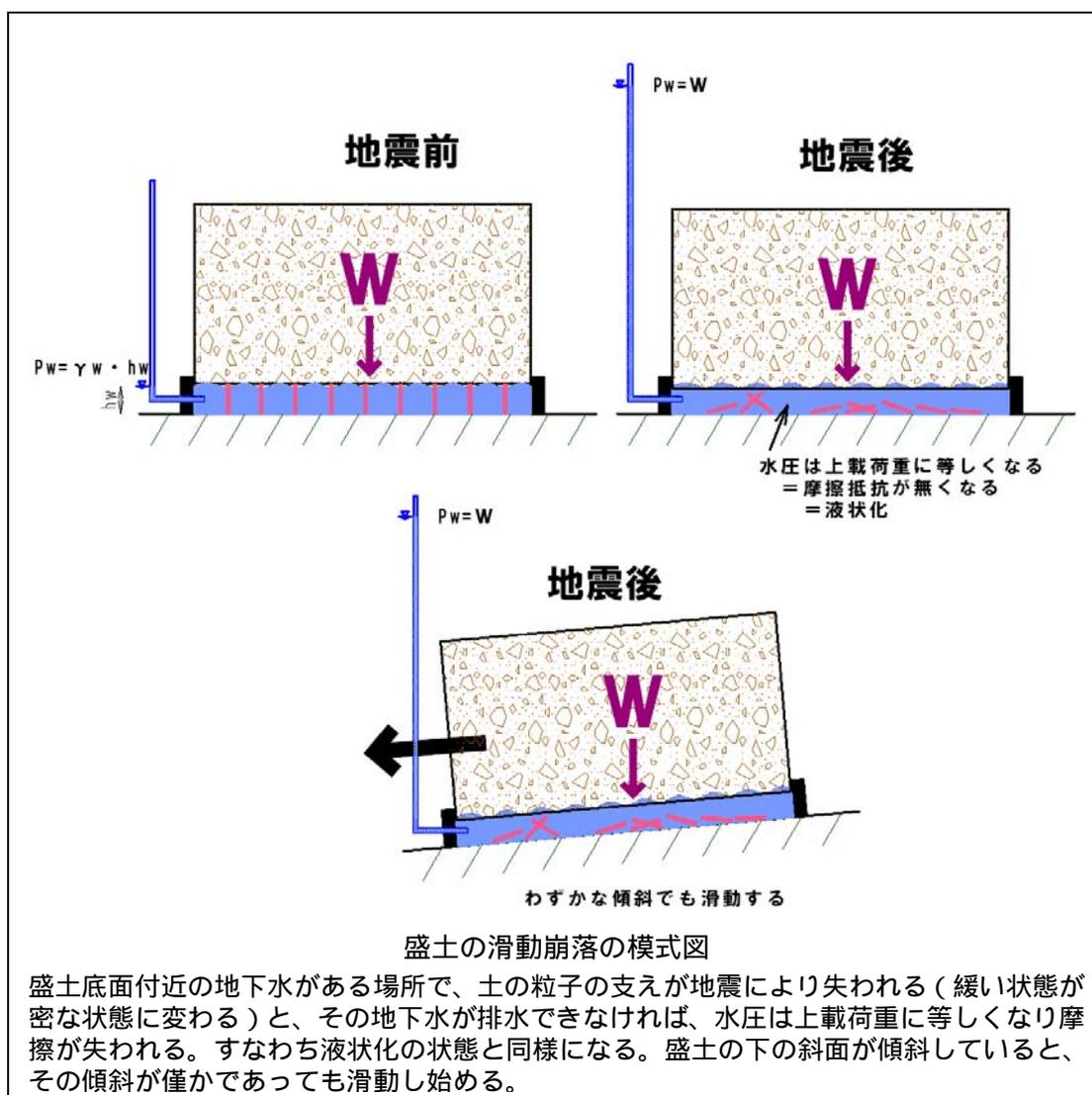
『地球の内部で何が起きているのか?』平朝彦ほかを一部加筆

### 1.1 造成地の盛土が滑動することの簡単な説明

普通、土は傾斜が急であれば崩れやすい。これが土の安定性に関する常識である。ところが、造成地の谷埋め盛土が地震時に活動するかどうかは、傾斜とはあまり関係ないことが阪神淡路大震災の事例で明らかになった。通常の土の安定とは全く異なる原理で造成地の谷埋め盛土は滑動する。このため、阪神淡路大震災までその被災形態について認識されずにきたのである。

この現象を、定量的・土質工学的に明確にすることは容易でないが、逆に定性的に理解することは容易である。谷埋め盛土の滑動崩落という現象がどのようなものなのかを大局的に理解することは、安定化対策をする上でも、地元住民への説明をする上でも重要である。

滑動崩落の模式図を下に示す。



谷埋め盛土の滑動崩落は、地山の境界付近の盛土の締まりが緩い場所で、地震動により「液状化」が発生した場合に起きる特異な現象である。盛土の最下部付近は、地下水流な

どにより時間の経過とともに締まりが緩い状態になっている（右写真参照）。そこに強震動が加わると、緩い状態の土砂が、密な状態に変化しようとして体積を減少させようとする。しかし、盛土の最下部の地下水は地中深くにあり急速に移動することができないため、過剰間隙水圧が発生する。いわゆる液状化現象である。過剰間隙水圧は、最大で上載荷重と等しくなり、その場合には摩擦抵抗がほぼ完全に失われる状態となる。

底面に摩擦抵抗がない状態となれば、僅かな傾斜があれば土塊は滑動し始める。その滑動に対する抵抗力は、末端部や側部の液状化していない土塊の抵抗である。

ちょうど、ホバークラフトや、重いものを人力で滑らせて移動するエアークャスターをイメージするとわかりやすい。いずれも、上に載っている重量相当の空気圧を底面にかけることによって水面や床面との摩擦をカットしている。



地下水流による地中侵食によって地表に出現した陥没穴（偽カルストと呼ばれる）。地下水は地盤の状態を時間の経過とともに著しく変化させる。  
[http://www.nissaku.co.jp/geo/04/04\\_03.html](http://www.nissaku.co.jp/geo/04/04_03.html) より



ホバークラフト



エアークャスターによる重量物の移動

谷埋め盛土の滑動崩落の原理は、ホバークラフトやエアークャスターのイメージに近い

この原理が理解できれば、対策は自ずと見えてくる。すなわち、ホバークラフトやエアークャスターで空気圧が何かの穴などから抜けてしまうと上の重量物を移動できなくなるのと同様に、**盛土底面の過剰間隙水圧が発生しないようにすればよい**。その方法としては、たとえば、水圧を作用させる「地下水」そのものを無くしてしまうこと【**地下水排除工**など】あるいは水圧を速やかに除去する「穴」を開けておくことである【**間隙水圧消散工**】

このように、谷埋め盛土の滑動崩落現象は、一般の土の崩壊とはメカニズムが異なるため、滑動崩落現象のイメージをしっかりと頭に思い浮かべることが住民説明にとっても、対策工法立案にとっても重要である。



## 2.兵庫県南部地震時の事例<sup>3)</sup>

### 2.1 変動谷埋め盛土の賦存率 (図-2 参照)

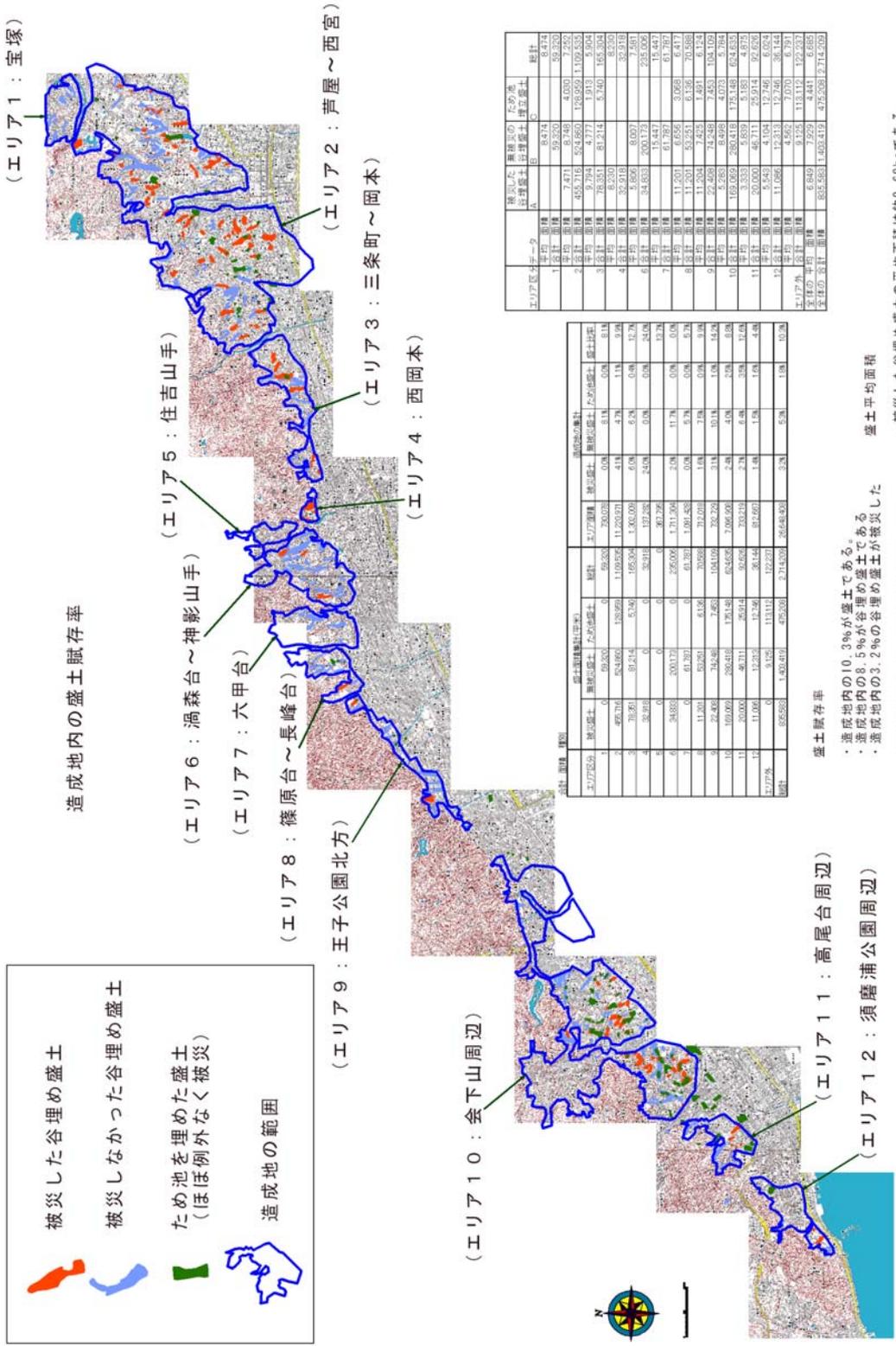
兵庫県南部地震で京都大学防災研究所の釜井俊孝博士により調査された丘陵地(主に大阪層群が分布する緩傾斜地)内の造成地は、宝塚～神戸市須磨区の間約2,700ha存在し、その1割に相当する約270haが盛土である(表-1参照)。全盛土の中の約83%が谷埋め盛土であり、残りの約17%は溜池を埋めた盛土である。谷埋め盛土中31%が変動した。溜池を埋めた盛土はほぼ全て変動していたので、全盛土中の約半分、48%が兵庫県南部地震により変動した。造成地内全面積の割合では、約5%の面積が変動したことになる(溜池の盛土を除くと3.2%が変動)。

この集計結果から、他の地域で同様の条件で造成を行っている箇所で、1995年兵庫県南部地震と同様の直下型地震を受けた場合には、**造成地面積の3～5%の谷埋め盛土が変動する可能性がある。**

表-1 変動盛土の賦存率(兵庫県南部地震の事例)

エリア区分	盛土面積集計(m <sup>2</sup> )				盛土宅地賦存率の算出				
	谷埋め盛土		ため池盛土	総計	造成地面積(m <sup>2</sup> )	谷埋め盛土		ため池盛土	盛土比率
	変動盛土	無変動盛土				変動盛土	無変動盛土		
1(宝塚)	0	59,320	0	59,320	730,078	0.0%	8.1%	0.0%	8.1%
2(芦屋～西宮)	455,716	524,860	128,959	1,109,535	11,220,971	4.1%	4.7%	1.1%	9.9%
3(三條町～岡本)	78,351	81,214	5,740	165,304	1,302,009	6.0%	6.2%	0.4%	12.7%
4(西岡本)	32,918	0	0	32,918	137,282	24.0%	0.0%	0.0%	24.0%
5(住吉山手)	0	0	0	0	367,795	0.0%	0.0%	0.0%	13.7%
6(渦森台～神影山手)	34,833	200,173	0	235,006	1,711,304	2.0%	11.7%	0.0%	0.0%
7(六甲台)	0	61,787	0	61,787	1,091,428	0.0%	5.7%	0.0%	5.7%
8(篠原台～長峰台)	11,201	53,251	6,136	70,588	712,018	1.6%	7.5%	0.9%	9.9%
9(王子公園北方)	22,408	74,248	7,453	104,109	732,729	3.1%	10.1%	1.0%	14.2%
10(会下山周辺)	169,069	280,418	175,148	624,635	7,096,908	2.4%	4.0%	2.5%	8.8%
11(高尾台周辺)	20,000	46,711	25,914	92,626	733,219	2.7%	6.4%	3.5%	12.6%
12(須磨浦公園周辺)	11,086	12,313	12,746	36,144	812,667	1.4%	1.5%	1.6%	4.4%
エリア外	0	9,125	113,112	122,237					
総計	835,583	1,403,419	475,208	2,714,209					
賦存率	30.8%	51.7%	17.5%	100.0%	26,648,408	3.2%	5.3%	1.8%	10.3%
	82.5%								





エリア区分	被災した谷埋め盛土		被災しなかった谷埋め盛土		ため池を埋めた盛土		造成地の範囲	
	面積 (ha)	割合 (%)	面積 (ha)	割合 (%)	面積 (ha)	割合 (%)	面積 (ha)	割合 (%)
1	49,303	0.0	59,333	0.0	70,028	0.0	8,114	0.0
2	495,716	824,063	1,203,271	414	1,103,857	114	478	114
3	78,871	81,744	5,736	1,053,574	3,803,029	6,008	6,278	32,728
4	38,816	0	0	38,816	127,328	24,008	0.0	0.0
5	34,888	200,173	0	2,950,009	1,711,306	3,008	11,778	0.0
6	0	61,781	0	61,781	1,089,488	0.0	6,778	0.0
7	11,201	53,251	61,728	71,021	30,058	31,168	0.0	9,158
8	22,482	74,482	1,041,028	3,282,728	3,114	30,114	1,028	14,428
9	159,079	789,418	1,711,482	6,452,706	5,928	2,482	4,028	2,028
10	20,000	49,711	26,514	5,626	733,119	2,778	6,482	3,028
11	11,000	13,233	17,236	38,144	82,462	1,482	1,158	1,428
エリア区分	0	3,125	13,111	152,237	2,714,520	264,842	3,778	5,158
合計	825,562	1,401,418	425,528	2,714,520	264,842	3,778	5,158	10,228

- 盛土賦存量**
- ・造成地内の10.3%が盛土である。
  - ・造成地内の8.5%が谷埋め盛土である。
  - ・造成地内の3.2%の谷埋め盛土が被災した。
  - ・全盛土の中の87%が谷埋め盛土である。
  - ・全盛土の中の31%が被災した。
  - ・谷埋め盛土の中の33%が被災した。
- 盛土平均面積**
- ・被災した谷埋め盛土の平均面積は約0.68haである。
  - ・被災しなかった谷埋め盛土の平均面積は約0.79haである。
  - ・ため池を埋めた盛土の平均面積は約0.44haである。

図-2 造成地内の盛土賦存図 (兵庫県南部地震の事例)

※被災盛土分布図は、京都大学防災研究所の釜井敏孝博士の資料を用いた。

## 2.2 震度と被害の関係

兵庫県南部地震では、震度7の「震災の帯」が有名であるが、丘陵地では震度7となった盛土箇所はほとんど無い。調査対象の範囲では、震度5強～震度6強である<sup>4)</sup>。

震度5強の震動を受けた谷埋め盛土は約11haあり、そのうち変動したものは約1%に過ぎない。震度6弱の谷埋め盛土は約121haあり、そのうち変動したものは約39%である。震度6強では約24haのうち約68%が変動した。なお、溜池を埋め立てた盛土は震度5弱以上の震動でほぼ全ての箇所で変動したためこの集計から除外している。

この結果から、溜池を埋め立てた盛土を除くと、**造成地の谷埋め盛土が変動するのは、震度6弱以上の強震動を受けた場合**であることがわかる。

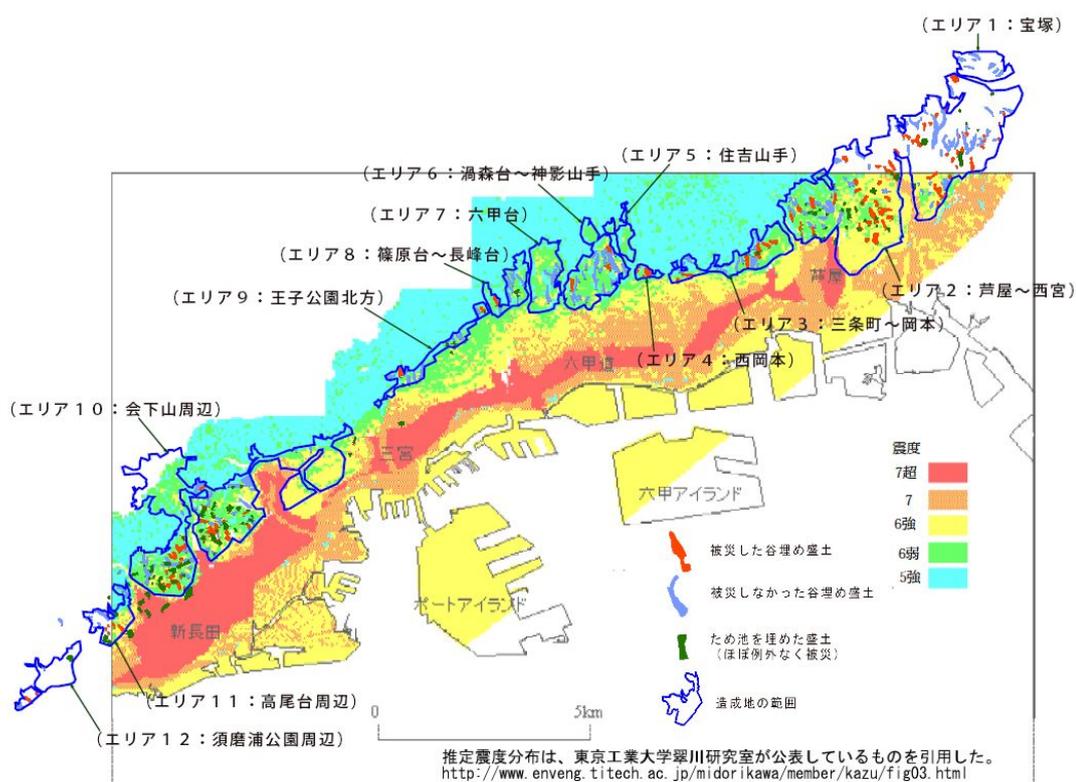


図-3 震度分布図と造成地内の盛土分布の重ね合わせ図

震度と被災との関係(面積㎡:谷埋盛土)			
震度	被災した谷埋盛土	無被災の谷埋盛土	総計
震度5強	1,175 1.1%	109,957 98.9%	111,132 100.0%
震度6弱	468,017 38.6%	746,027 61.4%	1,214,044 100.0%
震度6強	163,697 68.2%	76,292 31.8%	239,989 100.0%
総計	835,583 37.3%	1,403,419 62.7%	2,239,001 100.0%

### 2.3 兵庫県南部地震で使用された復旧工法、盛土の耐震補強工法

阪神間の行政機関および住宅メーカーへのヒアリング結果によれば、多くの宅地盛土被害の復旧工事としては、擁壁工の復旧が主なものであり、宅地谷埋め盛土の変動に関しては整地程度が行われただけである。

下記には、地すべり対策、急傾斜地崩壊防止対策として施工された復旧工法についてその工法を示す。**全ての箇所が被災後の事後対策である。**谷埋め盛土の滑動崩落現象の存在が十分に認識されていない時点での対策工事である。通常のがけ崩れ対策、地すべり対策の工法が用いられている。



#### 兵庫県南部地震の復旧工法

##### 災害関連緊急地すべり対策事業実施箇所

箇所名	主な工法
西岡本	アンカー工, 集水井工
有馬	杭工
仁川百合野町	アンカー工, 杭工
轟木	杭工
野島大川	アンカー工
育波	のり砕工
高滝	集水井工, 谷止め工
宝生が丘	アンカー工

##### 災害関連緊急急傾斜地崩壊対策事業実施代表箇所

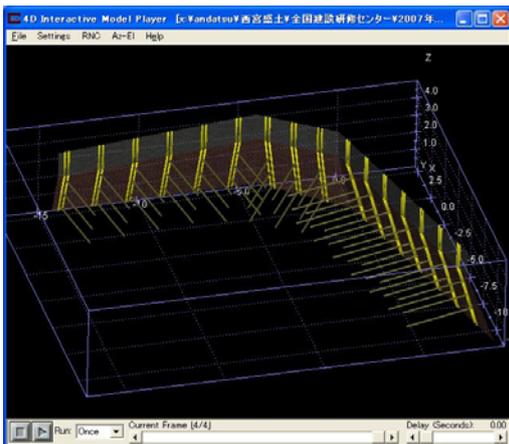
箇所名	主な工法
月見山	のり砕工, アンカー工
宝生が丘	のり砕工
一の谷(2)	のり砕工
北山	擁壁工
有馬愛宕山	擁壁工
苦楽園	のり砕工
武庫山	のり砕工
熊内(4)	擁壁工
大丸町	擁壁工
池田上町	擁壁工
大手町(3)	のり砕工
西脇	のり砕工
栢谷	のり砕工
深谷	のり砕工
明泉寺	のり砕工
住吉山手7丁目	のり砕工, アンカー工
上細沢町32	格子砕擁壁, アンカー工



ブロック積み擁壁とブロック塀の耐震対策



受圧構造



地盤内の排水および補強構造  
 ブロック積み擁壁工とブロック塀（合計約 140 m<sup>2</sup>）の耐震化工事例（東京都、2007 年）  
 施工（打込み式排水パイプ工）  
 （写真提供：千代田器材株式会社）



宅地盛土の耐震補強工事(東京都)



間隙水圧消散  
変形抑制  
滑動抑止  
などの効果

過剰間隙水圧消散工  
ストレーナー管を打設挿入



既存家屋の場合、大きな建設機械を用  
いることは困難



間隙水圧消散工の頭部連結を行う

間隙水圧消散工の施工例



頭部連結工



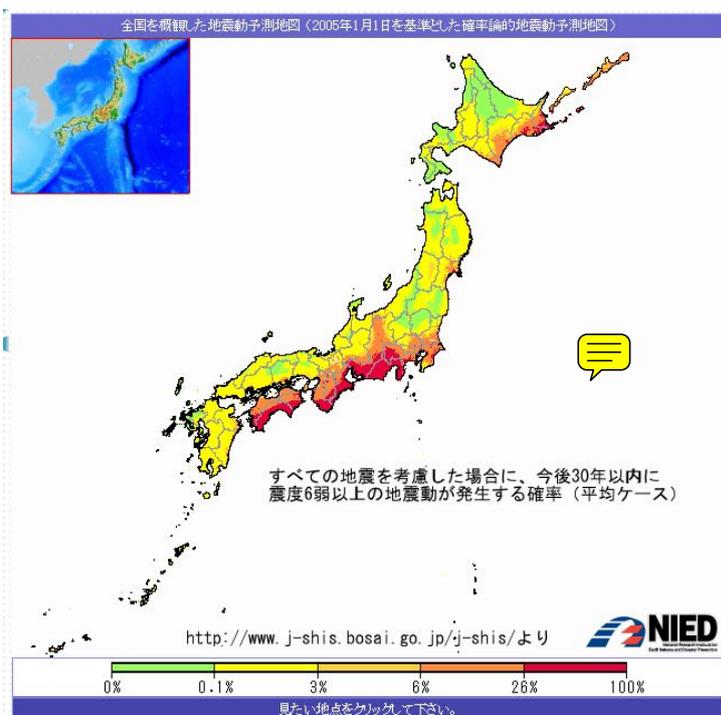
頭部連結後



### 3.大地震時に谷埋め盛土が被災する確率

谷埋め盛土の形状等のデータから、被災の有無を推定する手法は、釜井博士により 数量化 類による統計的推定手法<sup>2)</sup>、 ニューラルネットワークによる危険度推定手法<sup>5)</sup> など、確度の高い手法が開発されている。この手法を用いることにより、直下型地震時に変動する可能性が高い盛土は特定することができ、「変動可能性大」と判定された盛土については、大地震時の変動確率 震度 6 弱以上の揺れに見舞われる確率、と見なすことができる。

図-4 に、今後 30 年以内に震度 6 弱以上の地震動が発生する確率を示す。首都圏や関西圏で 6%以上、東海地方から紀伊半島・四国太平洋岸で 26%以上となっている。



今後 30 年以内の事故や自然災害をうける確率は、統計資料から表-2のようになっている。この確率と比較すると、変動確率大と判定された盛土が変動する確率（6～26%以上）は極めて高い値と言わざるを得ない。

図-4. すべての地震を考慮した場合に、今後30年以内に震度6弱以上の地震動が発生する確率（平均ケース）  
地震ハザードステーション

<http://www.j-shis.bosai.go.jp/j-shis/>より引用

表-2 自然災害・事故等の 30 年発生確率

事 故		自然災害	
交通事故で負傷	24%	大雨で罹災	0.50%
交通事故で死亡	0.20%	大雨で死傷	0.002%
火災で罹災	1.9%	台風で罹災	0.48%
火災で死傷	0.24%	台風で死傷	0.007%
大地震時に危険と判定された谷埋め盛土が変動する確率（首都圏～四国の太平洋岸）		6～26%以上	

#### 4.谷埋め盛土滑動崩落のメカニズムの理解（研究の最前線）

大地震時の谷埋め盛土の安定度評価手法として確立されたものは存在していない。その理由はいろいろあるが、最大のものは「過剰間隙水圧」の推定が困難なことである。盛土構造物は比較的勾配の緩い場所に段切や締め固めされながら築造されるため一般に安定性が高い。この安定性の高い盛土が大地震時に滑動することに地下水の影響、特に過剰間隙水圧が影響していることは、過去の研究からよく知られた事実である。しかし、対策工を設計・施工する上での困難は、その程度を評価することが困難なことである。

その困難さを克服するためには、谷埋め盛土が大地震時（震度 6 弱以上）で変動する際のメカニズムを定性的に十分把握することが重要である。その理解は、対策工として何をするどのような組み合わせで選択するか、対策工設計時の安定計算手法として技術的に最良の選択をするために大変重要である。

前述したように、大地震時の谷埋め盛土の変動に関しては、発生頻度が低いためデータの蓄積が難しく、メカニズムに関しても理学的・工学的に詳細にわかっているわけではない。専門家の中でも「土砂災害に関することは未解明なことも多く、もう少し時間をかけて検討してから法改正したらよいのではないか」という意見もあったが、「防災行政としては、その時点での最新の技術的知見をもとにとりうる対策を講じることが必要である。」という考え方の元に宅地造成等規制法の一部改正が行われた。

1995 年兵庫県南部地震の調査で、釜井博士は、調査地域の中で認識可能な谷埋め盛土を全て抽出し、おなじ地域、おなじ地盤条件でありながら、変動した盛土と変動しなかった盛土がまだら模様存在した点に注目し、その解析結果から谷埋め盛土変動のメカニズムを明らかにした。通常の災害調査では、被災箇所偏った調査・解析が行われることが多い。しかし、メカニズムのはっきりしていない事象においては、変動しなかった箇所に注目することが特に重要であり、**変動・非変動の評価が現場のデータと合致するモデルがメカニズムの説明や対策工の設計に適した最良の手法**といえる。

釜井博士が明らかにした、谷埋め盛土の変動の有無を決定した要因は、以下の通りである。解析に用いられた阪神間の谷埋め盛土は 239 箇所（変動盛土 111 箇所、非変動盛土 128 箇所）である。図-5 に分析結果を示すが、幅 / 深さ比が 10 を越えると著しく変動しやすくなることわかる。

谷埋め盛土の変動の有無を決定した要因
盛土の横断形状（幅 / 深さ比）が谷埋め盛土の変動を支配する主要な要因である 次いで、滑動基準（底面傾斜 / 厚さ比）と地下水の豊富さ 盛土形成年代、盛土の方向も若干関与するが寄与率は低い

寄与率の高い「谷埋め盛土の横断形状（幅 / 深さ比）」および「滑動基準（底面傾斜 / 厚さ比）」は盛土の器を示す説明変数である。

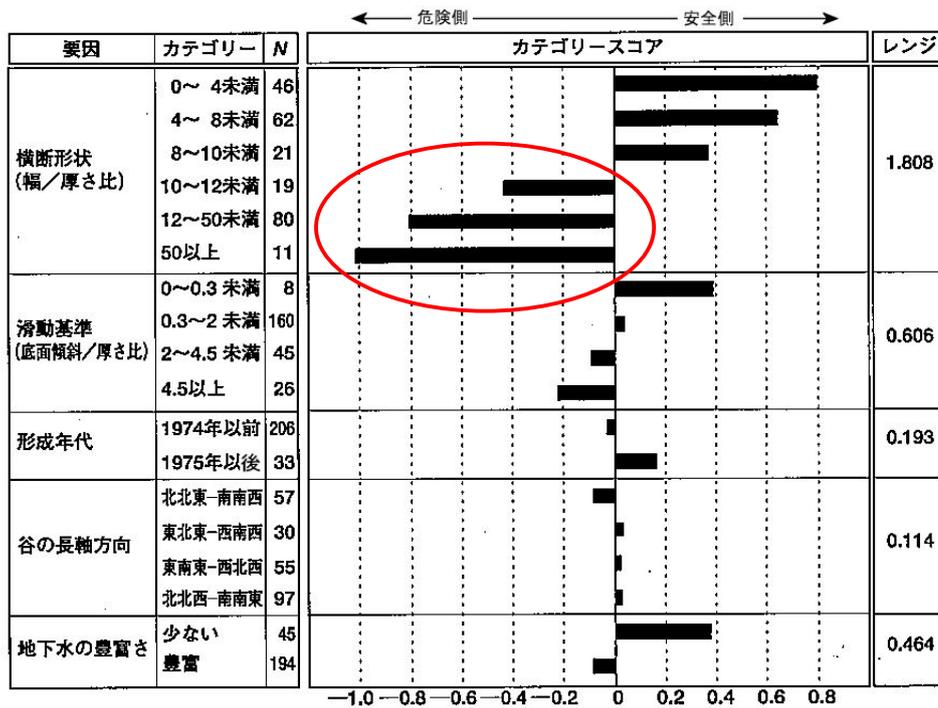
通常盛土の安定性を説明する解析では、滑動方向の主断面形状を用いて 2 次元解析

を行う。この手法は、盛土法面内で発生する滑りや、擁壁の安定計算などにおいては実績があり信頼性の高いものである。しかし、この 2 次元安定計算手法においては、盛土の横断形状は計算結果に影響を与えることはない。したがって、地震時の谷埋め盛土の滑動崩落現象は、従来の盛土内崩壊のメカニズムとは異なるものと推定されている。

谷埋め盛土の地震時の滑動崩落は、盛土底面にある地下水が強震動により過剰間隙水圧を上昇させ液状化のような現象が起り、せん断抵抗力が著しく低下することによって引き起こされると言われている（第一章の研究者の見解を参照）。主要因がこのような盛土底面の抵抗力の著しい低下であれば、従来の 2 次元解析的な考え方では、この現象が起きるような地下水をたくわえた谷埋め盛土の大半は谷の横断形状とは無関係に滑動を引き起こすはずである。しかし、阪神間の事例では、幅 / 深さ比が 10 未満の谷埋め盛土には非変動のものが多く、幅 / 深さ比が小さい盛土は滑動に対する抵抗力が相対的に大きいことを示していた。これは、過剰間隙水圧の上昇による著しいせん断抵抗力の低下を引き起こさない側部の抵抗力が安定性に大きく寄与していることを示すものと考えられている。

滑動崩落を定性的に正しく理解するために特に重要なポイントは、以下の通りである。このポイントを理解した上で、それぞれの箇所の地形特性や、得られるデータの量や質、保全対象の重要度等を考慮の上、適切な対策方針を立て、その方針に合致する安定計算方法を選択するということが重要となる。

- ( 1 ) 大地震時に盛土内に過剰間隙水圧が発生し、地下水で飽和している部分のせん断抵抗が激減することが「滑動崩落」の主原因である。
- ( 2 ) 震度 6 以上のときにこの現象が起きるが、過剰間隙水圧がどの程度作用しているかを見積もるのは難しい(地下水位観測で過剰間隙水圧を予測するのは不可能。数値解析などでも予測は困難だろう)。
- ( 3 ) 滑動に抵抗する場所は、過剰間隙水圧が作用しない地下水に不飽和の部分(側部など)に限られる。幅 / 深さ比が大きくなると抵抗部の割合が少なくなるため、より滑動しやすくなる。



注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側。Nはサンプル数

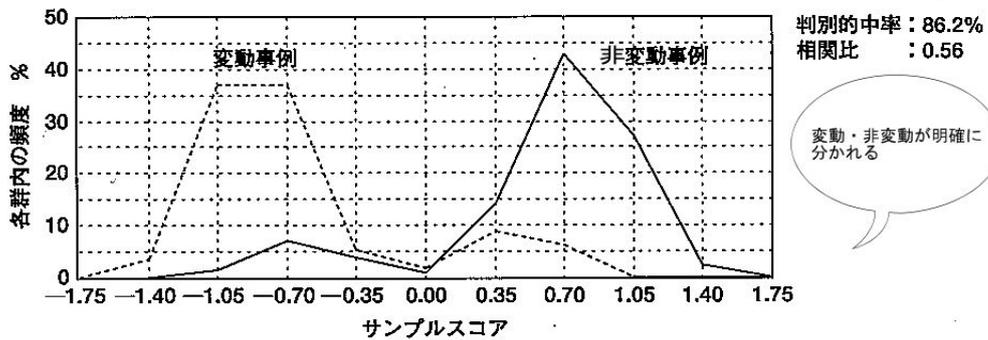


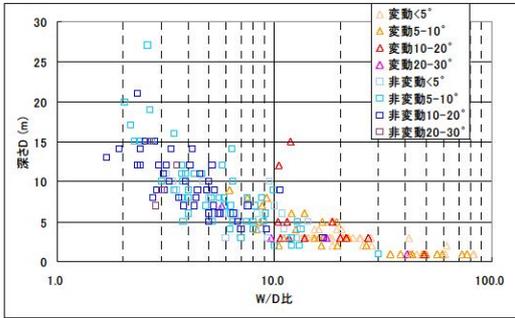
図-5 予測モデル(数量化 類)における谷埋め盛土変動要因の分析結果<sup>2)</sup>  
盛土の横断形状(幅/深さ比)が変動の主要因であることがわかる

#### 4.1 阪神間の谷埋め盛土の変動・非変動を説明できる斜面モデル

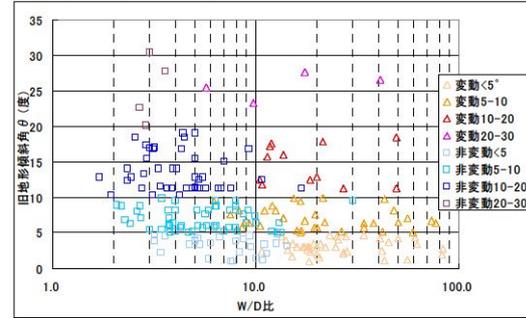
1995年兵庫県南部地震時の釜井ほか(2004)の盛土調査データを、近接する溜池からの地下水供給の影響を受けている可能性が高いデータを除去するなどして再整理し、変動事例89、非変動事例130、合計219事例について解析を実施した。用いたデータは、谷埋め盛土の幅(W)・深さ(D)・長さ(L)・旧地形傾斜角( )およびいくつかの現地調査から明らかとなった谷埋め盛土中の地下水位と盛土底面の平均傾斜角の5要素である。

この5つの要素を用いて安定度評価を行い、変動・非変動の両方を同時に説明できるモデルが現実の現象に近いものと言え、対策工の設計を行う場合に合理的な安定計算手法になり得るものである<sup>6)</sup>。

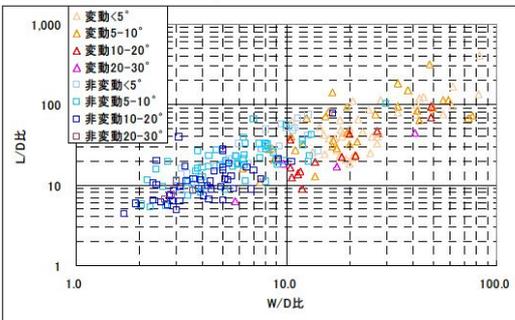
(a) 深さと W/D 比



(b) 傾斜角と W/D 比



(c) L/D 比と W/D 比



印は変動した谷埋め盛土、印は非変動盛土である。凡例の横の数値は底面傾斜角である。

(a)幅/深さ比が大きいものは層厚が薄い場合が多く、 $W/D > 10$  では多くの谷埋め盛土が変動している。

(b)変動・非変動の谷埋め盛土では盛土底面傾斜角の分布に大きな違いはなく、非変動の盛土の方が底面傾斜角が若干急である。

(c) $W/D$ 比が大きい盛土は、同時に $L/D$ も大きくなる傾向がある。

図-6 検証データの形状特性(阪神間のデータ)

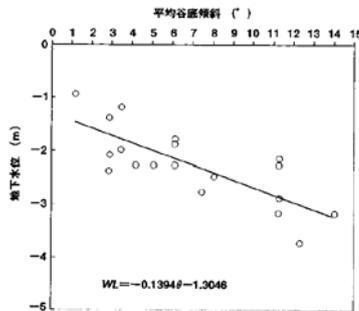
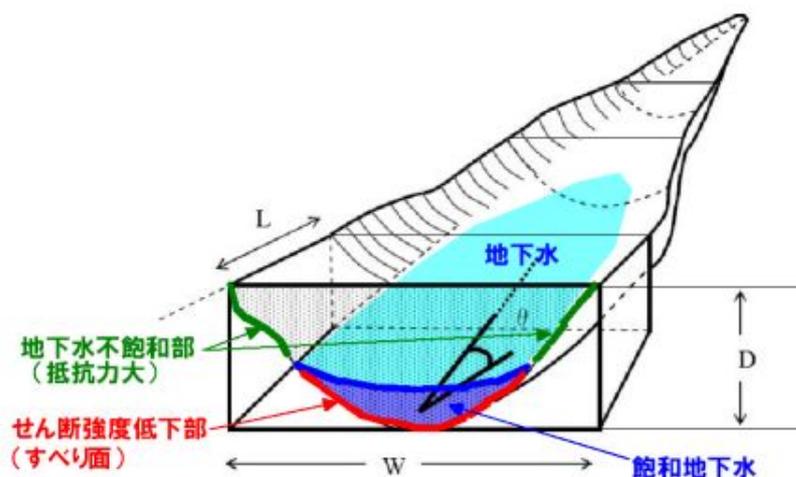


図-7 谷埋め盛土中の地下水位と盛土底面の平均傾斜角の関係<sup>2)</sup>

$$WL = h - (0.1394 \theta + 1.3046)$$

前述の5要素のうち、地下水位を除く4要素構成される谷埋め盛土のモデルは図-9に示すような単純な箱形モデルとなる。現実の谷埋め盛土は、谷側壁は直立しているのではなく原地形の傾斜を持っているはずであるが、そこまで整備されたデータセットは現時点では存在しておらず、現段階ではこのような単純形でモデル化を行う。



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

図-8 谷埋め盛土のモデル図

このデータセット(阪神間の219事例)について、次の3通りの方法で安全率  $F_s$  の試算を行う。評価の方法としては、非変動の谷埋め盛土が  $F_s > 1$ 、変動の谷埋め盛土が  $F_s < 1$  という傾向を示すモデルが、現実の谷埋め盛土の滑動メカニズムに近いものと判定する。

ケース1 : 従来の2次元安定解析モデル

通常の盛土安定計算などで用いられる手法である。

ケース2 : 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデル

安定計算式の分子(抵抗力)に側方抵抗力の補正を付加した2次元解析モデルである。

ケース3 : 側方抵抗モデル

大地震時に過剰間隙水圧が作用する底面部と、側壁部とを別の強度とした簡易的な3次元モデルである。

それぞれの解析モデルの式と、試算される安全率を以下に示す。なお、計算に用いる水平震度はすべてのケースで  $K_h = 0.25$  とする。





## 4.2 ケース 1：従来の 2 次元安定解析モデル

平面すべり対応式

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)

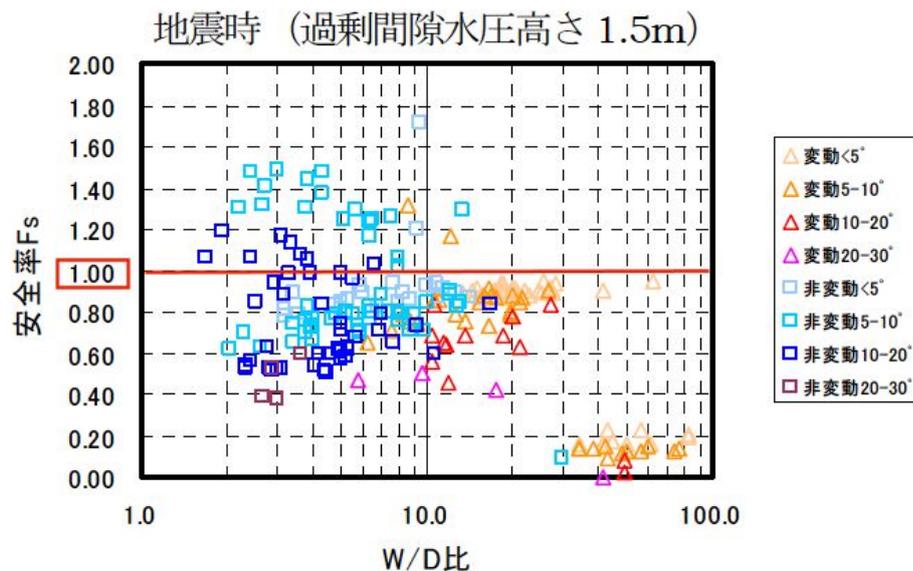
$\theta$ ：すべり面の傾斜角 (度)

$W_t$ ：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



<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  $k_h = 0.25$ ,  
常時水圧高さ  $= h \cdot (0.1394 \theta + 1.3046)$   
= 谷底傾斜からの推定値

<解析結果>

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%

【評価】

変動した谷埋め盛土の多くに対して安全率を  $F_s < 1$  を実現しようとする、非変動の谷埋め盛土も同時に  $F_s < 1$  となるものが大半となる。変動・非変動の分離が困難であるため、谷埋め盛土の滑動メカニズムを再現したモデルにはなっていない。

### 4.3 ケース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

$$F = \frac{c' L / \cos \theta + (W_t - U - U_s) \cos \theta \tan \phi' + \overset{\text{側方抵抗力の補正項}}{\xi_a W_t D / W - W_t K_h \sin \theta \tan \phi'}}{W_t \sin \theta + W_t K_h \cos \theta}$$

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)

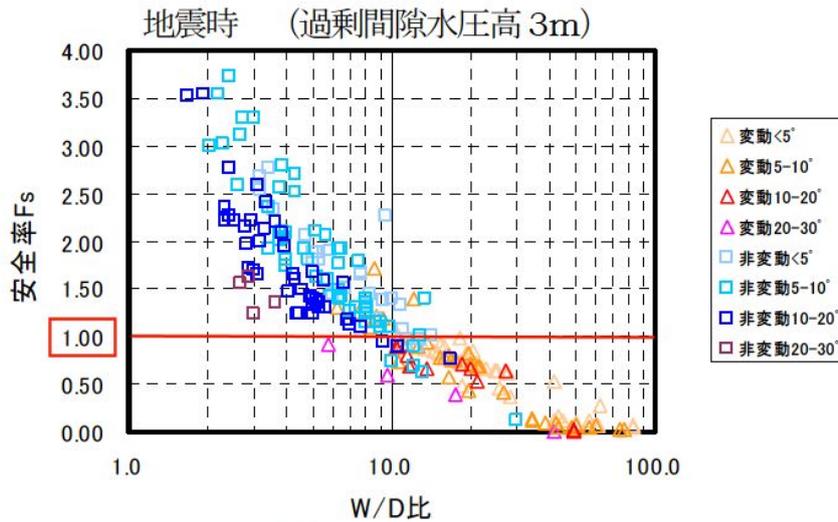
$U_s$ ：単位幅当たりの過剰間隙水圧 (kN/m)

$W$ ：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

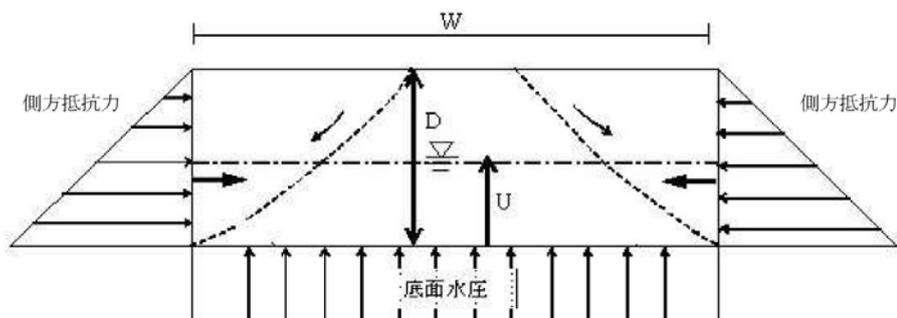


<感度分析結果で採用した設計条件>  
 単位体積重量  $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ , 底面の  $c' = 0 \text{ kPa}$ ,  $\phi = 30^\circ$ , 水平震度  $kh = 0.25$   
 常時水圧高さ = 調査結果に基づく回帰式による換算値,  
 側方抵抗係数  $\xi_a = 2.0$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0 \text{ m}$   
 <解析結果>  
 → 変動 &  $F < 1$  の割合 = 91.0%,  
 非変動 &  $F \geq 1$  の割合 = 90.8%,  
 これの全体の正答率 = 90.9%

#### 【評価】

過剰間隙水圧と側方抵抗係数を定めることによって、変動した谷埋め盛土の安全率を  $F_s < 1$  に、非変動の谷埋め盛土では  $F_s > 1$  となる関係を確度良く表現することができるモデルである。簡易的な谷埋め盛土の安定度評価手法として利用可能と考えられる。

#### 4.4 ケース3：側方抵抗モデル（簡易3次元モデル；太田・榎田モデル<sup>6)</sup>）



$$F_s = R/T \quad \text{安全率}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$V_t : \text{移動体の体積 (kN)}$$

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

$$L : \text{盛土全体の水平長さ (m)}$$

$$W : \text{盛土の幅 (m)}$$

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

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

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

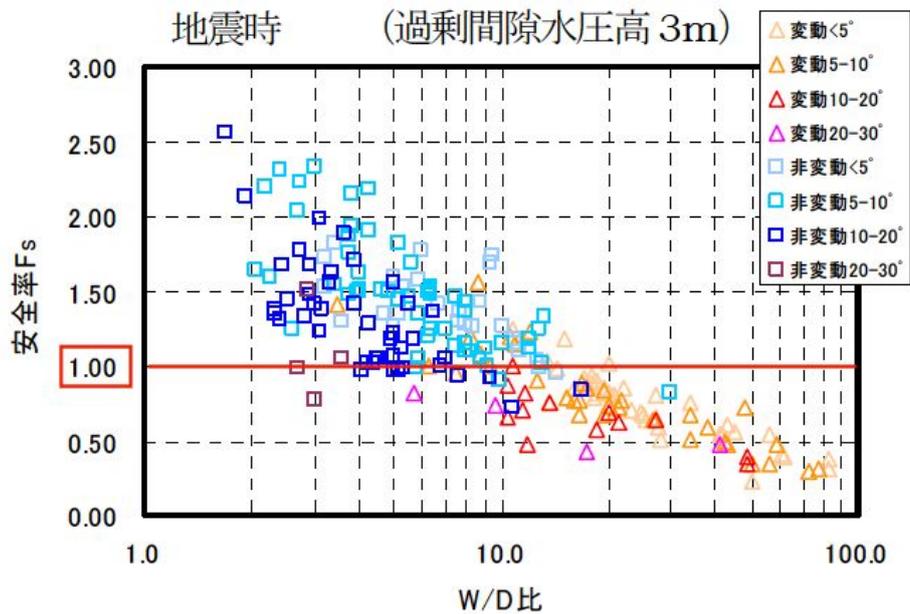
$$u : \text{水位高さ (m)}$$

$$K : \text{側方土圧係数}$$

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

$$k_h : \text{水平震度 (最大 0.25 とする)}$$

$$u_s : \text{過剰間隙水圧の水位高さ (m)}$$



安全率(地震時)-W/D比 関係図

<感度分析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 = 調査結果に基づく回帰式による換算値,  
 土圧係数  $K = 0.5$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0 \text{ m}$ ,

<解析結果>  
 → 変動& $F < 1$ の割合 = 88.8%,  
 非変動& $F \geq 1$ の割合 = 88.5%,  
 これの全体の正答率 = 88.6%

【評価】

実際の側壁は鉛直ではなく傾斜を持っているため上載荷重に応じた抵抗力 ( $N \cdot \tan \phi' + c \cdot L$ ) が発生すると考えられるが、側方抵抗は深度方向に抵抗力が大きくなる傾向があるため便宜的に土圧的な性質を導入したモデルである。

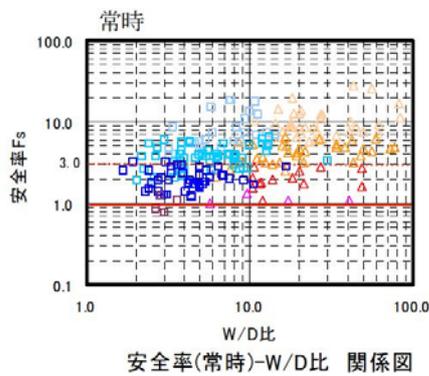
変動した谷埋め盛土の安全率を  $F_s < 1$  に、非変動の谷埋め盛土では  $F_s > 1$  となる関係を確度良く表現することができる。簡易的な谷埋め盛土の安定度評価手法として利用可能と考えられる。

このモデルは、現時点では詳細な谷埋め盛土の形状が得られたデータセットが無いいため矩形で単純化している。将来的に詳細な盛土形状が得られ、側方抵抗力が計測できるようになれば、発展的に現地における土質試験結果を反映して谷埋め盛土の安定度を評価することが可能となるモデルと考えられる。

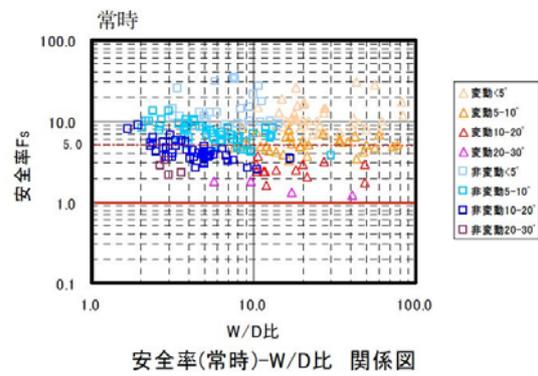
#### 4.5 常時の安定性

4.2～4.4 で地震時の試算結果を示したが、それぞれのケースで常時の安定性を試算した結果を下記に示す。いずれの盛土も地震が無ければ変動しなかったため、盛土底面傾斜が急なごく一部の例外を除いて、常時安全率は  $F_s > 1$  となる。

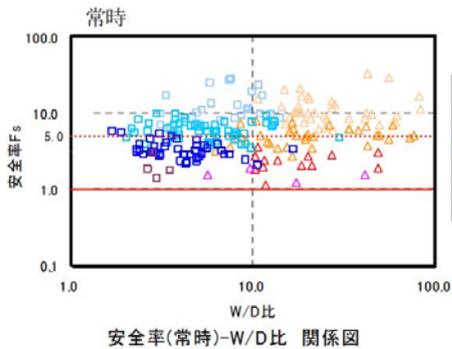
側方抵抗力を考慮しないケース 1 の場合には概ね  $F_s = 3.0$  前後、側方抵抗力を考慮するケース 2 および 3 の場合には概ね  $F_s = 5.0$  前後の常時安全率となる。谷埋め盛土は比較的傾斜の緩いところに盛土をする場合が多く、強震動を受けない場合には非常に安定性が高い土構造物と言える。



ケース 1：従来の 2 次元断面法の場合



ケース 2：側方抵抗を考慮した 2 次元法



ケース 3：側方抵抗モデル（簡易三次元法）

谷埋め盛土の常時安全率は、盛土底面傾斜角が緩いと大きく、急だと小さくなる傾向がある。また、幅 / 深さ比と安全率の相関は認められない。

図-10 谷埋め盛土の常時安全率

#### 4.6 滑動メカニズムのまとめ

1995年兵庫県南部地震後に阪神間で調査された谷埋め盛土の変動・非変動を3つのモデルで検証した結果、強震動を受けた場合、側方摩擦抵抗力が谷埋め盛土の安定性に大きく寄与していることが明確に示された。常時には側方抵抗力は安定性への影響力をあまり持っていないことから、地震時特有の現象と考えられる。

このことから、次のことが言える。

谷埋め盛土の安定性は、常時と強震動を受けた時では全く異なる傾向を示す。

谷埋め盛土は、強震動を受けた際に盛土底面の過剰間隙水圧が上昇し、せん断抵抗力が著しく低下することが変動の直接的な原因と考えられる。

一方、側方部の摩擦抵抗力は、盛土の幅/深さ比が小さいほど谷埋め盛土全体に対する影響力が大きく、地震時に谷埋め盛土土塊の滑動を抑える役割を果たす。逆に幅/深さ比が大きいと側方抵抗力の影響が小さいため安定度が著しく低下する。

なお、本章で検討した側方抵抗を考慮した解析モデル(ケース2および3)は、2003年5月26日の三陸南地震(M7.0)における築館町の谷埋め盛土事例(変動1、非変動3)、2003年7月26日の宮城県北部地震(M5.5)における大塩町の谷埋め盛土事例(変動2、非変動2)においても変動・非変動の区別を確度良く行うことができた。

谷埋め盛土が地震時に変動する最大要因は、盛土内の地下水が盛土底面の過剰間隙水圧の上昇によって抵抗力を著しく低下させることにあるが、このような過剰間隙水圧上昇の一因として、図-11に示すような谷埋め盛土の強度特性が関係していると考えられている。すなわち、谷埋め盛土の最下部では地下水が流動しており、長期的間に土の細粒分を流失させ、非常に緩くかつ地下水で飽和した状態が存在し、強震動時にこの脆弱部で過剰間隙水圧の著しい上昇が発生すると考えられる。このため、谷埋め盛土を地震時に滑動させないためには、間隙水圧の上昇を引き起こさせない対策が有効である。

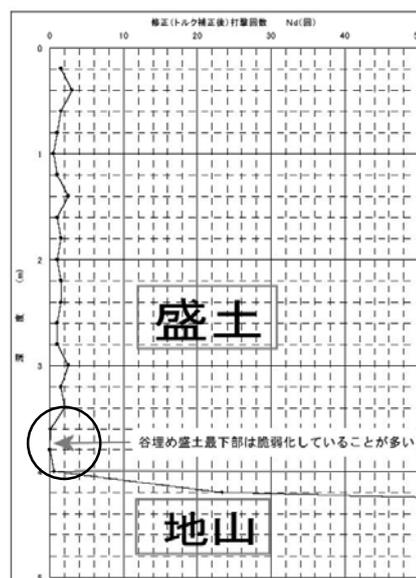


図-11 谷埋め盛土の強度の特徴  
(釜井博士の資料より)

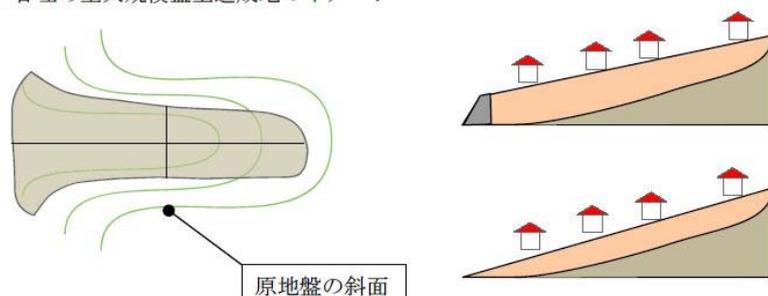
## 5.対策工の設計手法（「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」の方法）

平成 19 年（2007 年）4 月に国土交通省から「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン」とその解説が公表された。以下には、そのガイドラインに沿った説明を行うものとする。ガイドラインでは、実務担当者ができるだけ容易に計算処理ができるよう、従来の盛土安定計算手法に倣った形で 2 次元分割法を基本とすることとされている。

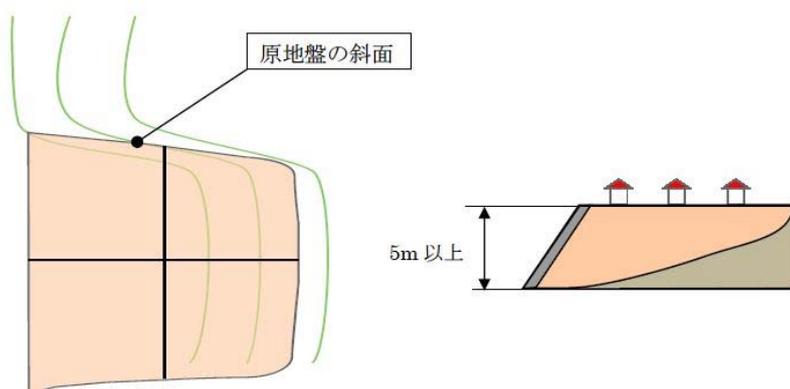
またガイドラインでは盛土の分類として、谷埋め盛土と腹付け盛土の 2 種類に区分している。この 2 つのタイプの境界領域は曖昧であるが、形状的に盛土側面に谷部の斜面が存在するものを「谷埋め盛土」、傾斜地盤上の高さの高いものを「腹付け盛土」と呼んでいる。言い換えれば、開析（侵食が進んで谷が深くなること）の進んだ谷を埋めたものが谷埋め盛土で、開析が進んでいない谷には腹付け盛土がなされていると理解することもできる。

その形状の違い、特に地山の傾斜角度により地下水の性質がやや異なる。谷埋め盛土は地山の傾斜角が緩い場合が多く地下水位が高くなり易い傾向がある、逆に腹付け盛土は地

1) 谷埋め型大規模盛土造成地のイメージ



2) 腹付け型大規模盛土造成地のイメージ

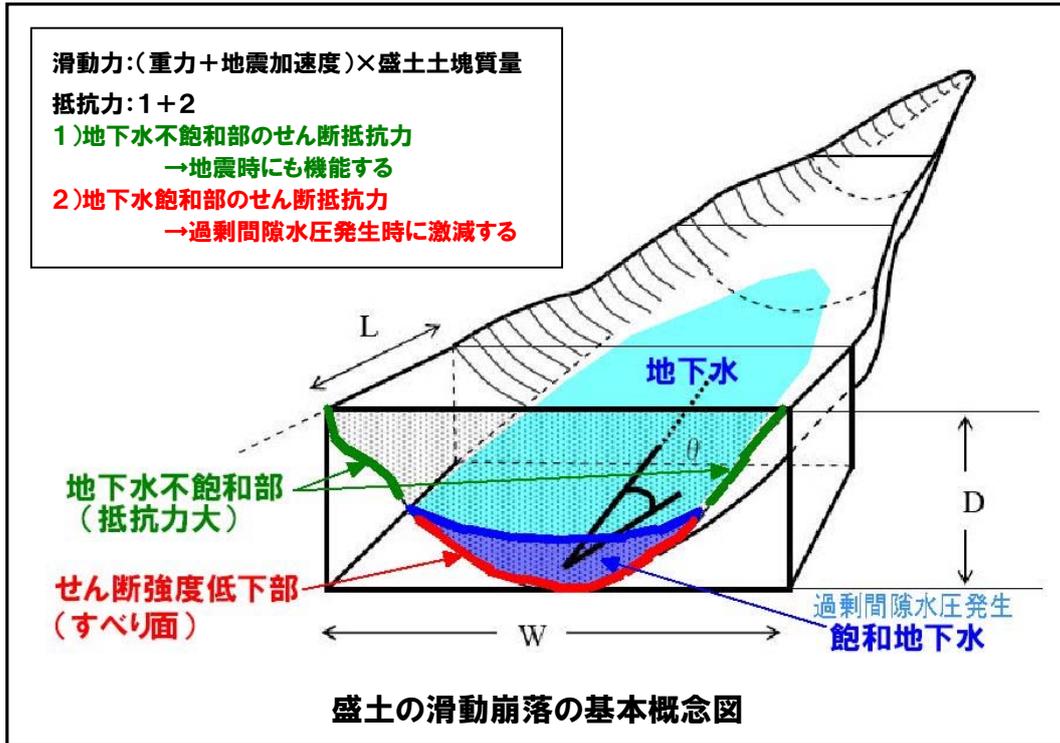


谷埋め盛土と腹付け盛土のイメージ（「ガイドラインの解説」より）

山の傾斜角が急である場合が多く地下水位が低いことが多い。このため地下水の影響（地震時の過剰間隙水圧）は、谷埋め盛土の方が相対的に強く受けることになる。

## 5.1 過剰間隙水圧の考え方

前章で説明したように、造成盛土は、盛土内に飽和した地下水が大地震の震動で過剰間隙水圧を発生させ著しくせん断抵抗力が低下することにより滑動崩落現象を引き起こす。それに抵抗するのは、過剰間隙水圧を発生させない地下水に不飽和の部分である。このことを十分理解しておくことによって、安定計算の手法の差異や細部にとらわれることなく実際の現象への適切な適用が可能となる。



過剰間隙水圧とは、地下水に飽和した土が急激な地震動などを受けた際、地下水が急速排水できない条件で発生する間隙水圧のことである。式で表すと

$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_v \quad \dots 1 \text{式} \quad \text{ここに } u : \text{過剰間隙水圧、} \bar{B} \text{ (B-bar) : 過剰間隙水圧係数、} v : \text{鉛直載荷荷重}$$

で表すことができる (Skempton (1954)<sup>7)</sup>) 。

過剰間隙水圧発生時に作用する鉛直載荷荷重は、上位にある土層の重量、上載荷重、

地震荷重、およびそれらの要因の組み合わせ、である。 $\bar{B}$  (B-bar) は、0~1 の値をとり、0 の場合は常時の静水圧と同等で、1 の場合は上位の荷重がすべてかかった状態となり「液状化」を起こす状態である。

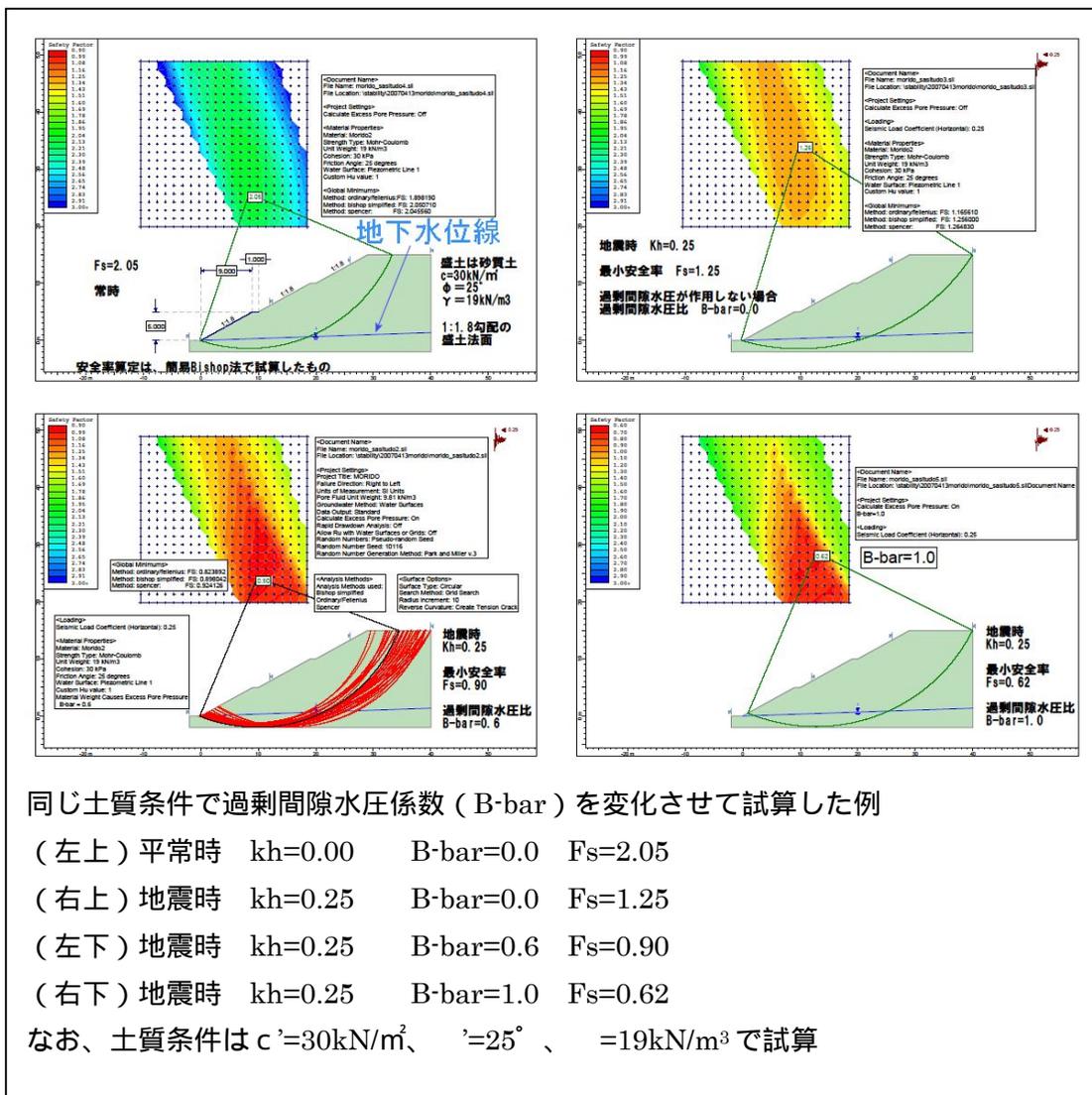
飽和地下水がある箇所のせん断抵抗力は、次式で表される。

$$R_s = (N - u - u) \times \tan \phi + c' \cdot A$$

$$= (N - u - \bar{B}\Delta\sigma_v) \times \tan' + c' \cdot A \dots 2式$$

ここに  $R_s$  : 地下水で飽和した箇所の総抵抗力、  $N$  : 垂直荷重、  
 $u$  : 間隙水圧 (静水圧)  $'$  : 土の内部摩擦角、  $c'$  : 土の粘着力、  
 $(', c'$ は有効応力表示)  $A$  : すべり面の面積

盛土は、一般に砂質土で造成されている場合が多く、 $c'=0$ と見なせる。このため地下水で飽和した箇所の抵抗力は、過剰間隙水圧係数 ( $B$ -bar) が圧倒的な影響力をもっていることになり、演繹的な安定計算においては過剰間隙水圧の評価 (予測) が他の要因と比べて圧倒的な影響力を持つことになる。



上の図は、過剰間隙水圧の条件をかえて試算した例である。過剰間隙水圧の影響による安全率の値の変化が著しいことがわかる。



「ガイドラインの解説」(p.71)において、地震時の過剰間隙水圧の取り扱いについては以下のように記述されている。

全応力法で解析する場合には、地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮しないで土の透水性に見合った排水条件による静的試験から求めた強度定数を用いる。有効応力法で解析する場合には地震時に土中に発生する間隙水圧は、間隙水圧の測定を伴う繰り返し三軸試験などから求める。

要約すると、「土の排水条件を設定し、その条件で過剰間隙水圧（またはその強度値への影響）を土質試験で評価し、それを用いて安定計算を行うこと」ということである。

しかし、現在の技術レベルでこの規定を十分に満たすことは容易ではない。その理由は以下の通りである。

- (1) 盛土内の土が地震時に排水条件にあるのか非排水条件にあるのかを適切に評価する有効な手だてが現段階ではない。例えば、2007年能登半島地震で能登有料道路で発生した盛土崩壊の排水条件を明確に言うことは難しい。「壊れた」盛土でさえ排水条件を知るのが困難であるから、「まだ壊れていない」盛土の排水条件を設定するのはさらに難しい。
- (2) 一般に砂質土は排水条件、粘性土は非排水条件と言われるが、滑動崩落の原因として「液状化」が言われている以上、土質によって単純に決定することはできない。安全側にたてば砂質土も非排水条件で試験をすることになる。

推定が困難であることから、「危機管理は常に最悪の事態を想定すること」の原則を適用すると、過剰間隙水圧係数  $B\text{-bar} = 1$  として、液状化する状態を想定することになる。その場合、飽和地下水位以下のすべり面の抵抗力はほぼゼロ ( $F_s = 0$ ) となるので、地下水があるほとんど全ての盛土が危険という判定になる。また対策工を検討する場合でも、盛土の滑動力の大半を抑止工などに担わせることになり、大規模かつ高価な対策工となり非現実的である。このため、現実的な解決策が必要となる。

「大規模盛土造成地の変動予測ガイドライン」のなかで、安定計算は第二次スクリーニング（「ガイドラインの解説」p.58）において、2つの目的を持っている。

#### 安定計算の目的

- (1) 現地調査結果を受けて、その盛土の危険性(滑動力が抵抗力を上回るか否か)を評価し造成宅地防災区域の指定の際の判定材料とする目的。
- (2) 盛土の滑動崩落防止対策を策定する上での対策工設計に用いる目的。

この2つの目的に対する現実的な対応としては、現段階では以下のような解決策が妥当と考える。

#### 過剰間隙水圧の取り扱い方法(案)

##### 【造成宅地防災区域の指定の判定材料とする目的の場合】

- (1) 土質試験により過剰間隙水圧が評価できる場合にはその値を用いること。
- (2) 上記が困難な場合には、兵庫県南部地震の研究結果から現象と計算の摺り合わせ結果として得られている、過剰間隙水圧高  $u_s = 3.0\text{m}$  (4.4 参照) を用い、ガイドラインに示される2次元分割法で安定計算を行うこと。(2次元法で計算することにより側部抵抗が計算に組み込まれないため安全側の結果が導かれるはずである。ただし、盛土の規模等の条件が兵庫県南部地震のデータセットの適用に適しているかどうか、専門家が個別に判断すること)

##### 【滑動崩落防止対策工の設計を目的とする場合】

- (1) 地震時に過剰間隙水圧が作用しない対策を施すことを必須条件(地下水排除工や過剰間隙水圧消散工法を計画)としたうえで安定計算により、盛土土塊の抵抗力が滑動力を上回る ( $F_s > 1.0$ ) ように対策工を設計すること。

## 5.2 安定解析手法

「ガイドラインの解説」では、安定計算については以下のように規定されている。

**V.1(現地調査)で得られた結果を基に、安定計算により、地震力及びその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力がその滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力を上回るか否かを確認する。地震力については当該盛土の自重に、水平震度として 0.25 に建築基準法施行令第八十八条第一項に規定する Z の数値を乗じて得た数値を乗じて得た数値とする。**

### 【解説】

「谷埋め盛土」については、複数の円弧又は直線に近似できることを想定している。この場合、安定計算は二次元の分割法による計算を基本とし、あわせて三次元効果を取り入れた安定解析（以下「三次元安定解析」という。）による計算を行うことも可能であるが、二次元安定解析で算出される安全率と比較して、一般的に、三次元安定解析で算出される安全率は 1.0 から 1.3 倍程度に大きくなる傾向がある。

「腹付け盛土」については、単一の円弧で構成されていることを想定している。この場合、安定計算は、二次元の分割法のうちの簡便法による計算を基本とし、あわせて三次元効果を取り入れた安定解析（以下「三次元安定解析」という。）による計算を行うことも可能であるが、二次元安定解析で算出される安全率と比較して、一般的に、三次元安定解析で算出される安全率は 1.0 から 1.3 倍程度に大きくなる傾向がある。

なお近年は地震時の盛土の変形量を推定する手法として、有限要素法などの手法が研究されているところである。

上記をさらに要約すると、以下のようになる。

- (1) 「谷埋め盛土」の安定計算は、2次元断面上で任意形状のすべり面（地山と盛土との境界部を通るすべり面形状）を想定し、分割法により計算すること。
- (2) 「腹付け盛土」の安定計算は、2次元断面上で円弧滑りを仮定し、最小安全率となる形状を試行計算により求めること。

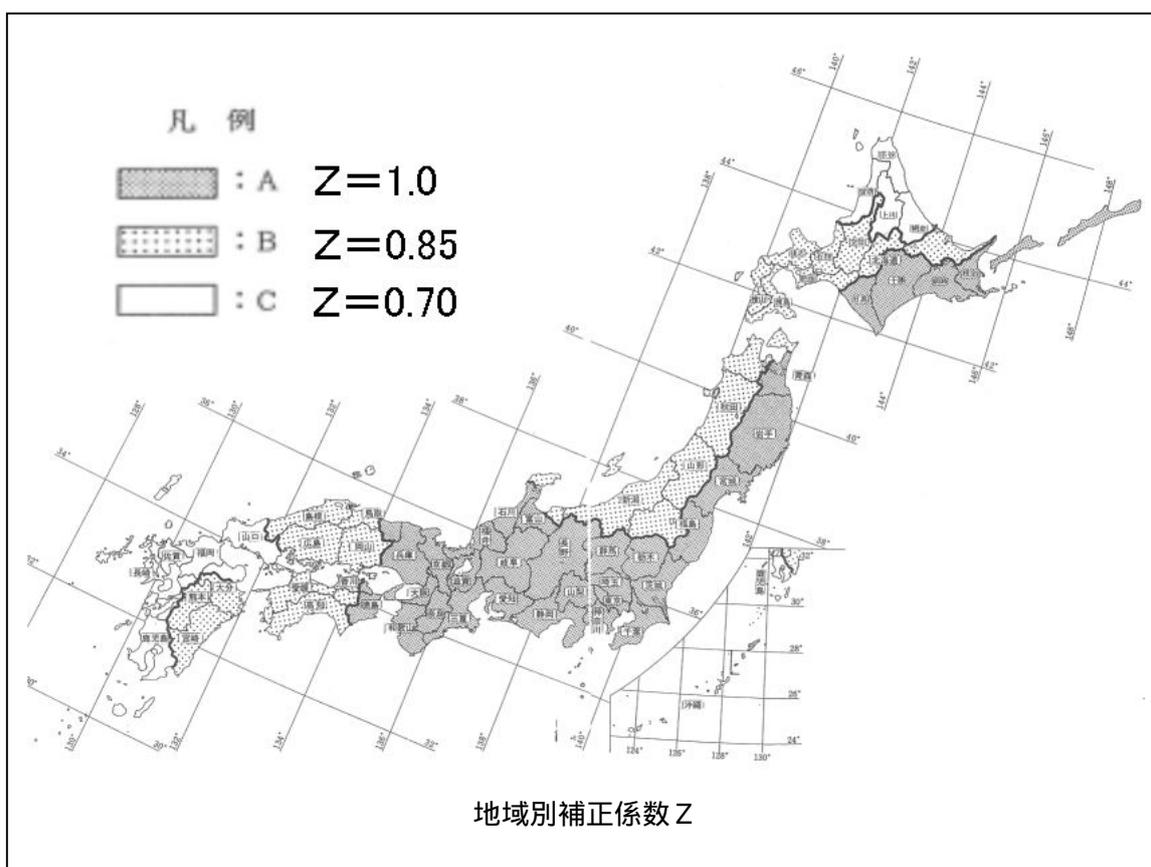
(1) については、公共事業において「地すべりの安定計算」でしばしば用いられる手法であり、(2) については「盛土、斜面の安定計算」でしばしば用いられる手法である。

水平震度としては、 $kh=0.25$  を用いることとし、地域別補正係数 Z を乗じることとなっている（次ページの図参照）。

地震時に土中に発生する過剰間隙水圧については、土質試験から求めることを基本としている。これに関しては、「宅地防災マニュアル（改定案）」のパブリックコメントにおいて、以下のような内容が公表されている。

[意見] XV・5 設計強度定数と間隙水圧：「XV・5 にある間隙水圧の求め方として、「測定された値」を使用せよとの記述があるが、地震時過剰間隙水圧の測定は不可能

であることから、計算等によって求められる値を使うことも可とされたい」  
[意見等に対する考え方] ご指摘を踏まえ、「困難な場合には他の適切な方法によって推定することも可能である」と追加します。



「ガイドラインの解説」においては、前述の 2 次元分割法以外の安定計算方法として、3 次元効果を取り入れた安定解析についても参考として掲載されている。

(「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」

[http://www.mlit.go.jp/crd/web/topic/pdf/hendo\\_yosoku\\_guideline.pdf](http://www.mlit.go.jp/crd/web/topic/pdf/hendo_yosoku_guideline.pdf) 参照。)

#### (1) 3 次元分割法

Hovland 法、簡易 Bishop 法、簡易 Janbu 法、Spencer 法などが紹介されている。地形・すべり面・地下水面を 3 次元的に取り扱うため、2 次元断面法において考慮されていない情報を取り込むことができる。

#### (2) 側方抵抗モデル

兵庫県南部地震における、変動・非変動が混在した谷埋め盛土を、安定計算によって区分できることを目的として作成されたモデルである。実際に発生した現象でキ

キャリブレーションされた計算モデルであるため、算出される安全率はある程度の信頼性がある。兵庫県南部地震以外のいくつかの地震においても良好な中率を示しているが、あくまでもこれまでに起きた現象の「内挿」手法であるため、性質や規模の異なる地域・地震に対して適用できるかどうかについては確認されていない。特に、プレート境界型地震（長周期地震）に対する適用の可否については被災データが得られていないので未知数である。

### （３）有限要素法解析

近年数値解析はパソコンの発達と同期する形で発達してきた。変形量を算出できるメリットがある。問題点としては、計算に用いるパラメータが多く、地盤調査や、現象の逆解析などから得られるかどうかということである。将来的には、多くの安定問題が有限要素法などの数値解析で解かれるようになると考えられる。

３次元法を用いる場合の注意点について、「ガイドラインの解説」では次のように記述されている。

<p>２次元安定解析で算出される安全率と比較して、一般的に、３次元安定解析で算出される安全率は 1.0 から 1.3 倍程度に大きくなる傾向がある。</p> <ol style="list-style-type: none"><li>１） 解析に使用する値の精度を高めること</li><li>２） 解析条件となる ３次元形状を正確に把握することと形状が単純なこと</li><li>３） 側面効果の評価の妥当性に留意すること</li><li>４） ２次元解析をもとに地震度の水平震度が検討されてきた経緯から、そのまま水平震度を用いると ３次元効果を導入する際には、相対的にやや低めの数値となりかねないこと。</li><li>５） 解析対象に見合った、地盤調査箇所数を決定すること</li><li>６） 滑動時の滑り線位置が、盛土底部などのように比較的明らかなこと</li></ol>
--

このうち ４）には留意する必要がある。水平震度  $k_h$  は、地震加速度を静的荷重に置き換える係数であるが、２次元解析と被災の有無で逆算（キャリブレーション）することにより定められてきた経緯がある。このため、その「２次元解析」と「水平震度  $k_h$ 」はペアとして有効になるということである。計算手法を ３次元化した際に、単純に定められた  $k_h$  が妥当かどうかという点については検討を要する。

側方抵抗モデルの場合には、兵庫県南部地震のデータと、水平震度  $k_h$  と、側方抵抗力の組み合わせによりキャリブレーションが行われており、これらの組み合わせが維持される条件では上記の問題は回避できる。

上記の指摘とは逆に、もともと ３次元構造であるものを ２次元解析で計算する際の留意

事項もある。

- 1) 最大断面を用いるため、地下水位の影響が最も強く計算結果に反映される
- 2) 谷形状がV字型であるか、U字型であるかについては考慮されない
- 3) 側部の不飽和部の相対的に強い抵抗力が考慮されない
- 4) 兵庫県南部地震で発生した現象はこの計算手法から再現できない(計算要素の中に横断形状が組み込まれないため)
- 5) すべり面付近が「液状化」の状態になった場合に安全率  $F_s = 0$  となるため、過剰間隙水圧の設定が難しい。

などである。

このように、「これを用いればすべて大丈夫」という調査・安定計算手法は、盛土の大地震時安定解析においてはまだ存在していない(今後も当分そのような理想的な手法が開発される見込みもない)ので、個別の現場の特性を十分把握した上で、専門家の判断により適切に選択することが重要である。

以下に、「ガイドラインの解説」で標準的手法としている「2次元分割法」と、兵庫県南部地震のデータでキャリブレーションをした「側方抵抗モデルの手法」を掲載する。



## 5.2.1 2次元分割法

### 谷埋め盛土の安定計算

#### ① 二次元の分割法について

二次元の分割法は、土塊の表面が曲線であっても滑り面が複雑であっても適用できるので極めて実用性の高い計算法である。地震力及びその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力及びその滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は、以下の通り計算する。

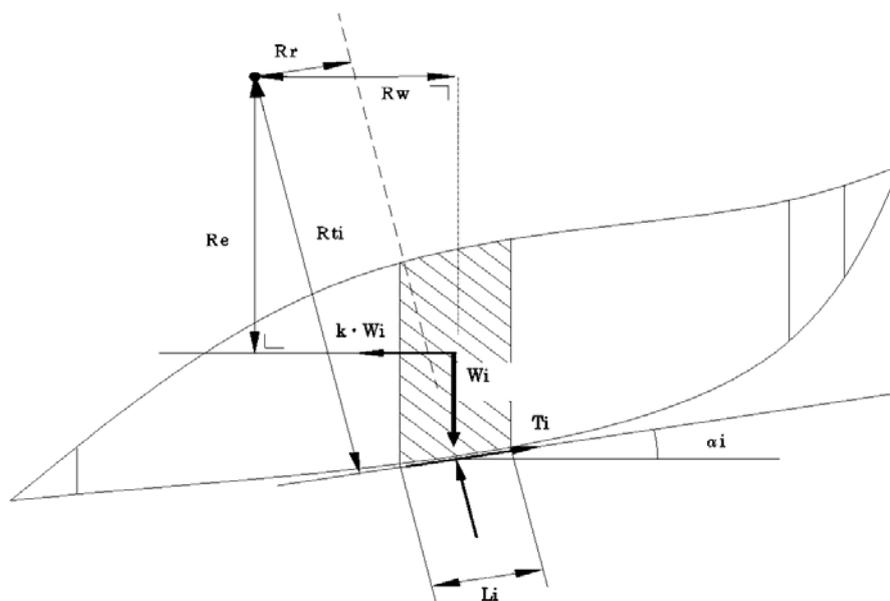


図 V. 2.1 二次元の分割法における各分割片に働く力（地震時）

$$S_m = \sum W_i \cdot R_w - \sum W_i (\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) \cdot R_r + \sum k \cdot W_i \cdot R_e$$

この式において、 $S_m$ 、 $W_i$ 、 $R_w$ 、 $\alpha_i$ 、 $k$ 、 $R_r$ 、及び $R_e$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$S_m$ ：自重による盛土の滑り出す力（単位 キロニュートン・メートル）

$W_i$ ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重（単位 ニュートン）

$R_w$ ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重による、モーメントの腕の長さ（単位 メートル）

$\alpha_i$ ：次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配（単位 ラジアン）

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H/L)$$

この式において、 $H$ 及び $L$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$H$  分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した

数値 (単位 メートル)

**L** 分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値 (単位 メートル)

**k** : 水平震度 ( $k=0.25 \times z$   $z$ : 建築基準法施行令第八十八条第一項に規定する  $z$ )

**R<sub>r</sub>** : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の底面反力による、モーメントの腕の長さ (単位 メートル)

**R<sub>e</sub>** : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土に作用する地震力による、モーメントの腕の長さ (単位 メートル)

滑り面が複数の円弧又は直線の場合、盛土の滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は、地盤の特性に応じ全応力法または有効応力法により求めることができる。全応力法で解析する場合には、地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮しないで土の透水性に見合った排水条件による静的試験から求めた強度定数を用いる。有効応力法で解析する場合には地震時に土中に発生する間隙水圧は、間隙水圧の測定を伴う繰り返し三軸試験などから求めることができる。

$$(一) \quad T_m = \sum [c'_i \cdot L_i + \{W_i (\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) - u_i \cdot L_i\} \tan \phi'] \cdot R_{ti}$$

$$(二) \quad T_m = \sum C_{ui} \cdot L_i \cdot R_{ti}$$

この式において、**T<sub>m</sub>**、**c'<sub>i</sub>**、**L<sub>i</sub>**、**W<sub>i</sub>**、**α<sub>i</sub>**、**k**、**u<sub>i</sub>**、**φ'**、**R<sub>ti</sub>**、**C<sub>ui</sub>**は、それぞれ次の数値を表すものとする。

**T<sub>m</sub>** : 最大摩擦抵抗力その他の抵抗力 (単位 キロニュートン・メートル)

**c'<sub>i</sub>** : 分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力 (単位 一平方メートルにつきキロニュートン)

**L<sub>i</sub>** : 分割されたそれぞれの滑り面の傾斜方向の底面長さ (単位 メートル)

**W<sub>i</sub>** : 分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重 (単位 ニュートン)

**α<sub>i</sub>** : 次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配 (単位 ラジアン)

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H/L)$$

この式において、**H**及び**L**は、それぞれ次の数値を表すものとする。

**H** 分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値 (単位 メートル)

**L** 分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値 (単位 メートル)

**k** : 水平震度 ( $k=0.25 \times z$   $z$ : 建築基準法施行令第八十八条第一項に規定する  $z$ )

**u<sub>i</sub>** : 分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧で、地下水位の場合には、**L<sub>i</sub>**を**L<sub>i</sub> · sin α<sub>i</sub>**に読み替える。(単位 一平方メートルにつきキロニュートン)

**φ'** : 分割されたそれぞれの滑り面の有効摩擦角 (単位 ラジアン)

$R_{ti}$  : 分割されたそれぞれの滑り面のモーメントの腕の長さ (単位 メートル)

$C_{ui}$  : 分割されたそれぞれの滑り面の非排水せん断強度 (単位 一平方メートルにつきキロニュートン)

腹付け盛土安定計算

② 二次元の分割法のうちの簡便法について

滑り面が単一の円弧であると想定される場合には、二次元の分割法のうち簡便法を用いる。地震力及びその盛土の自重による当該盛土の滑り出す力と、その滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は、以下の通り計算する。

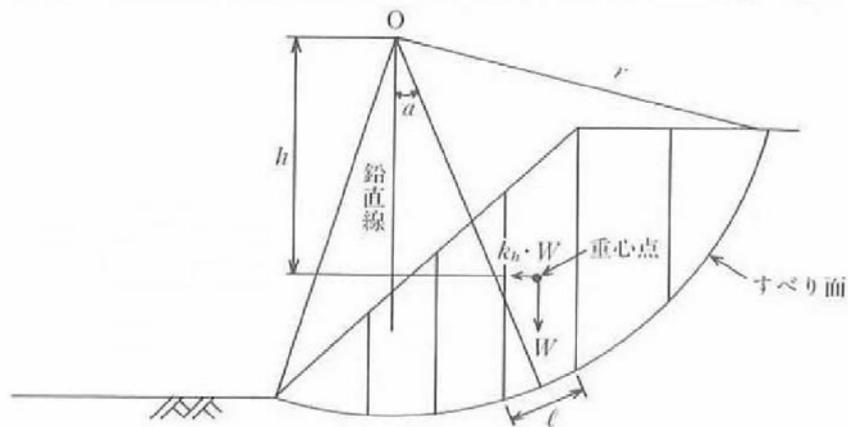


図 V. 2.2 円弧すべり面法における各分割片に働く力 (地震時)

$$S_m = \sum W_i \cdot \sin \alpha_i + \sum k \cdot W_i \cdot R_e / R_o$$

この式において、 $S_m$ 、 $W_i$ 、 $\alpha_i$ 、 $k$ 、 $R_e$ 及び $R_o$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$S_m$  : 盛土の自重による滑り出す力 (単位 キロニュートン・メートル)

$W_i$  : 滑り面を分割した時の分割片ごとの重量 (単位 ニュートン)

$\alpha_i$  : 滑り面を分割した時の分割片ごとの滑り面の傾斜角度 (単位 ラジアン)

$k$  : 水平震度 ( $k=0.25 \times z$   $z$ : 建築基準法施行令第八十八条第一項に規定する  $z$ )

$R_e$  : 滑り面を分割した時の分割片ごとの自重に比例した地震力による、モーメントの腕の長さ (単位 メートル)

$R_o$  : 円弧の半径

滑り面が単一の円弧の場合、当該滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力は地盤の特性に応じ、全応力法または有効応力法により求めることができる。全応力法で解析する場合には、地震時に土中に発生する間隙水圧を考慮しないで土の透水性に見合った排水条件による静的試験から求めた強度定数を用いる。有効応力法で解析する場合には地震時に土中に発生する過剰間隙水圧は、間隙水圧の測定を伴う繰り返し三軸試験などから求めることができる。

$$(一) \quad T_m = \sum [c'_i \cdot L_i + \{W_i (\cos \alpha_i - k \cdot \sin \alpha_i) - u_i \cdot L_i\} \tan \phi']$$

$$(二) \quad T_m = \sum (C_{u_i} \cdot L_i)$$

この式において、 $T_m$ 、 $c'_i$ 、 $L_i$ 、 $W_i$ 、 $\alpha_i$ 、 $k$ 、 $u_i$ 、 $\phi'$ 、 $C_{u_i}$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$T_m$ ：最大摩擦抵抗力その他の抵抗力（単位 キロニュートン・メートル）

$c'_i$ ：分割されたそれぞれの滑り面の有効粘着力

（単位 一平方メートルにつきキロニュートン）

$L_i$ ：分割されたそれぞれの滑り面の傾斜方向の底面長さ（単位 メートル）

$W_i$ ：分割されたそれぞれの滑り面上の盛土の自重（単位 ニュートン）

$\alpha_i$ ：次の式によって計算した分割されたそれぞれの滑り面の勾配

（単位 ラジアン）

$$\alpha_i = \tan^{-1} (H/L)$$

この式において、 $H$ 及び $L$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$H$  分割されたそれぞれの滑り面の最下流端と最上流端の標高差を計測した数値（単位 メートル）

$L$  分割されたそれぞれの滑り面の標高差を計測した二地点間の水平距離を計測した数値（単位 メートル）

$k$ ：水平震度（ $k=0.25 \times z$   $z$ ：建築基準法施行令第八十八条第一項に規定する $z$ ）

$u_i$ ：分割されたそれぞれの滑り面上の間隙水圧で、地下水位の場合には、 $L_i$ を $L_i \cdot \sin \alpha_i$ に読み替える。（単位 一平方メートルにつきキロニュートン）

$\phi'$ ：分割されたそれぞれの滑り面の有効摩擦角（単位 ラジアン）

$R_{t_i}$ ：分割されたそれぞれの滑り面のモーメントの腕の長さ（単位 メートル）

$C_{u_i}$ ：分割されたそれぞれの滑り面の非排水せん断強度

（単位 一平方メートルにつきキロニュートン）

### 5.2.3 側方抵抗モデルの手法

側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデルの式 (B-1、B-2 式)

兵庫県南部地震のデータセットによる感度分析結果で採用した設計条件：単位体積重量  $t = 18\text{kN/m}^3$ 、底面の  $c' = 0\text{kPa}$ 、 $\phi' = 30^\circ$ 、水平震度  $kh=0.25$ 、常時水圧高さ  $=h - (0.1394 + 1.3046)$ 、側方抵抗係数  $a=2.0$ 、過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0\text{m}$

側方抵抗モデルの式 (C-1、C-2 式)

兵庫県南部地震のデータセットによる感度分析結果で採用した設計条件：単位体積重量  $t = 18\text{kN/m}^3$ 、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  $=h - (0.1394 + 1.3046)$ 、土圧係数  $K=0.5$ 、過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0\text{m}$

の2種である。それぞれ2種の式があるのは、縦断形状に関する詳細な調査結果がない場合に用いる平面滑り対応式と、調査結果がある場合に末端部と頭部に円弧滑りを有する複合滑り対応式を併記しているためである。なお、谷埋め盛土の安定計算手法に関する研究は始まったばかりであり、今後より高度で詳細な手法、あるいはより簡便で実用的な手法が開発される可能性があることを記しておく。

## 側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析モデルの式 ( B-1、 B-2 式 )

### (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)

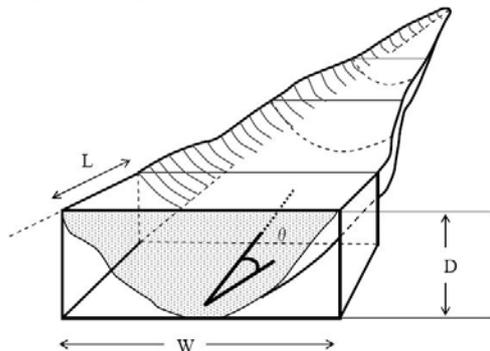
{  $= c' \cdot l + (W_t - u \cdot b) \cos \theta \tan \phi' + \xi_a \cdot W_t \cdot h / W$  }

$l$ ：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)

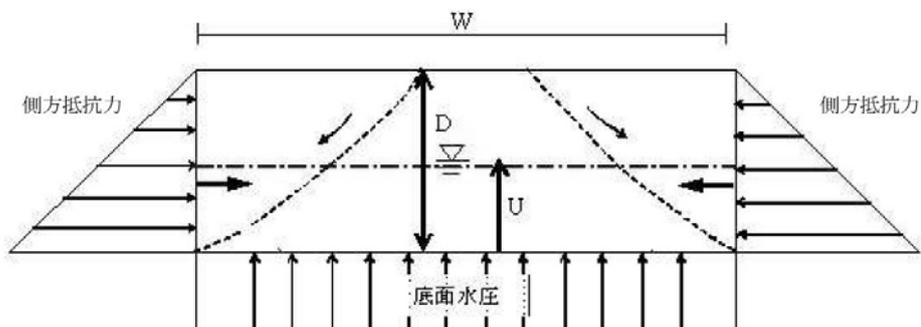
側方抵抗モデルの式 (C-1、C-2 式)

(1) 平面すべり対応式 (C-1 式)



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

図 8.3.1 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、いわゆるローラースライドのような状況に陥ると考える。

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)

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

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

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

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

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

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

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$V_t$  : 移動体の体積 (kN)

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

$L$  : 盛土全体の水平長さ (m)

$W$  : 盛土の幅 (m)

$A$  : 調査結果による平面図図上の盛土の面積 (m<sup>2</sup>)

$c'_1, c'_2$  : 側面および底面の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

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

$u$  : 水位高さ (m)

$K$  : 側方土圧係数

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

$k_h$  : 水平震度 (最大 0.25 とする)

$u_s$  : 過剰間隙水圧の水位高さ (m)

(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

### 5.3 計画安全率

地震時の現象は短期的なものであるため、地震の瞬間に抵抗力が滑動力を上回っていれば「滑動崩落現象」は起きないものとする。このため、

$$\text{計画安全率 } F_{sp} = \text{抵抗力} / \text{滑動力} = 1.0$$

の条件を満たせば良いことになる。また 2 次元分割法では側方抵抗を考慮していないことにより、全体として若干安全側（安全率が小さく算出されやすい）の計算手法となっている。このため、ある程度の計算誤差があったとしても、その安全率余裕分でカバーされると考えられるので、**計画安全率  $F_{sp}=1.0$**  として計算を行う。

なお、3 次元安定計算や側方抵抗モデルでは 3 次元形状や強度条件を現実に近い形状でモデル化しているため、安全性の余裕が少ない限界状態モデルとなっている。このため、 $F_s=1.0$  と算出されても、誤差がその値を中心にプラスマイナスにぶれることが考えられる。このため、計画安全率そのものに余裕を見込んで  $F_{sp} = 1.2 \sim 1.5$  とするのが妥当と考えられる。これにより、計算誤差がマイナスにぶれた場合でも、真の安全率が 1.0 を下まわらないようにすることができるものと考えられる。



## 6.対策工事

### 6.1 対策工の種類と適用条件

地震時の宅地谷埋め盛土の滑動（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。

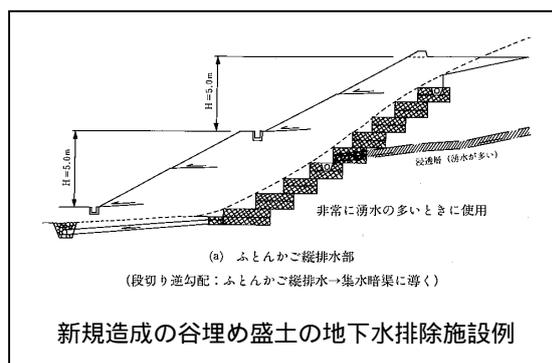
これまでの研究成果と、1995年兵庫県南部地震での宅地谷埋め盛土の変動・非変動事例から導かれる地震時の宅地谷埋め盛土の滑動（崩落）防止対策工の機能としては、以下の4つが考えられる。

- (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-3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滑動（崩落）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。**また、安定計算における過剰間隙水圧の取り扱いの難しさから、**対策工を設計する上では地下**

**水排除工あるいは間隙水圧消散工法の存在を前提として、過剰間隙水圧が作用しないような条件下で設計を行うことが望ましい。**



新規造成の谷埋め盛土の場合には、手厚い地下水排除施設の設置が望ましい(右図参照)。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。

滑動（崩落）に伴う谷埋め盛土の変形を最小限にするためには、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、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、安価で効果的な対策工として期待できる。

改訂された「宅地防災マニュアル」には対策工として

- 1) 地すべり抑止杭
- 2) グラウンドアンカー
- 3) 地表水排除工
- 4) 地下水排除工

が書かれている。また最後に、「新技術・新工法の取り組み」として次のように書かれている。

#### **X V 1 1 新技術・新工法の取組**

**防災で重要なことは、常にその時点での最新の技術的知見を活用することであり、滑動崩落防止対策については、各種防災対策工事に係る新技術開発等をふまえ、新技術、新工法に取り組むことが大切である。**

特に、受益者負担が 1/2 ある事業であるため、安価で効果的な対策工の開発が、宅地耐震化の成否の鍵を握っているとも言えるのである。



表-3 宅地谷埋め盛土の滑動（崩落）防止工法一覧表

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。地すべり防止対策工として豊富な実績がある。	地表面に勾配がついている条件が必要。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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>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、地盤沈下等が起こらない工夫が必要。</li> <li>余堀りの少ない工法開発。</li> <li>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。</li> <li>長寿命でかつメンテナンスが容易であることが必要。</li> </ul>	-			×
	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、累積摩擦力が大きくなると挿入不能となるため、一般に一本あたり延長5m以下である。	<ul style="list-style-type: none"> <li>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</li> <li>より長尺の挿入が可能となる工法の開発が必要</li> </ul>	-			×
	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1m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やベタ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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>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</li> </ul>	-			
(2) 滑動に対するせん断抵抗の付加	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。地すべり対策工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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	×	-		
	抑止杭工 (セメント系改良杭工)	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。	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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>狭所での施工が容易となる施工方法が必要である。</li> <li>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。</li> </ul>	×	-		
	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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	×	-		×
	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。	肉厚の薄い集水管用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。	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>		-		
	集水ボーリング工 (鋼管材料)			<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>		-		×

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。	造成時あるいは家屋の基礎工事など更地の条件での施工が容易である。既存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。 ・地山内に根入れができる工法とするため掘削・地盤改良の工法開発が必要である。	×		-	
	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(正のダイランシー抑制)。	変形抑制のためには、盛土内全体に補強工が施工されてい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。	×		-	
	打込み式排水パイプ工						-	
(4) 幅/深さ比改善	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

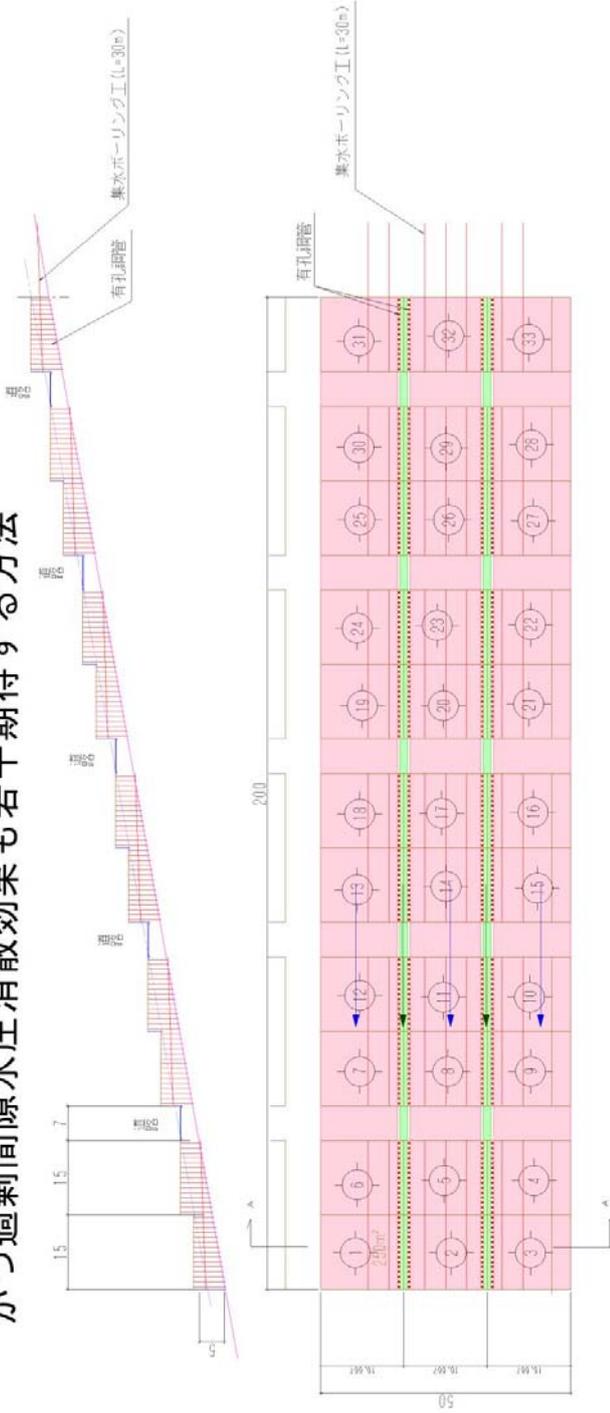
各工法の概要写真

			
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(横方向打設) (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)	中掘り式集水ボーリング工 (地盤を緩ませず地山に根入れを行い鋼材のせん断抵抗を利用)
			
鉄筋挿入+地盤改良工 (ラディッシュアンカー)	鋼管杭工	グラウンドアンカー工 ・鉄筋挿入工	地盤改良(浅層混合処理)

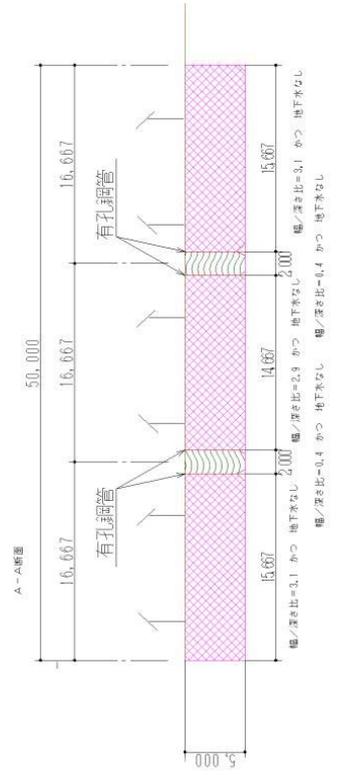




■地下水排除とともに、幅深さ比を1/3程度まで改善し、かつ過剰間隙水圧消散効果も若干期待する方法



集水ボーリングで恒常的な飽和地下水排除  
縦有孔鋼管で縦断方向にブロックを分断し幅/深さ比を改善  
(有孔鋼管にスベリ土圧はほとんど作用しない)  
縦有孔鋼管で、盛土底面に発生する地震時の過剰間隙水圧を消散



新技術・新工法の例

## 6.2 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 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。

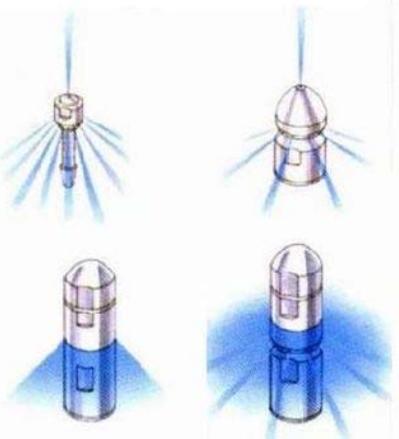
- (1)土砂等によるストレーナの目詰まり
- (2)材質による腐食（SGP 管）や破損（塩ビ管）
- (3)植物の根の侵入
- (4)孔口付近や孔内のスライム付着



表-4 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の目詰まり	<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バクテリアの繁殖や鉱物類が結晶し固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の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固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2 m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、鉄バクテリア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><sup>3-</sup> 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) 鉄バクテリアによるバイオマット</p>

### 6.3 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。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。

地下水排除工については、地震時に破断した場合に、その後盛土内への地下水供給施設として負の作用を発揮する恐れがあるので、耐久性の高い材料（メッキ付き鋼管など）を用いることが必要である。

### 6.4 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。

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-5に抜粋する。

表-5 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滑動（崩落）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。

## 引用文献

- 1) 第三回総合的な宅地防災対策に関する検討会 説明資料(平成17年9月26日): 国土交通省都市・地域整備局 都市計画課開発企画調査室
- 2) 釜井俊孝・守随治雄(2002):『斜面防災都市 - 都市における斜面災害の予測と対策 - 』、理工図書
- 3) 大地震時における宅地盛土の被害に関する調査業務(平成17年9月): NPO 法人都市災害に備える技術者の会、国土交通省都市・地域整備局 都市計画課開発企画調査室
- 4) 推定による震度分布図: 東京工業大学翠川研究室の公表資料  
<http://www.enveng.titech.ac.jp/midorikawa/member/kazu/fig03.html>
- 5) 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、日本地すべり学会誌、Vol.40、No.5、pp.29-39
- 6) 太田英将、榎田充哉(2007): 谷埋め盛土の地震時滑動崩落の安定計算手法、(社)地盤工学会関東支部シンポジウムDS1「既設造成宅地の耐震性調査から対策まで」
- 7) Skempton, A.W. (1954). "The pore pressure coefficients A and B". Geotechnique, 4(4), 143-147.