

大阪工業大学

正員 福田 譲

(株)鴻池組

正員 中沢 重一

(株)白石基礎工事

正員 ○小川敏次郎

1. まえがき マサ土のような風化砂質土を宅地造成や道路の盛土材として利用した場合、新設擁壁が雨期に生じる浸透地下水により、しばしば崩壊する。裏込め土内への水の浸透過程は種々で、崩壊形態も多様である。このような崩壊を従来のフロンあるいはラニキンの土圧式をそのまま適用して説明するのは困難を場合が多いように思われる。筆者らはさきに、新しく試作した浸水セニ断試験機から、不飽和土は浸水時、セニ断抵抗が低下し、同時に変位の生じることを指摘し、実験結果の一部を報告した。この実験の中で、水面の上昇状態と土のセニ断抵抗の低下が明らかに、裏込め土の崩壊の中には、地下水水面付近をすべり面とする崩壊も十分考えられる。本報告では、地下水水面付近をすべり面とする裏込め土の塊状崩壊による土圧の解析法とその計算例について述べることにする。

2. 実験装置と試料 実験装置は、図-1に示す特殊セニ断試験機を用いた。試料は、生駒山産の比較的風化の進んだマサ土 ($w=9.4\%$) を使用した。

3. 実験結果 実験結果から、浸水時からびに浸水後における土のセニ断抵抗の性状は、図-2に示す[A][B][C]の三つのケースに分類される。図中、点線は不飽和土のセニ断応力～水平変位の関係を、A点は一定の垂直力と一定のセニ断カガえられ、平衡状態になった点を表わし、浸水はこの点から始められる。そして、実線は浸水時あるいは浸水後におけるセニ断応力またはセニ断抵抗と水平変位の関係を表わす。実験の結果がいずれのケースによるかは、供試体に加えられた先行垂直力、浸水時の垂直力、ならびに浸水時のセニ断力の相互の力関係による。

4. 解析法 1) 地下水面形とすべり面：まえがきで述べたとおり、ここでは浸透水の上昇中に生じる水面付近をすべり面とした裏込め土の塊状崩壊に伴う土圧を対象としているので水面形の設定が必要である。背面の水位が次第に上昇し擁壁へと向う非定常浸透流の自由水面は、過去の多くの実験に見られるように凹状の曲線と考えられる。解析上、この曲線を単純円弧あるいは直線に近似化する。2) 浸水前および浸水時の土圧：解析はJanbuの方法による。図-3に示す分割片の鉛直および水平方向の力の釣合いは、それを $\Delta W = \Delta S \sin \theta + \Delta N \cos \theta \cdots (1)$ より $\Delta E = -\Delta S \cos \theta + \Delta N \sin \theta \cdots (2)$ $\Delta W / \Delta Z = \gamma h$ (土ガス圧) とし、式(1)および(2)から ΔN を消去すると、分割片の土圧増分 ΔE は、 $\Delta E = \gamma h \tan \theta \Delta Z - \gamma \cos^2 \theta \Delta Z \cdots (3)$ よって、主働土圧 P_a は、

$$P_a = \sum \gamma h \tan \theta \Delta Z - \sum S_y \cos^2 \theta \Delta Z \cdots (4)$$

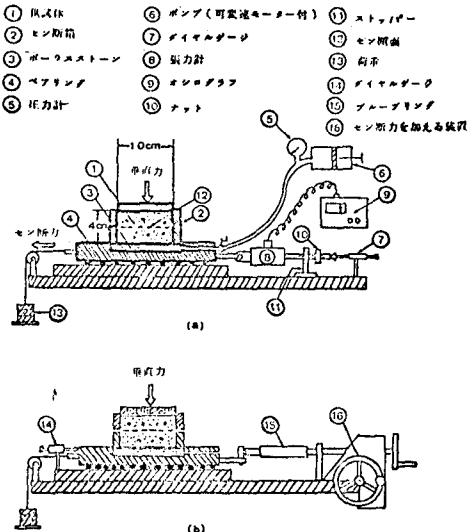
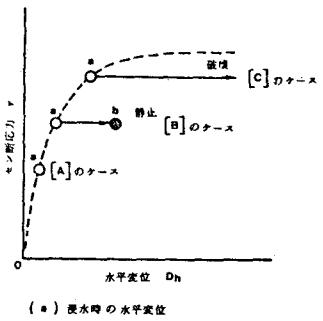
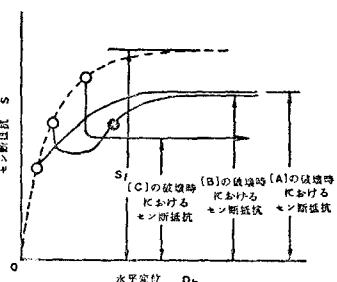


図-1 浸水に伴うセニ断抵抗低下測定試験機



(a) 浸水時の水平変位



(b) セニ断抵抗の性状

図-2 浸水に伴うセニ断抵抗の挙動

ここに、 S_4 は土の最大せん断抵抗である。次に、図4(a)のような水面付近をすべり面とする浸水時の土圧 $P_{a(sub)}$ は、浸水部分の土塊 $ABDE$ と非浸水部分の土塊 BCD に分け、両者の和として求めめる。つまり、土塊 AED による土圧は、各分割片の代表点を $A_1 \sim A_4$ とし、各点の応力状態に対応した条件で室内的浸水せん断試験を行ない、その結果を直線解析に用いる。図4(c)中、(b)～(c)はその結果を表わす。そして、土塊 BCD の土圧は、式(4)から得られる。(たゞして、 $P_{a(sub)}$ は式(5)から求めることができる。

$$P_{a(sub)} = \frac{1}{2} \gamma H \tan \theta \Delta x - \sum S_i' \cos^2 \theta \Delta x + P_a \quad \dots \dots (5)$$

5. 計算例 図5、6に計算例を示す。図5は、擁壁高さ $H=10m$ 、締固め圧 $\gamma=10t/m^2$ で、盛土は一様に締め固められるものとした計算例である。この場合、 $P_a=21t$ であるが、図5(a)のような水位でも $P_{a(sub)}$ は、 P_a よりも大きくなる。また、図6は、 $H=10m$ 、(c)は十分に締め固められた場合、(a)(b)は、盛土施工中、擁壁背面にブルドーザなどでたたきされたままの状態を想定したもので、擁壁と盛土の接觸部である裏込めの締固めが十分に行われず、この部分が正規圧縮状態あるいはそれに近い状態になっている場合である。この場合、 γ がいかに大きくても、(c)と比較してわがるよう $P_{a(sub)}$ は著しく大きくなる。

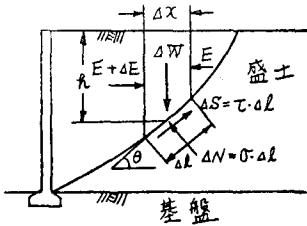
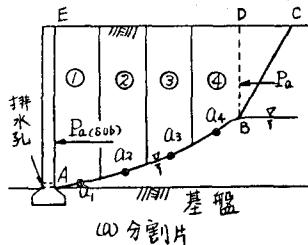
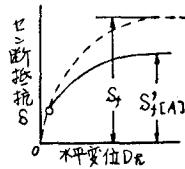


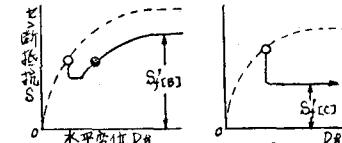
図3 浸水前の土圧の解析法



(a) 分割片

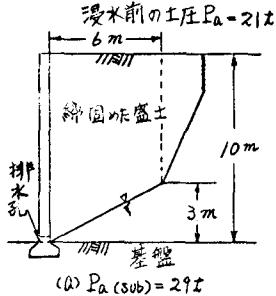


(b) A_1 点の応力条件で行なった室内浸水せん断試験結果

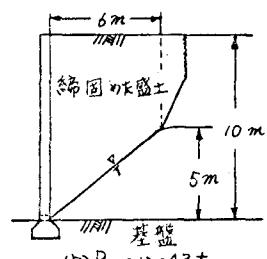


(c) A_2 点の応力条件で行なった室内浸水せん断試験結果 (d) A_3 点の応力条件で行なった室内浸水せん断試験結果 (e) A_4 点の応力条件で行なった室内浸水せん断試験結果

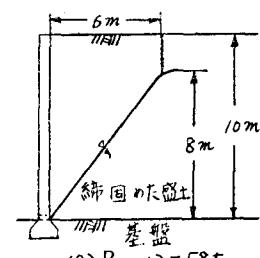
図4 浸水時ににおける土圧の解析法



(a) $P_a(sub) = 29t$



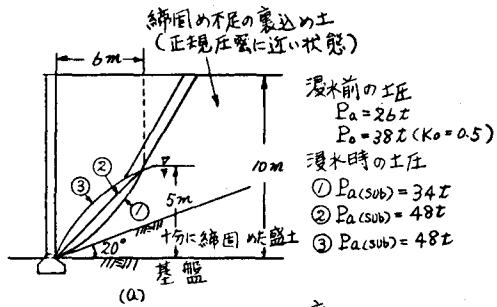
(b) $P_a(sub) = 43t$



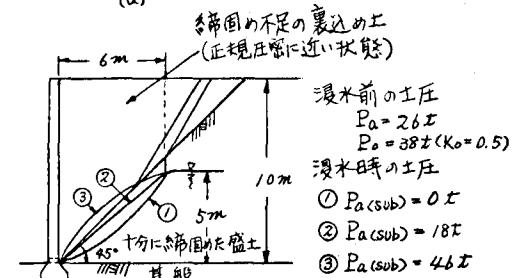
(c) $P_a(sub) = 58t$

($\gamma = 10t/m^2$, $w = 9.4\%$)

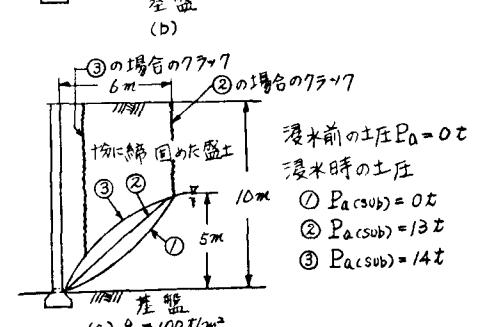
図5 計算例



(a)



(b)



(c)

浸水前の土圧 $P_a = 26t$
浸水時の土圧 $P_o = 38t$ ($K_o = 0.5$)

① $P_{a(sub)} = 34t$

② $P_{a(sub)} = 48t$

③ $P_{a(sub)} = 48t$

浸水前の土圧 $P_a = 0t$
浸水時の土圧 $P_o = 38t$ ($K_o = 0.5$)

① $P_{a(sub)} = 0t$

② $P_{a(sub)} = 18t$

③ $P_{a(sub)} = 48t$

浸水前の土圧 $P_a = 0t$
浸水時の土圧 $P_o = 0t$ ($K_o = 0.5$)

① $P_{a(sub)} = 0t$

② $P_{a(sub)} = 13t$

③ $P_{a(sub)} = 14t$

($\gamma = 100t/m^2$, $w = 9.4\%$)

図6 計算例 ($w = 9.4\%$)

文献: 1) 福田他, 工学講, III-17, 1977 2) N. Janbu, S.H.F.E., Vol.II, pp.207, 1957