壁面が勾配を有するジオシンセティックス 補強土壁における補強材力の推定法

宮田喜壽¹・Richard BATHURST²

本文は、壁面が勾配を有するジオシンセティックス補強土壁における補強材力の推定法について論じる。これまで著者らは、北米で開発された砂質土を用いたジオシンセティックス補強土壁の補強材力の推定法を、粘着力を有するケースに適用できるように拡張してきた。本文では、壁面勾配の異なる補強土壁についてケーススタディを行い、その影響を考慮した補強材力の推定法について論じる。

キーワード：補強土壁，ジオシンセティックス，補強材力，設計

1. はじめに

ISO 2394 を契機に¹⁾，構造物の安全性を，確率をベースにした部分係数で評価する限界状態設計法の導入が進められている。旧来の安全率を用いた設計法では，異なる破壊モードに対する安全性の違いを合理的に比較することは困難であった。限界状態設計法では，信頼性理論をベースにそれを比較することができる。構造物の重要度に応じて確保する安全性のレベルを合理的に変化させたい場合や，異なる限界状態に対する安全性の余裕度をバランスよく設計したい場合，限界状態設計法は非常に有効である。補強土壁にこの設計法を導入する意義は高いと思われる。諸外国では，他の土構造物に先立ち補強土構造物で限界状態設計法の導入が進められている^{2)~5)}。

補強土壁の設計法を限界状態設計法に移行するに際し，特に検討が必要になるのは内的安定の照査方法である。現行の設計法では，補強材に作用する力（補強材力）を簡易な土圧モデルで推定し，補強材が破断しないように，あるいは引抜けないように補強材の配置と種類を決定する。この設計の基本的な考えを限界状態設計法に拡張するには，補強材力の推定法，土中における補強材の引張り強度あるいは引抜き抵抗力の推定法について再検討を行い，各限界状態に対応する部分係数を合理的に決定する必要がある。

本文では，ジオシンセティックス補強土壁の内的安定について終局限界状態と同じく重要になる使用限界状態を照査するための補強材力の推定法について，特に壁面勾配の影響に焦点をあてて考察する。これ以下，この論文の主幹をなす実スケールの補強土壁で計測された補強材ひずみから補強材力の推定モデルを定式化する考えを説明し，壁面勾配の影響を合理的に考慮する必要性を明らかにして，そのための設計モデルを提案する。

2. 使用限界状態を照査するための補強材力の推定法：K-stiffness method

限界状態設計法で用いる設計モデルとして，モデルの誤差がプラス側とマイナス側に一様に分布するものが望ましい。常に安全側，あるいは危険側の結果を与える設計モデルでは，部分係数が限界状態に対する安全性の余裕度を表さないからである。旧来より軟弱地盤の信頼性設計においては，この問題が詳しく議論されてきた⁶⁾⁷⁾。補強土壁の内的安定に関する検討でも，はじめに，実際のデータを用いたキャリブレーションによって設計モデルを構築し，その後で部分係数を算定するというアプローチが必要である。著者らは，以上の考えをもとに，実大スケールの補強土壁で計測された補強材のひずみデータをもとに，使用限界状態の照査に用いる補強材力の推定モデル（著者らはこれを K-stiffness method と呼んでいる）について検討している^{8)~11)}。ここではその概略を説明する。

著者らは，強固な地盤上に構築され，施工後良好な挙動を示した補強土壁におけるひずみ計測事例をケーススタディとして収集し，それをデータベース化して，補強材力を推定するための設計モデルの構築を試みている。提案する設計モデルの基本式は以下のとおりである。

$$T_{\max} = \sigma_h S_v D_{\max} \Phi \quad (1)$$

ここで， σ_h は水平土圧の平均値で， $\sigma_h = K_0 \gamma (H + S)$ （ K_0 ：静止土圧係数， γ ：単位体積重量， H ：壁高， S ：上載盛土の換算高さ）で評価される。 S_v は着目補強材位置の鉛直方向の敷設間隔， $D_{\max}$ は補強材力の深さ方向の分布特性を表す関数， Φ は補強材の種類や壁面材の形式で決まる補正係数である。水平土圧の算定に K_0 値

¹正会員，防衛大学校 建設環境工学科（〒239-8686 横須賀市走水1-10-20）

²Member of IGS, GeoEngineering Centre at Queen's-RMC

を用いるのは、Jaky 式で算出される K_0 値が、主働土圧係数 K_a より、盛土材のピーク強度から算出される内部摩擦角と補強材力の相関を良く説明できるからである。

$D_{\max}$ と Φ は以下の要領で算定する。まず $D_{\max}$ は、ケースヒストリー毎に計測された補強材力 $T_{\max}(\text{measured})$ の高さ方向の分布を、各ケースの $T_{\max}(\text{measured})$ の最大値 $T_{\max}(\text{measured})$ で正規化し、その分布を簡単な分布関数で算定する。 Φ は、 $T_{\max}(\text{measured})$ が測定された位置では、 $D_{\max}=1$ になることを利用して、次式を用いた逆解析で算定する。

$$\Phi(\text{back calculated}) = \frac{T_{\max}(\text{measured})}{\sigma_h S_v} \quad (2)$$

仮に式(1)が最良のモデルなら、全ケースヒストリーを通した逆解析で算定された Φ の平均値は 1 になる。この係数が 1 にならない場合は、式(1)で考慮してない各種要因が補強材力に及ぼす影響を無視できないとして、要因を分析する。本研究では、 Φ を以下の式で表すことができると考え、各種補正係数について検討を行っている。

$$\Phi = \Phi_g \Phi_{\text{local}} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \Phi_c \quad (3)$$

ここで、 Φ_g は補強材の剛性、 Φ_{local} は補強材の配置パターン、 Φ_g は壁面材の剛性、 Φ_{fb} は壁面の勾配、 Φ_c は盛土材の粘着力に関する補正係数である。詳細は文献^{8)~11)}を参照されたい。

以上示した 5 種類の Φ に対し、 Φ_g と Φ_{local} については、ジオシンセティックス、各種金属製補強材で構築された

補強土壁の実測データを広範囲に用いて検討した⁸⁾。 Φ_g と Φ_c については、日米の異なる設計法で設定されたジオシンセティックス補強土壁の実測データを用いて検討した^{9) 10)}。文献 11) では、より合理的な $D_{\max}$ の関数形と各種補正係数の整合性を再検討した。このような一連の検討の中で Φ_{fb} に限定した考察は十分でなかった。そこで本文では、旧来の設計モデルの精度を含め、この問題に焦点をあて議論する。

3. 壁面勾配が補強材力に及ぼす影響の評価法

(1) ケースヒストリー

現在、著者らは、ジオシンセティックス補強土壁に関して、表-1 に示すようケースヒストリーを収集している。このうち、壁面が勾配を有するケースヒストリーの概要は表-2 のとおりである。このデータを用いて、壁面勾配の影響について検討した。これらのケースヒストリーは、論文や技術報告書で発表されたものである。その内容をもとに、以下の作業を行い、設計モデルのキャリブレーションを行った。

表-1 収集したケースヒストリー全体の概要

ケース	カナダ3, イタリア2, 日本20, ノルウェー2, アメリカ; 全37	
壁高 H(m)	Max:12.6, Min: 3.0	
壁面の傾斜角(°)	Max:27.0, Min: 0	
盛土材	内部摩擦角(°)	Max:55, Min: 24
	粘着力(kPa)	Max:17, Min: 0
ジオシンセティックス	引張り強度(kN/m)	Max:186, Min:12

表-2 壁面勾配の影響を検討するためのケースヒストリーの概要

ケース名	壁高 (m)	上載圧の換算高 (m)	盛土材			壁面		補強材		文献
			単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 $\phi_{\alpha}^{(1)}$ (°)	粘着力 $c^{(1)}$ (kN/m ²)	勾配 $\omega^{(2)}$ (°)	壁面材の種類	引張り強度 T_{air} (kN/m)	$J_{2\%}^{(3)}$ (kN/m)	
GW7J	4.8	1.75	17.0	41	0	27	鋼製型枠	53.1	350	Fannin and Hermann (1990) ¹³⁾
GW7N		1.3								
GW9	6.1	1.2	20.4	43	0	3	石工ブロック	39.2	200	Bathurst et al. (1993) ¹⁴⁾
GW16	12.6	2.7	21.1	45	0	3	巻き込み	31-186	120-1000	Allen et al. (1992) ¹⁵⁾
GW20hp	4.0	2.4	21.1	47	8	5	鋼製型枠	56.3	300	Carruba et al. (1999) ¹⁶⁾
GW20pp	4.0	2.5	21.1	47	8	5	鋼製型枠	20.9	90-100	
GW35	4.5	0.5	18.6	24	4.9	6	蛇籠+土囊	59.8	380	中根ら (1990) ¹⁷⁾
GW36	6.3	0	16.0	41	2.0	11	土囊	59.8	380	Miki et al. (1992) ¹⁸⁾
GW37	6.0	0.9	14.7	45	2.5	17	土囊巻き込み	71.4	400	山内ら (1986a) ¹⁹⁾
GW38	7.5	0.5	16.1	25	12	11	土囊巻き込み	71.4	400	伊藤ら (1988) ²⁰⁾
GW39	8.7	0.9	19.7	44	17	27	土囊巻き込み	59.8	380	阿部ら (1989) ²¹⁾
GW41	4.0	0	16.0	38	2.0	11.3	土囊	59.8	400	土木研究センター (1995) ²²⁾

1) 3 軸圧縮試験におけるピーク強度と拘束圧の関係から算出される内部摩擦角と粘着力、2) 垂直面を 0 とし壁面の勾配を時計回りを正で表す、3) $J_{2\%}$: 補強材のクリープ試験結果にアイソクローナスモデルをあてはめ、ひずみレベル 2%、標準的な施工時間 1000 時間を目安に算定した剛性

表-3 補強材力の推定法の精度

ケース	評価値	AASHTO	K-stiffness method	
			$\Phi_b=1$	Φ_b 式(5)
c=0	Mean T_{max}	0.34	0.80	0.98
	COVT _{max} (%)	45	20	21
c>0	Mean T_{max}	0.27	0.77	1.01
	COVT _{max} (%)	83	26	24

図-1 壁面が勾配を有するジオシンセティックス補強土壁における補強材力の深さ方向分布特性

- 1) 可能な限り、論文や報告書の著者に問い合わせ、施工条件や材料の情報を収集する。
- 2) 報告されているひずみがグリッドの縦ストランドにおける局所ひずみである場合は、それを横リブ間の平均ひずみに換算する。
- 3) ひずみから補強材力への換算に用いる剛性を、クリープ試験にアイソクロナスモデルで当てはめて評価する。
- 4) 各層ごとに補強材力のピーク値を決定する。
- 5) 全データを統計解析が容易なようにスプレッドシート形式のデータベースに整理する。

(2) 現行の設計モデルの精度

補強材力を推定するための現行の設計モデルが、壁面が勾配を有するジオシンセティックス補強土壁に対してどの程度の精度を有しているかを検討するために、AASHTO の設計モデルで表-2 に示したケースに対して補強材力を計算し、計測された補強材力と比較した。AASHTO のモデルについては、本章の(5)を参照されたい。そして、計測値を推定値で除したバイアス値に対し、平均 (Mean) と共分散 (COV) を求め、推定精度を評価した。結果を表-3 “列1” に示す。盛土材の粘着力 $c=0$ のケース、あるいは $c>0$ のケースいずれにおいても、バイアスの平均は 1 を大きく下回っており、COV も 40%以上となっている。このことから、現行の設計モデルは、過度に安全側のバイアスを有するモデルといえる。使用限界状態の照査のためには新しい設計モデルが必要である。

図-2 壁面勾配を考慮しない K-stiffness method による推定結果 ($c=0, \omega>0$)

図-3 壁面勾配を考慮しない K-stiffness method による推定結果 ($c>0, \omega>0$)

(3) 壁面勾配が補強材力の深さ方向の分布に及ぼす影響

表-2 に示したケースヒストリー毎に、計測された補強材力 $T_{\text{max}}(\text{measured})$ を各ケースの $T_{\text{max}}(\text{measured})$ の最大値 $T_{\text{maxmax}}(\text{measured})$ で正規化し、その深さ方向の分布特性を $c=0$ のケースと $c>0$ のケースについて求めた。結果を図-1 に示す。縦軸の $(z+S)/(H+S)$ は、上載盛土がある場合とない場合を直接比較するための関数で、 z は盛土天端からの深さ、 H は壁高、 S は上載盛土の換算高さである。旧来の設計法では三角形分布を仮定している。使用限界状態の設計モデルとして、図-1 に示すような台形分布を仮定する必要があるといえる。

図-4 壁面勾配の補正係数 Φ_{fb} の逆解析結果

図-5 壁面勾配を考慮する K-stiffness method による推定結果 ($c=0, \omega>0$)

(4) 壁面勾配が補強材力の大きさに及ぼす影響

表-3 “列1” に示したように、現行の設計モデルの精度には改善の余地がある。以下では、垂直壁に対して十分な検証がなされている式(1)のモデルをベースに議論を進める。ちなみに、式(4)で $\Phi_{fb}=1$ としたモデルは、22 ケースの垂直壁を有するジオシンセティックス補強土壁の実測データを、Mean $T_{max}=1.01$, COV = 23 %の精度で説明できる¹⁰⁾。

表-2に示したケースに対して、壁面勾配に関する補正係数を考慮しない垂直補強土壁に対するモデル（式(4)で $\Phi_{fb}=1$ とした場合）で推定した結果を図-2と図-3に示す。図-2は、盛土材の粘着力がない場合で、図-3はありの場合である。いずれのケースにおいても、プロットは多くの場合、傾き1の直線の上側に位置しており、計測値は推定値より小さいことがわかる。この推定法の精度を表-3 “列2” に示す。 $\Phi_{fb}=1$ としたモデルは旧来の設計モデルより精度は高いが、壁面勾配を補強材力の推定法で考慮する必要性が明らかである。

壁面勾配に関する補正係数 Φ_{fb} を式(4)で逆解析し、その結果と水平方向の主働土圧係数 K_{abh} を垂直壁に対する土圧係数 K_{avh} で除した値との関係を図-4に示す。

$$\Phi_{fb} = \frac{T_{max}(measured)}{\sigma_h S_v \Phi_g \Phi_{local} \Phi_{fs} \Phi_c} \quad (4)$$

両者の関係を指数関数で近似すると以下の式が最良モデルとして得られる。

$$\Phi_{fb} = (K_{abh} / K_{avh})^d, d=0.5 \quad (5)$$

図-6 壁面勾配を考慮する K-stiffness method による推定結果 ($c>0, \omega>0$)

当初、Allen et al.は $d=0.25$ を便宜上仮定していた⁸⁾。これを著者らが $d=0.50$ とした¹¹⁾。このモデルを用いた推定結果を用い、式(1)と式(4)を用いて推定した結果を図-5と図-6に示す。図-5は、盛土材の粘着力がない場合で、図-6はありの場合である。いずれのケースにおいても、モデルの誤差がプラス側とマイナス側に分布している。この係数を用いた推定法の精度を表-3 “列3” に示した。式(5)のモデルは、バイアスの平均がほぼ“1.0”で、COV が 25%以下であり、AASHTO や K-stiffness method で $\Phi_{fb}=1$ とした設計モデルより、精度の高いモデルといえる。

図-7 土研マニュアルの設計モデル

(5) 逆解析で得られたモデルと現行の設計モデルの比較

以上の結果を現行の設計モデルと比較する。この論文で提案する補強材力の推定法は、式(4)に示したように補強材力に影響を及ぼす種々の要因を考慮する。ここでは、壁面勾配の影響に限って、本文に示した方法と、AASHTO⁹⁾、土研マニュアル²³⁾の方法とを比較する。

両設計法では、補強材力を次式で推定する。

$$T_{\max} = K \gamma (z+S) S_v \quad (6)$$

AASHTOでは、Kを以下に示すクーロンの主働土圧係数で評価する。

$$K = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos \omega \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \omega} \right)^2} \quad (7)$$

ここで、 ϕ は内部摩擦角、 ω は壁面勾配角で、垂直壁の場合を原点とし、壁面の勾配を時計回りを正で表す。土研マニュアルでは、式(6)のKを次式で評価する。

$$K = \frac{2 \sum T_{\text{req}}}{\gamma H^2} \quad (8)$$

ここで、 $\sum T_{\text{req}}$ は以下の最適化計算で求める。

$$\sum T_{\text{req}} = \max \frac{F_s \sum W \sin \alpha - \sum W \cos \alpha \tan \phi}{\sum \left\{ \frac{2}{H^2} z b \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi) \right\}} \quad (9)$$

ここで、 F_s は必要安全率であり、式(9)中の各係数の意味は図-7に示した。以上の解析法を用いて所定の壁面傾斜角 ω で補強材力を計算し、それを $\omega = 0$ のときの補強材力で正規化した。土研マニュアルを用いた計算では、 $F_s = 1$ を仮定した。計算結果を図-8に示す。また今回の逆解析の結果である式(5)の結果を図-9に示す。最も ω に対する感度が高いのはAASHTOモデルで、土圧係数の算定に補強材力を考慮する土研マニュアルのモデ

図-8 壁面勾配の影響を評価する設計モデルの精度 (AASHTOとPWRC：土研センター)

図-9 壁面勾配の影響を評価する設計モデルの精度 (K-stiffness methodをベースに逆解析で算定した結果)

ルはそれより ω に対する感度が小さい。K-stiffness methodをベースに逆解析で算定した結果は、さらに ω に対する感度が小さい結果となった。例えば、 $\phi=40^\circ$ のとき3つの方法を比較すると、 $\omega=20^\circ$ に対してK-stiffness methodで推定される補強材力は $\omega=0^\circ$ のときの約70%であるが、AASHTOと土研マニュアルでは約50%である。AASHTOと土研マニュアルの設計モデルは、 ω の増加に伴う補強材力の低下を大きめに見積もることから、壁面勾配の影響に限定して言えば、危険側であることが明らかになった。

4. まとめ

壁面が勾配を有するジオグリッド補強土壁を対象に、使用限界状態の照査に用いる設計モデルについて検討した。補強材の深さ方向の分布を台形で近似し、盛土材の内部摩擦角の大きさに応じて壁面勾配角の影響を補正す

る設計モデルを示した。現行の設計モデルに比べると、そのモデルは高い精度を有していることについて、統計的に考察した。このモデルをもとに、部分係数を合理的に決定するのが今後の課題である。

参考文献

- 1) International Organization for Standardization (ISO): ISO2394/ General principles on reliability for structures, 1998.
- 2) British Standards Institution (BSI): Code of practice for Strengthened / reinforced soils and other fills, 1995.
- 3) Civil Engineering Building of Hong Kong (CEBHK): Geoguide 6, Guide to Reinforced Fill Structure and Slope Design, Draft, 2002.
- 4) Nordic Geosynthetics Group (NGG): Nordic Handbook, Reinforced Soils and Fills, Draft 2002-12-20, 2002.
- 5) American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO): Section 11 Abutments, Piers, and Walls, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI units, 2007.
- 6) Matsuo, M. and Asaoka, A.: A statistical study on a conventional "safety factor method", Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.75-90, 1976.
- 7) 本城勇介：地盤構造物の設計論と設計コード，第39回地盤工学会研究発表会 展望講演資料，144p，2004.
- 8) Allen, T.M. and Bathurst, R.J.: Soil Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls at Working Stress Conditions, Geosynthetics International, Vol. 9, Nos. 5-6, pp. 525-566, 2002.
- 9) Miyata, Y. and Bathurst, R.J.: Evaluation of K-Stiffness method for vertical geosynthetic reinforced granular soil walls in Japan, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 2, pp.319-335, 2007.
- 10) Miyata, Y. and Bathurst, R.J.: Development of K-Stiffness method for geosynthetic Reinforced soil walls constructed with c-f soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.44, 1391-1416, 2007.
- 11) Bathurst, R.J., Miyata, Y., Nemheim, A. and Allen M.T: Refinement of K-Stiffness Method for Geosynthetic Reinforced Soil Walls, Geosynthetics International, Vol.15 No.4 269-295, 2008.
- 12) Fannin, R.J. and Hermann, S.: Performance data for a sloped reinforced soil wall, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 5, pp. 676-686, 1990.
- 13) Bathurst, R.J., Simac, M.R., Christopher, B.R. and Bonczkiewicz, C.: A database of results from a geosynthetic reinforced modular block soil retaining wall. Proceedings of Soil Reinforcement: Full Scale Experiments of the 80s, ISSMFE/ ENPC, Paris, France, November 1993, pp. 341-365, 1993.
- 14) Allen, T.M., Christopher, B.R. and Holtz, R.D.: Performance of a 12.6 m high geotextile wall in Seattle, Washington. Proc. of the International Symposium on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Denver, Colorado, USA, August 1991, pp. 81-100, 1992.
- 16) Caruba, P., Moraci, N. and Montanelli, F. 1999: Instrumented soil reinforced retaining wall: Analysis of measurements, Proc. of Geosynthetics'99, IFAI, Vol. 2, Boston, Massachusetts, USA, April 1999, pp. 921-934, 1999.
- 17) 中根 淳, 永岡 高, 小野寺誠一, 嶋田 功：ジオテキスタイルを用いた土留め構造物の試験施工，第5回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp.24-29，1990.
- 18) Miki, H., Kudo, K., Taki, M., Fukuda, N., Iwasaki, K. and Nishimura, J. 1992. Experimental study on full scale geogrid reinforced embankment. In Proceedings of IS-Kyushu 92, Second International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp. 269-274.
- 19) 山内豊聡, 福田直三, 赤崎敏也, 池上正宏, 宮崎良知：のり面異なる急勾配補強盛土の設計と実際の比較，第1回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp.29-34，1986.
- 20) 伊藤雅夫, 熊谷浩二, 白沢 真, 伊藤 明, 相木克介, 清水英樹：沢部におけるジオテキスタイル補強盛土の現地試験施工，第3回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp.129-135，1988.
- 21) 阿部 裕, 鬼木剛一, 八畝 昇：ジオグリッド補強盛土の動態観測例，第4回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集，pp.19-22，1989.
- 22) (財) 土木研究センター：補強土壁の合理的な設計法に関する共同研究報告書，278p，1995.
- 23) (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，p.305, 2000.

PREDICTION MODEL OF REINFORCEMENT LOADS FOR GEOGRID REINFORCED SOIL WALLS WITH FACING BATTER

Yoshihisa MIYATA and Richard BATHURST

Proper estimation of soil reinforcement loads is key to accurate internal stability design of geogrid reinforced soil walls. In this paper the estimation model of soil reinforcement loads, called K-stiffness Method as proposed by Allen et al. (2003) is extended to the case of facing battered walls. Design methodology with the modified method also discussed. Modified K-stiffness Method can result in substantial cost saving.

Keyword: reinforced soil walls, geosynthetics, soil reinforcement loads, design methodology