

九州大学工学部 正員 山内豊彦
 “ 正員 後藤憲之輔
 “ 学生員 池永敏明
 “ 模 昌利

1. まえがき

これまで、シラスの物理的性質やせん断特性などの基本的性質については、かなり明らかにされてきている^{1),2)}。これに対して、シラスの土圧に関する研究はきわめて少なく³⁾、その特性については不明な点が多い。一方、近年の南九州地域の開発にともなう、道路や宅地造成などの大規模な建設工事が行われるようになり、シラスを擁壁裏込め土として大量に使用することに直面することが多い。したがって、シラスの土圧特性を明らかにすることは重要な課題であるので、本論ではシラスの主働土圧を中心に実験を行ない、土圧特性を調べるとともに、有限要素解析による理論値と比較検討したものである。

表-1 三軸圧縮試験結果

相対密度 D_r	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着 c (kg/cm ²)
0.770	43.5	0.387
0.602	40.2	0.362
0.457	39.0	0.317
0.383	38.0	0.182

2. 使用したシラスならびに実験方法

実験に使用したシラスは粒径5mm以下の気乾状態のものを使用し、物理的性質は $G_s=2.39$, $w=0.44\%$, $e_{max}=2.12$, $e_{min}=0.987$ である。三軸圧縮試験より種々の相対密度に対する ϕ および c を求め、表-1にまとめている。実験土槽は幅0.98m、奥行き2.3m、深さ1.0mである。側面は厚さ1.5cmのガラス張りであり、土槽内の土の移動を観察することができ、可動壁は幅97cm、高さ80cm、厚さ0.9cmの鉄板で裏側はアングル鋼で補強してあり、図-1に示すように、可動壁の支承部は土槽底面より20cm底上げし、底面の累層を除いた。支承部はヒンジになっており、主働および受働土圧の実験が可能である。変位は壁体を固定しているハンドルを回転することによって与えられ、ダイヤルゲージで測定する。壁に作用する土圧は可動壁に設置された4個の土圧計により計測される。また、ヒンジの下に固定壁に土圧計を1個設置し、ヒンジ下の土圧が壁面の変位に応じてどのように変化するかも調べた。このシラスの実験土槽内への充填は、一定高さからの自然落下、各層20cm毎に棒状バイブレータを10cm間隔の格子状に5秒間、およそ10秒間の3種類行った。実験は2回ずつ行い、その平均の相対密度は $D_r=0.743$, 0.632, 0.404である。またシラスを充填する際、側面のガラス壁の近くに炭粉を積込に入れ、崩壊面の形状を観察した。

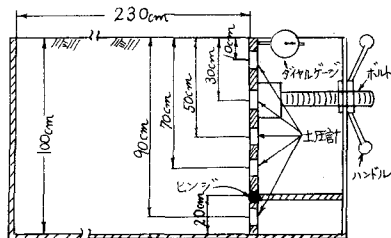
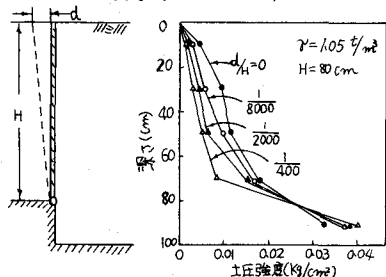


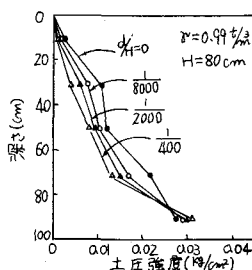
図-1 実験装置略図

3. 実験結果と考察

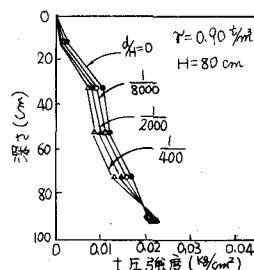
シラスの壁面摩擦角はせん断試験によれば $\delta=27.4^\circ$ であった。図-2(a), (b), (c)は、下端ヒンジ上端回転変位を



(a) $D_r=0.743$



(b) $D_r=0.632$



(c) $D_r=0.404$

図-2 主働土圧分布

与えた場合の土圧計より求めた主働土圧強度と深さとの関係を、相對密度と変位に応じてプロットしたものである。土圧強度の絶対値が小さいことから、実験値にはばらつきが見られるが、上記の変位様式ではほぼ静水圧的分布をなす。 $\phi=0$ はシラスを充填した直後の値である。可動壁の土圧強度は壁の変位に応じて減少し、ヒンジ下の土圧強度は逆に増加している。図-3は土圧計より得られた土圧分布をもとに土圧合力 Q を算定し、 $K = Q / \frac{1}{2} \gamma H^2$ (γ : 単位体積重量, H : 壁高) より土圧係数 K を求め、無次元変位 δ/H との関係を示したものである。この図に示すように、シラスは壁高の $\frac{1}{1000} \sim \frac{1}{100}$ の変位で主働状態に達しており、シラスが密になるほど主働土圧係数は小さくなる。その値は $\phi = 38^\circ \sim 43.5^\circ$, $\delta = 27.4^\circ$ より求めたフーロンの主働土圧係数 $K_a = 0.18 \sim 0.22$ よりかなり小さい。図-4は相對密度と静止土圧係数およびすべり角(すべり面の土體底面とおす角度)の関係である。ここでいう静止土圧はシラス充填直後の変位ゼロにおける土圧であり、充填前と後ではわずかに壁体たわみが主になるため、やや主働側に近い静止土圧係数だと思われる。本実験から得られる静止土圧係数(○印)はおきの式に基きよりやや小さいが、傾向は類似している。鉄製タンパーを使って打撃による締め固めの場合、図-4に示すように(▲印)逆の傾向が得られた。これは打撃エネルギーによる残留応力の影響ではないかと思われる。このことから締め固めの方法としては振動による方が打撃によるより好ましいことがわかる。図-4のすべり角は(図-5参照)初期の壁の位置から表面のキレットまでの距離 L 、壁高 H より $\theta = \tan^{-1}(H/L)$ で求めた。 $D_r = 0.74$ においては $\theta = 82^\circ$ である。これはランキン土圧論($\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$)より算定される $\theta = 67^\circ$ よりはるかに大きく、シラスの角ばった粒子形状によりインターロッキングの効果が大きく現われているようである。

4. 理論値との比較

以上の実験結果を検討するため、有限要素法による弾性解析を行なった。ただし、壁面の摩擦は考慮していない。解析に用いた諸定数は $E = 100 \text{ kg/cm}^2$ (三軸圧縮試験より求めた), $\nu = 0.333$, $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ である。解析の結果を図-6に示す。土圧分布の傾向は実験結果(図-2~4)と類似しており、実験値と同じようにヒンジ下の土圧が大きくなる傾向も得られている。(したがって、定性的ではあるが、実験結果は妥当なものであることが認められよう。

5. おそぎ

シラスの主働土圧係数は、フーロンの式より求まる主働土圧係数より小さく、シラスが密になるほどその傾向は強い。シラスの崩壊時のすべり角は、シラスが密になるほど大きく、その角度は垂直に近くなる。このような現象は一般の砂と違ったシラスのせん断特性(インターロッキングなど)に起因すると思われる。今後はシラスのせん断特性を有限要素法による解析にくみ入れて、理論面からシラスの土圧特性を検討することも必要である。

(参考文献) 1) 藤本 広: シラスのせん断特性について, 土と基礎, Vol. 13, No. 2, 1965. 2, pp. 56~64.

2) 春山元寿・山内豊聡: 乱れたシラスの排水せん断特性について, 土と基礎, Vol. 14, No. 8, 1966. 8, pp. 27~33.

3) 春山元寿・永井利正・下川悦郎: 砂沈下によるシラスの土圧および間隙水圧について, 土木学会西部支部研究発表論文集, (1973).

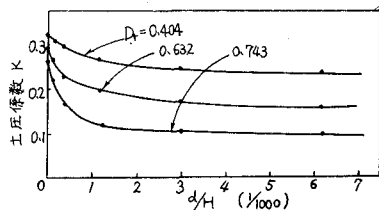


図-3

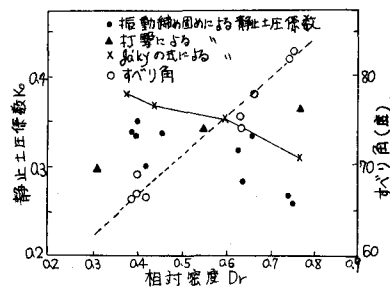


図-4

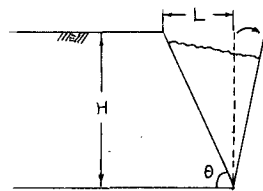


図-5

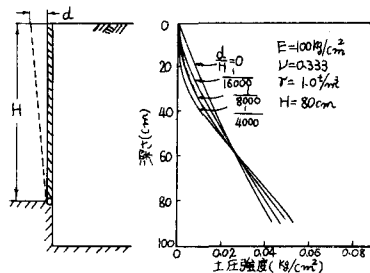


図-6