'04 건설기술핵심사업 3차년도 최종보고서

R&D / 04핵심기술A01-04

연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝 복합보강공법개발

2007. 8. 19

주관연구기관 / 중앙대학교

협동연구기관 / 한국건설기술연구원

참 여 기 업 / 현대건설 주식회사

일양산업 주식회사

건 설 교 통 부

한국건설교통기술평가원

제 출 문

건설교통부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 “연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝 복합보강공법 개발”의 최종보고서로 제출합니다.

2007 . 08 . 19

주관연구기관 : 중앙대학교
산학협력단장 장 태 규
협동연구기관 : 한국건설기술연구원
원장 정 낙 형
참여기업 : 현대건설 주식회사
대표이사 이 종 수
참여기업 : 일양산업 주식회사
대표이사 이 부 락

■ 총 괄 연 구 책 임 자	/ 교 수	홍 원 표	연구과제총괄
■ 주관연구기관 참여연구원	/ 객원연구원	유 승 경	수치해석평가
	/ 공학 박사	이 재 호	이론연구 및 모형실험
	/ 공학 석사	김 지 성	수치해석
	/ 공학 석사	서 윤 석	실내실험
	/ 공학 석사	이 석 봉	실내실험
	/ 공학 석사	김 지 훈	실내실험
	/ 석사 과정	강 민 수	현장시공
	/ 석사 과정	홍 성 원	현장시공
	/ 석사 과정	이 정 태	실내실험

■ 협동연구기관 참여연구원	/ 수석연구원	조 삼 덕	세부과제 총괄
	/ 객원연구원	심 재 범	자료수집
	/ 선임연구원	김 주 형	자료분석
	/ 연 구 원	이 광 우	실험 및 분석
	/ 선임연구원	함 태 규	수치해석
	/ 연구보조원	박 원 선	현장계측
■ 참여기업 참여연구원	/ 부 장	박 영 호	과제 지원
	/ 차 장	이 만 수	과제 지원
	/ 과 장	지 성 현	과제 지원
	/ 대표이사	이 부 락	과제 지원
	/ 과 장	김 병 제	과제 지원
	/ 사 원	안 정 주	과제 지원

요 약 문

Ⅰ. 제목

연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝 복합보강공법 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

최근 우리나라는 산업의 급속한 발전과 국민생활의 질적 향상으로 인하여 사회간접시설의 확충이 절실히 필요하게 되었다. 그러므로 우리나라의 협소한 국토를 보다 효율적으로 활용하려는 노력은 필연적이라 할 수 밖에 없다. 산지가 70%를 차지하고 삼면이 바다로 둘러쌓여 있는 관계로 사회간접시설은 해안 연약지반상에 조성하고 있는 경우가 점차 증가하고 있다. 이와 같은 연약지반상에 도로, 철도 등의 시설물을 건설하는 경우 성토하중으로 인하여 연약지반에는 침하와 측방유동이 발생하게 된다. 특히 연약지반상에 교대가 설치되는 경우에는 연약지반의 측방유동에 의해 교대기초말뚝이 수평으로 이동하게 되며 이로 인하여 교대는 측방으로 이동할 뿐만 아니라 상부구조물에도 악영향을 미치게 된다.

하부 연약지반의 측방유동을 방지하기 위하여 지금까지 다양한 대책공법이 제시된 바 있다. 그러나 기술적 측면이나 경제적인 측면에서 아직 유효적절한 대책공법 및 설계법은 개발되지 못한 실정이다.

본 연구의 목적은 연약지반의 측방유동을 효과적으로 억지할 수 있는 합리적인 공법을 개발하는 것이다. 이를 위해서는 먼저, 연약지반의 측방유동으로 인한 피해가 발생할 것인지에 대한 정확한 예측이 선행되어야 한다. 따라서 본 연구에서는 측방유동지반의 변형거동 특성을 평가하기 위한 실내모형실험 및 현장시험시공을 실시하고, 국내 측방유동지반에서의 현장 계측자료를 조사·분석하였으며, 이 결과를 바탕으로 연약지반의 측방유동 가능성을 합리적으로 예측할 수 있는 판정법을 제시하였다.

연약지반 측방유동에 대한 대책공법중 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템(**G**eosynthetic-**R**einforced and **P**ile-**S**upported Embankmtn Systems, 이하 GRPS

성토시스템)은 말뚝위 성토지반의 지반아칭현상을 이용하여 성토하중을 말뚝을 통해 직접 지지층에 전달시키는 공법으로서, 말뚝설치후 즉각적인 성토시공이 가능하기 때문에 지반개량을 위한 압밀소요기간이 필요없게 되어 공사기간을 획기적으로 단축시킬 수 있는 공법이다.

본 연구에서는 GRPS 성토시스템의 이론해석에서부터 현장적용 및 설계프로그램에 이르기까지 공법의 실용화를 이루기 위한 연구를 수행하였으며, 이를 통하여 연약지반 처리기술의 선진화를 이루고자 하였다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

본 연구의 내용 및 범위는 크게 측방유동부분과 보강공법부분의 2가지 연구분야로 나눌 수 있다.

측방유동과 관련된 연구에서는 먼저 측방유동 발생 매커니즘에 대한 연구를 통하여 국내외 연약지반 측방유동 판정기법을 분석・평가하였다. 또한 연약지반 측방유동에 대한 변형거동 및 측방토압발생 특성평가를 위한 모형실험 및 현장시험시공을 수행하였다. 이를 통하여 연약지반 측방유동 발생 영향인자에 대한 분석 및 국내 지반특성에 적합한 측방유동 판정기법을 제시하였다. 특히, 연약지반의 측방유동 판정법을 성토하부 연약지반, 교대측방이동 및 호안구조물 측방이동의 세가지로 분류・제안하였다.

합리적인 보강공법개발과 관련된 연구에서는 측방유동 억지공법의 일환으로 을 개발하였다. 먼저 GRPS 성토시스템에 대한 지반아칭 모형실험을 실시하여, 말뚝과 토목섬유로 복합지지된 성토지반에서의 지반아칭을 해석할 수 있는 이론해석법을 새롭게 개발하였다. 또한 GRPS 성토시스템에 대한 하중전이 모형실험을 통하여 말뚝의 설치간격, 성토고, 토목섬유 강도 등 다양한 Case에서의 하중전이 메카니즘을 평가・규명하였다. 한편, 실제 철도교 건설현장을 대상으로 GRPS 공법을 시공하여 현장 적용성을 평가하였다. 아울러 GRPS 성토시스템의 실용화를 위하여 경제성 분석과 설계프로그램 개발하였으며, 설계, 시공 및 유지관리 지침을 마련하였다.

Ⅳ. 연구개발결과

연약지반 측방유동 판정기법 및 GRPS 공법 개발에 대한 연구결과를 정리하면 다음과 같이 요약할 수 있다.

◈ 연약지반 측방유동 판정기법 개발연구

1. 연약지반상 성토 하중을 증가시킬수록 최대 수평변위 발생위치가 점차 지표로부터 깊어진다. 또한 연약지반상 성토하중 재하로 인한 지중 최대 수평변위는 선단부에서 가장 크고, 선단부에서 멀어 질수록 수평변위의 크기가 거의 선형적으로 감소하며, 성토하중 재하가 지중 측방변위 발생에 영향을 미치는 영향거리는 재하 선단부로부터 재하폭의 2배까지이다.

2. 연약지반상 성토시 연약지반 두께 H와 성토저면 폭 B의 관계에서, H/B가 0.05~1.15인 경우 사면안전율이 1.2~1.4 이하이면 연약지반의 최대측방변위가 급격히 증가하게 된다. 따라서 성토규모가 작을수록 연약지반의 측방유동에 안정하기 위한 소요 사면안전율이 작아지고, 측방유동을 방지하려면 성토규모에 따른 소요 사면안전율이 1.2~1.4 이상 확보되어야 한다.

3. 교대 배면의 뒤채움으로 인한 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 3배보다 작으면, 교대 유지관리에 문제가 발생하지 않으나, 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 3배 이상 8.3배 이하이면 상당한 교대 변위가 발생할 수 있고, 8.3배 이상이면 심각한 교대변위가 발생하므로 적절한 교대 측방이동 대책공법이 강구되어야 한다. 즉, 교대를 포함한 성토지반의 안정수가 3보다 작으면 교대이동의 우려가 없고, 안정수가 8.3보다 큰 경우에는 심각한 교대 측방이동이 우려된다.

4. 국내 연약지반상 말뚝기초교대의 경우, 교대의 실측측방변위 및 사면안전율과 경험지수(측방유동지수, 측방이동판정지수)의 상관성이 높지 않은 것으로 나타났기

때문에, 기존의 경험지수만으로 교대의 측방이동을 판정하는 것은 합리적이지 않다. 따라서 교대를 포함한 사면의 안정수가 3보다 크면, 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과와 교대의 허용측방변위를 반영한 사면안정해석을 통해 교대 측방이동 여부를 면밀히 검토해야 한다. 이때 교대 측방이동을 방지하기 위한 소요 사면안전율은 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과를 고려하지 않은 해석의 경우 1.5, 말뚝효과를 고려한 경우에는 1.8로 규정하는 것이 바람직하다.

5. 말뚝이 시공되어 있는 호안구조물의 측방이동 가능성을 효과적으로 판정하기 위해서는 말뚝의 사면안정 기여효과를 반영한 사면안정해석을 수행해야 하며, 측방이동을 방지하기 위해서는 말뚝의 사면안정효과 고려시 최소 1.6 이상의 사면안전율을 확보하여야 한다. 한편, 말뚝이 시공되지 않은 연약지반상 호안구조물의 안정을 위한 소요 사면안전율은 1.3으로 규정하고, 향후 지속적인 현장사례 분석을 통해 소요 사면안전율을 수정, 보완하는 것이 바람직하다.

◈ GRPS 성토시스템 개발연구

1. GRPS공법에서의 지반아칭은 돔형태의 3차원 지반아칭으로 설명할 수 있으며, 말뚝의 대각선방향이 단면인 지반아칭으로 해석할 수 있다. 토목섬유가 보강된 경우의 지반아칭은 토목섬유 무보강시의 지반아칭효과에 원호처짐형태의 토목섬유가 연약지반에 작용하는 성토하중을 말뚝으로 전이시키는 것으로 규정할 수 있다.

2. GRPS공법에서의 하중전이효과는 효율을 통하여 정량적으로 평가할 수 있다. 효율은 일정한 말뚝간격비에서는 성토고가 증가할수록 비선형적으로 증가하여 이후 일정한 값에 수렴한다. 또한 성토고가 일정한 조건에서는 말뚝간격비가 증가할수록 효율의 크기는 감소한다. 효율은 토목섬유의 인장강도와 연약지반의 탄성계수 등에 복합적으로 영향을 받는다. 모형실험 조건에서 토목섬유를 보강한 경우, 무보강시와 비교하여 말뚝의 효율을 4%~23% 가량 증가하는 것으로 나타난다. 또한 간격비가 넓을수록 토목섬유의 보강효과가 커진다. 결국 말뚝의 설치간격이 넓을 때 혹은 말뚝간격에 비하여 성토고가 작은 경우에 토목섬유의 보강효과가 크게 나타난다.

3. 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭에 대한 새로운 이론해석법을 제안하였다. 이론해석법으로부터 산정한 효율은 모형실험에 의한 실험효율과 양호한 일치를 보이고 있다. 이론효율에서는 연약지반의 반력을 고려하지 않을 때의 효율이 가장 크게 나타난다. 지반반력을 고려하여 효율을 산정할 경우에는 토목섬유의 인장강도에 따라 효율에 차이가 발생한다. 이때에는 강성이 큰 토목섬유를 사용하면 하중전이가 커지므로 말뚝의 효율이 높아진다.

4. 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템의 수치해석 결과로부터 성토지반의 역학적거동 특성을 파악할 수 있다. 성토가 진행됨에 따라서 주응력이 말뚝캡 방향으로 회전하며, 연약지반에 작용하는 주응력은 성토고가 증가함에도 그다지 큰 변화는 없다. 이러한 결과는 지반아칭이 진행되고 있는 것을 나타내고 있다. 또한 수치해석결과를 토목섬유보강 단독캡말뚝의 모형실험결과와 비교한 결과 양호한 일치를 보여, 수치해석적인 방법으로도 지반아칭의 정량적인 평가가 가능한 것으로 평가된다. 단, 간격비가 큰 경우에는 모형실험에서 측정한 말뚝의 효율이 수치해석치보다 크게 나타났는데, 이는 수치해석에서 예측하는 지반아칭효과보다도 실제로는 지반아칭의 효과가 더 클 수 있음을 의미한다.

5. 연약지반 측방유동을 억지하기 위한 GRPS 성토시스템의 합리적인 설계는 현장조사단계, 측방유동 검토단계, 대책공법 선정단계, 지반아칭해석단계 및 안정성검토단계의 5단계로 크게 구분하여 수행되어야 한다. 측방유동 검토단계에서는 원호활동에 대한 소요사면안전율 기준과 본 연구에서 제안한 안정수를 이용한 판정법으로 측방유동 가능성을 판정할 수 있다. 지반아칭해석 단계에서는 최대의 지반아칭효과가 발휘되도록 적절한 말뚝과 캡규격을 선정하고 토목섬유를 선정하는 것이 중요하다. 설계단면에 대한 전체안정성은 교대와 성토지지말뚝시스템을 포함하는 원호활동에 대한 사면안전율을 산정함으로써 검토할 수 있으며, 이때 기준안전율은 말뚝의 사면안정기여효과를 고려하지 않은 해석의 경우 1.5, 말뚝효과를 고려한 경우에는 1.8로 규정하는 것이 바람직하다.

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

많은 연구를 통해 연약지반의 측방유동과 관련된 연구를 수행하여 왔으나, 지금까지 이와 관련된 연구는 주로 교대의 안정해석 측면을 중심으로 발전하고 있고, 연약지반상 성토문제와 압밀거동 해석에 초점을 둔 연구가 주를 이루고 있다. 그러나, 본 연구의 성과는 위와같은 사항 뿐만아니라 도로건설은 물론, 철도, 항만구조물, 단지조성 등 건설시 대심도 연약지반을 처리하는 공법으로 폭넓게 활용이 가능하다.

따라서, 연약지반상 측방유동에 대한 발생규명을 통한 GRPS 성토시스템의 실용화는 경제성과 시공성, 신속성 등 우수한 공법으로서 활성화 될 것이고, 다양한 토목섬유와 말뚝을 조합하는 새로운 형태의 복합시공법이 연구될 것으로 평가한다.

Summary

Ⅰ. Title

The Development of Criterion on Lateral Soil movement in soft ground and Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Embankment Systems

Ⅱ. Background and Objectives

Recently, An expansion of SOC(Social Overhead Capital) due to the rapid development of industry and qualitative improvement of living has been needed in korea. Therefore, an endeavor to make full use of a narrow territory of our country more effectively can not help being necessary. In view of mountainous district over 70% and being surrounded by sea, the case of that SOC is built up on coastal soft ground is on the increase. When backfills are performed on soft ground after construction of structures such as bridge abutments, retaining walls, etc., soft grounds are subjected to unsymmetrical surcharge, which induces lateral flow or sliding failure in soft ground. If substructures such as embankment piles are situated in soft ground that is subjected to lateral flow, lateral pressures are developed between the pile and the soil. And the piles and the structures moves laterally due to the lateral pressures.

Although several countermeasures have been presented to prevent the lateral flow, so far effective methods and its design methods are not yet established.

Therefore, this study looks into the possible mechanism of lateral flow through a theoretical researches, model tests and field experiments concerning geosynthetics reinforced and piles supported system and the lateral flow

classification method which is suitable for the actual circumstances in Korea will be shown.

After all, the final objective of this study is to present a new countermeasure for preventing the lateral movement of soft ground and to develop the design program.

Ⅲ. Contents and Extents

The objective of this year's research about lateral flow is the previous studies on the mechanism of lateral flow occurrence and to perform a series of model tests for the deformation behavior and lateral pressures occurrence factors about lateral flow on soft ground through investigating the lateral flow countermeasure in internal and external. Through these processes, the analysis and evaluation relating to lateral flow occurrence affecting factors are carried out.

Also, on the research of reinforcement method of , a series of model tests and numerical analysis concerning a part of the method for preventing lateral flow is carried out to estimate the behavior and the theoretical equation is established.

A plan of design method of Geosynthetics Reinforced and Piles supported system as the content and realm of research in next year is accomplishing a long term analysis of stability through construction management and a long term measuring.

Ⅳ. Results

Model tests about Geosynthetics Reinforced and Piles supported System are

performed to investigate the behavior characteristics of ground.

Measurement data of domestic embankment sites using vertical drains(Pack drain, SD and SCP) and previous lateral flow evaluation methods, such as Marche, Oeto and Tschebotarioff method, are analyzed to suggest the proposal applying to sites with vertical drains as compare with non-management ground. On soft ground with vertical drains, an increasing rate of lateral displacements according to an increase in settlement is smaller than non-management ground and also maximum lateral displacement amount is the same. The type of vertical drains has an influence on ground deformation. In model tests, the maximum lateral displacement occurs at depths of between 0.1H and 0.4H(H: soft ground depth) from the surface ground and it means that the maximum lateral displacement occurs near the surface ground rather than site measurement results(Maximum lateral displacement occurs at depths of 0.4H~0.76H and 0.14H~0.67H) of soft ground with vertical drains. The behavior characteristic of lateral flow ground is mainly affected by conditions of soft ground and unsymmetrical surcharges.

In case of constructing both geosynthetics and piles, it is confirmed that an effect to prevent the vertical settlement of embankment on soft ground is quite high rather than without geosynthetics and the deformation shape of geosynthetics shows circular arc form. Besides, constructing with geosynthetics, the efficiency of piles is increasing due to geosynthetics effects, particularly, the effect is more larger when the embankment height is low or installation spacing is wide.

Therefore, it can be considered that GRPS embankment system as lateral flow countermeasure is greatly effective method to solve problems occurring at the embankment on soft ground.

목 차

제 1장 서론 1

제 1절 연구개발의 배경 및 목적 1
제 2절 연구개발의 내용 및 범위 4

제 2장 국내·외 기술개발 현황 6

제 1절 연약지반의 측방유동 6
1. 측방유동의 메커니즘 6
2. 측방유동 발생유형 8
3. 측방유동압 11
4. 연약지반 측방변형의 예측 14
5. 측방유동 판정법 18
6. 연약지반 측방유동으로 인한 국내 피해 사례 30
7. 측방유동 대책공법 35

제 2절 토목섬유/말뚝 복합보강공법 48
1. 토목섬유/말뚝 복합보강공법의 기능과 분류 48
2. 지반아칭에 관한 기존연구 50
3. 경험적 연구 55
4. 수치해석 연구 57

제 3장 연구개발수행 내용 및 결과 60

제 1절 측방유동지반의 거동특성평가 60
1. 실내모형실험 60
2. 수치해석 82
3. 연약지반상 성토시 안전관리지침(안) 95
4. 성토하부 연약지반의 측방유동 판정법 97

5. 측방유동지반상 성토에 대한 현장시험시공 104
6. 측방유동압을 받는 교대의 측방이동 판정법 125
7. 연약지반상 안벽구조물의 측방이동 판정법 140
8. 소결론 166

제 2절 토목섬유/말뚝 복합보강공법 개발 168
1. GRPS 성토시스템에서의 지반아칭 모형실험 169
2. GRPS 성토시스템에서의 지반아칭 이론해석법 개발 210
3. GRPS 성토시스템의 하중전이에 관한 실험 234
4. GRPS 성토시스템의 현장시공 및 장기거동 계측 260
5. 수치해석에 의한 GRPS 성토시스템의 역학적 특성 고찰 303
6. GRPS 성토시스템의 설계, 시공 및 관리지침 330
7. GRPS 성토시스템의 경제성 분석 365
8. 소결론 372

제 4장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 374

제 1절 연구목표의 달성도 374
제 2절 관련분야에의 기여도 376

제 5장 연구개발결과의 활용계획 377

제 1절 추가연구의 필요성 377
제 2절 활용방안 377

제 6장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 379

제 7장 참고문헌 380

부록 387

CONTENTS

Chapter 1. Introduction 1

Ⅰ. Background and objectives of research..... 1
Ⅱ. Scope of research 4

Chapter 2. Research trend in domestic and foreign countries..... 6

Ⅰ. Soft ground lateral flow..... 6
1. Mechanism of lateral flow..... 6
2. Occurrence type of lateral flow..... 8
3. Lateral earth pressure..... 11
4. Prediction of lateral flow..... 14
5. Evaluation of lateral soil movement..... 18
6. Damage induced by lateral flow in Korea..... 30
7. Evaluation method of lateral flow..... 35

Chapter 2. Embankment piles reinforced by geosynthetics..... 48
1. Function and classification of embankment piles reinforced by geosynthetics..... 48
2. Previous study about soil arching..... 50
3. Empirical study..... 55
4. Study of numerical analysis..... 57

Chapter 3. Research contents and results..... 60

Ⅰ. Evaluation of behavior characteristic on lateral flow soil..... 60
1. Model test.....60
2. Numerical analysis..... 82

3. Safety control during embankment on soft ground..... 95
4. Criterion on Lateral soil movement in soft grounds under embankments..... 97
5. Construction of field test on embankment over lateral flow soil..... 104
6. Criterion on lateral movement of abutment loaded by lateral earth pressure..... 125
7. Criterion on lateral movement of quay construction on soft ground.....140
8. Overview opinion..... 166

Ⅱ The development of GRPS embankment systems..... 168
1. Model test of soil arching in GRPS embankment systems..... 169
2. Theoretical analysis of soil arching in GRPS embankment systems..... 210
3. Model test of load transfer in GRPS embankment systems..... 234
4. Field test on GRPS embankment systems..... 260
5. Numerical analysis on GRPS embankment systems..... 303
6. Design, construction and management in GRPS embankment systems..... 330
7. Economical analysis in GRPS embankment systems.....365
8. Overview..... 372

Chapter 4. Accomplishments and contributions of research..... 374

Ⅰ. Attainment of research..... 374
Ⅱ. Contributions of research..... 376

Chapter 5. Application planning of research..... 377

Ⅰ. Necessity of additional research..... 377
Ⅱ. Application plan..... 377

Chapter 6 A related foreign technical information..... 379

Chapter 7. References..... 380

Appendix..... 387

그림 목차

그림1.1 연구개발의 목표 및 내용 5
그림2.1 성토제방하부연약지반의 변형거동 7
그림2.2 연약지반의 침하와 측방변위 관계 7
그림2.3 연약지반상 성토사례 9
그림2.4 연약지반상 교대 뒤채움 사례 10
그림2.5 연약지반상 도로건설 사례 11
그림2.6 안벽의 뒤채움 사례 11
그림2.7 교대기초말뚝에 작용하는 측방유동압 12
그림2.8 말뚝 인접지반에서의 소성상태(Ito & Matsui, 1975) 13
그림2.9 수동말뚝에서의 지반아칭현상(홍원표 외 1인, 2002) 14
그림2.10 제방 중앙부 직하에서의 유효응력경로 15
그림2.11 최대 측방변위와 침하량 관계 16
그림2.12 제방경사각에 따른 $\Delta y_m/\Delta s$(Tavenas & Leroueil, 1980) 16
그림2.13 사면안전율에 따른 R(Marche & Lacroix, 1972) 19
그림2.14 R과 H/B의 관계 (Oteo, 1977) 19
그림2.15 사면안전율과 consistency index의 관계 (Franke, 1977) 20
그림2.16 비배수전단강도와 성토높이의 관계 (Tschebotarioff, 1973) 21
그림2.17 원호활동에 대한 사면안정 22
그림2.18 Fc 계산시의 활동면 22
그림2.19 측방유동지수의 범위 24
그림2.20 측방유동판정지수 계산을 위한 단면도 24
그림2.21 캐나다법 25
그림2.22 비원포파괴에 의한 측방이동 판정 26
그림2.23 연약지반 전단파괴 후 현장 단면도 30
그림2.24 교량 단면도 31
그림2.25 A2교대의 슈 인디케이터 이동량 32
그림2.26 교대측방유동 방지 파일 슬래브 단면 32

그림2.27 대상현장의 단면도 33
그림2.28 제2기 부두의 수평변위 34
그림2.29 M4측정위치에서의 수평변위 34
그림2.30 Box Culvert 공법 38
그림2.31 파이프매설공법 38
그림2.32 Box 매설공법 38
그림2.33 EPS 공법 38
그림2.34 슬래그뒤채움공법 39
그림2.35 압성토공법 39
그림2.36 프리로딩 공법 41
그림2.37 샌드콤팩션파일 공법 41
그림2.38 생석회말뚝 공법 42
그림2.39 고압분사주입공법의 시공순서 42
그림2.40 치환공법 44
그림2.41 소형교대공법 45
그림2.42 AC공법 45
그림2.43 성토지지말뚝공법 적용사례 47
그림2.44 버팀슬래브공법 47
그림2.45 성토지지말뚝의 설치상황도 48
그림2.46 성토지지말뚝공법의 분류 49
그림2.47 성토지지말뚝위 지반아치의 형상 51
그림2.48 지반아칭에 의한 진행된 파괴형태(Terzaghi. 1943) 51
그림2.49 지반아칭의 기하학적 모델(Low et al. 1994) 53
그림2.50 3차원 지반아칭의 기하학적 모델(Hewlett & Randolph, 1988) 54
그림2.51 BS8006 해석모델 55
그림2.52 시험시공현장의 단면도 56
그림2.53 성토지지말뚝상에 토목섬유로 보강된 제방의 반면도 57
그림2.54 Monsteras의 632번 도로 단면(Rogbeck, 1998) 58
그림2.55 2차원 해석시 응력감소비(Kempton, 1988) 59
그림3.1 실험장치 계통도 62

그림3.2 지반조성을 위한 예압밀 모습..... 65
그림3.3 단계하중 재하 모습..... 66
그림3.4 예압밀 시 시간에 따른 침하량 (case Ⅱ)..... 67
그림3.5 편재하중 재하단계별 성토하부 지표면 침하량 (case Ⅱ)..... 68
그림3.6 모형실험결과-단계하중에 따른 침하량..... 69
그림3.7 Case Ⅱ 깊이에 따른 지중 수평 변위량..... 71
그림3.8 Case Ⅲ 깊이에 따른 지중 수평 변위량..... 72
그림3.9 융기량 계측을 위한 LVDT 위치..... 73
그림3.10 성토체 선단부로부터의 거리에 따른 융기량..... 74
그림3.11 성토하중에 따른 누적 융기량..... 76
그림3.12 성토하중에 따른 선단에서부터의 거리별 지중 최대 수평변위..... 77
그림3.13 성토하중에 따른 지중 최대 수평변위..... 79
그림3.14 성토하중에 따른 선단부 직하 지중 최대 수평변위..... 80
그림3.15 침하량에 따른 최대 측방변위량..... 81
그림3.16 성토속도에 따른 일평균 침하량 및 측방변위량..... 82
그림3.17 수치해석시 사용된 성토체와 지반조건..... 83
그림3.18 해석에 이용된 유한 요소망..... 88
그림3.19 성토 경과에 따른 지표면 연직변위량 (기본조건, 성토속도 5cm/일)..... 89
그림3.20 성토속도 변화시 성토선단부지반의 측방변위 분포 90
그림3.21 성토속도와 성토선단부지반의 측방변위량 관계..... 91
그림3.22 연약지반 두께와 측방변위량과의 관계..... 92
그림3.23 융기량(h)과 성토속도(v)와의 관계..... 92
그림3.24 융기량과 연약지반 두께와의 관계..... 93
그림3.25 OCR 및 배수조건의 변화에 따른 최대 측방변위..... 94
그림3.26 투수계수 변화에 따른 평균압밀도-최대 측방변위 곡선..... 95
그림3.27 계측현장 대표단면도..... 98
그림3.28 침하량과 측방변위량 관계 99
그림3.29 Marche도표를 이용한 연약지반 측방유동 평가..... 102
그림3.30 Oteo 법을 이용한 연약지반의 측방유동 평가..... 103
그림3.31 Tschebotaioff(1973b)의 실험적 결과와의 비교를 통한 연약지반의 측방

유동 평가..... 104
그림3.32 시험시공 지역의 주상도 및 지반특성..... 106
그림3.33 시험시공 계획 평면도..... 107
그림3.34 성토 중앙부에서 측정한 지표면 침하량..... 108
그림3.35 곡선적합모사법으로 최종침하량 추정..... 110
그림3.36 곡선접합모사법으로 최종침하량 추정(Sta.2+400, P-2)..... 111
그림3.37 곡선접합모사법으로 최종침하량 추정(Sta.2+435, S-3)..... 111
그림3.38 곡선접합모사법으로 최종침하량 추정(Sta.2+465, F-4)..... 112
그림3.39 곡선접합모사법으로 최종침하량 추정(Sta.2+495, F-5)..... 112
그림3.40 연직배수재 내부의 과잉간극수압 변화..... 114
그림3.41 지반 내부의 과잉간극수압 변화..... 114
그림3.42 경사계 측정결과..... 115
그림3.43 △d/△t (Sta.2+360)..... 116
그림3.44 △d/△t (Sta.2+400)..... 117
그림3.45 △d/△t (Sta.2+435)..... 117
그림3.46 △d/△t (Sta.2+465)..... 117
그림3.47 △d/△t (Sta.2+495)..... 118
그림3.48 S_h/S_v - S_v (Sta.2+360)..... 119
그림3.49 S_h/S_v - S_v (Sta.2+400)..... 119
그림3.50 S_h/S_v - S_v (Sta.2+435)..... 120
그림3.51 S_h/S_v - S_v (Sta.2+465)..... 120
그림3.52 S_h/S_v - S_v (Sta.2+495)..... 121
그림3,53 PDB 설치 지역의 표준관입시험 결과..... 122
그림3.54 SDB 설치 지역의 표준관입시험 결과..... 122
그림3.55 FDB 설치 지역의 표준관입시험 결과..... 123
그림3.56 PDB 설치 지역의 콘관입시험 결과..... 123
그림3.57 SDB 설치 지역의 콘관입시험 결과..... 124
그림3.58 FDB 설치 지역의 콘관입시험 결과..... 124
그림3.59 성토재하 전후의 자연함수비, 압축지수 그리고 과압밀비 변화..... 125
그림3.60 말뚝으로 지지된 교대의 안정..... 127

그림3.61 SLOPILE 프로그램의 흐름도..... 129
그림3.62 교대 배면의 상재압과 연약지반의 비배수전단강도의 관계..... 133
그림3.63 실측 측방변위와 안정수(Ns)의 관계..... 134
그림3.64 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 측방유동지수의 관계..... 136
그림3.65 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 측방이동판정지수의 관계..... 138
그림3.66 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 안정수의 관계..... 139
그림3.67 잔교식 안벽구조물의 시공순서도..... 142
그림3.68 케이슨식 안벽구조물의 시공순서도..... 143
그림3.69 사례현장 개략 단면도..... 145
그림3.70 시공단계별 측방변위 - A01사례현장..... 147
그림3.71 시공단계별 측방변위 - B01사례현장..... 149
그림3.72 시공단계별 측방변위 - B02사례현장..... 149
그림3.73 경과시간에 따른 측방변위 - C01현장..... 151
그림3.74 시공단계별 측방변위 - D01현장..... 152
그림3.75 시공단계별 측방변위 - E01현장..... 154
그림3.76 시공단계별 측방변위 - E02현장..... 154
그림3.77 시공단계별 측방변위 - F01현장..... 156
그림3.78 시공단계별 측방변위 - F02현장..... 156
그림3.79 말뚝으로 지지된 잔교 설치지반의 안정..... 158
그림3.80 말뚝으로 지지된 안벽구조물의 사면안정해석 흐름도..... 158
그림3.81 잔교식 안벽구조물 실측측방변위와 사면안전율의 관계..... 162
그림3.82 케이슨식 안벽구조물 실측측방변위와 사면안전율의 관계..... 162
그림3.83 안벽구조물의 사면안전율과 안정수의 관계..... 165
그림3.84 안벽구조물의 사면안전율과 측방유동지수의 관계..... 165
그림3.85 연구개발흐름도..... 168
그림3.86 토조 및 토조보강장치..... 170
그림3.87 모형말뚝장치..... 171
그림3.88 지반변형장치..... 172
그림3.89 모래살포장치..... 173
그림3.90 하중계(Load Cell)..... 174

그림3.91 입도분포곡선..... 175
그림3.92 주문진규사의 응력-변형률 관계도..... 176
그림3.93 p-q도에 의한 강도정수 산정..... 176
그림3.94 낙화고에 따른 상대밀도..... 177
그림3.95 PP500 광폭인장강도시험 결과..... 179
그림3.96 PET500 광폭인장강도시험 결과..... 180
그림3.97 토목섬유의 방향설정..... 181
그림3.98 보정시험(Calibration) 결과..... 181
그림3.99 단계별 성토에 따른 말뚝캡 작용하중..... 199
그림3.100 침하에 따른 말뚝 작용하중 (간격비 0.5)..... 201
그림3.101 침하에 따른 말뚝 작용하중 (간격비 0.67)..... 202
그림3.102 침하에 따른 말뚝 작용하중 (간격비 0.75 보강)..... 203
그림3.103 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률 ($D_2/D_1 = 0.5$, PP500)..... 204
그림3.104 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률 ($D_2/D_1 = 0.67$, PP500)..... 204
그림3.105 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률 ($D_2/D_1 = 0.75$, PP500)..... 205
그림3.106 단계별 침하량에 따른 토목섬유 변형률 (간격비 0.67 PET500)..... 206
그림3.107 단계별 침하량에 다른 토목섬유 변형률 (간격비 0.75 PET500)..... 206
그림3.108 지반아칭현상의 모형화..... 207
그림3.109 토목섬유 변형률과 처짐각과의 관계..... 208
그림3.110 캡보말뚝공법의 지반아칭 해석모델..... 210
그림3.111 3차원 지반아치의 해석모델..... 215
그림3.112 단독캡말뚝 설치 평면도..... 215
그림3.113 3차원 극좌표에서의 미소요소 응력성분..... 216
그림3.114 토목섬유보강 단독캡말뚝시스템의 해석모델..... 220
그림3.115 연약지반의 반력을 고려한 지반아칭 해석모델..... 222
그림3.116 성토지지말뚝시스템의 설치단면도..... 226
그림3.117 토목섬유 무보강시 이론해석 결과..... 227
그림3.118 성토지지말뚝 효율에 대한 이론해석 결과..... 229
그림3.119 성토지지말뚝시스템의 이론해석 결과..... 231
그림3.120 토조 및 토조보강장치..... 235

그림3.121 연약지반 대체재료의 일축압축강도..... 236
그림3.122 단독캡 말뚝의 설치평면도(6열 설치예)..... 237
그림3.123 하중전이 시험 단면도(A-A 단면)..... 237
그림3.124 단독캡말뚝시스템의 모형실험 결과(토목섬유 무보강)..... 241
그림3.125 PP500보강 단독캡말뚝시스템의 모형실험 결과..... 243
그림3.126 PP500 보강시 토목섬유 변형률..... 244
그림3.127 PET500보강 단독캡말뚝시스템의 모형실험 결과..... 248
그림3.128 PET500 보강시 토목섬유 변형률..... 249
그림3.129 간격비에 대한 성토지지말뚝시스템의 효율 (H=64cm 기준)..... 251
그림3.130 이론효율과 실험효율의 비교 (토목섬유 무보강)..... 253
그림3.131 스폰지고무의 응력-변형 곡선의 단순화..... 255
그림3.132 이론효율과 실험효율의 비교(토목섬유 보강)..... 256
그림3.133 시험시공구간의 원설계 도면..... 262
그림3.134 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템 시공계획도..... 264
그림3.135 1차 성토(H=4.5m)..... 274
그림3.136 2차 성토 완료(H=7.7m)..... 274
그림3.137 시험시공현장 계측기 설치위치도..... 277
그림3.138 하중계 측정결과..... 286
그림3.139 이론식과 현장계측치의 효율비교..... 287
그림3.140 토압계 측정결과..... 289
그림3.141 1단 지오그리드 인장변형..... 290
그림3.142 2단 지오그리드 인장변형..... 291
그림3.143 이론식과 현장계측치의 인장변형률비교(1단 지오그리드)..... 293
그림3.144 이론식과 현장계측치의 인장변형률 비교(2단 지오그리드)..... 294
그림3.145 침하판 계측결과..... 297
그림3.146 이론식과 현장 계측치의 침하량 비교..... 297
그림3.147 간극수압, 지하수위계의 측정결과..... 299
그림3.148 지중경사계 측정결과..... 301
그림3.149 캡보말뚝의 현장시험 단면..... 304
그림3.150 현장시험 수치해석 모델..... 305

그림3.151 수치해석의 타당성 검증..... 306
그림3.152 말뚝에 작용하는 수직하중(간격비 0.68)..... 307
그림3.153 수치해석에 의한 성토체의 변위벡터..... 308
그림3.154 성토사면부 연약지반 3m 깊에서의 수평변위량..... 309
그림3.155 단독캡말뚝시스템의 해석단면..... 310
그림3.156 단독캡말뚝시스템의 지반아칭 해석모델..... 310
그림3.157 수치해석결과와 이론식 및 모형실험 결과 비교..... 312
그림3.158 성토에 따른 전단응력 (단독캡, 간격비 0.67)..... 313
그림3.159 성토에 따른 주응력도(단독캡, 간격비 0.67)..... 314
그림3.160 성토진행에 따른 전단변형률 (단독캡, 간격비 0.67)..... 315
그림3.161 성토지반과 연약지반 경계에서의 연직응력 분포..... 317
그림3.162 토목섬유 보강 유무에 따른 말뚝효율..... 318
그림3.163 성토에 따른 토목섬유의 인장력..... 319
그림3.164 횡단면도..... 321
그림3.165 평면도..... 321
그림3.166 말뚝 및 캡 설치도..... 322
그림3.167 현장성토 입체도..... 322
그림3.168 말뚝효율..... 324
그림3.169 말뚝캡 작용토압..... 325
그림3.170 말뚝캡 작용하중..... 325
그림3.171 수치해석에 의한 성토체의 변위벡터..... 326
그림3.172 지중경사계 측정결과..... 327
그림3.173 지표침하 측정결과..... 327
그림3.174 토목섬유 인장력..... 328
그림3.175 GRPS 성토시스템의 설계흐름도..... 331
그림3.176 이론해석법 및 실험 결과로부터 산정된 효율의 비교..... 333
그림3.177 말뚝캡 감격비에 따른 효율의 증가량..... 335
그림3.178 성토비와 효율의 관계(양면대수 도면)..... 337
그림3.179 사면안정해석 결과(보강전, Fs=0.30)..... 339
그림3.180 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 해석모델..... 340

그림3.181 보강단면의 전체 안정성 검토(SLOPILE 프로그램)..... 342
그림3.182 프로그램 흐름도..... 343
그림3.183 Installing..... 344
그림3.184 파일 메뉴..... 345
그림3.185 열기..... 345
그림3.186 데이터 입력..... 346
그림3.187 해석..... 346
그림3.188 단면도..... 347
그림3.189 성토지지말뚝시스템의 설치단면도..... 347
그림3.190 지층입력..... 349
그림3.191 성토층입력 과 입력 데이터..... 349
그림3.192 말뚝캡입력 및 입력 데이터..... 350
그림3.193 깊이에 따른 N값(말뚝두부기준)..... 350
그림3.194 토목섬유입력..... 351
그림3.195 말뚝입력 및 입력 데이터..... 351
그림3.196 단면도의 그래픽 옵션..... 352
그림3.197 성토지지말뚝 시스템 3D 입체 영상..... 353
그림3.198 반복법 설정..... 354
그림3.199 성토지지말뚝 해석 결과..... 354
그림3.200 주면마찰력 계산 시 사용할 값 및 어느 위치의 N값 사용 설정..... 355
그림3.201 지지력 해석 결과..... 355
그림3.202 GRPS 성토시스템의 파괴형태..... 356
그림3.203 균열별 보강 방안..... 359
그림3.204 토목섬유 시공과정..... 361
그림3.205 토목섬유의 고정방법(대한주택공사, 1993)..... 362
그림3.206 각 단면별 GRPS 성토시스템 적용도..... 366
그림3.207 공법적용 평면도..... 367
그림3.208 성토고 5m 말뚝10m 공법별 경제비 비교..... 369
그림3.209 성토고 5m 말뚝20m 공법별 경제비 비교..... 369
그림3.210 성토고 10m 말뚝20m 공법별 경제비 비교..... 370

표 목차

표1.1 측방유동지반의 거동특성 평가 관련 연구내용 및 범위..... 4
표1.2 GRPS 성토시스템 개발관련 연구내용 및 범위..... 5
표2.1 극한하중과 한계하중 산정에 관한 이론식..... 8
표2.2 교대 측방이동 판정법..... 27
표2.3 지반의 측방이동 대책공법..... 36
표2.4 말뚝으로 보강된 성토체에 대한 지반아칭계수..... 55
표3.1 측방유동지반의 거동특성 평가를 위한 모형실험 종류 및 조건..... 60
표3.2 영종도 해성점토시료의 물리적 특성..... 63
표3.3 일축압축강도시험 및 압밀시험 결과..... 63
표3.4 모형실험 Case 별 단계하중 재하속도..... 70
표3.5 수치해석 시 사용된 지반물성치..... 85
표3.6 해석에 사용된 K_0값..... 87
표3.7 지표면 침하에 대한 현재 추정 압밀도 (2007년 4월)..... 110
표3.8 사례현장 말뚝기초교대 현황..... 132
표3.9 안벽구조물 측방이동 사례현장..... 145
표3.10 사면안정해석 결과..... 160
표3.11 주문진규사의 토질특성..... 175
표3.12 토목섬유 인장시험 결과 (※ PP : Poly Propylene, PET : Polyester).... 178
표3.13 6% 변형시 토목섬유별 평균인장강도 및 초기인장강도..... 179
표3.14 간격비별 실험계획..... 182
표3.15 하중전이 평가를 위한 모형실험 계획..... 238
표3.16 교대현황..... 260
표3.17 D교의 지층현황..... 261
표3.18 PHC 말뚝 지지력 검토결과..... 266
표3.19 1차 성토 단계별 들밀도 시험결과..... 275
표3.20 현장계측항목..... 276

표3.21 현장계측주기..... 276
표3.22 수치해석에 사용된 입력정수..... 306
표3.23 단독캡말뚝시스템에서의 지반아칭 수치해석계획..... 311
표3.24 지반아칭해석 입력정수..... 311
표3.25 해석에 사용된 입력정수..... 323
표3.26 콘크리트 구조물에서의 허용 균열폭(CEB 기준)..... 359
표3.27 시기별 현장 계측관리의 진행 (土質工學會, 1990)..... 364
표3.28 시공시 계측 항목별 측정 주기(土質工學會, 1990)..... 364
표3.29 지반 공사시 계측 빈도(한국도로공사, 2000)..... 364
표3.30 단면별 연약지반 처리공법 적용사항..... 368
표3.31 A단면에 대한 공사비 비교..... 371
표3.32 B단면에 대한 공사비 비교..... 371
표3.33 C단면에 대한 공사비 비교..... 371
표4.1 3차년도 연구개발 수행 진도율..... 374
표4.2 연구개발 목표의 달성도..... 375
표A.1 PBD 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)..... 387
표A.2 쇄석말뚝 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준).... 388
표A.3 SCP 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)..... 389
표A.4 GRPS 성토시스템 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준). 390
표A.5 EPS공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)..... 391
표A.6 PBD 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)..... 392
표A.7 쇄석말뚝 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)..... 393
표A.8 SCP 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)..... 394
표A.9 GRPS 성토시스템 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준). 395
표A.10 EPS 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)..... 396
표A.11 PBD 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)..... 397
표A.12 쇄석말뚝 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준).. 398
표A.13 SCP 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)..... 399
표A.14 GRPS 성토시스템 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준). 400
표A.15 EPS 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)..... 401

사진 목차

사진3.1 변형률계 174
사진3.2 데이터측정장치 174
사진3.3 광폭인장강도시험 178
사진3.4 모형실험 과정 (계속) 183
사진3.5 침하에 따른 성토지반 변형 (무보강 D_2/D_1=0.5) 187
사진3.6 침하에 따른 성토지반 변형 (무보강 D_2/D_1=0.6) 189
사진3.7 침하에 따른 성토지반 변형 (무보강 D_2/D_1=0.67) 190
사진3.8 침하에 따른 성토지반 변형 (PP500보강 D_2/D_1=0.5) 192
사진3.9 침하에 따른 성토지반 변형 (PP500보강 D_2/D_1=0.67) 193
사진3.10 침하에 따른 성토지반 변형 (PP500보강 D_2/D_1=0.75) 194
사진3.11 침하에 따른 성토지반 변형 (PET500보강 D_2/D_1=0.67) 196
사진3.12 침하에 따른 성토지반 변형 (PET500보강 D_2/D_1=0.75) 197
사진3.13 단계별 모형실험과정 (계속) 239
사진3.14 공사착수 전 현장부지 전경 (우측은 기존 철로) 261
사진3.15 GRPS 성토시스템 말뚝 시공 267
사진3.16 GRPS 성토시스템 말뚝 캡 시공 269
사진3.17 GRPS 성토시스템 시공 완료 270
사진3.18 토목섬유 포설 271
사진3.19 하중계 설치 모습 280
사진3.20 토압계 설치 모습 282
사진3.21 지표침하판 설치 모습 283
사진3.22 간극수압계 및 지중경사계 설치 모습 284
사진3.23 지오그리드에 변형률계 부착 285
사진3.24 캡보말뚝시스템의 현장시험 전경 304
사진3.25 관통균열에 의한 보강 360

제1장 서론

제 1절. 연구개발의 배경 및 목적

연약지반상에 성토를 시공하거나 교대, 옹벽 등의 구조물을 축조한 후 뒤채움을 실시할 경우 연약지반에는 편재하중이 작용하게 되어 연약지반의 측방유동이나 활동파괴가 종종 발생하게 된다. 특히 성토를 대단히 빠른 속도로 시공할 경우에는 연약지반에 수평방향응력이 증가하게 되고 이로 인하여 지반의 측방유동과 융기현상이 발생하게 되어 인접 구조물의 안전을 위협하게 된다(Peck et al, 1969). 또한 측방유동이 발생되는 지반속에 말뚝기초가 설치되어 있으면 기초말뚝은 지반으로 부터 측방토압을 받게 되며 이로 인하여 말뚝에는 과잉 휨응력, 전단응력, 변위 등으로 인한 문제가 발생하게 된다(De Beer & Wallays, 1972). 연약지반의 측방유동으로 인한 도로 및 교대의 변형은 교통장애 요인으로 작용하며, 물류비의 증가와 주행시간의 증가 등으로 막대한 경제적 손실을 야기할 수 있다. 또한 교대나 성토부의 측방이동 현상은 도로의 파손으로 직결되며, 이는 이용자의 불안감을 증대시킴과 더불어 미관상으로도 나쁜 영향을 미치게 되므로 이에 대한 대비가 시급한 실정이다.

연약지반의 측방유동에 대한 연구는 Frank & Boonstra(1948)에 의하여 시작되었다고 할 수 있는데, 이들은 연약지반상에 설치된 말뚝의 파손원인과 측방변위의 상관관계를 연구하였다. 1969년 Peck이 연약지반에서의 측방유동을 공학적으로 처음 정의하였으며, 1973년 Tschebotarioff가 모스코바에서 개최한 ICSMFE에서 구조물에 작용하는 점성토 지반의 측방토압에 관한 연구결과를 발표한 이후, 측방유동에 관한 연구가 본격적으로 이루어지고 있다. 또한 공학분야에 컴퓨터의 도입과 더불어 수치해석법을 이용하여 연약지반상의 성토에 따른 측방변위 특성을 규명하기 위한 연구가 활발히 수행되어 오고 있으며(Duncan & Chang, 1970; Worth & Simpson, 1972; Loganathan, 1993; Poulos, 1999; Ellis & Springman, 2001, 등), 현장계측 자료 분석을 통해 실제 현장에서 발생하는 측방변위 특성을 평가하기 위한 연구들도 다수 수행된 바 있다(Tavenas et al., 1979, 1980; Suzuki, 1988, 등).

연약지반의 측방유동 문제는 크게 두 가지 범주에서 다루어 질 수 있다. 하나는 연약지반상 성토시공시 발생하는 문제이고, 다른 하나는 연약지반상에 교대 등과

같은 구조물을 시공하고 뒤채움을 수행할 때 발생하는 문제이다. 많은 연구자들이 연약지반의 측방유동과 관련된 연구를 수행하여 왔으나, 지금까지 이와 관련된 연구는 주로 교대의 안정해석 측면을 중심으로 발전하고 있고, 연약지반상 성토 문제와 관련해서는 주로 연약지반의 압밀거동 해석에 초점을 둔 연구가 주를 이루고 있다. 연약지반상 교대의 안정과 관련된 연구에 많은 진전이 있었음에도 불구하고, 교대의 측방이동사례가 꾸준히 보고되고 있는 실정이다. 또한 최근 성토 시공시 연약지반의 측방유동으로 인해 성토체의 파괴 및 인접지역의 융기(heaving) 등과 같은 사고가 빈번하게 발생하고 있어, 성토에 의한 측방변위의 특성을 규명할 필요성이 대두되고 있다.

특히, 국내에서는 최근 연약지반상에 고속도로를 건설하거나 공단을 조성하는 경우가 많아지면서 교대 및 옹벽의 변형문제가 종종 발생하였고, 검토결과 변형발생의 주원인이 측방유동과 관련이 있는 것으로 밝혀져 측방유동에 대한 관심이 높아지고 있다. 연약지반의 측방유동으로 인한 피해는 구조물(혹은 기초)의 과도한 변형으로 인한 구조물 자체의 기능적 손상(예를 들면, 교대의 과대 변위로 인한 신축이음부의 파손 문제)과 인접구조물, 지하매설물 등에 미치는 피해를 생각할 수 있다. 이러한 문제에 대처하기 위해서는 사전에 예방대책을 강구하여 이를 설계에 반영해야 하나, 현재 국내의 설계시방서나 설계기준 등에는 국내 지반특성 및 시공조건을 고려한 측방유동 판정기준이나 측방유동압의 크기, 분포형태 및 산정방법 등과 관련된 사항이 충분히 마련되어 있지 않은 실정이어서, 연약지반의 측방유동으로 인한 피해사례가 속속 보고되고 있다(Hong et al. 2000).

또한 지금까지 연약지반의 측방유동을 방지하기 위한 여러 공법들이 제시되어 왔지만, 경제적인 측면이나, 공사기간의 측면에서 아직 적절한 공법이 마련되지 못한 실정이다. 특히 측방유동의 발생가능성을 판정할 수 있는 판정법 또한 국내 여건에 적합하지 못한 상황이다.

이에 대한 대책공법인 성토지지말뚝공법은 말뚝 위 성토지반의 지반아칭현상을 이용하여 성토하중을 말뚝을 통해 직접 지지층에 전달시킴으로서 구조물의 안정성을 도모하고, 연약지반의 측방유동을 억지시킬 수 있는 공법이다. 아직까지 국내에는 적용실적이 거의 없는 실정이지만 외국 특히, 북유럽이나 동남아시아에서는 많이 활용되고 있는 공법이다. 이들 시공사례는 Holmberg(1978), Reid & Buchanan ,(1984), Chin(1985), 및 Combarieu & Pioline(1990) 등에 의해 보고된 바 있다. 외

국에서의 성토지지말뚝 시공사례에 의하면, 연약지반의 측방유동을 적극 억지할 수 있을 뿐 아니라, 시공성 및 경제성 측면에서도 효과적임이 입증되고 있다.

본 연구과제에서 개발하고자 하는 공법은, 이러한 성토지지말뚝에 토목섬유를 복합시공하여 그 효과를 극대화시키는 것이라 할 수 있다. 말뚝두부에 토목섬유를 포설하여 복합시공하면 토목섬유의 인장력을 이용하여 연약지반에 가해지는 하중을 감소시켜 구조물의 안정성을 높이고 부등침하를 줄일 수 있기 때문이다. 또한, 연약지반 보강을 위해 소요되는 말뚝의 수를 감소시키고, 말뚝 캡의 크기도 감소시킬 수 있는 경제적 효과를 가져온다. 뿐만 아니라, 토목섬유를 보강함으로써 향후 교대나 도로 혹은 철도시설물의 유지관리 보수비를 줄일 수 있는 등 경제성 및 시공성 효과도 증진시킬 수 있는 장점이 있다. 그러나 본 공법을 적용하기에 앞서 토목섬유/말뚝 복합보강공법의 기능 및 하중전이 체계가 명확히 확립되어야 할 것이다.

본 연구의 목적은 연약지반 측방유동을 적극 억지할 수 있는 새로운 대책공법인 토목섬유와 말뚝을 복합시공함으로써 연약지반의 측방유동을 효과적으로 억지할 수 있는 새로운 대책공법을 개발하는 것이다. 이를 위해서는 먼저, 토목섬유/말뚝 복합보강공법에 대한 모형실험, 현장시공 및 수치해석을 통해 지지특성을 규명하고, 그 기능을 평가, 예측할 수 있는 해석법 마련과 더불어 설계프로그램을 개발하고자 한다.

제 2절. 연구개발의 내용 및 범위

본 연구는 2004년 8월부터 2007년 8월까지 3년에 걸쳐 수행되며, 각 연도별 연구 목표, 주요 연구수행 내용 및 범위를 요약하면 다음과 같다.

표 1.1 측방유동지반의 거동특성 평가 관련 연구내용 및 범위

연 차	연구 목표	주요 연구 내용 및 범위
1차년도	- 국내 지반조건을 고려한 연약지반 측방유동 발생기구 규명 (Ⅰ) - 국내외 측방유동 대책공법 현황 분석/평가	- 측방유동 발생 매커니즘에 대한 기존이론 분석 - 국내외 측방유동 대책공법 적용사례 수집/분석 - 국내외 연약지반 측방유동 판정기법 조사/분석 (당초에는 2차년도 연구로 계획됨) - 연약지반상 성토현장 계측자료 수집/분석/평가 - 연약지반의 변형거동 및 측방토압 발생 특성 평가를 위한 모형실험(Ⅰ) (편재하중에 의한 무처리 연약지반의 변형거동특성 평가) - 자료 조사/분석 및 모형실험을 통한 연약지반 측방유동 발생 영향인자 분석/평가
2차년도	- 국내 지반조건을 고려한 연약지반 측방유동 발생기구 규명 (Ⅱ) - 국내 지반조건을 고려한 연약지반 측방유동 발생 가능성 판정기법 제시 - 연약지반 측방유동 대책공법의 합리적인 선정 및 설계 방안 제시 (Ⅰ)	- 연약지반의 변형거동 및 측방토압 발생 특성 평가를 위한 모형실험(Ⅱ) (개량공법이 적용된 연약지반의 변형거동 및 측방유동지반에 설치된 말뚝의 거동 특성) - 편재하중에 의한 연약지반의 변형거동 평가를 위한 현장실험 - 토목섬유/말뚝 복합보강공법의 현장 적용성 평가를 위한 현장실험(주관연구기관과 공동 수행) - 측방유동지반의 거동특성 평가를 위한 수치해석 - 실험적 연구 결과 및 수치해석 결과를 반영한 연약지반 측방유동 판정기법 제시 - 경험적 및 해석적 연구결과를 종합하여 측방유동 대책공법의 합리적인 선정 및 설계 방안 제시 (Ⅰ)
3차년도	- 연약지반 측방유동 대책공법의 합리적인 선정 및 설계 방안 제시 (Ⅱ) - 토목섬유/말뚝 복합보강을 통한 측방유동 대책공법 설계프로그램 개발 - 연약지반 측방유동 관련 안정관리 지침(안) 제시	- 연약지반의 변형거동 및 측방토압 발생 특성 평가를 위한 모형실험(Ⅲ) (기 수행한 모형실험 결과의 미비점 보완) - 경험적 및 해석적 연구결과를 종합하여 측방유동 대책공법의 합리적인 선정 및 설계 방안 제시 (Ⅱ) - 측방유동 가능성 판정기능을 포함한 연약지반 측방유동 대책공법 설계프로그램 개발 - 현장 적용성 평가를 통한 개발 프로그램 검증 - 측방유동지반 안정관리 항목 선정 및 안정관리 방안 관련 지침 제시

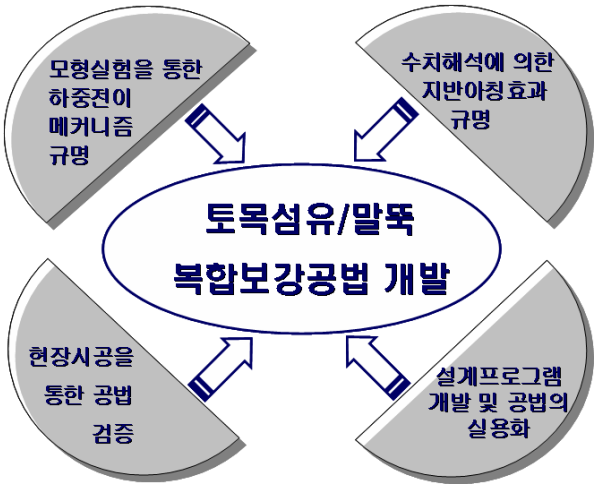


그림 1.1 연구개발의 목표 및 내용

표 1.2 GRPS 성토시스템 개발관련 연구내용 및 범위

연 차	연구 목표	주요 내용 및 범위
1차년도	GRPS 성토시스템의 거동평가	◦ 해외 문헌조사를 통한 기존 사례 연구 ◦ 측방유동 대책공법으로서 토목섬유/말뚝 복합 보강공법에 관한 모형실험(Ⅰ) ◦ 대책공법에 대한 이론적 해석법 정립 ◦ 수치해석에 의한 거동평가(Ⅰ)
2차년도	GRPS 성토시스템의 현장시공을 통한 현장적용성 평가	◦ 측방유동 대책공법으로서 GRPS 성토시스템의 모형실험(Ⅱ) ◦ GRPS 성토시스템에 대한 현장적용 ◦ 수치해석에 의한 토목섬유/말뚝의 거동평가(Ⅱ) ◦ 현장계측 결과와 이론해석결과 및 수치해석결과와의 비교/분석을 통한 제안공법검증 ◦ 상기 연구성과에 대한 종합분석을 통해 측방유동 대책공법의 합리적인 선정 및 설계방안제시
3차년도	GRPS 성토시스템의 설계프로그램 개발 및 실용화	◦ 측방유동 대책공법으로서 GRPS 성토시스템에 관한 모형실험(Ⅲ) ◦ 토목섬유/말뚝을 이용한 연약지반 측방유동 대책공법의 설계/시공 및 관리 지침(안) 제시 ◦ GRPS 성토시스템의 설계프로그램 개발 ◦ 현장 적용성 평가를 통한 개발프로그램 검증 ◦ 경제성 분석

제2장 국내·외 기술개발 현황

제1절 연약지반의 측방유동

1. 측방유동의 메커니즘

연약한 점성토지반상에 하중을 재하하면, 지중응력이 증가하고 간극수압이 변화되면서 체적이 수축되어 지반의 침하가 발생한다. 이러한 지반의 변형은 하중재하 초기에 탄성거동을 보이다가 하중이 증가하여 어느 시점에 이르면 과잉간극수압이 급증하여 강도가 저하되고 소성영역이 확대되어 점차 소성평형상태로 이전된다. 즉, 간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기도 전에 재하하중을 지속적으로 증가시키면, 지반내의 과잉간극수압이 증가하게 되어 측방유동압(lateral flow pressure)이 발생 되고, 이로 인해 흙입자의 소성화에 의한 수평적인 측방변위와 주변지반의 융기가 발생하게 된다. 이러한 지반변형은 결국 활동파괴를 유발시켜 기존 구조물의 안정에도 영향을 미치게 된다(그림 2.1).

Tavenas & Leroueil (1980)은 측방유동에 의한 연약지반 변형거동의 과정을 그림 2.2와 같이 재하시점부터 한계하중까지의 거동(OA)과 그 이후부터 극한하중까지의 거동(AB), 그리고 극한하중 이후의 장기 배수거동(BC)의 3단계의 순서를 거치는 것으로 설명하였다. 재하초기(OA)에는 간극수압의 소산이 없는 K_0 상태로 탄성적인 침하만이 인식되어 지며, 하중의 증가에 따라 유효응력이 증가하여 어느 한계치를 넘게 되면(AB) 토립자가 항복하여 압축성이 급증함과 더불어 측방변위량의 증가가 시작된다고 하였으며, 대부분의 측방유동은 이 구간에서 발생된다고 하였다.

이와 같이 지반이 탄성의 상태에서 소성의 상태로 바뀌지는 시점의 응력을 한계하중으로 Jaky & Fröhlich는 규정하였다. Tschebotarioff(1973)는 전단변형이 시작되는 점의 응력을 한계하중으로 규정하고, 그 이후부터는 측방변위량이 급격한 증가경향을 나타낸다고 하였다. 이러한 한계하중은 점성토 지반의 비배수 전단강도를 기준으로 정의하고 편재하중이 한계하중을 초과할 경우 측방유동의 가능성이 있다고 판정한다. 또 소성평형의 상태에서 지반의 침하량과 측방변위량이 극단적으로 증대하여 국부적인 활동파괴를 나타낼 때의 하중을 극한하중으로 규정하였다.

한계하중 및 극한하중은 지반의 탄성평형과 소성평형상태에서의 재하중과 지반의 전단저항의 관계로부터 이론제안식과 실험결과에 의해서 결정할 수 있으며, 표 2.1은 기존에 제안된 한계하중과 극한하중의 산정식을 나타낸 것이다. 여기서, Cu는 점토의 비배수강도, B는 재하폭, H는 토층의 두께이다.

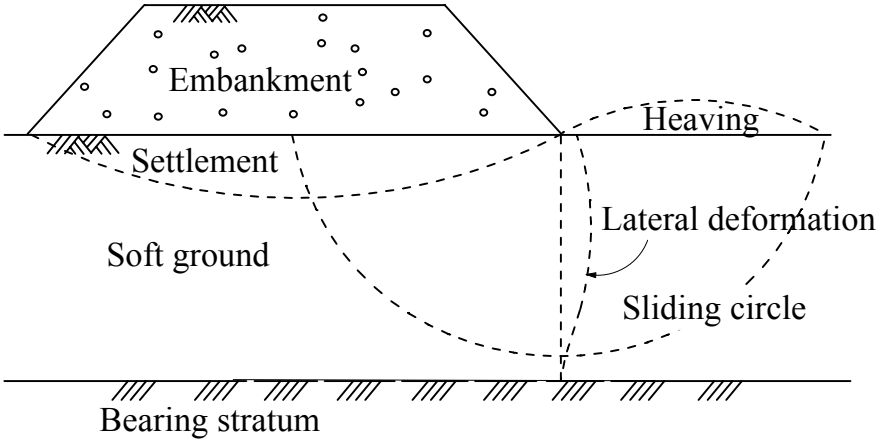


그림 2.1 성토제방하부연약지반의 변형거동

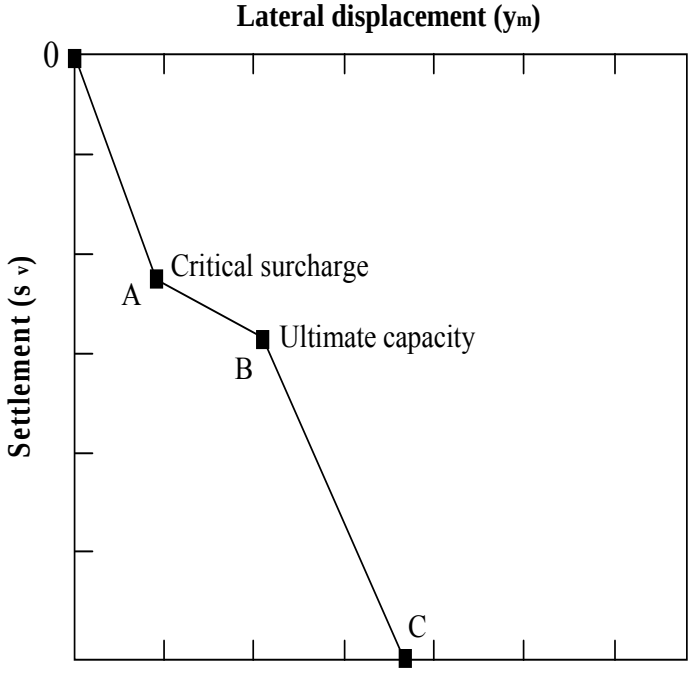


그림 2.2 연약지반의 침하와 측방변위 관계(Leroueil et al,1990)

표 2.1 극한하중과 한계하중 산정에 관한 이론식

Proposer	Critical surcharge	Ultimate capacity	q_{cr}/q_{ult}
Meyerhof	$q_{cr}=(B/2H+\pi/2)Cu$	$q_{ult}=8.30Cu$	-
Tschebotarioff	$q_{cr}=3.00Cu$	$q_{ult}=7.95Cu$	0.38
JHI	$q_{cr}=3.60Cu$	$q_{ult}=7.30Cu$	0.49
Jahy	$q_{cr}=3.14Cu$	$q_{ult}=6.28Cu$	0.50
Terzaghi 1	$q_{cr}=3.81Cu$	$q_{ult}=5.71Cu$	0.67
Fellenius	-	$q_{ult}=5.52Cu$	-
Terzaghi 2	$q_{cr}=3.81Cu$	$q_{ult}=5.30Cu$	0.72
Prandtl	-	$q_{ult}=5.14Cu$	-
Darragh	$q_{cr}=4.00Cu$	-	-

2. 측방유동 발생 유형

연약지반의 측방유동과 관련된 문제의 중요성에 대한 인식은 아직 일반적으로 미흡하며, 측방유동이 구조물에 미치는 영향을 설계에 고려하는 경우는 거의 없다. 이것은 설계법이 확립되어 있지 않은 것에 기인한다. 즉, 구조물이 측방변위의 영향을 받는지의 여부를 판정하기가 현재로서 어려우며 설계시에 측방변위를 고려하는 것이 대단히 어렵다. 최근 연구성과가 축적되면서 측방유동문제를 해결할 수 있는 방안에 대한 연구가 조금씩 진전되어가고 있으나, 측방유동을 일으키는 지반에 대한 연구는 보다 지속적으로 활발히 진행되어야 하며 측방유동을 일으키는 연약지반에서의 구조물 설계도 보다 합리적으로 이루어질 수 있어야 한다.

측방유동은 연약지반상에 편재하중을 가함으로써 발생하게 된다. 즉, 연약지반상에 교대, 옹벽 등의 시설물 건설시 배면뒤채움이나 각종 성토 등에 의한 지중응력 증가 및 간극수압의 증가 등에 기인하여 지반이 측방으로 소성변형을 일으키게 되어 발생한다. 이러한 원인에 의하여 발생한 측방유동은 구조물이나 지반에 과다한 변형을 일으키게 한다. 따라서 이와 같은 측방유동의 원인을 세심히 관찰하여 그 원인에 따른 측방유동의 방지대책을 세우는 것이 바람직하다고 하겠다.

연약지반에서 발생하는 측방유동의 대표적 발생 사례 유형은 다음과 같다.

가. 연약지반상의 성토

연약지반상에 성토를 실시할 경우 이 성토하중은 연약지반에 편재하중이 되어 지반에 소성변형을 일으키게 된다. 성토하중으로 인하여 지중에는 응력이 증가하고 과잉간극수압도 증가하게 된다. 과잉간극수압이 소멸되도록 충분히 느린 속도로 성토하중이 가하여지면 유효응력의 증가로 지반강도가 증가하여 측방유동량이 적게 된다. 그러나 성토재하속도가 빠르게 되면 과잉간극수압이 증가하여 지중전단응력이 지반강도를 초과하게 되고 지반은 측방으로 소성변형을 하게 된다. 그림 2.3의 경우는 그 예를 보여주고 있다.

나. 연약지반상 교대의 뒤채움

연약지반상에 시공되는 교대의 경우 뒤채움을 실시하게 된다. 만약 교대 시공 이전에 연약지반처리공법을 시공하거나 연약지반상의 선재하(preloading) 성토기간을 충분히 유지시켜 지반강도를 충분히 증가시키면 측방유동에 의한 피해를 줄일 수 있다. 그러나 이와 같은 과정을 생략하고 연약지반상에 바로 교대를 시공하고 배면뒤채움을 실시하는 경우 이 뒤채움 하중은 연약지반에 편재하중으로 작용하게 되어 지반의 측방유동을 발생시키게 된다.

이와 같은 소성변형에 의한 지반의 측방유동은 교대구조물에 심각한 영향을 종종 미치게 된다. 즉 뒤채움에 의해 연약지반이 침하하고 교대가 기울어지거나 수평변위가 발생되어 종국적으로 활동파괴까지 발생될 수 있다. 그러므로 이와 같은 사항 등을 고려하여 측방유동이 발생되지 않도록 시공함이 바람직하다. 그림 2.4는 그 일예를 보여주고 있다.

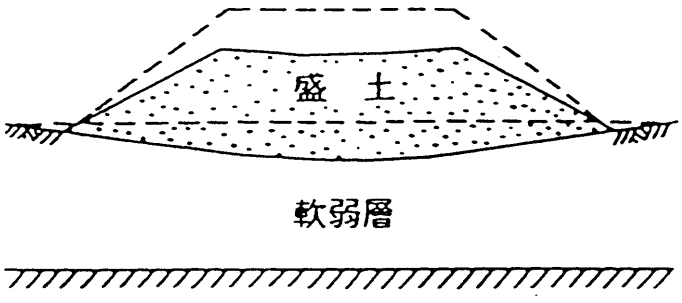


그림 2.3 연약지반상 성토 사례

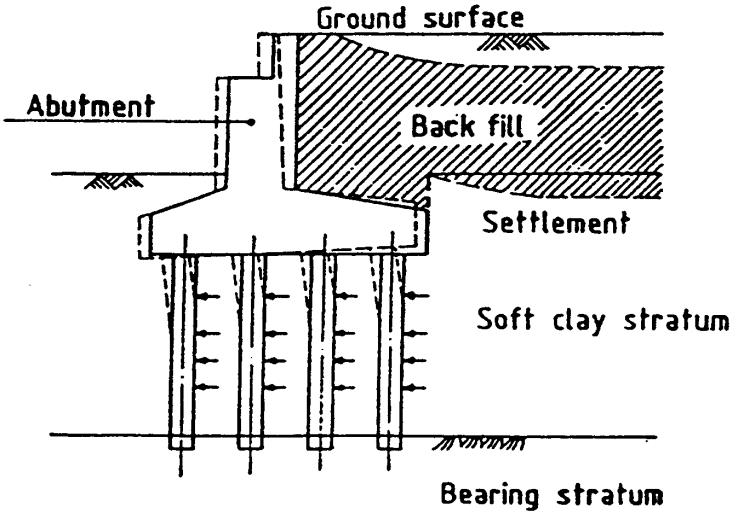


그림 2.4 연약지반상 교대 뒤채움 사례

다. 연약지반상의 도로토공

연약지반상의 도로토공은 광범위하므로 성토나 굴착에 의하여 주변지반의 융기나 침하, 지하수위저하 등을 일으키는 수가 많다. 특히 성토에 의한 측방유동은 사면의 안정뿐만 아니라 도로 주변의 논밭, 가옥, 수로 등의 시설에 피해를 일으키게 된다. 따라서 도로토공에서는 성토를 안전하게 시공하는 것은 물론 시공 후 성토체가 파괴되지 않도록 하여야 한다. 즉, 측방유동 및 잔류침하량을 적극 억제시키도록 하여 지반의 변형을 방지하고 피해가 발생되지 않도록 주의하여야 한다. 그림 2.5는 그 예를 보여주고 있다.

라. 연약지반상의 잔교설치 후의 배면매립

연약지반상에 잔교를 설치한 후 시공되는 배면 뒤채움에 의한 하중은 연약지반에 편재하중을 가하게 되어 연약지반을 측방으로 변형시키게 된다. 이러한 측방유동은 대부분 바람직하지 않은 변형이 되어 많은 피해를 유발시킨다. 이와 같은 측방유동이 발생하는 지반 속에 설치된 잔교기초말뚝은 지반으로부터 2차적인 측방토압을 받게 되어 변위가 발생하고, 결국 상부구조물의 수평변위를 유발시킨다. 그림 2.6은 그 일예를 보여주고 있다.

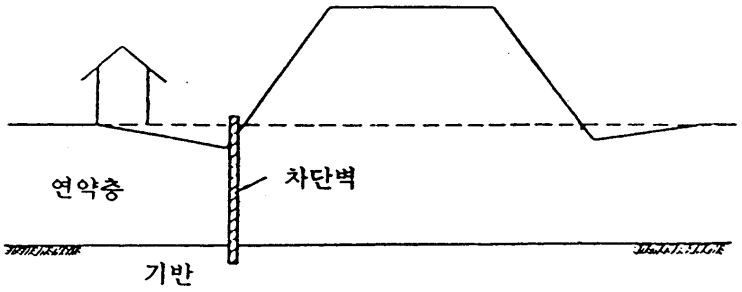


그림 2.5 연약지반상 도로건설 사례 (인접구조물이 있는 경우)

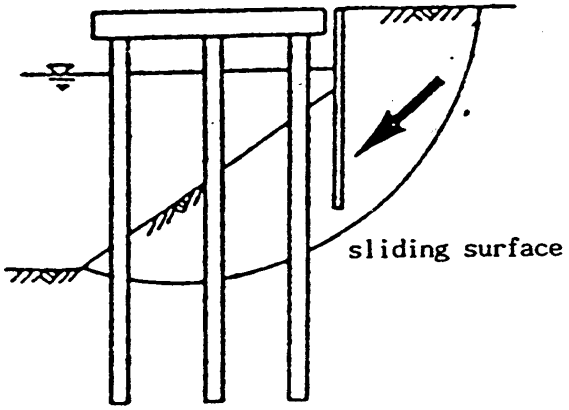


그림 2.6 안벽의 뒤채움 사례

3. 측방유동압

연약지반상에 설치되는 교대 등과 같은 구조물은 일반적으로 말뚝기초로 지지된다. 이와 같이 연약지반중에 설치된 말뚝(그림 2.7)은 일반적으로 수동말뚝으로 간주되며, 수동말뚝의 합리적인 설계에 있어서는, 말뚝에 작용하는 측방유동압을 어떻게 산정하는가가 가장 중요한 요인이 된다. 그러나 측방유동압은 성토체의 높이와 형상, 지반의 역학적 특성과 구성(profile) 그리고 말뚝의 배치와 강성 등 여러 가지 요인에 영향을 받으므로 이를 정량적으로 파악하는 것은 쉽지 않은 문제이다.

수동말뚝에 작용하는 깊이방향의 측방유동압 분포형태는 사각형 분포, 삼각형 분포 및 사다리꼴 분포 등 다양한 형태로 가정되고 있다(홍원표, 1994). 이 중 가장

널리 알려져 있는 측방유동압의 분포형태는 Tschebotarioff(1973)에 의해 제안된 이등변 삼각형 분포이다.

Tschebotarioff(1973)는 연약지반에 설치된 말뚝에 작용하는 측방유동압의 분포를 연약층 중심부에서 최대값을 갖고, 지표면과 연약층의 저면에 작용하는 측방유동압은 무시한다고 가정하여 이등변 삼각형의 분포로 규정하고, 최대 측방유동압 산정 방법을 식 (2.1)과 같이 제안하였다.

$$P_{max} = \alpha \cdot \gamma H \cdot B \qquad (2.1)$$

여기서, α는 유동압계수(0.4 since Tschebotarioff, 1973), γH는 상재하중, B는 유동방향의 폭(일반적으로 말뚝직경의 2.0~2.5배)이다.

한편, Ito & Matsui(1975)는 측방변형지반속 줄말뚝에 대한 모형실험을 통하여 말뚝의 간격과 말뚝주변지반의 소성상태를 고려한 이론식을 제안한 바 있다. 그림 2.8은 모형실험결과로 부터 얻은 말뚝주변지반의 소성상태를 나타낸 것으로, 이로부터 측방유동압을 산정하는 이론식을 식 (2.2)와 같이 제안하였다.

$$P_{(z)} = C[D_1(3\ln\frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2}\tan\frac{\pi}{8}) - 2(D_1 - D_2)] + \gamma Z(D_1 - D_2) \qquad (2.2)$$

여기서, C는 점착력, D_1은 말뚝의 중심간격, D_2는 말뚝의 순간격이다.

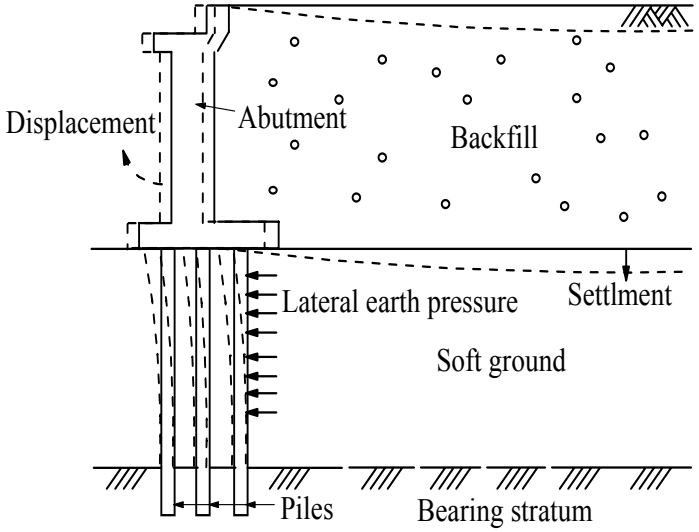


그림 2.7 교대기초말뚝에 작용하는 측방유동압

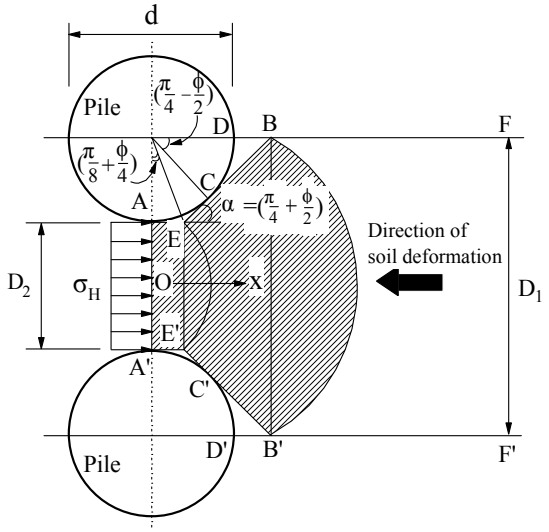


그림 2.8 말뚝 인접지반에서의 소성상태 (Ito & Matsui, 1975)

식 (2.2)는 말뚝 중심간격이 클수록 말뚝에 작용하는 측방유동압이 감소하는 경향을 나타내며, 이 방법에 의한 측방유동압의 깊이방향 분포형태는 직선적 증가를 보이는 사다리꼴 분포를 나타낸다.

홍원표 외 1인(2002)은 말뚝 사이에 발생하는 지반아치의 형태를 그림 2.9와 같이 가정하고, 이때의 측방토압을 산정하기 위하여 원주공동확장이론(Timoshenko & Goodier, 1970)을 적용한 이론식을 제안하였다. 식 (2.3)은 단위깊이당 한 개의 말뚝에 작용하는 측방토압 p의 산정식이고, 이 식을 소성변형이 발생한 지반의 두께 H에 대하여 적분하면 식 (2.4)와 같이 전측방토압 P 를 산정할 수 있다.

$$p = \sigma_H (D_1 - D_2) + 2c \ln \frac{D_1 + d}{D_2} \cdot D_1 \tag{2.3}$$

$$P = \int_0^H p \, dz \tag{2.4}$$

여기서, σ_H 는 Rankine의 주동토압, z는 지표면에서부터의 깊이를 나타낸다.

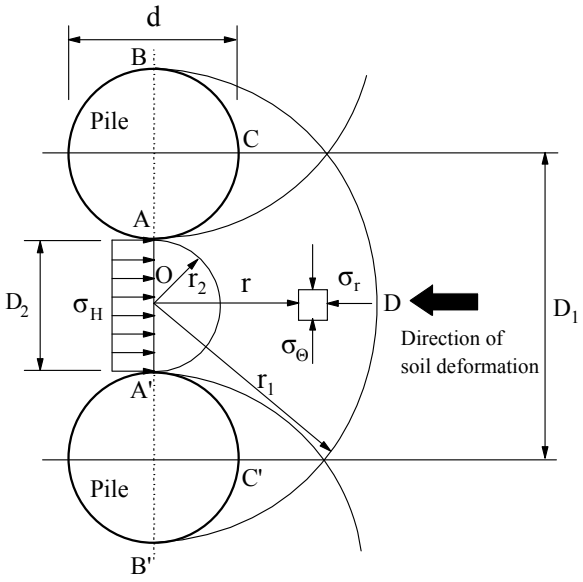


그림 2.9 수동말뚝에서의 지반아칭현상 (Hong & Song, 2004)

4. 연약지반 측방변형의 예측

점성토 지반에 하중이 작용할 경우 일반적으로 지반이 비배수거동을 하는 것으로 가정하여, 해석을 수행함이 보통이다. 그러나 대부분의 점토퇴적층은 경시 효과(aging effect), 상부토층 제거, 지하수위의 변화, 설하중(snow load), cementation 및 desiccation 등에 의해 지반의 상층부이 다소 과압밀된 상태로 존재하게 된다. 따라서 실제지반의 거동은 비배수상태로 가정하고 수행한 수치해석 등의 결과와 다소의 차이를 보이게 된다.

그림 2.10은 점성토지반에 성토시 응력경로를 나타내고 있다. 하중이 가해지는 초기에는 O´P´의 응력경로를 따라 과압밀점토의 거동을 나타내는데, 이때의 특징은 압밀속도가 빨라지고 연직변위에 비해 측방변위가 매우 작게 나타난다. 여기서 응력경로가 일반적으로 인식될 수 있는 O´U´가 아니고 K_0 압밀상태와 유사한 O´P´의 경로를 따르는 점이 주목된다. 하중이 증가되어 항복면(P´)에 이르면 정규압밀점토로서 소성적인 거동을 하게 되며 응력경로 P´F´를 따르게 되는데, 이때는 비배수상태로서 과잉간극수압이 증가하며 측방변위가 매우 크게 된다. 시공이 계속되면 과잉간극수압이 계속 증가하게 되고 소성적인 거동이 지속되다가 결국 F´에 이르러 국부파괴가 유발되며, 이후에 응력경로는 F´R´과 같이 되어 변형연화거동

(strain softening behavior)현상이 나타난다. 만일 중간에 공사를 중단하고 장시간 방치하면 간극수압이 소산되면서 응력경로 A′B′를 따라 지반은 안정화가 되는데 이때의 측방변위는 연직변위에 비해 작아진다.

이와 같은 현상을 확인하기 위해 Tavenas et al.(1980)은 총 21개소의 성토구간에 대한 현장계측 결과를 토대로 연약지반의 침하량과 측방유동량 사이의 관계를 분석하였다. Tavenas et al.(1980)이 제시한 연약지반상 성토시 침하량과 측방유동량 사이의 관계를 정리하면, 그림 2.11과 같이 나타낼 수 있다. 그림 2.11에서 알 수 있는 바와 같이 하중의 초기단계(O′P′)에는 비교적 빠른 배수로 측방변위량이 연직침하량에 비하여 작지만[$\Delta y_m=(0.18\pm0.09)\Delta s$], 성토하중이 증가하면 정규압밀(NC)상태로 변화되며, 공사의 종료단계(P′A′)에서는 비배수상태로 거동하게 되어 측방변위량이 급격히 증가하고 그 크기는 연직변위량과 거의 같아진다[$\Delta y_m=(0.9\pm0.2)\Delta s$]. 또한 공사완료 후 장시간 방치시킨 경우(A′B′)에는 배수상태로서 연직변위량에 비하여 측방변위량이 작아진다[$\Delta y_m=(0.16\pm0.02)\Delta s$]. 이와 같은 계측결과는 그림 2.10의 응력경로를 이용하여 설명한 결과와 매우 유사한 거동을 보임을 알 수 있다.

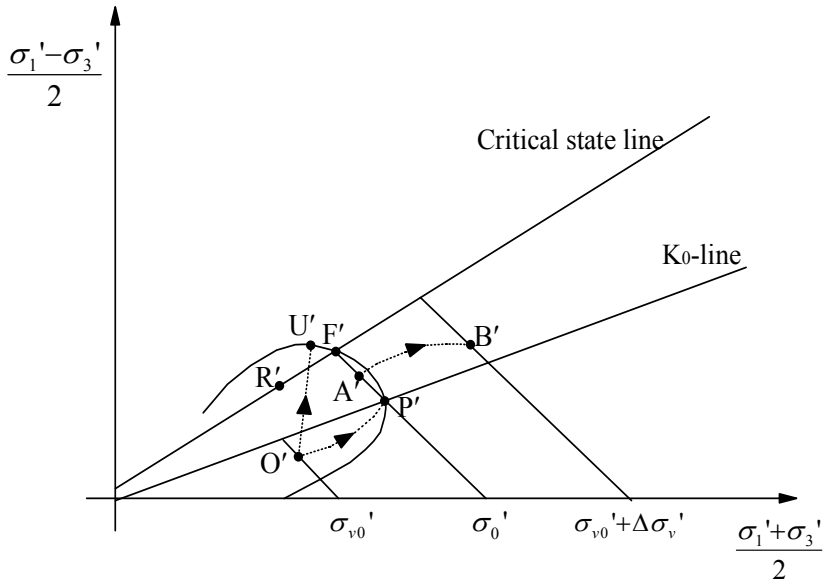


그림 2.10 제방 중앙부 직하에서의 유효응력경로(Leroueil et al., 1990)

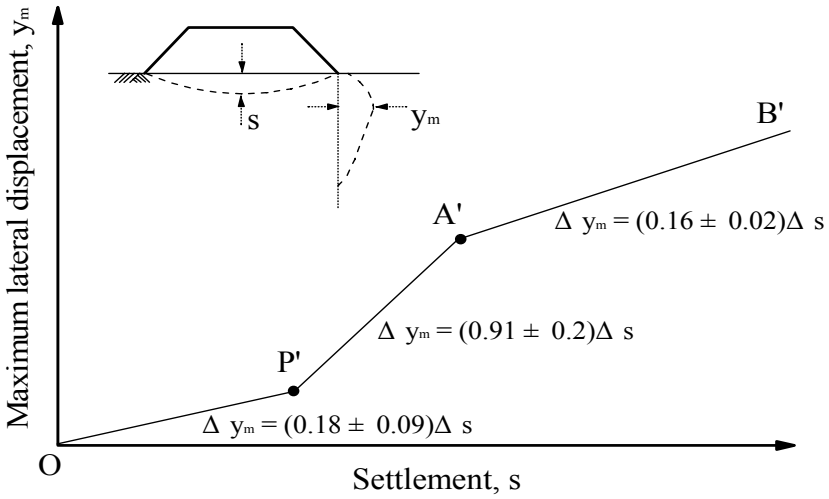


그림 2.11 최대 측방변위와 침하량 관계(Tavenas et al., 1979)

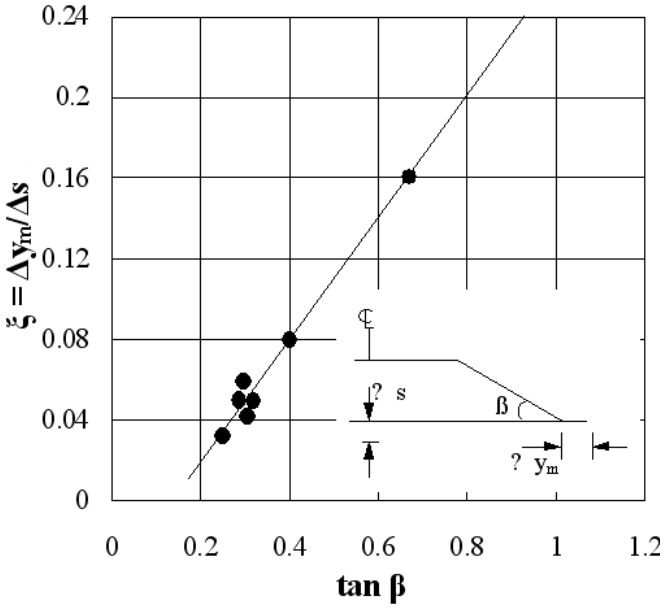


그림 2.12 제방경사각과 $\Delta y_m/\Delta s$ 의 관계 (Tavenas & Leroueil, 1980)

성토후 장기간 방치시킬 경우, 연직침하 증분량 Δs와 수평변위 증분량은 대략 Δy_m=(016.±0.02)Δs의 선형관계가 성립됨을 보았는데, Δy_m과 Δs의 관계는 또한 성토체의 기하학적 형상에 영향을 받는 것으로 나타났다. 연약지반상에 성토를 한 13개소에 대한 계측사례 분석결과에 의하면 성토 법면의 경사각(β)과 ξ(=$\Delta y_m/\Delta s$)의 관계는 그림 2.12와 같이 나타나는데, 단 이때의 성토사면 안전율은 1.25~1.5범위에 있는 경우이다(Tavenas & Leroueil, 1980).

또한 Tavenas et al (1979), Bourges and Mieussens (1979)은 시험성토(Test embankment)에 대한 장기간(약 3~17년)에 걸친 계측결과, 측방변위의 깊이에 따른 분포형태는 압밀기간중에 거의 변화가 없다는 사실을 발견하였다. 이와 같이 성토 후 장기압밀기간중 연직침하량과 수평변위량은 일정한 비례관계를 유지하며, 또한 측방변위의 깊이에 따른 분포형태가 변하지 않는다는 연구결과로부터, 시공 완료후 제방의 공용기간(lifetime) 동안 발생될 수 있는 최대 측방변위증분의 상한치(upper limit)를 식 (2.5)로부터 산정할 수 있다.

$$\Delta y_m = \xi(S_c - S) \qquad (2.5)$$

여기서, S : 공사완료시에 관측된 총침하량

ξ : 형상계수 (그림 2.12 참조)

S_c : 예상 총침하량 = $\frac{H}{1+e_0}(c_s \log\frac{\sigma_{p'}}{\sigma_{vo'}} + c_c \log\frac{\sigma_{vo'}+\Delta\sigma_v}{\sigma_{p'}} + c_a \log t)$

e_0 : 지반의 초기 간극비

H : 점토지반의 두께

Cc : 압축지수, Cs : 재압축지수

$\sigma_{p'}$: 선행압밀하중, $\sigma_{vo'}$: 지반의 초기하중(토피하중), $\Delta\sigma_v$: 상재하중

Ca : 2차압밀계수, t : 2차압밀기간

한편, Suzuki(1988)는 11개 현장에 대한 계측자료 분석을 통해 연약지반상 성토에 기인한 지반의 변형문제를 분석하였으며, 성토사면 선단부 하단에서의 최대 지중 측방변위량 y_m과 성토체 중앙부 연약지반의 침하량 s 는 Tavenas et al.(1979)의 연구결과와 유사하게 식 (2.6)과 같은 관계를 가지고, 성토하중 증가에 따른 최대 지중 측방변위량 증분 Δy_m과 침하량 증분 Δs는 식 (2.7)의 관계를 가진다고 하였다.

$$y_m = (0.208 \pm 0.052)s \qquad (2.6)$$

$$\Delta y_m = (0.24 \pm 0.03)\Delta s \qquad (2.7)$$

5. 측방유동 판정법

가. 사면변형 가능성 판정

연약지반 상에 성토 혹은 뒤채움 등으로 편재하중을 가할 경우 지반의 측방유동이 발생할 것인가 여부를 먼저 판단할 필요가 있다. 사면의 변형 가능성 여부를 판단할 수 있는 간편한 방법으로는 다음과 같은 경험적 방법을 사용할 수 있을 것이다.

(1)Marche법(Marche & Chapuis, 1974)

측방유동량을 표시하기 위하여 그림 2.13과 같이 성토로 인한 유효연직압 q에 대응한 성토사면 선단에서의 측방변형량 δ_0의 관계를 표시하였다. 무차원계수 R은 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$R=\frac{\delta_0 E_s}{qB} \tag{2.8}$$

여기서, δ_0 : 성토사면 선단부의 측방변위

E_s : 점토의 비배수 변형계수

$q=\gamma h$: 상재하중(surcharge pressure)

B : 성토저면폭

h : 성토고

성토규모와 연약지반의 사면안전율로부터, 사면선단부의 측방변형규모를 그림 2.13에 의거 개략적으로 구할 수 있다. 이 그림에 의하면 연약지반의 두께와 성토폭에 따라 차이는 있으나 대략적으로 사면의 안전율이 1.4이하가 되면, δ_0이 급격히 증가되고 있음을 알 수 있다. 따라서 측방유동을 방지하려면, 1.4이상의 사면안전율이 확보되어야 한다.

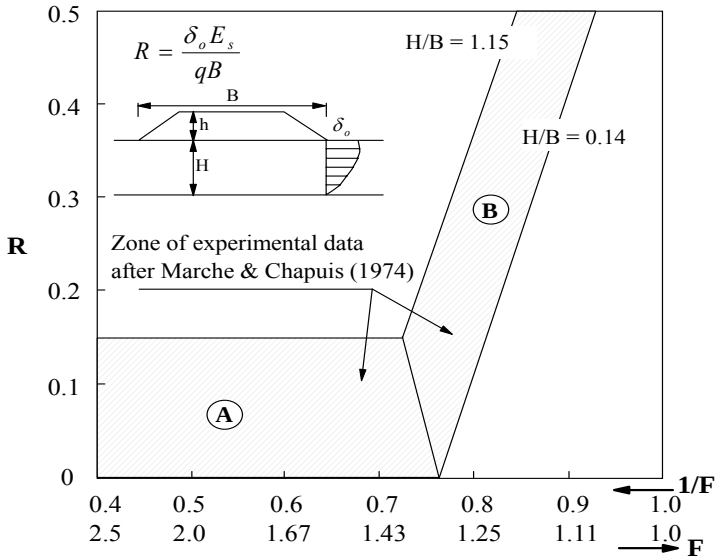


그림 2.13 사면안전율에 따른 R (Marche & Chapuis, 1974)

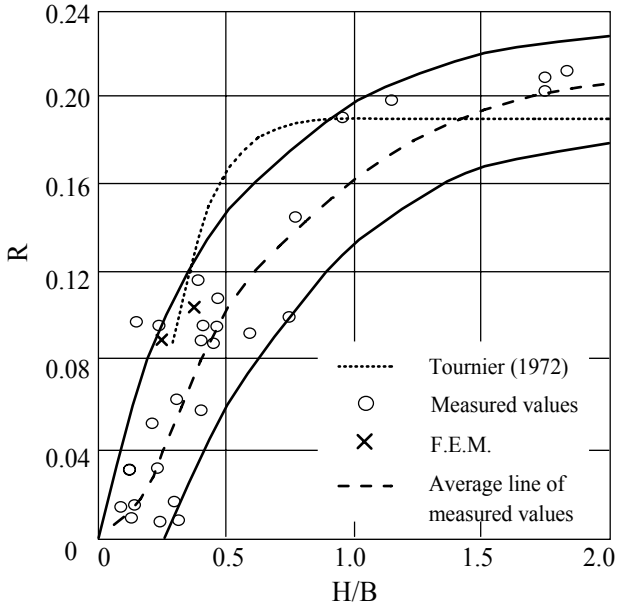


그림 2.14 R과 H/B의 관계 (Oteo, 1977)

Oteo(1977)는 변수 R과 성토규모를 나타내는 H/B와의 관계를 20여개의 현장실측치에 대하여 그림 2.14와 같이 정리하였다. 그림 2.14에는 Tournier(1972)의 이론곡선과 F.E.M값도 함께 표시되어 있다. 이 결과로부터 R과 H/B는 그림 중 굵은 실선으로 표시된 영역범위에서 발생되고 있다고 할 수 있다. 따라서 성토규모가 결정되면 이 그림을 이용하여 예상되는 최대 측방유동량을 예측할 수 있다.

(2) German Recommendation (Franke, 1977)

측방유동이 발생되지 않기 위한 사면의 소요안전율은 연약지반의 Consistency와 관련이 있으므로, 연약지반의 Consistency Index $I_c(=\frac{w_l - w_n}{I_p})$로부터 사면의 소요안전율 F를 결정하도록 하고 있다. 따라서 연약지반의 Atterberg한계와 자연함수비로부터 사면의 소요안전율은 그림 2.15를 이용하여 산정할 수 있으며, 연약지반의 전단강도 τ_f와 지반중에 발생된 전단응력 τ와의 비에 의한 사면안전율 F가 그림 2.15에서 구한 소요안전율보다 적으면 측방유동이 발생될 가능성이 있다고 판정한다.

(3) Tschebotarioff법 (Tschebotarioff, 1973b)

연약지반의 비배수 전단강도에 대응하여 연약지반상에 성토시킬 수 있는 최대높이를 결정하는 방법으로 그림 2.16를 이용할 수 있다. 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압 ($P=\gamma h$)이 연약지반의 비배수전단강도의 3배가 되면 ($P_y=3c$) 전단변형이 발생되기 시작함을 표시하고 있으며, 5.14~7.95배가 되면 ($P_m=5.14c$: *strip*, $P_m=7.9c$: *square*) 전단파괴가 발생함을 예측할 수 있다.

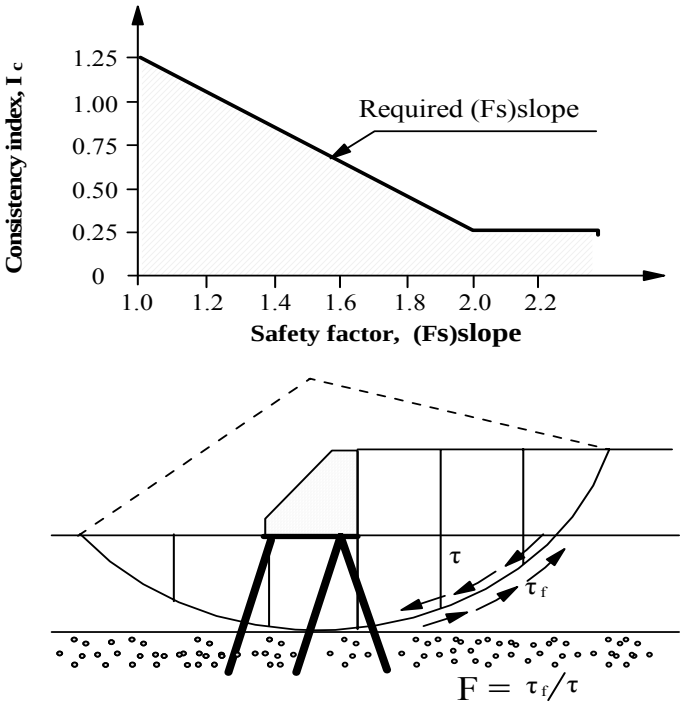


그림 2.15 사면안전율과 consistency index의 관계 (Franke, 1977)

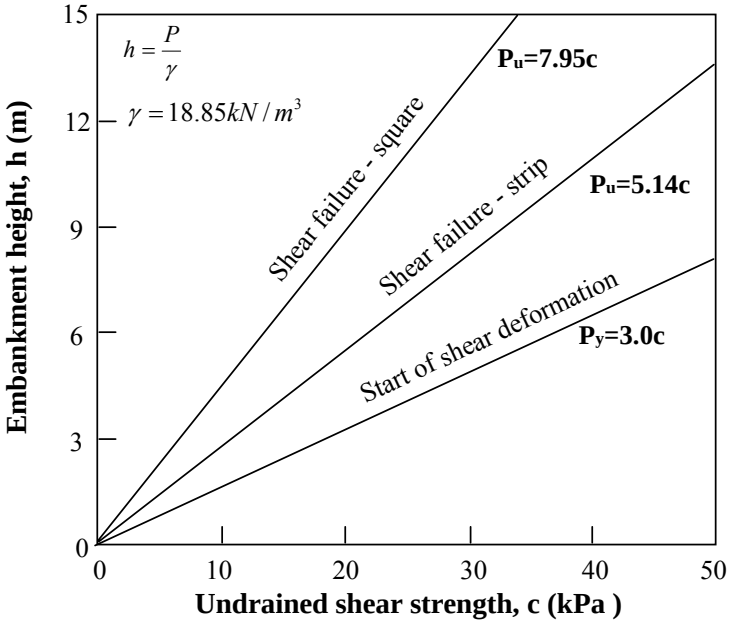


그림 2.16 비배수전단강도와 성토높이의 관계 (Tschebotarioff, 1973b)

나. 교대의 측방이동 판정법

연약지반상 교대측방이동은 교대배면의 뒤채움 편재하중에 의한 연약지반의 측방유동에 기인하기 때문에, 교대가 측방이동을 할 것인가 여부를 판정하기 위해서는 (가)에 설명한 방법들을 활용할 수 있다. 이들 방법 이외에, 측방이동이 발생된 교대에 대한 조사연구로부터 제시된 간편법들이 다음과 같이 제안되어 있다.

(1) 원호파괴에 의한 판정

교대조사사례에 대한 검토에 의하면 교대가 설치된 지역의 원호파괴면에 대한 사면안전율이 0.9(말뚝의 사면안정효과를 무시한 경우) 이하이면 교대의 측방이동량이 극심하였고, 1.5 이상이면 교대의 측방이동은 거의 발생되지 않는 것으로 나타났다(홍원표 등, 1994).

한편, 교대가 말뚝기초위에 설치되어 있는 경우, 말뚝의 사면안정효과를 고려한 사면안전율이 1.1 이하이면 교대의 측방이동량이 극심하였고, 1.8 이상이면 교대의 측방이동은 거의 발생되지 않는 것으로 나타났다. 따라서 교대의 측방이동 발생여부를 판단하고자 할 때 교대 말뚝기초의 유무를 고려한 원호파괴에 대한 사면안전율을 기준으로 함이 합리적일 것이다. 즉 교대가 설치되어 있는 지반의 원호파괴에

대한 사면안전율이 식 (2.9)를 만족시키지 못할 경우 교대의 측방이동이 발생될 것이다(그림 2.17 참조).

$$\left.\begin{array}{l}(F_s)_{slope} \geq 1.5 \text{ (말뚝의 사면안정효과 무시한 경우)} \\ (F_s)_{slope} \geq 1.8 \text{ (말뚝의 사면안정효과 고려한 경우)}\end{array}\right\} \quad (2.9)$$

(2) 일본 수도고속도로공단법

일본 수도고속도로공단(1978)에서는 20개의 교대사례를 대상으로 원호활동저항비 F_c(성토 선단부의 연직선상에 중심점을 놓아서 연약층의 중간을 통과하는 원호활동에 대해서 계산한 사면안전율)의 고려방식을 도입하여 측방유동량과 F_c치 및 연약점토층의 압밀침하량 δ_s와의 관계에 의한 교대측방이동유무의 판정기준을 제안하였다. 제안된 판정기준은 식 (2.10)과 같이 나타낼 수 있다(그림 2.18).

$F_c > 1.6$, $\delta_s < 10cm$: 교대이동 우려 없음

$1.2 \leq F_c \leq 1.6$, $10cm \leq \delta_s \leq 50cm$: 측방변위 고려한 설계 필요 (2.10)

$F_c < 1.2$, $\delta_s > 50cm$: 교대이동 우려 있음

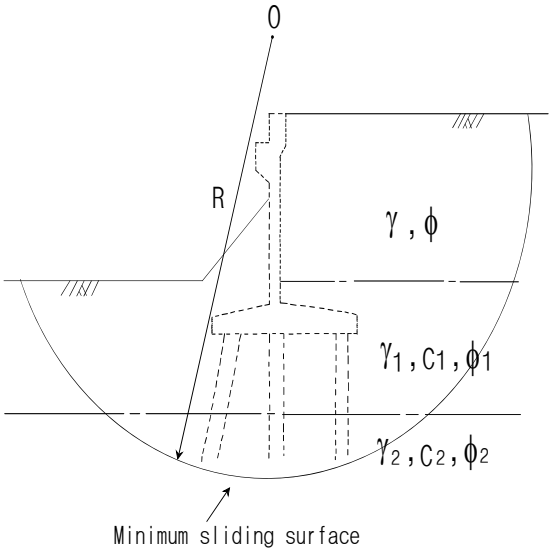


그림 2.17 원호활동에 대한 사면안정

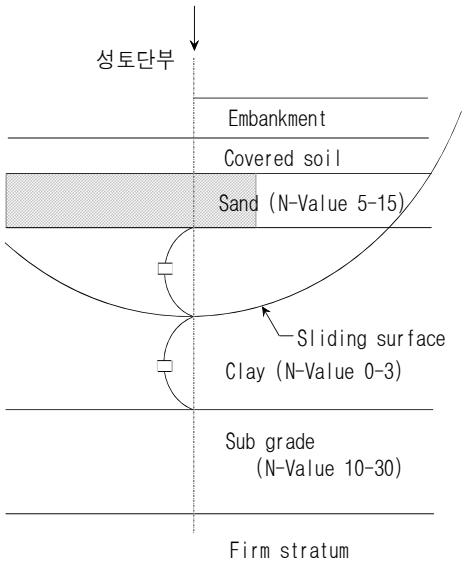


그림 2.18 F_c 계산시의 활동면

(3) 일본 도로공단법

일본 고속도로조사회(1981)에서는 75개의 교대사례를 대상으로 하여 수량화이론에 의한 요인분석을 실시하였다. 교대이동에 상관성이 높은 요인을 조합하여 측방유동지수(F)를 정의하였으며, 이 값으로 교대측방이동여부를 판정한다. 측방유동지수(F)는 안정계수 $c/\gamma h$를 연약층의 두께로 보정한 것으로 식 (2.11)과 같이 나타낼 수 있다.

$$F = \frac{c}{\gamma h} \times \frac{1}{H} \qquad (2.11)$$

여기서, c는 연약층의 평균점착력, γ는 성토재의 단위중량, h는 성토고, 그리고, H는 연약층의 두께이다.

그림 2.19는 교대의 변형과 F치와의 관계를 나타내고 있다. 이 그림에서 A교대는 이동의 정도가 커서 교대형식을 변경하였거나 신축이음이나 지지점의 보수가 실시된 경우의 교대이며, B교대는 보수는 하지 않았지만 신축이음부 간격이 없어졌거나 크게 벌어진 경우의 교대이고, C교대는 이동이 인정되지 않는 경우 혹은 유지관리상의 문제가 없는 경우를 의미한다. 이 그림에서 보는 바와 같이 기능상 지장을 초래한 정도의 변형이 발생한 교대(A교대 및 B교대)에 대한 F치의 상한값은 4×10^{-2}이며, 이 값을 수동말뚝으로서의 검토가 필요한지 아닌지의 판정기준으로 삼았다. 즉, 만약 F치가 4×10^{-2}이하이면 교대의 측방이동현상이 발생될 우려가 있다고 판정하고 있다.

(4) 일본 건설성토목연구소법

일본 건설성토목연구소(1981)에서는 교대측방이동과 관련된 주요 영향요인인 교대, 기초말뚝, 지반에 관한 요소를 반영한 측방유동 판정법을 제안하였다. 이 판정법은 교대의 측방이동이 흙구조물의 안정문제와 깊은 관련이 있는 것으로 간주하여 성토체의 안정계수를 기본으로 하고 있다. 여기에 연약층의 두께 H, 기초근입길이 L_p, 기초체폭의 합계 b(말뚝기초일 경우 말뚝지름의 총합), 교대폭 B_a, 교축방향 교대길이 L 등으로 보정하여 교대측방이동판정지수(I_L)를 정의하였다. 교대

측방이동판정지수는 식 (2.12)와 같이 나타내며, $I_L \geq 1.5$ 일 경우 교대측방이동의 우려가 있고 $I_L < 1.5$ 일 경우 교대측방이동의 우려가 없다고 판정한다(그림 2.20).

$$I_L = \frac{H}{L_p}\frac{b}{B_a}\frac{H}{L}\frac{\gamma h}{c} = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma h}{c} \tag{2.12}$$

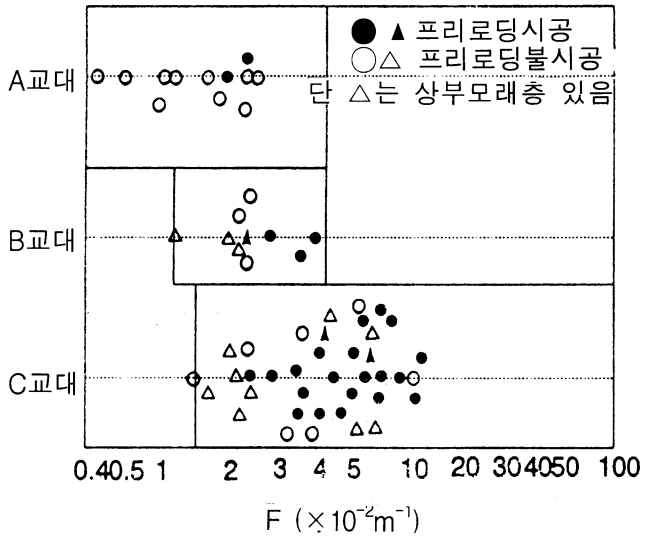
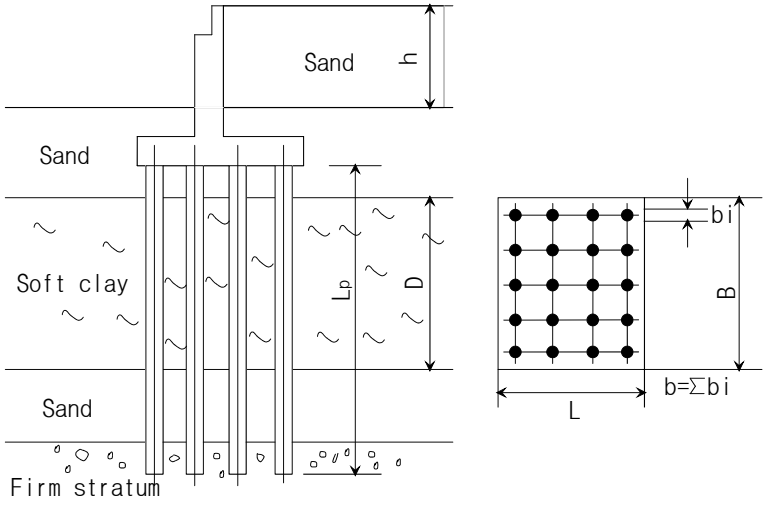


그림 2.19 측방유동지수의 범위



(a) 단면도 (b) 평면도

그림 2.20 측방유동판정지수 계산을 위한 단면도

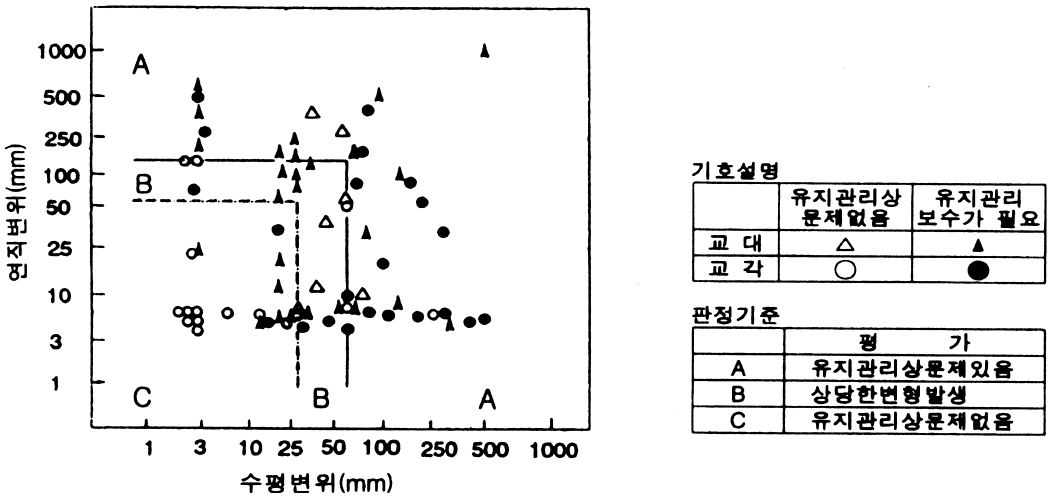


그림 2.21 캐나다법

(5) 캐나다법

캐나다에서는 캐나다 및 미국 내의 약 90개의 지지말뚝이 설치된 교대와 교각의 변형상태를 조사하였다(Bozozuk, 1978). 그림 2.21에 나타낸 각 교대 및 교각의 수직변위 S_V와 수평변위 S_H의 관계에서 아래의 식 (2.13)과 같은 판정기준을 수립하였다.

$$\begin{aligned} &S_V < 50mm,\ S_H < 25mm && : \text{유지관리상 문제 없음} \\ &50mm \le S_V \le 100mm,\ 25mm \le S_H \le 50mm && : \text{상당한 변형 있음} \\ &S_V > 100mm,\ S_H > 50mm && : \text{유지관리상 문제 있음} \end{aligned} \qquad (2.13)$$

(6) 비원호파괴에 의한 판정

일본도로공단연구팀이 “연약지반에서의 수평이동의 예측법”에서 제안한 방법으로 다음 식에 의하여 판정한다. 그림 2.22에 가정된 파괴면에 따라 식 (2.14)로 안전율 F_r을 구하여 이 안전율이 3이상이 되면 안전한 것으로 간주한다.

$$F_r = \frac{4c + 5c \cdot L/D + 3 \times \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot S \cdot N_r}{\gamma_t \cdot h} \qquad (2.14)$$

$F_r \ge 3$ (측방이동 없음)

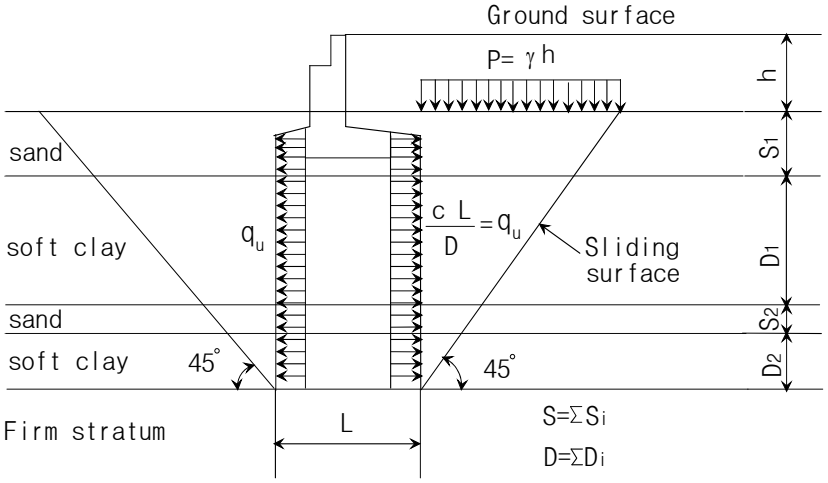


그림 2.22 비원호파괴에 의한 측방이동 판정

여기서, c : 연약층의 점착력 평균치 (t/m^2), L : 교축방향 교대폭 (m)

S : 현 지반에서 사질층 두께의 합 (m),

D : 현 지반에서 연약층 두께의 합 (m)

γ_1 : 사질층의 단위체적중량 (t/m^3)

N_r : 사질층의 지지력계수 (실용적으로 N치)

γ_t : 성토층의 단위체적중량 (t/m^3), h : 성토의 높이 (m)

(7) 교대측방이동 판정법 요약

연약지반 상에 성토 혹은 뒤채움 등으로 편재하중을 가할 경우 지반의 측방유동이 발생할 것인가 여부를 먼저 판단할 필요가 있다. 표 2.1은 지금까지 국내외에 알려진 교대 측방이동의 판정 방법을 요약한 것이다. 표 2.1에 나타낸 바와 같이 교대 측방이동 판정법은 크게 경험지수에 의한 방법, 기준교대변위량을 이용한 평가방법 및 소요사면안전율에 의한 방법으로 구분할 수 있다. 국내의 경우 표 2.1에 나타낸 교대 측방이동 판정법 중 Tschebotarioff(1973)법과 일본에서 제안된 측방유동지수 및 측방이동판정지수를 이용한 방법이 설계에 주로 활용되고 있으며, 최근 홍원표 등(1994, 2001a)이 제안한 소요사면안전율 방법도 점차 적용되고 있다.

표 2.2 교대 측방이동 판정법

판정 기준	제안자	판정 방법
경험지수	Tschebotarioff(1973)	상재하중 P ($=\gamma h$) P ≥ 3 c_u : 전단변형 시작 P ≥ 5.14 c_u : 전단파괴 발생
	일본도로공단 (일본고속도로조사회, 1980)	측방유동지수 F ($=\frac{c_u}{\gamma h}\times\frac{1}{H}$) F < 0.04 : 측방이동 가능성 있음
	일본건설성토목연구소 (1981)	측방이동판정지수 $I_L(=\frac{H}{L_p}\frac{b}{B_a}\frac{H}{L}\frac{\gamma h}{c_u})$ I_L ≥ 1.5 : 측방이동 가능성 있음
	한국도로공사(1995)	수정 I지수 $M_I(=\alpha\cdot\frac{\gamma h}{c_u})$ M_I ≥ 1.5 : 측방이동 가능성 있음
교대변위 (y_m)	일본도로공단	≥ 20mm : 측방이동 가능성 있음 ≥ 100mm : 측방이동 가능성 매우 높음
	Bozozuk(1978)	< 25mm : 유지관리 상 문제없음 25mm≤y_m≤51mm 상당한 변형 있음 > 51mm : 유지관리상 문제 있음
	Walkinshaw(1978)	≥ 51mm : 구조적인 결함 있음
	Moulton 등(1985)	≤ 38mm : 대부분의 경우 유지관리 상 문제 없음
	Wahls(1990)	≥ 51mm : 유지관리 상 문제 있음
사면 안전율	Franke(1977)	Consistency Index $I_c(=\frac{w_l-w_n}{I_p})$와 사면안전율의 관계로부터 결정되는 소요사면안전율(1.0~2.0)보다 사면안전율이 작으면, 측방이동 발생
	일본건설성토목연구소 (1976)	Fs ≥ 1.0 사면안정효과를 무시한 경우
	일본수도고속도로협회 (1978)	원호활동면을 일정하게 가정한 소요사면안전율(Fc) 제시 Fc ≥ 1.6 : 위험성 없음 1.2 ≤ Fc ≤ 1.6 : 측방변위 고려한 설계 Fc < 1.2 : 위험성 있음
	홍원표 등 (1994, 2001a)	말뚝의 사면안정효과 반영여부에 따라 소요사면안전율 제시 Fs ≥ 1.5 사면안정효과를 무시한 경우 Fs ≥ 1.8 사면안정효과를 고려한 경우

① 경험지수에 의한 방법

국내에서 측방유동지반에 설치된 말뚝기초교대의 측방이동 판정에 주로 활용되고 있는 경험적인 지수들은 공통적으로 Peck(1969)이 제안한 안정수(Stability number)를 근간으로 교대측방이동에 영향을 미치는 몇 가지 영향인자를 경험적으로 반영한 형태를 가지고 있다. 이들 판정법은 실제 교대의 측방이동사례 조사결과에 근거하여 제안된 판정법이므로 간편하게 교대의 측방이동여부를 검토하고자 할 경우 유용하게 활용할 수 있을 것이다. 그러나 측방유동지반 상 말뚝기초교대의 측방이동 발생 여부 및 발생량은 교대배면의 성토고, 교대배면 성토재의 단위중량, 연약층의 전단강도, 연약층의 두께, 교대형식, 교대치수, 기초형식 및 기초의 강성 등이 복합적으로 영향을 미치므로, 기존의 경험적인 지수에 의한 간편법만으로는 측방유동지반 상 말뚝기초교대의 측방이동을 엄밀히 판정하기가 어렵다(홍원표 등, 2001b).

② 교대변위량에 의한 방법

일본 및 북미에서는 도로교를 대상으로 교대의 측방이동 실태를 조사함으로써, 표 2.2에 나타낸 바와 같이 교대의 허용수평이동량을 제안하였다. 일본도로공단(1981)의 경우 75개 교대에 대한 조사자료를 바탕으로 교대의 허용수평이동량을 20mm로 제안하였으며, Bozozuk(1978), Walkinshaw(1978), Moulton et al.(1985) 및 Wahls(1990)는 캐나다 및 미국의 교대에 대한 현장조사를 통해 교대의 허용수평이동량을 각각 표 2.2에 나타낸 바와 같이 제안하였다. 이들 허용 교대이동량 제안치를 살펴보면, 교대이동량이 20mm 이하이면 측방이동으로 인한 교대 유지관리상의 문제가 없는 것으로 판단할 수 있으며, 교대이동량이 50mm를 초과하면 교대의 구조적인 결함이 발생할 수 있어 적극적인 대책방안이 강구되어야 함을 알 수 있다. 국내의 경우는 교대의 허용수평이동량이 15mm(도로교시방서, 1996)로 규정되어 있어, 교좌장치 설계시에 구조공학적인 측면에서 이를 반영하고 있으나, 지반공학적인 측면에서는 허용교대이동량을 반영한 설계가 거의 이루어지지 않고 있는 실정이다. 이에 대해 홍원표 등(2001a, 2001b)은 교대 측방이동이 우려되는 현장의 설계시, 교대의 허용측방변위를 적절히 고려한 사면안정해석을 수행함으로써, 교대 측방이동 가능성을 보다 합리적으로 판정할 수 있다고 하였다.

③ 사면안전율에 의한 방법

측방유동지반 상 말뚝기초교대의 측방이동은 ① 교대배면의 성토고, ② 교대배면 성토재의 단위중량, ③ 연약층의 전단강도, ④ 연약층의 두께, ⑤ 교대형식, ⑥ 교대치수, ⑦ 기초형식 및 ⑧ 기초의 강성 등에 영향을 받는다. 따라서 최근에는 말뚝기초교대의 측방이동에 영향을 미치는 상기의 8가지 영향요인을 적절히 반영할 수 있는 방법으로 사면안전율을 활용하는 방법이 교대 설계 혹은 안정성 검토에 적극 활용되고 있다. 그러나 대부분 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과를 적절히 고려하지 못하고 있는 실정이다. 이는 최근까지도 연약지반에 시공된 교대의 측방이동이 빈번히 보고되고 있는 주요한 원인 중 하나일 것으로 생각된다.

따라서 교대 측방이동의 합리적인 판정은 상기의 8가지 영향요소를 종합적으로 반영할 수 있는 사면안정해석을 통해 이루어지는 것이 가장 효과적이라고 판단된다. 즉, 사면안전율이 소요안전율보다 크면 주동말뚝해석을 통해 교대기초말뚝을 설계하고 사면안전율이 소요안전율보다 작으면 수동말뚝으로도 검토가 필요하며, 이를 위해서는 적절한 소요사면안전율이 제시되어야 한다(홍원표 등, 2001a).

현재까지 제안된 교대 설치지반의 소요사면안전율은 표 2.2에 나타낸 바와 같이, Franke(1977)의 1.0~2.0, 일본건설성토목연구소(1976)의 1.0(말뚝효과 무시), 일본수도고속도로협회(1978)의 1.2 및 1.6, 홍원표 등(1994, 2001a)의 1.5(말뚝효과 무시) 혹은 1.8(말뚝의 사면안정효과 고려) 등이 있다. 이 중 Franke(1977)의 방법은 연약지반의 연경도지수(Consistency Index)에 따라 소요사면안전율이 1.0~2.0까지 변하게 되는 방법으로 연경도지수 결정에 있어서의 불확실성에 소요사면안전율의 적정성이 크게 영향을 받을 것으로 판단된다. 일본건설성토목연구소(1976)에서는 말뚝의 효과를 고려하지 않은 사면안정해석결과와 실측 교대변위를 비교하여 소요사면안전율을 제안하였다. 그러나 이들이 제시한 소요사면안전율($Fs \geq 1.0$) 보다 더 큰 사면안전율을 가진 현장의 경우에도 측방이동이 과도하게 발생한 교대가 많으므로 이 소요사면안전율은 상향 조정되어야 할 것으로 판단된다. 또한 일본수도고속도로협회(1978)에서 제안한 원호활동저항비 Fc는 사전에 원호활동면을 가정(성토 선단부의 연직선상에 중심점을 놓아서 연약층의 중간을 통과하는 원호활동에 대하여 사면안정해석 수행)하는 방법이기 때문에, 다층으로 구성된 지반 등에서 원호활동면을 가정하는 것이 용이하지 않은 문제가 있는 것으로 판단된다. 따라서 현재까지의 소요사면안전율에 대한 연구결과 중, 국내의 실측자료를 토대로 제안된 홍원표 등(2001a)의 방법이 보다 합리적일 것으로 판단된다.

6. 연약지반 측방유동으로 인한 국내 피해 사례

가. 성토하중으로 인한 연약지반의 전단파괴 (정영덕 등, 2000)

도로건설을 위해 평균 8.8m 두께의 연약지반을 Sand Drain 공법으로 개량한 현장에서 연약지반의 측방유동으로 인한 전단파괴가 발생하였다. Sand Drain을 시공한 뒤, 1단계 성토 후 성토체의 좌측부 및 우측부에 각각 폭 39m 및 폭 23m에 걸쳐 최대 1~2m의 융기가 발생하였다. 본 현장의 추정 전단파괴면과 토층구성은 그림 2.23과 같다.

본 사례현장 구간의 토층구성을 살펴보면, 지표면으로부터, 성토층, 퇴적토층, 풍화잔류토층, 풍화암층 및 연암 순으로 분포하고 있다. 연약지반층은 두께가 7.5~10.0m로, 상부 2.0~3.5m는 N값이 6~25인 실트질 모래로 구성되어 있고, 하부는 Peat 혹은 유기질토(OH)로 N값이 0~2정도인 매우 연약한 상태이다.

본 현장의 피해원인을 조사하기 위해, 설계자료 및 지반조사 성과를 검토/분석한 결과, 지반정보 부족과 지반특성을 충분히 고려하지 못한 지반개량공법의 적용이 연약지반 전단파괴의 주요 원인인 것으로 나타났다. 즉, 대상현장에 대한 시추조사가 충분하지 못하여 연약지반구간에 대한 정확한 지반정보(연약층 심도, 토질정수 등)를 얻는데 문제가 있었다. 또한 하부 연약층의 경우 시추조사시 로드의 자체자중만으로도 관입되는 매우 연약한 상태로 존재하고 있어, Sand Pile이 형성될 수

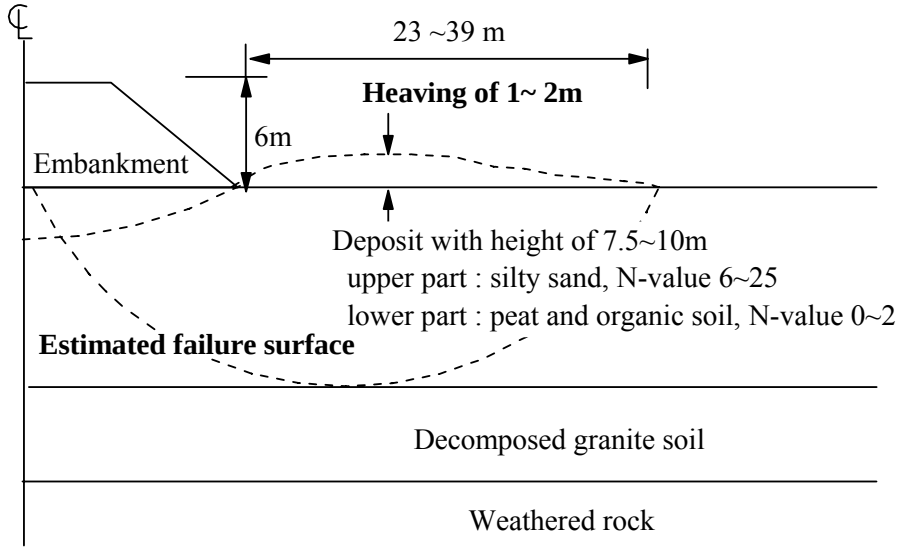


그림 2.23 연약지반 전단파괴 후 현장단면도

있는 구속력이 부족하게 되어, 재하성토하중에 대한 모래 배수재 및 지반의 안정을 확보하지 못한 것으로 판단되었다. 따라서 대상 구간의 연약지반 특성 및 인접지역 지반개량 시공사례를 검토한 결과를 반영하여, 모래다짐말뚝 및 자갈다짐말뚝 공법을 대책공법으로 제안/시공하였다.

나. 교대 측방이동(홍원표 등, 2003)

그림 2.24는 연약지반상 교대의 뒤채움 시공시 발생한 교대의 측방이동 사례현장 단면도 이다. 교대의 길이와 폭은 각각 100m 및 35.8m이고, 교각 및 교대의 기초로는 강관말뚝이 사용되었다.

본 현장은 해성점토층이 넓게 분포하고 있어 뒤채움이 연약지반의 측방유동으로 인한 피해가 우려되어, 직경 70cm의 SCP(모래다짐말뚝)를 2.4m 간격으로 시공하여 지반을 보강한 후 뒤채움을 실시하였다. 뒤채움은 6개월에 걸쳐 3단계로 나누어 시공되었으며, 각 시공단계별 성토고는 3.1m 였다.

교대의 측방이동 발생 원인을 파악하고 적절한 대책을 마련하기 위하여 현장조사를 2차례에 걸쳐 실시하였다. 그림 2.25는 A2교대 슈 인디케이터(shoe indicator)를 촬영한 사진이다. 그림 2.25(a)는 1차 조사시 슈 인디케이터를 촬영한 사진이고, 그림 2.25(b)는 2차 조사시 슈 인디케이터를 촬영한 사진이다. 이 사진에서 알 수 있는 바와 같이 1차 조사시 슈 인디케이터는 8cm가 이동된 상태였으며, 1차 조사이후 70일이 경과한 시점에서 수행한 2차 조사시의 이동량은 10cm인 것으로 나타났다. 따라서 지속적으로 교대의 측방이동이 진전되고 있음을 알 수 있다.

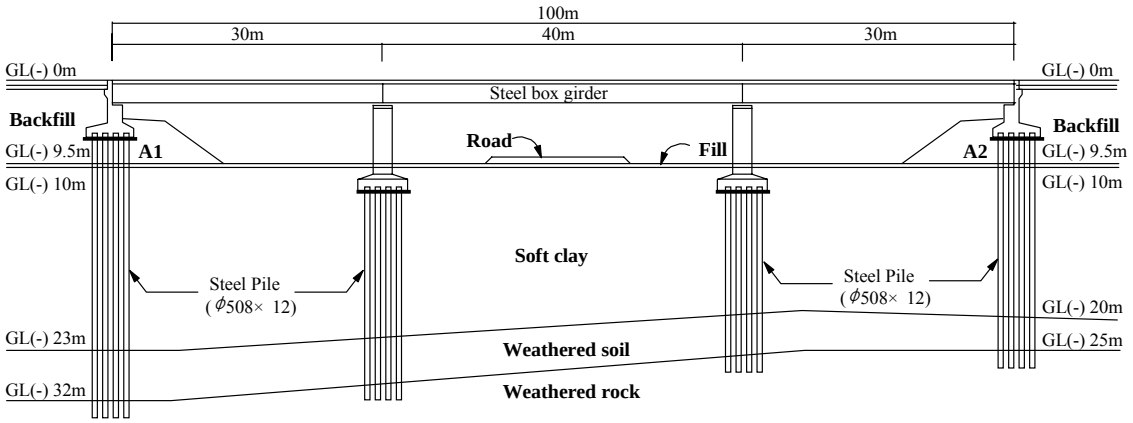


그림 2.24 교량 단면도



(a) 1차 조사 (b) 2차조사

그림 2.25 A2교대의 슈 인디케이터 이동량

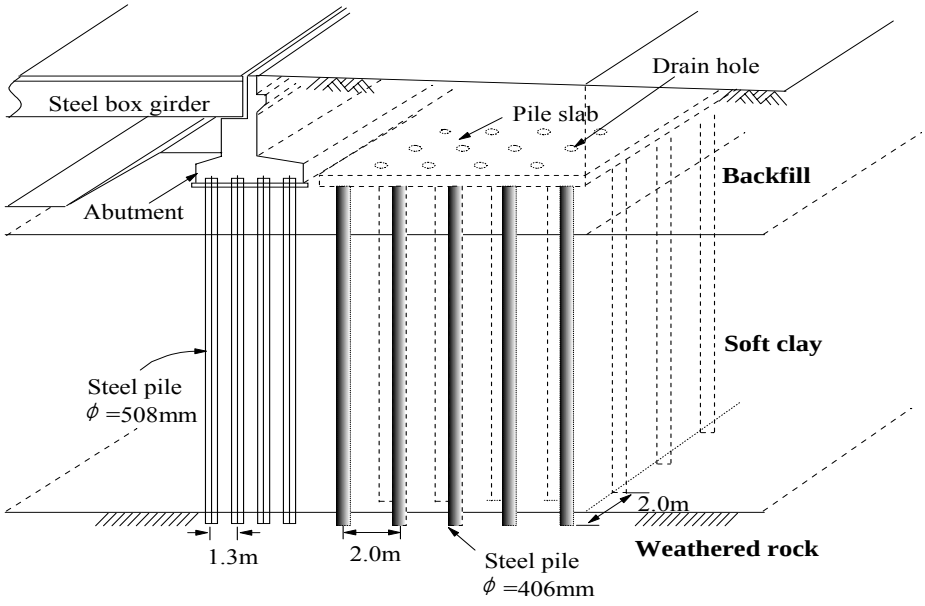


그림 2.26 교대측방유동 방지 파일슬래브 단면

SCP로 개량된 본 현장 연약지반의 공학적 특성을 각종 실내 및 현장 시험을 통해 분석하였다. 그 결과, SCP 시공 이후 시간경과에 따른 연약지반의 강도증가 효과가 미소한 것으로 나타났으며, SCP로 개량된 지반의 N값이 대략 2정도로 매우 연약한 상태임을 알 수 있었다.

결론적으로, 본 교대의 측방이동 원인은, 설계시 교대기초말뚝을 수동말뚝으로 고려하지 않고, 이에 대한 안정검토가 수행되지 않았으며, 연약지반개량이 충분히 이루어지지 않았기 때문인 것으로 판명되었다. 따라서 교대측방이동에 대한 대책공

법으로 교대배면에 성토하중을 경감시켜 교대측방이동을 억제하고 말뚝기초의 강성을 증대시켜 수평저항력을 보강하는 파일슬래브공법을 채택/시공 하였다(그림 2.26).

다. 연약지반상 벽강관식 안벽의 측방이동(Hong & Ahn, 1993)

포항종합제철(주) 제2제철소를 위한 광양항 제2기 제품부두에서 횡잔교 상부슬래브의 균열 및 수평변형이 발생하였다. 본 현장은 제철소에서 생산된 제품을 해상교통수단으로 운반하기 위하여 필요한 부두시설 공사현장이다. 이러한 부두시설은 대형선박의 정박을 위하여 충분한 수심이 얻어질 수 있도록 안벽과 같은 호안구조물을 설치하고 안벽배면을 매립하여 임항부지를 조성한다. 그림 2.27은 대상현장의 대표단면도를 나타낸 것이다.

벽강관식 안벽과 횡잔교 구조물을 일체로한 형태의 구조물 축조는 먼저 벽강관식 안벽의 말뚝을 설치하고 상부 철근콘크리트 상판구조물을 시공한 후 배면매립을 실시하게 된다. 이 배면매립은 지반의 안정성 측면에서 두 가지 문제를 야기시킨다. 하나는 연약지반의 사면안정성을 감소시키고, 다른 하나는 연약지반의 측방유동현상에 의해 벽강관식 안벽 배면에 막대한 측방토압을 가하게 된다. 결국 이러한 현상은 잔교구조물의 수평변위 발생을 유발시키게 된다.

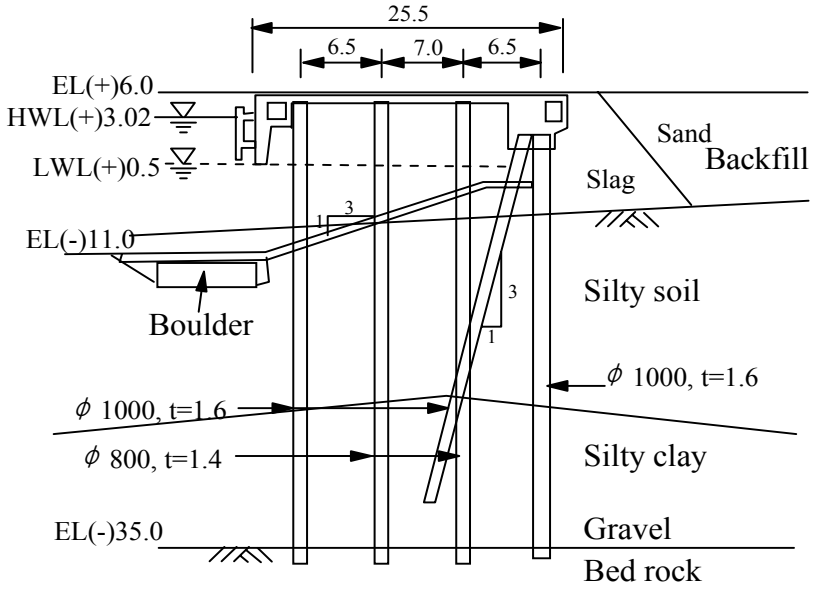


그림 2.27 대상현상 단면도

그림 2.28은 대상현장의 2기 부두의 수평변위를 나타낸 것이며, 그림 2.29는 M4의 측정위치에서 시간에 따른 수평변위 측정결과이다. 이러한 수평변위는 편재하중을 받는 연약지반의 측방유동현상에 의하여 발생된 것이다.

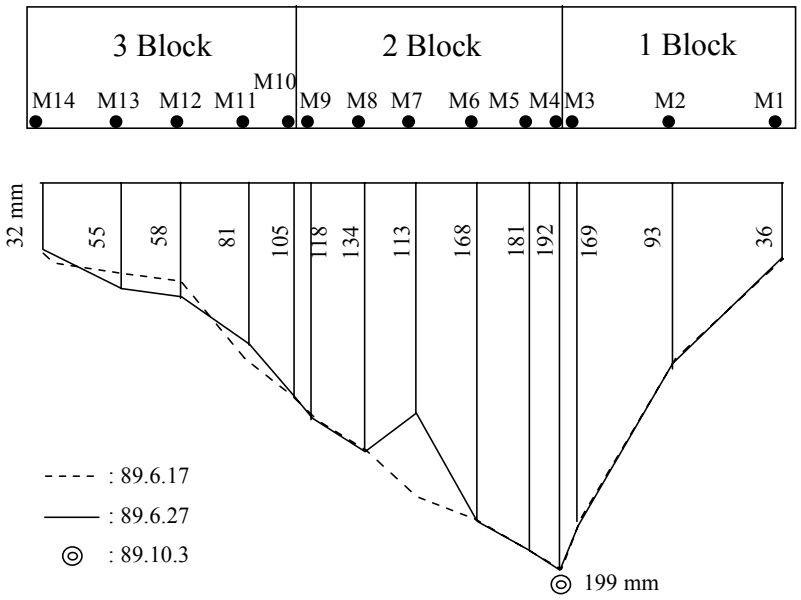


그림 2.28 제2기 부두의 수평변위

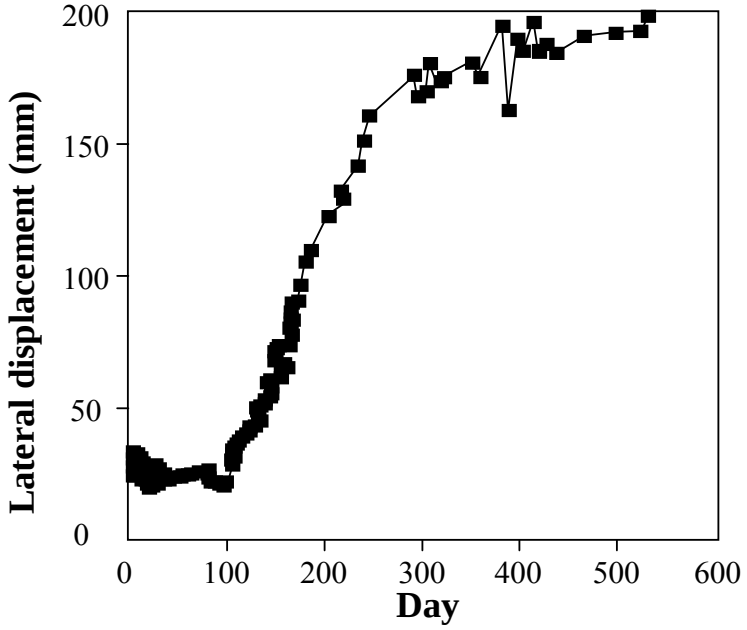


그림 2.29 M4측정위치에서의 수평변위

7. 측방유동 대책공법

구조물의 측방이동에 영향을 미치는 요인으로 성토고, 성토층의 단위중량, 연약층의 전단강도 및 두께, 구조물의 형식 및 치수, 기초의 형식 및 강성 등 8가지를 열거할 수 있다. 따라서 구조물이동을 방지할 수 있는 대책공법은 이들 영향요인을 개선시키는 것이 기본적인 접근방법이 될 것이다. 현재까지 여러 가지 대책공법이 제안되어 실제 현장에 적용되고 있으며, 본 절에서는 이들 대책공법을 대책 원리별로 체계적으로 정리하였다.

우선, 측방이동이 발생되는 교대가 설치되어 있는 단면을 위치별로 구분하면 ① 뒤채움성토부 ②연약지반부 ③교대부 ④기초부와 같은 4부분으로 나눌 수 있다.

교대측방이동에 대한 영향요인인 ①교대배면의 성토고, ②교대배면 성토층의 단위중량, ③연약층의 전단강도, ④연약층의 두께, ⑤교대형식, ⑥교대치수, ⑦기초형식, ⑧기초강성은 결국 이 4부분 속에 관련된 요인이라 할 수 있다. 즉 뒤채움 성토부에는 편재하중에 관련되는 성토고와 성토층의 단위중량이 고려될 수 있고 연약지반부에는 연약지반의 두께와 전단강도가 고려될 수 있다. 또한 교대부에는 교대의 형식과 치수가 고려될 수 있고 기초부에는 기초의 형식과 강성이 고려될 수 있다. 따라서 이들 부분으로 구분하고 대책공법을 정리하여 보면 다음과 같다.

가. 뒤채움성토부

교대의 측방이동은 뒤채움성토를 실시할 경우 성토하중이 연약지반상에 편재하중으로 작용하기 때문에 발생되는 현상이므로 편재하중이 적게 되도록 줄이거나 혹은 이 편재하중이 연약지반에 직접 전달되지 않게 대책을 강구하여야 할 것이다. 편재하중 $P(=\gamma h)$는 성토고 h와 성토층의 단위중량 γ에 의하여 발생되는 하중이므로 편재하중을 줄이려면 성토중량을 경량화하거나 성토고를 줄여야 한다. 이 공법은 표 2.2에 정리되어 있는 바와 같다.

성토중량을 경감시키는 방법으로는 첫번째 성토부에 빈공간을 조성하는 것으로 연속 Culvert Box, 파이프 및 Box를 뒤채움성토부에 매설하여 전체적으로 중량을 감소시키려는 방법이다. 두번째로 성토재료를 경량화시키는 방법으로는 발포스티로폴(EPS)이나 슬래그를 사용하여 배면 뒤채움성토를 실시하는 방법을 들 수 있다.

한편, 성토고를 줄이는 방법으로는 교대전면과 배면의 지표면 차이가 적게 되도록 하여 교대에 배면토압경감은 물론 편재하중경감효과를 얻도록 하는 방법이 있다. 이 공법에는 소형교대 설치공법, AC공법 및 압성토공법을 들 수 있다. 여기서, 소형교대 설치공법과 AC공법은 교대의 형식을 변경하는 교대부에 속하기도 한다. 주요공법에 대하여 설명하면 다음과 같다.

표 2.3 지반의 측방이동 대책공법

대상 부분	개량 원리	대책 공법
뒤채움성토부	편재하중 경감	연속 Culvert Box공법 파이프 매설 Box 매설 EPS 성토공법 슬래그 성토공법 성토지지말뚝공법
	배면토압 경감	소형교대 AC공법 압성토
연약지반부	압밀촉진에 의한 지반강도 증대	연직배수공법 샌드콤팩션파일
	화학반응에 의한 지반강도 증대	생석회말뚝 주입공법
	치환에 의한 지반개량	치환공법
교대부	교대 형식	벽식 교대 지양 소형 교대 AC공법
	교대 치수	교축방향 길이 증대
기초부	기초 형식	케이슨기초 지양
	기초 강성 증대 편재하중 경감	성토지지말뚝공법 버팀슬래브 모래다짐말뚝공법

(1) 연속 Culvert Box 공법

교대배면 뒤채움성토구간에 연속 Culvert Box를 설치함으로써 편재하중을 경감시키도록 시도한 공법이다. 이 공법은 편재하중을 경감시키는 효과가 커서 일본의 고속도로 공사에 많이 활용되고 있다. 그러나 이 공법은 지반이 그림 2.29에서와 같이 경사져 있으면 부등침하가 발생하여 Box가 경사질 우려가 있고 공사비가 비싼 단점이 있다.

(2) 파이프매설공법

이 공법은 그림 2.30에서 보는 바와 같이 교대배면에 콜게이트파이프, 흄관, PC관 등을 매설하여 편재하중을 경감시키도록 하는 공법이다. 이 공법은 성토하중을 경감시켜 편재하중을 경감시키는데 효과적이나 교대배면의 전압이 곤란하고 메탈콜게이트파이프는 휘기 쉬워 뒤채움재료의 선택, 다짐에 주의를 요한다. 그밖에도 지반에 작용하는 하중이 불균일하게 되는 문제가 있다.

(3) Box 매설공법

그림 2.31에서 보는 바와 같이 교대배면에 박스(컬버트)를 매설하여 성토하중을 경감시키는 공법이다. 이 공법을 사용할 때에는 Box의 부등침하가 문제가 될 수 있으므로 주의하여야 한다. 또한 본 공법은 지반에 작용하중이 불균일하게 되고 전압작업이 곤란하며 내진성이 부족한 것이 단점으로 지적되고 있다.

(4) EPS 공법

경량성토공법중에 하나로 우리나라에서도 1990년대 중반이후 많이 적용되고 있는 공법이다(그림 2.32). 발포스티로폴(EPS)은 원래 단열재나 쿠숀재로 이용되었으나 1972년 노르웨이에서 교대보수공사에 처음으로 적용되면서 토목재료로서의 연구가 본격적으로 실시되었다. EPS의 초경량성, 압축성, 자립성, 차수성, 시공성 등의 장점으로 연약지반이나 불량지반에서 하중경감대책공법에 많이 활용되고 있다. EPS의 단위중량은 $0.01 \sim 0.03\ t/m^3$ 정도로 일반토사의 $1/50 \sim 1/100$이므로 편재하중을 상당히 경감시킬 수 있는 특징을 가지고 있다. 성토하중의 경감효과를 가지므로 성토부의 지반침하도 상당히 감소시켜 구조물과의 부착부에 있어서 단차방지

에도 효과가 크다. 그러나 실제현장에 본 공법을 적용시, 공사비가 비싸며 EPS가 부력에 약하여 홍수시 유실될 우려가 있다.

(5) 슬래그 뒤채움공법

경량성토재료로 광석슬래그를 사용할 경우 성토중량을 경감시킬 수 있는 효과를 얻을 수 있다. 실제 광양제철소 제품부두 접안시설 배면의 뒤채움재료로 슬래그를 사용한 예가 있다(그림 2.33). 단위중량이 EPS보다는 무거우나 일반토사보다 가벼워 성토하중을 경감시킬 수 있는 효과를 가진다. 그러나 단점으로 중금속이 포함되어 있어 지반환경문제를 야기 시킬 수 있다.

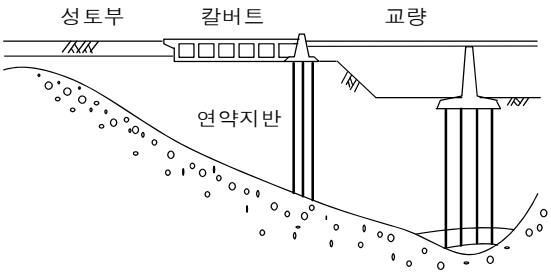


그림 2.30 Box Culvert 공법

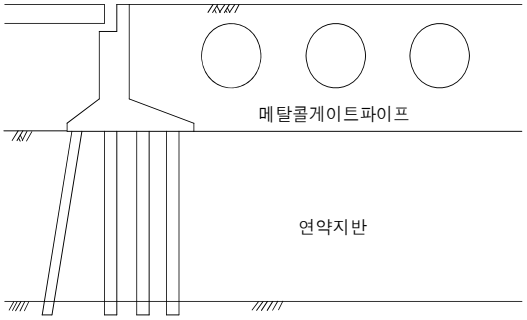


그림 2.31 파이프매설공법

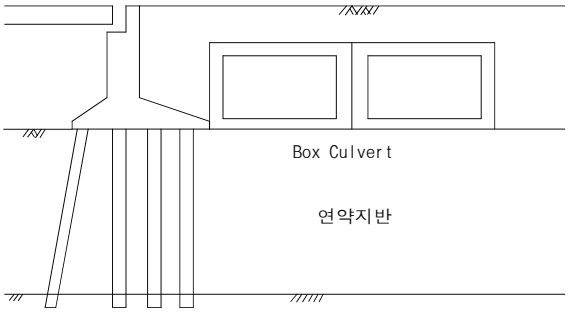


그림 2.32 Box 매설공법

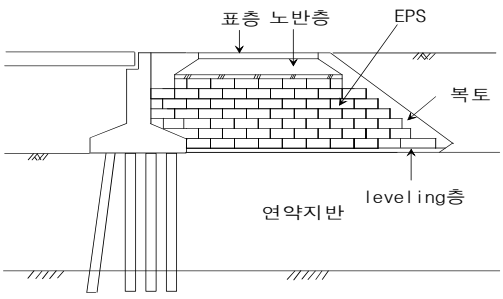


그림 2.33 EPS공법

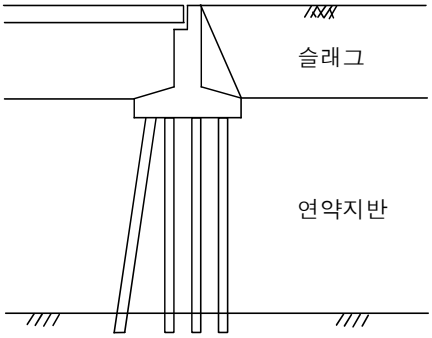


그림 2.34 슬래그뒤채움공법

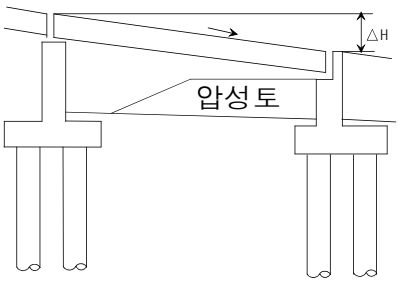


그림 2.35 압성토공법

(6) 압성토공법

그림 2.34에서 보는 바와 같이 소정의 교대 전면에 압성토를 실시하여 배면성토에 의한 측방토압에 대처하도록 하는 공법이다. 측방토압이 커지면 다른 공법과 조합하여 사용하는 경우가 많다. 이 공법은 비교적 공사기간이 짧고 공사비가 저렴한 특징이 있다. 또한 유지보수가 용이하고 preloading에 유리하다. 그러나 측방토압이 큰 경우에는 별로 효과가 없다.

나. 연약지반부

연약지반부와 관련된 측방유동 영향요인으로는 크게 연약지반의 전단강도와 연약층의 두께를 들 수 있을 것이다. 따라서 교대이동을 감소시키거나 방지시키려면 이들 영향요인을 개선시켜야 할 것이다. 우선 연약지반의 전단강도는 압밀을 촉진시켜 지반을 개량함으로써 전단강도를 증대시킬 수 있다. 따라서 연약지반의 개량공법 중 압밀촉진공법을 대책공법으로 생각할 수 있다.

압밀촉진과 같은 물리적 방법이외에 약액주입에 의한 화학적 반응으로 지반을 고결시키는 화학적 방법으로도 연약지반의 전단강도를 개량시킬 수 있다. 한편, 연약층의 두께에 대하여는 연약층의 전부 혹은 일부를 양질의 토사로 치환함으로써 연약층의 두께를 감소시키는 방안을 생각할 수 있다. 이와 같은 치환공법은 연약층의 두께가 얇은 경우일수록 효과적이다. 연약층의 두께가 깊어지면 효과를 얻기가 어렵다.

(1) Preloading공법

연약지반상의 교대시공에 앞서 그림 2.35에서 보는 바와 같이 교대 설치위치에 성토하중을 미리 가하여 잔류침하를 저지시키는 공법이다. 교대부의 Preloading은 교대 축조부의 잔류침하량이 10cm이하가 되도록 설계하여 선재하 하중의 방치기간을 정하여야 한다. Preloading의 표준형상은 그림 2.35와 같다. 필요 높이는 침하량, 방치기간 등의 정도에 따라 결정되나 일반적으로는 포장계획고 위 2m높이까지로 하는 경우가 많다. Preloading의 범위는 교대의 높이, 기초의 크기에 의하여 구하여지나 교대위치를 결정한 후 Preloading를 계획하면, 하천의 존재 등과 같은 이유로 인해 Preloading의 범위를 축소해야만 하는 경우가 일어날 수 있기 때문에 충분한 효과를 기대할 수 없는 경우도 발생한다.

교대부 Preloading 방치기간도 Preloading 높이가 결정된 경우, 침하량을 계산하여 제거후의 잔류침하가 10cm이하가 되도록 한다. 방치기간은 될수록 장기간으로 하여 잔류침하량을 저감시키는 것이 바람직하나 공기의 제약으로 3~6개월 정도 적용하는 예가 많다.

(2) 샌드콤팩션파일공법

이 공법은 연약층에 충격하중 혹은 진동하중으로 모래를 강제 압입시켜 지반내의 다짐모래기둥을 그림 2.36과 같이 설치하는 공법이다. 이 공법의 특징은 압밀촉진에 의하여 지반의 강도증가 효과를 얻을 수 있으며 그밖에 모래의 치환효과와 모래자체의 지지말뚝효과 등을 얻을 수 있다. 샌드콤펙션파일을 설치 후 모래매트를 깔고 그 위에 Preloading공법을 함께 사용함으로써 효과를 증대시킬 수 있다. 이 공법은 느슨한 모래층에 효과적이며, 해성점토에서는 지반의 교란에 의한 강도저하현상이 크고 강도회복이 늦어지는 경우가 많다.

(3) 생석회 말뚝공법

지반속에 생석회를 기둥모양으로 그림 2.37과 같이 타설하고 생석회의 흡수·화학변화 특성을 이용하여 점토를 흡수·고결시키는 공법이다. 생석회재료의 우수한 특성을 살린 심층연약지반 개량공법으로, 주로 고함수비 점성토지반에 효과적이다. 생석회는 지반속에서 첨가된 생석회의 32%에 해당하는 수분을 흡수하며 동시에 체적은 약 두배로 팽창하여 수평방향으로 압밀압력을 작용시키게 되어 지반속의

수분을 탈수시킨다. 더욱이 혼합재의 작용에 의하여 생석회의 잠재 수경성이 조장되어 강한 말뚝체를 형성함으로 개량지반과 일체가 되어 복합지반효과도 충분히 기대할 수 있다. 이 공법은 Preloading이 필요 없이 단시간에 지반개량이 가능한 장점이 있다. 그러나 이 공법을 선택할 때는 지하수를 오염시킬 수 있는 우려가 있음으로 주의해야 한다. 또한 지반이 융기되거나 Smoking현상이 발생될 수 있음으로 이에 대한 대책도 마련되어야 한다.

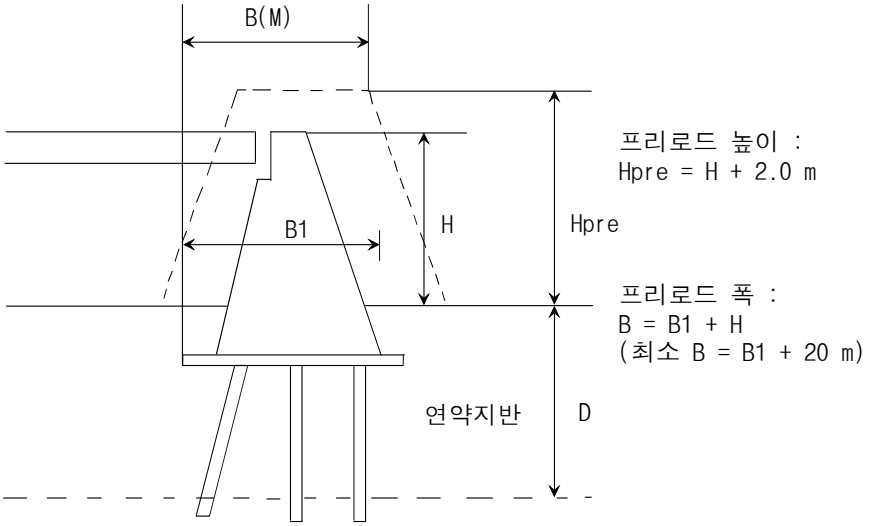


그림 2.36 프리로딩공법

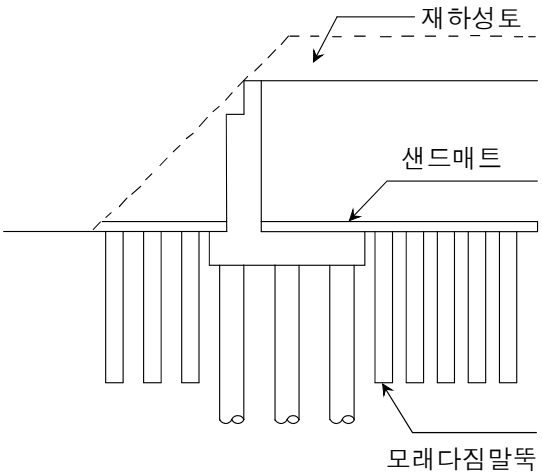


그림 2.37 샌드콤팩션파일공법

(4) 주입공법

연약지반속에 주입재를 주입하거나 혼합하여 지반을 고결 또는 경화시킴으로써 연약지반의 강도를 향상시키는 공법이다. 이러한 주입공을 생석회말뚝의 경우와 동일한 범위의 지반에 설치하여 지반을 개량한다. 주입공법에 사용되는 주입재에는 많은 종류가 있으나 시멘트계(입자 그라우트), 시멘트약액계(입자용액 그라우트), 약액계(용액 그라우트)로 크게 나눌 수 있다.

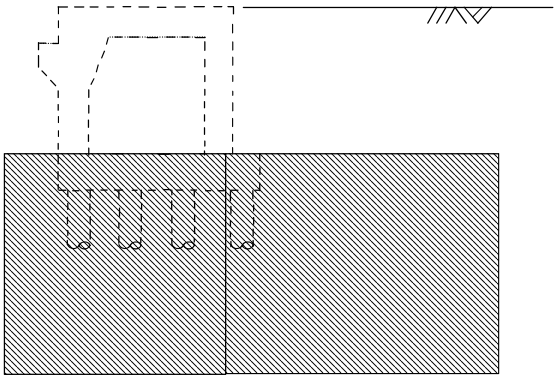


그림 2.38 생석회말뚝공법

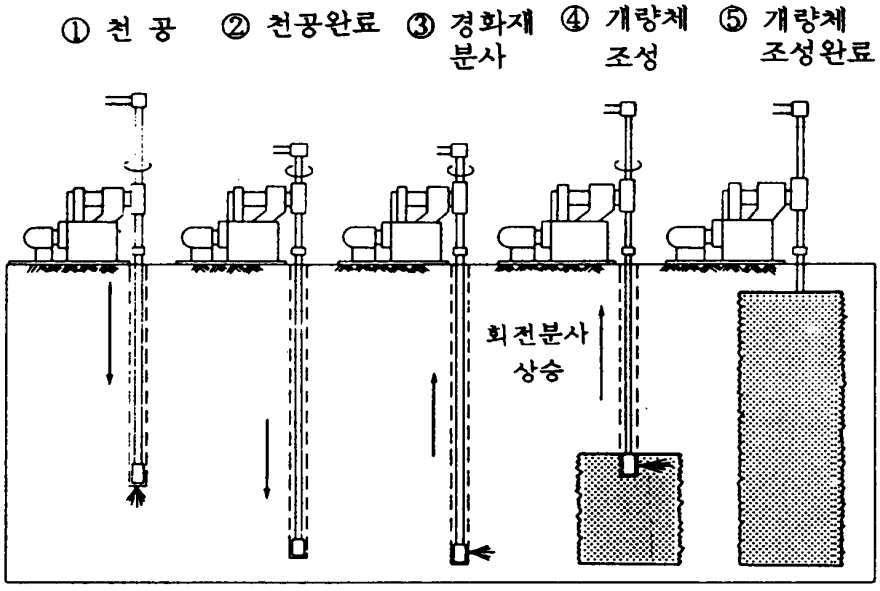
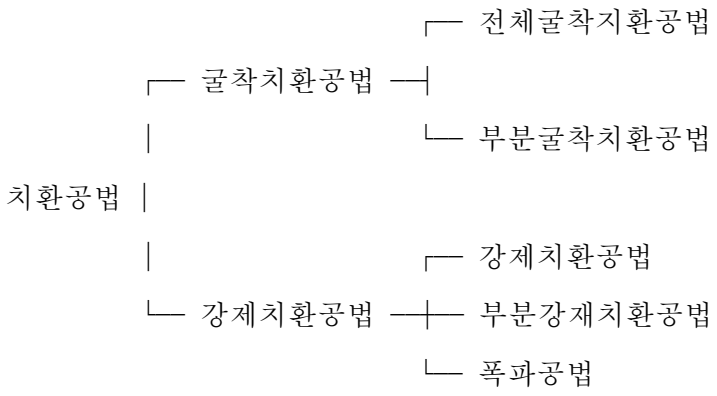


그림 2.39 고압분사주입공법의 시공순서

그러나 약액주입공법은 지반개량의 불확실성, 주입효과 판정법 부재, 주입재의 내구성 및 환경공해문제 등 아직 해결되지 않은 여러 문제점을 내포하고 있다. 특히 적용대상지반에 극히 제한을 받게 되어, 시공시 지반개량효과를 얻지 못하는 경우가 종종 보고되고 있다. 따라서 최근에는 지반개량효과가 비교적 양호하고 지반오염문제가 거의 없는 고압분사주입공법이 널리 적용되고 있다. 본 공법은 시멘트계 주입재료를 연약지반속에 고압으로 분사시켜 주입재와 원지반의 토립자를 교반혼합시킴으로써 원주상의 현장콘크리트 말뚝을 지중에 형성시키는 공법이다. (그림 2.38 참조)

(5) 치환공법

이 공법은 천층부의 연약지반층을 대상으로 한 공법으로 연약한 실트 혹은 점토층의 일부나 전부를 제거하고 양질의 토사로 치환하여 교대의 안정확보나 침하를 억제시키려는 공법이다(그림 2.39). 연약층의 두께가 두꺼워지면 시공이 대규모가 되어 경제성이 좋지 않아 다른 공법을 채택하거나 다른 공법과의 병용이 검토된다. 치환재로는 모래나 쇄석 등이 이용되나 굴착제거 되는 토사의 사토장 확보가 곤란한 경우는 시멘트 등의 수경성 재료를 혼합하여 치환재료로 사용하기도 한다. 또한 연약층의 제거, 특히 측방으로의 유동을 조장하기 때문에 연약층중에 폭약을 삽입하여 촉발시키기도 한다.



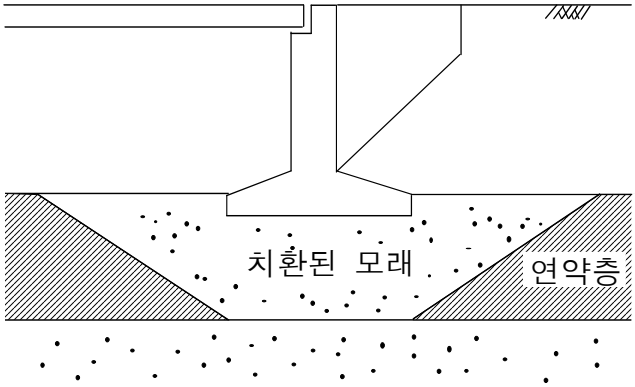


그림 2.40 치환공법

다. 교대부

교대 측방이동이 발생된 사례에 대한 조사에 의하면, 교대의 이동은 교대의 형식과 치수에 따라 영향을 많이 받고 있는 것으로 나타났다. 현재 사용되고 있는 교대의 형식으로는 AC식 교대, 소형 교대, 중공식(中空式) 교대, Box식 교대 및 벽식 교대(역 T 형식, 중력식 등을 칭함)가 조사 대상이었으나, 벽식 교대에서 교대이동이 압도적으로 많이 발생되었다. 따라서 교대형식의 선택에서 벽식교대는 되도록 지양하는 것이 바람직하다. 반면에 교대이동이 비교적 적게 발생된 교대형식은 성토지반에의 소형교대를 설치한 경우와 AC형식교대의 경우로 밝혀졌다. 따라서 이러한 형태로 교대형식을 선택하는 것이 바람직하다.

한편 교대치수에 관하여는 교축방향의 길이가 길수록 교대가 측방이동하기 어려운 것으로 나타났다. 따라서 이 결과를 교대설계시에 고려하여 활용할 수 있을 것이다.

(1) 소형교대공법

그림 2.40에서 보는 바와 같이 성토내에 기초를 가지는 소형교대를 설치하여 연약지반상에 작용하는 성토하중을 경감시켜 교대의 측방이동을 억제시키는 공법이다. 이 공법은 Preloading에 유리하고 압성토시공이 용이하다. 소형교대에 작용하는 토압을 완화시킬 수 있으며 구조물과 지반의 단차를 경감시킬 수 있다. 또한 이러한 교대를 설치하게 되면 Preloading 후 제거토량을 적게할 수 있는 이점이 있다. 그러나 이 공법의 경우 교각에 영향을 미칠 수 있으므로 주의하여야 하며 성토의 다짐이 충분하지 못한 경우 부마찰이 커지게 된다.

(2) AC공법

어프로치쿠션(AC)공법은 장래 침하가 예상되는 연약지반상의 성토와 구조물의 접속부에 부등침하에 적응할 수 있는 단순지지 슬래브를 설치하여 성토부와 구조물의 침하량 차이에 기인한 단차를 완만하게 하는 공법이다. 통상 교대가 설치될 위치에 교각을 시공하며, 성토상에 기초가 없는 소형교대를 시공하고 그 사이에 재키로 들어 올릴 수 있는 소형교량(Approach Cushion)을 가설하는 공법이다.(그림 2.41)

AC는 힌지로 교각에 고정되어 있으며 소형교대에는 고무 교좌(Shoe)가 사용되고 있다. 성토침하와 함께 받침대가 침하하여 도로면 경사가 주행상 불량한 한계에 도달한 시점에 AC를 재키로 들어 올려 도로면 경사를 수정한다. 이 공법은 Preloading에 유리하며 소형교대에 작용하는 토압을 완화시킬 수 있고 공사비가 저렴하다. 또한 구조물과 지반의 단차를 방지하는 데 효과적이다.

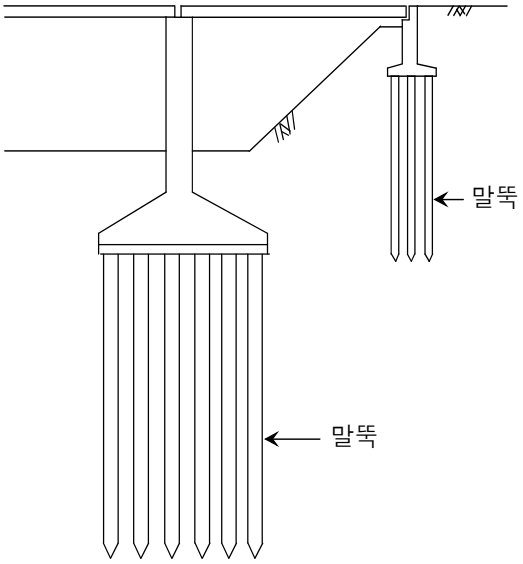


그림 2.41 소형교대공법

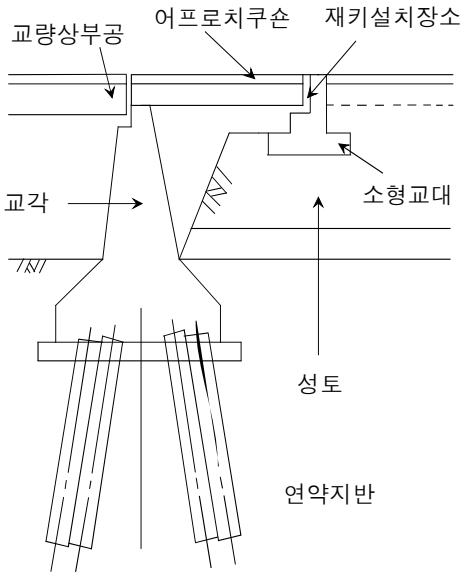


그림 2.42 AC공법

라. 기초부

교대의 기초부에서 교대이동 발생에 영향을 미치는 요인으로는 기초형식과 기초강성을 들 수 있을 것이다. 먼저 기초형식에 대하여는 교대이동사례조사로 부터 케이슨기초의 경우 교대이동이 용이하게 발생되었음을 알 수 있었다. 따라서 금후 연약지반상의 교대기초선택에 있어서는 케이슨기초형식을 지양하는 것이 바람직하다.

한편 기초강성에 대하여는 말뚝의 수가 많을수록 교대이동량이 적게 발생되는 경향이 있었다. 이는 말뚝이 지반의 측방유동에 어느 정도 저항한 결과라고 할 수 있다. 결국 말뚝은 지반의 측방유동에 의하여 측방토압을 받으면서도 이 토압에 저항하는 기능을 가지고 있다고 생각된다.

(1) 성토지지말뚝공법

성토지지말뚝공법은 말뚝위 성토지반의 지반아칭현상을 이용하여 성토하중을 말뚝을 통해 직접 지지층에 전달시킴으로써 구조물의 안전성을 도모하고 연약지반의 측방유동을 적극 억지시킬 수 있는 공법이다.

그림 2.42는 성토지지말뚝의 설치상황도이다. 즉, 성토지지말뚝은 그림에서 보는 바와 같이 교대의 뒤채움부와 연약지반상에 설치된 도로나 철도제방의 하부기초구조물로서 사용된다. 이와 같이 연약지반속에 관입된 성토지지말뚝은 크게 두 가지 효과를 가지게 된다. 하나는 연약지반의 측방유동에 말뚝이 저항함으로써 저면기초지반을 강화시키는 효과이고, 다른 하나는 연약지반에 직접 작용하는 성토하중을 지반아칭현상을 통해 경감시키는 효과이다. 최근에는 성토지지말뚝의 하중지지효과를 증대시키기 위하여 주로 토목섬유를 복합 시공하고 있다. 본 공법은 토목섬유와 말뚝을 통해 상부 성토하중을 직접 지지층에 전달시킴으로써 연약지반에 작용하는 하중을 최소화할 수 있기 때문에, 연약지반 강도증대를 위한 압밀촉진이 필요치 않게 되어 공기가 빠르고, 안전성 및 경제성 측면에서도 우수한 장점이 있는 것으로 알려지고 있다. 따라서 국외의 경우(특히, 유럽지역) 본 공법의 적용사례가 최근 많이 보고되고 있으나, 국내의 경우 아직 적용실적이 없는 실정이다.

(2) 버팀슬래브공법

그림 2.43은 교대이동을 효과적으로 억제하기 위하여 사용되는 기초형식중의 하나이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 교대와 교각사이에 버팀슬래브를 말뚝기초위

에 설치하여 일체가 되게 함으로써 교대 배면토압에 저항하도록 하는 공법이다. 이 공법에서는 슬래브의 강성으로 지지하도록 하였으나 슬래브 기초말뚝의 측방유동 방지 기능도 상당히 높을 것이다. 이 기능은 성토지지말뚝의 경우와 동일한 것으로 교대가 설치된 사면의 사면안정에 기여함으로써 교대이동에 효과적으로 대처하게 하고 있다.

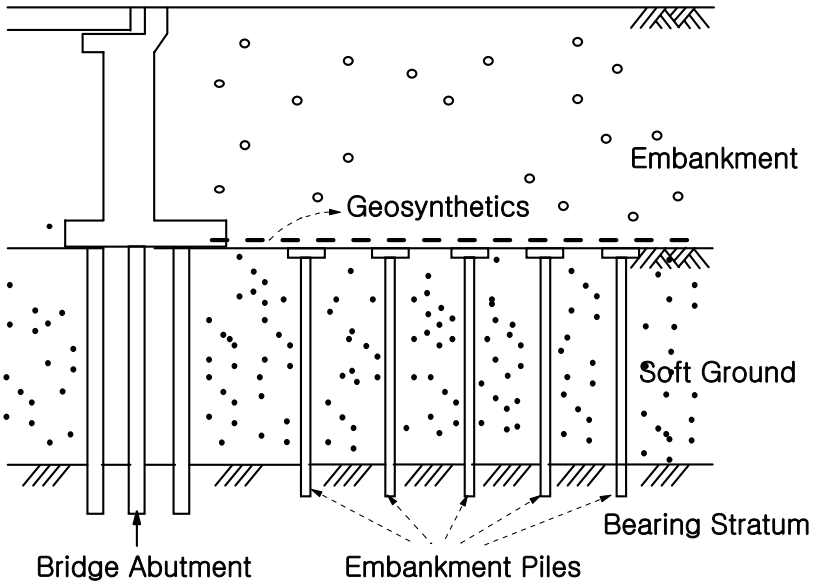


그림 2.43 성토지지말뚝공법 적용사례

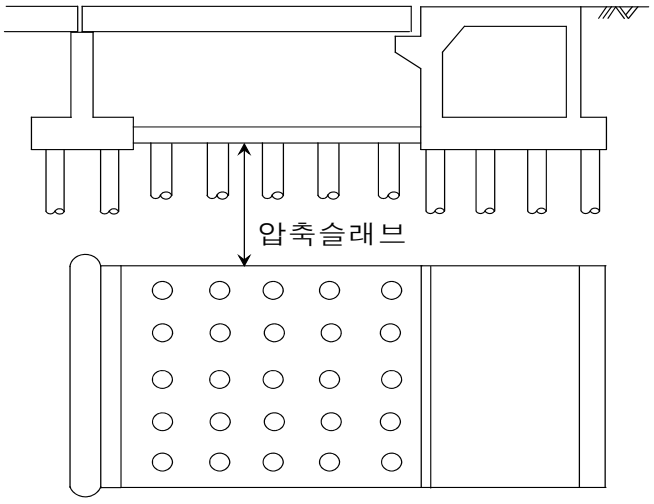


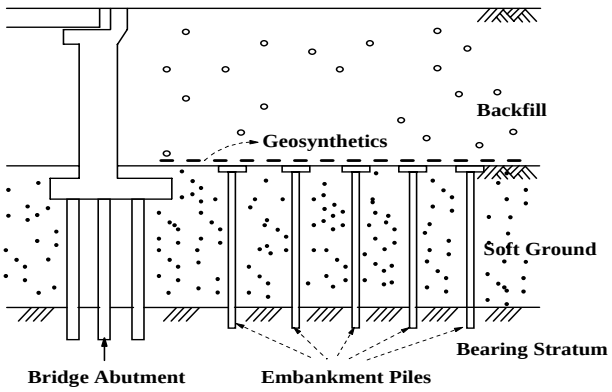
그림 2.44 버팀슬래브공법

제2절. 토목섬유/말뚝 복합보강공법

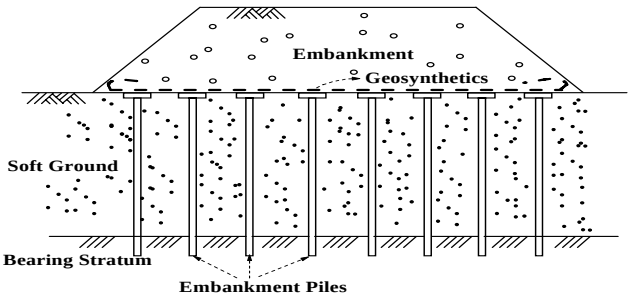
1. 토목섬유/말뚝 복합보강공법의 기능과 분류

토목섬유/말뚝 복합보강공법은 말뚝위 성토지반의 지반아칭현상을 이용하여 성토하중을 말뚝을 통해 직접 지지층에 전달시킴으로서 구조물의 안전성을 도모하고 연약지반의 측방유동을 적극 억지시킬 수 있는 공법이다.

그림 2.44은 토목섬유/말뚝 복합보강공법의 설치상황도이다. 즉, 토목섬유/말뚝 복합보강공법은 교대의 뒤채움부와 연약지반 상에 설치된 도로나 철도제방의 하부기초구조물로서 사용된다. 토목섬유/말뚝 복합보강공법은 크게 두 가지 효과를 가지게 된다. 하나는 연약지반의 측방유동에 말뚝이 저항함으로서 저면기초지반을 강화시키는 효과이고 다른 하나는 연약지반에 직접 작용하는 성토하중을 지반아칭현상을 통해 경감시키는 효과이다.



(a) 교대배면에 설치된 성토지지말뚝



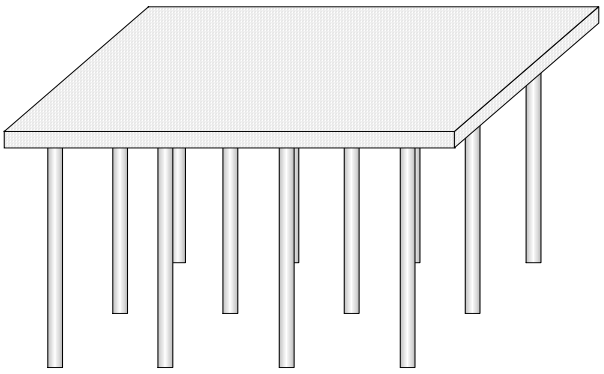
(b) 도로나 철도제방에 설치된 성토지지말뚝

그림 2.45 성토지지말뚝의 설치상황도

또한, 토목섬유/말뚝 복합보강공법은 말뚝두부에 설치하는 캡의 시공방법에 따라 크게 세 가지 형태로 구분할 수 있으며 그 종류 및 특징은 다음과 같다.

가. 슬래브(Pile Slab)공법:그림 2.46(a)

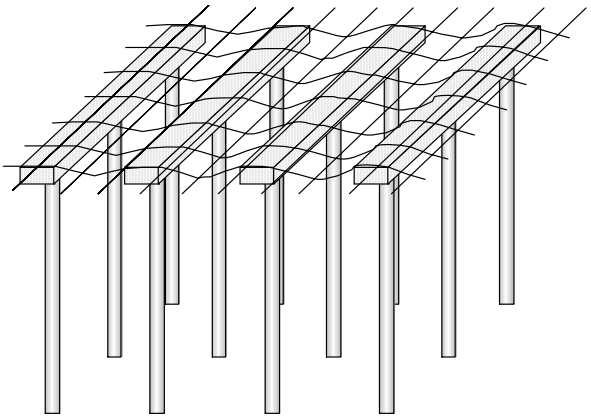
말뚝두부 전면을 철근콘크리트 슬래브로 연결하여 시공하기 때문에 시공이 용이하고 상부의 성토하중을 지지층까지 확실히 전달시킬 수 있으나 경제적으로는 공사비가 다소 많이 소비되는 단점이 있다.



(a) 슬래브공법

나. 말뚝캡보(Cap Beam)공법 : 그림 2.46(b)

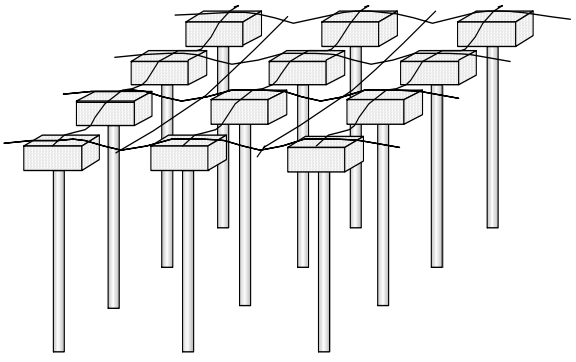
각각의 줄말뚝을 말뚝캡보로 연결하여 시공함으로 슬래브공법에 비해 공사비가 저렴하고 단독캡공법에 비해 더 큰 하중지지효과를 기대할 수 있으나 캡보를 설치하기 위하여 현장에서 거푸집 및 철근작업을 수행해야함으로 시공성이 다소 불량한 결점이 있다.



(b)말뚝캡보공법

다. 단독캡(Isolated Pile Cap)공법 : 그림 2.46(c)

각각의 말뚝두부에 캡을 설치하는 공법으로 단독말뚝캡들을 기성제품화 할 경우 말뚝설치 후 캡의 시공이 용이하게 되어 시공성이 우수하고 경제적으로도 효과적인 반면에 연약지반의 면적에 대한 캡의 면적이 작게 되어 성토하중에 대한 성토지지말뚝의 지지효과 산정에 유의해야 한다.



(c) 단독캡공법

그림 2.46 성토지지말뚝공법의 분류

2. 지반아칭에 관한 기존연구

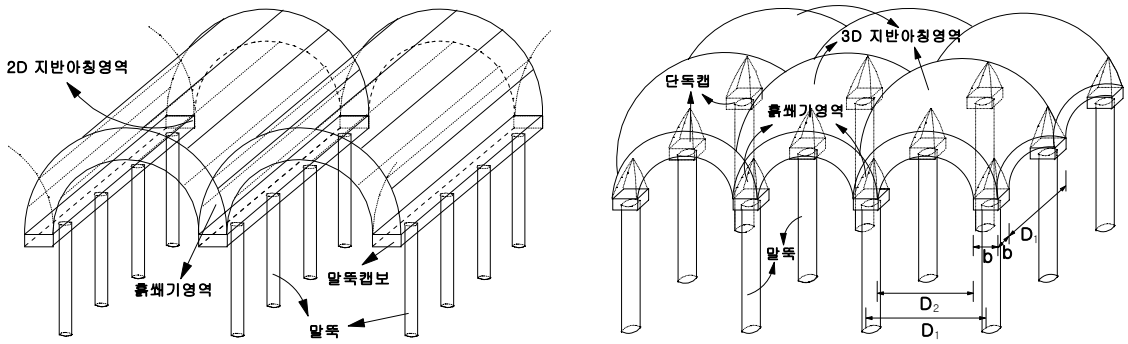
Terzaghi(1943)는 지반아칭현상을 “흙의 파괴영역에서 주변지역으로의 하중전달”이라고 정의했다. 또한 Bonaparte & Berg(1987)가 말뚝간격의 크기와 하중감소의 관계를 경험적으로 제시하여 지반아칭효과를 설명하였으며 Hewlett & Randolph(1988)와 Low et al.(1994), 홍원표 등(1999)은 단독캡말뚝 혹은 말뚝캡보상의 지반아칭효과에 대한 연구를 수행하였다.

지반아칭현상은 그림 2.46에서 세 가지 형태로 구분한 공법중 말뚝캡보공법과 단독캡공법에서 발생하게 된다. 이와 같은 지반아칭현상은 말뚝 위의 성토고가 일정 높이 이상이 될 경우에 발달하게 되며 상부의 연직하중은 발달된 지반아치를 통해 말뚝으로 전달된다. 그림 2.46(a)와 (b)는 말뚝 두부에 각각 말뚝캡보와 단독캡을 설치한 경우의 지반아치 형상을 나타낸 것이다. 그림 2.46에서 알 수 있듯이 두 공법에서 각각 다른 형태로 발생되는 지반아칭현상의 차이는 그 형태가 말뚝캡보의 경우 터널과 같이 2차원적이고 단독캡에서는 돔의 형상과 유사하게 3차원적이라는 것이다. 따라서, 이 두 경우의 지반아치로 인한 성토지지말뚝의 하중분담효과에 관한 이론도 각각 다르게 유도되어져야 한다.

본 절에서는 먼저 Terzaghi의 아칭개념을 설명한 후 성토지지말뚝에 발생하는 아칭효과를 연구한 Hewlett & Randolph(1988)와 Low et al.(1994)과 지반아칭개념을 비교 설명하고자 한다.

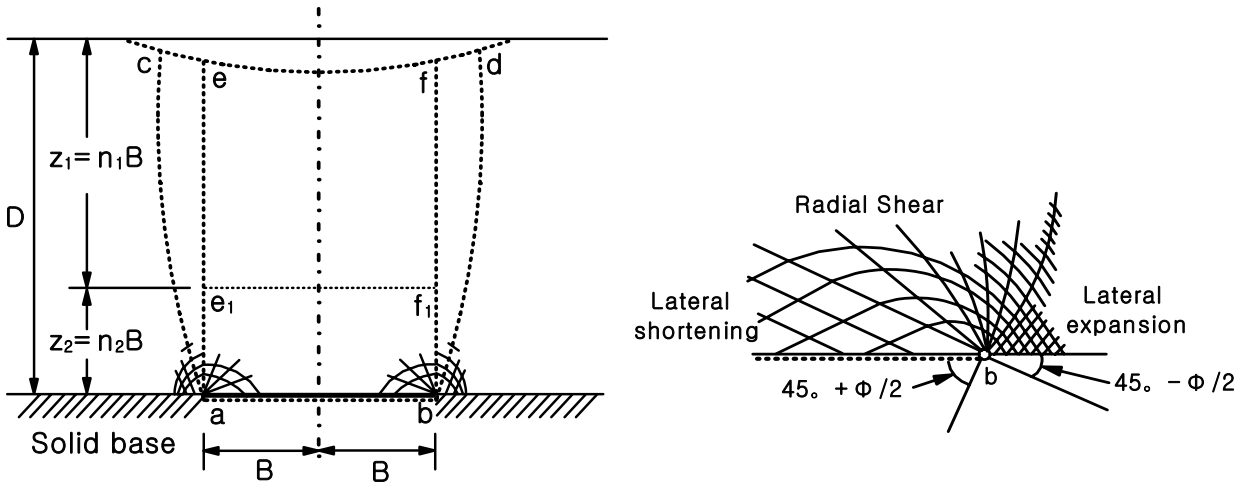
가. Terzaghi의 지반아칭

그림 2.47(a)는 지지되어 있는 재하판의 단면 ab부분이 서서히 아래로 이동함에 따라 측면에 국부적인 항복이 발생하는 것을 나타낸 것이다. 항복이 발생하지 않았을 때는 모래측면의 연직력은 어느곳에서도 동일한 값을 갖게 된다. 그러나 재하판이 아래로 이동하게 되면 정적상태의 모래덩어리와 거동을 하는 모래덩어리 사이의 경계면에 마찰저항력이 작용하게 된다.



(a) 말뚝캡보공법의 2차원 지반아치 (b) 단독캡공법의 3차원 지반아치

그림 2.47 성토지지말뚝위 지반아치의 형상



(a) 모래가 저면을 통과할 경우 파괴형태 (b) 그림 (a)의 상세도

그림 2.48 지반아칭에 의한 진행된 파괴형태(Terzaghi, 1943)

이로 인하여 재하판상의 총압력은 경계면에 작용하는 전단저항력 만큼 줄어들게 된다. 그리고 접합되어 있는 부분의 총압력은 같은 양만큼 증가하게 된다. 재하판이 항복함에 따라 재하판상부의 미소요소에 작용하는 주응력은 항복이 시작되기 전보다 약간 감소하게 된다. 모래층 하부에 작용하는 총압력은 변화하지 않으며 모래의 무게와 같다. 그러므로 재하판상의 압력감소가 인접한 견고한 지지층의 압력증가와 연관성이 있음을 알 수 있다. 불연속성으로 인하여 그림 2.47(b)에 나타낸 것처럼 방사상의 전단영역이 존재하게 된다. 방사형태의 전단은 재하판양측면 즉 높은 압력영역에 있는 모래가 낮은 압력영역으로 팽창하려는 것과 관계가 있다. 만

약 모래층의 바닥에 마찰이 없다면 이에 상응하는 전단은 그림 2.47(b)에서 나타나 있는 형태와 유사해야만 한다.

재하판이 아랫방향으로 충분히 항복하면 전단파괴는 재하판 외측에서 두 개의 면을 따라 발생하게 된다. 이 파괴면 부근에 있는 모든 모래입자는 아랫방향으로 움직이게 된다. 이러한 거동으로 인하여 파괴면과 수평면이 이루는 각도를 알 수 있다. 한편 침하는 그림 2.47(a)와 같이 지표면에서 발생되며, 침하 영향거리는 항상 재하판의 폭보다 더 크다는 것을 알 수 있다. 따라서 활동면은 그림 2.47(a)에서와 같은 유사한 형태를 가져야만 한다. 두 개의 파괴면 즉 ac와 bd 사이의 모래하부에 작용하는 연직압력은 인접한 활동면에 작용하는 마찰저항의 수직성분만큼 감소된 상부중량값과 동일하다. 이러한 전이효과는 흙의 아칭효과에 의하여 발생된 것이다.

나. Low et al.의 지반아칭

지반아칭현상은 연약지반에 작용하는 연직토압이 성토재의 단위중량×성토고(γh) 보다 작을 때 발생한다고 할 수 있다. 이러한 지반아칭현상으로 인하여 연약지반에는 응력이 감소되며 말뚝에는 작용하중이 증가된다. 이는 연약지반이 말뚝에 비하여 상대적으로 압축성이 크기 때문에 발생하는 것이다. Low et al.(1994)는 말뚝과 보강재로 복합시공된 성토지지말뚝상에 발생하는 지반아칭의 모델을 제시하였다(그림 2.48). 이때 성토지지말뚝은 그림 2.45(b)와 같이 1열로 이루어진 성토지지말뚝이다.

Low et al.(1994)은 그림 2.48와 같은 중공반원형태의 아칭모델을 이용하여 말뚝의 하중분담효율(Efficacy)을 식 (2.15)과 같이 산정하였다.

$$E_1 = \frac{s\gamma H - \alpha(s-b)\sigma_s}{s\gamma H} \tag{2.15}$$

여기서, σ_s는 연약지반 작용응력이며 식 (2.16)와 같이 나타난다. 또한 연약지반에 작용하는 불균일한 응력을 보정하기 위하여 보정계수 α를 도입하였다.

$$\frac{\sigma_s}{\gamma H} = \frac{(K_p-1)(1-\delta)s}{2H(K_p-2)} + (1-\delta)^{K_p-1}\left[1 - \frac{s}{2H} - \frac{s}{2H(K_p-2)}\right] \tag{2.16}$$

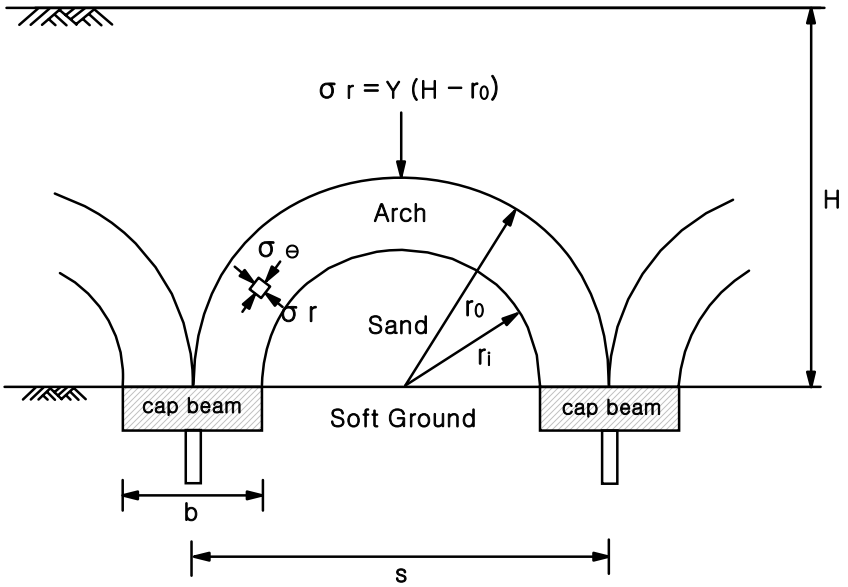


그림 2.49 지반아칭의 기하학적 모델(Low et al, 1994)

다. Hewlett et al.의 지반아칭

Hewlett et al.(1988)이 제안한 성토지지말뚝은 그림 2.2(c)의 단독성토지지말뚝의 형태이다. 이 방법은 북유럽등지에서 일반적으로 사용되는 방법중의 하나로서 그림 2.49과 같다. 여기서 단독성토지지말뚝 위에는 Low et al.(1994)와는 다르게 3차원적인 “vault"의 형태가 발생된다. vault는 일련의 돔(dome)의 형태를 가지고 있다. 각 돔의 천정부분은 반구형태를 띠게 되며 외부아치와 내부아치로 나눌 수 있으며 이점은 Low et al.(1994)과 동일하다.

이 경우 파괴는 두부분에서 발생될 수 있다. 즉 아칭천정부 뿐만 아니라 말뚝캡의 윗부분에서 제한된 일부분이 파괴에 이를 수도 있음을 제안하였다.

아칭천정부의 응력조건을 고려하여 말뚝에 작용하는 하중분담효율(Efficiency)은 식 (2.17)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E = 1 - \frac{s^2 - b^2}{s^2 \gamma H}\sigma_i \tag{2.17}$$

$$= 1 - (1 - \delta^2)[A - AB + C]$$

여기서 σ_i = 내부응력

$$\delta = b/s,\ K_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$$

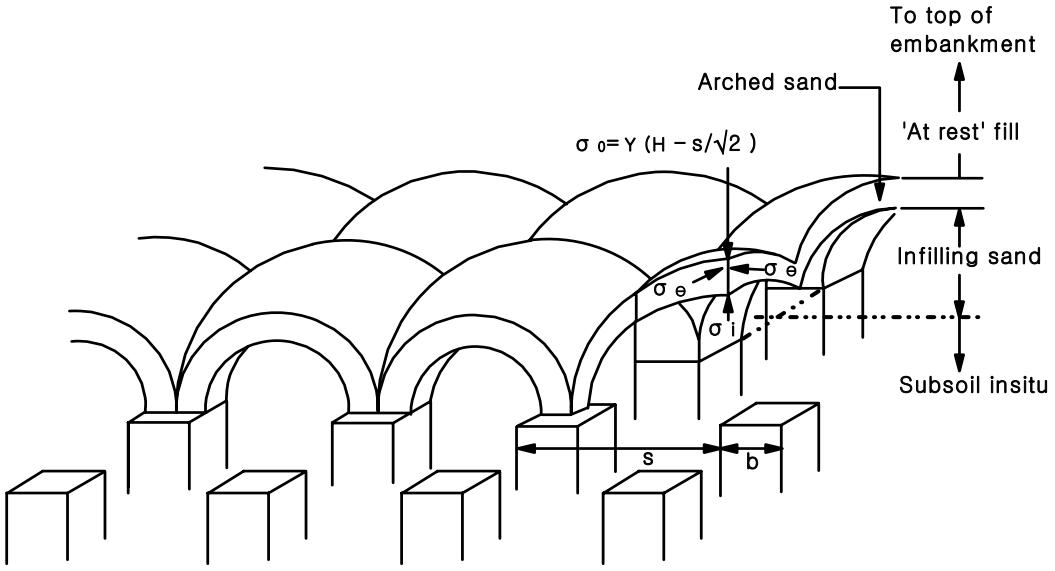


그림 2.50 3차원 지반아칭의 기하학적 모델(Hewlett & Randolph, 1988)

라. 영국기준(BS 8006)

현행 영국의 규준인 BS 8006에 포함된 성토지지말뚝공법에 관한 이론식은 Jones et al.(1990)에 의해 처음 제안되었다. Jones et al.(1990)은 단독캡을 사용한 성토지지말뚝의 3차원 지반아칭 현상으로 인하여 말뚝캡 상부에 작용하게 되는 하중산정 방식을 지하에 매설된 암거에 대한 Marston식(Spangler & Handy, 1973)을 응용하여 제시하였다. 또한, 제방 표면에서의 국부적인 부등변형이 발생되지 않도록 하기 위해, 제방고와 말뚝캡간격 사이의 상호관계를 다음과 같이 유지할 것을 제안하였다.

$$H \geq 0.7(s-a) \tag{2.18}$$

여기서, a : 말뚝캡의 크기

s : 인접한 말뚝 사이의 중심거리

H : 제방고

말뚝캡에 작용하는 연직응력과 연약지반기초에 작용하는 평균 연직응력의 비 (P'_c/σ'_v)는,

$$\frac{P'_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{C_c a}{H}\right)^2 \tag{2.19}$$

여기서, C_c : 지반아칭계수로서 표 2.3와 같다.

표 2.4 말뚝으로 보강된 성토체에 대한 지반아칭계수

말뚝 배열	아칭계수
선단지지말뚝(견고한)	C_c = 1.95H/a - 0.18
마찰말뚝 또는 다른 말뚝(통상적인)	C_c = 1.5H/a - 0.07

인접한 말뚝캡 사이의 보강재에 작용하는 하중(W_T)은 식 (2.20)과 식 (2.21)로부터 결정된다.

H 〉 1.4(s-a)인 경우

$$W_T = \frac{1.4s\gamma(s-a)}{s^2-a^2}[s^2 - a^2\frac{P_c'}{\sigma_v'}] \quad (2.20)$$

0.7(s-a)≤H≤1.4(s-a)인 경우

$$W_T = \frac{s(\gamma H + W_S)}{s^2-a^2}[s^2 - a^2\frac{P_c'}{\sigma_v'}] \quad (2.21)$$

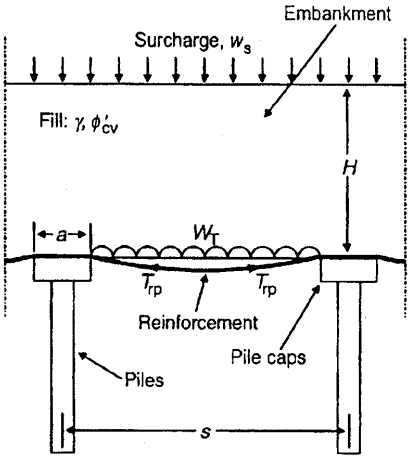


그림 2.51 BS(8006) 해석모델

3. 경험적 연구

가. 말레이시아 현장시험시공 사례

현장은 말레이시아의 남북간 고속도로 건설계획구간중 Seremban-Air Hitam 구간상의 고속도로대피소에 위치해 있다. 그림 2.52는 시험제방의 단면도를 나타낸 것이다. 본 시험에서는 직경이 400mm이고 두께가 70mm인 기성콘크리트말뚝(총 94본)을 21m 심도의 지지층까지 관입하였다. Swedish Road Board(1974)의 연구 이후에 사용되고 있는 말뚝캡폭 a, 성토고 H 및 말뚝중심간격 s간의 경험적인 관계에 의거하여 6m 높이로 성토된 제방하중은 성토지지말뚝이 모두 부담한다고 가정하여 계획되였다. 각각의 말뚝두부는 1.8×1.8m 크기의 단독 기성콘크리트캡(precast concrete cap)를 설치하였으며, 말뚝간격은 3.5×3.5m로 하였다. 사면부에는 말뚝을 설치하지 않았으며 3m 두께에 폭이 15m인 소단을 두고 사면경사를 1 : 2로 하여 사면안정을 기하였다. 또한, 성토는 홍토질흙(Lateritic soil)을 다져서 형성시켰고 이때 성토재의 유효점착력은 14kPa, 유효내부마찰각은 31°, 단위중량은 2.08t/m^3 이었다.

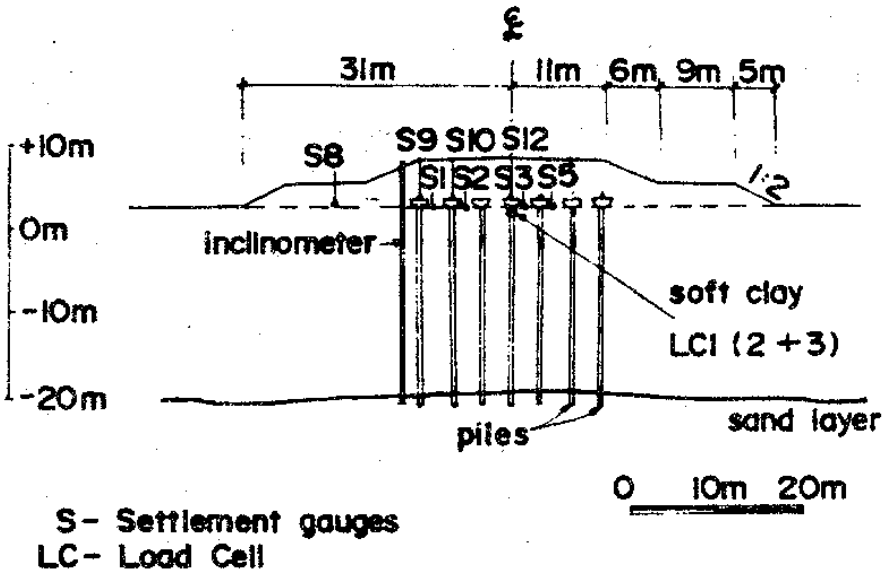


그림 2.52 시험시공현장의 단면도 (Bujang et al, 1993)

나. 독일의 철도제방 시공사례

1990년 독일의 통일 후 독일에서는 교통수요의 증가로 인해 기존의 도로와 철도망에 대한 개선이 필요하게 되었다. 이러한 이유로 100년전에 건설된 Magdeburg - Berlin간의 복선철도를 열차가 160~200Km/h의 속도로 달릴 수 있도록 하는 성능개선공사가 계획·수행되었다.

본 철도구간의 하부 지반에는 유기질토와 이탄질침전물이 깊게 분포하고 있었으며, 대략 100년여에 걸쳐 상당한 침하가 발생하였음을 확인할 수 있었다. 철도설계 및 시공사인 PBDE는 이러한 이탄질 연약지반층의 처리를 위하여 양질의 흙으로 치환하는 방법 대신에 말뚝과 보강재를 이용하여 성토체를 보강하는 성토지지말뚝을 채택하였다. 그림 2.53은 시공구간의 철도제방을 나타낸 것이다. 지오그리드로 보강된 제방과 기성콘크리트말뚝캡, 말뚝, 연약지반, 그리고 마지막으로 충분한 지지력이 확보된 모래층으로 구성되어 있다. 이 그림에서도 알 수 있듯이 제방의 중심부에 널말뚝을 설치하였다. 이것은 한쪽 철로에서 열차가 안전하게 주행하는 동안 나머지 단면에서는 공사가 진행될 수 있도록 한 것이다.

시공기간동안 한쪽 철로를 통하여 열차가 90km/h의 속도로 운행하였고 구조물이 완전히 건설된 후에는 널말뚝을 제거하였다. 성토지지말뚝의 직경은 118mm로

서 연성강말뚝을 사용하였으며 철재로 된 파이프 내부에 그라우팅을 실시하여 지지력을 배가시켰다. 말뚝의 길이는 지반조건을 고려하여 10~25m로 하였다. 말뚝캡 상부의 성토재는 매우 양호한 자갈질 모래로 구성되어 있으며 제방중간층에는 굵은 모래로 채웠다. 성토재의 다짐은 표준다짐에 대한 상대다짐도가 95%~100%로 이루어졌으며 내부마찰각은 35°이다.

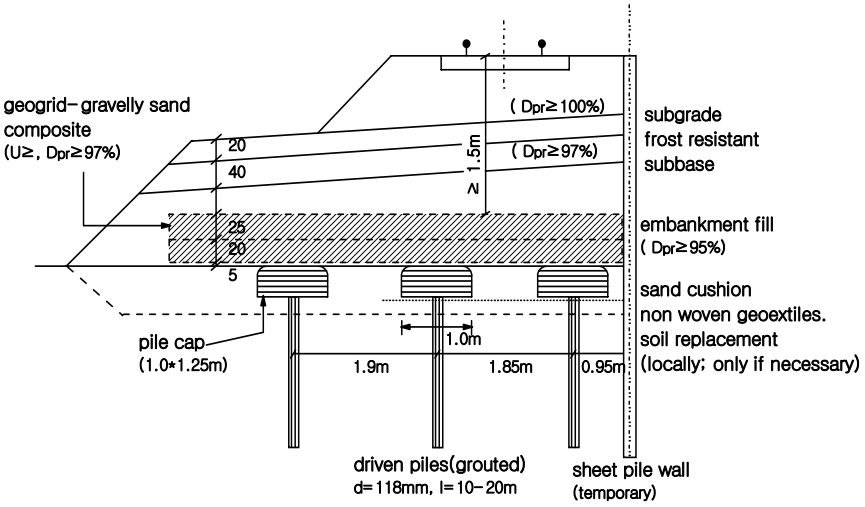


그림 2.53 성토지지말뚝상에 토목섬유로 보강된 제방의 반면도

(Gartung & Verspohl, 1996; Brandl et al., 1997)

4. 수치해석 연구

가. 현장계측과 수치해석의 비교사례(Y. Rogbeck, S. 1998)

스웨덴에서는 말뚝으로 성토를 지지하는 공법이 1990년대에 들어서 사용되었다. 수년간 시공된 Mönsterås 도로건설현장에서 성토지지말뚝공법이 보강재와 함께 설치되었다. 그리고 성토도로에 대한 계측이 수행되었다(그림 2.54).

본 현장에 시공된 성토지지말뚝의 길이는 3~6m이고, 말뚝캡 면적은 전체 지반단면의 25%이다. 보강재는 2축 PE 지오그리드를 사용하였으며, 파괴시 인장력은 84kN/m이고 3%변형시 인장력은 16kN/m이다. 지오그리드는 한층으로 설치되었으며, 제방의 높이는 스웨덴 규정에서 일반적으로 적용되고 있는 것보다 작은 1.7m였다. 말뚝 및 토목섬유는 BS8006(1995)과 Carlsson(1987)의 방법을 사용하여 설계하였고, 본 현장의 안정성을 검토하기 위해시공 완료 후 일련의 현장계측이 수행되었다. BS 8006에 따른 계산에서 변형률 6%일 때 말뚝캡 사이에 18kN/m의 연직하

중이 작용하는 것으로 나타났다. 또한 Carlsson식은 같은 변형률에서 26kN/m의 힘과 0.18m의 침하가 계산되었다. 이러한 결과를 검증하기 위해, FLAC, Version 3.30을 사용하였다.

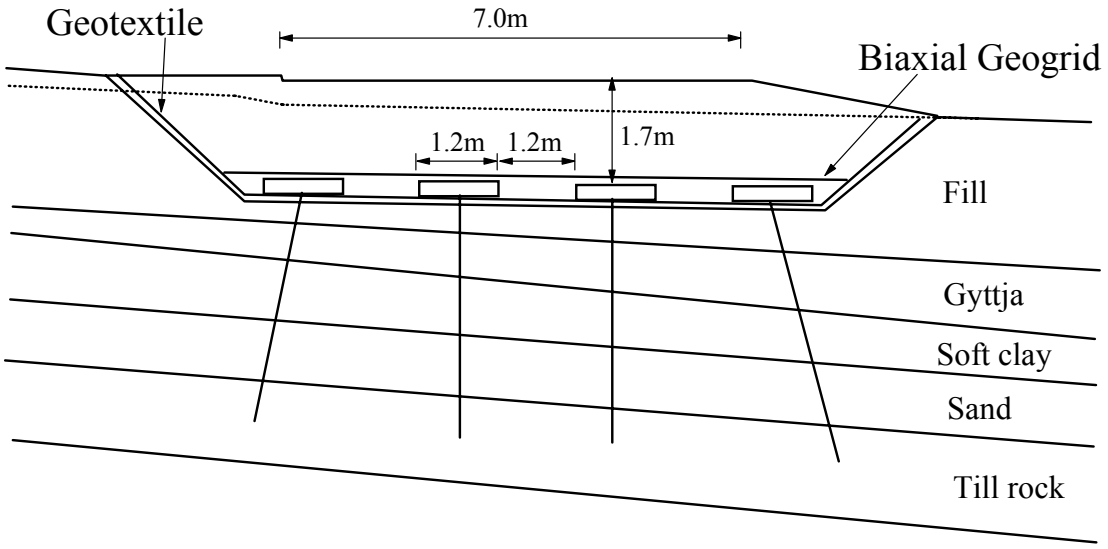


그림 2.54 Mönsterås의 632번 도로 단면(Rogbeck, 1998)

나. Kempton(1988)의 수치해석

Kempton(1988)의 연구에서는 성토지지말뚝의 3차원 효과를 확인하기 위하여 FLAC 2S와 FLAC 3D를 이용한 수치해석을 수행하고, 그 결과를 현행 영국 설계기준인 BS 8006과 비교・고찰 하였다.

성토지지말뚝공법에서는 제방하중 전체가 지반아치와 토목섬유를 통해 말뚝으로 전달된다고 가정하였다. 해석결과와 설계법의 비교를 위해 Low et al.(1994)이 정의한 응력감소비 S가 사용되었다. 응력감소비는 식 (2.22)에 나타낸 바와 같이 전체성토하중에 대한 지반아치와 토목섬유를 통해 말뚝으로 전달된 하중의 비로 정의된다. 응력감소비는 토목섬유에 의해 전달된 평균연직하중 Pr과 제방성토고 H에 따른 평균 연직응력 γH의 비로 정의 된다.

$$S = \frac{P_r}{\gamma H} \tag{2.22}$$

2차원과 3차원 해석 양쪽 모두에서 성토재는 Mohr-Coulomb의 항복기준을 만족하는 선형 탄성체로 모델링 하였고, 성토 저부에 설치된 토목섬유는 J=9500kN/m인 일차원 선형탄성요소로 모델링하였다. 또한 해석시 하부 연약지반은 포함시키지 않았으며, 말뚝은 강체로 가정하였다. 성토재는 여러번에 걸쳐 쌓아 올려 설치된 것으로 모델링하였다. 그림 2.55는 응력감소비에 대한 2차원 해석결과를 나타낸 것이다.

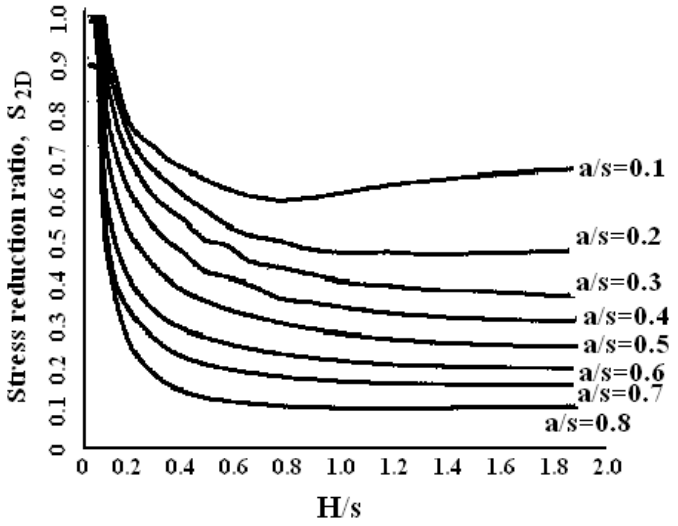


그림 2.55 2차원 해석시 응력감소비

(Kempton, 1988)

제3장 연구개발수행 내용 및 결과

제1절 측방유동지반의 거동특성평가

1. 실내모형실험

가. 실험 목적 및 계획

편재하중 작용시 기초 연약지반의 변형거동에 미치는 영향요인은 크게 연약지반 조건과 편재하중조건으로 구분할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 표 3.1에 나타낸 바와 같이 지반조건의 영향은 연약지반 조성시 예압밀 하중을 다르게 적용하고, 하중조건에 대한 영향은 단계하중의 크기를 다르게 적용하여 모형실험을 수행함으로써 이들 영향인자 변화에 따른 연약지반의 변형거동을 평가하고자 한다.

본 모형실험에서는 연약지반재료로 영종도 해성점토를 사용하였다. 모형실험 결과의 분석을 통해, 연약지반 조성을 위한 예압밀 압력과 성토하중을 모사하기 위한 단계하중의 크기가 기초 연약지반의 침하, 성토체 인접지반의 융기 및 지중측방변위 발생에 미치는 영향을 평가한다.

표 3.1 측방유동지반의 거동특성 평가를 위한 모형실험 종류 및 조건

실험 종류	연약지반 심도	예압밀 압력 (kPa)	단계하중 증분 (kPa)
Case Ⅰ	2B	2	2
Case Ⅱ		2	4
Case Ⅲ		2	6
Case Ⅳ		4	4
Case Ⅴ		4	6

* B는 재하폭(20cm)

나. 실험 장비 및 방법

(1) 모형실험장치

편재하중에 의한 무처리 연약지반의 측방유동에 대한 변형거동을 관찰하기 위하여 그림 3.1의 실험장치계통도에서 보는 바와 같이 실험장치를 제작하였다.

모형실험장치는 크게 모형토조부분과 정규압밀 혹은 과압밀 상태의 지반 형성을 위한 예압밀장치, 단계하중증분을 위한 재하장치, 계측장치로 구성되어 있다.

모형토조의 크기는 길이 150cm, 높이 60cm, 폭 15cm이며, 충분한 강성을 가질수 있도록 전면판, 후면판 및 측면판을 제작하였다. 전면판은 연약지반의 조성 및 지반의 거동 관측을 용이하게 하기 위해 15mm 두께의 아크릴판으로 투명하게 제작했으며 분리 및 조립이 가능하다. 후면판은 지반조성시 모형토조의 배부름현상을 방지하기 위해 두께 8mm의 아크릴판과 두께 7mm의 스테인리스(stainless steel) 판을 일체로 결합시켜 제작한 후, 사각 스테인리스파이프로 보강하였다.

본 실험에서는 토조에 교반된 점토를 채운 후 균질한 상태의 지반을 형성시키기 위하여 일정압력으로 예압밀을 실시하는 것으로 계획하였다. 따라서 연약지반층 지표면의 전단면에 일정한 압력이 균등하게 전달 될 수 있도록 하기 위한 예압밀하중 거치대를 제작하였다. 거치대 하부에 설치한 예압밀판에는 배수구멍을 뚫어 압밀기간 동안 배수가 원활히 이루어질 수 있도록 하였다. 또한 예압밀시 점토가 예압밀판 상부로 빠져 나오는 것을 방지하기 위해 예압밀판에 고무판을 부착하여 모형토조 벽면과 밀착될 수 있도록 하였다. 한편, 비닐랩과 오일을 이용한 마찰저감처리(lubrication)를 실시함으로써, 예압밀 및 단계 하중 재하 시 토조와의 벽면마찰을 최소화하도록 계획하였다.

예압밀 및 본실험시 편재하중의 용이한 재하를 위해 납을 이용하여 예압밀용 추 및 편재하중 재하용 추를 제작하였다. 예압밀용 추는 토조 내부치수를 고려하여 개당 예압밀압력 1 kPa에 해당하는 무게인 55.1 lb(25 kg)로 제작하였고, 편재하중 재하용 추는 토조의 크기와 편재하중 재하 조건을 고려하여 개당 2 kPa의 상재하중을 재하할 수 있도록 13.7 lb(6.2 kg)로 제작하였다.

실제현장과 유사한 성토층의 연성침하를 모사하기 위해 그림 3.1에 보인 바와 같이 강봉, 발포고무 및 하중추를 동시에 사용하였다. 즉, 직경 9mm, 길이 14.6mm의 강봉을 낚시줄로 엮어 5~6층을 제형으로 쌓고, 발포고무를 위치시킨 후 단계하중을 재하한다. 발포고무는 강봉층의 부등변형시 발생할 수 있는 단계하중의 부등분

포를 방지하여 균등한 수직하중이 강봉층 상부면에 작용하도록 하는 역할을 한다.

또한 편재하중 재하시 중앙의 침하량을 계측하기 위하여 침하판을 제작하였으며, 단계별 편재하중 재하시 재하하중이 재하면에 균등하게 작용할 수 있도록 재하추의 기울어짐을 방지하기 위한 하중거치대를 제작하였다.

본 모형실험에서는 모형실험을 통해 연약지반상 편재하중에 의한 무처리 연약지반의 측방유동에 대한 변형거동을 관찰하기 위해 예압밀 압력 및 단계하중 증분변화에 따른 지반의 침하, 융기, 측방변위 등의 지반변형 거동을 평가하는 것이 주목적이다.

따라서 본 모형실험에서는 세 가지 종류의 변위계(LVDT)를 사용하였다. 우선, 자기저항식 변위계는 최대 100mm까지 측정가능하며 오차범위 1/100mm변위를 측정할 수 있다. 성토체 중앙의 침하량을 측정하기 위해 최대 100mm까지 측정할 수 있는 KYOWA사에서 제작한 변위계를 사용하였고, 성토체와 먼 거리의 지반변위는 최대 30mm까지 측정할수 있는 변위계를 사용하여 측정하였다. 변위계 설치 간격은 예비실험을 통해 결정하였으며 이를 이용하여 성토체 중앙부의 침하와 인접지반의 연직변위를 측정하였다.

계측자료의 수집을 위해 KYOWA사의 U-CAM60A를 계측용 컴퓨터와 연결하여 사용하였다.

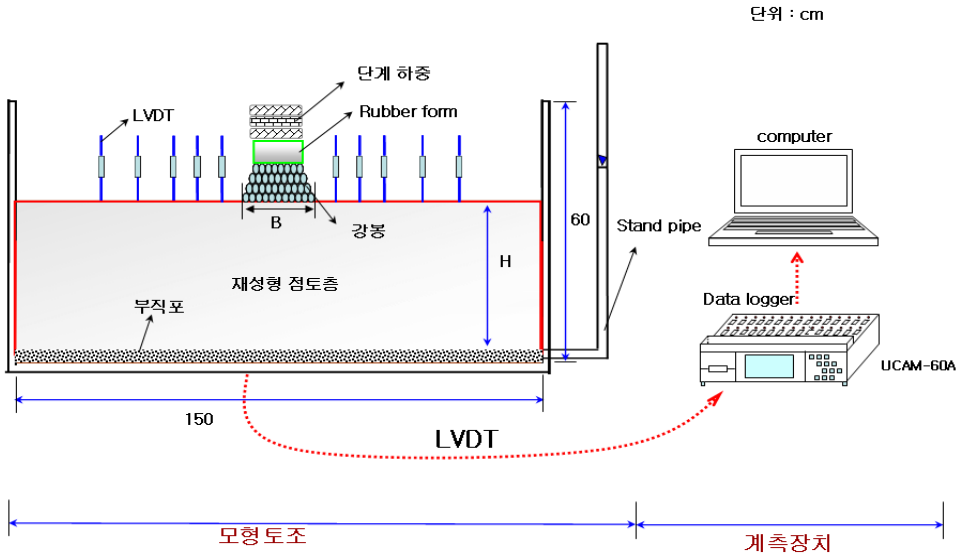


그림 3.1 실험장치 계통도

(2) 사용시료

본 모형실험에서는 모형지반의 재료로 영종도 해성점토를 사용하였다. 영종도 해성점토의 공학적인 특성을 조사하기 위하여 각종 토질시험을 수행하였다.

본 모형실험에서 사용된 모형지반의 재료는 우리나라 서해안에 위치한 영종도지역의 인천공항 화물터미널 근처 공사현장에서 채취한 해성점토를 사용하였으며, 채취된 시료는 불순물을 제거한 후 재성형하여 실험에 사용하였다. 채취된 시료를 대상으로 물리적 특성과 역학적 특성을 조사하기 위해 각종 토질시험을 실시하였다.

흙시료에 대한 물성시험결과는 표 3.2에 나타내었다. 영종도 흙시료의 물리적 특성은 표 3.2에서 알 수 있는 바와 같이 자연함수비(W_n) 39.22%, 액성한계(LL) 29.4% 및 소성지수(PI) 8.03이며, 통일분류법의 분류기준에 의하면 CL로 분류된다. 또한 비중(G_s)은 2.696, 간극비(e) 1.055, 습윤단위중량(γ_t)과 건조단위중량(γ_d)은 각각 17.92 kN/m^3과 12.87 kN/m^3인 것으로 나타났다.

연약지반 재료의 역학적 특성을 조사하기 위해 수행한 일축압축강도시험과 표준압밀 시험결과는 표 3.3 에 나타내었다. 연약지반 재료로 사용하기 위해 영종도에서 채취한 불교란시료에 대한 일축압축강도시험 결과, 일축압축강도 q_u가 38.74kPa이고 예민비 S_t는 5.85로 나타나, 중간정도의 예민성을 가지는 연약한 점토임을 알 수 있다. 한편 표준압밀시험결과, 선행압밀하중(P_c)이 98.01kPa, 압축지수(C_c) 및 팽창지수(C_s)는 각각 0.34 및 0.03으로 평가되었다. 또한 압밀계수(C_v)는 $7.81\times10^{-3}cm^2/sec$이고, 투수계수(K)는 $6.88\times10^{-7}cm/sec$로 나타났다.

표 3.2 영종도 해성점토시료의 물리적 특성

W_n (%)	G_s	LL (%)	PI (%)	흙 분류 (소성도표)	e	n	γ_t (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	No.200 통과량(%)
39.22	2.696	29.4	8.03	CL	1.055	0.513	17.92	12.87	83

표 3.3 일축압축강도시험 및 압밀시험 결과

q_u (kPa)	S_t	P_c (kPa)	C_c	C_s	C_v (cm^2/sec)	K (cm/sec)
38.74	5.85	98.01	0.34	0.03	7.81×10^{-3}	6.88×10^{-7}

(3) 모형실험 방법 및 순서

본 모형실험에서는 연약지반에 접한 재하하중의 폭을 20cm로 하였으며 LVDT를 이용하여 성토체 중앙부의 침하량과 성토체 주변 지반의 융기량을 측정하였다.

실제현장과 유사한 성토층의 연성침하를 모사하기 위해 그림 3.1에 보인바와 같이 강봉, 발포고무 및 하중추를 동시에 사용하였다. 즉, 직경 9mm, 길이 14.6mm의 강봉을 낚시줄로 엮어 5층을 제형으로 쌓고, 발포고무를 위치시킨 후 단계하중을 재하 하였다. 발포고무는 강봉층의 부등변형시 발생할 수 있는 단계하중의 부등분포를 방지하여 균등한 수직하중이 강봉층 상부면에 작용하도록 하는 역할을 한다.

모형실험은 다음과 같은 순서로 수행하였다.

◎ 연약지반 조성 단계

1) #10번체를 이용하여 불순물을 제거한 점토시료를 준비한다.
2) 점토시료를 일정 함수비 58%(2LL)로 교반한다.
3) 토조내에 모형지반을 성형하기 위하여 토조를 눕히고 전면판을 떼어낸다.
4) 토조의 내부벽면에 오일을 바르고 Vinyl Wrap을 부착하여 모형지반의 유동시 벽면의 마찰을 최소화 시킨다. 전면판도 동일한 방법으로 한다.
5) 일정 높이의 점토시료를 채우기 위한 가이드판을 예상 지표면 위치에 설치한다.
6) 배수조건을 고려해 토조 하부에 부직포를 설치한다.
7) 불순물이 제거된 점토시료를 목표높이까지 채운다.
8) 전면판을 조립/부착한 후 토조 배부름방지장치를 위한 보강장치를 토조 하부에 조립/설치한다.
9) 토조를 바로세우고 가이드판을 해체한 후, 토조 배부름 방지를 위한 2차 보강장치를 토조 상부에 조립/설치한다.
10) 예압밀 장치와 침하량 관측을 위하여 변위계(LVDT)를 설치한 후 일정한 예압밀 하중을 재하한다(그림 3.2).
11) 침하량 측정결과로부터 압밀도를 분석하여 1차 예압밀 종료 시점을 결정한다.
12) 예압밀장치를 해체하고 토조상부에 가이드판을 부착한 후, 토조를 눕힌 상태에서 전면판을 해체한다.



그림 3.2 지반조성을 위한 예압밀 모습

13) 모형지반의 변형거동을 조사하기 위해 모형지반 전면에 유성 페인트로 착색한 면봉을 오일코팅 후 지표 표면에 일정간격으로 삽입하여 표점을 마련한다.
14) 9)~11) 과정을 재차 수행하여 2차 예압밀을 수행한다.
15) 침하량 측정결과, 압밀도 85% 이상에 도달하면 예압밀을 종료한다.

◎ 편재하중 모사를 위한 단계하중 재하 단계

1) 예압밀장치를 해체한 후 조성지반의 비배수전단강도를 평가하기 위한 베인시험을 수행하고, 연약지반 지중변형을 기록하기 위한 접착식 투명 시트지를 전면판에 부착한다.
2) 성토체 주변지반상에 연직변위 측정을 위한 변위계(LVDT)를 설치하고, Data logger에 연결한다.
3) 성토체 중앙부의 침하를 측정하기 위하여 침하판을 설치하고, 강봉(길이: 14.6cm, 지름:0.9cm)을 낚시줄로 묶어 총 5~6층이 되게 쌓는다.
4) 강봉 위에 발포고무와 하중 거치대, 성토체 중앙부의 침하 계측용 LVDT를 설치한다. 하중 거치대는 단계하중이 성토체에 지속적으로 균등하게 작용하도록 하는 역할을 한다.



그림 3.3 단계하중 재하 모습

5) 조건별 단계하중을 재하하면서, 일정 시간간격으로 지반변형을 측정한다(그림 3.3). 이 때 각 재하단계별 종료시점은 예측침하량의 80% 이상 압밀도에 도달한 시점으로 한다.
6) 실험 종료 후 샘플러를 이용해 토질시험용 시료를 각 위치별로 채취 한다.

다. 실험 결과

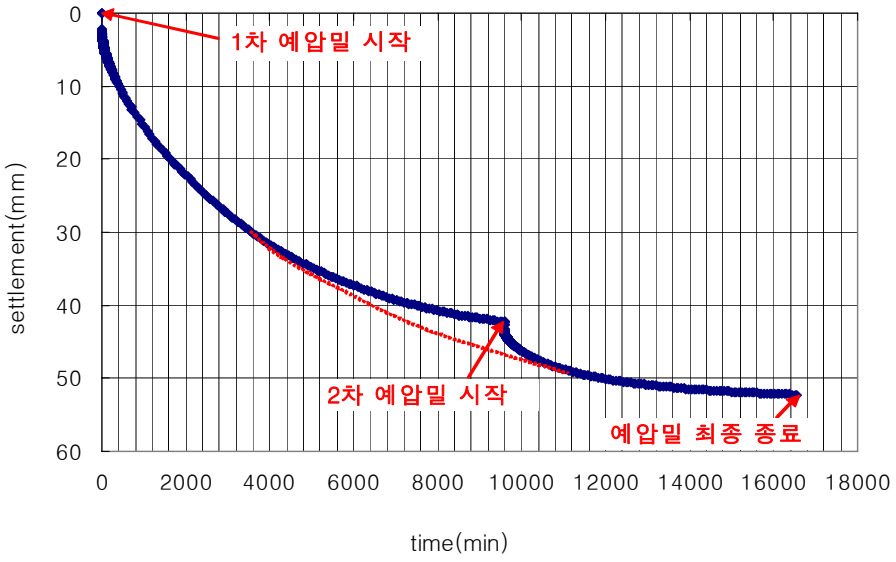
본 절에서는 앞에서 기술한 모형실험장치를 이용하여 모형실험을 실시한 결과를 정리 및 분석한다. 연약지반의 측방유동은 성토하중과 기초지반의 강도와 두께에 의하여 영향을 받는다. 그러므로 본 모형실험은 편재하중을 받는 무처리 연약지반에서의 거동을 관찰하기 위하여 예압밀에 따른 침하량, 단계하중에 따른 침하량과 융기량, 수평변위등의 거동을 파악하기 위해 실험을 실시하였다. LVDT를 이용한 지표변위 측정결과와 표점의 이동을 분석한 지중변위 측정결과를 정리하면 다음과 같다.

(1) 예압밀에 따른 침하량

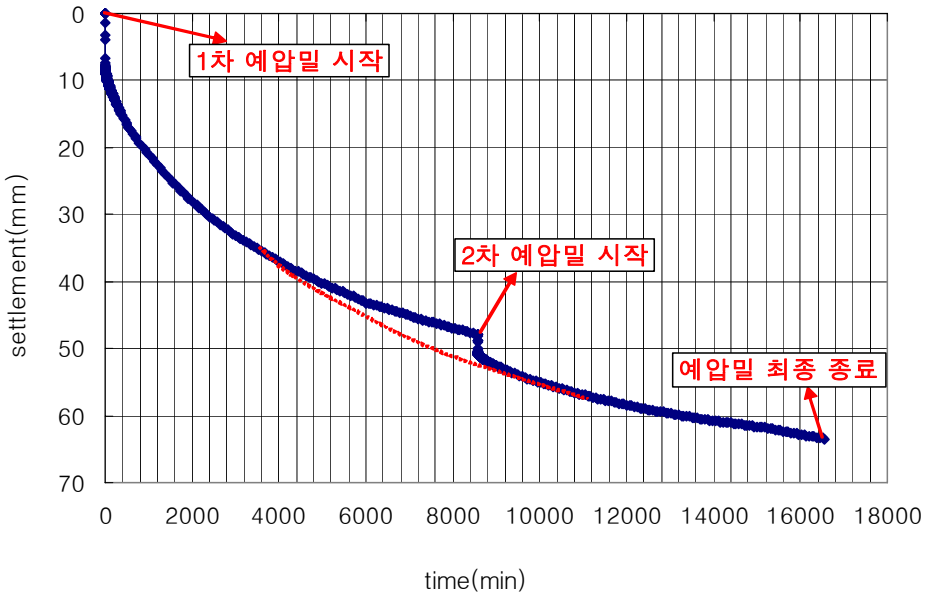
본 실험에서는 모형토조에 재성형 점토를 채운 후 정규압밀 혹은 과압밀상태의 지반을 형성하기 위하여 지표면의 전단면에 일정한 압력을 균등하게 재하하는 방

법으로 예압밀을 실시하였다.

연약지반 조성을 위한 예압밀의 종료시점은 쌍곡선법 및 Asaoka법을 이용하여 산정한 예상 총 침하량을 근거로 결정하였으며, 압밀도 85% 이상에 도달할 때까지 예압밀 하중을 재하하였다. 앞에서 설명했던 바와 같이 지중변위 관찰을 위한 표점을 설치하기 위하여 2차에 걸쳐 예압밀을 수행하였다. 예압밀시 시간에 따른 침하량 측정결과의 대표적인 사례를 그림 3.4에 나타내었다.



(a) Case Ⅱ



(c) Case Ⅲ

그림 3.4 예압밀시 시간에 따른 침하량

본 연구에서는 표 3.1에 나타낸 바와 같이 총 5회의 모형실험을 수행하였으며, 모형실험 Case Ⅰ, Case Ⅱ, Case Ⅲ, Case Ⅵ 및 Case Ⅴ에서 예압밀에 따른 최종침하량은 각각 55mm, 52mm, 65mm, 70 및 76mm로 측정되었다.

(2) 단계 성토하중 재하에 따른 침하량

예압밀을 통한 연약지반 조성 후, 토조 중앙부에 20cm 폭의 편재하중을 그림 3.1 및 그림 3.3에 나타낸 바와 같이 재하하였다. 본 실험에서는 실제 연약지반상 성토시 발생되는 기초지반의 연성침하를 모사하기 위해 앞에서 설명한 바와 같이 강봉, 발포고무 및 하중추를 동시에 이용하여 단계하중을 재하하였다. 한편, 각 재하단계별 종료시점은 예측 침하량의 80%이상 압밀도에 도달한 시점으로 결정하였다.

단계하중 재하시 기초지반의 연성침하가 잘 재현되었는지를 검토하기 위하여 하중재하면의 지반침하량 측정결과를 그림 3.5에 나타내었다. 재하면 중앙부를 기준으로 좌측 반단면에서의 지표면 침하량 측정결과 중 Case Ⅱ의 결과를 대표적으로 그림 3.5에 나타내었다. 그림 3.5에서 보는 바와 같이 재하면 중앙부에서 최대 침하가 발생하고 선단부로 갈수록 침하량이 비선형적으로 작아지는 것으로 나타나, 본 모형실험에서 사용한 하중재하방법은 실제 성토하부지반의 연성침하를 비교적 유사하게 잘 재현하고 있음을 알 수 있다.

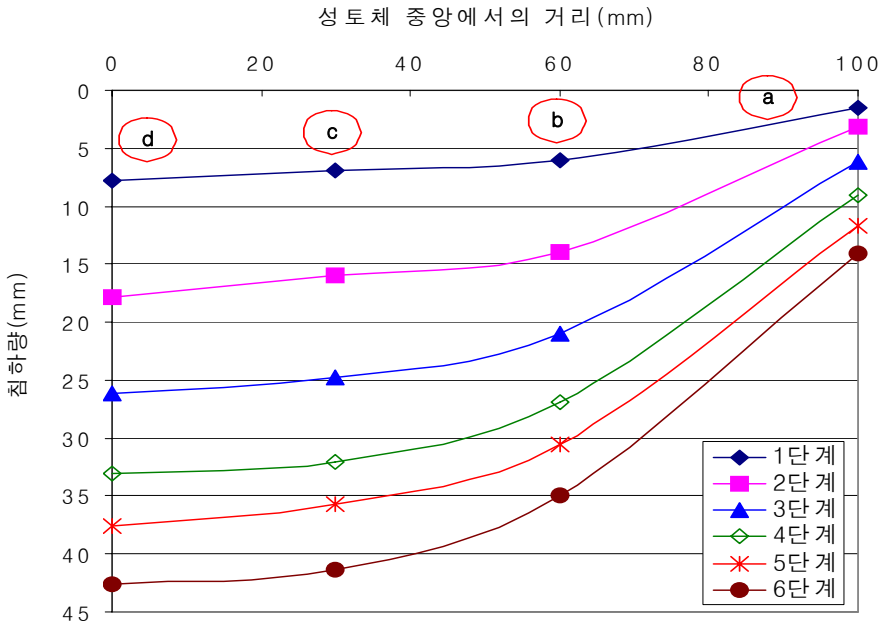
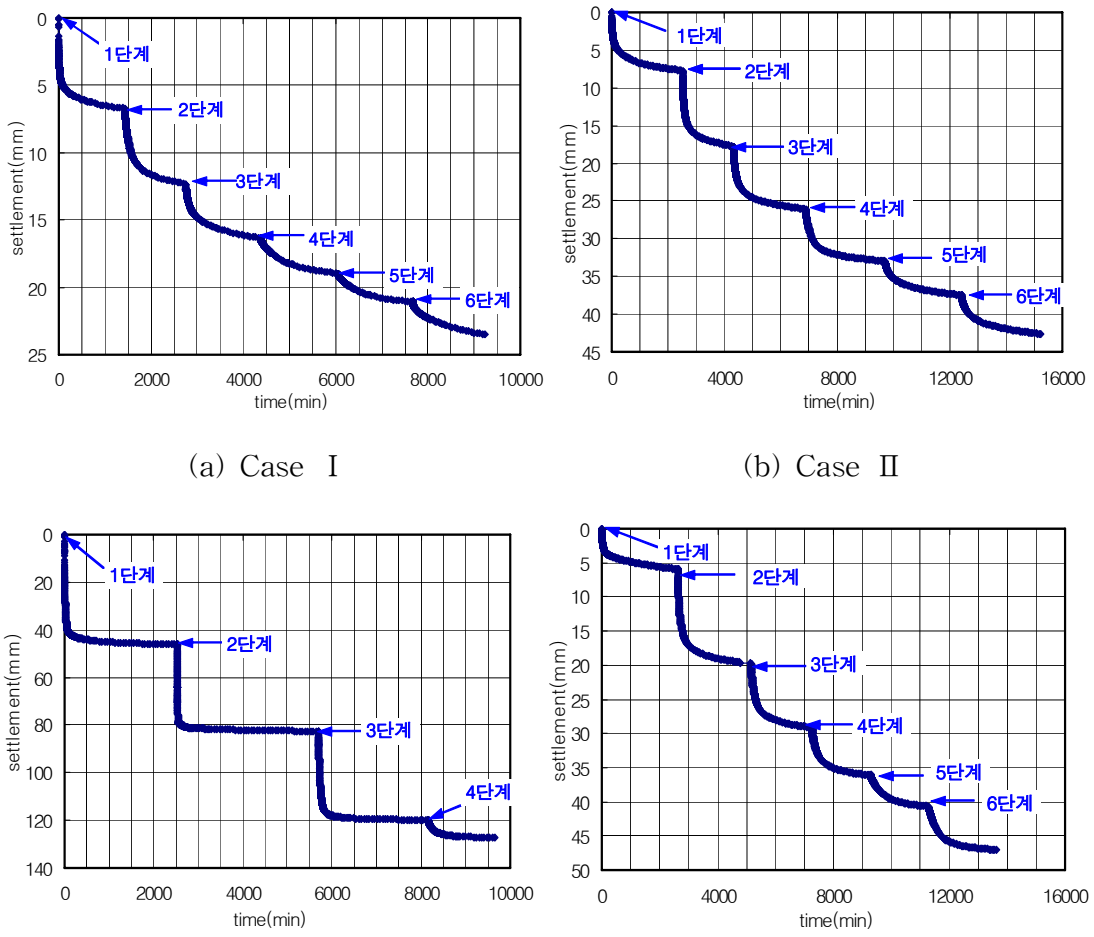


그림 3.5 편재하중 재하단계별 성토하부 지표면 침하량 (Case Ⅱ)

한편, 단계하중 재하에 따른 재하면 중앙부에서의 침하량 측정결과는 그림 3.6에 나타내었다. 성토속도가 연약지반의 변형거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 단계하중을 변화시키면서 모형실험을 수행하였다. 즉, 그림 3.6에서 알 수 있는 바와 같이 모형실험 Case Ⅰ의 경우 6회에 걸쳐 2kPa씩의 하중을 단계적으로 재하하였으며, CaseⅡ 및 Case Ⅳ의 경우는 6회에 걸쳐 4kPa씩의 하중을 단계적으로 재하하였다. Case Ⅲ 및 Ⅴ의 경우에는 6kPa씩의 하중을 단계적으로 재하하였는데, 이와 같이 비교적 큰 하중의 재하로 인해 2단계 재하시 연약기초지반의 펀칭파괴가 관찰되었고, 3단계 재하 이후에는 하중 재하면 하부의 연약지반층이 거의 압축되어 4단계 재하시 침하량이 상대적으로 매우 작게 측정되었다.

본 실험에서 재하종료시까지의 경과시간과 총 재하하중의 관계로부터 각 실험 Case 별 재하속도를 산정한 결과는 표 3.4와 같다.



(a) Case Ⅰ (b) Case Ⅱ

(c) Case Ⅲ (d) Case Ⅳ

그림 3.6 모형실험결과 - 단계하중에 따른 침하량

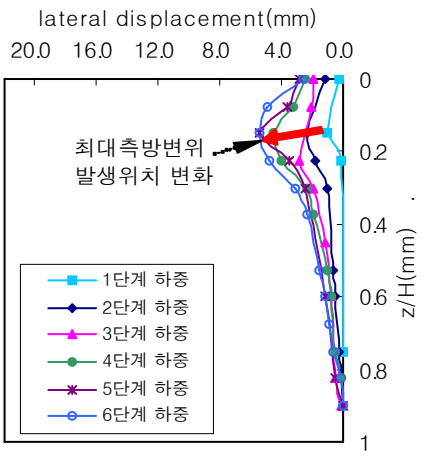
표 3.4 모형실험 Case 별 단계하중 재하속도

구분	Case Ⅰ	Case Ⅱ	Case Ⅲ	Case Ⅳ	Case Ⅴ
총 재하하중 (kPa)	12	24	24	24	18
총 침하량 (mm)	23.5	42.7	127.3	47.1	109.7
재하속도 (kPa/day)	1.87	2.27	3.58	2.54	3.47

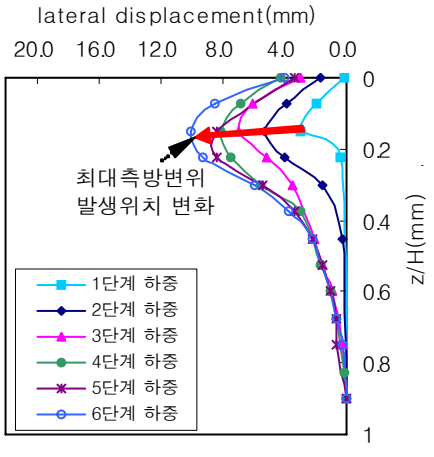
(3) 단계하중 재하에 따른 연약지반의 측방변위

본 실험에서는 연약지반의 지중변위를 관찰하기 위해 유성페인트를 입힌 면봉을 이용하여 표점을 설치하였으며 전면판에 접착식 시트지를 붙여 각 단계 편재하중 재하 종료 시점에서의 표점변위를 표시하는 방식으로 지중변위를 관측하였다.

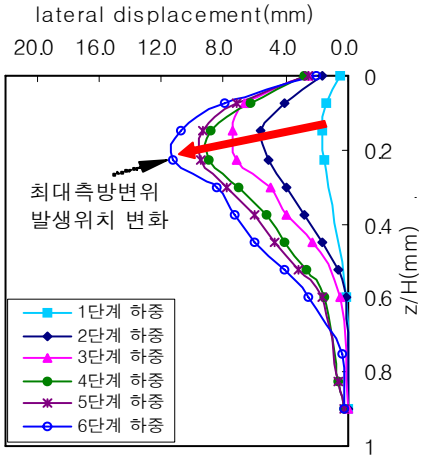
그림 3.7 및 3.8은 단계하중 재하시 연약지반깊이에 따른 지중 수평변위량 측정결과 중 Case Ⅱ 및 Ⅲ의 결과를 나타낸 것이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 단계하중 증가시 지중수평변위 또한 증가하고 있으며, 그 크기는 선단부에서 멀어질수록 더 작아짐을 알 수 있다. 선단부에서의 최대 수평변위 발생위치를 살펴보면, 초기 재하단계에서는 지표로부터 대략 0.15H(H : 연약지반 심도, Z : 지표면으로부터 측정 깊이) 깊이에서 최대 수평변위가 발생한 이후 하중 단계를 증가시킬수록 최대 수평변위 발생위치가 점차 지표로부터 깊어짐을 알 수 있다. 따라서 최대 수평변위의 크기가 커질수록 그 발생위치는 지표면에서 보다 깊은 지점에 형성됨을 알 수 있다.



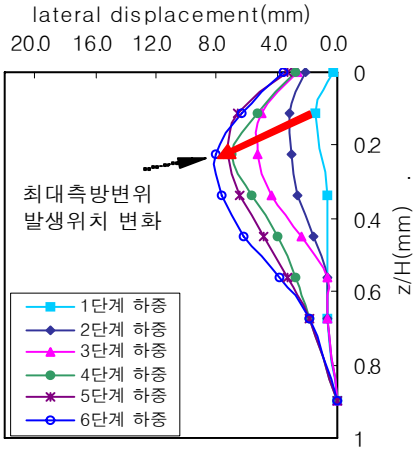
(a) 성토체 중앙으로부터 30mm



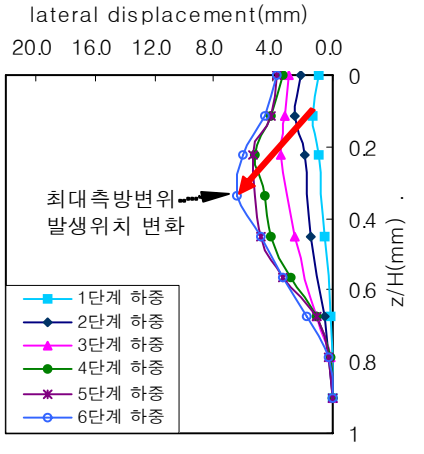
(b) 성토체 중앙으로부터 60mm



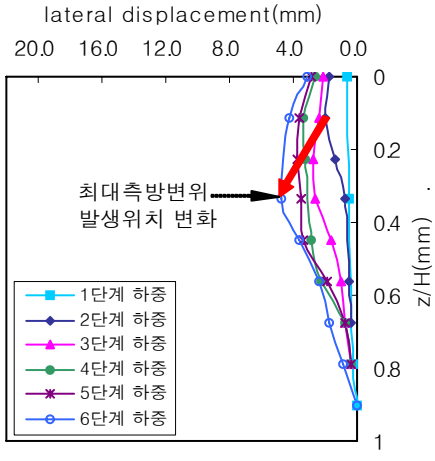
(c) 선단부



(d) 선단으로부터 1/4B

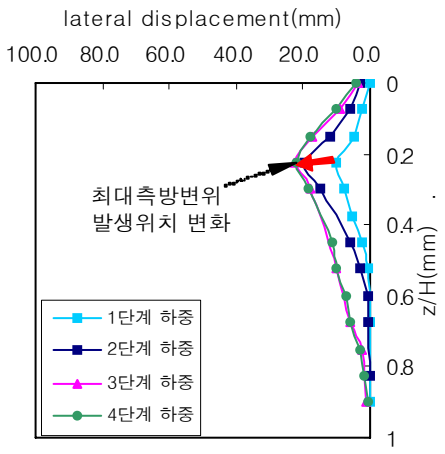


(e) 선단으로부터 1/2B

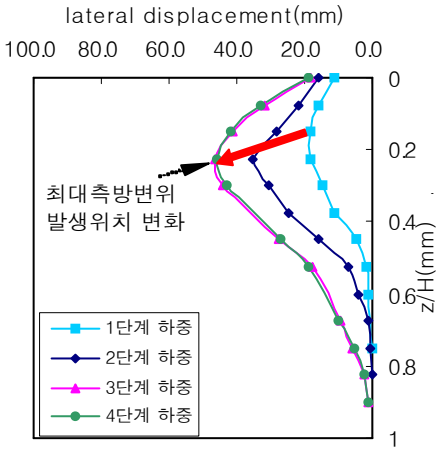


(f) 선단으로부터 3/4B

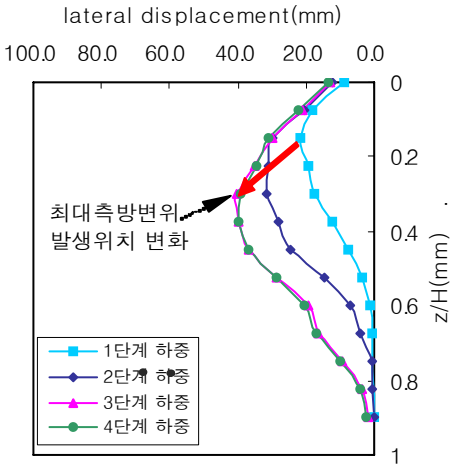
그림 3.7 Case Ⅱ 깊이에 따른 지중 수평변위량



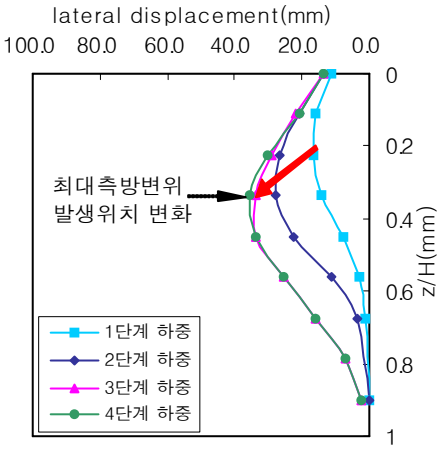
(a) 성토체 중앙으로부터 30mm



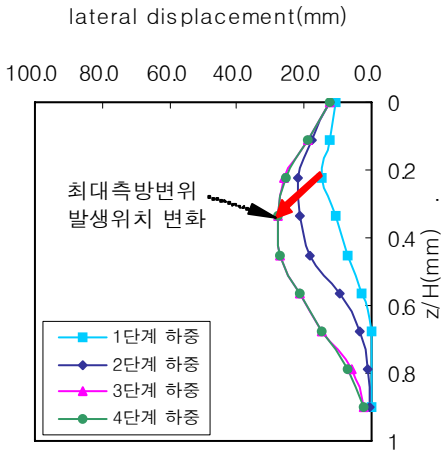
(b) 성토체 중앙으로부터 60mm



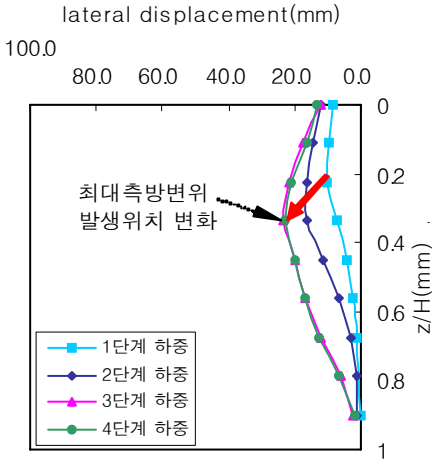
(c) 선단부



(d) 선단으로부터 1/4B



(e) 선단으로부터 1/2B



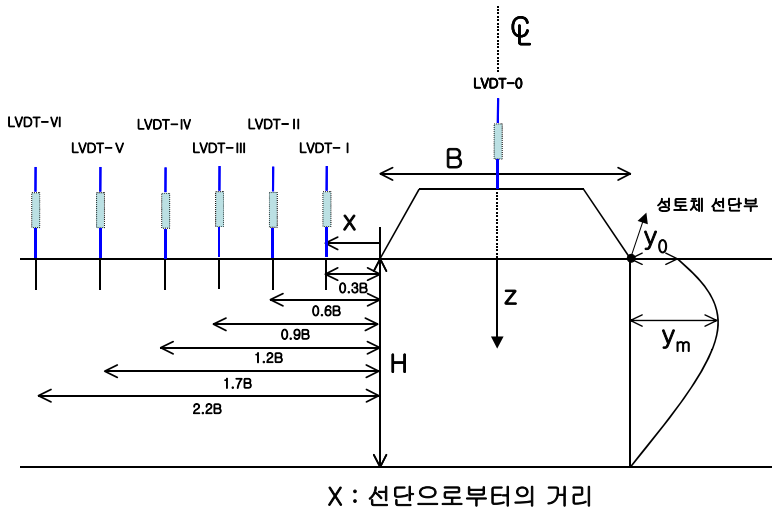
(f) 선단으로부터 3/4B

그림 3.8(계속) Case Ⅲ 깊이에 따른 지중 수평변위량

라. 성토하중 재하 시 연약지반의 변형거동 평가

(1) 성토하중과 거리에 따른 융기량 관계

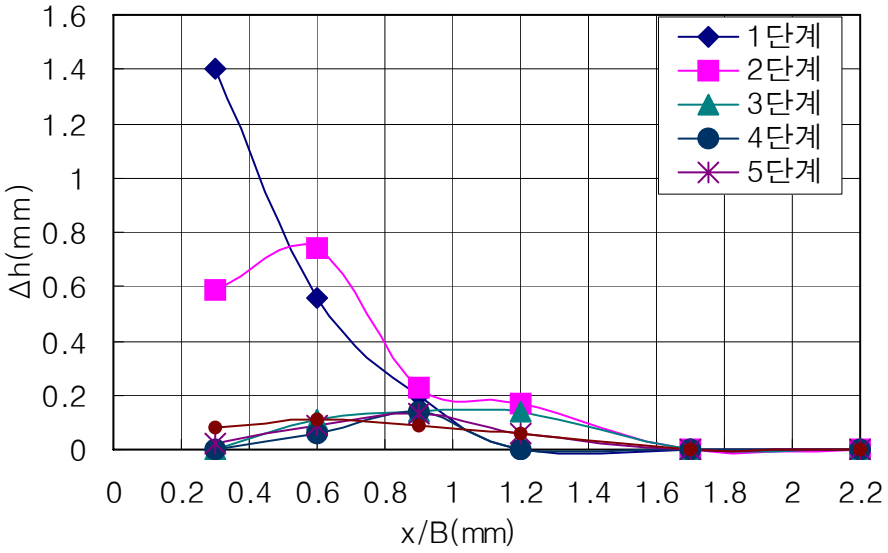
그림 3.9는 지표면 융기량 측정을 위해 LVDT의 설치위치를 도시한 것이고, 그림 3.10은 Case Ⅱ와 Case Ⅲ에서 성토체 선단부로부터의 거리별 융기량을 보여준다. CaseⅡ와 Case Ⅲ은 표 3.1에 나타낸 바와 같이 동일한 예압밀하중(2kPa)으로 점토층을 조성하고, 이 후 재하한 단계 성토하중을 각각 4kPa과 6kPa로 달리하여 실험을 수행하였다. 이 두 실험 결과 단계 성토하중 재하시 성토체 선단부로부터의 거리별 융기량을 나타낸 그림 3.10을 살펴보면, 두 경우 모두 초기 성토단계에서는 선단부와 가장 인접한 위치에 설치한 LVDT-Ⅰ(x/B=0.3)의 측정치가 가장 큰 것으로 나타났으나 하중단계가 증가할수록 최대 융기량 발생 위치가 점차 선단부에서 멀어지는 경향을 보이고 있다. 이와 같이 하중단계가 증가할수록 최대 융기량이 발생하는 위치가 점차 선단부로부터 멀어지게 되는 원인은, 앞에서 설명한 측방변위 측정결과에서 최대 수평변위의 크기가 커질수록 그 발생위치는 지표면에서 보다 깊은 지점에 형성되는 결과에 기인한 것으로 판단된다.



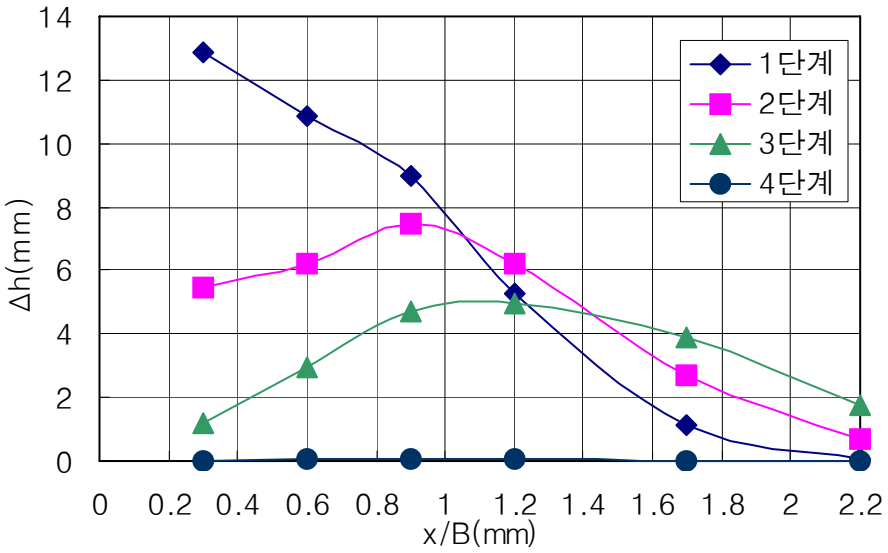
※ LVDT-0 : 침하량 측정, LVDT-Ⅰ~Ⅵ : 융기량 측정

B : 성토체 폭, H : 연약지반 두께

그림 3.9 융기량 계측을 위한 LVDT 위치



(a) Case Ⅱ



(b) Case Ⅲ

※ x : 성토체 선단부로 부터의 거리(mm), h : 융기량(mm)

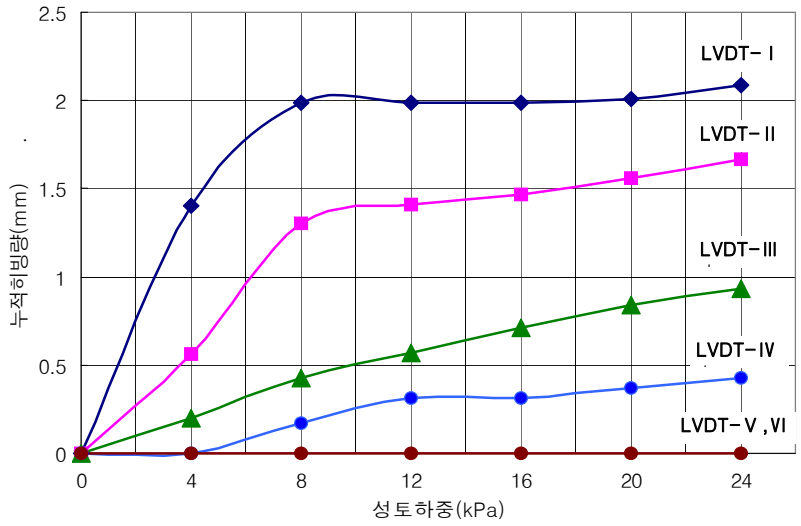
그림 3.10 성토체 선단부로 부터의 거리에 따른 융기량

그림 3.11은 인접지반의 융기량을 측정하기 위해 그림 3.9에 나타낸 바와 같이 설치한 LVDT-Ⅰ~LVDT-Ⅵ의 측정결과를 단계 성토하중 증가에 따라 누적한 결과를 보여준다. 두 경우의 모형실험 모두 성토하중 증가에 따른 누적융기량은 재하초기에 비교적 빠르게 증가하다가 일정 성토하중 재하 이후에는 일정한 값에 수렴

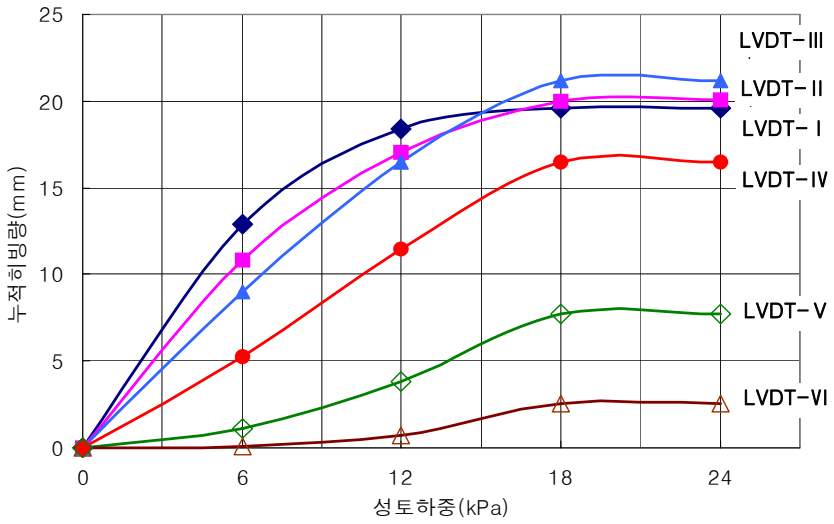
(성토하중 증가에 따른 누적융기량 증가의 증가율이 급속히 감소)해가는 경향을 보이고 있다. 성토체 선단부에서 먼 위치일수록 더 큰 하중 재하 단계에서 성토하중 증가에 따른 누적융기량 증가의 증가율이 급속히 감소하게 되는 경향을 보인다.

그림 3.11(a)에 나타낸 Case Ⅱ의 측정결과 성토하중 증가에 따른 누적융기량의 증가는 성토체 선단부에 가장 인접한 위치에 설치한 LVDT-Ⅰ의 측정치가 가장 크게 나타났고, 성토체 선단부에서 멀어질수록 누적융기량이 작게 측정되었다. 이러한 양상은 그림 3.11(b)에 나타낸 Case Ⅲ의 측정결과에서도 유사하게 나타나고 있다. 즉, Case Ⅲ의 경우 초기 재하단계(2단계 12kPa 재하시 까지)에서는 Case Ⅱ의 경우와 동일하게 LVDT-Ⅰ의 측정치가 가장 크고 성토체 선단부에서 멀어질수록 누적융기량이 작게 측정 되었으나 3단계(18kPa) 재하시에는 오히려 LVDT-Ⅲ의 측정치가 가장 크고 LVDT-Ⅱ의 측정치도 LVDT-Ⅰ보다 크게 나타났다. 이러한 결과는 앞서 설명한 바와 같이 성토하중 증가에 따른 누적융기량 증가의 증가율은 성토체 선단부에서 먼 위치일수록 더 큰 하중 재하 단계에서 급속히 감소하게 되기 때문이며, 따라서 Case Ⅱ의 경우에도 더 많은 단계의 성토하중을 재하하게 되면 LVDT-Ⅱ 혹은 LVDT-Ⅲ의 측정결과가 LVDT-Ⅰ의 측정치보다 오히려 더 크게 될 수도 있을 것으로 판단된다. 이러한 결과는 성토하중이 커지면 선단부에서 더 먼 거리까지 인접지반의 융기로 인한 피해가 영향을 미치게 됨을 의미한다.

한편, 재하하중이 12kPa 및 24kPa인 경우, Case Ⅱ와 Case Ⅲ의 누적 융기량을 비교해 보면, Case Ⅲ가 Case Ⅱ에 비해 대략 18배~20배 큰 것으로 나타났다. 이와 같이 동일한 함수비와 예압밀 하중으로 재성형한 두 경우의 실험결과가 크게 차이를 보이는 원인은 단계하중의 크기가 각각 4kPa 및 6kPa로 상이하기 때문이다. 이러한 결과는 성토속도가 인접지반의 융기량 및 선단으로부터의 융기 범위에 미치는 영향이 대단히 큼을 의미한다. 즉, 표 3.4에 나타낸 바와 같이 Case Ⅱ의 경우 성토속도가 2.27kPa/day인 반면에 Case Ⅲ의 경우는 성토속도가 3.58kPa/day로서 Case Ⅱ보다 약 1.6배 정도 빠른 점이 성토체 인접지반의 융기발생에 영향을 미친 것으로 판단된다. 따라서 연약지반상 성토 시공시 인접지반의 융기로 인한 피해를 최소화하기 위해서는 연약 기초지반의 강도특성에 따라 성토시공속도를 적절히 조절할 필요가 있으며, 이를 위해 보다 다양한 실내 및 현장 실험이 수행/분석되어야 할 것으로 사료된다.



(a) Case Ⅱ



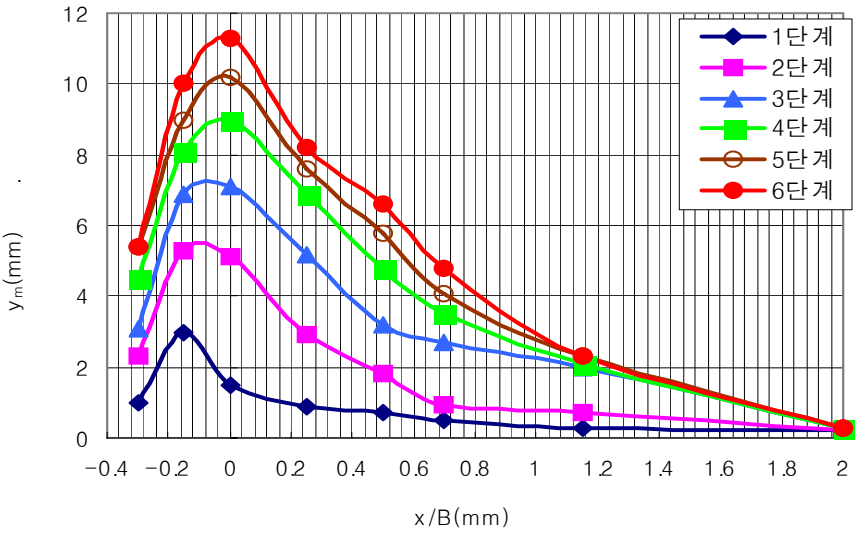
(b) Case Ⅲ

그림 3.11 성토하중에 따른 누적 융기량

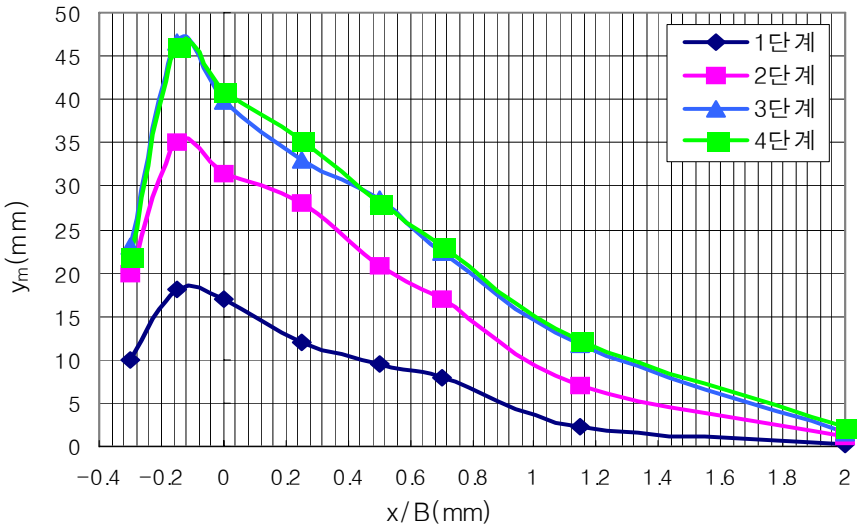
(2) 성토하중에 따른 지중 최대수평변위

모형실험결과, 단계 성토하중이 연약 기초지반의 수평변위에 영향을 미치는 거리를 평가하기 위하여, 성토하중 재하에 따른 재하 선단부에서부터의 거리별 지중 최대 수평변위 관계를 그림 3.12에 나타내었다. 그림 3.12에서 x는 성토체 선단부로부터의 거리이고 x가 음(-)의 값을 나타내는 것은 선단부에서부터 성토체 중앙부 쪽으로의 거리를 의미하며, B는 성토체 폭을 의미한다. 그림 3.12를 살펴보면, 지중 최대 수평변위는 대체로 선단부 직하에서 가장 크고, 선단부에서 멀어 질수록 수평

변위의 크기가 비선형적으로 감소(선단부에서 멀어질수록 x/B 증가에 따른 최대 수평변위의 감소율이 감소)함 을 알 수 있으며, 모든 실험결과에서 재하폭 보다 대략 2배 이상 떨어진 곳에서는 지중 수평변위가 1mm이하로 매우 미소하게 측정되었다. 따라서 단계하중 재하가 지중 측방변위 발생에 영향을 미치는 거리는 재하 선단부로부터 재하폭의 2배까지인 것으로 판단되며, 이보다 멀리 떨어진 위치에서는 편재하중 재하가 연약지반의 측방유동에 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.



(a) Case Ⅱ



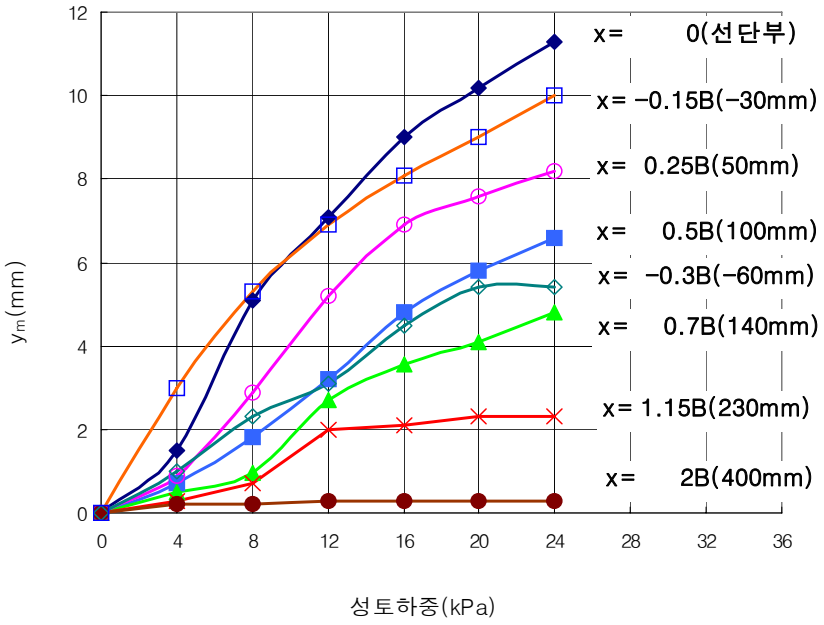
(b) Case Ⅲ

그림 3.12 성토하중에 따른 선단에서부터의 거리별 지중 최대 수평변위

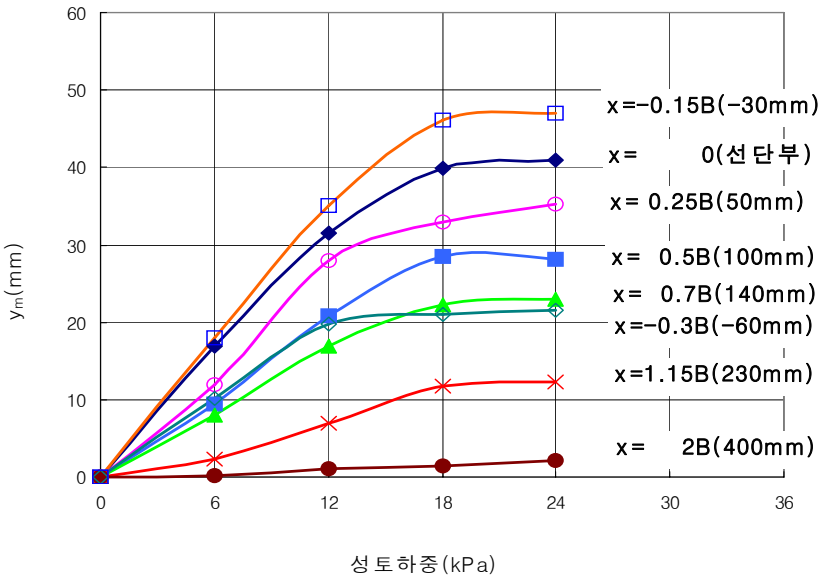
한편, 성토체 중앙부와 선단부 사이의 위치에서 지중 측방변위를 측정한 Case Ⅱ(그림 3.12(b)) 및 Case Ⅲ(그림 3.12(c))의 결과를 살펴보면, 성토체 중앙부에서 선단부로 갈수록 지중 최대 수평변위가 커지다가 임의 지점을 지난후에는 성토체로부터 멀어질수록 감소하는 경향을 보인다. 또한 Case Ⅱ의 경우에는 성토체 선단부 직하에서 지중 최대 측방변위가 가장 크게 나타난 반면에, Case Ⅲ의 경우에는 성토체 선단부와 중앙부 사이(선단부로부터 중앙부쪽으로 0.2x/B 지점의 직하부)에서 지중 최대 측방변위가 가장 큰 것으로 나타났다. 이러한 결과로부터, 지중 최대 측방변위의 발생위치는 연약 기초지반 및 성토하중 조건에 따라 달라질 수 있으며, 성토체 선단부와 성토체 중앙부 사이의 임의지점 직하부에서 최대 측방변위가 발생할 수 있음을 알 수 있다.

그림 3.13 및 그림 3.14는 단계별 성토하중에 따른 최대 지중 수평변위 관계를 보여준다. 그림 3.13에서 알 수 있는 바와 같이 성토하중이 증가할 수 록 최대 지중수평변위는 증가하고, 그 증가율은 성토하중이 커질수록 감소하는 경향을 보인다.

한편, 각 실험 Case 별 성토하중 증가에 따른 최대 지중수평변위 변화를 나타낸 그림 3.14를 살펴보면, 작은 예압밀압력을 가하여 연약지반을 조성한 경우가 최대 측방변위가 대체로 다소 더 큰 경향을 보이고 있다. 또한 동일한 예압밀압력을 재하하여 연약지반을 조성한 Case Ⅱ와 Case Ⅲ의 결과를 비교해 보면, 12kPa 및 24kPa의 성토하중이 재하된 경우, Case Ⅲ의 경우가 CaseⅡ에 비해 최대 지중 수평변위가 대략 4~5배 더 큰 것으로 나타났다. 이러한 결과를 그림 3.11에서 설명한 인접지반 최대 융기량의 경우 두 실험 Case에서 최대 융기량이 18~20배 차이를 보이는 결과와 함께 생각해 보면, 결론적으로 성토 시공속도의 변화는 지중 수평변위보다 인접지반의 융기에 더 크게 영향을 미침을 알 수 있다.



(a) Case Ⅱ



(b) Case Ⅲ

그림 3.13 성토하중에 따른 지중 최대 수평변위

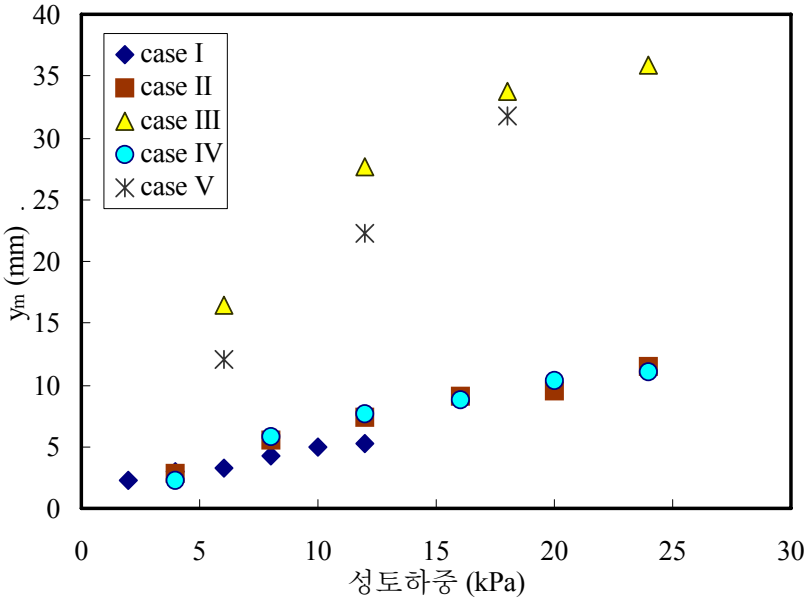


그림 3.14 성토하중에 따른 선단부 직하 지중 최대 수평변위

(3) 침하량에 따른 측방변위

본 절에서는 모형실험 결과 침하량에 따른 측방변위량을 비교 분석하고자 한다. 성토체 중앙부의 침하량과 선단부에서의 최대 측방변위량을 Tavenas et al.(1979)에 의해 제안된 기존의 제안식과 함께 나타내면 그림 3.15와 같다. 그림 3.15에서 y_m은 선단부 지중에서의 최대 수평변위를 나타낸다. 또한 그림상의 직선은 Tavenas et al.(1979)에 의해 제안된 경험식을 나타낸다.

지중 최대 수평변위는 단계하중 증가에 따른 증가가 거의 선형적인 결과를 보이고 있다. 또한 침하량에 따른 최대 수평변위 발생이 Tavenas et al.(1979)가 제안한 경험식의 상한계와 유사하게 거동하고 있으나, 대체로 성토하중이 클수록 침하량에 따른 최대 수평변위량의 기울기가 증가하고 있어, 성토하중 재하속도가 빠를수록 기초연약지반의 변형이 크게 발생하게 됨을 알 수 있다.

성토속도가 연약지반 침하 및 측방변위에 미치는 영향을 평가하기 위하여 성토속도에 따른 일평균 지반변위를 그림 3.16과 같이 도시하였다. 그림 3.16에서 횡축은 표 3.4에 나타낸 각 실험 Case별 재하속도를 나타내고, 종축은 일평균 침하량과 일평균 측방변위량 측정치를 나타낸다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 성토속도가 빨라질수록, 침하량 및 측방변위량이 비선형적으로 급속히 증가된다. 이러한 비선

형적인 지반변위의 증가는 모형지반의 예압밀 하중에 관계없이 성토속도의 증가에 따라 일정한 지수함수의 관계를 보이고 있으며, 이는 식 (3.1) 및 식 (3.2)와 같이 표현할 수 있다.

$$\Delta s = 0.3594e^{1.12v} \quad \cdots\cdots (3.1)$$

$$\Delta y_m = 0.0667e^{1.24v} \quad \cdots\cdots (3.2)$$

여기서, △s는 일평균 침하량(mm/day), △y_m은 일평균 지중 최대수평변위(mm/day), v는 성토속도(kPa/day)를 나타낸다.

따라서 식 (3.1) 및 (3.2)를 이용하면, 성토속도에 따른 연약지반 침하량 및 측방변위량을 예측할 수 있을 것으로 기대된다. 그러나 식 (3.1) 및 (3.2)는 제한된 조건하에서 수행한 모형실험 결과에 의한 경험식이므로, 당장 실무에 적용하기는 어려울 것이다. 따라서 향후 연약지반 및 성토와 관련된 보다 다양한 조건에 대한 실험적 연구 및 실제 현장 측정자료와의 비교분석을 통하여 수정 보완할 필요가 있을 것으로 판단된다.

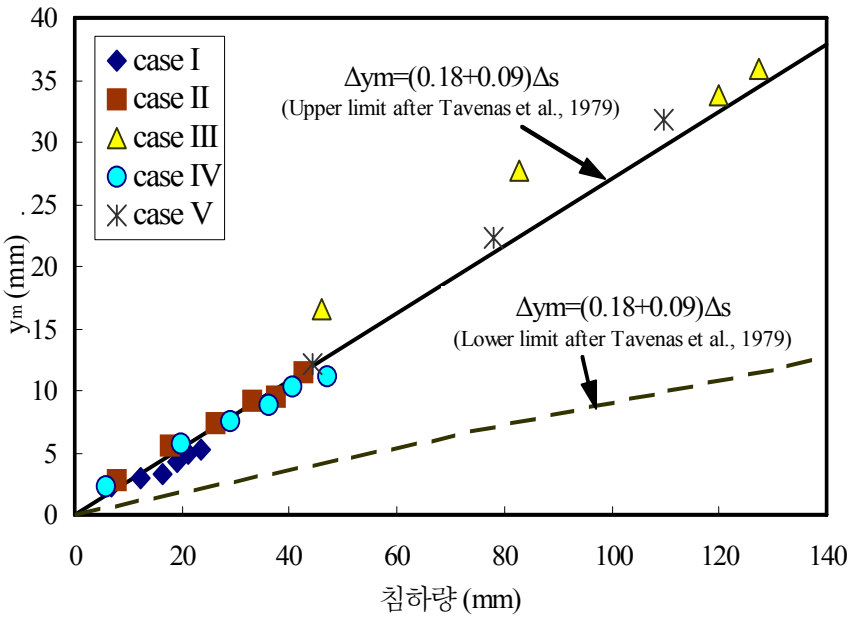


그림 3.15 침하량에 따른 최대 측방변위량

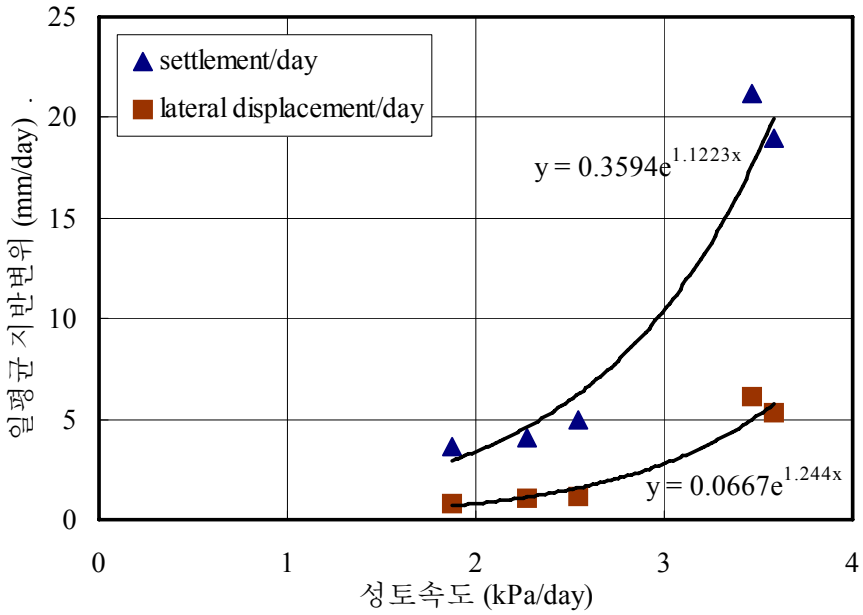


그림 3.16 성토속도에 따른 일평균 침하량 및 측방변위량

2. 수치해석

연약한 점성토 지반 위에 성토를 실시하면 하부지반은 시공 중 또는 시공 후에 침하와 함께 횡방향 변형이 발생하게 된다. 지반 내 발생한 측방변위는 인접 구조물과 지반 내의 말뚝 등에 영향을 미칠 수 있고, 성토체의 안정성을 판단하는 중요한 평가 자료로 활용되므로, 측방변위의 크기와 분포를 정확히 예측하는 것은 매우 중요하다. 그러나 이러한 측방변위 거동은 일반적으로 지반의 압밀과 전단 형상이 복합된 형태로 나타나기 때문에 측방변위 분포형태와 발생량의 정량적인 파악이 어려운 실정이다.

측방유동지반의 거동을 정확하게 예측하기 위해서는 성토조건, 지반조건 등이 연약지반의 측방유동에 미치는 영향에 대하여 구체적으로 파악해야 한다. 현재 이러한 조건들이 측방유동지반의 거동에 미치는 영향을 분석하기 위해 많은 현장에서 계측이 실시되고 있으나, 실재 계측자료를 통한 분석은 매우 제한적이며 그 자료수집 또한 용이하지 않다.

본 연구에서는 위에서 언급한 조건들이 측방유동지반의 변형거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여, 성토조건과 지반조건을 변화시킨 유한요소법을 이용한 수치해석을 실시하였다.

가. 수치해석 조건

(1) 시공 조건과 지반 조건

연약지반상 성토시 측방유동지반의 변형거동에 미치는 영향인자를 평가하기 위해 시공조건과 지반조건을 달리한 유한요소해석을 실시하였다.

그림 3.17에 해석을 실시한 성토체와 지반의 기본조건을 표시하고 있다. 성토고 10m의 성토체(경사면의 기울기 1 :1.8, 성토속도 5cm/일, 단위중량 γ_t=1.8 t/m^3)와 두께 20m의 하부 연약지반(정규압밀 점성토, 양면배수 조건, 투수계수 6.88×10^{-7}cm/sec, 선행압밀하중(P_c) 98.01kPa, 압밀계수(C_v) 7.81×10^{-3}cm^2/sec)을 기본 해석조건으로 가정하였다. 성토체의 대칭성을 고려하여 성토체 중심부로부터 해석을 실시하였으며, 성토체 끝단에서 해석 경계면까지의 거리를 성토체 폭(60m)의 3배(180m)로 조정하여 해석 시 경계면의 영향을 받지 않도록 고려하였다.

대책공법의 기본원리(2.2.1절)에서 언급한 바와 같이 구조물의 측방이동에 영향을 미치는 요인으로 성토고, 성토층의 단위중량, 연약층의 전단강도 및 두께, 구조물의 형식 및 치수, 기초의 형식 및 강성 등 8가지를 열거할 수 있다. 따라서 수치해석에서는 기본해석조건을 바탕으로 아래의 5조건들을 변화시켜 해석을 실시하였다.

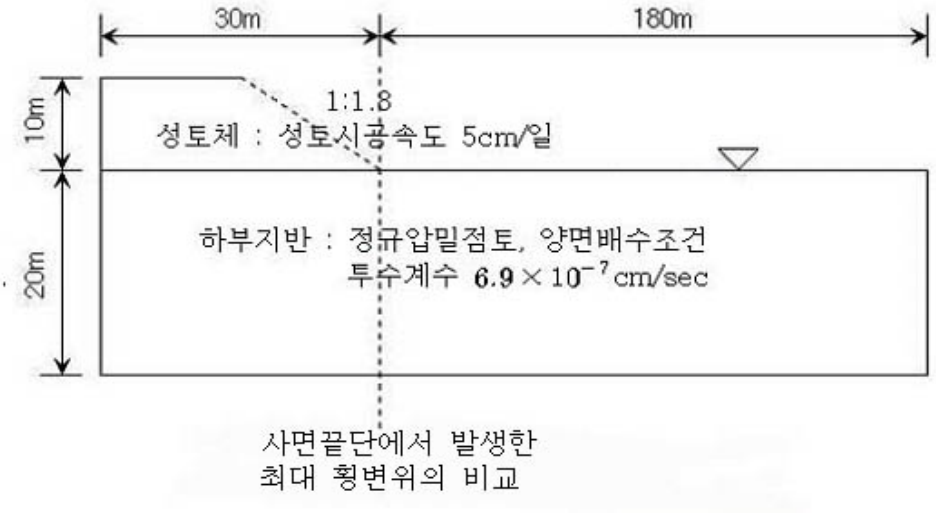


그림 3.17 수치해석 시 사용된 성토체 및 지반조건

수치해석 시 고려한 시공 조건과 지반 조건은 다음과 같다.

① 시공 조건
- 성토 시공속도의 변화 (3, 4, 5, 7, 10 cm/일)

② 지반 조건
- 배수조건 (일면배수, 양면배수)
- 과압밀비의 변화 (OCR=1, 2, 3, 4)
- 투수계수의 변화 (5.8×10^{-8}~1.2×10^{-6} cm/sec)
- 연약지반 두께 (10m, 20m, 30m, 60m, 120m)

지반조건은 배수조건, 과압밀비, 투수계수, 연약지반 두께를 변화시켜 측방유동지반의 변형거동에 미치는 영향을 평가하였고, 배수조건은 상부 배수만을 허용한 일면배수와 상하부 배수를 허용한 양면배수조건을 고려하였다. 그리고 과압밀비는 일면배수와 양면배수조건에 대하여 OCR을 1, 2, 3, 4 로 변화시켜 고려하였으며, 투수계수는 정규압밀점성토 지반에 대하여 5.8×10^{-8}~1.2×10^{-6} cm/sec의 범위 내에서 총 7단계로 변화시켰다. 또한 연약지반 두께를 달리하여 측방유동에 미치는 연약지반두께의 영향을 조사하였다. 해석에 사용한 입력치를 표 3.5에 나타내었다.

(2) 초기 조건

성토에 의한 기초지반, 특히 점성토지반의 변형해석을 실시할 경우 통상 사용되는 모델로는 Cam-Clay모델(Roscoe et al. 1963), Sekiguchi모델(Sekiguchi 1977), Sekiguchi & Ohta모델(Sekiguchi & Ohta 1977) 등이 있다. 이와 같은 모델은 흙의 탄소성 또는 탄점소성적인 성질을 고려한 모델로서 현재 비교적 많이 사용되는 대표적인 구성모델이다.

본 연구에서는 지반구성모델로 점성토 지반에 대하여 Sekiguchi & Ohta 모델(1977), 성토체에 대하여 선형탄성모델을 적용하였다.

점성토 지반에 대하여 Sekiguchi & Ohta 모델(1977)을 사용한 이유는 2차압밀, 크리프와 응력완화(relaxation) 등의 점성토의 시간의존성거동도 표현가능하기 때문이다.

표 3.5 수치해석 시 사용된 지반물성치

항 목 / 해석조건	지반	γ_t (t/m^3)	e_0	OCR	C_c	C_s	k (cm/sec)	v	M	c (t/m^2)	ϕ (°)	E (t/m^2)
•성토속도 변화												
3cm/일(V1)												
4cm/일(V2)	정규압밀	1.79	1.0	-	0.34	0.03	6.9×10^{-7}	0.3	1.2	-	-	-
5cm/일(V3)												
7cm/일(V4)												
10cm/일(V5)												
•일면배수												
(SNC)	정규압밀			-								
OCR=2(SO2)	과압밀	1.79	1.0	2	0.34	0.03	6.9×10^{-7}	0.3	1.2	-	-	-
OCR=3(SO3)	과압밀			3								
OCR=4(SO4)	과압밀			4								
•양면배수												
(DNC)	정규압밀			-								
OCR=2(DO2)	과압밀	1.79	1.0	2	0.34	0.03	6.9×10^{-7}	0.3	1.2	-	-	-
OCR=3(DO3)	과압밀			3								
OCR=4(DO4)	과압밀			4								
•투수계수의 변화												
(K1)							5.8×10^{-8}					
(K2)							1.2×10^{-7}					
(K3)							2.3×10^{-7}					
(K4)	정규압밀	1.79	1.0	-	0.34	0.03	4.6×10^{-7}	0.3	1.2	-	-	-
(K5)							6.9×10^{-7}					
(K6)							9.3×10^{-7}					
(K7)							1.2×10^{-6}					
•연약지반 두께												
10m												
20m												
30m	정규압밀	1.79	1.0	-	0.34	0.03	6.9×10^{-7}	0.3	1.2	-	-	-
60m												
120m												
•성토체 (절점하중)	-	1.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

수치해석 시 해석의 전 영역에는 수직응력(σ_v'), 수평응력(σ_h'), 간극수압(u_0), 선행압밀응력(p_c') 값들이 분포되어 있다. 초기 지중응력값이 필요한 이유는 탄소성 해석에서 유한요소의 강성 행렬이 요소내의 응력상태에 의존하기 때문이다. 탄소성 모델에서는 현장 응력 상태를 되도록 정확하게 산정하는 것이 중요한데, 이는 이유로는 수치해석을 통해 예측된 변위값이 흙 내부의 응력상태가 탄성영역인지 소성영역인지에 따라 매우 민감하게 영향을 받기 때문이다.

흙의 초기 응력상태는 전단응력 없이 수직, 수평응력만이 존재한다. 수직응력은 흙의 단위중량에 깊이를 곱한 값으로 쉽게 얻어질 수 있지만 수평응력값을 얻기 위해선 정지토압계수(K_0)값을 알아야만 한다.

탄성해석에서는 K_0값을 $\nu'/(1-\nu')$로 정하는 것이 매우 일반적이나, 이 탄성 가정은 한계 상태 모델에서는 적용되지 않는다.

탄소성모델을 사용할 때 현장 응력상태를 정하는 방법에는 기본적으로 다음의 두 가지 방법이 있다.

① 실제 흙이 받는 응력이력대로 해석을 수행하는 방법

이 방법은 이론적으로 다음의 이어지는 해석과 일치된다는 장점은 있지만 탄소성모델이 정규 압밀 점성토의 정지상태 토압계수 (K_{nc})의 값을 그다지 정확히 해석하지 못한다는 단점이 있다.

② Wroth의 경험식을 사용하는 방법

이 방법은 상당히 실용적이고 사용하기 쉽다. Wroth의 방법에서 K_{nc}의 값은 식(3.3)과 같은 Jacky의 공식(1944)을 사용하여 구한다.

$$K_{nc} = 1 - \sin\Phi' \tag{3.3}$$

Wroth는 K_0, K_{nc}, OCR사이에 두 가지 서로 다른 관계를 제시하였다.

$$K_0 = OCRK_{nc} - \frac{\nu'}{1-\nu'}(OCR-1) \tag{3.4}$$

$$m\left[\frac{3(1-K_{nc})}{1+2K_{nc}} - \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0}\right] = \ln\left[\frac{OCR(1+2K_{nc})}{1+2K_0}\right] \tag{3.5}$$

식 (3.4)는 정규압밀 상태에서 탄성 제하를 고려하여 얻어진 식이며 OCR이 약 5의 값을 가질 때까지는 실험결과에 잘 부합된다. Wroth는 실험 결과로부터 v′의 값을 0.254~0.371의 값을 제시하였다. 또 식 (3.5)는 더 높은 OCR값에서도 적용할 수 있도록 제안되었다. m의 값은 소성 지수를 이용하여 Wroth가 제시한 식 (3.6)으로부터 구할 수 있다.

$$m = 0.022875\ PI + 1.22 \qquad (3.6)$$

여기서, PI는 %.

수평응력은 구해진 K_0 값에 수직응력을 곱하여 얻을 수 있다.

본 해석에서는 K_0 값을 산정하기 위해 정규압밀 점성토에 대해서는 Jacky의 공식을, 과압밀 점성토에 대해서는 Wroth의 방법 중 (식 3.5)를 적용하였다.

각 OCR에 대해 산정된 K_0값을 다음 표 3.6에 나타내고 있다.

표 3.6 해석에 사용된 K_0값

과압밀비	K_0값	비고
1	0.500	$\phi = 30°$가정
2	0.667	K_{nc}=0.5, PI-20% 가정
3	0.788	K_{nc}=0.5, PI-20% 가정
4	0.889	K_{nc}=0.5, PI-20% 가정

(3) 유한요소망과 경계조건

해석에 사용된 유한 요소망은 그림 3.18과 같으며 Dif system이라는 범용 유한요소해석 프로그램을 이용하여 수치해석을 수행하였다. 2차원 평면 변형률(plain strain) 조건으로 해석하였으며 사각형 4절점 요소를 사용하였다. 지반 해석에 사용된 전체의 요소수는 972개, 절점수는 1045개이다.

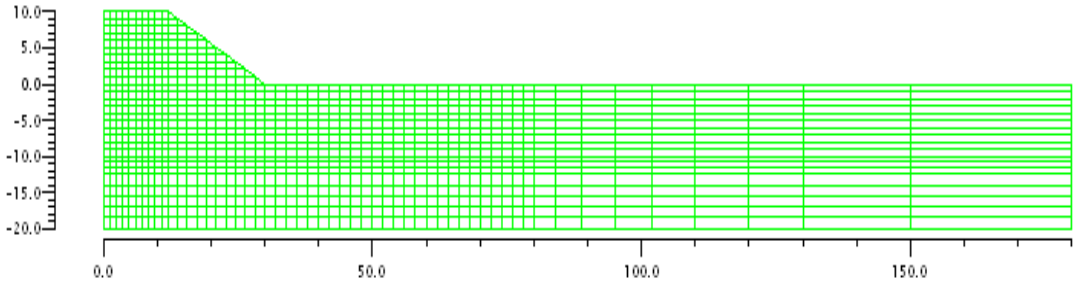


그림 3.18 해석에 이용된 유한 요소망

경계조건으로, 흙에 대해서는 바닥의 수평, 수직 변위와 측면의 수평변위를 고정시켰고, 물에 대해서는 측면에서 수평방향 배수는 허용하지 않았으며, 일면배수일 경우 지반 상부에서 수평방향 배수를 허용하였고 양면배수일 경우는 지반 상부에서 수평방향 배수를, 하부에서 수평방향 배수를 허용하였다.

나. 해석결과 및 고찰

앞서 제시한 해석 조건을 토대로 일련의 유한요소해석을 실시하여 시간 경과에 따라 발생하는 측방유동지반의 변형양상을 분석하였다. 성토시작 후 침하량이 90%의 압밀도(3,000일)에 도달할 때까지 해석을 수행하였으며 성토체 끝단에서 발생하는 최대 측방변위 크기와 분포 형태를 비교하였다.

먼저, 성토 경과와 함께 기초지반의 연성침하와 성토체 선단부위에 발생하는 융기량을 확인하기 위하여 그림 3.19에 성토 경과에 따른 지표면의 연직변위량을 나타내었다. 간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기 전에 성토를 지속적으로 실시한 결과 지반내의 간극수압이 증가되어 측방유동압이 발생되고 이로 인해 흙입자의 소성화에 의한 주변지반의 전형적인 융기가 발생하고 있는 결과를 얻었고, 본 수치해석은 실제 성토하부의 연성침하 및 성토선단부위의 융기를 유사하게 재현하고 있음을 알 수 있다.

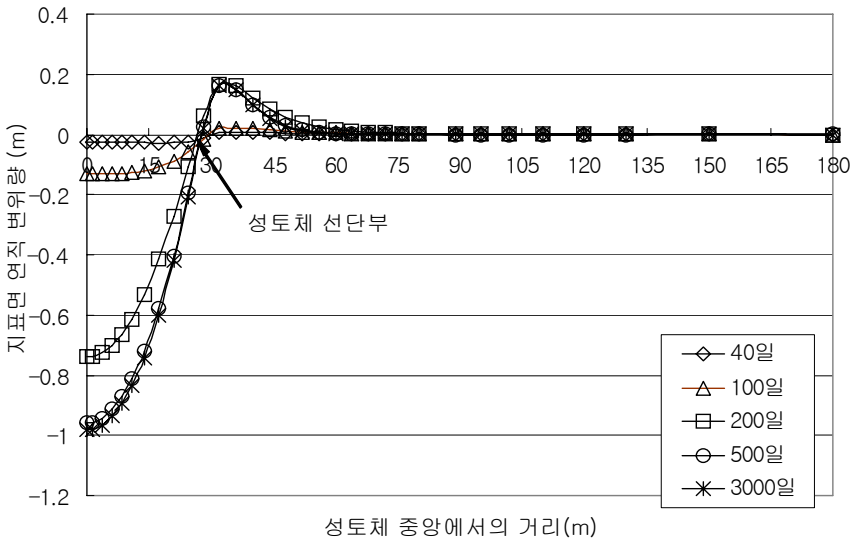


그림 3.19 성토 경과에 따른 지표면 연직변위량 (기본조건, 성토속도 5cm/일)

(1) 성토시공속도의 영향

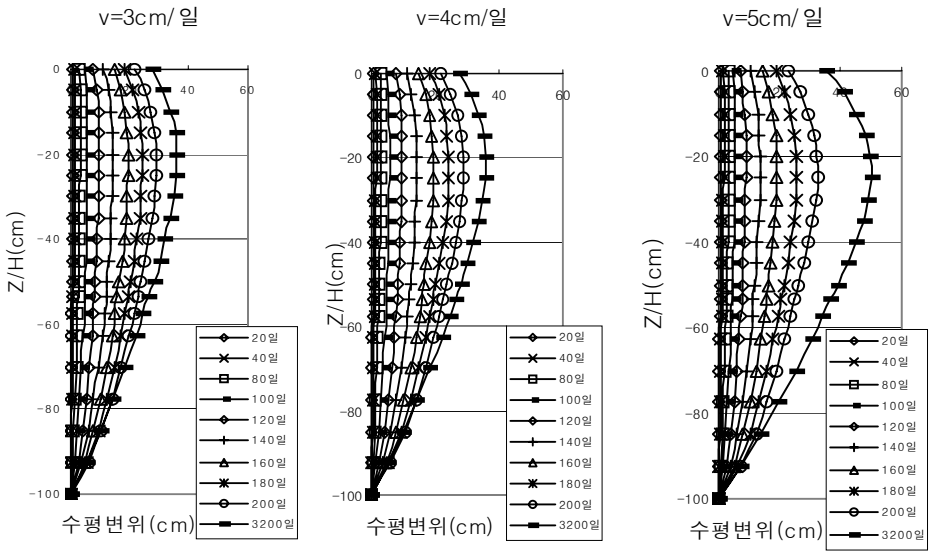
측방변위량에 미치는 성토시공속도의 영향을 조사하기 위하여, 그림 3.20에 성토속도를 3cm/일, 4cm/일, 5cm/일, 7cm/일, 10cm/일로 변화시켜 실시한 해석결과를 Z/H와 선단부의 측방변위와의 관계로 나타내었다. 또한 그림 3.21에 성토속도와 성토완료시 및 압밀종료시의 최대 측방변위량과의 관계를 나타내었다.

성토완료시(200일)의 성토선단부의 측방변위량은 시공속도에 관계없이 거의 동일한 값을 나타내는 반면, 압밀 후(3200일)의 측방변위량은 시공속도 3cm/일을 기준으로 5cm/일은 39%, 7cm/일은 54%, 10cm/일은 65%의 증가를 보였으며, 압밀 후 발생하는 최종측방변위는 성토시공속도에 깊이 의존하는 것으로 추정 할 수 있다. 즉, 시공속도가 느릴 경우는 일차원에 가까운 하중에서 압밀침하가 발생하지만, 시공속도가 증가하면 지반에 과잉간극수압의 발생율에 비해 소산되는 양이 작으므로 재하하중으로 인해 측방향 변형이 크게 발생하는 것을 알 수 있다.

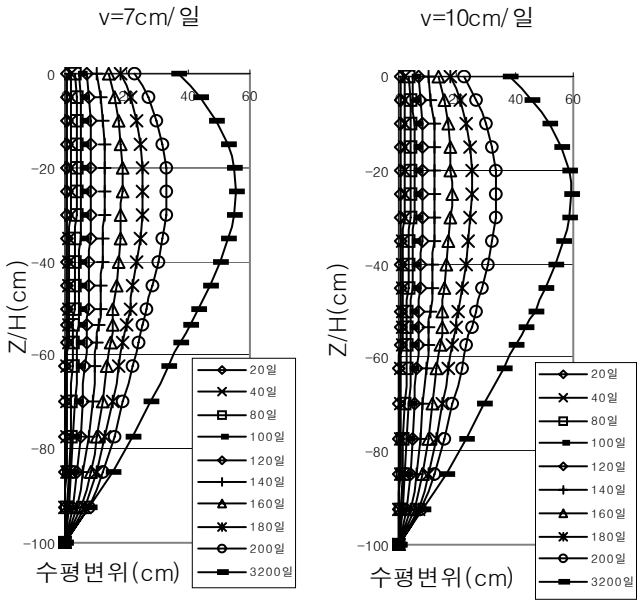
또한 측방변위량y_m과 성토속도와 관계에는 양대수관계에서 직선관계가 보이는 것이 확인되었고, 성토후의 사면선단부지반의 측방변위량은 성토속도에 의존하며 그 기울기는 0.474인 것을 알 수 있다. 즉, 본 연구에서 실시한 연약지반의 측방변위량과 성토속도와의 관계는 식 (3.7)로 제시될 수 있다.

$$\text{최대 횡변위(m)} = A \times v^{\alpha}_{(cm/day)} \qquad (3.7)$$

식 (3.7)에서 A는 본 해석에서 성토속도 5(cm/day)인 경우의 최대 측방변위, v는 성토속도, α는 해석정수로서 본 해석에서 구한 α는 0.474이다.



(a)성토속도3cm/일 (b)성토속도4cm/일 (c)성토속도5cm/일



(d)성토속도7cm/일 (e)성토속도10cm/일

그림 3.20 성토속도 변화시 성토선단부지반의 측방변위 분포

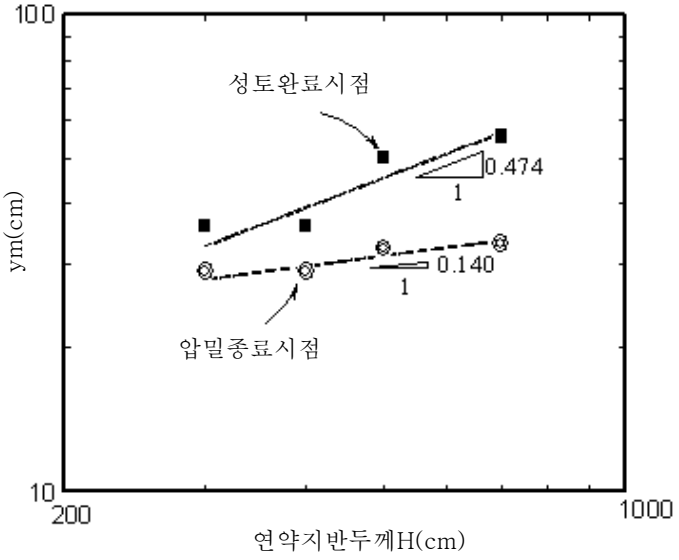


그림 3.21 성토속도와 성토선단부지반의 측방변위량 관계

(2) 연약지반 두께의 영향

측방변위량에 미치는 연약지반 두께의 영향을 조사하기 위하여, 그림 3.22에 연약지반 두께를 20m, 30m, 40m, 50m, 60m, 120m로 변화시켜 실시한 수치해석결과를 최대 측방변위량y_m과 연약지반깊이와의 관계로 나타내었다. 해석결과 연약지반 두께가 커질수록 측방변위량이 증가하는 경향을 보였고, 이는 연약지반 두께가 커질수록 간극수압의 소산에 필요한 시간이 증가하여 지반내에 측방유동압이 더욱 왕성하게 발생하며 이로 인해 흙입자의 소성화에 의한 측방변위량이 크게 발생하고 있는 것으로 판단된다.

최대측방변위량은 연약지반의 두께로부터 추정 가능하며, 경향은 식 (3.8)로 제시될 수 있다.

$$\text{최대 측방변위(m)} = B \times v_{(cm/day)}^{\beta} \qquad (3.8)$$

여기서, B는 본 해석에서 실시한 연약지반 두께 20m인 경우의 최대 측방변위, H는 연약지반 두께, β는 해석정수로서 본 해석에서 구한 β는 0.242이다.

연약지반 두께(H)로 정규화 시킨 융기량(h)과 성토속도(v)와의 관계를 그림 3.23에 나타내었다. 그림으로부터 알 수 있듯이 연약지반 두께로 정규화 시킨 융기량은

H/B값의 변화에 따라 상이한 값을 보이고 있고, 융기량은 연약지반 두께에 의존하는 것을 알 수 있다.

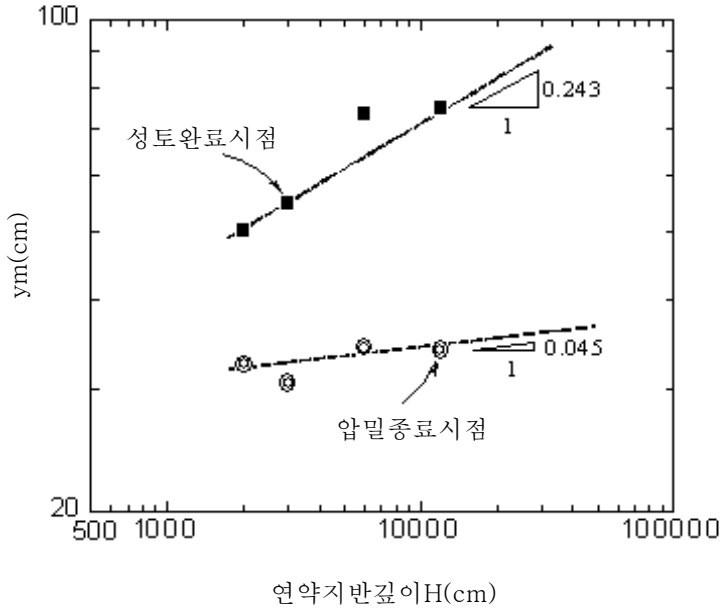


그림 3.22 연약지반 두께와 측방변위량과의 관계

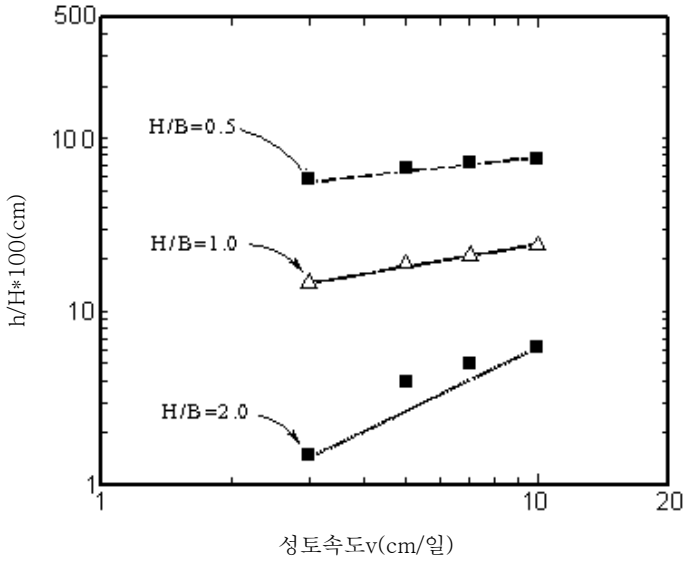


그림 3.23 융기량(h)과 성토속도(v)와의 관계

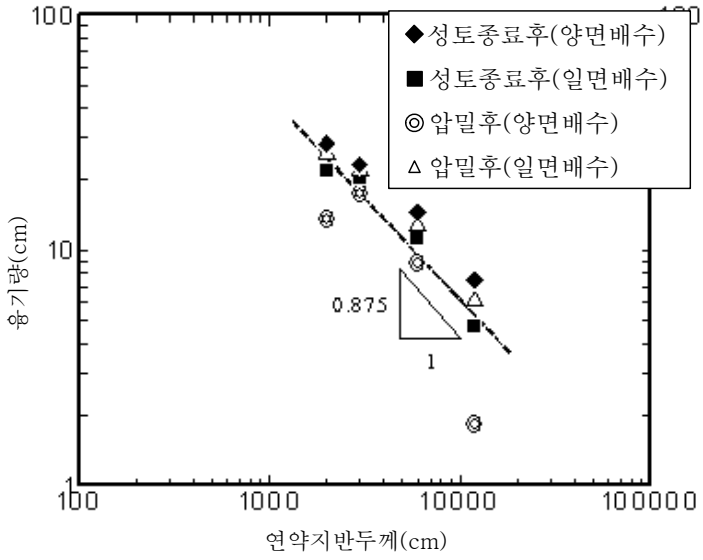


그림 3.24 융기량과 연약지반 두께와의 관계

융기량과 연약지반 두께와의 관계에서는 성토속도가 다른 모든 데이터에 있어서 양대수관계에서 직선관계가 보이는 것이 확인되었고(그림 3.24), 최대융기량은 연약지반의 두께에 크게 의존하며 연약지반의 두께로부터 추정 가능하다는 것을 알 수 있다. 그 경향은 식 (3.9)로 제시될 수 있다.

$$\text{최대 융기량}(m) = C \times H_{(m)}^{\gamma} \qquad (3.9)$$

식 (3.9)에서 C는 본 해석에서 연약지반 두께가 20m인 경우의 최대 측방변위, H는 연약지반 깊이, γ는 해석정수로서 본 해석에서 구한 γ는 -0.876이다.

(3) 과압밀비(전단강도의 변화) 및 배수조건의 영향

연약지반의 과압밀비를 변화시키면서(OCR : 1, 2, 3, 4) 수치해석을 수행하여 과압밀비가 측방유동지반의 변형거동에 미치는 영향을 살펴보았다. 그림 3.25는 일면배수와 양면배수조건에 대하여 OCR이 증가함에 따라 감소하는 측방변위를 도시한 것이다. 과압밀비가 증가함에 따라 발생하는 측방변위는 줄어드는 경향을 보이는데 그 이유는 과압밀비가 증가하면 선행압밀하중이 증가하여 침하량이 감소하고, 초기 측방방향의 정지토압계수(K_0)값이 크기 때문이다.

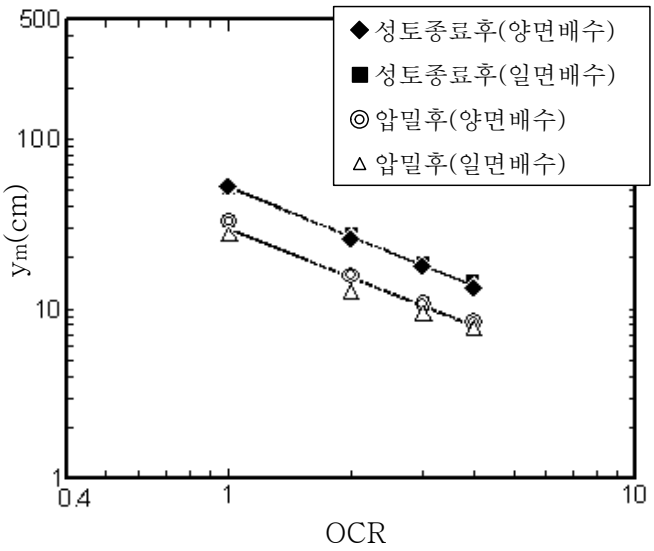


그림 3.25 OCR 및 배수조건의 변화에 따른 최대 측방변위

또한 배수조건에 따른 측방변위는 거의 유사한 크기를 보이고 있어, 배수 조건이 측방변위량 크기에 미치는 영향은 미소함을 알 수 있다.

(4) 투수계수의 변화

투수계수가 측방유동지반의 변형거동에 미치는 영향을 살펴보기 위해, 양면배수 조건인 정규압밀 점성토 지반에 대하여 투수계수를 $5.8\times10^{-8}\sim1.2\times10^{-6}$ cm/sec 범위에서 7단계로 나누어서 해석을 수행하였다.

그림 3.26은 평균압밀도에 따른 최대 측방변위를 도시한 것으로 평균압밀도 50% 도달 시 투수계수가 10배 증가하였을 때 최대 측방변위가 평균 23% 감소하였고, 투수계수가 20배 증가하였을 때 최대 측방변위 평균 47% 감소하였다. 그 경향은 식 (3.10)으로 제시될 수 있다.

$$\text{최대 횡변위(m)} = D\times k^{\delta}_{(\text{cm/ sec})} \qquad (3.10)$$

식 (3.10)에서 D는 본 해석에서 실시한 연약지반의 투수계수 6.9×10^{-7}cm/sec 의 최대 횡변위량, k는 투수계수, δ는 해석정수로서 본 해석에서 구한 δ는 -0.224이다.

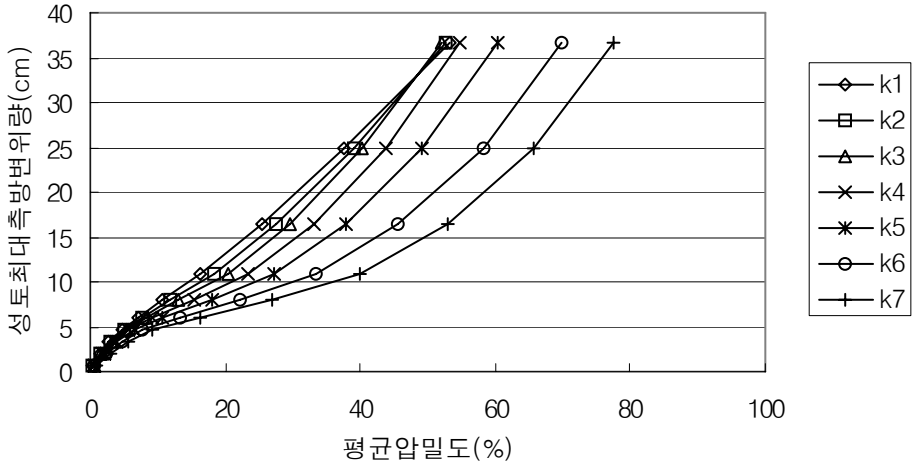


그림 3.26 투수계수 변화에 따른 평균압밀도-최대 측방변위 곡선

3. 연약지반상 성토시 안정관리지침(안)

연약지반에 구조물을 설치하거나 성토를 시공할 경우 침하와 측방변위가 발생하는데, 이는 성토하중으로 인한 지반의 압밀 및 전단이 복합적으로 작용함에 기인한다. 일반적으로 지반이 비배수 조건에서 전단이 탁월한 경우에는 불안정 상태가 되고, 배수조건에서 압밀이 전단보다 탁월하면 지반은 안정화가 된다.

측방유동은 성토하중의 크기, 재하속도, 지층구성, 연약층의 두께 및 지반의 전단강도 등에 의해 그 발생양상이 달라지기 때문에, 수치해석 등에 의한 예측기법은 신뢰성이 적고 한계가 있을 수밖에 없다. 따라서 시공시 현장계측을 통한 안정관리가 필수적이다. 연약지반상 성토시 현장계측을 통한 안정관리 방법은 성토저면 중앙부의 침하량(s_v)과 성토사면선단부 하부지반의 최대 측방변위량(y_m) 및 성토하중(q)을 이용하여 지반의 소성파괴를 예측하는 방법으로, 침하량 또는 측방변위량이 어느 일정값에 근접하거나 어느 비율 이상으로 되면 불안정하거나 파괴되는 것으로 예측한다.

Tominaga & Hasimoto(1974)는 성토 중앙부의 침하량 s_v와 성토법면 선단부의 수평변위량 y_m 사이의 관계를 도시하여 얻은 그래프에서 변곡점 이후의 기울기 즉, 측방변위량과 침하량의 증분비율 $\alpha_2(\Delta y_m/\Delta s_v)$가 0.7 이상이거나 변곡점 이전의 증분비율(α_1)에 0.5를 합한 값보다 크게 되면 불안정한 것으로 판정하였다.

Matsuo & Kawamura(1977)는 일본에서 일어난 성토파괴 사례를 조사하여 파괴시의 침하량 s_v와 y_m/s_m의 관계로부터 지반의 소성파괴를 예측하는 방법을 제안하였고, 위험하다고 판단되면 성토를 중단하고 계측곡선이 규준선으로 부터 충분히 멀어질 때까지 방치할 것을 권하였다.

Sekiguchi & Shibata(1979)는 수평변위의 절대량보다는 시간당 변위량이 안정성에 더 큰 영향을 준다는 점에 착안하여, 성토중 측방변위속도 $\Delta y_m/\Delta t$의 한계치가 2~3cm/day 정도 된다는 사실을 알았다. 따라서 이 값을 넘지않도록 성토속도를 잘 조절하여 안정관리를 수행할 것을 제안하였다.

Teparaksa(1994)는 약 20m두께의 방콕점토 지반상에 축조된 도로성토에 대한 계측자료로부터 Bishop 방법으로 구한 사면안전율과 $R_{hv}(=y_m/s_v)$의 관계를 분석하여, 성토의 안정관리기준으로서 사면안전율을 1.2로 설정할 경우 R_{hv}가 대략 0.5이내가 되도록 제어함으로써 안정된 성토를 수행할 수 있다고 하였다.

상기한 바와 같은 연약지반상 성토시 안전관리기법은 실측사례를 토대로 이루어진 방법이기 때문에 성토관리시 참고자료로서 유용하게 이용될 수 있을 것이다. 그러나 이러한 관리기법을 이용할 때는 다음과 같은 사항을 염두에 두어야 한다.

① Tavenas et al.(1979)의 연구결과에 따르면, 급격한 $\Delta y_m/\Delta s_v$의 증가가 반드시 성토의 파괴를 예지한다고 할 수는 없으며, 이는 지반이 과압밀상태에서 정규압밀상태로 이행되는 과정에서 나타나는 현상일 수 있다. 따라서 성토의 안정관리시 이를 염두에 두어야 할 것이다.

② 지표에서 측정된 측방변위량은 지표가 단단하거나 반대로 아주 연약할 때는 측방유동에 대한 거동의 지표로서의 신뢰성이 떨어지는 경향이 있으므로 가능한 지중부의 변위를 측정해야 한다.

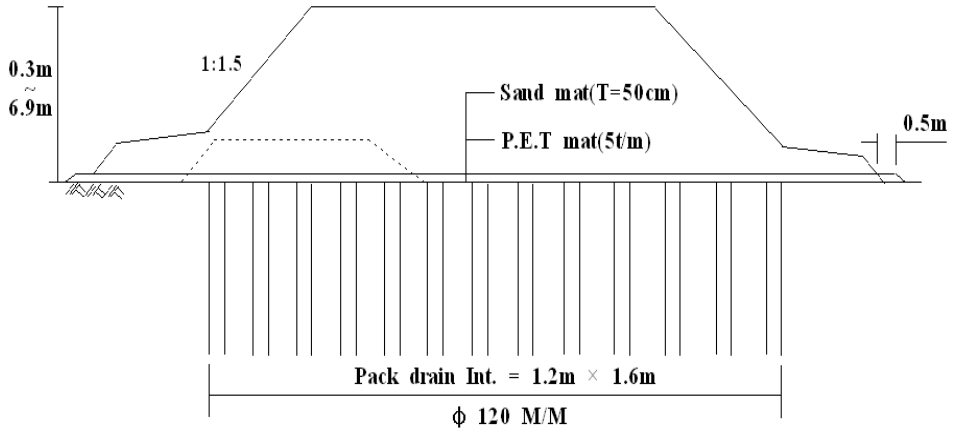
③ 지층구성의 특성으로 인해 지중 최대 측방변위가 비교적 작아 파괴를 예지하지 못한 상태에서 급격한 파괴가 일어나는 경우가 있다. 예민 점성토 지반상의 시험성토 혹은 표층을 모래층이 두껍게 덮고 있는 지반상의 시험성토 결과에서 이러한 경향이 보고된 바 있으며, 따라서 이와 같은 지반에서 성토를 시공할 경우에는 앞에서 소개한 방법에 의한 안정관리는 부적절할 수 있으므로 주의를 요한다.

4. 성토하부 연약지반의 측방유동 판정법

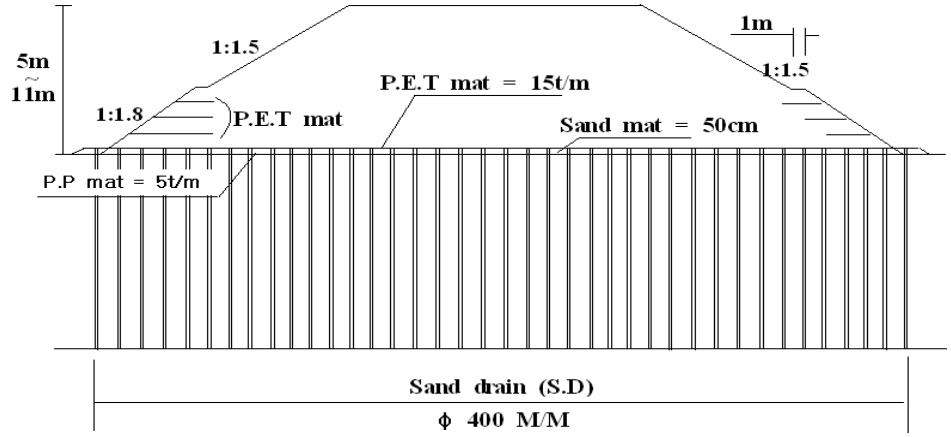
연약지반상에 도로나 철도 등을 건설하기 위한 성토시공시, 연약지반의 압밀촉진을 위해 연직배수공법을 적용하는 것이 일반적이다. 그러나 2장에서 설명한 기존의 측방유동 관련 연구들은 대부분 연직배수공법이 적용되지 않은 무처리 지반에 대한 실측결과를 이용하여 수행되었다. 따라서 본절에서는 세 가지 형태의 연직배수재를 적용한 국내 성토 시공현장 계측자료를 분석하고, 그 결과를 기존의 측방유동 판정법과 비교・고찰하였다.

가. 사례현장 개요

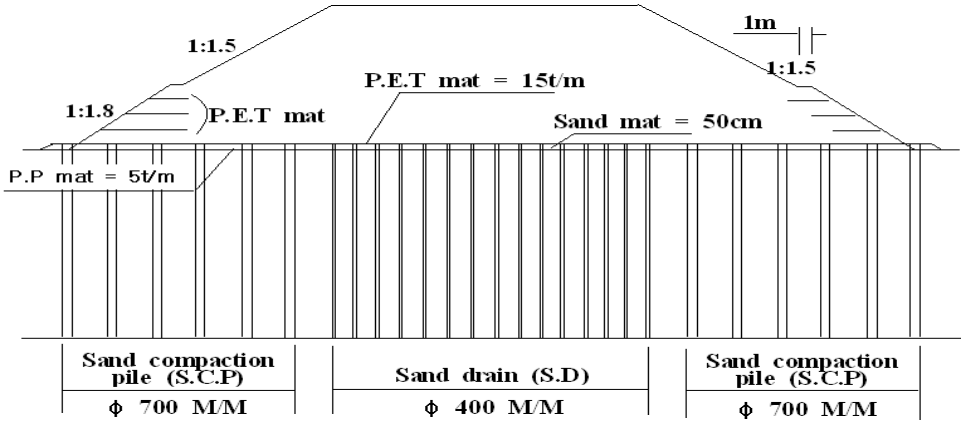
본 연구에서 분석한 대상 현장은 연약지반조건 및 연직배수재 종류에 따라 크게 세 개의 현장으로 구분된다. 세 개의 사례현장별로 적용한 연직배수재는 각각 Pack Drain(논산현장, 계측지점 19개소), Sand Drain(군산 A, 계측지점 14개소) 및 Sand Drain +Sand Compaction Pile(군산 B, 계측지점 23개소)이다. 그림 3.27은 논산 및 군산A, 군산 B 현장에 대한 현장단면도이다. 이들 현장은 모두 연약지반상 도로 건설을 위한 현장으로 Trafficability에 대한 안정성 확보 및 활동방지를 위해 Sand mat와 P.E.T mat(Polyester non-woven geotextile)가 그림 3.27에 나타낸 바와 같이 시공되었다.



(a) 논산 현장



(b) 군산 A 현장



(c) 군산 B 현장

그림 3.27 계측현장 대표단면도

논산현장의 지층구성은 지표로부터 실트질모래로 구성된 매립층이 0.8m~4.5m, 연약점성토 퇴적층은 6~22m, 실트질모래 잔류토층이 1~8m 두께로 분포하고, 그 아래 화강암질의 편마암이 17~28m 깊이에 위치한다. 본 현장의 연약점성토층은 대부분 CL 및 CH로 분류되어 있으며, $W_W > W_L$, 액성지수(LI) > 1 으로 지층이 매우 불안정한 상태이고, LL > 50%로 압축성이 크다. 일축압축강도의 평균치는 약 0.437kg/cm^2, 비배수삼축압축강도는 0.215kg/cm^2 이다. 직접전단실험 결과 평균 내부마찰력 및 점착력은 각각 12.5°, 0.915kg/cm^2 였다. 또한 연약지반에 대한 압밀시험 결과, 압축지수(C_c)의 평균치는 0.37로 압축성이 비교적 큰 점토임을 알 수 있고, 선행압밀하중(P_c)은 0.98kg/㎠정도로 과압밀내지 압밀이 진행중인 상태로 평가되었다.

군산A, 군산B 현장의 지층구성은, 지표로부터 실트질모래로 구성된 매립토층이 0.3~4.2m, 실트질 점토(CL, CH) 퇴적층은 1.8~10.2m 두께로 분포하고, 그 하부는 모래와 자갈로 이루어진 하부퇴적층 및 풍화암층으로 이루어져 있다. 실트질 점토로 이루어진 연약지반의 일축압축강도 평균치는 약 0.405 ㎏/㎠, 비배수삼축압축강도는 0.369 ㎏/㎠, 압축지수 Cc의 평균치는 0.37로 비교적 압축성이 큰 점토이며 선행압밀하중이 0.83㎏/㎠으로 과압밀내지 압밀진행중인 상태의 지반이다.

나. 연약지반상 성토시 침하와 측방변위 관계

연약지반상에 성토를 시공하면, 침하량과 측방변위량이 거의 선형적인 관계를 보이게 되며(그림3.28), 일반적으로 침하량(s)이 측방변위량(y_m)보다 크게 발생한다.

Tavenas et al.(1979)은 지반 개량공법이 적용되지 않은 연약지반상 성토현장 계측사례를 분석한 결과로부터 성토 중앙부 침하량 증분 $\triangle s$와 성토제방 선단부 직하 지중 최대수평변위 증분은 $\triangle y_m = (0.18 \pm 0.09) \triangle s$ 식과 같은 관계를 가진다고 하였다. 본 현장 계측결과 성토 중앙부 침하량에 따른 선단부 지중 최대수평변위 관계를 Tavenas et al.(1979)의 연구결과와 함께 나타내면 그림 3.28과 같다.

현장 계측결과 침하량에 따른 최대 측방변위량은 세현장 모두 유사한 경향을 보이고 있으며, 회기분석결과 식 (3.11)과 같은 관계를 가지는 것으로 나타났다.

$$\triangle y_m = 0.09 \triangle s \qquad (3.11)$$

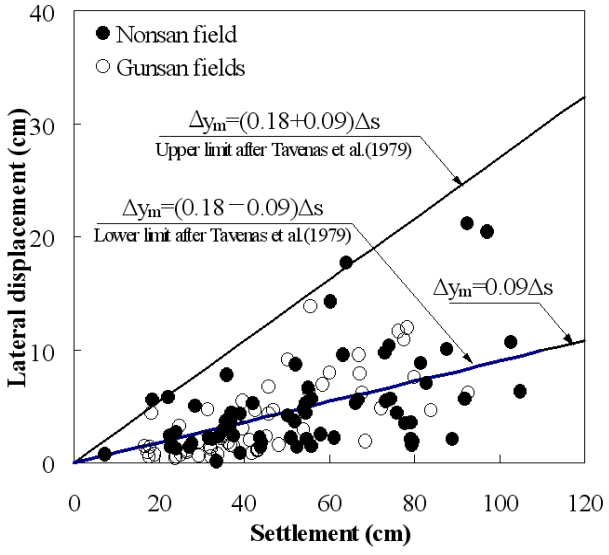


그림 3.28 침하량과 측방변위량 관계

식 (3.11)에 나타낸 계측결과는 Tavenas et al.(1979)가 제안한 경험식의 하한계와 유사하다. 또한 대부분의 계측결과는 그림 3.28에서 알 수 있는 바와 같이 Tavenas et al.(1979) 제안식의 상한계선 아래에 위치하고 있다.

본 현장에서 침하량의 증가에 따른 측방유동량의 증가가 Tavenas et al.(1979)의 연구 결과에 비해 작은 원인은, 본 현장의 경우 연직배수재에 의한 배수촉진 효과로 인해 성토하중 증가에 따른 과잉간극수압의 증가가 상대적으로 적어서 측방유동압이 작게 발생하였고, 또한 장비의 Trafficability 확보를 위해 지표에 시공된 Sand mat 및 PET mat가 연약지반의 측방유동 발생에 저항하는 효과를 발휘하였기 때문인 것으로 판단된다.

연약층 두께(H)에 따른 성토사면 선단부의 지표면으로부터 최대 측방변위가 발생한 지점까지의 깊이 z를 조사하였다. 논산현장에서는 z는 0.40H~0.76H 사이에 위치하며 평균은 0.64H인 것으로 나타났고, 군산 A 및 B 현장에서는 z가 0.14H~0.67H 사이에 위치하며 평균은 0.37H인 것으로 나타났다. 이와 같이 최대측방변위가 지표면으로부터 비교적 깊은 위치에서 발생하고 있는 원인은 Sand mat 및 PET mat층이 지표면의 변형을 구속하고 있기 때문이다. 또한 두 현장에서의 z가 서로 차이를 보이는 원인은 논산현장의 경우 Pack Drain이 시공되어 있어 SD 및 SCP가 시공된 군산현장에 비해 배수재의 수평저항효과가 더 크게 발현되었기 때문인 것으로 판단된다.

다. 측방유동 평가법 제안

기존의 측방유동 판정방법들은 대부분 연직배수공법이 적용되지 않은 무처리 지반에 대한 실측결과를 이용하여 제안되었다. 따라서 본 연구에서는 다양한 종류의 연직배수재를 적용한 국내 성토 시공현장 계측자료를 분석하여, 기존의 측방유동 판정법과 비교·고찰하였다. 본 절에서는 측방유동판정법중 사면변형판단법(Marche & Chapuis,1974), 무차원 최대수평변위를 이용한 판정법(Oteo,1977) 및 단계별성토에 따른 성토고 및 성토하중 관계에 의한 판정법(Tschebotarioff, 1973b)을 적용하여 현장 계측자료를 분석하고자 한다.

(1) 사면변형판단법을 이용한 판정법

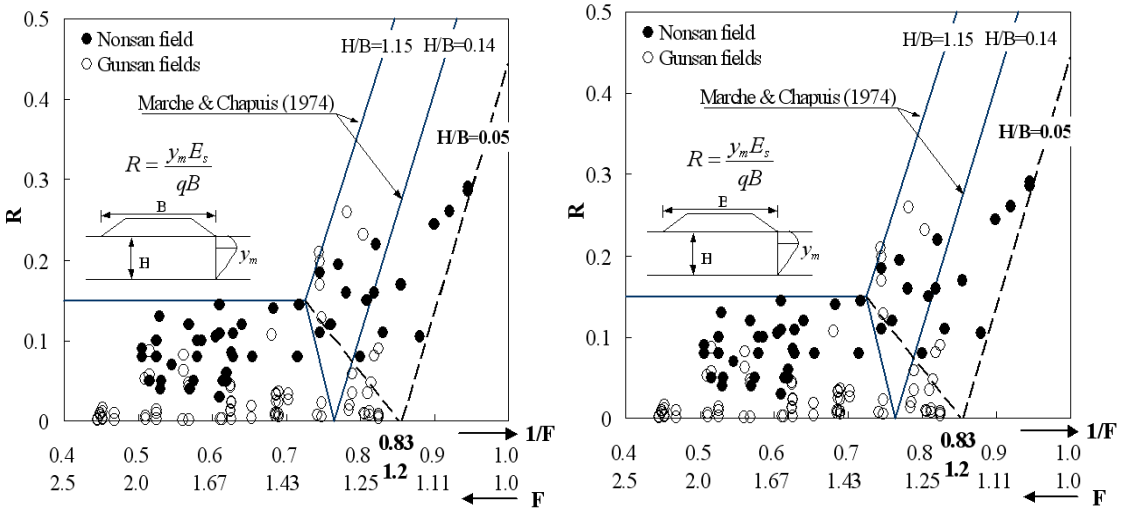
연직배수공법이 적용된 성토현장에 대하여 Marche & Chapuis(1974)가 제안한

측방유동판정법을 이용한 분석을 수행하였다. Marche & Chapuis(1974) 법에 따르면, 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0를 이용하여 무차원계수(dimensionless factor) R을 산정하도록 되어 있다. 그러나 본 현장의 경우 Sand mat와 PET mat가 연약지반과 성토층 사이에 위치하여 지표면에서의 수평변위를 억제하고 있기 때문에 δ_0를 사용하여 산정한 R값이 성토체의 사면안전율 F의 크기에 관계없이 대부분 0.1 이하인 것으로 나타나, 지중 최대수평변위(y_m)을 이용하여 R값을 산정하였다. 본 사례현장에 대한 분석결과를 Marche & Chapuis(1974)가 제안한 그래프와 함께 나타내면 그림 3.27과 같다. 성토체의 사면안전율은 Bishop의 간편법을 이용하여 산정하였다.

그림 3.29(a)는 Marche & Chapuis(1974)의 제안과 동일하게 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0를 이용하여 산정한 R과 사면안전율의 관계를 보여 준다. 또한 그림 3.29(b)는 성토 선단부 직하 지중 최대수평변위 y_m을 이용하여 산정한 R과 사면안전률의 관계를 나타낸다. 그림 3.29(a)에서 알 수 있는 바와 같이, δ_0를 사용하여 산정한 R값은 성토체의 사면안전율 F의 크기에 관계없이 대부분 0.1 이하인 것으로 나타났다. 이와 같이 본 현장사례 분석결과가 Marche & Chapuis(1974)의 연구결과와 상이하게 나타나는 원인은, 본 현장의 경우 Sand mat와 PET mat가 연약지반과 성토층 사이에 위치하여 지표면에서의 수평변위를 억제하고 있기 때문인 것으로 판단된다. Marche & Chapuis(1974)가 분석한 현장사례와 같이 지반개량공법이 적용되지 않은 무처리 연약지반 상 성토 시에는 성토 선단부 지표면에서의 측방변위와 지중 최대 수평변위의 차이가 그다지 크지 않은 반면에, 본 현장과 같이 연직 및 수평 배수재가 시공된 현장의 경우는 일반적으로 지표면으로부터 비교적 깊은 위치에서 최대 수평변위가 발생하고 최대 지중수평변위와 지표면 수평변위의 차이가 크게 된다. 따라서 무차원계수 R을 이용하여 연약지반의 측방유동을 예측하기 위해서는 그림 3.29(b)에 나타낸 바와 같이 무차원계수 R산정시 최대수평변위 y_m을 이용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

또한 R은 성토규모 H/B에 의존한다. Marche & Chapuis(1974)는 연약지반의 두께와 성토폭의 비 H/B가 0.14인 경우에는 사면의 안전율이 1.3이하가 되면 성토사면 선단부의 측방변위 δ_0이 급격히 증가하고, H/B가 1.15인 경우에는 사면안전율이 1.4이하가 되면 δ_0이 급격히 증가하게 됨으로, 측방유동을 방지하려면 성토규모에

따른 소요 사면안전율이 1.3~1.4 이상 확보되어야 한다고 하였다(그림 2.14 참조). 본 사례 현장의 경우 최소 H/B는 0.05였으며, 이 경우에는 사면안전율이 1.2 이하인 경우에 y_m이 급격히 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는, 성토규모가 작을수록 연약지반의 측방유동에 안정하기 위한 소요 사면안전율이 작아질 수 있음을 의미한다. 따라서 그림 3.3을 이용하면, H/B에 따라 연직배수공법이 시공된 성토현장에서의 측방유동 발생가능성을 평가할 수 있을 것으로 기대된다.



(a) δ_0를 이용하여 R을 산정한 경우 (b) y_m를 이용하여 R을 산정한 경우

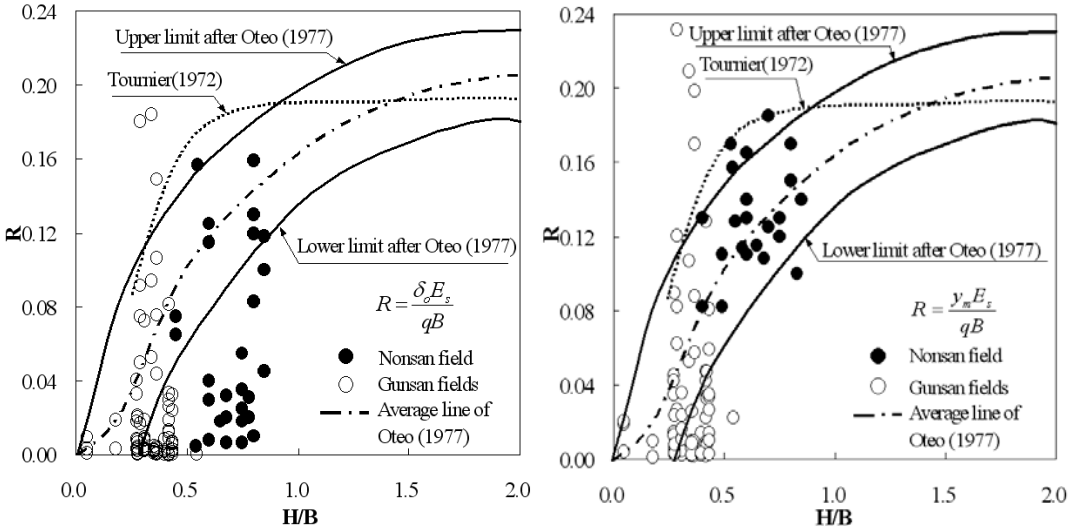
그림 3.29 Marche 도표를 이용한 연약지반 측방유동 평가

(2) 무차원 최대수평변위를 이용한 판정법

Oteo(1977)가 제안한 변수 R과 성토규모(H/B)와의 관계를 이용하여, 논산과 군산 현장의 계측한 분석 결과를 그림 3.30에 나타내었다. 그림 3.29에서와 마찬가지로 그림 3.30(a)에서 R은 Marche & Chapuis(1974)의 제안과 동일하게 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0를 이용하여 산정하였고 그림 3.30(b)에서는 성토 선단부 직하 지중 최대수평변위 y_m을 이용하여 R을 구하였다.

그림 3.30에서 Tournier(1972)의 이론곡선 및 Oteo(1977)의 경험곡선과 본 현장에서의 결과를 비교해 보면, 논산현장의 경우 계측결과로부터 산정한 무차원계수 R값은 비교적 Oteo(1977)가 제시한 영역 내에 위치하고 있으나, 군산현장에 대한 결과에서는 R과 H/B 사이에 어느 일정한 관계가 성립하지 않고 있어 Oteo(1977)

의 연구결과와 잘 일치하지 않았다. 즉, H/B가 대부분 0.5이상인 논산현장의 경우는 Oteo(1977)의 경험치와 잘 일치하고, H/B가 0.5이하인 군산현장에서는 Oteo(1977)의 경험치와 잘 일치하지 않는 것으로 나타났다. 이러한 결과로부터, 연직배수공법이 시공된 연약지반상 성토 현장의 경우에는, H/B가 0.5 이상인 경우에 Oteo(1977) 방법을 적용할 수 있을 것으로 보인다.



(a) δ_0를 이용하여 R을 산정한 경우 (b) y_m를 이용하여 R을 산정한 경우

그림 3.30 Oteo 법을 이용한 연약지반의 측방유동 평가

(3) 성토고 및 성토하중에 의한 판정법

그림 3.31에는 논산, 군산 현장의 데이터를 연약지반의 비배수전단강도와 상재압 사이의 관계로 나타내었다. Tschebotarioff(1973b)는 연약지반의 비배수전단강도에 따라 연약지반 상에 성토시킬 수 있는 최대높이를 결정하기 위한 방법을 그림 2.16과 같이 제안하였다. Tschebotarioff(1973b)는 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압력($P=\gamma h$)이 연약지반 비배수전단강도의 3배가 되면 전단변형이 발생하기 시작하고, 상재압력이 비배수전단강도의 5.14배 이상일 때 전단파괴가 일어난다고 하였다. 그림 3.31은 본 사례현장에서 획득한 자료를 Tschebotarioff(1973b)의 결과와 함께 나타낸 것이다.

본 연구 대상현장의 경우에도 그림 3.31에 나타낸 바와 같이 2개 현장 모두 상재압 $P_y=3c$ 가 된 이후 전단변형이 발생하기 시작하는 것으로 나타나, 연직배수공법

이 시공된 연약지반상에 성토를 시공할 경우에도 Tschebotarioff의 방법을 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

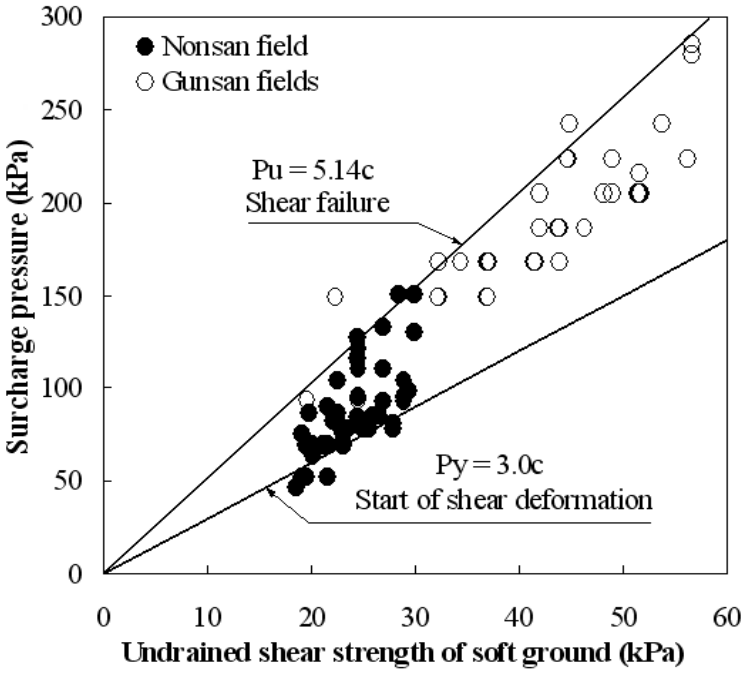


그림 3.31 Tschebotarioff(1973b)의 실험적 결과와의 비교를 통한 연약지반의 측방유동 평가

5. 측방유동지반상 성토에 대한 현장시험시공

연직배수공법이 시공된 연약지반의 거동특성을 평가하고 3장에서 제안한 측방유동 판정법을 검증하기 위한 현장시험시공 및 계측이 수행 중에 있다. 본 절에서는 시험시공이 진행되고 있는 현장의 시공 현황과 계측 현황 그리고 현재까지의 계측 결과를 중심으로 기술한다.

가. 시험시공 지역의 지반 특성

시험시공 위치는 남해안 목포시 관내의 신설 4차로 국도 건설지역이다. 시험구간은 총 170m 구간으로 과거 논으로 이용되었던 부지이다. 시험시공 지역의 지반 상태를 파악하기 위해 콘관입시험 (CPT)과 표준관입시험 (SPT)을 수행하고 불교란 시료 채취 후 실내시험을 통해 지반 상태를 평가하였다. 그림 3.32에는 SPT로 구

한 지반의 N값과 CPT를 이용하여 구한 콘관입저항력(q_c), 심도별 자연함수비(w_n), 액성한계(LL), 소성지수(PL)와 표준압밀시험을 수행하여 얻은 압축지수(C_c), 연직방향 압밀계수, (c_v)를 도시하였다. 시험시공 지역에서 수행한 지반조사 결과를 바탕으로 이 지역의 지반특성을 분석하면 크게 5개의 지층으로 분류할 수 있다. Clay A층과 Clay C층은 해성점토로 분류할 수 있으며, 이 두 점토층 사이에 3m 두께의 단단한 층 Clay B층이 존재한다. Clay A층은 N값이 0~5정도이며, q_c값이 0.01~0.2MPa로 매우 연약한 것으로 나타났다. 특히 점토의 자연함수비가 60~72% 정도로 액성한계보다도 높은 것으로 나타나 Clay A층은 매우 연약한 것을 알 수 있다. SPT와 CPT 수행 결과 상대적으로 단단한 층으로 나타난 Clay B층의 액성한계는 33~56%으로, 자연함수비 24~42%보다는 큰 것을 알 수 있다. 동일하게 Clay C층의 액성한계는 33~48%로 동일지층의 자연함수비 33~43%보다 큰 것으로 나타났다. 이 세 점토층의 소성한계는 21~29%로 모두 비슷한 것으로 나타났다. 소성도표를 이용하여 각 지층의 특성을 분석한 결과 Clay A층은 매우 소성성이 높은 점토이며 Clay B층과 Clay C층은 낮거나 중간정도의 소성성을 갖는 점토로 판단된다. 표준압밀시험으로 구한 Clay A층의 압축지수, C_c는 0.59에서 0.79로 Clay C층의 0.2~0.52 보다 상대적으로 큰 것으로 나타났다. Clay B층에서는 불교란시료를 채취하였으나, 불교란 시료 내에 자갈이 섞여 있어 표준압밀시험에 사용할 수 있는 시료를 얻을 수 없어 압밀시험을 수행할 수 없었다. 그림 3.32에서 F-5 지역의 6~7m 사이에서 콘관입저항력이 급격히 증가하고 있는 것과 불교란시료에 단단한 자갈이 섞여 있는 것으로 보아 이 층에는 단단한 점토와 자갈이 섞여 분포하고 있는 것으로 분석되었다. Clay A층의 압밀계수는 $1.7\times10^{-4}cm^2/sec$~$34.3\times10^{-4}cm^2/sec$ 정도이며, 이는 Clay C 층의 압밀계수 2.5×10^{-4} cm^2/sec~$54.5\times10^{-4}cm^2/sec$ 보다 작은 것으로 나타났다.

그림 3.32에서 나타낸 시험시공 지역의 공학적인 지반특성은 지질학적으로도 설명이 가능하다. 시험시공 지역에 나타나는 지층의 특성은 서해안에서 전형적으로 발견되는 지층형상과 매우 유사하다. 지질학적으로 분석하면 Clay A층은 중후기 충적세에 형성된 해성퇴적지반이며, Clay B층은 초기 충적세에 그리고 Clay C층과 하부 모래, 자갈 층 및 풍화토 지반은 후기 홍적세에 형성된 퇴적 지반이다. 특히 Clay B층이 다른 점토층보다 상대적으로 더 단단한 것은 최근 빙하시대에 수면 위에서 노출되어 형성된 고토양(paleosol)이기 때문인 것으로 판단된다 (Choi, 2001).

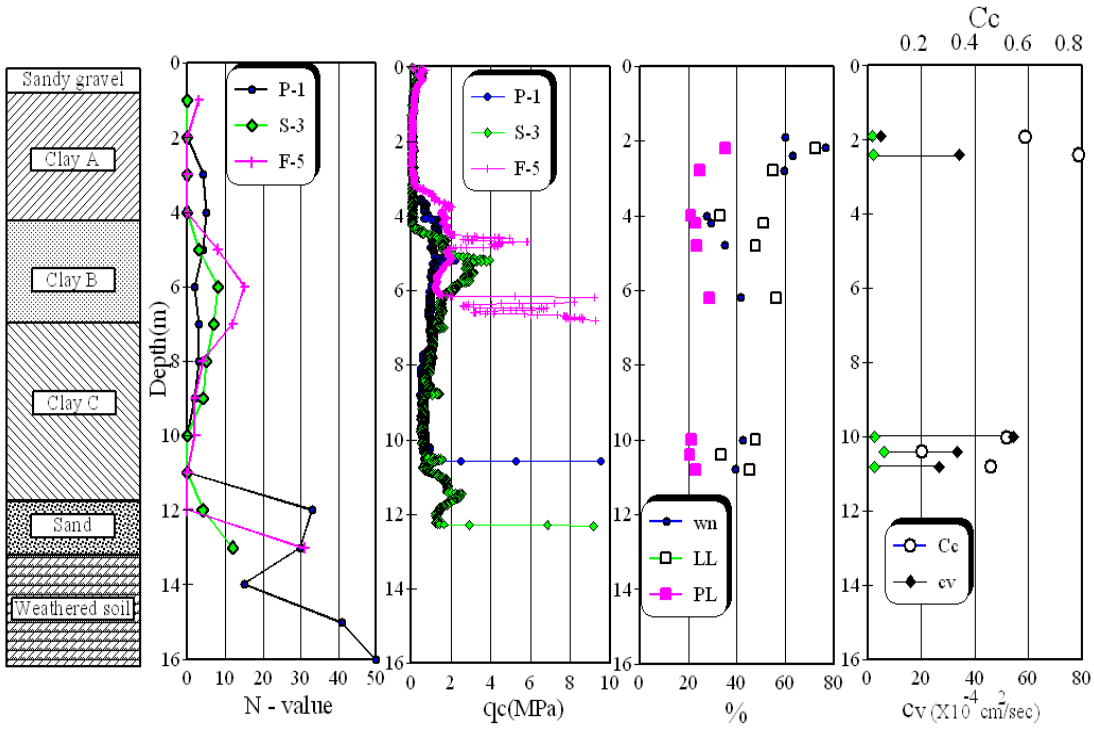


그림 3.32 시험시공 지역의 주상도 및 지반 특성

나. 시공 계획

시험시공 지역은 원래 지반개량공법으로 샌드드레인과 샌드컴팩션파일(SCP) 시공이 계획되어 있었으며, 수평배수재로는 모래매트를 사용하도록 계획되었다. 그러나 배수재 종류의 영향을 고찰하기 위하여 플라스틱드레인보드(PDB), 기존 연직천연섬유배수재(FDB) 그리고 볏짚 코어를 이용해서 만든 볏짚 연직배수재(SDB)를 시공하도록 계획을 변경하였으며, 수평배수재의 경우에도 모래매트와 수평천연섬유배수재를 번갈아 시공하였다. 연직배수재와 수평배수재의 설치 조합은 그림 3.33에 나타낸 것과 같으며, 총 5가지 형태의 연직 및 수평배수재 조합으로 시공하였다. 먼저 P-1과 P-2지역에는 PDB를 1.4m 간격으로 정방형 형태로 설치하였으며, 각각 모래매트와 수평천연섬유배수재(Fiber mat)를 설치하였다. 수평 천연섬유배수재는 연직배수재 설치 간격만큼 간격을 두어 설치하였으며, 그림 3.33에 나타낸 것과 같이 설치된 연직배수재의 상부부분을 수평 천연섬유배수재 위에 못으로 고정시켜 연직배수재와 수평배수재의 분리를 방지하였다. 특히 P-1과 P-2지역은 다른 지역보다 최종 성토고가 높아지기 때문에 전단파괴 방지 차원에서 성토 법면에 SCP를

원래 계획대로 시공하였으며, 정방형으로 1.6m 간격으로 설치하였다.

또한 F-4와 F-5 지역에는 PDB와의 비교 분석을 위해 FDB를 PDB와 동일한 조건으로 시공하였으며, 수평배수재로 모래매트와 수평 천연섬유배수재를 각각 설치하였다. S-3 지역에는 최근 국내에서 제안된 볏짚연직배수재(SDB) 시작품을 시공하였는데, 실내모형시험 결과를 근거로 하여 PDB나 FDB보다는 좁은 정방형의 1.2m 간격으로 설치하였으며, 수평배수재로는 샌드매트를 사용하였다.

본 시험시공에서는 기본적으로 연약지반의 지표 침하를 측정하기 위한 침하판과 지중침하를 측정하기 위한 층별침하계, 지중의 간극수압 소산정도를 평가하기 위한 진동현식 간극수압계 그리고 성토로 인한 연약지반의 지중 수평변위를 측정하기 경사계 등을 설치하였다. 특히, 지반의 간극수압을 측정하기 위하여 지반용 간극수압계를 연직배수재와 연직배수재 사이 중앙부분에 설치하였을 뿐만 아니라, 연직배수재 내부의 간극수압 소산정도를 분석하기 위해 직배수재용 특수 간극수압계를 연직배수재 내부에 설치하여 간극수압소산 정도를 평가하고자 하였다. 모든 계측기는 계측기의 파손을 방지하기 위해 연직배수재가 설치된 직 후 설치되었다.

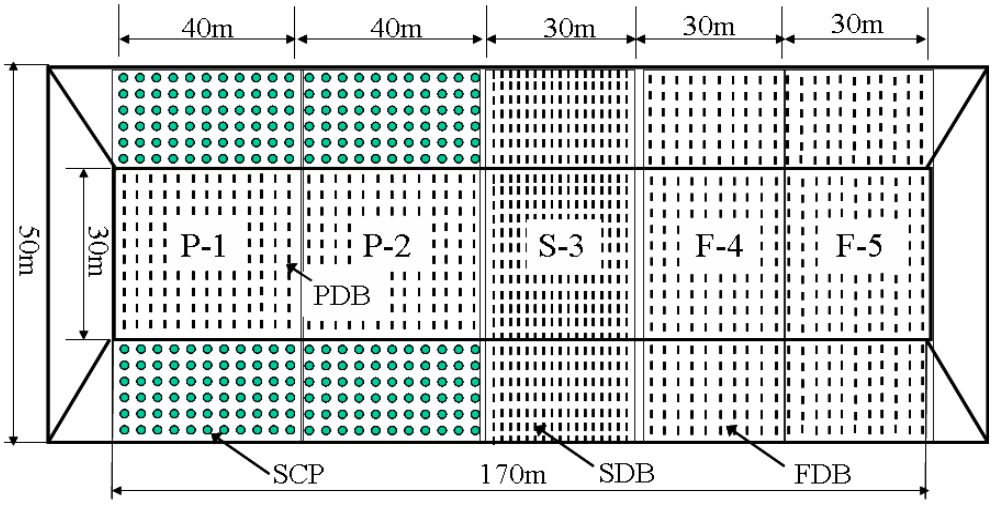


그림 3.33 시험시공 계획 평면도

다. 계측 결과

시험시공 지역의 최종성토는 6~7m로 예정되어 있으며, 2007년 4월까지 3.5~4.9m가 성토 시공되어 있는 상태이다. 본 절에서는 현재까지의 계측결과를 간략히 소개하고자 한다. 추후 각 단계별 성토의 완료시 마다, 계측결과 분석, 현장지반조사 및 실내 역학시험을 수행함으로써 연약지반의 거동특성 및 안정성을 평가하고, 사면안정해석 및 수치해석 등을 통해 3장에서 제시한 측방유동 판정법의 적용성을 면밀히 분석하고자 한다.

(1) 지표면 침하

그림 3.34는 여러 종류의 연직배수재가 설치된 지역에서 계측된 성토 중앙부 지표면 침하량을 나타낸 것이다. 시험시공 지역에서는 성토고가 위치마다 다소 다른데, PDB가 설치된 두 지역(P-1, P-2)은 성토고가 4.9m까지 시공되었으며. 나머지 3지역(S-3, F4, F-5)지역은 이보다 낮은 3.5m까지 성토고가 시공되었다. 그림 3.34에서 보면 PDB 설치지역의 성토고가 천연섬유배수재 설치지역 보다 성토고가 상대적으로 높지만 그림 침하량과 발생 속도는 플라스틱드레인보드 (P-2), 볏짚 천연섬유배수재 (S-3) 그리고 기존 천연섬유배수재 (F-4, F-5)가 설치된 지역에서 거의 유사하게 나타나고 있으며, 플라스틱드레인보드 설치된 지역 P-1에서 측정된 침하량 크기만 다른 지역보다 상대적으로 작게 나타나고 있다.

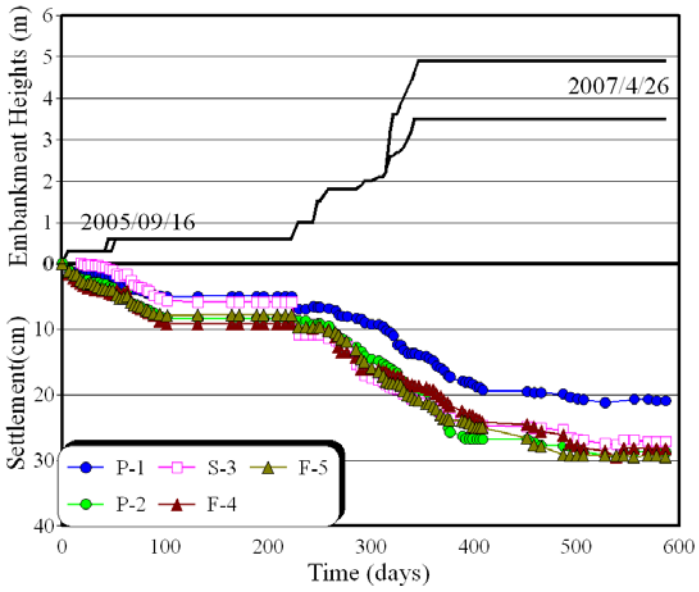


그림 3.34 성토 중앙부에서 측정한 지표면 침하량

SPT와 CPT를 이용한 지반조사 결과에 의하면 시험시공 지역의 지반은 그리 변화가 심하지 않은 것으로 나타나, 현재까지 계측된 지표면 침하량만을 근거로 하면 시험시공 지역에 설치한 연직배수재들은 거의 유사한 압밀배수효과를 나타내는 것으로 보인다. 특히 각 위치에서 발생한 침하량의 발생속도를 고려하면 다른 조건으로 시공한 5곳 모두 비슷한 침하 발생속도를 나타내고 있어 천연섬유배수재의 압밀효과는 기존 플라스틱배수재와 유사한 것으로 판단된다.

이를 좀 더 자세히 분석하기 위해 현재까지 수집된 지반조사 자료, 성토 이력 그리고 실측 지표면 침하량을 근거로 Terzaghi-Barron의 압밀 이론을 활용한 곡선적합모사기법(simulation method)을 적용하여 각 위치에서 최종침하량을 예측하였다. 이 방법은 실측 결과로부터 시간-침하량 관계를 도시하고 그 위에 주어진 침하량 및 압밀계수 값을 가지는 이론적인 시간-침하량 곡선을 중첩하여 평면상에 그린 다음, 실제 침하 곡선과 비교해 가면서 가장 접근된 이론 침하 곡선을 선택하는 경험적인 방법으로, 계산량이 많아 번거롭기는 하지만 실측 데이터를 활용하므로 신뢰성이 높다. Terzaghi와 Barron의 압밀 이론은 이론적 토대의 미진함에도 불구하고, 오랫동안 수많은 실제 문제에 적용되어 결과의 타당성과 효용성이 검증되었으며, 이론이 비교적 단순하고 명료하여 실무적인 차원에서 쉽게 접근할 수 있다 (조성민, 1998)

각 시험시공 위치에서 측정한 실측침하량과 곡선적합모사법으로 추정한 예측침하곡선은 그림 3.35~그림 3.39와과 같다. 특히 그림 3.37에 나타낸 SDB 설치 지역에 대한 곡선적합모사법 적용시 초기 60cm 성토시 예측한 침하량과 계측한 침하량이 상당한 차이가 있는데, 초기 침하양상을 근거로 침하량을 예측하면 1차 성토에 대한 침하 예측이 불가하여 부득이 초기 60cm 성토시 발생한 실측 침하량은 무시하고 본격적인 1차 성토에 대해 발생한 침하량 자료를 근거로 최종 침하량을 예측하였다. 곡선적합모사법을 사용하여 산정한 각 시험시공 지역의 압밀도를 표 3.7에 나타내었다. PDB가 설치된 지역인 P-1과 P-2 지역의 압밀도는 91~94%, SDB가 설치된 S-3 지역은 96% 그리고 FDB가 설치된 F-4, F-5 지역은 96~98%정도의 압밀도 값을 나타내어 시험시공 지역의 압밀침하는 배수재의 종류와 상관없이 거의 유사하게 발생한 것으로 추정된다.

표 3.7 지표면 침하에 대한 현재 추정 압밀도 (2007년 4월)

위치	지표침하량 (cm)	곡선적합모사법으로 추정한 최종침하량 (cm)	압밀도 (%)
P-1	20.9	22.9	91
P-2	28.8	30.7	94
S-3	34.1	35.5	96
F-4	28.2	29.2	96
F-5	29.5	30.0	98

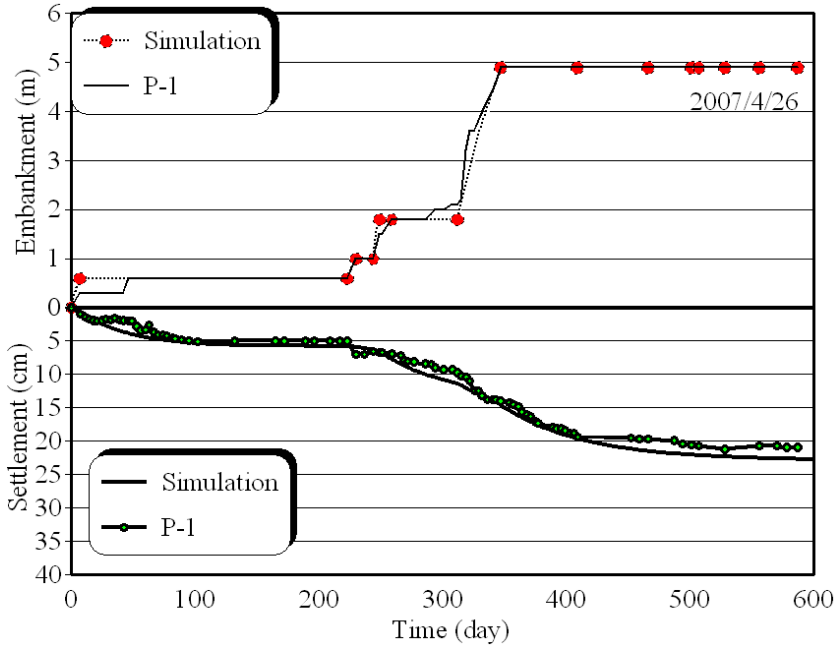


그림 3.35 곡선적합모사법으로 최종침하량 추정 (Sta.2+360, P-1)

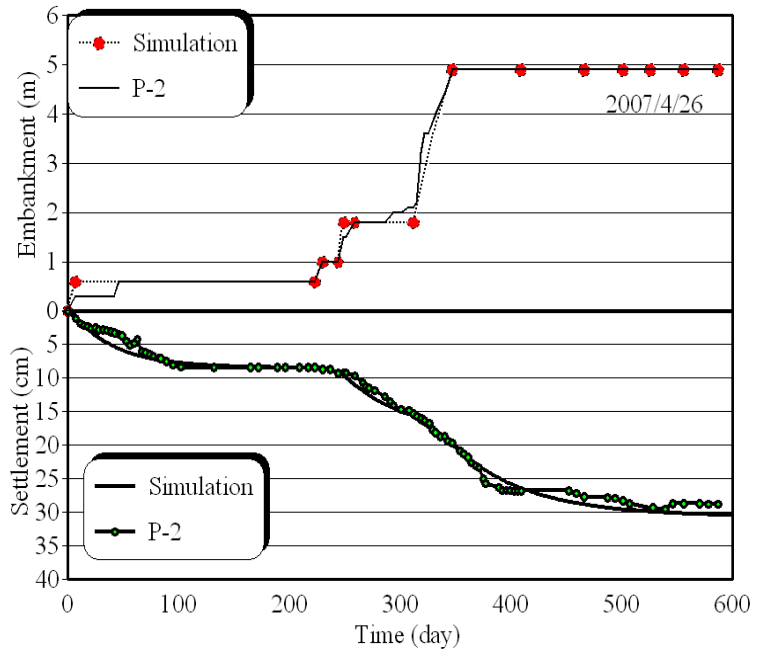


그림 3.36 곡선적합모사법으로 최종침하량 추정 (Sta.2+400, P-2)

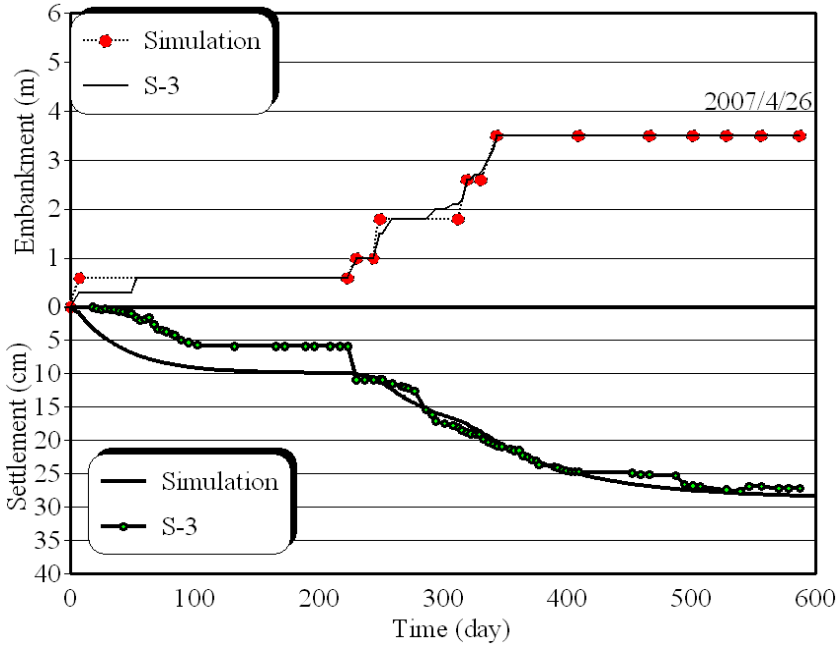


그림 3.37 곡선적합모사법으로 최종침하량 추정 (Sta.2+435, S-3)

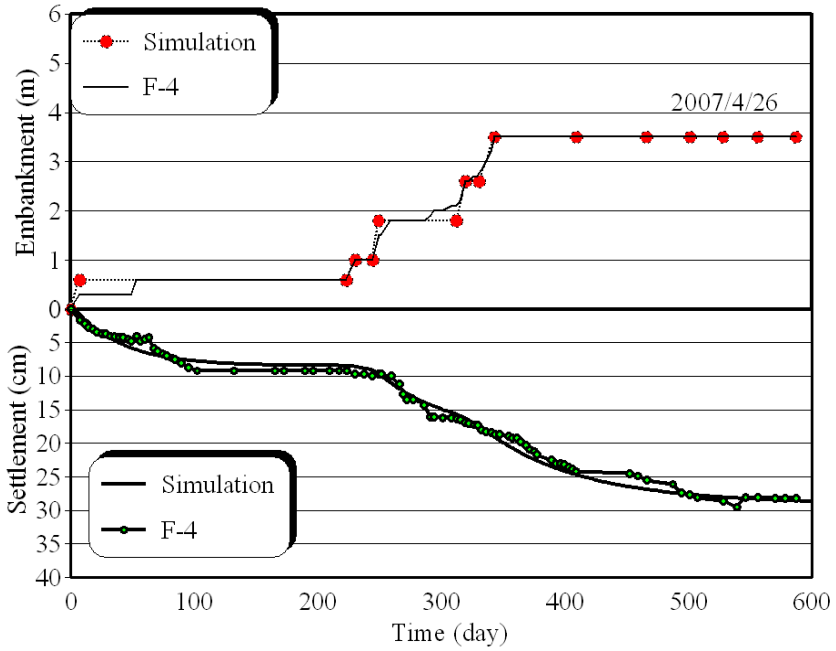


그림 3.38 곡선적합모사법으로 최종침하량 추정 (Sta.2+465, F-4)

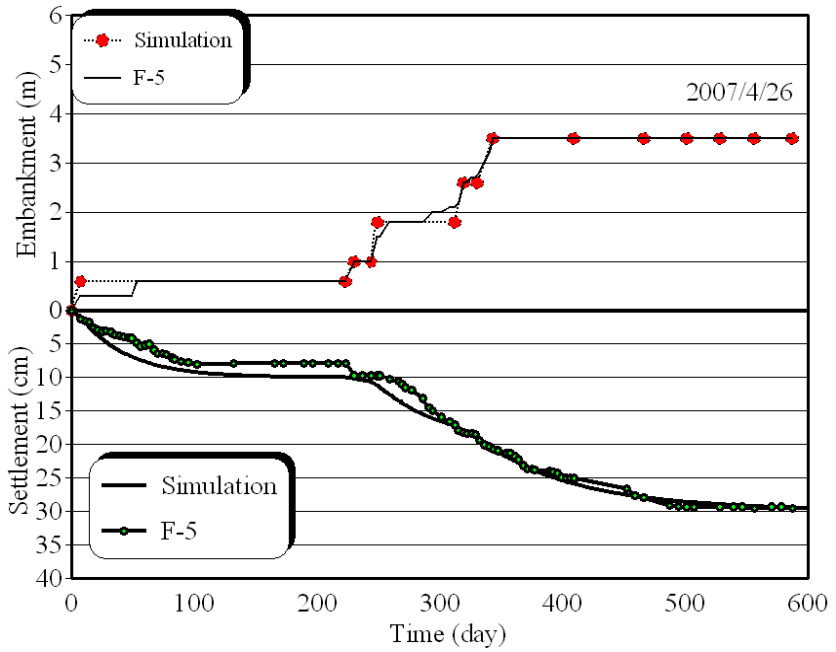


그림 3.39 곡선적합모사법으로 최종침하량 추정 (Sta.2+495, F-5)

(2) 간극수압

간극수압거동은 지반의 투수성과 포화정도, 재하이력에 영향을 받는데, 실제지반에서 이들 요소들을 제대로 평가하기 힘들기 때문에 재하시 유발되는 간극수압의

크기와 소산시간 등을 정확하게 예측하는 것은 매우 어려운 일이다. 실제 측정에 있어서도, 간극수압계 자체의 품질상 문제는 제외하고라도 응답지연(timelag), 설치관을 따른 침투, 측정부위 또는 흙 속으로의 공기(airbubble) 유입, 필터의 막힘(clogging), 지반변형으로 인한 계기 위치의 변화 등으로 인하여 특정시간에서 간극수압의 올바른 크기를 관측하기가 쉽지 않다 (Hvorslev, 1951; Hanna, 1985 ; Dunnicliff, 1989). 그리고, 간극수압은 측정원리나 방식에 따라서도 관측 값이 서로 차이를 보일 수 있으며, 대기압이나 온도의 변화에도 영향을 받는다 (Tremblay, 1989). 이러한 연유로, 그간의 많은 시도에도 불구하고 간극수압 거동과 관련해서는 아직도 많은 과제가 풀리지 않은 채 남아있으며, 이들을 이론해석만으로 해결하기에는 한계가 있다. 이론적 합리성에도 불구하고, 안정해석시 유효응력해석을 적용한결과의 오차가 큰 사실도 이와 같이 현장의 간극수압을 정확하게 알 수 없다는 점에 기인한다. 이러한 여러가지 이유로 현실적으로 현장에서는 간극수압 계측을 통한 압밀거동 분석보다는 확연한 결과를 얻을 수 있는 침하량을 이용하여 압밀거동을 분석하고 있다.

그림 3.40과 그림 3.41은 각각 지반 내에 설치한 간극수압계와 배수재 내부에 설치한 간극수압계에서 측정한 과잉간극수압 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 보면 비록 성토는 성토 개시 50일 후에 1차적으로 중단되었으나, 배수재 내부와 지반에서 측정된 과잉간극수압은 성토 개시 후 100일 정도 까지 계속 증가하는 것으로 앞서 언급한 응답지연으로 보이는 현상이 나타남을 확인할 수 있었다. 계측 시작 100일 후부터는 점차적으로 간극수압이 감소하는 양상을 나타내고 있으며, 2006년 5월에 추가 성토가 재개되면서 지반과 배수재 내부의 과잉간극수압은 점차 증가하고 있는 것으로 나타났다. 배수재 내부와 지반 내에 설치된 간극수압계에서 측정된 과잉간극수압의 절대 값을 비교하면 상대적으로 배수재 내부에서 과잉간극수압이 더 크게 발생하고 있는 것으로 나타났으며, 본 연구에서 개발한 proto-type 볏짚배수재에서 가장 큰 과잉간극수압이 발생하였고, 기존 천연섬유배수재 그리고 플라스틱드레인보드 순으로 큰 과잉간극수압이 발생하는 것으로 나타났다. 그러나, 지반에서 측정된 과잉간극수압은 PDB와 SDB 설치지역 상부에 설치된 간극수압계를 제외하고는 배수재 내부에서 측정된 과잉간극수압과 같이 뚜렷한 증감의 양상은 나타나지 않았다.

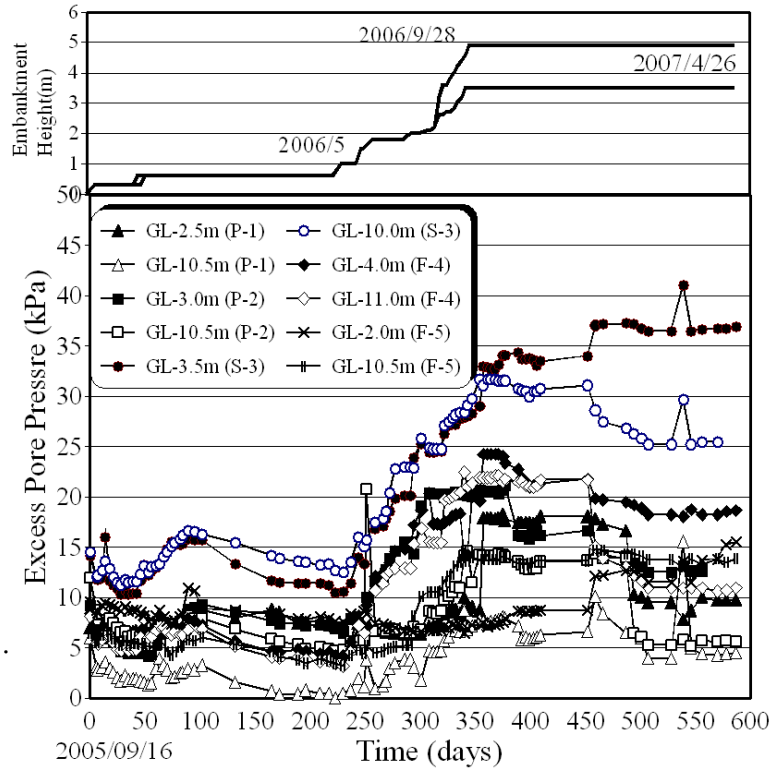


그림 3.40 연직배수재 내부의 과잉간극수압 변화

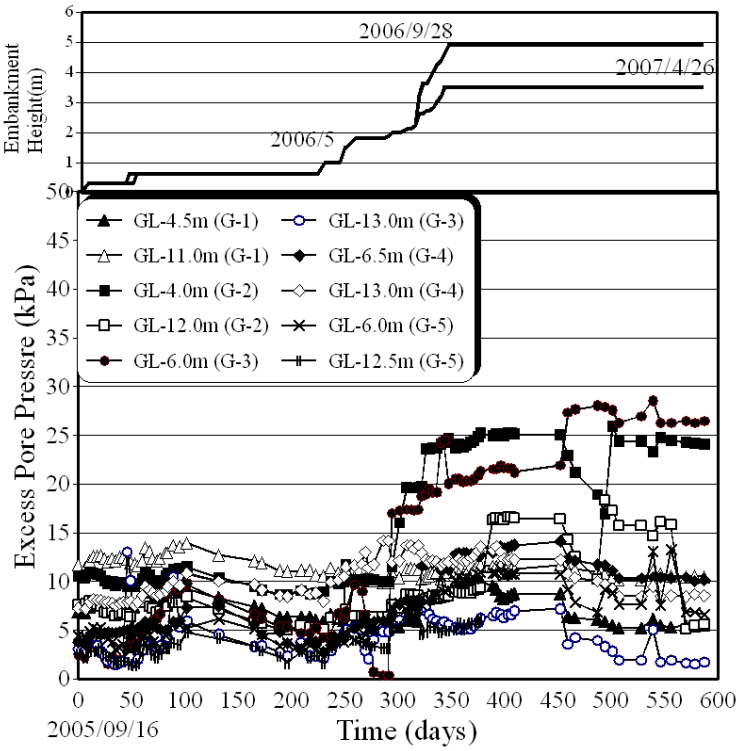
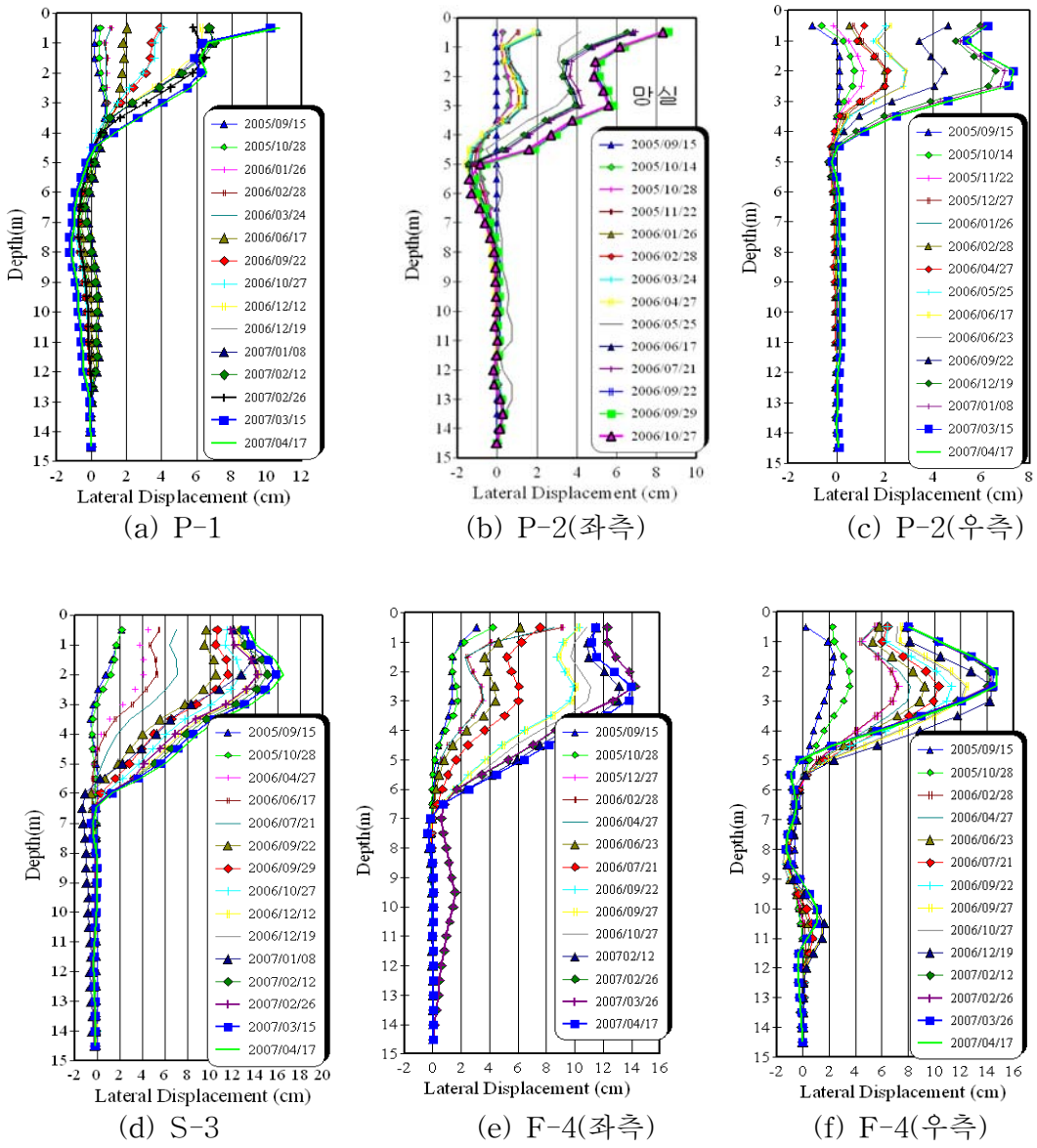


그림 3.41 지반 내부의 과잉간극수압 변화

(3) 지중 수평변위 분석

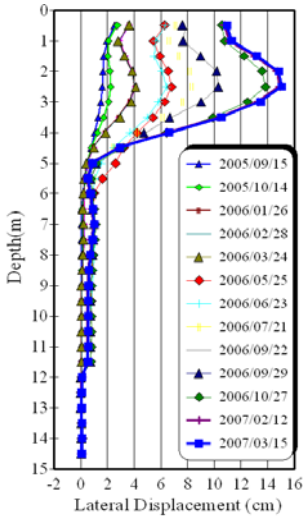
그림 3.42는 본 시험시공 지역에 설치된 경사계의 계측결과를 나타낸 것인데, 2006년 5월에 시작된 성토 시공과 더불어 뚜렷한 측방변위가 발생하기 시작했다. 시험시공 지역에서 측방변위는 대부분 지표에서 5~7m 하부에서 대부분 발생한 것으로 나타났으며, 하부에서는 큰 측방변위가 관측되지 않았다.



(a) P-1 (b) P-2(좌측) (c) P-2(우측)

(d) S-3 (e) F-4(좌측) (f) F-4(우측)

그림 3.42 경사계 측정결과



(g) F-5

그림 3.42 경사계 측정결과 (계속)

◎ 안정성 분석 (Kurihara-Ichimoto 방법)

2007년 4월까지 측정된 횡변위 발생량을 이용해 횡변위량/시간(=Δδ/Δt)으로 성토체 안정성 분석을 수행하는 Kurihara-Ichimoto방법만을 이용해 성토체의 안정성 분석을 수행하였다. 그림 3.43~그림 3.47은 성토 시공부터 현재까지 측정된 1일당 발생한 횡변위량을 시간별로 나타낸 것인데, 본 1차 성토시 비교적 빠른 속도로 성토를 시공하였으나, 상대적으로 1일당 발생한 횡변위량은 최대 1.0cm를 초과하지 않은 것으로 나타나 시험시공 전 구간이 매우 안정한 것으로 나타났다.

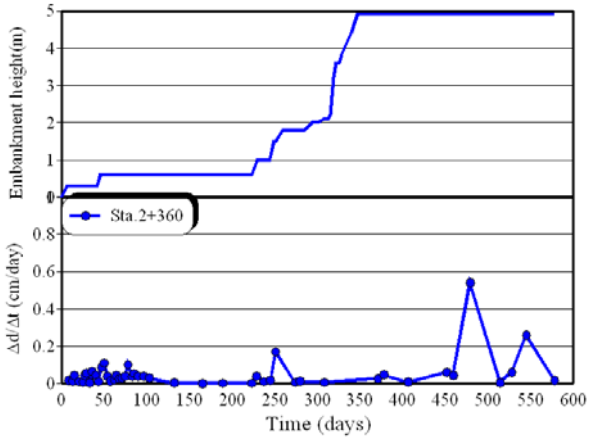
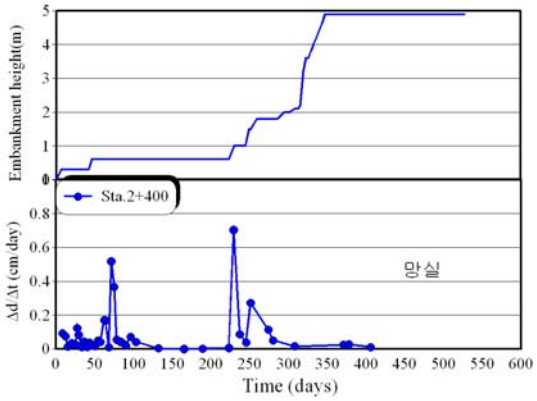
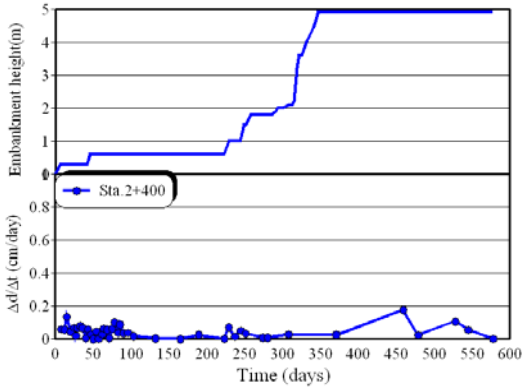


그림 3.43 △d/△t (Sta.2+360)



(a) 좌측



(b) 우측

그림 3.44 △d/△t (Sta.2+400)

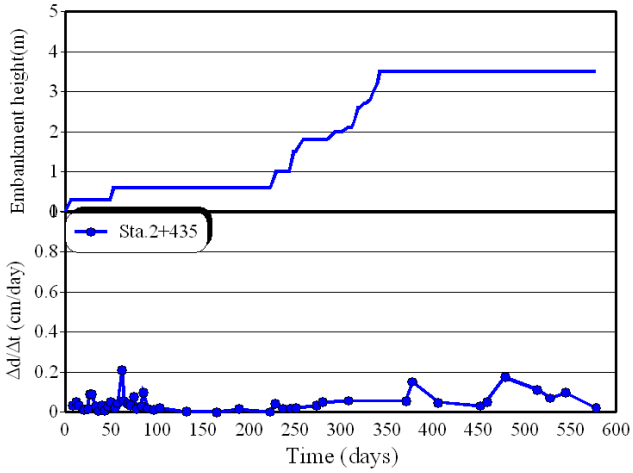
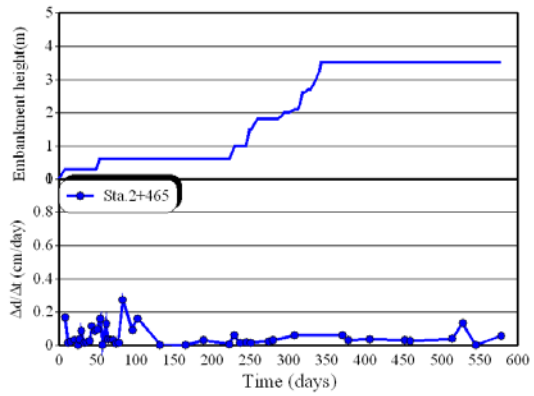
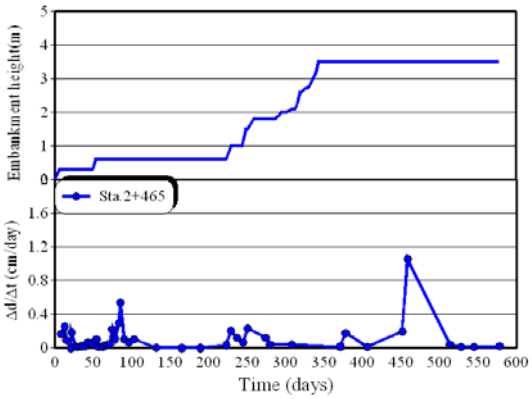


그림 3.45 △d/△t (Sta.2+435)



(a) 좌측



(b) 우측

그림 3.46 △d/△t (Sta.2+465)

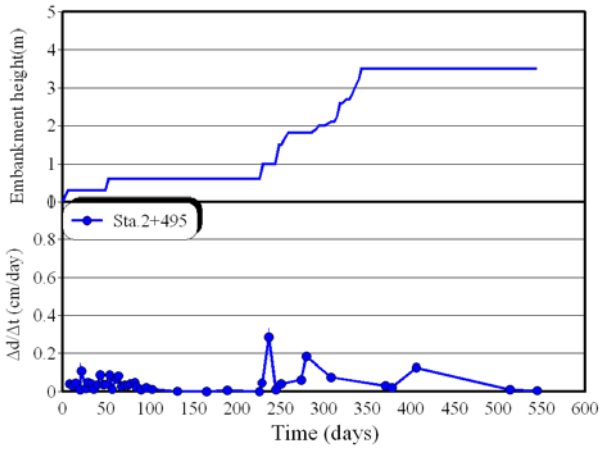


그림 3.47 △d/△t (Sta.2+495)

◎ 안정성 분석 (Matsuo-Kawamura 방법)

그림 3.48~3.52는 성토 시공부터 현재까지 측정된 횡변위량과 침하량을 이용해 Matsuo-Kawamura방법을 적용한 결과를 나타낸 것으로, 모든 계측위치에서 q_i/q_f = 0.8 선 이하의 값을 나타내고 있다. 일반적으로 현장에서는 Matsuo-Kawamura 방법은 q_i/q_f = 0.8 선은 성토주의 단계, q_i/q_f = 0.9인 경우 성토중지 단계, q_i/q_f = 1.0은 파괴 기준선으로 사용하고 있으나, 몇몇 실제 파괴 사례를 분석해 보면 Matsuo-Kawamura 방법으로 제안한 방법으로 파괴기준선에 도달하지 않은 경우에도 성토파괴가 발생하는 등의 사례가 보고된 적이 있다. 하지만 그림에서 나타나 있듯이 본 시험시공 지역에서는 계측결과가 q_i/q_f = 0.8 선 이하의 값을 나타내고 있어 앞서 수행한 Kurihara-Ichimoto 방법에서 나타난 것과 같이 시험시공 지역에서는 성토가 매우 안정한 것으로 나타났다.

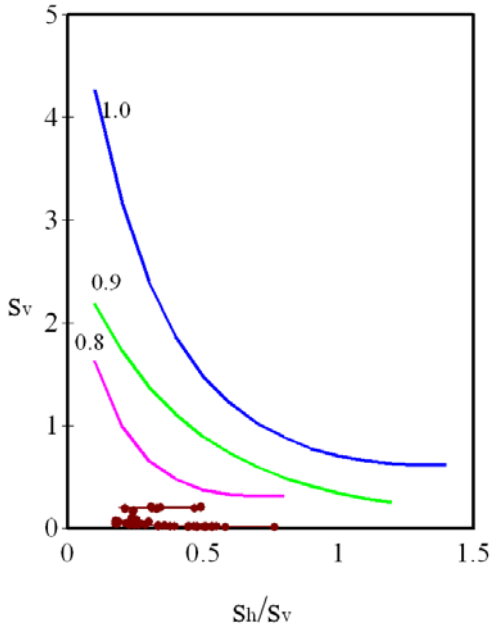
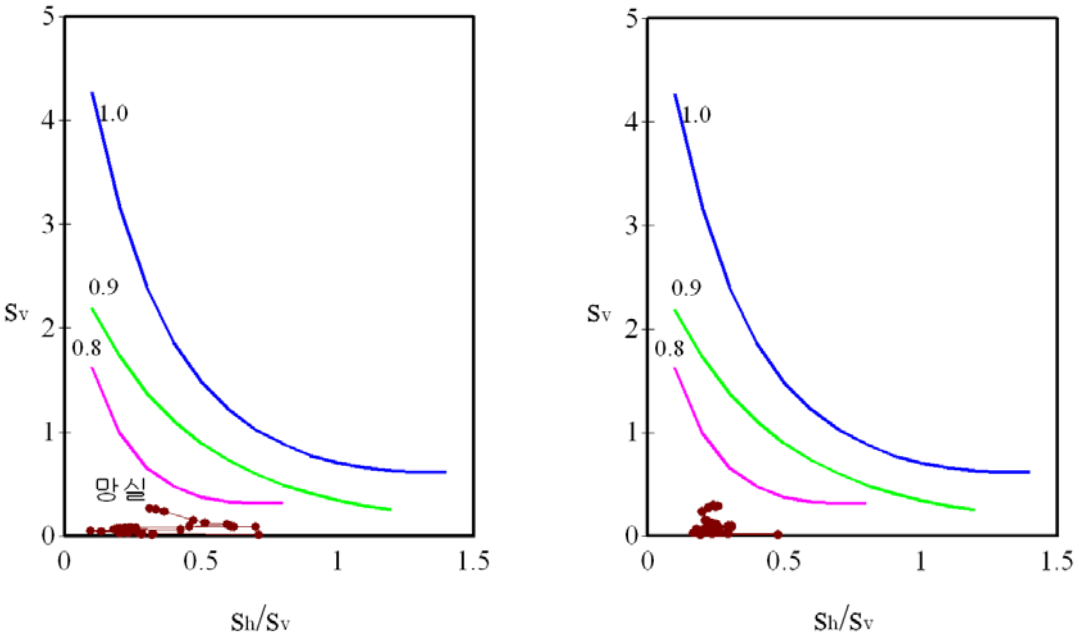


그림 3.48 S_h/S_v - S_v (Sta.2+360)



(a) 좌측 (b) 우측

그림 3.49 S_h/S_v - S_v (Sta.2+400)

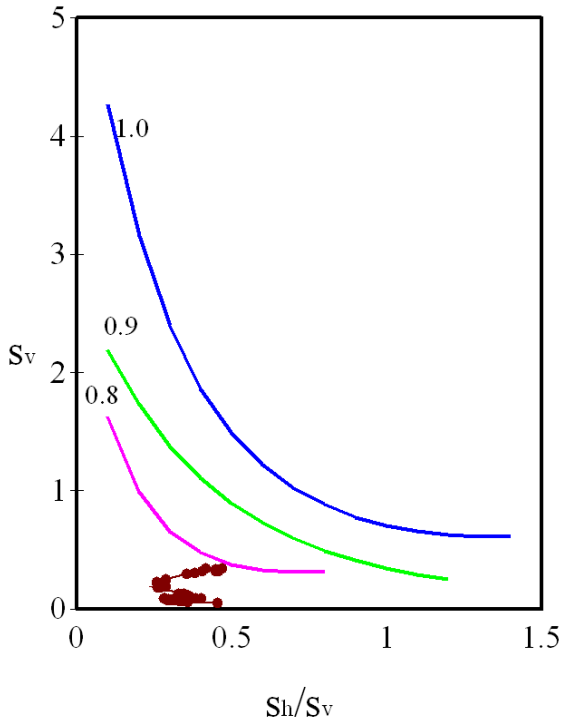
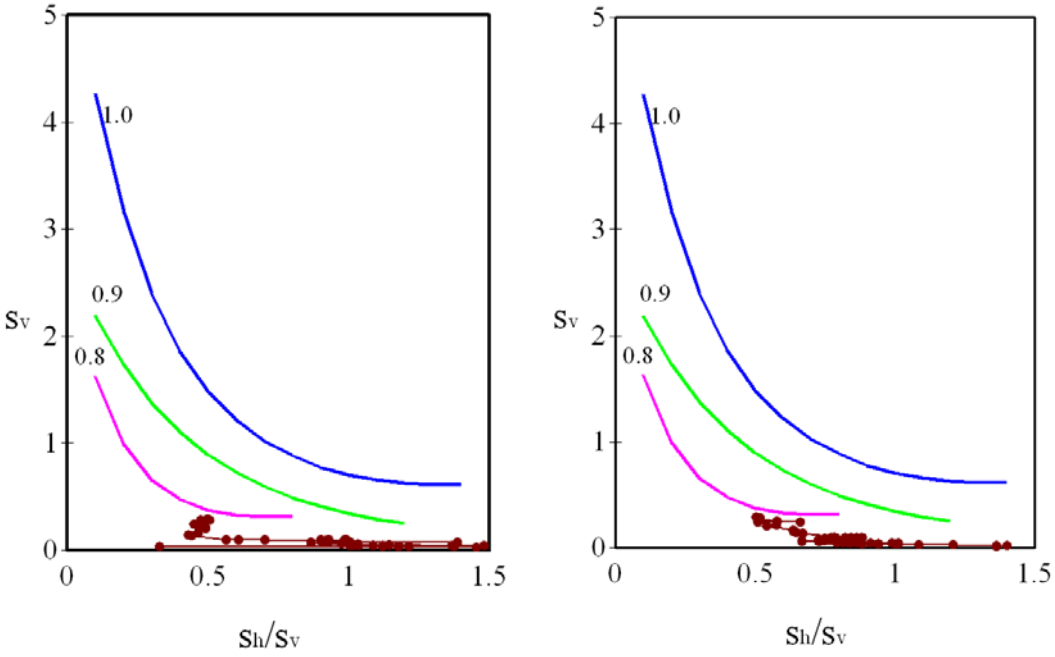


그림 3.50 S_h/S_v - S_v (Sta.2+435)



(a) 좌측 (b) 우측

그림 3.51 S_h/S_v - S_v (Sta.2+465)

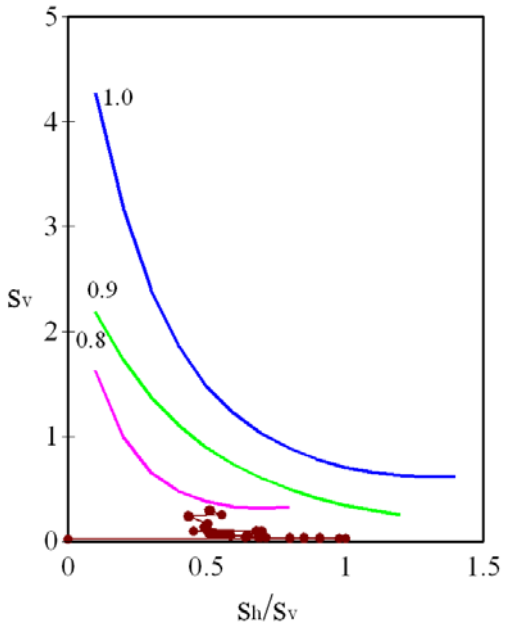


그림 3.52 S_h/S_v - S_v (Sta.2+495)

(4) 지반조사를 통한 시험시공 결과 분석

시험시공 지역에 압밀방치 기간 동안 지반조사를 재실시하여 성토재하 전후의 지반조사자료를 이용해 지반 개량 여부를 확인하였다. 압밀방치 후에 실시한 시험은 시험시공 전에도 수행하였던 표준관입시험(SPT)과 콘관입시험(CPT)을 동일하게 수행하였다.

그림 3.53~그림 3.55는 시험 시공 지역에서 수행된 성토 전후의 표준관입시험 결과를 나타낸 것이다. 그림 3.53과 그림 3.54에 각각 나타낸 PDB와 SDB 설치 지역에서 수행된 표준관입시험 결과를 보면, 비록 표준관입시험 결과를 이용하여 연약지반의 개량 정도를 잘 나타내기는 어렵지만 성토재하 전후로 일정부분 지반 강도가 증가함을 간접적으로 판단할 수 있었다. 그러나 FDB가 설치된 지역에서는 표준관입시험 결과로는 선행재하 후의 지반 강도 증가 여부를 뚜렷이 판단할 수 없었다. 실제로 압밀침하에 의한 강도 개선 효과는 지반종류와 연약 정도에 따라 다르게 나타나기도 하지만, 특히 표준관입시험으로 지반강도 증가 현상을 판단하기는 어렵다.

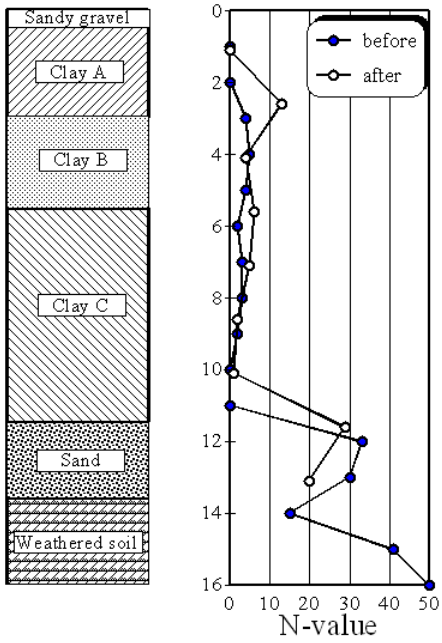


그림 3.53 PDB 설치 지역의 표준관입시험 결과

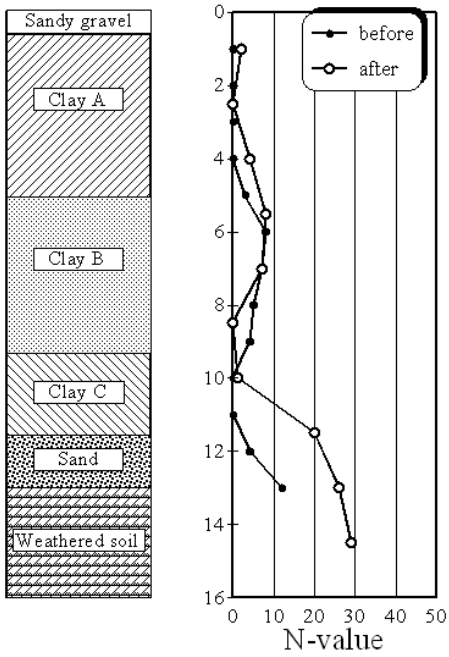


그림 3.54 SDB 설치 지역의 표준관입시험 결과

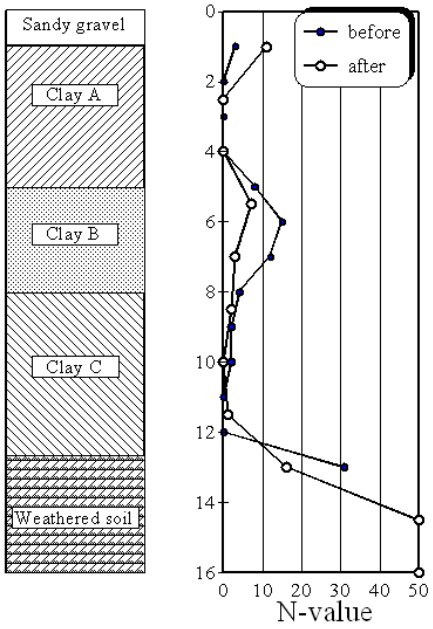


그림 3.55 FDB 설치 지역의 표준관입시험 결과

표준관입시험에서 뚜렷하게 나타나지 않은 지반강도 증가 효과 관찰을 위해 그림 3.56~그림 3.58은 표준관입시험을 수행한 동일한 위치에서 성토재하 전후에 수행한 콘관입시험 결과를 나타낸 것이다.

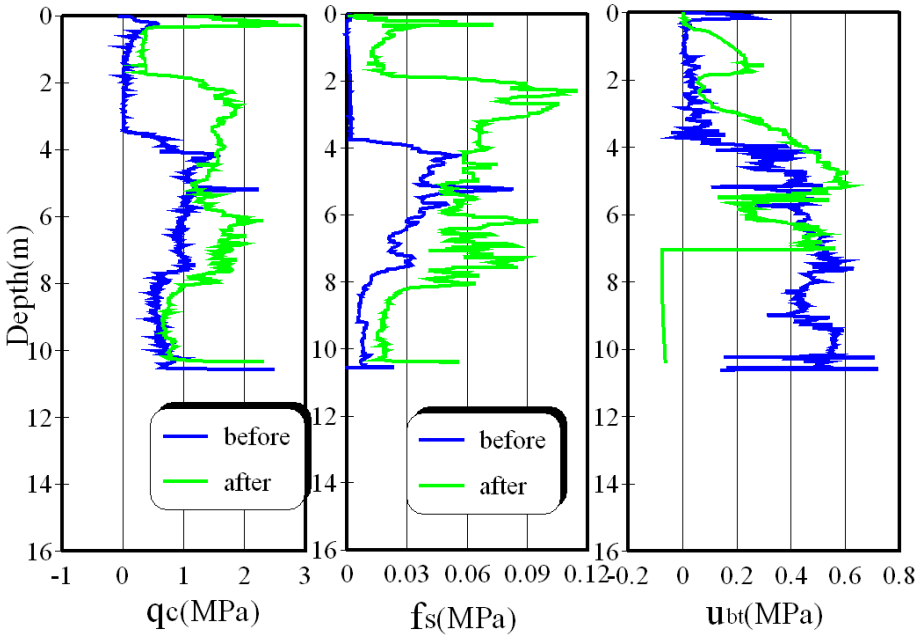


그림 3.56 PDB 설치 지역의 콘관입시험 결과

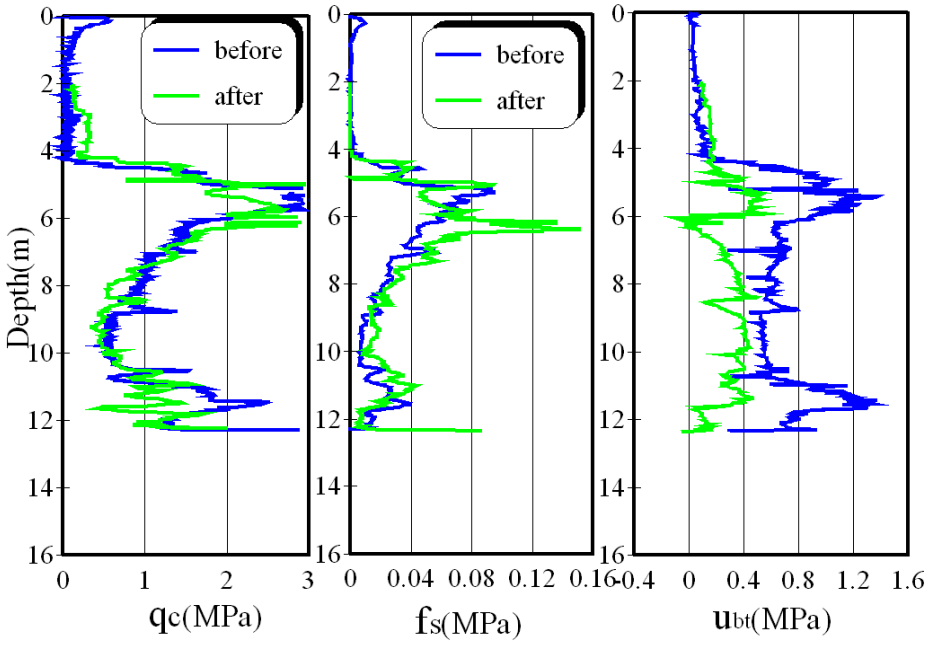


그림 3.57 SDB 설치 지역의 콘관입시험 결과

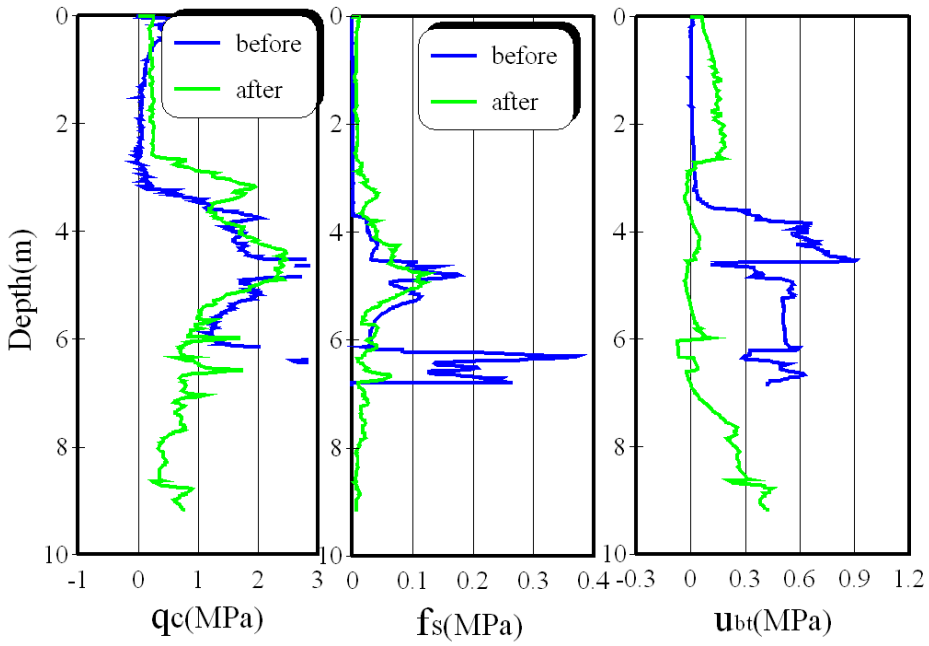


그림 3.58 FDB 설치 지역의 콘관입시험 결과

PDB 설치지역에서 수행한 콘관입시험결과 (그림 3.56)를 보면 상부 및 하부 점토에서 뚜렷한 콘관입저항력(q_c)의 증가양상이 나타났으며, SDB 설치지역에서 수행한 콘관입시험결과 (그림 3.57)와 FDB 설치지역 (그림 3.58)에서도 상부에서 콘관입저항력(q_c)

의 증가양상을 확인할 수 있었다. 또한, 그림 3.59에 나타낸 성토재하 전후의 자연함수비와 과압밀비 변화를 살펴보면 성토재하 후 자연함수비는 성토재하 전보다 감소한 것으로 나타났으며, 과압밀비의 경우에도 성토재하 후의 과압밀비가 성토재하 전보다 감소한 것으로 나타나 시험시공 지역에서 전체적으로 압밀이 진행되었음을 확인할 수 있었다.

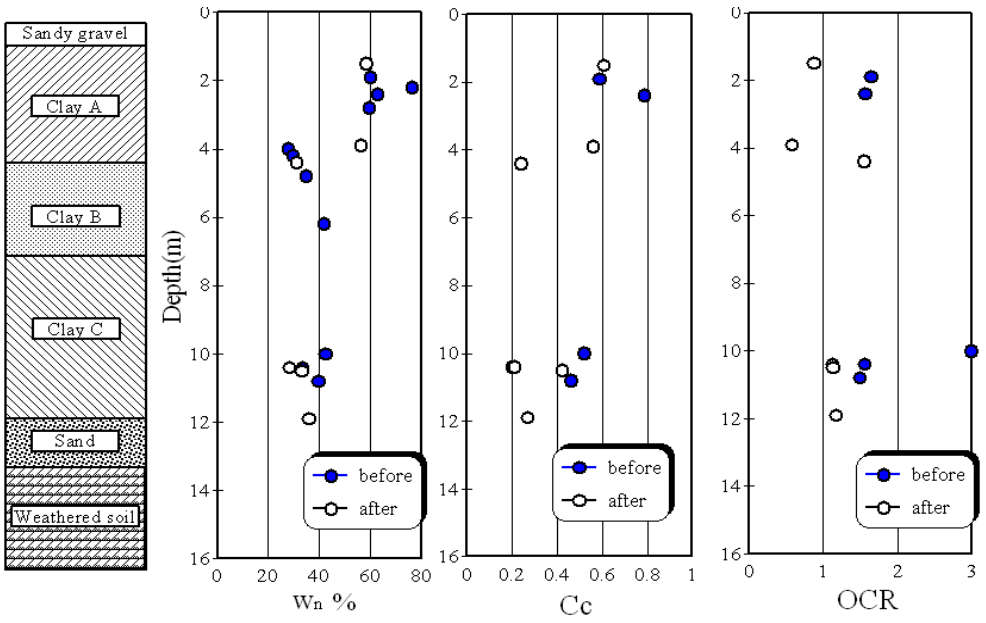


그림 3.59 성토재하 전후의 자연함수비, 압축지수 그리고 과압밀비 변화

6. 측방유동압을 받는 교대의 측방이동 판정법

최근 연약지반 상에 고속도로를 건설하는 경우가 많아지면서 교대 및 안벽의 변형문제가 종종 발생하였고, 검토결과 변형발생의 주원인이 측방유동과 관련이 있는 것으로 밝혀져 측방유동에 대한 관심이 높아지고 있다. 최근 들어서는 교대 측방이동에 대한 관심이 고조되면서, 이에 대한 연구가 많이 이루어지고 있으나, 아직까지도 국외에서 제안된 측방유동지수(일본고속도로조사회, 1981), 측방이동판정지수(일본건설성토목연구소, 1981) 등의 경험적인 판정법만으로 설계되고 있는 현장이 많다. 특히 측방유동 지반에 설치된 교대기초말뚝은 전형적인 수동말뚝임에도 불구하고 이를 설계에 적절히 반영하는 경우는 많지 않은 실정이어서, 시공이 완료된 후 공용 중에 과도한 교대 측방이동이 발생되고 있다. 이는 수동말뚝에 대한 해석

법의 확립 및 적용이 아직 일반화되지 못한 점에 기인한다.

홍원표 등(1991, 1994, 2001a, 2001b)은 일련의 연구를 통해, 측방유동 지반에 설치된 교대기초말뚝을 수동말뚝으로 취급하여 사면안정해석을 수행할 수 있는 방안을 제시하고, 교대이동량 실측자료에 대한 분석과 더불어 사면안정해석을 통한 측방유동판정법을 제안하여 그 합리성을 검증한 바 있다. 따라서 홍원표 등(2001a)이 제안한 소요사면안전율이 최근 설계에 반영되는 사례가 점차 많아지고 있다. 즉 최근에는 측방유동 지반상 말뚝기초교대의 설계 시 교대 측방이동 여부를 판정하기 위해, 기존의 다양한 경험지수에 의한 판정법과 더불어 사면안정해석이 동시에 적용되는 현장이 많아지고 있다. 그러나 실무자 입장에서는 예비설계 단계나 현장조사 단계에서 간편하게 교대의 측방이동 여부를 판단할 수 있으면, 설계 작업을 보다 간소화 시킬 수 있을 것이다.

본 연구에서는 국내 측방유동지반에 설치된 말뚝기초교대의 측방이동 실측사례에 대한 조사 및 분석을 통해, 교대 측방이동에 대한 기존 판정법의 국내 현장 적용성을 검토하고, 교대 측방이동을 간편하게 예측 및 평가할 수 있는 방안을 제시하고자 한다. 우선 교대 이동량이 기록된 국내 말뚝기초교대의 현장자료를 조사하여 교대 이동량의 크기에 따라 분류한다. 이를 분석하여 말뚝기초교대의 측방이동 발생 가능성을 간편하게 평가할 수 있는 판정법을 제시하고, 이를 사면안정해석 결과와 비교/분석한다. 끝으로 기존 경험적 지수에 의한 교대 측방이동판정법과 사면안정해석결과를 비교/분석한다.

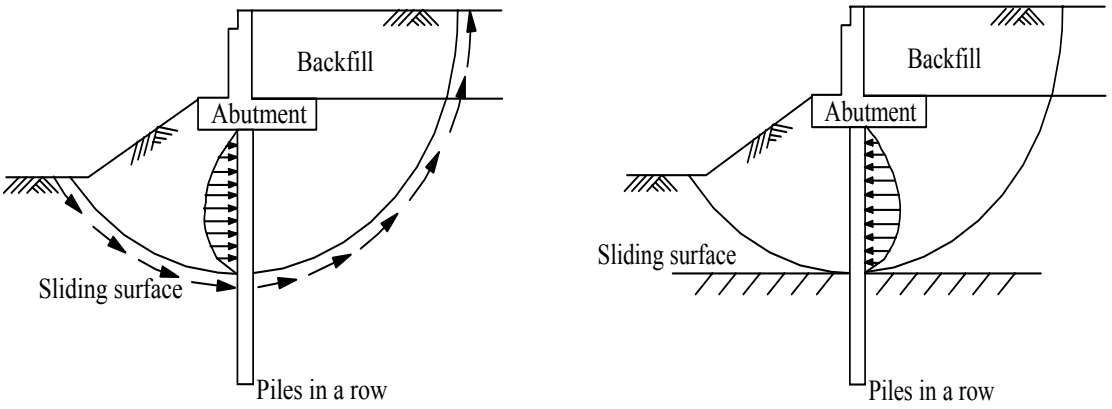
가. 말뚝으로 지지된 연약지반상 교대의 안정성

최근 교량을 지지하기 위한 교대, 항만시설을 위한 잔교 및 도로의 성토 등이 연약지반상에 실시되는 경우가 많아지고 있다. 이러한 구조물이 연약지반상에 축조될 경우, 교대나 잔교의 배면 뒤채움이나 도로의 성토 등은 하부지반에 편재하중으로 작용하게 되어 지반의 측방유동을 유발시킨다. 또한 뒤채움이나 성토로 인해 형성된 사면이 매우 불안정하게 되는 경우가 많다. 측방유동이 발생하고 있는 연약지반에 교대기초말뚝이 설치되어 있으면 말뚝은 지반으로부터 측방토압을 받게 된다. 측방토압에 의해 말뚝이 수평으로 이동하려고 하면 지반으로부터 저항을 받게 된다. 그러나 불안정한 사면지반에서는 기초 말뚝이 측방토압에 저항할 수 있도록 하는 지반의 저항력이 크게 부족하게 되어 상부구조물은 수평으로 이동할 수밖에 없

게 된다. 결국, 이러한 현상은 상부교량에 막대한 피해를 주게 되어 그 대책이 마련된 예가 많이 보고되고 있다(Hong et al., 2000).

이러한 교대의 피해는 크게 두 가지로 구분된다. 하나는 교대가 기초말뚝과 함께 교량구조물쪽으로 측방이동되어 교량의 Girder에 균열이 발생하는 경우이며 다른 하나는 교대본체 옹벽이 뒤로 기울어져 Girder가 추락하는 경우이다.

교대기초말뚝의 안정은 교대배면의 뒤채움 하중(편재하중)에 의하여 발생되는 지반의 측방토압과 사면안전율 등에 많은 영향을 받게 된다. 따라서 교대기초말뚝의 설계시에는 사면의 안정과 말뚝의 안정에 대한 두 가지의 해석이 모두 실시되어야 한다(홍원표, 1994). 왜냐하면 말뚝이 설치된 사면의 전체안정은 사면과 말뚝 모두의 안정이 확보되었을 경우에만 비로소 가능하기 때문이다. 만약, 말뚝에 작용하는 측방토압(혹은 활동토괴에 저항하는 말뚝의 저항력)이 알려져 있다면, 먼저 말뚝의 안정이 수평하중을 받는 말뚝(주동말뚝)의 해석법을 응용하여 검토될 수 있다(그림 3.60b). 주동말뚝의 경우는 수평하중이 말뚝머리 부분에 집중하중으로 작용하나, 수동말뚝은 수평하중이 사면파괴면(sliding surface) 상부의 측방변형지반을 통하여 말뚝에 분포하중으로 작용하게 됨으로 이를 유의하여야 한다. 말뚝안정계산에서 말뚝의 안정이 확보되면 사면의 안정 계산이 파괴면의 전단저항 및 말뚝의 저항력을 고려하여 실시될 수 있다(그림 3.60a).



(a) slope-stability (b) pile-stability

그림 3.60 말뚝으로 지지된 교대의 안정

교대기초말뚝의 안정해석시 교대측방변위를 고려하지 않으면, 교대측방변위가 발생하더라도(교대측방변위의 크기에 관계없이) 교대기초말뚝은 항상 동일한 사면안

정효과를 갖게 된다.

그러나 실제로 교대측방변위가 발생하게 되면 교대기초말뚝에는 소성영역이 발달되며, 이로 인하여 교대기초말뚝의 지지기능은 감소하게 된다. 즉, 교대측방변위가 과다하게 발생하게 되면 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과는 감소하게 된다. 따라서 교대기초말뚝의 보다 합리적인 안정해석을 위해서는 교대측방변위의 크기를 고려한 해석이 가능하여야 한다.

나. 교대 측방이동 평가를 위한 해석프로그램(SLOPILE)

홍원표 등(2001)은 교대기초말뚝의 안정해석을 위해 말뚝의 효과를 고려한 사면안정해석 프로그램인 SLOPILE (Ver 3.0)을 개발하였다. 본 프로그램은 말뚝이 설치된 절토/성토사면 및 자연사면에 대한 원호파괴해석 (Fellenius법, Bishop간편법) 및 평면파괴해석이 가능하고, 교대측방변위를 고려한 교대의 안정해석도 가능하다. 본 프로그램에서 말뚝이 설치된 사면의 안정해석은 Ito & Matsui(1975)의 방법을 활용하여 수행한다.

본 프로그램에서는 교대의 안정해석시 통상적인 사면안정해석법에 교대기초말뚝의 사면안정효과와 교대의 측방변위 크기를 고려할 수 있게 되어있다. SLOPILE프로그램의 흐름도는 그림 3.61과 같다.

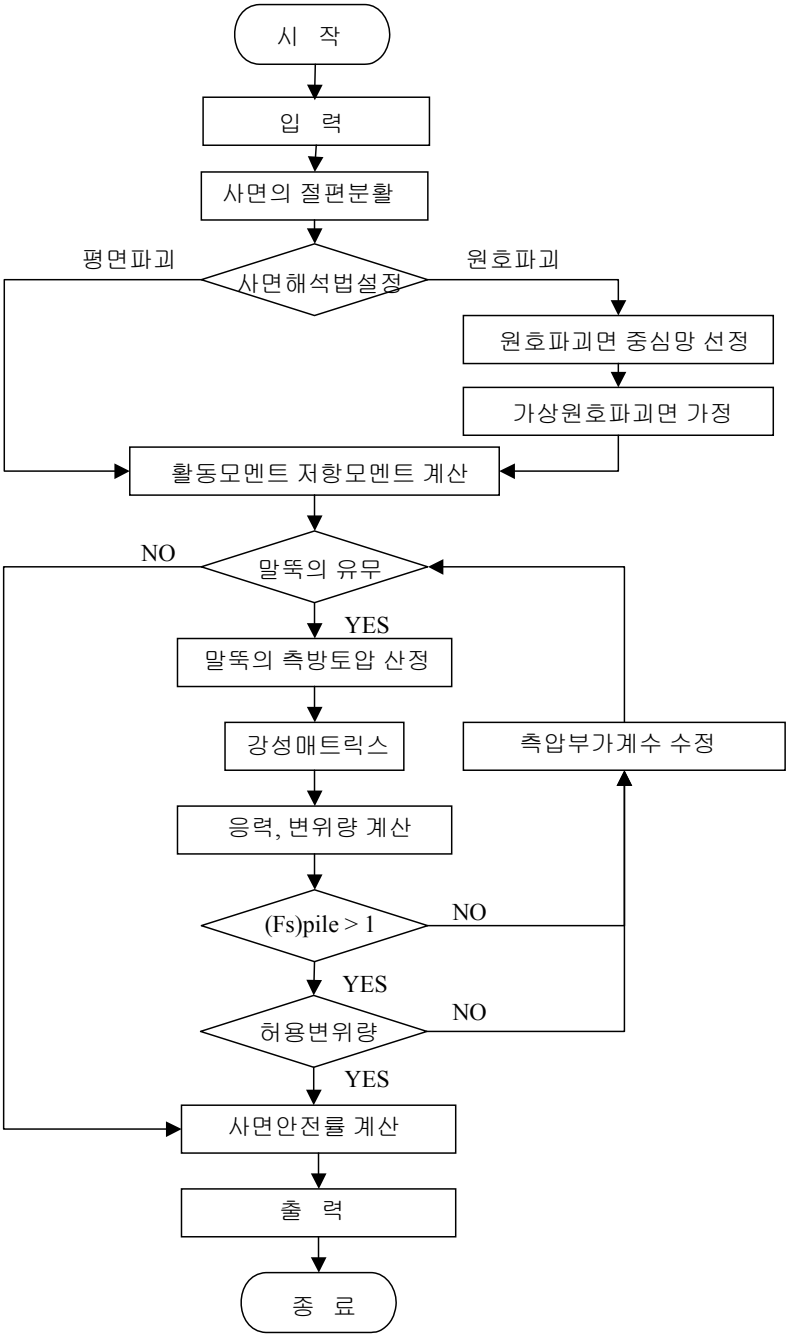


그림 3.61 SLOPILE 프로그램의 흐름도

먼저, 사면안정해석을 위해 전체 사면을 일정한 분할요소로 구분한 후 사면안정해석법을 선택한다. 그리고 설정된 사면안정해석법에 따라 사면안정해석을 실행한다. 교대기초말뚝이 설치되어 있지 않으면 곧바로 활동모멘트와 저항모멘트로 사면안전율을 계산한다. 그러나 교대기초말뚝이 설치되어 있으면, 먼저 Ito & Matsui(1975)이 제안한 측방토압산정식을 사용하여 측방토압을 산정한다. 그 다음

으로 원호활동면상부의 말뚝부분은 활동토괴로 부터 측방토압을 받고 이 측방토압에 의하여 발생될 말뚝의 측방변위에 대하여 말뚝이 지반으로부터 지반반력을 받도록 한다. 단, 이 지반반력은 상한치를 두어 이 상한치 내에서만 지반반력을 받는 것으로 한다. 또한 말뚝두부와 선단의 구속조건을 고려하여 말뚝의 강성매트릭스를 구성한다.

말뚝의 휨응력과 전단응력을 계산하여 말뚝의 안전율을 계산한다. 만약 말뚝의 안전율이 소요안전율보다 낮으면 측압부가계수를 수정하여 말뚝에 작용하는 측방토압을 줄여 계산을 반복한다. 또한 말뚝의 안전율이 소요안전율보다 높으면 말뚝의 허용변위량을 검토한다. 여기서 계산된 말뚝의 변위량이 허용변위량을 초과하게 되면 앞에서와 동일하게 측압부가계수를 수정하여 말뚝의 측방토압을 다시 줄여 계산을 반복한다. 이러한 작업을 말뚝의 안전율이 소요안전율 이내가 되고, 말뚝의 변량이 허용변위량 이내가 될 때까지 반복한다.

말뚝의 변위량이 허용변위량 이내가 되면 말뚝의 안정해석에 사용한 측방토압을 적용하여 가상원호활동면의 원점을 기준으로 추가적인 저항모멘트를 구한다. 사면안전율 계산시 구하였던 사면파괴면에서의 전단저항에 의한 저항모멘트에 말뚝에 의한 저항모멘트를 가산하여 사면안전율을 계산함으로써 말뚝의 사면안정 기여효과를 산정한다.

이러한 계산작업은 다른 가상원호활동면에 대하여도 반복 실시하여 한 원점에 대한 무수한 가상원호활동면중 최소안전율을 가지는 활동면과 안전율을 구한다. 또한 이 원점을 원점망상의 각 절점으로 이동시키면서 동일한 계산을 반복한다.

다. 측방이동 사례교대

국내에서 조사된 43개 교대의 측방이동 발생 사례현장을 대상으로 교대의 실측 측방변위를 고려한 교대의 안정성을 검토하였다. 본 연구에서 조사된 교대측방이동 사례현장의 교대 및 기초말뚝의 현황을 실측 측방변위량 순으로 정리하여 표 3.8에 나타내었다. 표 3.8에 나타낸 조사자료는 홍원표 등(2001a, 2001b)이 분석한 30개 교대현장을 포함한다. 홍원표 등(2001a, 2001b)은 30개 교대의 측방변위 실측 자료를 바탕으로 한 일련의 연구를 통해, 기존의 경험적인 지수를 이용한 측방이동 판정법만으로 교대의 측방이동 여부를 판단하는 것은 교대의 안정성 측면에서 바람직하지 않으며, 측방유동지반 상 말뚝기초교대의 보다 안전한 설계를 위해서는 소

요사면안전율을 기준으로 측방이동 발생여부를 판단해야 함을 입증하였다. 즉, 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과를 반영하지 않은 경우와 반영한 경우의 소요사면안전율은 각각 1.5 및 1.8임을 밝힌 바 있다.

본 연구의 목적은 말뚝기초교대의 측방이동 여부를 보다 간편하게 예비 평가할 수 있는 방안을 마련하고 기존 판정법의 국내 현장 적용성을 평가하는데 있다. 따라서 우선 분석 대상인 43개 교대를 실측 측방변위량을 기준으로 세 개 그룹으로 구분하였다. 즉, 국내 허용 측방변위량 시방기준인 15mm와 표 2.1에 나타낸 바와 같이 국외의 교대이동 실측사례로부터 교대의 구조적인 결함을 야기할 수 있는 것으로 평가된 측방변위인 50mm를 기준으로 조사 실측자료를 구분하였다. 본 연구에서 조사한 43개 교대 중 실측 측방변위가 15mm 이하로서 안전한 상태를 유지하고 있는 것으로 나타난 교대는 15개소, 측방변위량이 50mm를 초과하여 EPS공법, 파일슬래브공법 등 적극적인 대책공법이 시공되었거나 시공 예정인 교대가 19개소인 것으로 나타났으며, 나머지 9개 교대는 실측 측방변위량이 15mm를 초과하나 50mm는 넘지 않는 상태로서 대책공법 적용여부가 검토된 바 있는 현장이다.

라. 교대 실측 이동량에 따른 고찰

말뚝기초교대의 측방이동 여부를 보다 간편하게 평가할 수 있는 방안을 마련하기 위해, 우선 실측 측방변위가 조사된 43개 교대현장 자료를 토대로 하여 연약지반의 비배수전단강도와 교대배면 뒤채움에 기인한 상재압의 관계를 조사하고, 기존의 경험적인 측방이동 판정법(Tschebotarioff법, 측방유동지수, 측방이동판정지수)들이 안정수를 근간으로 하는 점에 착안하여 안정수와 실측 측방변위량의 관계를 분석하고자 한다.

지반의 안정수는 Peck(1969)에 의해 처음 제안되었으며, 식 (3.12)와 같이 나타낼 수 있다.

$$N_S = \frac{\gamma H}{c} \tag{3.12}$$

여기서, γ는 교대배면 성토재의 단위중량, H는 교대배면의 성토고, 그리고, c는 연약층의 비배수전단강도다.

표 3.8 사례현장 말뚝기초교대 현황

교대 이동량 범위	교대 구분	연약지반		뒤채움 성토고 (m)	교대			기초말뚝			실측 변위 (cm)
		두께 (m)	점참력 (kPa)		형식	길이 (m)	폭 (m)	재료	직경 (㎜)	두께 (㎜)	
15mm 이하	Y25	35.0	37.6	7.1	역T형	5.0	17.0	강관	508	9	0.0
	Y26	33.0	40.7	8.5	역T형	5.0	17.0	강관	508	9	0.0
	Y27	40.1	50.1	8.4	역T형	5.3	12.1	강관	508	9	0.0
	Y28	40.1	40.5	9.6	역T형	5.3	12.1	강관	508	9	0.0
	Y31	25.2	44.0	7.5	역T형	5.0	24.2	강관	914	14	0.0
	Y12	12.0	43.6	7.9	역T형	3.8	46.4	강관	406	9	0.4
	YS1	17.0	37.2	4.0	역T형	3.0	31.8	강관	406	9	0.5
	Y15	7.3	42.8	10.8	역T형	5.7	33.8	강관	406	9	0.5
	S43	15.5	58.8	11.7	뒷부벽식	8.6	30.6	강관	508	9	0.6
	Y11	14.0	24.5	6.0	역T형	3.8	44.3	강관	406	9	0.6
	Y52	12.0	38.2	10.5	뒷부벽식	5.0	8.9	강관	813	16	0.7
	K03	17.0	39.2	5.0	뒷부벽식	4.4	25.5	강관	508	9	1.0
	NS3	24.6	33.9	4.1	역T형	4.0	25.4	강관	406	9	1.0
	S12	12.0	29.1	6.0	역T형	4.4	25.5	강관	508	9	1.0
	Y53	15.8	31.4	7.1	역T형	5.0	8.9	강관	813	9	1.2
15mm 초과 ~ 50mm 이하	I01	20.1	34.0	7.5	역T형	5.0	18.5	강관	406	9	2.2
	Y51	11.4	20.6	9.4	역T형	5.0	28.2	강관	813	16	2.5
	Y13	7.3	24.5	9.8	역T형	5.7	33.8	강관	406	9	3.0
	K02	17.7	43.1	8.7	뒷부벽식	8.6	29.5	강관	508	9	3.2
	I02	15.5	37.7	8.5	역T형	5.0	18.5	강관	406	9	3.5
	S11	16.5	32.9	5.6	역T형	4.4	25.5	강관	508	9	3.7
	S41	19.5	31.4	12.7	뒷부벽식	9.1	27.0	강관	508	9	3.8
	D12	14.1	24.5	5.1	역T형	5.0	18.5	강관	406	9	5.0
	R01	4.8	19.8	7.3	역T형	4.4	8.5	강관	406	9	5.0
50mm 초과	D11	20.1	24.5	4.2	역T형	5.0	18.5	강관	406	9	6.0
	G01	13.0	30.4	10.7	역T형	6.5	37.7	강관	508	9	6.0
	Y14	13.1	12.3	9.4	뒷부벽식	12.7	10.3	강관	406	9	6.0
	S44	16.7	34.3	11.4	뒷부벽식	8.6	29.0	강관	508	9	6.5
	SO1	12.3	19.6	6.0	역T형	3.0	24.8	강관	609	9	7.0
	NS1	11.0	19.4	5.0	역T형	3.0	24.8	강관	609	9	7.0
	S42	19.2	31.4	12.2	뒷부벽식	9.1	27.0	강관	508	9	7.5
	JC1	9.0	34.2	8.5	역T형			강관	406	12	7.7
	Y21	40.1	41.0	8.6	역T형	5.3	12.1	강관	508	9	8.1
	J02	26.3	6.1	11.0	역T형	4.4	9.6	강관	406	9	9.5
	K01	18.7	53.9	12.5	역T형	9.1	28.5	강관	508	9	10.0
	JC2	9.0	36.8	8.5	역T형			강관	406	12	10.4
	JJ1	13.1	19.6	6.0	역T형	3.0	25.4	강관	406	9	13.2
	B01	9.0	15.7	8.6				현타	1500		16.5
	J03	29.3	8.1	8.5	역T형	4.4	8.9	강관	406	9	19.8
	B02	9.6	15.7	8.6				현타	1500		19.8
	J01	28.8	15.2	8.5	역T형	4.4	8.9	강관	406	9	22.3
	Y22	40.1	21.5	10.2	역T형	5.3	12.1	강관	508	9	23.4
	NS2	13.3	23.3	7.3	역T형	3.4	25.4	강관	406	9	24.0

(1) 연약지반 비배수전단강도와 교대배면 뒤채움하중의 관계

표 3.8에 나타낸 43개 교대 현장에 대하여, 교대 배면의 뒤채움으로 인한 상재압과 연약지반의 비배수전단강도와의 관계를 실측 측방변위량을 고려하여 그림 3.62에 나타내었다. 그림 3.62에서 교대의 측방변위가 허용치인 15mm보다 큰 경우, 상재압은 연약지반 비배수전단강도의 3~8.3배 값을 보인다. 따라서 교대의 측방변위량에 따라 교대배면 뒤채움 상재압과 연약지반 비배수전단강도의 관계를 크게 세 영역으로 구분할 수 있다. 여기서 8.3c는 Meyerhof(1951)가 제안한 극한하중과 동일하고, 3c는 Tschebotarioff (1973)의 한계하중값과 동일하다. 만약 교대 배면의 뒤채움으로 인한 상재압이 연약지반 전단강도의 3배보다 작으면(Zone Ⅰ), 교대의 측방변위가 허용변위인 15mm 이내가 되기 때문에 교대의 유지관리에 아무런 문제가 없을 것으로 평가될 수 있다. 그러나 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 3~8.3 배 일 경우에는(Zone Ⅱ), 상당한 교대 변위가 발생 될 수도 있기 때문에, 설계시 교대의 측방변위가 고려되어야 한다. 또한 만약 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 8.3배 보다 크게 되면(Zone Ⅲ), 교대에 손상을 입힐 수 있는 심각한 정도의 측방이동이 발생될 수 있으며, 따라서 과도한 교대 측방변위를 방지하기 위한 합리적인 대책공법을 적극 적용하거나 설계변경을 검토해야할 것으로 판단된다.

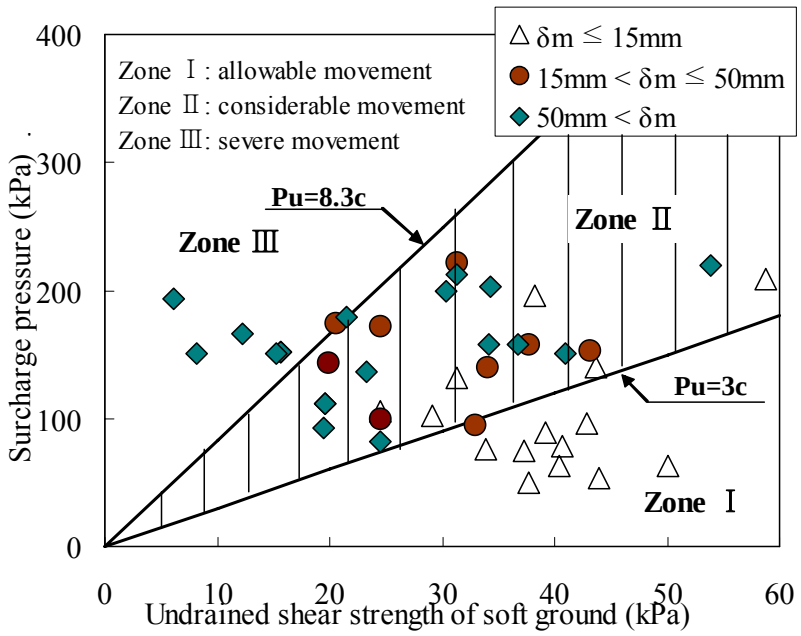


그림 3.62 교대 배면의 상재압과 연약지반의 비배수전단강도의 관계

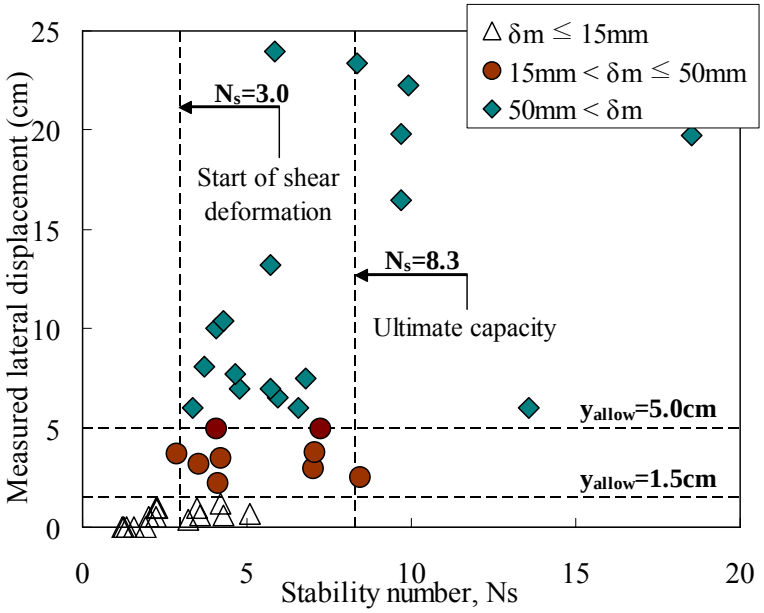


그림 3.63 실측 측방변위와 안정수(Ns)의 관계

(2) 안정수와 측방이동량의 관계

그림 3.63은 현장에서 실측된 교대측방변위와 교대설치지반에 대한 안정수(Ns) 사이의 상관관계를 나타낸 것이다. 그림 3.63에서 Ns=3을 나타낸 점선은 Tschebotarioff(1973)에 의해 제안된 전단변형의 시점을 표시한 것이고, Ns=8.3은 Meyerhof(1951)가 제안한 극한하중을 의미한다. 또한 국내에서 설계시 일반적으로 적용하고 있는 교대의 허용측방변위 15mm와 국외의 교대이동 실측사례로부터 교대의 구조적인 결함을 야기할 수 있는 것으로 평가된 측방변위인 50mm를 점선으로 표시하였다.

이 그림에서 교대를 포함한 사면지반의 안정수가 3보다 작은 경우, 교대의 측방변위는 허용변위량인 15mm 보다 작게 측정되었음을 알 수 있다. 또한 허용변위보다 큰 교대 측방변위가 발생한 현장의 경우에는 안정수가 3~8.3 사이의 값을 보이고 있으며, 안정수가 8.3 이상인 경우에는 측방변위량이 50mm를 초과한다. 따라서 앞에서 살펴본, 교대 배면 상재압과 연약지반 비배수전단강도의 관계에서 알 수 있었던 바와 마찬가지로, 안정수가 3보다 작으면 교대이동 우려가 없고, 안정수가 8.3보다 큰 경우에는 심각한 교대 측방이동이 우려됨을 확인할 수 있다. 안정수가 3~8.3 사이의 값을 보일 경우에는 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과와 교대허용수

평변위를 반영한 사면안정해석을 통해 교대 측방이동 여부를 면밀히 검토할 필요가 있다. 또한 안정수가 8.3이상이면, 과도한 교대 측방변위 발생 가능성이 매우 큼으로 적극적인 교대 측방이동 대책방안이 검토되어야 한다.

결론적으로 교대 배면 상재압과 연약지반 비배수전단강도의 관계를 나타내는 안정수를 산정하면, 복잡한 경험지수의 산정이나 사면안정해석 이전에 개략적인 교대의 측방이동 가능성을 쉽게 예비 평가할 수 있을 것으로 판단된다.

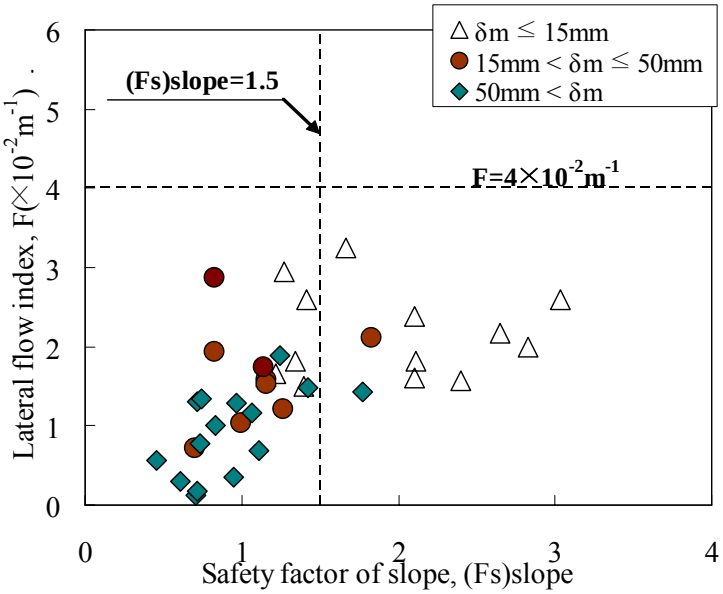
마. 교대측방이동 판정법 제안

교대 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 기존 측방이동 판정법의 관계를 고찰하기 위해 표 3.8에 나타낸 43개 교대현장 중 40개소에 대한 사면안정해석을 수행하였다. 나머지 3개소 현장의 경우 현장의 지층구성이 명확히 알려져 있지 않아 사면안정해석을 수행할 수 없었다. 사면안정해석은 말뚝의 사면안정 기여효과를 고려할 수 있는 SLOPILE(Ver 3.0) 프로그램을 이용하여 Bishop의 간편법으로 수행하였다.

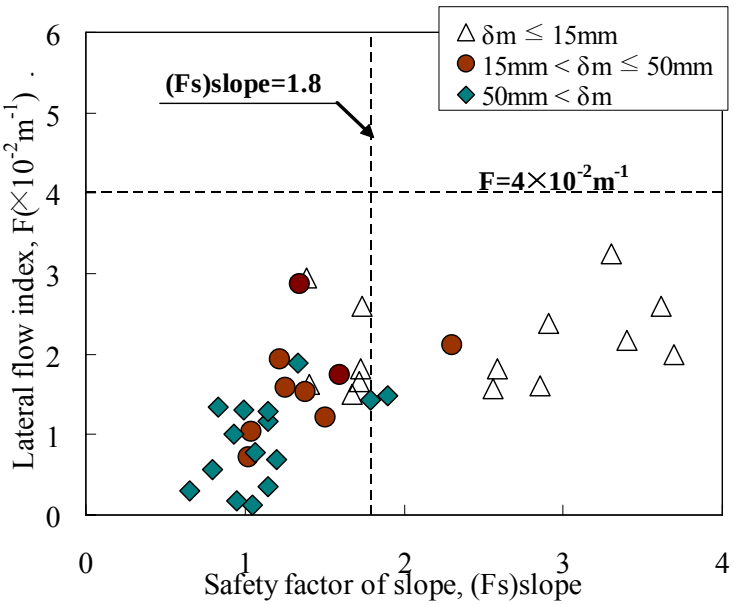
(1) 사면안전율과 측방유동지수의 관계

교대 실측 측방변위량에 따른 사면안전율과 측방유동지수(F)의 관계를 그림 3.64에 나타내었다. 그림 3.64 (a)와 (b)는 각각 교대기초말뚝의 사면안정효과를 무시한 경우와 이를 고려한 경우에 대한 사면안정 해석결과와 측방유동지수의 관계를 보여준다.

그림 3.64(a)에 나타낸 사면안전율 1.5는 홍원표 등(2001a)이 제안한 말뚝의 영향을 고려하지 않은 경우의 소요사면안전율이고, 그림 3.64(b)에서 사면안전율 1.8은 말뚝의 사면안정 기여효과를 고려한 사면안정해석결과로부터 제안(홍원표 등, 2001b)된 소요사면안전율을 의미한다. 그림 3.64를 살펴보면, 실측 측방변위가 15mm 이상인 교대의 경우 사면안정해석 결과가 대부분 홍원표 등(2001b)이 제안한 소요사면안전율 1.5 및 1.8 보다 작다. 반면에 실측 측방변위가 15mm 이하로 안정된 교대의 경우에는 대부분 소요사면안전율 보다 크거나 이에 근접하고 있다. 이러한 사면안정해석결과는 말뚝기초교대의 측방이동 판정을 위해 홍원표 등(2001b)이 제안한 소요사면안전율 1.5(말뚝효과 미고려시) 및 1.8(말뚝효과 고려시)이 합리적인 교대 측방이동 판정법으로 활용될 수 있음을 의미한다.



(a) 말뚝효과를 무시한 경우



(b) 말뚝효과를 고려한 경우

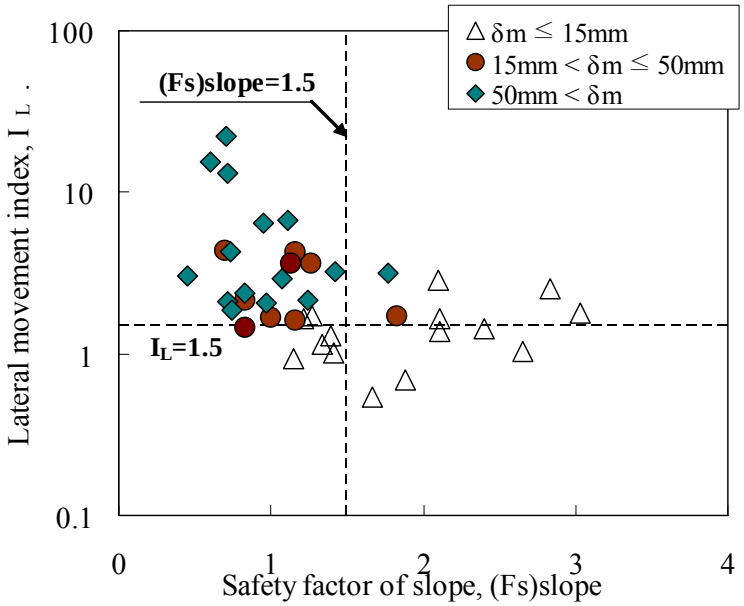
그림 3.64 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 측방유동지수의 관계

한편, 일본 고속도로조사회(1981)에 의한 연구결과에 따르면, 측방유동지수(F)가 $4\times10^{-2}m^{-1}$보다 작으면 교대 측방이동이 발생하여 교량에 손상을 일으킬 수 있다. 그림 4.10을 살펴보면, 교대의 실측측방변위량에 관계없이 모든 사례현장에서 교대

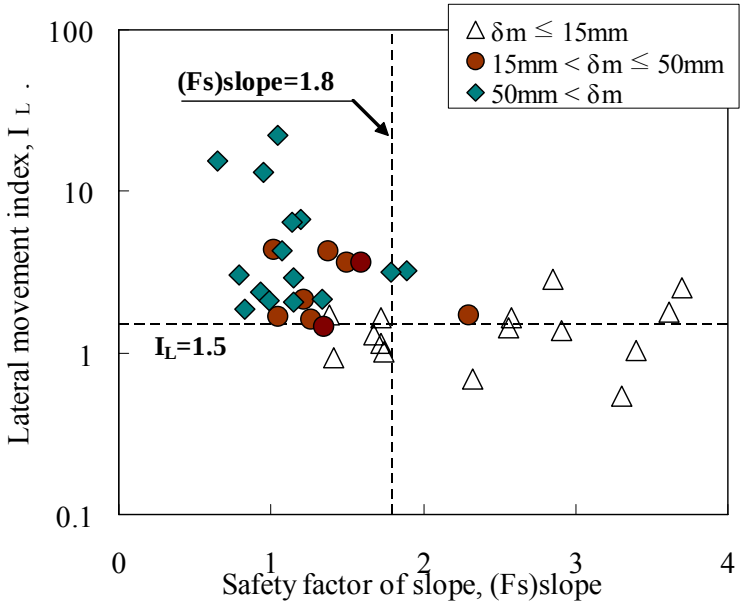
의 측방유동지수는 허용기준치인 $4\times10^{-2}m^{-1}$보다 작은 것으로 나타났다. 특히 실측 측방변위가 허용치인 15mm 이내인 경우에도 측방유동지수는 허용기준치 이하의 값을 보인다. 또한 국내에서 조사된 교대의 경우 일본의 고속도로조사회(1981)에서 제시한 측방유동지수는 말뚝효과의 고려여부와 관계없이 사면안전율과 상관성이 부족하다. 따라서 국내 연약지반상 말뚝기초교대의 경우 측방유동지수만을 적용하여 교대의 측방이동을 판정하는 것은 적합하지 않을 것으로 판단된다.

(2) 사면안전율과 측방이동판정지수의 관계

그림 3.65는 사면안정해석으로부터 구한 사면안전율(Fs)과 측방이동판정지수(I_L)(일본 건설성토목연구소, 1981)의 관계를 보여준다. 일본 건설성토목연구소(1981)에 의해 조사한 결과에 따르면, 측방이동판정지수(I_L)가 1.5이상이면 교대가 측방으로 움직인다. 그러나 그림 3.65를 살펴보면, 실측측방변위가 허용치인 15mm 이내로 작게 발생한 경우에도 교대의 측방이동판정지수(I_L)는 허용기준치인 1.5보다 큰 값을 갖는 경우가 다수 존재하고 있다. 또한 교대기초말뚝의 사면안정효과를 무시하고 수행한 사면안정해석결과에 의한 사면안전율이 1.5(말뚝효과를 고려한 경우 1.8) 이상인 경우에도 교대의 측방이동판정지수(I_L)는 허용기준치인 1.5보다 큰 값을 갖는 경우가 다수 존재하는 것으로 나타났다. 즉, 측방이동판정지수는 교대 측방이동 우려 없이 안정한 상태에 있는 교대에 대해서도 불안정하다고 판정할 수 있다. 따라서 국내에서 조사된 교대의 경우 일본 건설성토목연구소(1981)에서 제시한 측방이동판정지수(I_L)는 측방유동지수와 마찬가지로 사면안전율과 상관성이 크지 않은 것으로 평가할 수 있다. 또한 교대의 측방이동판정지수는 실측측방변위가 허용치인 15mm보다 작고 사면안전율이 소요사면안전율인 1.5 혹은 1.8 보다 큰 교대에 대해서도 허용기준치를 만족하지 못하는 경우가 존재하므로, 국내 교대의 경우 측방이동판정지수(I_L)만을 적용하여 교대측방이동을 판정하는 것은 적합하지 않을 것으로 판단된다.



(a) 말뚝효과를 무시한 경우



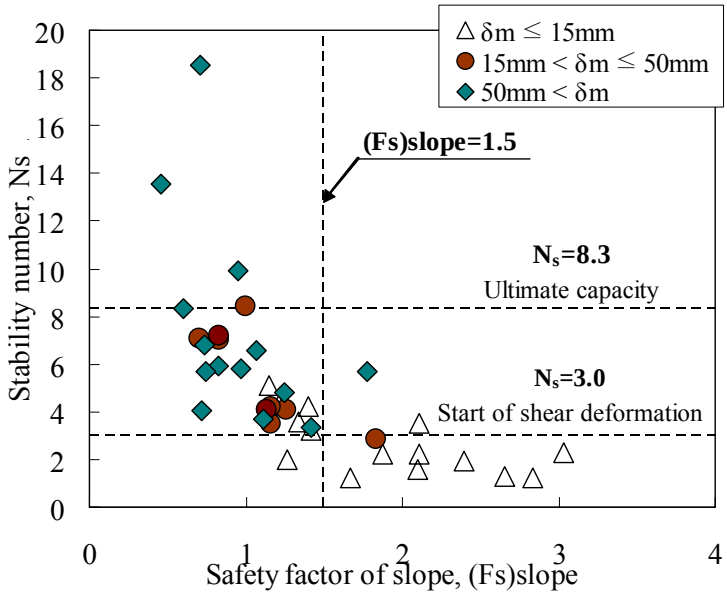
(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 3.65 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 측방이동판정지수의 관계

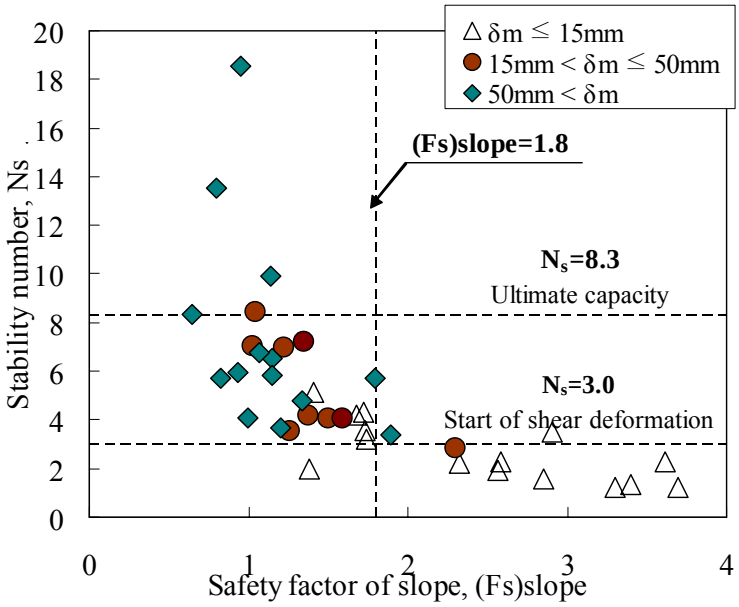
(3) 사면안전율과 안정수의 관계

교대 실측 측방변위량에 따른 사면안전율과 안정수(Ns)의 관계를 그림 3.66에 나타내었다. Tschebotarioff(1973)는 상재압이 연약지반의 비배수전단강도의 3배 이상이 되면 전단변형이 시작된다고 하였다. 이는 안정수가 3이상이면, 사면이 불안

정하거나 소요안전율을 만족하지 못하기 때문에 연약지반의 측방유동이 발생될 우려가 있음을 의미한다.



(a) 말뚝효과를 무시한 경우



(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 3.66 실측 측방변위에 따른 사면안전율과 안정수의 관계

그림 3.66을 살펴보면, 안정수(Ns)는 교대의 사면안전율과 서로 좋은 상관성을 보이고 있으며, 사면안전율이 홍원표 등(2001)이 제안한 소요안전율인 1.5 보다 작은 경우 안정수(Ns)는 각각 전단변형기준과 극한하중을 나타내는 3과 8.3 사이에 있음을 알 수 있다. 따라서 연약지반상 교대의 측방이동을 방지하기 위해서는 안정수(Ns)를 3보다 작게 하거나, 대책공법을 적용해야 한다.

결론적으로, 말뚝기초로 지지된 교대의 측방이동을 보다 합리적으로 판정하기 위해서는, 우선 교대를 포함한 사면의 안정수를 산정하고 그 값이 3 이상이 되면, 말뚝의 사면안정 기여효과를 고려한 사면안정해석을 면밀히 수행하여야 한다. 이때 그림 3.66에 나타낸 측방이동판정지수를 이용한 판정법을 함께 활용하면, 보다 안전한 말뚝기초교대의 설계가 가능할 것으로 기대된다.

7. 연약지반상 안벽구조물의 측방이동 판정법

국제교역의 증대와 더불어 대형선박이 정박할 수 있는 부두시설을 지반조건이 열악한 연약지반에 건설하는 경우가 빈번하여 졌다. 대형선박의 정박이 가능한 장소에 부두시설을 건설하기 위해서는 안벽과 같은 호안구조물을 시공하여야 한다. 또한 항만시설의 유지관리를 위한 준설토 투기장 건설도 날로 증가함에 따라 연약지반상 호안구조물의 축조가 더욱 필요하게 되었다.

호안 안벽은 중력식, 널말뚝식, 선반식, 셀식, 벽강관식 등의 여러 가지 방법으로 축조되고 있다. 국내에서는 연약한 지반상에 안벽구조물 축조시 잔교식 안벽(널말뚝식이나 벽강관식 안벽에서 주로 채용)과 중력식 안벽의 일종인 케이슨식 안벽이 주로 채용되고 있다. 잔교식 안벽은 부산항, 인천항, 광양항, 목포항, 마산항, 군산외항, 군・장신항, 포항신항, 동해항 등에 적용되었으며, 케이슨식 안벽은 아산항, 울산항, 여수항, 부산신항 등에 적용된 바 있다.

이러한 안벽구조물의 배면에는 통상적으로 뒤채움 매립을 실시하게 된다. 안벽구조물을 연약지반상에 건설한 후 배면매립을 하게 되면, 매립에 의한 뒤채움하중이 연약지반상에 편재하중으로 작용하게 되어 연약지반 측방유동 및 이로 인한 안벽구조물의 측방이동이 발생하게 된다. 즉, 안벽 배면 뒤채움 매립은 안벽에 막대한 측방토압을 유발시킨다. 이 측방토압은 안벽을 포함하는 사면지반과 안벽구조물 모두의 안정에 막대한 영향을 미치게 된다. 이 경우 안벽구조물에 작용하는

측방토압에 저항할 수 있는 사면지반의 저항력이 충분치 않으면 안벽이 수평방향으로 이동하게 된다. 특히 말뚝기초로 지지된 잔교식 안벽의 경우는 안벽을 구성하고 있는 말뚝에 직접 측방유동압이 전달되면서 말뚝사이로 지반이 빠져나가려고 하는 현상이 발생하게 된다(홍원표 등, 1990; Ito et al., 1979). 이 경우, 안벽구조물의 거동은 측방유동지반상 교대기초말뚝의 거동과 흡사하다.

본 연구에서는 국내에서 많이 채용되고 있는 잔교식 및 케이슨식 안벽에 대한 현장계측사례를 조사 분석하고 안벽구조물의 측방이동 가능성을 평가할 수 있는 방안을 제시하고자 한다.

가. 안벽구조물의 측방이동 발생기구

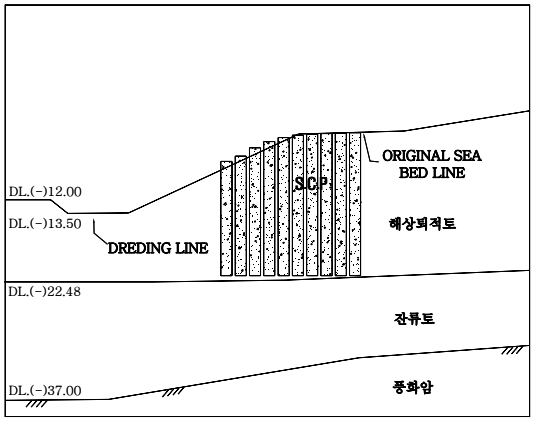
(1) 잔교식 안벽의 측방이동

일반적으로 잔교식 안벽을 적용한 호안구조물의 시공순서는 그림 3.67과 같다.

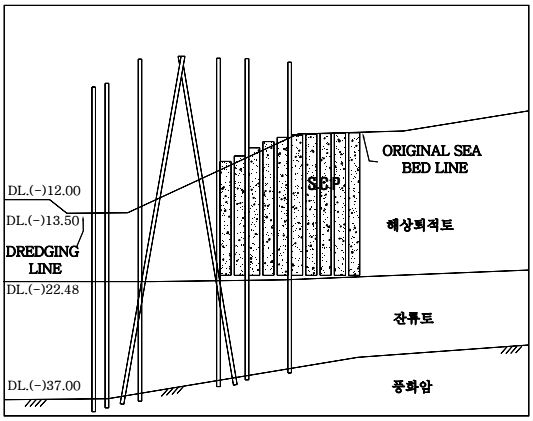
그림 3.67(a)에서 알 수 있는 바와 같이 우선 원지반의 준설을 통해 지반을 정리하고 연약지반을 개량한다. 다음으로 안벽 및 횡잔교의 기초말뚝을 설치한 후(그림 3.67(b)) 사석투하 등의 방법을 통해 제체를 시공한다(그림 3.67(c)). 여기서 기초말뚝 시공전에 호안제체의 일부를 먼저 시공하고, 말뚝 설치완료 이후에 나머지 제체의 시공을 완료하는 경우도 있다. 호안제체가 안정된 후 안벽의 캡블록을 설치하고 배면매립을 실시한다(그림 3.67(d)). 마지막으로 기초말뚝상부에 슬래브를 시공하여 횡잔교를 완성한 후(그림 3.67(e)) 공용시의 상재하중을 고려하여 프리로딩(preloading)을 수행한다(그림 3.67(f)). 일부현장의 경우는 프리로딩이 어느 정도 진행된 이후에 횡잔교의 상판 슬래브를 타설하기도 한다.

잔교기초말뚝을 시공한후 배면매립 및 프리로딩을 실시하게 되면, 이로 인한 상재하중은 연약지반상에 편재하중으로 작용하게 된다. 이러한 편재하중은 연약지반에 과잉간극수압의 급격한 증가를 유발시키고, 이로 인해 연약지반에는 침하와 측방변형이 발생하게 된다. 이와 같은 연약지반의 변형거동으로 말뚝에는 측방토압이 작용하게 되어, 결국 말뚝과 상부구조물을 수평방향으로 이동시키려고 한다. 따라서 잔교식 안벽의 안정을 확보하기 위해서는 잔교를 지지하는 말뚝이 배면매립 및 프리로딩에 의해 유발된 측방토압을 충분히 지지할 수 있어야 한다. 잔교식 안벽구조물의 안정을 평가하기 위해서는 우선 편재하중에 의해 말뚝에 작용하게 되는 측방토압의 크기와 분포를 엄밀히 산정하여야 한다. 동시에 배면매립과 프리로딩으로 상재하중이 가하여 졌을 경우, 사면

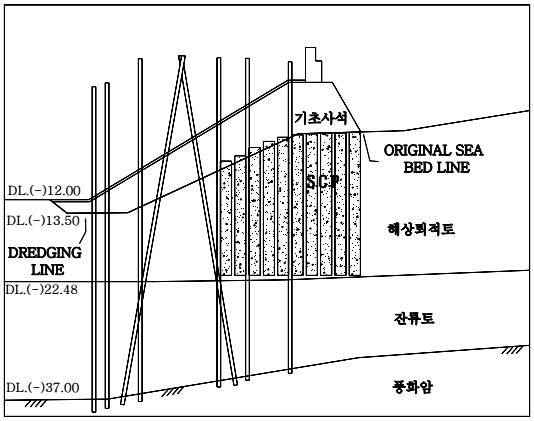
지반의 안정성이 확보되어 있는가를 검토하여야 한다. 이는 안정된 연약지반에서는 측방변형의 발생량이 적게 되기 때문이다.



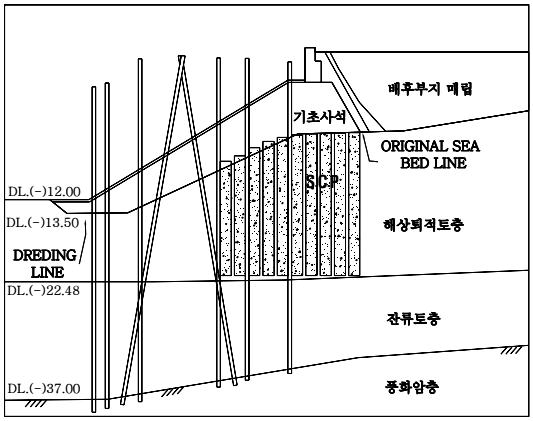
(a) 연약지반 준설 및 개량



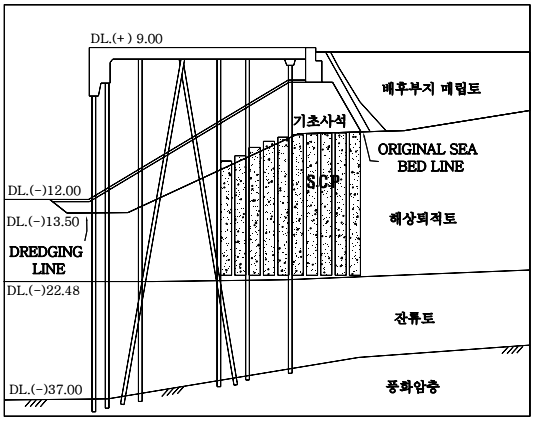
(b) 말뚝시공



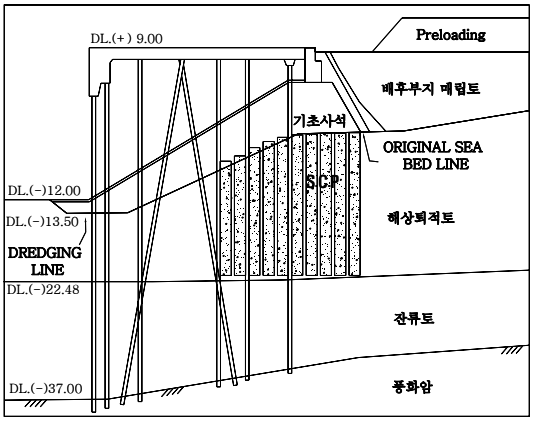
(c) 호안 제체 및 캡블록 시공



(d) 배면매립



(e) 슬래브설치

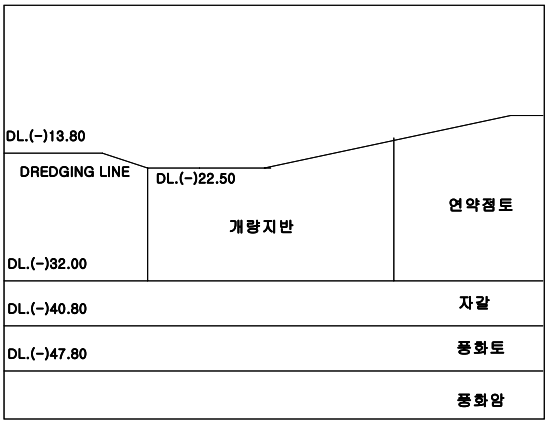


(f) 프리로딩

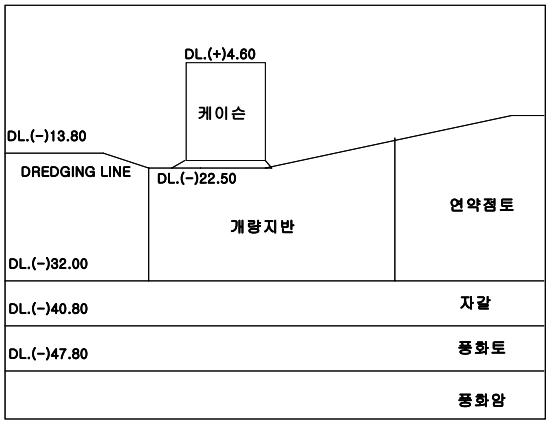
그림 3.67 잔교식 안벽구조물의 시공순서도

(2) 케이슨식 안벽의 측방이동

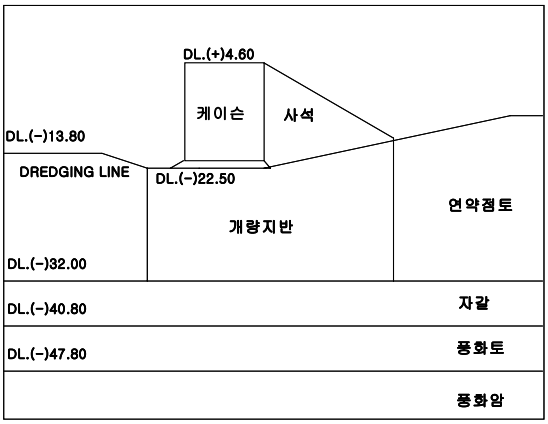
일반적으로 케이슨식 안벽을 적용한 호안구조물의 시공순서는 그림 3.68와 같다.



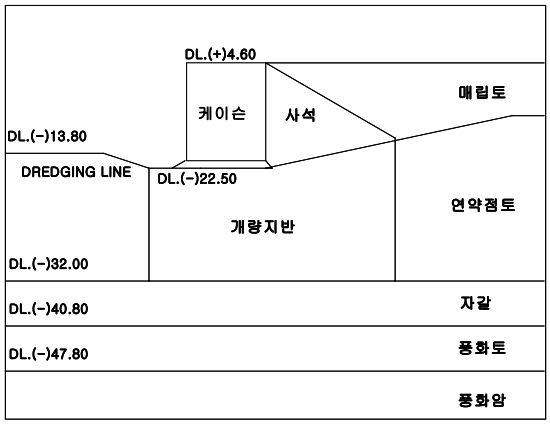
(a) 연약지반 준설 및 개량



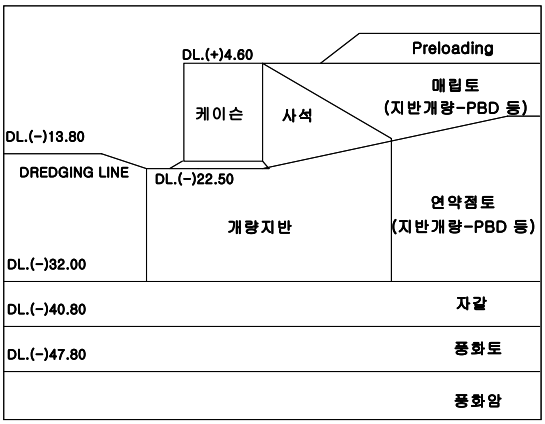
(b) 케이슨 거치



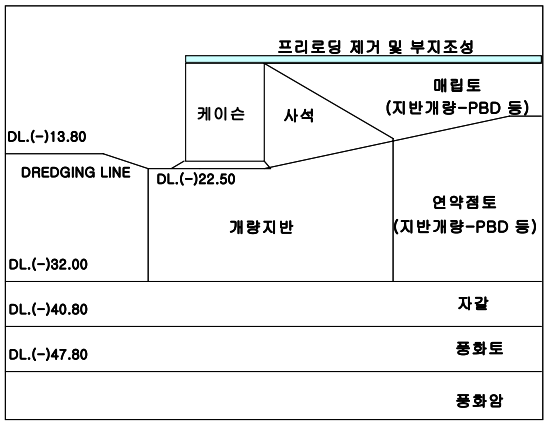
(c) 뒤채움 사석 및 토사 투하



(d) 배면매립



(e) 배면지반 개량 및 프리로딩



(f) 프리로딩 제거 및 부지조성

그림 3.68 케이슨식 안벽구조물의 시공순서도

그림 3.68(a)에 나타낸 바와 같이 우선 원지반의 준설을 통해 지반을 정리하고 케이슨 하부 기초연약지반을 개량한다. 기초지반 고르기가 완료되면 케이슨을 거치한다(그림 3.68(b)). 케이슨은 제작, 진수, 운반(예인), 거치, 속채움, 뚜껑콘크리트타설(혹은 상치콘크리트타설)의 과정을 거쳐 기초지반상에 시공된다. 케이슨 거치 완료후 파랑에 의한 케이슨의 이동을 최소화하기 위해 신속히 배면사석을 투하한다(그림 3.68(c)). 다음으로 배면매립을 실시한다(그림 3.68(d)). 이 때 필요에 따라서는 뒤채움사석부에 토목섬유 매트(Mat)를 포설하며, 매립순서는 안벽부에서 후면으로 매립을 진행시키는 것이 중요하다. 배면매립이 완료되면, 연약지반 처리를 위한 지반개량과 프리로딩(PBD+프리로딩 등)을 수행한다(그림 3.68(e)). 매립층과 연약점토층이 안정화 되면, 프리로딩을 제거하고 안벽 배후부지를 조성한다(그림 3.68(f)).

케이슨 거치후 연약지반상에 뒤채움 사석투하, 배면매립 및 프리로딩을 실시하면, 연약지반에 과잉간극수압이 급격히 증가하게 되고, 연약지반 침하 및 측방변형이 발생하게 된다. 이러한 연약지반의 측방유동은 케이슨 기초부에 측방토압으로 작용하게 될 뿐 아니라 안벽구조물 전체의 안정을 위협하는 활동력으로 작용하게 된다. 결국 이 측방토압과 케이슨에 작용하는 수평토압이 케이슨식 안벽구조물의 측방이동을 유발시키는 주요 원인이 된다. 따라서 케이슨이 설치된 지반의 안정성을 검토하여 측방유동의 발생여부를 판단하고, 측방유동이 예상되면 이에 대한 대책을 강구한후 케이슨을 시공하여야 할 것이다.

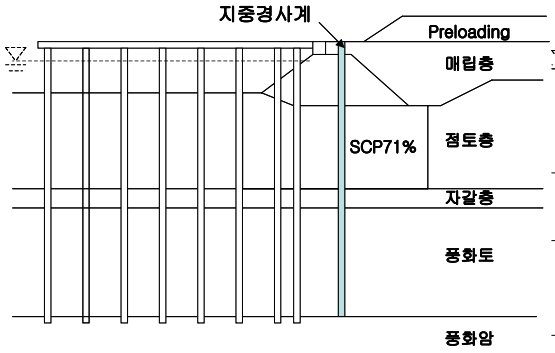
나. 안벽구조물의 측방이동 사례

안벽구조물의 측방이동 가능성을 평가할 수 있는 방안을 마련하기 위하여 국내 연약지반상 안벽구조물 현장계측자료를 수집, 분석하였다. 표 3.9는 사례현장 현황 및 측방변위 측정결과를 보여주고 있다.

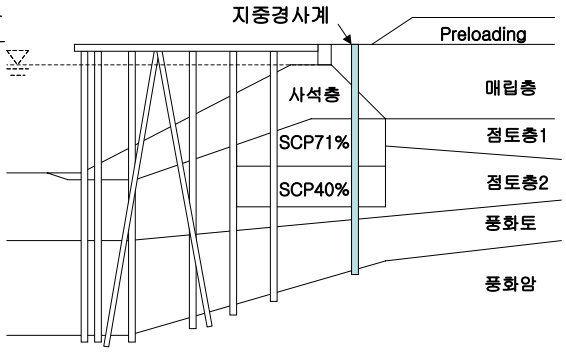
표 3.9에 나타낸 잔교식 안벽 호안구조물은 대부분 그림 3.67과 같은 시공순서와 유사한 방법으로 시공되었다. 표 3.9에 나타낸 바와 같이 말뚝기초로 지지된 잔교식 안벽이 시공된 4개 현장 5개소 계측지점과, 케이슨식 안벽이 적용된 2개 현장 4개 계측지점에 대한 자료수집 및 분석을 수행하였다. 사례현장에 대한 개략적인 단면도는 그림 6.69와 같다.

표 3.9 안벽구조물 측방이동 사례현장

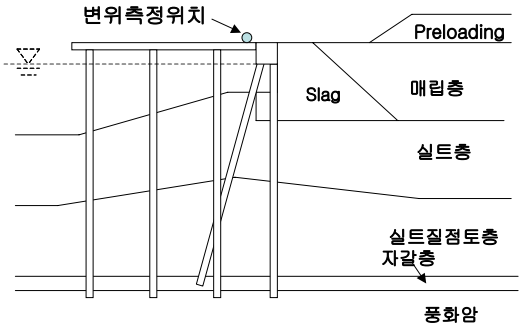
구분	위치	안벽형식 (말뚝열수)	측방변위 (cm)	연약층 두께 (m)	연약지반개량공법
A01	부산	잔교식 (8열)	9.2	18.5	SCP
B01	군산	잔교식 (8열)	18.9	15	SCP
B02	군산	잔교식 (8열)	15.4	15.8	SCP
C01	광양	잔교식 (5열)	19.9	11.2	-
D01	인천	잔교식 (8열)	8	18	사질토 부분치환
E01	진해	케이슨식	-4.2	8.9	사석치환
E02	진해	케이슨식	12.8	9.4	심층혼합처리
F01	부산	케이슨식	24.3	29	SCP+ 사석치환
F02	부산	케이슨식	11.2	36.7	SCP+ 사석치환



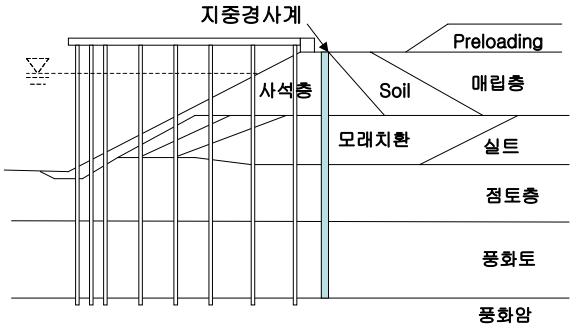
(a) A01 현장



(b) B01 및 B02 현장

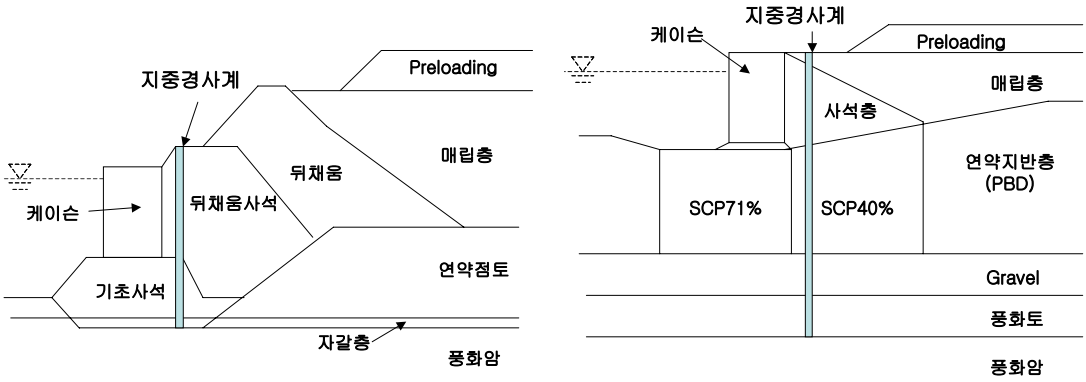


(c) C01 현장



(d) D01 현장

그림 3.69 사례현장 개략 단면도



(e) E01 및 E02 현장 (f) F01 및 F02 현장

그림 3.69(계속) 사례현장 개략 단면도

(1) A01 사례현장

그림 3.69(a)에서 보는 바와 같이 잔교식 안벽 호안을 축조한 후, 항만 배후부지 조성을 위해 매립 및 성토가 계획되었다. 원지반 하부에는 두께 약 4~31m의 연약점토층이 분포하고 있으며, 연약지반하부는 풍화토층 및 풍화암층이 각각 1~16.5m 및 0.2~8.6m 두께로 존재하고 있다. 지반조사 및 실내시험 결과 연약지반의 평균 비배수전단강도는 36kPa인 것으로 나타나, 접속호안제체 시공전에 제체하부 연약지반을 개량하기 위해 SCP공법이 71%의 치환율로 시공되었다. 연약지반 개량 후 호안제체가 8.5m 높이로 시공되었으며, 이후 배면 매립, 횡잔교 상부 슬래브설치, 프리로딩이 순차적으로 실시되었다. 본 현장에서는 지반조건 및 시공여건을 고려하여 호안 제체의 바다측 80%를 선시공한 후 기초말뚝을 시공하였으며, 이후 나머지 제체부분을 뒤채움 매립 형태로 시공하였다. 즉, 측방유동압에 의해 호안 접면부 강관말뚝에 작용하게 되는 측방토압을 최대한 저감시키기 위하여 강관말뚝 시공전에 현장 여건을 고려하여 호안 제체의 일부를 선시공 하였다.

그림 3.70은 그림 3.69(a)에 도시된 지중경사계 위치에서의 시공단계별 측방변위를 측정한 결과를 정리하여 보여주고 있다.

그림 3.70을 살펴보면, 호안제체 시공이 완료된 후 뒤채움매립, 배면매립 및 슬래브 시공과정 동안 점차 측방변위가 증가하다가, 대략 45일간의 방치기간이 지난 후 일부 측방변위(약 4.2mm)가 회복되는 경향을 보이고 있다. 이후 프리로딩이 시작되면서 다시 측방변위가 증가하다가 프리로딩 완료 후 대략 1개월이 경과한 시점에서 측방변위

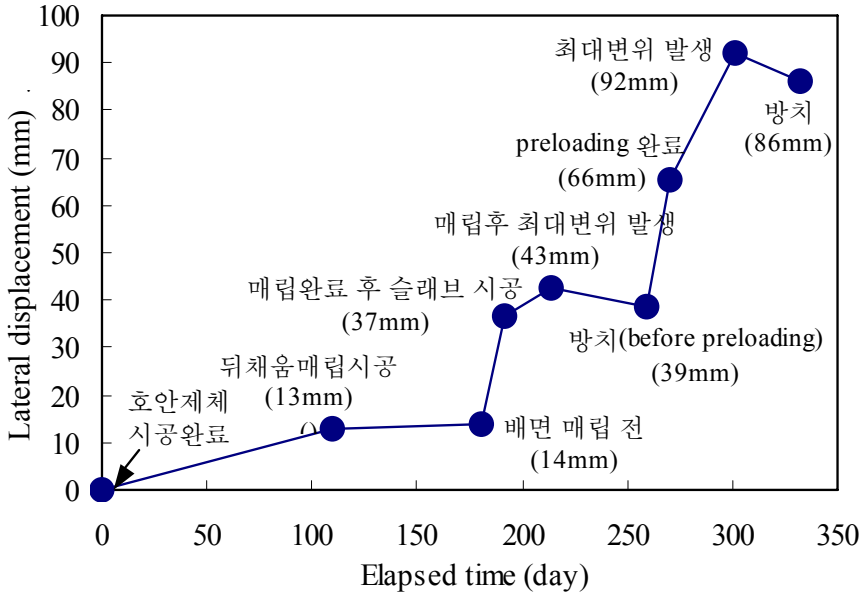


그림 3.70 시공단계별 측방변위 - A01사례현장

가 약 92mm까지 증가하였다. 이후 약 33일간의 방치기간 동안 다시 측방변위가 탄성회복을 보이고 있다. 이와 같이 방치기간 중에 일부 측방변위가 회복을 보이는 원인은 안벽 배면에 하중재하시 기초말뚝에 작용하는 측방토압이 급격히 증가하여 말뚝이 해양측으로 이동되었다가 선단지지된 강관말뚝의 탄성회복력에 의해 호안제체의 측방변위가 일부 회복되었기 때문인 것으로 판단된다. 즉, 배면 매립으로 인해 급격히 증가했던 과잉간극수압이 방치기간 동안 점차 소산되어, 소산된 간극수압 만큼 말뚝에 작용하는 측방토압이 감소하게 됨으로써 말뚝의 탄성회복이 가능하였던 것으로 판단된다. 본 현장의 안벽구조물은 비록 상당한 크기의 누적 측방이동량이 발생되었음에도 불구하고, 변위발생의 추이로 보아 사면 및 말뚝이 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

(2) B01 및 B02 사례현장

그림 3.69(b)는 B01 및 B02 현장의 단면도이다. 본 현장은 전라북도 군산에 위치하며, 50,000DWT급 4선식 항만조성을 위해 잔교식 안벽이 시공되었다. 본 현장에서는 A01현장에서와는 달리 8열의 강관말뚝을 선시공한후 제체가 시공되었다. 시추조사결과 본 현장은 연약한 해상퇴적토층이 6~18.7m 두께로 분포하고 있는데, 표층부는 N치가 4 정도인 비교적 느슨한 상태의 실트질모래층(SM)이 약 3.5m 정도의 두께로 분포하고

있으며, 그 하부에는 N치가 7~20정도인 점토층(CL)이 분포하고 있다. 연약층 하부는 통일분류법상 ML/SM으로 분류되는 잔류토층이 1.7~19m 두께로 분포하고 있으며, 그 하부에는 풍화암층이 존재한다. 토질시험결과, 연약층의 압축지수는 심도에 따라 0.32~0.51의 값을 보이고, 비배수전단강도는 43~60kPa인 것으로 나타났다. 호안제체의 하부 연약지반을 개량하기 위해 SCP공법이 적용되었는데, 상부퇴적토층과 하부퇴적토층에 대해 각각 치환율 40% 및 71%를 적용하였다. B01 및 B02 현장은 동일한 항만공사 현장에 위치하고 있으나, 두 현장이 위치하고 있는 각각의 안벽상부 콘크리트 블록이 서로 결속되어 있지 않아 상호 거동에 크게 영향을 미치지 않고 독립적으로 거동한 것으로 사료된다.

그림 3.71 및 그림 3.72는 각각 B01 및 B02 현장에서 측정한 시공단계별 측방변위를 보여 준다. 측방변위 측정은 그림 3.69(b)에 도시된 지중경사계 설치지점에서 실시하였다.

그림 3.71에 나타낸 B01현장의 시공단계별 측방변위 측정결과를 살펴보면, 배면매립 및 프리로딩 중에 189mm까지 측방변위가 지속적으로 증가하다, 프리로딩 이후 388일의 방치기간동안 약 3.5mm의 측방변위가 회복되는 거동을 보이고 있다. 이와 같이 방치기간 중 일부 측방변위가 회복되는 이유는, A01현장에서와 마찬가지로 과잉간극수압의 소멸에 의한 강관말뚝의 탄성회복 때문인 것으로 판단된다. 따라서 본 현장의 안벽구조물은 비록 상당한 크기의 누적 측방이동을 겪었음에도 불구하고, 변위발생의 시간에 따른 추이로 보아 사면 및 말뚝이 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

반면에 그림 3.72에 나타낸 B02현장의 계측결과를 살펴보면, A01 및 B01 현장에서와는 달리 배면매립 이후에도 측방변위가 지속적으로 증가하는 경향을 보이고 있다. 이는 매립 및 프리로딩으로 인해 발생된 측방토압에 의해 제체가 다소 해양쪽으로 밀리는 불안정한 상태에 있기 때문인 것으로 판단된다. 프리로딩 종료 후 약 60일이 경과한 시점에서 수행한 현장 육안 관찰 결과, 횡잔교 상부 콘크리트 슬래브에 미소한 수평균열이 발생된 상태이고 일부 말뚝두부와 보강플레이트 사이의 용접부가 이탈된 상태였다. 그러나 전체 구조물의 안정성에는 아직 크게 문제가 발생하지 않은 것으로 판단되었다. 한편, 계측결과에 대해 쌍곡선법을 이용하여 장래 최종 측방변위량 예측결과, 그림 6에서 점선으로 나타낸 바와 같이 향후 150일 경과시까지 약 47mm의 측방변위가 더 발생할 수 있는 것으로 예측되었다. 따라서 면밀한 계측관리와 지속적인 현장 상태 관찰이 요구된다.

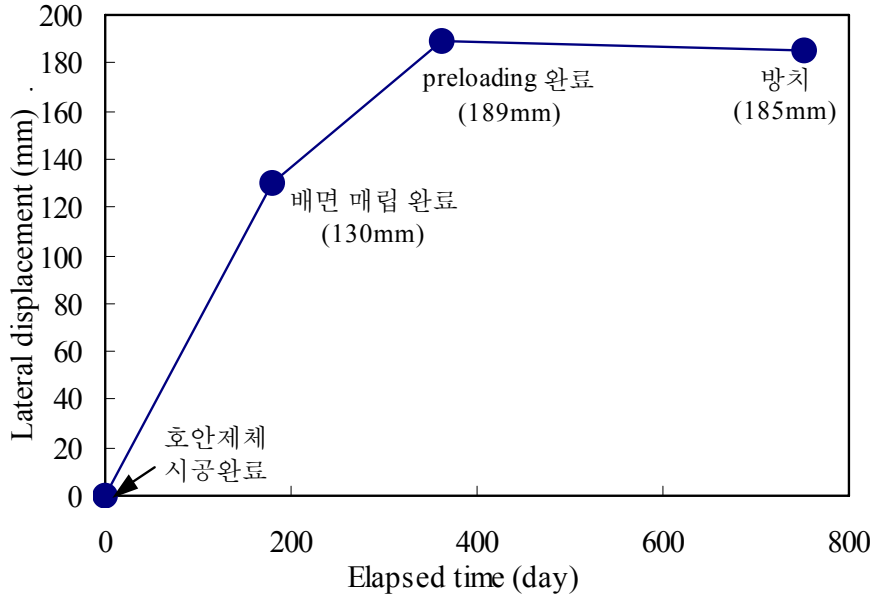


그림 3.71 시공단계별 측방변위 - B01사례현장

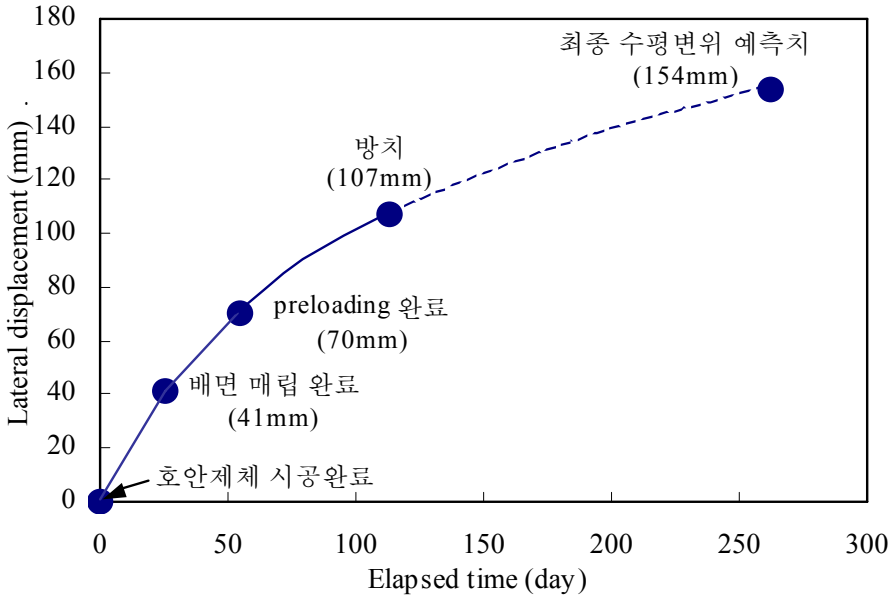


그림 3.72 시공단계별 측방변위 - B02사례현장

(3) C01 사례현장

그림 3.69(c)는 C01현장의 단면도이다. 본 현장은 연약지반의 측방유동으로 인해 국내 한 제철소 제품부두의 횡잔교 상부슬래브에 균열 및 수평변형이 발생한 현장이다(Hong & Ahn, 1993). 횡잔교는 부두의 안벽 전면에 건설되었으며 부두의 안

벽은 연약한 점토지반상에 강관말뚝으로 건설되었다. 본 현장은 제철소에서 생산된 제품을 해상교통수단으로 운반하기 위하여 필요한 부두시설 공사현장으로, 20,000 DWT급 선박접안용 잔교식 안벽이 시공되었다. 이러한 부두시설은 대형선박의 정박을 위하여 충분한 수심이 얻어질 수 있도록 안벽과 같은 호안구조물을 설치하고 안벽배면을 매립하여 임항부지를 조성하였다.

횡잔교는 강관말뚝으로 지지된 3개의 철근콘크리트 블록으로 구성되어 있으며, 각 블록의 길이는 122.2m 이다.

편의상 횡잔교 기초말뚝의 말뚝열을 그림 3.69(c)의 좌측으로부터 No.1~No.5열로 구분하면, No.1열과 경사말뚝인 No.4열은 직경 1,000mm 두께 16mm의 강관말뚝이 4m 간격으로 설치되어 있고, No.2열과 No.3열에는 직경 800mm 두께 14mm의 강관말뚝이 4m 간격으로 설치되어 있다. 마지막으로 No.5열에는 직경 1,000mm 두께 16mm의 강관말뚝이 2m간격으로 설치되어 있으며, 이 직경 1,000mm 말뚝 사이에 직경 800mm 두께 14mm의 강관말뚝이 시공되어 있다. No.5열 말뚝에 시공된 두 종류의 말뚝의 상부는 연결고리를 부분적으로 부착시켜 벽체모양을 형성하도록 연결시켰다. 횡잔교 상판의 폭은 25.5m에 이르며 이 위에 폭 20m의 크레인과 레일이 하역작업을 위하여 설치되어 있다. 상부의 철근콘크리트 상판은 말뚝두부와 강결되어 있다. 이 횡잔교는 1:3(V:H) 경사구배를 가지는 사면지반에 설치되어 있으며, 사면선단부는 소요수심을 얻기 위하여 원지반을 준설하였다. 준설후 준설면에 Geotextile을 포설하고 벽강관 전면에는 모래를 성토하였으며, 벽강관 배면에는 슬래그로 뒤채움을 한 후, 뒤채움면에 토목섬유를 포설하고 임항부지 매립을 실시하였다.

매립층 하부의 원지반은 EL(-) 21.6m 까지 15m 두께의 실트질 모래의 퇴적층으로 형성되어 있고, 그 아래의 중간층에는 실트질점토층이 11.2m 두께로 분포되어 있으며, 그 하부는 세사, 모래자갈, 호박돌 및 풍화암으로 구성되어 있다. 상부모래층은 N값이 대략 6 전후이며 중간점토층은 일축압축강도 q_u값이 9~10kPa 이었다.

부두 공사도중 제1블록의 상부구조물 공사를 완료하고 임항부지 매립공사를 진행하던 중, 상부슬래브에 균열이 발생하기 시작하였다. 이에 횡잔교 상판에 15개소의 측점을 설치하고 계측을 시작하였다. 그림 3.73은 15개소에 설치된 측점 중 측방변위량이 가장 큰 것으로 나타난 지점에서의 시간에 따른 측방변위를 보여 준다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 최대 199mm의 측방변위가 발생하였다. 이 지점에

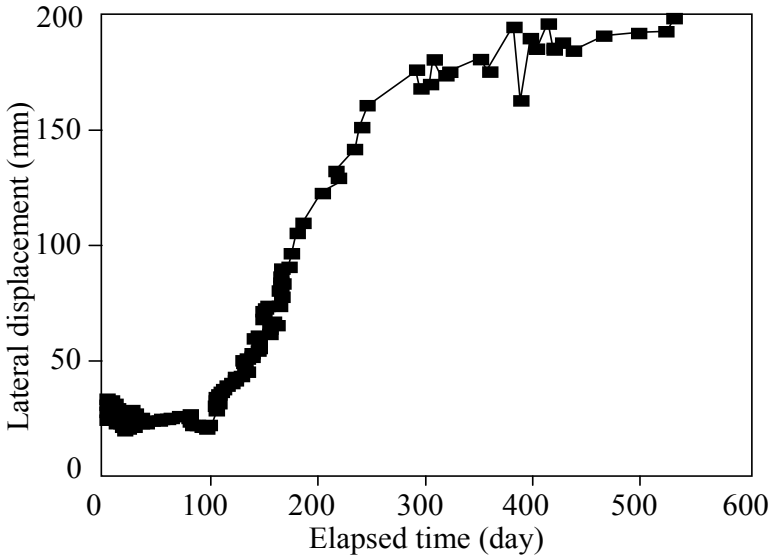


그림 3.73 경과시간에 따른 측방변위 - C01현장(Hong & Ahn, 1993)

서 측방변위가 가장 크게 발생한 원인을 살펴보면, 이 부분이 1블록과 2블록의 경계부분으로 블록사이가 연결되어 있지 못하여 철근콘크리트 상판의 강성에 의한 수평변위 저항효과를 기대할 수 없었기 때문인 것으로 판단된다.

(4) D01현장

그림 3.69(d)는 D01현장의 단면도이다. 본 현장은 인천의 부두건설공사현장에 위치하며, 잔교식 안벽을 채용하여 호안구조물이 축조되었다. 지층구성을 살펴보면, 지표의 최상부에 실트층, 점토층및 모래층으로 구성된 해성퇴적층이 약 16~27m 두께로 분포하고 있다. 퇴적층 상부는 모래 섞인 실트, 모래 및 점토 섞인 실트로 구성된 실트층이 8.5~11.5m 두께로 분포하고 있으며, 표준관입시험에 의한 N치는 대부분 1회/30cm~22회/30cm를 보인다. 실트층 하부에는 점토층이 1.0~10m 두께로 분포하며, 표준관입시험에 의한 N치는 1회/30cm~32회/30cm로 일부 구간에서만 매우 연약한 상태이고, 대부분 굳은 내지 매우 굳은 상태의 연경도를 나타낸다. 또한 퇴적층 최하부에는 모래층이 2.5~4.5m 두께로 분포하고 있다. 한편, 해성퇴적층 하부에는 풍화토층 및 풍화암층이 순차적으로 분포한다.

연약층의 평균 비배수전단강도는 대략 30kPa인 것으로 판명되었으며, 호안제체의 기초부분은 퇴적층 상부의 9m 두께를 사질토로 부분치환하였다. 강관말뚝을 8열 시공한 후 사석제체를 조성하고 상부에 콘크리트 블록을 시공하여 안벽구조물을 축조하였다.

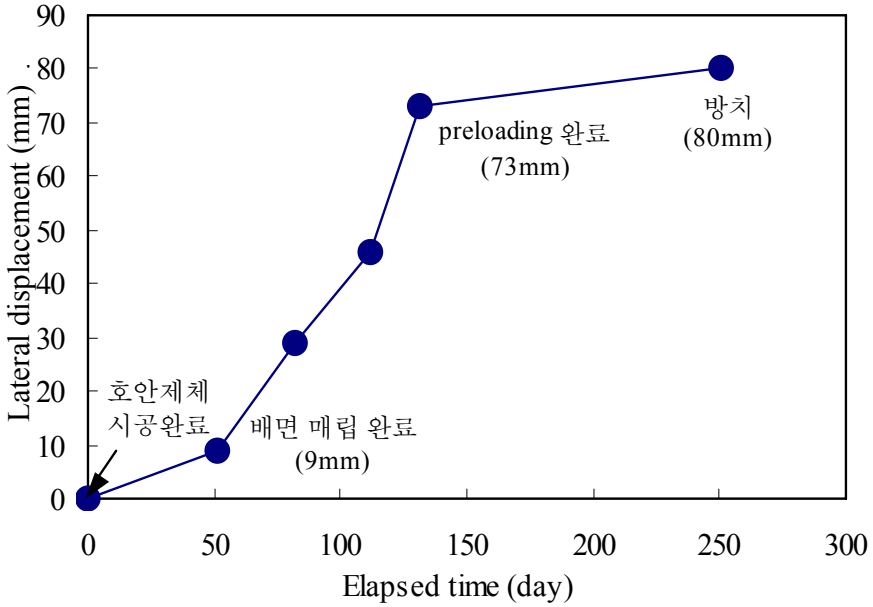


그림 3.74 시공단계별 측방변위 - D01현장

본 현장의 시공단계별 측방변위 계측결과는 그림 3.74에 나타내었다. 측방변위는 배면매립중 완만히 증가하다 프리로딩을 위한 단계별 성토시 급격히 증가하는 형태를 보였고, 성토종료 후에는 수렴하는 경향을 보인다. 즉, 프리로딩을 위한 성토종료시점에서의 측방변위 계측치는 대략 73mm인 것으로 나타났으나, 이후 120일간의 방치기간동안 측방변위의 증가는 7mm로 미소한 것으로 나타나 본 현장의 안벽구조물은 안정된 상태에 있는 것으로 판단되었다.

(5) E01 및 E02 현장

그림 3.69(e)는 E01 및 E02 현장의 단면도이다. 본 현장은 경남 진해에 위치하고 있으며, 부두를 조성하기 위한 현장이다. 본 현장에서는 안벽배면에 준설토 투기가 완료된 후 부지활용을 위한 연약지반처리공사(PBD+재하성토)가 시공되었다. 안벽 호안의 구조형식은 중력식으로 제체는 케이슨식으로 시공되어 있다. 본 현장의 원지반 지층구성을 살펴보면, 상부에 연약한 실트질 점토층이 대략 8~10m 두께로 분포하고 있으며, 이 층의 평균비배수전단강도는 대략 20kPa이다. 연약층하부에는 모래자갈층이 대략 두께 1m 정도로 얇게 분포 하고 있으며, 그 하부는 풍화함이 존재하고 있다. 본 현장에서는 공구에 따라 사석치환 및 심층혼합처리 공법이 제체하부의 연약지반개량 목적으로

시공되었다. E01현장은 제체하부를 사석치환한 현장이고, E02현장에는 제체하부에 심층혼합처리공법이 적용되었다.

E01 및 E02 현장의 시공단계별 측방변위 계측결과는 각각 그림 3.75 및 3.76에 나타내었다. 제체하부 연약지반개량을 위해 사석치환공법이 적용된 E01현장에서의 계측결과를 나타낸 그림 3.75를 살펴보면, 측방변위가 음(-)의 값을 보이고 있는데, 이는 육지측으로 변위가 발생하였음을 의미한다. 케이슨 배면에 설치된 지중경사계(그림 3.69(e) 참조)에 의한 측방변위가 육지측으로 발생하는 원인은 제체 하부에 잔류하는 점성토의 침하가 영향을 미친것으로 판단된다. 계측종료시점에서 케이슨의 기울기를 측정한 결과 케이슨이 해양측으로 약 1 : 214의 기울기로 기울어져 있는 것으로 나타났는데, 이는 케이슨 상부가 하부에 비해 약 57mm 해양측으로 기울어져 있음을 의미한다. 케이슨 상부가 바다측으로 기울어진 원인은, 본 현장의 경우 케이슨 배면에 성토한 제체가 케이슨의 상부보다 대략 7.5m 높게 성토되어 케이슨 상부에 막대한 토압이 작용하게 되었기 때문이며, 이로 인해 케이슨의 전도가 일어나면서 기초지반에 부등침하가 발생한 것으로 사료된다. 또한 이러한 부등침하가 케이슨 배면부의 사석제체를 육지측으로 이동시킨 원인인 것으로 판단된다. 그러나 그림 9에서 준설투기 도중 급격히 증가하던 측방변위가 연약지반처리공(PBD+재하성토)이 시공되는 과정에서 점차 그 증가속도가 감소한 후 방치기간 중에는 일정한 값에 수렴하는 경향을 나타내는 것으로 보아 현재는 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

한편, 심층혼합처리공법이 적용된 E02현장의 계측결과를 나타낸 그림 3.76을 살펴보면, 준설토투기 및 재하성토 완료시까지 대략 117mm의 측방변위가 발생한 이후, 약 11개월의 방치기간동안 측방변위가 10mm 정도 미소하게 증가하는 것으로 나타나 현재 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

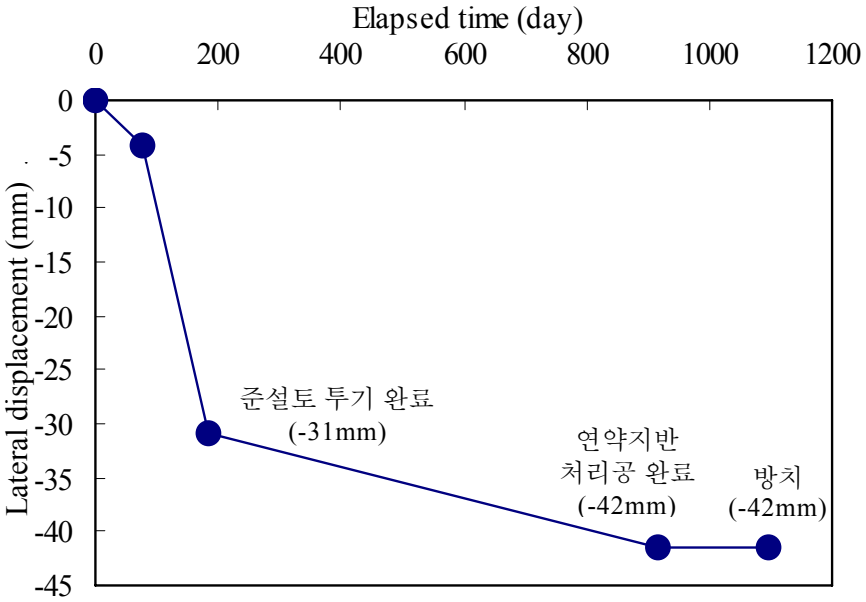


그림 3.75 시공단계별 측방변위 - E01현장

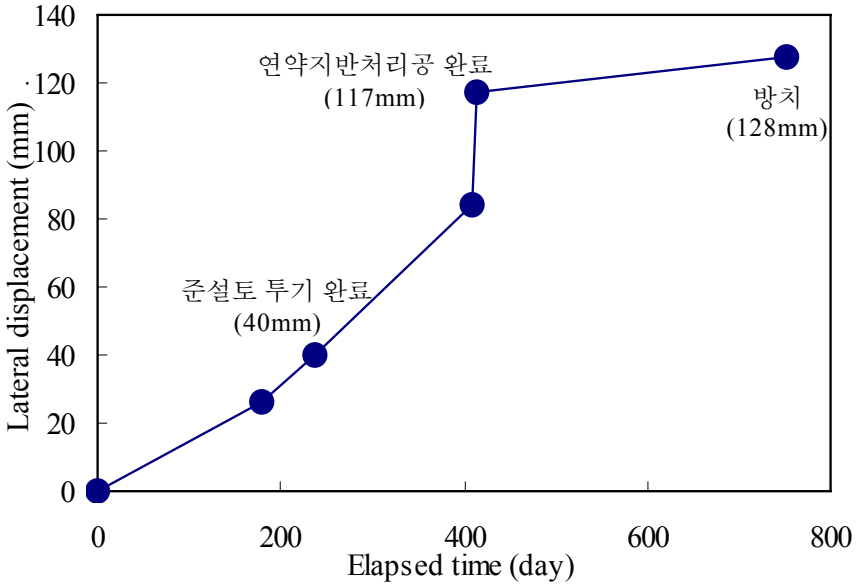


그림 3.76 시공단계별 측방변위 - E02현장

(6) F01 및 F02 현장

그림 3.69(f)는 F01 및 F02 현장의 단면도이다. 본 현장은 부산에 위치한 민자부두 건설현장에 위치하며, 안벽 호안구조물의 형식 및 시공순서는 E01 및 E02 현장과 유사하다. 다만 본 현장에서는 E01 및 E02 현장에서와는 달리 연약지반개량을 위해 SCP와 사석부분치환이 적용되었다. 본 현장에서는 케이슨 하부에 치환율 71%의 SCP를 타설하고 사석제로 부분치환을 실시하였으며, 케이슨 배면부의 제체 하부에는 치환율 40%의 SCP를 타설하였다. 본 현장의 원지반 상부는 N치 8 이하인 연약 점토 및 실트 퇴적층이 약 27~40m 두께로 두껍게 분포하고 있고, 그 하부에는 실트질모래층, 자갈층, 풍화암층이 차례로 분포하고 있다. 본 현장에서는 케이슨 거치부의 경우 연약지반 상부를 20m 이상 준설한 후 SCP를 71%의 치환율로 타설하고 그 상부에 7m정도의 두께로 사석기초를 포설하였다. 케이슨 배면으로 갈수록 준설심도는 1 : 3의 기울기로 감소하며, 이 구간 중 일부구간(대략 34m)은 SCP를 40%의 치환율로 타설하여 지반을 개량하였다. 한편, F01 및 F02 현장의 차이는 연약지반 두께가 각각 F01현장은 29m이고, F02현장의 경우는 36.7m인 점이다.

F01 및 F02 현장의 시공단계별 측방변위 계측결과는 각각 그림 3.77 및 3.78에 나타내었다. 이 두 그림을 살펴보면, F02현장의 경우가 연약지반두께가 상대적으로 더 두꺼움에도 불구하고 측방변위는 오히려 더 작게 발생하였음을 알 수 있는데, 이는 재하속도의 차이에 기인한 것으로 판단된다. 즉, F01현장의 경우 뒤채움사석시공 완료 후 5.4m 높이의 1단재하성토까지 92일이 소요된 반면에, F02현장의 경우는 5.7m 재하성토시까지 약 180일이 소요되어 F01현장의 재하속도가 2배 정도 빨랐기 때문이다. 따라서 F01현장의 경우가 상대적으로 급속시공이 이루어졌기 때문에, 과잉간극수압과 이에 따른 측방유동압이 보다 급격히 증가하게 되어 안벽구조물에 작용하는 측방토압이 상대적으로 커졌던 것으로 판단된다. 한편 두 현장모두 재하성토 제거후 방치기간 동안 측방변위가 일정한 값에 수렴하는 것으로 나타나 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판단된다.

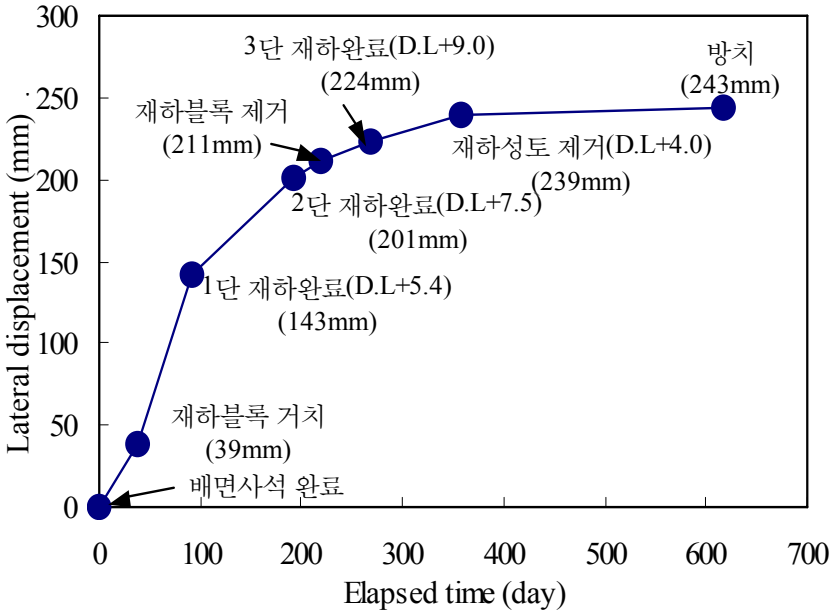


그림 3.77 시공단계별 측방변위 - F01현장

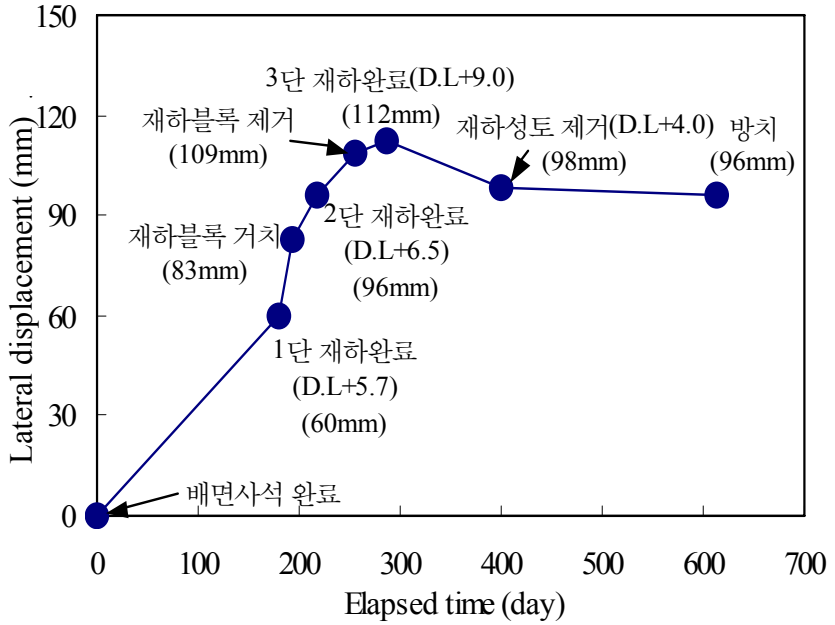


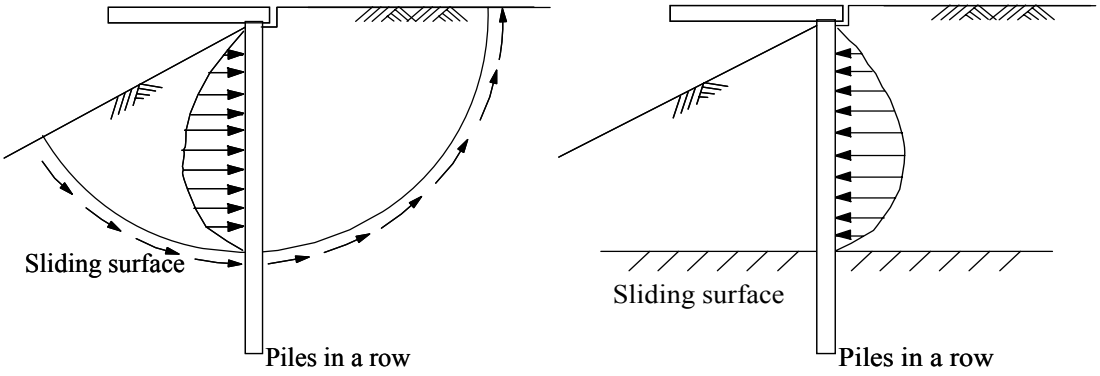
그림 3.78 시공단계별 측방변위 - F02현장

다. 잔교식 안벽구조물의 안정성 해석법

부두시설 건설을 위한 잔교가 연약지반상에 시공되는 경우가 많다. 이 경우 상부구조물의 하중을 지지시키기 위하여 기초말뚝을 사용하거나 배면 흙막이용 널말뚝을 사용하게 된다. 연약지반상에 잔교가 설치된 후 실시되는 뒤채움은 연약지반에 편재하중으로 작용하게 되어 측방유동을 유발시킨다.

이와 같이 지반의 측방유동으로 인하여 발생되는 측방토압을 받는 말뚝은 수동말뚝(Passive pile)으로 취급된다(홍원표, 1994). 따라서 말뚝기초를 채용한 잔교식 안벽이 사면활동면을 관통하여 설치되어 있는 경우, 말뚝은 사면의 활동을 방지하는 효과를 발휘하게 된다. 한편, 사면에 설치된 말뚝은 사면활동면 상부의 토괴로부터 측방토압을 받게 된다. 이 문제에 대처하기 위해서는 이 측방토압을 정확하게 산정하는 것이 중요하다. 왜냐하면, 이 외력은 사면의 안정 및 말뚝의 안정에 동시에 관련되어 있기 때문이다. 즉, 이 측방토압을 실제보다 크게 산정하여 설계할 경우 말뚝의 안정에 관하여는 안정측이나 사면의 안정에 관하여는 위험측이 된다. 그러나 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구는 복잡하기 때문에 정확한 산정이 매우 어려워 강성벽에 사용하는 고전적 토압론에 의거한 토압을 사용하는 경우가 빈번한 실정이다.

일반적으로 잔교식 안벽이 설치된 현장의 사면안정문제는 그림 3.79에서와 같이 사면의 안정과 말뚝의 안정에 대한 두 가지의 해석이 실시되어야 한다. 잔교구조물을 지지하는 말뚝이 설치된 전체 사면의 안정은 사면과 말뚝 모두의 안정이 확보되었을 경우에만 비로소 가능할 것이다. 이러한 사면안정해석 개념은 측방유동지반상 말뚝기초교대의 안정해석방법과 유사하다. 따라서 홍원표(1984)의 방법을 이용하여 말뚝이 설치된 사면의 안정해석이 가능하도록 개발한 사면안정해석 프로그램인 SLOPILE(홍원표 등, 2001)을 이용하면, 잔교식 안벽에 대한 사면안정해석을 효과적으로 수행할 수 있다. 그림 3.80은 잔교식 안벽구조물의 사면안정해석시 SLOPILE 프로그램의 흐름도이다. 그림 3.80을 살펴보면, 말뚝기초교대에 대한 사면안정해석 흐름과의 차이를 발견할 수 있다. 즉, 두 해석사이의 차이점은, 잔교식 안벽의 경우 말뚝의 허용변위를 고려하지 않는다는 점이다.



(a) 사면의 안정 (b) 말뚝의 안정

그림 3.79 말뚝으로 지지된 잔교 설치지반의 안정

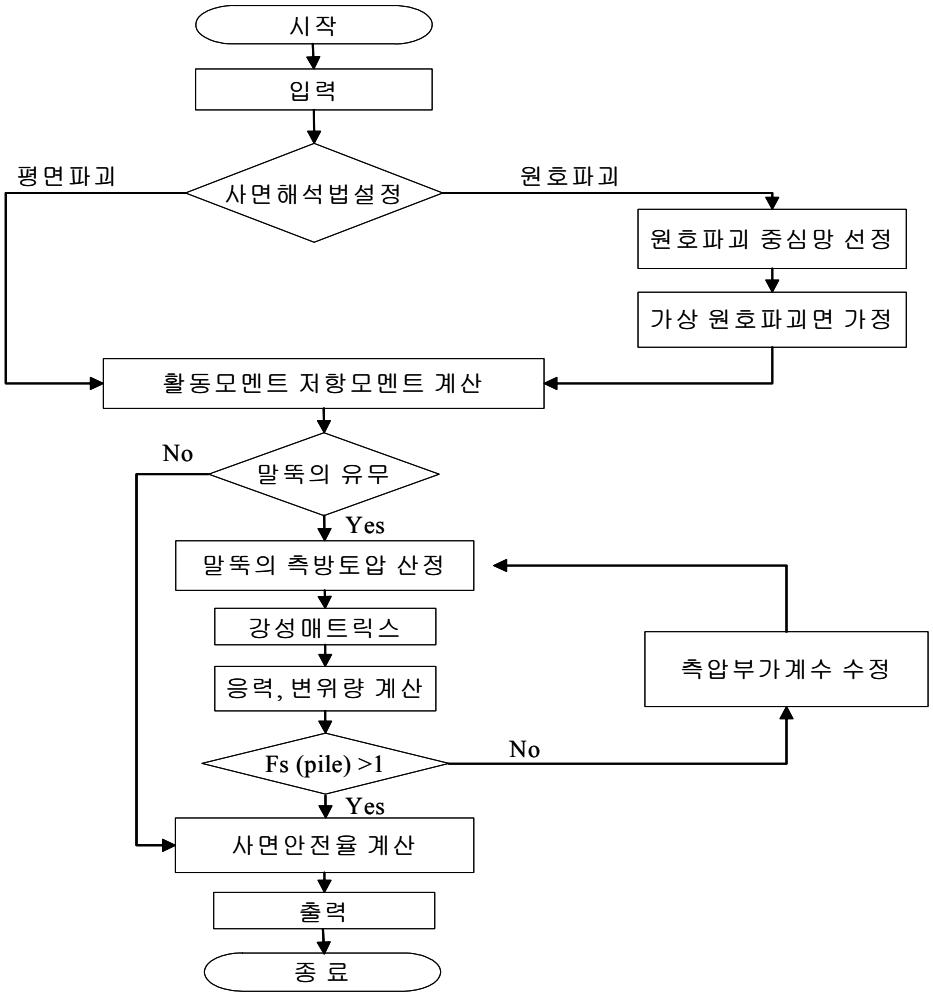


그림 3.80 말뚝으로 지지된 안벽구조물의 사면안정해석 흐름도

말뚝기초교대의 경우 상부구조물의 구조적인 안정을 위하여, 허용측방변위를 연구자 및 기관에 따라 1.5~5.0cm 범위로 규정하고 있다(표 2.1 참조). 따라서 홍원표 등(2001)은 말뚝의 응력과 변위를 모두 고려한 사면안정해석이 바람직함을 밝힌바 있다. 반면에 안벽구조물의 경우에는 일반적으로 말뚝을 포함한 제체의 안정이 이루어진 후에 상부구조물이 시공되기 때문에 허용 측방이동량에 대해 규정된 바가 없다. 즉, 안벽구조물에서는 제체 및 기초지반의 변형거동에 대한 계측관리를 통해 지반이 충분히 안정되면, 횡잔교 슬래브 등의 상부구조물을 축조하기 때문에, 말뚝의 응력만을 고려하여 사면안정해석을 수행하는 것이 바람직하다. 말뚝의 응력만을 고려한 해석이라 함은, 말뚝이 측방토압에 대해 충분히 안정할 수 있을 때까지의 측방변위를 허용한 해석이라 할 수 있다. 이러한 해석은 홍원표 등(2001)이 제안한 SLOPILE 프로그램을 통해 간편하게 수행할 수 있다.

그러나 만약 잔교의 측방변위가 엄격히 제한되는 경우는 교대기초말뚝해석에서와 같이 허용변위를 고려한 해석을 실시하여야 한다. 다만 이 경우 허용측방변위는 교대에서와 같이 작지는 않을 것이다.

라. 안벽구조물의 측방이동 판정법 제안

(1) 사면안전율에 의한 측방이동 판정

현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에 의하면, 사면의 설계기준안전율은 상시에 1.3으로 되어 있으나, 항만구조물의 구조적인 형식이나 시공방법 등이 명확히 규정되어 있지 않다. 예를 들어 말뚝기초로 지지된 잔교식 안벽의 경우는 말뚝의 직경, 설치간격, 종류 등이 사면안정에 기여하는 효과가 달라지기 때문에 이를 합리적으로 반영한 사면안정해석이 수행되어야 하나 이에 대한 기준이 없는 실정이다. 따라서 본 연구에서는 앞에서 설명한 안벽구조물 측방이동 사례현장에 대한 일련의 사면안정해석을 통해 안벽구조물의 형식에 따라 소요 사면안전율을 구분 제시함으로써 설계시 측방이동의 판정에 효율적으로 활용될 수 있도록 하고자 한다.

표 3.9에 나타낸 9개 안벽 호안구조물 사례현장에 대한 사면안정해석을 수행한 결과는 표 3.10과 같다. 본 해석시 잔교식 안벽 호안구조물에 대해서는 앞서 설명한 바와 같이 말뚝의 사면안정 기여효과를 반영한 사면안정해석을 수행하였다. 즉, 홍원표(1984)의 방법을 이용하여 말뚝이 설치된 사면의 안정해석이 가능하도록 개발한 사면안정해석 프로그램인 SLOPILE(Ver. 3.0)을 이용하여 사면안전율을 산정하였다.

표 3.10 사면안정해석 결과

현장	안벽형식 (말뚝열수)	연약층 두께 (m)	측방변위 (cm)	사면안전율		안정성 판단결과
				말뚝효과 무시	말뚝효과 고려	
A01	잔교식 (8열)	18.5	9.2	2.79	3.35	안정
B01	잔교식 (8열)	15	18.9	1.18	1.58	안정
B02	잔교식 (8열)	15	15.4	1.22	1.57	다소 불안정
C01	잔교식 (5열)	11.2	19.9	0.97	1.23	피해발생
D01	잔교식 (8열)	18	8	0.94	1.76	안정
E01	케이슨식	8.9	-4.2	1.56	-	안정
E02	케이슨식	9.4	12.8	1.47	-	안정
F01	케이슨식	29	24.3	1.45	-	안정
F02	케이슨식	36.7	11.2	1.44	-	안정

표 3.10에서 안벽구조물의 실측 측방변위를 살펴보면, B01 현장의 경우 시간경과에 따른 측방변위 계측자료의 분석을 통해 안정된 상태에 있다고 판정되었음에도 불구하고, 실측 측방변위가 18.9cm로 상당히 큰 값을 보이고 있다. 또한 모든 잔교식 안벽 현장에서 실측 측방변위가 8cm이상으로 상당히 큰 측방변위가 발생하고 있다. 말뚝기초 교대의 경우에는 상부구조물의 안정을 위해 교대 허용측방변위가 1.5~5.0cm 사이로 규정되어 있다. 따라서 측방유동지반상 말뚝기초교대의 안정해석 및 측방이동 판정시에는 말뚝의 응력뿐 아니라 허용변위를 고려한 해석이 수행되었다(홍원표 등 2001). 그러나 안벽구조물의 경우에는 말뚝을 포함한 제체의 안정이 이루어진 후에 상부구조물이 시공되고, 말뚝과 횡잔교 상부 라멘구조의 강성에 따라 측방변위의 크기가 달라질 수 있다. 따라서 안벽구조물의 경우에는 허용 측방이동량에 대한 규정이 크게 의미를 가지지는 못할 것으로 판단된다. 즉, 안벽구조물에서는 제체 및 기초지반의 변형거동에 대한 계측관리를 통해 지반이 충분히 안정되면, 횡잔교 슬래브 등의 상부구조물을 축조하기 때문에, 말뚝의 응력만을 고려하여 사면안정해석을 수행하는 것이 바람직하다. 말뚝의 응력만을 고려한 해석이라 함은, 말뚝이 측방토압에 대해 충분히 안정할 수 있을 때까지의 측방변위를 허용한 해석이라 할 수 있다. 이러한 해석은 홍원표 등(2001)이 제안한 SLOPILE 프로그램을 통해 간편하게 수행할 수 있다.

그림 3.81 및 그림 3.82는 안벽구조물의 사면안전율과 실측 측방변위의 관계를 보여준다. 그림 3.81은 말뚝기초가 시공된 잔교식 안벽에 대한 사면안전율과 실측 측방변위의 관계를 나타낸다. 이 그림에서 흰원은 말뚝의 사면안정 기여효과를 고려하지 않은 사면안정해석결과를 나타내고, 검정원은 말뚝의 효과를 고려한 해석결과를 나타낸다. 그림 3.81에는 현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에 의한 소요사면안전율 1.3이 함께 표시되어 있다.

표 3.10 및 그림 3.81에서 잔교식 안벽이 적용된 5개 안벽구조물 현장의 사면안전율을 살펴보면, 말뚝의 사면안정 기여효과에 의하여 사면안전율이 상당히 증가되었음을 알 수 있다. B01 및 D01 현장의 경우, 계측결과분석에 의해 현재 안정된 상태를 유지하는 것으로 판단되었으나 말뚝효과를 고려하지 않은 사면안전율이 각각 1.18 및 0.94로 나타나 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 규정한 설계사면안전율 1.3을 만족하지 못하고 있다. 그러나 말뚝효과를 고려한 사면안전율은 각각 1.58 및 1.76으로 나타나 말뚝이 안벽구조물의 안정에 크게 기여하고 있음을 알 수 있다. 즉, 말뚝을 적절히 시공하면 안벽구조물의 사면안정성을 증대시켜 안벽구조물의 측방이동을 방지할 수 있음을 알 수 있다.

한편, B02 현장에 대한 사면안정해석결과, 말뚝효과 고려시 사면안전율이 1.57로 항만 및 어항 설계기준(2005)에 규정된 1.3보다 큰 것으로 나타났으나, 그림 3.72에 나타낸 계측결과에 따르면 일부 구조물에 결함이 발견되어 지속적인 계측관리가 요구되는 것으로 판정된 바 있다. 또한 C01현장의 경우에도 말뚝효과를 고려한 사면안정해석결과 사면안전율이 1.22로 항만 및 어항 설계기준(2005)인 1.3에 거의 근접하나, 심각한 구조적 결함이 발생되었다. B02 및 C01 현장에서의 해석결과로부터 알 수 있는바와 같이, 잔교식 안벽 등 말뚝이 시공되어 있는 안벽구조물의 측방이동 가능성을 판정할 때 항만 및 어항 설계기준(2005)에 의한 설계사면안전율 1.3은 말뚝의 사면안정효과를 고려하지 않을 경우에는 적용될 수 있지만 이 기준을 만족하지 못하는 경우가 많다. 그러나 이 기준을 만족하지 못함에도 불구하고 사면이 안정을 유지하는 것은 말뚝의 사면안정 기여효과 때문이므로, 말뚝의 사면안정효과를 고려한 새로운 사면안전율기준을 마련할 필요가 있다.

결론적으로 말뚝이 시공되어 있는 안벽구조물의 측방이동 가능성을 효과적으로 판정하기 위해서는, 말뚝 자체의 안정을 저해하지 않는 한도 내에서 말뚝이 사면안정에 기여하는 효과를 엄밀히 반영한 사면안정해석을 수행해야 하고 말뚝의 사면안정 기여효

과를 고려한 소요사면안전율 설계기준을 마련하여 설계하는 것이 합리적일 것이다. 즉, 측방이동을 방지하기 위해서는 말뚝의 사면안정효과를 적극적으로 고려하여 최소 1.6 이상의 사면안전율을 확보할 수 있어야 할 것으로 판단된다. 따라서 말뚝이 시공된 안벽구조물의 측방이동 판정을 위한 소요사면안전율은 말뚝효과를 무시하여 1.3으로 하거나 말뚝효과를 고려하여 1.6으로 하여 적용할 필요가 있다.

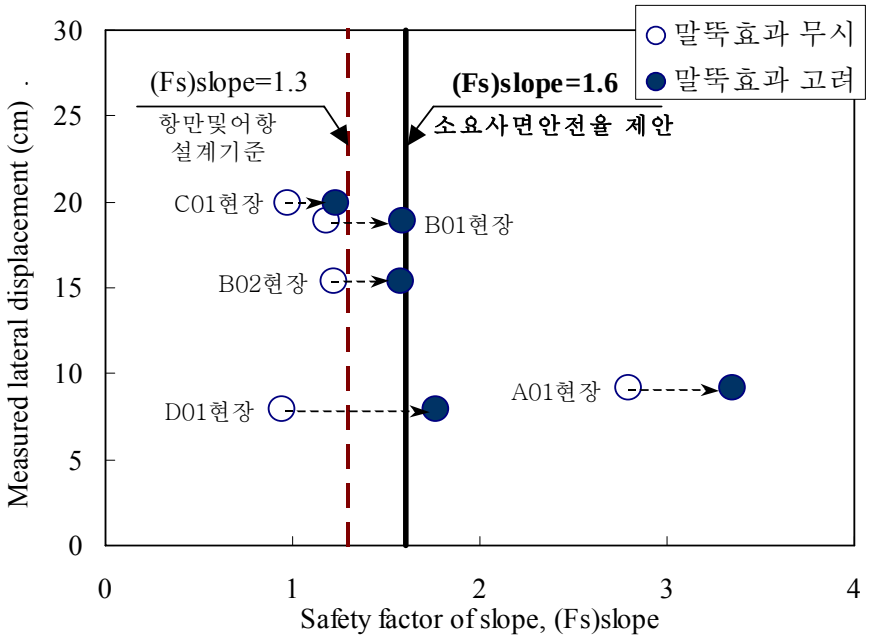


그림 3.81 잔교식 안벽구조물 실측측방변위와 사면안전율의 관계

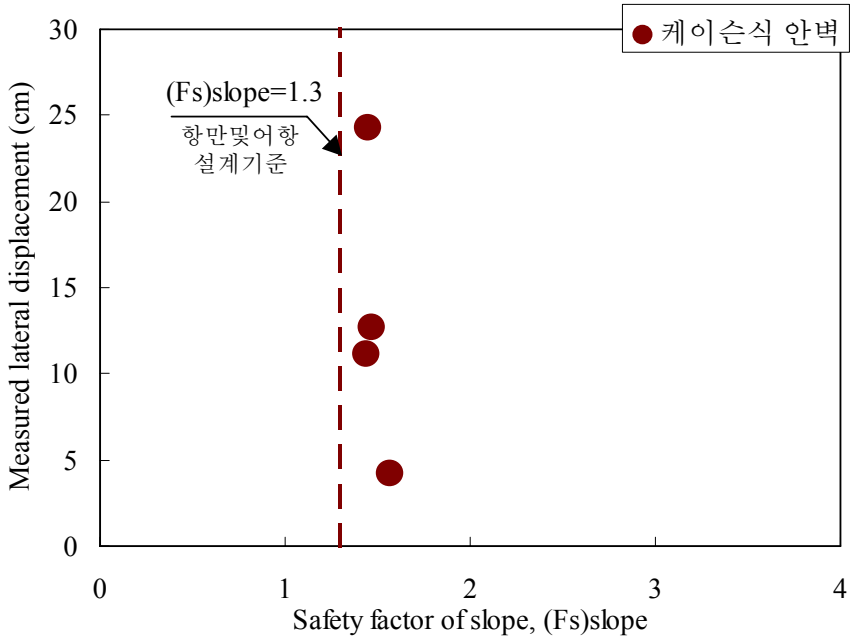


그림 3.82 케이슨식 안벽구조물 실측측방변위와 사면안전율의 관계

그러나 본 연구에서 고찰한 잔교식 안벽 사례현장이 5개로 그다지 많지 않은 점을 고려하면, 향후 지속적인 자료 축적 및 분석을 통해 본 연구에서 제안한 말뚝효과를 고려하여 소요사면안전율을 1.6으로 하는 실용성을 더 검증할 필요가 있다.

그림 3.82는 케이슨식 안벽이 적용된 호안구조물의 사면안전율과 실측측방변위의 관계를 보여준다. 케이슨식 안벽이 시공된 4개소 사례현장의 경우 계측결과 분석에서 현재 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 나타났다. 4개 현장에 대한 사면안정해석결과, 4개 현장 모두 사면안전율이 1.4이상인 것으로 나타나 이들 현장이 안전하게 설계·시공되었음을 확인할 수 있다. 따라서 말뚝이 시공되지 않은 연약지반상 안벽구조물의 안정을 위한 소요 사면안전율은 현행 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 제시한 1.3을 사용함이 바람직한 것으로 판단된다.

(2) 사면안전율과 측방유동관련 경험지수의 비교

말뚝으로 지지된 안벽구조물의 측방이동거동은 연약지반의 측방유동으로 인해 유발된 측방토압이 말뚝에 작용한다는 점에서 연약지반상 말뚝기초교대의 측방이동거동과 유사하다. 즉, 두 경우 모두 기초말뚝이 전형적인 수동말뚝의 거동형태를 따른다. 한편 케이슨식 안벽과 같이 말뚝이 설치되지 않은 중력식 호안구조물의 측방이동거동은 성토하부 연약지반의 측방유동거동과 유사한 거동 형태를 보인다.

본 절에서는 교대기초말뚝에 대하여 제안된 기존의 측방유동 관련 경험지수와 3장에서 설명한 바 있는 9개의 안벽구조물에 대한 사면안정해석결과를 비교·분석하여보고, 이들 경험지수들이 안벽구조물의 측방이동 예측에 활용될 수 있을지를 검토해 보고자 한다.

우선, 그림 3.83은 사면안전율과 안정수 $N_s(=\gamma H/c_u)$사이의 관계를 나타내고 있다. Tschebotarioff(1973)는 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압력($P=\gamma H$)이 연약지반 비배수전단강도의 3배가 되면 전단변형이 발생하기 시작하고, 5.14배 이상일 때 전단파괴가 일어난다고 하였다. 다시 말해, 3 및 5.14의 안정수를 각각 전단변형 및 전단파괴에 대한 기준으로 제시하였다. 한편, 말뚝기초교대의 측방이동 실측자료와 안정수의 관계를 분석한 결과에 따르면, 안정수가 3보다 작으면 교대이동 우려가 없고, 안정수가 8.3보다 크면 과도한 교대 측방변위 발생 가능성이 매우 커지게 됨을 확인하였다(그림 3.62 및 3.63 참조). 따라서 안정수를 이용한 측방유동

관련 기준이 안벽구조물에도 활용 가능한지를 평가하기 위하여, 그림 3.83에 이들 기준을 함께 나타내었다.

그림 3.83을 살펴보면, 잔교식 안벽과 케이슨식 안벽 현장 모두 사면안전율과 안정수사이에 특별한 상관관계를 찾기 어렵다. 말뚝으로 지지된 잔교식 안벽 현장의 경우, 안정수는 3.5~5.3의 범위 내에 분포하고 있고 사면안전율이 1.3이하로 불안정한 상태이므로 서로 상관성이 있는 것으로 보인다. 그러나 잔교식 안벽은 기초말뚝의 사면안정효과로 인하여 현재 지반이 안정된 상태로 되어 안정수 N_s와의 상관성이 없게 되었다. 즉, Tschebotarioff(1973) 기준에 의하면 연약지반에 전단변형이 상당히 발생되는 것으로 판단된다. 그러나 그림에서 보는 바와 같이 말뚝의 억지효과로 인하여 현재 지반이 안정되어 있는 상태이다. 따라서 안정수 N_s에 말뚝의 효과를 고려할 수 없어 안정수에 의한 안벽구조물의 측방이동 판정은 불가능한 것으로 판단된다. 한편, 케이슨식 안벽을 적용한 중력식 호안구조물의 경우는 4개소 현장 모두 안정수가 13정도로 매우 높은 것으로 나타났다. 이는 Tschebotarioff(1973) 기준에 의하면 이미 전단파괴가 발생된 것으로 판정되나 현재 그런 징후는 보이지 않는다. 결론적으로 안정수를 이용하여 안벽구조물의 측방이동을 판정하는 것은 합리적이지 못한 것으로 판단된다.

그림 3.84는 일본고속도로조사회(1981)에서 교대 측방이동 판정법으로 제안한 측방유동지수(F)와 사면안전율의 관계를 나타낸 결과이다. 일본고속도로조사회(1981)의 연구결과에 따르면, 측방유동지수가 $4\times10^{-2}m^{-1}$보다 작으면 교대측방이동으로 인한 피해가 발생한다. 안벽구조물이 설치된 사면의 안전율과 측방유동지수의 관계를 나타낸 그림 3.84를 살펴보면, 안벽구조물의 형식과 관계없이 9개 사례현장 모두 측방유동지수가 $4\times10^{-2}m^{-1}$보다 작은 것으로 나타났다. 즉, 현재 안정된 상태를 유지하고 있는 것으로 판명된 현장의 경우도 측방유동지수는 허용기준치 이하의 값을 보인다. 따라서 안벽구조물의 측방이동을 판정하기 위해 측방유동지수를 활용하는 것은 적합하지 않을 것으로 판단된다.

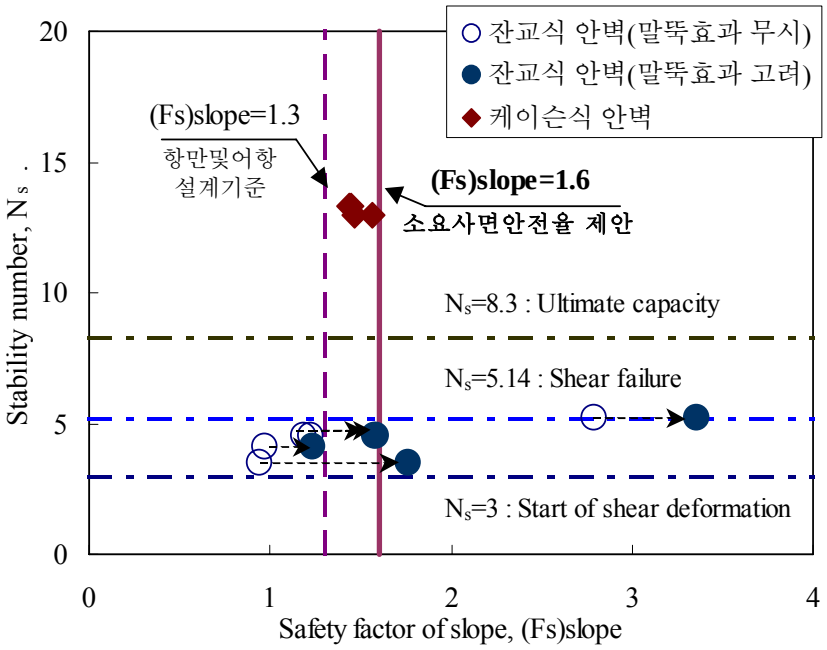


그림 3.83 안벽구조물의 사면안전율과 안정수의 관계

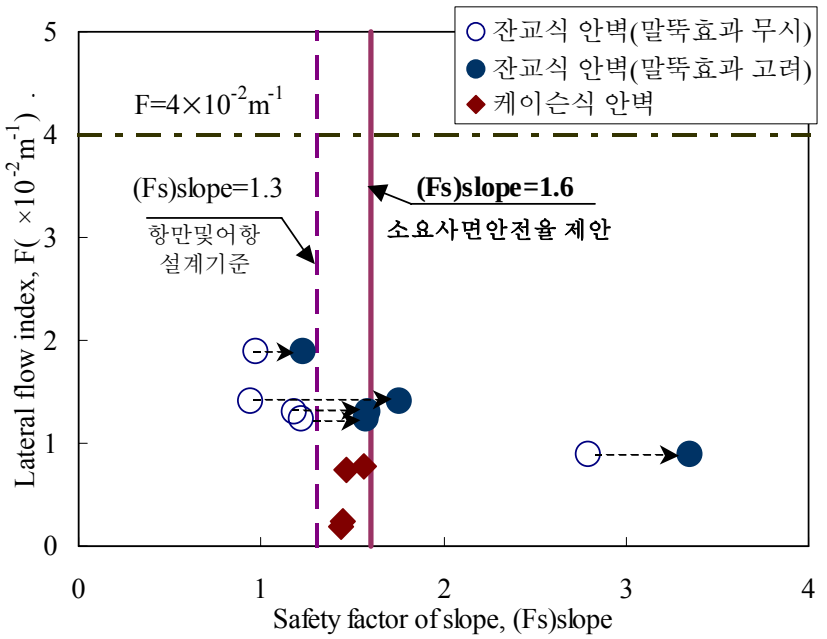


그림 3.84 안벽구조물의 사면안전율과 측방유동지수의 관계

8. 소결론

연약지반 측방유동 관련 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

가. 연약지반상 성토 하중을 증가시킬수록 최대 수평변위 발생위치가 점차 지표로부터 깊어진다. 즉, 최대 수평변위의 크기가 커질수록 그 발생위치는 지표면에서 보다 깊은 지점에 형성된다.

나. 연약지반상 성토하중 재하로 인한 지중 최대 수평변위는 대체로 성토체 선단부 직하에서 가장 크고(경우에 따라서는 성토체 중앙부와 선단부 사이의 임의지점 직하에서 최대 측방변위가 발생할 수 있음), 선단부에서 멀어 질수록 수평변위의 크기가 거의 선형적으로 감소하며, 성토하중 재하가 지중 측방변위 발생에 영향을 미치는 영향거리는 재하 선단부로부터 재하폭의 2배까지이다.

다. 성토시공 속도 및 연약지반의 강도특성이 기초 연약지반의 변형 거동에 크게 영향을 미침을 알 수 있다. 즉, 연약지반의 강도가 작고 성토하중 재하속도가 빠를수록 기초연약지반의 변형이 크게 발생하게 된다.

라. 연약지반상 성토시 연약지반 두께 H와 성토저면 폭 B의 관계에서, H/B가 0.05~1.15인 경우 사면안전율이 1.2~1.4 이하이면 연약지반의 최대측방변위가 급격히 증가하게 된다. 따라서 성토규모가 작을수록 연약지반의 측방유동에 안정하기 위한 소요 사면안전율이 작아지고, 측방유동을 방지하려면 성토규모에 따른 소요 사면안전율이 1.2~1.4 이상 확보되어야한다.

마. 교대 배면의 뒤채움으로 인한 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 3배보다 작으면, 교대 유지관리에 문제가 발생하지 않으나, 상재압이 연약지반 비배수전단강도의 3배 이상 8.3배 이하이면 상당한 교대 변위가 발생 할 수 있고, 8.3배 이상이면 심각한 교대변위가 발생하므로 적절한 교대 측방이동 대책공법이 강구되어야 한다. 즉, 교대를 포함한 성토지반의 안정수가 3보다 작으면 교대이동의 우려가 없고, 안정수가 8.3보다 큰 경우에는 심각한 교대 측방이동이 우려된다.

바. 국내 연약지반상 말뚝기초교대의 경우, 교대의 실측측방변위 및 사면안전율과 경험지수(측방유동지수, 측방이동판정지수)의 상관성이 높지 않은 것으로 나타났기 때문에, 기존의 경험지수만으로 교대의 측방이동을 판정하는 것은 합리적이지 않다. 따라서 교대를 포함한 사면의 안정수가 3보다 크면, 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과와 교대의 허용측방변위를 반영한 사면안정해석을 통해 교대 측방이동 여부를 면밀히 검토해야 한다. 이때 교대 측방이동을 방지하기 위한 소요 사면안전율은 교대기초말뚝의 사면안정 기여효과를 고려하지 않은 해석의 경우 1.5, 말뚝효과를 고려한 경우에는 1.8로 규정하는 것이 바람직하다.

사. 말뚝이 시공되어 있는 안벽구조물의 측방이동 가능성을 효과적으로 판정하기 위해서는 말뚝의 사면안정 기여효과를 반영한 사면안정해석을 수행해야 하며, 측방이동을 방지하기 위해서는 말뚝의 사면안정효과 고려시 최소 1.6 이상의 사면안전율을 확보하여야 한다. 한편, 말뚝이 시공되지 않은 연약지반상 안벽구조물의 안정을 위한 소요 사면안전율은 1.3으로 규정하고, 향후 지속적인 현장사례 분석을 통해 소요 사면안전율을 수정, 보완하는 것이 바람직하다.

제2절 토목섬유/말뚝 복합보강공법 개발

본 연구는 연약지반의 측방유동 및 활동파괴를 억지하기 위한 대책공법으로서 토목섬유/말뚝 복합보강공법 (Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Emban-kment System, 이하 GRPS 성토시스템)을 개발하는 것이다. 공법개발을 위해서는 해당공법의 설계법을 확립하고 모형실험, 현장시공 및 수치해석 등을 통하여 검증하는 과정이 필요하다. 또한, 연약지반을 처리하기 위해서는 여러가지 공법의 적용이 가능하므로, 경제성 분석을 통하여 개발공법의 적합성 여부를 고찰해 보고자 한다. 이에 대한 연구개발 진행흐름도로 나타내면 그림 3.85와 같다.

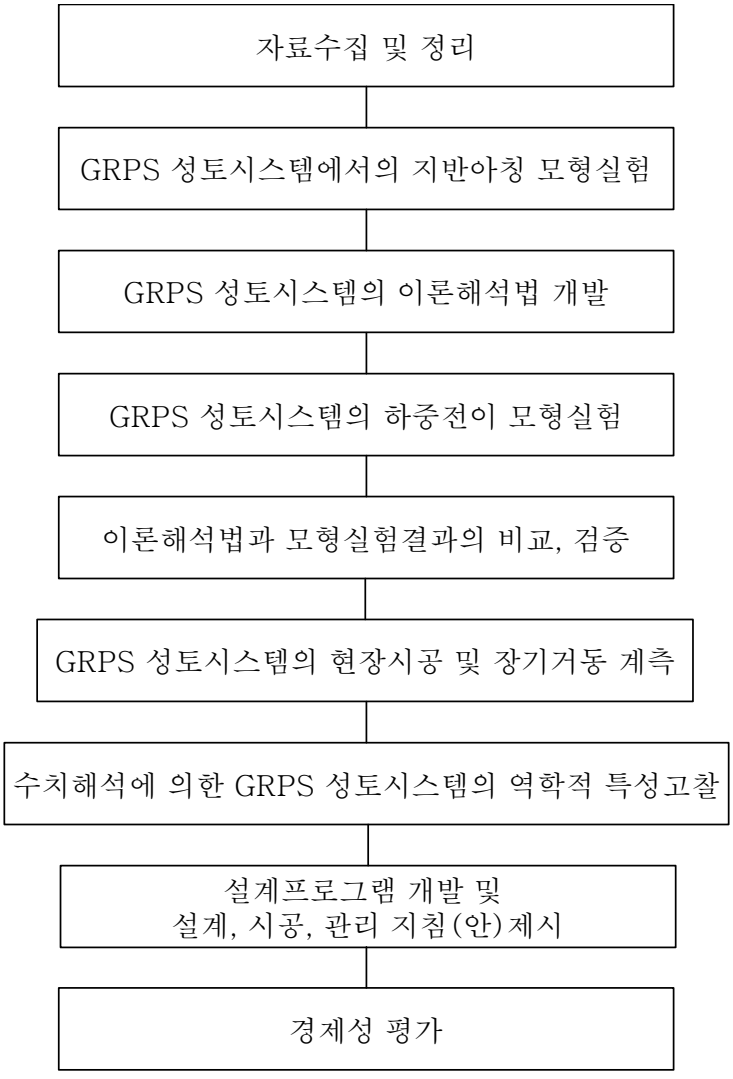


그림 3.85 연구개발 진행흐름도

1. GRPS 성토시스템에서의 지반아칭 모형실험

GRPS 성토시스템은 말뚝캡의 형식과 보강재 유무 등에 따라 여러가지 공법으로 적용할 수 있다. 이 가운데 시공성, 경제성 및 안정성 측면에서 가장 현장적용성이 우수한 공법은 토목섬유와 단독캡말뚝을 복합시공하는 경우라 할 수 있다. 토목섬유와의 복합시공은 말뚝사이로 작용하는 성토하중을 토목섬유의 인장력으로 지탱함으로써 연약지반 압밀침하 및 지표침하를 줄일 수 있는 장점이 있다(홍원표 등, 2005).

본 절에서는 단독캡말뚝으로 지지된 성토지반의 지반아칭형태를 모형실험을 통하여 규명하고자 한다. 여기서 단독캡말뚝은 일정간격의 정방형으로 설치하고 말뚝사이의 연약지반이 하부로 침하되는 현상을 모형실험장치내에서 재현시켜 성토지반이 변형되도록 모형실험장치를 제작한다. 이들 시험은 말뚝설치간격, 토목섬유 보강유무 및 강성에 따라 다양하게 실험계획을 수립하여 수행한다.

가. 모형실험장치

모형실험장치는 토조, 모형말뚝, 모래살포장치, 지반변형제어장치 및 하중측정시스템의 다섯 부분으로 구성된다. 모형실험은 먼저, 토조 내부에 일정간격의 성토지지말뚝 및 지반변형제어장치를 설치하고 말뚝위에 하중계를 설치한다. 다음으로 모래살포기장치를 이용하여 성토모래층을 일정한 상대밀도를 갖도록 단계별로 성토지반을 형성시키면서 하중측정시스템에 의한 계측을 실시한다. 최종성토 후 침하유발장치에 따른 침하량과 말뚝작용하중의 거동을 면밀히 분석한다.

(1) 모형 토조

모형토조는 최대치수가 65cm×65cm×110cm(너비×폭×높이)이며, 측벽은 토조내부 형상을 관찰할 수 있도록 투명아크릴로 제작하였다(그림 3.86). 말뚝설치가 용이하도록 토조는 상·하부로 분리할 수 있으며, 필요에 따라 아크릴판을 토조내부에 설치하여 토조의 분할사용이 가능하도록 되어있다. 토조의 외측에는 성토하중으로 인한 토조의 변형을 방지하기 위하여 강재보강장치를 설치하였다.

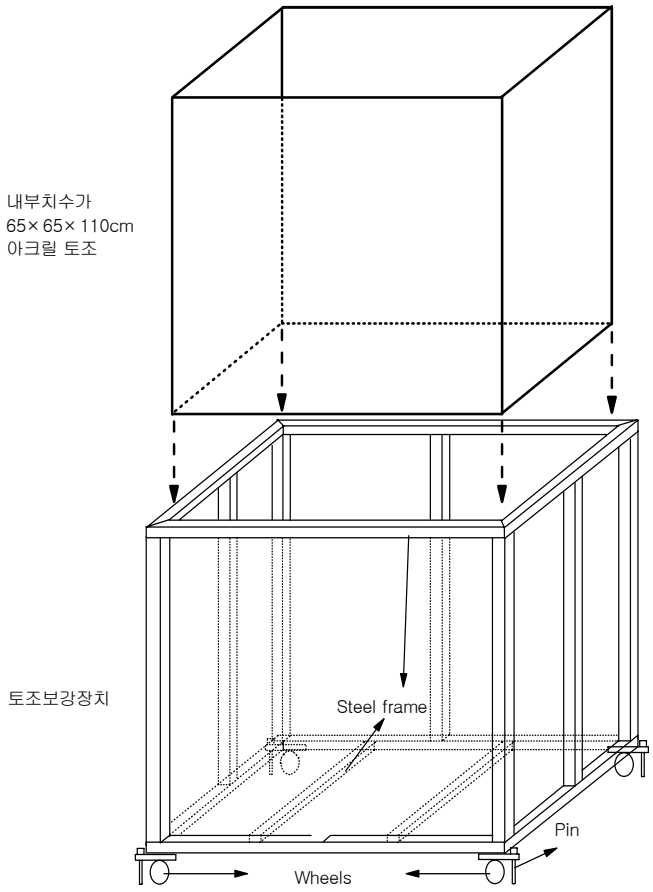


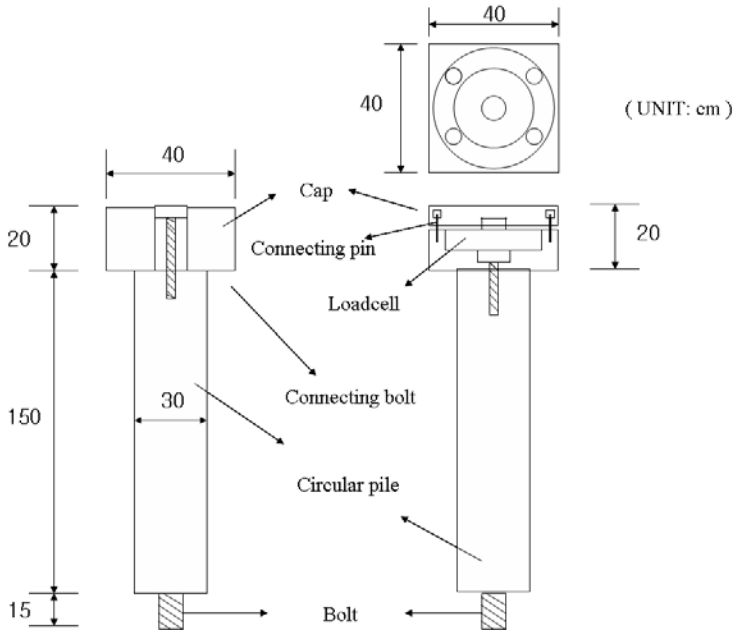
그림 3.86 토조 및 토조보강장치

(2) 모형말뚝장치

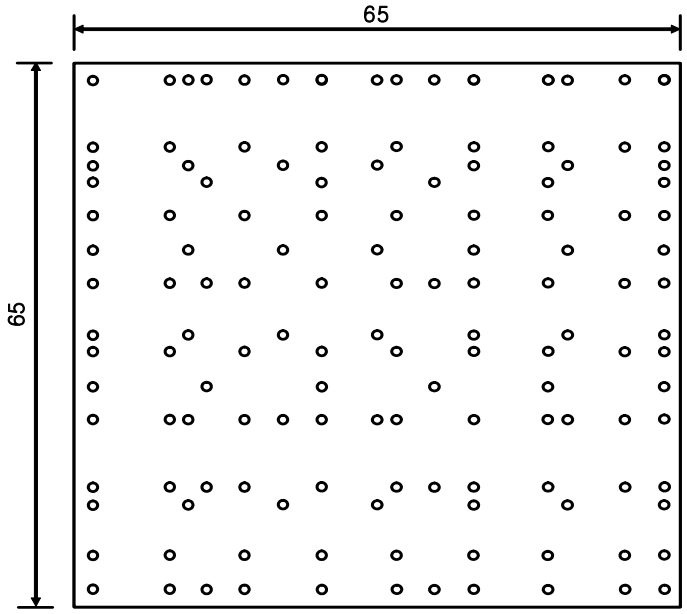
토조안에 설치되는 모형말뚝장치는 그림 3.87과 같이 말뚝과 캡 및 말뚝고정판의 세 부분으로 나누어, 말뚝간격에 따라 조립식으로 쉽게 설치할 수 있도록 고안하였다.

먼저, 모형말뚝은 직경은 30mm, 길이 150mm 규격의 알루미늄봉을 사용한다. 단독캡은 가로・세로가 모두 40mm이고 두께가 20mm인 형태로서 말뚝두부에 결합시킬 수 있다. 이때 하중계측용 말뚝에는 하중계가 거치될 수 있도록 캡의 상・하부가 분리되어 있으며, 하중계에 편심이 작용하지 않도록 얇은 연결핀을 설치한다.

한편, 상기 말뚝장치는 토조저면의 말뚝고정판에 설치한다. 말뚝고정용판은 가로×세로 크기가 65cm×65cm로서, 다양한 간격으로 말뚝을 설치할 수 있도록 소정의 위치에 나선으로 처리되어 있다(그림 3.87(b)).



(a) 주면말뚝 및 하중계측용 말뚝

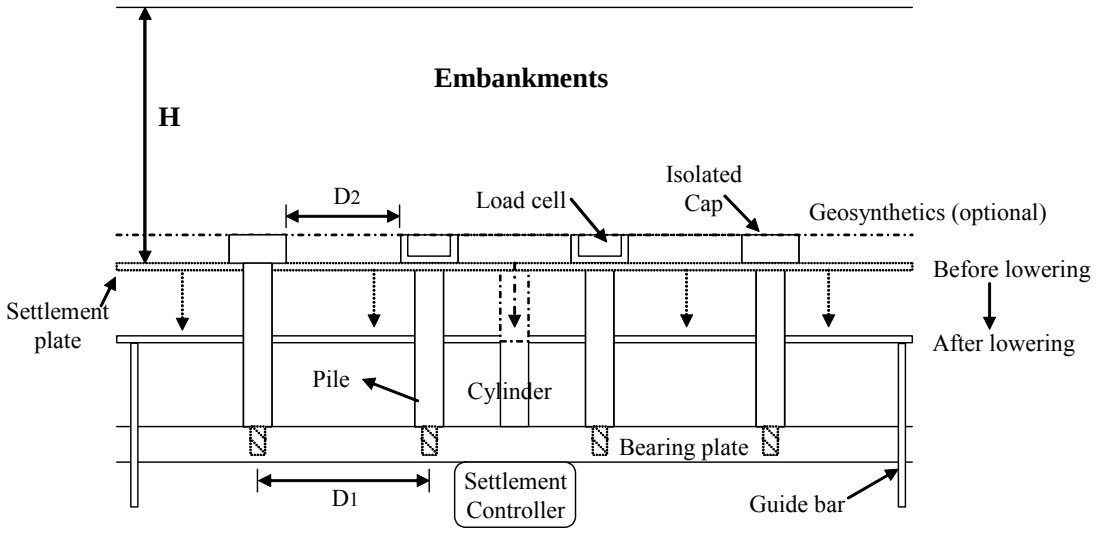


(b)말뚝고정판

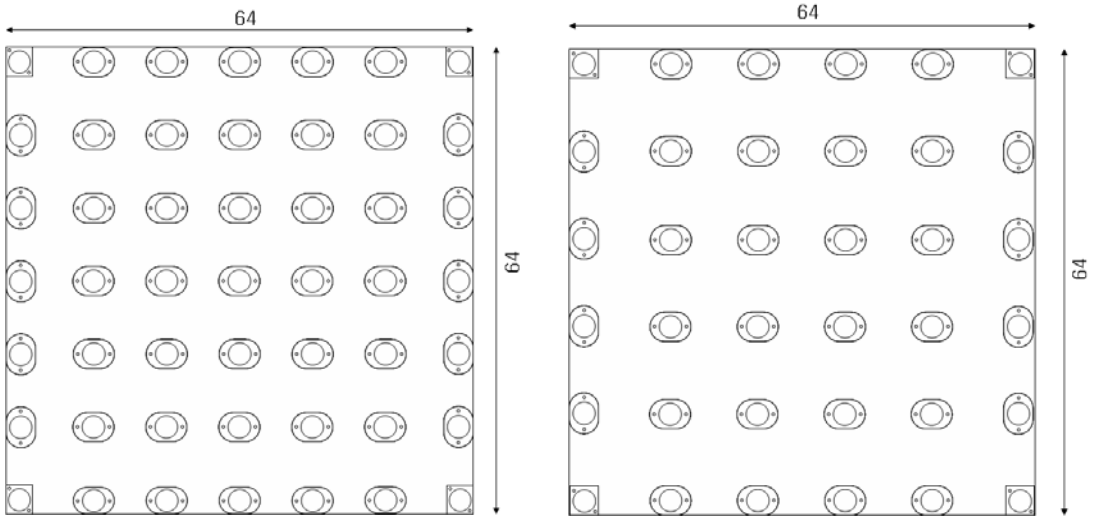
그림 3.87 모형말뚝장치

(3) 지반변형장치

토목섬유와 말뚝으로 지지되는 성토지반의 변형을 관찰하기 위하여 지반변형장치를 설치한다. 토조하부에 정착된 지반변형장치는 실린더를 통하여 침하판과 연결되며, 성토완류 후 인위적으로 지반침하를 제어할 수 있다. 침하판에는 말뚝이 관통할 수 있도록 중심간격(8cm, 10cm, 12cm)에 맞추어 구멍이 있으며, 이 사이로 모래가 관입되지 않도록 O-ring이 부착되어 있다. 그림 3.88은 지반변형장치를 나타낸 그림이다.



(a) 지반변형장치 모식도

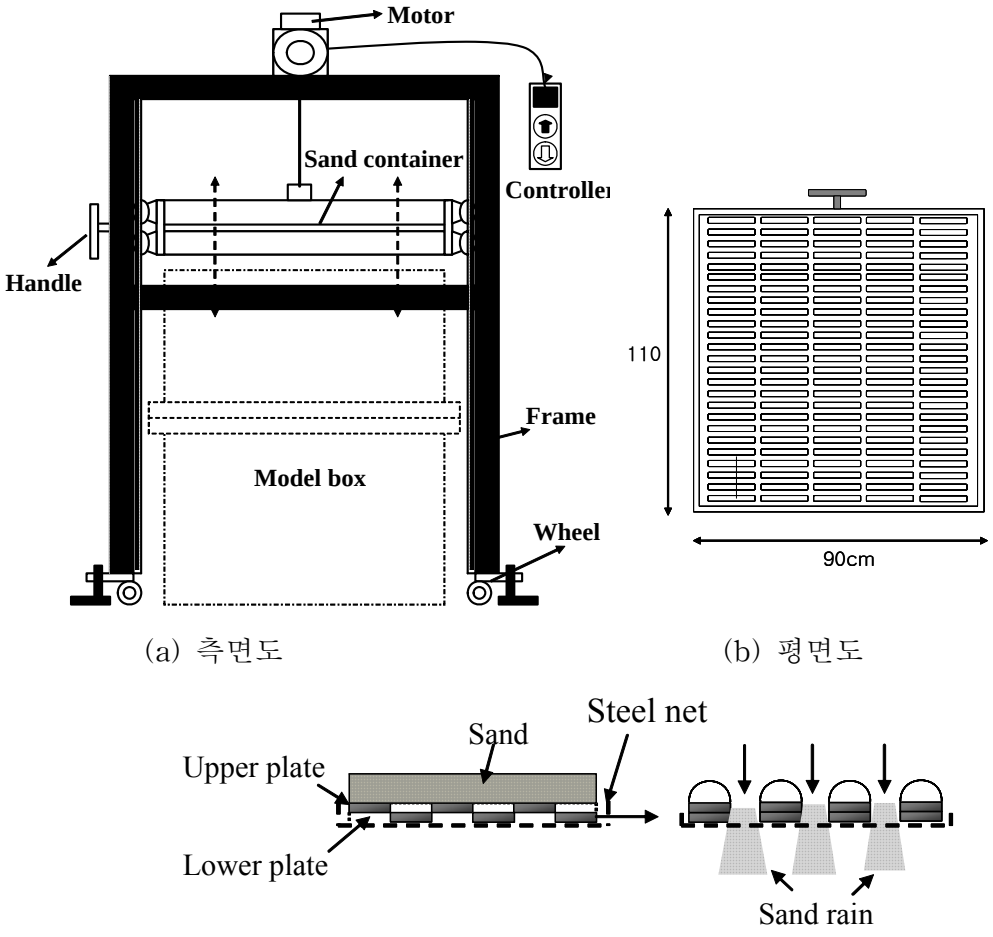


(b) 침하판(중심간격이 10cm 및 12cm인 예)

그림 3.88 지반변형장치

(4) 모래살포장치

토조속 성토모래의 균질성을 확보하기 위하여 모래살포판의 높이조절이 가능한 모래살포장치를 제작하였다. 모래살포장치의 규격을 토조에 맞도록 하였으며, 모래살포판의 구멍을 직사각형으로 하고 저면에 조밀한 철망을 부착하여 성토가 고르게 분포하도록 하였다. 그림 3.89는 모래살포장치의 도면 및 원리를 나타낸 그림이다.



(a) 측면도 (b) 평면도

(c) 모래살포원리

그림 3.89 모래살포장치

(5) 데이터측정장치(Data logging system)

데이터측정장치는 하중계(load cell) 및 변형률계(strain gauge) 센서를 측정하는 데이터로거(data logger)와 데이터로거를 제어하는 컴퓨터시스템으로 구성된다.

하중계는 성토하중으로부터 오는 말뚝작용하중을 측정하기 위하여 단독캡 안에

설치하며, 말뚝 설치간격에 따라 5kgf~30kgf 용량의 하중계를 선택적으로 사용한다. 하중계의 규격은 그림 3.90과 같다.

변형률계(strain gauge)는 모형실험시 지반침하량에 따른 토목섬유의 변형률을 측정하기 위하여 토목섬유의 일정위치에 부착한다. 변형률계는 전기저항식의 소성게이지로서 규격은 사진 3.1에 나타난 바와 같이 가로 2.5mm × 세로 12mm이다.

모형실험시 이들 센서의 계측은 데이터로거를 이용하여 실시간으로 측정한다. 데이터 로거는 1열에 10개의 센서를 설치 할 수 있으며 3단에 걸쳐 총 30개의 센서에 대해 동시에 측정이 가능하다. 사진 3.2는 컴퓨터 및 데이터로거에 의한 계측모습을 나타내고 있다.

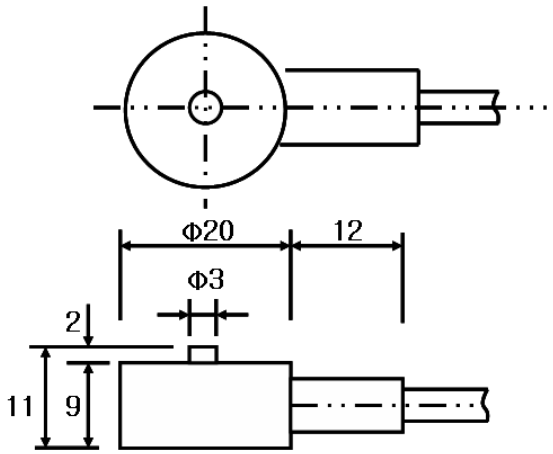


그림 3.90 하중계 (Load Cell)

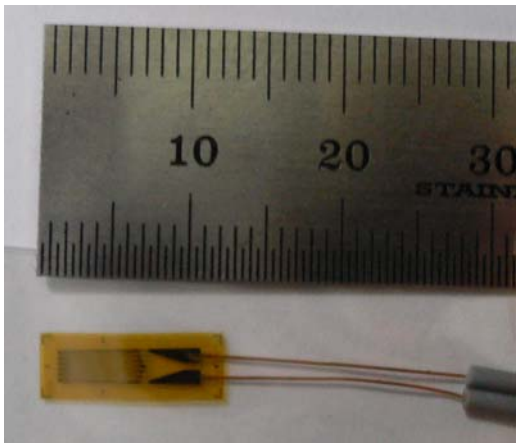


사진 3.1 변형률계



사진 3.2 데이터측정장치

나. 사용시료

(1) 성토모래

본 모형실험에서는 성토재료로서 주문진규사를 사용한다. 주문진규사의 토질특성은 표 3.11에 나타난 바와 같다. 그림 3.91은 주문진규사의 입도분포곡선을 나타낸 것으로서 입도가 매우 균등함을 알 수 있다. 또한 최대건조밀도 및 최소건조밀도는 각각 $1.62g/cm^3$과 $1.36g/cm^3$로 나타났다.

표 3.11 주문진규사의 토질특성

Seive analysis	D10(mm)	0.48
	D30(mm)	0.60
	D60(mm)	0.88
	Cu	1.83
	Cc	0.85
Specific gravity (Gs)		2.59
Max. dry density (g/cm^3)		1.62
Min. dry density (g/cm^3)		1.36
Internal friction angle(Dr=80%)		40.53°

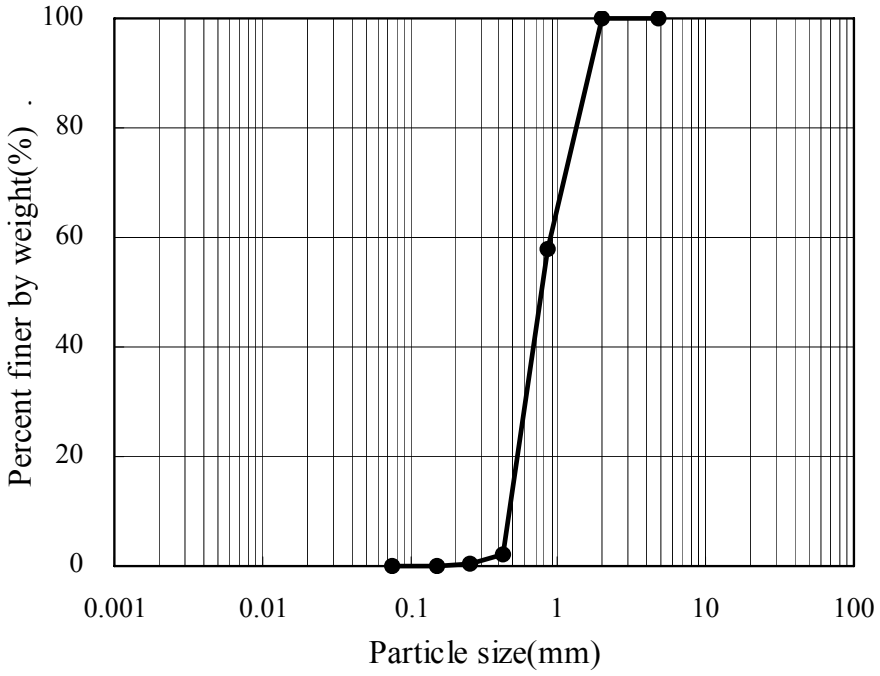


그림 3.91 입도분포곡선

또한, 주문진규사에 대하여 상대밀도가 80%일 때의 공시체를 제작하여 배수삼축압축시험을 실시한 결과 내부마찰각은 40.53°로 나타났다(그림 3.92～그림 3.93)

토조속 성토모래의 단위중량을 일정하게 조성하기 위해 모래살포기를 이용한다. 이 모래살포기사용시 낙하고에 따른 상대밀도를 조사하기 위한 예비실험을 실시하였다.

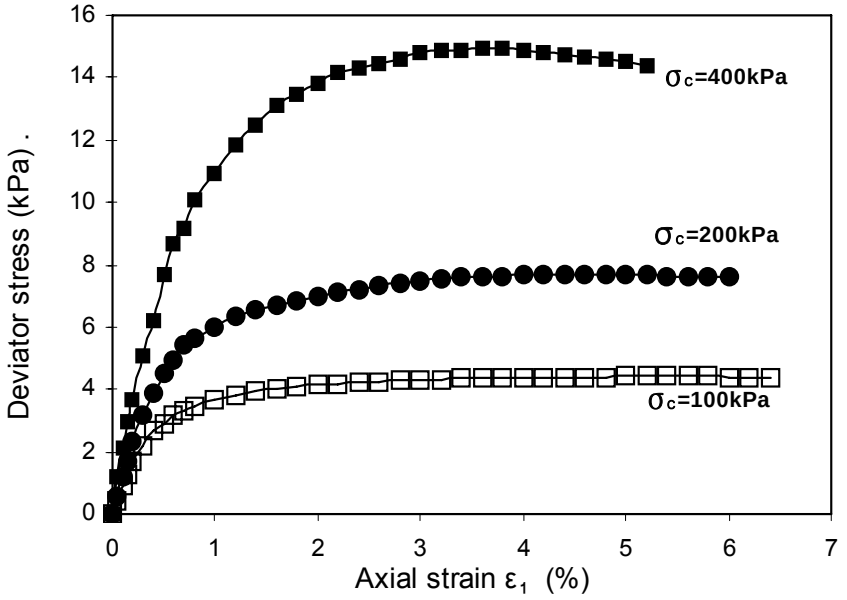


그림 3.92 주문진규사의 응력-변형률 관계도(Dr=80%)

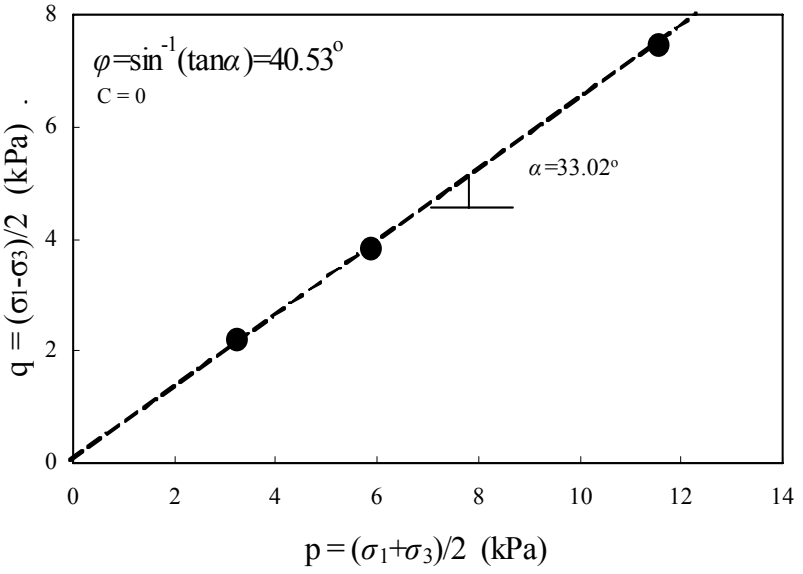


그림 3.93 p-q도에 의한 강도정수 산정

낙하고는 60cm에서 100cm까지 20cm 간격으로 증가시키면서 각 낙하고에 대하여 3회의 상대밀도시험을 수행하였다. 그 결과 모형실험에 있어 모래의 낙하고에 따른 평균상대밀도의 관계는 식 (3.13)과 같이 표현할 수 있다.

$$Dr(\%) = 0.503(h) + 43.06 \tag{3.13}$$

여기서, Dr(%) : 상대밀도

h(cm) : 낙하고

실험결과 낙하고가 73.5cm일 때 토조 속 모래의 상대밀도가 80%가 됨을 알 수 있다. 이후의 본 실험에서도 단계별 성토시 모래살포기에 의한 낙하고를 73.5cm로 유지시킴으로서 성토지반의 상대밀도가 80%로 유지되도록 하였다.

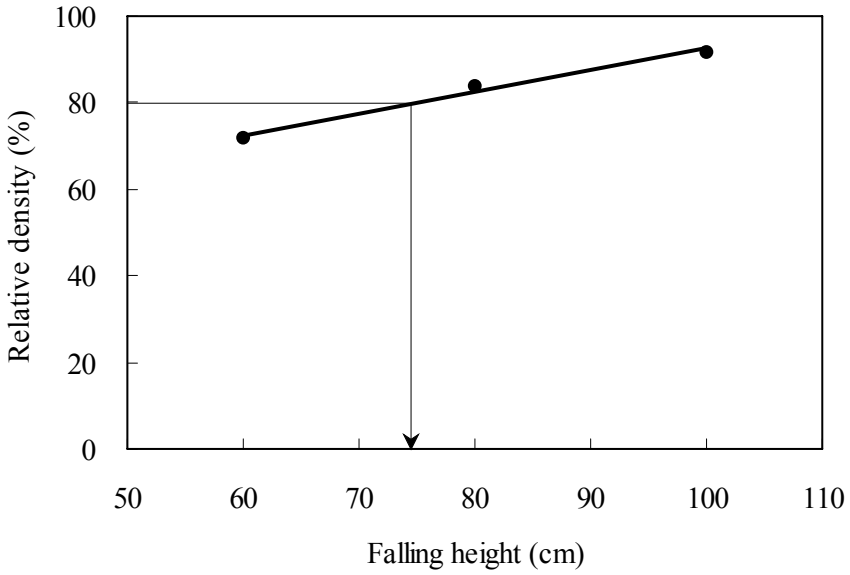


그림 3.94 낙하고에 따른 상대밀도

(2) 토목섬유

본 연구에 사용할 토목섬유를 선정하기 위하여 토목섬유의 소요인장력을 산정할 필요가 있다. 성토지지말뚝시스템에서 말뚝은 강체로 가정하지만, 토목섬유는 연성재료이므로 토목섬유의 선정에 따라 지반아칭 및 하중전이 메커니즘에 큰 영향을 미치게 된다. 문헌조사결과 토목현장에 사용되는 지반보강용 실제 토목섬유를 모형

실험에 사용하기에는 강성이 너무 과다한 것으로 평가되었다. 따라서 본 실험에는 지반필터용 토목섬유군을 선정하여 인장실험을 실시하고, 이 인장실험 결과를 바탕으로 모형실험시 사용할 토목섬유를 선정하였다.

예비실험으로 사용한 토목섬유는 PP500, PET재생, PET200, PET300, PET500의 다섯 종류이며, 부직포(non-wolven)로 제조되어 있다. 이들 토목섬유에 대한 인장시험을 실시하였으며, 표 3.12은 토목섬유 선정을 위한 광폭인장강도시험결과를 나타낸다. 인장시험 결과 모형실험에 적합한 것으로 평가된 PP500과 PET500 토목섬유를 본 실험용으로 선정하였다. 여기서 PP와 PET는 각각 Polypropylene 및 Polyester의 약자이며, 500이라는 숫자는 제곱메터당 무게(g)를 뜻한다. 사진 3.3는 PET500에 대하여 광폭인장강도시험을 실시하는 사진을 나타내고 있다.

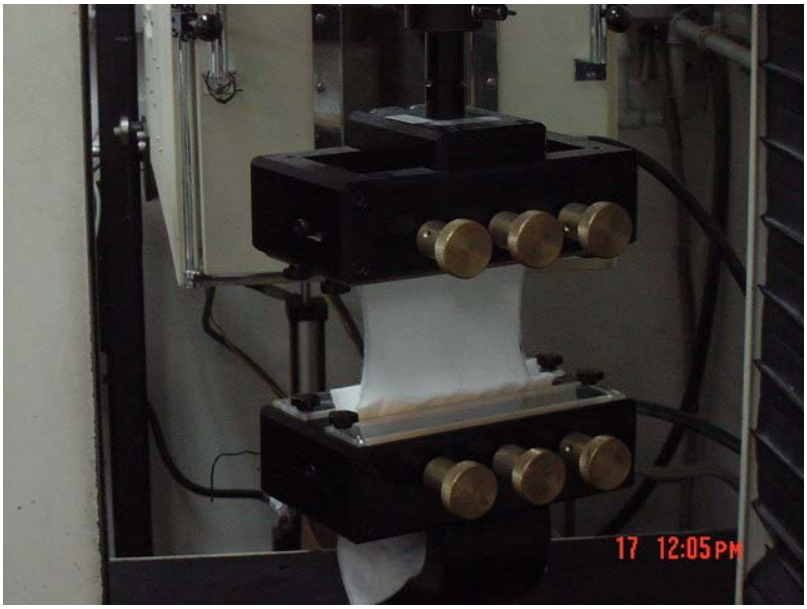


사진 3.3 광폭인장강도시험

표 3.12 토목섬유 인장시험 결과 (※ PP : Poly Propylene, PET : Polyester)

토목섬유 종류	PP500	PET 재생	PET 200	PET 300	PET 500
인장강도(kN/m)	10.4	11.6	16.2	26.3	46.3
인장변형률(%)	112.76	101.5	54.31	56.13	55.97
선정	●				●

토목섬유 PP500 및 PET500의 인장실험결과는 PP500과 PET500에 대해 그림 3.95와 그림 3.96에 각각 도시하였다. 그림 3.95와 그림 3.96 및 표 3.13에서 알 수 있듯이, PP500의 평균최대광폭인장강도와 인장변형률은 10.4kN/m 및 112.76%이고, PET500은 각각 46.3kN/m 및 55.97%인 것으로 나타났다.

성토지지말뚝시스템에서 토목섬유의 허용인장변형률은 통상 6%를 적용하고 있다(BS8006, 1995). 따라서 본 인장시험 결과중 변형률 6%에 해당하는 인장강도 값을 선정하였다. PP500의 경우 변형률 6%일 때의 평균인장강도는 0.38kN/m이고, PET500은 변형률 6%일 때의 평균인장강도가 3.57kN/m인 것으로 나타났다. 이들 토목섬유의 인장강도와 관련된 특성치를 정리하면 표 3.13과 같다.

표 3.13 6% 변형시 토목섬유별 평균인장강도 및 초기인장강도

구분	PP500	PET500
인장강도(kN/m)	0.38	3.57
초기 tensile stiffness(kN/m)	6	60

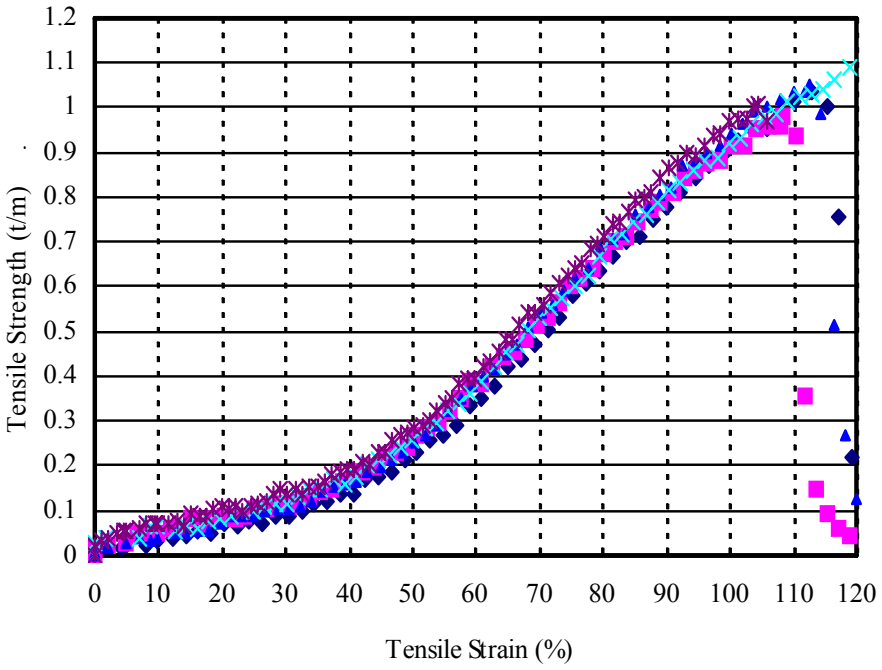


그림 3.95 PP500 광폭인장강도시험 결과

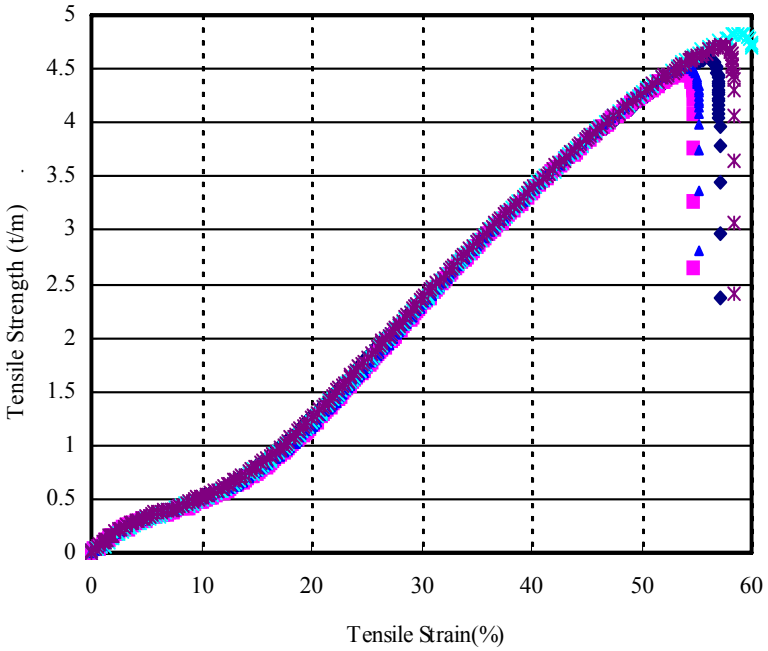


그림 3.96 PET500 광폭인장강도시험 결과

(3) 토목섬유 변형률 측정을 위한 Calibration

모형실험시 토목섬유에 발생되는 변형률 및 인장력을 측정하기 위하여 변형률계(strain gauge)를 부착하여 측정하였다. 그러나 변형률계 부착시 토목섬유와 센서접착제의 강성차로 인하여 변형률계 측정치가 실제 값과는 다른 값으로 나타나게 된다. 따라서 변형률계를 부착한 토목섬유 시료에 대한 인장시험을 실시하여 변형률계로부터 측정한 변형률과 인장시험으로 구한 변형률과의 상관관계를 도출하였다. 이와 같은 보정시험(Calibration)은 PP500, PET500 토목섬유에 대하여 그림 3.97에서 나타나는 길이방향 (Machine direction, MD) 폭방향(Cross direction, CD) 및 대각선방향(Diagonal direction, DD)에 대하여 실시하였다.

그림 3.98은 PP500 및 PET500의 대각선방향(DD)에 대한 스트립인장시험 결과로 전체변형률에 대한 변형률계 측정결과의 상관관계를 나타낸 그림이다. 변형률계에 의한 변형률은 토목섬유의 전체변형률보다 매우 작게 나타나고 있음을 알 수 있다.

토목섬유의 변형률 측정을 위한 시험방법 및 결과에 대한 전체내용은 부록에 수록하였다.

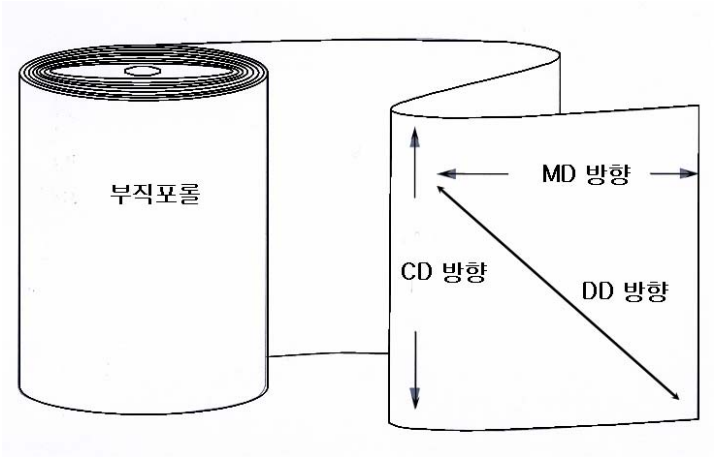
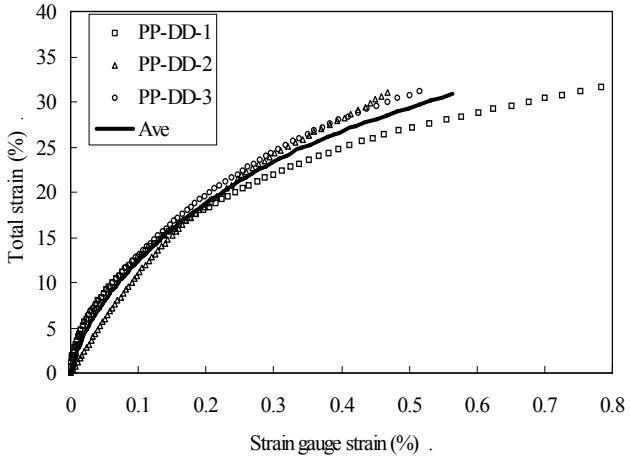
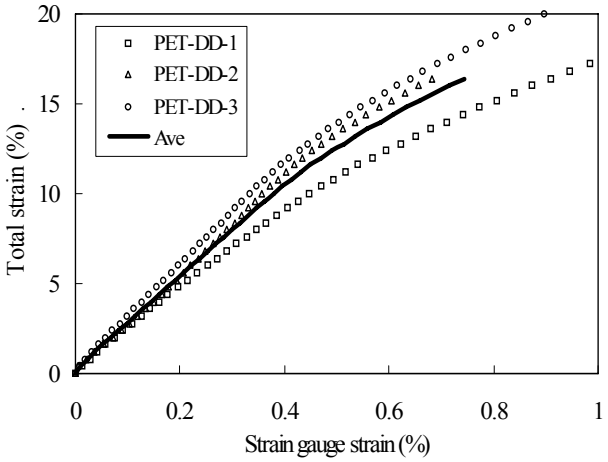


그림 3.97 토목섬유의 방향설정



(a) PP500 DD(대각선방향)



(b) PET500 DD(대각선방향)

그림 3.98 보정시험(Calibration) 결과

다. 실험계획 및 과정

본 모형실험은 단독캡말뚝사이에 지반변형장치를 삽입하고 일정 성토후 침하판을 지반변형장치에 의해 분당 약 2mm의 속도로 천천히 하강시키면서 성토지반의 변형거동을 관찰하는 것이다. 이때 말뚝두부에 하중계, 토목섬유에는 변형률계를 각각 설치하여 지반침하에 따른 하중전이 특성도 함께 파악한다.

전체 실험계획은 표 3.14와 같으며, 이에 대한 실험과정은 다음과 같이 8단계로 나누어 실시한다(사진 3.4 참조).

① 변형제어장치를 토조하부에 설치한다.

② 토조내에 말뚝을 설치하고 침하판을 거치한다.

③ 변형제어장치와 침하판을 연결한다. 이때 침하판이 말뚝을 관통하여 상, 하로 부드럽게 움직이는지 확인한다.

④ 말뚝두부에 캡을 고정시키고, 하중을 측정하는 말뚝에는 하중계를 설치한다.

⑤ 캡상부까지 모래를 1차 성토한 후, 토목섬유를 포설한다(무보강시에는 생략).

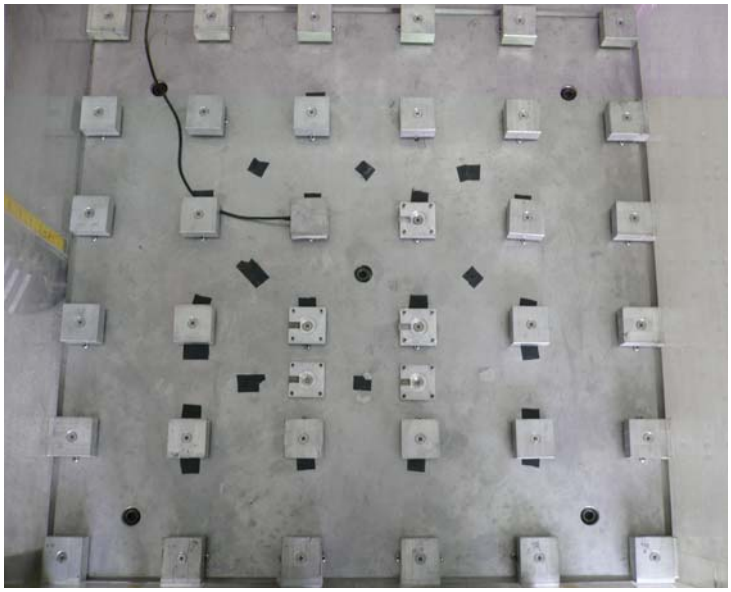
⑥ 성토지반의 파괴모드 확인을 위해 색사(흑연가루를 입힌 모래)와 모래를 3mm 두께로 일정 높이까지 반복 성토한다. 이후에는 모래살포기를 이용하여 단계별 성토를 실시한다.

⑦ 지반변형장치를 이용하여 침하판을 정해진 변위량만큼 아래로 이동시킨다.

⑧ 하중측정시스템으로 센서의 정보를 수집하며, 성토지반의 거동을 촬영하여 정밀 분석한다.

표 3.14 간격비별 실험계획

간격비 (D2/D1)	말뚝중심간격 D1(cm)	말뚝순간격 D2(cm)	토목섬유 무보강	토목섬유 PP500	토목섬유 PET500
0.5	8	4	○	○	-
0.6	10	6	○	-	○
0.67	12	8	○	○	○
0.75	16	12	-	○	○



(a) 토조내 침하판 거치 후 캡 설치



(b) 캡사이 모래성토 및 하중계 설치

사진 3.4 모형실험 과정 (계속)



(c) 토목섬유 포설

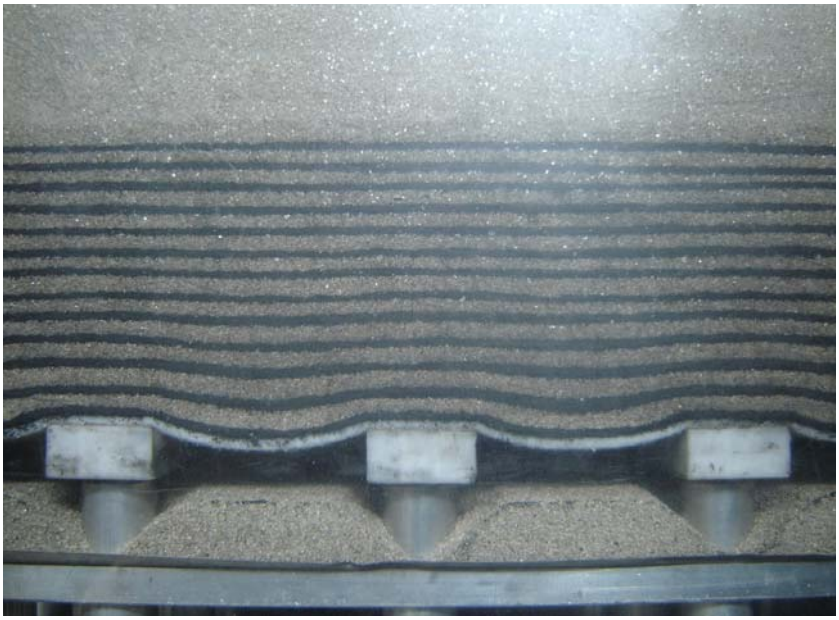


(d) 지반거동 관찰용 색사 살포

사진 3.4 모형실험 과정 (계속)



(e) 단계별 성토



(f) 침하에 따른 성토지반 거동 관찰 및 계측

사진 3.4 모형실험 과정

라. 모형실험결과

모래살포장치를 이용하여 모형토조 속 성토를 실시한 후 지반변형장치를 작동시켜 연약지반의 침하를 유발한다. 이때 성토지반 및 토목섬유의 변형형태, 말뚝작용하중 및 토목섬유의 변형률을 측정하고 단계별 침하유발에 지반의 변형형태를 분석하고자 한다.

(1) 성토지반 변형특성

(가) 토목섬유 무보강시

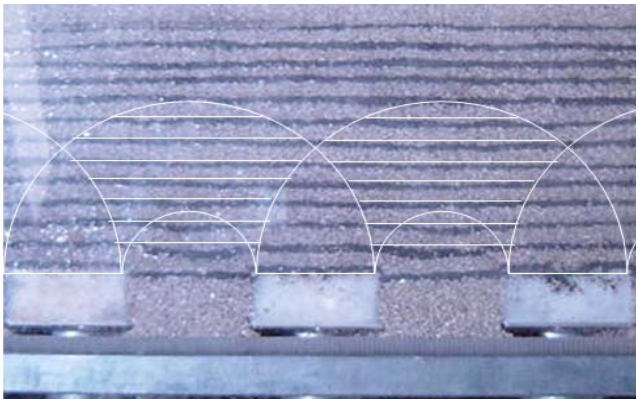
토목섬유 무보강시 침하유발에 따른 간격비별 지반변형형상을 나타내면 사진 3.5~사진 3.7과 같다.

사진 3.5는 토목섬유 무보강시 간격비 0.5(말뚝중심간격=8cm)에 대한 지반변형형상을 보여준다. 먼저 사진 3.5(a)는 모형실험을 실시하기 위한 준비가 완료된 상태의 모습이다. 즉 연약지반의 변형이 없는 초기상태를 말한다. 사진 3.5(b)는 변형초기 단계로서 단독캡 사이 침하판의 연직변위량이 2mm 발생하였을 때의 성토지반의 변형형상이다. 본 그림에서는 미비하지만 전체적으로 성토지반내에 소성변형 영역이 발달하고 있음을 알 수 있다. 그림 중 흰색 선은 색사의 거동을 분석하고자 색사 상부에 도시한 것이다. 연약지반의 변형에 따른 색사의 거동을 통하여 단독캡 사이의 순간격과 말뚝중심간격을 지름으로 하는 반원으로 표시될 수 있으며 이는 두 개의 원형아치로 도시된다. 앞에서 언급한 바와 같이 캡보말뚝에 대한 지반아칭과 동일한 형태로서, 단독캡말뚝의 경우에도 동일한 지반아칭해석이 가능함을 시사하고 있다.

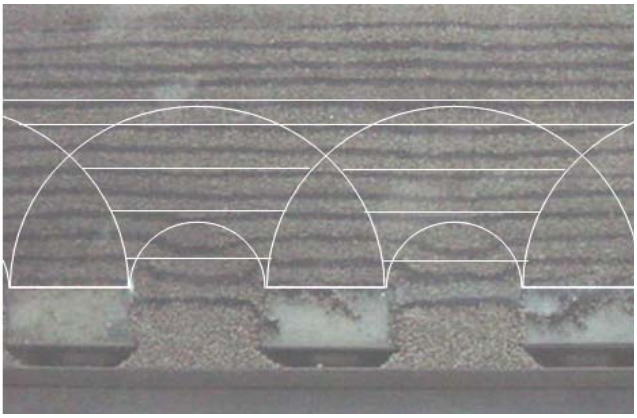
한편, 사진 3.5(c)는 지반변형이 6mm 발생하였을 경우의 성토지반내 변형상태를 나타낸 것이다. 이때에도 사진 3.10(b)와 같은 결과와 동일한 지반변형형상을 나타내고 있다. 그러나 침하판의 변형이 2mm일 때 보다 지반변형거동이 명확하게 단독캡 사이의 중심을 향하고 있음을 알 수 있다.



(a) 초기상태



(b) 침하판 변위가 2mm일 때



(c) 침하판 변위가 6mm일 때

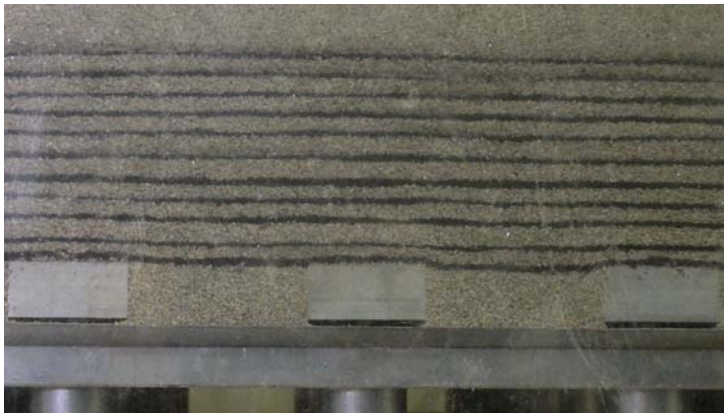
사진 3.5 침하에 따른 성토지반 변형 (무보강 D_2/D_1=0.5)

사진 3.6은 단독캡말뚝이 간격비 0.6(말뚝중심간격 10cm)에 대한 토목섬유 무보강시 지반변형을 나타내고 있다. 먼저 사진 3.6(a)는 연약지반의 변형이 없는 초기상태의 모습을 나타내며 사진 3.6(b)는 연약지반의 침하를 2mm 유발 시켰을 경우 성토지반 거동을 보여준다. 연약지반의 변형을 유발한 경우 색사의 거동을 통하여 성토체 내부에서 아치가 발생되고 있음을 보여주고 있다. 인접 말뚝 캡에서도 동일한 아치가 형성됨에 따라 단독캡을 이용한 경우 좌우 모든 지반에 아치가 형성되고 있음이 입증된다.

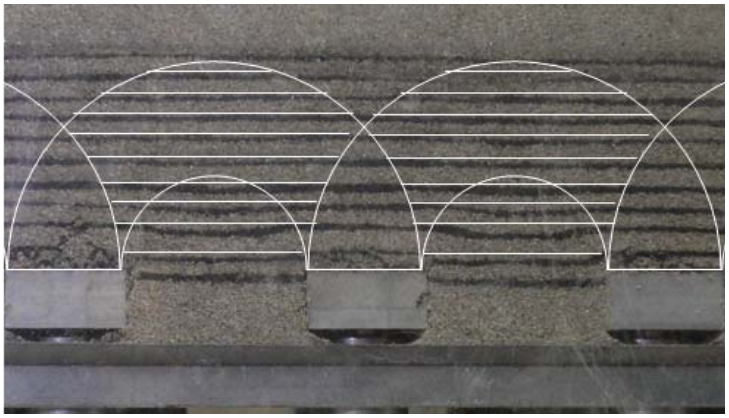
색사의 거동양상은 간격비 0.5일 때 보다 뚜렷한 지반변형을 통하여 지반내 아치현상이 발생했음을 보여주고 있다. 사진 3.6(c)는 연약지반상 변형이 9mm일 때의 지반변형형상으로 지반변형거동이 보다 명확하게 말뚝캡 사이의 중심으로 향하고 있음을 알 수 있으며 색사의 거동을 통하여 성토지반 내 아치현상이 형성됨을 확인할 수 있다.

한편, 사진 3.7은 간격비 0.67(말뚝중심간격 12cm)에 대한 무보강시 연약지반침하에 따른 지반 내 아치형상을 보여주고 있다. 이 경우는 말뚝 중심간격이 사진 3.5 및 사진 3.6 보다 크기 때문에 지반 내 변형형상을 통하여 명확한 지반 아치를 도시할 수 있다. 여기서도 말뚝 캡 상부에서는 지반의 움직임이 거의 없는 쐐기 영역이 존재하는데 이 쐐기 영역의 정점은 두 개의 외부 아치가 서로 교차하는 점으로부터 관측할 수 있다. 즉 이 영역은 단독캡 좌우의 지반아칭에 의한 영향을 동시에 받으므로 지반 변형이 발생되지 않고 쐐기 모양으로 남아 있는 것으로 판단된다.

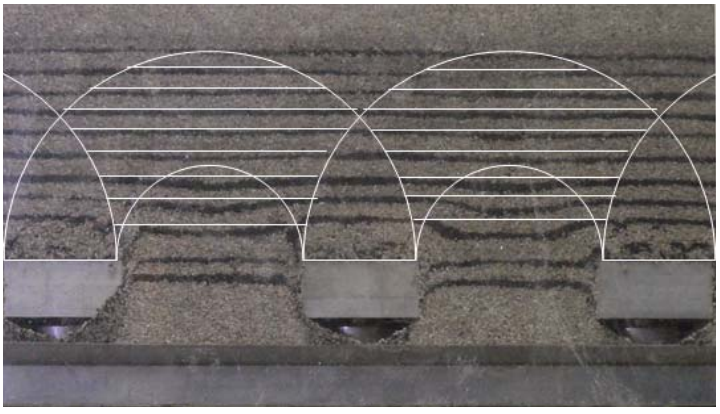
결과적으로 단독캡을 이용한 성토지지말뚝에서도 연약지반 변형에 따른 지반내 아칭현상이 발생된다. 지반아칭현상은 세가지의 실험간격비 모두 발현되었으며 이 중 말뚝중심간격이 클 때 지반아치가 더 확연히 관찰된다. 또한 캡 상부지반에서는 쐐기영역이 생성되어 지반변형이 발생되지 않게 된다.



(a) 초기상태



(b) 침하판 변위가 2mm일 때

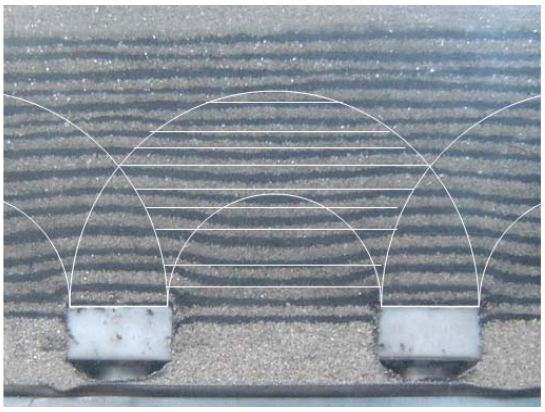


(c) 침하판 변위가 9mm일 때

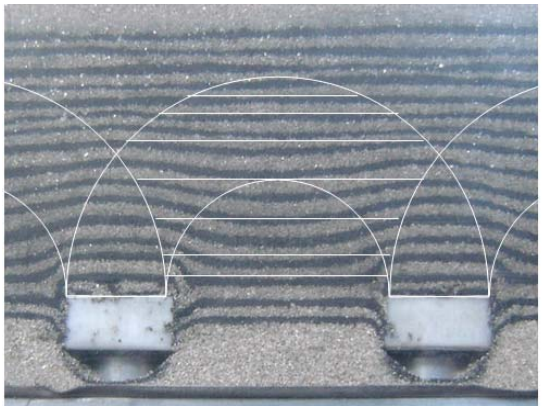
사진 3.6 침하에 따른 성토지반 변형 (무보강 D_2/D_1=0.6)



(a) 초기상태



(b) 침하판 변위가 5mm일 때



(c) 침하판 변위가 10mm일 때

사진 3.7 침하에 따른 성토지반 변형 (무보강 D_2/D_1=0.67)

(나) 토목섬유 PP500 보강시

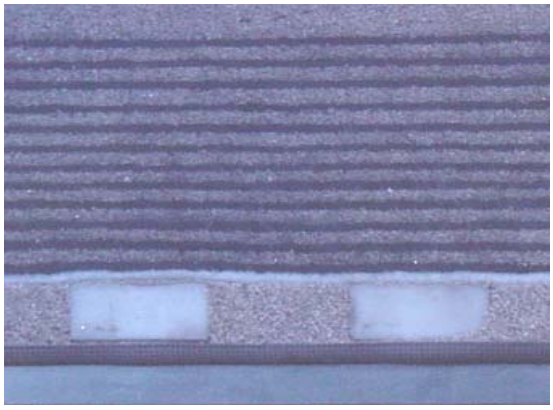
전 절에서 토목섬유 무보강시 간격비에 따른 지반의 변형형상에 대한 결과를 분석하였다. 본 절에서는 토목섬유 보강시 보강재에 따른 지반의 변형형상을 파악하고자 한다.

사진 3.8~사진 3.10은 간격비(D_2/D_1)가 각각 0.5, 0.67 및 0.75일 때 토목섬유 PP500(Poly Propylene) 보강시의 실험결과이다. 무보강시의 경우와 마찬가지로 토목섬유 보강시에도 지반변형을 관찰하기 위하여 색사와 모래를 반복 성토하였다. PP500으로 보강된 성토지지말뚝시스템은 연약지반의 변형이 없는 초기상태를 포함하여, 미소변형상태 및 대변형상태의 총 3단계에 걸쳐 분석한다.

먼저 지반침하 발생시 성토지반의 변형을 살펴보면 간격비 0.5의 경우 침하판 하강에도 불구하고 성토체의 변형이나 과도한 토목섬유의 변형은 발생되지 않았다(사진 3.8(b)). 그러나 색사를 통한 지반의 거동을 확인한 결과 미소한 색사의 거동을 통하여 토목섬유 보강시에도 성토지반 내 아칭이 발현되고 있음을 확인할 수 있다. 또한 토목섬유의 변형형상이 원호형태로 발생되며 이는 매우 미소하게 발생되고 있음을 볼 수 있다(사진 3.8(c)). 이는 토목섬유의 인장강성이 말뚝 간격비에 비해 크게 작용함에 따라 변형형상이 적게 발생된 것이라 판단된다.

사진 3.9는 토목섬유의 변형형상과 지반내 아치현상에 대해 면밀히 분석하고자 말뚝간격비를 0.67로 크게하여 실험한 결과를 나타낸 것이다. 사진에서 보듯이 연약지반의 변형에 따른 토목섬유의 처짐이 간격비 0.5인 경우보다 다소 크게 나타나고 있음을 확인할 수 있으며 이때 토목섬유의 변형형상은 원호형태로 나타남을 알 수 있다. 또한 토목섬유 보강시에도 무보강시와 동일한 지반내 아칭현상이 발현됨을 보이고 있다.

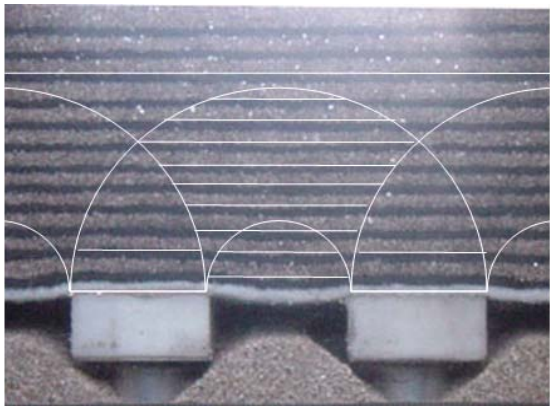
결과적으로 간격비 0.67에 대해 토목섬유로 보강시 지반 내 아칭현상이 발현되고 토목섬유의 강성으로 인한여 성토지반의 침하가 억제되고 있다. 또한 토목섬유의 변형형상은 간격비 0.5보다 더 뚜렷한 원호형태로 나타났다.



(a) 초기상태



(b) 침하판 변위가 2mm일 때

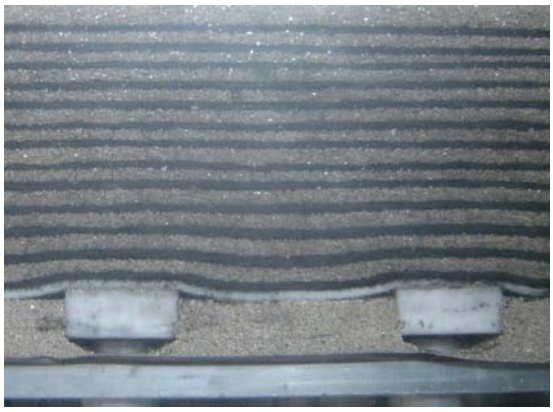


(c) 침하판 변위가 20mm일 때

사진 3.8 침하에 따른 성토지반 변형 (PP500보강 D_2/D_1=0.5)



(a) 초기상태



(b) 침하판 변위가 3mm일 때



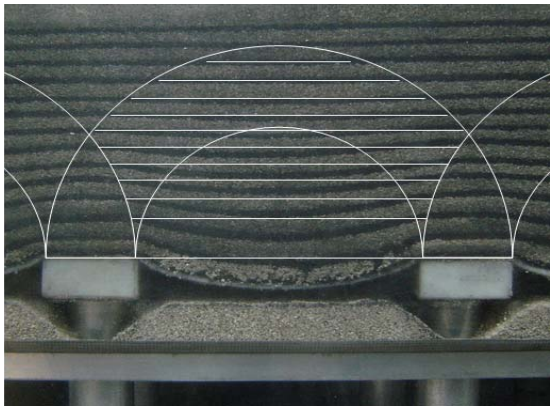
(c) 침하판 변위가 14mm일 때

사진 3.9 침하에 따른 성토지반 변형 (PP500보강 D_2/D_1=0.67)

사진 3.10은 간격비 0.75의 성토지지말뚝시스템에서 침하에 따른 토목섬유의 변형형상 및 성토지반의 거동을 나타내고 있다. 상기 간격비 0.5 및 0.67보다 토목섬유의 처짐이 상대적으로 가장 크게 나타나지만, 색사의 이동을 살펴볼 때 전체 성토지반을 안정적으로 지지하고 있는 것으로 평가된다. 또한 일정침하 후 내부아치내의 모래는 토목섬유에 의해 침하가 억제되고 있음을 알 수 있다. 본 관찰은 토조 벽 외부에서 관찰된 결과이므로 토조 내부 말뚝의 대각선 방향으로는 처짐량이 다소 클 것으로 판단된다.



(a) 침하판 변위가 5mm일 때



(b) 침하판 변위가 20mm일 때

사진 3.10 침하에 따른 성토지반 변형 (PP500보강 D_2/D_1=0.75)

(다) 토목섬유 PET500 보강시

사진 3.11～사진 3.12은 PP500보다 강성이 큰 PET500(Polyester)을 사용한 경우의 성토지지말뚝시스템에 대한 실험결과이며, 이때 간격비는 0.67, 0.75를 적용하였다.

먼저, 사진 3.11은 간격비 0.67에 대해 PET500으로 보강시 지반의 변형 및 토목섬유의 변형을 보여준다. 단계별 침하가 유발됨에 따라 토목섬유의 보강효과로 인하여 상부성토지반의 침하가 억제되고 있음을 알 수 있다. 이는 PP500으로 보강된 동일 간격비와 유사한 변형형상을 보여준다. 또한 PET500으로 보강했을 때에도 PP500과 마찬가지로 원호형태로 변형이 일어남을 볼 수 있다. 이러한 결과 PP500에서의 형상과 동일하다 할 수 있다. 그러나 PET500으로 보강시 PP500의 원호형태보다 더 작은 원호 형상을 나타내고 있다는 것을 확인할 수 있다. 이는 동일 간격비에 대해 PP500으로 보강된 변형형상과 비교함으로써 쉽게 얻을 수 있다.

이러한 결과는 PP500보다 강성이 큰 PET500으로 보강했을 경우 보강효과가 PP500보다 탁월하여 성토지반의 침하를 억제한다는 것을 의미한다. 이로서 보강재의 강성이 클수록 보강효과가 뛰어남을 입증할 수 있다.

사진 3.12는 말뚝 중심간 거리를 가장 크게한 간격비 0.75에 대한 실험적 결과이다. 사진 3.11에서 관찰된 바와 같이 토목섬유의 보강으로 인한 상부성토지반의 침하가 억제되고 이때 토목섬유의 변형형상이 원호로 발생되고 있음을 간격비가 작을 때 보다 뚜렷이 관찰되었다.

결과적으로 성토지지말뚝에 토목섬유가 보강된 경우 말뚝사이 연약지반 및 토목섬유는 원호의 형태로 변형됨을 알 수 있다. 또한 토목섬유의 보강효과로 성토지반의 침하가 억제되고 있음을 확인할 수 있다. 모형실험에서 PP500보다 PET500으로 보강한 경우, 지반의 변형이 작게 발생됨을 확인하였다. 이는 보강재의 강성이 클수록 보강효과는 더 크다는 것을 나타낸다. 즉, 동일한 간격비라 할지라도 토목섬유의 강성이 크면 성토체의 하중에 의한 처짐량은 작으며, 이때 토목섬유의 처짐각 역시 작게 발생된다.



(a) 초기상태



(b) 침하판 변위가 5mm일 때



(c) 침하판 변위가 10mm일 때

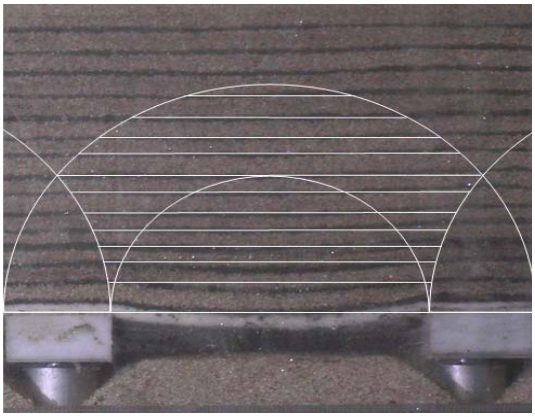
사진 3.11 침하에 따른 성토지반 변형 (PET500보강 D_2/D_1=0.67)



(a) 초기상태



(b) 침하판 변위가 5mm일 때



(c) 침하판 변위가 10mm일 때

사진 3.12 침하에 따른 성토지반 변형 (PET500보강 D_2/D_1=0.75)

나. 말뚝작용하중

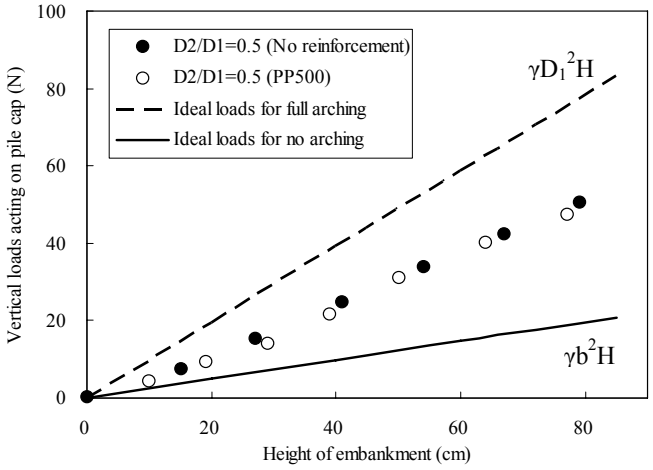
본 절에서는 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템에서 말뚝으로 전달되는 하중측정 결과를 성토단계와 침하단계로 나누어 정리하며, 그 특성을 분석하고자 한다.

(1) 성토단계

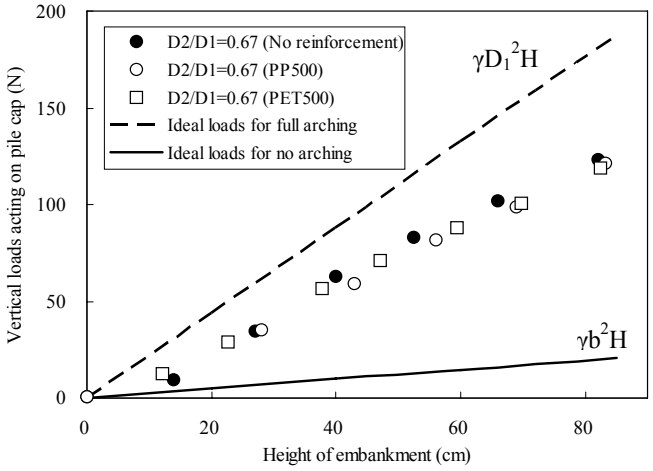
그림 3.99는 전체 모형실험에서 성토단계에서의 말뚝캡 작용하중을 간격비별로 나타낸 그림이다. 여기서 말뚝작용하중은 토조 중앙부의 네 개 말뚝으로부터 계측된 하중을 평균하여 구한 값이다. 또한, 지반아칭이 완전히 발휘되어 모든 성토하중이 말뚝캡으로 전달되는 경우를 점선으로, 지반아칭이 발생하지 않는 경우의 이론적인 말뚝캡 작용하중을 실선으로 각각 도시하였다.

그림에서 말뚝캡에 작용하는 성토하중은 성토고가 커짐에 따라 선형적으로 증가함을 알 수 있다. 성토단계에서는 침하유발장치가 작동되기 이전이므로 침하판의 변위는 아직 허용되지 않은 상태이다. 따라서 지반아칭현상이 발생하지 않는다면 말뚝캡에 작용하는 이론적인 성토하중은 간격비에 관계없이 실선으로 표시한 ($\gamma b^2 H$) 값이 되어야 할 것이다. 그러나 실제 계측결과는 말뚝캡 면적만큼의 토피하중보다 상당히 큰 하중이 작용하고 있다. 이는 성토지반속 말뚝캡과 지반의 강성차이로 인하여 지반아칭현상이 발생함으로써 성토하중이 말뚝캡으로 집중 전이된 것으로 평가된다.
또한, 간격비별 말뚝캡 작용하중을 살펴보면, 말뚝의 설치간격이 넓을수록 말뚝캡 작용하중도 큰 것으로 나타났다. 즉, 말뚝캡 간격비가 0.75인 경우 말뚝캡 작용하중이 가장 크다. 그러나 점선으로 표시한 말뚝 한 개가 분담하는 전체성토하중 ($\gamma D_1^2 H$)과 비교해 보면, 말뚝캡 간격비 0.75의 경우가 가장 작은 비율로 성토하중을 분담하는 것으로 나타났다.

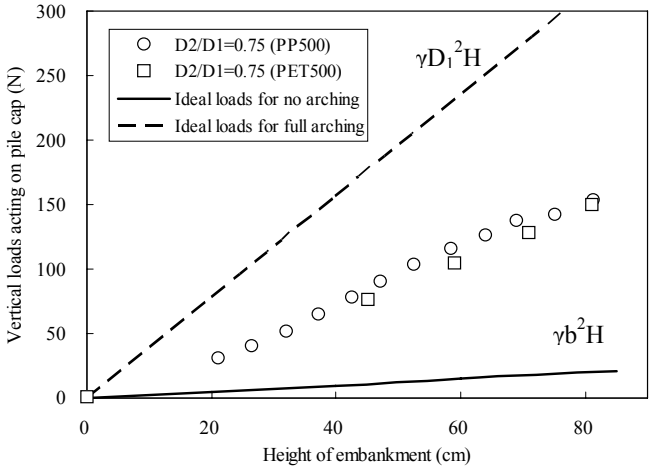
한편, 동일 간격비를 갖는 말뚝에서는 토목섬유를 보강하지 않은 경우가 토목섬유가 설치된 경우보다 다소 크게 하중이 측정되었다. 이는 지반의 변위가 발생되지 않은 상태에서 지반과 말뚝의 강성차에 의해서만 지반아칭효과가 발휘되는데 토목섬유가 하중을 분산시킴으로서 지반아칭효과가 감소된 것으로 사료된다.



(a) 말뚝캡간격비 0.5



(b) 말뚝캡간격비 0.67



(c) 말뚝캡간격비 0.75

그림 3.99 단계별 성토에 따른 말뚝캡 작용하중

(2) 침하단계

본 절에서는 지반변형장치에 의한 침하유발시 발생되는 말뚝작용하중을 파악하고자 한다. 그림 3.100~그림 3.102는 각각의 말뚝간격비에 대하여 토목섬유를 보강하지 않은 경우와 토목섬유(PP500 또는 PET500)를 보강한 경우의 지반침하에 따른 말뚝작용하중을 나타낸 그림이다. 그림에서 가로축은 침하유발장치에 의한 지반침하량을 나타내고 있으며, 침하량이 0일 때의 하중은 침하발생전 즉, 최종 성토단계에서 작용하고 있는 말뚝하중을 의미한다.

그림 3.100는 말뚝간격비가 0.5인 경우의 실험결과를 나타내고 있다. 간격비 0.5는 말뚝중심간격이 8cm이고 순간격이 4cm가 되도록 설치한 것으로서, 말뚝캡의 면적이 성토면적의 25%가 되는 간격비이다. 여기서는 토목섬유가 설치되지 않은 경우와 PP500의 토목섬유가 설치된 경우의 두 시험결과를 함께 도시하였다. 실험결과를 나타낸 두 곡선을 살펴보면, 모두 첫 번째 침하단계에서 말뚝에 작용하는 하중이 급격히 증가하고 있으며, 토목섬유가 설치되지 않은 경우가 첫 번째 단계에서의 하중증가량이 더욱 큼을 알 수 있다. 이것은 연약지반부의 침하로 인하여 성토체내의 흙입자가 재배열되면서 지반아칭효과가 극대화된 것으로 생각할 수 있다. 두 번째 침하단계에서는 토목섬유 설치여부에 따라 곡선의 경로가 확연히 다르게 나타난다. 즉, 토목섬유가 없은 경우는 최대하중에 도달한 후, 말뚝하중이 감소하고 있는 반면, 토목섬유가 있는 경우는 침하판 변위에 따라 말뚝작용하중이 점진적으로 증가하면서 수렴되는 형태를 보인다.

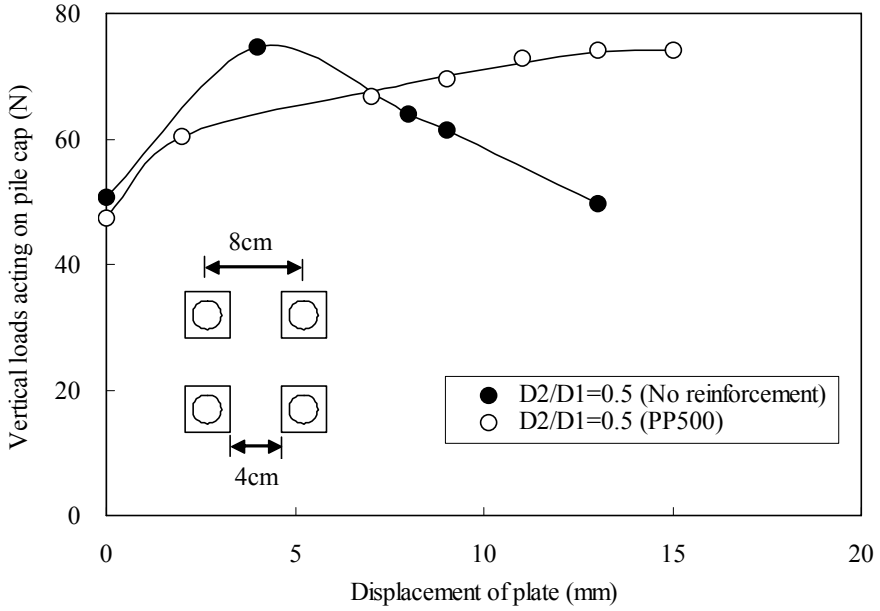


그림 3.100 침하에 따른 말뚝 작용하중 (간격비 0.5)

이는 토목섬유 무보강의 경우, 처음 지반변형단계에서 지반아칭효과가 극대화되며, 이후의 변형에서도 초기값과 비교할 때 지반아칭이 발휘되기는 하지만 그 정도가 최대값보다는 작아지는 것으로 볼 수 있다. 토목섬유 보강의 경우에는 사진 3.8에서 나타나듯이 침하판이 하강하더라도 토목섬유와 말뚝이 성토지반을 지탱해 주고 있다. 따라서 하중의 손실없이 점진적으로 성토하중이 말뚝으로 전이되어 수렴되는 것으로 판단된다.

그림 3.101은 말뚝간격비가 0.67인 경우의 실험결과를 나타내고 있다. 간격비 0.67은 말뚝중심간격이 12cm이고 순간격이 8cm가 되도록 설치한 것으로서, 말뚝캡의 면적이 성토면적의 11.1%가 되는 간격비이다. 여기서는 토목섬유가 설치되지 않은 경우와 PP500 및 PET500의 토목섬유가 설치된 경우의 세가지 시험결과를 함께 도시하였다.

실험결과를 나타낸 곡선을 살펴보면, 간격비 0.5의 경우와 유사한 경향을 보이고 있다. 즉, 토목섬유가 없는 경우는 침하초기 단계에서 급격한 하중증가를 보이며, 침하판이 하강할 수록 말뚝으로 전이되는 성토하중이 감소하고 있다. 반면에 토목섬유로 보강된 경우 초기 침하단계에서는 말뚝작용하중이 무보강시보다 작지만, 이후 시간이 경과함에 따라 점진적인 하중증가를 보이며 수렴된다. 한편, 토목섬유가

보강된 경우인 PP500과 PET500만을 놓고 보면, 침하 초기단계에는 말뚝에 작용하는 하중이 차이가 나지만, 시간이 경과함에 따라서 점차 유사한 값으로 수렴되고 있다.

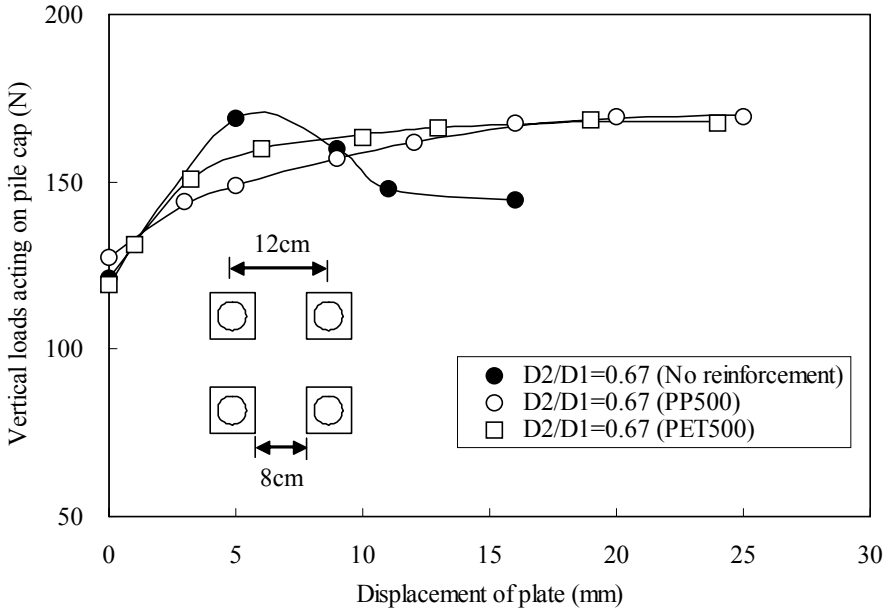


그림 3.101 침하에 따른 말뚝 작용하중 (간격비 0.67)

앞서 PP500과 PET500 보강시의 성토지반 변형을 나타낸 사진 3.9와 사진 3.11을 보면, 강성이 작은 PP500을 적용한 경우가 PET500보다 변형이 더 크게 발생된 것을 알 수 있다. 따라서 본 실험에서 모사한 것과 같이 하부지반이 공동화되어 말뚝 사이의 연약지반이 없는 경우에는 토목섬유의 인장변형 차이는 있더라도, 말뚝으로 전이되는 하중의 크기는 유사한 것으로 평가된다.

그림 3.102는 말뚝간격비가 0.75인 경우의 실험결과를 나타내고 있다. 간격비 0.75는 말뚝중심간격이 16cm이고 순간격이 12cm가 되도록 설치한 것으로서, 전체 성토면적에서 말뚝캡이 차지하는 비율이 6.25%가 되는 간격비이다. 여기서는 말뚝의 간격이 넓은 점을 고려하여 토목섬유 무보강시의 실험은 배제하고, PP500 및 PET500의 토목섬유가 설치된 경우의 실험을 실시하였다.

실험결과를 나타낸 곡선을 살펴보면, 앞서 나타낸 간격비 0.67의 경우와 유사한 경향을 보이고 있다. 즉, 침하 단계에서부터 점진적으로 말뚝작용하중이 증가하다가 일정한 값에 수렴하고 있다. 또한 토목섬유 강성에 따라 초기 말뚝에 작용하는

하중이 차이가 나지만, 시간이 경과함에 따라서 점차 유사한 값으로 수렴되고 있다.

결국, 본 실험과 같이 하부지반이 공동화되어 말뚝과 토목섬유만이 성토체를 지지하는 경우에는 토목섬유 종류에 따라 변형률의 차이는 있더라도, 최종적으로 말뚝에 전이되는 하중의 크기는 유사한 것으로 평가된다.

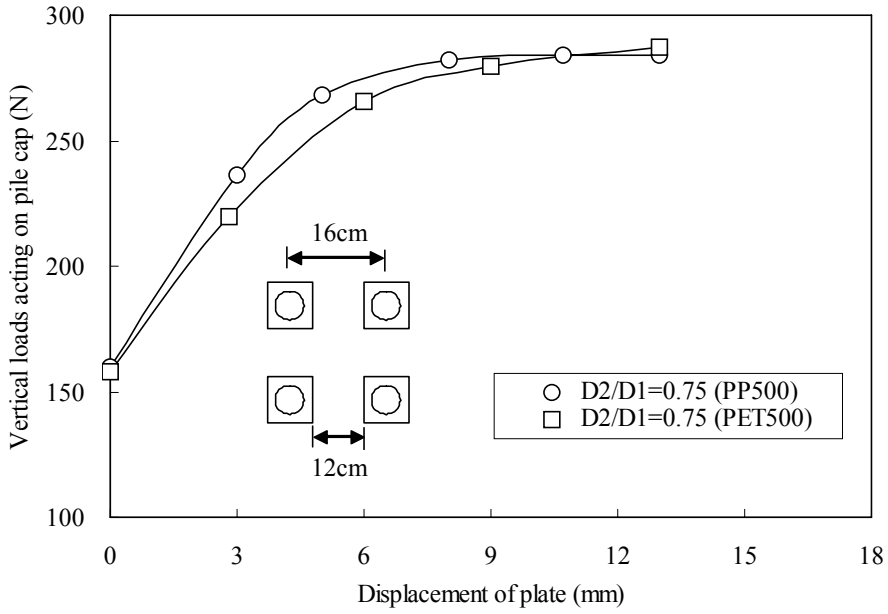


그림 3.102 침하에 따른 말뚝 작용하중 (간격비 0.75 보강)

다. 토목섬유 변형률

전절에서 기술한 바와 같이 침하판이 하강할 경우 지반아칭이 발휘되어 말뚝에 작용하는 하중이 증가하게 된다. 또한 토목섬유가 말뚝캡위에 설치될 경우 말뚝캡 사이의 토사하중은 토목섬유가 지탱하며 말뚝으로 그 하중을 전달하게 된다. 이때 토목섬유에는 처짐이 발생되며, 이때 인장변형의 정도는 토목섬유에 변형률계를 부착하여 측정할 수 있다. 그림 3.103~그림 3.105는 모형실험을 통해 측정·보정된 토목섬유의 변형률을 부착위치별로 나누어 도시하였다.

먼저 그림 3.103은 말뚝간격비가 0.5이고 PP500 토목섬유를 사용한 모형실험에서 침하판 하강에 따른 토목섬유의 변형률 측정결과를 도시한 그림이다. 그림 속 범례에는 각각의 변형률계 부착위치가 나타나 있는데, 1번 변형률계는 말뚝캡 측면부에 부착된 변형률계이며, 2번과 3번은 각각 말뚝캡의 대각선 방향으로 부착된 변형률계이다. 전체적으로 토목섬유의 변형은 침하판 하강에 따라 비선형적으로 증가하다

가 일정한 값으로 수렴되고 있다. 또한 위치별 변형률 분포를 보면 말뚝캡의 모서리부근에서 가장 변형이 크며, 캡사이의 중앙부에는 변형률이 상대적으로 작게 발생되고 있음을 알 수 있다.

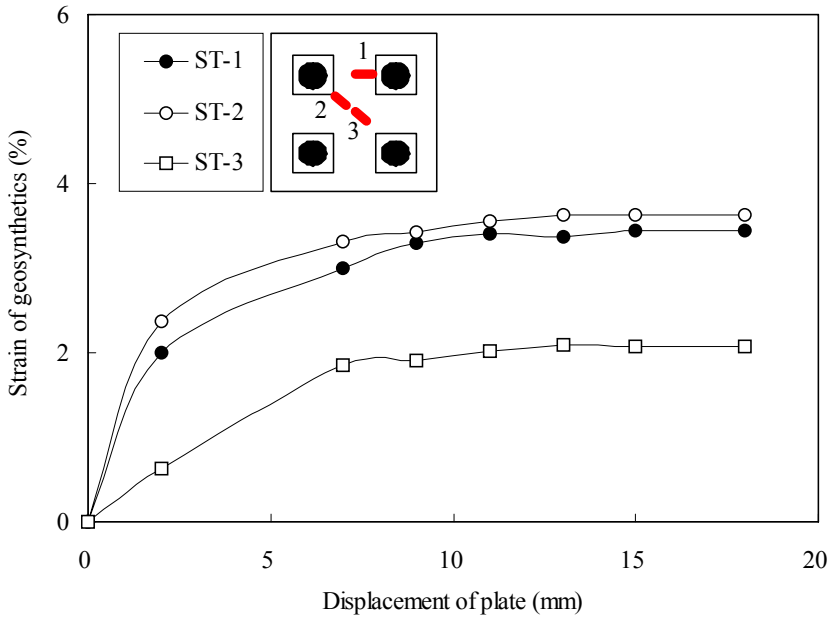


그림 3.103 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률 ($D_2/D_1 = 0.5$, PP500)

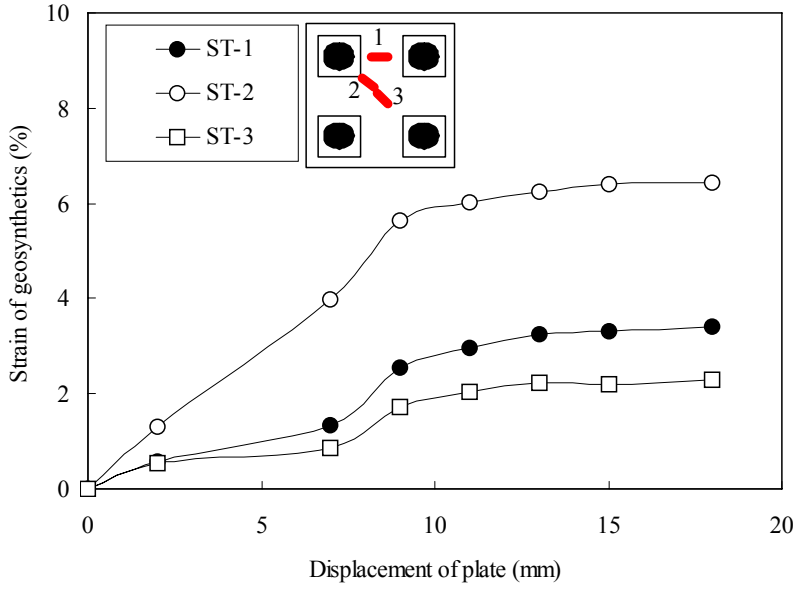


그림 3.104 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률 ($D_2/D_1 = 0.67$, PP500)

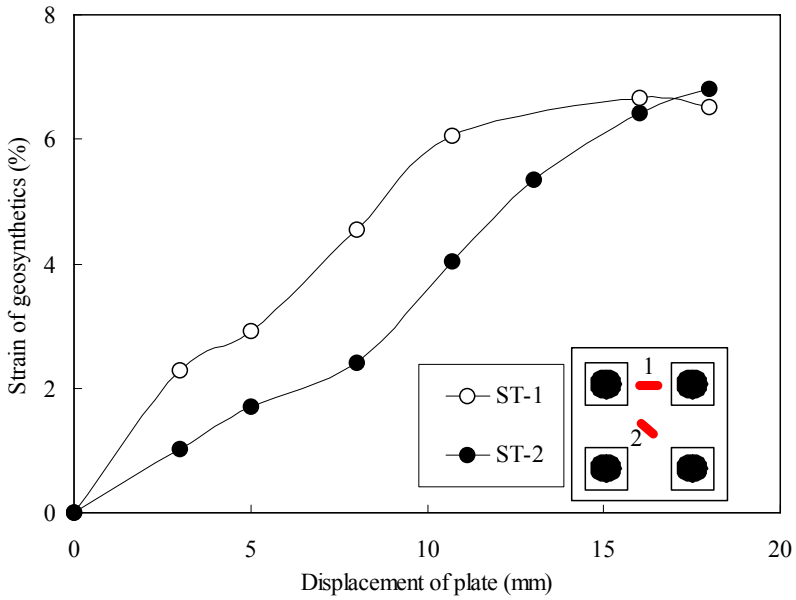


그림 3.105 단계별 침하에 따른 토목섬유 변형률 ($D_2/D_1 = 0.75$, PP500)

그림 3.104은 말뚝간격비가 0.67이고 PP500 토목섬유를 포설한 경우의 토목섬유 변형률을 도시한 것으로, 간격비 0.5와 유사한 경향을 보이고 있다. 즉, 말뚝캡의 모서리부에서 변형률이 가장 크게 발생되고 있으며, 발생된 변형률은 간극비 0.5의 경우보다 크게 나타났다. 간격비가 커질수록 토목섬유 처짐량도 증가함을 육안관찰을 통해서 확인한 바 있으므로, 변형률계 측정결과도 이를 뒷받침하는 것으로 평가할 수 있다.

그림 3.105는 말뚝간격비가 0.75이고 PP500 토목섬유를 포설한 경우의 토목섬유 변형률 측정결과를 도시한 그림이다. 본 그림에서는 캡 인접부에 설치된 변형률계가 망실되어 캡 중앙부의 토목섬유 변형률만을 나타내었다. 여기서 계측된 토목섬유의 변형률은 6%를 초과하는 것으로 나타났다. 이 값은 BS 8006(1995)에서 제시하는 토목섬유 허용변형률 6%를 초과하는 것이므로, 간격비 0.75와 같이 말뚝의 간격이 넓을 경우에는 보다 강성이 큰 토목섬유를 사용해야 함을 나타내고 있다.

그림 3.106과 그림 3.107는 PET500에 대한 변형률을 나타낸 것으로 각각 간격비 0.67과 0.75인 시험결과를 도시하고 있다. 전체적인 경향은 PP500의 경우와 유사하나 간격비 0.75에서도 최대변형률이 1%를 넘지 않고 있다. 이는 PET500의 강성이 PP500 보다 10배 가량크기 때문에 변형이 그 많큼 줄어든 것으로 생각할 수 있다.

결과적으로 토목섬유 변형률은 간격비가 커짐에 따라 증가함을 확인할 수 있으며, 그 변형양상은 캡사이에서 보다 캡에 인접된 위치에서 더욱 크게 발생되었다. 일부에서 같은 위치에 부착된 변형률계라 할지라도 측정치의 차가 발생하였는데 이는 변형률계를 부착한 토목섬유 위치의 정확성, 변형률계와 토목섬유의 부착강도, 변형률계와 토모섬유 자체 재질의 오차, 실험상의 오차 등이 존재하기 때문인 것으로 추측된다.

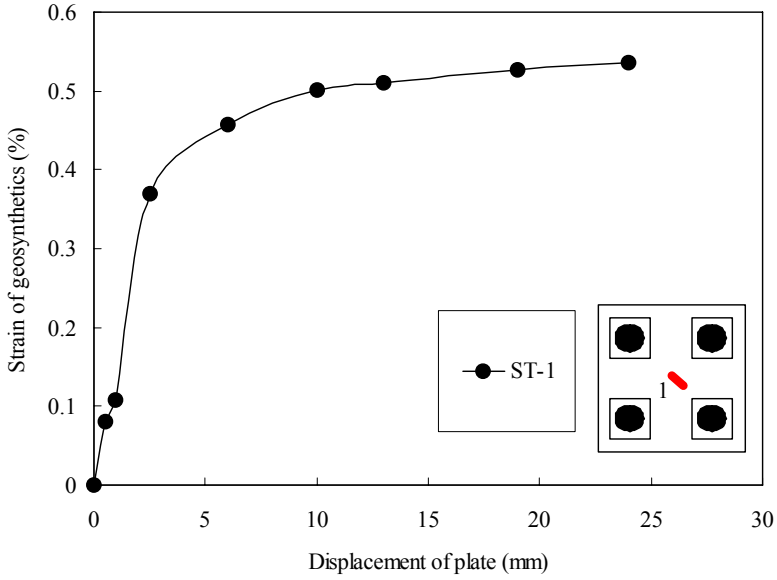


그림 3.106 단계별 침하량에 따른 토목섬유 변형률 (간격비 0.67 PET500)

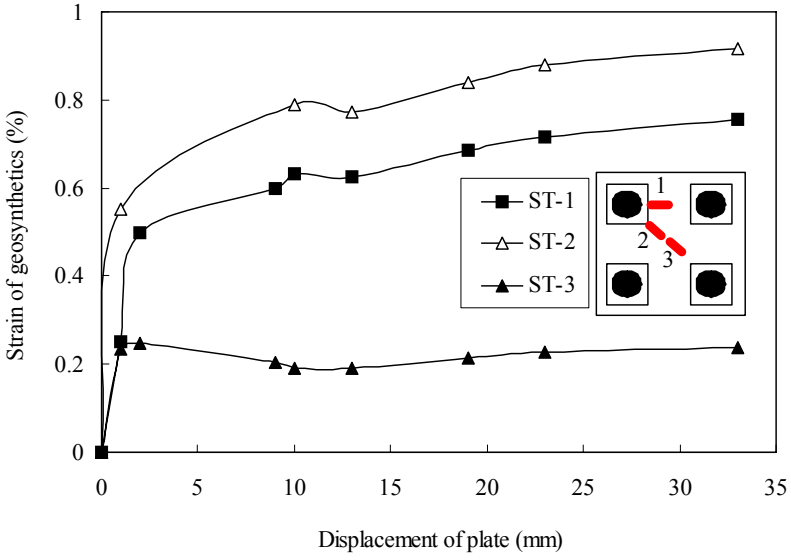


그림 3.107 단계별 침하량에 다른 토목섬유 변형률 (간격비 0.75 PET500)

라. 성토지반속 지반아칭의 모형화

토목섬유가 보강된 지반아칭 실험에서 침하판이 하강할 경우 지반아칭이 발휘되어 말뚝에 작용하는 하중이 증가됨을 알 수 있었다. 또한 토목섬유가 말뚝캡위에 설치될 경우 말뚝캡 사이의 토사하중은 토목섬유가 지탱하며, 토목섬유에는 원호형태의 처짐이 발생한다. 이를 도면으로 정리하면 그림 3.108과 같이 모형화 할 수 있다.

여기서, 성토지반속에 발휘되는 지반아칭은 토목섬유를 보강하지 않은 경우와 동일하게 발생되며, 단지 말뚝캡부에서 처짐각이 θ이고, 반지름이 R인 원호형태로 토목섬유가 변형되는 것으로 가정한다. 이때 반지름이 R인 원호의 중심각은 삼각형 내각의 합이 180도임을 고려하면 2θ가 된다. 또한 처짐각이 θ일때 반지름 R은 식 (3.14)과 같이 나타낼 수 있다. 처짐각과 최대침하량($s_{\max}$)과의 관계식은 원호의 기하학적 특성으로부터 식 (3.15) 또는 식 (3.16)와 같이 유도할 수 있다.

$$R = \frac{D_2}{\sqrt{2}\,sin\theta} \tag{3.14}$$

$$s_{\max} = R(1-\cos\theta) = \frac{D_2}{\sqrt{2}\,sin\theta}(1-\cos\theta) = \frac{D_2}{\sqrt{2}}tan\frac{\theta}{2} \tag{3.15}$$

처짐각 θ를 최대침하량 $s_{\max}$의 함수로 나타내면,

$$\theta = 2\tan^{-1}\left(\frac{\sqrt{2}\,s_{\max}}{D_2}\right) \tag{3.16}$$

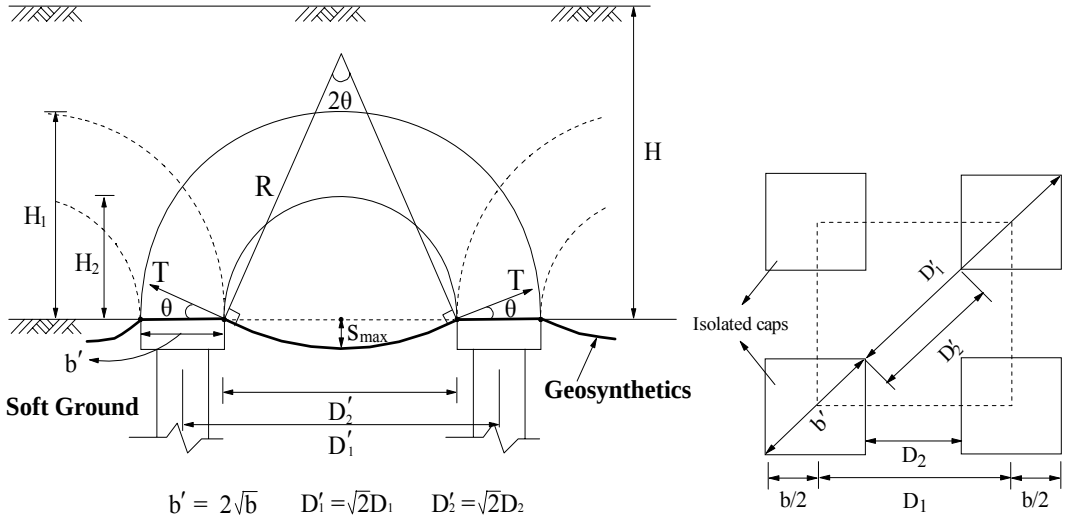


그림 3.108 지반아칭현상의 모형화

한편, 그림 3.108의 기하학적 특성으로부터 토목섬유의 변형률(ε)과 처짐각 θ 사이에는 식 (3.17)의 관계식이 성립된다.

$$\epsilon = \frac{2R\theta - D_2'}{D_2'} = \frac{\theta - \sin\theta}{\sin\theta} \quad (\theta : radian) \tag{3.17}$$

따라서 토목섬유 변형률(ε)을 결정하면 처짐각 θ는 식 (3.17)에 의해 구할 수 있다. 식 (3.17)에 의한 관계를 알기 쉽게 표현하고자 그래프로 도시하면 그림 3.109를 얻을 수 있으며, 회귀분석식인 식 (3.18)을 적용할 수 있다.

$$\theta \simeq 14\epsilon^{0.5} \tag{3.18}$$

여기서, ε과 θ의 단위는 각각 % 및 deg(°) 이다.

성토지반을 말뚝과 토목섬유 복합지지하는 경우, 안정성 측면에서 토목섬유의 변형률을 제한할 필요가 있다. 현행 영국기준(BS8006, 1995)에서는 성토지지말뚝시스템에서 토목섬유의 허용인장변형률을 6%로 규정하고 있다. 이와같이 토목섬유의 변형률이 결정되는 경우, 상기 식 (3.14)~식 (3.18)의 관계를 통하여 토목섬유의 변형특성을 쉽게 규정할 수 있다. 따라서 기존 지반아칭해석이론과의 접목을 통해 토목섬유가 보강된 경우에도 합리적인 해석법 마련이 가능할 것으로 판단한다.

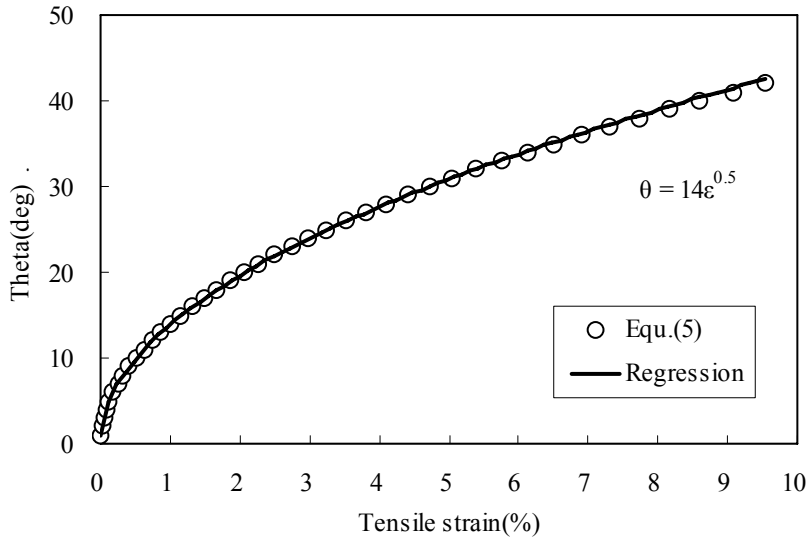


그림 3.109 토목섬유 변형률과 처짐각과의 관계

마. 요약

본 장에서는 실내모형실험을 통하여 G.R.P.S. 성토시스템에서의 지반아칭 형상을 규명하였다. 이때, 토목섬유 보강유무 및 말뚝중심간격을 변화시켜 이들 변화에 따른 지반아칭형상을 관찰하였다. 이들 실험결과를 요약정리하면 다음과 같다.

(1) G.R.P.S. 성토시스템을 실시할 경우 말뚝사이 연약지반 및 토목섬유는 원호의 형태로 변형이 일어난다. 이때 토목섬유의 보강효과로 토목섬유가 설치되지 않은 경우보다 토목섬유를 설치한 경우가 성토지반의 변형을 크게 억제함을 확인할 수 있다.

(2) 보강된 토목섬유의 강성에 따라 지반의 변형이 다르게 발생됨을 확인하였다. 즉, 보강재의 강성이 클 수록 보강효과는 더 크다는 것을 나타낸다. 즉, 동일한 간격비라 할지라도 토목섬유의 강성이 크면 성토체의 하중에 의한 처짐량은 작으며, 이때 토목섬유의 처짐각 역시 작게 발생된다.

(3) 연약지반부의 침하가 발생할 때, 지반아칭효과가 극대화되어 말뚝에 작용하는 하중 및 효율이 급격히 증가한다. 이때 토목섬유가 설치되지 않은 경우는 침하가 계속되면 최대 효율에 도달한 후, 말뚝효율이 감소된다. 반면, 토목섬유가 있는 경우는 침하에 따라 말뚝하중 및 효율이 점진적으로 증가하면서 일정한 값으로 수렴된다.

(4) 연약지반 침하발생시 토목섬유의 변형률은 비선형적으로 증가하다가 일정한 값으로 수렴된다. 이때 말뚝캡의 모서리부근에서 가장 변형률이 크게 나타나며, 캡사이의 중앙부에는 변형률이 상대적으로 작게 발생된다.

(5) 단독캡의 성토지지말뚝시스템에서는 돔형태의 3차원 지반아칭이 기대되며 말뚝의 대각선방향을 단면으로 하는 지반아칭으로 모형화 할 수 있다. 이 경우 간격비 D_2/D_1은 동일하지만, 전체 규격이 $\sqrt{2}$배로 확대된 성토지지말뚝시스템으로 해석한다. 또한, 토목섬유가 보강된 경우의 지반아칭은 토목섬유 무보강시의 지반아칭효과에 처짐각이 θ이고, 반지름이 R인 원호형태의 토목섬유가 성토하중을 말뚝으로 전이시키는 것으로 모형화 할 수 있다.

2. GRPS 성토시스템의 이론해석법 개발

G.R.P.S. 성토시스템에서의 지반아칭에 관한 모형실험을 통하여 말뚝으로 지지된 성토지반의 지반아칭 파괴형상을 관찰할 수 있었다. 본 장에서는 모형실험결과 관찰한 지반아칭 파괴형상의 기하학적 모델을 이용하여, G.R.P.S. 성토시스템에서의 하중전이 메커니즘을 규명할 수 있는 지반아칭 이론해석법을 제안하고자 한다.

가. 캡보말뚝시스템의 지반아칭 이론해석법

캡보말뚝시스템은 G.R.P.S. 성토시스템중 말뚝캡이 일렬로 연결된 경우를 말한다. 이 경우에는 캡연결방향으로 평면변형 조건이 되어, 2차원 해석이 가능하다. 캡보말뚝시스템의 지반아칭모델을 나타내면 그림 3.110과 같다.

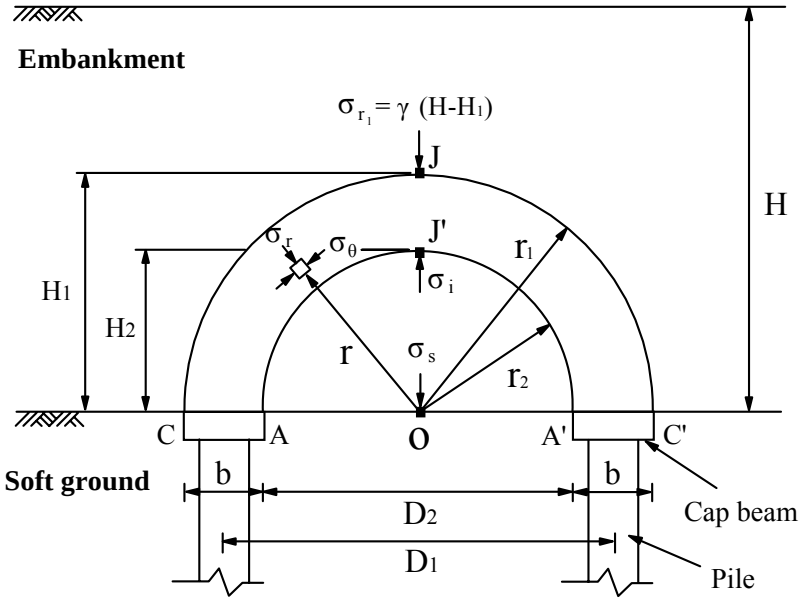


그림 3.110 캡보말뚝공법의 지반아칭 해석모델

여기서 성토고(H)가 H_1보다 크면 지반아칭효과가 발휘된다. 이 지반아칭의 형태는 내부아치과 외부아치로 나눌 수 있으며, 외부아치의 크기는 말뚝캡외측 모서리간 거리를 지름으로 하고 원점이 말뚝캡보 사이의 중점에 있는 반원이다. 내부아치는 외부아치과 중심이 같고 지름의 크기는 외부아치보다 캡폭만큼 작은 반원이다. 즉, 말뚝캡 내측모리간 거리를 지름으로 하는 반원이다. 또한 말뚝캡보 상에는 지

반거동이 발생하지 않는 쐐기영역이 존재한다.

상기 지반아칭 이론해석을 위해서는 두가지 지점에 대한 힘의 평형조건을 고려할 수 있다. 첫째는 지반아치 정상부(Crown)의 미소요소를 고려한 해석이며, 둘째는 캡상부의 미소요소를 고려한 해석이다. 그러나 성토고가 비정상적으로 큰 경우가 아니고서는 아치정상부가 취약구간이 되어, 전체지반의 안정성이 아치천정부에서 결정되는 것으로 평가된다(Hewlett and Randolph, 1988; Low et al. 1994). 즉, 말뚝으로 지지된 성토지반의 아칭파괴에 대한 실용적인 해석은 아치정상부에서의 응력해석만으로 충분하다고 할 수 있다.

그림 3.110의 지반아칭에서 중공면내의 미소요소를 해석하기 위해 극좌표평형방정식(Timoshenko and Goodier, 1970)을 이용한다. 아칭천정부에서는 연직방향만을 고려하며 아칭밴드내에 응력은 모두 동일하다고 하면 $\tau_\theta = 0$으로 간주할 수 있다. 이러한 가정으로 다시 정리하면 식 (3.19)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = -\gamma \tag{3.19}$$

여기서, σ_r과 σ_θ는 각각 미소요소의 반경방향과 법선방향의 수직응력이며, r은 반경방향 거리, γ는 물체력으로서 성토재의 단위중량을 나타낸다.

식 (3.20)에서 Mohr의 소성이론에 근거하면 $\sigma_\theta = N_\phi \cdot \sigma_r + 2c\sqrt{N_\phi}$로 나타낼 수 있다.

$$N_\phi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \tag{3.20}$$

따라서 식 (3.19)는 식 (3.20)과 같다.

$$\frac{\partial\sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r(1-N_\phi) - 2c\sqrt{N_\phi}}{r} = -\gamma \tag{3.21}$$

식 (3.22)는 1계선형 미분방정식의 형태로 나타나며 일반적인 해는 다음과 같다.

$$\sigma_r = A \cdot r^{(N_\phi - 1)} + \gamma \cdot \frac{r}{N_\phi - 2} - \frac{2c\sqrt{N_\phi}}{N_\phi - 1} \tag{3.22}$$

그림 3.110의 지반아칭정상부 J 에서 $r = r_1$이므로 r_1는 식 (3.23)와 같이 되며, 이 위치에서의 수직응력 σ_{r1} 은 식 (3.24)와 같다.

$$r_1 = \frac{D_1 + b}{2} \tag{3.23}$$

$$\sigma_{r1} = (H - r_1)\gamma \tag{3.24}$$

그림 3.110에서 H는 성토고이며 H_2는 연약지반면 O(말뚝캡 상부면과 동일)에서 아치의 정상점 J까지의 거리이다. 기하학적 형상을 통해 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$H_1 = r_1 \tag{3.25}$$

따라서 지반아칭정상부응력 σ_{r1} 은 식 (3.24)와 식 (3.25)로부터 식 (3.26)과 같이 된다.

$$\sigma_{r1} = (H - H_1)\gamma \tag{3.26}$$

여기서, $H - H_1 = H'$이라 한다.

r_1일 때 $\sigma = \sigma_{r1}$인 경계조건을 식 (3.19)에 대입하여 적분상수 A를 구하면 식 (3.27)과 같이 된다.

$$\mathrm{A} = \gamma\left\{\mathrm{H}' - \frac{\mathrm{r}_1}{\mathrm{N}_\phi - 2}\right\} \cdot \mathrm{r}_1^{1-\mathrm{N}_\phi} - \frac{2\mathrm{c}\,\mathrm{N}_\phi^{\frac{1}{2}}}{\mathrm{N}_\phi - 1} \cdot \mathrm{r}_1^{1-\mathrm{N}_\phi} \tag{3.27}$$

적분상수 A를 식 (3.22)에 대입하면 σ_r 은 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\sigma_{\mathrm{r}} = \gamma\left\{\mathrm{H}' - \frac{\mathrm{r}_1}{\mathrm{N}_\phi - 2}\right\} \cdot \left(\frac{\mathrm{r}}{\mathrm{r}_1}\right)^{\mathrm{N}_\phi - 1} + \gamma\frac{\mathrm{r}}{\mathrm{N}_\phi - 2} \tag{3.28}$$

$$- \left\{1 - \left(\frac{r}{r_1}\right)^{N_\phi - 1}\right\} \cdot \frac{2c\,N_\phi^{\frac{1}{2}}}{N_\phi - 1}$$

한편, 아칭영역내 정점J'에서의 수직응력 σ_i는 $r = r_2$일 때 이므로 이를 식 (3.28)에 대입하면 식 (3.29)와 같이 된다.

$$\sigma_{r2} = \sigma_i = \gamma\left\{H' - \frac{r_1}{N_\phi - 2}\right\} \cdot \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^{N_\phi - 1} + \gamma\frac{r_2}{N_\phi - 2} \tag{3.29}$$

$$- \left\{1 - \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^{N_\phi - 1}\right\} \cdot \frac{2c\,N_\phi^{\frac{1}{2}}}{N_\phi - 1}$$

양질의 성토재는 점착력이 미소한 것으로 평가할 수 있다. 따라서 식 (3.29)에서 점착력 항을 제거하면 식 (3.30)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_{r2} = \sigma_i = \gamma\left\{H' - \frac{r_1}{N_\phi - 2}\right\} \cdot \left(\frac{r_2}{r_1}\right)^{N_\phi - 1} + \gamma\frac{r_2}{N_\phi - 2} \tag{3.30}$$

여기서 연약지반상에 작용하는 수직응력 σ_s가 말뚝캡 사이에 균일하게 작용한다고 가정하면, O점에서의 σ_s는 식 (3.31)과 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma_s = \sigma_i + H_2\gamma \tag{3.31}$$

여기서 H_2는 내부아치의 반경 r_2에 해당하는 성토고를 나타낸다.

한편, 성토지지말뚝캡보의 단위 m당에 작용하는 연직하중의 크기(P_{v1})는 말뚝캡보의 중심간격 D_1 사이의 성토중량에서 연약지반면에 작용하는 전체하중을 뺀 것

으로 생각할 수 있다. 즉, P_{v1}은 식 (3.32)와 같이 된다.

$$P_{v1}=\gamma \cdot D_1 \cdot H-\sigma_s \cdot D_2 \tag{3.32}$$

따라서 지반아칭현상으로 인해 말뚝에 추가되는 하중의 크기는 상기의 이론식을 통해 검토할 수 있으며 이를 표시하기 위해 성토전체중량에 대한 성토지지말뚝의 하중분담을 나타내는 지표로서 효율(Efficiency)을 산정하면 보다 쉽게 지반아칭효과를 표시할 수 있다. 캡보말뚝공법의 효율을 E_{f1} 이라 하고, 성토하중에 대한 말뚝이 부담하는 하중의 백분율로 표시하면 식 (3.33)과 같다.

$$E_{f1}=\frac{P_{v1}}{\gamma \cdot D_1 \cdot H}\times 100(\%) \tag{3.33}$$

나. 단독캡말뚝시스템의 지반아칭 이론해석법

단독캡말뚝시스템은 토목섬유가 보강되지 않은 경우와 토목섬유가 보강된 경우로 구분하여 지반아칭 이론해석법을 정립하고자 한다.

(1) 토목섬유 무보강시 지반아칭 이론해석

토목섬유가 보강되지 않은 단독캡말뚝의 G.R.P.S. 성토시스템에 대한 기하학적모델을 나타내면 그림 3.111과 같다. 이는 그림 3.110에서 나타낸 바와 같이 캡폭이 b이고, 말뚝중심간격이 D_1인 성토지지말뚝에서 대각선방향 말뚝의 단면이 된다. 여기서 단독캡말뚝은 그림 3.111에 나타낸 바 있는 돔형의 지반아치가 발생되므로 3차원 극좌표를 활용한 구공동확장이론을 이용할 수 있다.

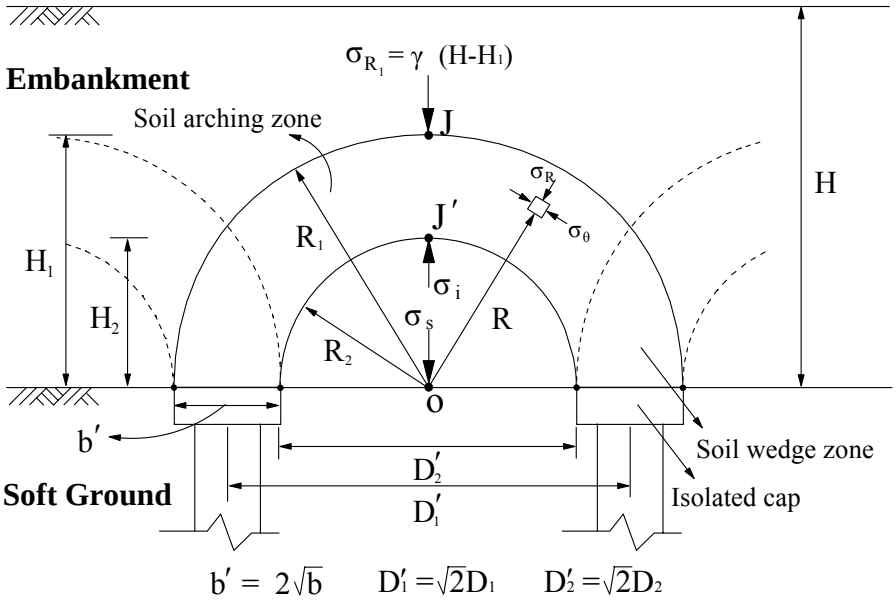


그림 3.111 3차원 지반아치의 해석모델

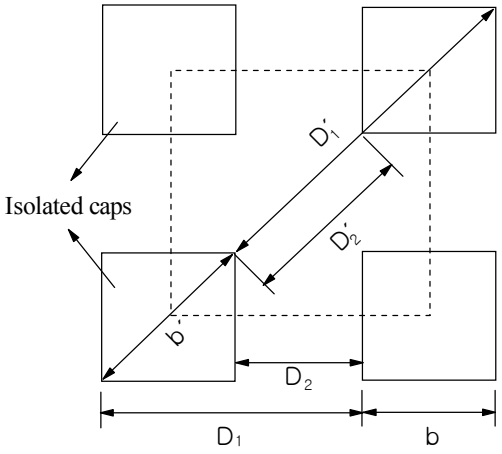


그림 3.112 단독캡말뚝 설치 평면도

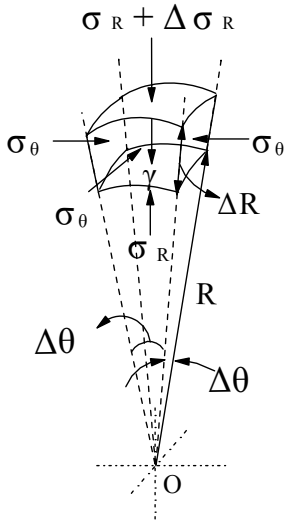


그림 3.113 3차원 극좌표에서의 미소요소 응력성분

돔형 지반아치의 정상부에서는 연직방향의 힘만을 고려하며 지반아칭영역 내에서 응력은 모두 동일하다고 하면 전단응력성분은 0으로 간주할 수 있으므로 지반아치 정상부에서의 미소요소는 그림 3.113과 같이 된다. 따라서, 이와 같은 미소요소의 반경방향 힘의 평형을 고려하여 정리하면 식 (3.34)으로 나타낼 수 있다 (Hewlett and Randolph, 1988).

$$\frac{d\sigma_R}{dR}+\frac{2(\sigma_R-\sigma_\theta)}{R}=-\gamma \tag{3.34}$$

여기서, σ_R과 σ_θ는 각각 미소요소의 반경방향과 법선방향의 수직응력이며, R은 반경방향 거리, γ는 성토지반의 단위중량으로 반경방향의 물체력이다.

법선방향 수직응력 σ_θ는 Mohr의 소성이론에 근거하면 $\sigma_\theta = N_\phi \cdot \sigma_r + 2cN_\phi^{1/2}$이 되므로 이를 식 (3.34)에 대입하면 식 (3.35)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{d\sigma_R}{dR}+\frac{2\sigma_R(1-N_\phi)-4cN_\phi^{1/2}}{R}=-\gamma \tag{3.35}$$

식 (3.36)은 1계선형미분방정식에 해당하며, 일반해는 다음과 같이 구해진다.

$$\sigma_R = A \cdot \mathrm{R}^{2(\mathrm{N}_\phi - 1)} + \gamma \frac{\mathrm{R}}{2\mathrm{N}_\phi - 3} - \frac{2\mathrm{cN}_\phi^{\frac{1}{2}}}{\mathrm{N}_\phi - 1} \tag{3.36}$$

그림 3.111에서 아치 정상부에서 $R = R_1 = (D_1' + b')/2$ 일 때, $\sigma_{R1} = \gamma(H - R_1)$ 이 성립하는 경계조건을 대입하면 적분상수 A를 식 (3.37)과 같이 구할 수 있다.

$$A = \gamma\left\{\sigma_{R1} - \frac{R_1}{2N_\phi - 3}\right\} \cdot R_1^{2(1-N_\phi)} - \frac{2cN_\phi^{\frac{1}{2}}}{N_\phi - 1} R_1^{2(1-N_\phi)} \tag{3.37}$$

적분상수 A를 다시 식 (3.36)에 대입하면 식 (3.38)을 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned}\sigma_R = {} & \gamma\left\{H - R_1 - \frac{R_1}{2N_\phi - 3}\right\} \cdot \left(\frac{R}{R_1}\right)^{2(N_\phi - 1)} + \gamma \frac{R}{2N_\phi - 3} \\ & - \frac{2cN_\phi^{\frac{1}{2}}}{N_\phi - 1}\left\{1 - \left(\frac{R}{R_1}\right)^{2(N_\phi - 1)}\right\}\end{aligned} \tag{3.38}$$

아칭영역 내부 경계의 응력 σ_i 는 $\mathrm{R} = \mathrm{R}_2 = \mathrm{D}_2'/2$ 일 때의 응력이므로 이를 식 (3.38)에 대입하면, 식 (3.39)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}\sigma_{R2} = \sigma_i = {} & \gamma\left(H - R_1 - \frac{R_1}{2N_\phi - 3}\right)\left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{2(N_\phi - 1)} + \gamma \cdot \frac{R_2}{2N_\phi - 3} \\ & - \frac{2cN_\phi^{\frac{1}{2}}}{N_\phi - 1}\left\{1 - \left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{2(N_\phi - 1)}\right\}\end{aligned} \tag{3.39}$$

연약지반상에 작용하는 수직응력이 말뚝캡 사이의 연약지반면에 균일하게 작용한다고 가정하면, O점에서의 응력 σ_s 는 다음과 같다.

$$\sigma_s = \sigma_i + R_2\gamma \tag{3.40}$$

따라서, 단독캡에 작용하는 연직하중 P_{v2}는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_{v2} = \text{전체 성토하중} - \text{연약지반에 작용하는 하중}$$
$$= \gamma H D_1^2 - \sigma_s (D_1^2 - b^2) \tag{3.41}$$

성토지지말뚝시스템에서 하중지지효과를 나타내는 지표로서 성토전체하중에 대한 말뚝에 작용하는 하중의 백분율로 표시되는 효율을 사용할 수 있다. 본 절에서 유도한 단독캡을 사용한 성토지지말뚝의 효율 E_{f2}은 식 (3.42)와 같다.

$$E_{f2} = \frac{P_{v2}}{\gamma H D_1^2} \times 100 = [\frac{\gamma H D_1^2 - \sigma_s (D_1^2 - b^2)}{\gamma H D_1^2}] \times 100 \tag{3.42}$$
$$= [1 - \frac{\sigma_s (D_1^2 - b^2)}{\gamma H D_1^2}] \times 100$$

(2) 토목섬유 보강시 지반아칭 이론해석

토목섬유가 보강된 경우, 토목섬유 무보강시 보다 말뚝에 작용하는 연직하중이 증가하게 된다. 이는 연약지반으로 작용하는 연직응력 σ_s가 토목섬유의 인장력으로 지탱되며, 이 힘이 말뚝의 연직하중으로 전이되기 때문이다. 토목섬유의 보강효과는 토목섬유 하부에 존재하는 지반의 연경도에 따라 큰 영향을 받게 된다. 즉, 지반이 매우 연약한 경우에는 토목섬유의 처짐량이 비교적 크게 발생되어 이에 따른 인장력도 커지는 반면, 강성이 있는 지반에서는 토목섬유의 보강효과가 상대적으로 작아지게 된다.

본 절에서는 토목섬유가 보강된 성토지지시스템의 지반아칭 해석을 연약지반의 반력을 고려하지 않은 경우와 고려한 경우의 두가지 방법으로 나누어 제시하고자 한다.

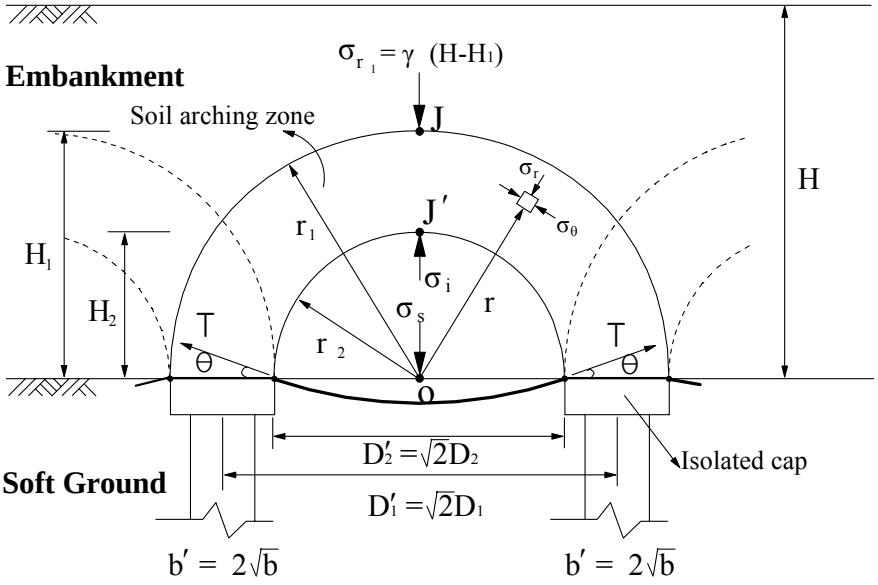
(가) 지반반력을 고려하지 않은 경우의 이론해석

G.R.P.S. 성토시스템에서 연약지반의 지반반력을 고려하지 않는 경우란 2장에서 수행한 모형실험 조건과 같이 하부지반이 공동화된 경우로 볼 수 있다. 이 경우는

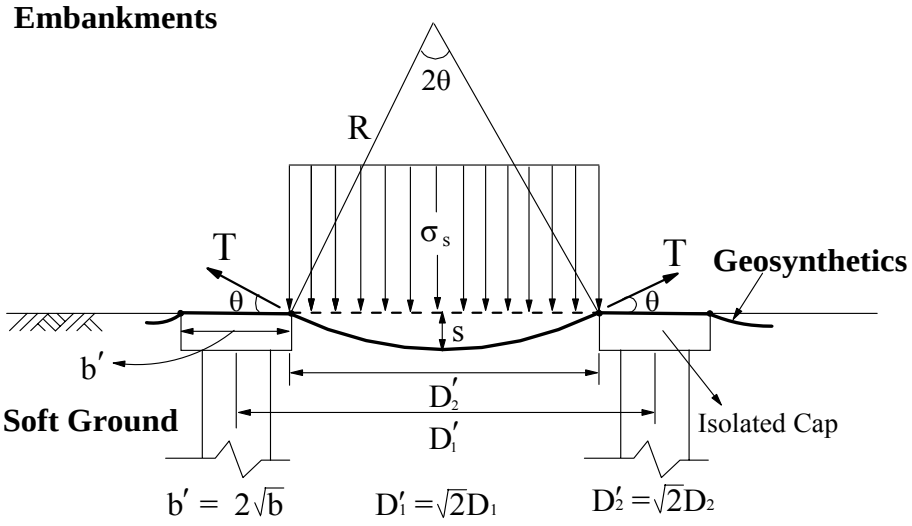
시공완료 후 하부지반이 유실되는 등의 특수한 상황이 아니고서는, 실제 현장조건과 부합되지 않는다. 그러나 지반반력을 고려하지 않는 해석은 토목섬유의 처짐량과 인장력을 크게 평가하므로, 시공상의 불확실성으로 인한 안전설계가 필요한 경우에 적합한 해석법이라 판단된다.

중심간격 D_1, 캡폭 b인 성토지지말뚝시스템의 기하학적 해석모델은 그림 3.114와 같다. 2장에서의 실험을 통하여 이미 토목섬유 보강시에도 토목섬유 무보강시의 지반아치가 생성됨을 관찰한 바 있으므로 3차원 지반아치 해석모델을 그림 3.114(a)와 같이 적용할 수 있다. 여기에 그림 3.114(b)의 토목섬유 해석모델을 추가 적용함으로서 전체적인 해석이 이루어진다. 이때 그림 3.114(b)의 말뚝사이 토목섬유에 작용하는 수직응력 σ_s는 토목섬유 무보강시의 연약지반 작용응력인 식 (3.43)과 동일한 값이 적용된다. 또한 토목섬유의 변형형상은 반경이 R이고 중심각이 2θ인 원호형태로 가정하여 유도·제안한다.

말뚝 캡사이 토목섬유에 작용하는 연직하중은 그림 3.114(b)에서 $\sigma_s \cdot D_2'$로 나타낼 수 있다. 또한 인장력이 T, 처짐각이 θ인 토목섬유의 연직하중은 $2Tsin\theta$로 표현된다. 따라서 연약지반 지반반력을 무시한 상태에서 연직방향 힘의 평형을 고려하면 식 (3.43)과 같으며, 토목섬유의 인장력 T는 식 (3.44)으로 나타낼 수 있다.



(a) 단독캡말뚝의 해석모델



(b) 토목섬유 해석모델(지반반력 무시)

그림 3.114 토목섬유보강 단독캡말뚝시스템의 해석모델

$$\sigma_s D_2^{'} = 2T\sin\theta \tag{3.43}$$

$$T = \frac{\sigma_s D_2^{'}}{2\sin\theta} = R \cdot \sigma_s \tag{3.44}$$

한편, 토목섬유의 인장력은 토목섬유의 인장강성(K_G)와 축변형률(ϵ_G)의 관계로 나타낼 수 있다. 이때 T는 식 (3.45)와 같다.

$$T = K_G \cdot \epsilon_G \tag{3.45}$$

또한 그림 3.114(b)의 기하학적인 형상을 통해 토목섬유 처짐각 θ(라디안)와 토목섬유 변형률(ϵ_G) 사이의 관계는 식 (3.46)으로 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_G = \frac{2R\theta - D_2^{'}}{D_2^{'}} = \frac{\theta - \sin\theta}{\sin\theta} \tag{3.46}$$

식 (3.44)와 식 (3.45)을 식 (3.46)에 대입하면 식 (3.47)로 정리된다.

$$\frac{\sigma_s D'_2}{2K_G} = \theta - \sin\theta \tag{3.47}$$

각 단계별 성토시 말뚝캡 사이로 작용하는 σ_s는 식 (3.47)로 계산할 수 있으므로, 말뚝순간격(D_2)과 토목섬유 특성치 K_G를 알면 미지수인 토목섬유 처짐각 θ를 구할 수 있다. 이때의 θ값을 식 (3.44)에 대입함으로써 단계별 성토고에 따른 토목섬유의 변형률 및 인장력 T를 구할 수 있다. 토목섬유 인장력 T는 캡 주면장을 따라 작용하므로(그림 3.114 참조), 단위 말뚝에 전이되는 연직하중 P_{G1}는 식 (3.48)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_{G1} = 4b \times T\sin\theta \tag{3.48}$$

전체 성토지지말뚝시스템의 효율은 기존의 토목섬유 무보강시 지반아칭 이론효율에 식 (3.48)을 합산함으로써 구할 수 있으며, 식 (3.49)와 같이 나타낼 수 있다.

$$E_{f3} = \frac{P_{v2} + P_{G1}}{\gamma H D_1^2} \times 100(\%) \tag{3.49}$$

여기서, P_{v2}는 토목섬유 무보강시 기존 아칭이론에 의한 말뚝에 작용하는 연직하중으로서 $\gamma H D_1^2 - \sigma_s (D_1^2 - b^2)$의 값이다.

(나) 지반반력을 고려한 경우의 이론해석

토목섬유를 보강한 단독캡말뚝의 성토지지시스템에서 연약지반 침하에 따른 반력을 고려한 지반아칭 해석을 위하여 그림 3.115와 같은 해석단면을 설정하였다. 그림 3.115는 그림 3.114의 지반반력을 고려하지 않은 경우와 비교할 때, 토목섬유 하부의 지반반력 σ_r이 고려된 것이 차이라 할 수 있다. 그 밖에 이론해석을 위한 가정사항은 다음과 같다.

① 토목섬유가 보강된 경우에도 지반아칭현상은 무보강시와 동일하게 발생한다.

② 지반반력이 작용하는 경우에도 토목섬유의 변형형상은 원호로 나타난다.

③ 토목섬유와 연약지반은 일체로 거동한다.

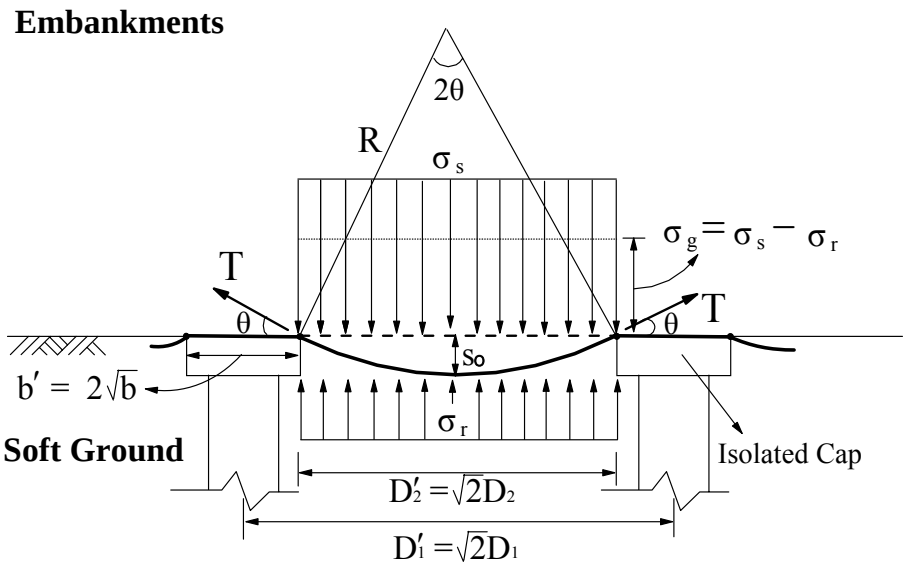


그림 3.115 연약지반의 반력을 고려한 지반아칭 해석모델

그림 3.115의 해석모델에 대한 기하학적 관계를 이용하여 다음과 같이 최대침하량 s_o와 반경 R에 대해 정리할 수 있다.

$$s_o = R(1-\cos\theta) \tag{3.50}$$

$$R = \frac{D_2'}{2\sin\theta} \tag{3.51}$$

식 (3.50)을 식 (3.51)에 대입하여 침하량 s_o에 대한 항으로 정리하면 식 (3.52)와 같다.

$$s_o = \frac{D_2'}{2\sin\theta}(1-\cos\theta) = \frac{D_2'}{2}tan\frac{\theta}{2} \tag{3.52}$$

또한 식 (3.52)를 처짐각 θ에 대하여 정리하면 식 (3.53)과 같이 표현된다.

$$\theta = 2\tan^{-1}(\frac{2s_o}{D_2'}) \tag{3.53}$$

토목섬유에서 인장력 T는 지반반력을 고려한 연직방향 힘의 평형조건으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T = \frac{\sigma_g D_2'}{2\sin\theta} = R \cdot \sigma_g \tag{3.54}$$

여기서 토목섬유에 작용하는 수직응력 σ_g는 그림 3.115에 나타나 있듯이 토목섬유 무보강시의 수직응력 σ_s에 연약지반 반력 σ_r을 뺀 값으로 정의된다. 따라서, 이들 관계를 정리하면 식 (3.55)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{T}{R} = \sigma_g = (\sigma_s - \sigma_r) \tag{3.55}$$

토목섬유 인장력과 변형률의 관계식을 나타내는 식 (3.54) 및 식 (3.55)는 지반반력을 고려하는 경우에도 유효한 관계식으로서 이를 식 (3.55)과 함께 식 (3.56)에 대입하면 다음과 같은 결과가 얻어진다.

$$\sigma_g = \frac{2K_G(\theta - \sin\theta)}{D_2'} = \sigma_s - \sigma_r \tag{3.56}$$

토목섬유 적용시 통상 토목섬유의 변형률이 6% 이하가 되도록 규정하고 있다 (BS 8006, 1995). 이를 준수할 때, 연약지반의 침하량은 그 두께에 대하여 미소한 값으로 평가할 수 있다. 따라서 연약지반의 반력은 탄성범위에서의 해석이 가능하다. 즉, 연약지반의 반력 σ_r은 다음과 같이 침하량, 연약지반 깊이, 연약지반 탄성계수의 함수로서 나타낼 수 있다.

$$\sigma_r = \epsilon_s E_s = \frac{s}{z} E_s \tag{3.57a}$$

여기서, s는 임의지점에서의 토목섬유 처짐량이며, Es와 z는 각각 연약지반의 탄성계수 및 두께이다.

식 (3.57a)는 성토폭에 비하여 연약지반의 두께가 작아 연약지반에 응력이 균질하게 분포되는 경우에 적합하다. 만약 연약층의 심도가 깊어 지반이 반무한체로 평가되는 경우에는 z값이 매우 커서 지반반력이 과소평가될 수 있다. 따라서 이 경우에는 식 (3.57b)과 같이 평판재하시험을 통해 연약지반의 지반반력계수 $K_s(kN/m^3)$를 구하여 침하량과의 관계식으로부터 지반반력을 구하는 것이 바람직하다.

$$\sigma_r = s K_s \tag{3.57b}$$

한편, 토목섬유의 변형형상은 원호로 정의하였으므로 지점별 침하량 및 지반반력은 다르게 나타난다. 이에 지점별 침하량에 대하여 D_2' 길이만큼 적분하면 연약지반 반력의 총합을 구할 수 있다. 연약지반 반력의 총합을 $\Sigma\sigma_r(kN/m)$이라 하면 그 값은 식 (3.58)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Sigma\sigma_r = \frac{2E_s}{z}\int_0^{\frac{D_2}{2}} s = \frac{\Sigma s}{z} E_s = \Sigma s K_s \tag{3.58}$$

식 (3.58)을 단위길이당 하중으로 나타내면 식 (3.59)로 정리된다.

$$\sigma_g D_2' = 2K_G(\theta - \sin\theta) = \sigma_s D_2' - \Sigma\sigma_r \tag{3.59}$$

연약지반 침하의 총합 Σs는 그림 3.115의 기하학적 특성에 의해 연약지반 침하부분의 면적이 되므로 결국 연약지반의 최대처짐량 s_o나 토목섬유의 처짐각 θ의 함수가 된다. 또한 최대처짐량 s_o와 토목섬유 처짐각 θ는 식 (3.52)와 식 (3.53)의 관계가 성립하므로 시행착오법으로 반복·계산함으로서 식 (3.60)이 성립하는 θ를 구할 수 있다.

일단 θ값이 결정되면 지반반력을 무시한 경우와 마찬가지로, 단계별 성토고에 따른 토목섬유의 변형률 및 인장력 T를 구할 수 있다. 토목섬유 인장력 T는 캡 주면장을 따라 작용하므로, 단위 말뚝에 전이되는 연직하중 P_{G2}는 식 (3.60)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_{G2} = 4b \times T sin\theta \tag{3.60}$$

전체 성토지지말뚝시스템의 효율은 기존의 토목섬유 무보강시 지반아칭 이론효율에 식 (3.60)를 합산함으로써 구할 수 있으며, 식 (3.61)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_{f3} = \frac{P_{v2} + P_{G2}}{\gamma H D_1^2} \times 100(\%) \tag{3.61}$$

여기서, P_{v2}는 토목섬유 무보강시 기존 아칭이론에 의한 말뚝에 작용하는 연직하중으로서 $\gamma H D_1^2 - \sigma_s (D_1^2 - b^2)$의 값이다.

다. 지반아칭 이론해석법 고찰

전절에서 GRPS 성토시스템에서의 이론해석법을 제안하였다. 그러나 이들 식을 활용하기 전에 이들 식이 가지는 모순점이 없는가를 먼저 검토해야 할 것이다.

캡보말뚝시스템과 단독캡말뚝시스템의 두 이론해석법에 있어서 가장 큰 차이는 성토지지말뚝위 성토지반에 발달하는 지반아치의 형상이라 할 수 있다. 즉, 말뚝캡보를 사용한 경우는 그림 2.47(a)에 도시했던 바와 같이 터널과 유사하게 2차원적이고, 단독캡을 사용한 경우는 그림 2.47(b)에 나타내었던 바와 같이 돔의 형상과 유사하게 3차원적이다.

따라서, 이와 같이 서로 다른 형태로 발달하는 지반아치의 기하학적형상으로부터 각각 유도된 이론식에 의한 산정치를 비교・분석하여 지반아치의 형상이 성토지지말뚝의 연직하중분담효과에 미치는 영향을 고찰해 보고자 한다.

(1) 해석단면

이론해석법의 비교를 위하여 그림 3.116과 같은 단면을 대상 현장으로 가정하였다. 즉, 성토지지말뚝으로는 400mm 직경의 PHC말뚝을 중심간격이 2m가 되도록 연약층을 관통하여 설치한다. 이 때 말뚝캡보를 사용한 성토지지말뚝의 경우는 말뚝을 줄말뚝의 형태로 설치하고 각각의 줄말뚝을 0.8m폭을 가지는 말뚝캡보로 연결한다.

단독캡에 대한 해석에서는 각각의 말뚝위에 가로×세로가 0.8m×0.8m인 단독캡을 시공하는 것으로 한다. 토목섬유는 인장강도가 200kN/m인 지오그리드를 설치하여, 토목섬유 보강에 따른 말뚝으로의 하중전이효과를 검토하도록 한다.

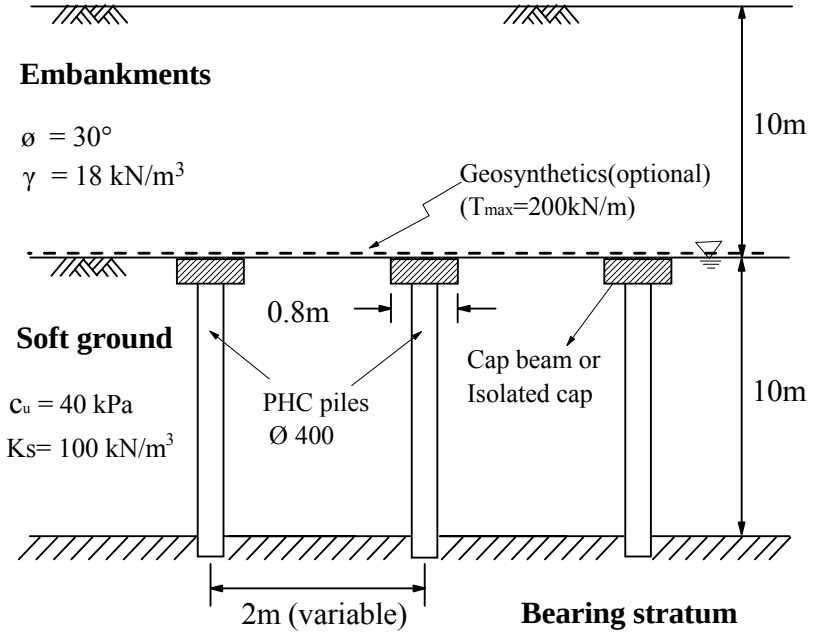


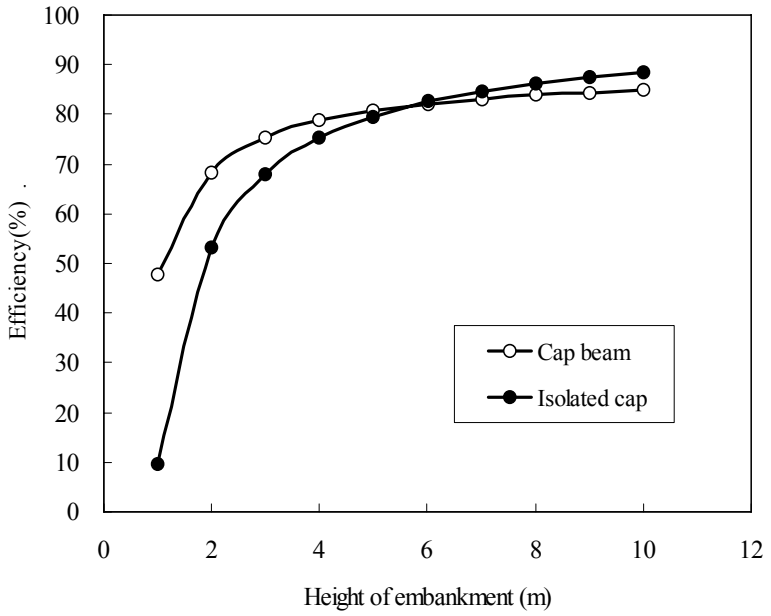
그림 3.116 성토지지말뚝시스템의 설치단면도

한편, 성토재료는 내부마찰각이 30°이고 단위체적중량이 18kN/m³인 사질토를 사용하여 10m까지 단계별로 성토를 실시한다. 또한 다양한 말뚝설치 간격에 대한 지반아칭해석을 위해 말뚝간격비가 0.5부터 0.9까지 변화할 때 지반아칭에 의한 성토지지말뚝의 효율변화를 검토해 보기로 한다.

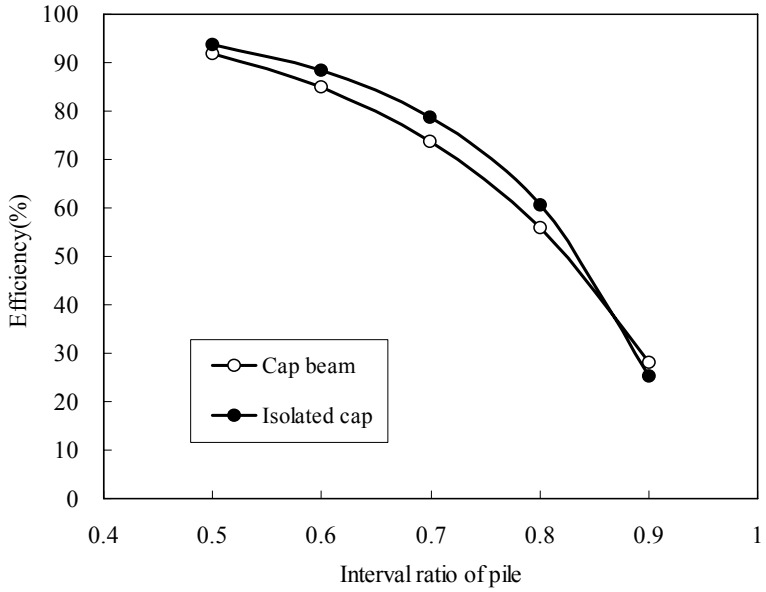
상기 설명한 바와 같은 조건의 현장을 기본으로 하여 성토지지말뚝시스템의 하중분담효과를 해석한다.

(2) 토목섬유 무보강시 해석결과

그림 3.117은 캡보말뚝시스템과 단독캡말뚝시스템에서의 토목섬유 무보강시 정상파괴 이론해석결과를 나타낸 그림이다.



(a) 단계별 성토에 따른 효율(간격비 0.6)



(b) 말뚝간격비에 따른 효율

그림 3.117 토목섬유 무보강시 이론해석 결과

먼저, 그림 3.117(a)는 말뚝의 간격이 2m(간격비 0.6)일 때, 캡보말뚝 및 단독캡말뚝의 효율을 도시한 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 초기에 성토고가 낮은 경우에는 2차원이론으로 구한 캡보말뚝의 효율이 크게 나타나며, 6m 이상의 성토고에서는 단독캡말뚝의 효율이 더 큼을 알 수 있다. 이는 지반아치가 완전히 발달되기 위한 성토고가 단독캡말뚝의 경우가 캡보말뚝 보다 크기 때문에, 고성토고로 갈수록 단독캡말뚝공법에서 지반아칭효과가 극대화되는 것으로 평가할 수 있다.

또한, 그림 3.117(b)는 말뚝간격비(D_2/D_1)를 0.5~0.9까지 변화시킨 상태에서 성토를 10m 실시한 경우의 성토지지말뚝 효율을 나타낸 것이다. 말뚝간격비에 따라 두 이론효율값은 간격비가 커질수록 감소하는 경향을 보이고 있다. 간격비가 작은 경우에는 3차원 이론효율이 더 크고 간격비 0.8과 0.9사이에서 두 효율값이 교차하며 그 이후의 간격비에서는 캡보말뚝의 이론효율값이 더 크게 나타난다.

말뚝설치 간격이 8m일 때 간격비가 0.9이므로, 10m 성토고라 할지라도 말뚝간격을 고려할 때 저성토에 해당된다. 따라서 이 경우, 지반아칭 발달이 먼저 이루어지는 캡보말뚝공법이 말뚝효율이 상대적으로 크게 나타난 것으로 판단된다

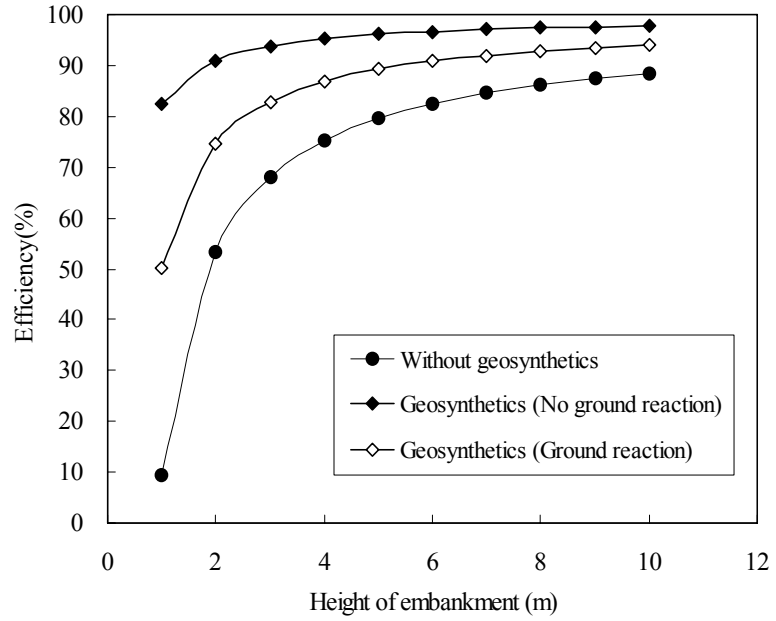
위의 두 결과로부터 말뚝간격비에 대한 상대적인 성토높이가 클 경우에는 단독캡을 사용한 성토지지말뚝이 더 효과적임을 알 수 있다.

(3) 토목섬유 보강시 해석결과

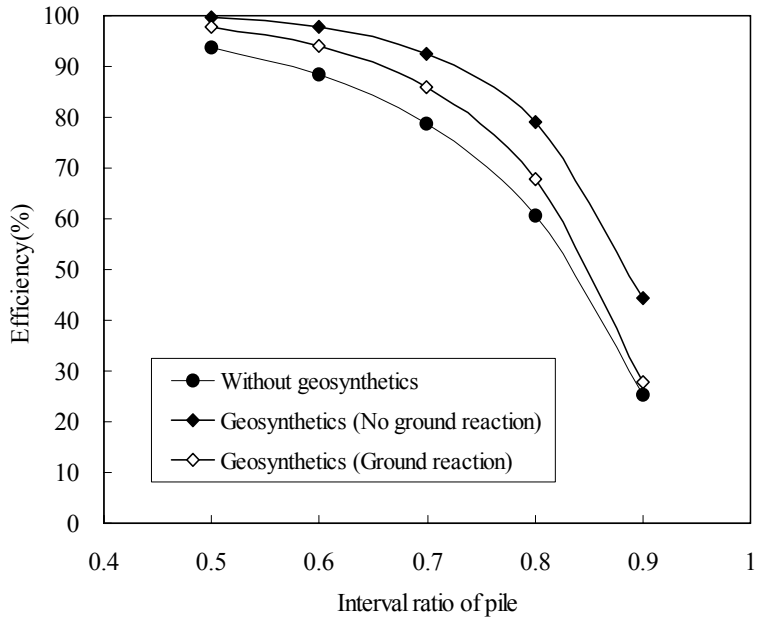
그림 3.116의 성토지지말뚝 설치단면도에서 토목섬유를 설치한 경우에 대한 이론효율을 산정하고자 한다. 여기서 토목섬유는 단독캡말뚝과 복합시공하며, 인장강도($T_{\max}$)가 200kN/m, 인장강성(K_G)은 2,000kN/m인 지오그리드를 설치하는 것으로 고려하였다. 토목섬유가 보강된 경우의 해석은 다시 연약지반의 반력을 고려하지 않은 해석과 연약지반 반력을 고려한 해석으로 나눌 수 있으며, 각각 식 (3.60)과 식 (3.61)로 효율을 산정하게 된다. 연약지반 반력을 고려하는 해석에서 연약지반의 지반반력계수(K_s)는 100kN/m^{3}을 적용하였다.

그림 3.118는 토목섬유가 설치된 경우 단독캡말뚝의 효율을 이론적으로 해석한 결과이며, 토목섬유 무보강시의 결과도 참고로 함께 도시하였다. 먼저 말뚝의 설치간격이 2m 일때 단계별 성토에 따른 효율의 변화를 나타내면 그림 3.118과 같다.
그림에서 토목섬유 보강시의 효율은 단계별 성토에 따라 초기 급격하게 증가하며 이

후 성토고가 커지면서 점차 일정한 값으로 수렴하는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 토목섬유 무보강시와 비교할 때와 매우 유사한 경향을 나타낸다.



(a) 단계별 성토에 따른 효율(간격비 0.6)



(b) 말뚝간격비에 따른 효율(성토고 10m)

그림 3.118 성토지지말뚝 효율에 대한 이론해석 결과

그러나 말뚝의 효율은 무보강시의 효율과 비교할 때 크게 증가된 형태로 나타나며,

이러한 효율의 증가는 지반아치가 완전히 발달하기 이전인 저성토 구간에서 특히 두드러지는 것으로 나타난다.

한편, 토목섬유 보강시 해석에서 지반반력을 고려하지 않은 해석이 지반반력을 고려한 경우보다 효율이 크게 산정되고 있다. 지반반력을 고려하지 않는 경우는 지반반력계수 K_s가 0인 경우로 볼 수 있으므로 결국, 지반반력계수의 크기에 따라 성토지지말뚝의 효율은 토목섬유 무보강시의 효율과 지반반력을 고려하지 않은 효율의 중간값을 가지는 것으로 평가된다.

그림 3.118(b)는 말뚝의 설치간격비가 0.5~0.9일때 최종성토고인 10m까지 성토를 한 경우 단독캡말뚝의 효율을 나타낸 것이다. 성토고가 일정한 상태에서는 간격비가 증가할수록 말뚝의 효율이 감소됨을 알 수 있다. 또한 토목섬유 보강시 지반반력을 고려한 효율값이 무보강시에 비하여 증가하고 있으며, 지반반력을 고려하지 않는 이론효율값이 가장 큰 것으로 나타났다.

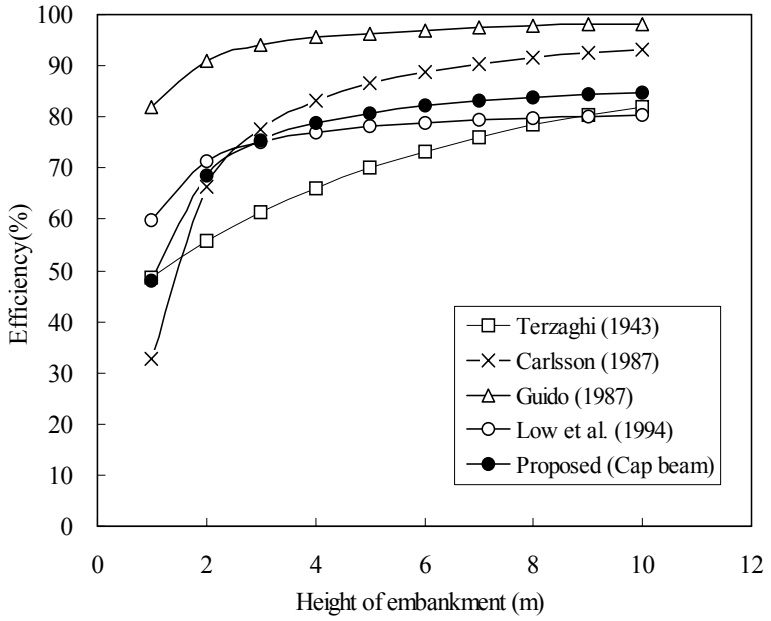
지반반력을 고려하지 않는 경우는 토목섬유에 의해 말뚝으로 전이되는 하중의 양을 크게 산정한다. 따라서 말뚝 및 토목섬유에 대한 재료선정시 안전측의 설계가 된다.

실제 지반반력이 없는 경우는 성토지지말뚝시공후 원지반 압밀 등의 이유로 말뚝으로 지지된 성토체와 원지반선이 분리된 경우로 생각할 수 있다. 따라서 안전측의 설계나 복잡한 반복계산 과정없이 비교적 간단하게 효율을 산정하고 토목섬유 재료를 선정하는 경우 적합한 해석법이라 판단된다. 반면, 보다 정밀해석이 필요한 경우 및 연약지반의 탄성계수나 지반반력계수가 주어진 경우에는 연약지반의 반력을 고려한 해석법이 적합할 것으로 판단된다.

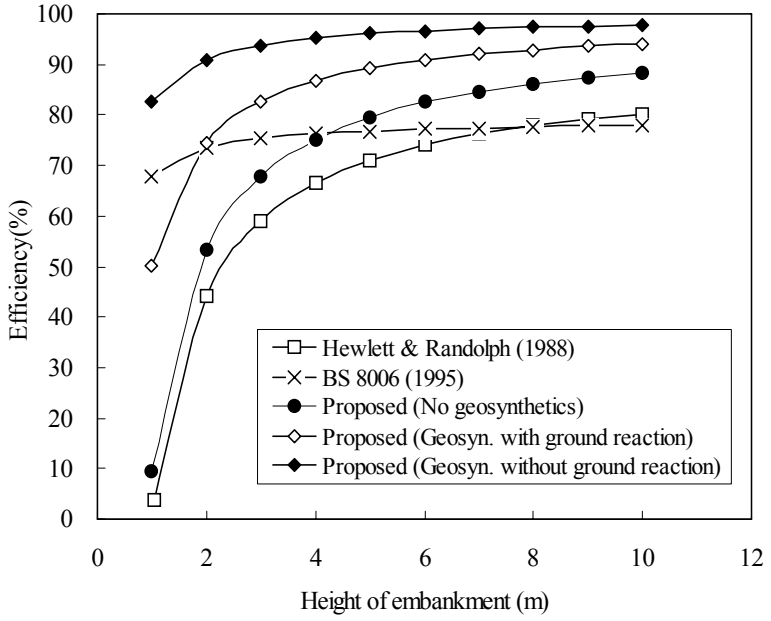
(4) 기존 이론과의 비교

본 절에서는 지반아칭에 관한 기존 이론식을 해석단면에 적용하여 제안식과의 차이점을 분석하고자 한다. 편의상 캡의 형태에 따라 캡보말뚝과 단독캡말뚝으로 구분하여 간격비 0.6일 때 단계별 성토에 따른 효율을 그림 3.119에 도시하였다. 먼저, 3.119(a)는 캡보말뚝에 해당하는 이론해석법으로서 Terzaghi(1943), Carlsson(1987), Guido(1987) 및 Low et al.(1994) 해석법을 제안효율과 비교하였다. 그림에서 본 연구의 제안식은 Terzaghi나 Low 등의 효율보다 크게 나타나나, 지반아칭의 간편해석법

인 Carlsson 및 Guido 방법보다는 작은 효율을 예측하고 있다.



(a) 캡보말뚝시스템의 이론효율(간격비 0.6)



(b) 단독캡말뚝시스템의 이론효율(간격비 0.6)

그림 3.119 성토지지말뚝시스템의 이론해석 결과

한편, 단독캡말뚝에 대한 이론해석법은 Hewlett and Randolph, BS8006 및 본 연구에서 제안한 이론효율을 산정하였다. 제안 효율이 기존의 이론효율보다 말뚝에 작용하는 하중을 더 크게 예측하는 것으로 판단된다.

라. 요약

본 장에서는 모형실험에서 관찰한 지반아칭 파괴형상의 기하학적 모델을 이용하여, GRPS 성토시스템의 하중전이 메커니즘을 규명할 수 있는 지반아칭 이론해석법을 제안하였다. 이중 지반아칭 해석법은 말뚝캡의 형태에 따라 캡보말뚝과 단독캡말뚝으로 구분하여 정리하였으며, 토목섬유가 보강된 경우에는 다시 연약지반의 지지효과를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우로 구분하여 해석법을 제시하였다. 이들 결과를 요약정리하면 다음과 같다.

(1) GRPS 성토시스템의 연직하중 분담효과는 성토가 진행됨에 따라 점진적으로 커지며, 일정성토고 이상에서 부터는 점차 수렴되는 양상을 보인다. 또한, 말뚝간격비가 작을수록 연직하중 분담효과가 더 큰 것으로 나타난다. 따라서 말뚝의 효율을 증대시킬 필요가 있을 경우에는 말뚝의 설치간격을 줄이거나, 캡을 크게 하여 전체 성토면적에 대한 캡면적의 비율을 증대시켜야 하며, 공법의 설계·적용시에는 성토고에 따라 경제성 및 안정성을 모두 고려하여 효율적인 설치형태를 결정해야 한다.

(2) 성토지지말뚝 캡의 형태에 따른 연직하중 분담효과는, 초기에 성토고가 낮은 경우에는 2차원이론으로 구한 캡보말뚝의 효율이 크게 나타나며, 성토고가 커지면서 단독캡말뚝의 효율이 더 커진다. 이는 지반아치가 완전히 발달되기 위한 성토고가 단독캡말뚝의 경우가 캡보말뚝 보다 크기 때문에, 고성토고로 갈수록 단독캡말뚝공법에서 지반아칭효과가 극대화되는 것으로 평가할 수 있다.

(3) 성토지지말뚝시스템에 토목섬유를 보강하면, 말뚝의 효율이 증대된다. 효율의 증대효과는 지반아치가 완전히 발달하기 이전인 저성토 구간에서 특히 두드러지게 나타난다.

(4) 기존의 지반아칭이론을 가상단면에 적용하여 해석한 결과, 말뚝의 효율 예측에 차이가 큼을 확인할 수 있다. 지반아칭해석의 간편법이라 할 수 있는 Carlsson(1987) 방법과 Guido(1987) 방법은 말뚝의 효율을 비교적 크게 예측하고 있다. 한편, Terzaghi(1943) 방법, Hewlett and Randolph(1988), Low et al.(1994), BS 8006(1995) 등은 제안 이론식보다 효율값을 다소 작게 예측하고 있다. 이에 대한 적합성은 모형실험 결과 등 실측데이터와의 비교를 통해 평가할 수 있을 것으로 사료된다.

3. GRPS 성토시스템의 하중전이에 관한 실험

G.R.P.S. 성토시스템의 하중전이에 영향을 주는 요소로는 성토고, 성토재의 상대밀도 및 말뚝의 간격비 등을 들 수 있다. 본 절에서는 토목섬유를 보강 사용한 경우의 성토하중이 성토지지말뚝시스템으로 전이되는 특성을 파악하기 위하여 단독캡말뚝시스템의 모형실험을 실시한다. 이때 말뚝의 설치간격 및 토목섬유 유무에 따라 여러 가지로 조건을 달리하며 실험을 수행한다.

가. 모형실험장치

하중전이 평가를 위한 모형실험장치는 크게 토조, 모형말뚝, 모래살포기 및 하중측정장치의 네 부분으로 구성된다. 모형실험은 먼저, 토조 내부에 일정간격의 성토지지말뚝과 연약지반을 조성하고 말뚝 위에 하중계를 설치한다. 다음으로 토목섬유를 말뚝과 연약지반위에 포설한 후에 모래살포기를 이용하여 성토모래층을 일정한 상대밀도를 가지도록 단계별로 성토한다. 이 성토과정에서 하중측정장치로 성토지지말뚝에 작용하는 연직하중과 토목섬유의 변형률을 측정한다.

말뚝간격이 넓은 경우라도 모형실험이 가능하도록 대형토조를 제작하였다. 토조의 치수는 100cm×80cm×110cm(너비×폭×높이)이며, 측벽은 토조내부형상을 관찰할 수 있도록 투명아크릴로 제작하였다(그림 3.120). 말뚝설치가 용이하도록 토조는 상・하부로 분리할 수 있으며, 필요에 따라 아크릴판을 토조내부에 설치하여 토조의 분할사용이 가능하도록 되어있다. 토조의 외측에는 성토하중으로 인한 토조의 변형을 방지하기 위하여 강재보강장치를 설치하였다.

모형말뚝, 모래살포기 및 측정시스템 등의 실험장치는 대형토조에 맞추어 새롭게 제작하였다. 그러나 전 장에서 기술한 지반아칭 모형실험의 장치와 유사한 시스템이므로 설명은 생략하고 앞의 내용을 참조하기로 한다. 단, '지반아칭 모형실험장치'와 상이한 부분이 있다면, 지반변형장치를 배제하고 그 위치에 연약지반을 조성하여 실제 단계별 성토 시공조건을 모사한 점과 여러 간격비에 대하여 실험을 수행할 있도록 규격이 조정된 점을 들 수 있다.

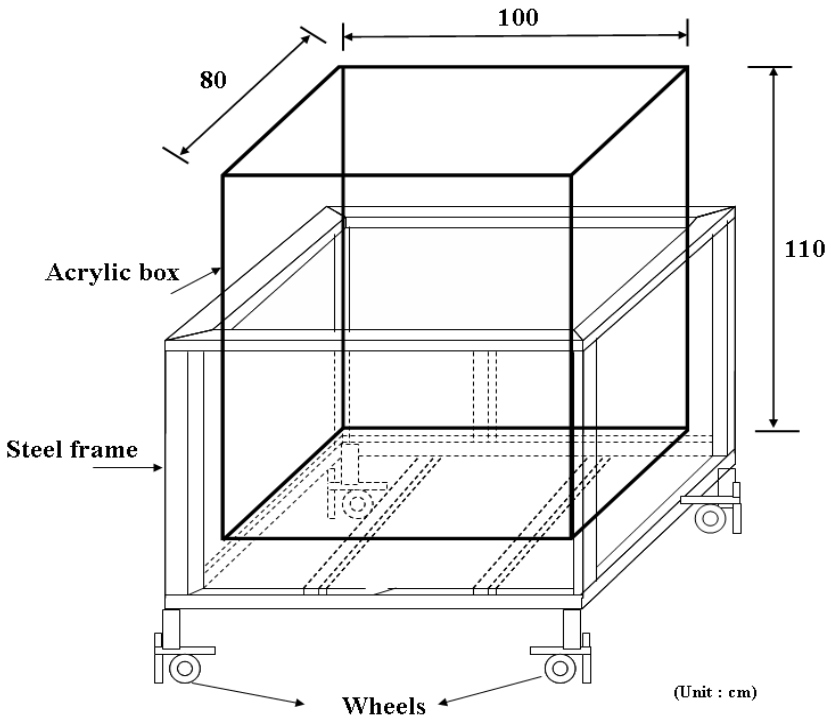


그림 3.120 토조 및 토조보강장치

나. 사용시료

본 모형실험에서 사용된 성토재료는 주문진규사를 사용하였다. 사용된 주문진규사의 토질특성은 2장에서 서술한 내용과 동일하다. 본 연구에서 수행되는 일련의 모형실험에 대하여 동일조건의 연약지반을 조성하기 위하여 연약지반을 대체할 수 있는 재료를 선정하여 사용하였다. 대체재료 선정을 위해 서해안 지역의 해성점토와 발포고무(Rubber form) 및 스폰지고무(Sponge rubber)를 대상으로 일축압축실험을 실시하여 압축특성을 비교하였다.

그림 3.121은 각각의 재료에 대한 일축압축변형곡선을 나타낸 것이다. 이 그림에서 발포고무는 해성점토(w_n=39.5%)보다 강성이 큰 것으로 나타났으며, 스폰지고무의 경우는 서해안 해성점토보다 강도는 다소 작으나 비교적 유사한 압축특성을 갖는 것으로 나타났다. 따라서 연약지반 대체재료로서 스폰지고무를 채택하였다. 스폰지고무는 Dark grey색을 지닌 Poly uretan 재질로서 단위중량은 $0.015g/cm^3$이다.

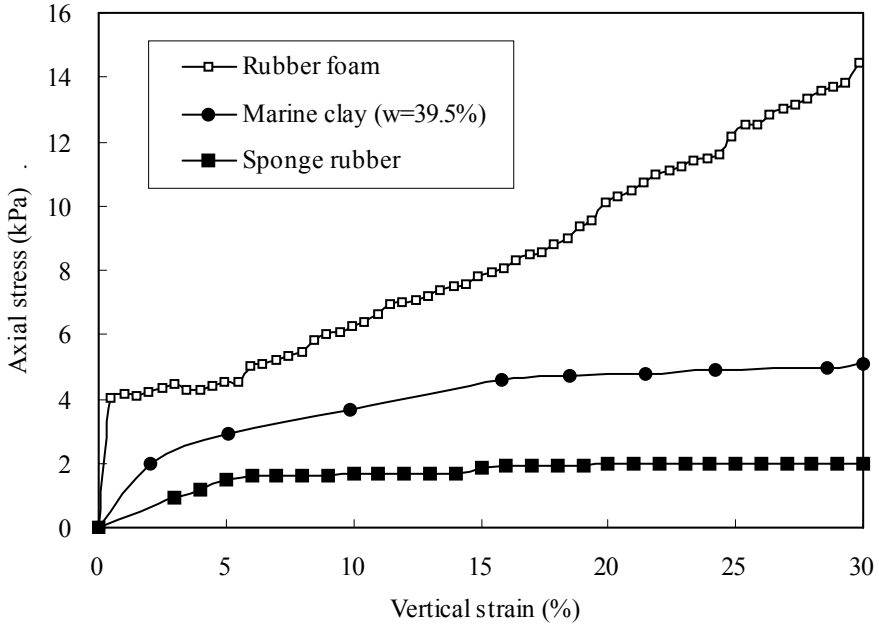


그림 3.121 연약지반 대체재료의 일축압축강도

토목섬유로는 PP500과 PET500를 사용하여 모형실험을 수행한다. 현행 영국기준(BS 8006, 1995)에서는 성토지지말뚝시스템에서 토목섬유의 허용인장변형률을 6%로 추천하고 있다. 따라서 이 기준을 적용하여 변형률 6%에 해당하는 평균인장강도를 구하면 PP500이 0.38kN/m이고, PET500은 3.57kN/m로서 PET500이 PP500보다 약 10배가량 강성이 큰 것을 알 수 있다. 이들 토목섬유의 인장강도특성은 전장에서 상세히 기술하였으므로 본 장에서는 생략한다.

다. 실험계획 및 과정

(1) 실험계획

토목섬유보강 성토지지말뚝시스템의 지반아칭 규명을 위한 모형실험에서는 최종성토후 연약지반 침하를 유발시키면서 실험을 실시하였으나, 본 실험에서는 현장시공순서을 반영하여 연약지반을 설치하고 단계별 성토에 따른 말뚝 및 토목섬유로의 하중전이량을 측정한다. 그림 3.122 및 그림 3.123은 모형실험의 모식도를 나타낸 것으로 6열×6열의 말뚝이 설치된 예를 나타낸 그림이다.

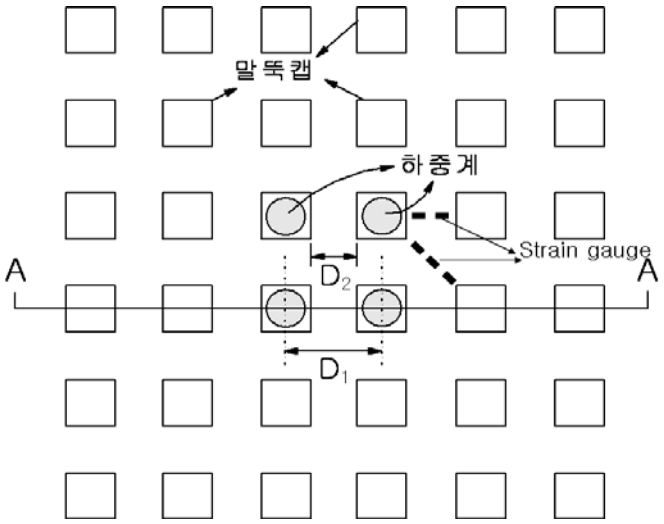


그림 3.122 단독캡 말뚝의 설치평면도(6열 설치예)

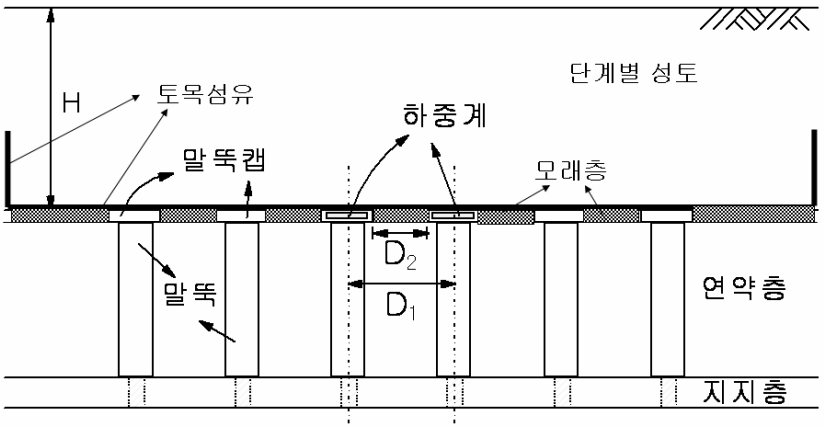


그림 3.123 하중전이 시험 단면도(A-A 단면)

본 실험에서는 말뚝의 하중분담효과에 영향을 미치는 요인인 말뚝간격비, 성토고 및 토목섬유 종류를 변화시키면서 실험을 실시한다. 이외에도 토목섬유가 말뚝의 하중분담효과에 미치는 영향을 살펴보기 위하여 토목섬유가 보강되지 않은 경우와 보강된 경우와의 실험결과를 비교하여 하중전이효과의 차이를 살펴본다.

상기 실험은 계획된 말뚝캡 간격비와 토목섬유 종류에 따라 표 3.15과 같이 실시한다.

표 3.15 하중전이 평가를 위한 모형실험 계획

간격비 (D_2/D_1)	말뚝중심 간격D_1(cm)	말뚝순간격 D_2 (cm)	토목섬유보강여부 시험케이스			면적비 (b^2/D_1^2)
			무보강	PP500	PET500	
0.5	8	4	○	○	-	25%
0.6	10	6	○	○	-	16%
0.67	12	8	○	○	○	11.1%
0.73	15	11	○	○	○	7.1%
0.78	18	14	○	○	○	4.9%
0.83	24	20	○	○	○	2.8%

(2) 실험순서

토목섬유보강 성토지지말뚝시스템의 하중전이 특성을 규명하기 위한 모형실험 순서는 다음과 같다.

① 정해진 말뚝캡 간격비(D_2/D_1)에 따라 전체모형말뚝을 토조하판에 고정 설치한다.

② 모형말뚝 사이에 연약지반(스폰지고무)을 조성시킨다. 이때 연약지반과 말뚝사이 공간이 생기지 않도록 주의한다.

③ 말뚝두부에 단독캡을 설치한다. 이때 하중측정용 말뚝에는 하중계를 설치한다.

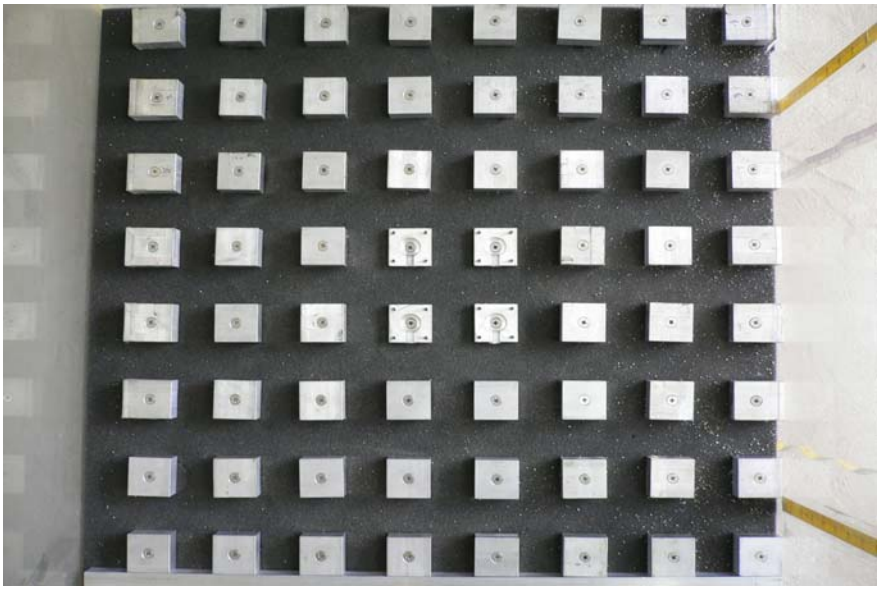
④ 토목섬유에 변형률계 센서를 부착하고 말뚝캡 부분까지 성토한 후 토목섬유를 포설한다.

⑤ 성토층의 상대밀도가 80%에 상응하도록 모래살포판의 낙하고를 73.5cm로 조절하고 한 층의 성토두께가 7-9cm가 되도록 모래를 살포한다.

⑥ 말뚝하중과 토목섬유변형률이 수렴될 때까지 실시간으로 계측, 저장한다.

⑦ 최종성토고에 도달할 때까지 ⑤~⑥과정을 반복한다.

위와 같은 과정을 표 3.15의 계획된 간격비에 대하여 실시한다. 모형실험의 단계별 실험과정은 사진 3.13(a)~3.13(d)에 나타내었다.



(a) 간격비별 말뚝 설치 및 연약지반 조성



(b) 캡사이 모래성토 및 하중계 Calibration 모습

사진 3.13 단계별 모형실험과정 (계속)



(c) 토목섬유 설치 및 고정



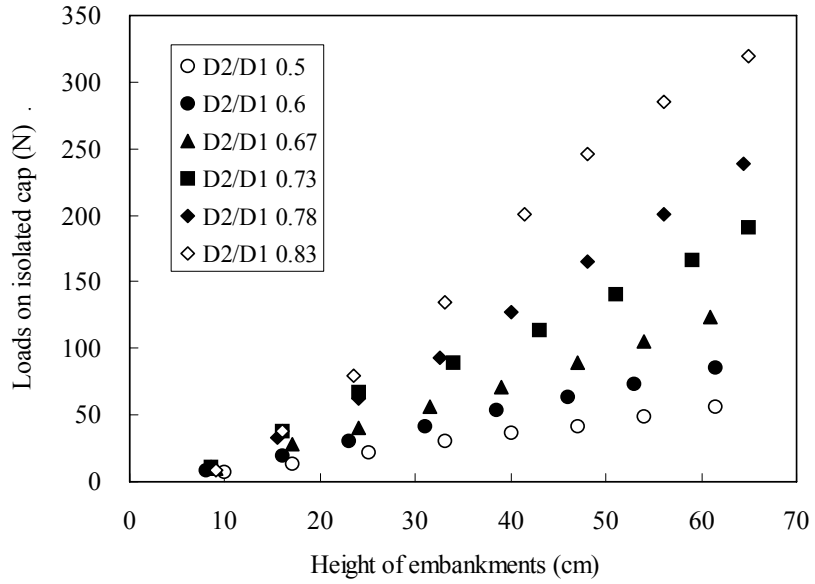
(d) 단계별 성토 및 하중측정

사진 3.13 단계별 모형실험과정

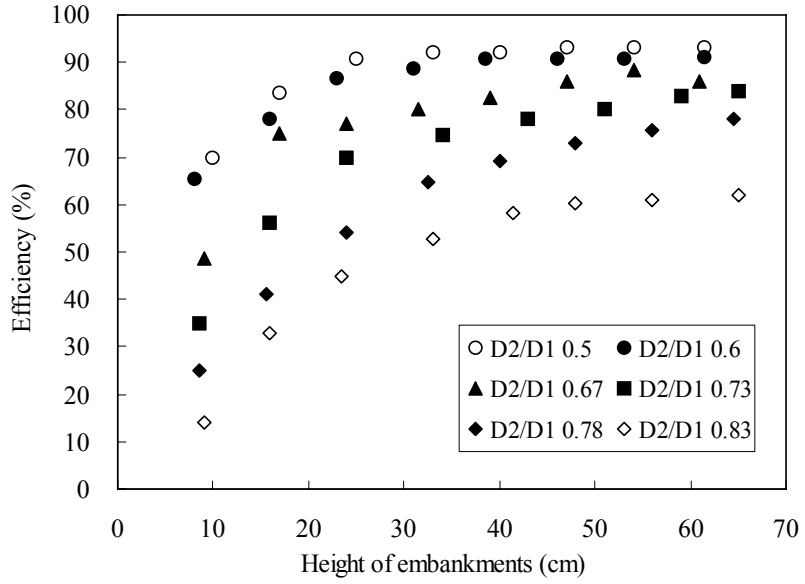
라. 모형실험결과

(1) 토목섬유 무보강시

그림 3.124는 G.R.P.S. 성토시스템에서 토목섬유가 설치되지 않은 경우, 말뚝캡의 간격비(D_2/D_1)를 0.5, 0.6, 0.67, 0.73, 0.78, 0.83으로 조절하여 수행한 모형실험 결과를 성토고의 변화에 따른 말뚝작용하중과 효율로 나타낸 결과이다.



(a) 단독캡 작용하중



(b) 효율

그림 3.124 단독캡말뚝시스템의 모형실험 결과(토목섬유 무보강)

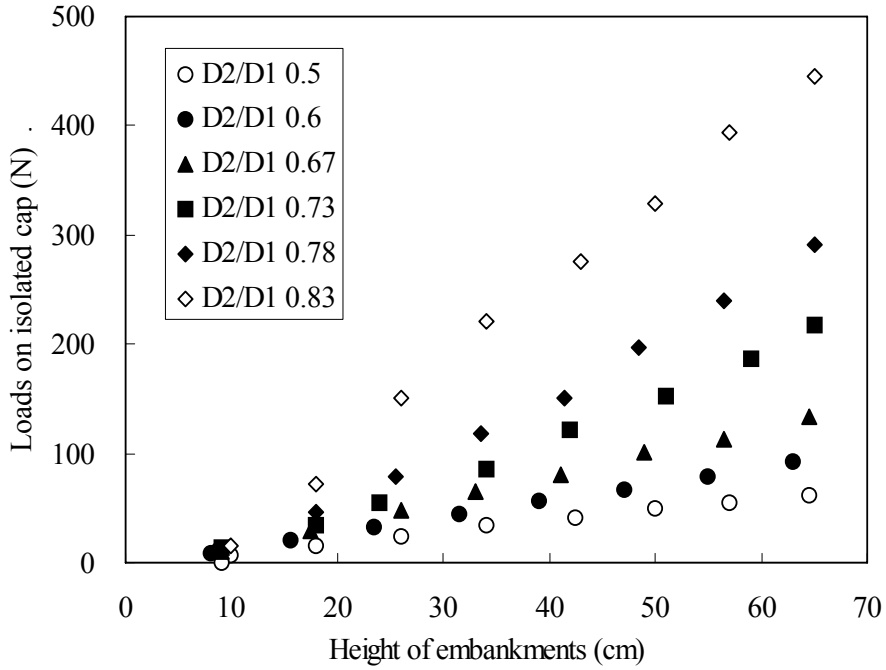
(2) 토목섬유 PP500 보강시

그림 3.125는 PP500 토목섬유가 보강된 경우, 말뚝의 간격비(D_2/D_1)를 0.5~0.83으로 조절하여 수행한 모형실험 결과를 성토고의 변화에 따른 말뚝작용하중과 효율로 나타낸 것이다.

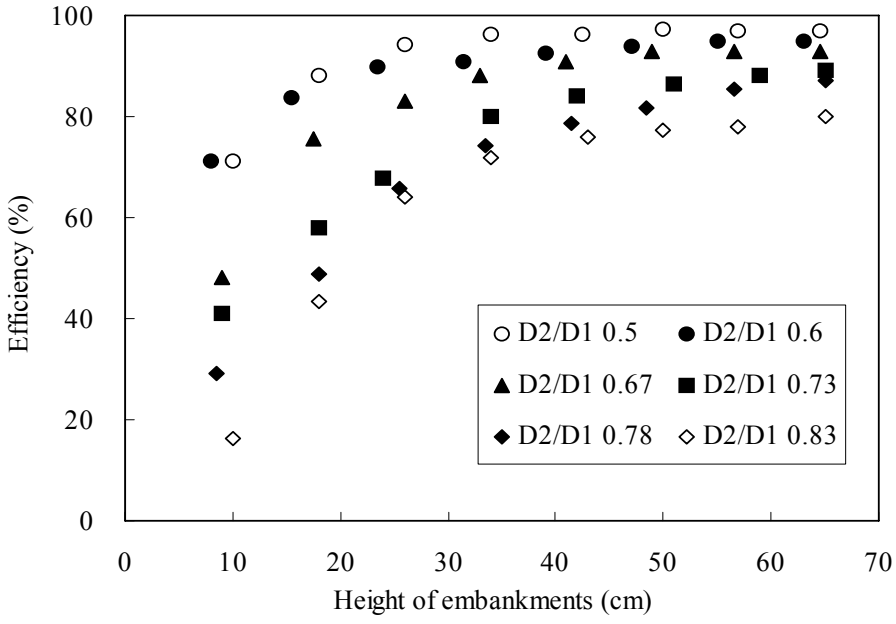
먼저, 말뚝작용하중을 도시한 그림 3.125(a)에서는 성토고가 증가할수록 그리고 말뚝의 간격비가 커질수록 말뚝작용하중값이 선형적으로 증가하고 있다. 이것은 토목섬유 무보강시의 경우와 유사하며, 단지 말뚝에 작용하는 하중의 크기만 증가한 형태이다.

PP500 보강시 성토지지말뚝시스템의 효율을 나타낸 3.125(b)에서도 무보강시의 경우와 동일한 경향을 나타내며, 효율의 크기가 증가한 것으로 나타났다. 이는 토목섬유의 설치로 인하여 연약지반으로 전달되는 성토하중이 일정비율 토목섬유에 의해 말뚝으로 전이되었음을 의미한다. 따라서 성토지지말뚝시스템에서 토목섬유의 보강은 말뚝의 효율을 높이고, 연약지반으로 전달되는 하중은 감소시키므로 연약지반 및 성토체의 침하를 효과적으로 억제시키는 기능을 하는 것으로 평가할 수 있다.

한편, 단계별 성토에 따라 발생되는 토목섬유 변형률을 나타내면 그림 3.126(a)~(f)와 같다. 간격비 0.5와 0.6의 경우는 토목섬유에 발생되는 변형률이 초기 성토단계에서 비선형적으로 증가하다가 수렴되는 양상을 보인다. 또한 측정된 최대변형률도 3% 정도로서 기준변형률인 6% 미만으로 나타난다. 그러나 간격비가 0.67 이상으로 커지게 되면, 토목섬유 변형률은 성토에 따라 선형적인 증가를 이루고 있으며, 특히 간격비가 가장 큰 0.83의 경우 변형률이 10%를 넘으며 2차 변곡점을 나타내고 있다. 따라서 간격비가 0.67 이상인 경우에는 보다 강성이 큰 토목섬유를 사용할 필요가 있음을 알 수 있다. 또한 센서 부착위치별 변형률 분포를 보면 말뚝캡의 모서리부근에서 가장 변형이 크며, 캡사이의 중앙부에는 변형률이 상대적으로 작게 발생되고 있어, 3장의 지반아칭 모형실험 결과와 동일한 경향이 나타내고 있다.

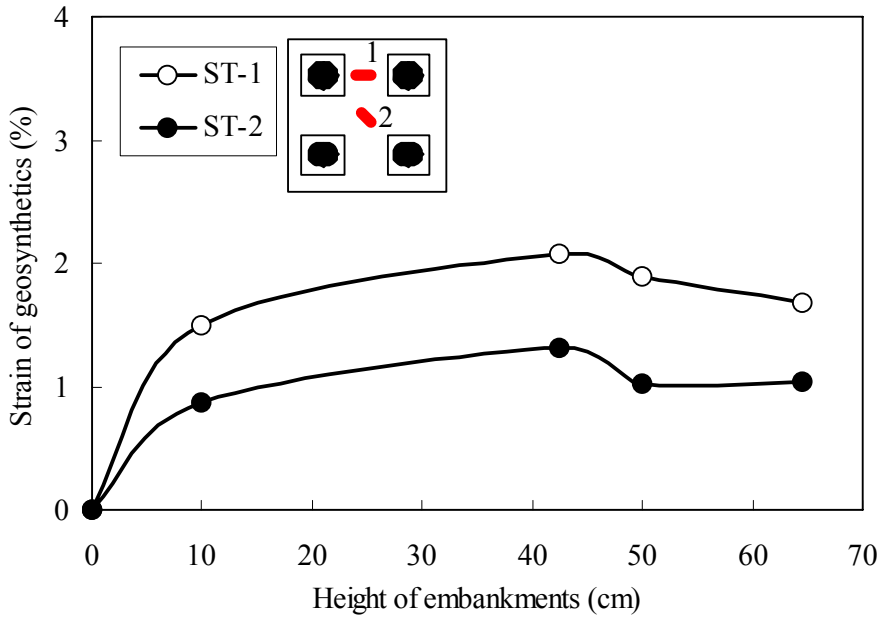


(a) 단독캡 작용하중

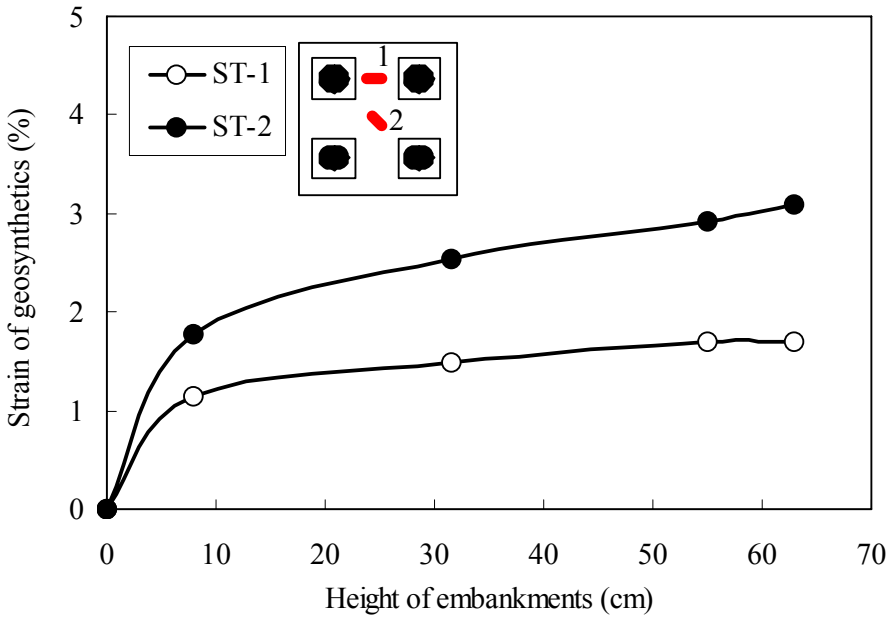


(b) 효율

그림 3.125 PP500보강 단독캡말뚝시스템의 모형실험 결과

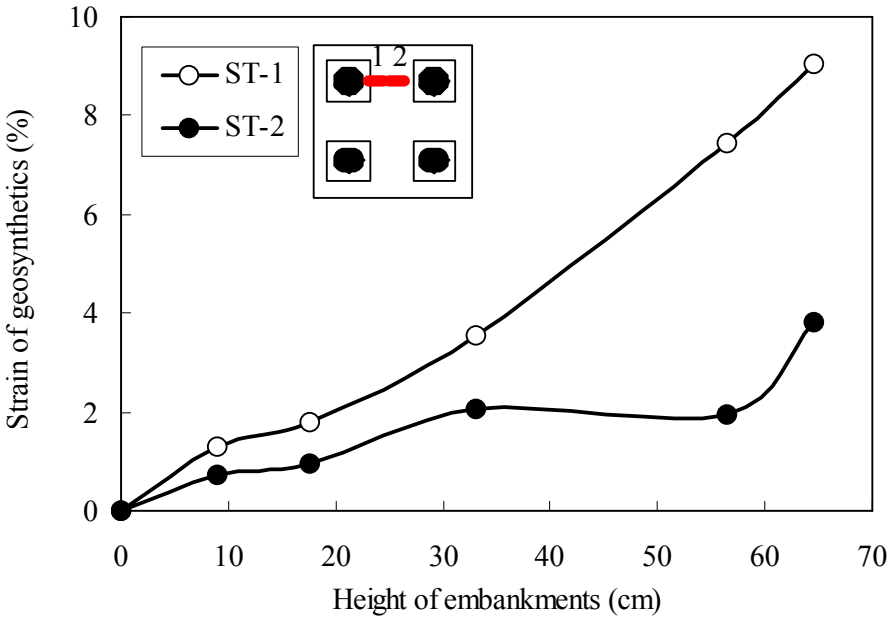


(a) 간격비 0.5 (PP500)

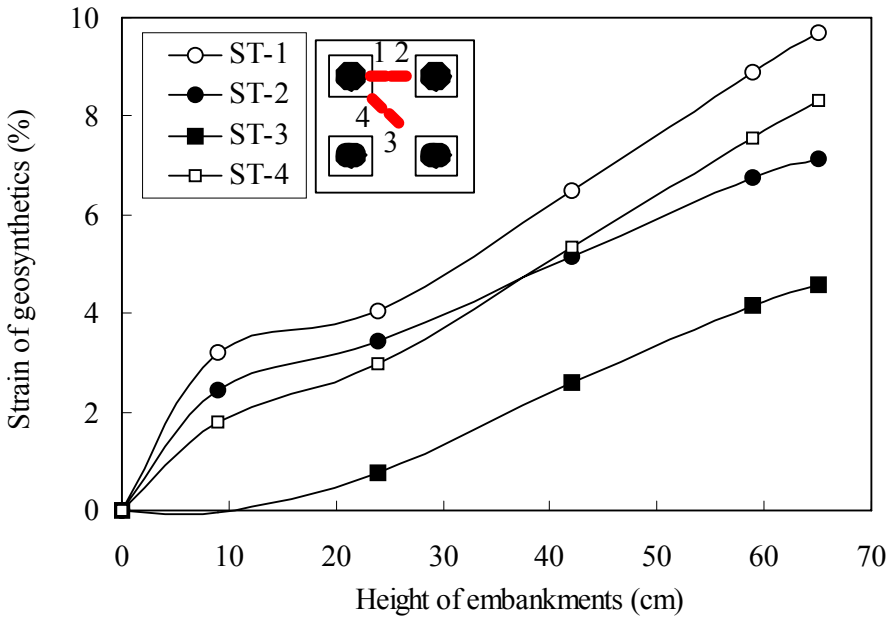


(b) 간격비 0.6 (PP500)

그림 3.126 PP500 보강시 토목섬유 변형률

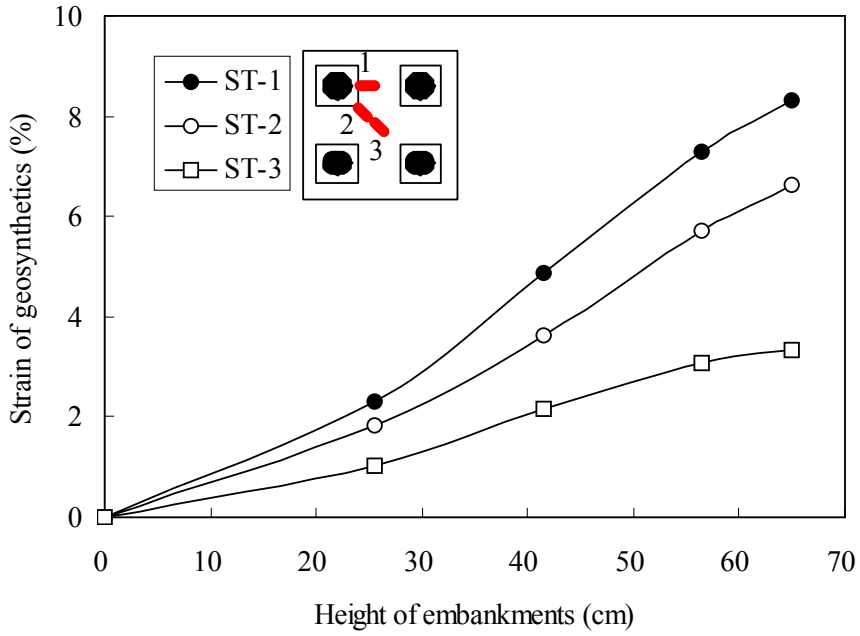


(c) 간격비 0.67 (PP500)

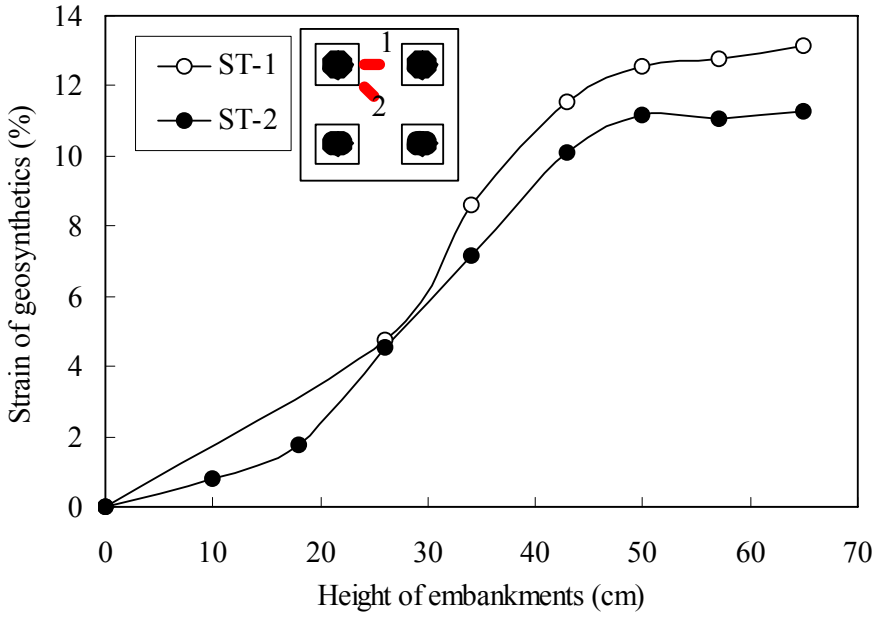


(d) 간격비 0.73 (PP500)

그림 3.126 PP500 보강시 토목섬유 변형률(계속)



(e) 간격비 0.78 (PP500)



(f) 간격비 0.83 (PP500)

그림 3.126 PP500 보강시 토목섬유 변형률(계속)

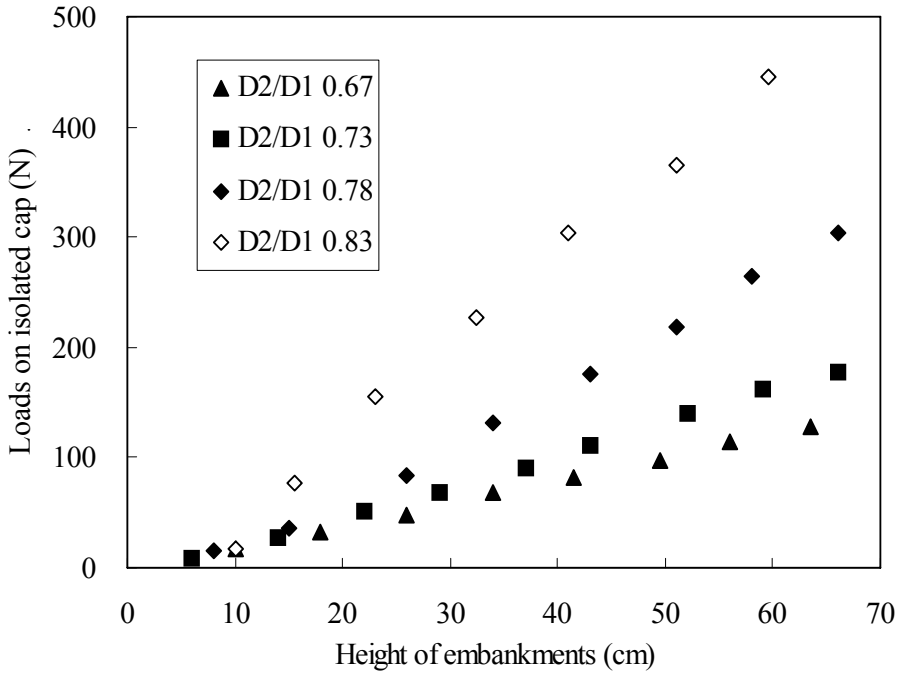
(3) 토목섬유 PET500 보강시

토목섬유의 강성에 따른 성토지지말뚝시스템의 하중전이 효과를 규명하고자 PP500 토목섬유보다 강성이 큰 PET500을 사용하여 모형실험을 실시하였다. 앞절에서 간격비가 0.6 이하인 경우, PP500의 토목섬유를 사용하여도 문제가 없는 것으로 분석되어 간격비 0.67, 0.73, 0.78. 0.83에 대하여만 실험을 실시하였다.

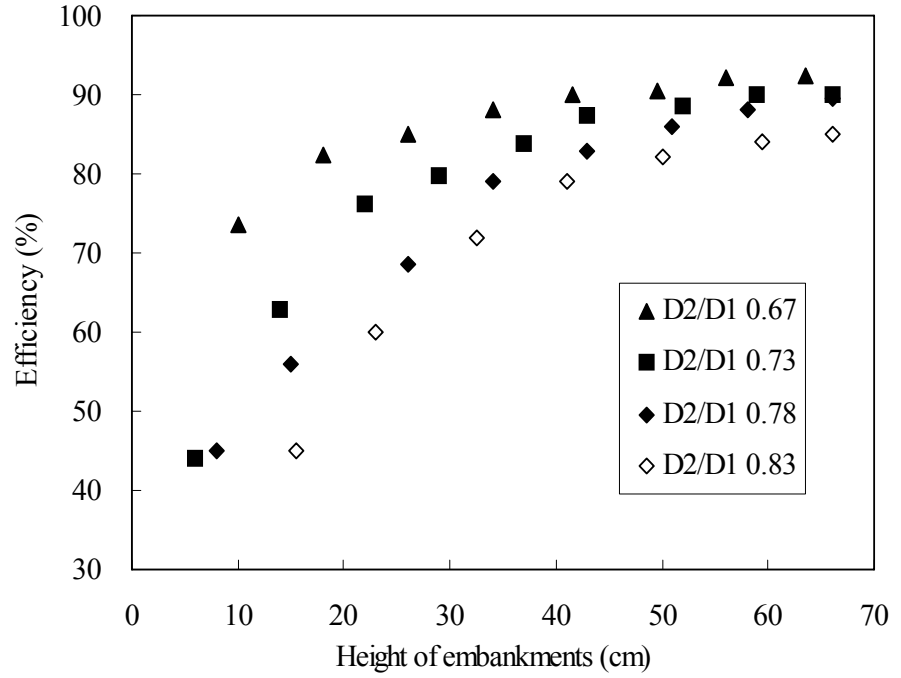
PET500 보강시 말뚝에 작용하는 성토하중을 나타낸 그림 3.127(a)를 살펴보면, 전체적으로 성토에 따라 말뚝캡에 작용하는 하중은 비례적으로 증가하고 있음을 알 수 있다.

또한 성토고에 따른 말뚝시스템의 효율을 나타낸 그림 3.127(b)를 보면, 전반적인 효율값이 토목섬유 무보강시 및 PP500 보강시보다 효율이 높게 나타나고 있음을 알 수 있으며, 간격비가 큰 경우에 특히 효율의 증가량이 큰 것으로 나타났다.

한편, 단계별 성토에 따라 발생되는 토목섬유 변형률을 나타내면 그림 3.128(a)~(c)와 같다. 간격비 0.5와 0.6의 경우는 토목섬유에 발생되는 변형률이 초기 성토단계에서 비선형적으로 증가하다가 수렴되는 양상을 보인다. 또한 측정된 최대변형률도 3% 정도로서 기준변형률인 6% 미만으로 나타난다. 그러나 간격비가 0.67 이상으로 커지게 되면, 토목섬유 변형률은 성토에 따라 선형적인 증가를 이루고 있으며, 특히 간격비가 가장 큰 0.83의 경우 변형률이 10%를 넘으며 2차 변곡점을 나타내고 있다. 따라서 간격비가 0.67 이상인 경우에는 보다 강성이 큰 토목섬유를 사용할 필요가 있다. 또한 센서 부착위치별 변형률 분포를 보면 말뚝캡의 모서리부근에서 가장 변형이 크며, 캡사이의 중앙부에는 변형률이 상대적으로 작게 발생되고 있어, 2장의 지반아칭 모형실험 결과와 동일한 경향이 나타내고 있다.

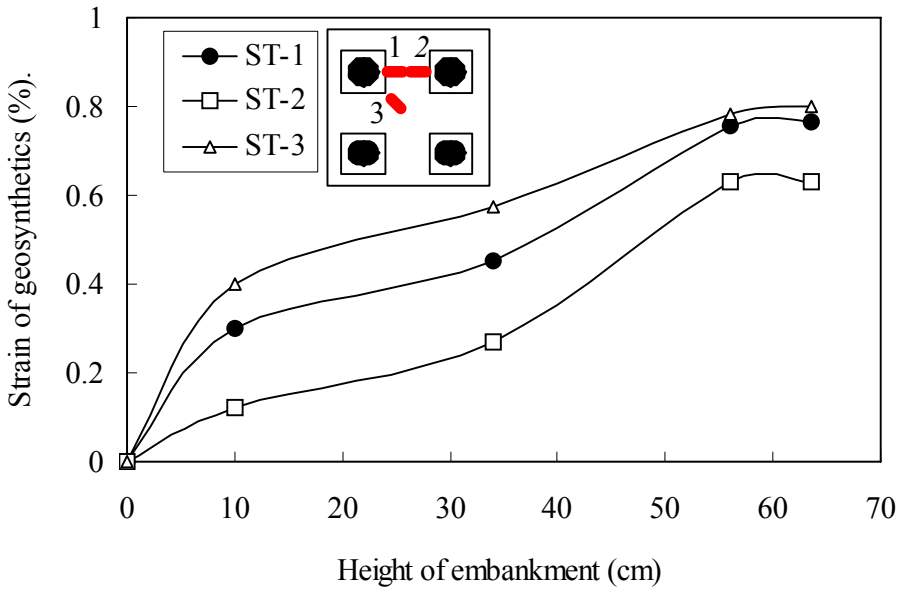


(a) 단독캡 작용하중

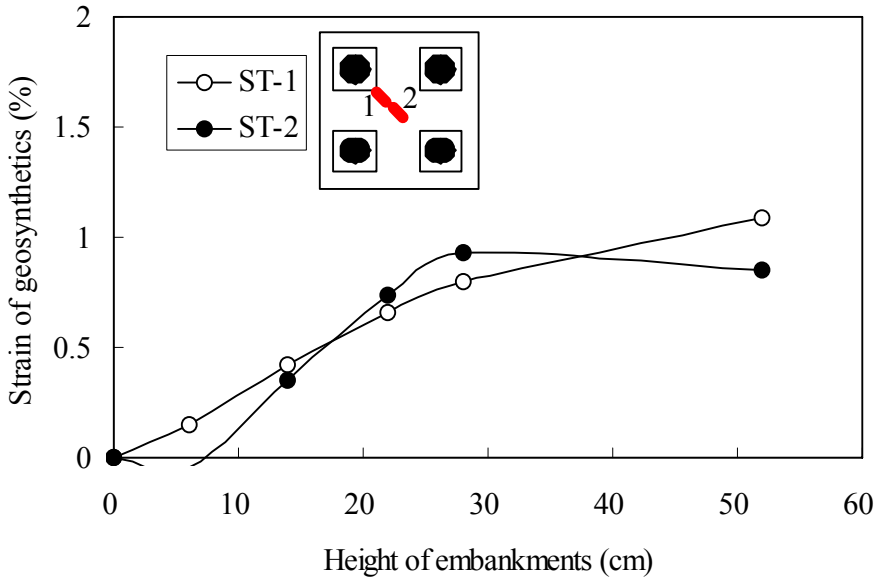


(b) 효율

그림 3.127 PET500보강 단독캡말뚝시스템의 모형실험 결과

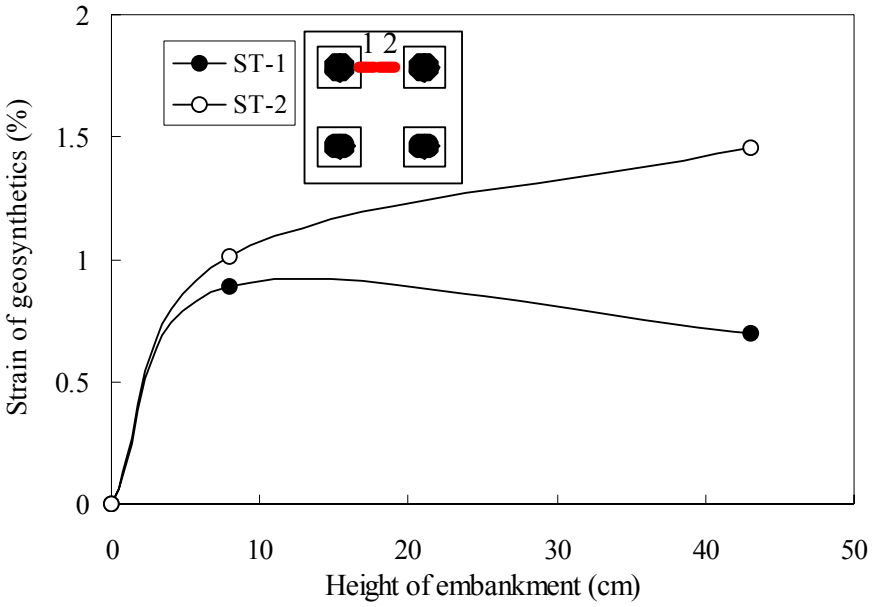


(a) 간격비 0.67 (PET 500)

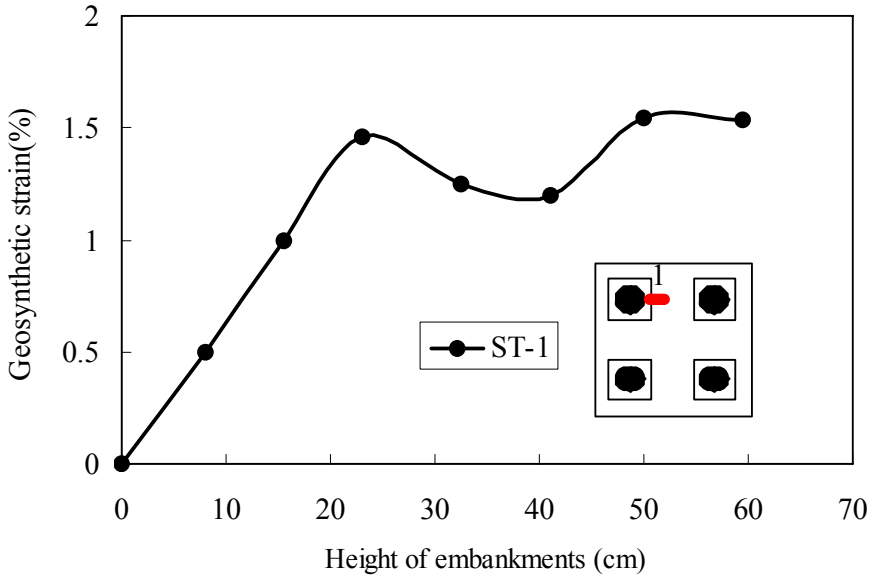


(b) 간격비 0.73 (PET 500)

그림 3.128 PET500 보강시 토목섬유 변형률(계속)



(c) 간격비 0.78 (PET 500)



(d) 간격비 0.83 (PET 500)

그림 3.128 PET500 보강시 토목섬유 변형률(계속)

마. 고찰 및 분석

(1) 토목섬유 보강효과

그림 3.129는 토목섬유의 하중전이 효과를 알아보기 위하여, 각 간격비별로 성토고 64cm에 해당하는 효율을 도시한 그림이다. 그림에서 검은원은 토목섬유 무보강시의 효율이며, 검은사각형과 흰세모는 각각 PP500 토목섬유 및 PET500 토목섬유 시험결과를 나타낸 것이다. 또한 연결선은 효율값의 추세선을 나타낸다.

먼저 토목섬유 무보강시와 PP500 토목섬유 보강시의 효율을 살펴보면, PP500을 보강한 경우, 대략적으로 말뚝의 효율이 3.7%~18% 가량 증가하는 것으로 나타났다. 또한 간격비가 넓을수록 토목섬유의 보강효과가 큰 것으로 나타났다.

PET500으로 보강한 경우, 간격비 0.67에서 PP500과 동일한 효율값이 계측되었으나, 넓은 말뚝간격에서는 PP500보다 최대 5% 정도 효율이 증가하는 것으로 나타났다.

따라서 말뚝의 설치간격이 넓을 때 혹은 말뚝간격에 비하여 성토고가 낮은 경우에 토목섬유의 보강효과가 크게 발휘되며, 토목섬유의 강성이 크면, 말뚝의 효율도 높아질 수 있음을 알 수 있다.

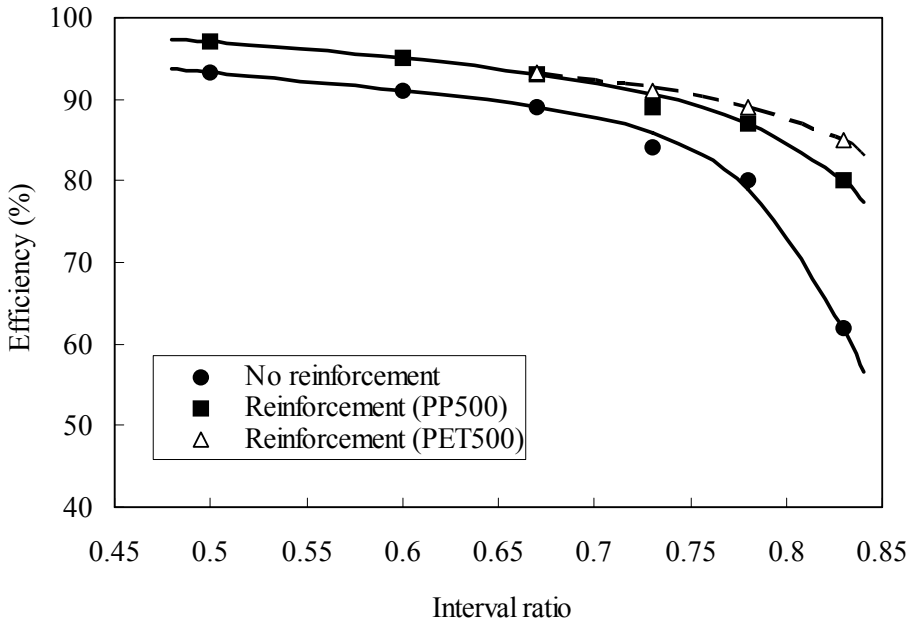


그림 3.129 간격비에 대한 성토지지말뚝시스템의 효율 (H=64cm 기준)

(2) 모형실험과 이론해석과의 비교

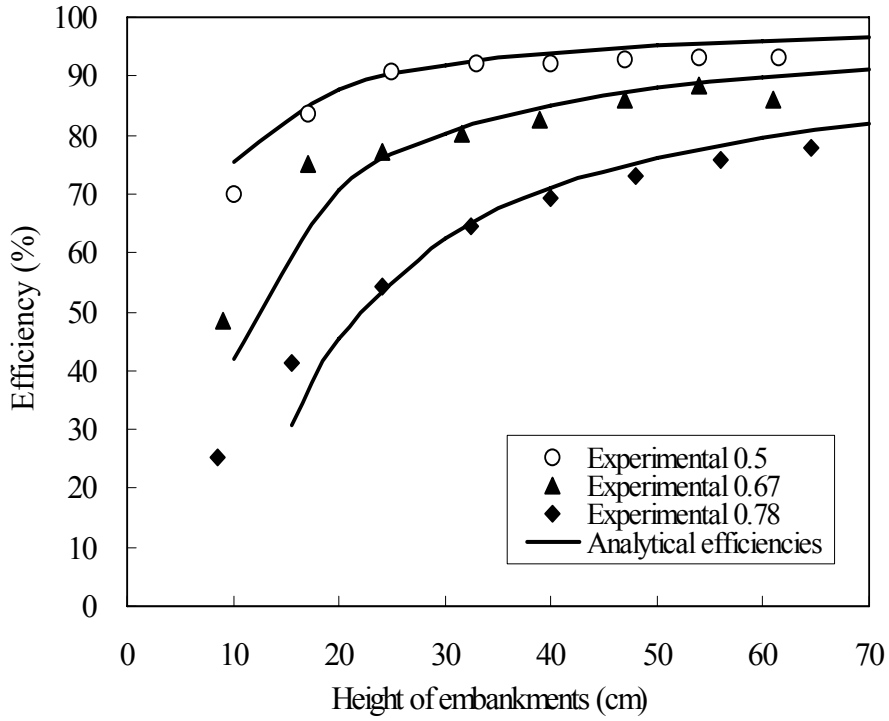
(가) 토목섬유 무보강시

토목섬유가 보강되지 않은 단독캡말뚝시스템의 지반아칭 이론해석법은 식(3.24)에서 효율의 항으로 제안한 바 있다. 본 절에서는 제안한 이론해석법의 타당성을 검증하기 위하여 단독캡말뚝시스템의 하중전이 모형실험결과와 비교하고자 한다.

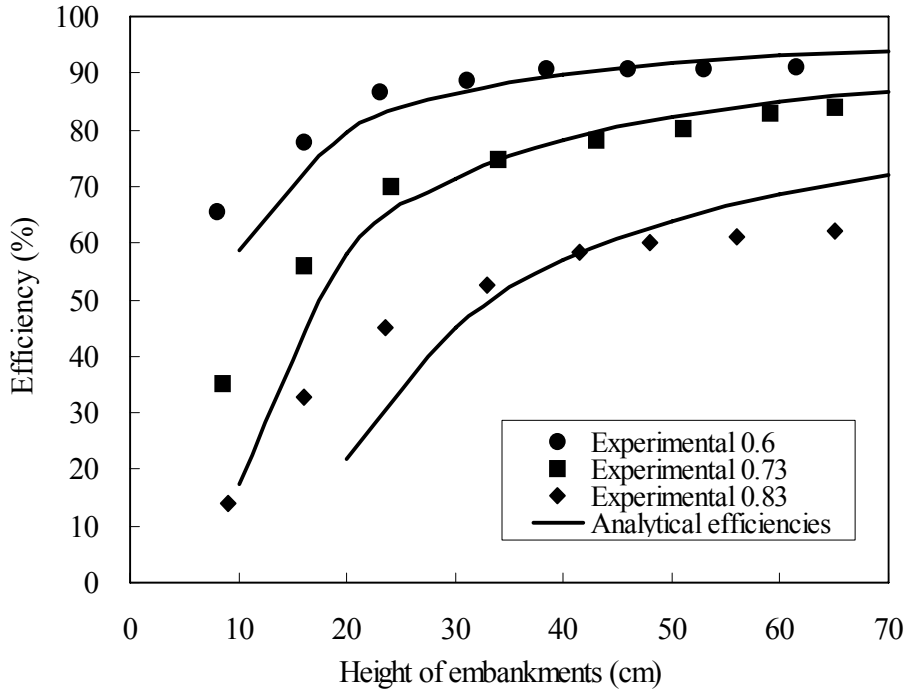
그림 3.130은 모형실험결과에서 효율을 산정한 후, 식(3.53)의 이론효율과 비교한 그래프이다. 간격비별 데이터의 혼잡을 피하기 위하여 간격비 0.5와 0.67 및 0.78 결과를 그림 3.130(a)로, 간격비 0.6, 0.73 및 0.83 결과는 그림 3.130(b)로 나타내었다.

그림에서 이론효율값은 실선으로 나타내었으며, 성토고가 증가할수록 초기에는 급격히 증가하다가 증가율이 점차 감소하여 수렴해 가는 경향을 보이고 있다. 이론식의 특성상 외부아치의 높이(H_1)보다 성토고가 작을 때는, 음(-)의 효율을 가질수 있으므로 간격비가 0.78과 0.83인 이론해석치는 H_1 높이를 초기성토고로 하여 효율을 산정하였다.

이론효율과 실험효율을 비교하면 간격비 0.83을 제외하고는 매우 양호한 일치를 보이고 있다. 특히, 초기 3단성토 이후로는 실험치와 해석치가 거의 완전하게 일치하는 경향을 보인다. 성토지지말뚝시스템은 지반아칭을 이용해 성토하중을 말뚝으로 전달시켜 연약지반의 변형을 억제하기 위한 공법이다. 모형실험에서 간격비가 0.83인 경우의 효율은 약 60%이며, 이 같은 효율값은 성토지지말뚝의 시공목적에 부합되지 않는 낮은 효율이기 때문에 현장적용성은 떨어지는 간격비로 볼 수 있다. 따라서 현장에 적용이 가능한 실용적인 간격비 범위에서는 본 연구를 통하여 개발한 이론해석법이 실제의 지반아칭 현상을 잘 설명해주는 합리적인 해석법이라 할 수 있을 것이다.



(a) 간격비 0.5, 0.67, 0.78의 경우



(b) 간격비 0.6, 0.73, 0.83의 경우

그림 3.130 이론효율과 실험효율의 비교 (토목섬유 무보강)

(나) 토목섬유 보강시

토목섬유보강 단독캡말뚝시스템의 지반아칭 해석법은 3장에서 제안하였으며, 본 해석법의 타당성을 검증하기 위하여 토목섬유가 보강된 모형실험결과와 비교하고자 한다. 토목섬유 보강시의 해석에서는 무보강시의 해석과 비교하여 토목섬유의 특성치와 연약지반의 특성치가 입력정보로서 필요하다. 여기서 필요한 토목섬유의 특성치는 토목섬유의 인장강성계수(tensile stiffness, K_g)이며, 인장시험결과를 이용하여 PP500은 6kN/m, PET500은 60kN/m를 적용한다. 또한 지반반력을 고려하는데 필요한 지반변형계수(E_s)는 연약지반 대체재료인 스폰지고무의 일축압축시험결과를 이용한다. 스폰지고무의 응력-변형률 관계를 그림 3.131과 같이 탄·완전소성 거동으로 일반화하였으며 기울기인 30kPa을 변형계수로 사용한다. 또한, 완전소성 구간에서는 지반응력이 증가하지 않으므로, 해석시에도 간격비별로 최대지반반력값을 설정하여 일정변형률 이상에서는 지반반력값이 최대치를 넘지 않도록 고려하였다.

그림 3.132(a)~(f)는 토목섬유를 사용한 각각의 모형실험 효율을 식 (4.43)의 이론효율과 비교한 그래프이다. 간격비 0.5와 0.6에서는 PP500 토목섬유를 사용한 결과이며, 간격비 0.67 이상에서는 강성이 큰 PET500을 병행, 실험하였으므로 PET500에 대한 실험결과 및 이론해석치를 함께 도시하였다. 이론해석시에는 지반반력을 고려하여 수행하였으며, 각각의 그림에서 모형실험 결과는 원으로 표시하였고(PP500:검은원. PET500:흰원), 이론해석결과는 선으로 표시하였다(PP500:실선. PET500:파선).

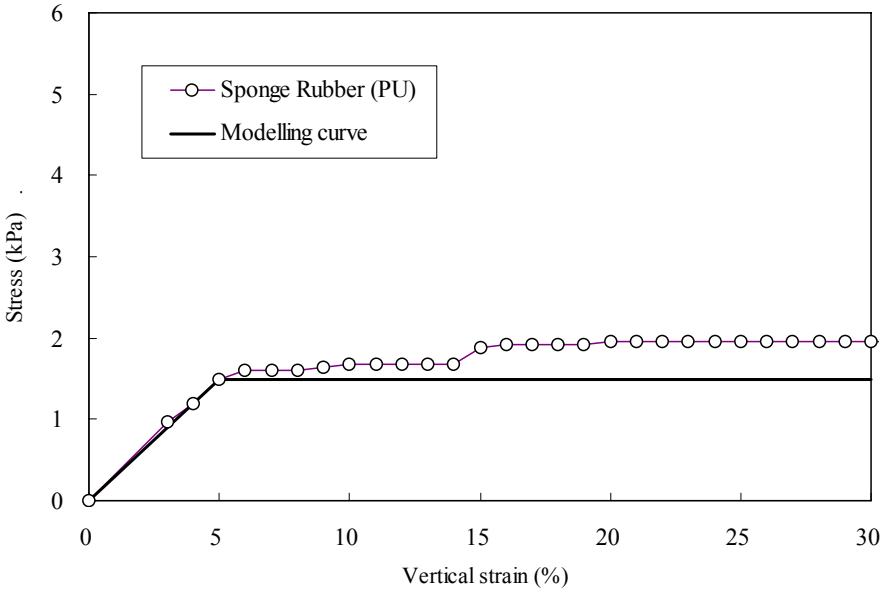


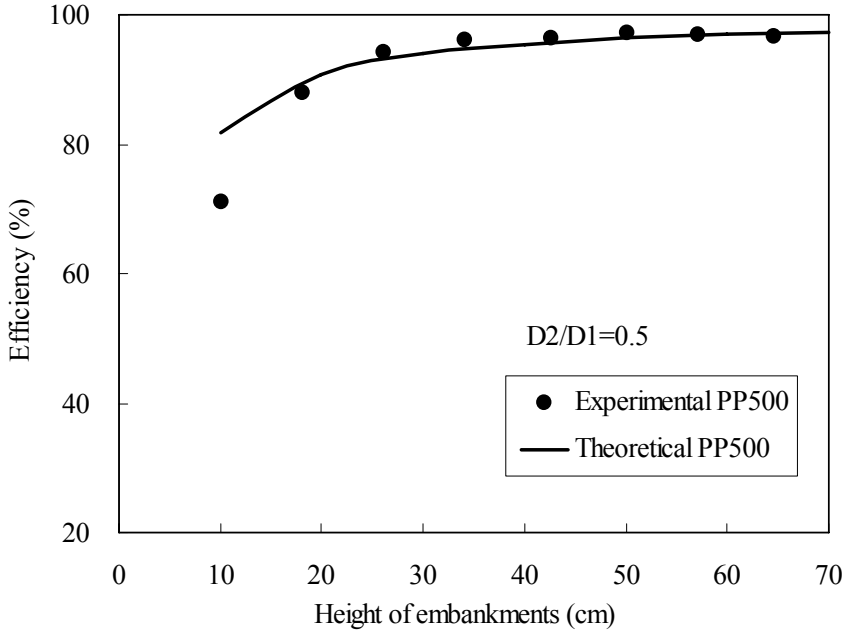
그림 3.131 스폰지고무의 응력-변형 곡선의 단순화

먼저 PP500을 토목섬유를 사용한 간격비 0.5 및 0.6 모형실험의 경우, 그림 3.132(a), (b)에 나타나듯이, 초기 2단 성토시까지는 다소의 차이가 있으나, 전체적으로 이론해석치와 모형실험결과가 양호한 일치를 보이고 있다.

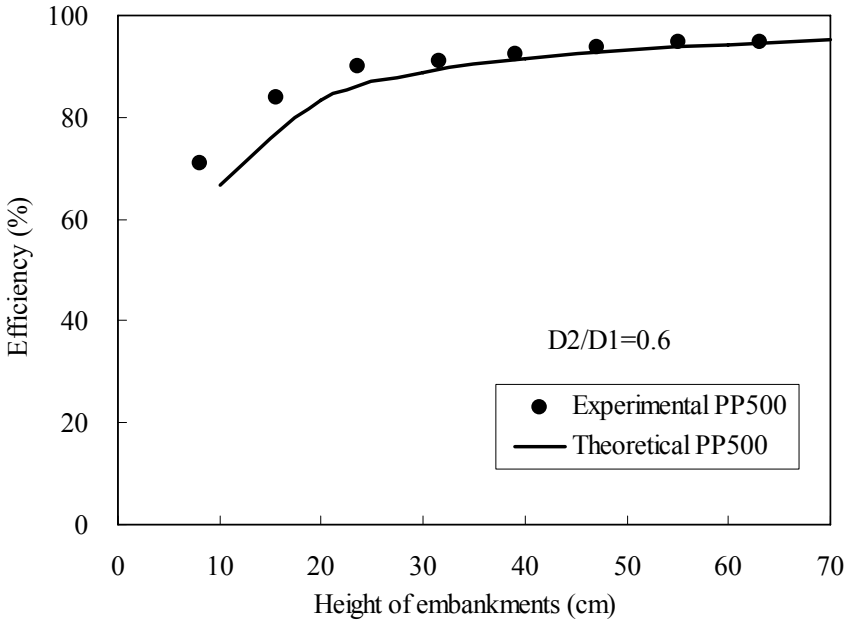
다음 그림 3.132(c), (d)는 각각 간격비 0.67 및 0.73에서의 결과를 보여주고 있다. 간격비 0.67의 실험결과를 먼저 살펴보면 초기 3단성토시까지는 PET500가 효율이 높게 나타났으나, 이후로는 PP500와 PET500의 효율에 그다지 차이가 나지 않고 있다. 이론해석결과 PET500의 이론효율이 PP500 보다 초기 성토시 12% 정도 크게 산정되었으나, 최종 성토시에는 약 2% 차이만 발생하여, 모형실험의 경향을 잘 반영하고 있는 것으로 평가된다. 한편, 모형실험의 효율이 두 이론효율 사이에 위치하여 비교적 좋은 일치를 보이고 있다. 간격비 0.73 또한 이론해석 효율이 실험효율보다 다소 작게 나타나지만, 효율의 차이는 2% 미만으로, 크지 않다.

그림 3.132(e)와 (f)는 간격비가 0.78 및 0.83이며 비교적 간격비가 큰 경우이다. 두 그림에서 PP500과 PET500 사이의 이론효율값이 차이가 나지 않는데, 그 원인은 넓은 간격비로 인하여 연약지반부가 소성상태로 진입했기 때문으로 평가된다. 특히 간격비 0.83의 경우는 연약지반부가 성토초기부터 소성상태에 있어, 3장의 지반아칭 모형실험에서 지반반력이 없을 경우, 두 토목섬유에서 효율이 동일하게 나

타난 것처럼, 전 성토고에서 효율이 동일하게 예측되고 있다. 한편 간격비 0.83에서는 이론효율과 해석효율에 차이가 많이 발생되는 것으로 나타났다.

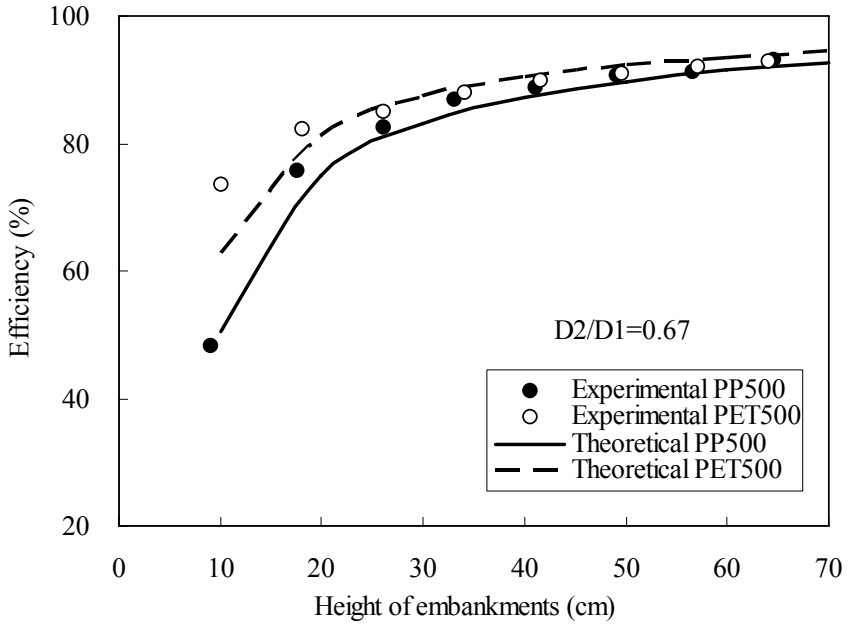


(a) 간격비 0.5

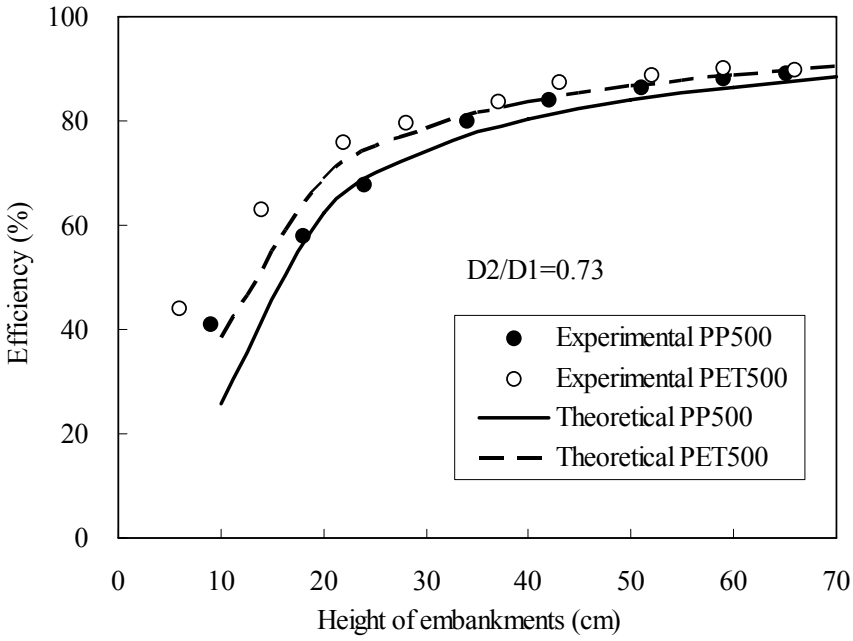


(b) 간격비 0.6

그림 3.132 이론효율과 실험효율의 비교(토목섬유 보강)(계속)

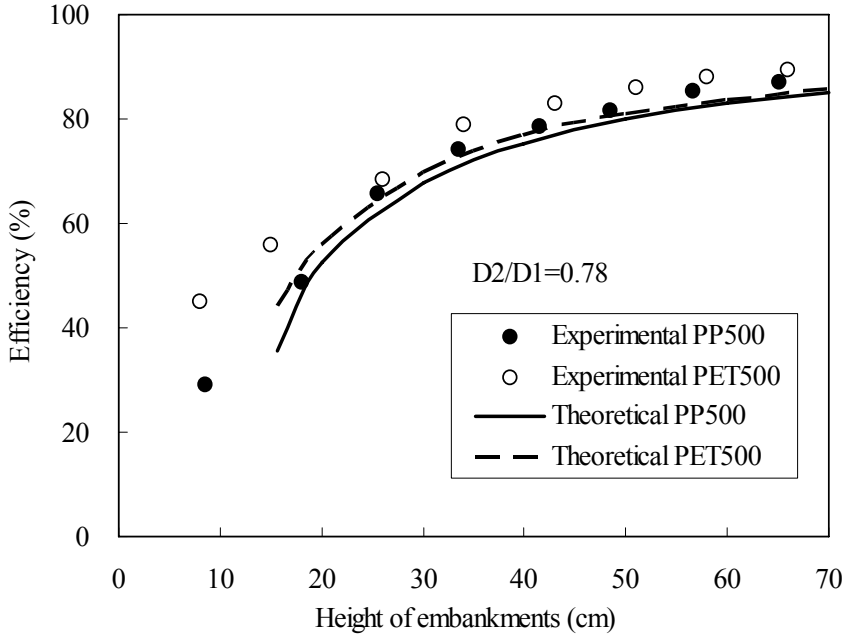


(c) 간격비 0.67

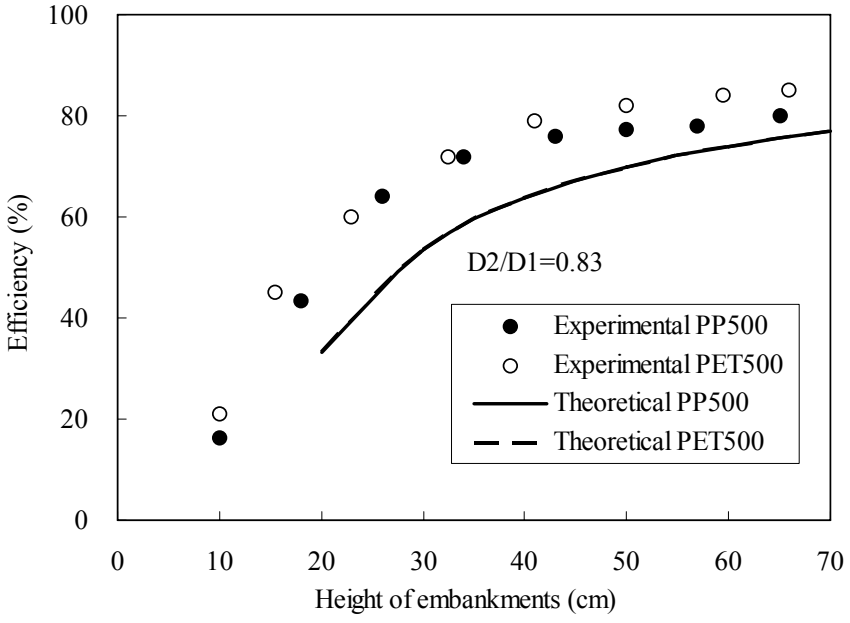


(d) 간격비 0.73

그림 3.132이론효율과 실험효율의 비교(토목섬유 보강)(계속)



(e) 간격비 0.78



(f) 간격비 0.83

그림 3.132 이론효율과 실험효율의 비교(토목섬유 보강)(계속)

바. 요약

GRPS 성토시스템의 하중전이 특성을 규명하기 위하여 단독캡말뚝시스템에 대하여 토목섬유 유무에 따른 일련의 모형실험을 실시하였다. 모형실험 결과에 의거 본 공법의 하중전이 메카니즘을 분석하고, 이론해석법과의 비교를 통하여 제안식의 타당성을 검증하였다. 이들 결과를 요약·정리하면 다음과 같다.

1) 성토지지말뚝시스템의 하중전이효과는 효율(efficiency)을 사용하여 정량적으로 평가할 수 있다. 효율은 일정한 말뚝간격비에서는 성토고가 증가할수록 비선형적으로 증가하여 이후 일정한 값에 수렴하는 경향을 보인다. 그리고 성토고가 일정한 조건에서는 말뚝간격비가 증가할수록 효율의 크기는 감소한다. 효율은 토목섬유의 인장강성과 연약지반의 탄성계수 등에 복합적으로 영향을 받는다.

2) 모형실험 조건에서 토목섬유를 보강한 경우, 무보강시와 비교하여 말뚝의 효율을 4%~23% 가량 증가하는 것으로 나타났다. 또한 간격비가 넓을수록 토목섬유의 보강효과가 큰 것으로 나타났다. 결국 말뚝의 설치간격이 넓을 때 혹은 말뚝간격에 비하여 성토고가 작은 경우에 토목섬유의 보강효과가 크게 나타난다.

3) 토목섬유 무보강시의 이론효율과 실험효율을 비교하면 간격비가 매우 큰 경우를 제외하고는 매우 양호한 일치를 보이고 있다. 따라서 현장에 적용이 가능한 실용적인 간격비 범위에서는 토목섬유 무보강시 이론해석법이 실제의 지반아칭 현상을 잘 설명해주는 합리적인 해석법이라 할 수 있다.

4) 토목섬유 보강시 토목섬유의 변형형상을 원호로 가정하여 성토지지말뚝시스템의 효율을 산정할 수 있으며, 토목섬유 보강시 이론해석법은 간격비가 큰 경우를 제외하고는 모형실험결과와 비교적 잘 일치한다.

5) 토목섬유의 신장변형은 말뚝캡사이의 연약지반 중앙부보다 말뚝캡에 접근할수록 더 크게 발생된다.

4. GRPS 성토시스템의 현장시공 및 장기거동 계측

가. 현장개요

토목섬유 보강 성토지지말뚝의 시공을 계획한 현장은 경전선 및 부산신항 배후철도 ○○공구 건설현장으로 총 연장길이는 약 10km이다. 본 노선은 경부고속철도와 연결되어 고속열차가 운행할 예정이다.

당 현장에는 연약지반의 측방유동으로 인한 대책공법이 필요한 교량이 총 6개소 있으며 이들의 교대를 중심으로 설계현황을 정리하면 표 3.16과 같다. 현장시공은 현장의 공사일정에 따라 계획되어야 하며, 당 현장의 경우 D교 구간부터 토공사가 진행되기 때문에 D교의 교대부에 토목섬유 보강 성토지지말뚝을 시공하는 것으로 계획하였다. 여기서, D교의 A1, A2 교대 구간중 지반조건이 더욱 연약한 A1구간을 대상으로 계획을 수립하였다. 사진 3.14는 시험시공구간의 전경을 보여 준다.

표 3.16 교대현황

교량명	교대	지반현황			개량구간 및 공법				G.R.P.S. 현장시공 구간
		계획고(m)	연약층 심도(m)	비배수 강도(t/㎡)	전면부(m)	배면부(m)	쇄석말뚝 간격(m)	공법	
A교	A1	8.4	7.3	3.65	7.3	25.0	-	프리로딩	
	A2	7.0	20.2	4.8	6.0	25.0	2.2×2.2	PL+쇄석말뚝	
B교	A1	7.5	23.7	2.6	10.0	20.0	2.5×2.2	PL+쇄석말뚝	
	A2	7.5	23.6	2.6	7.0	20.0	2.5×2.5	PL+쇄석말뚝	
C교	A1	7.7	21.1	2.9	9.0	15.0	2.5×2.5	PL+쇄석말뚝	
	A2	7.8	24.6	2.9	13.2	15.0	1.5×1.5	PL+쇄석말뚝	
D교	A1	8.1	26.3	1.5	6.5	20.0	1.3×1.3	PL+쇄석말뚝	◎
	A2	8.8	26.0	1.5	7.5	20.0	1.3×1.3	PL+쇄석말뚝	
E교	A1	6.6	17.4	1.3	15.0	10.0	1.6×1.6	PL+쇄석말뚝	
	A2	9.3	16.1	2.1	11.0	8.0	1.0×1.0	PL+P.B.D	
F교	A1	8.9	15.9	1.7	7.0	20.0	1.5×1.5	PL+쇄석말뚝	
	A2	8.8	15.6	1.7	17.0	15.0	1.3×1.3	PL+쇄석말뚝	

1. 쇄석말뚝 직경 : 70cm 2. PET(30tf/m)매트 보강 공통



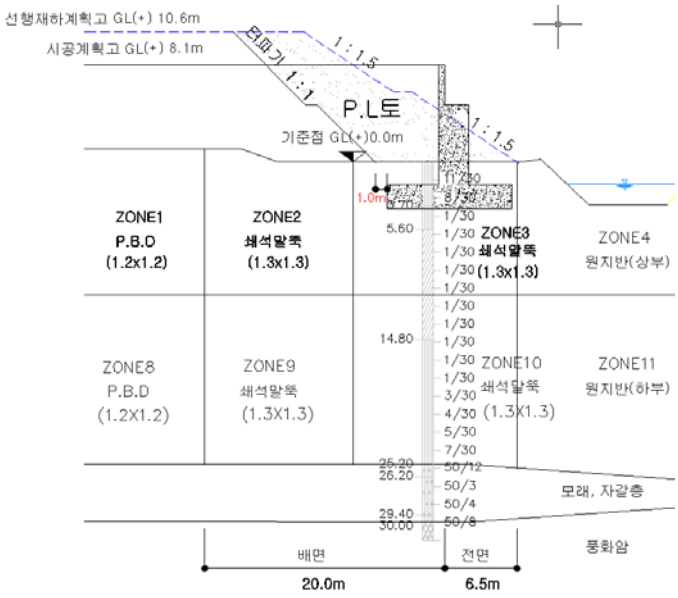
사진 3.14 공사착수 전 현장부지 전경 (우측은 기존 철로)

본 시험시공현장의 지층상태를 살펴보면, 매립층 하부 약 21m가 N치 1이하의 초연약지반으로 이루어져 있으며, 지표하 25m에서 모래자갈층이 출현하는 지층상태를 보인다(표 3.17참조). 교대 배면부의 계획성토고는 8.1m이며, Preloading을 고려하면 총 10.6m가 성토되는 것으로 설계되어 있다. 점토층의 비배수전단강도 c_u는 14.7kPa이고 성토흙의 단위체적중량은 18.6kN/m^{3}이다. 현장지반의 지층상태를 정리하면 표 3.17과 같다.

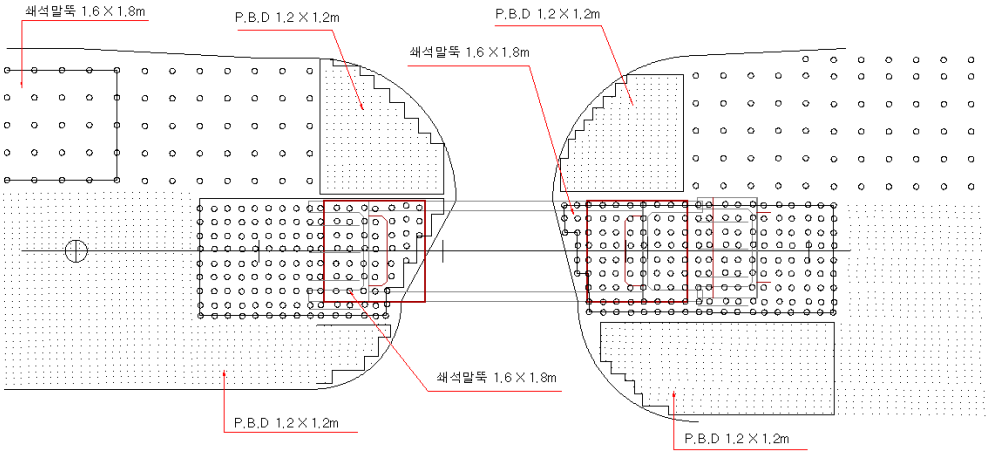
표 3.17 D교의 지층현황

토층	토질종류	분포심도	조성상태
매립층	점토질실트 실트질점토	GL(-) 0.0~3.7m	N=2~11 연약-견고상태
퇴적층	점토질실트 실트질점토	GL(-) 3.7~21m	N=1, 매우연약상태
	점토질실트 실트질점토	GL(-) 21~25.2m	N=5~7, 중간견고 상태
	모래자갈	GL(-) 25.2~29.4m	N=50/3 매우조밀상태
풍화암	부분적 암상	GL(-) 29.4m 이하	매우조밀

그림 3.133은 D교에 대한 원설계상의 교대 측방이동 대책공법 적용 계획을 보여준다. 표 3.17 및 그림 3.133에 나타난 바와 같이 원설계상의 D교에 대한 교대측방이동 대책공법은 쇄석말뚝 및 프리로딩공법으로 계획되어 있다.



(a) A1 교대 단면도



(b) 연약지반 개량 평면도

그림 3.133 시험시공구간의 원설계 도면

원설계에서도 교대의 측방이동 및 성토제체의 활동파괴가 우려되어 진동쇄석말뚝공법으로 보강, 개량하도록 되어 있다. 쇄석말뚝을 교대전면부 기초에서 26.5m 구간까지 1.3m×1.3m 간격으로 설치하고 성토종료 후 10개월을 방치한 다음, 여성

토를 제거하고 교대 본체를 시공하는 것으로 계획되어 있다.

쇄석말뚝공법은 대부분의 경우가 매트기초와 더불어 무리형태로 시공이 되며, 말뚝에 하중이 가하여지게 되면 벌징현상으로 변형되어 상부 응력을 하부 지지층까지 전달한다기보다는 상부응력을 쇄석말뚝과 흙이 서로 분담하여 지지하는 방식이다. 따라서 이와 같은 상호작용을 정량적으로 평가하여 설계에 적절히 반영하는 방법이 명확히 규명되어 있지 않아, 현재 단일 쇄석말뚝에 대한 평가기법을 근간으로 하는 간편법이 설계에 적용이 되고 있는 실정이고 국내에서는 현장실험을 통한 연구도 부족한 실정이다.

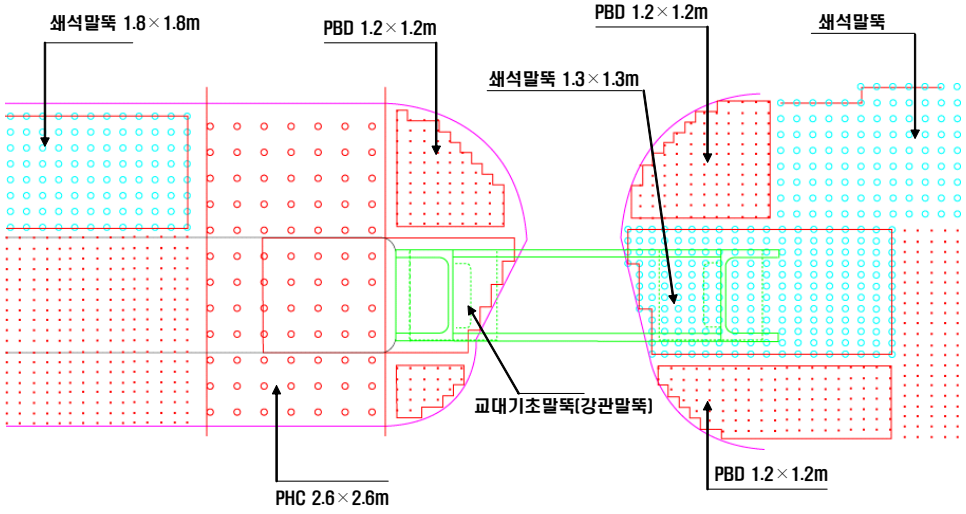
나. 설계과정

본 시험시공현장에서 성토지지말뚝은 교대 배면의 20m 구간에 직경 600mm인 PHC말뚝을 84본(7열×12열)시공하고, 각각의 말뚝 두부에는 가로×세로×높이 =1.2×1.2×0.6m인 철근 콘크리트 단독캡을 설치하여 말뚝으로의 성토하중 전이효과를 증대시킨다. 또한 말뚝캡 상부에는 인장강도가 150kN/m인 지오그리드를 2겹으로 교차 시공한다. 그림 3.134는 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템 시공 구간의 설계도를 나타낸다. 한편, 성토지지말뚝 구간과 연약지반부의 접속부에서의 부등침하를 최소로 하기 위해 PBD 구간의 시공을 우선 수행하고 PBD 구간의 지반개량이 어느 정도 진행된 후에 성토지지말뚝구간의 시공을 수행하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

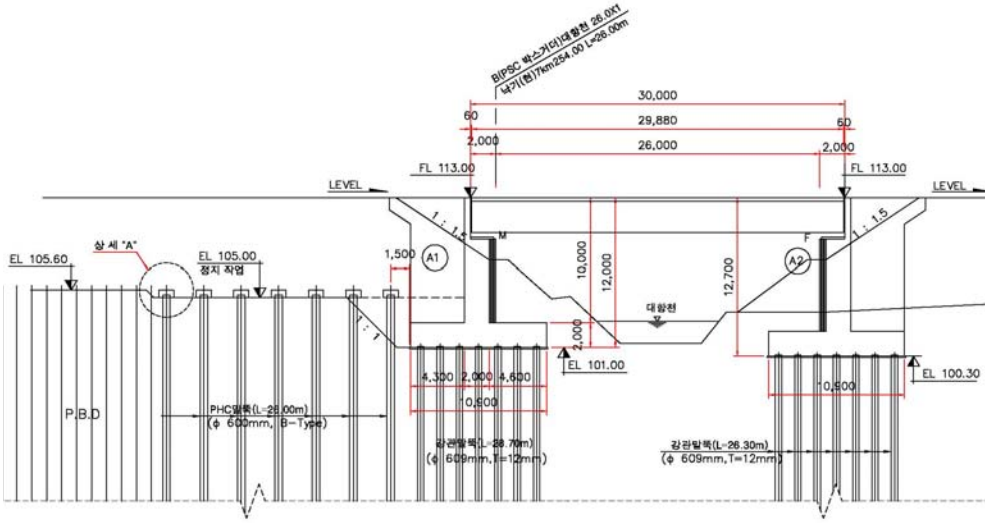
본 시험시공구간에서 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 설계는 교대 측방이동판정법에 의해 측방이동 가능성을 판정한 후, 이론식을 사용하여 말뚝 및 토목섬유의 성토하중분담효과를 산정하는 방식으로 이루어 졌다.

성토지지말뚝시스템 설계 시 말뚝의 종류와 간격을 적절히 선정하는 것이 매우 중요하다. 예를 들어 지지력이 작은 소구경의 말뚝을 적용하면 설치 본수가 증가되며, 반대로 지지력이 큰 대구경의 말뚝을 적용하면 말뚝 간격을 넓힐 수 있지만 본당 설치비용은 증가하게 된다.

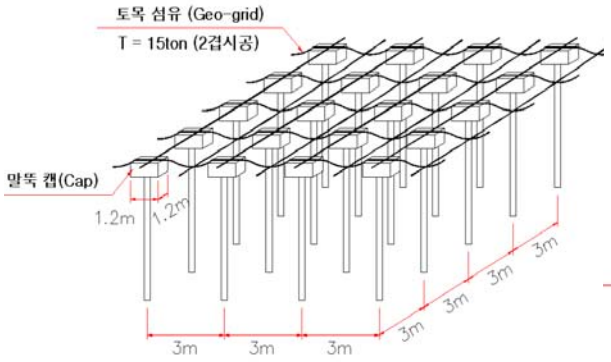
성토지지말뚝시스템에서는 어떠한 종류의 말뚝도 적용 가능하기 때문에, 현장 여건과 경제성을 고려하여 적절한 말뚝 종류를 선정할 수 있다. 본 현장의 경우 인접지역이 농경지이기 때문에 항타말뚝의 시공이 가능할 뿐 아니라 교대기초말뚝으로 강관말뚝이 계획되어 있어 말뚝 시공장비의 수급이 용이하기 때문에 기성말뚝을 항타시공하는 것이 경제성 측면에서 유리할 것으로 판단된다. 따라서 기성말뚝 중에서 경제성이 우수한 PHC말뚝을 적용하는 것으로 계획하였다.



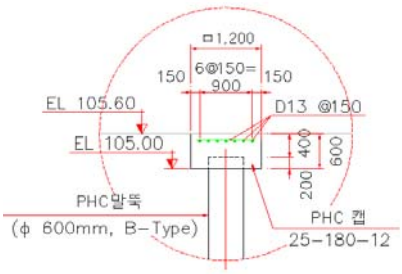
(a) 평면도



(b) 종단면도



(c) 토목섬유 보강 성토지지말뚝 상세도



(d) 말뚝캡 상세도

그림 3.134 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템 시공계획도

PHC 말뚝 적용 시 말뚝의 안정성을 평가하고 말뚝설치간격을 결정하기 위하여 연직지지력을 검토하였다.

앞서 설명했던 바와 같이 실제 성토지지말뚝은 성토 지반 내에 발달하는 지반아칭에 의해 말뚝으로 전이된 하중과, 보강재를 통해 전달된 하중만을 부담하게 되나, 말뚝의 지지력 검토 시 안전측 설계를 위해 말뚝 상부의 모든 하중(성토하중, 교통하중 등)을 말뚝이 받는다고 가정하는 것이 일반적이다. 따라서 성토지지말뚝을 정방형으로 배치할 경우, 말뚝의 허용지지력은 식 (3.62)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P = (\gamma H + w_s) \times D_1^2 \tag{3.62}$$

여기서, P: 말뚝의 소요지지력(kN)

γ : 성토재 단위중량(=18.6kN/m^3)　H : 성토고(=8.1m)

w_s: 상재하중(=49kPa)　D_1: 성토지지말뚝 중심간격(m)

PHC 말뚝 적용 시 말뚝의 안정성을 평가하고 말뚝 설치 간격을 결정하기 위하여 PHC말뚝 직경별 연직지지력을 검토하였다. 성토지지말뚝공법은 원지반의 침하를 억지할 수 있어 성토하중에 의한 부마찰력의 영향을 무시할 수 있으나, 초기 Sand mat 포설 및 말뚝설치에 의한 과잉간극수압의 영향으로 부마찰력이 발생할 수 있으므로 안전측 설계를 위해 이를 고려하였다.

부마찰력을 고려하여 산정된 성토지지말뚝의 허용지지력을 요약하면 표 3.18과 같다. 표에서 나타나듯이 말뚝의 직경이 작을수록 지지력이 작아 말뚝설치간격이 줄어들며, 직경이 크면 말뚝설치간격을 늘일 수 있음을 알 수 있다. 결론적으로 본 현장에서는 말뚝설치 본수를 줄일 수 있는 PHC600을 적용하는 것이 경제성 측면에서 유리할 것으로 판단된다. 또한 각각의 말뚝 두부에는 말뚝으로의 성토하중 전이효과를 증대시키기 위하여 가로×세로×높이=1.2×1.2×0.6m인 철근 콘크리트 단독캡을 설치하기로 한다. 이때 말뚝캡의 크기는 지반아칭해석결과에 근거하여 결정하였다.

표 3.18 PHC 말뚝 지지력 검토결과

PHC직경 (mm)	말뚝소요길이 (m)	허용지지력 (kN)	말뚝설치간격 (m)
400	27	714	1.9×1.9
500	27	1,182	2.5×2.5
600	27	1,765	3.0×3.0

다. GRPS 성토시스템 시공

GRPS 성토시스템의 가장 큰 장점은 대부분의 성토하중이 말뚝을 통해 지지층에 전달되기 때문에 연약지반 작용하중이 미소하게 되어 급속 성토시공이 가능하다는 점이다. 따라서 교대구조물 및 성토지지말뚝의 설치가 완료되는 즉시 지오그리드 포설 및 계획된 높이까지의 성토작업을 신속히 진행할 수 있다.

GRPS 성토시스템은 일반적으로 사진 3.15~3.17에 나타낸 바와 같은 순서로 시공된다. 교대부를 선시공한 후, 설계시 결정된 교대 배면부의 적절한 위치까지 성토지지말뚝과 토목섬유를 시공하고, 성토를 실시한다. 이때 말뚝의 하중분담효과를 증대시키기 위한 수단으로, 말뚝캡을 설치하여 말뚝두부를 확장하게 된다. 말뚝캡은 현장 상황에 따라 두 가지 방법으로 시공이 가능하다. 즉, 기성으로 말뚝캡을 사전제작한 후 말뚝두부에 설치하거나 현장에서 직접 콘크리트를 타설하여 설치할 수 있다. 사진 3.15~3.17과 같은 순서로 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템을 시공하면, 압밀에 소요되는 시간이 필요치 않게 되어 공기를 획기적으로 단축할 수 있다.

본 현장의 경우 작업공간이 협소하고 장비의 주행성 및 말뚝 설치 본수가 적기 때문에 기성제품화 할 경우 경제성이 떨어지는 것으로 판단이 되어 현장에서 콘크리트를 타설하는 방법을 선택하였다.

(1) PHC 말뚝 및 캡의 시공

표준관입시험에 의한 지반조사 결과를 근거로 하여 본 현장의 지지층의 심도를 지표하 25m~26m으로 결정하였다. PHC 말뚝 한본의 최대 생산길이가 15m인 점을 감안하여 15m 한 본과 12m 한 본을 용접접합하여 지지층까지 항타하여 관입하는 것으로 결정했다. 또한 말뚝의 건전도와 지지력을 확인하기 위하여 동재하 시험을 수행하였으며 시험결과를 정리해 본 결과 항타시 말뚝의 건전도 및 지지력은 당초 우리가 예상했던 지지력과 유사하다. 동재하 시험결과는 부록에 시험결과를 정리하여 수록하였다.

사진 3.15(d)는 커터기를 이용하여 항타 후 PHC 말뚝의 두부 정리가 완료된 사진이다. 두부 정리 과정에서 커터기로 절단 한 후 두부정리를 하는 과정에서 말뚝에 관통균열이 발생하였다.

말뚝 캡의 시공은 일반적인 콘크리트 타설방법과 유사하다. 우선 거푸집을 제작한 후 철근을 배근하고 콘크리트를 타설하는 방법으로 일반적인 콘크리트 타설방법과 동일하다.



(a) PHC 말뚝 항타 시공

사진 3.15 G.R.P.S. 성토시스템 말뚝 시공



(b) 2번째 PHC말뚝 용접 접합



(c) PHC 말뚝에 대한 동재하시험

사진 3.15 G.R.P.S. 성토시스템 말뚝 시공(계속)



(d) 말뚝 두부 정리 완료

사진 3.15 G.R.P.S. 성토시스템 말뚝 시공(계속)



(a) 말뚝 캡 거푸집 작업 완료

사진 3.16 G.R.P.S. 성토시스템 말뚝 캡 시공



(b) 말뚝캡 콘크리트 타설

사진 3.16 G.R.P.S. 성토시스템 말뚝캡 시공 (계속)



사진 3.17 G.R.P.S. 성토시스템 시공 완료

(2) 토목섬유(지오그리드)의 시공

토목섬유(지오그리드)는 영국에서 처음 개발된 토목건설용 재료로써 고분자 재질을 신축시켜 만든 고강도 제품이다. 일반적인 형태에 따라 연약지반 보강용으로 도로, 활주로, 단지, 구조물 및 성토보강용으로 사용되는 양방향(Biaxial) 지오그리드와 보강토 옹벽, 급사면 축조 등에 사용되는 일축방향(Uniaxial) 지오그리드로 크게 구분할 수 있다. 하지만 영구 토목구조물에 적용된 토목섬유에 대한 현장 적용기간이 아직까지 한정되어 있기 때문에 장기간 현장에 적용될 토목섬유의 경우 내구성에 대한 검토를 신중히 수행해야 한다.

본 현장의 경우 지반아칭 해석을 통하여 토목섬유에 최대 150kN의 인장력이 발생될 것으로 예상되므로 안전율을 고려하여 성토 보강용 지오그리드로 적합한 양방향 인장강도 150kN 토목섬유를 2겹을 포설하는 것으로 계획하였다.

2겹을 시공할 시 토목섬유 서로간의 간섭에 의해 유효인장력이 저하될 우려가 있어 1단 토목섬유 포설후 20~30cm정도의 모래를 포설하여 2단 토목섬유를 포설하였으며, 토목섬유의 고정 방법은 여러 가지 방법이 있으나 선단부에 남은 여분의 토목섬유를 접어 겹치기법으로 고정시켰다.



(a) 1단 지오그리드 시공

사진 3.18 토목섬유 포설



(b) 2단 지오그리드 시공



(c) 2단 지오그리드 시공 후 모래 포설

사진 3.18 토목섬유 포설 (계속)



(d) 접어 겹치기법으로 토목섬유 고정

사진 3.18 토목섬유 포설 (계속)

(3) 성토과정

본 구간의 성토 작업은 총 2차례에 걸쳐서 수행하였다. 1차 성토는 원지반에서 4.5m, 2차 성토는 원지반에서 7.7m, 노반성토 40cm는 배면부 PBD 및 쇄석다짐말뚝공법의 시공시기를 감안하여 추후에 시공하기로 하였다.

1차 교대 구조물 시공 후에 그림 3.135에서 보는바와 같이 1:1.5 구배로 교대구조물 바로 배면에 자갈로 뒤채움을 수행하고 자갈 뒤채움부 뒤에는 일반 토사로 성토작업을 수행하였다. 성토단계별로 들밀도를 시험을 수행하여 건조밀도 및 다짐도를 확인하였으며 시험결과는 표 3.19에 정리하였다.

2차 성토는 그림 3.136에서 보는바와 같이 성토작업을 수행하였다. 2차 성토 작업시 교대 압성토를 수행하였는데 이때 장비의 진출입로를 확보하기 위하여 기존 성토체를 수직으로 약 1m 굴착을 하였다. 2차 성토는 교대구조물 시공이 완료되지 않아서 자갈 뒤채움은 수행하지 않고 성토작업을 진행하였다. G.R.P.S. 성토시스템 구간 이후에 PBD를 사용하여 연약지반 처리를 했기 때문에 전체 공정상 본 구간에만 2차 성토를 수행하였다.

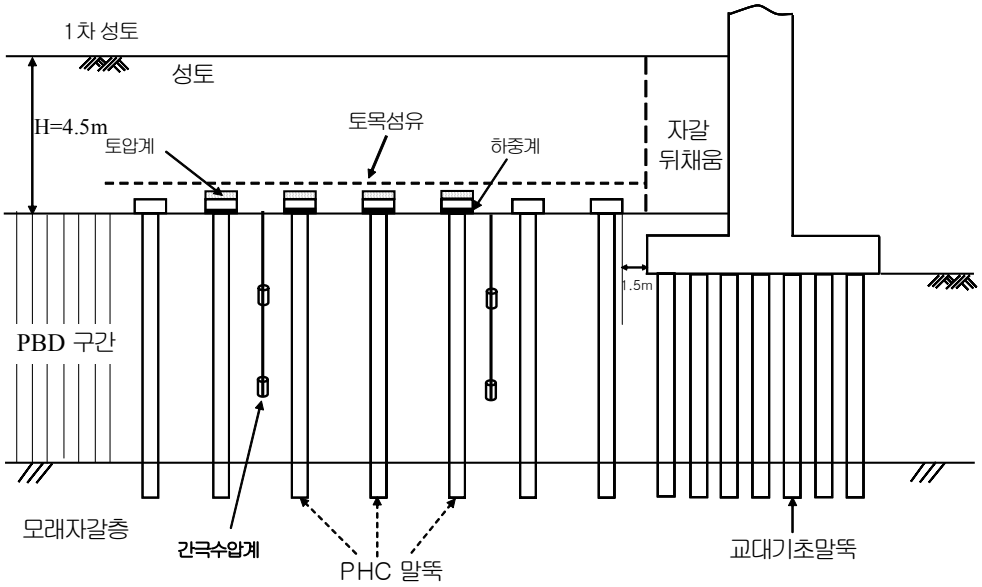


그림 3.135 1차 성토(H=4.5m)

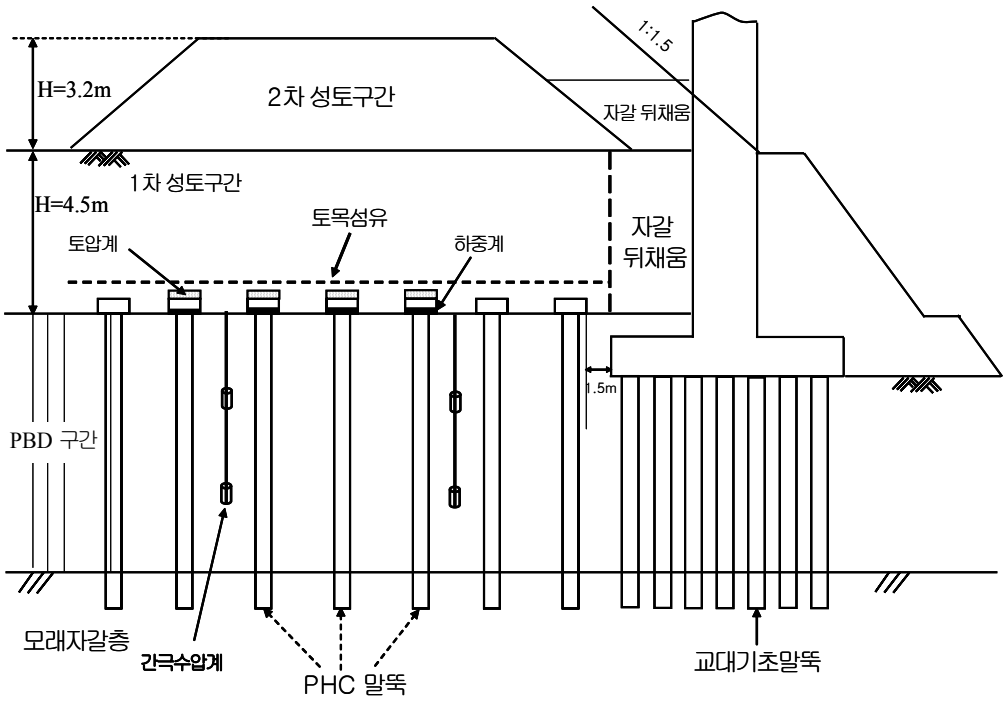


그림 3.136 2차 성토 완료(H=7.7m)

표 3.19 1차 성토 단계별 들밀도 시험결과

성토높이(m)	습윤밀도 (g/cm^3)	건조밀도 (g/cm^3)	최대건조밀도 (g/cm^3)	다짐율(%)
1.5	1.95	1.718	1.789	96.0
1.8	1.919	1.695	1.789	94.7
2.1	1.934	1.719	1.789	96.1
2.4	1.914	1.692	1.789	94.6
2.7	2.001	1.771	1.789	99.0
3.0	2.166	1.789	1.860	96.2
3.3	2.109	1.773	1.789	99.1
3.6	2.004	1.764	1.789	98.6
3.9	2.015	1.768	1.789	98.8
4.2	1.993	1.741	1.789	97.3
4.5	1.889	1.670	1.789	93.3

(4) 계측계획

본 시험시공현장은 국내에서 처음 시공되는 G.R.P.S. 성토시스템 현장으로서 성토 기간 중 및 시공 종료 후는 물론이고 경전선 열차 운행시 발생하는 교통하중 등에 대한 지속적인 계측관리가 요구된다. 따라서 말뚝으로 전이되는 성토하중, 토목섬유의 인장변형, 연약지반의 침하량 및 측방변형, 성토하중에 의해 발생되는 간극수압 그리고 교대의 측방이동에 대한 계측관리가 계획되었다. 표 3.20은 현장에 적용된 계측기 항목 및 수량을 나타내고 있으며 계측기의 설치위치는 그림 3.137에 나타내었다.

정보 관리 차원에서 계측주기 역시 매우 중요하다. 예를들면 계측 주기가 지나치게 길면 지반거동을 제대로 파악하기 힘들고 결정적인 순간을 포착하지 못할 가능성이 매우 높아 계측관리의 의미를 상실할 수 있기 때문이다. 한편, 사진 3.19~3.23은 본 시험시공현장에서 계측기를 설치하는 모습을 보여준다. 표 3.21은 계측빈도 계획에 대한 것을 나타내고 있다. 측정항목 중 기울기계 경우 교대 구조물 시공 일정에 맞추어서 설치해야 하기 때문에 본 계측주기 계획에서 제외시켰다.

표 3.20 현장계측항목

종류	설치목적	위치	계획수량 (EA)
하중계	말뚝의 하중전이 평가	말뚝과 말뚝캡 사이	4
토압계	말뚝의 하중전이 평가	말뚝캡 상부	4
		원지반 상부	2
변형률계	지오그리드 변형특성 평가	1단 지오그리드	14
		2단 지오그리드	21
침하판	지반 및 말뚝 침하 거동 평가	원지반	3
		토목섬유상부	2
		캡상부	1
간극수압계	연약지반 압밀특성 평가	원지반에서 6m 깊이	2
		원지반에서 12m 깊이	2
지중경사계	교대 및 성토체의 안정성 평가	성토 법면부	2
		교대 전면부	1
기울기계	교대의 안정성 평가	교대구조물	1

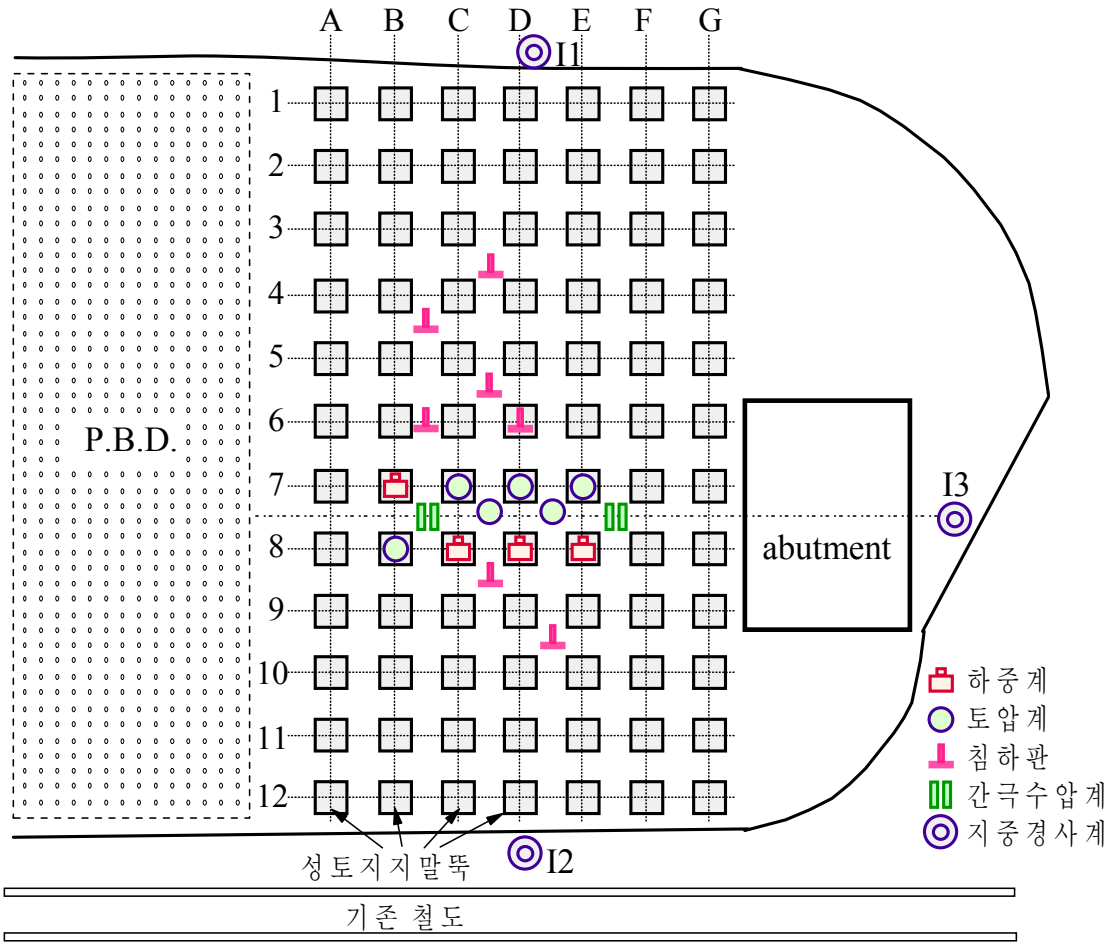
표 3.21 현장계측주기

계측기	성토 도중	성토 종료 후		
		성토 후 1개월	성토 후 3개월	3개월 이후
하중계	1일 1회	1주 1회	2주 1회	1월 1회
토압계	1일 1회	1주 1회	2주 1회	1월 1회
변형률계	성토단계별 1회	1주 1회	2주 1회	1월 1회
침하판	1일 1회	1주 1회	2주 1회	1월 1회
간극수압계	1일 1회	1주 1회	2주 1회	1월 1회
지중경사계	3일 1회	1주 1회	2주 1회	1월 1회

말뚝으로 전이되는 하중을 측정하기 위하여 말뚝두부와 말뚝캡 사이에 4개의 하중계(L1 ~ L4)를 설치하였다. 사진 3.19는 하중계 설치과정을 보여주고 있다.말뚝캡과 두부 사이에 하중계 설치시 말뚝과 캡이 강결이 되면 말뚝으로 전이되는 하

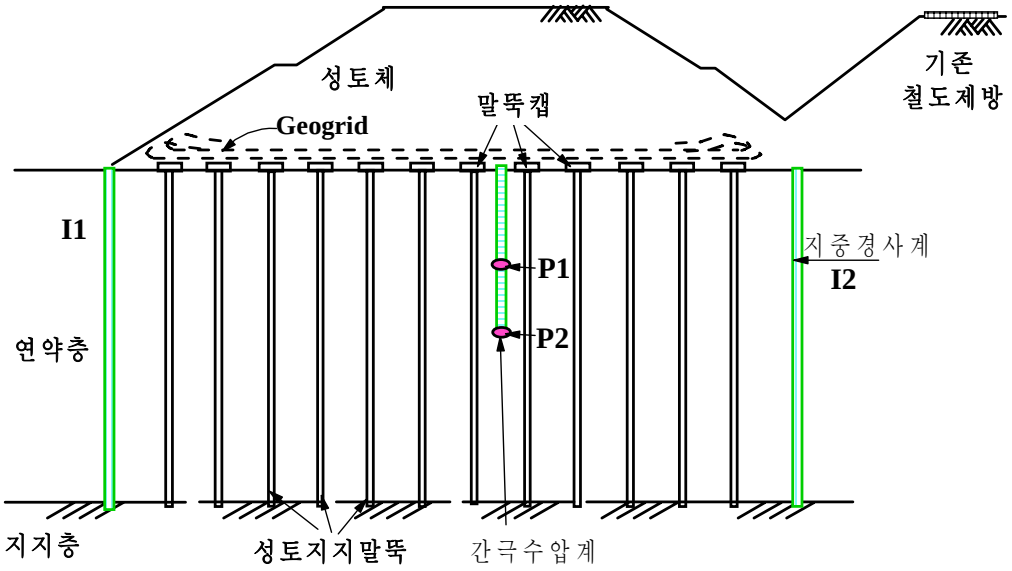
중을 측정하지 못하기 때문에 캡과 말뚝 두부 사이에 주름관을 설치하여 강결이 되는 것을 방지하였으며 로드셀 가판 안에 콘크리트 유입을 방지하기 위하여 모래를 포설하였다. 또한 말뚝캡 상부에 4개의 토압계(EP1 ~ EP4)를 설치한다.

또한 연약지반에 작용하는 하중을 측정하기 위하여 말뚝 사이의 지반을 잘 다진 후 2개의 토압계(EP5 및 EP6)를 설치한다. (그림 3.137(c)참조)

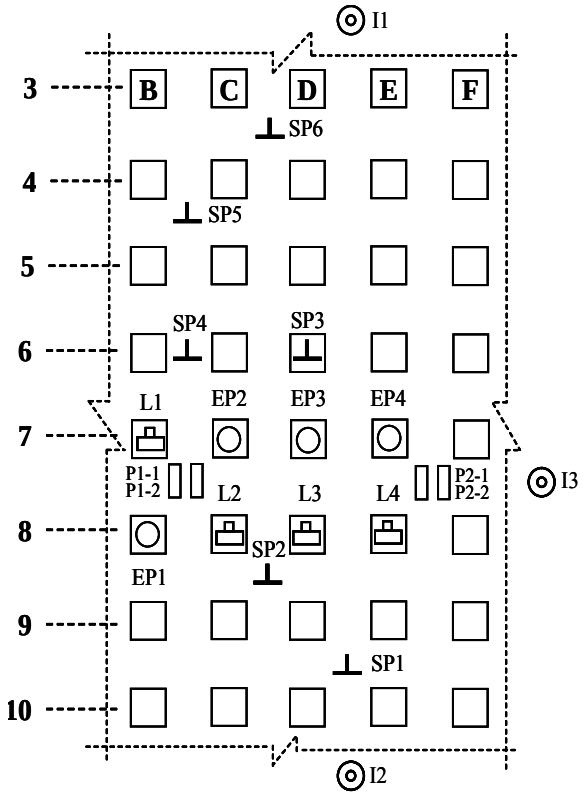


(a) 평면도

그림 3.137 시험시공현장 계측기 설치위치도

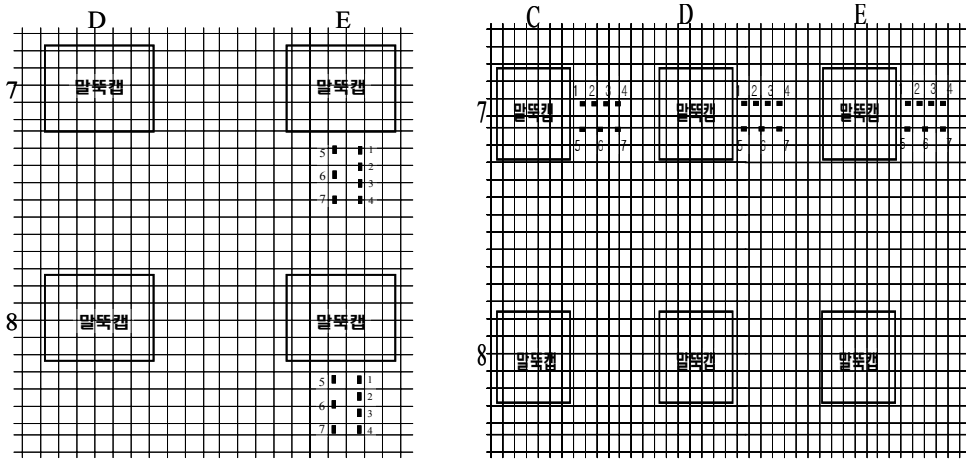


(b) 횡단면도



(c) 계측기 설치 상세도

그림 3.137 시험시공현장 계측기 설치위치도 (계속)



(d). 1단 지오그리드(변형률계) (e). 2단 지오그리드(변형률계)

그림 3.137 시험시공현장 계측기 설치위치도 (계속)

성토하중 재하시 말뚝 상부에 2겹으로 포설한 지오그리드의 인장변형을 측정하기 위하여 지오그리드에 변형률계를 부착한다. 변형률계는 사진 3.23과 그림 3.137(d～e)에 나타낸 바와 같이 인접한 말뚝캡 사이에 7개를 한 세트로 하여 부착하며, 1단 지오그리드(2겹으로 포설한 지오그리드중 하단부 지오그리드)에 2 세트, 2단 지오그리드에 3 세트를 부착하여 총 35개를 부착한다.

성토시공에 따른 말뚝 및 연약지반의 침하거동을 평가하기 위하여, 침하판을 설치한다. 침하판은 사진 3.21(a) 및 (b)와 그림 3.137(c)에 나타낸 바와 같이 말뚝캡 상부에 1개(SP1), 인접한 말뚝캡의 중앙부 연약지반 지표면에 3개(SP2 ～ SP4), 그리고 지오그리드 상부에 2개(SP5 및 SP6)를 각각 설치한다.

성토에 따른 연약지반의 압밀특성을 평가하기 위하여, 성토체 중앙부 근처의 연약지반 2개 지점에 간극수압계를 설치한다.(그림 3.137(a) 및 (c) 참조) 간극수압계는 각 지점별로 깊이에 따라 지표하 6m 및 12m 지점에 2개씩 총 4개를 설치한다. (그림 3.137(b) 참조)

철도제방 성토체의 측방변위를 측정하기 위하여 성토체 양측 선단부에 지중경사계를 설치하고 (그림 3.137(a) 및 (b) 참조), 교대전면부의 지중변위 측정을 위한 지중경사계도 1개소 설치한다. (그림 3.137(a) 및 (c) 참조) 또한 배면 성토로 인한 교대의 안정성을 평가하기 위한 구조물 기울기계를 교대 전면에 설치한다.



(a) 말뚝 두부에 하중계 거치



(b) 주름관 설치

사진 3.19 하중계 설치 모습



(c) 모래 포설 완료



(d) 하중계 설치 완료

사진 3.19 하중계 설치 모습 (계속)



(a) 말뚝캡 상부에 토압계 설치



(b) 연약지반 상부에 토압계 설치

사진 3.20 토압계 설치 모습



(a) 말뚝캡 상부



(b) 연약지반상

사진 3.21 지표침하판 설치 모습



(a) 간극수압계 설치



(b) 지중경사계 설치 위치

사진 3.22 간극수압계 및 지중경사계 설치 모습

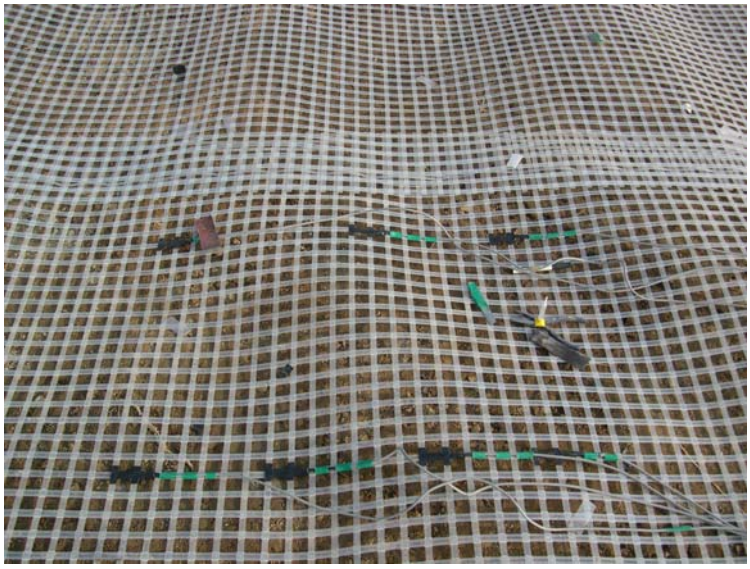


사진 3.23 지오그리드에 변형률계 부착

라. 계측결과 분석

철도교 교대배면의 뒤채움 성토로 인해 발생할 수 있는 연약지반 측방유동 및 교대 측방이동을 방지하기 위하여 GRPS 성토시스템을 적용하였다. 본 절에서는 하중계, 토압계의 측정결과를 이론식에 의한 효율 및 말뚝 작용하중으로 비교 분석을 수행하여 본 이론식의 타당성 및 현장 적용성을 검토한다. 그리고 토목섬유에 부착한 변형률계의 측정값에 대한 고찰을 통해 토목섬유의 거동을 분석을 수행하며 간극수압계, 지중경사계, 침하계의 측정값을 통하여 연약지반의 거동을 분석하고자 한다.

(1) 말뚝작용하중

(가) 하중계(Load Cell)

GRPS 성토시스템에 작용하는 하중을 측정하기 위하여 사진 3.19에서와 같이 말뚝 두부와 캡사이에 하중계를 설치하였다. 현재 시공상태는 원지반에서 7.6m 높이까지 성토가 완료되었으며 계획성토고에서 상부 노반성토 약 40cm 정도를 남겨두었다. 그림 3.138은 7.6m까지 성토 완료 후 하중계 측정결과를 도시한 그림이다. 1차교대시공 완료후 1차 성토 작업을 4.5m를 진행하였으며 2차 교대 시공동안 성토방치기간을 두었다. 성토방치기간에 하중계 측정결과를 살펴보면 약 4.5m 성토 후

추가적인 성토를 시공하지 않았음에도 불구하고 말뚝작용하중은 점진적으로 늘어나는 것을 알 수 있었다. 이와 같이 추가적인 성토하중의 증가 또는 활하중 작용이 없는 상태에서도 말뚝 작용하중 측정치가 증가하는 이유는, 성토 후 방치기간 중에 연약지반 침하로 인하여 토목섬유(Geogrid)의 처짐이 발생하였기 때문으로 판단된다.

즉, 다시 말하면 토목섬유(Geogrid)의 인장변형과 말뚝사이 연약지반의 침하로 인해 말뚝과 인접한 지반 사이의 상대적인 변형차이가 점차 커지게 되어 지반아칭에 의한 하중전이효과가 증대된 것으로 판단된다. 이러한 상대적인 변형차이는 성토고에 따라 비례하며 말뚝캡 사이의 연약지반에 작용하는 연직하중을 토목섬유(Geogrid)와 연약지반 반력이 전부 부담하게 되는 시점까지 점진적으로 증가하게 될 것이며 이때 하중계 및 말뚝캡 상부에 설치한 토압계의 측정값은 점차 수렴하는 경향을 보일 것이다. 이때 말뚝으로 전이되는 성토하중의 하중분담효과는 극대화 될 것이며, GRPS 성토시스템의 가장 이상적인 상태가 이루어 질 것이다.

그림 3.138에서 나타나듯이 성토 방치기간 중에 매우 큰 폭으로 하중저하가 발생하였다. 이는 성토 방치 기간 중에 교대 뒤채움 및 압성토를 시공하기 위하여 교대 배면에 시공장비의 진·출입로를 확보하기 위하여 성토체를 약 1.3m 높이로 굴착을 수행하였기 때문이다.

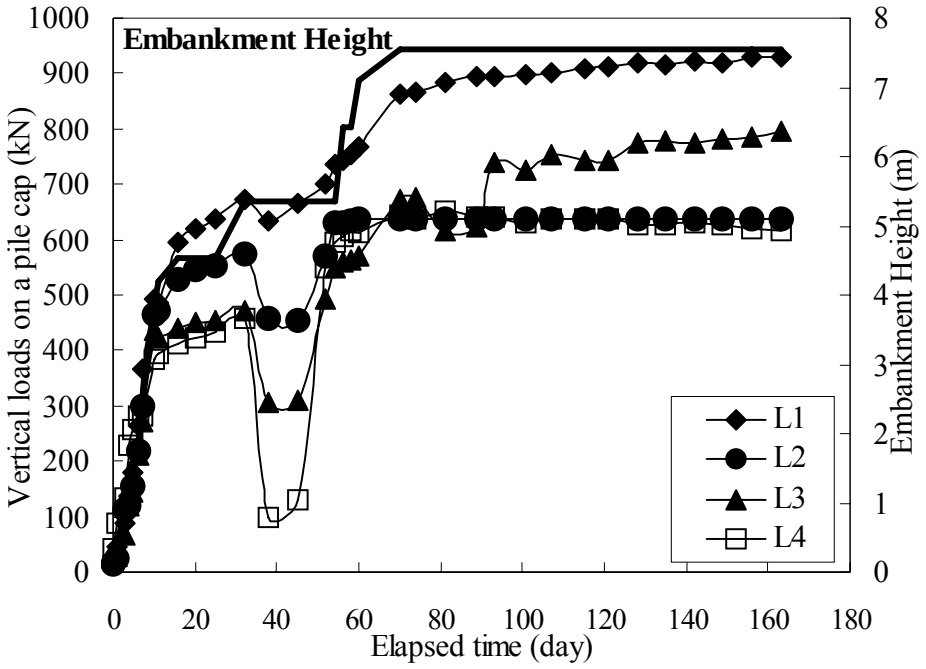


그림 3.138 하중계 측정결과

이때 하중계 측정결과를 살펴보면 L1을 제외한 L2~L4의 경우 매우 큰폭으로 감소한데 반해 L1의 경우 오히려 하중이 증가되는 것을 알 수 있다. 이는 압성토를 시공하는 과정에서 장비의 진출입이 잦았으며 골재 및 성토제를 하중계(L1)이 설치되어 있는 곳에 적재 해놓았기 때문이다.

압성토 및 2차 교대시공이 완료된후 2차 성토를 수행하였다. 2차 성토작업을 완료된후 하중계(L2)의 측정값은 다소 불안한 거동을 보이고 있다. 역시 1차 성토 작업 후 방치기간과 동일하게 하중계 측정결과는 점차적으로 증가된는 것을 알 수 있었다. 앞서 설명한 바와 같이 연약지반 침하가 종료되는 시점에서 GRPS 성토시스템의 지반아칭효과에 의한 하중전이는 극대화 될 것이며 이때 하중계 측정결과 역시 수렴할 될 것으로 판단된다.

그림 3.139는 3장에서 제시한 3차원 지반아칭 해석식과 본 현장의 말뚝 효율을 도시한 그래프이다. 본 이론식에서 적용한 지반반력계수는 100kN/㎥를 이론식에 적용하여 이론해석을 수행하였다.

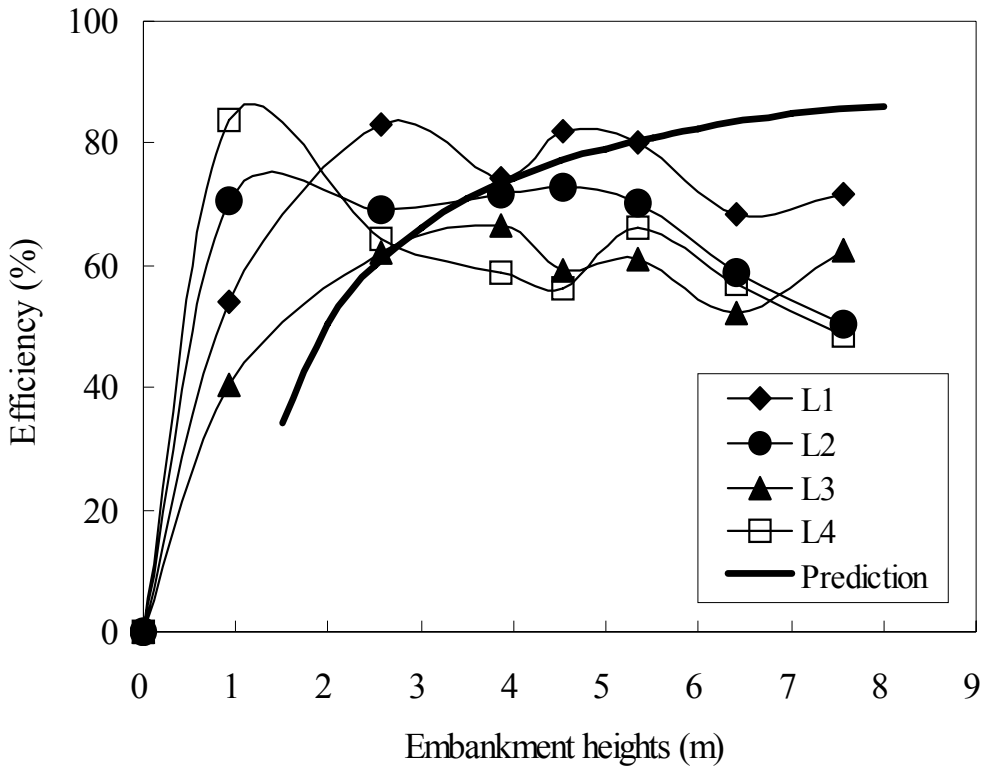


그림 3.139 이론식과 현장계측치의 효율비교

그림 3.139를 살펴보면, 저성토고 구간에서는 현장 측정값이 이론효율보다 상당히 큰 값을 나타내며, 이후로는 비교적 이론효율과 실측효율이 유사하게 나타나다가 성토가 증가함에 따라서 이론해석법에 의한 효율값이 현장측정치보다 다소 큰 값을 나타내고 있다.

이는 상부성토가 진행될 때 이론적으로는 성토고 만큼의 토압이 증가하는 것으로 계산되지만, 실제 성토저면에 위치한 말뚝에서는 토압이 분산되어 작용하중이 줄어들기 때문으로 풀이된다.

(나) 토압계(Earth pressure cell)

말뚝과 연약지반에 작용하는 토압을 측정하기 위하여 사진 3.20에서 나타낸 바와 같이 토압계를 설치하였다. 사진 3.20(a)는 말뚝캡 상부에 설치한 사진이고 3.20(b)는 연약지반에 설치한 토압계 사진이다. 토압계 설치 특성상 말뚝위에 약 20cm 정도 성토 작업을 완료한 후에 토압계 설치 구역에 일정깊이 땅을 굴착 한 후 토압계를 설치하였다.

그림 3.137에 나타낸 바와 같이 총 6개(말뚝캡 4개, 연약지반 2개)의 토압계를 설치하였으나, EP3의 경우 측정값이 불안정한 거동을 보이고 있는 것으로 나타나 분석에서 제외시켰다.

그림 3.140을 통하여, 성토고가 증가함에 따라 토압 측정값도 증가하고 있으며, 하중계 측정결과와 동일하게 말뚝캡 위에 설치한(EP1～EP4)의 측정값이 1차성토(H=4.5m) 이후에 성토방치기간 중에도 토압은 점진적으로 증가함을 알 수 있었으며 압성토 및 교대 뒷채움을 하는 과정에서 하중 감소가 하중계 측정결과에 비해 다소 작은 것으로 나타났다. 이는 토압계와 하중계의 감도 차이가 이러한 차이가 발생한것 같다. 2차성토완료(H=7.6m) 이후에도 계측결과를 살펴보면 미소하지만 하중이 증가함을 알 수 있다. 즉, 말뚝캡 상부에 설치한 토압계(EP1～EP4)의 측정값은 328～217kPa이고 연약지반에 설치한 토압계 (EP5～EP6)의 측정값은 13～14kPa 정도이다. 두 측정결과를 비교해보면 최대 약 25배 큰 것으로 나타났다. 일반적으로 연약지반에 설치한 토압계의 경우 연약지반의 침하로 인하여 토압계의 기울어짐 발생할 수도 있어 토압 측정을 위한 지지구조가 잘 형성되지 못하기 때문에, 정확한 토압 측정은 사실상 어렵게 된다.

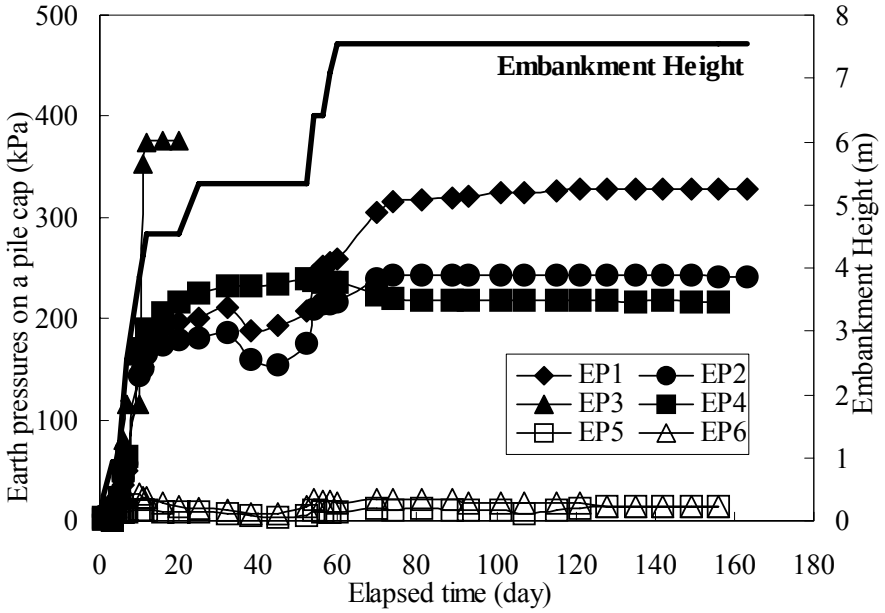


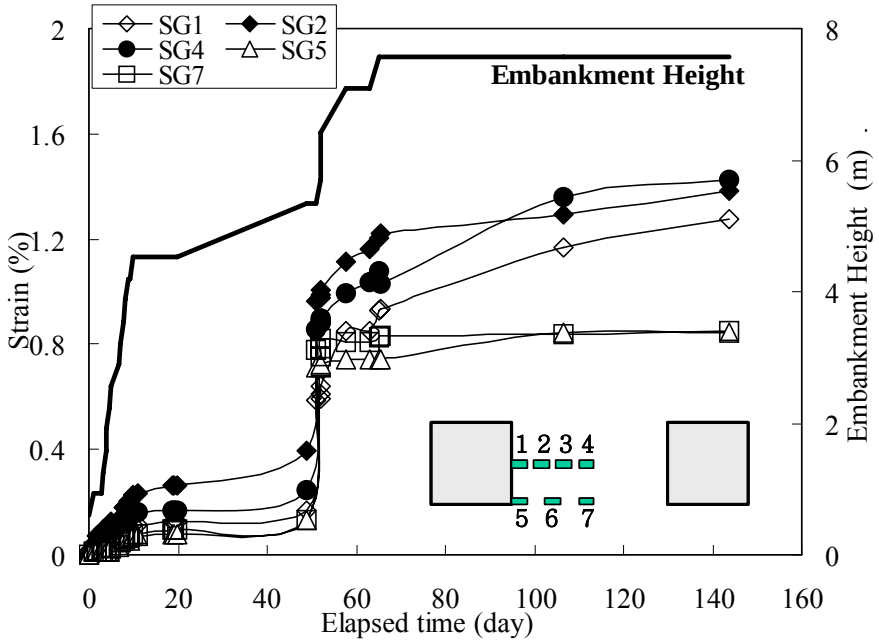
그림 3.140 토압계 측정결과

결론적으로 말뚝과 연약지반의 상대적인 강성 및 변형 차이에 의해 성토지반속에 지반아칭현상이 발현되고, 이로 인해 대부분의 성토하중이 말뚝으로 전이되어 연약지반에 작용하는 하중은 미소하게 된다는 이전연구의 결과를 확인할 수 있었다.

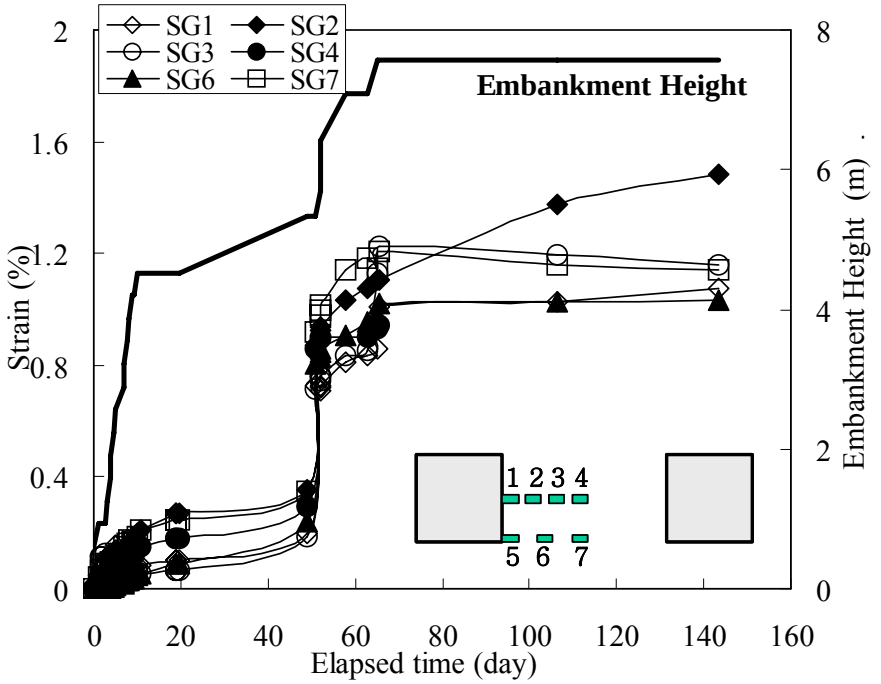
(2) 토목섬유(지오그리드)의 인장변형

성토하중 재하시 말뚝캡 상부에 2겹으로 보강한 지오그리드의 인장변형을 측정하기 위하여 지오그리드에 변형률계를 부착하였다. 그림 3.141~3.142는 측정된 지오그리드의 인장변형을 성토고에 대하여 나타낸 것이다. 그림 3.141은 말뚝캡 상부 20cm 지점에 포설한 1단 지오그리드의 인장변형률 측정값이고 그림 3.142는 1단 지오그리드 포설후 상부 20cm 지점에 포설한 2단 지오그리드의 인장변형률 측정값을 보여준다.

그림 3.141~3.142를 살펴보면 1단, 2단 지오그리드의 인장변형률은 성토 초기에 각각 매우 빠른 속도로 증가하다가 일정 성토고 이후에는 성토고 증가에 따른 인장변형률의 증가 속도가 점차 둔화되는 경향을 보이고 있으며, 이러한 경향은 2단 지오그리드에서 더 명확하게 나타나고 있다. 이 같은 차이를 보이는 이유는 초기값 측정 시점과 관련이 있다.

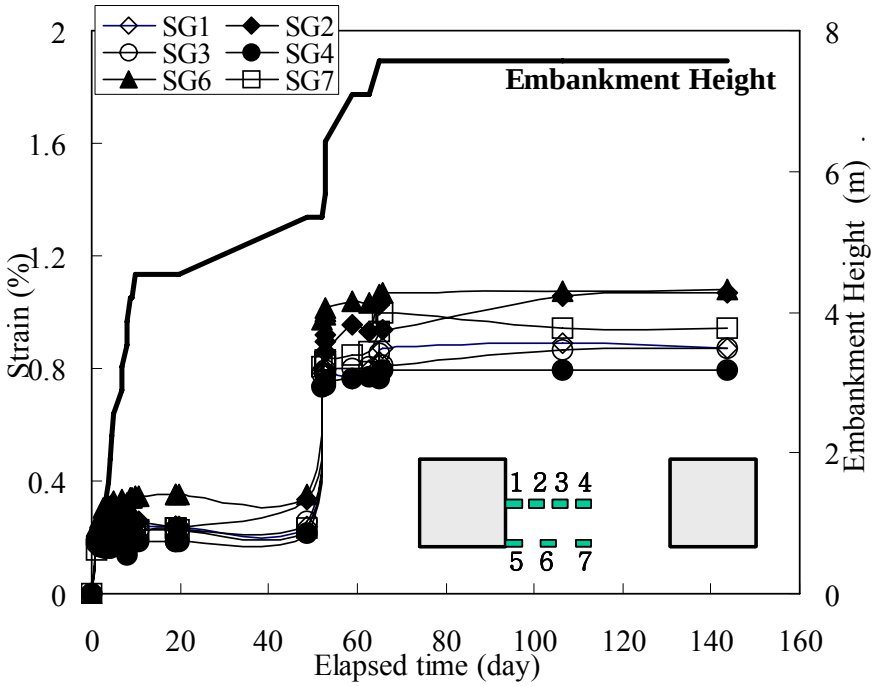


(a) 1단 지오그리드 - SET 1

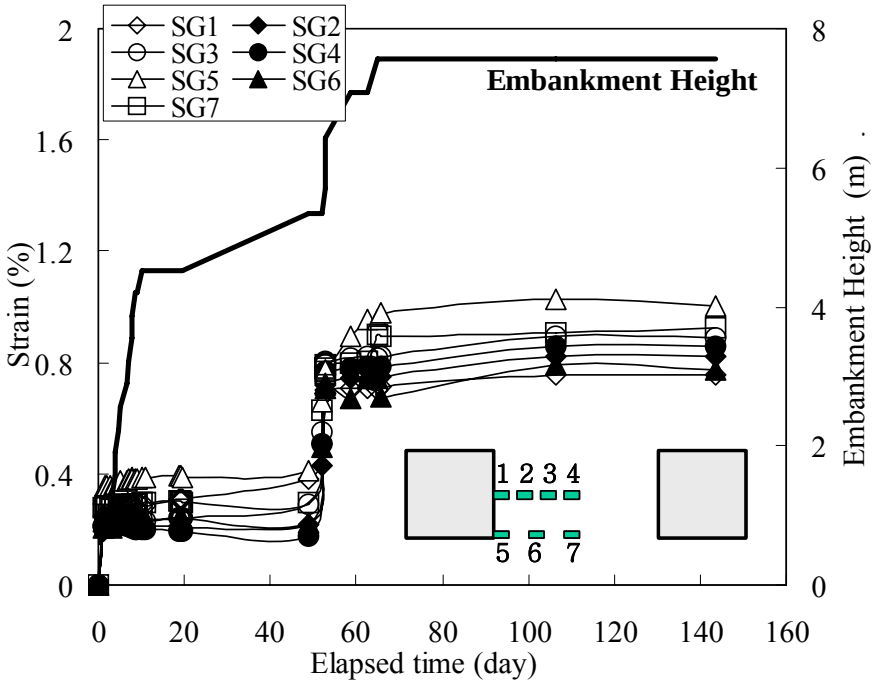


(b) 1단 지오그리드 - SET 2

그림 3.141 1단 지오그리드 인장변형

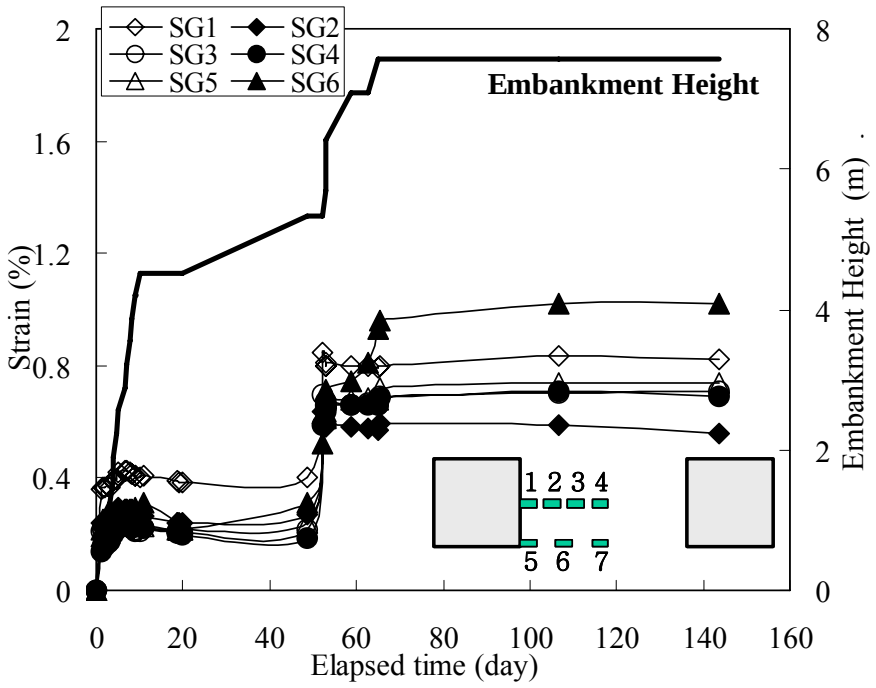


(a) 2단 지오그리드 - SET 1



(b) 2단 지오그리드 - SET 2

그림 3.142 2단 지오그리드 인장변형

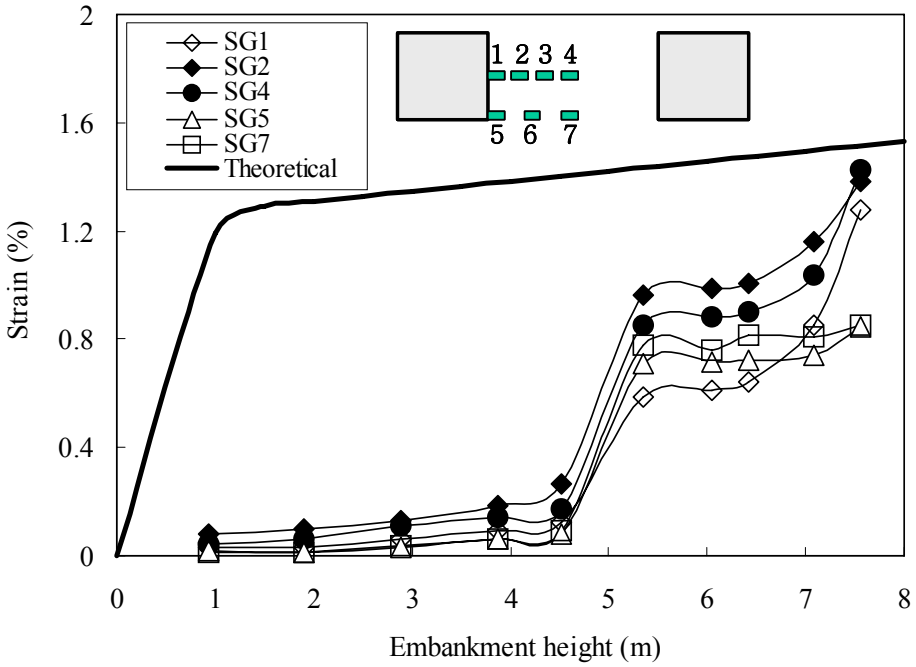


(c) 2단 지오그리드 인장변형 - SET 3

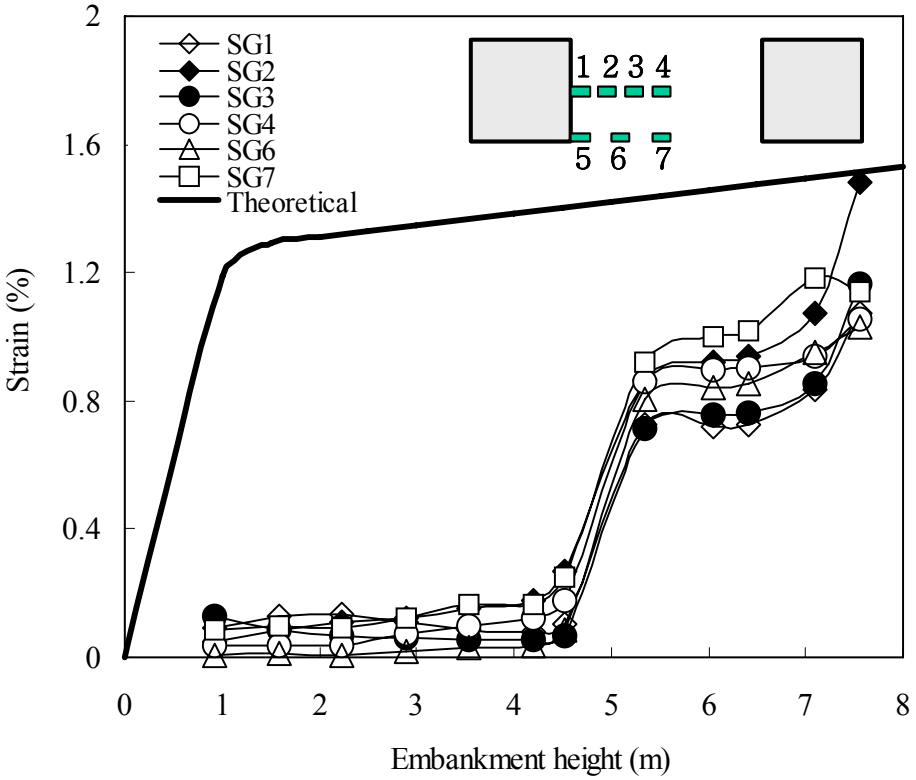
그림 3.142 2단 지오그리드 인장변형 (계속)

즉 앞에서 설명한 바와 같이 토목섬유 서로간의 간섭에 의해 유효인장력이 저하될 우려가 있어 말뚝 상부에 약 20cm 두께의 모래를 포설한 후 1단 지오그리드 포설 하였으며 같은 방법으로 2단 지오그리드를 포설하였다. 이러한 과정에서 1단 및 2단 지오그리드에 부착한 변형률계의 초기값을 측정한 점이 이러한 차이를 야기한 것이다.

앞에서 설명한 하중계 및 토압계 측정결과에서와 마찬가지로 4.5m 성토이후 방치기간 중에서 지오그리드의 인장변형이 서서히 진전되었다. 방치기간 중에 1단, 2단 지오그리드 인장변형이 매우 큰 폭으로 증가되었다. 이때 교대 압성토를 진행하는 과정에서 장비 진출입로 확보를 위하여 기존 성토체를 굴착을 하였고 교대 압성토를 시공하는 과정에서 시공장비의 지속적인 운행으로 인하여 변형률이 큰 폭으로 증가한 것으로 보인다. 또한 성토고 7.6m가 완료된 시점에서 보면 토목섬유의 변형률 값이 대체적으로 증가되고 있다.

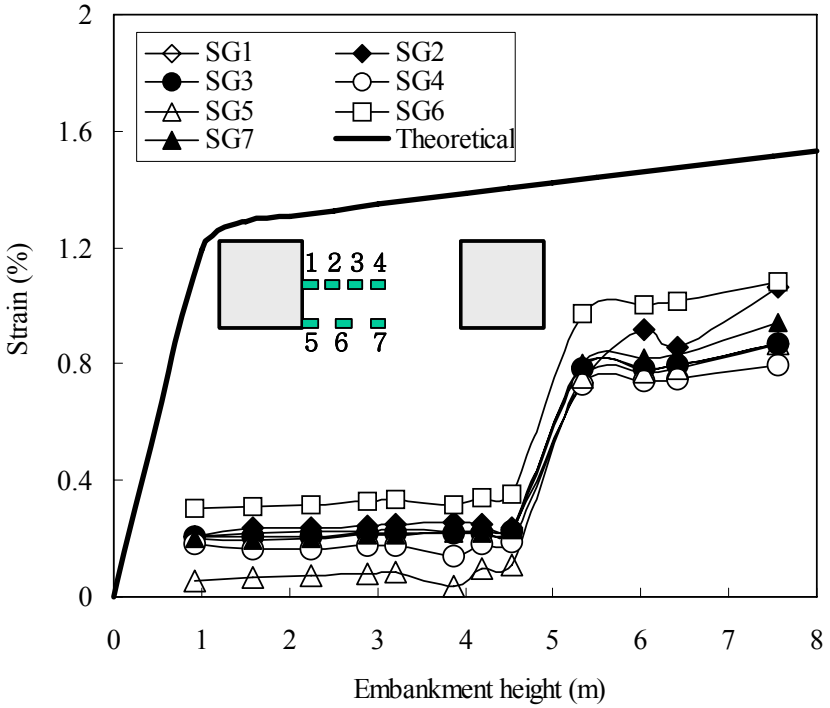


(a) 1단 지오그리드 - SET 1

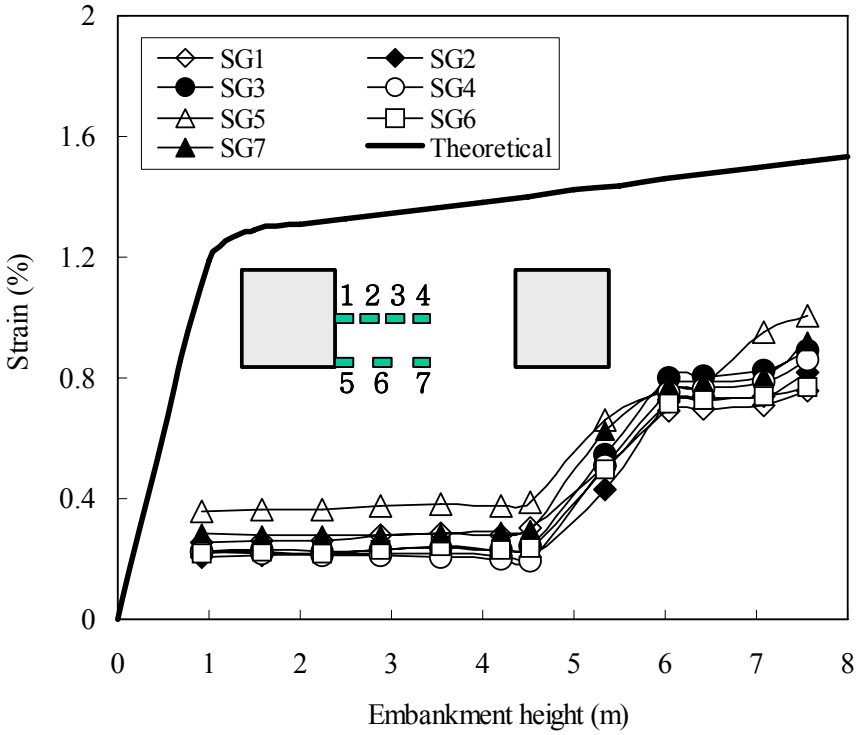


(b) 1단 지오그리드 - SET 2

그림 3.143 이론식과 현장계측치의 인장변형률비교(1단 지오그리드)

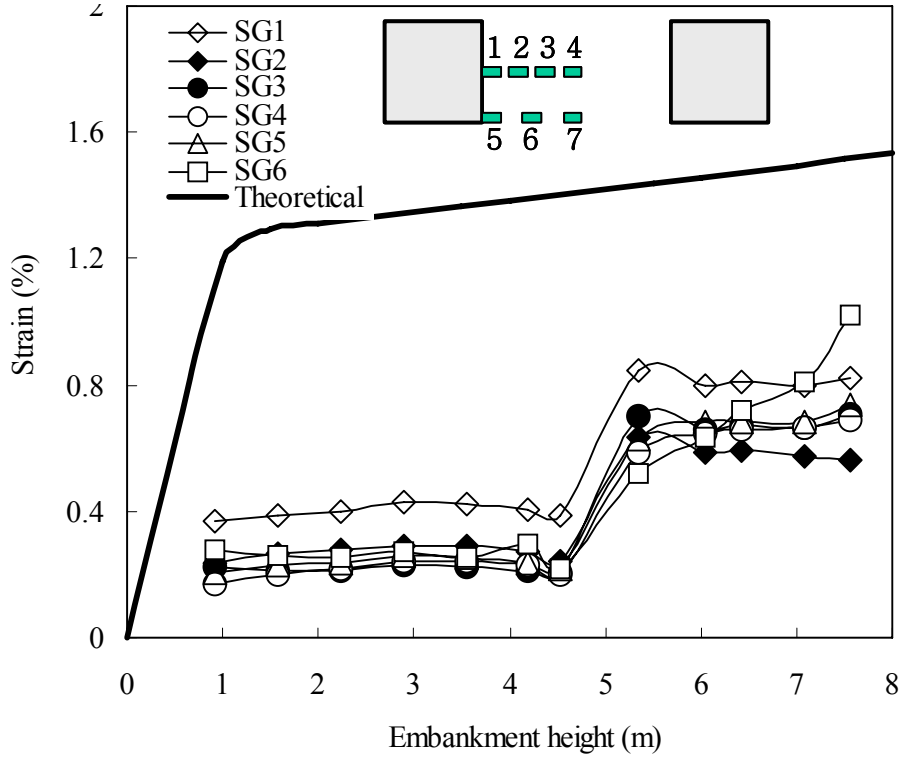


(a) 2단 지오그리드 - SET 1



(b) 2단 지오그리드 - SET 2

그림 3.144 이론식과 현장계측치의 인장변형률비교(2단 지오그리드)



(c) 2단 지오그리드 - SET 3

그림 3.144 이론식과 현장계측치의 인장변형률 비교(2단 지오그리드)(계속)

이는 현재 연약지반에 작용하는 하중과 이에 지지하는 지오그리드의 인장력 및 연약지반 지반반력이 서로 동일해 지는 힘의 평형 상태에 도달하지 못하였음을 의미한다. 추가적인 말뚝으로의 하중전이가 진행되고 있음을 의미한다.

결론적으로 말뚝상부에 대략 7.6m 높이의 성토 시공이 완료될때 까지의 지오그리드 인장변형율은 1단 및 2단에서 최대 1.8% 이내로 측정되었으며 이는 BS8006(1995) 기준에서 제시한 토목섬유 최대 변형율 6%에 못미치는 값으로 본 현장에 시공된 GRPS 성토시스템이 안정된 상태에 있음을 알 수 있다.

대체적으로 말뚝캡에 가까운 위치에 부착된 변형률계의 측정값이 다소 큰 경향을 보이고 있는데, 이것은 본 연구의 모형실험 결과와도 일치한다.

그림 3.143~3.144는 연약지반 반력을 고려한 이론식으로 예측한 토목섬유의 인장변형률과 현장측정치를 도시한 그림이다. 이론식으로 예측한 인장변형률의 특징은 저성토고 즉 지반아칭 현상이 발현되기 이전에 성토고에 따라 급속한 변화를 보이다가 지반아칭 현상이 발현된 후 완만한 변형율 증가량을 예상하고 있다. 하지만 측정결과 저

성토고에서는 오히려 완만한 변형특성을 보이다가 성토고가 증가하고 지반아칭현상이 충분히 발현되는 시점부터 변형률이 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다. 추후 노반성토가 완료가 되고 경전선이 운행되면 토목섬유의 변형률은 이론식으로 산정한 예측치에 근접할 것으로 판단된다.

(3) 연약지반의 변형거동

(가) 연약지반 침하

성토시공에 따른 말뚝 및 연약지반의 침하거동을 평가하기 위하여, 우리나라에서 가장 널리 사용하는 침하판을 사진 3.21과 같이 설치 하였다. 사진 3.21(a)에 나타낸 바와 같이 말뚝캡 상부에 1개(SP1), 사진 3.21(b)에 나타낸 바와 같이말뚝과 말뚝 사이 중앙부 연약지반 지표면에 지표침하판을 3개 (SP2～SP4)를 설치하고 나머지 지오그리드 상부에 2개 (SP5～SP6)를 각각 설치하였다. 연약지반에 설치한 3개의 지표침하판 중 SP2는 사진 3.21(b) 및 그림 3.137(c)에 나타낸 바와 같이 인접한 2개의 말뚝캡 사이 중앙부에 설치하였고, SP3 및 SP4는 정방형으로 시공된 4개의 말뚝캡 사이 중앙부에 설치하였다.

그림 3.146은 성토에 따른 침하량을 도시한 결과이다. 그림 3.145에서 보면 말뚝캡의 침하량(SP1)은 경과일 60일이 지나고 다소 불안한 측정결과를 보이고 있다. 이는 SP1은 현재 성토 사면부에 설치되어 있는데 1,2차 성토가 끝나고 나서 침하가 발생되고 있다. 이는 1,2차 성토 작업중에 사면부 지반이 다소 융기가 되었음을 의미하며 현재 약 41mm의 침하가 발생되었다.

또한 연약지반(SP2～SP4) 및 지오그리드 상부(SP5～SP6)에 설치한 지표침하판의 경우 성토방치기간에는 침하가 거의 발생하지 않다가 압성토 및 2차 성토기간중에 상당량의 침하가 발생하였으며 경과일수 100일이 지나고 매우 큰 폭의 침하가 발생하였다. 이는 현재 그림 3.134(a)에 나타나있는 시공계획도를 살펴보면 알 수 있다. 경과일수 100일이 지난 후에 본 시공구간에 매우 바로 배면에 설치되어 있는 PBD 및 쇄석다짐말뚝 구간에 2차 성토작업이 진행되면서 다소 영향을 받은 것으로 판단된다.

연약지반에 설치한(SP2～SP4)의 침하판의 경우 최대 약 190mm의 침하가 발생하였다. 말뚝의 침하는 극히 연약지반을 처리한 경우 허용잔류침하량이 10cm인 점을 감안하면 연약지반 침하 억지에 매우 효과적인 것으로 나타났다.

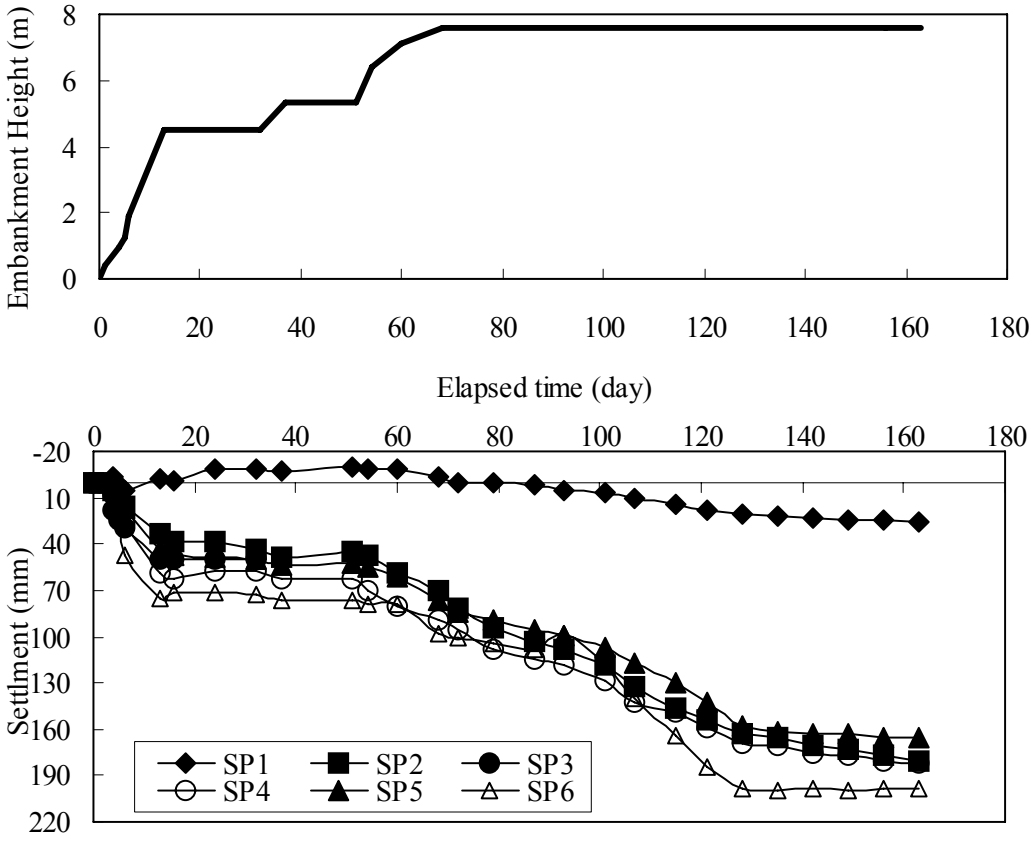


그림 3.145 침하판 계측결과

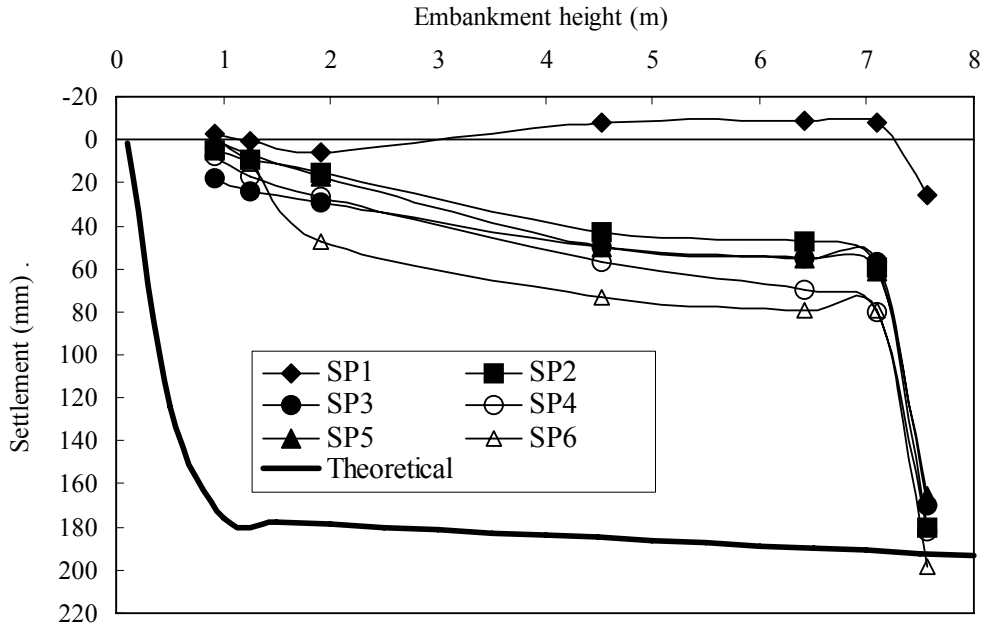


그림 3.146 이론식과 현장 계측치의 침하량 비교

이와 같이 연약지반 침하량 발생이 작게 발생한 이유는 말뚝과 연약지반의 상대적인 강성차이에 의해 성토지반 속에 지반아칭현상이 발현되어 대부분의 성토하중이 말뚝으로 전이되고 연약지반에는 상대적으로 미소한 하중만이 작용하게 되었기 때문이다. 또한 지오그리드가 말뚝에 성토하중의 전이현상을 더욱 효과적으로 작용하고 있음을 보여주고 있다.

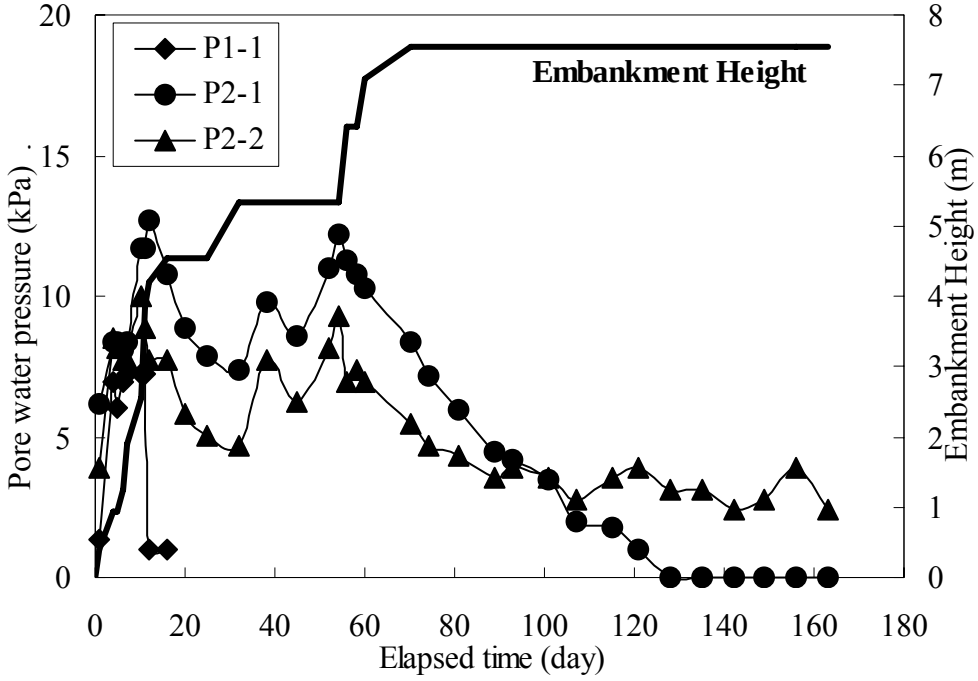
이론식으로 추정한 침하량과 실제 침하량을 그림 3.146에 도시하였다. 이론식으로 추정한 최대 침하량은 193mm로써 현재 측정된 침하량과 유하하게 작게 예측되고 있다. 추후 성토작업이 완료되고 철도가 운행되면서 침하량은 예측치에 더욱 잘 일치할 것으로 판단된다.

(나) 간극수압

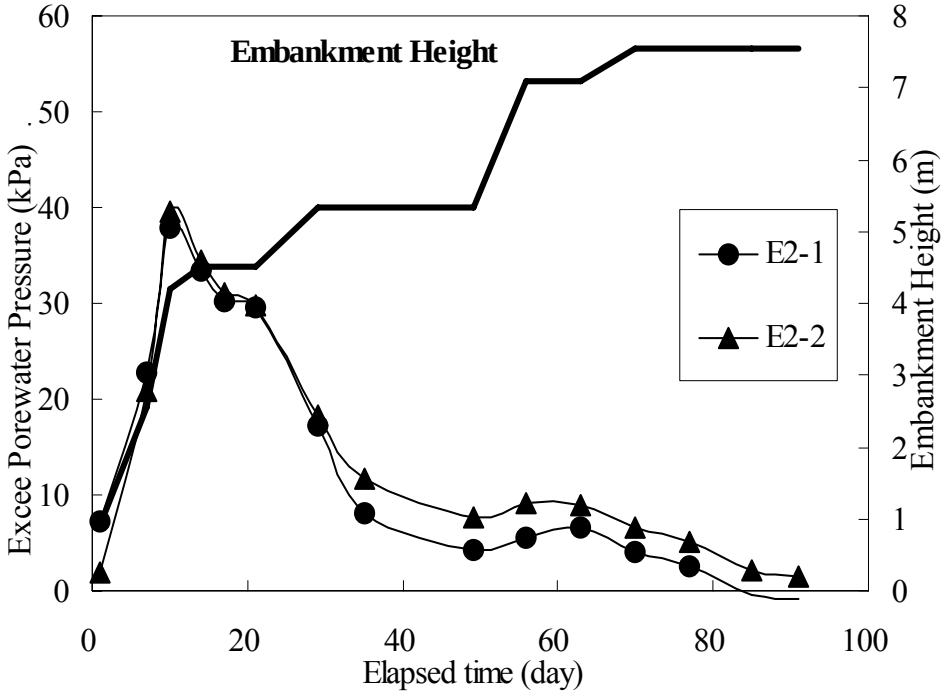
성토 시공에 따른 연약지반의 간극수압 변화량을 측정하기 위해서 사진3.22(a) 및 그림 3.137(c)에 나타낸 바와 같이 인접한 4개의 말뚝캡 사이 중앙부 연약지반 2개 지점(P1 및 P2)에 간극수압계를 설치하였다. 간극수압계는 각 지점별로 깊이에 따라 지표하 6m(P1-1, P2-1) 및 12m(P1-2, P2-2) 지점에 2개씩 총 4개를 설치하였으나 성토작업 중 P1-2 간극수압계가 망실되었다.

간극수압계 측정결과는 그림 3.147(a)에 나타내었다. 그림 3.147(a)에서 알 수 있는 바와 같이 1차 성토가 끝난 후 연약지반 간극수압이 최대 13kPa까지 증가하였다가 방치기간에 점차 소산되는 거동을 보이고 있다.

13kPa의 간극수압 측정값은 이론적으로 연약지반이 완전히 포화되어 있을 경우 약 70cm의 성토를 실시하면 측정될 수 있는 값이다. 또한 2차 성토기간 중에 발생한 최대 간극수압은 12kPa로써 성토고가 많이 높아졌음에도 불과하고 간극수압이 미소한 차이지만 1차 성토때보다 작게 측정되었다. 그 이유는 본 현장에 적용된 G.R.P.S. 성토시스템에서의 지반아칭효과에 의해 성토하중이 대부분 말뚝으로 전이되었기 때문에 연약지반에 작용하는 성토하중이 크지 않았음을 의미한다.



(a) 간극수압계



(b) 지하수위계

그림 3.147 간극수압, 지하수위계의 측정결과

그림 3.147(b)의 지하수위계 측정결과 1차 성토때 성토하중이 증가함에 따라 지하수위 측정값이 매우 큰 폭으로 증가하였으나 1차 성토이후 방치기간 동안에 시간에 따라 점차 소산하였고, 2차 성토 작업 및 방치기간 동안에는 지하수위 측정값이 성토하중이 증가함에도 불구하고 지속적으로 소산하는 경향을 보인다.

이는 본 공법의 특성상 낮은 성토고에서는 지반아칭현상이 발현되지 않지만 일정성토고 이상이 되면서 지반아칭현상이 점차 충분히 발현됨에 따라 1차 성토때보다 오히려 2차 성토때의 간극수압의 측정값이 작게 나온 것이다.

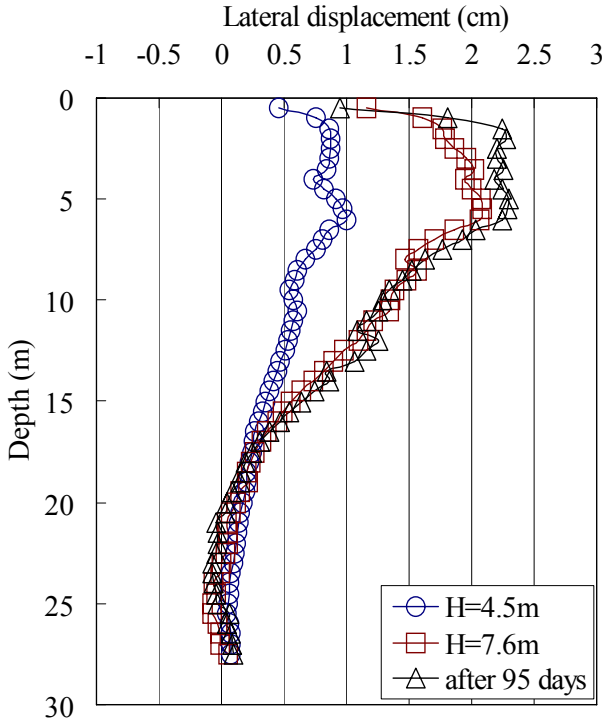
2차 성토기간이 지나고 방치기간동안에 간극수압이 지속적으로 소산하고 있는 것으로 보아 연약지반에 전달되는 성토하중이 지반아칭 현상이 충분히 되고 있음을 알 수 있으며, 이에 따라 성토하중이 점진적으로 말뚝으로 전이된 것으로 사료된다.

(다) 지중경사계

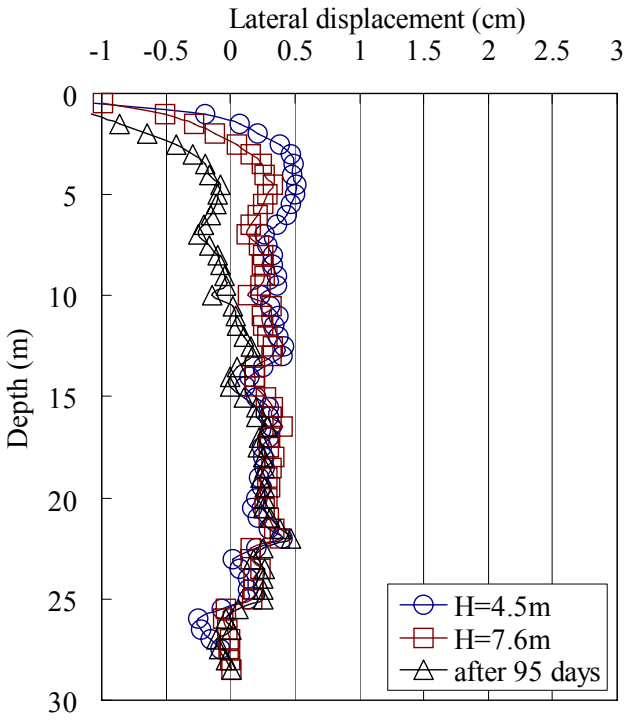
철도제방 성토로 인한 연약지반의 지중 측방변위를 측정하기 위하여 성토체 양측 선단부에 지중경사계를 설치하였다.(그림 3.137(b) 참조) 그림 3.148은 성토시공에 따른 지중 수평변위 측정결과를 보여주고 있다. 그림 3.148(a)에서 알 수 있는 바와 같이, I1의 경우 성토고 5.3m 이후에 측방최대 변위가 선단부근에서 10mm, 최대지중 수평변위는 약 20mm가 발생하였다. 그림 3.148(b)의 측정결과를 살펴보면 성토 완료 후 25일의 방치기간 중에도 지중 측변변위의 변화가 거의 없는 안정된 상태를 유지하고 있다.

I1의 경우 1차 성토가 완료된 후 2차 성토가 시작되는 시점에서 매우 큰 변위가 발생하였다. 이는 2차 성토 완료 후 교대 압성토 및 배면 뒤채움을 하는 과정에서 I1 지중경사계가 시공장비에 의해 영향을 받았기 때문이다.

1차 성토가 끝난후 교대 압성토 및 뒤채움 작업을 수행하는 도중에 시공장비에 의해 선단부가 영향을 받아 데이터가 다소 불안정하게 거동하는 것을 알 수 있었으며 시간이 지남에 따라 추가적인 변위는 발생하지 않은 것으로 보아 안정된 상태를 유지하고 있다.



(a) I1 경사계



(b) I2 경사계

그림 3.148 지중경사계 측정결과

또한 I1및 I2의 지중 측방변위 발생 형태가 다소 큰 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 즉, I2 측정값의 경우 지표하 1.5m 지점까지는 측방변위가 성토체 방향으로 발생하여 음(-)의 같은 보인다. 이와같이 I2측정값의 일부가 음(-)의 값을 보이는 이유는 그림 3.137(b)에 나타낸 바와 같이 기존 철도와 접한 부분에 I2 지중경사계가 설치되었기 때문인 것으로 판단된다.

또한 I3 지중경사계의 경우 상부 대략 2m 지점까지는 연약지반이 아닌 기존 철도의 I2 지중경사계의 상부 대략 2m지점까지는 연약지반이 아닌 기존 철도의 성토체를 내부를 관통하고 있는 점이 이러한 계측결과를 보이는 원인인 것으로 판단된다.

마. 요약

GRPS 성토시스템의 실용화를 위하여 현장시험 및 장기거동 계측을 수행하였다. 본 실험에서는 말뚝작용 하중 및 토압, 침하량, 말뚝사이의 연약지반에서의 간극수압, 지중수평변위 그리고 지오그리드 인장변형을 계측하고 있으며, 계측결과 분석을 통해 얻은 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 연약지반에 설치한 지표침하의 측정결과 최대 19cm의 침하가 발생하였다. 이는 말뚝캡 사이 토목섬유의 처짐에 따른 침하로 판단되며, 이론해석으로 추정한 토목섬유 처짐량과 일치하는 값이다. 현상태의 계측결과로는 GRPS 성토시스템의 연약지반 침하억제 효과는 매우 큰 것으로 판단된다.

2) 토목섬유에 부착한 변형률계 측정치를 살펴보면 대체로 말뚝캡에 가까운 위치에 설치한 변형률계의 측정값이 다소 큰 경향을 보이고 있으며 이는 GRPS 성토시스템에 기존 실내모형실험 연구결과와 일치한다.

3) 향후 노반성토가 완료되면 경전선이 운행될 예정이므로, 연구기간이 종료하였다 하더라도 장기계측을 통해 GRPS 성토시스템의 안정성 및 현장 적용성 평가를 지속적으로 진행해 나가야 할 것이다.

5. 수치해석에 의한 GRPS 성토시스템의 역학적 특성 고찰

가. 수치해석 개요

본 장에서는 GRPS 성토시스템의 지반아칭에 관한 수치해석을 실시하여 성토지반의 역학적 거동 특성과 하중전이효과를 분석한다. 이미 본 연구에서는 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭을 관찰하고 관찰결과에 의거하여 해석법을 제안하였으며 실험계측치와의 비교를 통해 제안식을 검증한 바 있다. 그러나 모형실험에서는 흙 이외의 재료인 말뚝과 토목섬유만을 대상으로 계측하기 때문에, 성토지반내에서의 주응력 방향 등에 관한 정보는 얻지 못하는 단점이 있다. 따라서 수치해석을 통하여 성토지반과 연약지반을 포함하는 전체 시스템에 대한 역학적 거동을 조사할 필요가 있다.

본 연구에서 모든 수치해석은 연약지반상의 성토고, 성토지지말뚝의 설치간격 및 토목섬유의 인장강성 등을 변화시킨 다양한 조건으로 실시한다. 이러한 수치해석 결과로부터 성토의 진행에 따른 성토지반의 역학거동을 분석하고, 말뚝의 간격비와 보강된 토목섬유의 인장강성이 성토지지말뚝의 하중지지효과에 미치는 영향에 대하여 고찰하고자 한다.

수치해석 프로그램으로는 유한차분해석 프로그램인 FLAC과 MIDAS를 사용한다. 이때 해석단면은 크게 캡보말뚝시스템의 2차원 해석과 단독캡말뚝시스템의 3차원 해석으로 구분하여 정리한다. 여기서 캡보말뚝시스템은 기수행된 현장시험시공단면을 대상으로 하며, 단독캡말뚝시스템의 수치해석은 전 장에서 기술한 모형실험과 현장시공을 대상으로 한다.

나. 캡보말뚝시스템의 수치해석

(1) 해석단면

현장시험시공은 연약점토층이 비교적 깊게 분포하고 있는 경기도 안산시 인근에 위치한 지역에서 실시되었으며, 현장의 지반특성을 파악하기 위하여 콘관입시험 2회, 표준관입시험(S.P.T) 1회를 실시하였다. 지반조사 결과 최상부층에는 실트질 모래, 잡석, 전석 및 각자갈이 혼재된 매립토층이 분포하고 있으며, 깊이 1.5m에서

1.7m 사이에는 N값이 4에서 8인 실트질 점토층, 깊이 7m 이하에서는 N가 50으로 매우 조밀한 상대밀도를 보이는 자갈 섞인 실트질 모래층이 분포하고 있다. 현장시험시공에 사용한 말뚝의 설치간격은 말뚝캡보 간격비 0.68, 0.9인 경우로서, 현장시험시공 단면도는 그림 3.149와 같다.



사진 3.24 캡보말뚝시스템의 현장시험 전경

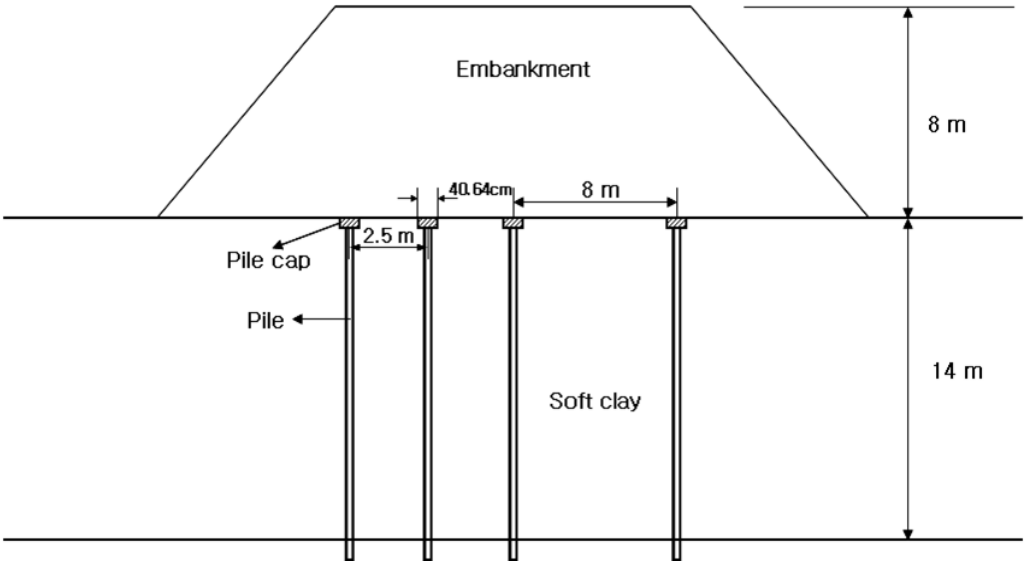


그림 3.149 캡보말뚝의 현장시험 단면

수치해석에서는 그림 3.150과 같이 시험시공구간의 전단면을 해석단면으로 하였다. 또한 각종입력수치는 현장시험 조건에 따라 강관말뚝의 직경은 0.406m, 말뚝캡 보의 폭은 0.8m를 적용하였으며 말뚝의 근입길이는 14m이다.

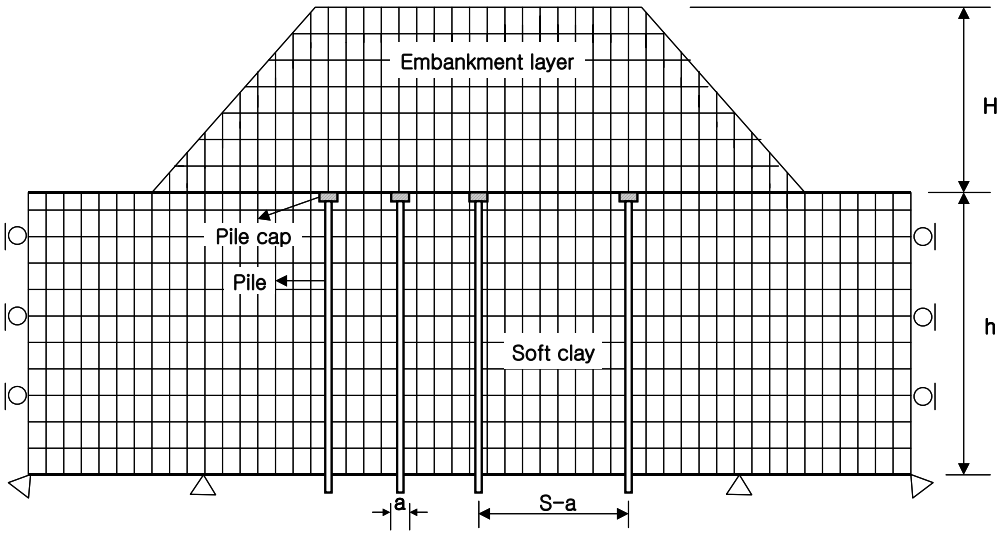


그림 3.150 현장시험 수치해석 모델

(2) 수치해석 조건

수치해석시에는 먼저 해석모델을 선정하고, 유한차분망을 작도한다. 그리고 각 층별 물성치 입력 및 경계면의 설정을 마친 후 말뚝과 캡을 설치한다. 말뚝캡 설치 후 단계별 성토에 따라 말뚝작용하중, 말뚝효율 등을 산출하여 말뚝으로의 하중전이효과를 분석하였다.

모든 지반은 탄소성모델인 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용하여 해석을 수행하였다. 또한 말뚝과 기반암은 강체로 가정하였다.

수치해석에 사용된 입력정수 토질시험 결과에 의거하였다. 즉, 지반의 단위중량은 현장 들밀도시험을 통하여 결정하였으며, 성토체의 내부마찰각은 압밀비배수시험결과(CU-test)인 28°로 결정하였다. 연약지반의 점착력은 일축압축시험결과의 1/2 값으로 적용하였다. 수치해석에 사용된 지반입력정수는 표 3.22와 같다.

표 3.22 수치해석에 사용된 입력정수

	단위중량 (kN/m^3)	탄성계수 (kPa)	포아송비	내부마찰각 (Deg)	점착력 (kPa)	인장력 (Pa)
Embankment	18.3	35000	0.35	28	0	0
Soft Clay	17	7000	0.4	0	16.2	0

(3) 수치해석의 타당성 검증

수치해석에 의한 캡보말뚝시스템의 거동특성을 기술하기 전에, 먼저 수치해석결과와 지반아칭해석법 및 현장계측결과와의 비교를 통하여 수치해석의 타당성을 검증하고자 한다.

그림 3.151은 현장 캡간격비인 0.68에 대한 이론해석법에 의한 효율과 현장계측에 의한 효율 그리고 수치해석으로부터 구한 효율을 비교한 그림이다. 결과를 살펴보면 수치해석 결과가 이론식이나 현장시험 결과 보다 성토고 2.5m 까지는 다소 큰 값을 나타내었으며, 성토고가 증가함에 따라서 수치해석과 현장시험 그리고 이론식의 효율 값이 잘 일치하는 거동을 나타내었다. 이러한 결과를 통하여 볼 때 본 수치해석결과가 신뢰성이 있다는 것을 확인할 수 있다.

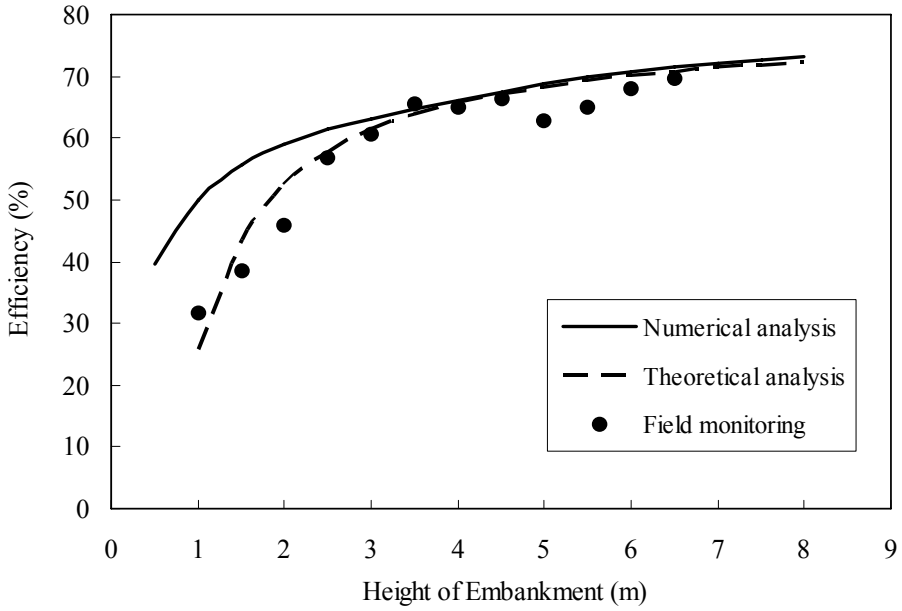


그림 3.151 수치해석의 타당성 검증

(4) 수치해석 결과분석

(가) 말뚝작용하중

그림 3.152는 현장 간격비가 0.68일 때 수치해석에 의한 말뚝캡 작용하중과 현장계측으로부터 구한 말뚝캡 작용하중을 비교, 도시한 그림이다. 여기서 점선으로 표시된 선은 지반아칭이 존재하지 않을 경우, 캡 면적에 작용하는 성토하중을 나타낸다. 그림 3.152에 나타나듯이 성토고가 증가함에 따라서 말뚝에 더 많은 하중이 작용하는 것을 알 수 있으며, 이것은 지반아칭에 의한 것으로 판단된다. 또한 수치해석 결과와 현장계측치가 양호하게 일치하고 있어, 수치해석을 통해 G.R.P.S. 성토 시스템의 하중지지효과를 합리적으로 평가하고 있음을 확인할 수 있다.

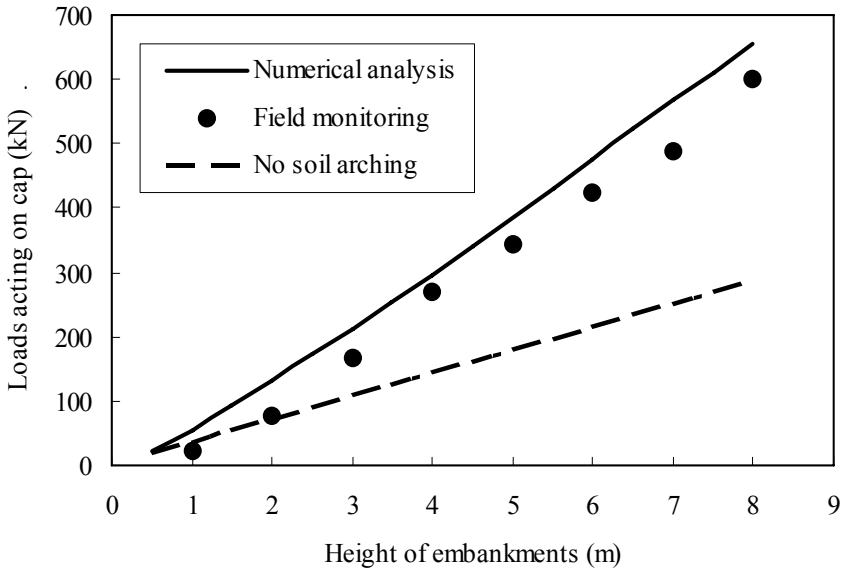


그림 3.152 말뚝에 작용하는 수직하중(간격비 0.68)

(나) 성토체의 거동 분석

그림 3.153은 현장시험 시공단면 일 때의 지반내의 Displacement Vectors를 나타낸 그림이다. 이 그림을 통해 볼 때 우측(간격비 0.9) 부분이 좌측(간격비 0.68)에 비하여 수평변위가 크게 발생한다는 것을 알 수 있다. 또한 그림 3.154는 성토법면이 시작되는 부분에서의 수치해석과 현장에서 지중경사계(Inclinometer)에 의한 수평변위량을 비교한 결과이다.

성토가 진행됨에 따라서 성토체 선단부로 측방유동량이 증가함을 알 수 있으며

성토고 4m를 전 후로 하여 측방유동량이 급격히 증가하는 거동을 보이고 있다. 그림에서 수치해석과 현장시험의 측방유동량 값이 잘 일치하는 것으로 보아 수치해석을 이용한 성토지반의 측방유동량 분포가 신뢰성이 있는 내용이라 판단되어진다.

말뚝이 설치되지 않은 성토체 사면부에 수평변위가 크게 발생한다는 사질은 G.R.P.S. 성토시스템에서 성토체 사면부의 연약지반까지 말뚝이 보강되어야 함을 나타내며, G.R.P.S. 성토시스템의 설계시 이와같은 사면안정해석을 실시하여 안정성을 확인하는 과정이 필요함을 알 수 있다. 결과적으로 G.R.P.S. 성토시스템에서 말뚝을 효과적으로 설계, 시공하기 위해서는 연약지반의 측방유동 억지효과뿐 아니라 성토법면의 사면안정효과에 미치는 영향도 고려하여 합리적인 보강범위를 결정해야 할 것으로 판단된다.

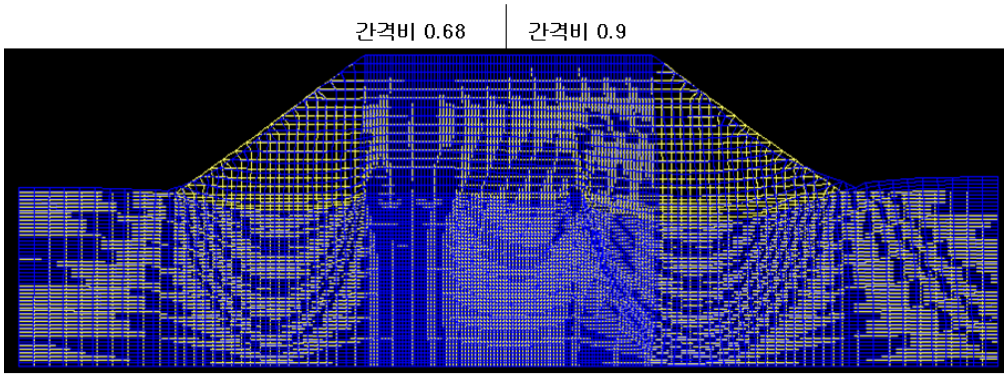


그림 3.153 수치해석에 의한 성토체의 변위벡터

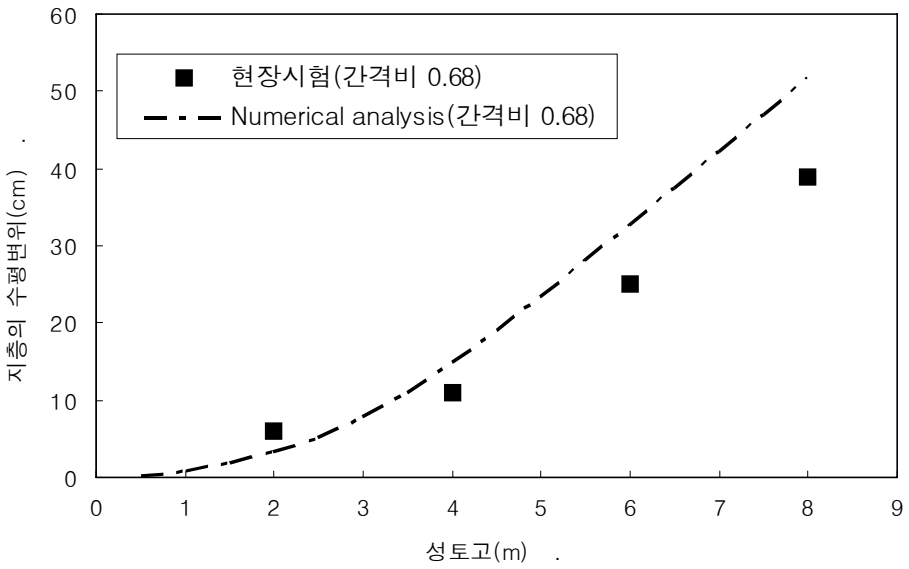


그림 3.154 성토사면부 연약지반 3m 깊에서의 수평변위량

다. GRPS 성토시스템의 모형실험에 대한 수치해석

(1) 해석단면

토목섬유로 보강된 단독캡말뚝시스템에서 성토지반의 역학적거동특성과 토목섬유 보강에 따른 하중전이 효과에 대하여 검토하고자 유한차분해석법에 의한 수치해석을 실시한다.

해석단면은 그림 3.155과 같이 3절에서 수행한 하중전이 모형실험 조건을 적용하였으며 수치해석은 지반거동의 대칭성을 고려하여 그림 3.155의 파선부분에 대하여 실시한다. 재료의 규격 역시 모형실험 치수를 그대로 반영하여, 말뚝의 직경은 3cm, 정방형 캡의 길이는 4cm 그리고 말뚝길이는 연약층 심도인 15cm로 하여 기반암에 관입된 것으로 가정하였다. 그림 3.156은 해석단면에 대한 수치해석모델을 나타낸 것이다. 본 해석모델에 대하여 말뚝의 간격비, 성토고 및 보강재의 유무에 따른 수치해석을 수행함으로써, 토목섬유보강 성토지지말뚝의 하중전이 효과를 분석한다.

단독캡말뚝시스템에서는 3차원의 지반아칭이 발생될 것으로 예상되므로 3차원 해석이 가능한 FLAC 3D를 사용한다.

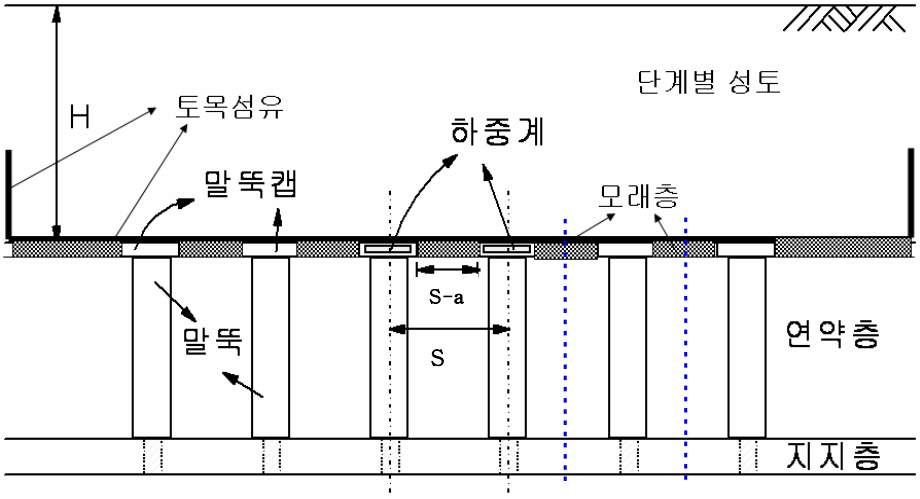


그림 3.155 단독캡말뚝시스템의 해석단면

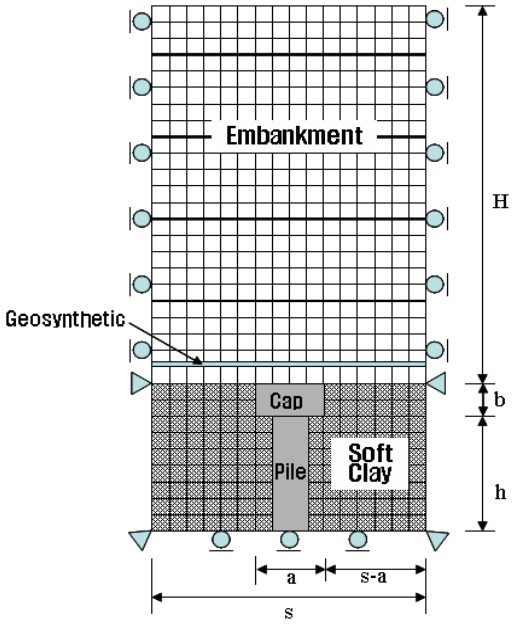


그림 3.156 단독캡말뚝시스템의 지반아칭 해석모델

(2) 수치해석 계획

단독캡말뚝에 대한 3차원 수치해석 역시 먼저 해석모델을 선정하고, 유한차분망을 구성한다. 격자망은 모형실험 스케일을 고려하여 x, y, z 축으로 각각 1cm 크기의 요소로 작도하였다. 말뚝캡 설치 후, 성토는 5cm 단계로 80cm까지 성토하는

것으로 해석한다.

단독캡말뚝시스템에 대한 3차원 해석을 수행하여 해석단계별로 말뚝 작용하중, 말뚝효율, 토목섬유 인장력을 획득할 수 있으며, 토목섬유 보강유무에 따른 하중지지효과 분석 및 성토지반 내의 역학적 응력상태를 고찰하였다. 표 3.23은 단독캡말뚝시스템에 대한 수치해석 계획이다.

지반의 구성모델은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였고, 말뚝과 기반암은 강체로 가정하였으며, 토목섬유는 케이블요소로 모사하였다. 한편, 해석에 사용된 입력정수는 표 3.24에 나타내었다.

표 3.23 단독캡말뚝시스템에서의 지반아칭 수치해석계획

캡 형식	간격비 (D_2/D_1)	무보강시	토목섬유보강 (PP500)	해석단면
단독캡	0.5	○	○	하중전이 모형실험 단면
	0.67	○	○	
	0.83	○	○	

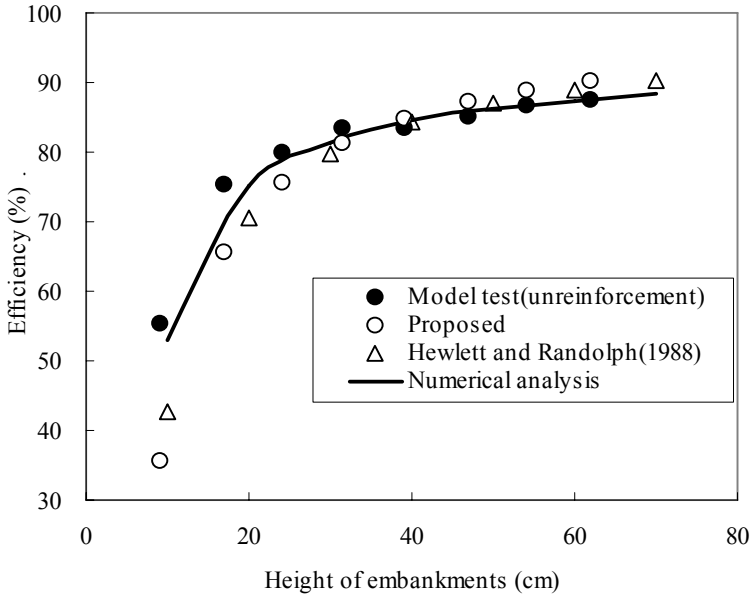
표 3.24 지반아칭해석 입력정수

종류	단위중량 g/cm^3	탄성계수 (kPa)	포아송비 υ	내부마찰각 (Deg)	점착력 (kPa)
Embankment soil	1.562	1600	0.33	40	0
Soft clay (스폰지고무)	0.015	60	0.43	0	12.3
Geosynthetics	Tensile stiffness J= 6kN/m(PP500)				

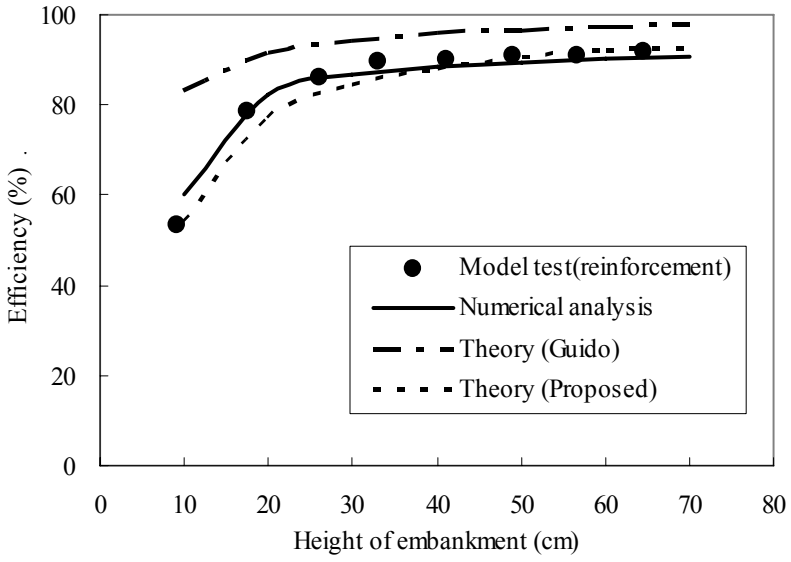
(3) 수치해석의 타당성 검증

토목섬유보강 단독캡말뚝시스템에 대한 수치해석의 타당성을 검증하기 위하여, 본 연구의 모형실험결과 및 이론해석결과를 수치해석결과와 비교하고자 한다. 그림 3.157은 말뚝간격비(D_2/D_1)가 0.67인 경우에 대하여 토목섬유 보강유무에 따라 단계별성토에 따른 효율을 도시한 결과이다. 먼저, 그림 3.157(a)는 토목섬유가 보강되지 않은 경우로서, 모형실험결과와 이론해석법에 의한 효율 및 수치해석에 의한

효율을 비교한 그림이다. 여기서 실선으로 표시한 수치해석결과는 모형실험결과 및 이론해석결과와 양호한 일치를 보임을 알 수 있다. 또한 토목섬유 보강인 경우를 나타내는 그림 3.157(b)에서도 수치해석결과가 모형실험, 이론해석법과 잘 일치하고 있어 신뢰성있는 수치해석 결과라 판단되어 진다.



(a) 토목섬유 무보강



(b) PP500 토목섬유 보강

그림 3.157 수치해석결과와 이론식 및 모형실험 결과 비교

(4) 수치해석 결과 및 분석

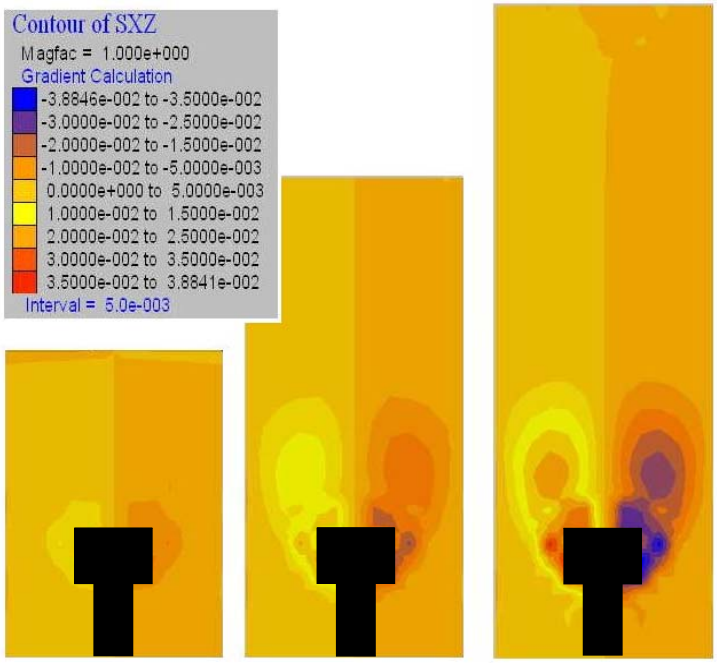
(가) 성토지반의 역학적 거동

토목섬유보강 단독캡말뚝시스템 적용시 성토지반의 역학적거동특성을 규명하고자, 말뚝간격비가 0.67이고 PP500 토목섬유가 설치된 모형실험 단면을 대상으로 수치해석을 실시하여 성토지반의 전단응력분포와 주응력분포 및 전단변형률, 체적변형률 관계를 도시하였다. 수치해석 결과로 나타난 각각의 특성을 살펴보면 다음과 같다.

A. 성토지반의 전단응력 분포

그림 3.158는 성토가 30cm까지 진행될 경우 성토단계별 전단응력(τ_{xz}) 분포를 나타낸 그림이다. 성토고가 증가함에 따라 단독캡의 모서리 부근에서 전단응력이 최대로 발생되며 말뚝캡에서 멀어질수록, 전단응력이 작아지는 것을 알 수 있다.

그림 3.158의 전단응력은 말뚝이 설치된 부분에서는 크게 발생하였으나 설치되지 않는 부분에서는 거의 전단응력이 발생하지 않고 있다. 또한 단독캡 역시 캡보와 마찬가지로 말뚝캡과 캡사이의 중앙지점에서부터 말뚝캡 부분으로 갈수록 전단응력이 우세하므로 Terzaghi가 지반아칭현상을 흙의 파괴영역에서 주변지역으로의 하중전달이라고 정의한 바와 같이 말뚝캡으로 보다 많은 성토하중이 전이될 것이라 판단할 수 있다.



(a) H=10cm (b) H=20cm (c) H=30cm

그림 3.158 성토에 따른 전단응력 (단독캡, 간격비 0.67)

B. 성토지반의 주응력 분포

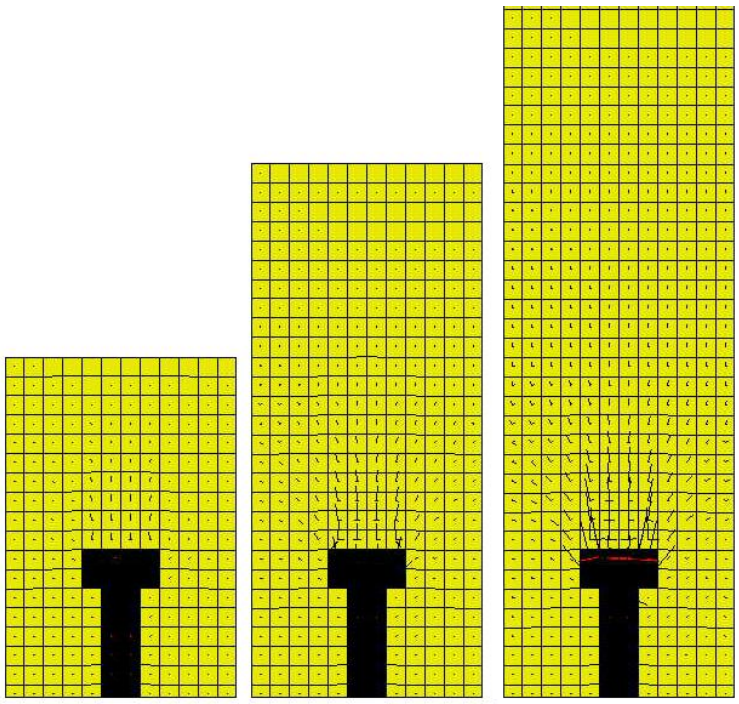
그림 3.159은 성토진행에 따른 주응력 분포를 나타낸 그림이다. 성토고가 증가함에 따라서 주응력이 말뚝캡 방향으로 갈수록 회전하고 있는 것을 볼 수 있으며, 성토고가 증가함에도 불구하고 연약지반에 작용하는 주응력은 그다지 큰 변화가 없는 것을 알 수 있다.

말뚝캡 부근에서 주응력의 방향이 회전하는 것과 연약지반에 작용하는 주응력이 성토에 따라 큰 변화가 없는 것은 지반아칭(Terzaghi, 1943)이 진행되고 있는 것을 나타내고 있다.

C. 성토지반의 변형률 분포

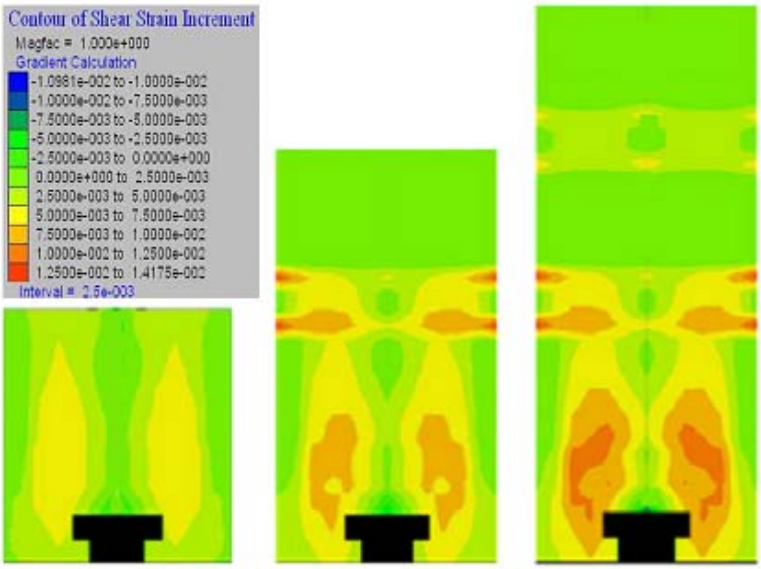
그림 3.160은 성토가 30cm까지 진행될 때의 성토지반의 전단변형 분포를 나타낸 그림이다. 여기서 최대 전단변형률은 단독캡과 성토지반의 경계부에서 발생하고 있음을 알 수 있다. 또한 연약지반에서는 성토증가에 따른 전단변형률이 상대적으로 단독캡과 지반 경계부에 비하여 적게 발생하고 있음을 알 수 있다.

이상으로부터 토목섬유보강 단독캡말뚝시스템에서 성토지반의 응력 및 변형률 거동상태는 캡보말뚝시스템의 경우와 유사한 경향을 가짐을 알 수 있다.



(a) H=10cm (b) H=20cm (c) H=30cm

그림 3.159 성토에 따른 주응력도(단독캡, 간격비 0.67)



(a) H=10cm (b) H=20cm (c) H=30cm

그림 3.160 성토진행에 따른 전단변형률 (단독캡, 간격비 0.67)

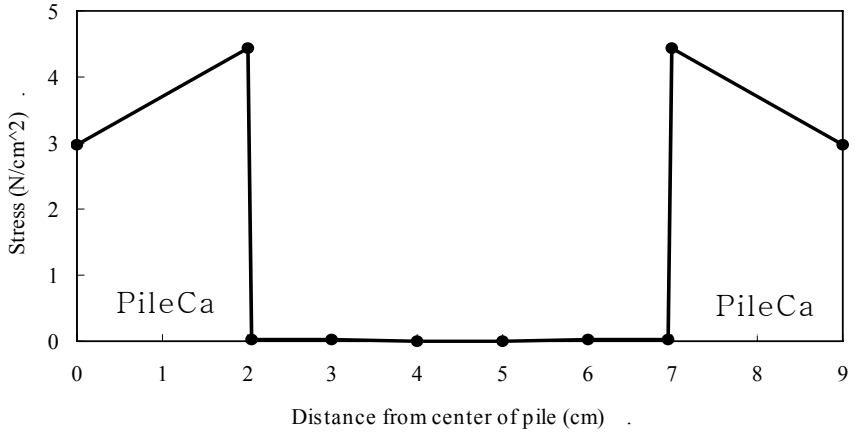
(나) 단독캡말뚝시스템의 하중지지효과

본 절에서는 토목섬유(PP500) 보강 유무에 따른 말뚝하중과 간격비별 말뚝효율을 통하여 하중지지효과를 분석한다. 또한 토목섬유 보강유무와 간격비에 따른 말뚝효율을 성토에 따라 분석한다. 또한 각 간격비별로 성토에 따른 토목섬유 최대 인장력을 분석하고자 한다.

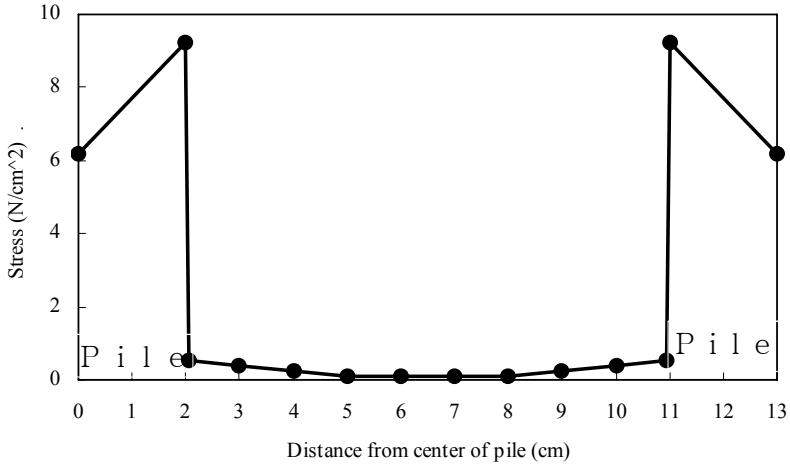
A. 연직응력분포

그림 3.161(a)~(c)는 간격비가 각각 0.5, 0.67, 0.83인 경우, 연약지반과 성토지반 경계부에 대한 연직응력 분포를 수치해석결과로부터 나타낸 그림이다. 먼저 좌, 우측의 말뚝캡은 캡 중앙부에서 모서리까지의 길이인 2cm를 나타내며, 가운데 부분이 연약지반을 의미하는 것이다. 결과를 살펴보면 말뚝캡에 작용하는 응력분포는 균등하지 않고 모서리로 갈수록 큰 연직응력이 작용하는 것을 알 수 있다. 반면 말뚝캡을 벗어나 연약지반 상부에서의 연직응력은 매우 감소하는 것으로 나타났다. 이와같은 현상은 그림 3.161의 주응력 분포를 통해서도 예측할 수 있으며, 지반아칭효과에 의한 응력집중 현상을 잘 설명해 주고 있다.

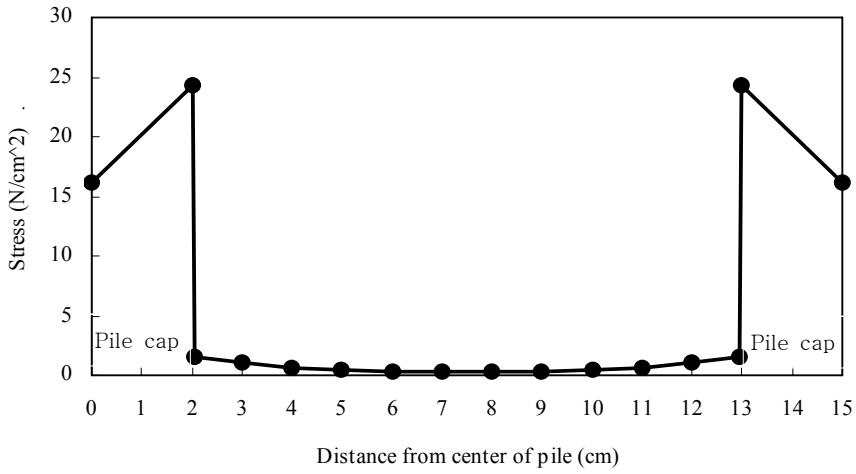
한편, 연약지반상의 응력만을 비교하면 말뚝캡 부근에서 연약지반 중앙으로 갈수록 연직응력이 감소되는 것으로 나타난다. 실제로는 연약지반 중앙부에서 처짐량이 가장 크기 때문에 응력분포도 크게 나타나야 할 것이다. 그러나 해석에서는 말뚝캡 상의 연직응력 크기가 매우 크기 때문에 말뚝캡에 가까운 부분에 있는 메쉬가 간섭을 받아 실제보다 큰 응력값을 가지게 된 것으로 사료된다. 이것은 메쉬가 서로 연결되어 해석하는 유한차분 수치해석의 특성때문이라 판단된다.



(a) 간격비 0.5



(b) 간격비 0.67



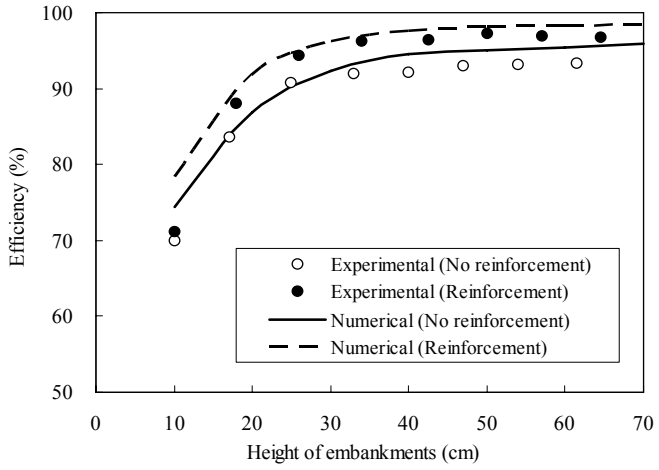
(c) 간격비 0.83

그림 3.161 성토지반과 연약지반 경계에서의 연직응력 분포

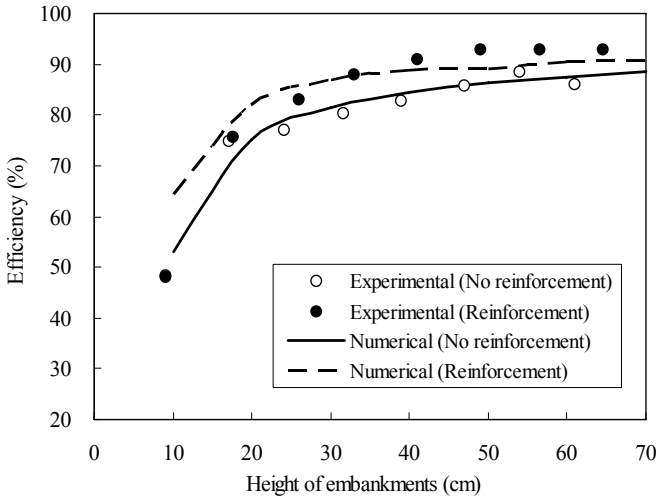
B. 단독캡말뚝시스템의 효율

그림 3.162(a)~(c)는 간격비가 각각 0.5, 0.67 및 0.83인 경우의 성토에 따른 말뚝 효율을 나타낸 그림이다. 각각의 그림에서 실선은 토목섬유 무보강시 수치해석에 의한 효율을 나타내며, 파선은 토목섬유 보강시의 수치해석에 의한 효율을 나타낸다.

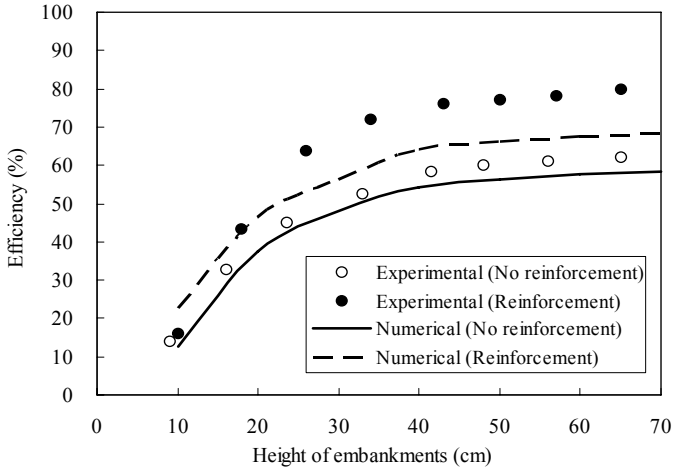
수치해석결과로 말뚝캡에 작용하는 연직응력을 구할 수 있는데, 이 값을 합산하여 하중을 구한 후, 말뚝분담면적에 대한 성토하중으로 나누어 줌으로서 효율을 산정하였다. 여기에 모형실험 결과치를 함께 도시하였는데, 흰원이 토목섬유 무보강시 효율이며, 검은원은 토목섬유 보강시의 모형실험 효율이다. 그림 3.162(a)는 간격비 0.5에서의 효율을 비교한 그래프로서, 수치해석 효율이 다소 크게 나타나기는 하지만, 매우 양호한 일치를 보이는 것으로 평가된다. 간격비 0.67일때에는 그림 3.162(b)에서 보이듯이 무보강시의 효율은 일치하나 보강시 효율은 수치해석치가 다소 작게 나타났다. 간격비 0.83에서는 실험치가 더 높은 효율을 나타내고 있으며, 특히 보강시의 효율은 차이가 크게 발생하였는데, 실제 지반아칭효과가 더 큼을 보여주고 있다.



(a) 간격비 0.5



(b) 간격비 0.67

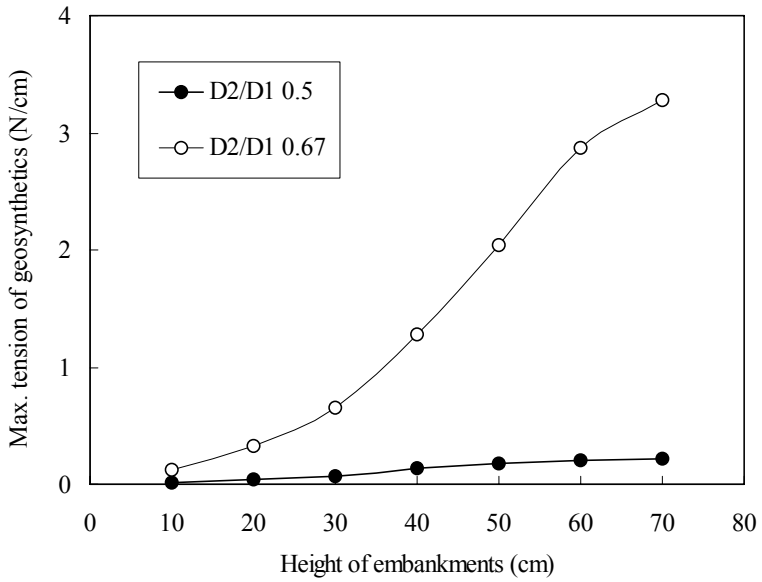


(c) 간격비 0.83

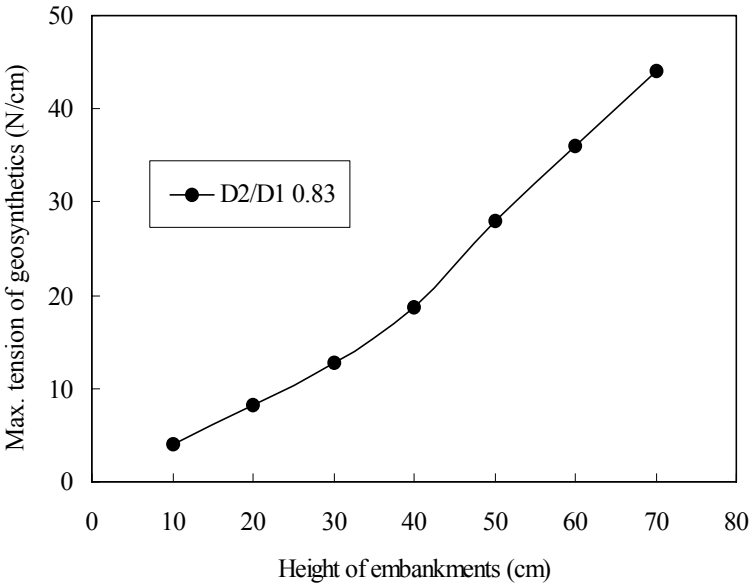
그림 3.162 토목섬유 보강 유무에 따른 말뚝효율

C. 토목섬유 인장력

그림 3.163는 수치해석시 측정된 토목섬유 최대인장력을 나타낸 그림이다. 편의상 그림 3.163(a)에 간격비 0.5와 0.67에 해당하는 그래프를 함께 도시하였으며, 간격비 0.83의 경우는 최대인장력값이 상대적으로 크게 나타나 별도의 그림으로 표시하였다.



(a) 간격비 0.5 및 간격비 0.67



(b) 간격비 0.83

그림 3.163 성토에 따른 토목섬유의 인장력

그림을 살펴보면, 간격비가 커짐에 따라 토목섬유에 작용하는 인장력이 크게 증가됨을 알 수 있다. 즉, 간격비 0.67과 0.83을 비교해 보면, 간격비 0.67이고 성토고 70cm에서의 토목섬유 인장력이 간격비 0.83의 성토고 10cm일 때보다 인장력이 작게 산정된다. 전체 성토중량은 간격비 0.67에서 70cm 성토한 경우가 크지만, 지반아칭으로 대부분의 성토하중이 말뚝으로 전이되므로 토목섬유 인장력이 크지 않은 것으로 판단된다. 반면 간격비 0.83에서는 초기 성토하중이 그대로 토목섬유로 전달되므로 인장력 또한 크게 발생되는 것으로 판단된다.

라. GRPS 성토시스템의 현장실험에 대한 수치해석

본 장에서는 GRPS 성토시스템의 현장실험에 대한 수치해석을 실시하여 성토지반에서의 역학적 거동특성과 하중전이 특성를 분석한다. 또한 지반의 침하와 수평변위를 산출하여 GRPS 성토시스템의 현장 거동특성을 규명하고자 한다.

본 연구에서 수치해석은 해당 건설공사의 지반조사보고서와 연구팀이 직접 수행한 시추조사 자료를 근거로 지반물성치를 적용하였다. 이러한 수치해석 결과로부터 성토의 진행에 따른 성토지반의 역학거동을 분석하고, 말뚝의 하중전이와 보강된 토목섬유의 인장강성이 말뚝의 하중지지효과에 미치는 영향에 대하여 고찰하고자 한다.

수치해석 프로그램으로는 현재 국내 지반구조물 해석에서 많이 사용되고 있는 유한요소해석 프로그램인 MIDAS GTS(3D)를 사용하였다. 해석단면은 단독캡 말뚝시스템의 3차원 해석으로 정리하고. 여기서 단독캡 말뚝시스템은 기수행된 현장시험시공 단면을 대상으로 하였다.

(1) 해석단면

대상현장의 연약지반 특성분석결과 대부분이 N치 1/30~4/30으로 매우 연약하게 나타났다. 지표하 G.L(-) 0~3.7m 사이는 매립층, G.L(-)3.7m~29.4m는 퇴적・붕적층, 29.4m이하는 풍화암층을 이룬다. 그림 3.164~그림 3.165은 수치해석 적용 단면도 및 평면도를 나타내고 있다. 말뚝치수는 PHC말뚝 Φ600mm, 설치간격은 3m×3m, 말뚝길이는 27m로서 현장에 시공한 조건을 그대로 적용, 모사하였다. 한편, 그림 3.166과 그림 3.167은 수치해석을 위한 3차원 유한요소망(mesh)을 나타낸 그림이다.

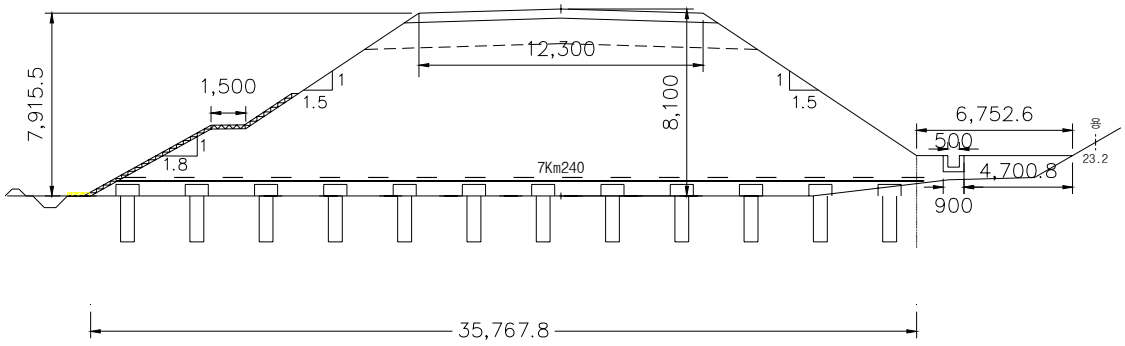


그림 3.164 횡단면도

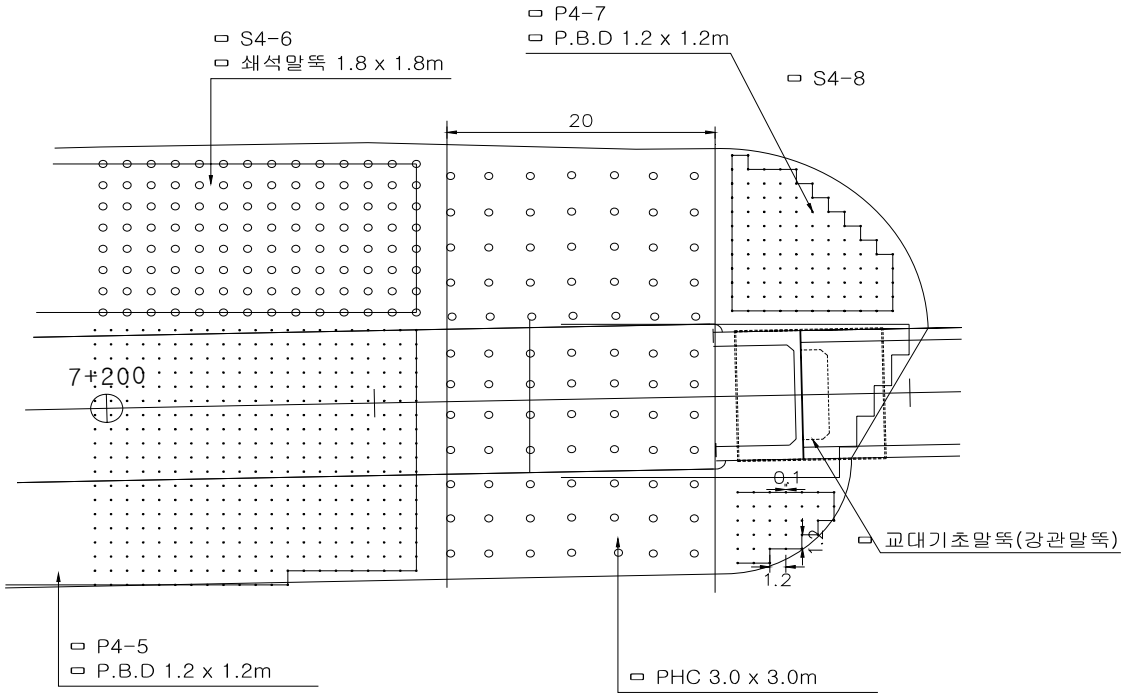


그림 3.165 평면도

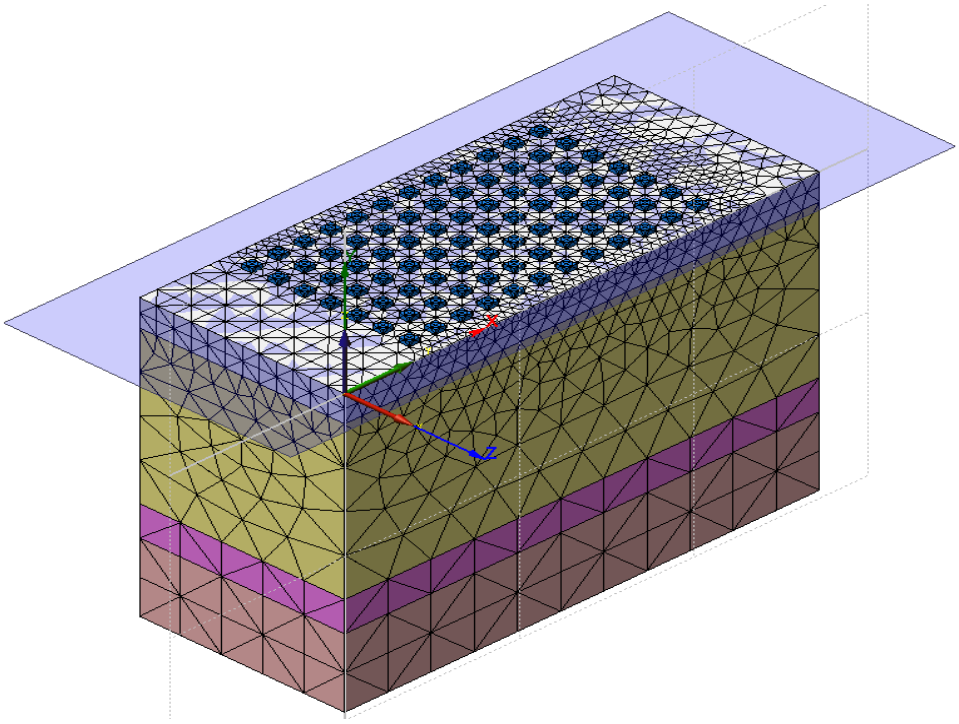


그림 3.166 말뚝 및 캡 설치도

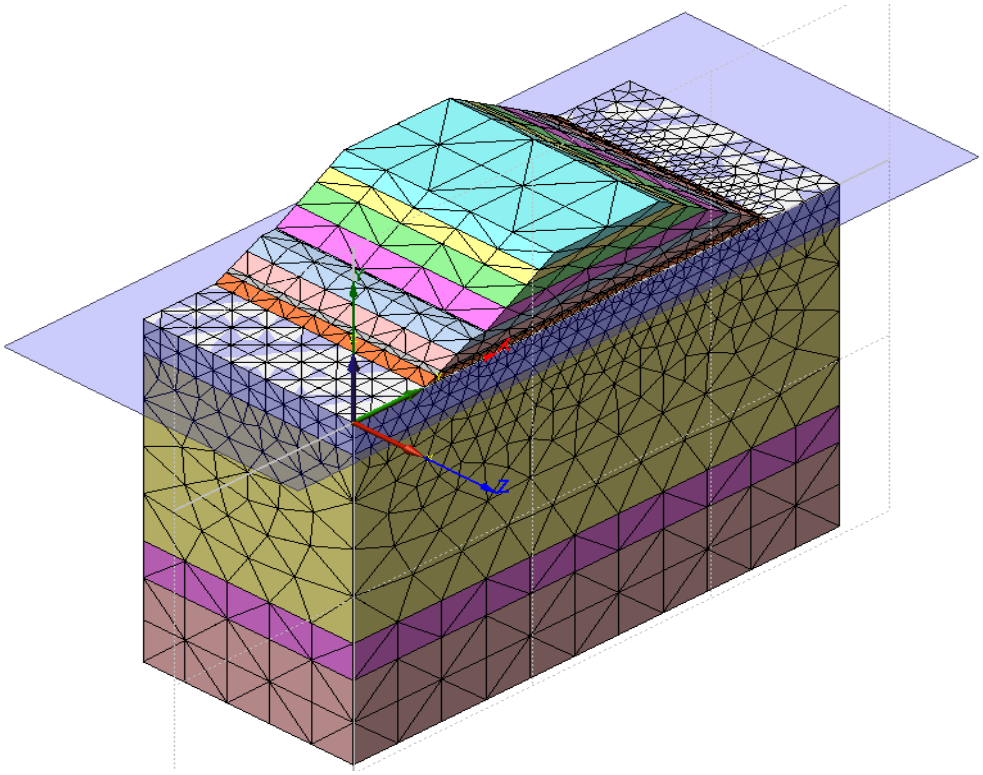


그림 3.167 현장성토 입체도

(2) 수치해석 조건

수치해석시에는 먼저 해석모델을 선정하고, 유한요소망을 작도한다. 그리고 각 층별 물성치 입력 및 경계면의 설정을 마친 후 말뚝과 캡을 설치한다. 말뚝캡 설치 후 단계별 성토에 따라 말뚝작용하중, 침하량, 수평변위량 등을 산출하여 말뚝으로의 하중전이효과 및 성토체의 안정성을 분석하였다.

모든 지반은 탄소성모델인 Mohr-Coulomb 파괴기준을 적용하여 해석을 수행하였다. 수치해석에 사용된 지반입력정수는 표 3.25와 같다.

표 3.25 해석에 사용된 입력정수

구 분	단위중량 (tf/m^3)	탄성계수 (kPa)	포아송비	내부마찰각 (Deg)	점착력 (kPa)
성토체	1.9	3,000	0.3	25	1.5
매립층	1.8	1,100	0.35	20	2
퇴적층	1.7	800	0.35	25	2
붕적층	2.1	7,875	0.35	40	0
풍화암층	2.2	25,000	0.35	35	3
콘크리트	2.5	2,300,000	0.18	25	0
토목섬유	0.5	20,000	0.3	-	-
PHC말뚝	2.7	3,000,000	0.3	-	-

(3) 수치해석의 타당성 검증

수치해석에 의한 거동특성을 기술하기 전에, 먼저 수치해석결과와 지반아칭해석법 및 현장계측결과와의 비교를 통하여 수치해석의 타당성을 검증하고자 한다.

그림 3.168는 현장 이론해석법에 의한 효율과 현장계측에 의한 효율 그리고 수치해석으로부터 구한 효율을 현장계측 효율과 비교한 그림이다.

현장계측 효율과 수치해석에 의한 효율이 성토고 6m이후에 다소 낮아진 것은 성토하중이 성토저면에 위치한 성토지지말뚝에 분산되어 작용하기 때문인 것으로 판단된다. 또한 그림 3.168로부터 수치해석 결과가 이론식이나 현장시험 결과와 대략적으로 잘 일치하고 있어 이러한 결과를 통하여 볼 때 수치해석결과가 신뢰성이 있다는 것을 확인할 수 있다.

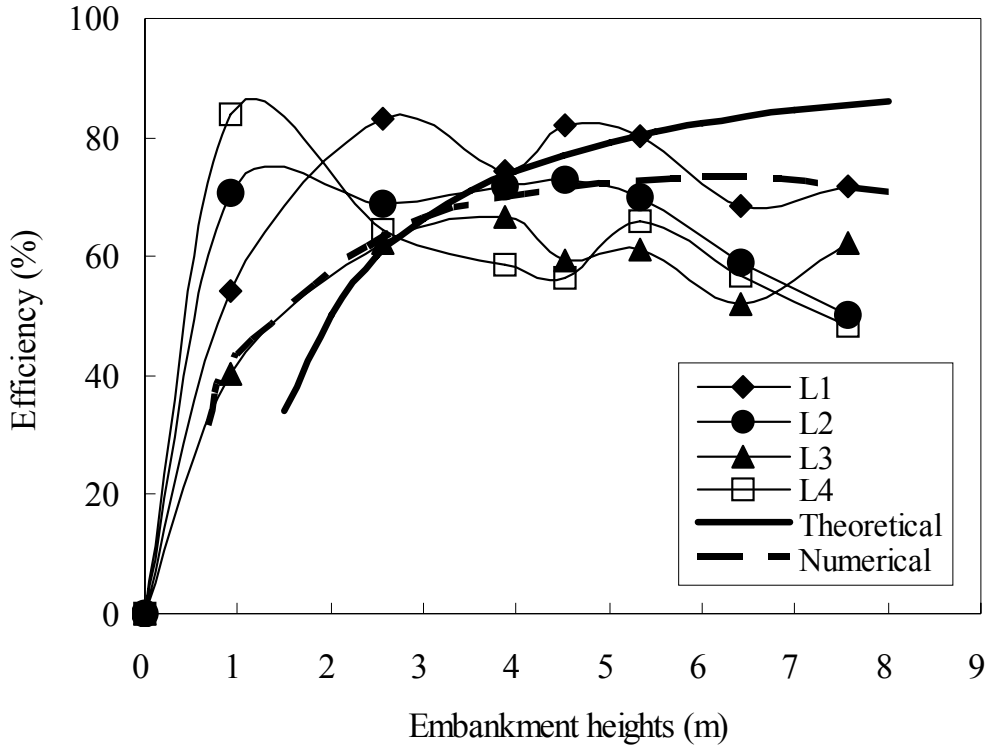


그림 3.168 말뚝효율

(4) 수치해석 결과 및 분석

(가) 말뚝캡 작용하중

그림 3.169은 단계별 성토시 말뚝캡과 연약지반부에 작용하는 연직토압을 수치해석으로 구한 그림이다. 말뚝캡의 경우 성토고가 증가함에 따라 캡에 작용하는 토압이 거의 선형적으로 증가하는 반면에, 연약지반에는 상대적으로 매우 작은 토압만이 작용하며, 성토가 진행되어도 일정한 값을 보이고 있다. 이는 GRPS 성토시스템에서의 지반아칭 효과로 인하여, 성토가 진행되더라도 연약지반에는 극히 일부의 토압만이 전달됨을 수치해석으로 잘 보여주고 있다.

그림 3.170은 말뚝캡상부와 연약지반상부 수치해석에 의한 말뚝캡 작용하중을 비교, 도시한 그림이다. 그림 3.169의 말뚝캡 작용토압에 캡면적을 곱하여 하중으로 환산하였다. 토압의 경우와 마찬가지로 성토고가 증가함에 따라서 말뚝캡에 작용하는 하중은 증가하는 것을 알 수 있으며, 이것은 지반아칭에 의한 것으로 판단된다.

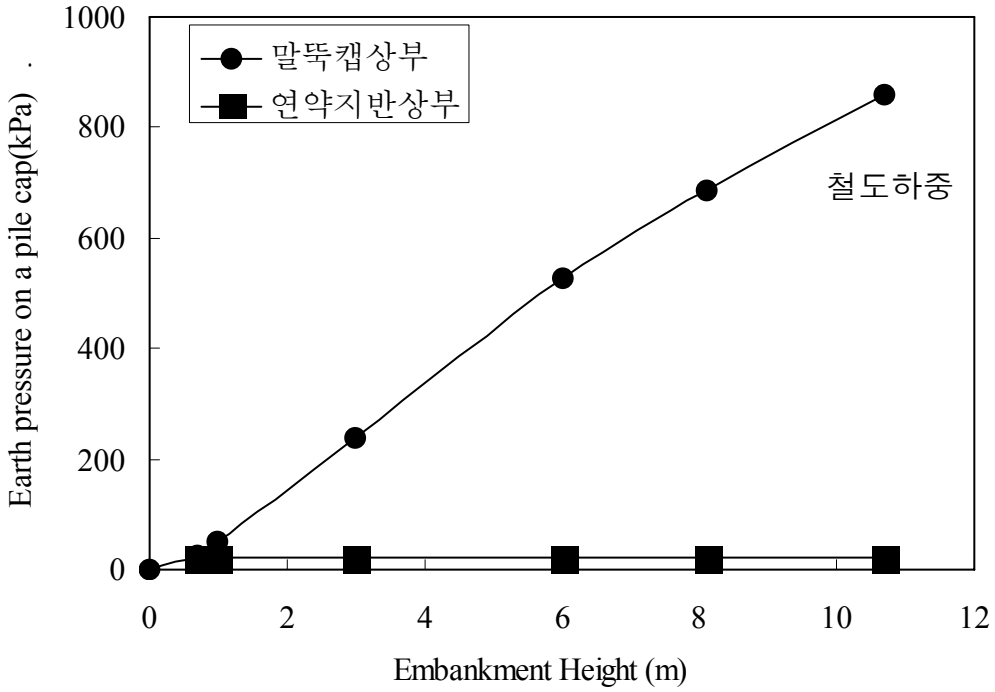


그림 3.169 말뚝캡 작용토압

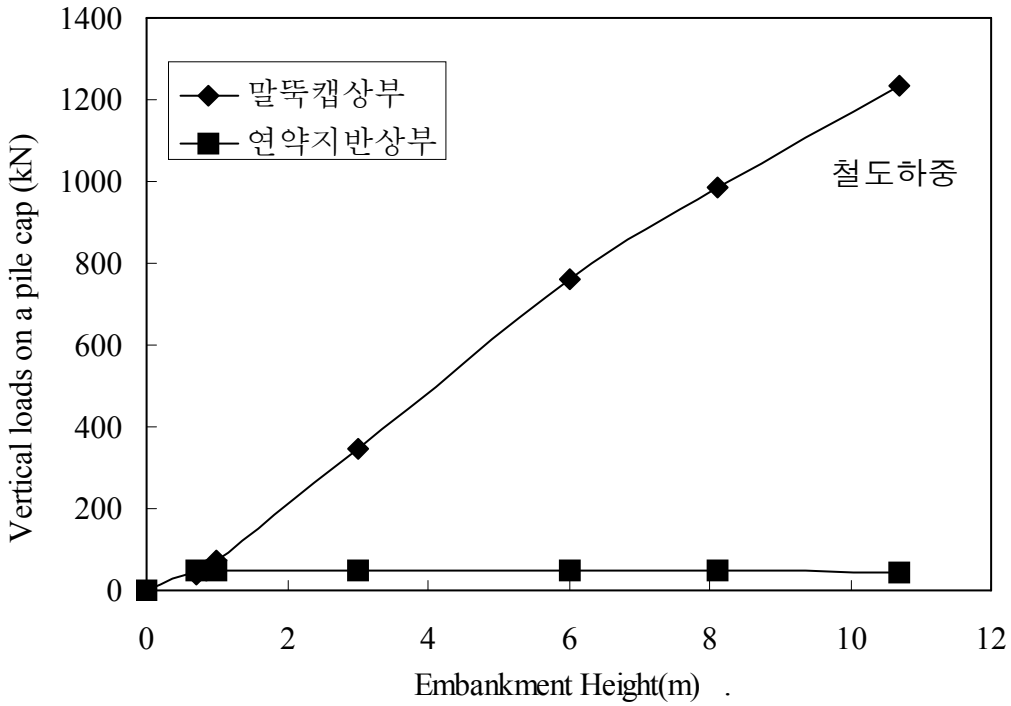
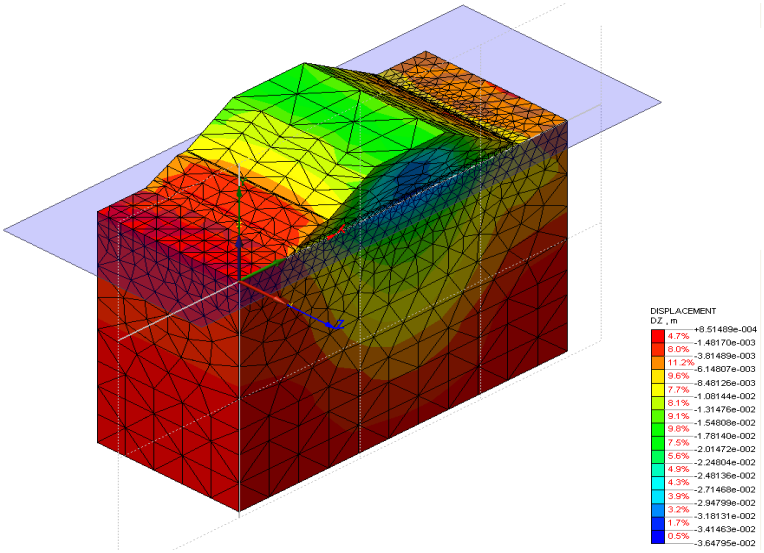


그림 3.170 말뚝캡 작용하중

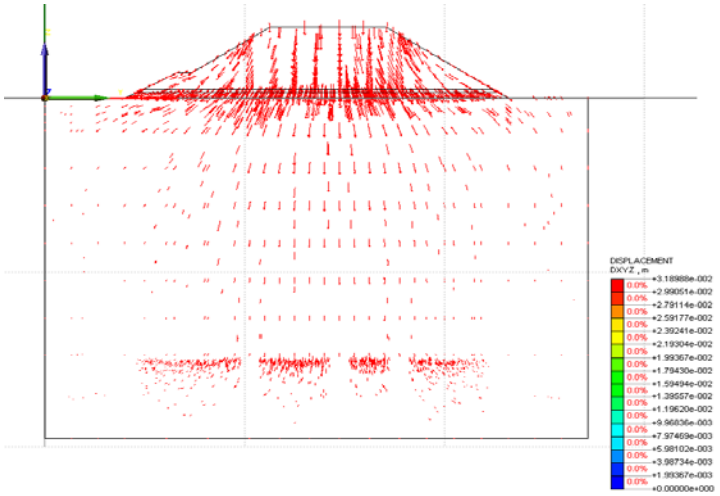
(나) 성토체의 거동 분석

그림 3.171은 현장시험 단면에서 단계별 성토시 지반내 발생하는 변위를 나타낸 그림이다. 여기서 그림 3.171(a)는 3차원 변위도를 나타낸 그림이며, 단면상의 변위를 벡터로 표시하면 그림 3.171(b)와 같다. 이들 수치해석 결과를 이용하여 연약지반의 측방변위량을 산출할 수 있게 된다.

그림 3.172은 성토법면이 시작되는 부분에서 상기 변위해석에 의한 수평변위량을 심도에 따라 나타낸 그래프이다. 수평변위량은 연약지반 지표면에서 가장 크게 발생되고 있으며, 성토가 진행됨에 따라서 수평변위가 증가함을 알 수 있다.



(a) 3차원 입체 변위도



(b) 횡단면상의 변위벡터

그림 3.171 수치해석에 의한 성토체의 변위벡터

그림에서 성토고가 3m를 넘으면서 수평변위량이 증가하는 추세이나, 최종 열차하중을 적용하더라도 변위량이 10mm 미만으로 나타나 매우 안정적이라 평가할 수 있다.

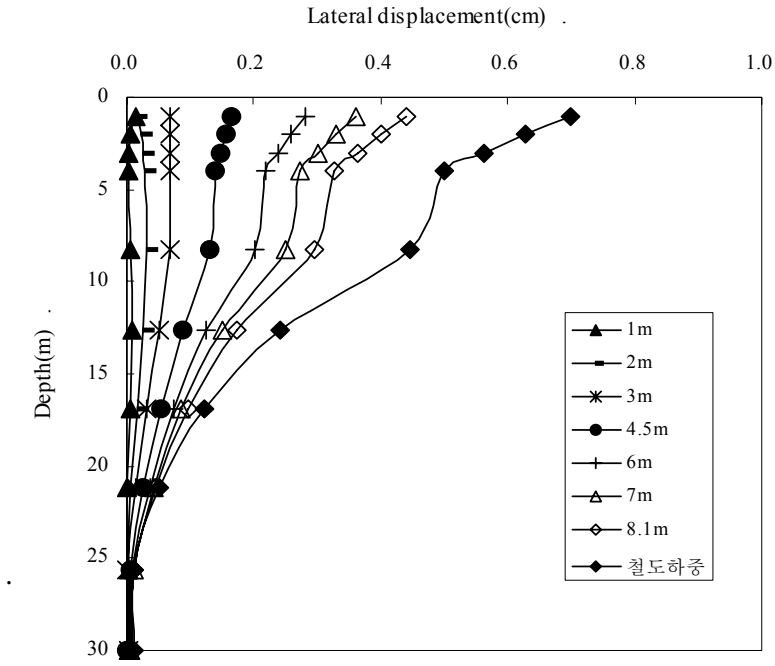


그림 3.172 지중경사계 측정결과

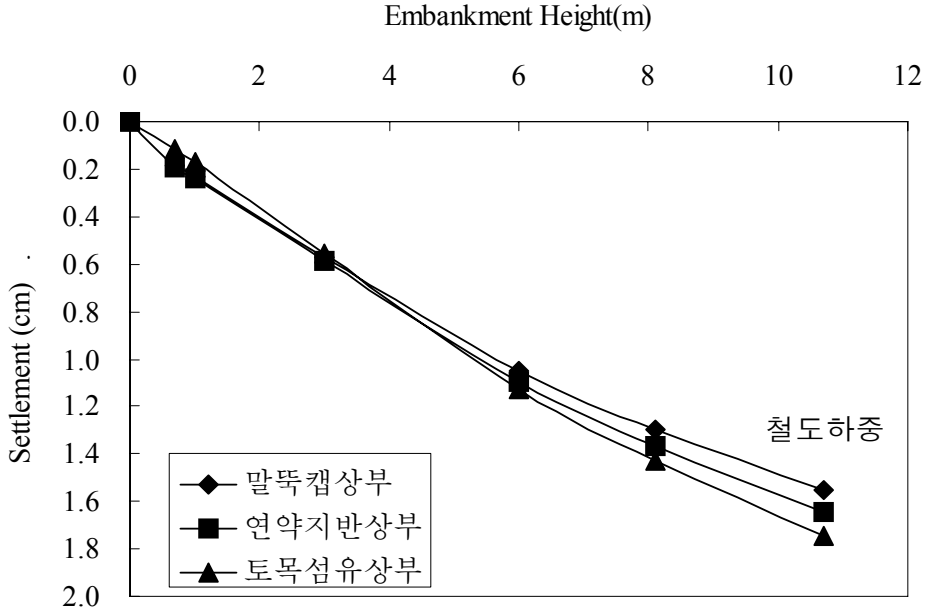


그림 3.173 지표침하 측정결과

한편, 그림 3.173은 수치해석으로 구한 연약지반 위치에서의 연직침하량 해석결과이다. 성토가 진행됨에 따라서 2cm 미만으로 침하가 일어남을 보이며, 말뚝캡상부・연약지반상부・토목섬유상부의 침하량이 비슷하게 발생하는 것으로 나타났으나. 말뚝의 침하가 상대적으로 가장 작은 것으로 나타났다.

(다). 토목섬유 인장력

그림 3.174는 수치해석시 측정된 토목섬유 최대인장력을 나타낸 그림이다. 그림을 살펴보면, 성토고가 커짐에 따라 토목섬유에 작용하는 인장력이 크게 증가됨을 알 수 있다. 성토고 70cm에서의 토목섬유 인장력이 철도하중 5t/m^2 적용시 성토고 8.1m일 때 응력의 변화가 커지는 것을 볼 수 있다. 철도하중 5t/m^2 적용시 이 하중이 토목섬유로 전달되므로 인장력 또한 크게 발생되는 것으로 나타났다.

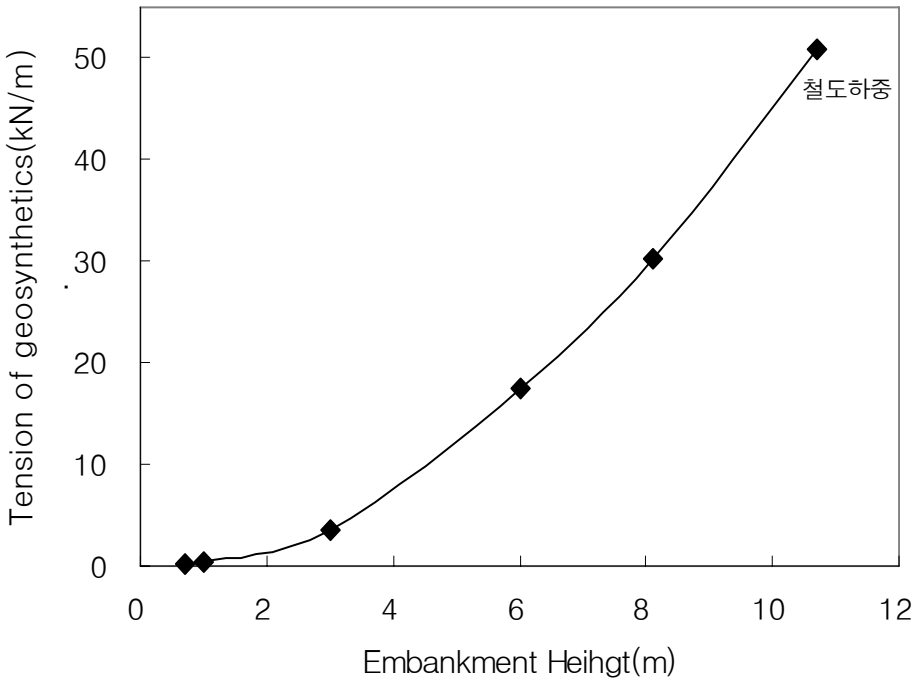


그림 3.174 토목섬유 인장력

마. 요약

본 장에서는 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템의 지반아칭에 관한 수치해석을 실시하여 모형실험과 이론해석으로는 접근하기 어려운 성토지반의 역학적거동 특성과 하중전이 효과를 분석하였다. 수치해석은 가상의 캡보말뚝시스템이 적용된 현장사례와 모형실험 및 현장시험 조건의 세가지 경우로 구분하여 실시하였다. 이들 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

1) 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템으로 지지된 성토지반의 역학적거동 해석결과로부터 성토하중이 말뚝으로 집중전이되고 있음을 알 수 있으며, 이는 성토지반속에 지반아칭현상이 진행되고 있음을 나타낸다.

2) 토목섬유를 보강한 경우가 무보강시보다 연약지반 침하를 효과적으로 감소시킨다. 이는 토목섬유 보강으로 인해 연약지반으로 전달되는 하중이 말뚝을 통해서 지지층으로 전달되고 있음을 의미한다.

3) 수치해석결과를 토목섬유보강 단독캡말뚝의 모형실험결과와 비교한 결과 양호한 일치를 보여, 수치해석적인 방법으로도 지반아칭의 정량적인 평가가 가능한 것으로 나타났다. 단, 간격비가 큰 경우에는 모형실험에서 측정한 말뚝의 효율이 수치해석치보다 크게 나타났는데, 이는 수치해석에서 예측하는 지반아칭효과보다 실제로는 지반아칭의 효과가 더 클 수 있음을 의미한다.

4) 실제 현장조건에 부합한 수치해석을 실시한 결과 토목섬유보강 성토지지말뚝시스템으로 지지된 성토지반의 역학적거동 해석결과로부터 성토하중이 말뚝으로 집중전이되고 있음을 알 수 있으며, 이는 성토지반속에 지반아칭현상이 진행되고 있음을 나타낸다.

5) 부산지역에 시공중인 GRPS 성토시스템을 3차원 수치해석 한 결과 안정적인 거동을 하는 것으로 평가된다.

6. GRPS 성토시스템의 설계, 시공 및 관리 지침(안)

본 장에서는 GRPS 성토시스템의 설계법 및 시공 매뉴얼을 수립하고 이에 대한 흐름도를 작성하여 기본적인 설계 및 시공이 가능하도록 한다. 특히, 최적의 지반아칭효과가 발휘되는 말뚝의 설치간격과 토목섬유 시공방안을 논의하며, 실제 연약지반 철도교 시공현장을 대상으로 교대의 측방이동에 관한 안정성을 확보하도록 GRPS 성토시스템을 설계, 적용해 본다.

가. 설계 지침

(1) 설계 흐름도

연약지반상에 축조되는 구조물은 지반의 특성에 따라 상이한 거동을 보이게 된다. 연약지반상에 설치되는 교대의 경우도 여러 종류의 변화가 발생되며, 특히 교대는 재료특성이 다른 교량부와 토공부와의 경계위치에 설치되고 이들의 지지기구가 다르므로 다음과 같은 문제에 대해 추가적인 검토 및 설계가 필요하다.

1) 산정치 이상의 압밀침하에 의한 교대배면의 단차문제

2) 교대의 수평이동과 경사문제

위와 같은 문제들은 배면성토 등의 편재하중에 의한 연약층의 측방유동에 기인한 것이다. 또한, 최근에 연약지반상이 아니더라도 성토고가 높을 경우 교대의 측방이동 가능성이 문제가 되고 있으므로, 이 경우 교대의 수평이동과 경사에 대한 안정성 확보를 위해 교대의 측방이동에 대한 안정검토를 수행하고 있다.

본 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 설계방안은 연약지반상 교대의 측방이동에 대한 안정성을 확보하기 위한 것에 주안점을 두어 설명하며, 기타 도로 혹은 철도 노선부에 대해서는 본 설계방안을 참조하여 적용하도록 한다.

토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템은 그림 3.175과 같은 순서로 진행함이 바람직하다. 그림에서 보는 바와 같이 성토지지말뚝시스템을 설계할 경우 크게 5단계로 나눌 수 있다. 즉, 현장조사단계, 측방유동 검토단계, 대책공법 선정단계, 지반아칭해석단계 및 안정성검토단계로 구성된다.

제 1단계는 현장상황조사단계로서 계획노선에 놓일 구조물의 지리적 위치 및 지반

조건에 대한 제반조사를 수행하고 문헌조사 및 인접 시공구간 등에 대한 종합적인 검토를 수행하며 연약지반으로 판명될 경우 적절한 시험계획을 수립하므로서 연약지반상에 설치되는 구조물의 하부지반에 대한 정밀하고 세심한 지반조사가 이루어질 수 있도록 한다. 측방이동대책공을 위해 일련의 시추 및 토질시험을 수행하며, 토성시험, 삼축압축시험, 압밀시험, 콘관입시험, 현장베인시험, 공내재하시험 등을 포함하여 실시한다. 특히 측방유동 가능성이 클 것으로 예상되는 지역은 보다 철저한 조사 및 계획이 필요하므로 위에 열거된 시험이외에 필요시 다른 시험을 추가할 수 있다.

제 2단계는 측방유동 검토단계로서 연약지반상 구조물의 측방이동 가능성을 판정하는 단계이다. 측방이동 판정은 3장 1절에서 설명한 교대 측방이동판정법을 활용하여 수행한다. 성토지지말뚝시스템의 설계시에는 원호활동에 의한 사면안전율 기준식(3.63)과 본 연구에서 제안한 안정수를 이용한 판정법으로 측방유동 가능성을 판정하도록 한다. 이때 사면안정해석은 말뚝의 사면안정기여효과를 반영한 사면안정해석이 가능한 SLOPILE (Ver 3.0)을 추천한다.

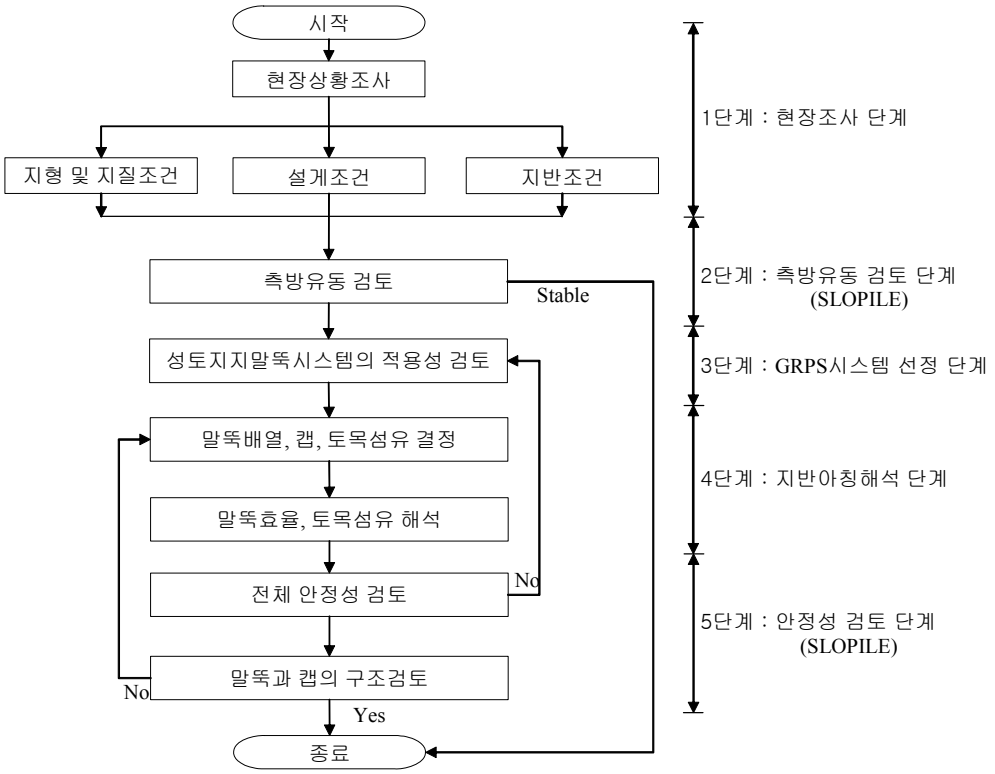


그림 3.175 GRPS 성토시스템의 설계 흐름도

$(F_s)_{slope} \geqq 1.5$ (말뚝의 사면안정효과 무시한 경우)

$(F_s)_{slope} \geqq 1.8$ (말뚝의 사면안정효과 고려한 경우) (3.63)

제 3단계는 측방유동이 우려되는 경우의 대책공법 선정단계로서 현재 다양한 방법이 설계, 시공에 적용되고 있다. 이에 대한 사항은 본 보고서 2장에서 설명한 바 있으며, 본 장에서는 구조물의 측방이동 대책공법으로서 「GRPS 성토시스템」을 채택한 경우를 대상으로 한다.

제 4단계는 지반아칭해석 단계로서 본 장에서 다루고자 하는 주요 내용이다. 통상적으로 도로나 철도 설계시에는 계획성토고가 결정되어 있으므로, 성토하중과 교통하중 및 기타 활하중을 고려하면 전체 성토하중을 산정할 수 있다. 따라서 지반아칭해석이라 함은 주어진 성토고에 대하여 최대의 지반아칭효과가 발휘되도록 적절하게 말뚝과 캡규격을 선정하고 토목섬유를 선정하는 것이 중요하다. 성토지지말뚝은 토공을 지지하는 말뚝이므로 허용안전율을 합리적으로 결정하여 과다설계를 피하는 것이 바람직하다. 후술되는 설계예에서는 말뚝의 지지력에 대한 안전율을 2.0으로 적용함이 바람직하다. 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭은 5장에서 다양한 해석법을 제안하였으며, 이중 지반반력을 고려하지 않은 방법이 말뚝의 효율과 토목섬유의 변형률이 크게 산정되므로, 장기 안전율 저하를 방지하기 위한 적합한 방법으로 사료된다, 정밀 시공관리가 가능한 경우에는 지반반력계수 등의 정보를 이용하여 성토지지말뚝시스템을 경제적으로 설계할 수 있을 것이다.

마지막의 제 5단계에는 설계단면에 대한 전체안정성 검토와 구조체의 부분안정성 검토를 수행하는 단계가 된다. 전체안정성은 교대와 성토지지말뚝시스템을 포함하는 원호활동에 대한 사면안전율을 산정함으로서 검토할 수 있으며, 이때 기준안전율로는 식 (3.63)이 유효하다. 말뚝캡은 지반아칭해석의 효율값을 이용하여 작용하중을 산정할 수 있으며 휨, 전단, 펀칭에 대한 안정성이 확보되어야 한다, 말뚝캡은 철근콘크리트로 제작하는 것이 보통이지만 현장여건에 따라 조정할 수 있으며, 허용응력설계법을 원칙으로 하지만 강도설계법의 사용을 배제하지 않는다.

이 밖에도 성토지지말뚝시스템의 설계시 지반아칭효과의 발현 규명과 구조물의 시공관리를 위해 반드시 계측을 수행하도록 한다. 계측은 연직하중을 측정할 수 있는 하중계(Load cell), 연약지반 및 말뚝캡에 작용하는 토압측정을 위한 토압계

(Pressuremeter), 침하계(Settlement plate), 간극수압계(Piezometer) 및 경사계(Inclinometer) 등을 설치한다. 하중계는 캡상부 및 캡과 캡사이의 연약지반 중앙에 설치하며, 성토지지말뚝이 다열 시공되어 있을 경우 최소한 2set 이상의 하중계를 중앙부에 위치한 말뚝캡과 교대에서 가장 멀리 설치된 말뚝캡상부에 설치하여 하중을 검토하도록 한다. 토압계는 성토하중으로 인한 토압의 변화를 계측할 수 있도록 설치되어야 하며 설치위치는 하중계와 같지만 설치시 하중계와 중복시공되지 않도록 주의한다. 중요구조물에 대한 정밀한 계측을 수행할 경우 하중계는 교대 벽체 및 말뚝에 설치하여 벽면토압 및 지반의 수동토압을 검토하므로서 측방이동에 대한 계측을 수행한다. 경사계는 성토 단부, 교대벽체 및 말뚝에 매설하여 측방이동으로 인한 교대의 변위 및 말뚝의 변위를 계측하도록 한다.

(2) 지반아칭을 극대화하기 위한 말뚝의 설치간격

(가) 지반아칭에 의한 효율 특성

그림 3.176은 단독캡말뚝시스템의 하중전이 규명을 위한 모형실험에서 간격비가 0.67인 경우를 나타낸 것으로서, 모형실험에 의한 효율과 이론해석 효율을 망라하여 도시한 그래프이다.

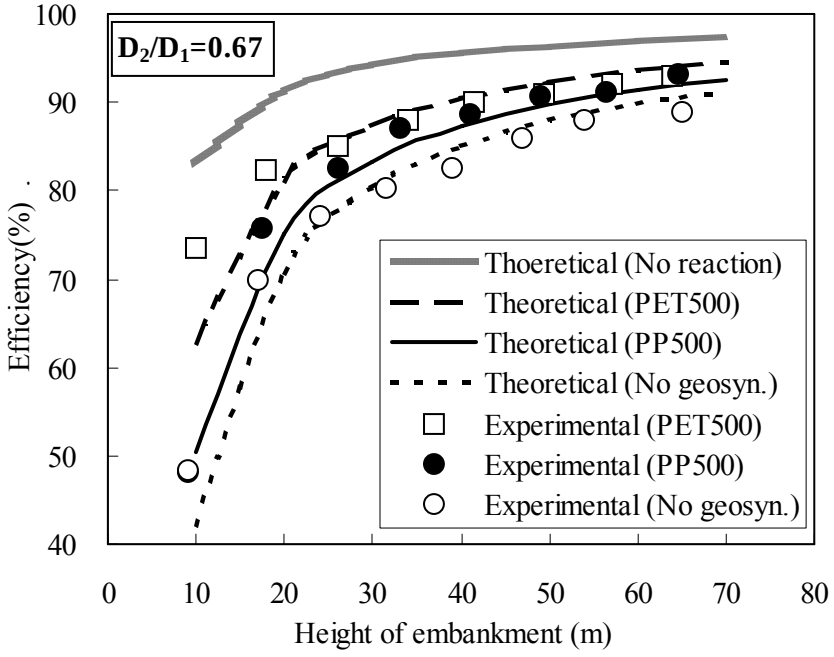


그림 3.176 이론해석법 및 실험 결과로부터 산정된 효율의 비교

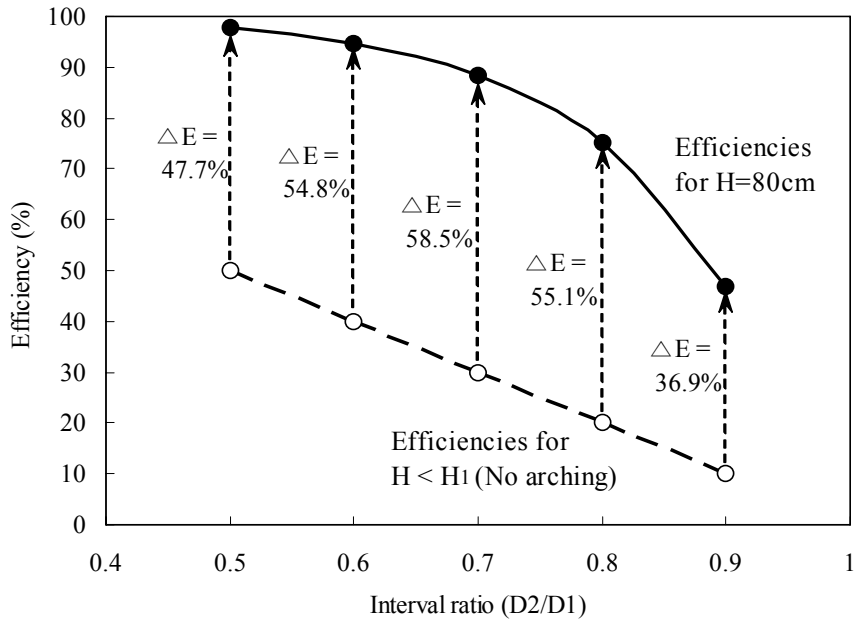
먼저 이론해석법으로부터 산정한 이론효율이 모형실험에 의한 실험효율과 양호한 일치를 보이는 것을 알 수 있다. 이론효율에서는 두꺼운 줄로 표시한 연약지반의 반력을 고려하지 않는 경우의 효율이 가장 큰 것으로 나타났다. 이재호(2006)에 의해 수행된 지반아칭 모형실험과 같이 지반반력이 존재하지 않을 때에는 토목섬유의 강성에 관계없이 하나의 효율로 예측되어 진다. 강성이 작은 토목섬유를 사용하면 변형이 크게 일어나는 대신에 인장강성이 작으며, 강성이 큰 토목섬유를 사용하면 변형이 작게 일어나지만 인장강성이 커서 결과적으로 말뚝에 전이되는 인장력은 동일하게 나타나기 때문이다.

반면에 지반반력을 고려하여 효율을 산정하게 되면, 토목섬유의 인장강성에 따라 효율에 차이가 발생한다. 이때에는 강성이 큰 토목섬유를 사용하면 하중전이가 커지므로 말뚝의 효율이 높아진다.

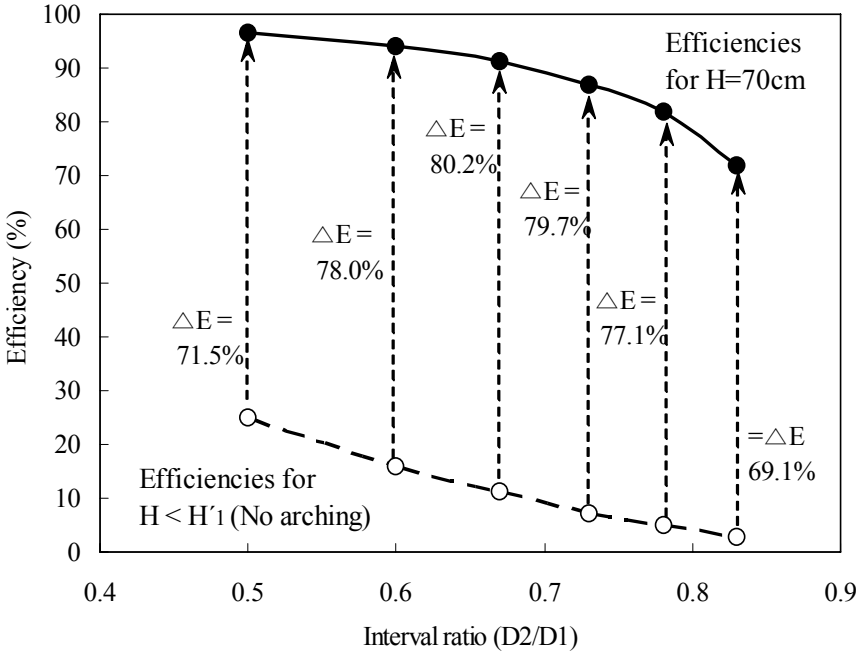
마지막 이론효율은 토목섬유 무보강시의 효율이다. 엄밀히 논의하면, 토목섬유 무보강시의 효율이 실제 지반아칭에 의한 성토지지말뚝시스템에서의 효율이라고 할 수 있다. 토목섬유의 보강으로 인해 증가되는 효율은 추가적인 지반아칭에 의한 것이라기보다, 토목섬유의 인장력에 의한 말뚝으로의 하중전이효과에 기인하기 때문이다. 따라서 합리적인 말뚝의 간격이란 지반아칭이 최대로 발휘되는 간격비로 정의할 수 있다. 토목섬유 무보강시 캡보말뚝시스템 및 단독캡말뚝시스템에서의 이론해석법을 활용하여 합리적인 간격비를 산정할 수 있다.

(나) 간격비에 따른 지반아칭효과

그림 3.177은 말뚝간격비(D_2/D_1)가 지반아칭에 미치는 영향을 조사하기 위하여 간격비별 토목섬유 무보강시의 초기이론효율값과 일정 성토고에서의 이론효율값을 비교한 그래프이다. 최종효율과 초기효율의 차이(ΔE)는 효율의 증가량을 의미하며, 효율의 증가량은 지반아칭에 의한 것이므로 최대효율증가($\Delta E_{\max}$)가 얻어지는 간격비가 곧, 가장 합리적인 간격비라고 할 수 있다. 여기서 초기 이론효율값이란 성토고가 외부아치높이 H_1보다 낮아 아칭현상이 발생하지 않을 때의 효율을 말하며, 지반아칭이 작용하지 않으면 말뚝의 효율은 면적비(캡보의 경우b/D_1, 단독캡의 경우 b^2/D_1^2)가 되므로 면적비를 초기 효율로 산정하였다. 이때 그림 3.177(a)는 캡보말뚝의 모형실험에 대한 결과이며, 그림 3.177(b)는 단독캡말뚝의 모형실험 결과를 정리한 것이다.



(a) 캡보말뚝



(b) 단독캡말뚝

그림 3.177 말뚝캡 간격비에 따른 효율의 증가량

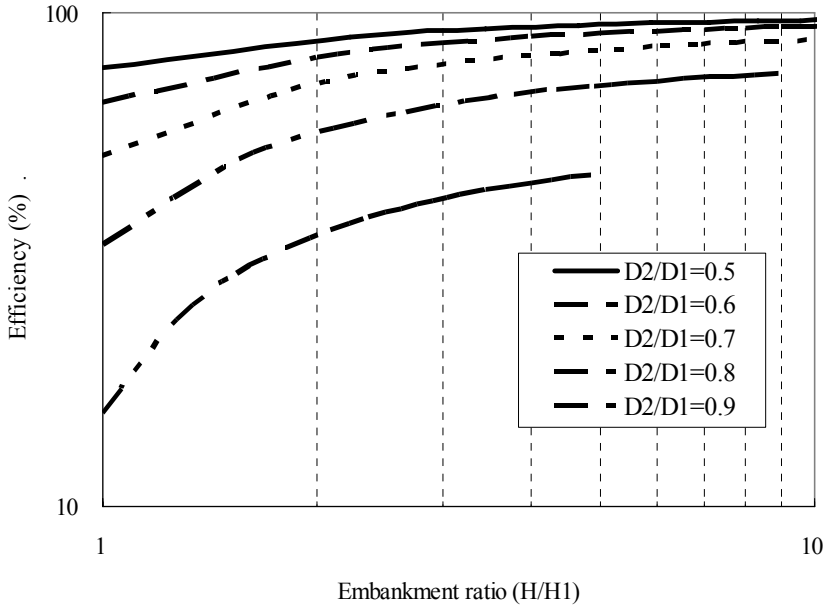
먼저 캡보말뚝에서의 효율을 살펴보면 그림 3.177(a)에서 최종성토 단계에 대한 이론효율은 간격비가 0.5인 경우 97.7%로 가장 크다. 그러나 간격비가 0.5인 경우는 말뚝의 중심간격 대비 캡이 차지하는 면적이 50%가 되므로 지반아칭이 없더라도 50%의 효율은 확보된 상태로 볼 수 있다. 따라서 현재의 97.7% 효율중 지반아칭으로 인해 증가된 효율은 47.7%로 계산할 수 있다. 기타 간격비에 대하여도 동일한 방식으로 초기 효율(면적비) 대비 증가된 효율(ΔE)을 구한 결과, 간격비가 0.7일때 효율이 가장 크게 증가하였음을 확인할 수 있다. 따라서 이 경우, 지반아칭효과가 극대화되는 말뚝의 간격비는 0.7이라고 결론지을 수 있다.

또한 그림 3.177(b)의 단독캡말뚝에서의 효율을 살펴보면 대부분의 효율증가량이 70%를 넘고 있다. 이것은 단독캡의 특성상 면적비는 작고 성토고가 충분할 경우 효율도 캡보의 경우보다 크게 산정되기 때문이다. 한편, 효율의 증가량이 가장 큰 간격비는 간격비 0.67일때 80.2%이고 간격비 0.73일때 79.7%로서 0.67~0.73의 간격비에서 지반아칭효과가 극대화되는 것으로 평가된다. 캡보말뚝의 경우도 간격비 0.7에서 최대효율증가가 나타났으므로 결국 지반아칭효과가 극대화되는 말뚝의 간격비는 0.7 내외가 됨을 알 수 있다.

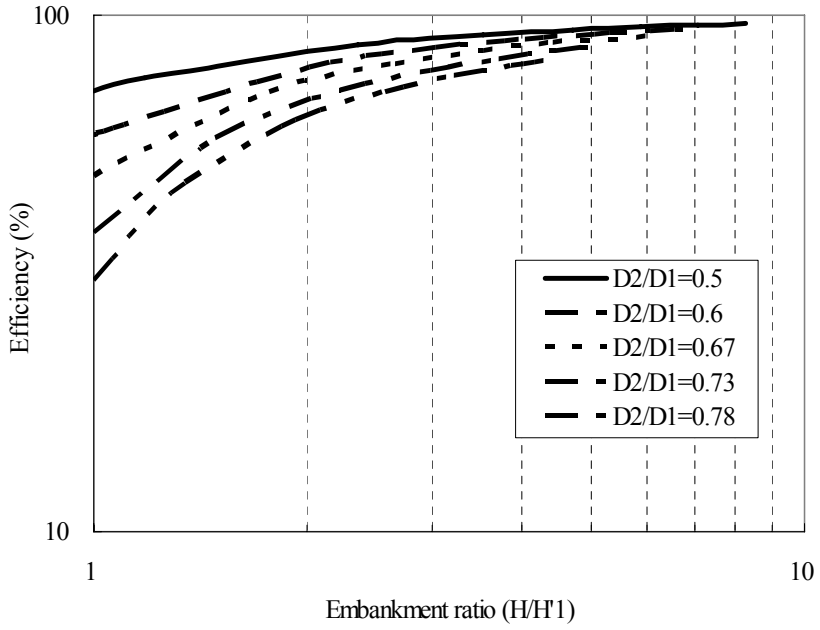
(다) 성토에 따른 지반아칭효과

단계별 성토에 따른 GRPS 성토시스템의 효율은 성토초기 급격히 증가하다가, 성토가 진행됨에 따라 증분값이 줄어들며 수렴되는 양상을 보인다. 효율값이 수렴되기 위한 성토의 크기를 알아보기 위하여 그림 3.179에서 보이듯이 횡축을 성토비(성토고를 외부아치 높이로 나눈 값)로 하고, 종축을 효율로 하여 양대수그래프로 도시하였다.

그림 3.178(a)는 캡보말뚝의 이론해석결과이며, 그림 3.178(b)는 단독캡말뚝에 대한 것으로서 모두 토목섬유 무보강시의 해석결과이다. 그림을 살펴보면 캡보말뚝과 단독캡말뚝 모두 대략 성토비가 2 정도에서 변곡부가 생기며 이후 성토비에 대하여 효율의 증가량이 미소한 수렴상태에 들어가는 것으로 평가된다. 효율이 수렴된다는 것은 성토지지말뚝시스템의 지반아칭이 극대화된 것으로 볼 수 있으므로, 설계시 성토고가 결정된 경우에는 성토비가 2이상이 되도록 말뚝의 간격비를 조정하는 것이 바람직하다 하겠다.



(a) 캡보말뚝템



(b) 단독캡말뚝

그림 3.178 성토비와 효율의 관계(양면대수 도면)

(3) GRPS 성토시스템의 설계예

(가) 설계조건 및 현장현황 (제 1단계)

상기 기술한 설계방안에 의거 실제 현장을 대상으로 GRPS 성토시스템의 설계예를 제시하고자 한다. 먼저 제 1단계는 그림 3.175의 설계흐름도에서보는 바와같이 현장 현황조사단계로서, 대상 구조물 현황과 지반조건 및 설계조건을 파악한다.

대상현장은 현장시공을 수행한 부산 신항만 배후철도 부지의 교량구간으로서 지층상태는 매립층 이하로 약 21m가 N치 1이하의 초연약지반으로 이루어져 있으며, 지표하 25m에서 모래자갈층이 출현하는 지층상태를 보인다. 교대 배면부의 계획성토고는 8.1m이며, Preloading을 고려하면 총 10.6m가 성토되는 것으로 설계되어 있다. 원설계에서도 교대의 측방이동 및 성토제체의 활동파괴가 우려되어 진동쇄석말뚝공법으로 보강, 개량하도록 되어 있다. 쇄석말뚝의 교대전면부 기초에서 26.5m 구간까지 1.3m×1.3m 간격으로 설치하며 성토종료후 10개월을 방치하고, 터파기한 후 교대를 시공하는 것으로 계획되어 있다. 점토층의 비배수전단강도 c_u는 14.7 kPa이고 성토흙의 단위체적중량은 18.6 kN/m^{3}이다.

(나) 교대측방이동 검토 (제 2단계)

제 2단계는 교대의 측방이동 검토단계로서 사면안정해석 프로그램을 이용하여 보강전 교대부의 사면안전율을 계산한다. 그림 3.179은 SLOPILE 프로그램에 의한 사면안전율을 나타낸 것으로 원지반상에 구조물을 시공할 경우 사면안전율이 0.30으로 나타났으며, 안정수 또한 10.3에 달하는 것으로 나타나, 교대 측방이동가능성이 매우 큰 것으로 예측되었다.

(다) 성토지지말뚝시스템의 적용성 검토 (제 3단계)

제 3단계는 성토지지말뚝시스템으로의 적용성 검토이다. 이미 언급하였듯이 원설계상에는 교대측방이동 대책공법으로서 쇄석말뚝(1,3m×1.3m)공법을 적용하는 것으로 계획되어 있다.

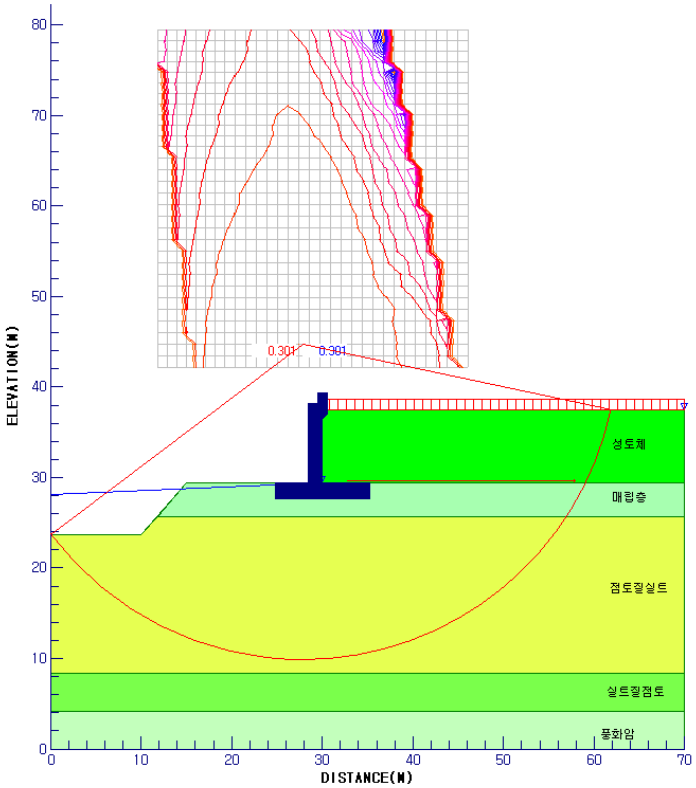


그림 3.179 사면안정해석결과 (보강전, Fs=0.30)

당 현장에 성토지지말뚝시스템을 적용하게 되면, 10개월의 압밀방치기간이 필요없이 즉각적인 교대시공이 가능하며, 2.5m의 프리로딩과 교대 터파기의 공정이 불필요하므로 적용성이 있는 것으로 평가된다. 또한 효율적인 말뚝의 배치로 지반아칭효과를 적극적으로 활용하게 되면 말뚝의 설치간격을 크게 늘일 수 있어 경제성도 만족하는 것으로 나타난다.

(라) 성토지지말뚝시스템에 의한 지반아칭 해석 (제 4단계)

그림 3.180은 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 해석모델을 나타낸 것이다. 교통하중을 성토고로 환산하면 2.6m에 해당되므로 총 10.7m가 성토되는 것으로 계산한다.

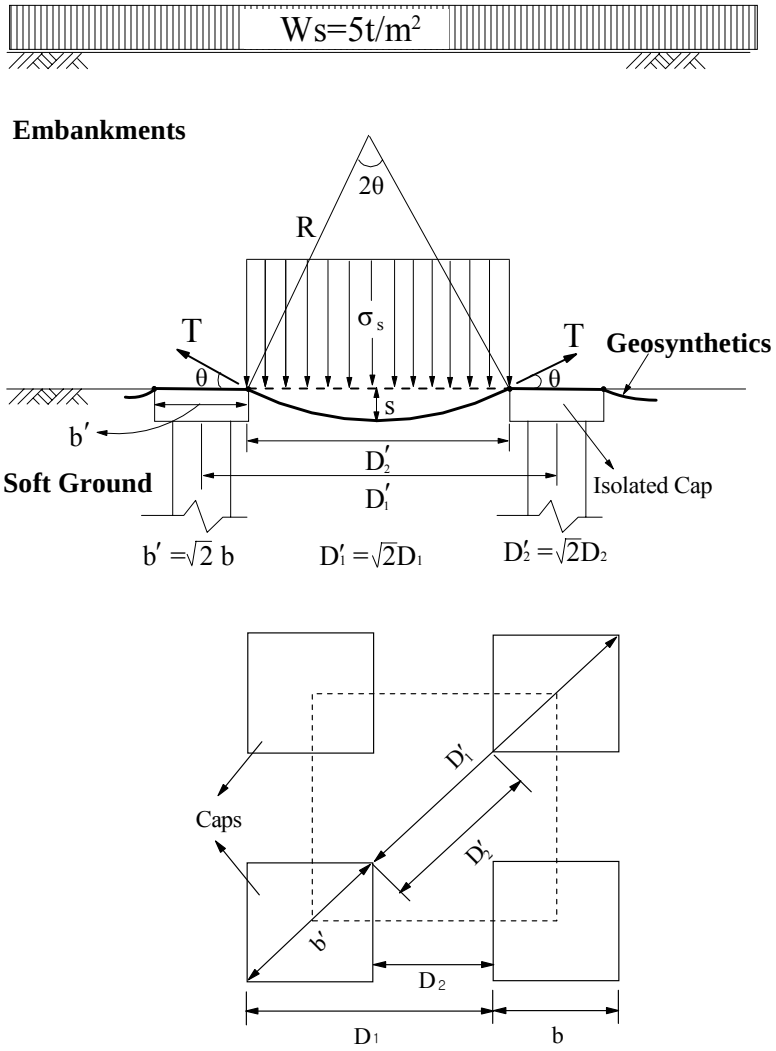


그림 3.180 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 해석모델

말뚝의 배치를 효율적으로 설계하기 위해서는 앞 절에서 기술한 바와같이 간격비를 0.7내외로 하고 말뚝의 중심간격은 성토비(H/H'_1)를 2이상 확보하는 것이 바람직하다. 당 현장의 경우 말뚝의 간격을 3m로 하고 캡폭이 1.2m인 토목섬유 보강 단독캡말뚝시스템으로 계획한다. 이때 성토비(H/H'_1)는 2.16으로 만족되며, 말뚝의 간격비(D_2/D_1)은 0.67(=2/3)이 되어 지반아칭을 극대화시킬 수 있는 간격비 조건이 된다.

지반아칭의 해석에 있어 장래 연약지반이 유실되더라도 성토체의 변형을 억지할 수 있도록 연약지반부의 반력을 고려하지 않는 해석법을 적용한다. 해석결과 지반반력을 무시할 경우 성토지지말뚝시스템의 효율은 92.7%로 산정되었으며, 토목섬유에

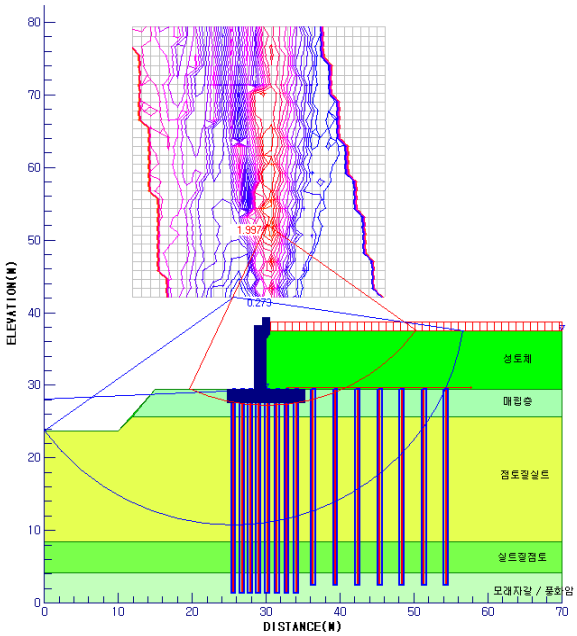
발생하는 인장력은 160kN/m인 것으로 나타났다.

결론적으로, 직경 600mm인 PHC말뚝 두부에 가로×세로가 1.2m×1.2m인 단독캡을 설치하고, 그 상부를 토목섬유로 보강한 경우, 8.1m 높이의 성토하중 및 5t/m^2의 철도하중 작용 시 토목섬유에 작용하는 인장력을 평가한 결과, 대략 토목섬유에 160kN/m의 인장력이 발생하고 이때의 인장변형률은 대략 5.2%인 것으로 나타났다. 따라서 5.2% 변형 시의 인장강도가 최소 160kN/m 이상인 토목섬유 보강재가 사용되어야 한다. 이에 당 시험시공 현장에서는 보강재 시공 중 강도감소, 크리프 변형 등 보강재의 장기 안정에 영향을 미치는 인자들을 고려하여, 최대 인장변형율이 6.3%이고 최대 인장강도가 150kN/m 인 양방향 지오그리드를 2겹 설치하는 것으로 설계하였다.

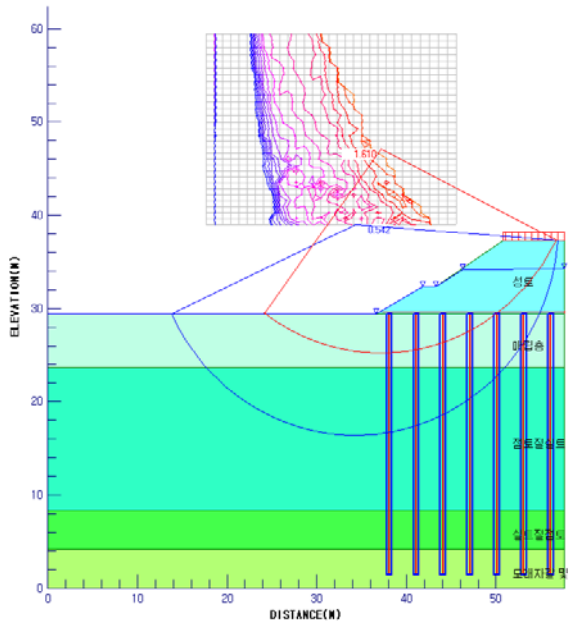
(마) 전체 안정성 검토 (제 5단계)

마지막 제 5단계는 전체 시스템의 안정성을 검토하는 단계이다. 성토지지말뚝시스템이 시공되었을 경우의 교대를 포함하는 종방향 사면안전율과 횡방향의 사면안전율을 모두 확인한다. 이때 교대의 측방이동에 관한 기준안전율은 1.8을 적용하고, 횡단면의 기준 사면안전율은 일반 성토사면의 안전율인 1.5를 적용하여 검토하는 것으로 한다.

성토지지말뚝을 교대배면부로 7열 시공할 경우, 사면안전율은 1.997로 나타나 안정성이 확보됨을 알 수 있으며, 횡단면의 경우도 사면안전율이 1.61으로서 소요안전율을 만족하므로 설계를 종료하게 된다.



(a) 종단면 해석



(b) 횡단면 해석

그림 3.181 보강단면의 전체 안정성 검토(SLOPILE 프로그램)

나. GRPS 성토시스템의 설계프로그램

(1) 프로그램 개요

전절에서 기술하였듯이, 본 연구에서는 모형실험결과에 근거하여 GRPS 성토시스템에서의 지반아칭 해석법을 개발하였다. 개발된 지반아칭 방정식은 단순 산술계산으로는 해를 구하기가 어려우며, 미소 분할에 따른 시행착오법을 통하여 해를 구해야 한다. 이에 본 연구에서는 GRPS 성토시스템에서의 지반아칭을 해석할 수 있는 새로운 프로그램 GRPS (Ver 1.0)을 개발하였다. 말뚝에 작용하는 하중과 효율, 토목섬유 변형률은 물론 말뚝의 지지력과의 비교를 통해서 안전성을 평가할 수 있도록 개발한 프로그램 GRPS (Ver 1.0)의 해석흐름도는 그림 3.182과 같다.

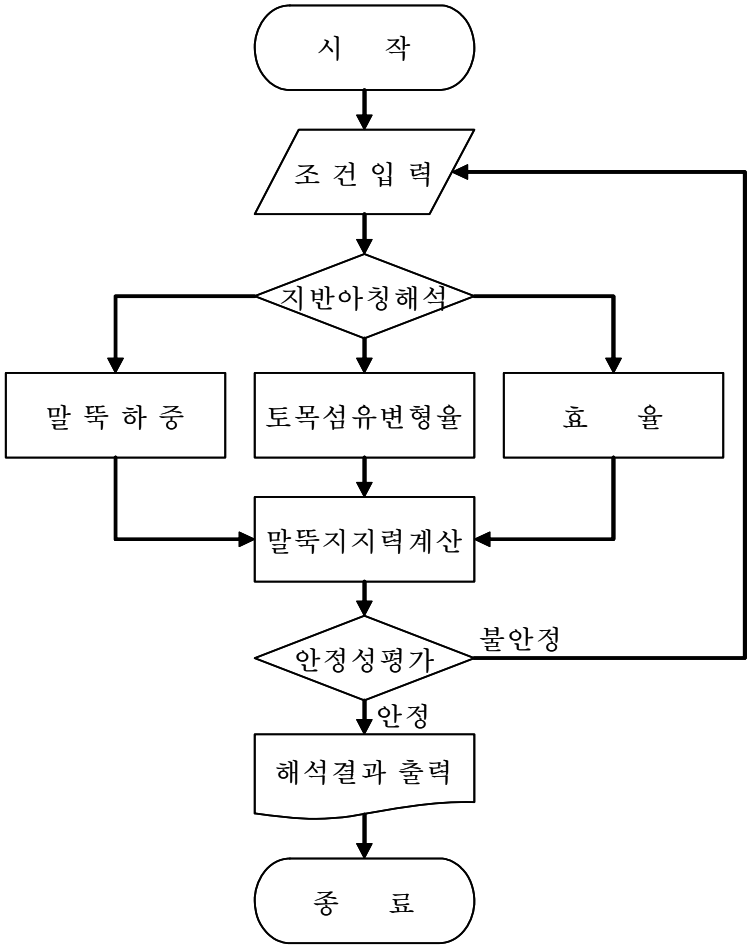


그림 3.182 프로그램 흐름도

(2) GRPS (Ver 1.0) 프로그램의 사용방법

GRPS (Ver 1.0)은 Windows를 기반으로 제작된 프로그램으로 Windows에서 적용되는 장점들, 예를 들어 멀티태스킹이 지원, 그래픽 디바이스 인터페이스, 3D 입체환경 등을 갖추고 있다. 또한 데이터의 입력 및 수정을 화면상 메뉴에서 제시하는 방식에 따라 쉽게 작성할 수 있으므로 데이터 입력시의 에러를 최소화 할 수 있다. 그리고 출력 및 해석결과를 화면을 통하여 즉시 확인할 수 있으므로 쉽게 수정하여 원하는 결과를 얻을 수 있다.

그림 3.183에서부터 그림 3.201까지는 GRPS의 실행화면이며 해석에 필요한 모든 파라메터들을 쉽게 입력하고 수정할 수 있도록 메뉴와 다이얼로그 형태로 설정된 것을 보여주고 있다. 따라서 아래의 그림에서와 같은 순서로 프로그램을 수행하면 쉽게 지반아칭해석을 수행할 수 있다.

(3) GRPS 프로그램 설치하기

(가) Grps.exe와 hldrv32.exe를 다운받아 hldrv32.exe를 실행시킨다.



그림 3.183 Installing

(나) Grps.exe 파일을 실행하면, 프로그램이 열린다.

(4) 파일 메뉴

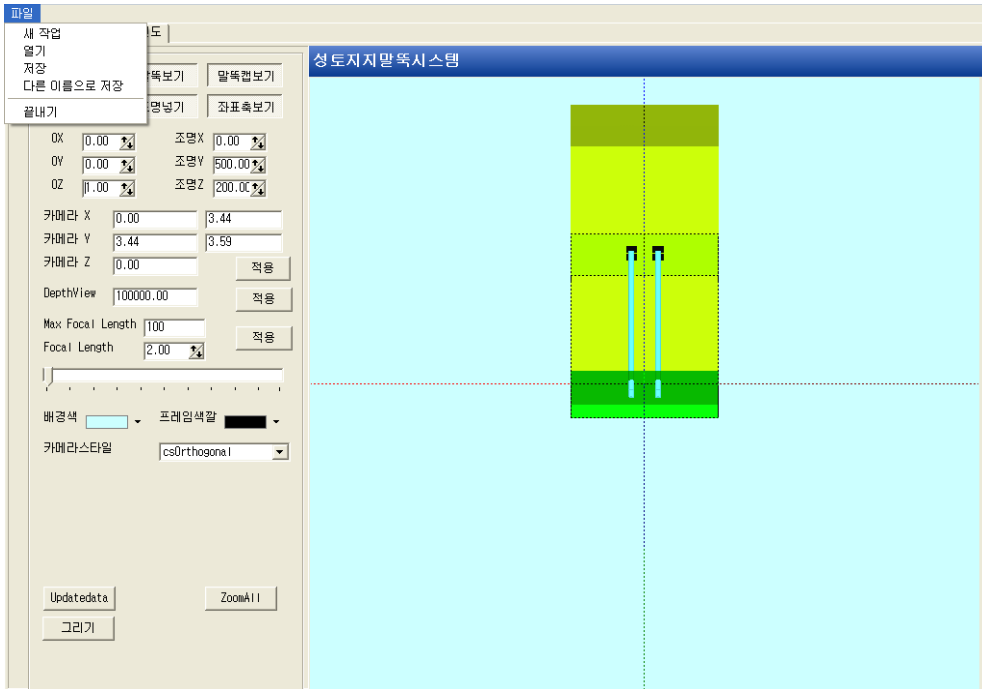


그림 3.184 파일 메뉴

(가) 새 작업 : 새로운 단면을 해석하기 위하여 새 작업을 실행한다.

(나) 열기 : 기존에 작성된 해석 단면에 대한 자료를 불러온다.

(다) 저장 : 해석단면에 대한 입력 자료를 파일로 저장한다.

(마) 끝내기 : 프로그램 종료 후 Windows로 돌아간다.

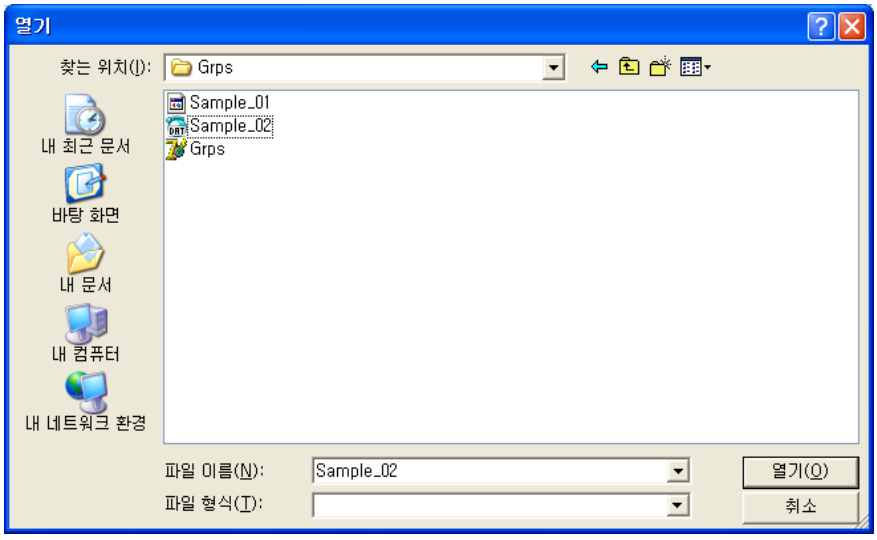


그림 3.185 열기

(5) 프로그램의 구성

(가) 데이터입력

프로그램을 사용한 가상 설계를 위한 자료입력을 하는 부분으로 총 7가지의 부분으로 나누어져 있으며 각각 지층입력, 성토층입력, 말뚝캡입력, 깊이에 따른 N값 입력, 토목섬유입력, 말뚝입력 및 주면마찰력 0 구간에 대한 입력을 할 수 있다.

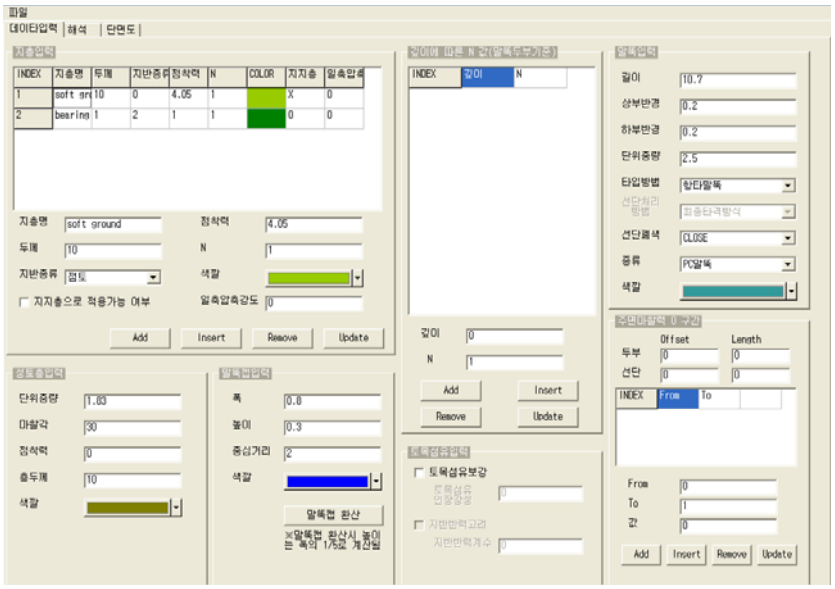


그림 3.186 데이타입력

(나) 해석

해석을 보는 부분으로 성토지지말뚝 해석과 말뚝지지력 해석을 볼 수 있다.



그림 3.187 해석

(다) 단면도

단면도 부분에서는 설계된 말뚝의 3D 입체도면을 볼 수 있으며, 여러 가지 그래픽옵션을 조절 할 수 있다.

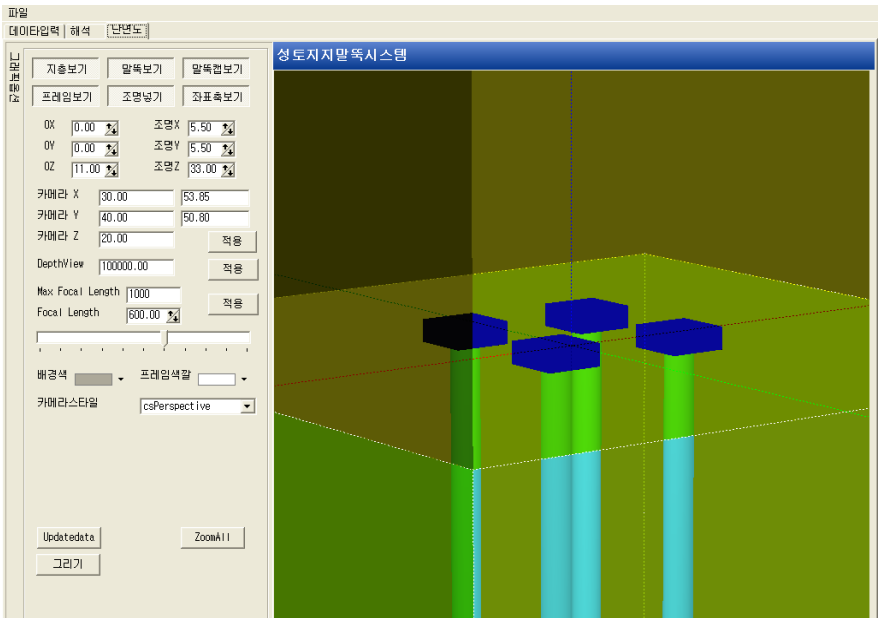


그림 3.188 단면도

(6) 프로그램 사용 예시

아래 그림을 예시로 하여 프로그램을 설명하도록 한다.

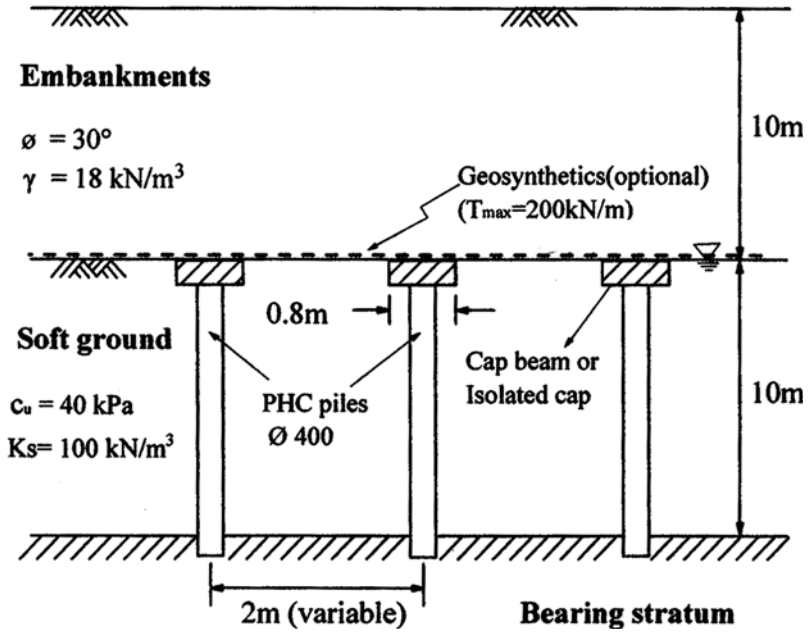


그림 3.189 성토지지말뚝시스템의 설치단면도

(가) 자료입력

GRPS 프로그램은 톤($t$on)과 미터(m) 단위를 기본적으로 사용한다. 그러므로 위의 예시에 나온 물성치의 일부에 대해서 단위환산한다.

성토 물성치의 단위환산	연약지반 물성치의 단위환산
$\gamma = 18kN/m^3 = 1.83t/m^3$	$c_u = 40kPa = 4.08t/m^2$
$T_{\max} = 200kN/m = 20.39t/m$	$K_s = 100kN/m^3 = 10.19t/m^3$

① 지층입력

지층입력을 하는 부분으로써 다음과 같이 물성치를 입력하고, 필요시 추가/삭제가 가능하다.

- 지층명 : 지층의 명칭을 입력한다.
- 두께 : 지층의 두께를 입력한다.
- 지반종류 : 지반종류를 입력한다.
- 점착력 : 지층의 점착력을 입력한다.
- 색깔 : 지층의 색깔을 선택할 수 있다.
- 일축압축강도 : 일축압축시험에 의한 지층의 강도를 입력할 수 있다.
- 지지층으로 적용가능 여부 : 지지층으로 적용 가능할 경우 □에 ☑를 체크한다.
- Add : 지층의 개수를 증가시킬 수 있다.
- Insert : 기존 지층과 지층사이에 다른 지층을 삽입할 수 있다.
- Remove : 지층을 삭제할 수 있다.

지 층 명	두께	지반종류	점착력	N	COLOR	지지층	일축압축강도
Soft ground	10	점토(0)	4.08	1	연두	X	0
bearing stratum	1	암반(2)	1	1	초록	O	0

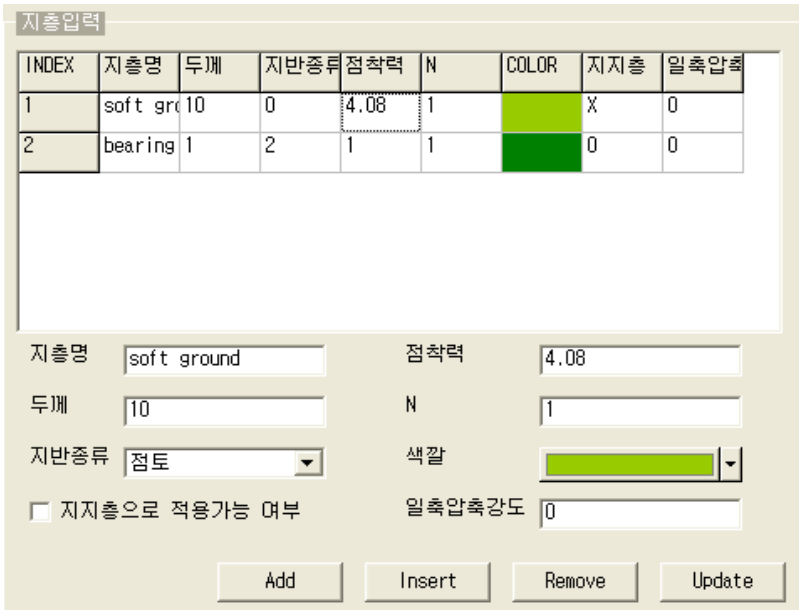
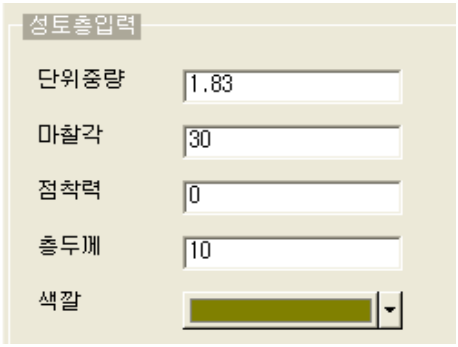


그림 3.190 지층입력

② 성토층입력

성토층의 물성치를 입력할 수 있다.

- 성토층의 단위중량, 마찰각, 점착력, 층두께, 색깔을 입력할 수 있다.



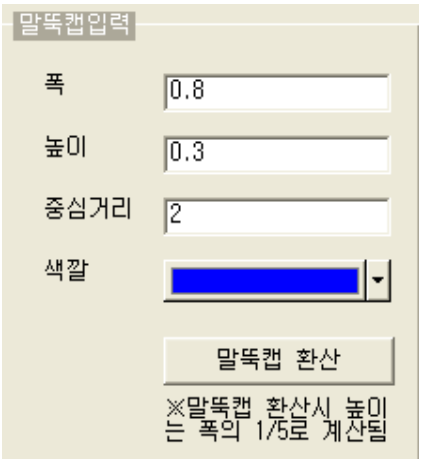
성토층입력	물 성 치
단위중량	1.83
마 찰 각	30
점 착 력	0
층 두 께	10
색 깔	진한 연두색

그림 3.191 성토층입력 과 입력 데이터

③ 말뚝캡입력

말뚝캡에 대해 입력하는 부분으로 각 물성치를 입력 할 수 있다.

- 말뚝캡의 폭, 높이, 중심거리, 색깔을 입력할 수 있다.
- 말뚝캡 환산 : 말뚝캡 환산시 높이는 폭의 1/5로 계산됨



말뚝캡입력	물 성 치
폭	0.8
넓 이	0.3
중심거리	2
색 깔	파랑

그림 3.192 말뚝캡입력 및 입력 데이타

④ 깊이에 따른 N 값 (말뚝두부기준)

깊이에 따른 N 값 입력 부분으로 각 깊이마다의 N값을 입력할 수 있다.

- Add를 눌러 생성된 부분 안에 깊이와 N값을 누른 후 Update 버튼을 누르면 한 구간의 깊이와 N값이 저장된다.
- Insert : 생성된 구간과 구간사이에 새로운 구간을 생성하고 싶을 때, Insert 버튼을 누르면 두 구간 사이에 새로운 구간을 삽입할 수 있다.
- Remove : 임의의 구간을 삭제하고 싶을시 구간을 선택하고 Remove 버튼을 누른다.



그림 3.193 깊이에 따른 N값(말뚝두부기준)

⑤ 토목섬유입력

- 토목섬유 보강 : 왼쪽 □에 ☑를 하면 토목섬유 인장강성을 입력할 수 있다.
- 지반반력고려 : 왼쪽 □에 ☑를 하면 지반반력계수를 입력할 수 있다.

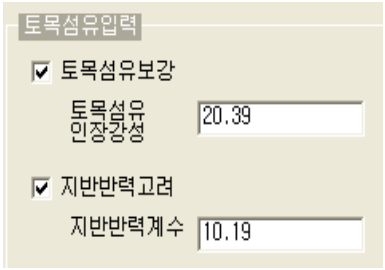
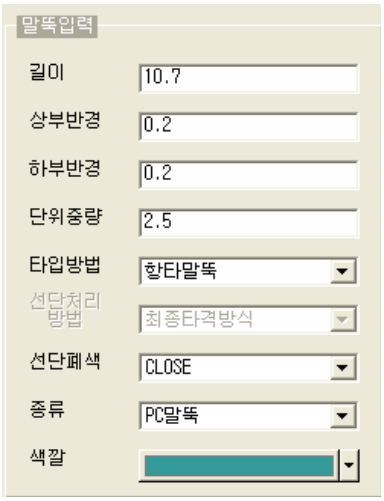


그림 3.194 토목섬유입력

⑥ 말뚝입력

- 길이 : 말뚝의 길이를 입력할 수 있다.
- 상/하부반경 : 말뚝의 상/하부 반경을 입력할 수 있다.
- 단위중량 : 말뚝의 단위중량을 입력한다.
- 타입방법 : 항타말뚝 / 현장타설말뚝 / 내부속파기말뚝 중 택일
- 선단폐색 : OPEN / CLOSE 중 택일
- 종류 : 강관말뚝 / RC말뚝 / PC말뚝 중 택일
- 색깔 : 말뚝의 색깔을 조정할 수 있다.



길 이	10.7
상부반경	0.2
하부반경	0.2
단위중량	2.5
타입방법	항타말뚝
선단처리방법	/
선단폐색	CLOSE
종 류	PC말뚝
색 깔	연초록

그림 3.195 말뚝입력 및 입력 데이타

(나) 단면도

① 그래픽옵션 설정

- 지층/말뚝/말뚝캡/프레임/좌표축보기 및 조명 넣기 중 필요한 부분만 선택 가능.
- OX, OY, OZ 내의 숫자를 조정하여 그림 이동을 할 수 있다.
- 조명X, 조명Y, 조명Z 내의 숫자를 조정하여 각 면의 조명을 조절 할 수 있다.
- 카메라X, 카메라Y, 카메라X 내의 숫자를 조정하여 초점을 조정할 수 있다.
- DepthView : 줌/인 시 숫자를 높이면 감도가 높아지고, 낮추면 감도가 낮아진다.
- Focal length : 카메라의 거리를 조절하며, 아래 막대그래프로도 조절할 수 있다.
- 배경색 / 프레임색 : 배경색과 프레임(테두리)색을 조절할 수 있다.
- 카메라스타일 : csPerspective / csOrthogonal 중 택일
- Updatedata : 수정수 버튼을 클릭하면 저장된다.
- ZoomAll : OX, OY, OZ 좌표의 초점으로 최신화된다.
- 그리기 : 새로 적용된 자료에 대한 그림을 그린다.

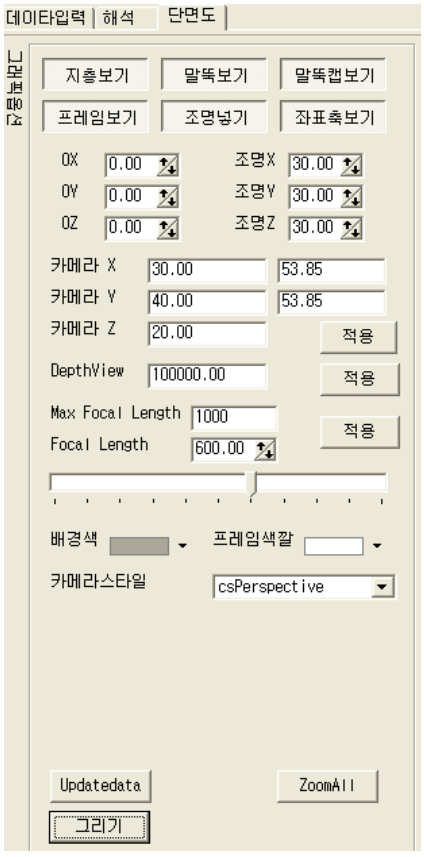


그림 3.196 단면도의 그래픽 옵션

② 3D 그래픽 개요도

기존 입력된 데이터를 기초로 하여 만들어진 성토지지말뚝 설계 3D 입체 도면이다. 마우스 왼쪽 버튼을 누른채 상하좌우로 이동시키면 카메라 초점 방향을 바꿀 수 있다. 같은 부분이라도 색깔이 일정하지 않은 이유는 반투명 입체 도면으로 혼색으로 표현되었기 때문이다. 휠을 상하로 조절하면 줌/인 기능이 활성화되어 도면을 작게 또는 크게 바꿀 수 있다. 말뚝이 4개밖에 표현되지 않은 이유는 말뚝 4개를 한 Unit으로 설정하고 무한 확장된다고 가정한 것이다.

빨간색 / 초록색 / 파란색 축은 각각 X / Y / Z 축을 나타낸다.

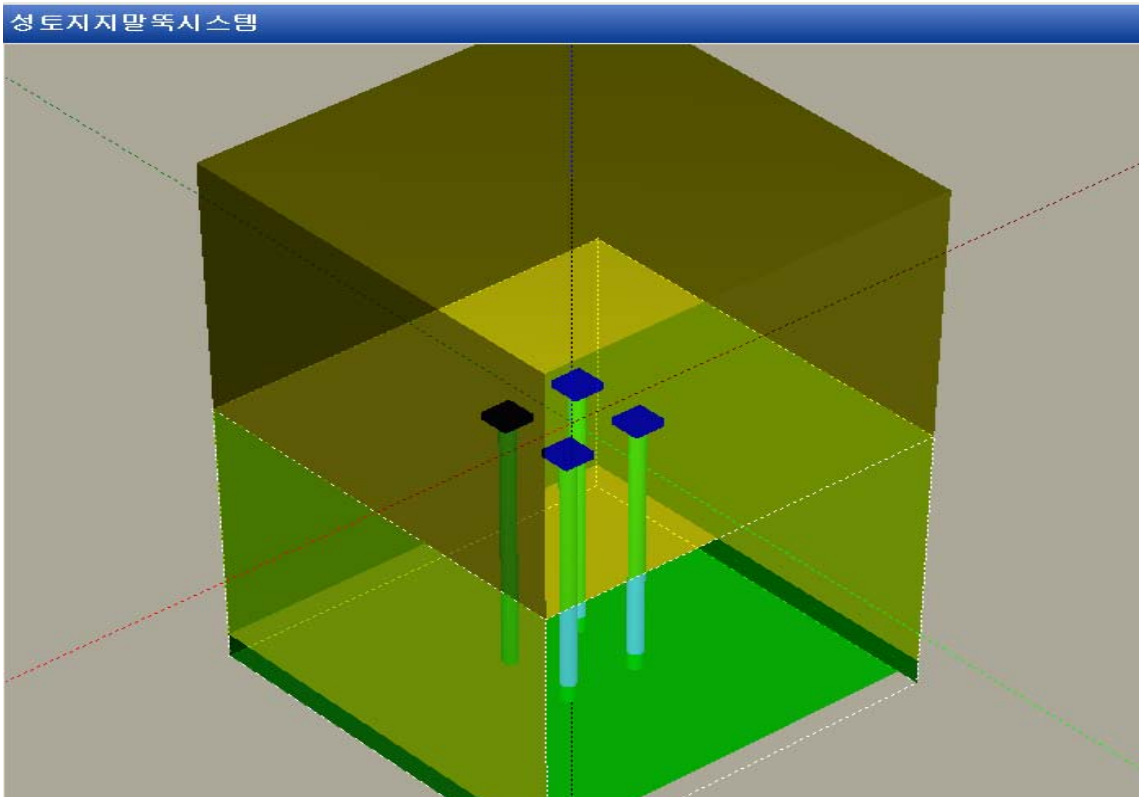


그림 3.197 성토지지말뚝 시스템 3D 입체 영상

(다) 해석

① 반복법 설정 부분

- 최대반복회수 : 반복법으로 시행할 최대 반복회수를 설정한다.
- 허용오차 : 반복법 시행 시 허용오차의 크기를 설정한다.
- 토목섬유초기처짐각 : 토목섬유의 초기 처짐각을 설정한다.

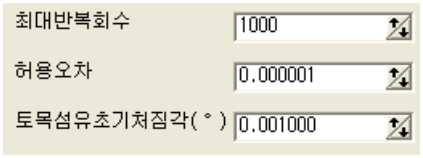
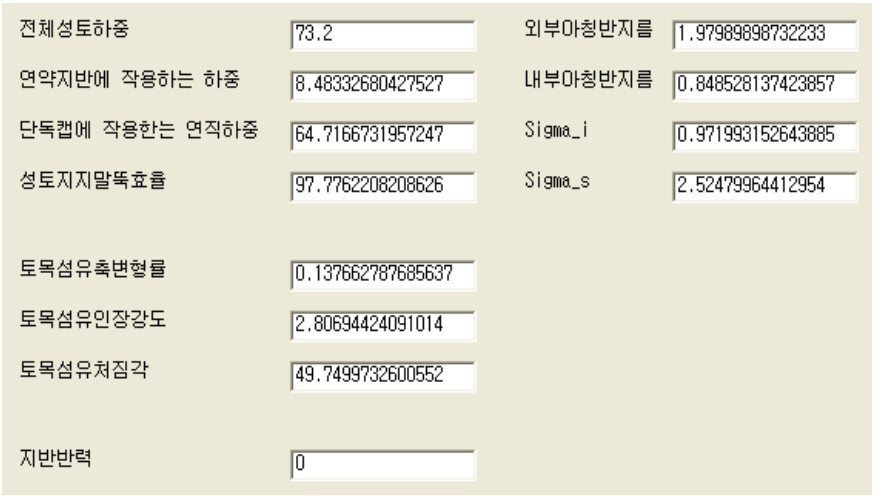


그림 3.198 반복법 설정

② 성토지지말뚝 해석 결과

데이터입력 부분을 기초로 계산되었으며 성토지지말뚝 해석에 대한 결과이다.



전체 성토하중	73.2	외부아칭반지름	1.98
연약지반에 작용하는 하중	8.48	내부아칭반지름	0.85
단독캡에 작용하는 연직하중	64.71	σ_i	0.97
성토지지말뚝효율	88.41	σ_s	2.52
토목섬유축변형율	0.14		
토목섬유인장강도	2.81		
토목섬유처짐각	49.75		
지반반력	0		

그림 3.199 성토지지말뚝 해석 결과

③ 주면마찰력 및 N의 위치 설정

주면마찰력 계산 시 C값 또는 N값을 사용할 것인지 선택하는 부분과 지층에 입력된 N값 및 표준관입시험 입력값을 사용할 것인지를 설정하는 부분이다.

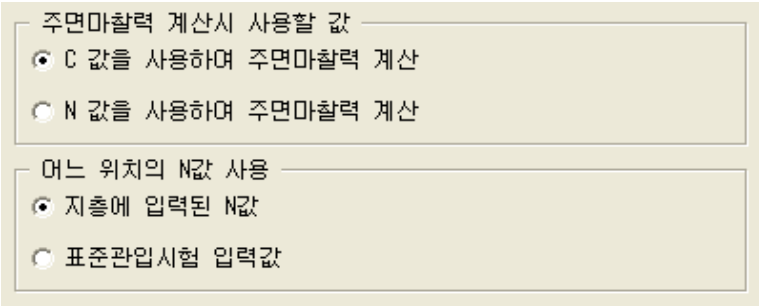


그림 3.200 주면마찰력 계산 시 사용할 값 및 어느 위치의 N값 사용 설정

④ 지지력 해석 결과

데이터입력 부분을 기초로 계산되었으며 지지력 해석에 대한 결과이다.

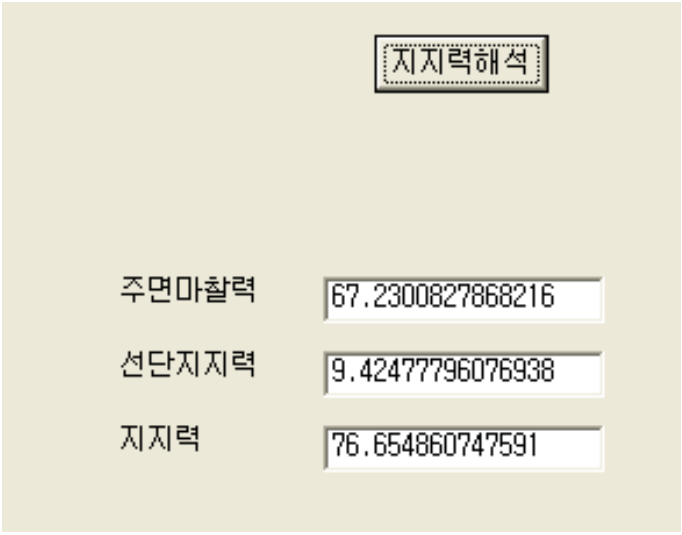
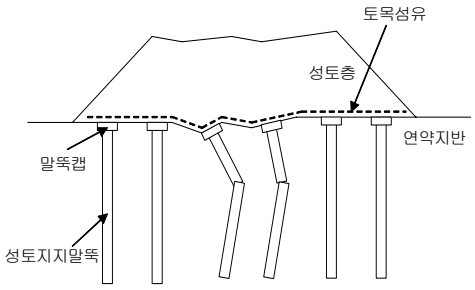


그림 3.201 지지력 해석 결과

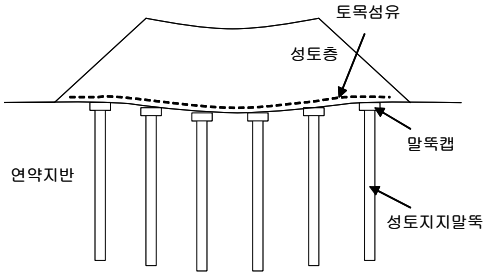
다. GRPS 성토시스템의 시공 및 관리 지침(안)

(1) GRPS 성토시스템의 파괴형태

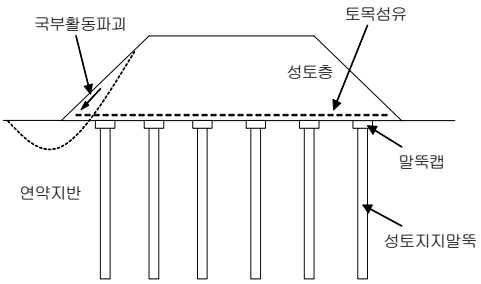
GRPS 성토시스템의 시공 및 안정관리 세부항목은 본 시스템의 부적절한 시공시 예상되는 파괴형태를 대상으로 결정할 수 있다. GRPS 성토시스템에서 발생할 수 있는 파괴형태는 그림 3.202에서 보는바와 같이 크게 5가지로 구분할 수 있다.



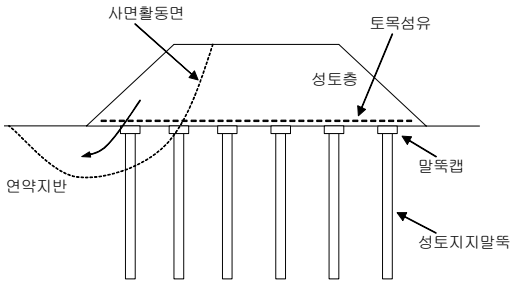
(a) 지지력파괴



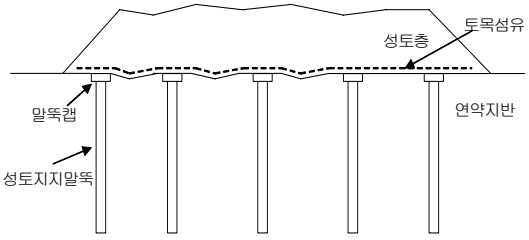
(b) 말뚝의 과도한 침하



(c) 국부활동파괴



(d) 전반활동파괴



(e) 펀칭파괴

그림 3.202 G.R.P.S. 성토시스템의 파괴형태

말뚝의 지지력 부족으로 인한 파괴(그림 3.202(a)) 및 말뚝의 과도한 침하(그림 3.202(b)), 사면 활동면이 말뚝을 지나가지 않는 국부활동파괴(그림 3.202(c)), 사면 활동면이 말뚝을 통과하는 전반활동파괴(그림 3.202(d)), 말뚝과 성토체 사이의 펀칭파괴(3.202(e))이 발생할 수 있다.

따라서 GRPS 성토시스템의 안정성을 위해서는 이들 5가지 형태의 파괴를 방지할 수 있도록 시공 및 관리해야 한다.

(2) 말뚝의 시공 및 관리

GRPS 성토시스템의 공법 특징상 모든 종류의 말뚝으로 시공이 가능하며, 실제 국외의 시공사례를 살펴보면 현장타설말뚝, 나무말뚝, 강관말뚝, 콘크리트말뚝 등 그 활용범위는 매우 넓다고 할 수 있다. 말뚝시공시 유의할 사항을 기술하면 다음과 같다.

말뚝은 지지층에 안착시켜 선단지지형으로 설치한다. 말뚝이 침하하게 되면, GRPS 성토시스템에서 가장 중요한 지반아칭효과가 감소되므로, 가급적 선단지지형의 말뚝으로 설치하는 것이 바람직하다.

① 기성말뚝을 사용하는 경우, 항타공법으로 설치하는 것이 경제적이며, 현장타설말뚝 내지는 콘크리트 컬럼도 사용가능하다.

② 말뚝설치 범위는 성토사면부까지 충분히 설치하여 성토하중지지효과와 사면안정효과를 복합적으로 증대시킨다.

③ 말뚝캡은 프리케스트로 제작하여 설치가능하며, 현장타설로도 설치할 수 있으므로 현장여건에 따라 설치방법을 결정하도록 한다.

④ 계측관리를 통해 말뚝캡에 작용하는 효율과 침하, 측방이동량을 상시 평가할 수 있도록 한다.

⑤ GRPS 전용 설계프로그램으로 현장의 상황을 대입하여 상시 안정검토할 수 있도록 한다.

(3) 말뚝의 품질관리

(가). 두부정리에 의한 손상

말뚝 두부 정리는 일반적으로 외압방식의 말뚝 절단기가 많이 이용되고 있다. 절단시 말뚝에 종방향 균열이 생기는 경우가 있으므로 각별한 주의를 요한다. 특히

PHC 말뚝의 경우 수직균열의 발생 가능성이 매우 높기 때문에 파손이나 균열을 방지하기 위하여 날망치나 널찍한 정을 사용하고 강재 Band를 설치하여 조이고 두부정리를 수행하여야 한다.
이에 말뚝 두부 정리시 종균열이 발생하지 않도록 다음과 같은 사항을 준수해야 한다.

① 절단부분의 15cm 밑에 철 밴드를 설치하여 말뚝을 단단히 보강
② 말뚝 커터를 이용하여 절단면을 천공한다.
③ 해머로 절단면을 파쇄하여 PC강선을 노출시킨다.
④ PC강선을 절단하기 전에 잔여말뚝의 콘크리트를 완전히 파쇄한다.

(나) 말뚝의 시공오차

말뚝 항타시 설계위치에서 벗어난 경우가 빈번하게 발생한다. 이때 설계 위치에서 벗어난 거리가 150mm를 초과할 경우는 구조검토를 수행하여 추가항타 및 기초를 보강한다. 또한 항타 완료 후 트랜싯등으로 계측하여 수직에 대한 기울기가 말뚝 길이의 1/50 이상일 경우에 구조검토 후 보강 여부를 결정해야 하며 위에서 언급한 기준은 현장 시공시 수직도 관리를 위하여 임의로 정한 기준이며 말뚝이 기울어져도 지지력에 큰 문제가 발생하지 않으면 그냥 사용하여도 무방하다. 단, 휘어진 말뚝의 경우 구조적인 문제를 유발할 수 있기 때문에 보강을 하여야 한다.

(다) 말뚝의 두부보강방안

KS규격에 규정되어 있는 균열에 대한 허용정도는 명확하지 않고 다만 '해로운 흠이나 균열이 없을 것'이라고 명시되어 있다. 여기서 해로운 균열이란 그 균열로 인하여 말뚝 시공후 말뚝의 본체에 악영향을 줄 수 있는 균열이다. 이러한 균열의 정도는 다음과 같으며 표 3.26에는 철근콘크리트 구조물에서의 허용 균열폭에 대하여 나타나 있다.

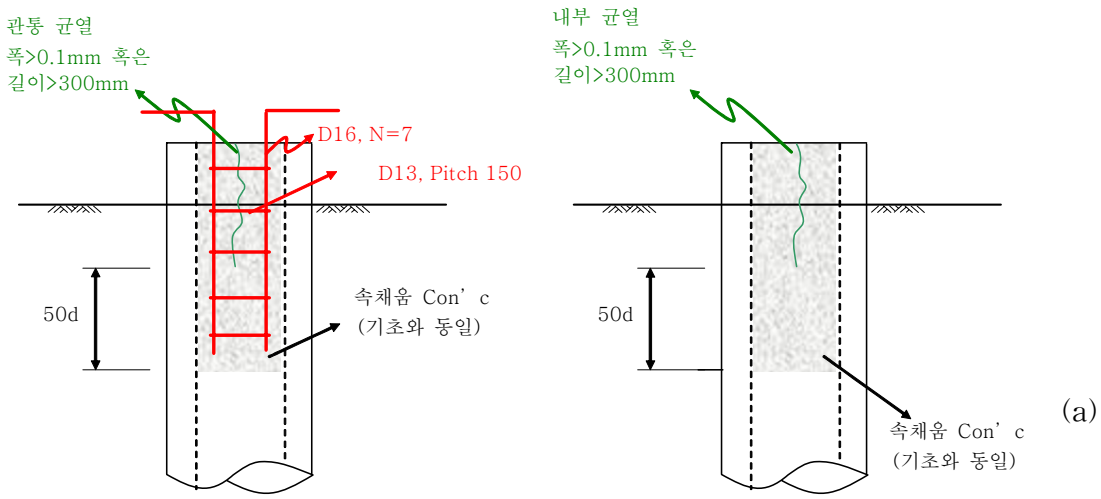
① 눈으로 쉽게 식별할 수 있는 균열
② 발생된 균열이 내부의 PC강선까지 도달하여 있는 균열
③ 시멘트 페이스트층에 건조수축 균열이 발생한 경우
④ 시멘트 페이스트층이나 모르타르 층에 건조수축 균열

PHC말뚝 두부의 손상이 발생하거나 두부 정리시 어느 범위까지는 프리스트레스가 감소하게 되고 그 범위는 PC강재의 30~50배 정도가 된다(홍원표, 1996). 따라서 말뚝 두부의 손상이 발생할 경우 30~50배의 범위까지 보강하는 방안이 마련되어야 한다.

표 3.26 콘크리트 구조물에서의 허용 균열폭(CEB 기준)

구조물의 조건	허용 최대 균열폭(mm)
침식작용을 받는 부재	0.1
보호되지 않은 보통 부재	0.2
보호된 보통의 부재	0.3

PHC말뚝 두부 손상에 대한 보강방안은 그림 3.203에 제시되어 있다. 그림 3.203 (a)의 방법은 관통균열 또는 지하수 침투흔적이 있는 경우 적용하는 보강방안이며 그림 3.203(b)는 미세균열이지만 길이가 1m 이상인 곳에 대한 보강방안이다.



A 방법 : 관통균열 (b) B방법 : 내부균열

그림 3.203 균열별 보강 방안



사진 3.25 관통균열에 의한 보강

(4) 토목섬유의 시공관리

토목섬유의 주요 기능을 살펴보면 주로 보호, 분리, 여과, 보강, 배수, 차단등으로 구분할 수 있다. 토목공사에 사용된 토목섬유는 이들 기능 중 최소한 한 가지 기능 이상이 적용되고 각 기능에 따라 용도설계는 역학적, 수리학적 및 지질학적인 기본 개념에 의해 수행해진다. 연약지반에 토목섬유를 적용할 경우 장기간 계속되는 압밀 침하에는 큰 효과를 발휘하지 못하므로 본 공법같이 연약지반 침하가 미소하게 발생하는 곳에 적용한다면 토목섬유의 보강효과가 충분히 발휘될 수 있다.

현장시공시에는 경·위사 방향의 격자구조를 가진 인장강도가 우수한 지오그리드(geogrid) 보강재를 설치한다. 지오그리드는 높은 인장강도를 가진 토목섬유의 한 종류로써 도로의 기초지반과 포장층의 보강, 제방과 사면의 보강 및 보강토 옹벽공사 등에 많이 쓰이고 있다.

토목섬유 시공방법은 현장여건 등 여러 가지 요인에 좌우되나 일반적으로 그림 3.204와 같이 시공된다.

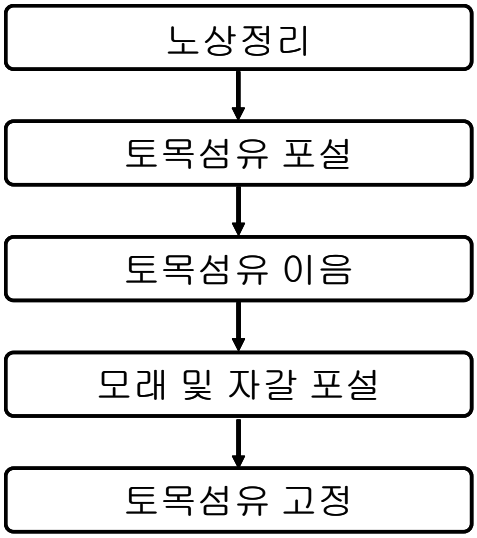


그림 3.204 토목섬유 시공과정

(가) 노상정리

시공현장에서 자갈, 날카로운 물체 등 토목섬유위에 성토할 때 토목섬유의 국부적인 변형을 우발할 만한 물체를 모두 제거한다. 그리고 현장의 지반을 롤러 등의 시공장비를 이용하여 평탄하게 정리한다.

(나) 토목섬유 포설

토목섬유를 인력 또는 장비를 사용하여 노상에 포설한다. 장비 사용시에는 장비에 의해 토목섬유에 손상이 되지 않도록 유의하며 아래 사항에 유의해야 한다.

① 토목섬유 포설시 인장력을 충분히 확보하기 위해서 마찰저항이 크고 입경이 큰 재료를 사용하여 충분한 다짐을 해야 한다.
② 두 장 이상의 토목섬유를 포설할 경우 토목섬유 서로간의 간섭에 의해서 유효인장력이 저하 및 파손되지 않도록 30~50cm 이상의 간격을 확보해야 한다.

(다) 토목섬유의 이음

토목섬유의 이음방법은 겹침이음, 꿰메기이음 등이 있으나 꿰메기 이음은 시공성이 떨어지는 단점이 있으므로 소규모 현장에 적합하며 일반적으로 가장 많이 사용하는

방법은 인접한 토목섬유를 서로 겹치도록 하는 겹이음 방법이다.

이때 겹이음의 폭은 토목섬유 위에 포설할시 성토재의 골재 두께, 흙의 압축성, 토목섬유자체의 변형 특성 등에 따라 달라지며 일반적으로 120~300cm 정도이다.

(라) 모래 및 자갈 포설

토목섬유 포설 후 성토 공사를 시공할 때 쇄석, 골재등의 재료가 토목섬유 위에 직접 투하 되거나 덤프트럭이 토목섬유 위로 직접 통행하지 않도록 유의해야 한다. 골재가 이미 포설된 경우 불도져나 백호 등의 시공장비를 이용하여 포설한다.

(마) 토목섬유의 고정

인장력을 받는 토목섬유가 연약지반의 침하 및 함몰과 함께 미끄러 들어가지 않고 상부하중을 보다 안전하게 지지하기 위해서는 토목섬유의 양단을 고정할 필요가 있다. 그림 3.205은 토목섬유고정의 대표적인 방법을 보여준 것이다. 본 현장의 경우 토목섬유 포설시 늘어짐을 방지할 수 있고 지반아칭효과를 충분히 발휘할 수 있도록 단부를 성토 선단에 약 2m 정도 말아서 시공하므로써 토목섬유의 처짐을 방지하였다.

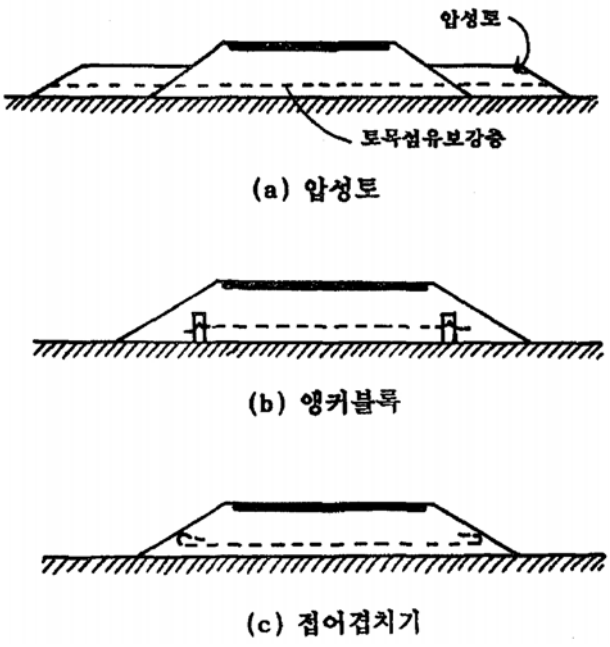


그림 3.205 토목섬유의 고정방법(대한주택공사, 1993)

(5) 계측계획 수립 및 관리

지반이 가지고 있는 불확실성과 현장의 특수한 조건 등으로 설계시 현장지반의 실제 상태를 정확하게 파악하기 어렵게 한다. 그리고 대부분의 지반공학 이론과 해석법들은 경험에 의존한 확률, 통계적 방법들이므로 지반의 거동을 정확하게 나타내지 못하므로 건설공사시 제기되는 이러한 문제를 극복하기 위한 대안의 하나로 현장계측관리를 수행한다.

계측계획의 수립과정은 목표설정에서부터 최종단계인 계측 데이터의 분석, 활용방안제시에 이르기까지 논리적이며 단계적인 절차를 거쳐야 한다. 그러므로 연약지반상에 성토구조물 시공시의 지반거동 양상에 따라 계측기를 배치해야 한다. 또한 계측항목에 따라 가장 효용성이 큰 곳에 장비를 설치하는데, 다른 곳에 비해 성토고가 높거나, 연약층이 두꺼워서 상대적으로 활동 가능성이 높은 지점에 계측기를 우선적으로 배치해야 한다.

일반적인 성토사면의 계측기 위치는 지표면 침하판은 성토체 중앙부와 좌·우측에 배치한다. GRPS 성토시스템의 경우 연약지반 침하가 발생하더라도 표층부에 한하여 일부 발생되므로 연약지반 중심부의 층별침하계는 효용성이 떨어진다. 수평변위를 관측할 필요가 있을 때는 경사계를 성토체 사면부의 선단 부근에 설치한다. 그리고 정수위를 측정해야 하는 지하수위계는 성토 영향을 받지 않는 지점에 설치해야 한다. 계측기 설치를 완료하면, 오차를 최소화하면서 일정한 주기로 측정을 진행한다.

계측빈도는 정보 관리 차원에서 매우 중요하다. 지반의 상태와 시공 여건을 고려하여 계기별로 적절한 시간 간격을 두어 측정하고 너무 자주 측정을 하면 불필요한 측정데이터가 많아져 분석하는 시간이나 비용 면에서 좋지 않으며, 측정주기가 반대로 너무 길면 지반 거동을 제대로 파악하기 힘들고 결정적인 순간 지반거동을 확인하지 못할 가능성이 높기 때문에 계측관리의 의미를 상실하게 된다.

또한 계측 진행 전에 반드시 초기값(Initial value)의 확보를 해야 한다. 이 값은 모든 계측 데이터의 시점이 되므로 시공을 하기 전에 원지반을 대상으로 측정해야 하며 보다 정확한 초기값을 확보하기 위해서는 한번 측정으로 초기값을 결정하지 말고, 계측기 설치를 한 후 일정 기간 동안 매일 측정하여 측정값이 안정된 상태임을 확인하고 초기값을 결정해야 한다. 표 3.27~3.29는 우리나라와 일본에서 도로 성토 및 매립시 적용하는 측정주기 이다.

표 3.27 시기별 현장 계측관리의 진행 (土質工學會, 1990)

시기	내 용
시공전	-계측 계획의 수립 -지하수압 측정 -계측기 배치, 점검 -비상시를 대비한 대책공법 수립
시공중	-재하 하중 관리 -과잉간극수압관리 -지반 및 구조물 변위 관리 -설계시의 예측치와 비교 -위험 징후시 발견시 즉각적으로 보강 공법 및 대책 공법 적용 -역해석을 통한 설계정수 추정
시공후	-계측 결과를 토대로 설계시의 가정 검증 및 분석 -역해석을 통한 설계정수 검증 -장기 안정성 분석 및 예측 -거동상의 변화 검토 -향상된 설계 기법 제시

표 3.28 시공시 계측 항목별 측정 주기(土質工學會, 1990)

계측기	지반개량공법 시행 도중	성토 도중	성토 종료 후		
			처음 1개월	3개월까지	3개월이후
침하계	1일 1회	1일 1회	1일 1회	1주 1회	1월 1회
변위말뚝	1일 1회	1일 1회	1일 1회	-	-
활동계	1일 1회	1일 1회	1일 1회	-	-
경사계	시공 전후	1주 1회	1주 1회	-	-
토압계	1일 1회	1일 1회	1일 1회	1주 1회	1월 1회
간극수압계*	1일 1회	1일 1회	1일 1회	1주 1회	1월 1회

표 3.29 지반 공사시 계측 빈도(한국도로공사, 2000)

측정 항목	성토 도중, 성토 후 1개월까지	성토 후 1~3개월	성토 후 3개월 이후	준공 후
지반 침하량, 지중횡변위량 간극수압, 지하수위, 토압	2회/1주	1회/1주	1회/2주	1회/3개월
기타 항목	계측 목적에 따라 조절			

7. GRPS 성토시스템의 경제성 분석

가. 개 요

GRPS 성토시스템은 연약지반상 성토공사시 적용성이 뛰어난 공법이다. 본 장에서는 연약지반상 성토공사에서 GRPS 성토시스템을 적용할 경우 기타 연약지반 처리공법과 비교하여 공사비가 얼마나 차이나는지 분석해 보고자 한다.

비교 대상공법으로는 시공실적이 뛰어난 PBD공법, 모래다짐말뚝(SCP)공법, 쇄석말뚝(SC)공법 및 발포스티로폴(EPS)공법을 선정하였다. 이들 공법을 여러 대표단면에 적용하여 토공과 연약지반 처리공에 대한 직접공사비를 표준품셈 단가로 산출하였다.

나. 해석조건

연약지반상 성토단면을 선정하여 공사비를 비교하였다. 해석 단면으로는

① 연약지반 개량심도(L)가 10m이고 성토고(H)가 5m인 단면

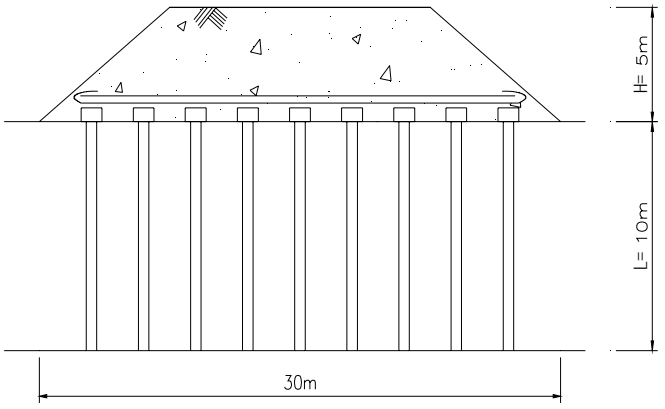
② 연약지반처리 심도가 20m이고 성토고가 5m인 단면

③ 연약지반 처리심도가 20m이고 성토고가 10m인 3가지 단면으로 가정하였다.

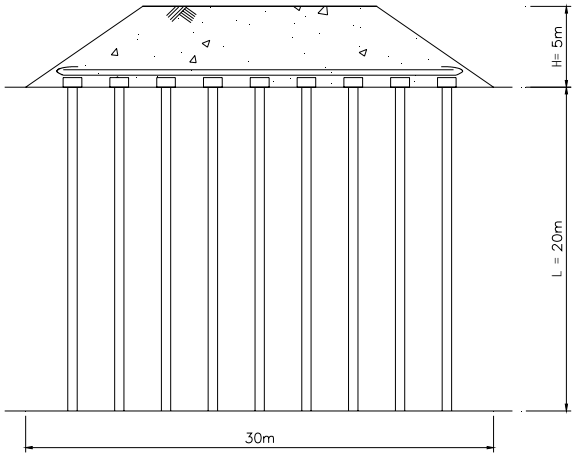
공사비 산출은 건설공사예산 관리시스템 프로그램인 EBS 4.0을 사용였으며, 이것으로 내역서, 일위대가, 단가산출, 산출근거를 산정하였다. 산출근거는 표준품셈(2007년)을 참고하였으며, 경비·노무비·재료비·중기산출 기초자료는 물가정보(2007.7월호), 물가자료(2007.7월호), 조달청 가격정보를 근거로 하였다.

그림 3.206은 각 단면별 GRPS 성토시스템의 설치단면도를 나타낸 그림이다. 또한 그림 3.207은 각 대표단면별 적용공법의 평면도를 나타낸 그림이다.

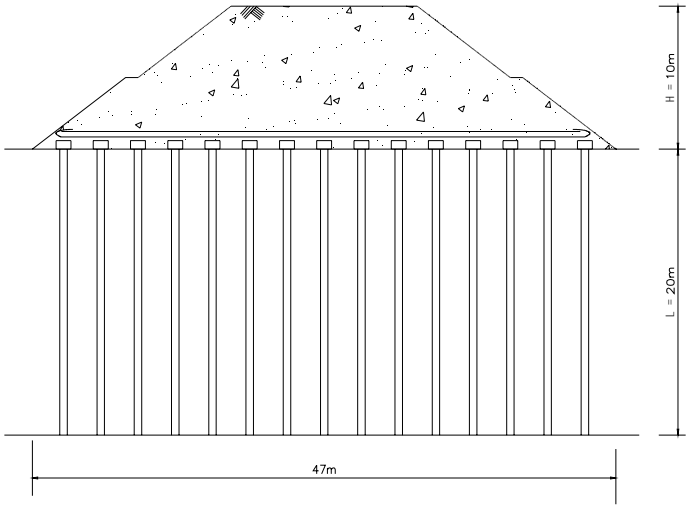
연약지반 처리공법중 PBD공법, SCP공법, SC공법은 연약지반의 압밀 또는 지반개량을 촉진시키는 공법이므로 과재성토(프리로딩)고를 각각 2.5m씩 추가로 적용하였으며, GRPS공법과 EPS공법에서는 과재성토를 고려하지 않았다. 각 단면별 연약지반 처리공법의 적용사항을 정리하면 표 3.30과 같이 요약할 수 있다.



(a) A단면 (L=10m, H = 5m)

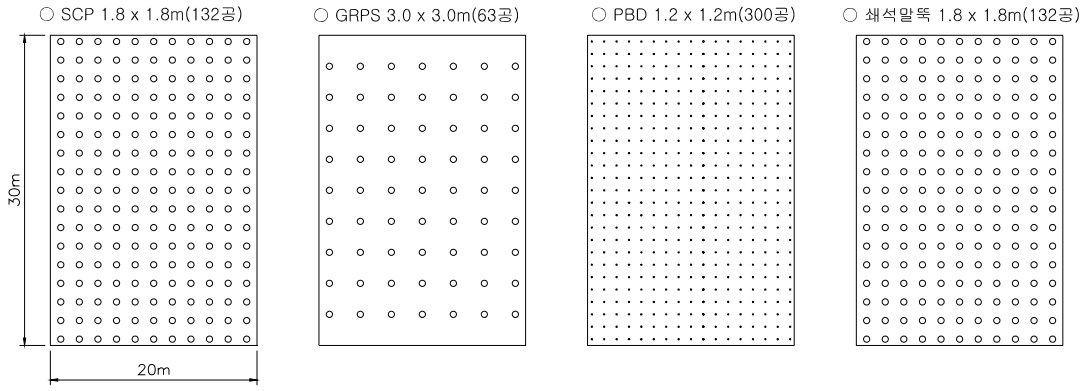


(b) B단면 (L= 20m, H= 5m)

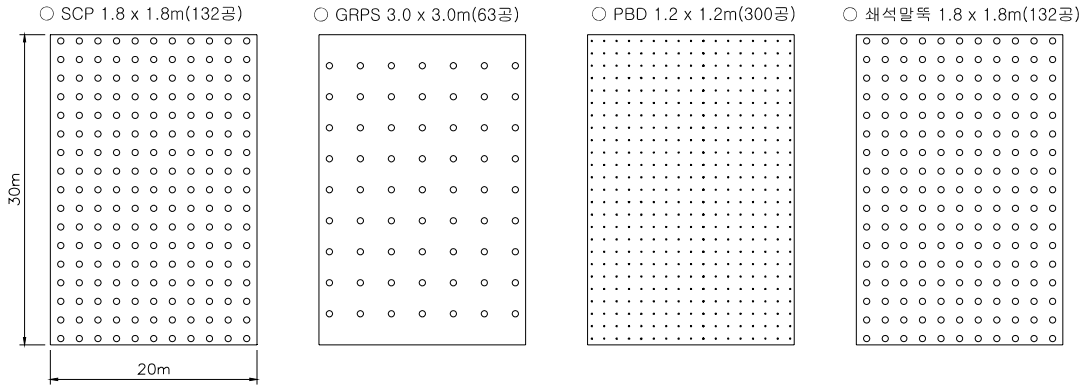


(c) C단면 (L=20m, H=10m)

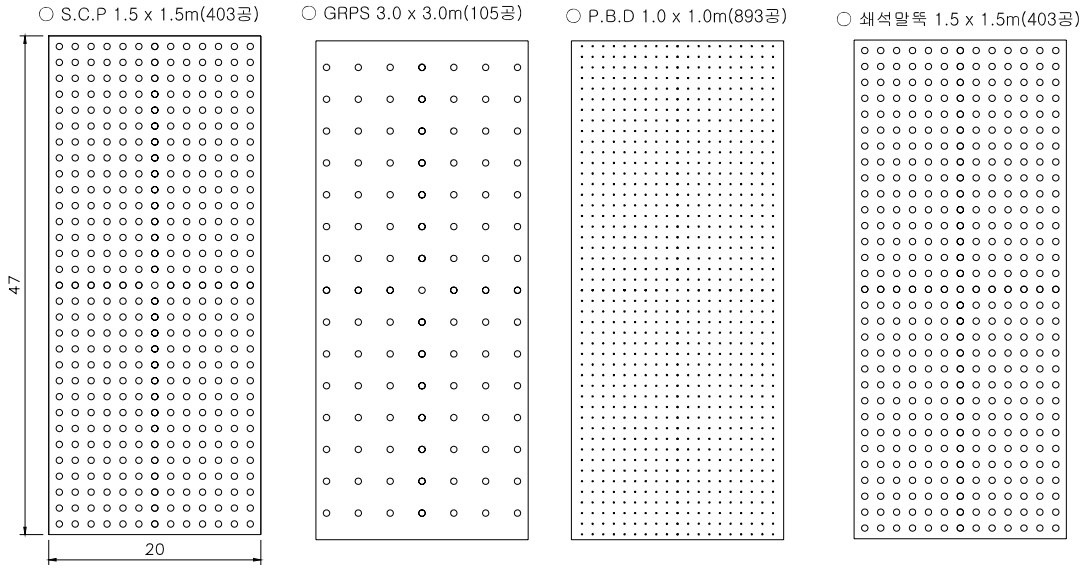
그림 3.206 각 단면별 GRPS 성토시스템 적용도



(a) A단면 (L=10m, H = 5m)



(b) B단면 (L= 20m, H= 5m)



(c) C단면 (L=20m, H=10m)

그림 3.207 공법적용 평면도

표 3.30 단면별 연약지반 처리공법 적용사항

단면	PBD	SCP(ϕ700)	SC(ϕ700)	GRPS	EPS
A (L=10m H=5m)	• 설치간격 1.2m×1.2m • 총 300공 • 과재고 2.5m • 침하량 1.0m	• 설치간격 1.8m×1.8m • 총 132공 • 과재고 2.5m • 침하량 0.5m	• 설치간격 1.8m×1.8m • 총 132공 • 과재고 2.5m • 침하량 0.5m	• PHC 500(A) • 설치간격 3.0m×3.0m • 총 63공	• D25 Type • 성토:표층1m
B (L=20m H=5m)	• 설치간격 1.2m×1.2m • 총 300공 • 과재고 2.5m • 침하량 2.0m	• 설치간격 1.8m×1.8m • 총 132공 • 과재고 2.5m • 침하량 1.0m	• 설치간격 1.8m×1.8m • 총 132공 • 과재고 2.5m • 침하량 1.0m	• PHC 500(A) • 설치간격 3.0m×3.0m • 총 63공	• D25 Type • 성토:표층1m
C (L=20m H=10m)	• 설치간격 1.0×1.0m • 총893공 • 과재고 2.5m • 침하량 2.0m	• 설치간격 1.5m×1.5m • 총 403공 • 과재고 2.5m • 침하량 1.0m	• 설치간격 1.5m×1.5m • 총 403공 • 과재고 2.5m • 침하량 1.0m	• PHC 600(B) • 설치간격 3.0m×3.0m • 총 105공	• D25 Type • 성토:표층1m

다. 경제성 평가

EBS 4.0 프로그램을 이용 각 단면별 적용공법의 토공비와 연약지반 개량공사비를 산출하여 정리하였다. 각 공법의 공사비 산출내역은 부록에 수록하였다.

그림 3.208~그림 3.210은 공법별 산출 공사비를 비교한 그림이다. 그림에서 알 수 있듯이 PBD공법이 가장 저렴하며, EPS은 타 공법과 비교하여 공사비가 높음을 알 수 있는데, EPS의 경우 토공비는 저렴하나, 블록 자재비가 고가이어서 전체적으로 공사비가 높은 것으로 나타났다.

쇄석말뚝공법과 SCP공법 시공방법이 유사하여 ,전체 금액이 비슷하나, 쇄석의 자재비가 모래보다 저렴한 관계로 SCP공법의 공사비가 조금 높은 것을 알 수 있다.

GRPS 공법은 공법시공비에서 쇄석말뚝·SCP공법에 비해 공사비가 높으나, 그림 3.210에서 보이듯이 성토고가 높고, 연약지반 개량층 두께가 클 경우 쇄석말뚝이나 SCP공법과 공사비 차이가 크지 않은 것으로 나타났다. 이는 고성토의 경우 쇄석말뚝이나 SCP은 말뚝간격을 줄여야 하지만, GRPS공법에서는 말뚝의 간격을 늘이는 대신 말뚝의 규격만을 증대시켜 설치본수를 줄일 수 있기 때문으로 판단된

다.

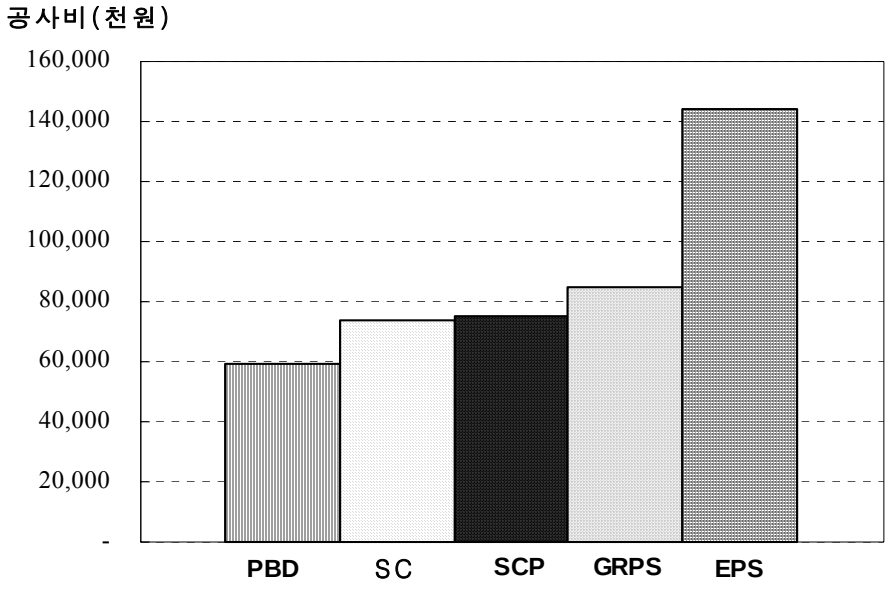


그림 3.208 성토고 5m 말뚝10m 공법별 경제비 비교

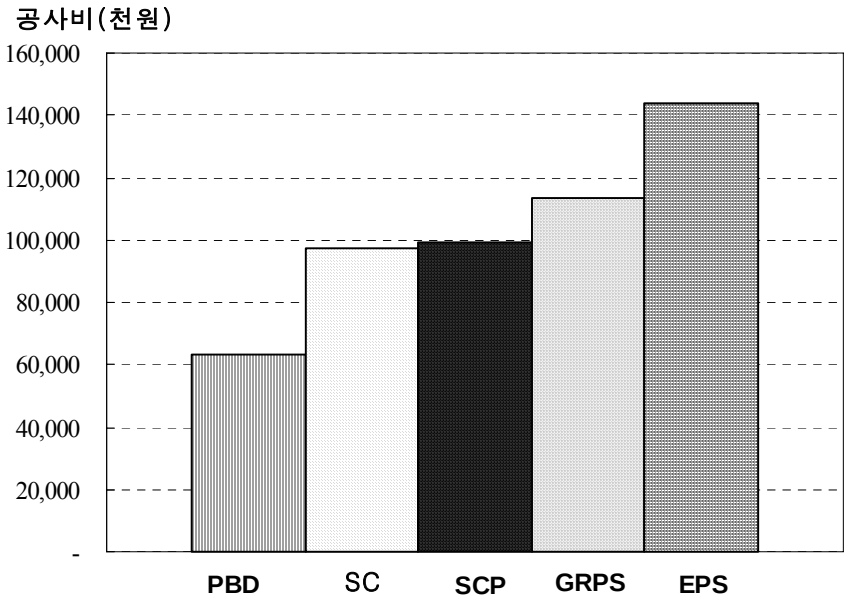


그림 3.209 성토고 5m 말뚝20m 공법별 경제비 비교

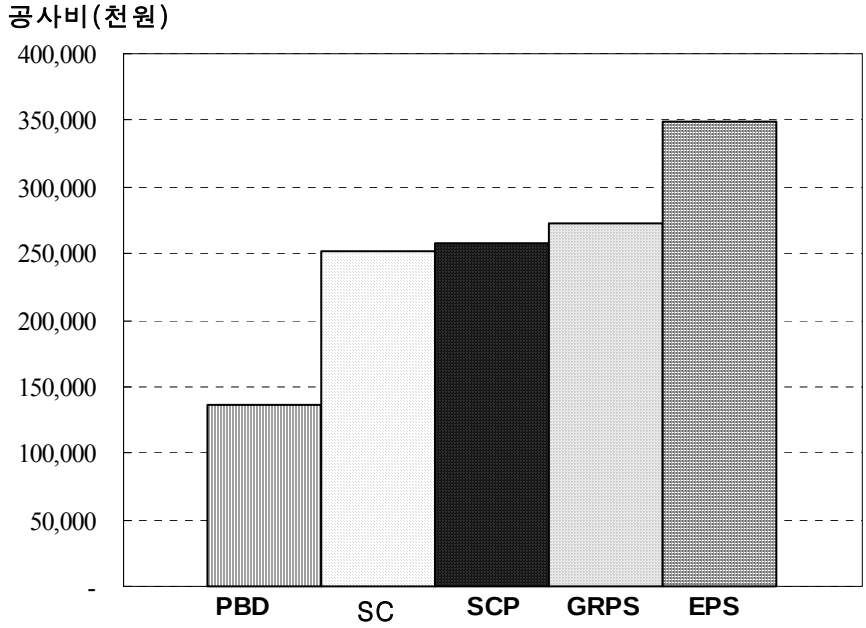


그림 3.210 성토고 10m 말뚝20m 공법별 경제비 비교

각 공법별 공사비를 정량적으로 평가하기 위하여 표 3.31～표 3.33을 작성하였는데, 여기에는 각 공법별 공사비와 함께 기준공법을 1로 볼때 타공법의 공사비 비율이 얼마인지 쉽게 알 수 있도록 나타내었다.

전체적으로는 PBD공법이 가장 저렴하나, 지반보강이 필요한 경우를 대상으로 고려하면 쇄석말뚝공법이 가장 저렴한 것으로 평가된다. 쇄석말뚝공법의 공사비를 1로 놓으면 SCP공법은 공사비가 2%가량 높으며, GRPS 성토시스템은 8%～16% 가량 높고, EPS 공법은 38%～95%가량 공사비가 높은 것으로 나타났다.

GRPS 성토시스템은 EPS 공법에 비하여 27%～70% 가량 저렴한데, 연약지반상 급속성토가 가능한 공통점이 있는 공법인 점을 감안하면 EPS공법보다 경제성이 우수한 공법이라 할 수 있다. GRPS 성토시스템과 쇄석말뚝공법을 비교하면, 비록 GRPS 성토시스템이 8%～16% 가량 공사비가 크지만, 여기에는 공기단축 효과가 고려되지 않았으므로 실제 현장에서 공기가 급한 경우 충분히 적용성이 있으리라 판단된다. 또한 연약층 심도가 깊고 성토고가 높은 경우에는 공사비 차이가 8%에 불과하므로 시공속도를 고려하면, GRPS 성토시스템이 매우 경쟁력있는 공법이라 할 수 있다.

표 3.31 A단면에 대한 공사비 비교

	PBD	SC	SCP	GRPS	EPS
공사비(원)	59,257,000	73,958,000	74,873,000	84,566,000	144,147,000
PBD공법기준	1	1.25	1.26	1.43	2.43
SC공법기준		1	1.01	1.14	1.95
GRPS 기준				1	1.70

표 3.32 B단면에 대한 공사비 비교

	PBD	SC	SCP	GRPS	EPS
공사비(원)	63,496,000	97,627,000	99,455,000	113,511,000	144,147,000
PBD공법기준	1	1.54	1.57	1.79	2.27
SC공법기준		1	1.02	1.16	1.48
GRPS 기준				1	1.27

표 3.33 C단면에 대한 공사비 비교

	PBD	SC	SCP	GRPS	EPS
공사비(원)	136,856,000	252,184,000	257,766,000	273,055,000	348,734,000
PBD공법기준	1	1.84	1.88	2.00	2.55
SC공법기준		1	1.02	1.08	1.38
GRPS 기준				1	1.28

8. 종합의견

토목섬유/말뚝 복합보강공법 개발을 위한 3차년도 최종연구로서 GRPS 성토시스템에 대한 문헌조사, 모형실험, 현장시공 및 수치해석을 실시하였다. 또한, 설계프로그램을 개발하고, 이에 대한 매뉴얼 작성 및 경제성 분석도 실시하였다. 이들 연구결과를 정리·요약하면 다음과 같다.

가. 토목섬유/말뚝 복합보강공법은 다양한 형태로 분류될 수 있으며, 이중 현장적용성 측면에서 가장 효과적인 '단독캡말뚝+토목섬유보강' 공법개발을 GRPS 성토시스템이라 명명하고 주요 목표로 선정하였다.

나. GRPS 성토시스템의 거동평가를 위하여 '지반아칭 규명' 및 '하중전이 메커니즘 규명' 등 두 가지 방식의 모형실험 시작품을 제작하여 실험을 수행하였다. 이들 실험결과를 정리하면 다음과 같다.

(1) 토목섬유가 말뚝과 복합시공될 경우 토목섬유 무보강시보다 연약지반상 성토지반의 연직침하를 억지하는 효과가 매우 크다.

(2) 토목섬유 복합시공시 토목섬유의 변형 형태는 원호(circular arc)의 형태로 나타난다.

(3) 토목섬유 복합시공시 토목섬유 효과로 인하여 말뚝의 효율이 증대되었으며, 특히, 성토고가 낮을 경우 및 말뚝의 설치간격이 넓을 때 효과가 더욱 큰 것으로 나타난다.

(4) 따라서 GRPS 성토시스템은 측방유동 대책공법으로서 연약지반상 성토시 발생되는 문제점을 해결하는데 매우 효과적인 공법임을 알 수 있다.

다. 토목섬유/말뚝 복합보강공법에 대한 이론적 해석법을 개발하였으며, 이를 모형실험결과와 비교한 결과, 본 해석법이 토목섬유/말뚝 복합보강공법의 하중전이 현상을 합리적으로 예측하고 있음을 알 수 있다.

라. GRPS 성토시스템을 국내에서 최초로 실제 철도현장에 시공하여 적용성을 평가하였다. 현재까지 거동은 안정적인 것으로 계측되고 있으며, 연구기간이 종료

되더라도 철도개통시까지 지속적인 관리를 통하여 장기안정성을 평가하고자 한다.

마. 수치해석을 통하여 GRPS 성토시스템에서의 역학적 거동해석을 실시한 결과 성토하중이 대부분 말뚝으로 집중되고 있으며, 연약지반의 침하는 감소됨을 알 수 있었으며, 모형실험 및 현장시공 계측결과와의 비교를 통해 GRPS 성토시스템이 지반아칭현상을 효과적으로 반영하고 있음을 확인할 수 있다.

바. GRPS 성토시스템에 대한 설계프로그램을 개발하고, 설계, 시공 및 관리지침(안)을 제시하여, 지반기술자라면 누구나 쉽게 설계, 시공이 가능하도록 하였다.

사. GRPS 성토시스템은 EPS 공법에 비하여 공사비가 27%~70% 가량 저렴한데, 연약지반상 급속성토가 가능한 공통점이 있는 공법인 점을 감안하면 EPS공법보다 경제성이 우수한 공법이라 할 수 있다. 또한 GRPS 성토시스템과 쇄석말뚝공법을 비교하면, 비록 GRPS 성토시스템이 8%~16% 가량 공사비가 크지만, 급속시공에 의한 공기단축 효과를 고려하면 GRPS 성토시스템이 경제성에 대해서도 매우 경쟁력있는 공법이라 할 수 있다.

제4장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

제 1절. 연구목표의 달성도

최종 연구년도인 3차년도 연구개발 수행 진도율은 다음 표 4.1과 같다.

표 4.1 3차년도 연구개발 수행 진도율

구분 / 개발내용	연구개발기간 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	진도(%)
편재하중에 의한 연약지반 축방유동 모형실험	----	----	----	----	----	----	----	----	----				100
	————	————	————	————	————	————	————	————	————				
편재하중에 의한 연약지반의 변형거동 평가를 위한 현장실험	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	100
	————	————	————	————	————	————	————	————	————	————	————	————	
GRPS 성토시스템의 모형실험	----	----	----	----	----	----							100
	————	————	————	————	————	————							
GRPS 성토시스템의 현장 적용성 평가를 위한 현장실험 : 장기계측 및 거동분석	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	100
	————	————	————	————	————	————	————	————	————	————	————	————	
GRPS 성토시스템의 설계프로그램 개발					----	----	----	----	----	----	----	----	100
					————	————	————	————	————	————	————	————	
측방유동 지반상 성토시 안정관리 방안 제시							----	----	----	----			100
							————	————	————	————			
GRPS 성토시스템의 설계, 시공 매뉴얼 작성					----	----	----	----	----				100
					————	————	————	————	————				
경제성 분석				----	----	----	----	----	----	----			100
				————	————	————	————	————	————	————			
최종보고서 작성										----	----	----	100
										————	————	————	
총 진도율	5	15	20	30	40	50	60	70	80	90	95	100	100

····· 당초계획

———— 실 적

또한, 연구개발별 목표의 달성도는 표4.2 와 같다.

표 4.2 연구개발 목표의 달성도

목 표	달성도 (%)	내 용
연약지반 측방유동 대책공법의 합리적인 선정 및 설계방안 제시	100	- 다양한 지반조건 및 편재하중조건에 따라 모형실험 및 수치해석 수행 및 분석 - 자료 조사/분석을 통한 측방유동 발생 매커니즘 분석 - 모형실험 결과와 현장계측사례 및 수치해석결과를 종합하여 국내 지반조건을 고려한 측방유동 발생기구 규명/제시 및 판정기준(안) 제시
시험시공을 통한 GRPS 성토시스템의 현장 적용성 평가	100	- GRPS 성토시스템에 대한 설계법을 작성하여, 5가지 설계단계에 따라 현장시공 및 계측 수행 - 연약층이 두텁고, 고성토가 이루어지는 부산신항 배후철도 복선전철 건설현장에서 기존 연약지반처리공법을 GRPS 성토시스템으로 공법변경하여 현장시공 실시 - 현재 장기계측하고 있는 자료를 토대로 안정성을 검토하고 이에 따른 현장적용성을 종합평가
GRPS 성토시스템의 설계프로그램 개발	100	- GRPS 성토시스템의 설계법을 확립하고, 설계메뉴얼을 작성하였음. - 작성된 설계메뉴얼에 따라 지반기술자가 쉽게 설계할 수 있도록 해석프로그램 개발 및 검증
연약지반 측방유동 관련 안정관리 지침(안) 제시	100	- 측방유동지반상 성토의 안정관리 방법 및 유의점을 제시하여 현장에서 쉽게 적용 가능케 함.
GRPS 성토시스템의 설계, 시공 매뉴얼 작성 및 실용화 추진	100	- 개발공법의 실용화 추진을 위한 설계, 시공 및 관리 매뉴얼 작성 - 타공법과의 경제성 분석을 실시함

제 2절. 관련분야에의 기여도

본 연구를 통해 기술적인 측면, 경제·산업적인 측면에서의 기여도를 예측할 수 있다. 먼저 기술적인 측면을 보면 연약지반 해석 및 설계기술 선진화를 위한 측방유동 판정기법 및 대책공법의 개발을 통하여 국제경쟁력 향상 및 국내 기술자립도 향상시키며, 연약지반의 개량 없이 토목섬유와 말뚝의 복합시공을 통해 즉각적인 성토가 가능하고 이로 인한 공기단축으로 공사비 절감 효과를 최대화시킬 수 있을 것이다. 또한, 토목섬유와 강관말뚝이나 콘크리트 말뚝 및 stone column과 같은 여러 말뚝에 대한 조합을 통하여 현장여건에 따라 다양하게 적용할 수 있으므로, 관련된 신기술 도출 가능하다.

또한, 경제·산업적인 측면에서 기여도는 다음과 같다. 본 연구 성과가 도출되면 연약지반의 측방유동 현상에 대한 이슈가 부각되어 측방유동으로 인한 사회간접시설들의 피해를 줄일 수 있을 것으로 기대된다. 그리고 우리나라의 서, 남해안과 같이 연약층이 두터운 지역에서, 도로나 철도를 조속히 개통하여 국민의 서비스 요구에 부응하고 물류비 등의 사회적 비용을 절감시킬 수 있으며, EPS공법 등 타 공법과 비교하여 공사비가 저렴하고 공기를 단축할 수 있어 경제적이다. 만약, 설계법과 시공법을 확립하고 현장시공을 통한 기술축적을 이룬다면, 기술수출 측면에서도 일조할 것으로 예상되고, 국내 서·남해안 건설공사에서 그 수요가 많을 것으로 기대되며 아울러 각 기업들의 참여도도 높을 것으로 판단된다.

관련 후속연구개발의 전망을 살펴보면, 본 연구개발 공법이 활성화된다면 이미 언급하였듯이 다양한 토목섬유와 다양한 말뚝을 조합하는 새로운 형태의 복합시공법이 연구될 수 있을 것으로 판단된다.

제 5장 연구개발결과의 활용계획

1절. 추가연구의 필요성

연약지반 변형거동과 관련된 기존 연구들은 주로 연약지반의 압밀특성 규명에 편중된 실정이며, 지반의 전단변형 문제는 실제 설계/시공시에 간과되는 경향이 있으나, 최근 지반의 전단변형에 의한 피해사례가 종종 보고되고 있어 이에 대한 연구가 필요하다. 따라서 본 연구는 연약지반상 편재하중의 작용에 기인한 지반의 전단변형과 관련된 특성 규명을 주요 연구목적으로 한다. 그러나, 기존의 측방유동 관련 연구는 현장 계측자료 분석 및 수치해석을 통한 연구성과에 많이 의존하여 왔으나, 본 연구에서는 측방유동지반의 거동특성에 영향을 미치는 각종 영향인자들을 변화시키면서 일련의 모형실험을 수행하고, 이 결과를 수치해석 및 현장 실측자료와 비교/분석함으로써, 보다 합리적인 연구성과를 도출하고자 한다. 국내의 경우 외국에서 제한된 경험적 기법들을 활용하여 측방유동지반의 거동을 예측하고 이를 설계/시공에 반영하고 있으나, 이러한 경험적 기법들은 국내의 지반조건에 잘 맞지 않는 경우가 많다. 따라서 본 연구에서는 현장실험과 모형실험 등을 통해서 국내의 지반조건을 고려한 측방유동지반의 거동평가 기법을 제시하였다.

본 연구를 통해 GRPS 성토시스템의 해석법은 마련된 상태이며, 시공현장의 장기거동 평가를 실시하였다. 현장시험은 시험시공이 아닌 철도가 운행될 본선구간에서 실시하기 때문에, 장기거동 계측을 통한 안정성 평가가 필수적이며, 향후 수년간 계측을 지속할 예정이다. 여기에서 수집된 계측결과는 개발공법의 현장적용성을 평가하는데 크게 기여할 것으로 판단된다.

향후에도 GRPS 성토시스템에 대한 보다 많은 기술검증 확립으로 연구성과물에 대한 지속적인 적용확대를 이루어야 하겠다. 아울러 연구결과에 대한 신기술지정 및 설계프로그램의 S/W등록을 추진하도록 한다.

2절. 활용방안

본 연구개발에 따른 활용방안은 다음과 같다. 연구성과는 측방유동 대책공법으로서만이 아니라 도로건설은 물론 철도, 항만 구조물, 단지조성 등의 건설시 대심도 연약지반을 처리하는 공법으로 폭넓게 활용이 가능하다. 토목섬유/말뚝 복합보강공법은 그 경제성과 시공성, 신속성 등을 고려할 때 실용화/기업화의 가능성이 있으므로 신공법으로 추진하여 활용이 가능하다. 토목섬유와 말뚝의 종류에 따라 다양한 형태의 시공방법이 조합될 수 있으므로 현장조건에 맞추어 더욱 경제적이고 안정한 GRPS 공법으로의 활용이 가능하다.

제 6장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

● 많은 연구자들이 연약지반의 측방유동과 관련된 연구를 수행하여 왔으나, 지금까지 이와 관련된 연구는 주로 교대의 안정적 해석측면을 중심으로 발전하고 있고, 연약지반상 성토 문제와 관련해서 주로 연약지반의 압밀거동 해석에 초점을 둔 연구가 주를 이루고 있다.

● 지금까지 연약지반의 측방유동을 방지하기 위한 여러 공법들이 제시되어 왔지만 경제적인 측면이나, 공사기간의 측면에서 아직 적절한 공법이 마련되지 못한 설정이다. 특히 측방유동의 발생가능성을 예측하기 위한 기존 판정법은 국내 여건에 적합하지 못한 상황이다.

● 국외에서는 최근 연약지반상에 고속도로를 건설하거나 공단을 조성하는 경우가 많아지면서 교대 및 옹벽의 변형문제가 종종 발생했고, 검토결과 변형발생의 주원인이 측방유동과 관련이 있는 것으로 밝혀져 측방유동에 대한 관심이 높아졌으며 이에 상응하는 연구가 계속되고 있다.

● 국내에서는 측방유동 방지대책공법으로 연약지반상 성토시공의 경우 압밀촉진공법이 주로 적용되고 있고, 교대 등의 뒤채움시공시에는 주로 EPS 공법이나 SCP(모래다짐말뚝)공법이 주로 적용되고 있다. 그러나 이들 공법이 적용된 현장에서도 측방유동으로 인한 피해사례가 지속적으로 보고되고 있으며 또한 경제적인 측면, 즉 EPS 공법의 경우 공사비가 많이 소요되며, SCP 공법의 경우 최근 모래 수급의 어려움으로 인해 그 적용이 점차 감소하는 추세를 보인다. 따라서 적용성이 우수한 새로운 대책공법의 개발과 적용이 절실히 필요한 상황이다.

● 본 연구를 통하여 개발하고자 하는 GRPS 성토시스템은 기존 연약지반 처리공법에 비하여 연약지반의 측방유동 및 침하를 탁월하게 억지시키는 공법이며, 경제적인 공법이다.

제 7장 참고문헌

이승현, 이영남, 홍원표, 이광우(2001), “성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 대한 현장시험”, 한국지반공학회 논문집, 제17권, 제4호, pp.221-229.

이재호(2006), “토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템에서의 지반아칭”, 중앙대학교대학원, 박사학위논문.

홍원표(1994), “수동말뚝”, 이진문화사

홍원표, 윤중만, 서문성(1999), “말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형태”, 한국지반공학회논문집, 제15권, 제4호, pp.207-220.

홍원표, 이재호, 전성권 (2000), “성토지지말뚝에 작용하는 연직하중의 이론해석”, 한국지반공학회논문집, 제16권, 제1호, pp.131-143.

홍원표, 강승인(2000), “성토지지말뚝에 작용하는 연직하중에 대한 모형실험”, 한국지반공학회논문집, 제16권, 제4호, pp.171-182.

홍원표, 송영석, 조용량(2001), “연약지반상 교대측방이동에 대한 판정”, 한국지반공학회논문집, 제17권 제4호, pp.269-278.

홍원표, 이광우 (2002), “성토지지말뚝의 연직하중 분담효과에 관한 연구”, 한국지반공학회논문집, 제18권, 제4호, pp.285-294.

홍원표, 이광우 (2003), “단독캡을 사용한 성토지지말뚝에 관한 모형실험”, 한국지반공학회논문집, 제19권, 제6호, pp.49-59.

홍원표, 이광우, 조삼덕, 이재호 (2006), “성토하부 연약지반의 측방유동 평가”, 한국지반공학회논문집, 제22권, 제10호, pp.93-100.

홍원표, 이재호 (2007), “말뚝과 토목섬유로 지지된 성토지반의 아칭효과”, 한국지반공학회논문집, 제23권 제6호, pp.53-66.

Aubeny, C.P., LI, Y. & BriAud, J.L.(2002), ″ Geosynthetic reinforced pile supported embankments: numerical simulation and design needs ″, 7th ICG, pp365-372.

Broms, B.B. and Wong, I.H.(1985), “Embankment piles”, Soil Improvement Methods, Proc., 3rd International Geotechnical Seminar, Nanyang Technological Institude, Singapore, pp.167-178.

Bujang, B.K.H. and Faisal, H.A. (1994), “Pile embankment on soft clay : comparison between model and Field performance″ Proc., 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri, Vol. I . pp.433-436.

Chin, F.K. (1985), ″The design and construction of high embankment on soft clay″, Proc. 8th Southeast Asian Geotech. Conf., Institution of Engineers Malaysia, Kuala Lumpur, Malaysia, 2, pp42-59.

Combarieu, O. & M. Pioline (1990), “Reinforcement des remblais d'acces du futur echanger de carrere(Martinique)”, Etudes et reccherches 1989 Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris, pp 32-33.

Tschebotarioff, G.P. (1973), “Lateral pressure of clayey soils on structures”, Proc., 8th ICSMFE, Special Session 5, Moscow, Vol. 4.3, pp.227-280.

De Beer, E.E. & Wallays, M. (1972), “Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles”, Proc., 5th ICSMFE, Madrid, pp.325-332.

Duncan, J.M & Chang, C.Y. (1970), “Nonlinear analysis of stress and strain in soils”, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 96, pp.1629-1653.

Ellis, E.A. & Springman, S.M. (2001), “Modeling of soil-structure for a piled bridge abutment in plane strain FEM analysis”, Computers and Geotechnics, Vol. 28, No. 2, pp. 79-98.

Folkes, D.J., & Crooks, J.H.A. (1985), “Effective stress paths and yielding in soft clays below embankments”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp.357-374.

Franx, C. & Boonstra, G.C. (1948), “Horizontal pressure on pile foundations″, Proc., 2nd ICSMFE, Vol. 1, pp.131-135.

Gartung, E. & Verspohl. J.(1996), ″Geogrid reinforced embankment on piles-Monitoring″, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp.209-214.

Han, J., & Gabr, M.A.(2002), "Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE., Vol.128., No.1, pp.44-53.

Homberg, S. (1979). "Bridge approaches on soft clay supported by embankments piles" Journal of Geotechnical Engineering, Bangkok, Thailand, 10(1), pp.77~89.

Hong, W. P., Lee, J. H. and Lee, K. W. (2007), "Load transfer by soil arching in pile-supported embankments", Soils and Foundations, Vol.47, No.5 (Accepted).

Horgan, G.J. and Sarsby, R.W. (2002), "The Arching Effect of Soils over Voids and Piles incorporating Geosynthetics Reinforcement", Proc. of the 7th Inter. Conf. on Geosynthetics, Nice, France, pp.373-378.

Loganathan, N., Balasubramaniam, A.S. & Bergado, D.T. (1993), "Deformation Analysis of Embankments", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 8, pp. 1185-1206.

Reid, W.M., and Buchannan, N.W. (1983), "Bridge approach support piling." Proc., International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment, ICE, London, pp.267-274.

Peck, R. B.(1969), "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground" Proc. of the 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp.225~290.

Reese, L.C., Cox, W.R., & Koop, F.D. (1975), "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay", Proc., 7th Offshore Technology Conferrence, Houston, TX, Paper No. OTC2312, pp.671-690.

Smith, I.M., & Hobbs, R. (1974), "Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes", Geotechnique, Vol. 24, pp.531-559.

Suzuki, O. (1988), "The lateral flow of soil caused by banking on soft clay ground", Soils and Foundations, Vol. 28, No.4, pp. 1-18.

Tavenas, F., Blanchet, R., Garneau, R., & Leroueil, S. (1978), "The stability of stage-constructed embankments on soft clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp.283-305.

Tavenas, F., Mieussens, C. & Bourges, F. (1979), “Lateral displacements in clay foundations under embankments”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp.532-550.

Tschebotarioff, G.P. (1973), "Lateral pressure of clayey soils on structures", *Proc., 8th ICSMFE,* Special Session 5, Moscow, Vol. 4.3, pp.227-280.

Wood, D.M. (1980), “Yielding in soft clay at Bäckebol, Sweden”, Geotechnique, Vol. 30, No. 1, pp.49-65.

Worth, C.P. & Simpson, B. (1972), “An induced failure of a trial embankment: Part Ⅱ finite element computations”, Proc. Special Conf. on Performance of Earth and Earth-supported Structures, Lafayette, Ind., Vol. 1, pp.65-79.

Zanziner, H., & Gartung, E.(2002), " Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles", 7th ICG, pp381-386.

부 록

Appendix

- 공사비 산출근거

부 록

공사비 산출근거

(1) A 단면

표 A.1 PBD 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)

공종명	PBD 공법(Φ700, 1.2×1.2, 300공)	비 고
토 공	흙 쌓 기 : 10,118,607원 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3=2,812,500원 침하토쌓기 : 400m^3×1,250원/m^3=500,000원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙 운 반 : 3,213m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) = 28,248,696원 토공비 합계 : 38,367,303원	과재고: 2.5m기준 침하량: 1.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 11,676,840원 샌드매트(T=0.6m) : 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) : 600m^2×1,484원/m^2 = 890,400원 PET매트(30TON) : 600m^2×6,074원/m^2 = 3,644,400원 PBD공법 : 9,213,000원 PBD시공비: 3,000m×1,488원/m = 4,464,000원 PBD자재: 3,000m×1,583원/m = 4,749,000원 연약지반처리공비 합계 : 20,889,840원	
총공사비	59,257,143 원	

표 A.2 쇄석말뚝 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)

공종명	쇄석말뚝 공법(Φ700, 1.8×1.8, 132공)	비 고
토 공	흙쌓기 : 9,868,607 원 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3=2,812,500원 침하토쌓기 : 200m^3×1,250원/m^3=250,000원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙운반 : 3,013m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) =26,490,296원 토공비 합계 : 36,358,903원	과재고: 2.5m기준 침하량: 0.5m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 11,676,840원 샌드매트(T=0.6m) : 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) : 600m^2×1,484원/m^2 =890,400원 PET매트(30TON) : 600m^2×6,074원/m^2 =3,644,400원 쇄석말뚝공법 : 25,922,590원 쇄석말뚝 시공비: 1,320m×12,670원/m =16,724,400원 쇄석말뚝 운반: 610m^3×5,579원/m^3 =3,403,190원 쇄석말뚝 자재: 610m^3×9,500원/m^3 =5,795,000원 연약지반처리공비 합계 : 37,599,430원	
총공사비	73,958,333원	

표 A.3 SCP 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)

공종명	SCP 공법 (Φ700, 1.8×1.8, 132공)	비고
토 공	흙쌓기 : 9,868,607 원 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3 = 2,812,500원 침하토쌓기 : 200m^3×1,250원/m^3 = 250,000원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙운반: 3,013m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) = 26,490,296원 토공비 합계 : 36,358,903원	과재고: 2.5m기준 침하량: 0.5m기준
연약지반 처리공	매트부설 :11,676,840 원 샌드매트(t=0.6m) : 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) : 600m^2×1,484원/m^2 = 890,400원 PET매트(30TON) : 600m^2×6,074원/m^2 = 3,644,400원 SCP 공법 : 26,837,590원 SCP시공비: 1320m×12,670원/m =16,724,400원 SCP자재(모래) : 610m^3×11,000원/m^3 = 6,710,000원 SCP운반 : 610m^3×5,579원/m^3 =3,403,190원 연약지반처리공비 합계 : 38,514,430원	
총공사비	74,873,333 원	

표 A.4 GRPS 성토시스템 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)

공종명	GRPS 성토시스템 (PHCΦ600TYPE-B,63공, 3.0×3.0, 지오그리드15TON)	비고
토 공	흙쌓기 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3=2,812,500원 흙운반 : 2,250m^3×8,792원/m^3(5km 운반기준) = 19,782,000원 토공비 합계 : 22,594,500원	
연약지반 처리공	샌드매트(T=0.6m) 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 GRPS 성토시스템 : 54,829,797원 PHC말뚝 : 32,711,304원 PHC시공비: 630m×15,347원/m = 9,668,610원 PHC운반: 172.6TON×10,769원/TON =1,858,944원 PHC자재: 63공×10m×33,625원/m =21,183,750원 토목섬유 : 18,090,000원 토목섬유 시공비 : 1,200m^2×2,575원/m^2 =3,090,000원 토목섬유 자재비 : 1,200m^2×12,500원/m^2 =15,000,000원 말뚝캡 : 63개소 × 63,944.35원/개 = 4,028,494원 연약지반처리공비 합계 : 61,971,837원	
총공사비	84,566,337원	

표 A.5 EPS공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 10m 기준)

공종명	EPS 공법(D25)	비 고
토 공	흙쌓기 일반구간:450m^3×1,250원/m^3=562,500원 흙운반 : 450m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) =3,956,400원 토공비 합계 : 4,518,900원	흙쌓기고: 1.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 8,032,440 원 샌드매트(T=0.6m)360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) 600m^2×1,484원/m^2 =890,400원 EPS 공법 : 131,596,200원 EPS 시공비: 1,800m^3×10,860원/m^3 =19,548,000원 EPS 자재: 1,800m^3×62,249원/m^3 =112,048,200원 연약지반처리공비 합계 : 139,628,640원	
총공사비	144,147,540 원	

표 A.6 PBD 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)

공종명	PBD 공법(Φ700, 1.2×1.2, 300공)	비 고
토 공	흙 쌓 기 : 10,118,607원 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3=2,812,500원 침하토쌓기 : 400m^3×1,250원/m^3=500,000원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙 운 반 : 3,213m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) = 28,248,696원 토공비 합계 : 38,367,303원	과재고: 2.5m기준 침하량: 1.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 11,676,840원 샌드매트(T=0.6m) : 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) : 600m^2×1,484원/m^2 = 890,400원 PET매트(30TON) : 600m^2×6,074원/m^2 = 3,644,400원 PBD공법 : 13,452,000원 PBD시공비: 6,000m×1,031원/m = 6,186,000원 PBD자재: 6,000m×1,211원/m = 7,266,000원 연약지반처리공비 합계 : 25,128,840원	
총공사비	63,496,143원	

표 A.7 쇄석말뚝 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)

공종명	쇄석말뚝 공법(Φ700, 1.8×1.8, 132공)	비 고
토 공	흙쌓기 : 9,868,607 원 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3=2,812,500원 침하토쌓기 : 200m^3×1,250원/m^3=250,000원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재쌓기 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙운반 : 3,013m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) =26,490,296원 토공비 합계 : 36,358,903원	과재고: 2.5m기준 침하량: 0.5m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 11,676,840원 샌드매트(T=0.6m) : 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) : 600m^2×1,484원/m^2 =890,400원 PET매트(30TON) : 600m^2×6,074원/m^2 =3,644,400원 쇄석말뚝공법 : 49,591,381원 쇄석말뚝 시공비: 2,640m×11,822원/m =31,210,080원 쇄석말뚝 운반: 1,219m^3×5,579원/m^3 =6,800,801원 쇄석말뚝 자재: 1,219m^3×9,500원/m^3 =11,580,500원 연약지반처리공비 합계 : 61,268,221원	
총공사비	97,627,124원	

표 A.8 SCP 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)

공종명	SCP 공법 (Φ700, 1.8×1.8, 132공)	비고
토 공	흙쌓기 : 9,868,607 원 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3 = 2,812,500원 침하토쌓기 : 200m^3×1,250원/m^3 = 250,000원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙운반: 3,013m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) = 26,490,296원 토공비 합계 : 36,358,903원	과재고: 2.5m기준 침하량: 0.5m기준
연약지반 처리공	매트부설 :11,676,840 원 샌드매트(t=0.6m) : 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) : 600m^2×1,484원/m^2 = 890,400원 PET매트(30TON) : 600m^2×6,074원/m^2 = 3,644,400원 SCP 공법 : 51,419,881원 SCP시공비: 2,640m×11,822원/m =31,210,080원 SCP자재(모래) : 1,219m^3×11,000원/m^3 = 13,409,000원 SCP운반 : 1,219m^3×5,579원/m^3 =6,800,801원 연약지반처리공비 합계 : 63,096,721원	
총공사비	99,455,624 원	

표 A.9 GRPS 성토시스템 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)

공종명	GRPS 성토시스템 (PHCΦ600TYPE-B,63공, 3.0×3.0, 지오그리드15TON)	비고
토 공	흙쌓기 일반구간 : 2,250m^3×1,250원/m^3=2,812,500원 흙운반 : 2,250m^3×8,792원/m^3(5km 운반기준) = 19,782,000원 토공비 합계 : 22,594,500원	
연약지반 처리공	샌드매트(T=0.6m) 360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 GRPS 성토시스템 : 83,774,962원 PHC말뚝 : 61,656,469원 PHC시공비: 1,260m×13,139원/m =16,555,140원 PHC운반: 345.24TON×10,769원/TON =3,717,889원 PHC자재: 63공×20m×32,844원/m =41,383,440원 토목섬유 : 18,090,000원 토목섬유 시공비 : 1,200m^2×2,575원/m^2 =3,090,000원 토목섬유 자재비 : 1,200m^2×12,500원/m^2 =15,000,000원 말뚝캡 : 63개소 × 6,3944.35원/개 = 4,028,494원 연약지반처리공비 합계 : 90,917,002원	
총공사비	113,511,502원	

표 A.10 EPS 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 5m, 연약지반 20m 기준)

공종명	EPS 공법(D25)	비 고
토 공	흙쌓기 일반구간:450m^3×1,250원/m^3=562,500원 흙운반 : 450m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) =3,956,400원 토공비 합계 : 4,518,900원	흙쌓기고: 1.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 8,032,440 원 샌드매트(T=0.6m)360m^3×19,839원/m^3 =7,142,040원 PP매트(5TON) 600m^2×1,484원/m^2 =890,400원 EPS 공법 : 131,596,200원 EPS 시공비: 1,800m^3×10,860원/m^3 =19,548,000원 EPS 자재: 1,800m^3×62,249원/m^3 =112,048,200원 연약지반처리공비 합계 : 139,628,640원	
총공사비	144,147,540 원	

표 A.11 PBD 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)

공종명	PBD 공법(Φ700, 1.0×1.0, 893공)	비 고
토 공	흙 쌓 기 : 16,126,107원 일반구간 : 6,200m^3×1,250원/m^3=7,750,000원 침하토쌓기 : 1,256m^3×1,250원/m^3=1,570,000원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙 운 반 : 8,019m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) = 70,503,048원 토공비 합계 : 86,629,155원	과재고: 2.5m기준 침하량: 2.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 18,293,716원 샌드매트(T=0.6m)564m^3×19,839원/m^3 =11,189,196원 PP매트(5TON) 940m^2×1,484원/m^2 =1,394,960원 PET매트(30TON) 940m^2×6,074원/m^2 =5,709,560원 PBD공법 : 31,933,680원 PBD시공비: 17,860m×780원/m = 13,930,800원 PBD자재: 17,860m×1,008원/m = 18,002,880원 연약지반처리공비 합계 : 50,227,396원	
총공사비	136,856,551 원	

표 A.12 쇄석말뚝 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)

공종명	쇄석말뚝 공법(Φ700, 1.5×1.5, 403공)	비 고
토 공	흙쌓기 : 15,339,857 원 일반구간 : 6,200m^3×1,250원/m^3=7,750,000원 침하토쌓기 : 627m^3×1,250원/m^3=783,750원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙운반 : 7,390m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) =64,972,880원 토공비 합계 : 80,312,737원	과재고: 2.5m기준 침하량: 1.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 18,293,716원 샌드매트(T=0.6m) : 564m^3×19,839원/m^3 =11,189,196원 PP매트(5TON) : 940m^2×1,484원/m^2 =1,394,960원 PET매트(30TON) : 940m^2×6,074원/m^2 =5,709,560원 쇄석말뚝공법 : 153,578,539원 쇄석말뚝 시공비: 8,060m×12,093원/m =97,469,580원 쇄석말뚝 운반: 3,721m^3×5,579원/m^3 =20,759,459원 쇄석말뚝 자재: 3,721m^3×9,500원/m^3 = 35,349,500원 연약지반처리공비 합계 : 171,872,255원	
총공사비	252,184,992 원	

표 A.13 SCP 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)

공종명	SCP 공법(Φ700, 1.5×1.5, 403공)	비고
토 공	흙쌓기 : 15,339,857 원 일반구간 : 6,200m^3×1,250원/m^3 = 7,750,000원 침하토쌓기 : 627m^3×1,250원/m^3 = 783,750원 과재쌓기 : 563m^3×1,250원/m^3=703,750원 과재제거 : 563m^3×10,839원/m^3=6,102,357원 흙운반: 7,390m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) = 64,972,880원 토공비 합계 : 80,312,737원	과재고: 2.5m기준 침하량: 1.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 :18,293,716 원 샌드매트(t=0.6m) : 564m^3×19,839원/m^3 =11,189,196원 PP매트(5ton) : 940m^2×1,484원/m^2 =1,394,960원 PET매트(30ton) : 940m^2×6,074원/m^2 =5,709,560원 SCP 공법 : 159,160,039원 SCP시공비: 8,060m×12,093원/m = 97,469,580원 SCP자재(모래) : 3,721m^3×11,000원/m^3 = 40,931,000원 SCP운반 : 3,721m^3×5,579원/m^3 = 20,759,459원 연약지반처리공비 합계 : 177,453,755원	
총공사비	257,766,492 원	

표 A.14 GRPS 성토시스템 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)

공종명	GRPS 성토시스템 (PHCΦ600TYPE-B,105공, 3.0×3.0, 지오그리드15TON)	비고
토 공	흙쌓기 일반구간 : 6,200m^3×1,250원/m^3 =7,750,000원 흙운반 : 6,200m^3×8,792원/m^3(5km 운반기준) = 54,510,400원 토공비 합계 : 62,260,400원	
연약지반 처리공	샌드매트(T=0.6m) 564m^3×19,839원/m^3 =11,189,196원 GRPS 성토시스템 : 199,605,771원 PHC말뚝 : 154,898,887원 PHC시공비: 2,100m×13,139원/m =27,591,900원 PHC운반: 787.5TON×10,769원/TON =8,480,587원 PHC자재: 105공×20m×56,584원/m =118,826,400원 토목섬유 : 30,150,000원 토목섬유 시공비 : 2,000m^2×2,575원/m^2 =5,150,000원 토목섬유 자재비 : 2,000m^2×12,500원/m^2=25,000,000원 말뚝캡 : 105개소 × 138,637.99원/개 = 14,556,884 원 연약지반처리공비 합계 : 210,794,967원	
총공사비	273,055,367 원	

표 A.15 EPS 공법 적용시 공사비 산출 (성토고 10m, 연약지반 20m 기준)

공종명	EPS 공법(D25)	비 고
토 공	흙쌓기 일반구간:1,856m^3×1,250원/m^3=2,320,000원 흙운반 : 1,856m^3×8,792원/m^3 (5km 운반기준) =16,317,952원 토공비 합계 : 18,637,952원	흙쌓기고: 1.0m기준
연약지반 처리공	매트부설 : 12,584,156 원 샌드매트(T=0.6m)564m^3×19,839원/m^3 =11,189,196원 PP매트(5TON) 940m^2×1,484원/m^2 =1,394,960원 EPS 공법 : 317,512,387원 EPS 시공비: 4,343m^3×10,860원/m^3 =47,164,980원 EPS 자재: 4,343m^3×62,249원/m^3 =270,347,407원 연약지반처리공비 합계 : 330,096,543원	
총공사비	348,734,495 원	

주 의 사 항

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업의 중간 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031)381-6311
중앙대학교 TEL 02)824-0580
한국건설기술연구원 TEL 031)9100-232

R&D / 04핵심기술A01-04

연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝 복합보강공법 개발 연구보고서

■ 발행일 / 2007 . 8. 18.
■ 발행처 / 중앙대학교
서울시 동작구 흑석동 221번지
TEL : 02-820-5114 (대표전화)
■ 인쇄처 /