

ジオグリッド補強土壁における拘束効果の土中分布を考慮した内的安定計算法(その2)

信州大学工学部 正会員○河村 隆, 正会員 梅崎健夫

1. はじめに ジオグリッド補強土壁における拘束効果は、すべり破壊時に定着側において生じる補強材の引抜きに起因して周辺土塊の鉛直応力が増加し、その結果、すべり面上の垂直応力が σ_{N0} から $(1+\beta)\sigma_{N0}$ (β : 拘束効果パラメータ)に増加する効果であると解釈される^{1),2)}。本文では、2ウェッジ法に基づくRRR-B工法設計・施工マニュアル³⁾(以下、RRRマニュアル)を参考に、拘束効果の土中分布を考慮した2ウェッジ法に基づく補強土壁の内的安定計算法を新たに提案する。そして、実物大崩壊実験の結果^{4)~6)}を用いて提案法の妥当性を検証する。

2. 拘束効果を導入した2ウェッジ法に基づく内的安定計算法

RRRマニュアルにおける補強土壁の内的安定計算法は、図-1(a)に示すように、補強領域とその背面を通る2直線のすべり面を仮定する。そして、図-2(a)に示すFとBの2つのブロックに作用する力の釣り合いから算定した壁面土圧 P_f に対して、滑動および転倒のそれぞれの破壊モードに関する安全率を検討するものである。詳細は参考文献³⁾を参照されたい。

提案法では、図-1(a)に示すように、ブロックF下部の定着側の土塊内において補強材の引抜きが生じると、それに伴って鉛直応力が増加し(図-1(b))、その結果、すべり面(ブロックF底面)上の垂直応力が増加する(図-1(c))と考えられる。このとき、ブロックF底面における反力は、図-2(b)に示すように、 $N_f^* = (1+\beta)N_f$ に増加する。このとき、すべり面上のせん断抵抗力 T_f^* は図中の式で表わされる。この式よりすべり面上の垂直応力が増加することは、ブロックF底面における土の内部摩擦角が ϕ から $\phi^* = \tan^{-1}\{(1+\beta)\tan\phi\}$ に増加したように評価できる。したがって、提案法においては P_f を算定する際にブロックF底面の内部摩擦角として ϕ^* を用いる。ただし、 β は、ブロックF底面の平均的な値 $\bar{\beta}$ として評価する。

3. 補強土壁における拘束効果の土中分布の評価手法 図-1(a)~(d)に補強土壁の2直線すべり破壊と拘束効果の土中分布の評価法をモデル化して示す。補強材の引抜きに伴う鉛直応力増分 $\Delta\sigma_v$ は、図-1(b)に示すように、補強材から離れるほど小さくなる曲線分布となる²⁾。引抜きが生じる補強材の下部にはすべり面が存在しないので、安全側の仮定として補強材下部の $\Delta\sigma_v$ の分布を無視すると、すべり面上の垂直応力増分 $\Delta\sigma_N$ は、図-1(c)に示すような曲線分布となる。そして、拘束効果パラメータ $\beta = \Delta\sigma_N / \sigma_{N0}$ の分布も図-1(c)と同様の分布となり、拘束効果パラメータの最大値 β_{max} と β の分布形状を決定することが必要である。

図-3は、三村ら²⁾の報告しているアルミ棒積層体を用いた引抜き試験の結果に基づいて算定した拘束効果の土中分布であり、補強材からの距離 x と β/β_{max} の関係である。図中には、別途、Yu⁷⁾による空洞膨張論の弾性解法を適用して算定した供試体高さが大きい場合の分布も示している。いずれにおいても、 β/β_{max} はほぼ同様な分布であり、 $x=50\text{cm}$ 程度において β/β_{max} は無視できるほど小さくなる。したがって、空洞膨張論の弾性解法によれば、材料定数によらず図-3の関係が得られることから、実際の構造物においてもこのような曲線分布が生じていると仮定する。すなわち、提案法においては図-3に示すような拘束効果の土中分布を安定計算に用いる。また、計算を簡略化する場合には、この分布を図-3のように平均化して用いる。

4. 提案法の妥当性の検証 田尻ら⁴⁾および宮武ら^{5),6)}によって、土木研究所の設計・施工マニュアル⁸⁾(以下、土

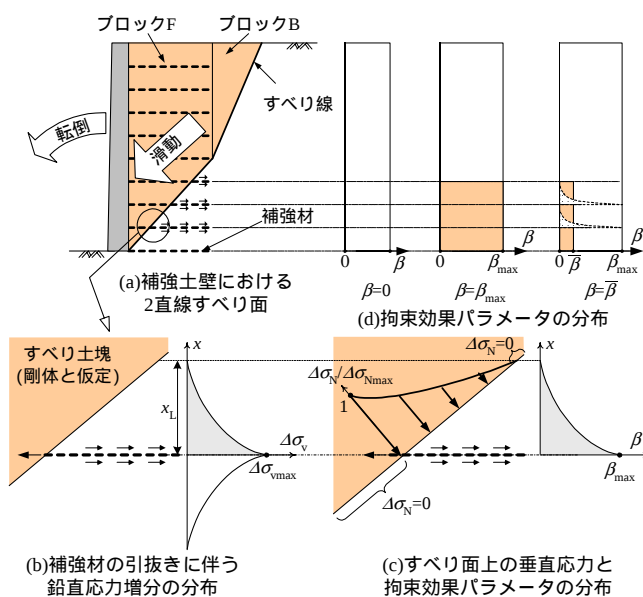


図-1 補強土壁における拘束効果の土中分布のモデル化

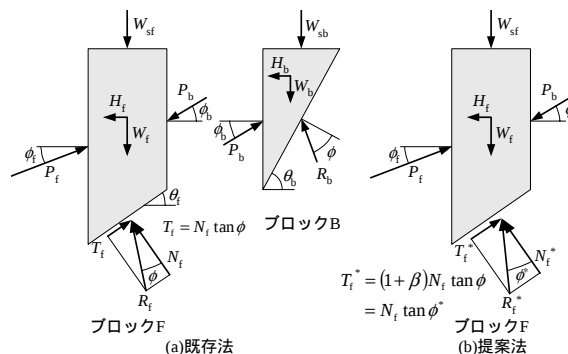


図-2 2ウェッジ法において各ブロックに作用する力

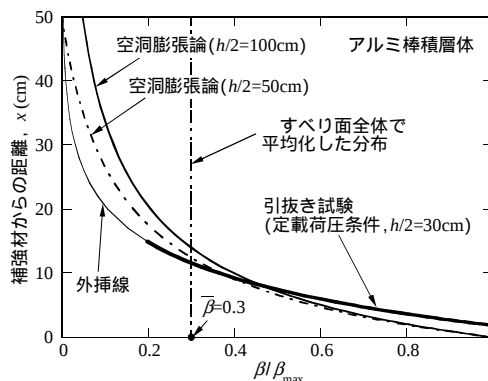
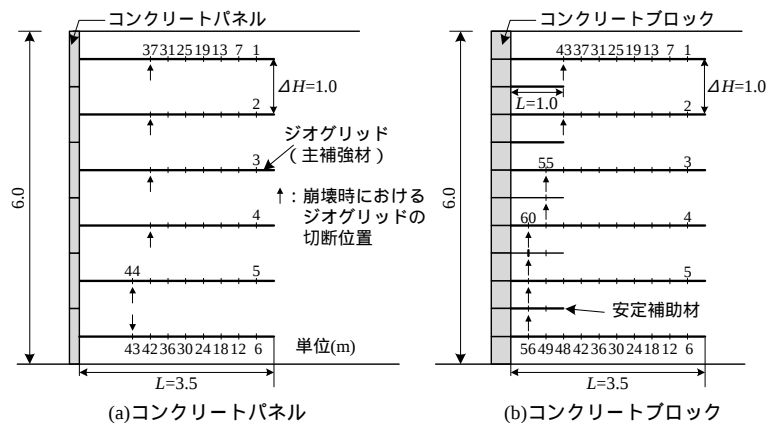


図-3 拘束効果の土中分布

キーワード：補強土壁，設計法，安全率，補強効果，引抜き挙動，鉛直応力

連絡先：長野市若里 4-17-1，信州大学工学部社会開発工学科，TEL&FAX:026-269-5291

図-4 実物大崩壊実験の概要^{4)~6)}

研マニュアル)に基づいて設計されたジオグリッド補強土壁の実物大崩壊実験の結果が詳細に報告されている。本文では、図-1(d)に示す拘束効果を導入しない場合($\beta=0$)、補強領域全体に β を導入する場合($\beta=\beta_{\max}$)、提案法(β の分布を平均化して用いる)の場合($\beta=\bar{\beta}$)について安全率を算定し、実験結果と比較することにより提案法の妥当性を検証する。ただし、本実験は、本来、土研マニュアルに基づいて設計されたものであり、補強材の敷設間隔はRRRマニュアルに基づいて決定された値よりも大きくなっている。

図-4(a),(b)に施工された補強土壁の概要を示す^{4)~6)}。補強材はジオグリッド(SR-55)、盛土材は川砂(湿潤単位体積重量 $\gamma=16.0\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=0$ 、 $\phi=39.4^\circ$)、壁面材はコンクリートパネルおよびコンクリートブロックである。施工後、図-4中に示した1~60の番号の順に補強土壁が崩壊するまで補強材が切断された。それぞれNo.44, 60を切断した後、補強土壁は崩壊した。補強材の切断過程においては、壁面水平変位も測定された。

図-5(a),(b)に補強材の切断に伴う壁面水平変位および滑動および転倒に関する安全率 F_s および F_o の変化を示す。補強材の形状に基づいて拘束効果パラメータの最大値を $\beta_{\max}=0.25$ とし¹⁾、図-3の分布に基づいて $\bar{\beta}=0.3\beta_{\max}$ とした。

図-5(a-1), (b-1)に示すように、壁面水平変位がほとんど生じていない部分と急激に生じる部分をそれぞれ直線近似し、この2直線の交点を破壊時と定義した。コンクリートパネルにおいて、測定された破壊直前の壁面変位の分布⁴⁾に基づけば、滑動よりも転倒に近いと考えられる。しかし、破壊時における転倒安全率 F_o は、 $\sim$ のいずれの場合も1.0を下回っている。一方、滑動安全率 F_s は $\beta=0$ の場合は $F_s=0.97$ である。

$\beta=\beta_{\max}$ の場合は $F_s=1.53$ であり、安定性を過大評価している。提案法($\beta=\bar{\beta}$)の場合も $F_s=1.10$ であり、この場合も少し過大評価している。コンクリートブロックの F_s および F_o は $\sim$ のいずれの場合も1.0を下回っている。すなわち、適用した実験結果において、 $\sim$ のいずれの場合においても、安定性を過小評価する傾向があり、提案法も破壊状態を十分に評価できないが、拘束効果を導入することにより安全率は1.0に近づく傾向にある。

4. まとめ (1)補強材の土中引抜きに伴う鉛直応力増分の分布に基づいて、拘束効果の土中分布を考慮した2ウェッジ法に基づく内的安定計算法を提案した。(2)本文において適用した破壊実験において、提案法は安定性を過小評価する傾向があるが、拘束効果を導入することにより安全率は1.0に近づく傾向にある。

謝辞 本研究を遂行するにあたり九州大学落合英俊教授に貴重な御助言を頂いた。RRRマニュアルを入手するにあたり(財)鉄道総合技術研究所 篠田昌弘氏に御助力頂いた。ここに感謝の意を表わします。

【参考文献】1)河村ら、ジオシンセティックス論文集第19集, pp.21-28, 2004。2)三村ら、第40回地盤工学研究発表会, 2005(投稿中)。3)RRR工法協会, RRR-B工法設計施工マニュアル, 2001。4)田尻ら、第10回ジオシンセティックスシンポジウム, pp.37-46, 1995。5)宮武ら、第30回土質工学研究発表会, pp.2423-2426, 1995。6)宮武ら、第30回土質工学研究発表会, pp.2427-2430, 1995。7)Yu, H. S., Computers and Geotechnics, No.14, pp.21-41, 1992。8)(財)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版, 2000。

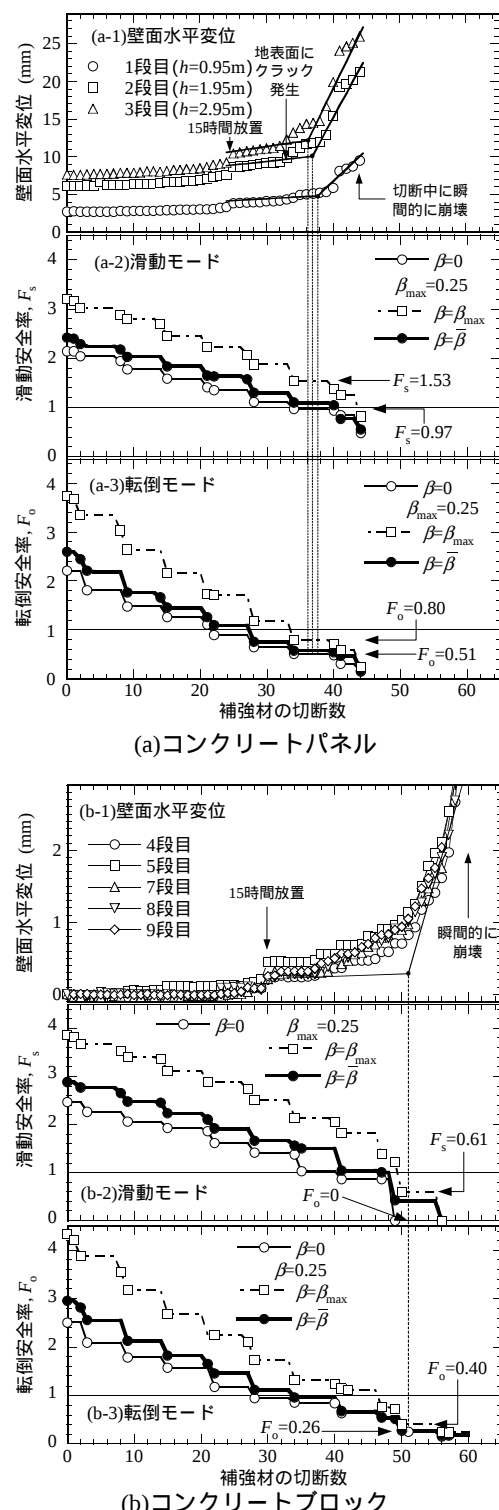


図-5 補強材の切断に伴う水平変位および安全率の変化