

成層岩盤の内部崩壊に関する基礎的研究

村山 朔郎・石井 義明・松岡 元

FUNDAMENTAL STUDY ON THE INTERNAL FAILURE OF STRATIFIED ROCK

By *Sakuro* MURAYAMA, *Yoshiharu* ISHII and *Hajime* MATSUOKA

Synopsis

In order to investigate the internal failure in various stratified rock due to the local yield such as the local failure caused around the excavated tunnel, a model test was carried out by using a pile of blocks made of vinyl chloride. In the model test, the blocks was piled up in the horizontal, inclined and vertical strata and the internal failure in the stratified pile was simulated by gradually lowering a panel which forms a part of the horizontal base under the pile of blocks.

From the test results, it is observed that the failure zone may be classified into the primary failure zone which usually accompanies the lowering of the panel and the secondary failure zone which appears around it under a certain condition. Then the relation to determine the condition is studied. This condition is influenced by D/B (D : depth of the blocks, B : width of the lowering panel) and the critical values of D/B below which the secondary failure zone appears are obtained from the consideration of the failure mechanism. Furthermore the stability for the development of the failure zone caused by a litte disturbance is discussed.

1. 緒 言

均質な岩石は実際には比較的少なく、多くの岩石には節理、層理、片理あるいはひび割れなどのいわゆる岩目が存在する。これらの岩目には不規則なものもあるが、一定方向に発達して成層状態をなす場合も少なくない。成層岩には主方向にある主成層面のほかに、これとはほぼ直交する副層面が潜在していて一つの弱線を形成しているものが多い。

ここでは、例えばトンネル掘削時のように成層岩盤の内部を局部的に弛緩させた場合の崩壊機構を考察するため、典型的な一例として各種断面寸法の塩化ビニル製ブロックの積層体を地山材料に用いて、積層体の底部を局部的に沈下させる降下床 (lowering panel) の模型実験を行なった。このような模型実験は2. に後述するような若干の従来の研究があるが、ここではさらに広範囲にわたる実験結果にもとづき、水平、傾斜、鉛直の積層条件および種々のブロック断面寸法に対して総合的に崩壊現象を考察し、崩壊発生の限界を規定する計算式を誘導した。

2. 従 来 の 研 究

成層岩盤の内部崩壊とその崩壊にもとづく岩荷重、特にトンネル支保工に作用する地圧についての従来の研究には次のようなものがある。

K. Terzaghi¹⁾ はトンネル支保工に作用する最大の岩荷重を、現場の観察から地山の高さに換算してトンネル幅 B との関係で水平層のとき $0.5B$ 、鉛直層のとき $0.25B$ 、傾斜層のとき $(0.25 \sim 0.5)B$ と推定している。

村山²⁾ は現場の観察および模型実験結果から一方向に岩目のある岩石中のトンネルについて考察し、掘削による岩目と直角方向の圧力の増大、薄層からなる岩盤の座屈の破壊現象および拘束圧の減少による岩目間の摩擦抵抗の激減が、落石や落盤発生に重要な原因となる場合があることを述べている。

F. Jaecklin³⁾ は成層岩盤中のトンネル上部の崩壊現象を、崩壊面を仮定して岩盤の自重と摩擦力のモーメントのつりあいから説明し、Terzaghi の提案したトンネル上部の三角形アーチの安定角の算出を試みている。

また、D. H. Trollope⁴⁾ は横断面が約 1.6 cm 角のプラスチック製ブロックを千鳥積みにして模型実験を行ない、空洞上部の三角形の崩壊領域とその周辺の安定領域の存在を強調している。

3. 地山材料と降下床模型実験装置

成層岩盤地山の模型として、角柱状の塩化ビニル製ブロック (比重: 約1.5) を積み重ねたものを用いた。このブロックの寸法は、 $(2\text{cm} \times 2\text{cm} \times 5\text{cm})$ 、 $(2\text{cm} \times 1\text{cm} \times 5\text{cm})$ 、 $(2\text{cm} \times 0.5\text{cm} \times 5\text{cm})$ 、 $(2\text{cm} \times 0.2\text{cm} \times 5\text{cm})$ の4種を使用した。

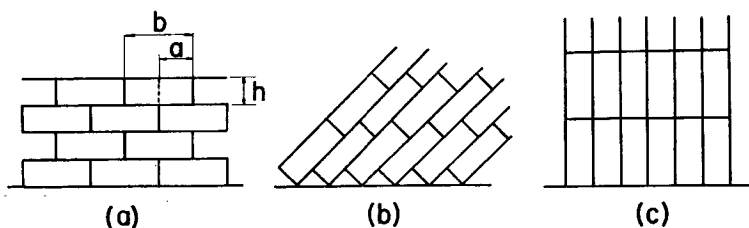


Fig. 1 Kinds of pile of blocks simulating stratified rock.

- (a) pile of blocks with horizontal strata,
- (b) pile of blocks with inclined strata,
- (c) vertically piled blocks.

ブロックの積層方法は、Fig. 1 (a) のような主成層面が水平層の場合、(b) のような主成層面が傾斜層の場合、(c) のようなブロック長辺が鉛直の場合に分類される。(a) の主成層面が水平層をなす場合をさらに分けると、下のブロックの直上に上のブロックを積層する「格子積み」と、上下のブロックを幅の半分づつずらせ積層する「対称千鳥積み」と、上下のブロック幅の重なりを等しくせずに積層する「非対称千鳥積み」となる。「対称千鳥積み」では、ブロックの断面 $(2\text{cm} \times 2\text{cm})$ 、 $(2\text{cm} \times 1\text{cm})$ 、 $(2\text{cm} \times 0.5\text{cm})$ 、 $(2\text{cm} \times 0.2\text{cm})$ (このとき水平辺長が 2 cm ; 奥行き 5 cm) および断面 $(5\text{cm} \times 2\text{cm})$ 、 $(5\text{cm} \times 1\text{cm})$ 、 $(5\text{cm} \times 0.5\text{cm})$ 、 $(5\text{cm} \times 0.2\text{cm})$ (このとき水平辺長が 5 cm ; 奥行き 2 cm) がそれぞれ地山横断面にあらわれるように積層した。また「非対称千鳥積み」では、断面 $(5\text{cm} \times 2\text{cm})$ 、 $(5\text{cm} \times 1\text{cm})$ 、 $(5\text{cm} \times 0.5\text{cm})$ 、 $(5\text{cm} \times 0.2\text{cm})$ が地山横断面になるようにした。また Fig. 1 (a) に示すようにブロック幅を b 、高さ h 、重なり合った幅を a と名付ける。

なおブロック間の摩擦係数は前回報告⁵⁾した測定方法によって、バラツキがあるがおよそ 0.5 を得ている。

成層岩盤地山をシミュレートしたこのようなブロック積層体中の局部沈下の影響を調べるため、Photo. 1 に示すように、積層体をのせている底板の一部に降下床を設け、これを低下させて積層体の崩壊状況を観察した。本実験で用いた降下床の幅は 10 cm と 20 cm の2種類である。また Photo. 1 の左右の仕切壁間の距離は約 60 cm である。

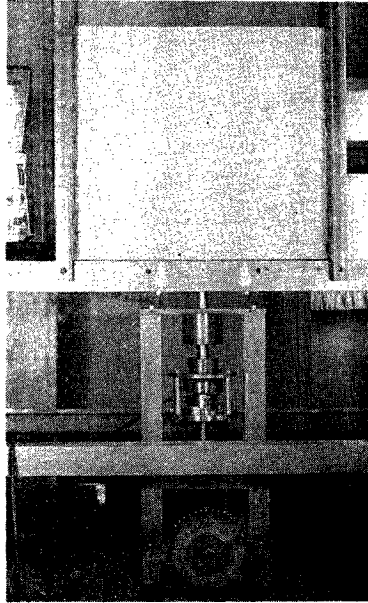


Photo. 1 Test apparatus with lowering panel to investigate internal failure in pile of blocks.

4. 実験結果とその解析

前述のように主成層面が水平層の場合、主成層面が傾斜層の場合、主成層面を鉛直層にしようとしてブロックの長辺を鉛直に積層した場合に分類して実験結果を示し、その崩壊機構を考察する。

4.1. 主成層面が水平層の場合

(i) 格子積み

これは下のブロックの直上に上のブロックが積層されているため横のブロックとの重なり合いによるひっ

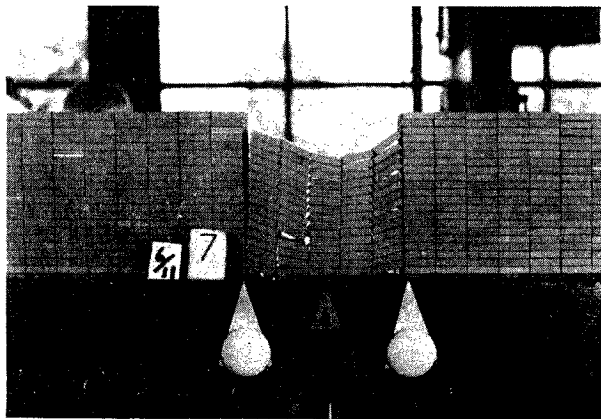


Photo. 2 Failure pattern of blocks piled in horizontal strata with checked joint. Width of lowering panel $B=10\text{cm}$, depth of pile of blocks $D=10.5\text{cm}$; Dimension of block $b=2\text{cm}$, $a=0\text{cm}$, $h=1\text{cm}$.

かかりがなく、一般に **Photo. 2** に示すように降下床上部の地山だけが降下床の降下にもなって沈下し、左右の地山は影響を受けないようである。ただし、この写真からもわかるように、周辺の静止領域は降下床上部の地山の沈下をさまたげる方向に抵抗力をおよぼしており、このことから地山の水平方向応力が十分大きい場合には、その摩擦力のため地山の崩壊が降下床直上部のみに限られることも考えられる。

(ii) 対称千鳥積み

Photo. 3 に示すように上下のブロックが幅の半分ずつ重なり合っている「対称千鳥積み」は、この対称的な重なり合いによるひっかかりのため、比較的安定な積層状態となっている。**Photo. 3** のように被り高さが十分大きい場合には、降下床の降下によって降下床直上の三角形の部分だけが崩落しやすい。このように降下床の降下とともに沈下する部分を1次領域と名付ける。この写真の場合には1次領域の崩壊だけを考慮すればよい。

次に、**Photo. 4** は降下床の幅 $B=20\text{cm}$ 、被り高さ $D=10\text{cm}$ の場合を示している。このように降下床の

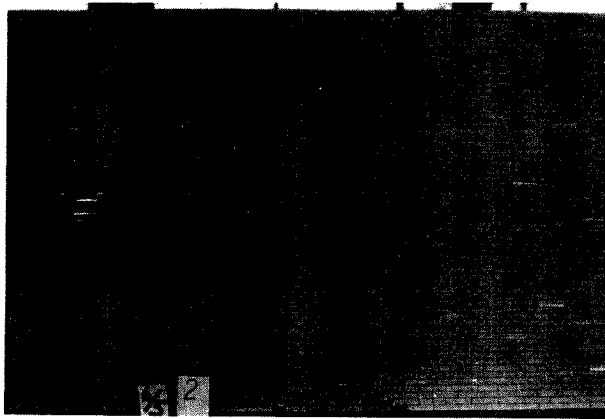


Photo. 3 Primary failure zone of blocks piled in horizontal strata with symmetrically staggered joint.

$B=10\text{cm}$, $D=30.5\text{cm}$; $b=2\text{cm}$, $a=1\text{cm}$, $h=0.5\text{cm}$.

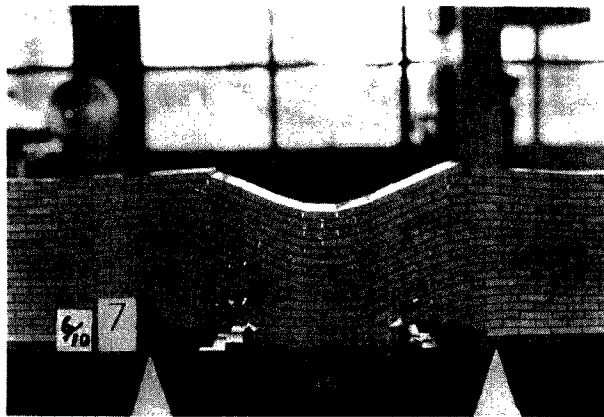


Photo. 4 Failure pattern of blocks piled in horizontal strata with symmetrically staggered joint.

$B=20\text{cm}$, $D=10\text{cm}$; $b=2\text{cm}$, $a=1\text{cm}$, $h=0.5\text{cm}$.

幅に対して被り高さが小さい場合には1次領域の崩壊だけにとどまらず、それに付随して1次領域周辺部の崩壊を誘発する。この1次領域の崩壊に付随する部分を2次領域と名付ける。写真から2次領域のうち降下床上部の部分がその自重によって1次領域にのりかかるように沈下し、一方降下床両端から外側の部分がブロックの重なり合いによってその沈下に抵抗しているのがみられる。

Photo. 5 は「対称千鳥積み」の場合の崩壊状況を示す他の例である。この写真および次の **Photo. 6** の各ブロックに横方向の縞がみられるのはブロック製作時の接合線である。

(iii) 非対称千鳥積み

Photo. 6 はブロックの重なり合った部分の比率が幅を3:1とした「非対称千鳥積み」の場合の崩壊状況を示している。このとき降下床の右端からブロック間に斜めに上がるクラックがはいり、左側に回転して崩壊しているのが写真から観察される。

Photo. 7 はこの場合の他の例を示している。

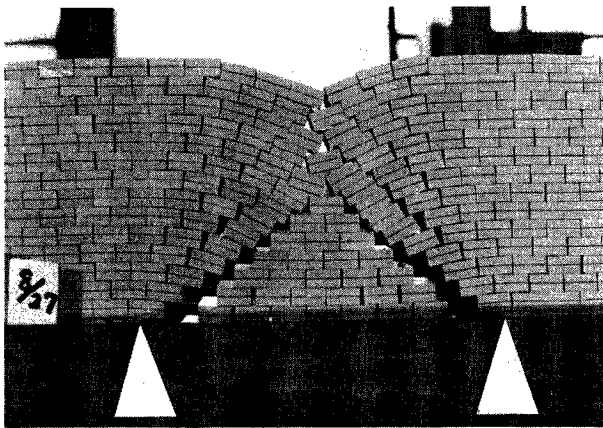


Photo. 5 Failure pattern of blocks piled in horizontal strata with symmetrically staggered joint.

$B=20\text{cm}$, $D=14\text{cm}$; $b=2\text{cm}$, $a=1\text{cm}$, $h=1\text{cm}$.

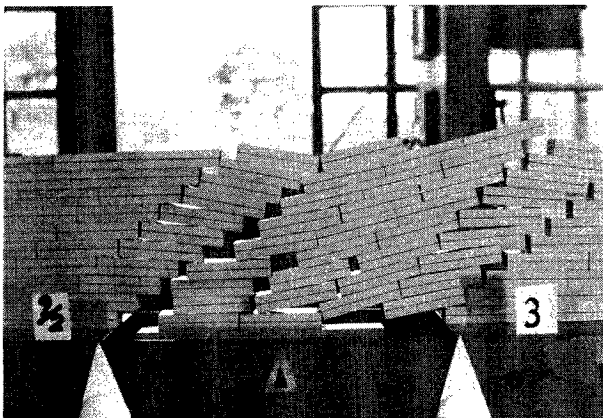


Photo. 6 Failure pattern of blocks piled in horizontal strata with unsymmetrically staggered joint.

$B=20\text{cm}$, $D=10\text{cm}$; $b=5\text{cm}$, $a=5/4\text{cm}$, $h=1\text{cm}$.

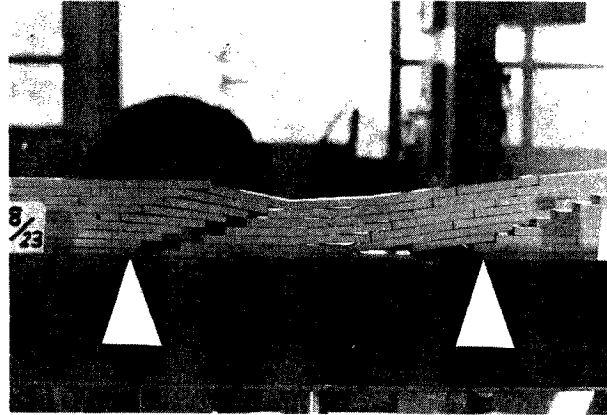


Photo. 7 Failure pattern of blocks piled in horizontal strata with unsymmetrically staggered joint.
 $B=20\text{cm}$, $D=4\text{cm}$; $b=5\text{cm}$, $a=5/4\text{cm}$, $h=0.5\text{cm}$.

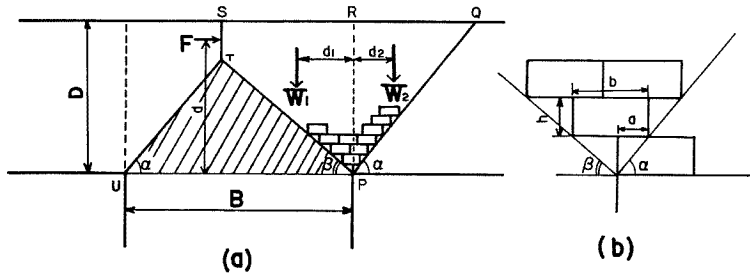


Fig. 2 Illustrations to analyse failure mechanism of blocks piled in horizontal strata.

以上の実験結果からわかるように、崩壊が1次領域だけで止まるかあるいは2次領域にまでおよぶかという限界条件の規定の問題は、崩壊の範囲については崩落岩の降下床におよぼす荷重を推察する上で極めて重要な点と考えられる。そこで (ii) および (iii) の場合について、2次領域にまでおよぶ崩壊機構を考察し、上記の限界を規定する計算式の誘導を試みた。

Fig. 2 (a) において2次領域の右半分を PQRST であらわし、1次領域 PTU 崩壊後のその自立性を検討する。台形 PRST の自重を W_1 、P 点からその重心までの水平距離を d_1 、三角形 PQR の自重を W_2 、P 点からその重心までの水平距離を d_2 とし、(b) に示すように角度 α 、 β をきめれば、

$$W_1 = \frac{1}{2} w B \left(2D - B \frac{h}{b} \right) \frac{b-a}{b} \dots\dots\dots (1)$$

$$d_1 = \frac{\left(3D - 2B \frac{h}{b} \right) B \frac{b-a}{b}}{3 \left(2D - B \frac{h}{b} \right)} \dots\dots\dots (2)$$

$$W_2 = \frac{1}{2} w D^2 \frac{b}{h} \dots\dots\dots (3)$$

$$d_2 = \frac{1}{3} D \frac{a}{h} \dots\dots\dots (4)$$

$$\tan a = \frac{h}{a} \dots\dots\dots(5)$$

$$\tan \beta = \frac{h}{b-a} \dots\dots\dots(6)$$

ここに B は降下床の幅, D は盛り高さ, w は地山材料の単位体積重量をあらわす。崩壊状況を観察すれば, 台形 PRST の自重 W_1 が 1 次領域の崩壊後, 2 次領域を崩壊させようとするモーメント ($W_1 \cdot d_1$) として働き, 一方降下床の端から斜め上方に入ったクラックの延長線 PQ を境界とする三角形 PQR の自重のモーメント ($W_2 \cdot d_2$) の何割かが抵抗モーメントとして寄与すると考えられる。この三角形 PQR の自重のモーメント ($W_2 \cdot d_2$) の抵抗モーメントに対する寄与率を k とあらわす。また, PQRST の部分に着目すれば, 面 ST には一般に反力 F が作用すると考えられるが, P 点に関するこの F のモーメントの腕の長さを d とする。2 次領域は一体として運動するとみられるから, 以上より P 点のまわりのモーメントのつりあい式をたてれば,

$$W_1 \cdot d_1 = k \cdot W_2 \cdot d_2 + F \cdot d \dots\dots\dots(7)$$

となる。(7) 式に (1)~(4) 式を代入して整理すると次式を得る。

$$km^2x^3 - 3(1-l)^2x + 2n(1-l)^2 + \frac{6Fd}{wB^3} = 0 \dots\dots\dots(8)$$

ここに $x \equiv D/B$, $l \equiv a/b$, $m \equiv a/h$, $n \equiv h/b$ 。(8) 式において l , m , n はブロック寸法, 積層状況から決定される定数である。故に寄与率 k と反力 F が与えられれば x に関する 3 次方程式を解くことができ, その根が 2 次領域まで崩壊がおよぶ限界の盛り高さ D と降下床の幅 B の比: $(D/B)_{cr}$ を与えることになる。実際, 3 根のうち最大の実根が $(D/B)_{cr}$ を与える。また (8) 式は (ii) と (iii) のどちらにも適用できる一般式であるが, (ii) の「対称千鳥積み」の条件 $b=2a$ を考慮すれば (8) 式は,

$$kx^3 - 3n^2x + 2n^3 + \frac{24n^2Fd}{wB^3} = 0 \dots\dots\dots(9)$$

Table 1 Critical value of D/B in horizontal strata with symmetrically staggered joint below which secondary failure zone occurs.

Dimension of Block (cm)	Measured $(\frac{D}{B})_{cr}$	Calculated $(\frac{D}{B})_{cr}$ ($k=1$)	k value calculated from Eq. (9)
$\frac{2 \times 2 \times 5}{b=2a=2, h=2}$	$\frac{10}{10} = 1.0, \frac{20}{20} = 1.0$	1.0	$k=1.0, k=1.0$
$\frac{2 \times 1 \times 5}{b=2a=2, h=1}$	$\frac{6}{10} = 0.6, \frac{14}{20} = 0.7$	0.5	$k=0.93, k=0.80$
$\frac{2 \times 0.5 \times 5}{b=2a=2, h=0.5}$	$\frac{4.5}{10} = 0.45, \frac{10}{20} = 0.5$	0.25	$k=0.58, k=0.50$
$\frac{2 \times 0.2 \times 5}{b=2a=2, h=0.2}$	$\frac{2.4}{10} = 0.24, \frac{7.6}{20} = 0.38$	0.1	$k=0.38, k=0.17$
$\frac{5 \times 2 \times 2}{b=2a=5, h=2}$	$\frac{4}{10} = 0.4, \frac{8}{20} = 0.4$	0.4	$k=1.0, k=1.0$
$\frac{5 \times 1 \times 2}{b=2a=5, h=1}$	$\frac{2}{10} = 0.2, \frac{5}{20} = 0.25$	0.2	$k=1.0, k=0.90$
$\frac{5 \times 0.5 \times 2}{b=2a=5, h=0.5}$	$\frac{1.5}{10} = 0.15, \frac{3.5}{20} = 0.175$	0.1	$k=0.74, k=0.61$
$\frac{5 \times 0.2 \times 2}{b=2a=5, h=0.2}$	$\frac{0.6}{10} = 0.06, \frac{1.6}{20} = 0.08$	0.04	$k=0.74, k=0.5$

となる。「対称千鳥積み」では中央部の沈下が左右対称におこるので反力 F は小さいと考えられ、(9)式において F を含む項 $24n^2Fd/wB^3$ を無視する。すなわち、

$$kx^3 - 3n^2x + 2n^3 = 0 \dots\dots\dots(10)$$

そして仮に $k=1$ として (10) 式より計算した $(D/B)_{cr.}$ の値を、各ブロック寸法に対して Table 1 の第3欄に記してある。これに対して $(D/B)_{cr.}$ の実測値は各種のブロック寸法に対して第2欄のようになる。この欄内で分母の10, 20はそれぞれ降下床の幅 $B=10\text{cm}$, $B=20\text{cm}$ の場合をあらわしている。実測値と計算値は一部を除いて一致しないが、これは $k=1$ すなわち前記三角形PQRの自重のモーメントが100%抵抗モーメントとして寄与しているとして計算したからである。実測値を(9)式に入れて k 値を逆算すると第4欄に示すようになる。

この寄与率 k は、三角形PQRの辺PQが水平となす角 α が大きいほど、ブロックの横に重なり合っている幅 a が大きいほど、大きくなる傾向があり、また被り高さ D したがって降下床の幅 B にも影響されるようである。 α を横軸に a , D をパラメーターとして k を、プロットすると Fig. 3 のようになる。さらに k/a と α の関係でプロットしなおすと Fig. 4 となり、 D の影響を無視して k/a と α の間にはほぼ直線関係が成立するようである。なお寄与率 k は $0 < k \leq 1$ であるから、この図から k を推定する場合に k が1より大きくてたときには $k=1$ とすればよい。

このようにして Fig. 4 から k の値が推定できれば、(10)式より「対称千鳥積み」の場合の $(D/B)_{cr.}$ が算出される。

Table 2 は $b \approx 2a$ すなわち「非対称千鳥積み」の場合の $(D/B)_{cr.}$ について示したものである。このときは写真観察 (Photo. 6, 7 参照) より $k=1$ としても大差ないことがわかるので、(8)式において仮に F を含む項を無視し、 $k=1$, $6Fd/wB^3=0$ に対する $(D/B)_{cr.}$ を算出すると Table 2 第3欄となる。この計算値と実測値(第2欄)を比較すると計算値の方が大きくなっているが、これは F を含む項を無視しているためと考えられる。「非対称千鳥積み」の場合は写真観察 (Photo. 6, 7 参照) からわかるように、常に2次領域の左右どちらか片側がさきに倒れてきて、他の側がそれを受け止める形になるので反力 F が無視できないのであろう。実測値を(8)式に入れて逆に反力 F を地山材料の単位体積重量 w でわった F/w を概

Table 2 Critical value D/B in horizontal strata with unsymmetrically staggered joint below which secondary failure zone occurs.

Dimension of Block (cm)	Measured $(\frac{D}{B})_{cr.}$	Calculated $(\frac{D}{B})_{cr.}$ ($k=1, 6Fd/wB^3=0$)	F/w Calculated from Eq.(8) (cm^2)
$b=5, a=5/4, h=2$ $5 \times 2 \times 2$	$\frac{20}{20} = 1.0$	1.4	57
$b=5, a=5/4, h=1$ $5 \times 1 \times 2$	$\frac{10}{20} = 0.5$	1.0	57
$b=5, a=5/3, h=1$ $5 \times 1 \times 2$	$\frac{10}{20} = 0.5$	0.69	19
$b=5, a=5/4, h=0.5$ $5 \times 0.5 \times 2$	$\frac{6.5}{20} = 0.33$	0.52	46
$b=5, a=5/3, h=0.5$ $5 \times 0.5 \times 2$	$\frac{2}{10} = 0.2$	0.35	17
$b=5, a=5/4, h=0.2$ $5 \times 0.2 \times 2$	$\frac{1.4}{10} = 0.14$	0.21	10
$b=5, a=5/3, h=0.2$ $5 \times 0.2 \times 2$	$\frac{2.2}{20} = 0.11$	0.14	11

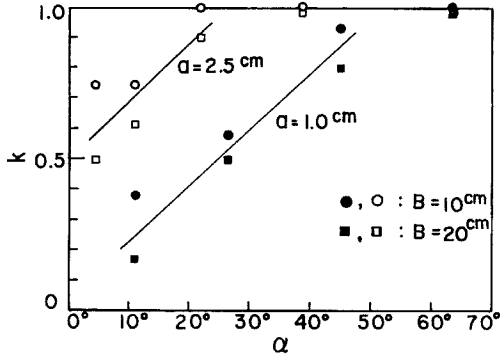


Fig. 3 Relationship between contribution factor k and angle α with parameter a .

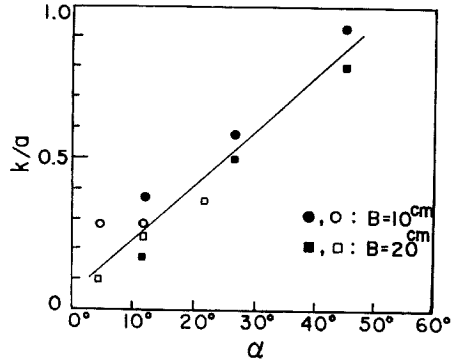


Fig. 4 Relationship between k/a and α .

算すると第4欄ようになる。実際の設計には $F=0$ として (8) 式より $(D/B)_{cr}$ を計算すれば、それは実際よりも大きい値を与え、2次領域にまでおよぶ崩壊発生 の推定限界値としては安全側となる。

4.2. 主成層面が傾斜層の場合

Photo. 8 は傾斜角 $\theta=45^\circ$ の場合の2次領域にまでおよぶ崩壊状況を示している。降下床の両端から立ち上がる45°線の間の部分が一体としてすべり落ちているのが観察される。

Fig. 5 に示すように降下床直上の直角三角形 PST の部分は被り高さ D の大きさにかかわらず、降下床の降下による拘束応力の減少により一般に崩落しやすい部分で、この部分を傾斜層の場合の1次領域と名付ける。この1次領域の崩壊後、2次領域まで崩壊する被り高さ と降下床の幅の比の限界値： $(D/B)_{cr}$ を計算することを試みた。Fig. 5 において台形 PQRS の自重を W_1 、三角形 SRU の自重を W_2 とし、主成層面の傾斜角を θ とすれば、

$$W_1 = \frac{1}{2} w(2D \operatorname{cosec} \theta - B \cos \theta) B \sin \theta \quad \dots\dots\dots(11)$$

$$W_2 = \frac{1}{2} w(D - B \sin \theta \cos \theta)(D \cot \theta - B \cos^2 \theta) \quad \dots\dots\dots(12)$$

とあらわせる。ここで面 SR に働く垂直力が三角形 SRU の自重 W_2 の面 SR に対する垂直成分 ($W_2 \cos \theta$)

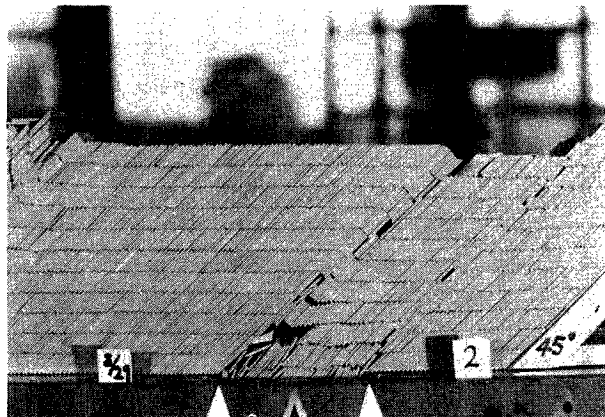


Photo. 8 Failure pattern of blocks piled in inclined strata. $B=10\text{cm}$, $D=15.6\text{cm}$, $\theta=45^\circ$; $b=2\text{cm}$, $h=0.2\text{cm}$.

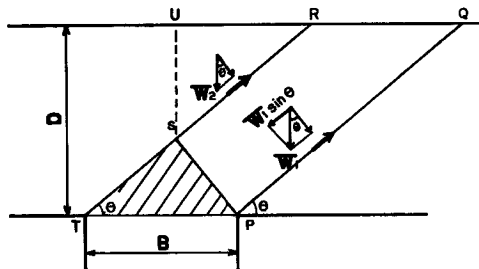


Fig. 5 Illustration to analyse failure mechanism of blocks piled in inclined strata.

Table 3 Critical value of D/B in inclined strata below which secondary failure zone occurs.

Angle of Inclination	Calculated $\left(\frac{D}{B}\right)_{cr.}$ ($\mu=0.5$)	Measured $\left(\frac{D}{B}\right)_{cr.}$		
		Dimension of Block $2 \times 0.2 \times 5$ (cm)	Dimension of Block $2 \times 0.5 \times 5$ (cm)	Dimension of Block $2 \times 1 \times 5$ (cm)
$\theta=30^\circ$	0.7	$\frac{7}{10}=0.7$	$\frac{8}{10}=0.7$	$\frac{9}{10}=0.9$
$\theta=45^\circ$	1.7	$\frac{15.6}{10}=1.6$	$\frac{17}{10}=1.7, \frac{36.8}{20}=1.8$	$\frac{17}{10}=1.7$
$\theta=60^\circ$	4.9	$\frac{47.5}{10}=4.8$		$\frac{50.7}{10}=5.1$

で与えられるものとして、台形 PQRS の自重 W_1 の滑動方向成分 ($W_1 \sin \theta$) と滑動面に働く摩擦力のつりあい式をたてると、

$$W_1 \sin \theta = \mu(W_1 + 2W_2) \cos \theta \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここに μ は地山材料の摩擦係数である。(13) 式に (11), (12) 式を代入して整理すると次式を得る。

$$\begin{aligned} \mu \cos^2 \theta \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^2 + \{ \mu \sin \theta \cos \theta (1 - 2 \cos^2 \theta) - \sin^2 \theta \} \left(\frac{D}{B}\right) \\ + \sin^2 \theta \cos \theta \left\{ \mu \cos \theta \left(\cos^2 \theta - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{2} \sin \theta \right\} \quad \dots\dots\dots(14) \end{aligned}$$

(14) 式は D/B に関する 2 次方程式であってこの根が $(D/B)_{cr.}$ を与える。したがって $(D/B)_{cr.}$ は層の傾斜角 θ とブロック間の摩擦係数 μ だけの関数としてあらわされ、地山材料の単位体積重量 w には無関係となる。摩擦係数 μ は前述のように約 0.5 と実測されているので、層の傾斜角 $\theta=30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ の場合について $(D/B)_{cr.}$ の値を計算すると Table 3 の第 2 欄のようになる。これに対して $(D/B)_{cr.}$ の実測値はブロック寸法に対して第 3 ~ 5 欄に示すようになり、ほぼ一致するようである。Fig. 6 は (14) 式による $(D/B)_{cr.}$ の計算値を層の傾斜角 θ を横軸にとり、摩擦係数 μ をパラメータとして示したものである。それぞれの摩擦係数に対応する曲線以下の D/B の値では 2 次領域まで崩壊し、その曲線より上では崩壊しないことを示している。

4.3. ブロックの長辺を鉛直に積層した場合

主成層面が鉛直になるようにブロックの長辺を鉛直にして積層したが、縦長のブロックを完全に格子状に積み上げることが困難なため、Photo. 9 に示すように層が完全に一直線にならなくてわずかなブロックの重なり合いによるひっかかりが影響し、完全に鉛直層を表現することができなかった。

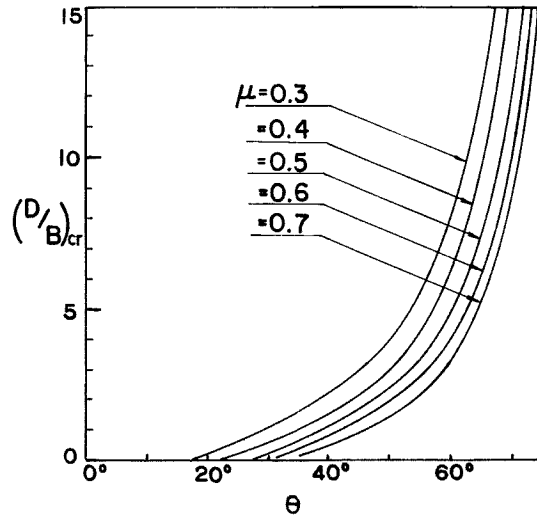


Fig. 6 Relationship between $(D/B)_{cr}$ in inclined strata and angle of inclination θ with coefficient of friction μ .

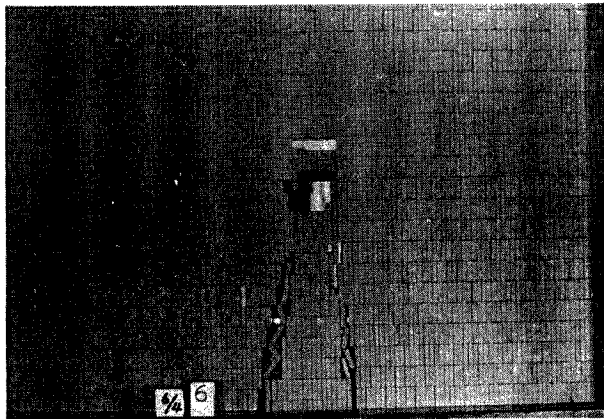


Photo. 9 Failure pattern of vertically piled blocks.
 $B=10\text{cm}$, $D=40\text{cm}$; $b=2\text{cm}$, $h=0.5\text{cm}$.

この写真のような場合には、崩壊領域は降下床の両端からブロック寸法によってほぼ決まる角度 ($\tan^{-1}(2b/h)$ ；ここに b ：ブロック長辺の長さ、 h ：ブロック幅) をなして立ち上がる2直線に沿って幅をせばめていき、少なくともこの2直線が交わる地点では崩壊が止まるようである。しかしながら、このような現象は 3.1.(i) の場合と同様、一般に水平方向応力の大きさや地山材料の摩擦係数に影響されると考えられる。

5. 成層岩盤の内部崩壊に対する安定性

以上の解析では崩壊発生の限界状態について考察したが、崩壊がおよばない領域であっても、そこに多少の攪乱を与えると崩壊を誘発しさらに広い範囲に崩壊が進展する場合と、たとえ攪乱を与えても破壊が局部的にそこだけにとどまって再び安定状態に至る場合とがある。ここでは前者を真の安定性を示さないという意味で擬似安定（一時的安定）と呼び、後者を絶対安定（永久的安定）と呼ぶことにする。これらの安定性

の問題は、発破作業などの攪乱をとまなりトンネル施工上きわめて重要と考えられるので、実験結果に照し合わせて水平層、傾斜層、鉛直層の場合について若干の考察を加えた。

水平層の格子積みおよび鉛直層の場合は、ブロック相互の重なり合いによるひっかかりにもとづく抵抗力が皆無であり、崩壊に抵抗する力をブロック間の摩擦力あるいは付着力に求めねばならない。これらの摩擦力や付着力は、拘束応力の減少や攪乱によるブロック間のゆるみに大きく影響されると考えられるので、たとえ降下床の降下によって一時安定を保っている部分でもさらに攪乱を加えることによって崩壊領域が拡大する擬似安定状態にあると考えるべきである。事実、Photo. 9 に示されている崩壊領域の上部は棒で衝撃を加えることによって容易に崩落する。

水平層で千鳥積みの場合、特に対称千鳥積みの場合1次領域の周囲は比較的安定な構造である。通常三角形形状の1次領域の崩壊は避け得ないが、2次領域まで崩壊する限界値 $(D/B)_{cr}$ よりかなり大きな D/B の場合には1次領域の周辺部は安定している。Photo. 10 は $(D/B)_{cr} = 0.5$ に対して $(D/B) = 1.0$ の場合であるが、写真に示すように1次領域崩壊後地山表面から全力で圧しても少々クラックが入るだけで、プロ

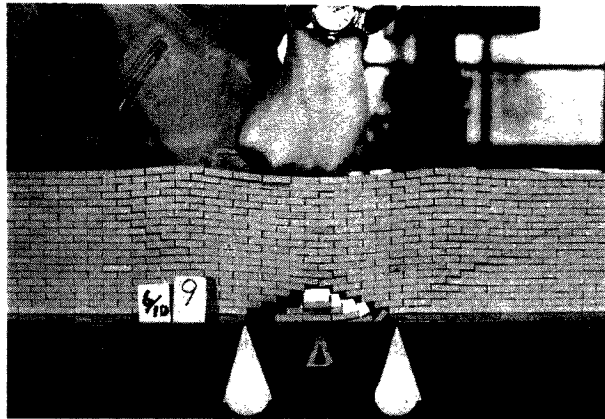


Photo. 10 Application of force to check stability of horizontal strata at fairly large depth and with symmetrically staggered joint.
 $B=10\text{cm}$, $D=10\text{cm}$; $b=2\text{cm}$, $a=1\text{cm}$, $h=0.5\text{cm}$.

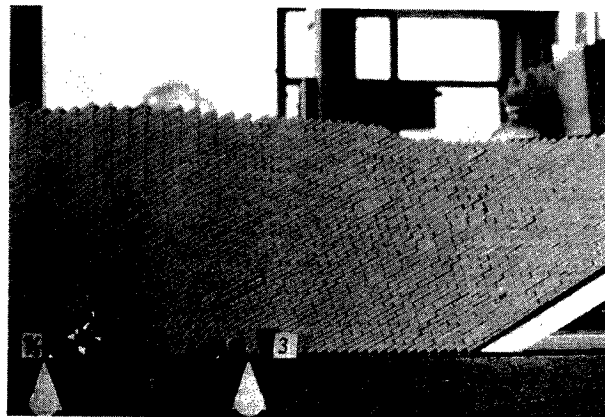


Photo. 11 Complex failure pattern of blocks piled in inclined strata.
 $B=20\text{cm}$, $D=25\text{cm}$, $\theta=30^\circ$; $b=2\text{cm}$, $h=0.5$.

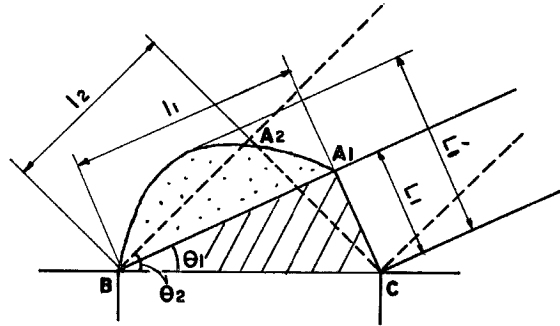


Fig. 7 Illustration to explain complex failure pattern in inclined strata.

ック自体が破壊しない限りは力を除けば元の状態にもどる。したがってこのような場合には、1次領域の周辺部は絶対安定状態にあるといえよう。

また傾斜層については、前述のように降下床の降下により傾斜層に沿ってすべり落ちるのが主要な崩壊機構であるが、Photo. 11 の示すように比較的緩やかな傾斜の場合には、降下床上部の右側からの層に沿うすべり崩壊だけでなく、左側にみられるような層に直角な方向の崩壊が発生することがある。この原因を考えてみる。降下床の降下によって1次領域が崩壊したのち、Fig. 7 に示すように層の傾斜角 θ_1 、 θ_2 によってそれぞれ l_1 、 l_2 の長さの自由支間 A_1B 、 A_2B が生じ、層に直角な方向に作用する力に対抗する抵抗を弱める。そして傾斜角が緩いほどこの自由支間が長くなること ($\theta_1 < \theta_2$; $l_1 > l_2$)、および層の傾斜が緩いほど層に直角の方向が重力の方向に近づくため、層に直角な方向に作用する力が大きくなることなどが上記の現象の主な原因と考えられる。またこの層に直角方向の崩壊が発生すると、それにつづいて傾斜層に沿うすべり崩壊に対する支間長が長くなるため ($L_1' > L_1$)、それまで発生しなかったすべりが誘発されて層に沿って右上方におよぶ崩壊に発展しやすくなる。Photo. 11 はこの場合の例を示している。

Photo. 12 は傾斜が比較的急で厚さの薄いブロックの場合を示しているが、降下床の降下による降下床周辺の層に沿う方向の応力集中と層に直角方向の作用力のため座屈的な破壊をともなっているのが観察され



Photo. 12 Pattern of failure with buckling in steeply inclined strata.
 $\theta = 60^\circ$.

る。

以上の各例のように崩壊は層に沿う方向の崩壊のみでなく、層に直角な方向にも各種の機構で崩壊を生ずる可能性が非常に高いことには注意すべきである。これらの考察から傾斜層については、たとえ1次領域の崩壊だけで一時安定を保っている場合でも、1次領域周辺のうち応力集中を受けているブロックに攪乱を加えて応力伝達効果を除くと広範面にわたる崩壊を誘発するので、攪乱を与える位置にもよるが擬似安定状態にあると考えられる。実際のトンネル施工にあたっては、落石、落盤などの事故をおこさぬよう以上のような安定性の検討が必要であろう。

6. 結 言

ここでは成層岩盤の内部が局部的な弛緩をうけた場合の崩壊現象を、ブロック積層体を用いた模型実験結果から考察し、1次領域の崩壊およびそれに付随する2次領域の崩壊に分類して、それらの崩壊機構を解明することにより、崩壊が2次領域までおよぶ被り高さ D と降下床の幅 B の比の限界値 $(D/B)_{cr}$ の算定式を誘導した。また成層岩盤内の内部崩壊現象に対する安定性についても、便宜上擬似安定と絶対安定に分けて実験結果を参照にして考察を加え、上記の限界値が必ずしも1次領域周辺に与える付加的攪乱に対して絶対的な安定を示すものではないことを述べてトンネルの安全対策上の指針の一端とした。

これら成層岩盤の崩壊機構が解明されれば、そのような崩壊の発生によつて生ずる支保工、覆工などの構造物に作用する地圧は比較的容易に算出できるであろう。

実際の地山の岩目は不規則で不連続なものもあり、岩目間の摩擦係数も局所的にばらつき、時には粘土分のバインダーをはさんで付着力を有している。また水の通路になってさらに複雑な力学特性を呈する場合もある。ここで用いた塩化ビニル製ブロックの積層体は現実の岩目に比べればきわめて単純で規則的なものであり、成層面間の付着力も欠如している場合を示している。したがってこのような材料を用いた模型実験による解析法は、実際的な一つのアプローチであるがその適用についてはさらに検討、考察の要がある。

なお本文では述べなかったが、塩化ビニル製ブロックの中に水圧変換型の圧力計⁶⁾をうめこみ地山内の応力測定を行なった。この測定値から地山内の応力分布の推定も可能であり、降下床の降下により降下床周辺部に応力集中がおこることも明らかとなった。またこの応力集中によるブロック自体の破壊とか、厚さの薄いブロックの積層地山にみられる座屈的な破壊現象については今後の課題としたい。最後に実験に協力された本学四回生富永克己君に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) K. Terzaghi: Proctor and White "Rock Tunneling with Steel Supports" (Section I, prepared by K. Terzaghi), (1946) pp. 51—58.
- 2) 村山朔郎: トンネルと掘削工法, トンネル工事の安全対策, 土木学会 (1959) pp. 49—59.
- 3) F. Jaeklin: Tunnelform und Felsmechanik, Proceedings of the First Congress of the International Society of Rock Mechanics, Vol. II (1966) pp. 397—403.
- 4) D.H. Trollope: Proceedings of the First Congress of the International Society of Rock Mechanics, Vol. III, (1966) pp. 479—481, p. 516.
- 5) 村山朔郎, 石井義明: 成層岩盤の斜面崩壊に関する一模型実験, 京大防災研究所年報第11号B (1968) pp. 503—505.
- 6) 松岡元: トンネル土圧に関する基礎的研究 (卒業論文) (1966) 京大工学部土木工学教室.