

Ⅲ-803

水辺補強土擁壁に関する実物大実験

—テールアルメ壁（その1）水位一定時の挙動—

ヒロセ 剛 正会員 熊田 哲規
川鉄商事 酒井 茂賀
(財)土木研究センター 正会員 土橋 聖賢
建設省土木研究所 正会員 宮武 裕昭

1. はじめに

水辺に構築されたテールアルメ壁の挙動を把握するために、補強土壁前面の水位を上昇あるいは降下させる実験を行なった。本報告では、補強土壁内の水位が一定に保たれた状態（定常状態）の実験結果について報告をする。

2. 実験装置および方法

実験装置は、図-1に示す4.0m×8.0m×4.0mの実験ピットに構築した壁高さ6mの実験補強土壁である。実験ピットの側面および底面にはジオメンブレンを敷設し、補強盛土内への注水・排水は、壁前面から行われる構造としている。壁面材は、コンクリート製で1.5m×1.5m×0.18mの十字形をした部材を使用した。隣接する壁面材との間には15mmの隙間があり盛土側に透水係数が 10^{-2} cm/s程度の不織布を設置し盛土材料の流失を防止している。補強材は、鋼製(SS400)の幅60×厚さ5mmのリブ付きのストリップを使用した。取付け間隔は、鉛直方向 $\Delta H=0.75$ m、水平方向 $\Delta B=0.75$ mである。盛土材料は、表-1に示す2種類の盛土材料を使用した。

実験方法は、壁前面側から注水、あるいは、排水することにより補強土壁内部の水位を上昇、降下させた。注水過程は、2時間程度で壁前面水位を3.5mまで上昇させてこの水位を保持した。補強土盛土内部の水位が壁前面の水位に等しくなった状態を定常状態とした。排水過程では、壁前面の水位を1m/day, 2m/day, 4m/day, 急速排水(3m/30min程度)の順で降下させ、盛土内部の水位が確認されない状態を定常状態とした。

3. 実験結果

補強土壁盛土完了時の補強材張力分布形状を図-2に示す。補強材張力の最大値は、壁面より少し盛土側に入った位置で生じている。また、壁下端に向かうにつれ張力は大きくなる。図-3、4に盛土完了後の最下段補強材の最大張力位置(測点SG1-2)と、壁下端より3段目の最大張力位置(測点SG2-3)に関する補強材張力、および、壁背面より0.5m位置の土中土圧の大きさを、定常状態につい

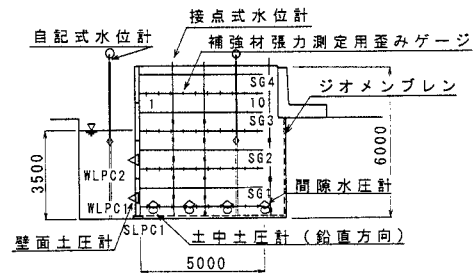


図-1 実験装置

表-1 盛土材料の物理特性

種類	土質分類	細粒分含有量		等価係数	透水係数	湿潤密度	含水比
		F (%)	U _c			ρ_t (g/cm ³)	w (%)
砕石	GP	4.2	16.22		2.6×10^{-4}	1.878	1.3
細砂	SF	19.0	5.11		1.72×10^{-3}	1.549	19.5

(注)※:他の現場における現場透水試験の結果を示した。

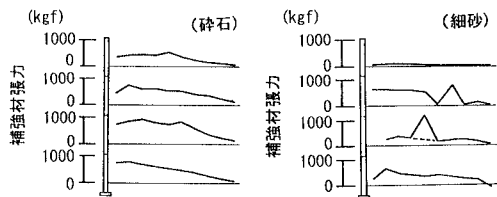


図-2 盛土完了後の補強材張力分布

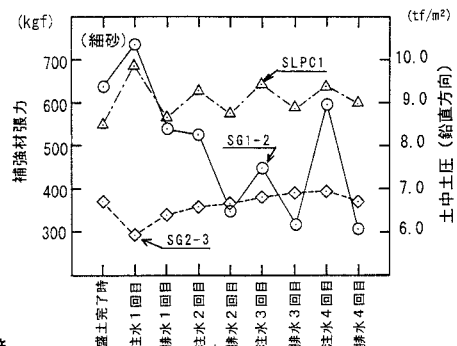


図-3 定常状態の補強材張力と土中土圧（細砂）

て示す。①碎石の場合、土中土圧は注水後の定常状態で増加し、排水後は減少している。これに対して、補強材張力は、注水後は減少し、排水後は増加する傾向にある。②細砂の場合、土中土圧は注水後に増加し、排水後に減少する傾向は碎石の場合と同じであるが、水位の昇降を繰り返すごとに変化の割合は少なくなっている。また、補強材張力は、水位上昇時に補強材張力が減少するといった傾向はなく、測点SG1-2では、注水により張力が増加する傾向がある。測点SG2-3の張力は、水位の昇降後にほとんど変化がない。図-5、6に壁面土圧計の変化を示す。碎石の場合も細砂の場合も、注水後に壁面土圧が増加し、排水後に壁面土圧が減少している。注水、排水の繰返しに対して変化はあまりない。

4. 考 察

盛土終了時の壁面土圧計の値を現場密度測定による盛土重量で除して土圧係数を求めると、碎石では $k_g=0.07$ 、砂では $k_s=0.242$ を得る。ここで、壁面土圧は、図-7に示される分布と考え、算出した土圧係数を用いて水浸時の壁面土圧強度を推定すると、碎石の場合は、壁下端より0.75mの位置で 2.993tf/m^2 、2.25mの位置で、 1.524tf/m^2 を得る。細砂の場合は、壁下端より0.75mの位置で 3.678tf/m^2 、2.25mの位置で 1.978tf/m^2 を得て、実測結果と比較的良好一致をみる。これに対して、補強材の張力は、次式で与えられることから、盛土完了時の補強材張力と測定土中土圧強度から土圧係数を求めると、碎石の場合、 $k_g=0.212$ 、細砂の場合、 $k_s=0.143$ を得る。

$$T = k \times \sigma_v \times \Delta B \cdot \Delta H \quad (\text{式1})$$

ここに T :補強材張力、 k :土圧係数、 σ_v :鉛直土荷重、 ΔB 、 ΔH :補強の水平鉛直の取付け間隔

この土圧係数と盛土材料の水中単位体積重量を用いて注水後の最下端の補強材張力を求めると、碎石の場合、 $T_g=0.964\text{tf}$ 、細砂の場合、 $T_s=0.319\text{tf}$ が得られる。計算の補強材張力は、碎石の場合は、比較的実測に近い値が得られるが、細砂の場合の水浸時は、実測の補強材張力に対して低い値を示す。

5. まとめ

水浸時の壁面土圧の算出は、盛土重量に水中単位重量の使用は可能であるが、補強材張力の算出については、盛土材料の種類によって、盛土重量に水中単位重量を適用することが望ましくない場合があることを示していると考えられる。今後は、水位の昇降時の挙動を総合的に考慮して、水辺補強土壁の設計法提案を行っていきたいと考える。

なお、本文は、建設省土木研究所、(財)土木研究センター、岡三興業、川鉄商事、共和コンクリート工業、ヒロセによる「補強土擁壁の合理的な設計法に関する共同研究」の成果の一部を報告するものである。

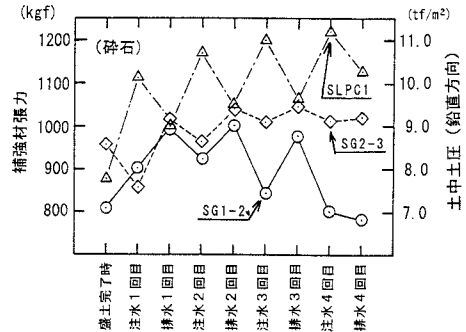


図-4 定常状態の補強材張力と土中土圧(碎石)

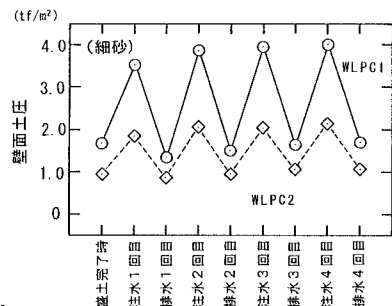


図-6 定常状態の壁面土圧(細砂)

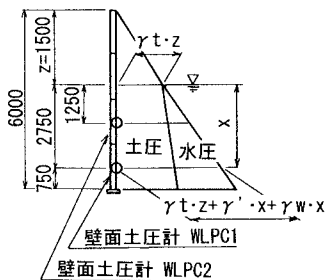


図-7 壁面土圧分布の模式図