

III-29

ポリマーグリッド補強土擁壁における補強材の敷設長と補強効果について

清水建設(株) ○正 荻迫 栄治

九州大学

正 落合 英俊, 正 林 重徳

1. まえがき

補強材として土中に敷設されたポリマーグリッドは、引張力を受けると土との相互作用として抵抗力を発揮するが、その引抜き抵抗はグリッド節点の変位に依存している¹⁾。したがって、ポリマーグリッドで補強した土構造物の解析を行うにあたっては、このような土中におけるポリマーグリッドの補強機構を考慮することが必要である。本文は、前報²⁾に引き続き、引抜き試験より得られたポリマーグリッドの引抜き抵抗機構を考慮し得る解析手法³⁾を用い、ポリマーグリッド補強土擁壁について有限要素法解析を行い、補強材の敷設長と補強効果について検討したものである。

2. 解析モデルおよび解析ケース

解析に際しては、土とポリマーグリッド間の不連続面にジョイント要素を採用し、また、ポリマーグリッドは軸力のみを伝達する平面トラス要素で表し、両者を組み合わせることによってポリマーグリッドの補強機構のモデル化を行った³⁾。また、擁壁は曲げ剛性を有する梁要素としてモデル化し、不連続面を生じる土と擁壁の境界面にもジョイント要素を用いた。

解析においては、擁壁裏込め土および基礎地盤を対象とし、擁壁高さ $H = 4\text{ m}$ および 8 m のそれぞれに対し、ポリマーグリッドの敷設間隔 h を一定 ($h/H = 0.1$) として、敷設長 L を $L/H = 0.2, 0.4, 0.6$ および 0.8 の4種類に変えて解析を行った。図-1に解析モデルを、また表-1に解析ケースを示す。なお、各ケースについて、ポリマーグリッドの端部は壁に固定されているものとし、計算は裏込め土の自重による変形解析を行った。

3. 解析に用いた入力パラメータ

解析には、裏込め土として海砂を、ポリマーグリッドとして一軸延伸グリッド(SR-2)を用い、土とポリマーグリッド間の引抜き抵抗の関係には引抜き試験より得られた結果³⁾を用いた。また、土は、非線形弾性体(Duncan-Changモデル)と仮定し、壁面材は厚さ18cmのコンクリートとした。表-2および3に解析に用いた入力パラメータを示す。

4. 解析結果および考察

図-2は、補強材による土圧の低減率をポリ

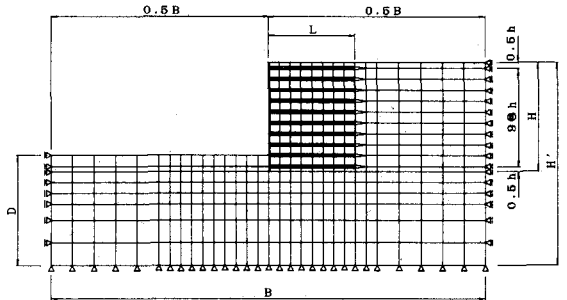


図-1 解析モデル

表-1 解析ケース

ケース	擁壁高さ $H\text{ (m)}$	敷設長 $L\text{ (m)}$	敷設間隔 $h\text{ (m)}$	地盤幅 $B\text{ (m)}$	地盤厚さ $D\text{ (m)}$	解析深さ $H'\text{ (m)}$
1	4.0	-	-	16.0	4.0	7.4
2	4.0	0.8	0.4	16.0	4.0	7.4
3	4.0	1.6	0.4	16.0	4.0	7.4
4	4.0	2.4	0.4	16.0	4.0	7.4
5	4.0	3.2	0.4	16.0	4.0	7.4
6	8.0	-	-	32.0	8.0	14.8
7	8.0	1.6	0.8	32.0	8.0	14.8
8	8.0	3.2	0.8	32.0	8.0	14.8
9	8.0	4.8	0.8	32.0	8.0	14.8
10	8.0	6.4	0.8	32.0	8.0	14.8

ケース1およびケース6は無補強

表-2 土質パラメータ

	単位体積重量 $\gamma' \text{ (tf/m}^3\text{)}$	粘着力 $c \text{ (tf/m}^2\text{)}$	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	Duncan数値			ポアソン比 ν
				K	n	R_f	
裏込め土	1.8	0	38	1000	1.0	0.9	1/3
基礎地盤	0.8	0	35	300	0.5	0.7	1/3

表-3 ポリマーグリッドおよび壁面材の物性値

	弾性係数 $E \text{ (tf/m}^2\text{)}$	断面積 $A \text{ (m}^2\text{)}$	断面2次モーメント $I \text{ (m}^4\text{)}$
ポリマーグリッド	1.65×10^5 *	0.0012	-
壁面材	2.5×10^6	0.18	4.86×10^{-4}

*初期値

マージリッドの敷設長に対して整理した結果である。ここで、土圧の低減率 R_p は、 P_0 を無補強時のクーロン主動土圧による壁面合土圧、 P_0 を補強時の解析値による壁面合土圧として、 $R_p = 1 - (P_0/P_0)$ で表す。同図によれば、補強材の敷設間隔 h を $h/H=0.1$ と密にした場合においては、土圧の低減率は擁壁高さによらずほぼ一致した値を示す。また、敷設長に関しては、 $L/H=0.6$ でピークを示す凸型の分布をなす。

図-3は、補強材による壁面変位の低減率と正規化したポリマージリッドの敷設長との関係を示したものである。ここで、壁面変位の低減率 R_δ は、補強時および無補強時の壁面の最大水平変位をそれぞれ δ_0 および δ_0 として、 $R_\delta = 1 - (\delta_0/\delta_0)$ で表す。壁面変位の低減率は、擁壁高さによってその値は異なるものの、敷設長が長くなるにつれて増大する。

ところで、図-4に示すように、壁面に作用する土圧は壁面の変形状態によって変化し、壁面変位が小さくなるにつれて主動土圧状態から静止土圧状態へと移行していく。一方、補強材に働く張力によって土圧は低減され、最終的に壁面に作用する土圧は図-4の実線で示すような分布になると推測される。土圧の低減量(図-4の陰影部)は補強材の敷設長が長くなるにつれて大きくなると予想されるが、同時に、壁面変位の減少に応じて、破線の土圧分布は急激に静止土圧分布に近づいていくため、壁面に作用する最終的な土圧は両者の量的な大小関係によって決まるとと思われる。図-2において、 $L/H=0.6$ から $L/H=0.8$ にかけて、無補強時のクーロン主動土圧を基準にした土圧低減率が減少しているのは、この間の土圧の低減量の増加分よりも、壁面変位の減少によって静止土圧へ近づくことによる土圧の増加分の方が大きかったためと考えられる。したがって、補強材の敷設長をある程度より長くすれば、補強材後端部がアンカー的な働きをし変位を抑える一方で、土圧分布はより静止土圧状態に近づいていくものと考えられ、作用土圧に関しては、その絶対値が最小となるような補強材の敷設長が存在すると言える。

5. まとめ

解析の結果より、補強材の敷設長と補強効果に関して次の点が明かになった。

1) 壁面に作用する土圧は、敷設間隔が密な場合($h/H=0.1$)、擁壁高さによらず敷設長に支配され、 $L/H=0.6$ 付近で最小となる。 2) 壁面変位は、敷設長が長くなるほど減少する。 3) 1), 2)の結論から、壁面に作用する土圧を最小にする敷設長と壁面変位を最小にする敷設長とは異なっており、したがって、土圧を抑えたい場合と変位を抑えたい場合とで敷設長を選択する必要があると考えられる。

謝辞 本解析に際し、桃坂利彦氏(当時九州大学4年生)に多大のご協力をいただいた。謝意を表します。

参考文献 1)林, 山内, 落合, 孫: 土と基礎, Vol.33, No.5, pp.21-26, (1985). 2)荻迫, 落合, 林, 桃坂: ポリマージリッド補強土擁壁における敷設間隔と補強効果について, 第23回土質工学研究発表会(1988).

3)坂井, 落合, 林: 土質工学会論文報告集, Vol.27, No.3, pp.147-155, (1987).

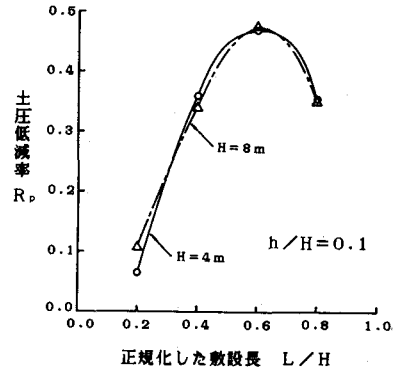


図-2 壁面に作用する土圧の低減率

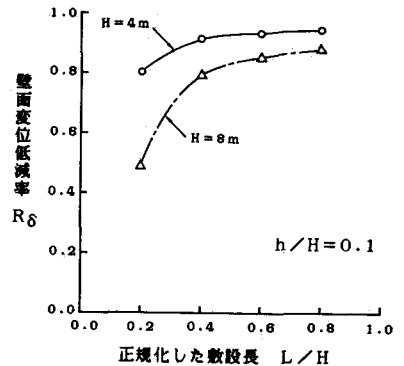


図-3 壁面の水平変位の低減率

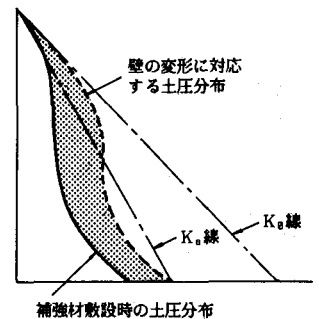


図-4 土圧分布の概念図