



2015年 2月 碩士學位論文

블록식 보강토옹벽의 붕괴사례 분석

朝鮮大學校 産業技術融合大學院

土木工學科

張 虎 勳



블록식 보강토옹벽의 붕괴사례 분석

Analysis on a Collapsed Mechanically Stabilized Earth Wall

2015年 2月 日

朝鮮大學校 産業技術融合大學院

土木工學科

張 虎 勳





블록식 보강토옹벽의 붕괴사례 분석

指導教授金大賢

이 論文을 工學碩士 學位申請 論文으로 提出함.

2014年 10月

朝鮮大學校 産業技術融合大學院

土木工學科

張 虎 勳

Collection @ chosun



張虎勳의 碩士學位論文을 認准함

審	査孝	を員	長	朝鮮大學校	教授	印
審	査	委	員	朝鮮大學校	教授	<u>印</u>
審	査	委	員	朝鮮大學校	教授	印

2014年 12月

朝鮮大學校 産業技術融合大學院





목차

ABSTRACT

제 1 장 서론 ··································
1.1 연구배경 및 목적
1.2 연구동향
제 2 장 이론적 배경
2.1 보강토공법의 기본개념
2.2 보강토옹벽의 내・외적 안정해석5
2.3 한계평형해석방법에 의한 설계 5
2.3.1 외적안정성 평가 6
2.3.2 내적안정성 평가
2.3.3 보강재의 인반력
2.3.4 보강재 저면에서의 활동에 대한 저항력
2.3.5 블록과 보강재의 연결강도
2.3.6 국부 배부름
2.4 보강토옹벽의 내부응력이론
2.4.1 인장력 분포
2.4.2 토압의 분포형태
2.5 전면벽체의 수평변위 예측방법
2.6 보강토옹벽의 붕괴
2.6.1 보강토옹벽의 붕괴원인
2.6.2 강우시 보강토옹벽의 거동 및 붕괴사례
2.6.3 보강토옹벽의 배수와 관련된 국내기준
2.7 유한요소법을 이용한 사면안정해석



2.7.1 사면안정해석의 개요
2.7.2 유한요소 응력장을 이용한 사면안정해석
제 3 장 현장 사례
3.1 보강토옹벽 붕괴 사례
3.1.1 검토대상단면
3.1.2 블록식 보강토옹벽 붕괴 현황
3.2 붕괴 유형 및 원인 분석
3.2.1 보강토옹벽의 붕괴유형 분석
3.2.2 보강토옹벽의 붕괴원인 분석
3.3 유한요소해석의 적용
3.3.1 유한요소해석 프로그램
3.3.2 적용모델
3.3.3 보강토옹벽설계 기본 물성치 입력값46
3.3.4 보강토옹벽 영향해석
제 4 장 결론

참고문헌



표 목 차

표	2.1	보강토옹벽의 설계안전율
표	2.2	옹벽의 설계안전율
표	2.3	쌓기비탈면 안정해석시 적용하는 기준안전율
표	2.4	보강토옹벽 높이에 대한 안정성 평가 기준
표	2.5	배수관련 국내 설계/시공 기준검토
표	3.1	보강토옹벽 구조계산서
표	3.2	설계도면과 구조계산서 지오그리드 적용타입 비교 40
표	3.3	보강토옹벽의 설계안전율
표	3.4	MIDAS에서 해석가능한 유한요소의 종류와 재료모델45
표	3.5	보강토옹벽설계 기본 물성치 입력 값





그림목차

그림 2.1 보강재에 작용하는 응력전이 모식도
그림 2.2 보강효과 모식도
그림 2.3 보강토옹벽의 파괴형상
그림 2.4 외적안정 해석에 고려되는 보강토체의 응력 및 토압분포
그림 2.5 외적안정 해석시 고려되는 하중의 자유물체도
그림 2.6 내적안정성 해석시 토압의 분포
그림 2.7 내적안정 해석에 사용되는 힘과 응력도
그림 2.8 보강재의 인장력 분포도
그림 2.9 타이백 방법에 의한 토압의 분포
그림 2.10 보강토옹벽의 변위예측 곡선
그림 2.11 계곡부에 설치된 보강토옹벽의 지하수 누출현상
그림 2.12 A현장 벽체상부 붕괴현장 : 뒤채움토사 불량
그림 2.13 B현장 벽체상부 붕괴현장 : 강우시 계곡지표수 유입
그림 2.14 C현장 벽체상부 붕괴현장 : 강우시 지표수 유입
그림 2.15 D현장 벽체전도현장 : 지표수유입에 의한 세굴 및 전도
그림 2.16 E현장 : 유입된 지표수로 인한 기초부 세굴 및 침하발생
그림 2.17 F현장 : 계곡수 유입에 의한 벽체변위발생 30
그림 3.1 블록식 보강토옹벽 검토대상 단면
그림 3.2 블록식 보강토옹벽 시공 단면도
그림 3.3 블록식 보강토옹벽 검토구간
그림 3.4 블록식 보강토옹벽 붕괴 현황
그림 3.5 블록식 보강토옹벽 붕괴 현황사진(1~6차 붕괴)
그림 3.6 방음벽 옹벽 실치공사로 인한 보강재 절단42
그림 3.7 상부 1단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 미설치) 49
그림 3.8 상부 1단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치)
그림 3.9 상부 1단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치, 보강재 절단)
그림 3.10 2단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치)
그림 3.11 2단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치, 보강재 절단)





ABSTRACT

Analysis on a Collapsed Mechanically Stabilized Earth Wall

Jang, Hohun

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon Department of Civil Engineering Graduate School of Chosun University

Recently, mechanically stabilized earth(MSE) walls are gradually replacing conventional concrete retaining walls for reasons of economy, expediency of construction, and aesthetics. However, mistakes in design and construction of MSE walls have resulted in many troubles such as failure of MSE walls, horizontal deformational breakdown of facings, and so forth during or after construction.

In this study, the collapsed section of MSE walls with consideration for a field study, design drawing and experimental data were reviewed. Also, the construction process until the collapse of MSE walls was numerically modeled, and this study tried to analyze the fundamental causes of the collapse.

As a result, firstly, the types of design drawing and structural bill were confirmed to be different from each other. Secondly, the investigation revealed that the bad-quality backfill were responsible for the collapse. Lastly, the process of installing a soundproof walls at the top of the MSE walls confirmed that geogrids in 0.3m and 0.9m depth were cut, and additional structure reviews were missed.

Collection @ chosun



제1장 서론

1.1 연구배경 및 목적

우리나라의 지형적인 특성상 산악지가 대부분이므로 토목공사를 수행하는 과정에서 절토 사면이 많이 발생하고 이러한 절토 사면을 지지함과 동시에 부지의 공간 활용을 목적으로 대표적인 흙막이 구조물인 콘크리트 옹벽이 많이 사용되어 왔다.

그러나 일반적으로 사용되는 기존의 현장타설 콘크리트 옹벽은 공학적인 안정성은 확보 되고 있으나, 벽체 높이에 따른 시공의 어려움, 배면배수의 문제, 콘크리트 자체의 균열 등 에 대한 문제를 가지고 있다. 이로 인해 국내에는 1990년대 이후로 다양한 보강재와 전면 판을 이용하여 경제성 및 시공성이 우수한 보강토옹벽의 건설이 빠른 증가 추세에 있다.

보강토 공법은 1969년 Vidal에 의해 근대적인 보강토공법이 제안된 이래, 최근 다양한 보강재의 도입으로 옹벽, 사면, 도로 제방 등의 토목 여러 분야에 적용되고 있다.

보강토옹벽에 대한 국내 연구가 활발히 진행되고 있음에도 불구하고 외부에 알려지지 않은 보강토옹벽의 사고가 빈번히 일어나고 있는 실정이다. 이러한 보강토옹벽의 사고원 인으로는 보강토옹벽의 새로운 역학 메커니즘에 대한 이해부족과, 장비작업에 대한 시공 관리의 소홀함을 들 수 있다. 특히, 뒤채움 흙의 철저한 다짐관리가 이루어지지 않을 경 우, 장비 적재하중으로 인해 배면지반의 붕괴를 초래할 수 있다. 또한 기초의 지지력 부 족, 배부름 현상으로 인한 파괴, 벌어짐(Opening)파괴도 보강토옹벽의 사고원인이 된다.

옹벽과 같은 흙막이 구조물에서 배면지반의 간극수 처리는 구조물의 안정성에 큰 영향 을 주는 요인으로, 배수불량으로 인해 간극수의 원활한 처리가 되지 않을 경우, 벽체에 수압이 가중되어 구조물의 전체적인 안정성을 해친다.

이 중에서도 최근 다양한 보강재와 전면판을 이용하는 보강토옹벽이 등장하면서 공법 에 대한 구체적인 설계 및 시공 관리기준이 정립되지 않아 기존 공법의 기준을 그대로 적용하는 문제가 있다. 또한 신공법에 사용된 흙-보강재와 전면판의 특성 및 보강토옹 벽의 역학거동에 대하여 실질적인 연구보다 수치해석에 의존함으로서 실제 현장에서 시 공 중 사고가 빈번히 발생하고 있는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 보강토옹벽의 붕괴가 발생한 구간에 대해 선행된 현장조사와 설 계도서 및 실험자료 등을 검토하고 또한, 보강토옹벽 붕괴시까지 시공과정을 모델링하여 공학적으로 블록식 보강토옹벽의 근본적인 붕괴원인을 분석하고자 한다.

- 1 -



1.2 연구동향

블록식 보강토옹벽은 기존의 콘크리트 중력식옹벽에 비하여 시공이 편리하고 대형장 비를 필요로 하지 않으며 부등침하에 대한 내구성이 뛰어난 특징을 가지고 있다. 최근 보강토옹벽이 비탈면 인접부에 시공되는 경우가 늘고 있는데 이러한 설계조건에서는 설 계단면이 보강토옹벽 설계기준을 만족시키는지 여부에 대한 검토와 비탈면 안정에 대한 검증이 반드시 필요하다. 이러한 검증이 반드시 필요함에도 불구하고 규모가 작은 공사 현장에서는 대부분 생략되거나 이론적 추측과 경험으로 적용되고 있는 실정이다. 따라서 최근 보강토옹벽 시공 후 국부적인 침하가 발생하여 붕괴 또는 과대변형이 발생하는 사 례가 많이 발생하고 있는 실정이고(한중근 등 2005), 설계 및 시공상의 부주의로 인해 전면에 변위가 발생하고 전체적인 옹벽의 균열 및 붕괴가 발생하는 경우도 많이 발생하 고 있다(정재홍, 2012; 김병일 등 2013).

유충식 등(2005)은 블록식보강토옹벽 시공 완료 후 여름철 집중강우로 인해 붕괴된 보 강토 사고사례에 대한 연구를 수행하였는데 이는 부적합한 설계와 불량한 뒤채움 흙의 사용, 단기간의 집중호우로 인한 suction의 감소 및 전단강도의 감소가 붕괴의 주원인인 것으로 나타냈다. 또한, 원명수 등(2013)은 게릴라성 집중강우 등으로 인해 보강토옹벽이 붕괴되는 사례가 발생되면서 붕괴된 옹벽의 복구방법에 대하여 쏘일네일링 및 재시공하 는 안에 대하여 한계평형해석 및 수치해석을 수행하여 안정성과 거동을 분석하였다.

조정철(2008)은 현장 블록식 보강토옹벽의 안정에 관한 연구를 통하여 현장에서 시공 중에 기준시방서에 포함되는 내용대로 모든 시방규정을 준수하고 똑같은 조건을 갖춘 현 장을 3지점을 선정하여 시공부터 시공 후까지 변위와 성토체의 다짐도, 안전율을 검토한 결과, 옹벽벽체의 변위data와 현장실험 data는 최소안전율이상의 높은 결과를 나타냈다.

이처럼 기존 선행연구 결과, 비교적 경제적이고 시공이 편리한 블록식 보강토옹벽을 사용하지만 설계기준의 만족 여부 및 검증 없이 이론적 추측과 경험으로 적용되고 있어 붕괴사고가 빈번히 발생하고 있으며, 부적합한 설계 및 불량한 뒤채움 흙 등으로 단기간 의 집중호우로 인해 붕괴가 주원인인 것으로 나타났다.

본 연구에서는 선행연구 사례와는 달리 시공이 완료된 블록식 보강토옹벽 상부에 방음 벽을 설치하기 위해 상단 보강재(geogrid)를 2단 절단함으로써 발생된 붕괴사례로 이를 분석하여 블록식 보강토옹벽의 근본적인 붕괴원인을 분석하고자 한다.





제 2 장 이론적 배경

2.1 보강토공법의 기본개념

흙은 일반적으로 암석이나 강재, 콘크리트 등과 같은 재료와는 상이하게 입자들이 서로 강하게 부착되어 있지 않다. 그러므로 불연속 재료로 볼 수 있으며 흙 입자 자체 만으로는 소정의 강도를 발휘하는데 한계가 있다. 보강토 공법의 역학적 개념은 흙의 인장력을 증가시키기 위하여 주된 변형률이 발생하는 방향과 평행하게 보강재를 포설 하여 흙의 공학적 성질을 개량하는 것이다.

여기서 보강토 토체의 인장특성은 흙과 보강재의 상호작용에 의해 좌우되며 흙과 보 강재 사이의 응력 전달은 보강재를 따라서 연속적으로 이루어지고 이러한 보강재의 효 과는 전 토체에 고르게 나타난다.

흙과 보강재 사이의 응력전달은 그림 2.1과 같이 보강재의 형상에 따라 마찰저항 또 는 수동저항이 발생한다. 마찰저항은 흙과 보강재의 접촉면에서 상대변위가 발생함으 로써 발현되며 이때 격자형태의 보강재인 지오그리드와 흙 사이에 발생되는 마찰저항 이 보강효과의 일부분을 차지한다.

또한, 지오그리드와 같이 격자 형태의 보강재에서 보강토체에 변위가 발생할 경우 보강재의 구성요소 중 변위가 발생하는 방향에 직각방향으로 배열된 요소에 의해 수동 저항이 발생하며 이 수동저항이 지반보강효과의 큰 부분을 차지한다. 이러한 각 응력 전달 기구의 중요도는 보강재의 형태, 표면 거칠기, 작용연직응력, 격자의 크기, 신장률 에 따라 좌우되며 뒤채움재의 다짐도, 입도분포, 입자형상, 단위중량, 함수비, 점착력 및 강성 등에도 영향을 받는다. 그림 2.2에서는 보강효과의 모식도를 나타내고 있다.

Collection @ chosun





그림 2.1 보강재에 작용하는 응력전이 모식도



그림 2.2 보강효과 모식도





2.2 보강토옹벽의 내·외적 안정해석

토목섬유 보강토옹벽의 합리적인 설계를 위해 다양한 해석 및 설계방법들이 제안되 어 왔으며, 이러한 설계방법들은 대부분 옹벽파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해 석(Limit equilibrium analysis)을 사용하고 있다. 한계평형해석에 의한 설계방법들은 크게 2가지 유형으로 구분된다.

첫 번째 유형은 보강토체의 수평방향 활동력이 보강재에 의해서 유발되는 수평방향 저항력과 평행을 이룬다고 가정하여 해석하는 방법이고, 두 번째 유형은 전통적인 사 면안정해석과 같이 가정된 파괴 활동면에서의 힘이나 모멘트 평형 해석시 보강재 효과 를 고려하는 방법이다. 전자는 보강재가 쐐기형태의 파괴토체에 대하여 인장저항 타이 백(Tie-back)과 같은 역할을 한다고 해서 타이백 해석방법이고, 후자는 사면안정 해석 방법이다.

2.3 한계평형해석방법에 의한 설계

보강토옹벽 설계의 대표적 방법인 타이백 방법은 벽체파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해석을 도입하여 전체 보강토체를 몇 개의 보강영역으로 세분하고, 세분된 각 영역의 수평방향 활동력이 보강재에 의하여 유발되는 수평방향 저항력과 평형을 이룬 다는 가정을 사용하고 있다. 한편, 구조물 기초설계기준해설(2008)에 의하면 실제적인 타이백 개념에 의한 보강토옹벽의 설계는 블록의 종류, 벽체경사 및 형상, 사용된 흙의 공학적 특성, 상재하중 조건, 보강재 종류 및 특성 등의 설계변수들의 선정에 의하여 수행된다. 그림 2.3에서는 보강토옹벽의 안정해석에 고려되는 파괴형상을 나타내며, 일 반적으로 고려되는 외적 및 내적안정검토는 그림 2.3과 같은 보강토옹벽의 파괴에 대 한 옹벽의 안정성 평가를 실시한다. 외적안정에는 활동, 전도, 지지력에 대하여 검토하 며, 내적안정해석에는 보강재의 파단, 인발파괴, 국부활동, 보강재와 연결재의 파단 등 에 대하여 검토한다.







수평이동





(c)국부적 안정

(d) 전반적인 안정

그림 2.3 보강토옹벽의 파괴형상

2.3.1 외적안정성 평가

보강토옹벽에서 외적안정은 보강토 영역에 의해 형성된 토체에 대해 채움재의 자중 에 의해 발생되는 주동토압과 상재하중에 의한 안정성을 검토하는 것으로서, 설계 내 구년한 동안 구조물의 기능을 충실히 수행할 수 있는 안정성을 가지고 있는지 판단하 는 것이다.

표 2.1에서 제시된 안전율보다 적을 때는 보강토옹벽의 폭(L)을 시행착오법에 의해서





그 길이를 조절한다. 한편, 한국도로공사의 "고속도로 건설공사 보강토옹벽 설계기 준"(2007)에 의하면 외적안정 해석시 예민한 구조물인 경우에는 흙의 공학적 특성 및 하중조건에 대해 설계자가 확신이 없다면 각 안전율을 0.5씩 증가시켜야 한다. 또한 표 2.2에서는 옹벽의 설계안전율을 나타내었다. 지지력 부분에서 옹벽이 보강토 옹벽보다 약 0.5정도의 설계안전율이 높은 것을 확인할 수 있다. 표 2.3은 쌓기비탈면 안정해석 시 기준율로서 일반적으로 건기시는 1.5, 우기시는 1.3, 지진시 1.1 단기 비탈면의 안정 성은 1.0~1.1을 적용한다.

구 분	검 토	항 목	평 상 시	지 진 시	비고
	joj L	t 동	1.5	1.1	
외적	र्	년 도	1.5	1.1	
안정	ス]지력	2.5	2.0	
	전체	안정성	1.5	1.1	
	인	발파괴	2.0	1.5	
내적	버가기	금속보강재	1.0	1.0	
안정	도 경 세 	지오그리드	1.5	1.0	
		섬유보강재	1.5	1.0	

표 2.1 보강토옹벽의 설계안전율

표 2.2 옹벽의 설계안전율

검 토 항 목	평 상 시	지 진 시	
활동(sliding)	1.5	1.1	
전도(overturning)	2.0	1.5	
지지력(bearing capacity)	3.0	2.0	
전체안정성(overall stability)	$1.2 \sim 1.5$	1.1	





표 2.3 쌓기비탈면 안정해석시 적용하는 기준안전율

구 분	기준안전율	참 조			
 건기	$F_{S} > 1.5$	·지하수가 없는 것으로 해석하는 경우			
우기시	F _S > 1.3	 ·일반적인 쌓기 비탈면은 별도의 지하수위 조건 없음. 한쪽 쌓기 한쪽 깎기 비탈면에서는 측정한 지하수위 또는 침투해석을 통한 지하수위를 이용 하여 해석 ·쌓기 표면에 강우침투가 발생하는 경우에는 강우 침투를 고려한 해석 실시 			
지진시	F _S > 1.1	 ·지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 ·지하수위는 실제측정 또는 침투해석을 수행한 지 하수위 			
단기	$F_{\rm S} > 1.0 \sim 1.1$	•1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성			
 * 도로, 단지, 철도 등의 포장체가 형성되는 쌓기비탈면의 경우에는 필요시에 우 기시 안전율을 검토하고 건기시의 안전율도 만족하도록 설계함 * 강도정수를 최대강도가 아닌 잔류강도로 해석한 경우 : 위 기준에서 0.1 감소 * 비탈면 상하부 파괴범위 내에 가옥, 건물 등의 고정시설물이 있는 경우 : 위 기준에서 0.05 증가 * 비탈면 상부 파괴범위 내에 1, 2종 시설물의 기초가 있는 경우 : 별도 검토 * 상기 조건을 중복 적용하여 F_S < 1.0인 경우에는 최소안전율 1.0 적용 					





항목	평가기준	H=2m	H=4m	H=6m	H=8m	조 건
수평변위	H의 2% 미만	4cm 미만	8cm 미만	12cm 미만	16cm 미만	시공 중
계획선형 오차	5% 미만	5% 미만	5% 미만	5% 미만	5% 미만	시공 중
침하량	H의 3% 미만	6cm 미만	12cm 미만	18cm 미만	24cm 미만	시공 중
전단 변형률	벽체하단 지표면 5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	시공 중
진행성 침하량	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후
계획선형 오차	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후
진행성 활동	2cm 미만	2cm 미만	2cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후
전단 변형률	벽체하단 지표면 5%미만	5%미만	5%미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후

표 2.4 보강토옹벽 높이에 대한 안정성 평가 기준

※ 계획선형오차 = (상단수평변위 - 하단 수평변위) / 높이 * 100

(1) 외적안정성 평가를 위한 토압의 산정

토류구조물에 작용하는 토압은 주동토압(P_a), 정지토압(P_o), 수동토압(P_p)이 있으나 옹벽에 작용하는 토압은 옹벽자체가 강체로서 회전이나 앞쪽으로 밀려나오는 변위가 발생하므로 주동토압을 적용한다. 한편, 토압을 산정하는 이론에는 여러 가지 방법이 있으나, 그 중 대표적으로 사용되는 토압이론에는 Coulomb과 Rankine의 이론이 있다.

Coulomb의 토압론은 옹벽과 흙 사이의 벽면마찰각을 고려한 흙 쐐기론에 의한 이론 으로서 배면토는 소성평형상태에서 옹벽을 따라 활동한다고 가정하였고, Rankine의 토 압론은 옹벽과 흙 사이의 벽면마찰을 무시한 소성론에 의한 이론이다. 이와 같이 Coulomb과 Rankine의 토압론의 가장 중요한 차이점은 벽면마찰의 고려이다. 지표면이 수평일 경우 Rankine토압은 수직성분이 없으나 Coulomb 토압은 벽면마찰각을 경사지 게 작용하여 수직성분을 포함시킴으로써 옹벽의 안정성 판단에 중요한 차이를 일으키 게 한다. 따라서 Coulomb에 의해 산정한 주동토압이 상대적으로 적은 값을 나타나게 된다. Coulomb의 주동토압계수(K_a)는 다음 식 (2.1)과 같이 나타낸다(그림 2.4 참조).

- 9 -





$$K_{a} = \frac{\cos^{2}(\phi + \theta)}{\cos^{2}\theta\cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{(\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - a)}{\cos(\theta - \delta)\cos(\theta - a)}}\right]^{2}}$$
(2.1)

여기서, ϕ = 흙의 내부마찰각, a = 뒷채움재의 기울기, δ = 벽체와 주변흙 사이의 마찰각

그림 2.4에서는 외적안정에 고려되는 보강토체의 자중과 상재하중에 의한 토압의 분 포를 보여준다. 그림 2.4와 같이 상재하중이 가해질 때 보강토옹벽에 가해지는 토압은 높이 H의 보강토옹벽 배면에 작용하는 것을 가정한다. 이때 옹벽 배면에 작용하는 자 중만의 수평토압의 크기(*P_s*) 및 작용위치(*Y_s*)는 식 (2.2) 및 (2.4)와 같이 계산된다. 또 한, 보강토옹벽의 상단에 등분포 하중이 작용 시에는 수평토압의 크기(*P_q*) 및 작용위 치(*Y_q*)는 식 2.3 및 2.5와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_s = 0.5K_a\gamma_i(H+h)^2\cos(\delta_e - \omega)$$
(2.2)

$$P_q = (q_l + q_d) K_a (H+h) \cos(\delta_e - \omega)$$
(2.3)

$$Y_s = (H+h)/3$$
(2.4)

$$Y_d = (H+h)/2$$
 (2.5)

총 주동토압(*P_a*)의 수직분력은 NCMA 설계이론에서는 일반적으로 무시한다. 따라서 보강토옹벽의 배면에 흙의 자중과 상재하중의 작용으로 인한 총 수평토압(*P_a*)은 다음 식 (2.6)으로 나타낸다.

$$P_a = P_s + P_a \tag{2.6}$$

(2) 활동(Base sliding)

보강토옹벽의 수평안정성은 그림 2.4에서 나타낸 바와 같이 저면활동 저항력 R_s에 의해 유지된다. 활동저항력(*R_s*)의 크기는 옹벽저면에서 가장 연약한 흙의 전단강도에 의해 결정되는 것으로 간주한다. 그러므로 다음 식 (2.7), (2.8), (2.9)에서 정의된 최소 활동 저항력(*R_s*)중에서 제일 작은 값을 저면 활동안정율을 산정하는데 사용된다.







 $P_a = P_s + P_q$ $\delta_e = 외적 접촉마찰각$

그림 2.4 외적안정 해석에 고려되는 보강토체의 응력 및 토압분포

① 뒤채움재에 의한 활동저항력

$$R_s = C_{ds} (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_i$$
(2.7)

② 배수재에 의한 활동저항력 $R_s = C_{ds} (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_d$ (2.8)

③ 기초지반에 의한 활동저항력
$$R_{s} = C_{ds}(c_{f}L + (q_{d}L_{\beta} + W_{r(i)} + W_{r(\beta)})\tan\phi_{f}$$
(2.9)





여기서, ϕ_i : 뒤채움재의 내부마찰각

ϕ_d : 배수재의 내부마찰각

φ₁ : 기초지반의 내부마찰각

만일 섬유보강재나 토목섬유 필터가 옹벽기초저면에 위치하지 않는다면 보강재의 직 접활동계수(*C*_{ds})는 1로 간주한다. 보강토체에 작용하는 무게 *W*_{r(i)}, *W*_{r(β)}의 계산을 간 단하게 하기위하여 뒤채움재의 단위중량과 블록의 단위중량을 같다고 가정한다. 이러 한 가정은 뒤채움재와 블록의 단위중량이 약 25%정도의 차이가 있으나 설계에 중요한 영향을 미치지는 못한다. 그러므로 *W*_{r(i)}, *W*_{r(β)}의 계산은 다음 식 (2.10) 및 (2.11)과 같 다.

$$W_{r(i)} = L\gamma_i H \tag{2.10}$$

$$W_{r(\beta)} = \frac{(L'\gamma_i L_\beta \tan\beta)}{2}$$
(2.11)

활동에 대한 안전율의 산정 시에는 식 (2.7), (2.8), (2.9)에서 최소인 활동저항력 R_s 를 선정하여, 다음과 같이 안전율을 나타낼 수 있다.

$$FS_{sl} = \frac{R_s}{P_a} \tag{2.12}$$







그림 2.5 외적안정 해석시 고력되는 하중의 자유물체도

(3) 전도(Overturning)

일반적인 보강토옹벽의 설계 시 그림 2.5에 나타난 옹벽저면 선단부위 O점에 대한 모멘트에 대하여 전도의 안정성이 확보되어야 한다. 따라서 전도에 저항하는 모멘트는 그림 2.5에 나타난 바와 같이 보강토영역의 자중에 의한 힘과 보강토 영역에 존재하는 등분포하중에 의한 힘으로 분류된다. 저항모멘트의 합 M_r은 식 (2.13)과 같고, 작용점 의 길이 $X_{r(i)}$, $X_{r(B)}$, $X_{d(B)}$ 은 각각 식 (2.14), (2.15), (2.16)에 나타내었다.

$$M_{r} = W_{r(i)}X_{r(i)} + W_{r(\beta)}X_{r(\beta)} + q_{d}L_{\beta}X_{q(\beta)}$$
(2.13)

$$X_{r(i)} = (L + H \tan \omega)/2 \tag{2.14}$$

$$X_{r(\beta)} = H \tan \omega + W_u + 2L'/3$$
 (2.15)

$$X_{q(\beta)} = L + [(H+h)\tan\omega] - (L_{\beta}/2)$$
(2.16)



보강토영역의 배면에 작용하는 수평토압으로 인한 전도모멘트(M_o)의 합은 식 (2.17) 과 같다. 따라서 저면 선단부위의 전도에 대한 안전율은 식 (2.18)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_o = P_s Y_s + P_q Y_q \tag{2.17}$$

$$FS_{ot} = \frac{M_r}{M_o} \tag{2.18}$$

(4) 지지력(Bearing capacity)

일반적으로 허용지지력의 초과로 발생하는 보강토옹벽의 침하는 보강토옹벽의 폭 *L* 의 증가에 의하여 방지할 수 있다. 그러므로 보강토체는 연속적인 대상기초위에 작용 하는 것을 가정한다. 그림 2.5에 나타낸바와 같이 반력 *R*_b의 편심하중의 영향을 고려 하기 위하여 유효 폭 B는 다음 식 (2.19)와 같이 나타낼 수 있다. 유효 폭 *B*에 작용하 는 허용지지력은 다음 식 (2.21)과 같으며, 식 (2.22)는 극한지지력을 나타낸 것이다. 또 한, 지지력에 대한 안전율은 식 (2.23)과 같이 나타낸다.

$$B = L - 2e \tag{2.19}$$

$$e = \frac{P_s Y_s + P_q Y_q - W_{r(i)} X_{r(i)} - L/2) - W_{r(\beta)} (X_{r(\beta)} - L/2) - q_d L_\beta (X_{q(\beta)} - L/2)}{W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + q_d L_\beta}$$
(2.20)

$$Q_a = \frac{[W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + (q_l + q_d)L_{\beta}]}{B}$$
(2.21)

$$Q_{ult} = c_f N_c + 0.5\gamma_f B N_r + \gamma_f H_{emb} N_q$$
(2.22)





$$FS_{be} = \frac{Q_{ult}}{Q_a}$$

(2.13)

여기서, Q_{uh} : 기초지반의 극한 지지력 Q_a : 기초지반의 허용지지력 N_c, N_q, N_r : 무차원지지력 계수 c: 기초지반 흙의 점착력

2.3.2 내적안정성 평가

내적안정성해석은 흙과 블록, 지반섬유보강재 등을 일체된 복합구조물로 가정하여 해석을 수행하여야 한다. 수평보강재에 의해 저항되는 인장력은 Coulomb의 토압이론 을 이용하여 계산한다. 내적안정해석은 인장응력, 인발저항력, 내적활동파괴 등에 대하 여 검토한다.

(1) 토압의 산정

내적안정 해석을 위한 토압의 산정은 외적해석시의 토압산정과 같은 방법으로 수행 된다. 그러나 외적안정 해석과의 차이점은 깊이해석에 있어서 *H+h*보다 적은 H만을 적 용한다는 점이다. 그림 2.6은 내적안정 해석시 필요한 토압의 분포를 나타내고 있다. 보강토옹벽의 배면에 자중과 상재하중의 작용으로 인한 총 수평토압(*P_a*)은 다음 식 (2.26)으로 나타낸다.

$$P_{s}' = 0.5K_{a}\gamma_{i}(H+h)^{2}\cos(\delta_{e}-\omega)$$
(2.24)

$$P_q' = (q_l + q_d) K_a (H+h) \cos(\delta_e - \omega)$$
(2.25)

$$P_{q}' = P_{s}' + P_{q}' \tag{2.26}$$







그림 2.6 내적안정성 해석시 토압의 분포

(2) 보강재의 과잉인장응력

보강재에 작용하는 하중은 어떠한 경우라도 보강재의 최대허용하중을 초과할 수 없으며, 식 (2.27)으로 나타낼 수 있다.

$$F_{g(n)} \leq T_{a(n)}$$
 (2.27)
여기서, $F_{g(n)}$: 보강재에 작용하는 하중 $T_{a(n)}$: 보강재의 최대허용하중

1) 최소 보강 층의 결정

최소 보강 층의 평가는 보강토 블록의 배면에 작용하는 수평토압과 최소한 평행한 상태가 되어야 한다. 다음 식 (2.28) 및 (2.29)는 각각 단일 보강재일 경우와 두 가지 이상의 보강재가 쓰일 경우의 최소 보강 층 개수를 나타낸 것이다.





$$N_{\min} = \frac{P_a'}{T_a} \tag{2.28}$$

$$N_{\min} = N_1 + N_2 + \ldots + N_n \tag{2.29}$$

$$P_{(a)}' = T_{a(1)}(N_1) + T_{a(2)}(N_2) + \ldots + T_{a(n)}(N_n)$$
(2.30)

2) 보강재에 유발된 인장하중

보강재에 유발된 인장하중(F_g)은 보강재의 인장응력이 보강토체의 보강에 영향을 미 치는 영향면적(A_c)과 수평토압에 관련이 있으며, 영향면적은 인접한 그리드 사이의 중 간위치까지의 거리로서 정의된다.

$$F_q' = [\gamma_i D_n + q_l + q_d] K_a A_{c(n)} \cos(\delta_i - \omega)$$
(2.31)

여기서, D_n : 벽체의 상단에서 영향면적까지의 깊이

$$\begin{split} A_{(1)} &= \frac{(E_{(2)} + E_{(1)})}{2} (\vec{\mathbb{A}} \, \& \mbox{\rm ±} \, end \, \& \mbox{\rm the} \, end \,$$

2.3.3 보강재의 인발력

보강재의 인발은 토체 내에서 보강재와 흙 사이의 마찰력에 의해 발생된 힘에 의해 서 막을 수 있다. 또한, 보강재 정착능력($A C_n$)는 보강재에 작용하는 하중(F_g)과 연계 해서 인발저항에 대한 안전율을 산정할 수 있으며, 식 (2.32)로 나타낼 수 있다.





여기서, $L_{a(n)}$: 보장재의 정착길이 $C_i:$ 보강재/흙마찰계수

 $AC_n = 2L_{a(n)}C_i(d_n\gamma_i + q_d)\tan\phi_i$

d_n: 보강재 정착부위에서 지표면까지 거리

$$FS_{po} = \frac{A C_n}{F_{g(n)}}$$
(2.33)

여기서, FS_{po} : 인발저항에 대한안전율1

A C_n : 보강재 정착능력

 $F_{q(n)}$: 보강재에 작용하는 하중



그림 2.7 내적안정성 해석에 사용된 힘과 응력도





2.3.4 보강재 저면에서의 활동에 대한 저항력

내부 활동에 대한 안정성 검토는 보강재 표면을 따라 발생할 수 있는 활동파괴 가능 성에 검토를 수행한다. 식 (2.34)와 (2.42)와 같이 보강재 표면에서의 전단저항 ($R'_{s(n)}$) 과 블록 접촉면에서의 전단저항력($V_{u(n)}$)은 내부 활동에 저항하는 요소이며, ($P'_{a(H,n)}$)은 내부 활동을 일으키려고 하는 힘으로 나눌 수 있으며, 다음은 그 계산과정을 나타낸 것이다.

$$R_{s(n)}' = C_{ds}(q_d L_{\beta(n)} + W_{(i,n)} + W_{r(\beta,n)} \tan \phi_i$$
(2.34)

여기서,
$$W'_{(i,n)}, W'_{r(β,n)}$$
 : 활동면 상부에서의 작용하중
 C_{dr} : 직접전단계수

다음 식 2.38은 활동에 대한 적용대상 보강재의 길이 산정방법을 나타낸 것이다.

$$L_{s(n)}' = L - W_u - \Delta L_{(n)}$$
(2.35)

$$\Delta L = (E_{(n+1)} - E_{(n)})/\tan a_e \tag{2.36}$$

$$L_{s(n)}'' = \frac{L_{s(n')} \tan\beta \tan w}{1 - \tan\beta \tan w}$$
(2.37)

$$L_{\beta(n)} = L_{s(n)}' + L_{s(n)}''$$
(2.38)

$$h_{(n)} = L_{\beta(n)} \tan\beta \tag{2.39}$$

또한, 식 (2.40)과 (2.41)은 활동면 상부 토사의 무게를 나타낸 것이다.

$$W_{r(i,n)} = (L_{s(n)}')(H - E_{(n)})(\gamma_t)$$
(2.40)

$$W_{r(\beta,n)} = [(\gamma_t)(L_{\beta(n)})(L_{s(n)}')(\tan\beta)]/2$$
(2.41)

또한, 블록 접촉면에 작용하여 내부 활동에 저항하는 전단저항력은 적용대상 블록 위에 놓인 블록의 총 무게에 의해 좌우되며, 다음 식 (2.42)와 같이 나타낼 수 있다.





$$V_{u(n)} = a_{u(n)} + W_{w(n)} \tan \lambda_u \tag{2.42}$$

여기서, $a_{u(n)}$: 블럭의 최소 전단력
 λ_u : 블럭의 마찰각

따라서, 저면의 보강재에 작용하는 내부 활동에 대한 안전율은 다음 식 (2.43)으로 나타낼 수 있다. $P_{a(H,n)}$ 은 보강재에 작용하는 전하중이다.

$$FS_{sl(n)} = (R'_{s(n)} + V_{u(n)})/P_{a(H,n)}$$
(2.43)

2.3.5 블록과 보강재의 연결강도

블록/보강재 연결부에서의 파단 또는 활동 파괴를 방지하기 위해서는 블록/보강재 연결부가 충분한 연결강도를 보유하여야 한다. 연결강도는 파괴가 일어날 경우의 극한 상태 연결강도와 임의의 변위량에서의 사용상태 연결강도로 표현할 수 있으며, 연결부 의 극한강도는 다음 식 (2.44)와 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{cl(n)} = T_{ultcon(n)} / FS_{cs} \le T_{a(n)}$$

$$(2.44)$$

여기서, $T_{cl(n)}$: 장기 허용 연결강도 $T_{ultcon(n)}$: NCMA SRWU-1시험방법에 의한 극한 연결강도 FS_{cs} : 연결부 파괴에 대한 안전율

내구년한 동안 전면벽체의 허용 변위량은 약 20mm이므로 연결부에서도 허용 변위 량을 20mm로 간주한다. 따라서 다음 식 (2.45)는 내구년한 동안에 필요한 연결강도를 나타낸 것이다.

$$T_{cs(n)} = T_{con(n)} 20_{(n)} / FS_{cs} \le T_{a(n)}$$
 (2.45)





여기서, $T_{cs(n)}$: 사용성을 고려한 장기허용연결강도 $T_{con(n)}20_{(n)}: NCMA\,SRWU-1$ 방법에 의한 20mm 변형에서의 극한연결강도

극한 연결강도($T_{ultcon(n)}$)는 고려대상 블록 상부에 위치한 블록의 총 중량과 힌지 높 이에 의해 좌우되며, 임의의 높이에 위치한 보강재의 극한강도 및 내구년한 상태 하에 서의 연결강도는 다음 식 (2.46), (2.47)과 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{ultcon(n)} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs}$$
(2.46)

$$T_{con(n)}20_{(n)} = a_{cs}' + W_{w(n)}\tan\lambda_{cs}'$$
(2.47)

2.3.6 국부 배부름

국부적 배부름 현상은 포설된 보강재의 상·하부 블록에 작용하는 토압이 블록 사이 의 전단저항력을 초과할 경우에 발생한다. 그러므로 배부름현상에 대한 저항은 작용토 압의 크기, 보강재의 연직간격, 그리고 블록간의 전단저항력에 의해 좌우된다. 블록의 배부름에 대한 안정성 검토는 각 보강재에 대하여 수행하여야 하며, 안전율은 식 (2.51)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_{a(H,n)}' = P_{s(H,n)}' + P_{q(H,n)}'$$
(2.48)

$$P_{s(H)}{}' = 0.5(K_{a(\int)})(\gamma_i)(H)^2 \cos(\delta_i - \omega)$$
(2.49)

$$P_{q(H,n)}' = (q_d + q_l)(K_{a(\int)})(H)\cos(\delta_i - \omega)$$
(2.50)

$$FS_{sc(n)} = V_{u(n)} / [P_{a(H,n)} - (F_{g(i)} + \dots + F_{g(n)})]$$
(2.51)

여기서, $V_{u(n)}$: 블럭 접촉면의 전단저항력





2.4 보강토옹벽의 내부응력이론

2.4.1 인장력 분포

Payen은 실제 보강토옹벽에 대한 연구와 수치해석을 통하여 보강토 구조체에서 보 강재에 작용하는 최대 인장력은 전면 판으로 부터 약 0.3*H* 떨어진 거리에서 최대가 된다고 발표하였다. 또한, 보강토옹벽에서 관찰된 깊이에 따른 최대인장력의 변이성은 Rankine이론과 매우 상이한 것으로 나타났다. 그림 2.8은 보강토옹벽에서 보강재에 작 용하는 인장력의 분포도를 나타낸 것이다.



그림 2.8 보강재의 인장력 분포도



2.4.2 토압의 분포형태

타이백 설계방법에 의한 토압의 분포 형태는 정지토압에 기초한 삼각형 토압분포를 Forest Service가 제안하였다. Alonso 등(1997)은 계측된 자료와 수치해석을 통하여 보 강재의 종류 즉, 토목섬유(Geotexile), 지오그리드에 대한 토압의 분포를 직사각형과 사 다리형태로 제안하였다. 또한, Rankine토압을 기초로 Bonaparte는 보강토체 배변의 수 직토압을 고려하여 비선형 토압분포를 제안하였다.

NCMA설계이론은 Coulomb토압을 기초로 한 삼각형 분포로 채택하고 있다. 그림 2.9는 타이백 설계방법에 의한 토압의 분포 형태를 나타낸 것이다.







2.5 전면벽체의 수평변위 예측방법

보강토옹벽에서 수평변위가 허용치 이상 발생하면 보수가 상당히 어려우므로 이에 대한 대책으로서 수평변위의 예측이 필요한 상황이다. Christopher외 2인은 수치해석, 모형시험, 원심모형시험에 의해서 변위를 예측하는 방법을 제시하였다. 이 방법은 옹벽 의 최상단에서 벽체의 최대변위가 변위가 발생한다고 가정하며, 상부하중이 1.95t/m²증 가할 때마다 변위량의 25%를 증가하도록 하였다. 식 (2.52)는 합성섬유재료 일 때 적 용하며, 식 (2.53)은 강철과 같은 신장률이 거의 없는 보강재 일 때 적용한다.



그림 2.10 보강토옹벽의 변위예측 곡선







2.6 보강토옹벽의 붕괴

2.6.1 보강토옹벽의 붕괴원인

보강토옹벽이 붕괴되거나 손상되는 주된 원인으로는 전반활동 검토미비, 기초지반 지지력 부족, 뒤채움 흙 다짐불량, 배수시설 미비, 부적절한 뒤채움 흙 및 배수재 사용, 전면벽체 시공불량 등을 들 수 있다고 하였다. 이러한 원인으로 인해 발생할 수 있는 보강토옹벽의 피해형상으로는 저면활동, 전도, 침하, 전반활동 등의 외적 파괴 형상과 보강재 인발, 보강재 파단, 내적 활동 등의 내적 파괴 형상 및 연결부 파괴, 전면벽체 전단파괴, 상부벽체 탈락 등의 국부적인 파괴 형상 등을 들 수 있다. 그리고 최근 들어 이러한 피해에 영향을 미치는 요인 중에 여름철에 발생하는 집중호우도 크게 연관되어 있는 것으로 보고되고 있다.

2.6.2 강우시 보강토옹벽의 거동 및 붕괴사례

현장의 배수처리가 잘 이뤄지지 못하여 지표수가 보강토체에 직접 유입되는 경우에 는 지하수의 유입시보다 다량의 우수가 보강토체에 침입하여 지반약화, 수압발생 및 세굴을 일으켜 극적인 안정성 저하가 발생하여 큰 변형 또는 붕괴가 발생하는 빈도가 높은 편이다.

그림 2.11의 사례는 계곡부에 설치된 보강토옹벽의 지하수 누출현상을 나타내고 있 다. 그림에서 보강토 상부에 유입수는 없지만 계곡수의 침투로 인해 보강토옹벽의 하 단부에 지하수가 누출되는 것을 볼 수 있다.







그림 2.11 계곡부에 설치된 보강토옹벽의 지하수 누출현상

(1) 벽체상부 파괴형

그림 2. 12은 보강토의 뒷채움 토사가 불량하여 지표수가 유입되었을 때 벽체의 상 부 뒷채움 토사의 간극수압 증가로 인한 파괴형상을 나타내고 있다. 이는 보강토옹벽 설계시 제시한 뒷채움재를 시공시에 사용하지 못함으로써 나타난 결과로 볼 수 있다.



그림 2.12 A현장 벽체상부 붕괴현장 : 뒤채움토사 불량

그림 2.13과 그림 2.14에서는 보강토옹벽 시공 후에 계곡지표수와 강우시에 발생한 지표수가 보강토 배면으로 침투하여 옹벽이 붕괴된 사례를 보여주고 있다. 각 그림은




보강토옹 벽의 시공과정에서 고려해야 할 여러 요인들을 고려하여 시공하는 것도 중요 하지만, 보강토옹벽이 시공된 이후에 예상되는 보강토 주변의 지표수 배수 관리가 철 저하게 이루어져야 함을 일깨워주고 있다.



그림 2.13 B현장 벽체상부 붕괴현장 : 강우시 계곡지표수 유입



그림 2.14 C현장 벽체상부 붕괴현장 : 강우시 지표수 유입

(2) 벽체전도형

그림 2.15에서는 보강 토옹벽이 시공된 후, 강우 시 주변도로에 지표수가 과다하게 유입됨으로써 세굴 및 전도현상이 발생한 결과를 나타내고 있다. 강우 시에 발생한 지 표수가 보강토 배면으로 침투하여 옹벽배면의 간극수압을 상승시킨 결과 옹벽이 붕괴 됨은 물론 보강토 상부에 포설된 아스팔트 도로마저 세굴되는 결과를 낳게 되었다.







그림 2.15 D현장 벽체전도현장 : 지표수유입에 의한 세굴 및 전도





(3) 기초세굴 및 침하형



그림 2.16 E현장 : 유입된 지표수로 인한 기초부 세굴 및 침하발생

그림 2.16에서는 보강토옹벽 벽체 배면사면에서의 지하수 용출현상과 기초부 세굴현 상 및 벽체침하, 균열현상을 나타내고 있다. 강우시에 보강토 뒷채움재로 과다 유입된 지표수가 배수 잡석을 통해 기초부 세굴 및 침하 발생시킨 것으로 확인되었다.





(4) 벽체변위형



그림 2.17 F현장 : 계곡수 유입에 의한 벽체변위발생

그림 2.17에서는 강우시 계곡수가 부적절한 배수처리로 보강토옹벽에 유입되어 벽체 변위를 발생시킨 형태를 나타내고 있다.

이창섭과 신은철(2004)에 의하면 현장의 배수처리가 잘 이뤄지지 못하여 지표수가 보강토체에 직접 유입되는 경우에는 지하수의 유입시보다 다량의 우수가 보강토체에 침입하여 지반약화, 수압발생 및 세굴을 일으켜 극적인 안정성 저하가 발생하여 큰 변 형 또는 붕괴가 발생하는 빈도가 높은 편이다.

2.6.3 보강토옹벽의 배수와 관련된 국내기준

강우시 보강토옹벽의 붕괴사례들을 통해 보강토옹벽의 붕괴와 관련된 여러 요인 중 보강토옹벽의 배수, 특히 여름철 강우가 집중되는 경우의 배수성이 보강토옹벽의 안정 성 및 옹벽의 전체적인 거동에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

(1) 보강토옹벽의 배수성에 관련된 인자

보강토옹벽의 배수성에 관련된 인자를 열거하면 다음과 같다.





- 1) 뒤채움 흙의 상태
- 2) 필터층의 배치 및 규격
- 3) 보강토상부 배수 및 방수처리
- 4) 보강토 내부 수평층, 종, 횡단 배수
- 7) 배수시설의 관련조항

(2) 배수와 관련 국내 설계/시공 기준

구 분	구조물 기초설계기준	토목섬유 설계 및 시공요령	비탈면 설계기준 (2006)	도로공사	토지주택 공사
뒤채움흙	0	0	0	0	0
필터층배치 및 규격	0	0	0	0	0
보강토상부 배수 및 방수처리	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
보강토내부 수평층배수	Δ	Δ	0	0	Δ
지하맹암거 및 수로의 배치	Δ	Δ	0	Δ	Δ
보강토옹벽의 종·횡단 배수계획	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
배수시설 관련조항	Δ	Δ	0	Δ	Δ

표 2.5 배수관련 국내 설계/시공 기준검토

본 표 2.5에서 같이 O는 양호하고 △는 보완이 필요한부분인데, 비탈면설계기준(국 토해양부, 2009)의 배수관련 기준이 가장 상세한 것으로 나타나고 있다. 단, 비탈면설 계기준의 경우에도 보강토옹벽 상부의 방수처리, 종횡단 배수계획 등에 대한 세부항목 의 기술이 국외기준(NCMA, FHWA)등에 비해 부족한 편이므로 이에 대한 보완이 필 요하다.





2.7 유한요소법을 이용한 사면안정해석

2.7.1 사면안정해석의 개요

일반적으로 사면의 안정성을 평가하는 방법으로 사면을 다수의 절편으로 분할하여 해석하는 한계평형법이 많이 사용되고 있다. 그러나 김주용 등(1998)은 한계평형법은 사면내의 가상활동면에 대한 전체안전율은 산정할 수 있으나 전체사면의 응력분포 및 변위량은 예측할 수 없으며 실제 사면의 형성과정에 따른 응력이력효과를 고려하기 어 럽다고 하였다.

특히 강우의 침투로 인한 대부분의 사면파괴의 경우 파괴면 전체에 걸쳐 동시에 파 괴에 도달하지는 않으며 국부적인 파괴지역이 점진적으로 확대되어 전체 사면의 불안 정을 유발하게 되는 진행성 파괴(progressive failure)의 형태를 보인다. 이러한 경우 시간에 따라 지반응력상태가 변화하므로 한계평형법의 적용성이 매우 떨어진다. 즉, 한 계평형법 등의 방법은 지반의 파괴에만 중점을 둔 해석인데 비해 유한요소해석에서는 지반내의 응력상태, 변형양상을 알 수 있는 동시에 파괴에 이르기까지의 국소적인 항 복영역의 진행과정을 알 수 있는 장점이 있다.

Ng 등(1998), Fourier 등(1999), Fredlund 등(1995)의 강우 침투로 인한 불포화 사면 안정성 평가를 위한 연구를 살펴보면, 대부분이 불포화지반의 흐름해석을 통하여 강우 침투로 인한 사면내의 모관흡수력 분포를 구하고 이를 한계평형법에 적용하여 안전율 을 구하는 방식을 취하고 있다. 이때 불포화토의 함수특성을 고려한 흐름해석은 유한 요소법을 통하여 수행되며 한계평형법을 적용하기 위하여 모관흡수력을 고려한 보완된 Mohr-Coulomb 파괴규준이 사용된다.

한편, 침투-응력해석 기법을 이용한 안정해석법이 적용되기도 하였는데, Alonso 등 (1995)은 침투-응력해석의 결과로 얻어진 간극수압에 대한 자료를 한계평형법의 입력 치로만 사용하거나, Sun(1995)의 연구 결과는 전체안전율을 계산하지 않고 거동해석에 그쳐 유한요소법의 해석능력을 충분하게 활용하지 못하는 단점이 있다. 최근에 Cai 등 (1998)은 강우에 의한 수평배수의 불포화 사면 안정성에 미치는 영향을 연구하기 위해 3차원 유한요소 흐름해석과 3차원 탄소성 유한요소 해석을 통한 강도감소법(shear strength reduction finite element method)을 사용하기도 하였다.





2.7.2 유한요소 응력장을 이용한 사면안정해석

김주용 등(1998)이 제안한 방법으로, 한계평형법에서 사용되는 안전율의 정의에 대한 개념을 동일하게 사용하기 위해 전체안전율은 다음 식 (2.54)와 같이 정의할 수 있다.

$$F_s = \frac{\int_r \tau d\Gamma}{\int_r \tau_i d\Gamma}$$
(2.54)

여기서 τ_i 는 활동면상에서의 전단응력이며 τ_f 는 같은 위치에서의 전단강도이다. 그 리고 Γ 는 파괴면의 길이이다.

유한요소법을 이용하여 사면의 안정성을 평가하는 과정은 우선 유한요소법을 사용하 여 사면에 대한 응력해석을 수행한 다음 이 응력해석 결과를 바탕으로 가상활동면에 대한 사면의 안전율을 산정하고 최소의 안전율을 주는 임계단면을 결정한다. 임계단면 을 얻기 위해서는 가상활동면의 형상을 변화시키면서 보다 작은 안전율을 탐색하게 되 는데 이 탐색과정을 합리적으로 수행하기 위하여 체계화된 최적화 전략을 사용한다.





제 3 장 현장 사례

3.1 보강토옹벽 붕괴 사례

「○○남초등학교 부지정지공사」중 블록식 보강토옹벽 공사는 2013년 10월 완료되 었으며, 2014년 5월 블록식 보강토옹벽 전면벽체와 방음벽 옹벽(L형) 기초 전면부 사 이의 되메움 작업 중 운동장 남측에 위치한 보강토옹벽의 전면벽체가 1차 붕괴가 발생 하였다.

2014년 5월 1차 붕괴가 발생된 곳에서 좌측으로 동일한 형태의 2차 붕괴가 발생되었 으며 6월에 2차 붕괴가 발생된 곳에서 좌측으로 동일한 형태의 3차 붕괴가 발생되었 다. 그 이후 계속적으로 4차, 5차, 6차 붕괴가 연쇄적으로 발생하였다.

따라서 본 연구에서는 보강토옹벽의 붕괴가 발생한 구간에 대해 선행된 현장조사와 설계도서 및 실험자료 등을 검토하고 또한, 보강토옹벽 붕괴시까지 시공과정을 모델링 하여 공학적으로 블록식 보강토옹벽의 근본적인 원인을 분석하고자 하였다.



그림 3.1 블록식 보강토옹벽 현장 전경





3.1.1 검토대상단면



그림 3.2 블록식 보강토옹벽 시공 단면도



본 블록식 보강토옹벽은 00초등학교 학교부지 내에 있는 옹벽으로서 상단부는 L = 114m, H = 1.0 ~ 7.0m 이고, 하단부는 L = 69m, H = 1.0 ~ 7.0m로 2013년 10월 시 공이 완료되었고, 공사 완료 후 2014년 4월 초 방음벽 기초 시공 전까지 구조적으로





이상 징후를 보이지 않고 안정을 유지하고 있었다.

3.1.2 블록식 보강토옹벽 붕괴 현황

본 검토구간의 블록식 보강토옹벽 공사는 2013년 10월 완료되었으며, 2014년 5월 11 일 블록식 보강토옹벽 전면벽체와 방음벽 옹벽(L형) 기초 전면부 사이의 되메움 작업 중 운동장 남측에 위치한 보강토옹벽의 전면벽체가 1차 붕괴가 발생하였으며, 2일 후 1차 붕괴가 발생된 곳에서 좌측으로 동일한 형태의 2차 붕괴가 발생되었고, 2014년 6 월 2차 붕괴가 발생한 곳에서 좌측으로 동일한 형태의 3차 붕괴가 연쇄적으로 발생하 였다.

2014년 8월 당시 1~3차 붕괴가 발생된 이후 선행붕괴와 강우의 영향으로 보강토 전 면벽체의 붕괴가 4차, 5차, 6차에 걸쳐 추가적으로 진행되었고, 방음벽 옹벽 기초하부 로 보강토체가 일부 붕괴가 진행된 상태였다.



그림 3.4 블록식 보강토옹벽 붕괴 현황





3.2 붕괴 유형 및 원인 분석

본 연구에서는 00초등학교 블록식 보강토옹벽의 1차 붕괴 이후 연쇄적으로 발생된 붕괴 현황조사 자료를 참고하여 우선적으로 블록식 보강토옹벽의 붕괴유형을 파악하 고 다음으로 붕괴원인에 대해 종합적으로 분석하였다. 또한, 국토해양부 "건설공사 보 강토옹벽 설계·시공 및 유지관리 지침(2013)"을 기초로 설계도서 검토, 보강토옹벽 사부 및 보강토체 내의 구조물 설치 시 설계·시공, 시공 시 품질관리 사항, 보강토 관련 재료의 품질 등을 종합적으로 검토하였으며, 보강토옹벽 관련 형장 및 재료시험 결과는 선행검토에서 실시된 시험값과 추가 실시하여 제공된 시험값을 검토에 활용하 였다.

3.2.1 보강토옹벽의 붕괴 유형분석

블록식 보강토옹벽 붕괴구간의 그림 3.5 (a)~(c) 붕괴형태가 보강토 전면부 블록의 전도 및 흘러내림의 형태로 거의 유사한 붕괴양상을 보이는 것으로 확인되었다. 또한, 그림 3.5 (d)~(f) 붕괴형태도 그림 3.5 (a)~(c) 붕괴형태와 거의 유사한 붕괴양상을 보였고, 보강토체 내의 보강재의 인발파괴, 내부 활동의 내적 파괴형태는 나타나지 않 았으며, 보강토옹벽 전면블록과 보강토체에 설치된 방음벽 옹벽 사이의 보강재의 인장 파괴가 일부 나타난 것으로 확인되었다.

블록식 보강토옹벽 상부에서부터 보강토 블록과 보강재 연결부에서 국부적으로 파괴 가 발생된 후 하부쪽으로 연쇄적 붕괴가 발생되었고, 블록식 보강토옹벽의 블록부 붕 괴가 발생된 이후 강우로 인한 방음벽 옹벽 기초 하부의 토사가 일부 흘러내려 보강 토 뒤채움부로 붕괴가 진행된 형태를 보이고 있다.













3.2.2 보강토옹벽의 붕괴원인 분석

블록식 보강토옹벽에 대해 국토해양부 "건설공사 보강토옹벽 설계·시공 및 유지관 리 지침(2013년)"을 기초하여 안정의 위험요인을 분석하였고, 기존 또는 추가 현장조 사자료, 품질시험자료, 해석 자료를 검토하여 위험요인별 붕괴원인을 분석하였다.

가. 보강토옹벽 안정의 위험요인

1) 설계상 위험요인

설계상의 위험요인으로는 다음과 같은 요인들이 있다.

첫째로는 설계도면과 구조해석에 적용된 일부 지오그리드 타입의 오류에 따라 안정성에 위험 요인이 되어지며, 둘째로는 보강토옹벽 상부 및 보강토체 내의 구조물 설치시 설계 및 시공 지 침과 상이할 때에 위험요인이 될 수 있다. 마지막으로는 설계지침에서 제시하고 있는 안정검토 항목의 누락으로 인하여 설계상의 위험요인이 될 수 있다.

2) 재료품질의 위험요인

재료품질의 위험요인으로는 다음과 같은 요인들이 있다.

첫째로는 보강토옹벽의 보강재인 지오그리드의 품질에 따라 보강토옹벽 안정성에 위 험요인이 되며 둘째로는 보강토 전면블록의 품질에 따라 위험요인이 될 수 있고 마지 막으로는 보강토 뒤채움재 및 방음벽 옹벽 되메움토의 품질로 인하여 재료품질의 위 험요인이 될 수 있다.

3) 시공상 위험요인

시공상의 위험요인으로는 다음과 같은 요인들이 있다.

첫째로는 보강토옹벽 시공 중 재료의 품질에 따라 보강토옹벽 안정성에 위험요인이 되며, 둘째로는 보강토옹벽 시공 중 다짐관리가 상당히 중요하므로 이러한 요인들이 시공상의 위험요인이 될 수 있다.

나. 설계도면과 구조계산에 적용된 지오그리드 타입의 오류 검토

1) 기존 설계도면과 구조계산서 검토

보강토옹벽 구조계산서에 ACE GD8T, ACE GD10T, ACE GD15T 세 가지 타입이 표 3.1과 같이 적용된 것으로 확인되었다.





번호	Geogird Elevation(m)	Geogrid Length(m)	Fs Static	Fs Seismic	Product Name
1	0.20	12.15	3.204	2.405	ACE GD 15T
2	0.80	12.15	3.352	2.546	ACE GD 15T
3	1.40	12.15	3.505	2.700	ACE GD 15T
4	2.00	12.15	3.661	2.867	ACE GD 15T
5	2.60	12.15	3.817	3.045	ACE GD 10T
6	3.20	12.15	3.964	3.231	ACE GD 10T
7	3.80	12.15	4.090	3.418	ACE GD 10T
8	4.40	12.15	4.176	3.591	ACE GD 8T
9	5.00	12.15	4.196	3.723	ACE GD 8T
10	5.60	12.15	4.108	3.772	ACE GD 8T
11	6.20	12.15	3.863	3.671	ACE GD 10T
12	6.80	12.15	5.961	5.745	ACE GD 15T
13	7.40	12.15	62.599	58.94	ACE GD 15T

표 3.1 보강토옹벽 구조계산서

검토대상 보강토옹벽에 대한 설계도서를 검토한 결과 표 3.2에서 같이 보강토옹벽 (7.7m)에 적용된 보강재 중 4단, 12단에서 설계도면과 구조계산서상의 타입이 서로 상이한 것으로 확인되었다.

표 3.2 설계도면과 구조계산서 지오그리드 적용타입 비교

단 수	설계도면	구조계산서	비 고
1	ACE GD15T	ACE GD15T	
2	ACE GD15T	ACE GD15T	
3	ACE GD15T	ACE GD15T	
4	ACE GD10T	ACE GD15T	
5	ACE GD10T	ACE GD10T	단수는
6	ACE GD10T	ACE GD10T	보강토옹벽
7	ACE GD10T	ACE GD10T	
8	ACE GD 8T	ACE GD 8T	하무에서부터
9	ACE GD 8T	ACE GD 8T	시작됨
10	ACE GD 8T	ACE GD 8T	
11	ACE GD10T	ACE GD10T	
12	ACE GD10T	ACE GD15T	
13	ACE GD15T	ACE GD15T	



2) 분석평가

보강토옹벽(7.7m)에 적용된 보강재(지오그리드) 중 4단과 12단에 구조계산서상 인장 강도(15t)보다 작은 10t 타입의 보강재가 적용되었으나 구조계산결과에 따른 안전율 값이 기준값보다 상회하여 보강재 오류로 인한 위험성은 거의 없는 것으로 확인되었 다. 또한, 보강토옹벽 상부 및 보강토체 내의 구조물 설치에 따른 보강재(지오그리드) 의 수평저항력을 국토해양부 지침에 근거하여 수평하중을 부가 반영하였으므로 12단 의 구조계산서상 오류로 인한 위험성은 거의 없을 것으로 확인되었다.

나. 보강토옹벽 상부 및 보강토체 내의 구조물 설치에 따른 지침 준수사항 검토

1) 국토해양부 지침 준수사항 검토

제공된 검토대상 보강토옹벽에 대한 설계당시 구조계산서를 검토한 결과, 보강토옹 벽(H=7.7m) 상부에 방음벽 옹벽 설치로 인한 추가하중을 고려하여 적용된 보강재(지 오그리드) 중 상부의 1~2개열의 보강재에 수평력 2.9t이 설계반영된 것으로 확인되었 다.

본 보강토옹벽 상부에 방음벽이 설치되는 경우로 차량 충돌시의 하중을 고려하여, 설계시 상부 2개열의 보강재에 2.9t/m의 수평력을 부가시켰으며, 부가된 총 수평력의 2/3(1.93 t/m)는 최상단 보강재가 부담하고, 나머지 1/3(0.97 t/m)은 두 번째 단의 보강 재가 부담하도록 설계 반영된 것으로 확인되었다.

보강토옹벽 상부에 방음벽 옹벽(L형)을 설치하기 위해 2014년 4월초 방음벽 옹벽 기 초공사가 착공되었으며, 이 공사과정에서 보강토옹벽 캡블록으로부터 0.3m와 0.9m 깊 이에 시공된 13단과 12단 보강재(지오그리드)가 절단된 것으로 확인되었다.

보강토옹벽 상부에 방음벽 옹벽(L형)을 설치하기 위해 13단과 12단 보강재(지오그리 드) 절단시 방음벽 옹벽 설치 전 보강토옹벽의 안정을 확보하기 위한 추가적인 구조검 토를 수행하여야 하나 이 부분이 누락된 것으로 확인되었다. 또한, 보강재(지오그리드) 가 절단된 보강토옹벽 전면벽체와 방음벽 옹벽(L형)의 기초 사이의 공간 되메움으로 토압과 추가적인 하중이 발생된 것으로 확인되었다.







그림 3.6 방음벽 옹벽 실치공사로 인한 보강재 절단

다. 설계지침에서 제시하고 있는 안정검토 항목의 누락

1) 국토해양부 설계지침에 의한 보강토옹벽의 안정성 검토

보강토옹벽의 안정해석은 외적안정해석과 내적안정해석으로 구분하여 수행하여야 하 며, 외적안정과 내적안정에서 검토하는 항목은 다음과 같다.

- 외적안정 : 저면활동, 지지력, 전도, 전체 안정성, 침하에 대한 안정성

- 내적안정 : 인발파괴, 보강재 파단, 보강재와 전면벽체의 연결부 파단

설계기준 안전율과 설계방법은 「건설공사 비탈면 설계기준」 및 본 잠정지침을 기본 으로 하며, 철도 및 도로 등 시설물별 특성에 따라 별도의 기준을 적용해야할 경우에 는 「철도설계기준」,「도로설계편람」 등 해당분야 기준에 명시된 기준을 적용할 수 있 다. 위 기준 및 본 잠정지침에 명시되지 않은 상세한 설계사항에 대해서는 미국 연방 고속도로 관리국(FHWA)의 설계방법을 적용한다.

보강토옹벽의 설계안전율은 표 3.3과 같다.



표 3.3 보강토옹벽의 설계안전율

구분	검토항목	평상시	지진시	비고
	रू कोग	1.5	1.1	
외적	전 도	2.0	1.5	
안정	지지력	2.5	2.0	
	전체 안정성	1.5	1.1	
내적	인발파괴	1.5	1.1	
안정	보강재 파단	1.0	1.0	
* 전도에 대 평상시, e 지진시, e * 보강재 파	한 안정은 수직합력의 편심거리 ≤ L/6 : 기초지반이 흙인 경우, ≤ L/4 : 기초지반이 흙인 경우, 단에 대한 안전율은 보강재의 ²	e에 대한 다음 , e ≤ L/4 : 기 , e ≤ L/3 : 기 장기설계인장강	· 식으로도 평 초지반이 암반9 초지반이 암반9 도를 적용하므	가. 긴 경우 긴 경우 킨 경우 로 1.0

2) 분석 평가

본 대상 구간의 보강토옹벽의 안정성 검토시 대표단면을 선정한 후 전체 활동에 대 한 외적안정성 검토를 수행하여 추천된 최소 설계기준안전율을 만족하지 못하는 경우 보강재 길이를 증가시키거나 기초지반을 개량하는 등의 적절한 조치가 필요하나 대상 보강토옹벽에 대한 전체 활동에 대한 안정성검토가 누락된 것으로 확인되었다.

대상 보강토옹벽에 대한 전체 활동에 대한 안정성검토가 누락되었으나, 보강토옹벽 붕괴 유형분석을 한 결과. 전체 활동적인 붕괴부분은 발생되지 않은 것으로 확인되었 으며, 본 구간의 보강토 붕괴의 직접적인 원인제공 요인은 아닌 것으로 확인되었다.

라. 재료품질 측면의 보강토옹벽의 붕괴 위험요인 분석

1) 보강재(지오그리드)의 제원 및 품질 평가 분석

지오그리드 공급시 품질시험 성적서 검토결과 타입별 인장강도는 부록 1과 같이 모 두 기준값을 발휘하는 것으로 확인되었다.

보강토옹벽 시공시 지오그리드 품질관리를 목적으로 2013년 10월 21일에 실시된 품 질시험 성적서 검토결과 타입별 인장강도와 인장신도는 부록 2와 같으며 인장강도는 모두 기준값을 발휘하는 것으로 확인되었다.

보강토옹벽 붕괴 후 보강재 품질확인을 목적으로 샘플 채취된 보강재(지오그리드 8T, 10T)로 2014년 8월 26일에 실시된 품질시험 성적서 검토결과 부록 3에 제시된 바

- 43 -



와 같다. 보강재 채취 샘플1(지오그리드 8T)의 경우 인장강도(경사)는 4.23t/m로 나타 나 기준 인장강도보다 50%정도 인장강도의 감소가 나타나 것으로 확인되었으며 보강 재 채취 샘플2(지오그리드 15T)의 경우 인장강도(경사)는 14.48t/m로 나타나 시공 중 손상과 장기 크리프 감소계수를 고려하면 기준 인장강도를 발휘하는 것으로 검토되었다. 보강토옹벽 붕괴 후 샘플 채취된 보강재(지오그리드)의 인장강도는 시공 중 손상과 장기 크리프에 의한 감소 등으로 인장강도의 변화가 크게 나타난 것으로 검토되었다.

2) 분석평가

보강토옹벽(H=7.7m) 상부에 방음벽 옹벽 설치로 인한 추가하중을 고려하여 적용된 보강재(지오그리드) 중 상부의 1~2개열의 보강재에 수평력 2.9t이 설계에 반영되어 구 조해석을 수행하여 안정한 것으로 나타났으나, 보강토옹벽 상부에 방음벽 옹벽 설치로 인한 보강토옹벽에 적용된 보강재(지오그리드) 중 12단과 13단의 절단과 되메움의 영 향으로 보강블록의 추가 수평변위가 발생되어 상단부 보강블록의 전도붕괴가 발생되 어 하부쪽으로 연쇄적으로 붕괴가 발생되었다.

붕괴원인에 보강토 상부의 1~2개열의 보강재 절단의 영향으로 전면부 보강블럭의 전도가 발생됨과 더불어 절단된 보강재(지오그리드) 하부의 지오그리드 인장강도 감소 로 연쇄적인 붕괴가 발생되었다.

3) 보강토 블록의 제원 및 품질 평가 분석

보강토옹벽 시공시 보강블록의 품질관리를 목적으로 2013년 8월 19일에 실시된 품질 시험 성적서 검토결과 압축강도와 흡수율은 부록 4와 같으며 압축강도는 모두 기준값 을 발휘하는 것으로 확인되었다.

4) 보강토 뒤채움재 품질 평가 분석

검토 대상 보강토옹벽구간 중 방음벽 옹벽(L형) 옹벽배면시료와 보강토옹벽 배면시 료를 대상으로 한국산업규격(KS F)에 의거하여 자연함수량, 밀도, 액성한계, 소성한계, 입도시험을 시행하였다.

방음벽 옹벽 및 보강토옹벽 뒤채움 흙에 대한 입도시험결과 실트를 함유한 빈입도 자갈 인 GP~GM으로 분류되었다. 뒤채움토의 품질시험 결과는 부록 5에 나타난 바와 같다. 뒤 채움토의 품질시험 결과 허용최대입자 100mm 통과율이 100%를 보여야 하나, 67.7~69.2% 를 나타내어 품질기준을 만족하지 못하고 나머지 기준에는 적합한 것으로 검토되었다.





3.3 유한요소해석의 적용

3.3.1 유한요소해석 프로그램

유한요소법을 이용한 범용 지반해석프로그램인 MIDAS GTS를 통하여 정적해석(선 형, 비선형), 시공단계해석(배수, 비배수), 사면안정해석(강도감소법, 한계평형 평가법), 침투해석(정상류/비정상류, 포화, 불포화), 응력-침투연계해석, 압밀해석, 시간이력해석 (선형, 비선형), 응답스펙트럼해석, 등가선형 지반응답해석(1,2차원), 고유치해석 등을 수행할 수 있다.

이 프로그램은 하중조건과 지반 경계조건, 간극수압 영향 등 연약지반 거동에 영향 을 미치는 인자를 고려할 수 있으며 해석을 시행한 후 시간에 따른 지반의 거동과 간 극수압의 변화 등을 분석할 수 있는 유한요소해석 프로그램이다. 표 3.4는 MIDAS GTS에서 사용가능한 유한요소의 종류(Element Library)와 해석 가능한 재료모델을 기술하였다.

유한요소의 종류	재료모델
 고체요소 (solid Element) 평면변형요소 (Plane Strain Element) 축대칭 요소 (Axisymmetric Element) 트러스 요소 (Truss Element) 매립형 트러스 요소 (Embedded Truss Element) 매립형 트러스 요소 (Embedded Truss Element) 보 요소 (Beam Element) 판 요소 (Plate Element) 평면응력 요소 (Plane Stress Element) 경계면 요소 (Interface Element) 말뚝 요소 (Pile Element) 말뚝 요소 (Pile Element) 말뚝 도 요소 (Pile Tip Bearing Element) 	 ① 선형탄성 (Linear Elastic) ② 직교 등방성 탄성 (Transversely Isotropic) ③ 최대전단 응력이론 (Tresca) ④ 에너지 손실이론 (Von Mises) ⑤ 확장 에너지손실이론 (Drucker-Prager) ⑥ 한계전단응력 (Mohr-Coulomb) ⑦ 등가연속체 (Hoek-Brown) ⑧ 비선형탄성 (Hyperbolic(Duncan-Chang)) ⑨ 변형률 연화 (Strain Softening) ⑪ 탄성-경화소성 (Cam-Clay) ① 수정 캠-클레이 (Modified Cam-Clay)

표 3.4 MIDAS에서 해석가능한 유한요소의 종류와 재료모델





3.3.2 적용 모델

유한요소법을 이용한 지반해석 프로그램인 MIDAS GTS를 이용한 보강토옹벽의 거 동을 해석하기 위해 재료의 모델링에 있어서 유충식 등(2005)의 논문을 참고하여 뒷채 움 흙은 Mohr-Coulomb항복기준과 적합유동성법칙(associated flow rule)을 따르는 탄 소성재료로, 그리고 한국토목섬유학회의 토목섬유의 특성 및 활용기법(2006)을 참고하 여 각 구성요소의 접촉면 및 블록, 그리고 보강재는 선형 탄성재료로 간주하여 해석을 수행하였다. 한국지반공학회의 토목섬유 설계 및 시공요령(1998)에 의해 다짐 두께와 블록의 두께, 보강재의 포설 위치 등을 고려한 후 유한요소망을 작성하였고, 각 시공 단계에서 블록, 뒤채움흙, 그리고 보강재에 해당하는 요소를 해석에 포함하는 방법으 로 시공과정을 모사하였다.

3.3.3 보강토옹벽설계 기본 물성치 입력값

보강토옹벽의 모델에 사용된 정수 중 블록 및 방음벽의 탄성계수 등은 도로공사 (2007)의 기준을 참고하여 활용하였고, 매립토의 탄성계수값은 박흥규(1991)의 연구를 통해 산정된 값을 활용하였다. 매립토의 내부마찰각의 값은 도로공사(2007)의 기준에 따라 최소값으로 적용하였고, 기타 프아송비, 각 재료의 단위중량 및 포화단위중량, 내 부마착각 값은 유사사례에 대한 문헌연구(유충식과 정혁상, 2003)를 참고하여 사용하 였으며, grid의 정수는 실험값을 사용하였다.





표 3.5 보강토옹벽설계 기본 물성치 입력 값

구 분	모 델	$E (t/m^2)$	ν	$\gamma (t/m^3)$	$\gamma_{sat} \ (t/m^3)$	ϕ	c (t/m^2)
블럭	Mohr Coulomb	30,000	0.2	2.3	2.5	35	5.0
방음벽	Mohr Coulomb	30,000	0.2	2.5	2.5	35	5.0
매립토	Mohr Coulomb	3,000	0.35	2.0	2.1	30	0
풍화토	Mohr Coulomb	5,000	0.3	1.6	1.7	20	3.0
6t grid	Elastic	10,000	0.3	0.07	0.17	•	•
8t grid	Elastic	13,000	0.3	0.08	0.18	•	•
10t grid	Elastic	17,000	0.3	0.094	0.194	•	٠
15t grid	Elastic	25,000	0.3	0.114	0.214	•	•





3.3.4 보강토옹벽 영향해석

가. 1단 보강토옹벽의 보강토옹벽 영향해석

그림 3.7은 방음벽 옹벽 미설치로 해석을 수행한 결과 보강토옹벽 상단의 수평변위는 1.62cm, 최대 수평변위는 1.77cm로 비교적 변위가 적음을 알 수 있었고, 그림 3.8는 상 단에 방음벽 옹벽을 설치함으로서 보강토옹벽 상단의 수평변위는 1.70cm, 최대 수평변 위는 1.80cm로 나타났다. 그림 3.9는 상단의 방음벽 옹벽 설치 및 보강재 절단을 통하여 현장과 유사한 조건을 나타냈으며 보강토옹벽 상단의 수평변위는 5.28cm, 최대 수평변 위는 6.91cm로 나타났다.

상단 1단 보강토옹벽(7.7m)에 적용된 보강재(지오그리드) 중 12단과 13단을 절단하고 방음벽 옹벽을 설치하는 경우 보강토옹벽 상단 블록의 수평변위가 5.28cm가 발생되었고 보강재를 절단하지 않고 보강토옹벽 상단부에 방음벽 옹벽을 설치하는 경우 1.70cm가 발생되어 보강재 절단의 영향으로 최대 3.58cm의 추가 수평변위가 발생되어 보강토 상 부 보강블럭의 붕괴에 1차적으로 영향을 준 것으로 확인되었다.







그림 3.7 상부 1단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 미설치)







그림 3.8 상부 1단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치)







그림 3.9 상부 1단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치, 보강재 절단)







나. 2단 보강토옹벽의 보강토옹벽 영향해석

그림 3.10는 2단 보강토옹벽 해석으로 방음벽 옹벽을 설치한 상태이고 이때의 보강토 옹벽 상단 수평변위는 2.21cm, 최대 수평변위는 3.06cm로 나타나는 것을 확인 할 수 있 었고, 그림 3.11은 2단 보강토옹벽에 방음벽 옹벽을 설치하고 보강재 절단을 통하여 현 장 조건과 유사한 시공모델링을 하여 해석을 하였다. 해석 결과 보강토옹벽 상단 수평변 위는 6.20cm, 최대 수평변위는 6.20cm로 나타남을 확인 할 수 있었다.

2단 보강토옹벽에 적용된 보강재(지오그리드) 중 12단과 13단을 절단하고 방음벽 옹벽 을 설치하는 경우 보강토옹벽 상단 블록의 수평변위가 6.20cm가 발생되었고 보강재를 절단하지 않고 보강토옹벽 상단부에 방음벽 옹벽을 설치하는 경우 2.21cm가 발생되어 보강재 절단의 영향으로 최대 3.99cm의 추가 수평변위가 발생되어 보강토 상부 보강블 럭의 붕괴에 1차적으로 영향을 주었다.

제공된 검토대상 보강토옹벽에 대한 설계당시 구조계산서를 검토한 결과, 보강토옹벽 (H=7.7m) 상부에 방음벽 옹벽 설치로 인한 추가하중을 고려하여 상부의 1~2개열의 보 강재(지오그리드)에 수평력 2.9t을 추가 반영한 구조해석에서 안정한 것으로 나타났으나, 보강토옹벽 상부에 방음벽 옹벽 설치로 인한 보강토옹벽에 적용된 보강재(지오그리드) 중 12단과 13단의 절단과 되메움의 영향으로 보강블록의 추가 수평변위가 발생되어 상 단부 보강블록의 전도붕괴가 발생된 후 하부쪽으로 연쇄적으로 붕괴가 발생된 것으로 확인되었다.

설계당시 보강토옹벽 상부에 방음벽 옹벽(L형)을 설치하기 위해 13단과 12단 보강재 (지오그리드)를 절단하고 방음벽 옹벽을 설치하기로 계획되었다면 방음벽 옹벽을 설치 전 보강토옹벽의 안정을 확보하기 위한 11단과 10단 보강재(지오그리드)에 수평력이 추 가 반영되어야 하나 이에 대한 검토가 누락되어 하부보강재에 과도한 수평하중의 작용 으로 보강토 붕괴에 영향을 주었다.







그림 3.10 2단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치)







그림 3.11 2단 보강토옹벽 해석(방음벽 옹벽 설치, 보강재 절단)





제 4 장 결 론

본 연구의 목적은 현장사례에 대한 붕괴원인을 요인별로 분석하여 블록식 보강토옹벽 의 근본적인 붕괴원인을 분석하였다.

- 보강토옹벽 상부에 방음벽 옹벽(L형)을 설치하는 과정에서 보강토옹벽 캡블록으로 부터 0.3m와 0.9m 깊이에 시공된 13단과 12단 보강재(지오그리드)가 절단 된 것을 확인하였고, 이에 대한 안정을 확보하기 위한 추가적인 구조검토를 수행하여야 하 나 누락된 것으로 확인되었다.
- 2. 상단 1단 보강토옹벽(7.7m) 및 2단 보강토옹벽에 적용된 보강재(지오그리드) 중 12 단과 13단을 절단하고 방음벽 옹벽을 설치하는 경우, 보강토옹벽 상단 블록의 수평 변위가 5.28~6.20cm가 발생되었고, 보강재를 절단하지 않고 보강토옹벽 상단부에 방음벽 옹벽을 설치하는 경우 1.70~2.21cm가 발생되어 보강재 절단의 영향으로 최 대 3.58~3.99cm의 추가 수평변위가 발생되어 보강토 상부 보강블럭의 붕괴에 1차 적으로 영향을 주었다.
- 3. 뒤채움토의 품질시험 결과, 허용최대입자 100mm 통과율이 100%를 보여야 하나, 67.7~69.2%를 나타내어 품질기준을 만족하지 못하고 나머지 기준에는 적합한 것 으로 검토되었으며, 허용최대입자를 초과하면 보강토옹벽 시공시 보강재에 손상을 주어 인장강도 감소와 목표다짐도 확보미흡으로 보강토옹벽의 붕괴요인으로 작용 하였다.
- 4. 대부분의 보장토옹벽 붕괴사례를 살펴보면 강우와 관련되어 문제점들이 많이 발 생하는 것을 살펴볼 수 있고 본 사례와 같이 시공시 시공사와 현장여건 및 제작 업체의 다양성으로 인하여 일괄적인 기준을 가지고 있지 않기 때문에 문제가 발 생한다. 따라서 적극적인 현장관리와 다양한 검측과 계측을 통하여 지속적으로 관 리가 되어야 할 것으로 사료된다.





참고문헌

- 1. 건설공사 비탈면 설계기준(2009), 국토해양부
- 2. 국토해양부 제정 구조물 기초설계기준(2008), 국토해양부 (사)한국지반공학회
- 3. 고속도로 건설공사 보강토옹벽 설게기준(2007), 한국도로공사
- 4. 김대현, 이익효, 김선학, 서준형, 이광기(2012), "강우시 뒷채움재의 투수특성에 따른 보강토옹벽의 거동", 한국철도학회논문집, 제15권, 제3호, pp.257-265.
- 김병일, 유완규, 김경모, 이봉열(2013), "블록식 보강토옹벽의 붕괴사례 연구", 한국 산학기술학회논문지, 제14권, 제4호, pp.2006~2012.
- 6. 김주용(1998), "유한요소법을 이용한 사면안정해석", 박사학위논문, 한국과학기술원
- * 박영주(2009), "보강토옹벽 배수시설 개선방안 연구", 석사학위논문, 경기대학교 건 설산업대학원
- 8. 박흥규(1991), "반복하중을 받는 흙의 탄성계수 및 항복응력에 대하여", 관동대학교 논문집, 제19권, 제2호, pp.177~195.
- 유충식, 전한용, 정혜영, 정혁상(2005), "집중강우시 발생한 블록식 보강토옹벽의 붕 괴사례", 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제4호, pp.135~143.
- 10. 유충식, 정혁상(2003), "강우가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향에 관한 연구", 한 국토목섬유학회 논문집, 제2권, 제3호, pp.47~55.
- 11. 원명수, 김형주, 김영신, 최정호(2013), "한계평형해석과 수치해석에 의한 붕괴된 보 강토옹벽 복구 사례에 관한 연구", 한국지반공학회논문집, 제29권, 제11호, pp.107~ 118.
- 12. 이광기(2011), "강우시 보강토옹벽 뒷채움재의 투수계수에 따른 옹벽의 거동", 석사 학위논문, 조선대학교
- 13. 이창섭, 신은철(2004), "현장계측을 통한 블록식 보강토옹벽의 거동분석", 한국토목 섬유학회 논문집 제3권, 한국토목섬유학회. pp.3~15.
- 14. 정재홍(2012), "현장 블록식 보강토옹벽의 안정에 관한 연구", 석사학위논문, 한국 교통대학교 대학원
- 15. 한국지반공학회(1998), 토목섬유 설계 및 시공요령, 한국지반공학회, pp.253~305.
- 16. 한중근, 조삼덕, 정상섬, 이광우, 김지선(2005), "시공환경을 고려한 블록식 보강토옹벽의 붕괴요인 분석 및 대책방안 사례연구", 한국토목섬유학회논문집, 제4권, 제3





호, pp.35~43.

- 17. 현태양, 김진용, 김진근(2008), "수압과 균열폭 변화에 따른 콘크리트 투수계수의 실험적 연구", 한국콘크리트학회 논문집, 제20권, 제3호, pp.291~298.
- Alonso, E., Gens, A and Lloret, A.(1995), "Effect of Rain Infiltration on The Stability of Slopes", Proceedings of the First Int. Conf. on Unsatur-ated Soils, Paris, pp.241~249.
- Brooks, R. H. and A. t. Corey(1964), "Hydraurulic Properties of Po-rous Media", Colorado State University Hydrology Paper, Vol.3, pp.1~27.
- Fourier, A. B. Rowe, D and Blight, G. E.(1999), "The Effect of Infiltration on the Stability of Slopes of A Dry Ashdump", Geotechnique, Vol.49, No.1, pp.1~ 13.
- Fredlund, d. g. and Rahardjo, H.(1995), Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons Inc.
- Garson, G.d. (1991) "Interpreting Neural-network Connection Weights", Al expert, Vol.6, No.7, pp.47~51.
- 23. Ng, C. W. W. and Shi, Q.(1998), "A Numerical Investigation of The Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage", Computer and Geotechnics, Vol.22. No.1, pp.1~28.
- Sun, Y.(1995), "A Study on Stability Analysis of Shallow Layer Slope due to Raining Permeation", Proceedings of the First Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, pp.315~320.
- Vidal, H. (1969), "The Principle of Reinforced Earth", Highway Research Record Vol.282, pp.1~16.



부 록



경사	61.0(6.2)	80.5(8.2)	101.4[10.3]	231.0(23.6)
PIAL	38.9(4.0)	37.7(3.8)	39.014.01	30.4(3.1)

주) · 시험편 목 내 RIB 개수 : 3 HB ·의뢰지 요청에 따라 결과값에 1/# 을 병기하였음.

· t/m 을 WN/m 으로 환산하는 개수는 9.606 85 명.

부록 1. 보강토옹벽 시공을 위한 공급승인시 보강재 품질시험







(601-838) 부산광역시 돕구 중앙대로 248번릴 14 Tel:051-463-5462~4 Fax:051-462-6803

접 수 번 호 : 6213-13-02702

발 급 일 자 : 2013-10-21

용 도 : 풍질관리용

쪽 번 호 : 1/2

www.fiti.re.kr



의 뢰 자 : (주)한국그리드 주 소 : 경남 양산시 옥고82

주 소 : 경날 양산시 옥곡8길 7(날부동. 3층) 품 명 : 그리드 **의뢰자제시시료명 : #1 KRG 6T**

#2 KRG 8T #3 KRG 10T

#4 KRG 15T

2013-10-21일자로 의뢰하신 시료에 대한 시험결과는 아래와 같습니다.

시 형 항 목 시 형 겹 과

(01) 인장광도 (ASTM D 8837 : 2011) : kdl/m(t/m)

	#1	#2	#3	#4
경사	61.9(6.3)	81.3(8.3)	103.0(10.5)	228.8(28.8)
위사	39.1(4.0)	37.4(3.8)	38.8(4.0)	81.2(8.2)
주)·시험편 폭 내	RIB 개수 : 3 RIB			

· 의뢰자 요청에 따라 결과값에 t/m 을 병기하였음.

·t/m 을 kN/m 으로 환산하는 계수는 9.808 85 일.

부록 2. 보강토옹벽 시공시(품질관리 목적) 보강재 품질시험





				518/ O							www.fiti.re.k
				Ы	험 (성 건	덕 /	Н			
의 뢰	자 :	신성토건	번(주) 대표	이사 심양모				접	수 번	0	: W213-14-07327
공시	명 :	광양 남	초등학교 부	루지 정지공사				발	급 일	자	: 2014-08-28
								용		도	: 품질관리용
꿈	명 :	그리드	- #1, #2		2010-00-00-00-00-00-00-00-00-00-00-00-00-	0165120165		쪽	번	ġ	- 1/1
		- 시로	E재취자 : 로입회자 :	신성토건(주) 전남교육감리	현장대리인 단 감독 이·	[명참선 상진,					
		hel. 7	(주)태성건설E	NG 대리 같	NB					
		- 말주 - 시공	▷사 : 선리 B자 : 신성	남도 교육점 토건(주)							
		- 시로	로채취일 :	2013.09							
		- 112	L세취영조	· 문지 내							
		2014-0	8-26일자로	의뢰하신 시	료에 대한	시험결과	는 아래	와 같습!	니다.		
	AI	월 왕	4		٨	1 2	곌	과			
	인장광	⊊(AS	TM D 6637	: 2011, 8 법	, C.R.E)	: KN/m					
(01)											#2
(01)					#1						
(01)	경사				#1 42.3						144.8
(01)	경사 위사				#1 42.3 32.1						144.8 36.3
(01)	경사 뭐사 인장신	도 (AS	TM D 6637	: 2011, 8 멀	#1 42.3 32.1 , C.R.E)	: %					144.8 36.3
(01)	경사 뭐사 인장신	도 (AS	TM D 6637	: 2011, 8 법	#1 42.3 32.1 . C.R.E) #1	: %					144.8 36.3 #2

부록 3. 보강토옹벽 붕괴 후(품질확인 목적) 보강재 품질시험







시험 · 검사 성적서

AL 3	2	명 : 콘크리트호안 및 옹벽볼록, 1종, 옹벽볼록	졉	수 빈	章 : 13T-081926
시 료 제	취 징	! 소 : 굄양 남초등학교 현장 내 야적장	입	학	자 : (공란)
성 과 이	용 목	특 적 : 구매계약시 제출용	双目	취	자 : 신성토건㈜ 영 창 선
공	AŁ	명 : 광양 남초등학교 신축공사 중 보강토 공사	잽	수 일	자 : 2013. 08. 19
발	주	자 : 전라남도 교육청	郑		일 : 2013, 08, 19
AL I	3	자 : 신성토건(쮸	생	산	국 : 한국
9	킼	인 : 영 창 전	준	공	일 : 2014. 01. 07
국가중요	고시설(여부: 해당사랑 없음	赵	공	일 : 2013. 07. 31
주		소 : 전낭 당양군 봉산면 제월리 57			

귀하가 품질시험 · 검사 의뢰한 위 시료에 대하여는 아래 시험방법에 의하여 시험 · 검사한 성과를 다음과 같이 회산합니다.

성과결과

연번 시험·검사종목		시험·검사방법	시험·검사결과			책임기술자			
	난위		1	2	3	자격종목및자격증번호	성명	서명	
T	암축강도	Mpa	SPS	25.1	24.8	25.3	토목품질시험기술사	Maia	12
2	흡수물 % KCiC 703 - 12	5.9	6.2	5.8	02167060009Q	어컨용	20		

※ 시면크기(mm): 50+50+50

이 시험·검사결과는 당초 의뢰시 제출된 시료에 대한 결과이므로 다른 목적으로 이용을 금지합니다.

부록 4. 보강토옹벽 시공시(품질관리 목적) 보강토 블록 품질시험



조선대학교 CHOSUN UNIVERSITY



부록 5. 보강토옹벽 뒤채움토 품질시험 결과




감사의 글

지난 2년여 동안의 대학원 생활이 주마등처럼 머릿속을 스쳐갑니다. 회사와 학 교생활을 함께 하면서 교수님과 많은 선·후배와의 교제를 통해 지낸 시간들이 매 우 뜻 깊게 여겨집니다.

먼저는 부족함이 많은 저를 학문의 길로 이끌어주시고 논문이 완성되기까지 바 쁜 일정에도 아낌없는 지도와 격려를 하여주신 김대현 지도교수님께 깊은 감사를 드립니다.

또한 논문이 완성되도록 심사하여 주신 박길현 교수님과 김운중 교수님께 깊은 감사를 드리며, 바쁜 직장생활로 인하여 충실하지 못한 학교일정을 무사히 마무리 할 수 있게 대학원 전 과정을 정성으로 지도하여 주신 박정웅 교수님, 김성홍 교 수님, 이원희 교수님, 박상준 교수님께도 깊은 감사의 말씀을 전합니다.

그리고 논문이 잘 완성될 수 있도록 도와준 토질연구실 박사과정 박경호, 석사 과정 송민우, 김민석, 석사 이태광 후배님에게도 깊은 감사를 드리며, 이하 많은 직장 동료, 선·후배님들께도 깊은 감사를 드립니다.

끝으로, 항상 곁에서 헌신적인 마음과 물질적인 후원을 아낌없이 보내준 사랑스 런 우리 가족과 이 기쁨을 함께하고 싶습니다.

아울러 항상 노력하는 모습으로 더욱 정진하여 지금까지 도와주신 모든 분들께 기쁨을 드릴 수 있도록 긍정적인 마음과 최선의 노력을 다하는 사람이 되도록 항 상 노력하겠습니다.

> 2015년 2월 장호훈

