

제점을 지니고 있다. 세립분이 많이 포함된 현장유용토를 뒷채움 흙으로 사용 할 경우 배수가 불량하며 함수비 변화에 따라 전단강도가 불안정하고, 구조물이 완성된 이후 creep에 의한 응력변화에 따라 전면판의 수평변위로 인한 수직변형이 발생 할 수 있다. 또한 포화도가 크고 화학적특성이 강하기 때문에 철재 보강재의 부식률이 높고, 뒷채움재의 마찰강도가 비점성토에 비해 본질적으로 작다.(Mitchell,1981, Jewell and Jones,1981)

본 논문에서는 2003년 7월 충남에서 발생한 보강토옹벽 붕괴사태에 대한 원인 분석을 실시하였다. 기존의 설계법(FHWA, NCMA)에서 뒷채움 흙에 관련하여 세립분의 함유 기준과 붕괴된 옹벽에서 채취한 뒷채움 흙의 세립분을 비교하여 현장유용토 사용의 위험성에 대해 고찰하였다. 또한 사면안정해석과 보강토옹벽 자체의 내·외적 안정성검토를 통해 사고옹벽의 붕괴원인을 분석하고자 한다.. 이러한 사례연구를 통해 사고의 원인을 분석함으로써 사고를 미연에 방지하고자 하는데 그 목적이 있다고 할 수 있다.

2. 사고 개요

2003년 7월 충남에서 집중호우로 인한 보강토옹벽 붕괴 사고가 발생하였다. 사고 보강토옹벽의 시공 목적은 공장부지 조성을 위한 진입도로 용지 확보 차원에서 시공 되었으며, 공장부지는 야산을 절토하여 용지를 확보한 상황이었으며, 모든 부대 토목은 시공이 완료된 상황이었다.

2.1 붕괴된 보강토옹벽의 제원

붕괴된 보강토옹벽은 콘크리트 블럭과 지오그리드를 사용한 단일 옹벽으로 구성되어 있다. 보강토옹벽의 높이는 약 1m~7m로 구성되어 있으며, 종단방향으로 약 200m 가량이 시공되어 있었다. 보강재의 연직 간격은 0.6m이고, 보강재 길이는 4m~6m로써 최상단에 설치된 보강재의 길이가 나머지 보강재 길이 보다 길어 상단부분을 더욱 보강한 것으로 조사되었다. 보강재의 격자 간격은 약 2cm 정도이며 경사방향의 두께가 약 5mm, 위사방향의 두께가 7mm로써 위사방향으로 보강된 지오그리드를 사용된 것으로 조사되었다. 두께 20cm의 콘크리트블럭을 사용하였고, 콘크리트블럭과 뒷채움 흙사이에는 쇠석 배수층을 설치한 것으로 조사되었다. 아래 그림 1은 붕괴된 보강토옹벽의 단면도 보여주고 있다.

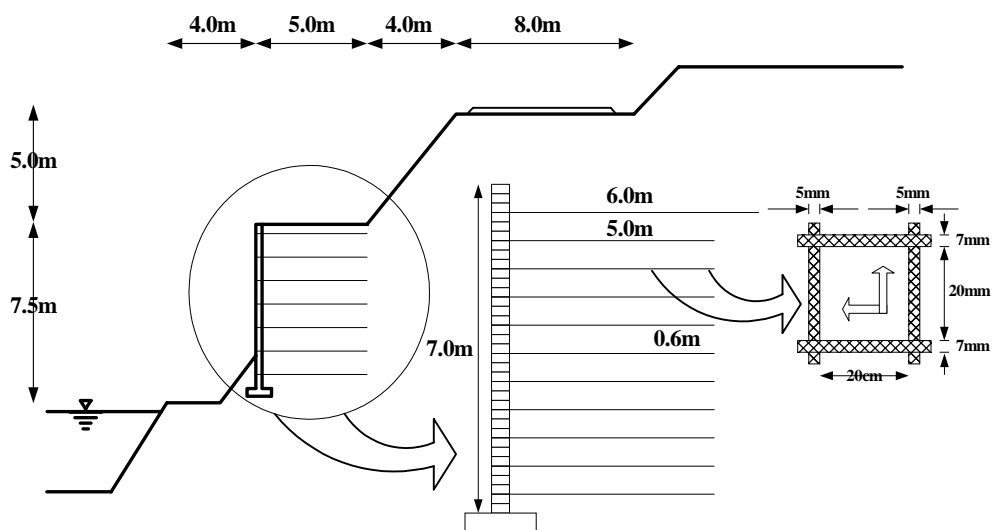


그림 1. 붕괴된 옹벽의 대표단면

2.2 주변현황

붕괴된 보강토옹벽의 주변 상황으로는 10m 떨어진곳에 저수지가 위치하고 있으며, 저수지의 용수로는 보강토옹벽과 불과 3~4m 떨어진곳에 위치하고 있으며, 집중호우로 인해 상당부분 유실되어 보강토옹벽의 기초 부분에 위협이 가해질 정도가 육안으로 관찰되었다. 그림 2~4는 붕괴된 보강토옹벽의 주변 상황을 나타내는 사진을 보여주고 있다.



그림 2. 붕괴된 보강토옹벽의 주변상황 1



그림 3. 붕괴된 보강토옹벽의 주변상황 2



그림 4. 공장부지 조성 및 부대 토목시설물



그림 5. 공장부지 전경

2.3 피해규모

붕괴된 보강토옹벽 사고현장의 피해규모는 진입도로 약 200m 가량이 붕괴 되었으며, 부대토목 시설인 배수로 및 하수료가 붕괴 되었다. 진입도로와 인접한 보강토옹벽 약 200m 전구간이 붕괴 되었으나, 인명 피해는 없는 것으로 조사되었다. 그림 6과 7은 붕괴된 보강토옹벽의 전경을 보여 주고 있다.



그림 6. 붕괴된 보강토옹벽 전경 1



그림 7. 붕괴된 보강토옹벽 전경 2

3. 사고 원인 분석

3.1 붕괴시점의 강수량 및 강우강도

보강토옹벽의 붕괴 사고는 7월에 발생하였으며, 붕괴시점의 강수량 및 강우강도 조사를 실시하였다. 6월과 7월 두 달간 사고현장에 내린 강수량은 약 500mm 정도로 조사 되었으며, 최대 강우 강도는 39mm/hr를 기록하고 있었다.

3.2 실내 실험

실내 실험은 뒷채움 흙과 보강재로 나누어 실시하였으며, 전단정수를 파악하기 위하여 대형직접 전단시험을 수행하였고, 세립분이 많이 포함된 뒷채움 흙이므로 변수위시험을 실시하여 투수계를 분석하였다. 보강재의 인장강도를 평가하기 위하여 리브인장강도(GRI GG-1) 시험을 수행하였다. 이러한 일련의 실험은 전단정수 및 인장강도의 결과를 보강토옹벽의 안정성 평가 및 사면안정해석에 적용하기 위하여 실시하였다.

3.2.1 뒷채움 흙

뒷채움 흙의 공학적 특성을 분석하기 위하여 기본적인 물성시험을 진행하였으며, 이에 대한 결과를 표 1에 나타내었다.

1.

구분	물성치	구분	물성치
비중(Gs)	2.65	통일분류법(USCS)	SC
액성한계(LL, %)	35.5	투수계수 (cm/sec)	4.12×10 ⁻⁶
소성한계(PL, %)	26.0	최대건조단위중량(kN/m ³)	18.4
#200 통과량(%)	36.8	최적함수비(%)	13.7

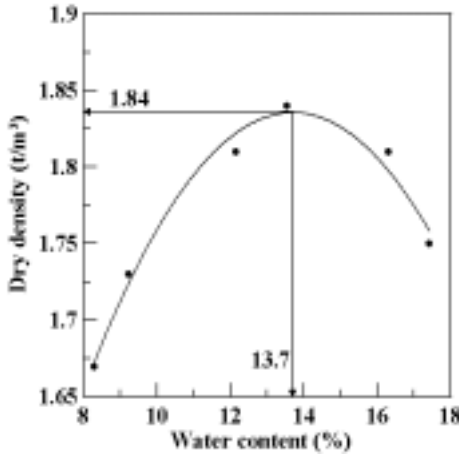


그림 8. 다짐시험 결과 그래프

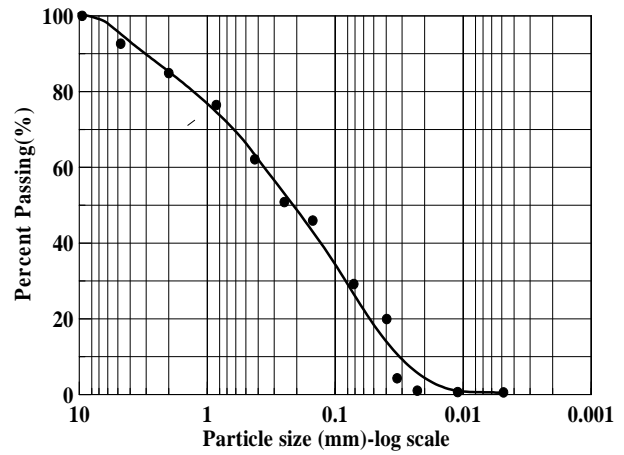


그림 9. 입도분포곡선

뒷채움 흙의 변수위 실험 결과 $4.1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 로 나타났으며, 뒷채움 흙이 세립분이 많이 포함하고 있어 낮은 투수계수를 보인 것으로 나타났다. 이런 결과는 Casagrande와 Fadum(1940)이 제안한 투수계수에 의한 흙의 분류에서 실트질 모래와 점토가 섞인 흙으로 분류 될 수 있다.

뒷채움 흙의 전단정수를 파악하기 위하여 대형직접전단시험을 수행하였다. 본 실험에 사용된 대형직접전단시험기는 전단상자의 크기를 두종류로 실험 할 수 있도록 제작 되었으며, 등압공기압방식으로 하중을 제어할 수 있도록 설계 되었다. 표 2는 대형직접전단시험기의 제원을 보여주고 있다. 시료 성형은 채취된 뒷채움 흙의 다짐 시험을 통해 확보한 최대건조단위중량과 다짐도 95%, 최적함수비를 이용하여 성형하였으며, 정적 3층다짐을 실시하여 하였다. 수직응력의 재하 단계는 응력수준을 고려하여 50kPa, 100kPa, 138kPa, 200kPa을 선택하였으며, 각 하중단계에서 3회 이상 실험하여 신뢰성을 높였다. 그림 10과 11은 붕괴된 보강토옹벽의 뒷채움 흙을 채취하여 대형직접전단시험한 결과를 보여주고 있다. 그 결과 내부마찰각은 28.81° , 점착력은 40.2kPa로 분석 되었다. 이와 같이 점착력이 높게 평가 된 것은 뒷채움 흙의 #200 통과량 약 35% 이상으로 많은 세립분을 포함하고 있기 때문으로 분석된다.

2.

구성	용량	구성	용량
전단상자	50cm×50cm×25cm 30cm×30cm×15cm	수직변위계 (LVDT)	Max. 100mm
수직하중계	등압 공기압식 Max 6.0kg/cm ²	수평변위계 (LVDT)	Max. 200mm
전단하중계 (Load Cell)	Max. 20ton	-	-

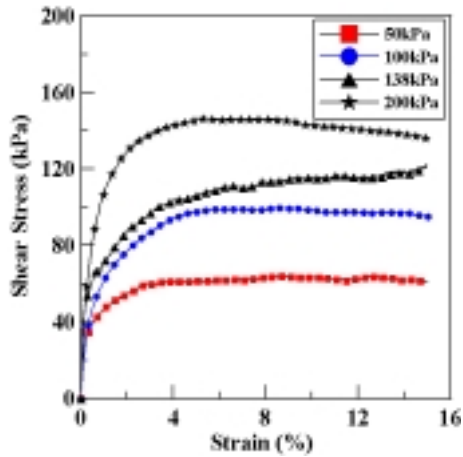


그림 10. 전단응력-변형률 그래프

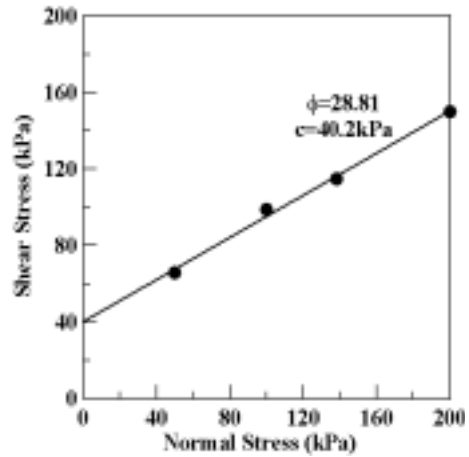


그림 11. 수직응력-전단응력 그래프

3.2.1 보강재(지오그리드)

현재 국내에 사용되고 있는 국외의 보강토옹벽 설계 기준은 FHWA(Federal Highway Administration)설계법과 NCMA(National Concrete Masonry Association)설계법이 사용되고 있으며, 보강재에 관련한 시험법은 광폭인장강도시험(ASTM D 4595)과 리브인장강도시험(GRI GG-1)을 사용하도록 명시되어 있다. 본 논문에서는 리브인장강도시험(GRI GG-1)의 기준에 의거 시험을 진행 하였으며, 이에 대한 내용은 표 3에 나열 하였다. 시험에 사용된 보강재는 지오그리드로서 붕괴된 보강토옹벽에서 채취하였으며, 리브인장강도시험을 수행하였다. 리브인장강도시험 결과 65kN/m의 인장강도를 확보 할수 있었으나, 붕괴된 옹벽에서 채취된 시료이니 만큼 시공시 보다 강도가 저하 됐으리라 사료된다. 그림 12는 리브인장강도시험 결과를 보여주고 있다.

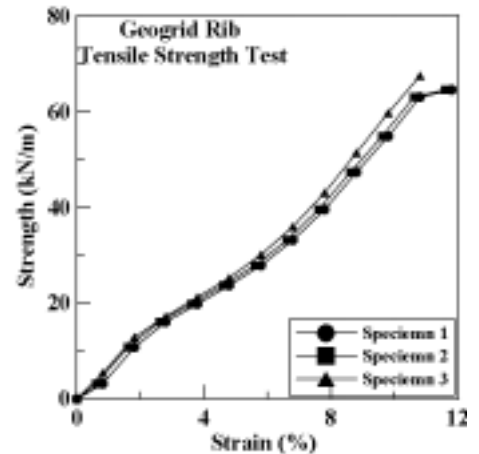


그림 12. 리브인장강도시험 결과

표 3. 리브인장강도시험(GRI GG-1)의 개요

GRI GG-1			
시험기	변형제어식 인장시험기	시험습도	65±5%
시험온도	20±2°C (70±4°F)	시료크기	10cm(1rib)
평가항목	최대인장강도, 인장변형률, 인장탄성계수	인장속도	10±3%/min (rate of strain)
시료수	신뢰성 평가를 통해 결정하나, 그렇지 않은 경우에는 6개로 함		

3.3 안정성평가

3.3.1 보강토옹벽의 안정성 평가

사면안정성 평가에 앞서 표 3을 토대로 붕괴된 보강토옹벽 자체의 내·외적 안정성 평가를 실시하였다. 흙에 대한 물성치는 앞에서 기술한 바와 같이 대형직접전단시험에 의한 결과를 사용하였다. 현장의 육안조사 결과 뒷채움 흙, 배면토, 기초지반 흙 모두 공장부지 조성으로 인해 발생한 현장 유용토를 사용하였으므로 이들에 대한 전단정수 값은 모두 동일하게 사용하였다. 보강재의 극한인장강도 값은 리브인장강도 시험의 결과를 사용하였으며, 최소안전율을 확보하기 위해 강도 감소계수는 FHWA에서 사용하는 최대값을 사용하여 인장강도(available tensile strength)를 최소화 시켜 최소안전율을 유도 하였다. 본 해석을 위해 FHWA에서 제작한 해석 및 설계 프로그램인 MSEW(ver.1.2)를 사용하였다.

4.

	Soil			Reinforcement		
	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (deg)	Reduction Factor	Durability	1.1
Reinforced Soil	19	-	28.8		Installation Damage	1.25
Retained Soil	19	-	28.8		Creep	2.15
Foundation Soil	19	40	28.8	Ultimate Strength	65 kN/m	

표 5는 붕괴된 보강토옹벽의 내·외적 안정성 평가를 실시한 결과를 나타내고 있다. 보강토옹벽의 외적안정성검토에서는 FHWA 및 NCMA 설계기준이 제시하는 최소 안전율을 확보하여 안정한 것으로 평가 되었으나 내적안정성의 경우 유발인장력부분에 대한 안전율이 설계 기준치에 미치지 못하고 있어 사고 옹벽에 원인으로 작용한 것으로 판단된다. 또한 인장파단의 안전율을 검토해 본결과 옹벽의 하단부분에서는 소정의 안전율을 확보하지 못한 것으로 분석 되었다. 전체안정성(Global Stability)을 검토해본 결과 0.9의 낮은 안전율로써 보강토옹벽의 전반적인 안정성에 문제가 있었던 것으로 분석된다. 이러한 결과는 보강토옹벽의 높이에 비해 보강재의 길이가 짧고, 보강재의 연직간격이 크게 설계되어 문제가 발생하는 것으로 판단된다. 표 6은 내적안정성 평가의 인발저항력 및 유발인장력 부분에 대한 검토 결과를 나타내었다.

5. 가

External Stability	FHWA	NCMA	Internal Stability	FHWA	NCMA
Bearing Capacity F.S	60.39 (2.5)	71.4 (2.0)	Pullout Resistance F.S	4.07 (1.5)	1.84 (1.5)
Sliding F.S	2.13 (1.5)	2.71 (1.5)	Internal Sliding F.S	1.60 (1.5)	2.81 (2.0)
Overturining F.S	3.92 (2.0)	5.07 (1.5)	Tensile Over-stress F.S	0.67 (1.0)	0.53 (1.0)

주) 괄호 안의 값은 FHWA에서 제시하는 최소 안전율임.

표 6. 인발저항력 및 유발인장력 평가

		Pullout Capacity (kN/m)		Tensile Over-Stress (kN/m)	
Reinforcement		FHWA	NCMA	FHWA	NCMA
Layer	Ele(m)				
No. 1	0.4	446.5	488.4	31.0	27.3
No. 2	1.0	378.6	414.1	24.3	21.4
No. 3	1.6	316.2	345.9	22.0	19.4
No. 4	2.2	259.4	28.37	19.8	17.4
No. 5	3.8	208.2	227.7	17.5	15.4
No. 6	3.4	162.5	177.7	15.2	13.4
No. 7	4.0	122.4	133.8	12.9	11.4
No. 8	4.6	87.8	96.0	10.6	9.4
No. 9	5.2	58.8	64.3	8.4	7.4
No. 10	6.8	35.3	38.7	6.1	5.4
No. 11	6.4	17.5	19.1	3.8	3.3
No. 12	7.0	10.5	11.5	1.8	1.6

3.3.2 사면안정성평가

보강토옹벽 단면이 종단과 횡단의 길이가 다양함으로 사면안정해석시 현장상황을 모사할 수 있는 가장 명확한 단면이 필요 하였고, 이를 위해 그림 1과 같은 대표 단면을 산정 하였다. 보강토옹벽의 크기는 종단방향으로 약 1m~7m까지 다양하게 분포되어 있으나, 지하수 영향을 가장 많이 받을것으로 예상되는 저수지 인근 보강토옹벽의 높이(7m)로 산정하였고, 공장부지 및 도로, 용수로를 포함한 대표 단면을 산정 하였다. 사면안정성 평가는 pcstabl 프로그램을 사용하였고, 해석 방법은 Bishop의 간편법을 사용하였다. 해석결과 0.99의 안전율을 나타내고 있어 불안정한 것으로 나타났다. 이러한 결과는 해석자 마다 각기 다른 견해를 보여 안전과 불안전을 판단하기에 오해의 소지를 가지고 있지만, 봉편된 보강토옹벽은 우기시의 강우로 인한 수압의 증가와 전단강도의 저하등을 고려하여 분석을 한다면 결코 안전한 설계라고 보기 힘들다.

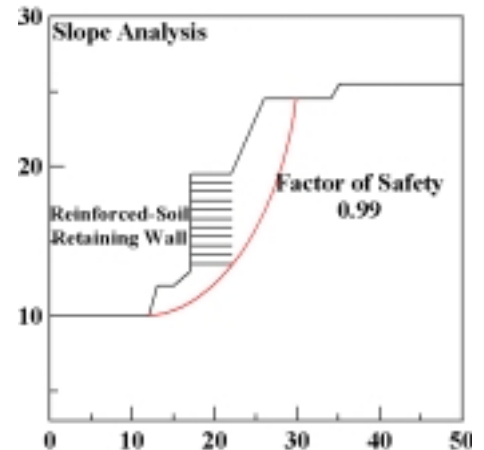


그림 13. 사면안정성 평가 그래프

보강토옹벽의 내·외적 안정성 평가와, 전체안정성(Global Stability), 사면안정성평가를 토해 얻을 수 있는 결론은 보강토옹벽 자체내의 일부 안정성에 문제가 있었고 주변영향을 고려한 사면안정성 평가가 반드시 필요함을 알수 있다. 또한 보강토 옹벽의 설계에 있어서 기본적인 지반공학 적 문제를 간과할 경우의 결과는 이와 같은 대규모 붕괴를 낳게 되며 결국 보강토 공법 전반에 있어 불신을 심어줄 있는 문제를 야기시킨다. 그러므로 보강토 옹벽의 설계는 지반공학적인 측면에서 접근할 수 있는 기술자에 의해 다루어져야 한다.

4. 현장유통도에 대한 공학적 특성 분석

보강토 옹벽 뒤채움흙의 공학적 특성은 보강토 옹벽 붕괴 여부와 밀접한 관련이 있다. 그러나 대부분의 시공 현장에서는 경제적인 보강토 옹벽을 구축하고자 이 점을 간과하는 경향이 있다. 뒤

채움흙으로써의 공학적 특성을 무시하고, 현 시방규정에 맞지 않는 현장 유용토를 사용할 경우 다음과 같은 보강토 옹벽의 안정성에 문제가 된다.

국내 화강풍화토와 세립분 함유율이 유사한 뒷채움흙을 사용한 보강토 옹벽의 부실 시공사례가 Elias와 Swason(1983)에 의하여 연구, 발표되었다. 연구대상은 1978~1979년도에 시공된 높이 7.0m의 보강토 옹벽이며, 보강토 옹벽 시공이 완료된 후 변위를 측정된 결과 25~30cm의 과도한 수평 변위가 발생하였다. 이러한 문제의 원인은 시방서에서 요구하는 No.200번체 통과량 15%미만을 충족하는 뒷채움흙을 사용하지 않고 세립분 함유율이 30%~50%인 뒷채움흙을 사용하였기 때문이다.(Mitchell, 1995) 이 연구로부터 Elias와 Swason(1983)은 보강토 옹벽에 세립분 함유율이 25%이상의 뒷채움흙을 사용하면 인발저항력이 감소하고 결과적으로 벽체의 내적 안정성을 상실하게 되어 과도한 수평변위를 유발하게 된다는 결론을 얻었다.

국내 보강토 옹벽 시공 현장에서 현장 유용토를 대부분 사용하는데, 국내에 보강토 옹벽 뒷채움흙으로써 사용 가능한 흙은 한정되어 있는 상황이다. 한국토지개발공사가 1979년 이후 10여년간 실시한 전국의 주택 및 공업단지 조성을 위해 실시한 토질조사 보고서에 따르면 국내에는 56.1%에 달하는 지역이 화강풍화토가 분포하고 있으며 시방서에서 요구하는 #200번체 통과량 15%미만을 충족하는 화강풍화토는 불과 15%미만으로 85%에 해당하는 대부분의 화강풍화토는 보강토 옹벽 뒷채움흙으로 불만족스럽다는 결론에 도달하게 된다.(김상규, 이은수, 1996) 이러한 연구를 토대로 국내의 화강풍화토를 뒷채움흙으로 사용할 경우 그 공학적 특성을 반드시 분석하고 설계법에 맞는 뒷채움흙을 사용해야하며 현장여건이 설계 시방서에 적절치 않을 경우 이에 대한 대책 공법을 마련해야 한다.

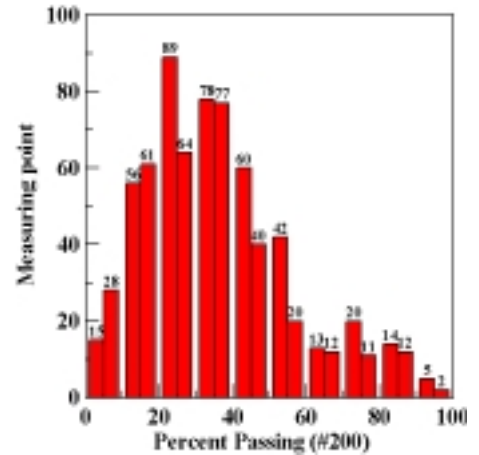


그림 14. #200 통과량에 대한 정규분포 곡선

5. 결과분석 및 고찰

본 논문에서는 보강토옹벽의 붕괴현장에 대한 원인분석의 내용을 다루었다. 원인분석에 대한 내용으로는 붕괴된 보강토옹벽에서 채취한 뒷채움 흙 및 보강재를 이용하여 실내시험을 수행하였고, 뒷채움흙의 공학적 특성이 보강토옹벽 설계법에 부합되는지 여부를 판단하는 분석을 실시 하였다. 또한 보강토옹벽 자체의 내·외적 안정성 평가 및 전체안정성평가(Global Stability)와 주변영향을 고려한 사면안정성 평가를 실시하였고, 문헌 연구와 설계법의 비교를 통해 붕괴된 보강토옹벽 현장의 현장 유용토가 뒷채움흙으로써 사용가능하지 여부를 판단하였다. 이와 같은 연구 수행 내용을 정리 하면 다음과 같다.

1. 보강토옹벽 자체 내·외적 안정성 평가와 전체안정성평가(Global Stability)를 수행한 결과 외적 안정성 평가에는 문제가 없었으나 보강재 길이가 짧고, 보강재 수직간격이 크게 설계 되어 내적안정성평가에 문제가 있었던 것으로 분석되었다.
2. 사면 및 공장부지 기초지반을 고려한 사면안정성 평가에서 소정의 안전율을 확보하지 못한 것으로 분석되었다. 더욱이 강우시 발생하는 보강토옹벽내의 잔류수압과 뒷채움 흙의 전단강도 저하를 고려한다면 추가적인 안전율의 저하를 보일것으로 사료된다.
3. 보강토옹벽에서 채취한 뒷채움 흙은 입도분포시험 결과 FHWA 및 NCMA설계법에서 제시하는

#200 통과량이 기준치 이상으로 밝혀졌다. 붕괴된 보강토옹벽의 높이와 동일한 국외의 보강토 옹벽의 붕괴 사례에서 보듯이 뒷채움 흙의 #200 통과량이 설계법의 기준치 이상일 경우 보강 토옹벽의 안정성에 문제가 있는 것으로 나타났다.

4. 국내에 뒷채움재로 사용 가능한 화강풍화토는 15%에 불과하다는 연구 결과로 인해 현장 유용 토를 뒷채움 흙으로 사용 할 경우 그 타당성 여부를 반드시 확인하고, 여의치 않을 경우 이에 대한 대책 공법을 마련 해야한다.
5. 보강토옹벽의 설계에 있어서 기본적인 지반공학적 문제를 간과할 경우의 결과는 이와 같은 대 규모 붕괴를 낳게 되며 결국 보강토 공법 전반에 있어 불신을 심어줄 있는 문제를 야기시키므로 보강토 옹벽의 설계는 지반공학적인 측면에서 접근할 수 있는 기술자가 다루어야 한다.

참고문헌

1. 韓國土地開發公社(1991), 花崗岩質 風化土 基層 補助基層 利用方案研究.
2. 김상규, 이은수 (1996) 보강토구조물 뒤채움 재료로서 화강풍화토의 적용성, 한국지반공학회, Vol.12, No.1, pp.63~71.
3. ASTM D 4595-86 Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method, pp. 809~819.
4. 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 GG1 "Geogrid Rib Tensile Strength" *Geosynthetic Research Institute*
8. Mitchell, J.K. and Zornberg, J.G.(1995),"Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills Part :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.