

2009年 2月

工學碩士學位論文

수치해석에 의한 보강토옹벽의
변형거동

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

朴 世 源

수치해석에 의한 보강토옹벽의 변형거동

*A study on the Strain Behavior of
Reinforced Earth Wall by Numerical Analysis*

2009年 2月 日

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

朴 世 源

수치해석에 의한 보강토옹벽의 변형거동

指導教授 沈泰燮

이 論文을 工學碩士 學位申請 論文으로 提出함.

2008年 12月 日

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

朴 世 源

朴世源의 碩士學位論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 教授_____印

委員 朝鮮大學校 教授_____印

委員 朝鮮大學校 教授_____印

2008年 12月 日

朝鮮大學校 大學院

목 차

ABSTRACT

제 1 장 서 론	1
1.1 연구 목적 및 배경	1
1.2 연구 동향 및 방법	2
제 2 장 보강토옹벽과 수치해석	5
2.1 보강토옹벽	5
2.1.1 보강토의 기본개념	5
2.1.2 보강토옹벽 시공순서	8
2.1.3 보강토옹벽의 안정성 검토	9
2.2 연약지반	11
2.2.1 연약지반 기본개념	11
2.2.1 연약지반의 판정기준	12
2.3 연약지반 압밀모델의 특성	14
2.3.1 Cam-Clay 모델	14
2.3.1 소성 이론	16
2.3.2 한계상태 이론	17
2.4 수정 Cam-Clay 모델의 매개변수 산정방법	19
2.4.1 한계상태선(M)	19
2.4.2 선행압밀압력(p'_c)	20
2.4.3 전단탄성계수(G)와 포아슨비(ν)	21
2.4.4 한계상태 간극비(e_{cs})	21

2.4.5 정규압밀점토의 기울기(λ)와 과압밀점토의 기울기(κ)	24
제 3 장 사례모델에 대한 수치해석	26
3.1 수치해석의 적용	26
3.1.1 유한요소법의 기본개념	26
3.1.2 수치해석 프로그램	26
3.1.3 적용 모델	28
3.1.4 물성값 및 매개변수	28
3.2 수치해석단계 및 해석대상	30
3.2.1 해석 모델링	30
3.2.2 해석 조건	31
3.2.3 시공단계 및 시공순서	32
3.2.4 임의의 단계에서 해석결과	34
3.3 시공조건 변화에 대한 해석	37
3.3.1 치환공법 타당성 검토단면	37
3.3.2 보강재 수직설치간격에 따른 거동 비교	38
3.3.3 치환폭에 대한 해석단면	39
3.3.4 치환깊이에 대한 해석단면	39
제 4 장 결과분석 및 고찰	41
4.1 치환공법의 타당성 검토	41
4.1.1 보강토옹벽 시공 시 거동 비교	41
4.1.2 옹벽의 변위거동 및 전단변형률 거동 비교	43
4.2 보강재 수직간격에 따른 옹벽의 거동 비교	46
4.3 치환폭이 변위거동에 미치는 영향	51

4.3.1	옹벽 상·하단의 수평변위 거동해석	51
4.3.2	수직변위 및 전단변형률 거동해석	53
4.4	치환깊이가 변위거동에 미치는 영향	55
4.4.1	옹벽 상·하단의 수평변위 거동해석	55
4.4.2	수직변위 및 전단변형률의 거동해석	57
제 5 장 결 론		60
참 고 문 헌		62

표 목 차

표 2.1 수직 침하량 기준(한국도로공사 도로설계요령 옹벽(2002))	10
표 2.2 보강토옹벽 높이에 대한 안정성 평가기준(한국시설안전공단(2003))	11
표 2.3 점토에 대한 연약지반의 판정(Terzahi - Peck)	12
표 2.4 사질토에 대한 연약지반의 판정(Terzahi - Peck)	13
표 2.5 연약지반의 일반적 정의(도로공사 설계요령 제2권(2002))	13
표 3.1 SAGE CRISP의 주요기능	27
표 3.2 SAGE CRISP의 해석모델 및 Element 종류	27
표 3.3 SAGE CRISP 프로그램의 적용모델	28
표 3.4 연약지반 물성값	29
표 3.5 Mohr-Coulomb 모델 입력 매개변수 값	29
표 3.6 수정 Cam-Clay, Bar, Beam 모델의 입력 매개변수 값	30
표 3.7 시공 단계	33
표 3.8 치환공법의 타당성 검토단면	38
표 3.9 보강재의 수직간격에 따른 옹벽거동 비교 해석단면	38
표 3.10 치환폭에 따른 해석단면	39
표 3.11 치환깊이에 따른 해석단면	40
표 4.1 연약지반, 강성기초, 기초치환 후 옹벽 시공 시 거동 해석결과	42

그 립 목 차

그림 2.1 블록식 보강토옹벽 설치 단면도	8
그림 2.2 Cam-clay 모델에서의 항복궤적	16
그림 2.3 상태경계면과 한계상태선	18
그림 2.4 정규압축선(nc1), 제하-재제하선(url) 및 한계상태선(csl)	23
그림 2.5 $p' - q$ 면에서 수정 Cam-Clay 모델에 대한 타원형의 항복궤적	25
그림 3.1 지반구성 및 유한요소망	31
그림 3.2 지반경계 및 지하수위조건	32
그림 3.3 보강토옹벽 모델링 과정	34
그림 3.4 임의의 단계에서 해석된 전단면의 변위벡터	35
그림 3.5 옹벽 시공기간 중 상·하단 절점 수평변위의 변화	35
그림 3.6 시공기간 중 옹벽 배면에서의 수직변위의 변화	36
그림 3.7 간극수압 분포도	37
그림 4.1 보강토옹벽 상단의 수평변위의 비율	43
그림 4.2 보강토옹벽 하단의 수평변위의 비율	44
그림 4.3 보강토옹벽 배면의 수직변위의 비율	45
그림 4.4 보강토옹벽 배면 전면 지표의 전단변형률	45
그림 4.5 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=2m)	47
그림 4.6 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=4m)	48
그림 4.7 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=6m)	49
그림 4.8 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=8m)	50
그림 4.9 옹벽높이에 대한 상단 수평변위의 비율	52
그림 4.10 옹벽높이에 대한 하단 수평변위의 비율	52

그림 4.11	옹벽높이에 대한 수직변위의 비율	53
그림 4.12	전단변형률	54
그림 4.13	옹벽높이에 대한 상단 수평변위의 비율	55
그림 4.14	옹벽높이에 대한 하단 수평변위의 비율	56
그림 4.15	옹벽높이에 대한 수직변위의 비율	57
그림 4.16	전단변형률	58

ABSTRACT

A study on the Strain Behavior of Reinforced Earth Wall by Numerical Analysis

Park, Se-Won

Advisor : Prof. Shim, Tae-Sup Ph. D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

Most recently, for saving construction cost and efficient exploiting of national land, the cases of constructing structures and roads on the soft ground are increasing, in number, continually.

However, the weight increase on soft ground due to structure construction and soil embankment causes worry about soft ground stability according to the problems on differential ground settlement, soil slope transformation, and land subsidence by consolidation.

The construction of reinforced earth retaining wall to block soil slope transformation is known to be efficient to prevent slope collapse by allowing tensile strength to the ground which has no tensile strength.

Despite this advantage, the construction of reinforced earth retaining wall causes the problem of bringing about the subsidence and deformation for soft ground according to weight increase on the soft ground.

In this study, the analysis of ground movement feature by finite element analysis after applying replacement method was conducted in order to solve this problematic point.

The objective of this study is to reveal the ground movement improvement effect after applying replacement method at constructing reinforced earth retaining wall on soft ground, and the ground deformation and movement according to the vertical installation interval of the reinforcement material at the back side of earth retaining wall, and to suggest the appropriate replacement breadth and depth in case of applying replacement method.

For this, numerical analysis exploiting finite element method were conducted, and the results were analyzed in comparison, and accordingly the conclusion like below were drawn.

In case that replacement method was applied at constructing reinforced earth retaining wall on soft ground, most related numerical values showed within management criteria value, as the lateral deformation ratio of earth retaining wall showed to be 0.90~1.20% at upper side and 2.06~3.50% at lower side, the vertical deformation ratio at earth retaining wall back side to be 1.16~2.11%, and the shear strain at retaining wall front side earth surface to be 2.75~4.78%, the replacement method was proved to be effective for the improvement of reinforced earth retaining wall movement.

제 1 장 서 론

1.1 연구 목적 및 배경

최근에 보강토옹벽의 적용이 국외 및 국내에서 현저히 증가되고 있음으로 인해 보강토옹벽에 대한 많은 연구가 실시되었다. 과거에는 주거단지나 공업단지의 조성 등에 대한 부지의 부족함을 인식하지 못하였으나 현재는 산업이 고도로 발달하고 국민 생활수준이 향상됨에 따라 대단위 주거단지나 산업단지 조성 및 이러한 시설에 필요한 사회간접자본의 투자가 많이 이루어지고 있다. 그러나 대단위 공사에 필요한 부지의 사용성은 이미 포화상태에 이르러 부지의 활용도가 매우 중시되고 있다. 근래에 들어 고속도로와 철도가 지속적으로 건설되고 바다를 매립하여 부지를 조성하여 항만이나 공항 또는 공업단지를 건설하는 대규모 공사가 진행되고 있는 우리나라의 서·남해안은 더욱 그러하다.

최근 들어 공사비의 절감과 국토의 효율적인 이용을 위해 연약지반 상에 구조물이나 도로의 시공이 더욱 더 증가하고 있는 추세이다. 하지만 연약지반 상 구조물과 성토시공으로 인한 하중증가는 연약지반에 부등침하와 성토사면의 변형, 압밀에 의한 침하문제를 야기시켜 연약지반 안정에 대한 우려를 낳고 있다 (Indraratna et. al, 1992). 이러한 문제를 해결하기 위해 시공 전 지반의 표층을 처리하는 Mat공법, 압밀을 촉진시키는 Drain공법, 성토하중을 지지력이 강한 기초지반에 직접 전달하는 PIPE공법 등 많은 대책공법이 적용되고 있다. 이러한 대책공법에도 불구하고 연약지반의 침하와 변형거동이 매우 복잡하고 영향인자도 많기 때문에 시간이 지나면서 발생하는 추가적인 연약지반의 침하와 이로 인한 성토사면의 변형이 발생되고 있는 실정이다. 성토사면의 변형을 막기 위한 보강토옹벽은 토체내에 보강재를 삽입하여 토류구조물을 보강하는 공법으로서 이렇게 시공된 흙/보강재 복합건설재료는 기존의 토체에 비하여 개선된 인장 및 압축특성을 갖고 있어 인장강도가 없는 지반에 인장강도를 부여하여 사

면붕괴를 막는데 효율적인 것으로 알려져 있다(Bathurst, 1994 ; Wetzel, et. al, 1995). 이러한 이점에도 불구하고 보강토옹벽은 연약지반 상 하중증가를 가져와 연약지반의 침하와 변형을 발생시키고 있다. 이를 막기 위해 연약지반을 양질의 토사로 치환하여 충분한 지지력을 확보하는 치환공법이 이용되기도 한다.(김 동, 2005). 하지만, 연약지반의 압밀과 전단을 고려한 치환공법의 연구가 미비하여 치환공법 적용 시 과잉설계로 인한 공사비의 낭비가 우려되고 있다.

본 논문에서는 위와 같은 문제점을 개선하고자 치환공법을 적용 후 유한요소 해석을 실시하여 지반거동특성에 대해 분석하고자 한다.

1.2 연구 동향 및 방법

근대적인 보강토공법의 발전은 1963년 프랑스의 Henri Vidal이 개발한 Terre Armee 공법에서 시작되었고, 이 공법을 통하여 보강토공법에 대한 인식이 높아지고 보강 메커니즘에 대한 연구도 활성화 되었으며 블록형 전면블록은 1960년대 미국에서 소개된 이후 1984년경에 보편화되었다. 또한, 프랑스의 중앙토목연구소, 미연방도로국, 영국의 교통 및 도로연구소 등은 보강토공법에 관련된 축소모형실험, 실제 시공실험과 유한요소해석 등을 통해 체계적인 이론정립과 설계방법이 정립되어 왔으며 다양하고 많은 시공실적으로 경제성과 효율성이 입증되어 왔다.

국내에서는 1979년 정인준 등에 의하여 최초로 보강토공법이 소개되었고, 1980년 국내 최초로 보강토공법에 의한 토류벽이 경기도 용인군 외서면 3번 국도에 시험 시공되었다. 최근까지도 국내에서는 선진외국에 비하여 보강토와 관련된 연구활동이 부족한 상태로 국산보강재가 개발되고는 있지만, 실제 현장에서는 아직도 외국 수입보강재에 대한 의존도가 높은 실정이다. 또한, 실제 적용 시 국내 공사여건을 고려한 설계 및 시공지침이 부족한 실정으로 비합리적인 설계와 시방의 혼란 등의 문제점이 도출되고 있는 현실이다.

유남재 등(1992)은 원심모형실험을 통하여 보강재 절단에 의한 보강토옹벽의 파괴 시 지지력과 파괴메카니즘을 연구하였으며, 김홍택 등(1996)은 섬유 보강 토옹벽의 거동에 관한 연구에서 섬유보강재의 상대강성, 뒤채움흙의 깊이별 구속효과의 정도, 다짐정도 및 침투수압 등이 각 섬유보강재의 변형량 및 전체적인 변형형태에 미치는 영향을 분석하였다. 유충식 등(1998)은 블록식 보강토옹벽 설계를 위한 설계자동화 프로그램을 개발하였으며, 한국지반공학회(1998)에서 토목섬유 설계 및 시공요령을 발표하여 실무에 필요한 설계기준의 틀을 잡게 되었다.

B. B. Broms & K. S. Wong(1994)은 모형토조를 사용한 옹벽의 파괴모드를 연구하였는데 미끄러짐에 의한 파괴는 보강토체 뒤쪽에 과재하중이 재하되었을 때 가장 일어나기가 쉽다는 것과 직포나 부직포같은 sheet형 보강재의 경우 인발파괴는 특별한 환경이 아니고서는 발생하지 않을 것이라고 결론지었다. 또한, J. Otani(1994)는 지오그리드로 보강된 기초지반의 지지력을 해석하여 모형하중 재하시험의 평가에는 RPFEM(rigid plastic FEM)방법이 효과적이라는 것을 알아내었고 지오그리드로 보강된 기초지반의 지지력은 보강재의 길이와 깊이가 증가할수록 커진다고 하였다.

Ph. Gotteland & J. P. Gourc(1996)가 FLAC을 사용하여 Geotextile로 보강된 옹벽의 거동을 해석할 때 흙과 보강재의 관계와 다른 전면 지보들 사이의 적합한 상호거동을 파악하는데 있어서 수치해석이 유용한 방법으로 쓰일 수 있다는 것을 보여주었다. FLAC을 이용한 수치해석 방법은 Geotextile로 보강된 옹벽의 거동에서 구조적이고 기하학적인 인자의 영향을 연구하기 위해서 수행될 수 있음을 알 수 있었다.

N. Tajiri et al(1996)은 여러 종류의 전면벽에 따른 Geotextile로 보강된 옹벽의 전체적인 파괴거동을 시험하였는데 콘크리트블록 전면판을 사용한 보강토옹벽의 수평변위는 EPS블록 전면판을 사용한 옹벽보다 더 적게 나왔으며, 파괴 후에 EPS블록 전면판을 가진 옹벽의 파괴선은 현재 설계법에 의한 slip-circle

파괴면과 비슷하게 나타났으며 콘크리트블록 전면판을 가진 옹벽의 파괴선은 Coulomb의 주동토압선과 근접하게 나타났다.

김유성 등(2002)은 모형실험을 통하여 시공 중 보강토벽 벽면에서 발생하는 최대 수평변형량을 예측하는 방법을 제시하였다. 김진만 등(2005)은 보강토옹벽 전면블록과 보강재간의 연결강도에 대한 평가실험을 통하여 연결강도를 제안하고 블록의 전단키나 지오그리드의 접점강도, 인장강도에 영향을 받는 것으로 제안하였다. 최근에는 다양한 보강토옹벽을 개발하고 이에 대한 해석프로그램을 개발하는 등 보강토공법에 관련된 연구가 새로운 분야로 다양한 발전을 보이고 있다.

연약지반 상 보강토옹벽 시공 시 거동에 영향을 주는 인자로는 연약지반의 기본 물성값도 있겠지만 보강토옹벽에 의한 하중증가와 시공 시 압밀기간, 간극수압 등이 많은 영향을 주는 것으로 보고되고 있다. 따라서 본 논문에서는 하중증가, 압밀, 간극수압을 고려한 보강토옹벽과 연약지반의 거동을 해석하기 위하여 유한요소법을 이용한 범용 지반해석 프로그램인 SAGE CRISP를 사용하였다.

본 연구에서 첫 번째로 SAGE CRISP 프로그램을 이용하여 보강토옹벽의 과도변위를 개선하기 위한 치환공법의 타당성을 검토하였으며, 두 번째로 일정 치환공법 적용 후 보강토옹벽 배면의 보강재 수직간격이 지반의 거동에 미치는 영향을 비교·분석해 보았다. 마지막으로 치환공법 적용 시 치환폭과 깊이를 일정하게 가정하여 보강토옹벽의 변위거동을 개선하기 위한 적정 치환 폭과 깊이의 기준치를 제안하여 연구를 수행하였다.

제 2 장 보강토옹벽과 수치해석

2.1 보강토옹벽

2.1.1 보강토의 기본개념

초창기 Henri Vidal(1966, 1969)은 보강토의 근본 원리를 명확히 규명하고자 하였다. Vidal은 비보강 토질에 대해 두께 b 의 수평보강을 했을 때 단위 폭당 보강재에서 발생하는 인장력에 관한 개념을 제시하였다. 보강토란 텔아루메 또는 강화토라고도 하는 공법으로 일반적인 옹벽과는 원리를 달리하는 흙구조물이지만 공학적인 사용목적, 마무리 형상 등이 옹벽과 유사하다. 보강토는 입상체인 성토재료와 그 속에 부설된 보강재로 이루어지며 흙과 보강재 사이에 작용하는 마찰력과 보강재의 강도에 의해 양자가 일체로 되어 자중과 외력에 견디는 합성구조물이다.

자연토사를 성토한 경우와 같이 안식각 이상의 경사각으로 사면을 형성할 수는 없고 지진 등의 수평력이 작용할 때 쉽게 붕괴되어버린다. 또한 성토 중에 보강재를 부설한 경우는 토립자와 보강재 사이의 마찰력에 의해 토립자의 활동이 구속되고 보강재는 인장응력이 생긴다. 이에 따라 보강재를 부설한 성토는 겉보기 점착력을 가지며 강성을 나타낸다. 실제 보강토에 있어서 보강재는 판상으로 연직방향과 수평방향으로 간격을 두고 부설하지만 이 경우에도 근접하는 토립자간의 마찰에 의해 전체 토립자가 간접적으로 보강재에 결합되어진다. 이와 같은 원리에 따라 보강토 구조물은 토립자와 보강재 사이의 마찰력 및 보강재 강도의 대소가 구조체의 강도를 결정한다. 다시 말하면 흙 입자와의 마찰이 탁월하고 강성이 충분히 커서 변형이 작게 발생하는 수평연속요소를 흙속에 삽입하면 흙의 결속력을 크게 개선할 수 있다.

따라서 보강토옹벽은 기존 토류옹벽공 대응으로 응용한 것으로서 보강재 경

계면에서의 마찰저항력으로 흙 입자의 수평방향 이동을 적극 억제하여 근본적으로 토압의 발생을 저감하는 효과를 얻게 된다. 다층 보강토의 원리를 이용하면 흙 벽체를 구축할 수 있으며, 이 벽체가 곧 토류옹벽구실을 하게 된다.

(1) 보강토의 재료

보강토옹벽은 뒤채움재, 보강재 그리고 단부에서 발생하는 국부적인 흙의 이완을 막기 위한 전면판, 블록 또는 토목섬유로 구성된다. 보강토옹벽을 구성하는 뒤채움재는 보강재의 경계면에서 탁월한 마찰저항을 발휘하여야 함으로 내부마찰각이 큰 사질토이어야 한다. 보강재는 흙과의 마찰저항이 탁월하고 흙과의 접촉 면적이 크고 거칠며 흙 속에서 지지저항을 일으킬 수 있는 격자형으로서 강성이 커서 변형이 잘 일어나지 않는 재질이어야 한다.

초기에는 철재보강재가 주류를 이루었으나 부식에 대한 문제로 인하여 최근에는 주로 토목섬유가 보강재로 이용된다. 전면판은 블록조립식 콘크리트 판넬식, 조립식 콘크리트 블록, 또는 토목섬유를 사용하고 있다. 보강토옹벽의 표준 단면에서 보듯이 흙과 보강재만으로는 단부의 흙입자의 이완을 방지할 수 없다. 따라서 콘크리트 판넬, 철판, 유리섬유 강화플라스틱, 몰탈 블록, 토목섬유를 이용한 지지구조가 필요하다. 또한 전면판의 사용으로 인하여 좀 더 경관이 좋은 벽면을 구축하는 것이 가능해졌다.

(2) 보강토의 특징

보강토공법은 종래의 공법에 비하여 여러 가지 특성을 가지고 있다. 일반적으로 단점보다는 장점이 많은 것으로 알려져 있다. 보강토는 주 변형률이 발생하는 방향과 평행하게 보강재를 포설하여 흙의 인장저항력을 증가시키는 방법을 이용하여 공학적인 특성을 개선한다는 측면에서 철근콘크리트와 그 적용개념이 매우 유사하다고 할 수 있겠다.

보강토공법은 수직성토를 목표로 하여 개발되었기 때문에 수직한 벽면을 갖

는 것은 보강토공법의 기본적인 특징이다. 콘크리트를 사용하지 않기 때문에 형틀조립과 양생 등의 대기시간이 없으므로 시공속도가 빠르고 현장에서는 단순작업을 반복해서 하므로 기능공을 필요로 하지 않는다. 또한, 철거가 용이하며 가설구조물에도 적용가능하다. 기존의 콘크리트옹벽은 동절기 시공 시 추운 날씨 관계로 콘크리트 양생에 문제점이 있으나 보강토옹벽의 모든 구성요소가 기성제품을 사용하므로 이러한 문제점을 해소할 수 있다.

보강토옹벽은 도로제방용 옹벽, 교량의 교대, 해상구조물, 댐 또는 방파제, 터널 입출입구, 임시 우회도로 등에 적용 가능하다. 보강토공법은 일반적인 공법에 비하여 구조적, 경제적 및 미관적 장점때문에 현재 옹벽 및 교대, 파괴사면의 보수, 굴착 시 토류벽, 현장사면의 안정 등에 많이 이용되고 있다.

(3) 보강토옹벽의 설계

보강토옹벽 설계는 전형적인 지반지지 구조물에서 포함되는 기본사항을 따른다. 하지만 보강토 구조물은 흙과 보강재의 상호작용으로 간주되는 추가적인 고려사항이 요구된다. 설계시에는 보강토 내부에 생기는 응력과 변형의 상태, 또한 파괴시의 상황 등을 알 필요가 있지만 지금까지 각종실험, 연구가 진행되고 있어도 현재상황은 충분한 데이터가 축적되어 있지 않는 상태이다. 설계의 기본방침에서 보강재 등의 판단, 인발, 보강토 전체의 안정, 지지지반의 침하 등 이들 검토사항 중 보강재에 관한 사항은 내적안정검토라 하며 나머지 검토사항은 외적안정검토라 한다. 구축된 보강토가 지반에 안전하게 지지되어 사용조건에 적합한 구조물이 되는가를 검토하는 것이다. 보강토의 제원과 이들 검토의 관련을 나타내면 보강재의 간격, 폭, 두께를 가정해서 보강재를 판단하며 보강재의 길이를 가정해서 보강재의 인발과 보강토 전체의 안정검토를 하며 필요하다면 지지지반의 침하의 검토를 실시하면 좋다.

(4) 보강토옹벽 시공순서

보강토옹벽은 기초에서부터 보강재와 흙을 교대로 깔아가며 층다짐으로 시공된다. 일반적으로 보강토옹벽의 시공은 전체 옹벽높이의 1/8~1/10을 지표아래 근입시킴으로 먼저 전면블록의 포설을 위한 터파기를 실시하여 15~20cm의 잡석을 포설·다짐하는 터파기공사를 실시한다. 만약 기초지반이 연약하거나 수침될 경우 전면블록의 기초처리는 기초콘크리트를 타설하여 충분한 지반반력이 유도되도록 시공한다. 또한 1단 블록의 설치는 보강토옹벽 전체의 수평과 선형에 영향을 미치므로 매우 세심한 배려가 요구된다. 블록내 배수재채움, 뒤채움 토사의 성토 및 다짐은 배수성이 양호한 쇄석이나 골재로 블록내의 모든 공극을 채우고 후면의 일정범위를 뒤채움하여 표준다짐밀도의 95%까지 잘 다진다.

보강재의 설치는 보강재를 블록사이에 겹쳐 결속시키고 다짐된 배면토 위에 수평이 되도록 팽팽하게 당겨 포설·고정시킨 후, 후속 블록을 조적하는 방법으로 수행된다. 후속 블록은 2개의 블록사이에 엇갈리게 쌓아 기설치된 블록의 연결앵커와 맞물리도록 한다. 이러한 시공단계를 반복하여 계획된 성토높이까지 시공한 후, 보강토옹벽의 마감시공은 전면블록 최상단에 블록내부의 채움재의 유실을 방지하기 위한 마감블록을 설치하는 것이다.

다음 그림 2.1은 블록식 보강토옹벽 설치 단면도를 나타낸 것이다.

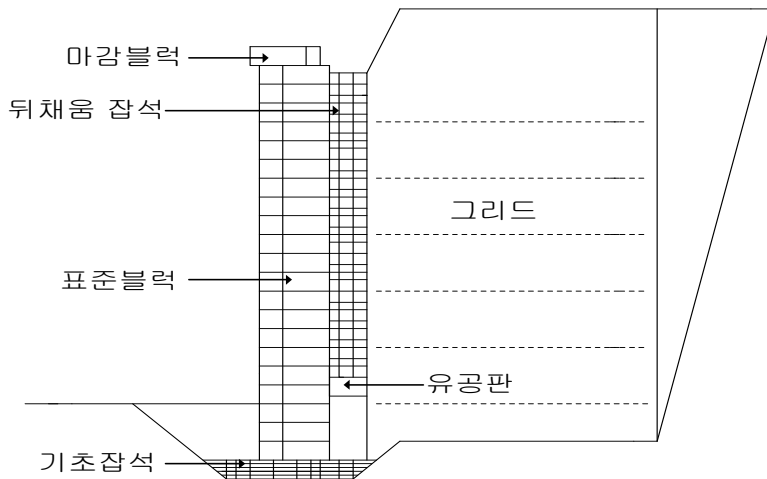


그림 2.1 블록식 보강토옹벽 설치 단면도

2.1.2 보강토옹벽의 안정성 검토

(1) 보강토옹벽의 수평변위

보강토옹벽에서 수평변위가 허용치 이상 발생하면 보수가 상당히 어려우므로 이에 대한 대책으로 수평변위의 예측이 필요한 사항이다. 보강토옹벽은 인장이 없는 흙에 보강재의 인장력을 이용하여 지반에 인장력을 부여함으로써 사면의 안정에 도움을 주는 공법이다. 지반의 조건이 양호하지 못한 일본의 경우 허용 수평변위를 옹벽높이(H)의 3.0% 혹은 30cm를 기준으로 하고 있으며, 또한 블록식 보강토옹벽의 최상부 누적변위가 옹벽높이(H)의 2.0%를 초과하지 않도록 하는 규정이 설계에 적용되고 있다.

국의 연구로는 Bathurst et al(1994)에 의한 FHWA 연구프로젝트의 일환으로 수행된 높이 6.1m, 경사각 1:20의 블록식 보강토옹벽의 경우 시공완료 3개월 후 발생한 수평변위는 17mm(옹벽높이의 0.25%)수준을 보였다. 또한, Wetzel, et al(1995)에 의한 3.5m높이로 조성된 블록식 보강토옹벽은 시공 후 수평변위는 옹벽높이의 약 0.05%수준을 보였다.

(2) 보강토옹벽의 수직변위

보강토옹벽이 유연성이 큰 구조로 되어 있어 부등침하에 대한 저항성이 크다고 평가되고 있으나 구조적인 허용 침하량을 초과하는 변위가 발생하는 경우에는 전면벽에 변형이 발생할 수 있고 이러한 변형은 외관상으로 불안감을 증대시키므로 제한이 따른다. 일반적으로 보강토옹벽의 길이에 대한 부등침하량의 비율이 1.0%이내가 되도록 하여야 하며 이 범위를 초과하여 부등침하가 우려되는 경우에는 지반개량을 하여야 한다. 일반적으로 보강토옹벽의 설계 시 전면부 벽체 등의 변위를 예측하기 위해서는 FEM해석 등 변위해석이 효과적이지만, 변위해석의 복잡성과 아울러 비교적 정확한 예측을 위해서는 많은 경험을 토대로 입력 값을 결정해야 한다는 점에서 유의해야 할 필요가 있다.

다음 표 2.1은 우리나라에서 도로시공 중에 적용되는 한국도로공사의 침하량 기준을 기술하였다.

표 2.1 수직 침하량 기준(한국도로공사 도로설계요령 응벽(2002))

조 건	허용 잔류침하량(cm)	비 고
포장공사 완료후의 노면요철	10.0	연약지반의 지질특성상 장기침하 발생가능
Box culvert 시공시의 더올림시	30.0	
배수시설	15.0~30.0	

연약지반 구간에서는 허용 잔류침하량을 침하량으로 결정할 것인가 압밀로 결정할 것인가에 대해 논란이 있지만 외국의 경우 대부분 침하량으로 결정되고 있으며 허용 침하량은 10~20cm로 한다.

(3) 보강토옹벽의 안정성 평가 기준

블록식 보강토옹벽의 경우는 전면벽체가 블록으로 이루어져 있기 때문에 설치와 파괴유형이 다르므로 내적안정, 외적안정, 블록식 블록의 국부파괴 및 구조물과 지반을 포함한 전체의 사면안정에 대하여 검토하여야만 한다. 구체적으로 외적안정은 블록식 보강토옹벽의 두부회전에 의한 전도, 옹벽저부 활동에 의한 수평이동 및 옹벽 기초부분의 지지력부족 및 과잉침하에 대한 안정을 말하며, 내적안정은 보강토옹벽 배면의 보강재에 대한 과잉인장력, 인발력 그리고 기초지반에서의 내부 활동에 의한 기초 지지부분의 파괴에 대한 안정검토를 말한다. 앞의 수평, 수직 변위에 대한 기준과 한국시설안전 관리공단이 제시한 옹벽 유지관리 메뉴얼의 보강토옹벽에 대한 안정성 평가기준을 기술하였다. 본 논문에서 유한요소해석 시 보강토옹벽의 각 높이에 대한 안정성 평가기준을 시공 중과 시공 후로 나누어 정리하면 다음 표 2.2와 같다.

표 2.2 보강토옹벽 높이에 대한 안정성 평가기준(한국시설안전공단(2003))

항 목	평가기준	H=2m	H=4m	H=6m	H=8m	조 건
수평변위	H의 2%미만	4cm미만	8cm미만	12cm미만	16cm미만	시공 중
계획선형 오차	5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	시공 중
침하량	H의 3%미만	6cm미만	12cm미만	18cm미만	24cm미만	시공 중
진단변형률	벽체하단 지표면 5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	시공 중
진행성 침하량	3cm미만	3cm미만	3cm미만	3cm미만	3cm미만	시공 후
계획선형 오차	3cm미만	3cm미만	3cm미만	3cm미만	3cm미만	시공 후
진행성활동	2cm미만	2cm미만	2cm미만	3cm미만	3cm미만	시공 후
진단변형률	벽체하단 지표면 5%미만	5%미만	5%미만	3cm미만	3cm미만	시공 후

※ 계획선형오차 = (상단수평 변위-하단수평 변위)/높이×100

2.2 연약지반

2.2.1 연약지반 기본개념

연약지반이란 기초지반의 지지력이 약하여 상부구조물을 지지하지 못해 기초 로써의 기능을 하지 못하는 지반을 말한다. 연약한 점성토나 유기질토로 구성된 지반의 경우 상부구조물 하중에 의해 침하량이 과대해지고, 지지력이 부족

하여 안전사고에 문제가 생긴다. 느슨한 사질토의 경우 지진이나 폭파와 같은 진동이 발생할 경우 갑작스런 침하가 발생하여 상부구조물의 안정을 위협한다. 이러한 지반의 연약성을 모래는 상대밀도(Relative density)로 표시하고 점토는 굳기(Consistency)로 표시한다.

2.2.1 연약지반의 판정기준

점토지반에 있어서는 연약지반의 판정을 일축압축강도가 0.5kgf/cm^2 이하인 점토는 연약점토로 분류하고, 일축압축강도가 0.25kgf/cm^2 이하라면 대단히 연약한 점토라고 말한다. 점토지반에 표준관입시험을 적용해 연약지반 판정기준으로 간주하고 있지만, 점토지반에서 측정된 N값은 점토의 굳기와 전단강도를 측정하는데 있어서 극히 개략적인 추정치밖에 제시하지 못하기 때문에 실제 적용시에는 신중하게 검토하여야 한다.

표 2.3 점토에 대한 연약지반의 판정 (Terzahi - Peck)

상 태 판 정	N값	일축압축강도(kgf/cm ²)
대단히 연약	2미만	0.25미만
연 약	2 ~ 4	0.25 ~ 0.50
중 간	4 ~ 8	0.50 ~ 1.00
견 고	8 ~ 15	1.00 ~ 2.00
대단히 견고	15 ~ 30	2.00 ~ 4.00
고 결	30초과	4초과

연약지반으로 분류되지 않는 N = 4~8인 상대밀도가 중간상태인 모래 또는

일축압축강도 0.5~1.0kgf/cm²인 점토의 굳기가 중간인 점토라 하더라도 상부하중의 크기에 따라 안정성 또는 침하의 문제가 생길 수 있다. Peck의 제안에 따르면 모래지반의 연약정도는 상대밀도가 40%이하이면 연약한 지반으로 간주하고 실제 현장에서는 N값이 4이하이면 대단히 느슨한 모래지반이며 10이하이면 느슨한 모래지반으로 연약지반이라 간주하고 있다.

표 2.4 사질토에 대한 연약지반의 판정(Terzahi - Peck)

상 태 판 정	N값	상대밀도(%)	내부마찰각(°)
대단히 느슨	0~4	0~20	28.5미만
느슨	4~10	20~40	28.5~30
보통	10~30	40~60	30~36
조밀	30~50	60~80	36~41
대단히 조밀	50이상	80~100	41초과

앞의 표 2.3과 표 2.4를 토대로 일반적으로 적용하는 연약지반의 기준은 도로공사 설계요령에서 제시한 표 2.5와 같다.

표 2.5 연약지반의 일반적 정의(도로공사 설계요령 제2권(2002))

구 분	전두께	일축압축강도 [q_u (t/m ²)]	N값
점토 및 점성토	10m미만	6이하	4이하
	10m이상	10이하	6이하
모래 및 사질토	-	-	10이하

2.3 연약지반 압밀모델의 특성

기존의 토질역학 이론은 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 구성방정식으로 사용해 왔으나, 이는 특별히 제한된 상태만을 표현할 뿐이고 파괴에 이르는 동안의 변형과정을 설명하지는 못하였다. 1950년대 후반에 흙의 거동을 수학적으로 표현하는 여러 가지 이론들이 발표되기 시작하였다. 이러한 이론 중에서 Cambridge 대학의 연구진이 한계상태 이론에 근거하여 발표한 Cam-Clay 이론은 토질역학에 매우 큰 발전을 가져다 주었다. 일반적으로 지반 상에 축조되는 댐이나 제방, 항만 등과 같은 구조물을 해석하는 경우 축조 전 구조물의 거동에 대한 예측을 위해서 수치해석적인 방법이 많이 사용되고 있다. 흙의 변형해석이 신뢰받을 수 있는 결과가 되기 위해서는 흙의 응력-변형률 특성해석이 합리적인 방법으로 표현되어야 한다. 그 이유는 응력-변형률 문제가 매우 복잡하고 흙의 거동이 비선형(Nonlinear)이고 비탄성(Nonelastic)이며 응력에 따라 영향을 크게 받기 때문이다. 따라서 응력-변형률의 특성을 정확하게 고려하기에는 너무나 어렵고 복잡하다.

지반분야의 문제해석에 유한요소법이 도입된 이래로 응력-변형특성을 구성방정식으로 모델링 하는데 있어 여러 가지의 비선형 응력-변형률 모델이 발표되어 왔다. 그 중 대표적인 것으로는 Cam-Clay 모델(Schofield 등, 1968), 수정 Cam-Clay 모델(Roscoe 등, 1968)등이 있다.

2.3.1 Cam-Clay 모델

흙을 연속적으로 전단하면 최대강도가 발휘된 뒤 체적변화는 발생하지 않고, 일정한 응력아래에서 변형률만이 증가하는 상태를 한계상태라 한다. 이러한 한계상태이론을 바탕으로 Roscoe 등(1968)은 Cam-clay 모델을 제안하였다. 그리고 이들은 Cam-clay 모델을 대하여 다음 3가지 가정을 세웠다.

① 체적변형률 증분은 일부 회복 가능하지만, 전단변형률 증분은 회복 불가능하다.

$$\delta\varepsilon_\nu = \delta\varepsilon_\nu^e + \delta\varepsilon_\nu^p, \quad \delta\varepsilon_s = \delta\varepsilon_s^p \quad (2.2)$$

② 항복곡면은 소성 포텐셜이다. 즉, 변형률 증분벡터는 항복곡면에 직교한다.

$$\frac{\delta\varepsilon_s^p}{\delta\varepsilon_\nu^p} = -\frac{1}{\frac{dq}{dp}} \quad (2.3)$$

③ 전단 중에 소요되는 에너지는 전부 마찰에너지로 소비된다.

$$p \cdot \delta\varepsilon_\nu^p + q \cdot \delta\varepsilon_s^p = M \cdot p \cdot \delta\varepsilon_s^p \quad (2.4)$$

여기서, $\delta\varepsilon_\nu$: 체적변형률

$$\delta\varepsilon_\nu^e : \text{탄성 체적변형률} \quad (\delta\varepsilon_\nu^e = -\frac{\delta\nu^e}{\nu} = \frac{k}{\nu p'} \delta p')$$

$$\delta\varepsilon_\nu^p : \text{소성 체적변형률} \quad (\delta\varepsilon_\nu^p = \frac{2}{9} \frac{k(1+\nu)}{\nu p'(1-2\nu)} \delta q)$$

$\delta\varepsilon_s$: 전단변형률

$$\delta\varepsilon_s^p : \text{소성 전단변형률} \quad (\delta\varepsilon_s^p = \frac{1}{\left[M - \left(\frac{q}{p'} \right) \right]} \delta\varepsilon_\nu^p)$$

식 (2.4)을 $p \cdot \delta\varepsilon_s^p$ 으로 나누면 식 (2.5)과 같다.

$$\frac{\delta\varepsilon_\nu^p}{\delta\varepsilon_s^p} = M - n \quad (2.5)$$

Normality condition에 의해 식 (2.5)을 식 (2.7)으로 나타낼 수 있으며, 또한 식 (2.4)을 적분하면 식 (2.6)과 같이 항복곡선식을 얻을 수 있다.

$$\frac{dq}{dp} = \frac{\delta\varepsilon_\nu^p}{\delta\varepsilon_s^p} = -(M - n) \quad (2.6)$$

$$q = M \cdot p \cdot \ln\left(\frac{p_0}{p}\right) \quad (2.7)$$

여기서, p_0 는 축차응력이 0일 때 평균응력이다. 그림 2.2는 Cam-Clay 모델에서의 항복궤적을 보여주고 있다.

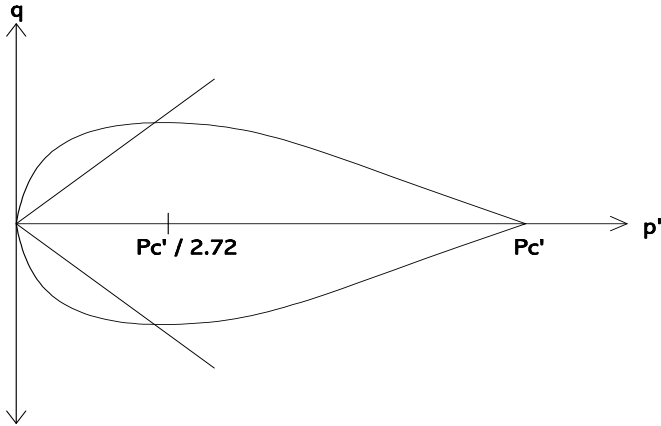


그림 2.2 Cam-clay 모델에서의 항복궤적

2.3.2 소성 이론

소성 이론은 흙의 법칙이 적용되는 범위를 넘어선 변형률 범위에서 배로의 변형 거동을 취급하는 학문이다. 소성 이론은 탄성변형 거동과 소성변형 거동을 구분하는 항복개념에서 출발한다. 탄성변형은 초기와 최종의 응력상태에만 의존하지만, 소성변형은 최종상태까지 가는 변형의 경로에 의존한다는 점이 다르다. 소성거동 모델의 종류에는 흙이 항복하였을 때 추가적인 응력증분 없이 무한한 소성변형이 계속 발생한다고 가정하는 완전소성(Perfectly plastic)모델과 항복 후 소성변형이 계속 발생하기 위해서 응력증분이 요구되는 변형률 경화(Strain hardening)모델이 있다.

다음은 소성 이론의 기본적인 골격이 되는 3가지 사항이다.

(1) 항복조건(Yield criterion)

항복조건은 탄성적인 거동에서 소성적인 거동에 도달할 때의 응력조건을 말한다.

(2) 유동법칙(Flow rule)

유동법칙은 소성변형 증분과 현시점에서의 응력상태와의 함수를 정의하는 것으로서 관련 유동법칙(Associated flow rule)과 비관련 유동법칙(Non-associated flow rule)이 있다. 관련 유동법칙은 소성 포텐셜(Plastic potential)선이 항복곡적(Yield locus)과 일치한다고 가정하는 것으로 이 경우 변형률 증분은 항복곡적에 직각인 방향으로 발생한다. 대부분의 이론들이 관련 유동법칙을 가정하고 있지만 비관련 유동법칙을 적용한 이론도 있다.

(3) 경화법칙(Hardening law)

지반 내의 흙이 탄성한계를 벗어나더라도 파괴될 때까지 하중의 증가와 함께 응력과 변형률이 같이 증가하는데 이러한 현상을 경화법칙이라 한다. 항복곡적이 초기 위치에서 동일한 형상으로 크기만 변화하는 것을 등방성 경화(Isotropic hardening)라 하고, 항복곡적의 형상이나 크기가 변하지 않은 채 응력공간에서 위치만 변화하는 것을 이동성 경화(Kinematic hardening)라 한다.

2.3.3 한계상태 이론

한계상태 이론(Critical state concept)은 1958년 영국 Cambridge 대학의 연구진(Roscoe, Schofield and Wroth)이 발표하였다. 이 개념은 많은 시험 결과들을 토대로 발전된 것이며 다음의 3가지 발견을 기초로 하고 있다.

(1) Rendulic(1936)의 등간극비선

(2) Casagrande(1938)와 Taylor(1948)의 한계 간극비

(3) Hvorslev의 전단과 연직응력 및 간극비의 관계

점성토를 계속 전단하게 되면 응력의 변화나 체적의 변화가 없는데도 무한한 변위가 발생하는 한계상태에 도달하게 된다. 이것을 식으로 표시하면 다음과 같다.

$$\frac{dv}{d\epsilon} = 0 ; \quad \frac{dq}{d\epsilon} = 0 ; \quad \frac{dp}{d\epsilon} = 0 \quad (2.1)$$

여기서 d_v 와 $d\epsilon$ 은 각각 체적변형률 증분과 전단변형률 증분이다. 흙이 한계상태에 도달하게 되면 유효응력과 간극비의 유일한 관계를 갖게 되고 이러한 관계의 조합은 (p, q, v)공간에서 한계상태선(Critical state line)을 형성하게 된다.

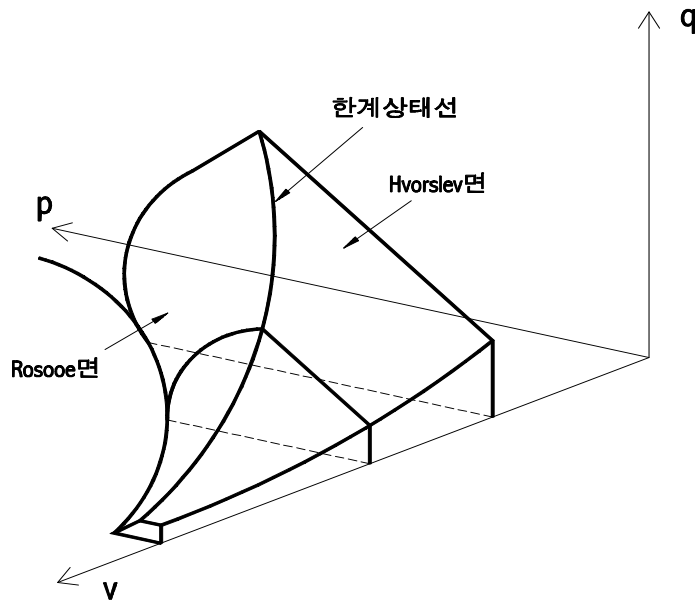


그림 2.3 상태경계면과 한계상태선

위의 그림 2.1에 표시되어 있는 상태경계면(State boundary surface)은 흙에 발생 가능한 응력과 불가능한 응력을 구분하는 경계면으로서 이 경계면 바깥의 응력은 존재할 수 없다. 상태경계면은 체적항복이 일어나는 Roscoe면과 파괴가

일어나는 Hvorslev면으로 구성되어 있으며 이 두면이 교차하는 선이 한계상태 선이 된다. Roscoe면은 정규압밀 점성토의 비배수 유효응력 경로로 정의되며, Hvorslev면은 과압밀된 점성토의 파괴점들의 궤적이다.

2.4 수정 *Cam-Clay* 모델의 매개변수 산정방법

Cam-Clay 모델에서 소산되는 에너지가 전단변형률의 향으로만 유도되었으나 수정 Cam-Clay 모델에서는 소산되는 에너지는 소성 체적변형률과 전단변형률의 향으로 전개된다. 수정 Cam-Clay 모델은 기존의 토질역학에서 사용해진 토질 매개변수를 사용하여 한계상태면과 항복곡면(yield locus)을 설명할 수 있고, 비교적 간단한 식에 의하여 점토의 특성이 명확히 기술될 수 있다. 특히, 지금까지 각각 별개로 논의되어온 흙의 압밀과 전단에 대한 여러 현상이 비교적 쉽게 이해될 수 있다는 점에서 큰 발전이라 할 수 있다.

SAGE CRISP의 Pre Processor과정에서 초기응력조건 입력 시 압밀을 고려하지 않는 탄소성모델은 항복궤적 p'_c 값을 고려하지 않아도 되지만 수정 Cam-clay 모델을 사용할 때에는 시간의 경과에 따라 압밀이 일어나므로 반드시 고려해야 한다. Cam-clay 모델에 사용되는 토질정수는 정규압밀점토 기울기(λ), 과압밀점토의 기울기(κ), 한계상태 간극비(e_{cs}), 한계상태선(M), 전단계수(G)와 포아슨비(ν)등이 있으며 이 값들은 압밀, 전단실험 결과 값으로 산정한다.

2.4.1 한계상태선(M)

등방압밀된 시료에 대하여 간극수압 측정이 병행된 배수 및 비배수 시험인 삼축시험으로 구한 배수마찰각 ϕ' 로부터 한계상태선(M)을 구한다. 배수마찰각을 얻기 위해서는 각각 다른 축압으로 최소 3회 이상의 실험이 수행되어야 한다. 그리고 삼축시험 시 시료가 파괴상태에 이를 때까지 실험을 계속하여 파

괴상태에서의 유효주응력을 구하여 Mohr원의 각도로부터 배수마찰각 θ' 를 구한다. 이 값으로부터 식 (2.20)을 이용하여 한계상태선 M값을 구할 수 있다.

$$M = \frac{6\sin\theta'}{(3 - \sin\theta')} \quad (2.20)$$

2.4.2 선행압밀압력(p'_c)

SAGE CRISP에서는 p'_c 값의 산정은 프로그램 자체 내의 변환기능을 이용하여 초기항복궤적을 쉽게 구할 수 있다. SAGE CRISP에서 수정 Cam-clay 모델에서는 압밀이 발생하므로 항복궤적이 매우 중요하여 항복궤적(p'_c)을 고려해야 하지만 Mohr-Coulomb 모델에서는 비압밀 해석을 하므로 항복궤적(p'_c)을 고려하지 않는다. 초기 항복궤적(p'_c)을 산정하는 방법은 다음과 같다.

$$\sigma'_{y\max} = \text{OCR} \cdot \sigma'_y \quad (2.22)$$

여기서, OCR : 과압밀비

정규압밀상태(NC)의 정지토압계수(K_{nc})와 유효연직응력(σ'_y)과의 관계로 축방응력(σ'_x)을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma'_{x\max} = K_{nc} \cdot \sigma'_y \quad (2.23)$$

여기서, K_{nc} : 정규압밀상태에서의 토압계수

그리고, 평균주응력과 축차응력은 다음과 같다.

$$p'_{\max} = \frac{1}{3}(\sigma'_{y\max} + 2\sigma'_{x\max}) , \quad q'_{\max} = \sigma'_{y\max} - \sigma'_{x\max} \quad (2.24)$$

식 (2.20)에서 결정된 한계상태선의 기울기(M)와 식 (2.24)을 사용하여 수정 Cam-Clay 모델의 항복궤적의 크기(p'_c)를 다음의 식 (2.25)으로 표현할 수 있다.

$$p'_c = \left(\frac{\left(\frac{q'_{max}}{M} \right)^2}{p'_{max}} \right) + p'_{max} \quad (2.25)$$

2.4.3 전단탄성계수(G)와 포아슨비(ν)

본 연구에서 사용한 유한요소해석 프로그램인 SAGE CRISP에서는 전단탄성계수와 포아슨비(ν)중 하나만을 입력하는데 실험의 어려움 때문에 일반적으로 포아슨비(ν)를 사용한다. 일반적으로 포아슨비(ν)의 범위는 대략 0.3을 적용한다. 전단탄성계수와 포아슨비(ν)의 관계는 일반적으로 식 (2.21)과 같다.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.21)$$

여기서, E : 탄성계수(kgf/m^2)

G : 전단탄성계수(kgf/m^2)

ν : 포아슨비

2.4.4 한계상태 간극비(e_{cs})

한계상태 간극비는 등방압밀에 의한 매개변수 산정방식과 1차원압밀을 수행한 후 구한 매개변수를 이용하여 산정할 수 있다. 본 논문에서는 등방압밀에 의한 매개변수 산정방식에 대해 기술하였다. 수정 Cam-clay 모델에서는 소성 일(Plastic work)의 소산에 대해서 다음의 가정을 사용하고 있다.

$$p' \delta \varepsilon_p^p + q \delta \varepsilon_q^q + p' \sqrt{(\delta \varepsilon_p^p)^2 + (M \cdot \delta \varepsilon_q^q)^2} \quad (2.10)$$

식 (2.10)에 의해 흐름법칙(Flow rule)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{\delta \varepsilon_p'}{\delta \varepsilon_q'} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (2.11)$$

위의 식 (2.11)에 대하여 적분하면 항복궤적(Yield locus)은 최대선행압밀응력 (p'_0)에 영향을 받으며 다음의 식 (2.12)을 이용하여 결정할 수 있다.

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (2.12)$$

$$\text{여기서, } \eta = \frac{q}{p'}$$

그림 2.3에 타원형체로 나타나는 수정 Cam-clay 모델의 항복궤적을 나타내었다. 그림에서 나타나는 p' , p'_0 및 한계상태선의 기울기 M 을 직접 타원방정식에 대입하여도 식 (2.12)을 얻을 수 있다. 만약, 유효응력상태가 한계상태에 접하면 유효응력상태는 항복궤적의 최정점에 위치하며 이때 유효응력은 다음과 같다.

$$p'_{cs} = \frac{p'_0}{2} \quad (2.13)$$

그림 2.4의 $v - \ln(p')$ 관계에서 등방정규압축곡선(Iso-ncl)은 다음의 식 (2.14)과 같이 정의할 수 있다.

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (2.14)$$

여기서, N 은 $\ln(p')=1$ 일 때 Iso-ncl의 비체적 값을 의미한다. 그리고 $v - \ln(p')$

관계에서 팽창곡선(url)을 식으로 표현하면 다음과 같다. 여기서, ν_κ 는 $\ln(p')=1$ 일 때의 비체적을 의미한다.

$$v = v_\kappa - k \ln p' \quad (2.15)$$

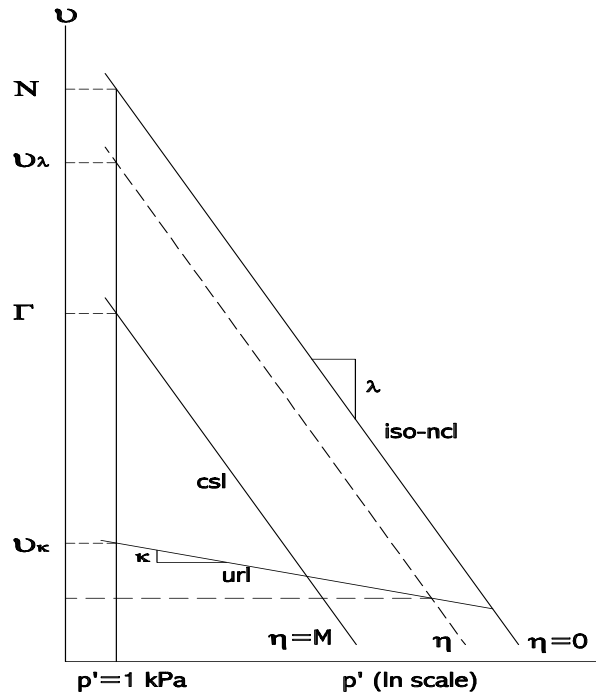


그림 2.4 정규압축선(ncl), 제하-재재하선(url) 및 한계상태선(csl)

그러므로 정규압밀선, 과압밀선 및 항복궤적의 크기를 고려한 방정식은 식 (2.16)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\nu = N - \lambda \ln p'_o + k \ln \left(\frac{p'_o}{p'} \right) \quad (2.16)$$

한계상태 시 주응력은 $p' = p'_{cs} = \frac{p'_o}{2}$ 이므로, 한계상태에서의 비체적은 다음과 같다.

$$\nu_{cs} = N - (\lambda - k)\ln 2 - \lambda \ln p'_{cs} \quad (2.17)$$

따라서, 한계상태선상의 $p'_{cs} = 1.0kN/m^2$ 일 때 비체적(Γ)은 아래의 식 (2.18)으로 나타낼 수 있다.

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa)\ln 2 \quad (2.18)$$

그리고, 한계상태 간극비(e_{cs})는 다음의 식 (2.19)에 의하여 결정된다.

$$e_{cs} = \Gamma - 1 \quad (2.19)$$

2.4.5 정규압밀점토의 기울기(λ)와 과압밀점토의 기울기(κ)

정규압밀점토 기울기(λ)와 과압밀점토의 기울기(κ)는 실내압밀시험 결과 $e - \log p'$ 의 관계그래프에서 정규압밀구간의 기울기에 해당하는 압축지수(C_c)와 압밀응력의 제하에 따른 팽창지수(C_r)에서 얻을 수 있다. log scale을 ln scale로 변환시키면 그림 2.3에서 보이는 것과 같이 정규압밀구간의 기울기(λ), 과압밀영역의 기울기(κ)의 값을 얻을 수 있다. 이들 값들은 다음과 같은 관계로 구할 수 있다.

$$\lambda = \frac{C_c}{2.303} \quad \text{여기서, } C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log p} \quad (2.8)$$

$$\kappa = \frac{C_r}{2.303} \quad \text{여기서, } C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log p} \quad (2.9)$$

일반적으로 κ 값은 λ 의 약 1/5 정도의 범위를 갖는다.

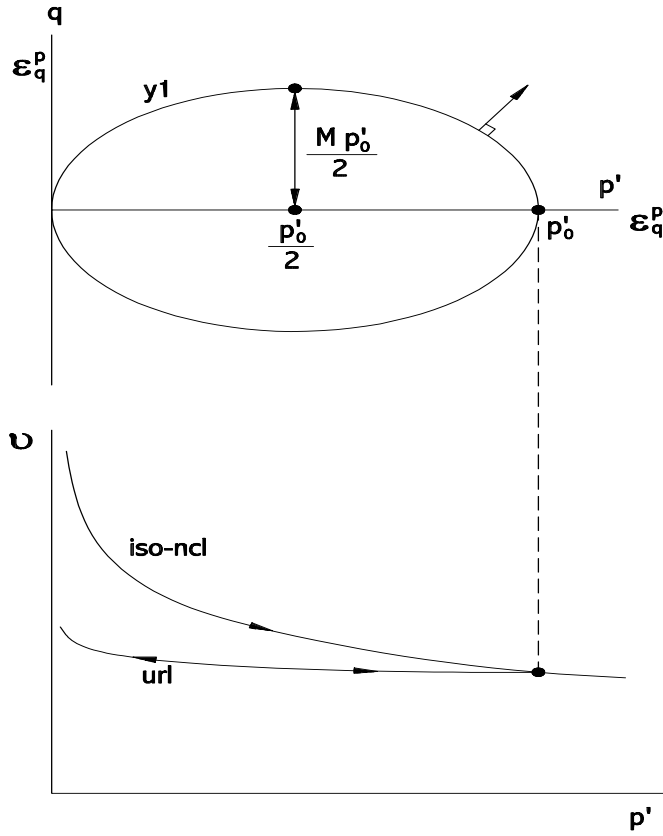


그림 2.5 $p' - q$ 면에서 수정 Cam-Clay 모델에 대한 타원형의 항복곡적

제 3 장 사례모델에 대한 수치해석

이 장에서는 본 연구에 사용된 유한요소해석 프로그램인 SAGE CRISP에 대해 간략히 기술하였다. 그리고 연약지반과 보강토옹벽의 거동을 SAGE CRISP로 해석 시 각 지반의 재료 및 보강재료에 적용된 해석모델과 입력값을 기술하였으며 대표적 유한요소 분할단면과 시공단계에 따른 해석 결과그래프 등을 기술하였다. 또한, 옹벽의 변위거동 개선효과를 위한 치환공법의 타당성 검토와 치환공법 적용 후 보강재의 수직간격에 따른 지반의 거동변화, 치환공법 적용 시 적정 치환폭과 깊이에 대한 기준치 제안을 검토하기 위해 유한요소해석에 적용된 단면에 대해 기술하였다.

3.1 수치해석의 적용

3.1.1 유한요소법의 기본개념

유한요소법의 기본개념은 해석대상 구조물을 절점(node)으로 연결된 특정형상의 요소(element)로 구분하여, 나누어진 요소의 변위는 요소에 정의된 특성성질의 기저함수(형상함수 또는 변위함수)를 통하여 절점변위로 표현된다. 이러한 유한요소해석은 지반공학에 있어서 그 재료의 다양한 성질이나 간극, 불연속성의 요인 등이 존재하여 유한요소해석을 실시하는데 많은 어려움이 있으나 흙이나 암석의 구성법칙과 항복조건 등을 이용하여 지반의 거동을 파악하고 있다.

3.1.2 수치해석 프로그램

유한요소법을 이용한 지반해석 프로그램인 SAGE CRISP는 한계상태 개념을

이용할 수 있도록 만들어졌으며 2차원, 3차원 평면변형률 조건과 축대칭 조건에 대해서 배수, 비배수, 압밀문제를 해석할 수 있다. 해석모델로는 탄성모델, 연직깊이 증가에 따라 선형적으로 강성을 증가시키는 선형탄성모델, Cam-Clay, Modified Cam-Clay, 그리고 Schofield 모델로 이루어져 있으며 압밀해석에 있어서는 Biot 압밀 이론을 채택하고 있다. 이 프로그램은 초기응력과 지반 경계조건, 간극수압 영향 등 연약지반 거동에 영향을 미치는 인자를 고려할 수 있으며 해석을 시행한 후 시간에 따른 지반의 거동과 간극수압의 변화 등을 분석할 수 있는 유한요소해석 프로그램이다. 표 3.1과 표 3.2는 SAGE CRISP의 주요기능과 해석 가능한 모델을 기술하였다.

표 3.1 SAGE CRISP의 주요기능

구 성	입력 및 해석
Pre Processor (입력단계)	MP작성- 초기응력조건, 변위경계조건, 배수경계조건 시공단계고려, 하중 등의 입력
	GP작성- Geometry 작성
Post Processor (해석단계)	응력 및 과잉간극수압의 분포, 시간-침하량곡선, 응력경로 등

표 3.2 SAGE CRISP의 해석모델 및 Element 종류

해석모델	Element
① Elastic	① Linear Strain Triangle
② Elastic(Linear variation with depth)	② Linear Strain Quadrilateral
③ Cam-Clay	③ Beam
④ Modified Cam-Clay	④ Bar
⑤ Elastic Perfectly plastic	⑤ Slip
⑥ Schofield	
⑦ Beam	
⑧ Bar	
⑨ Slip	

3.1.3 적용 모델

유한요소해석 프로그램인 SAGE CRISP를 이용한 연약지반의 거동을 해석하기 위해 연약지반의 경우 압밀을 고려한 수정 Cam-Clay 모델을 적용하였으며 성토재료, 강성기초, 뒤채움토, 치환토는 비압밀 조건의 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 또한, 보강토옹벽은 Beam 모델, 보강재는 Bar 모델을 적용하여 해석을 수행하였다. 다음 표 3.3은 SAGE CRISP 프로그램의 적용모델 및 재료종류를 기술하였다.

표 3.3 SAGE CRISP 프로그램의 적용모델

적용 모델	재료 종류
수정 Cam-Clay	연약지반(Clay)
Mohr-Coulomb	성토재료, 강성기초, 뒤채움토, 치환토
Beam	보강토옹벽
Bar	보강재

3.1.4 물성값 및 매개변수

(1) 연약지반 물성값

유한요소해석 프로그램 SAGE CRISP를 이용한 지반의 거동해석 시 적용된 연약지반의 물성값은 전라남도 순천~여수 도로개설 구간의 도로건설공사에서 얻어진 자료를 적용하였다.

표 3.4는 대상 연약지반의 두께 및 물성값을 나타낸 것이다. 대상 연약지반의 단위중량이 1.78t/m^3 , 압축지수 0.43, 팽창지수는 0.057이었으며 압밀해석 시 초기항복극적(p'_c)은 SAGE CRISP 프로그램 자체 내의 변환기능을 이용해 값을

산정하여 해석에 적용하였다.

표 3.4 연약지반 물성값

두께 (m)	단위중량 (γ_t)		점착력 (C_u)		초기 간극비 (e_0)	압밀계수 (C_v)	압축지수 (C_c)	팽창지수 (C_r)	초기항복극적 (p'_c)	
	t/m ³	kN/m ³	t/m ²	kN/m ²					t/m ²	kN/m ²
10	1.78	17.44	1.5	14.70	1.342	0.01065	0.43	0.057	10.5	102.9

(2) 모델별 입력 매개변수

표 3.5는 실험을 통해 얻은 지반의 물성값을 지반해석 프로그램인 SAGE CRISP에 입력하기 위해 산출되어진 입력 매개변수 값들을 정리하였다. 보강토 뒤채움토는 연약지반 상 성토재료와 동일한 물성값을 갖는 것으로 가정하여 해석 시 적용하였다. 보강토옹벽의 변위 개선효과를 위한 치환공법 적용 시 사용되는 치환토의 경우 E_0 는 300,000kPa, C 는 50kPa, \emptyset 가 30°인 양질의 토사로써 비압밀 조건으로 해석을 수행하였다. 또한, 해석의 간편함을 위해 Mohr-Coulomb 모델 모두 연약지반 깊이의 증가에 의한 탄성계수 증가(m_e)와 점착력의 증가(m_c)가 없이 동일한 것으로 가정하여 해석을 수행하였다.

표 3.5 Mohr-Coulomb 모델 입력 매개변수 값

지반변수 재료종류	E_0 (kPa)	ν	C (kPa)	\emptyset (°)	Y_0 (m)	γ (kN/m ³)	m_e (kPa)	m_c (kPa)
치 환 토	300,000	0.3	50	30	0	18.13	0	0
강성기초	300,000	0.3	50	30	0	18.13	0	0
성토재료	30,000	0.3	3	25	0	18.13	0	0
뒤채움토	30,000	0.3	3	25	0	18.13	0	0

다음 표 3.6은 수정 Cam-Clay, Bar, Beam 모델의 입력 매개변수 값을 나타낸 것이다. 연약지반의 경우 압밀을 고려한 수정 Cam-clay 모델을 적용하였으며 입력 매개변수 λ , k 값은 문헌연구에서 정리한 수정 Cam-clay 모델의 매개변수 산정식을 이용하여 산출하였다. 또한, 투수계수는 x, y방향 모두 8.535×10^{-8} m/sec 값을 적용하였다. 보강토옹벽은 탄성계수 2×10^7 kPa, 포아슨비 0.15, 단면적 0.2m^2 , 단면 2차모멘트 $6.67 \times 10^{-4} \text{m}^4$ 의 Beam 모델을 적용하였으며 보강토옹벽의 수평변위를 억제하기 위한 보강재는 탄성계수 1.5×10^6 kPa, 포아슨비 0.20, 단면적이 $7 \times 10^{-4} \text{m}^2$ 인 Bar 모델을 적용하여 해석을 수행하였다.

표 3.6 수정 Cam-Clay, Bar, Beam 모델의 입력 매개변수 값

변수기호	단위	Cam-Clay	변수기호	단위	Bar	Beam
k	-	0.025				
λ	-	0.187	E_0	kPa	1.5×10^6	2×10^7
ν	-	0.3	A	m^2	7×10^{-4}	0.2
G	kN/m ²	0	ν	-	0.5	0.15
M	-	1.3	I	m^4		6.67×10^{-4}
e_{cs}	-	1.006				
γ	kN/m ³	17.44				
k_x	m/sec	8.535×10^{-8}				
k_y	m/sec	8.535×10^{-8}				

3.2 수치해석단계 및 해석대상

3.2.1 해석 모델링

본 연구에서 유한요소법을 이용한 지반해석 프로그램인 SAGE CRISP를 이

용하여 지반의 거동해석을 수행한 단면을 나타내었다. 기초지반은 연약지반으로 되어 있고 일정영역을 치환한 후 그 위에 보강토옹벽과 성토가 이루어졌다. 해석에 적용된 유한요소는 토질의 경우 삼각형 요소(Triangle element)를 모두 적용하였고, 보강토옹벽과 보강재는 라인 요소(Line element)를 적용하였다. 보강재는 수직간격에 따른 지반의 거동변화 해석을 수행한 단면외의 경우 모두 보강재 수직간격 1m, 길이 5m로 옹벽높이와 무관하게 일정하게 시공을 하는 조건으로 해석을 수행하였다. 다음 그림 3.1은 본 연구에서 해석을 수행한 대표적인 지반구성과 유한요소망을 나타낸 것이다.

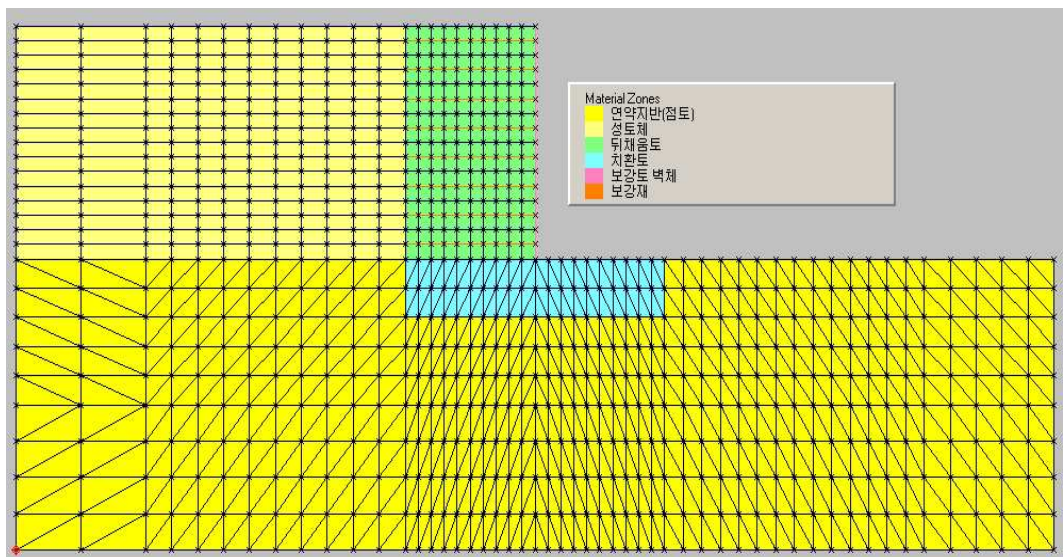


그림 3.1 지반구성 및 유한요소망

3.2.2 해석 조건

본 논문에서 해석 시 적용된 지반의 경계조건은 연약지반의 좌·우로는 x방향으로 변위가 제한되었고 연약지반 저면에서는 y방향으로의 수직변위가 제한된 조건을 적용하였다. 그리고 지하수위는 지표와 연약지반 저면에 위치해 있는

것으로 모델링 하였으며 또한, 연약지반에 대한 지하수위의 영향을 고려하기 위해 지표의 간극수압은 0으로 연약지반 저면 간극수압은 연약지반의 깊이에 따른 물의 영향을 고려하여 일정한 값 이상이면 배수가 허용되는 양면배수로 모델링하여 해석을 수행하였다.

다음 그림 3.2는 해석 시 적용된 지반경계조건과 지하수위조건을 나타낸 것이다.

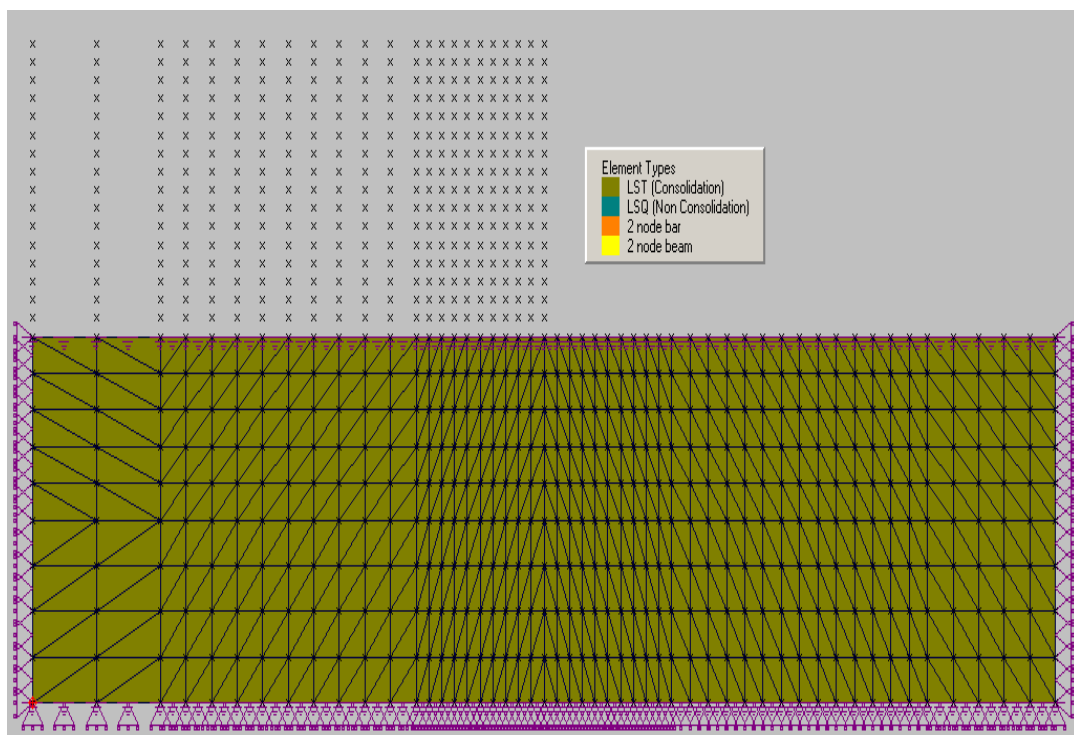


그림 3.2 지반경계조건 및 지하수위조건

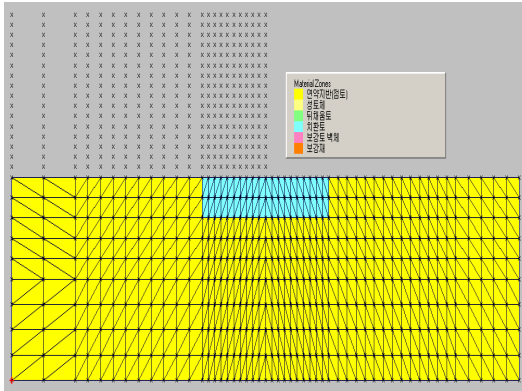
3.2.3 시공단계 및 시공순서

다음 표 3.7은 연약지반에 치환공법을 적용한 후 성토와 보강토옹벽이 시공 과정을 단계별로 모델링한 과정을 나타낸 것이다.

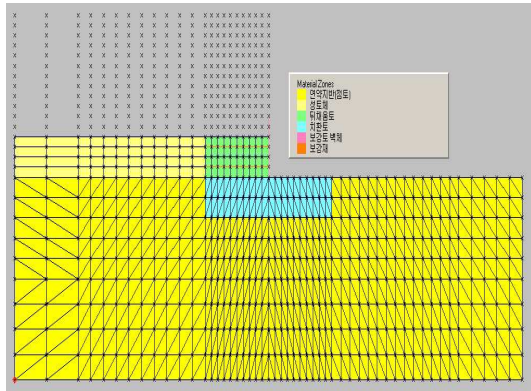
표 3.7 시공 단계

시공 단계	Increment	누계	Time(day)	누계
Water table	1	1	0.001	0.001
Wall 1 단계	1	2	0.001	0.002
Backfill 1 단계	10	12	5	5.002
Reinforce 1 단계	1	13	0.001	5.003
Backfill 2 단계	10	23	5	10.003
Wall 2 단계	1	24	0.001	10.004
Backfill 3 단계	10	34	5	15.004
Reinforce 2 단계	1	35	0.001	15.005
Backfill 4 단계	10	45	5	20.005
Consol 1 단계	20	65	100	120.005
Wall 3 단계	1	66	0.001	120.006
Backfill 5 단계	10	76	5	125.006
Reinforce 3 단계	1	77	0.001	125.007
Backfill 6 단계	10	87	5	130.007
Wall 4 단계	1	88	0.001	130.008
Backfill 7 단계	10	98	5	135.008
Reinforce 4 단계	1	99	0.001	135.009
Backfill 8 단계	10	109	5	140.009
Consol 2 단계	20	129	100	240.009
Wall 5 단계	1	130	0.001	240.010
Backfill 9 단계	10	140	5	245.010
Reinforce 5 단계	1	141	0.001	245.011
Backfill 10단계	10	151	5	250.011
Wall 6 단계	1	152	0.001	250.012
Backfill 11단계	10	162	5	255.012
Reinforce 6 단계	1	163	0.001	255.013
Backfill 12단계	10	173	5	260.013
Consol 3 단계	20	193	100	360.013
Wall 7 단계	1	194	0.001	360.014
Backfill 13단계	10	204	5	365.014
Reinforce 7 단계	1	205	0.001	365.015
Backfill 14단계	10	215	5	370.015
Wall 8 단계	1	216	0.001	370.016
Backfill 15단계	10	226	5	375.016
Reinforce 8 단계	1	227	0.001	375.017
Backfill 16단계	10	237	5	380.017
Consol 4 단계	20	257	500	880.017

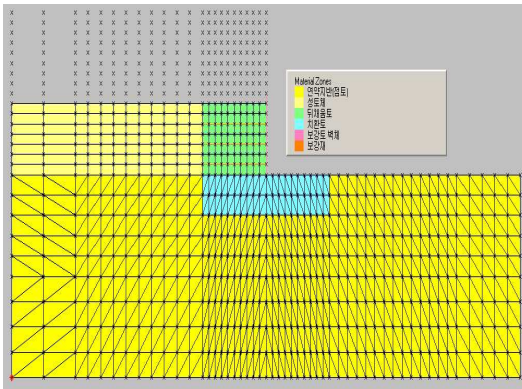
보강토옹벽 총 높이 8m중 2m시공 후 100일, 4m시공 후 100일, 6m시공 후 100일, 시공완료 후 500일의 압밀기간을 주어 압밀을 고려하였으며 해석단계로는 보강토옹벽 뒤채움과 성토를 동시에 시공하면서 해석중분을 10단계로 압밀 기간에 대해서는 20단계로 해석을 수행하였다.



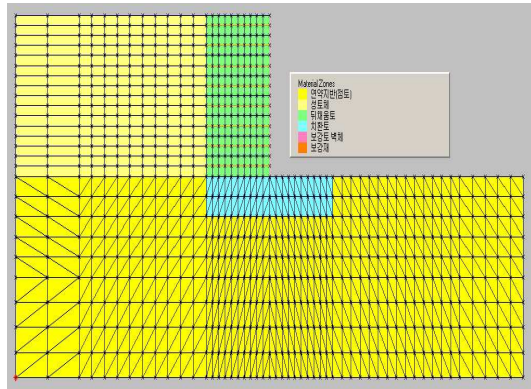
(a) 시공 전 자연지반 및 치환



(b) 보강토옹벽 전면판 시공



(c) 성토, 뒤채움, 보강재 시공



(d) 보강토옹벽 시공완료

그림 3.3 보강토옹벽 모델링 과정

위의 그림 3.3은 표 3.7을 프로그램에서 모델링한 과정을 나타낸 것이다. 먼저 연약지반 상에 벽체를 설치한 후 성토를 하고 다음으로 지반의 변위거동을 억제하기 위한 보강재를 5m길이로 시공하는 모델링 과정을 보여주고 있다.

3.2.4 임의의 단계에서 해석결과

본 연구에서 유한요소법을 이용한 수치해석을 수행한 후 임의의 단계에서 해석된 결과들 중 대표적인 단면과 결과그래프를 나타내었다.

(1) 전단면의 변위벡터

다음 그림 3.4는 유한요소해석 프로그램 SAGE CRISP로 연약지반 상 시공된 성토와 보강토옹벽을 모델링한 후 연약지반 전체의 거동을 보여주는 해석단면을 나타낸 것이다.

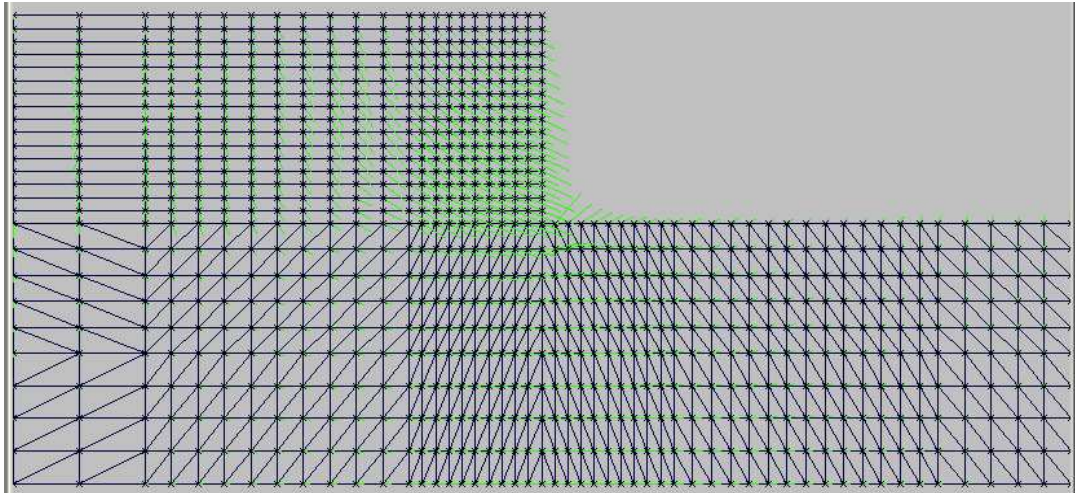


그림 3.4 임의의 단계에서 해석된 전단면의 변위벡터

(2) 옹벽 상·하단 절점 수평변위의 변화

다음 그림 3.5는 보강토옹벽 시공 시 임의의 단계에서 상·하단의 수평변위 변화양상을 나타낸 것이다.

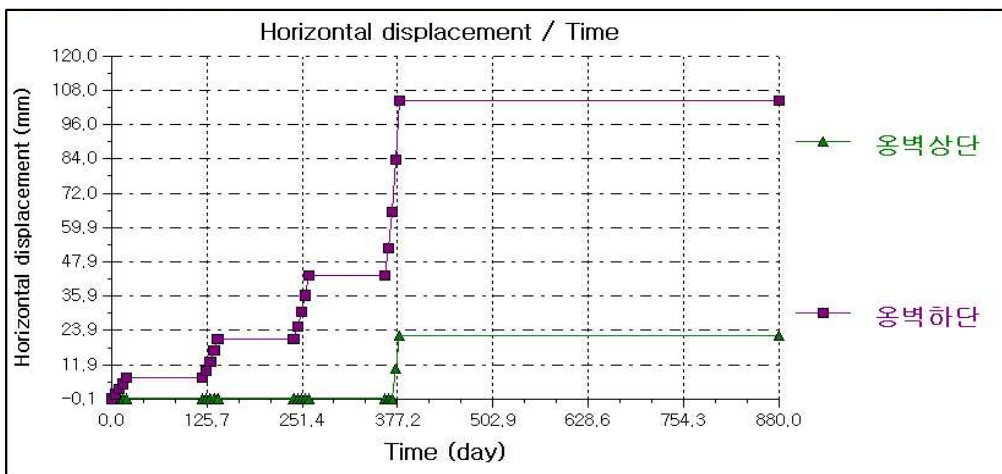


그림 3.5 옹벽 시공기간 중 상·하단 절점 수평변위의 변화

위의 그래프를 보면 총 4번의 압밀 기간을 주었으며 마지막 압밀이 지난 후 일정한 값에 수렴하는 양상을 보인다. 변위의 크기를 보면 동일 기간에서 옹벽 상단에 비해 하단에서 변위가 크게 발생하여 하단 수평변위가 보강토옹벽의 안정에 크게 영향을 미칠 것으로 보인다.

(3) 옹벽배면의 수직변위의 변화

그림 3.6은 옹벽배면의 한 절점에서 시간경과에 따른 수직변위의 변화양상을 그래프로 나타낸 것이다. 4회의 압밀기간을 포함한 총 880일의 시공기간 중 마지막 압밀이 이루어지기 전에 대부분의 수직침하가 발생하였음을 알 수 있고 이후 약간의 수직변위가 더 발생한 후 일정한 값으로 수렴하는 양상을 보인다.

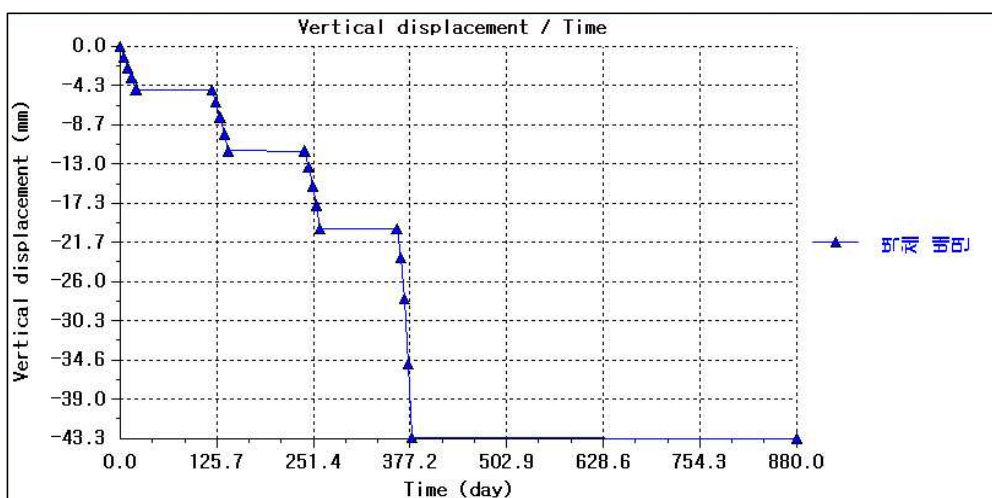


그림 3.6 시공기간 중 옹벽 배면에서의 수직변위의 변화

(4) 간극수압 분포도

그림 3.7은 연약지반의 깊이에 따른 물의 영향을 고려하여 일정한 값 이상이면 배수가 허용되는 양면배수로 모델링하여 해석한 후 간극수압의 분포형태를 나타낸 것이다. 전단변형률은 보강토옹벽의 하단 배면부분과 치환영역의 하부

에서 전단변형률 값이 크게 나타났으며 하지만 지반내의 전단변형률은 지반과
 껍에 대해 영향을 주지 않기 때문에 본 논문에서 보강토옹벽의 안정성 판단기
 준인 전단변형률 값은 보강토옹벽 앞 지표에서 최대값과 허용기준치와 비교하
 여 개선효과를 검토하였다.

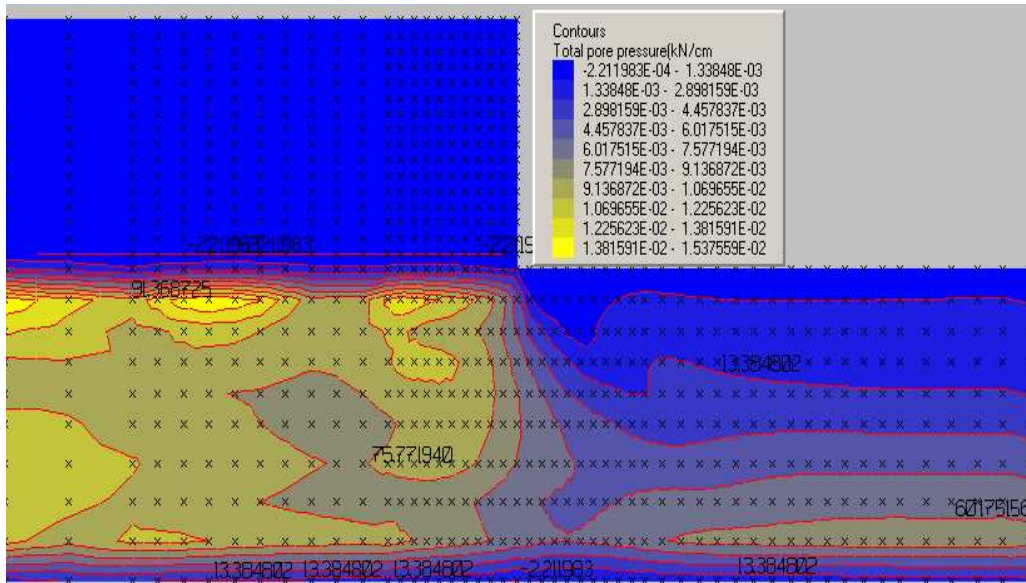


그림 3.7 간극수압 분포도

3.3 시공조건 변화에 대한 해석

본 논문에서는 유한요소법을 이용한 수치해석 프로그램인 SAGE CRISP를 이
 용하여 치환공법의 타당성 검토, 치환공법 적용 후 보강재의 수직간격에 따른
 옹벽의 거동비교, 치환공법 적용 시 적정 치환폭과 깊이의 기준치를 제안하기
 위해 다음과 같이 단면을 가정하여 해석을 수행하였다.

3.3.1 치환공법 타당성 검토단면

본 연구에서 치환공법의 타당성을 검토하기 위해 다음 표 3.8과 같이 기초지

반이 연약지반과 강성기초인 경우와 치환폭 8.0m, 치환깊이 4.0m의 치환공법을 적용하였을 때의 보강토옹벽 거동을 비교하였다.

표 3.8 치환공법의 타당성 검토단면

지반조건	치환폭 (m)	치환깊이 (m)	옹벽높이 (m)	시공기간 (day)	배수조건
연약지반	-	-	2, 4, 6, 8	880	양면
강성기초	-	-	2, 4, 6, 8	880	양면
치환공법 적용	8.0	4.0	2, 4, 6, 8	880	양면

3.3.2 보강재 수직설치간격에 따른 거동 비교

보강재의 수직간격에 따른 보강토옹벽의 수평·수직변위 비교를 위해 표 3.9와 같이 치환폭을 8m로 동일하게 적용하고 보강재의 간격을 0.5m와 1.0m, 무설치 상태로 모델링하여 해석을 수행하였으며 또한, 옹벽의 변위비교를 위해 각각의 옹벽높이에 대해 치환깊이를 0.0~4.0m까지 변화를 주면서 해석을 수행하였다.

표 3.9 보강재의 수직간격에 따른 옹벽거동 비교 해석단면

옹벽높이 (m)	치환폭 (m)	치환깊이 (m)	보강재 수직간격(m)	시공기간 (day)	배수조건
2, 4, 6, 8	8m	0.0/0.5/1.0/1.5/ 2.0/2.5/3.0/4.0	0.5	880	양면
			1.0	880	
			무설치	880	

3.3.3 치환폭에 대한 해석조건

표 3.10은 치환폭에 따른 보강토옹벽 거동에 미치는 영향을 검토하기 위해서 해석을 수행한 대상단면의 조건을 나타낸 것이다.

표 3.10 치환폭에 따른 해석단면

옹벽높이 (m)	연약층의 두께(m)	치환깊이 (m)	치환폭(m)	시공기간 (day)	해석결과
2	10	2.0	2/3/4/5/6	120	상·하단 수평변위 뒤채움 저면 수직변위 전면 지표 전단변형률
4	10	2.0	4/6/8/10/12	240	
6	10	2.0	6/9/12/15/18	360	
8	10	2.0	8/12/16/20/24	880	

치환폭에 의한 보강토옹벽 거동의 영향을 보기 위해 치환깊이를 1.5m로 일정하게 적용하고 보강토옹벽 높이 2m, 4m, 6m, 8m에서 각각 치환폭을 증가시키며 해석을 수행하였다. 해석을 실시한 연약지반은 두께가 10m이고, 양면배수를 허용하는 단면으로 가정하였다. 보강토옹벽의 상·하단에서의 수평변위, 뒤채움 저면에서의 수직변위, 보강토 앞 지표에서의 전단변형률을 비교하여 치환폭의 변화가 보강토옹벽 거동에 미치는 영향을 검토하였다.

3.3.4 치환깊이에 대한 해석조건

표 3.11은 치환공법 적용 시 치환깊이가 보강토옹벽의 거동개선과 적정 치환깊이의 기준치를 제안하고 해석을 수행한 단면의 조건을 나타낸 것이다. 치환

공법 적용 시 치환깊이에 의한 보강토옹벽 거동변화를 보기 위해 보강토옹벽 높이가 2m, 4m, 6m, 8m에 대한 치환폭은 8m로 일정하게 유지하면서 치환깊이를 옹벽 높이의 0.25~1.0배까지 변화를 주면서 해석을 하였다. 연약층 두께는 10m 이고 보강토옹벽 높이마다 압밀기간을 고려하여 압밀을 고려한 해석을 실시하였다. 하중증가와 압밀기간에 따른 보강토옹벽의 거동을 비교하기 위해 보강토 옹벽의 상단과 하단에서 수평변위와 뒤채움 저면에서 수직변위를 측정하였으며 옹벽전면 지표에서 최대 전단변형률을 비교·분석하였다.

표 3.11 치환깊이에 따른 해석단면

옹벽높이 (m)	연약층의 두께(m)	치 환 폭 (m)	치 환 깊 이 (m)	시 공 기 간 (day)	해석결과
2	10	8	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	120	상·하단 수평변위 뒤채움 저면 수직변위 전면 지표 전단변형률
4	10	8	1, 2, 3, 4	240	
6	10	8	1.5, 3.0, 4.5, 6.0	360	
8	10	8	2, 4, 6, 8	880	

제 4 장 결과분석 및 고찰

본 연구에서 가정된 해석단면에 대해 압밀을 고려한 유한요소해석을 수행하여 지반거동을 해석하였다. 이 해석결과를 분석하여 보강재 수직간격이 일정할 경우 치환공법이 보강토옹벽 거동에 개선효과가 있는지 검토해 보고, 보강토옹벽 배면의 보강재 수직간격에 대한 지반의 거동을 비교·분석하였다. 또한, 치환공법 적용 시 치환폭과 깊이를 일정하게 가정하여 해석을 수행한 후 보강토옹벽의 변위와 전단변형률 거동을 토대로 보강토옹벽의 변위를 개선하기 위한 적정 치환폭과 깊이의 기준치를 제안하였다.

4.1 치환공법의 타당성 검토

연약지반 상 보강토옹벽의 변위거동에 있어서 치환공법의 타당성을 검토하기 위해 기초지반이 연약지반, 강성기초, 기초지반의 일정영역을 치환한 경우에 대해 SAGE CRISP 프로그램을 통하여 유한요소해석을 수행한 후 비교·분석하였다.

4.1.1 보강토옹벽 시공 시 거동 비교

연약지반 상에 보강토옹벽 시공 시 높이(H)에 대해 해석한 절점변위와 전단 변형률을 지반이 강성기초인 경우, 치환공법(치환폭 : 8m, 치환깊이 : 4m)을 적용한 경우와 비교하여 다음 표 4.1과 같이 기술하였다. 또한, 연약지반 상 시공된 보강토옹벽의 상·하단 수평변위와 배면의 수직변위를 옹벽높이(H)에 대한 비율로 나타내어 한국시설안전공단의 관리기준치와 비교·분석하였다.

표 4.1 연약지반, 강성기초, 기초치환 후 옹벽 시공 시 거동 해석결과

옹벽 높이 (m)	지반 종류	수직변위		상단 수평변위		하단 수평변위		전단변형률 (%)
		cm	$(\Delta h_v/H) \times 100$ (%)	cm	$(\Delta h_h/H) \times 100$ (%)	cm	$(\Delta h_b/H) \times 100$ (%)	
기준	-	-	3.0	-	2.0	-	2.0	5.0
2	연약	15.80	7.90	5.40	2.70	14.50	7.25	9.80
	강성	0.18	0.09	0.21	0.11	0.39	0.20	0.15
	치환	4.21	2.11	2.40	1.20	6.99	3.50	2.75
4	연약	25.40	6.35	5.80	1.45	22.50	5.63	11.10
	강성	1.40	0.35	1.80	0.45	1.20	0.30	1.10
	치환	6.59	1.65	3.80	0.95	8.22	2.06	3.87
6	연약	29.80	4.97	8.40	1.40	30.40	5.07	12.30
	강성	1.60	0.27	2.30	0.38	1.80	0.30	1.50
	치환	8.35	1.39	5.40	0.90	10.85	1.81	4.78
8	연약	35.70	4.46	10.80	1.35	38.60	4.83	13.60
	강성	2.00	0.25	2.90	0.36	2.10	0.26	1.80
	치환	9.31	1.16	7.80	0.98	12.45	1.56	5.03

해석결과를 바탕으로 비교·분석한 결과 강성기초인 경우를 제외한 연약지반 상과 치환공법을 적용한 경우 옹벽높이에 대한 상·하단 수평변위와 배면의 수직변위의 비율이 옹벽높이가 증가할수록 감소하는 경향을 보이는데 이는 압밀기간이 변위에 영향을 주는 것으로 보인다. 보강토옹벽 상단수평변위 비율의 경우 연약지반 상 옹벽높이 2m를 제외한 나머지 경우 관리기준치 2.0%보다 작

게 나타나 보강토옹벽의 안정에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 이와 반면 하단 수평변위와 수직변위의 비율, 전단변형률은 연약지반 상에서 모두 기준 값을 초과하여 보강토옹벽의 안정에 대한 대책공법이 필요한 것으로 나타났으며 강성기초와 치환공법을 적용한 경우는 대부분 기준 값보다 작거나 비슷하게 나타나 강성기초설치나 치환공법을 적용할 경우 보강토옹벽의 안정에 더욱 효과가 있음을 나타내고 있다.

4.1.2 옹벽의 변위거동 및 전단변형률 거동 비교

그림 4.1~4.4는 기초지반이 연약지반과 강성기초인 경우와 연약지반의 일부를 치환(치환폭 : 8m, 치환깊이 : 4m)후 성토와 보강토옹벽을 시공하였을 때 옹벽의 상·하단의 수평변위의 비율, 옹벽배면의 수직변위의 비율, 옹벽 전면 지표의 전단변형률을 비교한 값을 나타낸 그림이다.

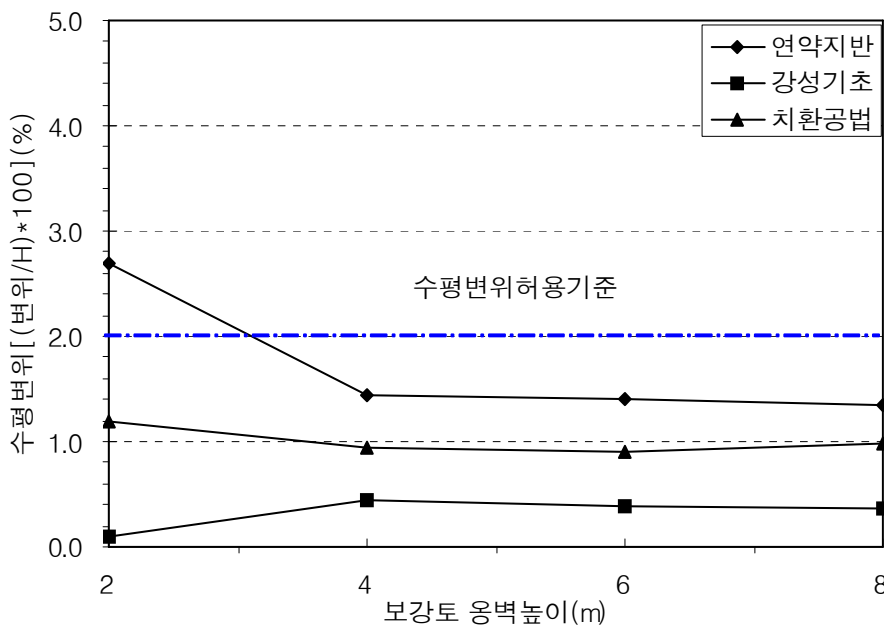


그림 4.1 보강토옹벽 상단의 수평변위의 비율

위의 그림 4.1에서 나타난 바와 같이 보강토옹벽 하단 수평변위 비율의 경우 연약지반 상 옹벽높이 2m의 경우 2.7%로 관리기준치 2.0%를 초과하였으나 강성기초 설치 시 0.11~0.45%, 치환공법 적용 시 0.90~1.20%로 관리기준치 이하로 나타나 보강토옹벽의 안정성에 크게 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

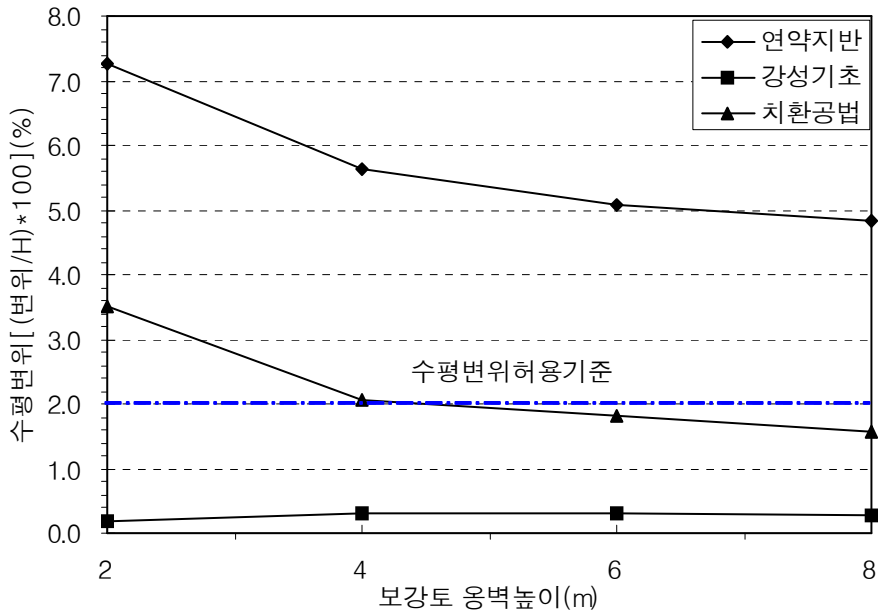


그림 4.2 보강토옹벽 하단의 수평변위의 비율

그림 4.2에 나타난 바와 같이 보강토옹벽 하단 수평변위의 비율은 연약지반 상에 시공된 경우 4.83~7.25%로 관리기준치 2.0%를 크게 상회하는 것으로 나타났다으나 강성기초 설치시는 0.20~0.30%로 관리기준치 내의 값을 나타내었다. 치환공법을 적용한 경우 옹벽높이 2~4m일 때 2.06~3.50%, 6~8m일 때 1.56~1.81%로 나타나 옹벽높이가 낮은 경우 관리기준치를 약간 상회하였으나 나머지의 경우 관리기준치 2.0%미만의 값으로 나타났다. 이는 전반적으로 연약지반 상에 시공된 경우와 비교하여 상당한 옹벽하단의 변위개선으로 나타나 치환공법이 보강토옹벽의 하단 수평변위 개선에 효과가 있음을 보여주고 있다.

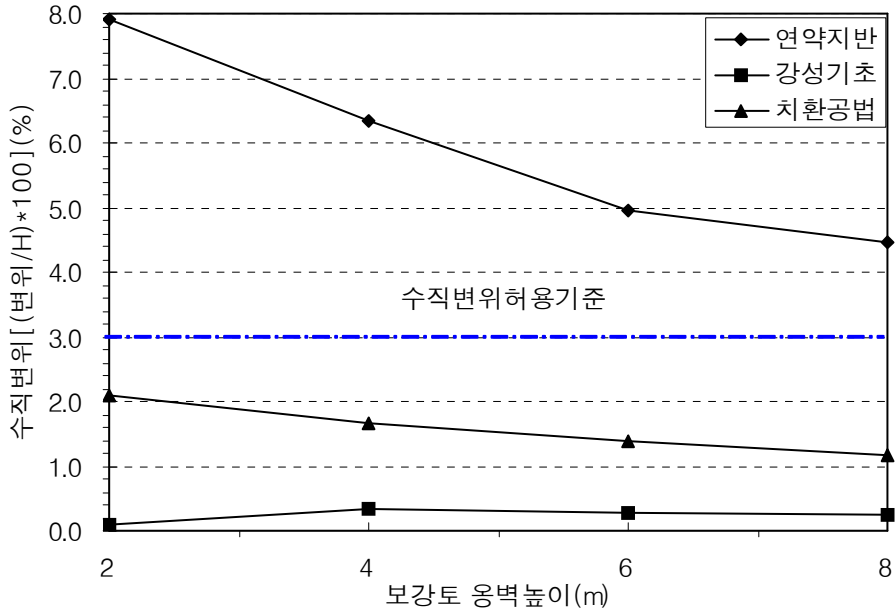


그림 4.3 보강토옹벽 배면의 수직변위의 비율

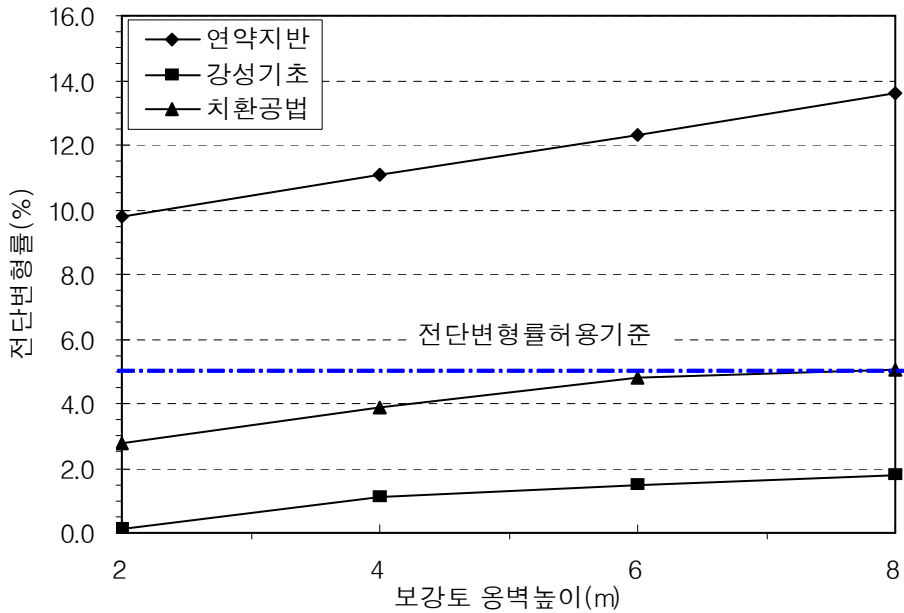


그림 4.4 보강토옹벽 전면 지표의 전단변형률

위의 그림 4.3에서 나타난 바와 같이 보강토옹벽 배면 수직변위의 비율은 연약지반 상에 시공된 경우 4.46~7.90%로 관리기준치 3.0%를 크게 상회하는 것으로 나타났으나 강성기초 설치시는 0.09~0.35%로 관리기준치 내의 값을 나타내었다. 치환공법을 적용한 경우 옹벽높이에 관계없이 1.16~2.11%로 나타나 관리기준치 3.0%미만의 값으로 나타났다. 이는 전반적으로 연약지반 상에 시공된 경우와 비교하여 상당한 옹벽배면의 수직변위 개선으로 나타나 치환공법이 보강토옹벽의 배면 수직변위 개선에 효과가 있음을 보여주고 있다.

그림 4.4에서 나타난 바와 같이 보강토옹벽 전면지표의 전단변형률은 연약지반 상에 시공된 경우 9.80~13.60%로 관리기준치 5.0%를 크게 상회하는 것으로 나타났으나 강성기초 설치시는 0.15~1.80%로 관리기준치 내의 값을 나타내었다. 치환공법을 적용한 경우는 옹벽높이 2~6m일 때 2.75~4.78%, 8m일 때 5.03%로 나타나 옹벽높이가 8m의 경우 관리기준치를 약간 상회하였으나 나머지의 경우 관리기준치 5.0%미만의 값으로 나타났다. 이는 전반적으로 연약지반 상에 시공된 경우와 비교하여 상당한 옹벽 전면지표의 전단변형률 개선으로 나타나 치환공법이 보강토옹벽의 전면지표 전단변형률 개선에 효과가 있음을 보여주고 있다.

4.2 보강재 수직간격에 따른 옹벽의 거동 비교

연약지반을 일정영역 치환공법(치환폭 : 8m)을 적용 후 보강재를 설치하지 않았을 경우와 보강재의 수직간격을 0.5m와 1.0m로 시공했을 때 SAGE CRISP 프로그램을 통한 유한요소해석을 수행하였다. 해석결과를 바탕으로 각각의 시공된 옹벽높이에 따라 수평 및 수직 변위거동에 대해 비교·분석하여 보강재가 옹벽 변위거동에 미치는 영향을 검토하였다. 다음 그림 4.5~4.8은 옹벽의 높이에 따른 해석의 결과 값을 나타낸 것이다.

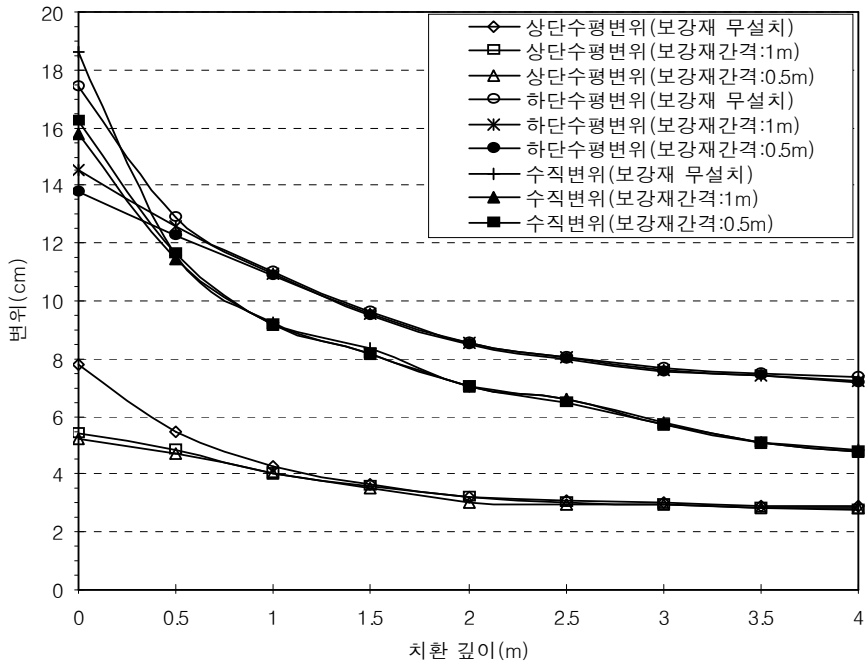


그림 4.5 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=2m)

그림 4.5에서 나타난 바와 같이 옹벽높이 2m시공 시 치환깊이에 따라 보강토 옹벽 상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 7.80cm에서 2.87cm, 수직설치간격 1m시 5.40cm에서 2.78cm, 수직설치간격 0.5m시 5.20cm에서 2.08cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하단의 수평변위는 보강재 무설치 시 17.40cm에서 7.33cm, 수직설치간격 1m시 14.50cm에서 7.21cm, 수직설치간격 0.5m시 13.78cm에서 7.19cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한 옹벽배면의 수직변위는 보강재 무설치 시 18.60cm에서 4.83cm, 수직설치간격 1m시 15.80cm에서 4.81cm, 수직설치간격 0.5m시 16.25cm에서 4.78cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 위의 결과에서와 같이 보강토옹벽 상·하단 수평변위 및 수직변위는 보강재 수직간격에 관계없이 치환깊이에 따라 감소하는 경향으로 나타났으며 보강재의 수직설치간격이 좁을수록 변위가 감소하였지만 감소량은 아주 작은 것으로 나타내고 있다.

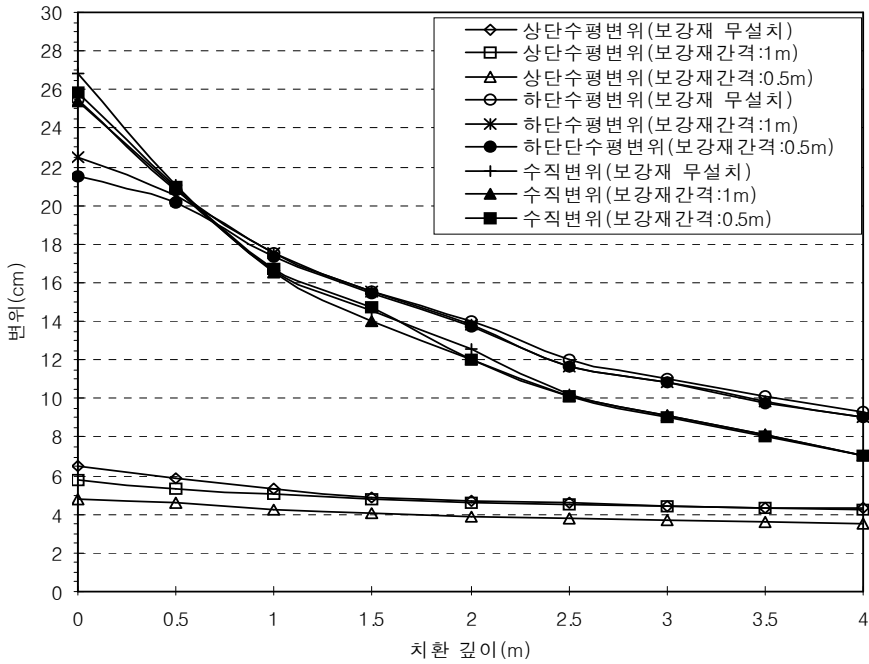


그림 4.6 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=4m)

그림 4.6에서 나타난 바와 같이 옹벽높이 4m시공 시 치환깊이에 따라 보강토 옹벽상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 6.55cm에서 4.32cm, 수직설치간격 1m시 5.80cm에서 4.24cm, 수직설치간격 0.5m시 4.75cm에서 3.55cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하단의 수평변위는 보강재 무설치 시 25.50cm에서 9.35cm, 수직설치간격 1m시 22.50cm에서 9.03cm, 수직설치간격 0.5m시 21.50cm에서 9.02cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한 옹벽배면의 수직변위는 보강재 무설치 시 26.84cm에서 7.05cm, 수직설치간격 1m시 25.40cm에서 7.08cm, 수직설치간격 0.5m시 25.85cm에서 7.05cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 위의 결과에서와 같이 보강토옹벽 상·하단 수평변위 및 수직변위는 보강재 수직간격에 관계없이 치환깊이에 따라 감소하는 경향으로 나타났으며 보강재의 수직설치간격이 좁을수록 변위가 감소하였지만 감소량은 아주 작은 것으로 나타내고 있다.

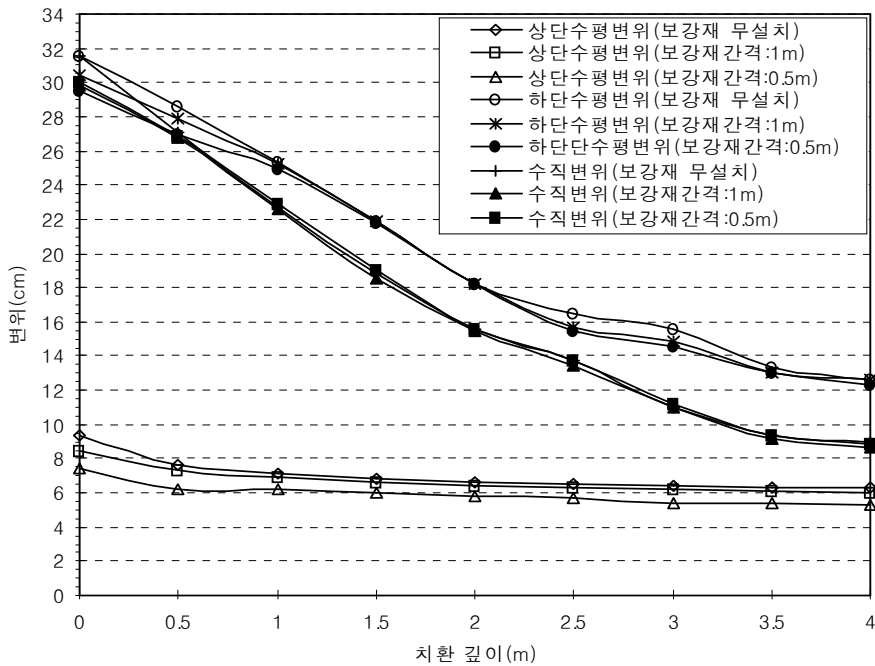


그림 4.7 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=6m)

그림 4.7에서 나타난 바와 같이 옹벽높이 6m시공 시 치환깊이에 따라 보강토 옹벽상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 9.40cm에서 6.28cm, 수직설치간격 1m시 8.40cm에서 6.01cm, 수직설치간격 0.5m시 7.41cm에서 5.30cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하단의 수평변위는 보강재 무설치 시 31.56cm에서 12.61cm, 수직설치간격 1m시 30.40cm에서 12.58cm, 수직설치간격 0.5m시 29.54cm에서 12.34cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한 옹벽배면의 수직 변위는 보강재 무설치 시 31.51cm에서 8.99cm, 수직설치간격 1m시 29.80cm에서 8.65cm, 수직설치간격 0.5m시 30.05cm에서 8.88cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 위의 결과에서와 같이 보강토옹벽 상·하단 수평변위 및 수직변위는 보강재 수직간격에 관계없이 치환깊이에 따라 감소하는 경향으로 나타났으며 보강재의 수직설치간격이 좁을수록 변위가 감소하였지만 감소량은 아주 작은 것으로 나타내고 있다.

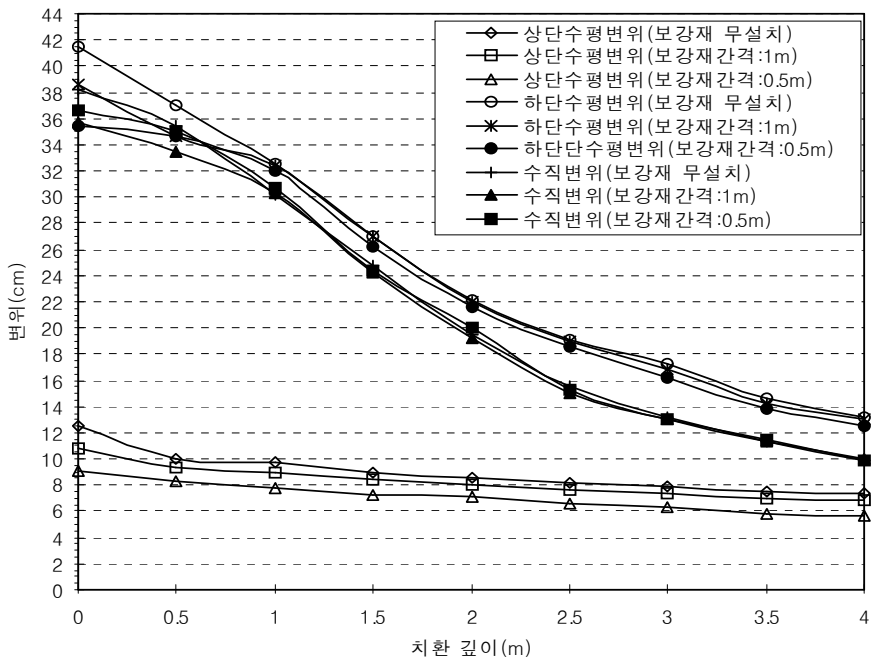


그림 4.8 보강재의 설치에 따른 옹벽의 변위량 비교(H=8m)

그림 4.8에서 나타난 바와 같이 옹벽높이 8m시공 시 치환깊이에 따라 보강토 옹벽상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 12.54cm에서 7.35cm, 수직설치간격 1m시 10.80cm에서 6.85cm, 수직설치간격 0.5m시 9.10cm에서 5.60cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하단의 수평변위는 보강재 무설치 시 41.52cm에서 13.11cm, 수직설치간격 1m시 38.60cm에서 13.04cm, 수직설치간격 0.5m시 35.45cm에서 12.56cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한 옹벽배면의 수직 변위는 보강재 무설치 시 38.24cm에서 9.92cm, 수직설치간격 1m시 35.70cm에서 9.95cm, 수직설치간격 0.5m시 36.58cm에서 9.90cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 위의 결과에서와 같이 보강토옹벽 상·하단 수평변위 및 수직변위는 보강재 수직간격에 관계없이 치환깊이에 따라 감소하는 경향으로 나타났으며 보강재의 수직설치간격이 좁을수록 변위가 감소하였지만 감소량은 아주 작은 것으로 나타내고 있다.

위의 그림 4.5~4.8의 분석결과에서와 같이 보강재의 수직간격에 따른 옹벽의 변위거동을 보면 옹벽하단의 수평변위와 옹벽배면의 수직변위는 보강재의 수직간격이 좁을수록 경우 변위가 감소하는 경향을 보였지만 감소량은 아주 작은 것으로 해석되었다. 이와 반면에 옹벽상단 수평변위는 보강재의 수직간격이 좁아짐에 따라 변위 개선효과가 크게 나타났으며 옹벽 시공높이가 증가할수록 개선효과는 더욱 크게 나타남을 확인할 수 있었다.

4.3 치환폭이 변위거동에 미치는 영향

치환공법이 연약지반 상 시공된 보강토옹벽의 거동 개선에 효과가 있음을 4.1절에서 확인하였다. 여기서는 치환공법 적용 시 치환깊이를 고정하고 치환폭을 변화시킴으로써 치환폭이 보강토옹벽 거동 개선에 어떠한 영향을 미치는지 검토하고 적정 치환폭의 기준치를 검토하였다.

4.3.1 옹벽 상·하단의 수평변위 거동해석

그림 4.9~4.10은 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)에 따라 해석된 수평변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_h/H$)로 나타낸 것이다. 이 그림에서 등고선은 수평변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_h/H$)의 값이 같은 점들을 연결한 선을 나타낸 것이다.

보강토옹벽 높이에 대한 상·하단의 수평변위 비($\Delta h_h/H$)를 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)에 대한 그래프로 나타내면 대체로 수직형태의 경향을 보인다. 이는 옹벽높이에 대한 상·하단 수평변위의 비($\Delta h_h/H$)가 동일 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에서 수평변위의 개선을 위해 치환폭을 증가시켜도 유사한 값을 유지하는 것을 볼 수 있으므로 치환폭의 증가로 인한 수평변위의 개선은 크지 않음을 알 수 있다.

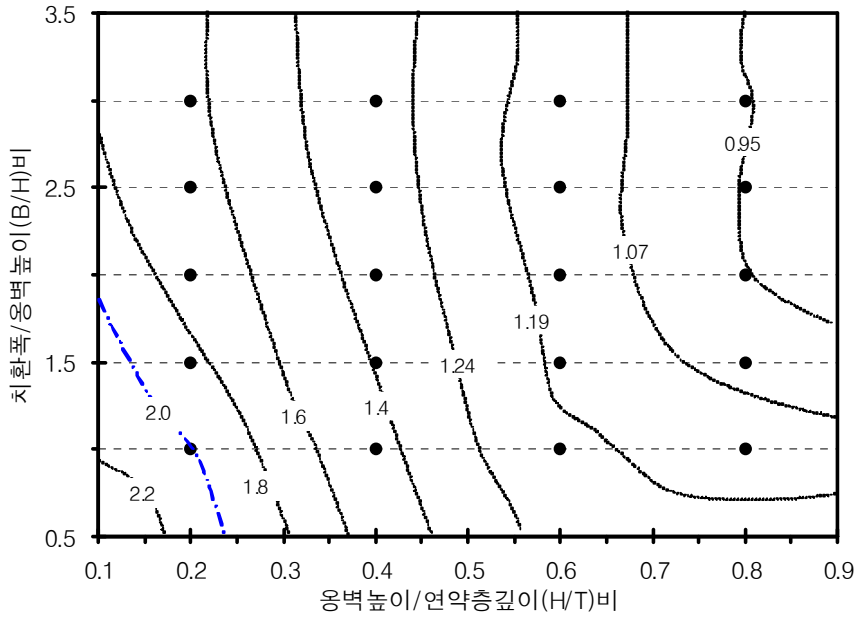


그림 4.9 응벽높이에 대한 상단 수평변위의 비율

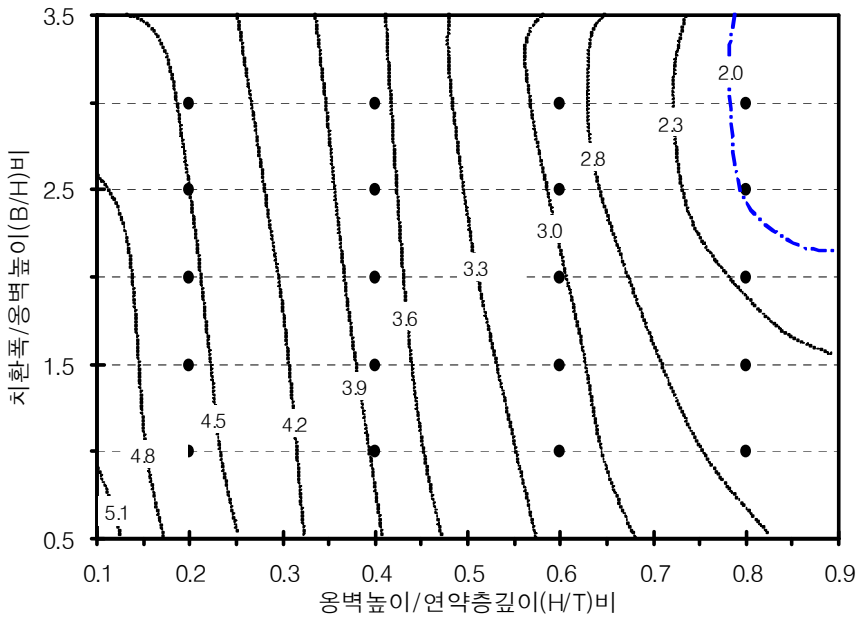


그림 4.10 응벽높이에 대한 하단 수평변위의 비율

4.3.2 수직변위 및 전단변형률 거동 해석

그림 4.11~4.12는 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)에 따라 해석된 수직변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)와 전단변형률을 나타낸 것이다. 이 그림에서 등고선은 수직변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)의 값과 전단변형률이 같은 점들을 연결한 선을 나타낸 것이다.

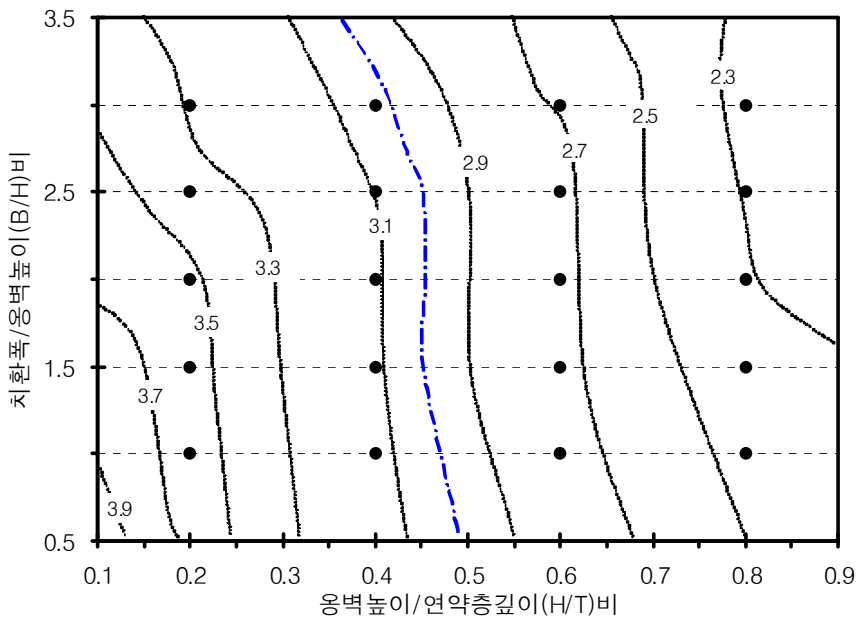


그림 4.11 옹벽높이에 대한 수직변위의 비율

보강토옹벽 배면의 임의 절점의 수직변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)로 나타낸 그림 4.11을 보면 앞의 해석한 옹벽 상·하단 수평변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_h/H$)로 나타낸 그래프와 유사하다. 수직변위의 경우도 동일 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에 대해 수직변위를 개선하기 위해 치환폭을 옹벽높이의 3배까지 증가시켜도 수직변위의 비율은 유사한 값을 나타낸다. 이는 옹벽 상·하단 수평변위와 마찬가지로 치환폭의 증가로 인한 수직변위의 개선효과는 크지 않음을 알 수 있다.

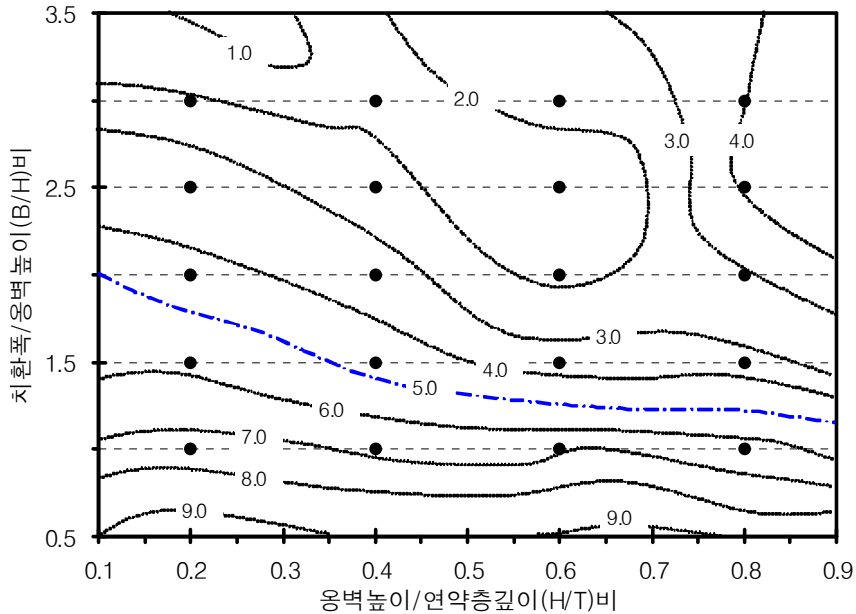


그림 4.12 전단변형률

전단변형률에 대한 해석결과를 나타낸 그림 4.12를 보면 그래프가 거의 수평에 가까운 경향을 나타내고 있다. 이 그림에서 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.2~0.8의 범위에 대해 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.20~1.80이상 값을 유지하면 전단변형률에 대해 안정한 것으로 해석되었다. 세분하면 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.2~0.4의 경우 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.40~1.80, 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.4~0.8의 경우 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.20~1.40이상 값을 유지하면 안정한 것으로 나타났다. 이 결과에서와 같이 전단변형률에 대한 안정을 증대시키기 위해서는 치환폭을 증가시킬 경우 전단변형률은 개선되지만 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.20~1.80이상을 유지하면 안정하기 때문에 폭의 증가는 불필요함을 알 수 있다.

4.4 치환깊이가 변위거동에 미치는 영향

치환공법 적용 시 치환폭을 8m로 일정하게 한 후 치환깊이를 변화시킴으로써 치환깊이가 보강토옹벽 거동 개선에 어떠한 영향을 미치는지 검토하고 이를 바탕으로 적정 치환깊이의 기준치를 제안하고자 한다.

4.4.1 옹벽 상·하단의 수평변위 거동해석

그림 4.13~4.14는 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)에 따라 해석된 수평변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_h/H$)로 나타낸 것이다. 이 그림에서 등고선은 수평변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_h/H$)의 값이 같은 점들을 연결한 선을 나타낸 것이다.

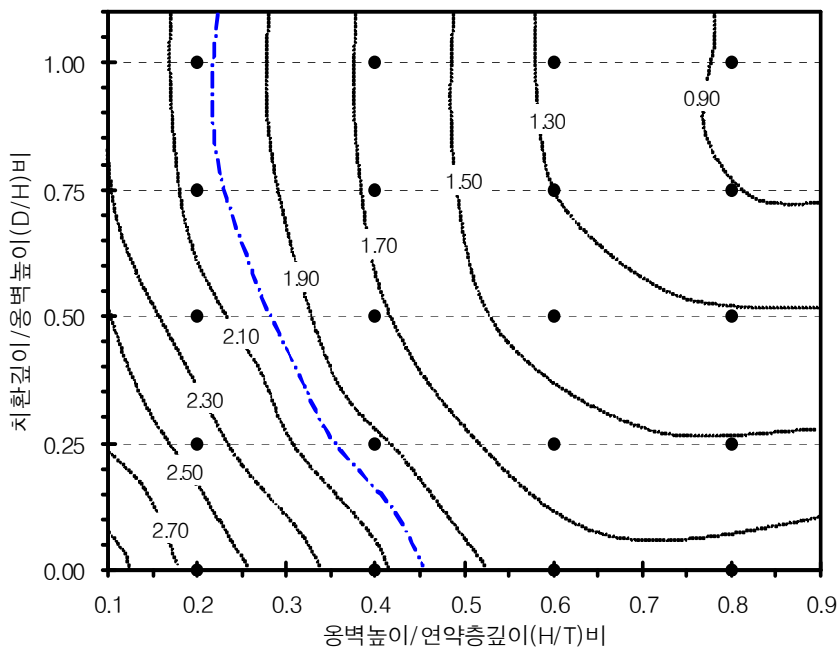


그림 4.13 옹벽높이에 대한 상단 수평변위의 비율

보강토옹벽 상단 수평변위의 해석결과를 나타낸 그림 4.13을 분석하면 보강토 옹벽높이에 대한 상단수평변위 비($\Delta h_h/H$)의 경우 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.25이하일 때는 불안정한 것으로 나타났으며 0.46이상일 때는 기준값 2%보다 작아 안정한 것으로 나타났다. 단, 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.25~0.45일 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 0~0.65보다 커야 될 것으로 나타났다.

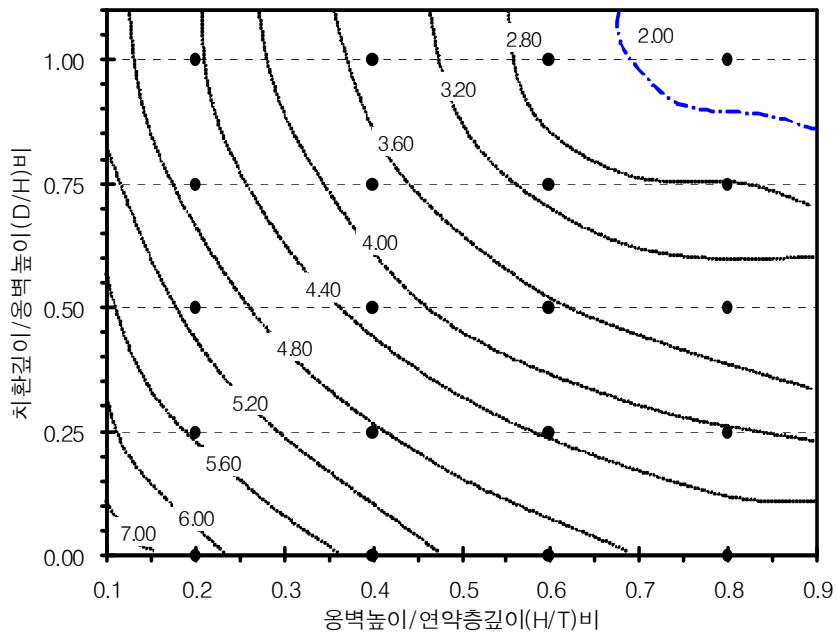


그림 4.14 옹벽높이에 대한 하단 수평변위의 비율

보강토옹벽 하단 수평변위의 해석결과를 나타낸 그림 4.14를 보면 보강토 옹벽높이에 대한 하단수평변위 비($\Delta h_h/H$)의 경우 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.70보다 작을 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 1.1보다 크게 상회하는 값을 가져야 할 것으로 판단되며 H/T 가 0.7일 때 D/H 가 1.1이상, H/T 가 0.80일 때 D/H 가 0.9이상, H/T 가 0.9보다 클 경우 D/H 가 0.85이상의 값을 확보해야 보강토옹벽 하단수평변위 거동이 안정을 유지할 것으로 나타났다.

4.4.2 수직변위 및 전단변형률의 거동해석

그림 4.15~4.16은 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)에 따라 해석된 수직변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)와 전단변형률을 나타낸 것이다. 이 그림에서 등고선은 수직변위 값을 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)의 값과 전단변형률이 같은 점들을 연결한 선을 나타낸 것이다.

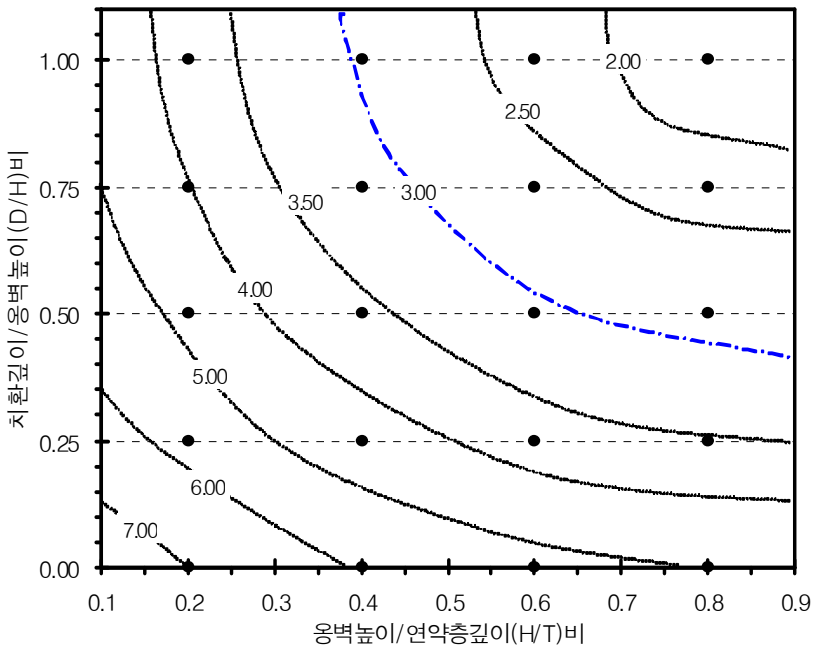


그림 4.15 옹벽높이에 대한 수직변위의 비율

보강토옹벽 배면의 수직변위의 해석결과를 분석하면 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.38보다 작을 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 1.1보다 크게 상회하는 값을 가져야 할 것으로 판단되며 H/T 가 0.38일 때 D/H 가 1.1이상, H/T 가 0.40일 때 D/H 가 0.95이상, H/T 가 0.60일 때 D/H 가

0.55이상, H/T가 0.80일 때 D/H가 0.45이상, H/T가 0.90보다 클 경우 D/H가 0.40이상의 값을 확보해야 보강토옹벽 배면의 수직변위 거동이 안정을 유지할 것으로 나타남을 확인할 수 있다.

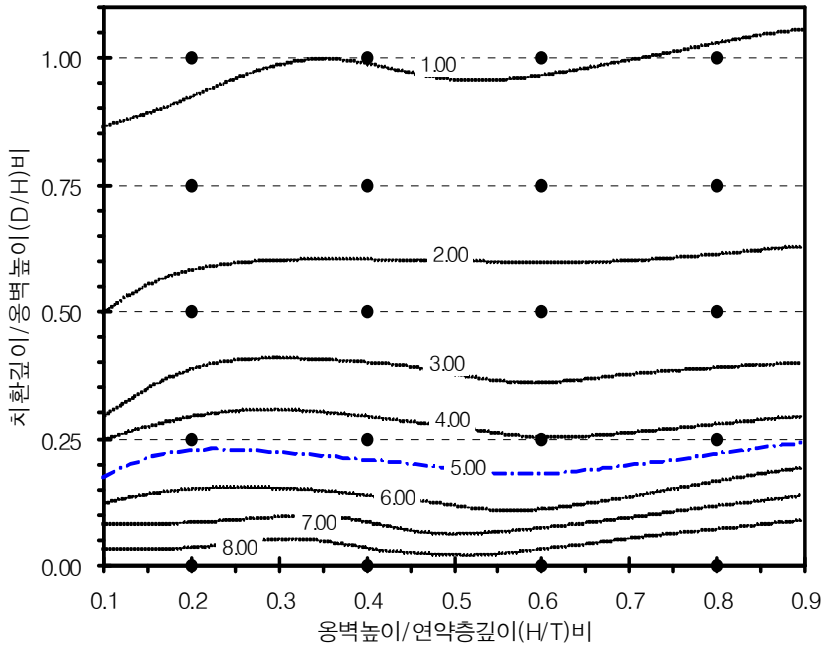


그림 4.16 전단변형률

전단변형률에 대한 해석결과를 나타낸 그림 4.15를 보면 그래프가 거의 수평에 가까운 경향을 나타내며 대부분의 해석결과가 관리기준치 5%보다 작아 안정한 것으로 나타났다. 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.1보다 작을 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 0.18이상 값을 유지하면 전단변형률에 대해 안정한 것으로 해석되었으며 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.2~0.9의 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 1.18~0.25이상, 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.9이상의 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 0.25이상 값을 유지하면 안정한 것으로 나타

났다. 이 결과에서와 같이 전단변형률에 대한 안정을 증대시키기 위해서는 치환깊이를 증가시킬 경우 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에 따라 적정 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)의 관리기준치를 적용하면 보강토옹벽의 설계와 시공에 경제적이고 안정을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

제 5 장 결 론

본 연구에서는 연약지반 상 보강토옹벽 시공 시 치환공법 적용 후 보강토옹벽의 거동 개선효과와 옹벽배면의 보강재 수직설치간격에 대한 지반의 변위거동, 치환공법 적용 시 적정 치환폭과 깊이를 제안하고자 유한요소법을 이용한 수치해석을 수행한 후 해석결과를 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 연약지반에 보강토옹벽 시공 시 치환공법을 적용한 경우 옹벽 수평변위 비율이 상단 0.90~1.20%, 하단 2.06~3.50%, 옹벽 배면의 수직변위비율 1.16~2.11%, 옹벽전면 지표의 전단변형률 2.75~4.78%로 나타나 대부분 관리기준치 내의 값을 나타내어 치환공법은 보강토옹벽의 거동 개선에 효과가 있음을 알 수 있다.
2. 보강재 수직설치간격에 따른 보강토옹벽의 변위거동을 해석한 결과 옹벽하단 수평변위와 옹벽배면의 수직변위는 수직설치간격이 좁아짐에 따라 아주 미세한 감소량을 보였지만, 이와 반면 옹벽상단 수평변위는 개선효과가 크게 나타났으며 옹벽 시공높이가 증가함에 따라 개선효과는 더욱 크게 나타남을 알 수 있다.
3. 보강토 옹벽높이에 대한 상·하단 수평변위의 비($\Delta h_b/H$)가 동일 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에서 변위개선을 위해 치환폭을 증가시켜도 유사한 값을 유지하였으므로 치환폭의 증가로 인한 수평변위의 개선효과는 크지 않음을 알 수 있다.

4. 보강토옹벽의 수직변위를 개선하기 위해 치환폭을 증가시켜도 수직변위의 비율은 유사한 값을 나타내어 개선효과는 크지 않음을 알 수 있었으며, 전단 변형률은 치환폭을 증가하면 개선효과가 나타나지만 옹벽높이에 대한 치환 폭의 비(B/H)가 1.20~1.80이상을 유지하면 안정하기 때문에 폭의 증가는 불 필요함을 알 수 있다.
5. 보강토 옹벽높이에 대한 상단수평변위 비($\Delta h_h/H$)의 경우 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.25~0.45일 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비 (D/H)가 0~0.65보다 커야 안정한 것으로 나타났으며, 하단수평변위 비($\Delta h_b/H$)의 경우 H/T 가 0.7~0.9이상일 때 D/H 가 1.10~0.85이상의 값을 확보해야 안정을 유지할 것으로 나타났다.
6. 치환깊이 증가에 따른 옹벽배면 수직변위 비($\Delta h_v/H$)의 경우 연약층의 깊이에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.38~0.90이상일 때 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 1.1~0.40이상의 값을 확보해야 안정한 것으로 나타났으며, 전단 변형률의 경우 H/T 가 0.2~0.9이상일 때 D/H 가 1.18~0.25이상의 값을 확보해야 안정을 유지할 것으로 나타났다.

보강토옹벽의 거동은 시공과정에 따라 많은 차이를 보이므로 설계 시 이에 대한 고려와 시공 후 토압계, 경사계, 변위계 등의 현장계측을 통한 분석으로 전체적인 안정성 검토가 추가적으로 이루어져야 한다.

참 고 문 헌

1. 김경민, 민덕기(1999), “보강토 옹벽의 신뢰도 해석”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 대한토목학회.
2. 김 동(1995), “연약지반에 설치된 보강토 옹벽의 치환보강공법 사례연구”, 석사학위논문, 전남대학교.
3. 김명모, 김학문, 황의석, 이봉렬(2000), “상재하중의 영향에 따른 보강토 옹벽의 거동에 관한 모형실험연구”, 한국지반공학회 학술발표회 논문집, 한국지반공학회.
4. 김유성, 원명수(2002), “실내 모형실험에 의한 보강토벽의 변형거동에 관한 연구(I)”, 대한토목학회 논문집, 제22권 3-C호, pp. 231~239.
5. 김진만, 조삼덕, 오세용, 이대영, 백영식(2005), “보강토옹벽 전면블록의 마찰특성 평가”, 한국지반공학회 논문집, 제12권 제1호, pp. 51~58.
6. 김홍택, 이은수, 송병용(1996), “섬유 보강토 벽체의 인장력 평가 및 변형예측”, 한국지반공학회지, Vol. 12, No. 4, pp. 157~176.
4. 박성재, 박재환(1997), “연약지반상 성토에 관한 연구”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 대한토목학회.
5. 유남재, 김영길(1992), “보강재 절단에 의한 보강토 옹벽의 파괴에 관한 원심모형실험”, 대한토목학회 논문집, 제12권 제2호, pp. 161~167.
6. 유충식, 신현강(1998), “블록식 보강토옹벽 설계/해석 자동화 프로그램 개발”, 98년도 토목섬유 학술발표회 논문집, pp. 35~45.
7. 성경화(2003), “수치해석에 의한 연약지반 거동양상에 관한 연구”, 석사학위논문, 조선대학교.
8. 유충식, 김주석(2002), “기초지반의 강성이 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향”, 한국지반공학회 논문집 제18권 제4호, 한국지반공학회.

9. 유충식, 이호(1997), “보강토 옹벽의 거동에 관한 유한요소 해석”, 한국지반공학회 ‘97 Geosynthetics Conference’ 논문집, 한국지반공학회.
10. 이창섭, 신은철(2004), “현장계측을 통한 블록식 보강토 옹벽의 거동분석”, 한국토목섬유학회 논문집 제3권, 한국토목섬유학회.
11. 주재우, 김성태, 박현수, 장용채, 조삼덕(2003), “보강재의 길이 및 간격의 변화가 보강토 옹벽의 안정에 미치는 영향”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, 대한토목학회.
12. 한국도로공사(2002), “도로설계요령 토공 및 배수”, 제2권 제5편, 한국도로공사.
13. 한국도로공사(2002), “도로설계요령 옹벽”, 제3권 제8-5, 한국도로공사.
14. 한국시설안전기술공단(2003), “안전점검 및 정밀안전진단 옹벽 세부지침”, 건설교통부.
15. 한국지반공학회(1997), “연약지반”, 지반공학시리즈 제6권, 구미서관, pp. 382~517.
16. 한국지반공학회(1998), “토목섬유 설계 및 시공요령”.
17. Bathurst, R. F.(1994), “Case study of a monitored propped panel wall”, Proceedings of the international symposium on Geosynthetic-reinforced soil retaining walls, Dever, Colorado, pp. 159~166.
18. Broms, B. B. & K. S. Wong.(1994), “Failure Model Tests of a Geotextile Reinforced Wall”, Geotextile and Geomembranes 13. pp. 475~492.
19. Indraratna, B., Balasubramaniam, A. S., and Balachandran, S.(1992), “Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay”, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 1, pp. 12~33.
20. J. Otani et al.(1994), “Bearing Capacity of Geogrid Reinforced Grounds”, Fifth international Conference on Geotextile and Geomembranes. pp. 117~120.

21. Konder, R. L.(1963), “Hyperbolic Stress–Strain Response : Cohesive Soils ”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1., pp. 1143.
22. N. Tajiri et al.(1996), “Full–scale failure experiments of geotextile–reinforced soil wall with different facings”, Balkema Rotterdam ISBN. pp. 525~530.
23. Ph. Gotteland & J. P. Goruc.(1996), “Finite difference analysis of geotextile reinforced earth walls”, Balkema Rotterdam ISBN. pp. 503~510.
24. Roscoe, K. H., Burland J. B.(1968), “On the generalized stress–strain behaviour of wet clay”, engineering plasticity, Cambridge Univ. press, Cambridge, pp. 535~609.
25. SAGE Engineering Ltd.(1995), “SAGE CRISP : Users guide and technical reference guide”.
26. Schofield, A. N., and Wroth, C. P.(1968), “Critical State Soil Mechanics”, Mcgraw–Hill.
27. Schlosser, F., and Vidal. H.(1969), La terre armee, Bull de Liaison de, Lab, Rout. Ponts et Chaussees, No. 41.
28. Vidal, H.(1996), La terre armee, Annls L’Inst. Tec. debatiment et des Travaux Publics, Serie Materiaux 30, Supplement No. pp. 223~224.
29. Wood, D. M.(1990), “Soil behaviour and critical state soil mechanics”, Cambridge University press.
30. Wetzel, R. A., Buttery, K. E., Mculough, E. S.(1995), “Preliminary Results from Instrumented Segmental Retaining Wall”, Geosynthetics 95 Conference Proceedings, Vol. I, pp. 133~146.

감사의 글

짧고도 길었던 지난 2년간 대학원 생활을 돌아보며 부끄러움과 많은 후회와 아쉬움이 남습니다. 본 논문이 완성되기까지 항상 옆에서 힘이 되어주신 심태섭 지도교수님, 귀중한 시간을 내시어 조언과 격려를 아끼지 않으시고 심사하여 주신 안종필 교수님, 박정웅 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

그리고 대학원 과정에서 많은 가르침을 주신 박길현 교수님, 오재화 교수님, 김운중 교수님, 정영동 교수님, 김성홍 교수님, 김대현 교수님께 감사의 마음을 전합니다.

본 논문을 준비하는 동안 최선을 다해 항상 옆에서 힘이 되어주시고 커다란 도움을 주신 조선대학교 토목공학과 토질연구실 김선학 선배님, 대학원 동기인 석사과정 김진택 군, 석사과정 유준규 형, 석사과정 최진호 형, 석사과정 장식인 후배, 석사과정 조강균 후배, 석사 서재훈 선배, 지금은 군복무 중인 서원주 군 등 또한 조선대학교 선후배 지인분들에게 고마움의 뜻을 전합니다.

특히 오늘이 있기까지 사랑과 희생으로 보살펴 주신 아버님, 어머님께 존경과 한없는 감사의 말씀을 올리며 항상 격려와 용기를 북돋아 주는 가족 모두에게 감사한 마음을 전합니다.

저작물 이용 허락서

학 과	토목공학과	학 번	20077459	과 정	석사
성 명	한글 : 박 세 원 한문 : 朴 世 源 영문 : Park Se Won				
주 소	광주광역시 북구 오치동 무등파크맨션 101동 306호				
연락처	E-mail : sewonppp@hanmail.net				
논문 제목	한글 : 수치해석에 의한 보강토옹벽의 변형거동				
	영문 : A study on the Strain Behavior of Reinforced Earth Wall by Numerical Analysis				
<p>본인이 저작한 위의 저작물에 대하여 다음과 같은 조건 아래 조선대학교가 저작물을 이용할 수 있도록 허락하고 동의합니다.</p> <p style="text-align: center;">- 다 음 -</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 저작물의 DB구축 및 인터넷을 포함한 정보통신망에의 공개를 위한 저작물의 복제, 기억장치에의 저장, 전송 등을 허락함. 2. 위의 목적을 위하여 필요한 범위 내에서의 편집과 형식상의 변경을 허락함. 다만, 저작물의 내용변경은 금지함. 3. 배포·전송된 저작물의 영리적 목적을 위한 복제, 저장, 전송 등은 금지함. 4. 저작물에 대한 이용기간은 5년으로 하고, 기간종료 3개월 이내에 별도의 의사 표시가 없을 경우에는 저작물의 이용기간을 계속 연장함. 5. 해당 저작물의 저작권을 타인에게 양도하거나 출판을 허락을 하였을 경우에는 1개월 이내에 대학에 이를 통보함. 6. 조선대학교는 저작물 이용의 허락 이후 해당 저작물로 인하여 발생하는 타인에 의한 권리 침해에 대하여 일체의 법적 책임을 지지 않음. 7. 소속 대학의 협정기관에 저작물의 제공 및 인터넷 등 정보통신망을 이용한 저작물의 전송·출력을 허락함. <p style="text-align: center;">동의여부 : 동의(○) 반대()</p> <p style="text-align: center;">2009년 2월</p> <p style="text-align: right;">저작자: 박 세 원 (인)</p> <p style="text-align: center; font-size: 1.2em;">조선대학교 총장 귀하</p>					