



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](#)

2024년 2월
박사학위논문

내진보강방법에 따른 폐기물 매립지반의 보강 및 동적 거동특성 분석

조선대학교 대학원

토목공학과

장준영

내진보강방법에 따른 폐기물 매립지반의 보강 및 동적 거동특성 분석

**A Study on the Characteristics of Reinforcement and Dynamic
Behavior of Waste Landfill by Seismic Reinforcement Method**

2024년 2월 23일

조선대학교 대학원

토목공학과

장준영

내진보강방법에 따른 폐기물 매립지반의 보강 및 동적 거동특성 분석

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2023년 10월

조선대학교 대학원

토 목 공 학 과

장 준 영

장준영의 박사학위논문을 인준함

위원장 김 성 홍 (인)

위 원 정 명 훈 (인)

위 원 박 정 응 (인)

위 원 박 경 호 (인)

위 원 김 대 현 (인)

2024년 1월

조선대학교 대학원

목 차

ABSTRACT

| | |
|-------------------------------------|-------|
| 제 1 장 서 론 | 1 |
| 1.1 연구배경 및 목적 | 1 |
| 1.2 국내·외 연구동향 | 3 |
| 1.3 연구내용 및 방법 | 5 |
| 제 2 장 이론적 배경 | 6 |
| 2.1 폐기물매립지 현황 및 내진설계기준 | 6 |
| 2.1.1 폐기물매립지 현황 | 6 |
| 2.1.2 폐기물 매립시설의 내진등급 | 8 |
| 2.1.3 폐기물 매립시설의 내진성능목표 | 9 |
| 2.1.4 행정구역을 이용한 설계 지반운동 수준 결정 | 10 |
| 2.1.5 지진재해도를 이용한 설계지반 운동 수준결정 | 11 |
| 2.1.6 지진에 의한 지반운동 | 12 |
| 2.2 성토제체 및 시험방법 | 14 |
| 2.2.1 폐기물성토제체 및 사면 | 14 |
| 2.2.2 1g 진동대 시험 | 16 |
| 2.2.3 동적 모형 시험 | 17 |
| 2.2.4 다운홀테스트 | 18 |
| 2.3 사면의 안정해석 | 22 |
| 2.3.1 전응력 및 유효응력해석 | 22 |

| | | |
|-------|--|----|
| 2.3.2 | 한계평형해석법 | 23 |
| 2.3.3 | 마찰원법 | 25 |
| 2.3.4 | 절편법 | 27 |
| 2.4 | 연약지반 개량공법 | 31 |
| 2.4.1 | 연약지반의 개요 | 31 |
| 2.4.2 | 압성토 공법 | 33 |
| | | |
| 제 3 장 | 지반조사 및 실내실험 | 35 |
| 3.1 | 개요 | 35 |
| 3.2 | 연구대상지역 | 35 |
| 3.3 | 지반조사 | 36 |
| 3.3.1 | 표준관입시험 | 36 |
| 3.3.2 | 표준관입시험 결과 | 38 |
| 3.3.3 | 다운홀테스트 | 39 |
| 3.3.4 | 다운홀테스트 결과 | 40 |
| 3.4 | 1g진동대를 이용한 실내실험 | 41 |
| 3.4.1 | 유압 서보 1g 진동시험기 | 41 |
| 3.4.2 | 연성토조(Laminar Shear Box) | 43 |
| 3.4.3 | 응답가속도 계측장비 | 44 |
| 3.4.4 | 실험 수행 모델 | 46 |
| 3.4.5 | 축소모형 조성 | 51 |
| 3.5 | 입력지진파에 따른 실내모형의 PGA 분석 | 53 |
| 3.5.1 | 가속도계 매설깊이 별 무 보강 지반의 PGA 분석 | 53 |
| 3.5.3 | 가속도계 매설깊이 별 압성토 10m 보강지반의 PGA 분석 | 56 |
| 3.5.4 | 가속도계 매설깊이 별 압성토 15m 보강지반의 PGA 분석 | 59 |
| 3.6 | 가속도계 위치별 PGA 분석 | 62 |

| | |
|--|----|
| 3.6.1 수평거리 변화에 따른 Ofunato파의 PGA 분석 | 62 |
| 3.6.2 수평거리 변화에 따른 Hachinohe파의 PGA 분석 | 63 |
| 3.6.3 수평거리 변화에 따른 경주지진파의 PGA 분석 | 64 |
| 3.6.4 수평거리 변화에 따른 인공지진파의 PGA 분석 | 65 |
| 3.7 입력지진파에 따른 실내모형의 SA 분석 | 66 |
| 3.7.1 Ofunato지진파 가진 시 SA분석 결과 | 66 |
| 3.7.2 Hachinohe지진파 가진 시 SA분석 결과 | 68 |
| 3.7.3 경주지진파 가진 시 SA분석 결과 | 70 |
| 3.7.4 인공지진파 가진 시 SA분석 결과 | 72 |
| | |
| 제 4 장 수치해석 결과 | 74 |
| 4.1 1차원 지반응답해석 | 74 |
| 4.1.1 개요 | 74 |
| 4.1.2 입력물성값 | 76 |
| 4.2 실내실험과 1차원지반응답해석의 SA분석 결과 | 77 |
| 4.2.1 Ofunato지진파 가진 시 SA분석 | 77 |
| 4.2.2 Hachinohe지진파 가진 시 SA분석 | 78 |
| 4.2.3 경주지진파 가진 시 SA분석 | 79 |
| 4.2.4 인공지진파 가진 시 SA분석 | 80 |
| 4.3 매립지반의 내진안정성 검토 | 81 |
| 4.3.1 개요 | 81 |
| 4.3.2 입력 물성값 | 82 |
| 4.3.3 1차원 지반응답해석 결과 및 설계 가속도 산정 | 83 |
| 4.4 사면안정해석 | 85 |
| 4.4.1 입력물성값 | 85 |
| 4.4.2 모델링 | 86 |

| | |
|-------------------------------|-----|
| 4.5 사면안정해석 결과 | 88 |
| 4.5.1 매립지 1공구 안정성 검토 결과 | 88 |
| 4.5.2 매립지 2공구 안정성 검토 결과 | 90 |
| 4.5.3 매립지 3공구 안정성 검토 결과 | 92 |
| 4.6 압성토 보강에 따른 안정성 검토 | 95 |
| 4.6.1 압성토 10m 보강 | 95 |
| 4.6.2 압성토 15m 보강 | 97 |
| | |
| 제 5 장 결 론 | 100 |
| | |
| 참고문헌 | 102 |

표 목 차

| | |
|--|----|
| 표 2.1 매립시설 현황 | 7 |
| 표 2.2 기초 구조물의 내진등급 | 8 |
| 표 2.3 내진성능수준 분류체계 | 9 |
| 표 2.4 구조물의 내진등급별 내진성능수준 | 9 |
| 표 2.5 지진구역 | 10 |
| 표 2.6 지진구역계수 | 10 |
| 표 2.7 지반분류체계 | 12 |
| 표 2.8 지진계수 | 13 |
| 표 2.9 흙 쌓기 비탈면 표준경사 | 15 |
| 표 2.10 화성암과 변성암의 풍화도 및 파쇄도에 따른 P과 속도 | 20 |
| 표 2.11 탄성과속도에 따른 암석의 분류 | 21 |
| 표 2.12 토질 특성에 따른 연약지반 판정기준 | 31 |
| 표 2.13 개량목적과 적용지반에 대한 대책공법 | 32 |
| 표 2.14 프리로딩과 압성토 공법의 비교 | 34 |
| 표 3.1 공구별 지반조사 결과 | 38 |
| 표 3.2 진동대 시험기 주요 제원 | 42 |
| 표 3.3 Accelerometer 주요 제원 | 45 |
| 표 3.4 Data logger 주요제원 | 45 |
| 표 3.5 실내모형실험 시료의 물성값 | 47 |
| 표 3.6 시험수행모델 | 47 |
| 표 3.7 측정된 PGA - 무 보강 | 55 |
| 표 3.8 측정된 PGA - 압성토 10m 보강 | 58 |
| 표 3.9 측정된 PGA - 압성토 15m 보강 | 61 |
| 표 4.1 입력 물성값 | 76 |
| 표 4.2 1차원 지반응답해석을 위한 지반의 물성값 | 82 |
| 표 4.3 행정구역상 지진재해도에 따른 설계지반가속도 산정 | 83 |
| 표 4.4 1차원 지반응답해석에 의한 설계지반가속도 산정 | 83 |
| 표 4.5 사면안정해석을 위한 층별 지반의 물성값 | 85 |
| 표 4.6 폐기물매립지 내 성토 제방의 안정성 검토 결과 | 94 |
| 표 4.7 매립지 3공구의 압성토 보강에 따른 사면안정해석 결과 | 99 |

그림 목 차

| | |
|--|----|
| 그림 2.1 매립시설 현황 연도별 추이 | 7 |
| 그림 2.2 500년 재현주기 국가지진위험지도 | 11 |
| 그림 2.3 다운홀테스트 | 18 |
| 그림 2.4 주시곡선 및 구간속도 산출 방법 | 19 |
| 그림 2.5 마찰원법 | 25 |
| 그림 2.6 사면 경사와 안정계수 | 27 |
| 그림 2.7 절편법 | 28 |
| 그림 2.8 을 구하는 도표 | 31 |
| 그림 2.9 압성토 공법의 개념 | 33 |
| 그림 3.1 연구대상지역 | 35 |
| 그림 3.2 지반조사 위치도 | 36 |
| 그림 3.3 표준관입시험 전경 | 37 |
| 그림 3.4 다운홀테스트 전경 | 39 |
| 그림 3.5 다운홀테스트 결과 | 40 |
| 그림 3.6 유압 서보 1g 진동시험기 | 41 |
| 그림 3.8 연성토조 | 43 |
| 그림 3.9 계측장비 Accelerometer | 44 |
| 그림 3.10 입도분포곡선 | 46 |
| 그림 3.11 입력 지진파 | 48 |
| 그림 3.12 모형사면 조성에 따른 가속도계 매설 위치 | 49 |
| 그림 3.13 가속도 센서 분석 위치도 | 50 |
| 그림 3.14 모형사면 조성 | 51 |
| 그림 3.15 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석 - 무 보강 | 53 |
| 그림 3.16 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석 - 압성토 10m | 56 |
| 그림 3.17 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석 - 압성토 15m | 59 |
| 그림 3.18 수평 거리별 PGA 분석 - Ofunato | 62 |
| 그림 3.19 수평 거리별 PGA 분석 - Hachinohe | 63 |
| 그림 3.20 수평 거리별 PGA 분석 - Hachinohe | 64 |
| 그림 3.21 수평 거리별 PGA 분석 - 인공지진파 | 65 |

| | |
|---|----|
| 그림 3.22 실내실험결과의 SA 분석 - Ofunato | 66 |
| 그림 3.23 실내실험결과의 SA 분석 - Hachinohe | 68 |
| 그림 3.24 실내실험결과의 SA 분석 - 경주지진파 | 70 |
| 그림 3.25 실내실험결과의 SA 분석 - 인공지진파 | 72 |
| 그림 4.1 Deepsoil 프로그램 | 75 |
| 그림 4.2 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - Ofunato | 77 |
| 그림 4.3 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - Hachinohe | 78 |
| 그림 4.4 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - 경주지진파 | 79 |
| 그림 4.5 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - 인공지진파 | 80 |
| 그림 4.6 입력 지진파 | 81 |
| 그림 4.7 1차원 지반응답해석 결과 | 84 |
| 그림 4.8 매립지 검토 단면도 | 86 |
| 그림 4.9 공구별 검토 단면도 | 87 |
| 그림 4.10 매립지 1공구 안정성 검토결과 | 88 |
| 그림 4.11 매립지 2공구 안정성 검토결과 | 90 |
| 그림 4.12 매립지 3공구 안정성 검토결과 | 92 |
| 그림 4.13 매립지 3공구 안정성 검토결과 - 압성토 10m | 95 |
| 그림 4.14 매립지 3공구 안정성 검토결과 - 압성토 15m | 97 |

ABSTRACT

A Study on the Characteristics of Reinforcement and Dynamic Behavior of Waste Landfill by Seismic Reinforcement Method

Jang, Junyoung.

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

When it is necessary to expand or build an existing road or railroad by stacking soil on the slope of the base ground, soft ground often exists in the lower area when it is adjacent to a river or rice field. Even if the base ground is inclined, the slope of the soil should be built within the standard slope according to the regulations, and the stability of the slope bottom destruction due to the weight of the soil on the base ground should be reviewed for adjacent soft ground. At this time, if it is judged to be unstable, the slope or height of the slope of the base ground soil should be adjusted, or a separate countermeasure method should be established for the adjacent soft ground. Recently, when applying the soft ground countermeasure method, environmental problems have emerged as well as economic feasibility and construction performance.

In this study, the embankment method was used to reinforce the slope of the embankment slope in the waste landfill. The waste landfill has a water cutoff film installed at the bottom of the landfill for the purpose of preventing leachate due to environmental concerns, so reinforcement methods should be sought in a way that does not damage it.

In the case of the pressurized earth method, it is widely used as a representative reinforcement method for soft ground embankment slopes, and

when applying the pressurized earth method, it was intended to confirm the seismic stability of the ground. In the revised seismic design standard notice of the waste landfill ground (Ministry of Environment, 2019), a stability analysis should be conducted by reflecting the one-dimensional ground response analysis and the revised seismic design standards. Therefore, the reinforcement effect was verified through laboratory experiments and numerical analysis by applying the seismic force that met the corresponding criteria.

As a result of PGA (Peak Ground Acceleration) analysis using a 1g shaking table test, the PGA amplification rate from the bottom to the top before reinforcement amplified 27.74% in the first row, 33.76% in the second row, and 36.23% in the third row. When reinforcing 10m thick soil, the amplification rate in the first row decreased to 27.74%, the second row to 32.96%, and the third row to 27.21%. When reinforcing 15m thick soil, the amplification rate was 22.91% in the first row, 31.07% in the second row, and 19.06% in the third row. These results showed that the amplification rate of seismic waves was lower when reinforcing 10m and 15m, and in particular, when reinforcing 15m, the amplification of seismic waves was further reduced than when reinforcing 10m. This is judged to improve the safety of ground structures by reducing seismic wave amplification more effectively using reinforcement using embankment materials.

As a result of the numerical analysis and verification of the reinforcement of the crushed earth of the landfill site 3, it was confirmed that both the standard safety factor exceeded when reinforcing the crushed earth 10m and 15m. It was confirmed that the safety rate of the slope after reinforcement exceeded 1.46 to 2.64 during the dry season and 0.77 to 1.35 during the earthquake, and there was no significant difference from the reinforcement of 10m of pressure soil. Likewise, it can be confirmed that the destruction area against deep destruction of the soft ground under the slope has been eased when applying pressure soil.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

대한민국은 오랜시간 지진에 대한 안전지대로 인식되어 지진에 대한 설계기준이 취약하였고, 원자력발전소(1972년), 건축물(1988년), 교량(1992년) 등에 내진설계가 국한적으로 실시됐다. 이후 1997년 건설교통부에서 내진설계 상위개념인 내진설계 기준(2)를 제정한 이후 본격적인 내진설계가 실시되기 시작되었으나, 대부분 기준이 상부 구조물에 집중되어 지반구조물에 관련된 내진설계 기준은 거의 없는 것으로 확인되었다.

폐기물 매립지 또한 예외는 아니다. 폐기물 매립지의 경우 폐기물 매립시설 내진설계 기준 연구(환경부, 2001)를 시작으로 폐기물 매립지에 대한 내진설계가 반영되었으나, 이후 폐기물관리법 시행규칙이 개정되면서(환경부, 2018) 개정된 내진설계 기준을 반영하기 시작하였다. 이 시기에 기초, 항만 및 어항, 비탈면 등에 관한 법률 또한 개정되면서 지진·화산재해대책법에 따른 내진성능 확보의 최소요건이 규정되었다. 국내 매립지의 경우 대부분의 내진설계 기준이 2018년 이전 기준을 반영하고 있어, 내진성능수준과 개별시설물에 대한 검토가 명확히 수행되지 않은 상태이다. 개정 전 내진설계기준의 경우, 평균재현주기, 위험도 계수, 지반의 분류 등을 구분하여 검토를 수행하여야 한다. 2017년 경주지진 이후 내진설계에 대한 기준이 개정되면서 이에 관한 내용을 반영하여 검토하여야 한다.

국내 신규매립지의 경우, 사회적인 인식과 지리학적인 여건으로 인해 주로 해안이나 산간에 설치되고 있다. 본 연구현장 또한 산간에 설치된 매립장으로서 생활폐기물의 매립이 대부분이며, 생활폐기물의 80% 이상이 비닐류와 옷, 목재 등으로 이루어져 있다. 생활폐기물의 하나인 음식물쓰레기는 구분하여 폐기, 처분하고 있다. 그러나 국토를 효율적이고 경제적으로 이용해야 하는 국내 상황으로 인해, 신규매립지 못지않게 사용 종료된 매립지의 정비 및 안정성에 대한 평가가 매우 중요하다. 사용 종료된 매립지의 재활용을 위한 방법으로는, 현재 이적과 현장 안정화가 널리 이용되고 있다. 현장 안정화는 현장 쓰레기를 다른 곳으로 이동하는 이적이 주변 환경에 미치는 영향이 큰 경우 채택되는데, 난지도 매립지가 그 예이다.

그러나 현장 안정화와 같이 쓰레기를 이동시키지 않은 상태에서 이루어지는 쓰레

기 매립지 재활용은 오랜 시간에 걸쳐 발생하는 침하로 인해 기술적 어려움이 뒤따른다. 장기간에 걸쳐 발생하는 부등침하는 상부에 구조물을 건설하는 것을 어렵게 할 뿐 아니라 기초나 관련 시설에 손상을 주기도 한다. 이러한 침하는 위생매립지의 하부에 설치되어 있는 지오멤브레인 차수재나 우수 배제시설 또는 침출수 집·배수 시설 등의 파손을 통해 인접 토양과 지하수를 오염시키는 주범이 된다. 사용이 종료된 매립지를 사용하기 위해서는 매립 당시의 지반침하와 매립 층의 침하에 대한 안정성을 평가하여야 하지만, 폐기물의 침하량을 예측하는 일은 현재까지 매우 어려운 일이다.

본 연구에서는 개정된 내진설계기준(환경부, 2018)을 반영하여 연구 대상 지역인 폐기물매립지의 내진 안정성 검토를 수행하고자 하였다. 검토의 신뢰성을 확보하기 위하여 1g진동대 시험을 이용한 축소모형지반의 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, 이하 PGA)를 확인하고 1차원 지반응답해석 프로그램을 이용하여 실내 실험의 신뢰성을 검증하였다. 매립지 내 성토사면의 안정성 검토의 경우 산정된 수평 지진계수를 이용하여 내진설계기준에 따른 매립지 내 성토사면의 안정성을 확인하였다.

1.2 국내·외 연구동향

폐기물매립지에 관한 연구는 Sowers(1973)이 폐기물 매립지반의 침하 특성에 관하여 연구를 수행하였으며, 이후, Yen and Scanlon(1975), Rao 등(1977), Edil 등(1990)이 매립지의 침하 특성에 관한 연구를 수행하고자 매립이 완료된 폐기물매립지에 대한 침하량 측정을 수행해나갔다. Landva and Clark(1990)는 폐기물 성토 시 지반 공학적 특성에 관한 연구를 수행하였고, Morris and Woods(1990), Bjarngard and Edgers(1990)은 폐기물매립지의 침하 계측자료 및 실내 실험 등을 근거로 매립지의 안정화 속도 및 장기 침하량을 산정하기 위하여 많은 침하모델이 지반 공학적인 근거하에 제안되었다.

국내에서는 김영목 등(1993)이 폐기물 매립지반의 도로부지 활용을 위하여 동다짐 공법을 적용한 사례를 발표하였으며, 이후, 남궁완 등(1995)과 이남훈 등(1995)이, 김용진과 이동훈(1996), 김낙주 등(1997), 윤성표와 윤범한(1997)이 폐기물 매립지반의 굴착을 통한 재활용을 모색하기 위하여 폐기물에 관한 연구를 수행한 바 있다. 정하익 등(2001)과 김영목 등(2002)은 매립폐기물에서 선별된 토사에 대하여 기초적인 지반환경 공학적 특성을 분석한 결과를 발표한 바 있다. 한편 박현일(2000)은 국내 폐기물매립지를 대상으로 침하모델을 제안하고 매립지의 안정화 방안에 관한 연구를 수행하였다.

수도권매립지관리공사(2005)에서는 모형 매립실험을 통하여 유기성 폐기물을 포함한 실험조의 BOD₅, COD_{Cr} 등 분석항목이 유기성 폐기물을 포함하지 않는 실험조보다 높은 농도를 나타냈음을 밝혀냈다. 또한, 음식물 및 혐기성슬러지가 포함된 혼합폐기물이 충전된 실험조에서 가장 많은 양의 매립가스가 발생함을 밝혀냈다.

침하모델과 관련한 연구로 박현일 등(1997)은 난지도 쓰레기를 2년여간 계측한 침하자료를 분석하고 미국 내 24개 매립지의 침하 경향과 비교하였으며, 침하모델이 난지도 매립지의 장기 침하량 예측에 가장 적합하다고 하였다. 박현일 등(1998)은 쓰레기 매립지의 역학적 이차침하량과 분해에 의한 이차침하량을 예측하기 위하여 분해 과정 가운데 쓰레기 고형물의 용액화로 말미암아 유발되는 침하를 효과적으로 모사할 수 있도록 수학적 모델 식을 제안하였다.

또한, 박현일과 이승래(2000)는 기존 쓰레기 침하모델식들을 매립 경과 기간이 다른 9개 지역의 침하자료를 적용하여 신선한 쓰레기 매립지에서는 침하모델마다 예

측 정도가 큰 차이를 보이지만, 매립 연한이 오래된 매립지들에서는 Powercreeplaw
 를 제외하고는 예측 정도가 큰 차이를 보이지 않는다고 주장하였다. 박현일과 이승
 래(2004)는 15개 쓰레기 매립지 침하자료들에 대하여 기존 침하모델들의 경향성을
 분석하고, 기존에 적용되었던 침하예측이 다소 과대하게 안전 측으로 적용되었다는
 의견을 제시하였다.

김진영(2011)은 실내 모형시험을 통한 장기 압밀 시험 결과와 Yoshikuni가 제안
 한 1차원 탄-점성 압밀이론을 이용한 유한차분해석시 1차원 압밀 과정에 있어서 과
 압밀 및 정규압밀 점토의 구별 없이 이차압밀 현상을 통일적으로 표현할 수 있음을
 제안하였고, 탄-점성 압밀이론을 이용한 매립지반의 연약한 점성토의 침하거동 해
 석을 시행하였다.

또한, Baek et al.(2006), 백원진(2007a), 백원진 등(2007b)은 Yoshikuni의 탄-점성
 압밀이론을 축대칭 조건의 수평방향 배수를 허용한 연직배수재로 개량된 지반에의
 적용을 위해 3차원 조건으로 확장하고 실내 모형시험을 통한 이론의 적용성과 현장
 계측 결과를 이용한 적용성을 검증한 바 있다.

폐기물매립지를 재활용하기 위한 대책공법에 관한 연구로 천병식 등 (1996)은 고
 결 공법을 사용하여 지반 강도 개량 효과를 분석한 연구를 수행하여 대책공법별 일
 축압축강도 증진 효과를 주장하였는데, Geocrete시멘트, Slag시멘트, 보통 포틀랜드
 시멘트, 생석회 순으로 우수하다고 하였다. 전용백 등(2001)은 매립지를 건설 부지
 로 사용하기 위하여 동다짐을 실시하고 N치와 동적콘 관입시험치의 증감을 분석한
 동다짐 공법의 적용성 연구를 수행하고, 동다짐 후 동적콘 관입시험 결과 Nd값이
 23~28% 증가하였음을 입증하였다.

또한, 매립지의 차수 시스템과 관련한 연구로 이흥길과 오영인(2010)은 매립지의
 지오멤브레인 차수 시스템의 안정성 평가를 위하여 현장 추적자(로다민 WT)시험을
 실시하여 손상 여부를 판단하고, 인장강도 시험을 하여 조성 당시 시방기준 및 현
 행 폐기물관리법에 적정하게 항복 인장강도가 유지하고 있다고 판단하였다.

이처럼 폐기물 매립지반에 관한 연구를 많이 지속적으로 수행되었으나, 지반공학
 측면에서 내진설계 개정 이후에 대한 매립지 내 성토사면에 대한 검증은 수행되지
 않았다. 개정된 내진설계 또한 현장실험을 통한 1차원 지반응답해석의 검증만 수행
 되기 때문에 본 연구에서는 실내 실험을 통한 폐기물매립지의 동적거동 특성을 확
 인하고, 실제 지반에서 압성토 보강에 다른 지반의 거동 특성을 확인하고자 하였다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 개정된 내진설계기준을 반영한 폐기물매립시설의 내진설계 기준에 따른 기존 매립지의 내진 안정성을 확인하고자 실내 실험과 수치해석을 통한 안정성 검토를 수행하고자 하였다.

개정된 매립시설의 내진설계 기준에 맞는 1차원 지반응답해석와 지진재해도에 따른 설계 지진하중을 고려하여 수치해석을 수행하고자 하였으며, 수치 해석상 보강 효과에 대한 안정성 검토 결과는 실내 실험을 통한 각 입력 지진파별 증폭 비를 통하여 그 경향성을 확인하고자 하였다.

본 연구에서 수행된 연구 방법 및 내용은 다음과 같다.

- (1) 전라북도 내 ○○매립장에 대하여 지반조사를 수행하였으며, 지반조사와 다운홀 테스트를 통해 도출된 물성값을 이용하여 1g 진동대 실험으로 보강 전, 후의 지반의 동적 거동 특성을 확인하였다.
- (2) 개정된 내진설계 기준에 따라 1차원 지반응답해석을 통한 설계 지진하중을 확인하였으며, 행정구역에 따른 설계 지진하중과 비교하였다. 도출된 지반 정수를 반영하여 매립지 내 성토사면에 대한 사면 안정성 결과를 확인하였다.
- (3) 매립지 내 성토사면에 대하여 압성토 보강에 따른 안정성 검토 결과를 확인하였다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 폐기물매립지 현황 및 내진설계기준

2.1.1 폐기물매립지 현황

폐기물매립지는 각종 쓰레기를 처리하는 시설로써 생활 쓰레기, 산업폐기물 등 사용이 불가능한 것들을 모아 처리하는 곳이다. 폐기물매립지의 경우 없으면 안 되는 곳이지만 넘비현상 등과 같은 이유로 시외 또는 도심지 근교에 배치된 시설이다. 대표적인 예로 서울특별시의 난지도가 있으며, 과거 단순 매립시설은 방치 수준이어서 많은 문제가 생겨 최근에는 가스, 침출수 등을 처리하는 시설을 병행해서 건설한다. 이와 같은 처리시설을 갖춘 쓰레기 매립장을 "위생매립장"이라고 한다. 최근에는 쓰레기 매립장의 쓰레기들을 채굴해서 재활용하는 산업(Urban mining)도 생기고 있다. 다만, 아직도 100% 재활용은 불가능하고 자연의 자정작용에 기대야 한다.

환경부 전국 폐기물 발생 및 처리 현황 보고서(환경부 2021)에 따르면 2021년도 까지 국내 매립시설은 296개로 집계되었다. 이는 표 2.1처럼 공공 처리시설, 자가 처리시설, 최종 처분업체를 모두 합산한 시설 수이며, 연평균 매립량은 10,285천톤으로 확인할 수 있다. 그림 2.1에 따르면 2016년도 이후 잔여 매립 용량이 점차 줄어드는 것을 확인할 수 있고, 21년 매립량 역시 점차 감소하고 있음을 확인할 수 있다(환경부, 2021).

표 2.1 매립시설 현황(환경부, 2021)

| 구분 | 시설수 (개소) | 사용개시 신고 매립용량 (m ³) | 잔여매립 | | 21년 매립량 (톤/년) |
|--------|-------------|-----------------------------------|----------------------|--------|------------------|
| | | | 용량 (m ³) | 비율 (%) | |
| 총계 | 296 | 667,174,486 | 223,595,240 | 100 | 10,285,742 |
| 공공처리시설 | 210 | 444,226,164 | 162,718,775 | 73 | 5,409,015 |
| 자가처리시설 | 30 | 134,870,897 | 39,438,350 | 18 | 1,300,528 |
| 최종처분업체 | 56 | 88,077,425 | 21,438,116 | 10 | 3,576,199 |

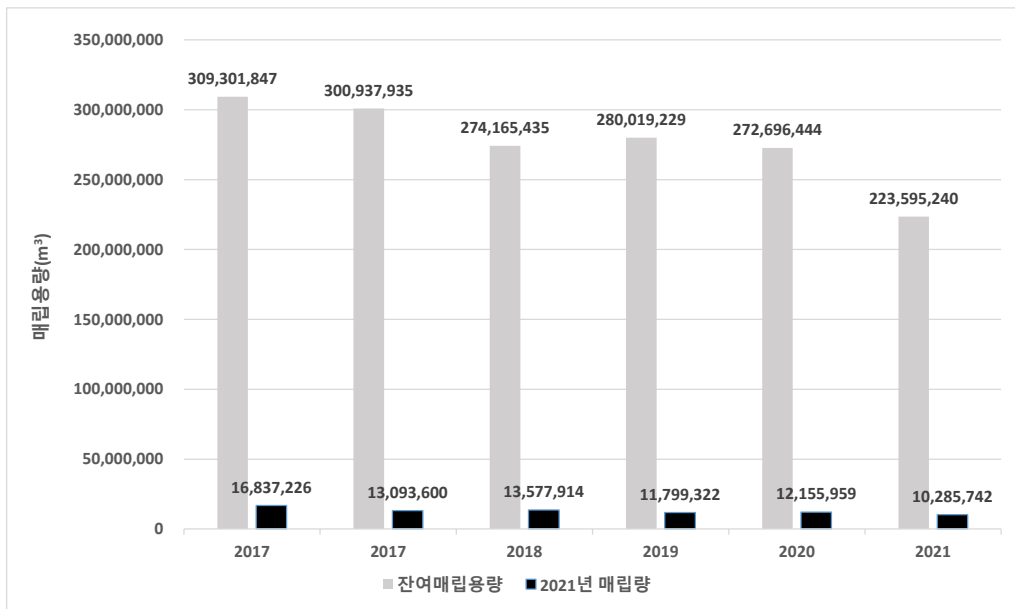


그림 2.1 매립시설 현황 연도별 추이(환경부 2021)

2.1.2 폐기물 매립시설의 내진등급

폐기물매립지의 내진설계의 경우 “폐기물관리법 시행규칙(환경부, 2018)”에 따라 폐기물 매립시설의 지진에 대한 안정성을 고려한다. 이는 폐기물매립시설의 내진성능 확보에 필요한 최소한의 설계 요건을 위한 것으로 지진으로 인한 폐기물매립시설의 피해를 최소화하고 침출수 유출 등으로 인한 환경오염 및 2차 재해를 예방하는 것을 목적으로 한다.

폐기물 매립시설의 내진설계 대상은 지진 시 시설물에 지진력이 직접적으로 가해지는 저류시설(성토제체 및 옹벽 시설 등)과 저류시설의 파괴 또는 지반 액상화에 의하여 간접적으로 지진력의 영향을 받게 되는 시설로 분류할 수 있다.

일반적으로 구조물의 내진등급은 내진특등급, 1등급과 2등급으로 구분하나 폐기물 매립시설의 등급은 지진영향정도, 중요도 및 피해 정도에 따라 내진 1등급과 내진 2등급으로 구분한다. 표 2.2는 구조물의 내진등급기준을 나타낸 것이고, 표 2.3은 내진성능 분류체계이다.

표 2.2 기초 구조물의 내진등급(한국지반공학회, 2018)

| 구 분 | 내용 |
|-------|--|
| 내진특등급 | 지진 시 매우 큰 재난이 발생하거나, 기능이 마비된다면 사회적으로 매우 큰 영향을 줄 수 있는 구조물 |
| 내진1등급 | 지진 시 큰 재난이 발생하거나, 기능이 마비된다면 사회적으로 큰 영향을 줄 수 있는 구조물 |
| 내진2등급 | 지진 시 재난이 크지 않거나, 기능이 마비되어도 사회적으로 영향이 크지 않은 구조물 |

표 2.3 내진성능수준 분류체계(한국지반공학회, 2018)

| 구 분 | 내 용 |
|-------------|---|
| 기능수행수준 | 설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 경미하여 그 구조물이나 시설물의 기능이 유지될 수 있는 성능 수준 |
| 즉시복구수준 | 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 크지 않아 단기간 내에 즉시 복구되어 원래의 기능이 회복될 수 있는 성능수준 |
| 장기복구/인명보호수준 | 구조물이나 시설물에 큰 손상이 발생할 수 있지만 장기간의 복구를 통하여 기능 회복이 가능하거나, 시설물에 상주하는 인원 또는 시설물을 이용하는 인원에게 인명손실이 발생하지 않는 성능수준 |
| 붕괴방지수준 | 구조물이나 시설물의 붕괴로 인한 대규모 피해를 방지하고, 인명피해를 최소화하는 성능수준 |

2.1.3 폐기물 매립시설의 내진성능목표

폐기물 매립시설의 설계성능수준은 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 분류한다. 기능수행수준은 지진 시 또는 지진경과 후에도 구조물의 정상적인 기능을 유지할 수 있는 성능 수준을 의미하며 붕괴방지수준은 구조물에 제한적인 구조적 피해는 발생할 수 있으나 긴급보수를 통해 구조물의 기본기능을 발휘하도록 하는 성능 수준을 목표로 한다.

표 2.4 구조물의 내진등급별 내진성능수준(한국지반공학회, 2018)

| 성능수준 | 내진 특등급 | 내진 1등급 | 내진 2등급 | 대상구간 적용 |
|-----------|-------------|-------------|-----------|--|
| 기능수행 | 재현주기 200년 | 재현주기 100년 | 재현주기 50년 | <ul style="list-style-type: none"> ◦ 붕괴방지수준 ◦ 재현주기 500년의 내진2등급 |
| 즉시복구 | 재현주기 500년 | 재현주기 200년 | 재현주기 100년 | |
| 장기복구/인명보호 | 재현주기 1000년 | 재현주기 500년 | 재현주기 200년 | |
| 붕괴방지 | 재현주기 2,400년 | 재현주기 1,000년 | 재현주기 500년 | |

폐기물 매립시설은 표 2.4에서 규정한 평균재현주기를 갖는 지반운동에 대한 기능수행수준과 붕괴방지수준을 만족할 수 있도록 평가하여야 하며 현 단계에서는 내진성능목표는 내진 2등급 붕괴방지 수준으로 성능목표를 설정하여도 만족하는 것으로 한다.

2.1.4 행정구역을 이용한 설계 지반운동 수준 결정

지진의 발생빈도를 기준으로 하여 우리나라는 크게 두 개의 지진 구역으로 구분하여 나타낸다.

표 2.5 지진구역(한국지반공학회, 2018)

| 지진구역 | 행정구역 | |
|------|------|--|
| I | 시 | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시, 세종시 |
| | 도 | 경기도, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도, 강원도 남부 |
| II | 도 | 강원도 북부, 제주도 |

표 2.6 지진구역계수 (재현주기 500년 해당)(한국지반공학회, 2018)

| 지진구역 | I | II |
|-----------|------|------|
| 지진구역계수(Z) | 0.11 | 0.07 |

지진구역계수는 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으므로 위험도 계수를 이용하여 식 (2.1) 과같이 재현 주기에서의 구역별 최대 유효지반가속도를 결정한다.

$$g = Z \times I \quad (2.1)$$

여기서, g 는 지역별 유효수평지반가속도, Z 는 지진구역계수, I 는 위험도 계수를 나타낸 것이다.

2.1.5 지진재해도를 이용한 설계지반 운동 수준결정

지진재해도는 어느 장소에서 일어날 수 있는 재현 주기에 해당하는 최대 가속도 값을 중력가속도의 백분율로 나타낸다.

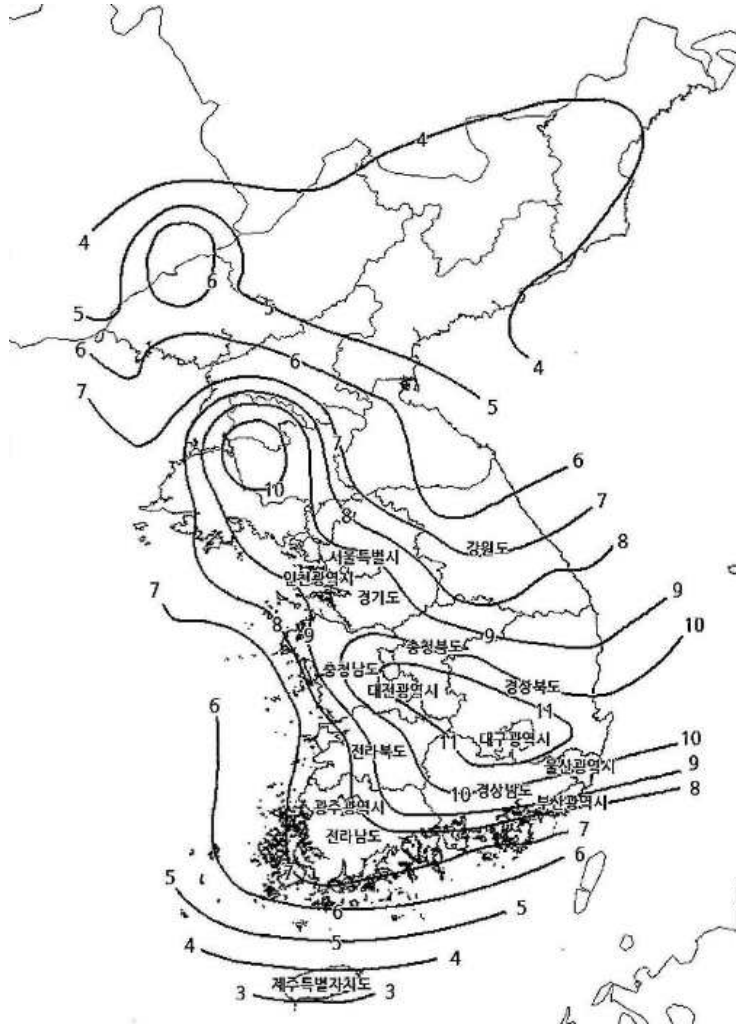


그림 2.2 500년 재현주기 국가지진위험지도(한국지반공학회, 2018)

2.1.6 지진에 의한 지반운동

(1) 지반의 분류

지반의 분류는 KDS 17 10 00 (지반의 분류) (국토교통부, 2018)에 따른다. 국지적인 토질조건, 지질 조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 표 2.7과 같이 $S_1 \sim S_6$ 의 6종으로 분류한다. 다만, 기반암의 경우 전단파속도인 $V_{s,soil}$ 가 760m/s 이상인 지층에 대하여 정의한다.

표 2.7 지반분류체계(국토교통부, 2018)

| 지반 종류 | 지반 종류의 호칭 | 분류기준 | |
|-------|--------------------------------|--------------|-----------------------------|
| | | 기반암 깊이, H(m) | 토층전단파속도, $V_{s,soil}$ (m/s) |
| S_1 | 암반 지반 | 1 미만 | - |
| S_2 | 얕고 단단한 지반 | 1~20 이하 | 260 이상 |
| S_3 | 얕고 연약한 지반 | | 260 미만 |
| S_4 | 깊고 단단한 지반 | 20 초과 | 180 이상 |
| S_5 | 깊고 연약한 지반 | | 180 미만 |
| S_6 | 부지 고유의 특성 평가 및 지반응답해석이 요구되는 지반 | | |

(가) 지반층의 평균전단파속도인 $V_{s,soil}$ 은 탄성파시험 결과가 있으면 이를 우선으로 적용한다. 이때, 탄성파시험은 시추조사를 바탕으로 가장 불리한 시추공에서 수행하는 것을 원칙으로 한다.

(나) 기반암의 깊이와 무관하게 토층평균전단파속도가 120 m /s 이하인 지반은 S_5 지반으로 분류한다.

(다) 지반종류 S_6 은 부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반으로 다음과 같다.

- ① 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙, 예민비가 8 이상인 점토, 액상화 발생 가능성이 있는 흙과 같이 지진하중 작용 시 지반의 붕괴나 잠재적인 파괴에 대하여 취약한 지반
- ② 유기성이 매우 높은 점토지반 또는 이탄(지층의 두께 > 3m)

- ③ 매우 높은 소성을 띤 점토지반(지층의 두께 > 7m이고, 소성지수 > 75)
- ④ 중간 정도로 단단하거나 층이 매우 두껍고 연약한 점토(지층의 두께 > 36m)
- ⑤ 기반암이 깊이 50m를 초과하여 존재하는 지반

(2) 지진계수

지진계수는 보통암 지반을 기준으로 부지의 증폭 현상을 고려하여 결정된 지반 종류 별 계수이며 각 지반 종류에 따른 지진계수(지반계수)의 값은 다음과 같다.

표 2.8 지진계수(국토교통부, 2018)

| 지반 종류 | 지진구역 (C_a) | | 지진구역 (C_v) | |
|----------|----------------|------|----------------|------|
| | I | II | I | II |
| S_1 | 0.09 | 0.05 | 0.09 | 0.05 |
| S_2 | 0.11 | 0.07 | 0.11 | 0.07 |
| S_3 | 0.13 | 0.08 | 0.18 | 0.11 |
| S_4 | 0.16 | 0.11 | 0.23 | 0.16 |
| S_5 | 0.22 | 0.17 | 0.37 | 0.23 |

※ C_a , C_v : 표준설계응답스펙트럼의 완전한 결정을 위해 요구되는 지진계수

2.2 성토제체 및 시험방법

2.2.1 폐기물성토제체 및 사면

폐기물성토제체 및 사면은 지진에 의한 동적하중 및 액상화에 대한 안정성을 확보하여야 한다. 폐기물성토제체 및 사면의 내진설계는 기본적으로 등가정적 해석방법을 이용하여 수행하며, 가속도 표준설계응답스펙트럼이나 부지 고유의 지반응답 해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용한다.

지진하중을 고려한 폐기물성토제체 및 사면의 기준안전율은 1.1을 적용한다(국토교통부, 2018). 내진 해석에 필요한 폐기물의 물적 특성은 매립대상 폐기물에 대한 물성 시험을 시행한 후에 적용하여야 한다. 필요시에는 차수재와 매립시설 설치지역 지반의 접촉면 상호작용에 따라 발생하는 비 원호 활동 파괴에 대하여도 검토하여야 한다.

흙 쌓기 비탈면의 경사는 쌓기 재료의 종류와 비탈면 높이에 따라 표 2.9와 같은 표준경사를 적용하고 있다. 표준경사와 다른 경우 또는 높이가 10m를 초과한 경우는 별도의 비탈면 안정해석을 통하여 경사를 결정한다. 또한, 흙 쌓기는 인위적으로 조성되는 경사이므로 쌓기 재료의 선택이 경사의 안정성에 매우 중요한 요소이고, 자연경사와 달리 흙 쌓기 과정 중 내부에 배수 설치를 하여 강우 시 침투로 인한 사면붕괴를 미리 예방할 수도 있다.

표 2.9 흙 쌓기 비탈면 표준경사(국토교통부, 2018)

| 구 분 | 기준안전율 | 내 용 |
|--|---|---|
| 장기 | 건기 $F_s > 1.5$ | · 지하수가 없는 것으로 해석 |
| | 우기 $F_s > 1.2$ 또는 $F_s > 1.3$ | <ul style="list-style-type: none"> · 경암 및 연암 등으로 구성된 암반 비탈면의 경우 인장 균열, 내 지하수 포화 높이나 활동면을 따라 지하수로 포화된 비탈면 높이의 1/2심도까지 지하수를 위치시키고 해석을 수행하며 이 경우 안전율 1.2를 적용 · 풍화암 및 통층으로 구성된 비탈면의 안정해석은 강우의 침투를 고려한 방법 또는 지하수위를 결정하여 해석하는 방법 사용가능 · 지하수위를 결정하여 해석하는 경우에는 현장 지반조사 결과 배수조건 및 지형조건 등을 종합적으로 고려하여 지하수위를 결정하고 안정해석을 수행하며, 지하수위를 결정한 근거를 명확히 기술 (안전율 1.2적용) · 강우의 침투를 고려한 안정해석을 실시하는 경우에는 현장 지반조사 결과, 배수조건, 지형조건과 설계계획빈도에 따른 해당지역의 강우지속시간, 강우강도 등을 고려하여 안정해석을 실시하며, 해석 시 적용한 설계정수와 해석방법을 명확히 기술 (안전율 1.3적용) |
| | 지진시 $F_s > 1.1$ | <ul style="list-style-type: none"> · 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 · 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용 |
| 단기 $F_s > 1.1$ | <ul style="list-style-type: none"> · 1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성(시공중 포함) · 지하수위는 실제 측정 또는 평상시의 지하수위 적용 | |
| <p>※비탈면 상부 파괴범위 내에 1, 2종 시설물의 기초가 있는 경우 : 별도검토</p> | | |

2.2.2 1g 진동대 시험

대한민국의 지진 기록을 살펴보면 한반도는 더 이상 지진으로부터 안전할 수 없고, 주요 시설물에 대한 자연재해 방지대책법이 시행되는 등 국내 시설물의 내진 안전성 확보를 위한 노력이 필요하다. 시설물 내부 안전성을 확보하기 위하여 시설물의 지진 거동 특성을 이해하는 것이 중요하다. 이를 위해 정적 재하시험과 동적 실험, 유사동적 실험 등 많은 실험이 국내와 국외에서 수행되고 있다.

국내 주요시설(초고층 건물, 장대교량, 원자력발전소 등)은 점차 대형화로 시설물의 복잡한 지진 거동 특성과 내진성능을 파악하기 위해서는 지진하중에 대한 묘사가 가능한 동적 실험이 필수이다. 댐 구조물도 내진 안정성을 파악하기 위하여 진동대 실험과 같은 실내지진시험을 통해 동적 거동 특성을 파악하는 것이 효과적이다.

1g 진동대 실험을 통한 내진 안정성 평가는 원자력 및 기계 분야에 가장 활발하게 적용되고 있다. 이외에는 라이프라인 내진성능 검증, 교량 구조물의 내진 안정성 평가, 지진 시 지반 액상화로 인한 사면, 지반, 구조물의 거동을 파악할 수 있으며, 실시간 지반-구조물 상호작용 분석과 지반의 액상화 분석을 위한 내진실험 등에 활용되고 있다. 또한 LNG 저장탱크와 댐 구조물과 같은 유체-지반-구조물 상호작용 실시간 내진 실험도 수행되고 있다.

진동대(Shaking table)는 가진판(Table) 위에 상사 범칙에 맞추어 제작한 모형 구조물을 설치 후, 동적하중(Cyclic loading) 또는 실제 지진을 가하여 지진 시 실제 현상을 재현할 수 있게 만든 실험 장치이다. 진동대는 컴퓨터로 제어할 수 있는 동적 유압잭(Autuator)으로 가진판에 진동하중을 입력하므로 가진판 위에 설치한 모형과 실제 규모 구조물의 가속도, 간극수압, 변위 등을 얻을 수 있다.

진동대 시험기는 구조물의 내진성능과 기계부품 및 장비의 진동과를 평가할 수 있는 시험기로 일반적으로 다음과 같이 네 가지의 부분으로 나뉜다. 아날로그 제어 시스템, 가진판(진동대) 및 유압시스템, 데이터 로거, 컴퓨터를 이용한 디지털 제어 시스템이다.

2.2.3 동적 모형 시험

대상 지반구조물 거동 예측의 여부는 프로젝트에의 성공적인 설계와 시공에 매우 중요하다. 그러나 지반의 재료적인 특성으로 인한 비선형적 소성 거동과 자연지반 물성의 비균질성은 이러한 연구로 매우 복잡하게 만든다. 그리고 지반 매트릭스에 유체(일반적으로 지하수)가 포함되거나 지진하중과 같이 주파수와 재하시간이 변칙적인 동적 하중이 추가되면 문제를 더욱 어렵고 복잡하게 만든다. 특히 흙의 재료적 특성은 다른 건설재료들과 다르게 비교적 단순한 전단만으로 파괴 변화가 발생하는 토목재료이기에 더욱 심하다. 지금까지 개발된 구성방정식들은 이러한 복잡성을 모두 고려하여 설명할 만큼은 충분하지 못하므로 현장에서 겪게 되는 다양하고 복잡한 지반의 거동은 지금까지도 경험적인 자료나 반 경험적인 설계 방법에 따라 의존하고 있는 상황이다.

이러한 경험적인 방법과 수치해석 분석을 보완하기 위하여 지반의 구조물을 모형화하여 모형체의 거동으로부터 원형의 거동을 예측하는 모형시험이 시대를 거듭할수록 일상화되고 있으며, 원형구조물 모델에 비하여 모형의 크기가 작더라도 모형시험은 특히, 지진하중과 같은 복잡한 여건에 놓여 있는 지반구조물의 복잡한 거동 메커니즘을 이해하는 데 매우 편리하다. 모형시험의 주목적을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 원형구조물 설계 검증
- (2) 구조물 실제 거동에 대한 고찰
- (3) 매개변수 연구
- (4) 해석/수치해석 해석 절차의 검증.

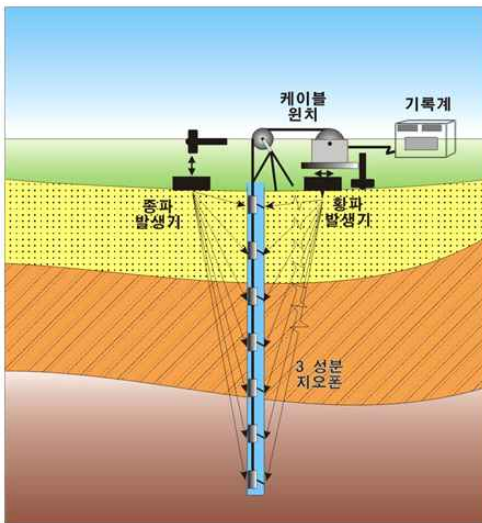
특히, (4) 와 같이 수치 해석적 방법의 확인과 캘리브레이션을 위한 데이터를 제공하며, 설계 및 시공 개념과 세부 사항을 확인할 수 있다. 또한, 복잡한 지반-구조물 상호작용 시스템의 내진성능 검증을 위해 사용하며, 실제 모델의 거동을 정량적으로 예측할 수 있다.

NEES(2010)는 1g 진동대 실험이 관성력, 감쇠력을 모사하고, 직접적으로 지반에 지진하중이 가해지는 응력효과를 모사할 수 있다고 하였다. 또한 지반과 구조물의 성능에 영향을 줄 수 있는 하중 장치를 연결할 필요가 없어, 동적 효과에 대한 사실적인 고려를 할 수 있다고 하였다.

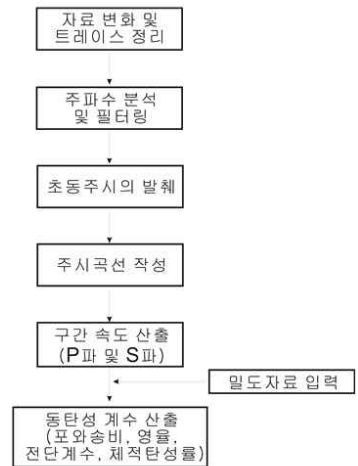
2.2.4 다운홀테스트

“매립지반의 탄성과 속도를 측정하기 위한 물리 탐사법으로는 굴절법이나 반사법 탄성파탐사와 같은 지표 탐사법과 시추공을 이용하는 시추공 탐사법 등이 있다. 지표 탄성파 탐사법은 시추할 필요가 없어 넓은 지역을 신속하고 저렴하게 조사할 수 있다는 장점이 있으나, 각 층의 탄성과 속도, 특히 횡파 속도를 정확하게 측정할 수 없다는 단점이 있다. 암반 내 각 층의 정확한 속도 측정을 위해서는 시추공 탐사법을 주로 이용하는데, 대표적인 시추공 탐사법으로는 지표면에 충격을 가하여 인공적인 파를 발생시키고, 이를 시추공에 삽입된 수신기를 통하여 측정하는 하향식 탄성파 탐사법과 한 시추공에서 탄성파를 발생시키고 일정거리 만큼 떨어진 다른 시추공에서 측정하는 시추공간 탄성파 탐사법 등이 있다.

하향식 탄성파탐사는 탄성파의 발생, 특히, 횡파의 발생이 쉽고 비교적 측정이 간단하며 자료처리가 단순하여 지반의 탄성과 속도 측정 및 이를 이용한 동탄성계수 산정에 많이 이용된다”(이광남, 2023).



(a) 하향식 탄성파탐사 모식도



(b) 하향식 탄성파탐사 자료처리 흐름도

그림 2.3 다운홀테스트(이광남, 2023)

탄성파의 기록에서 제일 먼저 도달한 신호를 초동이라 하고 초동의 도달시간을 초동 주시라 한다. 하향식 탄성파탐사의 경우 초동 주시를 분석하여 구간속도를 결정하므로 이의 정확한 분석은 매우 중요하다.

초동 주시로부터 구간속도의 산출을 위해서는 일반적으로 주시곡선, 즉 시간-심도 곡선(t-z plot)을 이용한다. 시간-심도 곡선에서 각 층에 해당하는 직선의 기울기로부터 구간속도를 산출할 수 있으며, 여기서 구한 구간속도를 속도-심도 곡선으로 변환하여 최종 결과를 얻게 된다. 횡파 주시곡선의 경우 종파에 비해 속도가 느려 기울기 변화의 감지가 쉽고, 또한, 지하수의 영향을 받지 않으므로 암반 구분이 쉽다. 그림 2.4는 종파 및 횡파의 주시곡선과 주시곡선의 기울기로부터 계산한 구간속도를 예시하고 있다.

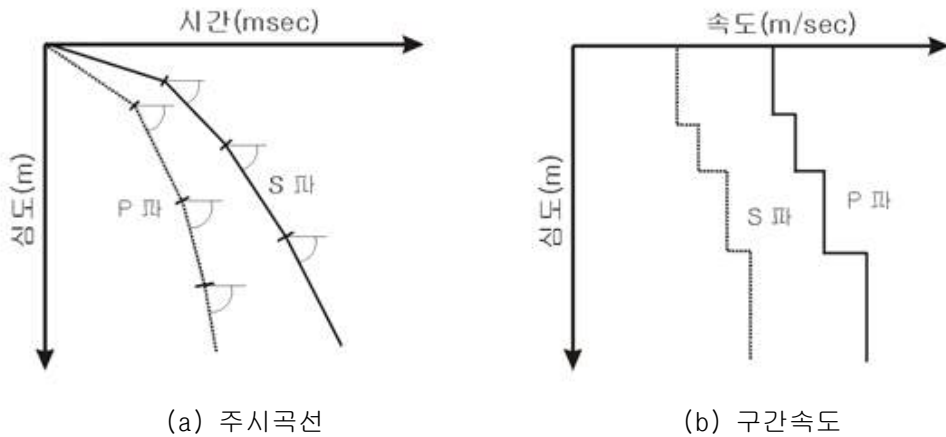


그림 2.4 주시곡선 및 구간속도 산출 방법

각 심도에서 종파 및 횡파 속도를 구하면 동탄성계수는 상관 식을 이용하여 구할 수 있다. 이때 사용되는 변수로는 하향식 탄성과탐사에서의 P, S파 구간속도와 밀도검층 또는 시추 코어 샘플로부터 측정된 밀도 값이며, 상관 식은 다음과 같다.

$$v_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2} \quad (2.2)$$

$$G_d = \rho V_s^2 \quad (2.3)$$

$$E_d = 2G_d(1 + \nu) \quad (2.4)$$

$$K_d = E_d/3(1 - 2\nu) \quad (2.5)$$

여기서, v_d 는 포와송비, ρ 는 밀도(g/cm^3), G_d 는 전단계수(kgf/cm^2), E_d 는 탄성계수(kgf/cm^2) 그리고 K_d 는 체적탄성률(kgf/cm^2) 이다. 풍화 및 파쇄도에 따른 P파 속도 분포에 의한 암반의 분류와 자연상태 및 압편의 탄성과 속도에 따른 암석의 분류는 표 2.10과 표 2.11에 나타내었다.

표 2.10 화성암과 변성암의 풍화도 및 파쇄도에 따른 P파 속도

| 구분 | 등급 | P파속도(m/s) |
|--------------|----|-------------|
| 신선한 기반암 | F | 5,000 이상 |
| 약간풍화/균열간격 넓은 | WS | 4,000~5,000 |
| 중간풍화/균열간격 중간 | WM | 3,000~4,000 |
| 심한풍화/균열간격 좁음 | WH | 2,000~3,000 |
| 풍화암 | WC | 1,200~2,000 |
| 풍화토(치밀) | RS | 600~1,200 |
| 풍화토(느슨) | RS | 300~600 |

표 2.11 탄성파속도에 따른 암석의 분류(건설연구원, 2023)

| 암 구분 | 그룹 | 자연상태의 탄성파속도 (km/s) | 암편의 탄성파속도 (km/s) | 암편 내압강도 (kg/cm ²) | 비 고 |
|------|----|--------------------|------------------|-------------------------------|---|
| 풍화암 | A | 0.7 ~ 1.2 | 2.0 ~ 2.7 | 300~700 | <내압강도> 1. 시편:5cm 입방체 2. 노건조:24시간 3. 내압시험 4. 시험방법(가압방향) : z축(결면에 수직, 탄성파속도가 가장 느린 방향) |
| | B | 1.0 ~ 1.8 | 2.5 ~ 3.0 | 100~200 | |
| 연암 | A | 1.2 ~ 1.9 | 2.7 ~ 3.7 | 700~1,000 | <암편탄성파 속도> 1. 시편 : 두께 15~20cm 상하면이 평행면 2. 측정방향 χ 축(탄성파속도가 가장 빠른 방향, 결면에 평행) |
| | B | 1.8 ~ 2.8 | 3.0 ~ 4.3 | 200~500 | |
| 보통암 | A | 1.9 ~ 2.9 | 3.7 ~ 4.7 | 1,000~1,300 | <내압강도> 1. 시편:5cm 입방체 2. 노건조:24시간 3. 내압시험 4. 시험방법(가압방향) : z축(결면에 수직, 탄성파속도가 가장 느린 방향) |
| | B | 2.8 ~ 4.1 | 4.3 ~ 5.7 | 500~800 | |
| 경암 | A | 2.9 ~ 4.2 | 4.7 ~ 5.8 | 1,300~1,600 | <암편탄성파 속도> 1. 시편 : 두께 15~20cm 상하면이 평행면 2. 측정방향 χ 축(탄성파속도가 가장 빠른 방향, 결면에 평행) |
| | B | 4.1 이상 | 5.7 이상 | 800 이상 | |
| 급경암 | A | 4.2 이상 | 5.8 이상 | 1,600 이상 | |

2.3 사면의 안정해석

2.3.1 전응력 및 유효응력해석

사면의 안정해석에서는 간극수압을 고려하지 않는 비배수 전단강도 값을 이용하는 전응력해석과 간극수압의 크기를 고려하여 유효응력해석방법이 있다. 전응력 및 유효응력의 강도식은 식 (2.6), 식 (2.7) 과 같다.

$$\text{전응력 해석법 } s = c_u + \sigma \tan \phi_u \quad (2.6)$$

여기서 s : 전단강도
 c_u : 비배수 점착력
 σ : 수직응력
 ϕ_u : 마찰각

$$\text{유효응력 해석법 } s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.7)$$

여기서 s : 전단강도
 c' : 유효점착력
 σ' : 유효수직응력
 ϕ' : 유효마찰각

사면의 장기 안정해석에 유효응력 해석은 물론 전응력 해석을 할 수 있다. 유효응력 해석의 경우 예상 활동면 상의 파괴 시 응력 조건과 같도록 전응력과 간극수압을 가한 상태에서 삼축압축시험을 실시한 비배수 전단강도 값을 가지고 해석을 시행할 수 있다. 그러나 현장의 조건과 일치되는 강도정수를 얻는다는 것은 대단히 어려우므로 간극수압을 측정하여 c' 과 ϕ' 을 구할 수 있는 유효응력으로 해석하는 것이 더 정확한 값을 얻을 수 있다.

2.3.2 한계평형해석법

“한계평형해석은 비탈면의 파괴 순간 힘의 역학관계를 고려하는 것이다. 사면 하부의 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토피에 작용하는 힘의 평행상태를 고려하여 안정성을 해석하는 방법이다. 한계평형해석법은 성토나 절토사면의 안정성 해석에 많이 사용되는 방법으로 결과의 신뢰도는 기존의 연구를 통하여 잘 알려져 있다. 한계평행이론에 의한 사면안정해석 방법은 여러 가지가 있으나 그 정확성을 사면의 기하학적 조건의 정확도와 강도정수 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 결정된다. 하지만 대부분은 해석 결과에 있어 토체의 기하학적 조건이 각 해석방법의 차이보다 더 큰 영향을 미치게 된다.

한계평형해석방법에 있어 사면의 파괴는 토체가 파괴 면을 따라 활동함으로써 발생한다고 가정하고 있다. 일반적으로 토사 사면의 파괴면은 곡면이지만 때로는 평면일 수도 있다. 특히, 지형적인 문제가 있거나 불연속면 또는 수평 방향의 성층면이 존재할 때 평면 활동면이 자주 일어나게 된다. 특정한 사면의 안정해석을 위해 해석방법을 선택하는 데 적절한 파괴 면의 형상을 추정하는 것이 매우 중요하다. 즉, 파괴 면이 평면, 원호, 임의의 곡면인지에 따라 또는 이들의 복합 면에 따라 정당한 방법이 결정된다. Chowdury(1978)에 의하면 한계평형해석법을 이용하여 사면안정해석을 시행할 때 해석 전 고려사항 및 방법에 대해 다음과 같은 지침을 제시하였다”(신정, 2023).

(1) 해석 전 고려사항

해석 전 고려사항으로는 가능성이 큰 활동면의 형상을 마음속으로 그려보며, 이를 위해서는 현장의 지질학적 개요를 파악하는 것이 중요하다. 특히, 주의할 점은 불연속면인 기존의 활동면, 균질한 흙 사면이나 불연속면이 없는 연약한 암석 사면에 대해서는 원호 활동면을 우선하여 고려한다. 흙댐이나 제방의 활동면을 가상하기 위해서는 시공방법, 이질 재료로 구성된 체체의 구역배치, 기초지반의 특성을 고려하여야 한다. 기존의 활동면이 존재할 때는 최초활동과 차후 활동을 구분하여 생각해야 하며, 기존의 활동면에 대해서는 잔류강도만 고려하여야 한다. 점착력과 내부마찰각에 대한 안전율을 상대적으로 어떻게 볼 것인가를 결정해야 한다. 강도정수와 간극수압에 대한 신뢰도를 조사하고 피압 지하수의 존재 여부를 확인해야

한다.

전응력 해석법과 유효응력 해석법 중 어느 것을 택해야 할 것인가를 결정하며, 이때 흙의 종류, 단기 안정해석인지, 장기 안정해석인지의 판단, 정확한 간극수압의 추정치 사전에 가능한지 여부, 간극수압의 현장계측 여부 등을 고려해야 한다.

(2) 사면안정해석 방법의 선택

지표면이 활동면과 평행한 평면인 균일 장대사면에 대해서는 무한사면 안정해석 방법이 많이 적용된다. 활동면이 지표면과 평행하지 않거나 얇고 긴 평면인 경우에 대해서는 Fellenius 방법으로는 정확도가 낮은 결과를 확인할 수 있고 Janbu의 간편법을 사용하면 그 정확도를 향상하게 시킬 수 있다. 임계활동면과 안전율을 더 정확히 결정하기 위해서는 sliding block이나 wedge 방법을 적용해야 한다. 원호 활동면의 경우 예비해석 단계에서는 안전도표를 이용할 수 있다. 예비 해석단계에서는 Fellenius방법을 사용할 수도 있으나, 활동면의 깊이가 깊거나 간극수압이 큰 경우 부정확한 결과가 얻어진다. 더 정확한 해석을 위해서는 Bishop의 간편법을 사용한다. 활동면이 임의의 형상인 경우, 예비해석 단계에서는 Janbu의 간편법을 사용한다. 더 정확한 값을 얻기 위해서는 이론적인 방법, 예를 들면 Morgenstern and Price의 방법, Spencer의 방법, Fredlund and Krahn의 GLE방법, Janbu의 보편법 등을 사용한다. 이때는 컴퓨터를 이용한 해석을 수행하여야 한다. 사면 하단부에서 활동면의 경사가 급한 경우에는 측면력의 분포를 예민하게 고려하는 방법을 선택한다.

2.3.3 마찰원법

마찰원법(Taylor, 1948)은 그림 2.5와 같이 사면의 활동면이 임의의 중심점을 가지는 원형의 마찰원(반지름 R)의 형태를 가지는 것으로 가정하고 해석하는 방법이다.

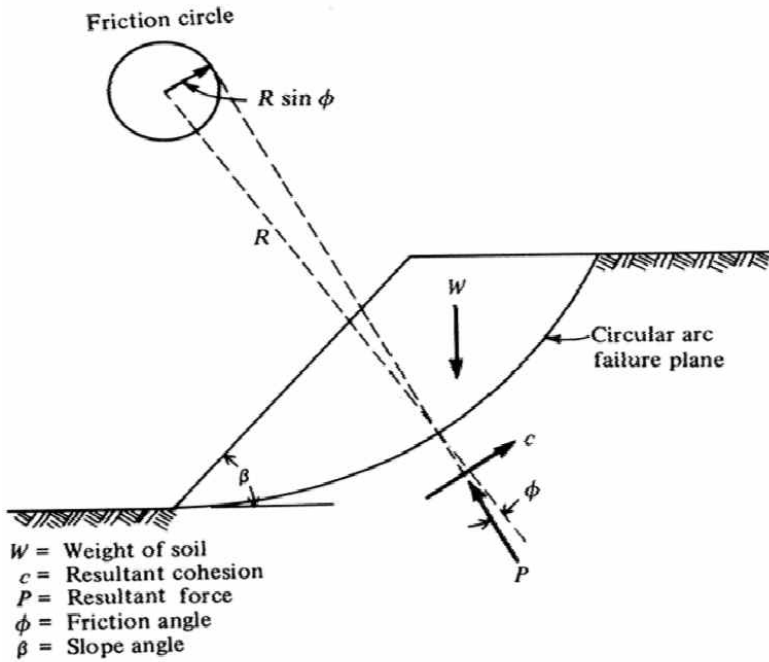


그림 2.5 마찰원법(Taylor, 1948)

토체의 자중과 활동면을 따라 저항하는 점착력(c)과 반력(p)의 평형을 고려하여 사면의 안정을 평가한다. 그림 2.5과 같이 만약 가상 활동면이 원호인 경우 작용하는 수직 응력은 위치에 따라 그 값이 다르게 되고 활동원에 마찰력이 있다면 수직 응력 ϕ 만큼 기울어져 반력이 작용하게 된다. 이 반력을 연장하면 활동원의 중심에서 $R\sin\phi$ 의 반경으로 그린원에 접하게 되고 이 원을 마찰원이라고 한다. 안전율은 마찰성분과 점착 성분을 따로 계산하여야 하며 안전율은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$F_{\phi} = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_n} \quad (2.8)$$

$$F_{\phi} = \frac{c}{c_n} \quad (2.9)$$

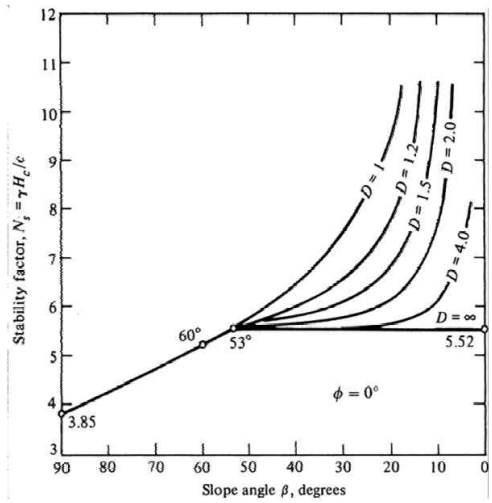
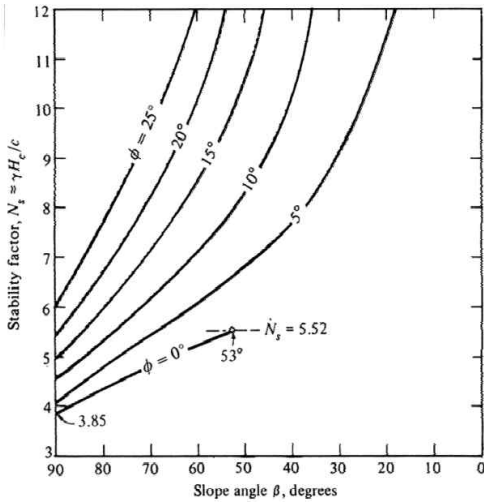
여기서 F_{ϕ} : 마찰성분에 대한 안전율
 ϕ_n : 사면안정에 필요한 마찰각
 F_c : 점착 성분에 대한 안전율
 c_n : 사면안정에 필요한 점착력

위 식 (2.8) 과식 (2.9) 에 의한 안전율은 해석의 편의상 분리하여 사용된 식이고 전체 전단저항에 대한 안전율은 $F_s = F_{\phi} = F_c$ 가 된다는 가정하에 사면의 안전율로 삼는다. 지반의 단위중량과 점착력, 내부마찰각을 알고 있으므로 해당 조건에서의 최대 성토 높이를 의미하는 한계 높이(H_c)을 식 (2.10)으로 계산할 수 있다.

$$H_c = N_s \frac{c}{r} \quad (2.10)$$

여기서 H_c : 한계 높이
 c : 점착력
 r : 단위중량
 N_s : 안정계수(stability factor)

안정계수(N_s)는 단순히 내부마찰각과 사면의 경사(β)에 의존하는 변수이며, 그림 2.6(a)에서는 내부마찰각과 사면의 경사가 주어졌을 때 쉽게 안정계수를 찾을 수 있다. 그림 2.6(b)은 사면 아래 지반에 단단한 층이 있을 때, 사면 높이에 대한 단단한 지반까지의 거리 비(D)에 따른 안정계수의 영향을 비교해 보았다.



(a) 내부마찰각에 따른 비교

(b) 단단한 층과의 거리에 따른 비교

그림 2.6 사면 경사와 안정계수(오희주, 2008)

2.3.4 절편법

“절편법은 사면안정해석에 가장 많이 사용되는 방법이다. 마찰원법은 활동 사면의 전체가 동일한 단위중량과 점착력 및 내부마찰각을 가진 것으로 가정하고 해석을 수행하기 때문에 실제 사면과는 차이가 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 그림 2.7과 같이 사면의 흙 췌기를 여러개의 절편으로 분할하여 해석하는 방법이 절편법이다. 그러나 절편법은 절편에 작용하는 힘의 평형과 모멘트의 평형을 고려하여 해석해야 하지만, 미지수가 입력정수 보다 많으므로 적절한 가정을 통해 해를 구하게 된다. 이 방법은 임계활동면 상의 흩덩어리를 6~10개 정도의 절편으로 분할하고 각 절편의 중량과 전단저항에 대하여 활동원 중심에서 모멘트값으로 안전율을 구한다. 각 절편의 경계선은 토질 조건이나 다른 경계면과 활동원의 교점, 자유수면과 사면과의 교점, 흩 구조물의 단면이 변화하는 점 등을 지나게 하면 계산이 편리하다. 이때 각 절편의 폭은 일정한 값이 될 수 없다”(오희주, 2008).

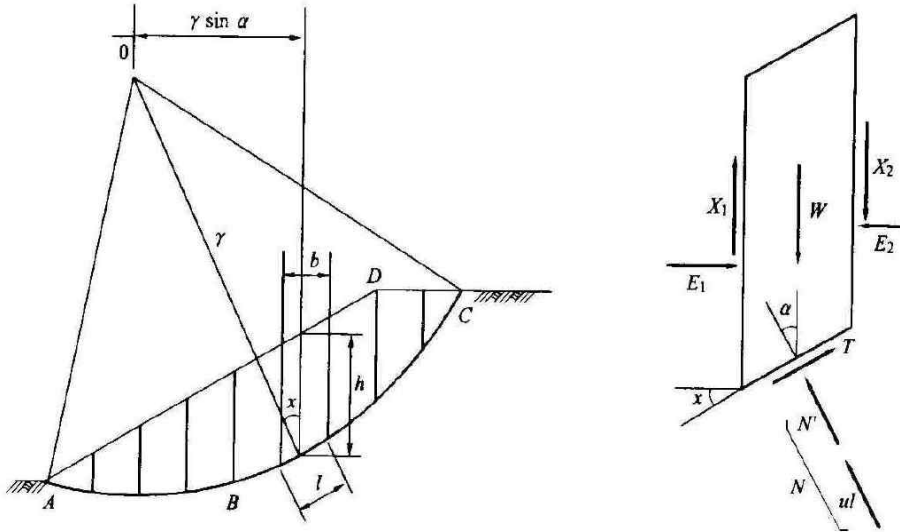


그림 2.7 절편법(오희주, 2008)

(1) Fellenius method

그림 2.7과 같이 절편과 절편 사이에 작용하는 전단력(X)와 연직력(E)을 0으로 가정하고 해석하는 방법이 Fellenius 방법이다. 절편의 마찰 면에 작용하는 연직반력(N')과 전단력(T)은 절편의 자중에 의해 식과 같이 얻어진다.

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (2.11)$$

$$T = W \sin \alpha \quad (2.12)$$

이것을 단위 길이에 대해 작용하는 연직응력과 전단응력으로 표시하면 다음과 같다.

$$\sigma_n = \frac{1}{l} W \cos \alpha \quad (2.13)$$

$$\tau_n = \frac{1}{l} W \sin \alpha \quad (2.14)$$

흙의 전단강도는 식 (2.15)와 같이 표현된다.

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.15)$$

전체 활동면에 작용하는 전단력은 각 절편의 전단력을 합산한 $\sum W \sin \alpha$ 와 같으며, 활동면을 따라 작용하는 전단 저항력은 식 (2.16)과 같다.

$$sl = c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi' \quad (2.16)$$

여기서, 유효응력해석을 위해 간극수압(u)을 고려하였다. 최종적으로 전단력과 전단 저항력과의 비로 정의되는 안전율은 식 (2.17)과 같이 정리할 수 있다.

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{\sum \{c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi'\}}{W \sin \alpha} \quad (2.17)$$

(2) Bishop method

Bishop 방법은 Fellenius 방법보다 정밀한 해석을 수행하기 위해 절편과 절편 사이에서 작용하는 전단력(X)과 연직력(E)을 고려하여 해석을 시행하는 방법이다. 그림 2.7에서 절편의 바닥에 작용하는 전단응력은 절편 바닥에 작용하는 전단강도를 안전율로 나눈 값으로 식 (2.18)과 같다.

$$T = \frac{1}{F_s} [c'l + N' \tan \phi'] \quad (2.18)$$

연직방향의 합력은 식(2.19)과 같다.

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + T \sin \alpha \quad (2.19)$$

식 (2.19)에 식 (2.18)을 대입하여 정리하면 식 (2.20)과 같다.

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{F_s} \sin \alpha + \frac{N'}{F_s} \tan \phi' \sin \alpha \quad (2.20)$$

식 (2.15)를 정리하여 N' 을 구하면 식 (2.21)과 같다.

$$N' = \frac{W - ul \cos \alpha - \frac{c'l}{F_s} \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F_s}} \quad (2.21)$$

여기서, $l = b \sec \alpha$ 이므로 이 값을 식 (2.21)에 대입하고 다시 정리하면 식 (2.22)와 같다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \tan \phi'] \left[\frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s}} \right] \quad (2.22)$$

식 (2.18)을 식 (2.19)로 변화시켜 식을 얻을 수 있다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \tan \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \quad (2.23)$$

m_α 의 계산 편의를 위해 제안된 도표인 그림 2.8을 이용하여 안전율(F_s)을 쉽게 구할 수 있다.

Bishop 방법도 정역학적으로 해석하기 위해서 가정 설정이 많으므로 정해가 될 수 없다. 식 (2.23)과 같이 F_s 가 양변에 있기 때문에 우변의 F_s 를 가정하여 좌변의 F_s 와 같이 값이 나올 때까지 시행착오법을 활용하여 결정하여야 한다.

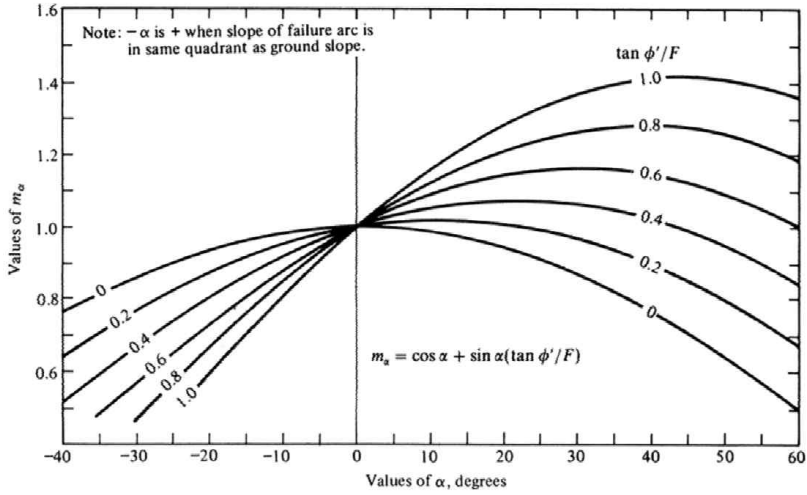


그림 2.8 m_α 을 구하는 도표(오희주, 2008)

2.4 연약지반 개량공법

2.4.1 연약지반의 개요

연약지반이란 점토 지반의 경우 함수비가 매우 큰 지반을 말하며, 모래 지반에서는 느슨한 지반, 포화된 지반을 말한다. 연약지반은 상부의 구조물을 지지하지 못하며 지반침하, 액상화 등에 대한 문제를 가진다. 연약지반을 판정할 때는 대상 지반을 모래 지반과 점토 지반으로 구분하여 모래 지반은 상대밀도, 점토는 연경도로 판정한 결과를 이용하는 것이 일반적이다.

표 2.12는 연약지반의 개략적인 판단 기준이고 표 2.13은 개량목적과 적용지반에 대한 연약지반 공법을 나타낸 것이다.

표 2.12 토질 특성에 따른 연약지반 판정기준(국토교통부, 2021)

| 구분 | 점성토 및 점토질 지반 | | 사질토 지반 |
|----------------------------|--------------|----------|---------|
| 층 두께 (m) | 10 미만 | 10 이상 | - |
| N치 | 4 이하 | 6 이하 | 10 이하 |
| q_u (kN/m ²) | 60 이하 | 100 이하 | - |
| q_c (kN/m ²) | 800 이하 | 1,200 이하 | 4000 이하 |

표 2.13 개량목적과 적용지반에 대한 대책공법(한국지반공학회, 2018)

| 구분 | 개량원리 | 주요공법 | 개량공법 | 적용지반 |
|---------|----------|----------------------------|--|-------------------|
| 하중 조절 | 경량화 | 경량자재 | 지반의 지지력 향상 지반의 전단변형 억제 활동파괴의 방지 시공기계의 Trafficability 확보 | 점성토, 유기질토 |
| | 하중균형 | 압성토공법 | | |
| | 하중분산 | 침상공법 | | |
| | | Sheet, Net 공법 | | |
| | | Sand Mat 공법 | | |
| | 표층혼합처리공법 | | | |
| 지반 개량 | 치환 | 굴착치환공법 | 활동파괴의 방지 침하의 감소 지반 전단변형의 억제 | 점성토, 유기질토 |
| | | 강제치환공법 | | |
| | 탈수 | Pre-Loading | 압밀침하 촉진 지반의 강도증진 촉진 활동파괴의 방지 | 점성토, 유기질토 |
| | | Sand Drain 공법 | | |
| | | Peak Drain 공법 | | |
| | | Plastic Drain 공법 | | 사질토 |
| | | Well Point 공법 | | |
| | | Deep Well 공법 | | |
| | | 생석회 Pile 공법 | | |
| | 다짐 | Sand Compaction Pile 공법 | 침하의 감소 액상화의 방지 활동파괴의 방지 | 점성토, 사질토, 유기질토 |
| | | Vibroflotation 공법 | | 사질토 |
| | | Vibrotamper 공법 | | |
| | | 쇄석 Pile 공법 | | |
| | | 동압밀공법 | | |
| | 고결 | 석회계 심층혼합처리공법 | 활동파괴의 방지 침하의 감소 지반의 전단변형 방지 지반의 Piping 방지 | 점성토 |
| | | 시멘트계 심층혼합처리공법 | | |
| | | 분사교반공법 | | 점성토, 사질토 |
| | | 동결공법 | | |
| | 지수 | 약액주입공법 | 지반의 측방유동지수 방지 차수 | 사질토 |
| | | 분사주입방법 | | 점성토, 사질토 |
| 지수널말뚝공법 | | | | |
| 지중 구조 | 골격형성 | 체질성토공법 | 활동파괴의 방지 측방유동방지 | 점성토, 사질토 |
| | | Pile, Cap, Pile Slab 공법 | | 유기질토 |

2.4.2 압성토 공법

압성토 공법은 연약지반 상에 흙 쌓기를 할 때 지지력이 부족하여 과도한 침하를 일으키거나 흙 쌓기부 측방에 용기가 발생할 우려가 있는 경우, 용기가 예상되는 부위에 성토 하중을 미리 가하여 균형을 유지시키는 공법이다. 이 공법은 비교적 넓은 용지와 충분한 쌓기 재료를 필요로 하지만, 용지 취득이 쉽고 저렴하게 쌓기 재료를 구할 수 있는 경우, 원리가 단순하고 신뢰성이 높으며, 시공 또한 간편한 장점이 있다.

압성토 공법의 응용은 성토체 공사에서 가도 등이 있거나 흙댐과 같은 큰 성토의 소단은 바로 압성토의 역할을 한다고 볼 수 있다. 압성토의 길이와 폭은 성토 본체의 높이(H)와 관련이 있다. 압성토의 높이는 한계성토고(그 지반에서 활동을 일으키는 한계의 성토높이)를 초과해서는 안 될 것이며, 일반적으로 성토 본체의 $(1/3) H$ 를 한계로 하고 압성토의 폭은 $2H$ 정도이다.

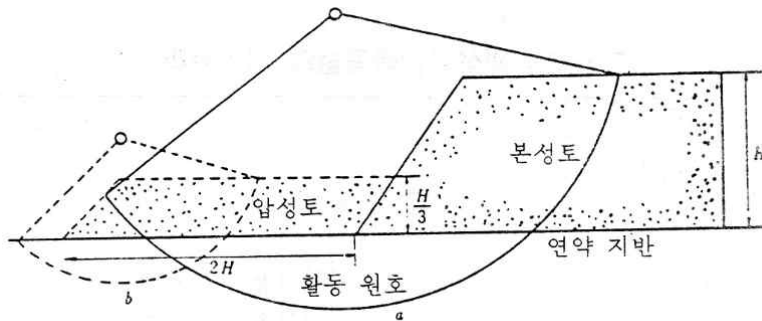


그림 2.9 압성토 공법의 개념(박종철, 2014)

본 연구에서 사용된 지반계량 공법은 압성토 공법으로 프리로딩 공법과 다소 유사할 수 있으나, 공법의 목적과 적용성이 명확히 다르므로 아래 표 2.14와 같이 정리하여 비교하였다.

표 2.14 프리로딩과 압성토 공법의 비교

| 구 분 | 프리로딩공법(선행재하) | 압성토 공법 |
|-------------|--|---|
| 공법의 목적 | 1) 압밀침하 촉진 2) 잔류침하 감소 3) 기초지반의 전단파괴방지 (전단강도 증가로 활동, 유동, 용기 방지) | 1) 압밀침하 촉진 2) 잔류침하 감소 3) 기초지반의 전단파괴 방지 (전단강도 증가로 활동, 유동, 용기 방지) |
| 공법선정 시 고려사항 | 1) 과재하중 높이 결정 · 과재하중은 구조물의 침하와 전단강도를 고려하여 결정함 · 재하하중의 크기는 원호활동에 의한 사면안정해석을 수행하여 안전하게 결정 2) 과재하중 제거시기 $t_{sr} = \frac{T_v \times D^2}{C_v}$ 3) 재하높이는 사면이 확보되는 규모로 해야하며 필요시 단계성토(완속재하), SCP처리공법과 병행함 4) 제거시 너무 긴 경우에는 연직 배수공법(Vertical drain)을 병행해야 함 | 1) 원호 활동법에 의한 안정계산 2) 개략검토 : Taylor 도표 이용한 한계 성토고를 (H_c) 구함 3) 압성토 높이 < 한계 성토고 4) 한계 성토고(H_c) : 활동을 일으키는 성토고 $H_c = N_s \times \frac{C}{r}$ N_s : 안정계수, C : 점착력 |

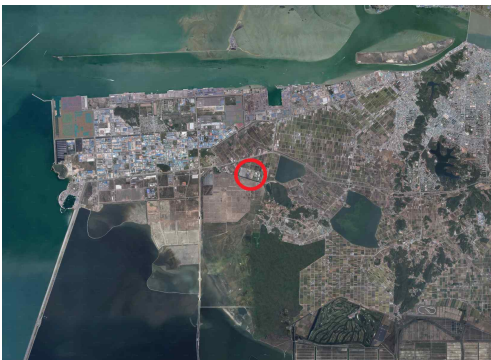
제 3 장 지반조사 및 실내실험

3.1 개요

본 장에서는 연구대상지역에 대하여 지반조사를 수행한 후, 실내 실험을 통한 폐기물매립지의 동적 거동 특성을 확인하고자 하였다. 실험 결과에 따른 지반의 가속도 증폭 비에 대한 경향성을 수치해석을 통한 결과와 비교·분석하고자 하였다.

3.2 연구대상지역

본 연구의 대상 지반은 그림 3.1과 같이 전라북도 내 ○○매립장으로써, 3개 공구로 시공되어 있으며, 현재 매립이 매립지 2, 3공구는 매립이 완료된 상태이며, 매립지 1공구는 현재 매립이 진행 중인 현장이다.



(a) 현장 위치도



(b) 현장전경

그림 3.1 연구대상지역

3.3 지반조사

3.3.1 표준관입시험

표준관입시험은 중량 64.0kg의 해머를 76cm 높이에서 자유 낙하시켜 Rod의 선단에 부착된 Split Spoon Sampler가 45cm 관입 되는데 소요되는 타격 횟수를 15cm마다 구분하여 측정하였다. 타격 횟수 N값은 초기의 15cm 관입에 소요되는 타격 횟수는 예비타격으로 간주하여 제외하였으며 나머지 30cm 관입에 소요되는 타격 횟수를 N치로 표기하였다. 한편, 타격 횟수가 50회를 초과하는 경우에는 50회 타격 시의 관입 심도를 기록하였다. 표준관입시험 과정에서 채취된 교란시료 중 일부는 현장에서 육안에 의한 흙의 분류와 실내 토성시험에 사용하였다.

그림 3.2는 연구대상지역 내 지반조사 위치를 나타낸 것이고, 그림 3.3은 표준관입시험 전경을 나타낸 것이다.

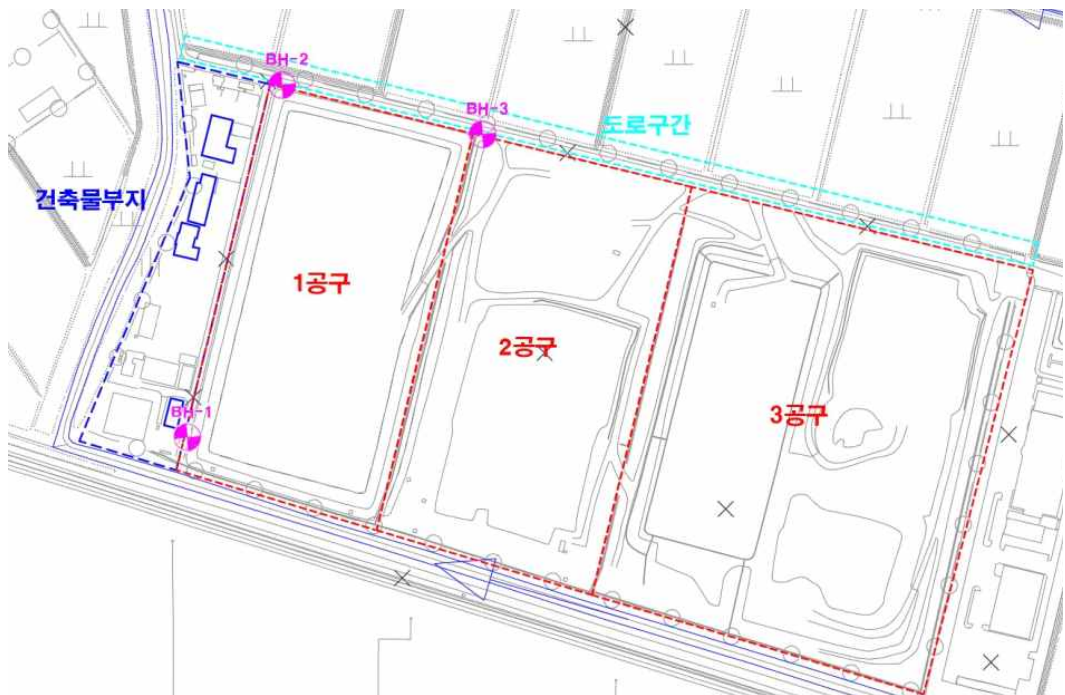


그림 3.2 지반조사 위치도



(a) BH-1



(b) BH-2



(c) BH-3



(c) 시료채취

그림 3.3 표준관입시험 전경

3.3.2 표준관입시험 결과

본 조사지역에서는 3개소에 대해 시추조사를 실시하였으며, 조사 결과 확인된 지층은 표 3.1과 같이 상부로부터 성토층, 퇴적층 그리고 풍화대인 풍화토와 풍화암의 순서로 구성되어 있다.

표 3.1 공구별 지반조사 결과

| 구 분 | 성토층 | | 퇴적층 | | 풍화토 | | 풍화암 | |
|------|-------------|-------|--------------|-------|---------------|-------|---------------|-------|
| | 심도(m) | 두께(m) | 심도(m) | 두께(m) | 심도(m) | 두께(m) | 심도(m) | 두께(m) |
| BH-1 | 0.0 ~1.8 | 1.8 | 1.8 ~9.5 | 7.7 | 9.5 ~32.5 | 23.0 | 32.5 ~38.5 | 6.0 |
| BH-2 | 0.0 ~3.5 | 3.5 | 3.5 ~5.5 | 2.0 | 5.5 ~11.5 | 6.0 | 11.5 ~16.0 | 4.5 |
| BH-3 | 0.0 ~3.7 | 3.7 | 3.7 ~12.5 | 8.8 | 12.5 ~22.0 | 9.5 | 22.0 ~26.5 | 4.5 |

3.3.3 다운홀테스트

시설물의 내진안정성평가를 위해서는 지반의 전단파속도를 측정해야 하며, 현장에서 연구대상지반의 전단파속도를 측정하는 방법으로 다운홀테스트를 수행하였다.

다운홀테스트의 경우 지반조사 수행 시, 동일 위치에 수신기를 삽입하여 탄성파의 발생과 도달시간을 측정하는 과정으로 본 연구에서는 매립지 내 3개의 성토사면 중 1개소에 대한 전단파속도를 측정하였다.



(a) 장비세팅



(b) 수신기 삽입



(c) 탄성파 발생

그림 3.4 다운홀테스트 전경

3.3.4 다운홀테스트 결과

본 현장 부지에 대해 다운홀테스트를 실시하였으며, 이를 이용하여 구조물의 동적응답해석을 위한 지반의 전단파속도(V_s)와 동적물성치를 산출하였고, 그 결과를 토대로 지반의 분류결과 지반의 분류(KDS 41 17 00)를 실시한 결과, 지반의 등급은 S4(깊고 단단한 지반)로 확인되었다.

그림 3.5는 BH-1번공의 다운홀테스트 결과를 나타낸 것이다.

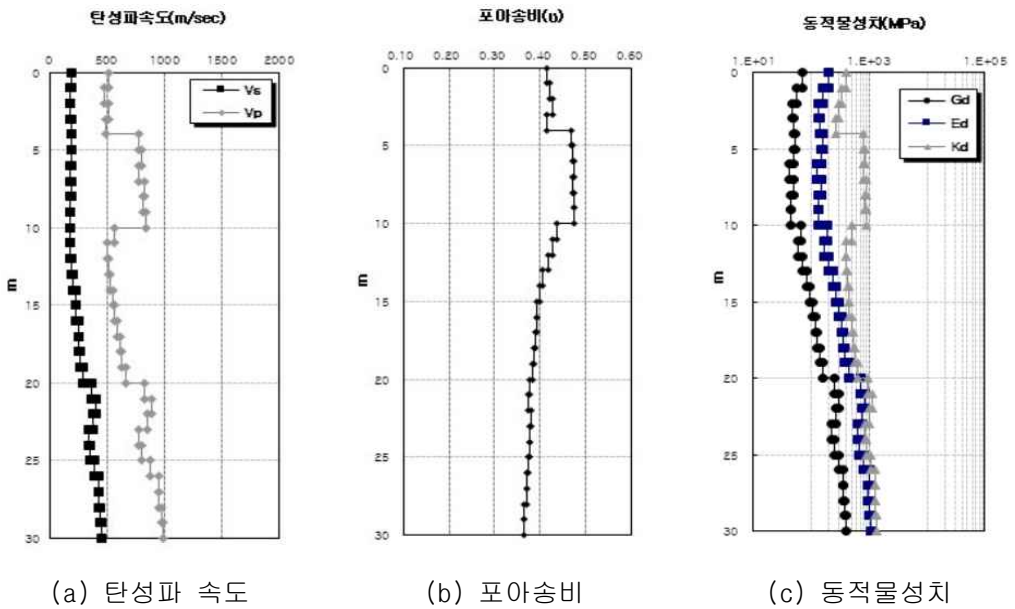


그림 3.5 다운홀테스트 결과

3.4 1g진동대를 이용한 실내실험

3.4.1 유압 서보 1g 진동시험기

그림 3.6은 본 연구에서 사용한 진동시험 장비이며 주요 제원은 표 3.2에서 나타내었다. 가진기 본체의 크기는 3000(L)×1000(B)×500(H)mm 이며 가진 테이블의 크기는 2000×600(L×B)mm, 허용재하중량은 1.5t이다. 스톡크는 최대 200mm(±100mm)이며 실린더와 스톡크에 내장형 비접촉식 변위 센서(20mm)가 부착되어있다. 유압 서보는 380V 모터로 210bar 압력을 이용해 실린더는 최대 10tf까지 출력되며, 1축 변위 제어방식으로 구성되어 있다.

Processor Controller를 이용하여 변위제어 프로세스를 입력하면, 유압펌프에서 Servo Actuator를 통해 유압을 동하중으로 변환시켜 가진한다. 가진 시 Actuator에 내장된 비접촉식 변위 센서가 발생 변위를 계측하며 이를 Processor Controller로 다시 읽으며 Input wave를 제어한다. 이를 통하여 가진 판 위에 설치한 모형 및 실 규모 구조물의 변위, 가속도, 간극수압 등을 계측할 수 있다.



그림 3.6 유압 서보 1g 진동시험기(김호연, 2019)

표 3.2 진동대 시험기 주요 제원

| 구 분 | 제 원 |
|-----------------------------|-----------------|
| Table size | 2000 × 600 mm |
| Maximum Acceleration | 1.0 g |
| Full Payload | 1.8 tonf |
| Stroke | 200mm(± 100mm) |
| Maximum Capacity at Dynamic | 5.1 tonf |

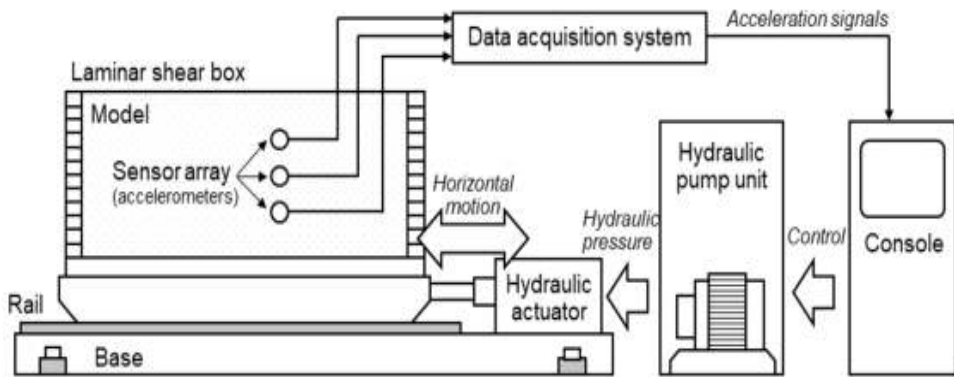


그림 3.7 진동대 시험기 주요 제원(김호연, 2019)

3.4.2 연성토조(Laminar Shear Box)

연성토조는 2000(L)×600(B)×600(H)mm의 크기로 강성토조와 저판 단면은 동일하나 높이는 여러 층으로 분할하여 제작하였다. 각 층은 45mm 두께, 층 간격 5mm로 총 12층 구성이며 층마다 분할 수평 거동이 이루어지고 마찰 면을 최소화할 수 있도록 층 간 볼베어링이 조립되어 있다. 층 당 최대 수평 변위는 5mm이며 분할 층의 상하 연결을 위하여 측면 벽체에 4개의 상하 연결 조립부를 구성하였고, 각 조립부의 연결부품들은 알루미늄파이프로 연결되어 일체화시키고 small ball-bearing을 통하여 파이프와 조립부의 마찰 면을 최소화하였다. 연성토조의 재질은 알루미늄이며 저판에 4개구의 배수구가 있고 변위 축의 수직방향 벽체에는 평상시나 지반 조성 시 각 층을 일체화하여 고정시킬 수 있는 고정막대 거치대를 부착하였다.

그림 3.8은 실험에 사용된 연성토조의 전경이다.



그림 3.8 연성토조(김호연, 2019)

3.4.3 응답가속도 계측장비

1g 진동대를 이용한 동적 모형 시험은 측정장치의 센서 호환 가능 여부, 계측 신호 저장 간격과 시험 목적에 맞는 센서의 선정이 중요하다. 본 시험에서 계측할 응답가속도는 그 범주가 $20m/s^2$ 을 넘지 않을 것으로 예상하였고, 응답데이터 주파수 성분은 40Hz 이내로, 온도는 상온으로 가정하였다. 가속도계는 최대 $20m/s^2$ 까지 측정 가능한 ARF-20A모델을 선정하였으며, 주요 제원은 표 3.3과 같이 나타내었다. 센서의 질량은 조성하는 지반의 밀도보다 작거나 같아야 센서의 관성에 따른 영향을 주지 않으며 시험에 사용한 센서의 무게는 13g이다.

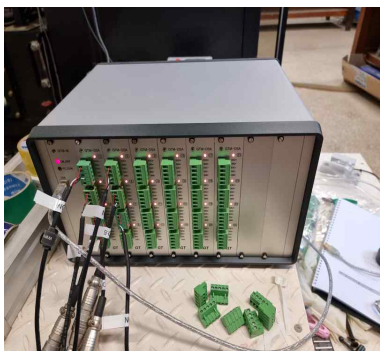
그림 3.9는 실험에 사용된 데이터 감지, 데이터 측정을 위한 가속도계(Accelerometer)와 데이터로거(Data Logger), 데이터 접속장치를 나타낸 것이다.



(a) Accelerometer



(b) Data Logger



(c) Connecting to the instrument



(d) Computer instrument

그림 3.9 계측장비 Accelerometer

보유한 데이터로거는 12채널로 ARF-20A와는 4Gage Sensor로 호환되며 데이터 로거 자체적으로 L.P filter 기능을 갖추고 있고 데이터 저장 간격은 최대 0.005초이다. 이에 대한 제원을 표 3.3~3.4과 같이 나타내었다.

표 3.3 Accelerometer 주요 제원

| 구 분 | 제 원 |
|-----------------------------|--------------------|
| Model | ARF-20A |
| Capacity | 20m/s ² |
| Rated output (R.O.) | 0.5mV/V |
| Frequency response range | DC ~ 80Hz |
| Natural frequency | 150Hz |
| Allowable temperature Range | -10 ~ 50°C |

표 3.4 Data logger 주요제원

| 구 분 | 제 원 |
|-------------------|----------------------------|
| Model | SDL-350R |
| Number of Channel | 24 channel |
| Input Sensor | 4Gage : 0.5mV/V |
| Low Pass Filter | 10Hz / 100Hz / 1kHz / Pass |
| Measure Hz | 200Hz |

3.4.4 실험 수행 모델

실험 수행에 앞서 진동대의 제원 및 제반 시험조건을 고려한 상사 법칙을 적용하여 원형의 1/40 크기로 모델링하였으며, 압성토는 10m, 15m를 구현하고 경사는 원지반 경사와 평행하고 적용하였다. 무 보강, 압성토 10m 보강, 압성토 15m 보강의 3가지 모형 사면을 조성하였으며 실내실험상 보강 연장은 표 3.6에 나타내었다.

입력 지진파는 대표적인 단주기파와 장주기파인 Ofunato파, Hachinohe파와 최근 국내에 발생한 Gyeongju지진파를 입력하였고 추가로 인공지진파를 사용하였다. 3가지의 축소모형을 조성 후 4가지의 입력 지진파를 입력하여 총 12CASE의 동적 모형 시험을 시행하였다. 표 3.6은 시험수행모형을 나타내었고, 그림 3.11은 입력 지진파를 나타내었다.

그림 3.10은 실내 실험에 사용된 시료의 입도분포 곡선을 나타낸 것이다.

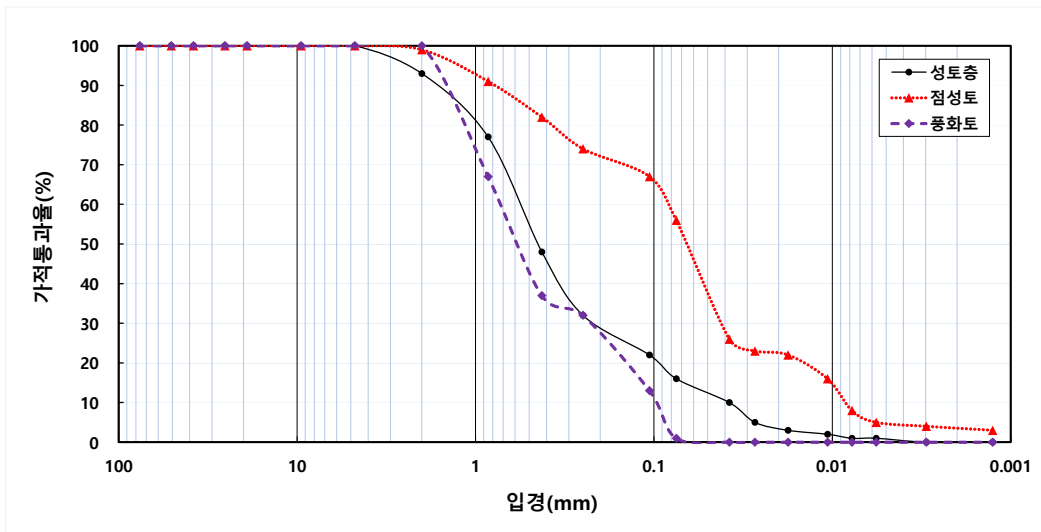


그림 3.10 입도분포곡선

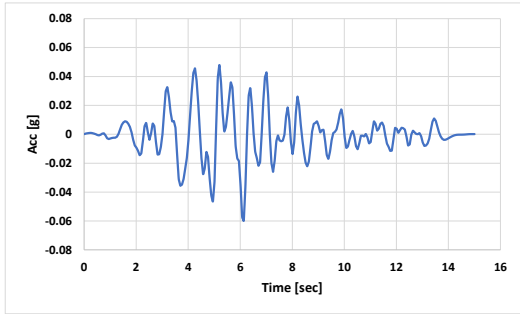
표 3.5는 실내모형 실험에 사용된 시료의 조성 높이와 물성값을 나타낸 것이고, 표 3.6은 실험 수행 모델에 적용된 상사법칙 물리량과 입력 지진파를 나타낸 것이다.

표 3.5 실내모형실험 시료의 물성값

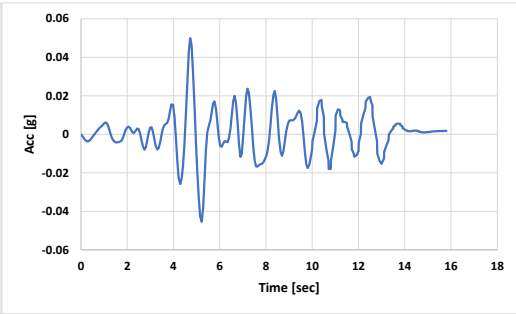
| 구 분 | G_s | γ_{dmax} | OMC | #200 | $USCS$ |
|-----|-------|-----------------|-------|------|--------|
| 성토층 | 2.63 | 1.56 | 30.5 | 15.4 | SM |
| 점성토 | 2.65 | 1.23 | 35.3 | 55.6 | CL |
| 풍화토 | 2.63 | 1.58 | 16.5 | 0.0 | SW |

표 3.6 시험수행모델

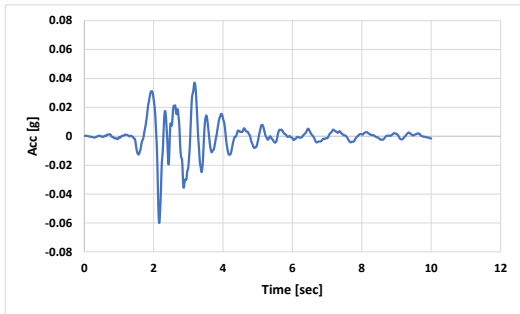
| 구 분 | 입력지진파 | 비 고 |
|------------------------|-----------|--------------------|
| 보강 없음 | Ofunato | 총 12 Case 실험 수행 |
| | Hachinohe | |
| | 경주지진파 | |
| | 인공지진파 | |
| 25cm 보강 (압성토 10m) | Ofunato | |
| | Hachinohe | |
| | 경주지진파 | |
| | 인공지진파 | |
| 37.5cm 보강 (압성토 15m) | Ofunato | |
| | Hachinohe | |
| | 경주지진파 | |
| | 인공지진파 | |



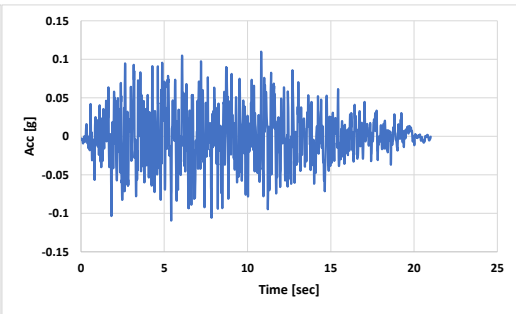
(a) Ofunato(단주기) 지진파



(b) Hachinohe(장주기) 지진파



(c) 경주지진파

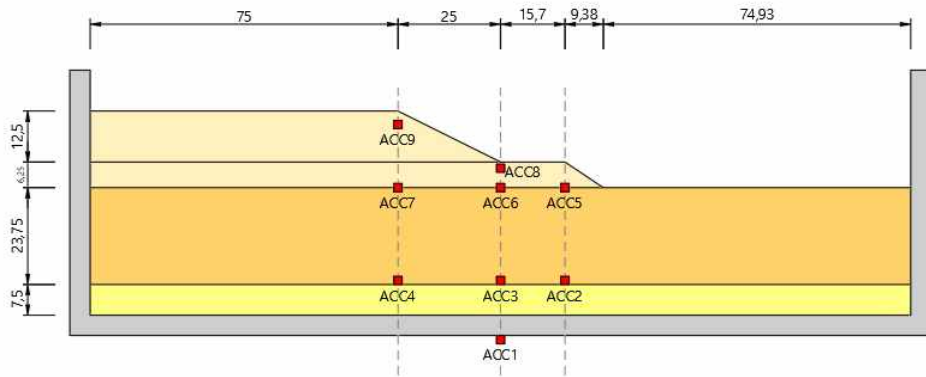


(d) 인공지진파

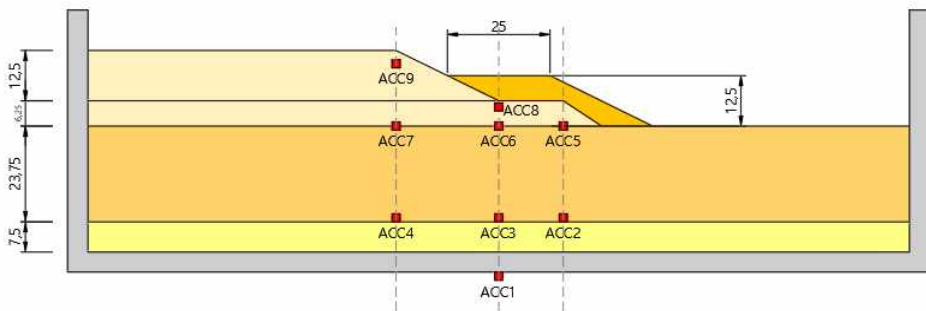
그림 3.11 입력 지진파

그림 3.12는 각 case 별 지반조성 단면과 가속도계 매설 위치를 나타낸 것이다.

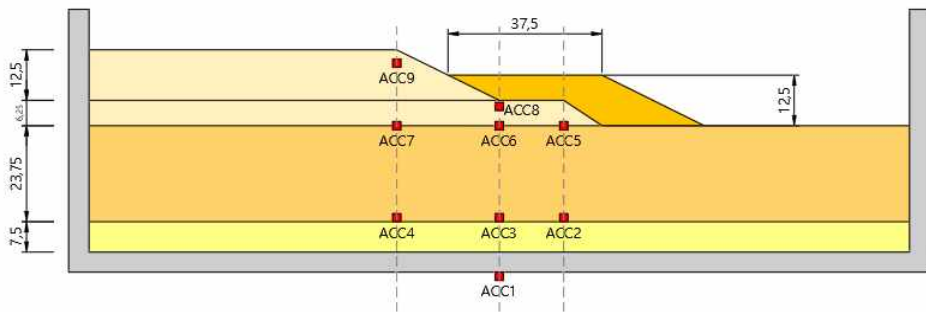
(단위 : mm)



(a) 압성토 보강 없음 - case 1



(b) 압성토 보강 10m - case 2

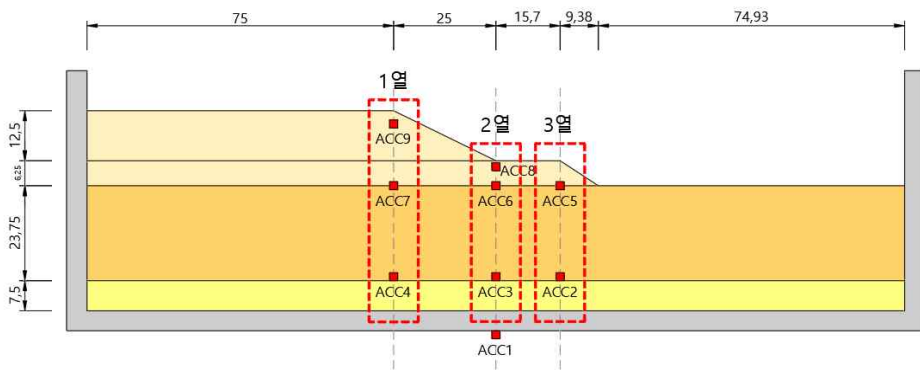


(c) 압성토 보강 15m - case 3

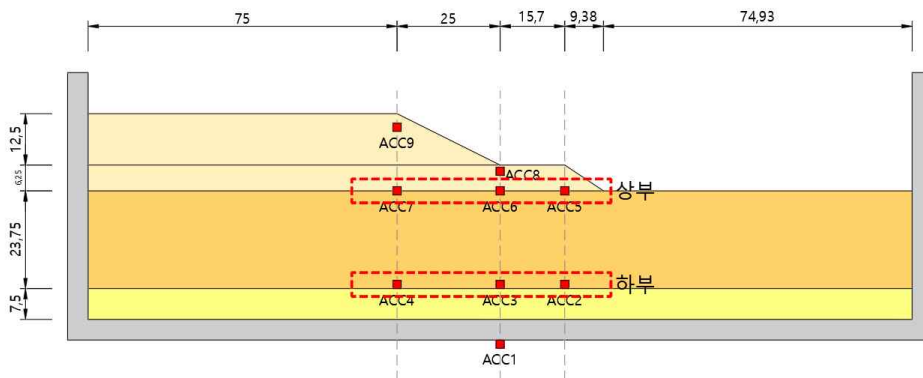
그림 3.12 모형사면 구성에 따른 가속도계 매설 위치

실험을 수행한 연구대상지역의 검토 단면은 1단 소단을 가지는 매립지 단면으로 그림 3.13은 가속도 센서의 분석 위치에 따른 비교 열을 나타낸 것이다. 1열 센서의 경우 매립지 안쪽으로 상재하중이 큰 곳이며, 2열 센서의 경우 1소단 안쪽의 가속도 증폭을 확인하기 위함이다. 마지막으로 3열 센서는 1소단 끝단 하부의 가속도 증폭을 확인하기 위함이다.

(단위 : mm)



(a) 매설깊이에 따른 분석



(b) 가속도계 위치별 분석

그림 3.13 가속도 센서 분석 위치도

3.4.5 축소모형 조성

다음 그림 3.14는 실내실험 조성 과정을 나타내 것이다. 축소모형 사면 높이에 맞춰 1/40 스케일로 조성하고자 하였으며, 모형 사면의 높이 50cm까지 조성되었다. 모형 사면의 하부는 풍화토 기반을 구현하고자 하였고, 하부 풍화토 기반조성 후, 가속도 매설위치도에 따라 하부에 가속도계 3개를 매설하였다.

중간층은 연약 점성토층을 포설하였고, 풍화토층과 동일하게 점성토층 최상부에 가속도계 3개를 매설하였다. 상부는 검토 단면과 같이 하부 풍화토를 조성한 후, 가속도계를 매설하고, 중심부에 연약 점성토를 조성한 후, 2열 가속도계를 매설하였다. 상부는 1단 소단과 2단 소단을 조성하여 현장 여건과 유사하게 모형을 조성하였다.

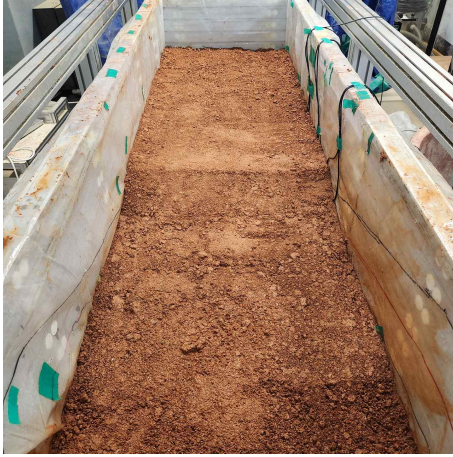
최상부는 성토층을 조성하였으며, 사면의 1단 소단 상부와 2단 소단 상부에 계측기를 각 1개씩 매설하였다.



(a) 풍화토 기반조성 및 가속도 매설

(b) 점성토 기반조성 및 가속도 매설

그림 3.14 모형사면 조성(계속)



(c) 하부사면 조성



(d) 상부사면 조성



(e) 압성토 보강 10m 구현



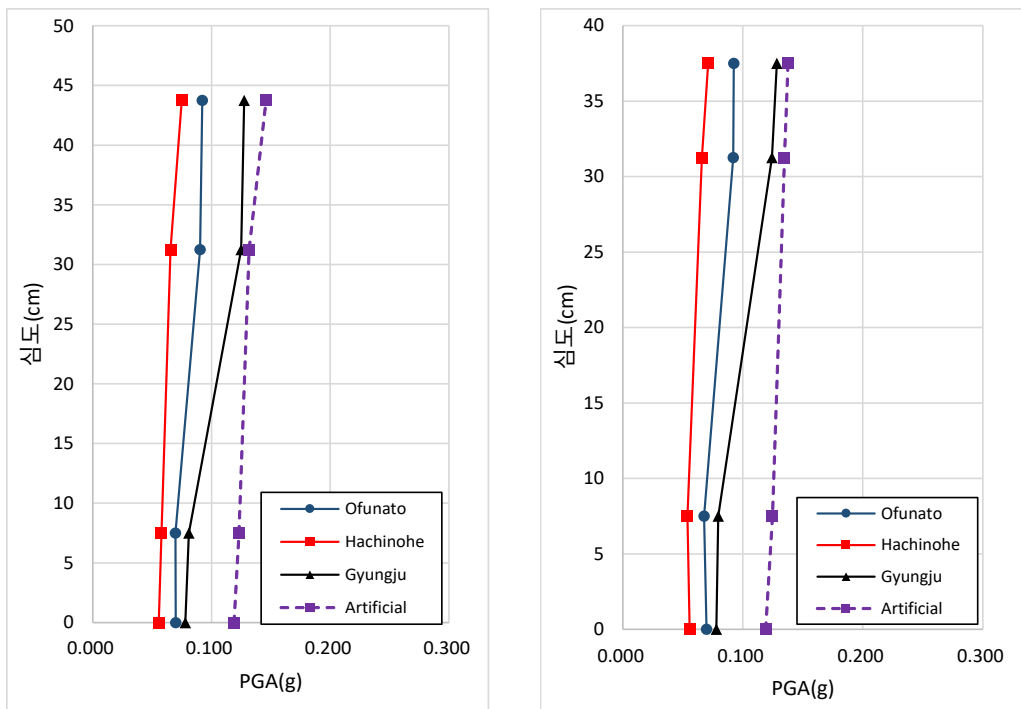
(f) 압성토 보강 15m 구현

그림 3.14 모형사면 조성

3.5 입력 지진파에 따른 실내모형의 PGA 분석

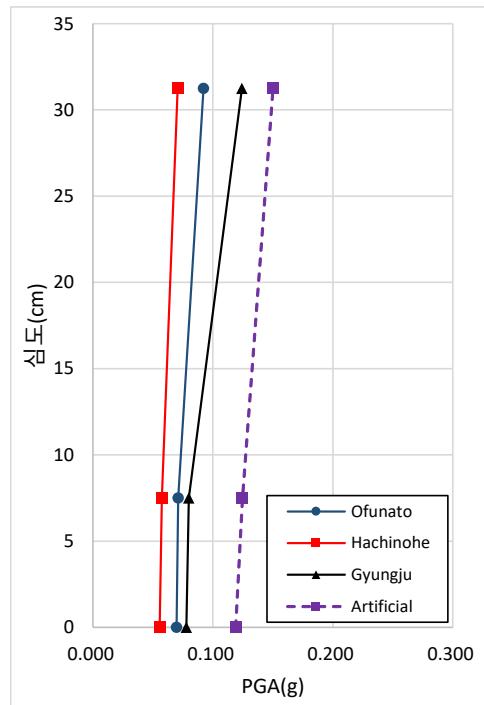
3.5.1 가속도계 매설깊이 별 무 보강 지반의 PGA 분석

그림 3.15와 표 3.7은 보강을 수행하지 않은 모형지반에 대한 깊이별 PGA를 나타낸 것이다. 하부에서의 PGA는 입력 지진파와 동일한 크기로 측정된 것을 확인할 수 있다. 가장 상부와 하부에서의 PGA의 증폭 차이는 1열의 경우 Ofunato파에서 32.50% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 29.25%, 경주지진파에서 57.30%, 인공지진파에서 18.56%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다. 2열의 경우 Ofunato파에서 32.33% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 31.75%, 경주지진파에서 61.53%, 인공지진파에서 10.45%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다.



(a) 1열 (b) 2열
 그림 3.15 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결과값 분석
 - 무 보강(계속)

3열의 경우 Ofunato파가 29.81% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 23.33%, 경주지진파에서 55.45%, 인공지진파에서 20.28%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다.



(c) 3열

그림 3.15 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석
- 무 보강

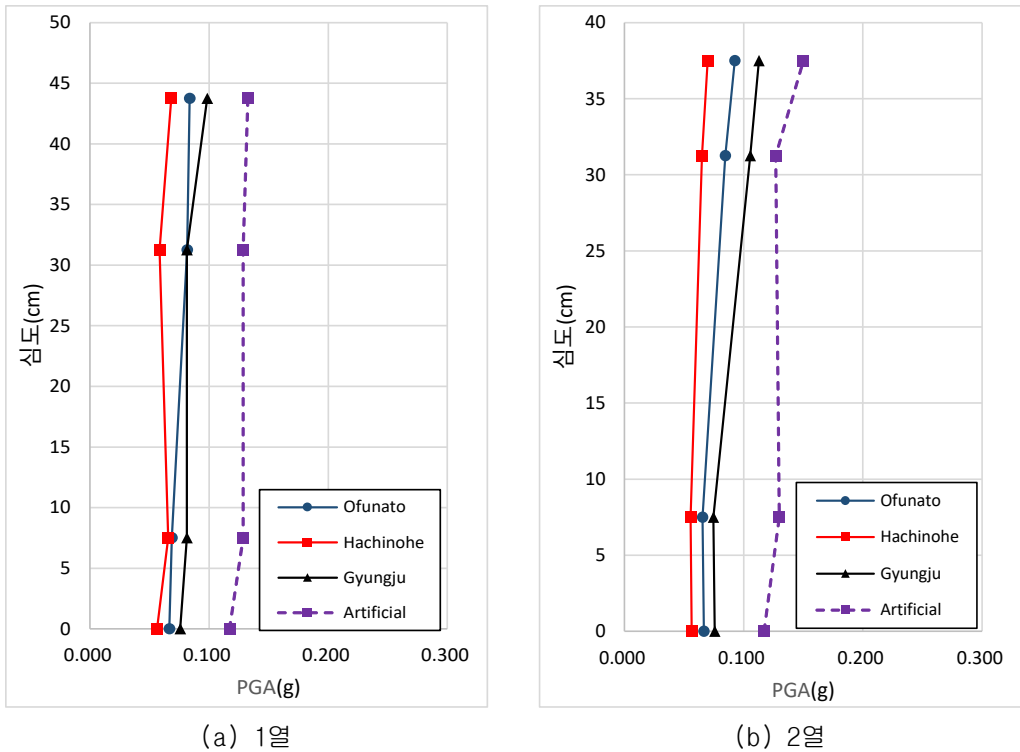
표 3.7 측정된 PGA - 무 보강

| 구분 | | PGA(g) | | | 증폭률 비교 | |
|----|------------|--------|-------|-------|--------|-------|
| 1열 | 가속도 센서 | ACC4 | ACC7 | ACC9 | 증폭률(%) | 평균(%) |
| | Ofunato | 0.070 | 0.090 | 0.092 | 32.50 | 34.40 |
| | Hachinohe | 0.058 | 0.065 | 0.075 | 29.25 | |
| | Gyung-ju | 0.081 | 0.125 | 0.127 | 57.30 | |
| | Artificial | 0.123 | 0.132 | 0.146 | 18.56 | |
| 2열 | 가속도 센서 | ACC3 | ACC6 | ACC8 | 증폭률(%) | 평균(%) |
| | Ofunato | 0.070 | 0.092 | 0.092 | 32.33 | 34.01 |
| | Hachinohe | 0.054 | 0.066 | 0.071 | 31.75 | |
| | Gyung-ju | 0.079 | 0.124 | 0.128 | 61.53 | |
| | Artificial | 0.125 | 0.135 | 0.138 | 10.45 | |
| 3열 | 가속도 센서 | ACC2 | ACC5 | - | 증폭률(%) | 평균(%) |
| | Ofunato | 0.071 | 0.092 | - | 29.81 | 32.22 |
| | Hachinohe | 0.057 | 0.071 | - | 23.33 | |
| | Gyung-ju | 0.080 | 0.124 | - | 55.45 | |
| | Artificial | 0.125 | 0.150 | - | 20.28 | |

평균적으로 1열에서는 34.40%, 2열에서는 34.01%, 3열에서는 32.22%의 증폭이 발생하였다. 1열에서 지진동의 발생 시 증폭이 가장 크게 발생하였으며, 이는 계측기의 위치가 사면 선단부에 위치하고, ACC9번의 경우 상재하중의 영향이 없는 연약한 지반 조건을 유지하고 있어서 지진 발생 시 가장 취약한 것으로 판단된다.

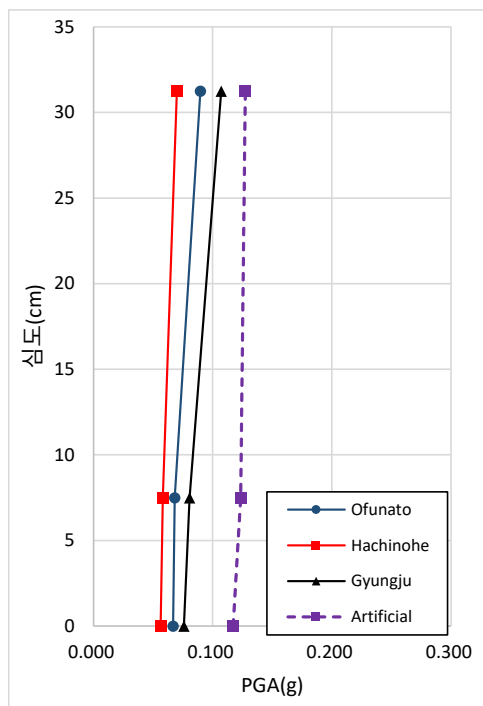
3.5.3 가속도계 매설깊이 별 압성토 10m 보강 지반의 PGA 분석

그림 3.16과 표 3.8은 압성토가 10m 보강된 모형지반에 대한 깊이별 PGA를 나타내었다. 하부에서의 PGA는 입력 지진파와 동일한 크기로 측정된 것을 확인할 수 있다. 가장 상부와 하부에서의 PGA의 증폭 차이는 1열의 경우 Ofunato파에서 21.95% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 3.57%, 경주지진파에서 21.17%, 인공지진파에서 3.10%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다. 2열의 경우 Ofunato파에서 41.53% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 26.00%, 경주지진파에서 51.37%, 인공지진파에서 15.53%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다.



(a) 1열
(b) 2열
그림 3.16 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석
- 압성토 10m(계속)

3열의 경우 Ofunato파가 31.60% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 20.37%, 경주지진파에서 33.07%, 인공지진파에서 3.15%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다.



(c) 3열

그림 3.16 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석
- 압성토 10m

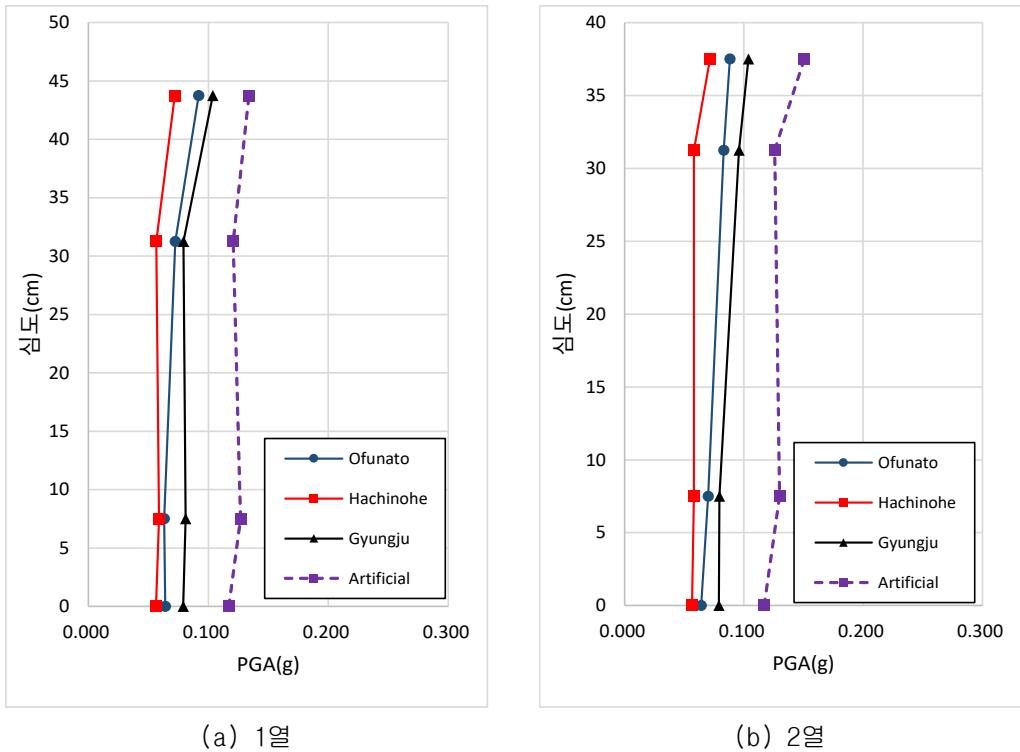
표 3.8 측정된 PGA - 압성토 10m 보강

| 구분 | | PGA(g) | | | 증폭률 비교 | |
|--------|------------|--------|-------|--------|--------|-------|
| 1열 | 가속도 센서 | ACC4 | ACC7 | ACC9 | 증폭률(%) | 평균(%) |
| | Ofunato | 0.069 | 0.082 | 0.084 | 21.95 | 12.45 |
| | Hachinohe | 0.066 | 0.058 | 0.068 | 3.57 | |
| | Gyung-ju | 0.081 | 0.081 | 0.098 | 21.17 | |
| | Artificial | 0.129 | 0.129 | 0.133 | 3.10 | |
| 가속도 센서 | ACC3 | ACC6 | ACC8 | 증폭률(%) | 평균(%) | |
| 2열 | Ofunato | 0.065 | 0.085 | 0.093 | 41.53 | 33.61 |
| | Hachinohe | 0.055 | 0.065 | 0.070 | 26.00 | |
| | Gyung-ju | 0.074 | 0.106 | 0.113 | 51.37 | |
| | Artificial | 0.130 | 0.127 | 0.150 | 15.53 | |
| | 가속도 센서 | ACC2 | ACC5 | - | 증폭률(%) | |
| 3열 | Ofunato | 0.068 | 0.090 | - | 31.60 | 22.05 |
| | Hachinohe | 0.058 | 0.070 | - | 20.37 | |
| | Gyung-ju | 0.081 | 0.107 | - | 33.07 | |
| | Artificial | 0.123 | 0.127 | - | 3.15 | |

평균적으로 1열에서는 12.45%, 2열에서는 33.61%, 3열에서는 22.05%의 증폭이 발생하였다. 10m 보강 시에는 2열에서 지진동의 발생 시 증폭이 가장 크게 발생하였으며, 무 보강일 때와 비교하였을 때 1열에서 증폭이 21.95% 감소하였으며, 2열에서는 0.4% 감소하였고 3열에서는 10.17% 감소하였다. 이는 모형지반의 상부에 위치하는 ACC9, ACC8, ACC5번이 압성토의 영향을 받아 상재하중에 의한 지반 내 구속응력의 증가로 인한 원인으로 판단된다. ACC9번의 경우 계층기 상부에 하중이 재하되는 것은 아니지만 압성토로 인한 수평 응력의 감소로 가속도 증폭이 감소함을 확인할 수 있다.

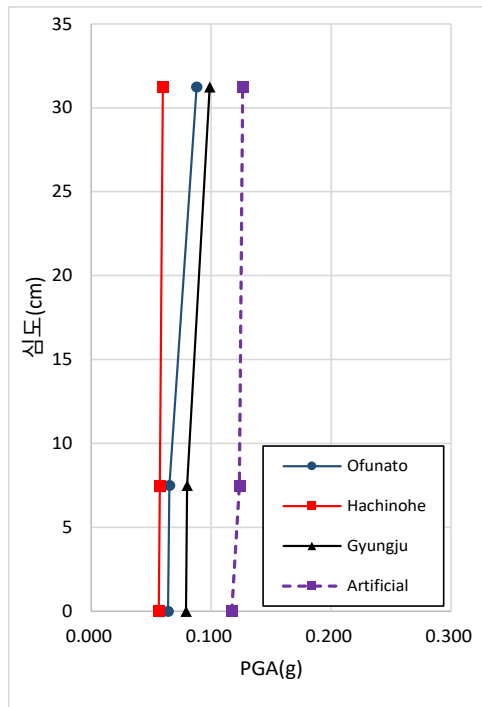
3.5.4 가속도계 매설깊이 별 압성토 15m 보강 지반의 PGA 분석

그림 3.17과 표 3.9는 압성토가 15m 보강된 모형지반에 대한 깊이별 PGA를 나타내었다. 하부에서의 PGA는 입력 지진파와 동일한 크기로 측정된 것을 확인할 수 있다. 가장 상부와 하부에서의 PGA 증폭 차이는 1열의 경우 Ofunato파에서 45.44% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 22.36%, 경주지진파에서 28.09%, 인공지진파에서 5.54%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다. 2열의 경우 Ofunato파에서 25.92% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 23.22%, 경주지진파에서 30.41%, 인공지진파에서 15.91%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다.



(a) 1열
 (b) 2열
 그림 3.17 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석
 - 압성토 15m(계속)

3열의 경우 Ofunato파가 34.92% 증폭이 발생하였고, Hachinohe파에서 4.20%, 경주지진파에서 23.74%, 인공지진파에서 2.30%의 증폭이 발생한 것을 확인할 수 있었다.



(c) 3열

그림 3.17 가속도계 매설깊이에 따른 PGA 결괏값 분석
 - 압성토 15m

표 3.9 측정된 PGA - 압성토 15m 보강

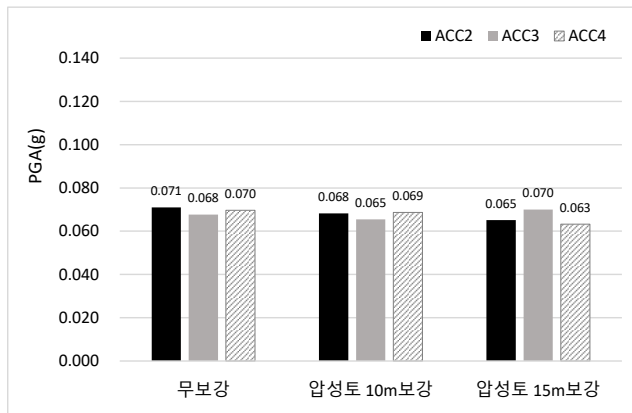
| 구분 | | PGA(g) | | | 증폭률 비교 | |
|--------|------------|--------|-------|--------|--------|-------|
| 1열 | 가속도 센서 | ACC4 | ACC7 | ACC9 | 증폭률(%) | 평균(%) |
| | Ofunato | 0.063 | 0.072 | 0.092 | 45.44 | 25.36 |
| | Hachinohe | 0.059 | 0.057 | 0.072 | 22.36 | |
| | Gyung-ju | 0.081 | 0.079 | 0.104 | 28.09 | |
| | Artificial | 0.127 | 0.121 | 0.134 | 5.54 | |
| 가속도 센서 | ACC3 | ACC6 | ACC8 | 증폭률(%) | 평균(%) | |
| 2열 | Ofunato | 0.070 | 0.083 | 0.088 | 25.92 | 23.86 |
| | Hachinohe | 0.058 | 0.058 | 0.072 | 23.22 | |
| | Gyung-ju | 0.079 | 0.096 | 0.104 | 30.41 | |
| | Artificial | 0.130 | 0.126 | 0.151 | 15.91 | |
| | 가속도 센서 | ACC2 | ACC5 | - | 증폭률(%) | |
| 3열 | Ofunato | 0.065 | 0.088 | - | 34.92 | 16.29 |
| | Hachinohe | 0.057 | 0.060 | - | 4.20 | |
| | Gyung-ju | 0.080 | 0.099 | - | 23.74 | |
| | Artificial | 0.123 | 0.126 | - | 2.30 | |

평균적으로 1열에서는 25.36%, 2열에서는 23.86%, 3열에서는 16.29%의 증폭이 발생하였다. 15m 보강 시에는 1열에서 지진동의 발생 시 증폭이 가장 크게 발생하였으며, 무 보강일 때와 비교하였을 때 1열에서 증폭이 9.05% 감소하였으며, 2열에서는 10.15% 감소하였고 3열에서는 15.93% 감소하였다. 이는 압성토 10m 보강과 마찬가지로 모형지반의 상부에 위치하는 ACC8, ACC5번이 압성토의 영향을 받아 상재하중에 의한 지반 내 구속응력의 증가와 압성토 보강으로 인한 ACC9번의 수평 응력의 감소로 가속도 증폭이 감소함을 확인할 수 있다.

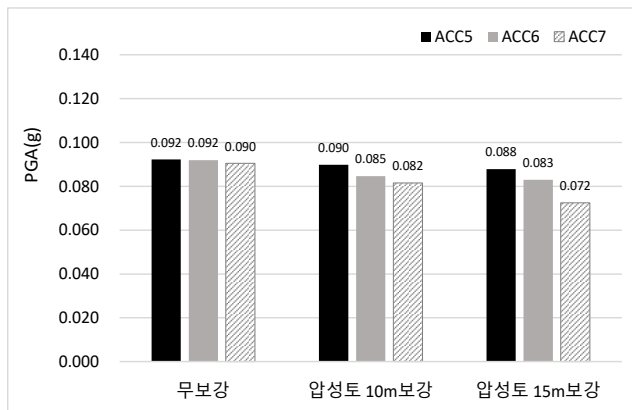
3.6 가속도계 위치별 PGA 분석

3.6.1 수평거리 변화에 따른 Ofunato파의 PGA 분석

그림 3.18은 수평거리에 따른 Ofunato 지진파 가진결과 PGA를 통해 분석한 결과이다. 보강 전과 보강 후의 결과 하부지반에서는 지진파의 큰 차이가 없는 것을 확인할 수 있었다. 보강이 진행됨에 따라 보강 후는 사면 쪽 가속도계에서 측정된 PGA가 최소 4.77%에서 최대 19.91%까지 감소하는 경향을 확인하였다.



(a) 매립지 사면 하부

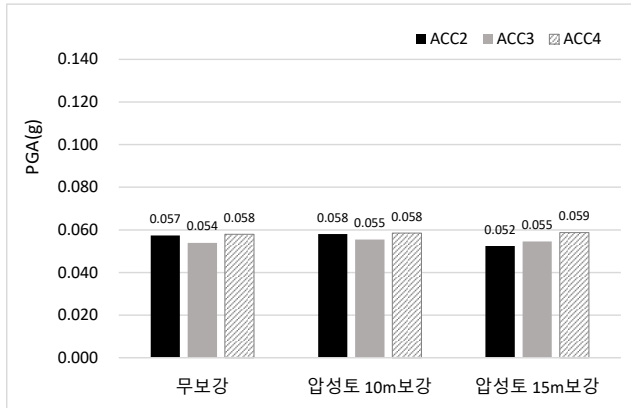


(b) 매립지 사면 상부

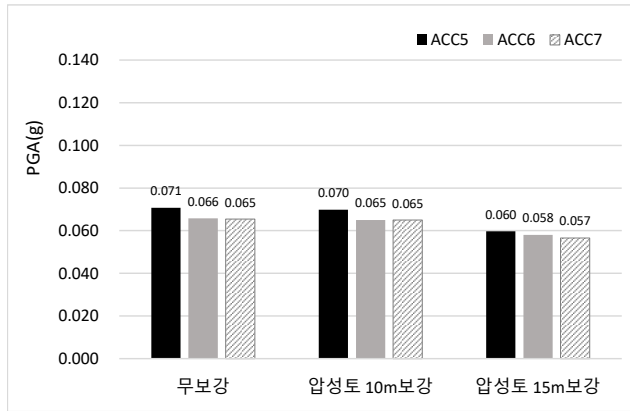
그림 3.18 수평 거리별 PGA 분석 - Ofunato

3.6.2 수평거리 변화에 따른 Hachinohe파의 PGA 분석

그림 3.19는 수평거리에 따른 Hachinohe 지진파 가진결과 PGA를 통해 분석한 결과이다. 보강 전과 보강 후의 결과 하부지반에서는 지진파의 큰 차이가 없는 것을 확인할 수 있었다. 보강 후는 사면 쪽의 가속도계에서 측정된 PGA가 보강될수록 PGA가 최소 11.71%에서 최대 15.51%까지 감소하는 경향을 확인하였다.



(a) 매립지 사면 하부

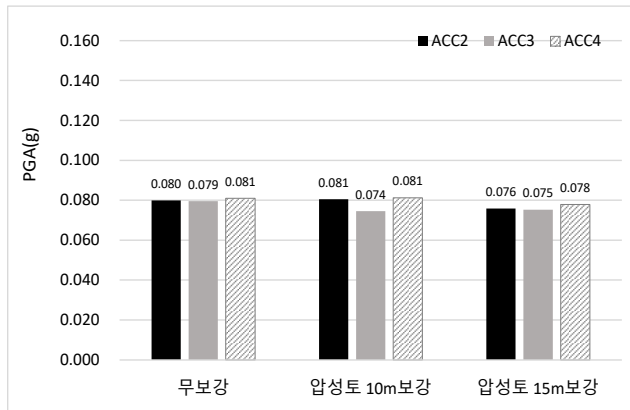


(b) 매립지 사면 상부

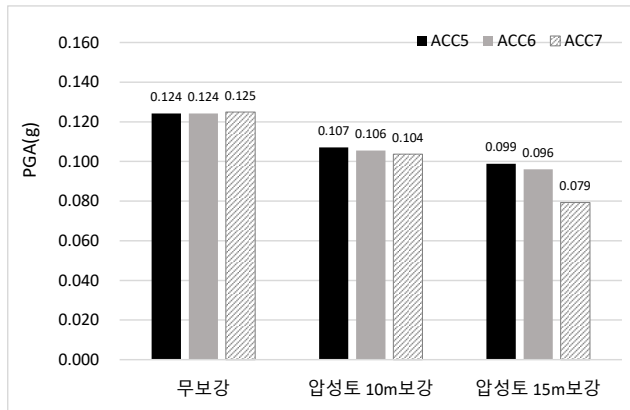
그림 3.19 수평 거리별 PGA 분석 - Hachinohe

3.6.3 수평거리 변화에 따른 경주지진파의 PGA 분석

그림 3.20은 수평거리에 따른 경주지진파 가진결과 PGA를 통해 분석한 결과이다. 보강 전과 보강 후의 결과 하부지반에서는 지진파의 큰 차이가 없는 것을 확인할 수 있었다. 보강 후는 사면 쪽의 가속도계에서 측정된 PGA가 보강될수록 PGA가 최소 20.40%에서 최대 36.51%까지 감소하는 경향을 확인하였다.



(a) 매립지 사면 하부

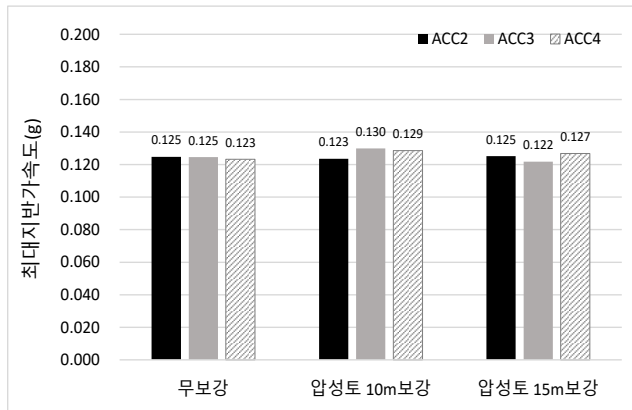


(b) 매립지 사면 상부

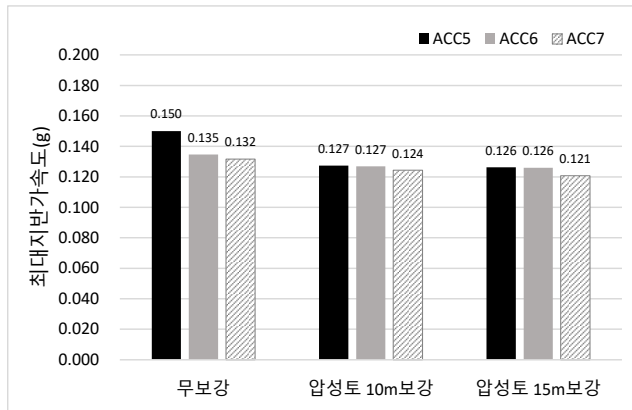
그림 3.20 수평 거리별 PGA 분석 - Hachinohe

3.6.4 수평거리 변화에 따른 인공지진파의 PGA 분석

그림 3.21은 수평거리에 따른 인공지진파 가진결과 PGA를 통해 분석한 결과이다. 보강 전과 보강 후의 결과 하부지반에서는 지진파의 큰 차이가 없는 것을 확인할 수 있었다. 보강 후는 사면 쪽의 가속도계에서 측정된 PGA가 보강될수록 PGA가 최소 6.45%에서 최대 15.82%까지 감소하는 경향을 확인하였다.



(a) 매립지 사면 하부



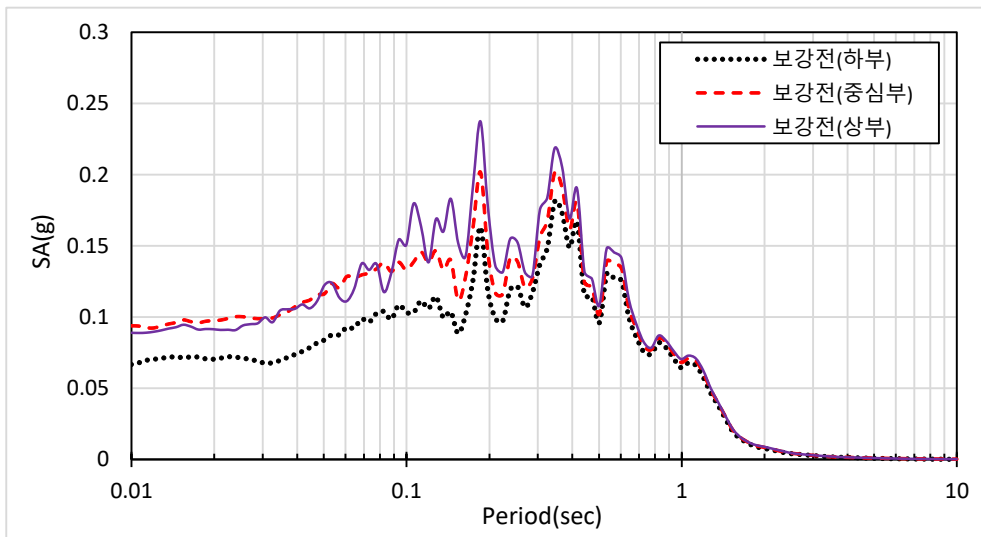
(b) 매립지 사면 상부

그림 3.21 수평 거리별 PGA 분석 - 인공지진파

3.7 입력 지진파에 따른 실내모형의 SA 분석

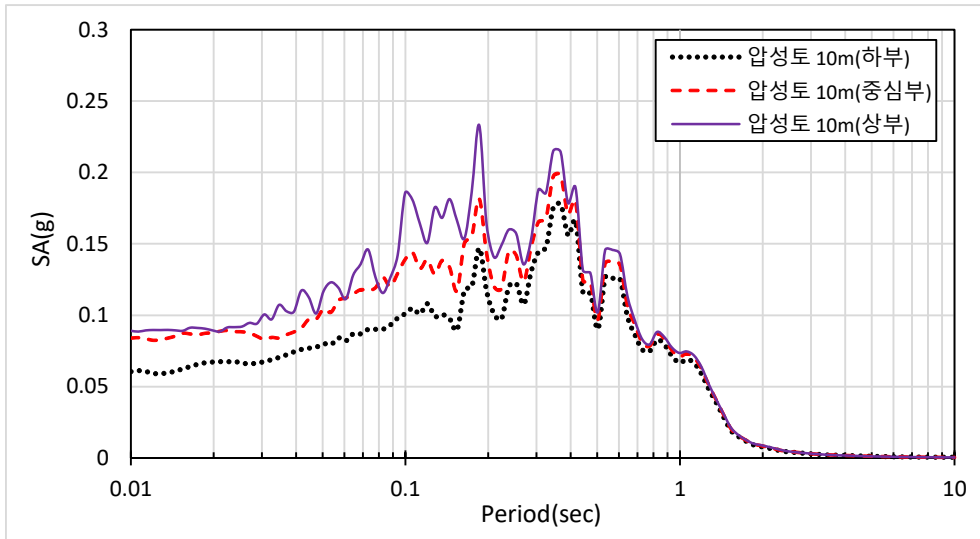
3.7.1 Ofunato지진파 가진 시 SA분석 결과

그림 3.22는 Ofunato지진파 가진 시 실내 실험 결과에 대한 SA그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 SA결괏값은 하부 0.181g, 중심부 0.202g, 상부 0.237g로 확인되었으며, 압성토 15m 보강에서 SA결괏값은 하부 0.180g 중심부 0.202g 상부 0.230g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 SA증폭비는 무 보강 시 31.10%, 압성토 15m 보강에서 27.37%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 3.73% 정도 낮아지는 것을 확인하였다.

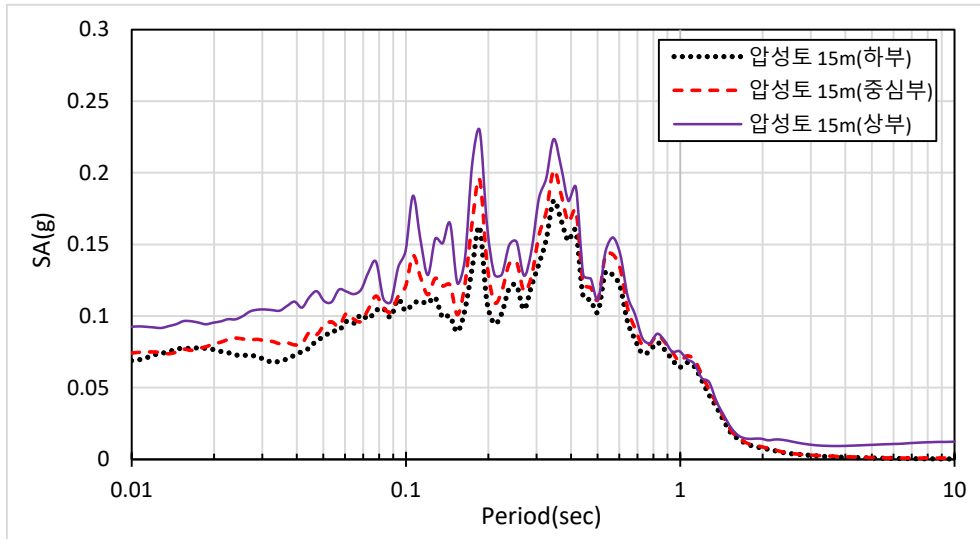


(a) 보강 전

그림 3.22 실내실험결과의 SA 분석 - Ofunato(계속)



(b) 압성토 10m 보강

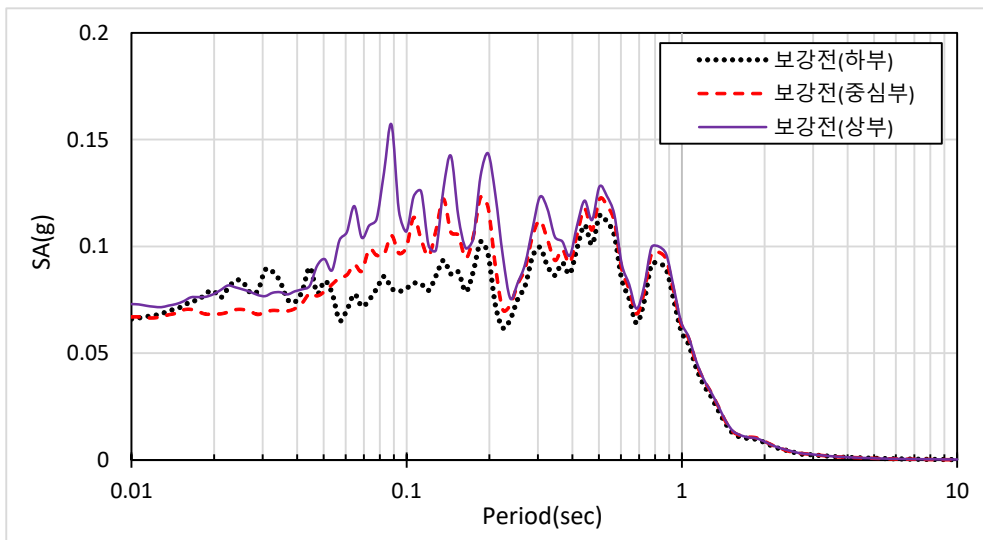


(c) 압성토 15m 보강

그림 3.22 실내실험결과의 SA 분석 - Ofunato

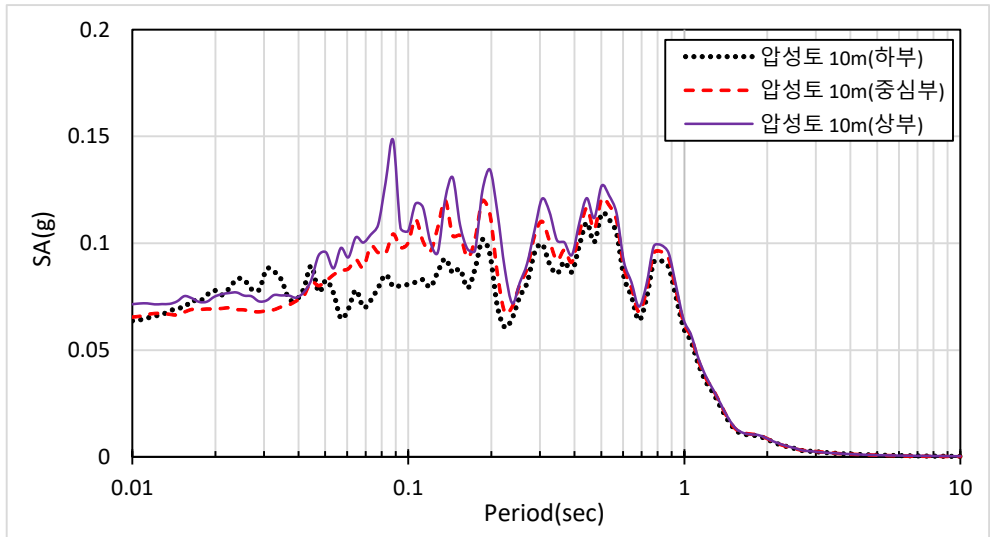
3.7.2 Hachinohe지진과 가진 시 SA분석 결과

그림 3.23은 Hachinohe지진과 가진 시 실내 실험 결과에 대한 SA그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 SA결괏값은 하부 0.114g, 중심부 0.123g, 상부 0.157g로 확인되었으며, 압성토 15m 보강에서 SA결괏값은 하부 0.111g 중심부 0.121g 상부 0.142g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 SA증폭비는 무 보강 시 37.45%, 압성토 15m 보강에서 28.00%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 9.45% 정도 낮아지는 것을 확인하였다.

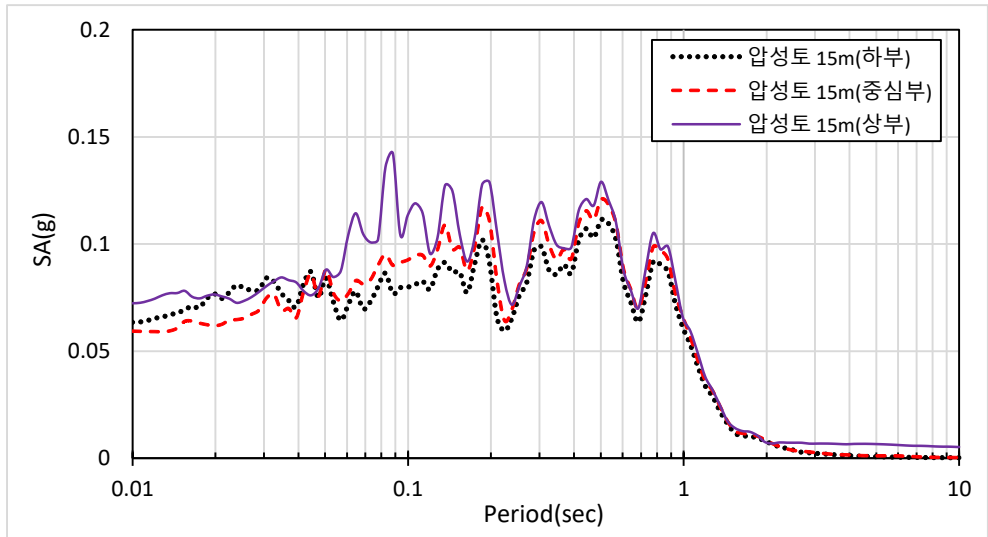


(a) 보강 전

그림 3.23 실내실험결과의 SA 분석 - Hachinohe(계속)



(b) 압성토 10m 보강

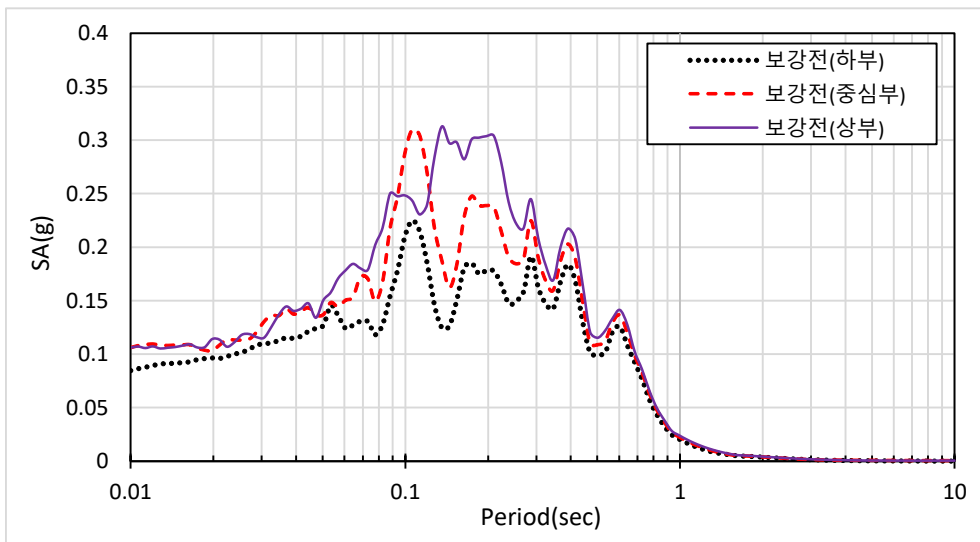


(c) 압성토 15m 보강

그림 3.23 실내실험결과의 SA 분석 - Hachinohe

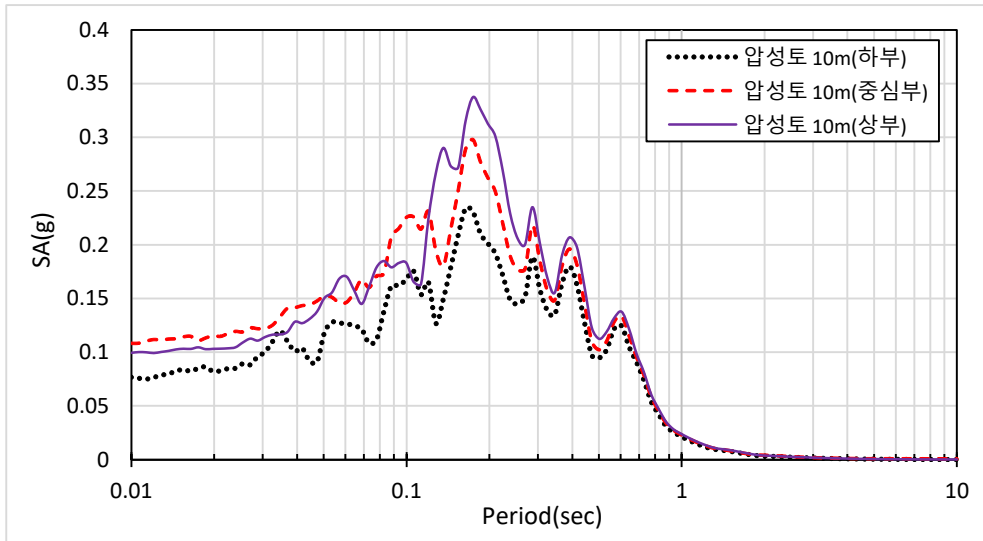
3.7.3 경주지진파 가진 시 SA분석 결과

그림 3.24는 경주지진파 가진 시 실내 실험 결과에 대한 SA그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 SA결괏값은 하부 0.225g, 중심부 0.310g, 상부 0.313g로 확인되었으며, 압성토 15m 보강에서 SA결괏값은 하부 0.240g 중심부 0.271g 상부 0.311g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 SA증폭비는 무 보강 시 39.19%, 압성토 15m 보강에서 29.54%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 9.65% 정도 낮아지는 것을 확인하였다.

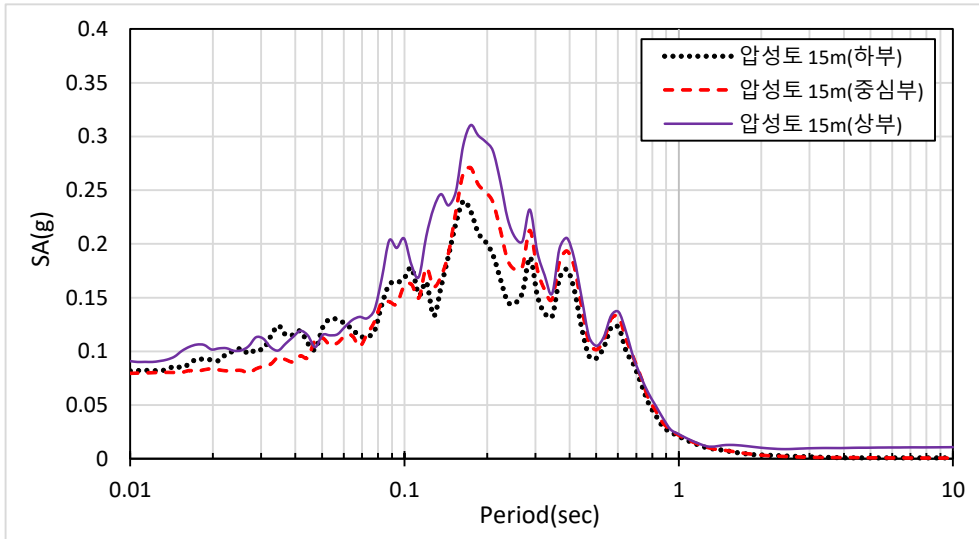


(a) 보강 전

그림 3.24 실내실험결과의 SA 분석 - 경주지진파(계속)



(b) 압성토 10m 보강

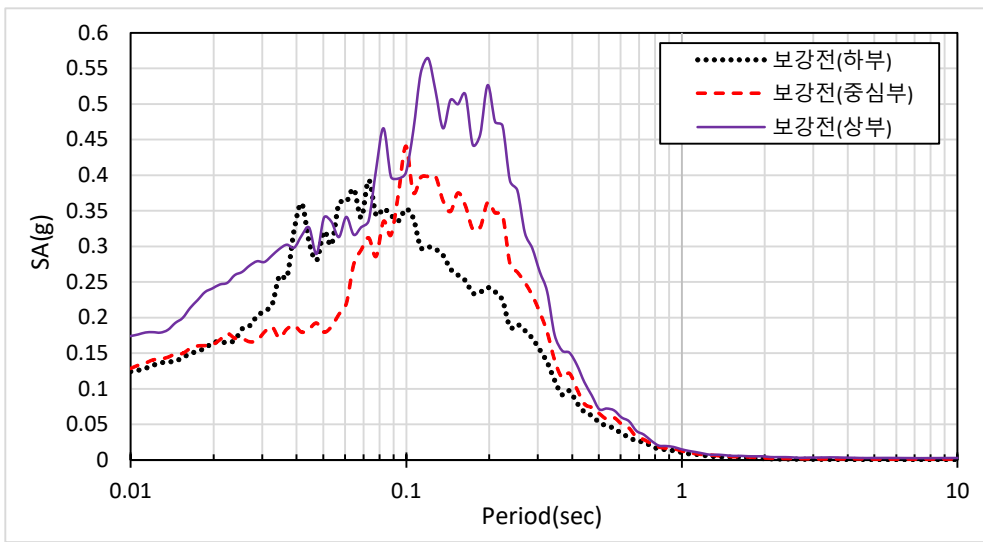


(c) 압성토 15m 보강

그림 3.24 실내실험결과의 SA 분석 - 경주지진파

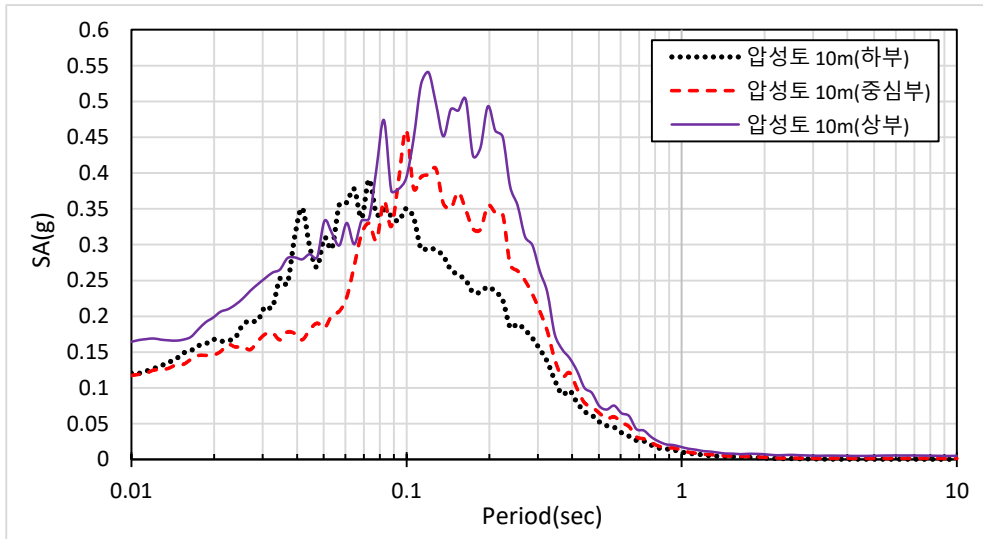
3.7.4 인공지진파 가진 시 SA분석 결과

그림 3.25는 인공지진파 가진 시 실내 실험 결과에 대한 SA그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 SA결괏값은 하부 0.393g, 중심부 0.441g, 상부 0.564g로 확인되었으며, 압성토 15m 보강에서 SA결괏값은 하부 0.389g 중심부 0.410g 상부 0.477g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 SA증폭비는 무 보강 시 43.61%, 압성토 15m 보강에서 22.61%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 21.00% 정도 낮아지는 것을 확인하였다.

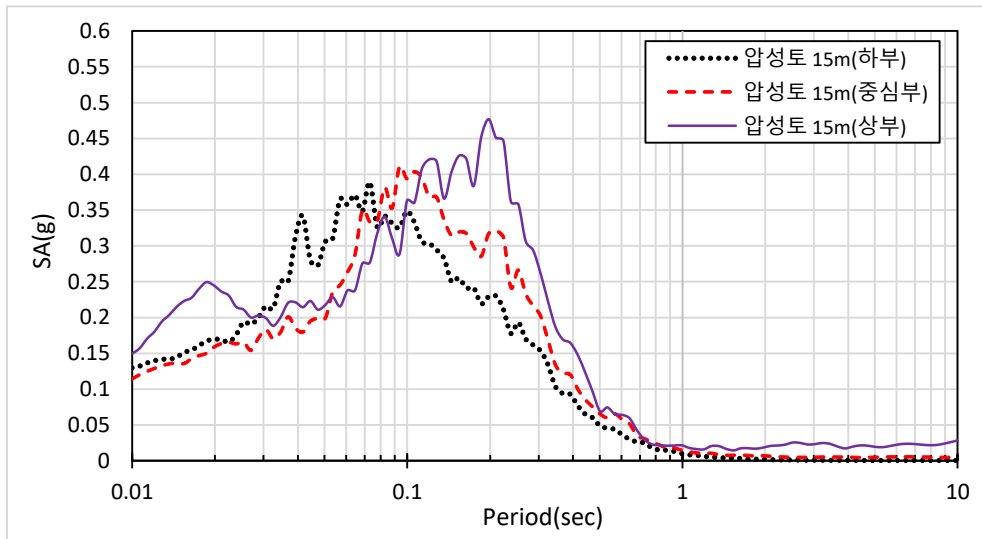


(a) 보강 전

그림 3.25 실내실험결과 SA 분석 - 인공지진파(계속)



(b) 압성토 10m 보강



(c) 압성토 15m 보강

그림 3.25 실내실험결과의 SA 분석 - 인공지진파

제 4 장 수치해석 결과

본 장에서는 개정된 내진설계 기준에 따른 내진 안정성 검토를 확인하기 위한 설계지진 하중의 도출 방법과 도출된 데이터를 통한 매립지 내 성토 제방의 안정성 검토를 확인하고자 하였다.

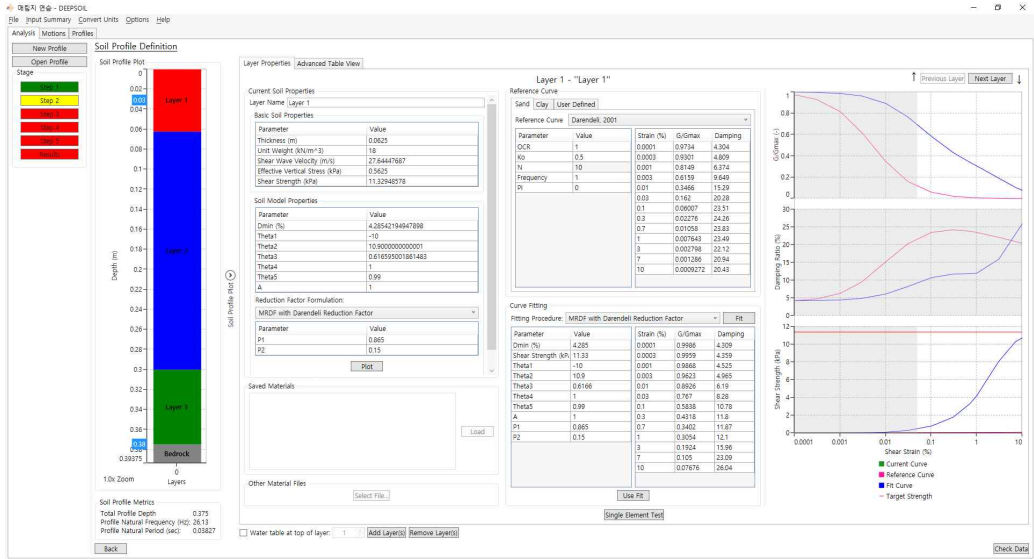
4.1 1차원 지반응답해석

4.1.1 개요

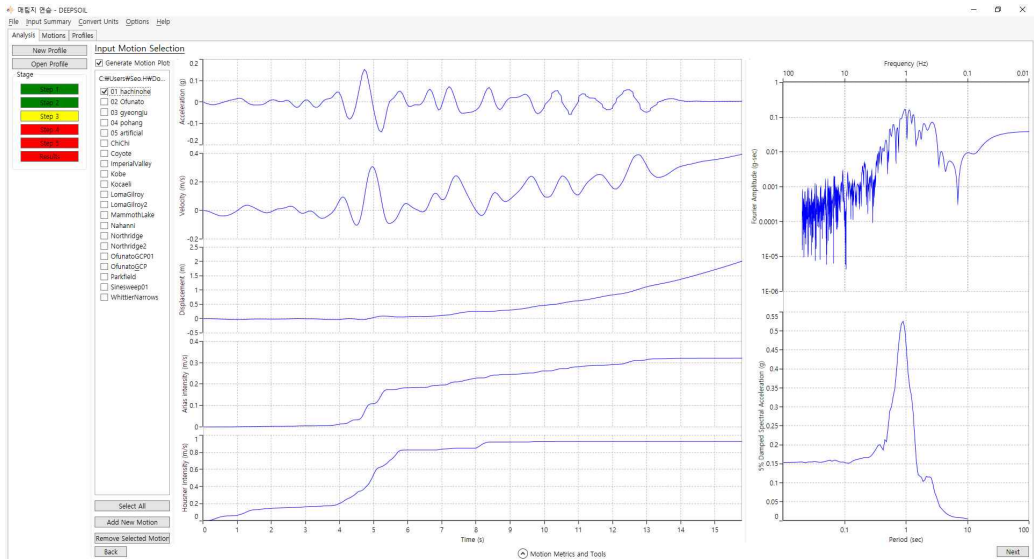
1차원 지반응답해석기법은 모든 지층의 경계가 수평하며 지반의 응답은 기반암으로부터 수직 전파되는 수평전단파에 지배받는다라는 가정을 기본으로 한다. 지진파 전파는 3차원 현상이지만 1차원 해석기법은 실제로 여러 사례에 있어서 지진 시 지표면 자유장 운동을 비교적 잘 예측하는 것으로 알려져 있다(Idriss and Seed, 1968).

1차원 지반응답해석은 해석 영역에 따라 주파수 영역과 시간영역으로 구분된다. 주파수 영역 해석은 입력 물성이 적으며 계산이 빠르다는 장점을 가지고 있지만 지반 거동은 선형 탄성이라고 가정된다. 하지만, 지진동 시 지반은 비선형 거동에 따라 큰 영향을 받으며 이를 사실적으로 모사하는 것은 매우 중요하다. 주파수 영역에서 이러한 지반의 비선형 거동을 고려하기 위하여 제안된 방법이 등가선형해석기법이며, 시간영역에서는 이를 비선형해석을 통하여 모사한다.

비선형해석은 추가로 과잉간극수압의 발생 여부 모사에 따라 전응력 및 유효응력해석으로 구분된다. 등가선형해석은 과잉간극수압을 모사할 수 없으므로 전응력 해석이다. 본 연구에서는 시간영역에 따른 비선형해석을 수행하였으며, 1차원 지반 응답해석 프로그램은 Deepsoil(ver 7.0)을 사용하여 그 결과를 확인하였다.



(a) 입력 물성값 설정



(b) 층별 입력 지진파 가진
 그림 4.1 Deepsoil 프로그램

4.1.2 입력 물성값

다음 표 4.1은 1차원 지반응답해석 시 사용한 지반의 축소모형 실험의 입력 물성값을 나타낸 것이다.

상부에서부터 축소모형지반의 두께를 반영하여 지층별 단위중량, 전단파속도, 유효수직응력, 전단강도를 반영하였다. 해석은 보강 전과 보강 후로 나누어 검증을 수행하였으며, 보강 후의 경우 상부 압성토에 대한 물성값이 추가로 반영된 것이다.

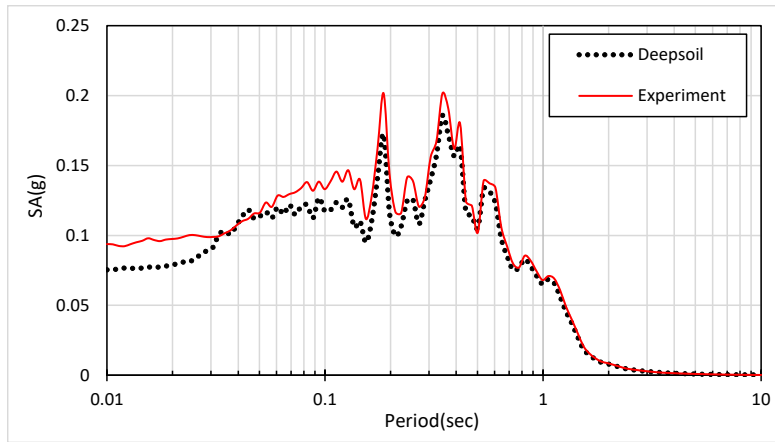
표 4.1 입력 물성값

| 구 분 | | 층 두께 (m) | 단위중량 (kN/m ³) | 전단파 속도 (m/s) | 유효 수직응력 (kPa) | 전단강도 (kPa) |
|------|---------|-------------|------------------------------|--------------------|---------------------|---------------|
| 보강 전 | Layer 1 | 0.0625 | 18.0 | 27.64 | 0.56 | 11.33 |
| | Layer 2 | 0.2375 | 16.0 | 40.62 | 3.03 | 22.53 |
| | Layer 3 | 0.075 | 20.0 | 51.34 | 5.68 | 45.46 |
| | Bedrock | - | - | - | - | - |
| 보강 후 | Layer 1 | 0.125 | 18.0 | 32.87 | 1.13 | 16.08 |
| | Layer 2 | 0.0625 | 18.0 | 41.34 | 2.81 | 25.92 |
| | Layer 3 | 0.2375 | 16.0 | 46.68 | 5.27 | 30.94 |
| | Layer 4 | 0.075 | 20.0 | 55.82 | 7.93 | 54.43 |
| | Bedrock | - | - | - | - | - |

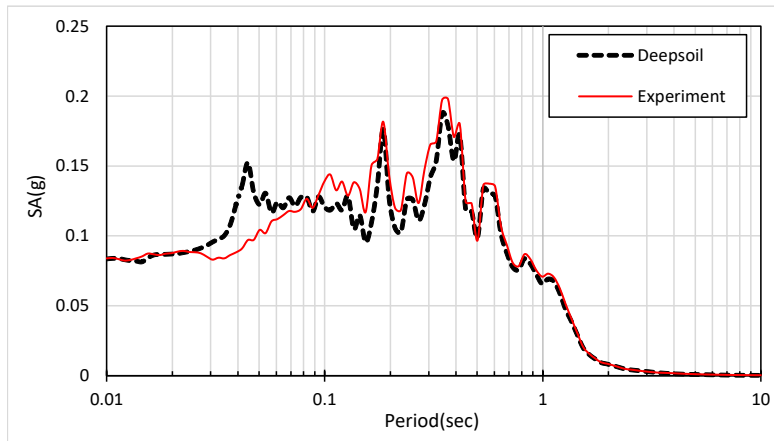
4.2 실내 실험과 1차원지반응답해석의 SA분석 결과

4.2.1 Ofunato지진과 가진 시 SA분석

그림 4.2는 Ofunato지진파에 의한 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA결괏값을 나타낸 것이다. 보강 전 실내 실험의 경우 0.202g, 수치해석의 경우 0.186g이며 그 차이는 7.93%로 미소한 차이를 보였으며, 보강 후 실내 실험과 수치해석의 경우 0.198g, 0.188g로 5.25%의 차이를 확인하였다.



(a) 보강 전

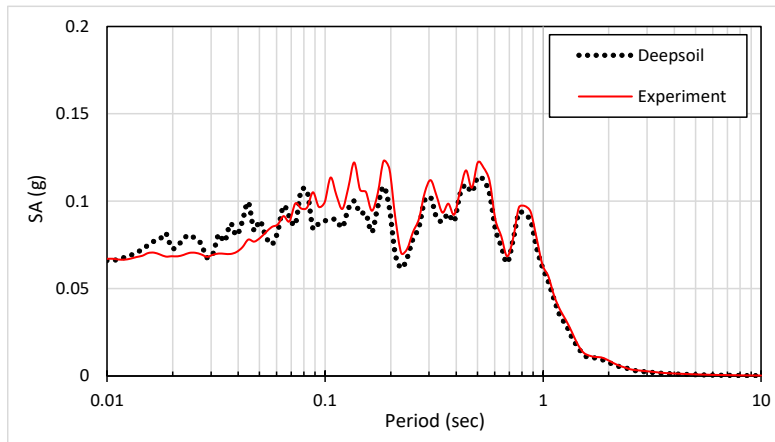


(b) 보강 후

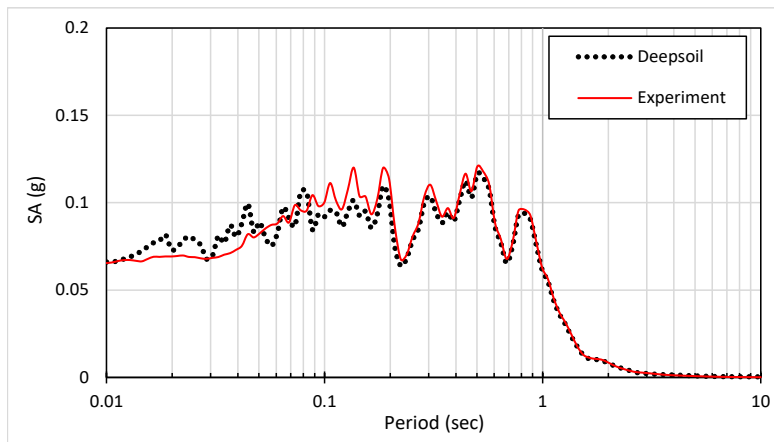
그림 4.2 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - Ofunato

4.2.2 Hachinohe지진파 가진 시 SA분석

그림 4.3은 Hachinohe지진파에 의한 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA결괏값을 나타낸 것이다. 보강 전 실내 실험의 경우 0.123g, 수치해석의 경우 0.114g이며 그 차이는 7.64%로 미소한 차이를 보였으며, 보강 후 실내 실험과 수치해석의 경우 0.121g, 0.117g로 3.48%의 차이를 확인하였다.



(a) 보강 전

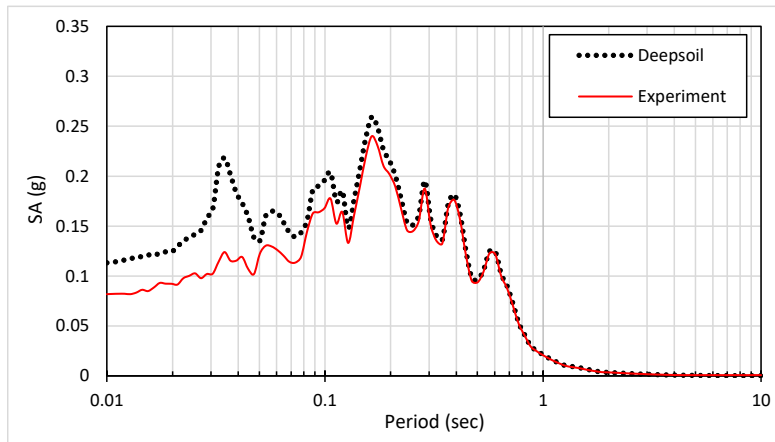


(b) 보강 후

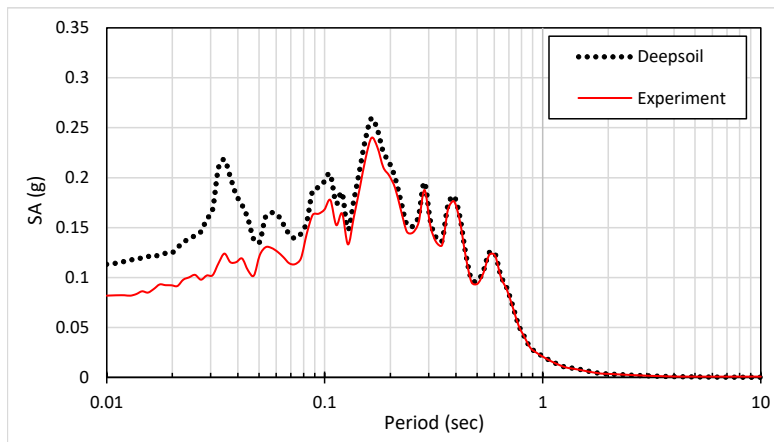
그림 4.3 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - Hachinohe

4.2.3 경주지진파 가진 시 SA분석

그림 4.4는 경주지진파에 의한 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA결괏값을 나타낸 것이다. 보강 전 실내 실험의 경우 0.240g, 수치해석의 경우 0.259g이며 그 차이는 8.17%로 미소한 차이를 보였으며, 보강 후 실내 실험과 수치해석의 경우 0.268g, 0.298g로 11.12%의 차이를 확인하였다.



(a) 보강 전

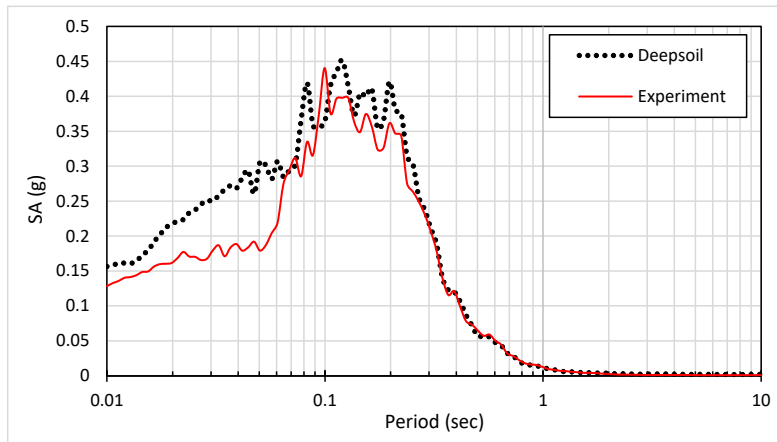


(b) 보강 후

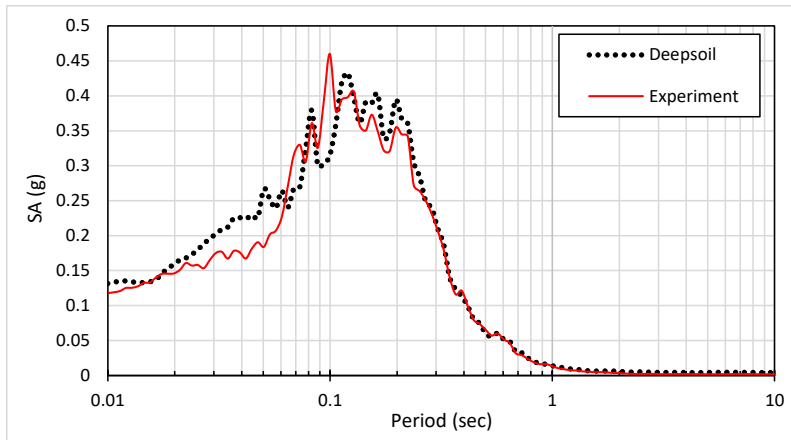
그림 4.4 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - 경주지진파

4.2.4 인공지진파 가진 시 SA분석

그림 4.5는 인공지진파에 의한 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA결괏값을 나타낸 것이다. 보강 전 실내 실험의 경우 0.441g, 수치해석의 경우 0.452g이며 그 차이는 2.47%로 미소한 차이를 보였으며, 보강 후 실내 실험과 수치해석의 경우 0.450g, 0.433g로 3.88%의 차이를 확인하였다.



(a) 보강 전



(b) 보강 후

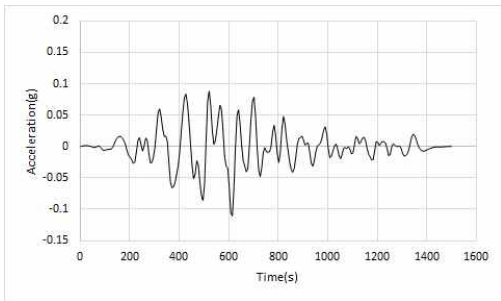
그림 4.5 실내 실험과 1차원 지반응답해석의 SA 분석결과 - 인공지진파

4.3 매립지반의 내진 안정성 검토

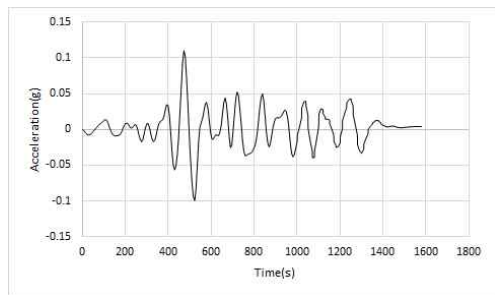
4.3.1 개요

매립지반의 내진 안정성 검토 시 먼저 DEEPSOIL을 이용한 1차원 지반응답해석을 수행하여 행정구역상의 설계 지진하중과 비교검토를 수행하였으며, 도출된 수평 지진계수를 매립지 내 성토사면에 대한 검토에 반영하였다. 매립지 내 성토사면의 경우 MIDAS사의 SOILWORKS를 사용하여 반영하였으며, 비탈면설계기준(국토교통부, 2018)에 따라 기준안전율을 검토하고자 하였다.

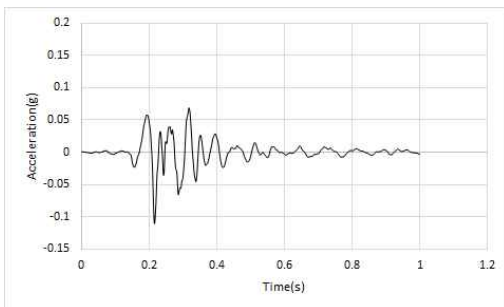
그림 4.6은 1차원지반응답해석에 사용된 입력 지진파를 나타낸 것이다.



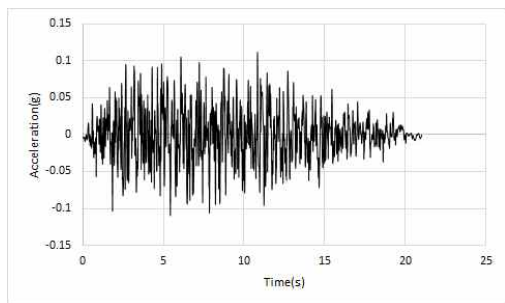
(a) Ofunato(단주기) 지진파



(b) Hachinohe(장주기) 지진파



(c) 경주지진파



(d) 인공지진파

그림 4.6 입력 지진파

4.3.2 입력 물성값

1차원 지반응답 해석 시 입력 물성값은 지층의 두께, 단위중량, 전단파속도, 유효응력 등의 결괏값이 사용되며, 표 4.2는 각 매립지의 지반응답해석 시 사용된 지반의 물성값을 나타낸 것이다. 해석에 사용된 단위중량 및 지반 물성은 문헌자료(토질역학, 김상규)에서 참고 해당 지반의 SPT 시험 결과와 비교한 후 반영하였다.

표 4.2 1차원 지반응답해석을 위한 지반의 물성값

| 구 분 | | 층후 (m) | 단위중량 (kN/m ³) | 전단파속도 (m/s) | 유효응력 (kPa) | 전단강도 (kPa) |
|-----|-----|-----------|------------------------------|----------------|---------------|---------------|
| 1공구 | 성토층 | 3.5 | 18.0 | 198 | 31.5 | 69.0 |
| | 퇴적층 | 2.0 | 17.0 | 196 | 80.0 | 82.4 |
| | 풍화토 | 2.0 | 18.0 | 226 | 115.0 | 128.6 |
| | 풍화토 | 4.0 | 19.0 | 402 | 171.0 | 349.1 |
| | 풍화암 | - | 20.0 | - | - | - |
| 2공구 | 성토층 | 2.5 | 18.0 | 180 | 22.5 | 58.1 |
| | 매립층 | 9.5 | 18.0 | 182 | 130.5 | 137.6 |
| | 퇴적층 | 3.0 | 17.0 | 196 | 241.5 | 141.12 |
| | 풍화토 | 6.5 | 17.0 | 261 | 322.3 | 244.7 |
| | 풍화토 | 3.0 | 19.0 | 340 | 406.0 | 413.5 |
| | 풍화암 | - | 21.0 | - | - | - |
| 3공구 | 성토층 | 5.0 | 18.0 | 198 | 45.0 | 78.5 |
| | 매립층 | 2.5 | 18.0 | 182 | 112.5 | 97.4 |
| | 매립층 | 9.5 | 18.0 | 187 | 220.5 | 154.2 |
| | 풍화토 | 8.0 | 17.0 | 196 | 374.0 | 197.7 |
| | 풍화토 | 12.0 | 19.0 | 347 | 556.0 | 507.6 |
| | 풍화암 | - | 21.0 | - | - | - |

4.3.3 1차원 지반응답해석 결과 및 설계 가속도 산정

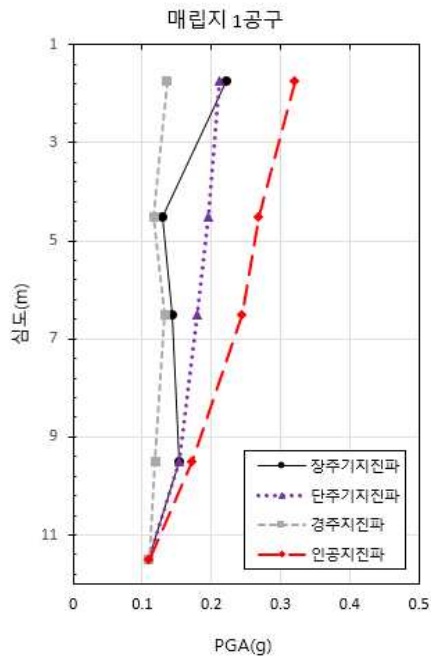
본 사업지구에 분포하는 깎기 비탈면에 대하여 안정해석 시 이용하기 위한 설계 지반가속도계수와 지진계수(K_h)는 표 4.3~4.4과 같다. 행정구역에 의한 가속도 계수 산정결과, 수평지진계수(K_h)는 0.055로 확인되었고, 1차원 지반응답해석 결과 각각의 공구에서 수평지진계수는 0.160, 0.126, 0.095로 확인되었다. 본 연구에서는 더 높은 수평지진계수인 1차원 지반응답해석에 의한 결과값을 해석에 반영하였다.

표 4.3 행정구역상 지진재해도에 따른 설계지반가속도 산정

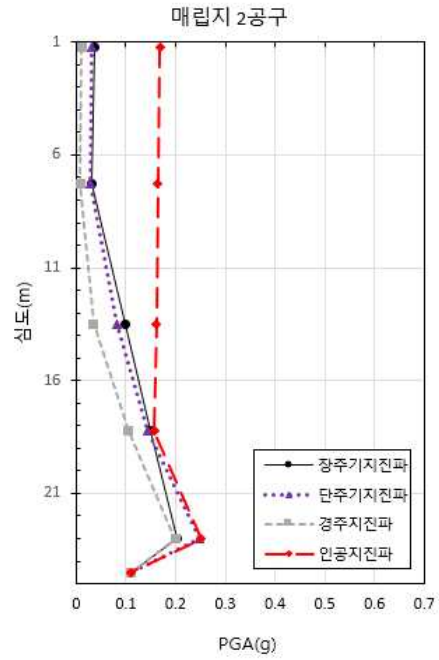
| 구 분 | | 설계 지반가속도계수 | 비고 |
|-----------------|--------------------------------|----------------------|-----------------------|
| 행정구역에 의한 방법 | 내진등급 | 내진 II 등급 | $K_h = a_{\max} / 2g$ |
| | 재현주기 | 500년 | |
| | 위험도 계수 | 1.0 | |
| | 설계 지반가속도 계수 (지진계수 × 위험도 계수) | $Ca \times 1.0$ | |
| | | $0.11 \approx 0.110$ | |
| 수평지진계수 K_h | 0.055 | | |

표 4.4 1차원 지반응답해석에 의한 설계지반가속도 산정

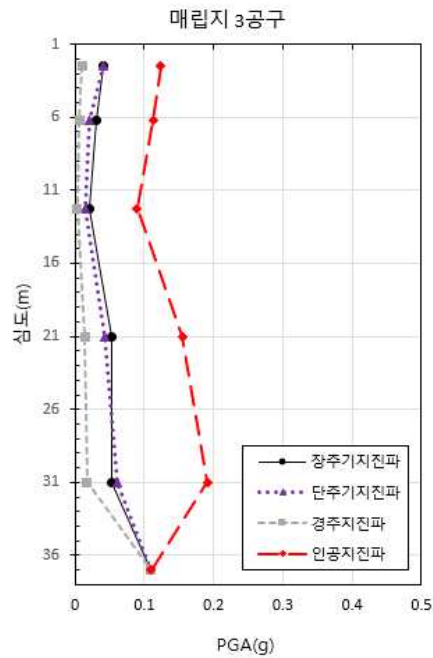
| 구 분 | | 설계 지반가속도계수 | 비고 |
|-------------------|---------|------------|-----------------------|
| 1차원 지반응답해석에 의한 방법 | 매립지 1공구 | 0.160 | $K_h = a_{\max} / 2g$ |
| | 매립지 2공구 | 0.126 | |
| | 매립지 3공구 | 0.095 | |



(1) 매립지 1공구



(2) 매립지 2공구



(3) 매립지 3공구

그림 4.7 1차원 지반응답해석 결과

4.4 사면안정해석

4.4.1 입력 물성값

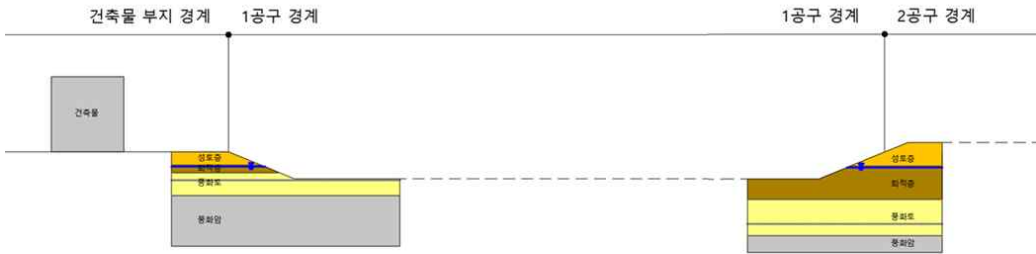
지반의 물성값은 다음 표와 같이 건축물 부지, 매립지 1공구, 매립지 2공구, 매립지 3공구로 나누어 산정하였다. 단위중량을 포함한 점착력, 내부마찰각 등의 물성값은 지반조사 시 수행한 SPT 시험 결과를 바탕으로 흙의 성질과 N치에 따른 지반물성 문헌값을 적용하였다.

표 4.5 사면안정해석을 위한 층별 지반의 물성값

| 구 분 | | 층후 (m) | 단위중량 (kN/m ³) | 점착력 (kPa) | 내부 마찰각(°) | 비고 |
|-----|-----|-----------|------------------------------|--------------|--------------|----|
| 1공구 | 성토층 | 3.5 | 18.0 | 15 | 27 | |
| | 퇴적층 | 2.0 | 17.0 | 22.5 | 20 | |
| | 풍화토 | 2.0 | 18.0 | 20 | 25 | |
| | 풍화토 | 4.0 | 19.0 | 30 | 30 | |
| | 풍화암 | - | 20.0 | 30 | 35 | |
| 2공구 | 성토층 | 2.5 | 18.0 | 15 | 25 | |
| | 매립층 | 9.5 | 18.0 | 10 | 25 | |
| | 퇴적층 | 3.0 | 17.0 | 30 | 20 | |
| | 풍화토 | 6.5 | 17.0 | 15 | 25 | |
| | 풍화토 | 3.0 | 19.0 | 30 | 30 | |
| | 풍화암 | - | 21.0 | 20 | 35 | |
| 3공구 | 성토층 | 5.0 | 18.0 | 10 | 25 | |
| | 매립층 | 2.5 | 18.0 | 10 | 25 | |
| | 매립층 | 9.5 | 18.0 | 10 | 25 | |
| | 풍화토 | 8.0 | 17.0 | 15 | 25 | |
| | 풍화토 | 12.0 | 19.0 | 30 | 30 | |
| | 풍화암 | - | 21.0 | 20 | 35 | |

4.4.2 모델링

사면의 안정성 검토 시 검토 단면은 그림 4.8~4.9와 같으며, 층별 지반의 물성값은 표 4.5와 같이 입력하여 검토하였다.



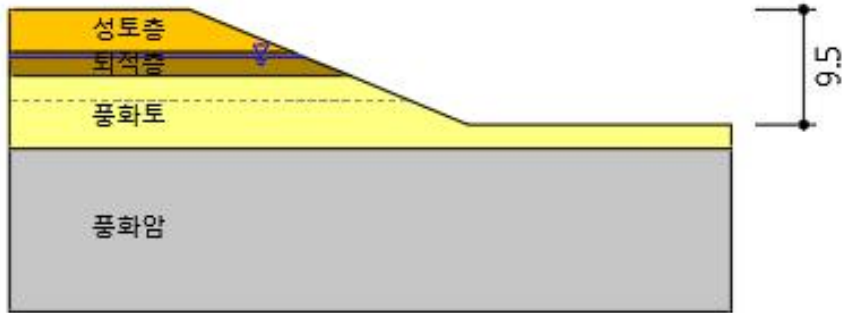
(a) 매립지 1~2공구



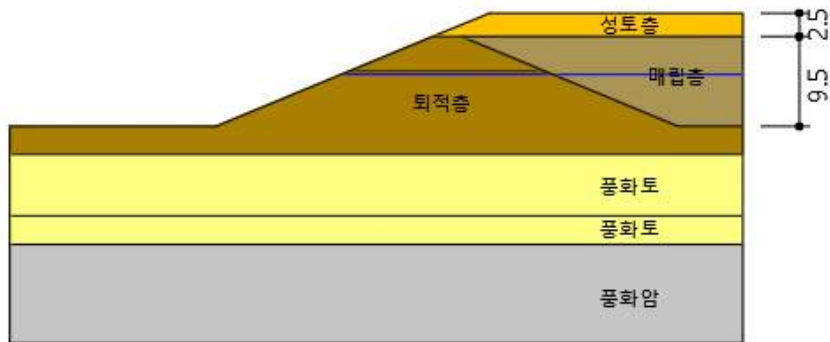
(b) 매립지 3공구

그림 4.8 매립지 검토 단면도

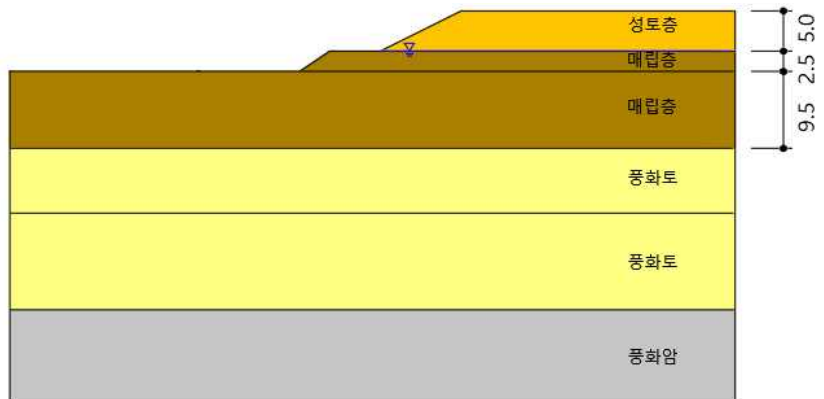
(단위 : m)



(a) 매립지 1공구



(b) 매립지 2공구



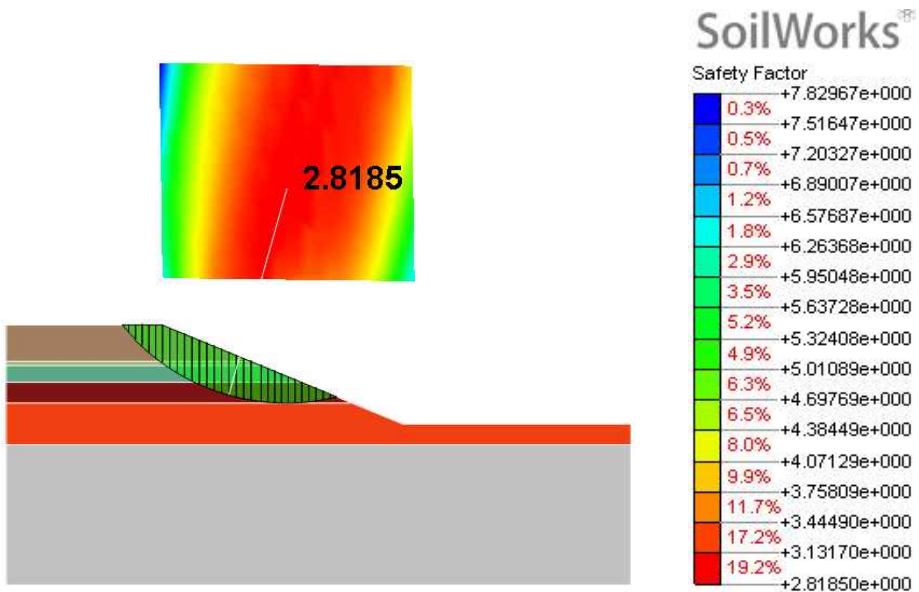
(c) 매립지 3공구

그림 4.9 공구별 검토 단면도

4.5 사면안정해석 결과

4.5.1 매립지 1공구 안정성 검토 결과

그림 4.10은 매립지 1공구의 사면안정해석 결과를 나타낸 것이다. 폐기물매립지 내 1공구의 사면안정해석 결과, 1공구의 경우 각각의 안전율은 건기 시, 2.82, 우기 시 1.90, 지진 시 1.55로 기준안전율을 모두 상회하는 것으로 확인되었다. 이는 지반조사를 통한 지반의 물성값이 상부 성토사면을 지지하기 적절한 강성을 가지고 있는 것으로 확인할 수 있으며, 성토사면의 경사가 1:2.0 이상을 확보하는 것으로 나타났다.



(a) 건기 시

그림 4.10 매립지 1공구 안정성 검토결과(계속)

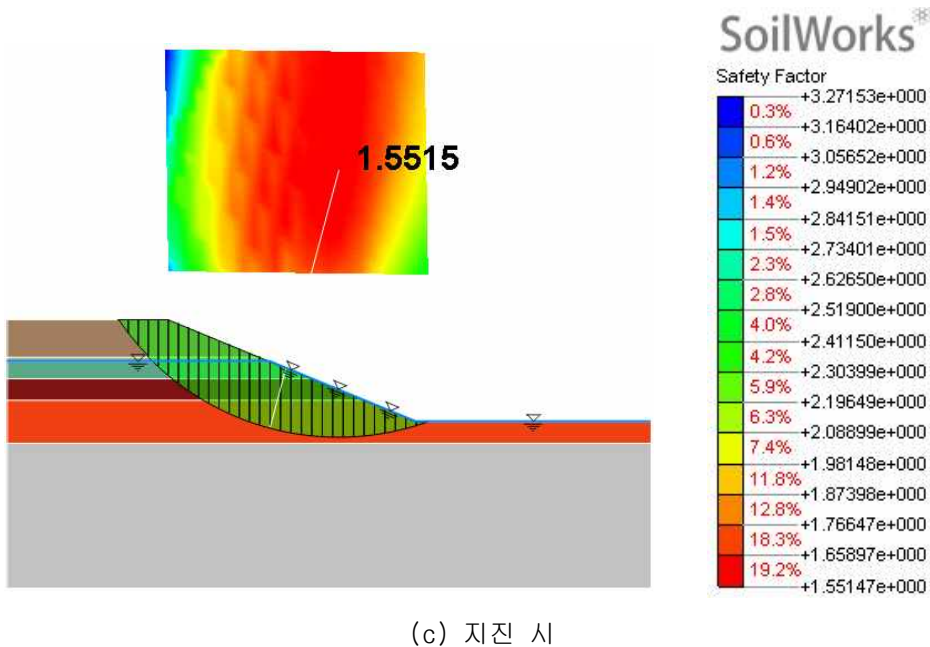
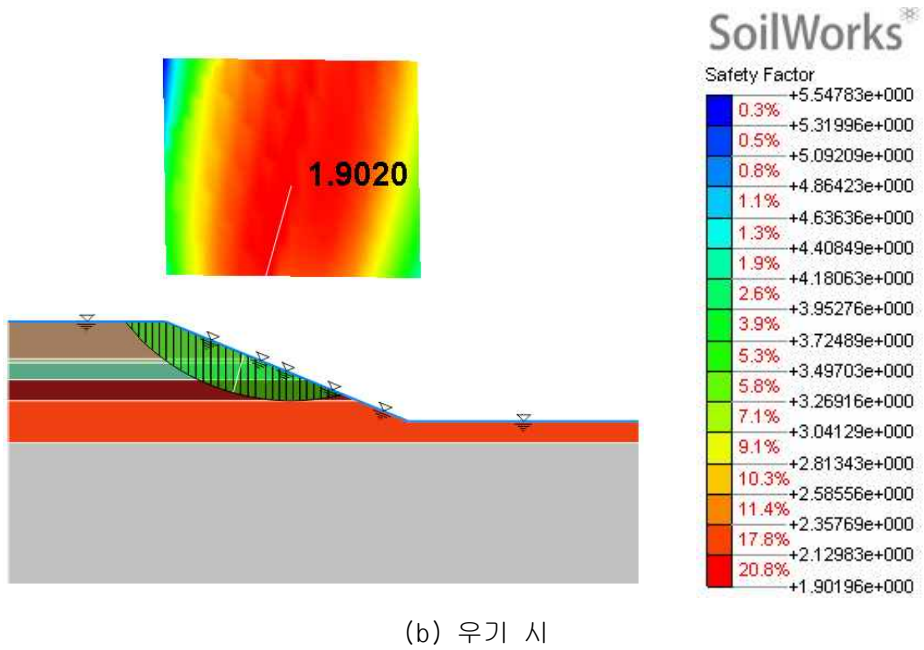
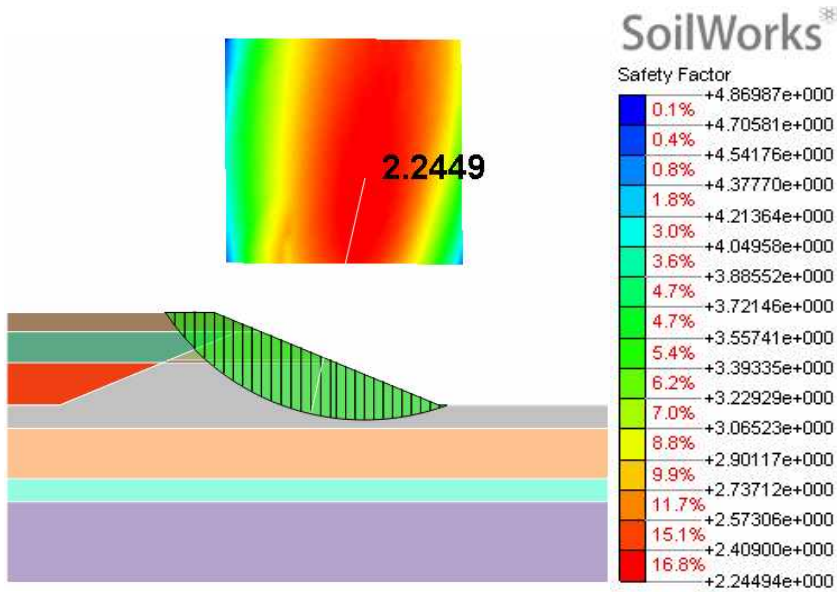


그림 4.10 매립지 1공구 안정성 검토결과

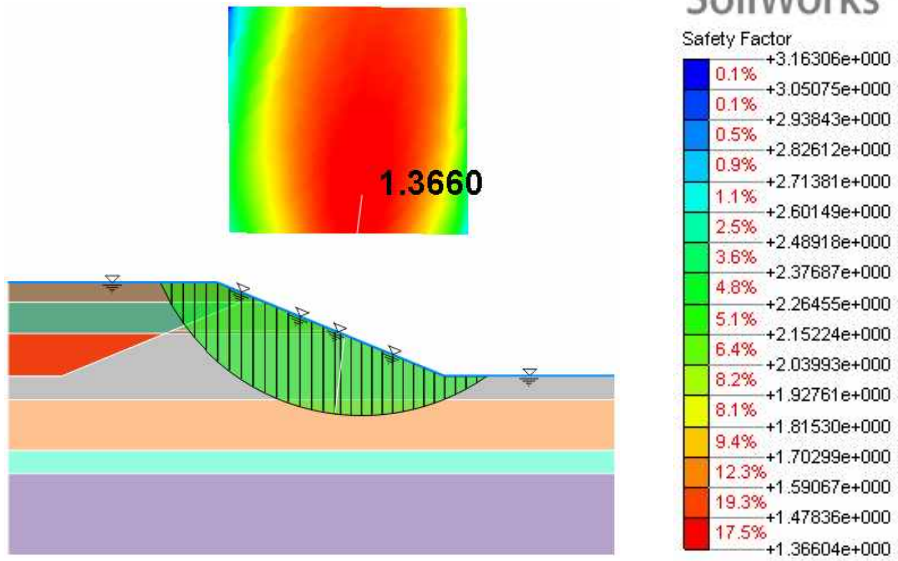
4.5.2 매립지 2공구 안정성 검토 결과

그림 4.11은 매립지 2공구의 사면안정해석 결과를 나타낸 것이다. 폐기물매립지 내 2공구의 사면안정해석 결과, 2공구의 경우 각각의 안전율은 건기 시, 2.24, 우기 시 1.37, 지진 시 1.18로 기준안전율을 모두 상회하는 것으로 확인되었다. 이는 매립지 1공구와 마찬가지로 지반조사를 통한 지반의 물성값이 상부 성토사면을 지지하기 적절한 강성을 가지고 있는 것으로 확인할 수 있으며, 성토사면의 경사는 매립지 1공구보다 더 완만한 것으로 확인되었다.

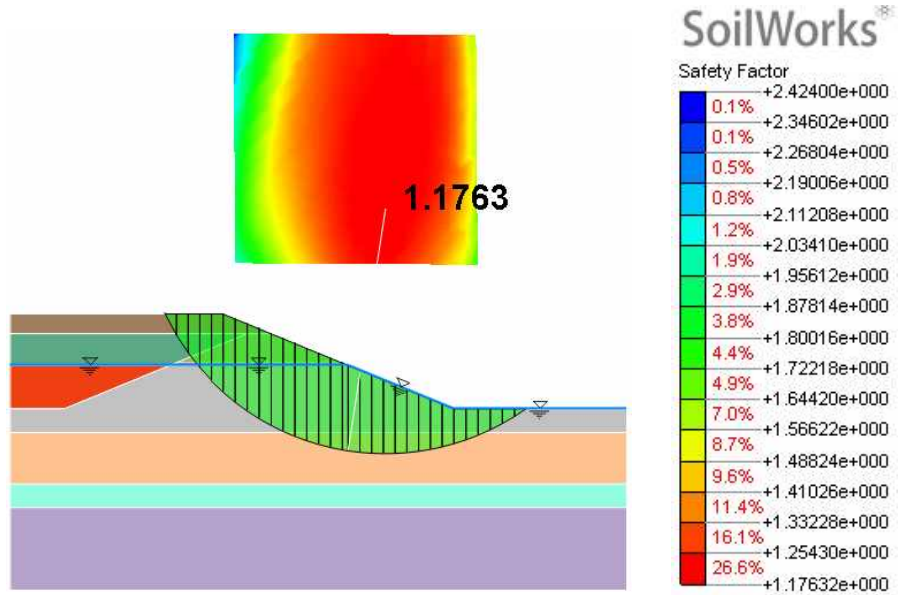


(a) 건기 시

그림 4.11 매립지 2공구 안정성 검토결과(계속)



(b) 우기 시



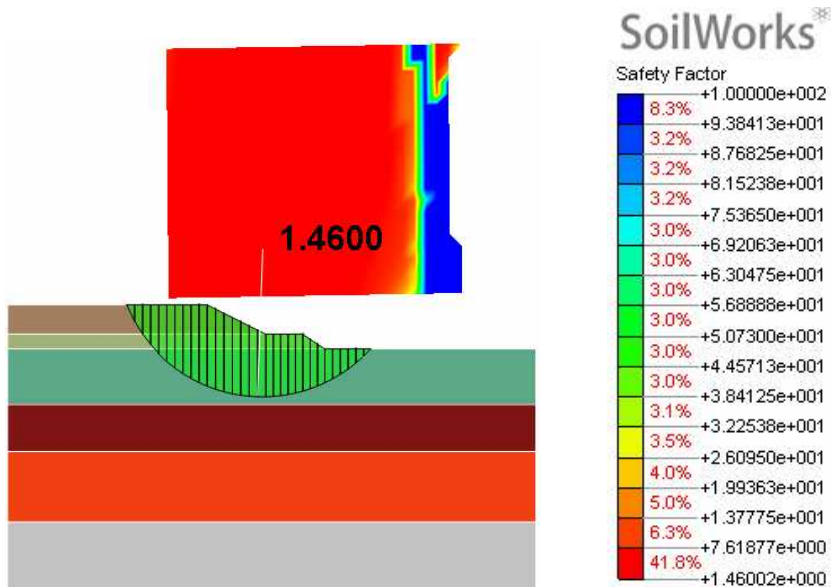
(c) 지진 시

그림 4.11 매립지 2공구 안정성 검토결과

4.5.3 매립지 3공구 안정성 검토 결과

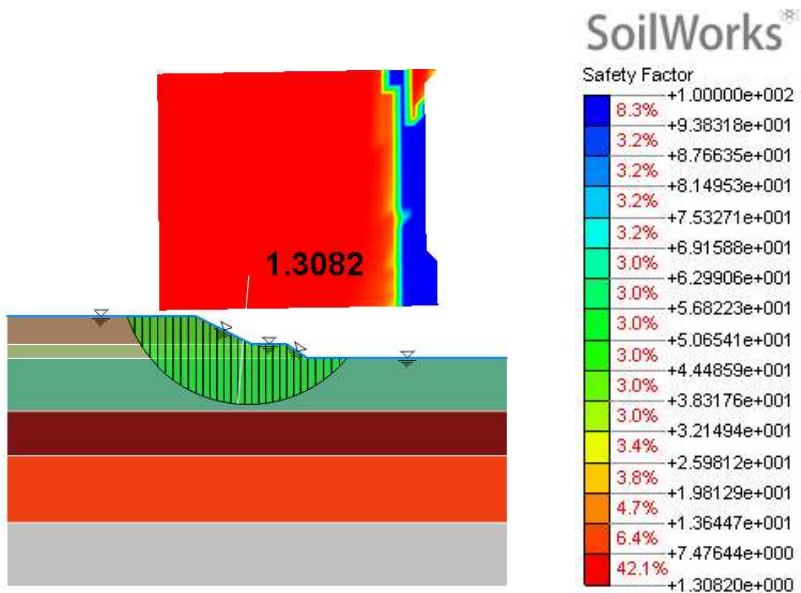
그림 4.12는 매립지 3공구의 사면안정해석 결과를 나타낸 것이다. 폐기물매립지 내 3공구의 사면안정해석 결과, 3공구의 경우 각각의 안전율은 건기 시, 1.46, 우기 시 1.30, 지진 시 0.77로 건기 시와 지진 시 안전율이 기준안전율을 만족하지 못하는 것으로 확인되었다. 폐기물매립지의 특성상 매립지 하부에 침출수 유출을 방지하는 차수막이 설치되어 있으므로 그라우팅이나 말뚝보강과 같은 지반의 천공을 요구하는 보강공법 적용이 불가능하다.

따라서, 본 연구에서는 연약지반 보강공법인 압성토 공법을 반영하였으며, 수치 해석을 통한 검토를 통하여 그 안정성을 확인하고자 하였다.

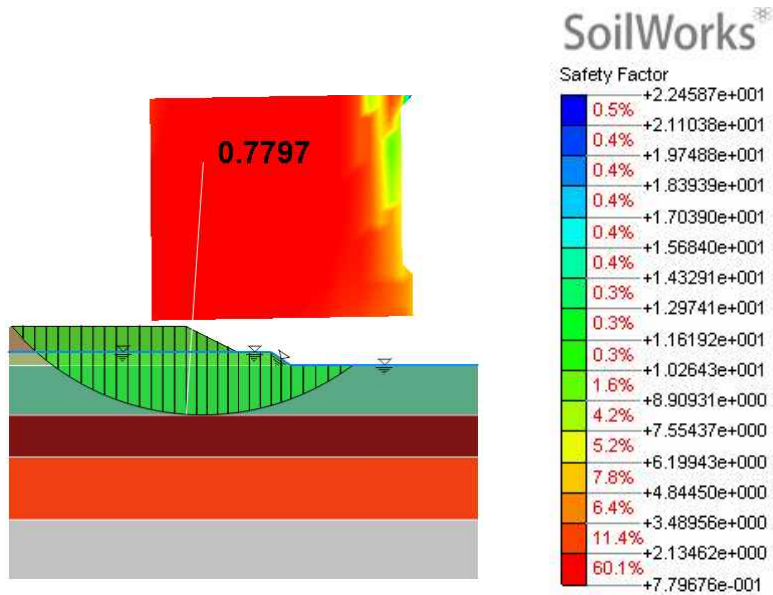


(a) 건기 시

그림 4.12 매립지 3공구 안정성 검토결과(계속)



(b) 우기 시



(c) 지진 시

그림 4.12 매립지 2공구 안정성 검토결과

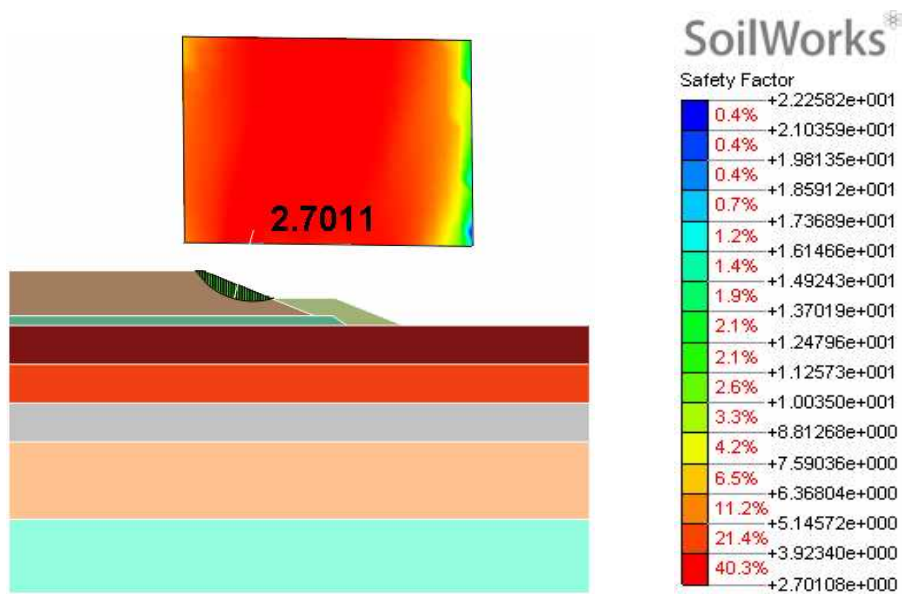
표 4.6 폐기물매립지 내 성토 제방의 안정성 검토 결과

| 구 분 | 기준안전율 | | 지하수위 | 검토 안전율 | 결 과 | 비 고 |
|---------|-------|-----|--------|-------------|-----|-------|
| 매립지 1공구 | 건기 시 | 1.5 | 수위 미고려 | 2.82 | 안전 | |
| | 우기 시 | 1.3 | 수위 고려 | 1.90 | 안전 | |
| | 지진 시 | 1.1 | 수위 고려 | 1.55 | 안전 | |
| 매립지 2공구 | 건기 시 | 1.5 | 수위 미고려 | 2.24 | 안전 | |
| | 우기 시 | 1.3 | 수위 고려 | 1.37 | 안전 | |
| | 지진 시 | 1.1 | 수위 고려 | 1.18 | 안전 | |
| 매립지 3공구 | 건기 시 | 1.5 | 수위 미고려 | 1.46 | 불안전 | 보강 필요 |
| | 우기 시 | 1.3 | 수위 고려 | 1.30 | 안전 | |
| | 지진 시 | 1.1 | 수위 고려 | 0.77 | 불안전 | 보강 필요 |

4.6 압성토 보강에 따른 안정성 검토

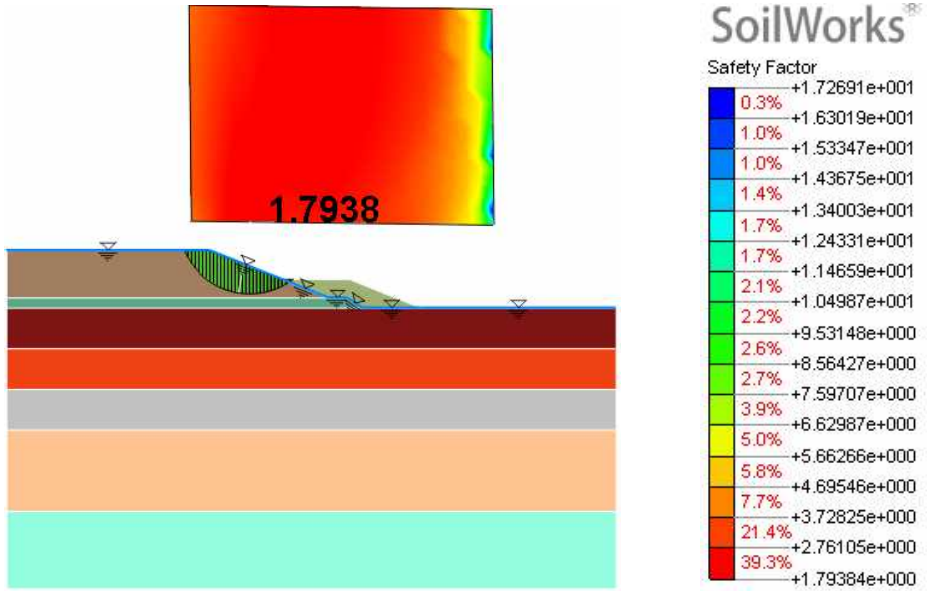
4.6.1 압성토 10m 보강

그림 4.13은 압성토 10m 보강 시 성토사면의 안정성 검토를 나타낸 것이다. 보강 후 사면의 안전율은 건기 시 1.46에서 2.70, 지진 시 0.77에서 1.30으로 상회되는 것을 확인하였으며, 이는 압성토 적용 시 사면 하부 연약지반의 깊은 파괴에 대한 파괴영역이 완화된 것으로 확인할 수 있다.

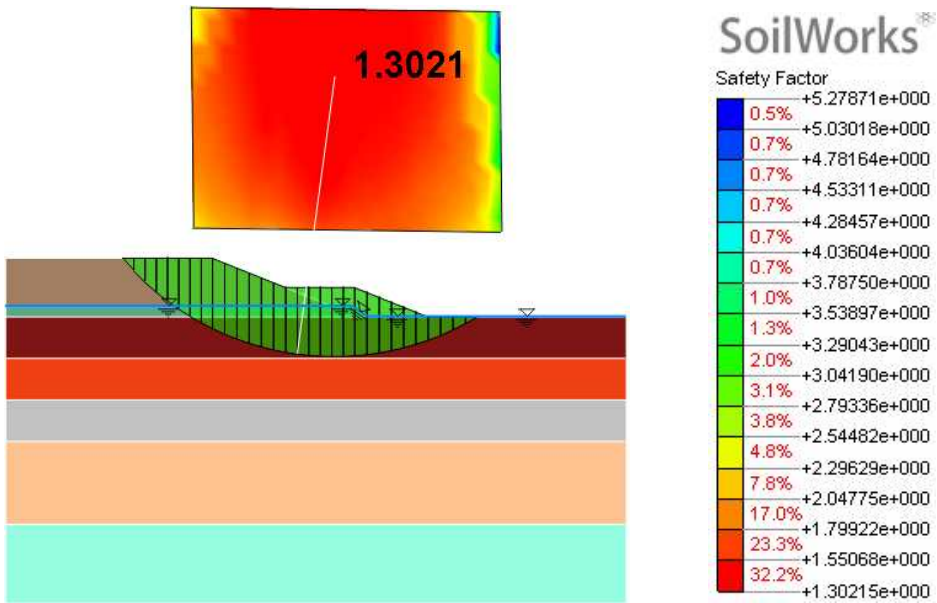


(a) 건기 시

그림 4.13 매립지 3공구 안정성 검토결과 - 압성토 10m(계속)



(b) 우기 시

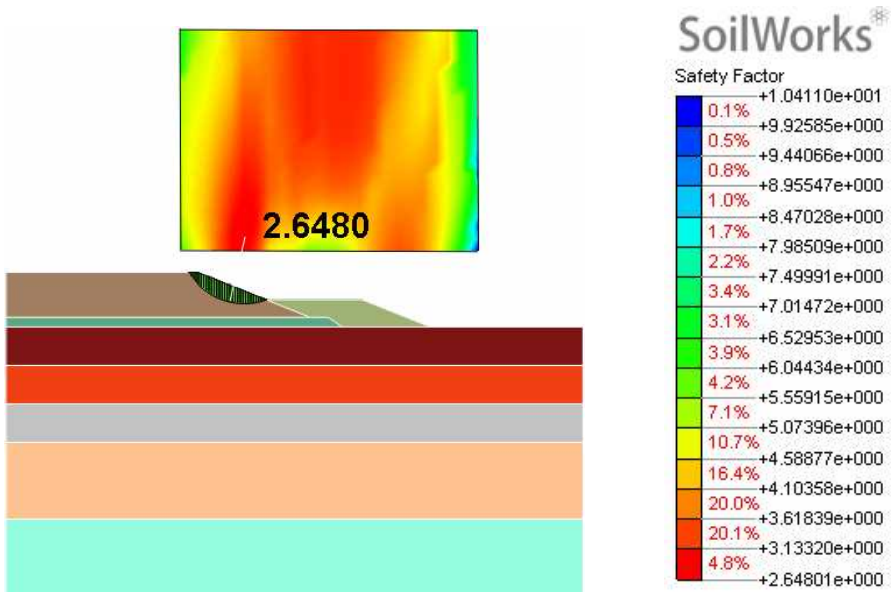


(c) 지진 시

그림 4.13 매립지 2공구 안정성 검토결과 - 압성토 10m

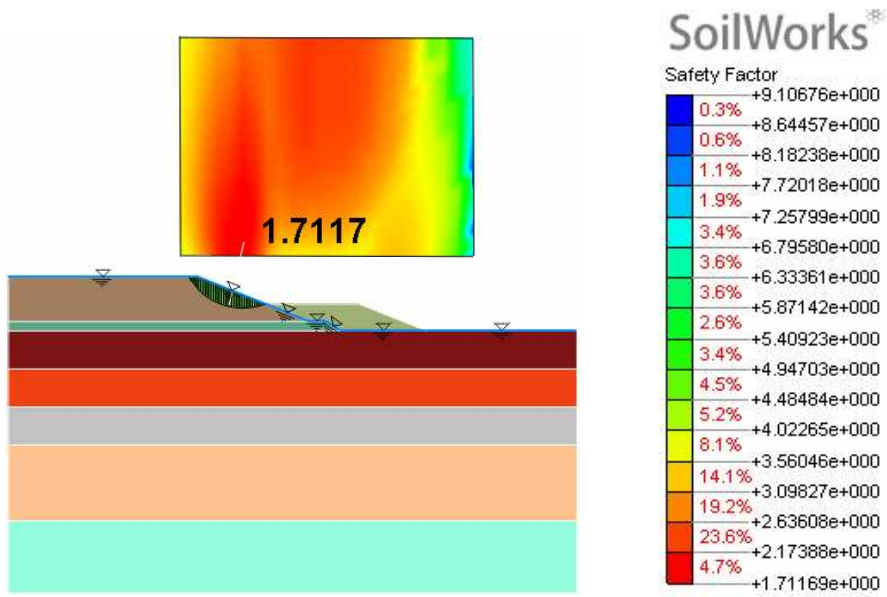
4.6.2 압성토 15m 보강

그림 4.14는 압성토 15m 보강 시 성토사면의 안정성 검토를 나타낸 것이다. 보강 후 사면의 안전율은 건기 시 1.46에서 2.64, 지진 시 0.77에서 1.35로 상회되는 것을 확인하였으며, 압성토 10m 보강과 큰 차이를 보이지 않았다. 마찬가지로 압성토 적용 시 사면 하부 연약지반의 깊은 파괴에 대한 파괴영역이 완화된 것으로 확인할 수 있다.

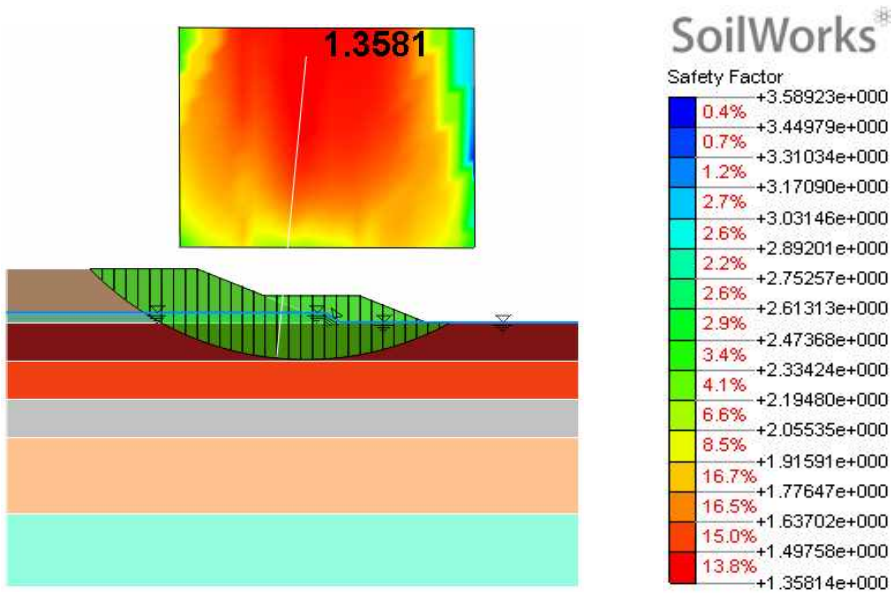


(a) 건기 시

그림 4.14 매립지 3공구 안정성 검토결과 - 압성토 15m(계속)



(b) 우기 시



(c) 지진 시

그림 4.14 매립지 3공구 안정성 검토결과 - 압성토 15m

표 4.7 매립지 3공구의 압성토 보강에 따른 사면안정해석 결과

| 구 분 | 기준안전율 | | 지하수위 | 경토 안전율 | 결 과 | 비 고 |
|---------------|-------|-----|--------|--------|-----|-----|
| 압성토 10m 보강 | 건기 시 | 1.5 | 수위 미고려 | 2.70 | 안전 | |
| | 우기 시 | 1.3 | 수위 고려 | 1.79 | 안전 | |
| | 지진 시 | 1.1 | 수위 고려 | 1.30 | 안전 | |
| 압성토 15m 보강 | 건기 시 | 1.5 | 수위 미고려 | 2.64 | 안전 | |
| | 우기 시 | 1.3 | 수위 고려 | 1.71 | 안전 | |
| | 지진 시 | 1.1 | 수위 고려 | 1.35 | 안전 | |

제 5 장 결 론

본 연구에서는 개정된 내진설계기준을 반영한 폐기물매립시설의 내진설계 기준에 따른 기존 매립지의 내진 안정성을 확인하고자 실내 실험과 수치해석을 통한 안정성 검토를 수행하고자 하였다.

개정된 매립시설의 내진설계 기준에 맞는 1차원 지반응답해석와 지진재해도에 따른 설계 지진하중을 고려하여 수치해석을 수행하고자 하였으며, 수치 해석상 보강 효과에 대한 안정성 검토 결과는 실내 실험을 통한 각 입력 지진파별 증폭비를 통하여 그 경향성을 확인하고자 하였다. 본 연구를 통해 도출된 결론은 다음과 같다.

1. 1g 진동대를 활용한 가속도계 매설 깊이별 PGA 분석결과, 10m와 15m 보강 시 무 보강 대비 지진파의 증폭률이 낮게 나타나며, 특히 15m 보강 시에는 10m 보강 대비 지진파의 증폭이 더욱 감소하였다. 이는 모형지반의 상부에 위치하는 ACC9, ACC8, ACC5번이 압성토의 영향을 받아 상재하중에 의한 지반 내 구속응력의 증가로 인한 원인으로 판단되며, ACC 9번의 경우 압성토 보강으로 인한 수평 응력의 감소로 가속도 증폭이 감소함을 확인할 수 있다.
2. 수평 방향으로의 지진파별 PGA 분석을 통해, 지반의 하부에서는 지진파의 큰 증폭이 발생하지 않음을 확인하였다. 이는 입력된 지진동이 예상대로 효과적으로 전달되었다는 것을 의미한다. 또한, 사면 중심부에서의 분석 결과, 보강을 진행할수록 지진파의 증폭률이 감소하는 현상을 확인하였다. 이는 성토재의 보강이 지진파의 증폭을 효과적으로 줄여 지반구조물의 안정성을 증진시키는 역할을 하는 것으로 판단된다.
3. 실내 실험 결과에 따른 SA결괏값 분석 결과, 하부대비 상부에서의 SA증폭비는 Ofunato지진파의 경우 무 보강 시 31.10%, 압성토 15m 보강에서 27.37%, Hachinohe지진파에서 무 보강 시 37.45%, 압성토 15m 보강에서 28.00%, 경주지진파에서 무 보강 시 39.19%, 압성토 15m 보강에서 29.54%, 인공지진파

에서 무 보강 시 43.61%, 압성토 15m 보강에서 22.61%의 경향을 보였다. 4개 지진파에서 전체적으로 최소 3.7% ~ 최대 21.0%의 가속도 증폭 감소를 확인하였다.

4. 각 입력 지진파에 따른 실내 실험과 1차원지반응답해석의 SA결괏값 분석 결과, 보강 전 최소 2.47% ~ 최대 8.17%의 오차율을 보였으며, 보강 후 최소 3.48% ~ 최대 11.12%의 오차율을 보였다. 실내 실험의 경우 축소모형 사면이 존재하기에 수평모형지반에 대한 검증을 수행하는 1차원 해석과 일부 차이가 있을 수 있으나, 전반적으로 낮은 오차율을 확인할 수 있었다.

5. 매립지 1, 2, 3공구에 대한 사면안정해석의 경우 1차원 지반응답해석을 이용하여 도출된 수평 지진계수를 반영하였으며 해석결과, 매립지, 1, 2공구에서는 사면에 대한 안정성이 확보되었으며, 매립지 3공구의 경우 기준안전율 미달의 결과를 확인하였다. 이는 개정된 내진설계 기준에 따라 1차원 지반응답해석의 수평지진계수가 행정구역상의 수평지진계수보다 더 보수적인 수치로 인한 결과로, 매립지 3공구의 보강이 필요한 것으로 확인되었다.

6. 매립지 3공구의 압성토 보강에 따른 수치해석 검증 결과, 압성토 10m, 15m 보강 시 기준안전율을 모두 상회하는 결과를 확인하였다. 보강 후 사면의 안전율은 건기 시 1.46에서 2.64, 지진 시 0.77에서 1.35로 상회되는 것을 확인하였으며, 압성토 10m 보강과 큰 차이를 보이지 않았다. 마찬가지로 압성토 적용 시 사면 하부 연약지반의 깊은 파괴에 대한 파괴영역이 완화된 것으로 확인할 수 있다.

참 고 문 헌

1. 건설연구원, 2023, 건설공사 표준품셈.
2. 국토교통부, 2021, 국토건설공사 설계실무요령.
3. 김낙주, 서용찬, 최원규, 1997, "비위생 쓰레기 매립지의 복구를 위한 기초 조사 연구", 한국 폐기물 학회지, 제 14권, 제 1호, pp.115~102.
4. 김영목, 이상용, 김만구, 신승철, 1993, "폐기물 매립지반에 대한 동다짐공법 적용 평가", 대한 토목학회논문집, 제 13권, 제 5호, pp.209~202.
5. 김영목, 2000, "매립 쓰레기 및 선별토사의 토질시험 평가 연구 보고서", 국립대 전산업대학교 토목공학과 지반공학연구실.
6. 김용진, 이동훈, 1996, "굴착 폐기물의 물리·화학적 특성에 관한 사례 연구", 한국 폐기물학회지, 제 13권, 제 5호, pp.691~698.
7. 김호연(2019), "지반의 동적 모형 시험을 위한 강성토조, 연성토조의 경계조건 영향 분석", 조선대학교 석사학위논문.
8. 남궁완, 최정영, 황의영, 1995, "폐기를 매립지 굴착토양의 재활용을 위한 타당성 조사 연구", 한국 폐기물학회지, 제 12권, 제 5호, pp.638~644.
9. 박종철, 장용채, 2014, "도로 성토 지반의 전단파괴에 따른 압성토 적용 범위", 한국지반신소재학회 학술발표회, pp.85~88.
10. 박현일, 2000, "쓰레기 매립지 침하 특성에 관한 연구", 한국과학기술원, 박사학위논문.
11. 박현일, 이승래, 2000, "기존 침하모델들에 근거한 쓰레기 매립지 장기침하 예측", 한국지반공학회 논문집, 제 16권, 제 2호, pp.41~50.
12. 박현일, 이승래, 2004, "쓰레기 매립지 침하유형에 따른 침하모델들의 적용성 평가", 대한토목학회 논문집, 제 24권, 제 5C호, pp.289~296.
13. 박현일, 이승래, 고광훈, 1998, "분해가 고려된 매립지의 장기침하 거동", 한국지반공학회지, 제 14권, 제 1호, pp.5~14.
14. 박현일, 이승래, 라일웅, 성상열, 1997, "난지도 쓰레기 매립지의 침하 특성", 한국지반공학회 논문집, 제 13권, 제2호, pp.65~75.
15. 백원진, 2007, "탄-점성 압밀이론에 의한 버티칼 드레인 타설 지반의 잔류침하 예측(1)-이론의 적용성 검증-", 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 제 6호, pp.85

~95.

16. 백원진, 이강일, 김우진, 2007, “탄-점성 압밀이론에 의한 버티칼드레인 타설지반의 잔류침하 예측(2)-현장조건에의 적용성”, 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 제 4호, pp.69~77.
17. 수도권매립지관리공사, 2005, 폐기물 매립기술 기반연구, 635p.
18. 오희주, 2008, “강우시 침투영향을 고려한 사면안정해석에 관한 연구”, 조선대학교 일반대학원, 석사학위논문.
19. 신정, 2023, 강우침투를 고려한 저수지 사면의 안정성평가 및 보강방법에 관한 연구, 조선대학교 박사학위논문.
20. 윤석표, 윤범한, 1997, 비위생 매립지의 굴착, 선별, 재활용에 관한 사례 연구”, 한국 폐기물학회지, 제 19권, 제 6호, pp.541~547.
21. 이광남, 2023, 저유동성 몰탈주입공법을 이용한 항만 방파제 하부 연약지반의 내진보강 향상에 관한 연구, 조선대학교 박사학위논문.
22. 이남훈, 윤석표, 김철중, 1995, “폐기를 매립지 재사용을 위한 매립폐기물의 물리화학적 특성에 관한 기초 연구”, 한국 폐기물학회지, 제 12권, 제 5호, pp.525~533.
23. 이홍길, 오영인, 2010, “사용종료 폐기물 매립장의 멤브레인 차수시스템 안정성 평가”, 한국토목섬유학회 논문집, 제 9권, 제 1호, pp.39~46.
24. 정하익, 김상근, 류권, 이용수, 2001 “불법 매립폐기물에서 선별된 토사의 지반 환경공학적 특성 분석”, 한국지반공학회논문집, pp.605~610.
25. 천병식, 장연수, 오성진, 권용완, 1996, “단순투기로 조성된 쓰레기 매립장의 재활용을 위한 지반공학적 조사연구”, 대한토목학회학술발표회, pp.313~316.
26. 한국지반공학회, 2018, 기초물 기초설계기준 해설.
27. Baek, W. J., Moriwaki, T., Sasaki, Y., 2006, “Numerical analysis on consolidation of clayey ground improved by vertical drain system based on 3-D Elasto-Viscous model”, Soils and Foundations, Vol.46, No.2, pp.159~172.
28. Bjarngard, A., and Edgers, L., 1990, “Settlement of Municipal Solid Waste Landfills”, The thirteenth Annual Madison Waste Conference, September, pp.192~205.
29. Chowdury, R. N., 1978, “Slope analysis. Developments in geotechnical engineering”, Vol. 22, Amsterdam, Oxford, New York: Elsevier. pp.423.

30. Edil, T. B., Ranguette, V. J., and Wuellner, W. W., 1990, "Settlement of Municipal Refuse", *Geotechnics of Waste Fills—Theory and Practice: ASTM STP 1070*, ASTM, Philadelphia, pp.225~239.
31. Landva, A. O. and Clark, J. I., 1970, "Geotechnics of Waste Fill", *Geotechnics of Waste Fill—Theory and Practice*, ASTM STP 1070. ASTM. Philadelphia, pp.86~106.
32. Morris, D. V and Woods, C. E., 1990, "Settlement and Engineering Considerations in Landfill Final Cover Design", *Geotechnics of Waste Fills—Theory and Practice*, ASTM STP 1070. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.9~21.
33. Rao, S. K., Moulton, L. K., and Seals, R. K. 1977, "Settlement of Refuse Landfill", *Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials*, Ann Arbor, Mich., pp.574~599.
34. Sowers, G. F., 1973, "Settlement of Waste Disposal Fills," *Proceedings, The Eight International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, pp.27~210.
35. Taylor, 1948, *Fundamentals of Soil Mechanics*.
36. Yen, B. C., and Scanlon, B., 1975, "Sanitary Landfill Settlement Rates", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, No. 5, pp.475~487.