

砂のせん断におけるダイレイタンスー効果

正員 赤井 浩 一*

THE DILATANCY EFFECT DURING SHEAR OF SANDS

Dr. Eng. Kōichi Akai, C.E. Member

Synopsis : In the present paper, the author points out that the dilatancy effect is one of the most important factors on the strength character of soil, especially in the shearing deformation of sands, and he defines the "dilatancy index" (D.I.), which is the increment of volume dilatation caused by the change of unit shearing strain, in order to express the dilatancy effect quantitatively. Throughout the triaxial compression tests, some behaviors of sands during shear, including the determination of the critical void ratios, are cleared in the light of this new index.

要旨 砂のような粗粒土のせん断変形においては、形状変化に付随して容積変化をとまらうというダイレイタンスー効果が、土の強度特性に重要な因子となることを述べ、この効果を定量的に表現するために膨脹指数(D.I.)なるものを定義した。これは単位せん断ヒズミの変化に対する容積膨脹率の増分であつて、せん断時の容積変化—ヒズミ曲線の最大応力点における接線の勾配で示される。三軸圧縮試験機を用いた実験を通して、粗粒土のせん断において見られる諸性質をこの指数によつて考察し、合わせて砂の粒径による限界間ゲキ比の変化について実験的検討を行った。

1. 概 説

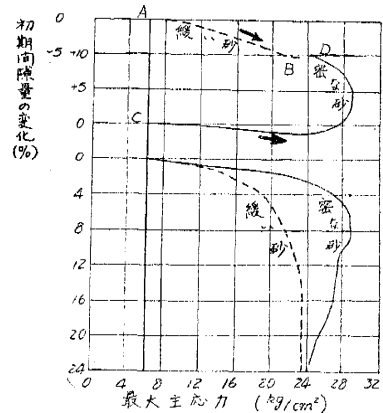
土試料にせん断応力を作用させることによつて生ずる変形には、弾性的変形に起因する部分も少しはあるが、大部分は接触している粒子同志がすべり合うときに相対位置を変えることによるものである。飽和上の非排水型せん断試験のように、試料が一定容積のままであるように強制しておかない限り、せん断変形には必ず容積変化をとまらう。このように土のような粒状物質においては形状変化と容積変化とが独立して起り得ないが、この性質を古く Reynolds¹⁾ はダイレイタンスー (dilatancy) と名づけた。この場合、容積変化の大きさおよび符号の正負は粒子の詰り具合、すなわち密度と試料の載荷経歴とに關係する。すなわち緩い砂や正常圧密粘土は容積減少(負の容積変化)を生じ、密な砂や過圧密粘土は逆に容積増加(正の容積変化)を示すことが知られる。

一般にせん断中の容積変化は作用応力が最大値に到達した後も継続する。作用させたせん断応力は土粒子構造を変形させ、すべらせるに必要な内部仕事のほかに、試料表面に働いている垂直応力に対抗して外的仕事をもせねばならない。それゆゑ測定せられたせん断強度は、単に土粒子構造の粘着力や摩擦力の関数であるだけでなく、破壊時の容積変化にも關係している。古典的な強度理論ではこの因子を省略していたが、実験結果によると土のような粒状物質のせん断強度特性を決定するのに、破壊時の容積変化の影響が重要な因子であることが知られる。^{2),3)} このことに関してはすでに十数年以前に、最上博士^{4),5)} が二面せん断試験機を用いた実験によつて、砂のせん断におけるダイレイタンスー効果を論じていられるが、著者は三軸圧縮試験によつて、この効果を定量的に把握する方法を提案する。

2. 砂の限界間ゲキ比と部分的液化現象

いま砂のような粗粒土を例にとつて考える。まず緩い砂がせん断応力を受けると、その緩い粒子構造が破壊して、以前より密な状態になる。一方密な砂がせん断ヒズミを生ずるためには、最初しつかり噛み合つた状態の砂粒子が互にこすり合う際に一度ふくれ上らねばならず、従つて密度が減少する。図-1 は緩い砂と密な砂のせん断時の応力—ヒズミ曲線およびせん断にとまらう初期間ゲキ量の変化状況を示している。図の応力—ヒズミ曲線からわかるように、緩い砂(破線)

図-1 砂のせん断特性



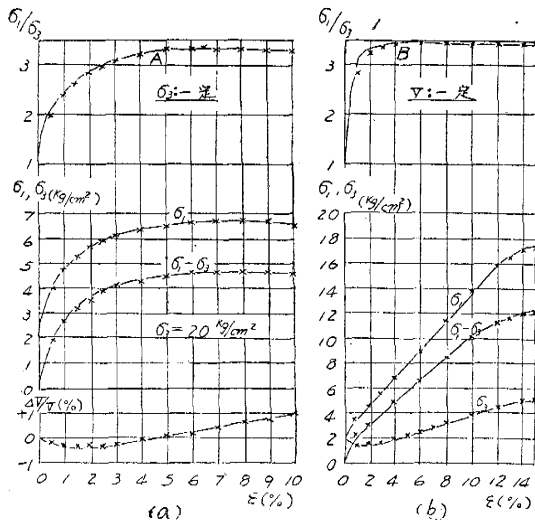
* 工学博士, 京都大学助教授, 防災研究所

は塑性流動的な破壊をして、間ゲキ比は初期値Aから破壊時にはBまで減少し、密な砂(実線)は瞬時破壊の様相を示して、間ゲキ比はCからDまで増加する。結局 図-1 は先述のように、破壊に到達する以前に緩い砂が容積を減少し、密な砂が逆に容積を増すことを示している。このことから、破壊時の間ゲキ比が最初荷重をかける以前のものより大きくも小さくもならないようなものを A. Casagrande⁶⁾ は限界間ゲキ比と称し、砂質盛土の安定性に関する締固めの規準とした。

砂のセン断による容積変化と限界間ゲキ比の概念は、特に砂質の土構造物が水に浸つたときの安定性に対して重要な意味を持つ。すなわち水で飽和した緩い砂が、間ゲキ水の逃げ出しを許さない状態でセン断応力を受けると、部分的液化状態となる。この条件はセン断変形が急速に生ずるような巨大な容積のものに生じ易い。今もし砂の容積変化が防止されていると、外的な応力は間ゲキ水の中へかかってくる。このとき緩い砂の容積は 図-1 のように減少しようとする傾向にあり、これによつて間ゲキ水の中には過剰な圧力が生ずる。そこで粘土の圧密に見られると同じ理由で、全圧力のごく一部だけが有効圧力となり、セン断強度が低下して部分的液化現象が生ずることになる。

限界間ゲキ比の概念はこのような理由から生れたが、周知のようにその測定法は大別して、一定側圧の三軸圧縮試験による方法と、一定容積の三軸圧縮試験による方法との二つに分れ、それらの結果にもわずかながら相違がある。図-2 は均一粒径(0.3~0.6mm)の賀茂川砂(間ゲキ比 $e=0.91$) の両試験法による応力-ヒズミ曲線を示す。

図-2 賀茂川砂の定側圧および定容積セン断試験



この図では一定側圧 (σ_2 : 一定)、一定容積 (V : 一定) 両試験法による強度特性は、最大主応力と最小主応力との比 σ_1/σ_2 で示されているが、両者はほとんど相似している。これはたまたま、試料の間ゲキ比 $e=0.91$ がこの砂の限界間ゲキ比にほぼ等しいためである。すなわち 図-2(a) の最大応力点Aに対する容積変化 $\Delta V/V$ はほとんど0に等しく、また 図-2(b) の最大応力点Bにおける側圧 σ_2 は初期側圧 2.0 kg/cm^2 に等しい。元来砂の液化化は一定容積のセン断に伴なつて起る現象であるから、図-2(b) の定容積試験法の方が (a) の定側圧試験法よりも合理的であると考えられている。しかし定容積試験は側圧の制御操作が面倒なため、あまり実用的でないので、普通の定側圧試験によつてダイレイタンスー効果を表示する方法を述べることにする。

3. ダイレイタンスーの定量的表示

図-3 砂のセン断応力-ヒズミ曲線と膨脹指数(D.I.)

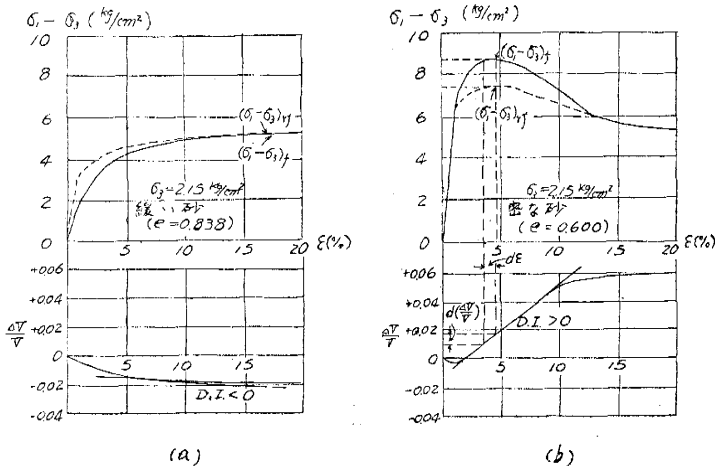


図-3 は緩い砂と密な砂のセン断の際の応力-ヒズミ曲線および容積変化-ヒズミ曲線を示す。図-3 (b) の密な砂の場合の容積変化は正符号すなわち膨脹であつてこれは最大応力点に到達した後もまだ続き、最大応力点で容積変化の割合が極大となる。Taylor⁷⁾ はこの場合の応力-ヒズミ曲線における最大応力と究極応力との相違が、垂直圧に対して膨脹を生ぜしめるに必要なエネルギーを考慮することによつて計算できることを述べ、この考えに従つて Bishop⁸⁾ は直接セン断試験に対して次の表現を用いた。

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma_n} = \tan \varphi_{rf} + \left(\frac{d\Delta}{d\varepsilon} \right)_{max} \dots\dots\dots(1)$$

ここに τ_{max} は最大せん断応力, σ_n はせん断面にかかる垂直圧, φ_{rf} は膨脹がないとしたときの破壊時の内部摩擦角, Δ は後述するように単位容積当りの膨脹, ε はせん断ヒズミを表わす。従つて式(1)の右辺第二項はせん断破壊時の容積変化の効果を示している。

次に三軸圧縮試験によつて, この土の強度におよぼす破壊時の容積変化の影響を量的に決定して見よう。応力として等方圧 σ_3 と, 破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ をとる。今 図-3 に示す応力-ヒズミ線図において, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}$ が試料の粘着力と内部摩擦とだけに打ち勝つに要する軸差応力の部分とし, dW が $d\varepsilon$ なる軸方向ヒズミの増加の間になされた外的仕事量とすると, 次式が成立する。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f \cdot d\varepsilon = (\sigma_1 - \sigma_3)_{rf} \cdot d\varepsilon + dW$$

$$\therefore (\sigma_1 - \sigma_3)_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_{rf} + \frac{dW}{d\varepsilon} \dots\dots\dots(2)$$

今試験中の側圧および試料の容積変化が任意であるような, きわめて一般的な三軸圧縮試験の場合を考えると, 上式の容積変化に関する項 $dW/d\varepsilon$ は次のようになる。

$$\frac{dW}{d\varepsilon} = \frac{d}{d\varepsilon} \left(\frac{\Delta V}{V} \cdot \sigma_3 \right) = \frac{d}{d\varepsilon} (\Delta \cdot \sigma_3) = \Delta \cdot \frac{d\sigma_3}{d\varepsilon} + \sigma_3 \cdot \frac{d\Delta}{d\varepsilon} \dots\dots\dots(3)$$

ここに $\Delta = \Delta V/V$ は式(1)のものと同じく, 試料の単位容積当りの膨脹であつて, 容積膨脹率と称せられる⁹⁾。

特に試験の全期間にわたつて σ_3 が一定のとき, すなわち定側圧三軸圧縮試験では $d\sigma_3/d\varepsilon = 0$ であるから, 式(3)は次のようになる。

$$\frac{dW}{d\varepsilon} = \sigma_3 \frac{d\Delta}{d\varepsilon} \dots\dots\dots(4)$$

この式(4)を式(2)に代入すると, 定側圧三軸圧縮試験における破壊時の強度は次式のように表わされる。

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\sigma_3} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}}{\sigma_3} + \left(\frac{d\Delta}{d\varepsilon} \right)_{max} \dots\dots\dots(5)$$

式(1)または式(5)の右辺第二項の微係数 $d\Delta/d\varepsilon$, すなわち単位せん断ヒズミの変化に対する容積膨脹率の増分は, ダイレイタンスーの大きさを示す尺度であるので, これを膨脹指数 (dilatancy index; D.I.) と仮称する。このものは 図-3 の容積変化-ヒズミ曲線の最大応力点における接線の勾配で示され, 密な砂では正の大きい値であるが, 密度が小になるにつれて 0 に近づき, ごく緩い砂では 図-3(a) のように負になることもある。

数種類の土質試料に対する Skempton および Bishop の実験¹⁰⁾では, 式(5)の諸項の大きさは 表-1 で示される値となつている。

表-1 排水型三軸圧縮試験結果 (Skempton および Bishopによる)

試料	σ_3 (lb/in ²)	$d\Delta/d\varepsilon$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (lb/in ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}$ (lb/in ²)
Remoulded Haslemere clay (正常圧密)	30.0	-0.060	38.2	40.0
Remoulded Haslemere clay (過圧密)	7.8	+0.215	14.6	12.9
Undisturbed Haslemere clay (過圧密)	30.0	+0.090	70.0	67.3
Brasted sand (緩)	30.6	+0.015	67.0	66.5
Brasted sand (密)	30.6	+0.70	126	105

また有効径が 1 mm の均等な鉛散弾を用いた Newland および Allely の実験¹¹⁾ より代表的結果のみを挙げると, 表-2 のようである。

表-2 排水型三軸圧縮試験結果 (Newland および Allely による)

試料	σ_3 (lb/in ²)	$d\Delta/d\varepsilon$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (lb/in ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}$ (lb/in ²)
Clean dense shot ($n=39\%$)	20	0.60	51.8	39.8
	40	0.438	113.5	96.0
	80	0.364	246	217
Lubricated dense shot ($n=39\%$)	20	0.323	29.2	22.7
	40	0.135	52.0	46.6
	80	0.126	111.5	101
Clean loose shot ($n=43\%$)	20	0.295	44.2	38.3
	40	0.292	104	92.3
	80	0.265	251	230

4. 三軸圧縮試験による著者の実験結果

表-1, 表-2 から明らかのように, Skempton および Bishop は粘土の履歴と砂の粗密による強度の変化を調べ, また Newland および Allely は均一粒径の散弾について, おもに粒子同志の接触状況の相違による変化を調べているが, 著者は粒子の形状が相似の場合について, 砂の粒径と粗密による強度性質の変化を調べた。

実験に供した試料は賀茂川産の砂であつて, 粒子の形状はやや角ばつている。これを粒径の粗いもの(直径 2.5~5.0 mm)と細かいもの(直径 0.3~0.6 mm), およびその中間のもの三つにふるい分けて, 粒径による強度特性の相違を調べた。装置としてはヒズミ速度制御型の三軸圧縮試験機を用い, 供試体の寸法は直径 3.5 cm, 高さ 8.0 cm を標準とした。まずこの寸法を持つモールドの内側面にゴムスリーブを当てて, 種々の間ゲキ比を有するように試料を突固め, 弱い負圧をかけながら三軸試験機の側圧室に入れてモールドをはずし, この位置で試料の高さと直径をノギスで測る。次いで側圧室にグリセリン液を満たし, この液圧を増すと同時に試料に与えていた負圧を除去する。試料の上下端より出ている排水管用いて試料内に水を送り, 気泡が完全になくなるまでこの操作を続けて試料を飽和させる。二つの排水管の端を合わせて一本のビュレットにつなぎ, 圧縮を開始する直前の水位の読みを取る。この状態で種々の側圧に対して定側圧圧縮試験を行い, 図-3 のような応力-ヒズミ線図および容積変化-ヒズミ線図から最大応力点で膨脹指数 D.I. を決定する。軸圧を加える際のヒズミ速度は毎分試料高の 1% とし, 容積変化量は圧縮時のビュレット内の水位の変化を記録して得られる¹²⁾。

表-3 定側圧三軸圧縮試験結果(1) (賀茂川砂)

1) 細粒砂 (D=0.3~0.6 mm)

No.	e	σ_3 [kg/cm ²]	d Δ /d ϵ	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ [kg/cm ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}$ [kg/cm ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ [kg/cm ²]
1	0.655	1	0.53	2.95	2.42	2.46
2	0.78	1	0.48	2.75	2.27	2.30
3	0.80	1	0.40	2.45	2.05	2.04
4	0.83	1	0.42	2.50	2.08	2.05
5	0.84	1	0.38	2.50	2.12	2.17
6	0.925	1	0.36	2.10	1.74	1.74
7	0.75	2	0.34	5.40	4.72	4.90
8	0.765	2	0.36	5.80	5.08	5.25
9	0.785	2	0.24	5.53	5.05	5.10
10*	0.91	2	0.17	4.72	4.38	4.42

(* 図-2(a) はこの場合に相当している)

2) 粗粒砂 (D=2.5~5.0 mm)

No.	e	σ_3 [kg/cm ²]	d Δ /d ϵ	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ [kg/cm ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}$ [kg/cm ²]	$(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ [kg/cm ²]
11	0.705	1	0.40	2.35	1.95	1.97
12	0.71	1	0.42	2.65	2.23	2.28
13	0.76	1	0.40	2.50	2.10	2.05
14	0.68	2	0.38	5.70	4.94	5.08
15	0.705	2	0.41	5.35	4.53	4.70
16	0.725	2	0.34	5.85	5.17	5.30
17	0.80	2	0.31	5.63	5.01	5.01
18	0.82	2	0.36	5.20	4.48	4.65

表-3 は賀茂川砂の細かいもの (0.3~0.6 mm) と粗いもの (2.5~5.0 mm) の両者に対する著者の実験結果をまとめたものであつて, 最右欄の $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ はせん断ヒズミが増大したときの究極軸差応力を表わす。このものと式 (2) で定義した $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}$ とを比較すると, 両者はほとんど一致していることが認められ, 3. で述べた Taylor の言明はかなり正しいことが三軸圧縮試験についても立証せられる。いま砂の内部摩擦角の中で破壊時の最大応力に対応するものを φ_f , ダイレイタンスーがないとしたときのものを φ_{rf} , 究極応力に対応するものを φ_u として, 図-3 より $\sin \varphi = (\sigma_1/\sigma_3 - 1)/(\sigma_1/\sigma_3 + 1)$ を用いて計算した結果を表-4 に示す。表-4 からわかるように, 側圧が小さくかつ砂の密度が大きい場合には, φ_f と φ_{rf} との相違は最大 3° 以上にもなり, 密度の減少とともに 1° 程度にまで減少する。また上述したように, φ_u と φ_{rf} との差はどの場合にも無視しうるほど小さいことが明らかである。

図-4 は表-3 より膨脹指数 D.I. と砂の間ゲキ比 e との関係を細粒砂, 粗粒砂の両者について図示したものである。どの直線も右下りの傾向を示しているのは, 間ゲキ比の増大によつてダイレイタンスー効果が減少することを意味している。この図から次のことが判明する。

表一4 定側圧三軸圧縮試験結果(2) (賀茂川砂)

1) 細粒砂 ($D=0.3\sim 0.6\text{ mm}$)

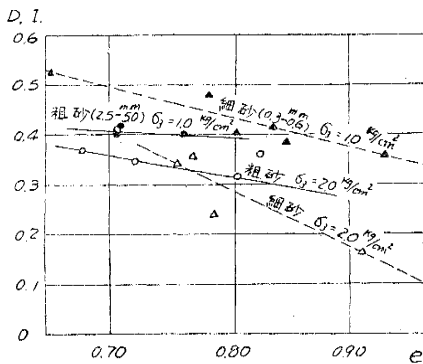
No.	e	$\sin \varphi_f$	φ_f	$\sin \varphi_{rf}$	φ_{rf}	$\sin \varphi_u$	φ_u	$\varphi_f - \varphi_{rf}$	$\varphi_u - \varphi_{rf}$
1	0.655	0.596	36°35'	0.548	33°14'	0.552	33°30'	3°21'	0°16'
7	0.75	0.574	35°02'	0.541	32°45'	0.550	33°22'	2°17'	0°37'
8	0.765	0.592	36°18'	0.559	33°59'	0.567	34°33'	2°19'	0°34'
2	0.78	0.579	35°23'	0.532	32°08'	0.535	32°21'	3°15'	0°13'
9	0.785	0.580	35°27'	0.558	33°55'	0.561	34°08'	1°32'	0°13'
3	0.80	0.551	33°26'	0.507	30°28'	0.505	30°20'	2°58'	-0°08'
4	0.83	0.556	33°47'	0.510	30°40'	0.507	30°28'	3°07'	-0°12'
5	0.84	0.556	33°47'	0.515	31°00'	0.522	31°28'	2°47'	0°28'
10	0.91	0.541	32°45'	0.523	31°32'	0.525	31°40'	1°13'	0°08'
6	0.925	0.512	30°48'	0.466	27°47'	0.466	27°47'	3°01'	±0

2) 粗粒砂 ($D=2.5\sim 5.0\text{ mm}$)

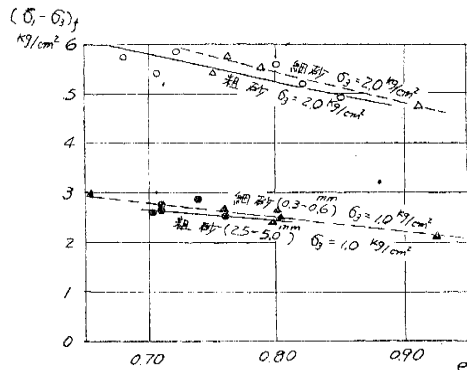
No.	e	$\sin \varphi_f$	φ_f	$\sin \varphi_{rf}$	φ_{rf}	$\sin \varphi_u$	φ_u	$\varphi_f - \varphi_{rf}$	$\varphi_u - \varphi_{rf}$
14	0.68	0.588	36°01'	0.553	33°34'	0.559	33°59'	2°27'	0°25'
11	0.705	0.540	32°41'	0.494	29°36'	0.496	29°44'	3°05'	0°08'
15	0.705	0.572	34°53'	0.530	32°00'	0.541	32°45'	2°35'	0°45'
12	0.71	0.570	34°45'	0.527	31°48'	0.532	32°08'	2°57'	0°20'
16	0.725	0.593	36°22'	0.563	34°16'	0.571	34°49'	2°06'	0°33'
13	0.76	0.556	33°47'	0.512	30°48'	0.507	30°28'	2°59'	-0°20'
17	0.80	0.584	35°44'	0.556	33°47'	0.556	33°47'	1°57'	±0
18	0.82	0.565	34°24'	0.528	31°52'	0.537	32°29'	2°32'	0°37'

- 1) 側圧が大きくなると D.I. は減少する。これは 表一2 においてもすでに見られたところであるが、側圧の拘束により膨脹が妨げられるからである。
- 2) 側圧の小さいときには細粒砂の方が D.I. は大きく、側圧が大きくなると粒径による区別がなくなる。
- 3) D.I.- e 直線の傾斜、すなわち間ゲキ比の変化による D.I. の変化は、粗粒砂より細粒砂の方が大きい。これは 2) の結果と合わせて、細粒砂がダイレイタンスー効果に敏感なことを示し、その理由としては同一容積に対する粒子接触表面積が大きいことがあげられる。

図一4 膨脹指数と間ゲキ比の関係



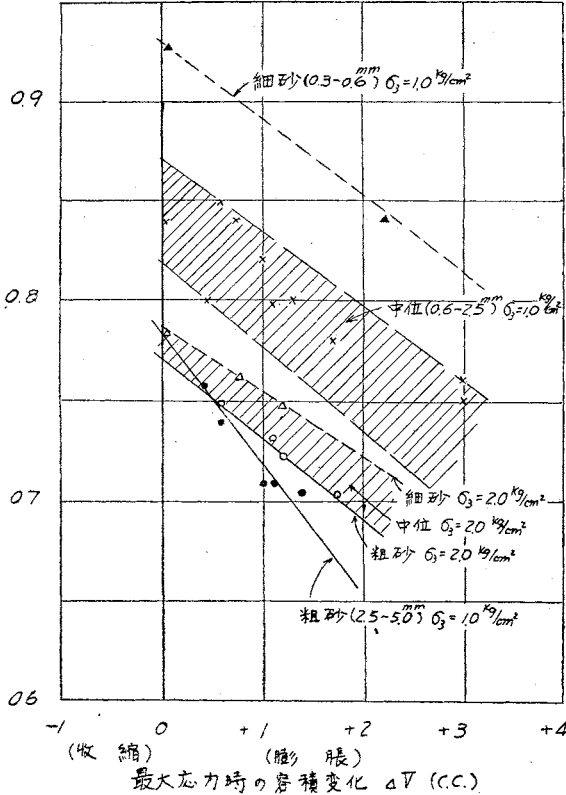
図一5 セン断強度と間ゲキ比の関係



次に同じ賀茂川砂の強度と間ゲキ比の関係を 図一5 に示した。この図は一連の定側圧三軸圧縮試験の結果をまとめたものであつて、試料の強度としては式 (2) の左辺の破壊時の軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を採用した。この図により、間ゲキ比の減少とともに若干強度を増すことが明らかに見られ、粒径による相違は同一間ゲキ比では細粒砂の方がわずかに強度が大きい。これは 図一4 のところで述べたように、細粒砂の方がダイレイタンスー効果が大きくなつてゐるためと考えられる。

最後に 図一6 に定側圧三軸圧縮試験による砂の限界間ゲキ比が、側圧および砂の粒径によつて変化する様子をまとめた。側圧が小さいときには粒径による限界間ゲキ比の相違は相当大きく、粗粒のものほど小さくなつてゐる。しかし側圧が大きくなるとこの差異はわずかになつて、総体に限界間ゲキ比が小さくなる。

図-6 側圧および粒径による定側圧限界間ゲキ比の変化



5. 結 言

本文では砂のような粗粒土においては、粒状物質に固有な特性であるところのダイランシー効果、すなわちせん断変形に際して容積変化をとまなうという性質が土のせん断強度特性に重要な因子となることを述べ、この効果を定量的に表現するために、著者は新たに単位せん断ヒズミの変化に対する容積膨脹率の増分を膨脹指数と定義した。そして三軸圧縮試験機を用いて実験を行い、粗粒土のせん断において見られる諸性質をこの指数によつて考察し、従来の限界間ゲキ比の概念に対しても砂のダイランシーの面から検討を加えた。

砂のような粒状物質の持つこの特性は、単に土の強度性質に対して大きい効果を有するにとどまらず、恐らくは擁壁土圧の算定においても重要な因子となりうる事が予想され、この部門での理論とその応用について今後の研究に期待するところが少なくない。

参 考 文 献

- 1) O. Reynolds: The Dilatancy of Media Composed of Rigid Particles in Contact, Phil. Mag., 1885, pp. 469-481
- 2) C.F. Jenkin: The Pressure Exerted by Granular Material; an Application of the Principle of Dilatancy, Proc. Royal Soc., Vol. 131, 1931, pp. 53-59
- 3) J.D. Watson: A Triaxial Compression Apparatus for the Determination of the Stress-Deformation Characteristics of Soils, Proc. A.S.T.M., Vol. 39, 1939, pp. 1046-1057
- 4) 最上武雄: 乾燥砂の運動機構及び砂の内部摩擦角測定法について, 土木学会誌, Vol. 27, 1941, pp. 745-751
- 5) 最上武雄: 乾燥砂の運動機構について, (I)-(IV), 土木学会誌, Vol. 28, 1942, pp. 481-501, 1055-1085, Vol. 29, 1943, pp. 481-491, 744-753
- 6) A. Casagrande: Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills, Contrib. S.M., Boston Soc. C.E., 1940, pp. 72-126
- 7) D.W. Taylor: Fundamentals of Soil Mechanics (John Wiley, New York), 1948, pp. 329-359
- 8) A.W. Bishop: Discussion on "Measurement of Shear Strengths of Soils", Géotechnique, Vol. 2, 1950, pp. 113-116
- 9) 最上武雄: 二次元弾性理論 (コロナ社), 1948, pp. 22-26
- 10) A.W. Skempton & A.W. Bishop: "Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity", Chap. X; Soils, Edited by M. Reiner (North-Holland Publishing Co.), 1954, pp. 467-469
- 11) P.L. Newland & B.H. Alley: Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials, Géotechnique, Vol. 7, 1957, pp. 17-39
- 12) A.W. Bishop & D.J. Henkel: The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test (Edward Arnold, London), 1957, pp. 67-70

(昭.32.8.29)