

# 谷埋め盛土の地震時滑動崩落 の安定計算手法

太田ジオリサーチ 正会員 太田英将  
国土防災技術 正会員 榎田充哉

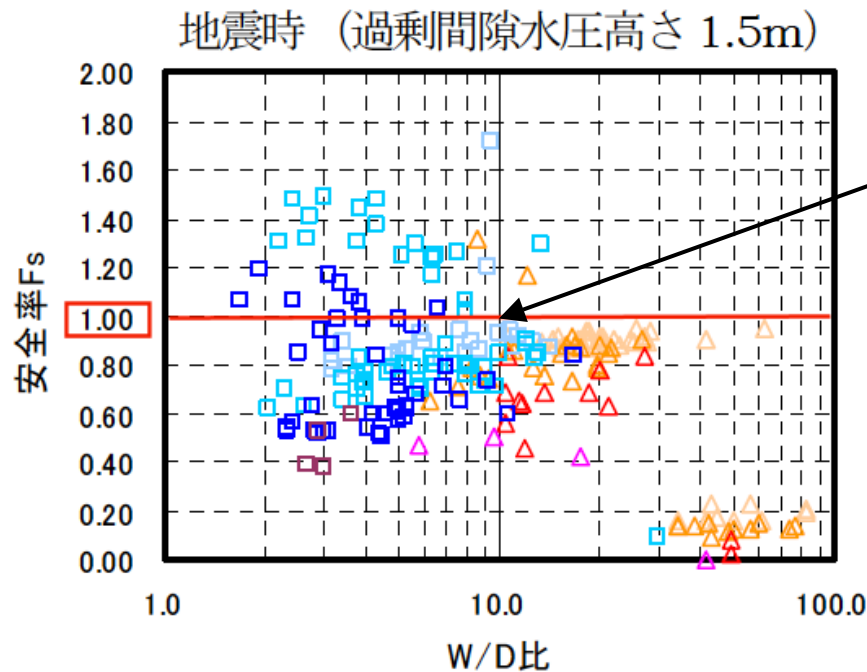
## 谷埋め盛土の地震時滑動崩落 の安定計算手法が必要となった背景

- 1995年兵庫県南部地震、2004年新潟県中越地震で宅地盛土が被災した
- 釜井ほか(1996)などで阪神地域における宅地谷埋め盛土の被災調査が公表された
- 釜井・守随(2002)などで危険度評価法が提案された
- 2006年3月に宅造法改正が行われ、同年9月に施行された。
- 対策工法の「設計」が必要となった

# 新たな計算手法が必要となった理由

- 従来手法（2次元断面法）では安定計算として最低限必要な要件を満たせなかった

実際に発生した現象（変動・非変動）が再現できない 信頼性がない



安全率(地震時)-W/D比 関係図



2次元断面法では変動・非変動を安全率の大小で区別することができない

# 1995年兵庫県南部地震の際のデータセット

全ての始まりは、この調査データにある

Microsoft Excel - 阪神淡路データ解析(051026)解析12-4 修正版.xls

ファイル(F) 編集(E) 表示(V) 挿入(I) 書式(O) ツール(T) データ(D) ウィンドウ(W) 翻訳(B) ヘルプ(H) Adobe PDF(B)

英語->日本語 範囲翻訳 全文翻訳

MS Pゴシック 11

A2 =

2 実積一覧表(笠原氏) 甲山-13の変動の有・無の修正にともない再ソートが必要。その場合、各グラフの非変動5-10の色を事前に再設定 一調査結果

	地区名	No	安定性 (実績)	幅(m) W ※1	深さ(m) D ※1	W/D	左岸深さ (m)	右岸深さ (m)	方向(度) ※2	傾斜角(度) ※3	造成年 ※4	地下水有無 ※5	面積 (m <sup>2</sup> )	長さL (m)
55	西宮-06	西宮(池埋め)	6	1	48	6	3	3	164	5.2	0	1	8337	180
56	西宮-25	西宮(池埋め)	25	1	22	4	2	2	184	5.2	0	1	2900	100
57	西宮-47	西宮	47	1	53	2	26.5	2	25	5.2	1	1	6991	153
58	西宮-65	西宮	65	1	46	3	16.0	3	51	5.3	0	1	13576	249
59	湊川-27	湊川	27	1	50	3	16.7	3	279	5.3	1	1	4614	100
60	芦屋-36	芦屋	36	1	43	5	8.6	2	134	5.7	0	0	5335	145
61	西宮-24	西宮	24	1	60	3	20.0	3	135	5.8	0	1	5433	94
62	芦屋-51	芦屋	51	1	34	1	34.0	1	169	5.8	0	0	7336	186
63	湊川-23	湊川	23	1	97	5	19.4	5	131	5.8	1	1	13998	222
64	甲山-69	甲山	69	1	21	2	10.5	1	165	6	0	1	1646	81
65	甲山-22	甲山(池埋め)	22	1	36	5		4	149	6.3	0	1	3681	103
66	甲山-43	甲山(池埋め)	43	1	44	7		5	165	6.3	0	1	2504	66
67	甲山-57	甲山	57	1	34	1	34.0	1	160	6.3	0	1	2757	95
68	甲山-74	甲山	74	1	38	1	38.0	1	163	6.3	0	1	5011	151
69	西宮-05	西宮	5	1	61	7	8.7	3	140	6.3	0	1	6471	143
70	西宮-34	西宮	34	1	77	1	77.0	1	116	6.3	1	1	4418	72
71	芦屋-12	芦屋	12	1	74	8	9.3	5	136	6.3	0	1	9666	172
72	西宮-37	西宮	37	1	50	1	50.0	1	180	6.5	0	1	5054	90
73	湊川-29	湊川	29	1	65	3	21.7	3	117	6.5	1	1	5542	104
74	甲山-59	甲山	59	1	73	1	73.0	1	67	6.7	0	1	4499	68
75	湊川-31	湊川	31	1	52	3	17.3	3	131	6.7	1	1	3731	86
76	甲山-42	甲山	42	1	82	6	13.7	4	175	7.1	0	1	6002	76

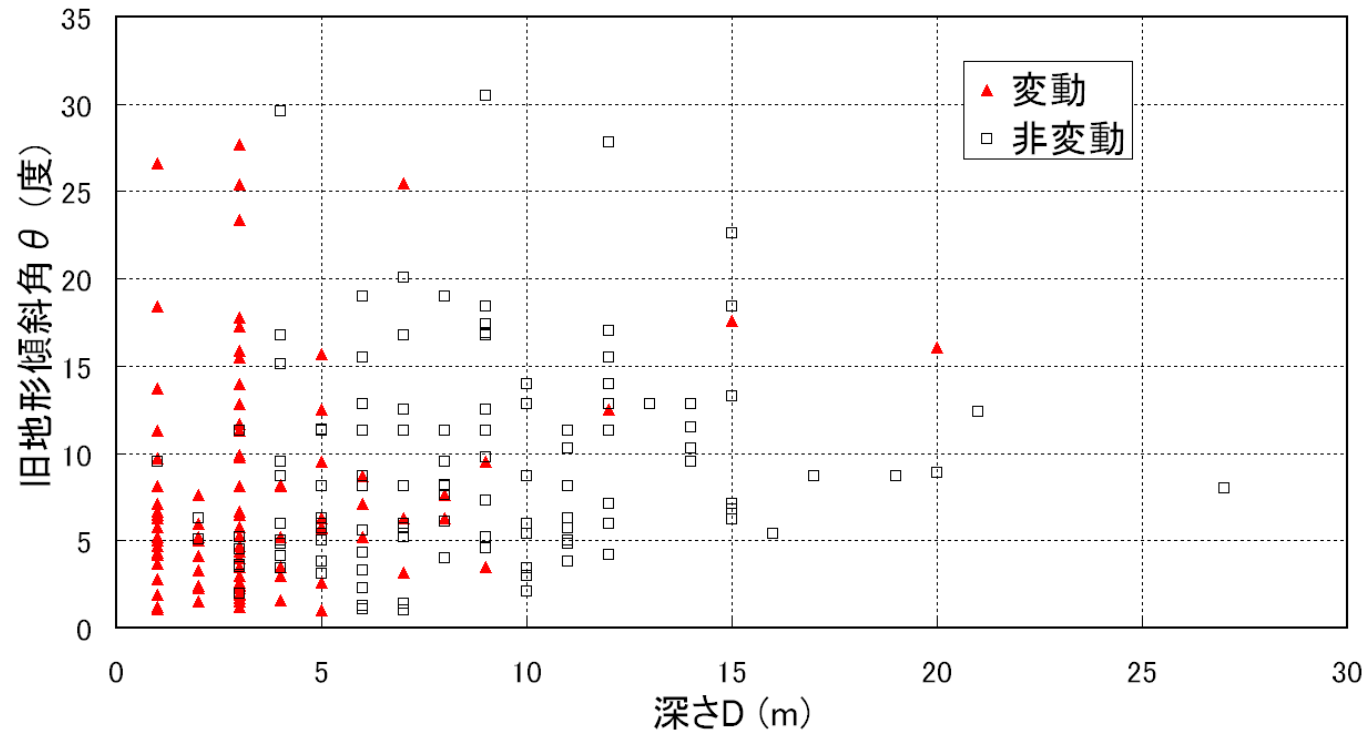
コマンド NUM

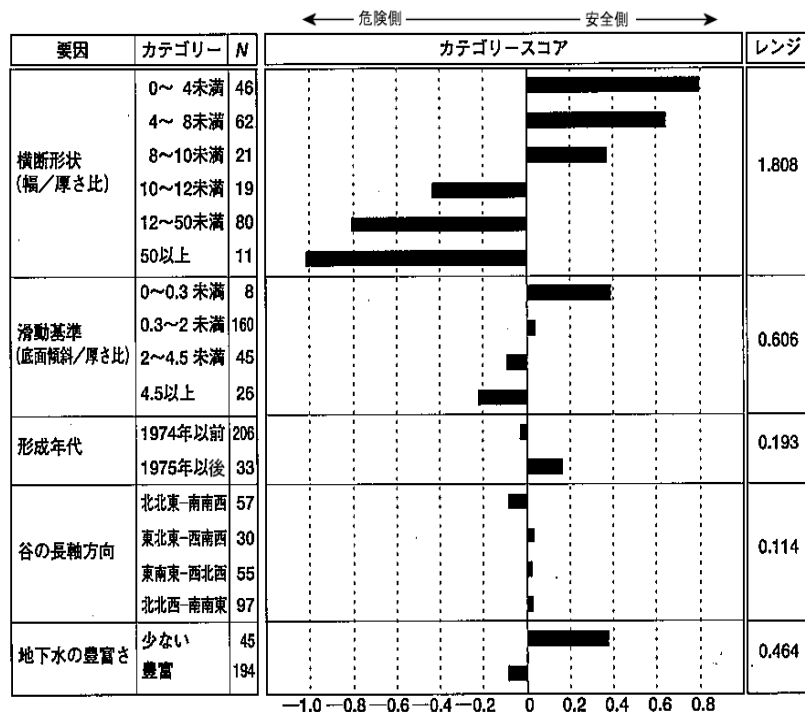
変動事例89事例, 非変動事例130事例, 計219事例



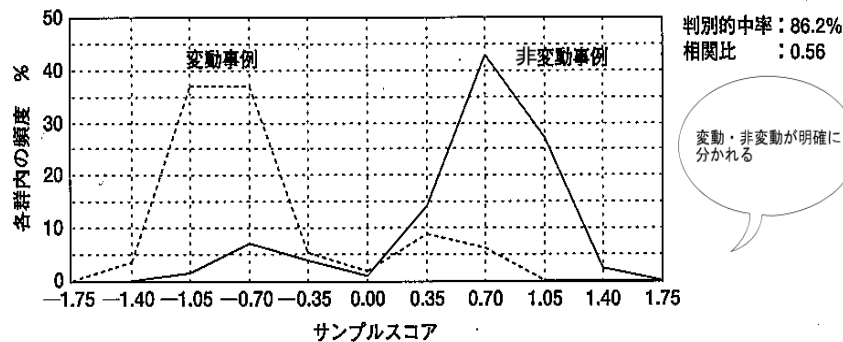
# 傾斜角と盛土深さ

旧地形傾斜角と深さDの関係



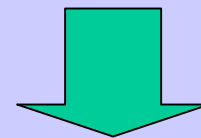


注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側。Nはサンプル数



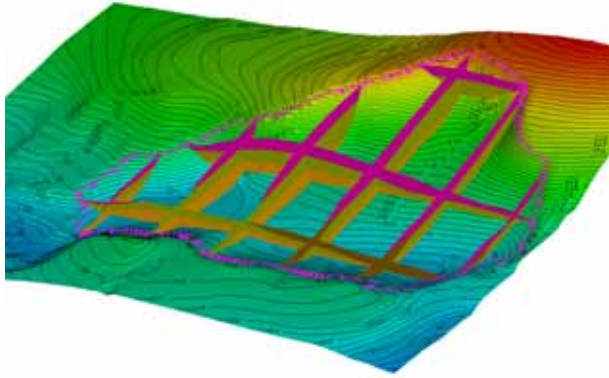
## 数量化解析では

- 横断形状(W/D比)が変動・非変動を分ける最大要因である。
- 底面の抵抗力が著しく弱く、盛土側部の摩擦が効いている場合にこの現象は起こり得る



そういう実例は・・・ある



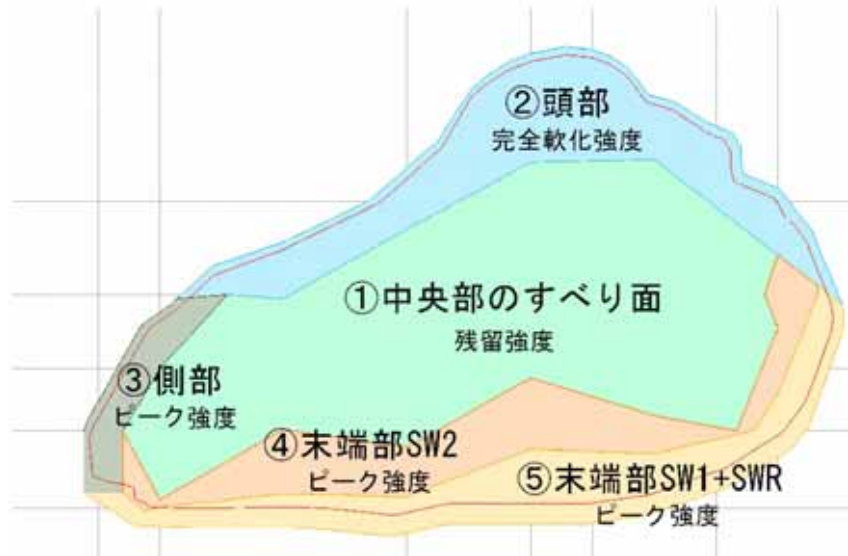


# 実例は地すべり順算解析

普段は「逆算法」で処理するので気がつきにくい「順算法」で解こうとすれば

## Fs 1.0の地すべりで検証

主たるすべり面強度は著しく小さいが、周縁部は相対的に大きな強度

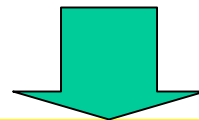


	強度設定	Fs
2次元	全体をピーク強度	3.33
	全体を完全軟化強度	1.89
	全体を残留強度	0.65
	個別に設定	0.84
3次元	全体をピーク強度	3.53
	全体を完全軟化強度	1.81
	全体を残留強度	0.60
	個別に設定	1.01



## 安定計算手法の基本原則(結論)

- ありのままの形状(3次元)で、地質・応力状態に応じてその場所で発揮される強度を入れて計算する。
- 特に底面と周縁部強度が相対的に大きく異なる場合には、過度に単純化されたモデルでは順算法での安全率算定は不可能。



谷埋め盛土の地震時滑動崩落の安定計算においても基本原則は全く同じ。

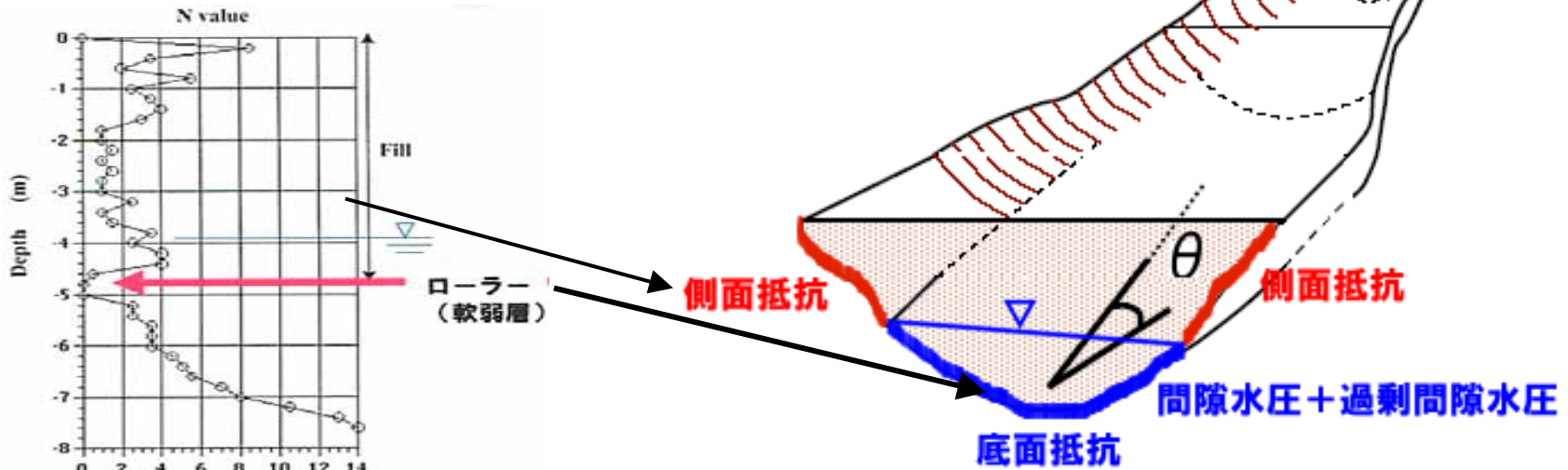
# 抵抗力

$$F_s = \frac{\text{抵抗力}}{\text{滑動力}}$$

# 滑動力

原則は  
「ありのままに計算」

- **抵抗力:**  
底面抵抗力: 過剰間隙水圧が作用している  
側面抵抗力: 過剰間隙水圧の影響は小さい
- **滑動力:**  
重力による接線力:  $W \sin \theta$   
地震による水平震度:  $K_h = 0.25$



○多くの谷埋め盛土の底部には、  
(超)軟弱層が存在

# 土質力学的な課題

(現象の詳細がよくわかっていない)

- いつ過剰間隙水圧が作用するのか？  
揺れの最中？少し経ってから？
- どの程度過剰間隙水圧が作用するのか？  
液状化のレベル？それ以下？
- 滑動するときの安全率は $F_s < 1$ ということ以外にはわからない  
 $F_s = 0.2$ でも $0.9$ でもいいということ。  
単一のサンプルでは検証不能  
変動グループ $F_s < 1$ 、非変動グループ $F_s > 1$   
のデータ群として検証が必要

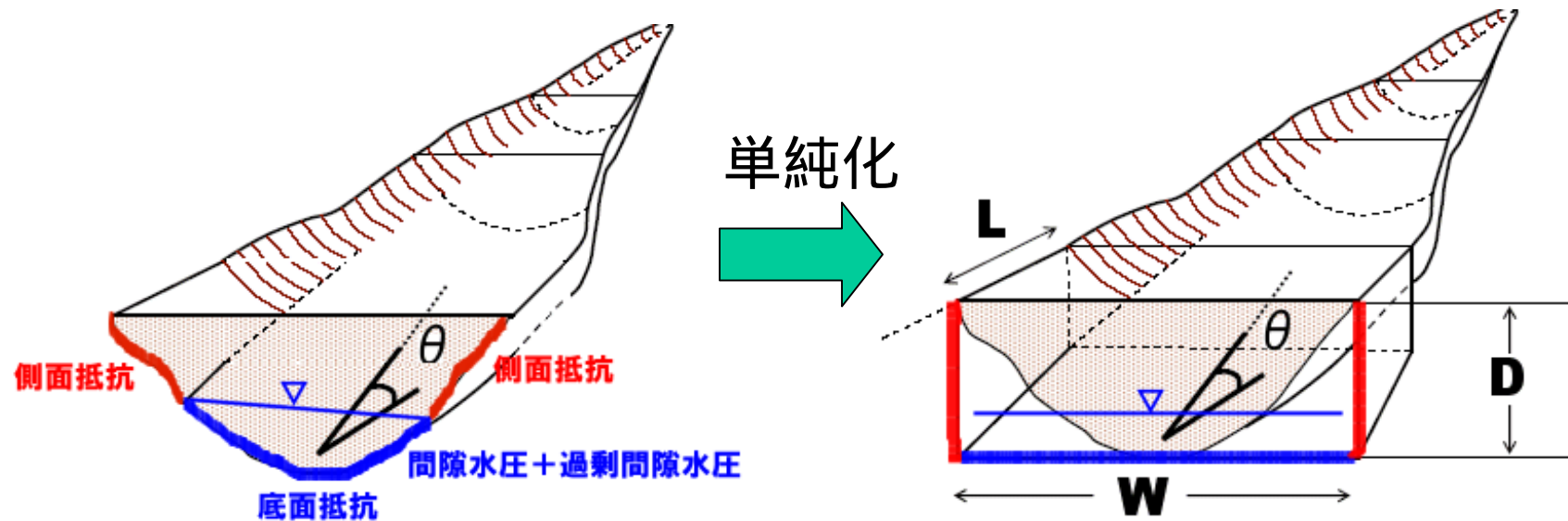
# 現実的(¥)な課題

- **たくさん調査できるか？**  
多くの調査費が掛けられるか？ (悲観的)
- **サンプリングできるか？**  
盛土と地山の境界部付近のサンプリングは容易か？  
(濃んだ土のサンプリング)・・・(悲観的)
- **阪神間のデータを精密化できるか？**  
「釜井阪神間データセット」は、W・D・L・ (・WL)  
検証するにはW・D・L・ (・WL)で表現  
事業で得られるデータもこれと大差ないと仮定

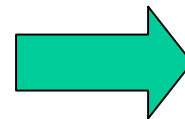
細かな話はデータが揃わない限り何も言えない

# 簡易計算のモデル化(単純化)

- 現実的には「ありのままの計算」は困難  
調査費用・技術の問題・検証データの問題



側面抵抗 = 土被り荷重  $\times \tan \delta'_{side}$



似た性質の力で代用  
(便宜上!)

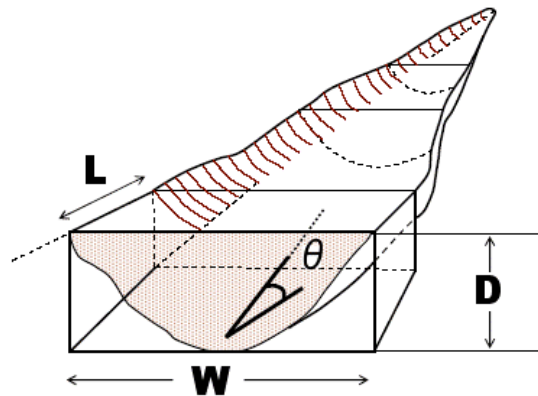
$$F_s = R/T \quad \dots \text{安全率}$$

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

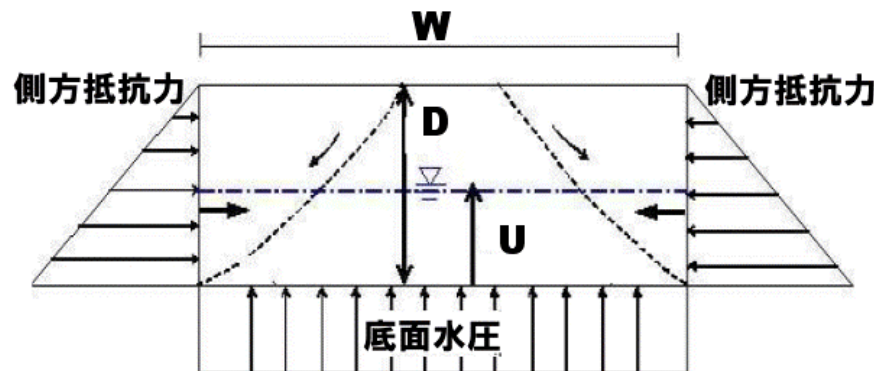
$$R = R_s + R_b - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \dots \text{抵抗力 (kN)}$$

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

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



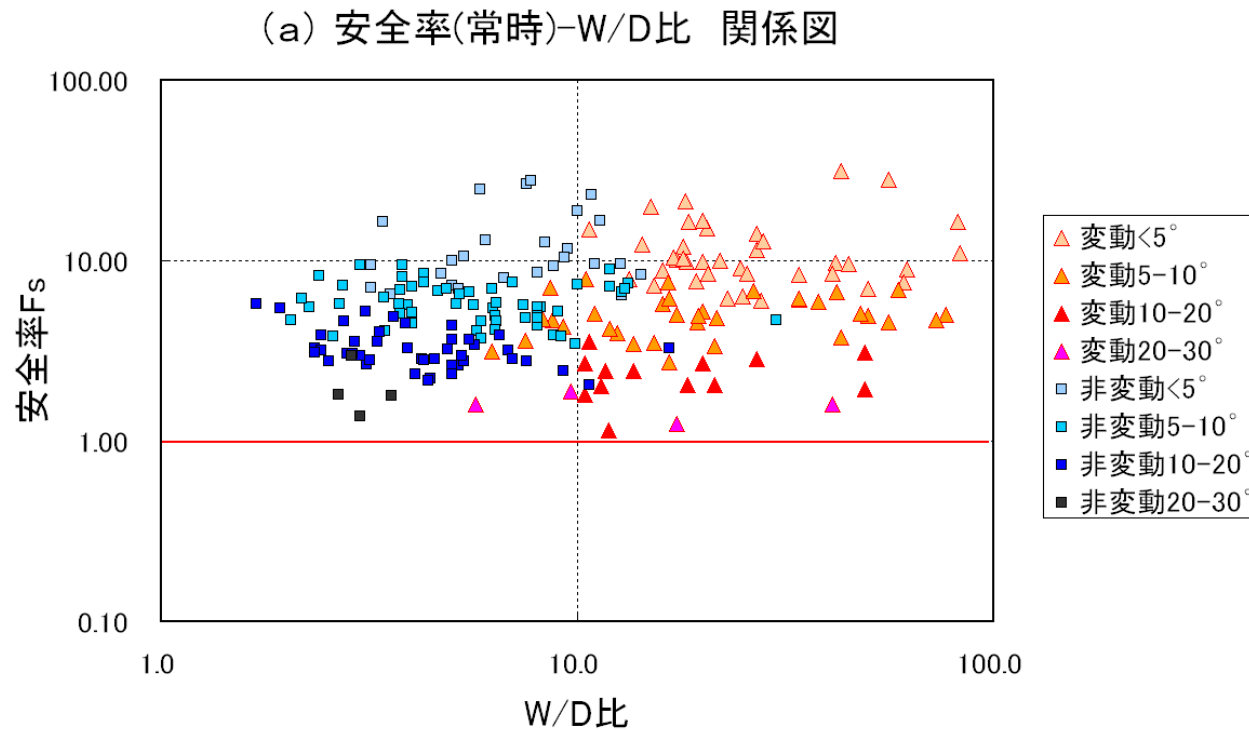
$L_0$ : 単位長さ,  $L$ : 全体長,  $W$ : 幅,  $D$ : 高さ,  $\theta$ : 斜面の傾斜角



## 簡易計算モデル

$W_t = t \cdot V_t$	重量 (kN)
$P = 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot t \cdot D^2 \cdot L$	側方土圧 (kN)
$U_b = w \cdot u \cdot A_t$	底面水圧 (kN)
$A_s = 2 \cdot D \cdot L$	側面積 (m <sup>2</sup> )
$A_b = A_t / \cos$	底面積 (m <sup>2</sup> )
$A_t = V_t / D$	換算平面積 (m <sup>2</sup> )
$t$ : 土塊の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	
$w$ : 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)	
$U_s$ : 過剰間隙水圧 (kN) { $= w \cdot A_t \cdot u_s$ }	
$u_s$ : 過剰間隙水圧の水位高さ (m)	
$K$ : 側方土圧係数	
$k_h$ : 水平震度 (最大0.25とする)	

# 検証用データセットを解析した結果 (常時)

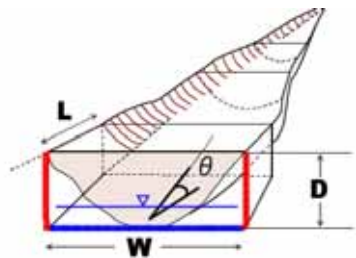
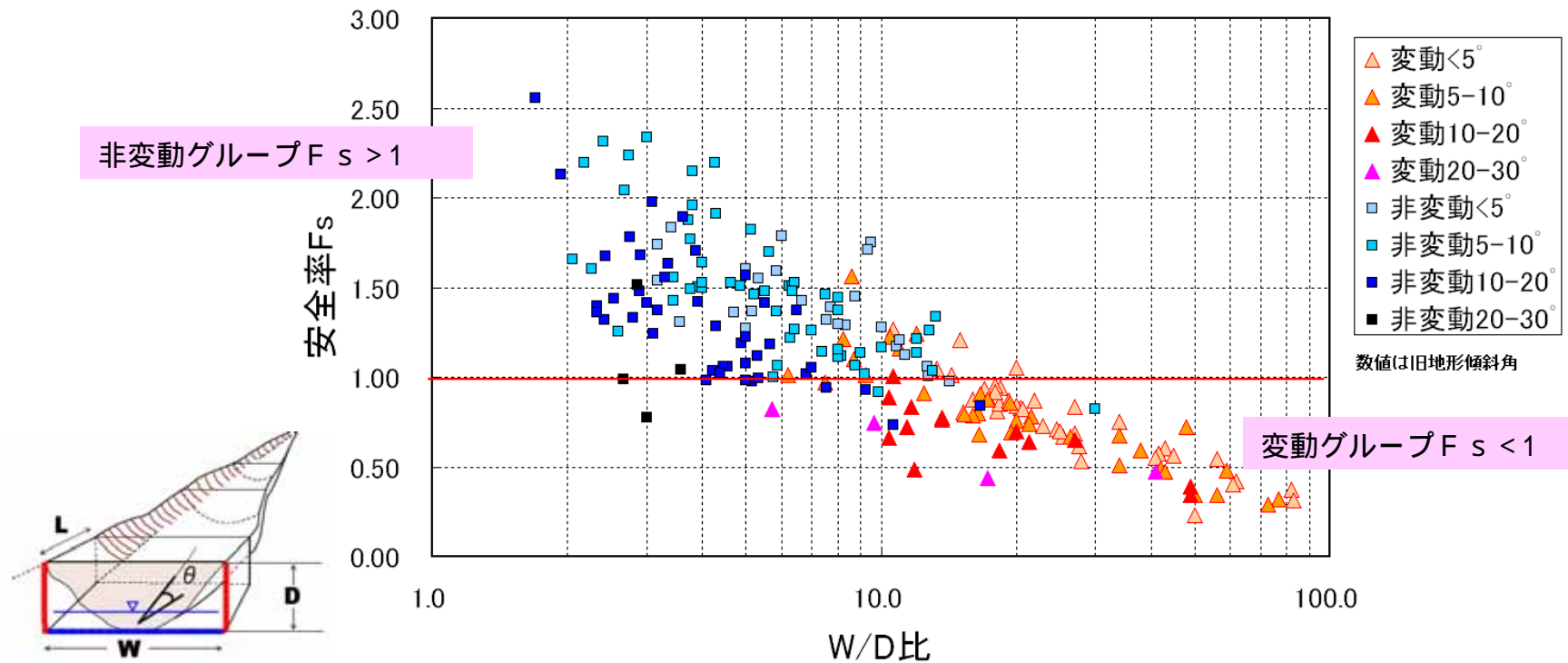


- 常時の計算では、変動した盛土も非変動だった盛土も、安全率 $F_s$ による違いはない。



# 検証用データセットを解析した結果 (地震時)

(b) 安全率(地震時)-W/D比 関係図



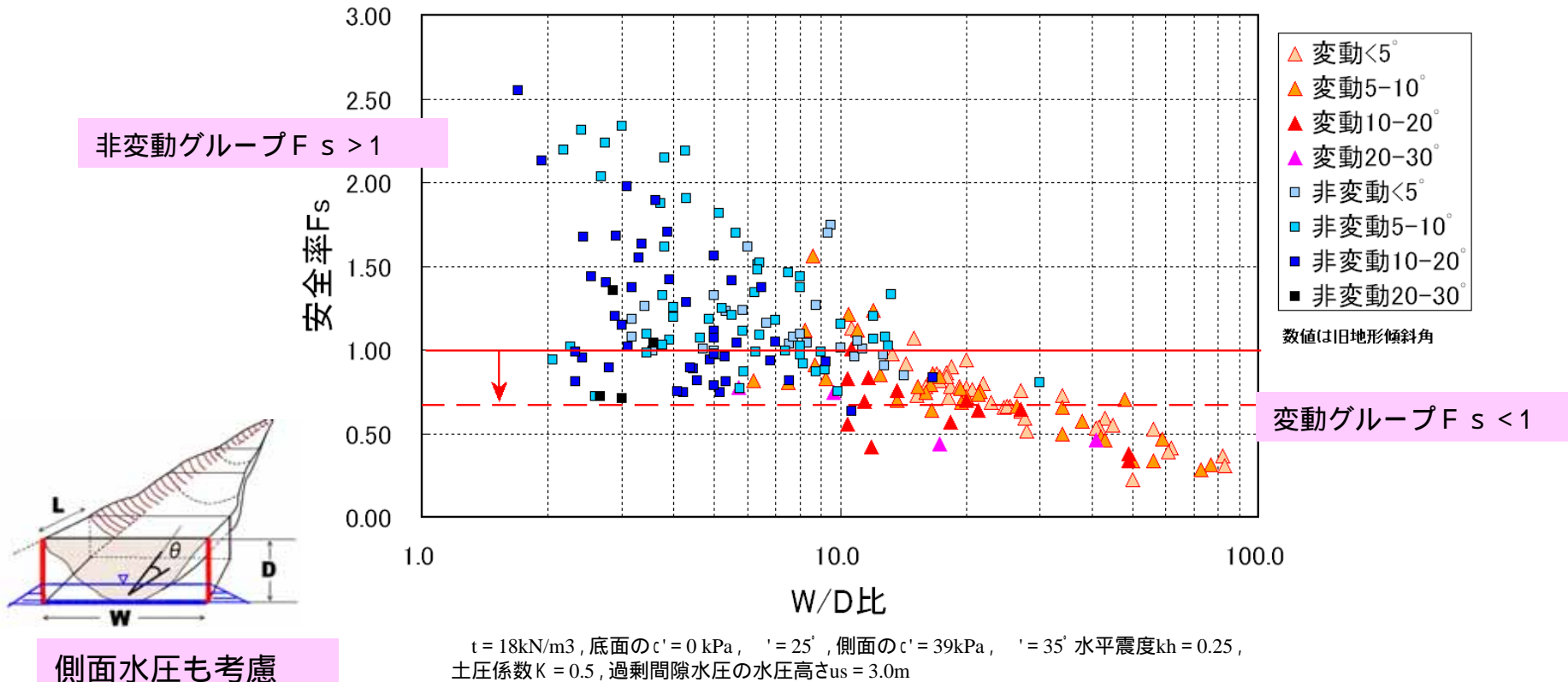
底面水圧のみ考慮

$t = 18\text{kN/m}^3$ , 底面の  $c' = 0\text{ kPa}$ ,  $\phi' = 25^\circ$ , 側面の  $c' = 39\text{kPa}$ ,  $\phi' = 35^\circ$  水平震度  $kh = 0.25$ ,  
土圧係数  $K = 0.5$ , 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s = 3.0\text{m}$

- 変動した盛土が  $F_s < 1$ 、非変動の盛土が  $F_s > 1$  のグループにうまく分かっている (正答率88.6%)

# 検証用データセットを解析した結果 (地震時-2)

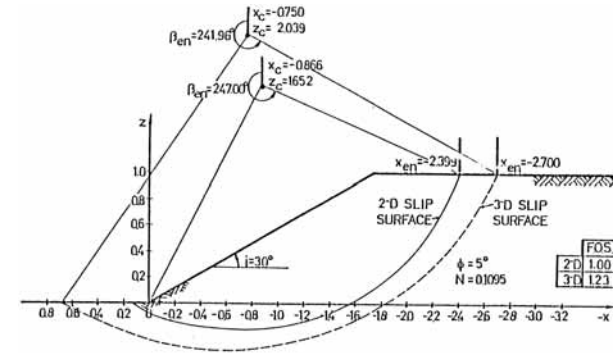
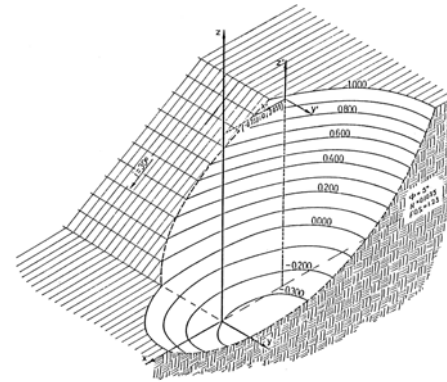
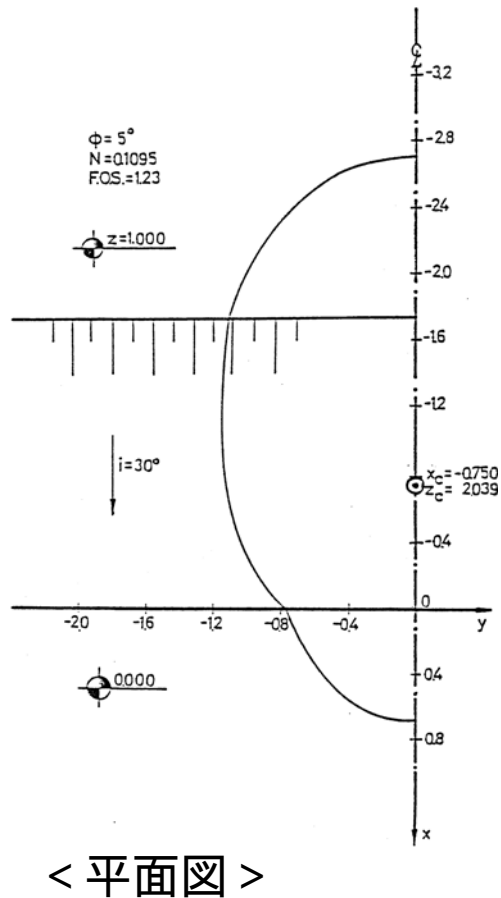
(b) 安全率(地震時)-W/D比 関係図



- 変動した盛土が $F_s < 1$ 、非変動の盛土が $F_s > 1$ のグループに分かれるが、底面水圧のみ考慮の場合より幅 / 深さ比が小さい非変動グループの安全率が相対的に低下する。



# Leshcinskyの解析事例 (理想理論モデルでのチェック)



## Leshcinskyの理想モデル $F_s = 1.23$

側方抵抗モデル法  $F_s = 1.299$  差0.07  
 側方抵抗モデルの  $k = 0.5$

2D簡易ビショップ法  $F_s = 1.036$  差0.19

2Dフェレニウス法  $F_s = 0.998$  差0.23

## 谷埋め盛土の地震時滑動崩落の安定計算手法のまとめ

- 理想的には「ありのままの形状でかつありのままの土質強度・せん断抵抗力・過剰間隙水圧を用いれば演繹的に安全率を求める」手法が良い。
- 現実の制約条件により上記の達成は困難なので、側方抵抗力を簡易的にモデル化した計算手法を提案し、阪神の事例等で検証した結果、良好な適合性があった。

以上

# 側部抵抗の簡単な実験

2次元断面形状はみんないっしょ

- ダンプトラック荷台から砂をすべり落とす実験  
安息角は $35^\circ$  くらい(強い側部抵抗が無い場合)



資料

この2次元断面を標準とする

# 側部抵抗の簡単な実験

2次元断面形状はみんないっしょ

- 砂の中にせん断面ができるとなかなか落ちない  
(側部抵抗が底面抵抗に比べて強い場合)



資料

44°



# 盛土変動の「形」



資料