

Reduction”, Russia, 2007

- 18) Tamrakar S.B., Toyosawa Y. and Itoh K. : “Measurement of slope movement using tilt sensor in the slope excavation field during and just before the failure”, First North American Landslide Conference, Vail, Colorado, US (June, 2007)
- 19) Tamrakar S.B., Mitachi T. , Toyosawa Y. and Itoh K. : “Development of new tensile strength measuring apparatus for soils with suction measurement” , 13th Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (December, 2007)
- 20) S.B. Tamrakar, Y. Toyosawa and S. Timpong : “Slope failure measurement with new tilt sensors just before failure”, 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Kolkata), 2007 (CD-ROM 版) .

#### 4. 学会発表 (和文)

- 1) 日下部澄音, 山田紀浩, 豊澤康男, 伊藤和也, Tamrakar S.B.: 「法尻掘削による斜面崩壊に関する遠心模型実験」, 平成 17 年度地盤工学研究発表講演集, Vol. 40, pp. 1051-1052, 2005.
- 2) 豊澤康男, 伊藤和也, Tamrakar S.B., 市川貫之, 末政直晃, 日下部澄音: 「遠心場可動土止め装置を用いた砂地盤の壁面土圧の検討」, 平成 17 年度地盤工学研究発表講演集, Vol. 40, pp. 1795-1796, 2005.
- 3) 伊藤和也, 豊澤康男, Tamrakar S.B., 堀井宣幸: 「建設工事中の斜面崩壊による労働災害の調査・分析」, 第 40 回地盤工学研究発表講演集, Vol. 40, pp. 2437-2438, 2005.
- 4) 豊澤康男, 伊藤和也, S.B.タムラカル, 有木高明: 「法尻掘削に起因する土砂崩壊の小規模実大実験」, 第 60 回土木学会年次学術講演会, pp. 339-340, 2005.
- 5) Tamrakar S.B., 豊澤康男, 伊藤和也, 有木高明: 「実大実験による法尻掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討」, 第 35 回 安全工学シンポジウム, pp. 319-322, 2005.
- 6) 田中洋行, 阿部篤史, 笠間太樹, 三田地利之: 「遠心力載荷実験による降雨時の斜面安定性の検討」, 降雨時の斜面モニタリング技術とリアルタイム崩壊予測に関するシンポジウム, 鹿児島, 2006.
- 7) 三田地利之: 「粘土の残留強度と地すべり対策工設計用強度」, 日本地すべり学会北海道支部特別講演, 札幌 (2006.4)
- 8) 笠間太樹, 田中洋行, Tamrakar S.B., 豊澤康男: 「遠心力載荷実験による砂地盤の斜面崩壊の再現」, 第 41 回地盤工学研究発表講演集, 鹿児島, pp. 953-954, 2006.
- 9) 梅谷晋平, 高橋秀彰, 三田地利之, 田中洋行, 齋藤和彦: 「不攪乱・再構成試料による地すべり粘土の強度パラメータ算定例」, 第 41 回地盤工学研究発表会, 鹿児島, pp. 2221-2222, 2006.

- 10) 高橋秀彰, 木崎健治, 三田地利之, 梅谷晋平, 鈴木俊司, 雨宮浩樹:「すべり面観察結果とせん断試験結果に基づく地すべり強度定数の評価」, 第 41 回地盤工学研究発表会, 鹿児島, pp. 2223-2224, 2006.
- 11)高橋秀彰, 木崎健治, 三田地利之:「泥岩および凝灰岩地すべりのせん断強度とすべり面粘土の特性」, 第 45 回日本地すべり学会研究発表会, 鳥取, pp.47-50,2006.
- 12)Tamrakar S. B., 三田地利之, 豊澤康男, 伊藤和也:「引張り測定装置による引張り強度及びサクシヨンの関連性」, 第 42 回地盤工学研究発表会講演集, 名古屋, pp.209-210, 2007.
- 13)豊澤康男, Tamrakar S.B., 伊藤和也, 国見敬, 西條敦志, 大久保智美:「高精度傾斜計による土砂崩壊事前予知の可能性について一現場模型実験等の結果から一」, 第 42 回地盤工学研究発表会講演集, 名古屋, pp. 2035-2036, 2007.
- 14)嶋川直樹, Tamrakar S.B., 三田地利之:「サクシヨンの測定を伴う引張り試験装置の開発」, 第 43 回地盤工学会研究発表講演集. (投稿中) , 2008.
- 15)金子広明, 田中洋行, 工藤 豊, 伊勢大亮:「降雨による二層斜面地盤の斜面安定」, 第 43 回地盤工学会研究発表講演集. (投稿中) , 2008.

### Ⅲ 研究成果の刊行物・別刷り

## TENSILE STRENGTH OF COMPACTED AND SATURATED SOILS USING NEWLY DEVELOPED TENSILE STRENGTH MEASURING APPARATUS

SURENDRA BAHADUR TAMRAKAR<sup>i)</sup>, YASUO TOYOSAWA<sup>ii)</sup>, TOSHIYUKI MITACHI<sup>iii)</sup> and KAZUYA ITOH<sup>i)</sup>

### ABSTRACT

This paper describes a newly developed tensile test apparatus which could be used for measuring the tensile strength of compacted and saturated soft soils with simple and quick testing procedure. Statically compacted soils; Kanto loam, NSF clay-sand mixture and silt (CFP-100)-sand mixture, and one dimensionally consolidated saturated NSF clay are taken as test samples. Unconfined compression test and initial suction test are also performed for Kanto loam to get their relationship with tensile strength. Maximum strength for compacted Kanto loam is obtained at around 50 ~ 60% of water content for all the samples prepared at three different dry densities ( $\rho_d = 0.66, 0.68$  and  $0.70 \text{ g/cm}^3$ ) and the average ratio of unconfined compression strength to tensile strength is found to be 12.5. But it varies differently with water content at dry and wet sides. The effect of amount of finer particles and their size on tensile strength are also observed by changing the proportions of mixtures mentioned above. With the increase in NSF clay and silt proportions, the tensile strength is increased. Increment of tensile strength in the NSF clay-sand mixture is higher than that for the silt-sand mixture. This implies that with the decrease in the size of fine particles there is an increase in tensile strength. Relationship between the tensile strength and consolidation stress for saturated NSF clay is also shown.

**Key words:** compaction, compressive strength, tensile strength, test equipment (IGC: D3/D6)

### INTRODUCTION

Recently, many soil-slopes get failed during the process of excavation or cutting slopes in Japan. Most of the slope failures have generally been thought to occur due to the sliding (shearing) of soil layers. In such failures, sliding surface is generally seen throughout the failure plane. But in some cases sliding surfaces are seen only at the lower part of the failure plane. At the upper part of such failures, it seems that the soil layers are detached from each other and there are no traces of sliding surfaces. This could be due to the development of tensile cracks. Also, due to the development of tensile cracks, failure of earth dams, embankments and pavements take place. Recently, it has been understood that the location of development of ice lens within the freezing soil is related to tensile strength of the soil (Akagawa, 2001).

In order to understand the development of tensile cracks which leads to the failure of slopes, earth dams, embankments, pavements and ice lens development process, it is necessary to know the exact value of tensile strength for a particular soil. At the same time, development of simple and proper method for the determination of tensile strength in the laboratory is necessary. In the past, tensile strength of soils is generally neglected. Because tensile strength of soils, especially soft and

saturated ones, is considered to be zero or only of few kilopascals, which is very small in comparison to compressive strength and it is difficult to measure the tensile strength directly in the laboratory. Several methods of tensile testing of soils, such as uniaxial direct tensile test (Tschebatorioff et al., 1953), a simple splitting test (Tang et al., 2000; Sasaki et al., 2003), unconfined penetration test (Fang et al., 1981), flexure (beam) test (Ajaz et al., 1975), indirect Brazilian test (Krishnayya et al., 1974; Narain et al., 1970), hollow cylinder tests (Mosaid, 1981), etc., have been used in the past. But up to now, due to the limitations in those test methods, the earlier tests only focused on to the more brittle and elastic materials (stiff, compacted and cement mixed soils) having higher tensile strength rather than for ductile materials (soft, saturated and clayey soils) having lower tensile strength. Very few researches (e.g. Suzuki et al., 1998; Yao et al., 2002; Ono et al., 2003) have been made to measure the tensile strength of soils having lower tensile values. But those are mostly applicable to unsaturated soils rather than saturated soft soils.

In this paper, a simple and new testing apparatus which can be easily used for both compacted and saturated soft to medium soils is described and some test results are explained.

<sup>i)</sup> Researcher, Safety Construction Division, National Institute of Industrial Safety, Tokyo, Japan (tamrakar@anken.go.jp).

<sup>ii)</sup> Senior Researcher, ditto.

<sup>iii)</sup> Professor, Structural and Geotechnical Division, Graduate School of Engineering, Hokkaido University, Japan.

The manuscript for this paper was received for review on May 6, 2004; approved on September 6, 2005.

Written discussions on this paper should be submitted before July 1, 2006 to the Japanese Geotechnical Society, 4-38-2, Sengoku, Bunkyo-ku, Tokyo 112-0011, Japan. Upon request the closing date may be extended one month.

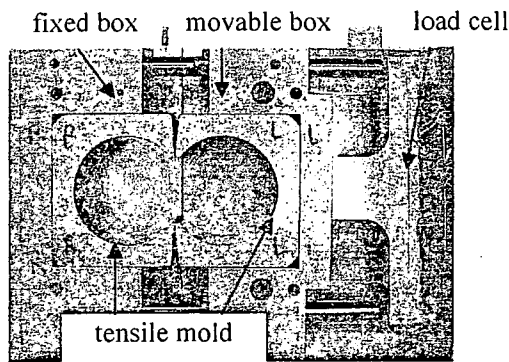
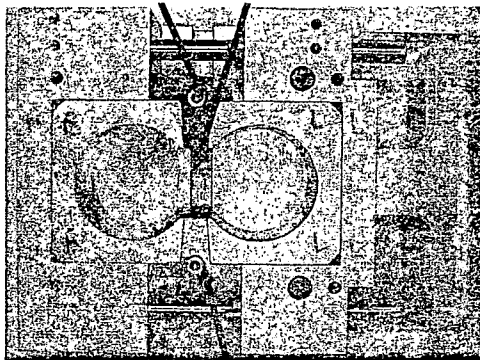


Photo 1. Apparatus with type-A tensile mold

bridging structures between two halves



bridging structure between two halves

Photo 2. Apparatus with type-B tensile mold

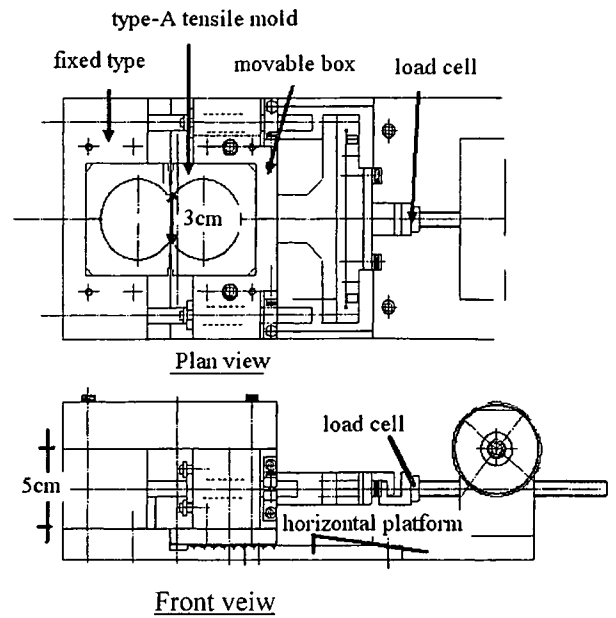


Fig. 1. Outline of tensile measuring apparatus with type-A mold

**TESTING APPARATUS**

Tensile test apparatus (Photos 1 and 2) consists of horizontal platform upon which apparatus box having two halves; fixed box and movable box, is placed. Inside this box, a newly developed tensile mold is placed. This tensile mold consists of two separate “C” structures whose inner shape is almost circular except at the portion where these two halves join. This mold holds the specimen and its two halves are screwed to the apparatus box. One box of the apparatus is fixed to the horizontal platform while the other box can move freely on that horizontal platform. To reduce the friction, linear sliding rollers are placed between the movable box and platform. Movable box is pulled away in horizontal direction until the soil specimen fails in tension, with tensile crack appearing at the middle of the specimen where two halves of the mold is attached. The load cell placed between the movable box and motor axis measures the tensile load. This tensile load divided by the area of the tensile crack perpendicular to horizontal pulling direction, gives the tensile strength. To see the effect of stress concentration at the most constricted part of the specimen during the pulling, two types of tensile molds having different structures are used. These molds can be easily changed as they are connected to the main apparatus by the screws only. In the first type (type-A, Photo 1 and Fig. 1), there

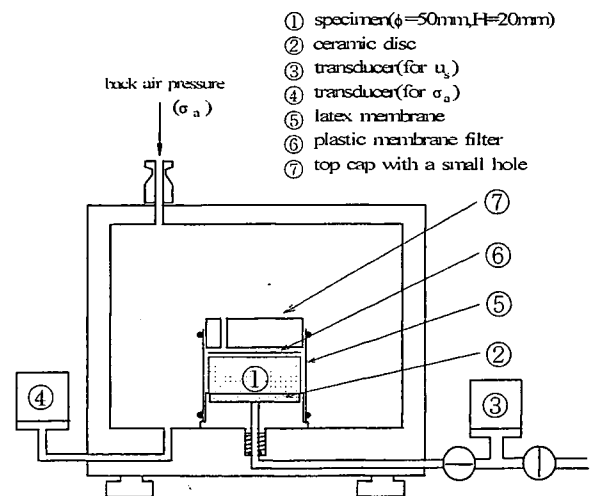


Fig. 2. A simple suction measuring apparatus

is no bridging structure between two halves. The apparatus box along with the mold and platform can be completely separated from the motor for preparing the specimen before the test. Compacted soil specimen is prepared within this mold by direct static compression whereas saturated specimen is prepared by direct insertion of consolidated specimen prepared in consolidation mold. Once the specimen is ready within the mold for the test, then it is connected to motor shaft.

Unconfined compression test is performed in a standard unconfined compression test unit. Initial suction is measured using a simple suction testing apparatus shown in Fig. 2 (Mitachi et al. 2001).

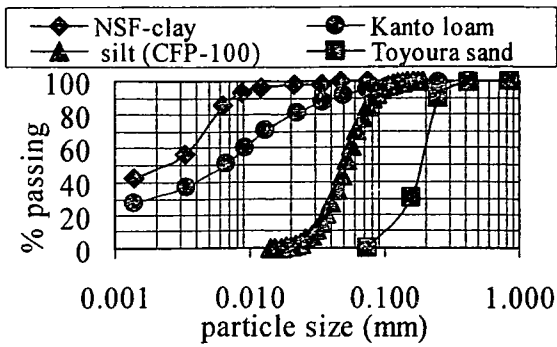


Fig. 3. Grain size distribution curves for different materials

Table 1. Index properties

Materials	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_{dmin}$ g/cm <sup>3</sup>
Kanto loam	2.65	143.5	74.6		
NSF-clay	2.78	55.1	30.6		
Silt (CFP-100)	2.66			1.59	1.17
Toyouira sand	2.64			1.65	1.34

## MATERIALS, SPECIMEN PREPARATION AND INSTALLATION

### Materials

Kanto loam soil used in this research is obtained from the field of National Institute of Industrial Safety, Kiyose, Tokyo. Soil particles passing through 2 mm sieve are only used. To examine the effect of amount and size of finer particles, two types of mixtures are prepared; (a) mixture of NSF clay and sand; and (b) mixture of CFP-100 silt and sand. In both types of mixtures, Toyoura sand is used. NSF clay is one of the brand name of commercially available clay, which consists of Pyrophyllite and CFP-silt is also commercially available which is the crushed portion of silica sand (*see Kawamura et al., 2004*). NSF clay is used for preparing saturated specimen. From now onwards, NSF clay and CFP silt are simply written as clay and silt, respectively. Grain size distribution curve for each material is shown in Fig. 3. Index properties of each type of soil are given in Table 1.

### Specimen Preparation and Testing Procedure

At first, tensile molds are fixed into the apparatus box. In case of type-B, bridging structures have to be inserted between two halves of the mold as shown in Photo 2. To prevent the free movement of movable part of the apparatus box, screwing is done between the movable box and apparatus horizontal plate. Also, to reduce the friction between the specimen and the inner wall of the tensile mold, a thin film of grease is applied all over its inner surfaces.

### Compacted Specimen

For compacted Kanto loam specimen, it is thoroughly

mixed with distilled water and kept in the air tight plastic bag for a week so that water is uniformly distributed within the material. Water content maintained for Kanto loam is 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 and 100%. In case of clay-sand mixture, they are mixed in the following proportions by weight; 30:70, 35:65, 40:60, 45:55, 50:50, 55:45, 60:40, 65:35 and 70:30. Similarly, for silt-sand mixture, they are mixed in the following proportions; 00:100, 20:80, 40:60, 50:50, 60:40, 70:30, 80:20 and 100:00. They are also thoroughly mixed with distilled water and kept in the air tight plastic bag for a week. Water content, ( $w$ ) for both types of mixtures is maintained at 10%.

Compacted specimens are prepared by directly and statically compressing the prerequisite amount of material, using a bellofram cylinder. In the tests over here, all the compacted samples are prepared by fixing the dry density. All the materials are compacted in one layer. Compacted Kanto loam specimens are prepared at three dry densities ( $\rho_d$ ); 0.66, 0.68 and 0.70 g/cm<sup>3</sup>. Dry densities for clay-sand mixture are specified at 1.2 and 1.5 g/cm<sup>3</sup> and those for silt-sand mixture are specified at 1.2 and 1.4 g/cm<sup>3</sup>.

In case of tensile test, specimens are made within the tensile test mold whereas for unconfined compression and suction tests, specimens are kept within the splitting mold. Water content and dry density of the specimens are the same for all the tests. Dimension of tensile test specimen is the same as that of tensile mold whereas the height and diameter of the unconfined compression test specimen are 10 cm and 5 cm, respectively. Similarly, the thickness and the diameter of the suction test specimen are 2 cm and 5 cm, respectively. Unconfined compression test is done at a constant displacement rate of 0.1 mm/min. Measurement of initial suction is done for Kanto loam soil with dry density of 0.70 g/m<sup>3</sup>. The air entry value (AEV) of the ceramic disk used in the suction test is 240 kPa.

### Saturated Specimen

NSF clay powder is thoroughly mixed with distilled water using a mixer until it changes to slurry. The amount of water mixed is two times the liquid limit of clay. After the slurry was poured into the consolidation mold, two days of de-airing was done by keeping the consolidation mold within a big cell under vacuum. Cross-section of consolidation mold is similar to that of type-A tensile mold. At the bottom of this mold, there is a detachable plate with porous stone whereas on the top, there is a piston of the shaft which has many small holes on it. Drainage is allowed via these two parts during consolidation. One dimensional consolidation is done by putting the loads on the loading plate. Consolidation stresses applied to the slurry are 100, 200 and 300 kPa.

Once the consolidation is over, the bottom porous plate and filter paper are detached from the consolidation mold. Then the mold with consolidated specimen is placed over the tensile mold. Centering of mold is done by guiding support screws which is attached to the fixed

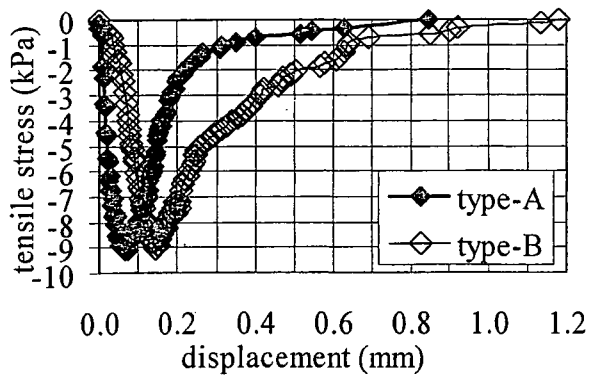


Fig. 4. Results from type-A and type-B molds (clay-sand mixture:  $\rho_d = 1.44 \text{ g/cm}^3$ ,  $w = 10\%$ )

portion of the tensile mold. By pushing the shaft of the consolidation mold slowly, consolidated specimen is allowed to insert into the tensile mold. Once the full depth (5 cm) insertion is completed, then it is separated from the tensile mold by using a wire saw which is also used for final trimming of the upper surface of the specimen after the insertion into the tensile mold.

## TESTING PROCEDURE

After the completion of compaction in case of compacted specimens or after the insertion of the consolidated specimen into the tensile mold, load cell is set up towards the pulling side of mold box. Finally, the screws which are earlier fixed to prevent the movement of movable box of the apparatus are unscrewed. In case of type-B mold, extra bridging structures have to be removed carefully. For this, lots of attention has to be paid. Hence, from the simplicity of testing procedure, type-A is better than type-B. Tests were done at three constant pulling rates; 0.174, 0.342 and 0.882 mm/min. Comparison of the tensile strength with the change in pulling rate showed the difference of one tenth kPa order. In the rest of this paper, test results with 0.342 mm/min will be discussed. Dependency of tensile strength on the pulling rate is necessary to be conducted in finding out the true effect of pulling rate.

## RESULTS AND DISCUSSIONS

The results of preliminary tensile tests carried out on two types of molds for clay-sand mixture ( $\rho_d = 1.44 \text{ g/cm}^3$  and  $w = 10\%$ ) are shown in Fig. 4. Two types of mold are used to see the effect of stress concentration if any, acting at the most constricted portion of the mold. But the stress-displacement behavior and maximum tensile stress obtained from both the molds are identical. Similar results are seen for compacted Kanto loam (not shown here). As the testing procedure with type-B is a little complex in comparison to type-A, it is suggested to use type-A mold for the tests. From now onwards, test results obtained using type-A mold are explained. Tensile crack developed during the tensile tests for different specimens

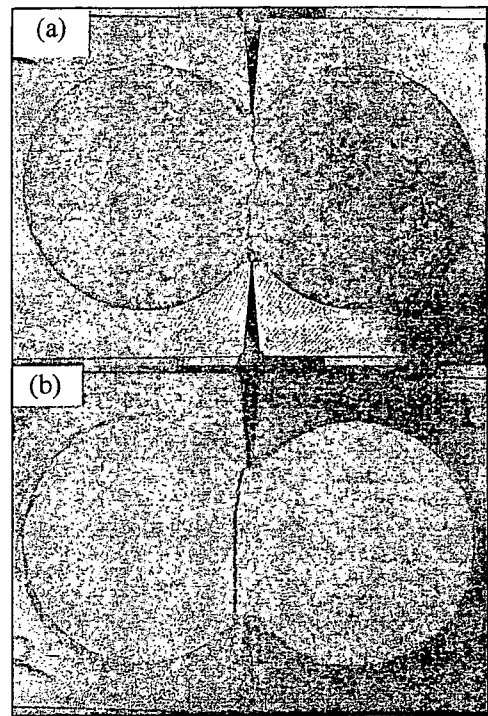


Photo 3. Tensile cracks produced during the tests: (a) compacted Kanto loam ( $w = 40\%$ ,  $\rho_d = 0.7 \text{ g/cm}^3$ ) and (b) saturated clay (200 kPa)

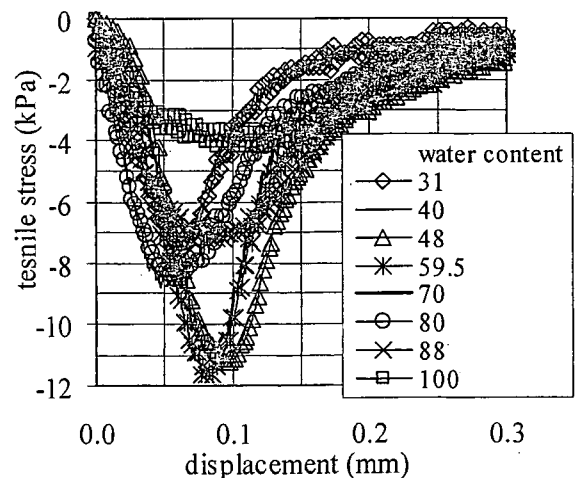


Fig. 5. Stress-displacement curves (for compacted Kanto loam,  $\rho_d = 0.68 \text{ g/cm}^3$ )

of compacted and saturated soils are shown in Photo 3. Clear separation of specimen into two parts could be seen in all the tests. Tensile crack surfaces are also smooth showing the clear detachment from each other as those are seen in the slope failure sites. Macroscopically, detaching surfaces (failure planes) are smooth and it shows that there is an even distribution of tensile force along the failure surfaces. But if the tensile failure surfaces are studied microscopically, there is little variation on the surface which could be thought to be due to the difference in the distribution of soil particles and their adhesion forces. The plots of tensile stress versus displacement for compacted Kanto loam are shown in

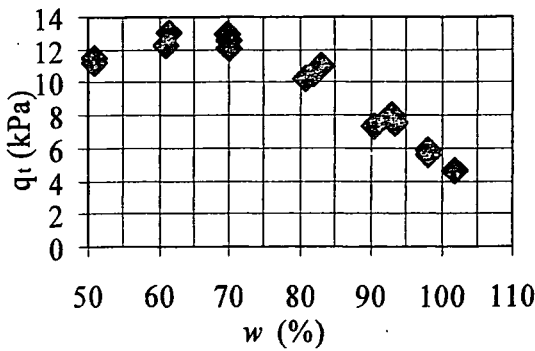


Fig. 6. Reproducibility of tests (for Kanto loam)

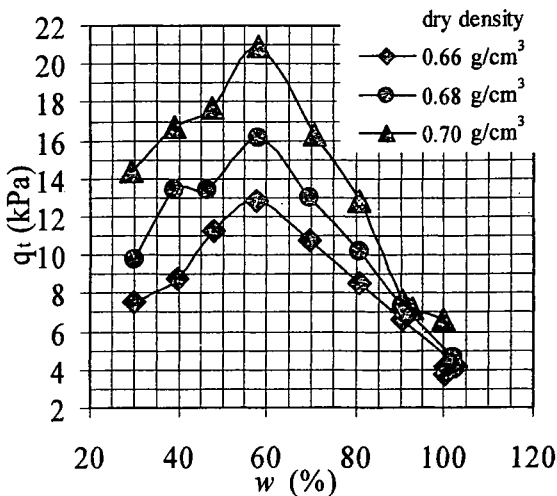


Fig. 7. Relationship between  $q_t$ ,  $w$  and  $\rho_d$  (for compacted Kanto loam)

Fig. 5. Maximum tensile stress,  $q_t$  (tensile strength) was observed within the range of 0.05 to 0.1 mm displacement. Here, the tensile strength observed is thought to be the maximum tensile stress necessary to break the most of the soil particle bonds. Once most of the soil particles bonds are broken, the tensile stress starts to reduce until almost all the bonds are broken. Thus, tensile stress keeps on reducing even after reaching the maximum value. Ohkubo et al. (2002) and Ono et al. (2003) have also mentioned about the similar trend of decrease in tensile stress after the maximum value. With regard to this, further analysis is necessary. On the top surface of the specimen, tensile crack development could be seen during the test. In case of compacted specimens, crack is developed throughout the surface almost at the same time. While in the saturated specimens, crack is at first seen at the outer side and it continuously protrudes inward till the whole the surface is separated.

Figure 6 shows the results of repeated tests on Kanto loam. Although, there are some differences in the tensile strength obtained for the repeated tests, it can be said that with this new apparatus, reproducible results can be obtained. Tensile strengths are shown with positive values in this paper.

Relationship between  $q_t$ ,  $\rho_d$  and  $w$  are shown in Fig. 7.

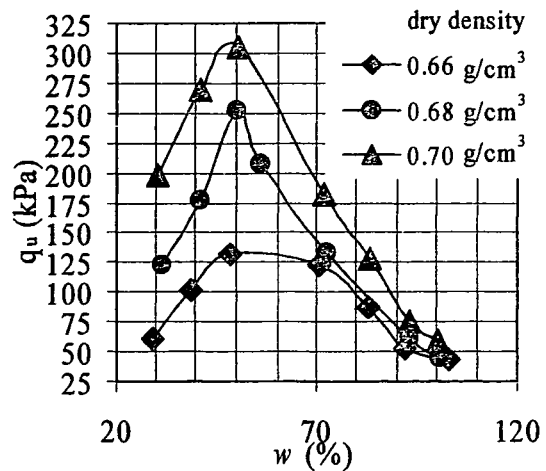


Fig. 8. Relationship between  $q_u$ ,  $w$  and  $\rho_d$  (for compacted Kanto loam)

Three distinct curves are seen for three different dry densities. But all the curves show similar nature of increase in  $q_t$  as water content increases and reaches maximum around 60% of water content, and then decreases with further increase in water content. Since the water content is related to the degree of saturation and hence with the capillarity and so on, some other reasons could also be thought of. It can be observed that with the increase in dry density, there is an increase in  $q_t$  value. Differences in the  $q_t$  values with the change in dry density are different at dry (water content lower than 60%) and wet (water content greater than 60%) sides of maximum value of  $q_t$ . Difference due to dry density is larger at dry side whereas the difference is smaller at wet side, showing almost identical values at nearly saturated condition (at high water content).

The change of unconfined compression strength ( $q_u$ ) with water content obtained from compacted Kanto loam at three different dry densities is shown in Fig. 8. Three distinct curves for three dry densities can be seen although at higher water content their values are closer to each other. But at lower water content, they show distinct differences. This nature is almost similar to that for tensile test results shown in Fig. 7. Here, maximum value of  $q_u$  is seen at around 50% of water content. At dry side (water content lower than 50%), increment in  $q_u$  is larger with the increase in dry density whereas at wet side (water content greater than 50%), this increment is small.

Relationships between  $q_u$  and  $q_t$  for compacted Kanto loam are shown in Fig. 9. In plotting the direct relationship between these strengths, their ratio varies from 10.6, 13.1 and 12.7 depending upon the dry densities equal to 0.66, 0.68 and 0.70  $\text{g/cm}^3$ , respectively. Taking the average, it can be said that  $q_u$  is 12.5 times larger than  $q_t$  in case of Kanto loam. Krishnayya et al. (1974) have also showed this ratio in the range of 12 to 32 for Mica Till. Figure 10 shows the relationship between  $q_u/q_t$  with the variation in water content. In the figure, it can be observed that the slope of this ratio is different at dry side (water content lower than 50%) and wet side (water content greater than 50%). With increase in water



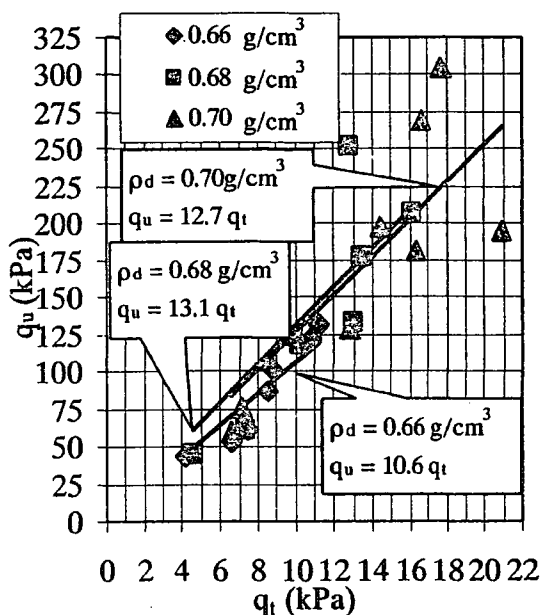


Fig. 9. Relationship between  $q_u$  and  $q_t$  (for compacted Kanto loam)

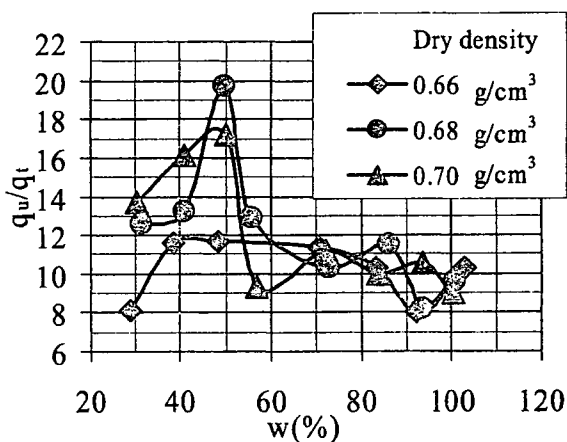


Fig. 10. Relationship between  $q_u/q_t$  and  $w\%$  (for compacted Kanto loam)

content, the ratio also increases at dry side and decreases at wet side. But the decrease in ratio at wet-side is very less, showing almost constant value of 10. Hence, it is necessary to take account of water content if  $q_t$  is to be calculated from its  $q_u$ .

To see the effect of initial suction on tensile strength of compacted Kanto loam, simple suction tests are conducted and their results are compared with tensile strength values. Their comparison is shown in Fig. 11. Suction tests are carried out by applying the back air pressure (see Fig. 2). In case of unsaturated compacted Kanto loam, initial suction for the specimen having minimum water content of 45% could only be measured. Soil retention curve obtained for Kanto loam shows that the suction value measured at higher water content (above 80%), are closer to the tensile strength values. But at lower water content (below 80%), suction values sharply increases in comparison to tensile strength values. This

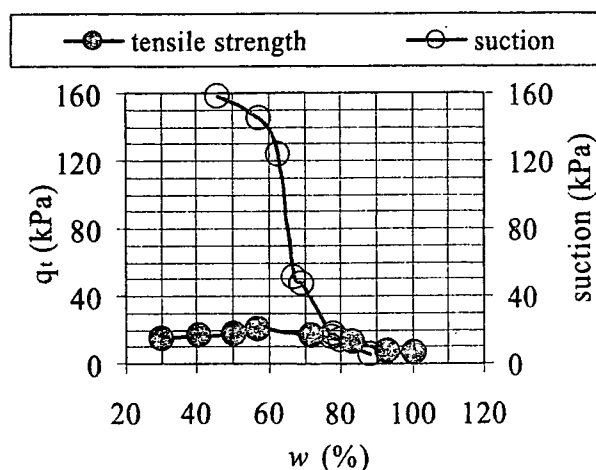


Fig. 11. Relationship between suction,  $w\%$  and  $q_t$  for Kanto loam ( $\rho_d = 0.7 \text{ g/cm}^3$ )

indicates that the  $q_t$  value measured does not fully represent the initial suction of the specimen. Only some effects of suction is included in the  $q_t$ . Relationship between the tensile strength and suction is also shown by Tang et al. (2000). In their results also tensile strength values are much lower than the suction measured. Here, tensile strength and initial suction are measured separately. But it would be better if suction measurement could be made during the tensile failure so that relationship between tensile strength and suction (capillarity) could be understood more clearly. Further analysis is needed in this regard.

According to Heibrock et al. (2003), two types of voids exist in the soil; a large void (inter-aggregate pores) which exist between the aggregates (a group of fine soil particles) and a small void (intra-aggregate pores) which exists within the aggregate itself. The number and size of inter-aggregate pores depend upon the amount of water content present within soil during the compaction and type of compaction. Water trapped in such inter-aggregate is not affected by clay particle surface forces. Water trapped in such inter-aggregate is considered as capillary water and interaction of soil and water in such a condition is described by capillary force. Pores within intra-aggregate is not so much dependent upon the type of compaction used. Instead it depends upon the inter-particle force. Water trapped within the intra-aggregate pores is influenced by particle surfaces (interparticle forces) and capillary forces. Although three phases of saturation described by Kohgo et al. (1993a) are not clearly distinguished for the soil-water-retention curve shown in Fig. 11, it can be said that when water content is above 80% (insular saturation), which is nearer to full saturation, only few inter-aggregate pores exist. These pores are also almost filled with water and hence capillarity effect becomes low and hence, suction is very low. But when water content is within the range of 57% to 80% (Fuzzy saturation), the number of inter-aggregate pores become higher and most of the tensile strength is given by capillary effect (capillarity). But once the soil

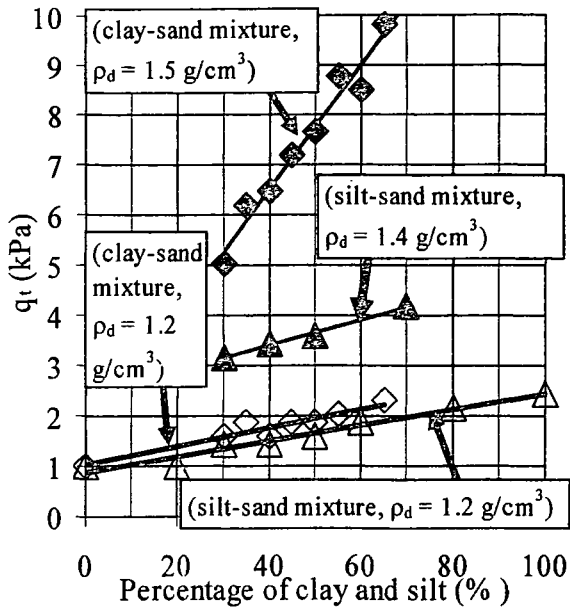


Fig. 12. Effect of percentage of fines (clay and silt) and size of fines on  $q_t$

gets desaturated below 57% of water content (approaching Pendular saturation), the effect of intra-aggregate pores become effective and almost all of the tensile strength is given by interparticle forces that exist between finer soil particles.

The effect of the amount of finer particles; clay and silt in the mixtures of clay-sand and silt-sand, respectively, is shown in Fig. 12. All the curves show similar pattern of increment in tensile strength with the increase in the amount of clay and silt proportions. This implies that with the increase in the amount of finer particles within the soil, tensile strength increases. Comparing the mixtures compacted at low dry density ( $\rho_d = 1.2 \text{ g/cm}^3$ ), it is seen that the slope for clay-sand mixture is little bit higher than the slope of silt-sand mixture. Larger difference can be seen in the case of clay-sand and silt-sand mixtures which are compacted at  $\rho_d = 1.4 \text{ g/cm}^3$  and  $\rho_d = 1.5 \text{ g/cm}^3$ , respectively. Here, slope of clay-sand mixture is steeper than the slope of silt-sand mixture. Since the size of clay particles are smaller than the size of silt particles, it can be said that the size of fine particles affects tensile strength; larger the size of the fine particles, smaller the tensile strength becomes. The size and the amount of finer particles change the number of contact points between the soil particles. Soils having smaller size and large amount of finer particles therefore show higher strength as they have higher number of contact points. According to Barzegar et al. (1995), different amount of finer particle shows different modes of particle arrangements within the soil matrix which influence the soil fabric. The effect of cohesion is not studied in this paper. But it might be thought that the effect of cohesion will be more prominent in saturated clayey soils rather than unsaturated compacted soils.

Tensile strengths of saturated clay, consolidated one dimensionally at 100, 200 and 300 kPa, are shown in

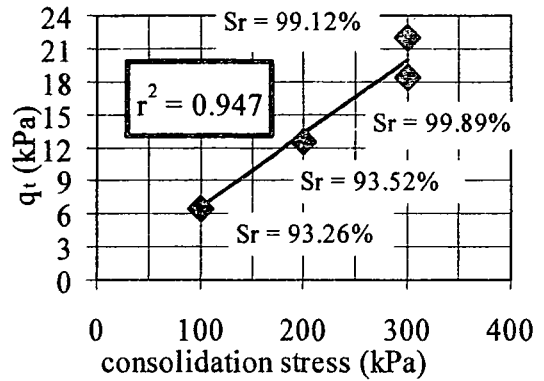


Fig. 13. Relationship between  $q_t$  and consolidation stress (Saturated NSF clay)

Fig. 13. All the data shown here have more than 93% degree of saturation. As shown in Fig. 13, with the increase in consolidation stress, the tensile strength also increases. The results of 300 kPa show some variation which might have occurred during the consolidation stage. Friction between the slurry specimen and inner surface of the consolidation mold might have affected the propagation of stress uniformly throughout the depth of the consolidation specimen. Also, some disturbances that might have occurred during the insertion of consolidated specimen from consolidation mold to tensile mold of the apparatus. So, proper attention must be paid during the specimen preparation.

## CONCLUSIONS

From the tests conducted for statically compacted Kanto loam, clay-sand mixture and silt-sand mixture, and saturated clay, the following points can be concluded;

1. Newly developed tensile test apparatus can be used for measuring tensile strength of both compacted and saturated soils. Both type-A and type-B tensile molds give similar results.
2. For type-A mold, specimen preparation is easy and testing method is simple. In addition, reproducibility of the test results is also verified.

### Compacted Kanto loam

3. Maximum tensile strength and compressive strength are obtained around 50 to 60% of water content.
4. With the increase in dry density, tensile strength and compressive strength also increase. The difference in the increment due to dry density is larger at dry side than that at wet side. At higher degree of saturation, differences become smaller.
5. The ratio of unconfined compressive strength to tensile strength is around 12.5, for Kanto loam. But there is a variation in this ratio with the water content. At dry side, it increases with the increase in water content, while at wet side, it remains almost constant.
6. At higher water content (water content more than 80%), tensile strength and suction values are closer. But at lower water content (water content less than 80%),

their difference becomes larger with the decrease in water content.

#### Compacted mixtures of clay-sand and silt-sand

7. From the test results of mixtures of clay-sand and silt-sand, it can be said that the tensile strength increases with the increase in the amount of finer particles.

8. Also, smaller the size of finer particles, higher the tensile strength of soil containing such fine particles.

#### Saturated clay

9. Relationship between tensile strength and consolidation stress for the saturated clay show that with the increase in the consolidation pressure, there is also an increase in the tensile strength.

### ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge Professor S. Akagawa and Mr. Y. Kudoh of Hokkaido University, Japan for their continuous inspiration in carrying out this research and for conducting suction tests of Kanto Loam soil, respectively. The authors would like to express their gratitude to Senior Researchers; Mr. N. Horii and Mr. S. Tamate and Researcher, Mr. T. Arika of National Institute of Industrial Safety, Japan, for their valuable suggestions and discussions during the experiments.

### REFERENCES

- 1) Ajaz, A. and Parry, R. H. G. (1975): Stress-strain behavior of two compacted clays in tension and compression, *Geotechnique*, **25**(3), 495-512.
- 2) Akagawa, S. (2001): Conditions required for initiating ice lens segregation in frost heaving, *Technical Report*, JGS, Hokkaido Branch, **41**, 133-138 (in Japanese).
- 3) Barzegar, A. R., Oades, J. M., Rengasamy, P. and Murray, R. S. (1995): Tensile strength of dry, remoulded soils as affected by properties of the clay fraction, *Geoderma*, **16**, 93-108.
- 4) Fang, H. Y. and Fernandez, J. (1981): Determination of tensile strength of soils by unconfined-penetration test, *Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740*, 130-144.
- 5) Heibrock, G., Zeh, R. and Witt, K. J. (2003): Tensile strength of compacted clays, from experimental evidence towards numerical modeling of unsaturated soils, *ICSMFE*, ISBN: 3540211217, 395-412.
- 6) Kawamura, Y., Itoh, K., Suenuma, N. and Katada, T. (2004): Model tests on bearing capacity of circular footings on dry silt, *Proc. 39th Jpn. Nat. Conf. Geotech. Engrg.*, 696/E-03, 1389-1390 (in Japanese).
- 7) Kohgo, Y., Nakano, M. and Miyazaki, T. (1993a): Theoretical aspects of constitutive modeling for unsaturated soils, *Soils and Foundations*, **33**(4), 49-63.
- 8) Krishnayya, A. V. G., Eisenstein, Z. and Morgenstern, N. R. (1974): Behavior of compacted soil in tension, *Geotech. Engrg. Div., ASCE*, **100**(GT9), 1051-1060.
- 9) Mitachi, T., Kudoh, Y. and Tushima, M. (2001): Evaluation of in-situ undrained strength of soft soil deposits by use of unconfined compression test with suction measurement, *Soils and Foundations*, **41**(5), 61-71.
- 10) Mosaid, A. (1981): Tensile properties of compacted soils, *Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740*, 207-225.
- 11) Narain, J. and Rawat, P. C. (1970): Tensile strength of compacted soils, *J. Soil Mech. Found., ASCE*, **96**(6), 2185-2190.
- 12) Ohkubo, S., Fukui, K. and Kimura, A. (2002): Dynamic quality and constitution equation for Dotan soil, *Tunnel and Underground*, **33**(1), 45-50 (in Japanese).
- 13) Ono, N., Mochizuki, A., Kurosaki, H. and Ueno, K. (2003): Trial tests with compressive and tensile strength measuring apparatus, *58th Annu. Meet. Jpn. Soc. Civil Engineers*, JSCE, 337-338 (in Japanese).
- 14) Sasaki, Y., Inagawa, N., Saito, K., Tobita, Y. and Yamaguchi, A. (2003): Development of tensile strength apparatus and problems during test, *Conf. Jpn. Soc. Civil Engineers*, JSCE, Northeast Branch, 386-387 (in Japanese).
- 15) Suzuki, T., Umei, T. and Sunaga, F. (1998): A research on the tensile strength of cement treated soils, *53rd Annu. Meet. Jpn. Soc. Civil Engineers*, JSCE, 600-601 (in Japanese).
- 16) Tang, G. X. and Graham, J. (2000): A method for testing tensile strength in unsaturated soils, *Geotech. Test. J., GTJODJ*, **23**(3), 377-382.
- 17) Tschebatorioff, F. P., Ward, E. R. and De Phillipe, A. A. (1953): The tensile strength of disturbed and recompacted soils, *Proc. 3rd ICSMFE*, **1**, 207-210.
- 18) Yao, S., Masui, T. and Ito, A. (2002): The relationship between tensile strength and the state of water in Kaolin clay, *47th Symp. Geotech. Symp.*, 127-132 (in Japanese).

# 軟岩切土法面における岩盤崩壊の地質的素因と不連続面のせん断強度

## Geological factors of rock collapse and shear strength of discontinuous plane on the cut slope of soft rock

小松順一<sup>a)</sup>\*・村岡 洋<sup>a)</sup>・阿部真郎<sup>a)</sup>・三田地利之<sup>b)</sup>

Junichi KOMATSU, Hiroshi MURAOKA, Shinro ABE and Toshiyuki MITACHI

### Abstract

The gradient of a cut slope is generally decided based on the standard gradient. In the Neogene sedimentary soft rock area in the Tohoku District, however, there are many cases of incipient rock collapse with discontinuous plane.

We have measured the shear strength of various discontinuous planes using a newly devised method of simplified in-situ shear test and reported part of the results.

After investigating the geological factors of collapse and formation of discontinuous plane in the observation results of the rock collapse case, this paper verifies and inquires into the shear strength of discontinuous plane, which was obtained from the investigation results.

The results revealed that the angle of shear resistance on the bedding plane, which mainly forms Neogene in Tohoku District, shows smaller value than the value of the cut slope gradient of the soft rock in Neogene, which is used for design guidelines.

The above study is considered to be an important index to quantitatively plan the excavation of soft rock in Neogene System in Tohoku District.

**Key words :** soft rock, cut slope, discontinuous plane, rock collapse, shear strength

### 和文要旨

切土法面勾配は設計指針等に示されている標準勾配を基準として決定される場合が多い。しかしながら、東北地方の新第三紀層堆積軟岩地帯では不連続面を崩壊面とする初生的な岩盤崩壊が数多く発生している。筆者らは新たに考案した簡易原位置せん断試験方法を用いてさまざまな不連続面のせん断強度を測定し、これまでその一部を報告してきた。本研究ではこれまでの岩盤崩壊事例の観察結果より、崩壊や不連続面の形成に関する地質素因を整理し、その結果を基にこれまで得られた不連続面のせん断強度に関して検証し、考察を行った。その結果、東北地方の新第三紀層における、主として層理面のせん断抵抗角は設計指針等に示されている新第三紀層軟岩の切土法面勾配より小さい値を示すものが多いことが明らかになった。

以上は、東北地方新第三系の軟岩を対象とした切土法面の安定性を定量的に評価する上で重要な指標になると考えられる。

キーワード：軟岩、切土法面、不連続面、岩盤崩壊、せん断強度

### 1. はじめに

東北地方においては、岩盤からなる切土法面の初生岩盤崩壊が数多く発生している（小松ほか、2002）。

本来、不連続面が存在する斜面の切土法面勾配などの決定は不連続面のせん断強度を考慮し、法面の安定解析を行って決定するべきである。しかし、一般に切土法面勾配は設計指針等に示されている標準勾配を基準として決定されているのが実状である（例えば日本道路協会、1999）。

これまでの不連続面のせん断強度に関する研究としては不連続面の粗さをJRC (Joint Roughness Coeficient) で表し、充填物のない不連続面の実験的なせん断強度式を提案したBarton (1973) の報告や、モデルジョイントがせん断される過程をすべりが卓越する領域と削れが卓越する領域に分けてせん断強度式を提案したPatton (1966) の報告、不連続面がせん断される場合はすべりと岩石表面の削れが混在しているとして、エネルギー収支の考察からせん断強度式を提案したLadanyi and Ar-

chambault (1970) の報告、さらには矢野ら (2002) による凹凸を有する不連続面の基本的な挙動を把握するために垂直応力一定一面せん断試験を行って、不連続面の粗さに統計的なパラメータを導入したせん断強度式の提案などがある。しかしこれらの研究成果は不連続面の力学特性の解明に貢献してきてはいるが、理論と実験結果からの推定式が主であり、直接不連続面のせん断強度を取り扱ったものではない。一方、山本ら (1999, 2000, 2001a, 2001b) は簡易現場せん断試験機を開発し、せん断箱に供試体を入れた試験によりせん断強度を求めているが、成形可能な軟岩に限定される。また、現場せん断試験の実施が困難な場合には、現地でみられた不連続面を室内で模造した供試体に対して一面せん断試験を実施している。

以上のように、これまで我が国の第三系を対象にした軟岩の不連続面のせん断強度は、一部成形可能な軟岩のみでしか明らかにされていないのが現状である。

筆者らは一軸圧縮強度が数Mpa以上の成形困難な軟岩の層理面を主な対象とした簡易原位置せん断試験方法を考案し、不連続面のせん断強度を測定してきた（小松ほか、2004）。ここではさらに新たな試験データを追加し、同時に事例を基に岩盤崩壊と不連続面に関する地質

\* 連絡著者 / corresponding author

a) 奥山ボーリング株式会社  
Okuyama Boring Co., Ltd.  
〒013-0046 秋田県横手市神明町10-39  
10-39, Shinmei-chou, Yokote, Akita, 013-0046, Japan

b) 北海道大学大学院工学研究科  
Graduate School of Eng. Hokkaido Univ.

的素因や発生誘因に関する検討を行った。また、測定結果によるせん断強度の適用性に関しては崩壊現場の安定解析によって検証した。

以上の結果は、東北地方新第三系の軟岩を対象とした切土法面の安定性を定量的に評価する上で重要な指標になると考えられる。

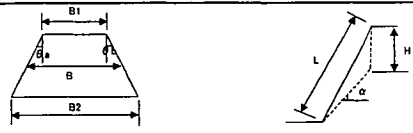
2. 軟岩切土法面の崩壊事例および発生素因・誘因

2.1 崩壊事例

表-1は筆者らがこれまで確認した16地区、42地点の軟岩切土法面の崩壊形状と崩壊規模の事例である。これらの法面勾配は岩盤を対象としており、ほとんどが1:1.0もしくは1:1.2である。切土から崩壊までの時間はB地区で5年程度、K地区で8ヶ月程度、その他の地区では1ヶ月程度以内の短期間で発生している場合が多い。

表-1 事例から見た崩壊形状と崩壊規模

Table 1 Shape and scale of collapse observed in a case



時代	層序	地質	地区名	崩壊形状・規模						α°の範囲と(平均値)	
				B (m)	L (m)	H (m)	θ a (°)	θ b (°)	α (°)		
新第三紀	天徳寺層	緑灰色シルト岩	A(秋田県由利)	1	44.5	18.0	5.0	32	13	13	9° ~ 30° (15.1°)
			B(秋田県男爵)	2	17.0	13.5	7.0	17	14	13	
			C(秋田県秋田)	3	21.0	30.0	8.0	11	27	30	
	船川層	黒色泥岩	D(秋田県秋田)	4	26.0	10.0	4.0	31	19	20	13° ~ 38° (23.3°)
			E(秋田県秋田)	5	4.0	5.0	1.0	55	45	36	
			F(秋田県井川)	6	18.0	18.0	3.0	59	37	20	
			G(秋田県岩城)	7	10.0	7.0	2.0	23	45	20	
			H(秋田県雄物)	8	25.0	23.0	5.0	50	40	20	
			I(秋田県雄物)	9	5.7	3.0	1.3	65	40	20	
			J(秋田県雄物)	10	15.0	5.0	2.5	30	50	15	
K(秋田県雄物)			11	45.0	33.0	7.0	0	17	21		
L(秋田県雄物)			12	6.5	13.0	1.3	30	18	20		
M(秋田県雄物)			13	9.5	14.0	4.0	19	19	28		
女川層	硬質泥岩	N(秋田県山内)	14	23.0	25.0	5.0	49	20	-	20° ~ 38° (24.6°)	
		O(秋田県山内)	15	12.0	10.0	2.0	31	22	-		
		P(秋田県雄物)	16	14.5	15.0	3.0	45	15	-		
西黒沢層	泥岩・凝灰岩	Q(福島県岩手)	17	5.0	6.0	0.3	27	0	-	22°	
		R(福島県岩手)	18	5.0	9.0	3.0	9	24	32		
		S(福島県雄勝)	19	33.5	27.0	7.0	14	53	10		
		T(秋田県雄物)	20	20.0	33.0	9.0	0	30	20		
		U(秋田県雄物)	21	1.0	10.0	3.0	35	11	20		
		V(秋田県雄物)	22	16.0	20.0	4.0	39	45	20		
		W(秋田県山内)	23	26.5	27.0	5.0	31	22	20		
		X(秋田県山内)	24	7.0	14.0	2.0	12	18	38		
		Y(秋田県男爵)	25	15.0	16.0	3.0	47	0	-		
		Z(秋田県男爵)	26	22.5	20.0	3.0	9	18	22		
西黒沢層	泥岩・凝灰岩	aa(秋田県大内)	27	7.0	11.5	2.0	11	6	-	-	
		ab(秋田県大内)	28	16.5	13.0	2.5	43	21	-		
		ac(秋田県大内)	29	15.0	16.0	3.0	47	0	-		
		ad(秋田県大内)	30	65.0	70.0	7.0	7	18	-		
		ae(秋田県大内)	31	6.5	13.0	4.0	21	35	-		
		af(秋田県大内)	32	13.2	20.0	7.0	45	11	-		
		ag(秋田県大内)	33	9.0	11.5	3.0	11	11	-		
		ah(秋田県大内)	34	9.0	20.0	3.0	20	9	-		
		ai(秋田県大内)	35	5.5	9.0	3.0	0	31	-		
		aj(秋田県大内)	36	19.2	15.0	5.0	34	20	-		

崩壊の平均幅Bは20m以下が75%、崩壊長さLは20m以下が80%、崩壊深さHは5m以下が80%である。すべり面の傾斜角αはいずれも軟岩の標準切土勾配である1:0.5(63°)~1:1.2(40°)より小さく、20°~25°程度が最も多い(図-1)。

このようなすべり面角度や崩壊形状は、すべり面となる不連続面の成因や性状およびその強度、さらには移動岩盤の物性などの影響を受けているものと考えられる。

以下、表-1より弱面の種別、地質および地質構造などの違いを考慮していくつか代表的な事例を紹介する。

a) 硬質泥岩層の層理面をすべり面とした事例

写真-1は福島県会津地方の西黒沢層に対比される硬質泥岩層(表-1のO地区)で発生した事例である。崩壊法面頭部付近にはN-S性の背斜軸を有する背斜構造が認められる。また、崩壊地には斜交する亀裂(層理面を主とする「不連続面」と区別し、本稿では節理等の意味で使用)が発達し、側面はこの亀裂に沿って崩壊している。写真-1の亀裂方向を示すローズダイヤグラムでは褶曲軸方向とこれに直交および斜交する方向の計4方向の亀裂が卓越する。岩盤崩壊は褶曲軸方向の亀裂を頭部とし、褶曲軸に直交および斜交する方向の亀裂を側面として発生している。法面は軟岩の標準勾配である1:1.0の勾配で切土されたが、傾斜角22°の層理面に沿って異なる深度の層理面上で2度崩壊している。層理は約30~50cmの間隔で発達し、層理面には厚さ1~2mmの粘土が付着している。これらの薄層粘土は背斜構造形成時のフレキシユラルスリップ褶曲に伴う層面すべ

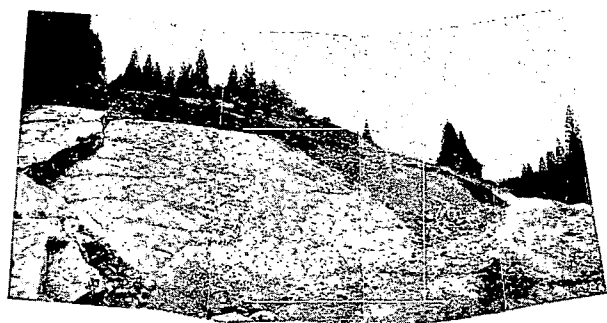
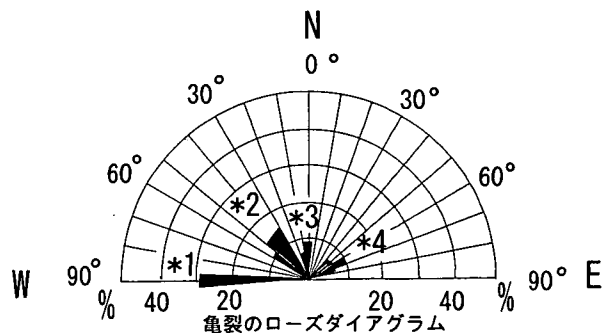


写真-1 西黒沢層硬質泥岩の崩壊状況(福島県会津地方) -表-1のO地区-  
Photo 1 Conditions of collapse of hard mudstone in the Nishikurosawa strata (Aizu area, Fukushima Prefecture) -O-Zone, Table 1-

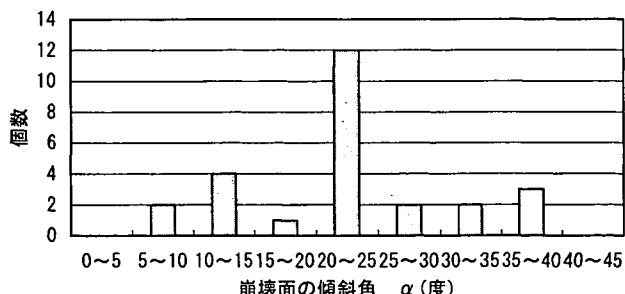


図-1 崩壊面の傾斜角分布図  
-表-1より作成-

Fig. 1 Distribution map of dip angle of the collapsed plane  
-Drawn using Table 1-

りによって形成されたものと判断される。岩盤崩壊はこの層理面の薄層粘土をすべり面として順次初生的に発生している。

b) 黒色泥岩層の層理面をすべり面とした事例

写真-2 は秋田県中央部出羽丘陵地内の船川層に対比される黒色泥岩層 (表-1 のF-1 地区) で発生した事例である。250m程の区間で1:1.0~1:1.2の勾配で切土された法面の5箇所で崩壊が発生したため、1:2.0の勾配で切り直したが再度崩壊した事例である。崩壊は傾斜角20°の凹凸がない平滑な層理面に沿って発生している。崩壊箇所の上部および写真右側の斜面は褐色に風化した泥岩が分布しており、切土直後から1~2mmの開口亀裂が認められた。この亀裂が時間経過と共に拡大し、3週間後の降雨時に崩壊に至っている。崩壊直後、滑落崖の黒色泥岩の開口亀裂からは地下水の湧出が認められている。また崩壊直後のすべり面には水膜が張り付き、歩行することが困難な状態であった。崩壊した泥岩塊は最大で80cm程度の立方体を成し、崩壊方向に直交~斜交する面は一部褐色化している。このことは崩壊発



写真-2 船川層黒色泥岩の崩壊状況(秋田県中央部出羽丘陵) —表-1 のF地区—

Photo 2 Conditions of collapse of black mudstone in the Funagawa strata (Dewa Hill, central area of Akita Prefecture) —F-Zone, Table 1 —

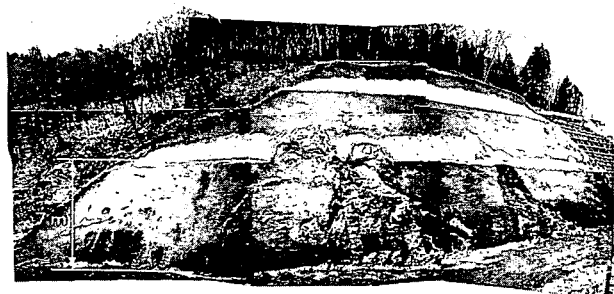


写真-3 船川層黒色泥岩の崩壊状況(秋田県由利郡出羽丘陵) —表-1 のG地区—

Photo 3 Conditions of collapse of black mudstone in the Funagawa strata (Dewa Hill, Yuri District, Akita Prefecture) —G-Zone, Table 1 —

生前に、亀裂に降雨、融雪水が浸透していたことを示唆している。

写真-3 は秋田県由利郡出羽丘陵地内の船川層黒色泥岩層 (表-1 のG-1 地区) で発生した事例である。1:1.0の勾配で切土された法面で、38°の傾斜を為す層理面をすべり面として風化した泥岩が2箇所で崩壊している。すべり面および崩壊箇所側方部で確認される亀裂面は水でぬれており、亀裂面の一部にはスラリー粘土が挟在している。降雪初期の融雪水が誘因となったものと考えられる。

c) 地層の破砕面をすべり面とした事例

写真-4 は秋田県由利郡出羽丘陵地内の西黒沢層に対比される凝灰岩層・黒色泥岩層 (表-1 のP-4 地区) で発生した事例である。付近には玄武岩の貫入が見られ、泥岩や凝灰岩との境界部では方向の不規則な破砕面が数多く認められる (写真-5)。これらの破砕面は鏡肌を伴って粘土化した凝灰岩が主体である。また、粘土には

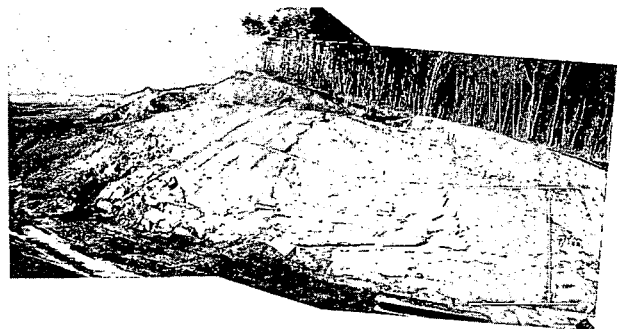


写真-4 西黒沢層の凝灰岩、黒色泥岩に発生した崩壊状況 —法面は植生マットで保護されている—(秋田県由利郡出羽丘陵) —表-1 のP地区—

Photo 4 Conditions of collapse generated in tuff and black mudstone of the Nishikurosawa strata—The slope is protected with a vegetation mat. — (Dewa Hill, Yuri District, Akita Prefecture) — P-Zone, Table 1 —

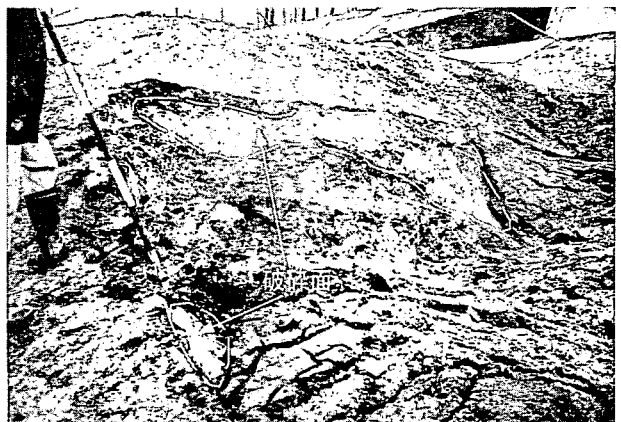


写真-5 鏡肌を伴って不規則な方向に発達する破砕面 —写真-4 の崩壊地—

Photo 5 Fractured plane developing with slickenside in irregular directions —Collapsed ground shown in Photo 4 —

黄鉄鉱が多く見られ、熱水変質を被っていることが示唆される。当初、固結した凝灰岩や泥岩を想定して1:1.0、もしくは1:1.2で切土された法面は、不規則な方向の破砕面をすべり面とした崩壊を繰り返している。

写真-6は秋田県雄勝郡地内の船川層に対比される凝灰岩・黒色泥岩層（表-1のJ地区）の小規模な断層破砕帯で発生した事例である。切土法面中には多くの不規則な方向の鏡肌を伴う破砕面が確認された。崩壊はこの破砕面をすべり面として切土後2~3日で発生している。

写真-7は秋田県横手市における女川層~船川層に対比される硬質泥岩層および黒色泥岩層（表-1のK地区）において発生した事例である。一帯には地層堆積時のスランピングによる異常堆積構造とそれに伴う多くの弱面が認められ、崩壊はこの弱面に沿って切土から約8カ月後に発生している（阿部ほか、2001、2004）。当初1:1.0の勾配で切土された法面にスランピングに伴って形成されたと推察されるせん断面が認められた。切土後約4ヶ月後にはこのせん断面に沿って地下水の滲出が認められ、一部法面のはらみだしが顕著になってきた。さらに4ヶ月後に崩壊が発生したが、そのすべり面は地下水の滲出が認められたせん断面であることが現地調査で確認された。

## 2.2 岩盤崩壊の地質的素因および発生誘因

東北地方における軟岩切土法面の岩盤崩壊は事例で紹介したように、地層の堆積構造としての層理面、断層もしくは火山岩の貫入に伴って形成された破砕面、さらに

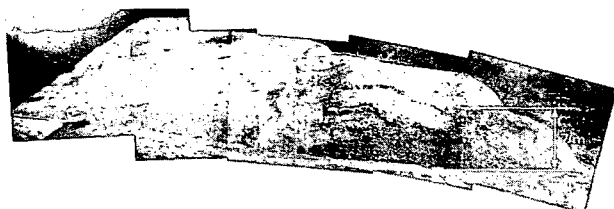


写真-6 船川層の凝灰岩、泥岩層に発生した崩壊状況（秋田県雄勝郡）—表-1のJ地区—  
Photo 6 Conditions of collapse generated in the stratum of tuff and mudstone in the Funagawa strata (Oga District, Akita Prefecture) —J-Zone, Table 1—



写真-7 船川層の硬質泥岩、黒色泥岩層に発生した崩壊状況（秋田県横手市）—表-1のJ地区—  
Photo 7 Conditions of collapse generated in the stratum of hard mudstone and black mudstone in the Funagawa strata (Yokote City, Akita Prefecture) —J-Zone, Table 1—

は過去の海底地すべりに伴うせん断面などの不連続面をすべり面として発生している。これら不連続面に伴う粘土や鏡肌、さらに岩盤の規則的な亀裂の一部は褶曲構造の発達に伴って形成されている。

このほか、数地区において、切土後数ヶ月以上の時間を経て発生している岩盤崩壊は、中川・遠藤（2004）が報告しているようにスレーキングや膨潤などの岩盤自体の物性を素因としてしていると考えられる。誘因としては、雨水や融雪水による間隙水圧の作用や、不連続面の強度低下等が考えられる。

## 3. 不連続面のせん断強度

### 3.1 簡易せん断試験方法

写真-8は整形が困難なため、せん断箱に供試体をセットできない軟岩の不連続面のせん断強度を得ることを目的として考案した試験方法である。供試体には人力かりんぐ状の鋼製おもり、あるいはその両方による垂直力Nを載荷し、その力を一定に保ったままの状態でも人力によりせん断し、垂直応力( $\sigma N$ )—せん断応力( $\sigma T$ )の関係からせん断強度パラメータを求めるものである。なお、人力載荷する垂直力は荷重計（容量1kN）、せん断力はばねばかり（秤量0.2kNおよび1kN）で測定している。せん断変位量は30mm程度を目安としている。供試体は試験の対象となる岩盤ブロックの周辺を切断し、分離して作成する。切断は岩盤の硬さによりダイヤモンドカッターやメタルソーを使用している。供試体の大きさは10cm四方、高さは4cm程度を目安としている。なお、こ



写真-8 簡易せん断試験方法  
Photo 8 Method of simplified shear test

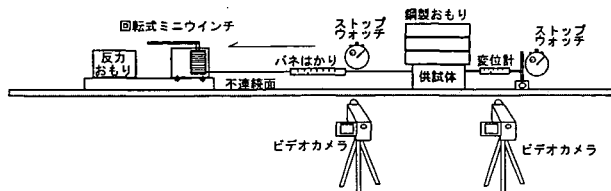


図-2 室内せん断試験概要図  
Fig. 2 Schematic diagram of interior shear test

の簡易せん断試験方法はせん断時の垂直力, せん断力およびせん断速度を完全には制御できないため, せん断強度に誤差を生ずる可能性が危惧された。図-2は原位置での簡易せん断試験結果の精度を確認するための室内せん断試験装置である。ビデオカメラは変位量, せん断力を測定するためのものである。垂直力を鋼製おもりで, せん断力を回転式ウインチで載荷することにより垂直力, せん断力, せん断速度の制御精度を上げ, 簡易せん断試

験結果との比較を試みている。

### 3.2 不連続面のせん断強度測定結果と考察

#### 3.2.1 地層および地質毎のせん断強度

せん断試験は, 不連続面がすべり面となって発生した崩壊箇所頭の頭部あるいは側方部の未崩壊部の不連続面(表-1のF地区, G地区, O地区)と, 崩壊地以外の第三系軟岩の代表的な層理面を対象として行った。図-3は垂直応力( $\sigma N$ ) - せん断応力( $\sigma T$ )関係図である。図-

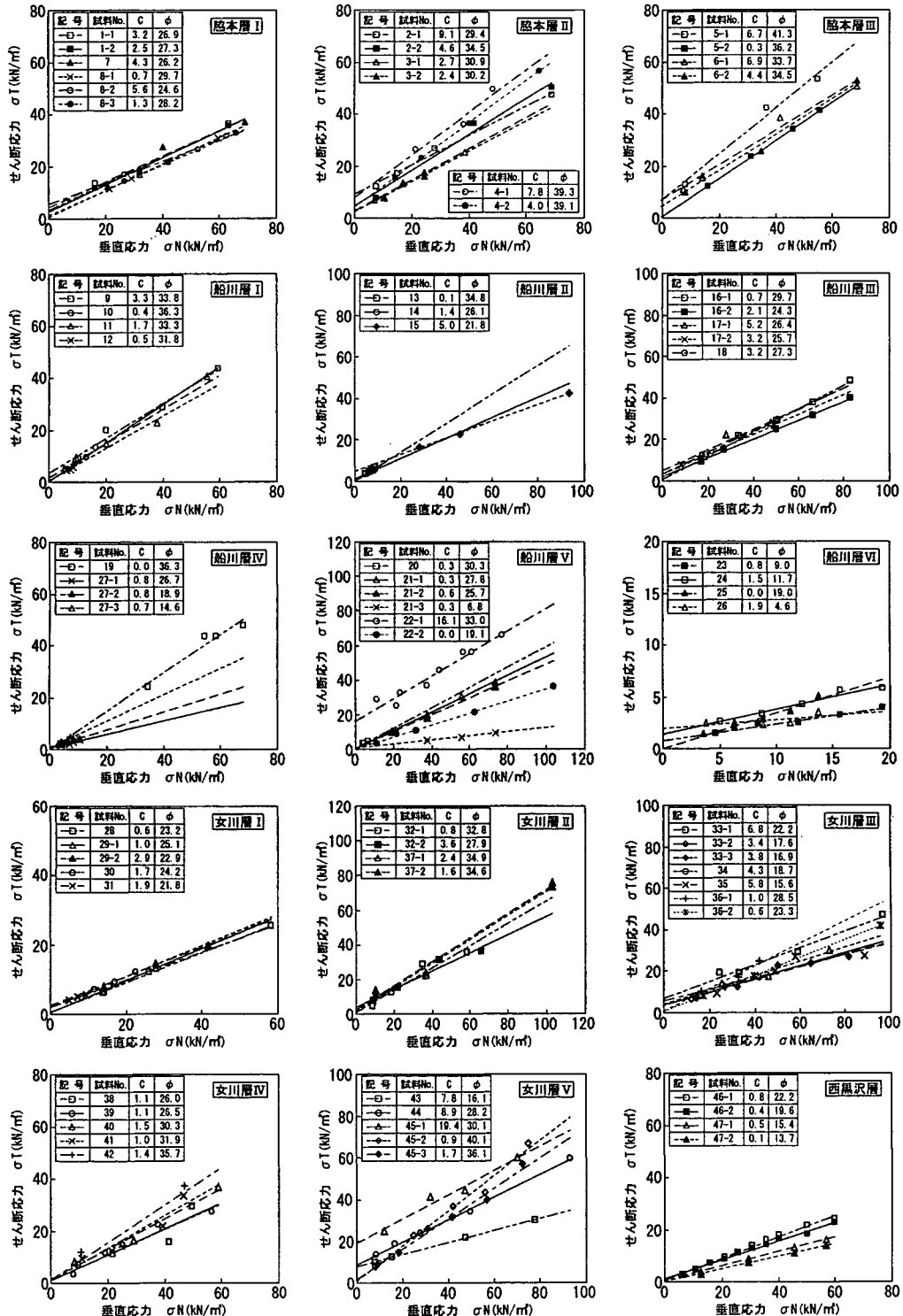


図-3 不連続面のせん断強度試験結果による $\sigma N \sim \sigma T$ の関係図  
Fig. 3 Relation of  $\sigma N - \sigma T$  resulted from the shear test of discontinuous plane



4は図-3より求めた不連続面のせん断強度を地質時代毎の不連続面の種別に分類し, 粘土などの挟在物の有無, 水でぬれていない状態やぬれた状態などの条件のもとでの値をまとめたものである。

粘着力Cは測定値の95%以上が10kN/m<sup>2</sup>以下を, 80%以上は5kN/m<sup>2</sup>以下を示している。崩壊が発生した3地区でのCはいずれも1kN/m<sup>2</sup>以下と小さい。この値は切

土法面勾配の安定度を検討するうえで, 無視し得る値であると判断される。

次に地層および地質毎のせん断抵抗角について述べる。

脇本層における試験は粘土などが挟在していないシルト岩, 砂岩, 凝灰岩の層理面を対象としている。シルト岩の層理面のせん断抵抗角φは27°が示されている。砂岩の場合, 水でぬれていない状態でのφは29°~41°(5

時代	層序	不連続面の状況	試験番号	せん断抵抗角 φ (°)					粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	備考		
				0	10	20	30	40				
新 第 三 紀	脇本層	シルト岩中の層理面	1-1	[Bar chart]					3.2			
			1-2	[Bar chart]					2.5			
			2-1	[Bar chart]					9.1			
			2-2	[Bar chart]					4.6			
			3-1	[Bar chart]					2.7			
			3-2	[Bar chart]					2.4			
			4-1	[Bar chart]					7.8			
		砂岩中の層理面	4-2	[Bar chart]					4.0			
			5-1	[Bar chart]					6.7			
			5-2	[Bar chart]					0.3			
			6-1	[Bar chart]					6.9			
			6-2	[Bar chart]					4.4			
			7	[Bar chart]					4.3			
			8-1	[Bar chart]					0.7			
	船川層	細粒凝灰岩中の層理面	8-2	[Bar chart]					5.6			
			8-3	[Bar chart]					1.3			
			9	[Bar chart]					3.3	表-1、F地区		
		黒色泥岩中の層理面	粘土挟在無し	10	[Bar chart]					0.4	"	
				11	[Bar chart]					1.7	"	
				12	[Bar chart]					0.5		
				13	[Bar chart]					0.1		
				14	[Bar chart]					1.4		
				15	[Bar chart]					5.0		
				16-1	[Bar chart]					0.7		
	16-2			[Bar chart]					2.1			
	17-1			[Bar chart]					5.2			
	17-2			[Bar chart]					3.2			
	18			[Bar chart]					3.2			
	船川層			細粒凝灰岩中の層理面	19	[Bar chart]					0.0	
					20	[Bar chart]					0.3	
				黒色泥岩中の層理面	フィルム状粘土	21-1	[Bar chart]					0.3
		21-2	[Bar chart]					0.6				
		スラリー粘土	21-3		[Bar chart]					0.3		
			22-1		[Bar chart]					16.1		
		薄層粘土	22-2		[Bar chart]					0.0		
			23		[Bar chart]					0.8		
		褐鉄鉱	24		[Bar chart]					1.5		
			25		[Bar chart]					0.0		
	26		[Bar chart]					1.9				
	26		[Bar chart]					0.8	表-1、G地区			
	黒色泥岩中の亀裂面	粘土挟在無し	27-1	[Bar chart]					0.8	"		
			27-2	[Bar chart]					0.8	"		
			27-3	[Bar chart]					0.7	"		
	女川層	硬質泥岩中の層理面	粘土挟在無し	28	[Bar chart]					0.6		
				29-1	[Bar chart]					1.0		
				29-2	[Bar chart]					2.9		
				30	[Bar chart]					1.7		
31				[Bar chart]					1.9			
風化粗粒凝灰岩中の層理面		粘土挟在無し	32-1	[Bar chart]					0.8			
			32-2	[Bar chart]					3.6			
強風化細粒凝灰岩中の層理面		粘土挟在無し	33-1	[Bar chart]					6.8			
			33-2	[Bar chart]					3.4			
			33-3	[Bar chart]					3.8			
			34	[Bar chart]					4.3	鏡肌		
硬質泥岩と風化粗粒凝灰岩の層理面		薄層粗粒土	35	[Bar chart]					5.8	鏡肌		
			36-1	[Bar chart]					1.0			
			36-2	[Bar chart]					0.6			
			37-1	[Bar chart]					2.4			
硬質泥岩中の層理面		薄層粗粒土	37-2	[Bar chart]					1.6			
	38		[Bar chart]					1.1				
	39		[Bar chart]					1.1				
	40		[Bar chart]					1.5				
砂岩層中の層理面	薄層粘土	41	[Bar chart]					1.0				
		42	[Bar chart]					1.4				
		43	[Bar chart]					7.8	薄層粘土の含水比108%			
		44	[Bar chart]					8.9	薄層粘土の含水比59%			
		45-1	[Bar chart]					19.4	砂分を混入し厚さ1~2mm			
西黒次層	硬質泥岩中の層理面	粘土挟在無し	45-2	[Bar chart]					0.9			
			45-3	[Bar chart]					1.7			
			46-1	[Bar chart]					0.8	表-1、O地区		
			46-2	[Bar chart]					0.4	"		
			47-1	[Bar chart]					0.5	"		
		薄層粘土	47-2	[Bar chart]					0.1	"		

凡例  
 ■ 水でぬれていない状態 □ 水でぬれた状態 ▨ スラリー状態  
 試験番号の網掛けは、試験が変位していないことを示している

図-4 不連続面の種別と簡易せん断試験結果

—小松ほか(2004)に加筆, 修正して作成—

Fig. 4 Types of discontinuous plane and the results of simplified shear test

—Prepared on the basis of the corrected test results made by Junichi KOMATSU, et al. (2004)—

試料)である。細粒凝灰岩の場合は $25^{\circ}\sim 30^{\circ}$  (2試料)である。本層の場合、水でぬれていない状態と水でぬれた状態での差異はほとんど生じていない。

船川層の場合は黒色泥岩と凝灰岩の層理面を試験の対象としている。層理面に粘土などの挟在物がなく、水でぬれていない状態での黒色泥岩の $\phi$ は $26^{\circ}\sim 30^{\circ}$  (5試料)と $32^{\circ}\sim 36^{\circ}$  (5試料)の値で各々が50%程度に分かれる。水でぬれた状態での $\phi$ は $4^{\circ}\sim 5^{\circ}$  (2試料)低下している。また、粘土が付着している場合、水でぬれていない状態での $\phi$ は $28^{\circ}\sim 33^{\circ}$  (3試料)と比較的高い値が示されているが、水でぬれた状態では $19^{\circ}\sim 26^{\circ}$  (2試料)に低下している。褐鉄鉱が付着し、かつ水でぬれた状態では $5^{\circ}\sim 19^{\circ}$  (4試料)に低下している。スラリー粘土を挟在する場合の $\phi$ は1試料のみであるが $7^{\circ}$ と低い値が示されている。細粒凝灰岩の場合、粘土などの挟在物がなく、水でぬれていない状態での $\phi$ は1試料のみではあるが $36^{\circ}$ の値が示されている。黒色泥岩では亀裂面に沿ってくさび状に滑動する場合がみられるが、水でぬれていない状態での亀裂面の $\phi$ は1試料のみの値であるが $27^{\circ}$ が示されている。しかし、水でぬれた状態では $19^{\circ}$ に低下している。スラリー粘土が付着すると $15^{\circ}$ まで低下している。

女川層の場合は硬質泥岩、凝灰岩、砂岩の層理面を対象としている。硬質泥岩で粘土などが挟在していない場合、水でぬれていない状態での $\phi$ は $22^{\circ}\sim 25^{\circ}$  (4試料)であり、水でぬれた状態での $\phi$ は1試料のみであるが $2^{\circ}$ 低下している。硬質泥岩が粗粒な土を挟在する場合、水でぬれていない状態では $26^{\circ}\sim 32^{\circ}$  (4試料)とやや高い値が示されている。硬質泥岩と風化粗粒凝灰岩による層理面が粗粒な土を挟在する場合、1試料のみであるが $35^{\circ}$ が示されている。この場合、水でぬれた状態でも $\phi$ の変化がみられない。風化した軟質な細粒凝灰岩が水でぬれていない状態での $\phi$ は $16^{\circ}\sim 29^{\circ}$  (6試料)で、特に鏡肌を有している場合には $16^{\circ}\sim 19^{\circ}$  (2試料)と小さい値が示されている。水でぬれた状態での $\phi$ は1試料のみであるが $17^{\circ}$ が示されている。粗粒凝灰岩の場合、1試料のみであるが水でぬれていない状態での $\phi$ は $33^{\circ}$ 、水でぬれた状態では $28^{\circ}$ といずれも細粒の場合と比較して大きい。粘土を挟在する場合で水でぬれていない状態の砂岩層理面では、 $16\sim 40^{\circ}$  (4試料)とばらつきが大きい。挟在する粘土の含水比が108%の場合の $\phi$ は $16^{\circ}$ 、59%の場合の $\phi$ は $28^{\circ}$ が示されている。 $\phi$ が $40^{\circ}$ の値を示しているのは砂分を混入する粘土の薄層 (1~2 mm) を挟在する場合である。水でぬれた状態での $\phi$ は1試料のみであるが $4^{\circ}$ の低下がみられる。

西黒沢層の硬質泥岩における層理面は粘土が挟在している場合、1試料のみであるが $15^{\circ}$ と低い値が示されており、水でぬれた状態ではさらに $2^{\circ}$ 低下している。

次に、これらの結果から東北地方の堆積軟岩を代表する砂岩 (シルト岩を含む)、凝灰岩、黒色泥岩、硬質泥

岩毎に不連続面のせん断抵抗角に関して考察する。

シルト岩や砂岩における層理面の $\phi$ のうち、粘土を挟在していない場合の $\phi$ は脇本層のみの試料であるが、シルト岩で $27^{\circ}$ 程度、砂岩で $29^{\circ}\sim 41^{\circ}$  (5試料)の値が示されている。砂岩の値は水でぬれた状態でも $30^{\circ}$ 以上で、凝灰岩や泥岩よりも高い傾向がみられる。このことは砂岩の層理面をすべり面とした岩盤崩壊が少ないことと調和する。砂岩に薄層粘土を挟在する場合の $\phi$ は女川層のみの試料であるが、 $\phi$ が $16\sim 40^{\circ}$  (4試料)とばらつきが大きい。挟在する粘土の含水比が高い場合の $\phi$ は $16^{\circ}$ 、低い場合は $28^{\circ}$ が示されている。 $\phi$ が $40^{\circ}$ の値を示しているのは粘土に砂分が混入している1~2 mmの薄層の場合である。

軟質な細粒凝灰岩の層理面の $\phi$ は $16^{\circ}\sim 36^{\circ}$  (9試料)が示され、そのうち8試料が $16^{\circ}\sim 30^{\circ}$ である。試料番号34および35のように過去の地すべりのものと思われる鏡肌を有している層理面の $\phi$ は $16^{\circ}\sim 19^{\circ}$ と小さい値が示されている。粗粒凝灰岩の層理面の $\phi$ は1試料のみであるが $33^{\circ}$ が示されており、細粒凝灰岩より大きい傾向がみられる。また水でぬれた場合、細粒凝灰岩ではほとんど変化がないが、粗粒凝灰岩では $5^{\circ}$ 程度低下 (女川層での事例)する傾向がみられる。粗粒凝灰岩や粘土化していない細粒凝灰岩の場合、硬質泥岩の層理面とほとんど類似したせん断抵抗角が得られているが、粘土化した軟質な細粒凝灰岩の場合の $\phi$ は小さく、特に鏡肌を有しているような場合の $\phi$ は $16^{\circ}$ 程度まで低下している。凝灰岩の場合は硬さ、粒度および鏡肌の有無によってせん断抵抗角が異なっている。我が国の地すべりには凝灰岩をすべり面とする事例が多い (阿部・横山, 1999) 理由の一つはこのような凝灰岩の性質によるものと考えられる。

黒色泥岩の層理面の $\phi$ は、水でぬれていない状態では粘土の挟在の有無に関わらず $26^{\circ}\sim 36^{\circ}$  (13試料)の値が示されている。しかし、水でぬれた状態での $\phi$ は $4^{\circ}\sim 5^{\circ}$ 程度低下する傾向がある。また層理面にスラリー粘土が付着している場合や褐鉄鉱の薄層が挟まれている場合には $5^{\circ}\sim 19^{\circ}$ と著しく小さな値が示されている。黒色泥岩の亀裂面での $\phi$ は1試料のみであるが $27^{\circ}$ が示されている。しかしこの場合も水でぬれた状態では $19^{\circ}$ まで低下している。表-1に示されるように黒色泥岩の岩盤崩壊が最も多い理由の一つとしては、このような水や挟在物の影響によるせん断抵抗角の低下が大きいことがあげられる。

硬質泥岩の層理面の $\phi$ は、粘土などが挟在していない場合で $22^{\circ}\sim 25^{\circ}$  (5試料)と泥岩自体が硬質であるにもかかわらず小さい値が示されている。薄層粘土が挟在する場合の $\phi$ は西黒沢層の1試料のみであるが、 $15^{\circ}$ と著しく低下する傾向がある。岩盤崩壊では岩盤の強度よりも層理面の強度が大きく関与していることを示す値であり、また、東北地方において女川層の地すべりが多い (千葉, 1998) 理由の一つと考えられる。水でぬれた場合の

$\phi$ の低下は黒色泥岩と比較して2°程度(2試料)と小さい傾向がある。

図-5は以上の地質毎の不連続面の状態(挟在物や面の水の状態)におけるせん断抵抗角の分布をまとめたものである。

これまで述べたとおり, 新第三紀層における不連続面の $\phi$ の97%が40°以下であり, 約半数は30°以下であることが明らかになった。このことは切土法面の勾配が軟岩を対象とした標準勾配である1:0.5(63°)~1:1.2(40°)で, 地層と法面の傾斜方向が一致する流れ盤の場合には側面のせん断抵抗にもよるが容易に崩壊しやすいことを示している。また, 不連続面が水にぬれることによる $\phi$ の低下や,  $\phi$ の小さい黒色泥岩の層理面の場合は十分注意する必要がある。

### 3.2.2 簡易せん断試験の精度に関して

当初, 供試体の作成段階で1~2cmの変位が生じることが多かったが, 供試体の切断方法を工夫することによって現在はかなり改善されてきている。図-4には一部供試体の変位した場合と変位しない場合の双方を記載している。供試体作成時の変位による不連続面の $\phi$ の差異は脇本層砂岩では認められず, 脇本層および女川層の凝灰岩では5°, 船川層黒色泥岩では1°程度低下している。以上より, 今回示した試験結果のうち, 軟質な凝灰岩の $\phi$ は真の値より5°程度低めに示されている可能性がある。

次に, 原位置での簡易せん断試験はせん断時の垂直力, せん断力およびせん断速度を完全に制御できないため,

せん断強度に誤差を生ずる可能性があった。このため, 図-2に示す室内せん断試験を実施している。試験片は泥岩, 凝灰岩, 砂岩を使用し, 簡易せん断試験方法と室内せん断試験方法での結果の差異を確認した。

図-6は垂直応力( $\sigma N$ ) - せん断応力( $\sigma T$ )の関係を, 図-7は変位( $\delta$ ) - せん断応力( $\sigma T$ )関係の一例を示したものである。なお, 図-6の方法a)は簡易せん断試験, b)は図-2による試験を表している。

粘着力Cは地質, 速度の違いに関係なく, いずれも3kN/m<sup>2</sup>以下で75%は2kN/m<sup>2</sup>以下である。試験方法, 速度の違いによるせん断抵抗角 $\phi$ の差異は1°~2°である。変位( $\delta$ ) - せん断応力( $\sigma T$ )関係では方法a)の垂直荷重が大きくなった場合, せん断応力がややばらつく傾向がある。なお, せん断変位 $\delta$ がゼロの段階でせん断応力 $\sigma T$ がゼロでない理由は, あるせん断応力に達するまで変位が生じないためである。

また, 簡易せん断試験における人力载荷での最大垂直応力は, 地層の層厚換算で5m程度(垂直応力/軟岩の単位体積重量)であり, 得られたせん断強度は軟岩切土法面での崩壊厚さが5m以内に適用される。事例で確認した崩壊厚さの約80%が5m以内であることを考えると得られたせん断強度の適用性は高いと判断される。もちろん, 崩壊厚さが5m以上の規模の岩盤地すべりの場合には別途検討するか5m以上の層厚を有する崩壊断面の安定解析を実施し, その適用性を検証する必要がある。

以上より, 簡易せん断試験は現場で直接, 不連続面のせん断強度を簡単に求める試験としては十分適用可能で

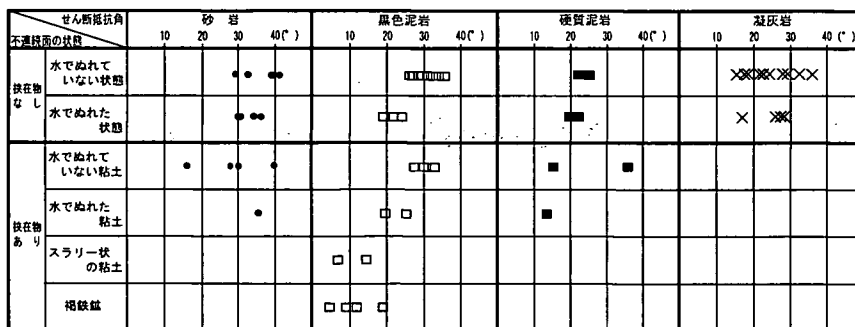


図-5 地質毎の不連続面の状態とせん断抵抗角分布図

Fig. 5 The state of discontinuity of each geological structure and distribution chart of shear resistance angle

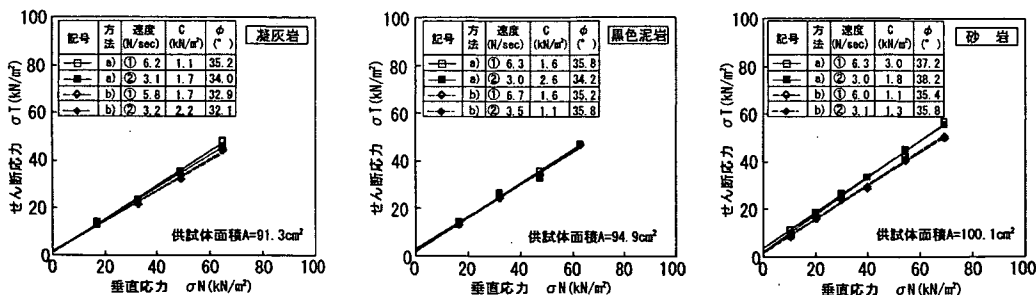


図-6 簡易せん断試験と室内せん断試験のせん断強度比較図

Fig. 6 Shear strength by index shear test and interior shear test (Comparison chart)

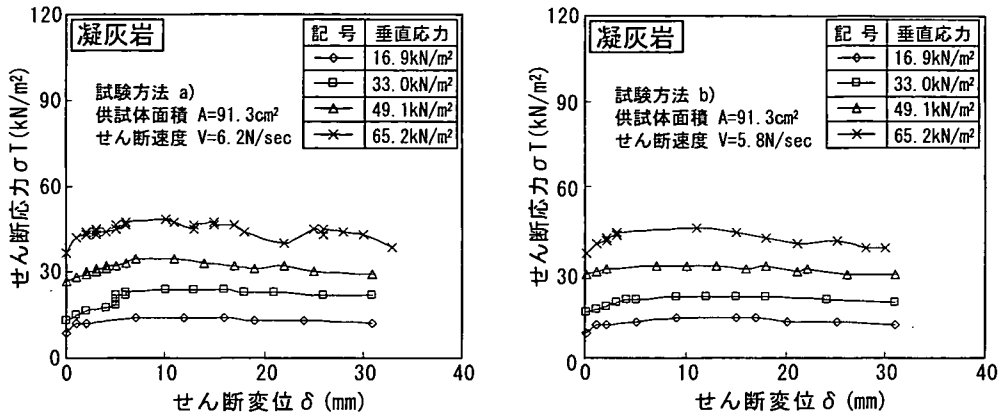


図-7 せん断変位(δ)とせん断応力(σT)の関係図  
Fig. 7 Relational chart between shear displacement (δ) and shear stress (σT)

あり、得られた値は安定度解析に使用可能であると判断される。

5. 不連続面のせん断強度を用いた切土法面の安定解析  
5.1 安定解析条件

不連続面で測定したせん断強度の切土法面への適用性を検証するために安定解析を行った。安定解析断面は崩壊形状が明らかになっている現場の断面を選定した。崩壊面のせん断強度はその崩壊地点で実施したせん断強度を用いた。ただし、せん断試験を実施していない地点については近くの同様の地質で実施したせん断強度を用いた。ここでは粘着力Cは極めて小さいため無考慮とした。

崩壊側面のせん断強度に関しては表-1、図-8に示すように、42地区のうち31地区(74%)が両方の側面、11地区(26%)が片方の側面が末端に広がるいわゆる末広りの形状を示し、崩壊側面のせん断抵抗をほとんど受けなくて崩壊していることが示唆される。例えば、表-1のC地区の事例では、図-9、写真-9に示したように崩壊側面の方向が亀裂の卓越する方向と一致し、側面の摩擦を避けるように亀裂に沿って斜面下方に末広りの形状をなして崩壊している。以上の理由によりここでの安定解析では側面摩擦力を考慮しない。

引張り部の粘着力Cは、頭部の亀裂面が茶褐色を呈していることから、崩壊以前に潜在的な亀裂が存在していたと考えられるため考慮しない。また、間隙水圧に関してはこれまで岩盤崩壊時の挙動を捉えた事例は少なく、不確定要素が大きいことよりやはりここでは考慮しない。安定計算式は層理面をすべり面とする板状の崩壊形態より、フェレニウス法による二次元解析を用いた。

5.2 安定解析結果と考察

図-10は安定解析断面と安全率を示したものである。なお、H地区は20mの崩壊層さを有するため、本来は今回得られたせん断強度の値を使用することには疑問が残る。しかし、ここでは崩壊厚さが5m以上の崩壊断面における、簡易せん断試験によって得られたせん断強度の適用性検証の1ケースとして、参考までに実施した。な

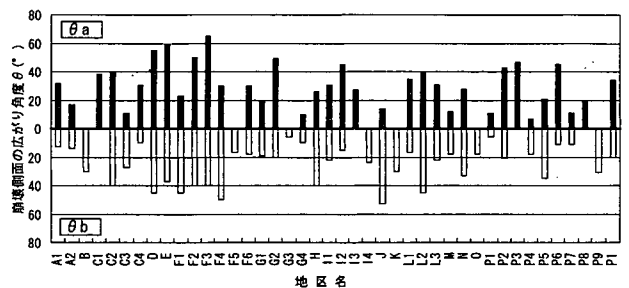


図-8 崩壊側面の広がり角度分布図  
—表-1のθaとθbの両方から作成—  
Fig. 8 Distribution map of the spread angle of the collapsed flank  
—Drawn from both θa and θb in the Table 1—

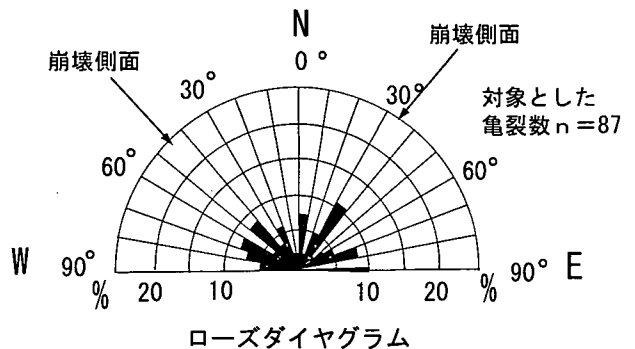


図-9 写真-9の崩壊地における亀裂のローズダイヤグラムと崩壊の側面角度  
Fig. 9 Rose diagram of fissuring and flank angle of collapse in the collapsed ground in Photo 9

お、図中の安全率は切土後における崩壊前の安全率を示している。安定計算結果、F-5地区は安全率Fs=1.27~1.38と臨界安全率であるFs=1.00を上回る。G-1地区ではFs=0.48~0.71とFs=1.00よりかなり小さい値が示された。その他の地区はFs=0.66~1.00となっている。

崩壊したにもかかわらず、Fs=1.00を大きく上回る安全率を示すF-5地区の崩壊岩塊は亀裂が発達し褐色化している。ここでは崩壊直後に滑落崖の亀裂から水の