

建設省 土木研究所 正員 ○嶋津晃臣
正員 村尾好昭
中田公基

1. はじめに

現在、擁壁土圧の算定にあたっては、テルツァギ・ペックの経験土圧図表やクーロン土圧などが用いられている。しかし、嵩上げ盛土の法勾配や嵩上げの比率が大きくなると、一般にその適用範囲を越える。そして、計算上の数値がそのまま実際の土圧を反映しているかどうかは、この種の土圧実験データがほとんど得られておらず、不明のまま残された問題となっている。本報告は、嵩上げ盛土が擁壁土圧に及ぼす影響を調べるために行った大スケールの擁壁土圧実験結果について述べる。

2. 実験方法

本実験は図-1に示す大型擁壁実験装置の下段実験壁（高さ約2.4m）を使用した。この装置は3段の実験壁により全体として高さ約6.5m、幅4m（左右にさらに幅2mのダミー壁あり）の実験壁を構成し、各実験壁に作用する土圧は水平荷重計、鉛直荷重計により測定される機構となっている。裏込材は図-2に示す霞ヶ浦産の川砂である。本実験では法勾配を1:2（鉛直:水平）、1:1.5、1:1の3ケースで、嵩上げ比 H/h を最大1.4まで行なった。ただしここで H は嵩上げ盛土の高さ、 h は擁壁の高さを表わす。

実験に際し、まず壁を固定しておき、盛土各段階での土圧を測定した。次に嵩上げ盛土終了後、壁の固定を解き、壁を除くにゆるめながら主働土圧状態の測定を行った。なお、1:1のケースは1:2の嵩上げ盛土終了後一旦嵩上げ部分を水平部分まで徹去した¹⁾後、1:1の嵩上げを実施した。裏込材の締固めの度合により土圧の大きさが異なることがわかっているため、各ケースにつき裏込材の施工方法を締固めとゆる詰め²⁾の2条件に設定した。締固めの場合は1層25cmまき出しで140kg振動コンパクタにより3回転圧し、ゆる詰めの場合はバケットで裏込材を搬入し敷きならすだけとした。その結果、裏込土の状態は各ケースとも、平均的に締固め状態で湿潤密度 $\rho_s = 1.73 \text{ t/m}^3$ 、含水比 $w = 10.1\%$ 、ゆる詰め状態で $\rho_s = 1.60 \text{ t/m}^3$ 、 $w = 9.2\%$ 程度であった。静的J-ーンの圧入も実施したが、締固め状態では20~30cm程度で貫入不能となり $\rho_c = 30 \text{ kgf/cm}^2$ を越えた。ゆる詰め状態²⁾は極めて容易に貫入することができ、貫入抵抗にはむらがあるが概ね $\rho_c = 2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であった。

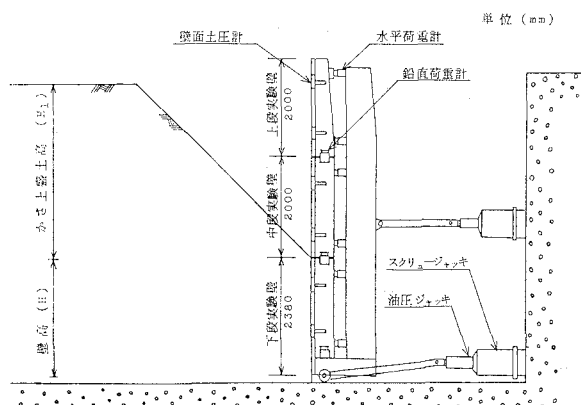
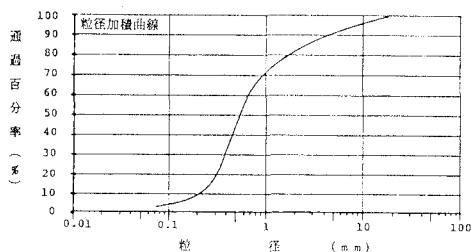


図-1 大型擁壁実験装置



$$G_s = 2.701, D_{max} = 19.1 \text{ mm}$$

$$\rho_{d(max)} = 1.785 \text{ (t/m}^3\text{)}, w_{opt} = 16.1\%$$

参考; (三軸CD) $\phi = 35^\circ$ (ゆる詰め) ~ 40° (密)

$$c = 0 \text{ (ゆる詰め) } \sim 0.5 \text{ (密) t/m}^2$$

図-2 用いた裏込材の性質

凡 例		1 : 1	1 : 1.5	1 : 2
締固め	◇	△	○	□
ゆる詰め	◇	△	○	□
テルツァギ・ベック				

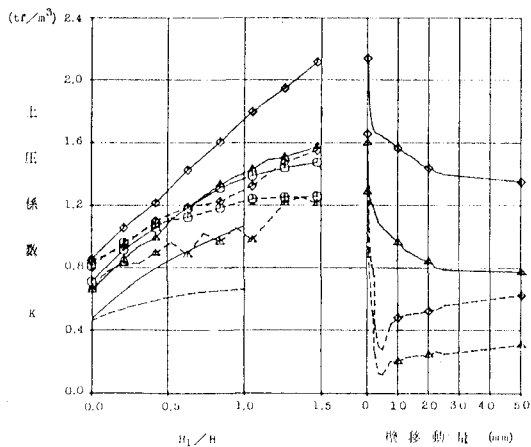


図-3 土圧係数Kと嵩上げ、壁移動量

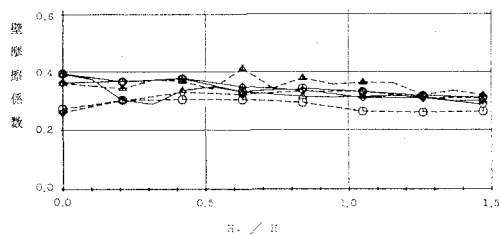


図-4 壁摩擦係数と嵩上げ

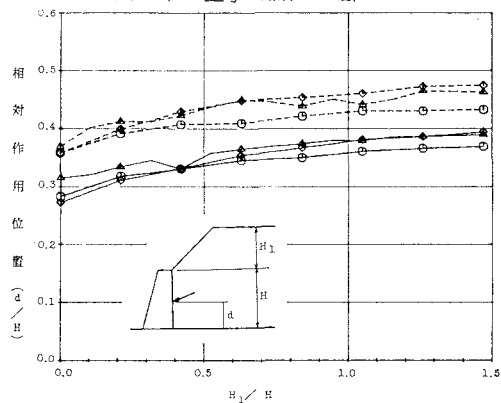


図-5 土圧の相対作用位置d/Hと嵩上げ

3. 実験結果と考察

嵩上げ H_1/H と設計土圧の三要素である土圧係数 K 、壁摩擦係数 $\tan \delta$ および土圧の相対作用位置 d/H の関係を図-3、4および5に示す。図-3で示した土圧係数 K はテルツァギ・ベックの方式のもので、土の単位体積重量を含めた係数である。これは $P = \frac{1}{2} K \cdot H^2$ (P :土圧合力, H :壁高)より求めた。本実験のように壁の移動が拘束されている場合(実測では盛土終了段階までに水平0.6mm移動した)には、静止土圧状態に近く、嵩上げ盛土高さ²⁾その勾配の影響をかなり敏感に受けている。ゆる詰めの場合は特に敏感で土圧増加の割合は弾性解³⁾やテルツァギ・ベックあるいは試行くさび法の増加傾向に比較的似ている。一方、締固めの状態では前者の計算値程大きくない。壁が5mm程度(壁高に対して約 $1/500$)移動すると土圧は急激に減少し主動土圧状態に近くなった。設計土圧の水準から見れば、この場合、ゆる詰め状態はテルツァギ・ベックの土圧にほぼ一致する。締固めの場合は極端に小さくなっている。実際の擁壁の場合は盛土施工中及び完成後を通じていくらかの壁移動が生じる。設計土圧の立場から見るとこの実験結果は締固めの問題とともに、許容変位量をどう設定するかは重要な問題であることを示唆している。

図-4に示した壁摩擦係数は、嵩上げ盛土の法勾配や裏込土の締固め度合による影響はほとんど見られない。嵩上げが進むに従って壁摩擦係数の多少の減少の傾向が見られる。壁摩擦係数の水準は0.3~0.4であり、これは設計上の³⁾多少程度に相当している。図-5に示した土圧の相対作用位置 d/H は、ゆる詰めの場合は概ね $1/3$ 程度であるが、締固めると上昇する。これは土圧分布性状の違いであると考えられる。また、 d/H は嵩上げに伴ない上昇するが、これは弾性解³⁾や模型実験結果とも対応する。

4. おわりに

実大擁壁実験による嵩上げ盛土の土圧の実態を報告したが、今後は裏込土の締固めの評価の問題とともに、設計土圧の立場からの擁壁の変位量について検討していく必要がある。〈参考文献〉 1) 嶋津・村尾 擁壁土圧に及ぼす締固めの影響 第16回土質工学研究発表会 2) 嶋津・伊勢田 盛土型載荷重による擁壁土圧に関する考察 第15回土質工学研究発表会 3) 村尾他 嵩上げ盛土の土圧に関する模型実験 土木学会第37回年講