粘着力を有する盛土材を用いたジオグリッド 補強土壁における補強材力の推定モデル

宮田喜壽¹・Richard BATHURST²

適切な補強材力の評価は、合理的なジオグリッド補強土壁の内的安定解析に役立つ。本文では、2003年に Allenらによって提案されているK-stiffness methodと呼ばれる補強材力の評価手法が、粘着力を有する土を用いる場合へ拡張される。拡張法を用いた設計法についても議論される。拡張K-stiffness methodを用いれば、補強材の使用量を節減できることを示す。

キーワード：補強土壁，粘性土，ジオグリッド，補強材力，設計法

1. はじめに

諸外国におけるジオシンセティックス補強土壁の設計は限界状態設計法に移行されはじめている^{1)~5)}。現行の設計法は、過度に安全側になっているという指摘もある。限界状態設計法への移行を、単なる現行設計へのキャリブレーション作業とすべきではない。より合理的な設計へ移行する良い機会ととらえた作業を進めるべきである。

補強土壁の設計は内的安定と外的安定に関する検討で構成される。このうち前者では、補強材に作用する力を推定し、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。設計法の精度は、想定する破壊モードの種類とそれぞれのモードに設定された許容値で決まる。これらの妥当性を蓄積されたデータをもとに検証し、より実際の挙動を考慮した設計法へと発展させる必要がある。

AASHTOの補強土壁の設計法⁶⁾は、北米のみならず世界の各地域で参照されている。この設計法における内的安定解析は、供用時（すなわち、施工終了時）での補強材力を主働土圧をもとに推定し、補強材の破断と引抜けを照査する。Allen and Bathurst⁶⁾は、実大スケール補強土壁でジオシンセティックスのひずみを計測した事例を解析し、AASHTOにおける補強材力の推定式は過度に安全側であることを指摘した。そして、彼らは収集したケースヒストリーをもとに、K-stiffness methodと呼ばれる補強材力の推定方法を提案している⁷⁾。この方法の内容は次章で概略を説明するが、土の強度、補強材の剛性と敷設条件、そして壁面材の剛性ととのり面の勾配の影響を考慮して、供用時の補強材力を推定する。彼らはその推定式を用いて実際の補強土壁を設計し、安定したパフォーマンスを確保することに成功している⁸⁾。

著者らは、オリジナルのK-stiffness methodを拡張

させる研究を開始している^{9) 10)}。その内容は、1) より幅広い壁面形式への適用性を検討する、2) $c=0$ の粒状材料に限られていたオリジナルの方法を、粘着力を有する盛土材 ($c-\phi$ 材) に拡張する、3) 壁面の傾斜の影響を再解析する、4) 壁面材と補強材の接続部での補強材力の推定法を確立するなどである。周知のようにわが国では $c-\phi$ 材を盛土材として活用する必要性が高い。土研センターの設計マニュアルでも、 $c-\phi$ 材の使用は許可されており、粘着力として最大 10kPa を設計値と見込むことが示されている¹¹⁾。しかし、粘着力が補強材力に及ぼす影響は十分に検討されていない。北米においても、現在の設計はそれを許容していないが、 $c-\phi$ 材を盛土材として活用しようとする機運が高まってきており、試験盛土の観測などが始められている¹¹⁾。 $c-\phi$ 材を用いた補強土壁における補強材力の推定式を確立する意義は世界的に十分に高い。本文では、K-stiffness methodの概要を説明し、その適用範囲を $c-\phi$ 材まで拡張した解析法を提案する¹⁰⁾。そして、その解析法を土研センターのマニュアルに導入した場合、どのような設計の合理化がなされるかを議論する。

2. K-stiffness method

Allen and Bathurst⁶⁾は、ひずみ計測がなされた11の実スケール補強土壁に対しAASHTOの設計式 (Simplified method) を用いて補強材力を計算し、実測と比較した。その結果、実測値の設計値に対する比は、平均で0.45、分散で91%であった。現在AASHTOは許容応力度設計 (WSD) フォーマットから、荷重抵抗係数設計 (LRFD) フォーマットに書き換えられたが、基本的な設計式は変わっていない。現行の設計法は依然過

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）

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

度に安全側になっている。

Allen et al.⁷⁾はその問題点を解決するために、K-stiffness method と呼ばれる新しい補強材力の推定法を 11 の実大ジオシンセティックス補強土壁のデータをメインに、17 の帯鋼補強土壁のデータを補助的に用いた逆解析により提案した。この方法は各層における補強材力の最大値を次式で推定する。

$$T_{\max} = \sigma_h S_v D_{\max} \Phi_g \Phi_{\text{local}} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \quad (1)$$

σ_h は水平土圧の平均値であり、次式で表される。

$$\sigma_h = \frac{1}{2} K \gamma (H+S) \quad (2)$$

ここで、K は水平土圧係数であり、Holtz and Kovacs にない、平面ひずみ条件におけるピーク強度から算定される内部摩擦角を Jaky 式に入力することで算定する。 γ は土の単位体積重量、H は補強土壁の高さ、S はサーチャージの換算高さである。

S_v は着目補強材位置の鉛直方向の敷設間隔である。

$D_{\max}$ は補強材力の深さ方向の分布特性を表す関数で、逆解析より図-1 に示す関数が用いられる。

Φ_g は補強材の全体剛性に関する修正係数であり、次式で表される。

$$\Phi_g = \alpha (S_{\text{global}} / P_a)^\beta \quad (3)$$

ここで、補強材の剛性 J_i 、補強材の敷設総数を n で表すと、 S_{global} は次式で定義される。係数 α と β は逆解析より、 $\alpha = 0.25$ 、 $\beta = 0.25$ が提案されている⁷⁾。

$$S_{\text{global}} = \sum_{i=1}^n J_i / H \quad (4)$$

図-1 $D_{\max}$ ($T_{\max mx}$: 補強土壁中の最大補強材力)

Φ_{local} は補強材の局所剛性に関する補正係数であり、次式で表される。

$$\Phi_{\text{local}} = (S_{\text{local}} / S_{\text{global}})^a \quad (5)$$

ここで、 S_{local} は次式で定義される。係数 a は逆解析より、ジオシンセティックス補強土壁に対しては $a = 1$ 、鋼材補強土壁に対しては $a = 0$ が提案されている⁷⁾。

$$S_{\text{local}} = \left(\frac{J_i}{S_v} \right) \quad (6)$$

Φ_{fs} は壁面剛性に関する補正係数であり、次式で表される。

$$\Phi_{fs} = \eta (F_f)^\kappa \quad (7)$$

ここで、 F_f は次式で定義される。 E は壁面材の弾性係数、 L は単位奥行き長さ、 b は壁面材の幅、 h_{eff} は壁面材の有効高、 P_a は大気圧である。係数 η と κ は逆解析より、当初 $\eta = 0.5$ 、 $\kappa = 0.14$ が提案されていたが、その後、Miyata and Bathurst より $\eta = 0.55$ 、 $\kappa = 0.14$ に修正された⁹⁾。

$$F_f = \frac{1.5 H^4}{ELb^3 (h_{\text{eff}}/H)} P_a \quad (8)$$

Φ_{fb} はのり面勾配に関する補正係数であり、次式で表される。

$$\Phi_{fb} = (K_{\text{abh}} / K_{\text{avh}})^d \quad (9)$$

ここで、 K_{abh} は土圧面が傾斜している場合の主働土圧係数、 K_{avh} は土圧面が鉛直の場合の主働土圧係数である。係数 d は逆解析より、 $d = 0.25$ が提案されている⁷⁾。

Allen et al. は、このモデルの精度を実測値の計算値に対する比を 11 の事例に対して計算し、その平均は 0.99、分散は 36% と報告している⁷⁾。格段の予測精度の向上がこの研究よりなされた。

3. 粘着力が補強材力に及ぼす影響の評価法

K-stiffness method の適用範囲を $c-\phi$ 材まで拡張させるために、新しいケースヒストリーを収集した^{9), 10)}。その一覧を表-1 に示す。十分に剛とみなされる基礎地盤上の垂直壁のみを対象にした。壁高 H は 4.0~10.7m、盛土材の ϕ は 24~54°、 c は 0~12.8 kN/m²、壁面材も EPS ブロックから非常に剛性の高い石工ブロックまで幅広い条件のデータを集めた。データ解析では、各文献からジオグリッド敷設層ごとに最大ひずみ $\epsilon_{\max}$ を算定し、それにジオグリッドの剛性を掛けて、各層ごとの最大張力 $T_{\max}$ の深さ分布図を作成した。

図-2 ジオグリッドの剛性の評価法

表-1 Allen and Bathurst によるデータベースに追加されたケーススタディ

	壁高 (m)	上載圧の換算高 (m)	盛土材			壁面材	補強材		文献
			単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 $\phi_{cs} \propto \phi_{fs} / \phi_{ps}$ (°)	粘着力 c (kN/m ²)		引張り強度 T_{ut} (kN/m)	$J_{2\%}$ (kN/m)	
GW21	4.0	0	16.7	31	0	分割型木製パネル	18.2	130	土木研究所(1988) ¹³⁾
GW22	6.0	0	16.7	43	0	EPS ブロック	59.8	380	Tajiri et al. (1996) ¹⁴⁾
GW23	6.0	0	16.7	43	0	分割型コンクリートパネル		380	
GW24	6.0	0	16.7	43	0	連続型コンクリートパネル		380	
GW25	6.0	0	16.7	43	0	石工ブロック		380	
GW26	10.7	0	22.0	54	0	石工ブロック	62.5	350	Allen and Bathurst (2006) ⁸⁾
							71.1	415	
							117.0	660	
GW27	4.0	0.5	18.6	24	4.9	蛇籠+セメント改良土	71.4	400	土木研究所(1988) ¹³⁾
GW28						蛇籠+碎石			
GW29						土嚢巻き込み			
GW30	8.0	0	18.6	31	10.0	石工ブロック	59.8	380	Ochiai et al. (1996) ¹⁵⁾
GW31	4.0	0.5	15.2	39	4.9	巻き込み	71.4	400	山内ら(1986a) ¹⁶⁾
GW32	6.0	0.4	17.4	36	12.8	分割型コンクリートパネル	71.4	400	山内ら(1986b) ¹⁷⁾
GW33	5.4	0	18.8	24	1.4	石工ブロック	35.0	100	Farrag et al. (2004) ¹¹⁾
GW33							70.0	250	
GW33							114.0	500	

ひずみから張力への換算は、Walter et al.¹⁸⁾にならった。クリープ試験から求まる 1000 時間載荷時の 2%ひずみ時の剛性 $J_{2\%}$ を用いた。その算定法は図-2 に示すとおりである。はじめに、張力をパラメータにしたひずみ-時間関係を、時間をパラメータにした張力-ひずみ関係に換算する(図(a)→図(b))。次に、着目したひずみレベル ε_i (本研究では 2%) における剛性 J を各載荷時間ごとに決定する(図(b))。最後に、剛性と載荷時間の関係をまとめ図(c)、載荷時間 t_i における剛性 J_i を評価する。本研究で、ひずみレベル 2%と載荷時間 1000 時間で

の剛性 $J_{2\%}$ を選択した理由は、実際の補強土壁がひずみレベル 2%以下であり、平均的な施工時間は 1000 時間程度であるからである。実大スケールの補強土壁の計測において、荷重計で計測された張力と、ゲージで計測されたひずみに $J_{2\%}$ に掛けて算定される張力を比較することで、その妥当性は検証されている。また、別の理由として、 $J_{2\%}$ は製品のインデックスとして合理的に算定できる値であるからである。一般的な製品に対して、ひずみレベル 1%以下の剛性をクリープ試験から算定するのは難しい。そして、多くの製品に対して 2%ひずみでの剛

図-3 計測値 $T_{\max}$ に対する K-stiffness method の精度

図-5 修正K-stiffness methodの精度

図-4 粘着力の影響を考慮する修正係数 Φ_c と無次元定数 $c/\gamma H$

$$T_{\max} = \sigma_h S_v D_{t\max} \Phi_g \Phi_{\text{local}} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \Phi_c \quad (10)$$

図-3によれば、 Φ_c は $c/\gamma H$ で表すことができそうである。そこで、事例ごとに次式で Φ_c の逆算値 Φ_c (back-cal.)を計算し、 $c/\gamma H$ との相関を調べた。その結果を図-4に示す。図中で表-1に存在しないGWのナンバーはAllen and Bathurstによる既存のデータベースのデータである。詳細は文献6)を参考していただきたい。

$$\Phi_c(\text{back-cal.}) = \frac{T_{\max}(\text{measured})}{\sigma_h S_v D_{t\max} \Phi_g \Phi_{\text{local}} \Phi_{fs} \Phi_{fb}} \quad (11)$$

Φ_c (back-cal.)と $c/\gamma H$ との関係は次式でよく近似できる。ここで、 $\lambda=6.5$ である。

$$\Phi_c = 1 - \lambda \frac{c}{\gamma H} \quad (12)$$

性と時間の関係をみると、1000時間程度で収束するものが多く、容易に J_0 を決めることができる。

以上の方法で整理した実大スケールの補強土壁における $T_{\max}$ の最大値 $T_{\max}$ をオリジナルの K-stiffness method で予測した結果を図-3に示す。オリジナルの方法は、 ϕ 材に対してはほぼ妥当な結果を与えているが、 $c-\phi$ 材に対しては明らかに過剰な予測値を与えている。そのずれの程度を、斜面の安定解析などで用いられる無次元定数 $c/\gamma H$ ごとに見ると、強い相関があることが明らかになった。図中の4つの補助線は、 $c/\gamma H$ が同じあるいは近い数字ごとに引いたものである。 $c/\gamma H$ が大きいときほど、直線の傾きは小さくなっており、オリジナルの方法の誤差が大きくなることが明らかである。

本研究では、粘着力の影響を考慮する修正係数 Φ_c を式(1)に導入した次式を提案する。

式(10)の妥当性を検証するために、表-1に示した事例について $T_{\max}$ を計算した。その結果を図-5に示す。拡張したモデルの $c-\phi$ 材を用いた補強土壁に対する精度を実測値の計算値に対する比の平均と分散で評価すると、平均は 0.98、分散は 35%と計算された。この結果は、Allen et al.が報告しているオリジナル法の ϕ 材を用いた補強土壁に対する精度とほぼ同じである。

4. 土研マニュアルへの適用例

わが国のジオグリッド補強土壁の設計法である土研マ

マニュアルに拡張K-stiffness methodを適用することで、実務を大きく合理化できる可能性を有する点について議論する。龍岡らは、クリープ低減係数を用いないで、設計引張り強度を決定し、クリープ破断する可能性は別途検討する設計の考え方を提示している¹⁹⁾。この考えと本論文で提示している拡張K-stiffness methodの考えを、土研マニュアルに組み込んだ設計法の試案を作成した。その手順は、以下のとおり。なお、補強材の引抜けの問題は議論を別の機会に譲る。

①終局限界に関する検討として、クリープ低減係数を用いないで設計引張り強度を決定し、それが試行すべり法で計算される必要引張り力より大きくなるように補強材の配置を決定する。

②使用限界に関する検討として、①で決定された補強条件をもとに施工終了時の補強材力 T_{max} の分布を計算し、その大きさが構造物の供用期間においてクリープが卓越する応力レベル以下であることを確認する。

③補強材の破断とクリープ変形に関する設計条件を満足する設計断面に対して ε_{max} を計算し、それが補強領域における土の進行性破壊を防ぐために設定された許容ひずみ ε_{allow} より小さいことを確認する。

手順①は、「クリープの履歴はジオグリッドの破断強度に影響を及ぼさない」という実験事実に基づく¹⁹⁾。手順②は、図-2(a)に示すように、「クリープ変形が卓越する応力レベルが存在する」という、高分子材料一般に認められている実験事実に基づく。手順③は、砂質土を用いた実大補強土壁において、補強材のひずみが3%を超えると、補強材が破断する前に盛土材にすべりが生じることが多いという観測結果に基づく⁹⁾。この考えは、Bathurst et al²⁰⁾に詳しく述べられている。

以上の手順を表-2に示した2つの条件に対して、適用してみた。この例題は、 $H=8m$ の補強土壁を引張り強度 $T_{ult}=30kN/m$ のジオグリッドと $\Phi_{fs}=0.50$ に相当する剛な壁面材（コンクリートパネル）で補強する場合を想定している。ケース1の盛土材は ϕ 材であり、ケース2は $c-\phi$ 材である。現行の内的安定解析は、それぞれ18枚、15枚の敷設枚数が必要と判定されるケースで、これらに対し、先に述べた手順で設計を行った。

ケース1に対する結果を表-3に示す。 z は補強材の敷設位置を表し、破壊時の T_f は試行すべり法から計算された必要引張り力を表す。この値が T_{ult} より小さくなるように z は決定された。その条件に対して、K-stiffness methodで計算された補強材力 T_{max} と補強材のひずみ ε_{max} を表中に示した。 T_{max} の最大値は5.5 (kN/m)で、これは、ジオグリッドの設計強度の18%に相当し、この値はクリープ低減係数より十分小さいのでクリープに対する使用限界状態はOKと判定される。また、 ε_{max} の最大値は1.58 %で、これは許容ひずみ3.0%より小さいので、土の破壊に関する限界状態はOKと判定される。新しい設計の考えを導入することで、30%以上のジオグリッドを節減できる結果となった。

ケース2に対する結果を表-4に示す。表の見方は表

表-2 設計条件

		ケース1	ケース2
概要	H (m)	8.0	
	S (m)	0.0	
盛土材	粘着力 c (kN/m ²)	0	10
	内部摩擦角 ϕ_v (°)	35	30
補強材	引張り強度 T_{ult} (kN/m)	30	
	クリープ低減係数 μ	0.6	
	剛性 $J_{2\%}$	350	
壁面材	壁面剛性係数 Φ_{fs}	0.35	
現行マニュアルによる必要敷設枚数		18	15

表-3 ケース1に対する設計結果

層番号	z (m)	破壊時	供用時	
		T_f (kN/m)	T_{max} (kN/m)	ε_{max} (%)
1	0.5	3.2	0.0	0.01
2	1.5	9.5	0.3	0.09
3	2.5	15.8	0.9	0.25
4	3.5	22.1	1.6	0.45
5	4.5	21.3	2.7	0.77
6	5.0	15.8	4.5	1.28
7	5.5	17.3	4.9	1.41
8	6.0	18.9	5.4	1.54
9	6.5	20.5	5.5	1.58
10	7.0	22.1	4.4	1.26
11	7.5	23.6	3.0	0.87
12	8.0	12.6	2.9	0.82

表-4 ケース2に対する設計結果

層番号	z (m)	破壊時	供用時	
		T_f (kN/m)	T_{max} (kN/m)	ε_{max} (%)
1	0.5	2.5	0.0	0.01
2	1.5	7.5	0.4	0.11
3	2.5	12.5	1.1	0.31
4	3.5	17.5	2.0	0.56
5	4.5	22.5	3.3	0.96
6	5.5	20.6	6.1	1.75
7	6.0	15.0	6.7	1.91
8	6.5	16.2	6.9	1.97
9	7.5	18.7	3.8	1.07
10	8.0	10.0	1.2	0.34

ー3と同じである。補強材の破断とクリープ、そして土

の破壊に関する限界状態を全て満足する条件を、拡張K-stiffness methodを適用した新しい設計の考え方を導入した結果、30%のジオグリッドを節減できる結果となった。ここで試案として示した設計法は、 ϕ 材、 $c-\phi$ 材のいずれのケースに対しても、30~40%程度補強材の使用量を節減する結果をもたらす。

5. まとめ

粘着力を有するジオグリッド補強土壁の補強材力の推定モデルを提案し、それを設計に適用する考えを示した。

一連の考えの妥当性を検証するためには大規模な現場実験などが必要と考えられるが、現在の実務を大きく合理化できる可能性を有している。

謝辞：本研究は、第1著者が第2著者の大学に1年間訪問研究員として滞在した際の成果に基づく。訪問研究のサポートをしていただいた防衛庁、カナダ国防省に謝意を述べたい。

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, pp.11-1~11-92, 2004.
- 6) 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.
- 7) Allen, T.M., Bathurst, R.J., Holtz, R.D., Walters, D.L. and Lee, W.F.: A New Working Stress Method for Prediction of Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, pp. 976-994, 2003.
- 8) Allen, T.M. and Bathurst, R.J.: Design and Performance of an 11-m High Block-faced Geogrid Wall. Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, September 2006, 4 p., 2006. (印刷中)
- 9) Miyata, Y. and Bathurst R.J.: Evaluation of K-stiffness method for vertical geosynthetic reinforced granular soil walls in Japan. Soils and Foundations. (投稿決定), 2007.
- 10) Miyata, Y. and Bathurst R.J.: Development of K-Stiffness Method for Geosynthetic Reinforced Soil Walls Constructed with c- ϕ soils, Canadian Geotechnical Journal (投稿中), 2006.
- 11) (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.
- 12) Holtz, R.D. and Kovacs, W.D.: An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1981.
- 13) 土木研究所, 住友建設, 鉄建建設：ジオグリッド補強土壁, 土木研究所共同研究報告書, 建設省（現：国土交通省）, 68 p., 1998.
- 14) Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura J., Ochiai Y. and Dobashi K.: Full-scale Failure Experiments of Geotextile-reinforced Soil Walls with Different Facings, IS-Kyushu 96, Third International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp. 525-530, 1996.
- 15) Ochiai, Y. and Fukuda, N.: Experimental Study on Geotextile - Reinforced Soil Walls with Different Facings, Euro Geo1, First European Conference on Geosynthetics, Maastricht, The Netherlands, pp.79-86, 1996.
- 16) 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.
- 17) 山内豊聡, 福田直三, 小田秀樹, 丸山健吉, 永田二生, 小林是則, 守島郁夫：ポリマーグリッドによる補強土擁壁実験工事, 第21回土質工学研究発表会後援概要集, pp.549-553, 1986.
- 18) Walters, D.L., Allen, T.M. and Bathurst, R.J.: Conversion of Geosynthetic Strain to Load using Reinforcement Stiffness, Geosynthetics International, Vol. 9, Nos. 5-6, pp. 483-523., 2002.
- 19) 龍岡文夫, 篠田昌弘, 内村太郎：ジオシンセティックス補強材の設計破断強度におけるクリープ低減係数について, ジオシンセティックス論文集, No.19, pp.263-270, 2004.
- 20) Bathurst, R.J., Allen, T.M. and Walters, D.L.: Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls and the Case for a New Working Stress Design Method, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 23, pp. 287-322, 2005.

PREDICTION MODEL OF REINFORCEMENT LOADS FOR GEOGRID REINFORCED SOIL WALLS WITH COHESIVE SOIL BACKFILLS

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 cohesive soils. Design methodology with the modified method also discussed. Modified K-stiffness Method can result in substantial cost saving.

Keyword: reinforced soil walls, cohesive soils, geogrid, soil reinforcement loads, design methodology