

名古屋大学工学部 正員 工博 松尾 総
運輸省 正員 〇工修 奥村研一

1. はじめに

土に関する設計においては、一般につきのような不確実性が存在する。すなわち、(a)対象とする土自体の変動性、(b)作用する荷重の大きさの推定に関する不確実性、(c)設計法の精度(正確さ)に関する問題などである。このうち、(a)については、地盤の性質や技術上の問題から種々の原因が考えられるが、終局的にどうしても避けえない、いわば土を材料として取扱う場合の宿命といえよう。そこでそれらのばらつきをどう処理するかということが、残された大きな問題となる。(b)については、その原因は荷重の種類に大きく関係しており、評価および計測法の問題という意味では、(c)と深く関連している。(c)については、いわゆる現象のモデル化における問題点およびその解法における問題という意味で、その解決は土質力学の究明という点につきよう。

ところで、土圧問題は、擁壁、地下壁、岸壁、橋台などがますます大型化している現況において、それらの構造物の強度や安定性を論ずる際の最重要事項の一つである。土圧問題は土質力学における古くて新しい問題であり、その大きさ、方向、着力点などに関して、まだまだ未知の点が多い。しかし未知の点が多いからといって、設計や施工をしないでおくわけにはいかない。そこで、設計においては現在の知識の最善が尽されねばならない。この観点にたてば、以下の場合の土圧の算定値が、土質のばらつきによつてどのような影響を受けるかを検討することは、十分な価値と意味を有する。すなわち、重力式擁壁の天端が下端を中心に回転する場合の、(a)砂(粘着力 $c=0$)に対するクーロンの主動土圧力、(b)粘着力を有する裏込め土に対するテルツァギの方法による主動土圧力、(c)一般の土に関するテルツァギの方法による受働土圧力。

本研究では、 c , φ (せん断抵抗角) のばらつきを、室内実験その他によつて調べ、これらが上記 (a), (b), (c) の各土圧値に及ぼす影響を検討している。

2. 土質諸係数のばらつき

擁壁の裏込め土として、実際のでない飽和粘土は対象外とし、砂質土、粘性を有する不飽和土の土圧計算に必要な c , φ , 乾燥および湿潤単位体積重量 γ_d および γ_w , 含水比 w , 壁面摩擦角 δ , 付着力 c_a について考える。

ばらつきを考えるのに、現在、最も有効な手段は統計的な方法である。統計的に考えるということとは、現象(この場合、土の性質)を集团的に把握し、かつ、数量的に表現しようということである。そこでいま、諸係数を確率変数と考え、その分布関数、および各確率変数間の相関の有無を調べる。相関の有無はメカニズムの解明を仲介にして、力学の解明に通じるが、ここでは単に統計的な意味での相関性のみを考える。すなわち、 $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ で表わされるように、せん断応力 τ は c , φ (あるいは γ) により規定されるから、それらの間の相関を知ることが重要である。砂質土、飽和粘土^(1~4)については、以上のことについて、従来から多くの研究がなされてきた。しかし、粘性を有する不飽

和土については、ほとんど研究がなされていないので、一面せん断試験を行なった。その際、あわせて、 c 、 φ のばらつき自体をも調べた。資料は、比重2.63、均等係数18.5の砂質シルトである。

検討の結果、砂の諸係数、 n 、 φ 、 w は、ほぼ、正規分布に従い、

かつ、 n と φ との間には強い線形の関係が存在することが明らかとなった。一例として、文献(5)から整理しなおした n と φ 関係を示すと、

図-1のようである。

不飽和土に関しては、 n を一定とした供試体に対して φ を4水準に選んで一面せん断試験を行なった。同一の φ に対して各10回ずつ、合計40回の試験を行ない、それらの結果の組合せから10個の c 、 φ を最小自乗法で求めて整理した。その理由は、実験に対してなんの作為的要素もないので、40回がすべて等出現確率をもつと仮定してもさしつかえないと考えられたからである。その結果、 φ 、 c とも、正規分布に近似できることが確認された。(図-2、3参照)。つぎに、相関性を調べるため、分散分析を目的とした、一面せん断試験を別途に行なった。

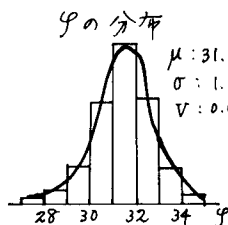


図-2

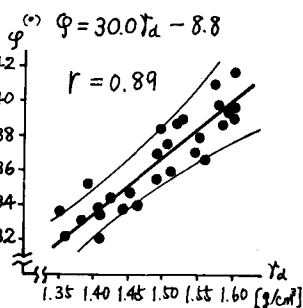


図-1

因子としては、砂質土の性質に支配的な n と、砂質シルトのそれとして w をとりあげ、3(w の水準) $\times$ 5(n の水準)の二元配置とした。その結果、 φ については、 n の一次項、 w の一次項が有意、 c については、飽和度 w_p の範囲をひろげると、 w の一次項が有意となるが、一般には有意な因子はないという結果になった。以上の結果は、別に調べた現場のデータと、よくあっている⁽⁶⁾。

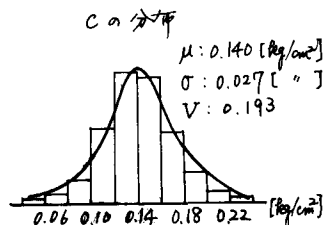


図-3

と c の値の大小は、土圧値に大きな影響を与える。そこで、これらの設計値をいかにとるかということは、非常に重大な問題であるが、これらはともに實際上、測定が不可能であり、他の諸係数以上に、土の物理的および化学的状態、壁面の状態など、多くの要因と関連している。そのため、現在のところ、 δ 、 c とともに、 v および外生変数とみなし、それぞれ φ 、 c にある定数に乗じることによって、その設計値としている。ここでもそれに従うことにする。

3. 土圧計算への適用

前節で考えた、土質のばらつきが、土圧値にどのように影響するかを調べる。土圧計算式は第1節に述べた方法によった。その理由はつぎのようである。(a)については、計算が容易で、極限の土圧力の値が観測値と比較的、良好な一致をみることが知られている。(b)については、引張り亀裂の発生について、ランキン土圧よりも実状をよく表わしている。(c)については、フーロンの受働土圧が過大値を与えるのに対し、こちらの方がより実状に近いと考えられる、からである。

問題は、上に採用した土圧計算式が実状をよく表わしているとの前提のもとに、独立な確率変数—以下の計算においては、 n 、 w (砂の場合)、または n 、 w 、 c (砂質シルトの場合)である—のコンボリューション関数である土圧計算式が、どのような確率分布関数になるかを考える問題に帰着されたわけである。

計算は、高さ5mの水平な裏込め土を有する、鉛直な重力式擁壁について行なった。裏込め土の土

質条件は、表-1の通りである。ただし、 $N[a, b]$ は平均 a 、標準偏差 b の正規分布を表わし、 V は変動係数を表わしている。また、 u は、 φ の測定誤差と n 以外の φ に対する物理量の影響を含んだものである。

表-1	$\varphi \sim \gamma_n$ 関係	γ_n	V_{γ_n}	u	w	V_w	δ_r	$\bar{\gamma}_n$	c	V_c
砂	$\varphi = 30.0 \gamma_n - 88 + u$	$N(1.5, 0.055)$	0.0365	$N(0.0, 2.0)$	0		0%	1.5	0	
砂質シルト	$\varphi = 16.95 \gamma_n - 0.803 w + 13.38 + u$	$N(1.5, 0.055)$	0.0365	$N(0.0, 2.5)$	$N(0.1, 0.02)$	0.2	346%	1.65	$N(1.0, 0.2)$	0.2

土質条件としてこのような値を選んだ理由は以下のとおりである。すなわち、まず砂に関して $w=0$ としたのは、この種の表込めが实际的でないことを認識しつつも、単純化した条件のもとで結果の定性的傾向をより顕著に取出し、検討する必要があるからである。 $\varphi \sim \gamma_n$ 関係として、図-1に示した回帰式を用いることは試算として妥当であり、また、 γ_n および V_{γ_n} も平均的な施工精度の場合に予想される程度の値である。一方、砂質シルトの場合、 $\varphi \sim \gamma_n$ 関係には筆者らの一面せん断試験結果の分散分析結果を用いた。ただし、経験的に、砂の場合よりも u の幅を少し大きくした。また、 c 、 w 、 γ_n の平均値と分散もこの種の土として非常識な値ではない。なお、このようにすると φ の平均値は38.7となり、また分散分析の結果にもとづき、 c と φ は独立の変数として取扱うことにする。

さて、以上の準備のもとに土圧を計算するわけであるが、その手順を簡単に述べると以下のようなものである。土圧 P を規定する確率変数を一般に、 γ_n 、 w 、 c 、 φ 、 δ 、 c_a とすると

$$P = f(\gamma_n, w, c, \varphi, \delta, c_a) \quad \dots (1)$$

ここで、 δ 、 c_a をそれぞれ φ 、 c に関連して、また、 w を与件として与え、さらに $\varphi \sim \gamma_n$ 関係を取入れると、 P は結局

$$P = f(\gamma_n, c) \quad \dots (2)$$

の形となる。 γ_n 、 c の確率分布がわかっているので、シミュレーションによって土圧 P を求めることができる。計算結果の例を図-4(a)~図-7に示す。 δ 、 c_a などは図中に示すとおりである。

表込め土が砂の場合、算定される主働土圧が、正規分布することは明らかである（有水準5%で検定）が、砂質シルトの場合、適当な理論分布をあてはめることができなかった。その原因の一つとして、想定した土質条件では

砂の主働土圧

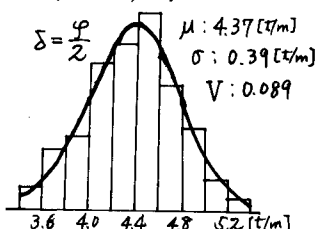


図-4(b)

砂の主働土圧

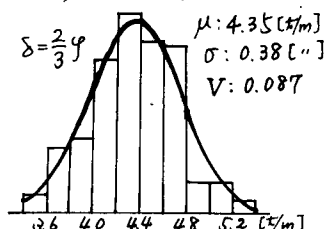


図-4(c)

砂の主働土圧

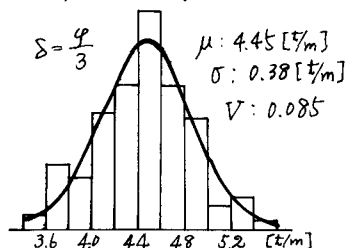


図-4(a)

砂の主働土圧

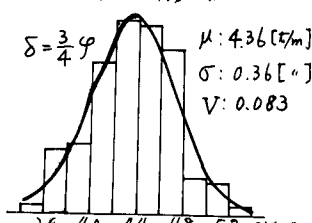


図-4(d)

砂質シルトの主働土圧

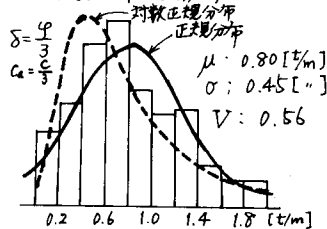
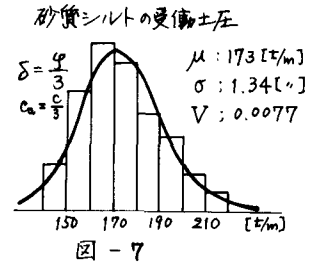
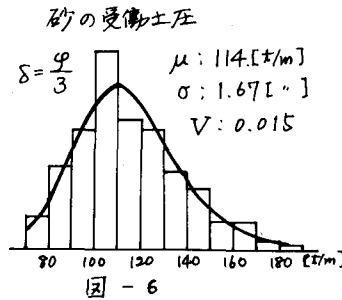


図-5

擁壁高さとの関連において、引張り亀裂の影響が極めて大きくでてくることが考えられる。χ²検定によれば正規分布の方が、対数正規分布よりも近似度が高いといえる。対数正規分布は、平均値が等しい場合、最頻値が原点側へ移行するという特徴を



もつ。しかし、いまの場合、図からわかるように、最頻値がかなり右側に位置している。このことも理論分布が当てはまらない一つの原因となっている。また、受働土圧については、裏込め土が砂の場合も、砂質シルトの場合も、図-6, 7に示すように、5%の有意水準で対数正規分布することが明らかである。この場合、砂質シルトの粘着力の影響は、全土圧力の4分の1以下で、あまり大きくない。したがって、式の構造からみて、砂の場合と同様の分布を示すであろうことは、十分納得できることである。

4. おすび

前節で、土質のばらつきが重力式擁壁土圧値に、どんな影響を与えるかを考えた。もちろん、実際に建設されるある擁壁に作用する土圧値は、ある一つの確定値をとる。土圧値の分布とは、ある大きさの土圧力が作用する可能性を、確率分布の形で表わしたものである。ただ、以上に述べたように、土圧力の分布形そのものがどのような形になるかに関しては、今後さらに多くの研究の積重ねが必要である。しかし、本来的な性質として認めざるをえない土質のばらつきによって、土圧力が確率分布するという事実は重要である。すなわち、擁壁の設計における安全率に例をとっても、その値の決定には確率的な配慮が必要であり、土圧の実際値が設計値を上まわる超過確率をいかに評価するかが、重要な問題となるであろう。ところで、ここで注意しなければならないのは、分布形を仮定するときの危険率を α とすれば、最終的な設計の信頼度は、その仮説の数が n のとき、 $(1-\alpha)^n$ に遞減することである。

いまの場合、統一的な見解は得られなかったが、土圧力のばらつきは、正規分布あるいは対数正規分布に近いことが予想される。正規分布および対数正規分布の母数は、平均値と標準偏差の2つである。そこで、設計入力データの母数と、出力としての土圧力分布の母数とを、どう結びつけるかが、今後の大きな問題となる。

参考文献: 1) Lumb P., Can. Geotech. J. Vol. III, 1966

2) Lumb P., Can. Geotech. J. Vol. VII, 1970-8

3) 松尾, 黒田; 土木学会論文報告集, 第196号, 1971-12

4) 松尾, 黒田; 土木学会論文報告集, 第198号, 1972-2

5) 土質工学会編; 土のせん断試験法に関する基礎的研究, 昭和43年

6) 松尾, 黒田; 土木学会論文報告集, 投稿中