

設計に用いる砂礫材の剪断強度定数の決め方について

鳥山 暁 司

On the coefficients of shear strength of compacted sand and gravel for the design of earth structures

Koushi TORIYAMA

Abstract For the design of earth-structures, the coefficients of shear strength are necessary to give shear resistance on the safe side, even if the strain on sliding surface changes from place to place. The shear resistances at each strain are calculated from the relation between strain and deviator stress. The relation between coefficients of shear strength and strain are obtained.

The relation between coefficients of shear strength and strain for Mohr-Coulomb equation, non-linear equation and internal friction angle equation are calculated. The coefficients c and ϕ in Mohr-Coulomb equation are taken about certain values in range of $\varepsilon > 5\%$. In addition to this, the method to assume that $c = 0$ and ϕ is equal to the internal friction angle obtained from peak strengths is on slightly safe side for the design of earth structures. Using this method, it is possible to explain reasonably the empirical method to determine the coefficients of strength. The other two equations have no appropriate method to determine their coefficients with strain.

Key words: shear strength, shear strain, Mohr-Coulomb, internal friction angle, earth structure

1. ま え が き

土および岩盤のように剪断面あるいはすべり面上の垂直応力によって剪断強度の変化する地盤や材料では、現場あるいは実験室内において、剪断面上の垂直応力を変えて剪断試験を行い、剪断応力あるいは剪断応力/垂直応力が最大となる点の垂直応力と剪断応力を求め、これをその垂直応力での剪断強度としている。そしてこの垂直応力と剪断強度に対して、モール・クーロン式、その他の剪断強度式を適用して、強度定数を求めている。このための現場剪断試験や室内剪断試験方法については非常に多くの研究がなされ、室内試験方法としては三軸圧縮試験が標準化されている。さらに、圧密方法や三主応力の大きさの影響、その他についても多くの研究が行なわれている。

ところで実際の土構造物の設計や斜面の安定解析、支持力の計算などの剪断強度式としてはモール・クーロン式が用いられているが、ここで用いる粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は剪断試験で求めた値がそのまま採用されること

はない。砂礫材の場合、これには粘着力がないから $c = 0$ と取り、 ϕ のみを設計に用いる方法が一般的である。また、粘着力のある土でも実験で得られた c 、 ϕ をそのまま設計に用いることはなく、 c あるいは c と ϕ を実験値よりかなり小さな値を取って設計に用いている。これらの実験値を割り引く基準はなく、設計をする技術者の判断によっており、経験的に決められている。さらに地すべりの安定解析においては室内剪断試験結果は実用的でないとして、現状の安全率を1.00~1.05程度に仮定して、これに対して c や ϕ を適当に決め、この値を基に地すべりの安定化のための工法を設計している。

このように、剪断試験から求めた剪断強度定数は設計にそのまま採用されることはほとんどない。このことは従来の剪断強度を決める方法に基本的な問題点が存在していることを示唆している。しかし、現在の剪断強度の決定方法は土質力学の誕生以来、変わることなく用いられてきたため、この基本的な問題点に触れることなく、この欠点は経験的という方法によって対処されてきた。

ここでは現在用いられているピーク強度、すなわち、

最大剪断応力あるいは剪断応力／垂直応力の最大値での剪断応力を剪断強度として強度定数を求める方法の基本的な問題点を指摘し、これに対して、強度定数のひずみ依存性を示し、設計に用いるためのより合理的な強度定数の決め方を提案する。そしてこの方法を用いると、従来、経験的に決めていたとみなされてきた砂礫材の強度定数の取り方が合理的に説明できることを示す。なお、この考え方は締固めた粘性土の剪断強度や地すべりの安定解析での強度定数の決め方、あるいはSkemptonがLondon clayの斜面の安定解析に用いる強度定数として示した完全軟化強度(fully softened strength)に対しての合理的な説明を与える可能性を持っているが、これらについては今後の実験的検証が必要であり、今回は砂礫材の剪断強度に限定する。

2. ピーク強度を用いることの問題点

現在においても剪断強度はピーク強度であり、ピーク強度が求まらない軟弱な土(砂礫、粘性土とも)ではひずみがある値(これは実験者が目的に応じて適当に設定している)になったときの剪断応力を剪断強度としており、これにはなんら疑問がもたれていない。これは剪断面あるいはすべり面でのひずみ分布を考えなければ、妥当な方法である。

Fig. 1に9.50~2.00mmの小礫と2.00~0.25mmの砂の混合比を変えた砂礫材を締固めた供試体の三軸圧縮試験結果の一例を示す。Fig.1(a)は応力-ひずみ曲線であり、Fig.1(b)は主応力比-ひずみ曲線である。図よりピーク強度の生じるひずみはバラツキはあるが側圧 σ_3 の増加とともに大きくなっている。Fig. 2に破壊ひずみ(ピーク強度のひずみ) ϵ_r と側圧 σ_3 の関係を示す。側圧 σ_3 の増加とともに ϵ_r も直線的に大きくなっている。また、Fig.1(b)より、 σ_3 が小さい場合、ピーク後の剪断抵抗力が大きく低下するが、 σ_3 が大きくなると、ピーク後の剪断抵抗力の低下割合も小さくなる。そして、ひずみが大きくなると、 σ_3 に係わらず、 σ_1/σ_3 はほぼ一定値になる。これは周知のことである。

つぎに斜面のすべりや浅い基礎の剪断面について考える。進行性破壊は全く生ぜず、すべり面より上の土が一体となってすべると仮定すれば、すべり面上のひずみはすべり面の位置に無関係に一樣となる。この場合、深い位置のすべり面には浅い位置より大きな垂直応力が作用しているから、破壊ひずみ ϵ_r は深い位置の方が大きくなり、したがって、浅い位置でピーク強度が生じていて

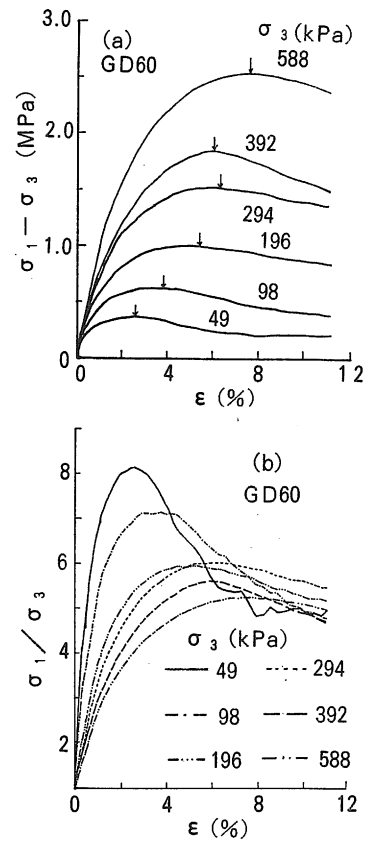


Fig.1 : The influence of confining stress on stress-strain relation(↓:peak strength)

も、深い位置ではピーク強度は生じていないことになる。深い位置でピーク強度が生じる場合には、浅い位置ではピークを過ぎ、剪断抵抗力は大きく減少していることになる。したがって、すべり面全体でピーク強度が同時に生じることはない。すべり面全体でピーク強度が同時に生じるためには、深い位置では大きなひずみが、浅い位置では小さなひずみが生じ、かつ、同時にピーク強度となるひずみになる必要がある。このようなすべりが生じる可能性は小さいものと考えられる。

松岡・杉山¹⁾はアルミ棒の積層斜面の表層すべりの実験ですべりは下端から発生してそれが上方へ伝播していくこと、すなわち、進行性破壊として生じることを示している。また、酒井・田中・宮内^{2), 3)}はアンカーの引抜きに際しては進行性破壊となり、ピーク強度での内部摩擦角は作用せず残留強度に対する内部摩擦角に近い値が剪断抵抗力として生じることを示している。さらにTerzaghi⁴⁾は浅い基礎の支持力論のなかで、剪断破壊が生じていても、すべり土塊の一部では土は弾性的状態にあるとしている。また、Vaughan⁵⁾は過圧密粘土の切り土斜面での進行性破壊の解析ですべり面上にはピーク強度から残留強度までが同時に作用していることを示している。これ以外にも進行性破壊が生じていることを示す論文は

多数ある。

すべり面全体でピーク強度が同時に生じないとすれば、ピーク強度から求めた強度定数を用いた安定解析ではすべり面上の剪断強度を過大に評価することになり、したがって過大な安全率を与えることになる。これは設計上、危険側の強度定数の取り方となり、一般には避けるべきことである。実際にも、ピーク強度からの強度定数を用いて安全率を求めると、過大な値となることは周知のことであり、設計にはピーク強度からの強度定数を用いておらず、経験的にこれを割り引いているのである。

3. 強度定数のひずみ依存性について

すべり面上のひずみの分布は一樣ではないから、設計に用いる強度定数はすべり面上のひずみがかなり変化しても作用できる大きさである必要がある。このためには各ひずみごとの応力を求め、これから強度定数を求め、この強度定数のうち、かなりのひずみの範囲でとることのできる強度定数を設計に用いることが望ましい。

強度定数のひずみ依存性についてはSchmertmann and Osterberg⁶⁾, Schmertmann and Hall⁷⁾が飽和粘土について実験し、粘着力 c は軸ひずみ ε が1~2%以内で最大値を取り、それ以上の ε ではやや減少するが、内部摩擦角 ϕ は ε とともに大きくなり、一定値に近付いている。さらにSchmertmann⁸⁾は $\varepsilon \sim c$, ϕ へのエイジング、ひずみ速度、過圧密比の効果を実験し、これらは c にはあまり影響せず、 ϕ に大きく影響することを示している。鬼塚・吉武⁹⁾はまさ土、不飽和粘土、砂とカオリンの混合土の一面剪断試験で水平変位 D と c , ϕ の関係を求め、 c は $D \leq 2\text{mm}$ で最大値を取るものが多く、 ϕ は D の増加とともに大きくなり一定値になるものと、 ϕ にも最大値を取るものがあること、水浸によって c の最大値が大きく低下すること、無限長斜面での安全率と D の関係への水浸の影響を示し、斜面の設計にはピーク強度での安全率、 $D \sim c$, ϕ の関係から求めた最大安全率、最小安全率を総合的に考慮することが望ましいとしている。鳥山¹⁰⁾は締固めた砂礫材で ϕ , $c = \tau_0$ と ε の関係を求め、 τ_0 は ε が2%程度までに最大値に達したのち、急減し、0に近付き、場合によっては $\tau_0 < 0$ となることもあること、 ϕ は ε の増加とともに最大値を取る場合でもその後の ϕ の減少は少なく、かつピーク強度から求めた内部摩擦角より大きいこと、これから従来の砂や砂礫の設計で、ピーク強度から求めた強度定数のうち、 $c = 0$ とし、 ϕ のみを用いる方法はひずみ依存性を考えるとやや安全

側に強度定数を取ったことになっているとしている。しかし、これらはいずれもすべり面のひずみ分布との関連については考えていない。

ここで砂礫材の剪断強度式をみると、最近では次の3式が提案されている¹¹⁾。

$$\text{モール・クーロン式: } \tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

$$\text{非線形式: } \tau = A(\sigma / \sigma_0)^b \quad (2)$$

$$\text{内部摩擦角式: } \tau = \sigma \tan \phi_0 \quad (3)$$

$$\text{ここに } \phi_0 = \phi_m - a \log(\sigma / \sigma_0) \quad (4)$$

(2)~(4)式の σ , τ を三軸圧縮試験結果から求める方法はいくつかあるが、ここでは松本、渡辺¹²⁾の方法で求めた値を用いる。

これらの式のピーク強度に対する適合性は別¹³⁾に示した。しかし、ピーク強度を設計に用いることはできないため、ここではこれら3式の強度定数と軸ひずみ ε の関係を求める。

4. 砂礫材の実験方法と結果

今回の実験では砂礫材の粒度分布の影響をみるため、市販の小礫の9.50mmふるい通過分を4.75mmと2.00mmふるいで水洗し、各残留分を1:1に混合した材料を礫とし、2.00mmふるいを通した砂を0.25mmふるいで水洗し、残留分を砂としたが、わずかに0.25mmふるい通過分が残った。この礫と砂を混合して実験材料とした。この粒度曲線をFig. 3に示す。

三軸圧縮試験は排水試験とした。材料は混合後、2日以上水浸して十分に吸水させた。供試体の作製は試料台にゴムスリーブをセット後、モールド内に材料を入れ、密詰めは10層50回、緩詰めは6層10回先端にゴムの付いた突き棒で締固めた。前者をDで、後者をLで示す。

三軸圧縮試験は $\sigma_3 = 49, 98, 196, 294, 392, 588\text{kPa}$ の6本で行い、これからピーク強度での強度定数および軸ひずみ ε を0.5%刻みでの各応力に対する強度定数とひずみの関係を求めた。 $\sigma_1 - \sigma_3 \sim \varepsilon$, $\sigma_1 / \sigma_3 \sim \varepsilon$ の関係はFig. 1に、破壊ひずみ ε_r と σ_3 の関係はFig. 2に示した。

Table 1に各供試体の平均乾燥密度 ρ_d 、平均間隙比 e 、ピーク強度からの c , ϕ , A , b , ϕ_m , a を示す。これらの強度定数と乾燥密度、間隙比の相関性は低く、また、 c と ϕ , A と b , ϕ_m と a の相関性も低い。このため、砂礫材の強度定数を乾燥密度や間隙比から推定することは困難である。

Fig. 4に c_e , ϕ_e と ε の関係を、Fig. 5に A_e , b_e と ε の関係を、Fig. 6に $\phi_{m,e}$, a_e の関係を示す。これらの係

数でサフィックス ϵ を付けたのは係数が ϵ の関数であることを示している。サフィックスを付けない場合はピーク強度からの係数である。

モール・クーロン式の場合、 c_ϵ は $\epsilon \leq 2\%$ で最大となり、その後、減少し、 $\epsilon > 3 \sim 6\%$ となると $c_\epsilon < c$ となる。密に締固めた供試体ほど減少割合が大きく、 $c_\epsilon < 0$ となる場合もある。これに対して、 ϕ_ϵ は ϵ とともに増加し、 $\epsilon = 8 \sim 10\%$ で最大となり、その後やや減少するが、ほぼ一定に近く、 $\epsilon > 6\%$ では $\phi_\epsilon > \phi$ となり、 $\phi_\epsilon - \phi \leq 2^\circ \sim 3^\circ$ である。緩詰め供試体では $\epsilon > 10\%$ となっても $\phi_\epsilon < \phi$ の場合があるが、この場合も $\phi - \phi_\epsilon \leq 2^\circ \sim 3^\circ$ である¹⁰⁾。したがって、締固めた砂礫材では $c_\epsilon = 0$ 、 $\phi_\epsilon = \phi$ と取れば、ひずみ依存性を考えても、内部摩擦角をやや小さめに取ったことになり、安全側の設計値の取り方となる。 $c_\epsilon < 0$ となる場合は ϕ_ϵ が ϕ よりかなり大きいから、すべり面全体としては安全側となり、問題ないと考えられる。この方法は現在の経験的な砂礫材の設計での剪断強度定数の取り方である。

非線形式の係数 A_ϵ 、 $b_\epsilon \sim \epsilon$ の関係では A_ϵ は $\epsilon = 3 \sim 6\%$ で最大となり、その後、減少する。 b_ϵ は ϵ とともに大きくなり、密な場合、 $b_\epsilon > 1.0$ となるものがある。

このため、ひずみ依存性を考えると、適当な A_ϵ 、 b_ϵ を決めることができない。安全側を考えると適当なひずみの範囲での A_ϵ 、 b_ϵ の最小値を設計値とすればよいが、剪断強度を低く与えることになり、不経済となる。

内部摩擦角式での係数 $\phi_{m\epsilon}$ 、 $a_\epsilon \sim \epsilon$ の関係は非線形式の係数と類似しており、 $\phi_{m\epsilon}$ は $\epsilon = 2 \sim 5\%$ で最大となり、その後、減少する。 a_ϵ は ϵ の増加とともに小さくなり、 $a_\epsilon < 0$ となるものがある。内部摩擦角式でも係数がある程度のひずみの範囲でほぼ一定値を取ることはない。したがって、適当なひずみの範囲で設計値としては $\phi_{m\epsilon}$ の最小値と a_ϵ の最大値を取れば安全側となるが、不経済となる。

$c_\epsilon < 0$ 、 $b_\epsilon > 1.0$ 、 $a_\epsilon < 0$ は(1)~(4)式で剪断強度式では本来は予想していない傾向である。これはFig.1(b)で ϵ が大きくなると、側圧の低い供試体の方が σ_1 / σ_3 が小さくなる場合があるためである。

5. 砂礫材の設計に用いる強度定数について

砂礫材や砂の斜面の安定解析やこれらの層上の基礎の支持力の計算にピーク強度からの強度定数を用いること

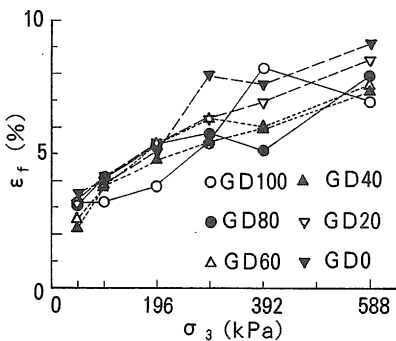


Fig.2: The relation between confining stress and failure strain

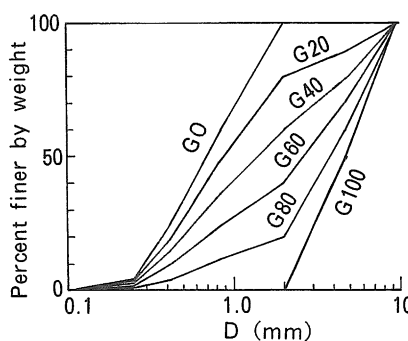


Fig.3: The grading curve of experimental materials

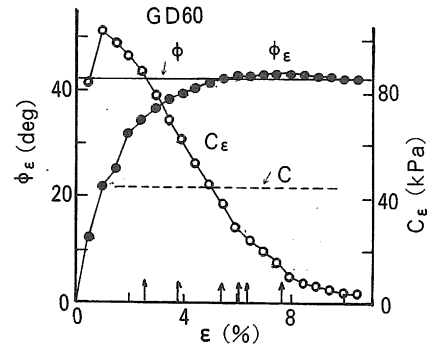


Fig.4: Dependence of cohesion and internal friction angle on axial strain (↑: failure strain)

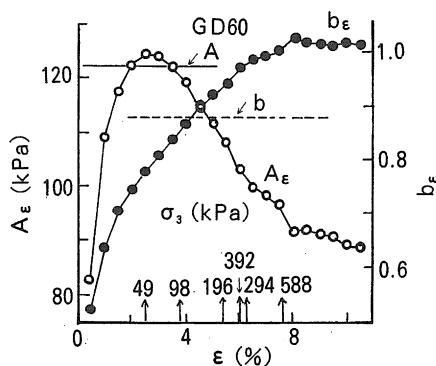


Fig.5: Dependence of coefficients of A_ϵ and b_ϵ of non-linear equation on axial strain (↑: failure strain)

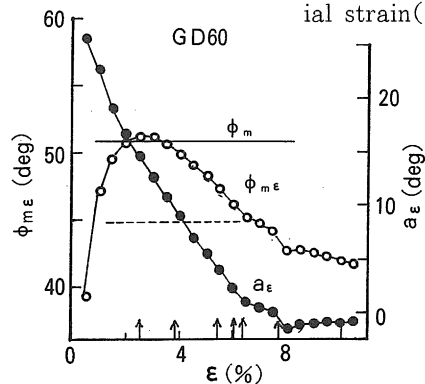


Fig.6: Dependence of coefficients of $\phi_{m\epsilon}$ and a_ϵ of internal friction angle equation on axial strain (↑: failure strain)

Table 1 : Average density and the coefficients of shear strength at peak strength

NO	ρ_{davn} g/cm ³	e_{avn}	C kpa	ϕ deg	A kpa	b	ϕ_m deg	a deg
GL100	1.50	0.750	53	31.0	91	0.852	42.7	9.4
GD100	1.57	0.667	60	33.3	105	0.819	46.9	11.8
GL 80	1.68	0.565	31	37.4	99	0.890	45.2	7.2
GD 80	1.79	0.469	44	40.1	109	0.901	48.2	6.5
GL 60	1.74	0.506	36	39.6	101	0.930	45.8	4.6
GD 60	1.83	0.439	46	41.8	120	0.877	50.8	8.1
GL 40	1.71	0.539	38	38.2	98	0.925	44.9	4.9
GD 40	1.75	0.505	62	38.2	113	0.869	49.1	8.6
GL 20	1.61	0.633	28	38.4	96	0.924	44.3	5.0
GD 20	1.71	0.540	41	39.9	108	0.899	47.8	6.7
GL 0	1.52	0.730	33	36.7	92	0.921	43.2	5.2
GD 0	1.61	0.635	46	38.3	104	0.900	46.7	6.5

は危険側にあり、避けるべきである。そこでこれに代わる合理的でかつ簡単な強度定数の決め方が必要である。このための強度式としては(1)~(4)式の3つの式が考えられるが、強度定数のひずみ依存性を考慮しても簡単に決めることができることが望ましい。

モール・クーロン式のc、 ϕ にひずみ依存性を考慮すると前述のように $c=0$ とおき、 ϕ としてはピーク強度での内部摩擦角を取れば、やや安全側の設計値を取っていることになり、かつ、これは現在も一般の設計で経験的に用いられている方法であり、もっとも問題の少ない方法である。この場合、砂ないし砂礫が緩い場合、ひずみ依存性を考慮すると、ピーク強度での内部摩擦角が生じない場合があるから、緩い砂礫ではピーク強度での内部摩擦角より $2^\circ \sim 3^\circ$ 小さな角度を設計の ϕ と取ればよい。これも一般的に行なわれていることである。これに対して、(2)~(4)式を用いる場合、適当な強度定数の決め方がない。また、これらの式を設計に用いた実績が乏しいため、これらを用いる場合には、モール・クーロン式による結果の確認が必要であろう。

6. あとがき

ここでは砂礫ないし砂の剪断試験から得たピーク強度から求めた強度定数をそのまま設計に用いることはかなり危険側にあること、これに対しては剪断抵抗力のひずみ依存性を考慮することが必要なこと、この場合には従来、経験的に行なわれている $c=0$ とし、 ϕ のみを用いる方法がやや安全側であり、現状ではもっとも合理的な

強度定数の決め方であることを示した。

締固めた粘性土や硬い過圧密粘土の斜面の安定解析においても砂礫材と同様なことが成り立つものと考えられる。ただし、締固めた粘性土の場合、ひずみ依存性を考えても $c_s > 0$ となり、 ϕ_s をピーク強度からの ϕ としてよいかは現在、実験中である。また、過圧密粘土の場合、 c_s 、 ϕ_s がどのようになるかは不明である。しかし、Skempton¹⁰⁾が理由は不明であるが、Lodon clayの切り土斜面の安定解析では完全軟化強度、すなわち、繰り返した正規圧密での強度定数 $c=0$ 、 ϕ を用いればよく、これはピーク強度からの c を0とおき、内部摩擦角 ϕ をそのまま用いたものであり、これによって合理的な設計ができるとした設計強度の取り方であるが、これもひずみ依存性によつて的確な説明ができる可能性がある。またSkempton¹⁰⁾による残留強度はひずみが非常に大きい場合の強度であり、ひずみ依存性の極限と考えられる。さらに我が国の地すべりの安定解析でも粘着力 c はきわめて小さく取り、内部摩擦角を大きく取る最近の設計法に対しても合理的な説明を与えられる可能性を持っている。

ここでは現在まで何の疑問も持たれていないピーク強度を用いての剪断強度定数の決定法に対して、土の理論的な研究は別として、一般の設計に対しては大きな問題点を持っていること、これに対して、剪断抵抗力のひずみ依存性を考慮すると、現状では経験的な方法とされている強度定数の取り方が合理的に説明できる可能性があることを示した。

なお、本実験を行なうには平成6年度島根大学農学部農村工学講座の専攻生の武本吉弘君((株)エイトコンサ

ルタント), 永安 誠君(カナツ技研工業(株)), 福田幸輝君((株)カイハツ)に多大の協力を得ました。ここに記して厚く感謝の意を表します。

引用文献

- (1) 松岡 元・杉山要一郎: 粒状態斜面の崩壊機構とそれに基づく補強方法に関する一考察, 土木学会論文集, 505/III-29, P.141-149 (1994).
- (2) 酒井俊典・田中忠次・宮内定基: 砂地盤における円形アンカーとストリップアンカーの関係について, 農土論集, 156, P.59-65 (1991).
- (3) 酒井俊典・田中忠次・宮内定基: 砂地盤におけるアンカー引抜き抵抗力のスケール効果に関する研究, 農土論集, 161, P.51-56 (1992).
- (4) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, p.118-120, John Wiler and Sons, INC.(1943).
- (5) Vaughan, P. R.: Assumption, prediction and reality in geotechnical engineering, Geotechnique, 44, P.573-609 (1994).
- (6) Schmertmann, J. H. and J. O. Osterberg: An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils, ASCE, Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, P.643-694 (1960).
- (7) Schmertmann, J. H. and J. R. Hall: Cohesion after non-hydrostatic consolidation, Proc.ASCE, SoilMech. Found. Div.,87(4), P.39-60(1961).
- (8) Schmertmann, J. H.: The mechanical aging of soils, Proc. ASCE,Geotech. Div.,117(9) P.1288-1330 (1991).
- (9) 鬼塚克忠・吉武茂樹: せん断変形に伴う強度定数 c , ϕ の変化に関する考察, 土木学会論文集, 382/III-7, P.265-268 (1987).
- (10) 鳥山暁司: 締固めた砂礫材の剪断特性のひずみ依存性について-河床砂礫と凝灰岩の事例-, 農土論集, 168, P.45-50 (1993).
- (11) 建設省河川局開発課監修: フィルダムの耐震設計指針(案), 国土開発技術研究センター, P.7-10 (1991).
- (12) 松本徳久・渡辺和夫: ロック材料のせん断強度, 土と基礎, 35(12), p.49-54 (1987).
- (13) 鳥山暁司: 非粘着性材料の剪断強度式について-凝灰岩と砂礫での事例-, 農土論集, 167, P.109-115.(1993).
- (14) Skempton, A. W.: Slope stability of cuttings in brown London clay, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.,3, p.261-270(1977).
- (15) Skempton. A. W.: Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, 14, P.77-101 (1964).