

1. まえがき まさ土のような風化砂質土を造成宅地や道路の盛土状とした場合、そこに取付けられた擁壁が雨期に生じる浸透地下水によりレバレば崩壊する。裏込め土内への水の浸透過程は種々で、崩壊形態も多種である。このような崩壊をクローンあるいはランギンの土圧式をそのまま適用し説明するのは困難な場合が多い。とくに裏込め土の締固めが不十分で、上昇中の地下水面付近でコラプス現象¹⁾²⁾を生じる場合、擁壁に作用する土圧は急激に大きくなり、壁体は容易に崩壊することになる。本報告では特殊浸水せん断試験機³⁾を用い、裏込め土の締固め荷重条件も考慮し、上昇中の地下水面にそって土塊がすべる場合の壁体に作用する土圧の算定法と計算例について述べる。

2. せん断試験機、試料および試験結果 図1に示す特殊浸水せん断試験機を用い、試料として生駒産のまさ土(W≒10%)を使用した。これによると、浸水時ならびに浸水後における土のせん断抵抗の性状は、図2に示す[A][B][C]の三つのケースに分類される。図中、点線は不飽和土のせん断力～水平変位の関係を示し、A点は一定の垂直力と一定のせん断力が増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せん断応力またはせん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なるかは、供試体に加えられる先行垂直力、浸水時の垂直力ならびに浸水時のせん断力の相互の力関係による。

- | | | |
|-----------|------------------|--------------|
| ① 供試体 | ⑥ ギャップ (電通センサー付) | ⑫ せん断面 |
| ② セン断箱 | ⑦ ダイアムゲージ | ⑬ 荷重 |
| ③ ポラスストーン | ⑧ 傾力計 | ⑭ ダイアムゲージ |
| ④ ベアリング | ⑨ ギョウコグラフ | ⑮ ブルーピングリング |
| ⑤ 圧力計 | ⑩ ナット | ⑯ 垂直荷重 |
| | ⑪ ストップバー | ⑰ セン断力を加える装置 |

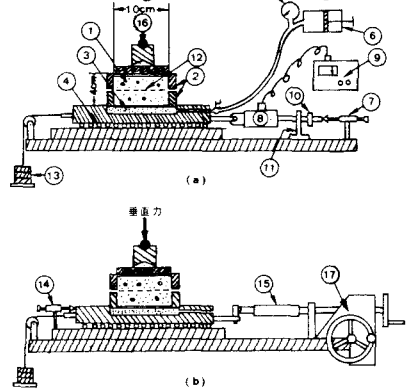


図1 浸水に伴うせん断抵抗低下測定試験機

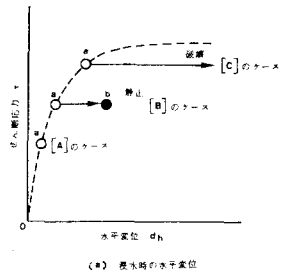
3. 土圧算定法 土圧の算定にはJunbu³⁾の方法を利用する。まず浸水前において、図3に示す土塊の分割片の鉛直および水平方向の力の釣合いは、 $\Delta W = \Delta S_f \sin \theta + \Delta N \cos \theta \dots (1)$ および $\Delta E = -\Delta S_f \cos \theta + \Delta N \sin \theta \dots (2)$ 式(1)の両辺を分割幅 Δx で割ると、

$$\frac{\Delta W}{\Delta x} = \frac{\Delta S_f \sin \theta}{\Delta x} + \frac{\Delta N \cos \theta}{\Delta x} \dots (3)$$

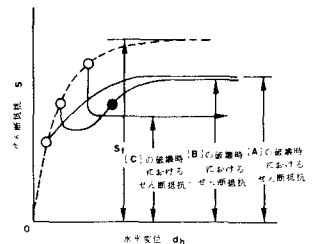
したがって $\Delta x = \Delta l \cos \theta$, $\Delta W / \Delta x = \gamma h$ および $\Delta S_f / l = c$ とすると式(3)は、 $G = \gamma h - c \tan \theta$ となる。そして、分割片の土圧増分 ΔE は式(1)および式(2)から ΔN を消去して、 $\Delta E = \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - c \frac{1}{\cos^2 \theta} \cdot \Delta x \dots (4)$ 、よって土圧 E_a は

$$E_a = \sum \gamma h \tan \theta \cdot \Delta x - \sum S_f \frac{1}{\cos^2 \theta} \cdot \Delta x \dots (5)$$

ここに S_f は土の最大せん断抵抗である。次に図4(a)のように浸水に伴う水面付近をすべり面とする浸水時の土圧 $E_a(\text{sub})$ は、浸水面上の土塊 ABDE と非浸水面上の土塊 EDC とに分け、両者の土圧の和として求める。つまり、土塊 ABDE による土圧は、各分割片の代表点を $A_1 \sim A_n$ とし、各点の応力状態に対応した条件で室内試験を行い、その結果を直接解析を用い



(a) 浸水時の水平変位



(b) せん断抵抗の性状

図2 浸水に伴うせん断抵抗の挙動

る。図4(b)~図4(e)は各分割片の代表点における実験結果を例示したものである。また、土塊EDCの土圧は、不飽和状態のせん断試験値を用い式(5)によって求められる。したがって、浸水時における $Ea(sub)$ は、

$$Ea(sub) = \sum_{i=1}^4 \delta h \tan \theta \Delta x - \sum_{i=1}^4 S_f'(sub) \frac{1}{\cos \theta} \Delta x + E_1 \quad (6)$$

ここで $S_f'(sub)$ は浸水時における水面付近の土のせん断抵抗である。

4. 算定例 図5は擁壁建設後地下水が浸透し、壁面から離れた地点Fにおいて水面が図のように逐次上昇していく状態を表わしている。壁体下端を水平基準面としてF点の水面高さを y_w 、そして擁壁下端に向って流れる地下水面は近似的に直線としている。図は壁面から2mの地点Fにおける y_w を1.0, 1.3, 1.6および2.5mとしたものである。算定結果を表1に示す。図6は締固め荷重 q をパラメータとし縦軸は水面の上昇高さ y_w 、横軸は土圧 $Ea(sub)$ をとり各々の関係を図示したものである。図中締固めを行わない場合 ($q=0$) をみると、 y_w が1.3mになるまでは浸水前と土圧は変わらず6.6tであるが、 y_w が1.3m以上になると $Ea(sub)$ は急激に大きくなる。つぎに $q=10t/m^2$ の場合土圧は浸水前1.6tであるが、水面の上昇に伴って逐次増加し、 y_w が1.3mをこすと $Ea(sub)$ は急激に増大する。 $q=30t/m^2$ では y_w がおよそ1mまでは裏込め土は理論上自立しており、 y_w が1mをこすようやく擁壁は $Ea(sub)$ を受けはじめることになる。浸透地下水の水面勾配 β と土圧 $Ea(sub)$ の関係をみると、 $Ea(sub)$ は β が 32° を上まわると急激に増大する傾向にある。そして表1にみられるように q が大きいほど $Ea(sub)$ は小さく締固めの有効性が明確にわかる。

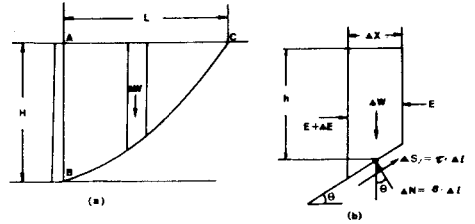


図3 土圧解析の説明図

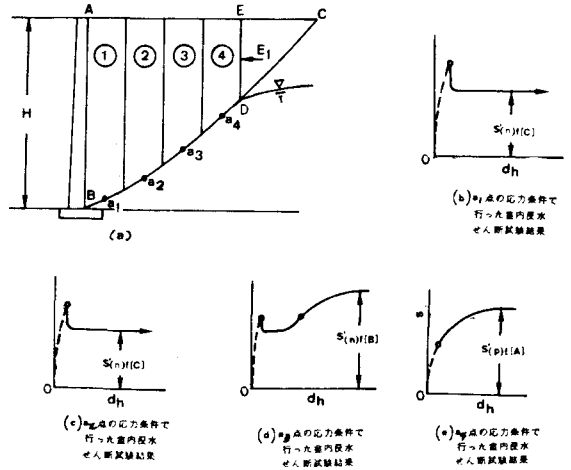


図4 土圧解析の説明図

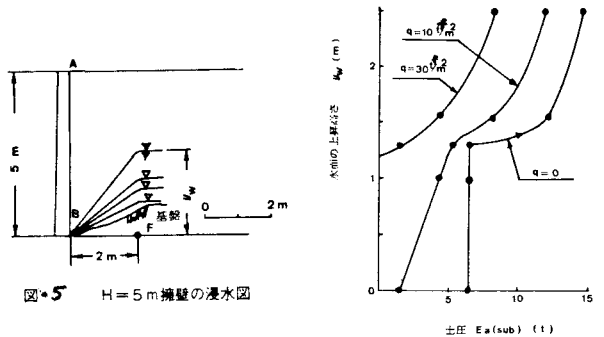


図5 H=5m擁壁の浸水図

図6 浸水に伴う土圧の増加状態 (擁壁より2mの地点の水位)

表1 浸水時の土圧 (H=5m, $y_w=2.0$ m)

水位 y_w (m)	水面勾配 β (度)	土圧 $Ea(sub)$ (t)		
		$q=0$	$q=10t/m^2$	$q=30t/m^2$
0	0	6.6	4.6	0
1.0	27°	6.6	4.3	0
1.3	32°	6.6	5.4	1.4
1.6	40°	12.1	8.4	4.7
2.5	51°	14.5	12.0	8.2

参考文献

- 1) 福田 隆中次郎一、盛土地盤の浸水に伴う沈下と土の解析、土質工学会論文報告集, Vol.17, No.2, June, 1977
- 2) 福田 隆中次郎一、浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の安定解析、土質工学会論文報告集, Vol.18, No.3, Sept., 1978
- 3) N. Jambu, Earth Pressure and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure of Slice, S.M.F.E., Vol. II, p.207, 1957