



저작자표시-비영리 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 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](#) 

2023년 2월

박사학위논문

저유동성 몰탈주입공법을 이용한
항만 방파제 하부 연약지반의
내진보강 향상에 관한 연구

조선대학교 대학원

토목공학과

이광남

저유동성 몰탈주입공법을 이용한
항만 방파제 하부 연약지반의
내진보강 향상에 관한 연구

**A Study on the Seismic Enhancement of Soft Ground under the
Port Breakwater Using Low Flow Mortar Injection Method**

2023년 2월 24일

조선대학교 대학원

토목공학과

이광남

저유동성 몰탈주입공법을 이용한
항만 방파제 하부 연약지반의
내진보강 향상에 관한 연구

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2022년 10월

조선대학교 대학원

토 목 공 학 과

이 광 남

이광남의 박사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 이 희 영 (인)

위 원 조선이공대학교 교수 박 경 호 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2023년 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	6
제 2 장 이론적 배경	7
2.1 개요	7
2.1.1 항만의 기능	7
2.1.2 항만의 구분	7
2.2 해안 방파제	9
2.2.1 방파제의 목적	9
2.2.2 방파제의 종류 및 분류	9
2.2.3 사석식 방파제	12
2.2.4 케이슨식 방파제	14
2.3 방파제 구조물의 내진설계기준	15
2.3.1 국내 내진설계기준	15
2.3.2 방파제 시설물의 안정성	20
2.3.3 설계 지반운동 수준의 결정	21
2.4 방파제 구조물의 내진해석	22
2.4.1 1차원 지반증폭 해석	22

2.4.2 전달함수의 결정	23
2.4.3 응력-변형률 관계	25
2.5 내진보강공법	29
2.5.1 개요	29
2.5.2 저유동성 몰탈주입 공법 개요	30
2.5.3 저유동성 몰탈주입 공법 설계 방법	31
2.5.4 주입량 및 주입률	32
제 3 장 현장실험 및 결과	34
3.1 개요	34
3.2 연구대상지역	34
3.3 연구대상 지역의 지반조사	35
3.3.1 다운홀테스트(S-PS 검증)	35
3.3.2 토모그래피 탐사	40
3.4 저유동성 몰탈주입공법을 적용한 내진보강 설계	44
3.4.1 주입방식 및 주입순서	44
3.4.2 내진보강 검증	48
3.5 지반조사 결과	49
3.5.1 다운홀 테스트 결과	49
3.5.2 토모그래피 탐사 결과	58
3.6 저유동성 몰탈주입공법 검증을 실내시험	61
제 4 장 수치해석 및 결과	63
4.1 개요	63
4.2 1차원 등가선형해석	63

4.2.1 입력 데이터	63
4.2.2 보강 전 내진성능평가	65
4.2.3 보강 후 내진성능평가	68
4.2.4 내진 보강 후 안전성 분석	71
4.3 시간이력 해석법	72
4.3.1 개요	72
4.3.2 입력데이터	73
4.3.3 모델링	76
4.3.4 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얕은구간	78
4.3.5 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얕은구간	83
4.3.6 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간	88
4.3.7 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간	93
4.3.8 시간이력해석에 따른 지반가속도 분석	98
4.3.9 시간이력해석에 따른 변위 분석	100
제 5 장 결 론	102
참고문헌	104

표 목 차

표 2.1 무역항(31개항)	7
표 2.2 연안항(32개항)	8
표 2.3 항만시설현황	8
표 2.4 내진성능 수준에 따른 내진등급 기준	17
표 2.5 지진구역의 구분	17
표 2.6 지진지반운동에 따른 지진구역 계수	17
표 2.7 지진구역의 구분	17
표 2.8 지반특성에 따른 지반분류	18
표 2.9 지진구역 및 지반종류별 CA,CV의 값	18
표 2.10 공용의 관점에서 본 안벽 변형량 추정치	21
표 2.11 기능상의 관점에서 본 안벽 변형량 상한 추정치	21
표 2.12 장주기, 단주기 지진기록	29
표 2.13 내진보강공법 비교	31
표 2.14 지반개량체 설계법 비교	31
표 2.15 개량체의 설계기준 강도	32
표 3.1 화성암과 변성암의 풍화도 및 파쇄도에 따른 P파 속도	38
표 3.2 탄성과파속도에 따른 암석의 분류	38
표 3.3 지반분류체계	39
표 3.4 시공 전 다운홀 테스트 결과	54
표 3.5 시공 후 다운홀 테스트 결과	55
표 3.6 시공 전·후 탄성과 시험비교	56
표 3.7 전단파속도에 따른 암질의 분류	57
표 3.8 시공 전·후의 전단파속도 비교	57
표 3.9 실내강도시험 및 회수율 결과	61
표 4.1 재료의 강도 정수	63
표 4.2 원지반 설계정수	64
표 4.3 복합지반 설계정수	64
표 4.4 해석케이스	64

표 4.5 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 전	66
표 4.6 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 후	69
표 4.7 시간이력해석을 위한 동적 물성값	74
표 4.8 시간이력해석 해석케이스	77
표 4.9 시간이력해석에 따른 지반가속도 결괏값	98
표 4.10 시간이력해석에 따른 변위 결괏값	100

그림 목 차

그림 2.1 방파제의 종류	10
그림 2.2 방파제의 분류	11
그림 2.3 표준설계응답스펙트럼	19
그림 2.4 우리나라 지진지반운동에 대한 지진재해도	19
그림 2.5 지진의 지반증폭현상	22
그림 2.6 여러 지층을 갖는 지반에서의 지진파의 전달과 반사	23
그림 2.7 반복 하중을 받는 흙의 거동 곡선	25
그림 2.8 전단변형률에 따른 전단 탄성계수와 감쇠비	27
그림 2.9 지반증폭 현상의 입력 변수	28
그림 2.10 자유동성 몰탈주입 공법 모식도	33
그림 3.1 현장대상지반	34
그림 3.2 다운홀 테스트	36
그림 3.3 주시곡선 및 구간속도 산출 방법	37
그림 3.4 P-S 지반조사 위치도	39
그림 3.5 다운홀 테스트 전경	40
그림 3.6 토모그래피 주시역해 개념 및 반복 역산 흐름도	42
그림 3.7 직선파선경로 및 속도 분포 단면	42
그림 3.8 토모그래피 조사 전경	43
그림 3.9 자유동성 몰탈주입 공법 모식도	44
그림 3.10 자유동성 몰탈주입 공법 주입 단면도	46
그림 3.11 자유동성 몰탈주입 공법 주입 종·평면도	47
그림 3.12 시추조사 전경	48
그림 3.13 다운홀 테스트 결과 - 주시곡선	50
그림 3.14 다운홀 테스트 결과 - 속도(m/s)	51
그림 3.15 다운홀 테스트 결과 - 동적물성치(MPa)	52
그림 3.16 다운홀 테스트 결과 - 동포아송비	53
그림 3.17 토모그래피 탐사결과 (Site-1)	58
그림 3.18 토모그래피 탐사결과 (Site-2)	59

그림 3.19 일축압축강도 및 회수율 결과	61
그림 3.20 일축압축강도 시험전경	62
그림 4.1 보강 전 검토 단면	65
그림 4.2 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 전 얇은구간	66
그림 4.3 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 전 깊은구간	67
그림 4.4 보강 후 검토 단면	68
그림 4.5 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 후 얇은구간	69
그림 4.6 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 후 깊은구간	70
그림 4.7 방파제 구간 원호활동 검토 결과 분석	71
그림 4.8 모델링 Flow	72
그림 4.9 입력지진파	75
그림 4.10 모델링	76
그림 4.11 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/장주기파	78
그림 4.12 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/단주기파	79
그림 4.13 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/인공지진파	80
그림 4.14 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/경주지진파	81
그림 4.15 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/포항지진파	82
그림 4.16 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/장주기파	83
그림 4.17 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/단주기파	84
그림 4.18 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/인공지진파	85
그림 4.19 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/경주지진파	86
그림 4.20 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/포항지진파	87
그림 4.21 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/장주기파	88
그림 4.22 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/단주기파	89
그림 4.23 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/인공지진파	90
그림 4.24 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/경주지진파	91
그림 4.25 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/포항지진파	92
그림 4.26 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/장주기파	93
그림 4.27 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/단주기파	94
그림 4.28 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/인공지진파	95
그림 4.29 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/경주지진파	96

그림 4.30 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/포항지진파 97
그림 4.31 시간이력해석에 따른 지반가속도 결과값 99
그림 4.32 시간이력해석에 따른 변위 결과값 101

ABSTRACT

A Study on the Seismic Enhancement of Soft Ground under the Port Breakwater Using Low Flow Mortar Injection Method

Lee, Gwang Nam,

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

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

After the Kobe earthquake in Japan in 1995, the criteria for reinforcing earthquake-resistant design standards for 10 major facilities were implemented, and the earthquake-resistant size of the facilities was raised from 4.5-5 to 5-7. However, there are many differences in the general characteristics of domestic ground and earthquake-resistant design standards, so there is an urgent need for an earthquake-resistant design method suitable for general ground characteristics in Korea. In addition, design technologies are being developed and established based on many trials and errors due to the short history of earthquake-resistant design in Korea, and there are still many problems to improve for each detailed item of earthquake-resistant design.

Therefore, in this study, a one-dimensional response analysis was performed using an elastic wave test using an on-site test inspection layer when designing a breakwater in ○○Port, and a similar static analysis of slope stability and structure stability was performed. However, in equivalent analysis, the effect of an earthquake is expressed by a single value, the mean (equivalent) earthquake coefficient obtained by inverse and engineering judgment, so there are limitations in the temporal displacement and nonlinear analysis that occur during an earthquake. To compensate for this, this study attempted to confirm the

stability of seismic reinforcement and displacement of breakwater through the elastic wave test after reinforcement by directly performing the pre-elastic wave test and post-elastic wave test.

In addition, the ground reinforcement applied with the C.G.S method was performed, and the compressive strength was confirmed by boring the test hole (TCR>80%) according to the specification standard. However, since the above method does not reflect all of the seismic reinforcement verification, the results were confirmed using the downhole test and tomography. The ground acceleration measured after reinforcement was obtained through an elastic wave test, and one-dimensional response analysis and similar static analysis were performed to compare and analyze the results before and after reinforcement.

As a result of the experiment, in the case of the downhole test, the average shear wave speed of the ground for a depth of 28.0m in holes BH-1 and 2 increased from 229m/s to 288m/s, and the average shear wave speed of the ground for a depth of 30.0m tended to increase from 224m/s to 282m/s. This is judged to be the result of the increase in the rigidity of the ground after reinforcement.

As a result of the tomography survey, the soft ground V_s of Site 1 sample increased from 113 m/s to 214 m/s, and the V_s of Site 2 sample increased from 120 m/s to 224 m/s. This is a value that satisfies the V_s value of 180m/s to 360m/s in the classification of rock according to the shear wave velocity, and it can be seen that the rigidity of the ground after seismic reinforcement is reinforced with hard soil.

As a result of reviewing the destruction of arc activity of breakwaters through isometric analysis, the safety rate tends to increase by at least 0.6~1.1 inside and outside the shallow and deep foundations. This shows that the reinforcement of the seismic design by applying the C.G.S method satisfies the standard safety rate.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근에는 대한민국도 지진의 안전지대라고 할 수 없을 정도로 많은 지진이 발생하였는데, 기상청에 따르면 가장 규모가 컸던 지진은 2016년 9월 12일 경북 경주시 남서쪽 8.7km에서 발생한 규모 5.8의 지진이다. 해안인근 지진의 경우 2021년 12월 14일 오후 5시 19분 제주 서귀포시 인근 해역에서 일어난 규모 4.9의 지진은 국내 기상관측이 시작된 이후 한반도에서 발생한 지진 중 11번째로 큰 규모이다. 2017년 11월 15일 경북 포항시 북구 북쪽 8km 지역에서 일어난 규모 5.4의 지진이 그 뒤를 잇는다. 경주 지진강도인 4.9의 지진은 2013년 5월 백령도 남쪽 해역, 2013년 4월 전남 신안군 흑산면 북서쪽 해역, 그보다 앞서 2003년 3월 전남 신안군 흑산면 서북서쪽 해역, 1994년 7월 전남 신안군 흑산면 서북서쪽 해역 등에서 총 4차례 발생했다.

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

또한, 국내 내진설계 역사가 오래되지 않아 많은 시행착오를 바탕으로 설계기술이 발전하고 정립되어 나가고 있는 실정이고, 아직도 내진설계 세부항목별로 개선해야 할 문제점이 많다. 기존의 해안 방파제의 내진설계의 경우 지반보강 후 회수율과 일축압축강도에 대한 결괏값 만으로 그 보강효과를 확인하였으나, 회수율이 80%미만인 곳에 대해서는 그 보강효과를 검증하는데 한계가 있다. 또한 보강재의 주입효과를 명확히 판단할 수 있는 방법이 없는 것이 그 문제이다.

개정된 내진 설계기준에서는 방파제의 원호활동과피에 대한 안정성 검토가 새롭게 추가되었으며, 이에 연구에서는 개정된 내진설계 기준과 추가적인 현장실험을 통한 연약지의 내진보강향상에 대하여 확인하고자 하였다.

본 연구에서는 저유동성 몰탈주입 공법을 적용한 연약지반의 지반보강을 수행하고 보강확인 방법은 지방서 기준에 따라 시험공을 보링(TCR>80%)하여 압축강도를 확인하였다. 회수율과 그에 따른 일축압축강도시험 만으로는 지반의 보강효과에 대한 검증이 불명확하다 판단하여 다운홀 테스트를 이용한 탄성과 탐사를 결과를 확인하였고, 토모그래피를 이용한 탄성과측정을 통하여 보강 전·후의 지반의 분포와 동적 물성값을 확인하고자 하였다.

현장시험결과 검증을 위한 수치해석에서는 원호활동과괴에 대한 안정성 검토를 수행하였으며, 추가로 지반의 동적거동특성을 비교·분석 하였다. 지반의 동적 거동 특성은 대표적인 장주기파, 단주기파, 인공지진파를 적용하였으며, 경주와 포항지진대 관측되었던 지진파를 적용하여 총 5개의 입력지진파에 따른 지반의 동적 거동 특성을 확인하였다.

1.2 국내·외 연구동향

지진에 대한 연구의 시작은 지진 시 지반의 흔들림의 정도를 나타내는 것으로 시작되었다. 지진의 크기를 분류하기 위해서 처음으로 지표상에서 지진에 의해 흔들리는 정도를 인간이나, 물체가 감지한 정도에 따라 정수로 나타낸 진도를 사용하였다. Richter(1956)는 지진의 크기를 지진규모로 정의하였고, Gutenberg and Richter(1956)가 표면파 지진규모를 제안하였다. Kanamori(1977)는 지진의 모멘트 규모를 제안하였으며, Gutenberg and Richter(1956)는 지진의 세기를 표면파 규모를 이용하여 각각 지진규모에 따른 에너지를 구하는 식을 제안하였다. 또한, Hudson(1979)은 지진계가 관측한 가속도 시간이력을 이용하여 지진파의 에너지와 관측된 가속도에 대한 연구를 수행하였으며, Tajima(1960)는 통계적 방법을 통한 지진파의 응답스펙트럼에 대한 연구를 수행하였다. Joyner and Boore(1982)는 지진파의 응답스펙트럼을 예측하는 방법에 대한 연구를 수행하였다.

이후 Iai(1989)는 지반-구조물-유체시스템의 평형방정식, 구성법칙, 그리고 변위와 변형률 관계 등의 기본방정식을 이용하여 이 시스템에 대한 1g 진동대 모형 실험을 위한 상사법칙에 대한 이론식을 제안하였고, Ghal and Arzadehetal(1997)은 중력식 안벽구조물의 지진진동에 대한 파괴양상을 미끄러짐 파괴, 회전파괴, 전도파괴의 3가지 형태로 규정하고, 파괴는 한 가지 형태가 아닌 복합적인 형태로 일어나고 있음을 연구하였다.

국내의 경우 해양수산부(2001)에서 국내·외의 방파제에 대한 피해사례를 조사하여 피해 형태와 피해 양상을 분석하였다. 이 후 연계된 해양수산부(2002)의 연구에서는 내습파의 형태 즉, 규칙파 및 불규칙파에 따른 방파제 두부구간 피복재의 안정성과 내습파의 주기에 따른 피복재의 안정성을 실험적으로 분석하였다. 한편, 세굴과 관련된 안정성에 관한 연구도 병행되어 왔으며, 사석 방파제의 제두부에서의 세굴특성은 Fredsoe and Sumer(1979)에 의해 실험적으로 연구된 바 있다.

손병규 등(2001)은 사석방파제의 합리적인 설계를 위해 안정성 평가 시 불확실한 요인으로 남아있는 방향성 효과를 분석하여 파괴모드별 안정성에 대한 연구를 수행하였고, 박인준 등(2006)이 지반 및 구조물의 내진성능에 대한 다양한 고찰을 위하여 2차원 및 3차원 전응력 해석으로 변위와 응력을 분석하였으며, 이국현(2006)

은 국내의 적용사례 분석을 통한 D.C.M기초의 개량효과에 대해 연구를 수행하였다.

진동대실험을 이용한 해안지역의 연구로 황성춘(2005)은 진동대실험을 이용하여 장주기파(Hachinohe)지진 및 ElCentro지진의 2가지 설계 지진파를 이용하여 진동대 지반 최대 가속도에 0.3~0.9g 까지 적용하여 콘크리트 댐의 구조적 안정성을 판단하였다. 전남수 등(2006)은 여러 가지 토목구조물에 대하여 다양한 축소비율로 진동대 실험결과, 전산해석을 실시하여 1:50 이하인 상사단면이 실제 현장에서의 거동을 모사하는데, 더 높은 신뢰성을 제공하는 것으로 판단하였다.

해안구조물의 침하에 대한 연구로는 안인성과 박상길(2008)이 파랑하중을 받는 굴착치환 사석경사식 방파제의 침하량 산정과 설계 적용성에 대한 연구를 수행하였고, 강현희(2008)는 진동대 실험을 통해 모형토조의 동적거동 특성의 결과를 강널말뚝 인발에 따른 진동 침하의 분석으로 진동의 적용 시간에 따른 지반의 침하량을 예측하였다. 이중구(2008)는 파랑에 의한 직립방파제의 거동특성에 관하여 연구하였고, 신은철 등(2009)은 실내 진동시 실험을 이용한 해안매립지반의 동적 특성 평가에 대한 연구를 수행하였다.

이운현(2011)과 김동훈(2012)은 진동대를 활용한 해안구조물의 기초지반거동과 내진안정성에 관한 연구를 수행한바 있고, 김태진(2013)이 모형실험과 수치해석에 의한 방파제의 내진 성능평가에 대한 연구를 수행하였다. 서중환(2013)과 임창규(2013), 정진호 등(2014)이 파랑하중 및 지진규모에 따른 고려한 사석식 경사제와 방파제의 내진특성에 관한 연구를 진행하였으며, 김설호(2018)는 원심모형실험과 진동대 실험을 통한 직립식 방파제의 내진안정성 검토에 대한 연구를 수행하였다.

최근에는 최진규(2019)가 직립식 방파제 성능기반 내진설계 개발을 위한 기초연구를 수행하였으며, 남승현(2020)은 원심모형실험을 통한 방파제 내진안정성에 대한 연구를 수행하였는데 두 연구 모두 D.C.M공법을 적용한 결과를 비교·분석 하였다. 정승찬(2020)은 유효응력을 고려한 동해석에 의한 직립식 방파제의 동적 거동 특성에 대하여 분석하였고, 원심모형실험을 이용한 해안구조물 내진안정성에 대한 연구로는 김영준 등(2021)은 동적원심모형 시험을 이용한 지진 시 방파제의 내진 안정성 검토에 대한 연구를 수행하였다.

이와 같이 항만구조물의 내진설계에 대한 연구는 여러분야에서 수행되었으나, 대부분의 수행된 연구는 “항만 및 어항설계기준(2019 해양수산부)”이 개정되기 이전

에 연구한 내용으로, 본 연구에서는 개정된 내진설계 기준을 적용하여 연구하였다. 또한, 기존 저유동성 몰탈주입 공법 적용 후 그라우팅 확인방법으로 시추조사를 통한 회수율 80%를 이용하여 적용성을 확인하였으나, 현장여건, 현장상황 등으로 회수율이 불확실한 경우가 많아 문제점이 지속적으로 발생하고 있다.

따라서, 본 연구에서는 저유동성 몰탈주입 공법 적용 후 그라우팅 확인방법으로 시추조사를 통한 회수율 및 개량체의 압축강도를 분석하였으며, 추가적으로 다운홀 테스트 및 토모그래피로 탄성계수를 확인하여 지진에 대한 1차원 응답해석 및 유사정적해석을 수행하여 보강 전·후의 결괏값을 비교·분석함으로써 그라우팅에 대한 확인방법을 제시하였다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구는 과거 2000년도 이전에 내진설계기준이 적용되지 않은 항만구조물인 전남 해남군 OO항 일원에 설치된 방파제에 대하여 내진보강을 하고자 항만 및 어항의 내진설계기준에 따라 유사정적해석으로 내진보강을 실시하였다.

기존 자유동성 몰탈주입 공법 적용 후 그라우팅 보강에 대한 확인은 시추조사를 통한 회수율, 개량체의 압축강도만을 통해 확인하였으나, 현장조건, 현장상황에 따라 불확실성이 많은 방법으로 문제가 되어 왔다. 따라서 본 연구에서는 자유동성 몰탈주입 공법 시공전 탄성파시험과 시공후 탄성파시험을 수행하여 지진보강의 안정성 및 방파제의 변위 등을 동적해석인 시간이력해석으로 확인하였다.

본 연구에서 수행된 연구방법 및 내용은 다음과 같다.

- (1) 전라남도 해남군 해안방파제 구조물에 대하여 내진보강 전·후 지반의 내부 변화를 다운홀 테스트와 토모그래피 탐사를 통해 동적물성치를 비교·분석하였다.
- (2) 자유동성 몰탈주입 공법으로 보강한 후 회수율 80%이상인 공시체에 대하여 일축압축강도시험을 수행하고, 탄성파탐사 데이터와 비교하여 결괏값을 확인하였다.
- (3) 자유동성 몰탈주입 공법 보강확인에 따른 등가정적해석을 수행하여 원호활동 파괴에 대한 안정성을 확인하고, 시간이력해석법을 도입하여 시간변화에 따른 지반의 동적 거동특성(지반가속도, 변위 등)을 확인하였다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 개요

2.1.1 항만의 기능

대한민국에서 항만은 항만법 제 2조에 의하여 선박의 출입, 사람의 승선·하선, 화물의 하역·보관 및 처리, 해양친수활동 등을 위한 시설과 화물의 조립·가공·포장·제조 등 부가가치 창출을 위한 시설로 갖추어진 곳으로서 기능별로 국민경제와 공공의 이해에 밀접한 관계가 있다.

2.1.2 항만의 구분

항만은 주로 외항선이 입항·출항하는 “무역항”과 국내항 간을 운항하는 선박의 입항·출항하는 “연안항”으로 구분하고 있으며, 항만관리청으로 구분하면 국가안보 또는 영해관리에 중요하거나 기상 악화시 선박대피가 가능한 “국가관리항만”과, 지역산업 화물처리, 여객의 수송, 관광산업 활성화를 지원하는 “지방관리항만”으로 구분한다.

다음 표 2.1~2.3은 국내 항만시설의 구분을 나타낸 것이다.

표 2.1 무역항(31개항)

구 분	항 명
국가관리 (14)	목포항, 여수항, 광양항, 경인항, 인천항, 평택·당진항, 대산항, 장항항, 군산항, 마산항, 부산항, 울산항, 포항항, 동해·묵호항
지방관리 (17)	서울항, 태안항, 보령항, 완도항, 제주항, 서귀포항, 하동항, 삼천포항, 통영항, 장승포항, 옥포항, 고현항, 진해항, 호산항, 삼척항, 옥계항, 속초항

표 2.2 연안항(31개항)

구 분	항 명
국가관리 (12개)	흑산도항, 가거항리항, 거문도항, 용기포항, 연평도항, 격렬비열도항, 상왕등도항, 국도항, 후포항, 울릉항, 추자항, 화순항,
지방관리 (19개)	송공항, 흥도항, 진도항, 땅끝항, 화흥포항, 강진항, 녹동신항, 나로도항, 대천항, 마량진항, 진촌항, 중화항, 부산남항, 구룡포항, 강구항, 주문진항, 애월항, 한림항, 성산포항

표 2.3 항만시설현황(해양수산부, 2021)

구 분	항만별 시설현황						
	안벽 (m)	방파제 (m)	잔교 (기)	소형선부두 (m)	상옥 (동)	창고 (동)	야적장 (천㎡)
전 체	195,538	87,298	199	73,963	32	126	18,552
무역항	187,845	63,974	174	54,291	32	124	18,299
연안항	7,693	23,324	25	19,672	-	2	253

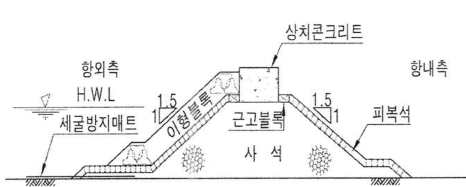
2.2 해안 방파제

2.2.1 방파제의 목적

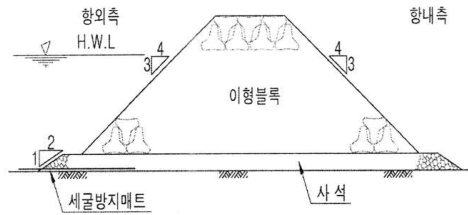
외해로부터의 파랑을 외해로부터의 파랑을 막아서 내항을 보호하는 구조물로 인공항에는 보통 방파제가 필요하다. 최근에는 이러한 방파제에 친수 및 친환경기능을 도입하여 다목적 다기능시설로 설계를 하는데, 각각의 기능 및 복합적기능을 발휘할 수 있도록 하며, 방파제의 구조형식 및 다기능성 등 특성에 따라 안정성과 기능성 등 성능에 대한 목표치를 마련하여 시행하여야 한다.

2.2.2 방파제의 종류 및 분류

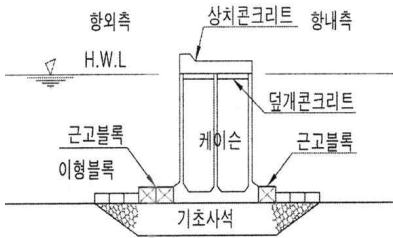
방파제는 구조형식에 따라 일반적으로 그림 2.1, 그림 2.2와 같이 분류된다. 방파제는 암석 혹은 콘크리트 소파블록을 사다리꼴형상으로 쌓아 올린 것으로서 주로 사면상의 쇄파 및 투수성과 조도에 의하여 파랑의 에너지를 소산시키거나, 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다. 직립제는 전면이 연직인 벽체를 수중에 설치한 구조물로서 주로 파랑의 에너지를 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다. 혼성제는 기초사석부위에 직립벽을 설치한 것으로 파고에 비하여 사석부마루가 높은 경우에는 경사제에 가깝고, 낮은 경우에는 직립제의 기능에 가깝다. 항내수질의 개선 및 청정수역환경을 확보하기 위하여 해수교환을 촉진할 수 있는 통수기능을 가지는 방파제 구조형식을 채택할 수 있다. 이 경우 파랑의 유입투과로 파중대에 의한 항만기능의 저하를 충분히 고려해야 한다.



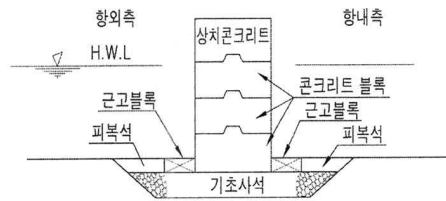
(a) 사석식 경사제



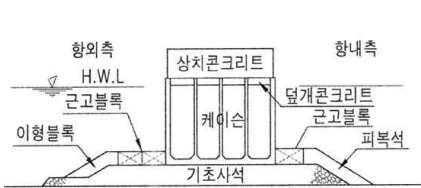
(b) 블록식 경사제



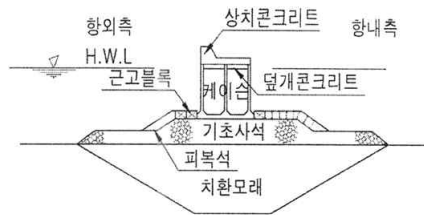
(c) 케이스식 직립제



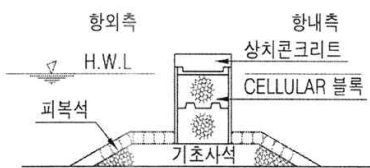
(d) 블록식 직립제



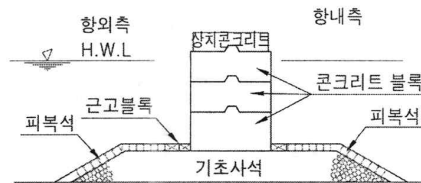
(e) 케이스식 혼성제



(f) 케이스식 혼성제(연약지반)



(g) Cellular 블록식 혼성제



(h) 블록식 혼성제

그림 2.1 방파제의 종류(해양수산부, 2019)

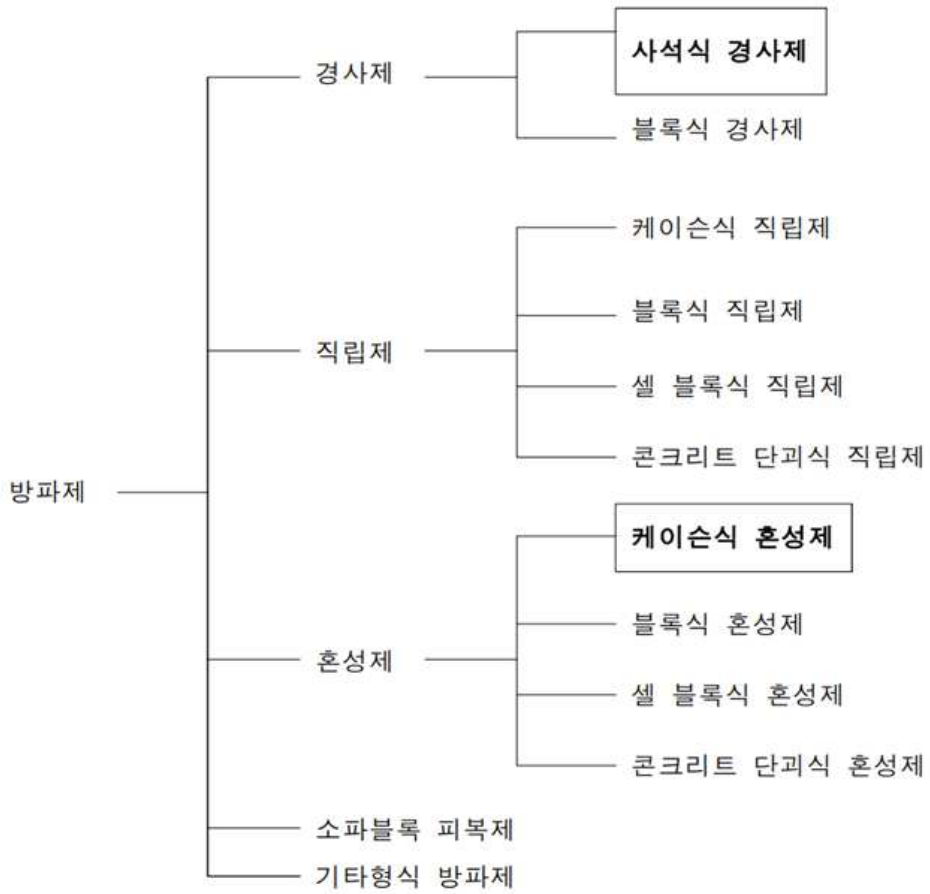


그림 2.2 방파제의 분류(해양수산부, 2019)

2.2.3 사석식 방파제

사석식 방파제는 현존하는 방파제의 종류 중에서 가장 역사가 길며, 많은 경험을 통하여 그 축조기술이 발전되어왔다. 초기에는 해안 주변에서 돌을 채집하여 바다에 던져 넣는 원시적인 방법을 이용하였으며, 이에 유래하여 일명 사석식 방파제라고도 칭한다. 이후에 사석식 방파제를 대체할 수 있는 혼성 방파제 및 기타 특수방파제 등이 다수 개발되어 설치되고 있으나, 아직까지는 거의 모든 해양조건에서 원만히 설치할 수 있는 사석식 방파제가 주종을 이루고 있다.

재료로는 일반적으로 자연석을 많이 이용하지만 블록을 이용하는 경우를 블록식이라 칭한다. 쌓는 방법에 따라 일반적으로는 투하식이 많으며, 쌓기식으로 하는 경우도 있지만 그 사례는 많지 않다. 경사면의 표층을 파력에 견딜 수 있을 정도의 중량이 큰 사석 또는 이형블록으로 보강(피복)하고, 월과 저감과 상부사석 이탈 및 상부면 이용을 목적으로 그 정상부에는 상치콘크리트를 설치하는 경우가 일반적이다. 이 형식은 다시 기초마운드가 높은 고마운드형 혼성제로 변형되었고, 체체의 안정성 및 재료비 절감을 위해 점차 마운드가 낮은 혼성식으로 변한다. 특히, 경사식의 경우 수심이 깊어지면 소요재료가 급격히 증가하기 때문에 혼성식이 경제적으로 유리하게 된다. 또한, 상부의 공간 활용 측면에서 상부공이 커지는 경향이 있다(삼성물산, 2005).

경사제는 수심이 얇고, 파고가 작은 항만 또는 어항에 많이 축조되어 왔으나, 테트라포트 등 각종 블록이 고안되어 대형방파제에도 축조되는 경우가 있다. 그러나 외해에 면한 수심 20m~30m 이상의 대수심역에서는 파고가 10m를 넘어서 파력이 강해지기 때문에 경사식 방파제를 설치하는 일이 어렵게 되어 1980년대부터는 일본을 중심으로 케이슨식 방파제의 적용에 관한 연구가 활발히 진행되고 있다(해양수산부, 2001). 경사제는 지중해 연안을 시작으로 많은 곳에서 설치되었으며, 대부분이 성공하였다. 재료가 풍부한 지역에서는 표층을 이형블록으로 설치하는 곳도 있으며, 현재에도 이 형식이 주류를 이루고 있다. 최근 재료 확보 시 환경파손 및 균질한 재료 확보가 어려워짐에 따라 유럽을 중심으로 혼성식을 채용하는 쪽으로 바뀌고 있다. 일본의 경우 질이 좋은 자연석 확보가 어려워 1955년경부터는 표층부를 이형블록으로 대체하고 있으며, 해안침식대책으로써 사빈해안에 설치하는 이안제 및 잠제의 대부분이 이 형식이다.

한국의 경우는 질 좋은 자연석이 풍부한 관계로 현재도 상당수의 방파제가 이형식을 채용하고 있다. 경사식 방파제의 경우 사면경사는 1:1.3~1:3이 대부분이며, 특히 1:2이상인 경우를 완경사라 칭한다. 완경사식의 경우 파의 반사율과 전달률 등의 수리학적 특성 및 구조적 안정성은 일반 경사제에 비해 향상되나, 월파량이 상대적으로 많아져 항내정온도 확보에 다소 불리하기 때문에 상부캡을 설치하여 월파를 제어하는 형식을 취한다. 수심이 깊어지면 경제성이 좋지 않은 단점이 있다. 일반 경사제와 비교하여 완경사형 방파제의 설계상 특성은 유사하며, 경사가 작아짐에 따라 피복재의 소요중량이 작아진다. 대체로 사면경사 1:3보다 완경사의 경우는 방파제에서보다는 수심이 낮은 호안의 완경사 단면으로 많이 적용되고 있다.

소단형은 사면에 소단을 두는 형식으로서 복합단면 혹은 S자형 단면이라 칭하기도 한다. 이는 사석식방파제가 파랑작용에 의해 사석 이동이 발생한 후 평형상태에 도달했을 때의 단면 모양이 S자 모양으로 형성되는 것에 착안한 것으로서 방파제 축조 단계에서부터 평형상태를 고려한 자연 단면형을 갖도록 계획하는 것이다. 특히 최근에는 일본을 중심으로 방파제 배후면을 생물서식지로 활용하고자 하는 차원에서 일본 북해도를 중심으로 후면 소단형 경사제 축조가 추진되고 있다.

경사식 방파제의 안정성과 경제성은 사면의 경사와 피복재 혹은 중간피복재의 종류에 따라 크게 좌우된다. CERC(1984)에서 사면의 경사는 일반적으로 1:1.5 보다 급하게 하지 말 것을 추천하는데, 이는 방파제를 설치할 수심이 깊어지면 사면이 완만할수록 공사비는 기하급수적으로 증가하기 때문이다. 이러한 문제를 해결하기 위하여 사면의 경사를 급하게 하면 좋으나, 자연적으로는 안정을 확보할 수 없으므로 인공 피복재를 사용하여 맞물림을 증가시키는 방법으로 안정성을 확보하는 것이 일반적이다. 역사적으로 보면 방파제의 안정성에 영향을 미치는 요소들인 파랑 조건, 사석의 무게, 방파제의 형상 등에 대하여 점차 경험적 지식이 쌓이면서 방파제 피해가 감소되어 왔다.

경사식 방파제의 설계요소는 피복석의 안정성, 반사율, 전달률, 처오름 등의 수리역학적 요소와 제체의 활동 및 지반 지지력에 관련된 토질역학적 요소로 구성되어 있다. 실제로 수리역학적 요소와 토질역학적 요소는 상호 밀접한 관련이 있다. 예를 들어 제체의 사면 안정성과 활동에 대한 안정성은 제체 내에 형성되는 간극수압과 관련되어 있으며, 이 간극수압은 제체 내·외에 형성되는 파동장과 관련이 있다. 따라서 방파제는 수리학적 측면과 함께 토질역학적 측면이 상호 유기적으로 연계된 동역학적 관점에서 정확히 설계되어야 한다.

2.2.4 케이슨식 방파제

다양한 혼성방파제는 하부의 사석기초부와 직립부로 구성된다. 기초사석부는 직립부를 안전하게 지지하는 기초 역할을 하고 직립부는 외해서 들어오는 강력한 파력에 저항하는 구조 형식이다. 초기 방파제의 형태는 고대 지중해에서 찾을 수 있다. 지중해 주변에는 무게 5톤 정도의 석재가 많아 이 석재를 이용한 사석식 방파제가 많이 이용되었다. 18세기 이후 시멘트 콘크리트 기술의 발달로 사석부의 윗부분에 콘크리트 블록층을 쌓거나, 콘크리트 벽체를 설치하여 오늘날 혼성식 방파제로 발전하는 기술을 전개하여 왔다.

사석식 방파제의 약점이 파고에 대한 석재의 무게가 부족한데 있다고 판단하여 개당 중량이 30톤~50톤인 콘크리트 블록을 씌우는 방법을 이용했고, 이러한 흐름은 더욱 심화, 발전되어 적당한 간극률이 필요하다는 관점에서 1940년대 이후 이형소파블록을 개발, 발전시키게 되었다. 국내의 경우 과거에는 대부분의 방파제가 사석식 방파제에 이형소파블록인 테트라포트(이하, TTP)를 피복한 TTP 피복 사석방파제가 대부분 시공되어져 왔으나, 최근 사석 공급의 어려움, 항만의 대형화에 따른 고파랑 제어, 항내 정온개선, 친환경 공법 적용 등의 이유로 다양한 혼성제 및 특수형식의 방파제가 연구되고, 채택되어 선진국의 기술에 손색이 없는 기술의 발전을 보인다.

또한, 물동량의 증가 및 선박의 대형화 등으로 인해 기존 항만은 포화상태에 이르러 초대형 항만이 신축되어 일부 운영을 시작하였으며, 계속해서 확장공사가 진행 중이다. 대규모 항만개발로 인해 수 km의 방파제가 외해에 건설되면서 방파제가 축조되는 곳의 수심도 수십 m에 이르기도 하며, 이런대 수심지역에서는 최근에 부유식 방파제나, 공기방파제 등 특수방파제 개발이 이슈가되고 있으나, 아직까지는 케이슨을 구체로 하는 혼성형 방파제가 대세를 이루고 있다. 특히, 과거에는 해상기중기의 제한으로 인해 케이슨의 제작 규모가 제한되었으나, 최근에는 대규모 Dry dock, Floating dock, Draft Controlled Launcher(이하, DCL)공법 등 제작 및 진수방법이 다양화되면서 초대형 케이슨 제작이 용이해지고, 대수심방파제의 경제성 및 시공성도 향상되었다.

2.3 방파제 구조물의 내진설계기준

내진 해석을 위해 대상 지역 기반암 가속도 산정이 선행되어야 한다. 일반적으로 기반암 가속도의 크기는 역사지진을 바탕으로 한 지진위험도 분석을 기초로 하여 결정하여야 한다. 설계 지진가속도는 다음과 같은 절차로 산정이 된다. 첫째, 지진 발생지역을 분류하여 지역에 따른 적용 가속도 값인 지진구역계수를 결정한다. 둘째, 내진성능목표에 따라 지진의 재현주기에 따른 위험도 계수를 결정한다. 셋째, 지진구역계수와 위험도계수를 곱하여 기반암(보통암)에서의 최대지반가속도를 산출한다.

2.3.1 국내 내진설계기준

1997년 건설교통부와 지진공학회에 의해 제정된 국내 상위개념 내진설계 성능기준을 2005년 해양수산부에 의해 제정된 “항만 및 어항설계기준”에서 대부분 준용하였으며, 2018년도에 내진설계기준을 일원화하여 “항만 및 어항설계기준”을 개정하고 그 내용은 다음과 같다. 시설물의 내진등급은 시설물의 중요도에 따라서 내진 I 등급, 내진 II 등급 2가지 등급으로 분류된다. 또한 내진등급에 따른 내진 성능수준은 표 2.4와 같이 평균재현주기를 갖는 설계지진수준에 대하여 기능수행수준과 붕괴방지수준의 요구성능목표를 만족할 수 있도록 설계되어야 한다. 내진 등급을 구분하는 방법은 다음과 같다.

- (1) 항만 및 어항 시설물의 내진등급은 시설물의 용도, 구조, 규모 등에 따라 다를 수 있으므로 일률적으로 적용될 성격이 아니며, 시설물의 사회적, 경제적 성격에 따라 기능측면을 고려하여 결정하여야 한다.
- (2) 항만 및 어항 시설물의 내진등급은 I 등급 및 II 등급으로 구분한다.
- (3) 내진 I 등급은 다음과 같은 경우의 항만시설물에 적용한다.
 - ① 지진피해 시 많은 인명과 재산상의 손실을 줄 염려가 있는 시설물
 - ② 지진피해 시 심각한 환경오염을 줄 염려가 있는 시설물
 - ③ 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 시설물(지진재해 복구용시설물)
 - ④ 국방상 또는 국가경제 차원에서 항만의 기능이 지속적으로 유지되어야 할 필요가 있는 시설물

- ⑤ 지진피해 시 구조물의 복구가 곤란한 시설물
- (4) 어항 시설물과 내진 I 등급으로 분류되지 않은 항만시설물은 내진 II 등급으로 한다.
- (5) 다만, 항만 및 어항 시설물중 지진피해에 대한 사회, 경제적 손실을 최소화할 수 있거나, 시설물의 기능상 재해복구 시까지 그 기능이 중단되어도 큰 무리가 없다고 판단되는 경우 내진설계를 생략할 수 있다.

지진구역의 구분은 표 2.5와 같이 나타낼 수 있다. 각 지진구역에서의 구역계수 Z 는 표 2.6과 같이 구역 I에서는 0.11, 구역 II에서는 0.07이다. 평균재현주기별 최대 유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수는 표 2.7과 같다. 표 2.7에서 기준은 평균재현주기 500년 지진이 사용되었다. 시설이 위치할 부지에 대한 지진재해도를 정밀하게 평가하고자 할 경우에는 이 기준작성의 근거가 되는 지진재해도 해석으로부터 얻어진 등고선 형태의 지진재해도가 사용될 수 있다.

그림 2.4는 우리나라 지진지반운동에 대한 지진재해도이고, 점선은 도경계이다. 지반의 분류는 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 원칙적으로 지반을 표 2.8과 같이 $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E, S_F$ 의 6종으로 분류한다. 또한, 설계지반운동의 특성은 기본적으로 응답스펙트럼으로 표현한다. 5% 감쇠비에 대한 표준설계 응답스펙트럼은 그림 2.3과 같고, 그림 2.3과 같이 표준설계응답스펙트럼의 완전한 결정을 위해 요구되는 C_A 와 C_V 의 값은 표 2.8에서 적용되며, 필요시 시설물의 구조특성과 설계법을 고려하여 작성된 설계응답스펙트럼으로 그림 2.3과 같이 주어진 표준 설계응답스펙트럼을 대신할 수 있다. 이때 설계응답스펙트럼은 표준 설계응답스펙트럼 보다 안전측이어야 한다.

표 2.4 내진성능 수준에 따른 내진등급 기준(해양수산부, 2019)

내진성능 수준	내진 I 등급	내진 II 등급
기능수행 수준	평균재현주기 100년	평균재현주기 50년
붕괴방지 수준	평균재현주기 1000년	평균재현주기 500년

표 2.5 지진구역의 구분(해양수산부, 2019)

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

표 2.6 지진구역 계수(해양수산부, 2019)

지진구역 계수		
지진구역	I	II
구역계수, $Z(g값)$	0.11	0.07

표 2.7 위험도 계수(해양수산부, 2019)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000	2400	4800
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00	2.60

표 2.8 지반특성에 따른 지반분류(해양수산부, 2019)

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30.48m에 대한 평균 지반특성		
		전단파 속도(M/S)	표준관입시험 N치	비배수전단강도 Sa(kPa)
S _A	경암지반	1500초과	-	-
S _B	보통암지반	760~1500		
S _C	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360~760	> 50	> 100
S _D	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
S _E	연약한토사지반	180미만	< 15	< 50
S _F	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

표 2.9 지진구역 및 지반종류별 C_A,C_V의 값(해양수산부, 2019)

지반분류	지진구역			
	I		II	
	C _A	C _V	C _A	C _V
S _A	0.09	0.05	0.09	0.05
S _B	0.11	0.07	0.11	0.07
S _C	0.13	0.08	0.18	0.11
S _D	0.16	0.11	0.23	0.16
S _E	0.22	0.17	0.37	0.23

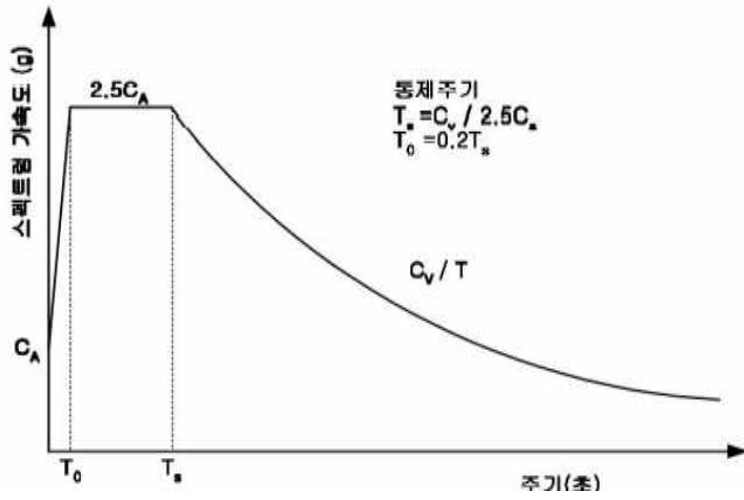


그림 2.3 표준설계응답스펙트럼(해양수산부, 2019)

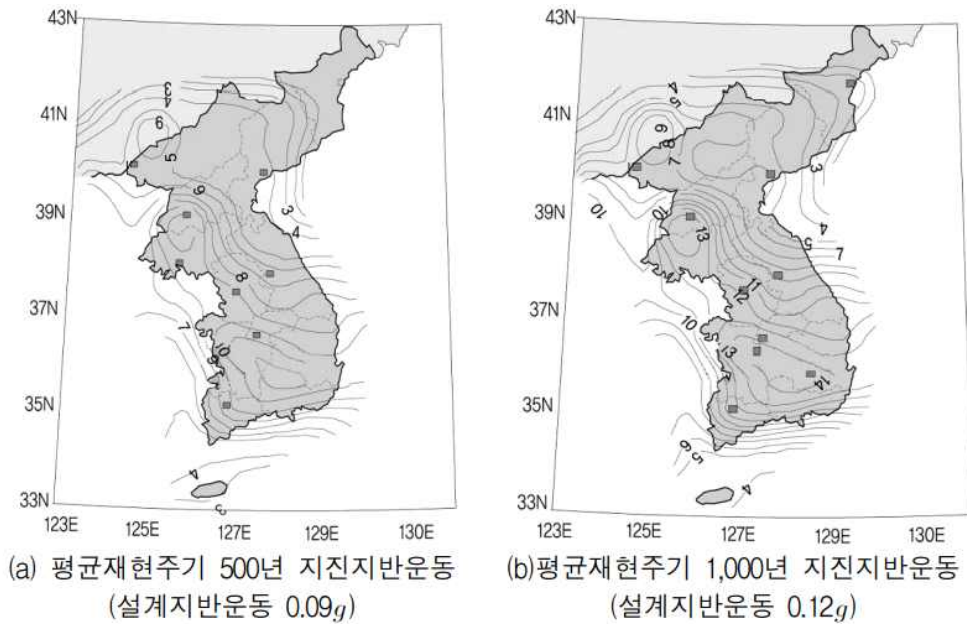


그림 2.4 우리나라 지진지반운동에 대한 지진재해도(한국지반공학회, 2010)

2.3.2 방파제 시설물의 안정성

항만시설물의 허용변위는 시설물의 운영측면이나, 안전측면이 모두 고려되어 결정되어야 하며, 허용변위량의 대소에 따라 건설비용 등에 큰 영향을 미칠 것이므로 신중하게 검토되어야 한다. ASCE(1998)에 따르면 일반적으로 표 2.10, 표 2.11과 같은 기준을 예시할 수 있는데, 잔교 하부호안구조물의 경우 붕괴방지수준에서의 허용범위는 300mm(수평방향), 기능수행수준에서의 허용범위는 100mm(수평방향)로 허용범위를 두고 있다. 또한, 내진Ⅱ등급시설물의 경우는 기본적으로 등가정적 해석법을 원칙으로 하였으므로 시설물의 변위검토는 하지 않으며, 내진Ⅰ등급 시설물의 안전이나, 부재력 검토시 예외조항은 다음과 같다.

중력식 안벽, 널말뚝식 안벽 등이나, 직립식 혹은 혼성식 방파제와 같은 경우는 등가정적 해석법을 허용하며, 잔교식 안벽 등은 동적해석방법을 따른다. 붕괴방지 수준 및 기능수행 수준에서의 상재하중(특히 운영하중)은 발생빈도가 상이하므로 달리 적용할 수 있다. 잔교식 안벽과 같이 지진발생 시 구조물이 강제운동으로 보기 어려운 경우는 내진Ⅱ등급 시설물의 경우에도 시설물의 동적거동을 판단하여 설계진도를 결정하는 것이 바람직하다. 재료의 특성에 따른 해석방법을 감안할 때 콘크리트 구조물은 붕괴방지수준의 경우만 검토하여도 시설물의 안전이나, 부재력에 문제가 없는 경우가 발생 가능할 것으로 예상되므로, 기능수행수준에서의 검토를 생략 가능하도록 예외조항을 두었다. 강재시설물은 허용응력 설계법을 원칙으로 하고, 기능수행수준의 경우는 허용응력증가를 감안하며, 붕괴방지 수준은 연성계수를 적용하여 부재력을 검토한다.

표 2.10 공용의 관점에서 본 안벽 변형량 추정치(해양수산부, 2019)

지반분류	피해변형량 : 최대 측방 변위량 또는 최대 에이프런 침하량			
	중력식 개선안		널말뚝식 개선안	
안벽수심	(-)7.5m 이상	(-)7.5m 이상	(-)7.5m 이상	(-)7.5m 이상
공용가능	0mm~300mm	0mm~200mm	0mm~300mm	0mm~200mm
공용제한	300mm~1000mm	200mm~500mm	300mm~1000mm	200mm~500mm

표 2.11 기능상의 관점에서 본 안벽 변형량 상한 추정치(해양수산부, 2019)

구조물 본체	에이프런 전체의 침하량	: 200mm~300mm	
	경사	: 3° ~ 5°	
	법선의 변위	: 200mm~300mm	
에이프런	침하	에이프런상의 단차	30mm~100mm
		에이프런과 배후지의 단차	300mm~70mm
	경사	순구배 3%~5%	

2.3.3 설계 지반운동 수준의 결정

설계지진계수의 산정을 위해서 대상 지역 보통암 지반에서의 설계지반운동수준 결정이 선행되어야 한다. 일반적으로 설계지반운동의 크기는 역사지진을 바탕으로 한 지진위험도 분석을 기초로 하여 결정된다. 항만 및 어항시설의 내진설계 표준서에는 행정구역의 구분에 따른 결정방법과 좀 더 정확한 설계지반운동 결정을 위한 지진 재해도에 의한 방법을 제안하고 있다.

2.4 방파제 구조물의 내진해석

2.4.1 1차원 지반증폭 해석

진원에서 지진이 발생한 후 전달되는 지진파는 강성이 매우 큰 암반에서는 큰 에너지의 손실 없이 수천 km를 진행하는 반면 강성이 상대적으로 작고, 감쇠가 큰 일반적인 지반에서는 100m가 채 진행되기도 전에 그 에너지가 모두 손실될 수 있다. 즉, 지층을 거치면서 지진파의 특성이 많이 변화하게 되는데, 방파제 구조물의 내진해석에 있어 지반을 따로 모델링하지 않고, 케이슨만을 모델링하는 경우에는 방파제 하단에서의 지반운동을 결정함에 있어 지반을 고려하는 것이 매우 중요하다.

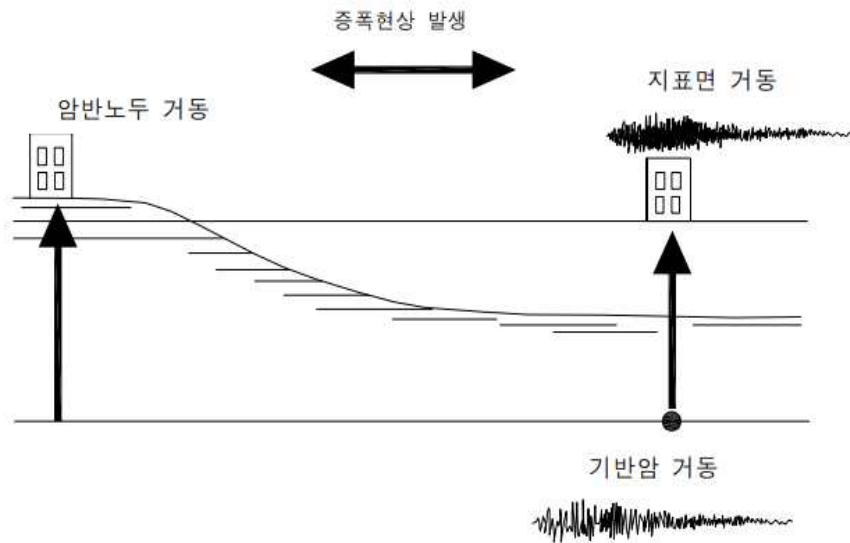


그림 2.5 지진의 지반증폭현상(김태진, 2013)

2.4.2 전달함수의 결정

입력지진파는 다양한 진폭과 주파수, 위상각을 가진 여러 정현파들의 집합이라 볼 수 있다. 따라서, 각 입력지진파에 대한 지반의 응답을 구하기 위한 간단한 방법으로서 Fourier 변환을 이용하여 서로 다른 주파수의 정현파에 대한 지반 지진응답을 구하고, 그 결과를 중첩 원리에 의해 더해주면 지반 지진응답을 구할 수 있다.

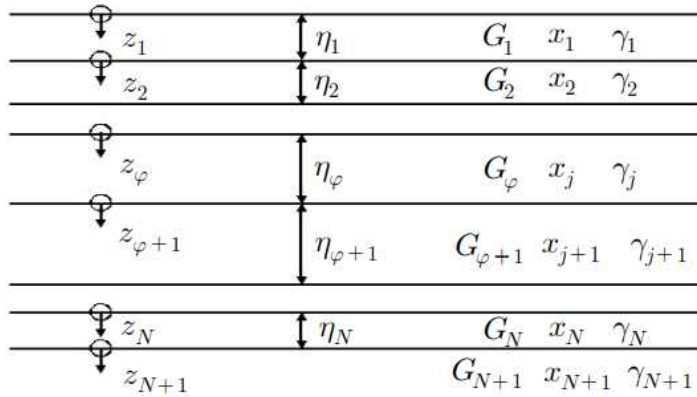


그림 2.6 여러 지층을 갖는 지반에서의 지진파의 전달과 반사

지층이 그림 2.7과 같이 여러 층으로 나누어져 있는 경우에는 인접한 두 지층의 경계에서 지진파의 전달과 반사를 설명해주는 전달함수를 고려해야한다. 그림 2.6 과 같은 지층이 있다고 가정하면, j번째 지층 내에서의 수평변위 u_j 는 식 (2.1)과 같다.

$$u_j(z_j, t) = (A_j e^{ik_j^* z_j} + B_j e^{-ik_j^* z_j}) e^{i\omega t} \quad (2.1)$$

수평변위는 지층 j와 j+1의 경계에서는 식 (2.2)의 변위에 대한 적합방정식과 전달응력의 연속성에 대한 식 (2.3)을 만족시켜야 한다.

$$A_{j+1} + B_{j+1} = A_j e^{ik_j^*} + B_j e^{-ik_j^* h_j} \quad (2.2)$$

$$A_{j+1} - B_{j+1} = \frac{G_j^* k_j^*}{G_{j+1}^* k_{j+1}^*} (A_j e^{ik_j^* h_j} + b_j e^{-ik_j^* h_j}) \quad (2.3)$$

여기서, G_j^* 는 복소전단탄성계수, k^* 는 복소 파동수, $a_j^* = \frac{G_j^* k_j^*}{G_{j+1}^* k_{j+1}^*}$ 는 복소저항비(j층과 j+1층 사이의 복소저항비)이다. 지층 j와 지층 j+1의 경계에서의 복소저항비를 j라 하면 지층 j+1에 대한 파의 크기는 지층 j에서의 파의 크기로부터 식 (2.4)와 식 (2.5)를 이용하여 계산한다.

$$A_{j+1} = \frac{1}{2} A_j (1 + a_j^*) e^{ik_j^* h_j} + \frac{1}{2} B_j (1 + a_j^*) e^{-ik_j^* h_j} \quad (2.4)$$

$$B_{j+1} = \frac{1}{2} A_j (1 + a_j^*) e^{ik_j^* h_j} - \frac{1}{2} B_j (1 + a_j^*) e^{-ik_j^* h_j} \quad (2.5)$$

지표면 ($z_1=0$)에서는 전단응력이 0이므로 이때 $A_1 = B_1$ 이 된다. 식 (2.4)와 식 (2.5)를 $j=1,2,\dots,N$ 에 대해 반복하면, 계수 A_{j+1} 과 B_{j+1} 는 식 (2.6)과 같이 A_j , B_j 의 함수로 표현된다.

$$A_{j+1} = a_{j+1}(w) A_j, \quad B_{j+1} = b_{j+1}(w) B_j \quad (2.6)$$

여기서, 함수 $a_{j+1}(w)$ 와 $b_{j+1}(w)$ 는 지층 j+1의 상부 경계 전체에서 이루어지는 지진 파의 상호작용에 대한 효과를 나타내고, w 는 조화함수의 각 진동수를 나타낸다. 지층 I와 지층 j에서 각각의 상부 지반운동을 연결해 주는 전달함수는 식 (2.20)과 같으며, 이러한 전달함수는 두 지층 간의 증폭비를 결정하는 역할을 한다. $F_{ij}(w)$ 는 전달함수로 식 (2.7)과 같다.

$$F_{ij}(w) = \frac{a_i(w) + b_i(w)}{a_j(w) + b_j(w)} \quad (2.7)$$

2.4.3 응력-변형률 관계

지반에 동적 하중이 가해지면 정적인 하중에 비하여 높은 강성을 보인다. 이러한 동적 하중을 반복적으로 가하게 되면, 동적인 강성이 점차 감소하여 정적 강성과 비슷한 수준으로 감소하게 된다. 변형률 수준을 달리하여 실험을 수행하여, 그 결과를 중첩하게 되면, 그림 2.7과 같은 뼈대곡선과 각 변형률 단계에서의 이력곡선을 얻을 수 있다. 이와 같이 지반은 실제 응력-변형률 관계에 있어서 비선형성 및 비탄성 거동을 한다. 여기서, 비선형성은 전단탄성계수가 계속해서 변화하고 있음을 의미하며, 비탄성은 하중을 제거할 때의 경로가 재하될 때의 경로와 다르다는 것, 즉, 소산에너지의 존재를 의미한다. 입력지진파를 Fourier 급수로 표현함과 동시에 지진파 전달 함수 계산 시 중첩 원리를 사용하므로 응력-변형률 관계에 있어서 엄밀한 비선형 해석은 불가능하며 그 대안으로 등가선형 해석기법을 이용하였다.

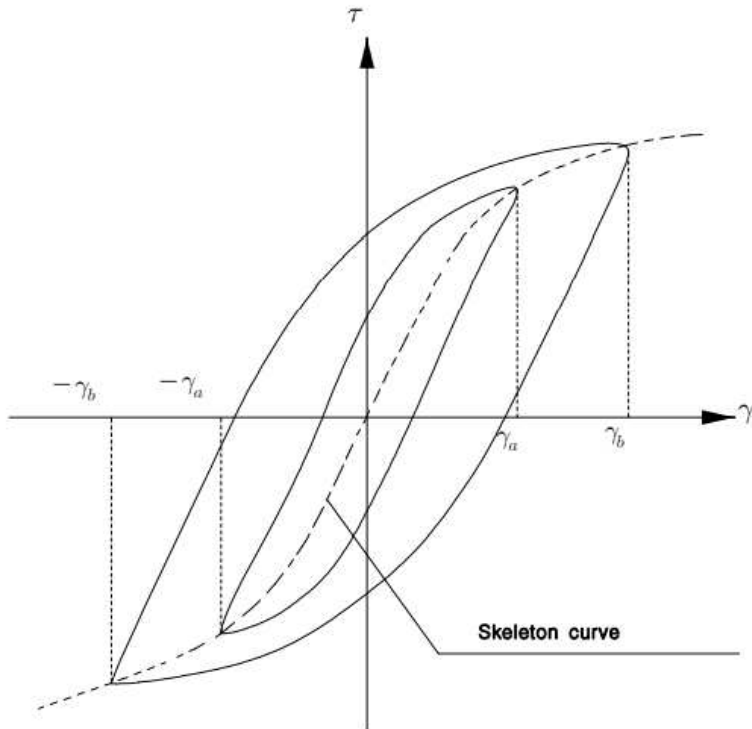


그림 2.7 반복 하중을 받는 흙의 거동 곡선(김태진, 2013)

등가선형 해석기법에는 이러한 뼈대곡선과 이력곡선을 적절한 변수로 표현하는 것이 중요하다. 이때, 지반의 비선형 특성인 뼈대곡선을 비선형이 아닌 선형으로 가정하게 되고, 곡선을 특징짓는 가장 중요한 변수는 뼈대곡선의 기울기가 된다. 이는 지반의 강성을 대표하는 값으로 접선 전단 탄성계수 G_{tan} 로 정의될 수 있다. 그러나 흙은 변형률에 따라 그 전단탄성계수 값이 변화하는 특성을 그림 2.9와 같이 지니기 때문에 등가선형모델에서는 전체 이력곡선에 대한 평균값 개념의 전단 탄성계수 G_{eq} 를 사용한다. 따라서 흙의 동적 전단응력(τ_c)과 전단변형률(γ_c) 특성을 나타내는 뼈대곡선은 식 (2.8)과 같다.

$$G_{eq} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.8)$$

또한, 이력곡선의 폭은 에너지 소산과 관련이 있는 곡선의 면적으로 표현될 수 있으며, 감쇠비로 간단하게 표현될 수 있다. 이때, 감쇠비는 가해준 에너지와 지반에 흡수된 에너지의 비로 정의되며, 식 (2.9)와 같다.

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{eq}\gamma^2} \quad (2.9)$$

여기서, W_d 는 흡수된 에너지, $4W_s$ 는 가해준 에너지이며, A_{loop} 는 이력곡선의 면적, $G_{eq}\gamma^2$ 은 그림 2.9의 뼈대곡선 아래 삼각형의 면적이다. 그림 2.8은 전단변형률에 따른 전단탄성계수와 감쇠비이다. 여기서, 설명한 변수 G_{eq} 를 등가선형변수라고 하며, 지반의 동적문제를 해석하기 위해 직접적으로 사용되는 변수들이다.

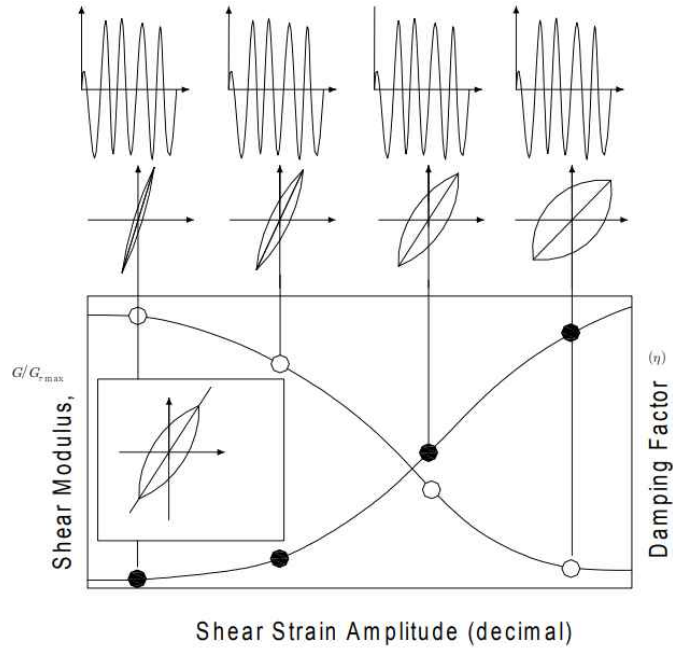


그림 2.8 전단변형률에 따른 전단 탄성계수와 감쇠비

이때 첫 번째 반복수행에서의 전단변형률을 0.001%라고 가정하며, 이후의 반복수행 시 필요한 유효 전단변형률은 식 (2.10)에 의해 계산된다.

$$\gamma_{eff} = R_r \gamma_{max} \quad (2.10)$$

여기서, R은 변형률 감소 지수이다. 등가선형모델을 이용한 지반의 응력-변형률 해석 절차를 요약하면 다음과 같다.

초기의 전단탄성계수 G1과 감쇠비 1을 가정하여 지진응답해석을 실시한다. 가정된 G 1,1에 의한 각층의 전단변형률을 산정한다. 산정된 전단변형률로부터 유효변형률을 계산하고, 이에 해당하는 G2, 2로 1차원 해석을 수행한다. 입력 전단변형률과 계산된 전단변형률의 차이가 허용오차 이내로 수렴할 때까지 반복 연산을 수행한다.

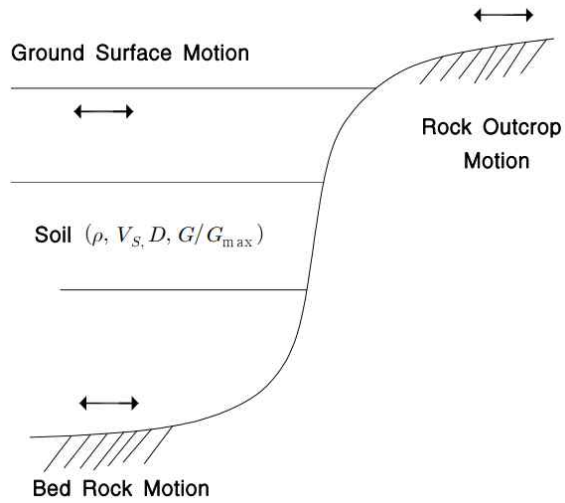


그림 2.9 지반증폭 현상의 입력 변수

이때 지반의 층상구조를 나타내는 변수로는 그림 2.9와 같이 단위밀도, 전단파 속도, 감쇠비, 그리고 G/G_{max} 를 이용한다. 특히, \log 에 대한 G/G_{max} 및 감쇠비의 변화를 비선형 변형 특성으로 이용한다.

2.5 내진보강공법

2.5.1 개요

해안구조물에 대한 내진보강공법의 경우 저유동성 몰탈주입공법, 유동성 몰탈주입공법, 고압분사법법의 세가지로 분류할 수 있다. 표 2.13은 내진보강공법을 비교한 것으로 본 연구에서는 대부분 해안구조물에 적용되고 있는 저유동성 몰탈주입공법을 반영 하였다.

표 2.13 내진보강공법 비교

구 분	저유동성 몰탈주입공법	유동성 몰탈주입공법	고압분사공법
개 요	<ul style="list-style-type: none"> Slump치가 5이하인 저유동적인 Con'c형 Motar를 지중에 주입하여 지반을 방사형으로 압축·강화시켜 원주형의 고결체를 형성하는 공법 	<ul style="list-style-type: none"> 이중관 주입Rod로 소정의 깊이까지 천공 후 급결 주입재와 완결 주입재를 복합 주입하여 지반에 공극을 충전하는 공법 	<ul style="list-style-type: none"> 다중관 선단 상·하부 노즐에서 고속수에 의한 절삭 및 이완후 주입관 선단부의 주입구로 Mortar형 Milk를 충전하여 개량체 조성하는 공법
적용 토질	<ul style="list-style-type: none"> 점성토, 사질토지반 사질토지반(N≤30) 점성토지반(N≤10) 전석, 자갈층 	<ul style="list-style-type: none"> 점성토, 사질토지반 사질토지반(N≤30) 점성토지반(N≤10) 	<ul style="list-style-type: none"> 점성토, 사질토지반 사질토지반(N≤30) 점성토지반(N≤10)
장점	<ul style="list-style-type: none"> 소형장비로 협소한 작업공간에서 시공가능 소음 및 진동 등 환경피해 적음 슬라임 발생이 없음 강성이 크고 강도발현이 균일 	<ul style="list-style-type: none"> 이중관 복합주입으로 급결, 완결 반복 주입이 가능 이중관 Rod로 겔타임 조절 유리 	<ul style="list-style-type: none"> 대구경의 개량체 조성가능 현지 지반특성에 의한 개량강도 영향 없음 다양한 고결체의 단면을 형성
단점	<ul style="list-style-type: none"> 지중구조물로 품질관리가 어려움 주입재의 배합 및 지층에 따른 압력 조절에 대한 숙련공 필요 	<ul style="list-style-type: none"> 세립사, 실트, 점성토 지반에서는 주입재 침투효과 미흡 해수에 의한 약액의 용탈, 용해로 강도 저하 우려 	<ul style="list-style-type: none"> 지중구조물로 품질관리가 어려움 장비규모가 대형이어서 호안 상부에서 작업불가 Slime에 의한 환경오염이 우려되므로 별도의 대책이 필요

2.5.2 저유동성 몰탈주입 공법 개요

구조물 기초에 대한 보강의 필요성은 항상 여러 가지의 사유로 발생한다. 이러한 구조물 기초지반의 보강대책으로 그라우팅공법이 시공성과 효율성, 경제성 등의 이유로 많이 사용되고 있는 실정이며, 그라우팅 공법은 주입장비, 주입방식 및 주입재 등에 따라 수 많은 종류의 공법들로 분류되고 있다.

현재 국내에서 일반적으로 쓰여지고 있는 주입공법들은 약액의 침투고결, 시멘트계의 맥상고결, 고압분사방식에 의한 배출치환 등 고입고결과 교반원리를 주로 사용하지만, 공해·내구성 등 주입공법들이 가지고 있는 문제점들을 보완하기 위한 기초보강방법이 필요한 실정이다.

저유동성 몰탈주입공법은 slump치가 거의 없는 Soil-Cement의 몰탈을 주재료로 하여 저유동성의 몰탈을 지중에 압입하여 원기둥 형태의 균질한 고결체에 형성함으로써 주변 지반을 압축, 강화시키는 공법으로 슬럼프가 25mm이하의 비유동성 몰탈로 주입재의 소성확보를 위한 세립도와 내부마찰력 증대를 위한 조립도로 구성되며 지중에 방사형으로 압력을 가함으로써 주변지반을 압밀시키고 공극속의 물과 공기를 강제 배출시킴으로써 타공법에 비하여 장점이 많은 공법이다.

기존의 약액이나 시멘트계 주입재는 암반의 절리나 파쇄대, 흙의 공극을 충전시키면서 지반강도 증대 또는 차수 등의 목적으로 이용되지만, 비유동성의 주입재가 지반에 덩어리체로 들어가 균질한 고결체를 형성시키고 지반밀도를 증대시키는 등의 다짐효과를 발휘하지는 못했지만 점차 이런 주입이 응용하고 응용범위가 넓다는 사실을 인식하게 되었다.

저유동성 몰탈주입 공법은 기존의 주된 3가지 주입방식 즉, 시멘트계의 액상고결, 약액의 침투고결, 고압분사방식에 의한 배출치환 등과는 전혀 다른 ‘비배출 치환’이라는 독특한 원리의 주입공법이다.

주입과정 중 주입고결체의 형성과 팽창으로 인하여 고결체에 인접한 흙은 심각한 변형과 응력을 받으며 그 결과, 흙과 고결체 경계면에서 국부적인 피압대가 형성되고 어느 정도 이격된 곳에 있는 흙은 응력분포가 규칙적이고 변형이 탄성적이어서 보다 정성적인 콤팩션을 받는다. 본 공법의 효과를 예측하여 설계에 반영하고 그 적용성을 높이기 위해 다음과 같은 사항을 고려해야한다.

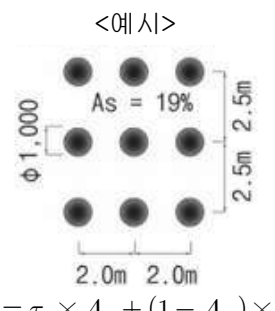
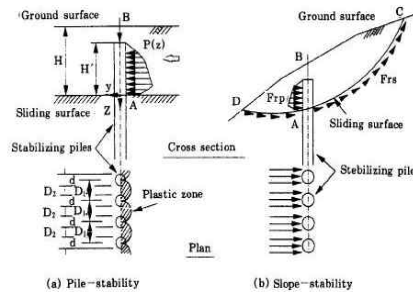
흙과 주입재 사이에 뚜렷한 접촉면이 있다. 충전과 소성변형에 의해 가장 연약한

부분을 치환하는 경향이 있다. 주입고결체의 형태는 토질의 물리적·역학적 특성 및 상재구조물의 하중 등 여러요인에 의하여 불규칙한 형태로 고결될 수도 있으나 균질토에서는 대개 원기둥 형태로 형성된다.

2.5.3 저유동성 몰탈주입 공법 설계 방법

다음 표 2.14는 지반개량체의 설계법 비교를 나타낸 것이다.

표 2.14 지반개량체 설계법 비교

구 분	복합지반 해석법	말뚝구조체 해석법
개 요	<ul style="list-style-type: none"> • 치환율에 따른 면적비를 이용하여 복합지반 평균강도 적용 	<ul style="list-style-type: none"> • 보강체를 말뚝체로 보고 수동저항력을 추가하는 해석법
기 본 원 리	<p style="text-align: center;"><예시></p>  $\tau_a = \tau_p \times A_s + (1 - A_s) \times \tau_o$	 <p style="text-align: center;">(a) Pile-stability (b) Slope-stability</p>
적 용	<ul style="list-style-type: none"> • 원지반 강도와 보강체의 강도차이가 크지 않을 경우에 적합 • 고치환율 재료에 적합 	<ul style="list-style-type: none"> • 원지반 강도와 개량체의 강도차이가 큰 보강체 적용시 적합 • 수평하중, 측방유동 해석시 적합
사 례	<ul style="list-style-type: none"> • 여수신항 방파제 및 호안 보강 • 포항항 부두시설 내진보강공사 등 다수 	<ul style="list-style-type: none"> • 설계사례 없음

개량체의 설계강도는 자유동물탈 주입공법의 강도특성을 고려하여 표 2.14와 같이 결정되었다.

표 2.15 개량체의 설계기준 강도

구 분	자유동물탈 주입공법
실내배합강도 (q_{ul})	• $q_{ul} = 8,000 \text{ kN/m}^2$
설계기준강도 (q_{uck})	• $q_{uck} = \gamma \times \lambda \times q_{ul} = 2/3 \times 0.6 \times 8,000 = 3,200 \text{ kN/m}^2$ 여기서, γ : 현장강도계수(1/2 ~ 2/3) λ : 현장배합강도와 실내배합강도의 평균치의 비(0.6)
허용압축강도 (q_{ca})	• $f_{ca} = 1/F_s \times q_{uck} = 1/2.0 \times 3,200 = 1,600 \text{ kN/m}^2$ 여기서, $F_s = 2.0$ (지진시 안전율)
허용전단강도 (τ_a)	• $\tau_a = 1/2 \times f_{ca} = 1/2 \times 1,600 = 800 \text{ kN/m}^2$

개량지반의 평균전단강도는 개량지반으로서 식 (2.25)로 표시된다.

$$\tau = a_p \times a_s \times \tau_p \quad (2.25)$$

여기서, a_p : 개량률(= A_p/A)

a_s : 사석공극률(30% 적용)

τ_p : 개량체의 전단강도(kN/m^2)

개량지반의 단위중량은 해수면 하부조건이므로 포화단위중량을 식 (2.26)과 같이 산정하였다.

$$\gamma_{sat} = (\gamma_s + (\gamma_g - \gamma_w) \times a_s) \times a_p + \gamma_s \times (1 - a_p) \quad (2.26)$$

여기서, γ_s : 기초사석 단위중량(kN/m^3)

γ_g : 개량체 단위중량(kN/m^3)

γ_w : 해수 단위중량(kN/m^3)

a_p : 개량률(= A_p/A)

a_s : 사석공극률(30% 적용)

2.5.4 주입량 및 주입률

주입량이 많을수록 지반개량으로서의 주입효과는 좋으나, 정압주입개념으로 허용 주입압을 통해 조절해야 한다. 주입은 일정한 펌핑간격을 두고 행해지므로 펌핑 시 1회 토출량을 미리 계량하여 총 주입량을 계산한다. 주입율은 펌핑간격으로 결정되는데, 주입율이 낮을수록 현저히 많은 주입량이 주입될 수 있으며, 이는 주입에 따른 지반의 안정과 주입압의 자연소산에 걸리는 시간적 여유가 주어지기 때문이다.

주입율은 전적으로 현장의 특질특성에 의존되는 변수이며, 배수성이 나쁘거나 지표근처에서는 0.5~1.0 ft³/min의 낮은 펌핑속도가 이용되며, 배수성 및 건조토에서는 1.0~4.0 ft³/min의 중간 펌핑속도가 이용되고, 공극이 큰 느슨한 사질토에서는 4.0~12.0 ft³/min 또는 그 이상의 빠른 펌핑이 가능하다.

주입율이 대상 지반의 조건에 비해 너무 높으면 주입초기에 수압과쇄현상이 일어나 주입효과가 크게 떨어진다. 수압과쇄지수(V_g/k)를 주입율(V_g)과 지반의 투수계수(k)와의 관계로 정의하면, 일반적으로 $V_g/k > 50m^3$ 일 때 수압과쇄현상이 발생하는 것으로 알려져 있다.

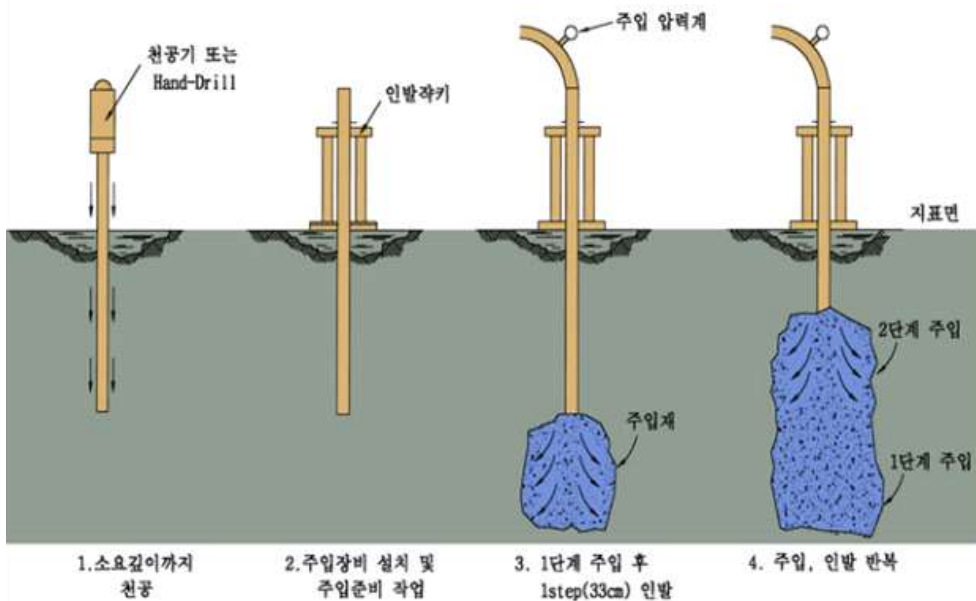


그림 2.10 자유동성 모탈주입 공법 모식도

제 3 장 현장실험 및 결과

3.1 개요

본 장에서는 연구대상지역의 지반조사와 현장조사에 대한 내용을 수록하였다. 지반조사의 경우 다운홀테스트와 토모그래피 탐사를 통하여 지반동적물성치를 산정하였고, 저유동성 몰탈주입보강을 통한 보강후의 지반의 강성에 대한 결과를 비교·분석하고자 하였다.

3.2 연구대상지역

본 연구의 대상 지반은 그림 3.1과 같이 전라남도 송지면 송호리에 위치한 ○○방파제로써, 기 설계되어 시공된 방파제에 대하여 새롭게 규정된 내진설계기준을 적용하여 현장실험 및 분석을 수행하였다.



(a) 현장위치도



(b) 현장전경

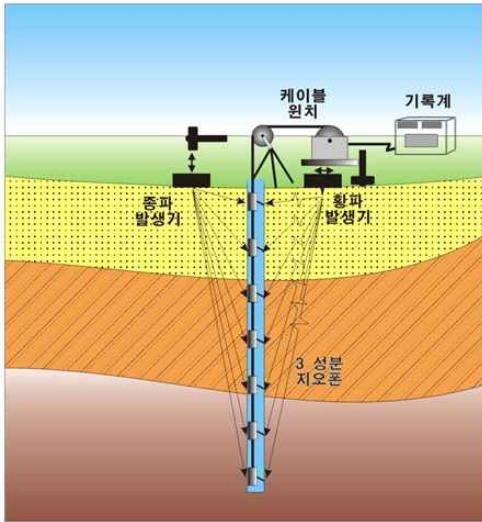
그림 3.1 현장현황

3.3 연구대상 지역의 지반조사

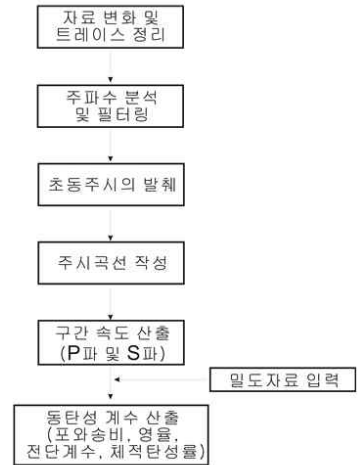
3.3.1 다운홀테스트

매립지반의 탄성과 속도를 측정하기 위한 물리탐사법으로는 굴절법이나 반사법 탄성파탐사와 같은 지표 탐사법과 시추공을 이용하는 시추공탐사법 등이 있다. 지표 탄성파탐사법은 시추할 필요가 없어 넓은 지역을 신속하고 저렴하게 조사할 수 있다는 장점이 있으나, 각 층의 탄성과 속도, 특히 횡파속도를 정확하게 측정할 수 없다는 단점이 있다. 암반 내 각 층의 정확한 속도 측정을 위해서는 시추공탐사법을 주로 이용하는데, 대표적인 시추공탐사법으로는 지표면에 충격을 가하여 인공적인 파를 발생시키고, 이를 시추공에 삽입된 수신기를 통하여 측정하는 하향식 탄성파탐사법과 한 시추공에서 탄성파를 발생시키고 일정거리 만큼 떨어진 다른 시추공에서 측정하는 시추공간 탄성파탐사법 등이 있다.

하향식 탄성파탐사는 탄성파의 발생, 특히, 횡파의 발생이 용이하고 비교적 측정이 간단하며 자료처리가 단순하여 지반의 탄성과 속도측정 및 이를 이용한 동탄성계수 산정에 많이 이용된다.



(a) 하향식 탄성파탐사 모식도



(b) 하향식 탄성파탐사 자료처리 흐름도

그림 3.2 다운홀 테스트

탄성파의 기록에서 제일 먼저 도달한 신호를 초동이라 하고 초동의 도달시간을 초동주시라 한다. 하향식 탄성파탐사의 경우 초동주시를 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 용이하고, 또한, 지하수의 영향을 받지 않으므로 암반 구분이 용이하다. 그림 3.3은 종파 및 횡파의 주시곡선과 주시곡선의 기울기로부터 계산한 구간속도를 예시하고 있다.

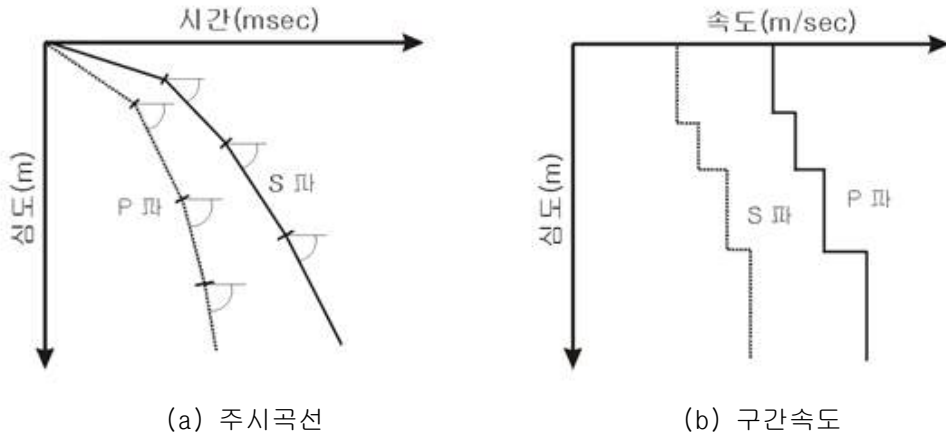


그림 3.3 주시곡선 및 구간속도 산출 방법

각 심도에서 종파 및 횡파 속도를 구하면 동탄성계수는 상관식을 이용하여 구할 수 있다. 이때 사용되는 변수로는 하향식 탄성과탐사에서의 P, S파 구간속도와 밀도검층 또는 시추 코어 샘플로부터 측정된 밀도값이며, 상관식은 다음과 같다.

$$v_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2} \quad (3.1)$$

$$G_d = \rho V_s^2 \quad (3.2)$$

$$E_d = 2G_d(1 + \nu) \quad (3.3)$$

$$K_d = E_d/3(1 - 2\nu) \quad (3.4)$$

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 체적탄성율(kgf/cm^2)이다. 풍화 및 파쇄도에 따른 P파 속도분포에 의한 암반의 분류와 자연상태 및 압편의 탄성과속도에 따른 암석의 분류는 표 3.1과 표 3.2와 같다.

표 3.1 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 3.2 탄성파속도에 따른 암석의 분류(건설공사 표준품셈, 2022)

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) <암편탄성파 속도> 1. 시편 : 두께 15~20cm 상하면이 평행면 2. 측정방향 x축(탄성파속도가 가장 빠른 방향, 결면에 평행)
	B	1.0 ~ 1.8	2.5 ~ 3.0	100~200	
연암	A	1.2 ~ 1.9	2.7 ~ 3.7	700~1,000	
	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	
	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	
	B	4.1 이상	5.7 이상	800 이상	
급경암	A	4.2 이상	5.8 이상	1,600 이상	

지반분류의 경우 국지적인 토질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 정도를 공학적인 특성에 근거하여 지반을 분류하는 등급을 말한다. 내진설계를 위한 지반분류는 기반암의 깊이와 기반암 상부 토층의 평균 전단파속도에 근거하며, 표 3.3과 같이 분류한다.

표 3.3 지반분류체계(해양수산부, 2019)

지반 종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층 평균 전단파속도, Vs Soil(m/s)
S1	암반 지반	3 미만	-
S2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S3	얕고 연약한 지반		260 미만
S4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S5	깊고 연약한 지반		180 미만
S6	부지 고유의 특성 평가 및 지반응답해석이 요구되는 지반		

본 연구에서 수행한 하향식 탄성파탐사의 조사위치 및 시험전경은 그림 3.4와 그림 3.5와 같다.

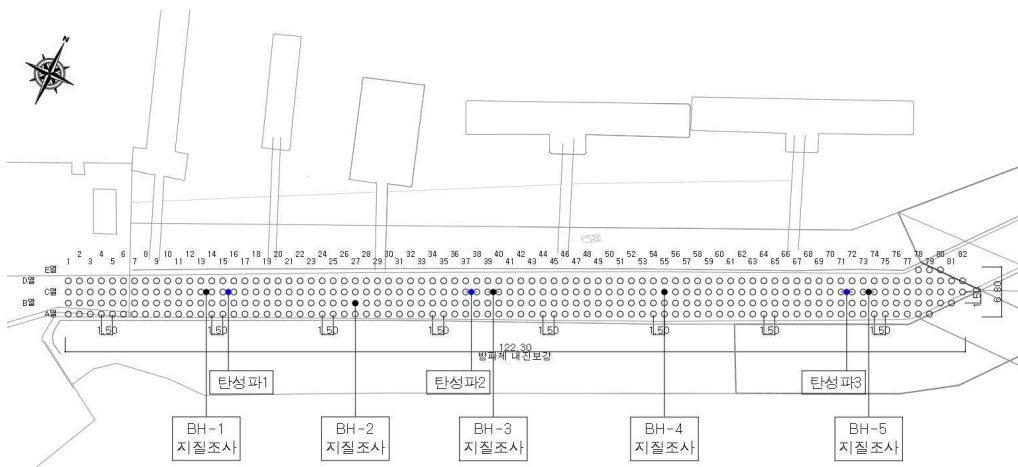


그림 3.4 지반조사 위치도



(a) 장비세팅



(b) 수신기 삽입



(c) 탄성파 발생



(d) 탄성파 측정

그림 3.5 다운홀 테스트 전경

3.3.2 토모그래피 탐사

탄성파 토모그래피는 시추공간 속도측정의 한 단계 발전된 형태로, 측정 원리는 같으나 자료획득 및 자료처리 과정이 더 복잡하고 시간이 많이 걸리는 단점이 있는 반면, 더 정확하고 다양한 정보를 얻을 수 있는 장점이 있다.

탄성파 토모그래피의 가장 일반적인 형태인 시추공간 토모그래피는 한 개의 시추공에는 탄성파 발생장치, 다른 시추공에는 수신 장치를 삽입한 후 여러 각도로 탄성파를 주고 받은 다음, 이들 파의 초동 주시를 발취하고 이를 역산하여 두 시추공 사이의 지층구조를 영상화하는 방법이다. 초동 주시를 역산하는 방법을 진폭 혹은 감쇠 토모그래피라 하는데, 초동 주시는 여러 가지 요인에 의해 변화를 얻는 1차원 탐사인데 반하여 이를 역산하여 결과를 도출해내는 감쇠 토모그래피는 지층구조를 얻을 수 있는 2차원 탐사로 시추공 사이의 지층 경계면의 변화, 연약대의

형상을 얻을 수 있다.

탄성과 토모그래피의 경우 그 자료의 양이 많으므로 초동 주시의 발체는 여러 가지 자동발체 알고리즘을 사용하고, 이를 검토한 후 보정하여 준다. 또한, 지층의 응력방향이나 미세 균열의 분포 등에 따라 같은 매질 내에서도 탄성과의 전파방향에 따라 속도가 변하는데 이를 이방성이라 하며, 이의 영향을 제거하는 과정을 이방성 보정이라 한다. 진폭 토모그래피의 경우 발생원의 방사 특성에 따른 보정을 실시하여 주어야 한다.

초동 주시 발체가 완료되면 이를 역산하여 시추공 사이의 탄성과 속도 분포를 구하는데 이를 주시 역해라 한다. 주시 역해는 시추공 사이 지역을 여러 개의 셀로 나눈 다음 초동 도달시간과 각 셀에서의 파선 길이를 이용하여 각 셀의 탄성과 속도를 구하는 방법이다. 탄성파가 각 셀을 통과하여 수신에 도달할 경우 초동 도달 시간은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$t_k = \sum_{j=1}^N W_{kj} S_j \tag{3.5}$$

여기서, t_k =트레이스의 초동 주시, W_{kj} =각 셀에서의 파선길이, S_j =각 셀의 slowness(탄성과 속도의 역수)이다. 미지수 S_j 를 구하는 작업은 수천 개의 방정식을 푸는 과정으로 여러 가지 방법들이 제시되어 있으며(ART, SIRT, Least Squares, CG 등)고도의 전산능력이 요구되는 작업이다. 역산은 일반적으로 반복법에 의하여 수행되는데, 이는 초기 속도 모델을 설정하고 이 모델에 대한 이론적 주시를 계산한 다음 측정된 주시와의 잔여 오차가 허용값 이내에 들도록 계속 수정하는 방법이다. 파선의 경로는 직선 파선을 가정하는 방법과 곡선 파선을 적용하는 방법이 있는데, 곡선 파선을 적용하는 것이 이론에 더 합당하나 역산에 요구되는 시간만큼 정확성이 증가하지 않아 직선 파선 토모그래피가 주로 이용되고 있다.

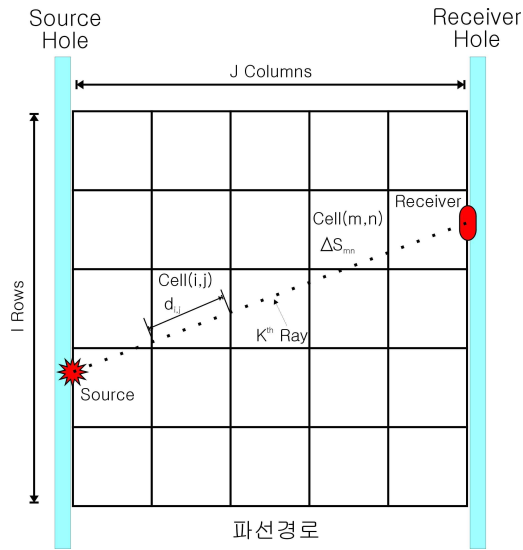
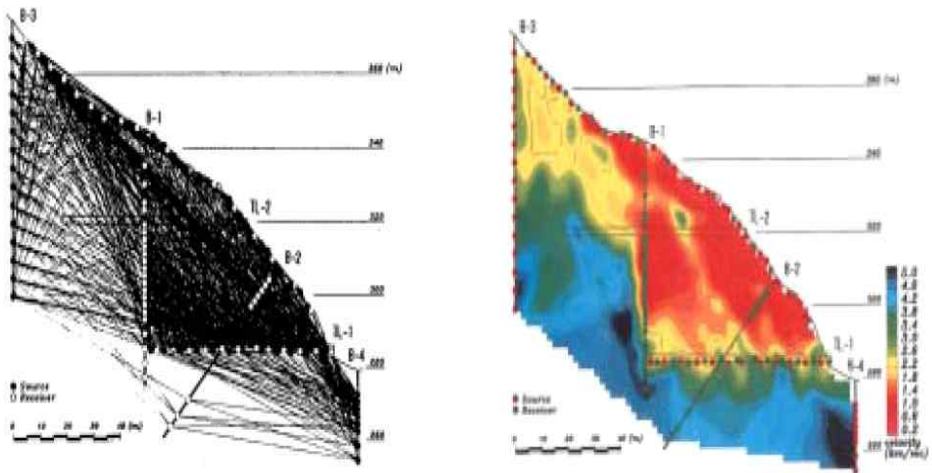


그림 3.6 토모그래피 주시역해 원리



(a) 직선 파선경로

(b) 속도분포 단면도

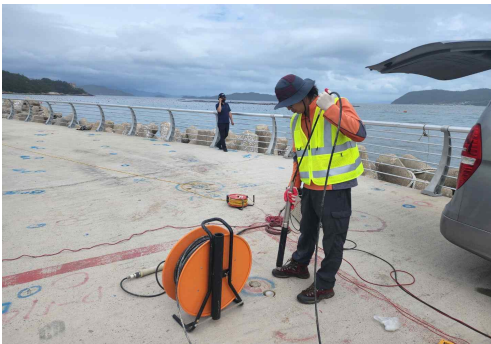
그림 3.7 직선파선경로 및 속도 분포 단면



(a) 장비세팅



(b) 송신기 삽입



(c) 수신기 삽입



(d) 결과 측정

그림 3.8 토모그래피 조사 전경

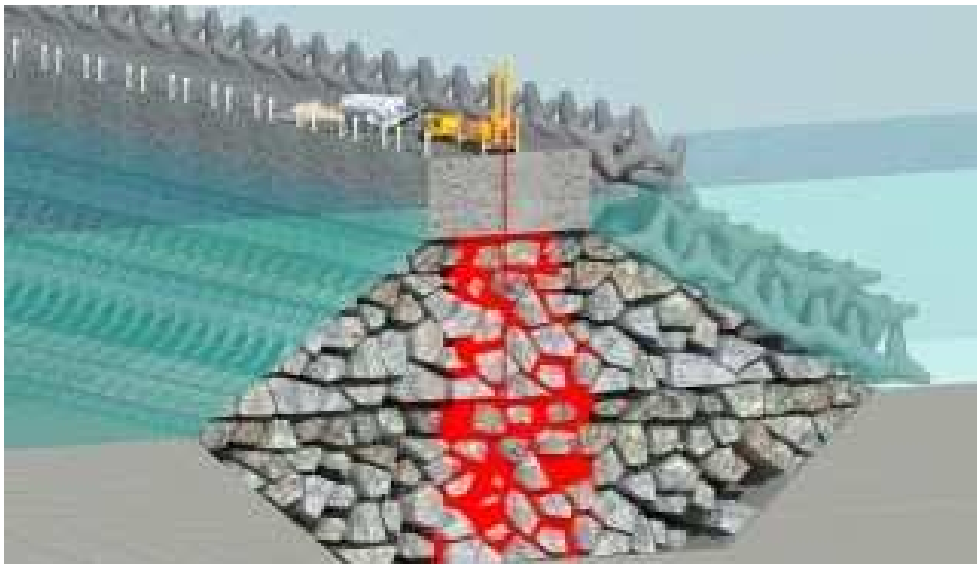
3.4 저유동성 몰탈주입공법을 적용한 내진보강 설계

3.4.1 주입방식 및 주입순서

저유동성 몰탈주입공법의 주입방식에는 Top-Down방식의 하향 주입방식과 Bottom-Up방식의 상향 주입방식 및 두방식의 조합형이 있다. 주입방식 결정시에는 개량 대상지반의 토질구성과 구조물의 구조 등 모든 현장조건을 고려해야 하며, 일반적으로 Top-Down방식은 천층개량 및 구조물 복원에, Bottom-up방식은 지반 개량에 주로 이용되며 가장 일반적이다.

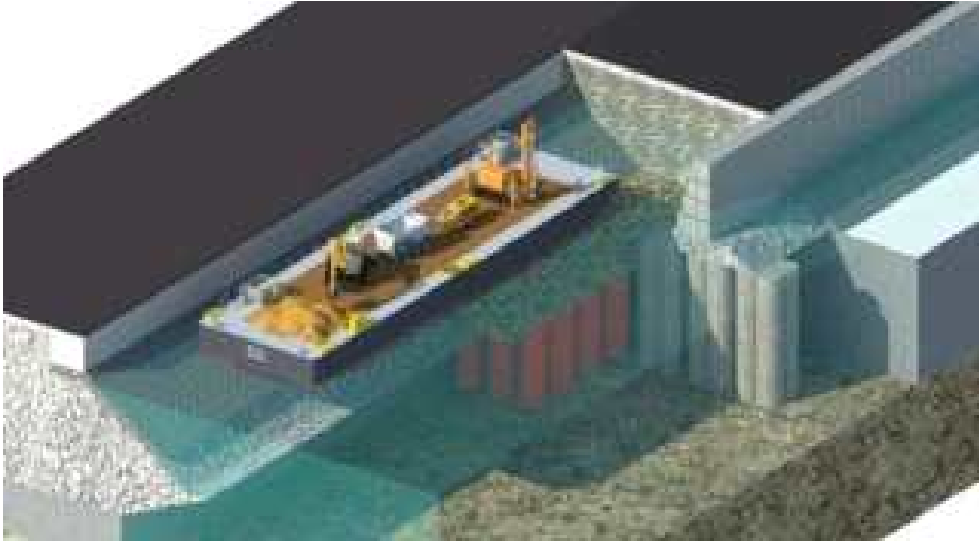
주입공의 배치나 간격의 결정은 경제성이나 주입효과면에서 매우 중요하다. 일반적인 주입공 배치는 Grid형으로 바둑판 모양의 사각형이나 삼각형이 주가 되며, 주입공 간격은 대개 1.0~3.0m이나, 시공목적에 따라 융통성 있게 조절되고 흔히 1.5~2.0m를 적용한다.

그림 3.9는 저유동성 몰탈주입 보강공법 모식도이다.



(a) 호안내진보강

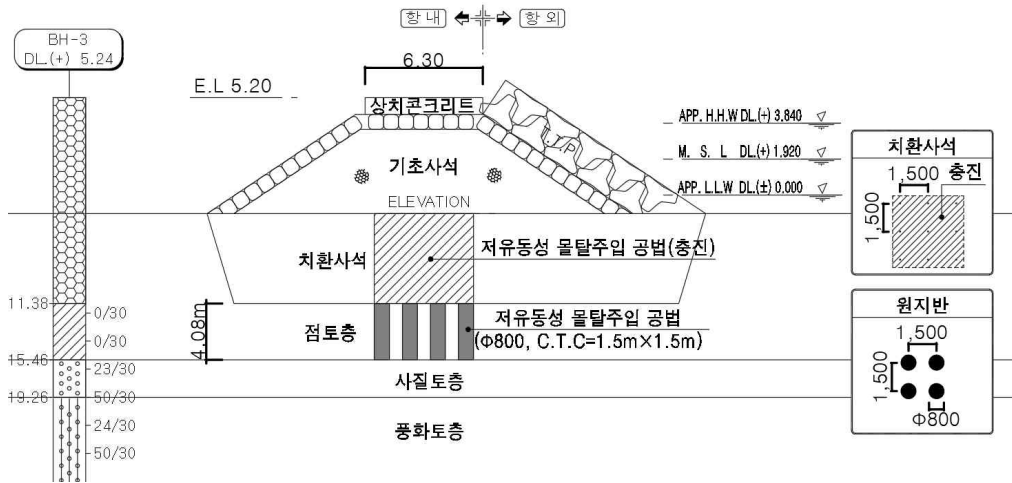
그림 3.9 저유동성 몰탈주입 공법 모식도(계속)



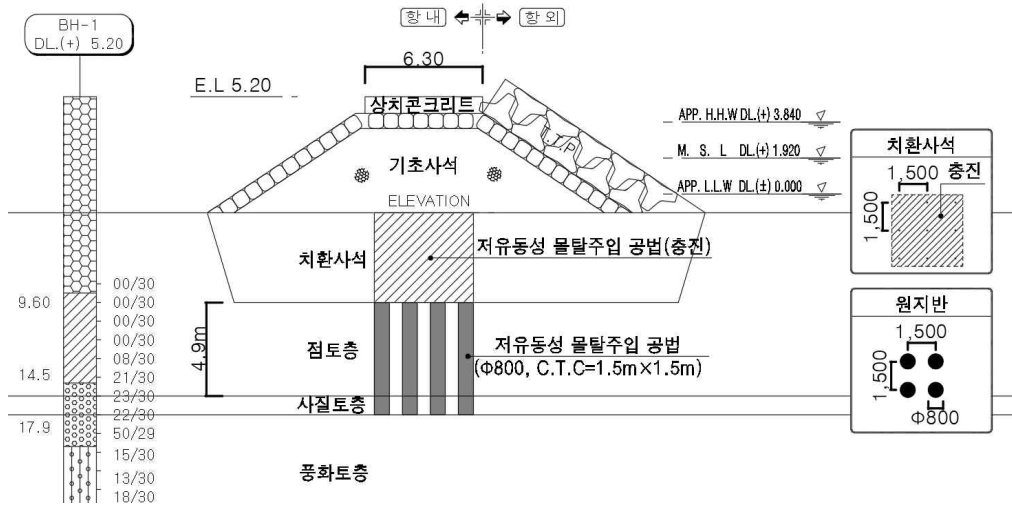
(b) 연약지반개량

그림 3.9 자유동성 몰탈주입 공법 모식도

본 연구에서는 대상현장 지반에 대하여 1.5m 간격의 사각형배치로 주입재를 주입하였으며, 그림 3.10은 해당 주입구간에 대한 얕은구간과 깊은구간의 대표단면을 나타낸 것이다.



(a) 얕은구간



(b) 깊은구간

그림 3.10 자유동성 몰탈주입 공법 주입 단면도

그림 3.11은 저유동성 몰탈주입 공법의 주입 평면도를 나타낸 것으로, 주입구간의 경우 B=5.6, L=122.3m로 총 327공에 대하여 주입시공을 진행하였다.

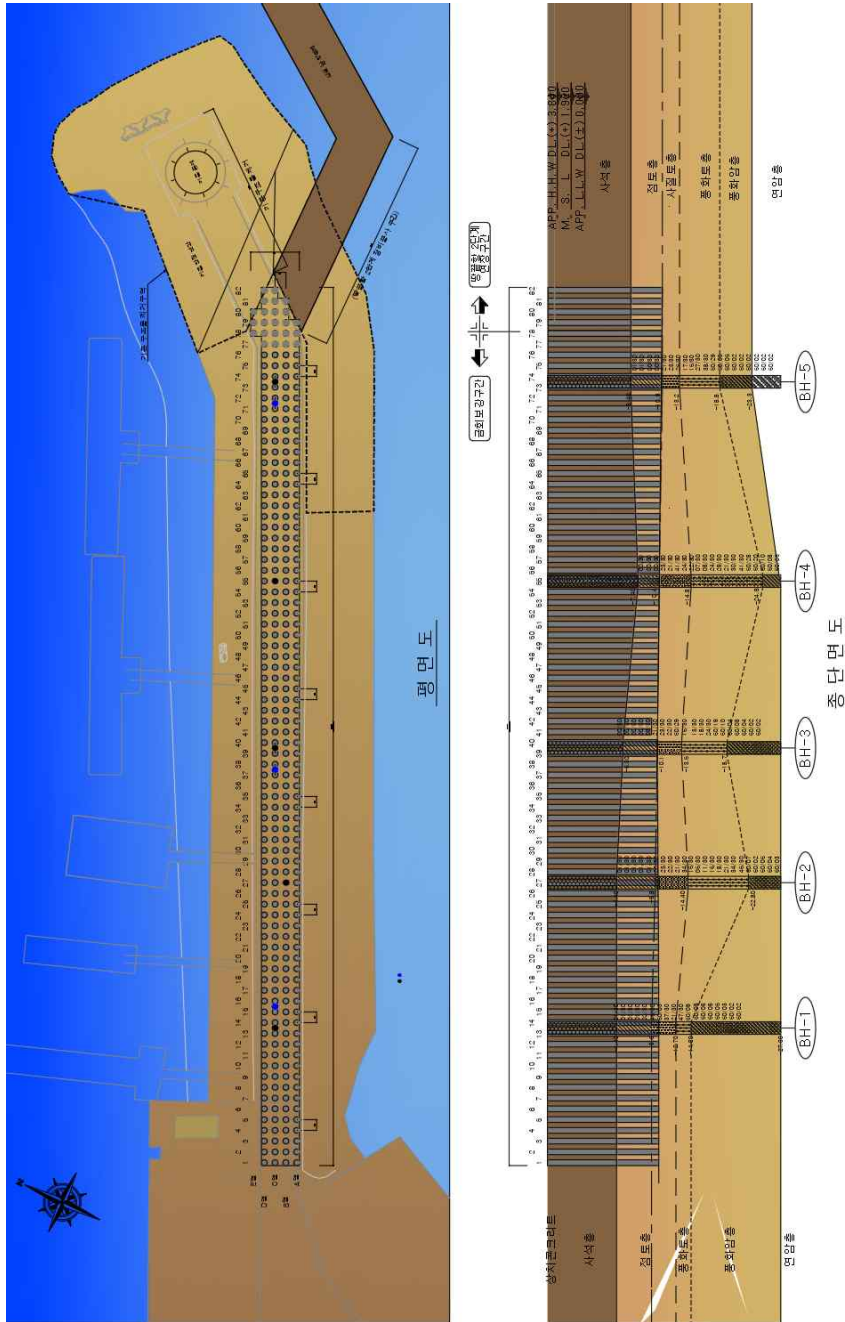


그림 3.11 저유동성 몰탈주입 공법 주입 종·평면도

3.4.2 내진보강 검증

시험시공 완료 28일 경과 후 확인보링을 수행하였으며, 보링장비는 유압시추기를 투입하고 NX구경의 Double Core Barrel을 사용하였다. 회수된 Core는 상단부, 중단부, 하단부 각각 3개 1조씩 3개조를 채취하여 현장시험을 수행하였다.

그림 3.12는 시추조사 전경이다.



(a) 장비 세팅



(b) 시험체 회수



(c) 천공구간 보강



(d) 시험체 회수 후 전경

그림 3.12 시추조사 전경

3.5 지반조사 결과

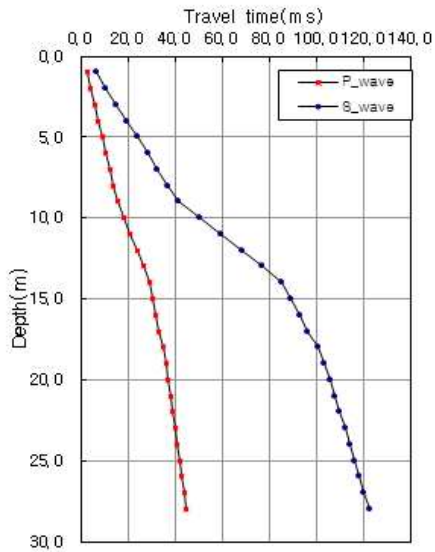
3.5.1 다운홀 테스트 결과

그림 3.13~3.16은 내진보강 전·후의 다운홀테스트 결과를 통한 동적물성치 결과이다.

BH-1번공의 보강 전 28.0m까지의 지반에 대한 평균 전단파속도(229m/s)에 의한 지반분류 결과 S4로 확인되었으며, BH-3번공의 보강 전 30.0m까지의 지반에 대한 평균 전단파속도(224m/s)에 의한 지반분류 결과 S4로 확인되었다.

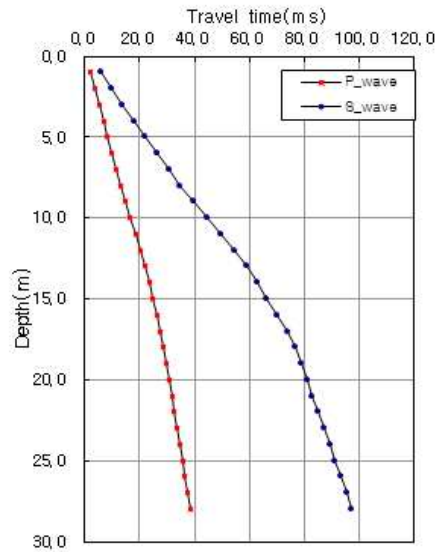
BH-1번공의 보강 후 28.0m까지의 지반에 대한 평균 전단파속도(288m/s)에 의한 지반분류 결과 S4로 확인되었으며, BH-3번공의 보강 후 30.0m까지의 지반에 대한 평균 전단파속도(282m/s)에 의한 지반분류 결과 S4로 확인되었다.

시험결과를 분석한 결과, BH-1번공에서는 보강 전 229m/s로 보강 후 288m/s로 전단파속도가 약 1.25배 증가하였으며, BH-3번공에서는 보강 전 224m/s로 보강 후 288m/s로 전단파속도가 약 1.26배 증가하였다. 이는 저유동성 몰탈주입공법 보강으로 인해 퇴적층에서 전단파속도가 개선 되었음을 확인하였다.

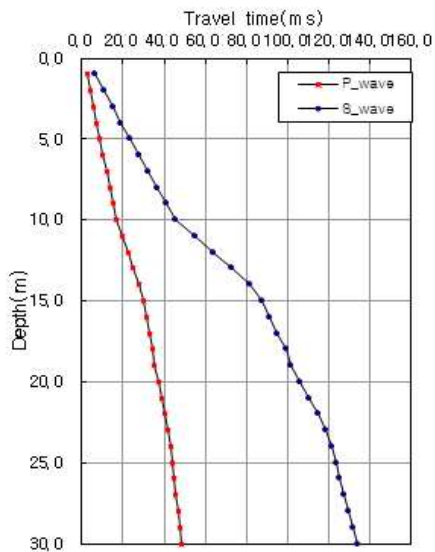


(a) 시공 전(BH-1)

⇒

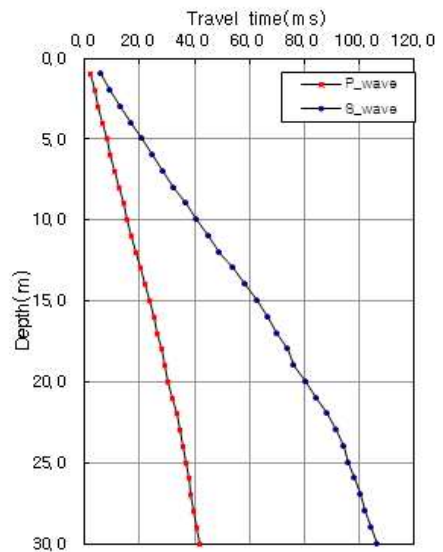


(b) 시공 후(BH-1)



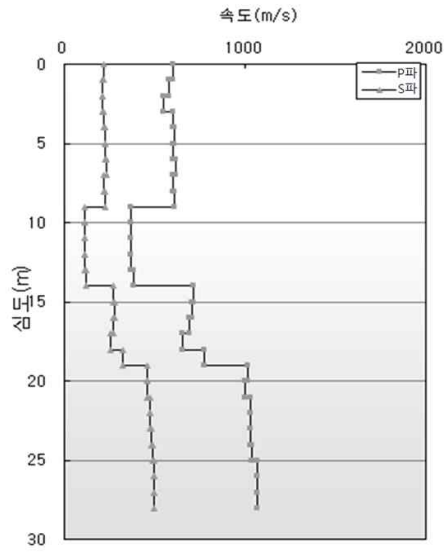
(c) 시공 전(BH-3)

⇒



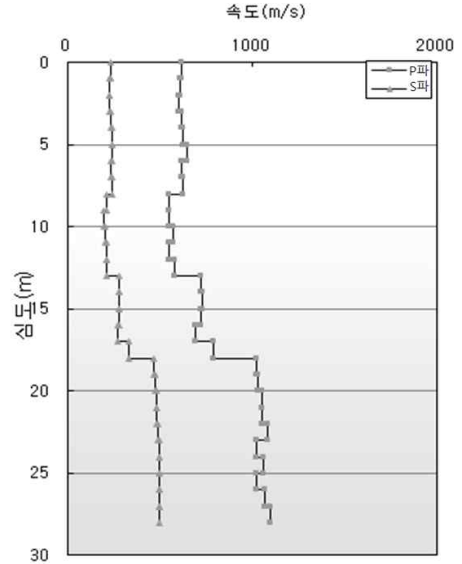
(d) 시공 후(BH-3)

그림 3.13 다운홀 테스트 결과 - 주시곡선

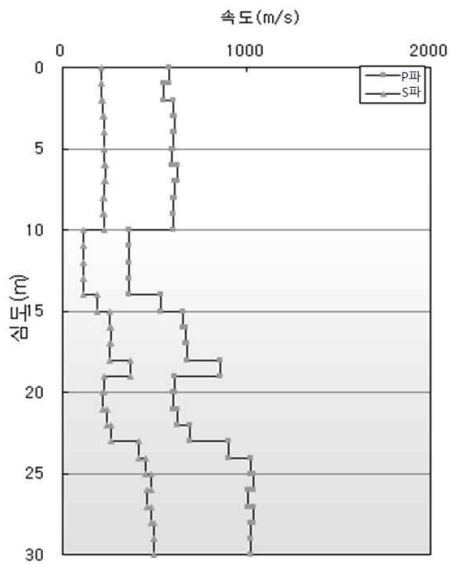


(a) 시공 전(BH-1)

⇒

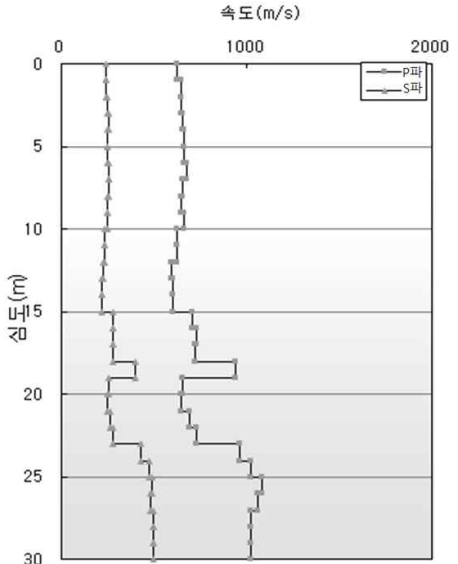


(b) 시공 후(BH-1)



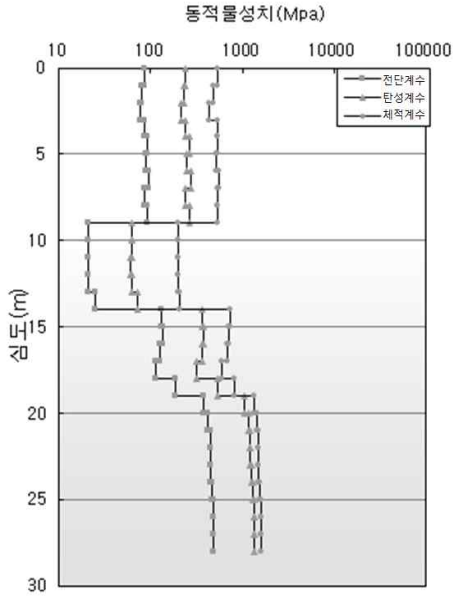
(c) 시공 전(BH-3)

⇒



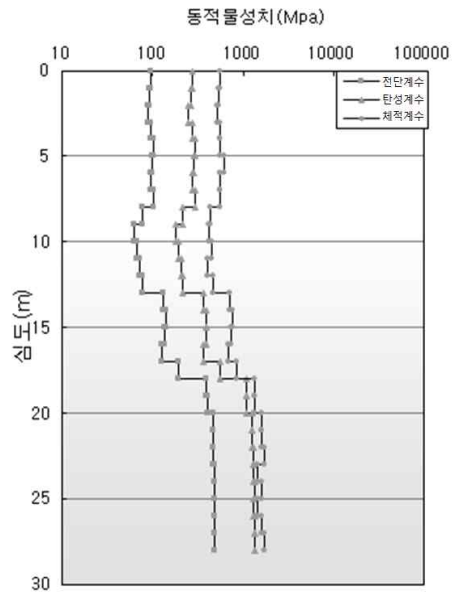
(d) 시공 후(BH-3)

그림 3.14 다운홀 테스트 결과 - 속도(m/s)

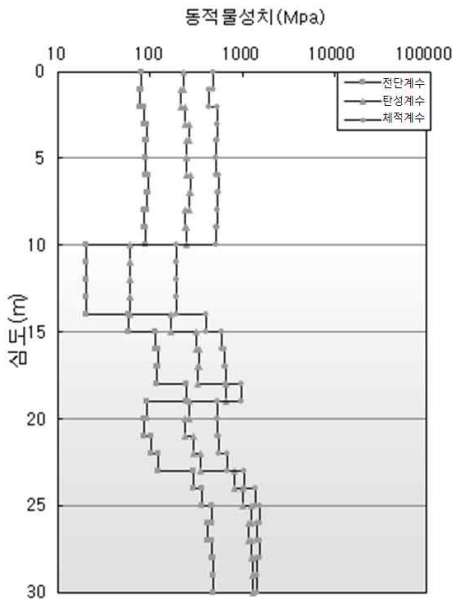


(a) 시공 전(BH-1)

⇒

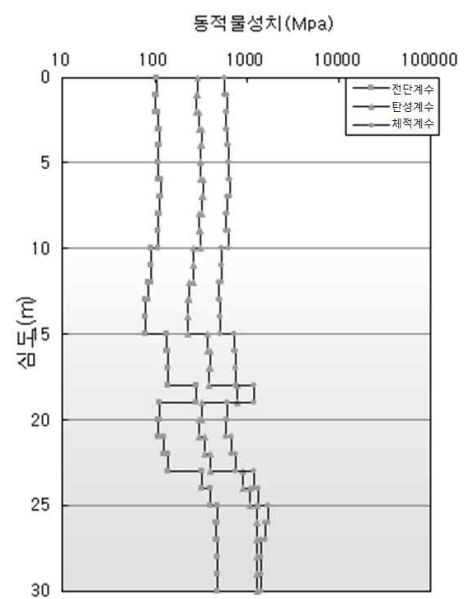


(b) 시공 후(BH-1)



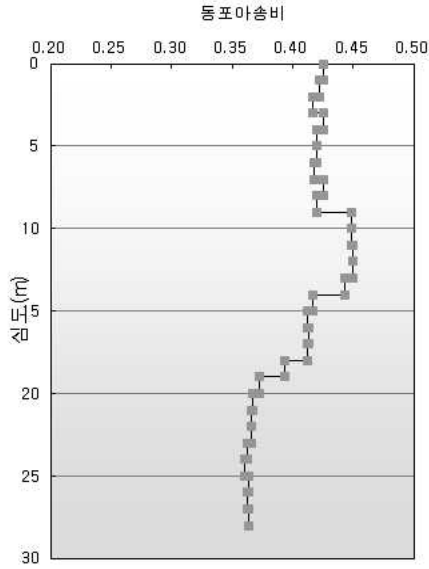
(c) 시공 전(BH-3)

⇒



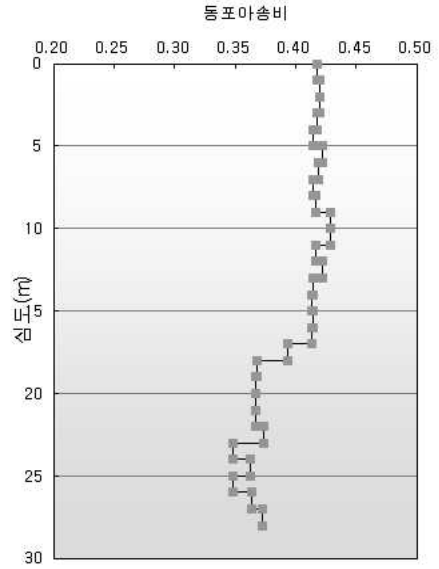
(d) 시공 후(BH-3)

그림 3.15 다운홀 테스트 결과 - 동적물성치(MPa)

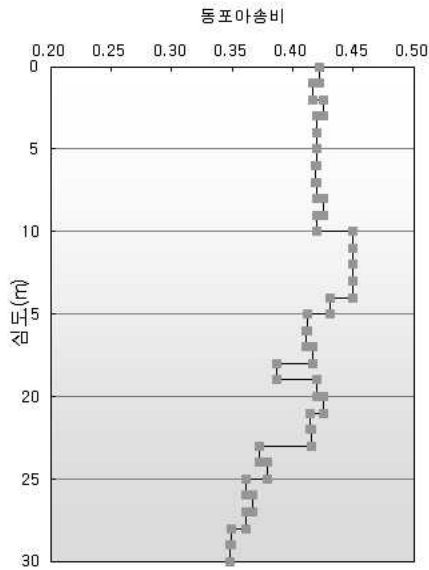


(a) 시공 전(BH-1)

⇒

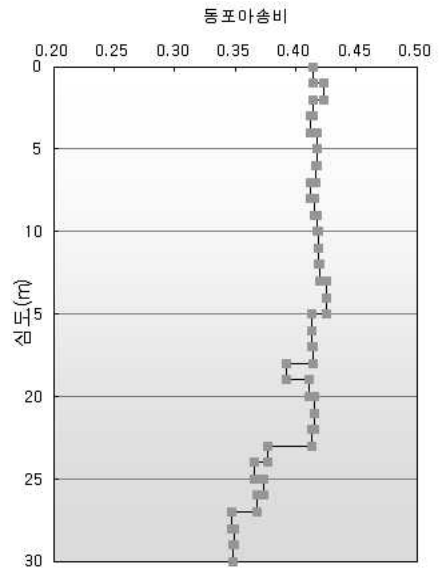


(b) 시공 후(BH-1)



(c) 시공 전(BH-3)

⇒



(d) 시공 후(BH-3)

그림 3.16 다운홀 테스트 결과 - 동포아송비

표 3.4 시공 전 다운홀 테스트 결과

공번	심도 (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	동 포아송비	Gd (MPa)	Ed (MPa)	Kd (MPa)	적용밀도 (kN/m ³)	암구분 (시추)
BH-1	0.0~9.6	594	219	0.421	87	246	520	18.0	매립층
	9.6~14.5	369	113	0.448	22	63	203	17.0	퇴적층
	14.5~17.9	703	270	0.414	131	371	716	18.0	퇴적층
	17.9~20.0	786	325	0.397	190	531	858	18.0	풍화토
	20.0~28.0	1,038	480	0.364	461	1,259	1,540	20.0	풍화암
BH-3	0.0~10.5	594	220	0.420	87	248	519	18.0	매립층
	10.5~15.3	387	120	0.447	24	71	222	17.0	퇴적층
	15.3~18.7	665	256	0.413	118	333	639	18.0	퇴적층
	18.7~25.0	728	287	0.408	148	418	757	18.0	풍화토
	25.0~30.0	1,023	481	0.358	463	1,258	1,474	20.0	풍화암

표 3.5 시공 후 다운홀 테스트 결과

공번	심도 (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	동 포아송비	Gd (MPa)	Ed (MPa)	Kd (MPa)	적용밀도 (kN/m ³)	암구분 (시추)
BH-1	0.0~9.6	610	229	0.418	95	268	543	18.0	매립층
	9.6~14.5	584	214	0.423	78	221	477	17.0	퇴적층
	14.5~17.9	713	274	0.413	135	382	734	18.0	퇴적층
	17.9~20.0	933	412	0.379	306	844	1,158	18.0	풍화토
	20.0~28.0	1,054	489	0.363	478	1,303	1,584	20.0	풍화암
BH-3	0.0~10.5	650	247	0.416	110	311	614	18.0	매립층
	10.5~15.3	607	224	0.421	85	242	513	17.0	퇴적층
	15.3~18.7	718	276	0.413	137	387	744	18.0	퇴적층
	18.7~25.0	777	312	0.404	175	492	852	18.0	풍화토
	25.0~30.0	1,038	489	0.357	478	1,298	1,517	20.0	풍화암

표 3.6 시공 전·후 탄성과 시험 비교

조사 결과																	
매번	시공 전								⇒	시공 후							
	심도 (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	동포아송비	Gd (MPa)	Ed (MPa)	Kd (MPa)	밀도 (kN/m ³)		암구분 (시추)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	동포아송비	Gd (MPa)	Ed (MPa)	Kd (MPa)	밀도 (kN/m ³)
1	0.0 ~ 9.6	594	219	0.421	87	246	520	18.0	매립층	610	229	0.418	95	268	543	18.0	매립층
	9.6 ~ 14.5	369	113	0.448	22	63	203	17.0	퇴적층	584	214	0.423	78	221	477	17.0	퇴적층
	14.5 ~ 17.9	703	270	0.414	131	371	716	18.0	퇴적층	713	274	0.413	135	382	734	18.0	퇴적층
	17.9 ~ 20.0	786	325	0.397	190	531	858	18.0	풍화토	933	412	0.379	306	844	1,158	18.0	풍화토
	20.0 ~ 28.0	1,038	480	0.364	461	1,259	1,540	20.0	풍화암	1,054	489	0.363	478	1,303	1,584	20.0	풍화암
2	0.0 ~ 10.5	594	220	0.420	87	248	519	18.0	매립층	650	247	0.416	110	311	614	18.0	매립층
	10.5 ~ 15.3	387	120	0.447	24	71	222	17.0	퇴적층	607	224	0.421	85	242	513	17.0	퇴적층
	15.3 ~ 18.7	665	256	0.413	118	333	639	18.0	퇴적층	718	276	0.413	137	387	744	18.0	퇴적층
	18.7 ~ 25.0	728	287	0.408	148	418	757	18.0	풍화토	777	312	0.404	175	492	852	18.0	풍화토
	25.0 ~ 30.0	1,023	481	0.358	463	1,258	1,474	20.0	풍화암	1,038	489	0.357	478	1,298	1,517	20.0	풍화암
조사 결과 비교	Vp (m/s)		Vs (m/s)		동포아송비		Gd (MPa)		Ed (MPa)		Kd (MPa)						
	증가		증가		감소		증가		증가		증가						

BSSC(1994)에서 제시하는 전단파속도에 따른 암질의 분류는 다음 표 3.7과 같다.

표 3.7 전단파속도에 따른 암질의 분류

Soil types	평균 Vs파 속도(m/s)
경암	>1500
보통암	760~1500
풍화토, 풍화암	360~760
단단한 흙	180~360
연약지반	<180

금회 시험 결과 보강 전(연약지반)과 보강 후(저유동성 몰탈주입공법)에서 보는 Vs파 속도는 아래 표 3.8과 같이 변화하였다.

표 3.8 시공 전·후의 전단파속도 비교

시험 위치	개량전 Vs(m/s)	개량후 Vs(m/s)
BH-1	113	214
BH-3	120	224

BSSC(1994)에서 연약지반과 개량지반을 구분하는 $V_s < 180\text{m/s}$ 를 기준으로 개량 후 토모그래피나 탄성파시험을 실시하여 개량 구간에서 V_s 가 180m/s 이상되는지 확인하여 내진보강의 기초자료로 활용하는 것이 좋은 방안으로 판단된다.

3.5.2 토모그래피 탐사 결과

표 3.17은 보강 전, 후의 토모그래피 탐사위치를 나타낸 것이고, 표 3.18은 토모그래피 탐사결과를 나타낸 것이다.

토모그래피 탐사 결과, Site1의 경우 개량체 구간은 전반적으로 매립층 및 퇴적층 구간을 포함하며 심도는 약 15.0m 내외까지 시공된 것으로 나타났고 보강 전 약 1,700m/s에서 보강 후 약 2,100m/s 이상의 탄성파속도 분포를 확인하였다. 풍화잔류토는 약 1,900m/s 이상의 탄성파속도 분포를 보이며 전반적으로 시공이 양호한 것으로 판단되었다.

Site2의 경우 개량체 구간은 전반적으로 매립층 및 퇴적층 구간을 포함하며 심도는 약 15.0m 내외까지 시공된 것으로 나타났고 보강 전 약 1,750m/s에서 보강 후 약 2,060m/s 이상의 탄성파속도 분포를 확인하였다. 풍화잔류토는 약 1,860m/s 이상의 탄성파속도 분포를 보이며 전반적으로 시공이 양호한 것으로 판단되었다.

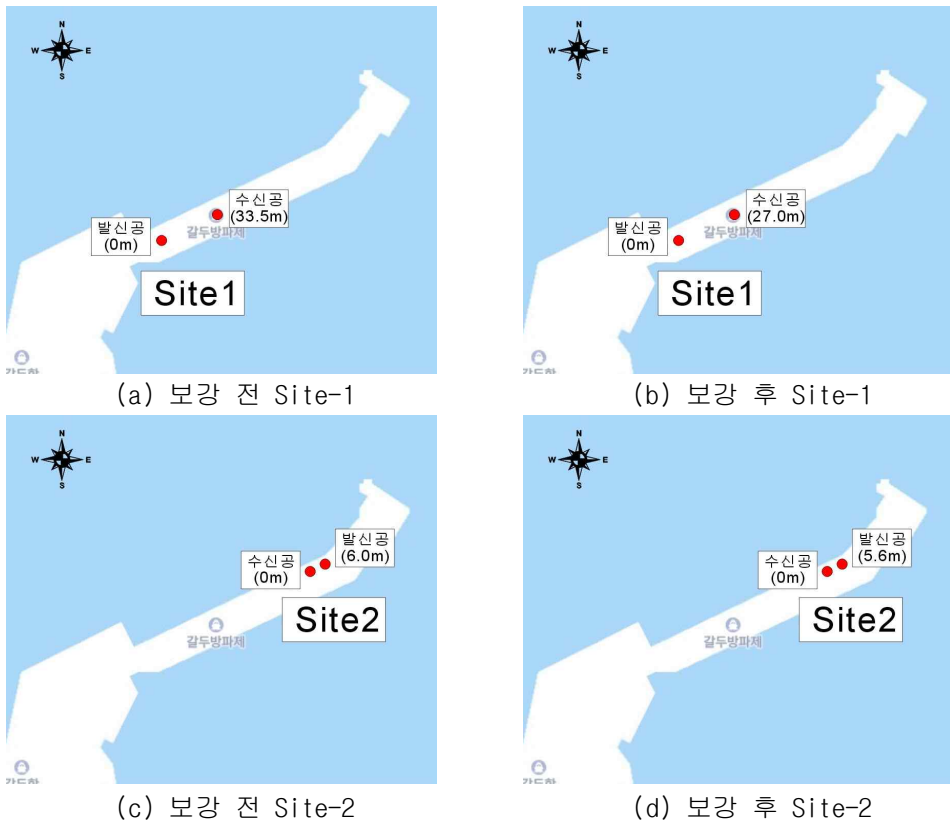
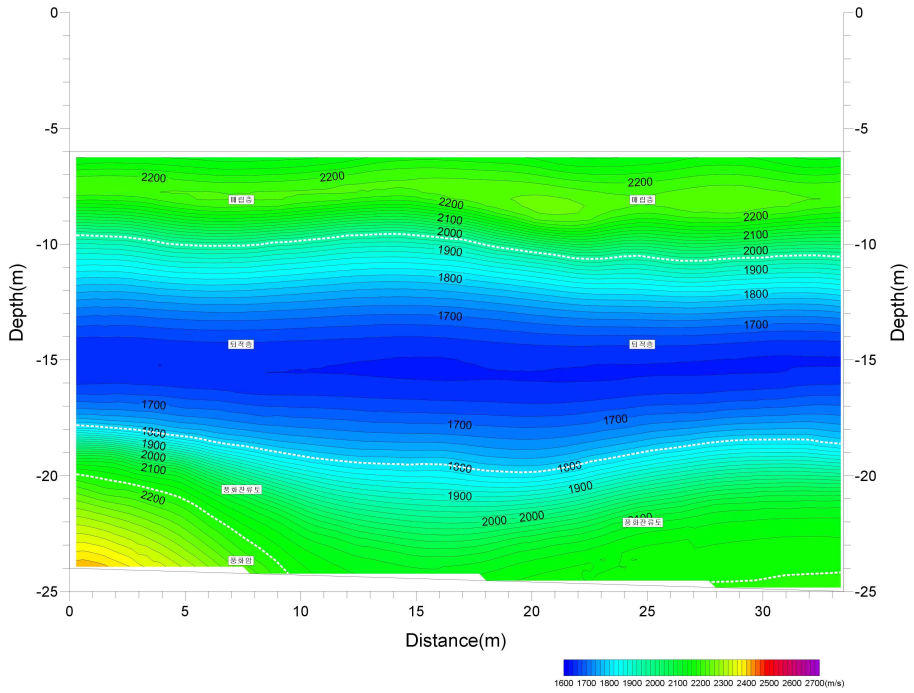
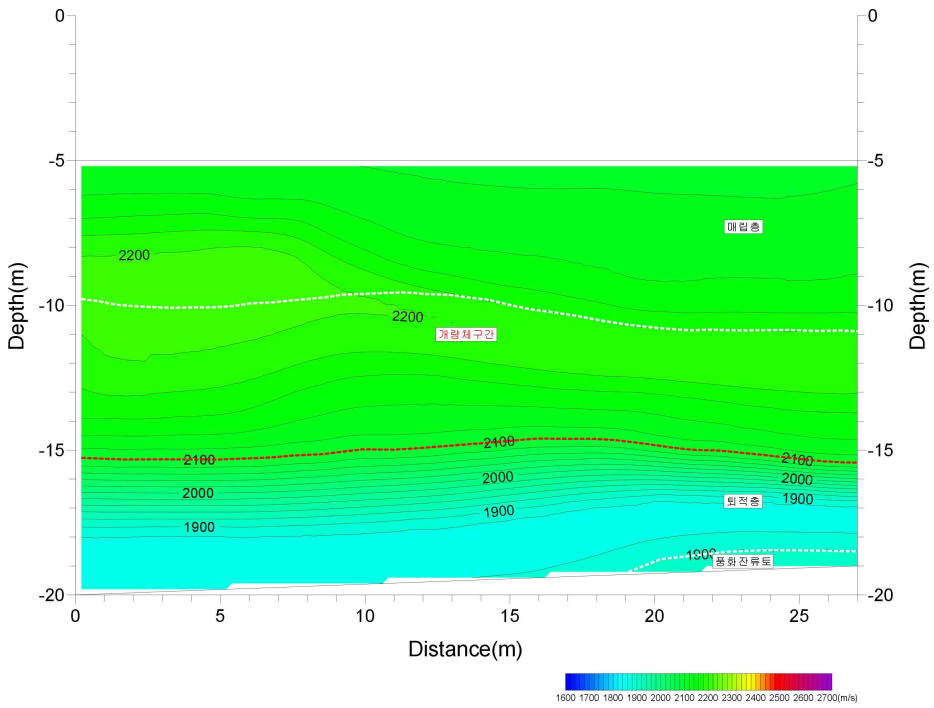


그림 3.17 토모그래피 탐사위치

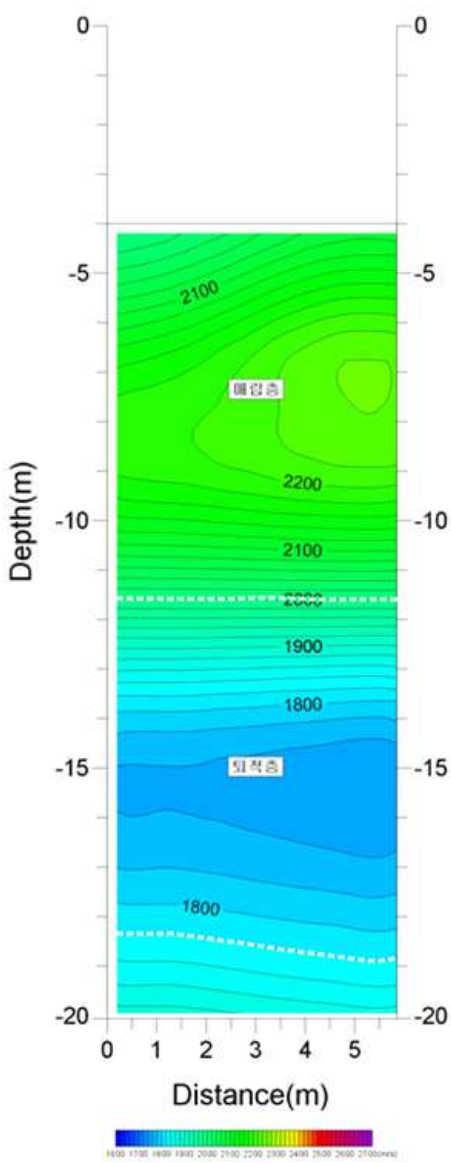


(a) 보강 전 Site-1

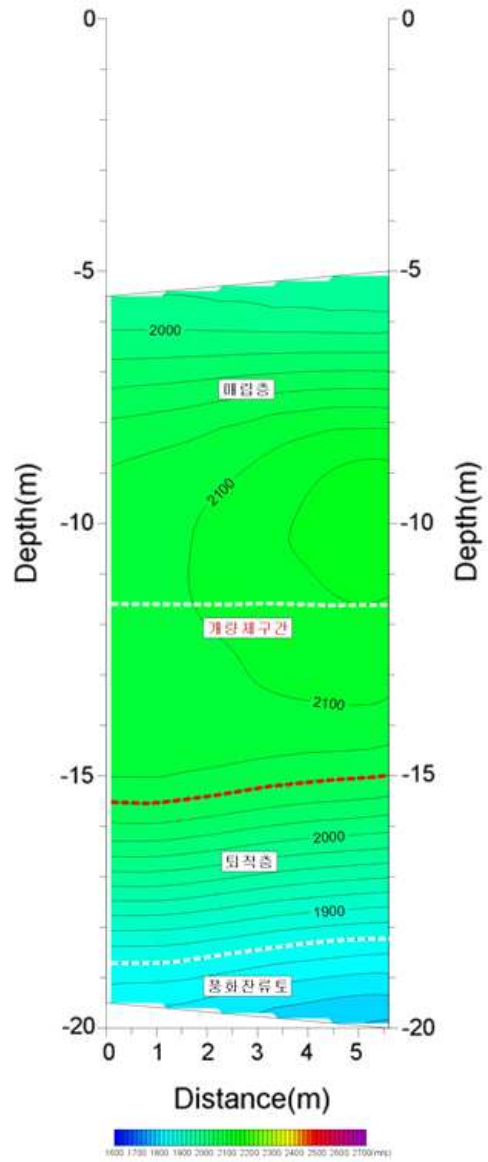


(b) 보강 후 Site-1

그림 3.18 토모그래피 탐사결과 (계속)



(c) 보강 전 Site-2



(d) 보강 후 Site-2

그림 3.18 토모그래피 탐사결과

3.6 저유동성 몰탈주입공법 검증용 실내시험

저유동성 몰탈주입공법에서는 현재까지 피조콘시험, 말뚝재하시험, 코어채취 및 압축강도, 회수율 시험 등이 있다. 본 연구에서는 일축압축강도시험을 수행하였으며, 회수율 80% 이상의 공시체를 선정하여 그 결괏값을 측정하였다.

표 3.9와 그림 3.19는 회수율 결과에 따른 공시체의 일축압축강도시험 결과를 나타낸 것이다.

표 3.9 실내강도시험 및 회수율 결과

구분	일축압축강도 MPa		T.C.R(%)	
	기준	시험값	기준	시험값
#1	3.2MPa 이상	6.4	80% 이상	83
#2		5.8		92
#3		4.9		90
#4		6.8		85
#5		7.0		83

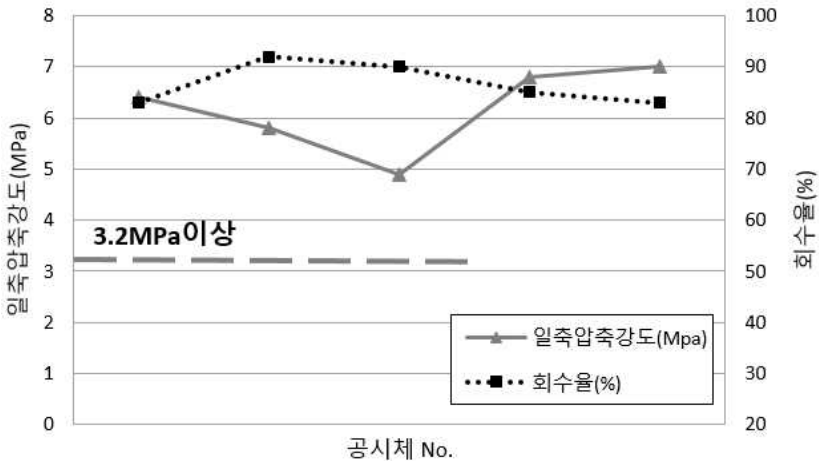


그림 3.19 일축압축강도 및 회수율 결과

그림 3.20은 회수율을 통한 공시체의 일축압축강도 시험전경을 나타낸 것이다.



(a) 장비 세팅



(b) 일축압축강도 측정



(c) 결괏값 확인



(d) 시험결과 검증

그림 3.20 일축압축강도 시험전경

제 4 장 수치해석 및 결과

4.1 개요

유사정적해석에서 지진의 영향은 역해석과 공학적판단으로 구한 단일 값인 평균(등가) 지진계수로 표현되기 때문에 지진 시 발생하는 시간적인 변위와 비선형적인 해석에서는 한계가 있다. 따라서, 본 연구에서는 등가정적해석을 수행한 후에 복잡한 구조물에 대하여 인공지진 데이터를 활용한 시간이력해석법을 통하여 시간에 따른 지반의 비선형거동을 확인하고자 하였다. 구조물-지반의 상호작용이 필요한 비선형 유한요소해석인 시간이력해석법을 이용하여 보강효과를 확인하였다.

2가지 해석 모두 보강 전, 보강 후와 얇은구간, 굵은구간으로 나누어 해석을 수행하였으며, 얇은구간의 경우 대표적인 단면으로 BH-3, 굵은구간의 경우 대표단면으로 BH-1로 분류하였다.

4.2 1차원 등가선형해석

4.2.1 Input Data

해석에 사용된 지반정수는 다음 표 4.1~4.3과 같으며, 해석케이스는 표 4.4와 같이 보강 전과 보강 후로 나누어 16케이스의 경우로 검토를 수행하였다.

표 4.1 재료의 강도 정수

구 분	습윤 단위중량 (γ_t)	수중 단위중량 (γ)	점착력 (c)	내부 마찰각 (ϕ)	포아송 비 (ν)	최대 지반 가속도 (A_{max})	설계 수평 지진계수 (k_h)
사석 및 피복석	18.0kN/m ³	10.0kN/m ³	-	40.0°	0.30	0.227	0.114
상치 콘크리트	22.6kN/m ³	12.6kN/m ³	-	-	0.20		

표 4.2 원지반 설계정수

구 분		포화단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (ϕ)
사질토	N<4	20.0	-	24.6
	4≤N≤10	20.0	-	28.4
점성토층		16.5	2.717Z + 0.744	-
풍화토		20.0	20.0	30.0
풍화암		21.0	30.0	35.0

표 4.3 복합지반 설계정수

구 분	개량체 직경	간격	치환율	단위중량	점착력	내부 마찰각
제체사석	공극 채움	1.5m × 1.5m	100%	20.0kN/m ³	240.0kPa	-
점토	800mm	1.5m × 1.5m	22.3%	16.5kN/m ³	178.4kPa	-

표 4.4 해석 케이스

구분		지반의 심도	방향
보강 전	상시	얕은구간	내측
			외측
	지진시	깊은구간	내측
			외측
보강 후	상시	얕은구간	내측
			외측
	지진시	깊은구간	내측
			외측

4.2.2 보강 전 내진성능평가

OO항 방파제의 상부 구조물 형식은 사석경사제(마루높이 DL.(+) 5.20m), 하부는 강제치환공법으로 적용하였으며, 하부에 연약 점토층(N값 4이하)이 4~5m 잔존하고 있었다. 내진에 취약한 OO항 방파제의 경우 개정된 내진설계기준(KDS 64 17 00, 2018.03)에 의하여 안정성을 확보하도록 내진보강이 필요하였다. 지반조사 결과를 반영하여 기존 방파제 시설에 대하여 단면을 추정하였으며, 잔류침하층의 깊이에 따라 얇은 구간(BH-3) 및 깊은 구간(BH-1)으로 나누어 검토를 실시하였다.

그림 4.1은 보강 전 현장의 얇은구간과 깊은구간 단면도를 나타낸 것이다.

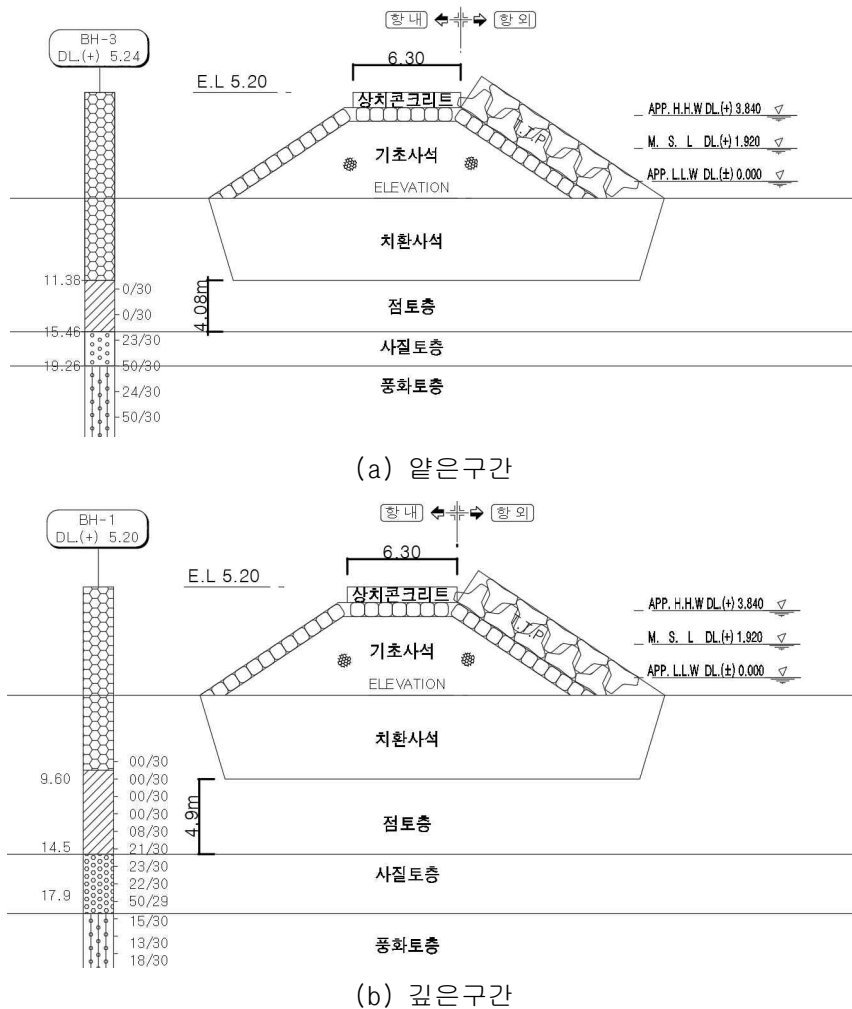


그림 4.1 보강 전 검토 단면

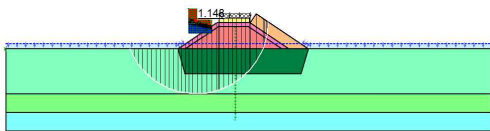
추정된 단면을 기초로 내진성능평가를 실시한 결과는 다음과 같으며, 해석방법은 Bishop의 간편법을 적용하였다.

해석결과, 얇은 구간 및 깊은 구간에 대해 상시, 지진시, 내측, 외측에 대해 안정성이 확보되지 않는 것으로 검토되었다.

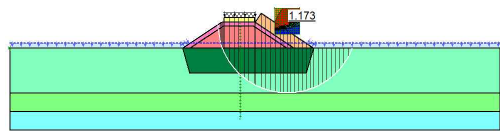
표 4.5는 보강 전 방파제의 얇은구간과 깊은구간의 원호활동 검토 결과를 나타낸 것이고, 그림 4.2는 보강 전 얇은구간의 해석단면을 나타낸 것이다.

표 4.5 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 전

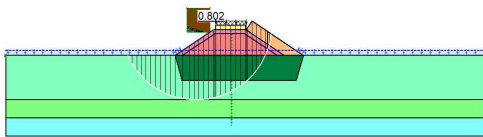
구 분	얇은 구간		깊은 구간		판 정
	내측	외측	내측	외측	
상시	1.148 < 1.3	1.173 < 1.3	0.911 < 1.3	0.941 < 1.3	불안전
지진시	0.802 < 1.0	0.815 < 1.0	0.653 < 1.0	0.668 < 1.0	불안전



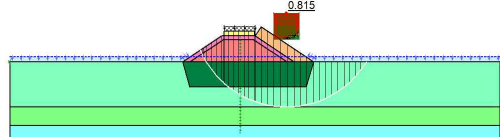
(a) 내측(상시)_1.148



(b) 외측(상시)_1.173



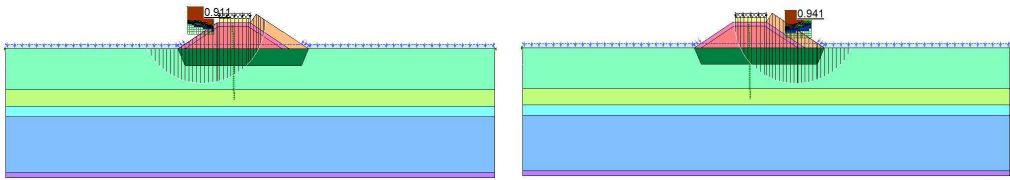
(c) 내측(지진시)_0.802



(d) 외측(지진시)_0.815

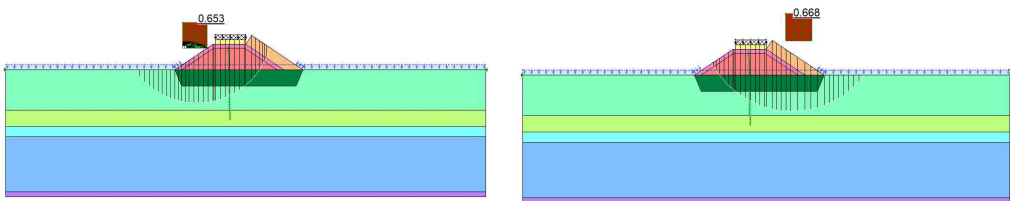
그림 4.2 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 전 얇은구간

그림 4.3은 보강 전 깊은구간의 해석단면을 나타낸 것이다.



(a) 내측(상시)_0.911

(b) 외측(상시)_0.941



(c) 내측(지진시)_0.653

(d) 외측(지진시)_0.668

그림 4.3 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 전 깊은구간

4.2.3 보강 후 내진성능평가

내진성능 평가 결과를 토대로 안정성이 확보되지 않는 방파제 구조물에 대해 저유동성 몰탈주입 보강 후 안정성 검토를 수행하였다. 그림 4.4는 보강 후 현장의 얇은구간과 깊은구간 단면도를 나타낸 것이다.

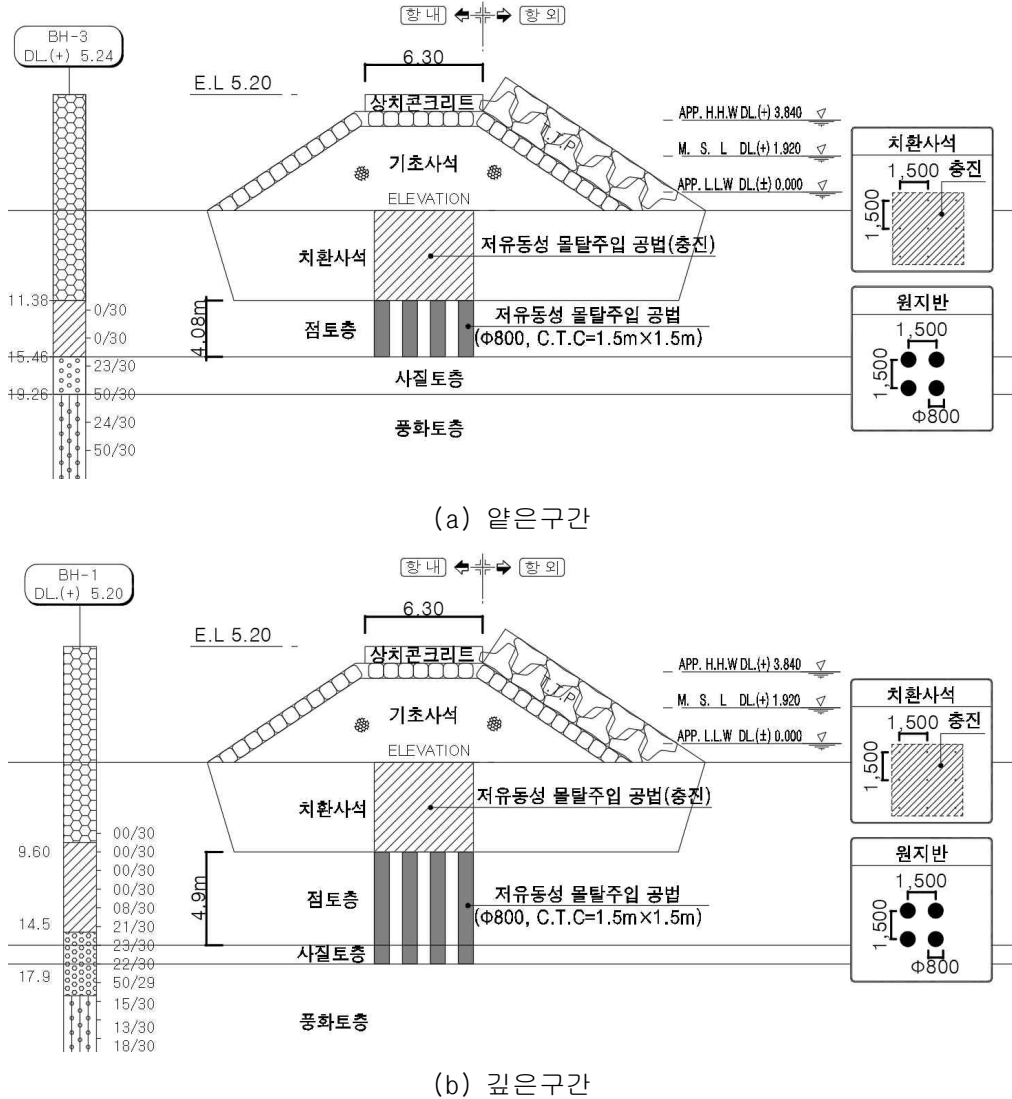


그림 4.4 보강 후 검토 단면

표 4.6은 보강 후 방파제의 얇은구간과 깊은구간의 원호활동 검토 결과를 나타낸 것이고, 그림 4.5는 보강 후 얇은구간의 해석단면을 나타낸 것이다.

표 4.6 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 후

구 분	얇은 구간		깊은 구간		판 정
	내측	외측	내측	외측	
상시	1.871 > 1.3	2.217 > 1.3	2.23 > 1.3	2.65 > 1.3	안 전
지진시	1.309 > 1.0	1.346 > 1.0	1.590 > 1.0	1.786 > 1.0	안 전

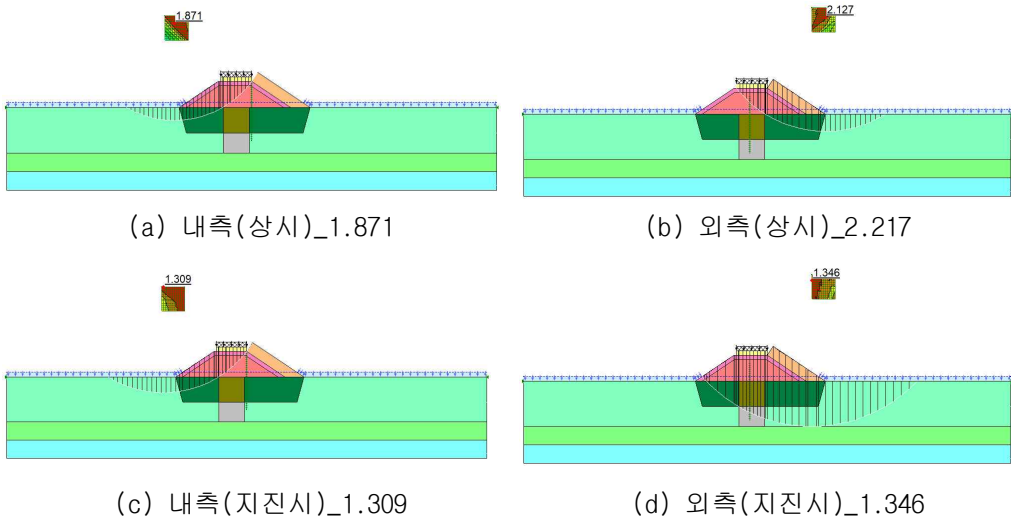


그림 4.5 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 후 얇은구간

그림 4.6은 보강 후 얽은구간의 해석단면을 나타낸 것이다.

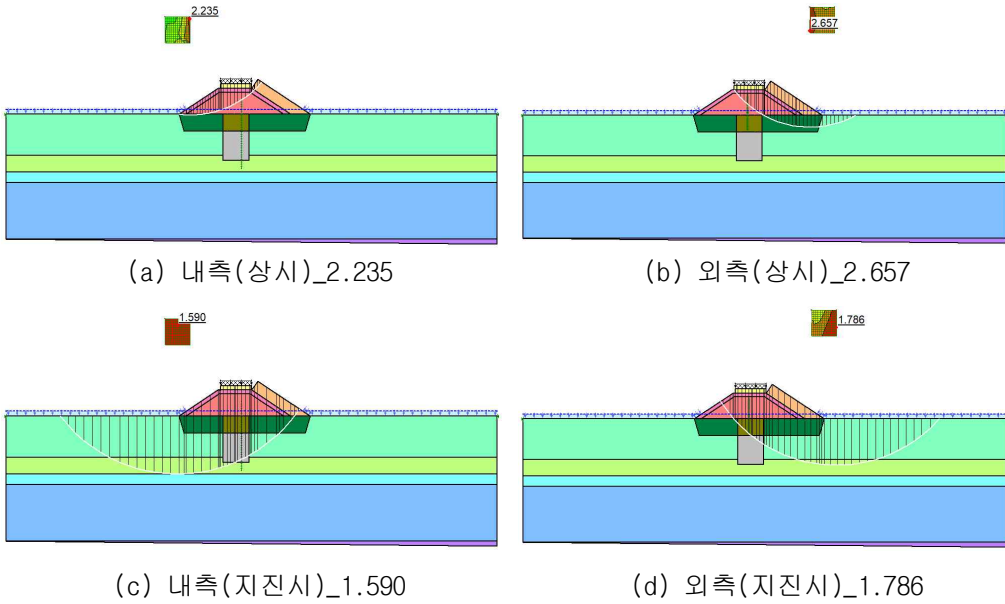
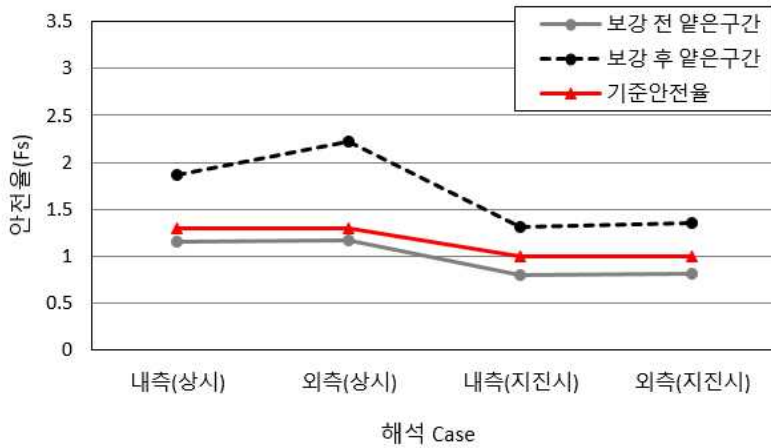


그림 4.6 방파제 구간 원호활동 검토결과 - 보강 후 깊은구간

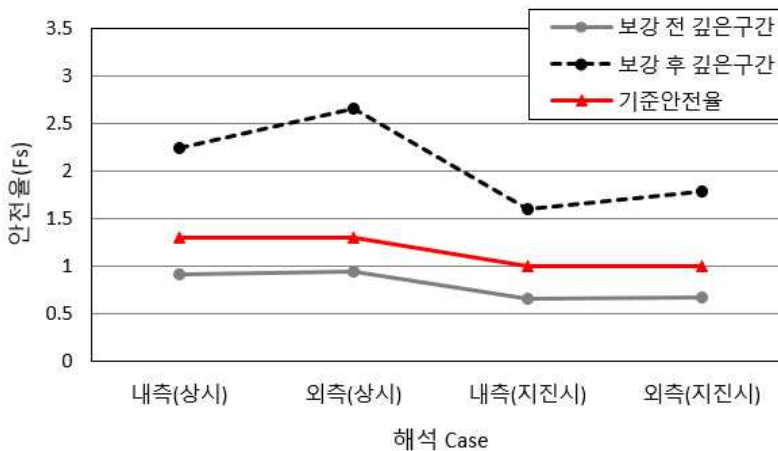
4.2.4 내진 보강 후 안전성 분석

방파제 구간의 원호활동 검토결과, 얇은구간과 깊은구간 모두 안전율이 증가함을 확인하였다. 얇은구간의 경우 안전율이 최소 0.5~최대 1.0이상 증가하였고, 깊은 구간의 경우 안전율이 최소 0.9~최대 1.7이상 증가하였다.

그림 4.7은 방파제 구간 원호활동 검토 결과를 분석한 것이다.



(a) 얇은구간



(b) 깊은구간

그림 4.7 방파제 구간 원호활동 검토 결과 분석

4.3 시간이력 해석법

4.3.1 개요

시간이력해석법은 주로 구조물의 형상과 지반조건이 복잡한 경에 대하여 유사정적해석과 응답변위법에 의한 계산 결과를 확인하거나, 다층지반인 경우 다양한 지진해석을 위하여 사용한다. 시간이력해석법은 구조물 및 주변지반을 적절히 모델링하고 해석대상의 내부 또는 경계면에 시간이력 지진운동을 입력하여 지반 및 구조물의 거동 그리고 지보재에 발생하는 단면력 등을 동적으로 구하는 것이다.

사용 프로그램은 Midas사의 GTX NX를 사용하였으며, 지진파는 장주기파와 단주기파, 인공지진파를 사용하였다.

그림 4.8은 시간이력해석의 모델링 흐름을 나타낸 것이다.

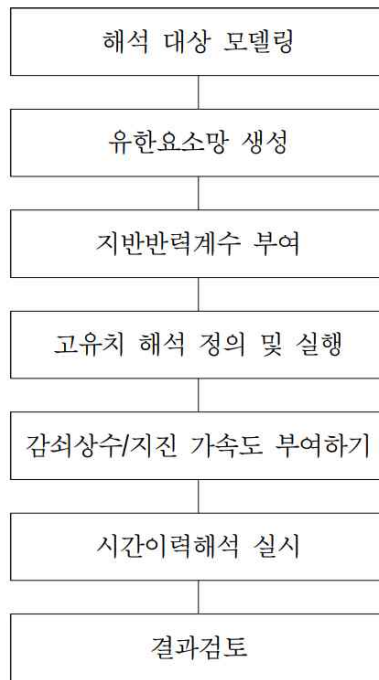


그림 4.8 모델링 Flow

4.3.2 입력데이터

시간이력해석법을 시행 모델링의 동적 지반정수를 지진보강공사 시행전과 후에 실시한 S-PS검층 값을 활용하여 동탄성계수, 동프아송비, 전단탄성계수를 산정하였다. 모델링에서 가장 중요한 감쇠상수 C_p , C_s 및 λ (체적탄성계수)는 아래와 같은 계산값으로 단면 상수를 산정하였다.

$$C_p = W \times A \times \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{W \times 9.81}} \quad (4.1)$$

$$C_s = W \times A \times \sqrt{\frac{G}{W \times 9.81}} \quad (4.2)$$

$$\lambda = \frac{\nu \times E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.3)$$

여기서, A : 단면적, W : 단위중량, G : 전단탄성계수, E : 탄성계수, λ : 체적탄성계수, ν : 동프아송비 이다.

위의 공식을 이용하여 감쇠상수를 구하고 모델링 스프링 단면적 damping을 적용해주므로써 시간흐름에 따른 구조물의 변위, 응력 파괴 형상, 시간이력 그래프를 산정하였다.

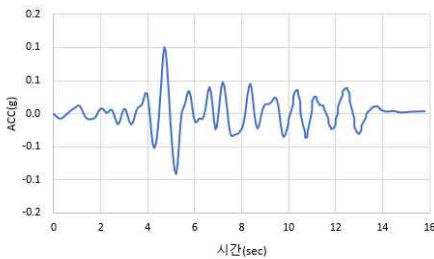
토질 조건은 아래 지반을 Mohr Coulomb 지반조건으로 일반적인 단위중량과 점착력 내부마찰각을 부여하고 동탄성계수, 동프아송비는 시험으로 구해진 값을 적용하였으며, 방파제, 등대, PPT는 내부변위가 발생치 않는 완전탄성지반으로 간주하고 지진파에 따라서 토질지반의 거동에 따라서 변위가 발생하는 형상을 시각화하였다.

표 4.7 시간이력해석을 위한 동적 물성값

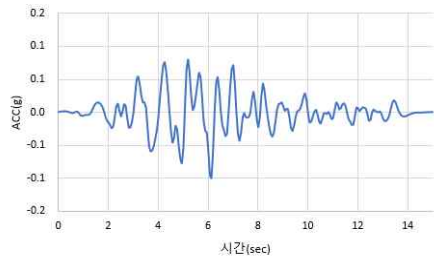
예번	구분	동탄성계수 (kN/m ²)	동프아 송비	습윤단 위중량 (kN/m ³)	포화단 위중량 (kN/m ³)	점착력 (kPa)	내부 마찰 각	감쇠 상수 Cp	감쇠 상수 Cs	비고
1	사 석	246,000	0.421	18	20	-	40	813.962	566.306	M-C
2	사석 치환부 (100%)	268,000	0.418	20	21	240	-	895.088	622.402	M-C
3	점토 치환부 (22.3%)	221,000	0.423	16.5	17.5	178	-	738.893	514.270	M-C
4	점성토층	63,000	0.448	16.5	17.5	30	-	396.036	276.979	M-C
5	사질토층	371,000	0.414	18	20	-	28.4	998.418	693.743	M-C
6	풍화토	531,000	0.397	20.0	21	20	30.0	1255.278	869.583	M-C
7	풍화암	1,259,000	0.364	21.0	22.0	30.0	35.0	1957.677	1355.752	M-C
8	기반암	5,615,000	0.335	23.0	24.0	450	35.0	4320.293	2964.353	M-C
9	구조체	20,000,000	0.19	24.5	24.5	-	-			탄성 지반
10	PPT	25,000,000	0.17	24.5	24.5	-	-			탄성 지반

입력 지진파는 가장 최적화된 하중적용을 위하여 방파제 인근의 지진자료를 사용하여야 하나, 해남 부근의 지진파를 구할 수 없기 때문에 동적해석에서 주로 사용하는 장주기파, 단주기파, 인공지진파와 국내에서 발생한 경주 및 포항 지진파를 사용하였다.

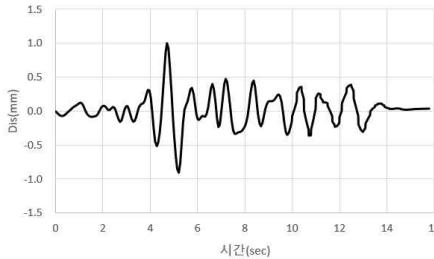
그림 4.9와 같이 장주기파, 단주기파, 인공지진파를 모두 고려하였으며, 장주기파는 1968년 Hachinohe, 단주기파는 1978, Ofunato파를 사용하였다. 인공지진파는 국내 내진설계기준에서 제시한 인공지진파 생성을 이용하여 인공지진파를 생성하여 적용하였고, 실제 대한민국에 일어났던 경주와 포항지진의 지진파를 사용하여 그 결과를 확인하고자 하였다.



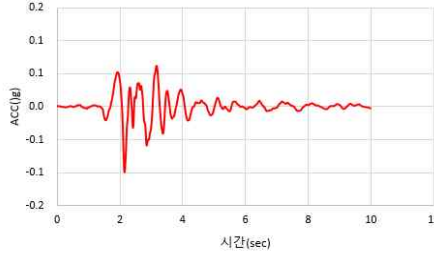
(a) 장주기파



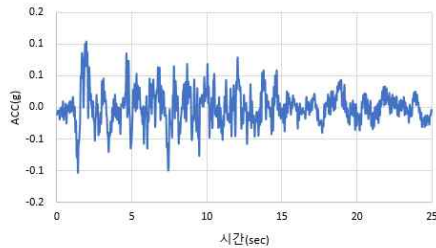
(b) 단주기파



(c) 인공지진파



(d) 경주지진파



(e) 포항지진파

그림 4.9 입력지진파

4.3.3 모델링

지반조건과 사용하중(지진파)를 선정하고 프로그램을 사용하여 모델링을 실시하였다. 모델링은 지반을 유한요소로 나누어서 요소화 하였고, 소일모델의 경우 Mohr-Coulomb모델을 적용하였으며, 각 지반별로 damping 값을 주어서 지반에서 지진하중이 발생하였을 때 움직임을 확인하였다.

경계요소는 스프링 탄성계수를 사용하여 점성경계를 적용하였다. 점성경계는 그림 4.10(a)와 같이 반무한적으로 확산하는 지반을 유한지반으로서 모델화하는 경우에 지반모델 경계에서 반사파를 흡수시키기 위해 설치하는 경계처리 방법중의 하나로 수치해석시 다음 그림과 같이 모든 지반의 유한요소 경계은 스프링으로 가정하고 감쇠상수를 이용하여 스프링을 생성하였다.

지반의 거동에 따라서 등대, 방파제 등의 움직임을 확인하였고 각 주요 지점별로 변위, 가속도 등의 시간이력 그래프를 생성하여 비교하였다.

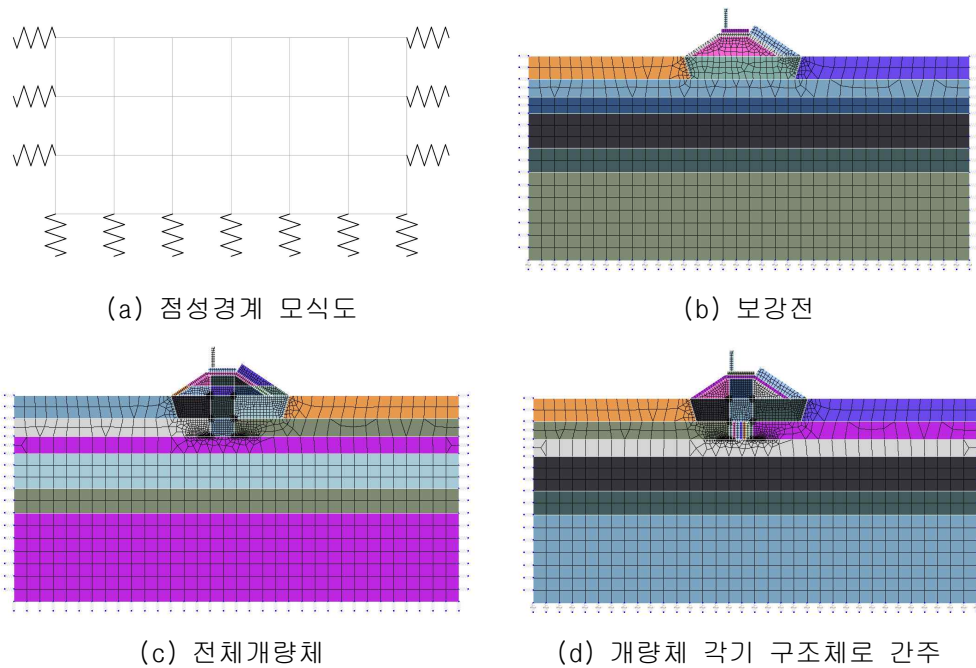


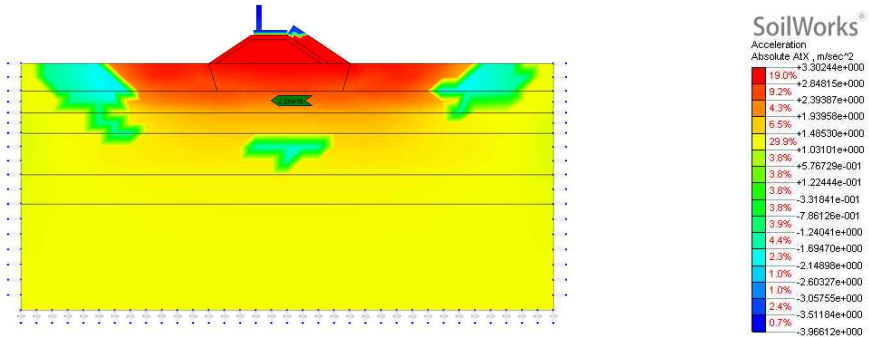
그림 4.10 모델링

표 4.8 시간이력해석 해석케이스

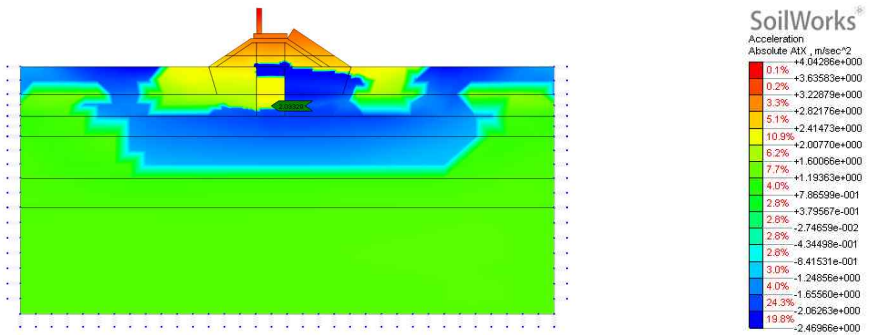
구분		입력지진파
얕은구간	보강전	장주기파
		단주기파
	보강 후 개별 구조물로 간주	인공지진파
		경주지진파
	보강 후 전체 개체 간주	포항지진파
깊은구간	보강전	장주기파
		단주기파
	보강 후 개별 구조물로 간주	인공지진파
		경주지진파
	보강 후 전체 개체 간주	포항지진파

4.3.4 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간

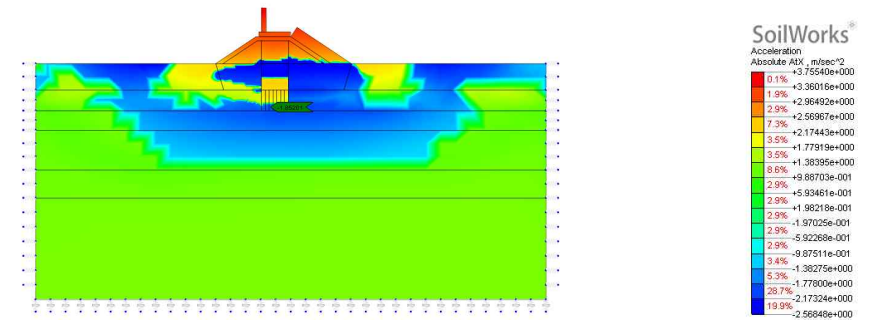
그림 4.11은 얇은구간에서 장주기파 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 장주기파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $2.268\text{m/sec}^2 \rightarrow 1.852\text{m/sec}^2$ 로 약 10% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



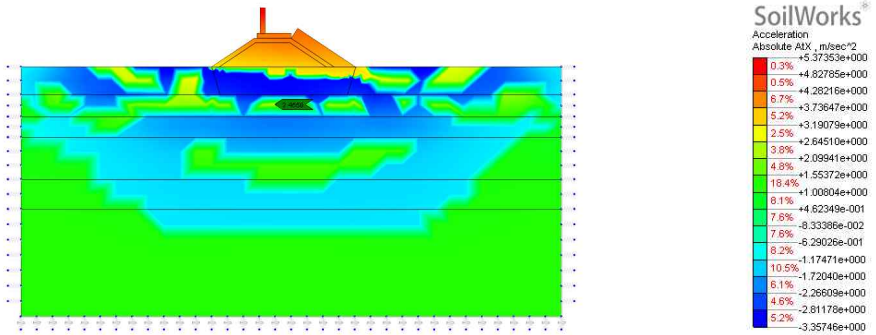
(b) 보강 후 전체 개체 간주



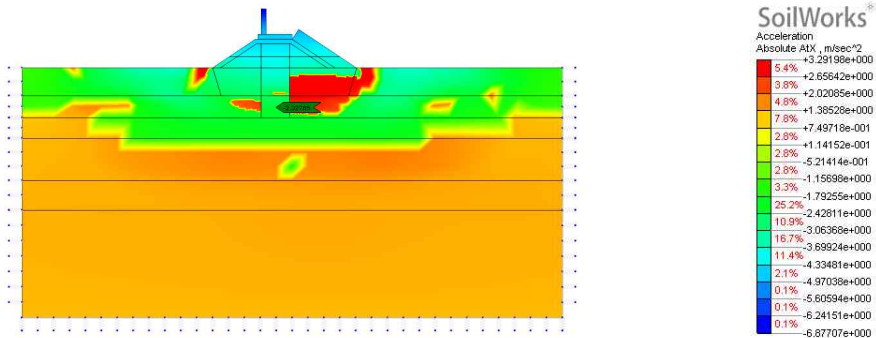
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.11 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/장주기파

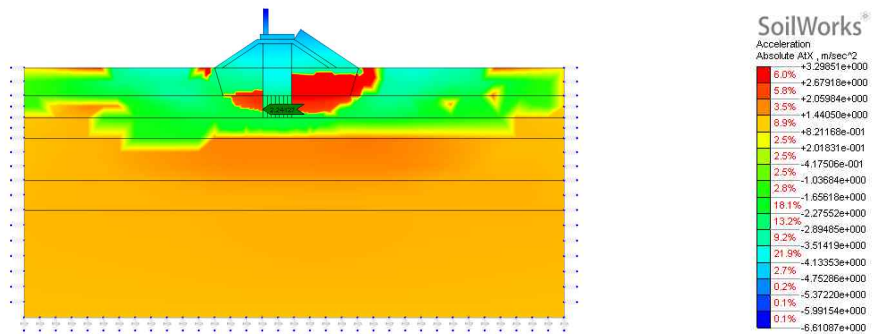
그림 4.12는 얇은구간에서 단주기파 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 단주기파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $2.456\text{m/sec}^2 \rightarrow 2.241\text{m/sec}^2$ 로 약 5% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



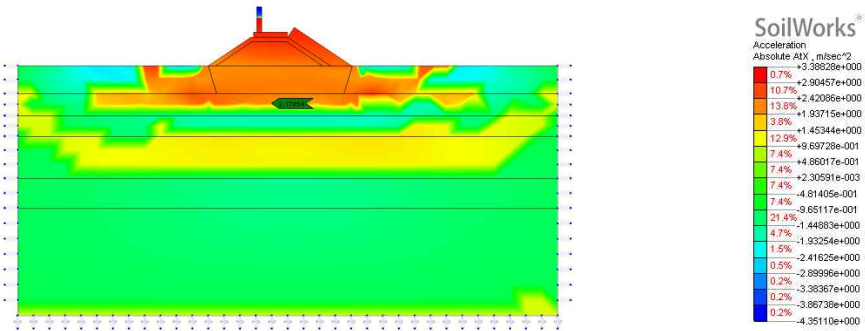
(b) 보강 후 전체 개체 간주



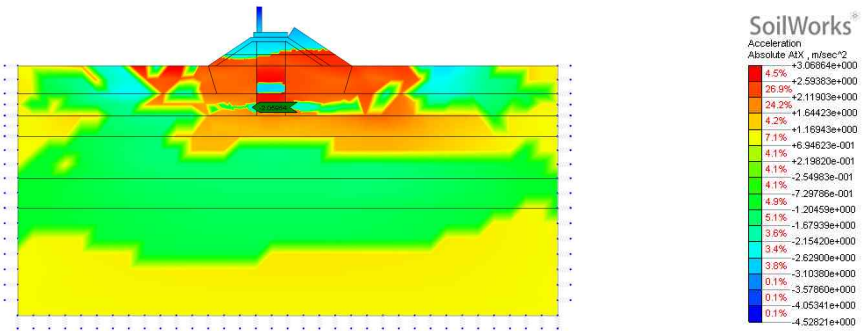
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.12 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/단주기파

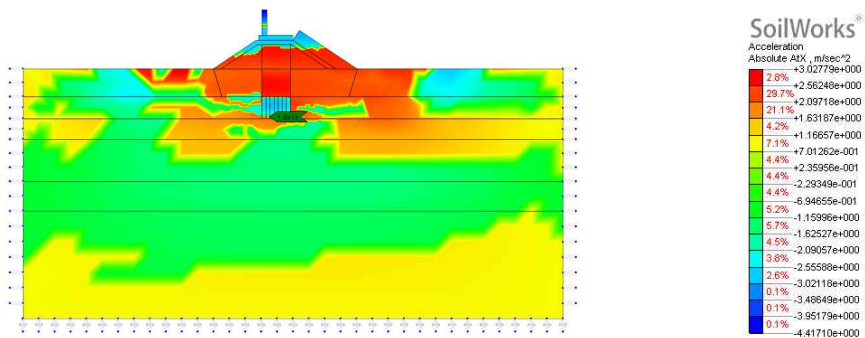
그림 4.13은 얇은구간에서 인공지진파 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 인공지진파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $2.2178\text{m/sec}^2 \rightarrow 1.931\text{m/sec}^2$ 로 약 5% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



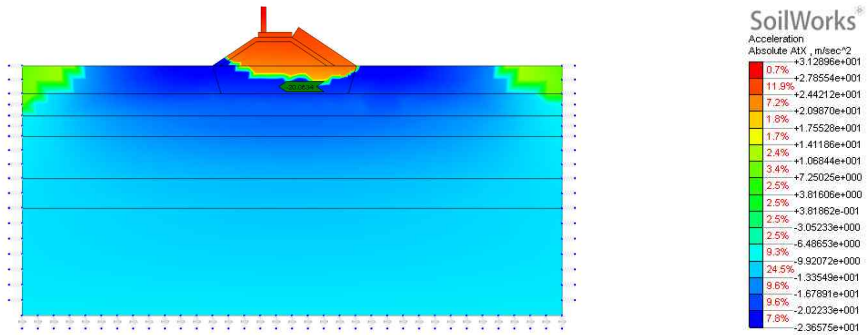
(b) 보강 후 전체 개체 간주



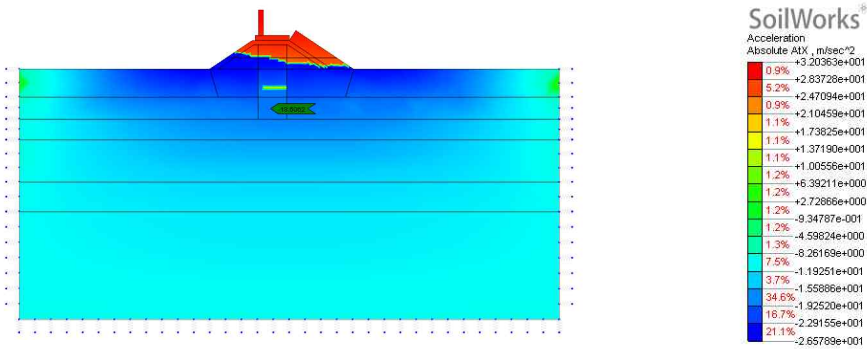
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.13 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/인공지진파

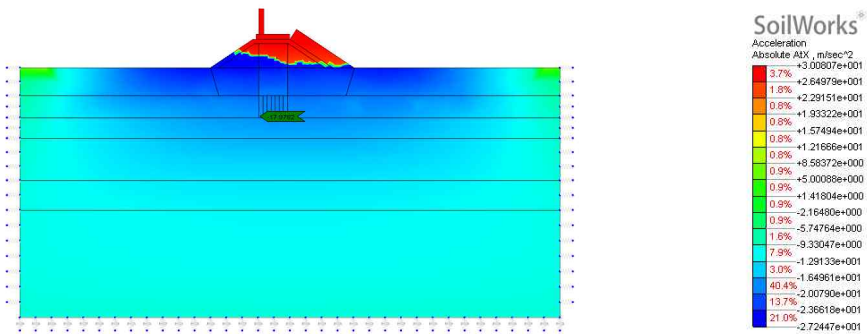
그림 4.14는 얇은구간에서 경주지진과 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 경주지진파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $20.063\text{m/sec}^2 \rightarrow 17.878\text{m/sec}^2$ 로 약 8% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



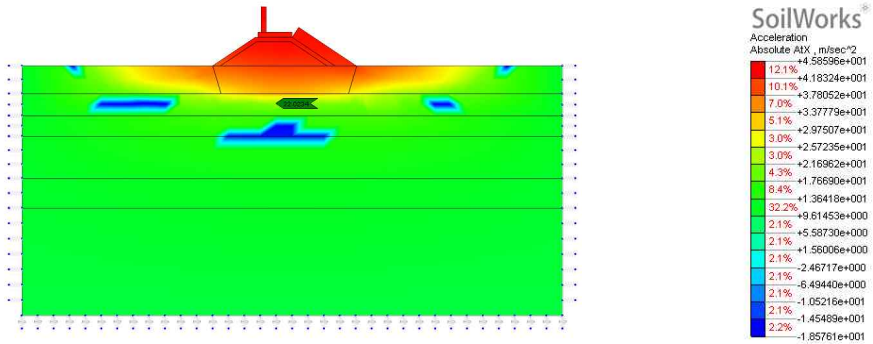
(b) 보강 후 전체 개체 간주



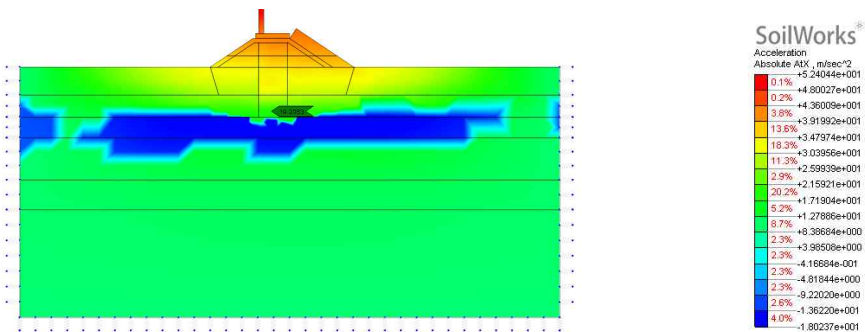
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.14 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/경주지진파

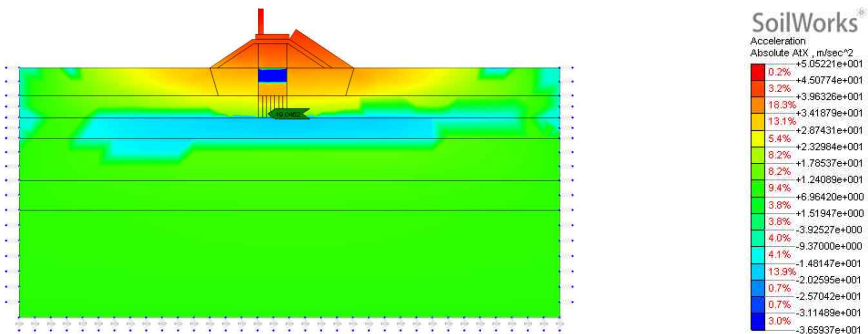
그림 4.15는 얇은구간에서 포항지진과 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 포항지진파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $25.32\text{m/sec}^2 \rightarrow 22.12\text{m/sec}^2$ 로 약 13% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



(b) 보강 후 전체 개체 간주

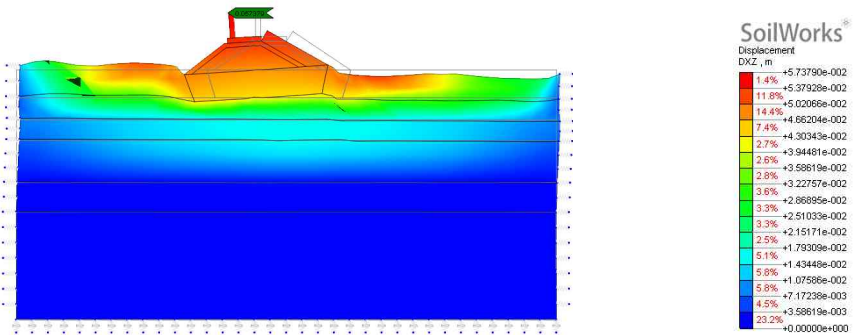


(c) 보강 후 개별구조물로 간주

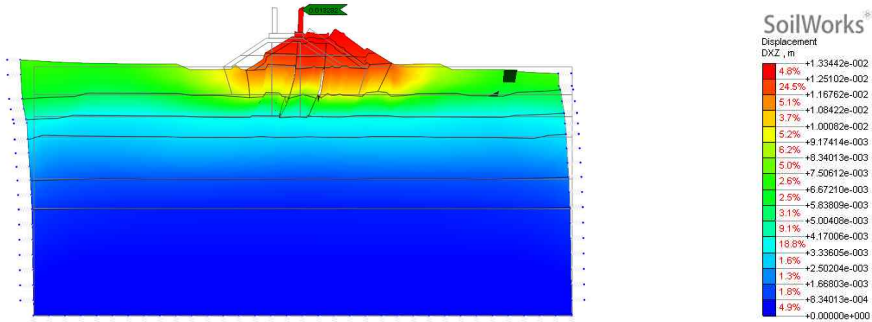
그림 4.15 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 얇은구간/포항지진파

4.3.5 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간

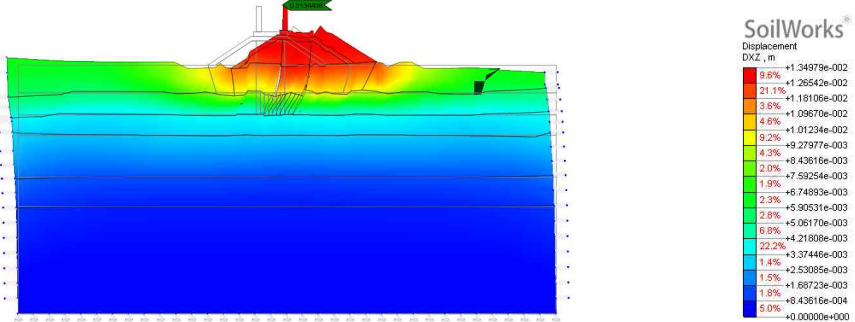
그림 4.16은 얇은구간에서 장주기파 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 장주기파에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 57mm → 13mm로 약 77% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



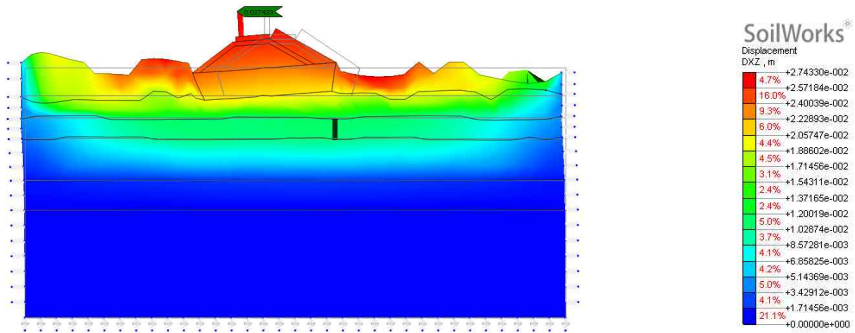
(b) 보강 후 전체 개체 간주



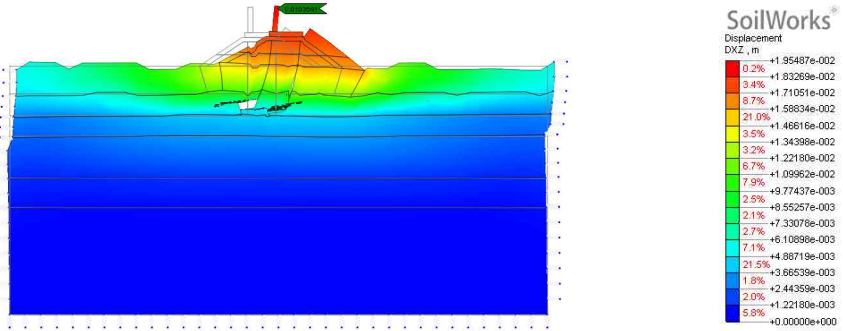
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.16 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/장주기파

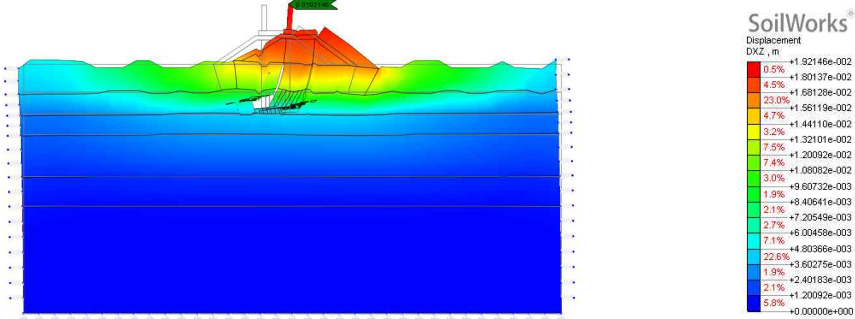
그림 4.17은 얇은구간에서 단주기와 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 단주기와에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 27mm → 19mm로 약 30% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



(b) 보강 후 전체 개체 간주



(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.17 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/단주기와

그림 4.18은 얽은구간에서 인공지진과 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 인공지진파에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 72mm → 14mm로 약 80% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.

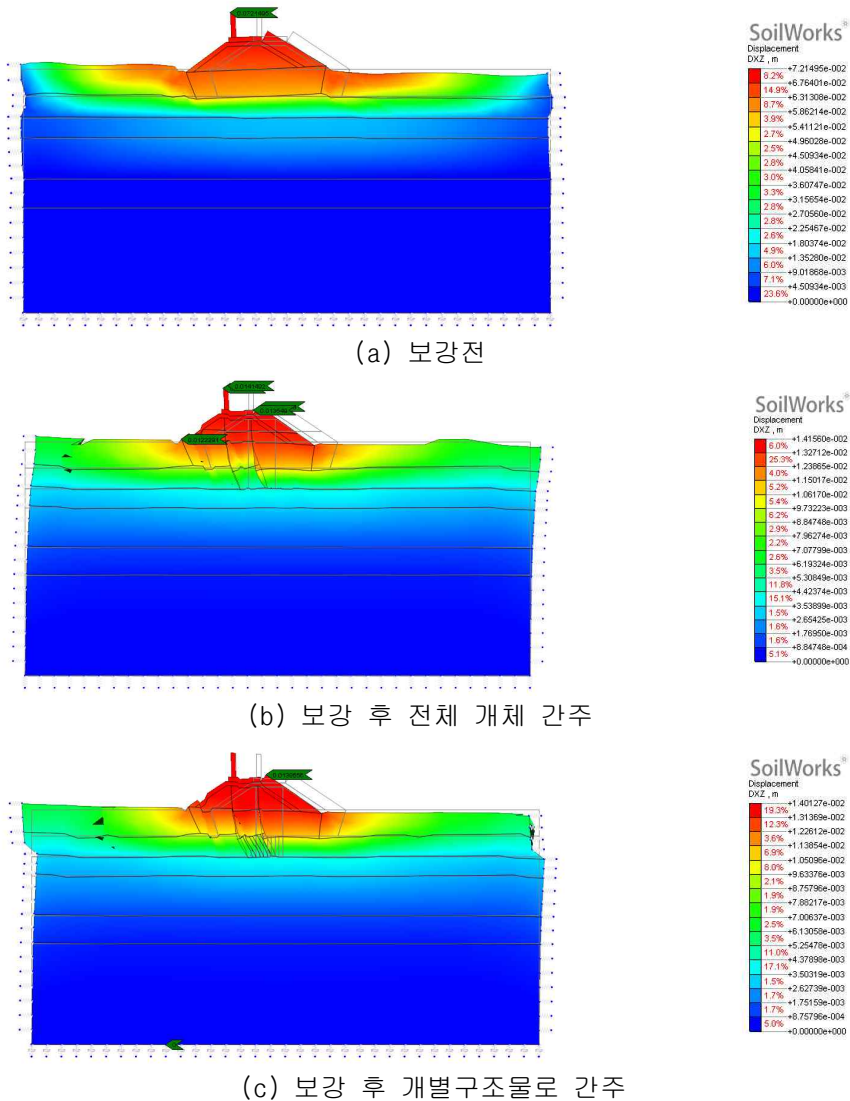
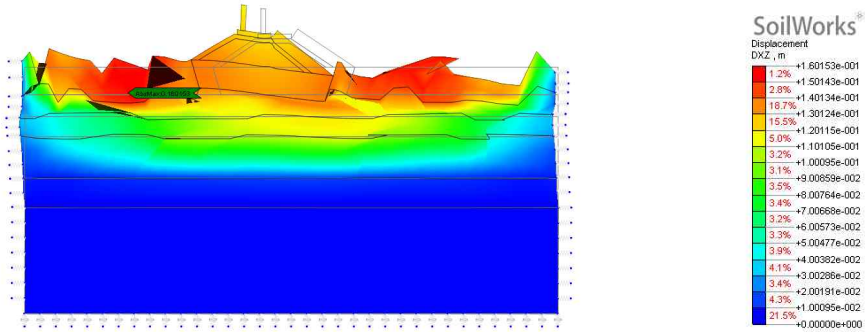
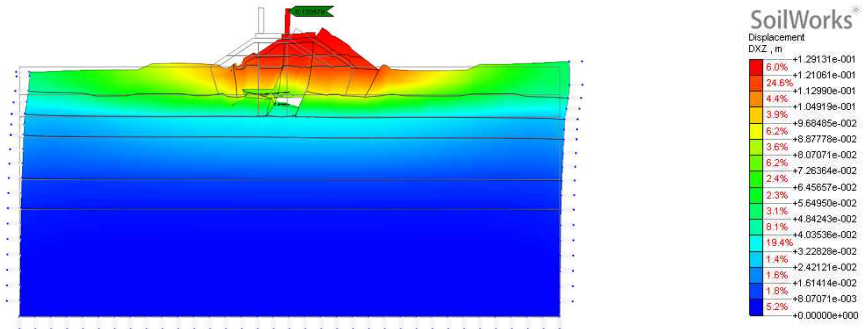


그림 4.18 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얽은구간/인공지진파

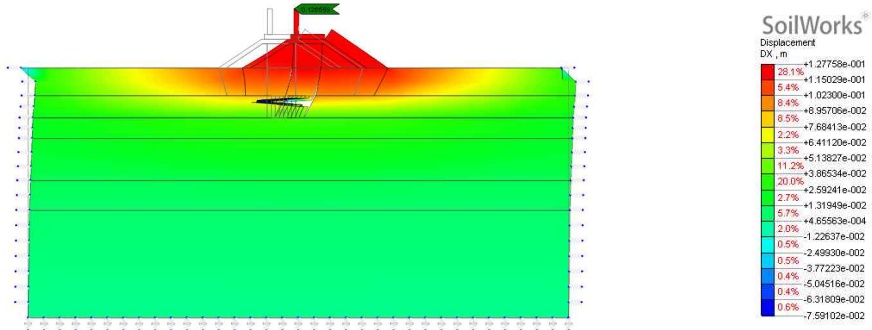
그림 4.19는 얇은구간에서 경주지진과 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 경주지진과에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 160mm → 126mm로 약 20% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



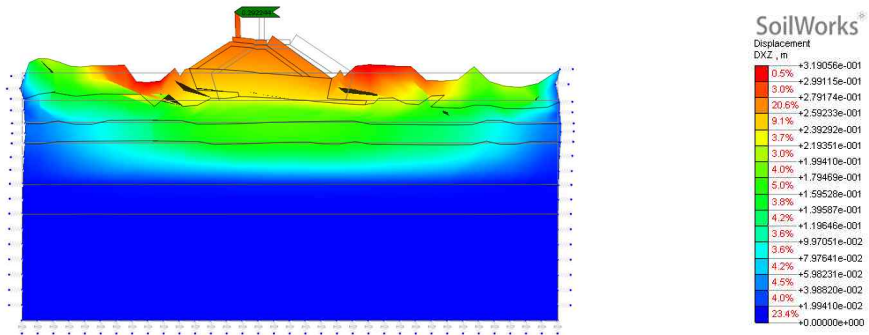
(b) 보강 후 전체 개체 간주



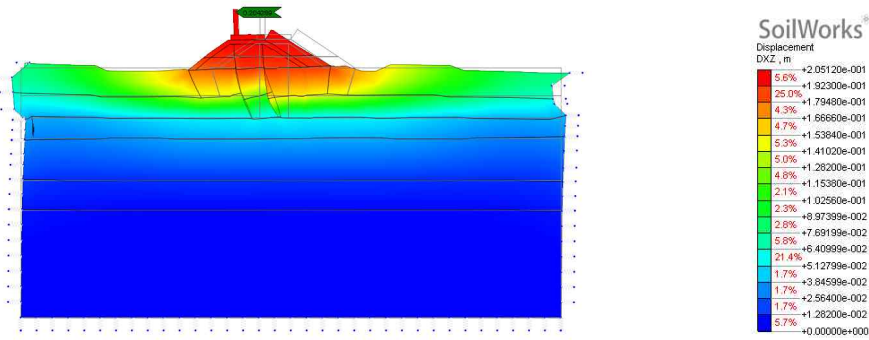
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.19 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/경주지진파

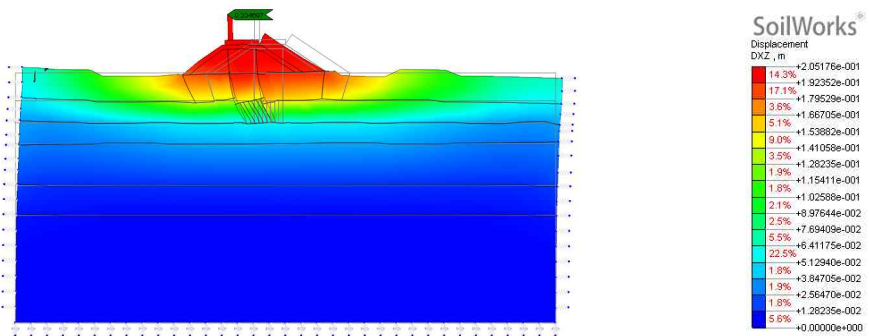
그림 4.20은 얇은구간에서 포항지진과 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 포항지진과에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 292mm → 126mm로 약 30% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



(b) 보강 후 전체 개체 간주

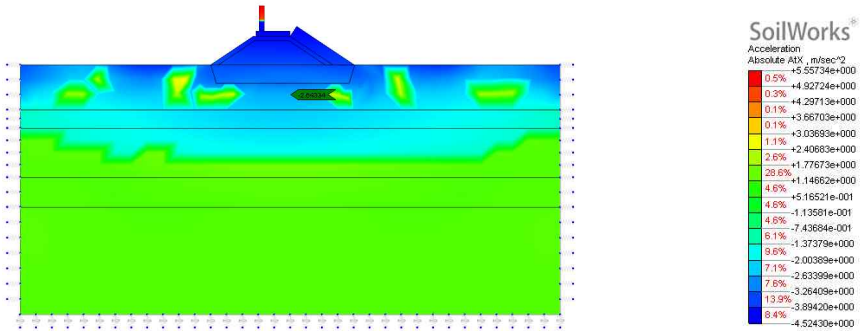


(c) 보강 후 개별구조물로 간주

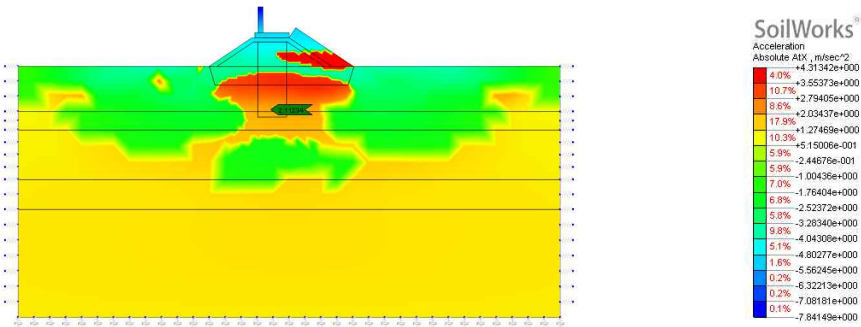
그림 4.20 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 얇은구간/포항지진파

4.3.6 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간

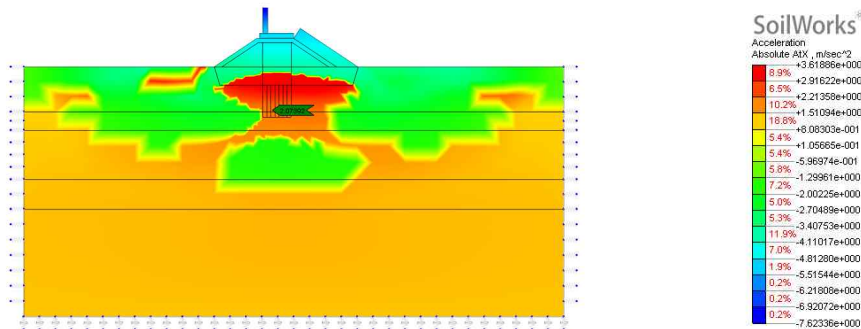
그림 4.21은 깊은구간에서 장주기파 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 장주기파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $2.643\text{m/sec}^2 \rightarrow 2.074\text{m/sec}^2$ 로 약 30% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



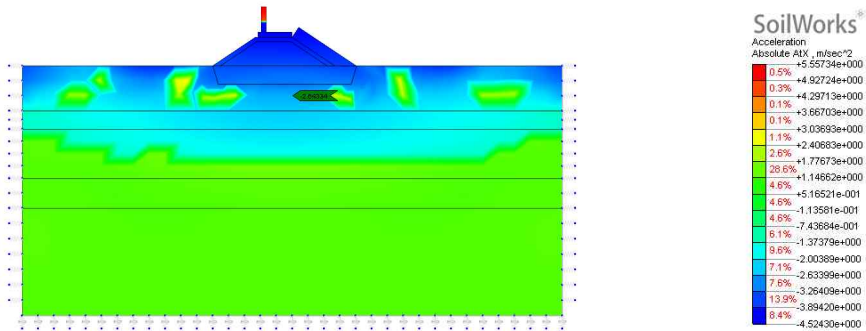
(b) 보강 후 전체 개체 간주



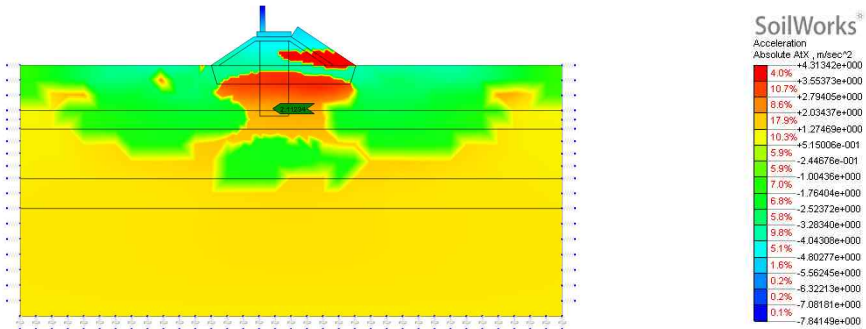
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.21 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/장주기파

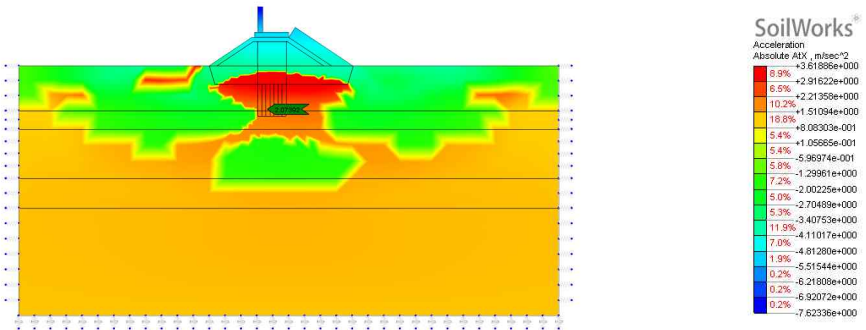
그림 4.22는 깊은구간에서 단주기파 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 단주기파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $2.643\text{m/sec}^2 \rightarrow 2.074\text{m/sec}^2$ 로 약 20% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강 전



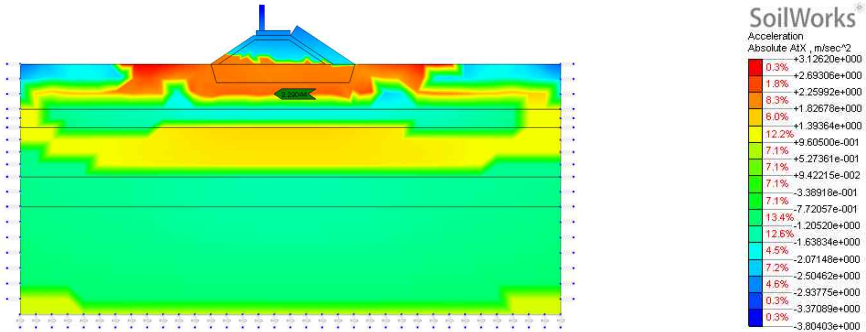
(b) 보강 후 전체 개체 간주



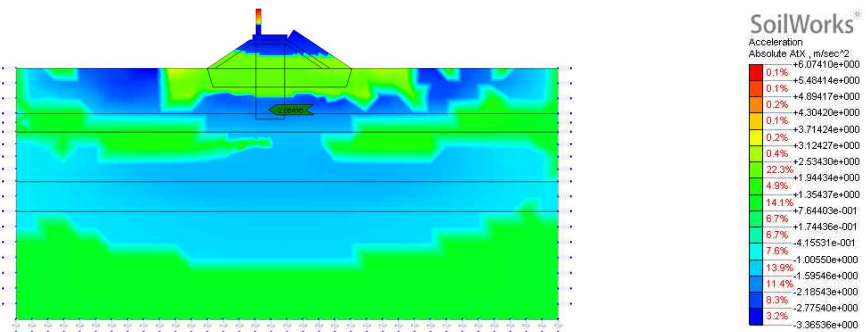
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.22 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/단주기파

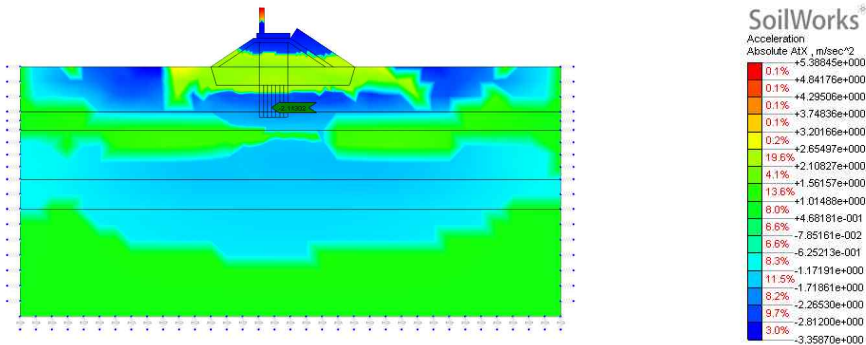
그림 4.23은 깊은구간에서 인공지진파 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 인공지진파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $2.290\text{m/sec}^2 \rightarrow 2.113\text{m/sec}^2$ 로 약 10% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



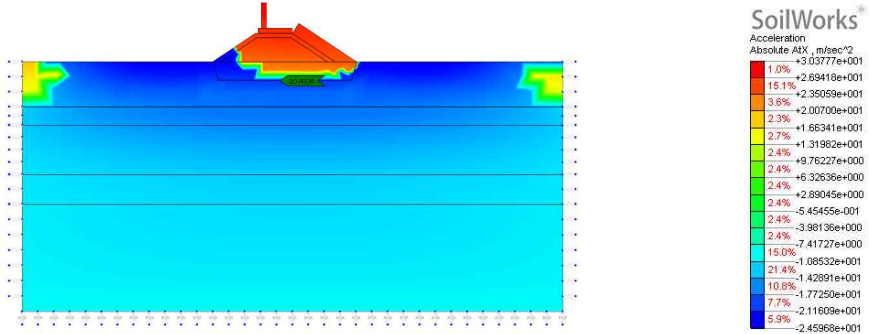
(b) 보강 후 전체 개체 간주



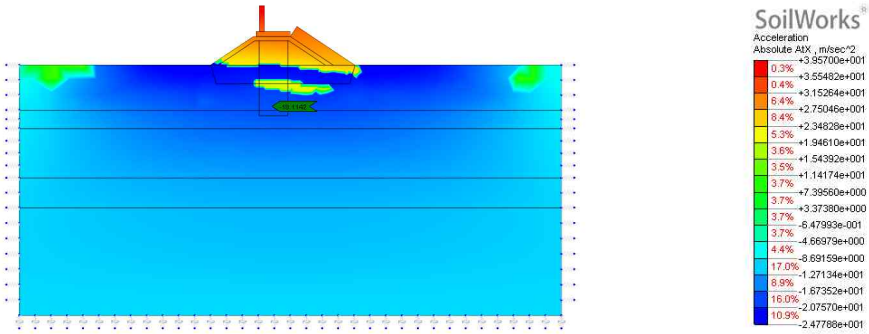
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.23 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/인공지진파

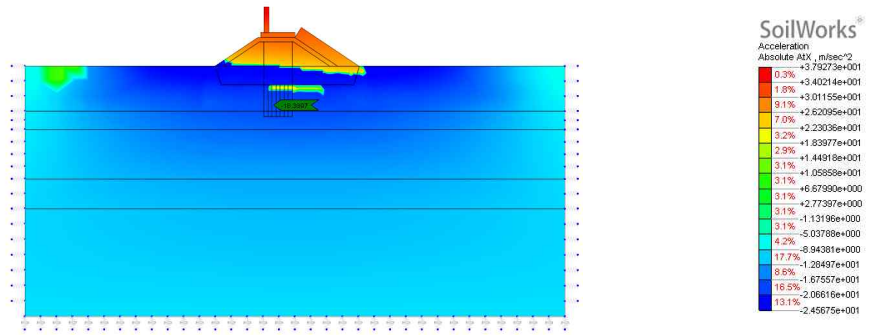
그림 4.24는 깊은구간에서 경주지진파 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 경주지진파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $20.434\text{m/sec}^2 \rightarrow 18.390\text{m/sec}^2$ 로 약 11% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



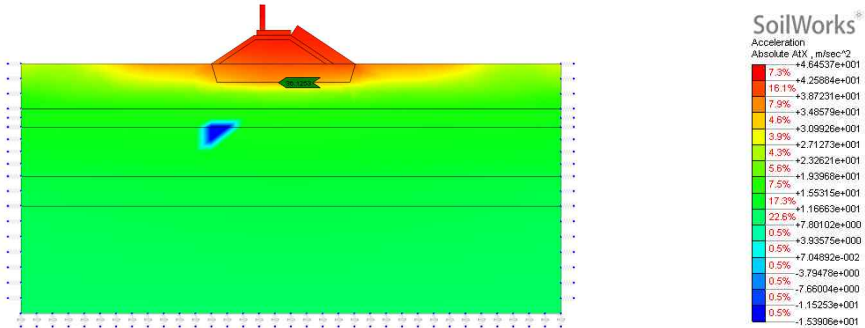
(b) 보강 후 전체 개체 간주



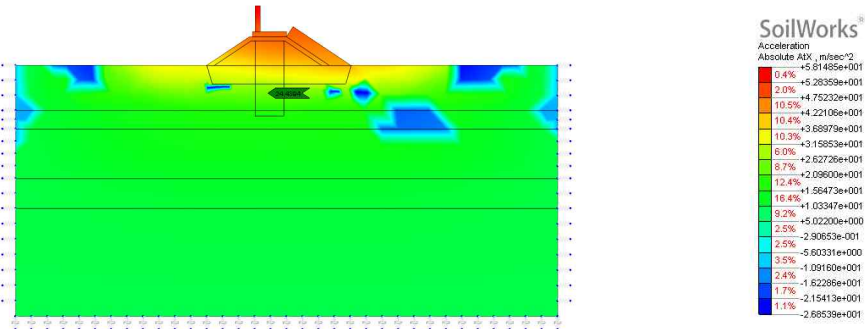
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.24 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/경주지진파

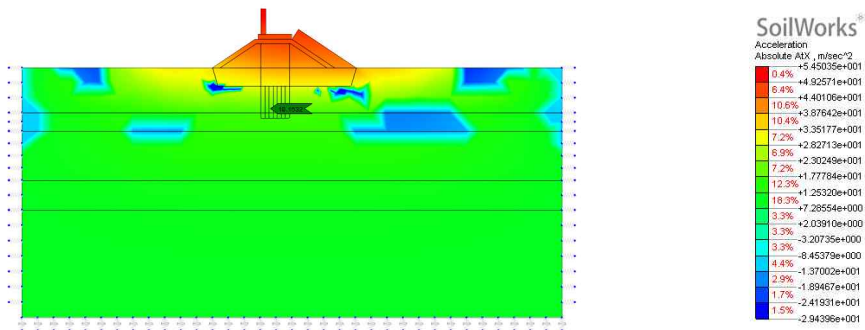
그림 4.25는 깊은구간에서 포항지진과 입력시 지반가속도의 해석결과를 나타낸 것이다. 포항지진파에서 지반이 가속도는 저유동성 몰탈주입 보강구간에 절대가속도가 $36.125\text{m/sec}^2 \rightarrow 19.163\text{m/sec}^2$ 로 약 32% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



(b) 보강 후 전체 개체 간주



(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.25 시간이력에 따른 지반가속도 해석결과 - 깊은구간/포항지진파

4.3.7 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간

그림 4.26은 깊은구간에서 장주기파 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 장주기파에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 59mm → 13mm로 약 78% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.

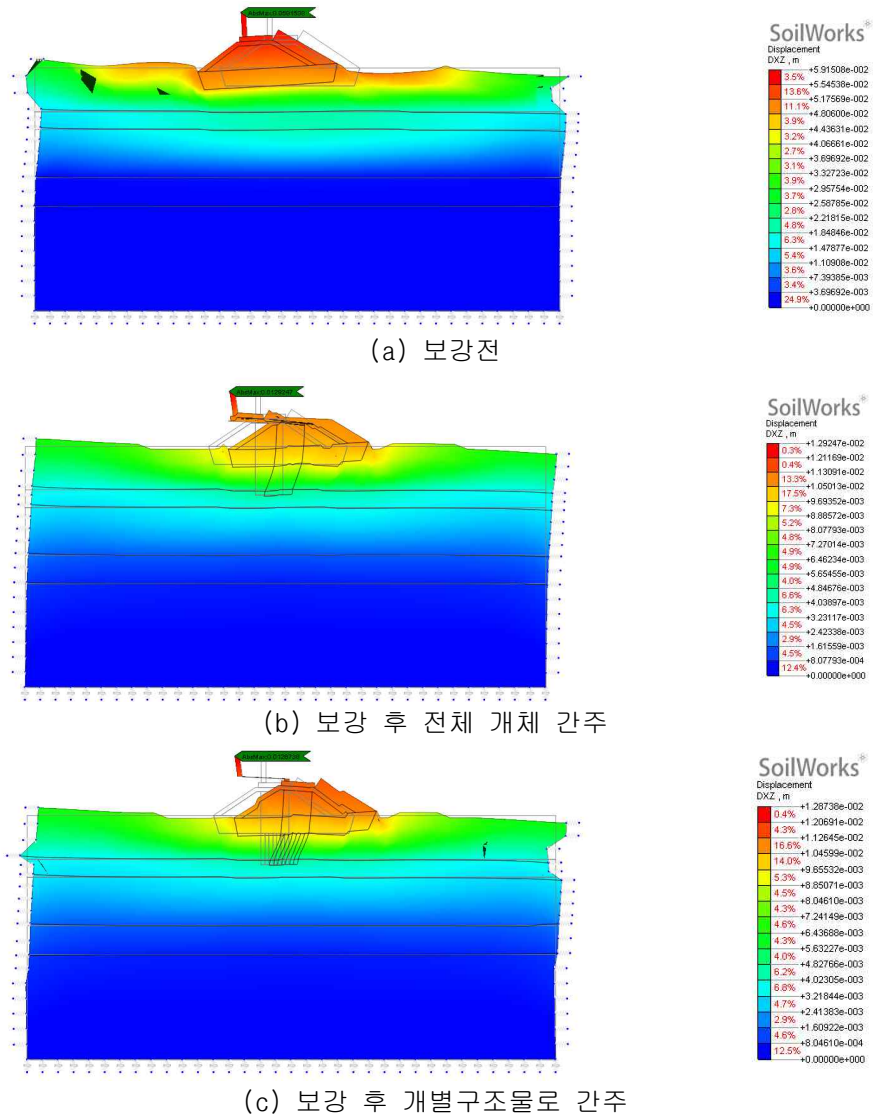
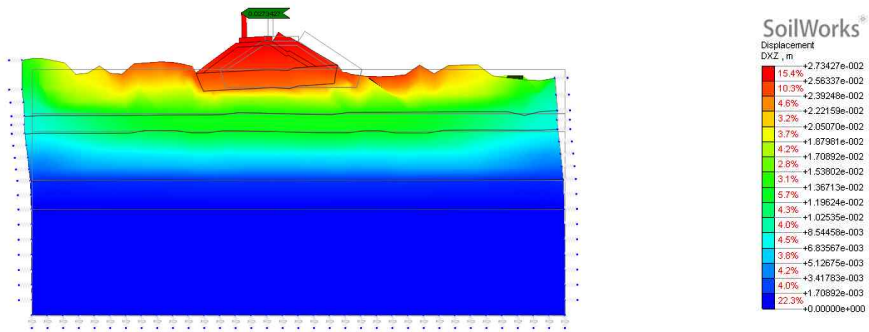
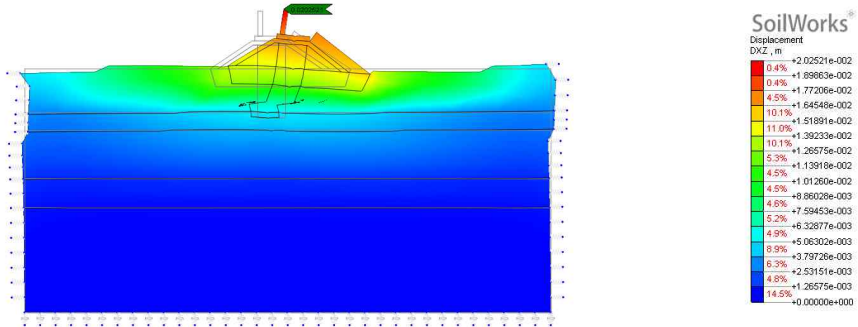


그림 4.26 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/장주기파

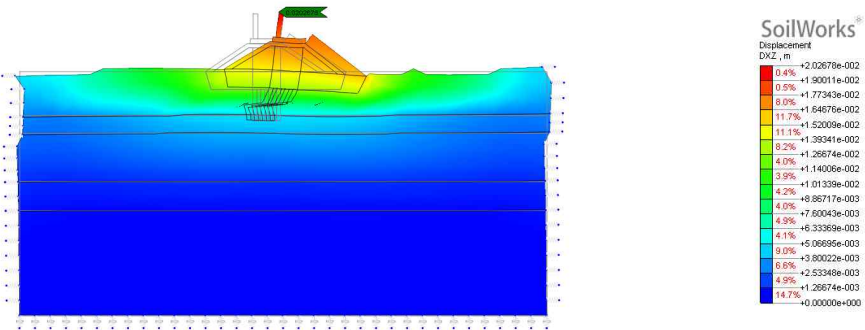
그림 4.27은 깊은구간에서 단주기와 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 단주기파에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 27mm → 20mm로 약 26% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



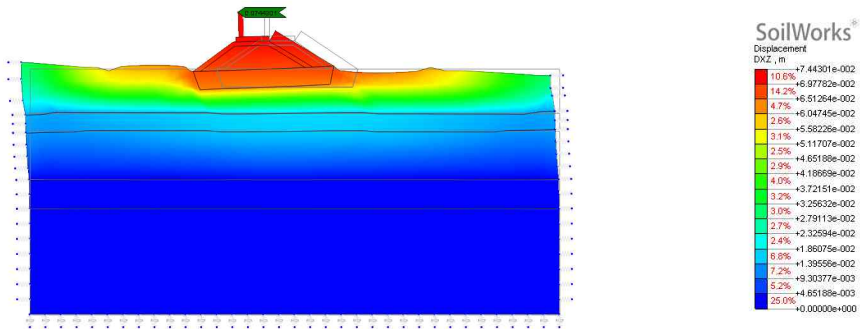
(b) 보강 후 전체 개체 간주



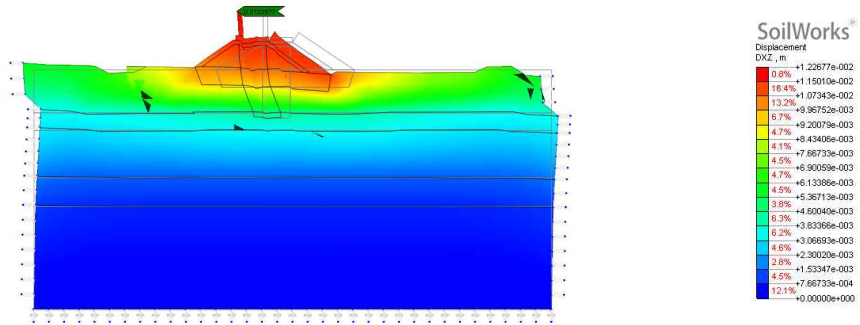
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.27 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/단주기파

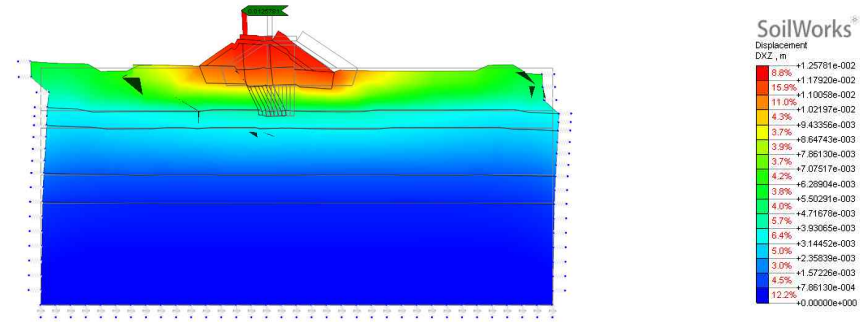
그림 4.28은 깊은구간에서 인공지진과 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 인공지진파에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 74mm → 12mm로 약 84% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강 전



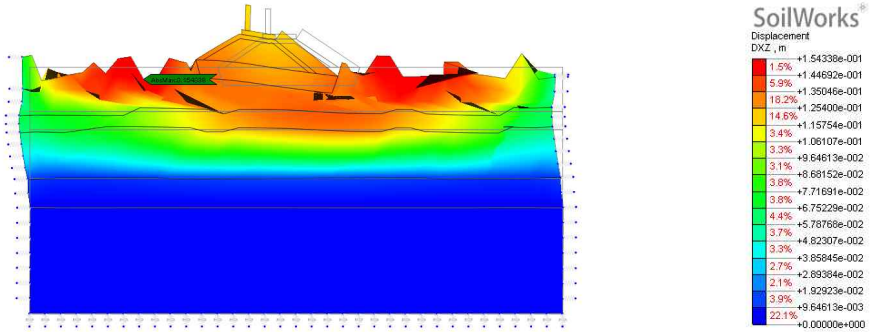
(b) 보강 후 전체 개체 간주



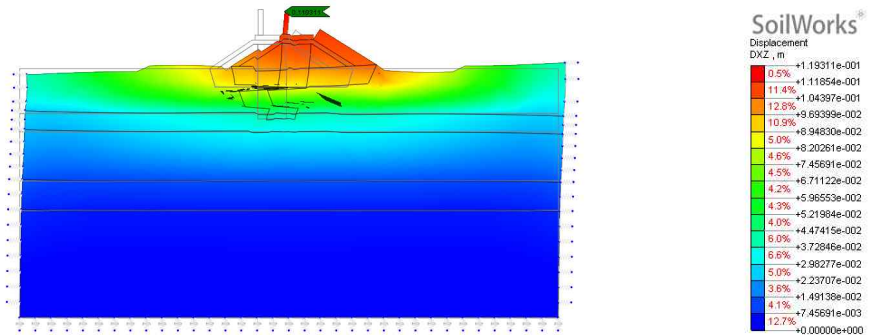
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.28 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/인공지진파

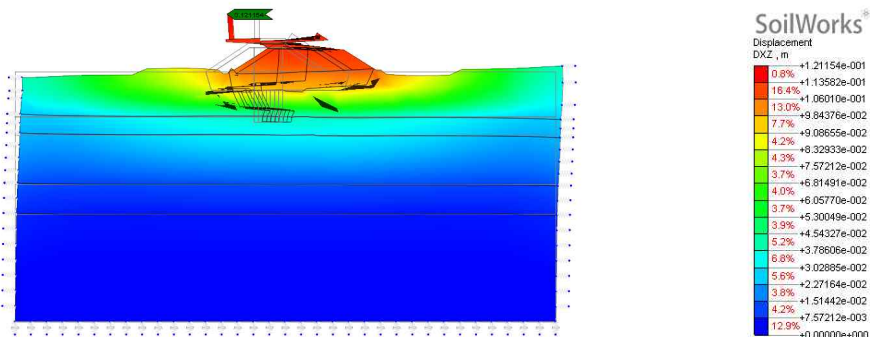
그림 4.29는 깊은구간에서 경주지진과 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 경주지진파에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 154mm → 119mm로 약 23% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강전



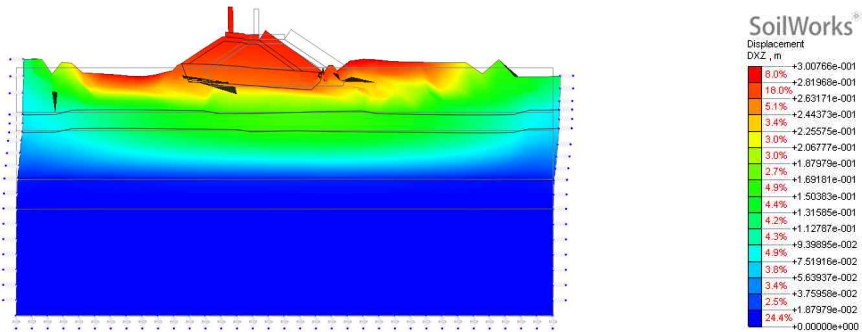
(b) 보강 후 전체 개체 간주



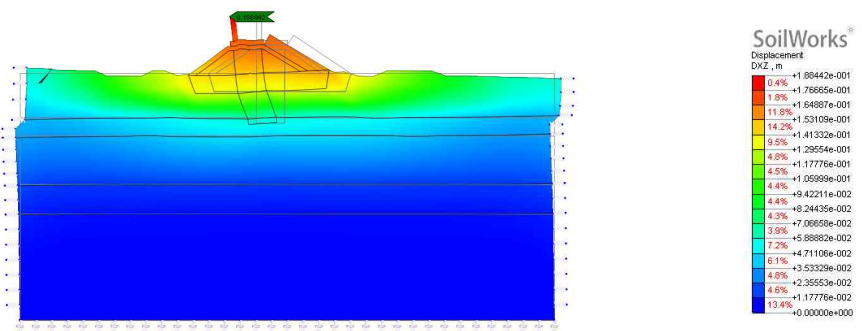
(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.29 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/경주지진파

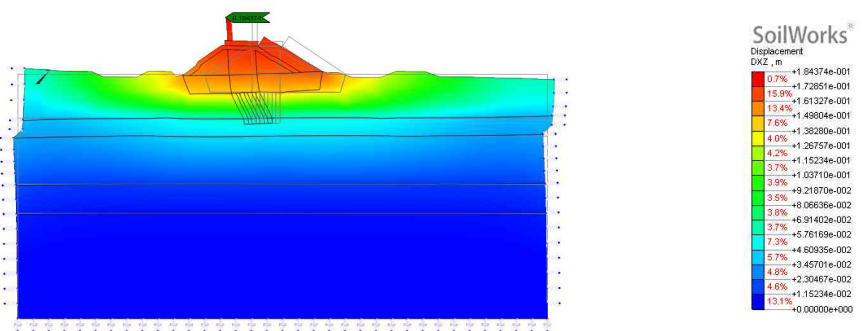
그림 4.30은 깊은구간에서 포항지진과 입력시 구조물 변위 해석결과를 나타낸 것이다. 포항지진파에서 전체변위의 차이는 저유동성 몰탈주입 보강 전과 후가 상당한 차이를 보이는데, 몰탈주입 보강 후 확인 결과 290mm → 184mm로 약 35% 정도의 변위 억제 향상이 있었다.



(a) 보강 전



(b) 보강 후 전체 개체 간주



(c) 보강 후 개별구조물로 간주

그림 4.30 시간이력에 따른 변위 해석결과 - 깊은구간/포항지진파

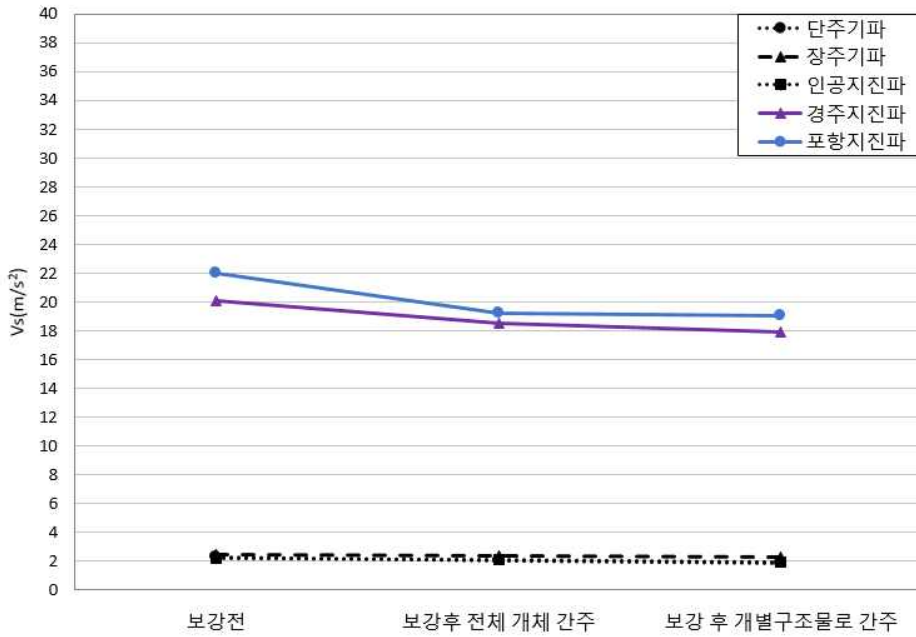
4.3.8 시간이력해석에 따른 지반가속도 분석

본 연구에서는 보강 전, 보강 후, 전체 개체 간주, 보강 후 개별구조물 간주로 나누어 해석을 수행하였으며, 시간이력해석에 따른 지반가속도 분석결과, 보강 후 지반가속도가 모든 케이스에서 전체적으로 감소하는 경향을 보였다. 지반가속도의 경우 지반의 강성에 반비례하며, 지반의 강성이 증대될수록 감소하는 경향을 나타낸다.

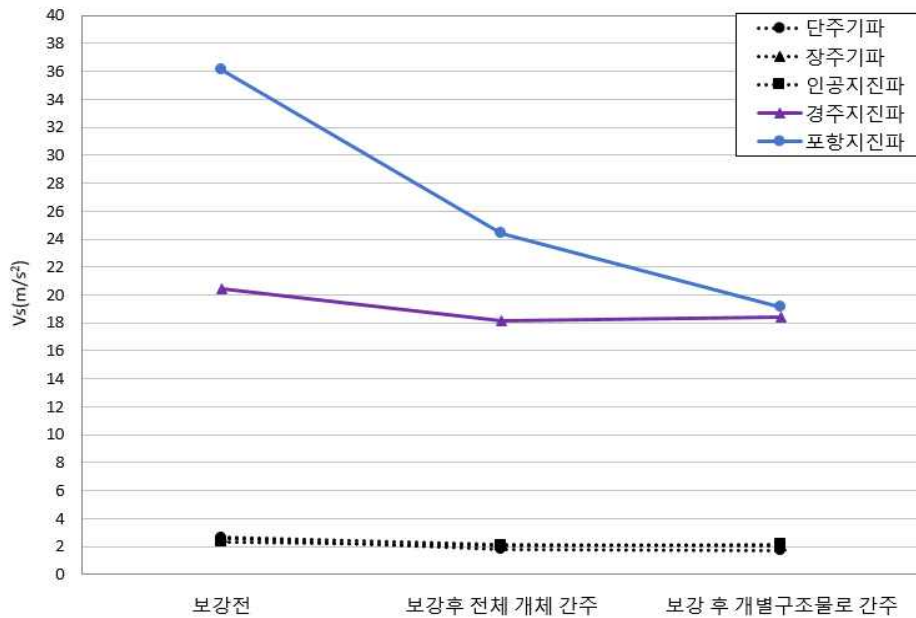
장주기파, 단주기파, 인공지진파의 경우 전체적으로 감소하는 경향을 보이나, 그 값이 미미하며, 실지진파인 경주와 포항지진파의 경우 지반가속도가 최소 7.8% ~ 최대 32.3% 이상 감소하는 경향을 보였다.

표 4.9 시간이력해석에 따른 지반가속도 결괏값

구분		보강 전 (m/sec ²)	보강 후 전체 개체 간주 (m/sec ²)	보강 후 개별 구조물로 간주 (m/sec ²)	감소율 (%)
얕은 구간	장주기파	2.268	2.033	1.852	-10.4
	단주기파	2.456	2.328	2.241	-5.2
	인공지진파	2.178	2.059	1.931	-5.5
	경주지진파	20.063	18.506	17.878	-7.8
	포항지진파	22.023	19.206	19.045	-12.8
깊은 구간	장주기파	2.595	1.823	1.700	-29.7
	단주기파	2.643	2.112	2.074	-20.1
	인공지진파	2.290	2.064	2.113	-9.9
	경주지진파	20.433	18.114	18.390	-11.3
	포항지진파	36.125	24.439	19.163	-32.3



(a) 얽은구간



(b) 깊은구간

그림 4.31 시간이력해석에 따른 지반가속도 결괏값

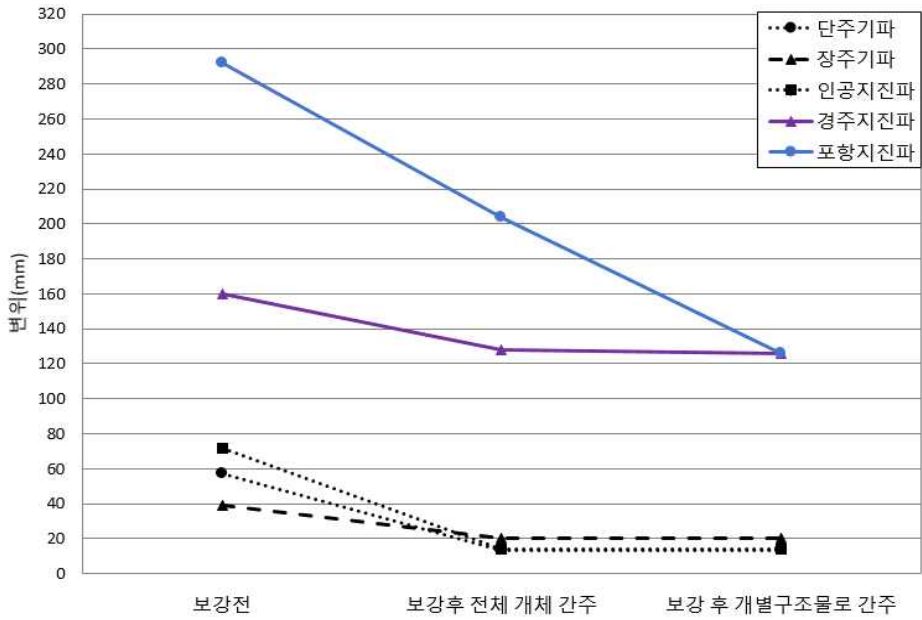
4.3.9 시간이력해석에 따른 변위 분석

본 연구에서는 보강 전, 보강 후, 전체 개체 간주, 보강 후 개별구조물 간주로 나누어 해석을 수행하였으며, 시간이력해석에 따른 변위 분석결과, 보강 후 해당 구물의 변위가 모든 케이스에서 전체적으로 감소하는 경향을 보였다.

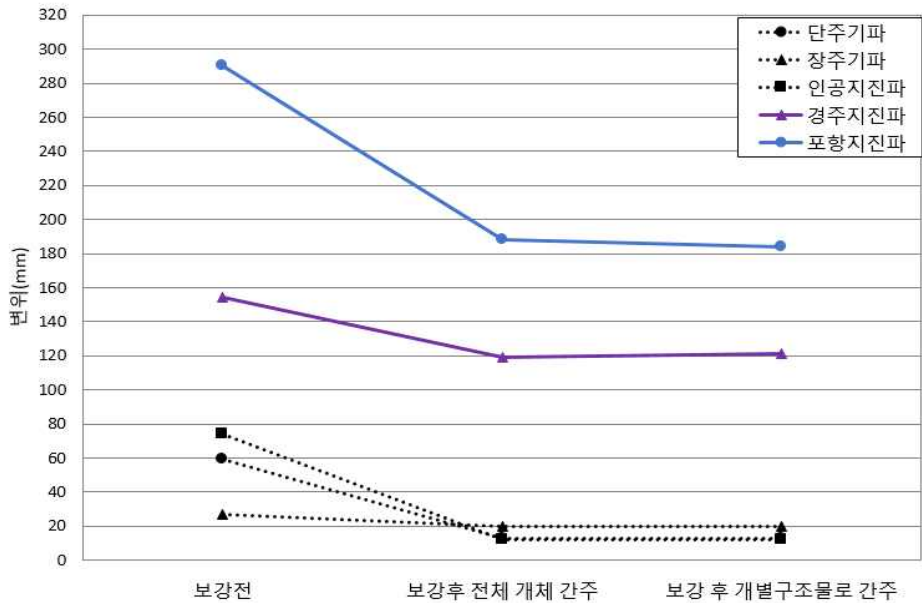
장주기파, 단주기파, 인공지진파의 경우 전체적으로 감소하는 경향을 보이거나, 그 값이 미미하며, 실지진파인 경주와 포항지진파의 경우 변위가 최소 20.0% ~ 최대 35.2% 이상 감소하는 경향을 보였다.

표 4.10 시간이력해석에 따른 변위 결괏값

구분		보강 전 (mm)	보강 후 전체 개체 간주 (mm)	보강 후 개별 구조물로 간주 (mm)	감소율 (%)
얕은 구간	장주기파	57	13	13	-77.2
	단주기파	27	19	19	-29.6
	인공지진파	72	14	14	-80.6
	경주지진파	160	128	126	-20.0
	포항지진파	292	204	126	-30.1
깊은 구간	장주기파	59	13	13	-78.0
	단주기파	27	20	20	-25.9
	인공지진파	74	12	12	-83.8
	경주지진파	154	119	121	-22.7
	포항지진파	290	188	184	-35.2



(a) 얇은구간



(b) 깊은구간

그림 4.32 시간이력해석에 따른 변위 결괏값

제 5 장 결 론

본 연구는 과거에 조성한 항만구조물인 전남 해남군 OO항 일원에 설치된 방과제에 대하여 강화된 내진설계기준을 적용하고자 기존의 유사정적해석으로 내진보강을 실시하였다.

기존 저유동성 몰탈주입 공법 적용 후 그라우팅 보강에 대한 확인은 시추조사를 통한 회수율, 개량체의 압축강도만을 통해 그라우팅 시공상태를 확인하였으나, 현지여건, 토질상황에 따라 불확실성이 많은 방법으로 확인됨에 따라 내진보강 결과에 대한 신뢰성에 많은 논란이 발생되었다. 따라서 본 연구에서는 저유동성 몰탈주입 공법 시공전 탄성파시험과 시공후 탄성파시험을 수행하여 지진보강의 안정성 및 방과제의 변위 등을 동적해석인 시간이력해석으로 확인하였다.

본 연구결과 아래와 같은 고찰결과를 제시하고자 한다.

1. 다운홀테스트로 전단파속도를 분석한 결과, BH-1번공에서는 보강 전 229m/s에서 보강 후 288m/s로 전단파속도가 약 1.25배 증가하였으며, BH-3번공에서는 보강 전 224m/s로 보강 후 288m/s로 전단파속도가 약 1.26배 증가하였다. 이는 저유동성 몰탈주입공법 보강 후 지반의 강성이 증대되어 나타난 결과로 판단된다.
2. 토모그래피 탐사 분석결과, Site1의 경우 개량체 구간은 심도 약 15.0m 내외까지 시공된 것으로 나타났고 약 2,100m/s 이상의 탄성파속도 분포를 확인하였다. 풍화잔류토는 약 1,900m/s 이상의 탄성파속도 분포를 보이며 전반적으로 시공이 양호한 것으로 판단되었다. Site2의 경우 개량체 구간은 심도 약 15.0m 내외까지 시공된 것으로 나타났고 약 2,060m/s 이상의 탄성파속도 분포를 확인하였다. 풍화잔류토는 약 1,860m/s 이상의 탄성파속도 분포를 보이며 전반적으로 시공이 양호한 것으로 판단되었다.
3. 회수율 80% 이상의 시료에 대하여 일축압축강도시험을 수행한 결과, 최소 4.9MPa~ 최대 7.0MPa로 측정되었고, 이는 저유동성 몰탈주입공법을 통한 방과제의 내진보강이 기준강도 3.2MPa 이상을 만족하는 것으로 나타났다.

4. 등가정적해석을 통한 방파제의 원호활동과괴 검토 결과, 얇은구간 내측 및 외측에서 안전율이 최소 0.5 ~ 최대 1.0이상 증가하였고, 깊은구간의 경우 최소 0.9 ~ 최대 1.7이상 증가하였다. 이는 저유동성 몰탈주입 공법 적용을 통한 내진설계의 보강을 통해 기준안전율 이상을 만족한 것으로 판단된다.

5. 시간이력해석 결과, 얇은구간과 깊은구간에서 모두 보강전·후에 따른 상부구조물의 변위 값이 최대 290mm ~ 최소 12mm까지 감소하였으며, 이것은 유사정적해석에서 안전율 개념이 아닌 변위를 기준으로 내진보강 결과를 평가하는 방법도 검토되어야 할 것으로 판단된다. 현재 변위에 대한 내진보강 기준은 없는 상태이므로 보다 많은 연구 결과를 축적하여 정량적인 변위 정도 값을 제시한다면 동적해석인 시간이력해석으로 내진보강 변위를 설정할 수 있는 기초자료가 될 것으로 판단된다.

6. 시간이력해석 결과, 보강구간의 지반가속도는 얇은구간과 깊은구간의 보강 전·후의 최대 5.33m/s ~ 최소 0.31m/s까지 감소하는 경향을 확인하였다. 지반가속도의 경우 지반의 강성이 증대됨에 따라 감소하는 것이 일반적인 경향으로, 본 연구를 통해 추후 해안구조물에 대한 내진보강에 대한 기초자료가 될 수 있을 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 강현희(2008), “실내 진동대 실험을 통한 해안 준설토의 동적 특성 분석”, 인천대학교 석사학위 논문.
2. 김동훈(2012), “진동대 모형실험을 통한 방파제의 내진 안정성 연구”, 수원대학교 대학원 석사학위논문.
3. 김영준, 장동인, 곽창원, 박인준(2021), “동적원심모형 시험을 이용한 지진 시 방파제의 내진안정성 검토”, 제 37권 6호 pp. 39~50.
4. 한국건설기술연구원(2022), “한국건설기술연구원”.
5. 김설호(2018), “원심모형실험과 진동대 실험을 통한 직립식 방파제의 내진 안정성 검토”, 한서대학교, 석사학위논문.
6. 김태진(2013), “모형실험과 수치해석에 의한 방파제의 내진성능 평가 연구” 수원대학교 박사학위논문.
7. 남승현(2020), “원심모형 실험을 통한 방파제 내진안정성 검토”, 한서대학교 일반대학원 석사학위논문.
8. 박인준, 김승욱, 장웅희, 김현태, 유찬호,(2006),“국내 저수지 댐의 내진 성능 평가”, 한국지반환경공학회 논문집, 7(6), pp.89~100.
9. 삼성물산, (2005), “항만기술자료집”.
10. 서종환(2013), “파랑하중을 고려한 사석식 경사제의 내진특성 연구”, 수원대학교 석사학위논문.
11. 신은철, 강현희, 박정준(2009), “실내 진동대 실험을 통한 해안매립지반의 동적 특성 평가”, 한국지반공학회 춘계학술대회, 2009(0), pp. 44~59.
12. 손병규(2001), “다방향불규칙파에 의한 사석방파제의 안정성에 관한 기초적 연구”, 부경대학교 박사학위 논문.
13. 안익성, 박상길(2008), “파랑하중을 받는 굴착치환 사석경사식 방파제의 침하량 산정과 설계 적용성에 관한 연구”, 한국해안·해양공학회 논문집, 제 20권 4호 pp. 413~420.
14. 이국현(2006), “모형실험을 통한 DCM기초 안정에 관한 연구”, 중앙대학교 석사학위 논문.
15. 이운현(2011), “진동대를 활용한 해안구조물의 기초지반거동에 관한 연구”, 인천대학교 대학원 석사학위논문.
16. 이중구(2008), “파랑에 의한 직립방파제 거동특성”, 국민대학교 박사학위논문.

17. 임창규(2013), “지진규모에 따른 방파제 안정성에 관한 연구”. 부경대학교 대학원 박사학위논문.
18. 전남수, 최명진, 권오균, 김동수, (2006),“1g 진동대실험과 전산해석에 의한 모형실험의 SizeEffect에 관한 연구”,대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 4116~4119.
19. 전라남도(2022), “땅끝항 방파제 내진보강 공사 연구보고서”.
20. 전승찬(2020), “유효응력을 고려한 동해석에 의한 직립식 방파제의 동적 거동에 대한 연구”, 강원대학교 석사학위논문.
21. 정진호, 이광열, 임창규(2014), “지진규모를 고려한 방파제 특성에 관한 연구”, 한국토목섬유학회 논문집, 제 13권 1호, pp. 71~83.
22. 한국지반공학회(1999), “지중구조물의 내진설계”.
23. 최진규(2019), “직립식 방파제 성능기반 내진설계 platform 개발을 위한 기초연구”, 서울시립대학교 일반대학원 박사학위논문.
24. 해양수산부(2001), “경사식 방파제 피해사례 분석(Ⅰ)”.
25. 해양수산부(2002), “경사식 방파제 피해사례 분석(Ⅱ)”.
26. 해양수산부(2019), “항만 및 어항설계기준”.
27. 해양수산부(2021), “항만업무편람”.
28. 황성춘(2005), “진동대 시험을 이용한 콘크리트 댐의 동적거동 특성 연구”,한국소음진동공학회 논문집, 15(7), pp.806~812.
29. ASCE(1998),“Seismic Guidelines for Ports”, TCLEE No.12.
30. BSSC(1994), “National Earthquake Hazard Reduction Programme”.
31. CERC, (1984), “Shore Protection Manual”, Coastal Engineering Research Center, US Army Engineer, Water ways Experiment Station, Vicksburg, MS.
32. Fredsoe, J. and Sumer, B. M., (1979) “Scourat the Round Head of a Rubble-Mound Break water”, Coastal Engineering 29,pp.231~262.
33. Ghal and Arzadeh,(1997), “Shaking Table Tests on Seismic Displacements of Water Front Structures”, Ph.D Thesis, University of Tokyo.
34. Gutenberg, B. and Richter, C. F., (1956), “Earthquake Magnitude : Intensity, Energy and Acceleration” Bulletin of the Seismological Society of America, 46, pp. 104~145.
35. Hudson, D. E., (1979), “Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms”, Engineering Monographson Earthquak Criteria, Structural Design and Strong Motion Records, 1, Earthquake Engineering Research Instrument, University. of

California, Berkeley.

36. Joyner, W. B. and Boore, D. M., (1982), "Prediction of Response Spectra", Proceedings of the L1 Annual Convention of the Structural Engineers Association of California, U.S Geological Survey Open-file Report, pp. 82~977.
37. Kanamori, H., (1977), "The Energy Release in Great Earthquake", Journal of Geophysical Research, 82, pp. 2981~2987.
38. Iai, S., (1989), "Similitude for Shaking Table Test on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field", Soils and Foundations, JGS, 29(1), pp. 105~118.
39. Richter, C. F., (1935), "An Instrumental Earthquake Scale", Bulletin of the Seismological Society of America, 25, pp. 1~32.
40. Tajima, H., (1960), "A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake", Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, 2.