

**投稿論文(和文)
PAPERS**

石積み擁壁の安定性評価法

田中邦熙¹・山田清臣²

¹正会員 (株)第一コンサルタンツ (〒167 東京都杉並区荻窪 5-22-1)

²正会員 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科 (〒101 東京都千代田区神田駿河台 1-8)

本文では、石積み擁壁の安定性を評価する方法として、石積み部分の形状・寸法、接触条件等を考慮して、平均的な粘着力、せん断抵抗角に置き替え、円弧すべり法により、背面土を含む石垣斜面全体の安全率を求める方法を提案した。この方法により、種々の条件の石垣斜面に対する安全率を実験計画法に基づいて求め、統計的手法を用いてデータ処理した。その結果、石垣の安定に影響する要因とその影響度合、石垣が施工されることにより元来の土砂斜面の安全率が増加し、石垣効果が得られる条件、石垣の安全率を算出する直交多項式等が求められた。今回得られた成果は、老朽化が著しい城壁等の安定性を評価・判定し、修復工事の要否を客観的に判断する老朽度判定法の確立に寄与していくと考えられる。

Key Words : masonry wall, stability analysis, design of experiments, analysis of variance

1. はじめに

日本各地には史跡的にも価値の高い城郭が数多く点在し^{1), 2), 3)}、それらの多くは石積み擁壁（以後石垣と総称）で構築されている。しかしそれらの多くは老朽化が著しいために、石垣が崩壊する危険性が高いと判断される個所も少なくない。これらの重要な遺跡を保存し、その周辺も含めて整備して市民に開放するためにも、石垣の安定性を評価判定し、修復工事の要否を客観的に判断する手法の確立が望まれる。

石垣構築技術は古人の経験の積み重ねにより、長大な美しい形状を造り出すまでに発展してきたが、現代の学問的・工学的方法によりその安定性を評価することは困難と言われてきた。この原因は石垣の安定性に関与する要因が数多く、複雑に絡み合っていて、現状の安定性を定量的に評価することが困難であるためであろう。従って、石垣の安定性に関する研究論文也非常に少ない。

建設工事においては、各種の形状・寸法を持つ擁壁が設計・施工されているが、これらは一般に（鉄筋）コンクリート造であり、その安定性は擁壁自体が一体の剛な構造物として、転倒・滑動・支持力等の面から検討されている。これらの手法は各行政機関において土圧公式等に若干の差はあるが、標準化され確立された設計法として広く用いられている⁴⁾。しかし特にもたれ壁式擁壁では、設計計算上安定しない形状・寸法でも、現実に施工され、問題を生じることもなく供用されている事例も多いことでも分かるように、現行設計法にも問題点が多い。

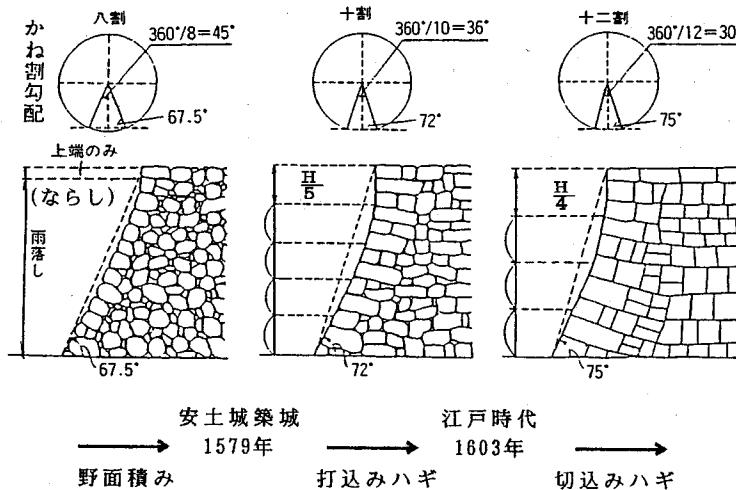
ここで石垣は一種のもたれ壁式擁壁とも考えられる

が、石垣石個々が独立している一方、間詰石および裏込め材により相互に絡み合って全体の安定を保っている点において、ブロック積もたれ壁式擁壁が、その背面がコンクリート等により一体化されている点で根本的に異なっている。従って現行の擁壁安定解析手法は石垣の安定解析に適用することはできない。

石垣の安定メカニズムに関する示唆的な研究として、福岡・中川によるプレキャスト PC 曲面擁壁構造に関する研究⁵⁾がある。曲面擁壁の必要性を景観論の立場から論じた論文であるが、城郭石垣では天端部の勾配は急で、基部はゆるく曲線になっていることの有効性を模型実験で確認し、さらに傾斜壁と曲面壁の安定性をティラーの摩擦円法により比較して、後者が安全率が高くなることを示した。

一方、図-1に示すような、築城時の時代的背景を勘案して、石垣勾配が当時から現時点までにどの程度変化しているかを測定し、変化の大きさからその石垣の安定性を評価する方法⁶⁾がある。しかしこの方法は変状が経時に発散傾向にあるのか収束傾向にあるのか、あるいは推定総変位量が危険な状態に達しているのか否か等、合理的定量的判定基準がないなどの問題点がある。

また建設省道路局では「防災点検ガイドブック(案)⁷⁾」を平成2年9月に策定し、道路に対する落石、地すべり、擁壁、雪崩等の11項目に対し、「防災点検箇所別記録表」および「安定度調査表」により、危険箇所を採点評価する方法を実施している。石垣斜面は規定されていないが、擁壁に関する調査表は調査項目等共通点が多く、大いに参考になる。しかし安定性を評価するための各項目の配



図一 石垣勾配の時代的変化³⁾ (隅角部を横方向から見た石垣石の正面状況)

点の大きさや集計する方法等においてその根拠・妥当性に疑問が残る。

なお最近はコンピュータのハードおよびソフト両面の進歩が著しく、D.E.M. をはじめとする不連続体力学やジョイント要素を考慮したF.E.M. 等により石垣の安定性を研究することは有効な方法と考えられる。これらの方法によると応力-変位関係を石垣断面の内部まで二次元・三次元的に逐次計算することが可能である。従って、現存石垣の現場計測データの解析にも有効である。

石垣の安定性評価には、石垣石が離散的に崩落する状態までの解析は必要なく、腹み出し状態程度までの変位量や変位速度等の情報が得られればよいが、上述の解析を行うとき、境界条件の設定やインプット定数等多くの点で不透明な面が多く、上述の方法を用いた石垣に関する研究成果は見受けられない。しかし今後は実際の現象をより正しく評価するためにも、上述の研究方法が発展することが望まれる。

本研究の目的は石垣の安定性を簡便に概略的に求める方法を提案することであり、上述の方法は簡便性という点においても難がある。この研究では、以下のような方法・手順で解析・検討した結果をとりまとめた。

- ① 石垣石の平均的な形状・寸法・接触条件等を用い、石垣部の平均的な粘着力・せん断抵抗角を求める式の提案。
- ② 斜面高さ、傾斜角、背面土土性値および石垣部の物性値等の石垣斜面安定に関与する要因に対し、通常範囲の値を4水準に分け、実験計画法に基づいて計算条件を割り付け、夫々の条件の時の最小安全率 F_{smi} (以後 F_m) を円弧すべり法により計算。
- ③ 計算結果の分散分析法等に基づく統計処理。

注) 左図のように円を8, 10, 12等分したときの勾配を矩割勾配^{かわり}といい、石垣勾配は67.5°, 72°, 75°となる。

- イ) 石垣安定に影響する要因の F 検定による抽出と寄与率による影響度合いの表示。
- ロ) 石垣により斜面安全率が増加し、石垣効果が得られる条件の抽出。
- ハ) 石垣斜面の安全率を算出する直交多項式の誘導。
- ④ 建設省道路局の防災点検安定度調査表のうち、擁壁に関するものを石垣用に補正して作成した「石垣安定度調査表」と、上述直交多項式による実在石垣斜面の判定・採点結果の比較。

2. 石垣の安定要因と崩壊原因

石垣の安定に関与する要因は図二に示すように、石垣背面の地山に関する項目と石垣自体に関する項目およびその他の外的条件の3つに大別される。

一方石垣調査⁸⁾の結果から得られた、石垣が不安定化し崩壊に至る要因を整理すると、図三のようになる。

これらの要因夫々の因果関係は複雑に絡み合っていて、影響度合を定量的に評価することは至難なことである。

3. 石垣部分の平均的強度を求める式の誘導

(1) 石垣斜面の安定解析

斜面の安定解析に必要な要因は、斜面の形状、土層断面、土の単位体積重量、土のせん断強さおよび間隙水圧等に関する資料である。一方すべり面の形・せん断強さの採り方および安全率の考え方に関しては、簡素化された条件と仮定が必要である。

既存の石垣の安定性を論じるには、長年月の安定問題として、せん断強さは基本的には有効応力法 ($c'\phi'$ 法)

地 山	地質種類	地層構成 粘性土～砂質土
	地質特性	密度 γ_s , 粘着力 c_s , せん断抵抗角 ϕ_s , 沈下
	形 状	高さ H , 勾配 θ
	寸 法	背面上部斜面の高さ, 勾配
	地 下 水	
	基礎地盤	地質特性, 地層構成
石 垣	形 状	高さ, 根入れ深さ
	寸 法	勾配
	石	形 状 縦 a , 横 b , 奥行き d
		寸 法 密度 γ_R , 粘着力 c_R , せん断抵抗角 ϕ_R , 節理
	物 性 (平均化)	
	積み方	上向 ($-\alpha$) 水平 (0) 下向 ($+\alpha$) 接触面長さ e 粗密 m
	間詰め石	
	裏 込 め	
その他	氣 地	(降雨・積雪, 風)
	象 震	
	草 木	根

図-2 石垣の安定に関与する要因

を用いなければならない。しかし現実問題として、土のせん断強さ c' , ϕ' を圧密非排水条件で試験し求めること、現状斜面での間隙水圧の大きさを推定すること等実際面での困難も大きい。一方全応力法 ($\phi_u = 0$ 法) は本来飽和した粘性土の斜面の施工直後又は急速載荷の条件での安定性を検討するのに用いられ、石垣の安定性検討に最適ではない。

本研究は遺跡保護の立場から地質調査・試験や試掘等を行うことが困難な既存の石垣の安定性を概略的に知る方法を確立するために行うものである。従って石垣斜面の安定解析実施に当たり、土の部分は斜面形状・地層構成等を単一なものとし、土のせん断強度は急速試験結果を用いて、地下水位、間隙水圧は考慮に入れず、式(1)で示されるモーメント法による円弧すべり法により安全率 F を求めることとした。

$$F = \frac{\text{すべりに対して抵抗しうる力のモーメント}}{\text{すべりを起こさせようとする力のモーメント}} \quad (1)$$

(なお同一断面に対する式(1)による計算結果のうち、最小値を F_m とする。)

(2) 石垣部分の平均的な粘着力 c_R

パソコン等により式(1)を用いて斜面安全率を求める場合、すべり円弧が石垣石内部を通るときには、土に比べて強度が格段に大きい石垣石の値が抵抗側に加えられ、安全率が過大となる(図-4参照)。現実のすべり面は石垣石相互間にずれが生じるように発生する。

土斜面前面に石垣が設けられている場合、石垣石の高

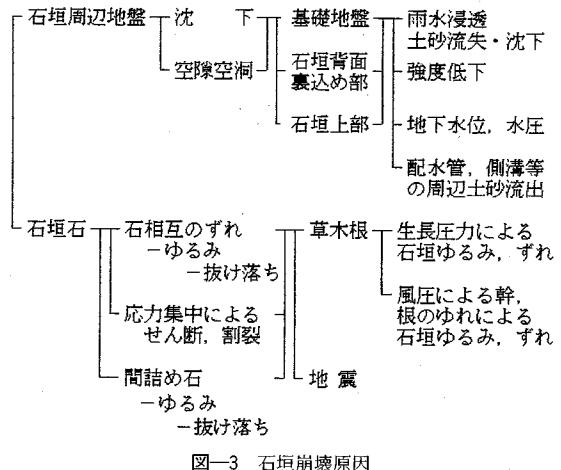
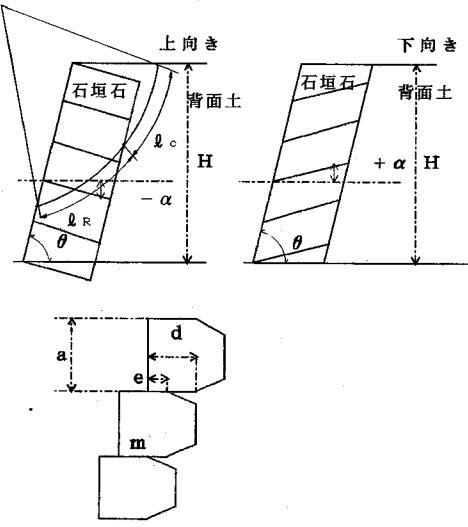


図-3 石垣崩壊原因



さ a (又は奥行き $d \approx 1.0 a \sim 3.0 a$, d は一般に a に比例する) が斜面高さ H に対して十分小さいと、石垣石は法面保護工的機能が大きくなり、石垣部の平均的強度 (石垣部全体を一つのマスと考えたときの平均的粘着力 c_R) は無視出来る程小さくなり、一方 a が H に対して大きくなると、 c_R は石垣石自体の強度に近づいていくと考えられる。従って a , H は土の場合の粘着力 c に相当する、石垣石部の平均的な粘着力 c_R と強い相関があると考えられる。すなわち

- ① a が大きいほど石垣斜面の安定高さは高くなり、かつ斜面勾配が急になっても安定性は高い。従って $y_1 = a/H$ が大きい程、石垣斜面の安定性は高い。
- ② ただし y_1 が同じ値であっても、 H が大きい場合程

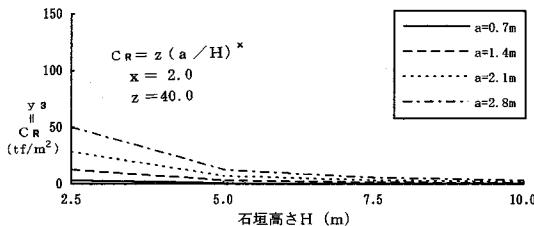


図-5 石垣部平均的粘着力 c_R と石垣高さ H との関係

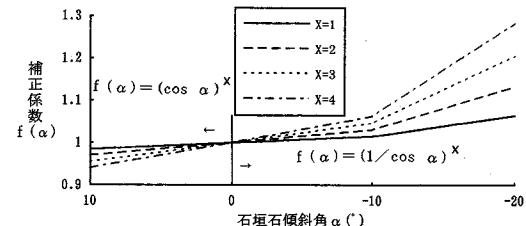


図-6 補正係数 $f(\alpha)$ と石垣石傾斜角 α との関係

石垣斜面の安定性は急速に小さくなり、 $y_2 = (a/H)^x$ $1.0 \leq x \leq 4.0$ のように指数乗する方が実際的である。

③ a , H の一般的な値は $a=0.5 \sim 3.0$ m, $H=3.0 \sim 10.0$ m で、 $(a/H)^x$ の最大値は、 a を最大、 H を最小としても $(3.0/3.0)^x = 1.0 (x \geq 0)$ となり、石垣石自体の強度に比べて小さすぎる。従って c_R としては $v_3 = z(a/H)^x$ $z=20 \sim 100$ として y_2 を z 倍すると、より実際的と思われる。いま $x=2.0$, $z=40.0$ として y_3 と H との関係図を示すと図-5 のようになり、 c_R として経験的に採り得る値に近いと考えて、以降、

$$c_R = y_3 = 40.0(a/H)^2 \quad (\text{tf}/\text{m}^2) \quad (2)$$

と設定して検討を進める。

(3) 石垣部分の平均的なせん断抵抗角 ϕ_R

石垣部では石垣上下石間にずれが生じるようにすべり面が生じ、石垣石相互間の基準となる摩擦係数 μ_B は、図-4において、夫々の石垣石上下面が水平面となす角度 α 、石垣石表面の凸凹、粗密、風化度等に対する係数 m 、石垣石上下間の接触比率 $n=e/d$ により増減すると考えられる。石垣石部分の平均的な摩擦係数は上述の 4 係数を乗じた形で表現されると考えれば、平均的なせん断抵抗角 ϕ_R は次の式(3)のように表される。

$$\phi_R = \tan^{-1}\{f(\mu) \cdot f(m) \cdot f(n) \cdot f(\alpha)\} \quad (3)$$

ここで

① $f(\mu)$ は石垣石相互間では 0.6 ~ 1.0 と考えられるが、今回は基準値として $f(\mu)=0.8$ と固定する。

② $f(m)$ は 0.9 ~ 1.2 程度と考えられる。

③ $f(n)$ は上下石間の接触長さ e を石垣石の奥行き長さ d で除した e/d で表される。

④ $f(\alpha)$ は μ_B を石垣石の傾斜角度により増減させる補正値であり、式(4)のように表されると仮定する。

$$f(\alpha) = \begin{cases} (\cos \alpha)^x & \alpha \geq 0 \\ (1/\cos \alpha)^x & \alpha < 0 \end{cases} \quad (4)$$

ここで $10^\circ \geq \alpha \geq -20^\circ$ の範囲で、 $x=1 \sim 4$ と変化させたときの計算結果を図-6 に示す。一般の石垣では $\alpha < 0$ であり、負の値が大きいほど $f(\alpha)$ は急激に大きくなると考えられ、 $x=4$ を採用するのが経験的に採り得る値に近いと考えられる。以降、

$$\phi_R = \tan^{-1}\{0.8 \cdot m \cdot (e/d) \cdot (1/\cos \alpha)^4\} \quad (5)$$

と設定して検討を進める。

4. 石垣斜面の安定解析

(1) 実験計画法の適用

石垣斜面の安定に関与する要因は複雑多岐であり、各要因の影響度合い等を室内実験や現場実測により実証することは非常に困難である。一方事前に多くの要因・水準を設定して実験し、その結果を統計的手法により処理し、効率的に技術情報を得る手法として実験計画法がある。本研究テーマに関し、実験計画法を適用するに当たっては、実験規模・回数・取り上げる要因の種類と水準などを考えた場合、石垣斜面の形状・寸法・地層構成などを単純化し、既知の技術情報を十分生かして、要因・水準の決定および実験の割り付けを行う必要がある。

実験計画法は本来は「実験による技術情報の獲得効率を高める共通技術」であり、独立した各要因または要因相互間の交互作用が、全実験条件から得られたデータ群の全バラツキ中において統計的に有意差が認められるかどうかを誤差の大きさを基準にして F 検定することにより判定する手法である。実験計画法で行われる実験範囲内の各要因の影響度合いや要因相互間の関連性は事前に不明であり、かつ実験順序もランダマイズされて行われる。

ここで、石垣の（模型）実験などを行わないで、何らかの方法により石垣斜面の安全性を定量的に計算することが出来れば、これらを数値実験と考えて実験計画法を適用し、多くの技術情報を得ることが出来る。さらに、得られた結果を検討して、別の成果を帰納的に導くこともできる。

本研究では、石垣斜面の安全率を求める式は前述の式(1)が事前に既知なものとして与えられ、さらにその要因の中には、帰納的に得られたであろう要因とその相互間の相関性なども式(2), (5)のように仮定して、この

表-1 土部分の安定要因の水準

要因	記号	単位	水準			
			1	2	3	4
斜面高さ	H	m	2.5	5.0	7.5	10.0
斜面角度	θ	°	60.0	70.0	80.0	90.0
土の単体重量	γ_s	tf/m ³	1.6	1.8	2.0	2.2
土の粘着力	c_s	tf/m ²	1.0	2.0	3.0	4.0
土のせん断抵抗角	ϕ_s	°	10.0	20.0	30.0	40.0

仮定条件も実験計画に組み込んで数値実験を行った。従って、得られた結論は、その仮定条件のもとで矛盾ないものである。以上の考え方方は既知の技術情報を十分生かしての帰納的実験と考えればよい。

(2) 安定解析条件の割りつけ

石垣有り斜面の安定解析実施に当たり、一般に石垣背面に設けられる裏込め部は施工幅も小さくかつ砂質土が用いられることが多いので、背面土の一部と考えて無視する。

斜面条件としては、高さ H と斜面角度 θ の 2 要因、背面土要因としては、土の単体重量 γ_s 、粘着力 c_s 、せん断抵抗角 ϕ_s の 3 要因の計 5 要因をとり上げ、夫々の水準は表-1 のように定めた。

一方石垣石部に関しては、図-4 に示した石垣部の平均的粘着力 c_R (元來は石垣石高 a)、石垣石奥行 d 、石垣部平均単体重量 γ_R および石垣石勾配 α 、石垣石上下間接触比率 $n = e/d$ 、石垣石表面の凸凹等に関する係数 m 、石垣石部の平均的摩擦係数 μ および式(5)から求めた平均的せん断抵抗角 ϕ_R の 8 要因をとり上げた。

これらは 3 章で示した式(2)、(5)のように相関関係があり、要因として全ては独立していない。表-2 の直交表のように各要因を Col. に割りつける時、線点図に基づいて要因毎の効果が交絡しないように考慮している。従って、石垣の各要因は最終的に c_R 、 ϕ_R に集約される。すなわち式(1)による安定計算実施時には、 a 、 d 、 H 、 θ 等によって石垣断面の形状寸法を規定した後に、別途式(2)、(5)により c_R 、 ϕ_R 等の値を計算して、その値をインプットして安全率を計算する。

ここで線点図とは要因を直交表に割り付けるとき、Col. ごとの主効果や Col. 間の交互作用（相乗作用・相殺作用など）が交絡しないように Col. 間の関係を整理図化したものである。例えば、

$$\textcircled{2} \underline{3, 4, 5} \quad \textcircled{1} \underline{7, 8, 9} \quad \textcircled{6}$$

では、Col.1 と 2 の交互作用が Col.3, 4, 5 に、Col.1 と 6 の交互作用が Col.7, 8, 9 に現れることを示す。

表-2 の場合、Col.11 の ϕ_R は Col.1, 2, 6, 7,

Col.12 の c_R は Col.15, 16 により決定される要因ではあるが、夫々の構成要因が交絡しないよう独立した Col.11 と 12 が割り付けられている。この結果、Col.11 と 12 のデータは事前には未知で、分散分析の結果、有意差有りと判定されたとき、はじめてその構成要因の存在と効果が推定される。言い換えれば、Col.1, 2, 6, 7 および 15, 16 をインプットして数値実験をすることは、Col.11 と 12 とに結果的に表-2 のような数値がインプットされたことになり、有意差有りと判定されれば、Col.11 と 12 とは事前には未知の要因ではあつたが、無視できない効果があることが証明されたことになる。

(3) 安定解析の実施と計算結果の考察

数値計算は モーメント法による円弧すべり法により各要因、水準の全組合せ時の最小安全率 F_m を求めた。

計算ケースは上述 13 要因、各 4 水準の全組合せになるが、今回は計算結果の処理を統計的手法を用いて行うために、実験計画法に基づいて、直交表 $L_{64}(4^{21})$ に割りつけ、64 ケースの計算を行った。計算条件と計算結果を表-2 に示す。

表-2 では、縦方向の 1~64 は計算ケース No.、横方向の 1~21 は要因を割りつけた Col. No. を示している。Lev. は各計算ケース No. ごとの水準の大きさである。

表-2 から、影響力が統計的に認められた 7 要因に対し、水準ごとに集計した結果を表-3 に示す。

ここで各要因の主効果 (S) は次のように求められる。

$$\text{修正項 } CF = (\text{Total})^2 / 64 = 153.94^2 / 64 = 370.27 \quad (6)$$

H の主効果 S_H

$$\begin{aligned} &= (S_{H1}^2 + S_{H2}^2 + S_{H3}^2 + S_{H4}^2) / 16 - CF \\ &= (47.91^2 + 38.85^2 + 23.02^2 + 17.17^2) / 16 - 370.27 \\ &= 126.31 \end{aligned} \quad (7)$$

同様にして求めた結果を分散分析表として、表-4 に示す。

表-4 の判定欄で**は 99 % 確率、*は 95 % 確率で有意差有り (64 ケのデータの全バラツキ中、その要因によるバラツキが、誤差を基準として判定した場合、統計的に十分影響がある) と判定されたことを示しており、表-4 に示す 7 要因が、石垣安定に対し無視出来ない影響力を有していることを示している。

また表-4 の右側部分は、左側部分で統計的に有意差有りと判定された要因に対し、等間隔の 4 点の直交多項式に展開するために、一次効果を l 、二次効果を q 、三次効果を c 、残りを r として、次式により求めた結果を示している。

表—2 直交表 L_{64} (4³) への割りつけと計算結果

Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	計算結果
要因	$\alpha = \frac{e}{d}$				m		μ		ϕ_s			C_s	γ_s	d	H	θ	γ_s	C_s	ϕ_s	F_m		
	($^{\circ}$)	($^{\circ}$)			($^{\circ}$)	(m)	(m)	($^{\circ}$)	(m)	(m)	($^{\circ}$)	(m)	(m)	($^{\circ}$)	(tf/m^2)	(tf/m^2)						
Lev.	1	10	0.25			0.90			0.70	2.00	0.70	2.50	60.0	1.60	1.00	10.0						
	2	0	0.50			1.00			1.40	2.50	1.40	5.00	70.0	1.80	2.00	20.0						
	3	-10	0.75			1.10			2.10	3.00	2.10	7.50	80.0	2.00	3.00	30.0						
	4	-20	1.00			1.20			2.80	3.50	2.80	10.00	90.0	2.20	4.00	40.0						
No.	1	1	1			1	0.169		9.61	3.14	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2.058
	2	1	1			2	0.188		10.65	3.14	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1.709
	3	1	1			3	0.207		11.69	3.14	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	1.286
	4	1	1			4	0.226		12.72	3.14	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	0.979
	5	1	2			1	0.338		18.68	1.39	2	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4	2.619
	6	1	2			2	0.376		20.61	0.20	1	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	0.919
	7	1	2			3	0.414		22.49	50.18	4	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	5.046
	8	1	2			4	0.452		24.32	7.06	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1.411
	9	1	3			1	0.507		26.89	1.76	3	4	4	4	2	2	2	2	2	2	2	0.909
	10	1	3			2	0.564		29.42	5.58	4	3	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1.183
	11	1	3			3	0.621		31.84	0.78	1	2	2	2	4	4	4	4	4	4	4	2.929
	12	1	3			4	0.678		34.14	12.54	2	1	1	1	3	3	3	3	3	3	3	5.658
	61	4	4			1	0.923		42.72	28.22	2	3	1	4	2	4	1					4.784
	62	4	4			2	1.026		45.74	12.54	1	4	2	3	1	3	2					5.148
	63	4	4			3	1.129		48.46	0.35	5	1	3	2	4	2	3					1.329
	64	4	4			4	1.231		50.92	0.78	3	2	4	1	3	1	4					1.087
																						計 153.943

表—3 水準ごとの集計値

要因	Col. No.	水準				合計
		1	2	3	4	
$n = e/d$	2	26.50	41.68	39.24	46.53	153.94
m	6	33.25	45.84	40.08	34.78	〃
C_R	12	27.27	37.26	42.22	47.20	〃
γ_R	13	43.09	41.34	37.69	31.87	〃
H	16	74.91	38.85	23.02	17.17	〃
C_s	20	24.73	38.93	42.92	47.36	〃
ϕ_s	21	31.44	37.69	36.14	48.67	〃

$$S_{H1} = \frac{(C_1 S_{H1} + C_2 S_{H2} + C_3 S_{H3} + C_4 S_{H4})^2}{\gamma(\lambda^2 S)} \quad (8)$$

$$= \frac{((-3) \times 74.91 + (-1) \times 38.85 + 1 \times 23.02 + 3 \times 17.17)^2}{16 \times 20} \quad (8)$$

$$= 111.72$$

$C_1 \sim C_4, \lambda^2 S$: 係数⁹⁾

γ : 反復回数

$$S_{Hq} = \frac{(S_{H1} - S_{H2} - S_{H3} + S_{H4})^2}{\gamma(\lambda^2 S)_q} \quad (9)$$

$$= \frac{(74.91 - 38.85 - 23.02 + 17.17)^2}{16 \times 4} \quad (9)$$

$$= 14.27$$

$$S_{Hr} = 126.31 - 111.72 - 14.27 = 0.32$$

さらに表—4 中の寄与率 ρ は次式のようにして求めら

要因	Col. No.	自由度 s	m_s $= s/\phi$	F_o	判定	寄与率 $\rho\%$	ϕ	s	F_o 判定	
$n = e/d$	2	3	13.688	4.563	10.007 **	5.81	一次 I	10.382	22.767 **	
	6	3	6.108	2.036	4.465 **	2.24	二次 q	0.973	2.133	
m	12	3	13.576	4.525	9.923 **	5.76	I	0.004	0.008	
	13	3	4.615	1.538	3.373 *	1.53	q	4.998	10.961 **	
C_R	16	3	126.315	42.105	92.336 **	58.97	I	13.104	28.737 **	
	20	3	17.983	5.994	13.145 **	7.84	q	0.392	0.860	
C_s	21	3	9.959	3.320	7.281 **	4.06	I	4.361	9.564 **	
	43	19.815	0.456	$F(4.43, 0.05) = 2.82 \rightarrow *$				$F(1.43, 0.05) = 4.07 \rightarrow *$		
				$F(4.43, 0.01) = 4.26 \rightarrow **$				$F(1.43, 0.01) = 7.27 \rightarrow **$		
	T	64	211.859							

れた値で、64 ヶのデータの全バラツキの大きさ中の各要因によるバラツキの大きさの比率 % であり、各要因の影響度合いを示すものである。

$$\rho = \frac{S_H - \phi_{SH} \cdot S_e / \phi_e}{S_T} \quad (10)$$

$$= \frac{126.31 - 3 \times 19.62 / 43}{211.86}$$

$$= 58.97 (\%)$$

斜面高さ H が 59 % と最も大きく、土の粘着力 c_s が 7.8 %、石垣石接触長比率 n が 5.8 %、石垣石部粘着力 C_R が 5.8 % で、他は 4 ~ 1 % である。石垣斜面の安定

表-5 分散分析表（石垣無し）

要因	Col. No.	自由度 ϕ	S $=S/\phi$	m $s = S/\phi$	Fo	判定 $\rho\%$	φ	S	Fo	判定
H	16	3	85.073	28.358	91.773	** 59.35	一次 l 1	72.624	230.220	**
θ	17	3	0.118	0.039	0.126		二次 α 1	11.722	37.159	**
γ_s	19	3	2.108	0.703	2.275		γ 1	0.727	2.305	
c_s	20	3	28.720	9.573	30.981	** 19.60	l 1	28.684	90.929	**
ϕ_s	21	3	10.630	3.543	11.466	** 6.84	γ 2	0.036	0.114	
e	49	15.124	0.309				l 1	10.624	33.078	**
							γ 2	0.006	0.019	
							55	17.35		
							F (3.49, 0.05) = 2.80 → *			
							F (3.49, 0.01) = 4.22 → **			
							F (1.55, 0.05) = 4.02 → *			
							F (1.55, 0.01) = 7.12 → **			
T		64	141.773							

は、基本的に斜面高さ H により決定されるが、 H を除けば土と石垣部の粘着力に大きく左右されること、土のせん断抵抗角は斜面安定に影響するが、石垣部の平均的せん断抵抗角は表-2 の Col.11 で示すように $9.6 \sim 50.9^\circ$ と大きな幅を与えたにもかかわらず、表-4 の分散分析結果では有意差無しと判定され、斜面安定に対する影響が小さいことを示している。 (ϕ_s) の石垣斜面安定に対する影響度合が小さい原因是、斜面高さ H に対する石垣石奥行の長さ d が一般的に小さいためと思われる。)

また、直交多項式に分解した結果によると、斜面高さ H は一次 l 、二次 q とも 99 % 確率で有意差有りと判定され、 H と F_m とは二次関数関係にあるが、 m を除く 5 要因は一次 l のみ 99 % 確率で有意差有りで、夫々の F_m との関係は一次関数関係にあることを示している。一方 m は二次 q のみ有意差があり、 m と F_m は二次関数関係にある。

なお、表-4 で、要因 n 、 m が有意差有りと判定されているが、本来 n 、 m は ϕ_R に含まれる係数であり、 ϕ_R が有意差無しと判断されているのに、 n 、 m の主効果を計算して分散分析を行うことには疑問もある。しかし、4.(2)章で述べたように Col.2、6 には元来 n 、 m が割りつけてあり、式(1)の計算時に ϕ_R は無視できるまで影響力が相殺されてしまったが、 n 、 m は無視できない影響力が残存したことを見ていると考えてよい。また Col.11、12 の ϕ_R 、 c_R は直交表元来の 4 水準の値となっていないが、これも ϕ_R 、 c_R の主効果と言うよりは、これらに関与する要因の交互作用の結果が Col.12 の c_R に ** として顕在化した (ϕ_R は有意差無し) と理解すればよい。

(4) 石垣のない斜面の安定解析

石垣斜面における石垣の効果を検討するために、上述(2)、(3)で得られた石垣有りの計算結果と比較できるように、石垣のない斜面の安定解析を上述の方法と同様

の手法を用いて実施した。

計算結果から得られた分散分析表を表-5 に示す。

表-5 によると、斜面高さ H 、土の粘着力 c_s 、土のせん断抵抗角 ϕ_s が 99 % 確率で有意差有りと判断され、斜面角度 θ および土の単体重量 γ_s は斜面の安定に対する影響が小さいと判定された。また H 、 c_s 、 ϕ_s の寄与率 ρ は夫々 59.4 %、19.6 %、6.8 % で、 H は二次まで有意差有りと判定された。

(5) 主効果による石垣の効果の検討

表-4、5 に示した分散分析結果を用いて、石垣の有無が斜面安全率にどのように影響するか理解できるように、各要因ごとに主効果グラフとして図化した結果を図-7～9 に示す。

ここで H の主効果とは、 H が実験結果に及ぼした効果を示し、表-3 のように H の水準ごとに集計されたデータを平均して計算される。実験で取り上げた残り全ての要因の効果は $H_1 \sim H_4$ に同等ずつ配分されていて、夫々の要因はお互いにキャンセルされ、 $F_m - H$ 図では単純に高さ H と安全率 F_m との関係図と考えてよい。

図-7 は斜面高さ H 、図-8 は土の粘着力 c_s 、図-9 は土のせん断抵抗角 ϕ_s 夫々と F_m との関係を図化したもので、これらの図から次のようなことが分かる。

土の斜面に石垣を設けることにより斜面の安全率が増加し、石垣効果が期待されるのは、斜面高さ H が 6.5 m 程度より低い時、土の粘着力 c_s が 3.3 tf/m^2 より小さい時および土のせん断抵抗角 ϕ_s が 25° より小さい時である。 H が高くなると、元来地山だけで安定していたものが、石垣を設けることにより、石垣部分において不安定性が増加し、斜面全体としての安定性は小さくなることを示している。これは斜面高さが高い場合、元来地山斜面が安定していないと石垣部は安定せず、石垣は一種の法面保護工的な役割が増えていることを示している。また、 c_s や ϕ_s の強度が大きい場合に石垣効果が期待できなくなるのは、主として石垣部分を通る小円弧の安全率が土の部分を通る大円弧安全率より小さいためである。

なお斜面に剛性の大きい他の構造物（例えばロックボルトや鉄筋棒の打設など）や材料（ジオテキスタイルの敷設など）を施工する場合は、その打設範囲や材料の仕様を決定するとき、一般に斜面は複合地盤として改良されるように計画される。従ってこれらの工法は石垣とは安定メカニズムが異なり、本研究のように石垣斜面を単純にモーメント計算し得られた結果は、上述工法の場合には適用されない。石垣には地山の引張強度を増加させる効果は皆無であり、本研究で得られた石垣斜面では石垣高さ H が大きい程石垣部分が不安定になることは、一般性があると考えられる。

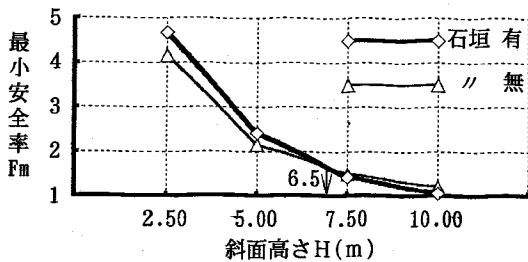


図-7 斜面高さ H と最小安全率 F_m の関係

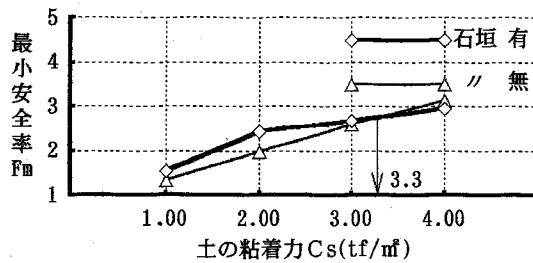


図-8 土の粘着力 c_s と最小安全率 F_m の関係

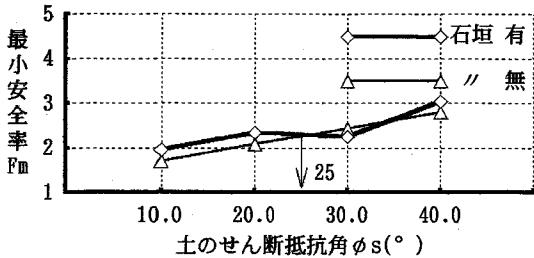


図-9 土のせん断抵抗角 ϕ_s と最小安全率 F_m の関係

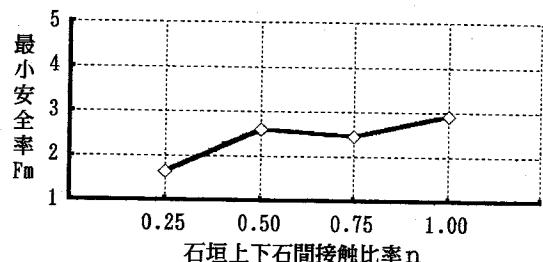


図-10 石垣上下石間接触比率 n と最小安全率 F_m の関係

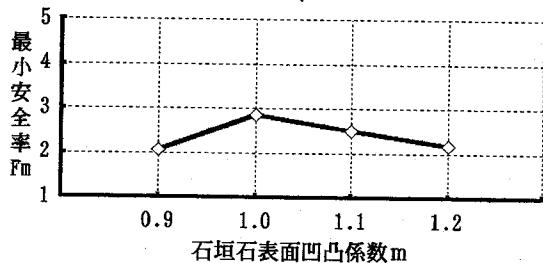


図-11 石垣石表面凹凸係数 m と最小安全率 F_m の関係

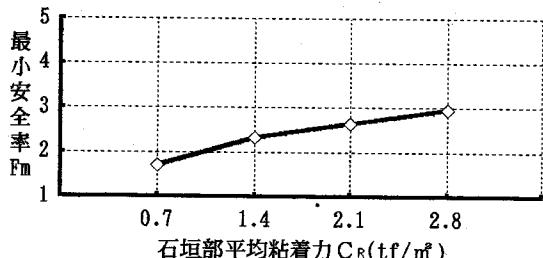


図-12 石垣部平均粘着力 c_R と最小安全率 F_m の関係

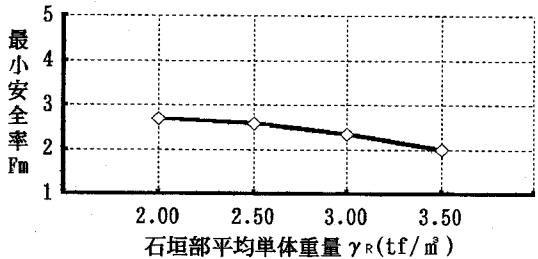


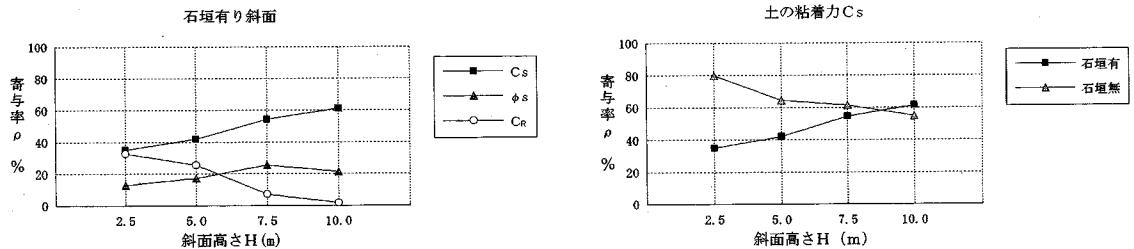
図-13 石垣部平均単体重量 γ_R と最小安全率 F_m の関係

次に表-4に示した7要素のうちの残りの石垣石接触長比率 n 、石垣石表面の凹凸程度等 m 、石垣石部粘着力 c_R やび石垣石部密度 γ_R 夫々と F_m との関係を図-10～13に示す。 n と c_R とは水準の数値が大きくなる程 F_m が一次関数的に増加すること、 γ_R は水準数値が大きくなるほど F_m が一次関数的に減少すること、 m は水準範囲 0.9～1.2に対して $m=1.0$ 付近で F_m が最大となる二次関数関係が認められることが理解される。

今回の解析で採用し与えた要因と水準は、通常の石垣斜面の規模、形状、土性値範囲等を網羅していると考えられ、石垣の要素は図-2に示したとおり複雑多岐であるが、上述の実験計画法を用いた解析結果は、与えた要因・水準の全範囲内に関して結論されたことであり全般的な傾向は十分把握説明できている。しかし図-7～13のグラフはすべて F_m が 1.0 以上であり、石垣により F_m が増加しているケースも、本来石垣がなくても安定しているので、石垣は斜面安定の向上に有効というよりは、風雨水等の耐気象性、戦略上、美観上の効果が大き

いと考えられる。すなわち、平成 7 年 1 月の阪神淡路大震災による明石城石垣の崩壊状況、平成 7 年 5 月の京都二条城、6 月の上田城の集中豪雨による崩壊状況等を観察しても分かるように、一般に石垣崩壊は石垣部を主とする浅いすべりであることも以上の結論を証明していると思われる。

ここで F_m は式(1)に式(2)、(5)を加味して求めた最小安全率であるが、 $F_m > 1.0$ 安全、 $F_m < 1.0$ 不安定などの判定基準値は実証されていない。さりとて、実際の

図-14 斜面高さ H と寄与率 ρ の関係（石垣有り斜面）図-15 斜面高さ H と寄与率 ρ の関係（土の粘着力 c_s に関する石垣有無の比較）

石垣安定度調査表 タイプ（擁壁、石垣、城郭、建屋基礎）

A. 一次評価（地形・地質）

要因	小区分	配点	小計
地形	斜面、段丘崖 集水地形 該当せず	5 5 0	(10)
基礎地盤	盛土、ルーズな土砂 前面急斜面 つま先洗掘おそれあり 該当せず	10 20 20 0	(30)
背面	粘性土、細粒度盛土 洪積地山 該当せず	5 10 0	(10)
排水施設	水抜パイプつまり 水抜パイプから土砂流出	20 15	(20)
背面	地表面排水施設土砂たまり 地表面排水施設破損 降雨等浸透し易い 該当せず	10 15 20 0	(20)
湧水	背面又はつま先に湧水ヶ所あり 擁壁に常時湧水あり 該当せず	10 5 0	(10)
A 合計			

B. 擁壁規模による補正

項目	小区分	配点	探点
高さ H m	10.0 < H ≤ 6.0 6.0 < H ≤ 10.0 3.0 < H ≤ 6.0 $H \leq 3.0$	20 15 10 5	
壁面の平均傾斜角 θ°	75 < θ ≤ 60 60 < θ ≤ 75 45 < θ ≤ 60 $\theta \leq 45$	20 15 10 5	
石寸法 $a \times b \times d$ m	方形 縦 横 奥行 a b d () () () 中	5 10	
一定形	巨石 $1.0 < a, b$ 中石 $0.3 < a, b \leq 1.0$ 小石 $a, b \leq 0.3$	5 10 15	
B 合計			

C. 一次評価（変状・履歴）

要因	小区分	配点	小計
周辺	地表面、舗装面 龟裂あり " 段差あり " 陥没・沈下あり	30 40 30	(40)
	前面 地表面、舗装面 盛上りあり 石垣石散在、崩落歴あり	40 40	(40)
	該当せず	0	
整 体	目地に10cm以上のずれ、段差 " 10cm未満のずれ 整體にクラック発生 脹み出し 不明瞭にあり " 明顯にあり 該当せず	40 20 40 20 40 0	(60)
その他	石垣石 相互間 間詰石抜け落ち多い（空隙多） 土砂流出あり 石相互間粗密あり	20 20 10	(30)
	木 根 高木木根侵入による 目地すれ、ゆるみ	20 40	
	小木根侵入による 目地すれ、ゆるみ	10 20	
C 合計			

E. 重要度補正

周辺への影響			史跡的価値			美観上の重要度			E 合計
大	中	小	大	中	小	大	中	小	
30	10	5	50	30	10	30	10	5	

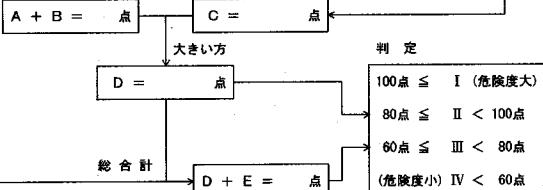


図-16 石垣安定度調査表（建設省擁壁調査表を参考に作成）

崩壊例等を用いて検証することもかなり困難である。本研究の成果の一部は後述5章で若干検証されているが、今後とも多くのデータを集め検討していく必要がある。

(6) 石垣斜面の安定性を求める直交多項式

石垣斜面を構成する各種要因個々とその安全率との関係は前項で示したとおりであるが、現実にはいろいろな要因・水準を組み合わせた場合の安定性が求められなければならない。

今回の事例のように、各要因の水準が等間隔な場合の観測方程式は、水準の大きさを h 、水準の数を k とする

と、次のような直交多項式に展開することができる。⁹⁾

$$\begin{aligned} y &= a_0 + a_1(A - \bar{A}) + a_2 \left\{ (A - \bar{A})^2 - \frac{k_a^2 - 1}{12} h_a^2 \right\} \\ &\quad + a_3 \left\{ (A - \bar{A})^3 - \frac{3k_a^2 - 7}{20} (A - \bar{A}) h_a^2 \right\} \\ &\quad + b_1(B - \bar{B}) + b_2 \left\{ (B - \bar{B})^2 - \frac{k_b^2 - 1}{12} h_b^2 \right\} \\ &\quad + \dots \end{aligned} \quad (11)$$

ここで

$$a_0 = \frac{1}{k_f} (y_1 + y_2 + \dots + y_{k_f}) \quad (12)$$

表—6 石垣調査結果例と判定結果

No.	規 模		石 壁 安 定 度 調 査 表				直 交 多 項 式								
	H (m)	θ (°)	地形・地質 A (点)	規模 B (点)	変状履歴 C (点)	総 合 D (点)	地 山			石 壁					
							γ_s	C_s	ϕ_s	γ_R	a	d	α	ϕ_R	Fm
1	6.0	76	50	40	90	90	1.8	2.00	25	2.25	0.6	1.5	-10	20.9	1.295
2	11.0	71	65	45	100	110	1.8	3.25	25	2.75	0.7	1.5	-20	24.8	1.009
3	11.0	71	65	45	100	110	1.8	3.25	25	2.75	0.8	1.5	-20	24.8	1.011
4	7.0	72	65	40	90	105	1.8	2.50	25	2.75	0.8	1.5	-20	31.6	1.122
5	7.0	72	65	40	90	105	1.8	2.50	25	2.75	0.8	1.5	-20	31.6	1.122
6	7.5	53	65	35	80	100	2.0	2.50	25	2.75	0.5	1.2	-10	29.6	1.072
7	4.5	75	65	35	110	110	2.0	1.75	10	3.25	0.4	0.8	0	16.7	1.114
8	5.0	71	65	35	120	120	2.0	2.00	10	2.75	0.6	0.9	0	14.9	1.075
9	5.0	76	65	35	120	120	2.0	2.00	10	2.75	0.4	0.6	0	14.9	1.059
10	10.0	60	55	35	130	130	2.0	3.75	30	2.75	0.6	1.2	-10	14.3	1.005
11	5.0	70	45	35	90	90	2.0	2.00	20	2.75	0.6	1.2	-10	15.8	1.388
12	10.0	62	50	35	70	85	2.0	3.50	20	2.75	1.0	2.0	-20	35.7	1.235
13	12.0	48	35	40	130	130	2.0	3.00	25	3.00	0.4	0.8	-20	24.8	1.081
14	6.0	75	50	35	110	110	2.0	2.50	20	3.00	0.5	1.0	0	19.8	1.033
15	5.8	80	60	40	170	170	2.0	2.25	20	3.00	0.8	1.6	10	20.9	1.037
16	9.0	47	5	40	70	70	1.8	4.00	20	2.75	0.4	0.4	-10	32.5	1.523
17	9.0	59	20	35	130	130	1.8	2.75	25	2.75	0.6	1.2	-10	32.5	1.060
18	7.0	75	10	40	150	150	1.8	2.00	30	2.75	0.8	1.6	0	24.2	1.007
19	7.0	83	75	45	160	160	2.0	1.75	30	3.25	0.8	1.6	0	31.0	0.919
20	9.0	71	65	45	160	160	2.0	2.50	30	2.75	0.6	1.2	0	25.6	0.845

$$= \frac{1}{4 \times 16} \times 153.94 = 2.405$$

A, B : 要因

\bar{A} , \bar{B} : 要因の水準値の平均値

γ : 水準の繰返し回数

a_1 , a_2 : 係数, a_1 , a_2 の推定値は(13), (14)による。

$$\hat{a}_1 = \frac{1}{\gamma(\lambda S)_1 ha} (w_{11}y_1 + w_{12}y_2 + \dots + w_{1k}y_k) \quad (13)$$

$$= \frac{1}{16 \times 10 \times 2.5} \{ (-3) \times 74.91 + (-1) \times 38.85 + 1 \times 23.02 + 3 \times 17.17 \} = -0.473$$

λS , w : 係数⁹⁾

$$\hat{a}_2 = \frac{1}{\gamma(\lambda S)_2 ha^2} (w_{21}y_1 + w_{22}y_2 + \dots + w_{2k}y_k) \quad (14)$$

$$= \frac{1}{16 \times 4 \times 2.5^2} \{ 1 \times 74.91 + (-1) \times 38.85 + (-1) \times 23.03 + 1 \times 17.17 \} = 0.0755$$

同様にして

$$y = 2.405 - 0.473(H - 6.25)$$

$$+ 0.0755 \left\{ (H - 6.25)^2 - \frac{4^2 - 1}{12} \times 2.5^2 \right\}$$

$$+ 0.499(c_s - 2.50) + 0.0313(\phi_s - 25.0)$$

$$+ 1.44(n - 0.625) + 0.048(c_R - 8.371)$$

$$- 0.466(\gamma_R - 2.75)$$

$$- 6.359 \left\{ (m - 1.05)^2 - \frac{4^2 - 1}{12} \times 0.1^2 \right\} \quad (15)$$

(7) 斜面高さを要因から除いたときの安定解析

斜面高さ H は表—4, 5 で示したように寄与率 60 % 近くで大きな影響力がある。従って既述の解析結果は H の影響度合いが大きすぎて、他の要因に悪影響を与えていたり危険性も考えられる。そこで本節では H を要因から除外し、 $H = 2.5, 5.0, 7.5, 10.0 m$ の 4 ケースに分けて既述の事項に対する検討を行った。解析結果の一部を図—14, 15 に示す。

図—14 に示した H と ρ との関係図によると、石垣有り斜面では、 c_s と ϕ_s は H が高い程斜面安定に対する影響度 ρ が大きく、 c_R は H が高い程小さくなっている。また図—15 では、石垣無し斜面で c_s は H が低い程 ρ が大きい。図—14, 15 ともに H が高い程土部分が斜面安定に支配的になり、石垣効果が期待されるのは H が低い時であることを示している。上述の結果は H を要因に入れて解析した時の検討結果と基本的に同様であった。

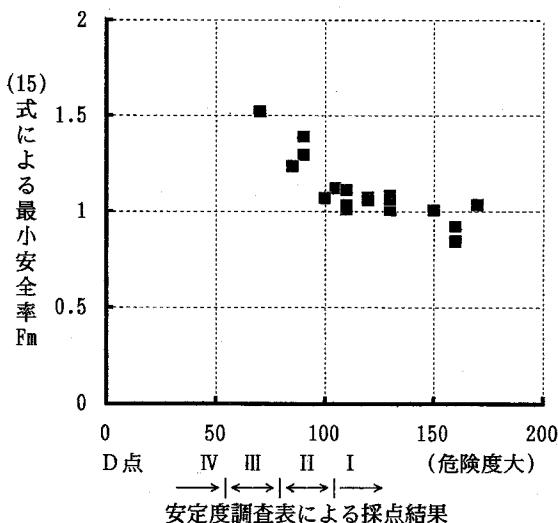


図-17 D点と式(15)最小安全率 F_m との関係

5. 石垣安定度調査表による判定結果との対比

建設省道路局では、「防災点検ガイドブック（案）」平成2年9月を策定し、危険箇所を探点評価している。石垣斜面は規定されていないので、擁壁の調査表を参考に評価項目・配点等を検討し、図-16のような石垣安定度調査表を作成して採点（D点）した事例を表-6に示す。同表中には、前章4.(6)で示した式(15)を用いて F_m を計算した結果も示してある。

石垣調査は一般に目視により問題ありと判断された箇所を中心に実施されるので、 F_m が1.1程度以下、D点が100点以上のデータが多い。

また式(15)は $H \leq 10.0\text{ m}$ として誘導したものである。表-6中には $H > 10.0\text{ m}$ のデータも20データ中3データ含むが、式(15)は統計処理上データのバラツキを基礎にしたもので、若干の外挿的使用も可能と考えられ、他と同様に扱ってある。

なお表-6中の石垣斜面の形状・寸法は概略平均値であり、また地山の c_s 、 ϕ_s 等の土性値は、地盤の平面的・深度的バラツキや試験法等の問題はあるが、主として近傍の N 値データを用いて、大胆に推定し、まるめた値である。この推定値を用いても、計算結果を図示すると、図-17のようにD点と F_m とはかなりよい相関を示していることが注目される。

従って式(15)で示される直交多項式による石垣斜面安全率計算式は、式(2), (5)により石垣部の換算強度を求めて円弧すべり法を適用し、石垣安全率を求める方法および図-16の石垣調査表とともに、石垣の安定性（老朽度）判定の有効な手法の一つとして活用できると考える。

なお式(15)には式(5)中の ϕ_R が分散分析結果より有意差無しと判定され入っていない。従って、式(2), (5)を用いる円弧すべり法においても、 ϕ_R の影響度合いは小さく、 F_m 計算結果にも大きな影響は生じないと考えられる。ただし分散分析結果は今回取り上げた要因・水準の全範囲に対する判定結果であるので、円弧すべり法により個々のケースを計算するときには式(5)も考慮する必要がある。

6. 結論

本研究で得られた結論を以下にまとめて示す。

- 1) 石垣の安定性を評価するに当たり、石垣部を3.(2), (3)に示した方法で c_R 、 ϕ_R に換算して、円弧すべり法を適用することができる。
- 2) 石垣の安定に影響する要因とその大きさは、高さ H が59%と最大で、土の粘着力 c_s 7.8%，石垣接触長比 n が5.8%，石垣部換算粘着力 c_R が5.8%，土のせん断抵抗角 ϕ_s が4.1%等である。
- 3) 斜面に石垣を設けると斜面の安全率が増加し、石垣効果が期待されるのは、斜面高さ H が6.5m程度より低い時、土の粘着力 c_s が3.3tf/m²より小さい時および土のせん断抵抗角 ϕ_s が25°より小さい時である。これは、これらの数値以上の時に、石垣部分での小円弧の安全率が小さくなるためである。
- 4) 石垣の安全率を算出する直交多項式(15)を導いた。式(15)による F_m 計算結果は、防災点検調査表の修正表を用いた採点結果と良い相関があり、上述6.1)法とともに石垣の安定性および老朽度判定の一手法として活用できる。

謝辞：本研究をとりまとめるに当たり、このような研究の機会を与えていただいた関係各位に謝意を表します。また 福岡正巳 東京理大教授他には種々のご助言をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 南條範夫、奈良本辰也 監修：日本の名城・古城事典、（財）ティビーエス・ブリタニカ、1994.
- 2) 田淵実夫：石垣、（財）法政大学出版局、1993.
- 3) 北垣聰一郎：石垣普請、（財）法政大学出版局、1987.
- 4) 例えば 土留め構造物の設計法編集小委員会：土留め構造物の設計法 第4章、擁壁の設計－ライブラリー11、（社）土質工学会、1982.
- 5) 福岡正巳、中川英憲：プレキャスト・プレストレスト・コンクリート曲面擁壁構造、土と基礎、33-4, PP.11~14, 1985.
- 6) 上野市教育委員会：史跡上野城跡石垣保存修理工事報告書、1990.
- 7) 建設省道路局：防災点検ガイドブック（案）、1990.

- 8) 石川県：「石垣崖地等調査報告書」，1991.
9) 田口玄一：実験計画法 上, 下, 丸善(株)
(1994.8.23受付)

STABILITY ESTIMATION METHOD FOR MASONRY WALL

Kunihiro TANAKA and Kiyoomi YAMADA

Stability estimation method for masonry wall by circular slip surface method is proposed. On this method, masonry wall is supposed as special soil-block system, using average cohesion and angle of shear resistance, which are calculated from stone shape and size, etc. Then based on the design method of experiments, safety factors providing various condition are calculated and disposed statistically. I could get the following results ; 1) The factors effect to the stability of masonry walls and their size are : the height of slope—59%, the cohesion of soil—7.8%, the converted cohesion of wall—5.8%, the contact ratio of stone—5.8%, etc. 2) Masonry wall effect is expected in cases of $H \leq 6.5$ m, $c_s \leq 3.3$ tf/m² and $\phi_s \leq 25^\circ$. 3) Masonry wall safety factor is expressed as eq. (15). Above mentioned results are useful for the check of stability or decrepitude of masonry wall.