技術報文

剛性を有する壁面工をもつ実物大ジオシンセティックス補強土壁の動態観測

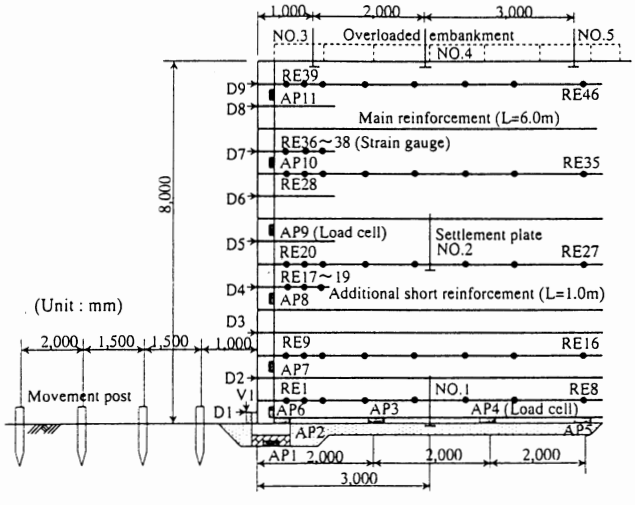
建設省土木研究所　塚田幸広・落合良隆・宮武裕昭
復建調査設計㈱　田尻宣夫

1．序　論

ジオシンセティックス補強土壁の設計・施工には種々の方法が提案されている。特に、壁面工が補強効果に寄与するとし、各種設計法が提案されている[8),2),4),1)]。道路においては鉄道ほど変形に対する制約は厳しくないことを踏まえ、建設省土木研究所では、壁面工の違いによる補強効果について実験的な研究を行っている[7),3),5)]。本報告では、図－１に示すような高さ８ｍ（上載荷重9.8kN/m^2）のコンクリートブロックを用いた垂直補強土壁実物大実験モデルについて、２年間にわたる長期動態観測結果と設計の考え方を対比し、新たに設計に反映するための課題について考察を加えるものである。

2．補強土壁の設計条件

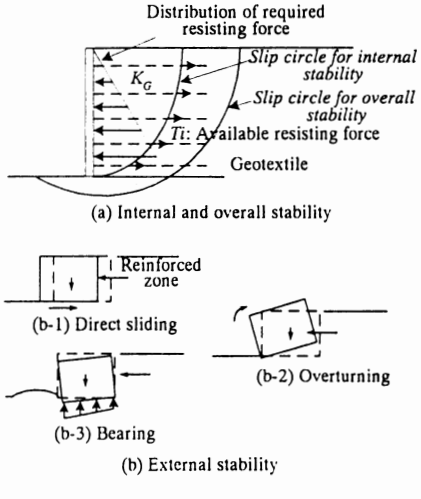
図－１に示す補強土壁の設計に当たっては、試験結果などをもとに設計条件を設定した。すなわち、盛土材は砂質土であり内部摩擦角ϕ_g'＝29°、粘着力c'＝0 kN/m^2、単位体積重量γ_s＝18.6kN/m^{3}である。コンクリートブロックは高さ50cm、幅100cm、奥行き35cmであり、中空部に砕石を詰める方式としている。ブロックの単位体積重量はγ_b＝21.1kN/m^{3}である。コンクリートプロックの背面には排水材として約30cm幅の砕石を設けており、ϕ_g'＝45°、γ_g＝19.6kN/m^{3}である。



図－１　実験盛土の概要と計測計器の配置

各材料間の摩擦角は以下のように設定した：盛土材～プロック；δ_1＝(2/3)ϕ'＝19°、補強土領域～背面盛土；δ_2＝0°、ブロック間；δ_3＝(2/3)ϕ_g＝30°および(1/2)ϕ_g＝22°の２ケース、ブロックと基礎コンクリート；δ_{bf}＝δ_3、盛土材と補強材；δ_{sg}＝ϕ_s'＝29°。使用するジオシンセティック補強材はジオグリッド（Tensar SR－55）であり、設計引張強度T_Aは29.4kN/mである。

補強土壁の補強材の敷設仕様を決定するために、以下の設計法により比較設計を行った。対象とした設計法は土木研究所法[6)]、ジオグリッド研究会（GRB）法[9)]、

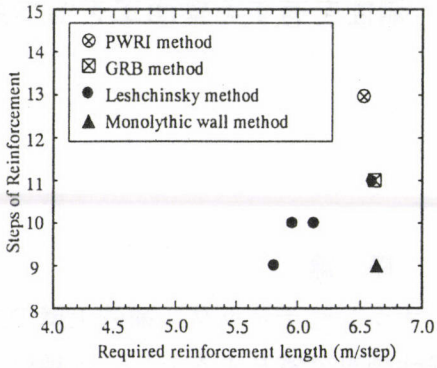


図－２　土木研究所法における破壊パターン

Leshchinsky法[2)]、一体壁法（短い補強材と壁面工が一体となって土留め効果を発揮すると仮定する方法）である。**図－2**土木研究所法における安定検討モードを示したものである。地震時の検討においては水平震度k_h=0.10を考慮した。

図－3は比較計算によって求められた補強材の仕様の概略を示したものである。この比較結果から、できるだけクリティカルな状態で施工することによって、補強メカニズムの検証を行うことを目的とした。すなわち、常時を基本とし、補強材の必要層数はLeshchinsky法を参照して11層とし、また、補強材長はL=6.0mとした（**図－1**参照）。なお、主補強材が敷設されないコンクリートプロックについてはブロックの抜け出しを防ぐことを目的としてL=1.0mの短い補強材をプロックに連結した。

この補強材の敷設仕様に対して、土木研究所法を適用した場合の安定性は**表－1**に示すとおりである。これから、円弧すべりによる全体安定性についてはF_s=1.055とかなり小さくなり、ほぼ限界状態である。なお、K_h=0.10の地震時にはF_s=0.917と不安定であると推定される。また、支持力上の安定は基本的に保たれていない状況にある。



図－3　補強材の必要敷設長と層数の関

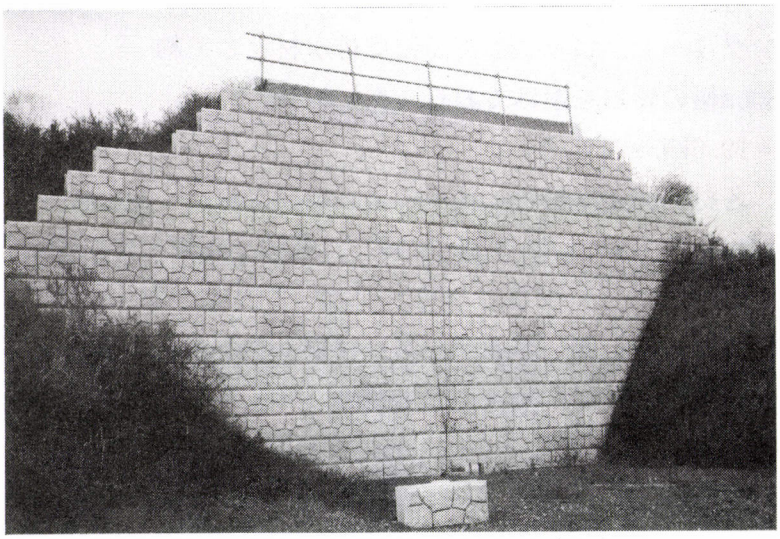
表－1　土木研究所法による安定性計算結果

Analysis mode	Ordinary condition	Seismic condition(k_h=0.10)
Overall stability (Circular slip)	F_s=1.055<1.2* NO	F_s=0.917< 1.0* NO
Direct sliding	F_{sd}=2.142>1.5* OK	F_{sd}=1.844> 1.2* OK
Overturning (Eccentricity)	$\|e\|$=0.690< L/6* OK	$\|e\|$=0.566<L/3* OK
Bearing capacity	q_{max}=252<q_a* NO	q_{max}=264<q_a* NO

L: length of main reinforcement, (=6.0m).
q_a: allowable bearing capacity,(=49kN/m^2) estimated from N-value (6) after Nakajima et al. 1996.
*: design criteria.

3．試験補強土壁の現場計測

図－1に示した各種の計測装置を用いて、施工中を含む約800日にわたる長期間の試験補強土壁の観測が行われた。この盛土は、施工開始から189日目に日雨量81.5mmおよび559日目に191.5mmの大雨にさらされた。また、小規模から中規模に相当する地震も3回受けている。しかしながら、**写真－1**に示すように、補強土壁は安定を保っている。



写真－1　実験盛土の全景（1997年6月）

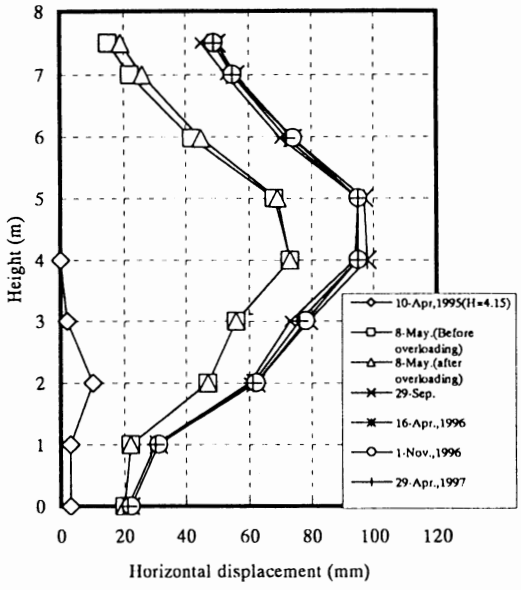
3.1　壁面の水平変位

図－4に観測期間内の壁表面の水平変位を示す。最大の水平変位量は約100mmであり、壁高の中央部分で最大となるはらみだした形状となった。施工直後の変位量は壁高を考慮すると、十分に小さかった。

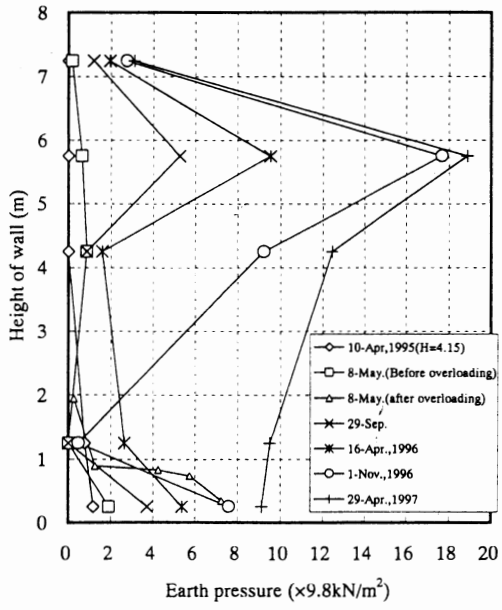
ただし、壁表面がオーバーハングすることは、見た目や安全性に問題を生じるので、実際の施工の際には、壁表面を盛土側に若干の勾配を持たせる工夫が必要であろう。なお、壁表面の水平変位の増加は時間の経過と共に小さくなり、800日経過後には、ほぼ落ち着いている。

3.2 壁背面の土圧と地盤反力

図－5に試験盛土の施工中および施工後における壁背面の土圧分布を示す。施工後における測定値は、クーロンの受働土圧に比べて壁上部で大きく、壁下部で小さく観測されている。

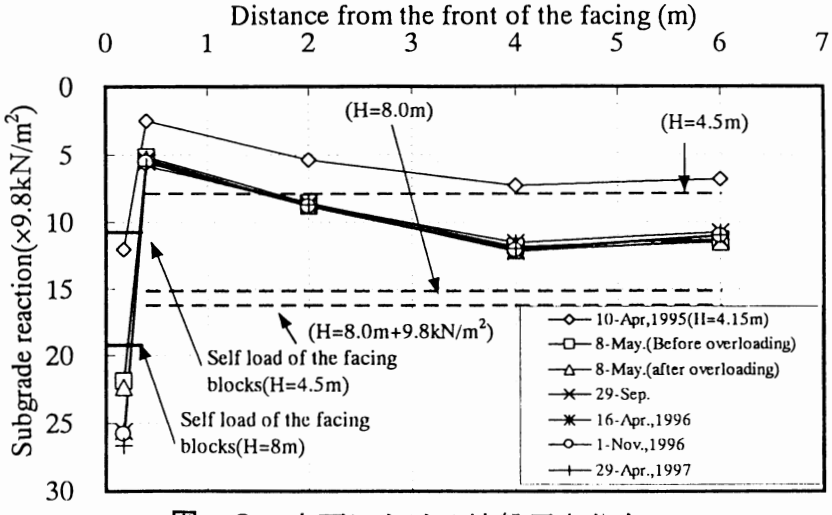


図－4　試験盛土の水平変位



図－5　壁面工背面における土圧分布

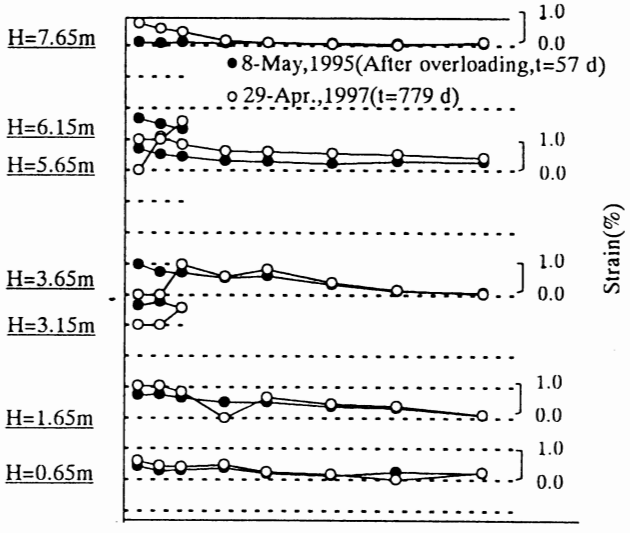
一方、**図－6**に示すように、地盤反力は壁面工から離れた部分で土被圧に等しいかまたは、わずかに小さい。しかしながら、壁面工底部では、コンクリートブロックの自重を大きく超える値となっている。これは、土木研究所マニュアルにおいて基礎地盤の許容地耐力に関する外的安定検討において補強領域が一つの剛体として台形分布の地盤反力（壁背面から盛土内に向かって線形に低減する）が発生するとした設計上の仮定と矛盾する結果となった。



図－6　底面における地盤反力分布

3.3　補強材のひずみ

図－7に補強材に貼り付けたひずみゲージで観測されたひずみ分布を示す。各段の補強材で観測された最大ひずみは、壁面工の背面近傍で生じている。このひずみ分布パターンは、高剛性を持つ補強土壁の典型的な特徴である。試験盛土の完成後、補強材の最大ひずみは1％で、これは引張力8.8kN/mに相当するが、設計強度の29.4kN/mに比較してはるかに小さい値となった。また、付加的に配置した短い補強材（L＝1.0m）の最大ひずみは主補強材（L＝6.0m）のひずみと同等であった。



図－7　補強材のひずみ分布

4．試験盛土の安定性に関する考察

4.1　外的安定解析

土木研究所の設計マニュアルでは、基礎地盤の外的安定は地盤反力が許容地耐力の範囲内にあるか否かで照査される。試験盛土の基礎地盤の表層は、2.15m厚の関東ローム層である。N値はおよそ6であり、許容地耐力は、49kN/m^{2}程度と推定される。一方、常時の最大地盤反力は252kN/m^2、地震時（K_h＝0.10）で264kN/m^{2}と算定され、設計計算上では補強土壁は不安定となる。しかしながら、測定された地盤反力は壁面工下部で約261kN/m^{2}であり、盛土下で約117kN/m^{2}であった。従って、なぜ試験盛土が安定を保ったのかをマニュアルでは説明できないこととなる。

一方、試験補強土壁のほとんどの部分は土からなり、基本的には盛土と見なして取り扱うことができる。このため、基礎地盤を通る円形すべり面法で安定解析が実施された。地盤の盛土履歴は、自然状態と補強土壁施工直前の強度定数を考慮した。その結果、滑り安全率F_sは1.027となり、補強土壁の安定性が説明できる[3]。

従って、基礎地盤の地耐力に関する外的安定の検討は、基礎地盤を通る円形すべり面法による安定解析と基本的に適合すると考えられる。

4.2　地震時の安定解析

補強土壁は、1996年に3回の小規模から中規模地震に見舞われた。最初の地震は、8月16日のM＝4.7であり、つくば市内の観測所での加速度は14Galであった。2回目の9月11日は、M＝6.2，26Galであった。3回目は12月21日で、M＝5.4，45Galであった。3回目の地震（45Gal，K_h＝0.05）に対する補強土壁の安定解析結果は、円形すべりに対する安全率F_s＝0.989〈1.0、滑動に対する安全率F_{sd}＝2.326〉1.2、および転倒に対する安全率$|e|$＝0.373〈L／3となり、円形すべりに対して不安定な結果となった。それにもかかわらず、試験補強土壁は地震中もその安定を保っていた。従って、土木研究所の設計法で地震時の安定解析方法もまた見直す必要があると言えよう。

５．まとめ

より合理的な補強土壁の設計法を確立するための将来の課題を見極めるために、壁高８ｍの実物大試験補強土壁の長期にわたる挙動観測結果と、土木研究所の設計法によって得られる結果とを対比し、その違いを明らかにした。主な結果は、以下の通りである。

１）補強土壁の補強材配置は土木研究所の設計法により、常時における限界状態となるように決定されて施工された。800日にわたる観測期間中、試験補強土壁は数回の豪雨や小規模から中規模の地震にさらされた。試験補強土壁はこのような特性で施工され、安定性を失うことが予測されていたが、その安定性を保っている。従って、将来においては、より合理的な設計法を確立する必要がある。

２）土木研究所の設計法は、極限釣り合い法の概念に基づいているが、観測結果から以下のような予想し得ないことが観測された。

①壁面工下部における壁背面土圧の観測値は、クーロンの土圧論で求められる主働土圧よりも小さかった。

②補強材に生じた引張力は設計時に予測した値よりも小さかった。

③地盤反力分布は、コンクリート擁壁で仮定される台形の形状ではなく、しかも、設計時と観測による地盤反力は基礎地盤の許容地耐力を超える値となった。

３）補強土壁の外的安定を検討する場合における一つの因子である地耐力は、外的安定検討が基礎地盤を通る円形すべり面法により検討することが可能である。

６．あとがき

本論文は、1998年３月に米国アトランタ市において開催された「ジオシンセティックスに関する第６回国際会議」において口頭発表した著者らの論文[10]を日本語版とし、若干の修正を加えたものである。

引用文献

1) Gottelan, Ph., J.P.Gourc, H.Wlsol Jones and J.Baraze(1992)Gllular walls association with geothinthetics:A laboratory model study, Proc.Int.Symp.on Earth Reinforcement practice(IS Kyushu'92), Fukuoka, Japan, pp.337-343.

2) Leshchinsky, D.(1993)Geosynthetic reinforced steep slopes and walls:Efect of facing blocks, 1st Tokushima Int.Seminor on Slope Stability Engineering, Tokushima, Japan, pp. 95-133.

3) Nakajima, T, N.Toriumi, H.Miyatake and K.Dobashi (1996)Field performance of a geotextile reinfforced soil walls wlth concrete facig blocks, Pfoc.Int.SymP.on Earth Reinforcement Practice(IS Kyushu'96), fukuoka, Japan, pp.427-432.

4) NCMA(1993)"Design manual for segmental retainig walls(Modular Concrete block retaining wall systems)1st edition", National Concrete Masonly Association, Verginia, USA, 336p.

5) Ochiai Y.and Fukuda(1996)Experimental study on geotextile-reinforced soil walls whth

different facings, Proc 1st European Geosynthetics Conf. (EUROGEO 1), Maastricht, Netherland, pp. 113-120.

6) Onodera, S., S. Naemura, A. Nakane and S. Maruo (1992) A design method for steep reinforced embankments with geotextiles, Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcemet Practice (IS Kyushu '92), Fukuoka, Japan, pp. 391・396.

7) Tajiri, N., H. Sasaki, J. Nishimura, Y. Ochiai and K. Dobashi (1996) Full-scale failure experiments of geotextile-reinforced soil walls with different facings, Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '96), Fukuoka, Japan, pp. 525-530.

8) Tatsuoka, F. (1992) Keynote lecture: Roles of facing rigidity in soil reinforcing, Pfoc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu '92), Fukuoka, Japan, Vol. 2, pp. 831・870.

9) Yamanouchi, T. and N. Fukuda (1993) Design and observation of steep reinforced embankments, Pfoc. 3rd Int, Conf, on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, USA, Vol. 2, pp. 1361-1378.

10) Tsukada, Y., Y. Ochiai, H. Miyatake and N. Tajri (1998) Field performance test of a geosynthetic-reinforced soil wall with rigid facing, Proc. 6th Int. Conf. On geosynthteics, Atlanta, USA, Vol. 2, pp. 577-580.