

블록형 보강토 옹벽의 토압 특성 연구

An Experimental Study on Characteristics of Earth Pressure Distribution for Segmental Reinforced Earth Wall

김진만¹ Kim, Jin-Man

조삼덕² Cho, Sam-Deok

이정재³ Lee, Jeong-Jae

백영식⁴ Paik, Young-Shik

Abstract

Retaining walls with reinforced earth have been constructed around the world. The use of reinforced earth is a recent development in the design and construction of earth-retaining structure. It is believed that reinforced retaining wall has some advantages which make construction quite simple basically. It will take short construction time relatively, comparing, for example with reinforced-concrete retaining wall. In addition, low price and easy construction will be good attractive points in practical point of view. In this study, five field-tests monitoring data for lateral pressures on geogrid-reinforced retaining wall have been compiled and evaluated. Based on field-tests it is found that horizontal displacements of the facing was measured to be about 0.19~0.76% and that the maximum tensile strains of reinforcement was evaluated to be about 0.66~1.98%. The maximum tensile strains, measured from each site, do not reach 5% of the practical allowable strain of the geogrid. And also it is found that the lateral pressure distributions of reinforced-earth retaining wall are close to a trapezoid shape like a flexible retaining wall system, instead of a theoretical triangular shape.

요 지

보강토 공법은 공사비가 저렴하고 시공이 용이하다는 점에서 토목공학 분야의 실용적 측면에서 가치가 있으며 기술자에게 큰 매력을 줄 수 있을 만큼 그 구조가 충분히 단순하다는 것이다. 본 논문에서는 5개 현장을 대상으로 각종 계측기를 매설하여 보강토 옹벽 벽체에 작용하는 수평토압과 보강재의 인장변형률 및 인장응력, 전면블록의 수평변위 등을 측정하여 보강토 옹벽의 안정성 및 토압특성을 평가하였다. 평가 결과, 보강토 옹벽은 전면블록의 수평변위의 경우 0.19~0.76%로 작게 평가되었으며, 보강재의 최대인장변위는 0.66~1.98%로 경험적으로 고려되는 보강재의 설계 인장변형률인 5%에 훨씬 못 미치는 것으로 평가되었다. 한편, 토압분포 특성은 기존 설계 방법에 이용되는 랭킨이나 쿨롱 토압 분포 형태와 달리 연성 토류벽체에 작용하는 사다리꼴 형태의 토압분포를 나타내었다.

Keywords : Earth pressure, Geogrid, Retaining wall, Site monitoring

1. 서 론

최근 국내에서는 우수한 경제성과 수려한 외관 및 시

공의 간편성 등에 의해 보강토 옹벽의 활용이 점진적으로 증가하고 있는 추세에 있다. 이러한 보강토 옹벽의 활용성 증대는 첫째, 관련 시공회사의 설계 및 시공

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구부 선임연구원 (Member, Senior Research, Geotechnical Engrg. Research Dept., KICT, jmkim@kict.re.kr)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구부 수석연구원 (Member, Researcher Fellow, Geotechnical Engrg. Research Dept., KICT)

3 정회원, 대원 Eng. 토질부 상무이사 (Member, Director, Geotechnical Dept., DAEWON Eng.)

4 정회원, 경희대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyunghee Univ.)

에 대한 지속적인 연구투자 및 우수한 기술인력의 확보, 둘째, 섬유관련 기업들에 의한 경쟁적인 국산 지오그리드의 개발 등에 기인한다. 한편, 이러한 보강토 옹벽에 대한 연구는 보강재의 공학적 특성과 보강토 옹벽의 해석/설계 기법, 구조물로서의 현장 적용에 따른 안정성 평가에 대한 기술적 검증을 수행하여야 한다.

토목섬유 보강재의 마찰특성 평가에 관한 연구를 살펴보면, Jewell(1980)이 보강토체의 전단면과 보강재의 경사도에 따른 마찰특성을 평가하였고, Juran et al.(1988)이 보강재 주변 흙의 부피팽창 특성에 대하여 연구하였으며, Giroud et al.(1993)이 구속응력에 따른 흙과 보강재의 전단특성을 연구하였다. 또한, Bacot et al.(1978)과 Schlosser & Elias(1978), Ingold(1982, 1984), Sridharan & Singh(1984, 1986, 1988), Kate et al.(1988), Rao & Panday(1988) 등은 다양한 크기의 인발시험장치를 사용하여 흙과 보강재의 마찰특성을 평가하였고, Costalonga(1988)와 Fannin & Raju(1991) 등은 인발시험 동안 흙과 보강재의 전단면에서 점진적인 전단특성이 나타난다고 보고하였으며, Palmeria(1988)와 Palmeria & Milligan(1989) 및 Srinivasa Murthy et al.(1993) 등은 인발시험 장치의 크기와 전면벽의 거친 정도가 인발시험 결과에 영향을 미친다고 하였으나, 아직까지 인발시험 장치의 표준크기는 제안되어 있지 않은 실정이다.

토목섬유 보강토 구조물의 해석 및 설계에 관한 연구는 대부분 한계평형해석(Limit Equilibrium Analysis)을 기본으로 하고 있으며, 설계개념에 따라 크게 타이백(Tie-Back) 방법과 사면안정 해석방법으로 구분할 수 있다. 현행 보강토 벽체의 설계에 널리 사용되는 방법으로는 Coherent Gravity방법, Bonaparte et al. 방법, Forest Service 방법, Broms 방법, Collin 방법, Murray 방법, Simac et al.방법, TC 방법, Jewell 방법, Leshchinsky & Perry 방법, Schmertmann et al. 방법, Ruegger 방법 등이 있다. 이 중에서 Bonaparte et al. 방법, Forest Service 방법, Broms 방법, Collin 방법들은 북미지역에서 토목섬유 보강토 벽체의 설계에 널리 사용되고 있는 타이백 방법들이다.

Claybourn & Wu(1993)는 기 제시된 해석 및 설계방법들의 분석결과 보강토체 내의 수평토압 분포와 파괴면의 형상 및 파괴면에서의 보강재 경사도 등의 가정사항들과, 적용하는 설계 안전율에서 많은 차이가 있어 해석 및 설계값이 서로 상이하게 나타난다고 발표하였으

며, Rowe & Ho(1993)는 현장 및 모형실험 결과값과 기 제시된 설계방법들에 의한 설계값들을 비교해 본 결과 상당한 차이가 있음을 발표하였다.

한편, 외국에서는 이미 설계 및 보강재 특성에 따른 마찰저항특성에 관한 연구를 수행하여 합리적인 토목섬유 구조물의 설계 및 시공 지침을 제안하고 있는 실정에 있는 반면에 국내에서는 아직까지 그에 관한 연구가 미미한 실정에 있다. 따라서, 본 논문에서는 5개 현장을 대상으로 각종 계측기를 매설하여 보강토옹벽 벽체에 작용하는 수평토압과 보강재의 인장변형을 및 인장응력, 전면블록의 수평변위 등을 측정하여 국내 블록형 보강토 옹벽의 안정성 및 토압특성을 평가하여 합리적인 토압분포 및 파괴면을 제시하였다.

2. 블록형 보강토 옹벽의 시험시공 개요

시험시공 계측현장은 경기도 안양시, 용인시, 강원도 동해시에 위치한 총 5개 현장으로서 각 현장에서 다양한 계측기를 매설하여 현장계측을 실시하였다. 이때 각 현장의 보강토 옹벽 설계는 FHWA에 기준에 입각하여 국내에서 많이 활용되는 설계 프로그램을 사용하였다. 각 현장 옹벽의 전체적인 안정성은 표 1과 같이 안정성을 확보하고 있는 상태이다. 각 현장에서 시공한 블록형 보강토 옹벽은 뒤채움흙, 전면블록의 하중분산 및 응력분산 등을 고려하여 쇄석이나 콘크리트로 시공되는 기초층, 전면블록 및 연결핀, 지반보강을 위한 보강재인 지오그리드 등으로 구성된다. 각 현장에서 시공에 사용된 전면블록, 보강재, 뒤채움흙의 공학적 특성은 다음과 같다.

2.1 재료 특성

2.1.1 뒤채움흙

보강토 옹벽의 뒤채움재로 사용된 흙은 각 현장에 넓

표 1. 각 현장별 설계 안전율

현장명 안전율	A,B	C	D	E
활 동	2.31	2.70	3.18	3.01
전 도	4.03	5.61	7.80	6.93
지지력	2.96	4.06	5.49	4.94
파 단	2.65	1.55	1.59	2.71
인 발	5.21	21.75	27.19	20.24

표 2. 뒤채움 흙의 공학적 특성

현장명	다짐밀도 (t/m ³)	최적함수비 O.M.C (%)	비중 (Gs)	자연함수비 (%)	흙분류 (통일분류법)
A(동해)	2.03	8.8	2.63	10.0	GW
B(동해)	2.03	8.8	2.63	10.0	GW
C(안양)	1.88	13	2.62	14.5	SW
D(안양)	1.88	13	2.62	14.5	SW
E(용인)	2.04	8.5	2.67	13.4	SW

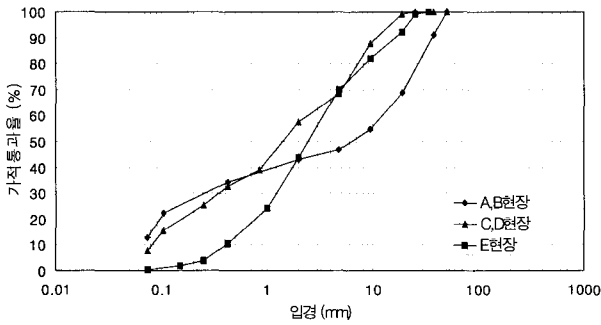
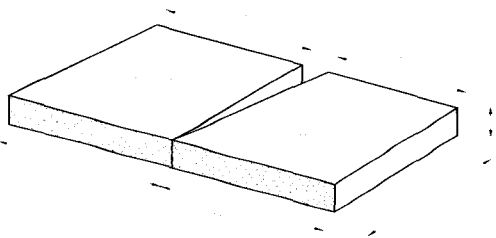


그림 1. 뒤채움 흙의 입도분포곡선

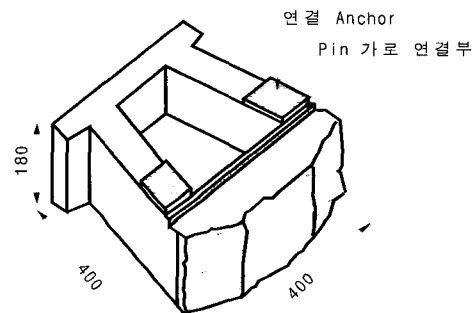
게 분포되어 있는 화강풍화토를 사용하였다. 그림 1은 뒤채움 흙의 입도분포곡선이고 현장 흙의 공학적 특성은 표 2와 같다.

2.1.2 전면블록 및 보강재

전면블록은 옹벽의 대부분을 차지하는 앵커형 블록과 마감재로 사용되는 마감형 블록의 두가지 형태로 제작되며, 그림 2는 블록의 재원이다. 전면블록은 고강도 콘



(a) 뒤개블록



(b) 앵커 연결형

그림 2. 전면블록의 형상

표 3. 사용 그리드의 설계 인장강도

구분 \ 종류	SGRID(6T)	SGRID(8T)	SGRID(10T)	RGRID(10T)
제품인장강도(t/m)	6	8	10	10
설계인장강도(t/m)	3.2	4.3	5.4	4.08

크리트로 제작되며 흡수율 8%미만, 압축강도 210kg/cm²이며, 마감형 블록은 정사각형에 가까운 직선형 블록과 곡선형 블록의 두 종류가 있으며 시공완료 후 최상단 마감용 덮개 블록으로 사용된다.

각 현장에 사용한 보강재는 폴리에스터(PET) 계열의 제직형 보강재로 A, B, E 현장의 경우 SGRID, C, D현장의 경우 RGRID가 사용됐으며, 각 보강재의 설계인장강도는 표 3과 같다.

2.2 계측 방법

블록형 보강토 옹벽의 현장계측 주요 평가항목은 표 4와 같이 전면벽체에 작용하는 수평토압, 보강재의 인장 변형률 및 인장응력, 전면블록의 수평변위를 포함한다.

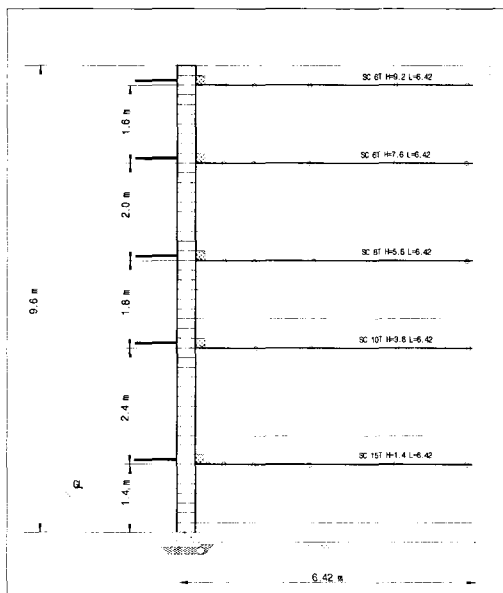
현장계측에 사용된 주요 장비는 토압계와 스트레인 게이지로서 토압계의 경우 용량 0~20t/m²인 스트레인 게이지 타입의 수평토압계를 사용하였고, 스트레인게이지의 경우, 최대 측정 변형률 10% 정도의 플라스틱 계측용을 사용하였다.

표 4. 시험 시공 시 평가된 항목

평가항목	사용 장비
수평토압	토압계
보강재 인장변형률 및 인장응력	스트레인게이지
전면블록의 수평변위	변형핀

표 5. 계측기 설치 위치

구분	계측기 설치 위치	
토압계	A 현장	1.4, 3.8, 5.6, 7.6, 9.2m 위치에 각 1개씩
	B 현장	1.4, 3.8, 5.6, 7.6, 9.2m 위치에 각 1개씩
	C 현장	1.0, 2.2, 4.2, 7.0, 9.2m 위치에 각 1개씩
	D 현장	1.2, 3.4, 5.6, 7.2m 위치에 각 1개씩
	E 현장	기초부, 0.8, 2.0, 4.4, 6.2, 9.0, 11.0m 위치에 각 1개씩
스트레인 게이지	A 현장	1.4, 3.8, 5.6, 7.6, 9.2m 위치에 각 7개씩
	B 현장	1.4, 3.8, 5.6, 7.6, 9.2m 위치에 각 7개씩
	C 현장	1.0, 2.2, 4.2, 6.2, 7.0, 7.8, 9.2m 위치에 각 8개씩
	D 현장	1.2, 3.4, 5.6, 7.2m 위치에 각 9개씩
	E 현장	0.2, 0.8, 2.0, 3.8, 4.4, 6.2, 7.8, 9.4, 11.4m 위치에 각 9개씩
변형편	A 현장	1.4, 3.8, 5.6, 7.6, 9.2m 위치에 각 1개씩
	B 현장	1.4, 3.8, 5.6, 7.6, 9.2m 위치에 각 1개씩
	C 현장	1.0, 2.2, 4.2, 6.2, 7.8, 9.2m 위치에 각 1개씩
	D 현장	1.2, 3.4, 5.6, 7.2m 위치에 각 1개씩
	E 현장	2.0, 4.4, 6.2, 7.8, 9.0, 11.0m 위치에 각 1개씩



범례
 수평토압계 변형편
 스트레인게이지

그림 3. 대표적인 계측기 매설도(A 현장)

각 현장에서 블록형 보강토 옹벽의 안정성 검토를 위하여 표 5와 같이 수평토압계, 스트레인게이지, 변형편을 매설하여 시공중 및 시공후의 현장계측을 수행하였다. 이때, 계측기 매설위치는 기초 버림 콘크리트 상부로부터 계측기까지의 거리를 나타내고 있으며, 그림 3은 대표적인 계측기 매설단면으로 A 현장의 예를 보여준다.

수평토압계는 철재상자에 고정시킨 후 내부에 쇄석을 채워 반력을 얻는 방식으로 블록배면에 설치하였으며, 스트레인게이지 설치시 지오그리드의 부착면을 깨끗하게 한 후, 스트레인게이지 전용접착제(CN)로 접착시키고 방수처리를 위해 방수테이프를 붙인 후 그 주변을 다시 우레탄 수지로 밀봉하여 이중 방수 처리하는 방식으로 수행되었다. 이때 스트레인게이지는 접촉면이 일정 폭 이상 되어야 하므로, 계측용 지오그리드는 10T을 사용하여 계측하였다.

한편, 보강토 옹벽의 수평변위 측정을 위한 변형편 설치시 전면블록에 드릴로 구멍을 내어 변형편을 시멘트 풀로 고정시킨 후 벽체 하단까지 정추를 줄로 내려뜨리는 방법으로 수행되었다.

2.3 계측 결과 분석 및 고찰

2.3.1 수평토압 및 전면블록의 안정성 평가

그림 4의 (a)~(e)에서는 각 계측 현장별 블록 배면의 수평토압의 계측결과를 보여주며, (f)에서는 (a)~(e) 현장에서의 계측결과를 함께 나타낸 것으로, A, B, D 현장의 경우 벽체 높이 8m, C 현장의 경우 9m, E 현장의 경우 10m까지의 계측결과를 보여준다. 계측결과에서 C, E 현장의 하단부 토압을 제외하면 옹벽 블록배면의 수평토압은 0.0~3.3t/m 정도로 성토높이에 상관없이 일정한 경향을 보인다. 이와 같은 이유는 다음과 같다. 즉, 흙사이의 보강재가 삽입됨으로써 응력 재분배가 발생하여 뒤

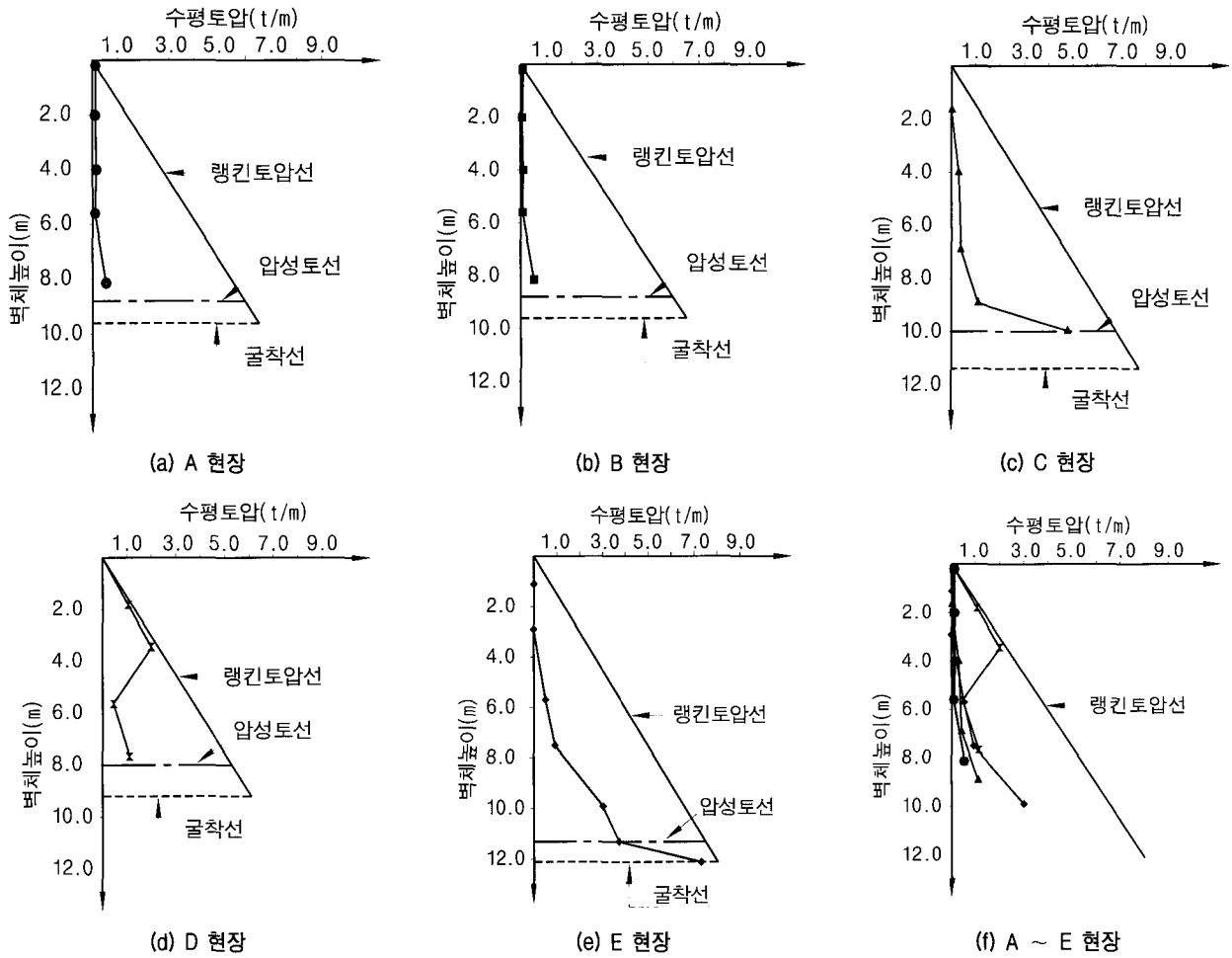


그림 4. 블록배면의 수평토압

채움 재료의 배치와 다짐 과정에서 옹벽에 발생하는 응력을 상당 부분 분산시켜주므로 응력들이 한 버팀대에서 다른 버팀대로 전달되면서 깊이에 따른 수평토압의 분포가 균등하게 나타나는 터파기 가시설의 경우와 비슷한 형태로 나타난 것으로 판단된다. 한편, C, E 현장처럼 옹벽 하단부의 수평토압 증가 경향은 옹벽 전면의 성토 및 보강토 옹벽이 기초지반에 근입되어 있어 야기되는 수동 토압과 상대적으로 강성인 기초지반과의 마찰 등에 의해 수평변위가 구속됨으로써 나타나는 것으로 사료된다. 여기서, D 현장의 토압분포는 다른 현장에 비해 상부에서의 토압이 큰 것으로 나타났다. 이와같은 토압분포가 발생한 원인은 D 현장의 전면블록 배면에 배부름 방지를 위하여 포설된 EPS 블록에 의해 보강토체 내부의 변형 및 토압 분포 특성 변화에 따른 것으로 판단된다. 한편, 전면블록의 안정성은 계측된 수평토압(3.3t/m)을 NCMA의 블록/블록마찰 시험방법에 따라 김진만 등(2000)에 의해서 수행된 실내시험 결과치(7~11t/m)와 비교해 본 결과 상당히 안정된 상태임을 알 수 있다.

2.3.2 벽체수평변위

그림 5에서는 각 현장별 전면블록의 수평변위 변화형

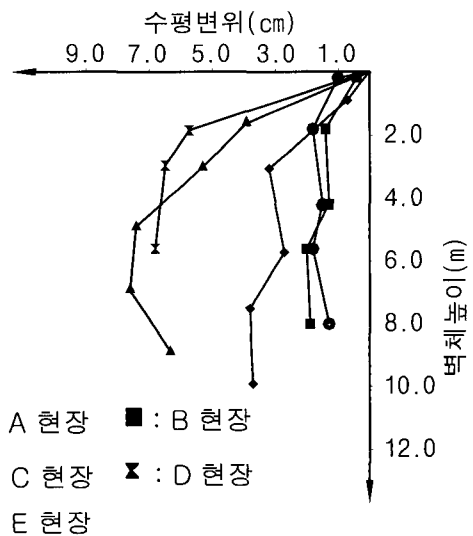


그림 5. A~E현장별 전면블록의 수평변위

표 6. 각 현장별 최대 수평변위의 비율

계측현장 평가항목	A현장	B 현장	C 현장	D 현장	E 현장
벽체높이(m)	9.6	9.6	11.0	9.0	12.1
최대벽체변위(cm)	1.8	2.0	7.8	6.8	3.8
최대벽체변위/H(%)	0.19	0.21	0.71	0.76	0.31

태를 보여준다. 각 현장별 최대 수평변위는 표 6에서 보듯이 보강토 옹벽의 시공완료 후 100일 이상 경과 시까지 약 1.8~7.8cm 정도가 발생한 것으로 나타났다. 보강토 옹벽의 변형편에 의한 수평변위는 벽체 중앙 및 하단 부에서 변형이 많고 상단에서는 상대적으로 작게 발생되는 형태로 나타났다. 이와 같은 이유는 벽체의 중앙 및 하단은 벽체 상단에 비해 성토하중과 중장비의 다짐 및 반입에 의한 영향이 크기 때문인 것으로 판단된다. 특히 다른 현장에 비해 큰 변형이 발생한 C, D현장은 시공시 상대적인 다짐정도의 차이에 기인하여 유사한 보강토 옹벽 현장의 계측치 보다 큰 것으로 나타났다. 그러나 C, D현장의 변위차는 C현장의 경우 3.5cm와 D현장의 경우 1.1cm로 나타나 C, D현장의 보강토 옹벽은 배부름 현상 없이 시각적인 안정성이 확보된 것으로 판단된다. 한편, 일반적으로 콘크리트 옹벽의 전도에 의한 허용변위는 0.03H를 허용하고 있다. 이때 각 계측현장의 전면블록의 수평변위는 벽체높이(H)에 대해 0.19~0.76% 정도로 콘크리트 옹벽의 허용변위인 3% 보다 매우 적으므로 안정한 상태로 평가되었다.

2.3.3 보강재의 유발 변위 및 인장력

그림 6에서는 대표적인 보강재의 유발된 인장 변위 특성을 보여준다. 보강재의 변위특성은 전면벽체로 부터 떨어진 거리 및 벽체높이에 상관없이 변형률이 다소 차이는 있지만 0.0~1.98%정도로 일정한 경향을 보이고 있다. 이러한 변형특성은 보강재의 하중분담 효과에 의하여 수직토압의 증가가 보강재의 인장변형에 직접적으로 반영되지 않는다는 것을 의미한다.

보강재의 최대변위 정도는 각 현장별 0.66~1.98% 정도로 보강재의 변형이 상대적으로 전면블록 근처에서 크게 나타난다. 일반적으로 보강재에 고려되는 설계 인장변형이 광폭인장시험시 보강재의 변형률 5% 정도이므로, 본 현장들에서 사용한 보강재의 인장변형률은 설계인장변형에 못 미치는 것으로 보강재의 인장변형률만을 놓고 볼 때 보강토 옹벽은 안정한 것으로 평가할 수 있다.

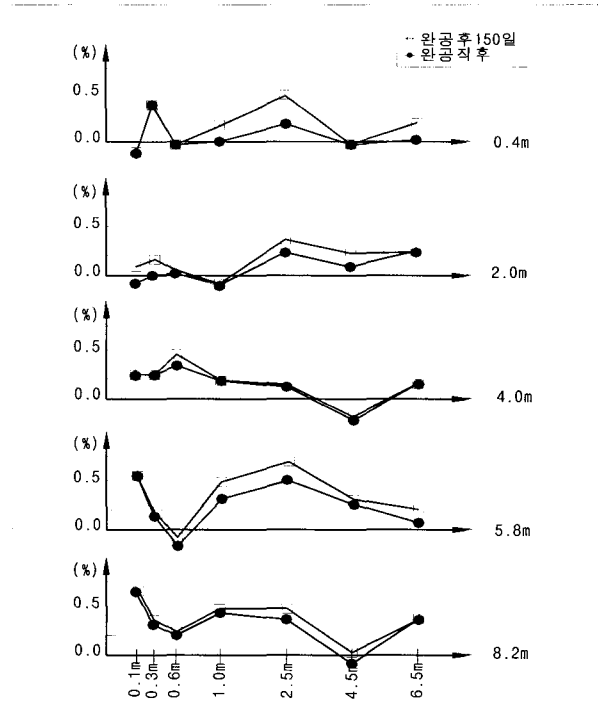


그림 6. 벽체높이별 보강재 유발변위(A 현장)

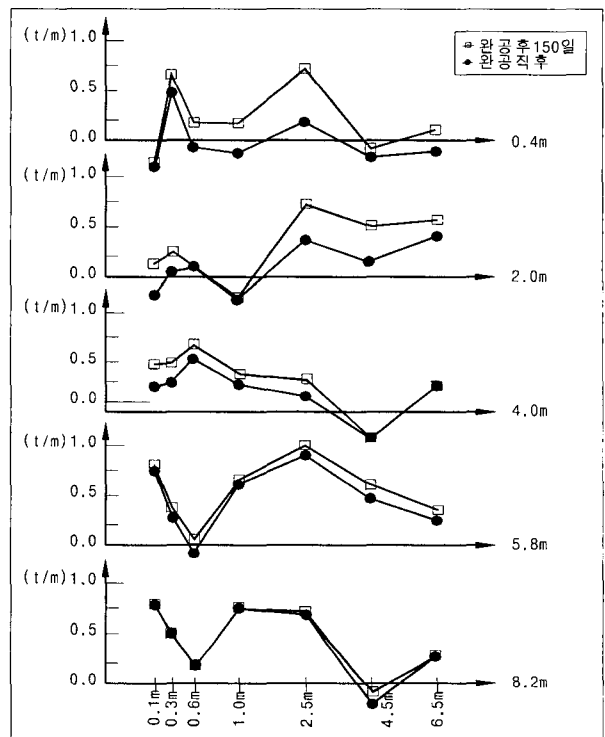


그림 7. 벽체높이별 보강재 유발인장력(A 현장)

그림 7에서는 대표적인 보강재의 유발 인장력 변화특성을 보여준다. 옹벽 보강재의 마찰에 의해 유발된 보강재의 인장력 평가를 위해 보강재에 스트레인게이지를 부착한 후 계측된 변형결과를 토대로, 보강재의 광폭 인

표 7. 각 현장별 보강재의 최대 유발인장변위 및 유발인장력

평가항목	계측현장				
	A 현장	B 현장	C 현장	D 현장	E 현장
최대 유발인장변위(%)	0.66	0.70	0.85	1.98	1.20
최대 유발인장력(t/m)	1.098	1.073	0.937	2.284	1.70
장기설계허용강도(t/m)	5.40	5.40	4.08	4.08	5.40

장강도시험에서의 각 변형률에 대한 인장력을 고려한 할선탄성계수를 산정하여 보강재에 유발된 인장력을 평가하였다. 한편, 표 7에서는 설계시 각 현장별 보강재의 장기설계허용강도 및 계측된 최대 유발인장력을 보여준다. 표 7에서 최대유발인장력의 크기는 현장에 따라 0.937~2.284t/m로 나타나, 사용 보강재의 광폭인장강도에 의한 장기설계허용강도의 22.96~55.98% 정도로 보강재의 변형특성과 마찬가지로 현 설계가 상당히 안전측으로 설계된 것으로 평가되었다.

2.3.4 토압분포 제안

보강재에 계측된 인장력은 보강재와 흙사이의 마찰저항에 의해 유발된 작용토압으로 가정한다면, 그림 8(a~e)에서는 계측된 각 현장 옹벽높이별 최대인장력에 의한 수평토압 특성을 보여준다. 또한, 그림 9에는 현장계측 결과를 분석하여 지오그리드 보강토 옹벽의 설계에 적용 가능한 토압분포를(earth pressure envelope) 제안하였다. 블록형 옹벽의 토압특성은 랭킨이나 쿨롱토압과 달리 연성 토류구조물의 토압특성에 해당하는 사다리꼴로 나타났다. 즉, 변위가 어느 정도 발생하고, 흙 사이의 보

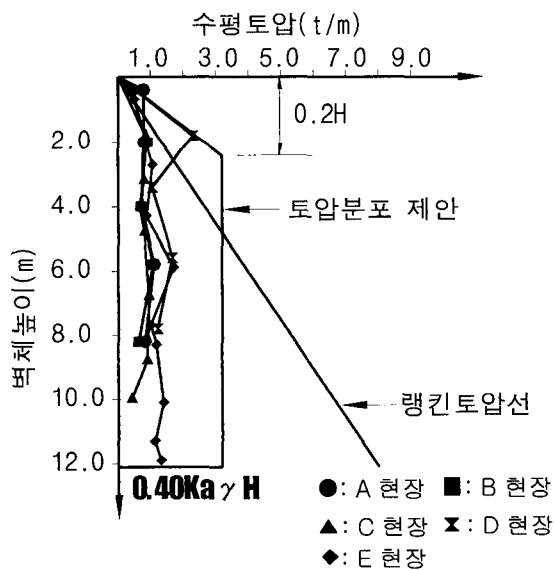


그림 8. A~E 현장별 최대인장력에 의한 수평토압 분포

강재 역할로 인하여 응력 재분배가 이루어짐으로서 토압이 감소하는 효과가 발생한 것으로 판단된다.

토압분포를 제안하기 위해 계측결과를 분석하면, D 현장만 다른 현장과 상이한 결과를 보인다. 이와 같은 결과를 분석 시에는 상이한 값을 제외하는 것이 일반적이나 D현장의 계측 값을 포함하여 토압분포를 제안하여도 현행 설계에 사용하는 랭킨토압 보다 적게 산출되므로 안정성을 고려하여 D현장의 계측 값을 포함하여 토압분포를 제안하였다.

한편, 보강토 옹벽 설계에 중요한 인자 중에 하나인 파괴면은 보강재 임의 층의 인발 강성이 결정되기 전에, 잠재적 파괴면의 위치가 확정되어야만 한다. 현장계측에 의한 지오그리드의 변형을 모두 허용변형을 5%이내로 나타냄으로써 잠재적 파괴면을 명확히 추정할 수 없었다. 이는 지오그리드 보강효과 때문인 것으로 판단된다. 그러므로 보강토 옹벽의 파괴면의 형상은 랭킨의 파괴면 보다 작을 것으로 예측되나 보수적인 측면에서 랭킨의 파괴면을 사용하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

3. 결론

본 연구에서는 폴리에스터(PET) 계열의 제직형 보강재(A, B, E 현장 SGRID, C, D현장 RGRID)로 시공된 5개 현장에 대하여 각종 계측기를 매설하여 옹벽 벽체에 작용하는 수평토압, 보강재의 인장변형률 및 인장응력, 전면블록의 수평변위 등을 측정하고 자료를 평가하였다. 본 연구에서 수행한 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 보강토 옹벽의 수평변위는, 벽체높이에 관계없이 벽체 중앙 및 하단부에서 크게 발생되며, 대체로 그 최대 변위는 벽체높이(H)에 대해 0.19~0.76% 정도로 콘크리트 옹벽의 허용변위인 3% 보다 적게 평가되었다.

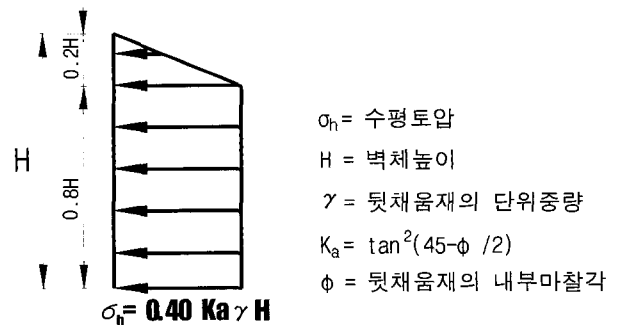


그림 9. 제안된 토압분포

- (2) 보강재의 인장변형특성을 살펴볼 때 벽체높이와 전면벽체로부터 떨어진 거리에 상관없이 보강재 길이에 따라 응력분포가 일정한 경향을 보이고 있다. 또한, 각 현장별 보강재의 최대인장변형은 0.66~1.98%정도로 경험적으로 고려되는 보강재의 설계 인장변형을 5%에 훨씬 못 미치는 것으로 평가되었다.
- (3) 각 현장별 최대 유발 인장력의 크기는 사용 보강재의 장기허용강도에 비하여 56% 정도로 보강재의 변형특성과 마찬가지로 현 설계가 상당히 안전측인 것으로 판단된다.
- (4) 현장계측결과를 분석하여 지오그리드 보강토 옹벽의 설계에 적용 가능한 토압분포를 제안하였다. 블록형 보강토 옹벽의 토압특성은 랭킨이나 쿨롱토압과 달리 연성 토류구조물의 토압특성에 해당하는 사다리꼴로 나타났다. 즉, 변위가 어느 정도 발생하고 흙 사이의 보강재 역할로 인하여 응력 재분배가 이루어짐으로서 토압이 감소하는 효과가 발생한 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 조삼덕, 김진만 (2000), "블록형 보강토 옹벽의 현장 계측 및 안정성 평가", 한국건설기술연구원, 연구보고서 2000-067.
2. Bacot, J., Iltis, M., Lareal, P., Paumier, T. and Sanglerat, G. (1978), "Study of the Soil Reinforcement Friction Coefficient", *Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement*, ACSE, Pittsburgh, PA, USA, pp.157-185.
3. Costalonga, M. A. R. (1988), "Geogrid pull-out Tests in Clay", Master of science. sc. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta, p.211.
4. Claybourn, A. F. and Wu, J. T. H (1993), "Geosynthetic-reinforced Soil Wall Design", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp. 707-724.
5. Fannin, R. J. and Raju, D. M. (1991), "Pull-out Resistance of Geosynthetics", *44th Canadian Geotechnical Conference*, Calgary, Alberta, pp.81/1-8.
6. Giroud, J. P., Darrasse, J. and Bachus, R. C. (1993), "Hyperbolic Expression for Soil-geosynthetic or Geosynthetic-geosynthetic Interface shear strength", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp.275-286.
7. Ingold, T. S. (1984), "A Laboratory Investigation of Soil-geotextile Friction", *Ground Engineering*, Vol.17, pp.21-28.
8. Ingold, T. S. (1982), "Some Observation on the Laboratory Measurement of Soil-geotextile Bond", *Geotech. Test J.*, ASTM 5, pp.57-67.
9. Juran, I., Knochenmus G., Acar, Y. B. and Arman, A. (1988), "Pull-out Response of Geotextiles and Geogrids", *Proc. of Symp. on Geotextiles for Soil Improvement*, ASCE, Geotechnical Special Publication 18, pp.92-111.
10. Jewell, R. A. (1980), "Some effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soil", Ph. D. Thesis, Cambridge University.
11. Kate, J. M., Rao, G. V. and Tyagi. S. K. (1988), "Evaluation of Soil-reinforcement Friction", *Ind. Geotech. J.*, Vol.18, pp.153-160.
12. Palmeira, E. M. and Milligan, G. W. E. (1989), "Scale and other Factors Affecting the Results of pull-out Tests of Grids buried in Sand", *Geotechnique*, Vol.39, pp.511-524.
13. Palmeira, E. M. (1988), "Discussion on Direct Shear Tests on Reinforced Soil by Jewell & Wroth(1987)", *Geotechnique*, Vol.38, pp.146-148.
14. Rao, G. V. and Pandey, S. K. (1988), "Evaluation of Geotextile-soil Friction", *Ind. Geotech. J.*, Vol.18, pp.77-105.
15. Rowe, R. K. and Ho, S. K. (1993), "Keynote Lecture: A Review of the Behaviour of Reinforced Soil Walls", *Proc. of Int. Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Kyushu, pp.801-830.
16. Schlosser, F. and Elias, V. (1978), "Friction in Reinforced Earth", *Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement*, ASCE, Pittsburgh, PA, USA, pp.735-763.
17. Sridharan, A. and Sing, V. (1988), "Effect of Soil Parameters on Friction Coefficient between Soil and Reinforcement", *Ind. Geotech. J.*, Vol.18, pp.323-339.
18. Sridharan, A. and Sing, V. (1986), "An Experimental Study on Mild Steel as Soil Reinforcement", *Ind. Geotech. J.*, Vol.16, pp.334-345.
19. Sridharan, A. and Singh, V. (1984), "Friction Coefficient in Reinforced Earth", *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference, Calcutta, Indian Geotechnical Society*, pp.43-47.
20. Srinvasa Murthy, B. R., Sridharan, A. and Bindumadhava (1993), "Evaluation of Interfacial Frictional Resistance", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.12, pp.235-253.

(접수일자 2003. 10. 30, 심사완료일 2004. 2. 10)