

建設省 土木研究所 ○仲野 公章 右近 則男

1. まえがき

待受け式擁壁工の設計法を合理的なものにするには、位置・規模・材料等予想される崩壊の諸元を精度良く推定するとともに、崩土の運動状態や崩土が擁壁に及ぼす力を推定することが必要となる。本研究では、崩土の速度と崩土が擁壁に与える衝撃力に焦点をあてて実験的検討を試みた。

2. 実験方法および測定結果

2.1 実験装置

実験装置は崩土発生・流下装置、映像記録装置および土圧計測装置に大別できる。崩土発生・流下装置は崩壊箱設置タワー、崩壊箱、流下斜面、導流壁からなる。崩壊箱は長さ2.00m×高さ0.60m×幅1.00mの鋼製箱である。流下斜面はカートタンで表面処理したものであるが、勾配は 30° 、 40° 、 50° の3段階に可変であり、各勾配での斜面長は各々6.93m、7.93m、9.48mとなる。導流壁は幅1.20mで流下斜面に設置されているが、壁面は高さ50cmのアクリル板である。

映像記録装置は16mm高速度カメラ、ビデオカメラ、8mmカメラからなるが、毎秒のコマ数は各々200、30、72コマである。土圧計測装置は擁壁と土圧計からなる。擁壁は鉄筋モルタル製で、崩土の衝突面、上・下面および両側面は鉄板(3mm厚)で覆われており、アンカーボルトでコンクリート床に固定されている。土圧計は図-1に示された位置に設置されているが、受圧面の直径は7.5cm、最大測定容量は5 kg・f/cm²である。

2.2 実験手順

実験に用いた試料は平均粒径0.92mm、均等係数2.16の砂(図-2)であり、土量はすべてのケースにおいて1.0m³である。この砂を1回16cmを目途に3回に分けて50cm厚で崩壊箱に詰めた。次に崩壊箱を所定の角度(43°)に設定後、番線で固定されている崩壊箱下端の扉を開き崩壊を発生させた。その際、試料全体を同時に滑り出させるため、崩壊箱底面に小量の地下水を与えた。

崩壊発生後崩土が導流部を流下して擁壁に衝突する状況を映像記録するとともに土圧計出力を動ひずみ測定器を介してデータレコーダーに記録した。堆積土砂については、堆積形状の測量および単位

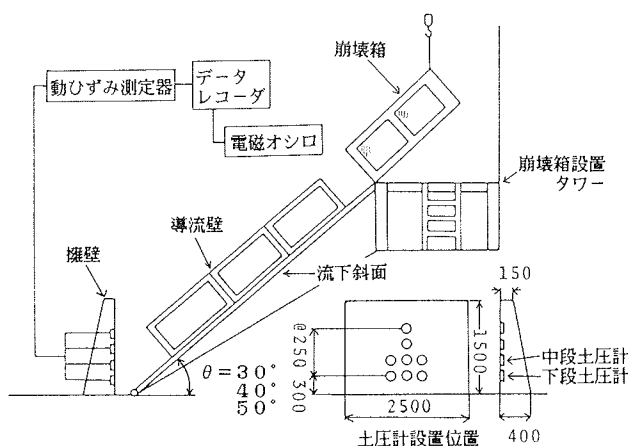


図-1 実験装置の概念図および土圧計の設置位置

体積重量と含水率の測定を実施した。

2.3 測定結果

実験条件および測定結果を表-1に示す。また、代表的な土圧測定例およびピーク土圧出現時の崩土の衝突状況を図-3に示す。

表-1に示された最大および収束土圧の値は、図-3に示したような出力波形から読み取った下・中段各3測定値の平均値である。

流下速度、鉛直方向流下深、流下時単位体積重量は、毎秒30コマのビデオ記録から読み取った。流下速度は崩土の先端部が導流部下端から擁壁に達するまでの値であり、鉛直方向流下深は導流部下端での崩土通過初期1秒間の平均値である。また、流下時単位体積重量は、崩土の全重量を導流部下端断面での全通過容積で除した値である。

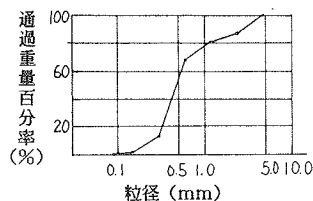


図-2 試料の粒度分布

3. 崩土の運動速度堆定式の適用性の検討

3.1 直線斜面上の質点の移動速度式

運動中に土塊の伸び縮みや土量の増減がなく、かつ、抵抗カとしては土塊と斜面の間の摩擦カしか作用しないと仮定すれば、崩土の運動は単純な質点の運動としてモデル化できる。 μ を摩擦係数、 ℓ

表-1 実験条件および測定結果の一覧表

斜面 勾配 (度)	含水比 (%)	最大土圧				収束土圧				流下 速度 (m/s)	平均 速度 (m/s)	堆積時 単位体 積重量 (t/m ³)	鉛直流 下深 (cm)	流下時 単位体 積重量 (t/m ³)
		下 段 土圧 (kg/cm ²)	中 段 土圧 (kg/cm ²)	時間 (sec)	時間 (sec)	下 段 土圧 (kg/cm ²)	中 段 土圧 (kg/cm ²)	時間 (sec)	時間 (sec)					
1	50	0.372	0.213	0.230	0.475	0.076	1.84	0.042	1.82	9.14	9.31	1.36	11.3	0.78
2		0.325	0.044	0.270	0.526	0.107	1.31	0.055	1.30	9.28		1.63	12.2	0.51
3		0.281	0.058	0.139	0.806	0.101	3.71	0.081	3.71	9.33		1.56	11.7	0.31
4		0.250	0.161	0.196	0.430	0.154	1.99	0.071	2.01	9.50		1.73	12.5	0.43
5	40	0.188	0.111	0.096	0.516	0.059	1.92	0.042	1.88	7.20	7.27	1.59	12.0	0.70
6		0.236	0.292	0.167	0.555	0.069	2.25	0.046	2.24	7.40		1.64	11.6	0.76
7		0.216	0.503	0.136	0.753	0.077	2.48	0.044	2.25	7.20		1.69	11.4	0.80
8	30	0.138	0.180	0.046	0.496	0.040	1.18	0.016	1.04	5.20	5.17	1.53	14.0 ^{*)}	0.90
9		0.160	0.312	0.087	0.571	0.048	1.68	0.027	1.63	5.30		1.52	14.0	0.90
10		0.066	1.681	—	—	0.047	2.63	—	—	5.00		1.46	14.0 ^{*)}	0.90

*1) 崩壊前の値

*2) 計測不能のためケース⑨の値を用いた。

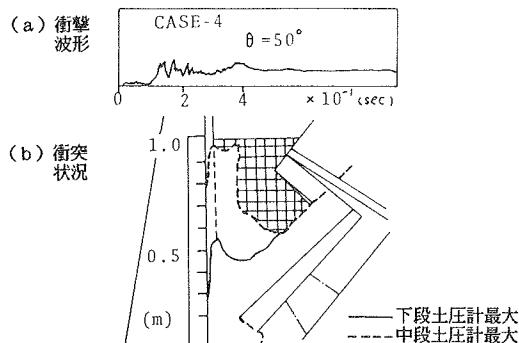


図-3 代表的な土圧測定例

表-2 流下速度式のパラメータの逆算値

実験 No	測 定 値				摩擦角 μ	なだれの式	
	θ (度)	δ_c (t/m^3)	v (m/s)	h (cm)		ξ ($\mu=0.5k$)	ξ ($\mu=0.427$)
1	50	0.78	9.14	0.113	0.514	1434	1504
2		0.51	9.28	0.122	0.494	1180	1434
3		0.31	9.33	0.117	0.485	1128	1513
4		0.43	9.50	0.125	0.459	1152	1472
5	40	0.70	7.20	0.120	0.428	1150	1367
6		0.76	7.40	0.116	0.405	1349	1491
7		0.80	7.20	0.114	0.428	1342	1439
8	30	0.90	5.20	0.140 ^{*)}	0.350	1750	1486
9		0.90	5.30	0.140	0.341	1821	1543
10		0.90	5.00	0.140 ^{*)}	0.367	1621	1371

*) 測定不能のためNo.9の値を用いた。

を崩土の移動距離とすると崩土の速度は以下の(i)式で表わされる。

$$u = \sqrt{2g(\sin\theta - \mu\cos\theta)L} \quad \cdots\cdots(i) \quad \text{ここで、}\theta\text{は斜面勾配、}g\text{は重力の加速度}$$

(i)式と実測速度を用いて逆算した μ の値を表-2の μ の欄に示した。本実験は材料、土量、初期密度(崩壊箱内)、斜面の粗度を同一条件にして実施したので、質点力学の仮定が成り立つならば、摩擦係数として定義されている μ の値は一定値になるはずである。しかし、 μ の値は斜面勾配の違いにより0.353~0.488(平均値)と変化している。また、摩擦係数が運動時の密度に従って変化すると想定してみても、密度が大きな程 μ の値が小さくなる結果となっており、このことは経験的な概念に反している。したがって、本実験で検討しているような崩土の移動現象を単純な質点力学モデルで評価するのは妥当でないと考えられる。

3.2 流れ型なだれの速度式

Voellmy¹⁾は、流れる雪のある体積には重力による牽引作用、係数 μ 分の底面摩擦、流れの速度 u の2乗に比例する乱流消滅項が作用するとし、この流れる雪の単位重量当りの運動方程式を以下の(ii)式で表わした。ここで、 $u(t)$ は時間 t でのなだれの速度(m/s)、 g は重力の加速度、 θ は斜面の勾配、 μ はなだれ底面と斜面との摩擦係数、 h はなだれの鉛直高さ(m)、 ξ は粘性、空気抵抗あるいは他の類似のタイプのエネルギー消滅すべてを含む乱流減衰係数(m/s²)である。

$$\frac{du(t)}{dt} = g(\sin\theta - \mu\cos\theta) - \frac{1}{(\xi/g)h} u^2(t) \quad \cdots\cdots(ii)$$

この微分方程式を解くとその一般解は(iii)となり、また、収束速度 u_f は(iv)となる。

$$u(t) = u_f \tanh[(u_f \cdot g / \xi h) \cdot t] \quad \cdots\cdots(iii), \quad u_f = \sqrt{\xi h (\sin\theta - \mu\cos\theta)} \quad \cdots\cdots(iv)$$

(iv)式がなだれの速度を推定する場合、一般に用いられる式²⁾である。この(iv)式を用いる場合に問題となるのは、2つのパラメーター μ 、 ξ にどのような値を採用するかである。Voellmyは多くのなだれの事例から、2つのパラメーターの値として以下のものを採用することを提案している¹⁾。

$$\mu = 0.58, \quad \xi \approx 500 \text{ m/s}^2 \quad \cdots\cdots(v) \quad \text{ただし、}\rho\text{はなだれの密度(kg/m}^3\text{)}$$

(v)の値を用いて計算した速度は、本実験の場合実測値の約5、6割にしかならず、なだれに対して一般的に用いられているパラメーターの値を崩土にまで適用するのは不適当な結果となった。

次に、 $\mu = 0.58$ の関係と実測速度を用いて ξ を逆算し、その結果を表-2の右から2番目の欄に示した。値にバラツキはあるが、斜面の勾配が小さい程 ξ の値が大きくなる傾向が認められる。さらに、 μ の値として表-2の μ の欄の平均値(0.427)を用いて ξ を逆算し、その結果を表-2の右端の欄に示した。 ξ の値は1367~1543(平均値は1461)m/s²と比較的バラツキが少なく、一定の値を持つと考えられるような結果となった。

本実験のような条件下において、 μ と ξ の2つのパラメーターが崩土の流下時の密度等により変化すべきものか一定であるべきかは現在のところ判断できない。今後、実験例を蓄積するとともに、諸条件を変化させた実験を実施して検討を進める必要がある。その際、崩土の運動モデルとしては、単純な質点力学モデルよりも、このなだれタイプのモデルの方が適していると考えられる。

4. 崩土が擁壁に及ぼす土圧

4.1 衝撃土圧

なだれ分野では、なだれが壁面類に及ぼす衝撃力を以下の式(vi)で推定することが多い²⁾。ここで、 P_c はなだれの衝撃力、 γ はなだれの単位体積重量、 g は重力の加速度、 A はなだれ方向に直角な作用断面積、 v はなだれ速度、 α はなだれ進行方向と壁面とのなす角である。

$$P_c = \frac{\gamma}{g} \cdot A \cdot v^2 \cdot \sin^2 \alpha \quad \text{--- (vi)}$$

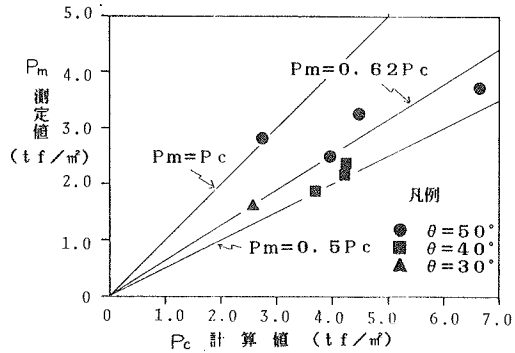


図-4 衝撃圧の実測値と計算値の比較

実測値と(vi)式を用いて計算した単位面積当りの衝撃圧を比較したものが図-4である。計算にあたっては、映像記録からピーク圧出現時(図-3参照)に衝撃圧が壁面に直角に近い角度で作用していることが推定されたので $\alpha = 90^\circ$ と仮定して計算を実施した。

実測値は、計算値を大きく越える値はなく、0.5~1倍の範囲に入っている。また、平均的に見ると、実測値は計算値の0.62倍の値となっている。本実験では、崩土の壁面への衝突角や衝突直前の勾配変化による減速状況を明確にできなかったため、今後はそれを解決し(vi)式の適用性を詳細に検討する必要がある。

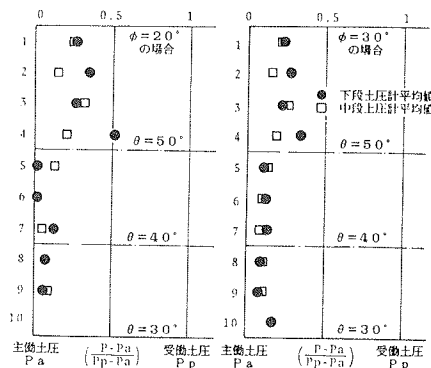


図-5 収束土圧と主働土圧、受働土圧との比較

4.2 収束土圧

待受け式擁壁工の設計における外力としては、衝撃圧(ピーク値や作用時間等)とともに、崩土の衝突後、つまり推積時の静的な土圧も評価することが必要になると考えられる。なぜなら、一般に衝撃圧の値は大きいが合力の作用位置が低く、逆に推積土圧の値は小さいが合力の作用位置が高くなり擁壁の転倒に対する安定度が問題となる可能性があるからである。

そこで、実測収束値とクーロンの土圧式³⁾での計算値を比較し検討した。計算条件としては、堆積土の内部摩擦角 ϕ は 20° と 30° の2種類とし、壁面摩擦角 δ は、主働土圧合力の計算では $\delta = \phi/2$ とし、受働土圧合力の計算では $\delta = 0$ として計算した。さらに、土圧分布形としては、実測分布を参考に三角形分布とした。実測土圧と主働、受働土圧を比較した結果を図-5に示す。

崩土の衝撃により擁壁が一度崩土の進行方向に微小変化し、次に衝撃力の影響が小さくなると元にもどることが想定される場合受働土圧よりの値が得られることも考えられたが、斜面角度 50° の場合を除きほぼ主働土圧に等しい値が得られた。斜面角度 50° のような場合については、今後は擁壁の挙動を詳細に計測することにより、検討を進めて行きたい。

<参考文献> 1) A Voellmy: On the Destructive Force of Avalanches, Alta Avalanche Study Center, Wasatch National Forest Translation No 2, 1964 2) 日本建設機械化協会編:新防雪工学ハンドブック, 森北出版, 1977 3) 例えば, 土質工学編:土留め構造物の設計法, 土質工学会, 1975