

地盤工学実験 実験報告書
一軸および一面せん断試験

ゆり* (@81suke_)

実験日 2020/11/6(金)

目 次

第 I 部 一面せん断試験	3
1 目的	3
2 実験方法	3
3 実験結果	3
3.1 せん断応力と水平変位の関係及び垂直変位と水平変位の関係	3
3.2 クーロンの破壊基準の強度パラメータ	5
3.2.1 定圧せん断強度 τ_f	5
3.2.2 定圧せん断強度－垂直応力 ($\tau_f - \sigma_c$) 直線	5
3.2.3 強度定数 c_d, ϕ_d	6
3.3 応力比とダイレイタンス	6
4 考察	8
4.1 密度の違いがせん断試験に与える影響	8
4.2 上載圧の違いがせん断試験に与える影響	9
4.3 せん断中のダイレイタンス特性の変化の特徴	9
第 II 部 一軸圧縮試験	10
5 目的	10
6 実験方法	10
7 実験結果	10
7.1 含水比と水没試料の膨張量	10
7.2 軸差応力と軸ひずみの関係	11
7.3 非排水せん断強度 c_u	11
7.4 破壊時のスケッチとすべり線の角度	12
7.5 変形係数 E_{50}	13
7.6 鋭敏比 S_t	13
7.7 非排水せん断強度増加率	13
7.8 $e - \log p'$ 曲線へのせん断前の状態のプロット	14
7.9 水没試料の等価圧密圧力 p'_e と非排水せん断強度増加率	15
第 III 部 三軸圧縮試験	16
8 目的	16
9 実験方法	16
10 実験結果	16
10.1 軸差応力と軸ひずみの関係	16
10.2 有効応力経路	17
10.3 破壊時モール円	17
10.4 モール・クーロンの破壊基準の強度パラメータ	18
10.4.1 破壊時のモール円から求める方法	18

10.4.2 圧縮強さと圧密応力から求める方法	19
10.4.3 圧縮強さの $1/2$ と平均有効応力から求める方法	20
10.5 非排水せん断強度増加率について	21
10.6 関口・太田モデルによる非排水せん断強度増加率の推定	22
11 考察	22
11.1 圧密圧力と非排水せん断強度の関係	22
11.2 すべり線角度について	22
11.3 鋭敏比と土の分類	22
11.4 試験試料の特徴	24
11.5 非排水せん断強度増加率について	25
11.6 課題	26
第 IV 部 感想	28
参考文献	28

第Ⅰ部

一面せん断試験

1 目的

せん断面上の垂直有効応力を一定にしてせん断する圧密定圧一面せん断試験を行い、その時の最大せん断応力である定圧せん断強さを求める。また、求めたせん断強さから強度定数 c_d 及び ϕ_d を推測する。

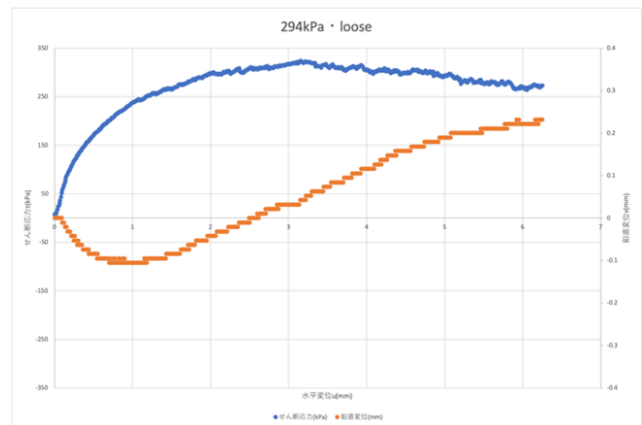
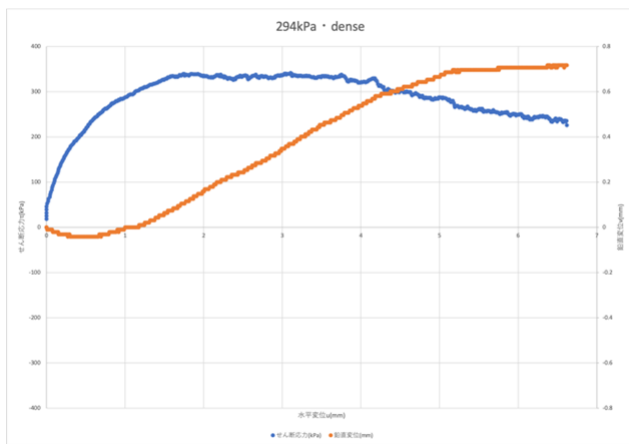
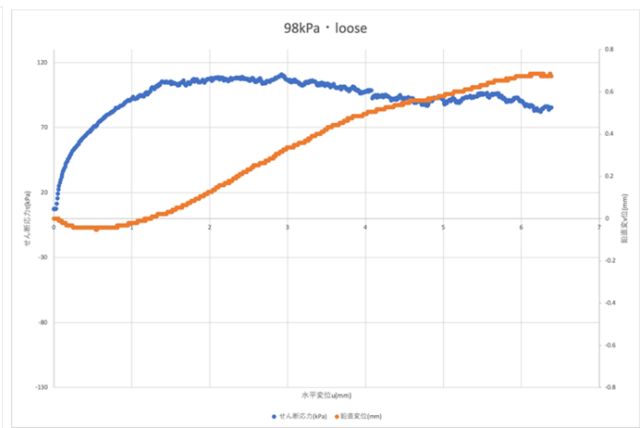
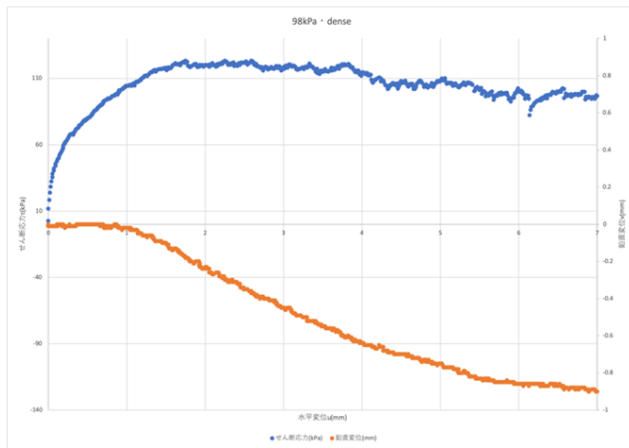
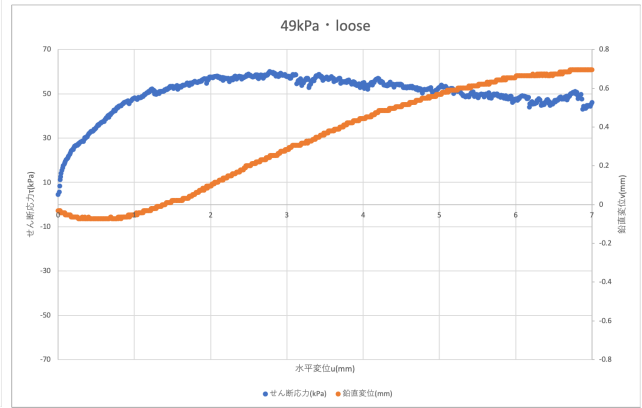
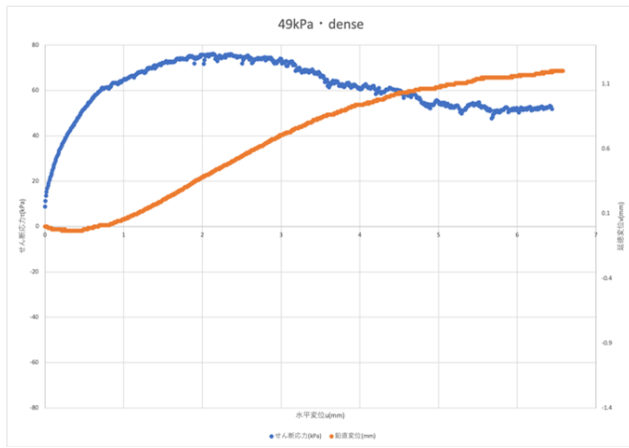
2 実験方法

1. 供試体の寸法を計測する。
2. せん断箱に所定の密度になるように試料を入れ、一面せん断試験機に設置する。
3. 変位計をセットし、おもりを載せる。
4. 0.2mm/min のせん断変位速度でせん断を開始する。せん断中は、せん断面上の垂直応力を一定に保つために垂直力を制御する。
5. せん断変位 δ [mm]、せん断力 S [N]、垂直力 N [N]、垂直変位 v [mm] を記録する。
6. せん断変位が 7mm 以上になった時点で実験を終了する。

3 実験結果

3.1 せん断応力と水平変位の関係及び垂直変位と水平変位の関係

垂直応力に関して 49kPa、98kPa、294kPa の 3 段階、土の状態に関して密な砂または緩い砂の 2 パターンを組み合わせた計 6 パターンの状態において実験を行った。この実験で測定された水平変位・垂直変位及びせん断応力から、横軸に水平変位 [mm] をとり、左側の縦軸にせん断応力 [kPa]、右側の縦軸に鉛直変位 [mm] をとったグラフを作成した。6 パターンの各グラフを図 1 に示す。なお、青い曲線はせん断応力—水平変位曲線、橙色の曲線は垂直変位—水平変位曲線である。



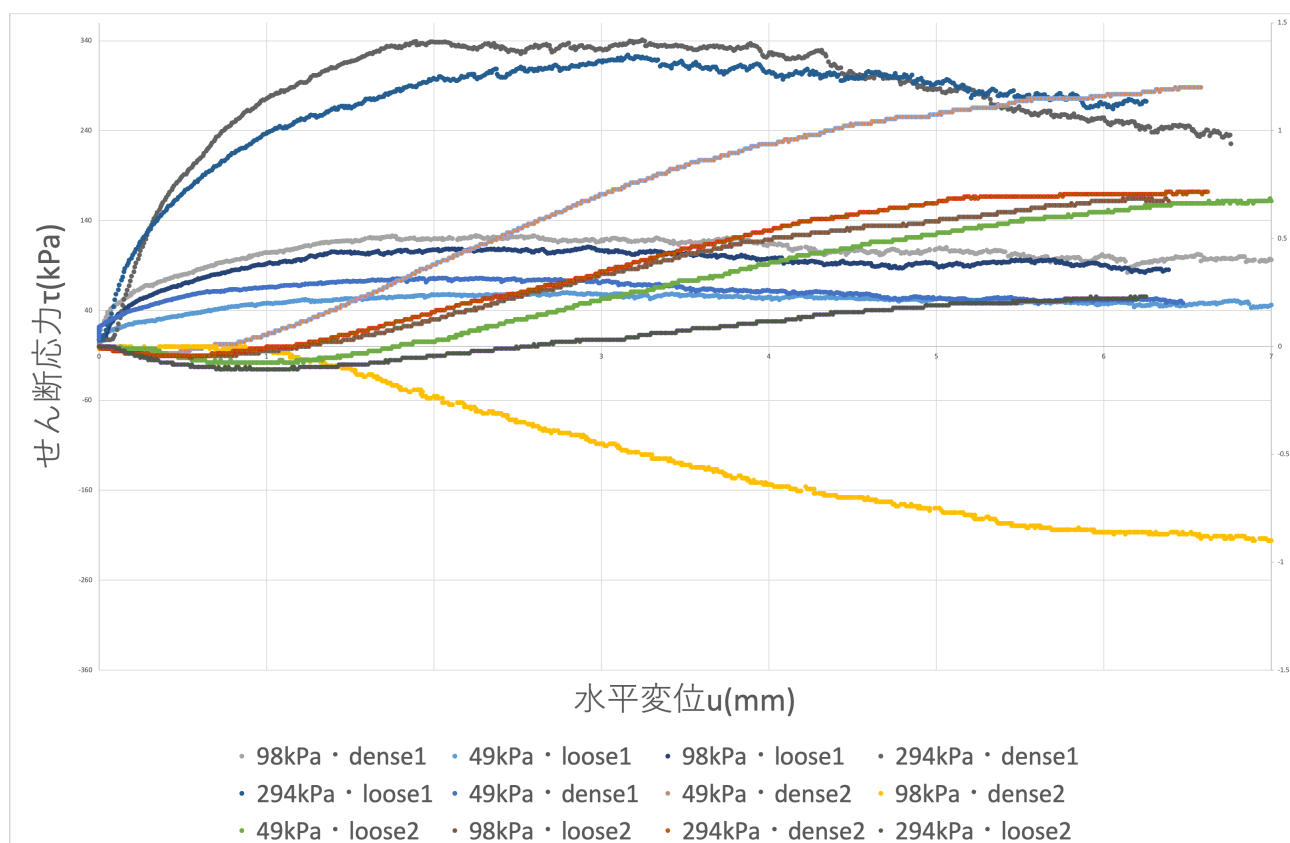


図 1: せん断応力・垂直変位と水平変位の関係

3.2 クーロンの破壊基準の強度パラメータ

3.2.1 定圧せん断強度 τ_f

本実験において測定されたせん断強度 τ に関して、その最大値を定圧せん断強度 τ_f とする。またこれは、せん断応力—水平変位曲線のグラフのピーク時のせん断強度である。また、この曲線から限界状態における定圧せん断強度を読み取った。表 1 は各上載圧及び密度におけるピーク時と限界状態時の定圧せん断強度を示したものである。

表 1: 各上載圧及び密度における定圧せん断強度 τ_f

上載圧 σ_v [kPa]		49		98		294	
density		dense	loose	dense	loose	dense	loose
定圧せん断強度 τ_f [kPa]	ピーク時	76.12	60.1	123.37	110.79	340.93	324.07
	限界状態時	48.22	46.218	92.62	86.9	225.59	267.11

3.2.2 定圧せん断強度—垂直応力 ($\tau_f - \sigma_c$) 直線

表 1 より縦軸に定圧せん断強度 τ_f 、横軸に垂直応力 σ_c をとり、各密度 (dense/loose) 及び圧縮状態 (ピーク時/限界状態時) における定圧せん断強度—垂直応力 ($\tau_f - \sigma_c$) 直線を描いたものを図 2 に示す。

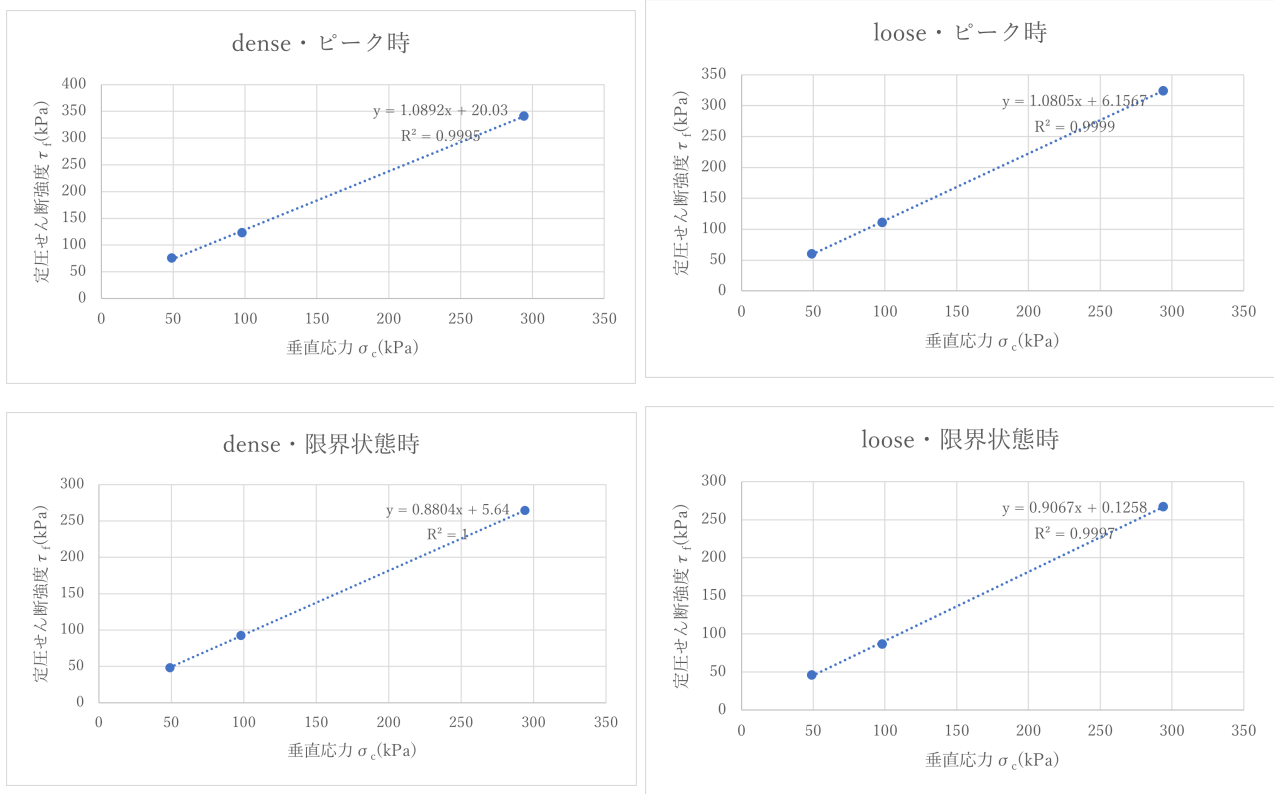


図 2: 定圧せん断強度—垂直応力 ($\tau_f - \sigma_c$) 直線

3.2.3 強度定数 c_d, ϕ_d

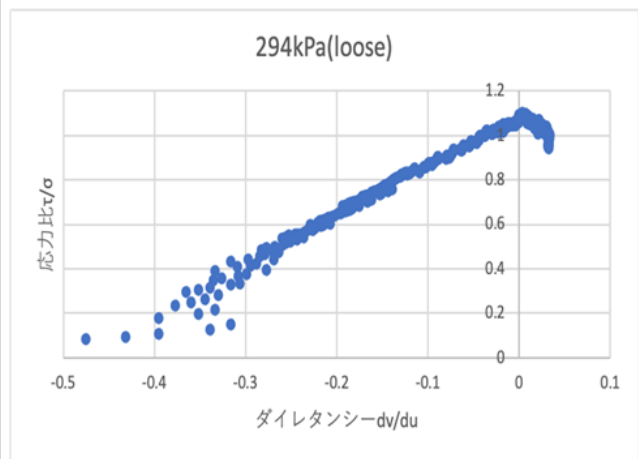
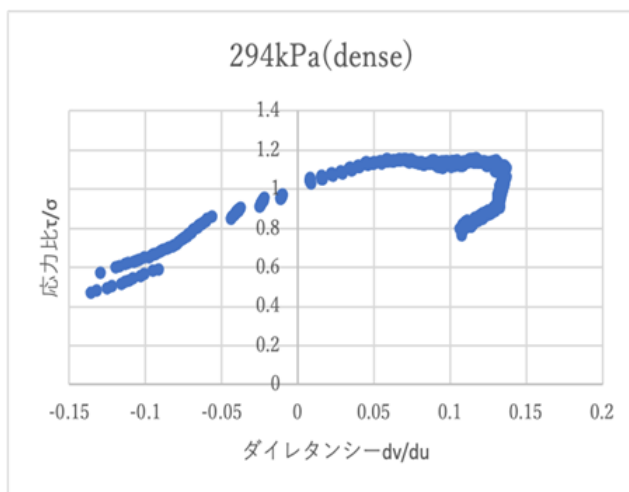
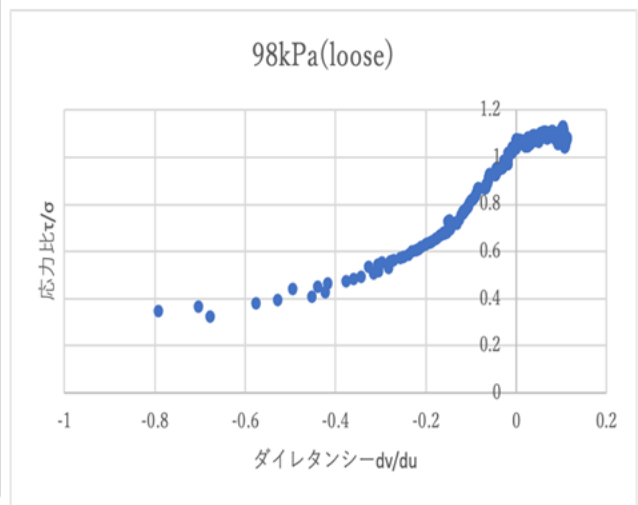
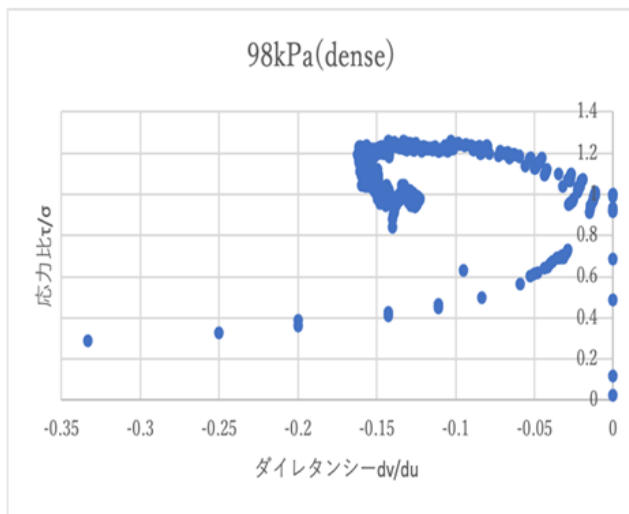
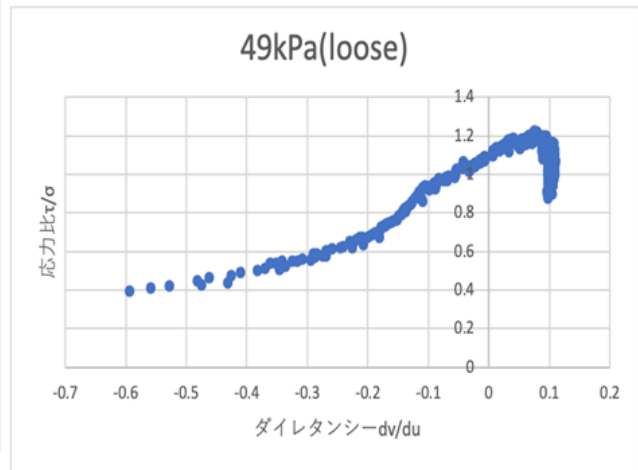
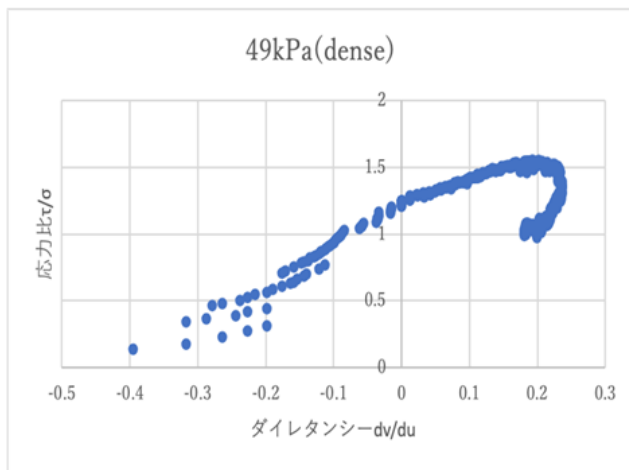
定圧せん断強度—垂直応力直線から強度定数 c_d 及び ϕ_d を算出する。 c_d は、粘着力を表し直線の切片にあたる。 ϕ_d は摩擦抵抗角であり直線と垂直応力軸とのなす角度である。したがって各密度（dense/loose）及び圧縮状態（ピーク時/限界状態時）の c_d, ϕ_d を表 2 に示す。

表 2: 強度定数 c_d, ϕ_d

density	dense		loose	
圧縮状態	ピーク時	限界状態時	ピーク時	限界状態時
c_d [kPa]	20.03	5.64	6.16	0.126
ϕ_d [°]	47.4	41.4	47.2	42.2

3.3 応力比とダイレイタンス

縦軸に応力比、横軸にダイレイタンスをとったグラフを図 3 に示す。



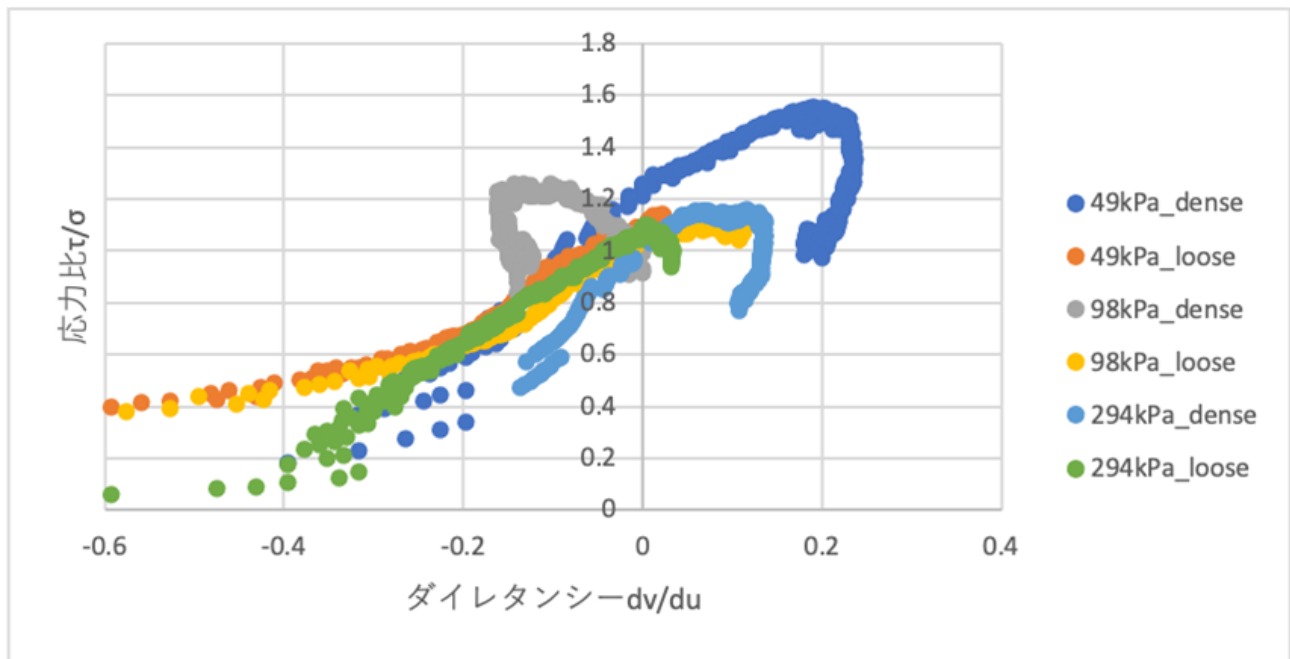


図 3: 応力比とダイレンタンシーの関係

4 考察

4.1 密度の違いがせん断試験に与える影響

図 1 において、上載圧が同じものを比較し dense、loose の挙動の違いを読み取る。

1. 49kPa の場合で dense, loose を比較した場合では、挙動に差はみられなかった。ただし、鉛直変位の推移は loose の場合の方は一度減少してから上昇に転じる傾向が強く確認できた。せん断応力は dense の方がピークの値が大きかった。
2. 98kPa の場合では dense, loose を比較した場合では、挙動にはっきりとした差が確認できた。dense の方は鉛直変位が下降し続けるのに対し、loose の方は一度下降してから上昇する傾向が見られた。せん断応力の推移は同じであったが、dense の方がピークの値が大きかった。
3. 294kPa の場合で dense, loose を比較した場合では、49kPa の場合と同じく挙動に差はみられなかったが鉛直変位の推移は loose の場合の方は一度減少してから上昇に転じる傾向が強く確認できた。せん断応力は dense の方がピークの値が大きかった。

理論的には土の密度は土粒子構造に影響を与える。密な土は土粒子がずれて噛み合っているのに対して、緩い土は土粒子が積み上げられているような構造で噛み合っていない。

せん断力が発生し、土が水平方向に移動したときの挙動を考える。密な砂の場合は粒子がずれるように配置していたものが、積み上げられる格好となり膨張する（正のダイレンタンシー）。そのとき、粒子の噛み合いを解くために大きいせん断力を要する。一方で、緩い砂の場合は積み上げられていたものをずらして噛み合わせるために収縮する（負のダイレンタンシー）。粒子をずらして噛み合わせるのみであるため大きなせん断力は必要としない。よって、密の砂の場合には鉛直変位が少し下降して¹から上昇し、緩い砂の場合は鉛直変位が下降するような変化が期待される。しかし、今回は密な砂と緩い砂の違いは 98kPa 時以外ははっきりと確認できなかった。ほとんどの事例が密の砂のようなグラフを示した理由について、緩い砂試料の制作が難しいことを考えた。緩い砂は、漏斗を通して砂を落下させる空中落下法により制作したが、表面を平らにするために指で軽くならしたために、その際に砂がずれて上下層との噛み合いが形成されたことが推測される。

¹密の砂の中でも一部には噛み合わせが十分に形成されていない箇所があり、その部分が緩い砂のような挙動をまず示す。

また、せん断応力の推移については、密な砂の場合、ピークに達してからは緩やかな減少に転じ、緩い砂の場合はゆるやかに増加し続けるグラフが予想されたが、これらについてもすべて密な砂の挙動をしていることから、やはり今回は緩い砂が実際には密な砂に近い状態で制作されたことがこのような同じような結果となってしまった原因として考えられる。

4.2 上載圧の違いがせん断試験に与える影響

粗密が同じで上載圧の異なる3つの場合を比べる。ここでは、loose 同士の挙動に着目することとする²。

まず、せん断応力に着目すると、上載圧とピークのせん断強度には正の相関が見られた。ピークが発現する位置はほぼ同じであった。

垂直変位については、開始からの減少度合いが最大の 294kPa の場合では大きかった、減少から増加に転じる極値の位置は同じであった。

以上から、上載圧はせん断応力や垂直変位と相関があった。理由としては、上載圧が大きくなれば土の噛み合わせが強化されるためにせん断強度が増加することが推測される。

4.3 せん断中のダイレンタンシー特性の変化の特徴

図3から dense, loose それぞれのダイレンタンシー特性を確認する。

理想的な変化としては、仕事から考えると、グラフは直線的な変化で dense の場合は途中で転換し loose の端点と合致するようなモデルが考えられる。

グラフを確認したところ 49kPa、294kPa ではモデルに近いような挙動が確認できた。ただ、dense の場合は転換してからの応力比が転換前より低い。これは、dense の場合は正のダイレンタンシーが働くが、粒子の噛み合わせがいったん解除されれば少ない応力で変形が引き起こされることによるものであると考えられる。98kPa の場合に関しては、dense の挙動が他と異なる特徴的なものであった。ただし、先述の鉛直変位の挙動でも特殊な挙動を示しているため、データが芳しくないものであったと解釈した。

²dense の場合は 98kPa の場合のみ異なる挙動を示したため単純に比較することが難しかった。

第II部

一軸圧縮試験

5 目的

自然状態の地盤から採取した乱さない粘性土試料を用いて一軸圧縮強度を調べ、その試料の地盤状態での非排水せん断強度 c_u を推定する。

6 実験方法

1. トリマー、ワイヤソー、直ナيفを用いて、直径が約 35mm、高さが約 85mm の円柱の供試体を作成、成形する。
2. 成形した試料をマイターボックスに入れ表面を仕上げる。
3. 各質量、供試体の平均高さ、平均直径を求める。
4. 毎分 1% の圧縮ひずみが生じる割合で連続的に供試体を圧縮する。
5. 0.5mm の圧縮ごとに荷重計のメモリを記録する。

7 実験結果

196kPa の練返なしの試料と水没試料の供試体の寸法のデータを紛失してしまったので、その部分については直径 35mm、高さが 85mm であるとして実験値を求めた。水没試験の含水比については 3 班の実験値を用いた。

7.1 含水比と水没試料の膨張量

今回の実験で使用された各試料の含水比を整理する。含水比は以下の式によって求めた。

$$w = \frac{m_a - m_b}{m_b - m_c} \times 100$$

w : 含水比 [%]

m_a : 試料 + 容器の質量 [g]

m_b : 乾燥試料 + 容器の質量 [g]

m_c : 容器の質量 [g]

今回は各試料の上、中、下の部分の含水比を測定し、その平均値を表 3 に示した。

表 3: 各資料の含水比

圧密圧力	状態	時間	含水比 [%]
75kPa	練返なし	圧縮前	62.2
		圧縮後	65.8
196kPa	練返なし	圧縮前	58.3
		圧縮後	59.5
	練返あり	圧縮後	57.1
	水没	圧縮後	62.5

また圧密圧力 196kPa の試料と水没試料の、高さ、直径、体積及び水没試料の膨張量を表 4 に示す。なお、膨張量 ΔV は水没試料の体積と圧密圧力 196kPa の試料の体積の差により求めた。

表 4: 水没試料の膨張量

試料	高さ [cm]	直径 [cm]	体積 [cm ³]	膨張量 ΔV [cm ³]
練返しなし	8.79	3.5	84.5	
水没	8.5	3.5	81.7	-2.79

7.2 軸差応力と軸ひずみの関係

軸差応力と軸ひずみの関係を図 4 に示す。

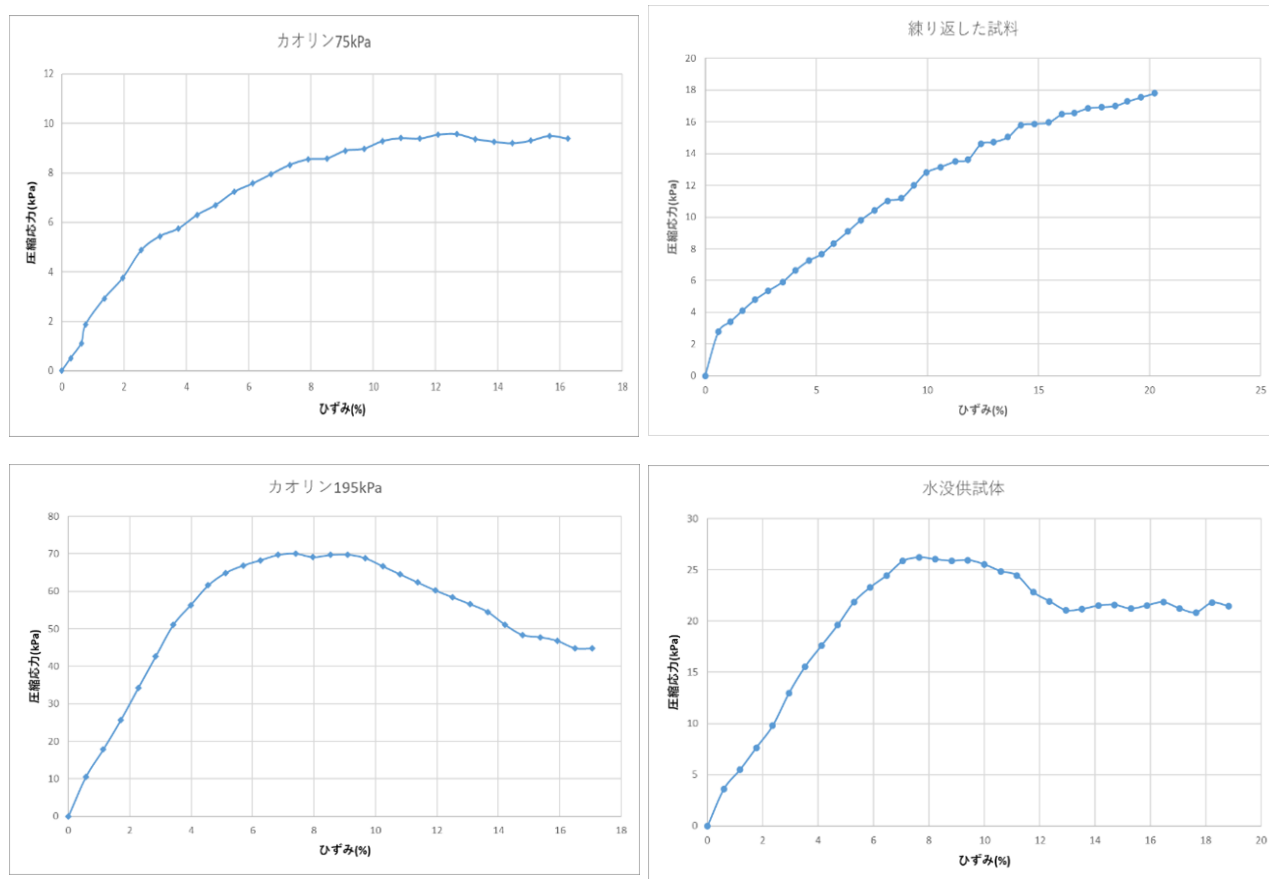


図 4: 軸差応力一軸ひずみ曲線

7.3 非排水せん断強度 c_u

非排水せん断強度 c_u [kPa] を一軸せん断強度 q_u [kPa] より以下の式で求めた。

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

以上により c_u をまとめた結果を表 5 に示す。

表 5: 非排水せん断強度 c_u

圧密圧力	状態	q_u [kPa]	c_u [kPa]
75kPa	練返しなし	9.72	4.9
196kPa	練返しなし	70.0	35.0
	練返しあり	17.8	8.9
	水没	26.2	13.1

7.4 破壊時のスケッチとすべり線の角度

各供試体の一軸圧縮試験後の供試体は図 5 の通りである。

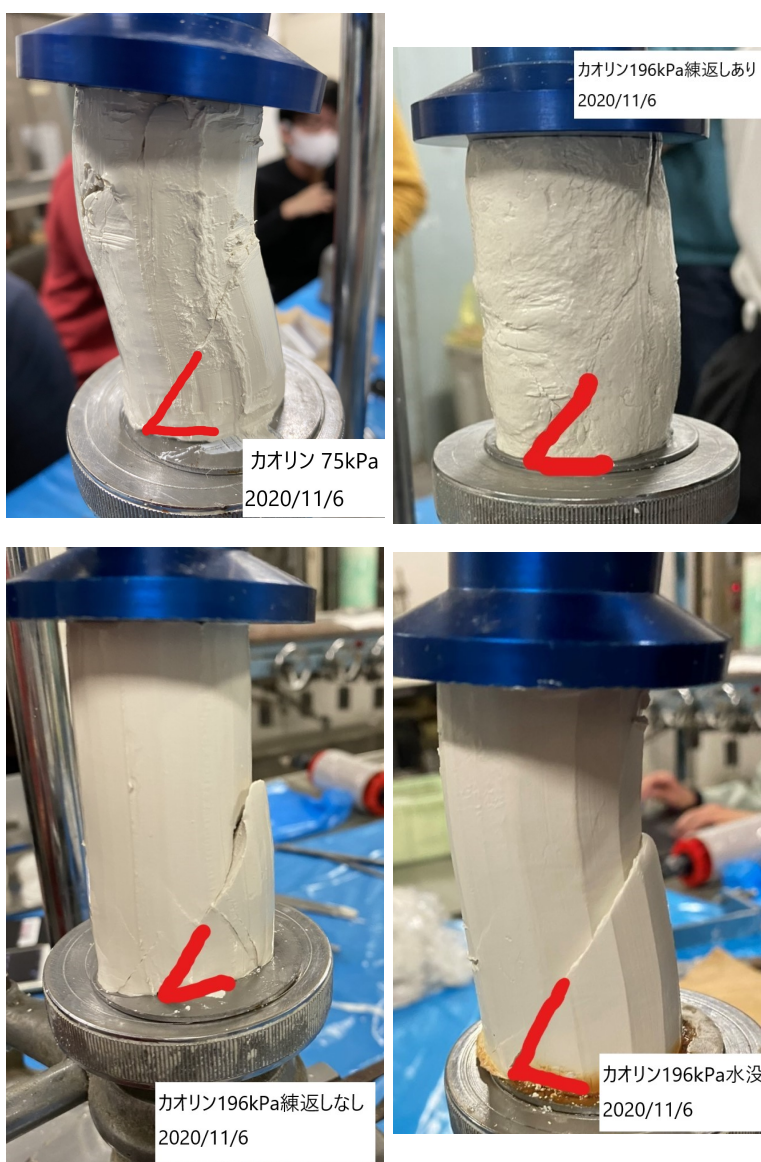


図 5: すべり面の観察

以上から、弱供試体、強供試体、水没供試体、練返し供試体の順に 60°、55°、65°、60°、程度のすべり面が確認できた。

7.5 変形係数 E_{50}

変形係数は下式で求められる。

$$E_{50} = \frac{\frac{q_u}{2}}{\varepsilon_{50}} / 2$$

ここで、 ε_{50} は圧縮応力が $q_u/2$ のときのひずみ ε である。

今回の以上から各試験体の変形係数を求める。ただし、75kPa 供試体については、初期のグラフ形状が上に凸であるため、修正原点を導入し、修正されたひずみを導入した。その結果を表 6 に示す。

表 6: 変形係数 E_{50}

圧密圧力	状態	変形係数 E_{50} [MPa]
75kPa	練返しなし	0.174
196kPa	練返しなし	1.504
	練返しあり	0.142
	水没	0.440

7.6 鋭敏比 S_t

鋭敏比は土の乱れ状態を評価する指標である。鋭敏比 S_t は乱される前と後の一軸圧縮強度 q_u, q_{ur} を用いて下式で表される。

$$S_t = \frac{q_u}{q_{ur}}$$

鋭敏比を上式で求めた結果、 $S_t = 3.93$ となった。

7.7 非排水せん断強度増加率

非排水せん断強度増加率 $c_u/p'(p' : \text{圧密圧力})$ を求めると、表 7 のようになる。

表 7: 非排水せん断強度増加率 c_u/p'

圧密圧力	状態	c_u [kPa]	c_u/p'
75kPa	練返しなし	4.9	0.065
196kPa	練返しなし	35.0	0.179
	練返しあり	8.9	
	水没	13.1	0.069

また、これまで求めた物性を表 8 でまとめる。

表 8: 各供試体の物性

圧密圧力	状態	c_u [kPa]	すべり線角度 $[\circ]$	E_{50} [kPa]	鋭敏比 S_t	c_u/p'
75kPa	練返しなし	4.9	60	0.116		0.065
196kPa	練返しなし	35.0	55	1.504	3.93	0.179
	練返しあり	8.9	60	0.142		
	水没	13.1	65	0.440		0.069

7.8 $e - \log p'$ 曲線へのせん断前の状態のプロット

せん断前の供試体の間隙比 e は以下のように求まる。

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

$$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + \frac{w}{100}} = \frac{\frac{m}{V}}{1 + \frac{w}{100}}$$

ρ_s : 土粒子密度 [g/cm³] (= 2.61)
 ρ_d : 乾燥密度 [g/cm³]
 w : 含水比 [%]
 m : 供試体質量 [g]
 V : 供試体の体積 [cm³]

以上をまとめた結果を表 9 に示す。

表 9: 各供試体の間隙比

圧密圧力	状態	供試体質量 m [kPa]	供試体体積 V [cm ³]	含水比 w [%]	乾燥密度 ρ_d [g/cm ³]	間隙比 e
75kPa	練返しなし	133.5	84.31	64.0	0.966	1.703
196kPa	練返しなし	139.75	85.47	59.8	1.023	1.551
	練返しあり	138.8	86.42	57.1	1.022	1.553
	水没	165.7	88.78	62.5	1.148	1.272

圧密試験で得られた $e - \log p'$ 曲線にせん断前の状態をプロットしたものが図 6 である。

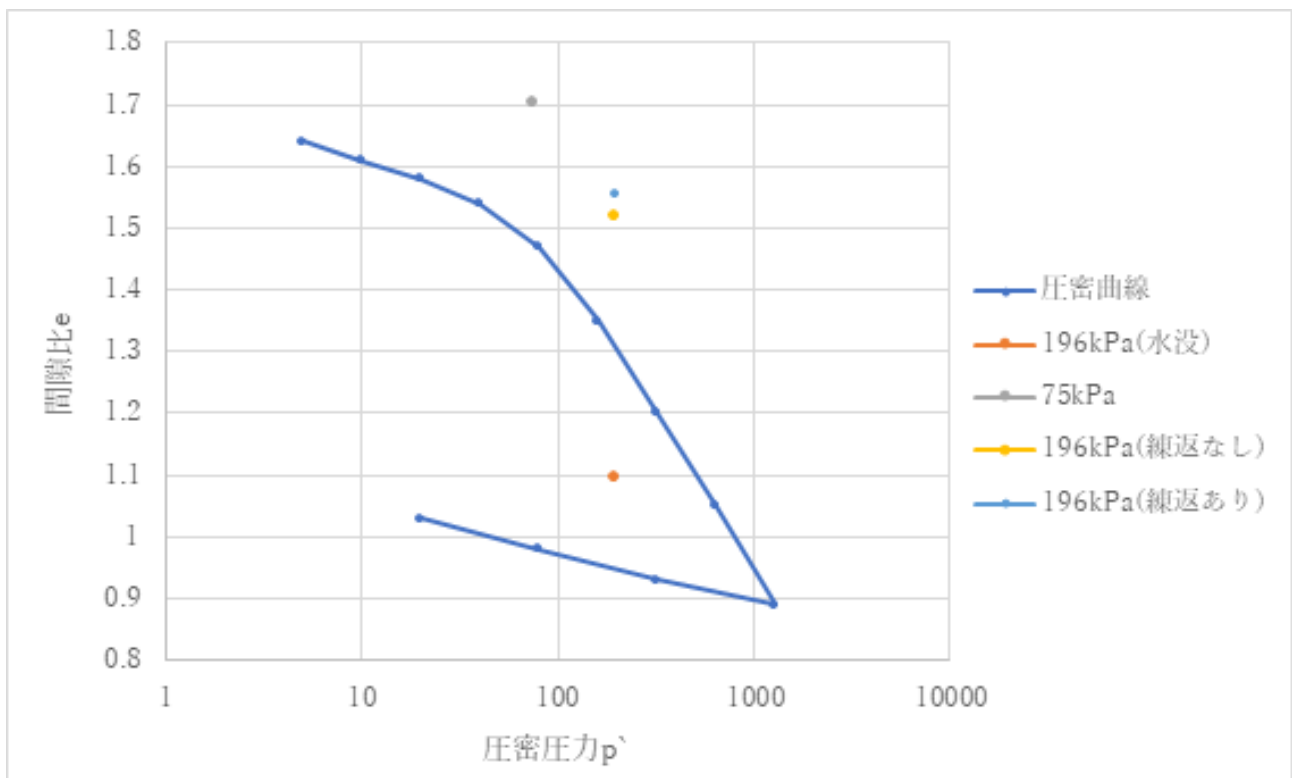


図 6: $e - \log p'$ 曲線

7.9 水没試料の等価圧密圧力 p'_e と非排水せん断強度増加率

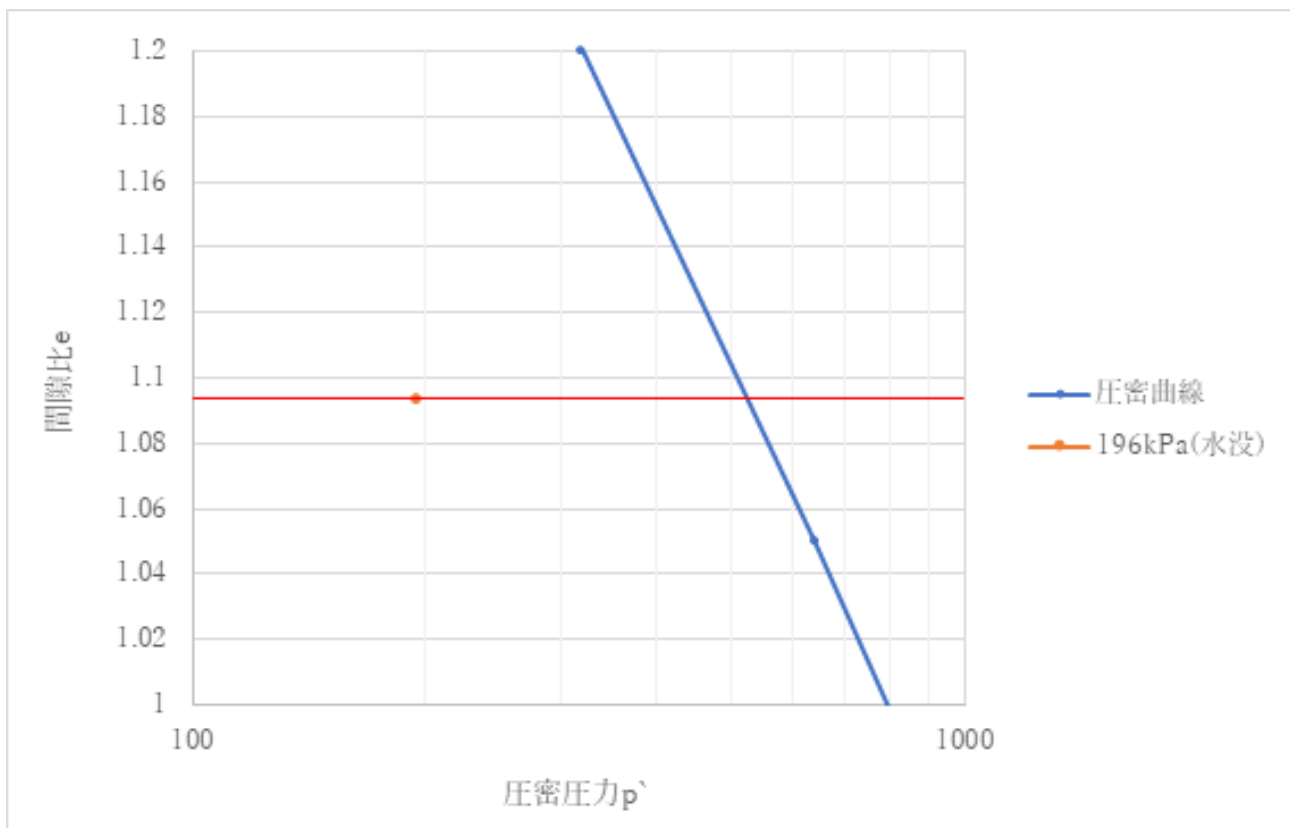


図 7: 等価圧密圧力 p'_e の算出

圧密試験で得られた $e - \log p'$ 曲線における正規圧密部分の直線部の延長線上における水没試料の間隙比での圧密圧力 p' を等価圧密応力とすると、

$$p'_e = 515 [\text{kPa}]$$

よって、非排水せん断強度増加率 c_u/p'_e は以下のようになる。

$$c_u/p'_e = 0.025$$

第III部

三軸圧縮試験

8 目的

破壊時の拘束圧と圧縮強度 (主応力差の最大値) をもとに定められるモールの応力円を用いてその包絡線をモール・クーロンの破壊基準とし、土の強度定数である粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ を求める。

9 実験方法

1. 供試体を作成し設置したら供試体を飽和させる。
2. バルブを開けて圧密過程を行う。
3. 排水バルブを閉じて、セル圧一定で軸ひずみ速度一定で供試体を圧縮する。圧縮中は、軸圧縮力 P [N]、軸変位量 ΔH [cm]、間隙水圧変化量 Δu [kN/m²] を測定する。

10 実験結果

10.1 軸差応力と軸ひずみの関係

縦軸に軸差応力 $q(=\sigma_a - \sigma_h)$ 、横軸に軸ひずみ ε_a をとった関係を図 8 に示す。

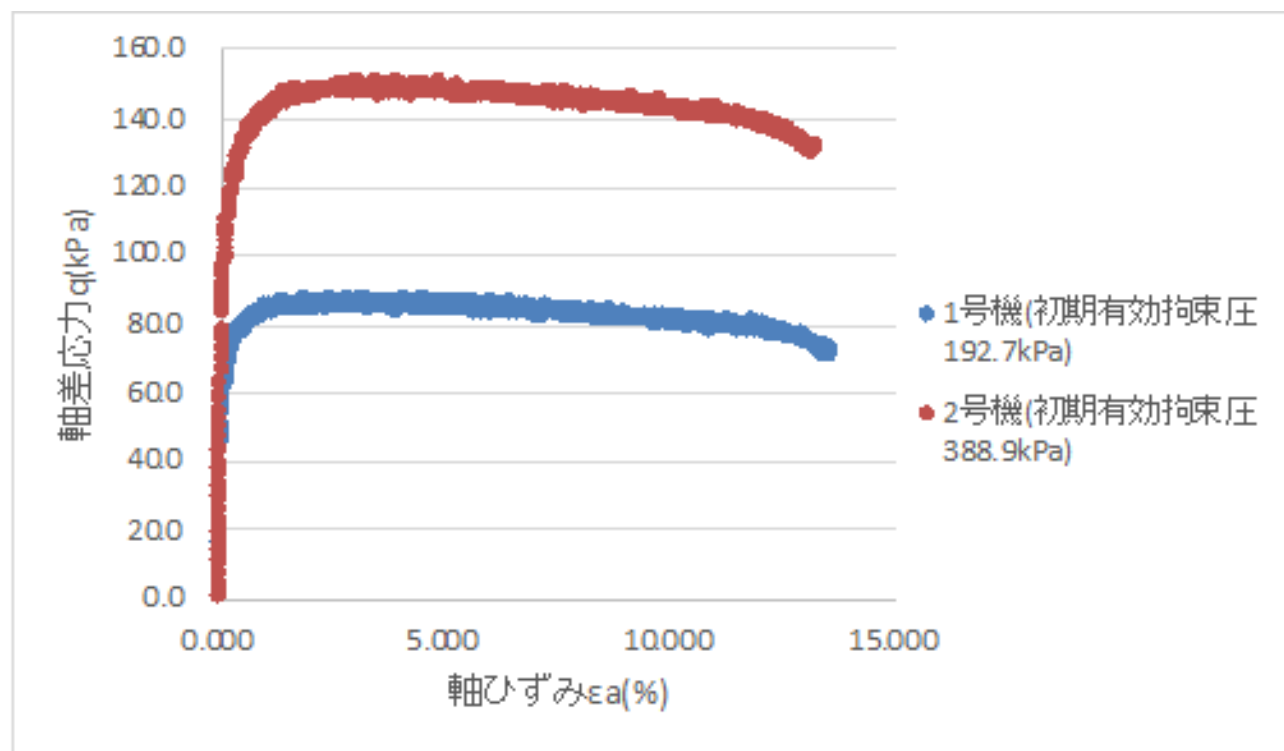


図 8: 軸差応力-軸ひずみ ($q - \varepsilon_a$) 曲線

10.2 有効応力経路

圧縮過程の有効主応力 σ'_a [kN/m²]、および σ'_h [kN/m²] は次のように算出される。

$$\sigma'_h = \sigma_h - u$$

$$\sigma'_a = (\sigma_a - \sigma_h) + \sigma'_h$$

また、せん断時の平均有効応力 p' は

$$p' = \frac{\sigma'_a + \sigma'_h}{2}$$

と表される。以上より図9に有効応力経路を示す。

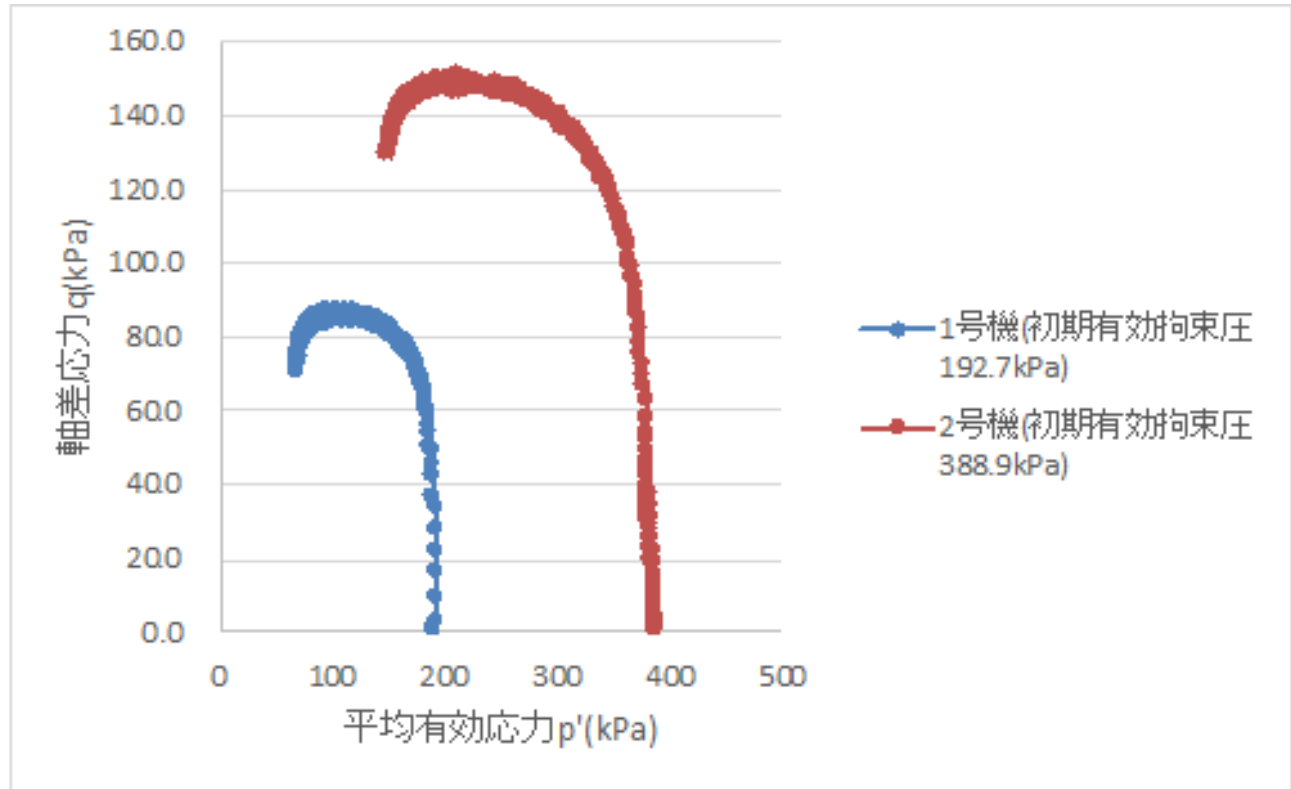


図 9: 有効応力経路図

10.3 破壊時モール円

軸差応力が最大となる時の $\sigma'_v, \sigma'_h, \sigma_v, \sigma_h$ を求めてモール円を描くと図10のようになる。

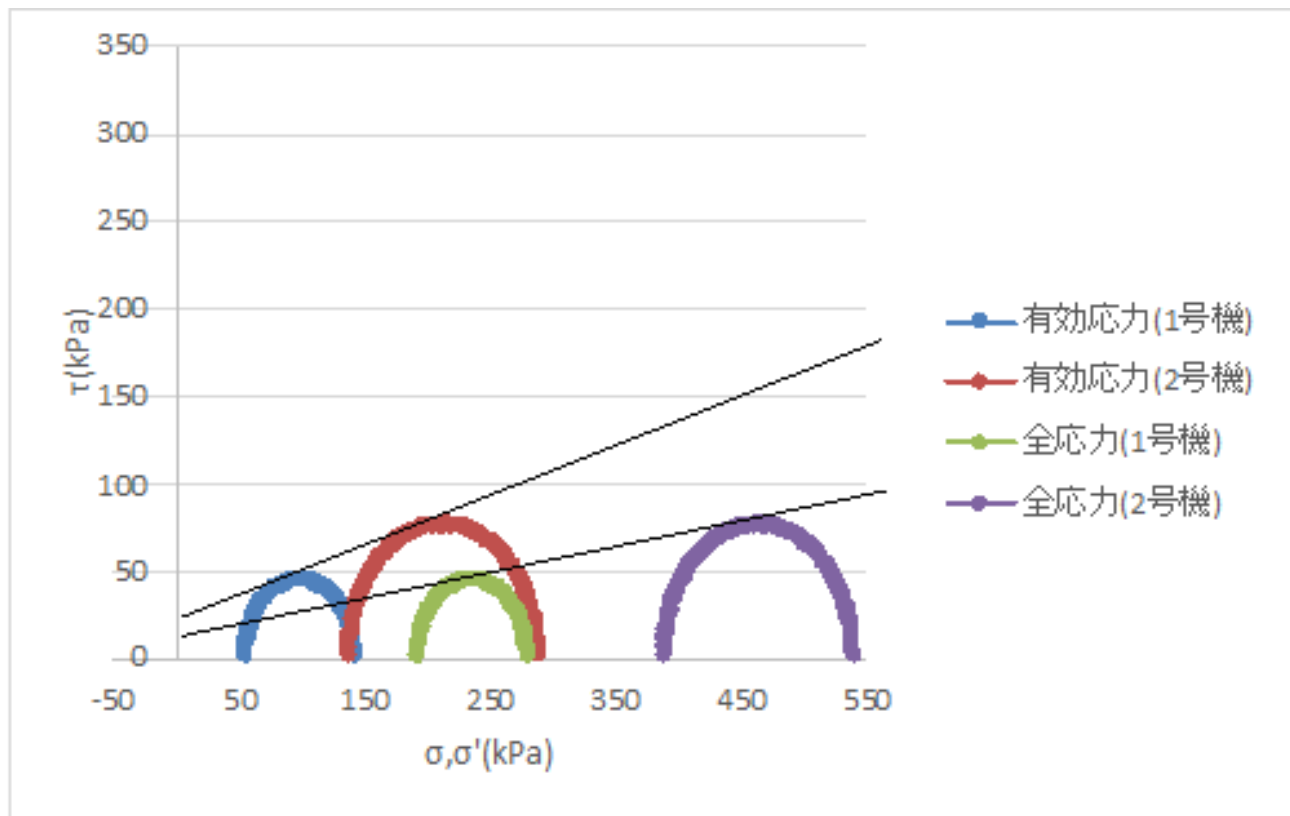


図 10: 破壊時モール円

10.4 モール・クーロンの破壊基準の強度パラメータ

10.4.1 破壊時のモール円から求める方法

前節で求めたモール円に共通接線を引いたものが図 11 である。

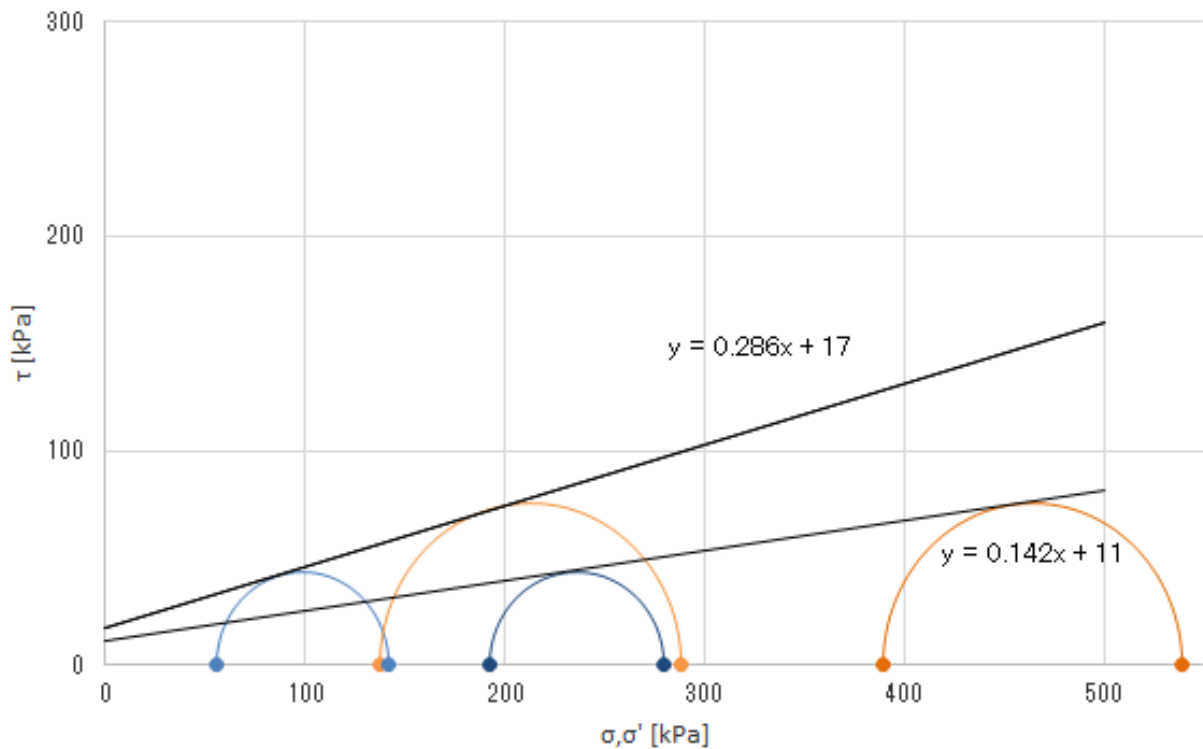


図 11: モール円と包絡線

この直線の傾きからせん断抵抗角，切片から粘着力を読み取ることができる。傾きは $\tan \phi$ であるので、まず全応力の強度パラメータに関して、

$$c_u = 11[\text{kPa}], \quad \phi_u = 8.1^\circ$$

また有効応力の強度パラメータに関しては、

$$c' = 17[\text{kPa}], \quad \phi' = 16.0^\circ$$

となった。

10.4.2 圧縮強さと圧密応力から求める方法

縦軸に圧縮強さ、横軸に圧密応力を取り、実験結果をプロットする。実験結果を最小 2 乗法により直線近似する。図 12 にそれを示す。

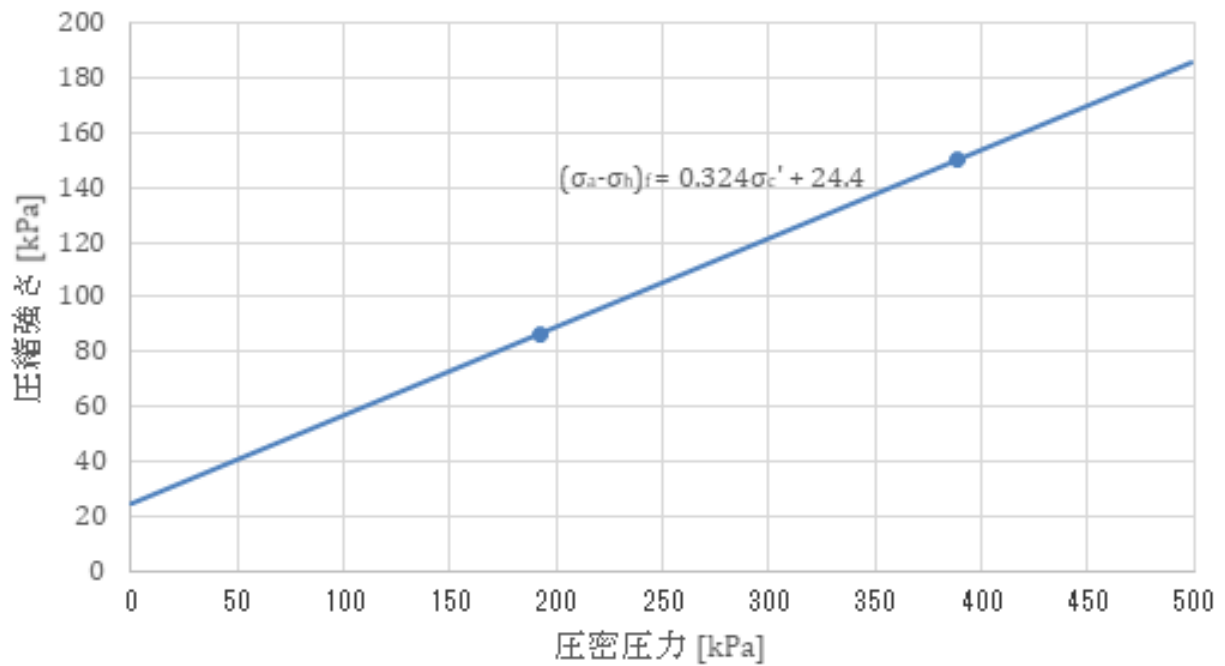


図 12: 圧縮強さと圧密応力

この直線の勾配が m_0 、切片が f_0 であるとき、強度定数は下式で求められる。

$$c = \frac{f_0}{2\sqrt{1+m_0}}$$

$$\phi = \sin^{-1} \frac{m_0}{2+m_0}$$

図 12 より、 $m_0 = 0.324$, $f_0 = 24.4[\text{kPa}]$ であるので、上式より

$$c = 10.6[\text{kPa}], \quad \phi = 8.0^\circ$$

となった。

10.4.3 圧縮強さの 1/2 と平均有効応力から求める方法

縦軸に圧縮強さの 1/2、横軸に破壊時の平均有効応力をプロットする。実験結果を最小二乗法で近似する。結果を図 13 に示す。

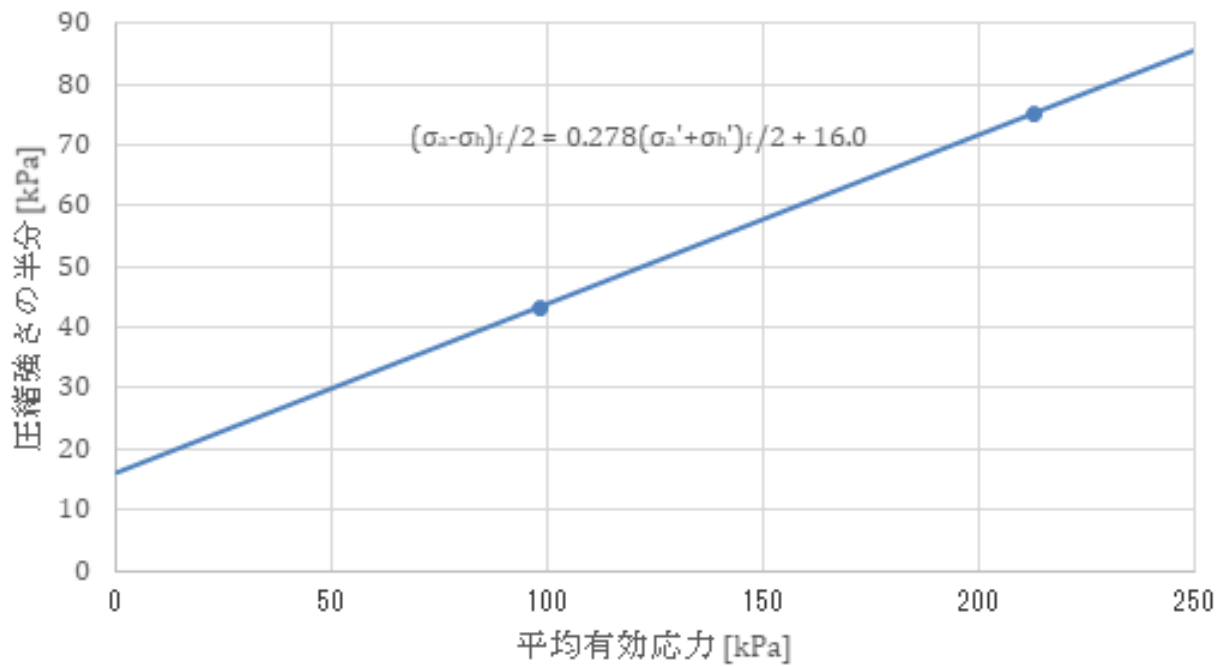


図 13: 圧縮強さの 1/2 と平均有効応力

得られた直線の勾配を m_1 、切片を f_1 とすると、強度定数は下式で求められる。

$$c' = \frac{f_1}{\sqrt{1 - m_1^2}}$$

$$\phi' = \sin^{-1} m_1$$

図 13 より、 $m_1 = 0.278$, $f_1 = 16.0$ [kPa] であるので、上式より

$$c' = 16.7 \text{ [kPa]}, \quad \phi' = 16.1^\circ$$

となった。

以上から 2 通りの方法で c_u, ϕ_u を、2 通りの方法で c', ϕ' を算出したが、それぞれの結果はかなり近いことが確認できた。

10.5 非排水せん断強度増加率について

非排水せん断強度増加率は、正規圧密時において圧密圧力 p' に対する非排水せん断強さ c_u の比で表される。今回の結果は表 10 の通りとなる。

表 10: 非排水せん断強度増加率

	1 号機	2 号機
c_u	43.35	75.1
p'	192.7	388.9
c_u/p'	0.225	0.193

10.6 関口・太田モデルによる非排水せん断強度増加率の推定

関口・太田モデルによると非排水せん断強度増加率は下の式で求められる。[1]

$$\frac{c_u}{p} = \frac{M}{2} \exp(-\Lambda)$$

ただし M は Cam-Clay 系の構成式において破壊基準を表すパラメータであり、 Λ は不可逆比でありそれぞれ次の式で表される。[2]

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi}$$
$$\Lambda = \frac{C_c - C_s}{C_c} = 1 - \frac{C_s}{C_c}$$

ここで、 C_c は圧縮指数、 C_s は膨潤指数である。

各係数の値と非排水せん断強度の推定値は表 11 のようになった。圧縮指数と膨潤指数は今年の学生実験のデータを用いた。

表 11: 関口・太田モデルによる非排水せん断強度推定値

ϕ	C_c	C_s	M	Λ	c_u/p
16	0.485	0.0781	0.607	0.839	0.131

11 考察

11.1 圧密圧力と非排水せん断強度の関係

表 5 から c_u と圧密圧力の関係を確認する。

基本的に圧密圧力が増加すれば、 c_u が増加することが繰返しなしの結果を比較して読み取れる。ただし、値が急激に増加しているが、これは $e - \log p$ 曲線（図 6）が圧密圧力が増加するにつれ間隙比増加割合が増加していることから、同様に c_u についても圧密圧力が増加すれば c_u の増加割合も増加すると考えられる³。

11.2 すべり線角度について

まずは、図 5 のすべり線のスケッチから確認されたすべり面の妥当性を考える。すべり面はせん断が作用する面である。Mohr の応力円を考えると、 45° ほどでせん断応力最大値をとるためすべり面は 45° 付近が予想される。実際に鋼材の引張試験を実施すると、破断面は 45° 付近が得られる。ただし、これは応力が一様に作用する場合である。また、土の場合は鉛直に圧縮力を受け収縮したとき水平方向に膨張する。このため、その要素を加味すれば 60° ほどが妥当であり⁴、スケッチから得た角度は概ね妥当であると考えられる。

また、三軸せん断におけるすべり線の方向は $\pi/4 + \phi/2$ の方向に発生する [3]。したがって、実験結果から求めた ϕ よりすべり線角度を求めたところ 50° ほどとなった。これは、実際の実験結果より低く見積もられている。理由としては先述の通り、供試体の水平方向膨張が引張成分要素として加わっていたことが考えられる。

11.3 鋭敏比と土の分類

土の状態図 [4] から土の分類を確認する。

³もし、 c_u が一次関数的に変化するならば、圧密圧力 55kPa 以下のとき c_u が負になってしまい不適切である

⁴コンクリート供試体の圧縮試験を行った際もひび割れ面は 60° ほどだった。

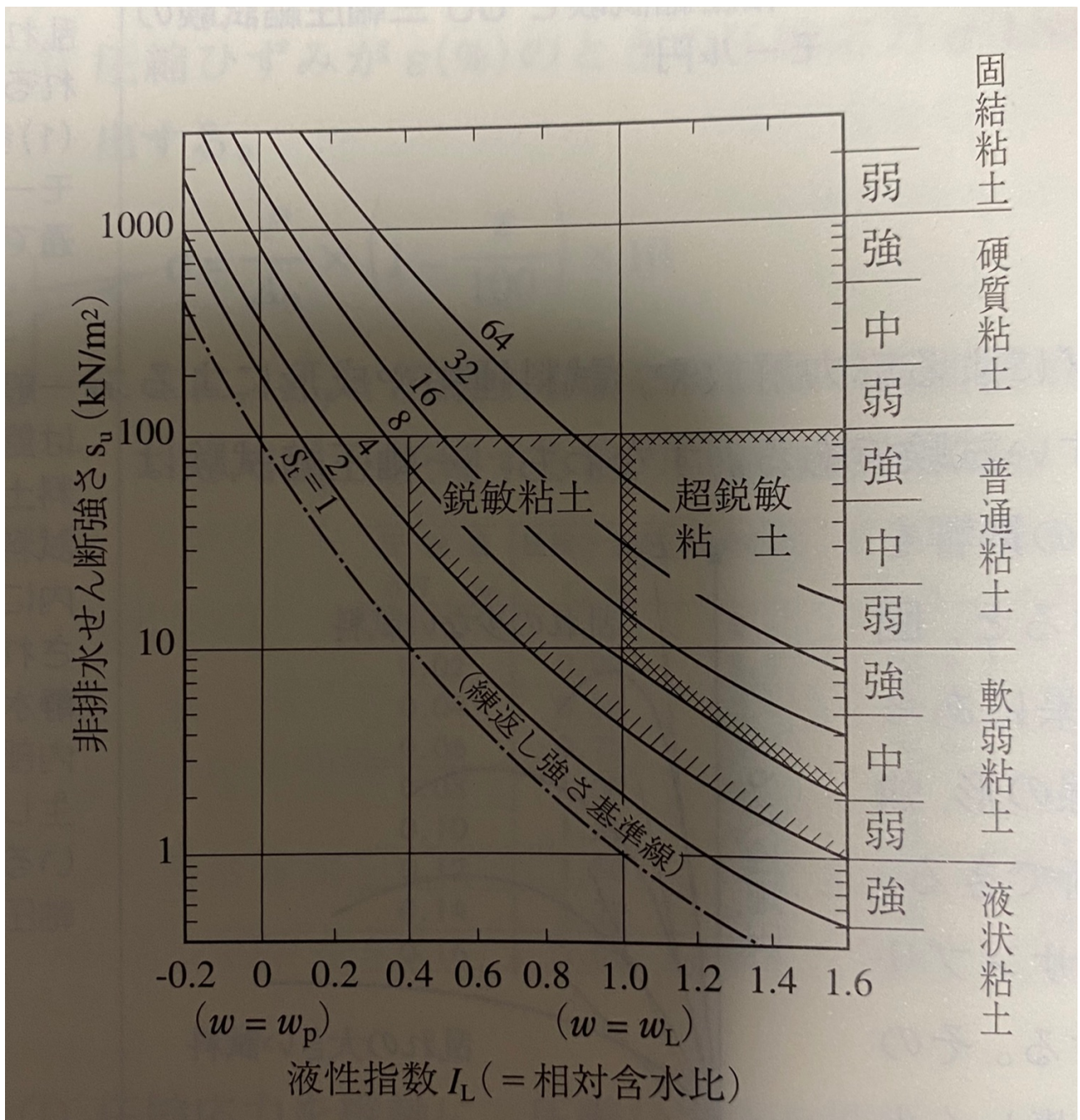


図 14: 土の状態図

まず、カオリン粘土の液性指数 I_L を昨年の実験データより求める。

$$I_L = \frac{w_n - w_p}{I_P}$$

今回の液性指数を算出したところ $I_L = 0.76$ となった。これと、一軸圧縮試験から求められる今回の非排水せん断強度からグラフにプロットすると図 15 が得られた。

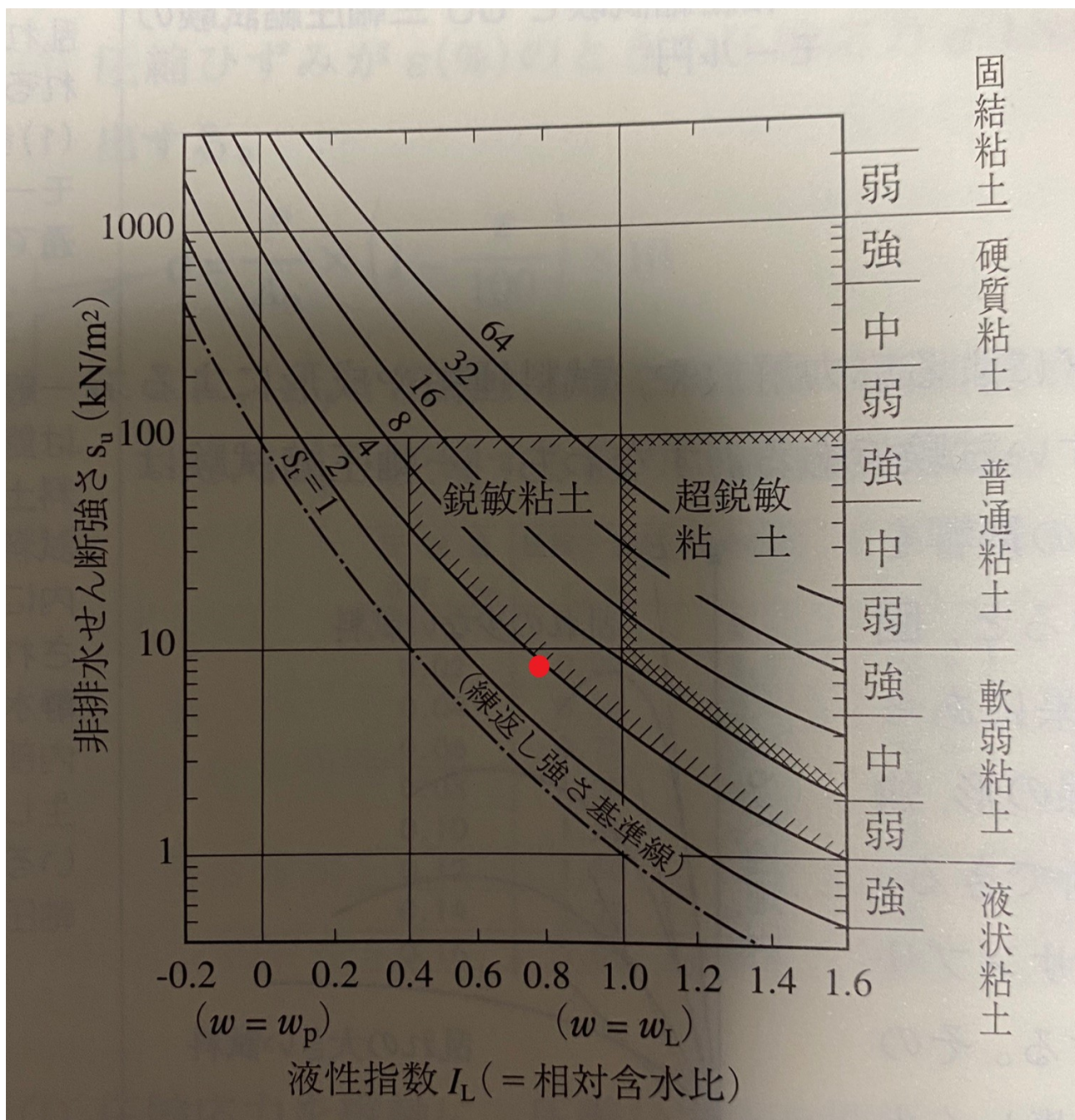


図 15: 土の状態図の利用

図 15 からは S_t は 4 弱と求められ、今回の実験結果とほぼ合致している。

11.4 試験試料の特徴

図 8,9 からカオリンの特徴を確認する。

まず図 8 からは土の応力ひずみ曲線が得られた。ここで、特徴的であるのは、ピーク強度に達してから軸差応力が減少に転じている点である。また、9 からは有効応力経路が得られた。全応力と有効応力の関係は下式の通りである。

$$\sigma = \sigma' + u$$

有効応力経路を確認すると、 σ が増加してしばらくしてから σ' が増加していることが読み取れる。一般に土が容

易に排水される場合は σ の変化がすぐに σ' に反映されるため、カオリン粘土は間隙水圧の消散に時間を要する（透水性が低い）ことが読み取れる。ただ、長時間の実験になれば排水が発生する。つまり間隙水圧が減少する。ここで、Skempton の間隙水圧式を示す。

$$\Delta u = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\}$$

ここで、 $\Delta\sigma_3 = 0, B = 1$ とすると

$$\Delta u = A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

となり軸差応力と間隙水圧の変動が比例していることが確認できる。応力ひずみ曲線は、間隙水圧の減少が軸差応力の減少になることから説明できる。

11.5 非排水せん断強度増加率について

非排水せん断強度増加率 c_u/p' を様々な事例で求めた。ここではそれらの比較を行う。

表 12: 非排水せん断強度増加率 c_u/p' のまとめ

試験	圧密圧力	状態	c_u [kPa]	c_u/p'
一軸	75kPa		4.9	0.065
	196kPa		35.0	0.179
		水没	13.1	0.025(= c_u/p'_e)
三軸	192.7		43.35	0.225
	388.9		75.1	0.193

実験結果は表 12 の通りである。以上から、 c_u/p' はおよそ 0.2 周辺であることが確認できる。ただし、75kPa の場合のみ極端に小さい結果となった。実験結果にはバラつきがあるといえどもこの値はかなり小さいことが確認できる。その理由としては、圧密圧力が小さい領域では Mohr の応力円も小さいため誤差が大きく出やすいことも考えられるが、カオリン粘土が事前に圧密されて過圧密粘土状態であったことも理由として予測できる。

水没供試体については値がかなり小さい結果となった。水没供試体の場合は圧密圧力に対して強度の発現がかなり抑えられていることが確認できる。理由としては、水没させることにより、有効応力が間隙水圧に置き換えられたことで圧密圧力が見積もりよりかなり小さくなることが挙げられる。

課題

カオリン粘土 c' , ϕ' は 3軸試験

- (1) 現地からサンプリングした粘土試料から供試体を作製し、一軸圧縮試験を行った。その結果、一軸圧縮強さ $q_u = 100 \text{ kN/m}^2$ を得た。この粘土の有効粘着力と有効内部摩擦角を $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 30^\circ$ とすると、破壊時の間隙水圧はいくらか？
- (2) 次にこの試料を完全に練り返した後、供試体を作製し、残留有効応力ゼロの状態ですべて一軸圧縮試験を行った。練り返し粘土試料の $A_f = 0$ とすると、この時の一軸圧縮強度はいくらか？ また、この土の鋭敏比 S_r (乱さない試料のせん断強度と練り返した試料のせん断強度の比) はいくらか？

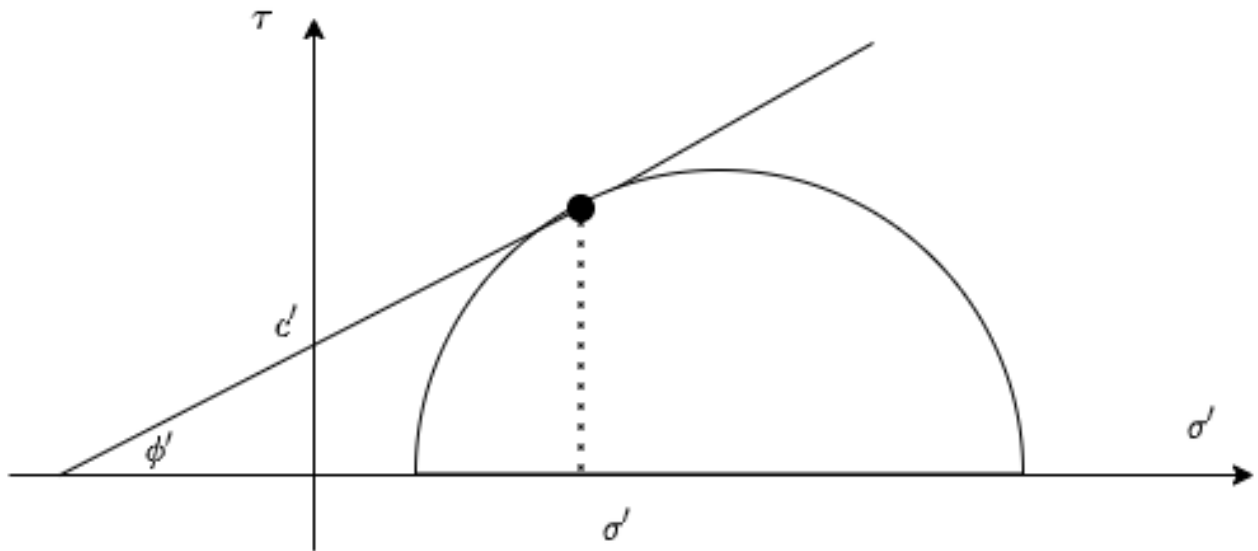
75 kPa (全応力)
798 kPa



個人レポートで

上の問題を 196 kPa 供試体の一軸試験結果から得られた数値 $q_u = 70.0 \text{ kPa}$ および三軸試験のモールの応力円から求めた数値 $c' = 17 \text{ kPa}$, $\phi' = 16.0^\circ$ を用いて解く。

- (1) 破壊時の間隙水圧



クーロンの破壊基準により

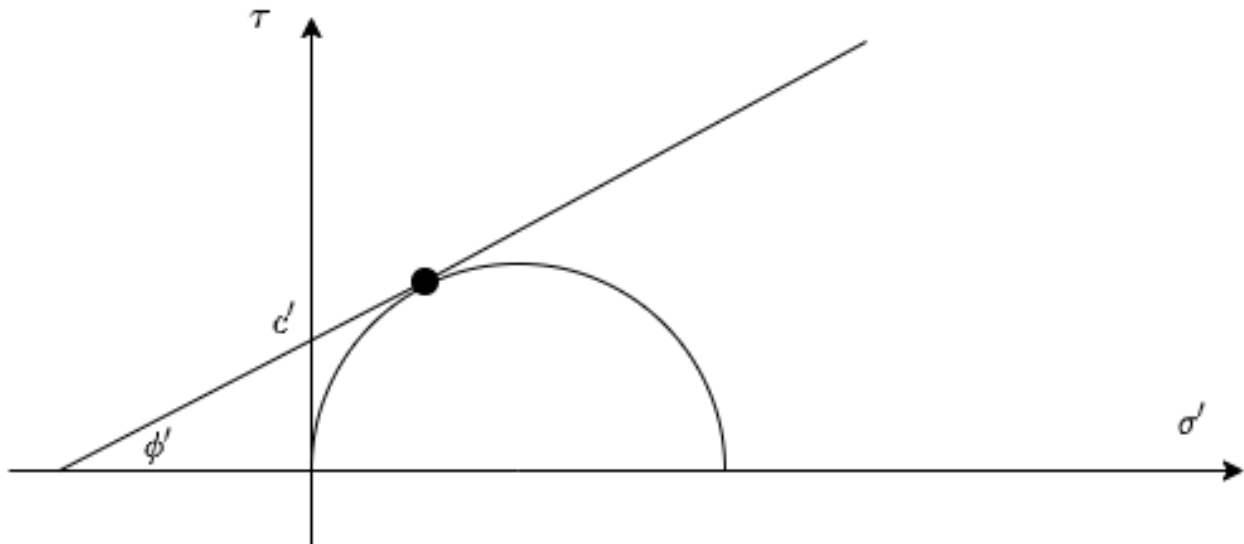
$$\sigma' = \frac{q_u/2 \cdot \cos \phi' - c'}{\tan \phi'}$$

以上より、 $\sigma' = 58.04 \text{ kPa}$ と求められた。よって

$$u = \sigma - \sigma' = 138 [\text{kPa}]$$

と求められた。

(2) 繰り返したときの q_u



繰り返したとき $\sigma' = 0$ より、Mohr の応力円から $q_n = 26.5[\text{kPa}]$ となり、鋭敏比は $S_t = 3.77$ となった。これは実験結果に近い。

第IV部 感想

実験では一軸圧縮、三軸圧縮試験の一連の実験でより土質の知識を深めることができた。特にダイレンタンシーについては、実験前は実験による考察を加えることではじめてははっきりとした理解が得られた。

一軸圧縮試験はコンクリートなど他の材料でもよく行われる試験であるが、今回はそれらの材料と土の違いに重点をおいて考えることができた。

ただ、実験データを一部欠損してしまったことに悔いが残る。再発防止のためには、紛失しないようデジタルなデータを並行して作成することを心がけたい。

参考文献

- [1] デジタルソイル株式会社, EC モデル概要説明 https://www.dsco.co.jp/product/dif/ec_model.html
- [2] 太田秀樹, 鍋谷雅司, 藤井信二, 山本松生, 弾・粘塑性有限要素解析の入力パラメーター決定における 1 軸圧縮強度の利用, 土木学論文集, Vol.400, No.3, 1998
- [3] 石原研而, 土質力学, 丸善出版, 2001
- [4] 公益社団法人地盤工学会, 土質試験-基本と手引き-, 丸善出版, 2010