

## 低圧での締固め土の剪断特性と水浸時の剪断破壊について

鳥山 暁司

The shearing properties at low normal stress and shear failure with inundation of compacted soil

Koushi Toriyama

**Abstract** The routine works of shearing tests are carried on normal stress range 50 to 100kPa. This normal stress range is correspondent to overburden of 3.0 to 6.0 m. Most slipes of embankment fillies occure at or after rainfalles and the thickness of most slipes are smaller than 1.0 to 2.0 m.

Using the strength parameters  $c$  and  $\phi$  obtained with routine works for stability analysis, these parameters are extrapolated from results of routine works but the appropriateness of this method is scarcely examined.

In this paper, using the spesimen of compacted clay which D-value is in the range of 95% to 85%, the direct shear tests with constant pressure of the range from 10 to 350 kPa are performed under the conditions of intact and inundation.

Assuming as low pressure range to be 10~100 kPa and ordinary pressure range 50~350kPa, there is a considerable difference between the strength parameters  $c$  and  $\phi$  of low pressure range and ordinary one at the intact condition but the difference becomes less at the inundation condition. The applicability of non-linear equation for wide range of pressure is better than Mohr-Coulomb equation.

Key words: direct shear test, compacted clay, strength parameter, inundation.

### 1. ま え が き

現在の三軸圧縮試験は一般に側圧  $\sigma_3$  が 50kPa 以上で行われている。これは剪断面上の垂直応力  $\sigma$  にすると  $\phi = 30^\circ$  では  $\sigma = 75\text{kPa}$  になる。また、一面剪断試験も垂直応力  $\sigma$  50kPa で実験を行っている。

土の湿潤重量は大部分が  $15 \sim 20\text{kN/m}^3$  であるから、 $\sigma = 50\text{kPa}$  は土かぶり厚さで  $2.5 \sim 3.3\text{m}$  になる。 $\sigma = 100\text{kPa}$  では土かぶり厚さは  $5.0\text{m}$  以上になり、この厚さはかなり大規模なすべりになる。一般の盛土の降雨時のすべり土塊の大部分は厚さが  $1 \sim 2\text{m}$  以下、すべり面上の  $\sigma$  は  $40\text{kPa}$  以下になる。

室内剪断試験の垂直応力  $\sigma$  と厚さ  $1 \sim 2\text{m}$  のすべり面の  $\sigma$  を比較すると、剪断試験で用いる  $\sigma_3$  や  $\sigma$  はすべり面に作用する  $\sigma$  より大きな範囲で剪断試験を行っていることになる。この実験結果でのピーク強度から最小二乗法で

強度定数  $c$ ,  $\phi$  を求め、この値を適当に割引いて安定解析に用いている。これは三軸圧縮試験、一面剪断試験とも、 $\sigma = 50 \sim 400\text{kPa}$  程度での実験結果を  $\sigma < 50\text{kPa}$  の範囲に外挿しても安全側の剪断強度になるとの仮定にたっている。これは実際の剪断強度が設計値より大きくなる場合には安全側になるが、逆の場合は危険側になり、合理的な設計値の取り方とは言えない。

低圧を  $\sigma < 50\text{kPa}$  とした場合、この範囲での剪断試験は少ない。Atkinson and Farrar<sup>1)</sup> は  $\sigma'_3 < 0.2\text{kgf/cm}^2$  での三軸圧縮試験を行い、圧縮強度は  $\sigma'_3 = 50 \sim 400\text{kPa}$  での破壊包絡線より下になり、非線形式で表し、 $A = 1.94\text{kgf/cm}^2$ ,  $b = 0.72$  を与えている。鬼塚・吉武<sup>2)</sup> はまさ土で  $\sigma = 2 \sim 300\text{kPa}$  で一面剪断試験をし、 $\sigma < 50\text{kPa}$  では実験値は常圧の破壊包絡線より下になり、水浸により強度低下することを示している。Day and Axten<sup>3)</sup> は一面剪断試験で  $\sigma < 0.5\text{kgf/cm}^2$  では  $\sigma \sim \tau$  関係は曲線になり、 $\sigma = 0.5 \sim 2.0\text{kgf/cm}^2$  では  $c = 0.192\text{kgf/cm}^2$ ,  $\phi = 21^\circ$  に対して  $\sigma < 0.5\text{kgf/cm}^2$  で

は  $c = 0.024 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\phi = 40^\circ$  を与えている。さらに Day<sup>4)</sup> は降雨時の粘土法面の浅いすべりでは粘着力  $c'$  が重要で、低圧での三軸圧縮試験を行っている。

ここでは定圧一面剪断試験によって、藤の森粘土を最適含水比で  $D$  値 = 95, 90, 85% に締固めて、非水浸と水浸状態で  $\sigma = 10 \sim 350 \text{ kPa}$  で剪断し、低圧から常圧での剪断特性の変化と水浸による強度低下の特徴を実験する。

水浸条件での一面剪断試験は降雨等によって十分に水が土中に浸透した場合の剪断強度に相当する。盛土法面のすべり破壊は降雨中に生じることが多い。これに対しては一面剪断試験または三軸圧縮試験で、非水浸状態である剪断応力まで載荷した後、供試体を水浸して、剪断変位の増加や剪断破壊の過程を実験する方法がある。福田<sup>5)6)</sup>によればまさ土は一面剪断試験で水浸により水平変位が増加し剪断強度が低下する。西田・青山<sup>7)</sup>は乱さないまさ土を剪断中に水浸すると剪断抵抗力が大きく低下し、この傾向は風化度の大きな表層に近いまさ土で顕著である。三浦・村田・原田<sup>8)</sup>は三軸圧縮試験で気乾状態で締固めたまさ土を圧密し、剪断途中で水浸さらに乾燥させた場合の剪断特性を実験し、含水比の増加により強度低下とともに粒子破砕が進むことを示している。Day and Axten<sup>9)</sup>は  $D$  値 90% の締固め土を一面剪断試験で剪断応力  $\tau$  を加えた後、水浸した場合の水平変位は剪断応力の増加とともに大きくなることを示している。Lee and Coop<sup>10)</sup>は締固めまさ土を剪断中に水浸した場合、強度が低下し、粒子破砕が多くなることを示している。ここでは水浸によって生じる剪断変位と破壊の特性を解明することを目的として、一面剪断試験によって、非水浸状態で一定の剪断応力  $\tau$  を作用させたのち供試体上部から水を浸透させ剪断変位の増加と剪断破壊の特性についての実験を  $\sigma = 20 \text{ kPa}$  (土かぶり厚さ  $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$ ) と  $\sigma = 100 \text{ kPa}$  (土かぶり厚さ  $5.0 \sim 7.0 \text{ m}$ ) で行った。

## 2. 試料土と実験方法

実験に用いた試料土は藤の森粘土である。この物理的性質を表 - 1 に示す。試料土に最適含水比になるように水を加えて含水比調整後、密封して1週間以上置いて、供試体の作成に用いた。

実験は全て定圧一面剪断試験とした。低圧での一面剪断試験は  $\sigma = 10, 20, 30, 40, 60, 80, 100 \text{ kPa}$  の7本を1組とし、常圧での試験は  $\sigma = 60, 100, 150, 200, 250, 300, 350 \text{ kPa}$  の7本を1組とした。全圧は  $\sigma = 10 \sim 350 \text{ kPa}$  の12本を1組とした。

表 - 1 試料土の物理的性質

液性限界	40.1%
塑性限界	21.0%
塑性指数	19.1
土粒子の密度	$2.692 \text{ g/cm}^3$
砂分	13.1 ~ 17.4%
シルト分	53.6 ~ 60.8%
粘土分	25.8 ~ 29.0%
最適含水比	23.2%
最大乾燥密度	$1.564 \text{ g/cm}^3$

表 - 2 一面剪断試験の供試体諸元

	実験前				実験後
	w %	$\rho_d \text{ g/cm}^3$	e	D 値 %	w %
NP95	23.72	1.492	0.805	95.4	23.23
NP90	23.73	1.413	0.905	90.4	23.28
NP85	23.66	1.333	1.020	85.2	23.11
SP95	23.74	1.489	0.808	95.2	28.55
SP90	23.80	1.412	0.970	90.3	29.88
SP85	23.86	1.331	1.022	85.1	30.74

表 - 3 剪断中での水浸試験の供試体平均諸元

	実験前				実験後
	w %	$\rho_d \text{ g/cm}^3$	e	D 値 %	w %
K95 - 02	23.59	1.491	0.805	95.3	28.22
K90 - 02	23.92	1.410	0.909	90.2	29.84
K85 - 02	23.21	1.339	1.011	85.6	29.67
K95 - 10	22.61	1.503	0.791	96.1	27.20
K90 - 10	22.70	1.423	0.892	91.0	28.48
K85 - 10	23.84	1.333	1.020	85.2	30.47

締固め土の密度は  $D$  値が 95, 90, 85% になるように厚さ  $2.00 \text{ cm}$  のリングで締固め、剪断箱にセットした。低圧、常圧での一面剪断試験では、非水浸の実験はそのまま 8 ~ 9 時間、水浸の実験は 30 ~ 60 分間圧密後、供試体上部から動水勾配  $i = 7 \sim 8$  で約 8 時間透水した。剪断速度  $dL/dt = 0.01 \text{ mm/min}$  とした。

供試体の平均諸元を表 - 2 に示す。NP95 - 01 での NP は非水浸の定圧、95 は  $D$  値 95% を、01 は  $\sigma = 10 \text{ kPa}$  を示す。水浸の場合は SP95 - 01 のように SP で示す。

剪断中の水浸による破壊あるいは水平変位  $\Delta L$  の増加についての試験は垂直応力  $\sigma = 20 \text{ kPa}$  (土かぶり厚さ  $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$  相当) と  $100 \text{ kPa}$  (土かぶり厚さ  $5.0 \sim 7.5 \text{ m}$  相当) で行った。実験は供試体を 30 ~ 60 分圧密後、 $d\Delta L/dt = 0.1 \text{ mm/min}$  で所定の剪断応力まで水平荷重を載荷し、そのま

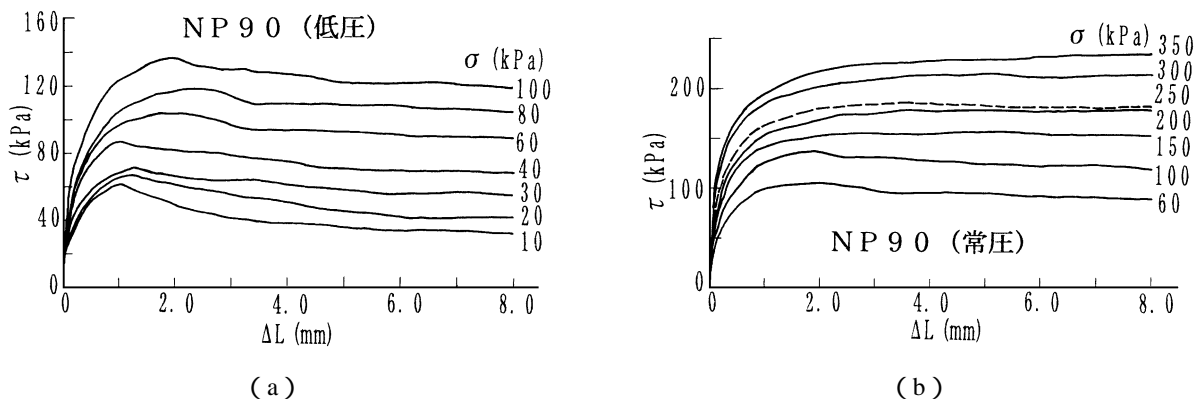


図-1 非水浸での水平変位と剪断応力の関係

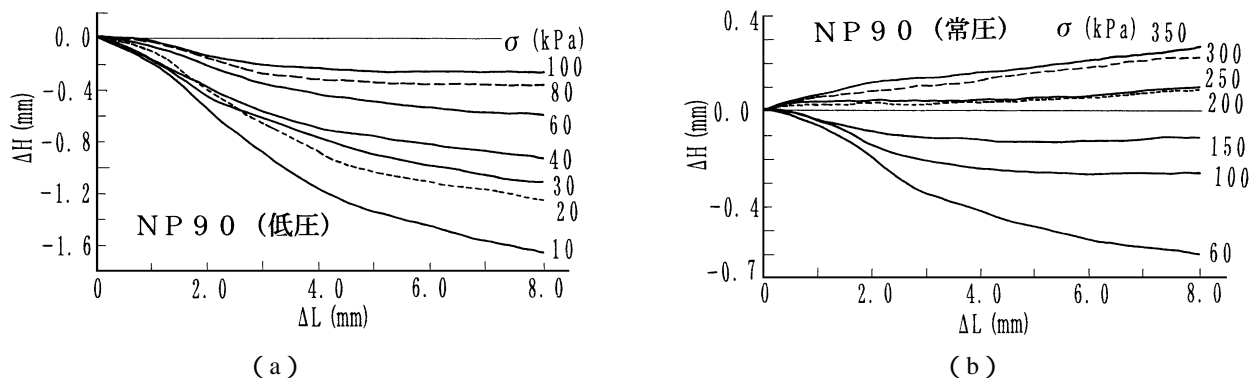


図-2 非水浸での水平変位と体積変化の関係

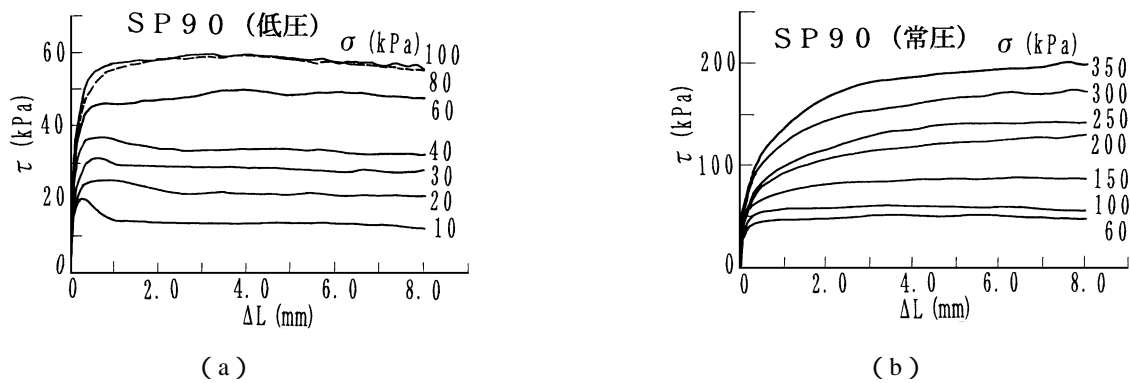


図-3 水浸での水平変位と剪断応力の関係

ま 30~60 分置いてクリープひずみを生じさせた後，供試体上部から  $i=3\sim 5$  で透水を行い，剪断応力  $\tau$  が一定での  $\Delta L$  の経時変化を測定した．剪断面まで水が浸透するのに数分を要するため，この間は  $\Delta L$  に変化がなく，その後  $\Delta L$  が増加する．剪断破壊する場合は徐々に剪断速度が増加した．破壊しない場合は剪断速度が増加後，減少し安定化している．約 20 時間以内に破壊しなかった供試体は  $d\Delta L/dt=0.1\text{mm}/\text{min}$  で  $\Delta L=8.0\text{mm}$  まで剪断した．この平均供試体諸元を表-3 に示す．K95-02 の K は剪断途中で水浸した供試体を，95 は D 値を，02 は  $\sigma=20\text{kPa}$  を示す．

### 3. 低圧と常圧での一面剪断試験結果

非水浸での D 値 90% の NP90 の水平変位  $\Delta L$  と剪断応力  $\tau$  および体積変化  $\Delta H$  の関係を図-1, 2 に示す．低圧  $\sigma=100\text{kPa}$  ではピーク強度が  $\Delta L=2.0\text{mm}$  で生じ， $\Delta H<0$  (体積膨張) が生じている．常圧では  $\sigma=150\text{kPa}$  では体積膨張しているが， $\sigma=200\text{kPa}$  では体積圧縮となり， $\Delta L\sim\tau$  関係のピークもほとんど認められない．この傾向は D 値によって異なるが，非水浸での剪断特性への垂直応力  $\sigma$  の影響としては，①  $\sigma$  の小さな範囲では  $\Delta L\sim\tau$  関係に

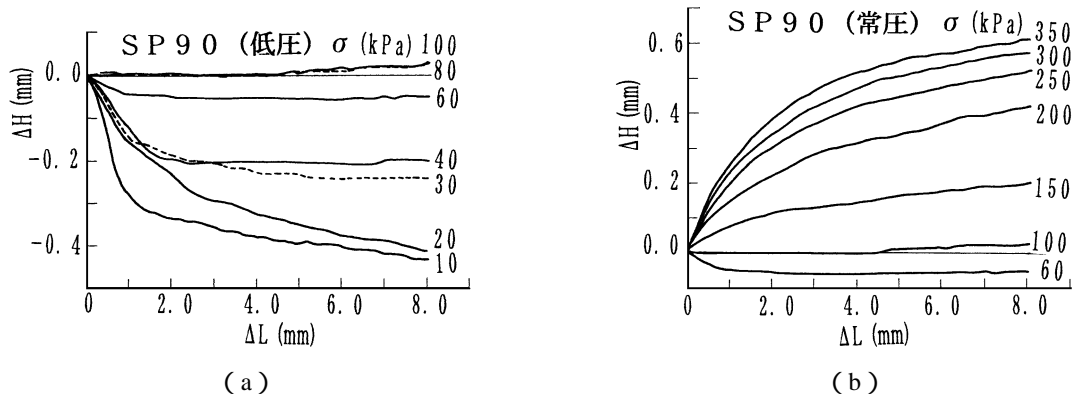


図-4 水浸での水平変位と体積変化の関係

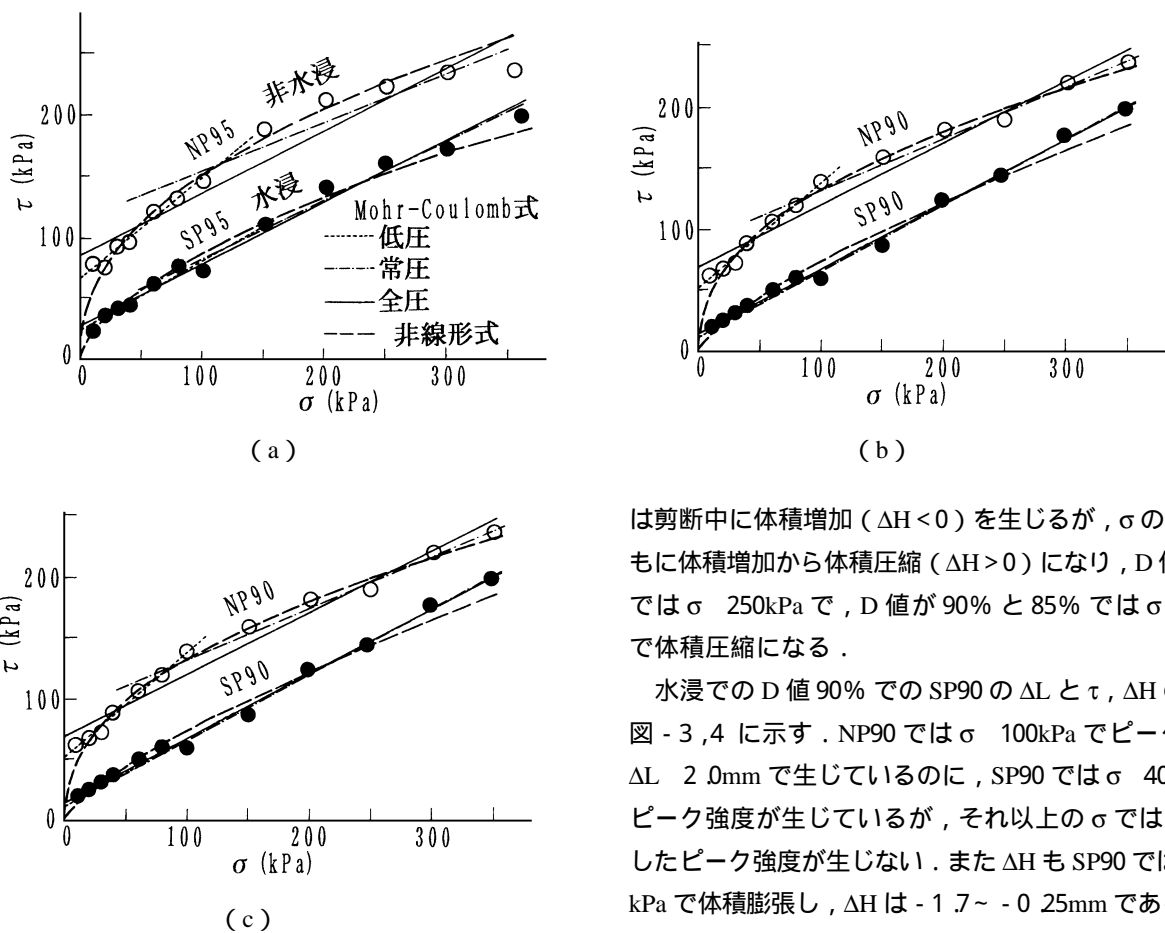


図-5 低圧、常圧、全圧での剪断強度特性の比較

は  $\Delta L_f$  が 0.5~2.0mm ではっきりしたピークが生じるが、 $\sigma$  の増加とともにピークの生じる  $\Delta L_f$  が大きくなり、ピークは緩くなる。D 値 95% では  $\sigma$  の増加とともに  $\Delta L_f$  は 0.9mm から 3.6mm まで徐々に増加するが、D 値 90% では  $\sigma$  が 100 から 150kPa に、D 値 85% では  $\sigma$  が 60 から 80kPa になると  $\Delta L_f$  が 2.0mm から 5.0mm 位に急増し、脆性から延性的な剪断特性になっている。②低圧 ( $\sigma = 10 \sim 100$  kPa) では D 値が 95~85% とともに破壊時に体積増加 ( $\Delta H < 0$ ) し、常圧 ( $\sigma = 60 \sim 350$  kPa) での  $\sigma$  の小さな範囲で

は剪断中に体積増加 ( $\Delta H < 0$ ) を生じるが、 $\sigma$  の増加とともに体積増加から体積圧縮 ( $\Delta H > 0$ ) になり、D 値が 95% では  $\sigma = 250$  kPa で、D 値が 90% と 85% では  $\sigma = 200$  kPa で体積圧縮になる。

水浸での D 値 90% での SP90 の  $\Delta L$  と  $\tau$ 、 $\Delta H$  の関係を図-3,4 に示す。NP90 では  $\sigma = 100$  kPa でピーク強度が  $\Delta L = 2.0$  mm で生じているのに、SP90 では  $\sigma = 40$  kPa ではピーク強度が生じているが、それ以上の  $\sigma$  でははっきりしたピーク強度が生じない。また  $\Delta H$  も SP90 では  $\sigma = 100$  kPa で体積膨張し、 $\Delta H$  は -1.7~ -0.25mm であるが、SP90 では体積膨張が非水浸の 1/3~1/4 になっている。また、水浸での剪断強度  $\tau$  は非水浸に比べて小さく、 $\sigma = 10 \sim 20$  kPa では非水浸の約 1/3、 $\sigma = 100$  kPa で約 1/2 程度である。水浸状態での剪断特性としては、①  $\sigma$  の小さな範囲ではピーク強度の水平変位  $\Delta L_f$  は 0.3~0.7mm で非水浸での  $\Delta L_f = 1.0 \sim 1.7$  mm よりも小さく、水浸により脆性的性質が顕著になっている。D 値が 95% では  $\sigma$  が 60 から 100kPa で  $\Delta L_f$  が 0.6mm から 3.9mm に、90% では  $\sigma$  が 40 から 60kPa で  $\Delta L_f$  は 0.7mm から 4.0mm に、85% では  $\sigma$  が 20 から 30kPa で  $\Delta L_f$  が 0.6mm から 5.1mm になっており、非水浸に比べて脆性から延性への変化が大きくなる。②低

表-4 モール・クーロン式の強度定数

	低 圧 $\sigma = 10 \sim 100\text{kPa}$		常 圧 $\sigma = 60 \sim 350\text{kPa}$		全 圧 $\sigma = 10 \sim 350\text{kPa}$	
	c kPa	$\phi$	c kPa	$\phi$	c kPa	$\phi$
NP95	65.5	39.04	112.4	21.53	84.8	26.72
NP90	50.9	40.61	89.0	22.69	68.7	26.55
NP85	39.6	34.71	57.3	26.99	47.7	28.71
SP95	23.2	29.55	33.6	25.52	27.6	26.69
SP90	17.3	25.64	11.5	28.19	15.0	27.57
SP85	13.5	25.15	14.5	27.69	11.5	28.16

表-5 非線形式 $\{\tau=A(\sigma/\sigma_0)^b\}$ の強度定数

	低 圧 $\sigma = 10 \sim 100\text{kPa}$		常 圧 $\sigma = 60 \sim 350\text{kPa}$		全 圧 $\sigma = 10 \sim 350\text{kPa}$	
	A kPa	b	A kPa	b	A kPa	b
NP95	22.15	0.4069	23.40	0.4030	21.48	0.4211
NP90	16.14	0.4574	17.73	0.4359	16.91	0.4445
NP85	14.00	0.4369	7.12	0.5925	10.10	0.5258
SP95	7.38	0.5100	3.31	0.6960	5.437	0.6052
SP90	4.62	0.5711	1.45	0.8330	2.307	0.7464
SP85	5.08	0.5219	1.47	0.8389	2.179	0.7537

圧では破壊時に体積増加をしているが、 $\sigma = 100\text{kPa}$ ではD値が95%でも体積圧縮になり、D値が90%では $\sigma = 80\text{kPa}$ 、85%では $\sigma = 60\text{kPa}$ で体積圧縮になり、非水浸に比べて体積圧縮が生じやすい。

低圧、常圧、全圧でのモール・クーロン式の強度定数c、 $\phi$ を表-4に示す。非水浸では低圧のcに比べて、常圧でのcが1.45~1.75倍である。低圧の剪断抵抗力はほとんど粘着力cで与えられるから、常圧の強度定数を低圧に外挿すると過大な強度を与えることになる。しかし水浸状態では低圧と常圧でのcの差は小さく、D値95%では常圧のcが低圧のcの1.45倍と大きい、D値90%では低圧のcが常圧のcより大きく、D値85%では常圧と低圧のcがほぼ等しくなっている。全体の $\sigma = 10 \sim 350\text{kPa}$ でのc、 $\phi$ も表-3に示すが、c、 $\phi$ ともに低圧と常圧の値の中間値となっている。

実験結果と低圧、常圧、全圧でのモール・クーロン式、全圧での非線形式の比較を図-5に示す。実験結果で非水浸は、水浸は、で示す。非水浸でのモール・クーロン式は全応力範囲での適応性は悪く、低圧と常圧を分けて用いる必要がある。水浸状態では低圧と常圧の差は小さく、D値90%では常圧の強度を低圧に外挿しても、実験値より小さい。

モール・クーロン式の他に非線形式と内部摩擦角式があるが、内部摩擦角式は低圧で $\phi > 90^\circ$ となる範囲がある

ため、低圧での適用ができずここでは検討しない。

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

ここに $\sigma_0$ ：単位応力で、 $1\text{kPa}$ あるいは $1\text{kgf/cm}^2$ 。

$b = 1.00$ のとき、 $c = 0$ で $\phi$ のみのモール・クーロン式になる。 $b < 1.00$ が一般的であるが、低圧で強度が小さい緩い土では $b > 1.00$ となることもある。

非線形式の低圧、常圧、全圧での係数A、bを表-5に示す。ただし、非水浸の $\sigma = 10\text{kPa}$ で $\log\sigma \sim \log\tau$ の直線から大きく外れるデータは除いた。非水浸に比べて水浸のAが非常に小さい。これはAがkPa単位のためである。全圧での非線形式と実験結果の比較を図-5に示す。モール・クーロン式に比べて、低圧から常圧の全体で非線形式は適合性がよい。しかし、表-5の係数A、bの各圧力範囲での値の比較から、NP95、NP90は各圧力での係数がほぼ等しいが、他は低圧と常圧で係数A、bが異なる。SP85では低圧のデータのばらつきが大きいことが原因の1つに考えられるが、NP85とSP95、SP90では低圧の $\log\sigma \sim \log\tau$ 直線の傾きが常圧より緩く、係数bが小さく、低圧の非線形性が常圧に比べて顕著であり、これが締固め土の基本的な剪断特性の1つと考えられる。

土の剪断強度式としては一般にモール・クーロン式が用いられるが、常圧での試験結果を低圧まで外挿すると危険側になり、非線形式の方が実験結果とよく合う。

#### 4. 水浸による剪断変位の増加と剪断破壊

非水浸供試体に剪断応力が作用した状態で水浸した場合の剪断変位の増加の実験（これを水浸クリーブ実験と呼ぶ）は $\sigma = 20\text{kPa}$ と $100\text{kPa}$ で行った。水浸開始後、数分間は剪断面まで水が浸透せず、剪断強度の低下が生じないため、水平変位Lは一定値を保った後、Lの増加が始まる。水浸クリーブ破壊する供試体では徐々に $\Delta L$ が増加し、Lが $1.0 \sim 2.0\text{mm}$ 以上になるとLの増加が非常に早くなり、D値が95%と90%の供試体では静的な一面剪断試験機では剪断過程の追跡ができない供試体があった。実験はLが $8.0\text{mm}$ までとした。クリーブ破壊までの時間は $40 \sim 1000$ 分であるが、L $=0.6\text{mm}$ までの時間が大部分で、L $>0.6\text{mm}$ になると剪断速度が大きくなった。このため、図-6,7にL $=0.6\text{mm}$ からの経過時間 $t = t - t_{0.6}$ とLおよびHの関係を示す。また、

L $=0.6\text{mm}$ までの時間 $t_{0.6}$ と $\tau/\tau_{sf}$ の関係を図-8に示す。

ここに $\tau$ は水浸クリーブでの剪断応力、 $\tau_{sf}$ は低圧でのモール・クーロン式で求めた剪断強度である。K95-10で水浸

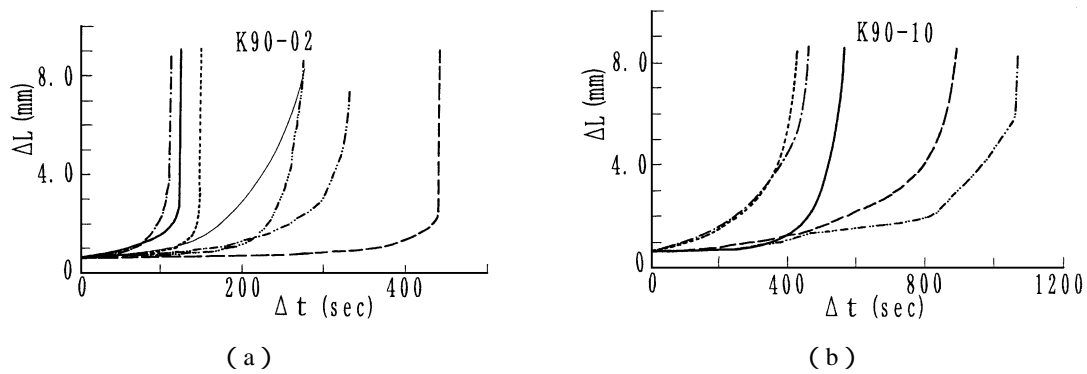


図-6 水浸クリープ破壊での L=0.6mm からの時間と水平変位の関係

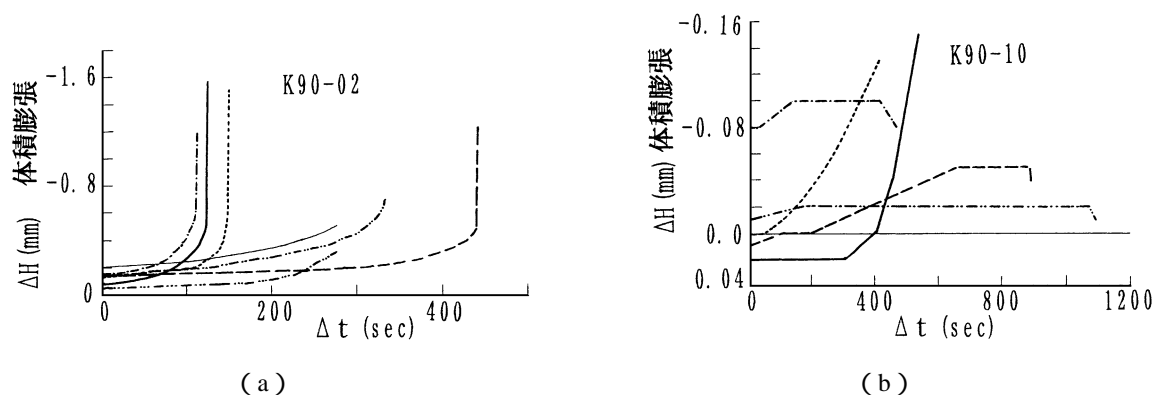


図-7 水浸クリープ破壊での L=0.6mm からの時間と体積変化の関係

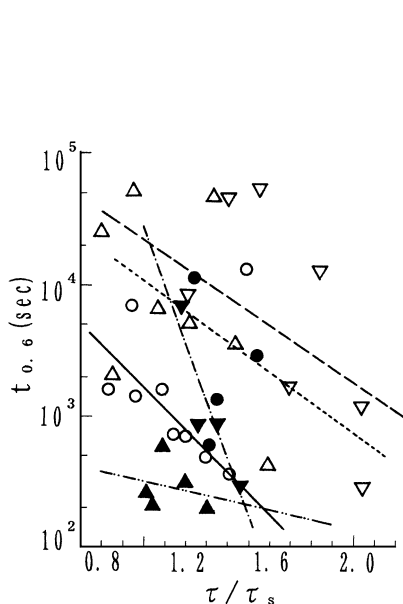


図-8 水浸クリープ破壊での L=0.6 mm からの時間と剪断応力比の関係

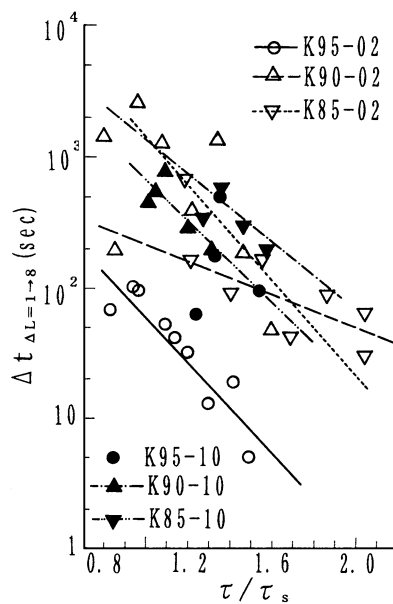


図-9 水浸クリープ破壊での L=1.0 8.0mm までの時間と剪断応力比の関係

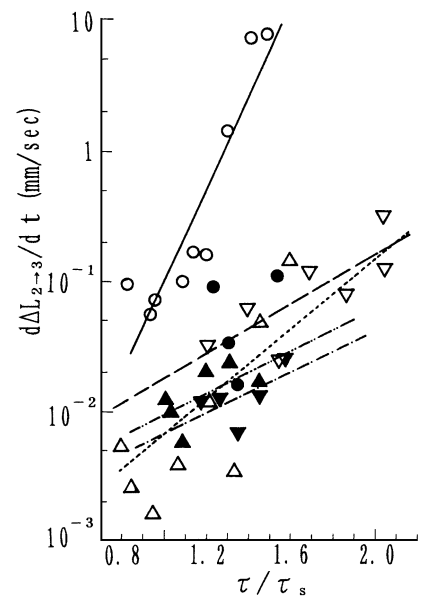


図-10 水浸クリープ破壊での L=2.0 3.0mm 間の変位速度と剪断応力比の関係

クリープ破壊したのは4本のみのため、直線は図示しない。t<sub>0.6</sub>のばらつきは大きい。τ/τ<sub>s</sub>の増加とともにt<sub>0.6</sub>は減少するが、D値とσの影響ははっきりしない。ΔLが0.6か

ら8.0mmまで増加する時間はσ=20kPaのK95-02では300sec=5min以下、K90-02で450sec=7.5min以下、K85-02では3300sec=55min以下、σ=100kPaのK95-10

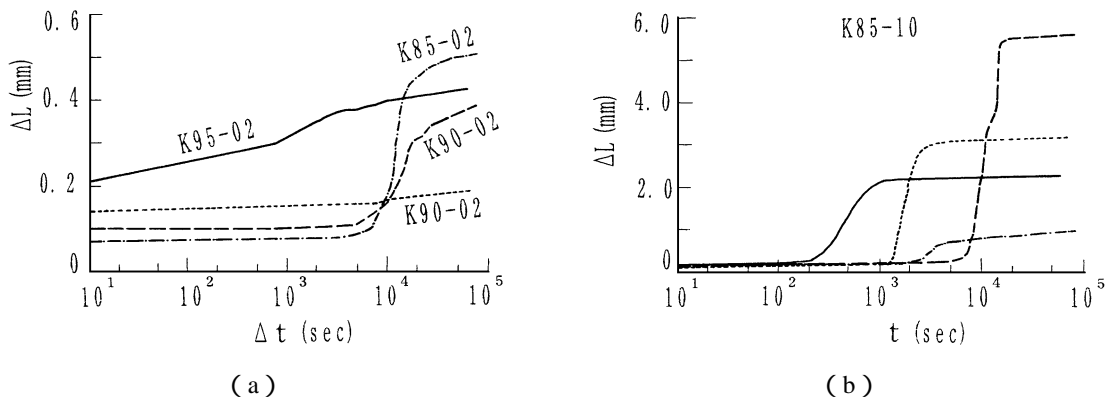


図 - 11 水浸クリープでの非破壊供試体の水平変位と時間の関係

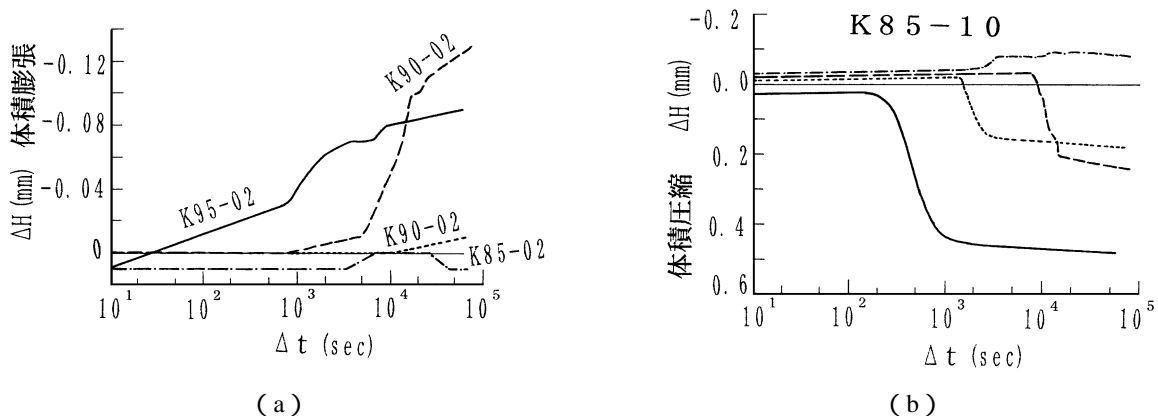


図 - 12 水浸クリープでの非破壊供試体の体積変化と時間の関係

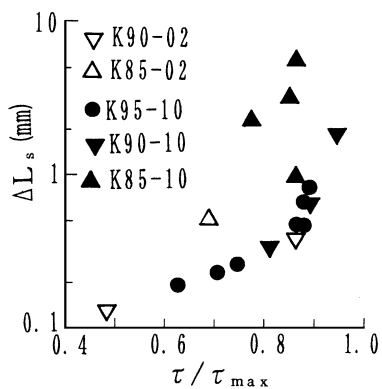


図 - 13 水浸クリープでの非破壊供試体の水浸クリープ変位  $L_s$  と剪断応力比の関係

で 350sec 6min, K90 - 10 で 1100sec 18min の短時間で破壊している。K85 - 10 は非水浸で  $\Delta L > 0.6$ mm の供試体があり、水浸直後から短時間で  $\Delta L$  の増加が始まり、6 供試体中 5 供試体が 850sec 以内に破壊している。水浸クリープ破壊の場合の  $\Delta L = 1.0 \sim 8.0$ mm を生じるのに要する時間  $t_{\Delta L=1.8}$  と  $\tau/\tau_{sf}$  の関係を図 - 9 に示す。 $t_{\Delta L=1.8}$  は 50 ~ 1600sec 1 ~ 27min であり破壊は急速に進む。特に  $L$

$> 2.0$ mm になると剪断速度が大きくなる。 $\Delta L = 2 \sim 3$ mm での剪断速度  $dL_2/dt$  と  $\tau/\tau_{sf}$  の関係を図 - 10 に示すが、 $dL_2/dt = 1.5 \times 10^{-3} \sim 8.0$ mm/min であり、K95 - 02 は  $5 \times 10^{-2} \sim 8.0$ mm/sec と特に大きい。このような場合、剪断は非排水（定体積）状態であるとみなされるが、図 - 7 の  $\sigma = 20$ kPa では  $t \sim H$  の関係から破壊の進行とともに大きな体積膨張を生じ、排水状態にある。体積膨張量  $H$  のばらつきは大きく、 $\sigma = 20$ kPa では  $H = -0.3 \sim -1.5$ mm で、水浸の一面剪断試験での SP95 - 02 ~ SP85 - 02 の  $L = 8.0$ mm での  $H = -0.4$ mm に比べて大きい。 $\sigma = 100$ kPa では K95 - 10 では  $H = -0.15 \sim -0.35$ mm, K90 - 10 では  $H = -0.0 \sim -0.15$ mm の体積膨張、K85 - 10 では  $H = 0.05 \sim 0.4$ mm で体積圧縮が生じた。 $\sigma = 100$ kPa では SP95 - 10 ~ SP85 - 10 は体積圧縮を生じており、水浸クリープによって一面剪断試験より大きな体積膨張を生じた。水浸クリープ実験で破壊しない供試体の  $\log t \sim L$  の関係を図 - 11, 12 に示す。 $L$  は  $t$  が 200 ~ 500sec から増加し、 $t$  が 5,000 ~ 25,000sec で増加から安定になる。 $\sigma = 20$ kPa で破壊しない供試体の  $L < 0.6$ mm である。 $\sigma = 100$ kPa の場合は  $D$  値の減少とともに、水浸後の  $L$

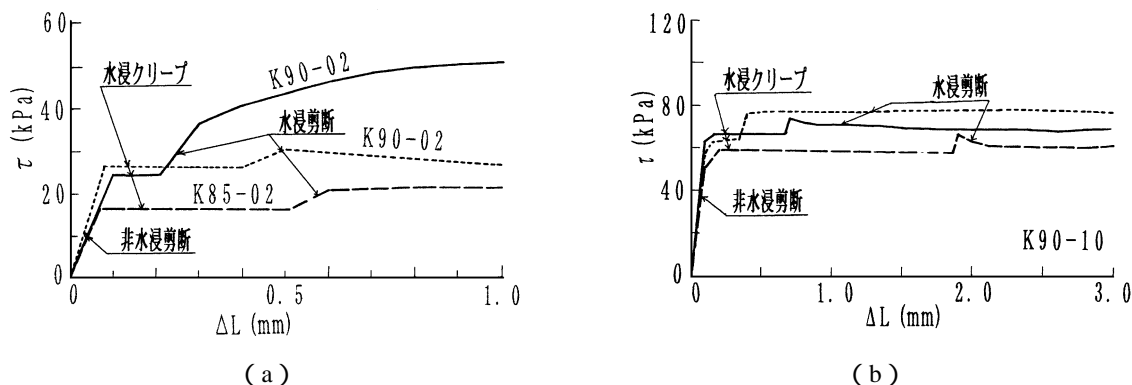


図 - 14 非水浸剪断 水浸クリープ 水浸剪断での水平変位と剪断応力の関係

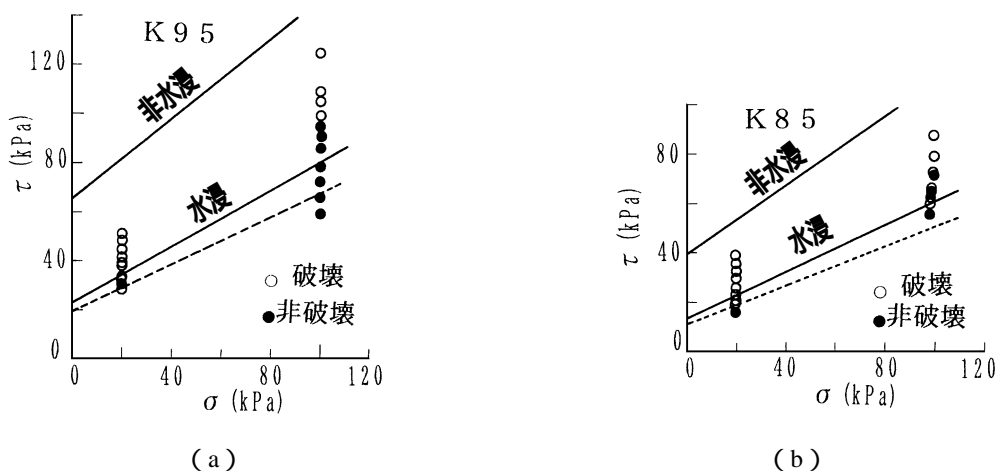


図 - 15 水浸クリープ試験での破壊時の $(\sigma, \tau)$ の関係

が大きくなり、D 値 95% では  $L < 1.0\text{mm}$ 、D 値 90% では  $L < 2.0\text{mm}$  であるが、D 値 85% の供試体では非水浸での  $L < 0.3\text{mm}$  であるが、水浸後の  $L > 5.0\text{mm}$  まで変位したのちほぼ安定する供試体もある。  $\log t \sim H$  関係で  $H$  が大きく変化するのは  $L$  が増加する時に一致しており、水浸によって破壊が生じない場合も剪断変位に伴って、体積変化が生じている。非水浸剪断と水浸クリープ試験で生じる水平変位  $L_s$  と  $\tau/\tau_{\max}$  の関係を図 - 13 に示す。ここに  $\tau$  は水浸クリープ試験での剪断応力、 $\tau_{\max}$  はクリープ後の剪断でのピーク強度である。K85-10 と K85-02 の  $L_s$  は D 値 90、95% に比べて大きい。

水浸クリープで破壊しなかった供試体の剪断試験結果を初期の非水浸剪断、水浸クリープ、クリープ後の剪断過程の移行部の  $L \sim \tau$  関係を  $\sigma = 20\text{kPa}$  と K90-10 について図 - 14 に示す。K90-02 の 1 本を除いて、水浸クリープ後の剪断では  $L$  が  $0.1 \sim 0.2\text{mm}$  の増加で剪断応力  $\tau$  はピークないしほぼ一定値になっている。締固め土の三軸でのクリープ試験でも、クリープ変形後の剪断ではわずかな軸ひずみの増加で偏差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) が急増し、ピーク応力になるのと同じ傾向である。

水浸クリープ試験での  $(\sigma, \tau)$  と低圧でのモール・クーロン式の関係を図 - 15 に示す。図 - 5 の水浸の強度特性から  $\sigma = 20\text{kPa}$  の点は破壊包絡線上ないしそのやや上にあるが、水浸クリープ試験で破壊した点は水浸の SP の下にもある。 $\sigma = 100\text{kPa}$  では水浸クリープ破壊した点は SP 直線より上にある。安全率  $F_s = 1.20$  とした場合の  $(c + \sigma \tan \phi) / 1.20$  の直線も図 - 15 に点線で示す。 $\sigma = 20\text{kPa}$  で水浸クリープ破壊した点はこの点線上にもあり、土かぶり  $1.0 \sim 1.5\text{m}$  程度の水浸 (降雨時) の安定計算では  $F_s = 1.20$  ではすべり破壊が生じる危険性のあることがわかる。これに対して、 $\sigma = 100\text{kPa}$  (土かぶり  $5.0 \sim 6.0\text{m}$ ) は水浸によって破壊しない点 が SP より大きな  $\tau$  まであり、水浸の剪断強度を用い、 $F_s = 1.20$  とすれば、水浸クリープに対して安全であることがわかる。

## 6. あとがき

ここでは低圧 ( $\sigma = 10 \sim 100\text{kPa}$ ) と常圧 ( $\sigma = 60 \sim 100\text{kPa}$ ) での定圧一面剪断試験を行い、一般の剪断試験の結果を低圧側に外挿することの可否と締固め土が水浸する



過程で生じる剪断変位と剪断破壊過程についての実験を行った。この結果、

1. 非水浸では常圧でのモール・クーロン式の  $c, \phi$  を低圧側に外挿して剪断強度を求めると、過大な剪断強度になる。また、低圧での  $c, \phi$  を常圧側に外挿して剪断強度を求めると過大な剪断強度を与える。これは非水浸では  $(\sigma, \tau)$  関係が非線形でこれを 1 本の直線式で近似すと誤差が大きくなることによる。
2. 水浸では  $(\sigma, \tau)$  の非線形性が小さくなるため、モール・クーロン式で剪断強度を外挿しても誤差は小さいが、 $\sigma = 10 \sim 350 \text{kPa}$  の範囲を 1 本の直線で近似する場合は  $\sigma = 10 \sim 20 \text{kPa}$  での  $\tau$  を過大に与える危険性がある。
3. 剪断強度式としては非線形式の方がモール・クーロン式より広い応力範囲で実験結果によく適合する。
4. 非水浸では  $\sigma$  の増加とともに剪断特性が脆性から延性に変化するが、水浸の場合は  $\sigma$  が小さい範囲では非水浸より脆性的で、ある  $\sigma$  以上で急激に延性的になる。
5. 剪断応力  $\tau$  の作用した状態で水浸した場合、水平変位  $L$  は数分後から増加し、破壊する場合は  $L$  の増加とともに剪断速度が大きくなり、それとともに体積変化  $H$  も大きくなる。 $\sigma = 20 \text{kPa}$  では  $D$  値が 95% では体積膨張をし、 $\sigma = 100 \text{kPa}$  では  $D$  値 95% では体積膨張、 $D$  値 85% では体積圧縮になる。
6. 水浸での剪断破壊の場合、剪断速度が大きくても体積変化が追随し、剪断過程は排水条件に近い。
7. 水浸で破壊しない場合は剪断変位の増加後に安定する。体積変化は剪断変位の増加時に生じ、 $L$  が安定すると、 $H$  も一定になる。
8. 水浸の強度定数  $c, \phi$  を用いた場合、 $\sigma = 20 \text{kPa}$  では安全率  $F_s = 1.20$  としても水浸クリープによって剪断破壊する危険性があるが、 $\sigma = 100 \text{kPa}$  では水浸クリープ破壊はしない。

なお、本実験を行うには平成 13 年度の専攻生の周藤淳君、藤本元君、山口嗣弘君の多大なご協力を賜りました。ここに深謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) Atkinson, J.H. & D, M, Farrar: Stress path tests to measure soil strength parameters for shallow landslips. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. 2, 983-986, 1985.
- 2) 鬼塚克忠, 吉武茂樹: 破砕性まさ土の低圧条件下におけるせん断特性. 土木学会論文集, 400号/Ⅲ - 10, 141-150, 1988.
- 3) Day, R.W. & G.W. Axten: Surficial stability of compacted clay slopes. Proc. ASCE, GT, 115-4, 577-580, 1989.
- 4) Day, R.W.: Surficial stability of compacted clay: Case study. Proc. ASCE, GT, 120-11, 1980-1990, 1994.
- 5) 福田 護: 浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の安定解析 - まさ土のような風化砂質土を対象として - . 土質工学会論文報告集, 18-3, 75-83, 1978.
- 6) 福田 護: まさ土の浸水による強度低下と土構造物の安定性について. 土と基礎, 31-1, 95-100, 1983.
- 7) 西田一彦・青山千彰: 乱さないまさ土のせん断強度について. 土と基礎, 29-6, 35-40, 1981.
- 8) 三浦哲彦・村田秀一・原田 敦: 含水比変動に伴う破砕性土のせん断特性変化. 土木学会論文報告集, 336, 105-112, 1983.
- 9) Day, R.W. and G.W. Axten: Softening of fill slopes due to moisture infiltration. Proc. ASCE, GT, 116-9, 1424-1427, 1990.
- 10) Lee, I.K. & M.R. Coop: The intrinsic behaviour of a decomposed granite soil. Geotechnique, 45, 117-130, 1995.