

강우로 인한 보강토옹벽의 붕괴사례 연구

A Case Study in a Rainfall induced Failure of Geosynthetics-Reinforced Segmental Retaining Wall

*1 유충식 Chung-Sik Yoo

*2 정혜영 Hye-Young Jung

*3 정혁상 Hyuk-Sang Jung

Abstract

This paper presents a case history of a geosynthetics-reinforced segmental retaining wall, which collapsed during a sever rainfall immediately after the completion of the wall construction. In an attempt to identify possible causes for the collapse, a comprehensive investigation was carried out including physical and strength tests on the backfill, stability analyses on the as-built design based on the current design approaches, and slope stability analyses with pore pressure consideration. The investigation revealed that the inappropriate as-built design and the bad-quality backfill were mainly responsible for the collapse. This paper describes the site condition including wall design, details of the results of investigation and finally, lessons learned. Practical significance of the findings from this study is also discussed.

요 지

본 논문에서는 옹벽 시공 완료 후 여름철 집중강우로 인해 붕괴된 보강토 옹벽 사고사례에 대한 원인 분석을 실시하였다. 사고 원인의 명확한 규명을 위해 붕괴된 옹벽의 현장조사 및 실내시험, 현 설계법에 근거한 안정성평가, 강우의 침투해석 및 suction을 고려한 사면안정해석을 실시하였고, 그 결과 현장조건을 제대로 반영하지 못한 부적합한 설계와 불량한 뒤채움 흙의 사용, 단기간의 집중호우로 인한 suction의 감소 및 전단강도의 감소가 붕괴의 주원인인 것으로 나타났다.

Keywords : Geosynthetics-reinforced segmental retaining Wall, Geogrid rib tensile strength, Stability analysis, Seepage analysis

1. 서 론

1990년대 초 Henry Vidal에 의해 근대식 보강토 옹벽의 역학적 개념이 구체화 된 이래 전 세계적으로 토목섬유를 보강재로 이용한 보강토 구조물의 건

설이 나날이 증가하고 있는 추세이다. 현재 적용되고 있는 대부분의 보강토 옹벽은 안전하게 시공됨에도 불구하고, 많은 지역에서 열악한 환경 조건하의 보강토 옹벽의 역학적 거동에 관한 깊은 이해와 연구가 필요한 실정이다. 또한 한계평형에 근거한 현

*1 성균관대학교 토목공학과 교수 (Professor Dept. of Civil Engineering, Sungkyunkwan Univ.)

*2 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Sungkyunkwan Univ.)

*3 대정컨설턴트 (Daejung Consultant Co.,Ltd)

설계기준(Collins 1997, Elias and Cristoper 1997)은 극히 보수적인 결과를 초래함에도 불구하고, 시공 중 혹은 시공 후 크고 작은 구조적 문제점들이 발생하고 있다. 국내에서도 보강토 옹벽의 역학적인 거동에 대한 이해가 부족하여, 부적절한 설계가 이루어지는 실정이며, 이에 따른 사고사례가 빈번히 보고되고 있어 보강토 옹벽의 장,단기 역학적 거동을 이해하고 이를 현장 옹벽의 설계 및 시공에 반영하는 노력이 필요하다고 하겠다.

본 논문에서는 2003년 7월 충남에서 시공 완료 후 여름철 집중강우로 인해 붕괴된 보강토 옹벽의 사고 사례에 관한 원인 분석을 실시하였다. 붕괴 원인에 대한 다각도의 분석을 위해 붕괴된 보강토 옹벽에서 채취한 뒷채움 흙의 물리적, 역학적 실내시험 및 기존 설계법(FHWA, NCMA)에 근거한 내·외적 안정성 평가, 강우로 인한 간극수압의 변화를 고려한 사면 안정성 평가를 포함한 포괄적인 연구를 실시하였다. 본 논문은 이러한 붕괴 사례연구를 통해 사고의 원인을 분석함으로써, 사고를 미연에 방지하고, 지반공학 기술자들에게 보강토 옹벽의 설계에 관한 지침을 제공하는 데에 그 목적이 있다고 할 수 있다.

2. 붕괴된 보강토 옹벽의 설계 및 현장조건

2.1 보강토 옹벽 붕괴 상황 및 현장조건

붕괴된 토목섬유 보강의 보강토옹벽은 2003년 4월에서 6월까지 2개월에 걸쳐 공장부지 조성을 위한 진입도로 용지 확보 차원에서 종단 방향 150m의 규모로 약 1~7.4m의 높이로 시공되었다. 그림 2에서 보듯이 보강토옹벽은 약간 경사진 사면에 위치하고 있으며, 주변 상황으로 10m 떨어진 곳에 저수지가 위치하고 있고, 폭 2m인 저수지의 용수로는 옹벽 전면과 불과 4m 떨어진 곳에 위치하고 있다.

보강토옹벽의 붕괴 사고는 2003년 7월 말에 발생하였다. 붕괴시점의 강수량 및 강우강도를 조사한 결과 6, 7월 두 달간 사고현장에 내린 강우량은 약 500mm, 최대 강우 강도는 39mm/hr를 기록하고 있



그림 1. 붕괴된 보강토옹벽의 주변상황 사진

었다. 그림 1은 붕괴된 보강토옹벽의 현장 상황을 나타내는 사진으로 진입도로 및 인접 보강토옹벽 전구간이 미끄러져 내려 붕괴되었음이 육안으로 관찰되었다. 이러한 파괴유형의 관찰 및 현장조사로 사면의 불안정성 및 외적 불안정성과 연관된 붕괴사고로 판단할 수 있다.

2.2 보강토옹벽의 설계 제원 및 실내시험 결과

그림 2는 7.4m 보강토 옹벽의 단면도를 보여주고 있다. 붕괴된 보강토 옹벽의 현장조사를 토대로 설계 제원을 유추한 결과 보강재는 길이 약 5m, 연직 간격 0.6m로 균일하게 설치되었다. 이는 NCMA(Collins 1997) 및 FHWA(Elias and Christopher 1997) 설계법에 제시된 최소보강재의 길이 0.7H를 만족한다. 그러나 보강토체의 불안정성에 상당한 영향을 미칠 수 있는 보강토체 상단 후면의 높이 5m 사면에 설계에 반영되지 않아 안전한 설계라 판단하기 어렵다.

그림 2에서 보듯이 붕괴된 보강토옹벽은 200mm의 콘크리트 블럭과, 고밀도 폴리에틸렌(HDPE) 섬유로 구성된 지오그리드를 사용한 단일옹벽으로 구성되어 있다. 현장조사 결과 상단단 블럭의 수평간격(Set-back)을 두지 않고, 상하 블럭은 전단키(shear-key)를 이용하여 연결된 것으로 조사되었다. 또한 콘

크리트 블럭과 뒷채움 흙 사이에는 300mm의 쇠석배수층을 설치하여 배수를 유도한 것으로 조사되었다.

붕괴원인의 파악을 위한 연구의 일환으로 뒷채움 흙과 보강재에 대한 실내시험을 수행하였다. 이러한 일련의 실험결과는 이후의 보강토 옹벽의 안정성평가에 적용하였다.

본 논문에서는 보강재의 인장강도를 평가하기 위하여 리브인장강도(GRI-GG1) 시험을 실시하였다(GRI Test Method 1988). 실험에 사용된 지오그리드는 붕괴된 옹벽에서 채취한 길이 10cm의 시료를 이용하였고, GRI-GG1기준에 의거하여 인장속도는 $10 \pm 3\%/min$ 을 적용하였다. 그림 3은 리브인장강도시험 결과를 나타낸 것이다. 실험 결과 65kN/m의 극한 인장강도와 500kN/m의 축강성을 확보할 수 있었으나, GRI GG1과 같은 변형을 제어방식시험에서 획득한 강성과 1000시간의 사용능력에 대한 강성비가 0.25~0.35라 가정할 때(Bathrust 2004), 붕괴 시 보강재의 실제 강성은 500kN/m이하로 추정된다.

뒷채움흙의 공학적 특성을 분석하기 위하여 기본적인 물성시험을 실시하였으며, 이에 대한 결과를 표 1에 나타내었다. 체분석결과 뒷채움흙의 #200 통과량은 36% 이상으로 많은 세립분을 함유하고 있으며, 통일분류법(USCS)상 상당한 소성특성을 가지는 점토질 모래(SC)로 분류된다. 뒷채움흙의 변수위 시

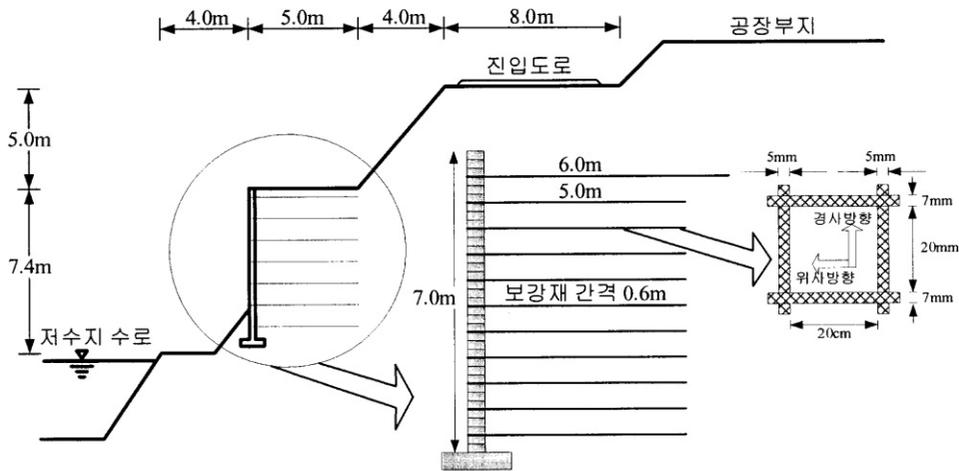


그림 2. 붕괴된 보강토옹벽의 대표단면

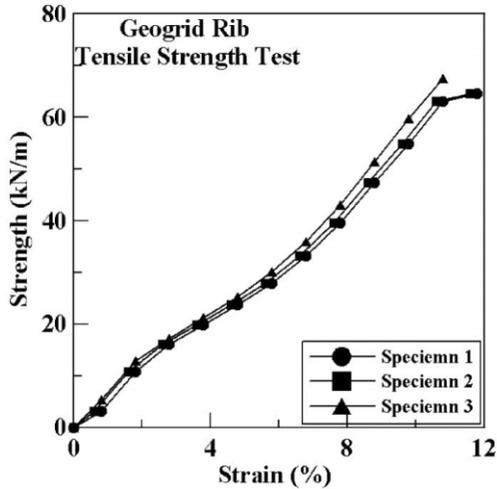


그림 3. 리브 인장강도 시험 결과

험 결과 투수계수는 1.763×10^{-4} cm/s로 나타났다. 또한 표준시험방법(ASTM D 698)을 통해 확보한 최대 건조단위중량과 다짐도 95%의 최적함수비를 이용하여 500mm×500mm×250mm의 시료에 대해 대형 직접전단 시험을 수행하였다. 그 결과 내부마찰각은 23°, 점착력은 22kPa로 분석되었다. 이와 같이 높게 평가된 점착력은 다짐토의 부분포화특성을 고려할 때 겔보기 점착력을 나타내는 것으로 사료된다.

3. 안정성 평가

3.1 NCMA 및 FHWA 설계법에 근거한 안정성 평가

본 논문에서는 NCMA 및 FHWA 설계법에 근거한 한계평형안정해석을 실시하였다. 본 해석을 위해 NCMA 및 FHWA에서 개발한 해석 및 설계프로그램인 SRWall(Bathrust 1999)과 MSEW(Leshchinsky 1999)를 사용하였다. 본 해석은 시공완료 설계에 대한 안전율의 하한선을 예측하는 데 그 목적이 있다.

3.1.1 해석에 적용된 재료의 물성치

일반적으로 보강토옹벽 뒷채움흙의 전단강도특성은 한계평형에 근거한 안정해석 결과에 상당한 영향을 미친다. 따라서 본 연구에서는 앞서 기술한 바와 같이 실내시험 결과에 근거하여 뒷채움흙의 내부마찰각은 23°, 단위중량은 19kN/m³을 사용하였고, 현 설계법에 근거하여 겔보기 점착력은 무시하였다. 또한 옹벽은 단단한 기초지반위에 시공된다는 가정하에 기초지반의 내부마찰각은 35°, 점착력은 50kPa를 적용하였다.

한계평형에 근거한 안정해석을 위해 보강재의 허용 장기 인장강도(T_a)와 블럭 사이의 상호면 전단특성, 블럭과 지오그리드의 연결강도 특성이 필요하다. 보강재의 허용 장기 인장강도는 표 2에 제시된 정보

표 1. 붕괴된 보강토옹벽 뒷채움 흙의 공학적 특성

구분	물성치	구분	물성치
비중(Gs)	2.65	통일분류법(USCS)	SC
액성한계(LL, %)	35.5	투수계수 (cm/sec)	1.763×10^{-4}
소성한계(PL, %)	26.0	최대건조단위중량(kN/m ³)	18.4
#200 통과량(%)	36.8	최적함수비(%)	13.7

표 2. 강도감소계수와 허용인장강도

Reduction Factor	Allowable Tensile Strength (kN/m) $T_a = T_{ult} / (RF_{CR} RF_D RF_{ID} FS)$
$RF_{CR} = 1.5, RF_D = 1.1, RF_{ID} = 1.1, FS = 1.5$	26

표 3. 블럭 사이의 상호면 전단특성 및 블럭과 지오그리드의 연결특성(After Bathrust 1997)

Block / block interface shear properties ^a			Block /geogrid connection properties ^b		
Min. (a_u) (kN/m)	Angle (λ_u) (deg.)	Max. ($V_{u,max}$) (kN/m)	Min. (a_{cs}) (kN/m)	Angle (λ_{cs}) (deg.)	Max. ($V_{ac,max}$) (kN/m)
7	45	29	18	22	27

Note) ^a Interface shear capacity is defined as, $V_u = a_u + \Delta W_h(z) \tan \lambda_u$, where $\Delta W_h(z)$ =weight of facing column above sliding surface under consideration

^b Connection strength is defined as $T_{cs} = a_{cs} + \Delta W_h(z_i) \tan \lambda_{cs}$, where $\Delta W_h(z_i)$ =weight of facing column above i^{th} block

표 4. 사고옹벽의 안정성평가 결과

Layer	Elev. (m)	Internal stability					
		FS _{to}		FS _{po}		FS _{isl}	
		NCMA	FHWA	NCMA	FHWA	NCMA	FHWA
1	0.4	0.75	0.59	8.76	7.63	1.21	0.95
2	1.0	0.97	0.75	9.13	8.20	1.35	1.04
3	1.6	1.08	0.83	7.97	7.43	1.52	1.14
4	2.2	1.21	0.93	6.81	6.66	1.74	1.30
5	2.8	1.38	1.05	5.65	5.89	2.03	1.44
6	3.4	1.62	1.21	4.49	5.13	2.44	1.66
7	4.0	1.94	1.42	3.33	4.36	2.99	1.95
8	4.6	2.42	1.72	2.17	3.59	3.79	2.37
9	5.2	3.23	2.19	1.01	2.83	5.17	3.02
10	5.8	4.85	3.01	2.25	2.06	8.12	4.15
11	6.4	8.62	4.82	0.97	1.29	18.38	6.63
12	7.0		11.80		2.37		19.90
External stability		NCMA	FS _{bc} =5.16 FS _{bsl} =1.14 FS _{ot} =3.08				
		FHWA	FS _{bc} =2.15 FS _{bsl} =0.927 FS _{ot} =2.33				

FS_{bc} = Factor of safety for bearing capacity
 FS_{ot} = Factor of safety for overturning
 FS_{lot} = Factor of safety pullout

FS_{bsl} = Factor of safety for base sliding
 FS_{to} = Factor of safety for tensile overstress
 FS_{isl} = Factor of internal sliding

에 근거하여 추정하였고, 블럭 사이의 상호면 전단특성 및 블럭과 지오그리드의 연결특성은 Bathrust의 논문(Bathrust 1997)에 제시된 일반적인 값을 사용하였다(표 3 참고).

3.1.2 평가결과

표 4는 붕괴된 보강토 옹벽의 내·외적 안정성 평

가 결과를 나타내고 있다. 표 4에 제시된 바와 같이 NCMA 설계법에 근거한 외적안정성 검토에서 최소 안전율 2.0이하의 결과를 보여 활동파괴에 대한 안정성을 확보하지 못한 것으로 판단되며, 전도 및 지지력에 대한 안전율 또한 한계치를 나타내고 있다. 내적안정성 검토 결과 옹벽 하단 보강재의 인장파단에 대한 안전율이 NCMA 설계기준이 제시하는 최소안

전율($FS_{to(min)}$) 1.0에 미치지 못하고 있다. FHWA 설계법에 근거한 해석 결과 또한 전반적으로 설계기준이 제시하는 최소안전율을 확보하지 못하고 있다. 따라서 본 옹벽의 설계는 현 설계법이 제시하는 설계기준치를 확보하지 못한 부적절한 설계로 사고옹벽의 불안정성에 막대한 영향을 미친 것으로 판단된다.

3.2 전체 안정성 평가

파괴유형 및 보강토옹벽의 기하학적 제원을 고려할 때, 한계평형에 근거한 전체안정성평가는 보강토옹벽의 붕괴원인을 파악하는데 필수적인 요소로 판단된다. 또한 일반적으로 강우 시 침투로 인해 석션이 감소하고 이는 불포화도의 전단강도 감소를 야기하여 사면의 안정성에 큰 영향을 미친다. 따라서 강우지속기간 및 강우 전후의 실제 현장상황을 모사하기 위하여 강우 시 간극수압의 변화에 따른 유효응력의 변화를 반영한 안정해석을 실시하였고, 보강토체 및 배면토의 낮은 투수성으로 인한 불포화특성을 고려하였다.

본 연구에서는 강우이전의 상황을 모사하기 위하여 이전 강우량을 적용한 정상류 침투해석을 통하여 초기조건을 구현하였다. 또한 강우기간 동안 임계 간극수압 분포를 파악하기 위하여 붕괴현장 흙의 투수성 및 강우강도, 강우지속기간을 고려한 일련의 부정류 침투해석을 수행하였다. 이 침투해석 결과에 근거한 한계평형 사면안정해석에는 보강토체 및 배면토의 석션(matric suction)의 변화에 따른 전단강도의 감소를 반영할 수 있는 수정된 Mohr-Coulomb 파괴기준(Modified Mohr-Coulomb failure criterion)을 적용하였다. 이러한 침투해석 및 사면안정해석은 상용 프로그램인 GEO-SLOPE 5.0을 이용하여 수행되었고, 그 결과는 다음 절에 기술하였다.

3.2.1 부정류 침투해석

부정류 침투해석은 강우 시 보강토체 및 배면토의 간극수압 및 지하수위 변화를 파악하고, 사면안정해석에 입력자료로 사용 될 간극수압 분포를 결정하는데에 그 목적이 있다. 완전배수를 가정한 설계에는

간극수압이 고려되지 않으나, 낮은 투수성을 가진 지반의 경우, 강우기간 동안의 일시적인 간극수압의 변화 및 지하수위의 상승은 보강토체내에 큰 간극수압 발달을 초래함에 따라 붕괴의 원인으로 작용한다. 정상류 해석은 이러한 일정 강우기간 동안의 지하수위 및 간극수압 변화를 결정할 수 없어 그 적용에 한계가 있고, 따라서 합리적인 결과의 획득을 위해 부정류해석을 필요로 한다. 본 연구에서는 정상류 및 부정류 조건하의 포화도 및 불포화도 흐름을 모사할 수 있는 유한요소해석 상용프로그램인 SEEP/W를 이용하였다.

앞서 기술한 바와 같이 부정류 침투해석에 앞서 첫 번째 단계로 동적 정상류 침투해석을 통해 이후 해석에 적용될 초기 지하수위조건을 구현하였다. 선행 연구자의 연구결과에 따르면 초기 수문학적 조건의 모델링은 이후의 모델링에 상당한 영향을 미친다(Blake 2003). 두 번째 단계로 이 초기조건을 적용하여 2003년 6월(150mm/30day)과 집중호우 기간인 2003년 7월(580mm/20day)의 강우를 모사한 부정류 침투해석을 실시하였다. 해석에 적용된 SWCC(Soil-Water Characteristic Curve)와 투수계수함수는 실내 시험 결과 입도분포곡선을 토대로 추정하였고, 뒷채움 흙의 포화 투수계수는 $1.763 \times 10^{-6} \text{m/s}$, 기초지반의

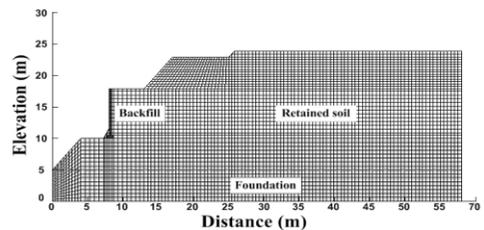


그림 4. 해석에 적용된 유한요소모델

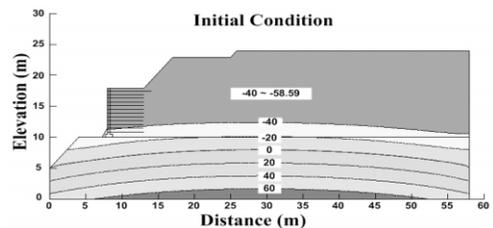
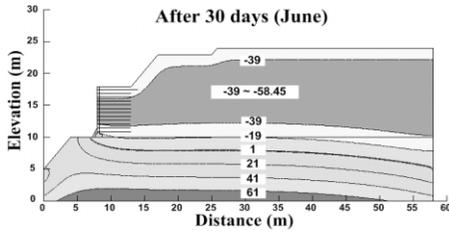
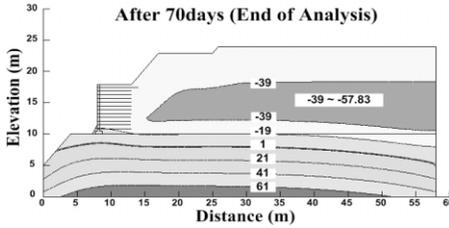


그림 5. 초기 간극수압 분포



(a) 2003년 6월



(b) 2003년 7월(해석완료)

그림 6. 부정류 침투해석 결과 간극수압 분포

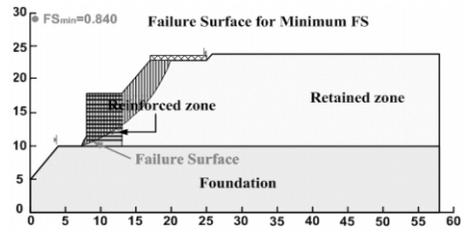
포화 투수계수는 $8.304 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ 를 적용하였다. 다음 그림 4는 2차원 침투해석에 적용된 유한요소모델, 그림 5는 초기 조건, 그림 6은 2003년 6월, 7월의 침투해석 결과 간극수압 분포도이다.

그림 5와 6에서 보듯이 6, 7월의 집중호우로 인한 강우의 침투로 지하수위가 약 1.5m 상승하고, 습윤 지대의 하향에 따른 상부의 석션 감소현상을 확인할 수 있다.

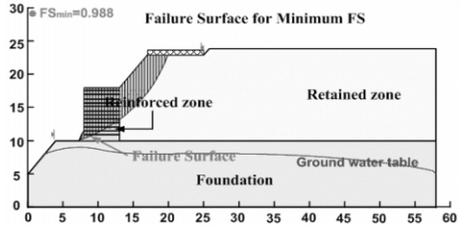
3.2.2 한계평형안정해석

선행된 침투해석으로 획득한 간극수압 분포를 고려하여 한계평형 안정해석을 수행하였다. 해석에 사용된 프로그램은 사면안정해석프로그램인 SLOPE/W로, 이는 SEEP/W를 이용한 침투해석 결과 산정된 간극수압결과를 사면안정해석에 이용하여 해석 시 지하수위 위의 불포화영역에 존재하는 부의 간극수압(matric suction)의 적용이 가능한 지하수-사면안정 해석 연계프로그램이다. 사면안정해석은 보강토옹벽의 파괴메커니즘을 파악하고, 간극수압이 파괴에 미치는 영향을 평가하는 데에 그 목적이 있다.

해석에 적용된 뒷채움 흙 및 배면토의 내부마찰각



(a) Dry case



(b) Wet case

그림 7. 사면안정해석결과

은 2.2장에서 기술한 바와 같이 대형 직접 전단시험 결과를 토대로 23° 를 적용하였다. 점착력의 경우 시험 결과(22kPa)는 다짐토의 불포화 특성을 대표하는 겔보기 점착력으로 사면안정해석 시 불안전축의 결과를 초래하므로, 보수적인 해석을 위해 10kPa을 적용하였다. SEEP/W로 예측한 양의 간극수압과 부의 간극수압은 사면안정해석을 위한 입력지하수위 조건으로 이용되었고, 안전율은 Bishop의 간편법을 이용하여 계산하였다.

그림 7은 시공 완료 직후(Dry case) 및 강우 완료 후(Wet case)의 두 가지 경우에 대한 사면안정해석 결과 파괴면의 양상 및 최소 안전율을 나타낸다. 그림 7에 나타난 바와 같이 파괴면은 시공 완료 직후 및 강우 완료 후 모두 보강토체 하단에서 시작되어 보강토체 및 배면토 내로 전파되며, 전형적인 복합파괴유형으로 분석된다. 최소안전율은 시공 완료 직후의 경우 약 0.840, 강우 완료 후의 경우 약 0.988로 두 경우 모두 옹벽의 붕괴를 초래하는 낮은 안전율을 보였다. 시공완료 직후의 경우 뒷채움 흙의 전단강도 특성 및 보강재의 제원 등 설계조건이 양호하지 못한 결과 불안정한 안전율을 나타낸 것으로 보인다.

강우로 인한 간극수압의 변화가 사면안정성에 미

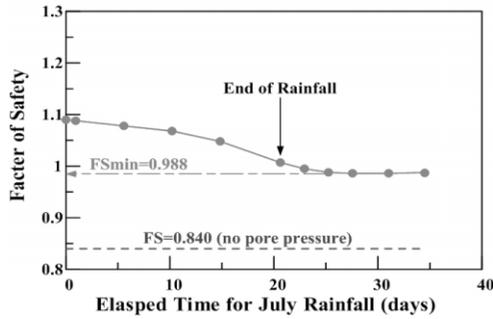


그림 8. 시간에 따른 안전율의 변화(2003년 7월)

치는 영향을 면밀히 분석하기 위해 침투해석결과를 토대로 2003년 7월의 강우지속기간에 따른 안전율의 변화를 나타내면 그림 8과 같다. 그림 8에서 보듯이 간극수압을 고려한 해석결과 석션의 반영으로 인해 전단강도가 크게 평가되어 간극수압을 고려하지 않은 경우에 비해 안전율이 과대평가 되는 결과를 보였다. 그러나 시간이 흐름에 따라 강우로 인한 침투로 인해 석션은 감소하고, 따라서 전단강도 역시 감소하여 안전율은 점점 작아지는 양상을 나타내며, 안전율이 최소가 되는 시점은 강우 완료 약 5일 후로 그때의 안전율은 약 0.988이다.

4. 보강토 옹벽의 설계시 중요 고려 사항

보강토옹벽은 극한 한계상태 조건과 사용성을 유지해야 하는 토류구조물의 구성요소로서 이용되고 있다. 따라서 보강토옹벽 자체의 안정성 뿐 아니라 인접 지형을 포함한 총체적인 지반의 안정성 또한 필수적으로 고려되어야 한다. 그러나 최근 국내 설계 사례 중 상당수의 경우 보강토옹벽이 적용된 지반의 전체적인 안정성에 대한 고려가 충분히 이루어지지 않고 있다. 그러한 부적절한 설계 관행에도 불구하고, 대부분의 보강토옹벽은 현 설계법의 보수적인 특성으로 인해 여전히 안정성을 유지하고 있다.

본 붕괴사례연구를 통해 설계 시 중요 고려 사항에 대해 제언하면 다음과 같다.

첫째, 보강토옹벽에 이용된 모든 뒷채움재는 반드시 적합성여부를 판단해야 한다. 국내 대부분의 시공 현장에서는 경제적인 보강토옹벽을 구축하고자 적

합한 물리, 공학적 특성 시험을 실시하지 않은 현장 유용토를 주로 사용한다. 최근 성균관 대학교에서 여러 보강토옹벽 시공 현장에서 채취한 뒷채움흙의 실내 시험을 수행한 결과 약 50%의 뒷채움재가 FHWA 설계법이 제시하는 기준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다.

둘째, 성토층 등으로 인한 외부상재하중이 배면토에 작용할 가능성이 있는 경우 전체 또는 복합과피유형에 대한 사면안정해석이 설계에 포함되어야 한다.

셋째, 사면안정해석을 수행하는 경우 합리적인 결과를 얻기 위해 뒷채움 흙 및 배면토의 간극수압 특성을 고려한 보다 사실적인 해석을 실시해야 한다.

종래의 한계평형에 근거한 설계법은 뒷채움 흙은 완전 배수재라는 가정하에 내·외적안정성을 만족하는 보강재의 길이 및 설치 위치만을 규정하고 있다. 그러나 불량한 뒷채움재를 사용하는 현 상황에 비추어 볼 때 이러한 가정의 실제상황과 거리가 멀다. 게다가 대부분의 상용 설계/해석 프로그램은 복잡한 옹벽제원을 고려하지 못하므로 공학적 판단에 의해 실제 제원을 등가의 제원으로 변환해야 한다. 부적합한 판단으로 인한 부적절한 모델링은 본 붕괴 사례와 같이 실제상황의 상당한 왜곡을 초래한다. 따라서 특정 case에 대한 최종 설계 시 적절한 지반 공학적 지식을 겸비한 합리적인 기술자에 의해 면밀히 검토되어야 한다.

5. 결 론

본 논문에서는 공장부지 조성을 위한 진입도로 용지 확보 차원에서 시공된 7.4m 높이의 토목섬유 보강토 옹벽의 붕괴사례에 대한 연구내용을 다루었다. 이 옹벽의 붕괴는 시공완료 후 하계 집중호우 기간동안 발생하였다. 붕괴 원인 규명에 대한 연구의 일환으로 붕괴 현장 조사 및 현장에서 채취한 뒷채움 흙의 물리, 역학적 실내 시험을 실시하였다. 또한 현 설계법에 근거한 현장설계의 내·외적 안정성검토와 간극수압을 고려한 사면안정평가를 수행하였다. 연구 결과 붕괴의 주원인은 부적절한 현장설계와 불량한 뒷채움 흙, 단기간의 집중호우로 판단된다.

본 붕괴사례 연구를 통해 다음과 같은 교훈은 얻을 수 있다. 첫째, 본 사례와 같은 특정 경우에 대한 보강토옹벽의 설계 시 지하수위 조건 및 간극수압 분포를 고려한 전체안정성 평가를 수행하여 설계의 적합성 여부를 판단해야 한다. 둘째, 뒷채움흙의 잠재적인 역효과를 피하기 위해 반드시 양질의 뒷채움 흙을 사용해야 한다. 셋째, 보강토옹벽의 설계에 있어서 기본적인 지반공학적인 원리를 간과할 경우 본 붕괴사례와 같은 대규모 붕괴를 초래하고, 막대한 경제적, 사회적 손실을 야기할 수 있다. 따라서 보강토옹벽 설계 기술자는 기본 지반공학적인 이론을 중시하고, 보강토옹벽의 설계에 신중을 기해야 한다.

감사의 글

본 연구는 한국 과학재단 기초과학연구사업 특정 기초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0) 및 성균관대학교 산학협력단 연구지원팀의 연구비 지원으로 이루어졌으며, 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 유충식, 정혁상, 이성우(2004), “보강토옹벽의 사고사례에 관한 연구”, 한국지반공학회 봄학술발표회.
2. ASTM D 4595-86, Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method, pp. 809~819.
3. Brian, D.C and Dobroslav, Z. (2004), “Stability Analyses of Rainfall Induced Landslides”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. No 4., pp. 362~372.
4. Blake, J.R. and Renu, J.P. (2003), “Prediction of rainfall-induced transient water pressure head behind a retaining wall using a high-resolution finite element model”, *Computers and Geotechnics* 30, pp. 431~442.
5. Elias, V. and Swanson, P. (1983), “Cautions of Reinforced Earth Residual Soils”, *Transportation Research Record* 919, pp. 21~26.
6. FHWA (1997), Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines, *FHWA Demonstration Project 82*, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071.
7. GRI Test Method GGI (2004), “Geogrid Rib Tensile Strength”, *Geosynthetic Research Institute*.
8. Mitchell, J.K. and Zomberg, J.G. (1995), “Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills Part II: Case Histories and Applications”, *Geosynthetics International*, Vol 2, No.1, pp. 265~307.
9. NCMA (1997), *Design Manual for Segmental Retaining Walls*, Second Edition, pp. 20~115.