

補強土擁壁の遠心力模型実験

高知工業高等専門学校 正会員○岡林宏二郎
 森 組 正会員 小松弘祐
 長岡技術科学大学 三崎 将人
 高知工業高等専門学校 秋山幸二郎

1. はじめに

補強土擁壁工法の壁面材に作用する土圧は壁面で直接測定する事が困難ため、補強材の引張力から等価な土圧を求めたりしているが、この両者は等しくなく、土圧と補強材の引張力の相互作用も十分解明されていない。本研究では、このような観点から補強土擁壁の壁面土圧と補強材の役割を明確にするために遠心力模型実験を行い、既往の設計法も含めて検討を加えた。実験は、まず落下高を調整できる砂まき器を用い、模型実験と同密度の地中内に土圧計を埋め遠心力場で検定を行ったのち、土圧計や差動トランスにより壁面土圧や壁面変位を計測した。さらに、ひずみ計により補強材のひずみ分布や引張力を求め、土圧との関係を調べた。

2. 実験方法

図1に模型の作成状況を示す。実験に用いた模型容器は内寸で幅450mm、高さ300mm奥行き150mmの硬質アルミ容器である。模型材料は気乾状態の豊浦標準砂を用い、自作の砂まき器で、落下高 $H=50\text{cm}$ から 0.42mm ふるいを通過させて相対密度 $D_r=80\%$ ($\gamma=1.58\text{tf/m}^3$)で作成した。変位状況を見るために30mmごとにターゲットを埋め込んだ。壁面材は $200\text{mm}\times 150\text{mm}$ 、補強材は $0.2\text{mm}\times 5\text{mm}\times 150\text{mm}$ のアルミ材を12本(3列 $\times$ 4段)使用し、土圧は補強材のある壁面中央断面で3箇所測定した。

3. 実験結果及び考察

図2に、壁面材中央部に作用する水平土圧の分布を示す。この時の水平土圧は、底面摩擦の影響で下部で少し減少しているものの静水圧的な分布を示しており、遠心加速度の増加とともに水平土圧が増加しているのがわかる。

図3に、補強土擁壁工法の場合の壁面の中央部に作用する水平土圧を計測した結果の分布を示す。水平土圧は遠心加速度とともに増加傾向は見られるが、補強材中央付近では小さくなっている。

図4は、実験時の密度から理論的に求めた主動土圧と、実験による主動土圧の計測値と補強土擁壁での水平土圧の計測値を30Gの遠心力場で比較したものである。

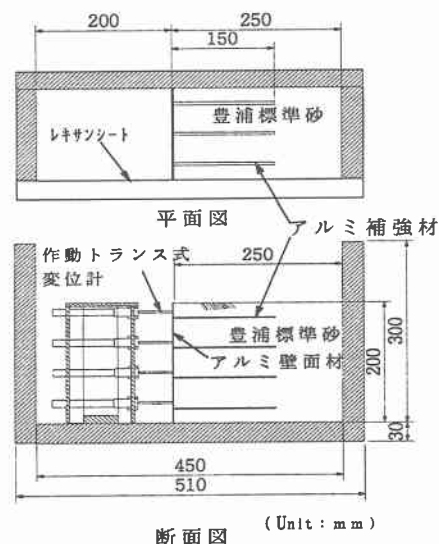


図-1 遠心模型実験用の装置

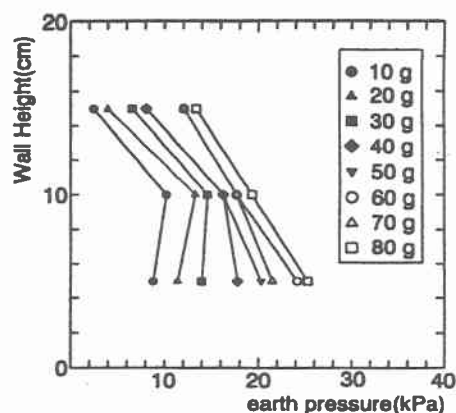


図2 静止状態の水平土圧分布

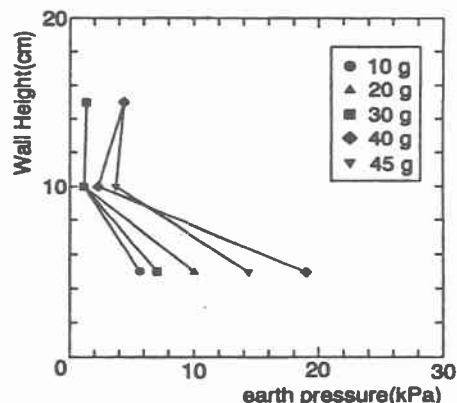


図3 補強土擁壁の水平土圧分布

実験による主働土圧とは、壁裏面に圧縮性材料を取り付けて、壁面に強制変位を与えて求めた水平土圧であり理論値とよくあっている。理論値と補強土擁壁での計測された水平土圧の差が補強材の引張応力 T として擁壁に作用していると考えられる。

そこで補強材と壁面土圧の関係を明確にするために、補強材のひずみを測定し、等価水平応力（補強材に作用する引張応力）を計算し壁面土圧と比較検討を行った。

図5は、ひずみテストによって計測された壁面中央部の補強材のひずみ分布である。補強材の引張応力は、最上段と最下段では壁面から離れるに従い大きくなっており中段では壁面材に近いほど大きくなっている。このことは図3の土圧分布から、補強材の引張応力は、土圧の小さい場所で大きく、土圧の大きい場所で小さくなっていることがわかる。そこで図4のような対応が成立するか補強材の引張力を計算して、補強土擁壁の壁面土圧と比較した。

図6は、ひずみテストによるひずみの計測値から求めた補強材1本あたりが受け持つ引張応力の応力分布を40gの遠心加速度について表示したものである。壁面近くの引張応力は、補強土擁壁の壁面土圧が小さいところで大きくなっており両者の和が静止土圧ぐらいの値であることがわかる。これらのことから補強材の引張応力 T は、少なくとも主働土圧以上の抵抗力が期待できることが確認できた。

4. 補強土擁壁設計法についての考察

図7は、実験での破壊時の補強材のひずみの分布を示したものであり、Coherent Gravity法とTie Back-Wedge法によるすべり面の近似とを比較してみると、最大ひずみを結ぶ線と2つの近似法のすべり線を比べてみるとほぼ一致する結果が得られているのがわかる。前者の方法は、補強材の剛性が高い場合に用いられ、後者はジオテキスタイルなどの剛性が低い場合の近似法である。この測定では後者にも近い結果が得られた。

この理由には、補強材自身はアルミ材で剛性が高いものであるが配置間隔が比較的に広いため補強材の剛性が低い場合の時の値にも近づいたものと考えられる。

現設計法では、まず先にすべり面を仮定し破壊時を基準として設計を行っており、主働領域では補強材の引張応力が働いていないと考えているが、本実験の図5の様に破壊直前までは、壁面近くの主働領域で引張応力がかなり抵抗していることが明らかになったので、これを設計に考慮すべきであると考えられる。

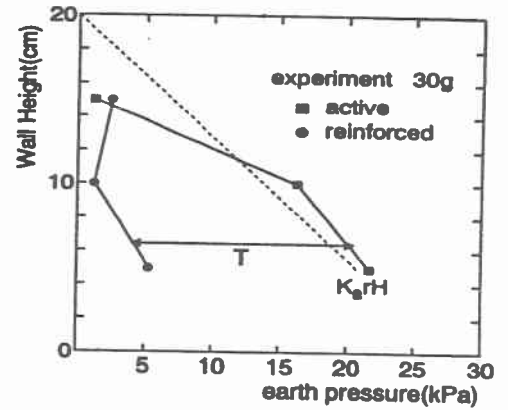


図4 主働土圧と補強土擁壁の土圧

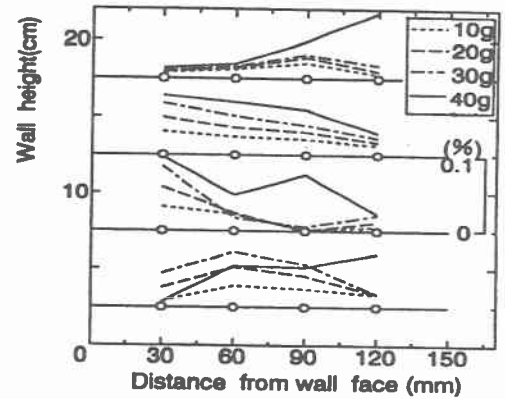


図5 補強材のヒズミ分布図

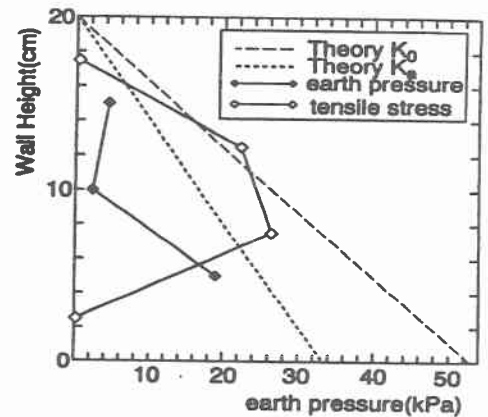


図6 土圧と引張応力 (40g)

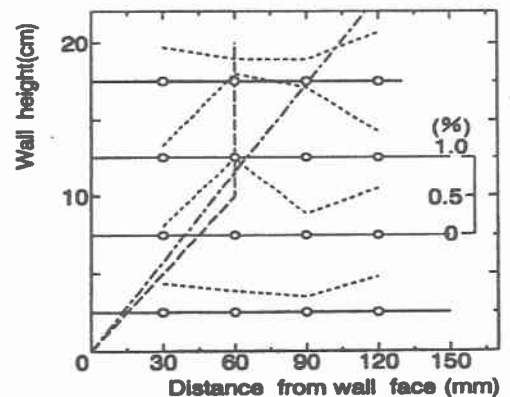


図7 補強材のヒズミ分布 (破壊時)