

ポリマーグリッドを用いた補強土擁壁工法の現場実験工事

復建調査設計(株) ○正会員 福田直三

三井石油化学工業(株)

小林是則 守島郁夫

岡三興業(株)

正会員 丸山健吉

1. まえがき 補強土擁壁工法は、Vidal のテールアルメ工法に始まるが、現在では壁面材や補強材の組合せの違いによって、いくつかのものが提案されている。本実験は 補強材として最近英国で開発され 我が国にも導入されている高張力のポリマーグリッドを用い、また壁面材としてプレキャストコンクリートブロックを用いたものである。この工法は英国ではすでに実績があるものの、我が国では未だそのノウハウを有しないことから、本実験によってその設計法並びに施工法を確立させることを目的としている。本報文では、その内、設計法および施工法を中心に述べる。

2. 設計法 基本設計は英国のガイドライン¹⁾に準じた。設計の基本は、補強土領域を一つの剛体と仮定し、この土塊に作用する外力(図-1)に対して、滑動、転倒、支持力、すべり破壊の検討を行う「外的安定検討」と、補強材に誘起される応力によって、補強材の破断および引抜けの検討を行う「内的安定検討」(図-2)の二者からなる。

設計条件 補強土擁壁の規模は実物大を想定し $H=6\text{m}$ 、上載荷重 $w_s=1\text{tf/m}^2$ とした。また裏込め材は砂質土とし、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0$ 、 $\gamma=1.8\text{tf/m}^3$ とした。さらに土圧係数は、次式のとおりとなる。

$$K_A = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi) = 0.33 \quad (1)$$

ここで、ポリマーグリッドの設計強度 T_D は、同材のクリープ変形特性を考慮し、破断強度 $T_B=8\text{tf/m}$ の 40% (3.2tf/m) を採用する²⁾。

外的安定検討 本検討では支持地盤は十分良好なものと仮定し、支持力およびすべりの検討は無視した。外的安定の基本式および安全率 F_s は式(2)、(3)に示すとおりである。

$$\text{滑動: } F_s = 2.0 = \frac{2\mu(\gamma_a H + w_s)}{K_A(\gamma_b H + 3w_s)(H/L)} \quad (2)$$

$$\text{転倒: } F_s = 2.0 = \frac{3(\gamma_a H + w_s)}{K_A(\gamma_b H + 3w_s)(H/L)^2} \quad (3)$$

ここで、 μ : 土とポリマーグリッド間の摩擦係数であり、 $0.9 \tan \phi'$ とした。また、添字 a, b は補強土領域およびその背後領域の意。諸定数を式(2)に代入し、 L を逆算すると 41m となり、これを式(3)に代入すると $F_s=3.63 > 2.0$ が得られる。したがって設計敷設長 L は 45m とした。

内的安定検討 擁壁天端から h_L の深さに間隔 V_L で設置されたポリマーグリッドに作用する引張り力 T_L は、土圧合力 $K_A \sigma_v$ 、 V_L と等しくなる。この T_L が設計強度 T_D と等しくなるような敷設間隔 V_L が最も効果的である。ここで σ_v は、土破り圧のみならず、補強領域背面からの土圧によって生じる鉛直応力をも加算することとしている。

$$\sigma_v = \gamma_a h_L + w_s + K_A(\gamma_b h_L + 3w_s)(h_L/L)^2 \quad (4)$$

上述の関係に基づいて、 h_L と V_L の関係および設計敷設間隔の関係を図-3に示した。

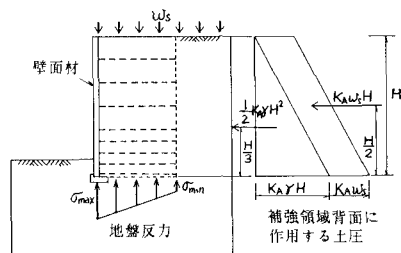


図-1 補強領域に作用する外力 (外的安定検討)

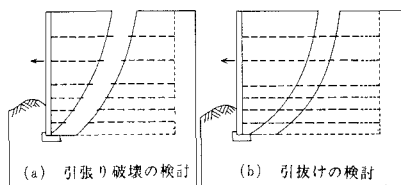


図-2 内的安定検討

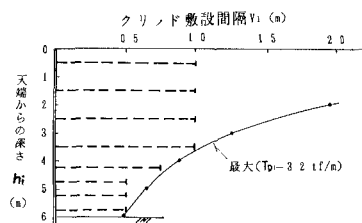


図-3 グリッドの設計敷設間隔の検討

次に、各ホリマークグリッドに発生する張力 T_L は、すなわち引抜き力と等しいものであるから、引抜けを生じないような十分な定着長 L_{ri} が必要となる。ここで L_{ri} はホリマークグリッドの上下両面に摩擦抵抗力($\tau = \alpha(h_i + w_s) \tan \phi$ 、 α は補正係数であり0.8とする)が作用し、また、安全率2.0を乗ずることとして、次式のように計算される。

$$L_{ri} = \frac{T_L \cdot F_s}{2 \cdot \alpha \tan \phi (h_i + w_s)} \quad (5)$$

したがって必要敷設長 L_{reg} は、 L_{ri} に主働領域の長さを合計した値となる。引抜けが問題となる最上段の L_{reg} は約4.5mと計算され、前述の外的安定検討から求めた敷設長と等しい値となり、擁壁全高にわたって敷設長を同一とした(図-4)。

3. 施工法 施工の手順は図-5に示すごとく、布状基礎コンクリート(厚さ20cm、幅40cm)の打設、ポリマークリッドが埋込まれたコンクリートブロックの設置、裏込め土の敷均し、転圧、ホリマークグリッドの敷設およびこれと、φ15mm鋼管を介してのブロックとの連結、グリッドの緊張固定、覆土、転圧および上段ブロックと連結金具でジョイントし、以下順次、同様の手順を繰返す。図-6は、補強土擁壁H=6.4m(奥行き約10m)の壁体の完成状況である。

4. 計測結果 実験工事に際して、種々の仮定に基づいた設計と実際の対比・評価を行うべく、ホリマークグリッドの配置を2種類に分けて計測を行った。すなわち、図-6の右側断面では設計どおり、全高さにわたって敷設長を4.5mとし、一方、同図左側断面では下部2m高さの範囲の敷設長を2.5mに短くした。

図-7は両断面におけるホリマークグリッドのひずみ分布を対比したものである³⁾。同図には潜在すべり面(⑧)およびホリマークグリッドのひずみがほぼ0となる位置(⑨)を示している。すなわち、この計測結果から、下部ではグリッドの敷設長を短くできそうであること、潜在すべり面の位置ではなく壁面部でひずみ(張力)が最大となること、さらに、各グリッドに生じる張力は一樣でないことが分かる。また、壁面部のひずみ量を外挿的に推定し、グリッドの変形係数 $E = 50 \text{ t/m}$ を乗じて求めるグリッドの張力は、 $0.07 \sim 0.62 \text{ t/m}$ であり、設計張度 3.2 t/m の2~20%、また各グリッドの設計上の張力の9~31%であり、当初設計以上に補強効果を有すると考えられる。

5. あとがき 本実験工事によって本工法による補強土擁壁の築造が可能であることが実証された。今後我が国などの設計法を確立させる必要があると考えている。

引用文献 1) Netlan Ltd., Guidelines for the design & construction of reinforced soil retaining walls using 'Tensar' Geogrids, 1984, 2) 山内、福田、周藤、ホリマークグリッドの設計強度の平面試験、第30回土質工学シンポジウム、PP. 23-26, 1985, 3) 山内、福田他、第21回土質工学研究会発表会(投稿中)。

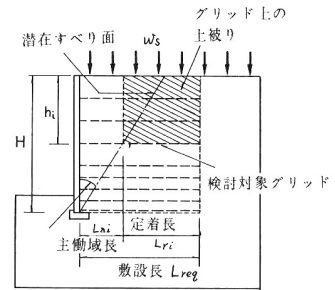


図-4 引抜けの検討

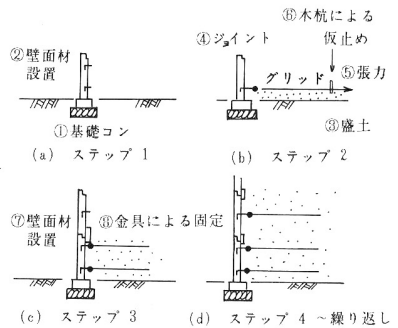


図-5 施工手順

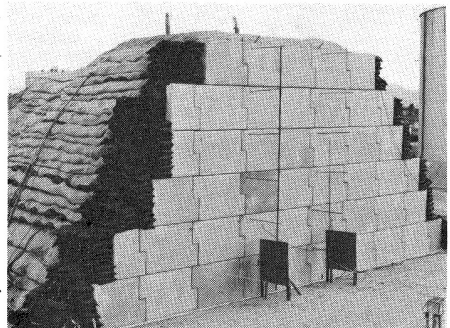


図-6 補強土擁壁完成状況

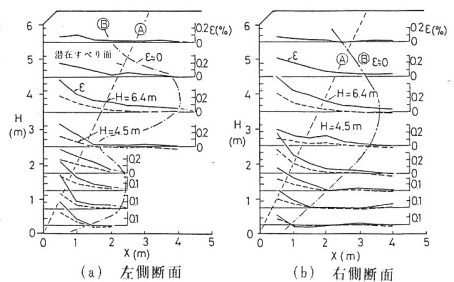


図-7 グリッドのひずみ分布