creative commons

COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

[UCI]I804:24011-200000265051

2015년 8월

석사학위논문

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반 사면부 파괴 사례 연구

조선대학교 산업기술융합대학원

토 목 공 학 과

최 준 영

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반 사면부 파괴 사례 연구

A Case Study on Slope Failure of Soft Ground Improved by Granular Compaction Piles

2015년 8월 일

조선대학교 산업기술융합대학원

토 목 공 학 과

최 준 영

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반 사면부 파괴 사례 연구

지 도 교 수 김 대 현

이 논문을 공학석사 학위신청 논문으로 제출함.

2015년 6월

조선대학교 산업기술융합대학원

토 목 공 학 과

최 준 영

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

최준영의 석사학위논문을 인준함

심사위원장 조선대학교 교수 박 길 현 (인)

심 사 위 원 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

심 사 위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2015년 5월

조선대학교 산업기술융합대학원

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

목차

ABSTRACT

제 1 장 서론 1
1.1 연구배경 및 목적 1
1.2 연구내용 및 방법 2
1.3 국내・외 연구동향 3
1.3.1 국내 연구동향 3
1.3.2 국외 연구동향 4

제 2 장 이론적 배경 7
2.1 연약지반 7
2.1.1 연약지반의 정의 7
2.1.2 연약지반의 판정기준 7
2.1.3 연약지반 입자 특성 및 지반구조 특성 9
2.1.4 연약지반 개량공법의 종류 12
2.2 쇄석다짐말뚝공법 14
2.2.1 쇄석다짐말뚝공법의 개요 14
2.2.2 쇄석다짐말뚝공법의 분류 15
2.3 TCM 공법 17
2.3.1 TCM의 개념 및 정의 17
2.3.2 TCM 공법의 시공장비 20

제 3 장 현장 사례 24
3.1 쇄석다짐말뚝공법으로 개량된 사면부 파괴 24
3.1.1 이상변위 및 히빙 발생구간 현황 24

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.1.2 연약지반구간 현황 분석 ····· 26
3.2 쇄석다짐말뚝 검토 ····· 29
3.2.1 설계 검토내용 ····· 29
3.2.2 쇄석다짐말뚝의 지지력 검토 ····· 32
3.2.3 쇄석다짐말뚝의 적정성 검토 ····· 36
3.2.4 응력분담비 조정과 역해석 ····· 36
3.3 검토구간 계측자료 분석 ····· 41
3.3.1 검토구간 계측 현황 ····· 41
3.3.2 연약지반 안정관리 방법 ····· 42
3.3.3 연약지반 안정관리 분석결과 ····· 44
3.4 이상변위 발생원인 분석 ····· 46
3.4.1 설계정수의 적정성 ····· 46
3.4.2 지형적 요인과 연약지반 특성 및 불균질성 ····· 46
3.4.3 지형적 요인과 연동한 쇄석다짐말뚝의 내부변위 발생 ····· 47
3.5 대책공법 검토 ····· 49
3.5.1 철탑 기초 안정성 및 주변성토시 영향 ····· 49
3.5.2 지반개량공사가 인접시설물에 미치는 진동의 영향 ····· 50
3.5.3 대책공법 선정 ····· 51
3.5.4 대책공법 검토결과 ····· 56
3.5.5 보강후 안정성 검토 ····· 57

제 4 장 결론 ····· 62

참고문헌

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 목차

표 2.1 N값 의한 연약지반의 판정 ····· 8
표 2.2 점토에 대한 연약지반 판별 ····· 8
표 2.3 구조물의 종류에 따른 연약지반 판정기준 ····· 9
표 2.4 연약지반 개량공법 선정을 위한 고려사항 ····· 12
표 2.5 연약지반 개량공법의 분류 ····· 13
표 2.6 TCM 공법과 Diaphragm wall 공법의 비교 ····· 18
표 3.1 이상변위 및 히빙 발생구간 공사현황 ····· 24
표 3.2 연약지반의 물리적 특성 분석 결과 ····· 28
표 3.3 연약지반의 역학적 특성 분석 결과 ····· 28
표 3.4 단일쇄석다짐말뚝과 무리쇄석다짐말뚝의 파괴 메커니즘 ····· 30
표 3.5 지반보강공법(SCP, GCP)의 응력분담비 적용사례 ····· 32
표 3.6 쇄석다짐말뚝 지지력 산정방법 ····· 33
표 3.7 지지력 산정 결과 ····· 35
표 3.8 쇄석다짐말뚝의 안정성 검토결과 ····· 36
표 3.9 구간별 원호 활동해석에 사용된 지반정수 ····· 37
표 3.10 수치해석에 사용된 지반정수 ····· 37
표 3.11 현장 단계성토에 따른 지반정수 ····· 38
표 3.12 응력분담비 재조정에 따른 안정성 검토결과 ····· 40
표 3.13 연약지반 안정관리 방법 ····· 43
표 3.14 공법 비교표 ····· 54
표 3.15 보강 후 구간별 검토 지반정수 ····· 59

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

그림목차

그림 1.1 연구수행 절차 ····· 2
그림 2.1 습식 Top feed method 개요도 ····· 16
그림 2.2 전석층에서의 시공 전경 ····· 18
그림 2.3 TCM 장비의 시공 전경 ····· 19
그림 2.4 공법에 따른 차수벽의 형태 ····· 20
그림 2.5 장비 개념도 ····· 21
그림 3.1 이상변위 및 히빙 발생구간 위치 ····· 24
그림 3.2 이상변위 및 히빙 발생구간 평면도 ····· 25
그림 3.3 이상변위 및 히빙 발생구간 전경 ····· 25
그림 3.4 연약지반 현황 및 종단면도 ····· 26
그림 3.5 최인접구간 시추주상도 ····· 27
그림 3.6 연약지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴형태 ····· 30
그림 3.7 연약지반에서 무리쇄석다짐말뚝의 파괴형태 ····· 31
그림 3.8 응력분담비 감소에 따른 좌측성토사면 안정성 검토결과 ····· 39
그림 3.9 응력분담비 감소에 따른 우측성토사면 안정성 검토결과 ····· 40
그림 3.10 검토구간 계측기 설치현황 ····· 41
그림 3.11 STA.9+460(좌) 경과일수별 누적성토고 및 압밀침하 현황 ····· 44
그림 3.12 Matsuo-Kawamura법에 의한 안정검토 결과 ····· 45
그림 3.13 Kurihara법에 의한 안정검토 결과 ····· 45
그림 3.14 이상변위 발생위치의 위성사진 ····· 47
그림 3.15 연약지반상 쇄석다짐말뚝의 퍼짐발생현상 및 수치해석에 의한 퍼짐현상 검증 ····· 48
그림 3.16 기존 철탑구조물 주변에 성토시 하중에 따른 영향 모식도 ····· 50
그림 3.17 진동감각 및 진동Level의 거리감쇠 ····· 51
그림 3.18 대책공법 제1안(TCM 공법) 개요도 ····· 52
그림 3.19 대책공법 제2안(EJS 공법) 개요도 ····· 52
그림 3.20 대책공법 제3안(CGS 공법) 개요도 ····· 53
그림 3.21 대책공법 제4안(압성토 공법) 개요도 ····· 53
그림 3.22 TCM 공법 지반보강 계획평면도 ····· 56
그림 3.23 TCM 공법 지반보강 계획단면도 ····· 57

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

그림 3.24 이상변위 발생직전 성토체 및 지반정수 현황 ·····58
그림 3.25 히빙발생 구간 안정성 검토결과 ·····60
그림 3.26 철탑 인접 구간 안정성 검토결과 ·····61

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

ABSTRACT

A Case Study on Slope Failure of Soft Ground Improved by Granular Compaction Piles

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

Due to recent progress of industry, increase in population and expansion of economy scale, it is necessary to secure new construction and industrial sites. Therefore, a large-scale construction is undergoing around the coast.

Most of the port-authority is constructed on soft ground. Therefore, a study has been actively conducted for the soft ground. Depending on the economics and workability, these soft ground improvement is applied. In Korea, the Sand Compaction Piles(SCP) and Granular Compaction Piles(GCP) have primarily been utilized.

In particular, the GCP has been used for the purpose of increasing bearing capacity, decreasing settlement, increasing degree of consolidation and preventing liquefaction. However, due to the loss of strength properties in soft ground, GCP is likely to take place slope failure.

The purpose of this research is to analyze the underlying causes of the slope failure of soft ground and to propose the Trench cutting & Continuously mixing Method(TCM) for the long-term stability. In addition, this study could be a good example for similar situations in which a slope failure of soft ground improved by GCP occurs.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근 건설량 증가로 인하여 부족한 산업부지 확충과 새로운 건설부지 확보가 필요한 실정이며, 연안 해안을 중심으로 대규모 항만공사가 이루어지고 있다. 이러한 대규모 항만공사가 대부분 연약지반상에 시공하는 경우가 많아 연약한 해안점토 및 연약지반에 대한 활발한 연구가 진행되고 있다. 이러한 연약지반은 상부 구조물을 지지할 수 없는 상태의 지반으로 유기질토가 많이 포함되어있는 고함수비, 저응력 그리고 큰 변형률 등의 특징을 가지고 있다. 따라서 큰 침하와 전단변형을 유발하게 되어 사면파괴와 지반 지지력 부족 등 안전성에 영향을 주게 되므로 지반 개량을 통한 안정성 확보가 필요하다.

이러한 연약지반 개량에는 경제성, 시공성 등에 따라 다양한 공법들이 적용되고 있으며 이는 주로 치환공법, 탈수공법, 진동다짐공법, 혼합처리공법 등으로 구분할 수 있으며, 국내에서는 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile, 이하 SCP) 및 쇄석다짐말뚝(Granular Compaction Pile, 이하 GCP) 공법 등을 사용하고 있다. 이러한 공법은 원지반과 다짐으로 인한 밀도가 조밀해진 모래 및 쇄석에 의해 복합지반을 조성하여 강도 증가 및 압축성 등 공학적 성질을 개선시킨다.

쇄석다짐말뚝공법은 지지력 증가와 침하감소, 압밀도의 증가, 액상화방지 등의 용도로 이용되고 있으며, 말뚝 타설시 진동에 의한 원지반의 밀도 증가와 복합지반의 형성에 따른 지지력 증대효과를 기대할 수 있고 장기적인 배수효과 및 응력집중에 기인한 압밀시간과 배수거리의 단축 등 다양한 효과를 기대할 수 있는 공법이다. 하지만 쇄석다짐말뚝의 시공중 교란에 의해 쉽게 강도특성을 상실하는 예민한 연약점토지반에서의 불확실성과 내부파괴의 문제점을 가지고 있다.

따라서 본 연구의 목적은 연약지반을 쇄석다짐말뚝공법으로 보강 후 단계별 성토 중 휴지기간에 급작스런 하부 주변지반의 히빙현상에 대하여 선행된 현장조사와 설계도서 및 실험자료 등을 검토하여, 개량지반의 붕괴에 대한 근본적인 원인을 분석하고, 이와 유사한 현장에서 발생하는 연약지반 보강지역 붕괴에 관하여 안정성을 확보하는데 활용될 수 있도록 보강대책방안을 수립하여 붕괴사례에 대한

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

안정성 확보를 위한 기초자료로 활용될 수 있도록 하고자 한다.

1.2 연구내용 및 방법

본 연구의 절차는 다음 그림 1.1과 같으며, 첫째로, 문헌 및 선행연구를 바탕으로 쇄석다짐말뚝의 시공사례 및 붕괴사례에 대한 연구사항을 고찰하고, 쇄석다짐말뚝에 대한 자료를 수집하고자 한다. 둘째로, 실제 현장에서 쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 붕괴사례를 분석하여, 개량된 지반의 붕괴에 대한 근본적인 원인을 분석하고, 이와 유사한 현장에서 발생할 수 있는 연약지반 보강지역의 붕괴사례에 관한 기초자료로 활용할 수 있는 보강대책방안을 수립하고자한다.

그림 1.1 연구수행 절차

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

1.3 국내・외 연구동향

1.3.1 국내 연구동향

국내에서는 양질의 모래자원의 부족과 가격상승으로 인한 대체재의 필요성이 인식되어 1990년대에 접어들어 시험시공 및 연구가 진행되었다. 정철호(1993)는 광명 하안현장 점토질 자갈층 상부의 실트질 점토층에 대한 실내시험을 실시하고, 현장 시험을 통하여 쇄석말뚝 설치 후의 수평변위량, 원지반과 석재기중의 항복하중강도 및 허용지지력, 표준관입시험치 등의 변화를 규명하였고, 점성토 지반위에 쇄석말뚝을 설치하여 전단파괴가 발생하지 않고 안전하게 지지할 수 있는 성토 높이를 구하는 방법과 쇄석말뚝군의 지지력 산정방법을 제안하였다. 이윤주(1996)는 쇄석다짐말뚝의 지지력 산정에 대해 Ranjan 등(1994)이 제안한 기존의 산정방법을 검토하고 변형된 새로운 지지력 공식을 제안하였다. 이승련(1998)은 무처리 지반에 비해 개량지반에서 약 10~15% 침하저감 효과를 나타내고, 낮은 하중일수록 적용성이 높았으며, 단일말뚝의 경우 기존의 제안식들은 예비설계 단계에서 유용하게 사용될 수 있다고 하였다. 천병식 등(1999, 2000)은 모형토조 시험결과 쇄석말뚝 설치지반의 최종침하량은 모래다짐말뚝 설치보다 약 20% 침하저감 효과가 있는 것과 현장 평판재하시험결과 주변지반 및 말뚝 상부의 지지력이 모두 큰 것으로 평가하였다. 김홍택 등(1998, 1999)은 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 결정하는 기법, 합성탄성계수 개념을 토대로 극한공동압을 평가하는 기법 등을 제시하였고, 이 기법을 이용하여 극한지지력을 산정하였으며, 이에 대한 비교 검토로 3차원 유한요소해석을 실시하였다. 김병일 등(2004)은 당시 국내에 시공실적이 없는 쇄석다짐말뚝공법의 적용성을 판단하기 위하여 모래다짐말뚝과 쇄석다짐말뚝의 모형토조시험을 수행하였고, 이를 치환율을 달리하여 원심력 압밀시험기를 이용하여 압밀 후, 재하시험을 통하여 두 공법의 지지력 특성을 비교 검토하였으며, 모형시험을 통해 얻어진 극한지지력을 기존에 제안된 산정식을 이용하여 계산된 값과 비교하였다. 유남재 등(2005)은 모래다짐말뚝의 대체재로 제강슬래그를 이용하여 그에 따른 지반공학적 거동을 조사하기 위해 원심모형실험을 수행하여 대체재로서의 효과를 입증하였고, 김승욱 등(2006)은 빈배합 콘크리트로 보강된 조립토 다짐말뚝

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

공법과 유충식 등(2006)은 고강도 지오그리드로 보강된 Stone column 공법과 같은 기존의 쇄석다짐말뚝 공법의 단점을 극복할 수 있는 새로운 공법의 연구를 하였다.

1.2.2 국외 연구동향

쇄석다짐말뚝은 경험 축적에 의해 발전된 지반개량공법이라 할 수 있다. 이런 쇄석다짐말뚝 공법의 시작은 프랑스 기술자에 의해 고유기질 지반 위에 건설되는 무기고 기초에 대해 적용되었으나, 널리 사용되지는 못하였고, 1930년대에 조립토를 다지기 위하여 진동다짐공법이 개발되는 과정에서 도입되어 1950년대 후반부터 유럽에서 널리 이용되어왔다. 이때를 전・후로 현재까지 많은 학자들에 의해 연구가 이루어졌다.

쇄석다짐말뚝의 침하 및 지지력특성에 관한 연구로 Thornburn and Macvicar (1960)는 쇄석말뚝 공법에 대한 경험적 설계법을 제안하였으며, Poulos 등(1968)은 쇄석 군말뚝의 인접한 서로 다른 두 개의 말뚝에서 임의의 단말뚝에 발생하는 침하량은 인접한 말뚝에 의해 침하에 영향을 받는다고 하였다. Dullage(1969)는 진동다짐공법으로 점토지반에 조립질 말뚝을 형성하는 기술을 개발하였다.

Greenwood(1970)는 많은 시공사례를 기초로 Rankine의 수동토압계수를 사용하여 지지력을 예측하는 방법을 이용하여 진동치환공법의 효과에 관하여 발표하였다. 또한 Vesic(1972)은 공동팽창이론을 적용하여 주변토사의 점착력과 내부마찰각을 고려한 쇄석말뚝의 극한지지력을 제안하였다.

Hughes and Wither(1974)는 모형실험을 통하여 주로 상부에서 발생하는 팽창(Bulging)에 의한 과도한 침하를 일으키며 파괴한다고 고찰하였고, 프레셔미터(Pressuremeter)시험을 이용한 침하 계산방법을 발표하였다. 그리고 단일 쇄석다짐말뚝의 극한지지력을 계산하는 식을 제안하였다. 또한 쇄석다짐말뚝-원지반의 상호작용을 통한 특징들을 근거로 몇몇의 지지력 계산방법과 복합지반의 침하량 계산방법과 복합지반의 거동을 분석하기 위해 여러 공학적 측정방법들이 제안되었다.

Mitchell and Huber(1985)는 쇄석말뚝의 다짐에 대한 연구를 실시하여 유한요소

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

해석에 의한 해석 값과 실험값의 비교를 통해서 하중-침하 거동을 평가하였고, Priebe(1976)는 쇄석말뚝에 집중되는 하중을 산정하는 방법을 제안하였다. 정적 상태로부터 발전된 이 방법은 강성 요소 주변에 응력집중 및 조밀화로부터 발생되는 침하감소를 산정하는 방법으로 고안하였다. 또한 Burland(1976)는 쇄석다짐말뚝 시공지반의 침하와 안정계산에 비배수 전단강도를 도표화하였다. Madkav and Vitkar (1978)는 연약지반과 쇄석말뚝이 함께 파괴되는 구조로 전반전단파괴를 제안하였고, Baruns(1978)는 쇄석말뚝에 대한 3차원 수동토압이론에 이용하여 점성토 지반에서의 극한 응력을 산정하였다. Rao and Bhandari(1977)는 조립질 말뚝의 지지력을 향상시키는 방안으로 스커트를 제안하였다.

Goughnour and Bayuk(1979)는 소성상태에서 재료가 비압축성이라는 가정 하에 탄소성해석을 수행하였고, Balaam and Poulos(1983)는 쇄석다짐말뚝 복합지반의 침하를 계산하기 위해서 유한요소해석(FEM)을 실시하였고, Bachus and Barksdale (1983)는 쇄석다짐말뚝 침하량 예측에 대한 설계곡선을 개발하기 위해서 비선형 유한요소해석과 유효등가원주(Unit Cell)를 이용하였다. Greenwood and Kirsch (1984)는 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴와 전단파괴 모두에 대하여 해석해야 한다고 하고, 제방과 사면의 안정성 개량을 위해 쇄석다짐말뚝을 사용할 때 쇄석다짐말뚝의 설계는 보통 점토의 비배수 전단강도, 말뚝의 마찰저항, 치환율 및 하중조건을 고려한 원호활동파괴에 근거를 두고 있다. 또한 중요구조물을 위한 기초지반 개량시 쇄석다짐말뚝의 마찰저항을 가동하게 할 상재압력과 더불어 치환율을 고려할 필요성이 있다고 지적하였다. 또한 Munfakh 등(1984)은 쇄석다짐말뚝 주변지반에 압밀침하가 발생함에 따라, 원지반으로부터 쇄석다짐말뚝으로 하중전이가 발생한다고 하였다.

또한 응력분담비에 대한 연구를 살펴보면, 수직응력은 두 재료의 상대적인 강성 때문에 쇄석다짐말뚝의 치환율에 따라 주변 원지반과 쇄석다짐말뚝으로 나누어 분담한다. Mitchell(1981)은 대부분의 경우 응력분담비는 보통 2~6의 값을 보이며, 3~4범위의 응력분담비를 사용할 것을 제안하였다. Vautrain(1978)은 일정한 하중조건에 따라 측정된 응력분담비의 감소를 보여주었고, Aboshi 등(1985)은 하중이 재하 되었을 때 그 즉시의 응력분담비는 2.5~3.5의 값을 나타내었다고 하였다.

Randolph and Wroth(1978)는 원지반은 중심이 같은 실린더로 가정한 하중전이

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

모델로 표현하여 말뚝과 원지반은 전단응력에 의하여 서로 작용한다고 하였고, Yan 등(1995)은 재하판과 말뚝상부 사이의 실트매트(Silty mat)는 압축말뚝과 강성말뚝으로 구성된 복합지반의 지지거동과 침하에 중요한 영향을 미친다고 하였고, 샌드매트(Sand mat)는 말뚝과 주변지반을 적절히 개량시키기 위하여 말뚝으로의 응력집중을 감소시킨다고 하였다.

이처럼 쇄석말뚝에 의한 진동치환공법은 많은 연구와 시공경험으로 우수한 지반개량 공법으로 잘 알려져 있지만, 아직까지 그 거동이 객관적으로 파악되지 않은 상태이다. 그러므로 연구자들은 현장이나 실내시험의 결과를 토대로 이론적, 경험적 산정 방법들을 제시하여 신뢰할 수 있는 기준을 마련해야 한다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

제 2 장 이론적 배경

2.1 연약지반

2.1.1 연약지반의 정의

일반적으로 연약지반이라 부르고 있는 것은 충적평야, 늪지, 산간의 곡부 등에 퇴적한 충적층의 연약한 자연지반 혹은 매립, 성토 등의 연약한 인공지반이다. 자연지반 및 인공지반 모두 지질적인 연대에서 보면 아주 최근에 형성된 것이다. 그렇기 때문에 지질적 변동이나 상재하중, 지진 등에 의한 물리적 작용 혹은 토립자 간의 화학적 작용을 거의 받는 이력이 없는 부드러운 점토, 실트, 유기질토 혹은 느슨한 사질토 등의 지층으로 되어있다(서승고, 2008).

이와 같은 연약토로 형성된 지반은 연약한 지반이지만, 이 지반위에 건설되는 구조물이나 그 규모에 따라서는 연약지반이라고 취급하지 않는 경우가 있다. 예를 들어, 지반위에 성토할 경우, 성토의 높이가 낮고 지반의 강도에 비하여 재하중이 작을 때에는 지반이 다소 연약하더라도 과대한 침하나 변형은 발생하지 않는다. 그러나 성토 높이가 현저하게 높아져서 하중이 늘어 지반의 전단강도를 넘으면 지반이 강고한 것이라도 지반에 파괴가 생긴다.

이와 같은 연약지반은 고유의 지반을 가리키는 것이 아니고, 그 판단은 그 지반에 구조물 등을 건설할 때 생기는 문제의 크기, 지반과 구조물의 상대적인 관계에 따라서 실시되고 있다. 따라서 연약지반은 구조물을 건설하는 데에 있어서 무엇인가의 개량공법 혹은 대책공법을 실시할 필요가 있는 지반이라고 정의된다.

2.1.2 연약지반의 판정기준

모래는 연약성을 상대밀도로 표시하고 점토는 굳기(Consistency)로 표시한다. 모래의 상대밀도가 35% 이하이면 느슨하게 퇴적되어 있거나 쌓여있는 상태이므로 연약한 지반으로 분류한다. 현장에서는 표준관입시험을 하여 연약정도를 판정할 수 있다. N값이 4이하이면 대단히 느슨한 모래(Very loose sand), 10이하이면 느슨한 모래라고 말하며

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 2.1과 같이 정의된다(한국지반공학회, 2005).

표 2.1 N값 의한 연약지반의 판정(한국지반공학회, 2005)

N 값	상대밀도(%)
0 ~ 4	대단히 느슨 (15)
4 ~ 10	느슨 (15~35)
10 ~ 30	중간 (35~65)
30 ~ 50	촘촘 (65~85)
50 이상	대단히 촘촘 (85~100)

점토지반에 있어서는 일축압축강도(q_u)가 $0.5kgf/cm^2$(c=$0.25kgf/cm^2$, ϕ=0) 이하인 점토는 연약점토(Soft clay)로 분류하며 표 2.2와 같다. 일축압축강도가 0.25kgf/cm^2 이하라면 대단히 연약한 점토(Vert soft clay)라고 말한다. 표준관입시험을 수행하면 N<4이면 연약한 점토, N<2이면 대단히 연약한 점토가 된다. 그러나 점토지반에서 측정된 N값은 점토의 굳기에 대한 판별뿐만 아니라 전단강도를 추정하는데 있어서 극히 개략적인 추정치 밖에 제시하지 못한다는 것을 이해하여야 한다.

표 2.2 점토에 대한 연약지반 판별(한국지반공학회, 2005)

굳기	N 값	일축압축강도, $q_u(kgf/cm^2)$
대단히 연약	< 2	< 0.25
연약	2 ~ 4	0.25 ~ 0.5
중간	4 ~ 8	0.5 ~ 1.0
견고	8 ~ 15	1.0 ~ 2.0
대단히 견고	15 ~ 30	2.0 ~ 4.0
고결	> 30	> 4.0

또한 구조물의 종류에 따른 개략적인 연약지반 판정기준을 다음 표 2.3에 나타내었다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 2.3 구조물의 종류에 따른 연약지반 판정기준(한국지반공학회, 2005)

구조물의 종류	지반의 상태						판정
	토질	층후(m)	N값	q_u (tf/m^2)	q_c (tf/m^2)	함수비 (%)	
도로	-		2이하	2.5이하	12.5이하		초연약지반
			2~4	2.5~5.0	12.5~25		연약지반
			4~8	5.0~10.0	25~20		보통지반
고속 도로	이탄층	5.0~2.5	4이하	5이하			연약지반
	점성토층	2.5~1.25	4이하	5이하			연약지반
	사질토층	-	10이하				연약지반
철도	-	2 이하	-			100이상	연약지반
		5 이하	2이하			50이상	
		10이상	4이하			20이상	
		30이상	30이상				지지층
건축	-		10이하				연약지반

2.1.3 연약지반 입자 특성 및 지반구조 특성

가. 점토광물 입자의 특성과 지반 구조 특성

점토광물 입자는 입자 표면에 주로 음전하를 띠고 있으며 이로 인하여 입자 간에 전기적인 힘 또한 작용하게 된다. 이러한 음전하는 주로 입자를 구성하는 광물질 양이온의 동형치환으로 기인하며 그 외에도 수산이온의 표면분리, 결정구조 내 양이온의 부재, 음이온흡착, 유기물질 등에 기인하기도 한다. 이러한 음전하의 크기는 입자의 표면적과 직접 관련되어 있으며 입자가 작을수록 비표면적이 커지므로 많은 음전하를 띠게 된다.

이와 같이 음전하를 띤 점토광물 입자가 물속에 잠겼을 때 물 분자의 양극성과 물속에 녹아있는 양이온들에 의해 평형관계를 이루는 이중 확산층이 형성된다. 이때 형성된 이중 확산층의 두께는 물속에 포함된 양이온의 성질과 농도에 의해 크게 영향을 받는다. 그리고 이와 같이 형성된 이중 확산층에 의해 평형관계를 갖는 점토광물 입자들이 서로 접촉하고자 할 때는 입자 간 전기적 평형관계를 갖는 점토광물 입자들이 서로

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

접촉하고자 할 때는 입자간 전기적 평형관계가 흐트러지게 되고 입자 표면의 음전하로 인하여 서로 반발하는 힘이 유발되는 한편 반대로 입자간 반데르발스 힘에 의한 인력 또한 작용하게 된다. 이들 반발력과 인력은 입자간 거리에 따라 상대적인 크기가 좌우되며 이러한 입자 간의 전기적인 힘들이 지반 구조의 형성에 영향을 주게 된다.

점토 광물의 입자가 크거나 물속에 많은 양이온이 존재할 경우에는 입자 주변에 형성된 이중 확산층의 두께가 상대적으로 매우 작으므로 입자 간에 작용하는 반발력보다 입자 가장자리의 양전하와 입자 표면의 음전하에 의한 인력이 우세하게 되어 입자 표면과 가장자리가 서로 결합된 구조인 면모구조를 가지게 된다. 그러나 입자가 매우 작거나 물속에 매우 작은 양의 양이온이 존재하는 경우에는 입자 주변에 형성된 이중 확산층의 두께가 매우 두터우므로 입자 간에 작용하는 반발력이 보다 우세하게 되어 서로 평행한 형태의 분산구조를 형성하게 된다. 한편 해수와 같이 양이온 농도가 높은 주변 환경에서는 점토광물 입자 주변에 형성되는 이중 확산층 내의 양이온 농도가 높으므로 점토광물 입자 표면의 음전하 특성을 중화시키기 위한 이중 확산층의 두께가 얇아지게 된다. 따라서 음전하 특성을 갖는 점토광물 입자 표면과 양전하 특성을 갖는 입자 모서리 부분이 서로 가까워지고 이로 인한 전기적 인력으로 인해 서로 평행하게 입자들이 결합된다. 이와 같이 결합된 입자들은 일반적인 면모구조를 형성할 때와 마찬가지로 입자 표면과 모서리가 서로 전기적인 인장력으로 인해 결합이 쉽게 이루어짐으로서 간극비가 매우 크게 형성되는 염기성 면모구조를 형성하게 된다.

나. 연약지반의 물리적 특성

점토광물을 많이 포함하고 있는 연약점토지반은 자연함수비가 거의 액성한계와 같거나 이보다 약간 크다. 이것은 앞서 설명한 바와 같이 점토광물 입자의 주변에 형성된 이중 확산층에 의해 지반 조성 시 외부에서 큰 하중이 작용하지 않는 한 입자 간 간격이 어느 정도 유지된 상태로 지반구조가 형성되거나 간극비가 매우 큰 면모구조가 형성되기 때문이다. 점토광물 입자의 크기가 작을수록 액성한계가 크므로 따라서 지반 내의 점토광물 입자 특성에 따라 조성된 지반의 자연함수비 값이 좌우될 수 있다.

일반적으로 큰 자연함수비를 가질수록 연약한 지반이며 통일분류법에 의해 분류하면 고소성점토(CH)의 특성을 가지는 지반일수록 연약한 지반 특성을 가지게 되고 큰 자연함수비로 인하여 지반의 단위중량이 비교적 작은 값을 가지게 된다. 포화된 지반의 경우 흙의 비중을 알면 자연함수비에 의해 간극비 및 단위중량을 산정할 수 있다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

다. 연약지반의 공학적 거동 특성

지반공학 문제의 해석 및 설계 시 가장 주된 기준이 되는 것은 지반의 허용변위 및 강도이다. 강도는 주어진 하중 하에 매우 큰 변위가 유발될 때의 지반에 대한 전단저항을 나타내므로 지반공학 문제는 결국 변위 문제로 귀착될 수 있다. 이러한 관점에서 볼 때 연약지반은 주어진 하중 변화에 의해 변위가 많이 유발되는 지반으로 정의될 수 있다. 잘 알려진 바와 같이 지반은 작은 흙입자들과 그들 사이의 간극으로 이루어져 있고 일반적으로 이러한 구성요소들이 어떠한 형태로 지반을 이루고 있는지에 따라 형성된 지반의 공학적 거동특성이 매우 달라진다.

지반을 구성하고 있는 흙 입자는 입자 간에 전기적 힘이 작용하는 점토광물 입자와 입자 간에 전기적 힘이 거의 없는 조립토 광물 입자로 구분될 수 있고 이러한 입자의 성질에 따라 지반 조성시 형성된 구조가 다르게 된다. 뿐만 아니라 지반의 전체 변위 성분 중 가장 큰 요인이 되는 요소는 입자 간의 상대적인 변위이므로 이와 같이 형성된 지반변위가 많이 유발되는 연약지반의 특성을 나타내게 된다.

형성된 지반이 대부분 입자 간 전기적 힘이 없는 조립토 입자들로 구성된 경우에는 입자 모양이 일반적으로 둥글거나 각진 형태의 모양을 가지게 되면 이와 같은 경우 자연적으로 조성되는 지반구조는 봉소구조가 형성되는 특별한 경우를 제외하고는 상대밀도가 작더라도 정적하중에 대해서는 비교적 작은 변위가 유발된다. 그러나 상대밀도가 작은 포화된 모래 지반이 진동 하중을 받는 경우에는 비교적 큰 변위가 유발될 수도 있고 또 강도가 매우 작아지므로 사질토 입자로 이루어진 지반에서도 동적하중에 대해서는 연약지반의 거동특성을 나타낼 수 있다.

반면 구성된 지반이 입자 간 전기적 힘이 작용하는 점토광물을 많이 포함하는 경우에는 이들 입자의 모양이 판이나 막대모양인 경우가 대부분이고 이러한 입자들을 포함하는 경우에는 또 다른 변위 요소인 입자의 휨 등이 전체 변위에 상당한 영향을 주게 된다. 따라서 이러한 경우에는 정적 하중에 의해서도 큰 변위가 유발 될 수 있다(박경재, 2010).

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

2.1.4 연약지반 개량공법의 종류

연약지반 개량공법에는 지반의 종류나 개량 목적에 따라 여러 가지로 분류되며, 연약지반 개량공법 선정을 위한 고려사항은 표 2.4와 같고, 개량원리에 따라 다음 표 2.5와 같이 구분할 수 있다.

표 2.4 연약지반 개량공법 선정을 위한 고려사항

항목	내용
구조물의 특성	구조형식, 규모, 기능, 중요도
연약지반의 특성	연약토층 종류, 범위, 깊이, 지반의 성층상태, 공학적 특성
개량효과의 존속성	일시적 개량, 영구적 개량
개 량 목 적	강도증가, 침하촉진, 침하억제, 액상화 대책
개량공법의 특징	설계의 정도, 시공성, 시공장비 사용 및 재료획득의 난이, 개량효과판정의 난이
공기, 환경면의 제약	공사기간 및 소요 공사기간, 주변환경 및 현황, 오염정도, 진동 및 소음 정도
종합적인 경제성	타공법과 비교검토를 통한 경제성
기 타	설계변경의 난이, 장래계획과의 연계성 등

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 2.5 연약지반 개량공법의 분류(한국지반공학회, 2005)

구분	개량원리	주요공법	적용지반	개량목적
하중 경감 및 균형	경량화	경량자재 (EPS)	점성토 유기질토	지반의 지지력 향상 지반의 전단변형억제 지반의 침하억제 활동파괴의 방지 Trafficability 확보
	하중 균형	압성토공법		
	하중 분산	침상공법		
		Sheet, Net 공법		
		Sand Mat 공법		
		표층혼합처리공법	점성토, 유기질토	
지반 개량	치환	굴착치환공법	점성토, 유기질토	활동파괴의 방지 침하의 감소 지반전단변형의 억제
		강제치환공법		
	탈수	Preloading	점성토 유기질토	압밀침하촉진 지반의 강도증가 촉진 활동파괴의 방지
		연직배수 공법: Sand Drain 공법		
		연직배수 공법: Paper Drain 공법		
		연직배수 공법: Pack Drain 공법		
		지하수위 저하공법: Well Point 공법	사질토	
		지하수위 저하공법: Deep Well 공법	점성토	
		생석회 Pile공법		
	다짐	Sand Compaction Pile공법	점성토, 사질토, 유기질토	침하의 감소 액상화의 방지 활동파괴의 방지
		Vibro-flotation 공법	사질토	
		Vibro-tamper 공법		
		쇄석 말뚝 공법	점성토, 사질토	
		동다짐, 동압밀공법	사질토	
	고결	석회계 심층혼합처리공법	점성토	활동파괴의 방지 침하의 감소 지반의 전단변형방지 지반의 Piping 방지
		시멘트계 심층혼합처리공법		
		분사교반공법		
		동결공법	점성토, 사질토	
	지수	약액주입공법	사질토	지반 측방유동방지 차수
		분사주입공법	점성토, 사질토	
		지수널말뚝공법	사질토, 유기질토	

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

2.2 쇄석다짐말뚝공법

2.2.1 쇄석다짐말뚝공법의 개요

가. 쇄석다짐말뚝의 개요

연약지반상에 성토 시 가장 큰 문제점은 압밀에 의한 장기침하를 들 수 있다. 다짐말뚝공법은 모래나 자갈, 쇄석 등을 연약지반에 강제로 압입하여 말뚝에 의해 상부응력을 하부 지지층까지 전달하기 보다는 상부응력을 말뚝과 지반이 서로 분담하여 지지력을 향상시키고, 점토에서 과잉간극수압의 감소를 가져와 압밀촉진공법으로 이용되고 있다. 그 중 모래를 이용하는 모래다짐말뚝이 널리 이용되고 있는데, 대규모 토목공사에서 사용되는 건설재료로써 막대한 양이 소요되는 모래는 양질의 연약지반 안정처리의 주 개량재로써 현재 수요는 급증하고 있으나, 최근 모래자원의 부족현장 및 단가상승으로 저렴한 재료를 대체재로 할 수 있는 연약지반 처리 또는 보강공법의 개발의 필요성이 증대되고 있다.

따라서 양질의 모래 대신 재료확보가 쉽고 경제성이 좋은 쇄석을 사용할 수 있으며, 또한 폐콘크리트 파쇄물, 터널공사시 발파석 버럭, 석산개발시 버럭, 그리고 화력발전소 부산물인 슬래그 등의 재료를 사용할 수 있는 환경 친화적인 쇄석다짐말뚝을 연약지반 공사에 적용하는 사례가 증가하고 있다.

나. 쇄석다짐말뚝의 특징

쇄석다짐말뚝은 1830년대에 프랑스에서 고유기질 흙의 개량을 위해 처음으로 사용되어 강도증가, 지지력 향상, 침하저감 그리고 배수촉진 등을 목적으로 연약한 점성토 지반에 많이 적용되고 있으며, 느슨한 사질토 지반에도 적용이 가능한 공법이다. 쇄석다짐말뚝의 특징은 다음과 같다(최용규 등, 2002).

① 지지력 증진

진동효과를 이용한 지반의 압밀을 촉진시킬 수 있고, 마찰각이 큰 채움재로 대상지반에 치환함으로써 연약지반의 지지력을 증가시킬 수 있어 상부 구조물에 대한 지지능력을 향상시킬 수 있다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

② 지반보강

쇄석말뚝공법을 이용한 연약지반의 보강은 쇄석말뚝 재료가 상대적으로 높은 강성을 가지고 있기 때문에 가능하다. 균등한 평면변형조건하에 주어진 두 재료에서의 응력은 단단하고 유연성이 적은 재료 주위에 집중된다. 이렇게 쇄석말뚝에 전달되는 하중분담은 지반과 쇄석말뚝 사이의 상대밀도, 쇄석말뚝의 직경, 배치간격, 하중의 특성 등에 따라 결정된다.

③ 액상화 방지

지반의 압밀을 유도하여 주위 지반의 밀도를 증가시키고, 과잉간극수압이 배수에 의해 쉽게 소산되고 큰 전단강도가 발휘하므로 액상화의 가능성을 완화시킨다.

④ 사면 보강 효과

쇄석말뚝에 의한 하무지반의 개량효과는 쇄석말뚝 자체의 높은 마찰각과 쇄석말뚝에 집중되는 하중효과로 인하여 파괴면에서 전단저항이 증가하는 것으로 나타나며, 쇄석말뚝의 관입으로 발생되는 하부지반의 치환 등을 들 수 있다. 이러한 전단저항의 증가로 인해 사면보강 효과를 기대할 수 있다.

⑤ 배수효과

진동치환으로 설치되는 쇄석말뚝은 지진과 같은 지반거동으로 발생한 과잉간극수압을 효과적으로 소산시키는 뛰어난 배수효과를 가지고 있으므로 개량기간은 일반적으로 시공기간과 3~4주 정도의 기간이 소요된다. 효과적인 배수를 위한 일반적으로 9.5~51mm 범위를 가진 입도가 양호한 자갈을 추천하지만, 100mm이상의 크기를 가진 자갈이 사용되기도 한다.

2.2.2 쇄석다짐말뚝공법의 분류

쇄석다짐말뚝은 시공방법에 따라 구분되는데 다짐방식에 따라 진동방식(Vibrator type), 직접다짐방식(Rammer type)으로 쇄석의 투입방식에 따라 Bottom feed vibrator, Top feed vibrator로 천공 및 쇄석주입보조 장비 부착여부에 따라 Water, Air, 그리고 작업조건(해상 또는 육상)에 따라 Onshore 또는 Offshore와 리더장착 또

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

는 크레인 종류에 따라 다양하게 분류되어 시공된다.

가. 다짐 방식에 따른 분류

쇄석말뚝은 강성이 크고, 압축성이 작은 조립질 재료를 이용하여 연약지반 상에 말뚝체를 형성하는 연약지반 개량공법으로써 말뚝체를 형성하기 위한 쇄석의 다짐 방식에 따라 진동형식과 직접다짐형식으로 분류된다.

나. 쇄석 투입방식에 따른 분류

바이브레이터 형식은 일반적으로 습식 Top feed와 건식 Bottom feed 두 가지로 구분된다. 일반적으로 두 가지 형식 모두 실제 쇄석말뚝 시공시 적용되며, 바이브레이터는 전체 개량심도를 관통하여 천공홀을 형성하고, 바이브레이터의 선단을 통하여 즉시 치환재를 1m 가량 투입하여 바이브레이터를 인발한다. 인발과 동시에 50~70cm 정도 진동과 함께 재 관입하여 30~50cm 길이의 쇄석 말뚝을 형성한다. 그림 2.1은 일반적으로 현장에서 시공할 때 사용되는 바이브레이터 선단에 워터젯(Water jet)장비를 장착하여 크레인에 매달아 사용하는 습식 Top feed method의 개요도를 보여주고 있다.

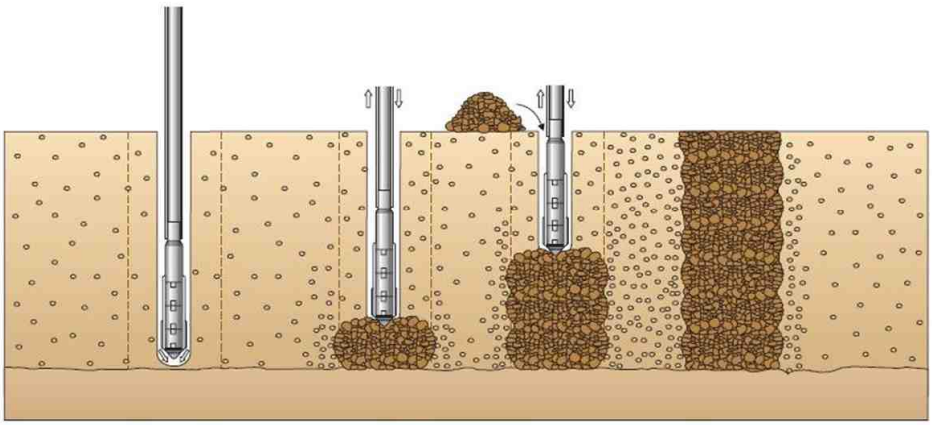


그림 2.1 습식 Top feed method 개요도(김세원, 2009)

다. 리더 장착 또는 크레인

현장 여건에 따라 리더 장착 또는 크레인 부착 등의 방식을 결정할 수 있다. 일반적으로 Bottom feed method는 젯팅(Jetting) 시스템을 장착한 바이브레이터를 개조한 크

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

레인에 매달아 사용하고, 바이브레이터 선단에 치환재를 공급하기 위하여 파이프를 사용하거나, 호퍼를 사용하기도 한다. 크레인 장착 방식은 일반적으로 16m 가량의 깊은 심도이거나, 바지선을 이용한 해상 작업시 많이 사용된다. 건식 Bottom feed method는 리더에 장착하여 사용하는데 이러한 장비는 바이브레이터를 개조된 말뚝 장비와 조립하여 장착한다. 한편, 장비의 경량성과 효율성을 고려하여 개량심도를 20m 정도로 한정하였다(박시삼 등, 2008).

2.3 TCM 공법

2.3.1 TCM의 개념 및 정의

Trench cutting and Continuously mixing Method(이하 TCM)는 공기, 공사비, 환경 및 벽체 차수와 강도의 문제점들을 줄이기 위하여 장비를 이용하여 지반을 직접 절삭하며 동시에 소일시멘트를 주입 및 교반하여 연속벽체를 시공하고 강성을 높이기 위해서 강재를 삽입하는 방법이다. 이는 트렌치를 직접 굴착하고 철근망을 삽입하여 지중벽체를 시공하는 기존의 Trench Cutting 공법과 비슷하지만, 지하연속벽체를 시공하면서 절삭장비를 해체 조립할 필요가 없고, 이음새 없이 연속적으로 벽체를 시공할 수 있다는 점에서 큰 차이를 보여준다(이영수, 2013).

TCM은 본체에 커터기를 결합시키고 지반에 삽입하여 횡방향으로 이동하면서 지반 절삭과 동시에 고화제(Cement paste)를 주입하여 원지반 토사와 연속적으로 교반하여 지중에 연속벽을 조성하는 공법이다. TCM은 여러 시공현장에서 발생된 문제점들을 보완한 최신공법으로서 기존 공법 대비 시공속도는 단축되고, 자갈, 전석층에서도 성능이 뛰어나다. 다음 표 2.6은 기존에 사용되는 Diaphragm wall 공법과 TCM 공법을 비교하여 나타내었고, 다음 그림 2.2는 전석층에서의 TCM 공법 시공 전경을 나타낸다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 2.6 TCM 공법과 Diaphragm wall 공법의 비교(이영수, 2013)

구 분	TCM 공법	Diaphragm wall 공법
환경성	- TCM 본체가 지중으로 삽입되어 비산먼지 발생이 없음 - 폐기물 감소 - 소음 70dB 이하로 유지 가능	- 커터 형식의 상하 굴착공법으로 비산먼지 발생으로 인한 민원발생 우려 - 커터 형식의 상하 굴착방식으로 지중 작업시 소음 발생
경제성	- 폐기물처리비 절감 - 시멘트 사용량 절감 - H-Beam 간격 조정으로 자재비 절감	- TCM 공법에 비하여 경제성이 떨어짐
공정 속도	- 타 공법에 비하여 빠름 - 자갈 및 전석층 시공 가능	- 지반의 성격마다 시공속도가 현저히 다름 - 자갈 및 전석층 시공 가능

그림 2.2 전석층에서의 시공 전경(이영수, 2013)

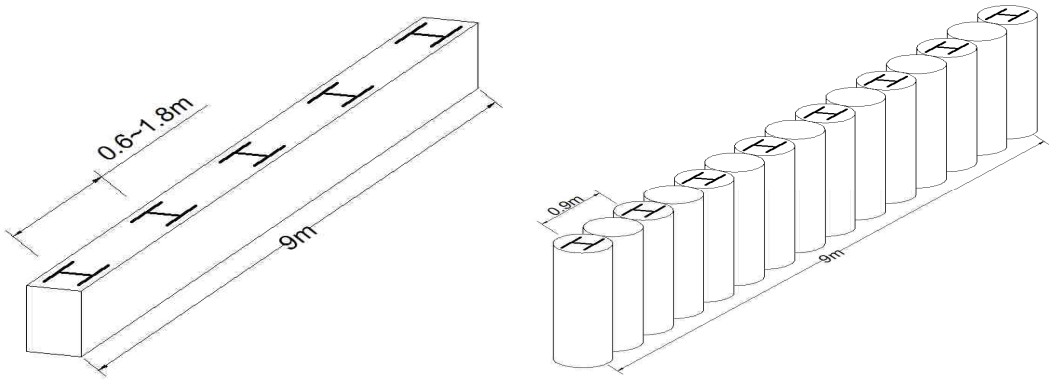
작업시 다음 그림 2.3과 같이 TCM기가 지중으로 삽입되어 작업이 진행되므로 장비의 전도 위험성이 없고, 주변 지반의 변위가 억제되며 비산먼지가 발생하지 않으므로 친환경적으로 최대민원을 해결할 수 있다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

그림 2.3 TCM 장비의 시공 전경(Bruce and Mauro, 2010)

또한 그림 2.4와 같이 종전에 사용되던 Soil Cement Wall(SCW), Cast In Placed Pile(CIP) 등의 공법에 비해 투수층과 물 투수층의 Joint 처리와 차수를 완벽하게 시공하여 공기단축, 공사비 절감, 우수한 품질, 폐기물 처리비용 절감 등 개량된 구체 및 차수벽을 구축할 수 있는 공법이다. 또한 소일시멘트를 사용하여 지반 굴착 시 동시에 벽체를 시공하고 철근망을 조립 및 삽입하는 대신 H-Beam으로 벽체의 강성을 보강함으로 인한 공기단축, 환경폐기물의 양의 감소효과가 있는 공법이다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY



(a) TCM 공법의 차수벽 (b) SCW 공법의 차수벽

그림 2.4 공법에 따른 차수벽의 형태

2.3.2 TCM 공법의 시공장비

TCM 공법의 작동원리는 세 개의 유압모터를 배열하여 동력을 링크(link)축으로 전달, 회전하며 링크에 결합된 비트로 지반을 절삭, 교반하여 흙막이 벽체를 조성하는 공법이다. 해머드릴이나 오거드라이버를 구비하는 파일 드라이버에 체인굴착장치를 설치하여 수직굴착과 체인굴착장치로 지중연속벽을 굴착하며, 압축된 압축공기공급 및 시멘트몰탈을 타설하여 지중콘크리트 연속벽을 효과적으로 구축하면서 H-Beam을 삽입시켜 지중에 콘크리트연속벽을 견고하고 식속하게 구축할 수 있는 지중연속벽 구축용 파일드라이버와 기존의 체인굴착장치가 수평방향으로는 고정되어 있어 무한궤도차량의 위치에 제한이 가해지므로 지중벽의 코너에서 연속시공이 불가능하였으나, 지중벽의 코너에서도 조인트 없이 연속시공이 가능하도록 유독레일장치와 체인굴착장치를 잡아주는 좌우의 협지장치를 파일드라이버의 전면에 설치하여 체인굴착작업을 원활히 수행하고 굴착능력을 높인 지중연속벽 구축용 파일드라이버를 사용한다(이영수, 2013).

아래 그림 2.5는 지반을 직접 절삭하며 소일시멘트를 주입하여 연속벽체의 시공이 가능한 굴착장치의 개념도이며, 부속장비의 목록과 사용목적은 다음과 같다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

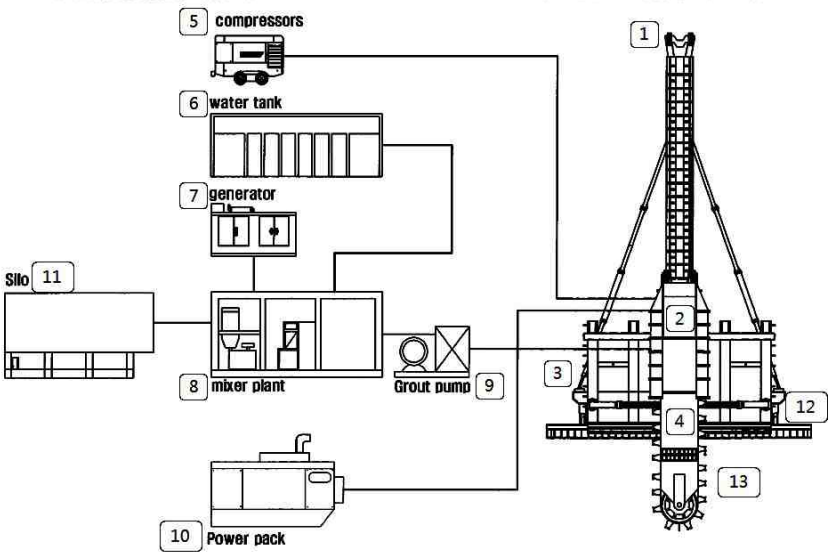


그림 2.5 장비 개념도(이영수, 2013)

① 파일 드라이버

TCM기를 파일 드라이버 리더에 결합하여 사용하며, TCM기는 모든 파일 드라이버에 결합 가능한 전용성을 가지고 있음.

② TCM 본체

3개의 유압모터를 사용하여 링크로 회전하며 지반을 절삭 교반하는 장치

③ TCM 프레임

TCM기의 수평을 유지하고 유압실린더로 이동하여 작업의 속도를 상승시키는 장치

④ 커터 박스

작업의 굴착심도에 따라 커터 박스를 설치하여 작업 심도를 조절하는 장치. 3, 6, 12m의 커터 박스를 심도에 따라 맞게 배열하여 작업함.

⑤ 공기압축기

시멘트 그라우팅을 위해 TCM 본체로 압축공기를 생성하는 장치

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

⑥ 물 저장고

시멘트 배합을 위해 물을 저장하는 저장고

⑦ 발전기

혼합 장치에 전기를 공급하는 장치

⑧ 혼합 장치

시멘트와 물을 토질에 따라 알맞게 배합하는 장치. 자동저울로 표준 배합비에 근거하여 시멘트를 비비는 장치

⑨ 그라우트 펌프

TCM기에 시멘트를 공급하는 장치

⑩ 전원함

TCM기의 유압모터에 동력을 제공하고 파일 드라이버에 전반적인 가동의 동력을 제공하는 장치

⑪ 사일로

시멘트 저장고

⑫ 레일유도장치

상단의 톱세이브에 설치된 풀리 및 로프들에 의하여 파일드라이버의 리더를 따라 횡으로 반복이동 및 승강동작을 하는 장치

⑬ 커터 비트

링크에 부착되어 지반을 절삭하는 장치

커팅장비는 지반을 커팅 하는 동시에 그라우트펌프를 사용해 사일로에 저장되어 있던 시멘트, 골재와 물을 교반하여 지반에 직접 주입한다. 이때, 장비는 좌우로 움직이며 지반을 굴착함과 동시에 연속벽체를 시공한다. 시멘트 그라우팅에 필요한 부속장비

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

들을 커팅장비에 함께 탑재가 가능해 타 공법에 비해 현장부지 관리가 용이하며, 커팅장비의 좌우이동이 가능하므로 이음새 없는 연속벽체의 시공이 가능해 차수성이 뛰어나다.

연속벽체의 강성을 보강하기 위해 지반에 소일시멘트를 주입시 H-Beam을 삽입하여 벽체의 강성을 보강할 수 있으며, 이는 시공 후 영구 벽체로 사용이 가능하다. 철근망을 조립하고 삽입하여 시공하는 것보다 시공속도가 빠르며, 말뚝을 사용하여 지중벽체를 시공하는 주열식 공법에 비해 안정성 및 차수성이 뛰어나다.

또한 TCM 벽체는 임의의 간격으로 보강재의 설치가 가능하여 주변지반의 특성 및 현장조건에 따라 쉽게 공법을 변경하여 적용할 수 있다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

제 3 장 현장 사례

3.1 쇄석다짐말뚝공법으로 개량된 사면부 파괴

3.1.1 이상변위 및 히빙 발생구간 현황

『○○~○○간 국가지원지방도 확·포장 공사』중 연약지반이 분포하고 있는 구간(STA.9+440 ~ 9+510)의 단계별 성토 후 휴지기간 중 급작스런 하부 주변지반의 이상변위와 히빙현상이 발생하였다. 표 3.1은 이상변위 및 히빙 발생구간의 공사현황이고, 그림 3.1은 이상변위 및 히빙 발생구간의 위치이고, 다음 그림 3.2와 그림 3.3은 이상변위 및 히빙 발생구간의 평면도와 전경이다.

표 3.1 이상변위 및 히빙 발생구간 공사현황

구 분	STA.	연장 (m)	지반개량 현황			과재성토 계획도 (m)
			도로부 개량공법	사면부 개량공법	개량심도 (m)	
이상변위 발생구간	9+440 ~ 9+510	70.0	PBD공법	GCP공법	15.0 ~ 16.0	16.8

그림 3.1 이상변위 및 히빙 발생구간 위치

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

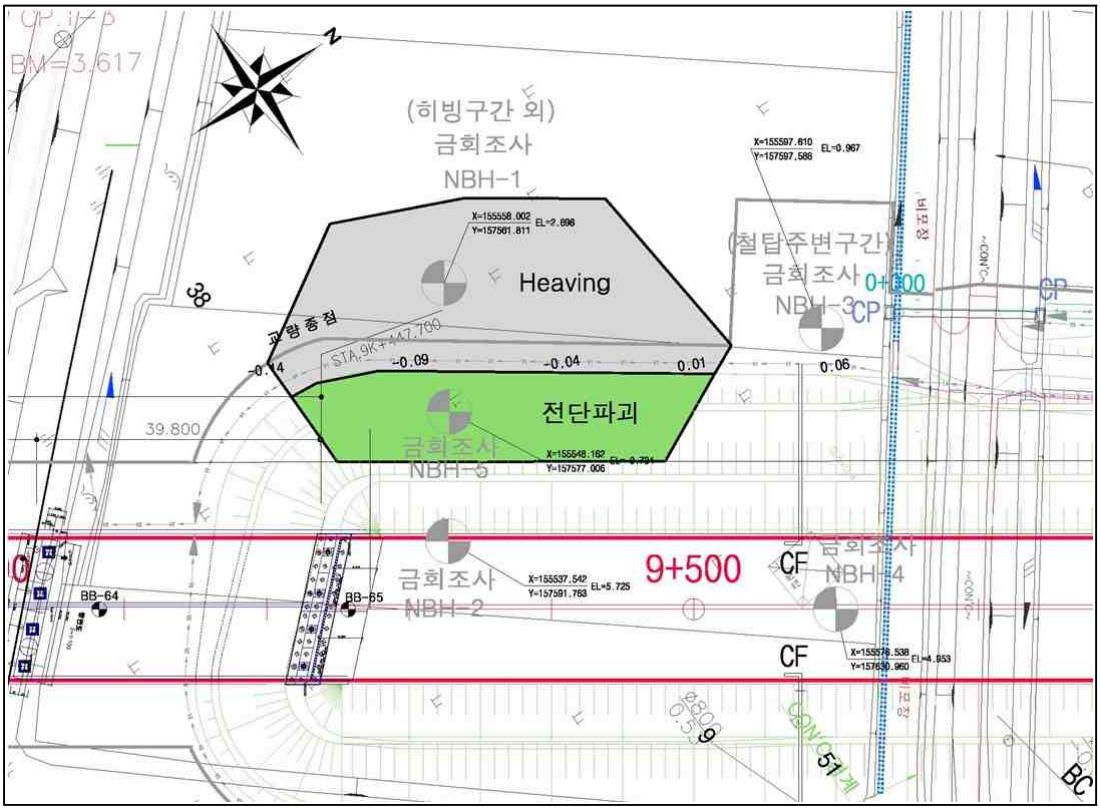


그림 3.2 이상변위 및 히빙 발생구간 평면도

(a) 이상변위 발생구간 상부 전경

(b) 좌측성토사면 하부 히빙발생 전경

그림 3.3 이상변위 및 히빙 발생구간 전경

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.1.2 연약지반구간 현황 분석

가. 연약지반구간 현황

다음의 그림 3.4와 그림 3.5와 같이 시추조사 결과 본 연구의 이상변위 및 히빙이 발생된 구간과 최 인접한 시추조사공(BB-65, STA. 9+451.47)은 N치가 1/30의 연약지반으로 분류되는 고소성점토층(CH)으로 확인되었다.

해당 조사공의 4.5m 심도에서 채취된 불교란시료는 현재의 함수비가 액성한계보다 높은 액성상태로 비배수강도는 $9.0kN/m^2$ 내외의 초연약한 상태이며, 심도 10.5m의 비배수강도는 $23.0kN/m^2$ 내외의 상대적으로 단단한 상태이다.

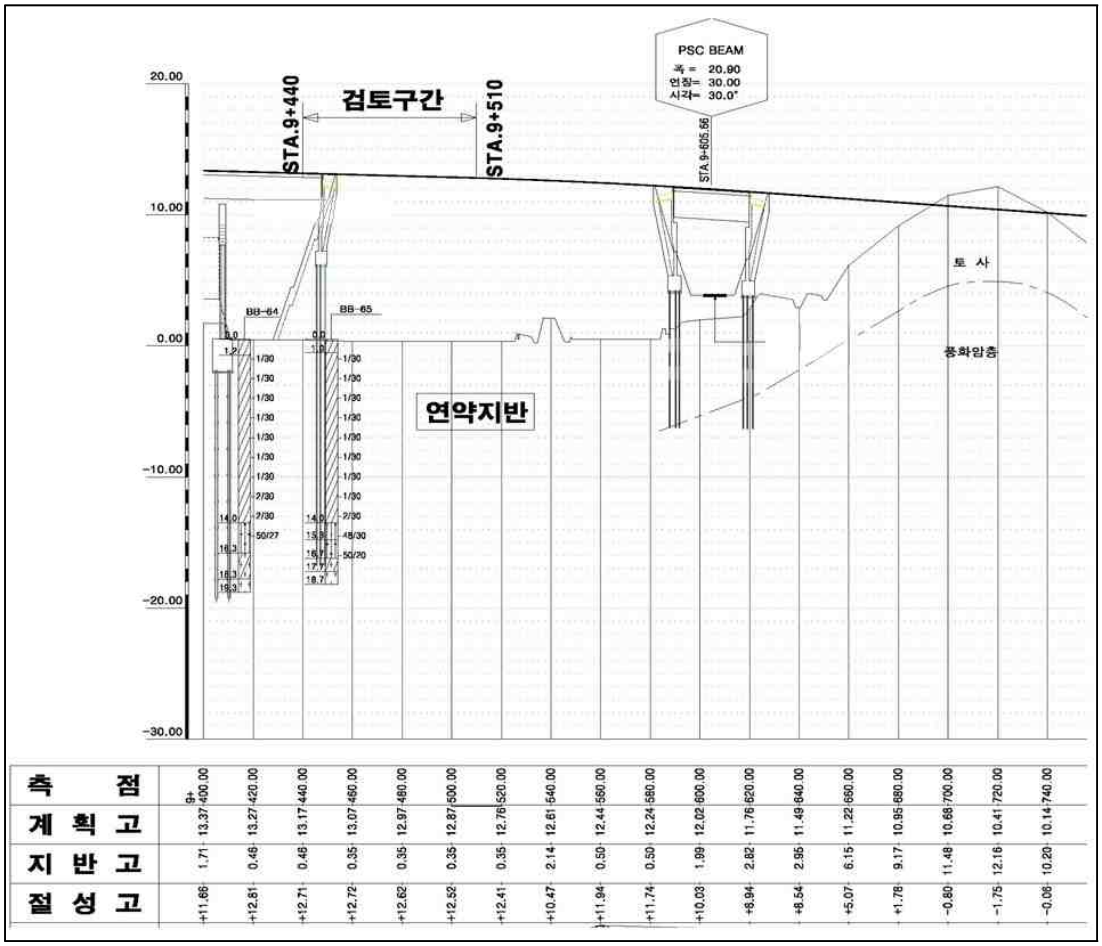


그림 3.4 연약지반 현황 및 종단면도

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

교 량 부 시 추 주 상 도

페이지 : 2 중 1 페이지

사 업 명		시추공번	BB-65	조 사 일	2006-05-16		
발 주 처		위 치	STA. 9+451.47	표 고	EL(+) 0.5 M		
교 량 명		시추방법	회전수세식	시 추 자	김재식	지하수위	GL(-) 0 M
굴진심도	18.7 M	시 추 기	유압기	작 성 자	이정운	시추공경	NX

심도 (M)	표고 (M)	두께 (M)	주상도	시료	표준관입시험	TCR (%) / RQD (%)	기술	비고
1.00	-0.50	1.00					▶전답토 심도: 0.0~1.0m - 실트섞인 점토(모래함유) - 회갈색	
				1.5 S-1	1/30		▶퇴적층 심도: 1.0~14.0m - 실트섞인 점토 - 매우연약 - 회갈~흑색	
				3.0 S-2	1/30			
				4.5 U.D(1)				
				6.0 S-3	1/30			
				7.5 S-4	1/30			
				9.0 S-5	1/30			
				10.5 U.D(2)				
				12.0 S-6	1/30			
14.00	-13.50	13.00		13.5 S-7	2/30			
15.30	-14.80	1.30		15.0 S-8	48/30		▶퇴적층 심도: 14.0~15.3m - 실트섞인 모래 - 조밀 - 암회색	
16.70	-16.20	1.40		16.5 S-9	50/20			
17.70	-17.20	1.00				70/15	▶퇴적층 심도: 15.3~16.7m - 모래섞인 자갈(Φ3~5cm) - 매우조밀 - 회갈색	
18.70	-18.20	1.00				100/70		

그림 3.5 최인접구간 시추주상도

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

나. 연약지반구간 물리적 특성 분석

지반의 물리적 특성은 상태를 변화시켜도 그 특성이 변하지 않는 고유특성(비중, 입도, 액·소성한계)과 지반의 상태에 따라 그 특성이 변화하는 일반특성(함수비, 단위중량, 간극비, 포화도)으로 분류되며, 본 연약지반구간에서 채취한 불교란 시료의 각각의 특성은 표 3.2와 같다.

표 3.2 연약지반의 물리적 특성 분석 결과

구 분	물리적 특성 값
비중(G_s)	2.70
간극비(e)	1.50
함수비(w, %)	55.3
포화단위중량(γ_{sat}, kN/m^2)	16.74
액성한계(LL, %)	56.9
소성지수(PI)	31.2
액성지수(LI)	0.96

다. 연약지반구간 역학적 특성 분석

흙의 강도정수(c, ϕ)는 인공절취면이나 자연비탈면의 비탈면안정, 기초의 지지력 및 침하, 구조물에 작용하는 토압 등의 설계에 사용되는 토질정수이며, 본 연구에서는 연약지반구간에서 채취한 불교란 시료의 일축압축시험, 삼축압축시험(UU-Test) 및 표준관입시험 결과를 토대로 강도정수를 산정하였고, 시험의 결과는 표 3.3과 같다.

표 3.3 연약지반의 역학적 특성 분석 결과

구 분	역학적 특성 값
과압밀비(OCR)	0.77 (정규압밀)
압축지수(C_c)	0.56
압밀계수(C_v, cm^2/sec)	2.0×10^{-3}
비배수 전단강도(S_u, kN/m^2)	9.2
강도증가율(m)	0.23

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.2 쇄석다짐말뚝 검토

3.2.1 설계 검토내용

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 붕괴원인에 대해 분석하였다. 또한 한국해양연구원“모래다짐말뚝과 쇄석말뚝의 설계 및 시공 지침서(2001)”을 기초로 설계도서 검토, 쇄석다짐말뚝 설치 시 설계, 시공 및 지침 등을 종합적으로 검토하였으며, 검토내용은 다음과 같다.

① 쇄석다짐말뚝 적용시 유의지반

쇄석기둥은 원지반의 전단강도가 $7kN/m^2$ 이하이고, 예민비가 5이상인 지반에서는 적용성이 떨어지므로 적용시 주의가 요구된다.

② 쇄석다짐말뚝의 파괴 메커니즘

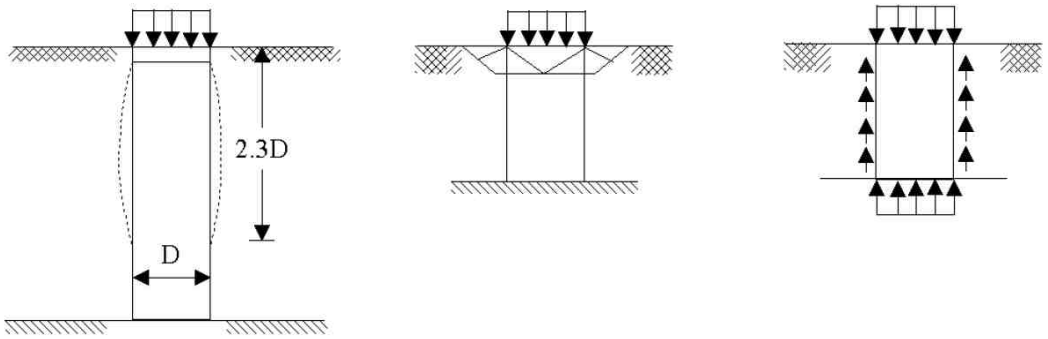
1) 쇄석다짐말뚝은 일반적으로 연약층을 통과하여 도달되도록 설계・시공하며, 연약층 심도가 깊은 경우에 선단이 연약층 내에 있도록 하는 경우도 있다. 실제 시공에서는 선단이 지지층에 도달하는 선단지지형식이 대부분이다.

2) 쇄석기둥의 파괴형상은 단일말뚝(Single column)과 무리말뚝(Group column)에 따라 차이가 있고, 짧은 말뚝(Short column)과 긴 말뚝(Long column)에 따라 차이가 있으며, 다음 표 3.4에서 단일쇄석다짐말뚝과 무리쇄석다짐말뚝의 파괴 메커니즘을 비교하였고, 다음 그림 3.6과 그림 3.7은 단일쇄석다짐말뚝과 무리쇄석다짐말뚝의 파괴형태를 보여준다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.4 단일쇄석다짐말뚝과 무리쇄석다짐말뚝의 파괴 메커니즘

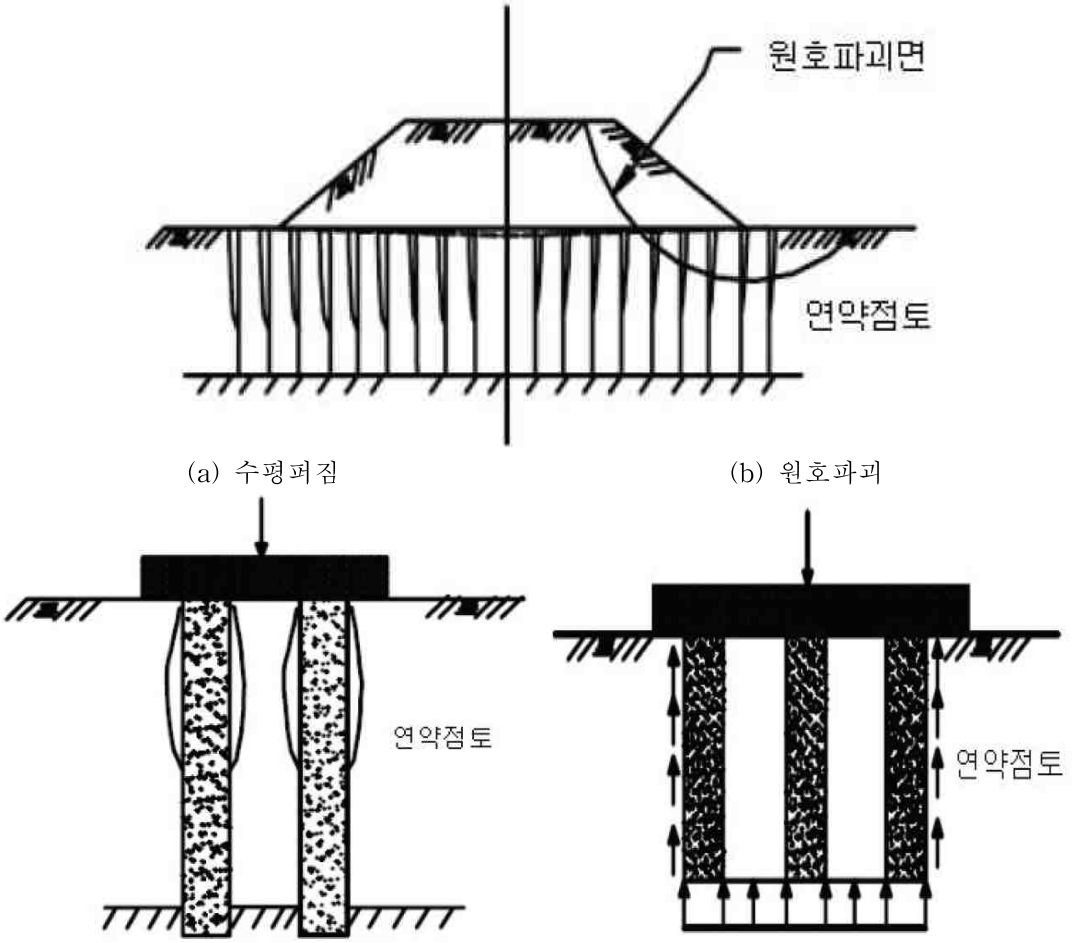
단일쇄석다짐말뚝	무리쇄석다짐말뚝
- 말뚝의 길이가 말뚝직경의 2~3배 이상되는 길이가 긴 쇄석말뚝의 경우는 팽창파괴가 일어남 - 말뚝의 선단이 단단한 지지층에 지지된 쇄석말뚝의 길이가 짧은 경우는 지표면 부근에서 전단파괴가 일어남 - 말뚝의 선단이 연약층 내에 있고 쇄석말뚝의 길이가 짧은 경우는 관입파괴가 일어남 - 점성토지반의 상층부분은 비교적 높은 강도를 갖고 있기 때문에 지반의 전단강도가 최소가 되는 지점에서 팽창파괴가 일어남 - 연약층 중간에 이탄토 등의 매우 연약한 층이 존재할 경우 쇄석말뚝 형성에 심각한 영향을 미칠 수 있음	- 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반에 성토하중이 재하되는 경우, 성토하중의 지반은 성토 바깥쪽 측방으로 이동하게 되는 퍼짐(Spreading)현상이 일어나고, 이러한 퍼짐현상으로 침하량이 증가하게 됨 - 쇄석다짐말뚝의 선단이 지지되어 있으면 상부에서 팽창 또는 전단파괴가 일어날 수 있고, 반대로 짧은 경우에는 관입파괴가 일어날 수 있음



(a) 긴말뚝의 팽창파괴 (b) 짧은말뚝의 전단파괴 © 짧은말뚝의 펀칭파괴

그림 3.6 연약지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴형태(박오성, 2007)

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY



(a) 수평퍼짐 (b) 원호파괴

(c) 팽창파괴 - 작은군 (d) 짧은말뚝의 펀칭파괴 - 균질한 연약층

그림 3.7 연약지반에서 무리쇄석다짐말뚝의 파괴형태(조헌영, 2010)

③ 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각과 응력분담비

쇄석다짐말뚝의 내부마찰각은 시공방법이나 재료의 입도분포에 따라 큰 차이가 있으며, 어느 특정 값만을 사용할 수 없다. 그러므로 중요한 구조물에 대해서는 현장에서 직접 특정시험에 의해 결정하여야 한다. 일반적으로 쇄석다짐말뚝에 대한 설계상수로서 응력분담비(n)는 2~2.5, 쇄석의 내부마찰각은 38°~45°의 값을 설계에 사용하지만 실제 현장 조건에 따라 적용해야하며, 모래다짐말뚝과 쇄석다짐말뚝의 응력분담비 적용사례는 다음 표 3.5와 같다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.5 지반보강공법(SCP, GCP)의 응력분담비 적용사례

구 분	응력분담비
명지대교 건설 민간투자사업 실시설계	n=5
군장국가 산업단지 인입철도	n=4
부산·진해 경제자유구역 미음지구 개발사업 조사설계	n=4
부산신항 배후철도 제1공구(삼랑진-진영간) 건설공사	n=4
부산신항 배후철도 제4공구(장유-신항만) 건설공사	n=4
부산신항 진입도로 건설공사	n=4
목포시 관내 국도대체우회도로	n=4
사옥-증도간 연도교 가설공사	n=4
초락교 가설공사	n=4
보성-임성리 제7공구 철도 건설공사	n=3
목포~압해간 연륙교 공사	n=3
부산신항 남컨테이너 부두 배후지 준설토 투기장 가호안 축조공사(1공구)	n=3
부산신항 남컨테이너 부두 배후지 준설토 투기장 가호안 축조공사(2공구)	n=3
군장국가산단(장항지구) 호안도로 축조공사	n=3

3.2.2 쇄석다짐말뚝의 지지력 검토

쇄석다짐말뚝은 쇄석말뚝-주변지반 그리고, 인접한 말뚝에 의한 구속효과 및 변형억제 등의 현상으로 인하여 하부 기초지반의 하중분담효과와 함께 복합적인 거동을 한다. 또한 쇄석다짐말뚝의 거동에 영향을 주는 요소는 주변지반의 비배수 전단강도 및 방사방향 응력-변형특성, 시공기초 쇄석다짐말뚝의 직경과 채움재의 응력-변형특성과 내부마찰각이며, 하중작용으로 발생하는 압밀은 무시한다.

쇄석말뚝을 지지하는 측방구속응력(σ_3)은 일반적으로 쇄석말뚝 팽창에 대한 주변지반의 극한 수동저항이며, 쇄석다짐말뚝이 파괴상태로 가정되기 때문에, 최대수직응력

조선대학교 CHOSUN UNIVERSITY

(σ_1)은 쇄석다짐말뚝의 수동토압계수(K_p)에 측방구속응력(σ_3)을 곱한 것과 같다고 할 수 있다.

일반적인 쇄석다짐말뚝의 지지력 산정을 위한 방법은 표 3.6과 같다.

표 3.6 쇄석다짐말뚝 지지력 산정방법

파괴유형	산 정 공 식	참 고 문 헌
팽창파괴	$q_u = [\sigma_{ro} + c_u(1 + In\frac{E_c}{2c_u(1+\upsilon)})]\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}$	Gibson and Anderson (1961)
	$q_u = [\sigma_{ro} + (1 + In\ \frac{E_c}{3c_u}) \cdot c_u]\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}$	Brauns (1978)
	$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u)\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}$	Hansbo(1994)
전단파괴	$q_u = cN_c + \frac{1}{2}\gamma_c BN_r + \gamma_c D_f N_q$	Madhav and Vitkar(1978)
	$q_u = c_u(\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta}) \cdot (1 + \frac{\tan\delta_s}{\tan\delta})\tan^2\delta_s$	Brauns(1978)

본 연구에서는 진동쇄석말뚝의 팽창파괴에 대한 안정성 확보를 위해 Gibson and Anderson(1961), Brauns(1978), Hansbo(1994)의 지지력 산정방법을 적용하여 검토하였다. 또한 본 연구에서 말뚝의 응력분담비(n)는 4.0, 내부마찰각은 38°, 말뚝간격은 1.5m을 적용하였고, 말뚝에 작용하는 접지압은 $47.7tf/m^2$ 으로 산정하여 검토하였다.

가. Gibson and Anderson(1961)의 공동확장이론

Gibson and Anderson(1961)은 주변지반에 의한 수동저항을 주변지반의 극한 수동저항이 발휘될 때까지 대칭축에 대한 확장한 무한히 긴 원통으로 모형화 하였으며, 확장된 공동은 쇄석다짐말뚝의 측방팽창과 유사하다고 하였다. Hughes and Withers(1974), Datye 등(1975)은 이 접근을 이용해서 쇄석다짐말뚝의 구속압을 구하였고, 다음 식(3.1)과 같이 쇄석다짐말뚝의 극한지지력을 나타내었다.

조선대학교 CHOSUN UNIVERSITY

$$q_u = [\sigma_{ro} + c_u(1 + In\frac{E_c}{2c_u(1+\upsilon)})]\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \quad (3.1)$$

여기서, q_u : 극한지지력(tf/m^2)

ϕ_s : 쇄석말뚝의 내부마찰각(°)

σ_{ro} : 초기 유효방사응력 = $K_0(\gamma_c \cdot h + p)$ (tf/m^2)

c_u : 점성토지반의 비배수전단강도(tf/m^2)

υ : 점성토지반의 포아송비

γ_c : 점성토지반의 단위중량(tf/m^3)

h : 팽창파괴가 발생하는 길이(보통 직경의 1~2배) (m)

p : 상재하중(tf/m^2)

K_0 : 정지토압계수 = σ_3/σ_1

E_c : 주위지반의 탄성계수(tf/m^2)

나. Brauns(1978)

Brauns(1978)는 말뚝의 극한지지력을 계산하기 위해 다음 식(3.2)을 제안하였다.

$$q_u = [\sigma_{ro} + (1 + In\ \frac{E_c}{3c_u}) \cdot c_u]\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \quad (3.2)$$

여기서, q_u : 극한지지력(tf/m^2)

ϕ_s : 쇄석말뚝의 내부마찰각(°)

σ_{ro} : 초기 유효방사응력 = $K_0(\gamma_c \cdot h + p)$ (tf/m^2)

c_u : 점성토지반의 비배수전단강도(tf/m^2)

γ_c : 점성토지반의 단위중량(tf/m^3)

h : 팽창파괴가 발생하는 길이(보통 직경의 1~2배) (m)

p : 상재하중(tf/m^2)

K_0 : 정지토압계수 = σ_3/σ_1

E_c : 주위지반의 탄성계수(tf/m^2)

다. Hansbo(1994)

Hansbo(1994)는 소성이론에 근거하여 실린더형 팽창의 경우 파괴시 방사응력(σ_{ro})은

조선대학교 CHOSUN UNIVERSITY

$\sigma_{ro}+5c_u$로 가정한다는 조건에서 쇄석말뚝의 극한지지력은 식(3.3)과 같이 표현할 수 있다.

$$q_u = (\sigma_{ro}+5c_u)\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s} \tag{3.3}$$

여기서, q_u : 극한지지력(tf/m^2)

ϕ_s : 쇄석말뚝의 내부마찰각(°)

σ_{ro} : 초기 유효방사응력 = $K_0(\gamma_c \cdot h+p)$ (tf/m^2)

c_u : 점성토지반의 비배수전단강도(tf/m^2)

표 3.7은 Gibson and Anderson(1961), Brauns(1978), Hansbo(1994)의 극한지지력 산정방법에 의해 계산된 결과이다.

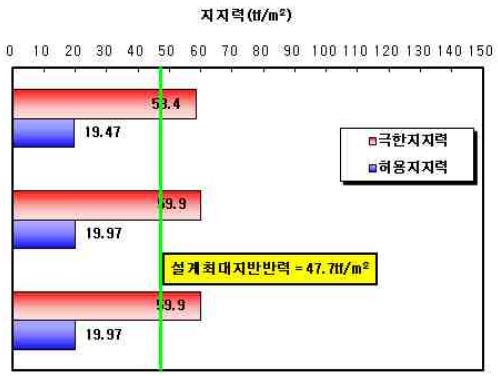
표 3.7 지지력 산정 결과

구분	산 정 공 식	극한지지력 (tf/m^2)
Gibson and Anderson (1961)	$q_u = [\sigma_{ro}+c_u(1+In\frac{E_c}{2c_u(1+\upsilon)})]\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}$	59.9
Brauns (1978)	$q_u = [\sigma_{ro}+(1+In\frac{E_c}{3c_u})\cdot c_u]\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}$	59.9
Hansbo(1994)	$q_u = (\sigma_{ro}+5c_u)\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}$	58.4

쇄석말뚝에 대한 안전율(FS)을 3으로 적용하여 허용지지력 산정결과 제안자에 따라 19.47~19.97tf/m^2의 값이 나왔다. 다음의 표 3.8과 같이 허용지지력이 설계최대 지반반력계수 47.7tf/m^2에 미치치 못해 팽창파괴에 대해 불안정한 것으로 확인되었고, 이는 설계 당시 예상하지 못한 연약지반의 교란에 의해 지반의 강도특성이 상실하여 나타난 것으로 확인되었다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.8 쇄석다짐말뚝의 안정성 검토결과

구분	안전율 (FS)	허용지지력 (tf/m^2)	검토결과
Gibson and Anderson (1961)	3	19.97	
Brauns (1978)		19.97	
Hansbo(1994)		19.47	

3.2.3 쇄석다짐말뚝의 적정성 검토

본 검토구간의 연약지반은 지반조사 및 시험에서 평균 비배수강도는 약 9.2kPa내외의 초 연약한 예민한 점토층으로 구성되어 있고, 쇄석다짐말뚝의 파괴 메커니즘에서 언급한 바와 같이 쇄석다짐말뚝 조성 후 주변지반의 측방 구속압이 매우 작은 상태에서 성토하중의 재하로 인하여 팽창파괴 및 성토체 바깥방향으로 퍼짐현상의 발생가능성이 있었을 것으로 예상 되었다. 즉, 단계성토로 인한 쇄석다짐말뚝의 변형 누적으로 쇄석다짐말뚝의 보강기능이 약화되어 일정 성토고 이상에서 일시에 전단파괴가 발생하였을 것으로 추정된다.

3.2.4 응력분담비 조정과 역해석

앞 절에서 연약지반구간의 실내실험 결과를 토대로 해석을 수행하였고, 구간별 원호활동해석에 사용된 지반정수는 다음 표 3.9와 같고, 수치해석시 사용한 지반정수는 다음 표 3.10과 같고, 현장 단계성토에 따른 지반정수는 다음 표 3.11과 같다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.9 구간별 원호 활동해석에 사용된 지반정수

구분	포화단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	비고
무처리구간	16.74	9.2	0	
PBD 구간	16.74	28.8	0	
GCP(1.5m×1.5m) 구간	16.74	복합지반 19.7	복합지반 19.5	개량체 내부마찰각 38° 응력분담비 4.0
GCP(1.2m×1.2m) 구간	16.74	복합지반 17.4	복합지반 24.9	

표 3.10 수치해석에 사용된 지반정수

구분	γ_{unsat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	k_h (m/day)	k_v (m/day)	탄성계수 E (kN/m^2)	포아송비 ν
성토재	19.0	20.0	25,920	8,640	10,000	0.30
쇄석매트	18.0	20.0	259,200	86,400	15,000	0.30
연약지반 (GCP보강)	18.0	20.0	2.59	190,080	15,000	0.30
연약지반	16.7	16.7	2.59	0.86		
연약지반 (PBD보강)	16.7	16.7	2.59	190,080		
견교한 점토지반	18.0	18.0	2.59	0.864	40,000	0.35
하부 자갈지반	18.0	20.0	259,200	86,400	15,000	0.30

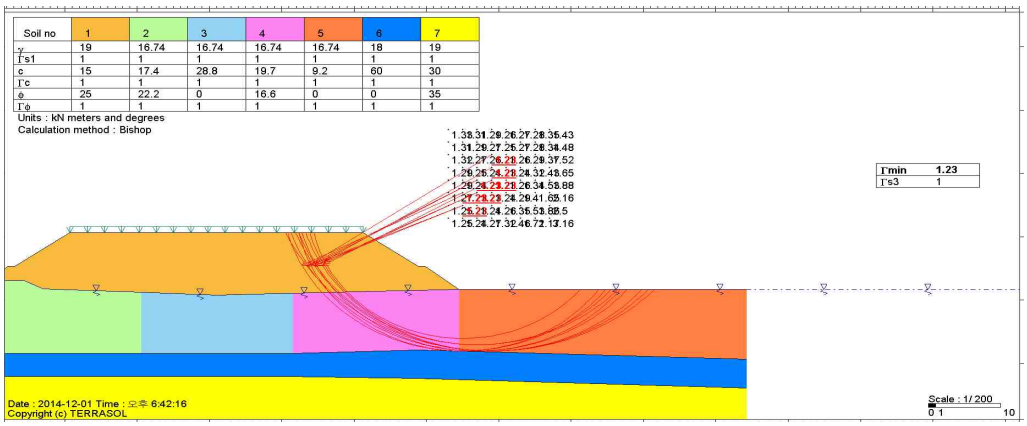
조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.11 현장 단계성토에 따른 지반정수

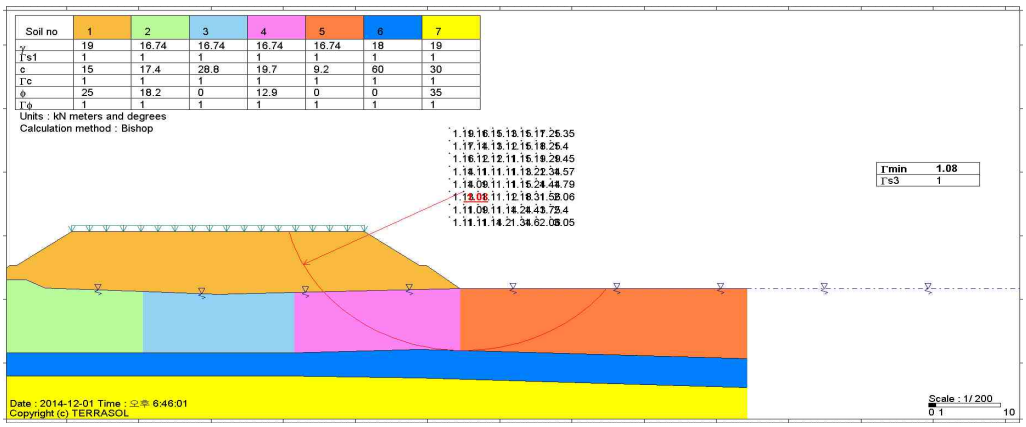
구분	성토고 (누적)	GCP 타설구간					PBD 타설구간 점착력 (kPa)
		복합지반점착력 (kPa)	내부마찰각(°)				
			n=4	n=3	n=2	n=1	
1단계	2.0(2.0)	9.8	19.5	16.6	12.9	7.6	11.0
2단계	2.0(4.0)	13.6					15.6
3단계	0.9(4.9)	15.1					18.2
4단계	0.5(5.4)	15.8					19.8
5단계	1.6(7.0)	17.0					21.6
6단계	1.0(8.0)	18.0					23.3
7단계	1.0(9.0)	19.7					28.8

쇄석다짐말뚝의 보강기능 축소를 모델화 하기 위하여 응력분담비를 감소하여 안정성을 검토하였다. 그 결과 좌측 성토사면은 응력분담비를 3으로 적용시 안전율이 1.23로 기준 안전율인 1.1에 만족하는 것으로 나타났고, 응력분담비를 2로 적용시 안전율이 1.08, 응력분담비를 1로 적용시 안전율이 0.88로 기준 안전율인 1.1에 만족하지 않는 것으로 나타났다. 또한 우측 성토사면은 응력분담비를 1로 적용시 안전율이 1.25로 기준 안전율인 1.1을 만족하는 것으로 나타났다. 다음의 그림 3.8과 그림 3.9는 응력분담비 감소에 따른 좌・우측 성토사면의 안정성 검토 결과이다.

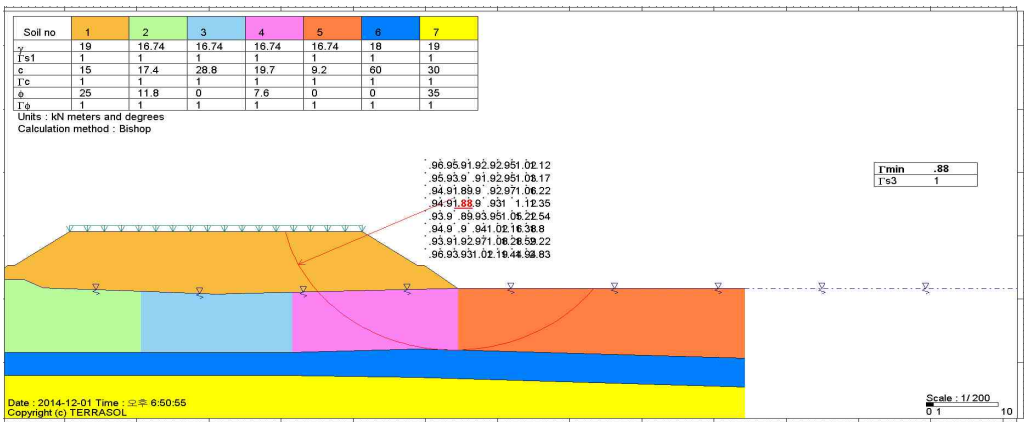
조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY



(a) 응력분담비(n) = 3 FS = 1.23 > 1.1 ∴ O.K



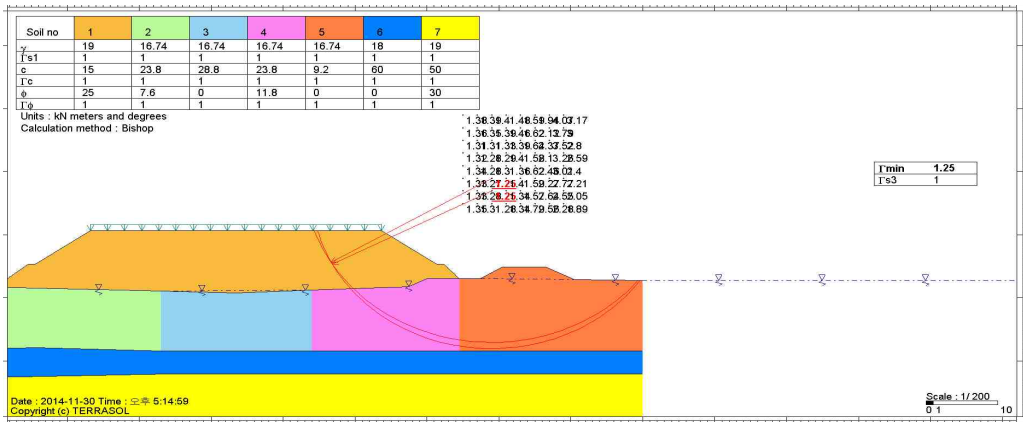
(b) 응력분담비(n) = 2 FS = 1.08 < 1.1 ∴ N.G



(c) 응력분담비(n) = 1 FS = 0.88 < 1.1 ∴ N.G

그림 3.8 응력분담비 감소에 따른 좌측성토사면 안정성 검토결과

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY



응력분담비(n) = 1 FS = 1.25 > 1.1 ∴ O.K

그림 3.9 응력분담비 감소에 따른 우측성토사면 안정성 검토결과

검토결과 검토구간에 이상변위가 발생한 좌측 성토사면의 경우 역해석 결과 응력분담비가 연약점토와 같은 1.0일 경우 전단활동파괴가 발생 가능한 것으로 확인되었고, 우측 성토사면의 경우 응력분담비를 1.0으로 적용하여도 쇄석다짐말뚝의 간격이 보다 조밀하고 제방도로의 압성토 역할로 안정성이 유지될 수 있는 것으로 확인되었다. 응력분담비 재조정에 따른 안정성 검토결과를 요약하여 표 3.12로 요약하였다.

표 3.12 응력분담비 재조정에 따른 안정성 검토결과

구분			좌측성토사면 간격 : 1.5 × 1.5	우측성토사면 간격 : 1.2 × 1.2
n=4	복합지반 물성치	c_m	19.7	17.4
		ϕ_m	19.5	24.9
	FS / 판정		1.33 / O.K	1.61 / O.K
n=3	복합지반 물성치	c_m	19.7	17.4
		ϕ_m	16.6	22.2
	FS / 판정		1.23 / O.K	-
n=2	복합지반 물성치	c_m	19.7	17.4
		ϕ_m	12.9	18.2
	FS / 판정		1.08 / N.G	-
n=1	복합지반 물성치	c_m	19.7	17.4
		ϕ_m	7.6	11.8
	FS / 판정		0.88 / N.G	1.25 / O.K

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.3 검토구간 계측자료 분석

3.3.1 검토구간 계측 현황

본 검토구간의 계측기는 침하판 13개소, 경사계 5개소, 지하수위계, 층별침하계, 간극수압계가 각 3개소가 설치되었고, 설치된 계측기 현황은 그림 3.10과 같다.

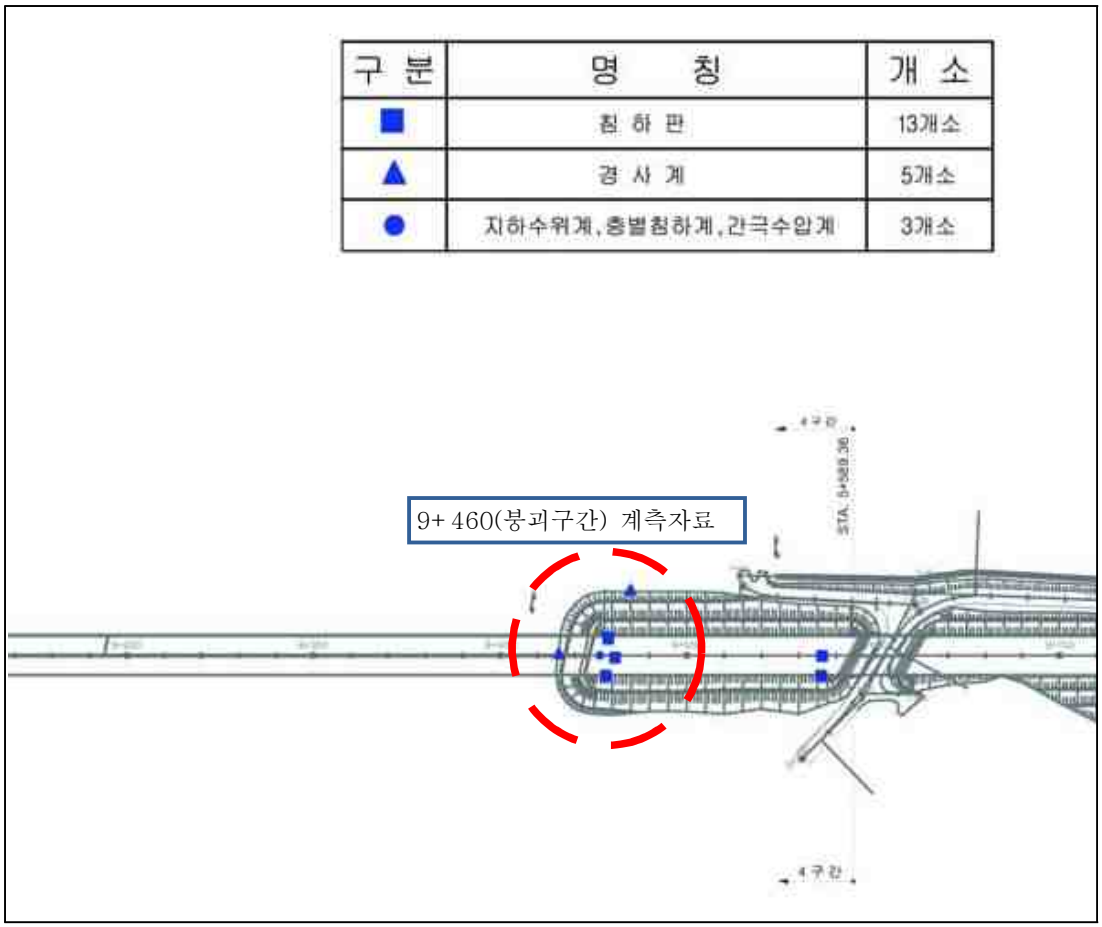


그림 3.10 검토구간 계측기 설치현황

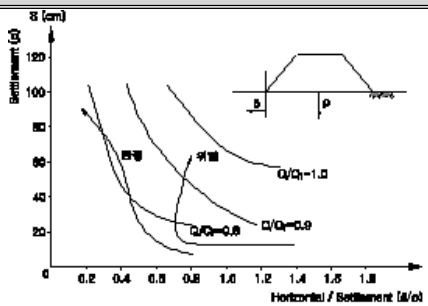
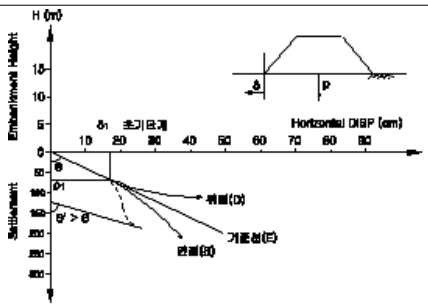
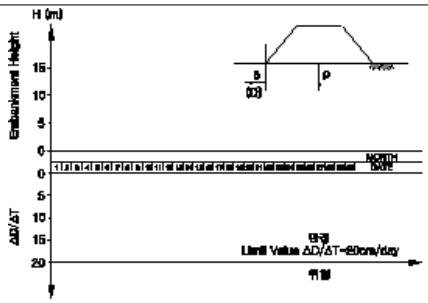
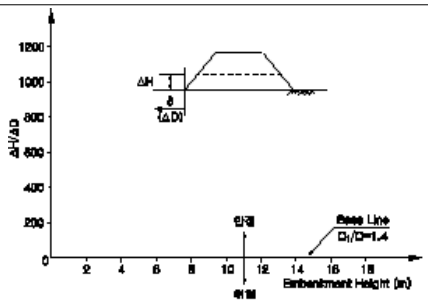
조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.3.2 연약지반 안정관리 방법

성토중앙부의 침하량과 성토 사면부 끝단의 변형량 및 변형속도를 읽어 측정된 변형량 및 변형속도로부터 성토사면의 안정성을 검토하고, 간극수압의 이상유・무를 검토하고, 압밀의 진행상황을 확인해야한다. 또한 측정결과를 바탕으로 성토사면의 안정, 불안정 여부를 판단하여 성토속도의 제어, 시공의 일시중지 또는 성토의 일부제거 등의 대책을 수립해야하며, 그 방법으로는 Matsuo-Kawamura법, Tominaga-Hoshimoto법, Kurihara법, Shibata-Sekiguchi법이 있으며, 이러한 연약지반 안정관리 4가지 방법은 다음 표 3.13과 같다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.13 연약지반 안정관리 방법

구분	방 법	
Matsuo-Kawamura법		시공중의 측정치를 ρ-δ/ρ도상에 plot하여 파괴기준선에 근접하는지 멀어지는지에 따라 안정, 불안정을 판단하는 방법 (ρ/(δ/ρ))=0.85 초과시 주의
Tominaga-Hoshimoto법		ρ와δ을 측정 plot하여 관리하는 방법으로 성토하중이 적은 초기단계의 δ와 ρ값에 의해 기준선(E선)을 표시하여 이 E선을 기준하여 안정성을 판단하는 방법
Kurihara법		Δδ/Δt와의 관계를 plot하여 Δδ/Δt와 관리기준치를 비교하여 안전성을 판단하는 방법 (과거관리기준치예는 2cm/day)
Shibata-Sekiguchi법		ΔH /Δδ와 H(성토고)의 관계를 plot하여 관리하는 방법으로 각 단계에서의 계산결과가 Qf/Q 기준치인 1.4 아래에 위치할 경우 위험하다고 판단

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.3.3 연약지반 안정관리 분석결과

가. 경과일수별 단계성토 및 압밀침하 발생현황

그림 3.11은 경과일수별 누적성토고 및 압밀침하 현황을 나타낸다.

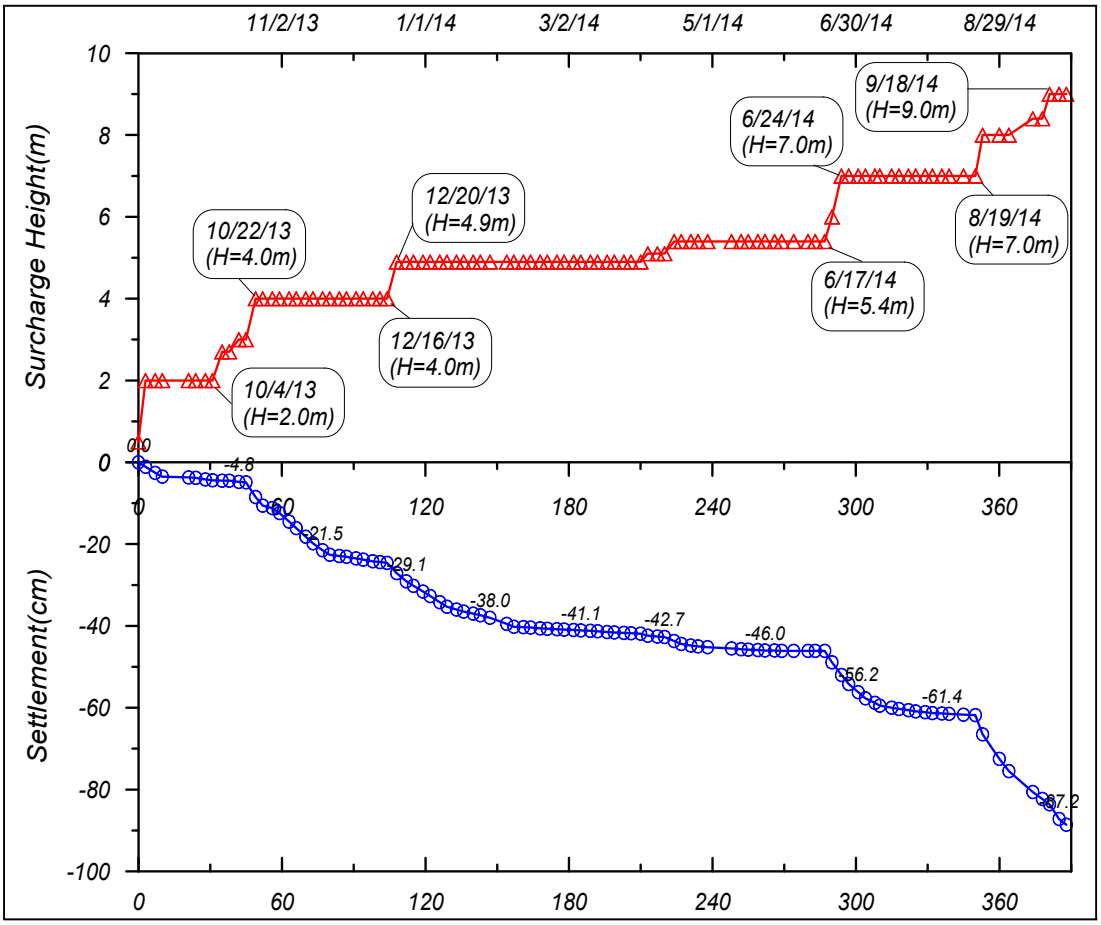


그림 3.11 STA.9+460(좌) 경과일수별 누적성토고 및 압밀침하 현황

가. Matsuo-Kawamura법에 의한 안정검토 결과

Matsuo-Kawamura법에 의해 연약지반의 안정성을 검토한 결과 2단계성토(H=9.0m) 완료시 파괴규준선의 약 90%에 근접하는 것으로 분석되어 불안정한 것으로 나타났으며, 다음 그림 3.12는 Matsuo-Kawamura법에 의한 안정검토 결과를 나타낸다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

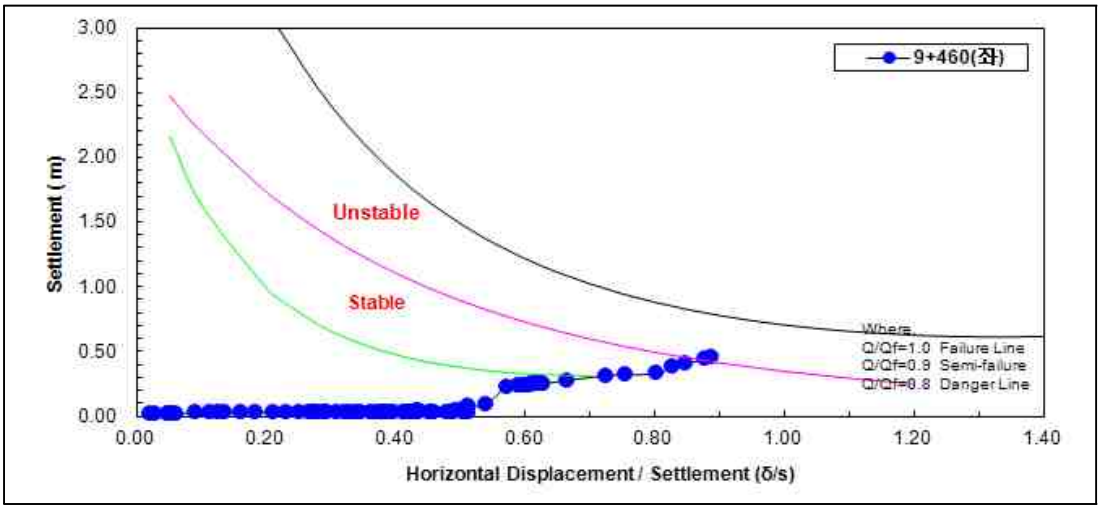


그림 3.12 Matsuo-Kawamura법에 의한 안정검토 결과

나. Kurihara법에 의한 안정검토 결과

2014년 6월 24일 누적성토고 7.0m에서 수평변위 속도 증가로 불안정상태를 나타내었으며, 현장에서 일정기간 휴지기간을 둔 결과, 수평변위 속도가 다시 안정을 찾은 것으로 분석되며, 이후 2단계성토(H=9.0m)시에는 관리기준치 이내로 분석되었으나 휴지기간중 갑작스런 전단파괴가 발생한 것으로 나타났다. 그림 3.13은 Kurihara법에 의한 안정검토 결과를 나타낸다.

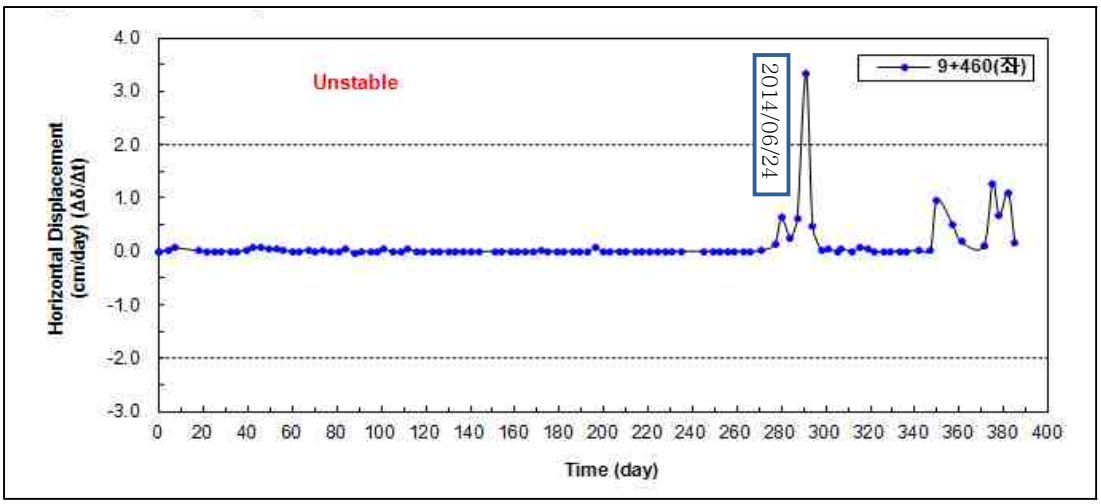


그림 3.13 Kurihara법에 의한 안정검토 결과

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.4 이상변위 발생원인 분석

3.4.1 설계정수의 적정성

당초 설계정수의 적정성을 확인하기 위해 추가시추조사 및 실내실험 결과, 성토체의 안전율에 직접적인 영향을 미치는 지반개량전 비배수강도는 당초 설계에 적용한 값(상부 : 7.4kPa, 하부 : 16.8kPa)에 비해 약간 작은 값(상・하부 : 9.2kPa)으로 나타났으며, 당초 설계에서 지표하 5m 기준으로 상・하부 설계정수를 구분하였으나 확인조사에서는 심도별 비배수강도의 뚜렷한 차이를 확인할 수 없었다.

또한 조사결과를 반영한 2단계성토(H=9.0m) 완료시 원호활동 안전율이 1.33으로 시공중 기준안전율 1.0을 만족하므로, 당초 설계정수가 이상변위 발생의 직접적인 영향인자가 아닌 것으로 확인되었다.

3.4.2 지형적 요인과 연약지반 특성 및 불균질성

이상변위가 발생된 지점의 지형적 위치는 주변의 구릉지에 의해 둘러싸인 오목한 형태의 하상퇴적토층으로 퇴적이전의 원지반선은 구릉지로부터 하천방향으로 낮아지는 형태가 되며, 연약토층 또한 하천방향으로 갈수록 두꺼워지고 연약해지는 특성을 나타내고 있고, 이는 시추조사 결과에서 두께와 강도시험결과로부터 확인할 수 있었고, 다음 그림 3.14는 이상변위 발생위치의 위성사진이다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

그림 3.14 이상변위 발생위치의 위성사진

이러한 지형적 요인과 연약지반의 불균질성이 성토사면 중 하천방향에 위치하고 있는 좌측사면의 이상변위에 대한 직접적인 요인으로 확인되었다.

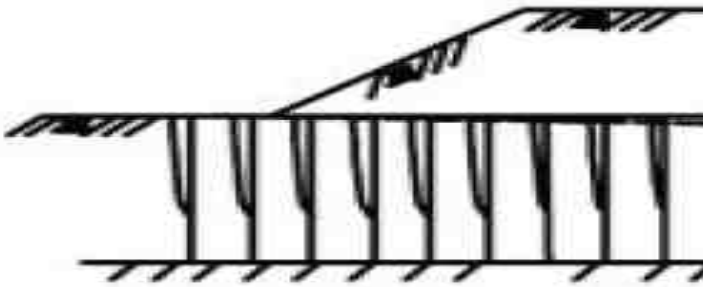
3.4.3 지형적 요인과 연동한 쇄석다짐말뚝의 내부변위 발생

한국해양연구원"모래다짐말뚝과 쇄석말뚝의 설계 및 시공 지침서(2001)"에서 "쇄석기둥은 원지반의 전단강도가 $7kN/m^2$ 이하이고, 예민비가 5이상인 지반에서는 적용성이 떨어지는 것으로 알려져 있으므로 적용시 주의가 요구된다."라고 제시되어있다. 이는 쇄석다짐말뚝의 경우 시공중 교란에 의해 쉽게 강도특성을 상실하는 예민한 연약점토지반에서는 불확실성과 내부파괴의 가능성을 의미하는 것으로 볼 수 있으며, 앞 절에서 언급한 바와 같이 하천방향으로 지반의 강도가 감소되는 지형적 요인과 불균질한 지반특성이 있어 설계당시에 예상치 못한 쇄석다짐말뚝의 하천방향 퍼짐 및 팽창이 발생하였을 것으로 확인되었다.

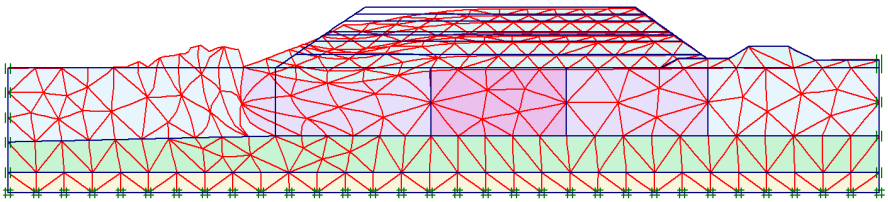
조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

또한 이러한 쇄석다짐말뚝의 내부변위가 발생될 경우 설계시 가정한 쇄석기둥의 응력분담효과는 기대하기 어려운 상태이며, 일정 성토고 이상의 하중 재하시 급격한 전단파괴로 이어졌을 가능성이 있다. 따라서, 쇄석기둥의 응력분담비를 한계평형해석 및 수치해석으로 역해석한 결과 다짐효과가 거의 없는 응력분담비가 1에 근접한 상태에서 전단파괴가 발생한 것으로 검증되었다.

쇄석다짐말뚝의 내부변위는 지중에서 발생되며, 쇄석기둥만을 별도로 계측할 수 있는 방법이 없어 급격한 전단파괴 이전에는 현장에서 확인하기 어렵다. 이는 전단파괴 발생 직전에 지표의 침하와 지중경사의 계측결과에 큰 이상 징후가 없었음을 확인할 수 있었다. 그림 3.15는 연약지반상 쇄석다짐말뚝의 내부변위 발생현상과 수치해석에 의한 퍼짐현상에 대한 검증 결과를 나타낸다.



(a) 퍼짐 발생 현상



(b) 퍼짐 검증 결과

그림 3.15 연약지반상 쇄석다짐말뚝의 퍼짐발생현상 및 수치해석에 의한 퍼짐현상 검증

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.5 대책공법 검토

대책공법을 검토하기에 앞서 검토구간 주변의 철탑기초의 안정성과 철탑기초 주변에 성토시 영향에 대하여 고려하여야 하고, 또한 연약지반 개량공법 시공중 진동 및 기타 요인에 의해 발생될 수 있는 시설물의 피해에 대하여도 고려하여야 한다.

3.5.1 철탑 기초 안정성 및 주변성토시 영향

성토시 쌓기체 하부 및 주변에 쌓기하중($\triangle\sigma$)에 의해 추가 지중응력이 발생되며, 수평방향 지중응력 증가($\triangle\sigma_h$)는 철탑기초에 수평방향 하중으로 작용되어 말뚝의 횡방향 변위와 휨모멘트가 추가되게 된다. 특히 연약지반상에 쌓기체와 근접된 철탑기초 하부에서는 과잉간극수압으로 인한 측방유동압이 발생하여 수평하중이 증가하고 말뚝주변의 압밀침하에 의해 말뚝체에 부마찰력(Negative skin friction)이 작용하여 말뚝의 연직하중이 증가한다.

따라서, 철탑 하부기초인 말뚝의 안정성을 확보하기 위해서 말뚝의 연직압축지지력, 부마찰력, 인발지지력, 말뚝두부의 수평변위 등이 허용치 이내가 되어야 하고 연직력과 휨모멘트에 의해 발생되는 휨압축응력이 말뚝부재의 허용 휨응력 이내가 되어야 한다. 또한 철탑구조물에 근접하여 성토시 비탈면의 활동에 대한 안정성을 확보하여야 한다.

다음 그림 3.16은 기존 철탑구조물 주변에 성토시 하중에 따른 영향 모식도이다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

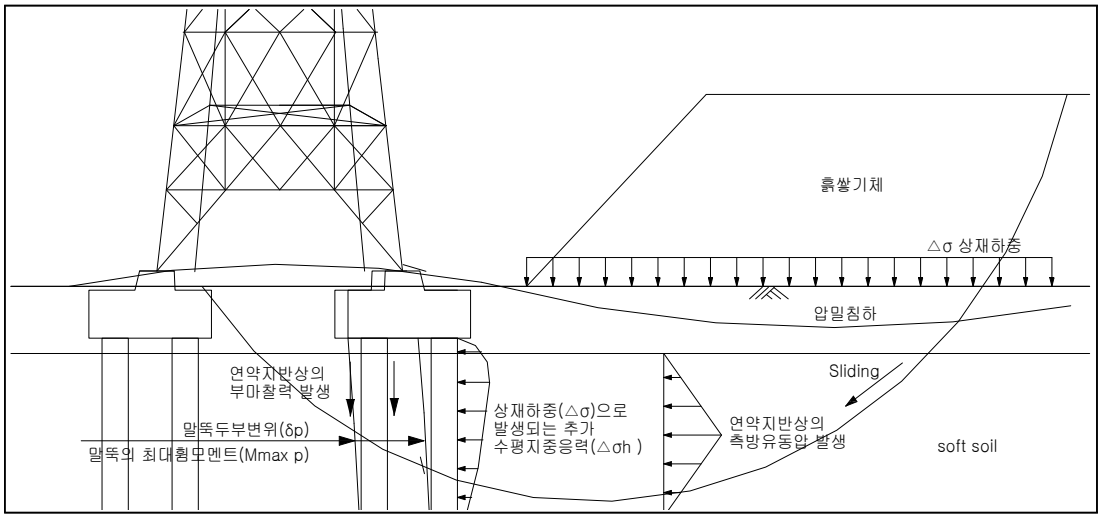


그림 3.16 기존 철탑구조물 주변에 성토시 하중에 따른 영향 모식도

3.5.2 지반개량공사가 인접시설물에 미치는 진동의 영향

일반적으로 모래나 쇄석 등을 여러 가지 방법으로 지반내에 강제적으로 관입하는 지반개량 공사는 진동을 발생시키며 이로 인해 인접건물이나 시설물에 피해를 일으킬 수 있다. 지반진동 현상은 진동매체인 지반구조 및 진원의 성질이나 이동과정 등에 좌우되며, Casing pipe를 진동기를 사용하여 지중에 관입시키므로 진동으로 인한 주변구조물에 영향을 미치게 되며, 다음 그림 3.17은 지반개량 공사시 발생되는 진동의 거리감쇠를 나타낸 것이다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

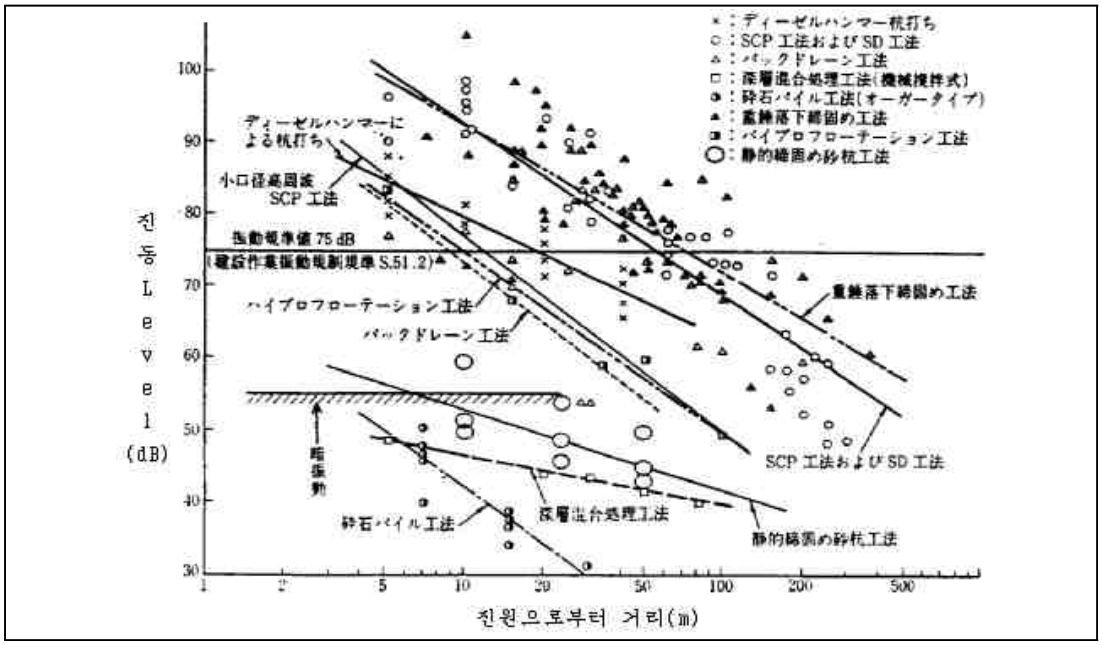


그림 3.17 진동감각 및 진동Level의 거리감쇠

쇄석다짐공법의 경우 최소 이격거리가 60~70m 이상이 되어야 인접시설물이 진동에 의한 안정성을 확보하는 것으로 볼 수 있다.

3.5.3 대책공법 선정

상기의 전제조건을 고려하여 다음의 표 3.14와 같이 연약지반의 안정성 확보를 위한 대책공법을 비교하여 경제성 및 시공성, 안정성을 만족하는 공법을 선정 적용토록 하였다.

다음의 그림 3.18 ~ 그림 3.21은 대책공법의 개요도이다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

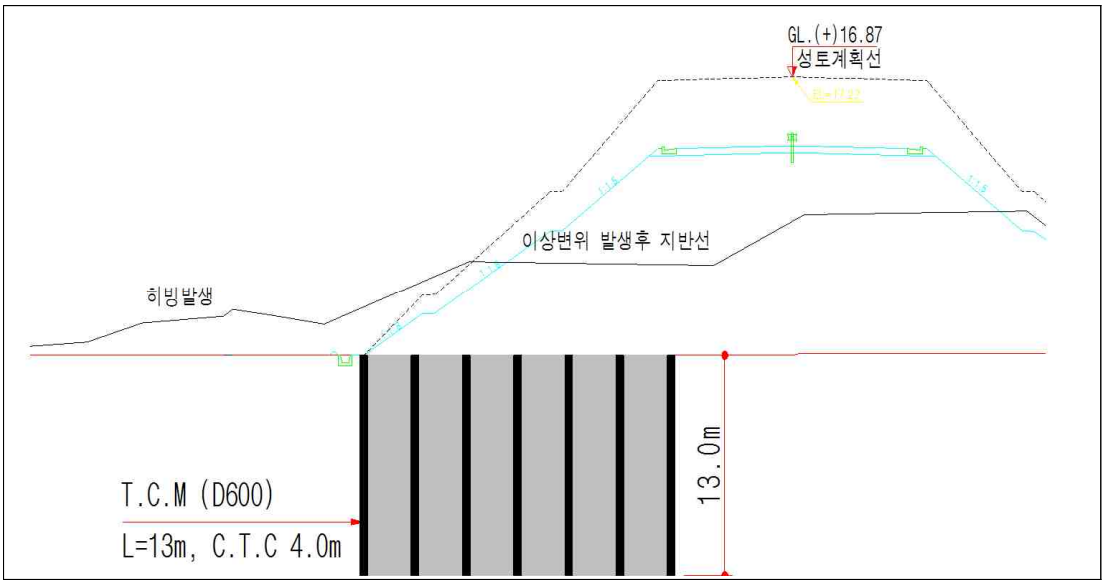


그림 3.18 대책공법 제1안(TCM 공법) 개요도

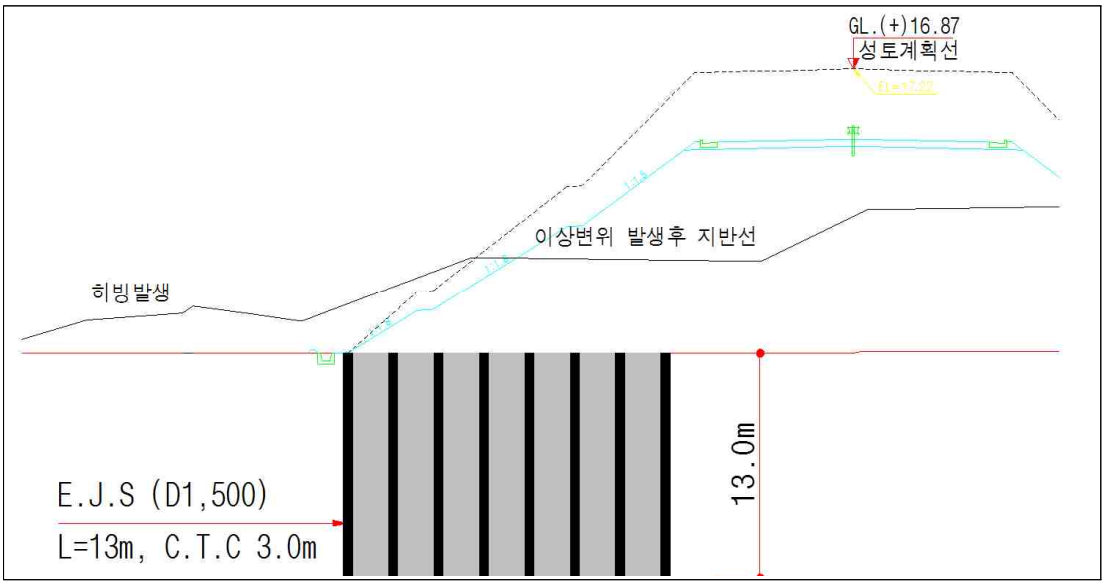


그림 3.19 대책공법 제2안(EJS 공법) 개요도

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

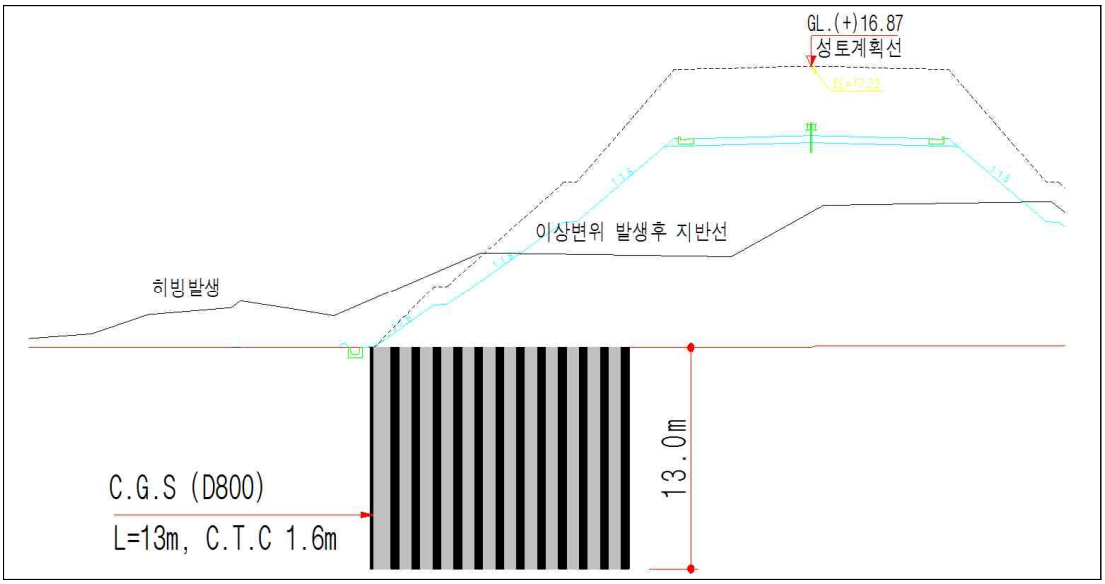


그림 3.20 대책공법 제3안(CGS 공법) 개요도

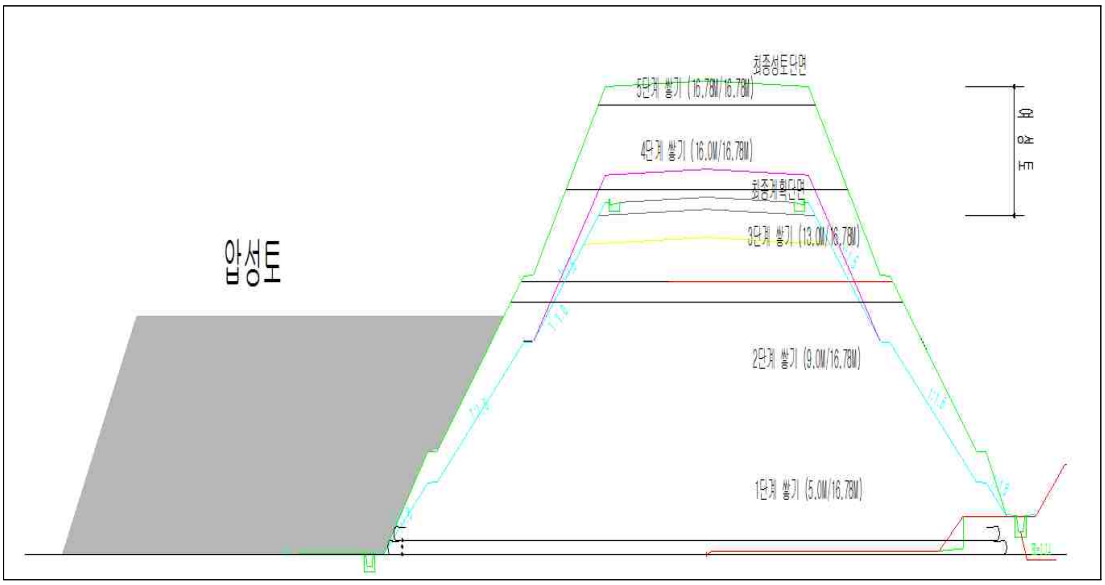


그림 3.21 대책공법 제4안(압성토 공법) 개요도

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.14 공법 비교표

구 분	제 1안 TCM 공법	제 2안 EJS 공법
시공성	- 상부 성토구간 전석 및 발파석이 혼재구간 수평절삭이 가능함 - 하부 1.5m 간격으로 시공된 70cm 직경의 쇄석기둥층 교반 가능 - 수평절삭으로 시공속도 빠름 - 시공이음, 코너부위에 조인트 없이 연속시공 가능 - 심도에 관계없이 균질한 벽체 조성	- 상부 성토구간 전석 및 발파석 혼재구간 햄머비트 천공능력이 양호 - 하부 1.5m 간격으로 시공된 70cm 직경의 쇄석기둥층도 효율적 천공. - 주입은 천공과 동시에 동일한 햄머비트 부착용 롯드로 주입 - 상부 성토층 천공시 공삭공에 의한 지층교란발생이 없고, 주입이 불필요하므로, 시공성이 양호, 재료손실이 거의 없음
안정성	- 카터기가 지중에 삽입되어 시공이 진행되므로 작업상 전도의 위험이 없음 - 셀구조형식으로 수평저항력 강함, 보강체역할로 전단에 대한 저항력이 큼 - 주입재가 상하로 교반하므로 주입조성체의 품질이 양호하고 강도가 균질하여 활동과 침하, 안정성에 유리 - 하부에 셀구조로 강한 보강체가 형성되어 전단저항이 강하기 때문에 안정성에 유리	- 배출치환공법으로 철탑기초부, 주변 전답토층 히빙 및 교란 영향 없음 - 강도가 일정, 단면형상 일정, 보강효과가 뛰어남 - 연약지반을 절삭배출, 몰탈주입치환 강도가 크고 활동에 대한 보강효과, 침하방지 역할 양호
경제성	공사비 보통(직접공사비 기준 약 24억)	공사비 저렴(직접공사비 기준 약 33억)
공기	약 2개월 (장비 1세트 기준)	약 3개월 (장비 1세트 기준)
송전탑 영향	영향없음	영향없음
적용안	◎	

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

표 3.14 공법 비교표(계속)

구 분	제 3안 CGS 공법	제 4안 압성토 공법
시공성	- 천공과 주입공정이 별도로 이루어져 1일 시공량이 적어 공기가 매우 길어짐 - 상부 성토구간 전석 및 발파석 혼재 구간과 하부 1.5m 간격으로 시공된 70cm 직경의 쇄석기둥층에서 별도의 천공을 실시, 주입롯드를 삽입하는 과정으로 시공성 매우 저조 - 공삭공 부분은 극히 소량으로 주입하면서 인발하여 자재소모는 비교적 양호	- 추가용지 보상에 대한 민원 및 보상에 따른 공기지연 발생 - 시공성은 매우 단순, 철탑기초부에서의 평단면 형상이 고려되어야 함 - 철탑기초부의 압성토구간에서 평단면 형상변화에 따른 한전과의 협의 필요
안정성	- 강제치환 공법으로 주입된 양만큼 동시에 히빙 발생, 기존철탑부에 심각한 문제 발생 시킬수 있음 - 전답토층에 대해서도 전구간 히빙발생, 부상토 제거 및 민원 발생 - 기 주입된 조성체에 밀림현상을 일으켜 안정성에 문제 발생 - 강도는 매우크나, 지층에 따라 직경이 불일정하여 안정해석에 문제. - 치환율이 매우 제한적, 지반에 따라 일정치 않음	- 매우 연약한 지반에 대해 상대적으로 고성토단면 이므로 임의의 압성토 한단면 만으로는 히빙 발생, 대규모 2단이상의 압성토가 필요 - 압성구간의 지지력과 침하, 활동에 대해 여전히 문제가 발생 - 특히 기존 철탑기초부에 대한 히빙발생 예상, 공법상 기초처리 없이는 불가능
경제성	공사비 과다(직접공사비 기준 약 52억)	공사비 저렴(직접공사비 기준 약 5억 + 용지보상비)
공기	약 9개월 (장비 1세트 기준)	약 1개월 + 추가용지 확보기간
송전탑 영향	히빙발생에 의한 영향 매우 큼	히빙 및 측방유동에 의한 영향 매우 큼
적용안		

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

3.5.4 대책공법 검토결과

가. 대책공법 선정 이유

성토 시공시 히빙발생 영향범위 내에 현재 철탑기초가 포함되어 있는 상태이며, 지반보강시에도 히빙발생으로 인한 철탑기초에 영향이 없는 공법이 필요한 상태이다. 상부 성토층에 전석과 발파석 혼재구간이 있고, 하부는 쇄석기둥층이 1.5m 간격, 직경 70cm로 배열되어 있으므로, 현장의 작업조건을 감안하여 성토부 전석층과 쇄석말뚝기둥체를 동시교반하여 강도를 증가시키며, 균질한 강도를 형성하고 지반의 활동에 대한 저항력을 크게 증가시키는 안정한 공법이어야 한다. 또한 인접한 철탑기초에 대한 안정성 확보와 연약지반상의 대성토 등을 고려하여 히빙발생이 없고 장기적인 사면활동과 침하에 안정한 공법이어야 한다.

따라서, 이러한 지반조건, 현장조건 등을 고려하여 시공성, 안정성, 경제성이 뛰어난 TCM 공법으로 선정하였고, 그림 3.22는 TCM 공법의 지반보강계획 평면도이고, 다음 그림 3.23는 TCM 공법의 지반보강계획 단면도이다.

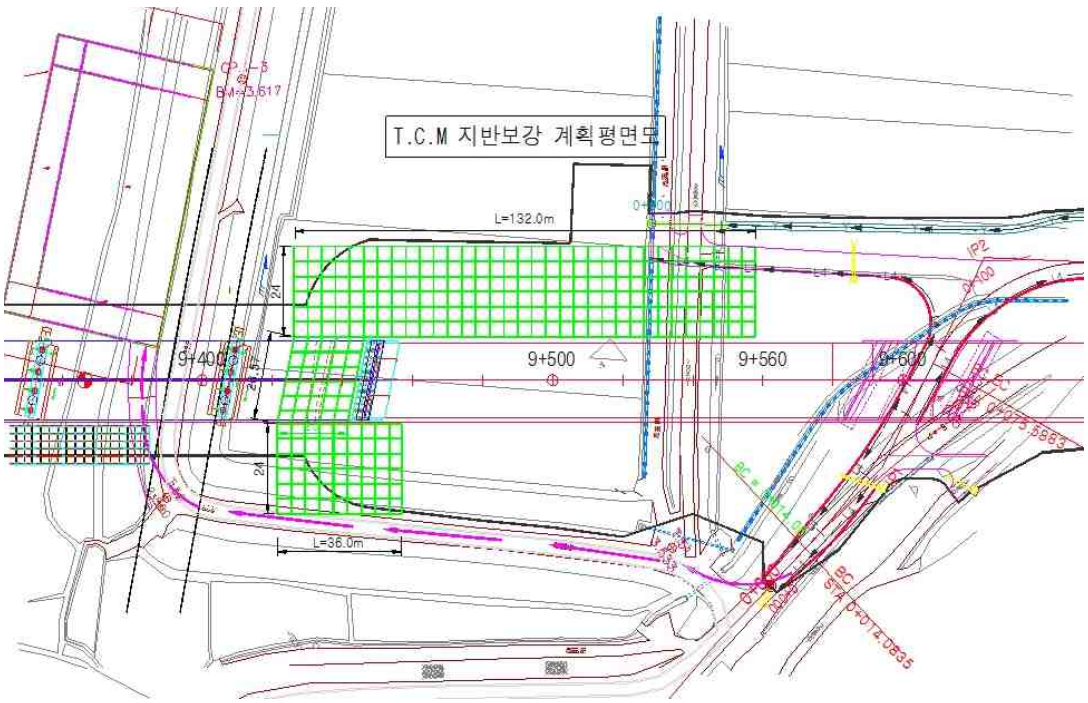


그림 3.22 TCM 공법 지반보강 계획평면도

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

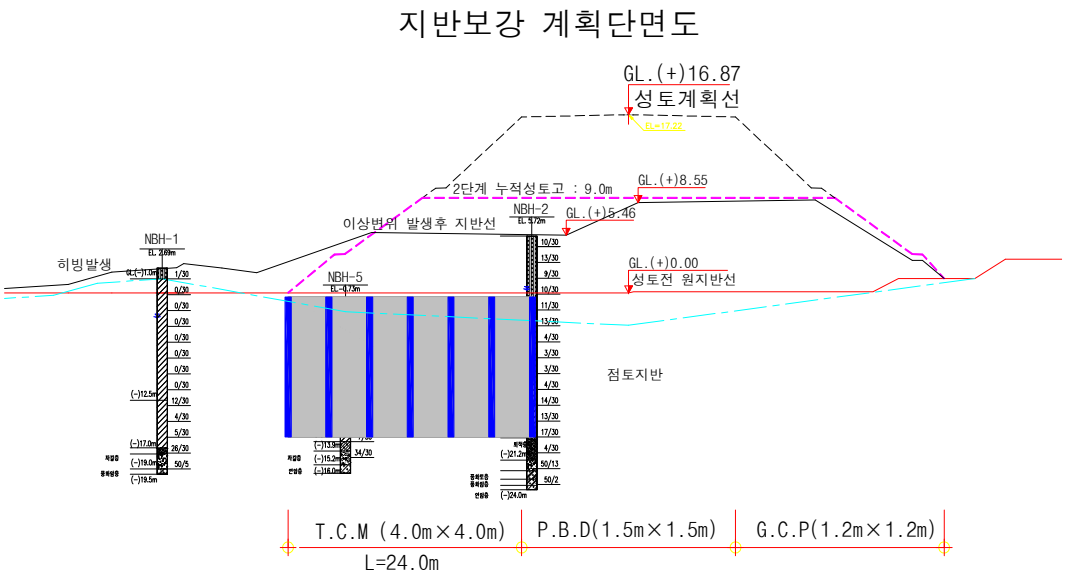


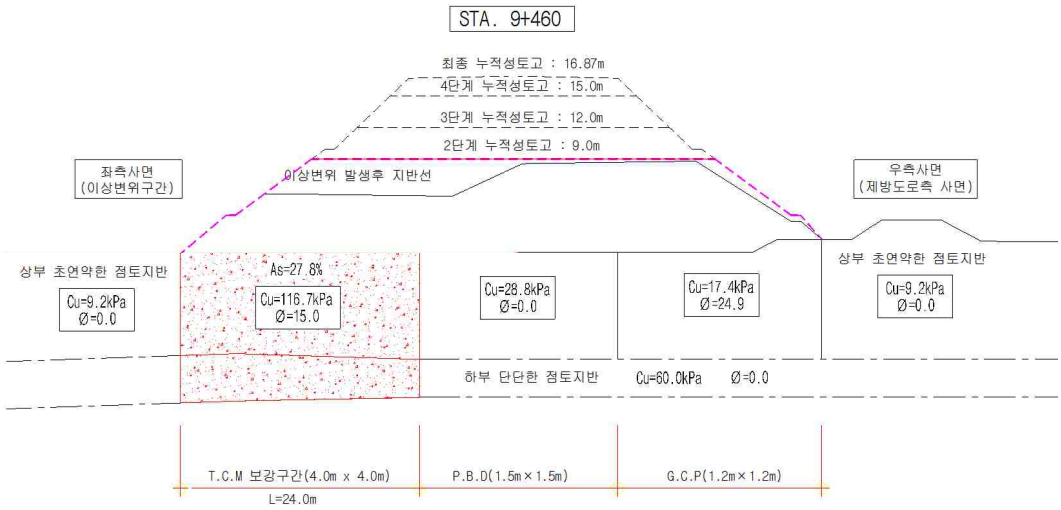
그림 3.23 TCM 공법 지반보강 계획단면도

3.5.5 보강후 안정성 검토

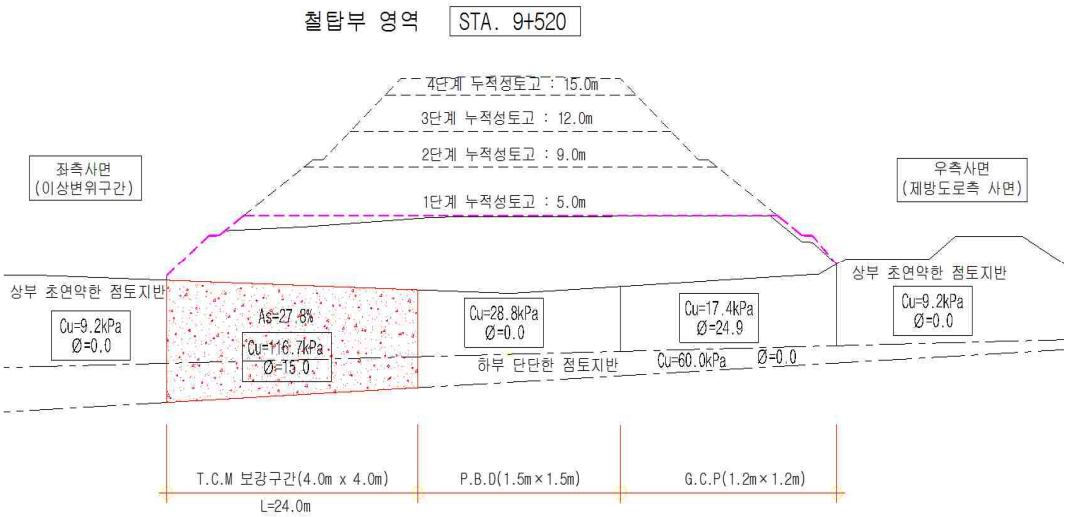
가. 안정성 검토를 위한 지반정수 산정

지반정수는 삼축압축시험 성과를 바탕으로 단일층으로 입력하였으며, 이상변위가 발생한 좌측 성토사면의 경우 역해석 결과 응력분담비가 연약점토와 같은 1.0일 경우에 사면활동이 발생 가능한 것으로 검토되어 비탈면이 붕괴된 좌측 사면의 경우 응력분담비를 1.0을 기준으로 현재의 지반정수를 적용하였으며, 비탈면 외측 구간은 원지반의 지반정수를 적용하였다. 또한 본 연구에서는 히빙발생 구간과 철탑 구간의 TCM 보강 개량율을 27.8%(D600, 4.0m×4.0m)로 적용하여 검토하였다. 다음 그림 3.24는 이상변위 발생직전 성토체 및 지반정수 현황이며, 다음 표 3.15는 보강 후 구간별 검토에 사용한 지반정수이다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY



(a) 이상변위구간



(b) 철탑 인접구간

그림 3.24 이상변위 발생직전 성토체 및 지반정수 현황

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

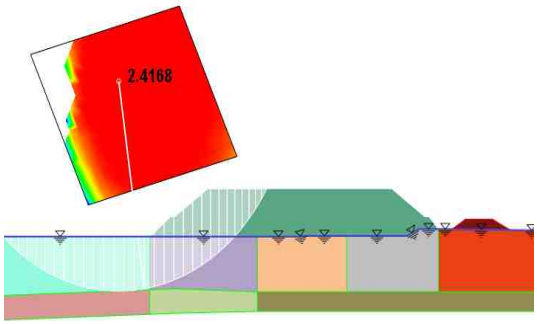
표 3.15 보강 후 구간별 검토 지반정수

구분	포화 단위중량 (kN/m^3)	점착력 (c_u, kPa)	내부마찰각 (ϕ, °)	비고
무처리구간	16.74	9.2	0.0	
PBD 타설구간	16.74	28.8	0.0	
GCP (1.2m × 1.2m) 타설구간	16.74	복합지반 C_m : 17.4 (시험치 : 23.8)	복합지반 $\varnothing_m$:24.9	-개량체 마찰각: 38° - 응력분담비 : 4.0
상부 T.C.M 보강구간 (D500mm, 4.0m × 4.0m) As=27.8%	20.0	복합지반 C_E : 116.7 (시험치 : 23.8)	복합지반 $\varnothing_E$:15.0 (∅: 7.6)	- TCM 단위중량 : 20.0 kN/m^3 - TCM 설계일축압축강도:2.5 MPa
하부 단단한 점토 지반	18.00	60.0	0.0	

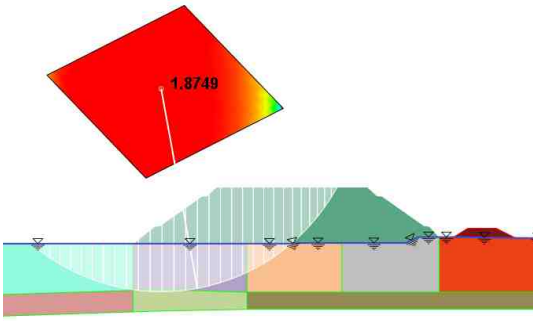
나. 안정성 검토결과

본 연구에서 안정성 검토는 TCM 보강후 9.0m 쌓기단계(총 성토고 9.0m), 3.0m 쌓기단계(총 성토고 12.0m), 3.0m 쌓기단계(총 성토고 15.0m), 1.56~1.87m 쌓기단계(총 성토고 16.56~16.87m), 공용 후의 단계별로 해석하였으며, 지반정수는 삼축압축시험 성과를 바탕으로 단일층으로 입력하여 산정하였다. 히빙발생 구간과 철탑 인접 구간 TCM 보강 후 단계성토시 및 공용 후 안정성을 검토한 결과, 히빙발생 구간과 철탑 인접 구간의 좌측 성토사면의 기준안전율을 만족시키는 것으로 나타나 안정한 것으로 확인되었다. 다음 그림 3.25와 그림 3.26은 각각 히빙발생구간 TCM 보강후 좌측 성토사면의 안정성 검토결과와 철탑 인접구간 TCM 보강후 좌측 성토사면의 안정성 검토결과이다.

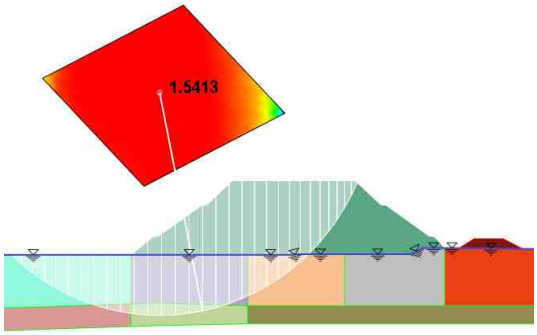
조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY



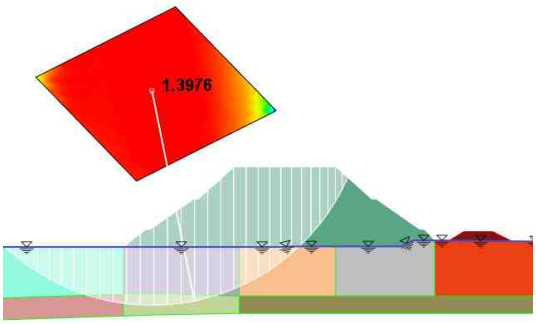
총 성토고 9.0m FS=2.41>1.1 ∴O.K



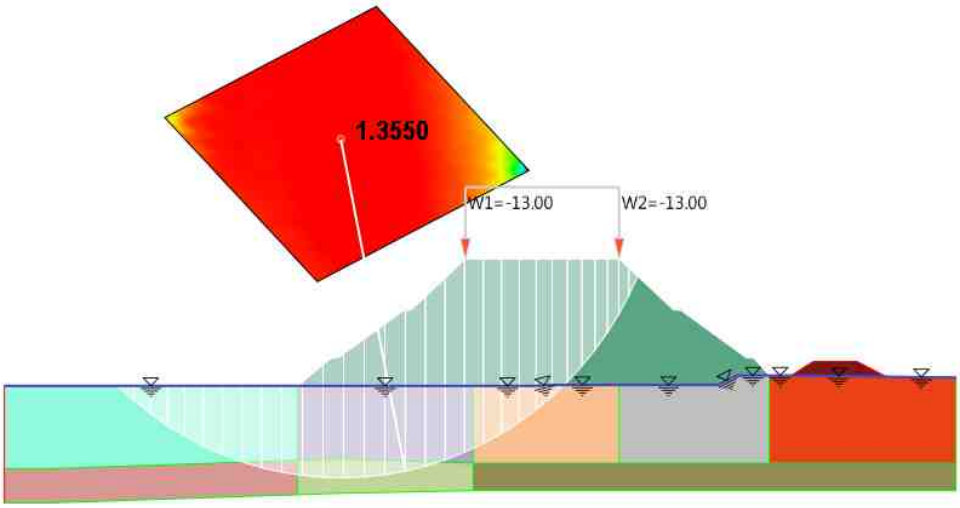
총 성토고 12.0m FS=1.87>1.1 ∴O.K



총 성토고 15.0m FS=1.54>1.1 ∴O.K



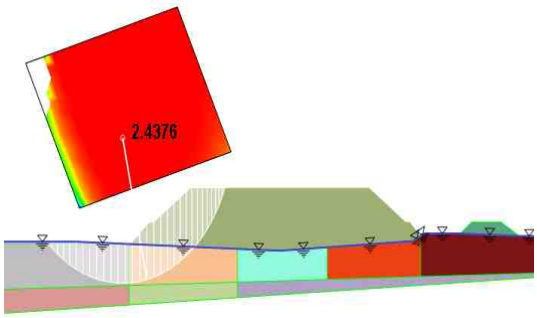
총 성토고 16.87m FS=1.39>1.1 ∴O.K



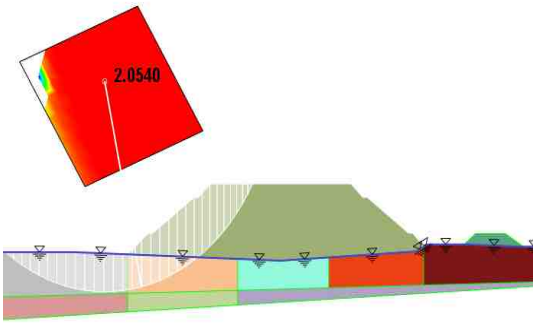
공용 후 FS=1.35>1.3 ∴O.K

그림 3.25 히빙발생 구간 안정성 검토결과

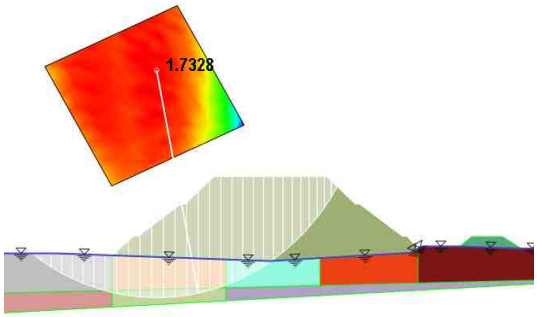
조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY



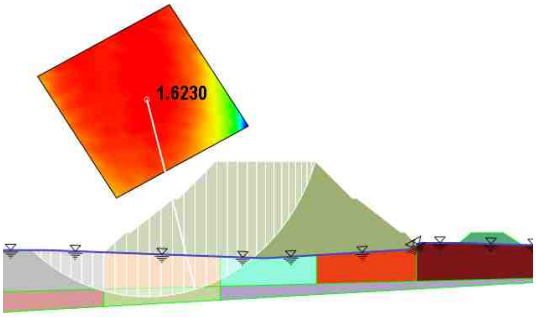
총 성토고 9.0m FS=2.43>1.1 ∴O.K



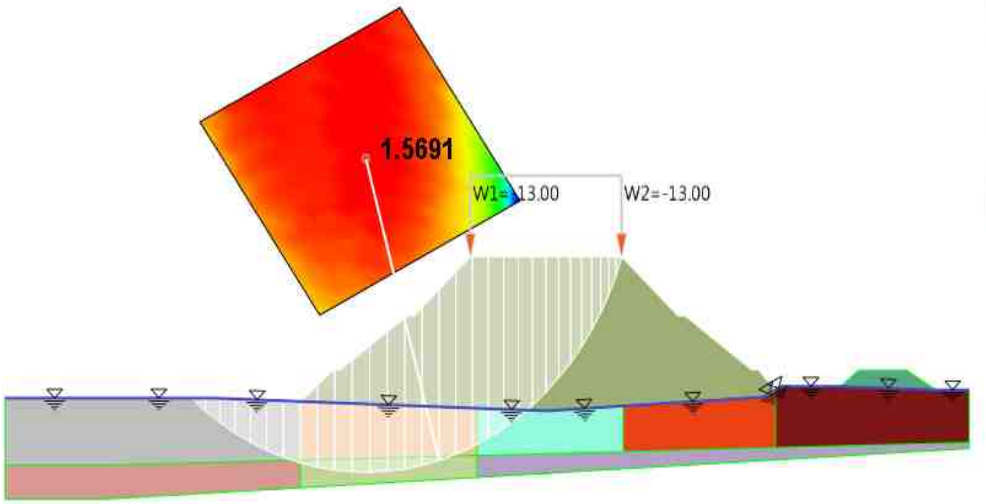
총 성토고 12.0m FS=2.05>1.1 ∴O.K



총 성토고 15.0m FS=1.73>1.1 ∴O.K



총 성토고 16.56m FS=1.62>1.1 ∴O.K



공용 후 FS=1.56>1.3 ∴O.K

그림 3.26 철탑 인접 구간 안정성 검토결과

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

제 4 장 결 론

본 연구의 목적은 연약지반 보강후 단계별 성토중 휴지기간에 급작스런 하부 주변지반의 히빙현상에 대한 원인을 분석하고 적절한 대책공법을 확립하여 앞으로 이와 유사한 현장에서 발생하는 연약지반 보강지역 붕괴에 관하여 안정성을 확보하는데 활용될 수 있도록 보강대책방안을 수립, 제시하였으며 그 내용을 정리하면 다음과 같다.

1. 당초 설계정수의 적정성을 확인하기 위해 추가보링조사 및 실내실험을 수행한 결과 성토체의 안전율에 직접적인 영향을 미치는 개량전 비배수강도가 당초 설계에 사용한 값과 비교하여 작은 값으로 나타났으며, 당초 설계에서 지표하 5m 기준으로 상·하부 설계정수를 구분하였으나 추가조사에서는 심도별 비배수 강도의 차이는 없는 것으로 나타났다. 그러나 추가조사 설계정수를 반영한 해석을 수행한 결과, 2단계 성토 완료시 원호활동 안전율(FS=1.33)이 시공중 기준안전율(FS>1.1)을 만족하였다. 따라서 설계정수가 이상변위의 직접적인 영향인자는 아닌 것으로 나타났다.

2. 이상변위가 발생된 지점의 지형은 주변의 구릉지에 둘러싸인 오목한 형태의 하상퇴적토층으로 구릉지에서 하천방향으로 낮아지는 형태이며, 하천방향으로 갈수록 연약토층이 두꺼워지고 더 연약해지는 특성으로 나타났다. 이러한 연약지반에 쇄석다짐말뚝을 시공하여 설계당시 예상치 못한 하천방향으로 퍼짐 및 팽창이 발생한 것으로 나타났으며, 쇄석다짐말뚝의 내부변위가 발생해 쇄석기둥의 응력분담효과를 기대하기 어려워 일정 성토고 이상의 하중으로 인해 급격한 전단파괴로 이어졌을 가능성이 있다. 쇄석기둥의 응력분담비를 한계평형해석 및 수치해석으로 역해석한 결과, 다짐효과가 거의 없는 응력분담비가 1에 근접한 상태에서 전단파괴가 발생되었다.

3. 성토시공시 히빙발생 영향범위권 내에 철탑기초가 포함되어있는 상태이기 때문에 지반보강공법 시공시 히빙발생으로 인한 철탑기초에 영향이 없어야 하고, 현장 작업조건을 감안하여 성토부 전석층과 쇄석말뚝 기둥체와 동시교반으로 강도를 증가시킬 수 있는 공법을 선정해야한다. 따라서 TCM 공법, EJS 공법, CGS 공법

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

및 압성토 공법을 비교한 결과, 균질한 강도를 형성하여 지반의 활동에 대한 저항력을 크게 증가시킬 수 있으며, 장기적인 사면활동과 침하에 안전한 TCM 공법으로 보강하는 방안이 시공성, 안정성, 경제성을 모두 만족시키고, 단계성토 및 공용 후 모두 기준안전율을 만족하는 것으로 나타났다.

따라서 본 현장사례 연구를 통하여 앞으로 이와 유사한 쇄석다짐말뚝으로 개량된 연약지반의 붕괴 현장에서 시공성, 경제성, 안정성을 만족시키는 대책방안을 선정하는데 도움을 주고자 한다.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

참고문헌

1. 김병일, 이승원, 김범상, 유완규(2004), “단일말뚝 형태의 모형시험을 통한 SCP와 GCP의 극한지지력 비교”, *한국지반공학회 논문집*, Vol. 20, No. 8, pp.41-48.
2. 김세원(2009), *연약지반 개량을 위한 순환골재다공질 콘크리트말뚝과 쇄석말뚝으로 보강된 복합지반의 거동특성*, 교려대학교 대학원, 석사학위논문
3. 김승욱, 김홍택, 김정호, 백승철(2006), “빈배합 콘크리트로 보강된 조립토 다짐말뚝공법에 관한 기초연구”, *한국지반환경공학회 논문집*, Vol. 7, No. 1, pp.5-18.
4. 김홍택, 황정순, 강인규, 이성숙(1998). “조립토 군말뚝의 극한지지력 평가에 관한 연구” *한국지반공학회 논문집*, Vol. 15, No. 1, pp. 78-98.
5. 김홍택, 황정순, 강인규, 고용일(1999). “강관 스커트 보강 조립토 군말뚝의 극한지지력 평가에 관한 연구” *한국지반공학회 논문집*, Vol. 14, No. 5, pp. 143-161.
6. 박경재(2010), *해안지역 연약지반 처리에 관한 연구*, 울산대학교 대학원, 석사학위논문
7. 박시남, 정선태(2008), “Stone Column 공법의 종류 및 설계”, *한국토목섬유학회지*, Vol. 6, No. 4, pp.19-26.
8. 서승고(2008), *해안 연약지반의 심층혼합처리공법(DCM) 시공사례 연구*, 한양대학교 공학대학원, 석사학위논문
9. 유남재, 박병수, 정길수, 고경환, 김지성(2005), “SCP 보강 점성토 지반의 지지력 및 응력분담특성”, *한국지반공학회 논문집*, Vol. 21, No. 1, pp.81-91.
10. 이승련(1998), *진동다짐쇄석말뚝의 적용성에 관한 연구*, 한양대학교 산업대학원, 석사학위논문
11. 이영수(2013), *지하 흙막이 가시설 시공 시 굴착공법의 개발*, 충북대학교 대학원, 박사학위논문
12. 이윤주(1996), “연약점토 지반에 있는 Stone Column의 지지력 산정”, *한국해양공학회지*, Vol. 10, No. 4, pp. 141-148.
13. 정철호(1993), “석재기둥 기초 실험적 연구”, *한국지반공학회 논문집*, Vol. 9, pp.41-48.
14. 조헌영(2011), *쇄석다짐말뚝의 지지력 및 거동에 관한 연구*, 인제대학교 대학원, 석사학위논문
15. 천병식, 고용일, 여유현, 김백영(1999). “연약지반처리공법으로 시공된 자갈다짐말뚝의 지지력 특성”, *대한토목학회 학술발표회 논문집*, pp.387-390.
16. 천병식, 여유현(2000). “Sand Pile 주변지반에서의 지반개량특성에 관한 연구”, *한국지반공학회 논문집*, Vol.16, No. 5, pp.203-212.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

17. 최용규, 김원철, 정창규, 이민희, 김태훈(2002). “진동쇄석다짐말뚝공법의 기술적 수준”, *한국지반환경공학회 논문집*, Vol. 3, No. 3, pp. 65-77.
18. 한국지반공학회(2005), *지반공학 시리즈6 연약지반*, 구미서관, pp.1-159
19. 한국해양연구원(2001), *모래다짐말뚝과 쇄석말뚝의 설계 및 시공 지침서*
20. Aboshi, H. and Suematsu, N. (1985), "Sand Compaction Pile Method; State-of-the-Art Paper", *Proceeding of 3rd Intnatioal Geotechnical Seminaron Soil Improvement Methods*, Nanyang Technological Institute, Singapore.
21. Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. (1981), *Site Improvement Using Stone Columns,* FHWA Contract No. DTFH61-80-c, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia.
22. Balaam, N. P. and Poulos, H. G. (1983), *The Behavior of Foundations Supported by Clays Stabilized by Stone Columns,* The University of Sydney Research Report, No. R424. Sydney, Australia.
23. Brauns, J. (1978), *Initial bearing capacity of stone column and sand piles*, In Proc. Symp, Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practise, Sydney.
24. Bruce, D. A., and Mauro, M. (2010), “Quality Control and Assurance and Performance Verification for Cut-off Walls”, *ASDSO Dam Safety Conference*, September 19-23, Seattle, WA, pp. 1
25. Burland, J. B. and Davidson, W. (1976). “A Case Study of Cracking of Columns Supporting a Silo Due to Differential Foundation Settlement”, *Building Research Establishment*, pp. 97-105.
26. Datye, K. R. and Nagaraju, S. S. (1975). “Installation and Testing of Rammed Stone Columns”. *In Proceedings, 5th Asian regional conference on soil mech. and found. Eng.*, Bangalore, India, pp. 101-104.
27. Dullage, C. R. (1969). *An Investigation Into the Feasibility of Small Scale Tests on Granular Piles in Clay*, Doctoral dissertation, University College of Swansea.
28. Gibson, R. E. and Anderson, W. F. (1961). “In Situ Measurement of Soil Properties with The Pressuremeter”. *Civil engineering and public works review*, Vol. 56, No. 658, pp. 615-618.
29. Goughnour, R. R. and Bayuk, A. A. (1979), *A Field Study of Long Term Settlements of Loads Supported by Stone Columns in Soft Ground*, In Proc of International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

Techniques, Vol. 1, pp. 279-286.

30. Greenwood, D. A. (1970). *Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface*. In Inst Civil Engineers Proc, London, UK.
31. Greenwood, D. A. and Kirsch, K. (1983). "Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods", *In Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations*, pp. 17-45.
32. Hansbo, S. (1994). *Foundation engineering*. Newnes.
33. Mitchell, J. K. (1981), *Soil improvement: state-of-the-art. Department of Civil Engineering*, University of California.
34. Mitchell, J. K. and Huber, T. R. (1985). "Performance of a Stone Column Foundation". *Journal of Geotechnical Engineering*.
35. Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. (1974). "Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns". *Ground engineering*, Vol. 7, No. 3.
36. Munfakh, G. A. (1984). *Soil reinforcement by stone columns-varied case application*". In Int Conf In situ Soil Rock Reinforce, Paris.
37. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1968). "The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers". *Geotechnique*, Vol. 18, No. 3, pp. 351-371.
38. Priebe, H. (1976). *Abschatzung des Setzungsverhaltens eins durch Stopfuerdichtung verbessertan Baugrandes*, Die Bautechnick.
39. Rao, B. G. and Bhandari, R. (1977). "Reinforcing of Non-cohesive Soil by Granular Piles". *Proceedings of the 6th ARC on SMFE*, Singapore, Vol. 1, pp. 175-178.
40. Randolph, M. F. and Wroth, C. P. (1978). "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104, No. 12, pp. 1465-1488.
41. Ranjan, G., Vasan, R. M. and Charan, H. D. (1994). "Behaviour of plastic-fibre-reinforced sand". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 13, No. 8, pp. 555-565.
42. Thorburn, S. and MacVicar, R. S. L. (1968). "Soil stabilization employing surface and depth vibrators". *The Structural Engineer*, Vol. 46, No. 10
43. Vautrain, J. (1978). *Mur en terre armee sur colonnes ballastees,* BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS, SPEC VI-E.
44. Vesic, A. S. (1972). "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Div*, Vol. 98, No. sm3.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

45. Yan, M. L., Wu, C. L. and Yang, J. (1995). “Design of Composite Ground of CFG Pile”. *In Proceedings of China 4 th Symposium of Ground Treatment*, pp. 368-372.

조선대학교
CHOSUN UNIVERSITY

감사의 글

주위 분들의 적극적인 권유로 시작한 대학원 생활이 벌써 2년이 지났습니다. 돌이켜 보면 바쁘고 힘든 일정이었지만 회사와 학교생활을 함께 하면서 보낸 지난 시간들이 매우 뜻 깊게 여겨지며 감회가 새롭습니다.

부족함이 많은 저를 학문의 길로 이끌어주시고 논문이 완성되기까지 바쁜 학사일정에도 아낌없는 지도와 격려를 하여주신 김대현 지도교수님께 깊은 감사를 드립니다.

그리고 논문이 완성되도록 심사하여 주신 박길현 교수님과 김성홍 교수님께 깊은 감사를 드리며, 바쁜 직장생활로 인하여 충실하지 못한 학교일정을 무사히 마무리할 수 있게 대학원 전 과정을 정성으로 지도하여 주신 박정웅 교수님, 김운중 교수님, 박상준 교수님께 감사를 드립니다.

논문이 잘 완성될 수 있도록 도와주신 토질연구실 박사과정 박경호, 석사과정 송민우, 김민석 그리고 토질연구실 회원 여러분께 깊은 감사를 드리며, 조선대학교 토목공학과와 인연을 맺게 해준 최수영 님에게 진심으로 감사를 드리고, 직장생활과 학교생활을 병행하여 함께 할 수 있도록 도와주신 현대엔지니어링 최욱 상무님, 경도건설 김성윤 사장님, 6년째 현장생활을 같이하는 쌍용건설 정윤근 과장, 그리고 직장 선후배님들께도 감사를 드립니다.

끝으로, 항상 곁에서 헌신적인 마음으로 변함없는 사랑과 후원을 보내주신 부모님과 본가, 처가 모든 가족 분들에게 진심어린 감사의 말씀을 전하며, 이 작은 성취의 기쁨을 사랑하는 딸 지원, 아들 선우와 함께하고 싶습니다.

앞으로도 더욱 정진하여 지금까지 도와주신 모든 분들에게 보답하고 기쁨을 드릴 수 있도록 항상 최선의 노력을 다하겠습니다.

2015년 8월

최 준 영