

발간등록번호

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령(안)

2021. 12.



국토교통부

Ministry of Land, Infrastructure and Transport



국토안전관리원

Korea Authority of Land & Infrastructure Safety



국토교통부와 국가안전관리원은 지진으로부터 국민의 안전을 확보하기 위하여 기존 항만의 내진성능평가 및 내진보강을 체계적으로 수행할 수 있도록 “기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령”을 2021년에 제정하게 되었습니다.

행정안전부에서는 「국가지진위험지도(2013)」와 「내진설계기준 공통적용사항(2017)」을 제정·공표하였으며, 국토교통부에서는 이를 반영하여 ‘KDS 17 10 00 내진설계 일반’을 제·개정하여 고시 하였습니다.

이에 따라 항만의 내진성능평가가 최신의 기준 및 연구결과, 기존 평가요령의 미비점에 대한 개선사항 등이 반영될 수 있도록 「기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령」을 제정하여 발간하니 실무에 많은 활용 바랍니다.

다만, 「기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령」은 내진성능평가를 수행하는 실무자의 이해를 돕기 위한 참고도서로써 관계법상 구속력이 없으므로, 관련 기준이나 지침의 내용과 상이한 경우는 발주처와 협의하여 결정된 사항을 따르시길 바랍니다.



< 목 차 >

제1장 총칙	1
1.1 일반사항	1
1.2 요령의 구성	2
1.3 용어의 정의	2
제2장 내진성능평가 기준 및 절차	6
2.1 평가기준	6
2.2 평가절차	7
2.2.1 시설물의 구성	7
2.2.2 내진등급	7
2.2.3 내진등급에 따른 내진성능수준	9
2.2.4 유효지반가속도	11
2.2.5 내진성능평가 기준지진 응답스펙트럼	20
2.2.6 가속도 시간이력	23
2.2.7 내진성능평가 방법 및 절차	24
제3장 내진성능 우선순위평가	26
3.1 일반사항	26
3.2 자료수집 및 정리	26
3.2.1 자료조사 및 지반조사	26
3.3 우선순위평가	29
3.3.1 계류시설의 우선순위평가	30
3.3.2 방파제 및 호안의 우선순위평가	33
3.3.3 내진그룹화	36

제4장 내진성능 본평가	38
4.1 일반사항	38
4.2 시설물별 내진안정성 평가방법	38
4.2.1 중력식 안벽	38
4.2.2 잔교	50
4.2.3 자켓	59
4.2.4 방파제	64
4.2.5 호안	72
4.3 액상화 평가	73
4.3.1 일반사항	73
4.3.2 액상화 평가	77
제5장 내진성능평가 보고서 구성	90
5.1 문장	90
5.2 보고서	90
5.3 편집	90

□ 참고문헌 91

□ 참고기준 98

부 록

A 중력식 안벽 A1

B 잔교 B1

C 자켓 C1

D 방파제 및 호안 D1

E 액상화 평가기법 E1

<표 차례>

<표 2.2.1> 내진성능수준별 설계지진 수준	9
<표 3.3.1> 지반분류표	31
<표 3.3.2> 노후도 등급	32
<표 3.3.3> 지반분류표	34
<표 3.3.4> 노후도 등급	35

<그림 차례>

<그림 4.3.1> 액상화 평가 흐름도	73
<그림 4.3.2> 입도 분포에 따른 액상화 예비평가	78
<그림 4.3.3> 액상화 본평가 흐름도	80

<해설표 차례>

<해설표 2.2.1> 지진구역의 구분	19
<해설표 2.2.2> 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)	19
<해설표 2.2.3> 위험도계수	19
<해설표 2.2.4> 지반의 분류	20
<해설표 2.2.5> 가속도 표준설계응답스펙트럼 전이주기	22
<해설표 2.2.6> 주기영역별 설계스펙트럼가속도(s_a)	22
<해설표 2.2.7> 감쇠보정계수(C_D)	22
<해설표 4.2.1> 중력식 안벽의 내진등급별 내진성능수준 및 내진성능목표	40
<해설표 4.2.2> 지반에 따른 수평방향 지반반력 상수(n_h)	56
<해설표 4.2.3> 붕괴방지수준에서의 연성계수 (KDS 64 17 00)	57
<해설표 4.2.4> 잔교식 안벽 구조물의 내진등급별 내진성능수준 및 내진성능목표	58
<해설표 4.2.5> 자켓의 내진등급별 내진성능수준 및 내진성능목표	60
<해설표 4.2.6> 방파제의 내진등급별 내진성능수준에 따른 내진성능검증법 ...	66
<해설표 4.3.1> 표준관입시험의 N값에 대한 보정계수	83

〈해설그림 차례〉

〈해설그림 2.2.1〉	평균재현주기 50년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호) …	12
〈해설그림 2.2.2〉	평균재현주기 100년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호) …	13
〈해설그림 2.2.3〉	평균재현주기 200년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호) …	14
〈해설그림 2.2.4〉	평균재현주기 500년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호) …	15
〈해설그림 2.2.5〉	평균재현주기 1000년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호) …	16
〈해설그림 2.2.6〉	평균재현주기 2400년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호) …	17
〈해설그림 2.2.7〉	평균재현주기 4800년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호) …	18
〈해설그림 2.2.8〉	가속도표준설계응답스펙트럼(암반지반) ……………	21
〈해설그림 2.2.9〉	내진성능평가 절차 ……………	25
〈해설그림 3.3.1〉	계류시설물 내진그룹화 ……………	36
〈해설그림 3.3.2〉	외곽시설물 내진그룹화 ……………	37
〈해설그림 4.2.1〉	비선형 응답이력해석 절차 ……………	41
〈해설그림 4.2.2〉	변형율에 따른 지반 거동모델의 비선형 거동특성(Obrzud and Truty, 2018)	43
〈해설그림 4.2.3〉	케이슨 안벽에 작용하는 동수압 (Bellezza et al., 2009) ·	45
〈해설그림 4.2.4〉	설계지진기록 위치정의에 따른 입력지진 경계조건의 설정 방법 …	48
〈해설그림 4.2.5〉	잔교의 내진성능평가 절차 ……………	51
〈해설그림 4.2.6〉	단일모드 스펙트럼 해석절차 ……………	51
〈해설그림 4.2.7〉	다중모드 스펙트럼 해석절차 ……………	52
〈해설그림 4.2.8〉	말뚝과 지반 사이의 인터페이스 모델링 ……………	53
〈해설그림 4.2.9〉	가상지표면 및 가상고정점 ……………	55
〈해설그림 4.2.10〉	지반스프링 모델 ……………	56
〈해설그림 4.2.11〉	자켓의 내진성능평가 절차 ……………	60
〈해설그림 4.2.12〉	방파제 및 호안의 내진성능평가 절차 ……………	65
〈해설그림 4.2.13〉	등가정적해석법 ……………	67
〈해설그림 4.3.1〉	액상화 가능성 지수(LPI) 산정 개요 ……………	75

<해설그림 4.3.2> 환산 SPT-N값에 기초한 진동전단저항응력비 산정곡선 (M=7.5) (Boulanger & Idriss, 2014)	69
<해설그림 4.3.3> 상재하중에 대해 보정된 콘관입 저항값에 기초한 진동저항 전단응력비 산정곡선 (M=7.5) (Boulanger & Idriss, 2014) ...	87
<해설그림 4.3.4> 수정 현장전단파속도에 기초한 진동저항전단응력비 산정 곡선 (M=7.5) (Idriss,1999)	88

제1장 총 칙

1.1 일반사항

1. 내진성능 평가요령은 항만시설물 중 계류시설(중력식 안벽, 잔교, 자켓)과 외곽시설(방파제, 호안)의 내진성능 및 액상화 가능성 평가에 적용한다.
2. 내진성능 평가방법은 등가정적해석법을 기본으로 하며, 필요한 경우 응답이력해석법을 적용할 수도 있다.
3. 본 요령의 내용은 기술수준이 향상되거나, 내용을 추가 또는 보완할 필요가 있을 때에는 개정하여 시행하는 것을 원칙으로 한다.
4. 본 요령은 기존 계류시설(중력식 안벽, 잔교, 자켓)과 외곽시설(방파제 및 호안)의 내진성능평가와 관련된 최소한의 사항을 규정하고 있다. 따라서, 내진성능 평가와 관련하여 본 요령에서 규정하고 있지 않은 사항에 대해서는 최신의 기준을 적용하여 평가한다.
 - 내진설계기준 공통적용사항 (행정안전부)
 - 내진설계 일반 (KDS 17 10 00)
 - 항만 및 어항 설계기준 내진편 (KDS 64 17 00)
 - 항만 및 어항 설계기준·해설 (해양수산부)
 - 일본 항만 및 어항시설의 내진설계기준 (PARI)

■ 해설 ■

1. 본 요령에서는 계류시설(중력식 안벽, 잔교, 자켓) 및 외곽시설(방파제, 호안)을 대상 시설물로 한다. 또한, 주변지반의 액상화 평가에 적용할 수 있다. 항만 내의 교량, 건축물 등에 대한 내진성능평가가 필요한 경우에는 “기존 시설물(교량, 건축물 등) 내진성능 평가 및 향상요령(국토안전관리원)”을 참조한다.
2. 본 요령에서는 내진성능평가를 위하여 가능하면 간단한 평가식 또는 실험식 등을 이용하도록 하고 있다. 그러나, 시설물의 중요도에 따라 지반-구조물의 상호작용을 고려한 응답이력해석을 수행할 수 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

4. 본 요령에서는 내진설계가 수행되지 않은 기존 시설물의 내진성능평가와 관련한 최소한의 사항을 규정하고 있다. 따라서, 내진성능평가와 관련하여 본 요령에서 규정하고 있지 않은 사항에 대해서는 관련 규정을 적용하여 평가하여야 한다.

1.2 요령의 구성

본 요령의 구성은 다음과 같다.

제1장 총칙

제2장 내진성능평가 기준 및 절차

제3장 내진성능 우선평가

제4장 내진성능 본평가

제5장 내진성능평가 보고서 구성

부록 A. 중력식안벽 예제

부록 B. 잔교식 예제

부록 C. 자켓식 예제

부록 D. 방파제 및 호안 예제

부록 E. 액상화 평가법

1.3 용어 정의

본 요령에 사용되는 용어의 정의는 [내진설계 일반 (KDS 17 10 00)], [항만 및 어항 설계기준(KDS 64 17 00)] 등의 관련 기준에 따르고 이에 정의되지 않은 용어는 아래의 정의를 따른다.

- 가상고정점 방법(virtual fixed point method): 하부 말뚝을 수평지반에 저항하는 깊이인 가상고정점($1/\beta$)까지만 고려하는 근사적 해석 방법
- 가상지표면(virtual surface): 잔교가 설치된 지반의 경사면 각도의 1/2에 해당하는 위치

- 가속도 시간이력(acceleration time history): 가속도의 시간에 따른 변동을 나타내는 함수
- 감쇠(damping): 점성, 소성 또는 마찰에 의해 구조물에 입력된 동적 에너지가 소산되어 구조물의 진동이 감소하는 현상
- 감쇠비(damping ratio): 구조물 또는 지반의 감쇠값의 임계감쇠에 대한 비율
- 고유주기(natural period): 자유진동하는 구조물의 진동이 반복되는 시간간격
- 기반암(bed rock): 부드러운 암석층, 퇴적층 또는 토양층의 아래에 위치하는 전단파속도가 760m/s 이상인 단단한 암석층
- 내진등급(seismic classification): 시설물의 중요도에 따라 내진설계수준을 분류한 범주로써 내진II등급, 내진I등급, 내진특등급으로 구분
- 내진설계(seismic design): 설계지진에 의해 입력된 에너지를 충분히 견디거나, 소산시키거나, 저감시키도록 하여 시설물에 요구되는 내진성능수준을 유지하도록 구조요소의 제원 및 상세를 결정하는 작업
- 내진성능목표(seismic performance objectives): 설계지반운동에 대해 내진성능수준을 만족하도록 요구하는 내진설계의 목표
- 내진성능수준(seismic performance level): 설계지진에 대해 시설물에 요구되는 최소 성능수준. 기능수행수준, 즉시복구수준, 장기복구/인명보호수준과 붕괴방지수준으로 구분
- 다중모드 스펙트럼해석법(multi-mode spectrum analysis): 회전 방향 고유 모드가 포함된 다수의 모드를 고려할 수 있는 응답스펙트럼해석법
- 단일모드 스펙트럼해석법(single-mode spectrum analysis): 구조물의 첫 번째 진동모드가 진동응답을 지배하는 구조물의 설계지진력을 계산하는데 사용되는 해석방법으로, 기본모드의 진동주기를 구한 후 응답스펙트럼 곡선으로부터 탄성지진응답계수를 구하여 이로부터 등가정적하중을 구하여 해석하는 방법
- 등가정적해석법(Equivalent Static Analysis): 유사정적해석법 또는 진도법이라고 하며, 지진하중에 의한 관성력을 지반 또는 구조물의 도심에 작용하여 지진에 의한 동적거동을 해석하는 방법

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

- 설계지반운동(design ground motion): 내진설계를 위해 정의된 지반운동
- 설계지진(design earthquake): 건설부지에서 설계시 이용되는 지반운동수준으로써, 그 지역의 지진주파수와 강도특성, 구조물의 중요도와 수명 그리고 재산과 생명의 위험정도를 고려하여 선택
- 성능기반 내진설계(performance-based seismic design): 엄격한 규정 및 절차에 따라 설계하는 사양기반설계에서 벗어나서 목표로 하는 내진성능수준을 달성할 수 있는 다양한 설계기법의 적용을 허용하는 설계
- 수평지진계수(seismic coefficient - k_{hk}) : 유사정적해석 수행 시 지진으로 인한 동적하중을 하나의 상수 값을 갖는 관성력, 즉 등가의 지진하중으로 변환하여 주기 위한 계수
- 수평지진계수(seismic coefficient - k_{hk}) : 유사정적해석 수행 시 지진으로 인한 동적하중을 하나의 상수 값을 갖는 관성력, 즉 등가의 지진하중으로 변환하여 주기 위한 계수
- 연성거동(ductile behavior): 구조물 또는 부재가 갑자기 파괴되지 않고, 파괴에 이르기까지 상당한 크기의 소성 변형을 동반하는 거동
- 위험도계수(risk factor): 평균재현주기가 500년인 지진을 기준으로 하여, 평균재현주기가 다른 지진의 유효지반가속도를 상대적 비율로 나타낸 계수
- 유효응력해석 : 유효응력에 근거하는 탄소성 지반모델을 이용하여 지진 시 지반의 과잉간극수압, 강성의 저하, 동적변형 등을 예측하는 해석기법
- 유효지반가속도(effective ground acceleration): 지진하중을 산정하기 위한 기반암의 지반운동수준으로 유효수평지반가속도와 유효수직지반가속도로 구분
- 응답스펙트럼(response spectrum): 지반운동에 대한 단자유도 시스템의 최대 응답을 고유주기 또는 고유진동수의 함수로 표현한 스펙트럼
- 응답스펙트럼해석(response spectrum analysis): 고유치해석을 통해 다자유도계 운동방정식을 단자유도계 운동방정식으로 분리하여 고유주기에 따른 각 모드의 응답을 구한 뒤, 모드별 응답을 조합하여 다자유도계 구조물의 최대 응답을 구하는 탄성해석기법

- 응답이력해석(response history analysis): 지진의 지속시간 동안 각 시간단계에서의 구조물의 동적응답을 구하는 방법으로써 시간이력해석 이라고도 한다.
- 잔교(pile-supported structure): 상관을 말뚝으로 지지하는 형태의 항만 시설물로써, 해상 화물 운송에 이용되는 구조물
- 재현주기(return period): 지진과 같은 자연재해가 특정한 크기 이상으로 발생할 주기를 확률적으로 계산한 값으로, 일년 동안에 특정한 크기 이상의 자연재해가 발생할 확률의 역수
- 지반스프링 방법(soil spring method): 말뚝 주변 지반을 스프링으로 모형화하여 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석 방법
- 지반응답해석(ground response analysis): 토층의 저면에 입사되는 지진하중이 지표면으로 진행될 때 토층의 동적거동에 대한 해석
- 지반증폭계수(site coefficient) : 기반암의 스펙트럼 가속도에 대한 지표면의 스펙트럼 가속도의 증폭비율
- 경사제(傾斜提) : 암석이나 콘크리트블록을 사다리꼴 형상으로 쌓아올린 형식
- 직립제(直立提) : 해저면에 전면이 연직인 벽체를 쌓아올린 형식
- 케이슨(중력식 안벽) : 토압, 수압 등 외력에 대하여 자중과 저면의 마찰력에 의해서 저항하는 구조의 안벽

제2장 내진성능평가 기준 및 절차

2.1 평가기준

1. 내진성능평가는 ‘항만 및 어항 설계기준’을 참조한다.
2. 내진성능평가를 위한 ‘내진성능평가 기준지진’은 항만시설의 사용목표수명을 고려하여 결정한다.

■ 해설 ■

1. 항만 시설물의 관련 기준인 ‘항만 및 어항 설계기준’에서 요구하는 신설 계류시설(중력식 안벽, 잔교, 자켓) 또는 신설 방파제의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다. 이를 위해 현행 항만 및 어항 설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답스펙트럼 등이 사용되어야 하고, 이 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능평가는 기존 계류시설물(중력식 안벽, 잔교, 자켓) 또는 외곽시설물(방파제 및 호안)이 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하여야 한다.
2. ‘내진성능평가 기준지진’은 관련 기준에서 규정하는 설계지진으로 하는 것이 원칙이나, 기존 시설물의 경우 사용목표수명은 일반적으로 신설 시설물의 평가 설계수명에 비하여 짧아 사용목표수명 중에 경험하게 될 지진세기는 신설 시설물이 평가 설계수명 내에 경험하게 되는 지진세기보다 작을 확률이 높기 때문에 이를 반영하기 위함이다. 그러나, 대상 시설물의 사용목표수명이 신설 시설물의 평가설계수명에 비하여 현저하게 작더라도 보수 또는 보강을 하여 신설 시설물의 평가설계수명과 동등한 정도의 사용목표수명을 기대하는 경우 내진성능평가 기준지진은 내진설계기준의 설계지진으로 하여야 한다. 따라서, 향후 연구를 통하여 객관적인 판단기준이 마련되기까지 이의 판단은 관리주체의 시설물 사용계획에 따라 결정하도록 한다.

2.2 평가절차

2.2.1 시설물의 구성

1. 외곽시설물 : 방파제, 호안 등(본 평가요령서 대상 시설물)
2. 계류시설물 : 중력식 안벽, 잔교, 자켓(본 평가요령서 대상 시설물)
3. 초대형 석유탱커시설
4. 하역기계의 기초
5. 해저파이프라인
6. 해상저유시설
7. 기타 : 항만 및 어항 운영을 위하여 필요하다고 판단되는 시설

2.2.2 내진등급

1. 항만 및 어항 시설물의 내진등급은 시설물의 용도, 구조, 규모 등에 따라 다를 수 있으므로 일률적으로 적용될 성격이 아니며, 시설물의 사회적, 경제적 성격에 따라 기능적 측면을 고려하여 결정하여야 한다.
2. 항만 및 어항 시설물의 내진등급은 내진 I 등급 및 내진 II 등급으로 구분한다.
3. 내진 I 등급은 다음과 같은 항만시설물에 적용한다.
 - 가. 지진피해 시 많은 인명과 재산상의 손실을 줄 염려가 있는 시설물
 - 나. 지진피해 시 심각한 환경오염을 줄 염려가 있는 시설물
 - 다. 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 시설물(지진재해 복구용 시설물)
 - 라. 국방상 또는 국가경제 차원에서 항만의 기능이 지속적으로 유지되어야 할 필요가 있는 시설물
 - 마. 지진피해 시 복구가 곤란한 시설물
4. 어항 시설물과 내진 I 등급으로 분류되지 않은 항만시설물은 내진 II 등급으로 한다.
5. 다만, 항만 및 어항 시설물 중 지진피해에 대한 사회, 경제적 손실을 최소화할 수 있거나, 시설물의 기능상 재해복구 시까지 그 기능이 중단되어도 큰 무리가 없다고 판단되는 경우 내진설계를 생략할 수 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

■ 해설 ■

1. 항만의 내진등급은 내진 I 등급 및 내진 II 등급으로 구분한다. 다만, 항만시설물의 경우 모든 시설물에 대해 동일한 내진등급을 적용하기에는 무리가 있으므로 시설물의 사회적, 경제적 성격에 따라 기능적 측면을 고려하여 결정하는 것이 바람직하다. 다만, 관리주체가 시설물의 중요성에 따라 내진특등급으로 구분할 수도 있다.
2. 내진 I 등급 시설로는 다음과 같은 시설물을 예시할 수 있다.
 - 가. 유해물이나 위험물부두
 - 나. 컨테이너 전용부두
 - 다. 군용시설로써 이용자의 판단에 따라 내진 I 등급으로 분류된 시설
 - 라. 침매터널, 해저 파이프라인 시설
 - 마. 갑문시설
3. 내진설계를 생략할 수 있는 시설물로는 다음 같은 시설을 예시할 수 있다.
 - 가. 외곽시설 중 침식대책시설, 매몰대책시설
 - 나. 부잔교 및 부유식 항로표지시설(단, 연락교, 도교, 조절탑 등은 제외)
 - 다. 소규모 지방어항, 정주어항, 마을공동 어항 등의 시설
4. 매립용 호안은 배면 매립지의 이용성, 인접시설물과의 연관성 등에 따라 내진등급을 결정하여야 한다.
5. 지진재해 복구에 중요한 역할을 담당하는 시설물(지진재해 복구용 시설물 등)은 국가지진재해 복구계획 등을 감안하여 내진 I 등급 시설물에 적용하는 지진력을 상회하는 지진력 하에서의 안전성, 복구성 및 사용성을 검토할 수 있다.

■ 참고 ■

항만시설물의 경우 큰 규모의 지진이 발생하여 시설물이 붕괴되어도 대규모 인명피해가 우려되지 않는 반면, 수출입 물류의 기능을 수행하는 항만의 경우에는 국가방재 기본계획상 필요한 복구중심항으로써의 기능을 즉시 수행할 수 있도록 지진재해 복구용 시설을 설치할 필요가 있다. 예를 들어, 일본의 경우 1995년 고베지진 후 설계기준을 정비하여 (일본항만협회, 2007) 큰 규모의 지진(L2)시 중요 항만의 계류시설, 하역장비, 하역장 등 내륙의 복구지원에 필요한 시설은 지진발생시 수행할 역할에 따라 아래와 같은 내진성능을 요구하고 있다.

(1) 상시 긴급물자수송대응을 위한 내진강화시설

지진 후 긴급물자의 수송 등이 가능한 상태. 지진 후 신속히 선박의 이용, 사람의 승강 및 긴급물자 등의 하역이 가능한 상태(상시 사용성 확보)

(2) 간선회물수송대응을 위한 내진강화시설

지진 후 간선회물의 수송 등이 가능한 상태. 지진 후 경미한 복구 후 일정기간 중에 선박의 이용 및 간선회물의 하역이 가능한 상태(복구성 확보)

(3) 긴급물자수송대응을 위한 내진강화시설

지진 후 경미한 복구 후 긴급물자의 수송이 가능한 상태. 지진 후 일주일 정도 후에 긴급물자 등의 하역이 가능한 상태(복구성 확보)

2.2.3 내진등급에 따른 내진성능수준

1. 항만 및 어항 시설물의 요구 내진성능수준은 기능수행수준과 붕괴방지 수준으로 분류한다.
2. 항만 및 어항 시설물은 표 (2.2.1)에서 규정한 평균재현주기를 갖는 설계지진 수준에 대하여 기능수행수준과 붕괴방지구준에서 요구 성능목표를 만족하여야 한다.

표 2.2.1 내진성능수준별 설계지진 수준

내진성능수준	내진 I 등급	내진 II 등급
기능수행수준	평균재현주기 100년	평균재현주기 50년
붕괴방지구준	평균재현주기 1000년	평균재현주기 500년

■ 해설 ■

1. 항만 및 어항시설은 지진 시의 거동과 연계하여 흙 구조물, 벽체 구조물, 말뚝 구조물, 건축물 등으로 분류할 수 있다. 흙 구조물은 방파제와 호안의 기초 또는 전체 단면을 흙과 사석으로 시공한 구조물을 말한다. 벽체 구조물은 중력식 안벽, 널말뚝식 안벽, 셀식 안벽 및 갑문시설의 벽체 등을 포함한다. 말뚝 시설물은 잔교식 안벽, 돌핀, 도교, 연락교 등을 들 수 있다.

가. 기능수행수준의 거동한계 규정은 다음과 같다.

- 1) 흙 구조물이나 벽체 구조물과 주변구조물 및 부속시설들이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 할 정도의 변형만이 허용되도록 하여야 한다.
- 2) 말뚝 구조물은 지진 시 그 주변지반의 소성거동은 허용할 수 있으나 말뚝 구조물 자체와 그 위에 놓여있는 모든 시설물 및 부속시설이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 하여야 한다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

3) 항만 부지내의 지반에는 과도한 변형이 발생하여서는 안 되며 액상화로 인하여 항만의 기능수행에 지장이 초래되어서는 안 된다.

나. 붕괴방지수준의 거동한계 규정은 다음과 같다.

1) 흙 구조물이나 벽체 구조물의 구조적 손상은 경미한 수준으로 제한되어야 하며, 영구 주변구조물 및 부속시설들이 탄성한계를 초과하는 소성거동은 허용되나 취성파괴가 발생하여서는 안 된다.

2) 말뚝 구조물은 지진하중 작용 시 탄성한계를 초과하는 소성거동을 허용하나, 이로 인하여 말뚝 구조물 자체나 상부 구조물에 취성파괴가 유발되어서는 안 된다.

3) 항만 부지내의 지반에는 과도한 변형이 발생하여서는 안되며 액상화로 인하여 항만시설이 수리불능의 피해를 입어서는 안 된다.

2. 항만시설의 내진성능수준은 상기에서처럼 기능수행수준과 붕괴방지수준의 2단계로 구분하고, 각 수준에 상응하는 설계지진력 수준을 적용하되, 잔교를 제외한 시설은 잠정적으로 기능수행수준을 생략한 상태에서 붕괴방지수준에 대한 설계만을 하여도 내진성능을 확보한 것으로 본다. 이러한 개념은 국내의 댐설계 등에서도 채택하고 있는 개념이다. 그런데 항만시설 중 국가적으로 중요한 시설은 붕괴방지 수준의 지진작용 시 붕괴방지 수준의 성능을 발휘해야 함은 물론 지진 후 내륙의 지진재해복구 지원 역할 및 국가 간선물류기능과 환적기능 유지역할도 수행해야하기 때문에 즉각적인 항만 고유기능발휘가 되도록 성능을 평가할 필요가 있다.

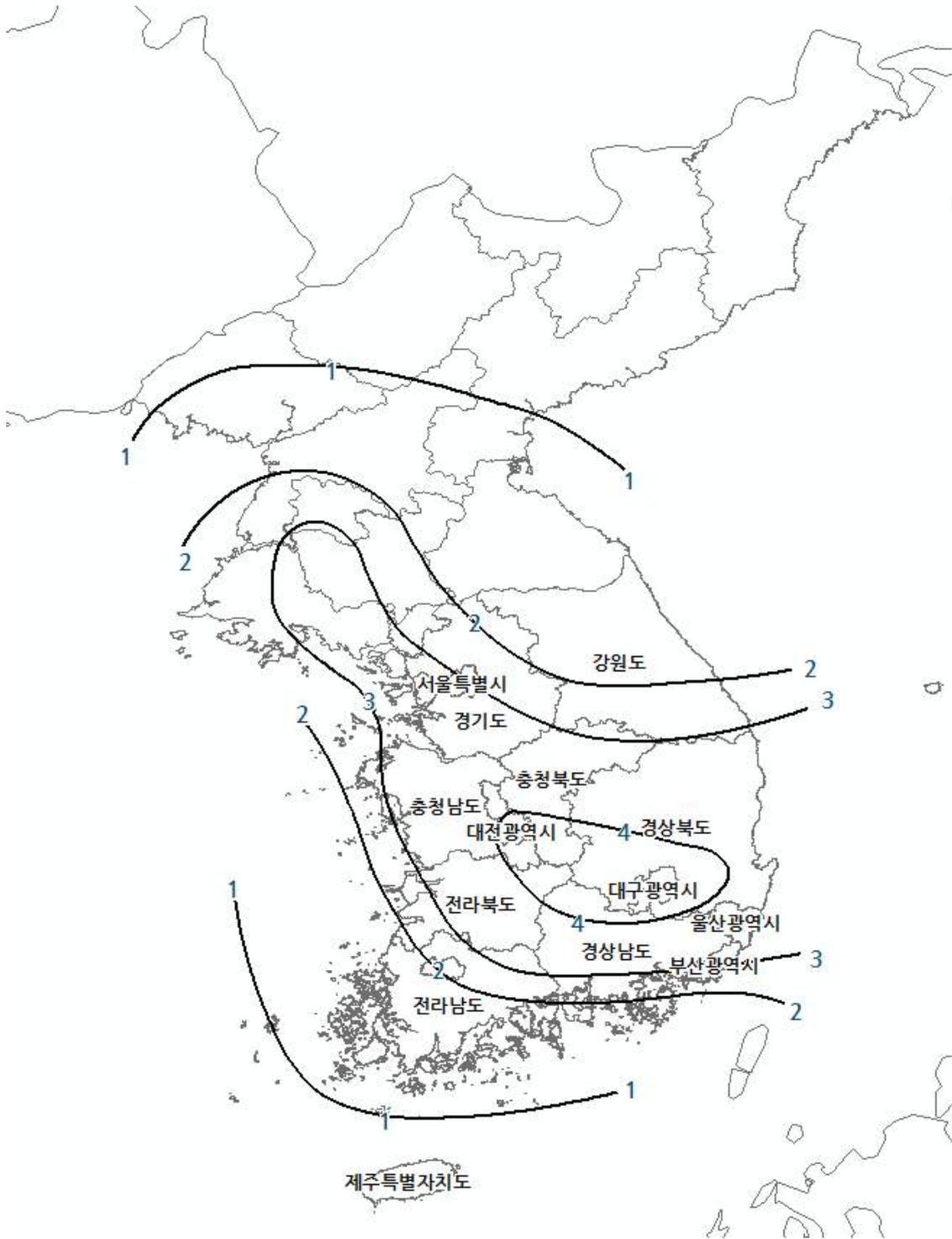
2.2.4 유효지반가속도

1. 내진성능 평가기준지진의 유효지반가속도(A)는 해설그림 2.2.1~2.2.7의 각 재현주기별 지진재해도상의 값을 적용하는 것을 원칙으로 한다.
단, 그 값이 행정구역에 의한 방법으로 결정된 값의 80% 보다 작지 않아야 한다.
2. 재해도 상의 유효지반가속도(A)값 적용이 어려울 경우는 지진구역계수(Z)와 지진위험도계수(I)의 곱으로 산정할 수도 있다.

■ 해설 ■

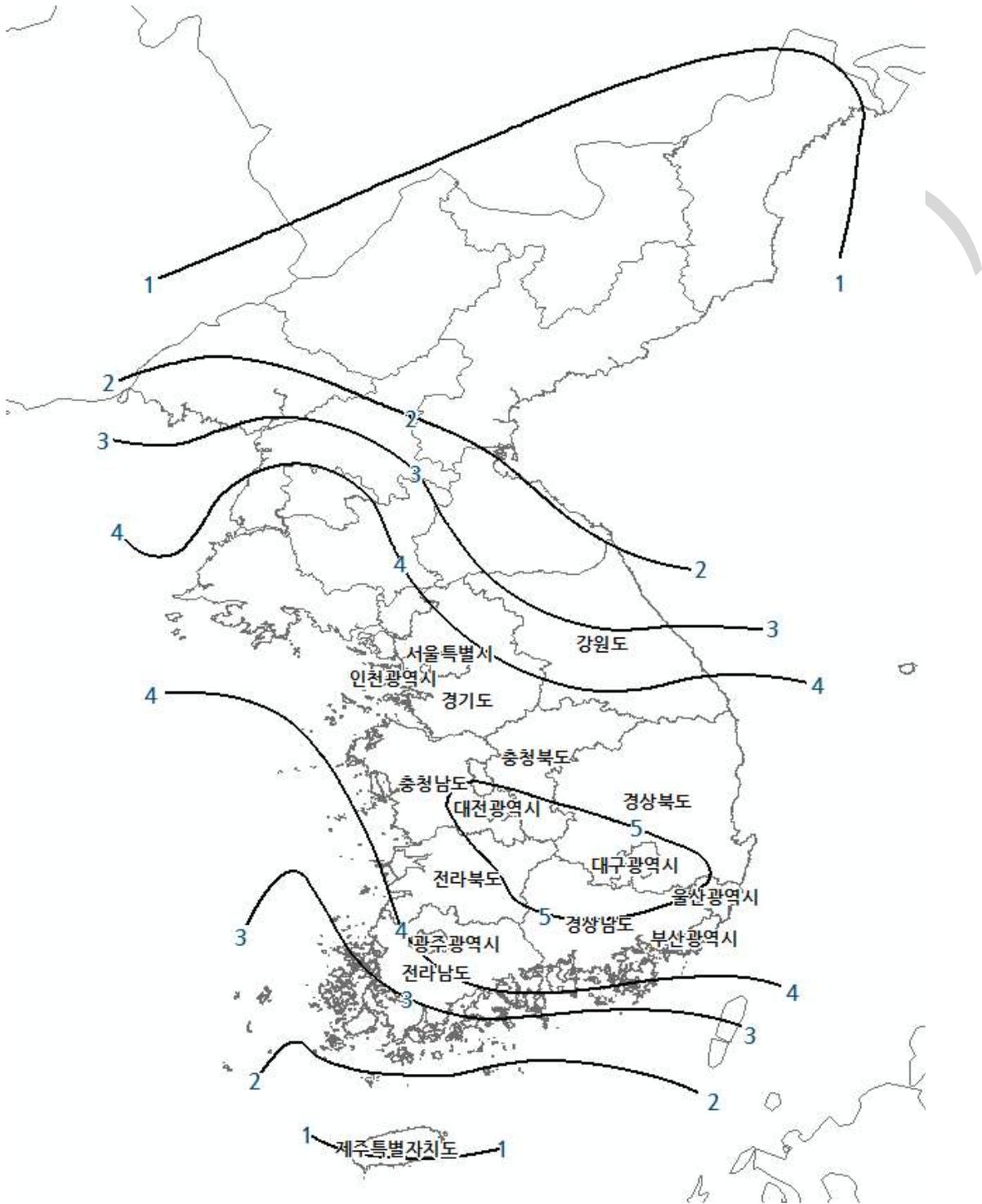
1. 각 평균 재현주기별 지진재해도상 유효지반가속도(A)는 아래 그림에서 산정할 수 있다.
2. 본 평가요령에서 유효지반가속도(A)는 유효수평지반가속도를 적용하고 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



(5년 내에 발생확률 10%에 해당하는 유효지반가속도(%g))

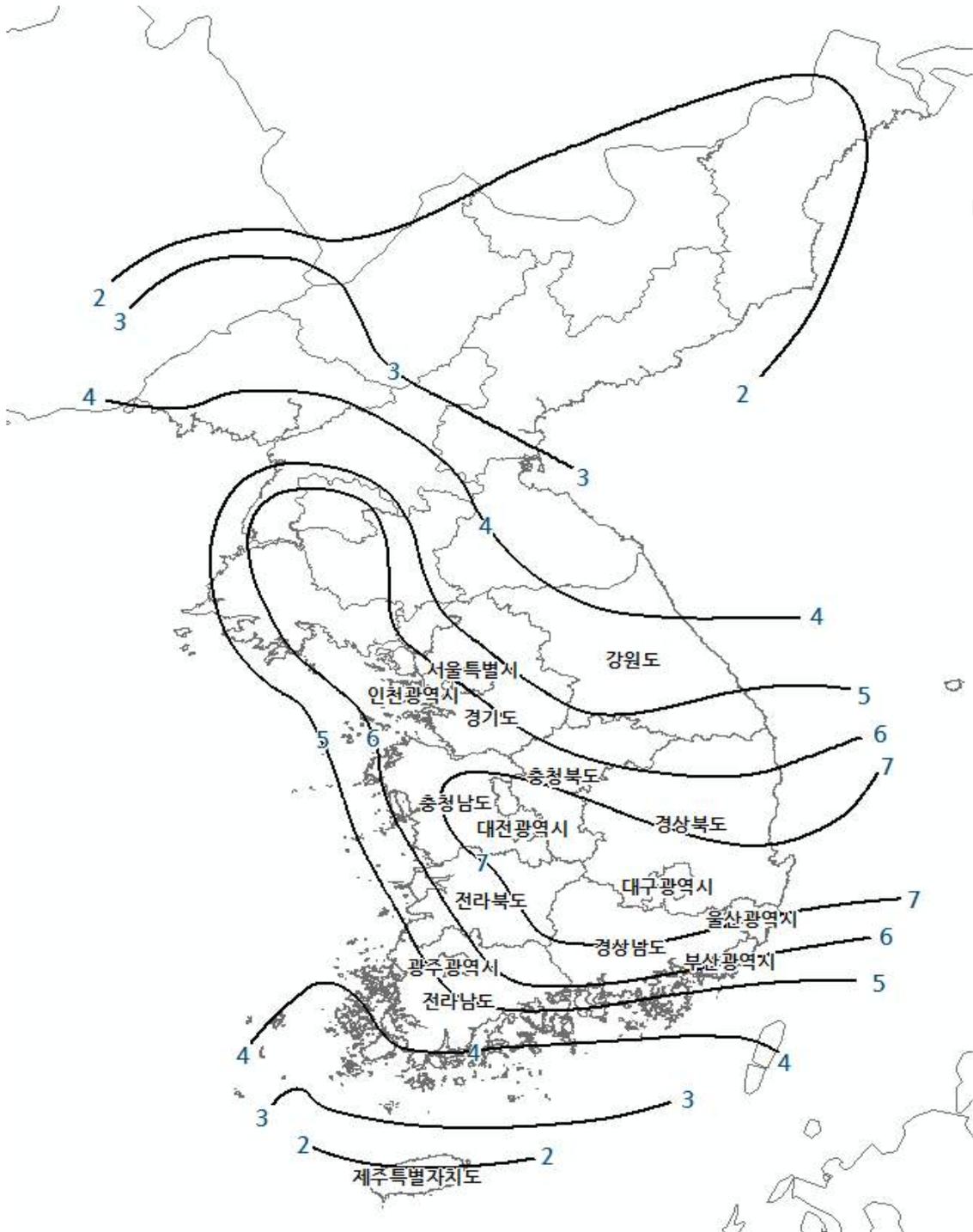
해설그림 2.2.1 평균재현주기 50년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



(10년 내에 발생확률 10%에 해당하는 유효지반가속도(%g))

해설그림 2.2.2 평균재현주기 100년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)

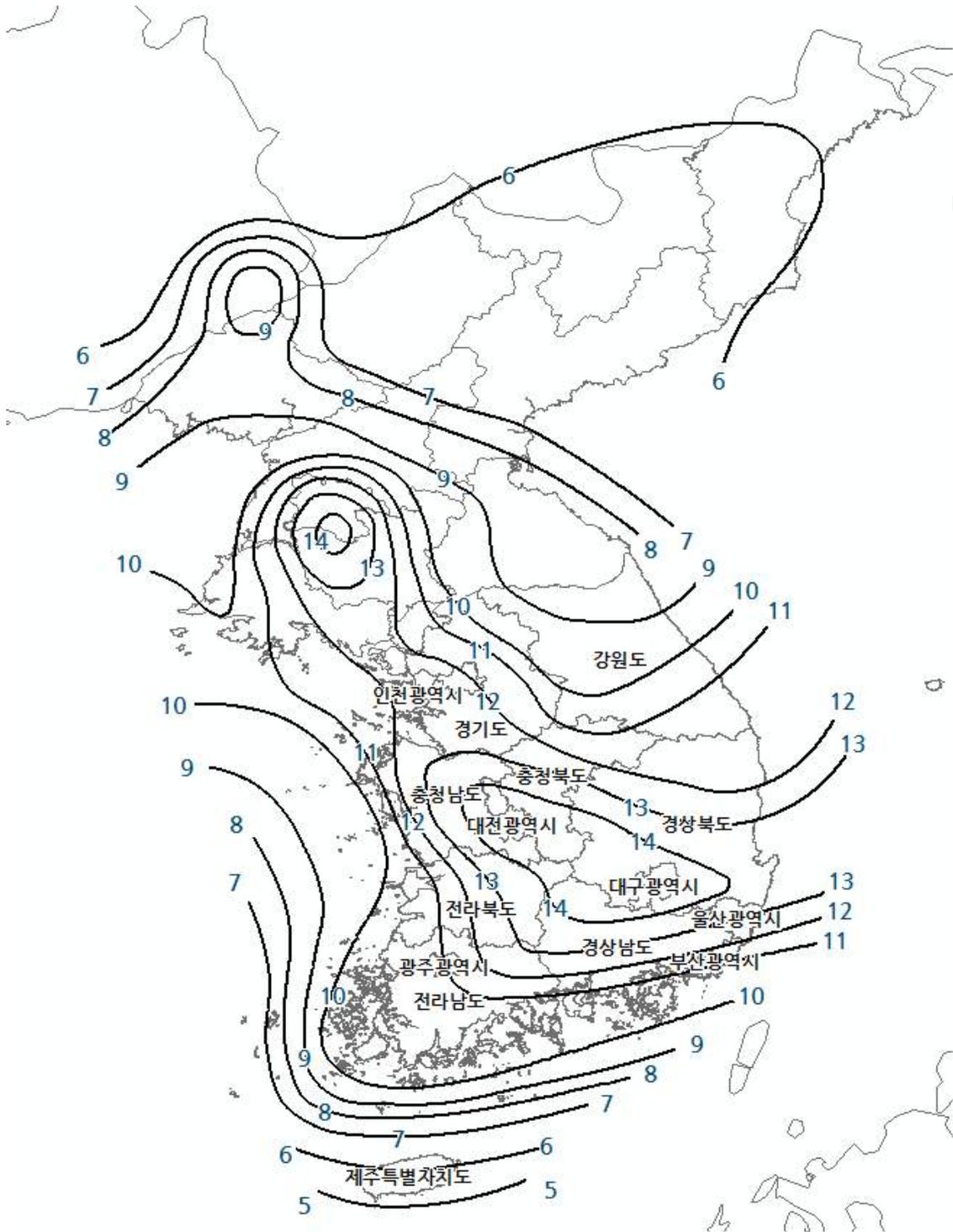
기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



(20년 내에 발생확률 10%에 해당하는 유효지반가속도(%g))

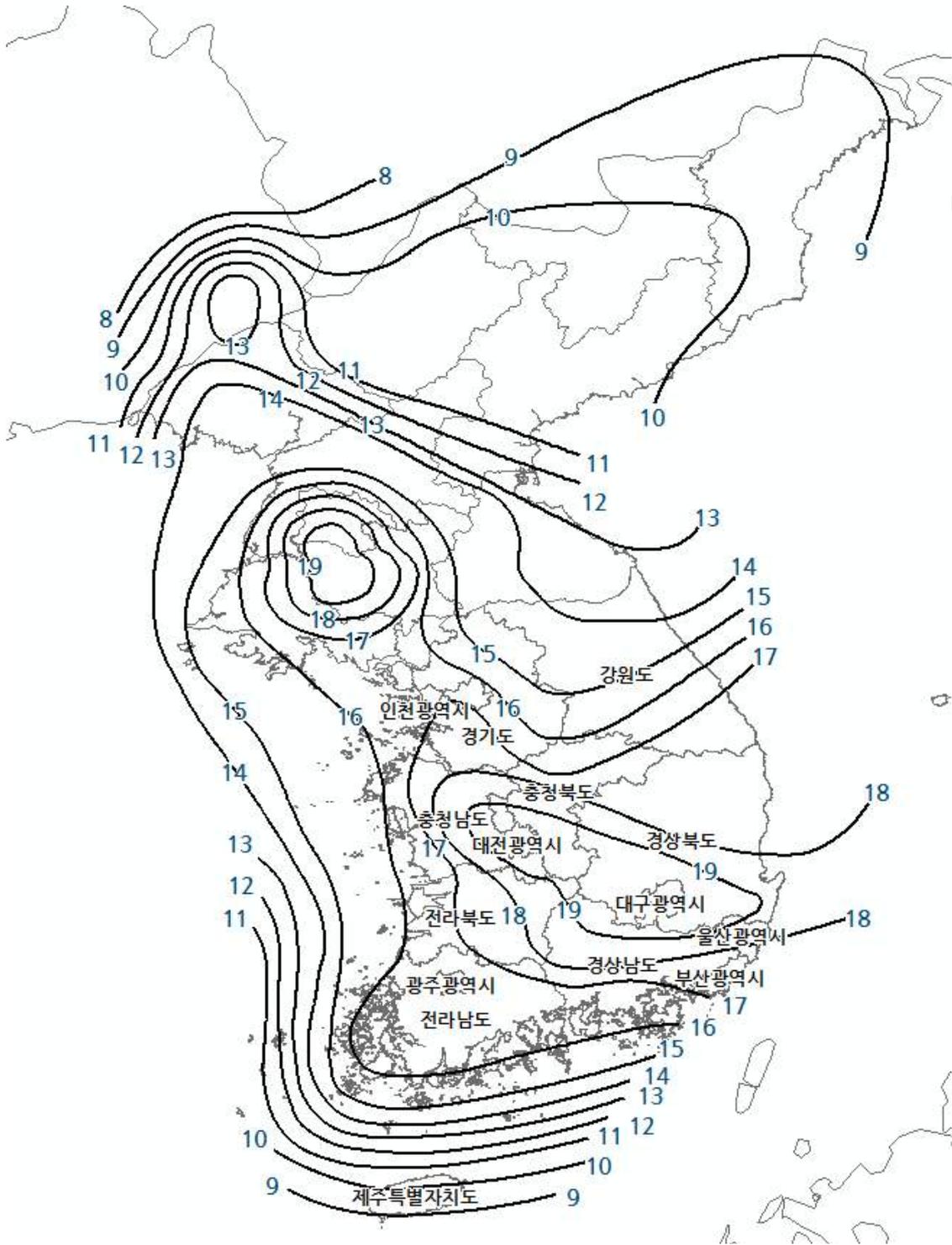
해설그림 2.2.3 평균재현주기 200년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



(100년 내에 발생확률 10%에 해당하는 유효지반가속도(%g))

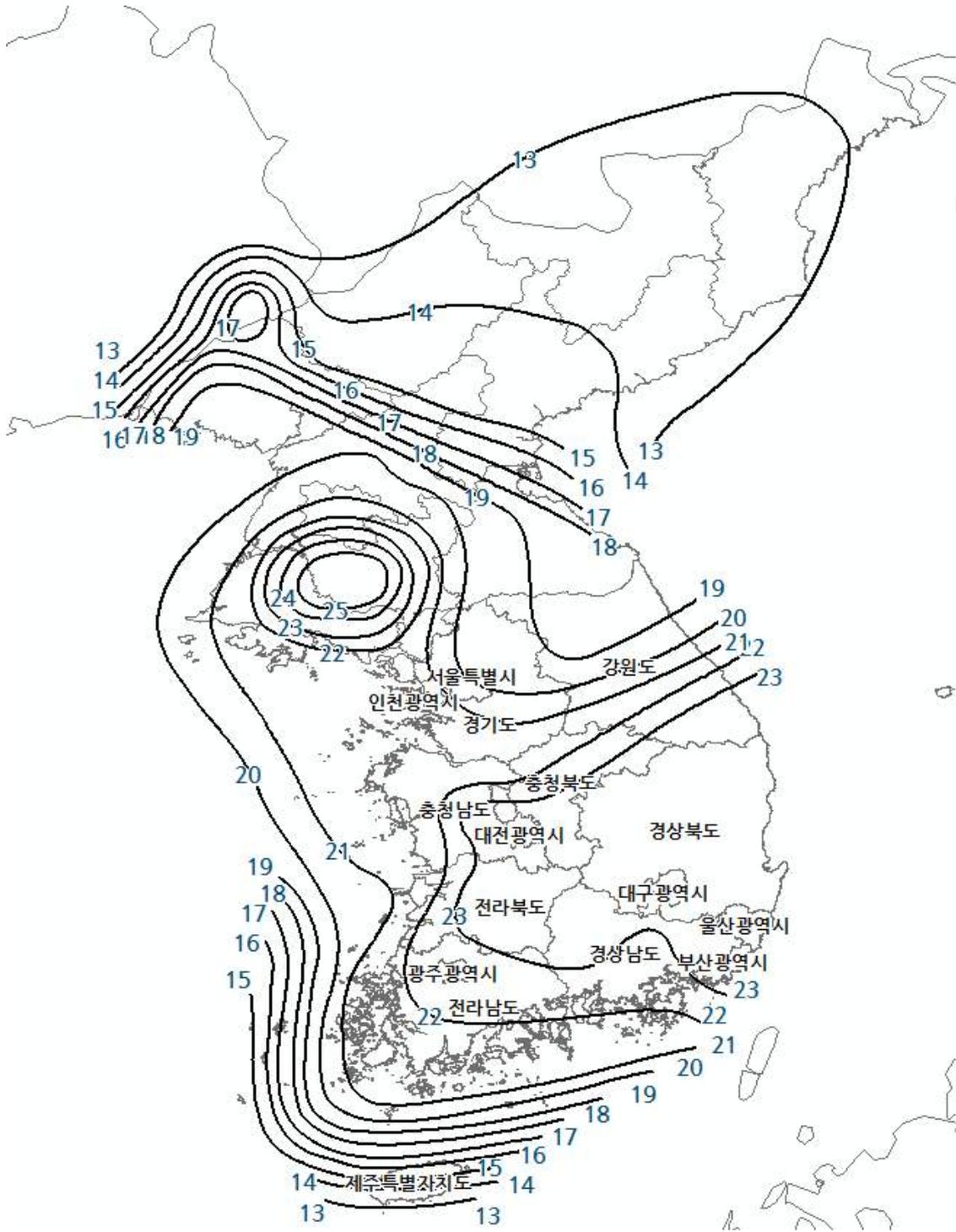
해설그림 2.2.5 평균재현주기 1000년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)



(240년 내에 발생확률 10%에 해당하는 유효지반가속도(%g))

해설그림 2.2.6 평균재현주기 2400년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



(480년 내에 발생 확률 10%에 해당하는 유효지반가속도(%g))

해설그림 2.2.7 평균재현주기 4800년 지진지반운동(소방방재청 공고 제2013-179호)

■ 해설 ■

가. 지역별 유효지반가속도로 다음 값을 적용할 수 있다. 지진구역계수(Z)와 지진위험도계수(I)의 곱으로 해설식 2.2.1과 같이 정의한다.

$$\text{유효지반가속도}(A) = \text{지진구역계수}(Z) \times \text{위험도계수}(I) \quad \text{해설식 2.2.1}$$

나. 지진구역계수(Z)를 결정하기 위한 지진구역은 해설표 2.2.1과 같으며, 지진구역계수는 해설표 2.2.2과 같다.

해설표 2.2.1 지진구역의 구분

지진구역	행정구역	
I	시	서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종
	도	경기, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남, 강원 남부 ^I
II	도	강원 북부 ^{II} , 제주

I: 강원 남부(군, 시): 영월, 정선, 삼척, 강릉, 동해, 원주, 태백

II: 강원 북부(군, 시): 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천, 속초

해설표 2.2.2 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07

다. 재현주기별 위험도계수(I)는 해설표 2.2.3의 값을 적용한다.

해설표 2.2.3 위험도계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1,000	2,400	4,800
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1	1.4	2.0	2.6

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

2.2.5 내진성능평가 기준지진 응답스펙트럼

1. 지반분류는 지반운동이 항만시설물에 미치는 영향을 고려하기 위하여 토층 평균전단파속도 및 기반암의 깊이 등을 기준으로 지반을 분류한다.
2. 설계지반운동의 세기 및 진동수 성분은 기본적으로 응답스펙트럼으로 표현한다.
3. 암반지반(S_1 지반) 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

■ 해설 ■

1. 지반분류

국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 해설표 2.2.4에서와 같이 $S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6$ 의 6종으로 분류한다. 다만, 기반암은 전단파속도가 760 m/s 이상인 지층으로 정의한다.

해설표 2.2.4 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H(m)	토층 평균 전단파속도, $V_{s,soil}$ (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 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

가. 토층의 평균전단파속도($V_{s,soil}$)는 탄성파시험 결과가 있을 경우 이를 우선적으로 적용한다. 이때, 탄성파시험은 시추조사를 바탕으로 가장 불리한 시추공에서 수행하는 것을 원칙으로 한다.

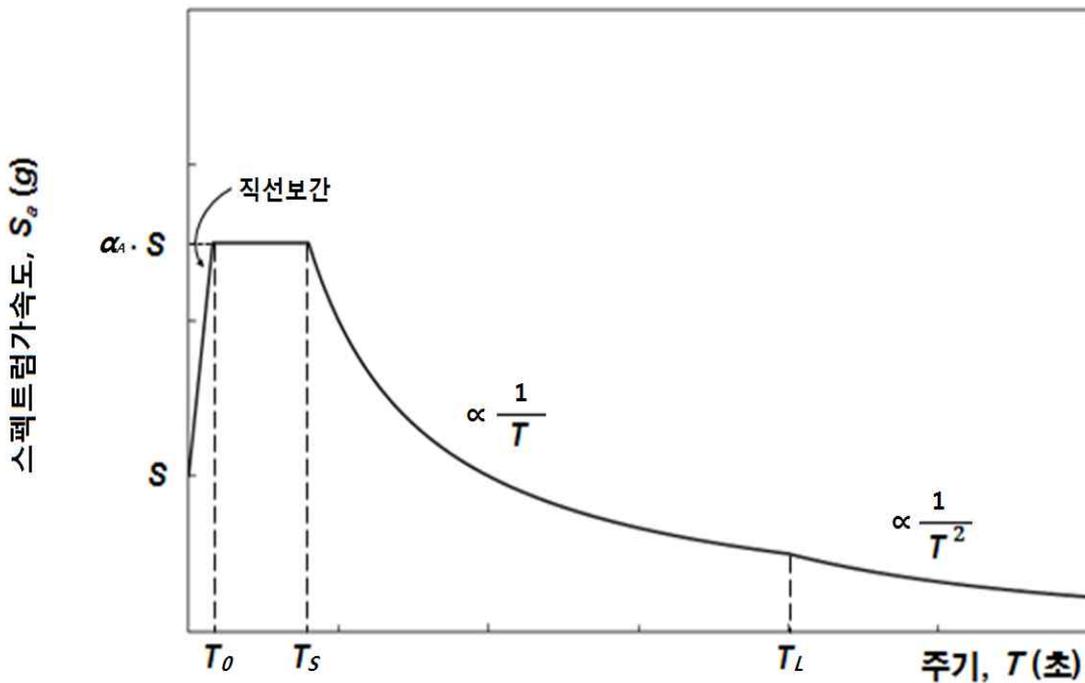
- 1) 기반암 깊이와 무관하게 토층평균전단파속도가 120 m/s 이하인 지반은 S_5 지반으로 분류한다.
- 2) 지반종류 S_6 은 부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반으로 다음과 같다.

제2장 내진성능 평가기준과 평가절차

- ① 액상화가 일어날 수 있는 흙, 예민비가 8 이상인 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
- ② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반(지층의 두께 > 3m)
- ③ 매우 높은 소성을 띤 점토지반(지층의 두께 > 7m이고, 소성지수 > 75)
- ④ 층이 매우 두껍고 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토(지층의 두께 > 36m)
- ⑤ 기반암이 깊이 50m를 초과하여 존재하는 지반

2. 응답스펙트럼

가. 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 해설그림 2.2.8 및 해설표 2.2.5로 정의되며, 각 주기영역에 대한 설계스펙트럼가속도(S_a)는 해설표 2.2.6과 같다.



해설그림 2.2.8 가속도표준설계응답스펙트럼(암반지반)

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

해설표 2.2.5 가속도 표준설계응답스펙트럼 전이주기

구분	α_A (단주기스펙트럼증폭계수)	전이주기(sec)		
		T_o	T_S	T_L
수 평	2.8	0.06	0.3	3

해설표 2.2.6 주기영역별 설계스펙트럼가속도(S_a)

주기(T , sec)	$0 \leq T \leq T_o$	$T_o \leq T \leq T_S$	$T_S \leq T \leq T_L$	$T_L \leq T$
설계스펙트럼가속도 (S_a , g)	$(1 + 30T) \times S$	$2.8S$	$\frac{0.84}{T} \times S$	$\frac{2.52}{T^2} \times S$

- 나. 5% 감쇠비에 대한 수직설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 위 22페이지에 해설 2에 있는 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼과 동일한 형상을 가지며, 최대 유효수평지반가속도에 대한 최대 유효수직지반가속도의 비는 0.77이다.
- 다. 수평 및 수직 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼의 감쇠비(ξ , %단위)에 따른 스펙트럼 형상은 해설표 2.2.7에 제시한 감쇠보정계수 C_D 를 표준설계응답스펙트럼에 곱해서 구할 수 있다. 단, 감쇠비가 0.5%보다 작은 경우에는 적용하지 않으며 해당 구조물의 경우 응답이력해석(시간이력해석)을 권장한다.

해설표 2.2.7 감쇠보정계수(C_D)

주기(T , sec)	$T=0$	$0 \leq T \leq T_o$	$T_o \leq T$
C_D	모든 감쇠비에 대해서 1.0	$T=0$ 일 때, 1.0 $T=T_o$ 일 때, $\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$ 그 사이는 직선보간	$\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$

2.2.6 가속도 시간이력

1. 항만시설물의 동적해석을 위한 지진의 가속도 시간이력은 기본적으로 과거의 관측결과를 이용하여 결정하는 것을 원칙으로 한다.
2. 관측된 지진기록이 없을 경우에는 인공적으로 지진기록을 생성하거나 국내 또는 외국의 지진기록을 해당부지의 특성에 맞게 수정하여 사용할 수 있다.

■ 해설 ■

1. 실지진기록을 활용한 가속도시간이력 작성

- 가. 실지진 기록은 국내여건과 유사한 판 내부(Intra-Plate) 지역에서 계측된 기록을 선정하는 것이 추천된다. 이때, 관측소 하부지반이 S₁ 지반 혹은 이에 준하는 보통암 지반에서 계측된 지진기록 또는 고려하는 설계지진과 유사규모의 기록을 선정하여야 한다.
- 나. 선정된 지진기록은 S₁ 지반의 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 수정 적용한다. 수정 시, 원본파형의 왜곡을 최소화하기 위해 기존파형의 응답스펙트럼을 설계응답스펙트럼에 맞추어 보정(Spectral matching)하는 것을 추천한다. 이때, 설계 대상시설물의 탁월주기(Dominant period)를 주 대상으로 보정하는 것이 바람직하다.
- 다. 입력 지진기록 최대지반가속도(PGA; Peak Ground Acceleration)의 절대 크기가 중요한 경우, 상기 절차로 보정된 지진기록에 대하여 최대지반가속도를 보정할 수 있다.
 - 1) 스펙트럼 보정만으로 지진기록의 최대가속도를 유효수평지반가속도와 일치시키기 어려운 경우, 스펙트럼 보정된 지진기록에 대해서 최대가속도 보정(Scaling)을 실시할 수 있다. 단, 이렇게 보정된 지진기록의 가속도응답스펙트럼은 가속도 표준설계응답스펙트럼과 큰 차이를 나타내어서는 안된다.
- 라. 비선형 유효응력해석을 시행하는 경우, 보정된 지진파에 대한 영향검토를 실시하여야 한다. 최소 3개 이상의 서로 다른 지진파를 이용한 결과 중 최대 응답결과를 적용하여야 하며, 7개 이상의 지진파를 사용할 경우 중간값을 적용하도록 한다.
 - 1) 1차원 지반응답해석을 위한 입력 지진기록은 행정안전부 「내진설계기준 공통적용사항」에서 규정하고 있는 기반암(전단파속도 760m/s 이상)에 작용하여야 한다. 사용되는 입력지진기록은 행정안전부 「내진설계기준 공통적용사항」에서 규정하고 있는 기반암 가속도 표준설계응답스펙트럼에 대해서 스펙트럼 보정(Spectrum matching)후 해석에 사용하여야 한다. 최소 3개 이상의 입력지진기록을 사용하여야 하며, 사용되는 지진기록의 선정방법은 다음과 같다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

- ① 실지진과기록은 스펙트럼 보정 후 사용한다.
- ② 3개 지진과 선정을 위한 추천 조합은 아래와 같으며, 성능평가는 해석 최대값을 적용하여야 한다.
 - (경주 또는 포항지진기록 중 택 1) + 실지진 기록(규모 6.0~7.0, 판 내부 또는 판 경계지진) 2개
- ③ 7개 지진과 선정을 위한 추천 조합은 아래와 같으며, 성능평가는 해석 중간값을 적용을 추천한다.
 - (경주, 포항지진) + 실지진 기록(규모 6.0~7.0, 판내부 또는 판 경계지진) 5개
- ④ 암반노두에서 계측된 가속도 시간이력이 사용되어야 한다.
- ⑤ 스펙트럼 보정된 지진기록은 비선형응답이력 해석에 사용되기 위하여 베이스라인 보정 (Baseline correction) 후 사용되어야 한다.

2.2.7 내진성능평가 방법 및 절차

1. 기존 항만시설물의 내진성능평가는 내진성능 우선순위평가와 내진성능 본평가로 구분하여 수행한다.
2. 내진성능 우선순위평가는 문헌자료, 현장조사 및 지반조사에 근거하여 내진성능 평가의 우선순위 결정을 위하여 실시한다.
3. 내진성능 본평가는 내진성능평가 수준에 따라 기존 항만 시설물의 내진성능을 파악하기 위하여 실시한다.
4. 액상화 평가는 기존 안벽 배후 매립지 또는 방파제 하부지반의 내진성능을 평가하기 위하여 시설물의 내진성능 본평가의 일부로 실시한다.
5. 내진성능평가는 본 요령에서 제시하는 바와 다르더라도 역학적으로 타당한 절차와 방법에 의해서 실시될 수 있다.
6. 항만시설물의 내진성능평가는 다음 해설그림 2.2.9와 같은 절차에 따라 수행한다.

■ 해설 ■

2. 지반조사는 매립토층 및 시설물 설치 후 변화된 원지반의 지반물성을 파악하기 위한 것으로 모든 우선순위평가 대상 시설물에서 실시하는 것으로 한다.
4. 액상화 평가 전에 본평가 대상 지반이 액상화 평가(액상화 예비평가)가 필요한 지반인지를 판단하여야 한다. 또한, 기존 항만시설물의 내진성능평가이므로 액상화 평가에서 액상화가 발생하는 것으로 나타나면 액상화를 고려한 지반-구조물 본평가를 수행하지 않고 내진성능이 불충분한 것으로 판단하여 액상화 보강공법을 적용한다.

제 3 장 내진성능 우선순위평가

3.1 일반사항

1. 내진성능 우선순위평가는 항만시설물의 내진성능 본평가의 우선순위를 결정하는 판단자료를 제공한다.

■ 해설 ■

1. 기존 항만 시설물에 대하여 내진성능 평가를 보다 경제적이고 합리적으로 수행하기 위해서는 우선순위평가를 먼저 수행하여 내진성능 평가가 시급한 시설물의 우선순위를 개괄적으로 결정하는 것이 바람직하다.

3.2 자료수집 및 정리

3.2.1 자료조사 및 지반조사

1. 내진성능 우선순위평가를 위한 자료조사에는 우선순위평가에 필요한 자료 뿐만 아니라 내진성능 본평가에 필요한 자료도 함께 조사하여 기록한다.
2. 자료조사에는 설계도서에서 나타난 시설물의 직접 정보뿐만 아니라 현장조사를 통하여 시설물의 보수·보강이력 및 상태, 시설물의 현재 여건, 시설물 주위의 환경적 요인 등을 함께 조사하여 정리한다.
3. 기존 시설물의 내진성능 우선순위평가 및 본평가지 필요한 중요 지반물성을 파악하기 위하여 지반조사를 실시한다.

■ 해설 ■

1. 일반사항 조사

- 가. 시설물 이름, 위치, 관리주체 등을 조사한다.
- 나. 시설물이 위치한 지진구역, 시설물의 내진등급, 지반조건 등을 조사한다.
- 다. 준공년도, 준거 설계도서, 내진설계의 유무 등을 조사한다.

2. 자료조사

가. 시설물의 구조형식 및 제원, 각 부재의 제원 및 재료 특성 등을 조사

나. 시설물의 제원, 평면도, 종·횡단면도, 지반지질도, 상세도 등을 조사

다. 현장조사 항목은 다음과 같다.

- 1) 시설물의 현재 상태 등을 조사하여 설계도서와의 차이점을 조사
- 2) 중요 연결시설물, 주변 현황 등을 조사
- 3) 보수·보강 등에 따른 내진성능의 변화 요인을 조사

라. 환경조사 항목은 다음과 같다.

- 1) 재료 및 제원의 특성 값에 영향을 주는 환경 요인을 조사
- 2) 지진 외적인 보수·보강 계획 등을 조사
- 3) 평균 이용객 현황 및 물동량 등과 같은 교통 환경, 사회경제적 여건을 고려한 안벽 구조물의 중요도 또는 특이사항 등을 조사

마. 입지조사 항목은 다음과 같다.

- 1) 항만 및 어항의 입지조사는 지진에 의한 사면파괴, 지반침하, 액상화 및 지진해일에 의한 항만 및 어항 시설물의 피해 등을 입은 지역인지 조사.
- 2) 활성단층에 인접한 지역, 활성단층이 지나가는 지역인지 조사.

3. 지반조사

가. 성능평가 시 지반물성을 파악하기 위해 다음과 같은 지반조사 및 실내시험을 수행하여야 한다.

- 1) 액상화 간이평가 및 지층 층상구조와 입도분포 파악 등을 위한 표준관입시험, 콘관입시험, 탄성파탐사 및 교란시료 채취·분석
(주의) 표준관입시험에 사용되는 장비는 반드시 에너지 효율이 검증된 장비를 사용하여야 한다
- 2) 저변형률에서 하부지반의 전단탄성계수 등 동적거동특성 결정을 위한 탄성파 탐사
- 3) 액상화 강도 결정을 위한 실내시험
- 4) 중~대 변형률에서 전단탄성계수 등 변형 및 강도특성을 결정하기 위한 실내시험
- 5) 유효상재하중의 계산을 위한 실내시험
- 6) 지반조사 및 실내시험에 대한 간격, 수량 등은 지반조사(KDS 11 10 10)에서 규정하는 기준에 따라 실시하여야 한다.
- 7) 기타 특별히 필요하다고 판단되는 조사

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

나. 내진 I 등급 시설물의 경우 상기 지반조사와 실내시험을 모두 실시하여야 하나, 대상지역의 지반특성이나 시설물 특성상 불필요하다고 판단되는 항목은 제외할 수 있다.

내진 II 등급 시설물의 경우 지반조사는 1)과 2)를 실시하나, 부득이하거나 불필요한 경우는 위의 2)항을 제외할 수 있다. 단, 액상화 본평가가 필요한 경우는 3)항을 포함한다.

또한, 성능평가 시 필요한 지반조사의 시기, 위치, 범위 및 수량 등은 대상지역의 지반특성, 시설물의 규모 및 형식, 시험장비의 가용성 및 지반조사 비용 등을 종합적으로 판단하여 결정하며 대상지역 지반특성은 현장 및 실내시험 결과, 관련문헌 및 경험에 의한 방법 등을 적용하여 평가한다.

다. 지반조사의 내용은 성능평가 시 필요한 일반적인 지반조사 내용을 반영한 것으로 특별한 조사가 필요할 경우를 대비하여 예외조항[해설 가.의 1) ~ 7)]을 두었다.

라. 관입시험으로는 표준관입시험과 콘관입시험을 사용할 수 있다. 표준관입시험을 통하여 관입저항값(N값), 입도분포 및 지반분류 등 물리적 시험을 위한 교란 시료 채취 등을 수행한다.

마. 콘관입시험은 연속적인 지반주상도를 얻는 장점이 있으며, 시험장비에 진동감지기를 설치하여 다운홀시험이 가능한 탄성과 콘관입시험(Seismic cone penetration test)을 활용할 수 있다.

바. 지진 시 지반거동평가를 위하여 각 층의 전단탄성계수, 감쇠비, 단위중량의 결정이 중요하다. 지반은 변형률 크기에 따라 탄성계수가 감소하는 비선형 거동을 보인다.

선형한계 변형률 이하의 저변형률 영역($\gamma < 10^{-4}\%$)에서 지반의 선형거동을 측정하기 위하여 현장 탄성파기법이 사용되나, 비선형 거동 및 감쇠비 측정이 불가능하므로 변형률 변화에 따른 탄성계수의 비선형성과 감쇠비 측정을 위해서는 실내시험이 필요하다.

3.3 우선순위평가

1. 내진성능 우선순위평가는 기존 항만시설의 영향도, 지진도, 취약도를 고려하여 내진그룹화한다.
 - 가. 영향도(Impact)
 - 나. 지진도(Earthquake)
 - 다. 취약도(Vulnerability)
2. 우선순위지표 점수가 높은 시설물에 대하여 우선적으로 내진성능평가를 수행한다.
3. 정책적 판단으로 중요하다고 판단되는 시설에 대해서는 내진성능 본평가 우선순위를 조정할 수 있다.
4. 우선순위평가의 결과는 본평가에는 반영하지 않는다.

■ 해설 ■

1. 시설물의 내진성능 우선순위평가는 영향도, 지진도, 취약도를 종합적으로 고려하여 정량화하여 수행된다. 이러한 정량화는 수많은 사례연구를 통하여 중요인자를 도출하고 각 인자의 참여계수를 합리적으로 설정하여 그 결과가 공학적으로 충분히 타당하다는 것을 입증하는 것이 매우 중요하다. 여기에서 제안된 중요도 및 취약도는 향후 충분한 연구가 진행되면 수정·보완 되어야 한다. 따라서, 정책적 판단으로 내진성능 우선순위는 변경이 가능하도록 한다.
4. 우선순위평가의 결과는 우선순위를 결정하는데만 활용하여야 하며, 본평가에는 반영하지 않는다. 만약 시설물의 내진성능평가의 본평가가 발주된다면 우선순위평가를 별도로 실시할 필요는 없다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

3.3.1 계류시설의 우선순위평가

1. 기존 계류시설물(중력식 안벽, 잔교, 자켓)의 우선순위평가는 시설물의 영향도, 지진도, 취약도를 정량적으로 고려하여 본평가 우선순위를 결정한다.
2. 우선순위평가는 영향도(50%), 지진도(25%), 취약도(25%)의 비율에 따라 정량평가를 실시하며, 개별 평가지표의 산식은 아래와 같다. 우선순위지표(PI: Priority Index)가 높을수록 본평가를 우선 실시하도록 계획한다. 단, 본 요령에서 제시하고 있는 평가인자를 대체할 수 있는 경우 발주처와 협의 하에 적용할 수 있다.

$$PI = SC + CR + ST + SZ + DE + LI \leq 100 \quad \text{식 3.3.1}$$

3. 정책적 판단으로 평가대상 시설물이 중요하다고 판단되는 경우 내진성능 본평가 우선순위를 조정할 수 있다.

1. 영향도(50%)

1. 시설물 내진등급 (20%), *SC* (Seismic Classification)

중력식, 잔교, 자켓의 내진등급은 시설물의 중요도와 비례한다고 할 수 있다. 그러므로, 시설물의 내진등급에 따라서 아래의 식을 적용하며, 최대값 20을 넘지 않는다.

$$SC = 20, \text{ 내진 특등급}$$

$$SC = 10, \text{ 내진 I 등급}$$

$$SC = 0, \text{ 내진 II 등급}$$

2. 크레인 유무 (30%), *CR* (Crane)

잔교 및 자켓은 크레인 유무에 따라서 아래의 구분을 적용한다.

$$CR = 30, \text{ 크레인이 있음}$$

$$CR = 0, \text{ 크레인이 없음}$$

중력식 안벽은 안벽 크레인 유무에 따라서 아래의 구분을 적용한다.

$$CR = 30, \text{ 안벽크레인이 있음(안벽 크레인 육측레일이 맞닿기초인 경우)}$$

$$CR = 20, \text{ 안벽크레인이 있음(광폭케이슨 적용시)}$$

$$CR = 0, \text{ 안벽크레인이 없음}$$

2. 지진도(25%)

1. 지반분류 (15%), *ST* (Soil Type)

기반암 지진크기가 동일하여도, 상부 지반의 강성과 두께에 따라 방조제가 위치한 지표면에서의 지진크기가 달라질 수 있으므로, 이를 정량적으로 평가하여 고려하도록 한다. 본 요령에서는 「KDS 17 10 00 내진설계일반」에 따른 지반분류에 근거하여 아래의 산식을 이용하여 산정하도록 한다.

$$ST = 15 \times \left(\frac{N}{6} \right) \quad \text{식 3.3.2}$$

여기서, *N*은 지반분류 *S_N*의 *N*으로 1~6 사이의 값을 가진다.

표 3.3.1 지반분류표

구분	내용	지반분류	점수(N)
지반상태	연약지반 ¹⁾ 및 지층변화가 심한지반	<i>S₆</i>	6
	연약한 지반	<i>S₃, S₅</i>	4
	단단한 지반	<i>S₂, S₄</i>	2
	강성 지반	<i>S₁</i>	1

주 1) 단층파쇄대, 연약대 등의 지질학적으로 불량한 지반

2. 지진구역 (10%), *SZ* (Seismic Zone)

해당 시설물이 위치한 지역의 지진구역 구분에 따라 계류시설의 위험도를 평가한다. 지진구역의 구분은 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」을 따르며, 지진구역에 따른 시설물의 위험도는 아래의 구분을 이용하여 산정하도록 한다.

SZ=10, 지진구역 I

SZ=5, 지진구역 II

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

3. 취약도(25%)

1. 노후도(20%), *DE* (Deterioration)

본 요령에서는 내진성능 평가대상 시설물의 노후도를 평가 시점으로부터 가장 최근 시행된 정밀안전진단 또는 정밀안전점검 결과를 반영하여 산정하도록 한다. 노후도(*DE*)는 0점부터 20점까지 산정되며, 정밀안전진단 또는 정밀안전점검 등급 A~E등급에 따라 아래와 같이 부여할 수 있다.

표 3.3.2 노후도 등급

등급 노후도	A	B	C	D	E
<i>DE</i>	4	8	12	16	20

2. 액상화 가능성(5%), *LI* (Liquefaction)

본 요령에서는 내진성능 평가대상 시설물의 액상화 가능성을 기초지반과 배후부지의 최신 지반조사 자료를 이용한 액상화 예비평가 결과에 따라 산정하도록 한다. 액상화 가능성(*LI*)는 액상화 예비평가 결과에 따라 0점과 5점을 부여할 수 있다.

$LI=5$, 액상화 예비평가 결과 액상화 가능성 있음

$LI=0$, 액상화 예비평가 결과 액상화 가능성 없음

■ 해설 ■

2. 우선순위평가를 위한 액상화 가능성은 잔교의 기초지반과 배후부지 지반의 입도분포 등을 통한 예비평가를 적용하여 판단할 수 있으며, 예비평가 방법은 「기존 시설물(기초 및 기반) 내진성능 평가요령」의 방법을 적용하도록 한다.

3.3.2 방파제 및 호안의 우선순위평가

1. 방파제 및 호안 시설물의 우선순위평가는 시설물의 영향도, 지진도, 취약도를 정량적으로 고려하여 본평가 우선순위를 결정한다.
2. 우선순위평가는 영향도(45%), 지진도(25%), 취약도(30%)의 비율에 따라 정량 평가를 실시하며, 개별 평가지표의 산식은 아래와 같다. 우선순위지표(PI: Priority Index)가 높을수록 본평가를 우선 실시하도록 계획한다. 단, 본 요령에서 제시하고 있는 평가인자를 대체할 수 있는 경우 발주처와 협의 하에 적용할 수 있다.

$$PI = SC + TH + ST + SZ + DE + LI \leq 100 \quad \text{식 3.3.3}$$

3. 정책적 판단으로 평가대상 시설물이 중요하다고 판단되는 경우 내진성능 본평가 우선순위를 조정할 수 있다.

1. 영향도(45%)

1. 방파제 및 호안 시설물의 내진등급 (15%), *SC* (Seismic Classification)
방파제 내진등급은 시설물의 중요도와 비례한다고 할 수 있다. 그러므로 시설물의 내진등급에 따라서 아래의 식을 적용하며, 최대값 15를 넘지 않는다.

$$SC = 15, \text{ 내진 I 등급}$$

$$SC = 5, \text{ 내진 II 등급}$$

2. 방파제 및 호안 시설물의 높이 (30%), *TH* (Total Height)
방파제의 영향도는 방파제의 높이에 비례한다고 할 수 있다. 따라서, 높이로부터 아래의 산식을 이용하여 산정토록 하며, 최대값 30을 넘지 않는다

$$TH = \min \left[30 \times \left(\frac{H}{10m} \right), 30 \right] \quad \text{식 3.3.4}$$

여기서, *H*은 방파제 시설물 본체의 높이(m)

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

2. 지진도(25%)

1. 지반분류 (15%), ST (Soil Type)

기반암 지진크기가 동일하여도, 상부 지반의 강성과 두께에 따라 방조제가 위치한 지표면에서의 지진크기가 달라질 수 있으므로, 이를 정량적으로 평가하여 고려하도록 한다. 본 요령에서는 「KDS 17 10 00 내진설계일반」에 따른 지반분류에 근거하여 아래의 산식을 이용하여 산정하도록 한다.

$$ST = 15 \times \left(\frac{N}{6} \right) \quad \text{식 3.3.5}$$

여기서, N 은 지반분류 S_N 의 N 으로 1~6 사이의 값을 가진다.

표 3.3.3 지반분류표

구분	내용	지반분류	점수(N)
지반상태	연약지반 ¹⁾ 및 지층변화가 심한지반	S_6	6
	연약한 지반	S_3, S_5	4
	단단한 지반	S_2, S_4	2
	강성 지반	S_1	1

주 1) 단층과쇄대, 연약대 등의 지질학적으로 불량한 지반

2. 지진구역 (10%), SZ (Seismic Zone)

해당 시설물이 위치한 지역의 지진구역 구분에 따라 방파제 및 호안의 위험도를 평가한다. 지진구역의 구분은 「KDS 17 10 00 내진설계일반」을 따르며, 지진구역에 따른 시설물의 위험도는 아래의 구분을 이용하여 산정하도록 한다.

$SZ=10$, 지진구역 I

$SZ=5$, 지진구역 II

3. 취약도(30%)

1. 노후도(20%), *DE* (Deterioration)

본 요령에서는 내진성능 평가대상 시설물의 노후도를 평가 시점으로부터 가장 최근 시행된 정밀안전진단 또는 정밀안전점검 결과를 반영하여 산정하도록 한다. 노후도(*DE*)는 0점부터 20점까지 산정되며, 정밀안전진단 또는 정밀안전점검 등급 A~E등급에 따라 아래와 같이 부여할 수 있다.

표 3.3.4 노후도 등급

등급 노후도	A	B	C	D	E
<i>DE</i>	4	8	12	16	20

2. 액상화 가능성(10%), *LI* (Liquefaction)

본 요령에서는 내진성능 평가대상 시설물의 액상화 가능성을 기초지반의 최신 지반조사 자료를 이용한 액상화 예비평가 결과에 따라 산정하도록 한다. 액상화 가능성(*LI*)는 액상화 예비평가 결과에 따라 0점과 10점을 부여할 수 있다.

$LI=10$, 액상화 예비평가 결과 액상화 가능성 있음

$LI=0$, 액상화 예비평가 결과 액상화 가능성 없음

■ 해설 ■

2. 우선순위평가를 위한 액상화 가능성은 기초지반의 입도분포 등을 통한 예비평가를 적용하여 판단할 수 있으며, 예비평가 방법은 「기존 시설물(기초 및 기판) 내진성능 평가요령」의 방법을 적용하도록 한다.

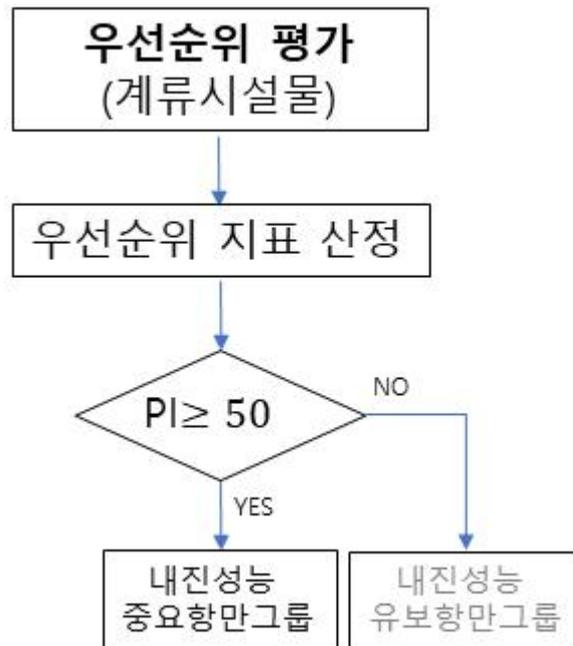
3.3.3 내진그룹화

1. 영향도, 지진도 및 취약도를 평가하여 항만의 각 시설물을 “내진성능 중요 항만”과 “내진성능 유보 항만”으로 그룹화한다.
2. 내진성능 중요 항만 그룹에 속하는 시설물은 기존 항만의 내진성능 본평가를 최우선적으로 실시한다.
3. 정책적 판단으로 평가대상 시설물이 중요하다고 판단되는 경우 “내진성능 중요 항만”으로 조정할 수 있다.

■ 해설 ■

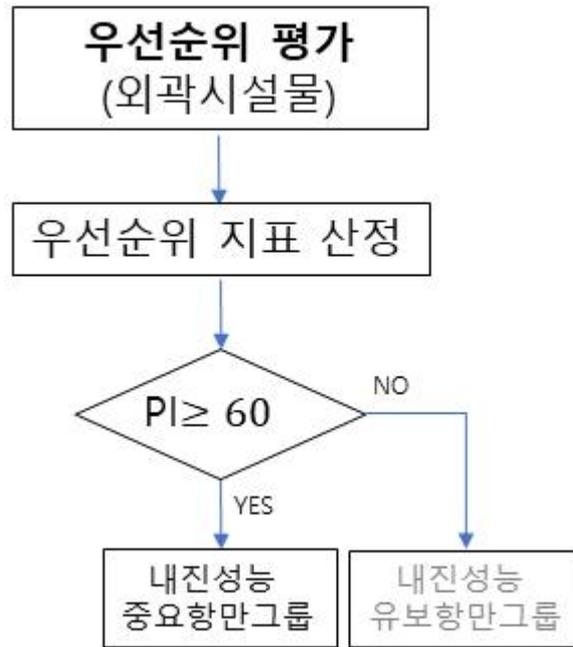
1. 내진그룹화

가. 기존 계류시설물(중력식 안벽, 잔교, 자켓)의 내진그룹화 방법은 다음과 같다. 우선순위지표(PI)가 50이상인 경우 내진성능 중요 항만 그룹으로 분류할 수 있다.



해설그림 3.3.1 계류시설물 내진그룹화

나. 기존 외곽시설물(방파제 및 호안)의 내진그룹화 방법은 다음과 같다. 우선순위지표(PI)가 60이상인 경우 내진성능 중요 항만 그룹으로 분류할 수 있다.



해설그림 3.3.2 외곽시설물 내진그룹화

제 4 장 내진성능 본평가

4.1 일반사항

1. 내진성능 평가를 시행하는 중력식 안벽의 대표단면은 「항만 및 어항 설계 기준-내진(KDS 64 17 00 :2019)」에 따라 지진시 중력식 안벽에 작용하는 지진계수(k_h)를 산정하여 등가정적해석을 실시하여 중력식 안벽의 활동, 전도, 지지력, 원호활동에 대한 안전율을 평가한다.
2. 등가정적해석을 통하여 기준안전율이 확보된 경우 비선형응답이력해석을 통하여 내진성능평가를 실시한다.
3. 등가정적해석 결과, 기준안전율이 확보되지 않는 경우 해당 중력식 안벽은 내진성능을 확보하지 못한다고 판단할 수 있다.

■ 해설 ■

1. 등가정적해석

가. 등가정적해석은 지진하중을 등가의 정적하중으로 치환한 후, 안벽의 자중과 잔류수압, 부력, 상재하중 등과 같은 정적 하중에 지진으로 인해 발생한 횡방향 동토압과 동수압, 등을 고려하여 전도, 미끄러짐, 지지력, 전체원호활동 등에 대한 안정성을 평가하는 방법이다.

나. 중력식 안벽의 변위를 허용하지 않는 경우 지진계수(k_h)를 사용하여 중력식 안벽의 강제평형을 계산하며, 변위를 허용하는 경우 Whitman-Liao의 방법을 사용한다.

4.2 시설물별 내진안정성 평가방법

4.2.1 중력식 안벽

1. 중력식 안벽은 벽체형식에 따라 케이슨식 안벽, 블록식 안벽으로 분류된다. 본 장에서 설명하는 평가방법은 케이슨식 안벽에 적용한다.
2. 내진성능목표 검증을 위한 지진하중 및 지진기록은 행정안전부 ‘내진설계기준 공통적용사항’을 따른다.

3. 중력식 안벽의 내진성능목표는 내진등급 및 내진성능수준에 따라 결정된 성능평가용 지진하중이 시설물에 작용하는 경우 허용되는 케이슨 안벽 및 부속시설의 잔류 변위량으로 결정할 수 있다.
4. 지진 시 중력식 안벽 주변지반의 간극수압변화가 발생할 것으로 예상되는 경우 유효응력해석을 시행하여야 한다.
5. 비선형응답이력해석을 위한 지반의 물성값은 사용되는 지반의 구성모델의 비선형 거동특성, 액상화 거동특성 등을 결정할 수 있도록 지반조사 자료가 확보되어야 한다.
6. 중력식 안벽은 탄성체로 모델링하며, 지반모델은 비선형거동을 나타낼 수 있어야 한다. 케이슨과 주변지반의 경계면에는 경계요소를 적용하여야 한다.
7. 중력식 안벽의 시공과정에 따른 지반의 응력경로 변화를 반영하여 비선형 응답이력을 시행하여야 한다.
8. 지진시 중력식 안벽 전면에 작용하는 동수압을 적용할 수도 있다.
9. 비선형응답이력 해석을 위한 제반 해석조건이 적용되어야 한다.
10. 지진해일(쓰나미)에 의한 외력의 영향은 적용하지 않는 것을 원칙으로 한다.

■ 해설 ■

1. 중력식 안벽의 종류
 - 가. 본 요령에서 적용되는 항만 안벽시설의 성능평가요령은 중력식 케이슨 안벽에 적용하는 것을 원칙으로 한다.
 - 나. 단, 비선형 응답이력해석을 통하여 지진시 안벽의 잔류변위를 신뢰성 있게 해석할 수 있는 경우 블록식 안벽, 널말뚝식 안벽 등에도 적용할 수 있다.
2. 내진성능 목표의 검증
 - 가. 내진성능목표 달성여부 검증은 비선형 응답이력해석으로 검증한다.
3. 내진성능 목표의 결정
 - 가. 중력식 안벽의 내진등급별 내진성능수준에 따른 설계지진 재현주기 및 내진성능 목표는 해설표 4.2.1에 제시된 값을 따른다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

해설표 4.2.1 중력식 안벽의 내진등급별 내진성능수준 및 내진성능목표

내진성능수준	내진등급	설계지진 재현주기 (년)	내진성능목표
기능수행	내진특등급	200	1. 안벽크레인 레일 간 상대변위가 허용범위 이내 2. 지진 후 선박의 접안이 즉시 가능한 범위 3. 배후부지의 변형 및 액상화로 인한 항만의 기능수행에 지장이 안되는 수준
	내진I등급	100	
	내진II등급	50	
붕괴방지	내진특등급	2400	1. 철근 콘크리트 케이슨 구조물의 붕괴는 허용되지 않는 수준 2. 중력식 케이슨의 잔류변위는 기존 케이슨 안벽의 복구공사 후 항만의 정상운영이 가능한 범위.
	내진I등급	1000	
	내진II등급	500	

나. 중력식 케이슨 안벽 및 배후부지의 기능수행수준 거동한계 규정은 다음과 같다.

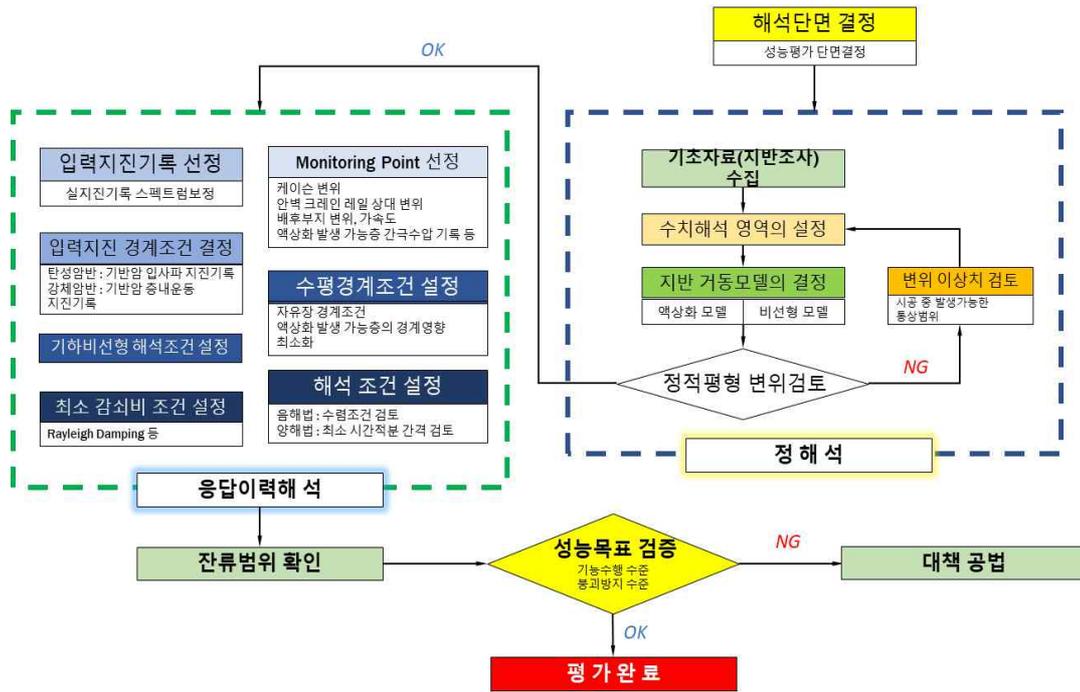
- 1) 기능수행 수준 거동한계규정은 개별항만 또는 안벽크레인의 운영규정에 따라 결정되어야 한다.
- 2) 철근 콘크리트 케이슨구조물은 탄성변형만이 허용되도록 하여야 한다.
- 3) 안벽크레인 레일 기초말뚝의 두부 변형량은 안벽크레인 레일의 운영 가능범위 내에서 발생하여야 한다.
- 4) 중력식 케이슨의 지진 후 잔류변위는 안벽크레인 레일의 운영 가능범위 내에서 발생하여야 하며, 선박의 접안이 즉시 가능할 정도이어야 한다.
- 5) 항만 부지내의 지반에는 과도한 변형이 발생하여서는 안 되며 액상화로 인하여 항만의 기능수행에 지장이 초래되어서는 안 된다.

다. 붕괴방지 수준의 거동한계 규정은 다음과 같다.

- 1) 붕괴방지 수준 거동한계규정은 개별항만 또는 안벽의 지진 시 비상대처계획(EAP, Emergency Action Plan)에 따라 결정되어야 한다.
- 2) 철근 콘크리트 케이슨 구조물의 붕괴는 허용되지 않는다.
- 3) 중력식 케이슨의 지진 후 잔류변위는 기존 케이슨 안벽의 복구공사만으로 항만의 정상운영이 가능한 범위 내에서 발생하여야 한다.
- 4) 항만 부지내의 지반에는 과도한 변형이 발생하여서는 안 되며 액상화로 인하여 항만 시설이 수리불능의 피해를 입어서는 안 된다.

4. 비선형 응답이력해석을 이용한 내진성능 평가

- 가. 비선형재료에 대한 운동방정식의 수렴제어를 위한 방법으로 시간적분과정에서 양해법(Explicit) 또는 음해법(Implicit)이 적용될 수 있으며, 비선형응답이력 해석 프로그램은 두 해석기법 중 하나를 적용하고 있다.
- 나. 비선형응답이력해석의 절차는 그림 4.2.1과 같다.



해설그림 4.2.1 비선형 응답이력해석 절차

다. 수치해석 영역의 설정은 다음과 같다.

- 1) 수치해석 영역은 케이슨식 안벽의 정치와 배면 매립으로 인한 지중응력 증가의 영향이 미치지 않는 영역까지 설정되어야 한다. 수치해석 요소의 최소 크기는 입력지진파의 주된 에너지 성분이 충분히 전달 가능할 수 있는 크기로 모델링 되어야 한다. 수치해석 요소의 최소크기는 개략적으로 해설 식 4.2.1을 통해 검토가 가능하다(Kuhlemeyer and Lysmer, 1973).

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{8 \sim 10}$$

해설 식 4.2.1

여기서, λ : 전달되는 지진파의 파장

Δl : 요소의 최소 크기

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

2) 액상화 모델이 적용되는 경우, 경계면 인근 요소의 액상화 발생으로 인하여 자유장 경계면의 과도한 변형이 나타날 수 있다. 따라서, 자유장 경계면 인접구간을 등가의 탄성으로 모델링 하거나 수평방향 수치해석 모델의 크기를 확장하여 경계면의 변형이 안벽의 거동에 영향을 미치지 않도록 하여야 한다.

5. 유효응력해석

가. 지진 시 지반의 변형에 의한 간극수압과 유효응력의 변화를 고려할 수 있는 해석기법을 지칭한다. 액상화 가능성이 있는 지반의 경우 액상화 모델을 사용한 해석이 시행되어야 하며, 이를 위해서는 유효응력해석이 가능하여야 한다.

나. 액상화 가능지층이 존재하는 경우, 대상지층에 대해서 동해석 이전에 액상화 모델을 지정한다. 액상화 모델의 선정은 확보할 수 있는 지반조사 자료 및 사용되는 수치해석기법에 따르며, 액상화 후 거동에 대한 묘사가 가능하여야 한다.

다. 현재 비선형응답이력해석에 사용 가능한 대표적인 액상화 모델은 Finn(Byrne, 1991), UBCSAND(Beaty and Byrne, 2011) 및 PM4SAND(Boulanger and Ziotopoulou, 2017) 모델 등이 있다.

6. 해석을 위한 지반조사 자료의 확보

가. 수치해석을 위한 기초 지반조사 자료가 확보되어야 한다. 지반조사 자료는 케이슨 안벽의 시공 전 지반조사 자료가 아니라, 항만 완공 후 지반이 안정된 이후의 지반조건에 대한 자료가 확보될 수 있어야 한다. 지반의 비선형 거동특성은 실내시험(공진주시험, 비틀전단시험)을 이용하여 획득 가능하다.

나. 지반의 최대전단탄성계수(G_0)는 현장탄성파시험으로 획득할 수 있다. 배후 매립재료와 하부 연약지반의 압밀 후 최대전단탄성계수는 실내시험으로 유효구속압-최대전단탄성계수 간의 상관관계를 도출하여 적용하여야 한다.

다. 변형특성 뿐만 아니라, 지반의 강도정수 확보를 위한 시험이 시행되어야 한다. 표준관입시험 N치는 에너지 효율 60%에 대한 보정결과가 확보되어야 한다.

라. 액상화 모델을 사용하는 경우 상대밀도를 추정하거나 실내시험을 통한 진동저항응력비(CSR, Cyclic strength ratio)가 확보되어야 한다.

마. 현시점에서 내진성능평가 대상 항만의 지반조사 자료 확보가 어려운 경우, 문헌자료 조사 등을 통하여 해석을 위한 지반특성을 결정할 수도 있다. 단, 이 경우 지반특성 결정에 대한 합리적인 판단기준이 제시되어야 한다.

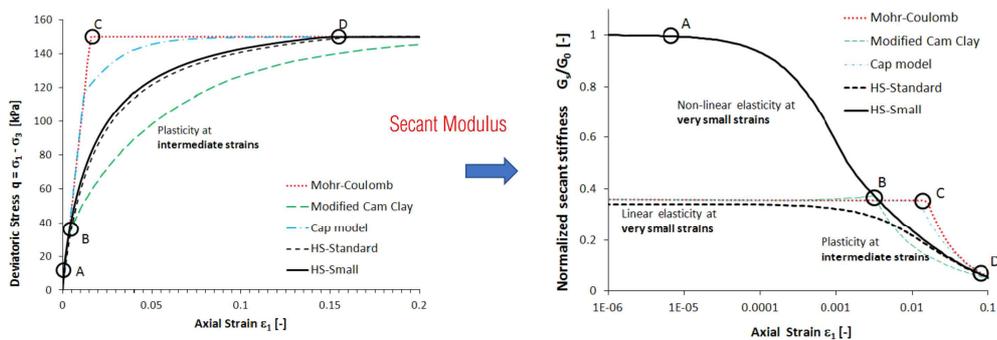
7. 케이슨과 지반의 모델링

가. 케이슨의 모델링

- 1) 일반적인 성능평가 하에서 케이슨 안벽은 탄성체로 모델링한다. 단일재료로 모델링된 케이슨의 등가단위중량은 케이슨의 총 부피에 대한 중량의 비로 계산할 수 있다.
- 2) 케이슨과 인접 지반(사석 마운드, 뒷채움 사석)간의 경계면에는 경계요소(Interface element)를 적용하여 이질재료 간의 미끌어짐, 인장력에 의한 분리거동이 묘사될 수 있어야 한다.

나. 지반의 비선형 거동특성

- 1) 지반은 변형율에 따라 비선형 응력-변형율 거동을 나타내며, 이에 따라 반복하중에 대하여 이력감쇠(Hysteretic damping)가 발생한다. 비선형 거동과는 별개로, 사질토 지반은 구속압에 따른 강성변화를 나타낼 수 있으므로 이를 해석에 반영할 수 있어야 한다. 해설그림 4.2.2는 변형율에 따른 지반거동모델의 특성을 나타낸 것이다. 현재, 사용가능한 비선형 거동모델은 피팅모델인 쌍곡선 모델, Sigmodal 모델 그리고 구성모델인 HSSmall 모델(Benz, 2007)이 있다.



해설그림 4.2.2 변형율에 따른 지반 거동모델의 비선형 거동특성

(Obrzud and Truty, 2018)

- 2) 일반적인 비선형 거동모델은 초기재하곡선(Initial loading curve, Backbone curve)을 정의 후, 반복하중에 대한 거동은 Masing의 법칙을 따르도록 구성되어 있다. 따라서, 별도의 이력감쇠에 대한 정의는 필요하지 않다.
- 3) HSSmall 모델은 매우 작은 크기의 반복하중에 대해서 실제보다 큰 강성을 나타내는 Overshooting 문제가 보고되어 있으므로(Niemunis and Cudny, 2018), 해석결과에 대한 신중한 판단이 필요하다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

나. 지반의 전단강도 특성

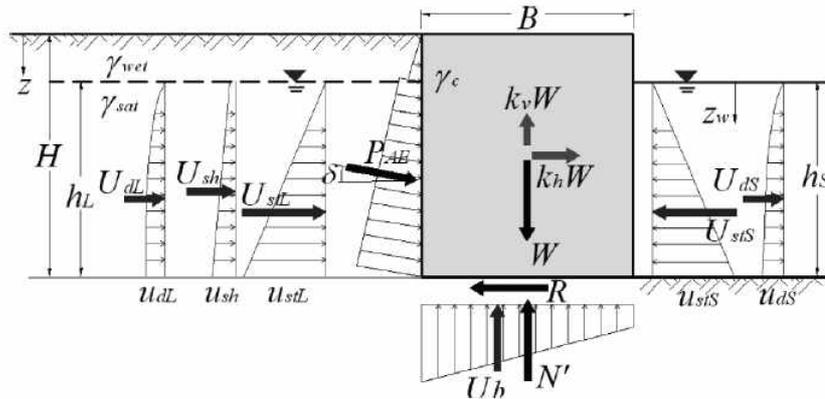
- 1) 지진 시 지반의 비선형 거동과 함께, 전단응력에 의한 파괴 시 소성변형을 나타낼 수 있는 전단강도 모델이 적용되어야 한다. 비선형 피팅모델을 적용하는 경우 Mohr-Coulomb 전단강도 모델과 함께 사용될 수 있다.
- 2) 액상화가 우려되는 경우, 액상화 모델을 사용하여 간극수압 증가에 따른 전단강도의 변화도 고려하여야 한다.

8. 시공단계해석

- 가. 시공단계에 따른 지반의 응력경로 변화를 고려하기 위하여, 동해석 이전, 케이슨식 안벽의 시공절차에 따른 해석을 실시한다. 케이슨식 안벽의 일반적인 시공과정은 다음과 같다. 해저면 준설, 사석마운드 시공, 케이슨 정치, 케이슨 배면매립, 배후부지 매립의 순서로 해석을 시행한다. 이때, 원지반의 개량정도를 반영(SCP, DCM, 압밀개량 등)하여야 한다.
- 나. 유효구속압에 따라 강성이 변화하는 사질토 지반은 시공단계에 따른 평균 유효구속압의 변화를 고려하여 강성의 변화를 반영하여야 한다.
- 다. 중력식 케이슨 시공완료 후의 해석결과로 부터 변형형상 또는 절대 변형량(침하, 수평변위 등)이 일반적인 시공과정에서 발생될 수 있는 크기에 대한 확인을 시행한다. 해석결과가 이상치를 나타내는 경우, 해석과정에 대한 재검토를 시행하여야 한다.
- 라. 정해석 과정의 해석결과에 이상이 없을 경우 동해석을 실시한다. 중력식 케이슨 안벽의 시공 중 발생하는 과잉간극수압의 침투해석이 필요한 경우, 침투해석을 실시하여 정상상태 수압분포를 결정 후 동해석을 실시한다.

9. 정수압, 간극수압 및 동수압의 적용

- 가. 유효응력 해석을 위하여, 지반의 초기간극수압이 설정되어야 한다. 준설선과 케이슨 전면부에 평균해수면에 따른 정수압이 작용되어야 한다.
- 나. 케이슨 전면부에 작용하는 동수압은 동해석 단계에서 적용될 수도 있다(Westergaard, 1933). 안벽에 작용하는 동수압은 해설그림 4.2.3에 제시된 바와 같이 안벽 전면부(U_{dS})와 배면부(U_{dL})에 동시에 작용된다. 반면, 안벽 배면부에 작용하는 동수압(U_{dL})은 배면부 토사의 투수계수(Matsuzawa et al., 1985)와 과잉간극수압(U_{sh}) 증가(Kim et al., 2004)에 따라 결정될 수 있다고 보고되었으나, 실무적인 측면에서 고려하지 않도록 한다.



해설그림 4.2.3 케이슨 안벽에 작용하는 동수압 (Bellezza et al., 2009)

10. 감쇠비의 적용

- 가. 지반의 비선형 거동으로 발생하는 이력감쇠에 추가로, 지반의 최소감쇠비와 구조물의 감쇠비를 위한 추가 감쇠비를 적용한다.
- 나. 최소 감쇠비는 비선형응답이력 해석과정에서 고주파 노이즈제거의 효과도 기대할 수 있다.
- 다. 최소 감쇠비는 Rayleigh 감쇠, Local 감쇠 등이 사용될 수 있으며, 주파수 종속감쇠인 Rayleigh 감쇠의 경우 전체 수치모델의 1차 공진 주파수에 대해서 정의 할 수 있다. 지반의 고유주기는 해설 식 4.2.2, 지반응답해석으로 얻어지는 전달함수(Transfer function) 또는 모우드 해석을 통해 결정할 수 있다.

$$T = 4 \sum_i^n \frac{H_i}{Vs_i} \quad \text{해설 식 4.2.2}$$

여기서, T : 지반의 1차 고유주기(s),

H_i : i 번째 층의 층 두께 (m),

Vs_i : i 번째 층의 전단파 속도 (m/s)

11. 비선형응답이력해석을 위한 제반 해석 조건

가. 수치해석 영역의 설정

- 1) 수치해석 영역은 케이슨식 안벽의 정지와 배면매립으로 인한 지중응력 증가의 영향이 미치지 않는 영역까지 설정되어야 한다. 수치해석 요소의 최소 크기는 입력지진파의 주된 에너지 성분이 충분히 전달 가능할 수 있는 크기로 모델링 되어야 한다. 수치해석

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

요소의 최소 크기는 개략적으로 해설 식 4.2.3을 통해 검토가 가능하다(Kuhlemeyer and Lysmer, 1973).

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{8 \sim 10}$$

해설 식 4.2.3

여기서, λ : 전달되는 지진파의 파장

Δl ; 요소의 최소 크기

- 2) 액상화 모델이 적용되는 경우, 경계면 인근 요소의 액상화 발생으로 인하여 자유장 경계면의 과도한 변형이 나타날 수 있다. 따라서, 자유장 경계면 인접구간을 등가의 탄성으로 모델링 하거나 수평방향 수치해석 모델의 크기를 확장하여 경계면의 변형이 안벽의 거동에 영향을 미치지 않도록 하여야 한다.

나. 수평경계조건 설정

- 1) 지진응답에 의한 수평운동의 발산을 위하여 수평 무한지반을 효과적으로 묘사할 수 있는 자유장(Free-field) 경계조건이 수치해석모델 좌·우 측면에 설정되어야 한다.

다. 기하비선형(대변형)해석 조건

- 1) 동해석 단계에서 동적응답에 대한 구조물의 기하비선형 거동을 고려할 수 있는 좌표계 변환이 이루어져야 한다. 여기서, 기하비선형(Geometric non-linearity)이란, 지진응답에 따른 구조체의 무게중심변화를 고려할 수 있는 해석조건을 지칭하며, 이를 위하여 비선형 응답이력해석에서 Lagrangian좌표계에 기반한 수치모델링이 지원되어야 한다.

라. 해석 기록지점 설정

- 1) 중력식 케이슨 안벽의 성능목표 확인을 위하여, 지진 후 케이슨 안벽의 영구변위 확인이 가능하여야 한다.
- 2) 안벽크레인 레일 간 상대변위 확인이 가능할 수 있도록 수치해석 기록지점이 선정되어야 한다.
- 3) 액상화 대상지층의 과잉간극수압비 또는 간극수압 기록이 도출되어야 한다. 또한, 전체 해석영역에 걸친 파괴형상의 파악이 가능할 수 있어야 한다.

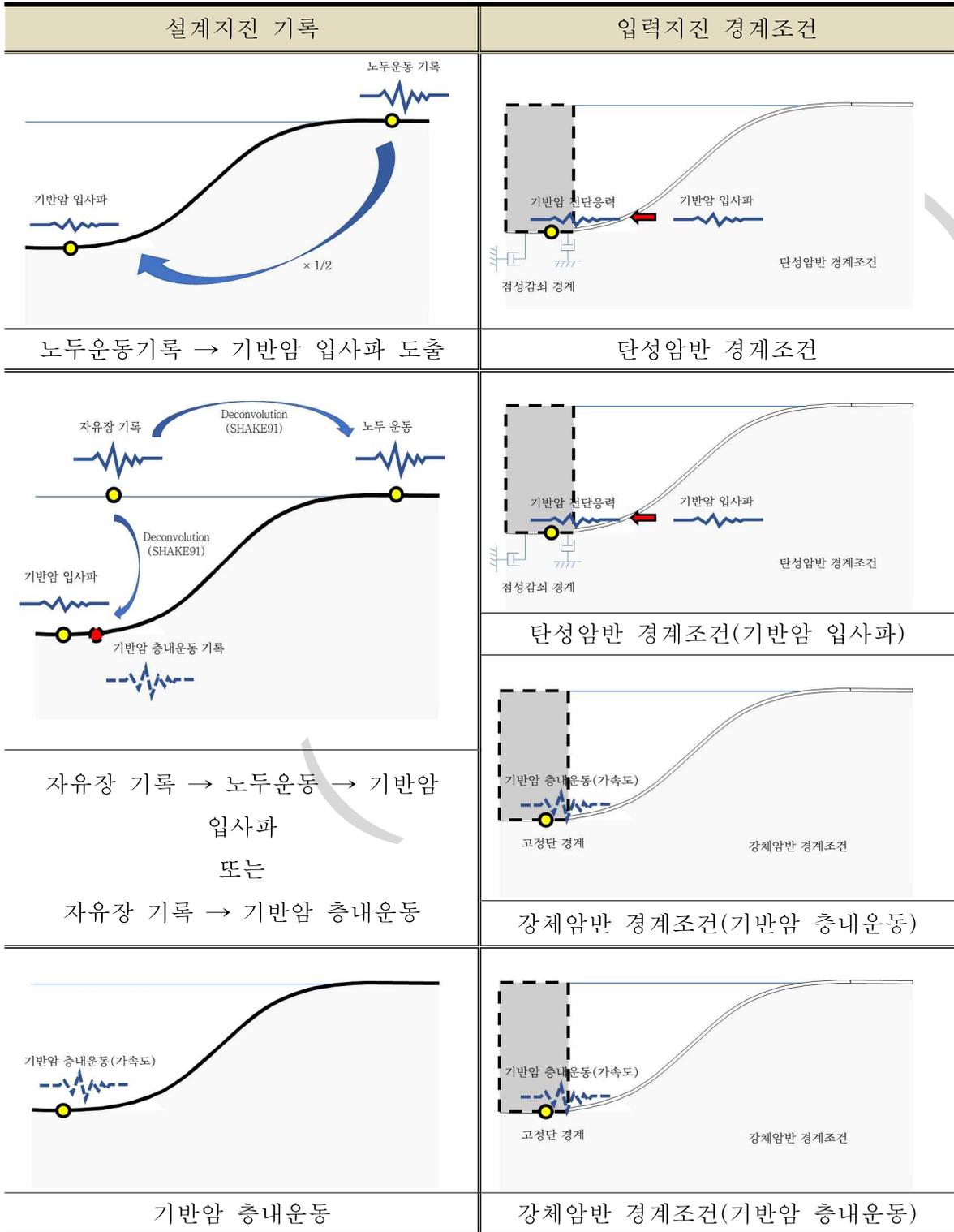
마. 입력지진 경계조건

- 1) 수치해석 모델의 하단부에 위치하는 입력지진 경계조건은 탄성(Elastic, Compliant base) 또는 고정단(Rigid base) 경계조건으로 설정할 수 있으며, 사용되는 입력지진파의 계측 위치에 따라 결정된다.
- 2) 입력지진운동이 노두운동으로 정의된 경우, 탄성암반 경계조건을 사용할 수 있다.

그러나, 입력지진운동이 층내운동으로 정의된 경우, 고정단 경계조건을 사용하여야 한다(Mejia and Dawson, 2006).

- 3) 탄성압반 조건 : 설계입력 지진파가 노두(Outcrop)운동 기록의 형태로 제공될 때, 노두운동 진폭의 1/2을 취하여 얻어진 상향입사파 기록이 재하되어야 한다. 이때, 입력지진이 재하되는 최하단부에 지표면으로부터 반사되는 반사파의 흡수를 위한 점성감쇠 경계조건이 설정되어야 한다.
- 4) 강제압반조건 : 설계지진파가 층내운동(In-layer)운동 기록의 형태로 제공될 때, 수치해석모델 최하단부에 가속도 신호기록 그대로 직접재하 할 수 있다. 이때, 수치해석과정에서 지표면으로부터 반사되는 반사파는 수치해석모델 최하단 고정단경계면에서 전반사되어, 층내운동기록내 포함된 반사파기록과 위상차이로 인하여 소멸된다.
- 5) 비선형 응답이력해석을 위한 입력지진기록의 위치정의와 이에 따른 입력지진 경계조건의 설정방법이 해설그림 4.2.4에 설명되어 있다. 필요한 경우, 등가선형해석의 Deconvolution기법을 적용하여 입력지진 경계조건에 적합한 지진파(기반암 노두운동, 기반암 층내운동, 지중 층내운동, 지중 노두운동 등)를 도출할 수 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



해설그림 4.2.4 설계지진기록 위치정의에 따른 입력지진 경계조건의 설정 방법

12. 평가용 입력지진기록의 선정

- 가. 1차원 지반응답해석을 위한 입력지진기록은 행정안전부 내진설계기준 공통적용사항에서 규정하고 있는 기반암(전단파속도 760 m/s 이상)에 작용하여야 한다. 사용되는 입력지진기록은 행정안전부 내진설계기준 공통적용사항에서 규정하고 있는 기반암 가속도 표준설계응답스펙트럼에 대해서 스펙트럼 보정(Spectrum matching)후 해석에 사용하여야 한다.
- 나. 최소 3개 이상의 입력지진기록을 사용하여야 하며, 수평지진계수(k_{hk}) 산정 시 선정된 지진기록을 이용하여 비선형 응답이력해석을 시행한다.
- 다. 입력지진기록의 선정방법은 다음과 같은 방법이 추천된다.
 - 1) 3개 지진과 선정을 위한 추천 조합은 아래와 같으며, 성능평가는 해석 최대값을 적용하여야 한다.
 - (경주 또는 포항지진기록 중 택 1) + 실지진 기록(규모 6.0~7.0, 판 내부 또는 판 경계지진) 2개
 - 2) 7개 지진과 선정을 위한 추천 조합은 아래와 같으며, 성능평가는 해석 중간값 적용을 추천한다.
 - (경주, 포항지진) + 실지진 기록(규모 6.0~7.0, 판내부 또는 판 경계지진) 5개
 - 3) 암반노두에서 계측된 가속도 시간이력이 사용되어야 한다.
- 라. 입력지진기록을 비선형 응답이력해석에 사용되기 위하여 베이스라인 보정 (Baseline correction) 후 사용하여야 한다.

13. 내진성능의 평가

- 가. 중력식 케이슨 안벽의 성능목표 확인을 위하여, 지진 후 케이슨 안벽의 영구변위 확인이 가능하여야 한다.
- 나. 안벽크레인 레일 간 상대변위 확인이 가능할 수 있도록 수치해석 기록지점이 선정되어야 한다.
- 다. 액상화 대상지층의 과잉간극수압비 또는 간극수압 기록이 도출되어야 한다. 또한, 전체 해석영역에 걸친 파괴형상의 파악이 가능할 수 있어야 한다.

14. 지진해일(쓰나미) 영향평가

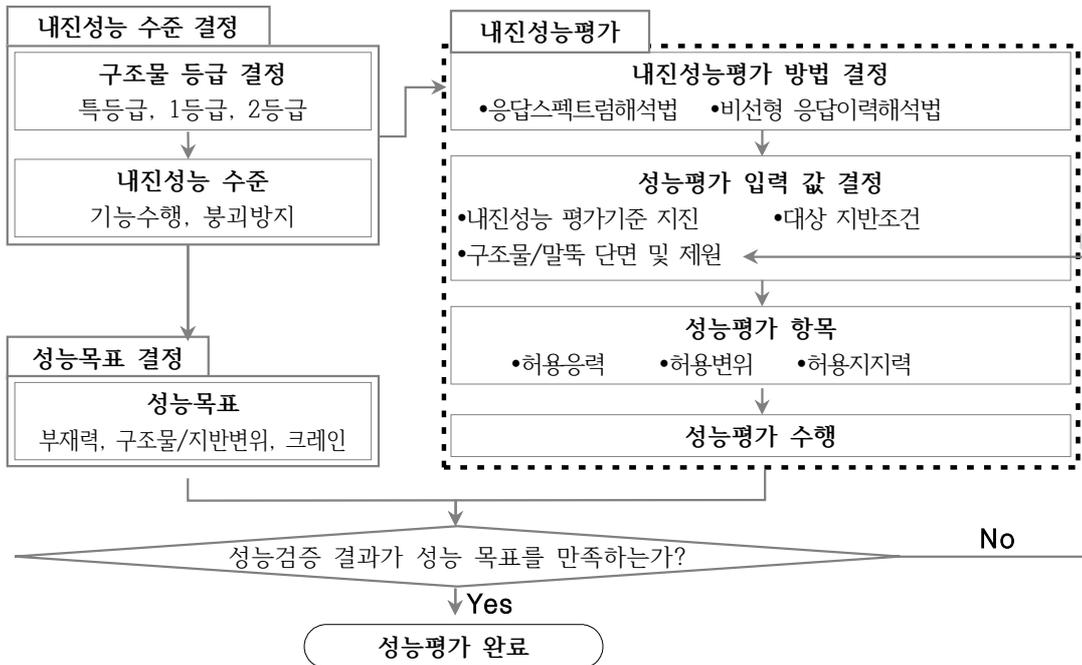
- 가. 참조할 수 있는 상위기준에서 지진해일에 위험지도가 배포되지 않음에 따라, 본 평가요령에서는 지진해일(쓰나미)에 의한 내진성능평가는 실시하지 않는다.

4.2.2 잔교

1. 잔교(안벽)의 내진성능평가는 평가기준지진에 대해 두 가지 내진성능수준(기능수행수준, 붕괴방지수준)을 만족하는지에 대한 성능평가를 실시한다. 단, 붕괴방지수준의 기준지진에 대한 평가로 기능수행수준의 평가거동한계를 만족할 수 있는 경우, 기능수행수준의 기준지진에 대한 추가 검토는 생략할 수 있다.
2. 잔교의 내진성능평가 방법은 응답스펙트럼 해석법 또는 비선형 응답이력 해석법을 적용한다.
3. 구조물과 지반 사이의 동적상호작용, 지반 액상화 현상, 지반의 소성변형 등의 영향을 정밀하게 평가할 필요성이 있는 경우 이를 고려하는 비선형 응답이력해석법을 적용한다.
4. 응답스펙트럼 해석법을 적용하여 내진성능을 평가할 때 지반-말뚝 상호작용을 모사하기 위해 가상고정점 또는 지반 스프링 모델을 이용할 수 있다.
5. 내진성능평가를 위한 잔교의 내진성능목표는 내진등급과 안벽 크레인의 존재 여부에 따라 말뚝의 응력, 잔교변위, 그리고 배면지반 침하 등을 기준으로 정의한다.

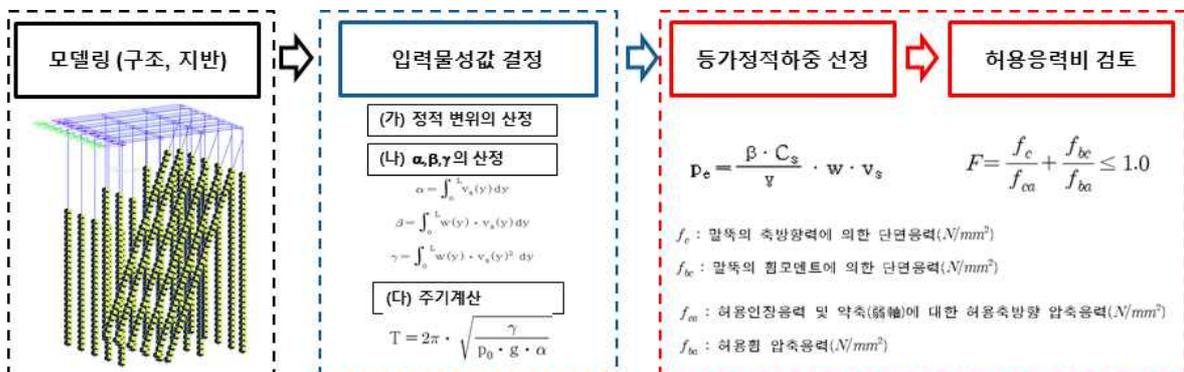
■ 해설 ■

1. 본 요령에서는 기능수행수준과 붕괴방지수준의 성능수준에 대해 성능평가를 수행한다. 이때, 붕괴방지수준의 기준지진은 기능수행수준의 기준지진에 비하여 재현주기가 길게 정의되어, 지진의 강도 또한 증가하게 된다. 따라서, 붕괴방지수준의 기준지진에 대한 성능평가 결과, 기능수행수준의 거동한계를 만족함이 확인된다면, 기능수행수준에 대한 검토는 별도로 실시하지 않아도 된다. 잔교의 내진성능평가는 일반적으로 해설그림 4.2.5에 표기된 순서로 평가한다.



해설그림 4.2.5 잔교의 내진성능평가 절차

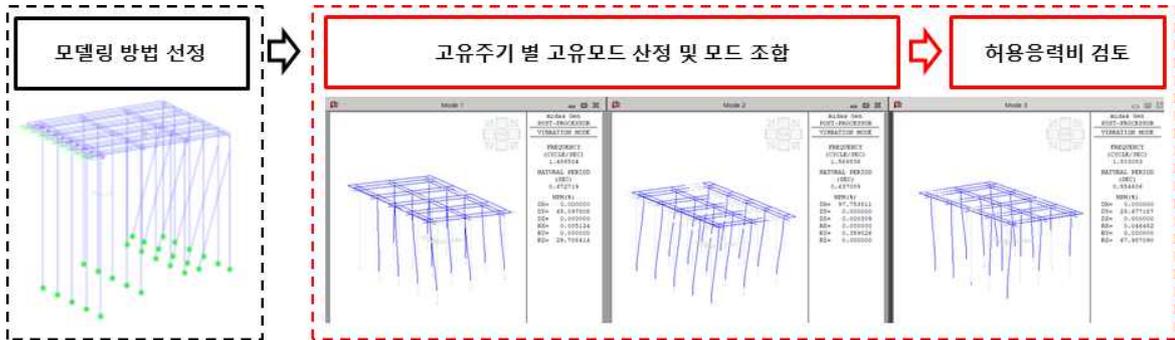
2. 잔교의 내진성능평가 방법은 응답스펙트럼 해석법 또는 비선형 응답이력 해석법을 적용한다. 응답스펙트럼 해석법은 다중모드 스펙트럼 해석법을 주로 적용하며, 2등급 구조물과 같이 중요도가 낮은 경우에는 단일모드 스펙트럼 해석법을 적용할 수 있다.
- 가. 단일모드 스펙트럼법은 구조물의 첫 번째 진동모드가 진동응답을 지배하는 구조물의 설계지진력을 계산하는데 사용한다. 본 방법은 구조물의 기본주기 만으로 지진력을 산정하기 때문에 구조형상이 불규칙하지 않을 경우 신뢰할 수 있는 방법이다. 해석절차는 아래 그림과 같이 잔교구조물을 모델링한 후 지표면 가속도 설계응답스펙트럼에서 구조물의 기본주기에 해당하는 가속도가 유발하는 부재응력에 대한 안정성을 검토한다.



해설그림 4.2.6 단일모드 스펙트럼 해석절차

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

나. 다중모드 스펙트럼법은 다수의 진동모드가 구조물의 거동에 영향을 미치는 경우 적용한다. 각 진동모드의 질량이 차지하는 비는 세 방향에 대하여 각각 질량비가 90% 이상이 되도록 설계한다. 그리고, 부재력과 변위는 각 모드별 응답성분을 조합하여 구할 수 있으며, 완전 2차 조합(Complete Quadratic Combination) 기법을 사용하여 조합한다. 구조물이 불규칙할 경우 다수의 진동모드가 구조물의 거동에 복합적으로 영향을 미치기 때문에 구조물의 거동에 영향을 주는 진동모드를 간단히 구별하기 어려운 경우에 적용할 수 있다.

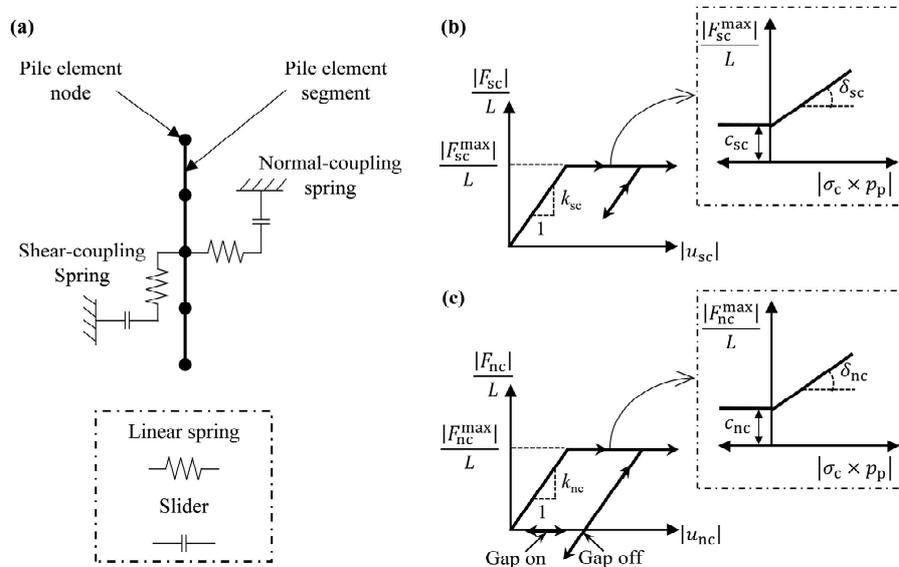


해설그림 4.2.7 다중모드 스펙트럼 해석절차

3. 비선형 응답이력해석은 설계지진과에 대한 지반과 잔교식 안벽 구조물의 전반적인 동적 거동을 모사하는 방법으로, 일반적으로 지반과 구조물의 소성거동을 모델링하여 구조물 및 지반의 항복 거동 평가와 영구변위 등의 정량적 평가가 가능하다. 비선형 응답이력해석에 이용되는 지반의 해석모델, 액상화 모델, 그리고 지진과 선정과 입력 등은 중력식 안벽과 동일하므로 '4.2.1절 중력식 안벽'의 내진안정성 평가방법에 기술된 내용을 적용할 수 있다. 다만, 잔교는 말뚝으로 지지되는 구조물이고 말뚝이 주로 경사지반에 설치되므로 말뚝과 지반 사이의 동적상호작용을 정밀하게 고려하는 것이 필요하다.

가. 인터페이스 모델링 방법: 수치해석에서 말뚝은 고체 요소(solid element) 또는 보요소(beam element)를 이용하여 모델링하고 있다. 고체 요소의 경우 말뚝에 발생하는 전단력과 휨모멘트를 정확하게 계산하려면 요소의 크기가 매우 작아야 한다. 그런데 요소 크기가 작아지면 말뚝의 높은 강성을 고려할 때 해석 시간단계가 매우 짧아지고 해석시간이 길어진다. 그러므로, 대부분의 동적 수치해석에서는 보요소를 이용하여 말뚝을 모델링한다. 이 경우 말뚝과 지반 사이의 동적 상호작용 거동은 말뚝-지반 사이의 인터페이스 모델링에 의해 결정된다. 그러므로, 말뚝-지반 인터페이스 모델링 기법을 정립하는 것이 매우 중요하다.

나. 지반분야의 범용 수치해석 프로그램에서 인터페이스를 적용할 수 경우 말뚝-지반 사이에 해설그림 4.2.8과 같은 인터페이스를 적용할 수 있다. 말뚝 요소는 기본적으로 보 요소이며, 말뚝과 주변 지반 사이의 인터페이스는 전단 또는 법선방향 스프링을 이용하여 모델링한다. 각 스프링은 단일 스프링과 슬라이더로 구성되어 있으며 인터페이스에서의 탄성-완전 소성 거동을 모사할 수 있다. 스프링의 탄성거동은 전단 또는 법선방향 스프링 강성인 k_{sc} 와 k_{nc} 로 정의된다. 단위 전단력이 최대 저항력인 F_{nc}^{max}/L 에 도달하면 말뚝과 지반 사이에 미끄러짐이 발생하며 단위 법선력이 최대 저항력인 F_{sc}^{max}/L 에 도달하면 말뚝과 지반 사이의 분리가 발생한다. 각 최대 저항력은 Mohr-Coulomb 파괴 이론을 적용하여 인터페이스 점착력(c_{sc} 와 c_{nc}), 인터페이스 마찰각(δ_{sc} 와 δ_{nc}), 그리고 구속압($\sigma_c \times p_p$, 여기서, σ_c =구속압, p_p 는 말뚝 주면길이)을 입력하여 계산된다.



(a) 인터페이스 모델링, (b) 전단방향 스프링, (c) 법선방향 스프링

해설그림 4.2.8 말뚝과 지반 사이의 인터페이스 모델링

다. 일반적으로 전단방향의 미끄러짐을 모사하는 인터페이스 마찰각 δ_{sc} 은 인접한 흙의 내부마찰각의 2/3을 입력한다. 그리고, 법선방향의 인터페이스 마찰각 δ_{nc} 은 말뚝과 지반 사이의 분리현상이 발생하지 않도록 실제 흙의 마찰각보다 큰 값을 입력해야 하며, Tran 등(2021)은 δ_{nc} 의 산정식으로 해설 식 4.2.4와 4.2.5와 같이 깊이에 따른 bi-linear 모델을 제안한 바 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

$$\tan\delta_{nc} = \frac{[F_{nc}^{\max}/L]}{[\sigma_{nc}^{\max} \times p_p]} = \lambda + \kappa \left(\frac{d}{D} \right) \text{ for } d/D \leq 4 \quad \text{해설 식 4.2.4}$$

$$\tan\delta_{nc} = \frac{[F_{nc}^{\max}/L]}{[\sigma_{nc}^{\max} \times p_p]} = 1.8 \quad \text{for } d/D \leq 4 \quad \text{해설 식 4.2.5}$$

여기서, d = 지표면으로부터의 깊이

D = 말뚝직경

λ 와 κ = 얽은 깊이

인터페이스 마찰각의 증가를 고려하는 변수로써 Tran 등의 연구(2021)에서 각각 $\lambda=0.6$ 과 $\kappa=0.3$ 으로 결정됨

라. 말뚝과 지반 사이의 스프링 계수의 경우 Chatterjee et al.(2019)는 탄성범위 내의 거동을 모사하는 이론 해를 연구하여 k_{sc} 와 k_{nc} 를 산정하는 해설 식 4.2.6과 해설 식 4.2.7을 제안하였다.

$$k_{sc} = \frac{32 \times (1 - \nu_s) \times (D/2) \times G_{\max}}{7 - \nu_s} \quad \text{해설 식 4.2.6}$$

$$k_{nc} = \frac{4 \times (D/2) \times G_{\max}}{1 - \nu_s} \quad \text{해설 식 4.2.7}$$

여기서, ν_s = 흙의 포아송비;

G_{\max} = 말뚝 인접지반의 최대전단탄성계수

마. 말뚝과 지반 사이의 분리현상(Gap)의 경우 보수적인 내진성능 평가를 위해 지반의 변위가 말뚝에 힘을 가할 수 있도록 분리현상을 모사하지 않는 것(Gap off)을 추천한다.

4. 응답스펙트럼 해석법에서 지반-말뚝 상호작용을 모사하기 위해 가상고정점 또는 지반 스프링 모델을 이용할 수 있다. 먼저, 가상고정점 방법을 사용하기 위해서는 구조물의 모형화를 위해 말뚝을 프레임 구조물로 이상화하여야 한다.

가. 말뚝 하단은 해설그림 4.2.9과 같이 가상지표면 아래 가상고정점(1/β)에서 고정단으로 모형화할 수 있다. 가상지표면은 전면수심과 실경사면의 1/2 높이의 곳으로 본다. β는 해설 식4.2.8에 의하여 산정한다. 횡방향 지반반력계수(N/cm³)는 횡방향 재하시험에 의해 구하는 것을 원칙으로 하나 실측할 수가 없을 때는 해설 식 4.2.9에 의하여 구할 수 있다. 여기서 N은 표준관입시험을 통한 지반의 1/β 부근까지의 평균 N값을 일컫는다.

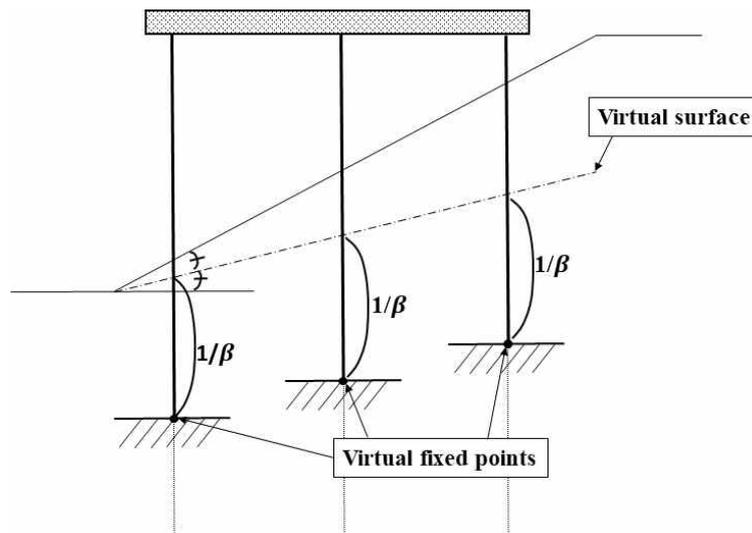
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \text{ (cm}^{-1}\text{)} \quad \text{해설 식 4.2.8}$$

$$k_h = 0.15N \text{ (N/cm}^3\text{)} \quad \text{해설 식 4.2.9}$$

여기서 k_h = 횡방향 지반반력계수(N/cm³)

D = 말뚝의 직경 또는 폭(cm)

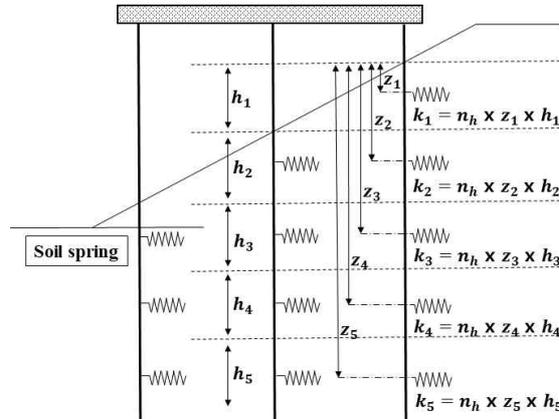
EI = 말뚝의 휨강성(N·cm)



해설그림 4.2.9 가상지표면 및 가상고정점

나. 가상고정점 기법은 하부 말뚝을 수평지반에 저항하는 깊이인 가상고정점(1/β)까지만 고려하는 근사적 설계방법으로 지반의 평균 N값을 사용하여야 하는 한계가 있다. 그러므로 복합지반 및 정밀한 해석을 위해서는 해설그림 4.2.10과 같이 말뚝 주변 지반을 스프링으로 모형화하여 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석을 수행할 수 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



해설그림 4.2.10 지반스프링 모델

다. 응답스펙트럼 해석의 경우 동적 탄성해석 방법이므로 지반의 비선형 특성을 고려한 p-y곡선을 적용하여 구조물을 해석하는데 어려움이 있다. 그러므로 초기 지반-반력에 해당하는 탄성 스프링 강성을 활용하여 응답스펙트럼 해석을 수행하는 것이 바람직하다. 지반의 스프링 강성(k)은 지반반력상수(n_h)에 스프링이 위치하는 깊이(z)와 각 지층 두께(h)를 곱하여 산정할 수 있으며, 해설그림 4.2.10에 간략하게 나타내고 있다. 해설표 4.2.2에 사질토 및 기타 지반의 지반반력상수(n_h)에 대하여 나타내고 있다.

해설표 4.2.2 지반에 따른 수평방향 지반반력 상수(n_h)

	n_h , 단위(kN/m^3)	느 슨	중 간	조 밀
사질토(Terzaghi, 1955)	지하수위 위	2,200	6,700	18,000
	지하수위 아래	1,300	4,500	11,000
조립토(Davisson, 1970)	일반적으로 $n_h = 2,770-27,770kN/m^3$, 상대밀도에 비례			
유기질 실트 (Davisson, 1970)	$n_h = 110-830kN/m^3$			
이탄(peat) (Davisson, 1970)	$n_h = 60kN/m^3$			
점성토(Davisson, 1970)	$E_{py} = n_h \cdot z = 67c_u kN/m^2$			

라. 붕괴방지 수준에서의 연성거동이 확보된 경우 응답스펙트럼의 내진성능 평가를 위한 지진력은 해석에서 얻어진 지진력을 연성계수로 나눈 값으로 검토한다. 이때, 연성계수는 해설표 4.2.3을 적용하여 검토한다.

해설표 4.2.3 붕괴방지구준에서의 연성계수 (KDS 64 17 00)

항만 시설물	말뚝의 종류	허용변위 연성계수				
		콘크리트 말뚝			강말뚝	
		지반에서의 말뚝모멘트	말뚝 두부	경사말뚝 두부	수직 말뚝	수직말뚝과 경사말뚝
잔교	PS콘크리트	1.5	3.0	1.5	-	-
	강재 또는 강재와 콘크리트 합성	-	-	-	5.0	3.0
안벽	PS콘크리트	2.0	5.0	2.5	-	-
	강재 또는 강재와 콘크리트 합성	-	-	-	5.0	3.0

5. 잔교의 내진등급과 내진성능수준에 따른 설계지진 재현주기 및 내진성능목표는 해설표 4.2.4에 제시된 값을 따른다. 기능수행수준의 경우 구조물과 말뚝의 부재력이 탄성응력 조건을 만족해야 한다. 붕괴방지구준에서의 연성거동이 확보된 경우 탄성해석에서 얻어진 부재력을 연성계수로 나눈 값이 허용응력 수준을 만족해야 한다. 항만 및 어항시설의 내진설계표준서(해양수산부, 1999)에서는 기능수행수준과 붕괴방지구준에 대한 허용변위를 10cm와 30cm로 설정하고, 변위에 민감한 상부구조물을 지탱할 경우 상부구조물의 허용변위를 따를 수 있도록 규정하고 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

해설표 4.2.4 잔교식 안벽 구조물의 내진등급별 내진성능수준 및 내진성능목표

내진성능 수준	내진등급	설계지진 재현주기 (년)	내진성능목표	
기능수행	내진특등급	200	안벽 크레인 (유)	안벽 크레인 부재력이 탄성한계 이내에 들어오는 수준
			안벽 크레인 (무)	말뚝 허용부재력
	내진I등급	100	말뚝 허용부재력	
붕괴방지	내진특등급	2400	안벽 크레인 (유)	안벽 크레인 부재력이 일정기간 이내에 복구가 가능한 수준 구조물과 지반의 허용변위 말뚝 허용 부재력
			안벽 크레인 (무)	구조물과 지반의 허용변위 말뚝 허용 부재력
	내진I등급	1000	구조물과 지반의 허용변위 말뚝 허용부재력	
	내진II등급	500	말뚝 허용부재력(응답수정계수)	

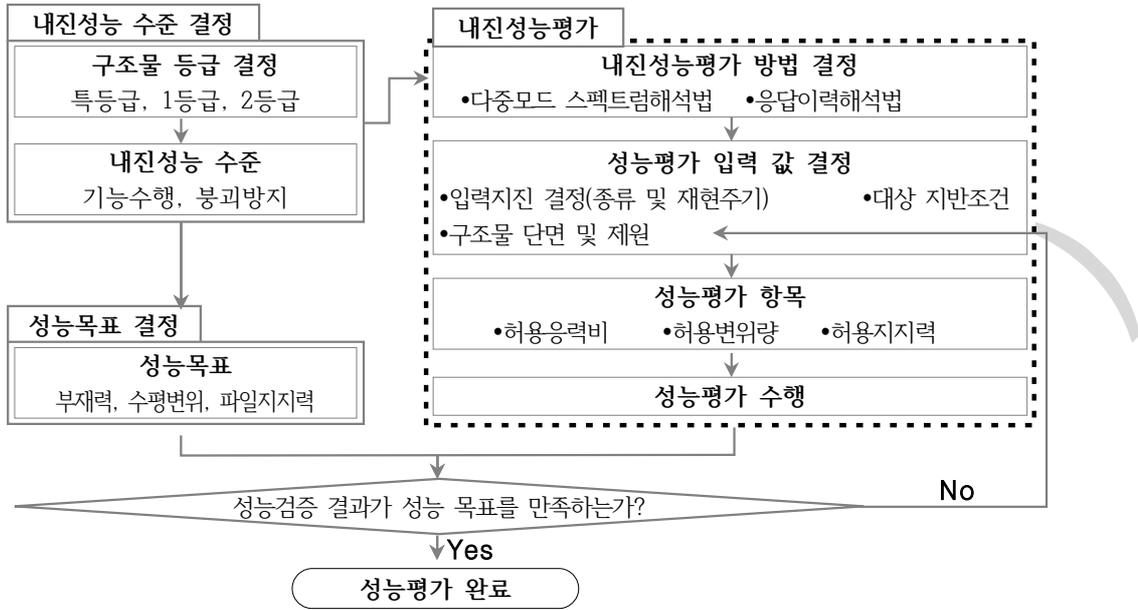
4.2.3 자켓

1. 자켓 구조물의 내진성능평가는 평가기준지진에 대해 두 가지 내진성능수준(기능수행수준, 붕괴방지수준)을 만족하는지에 대해 성능평가를 실시한다.
2. 기능수행수준은 평가기준지진에 대하여 구성요소(부재)가 탄성 내에 거동하여야 하고 붕괴방지수준은 소성거동을 허용하나 취성파괴가 유발되지 않아야 한다.
3. 자켓 구조물의 내진성능평가는 기본적으로 다중모드 스펙트럼해석을 적용하며 중요도가 높은 구조물의 경우 하부 말뚝기초와 기초지반의 상호작용을 고려한 응답이력해석을 적용할 수 있다.
4. 자켓 구조물의 내진성능평가는 상부구조의 바닥판, 거더 등에 안전하여야 하며 하부구조는 부재력(압축, 인장, 전단) 및 지반지지력(압축 및 인발)을 확보하여야 한다. 또한, 자켓 구조물 상부에 설치된 시설물에 과도한 변형이 발생하지 않아야 한다.
5. 이 기준에서 규정하는 자켓 구조물의 내진성능평가는 최소한의 요구 조건으로 시설물에 따라서 보다 강화된 내진성능평가를 요구할 수 있다.

■ 해설 ■

1. 본 요령에서는 기능수행수준과 붕괴방지수준의 성능수준에 대해 성능평가를 수행한다. 이때, 붕괴방지수준의 기준지진은 기능수행수준의 기준지진에 비하여 재현주기가 길게 정의되어, 지진의 강도 또한 증가하게 된다. 따라서, 붕괴방지수준의 기준지진에 대한 성능평가 결과, 기능수행수준의 거동한계를 만족함이 확인된다면, 기능수행수준에 대한 검토는 별도로 실시하지 않아도 된다. 자켓의 내진성능평가는 일반적으로 해설그림 4.2.11에 표기된 순서로 평가한다. 또한, 자켓의 내진등급과 내진성능수준에 따른 재현주기 및 내진성능목표는 해설표 4.2.5에 제시된 값을 따른다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



해설그림 4.2.11 자켓의 내진성능평가 절차

해설표 4.2.5 자켓의 내진등급별 내진성능수준 및 내진성능목표

내진성능 수준	내진등급	설계지진 재현주기 (년)	내진성능목표	
			크레인 (유)	크레인 (무)
기능수행	내진특등급	200	• 크레인 부재력이 탄성한계 이내 수준 • 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력	• 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력
			• 크레인 부재력이 탄성한계 이내 수준 • 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력	• 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력
붕괴방지	내진I등급	100	• 크레인 부재력이 탄성한계 이내 수준 • 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력	• 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력
			• 크레인 부재력이 일정기간 이내 복구 가능 • 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력	• 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력
	내진II등급	500	• 크레인 부재력이 일정기간 이내 복구 가능 • 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력	• 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력
			• 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력	• 허용 부재력 • 수평변위 • 지반지지력

2. 기능수행수준은 지진 시 그 주변 구조물의 소성거동을 허용할 수 있으나 자켓 구조물 자체와 그 위에 놓여있는 모든 시설물 및 부속시설이 탄성 또는 탄성에 준하는 거동을 하여야 한다. 또한, 붕괴방지수준은 지진 시 탄성한계를 초과하는 소성거동을 허용하나 이로 인하여 자켓 자체나 상부 구조물에 취성과파괴가 유발되어서는 안 된다.
3. 자켓구조물의 내진성능평가는 기본적으로 다중모드 스펙트럼해석을 적용하며 내진 특등급 구조물의 경우, 다중모드 스펙트럼해석 및 응답이력해석 중 적절한 방법을 선택하여 탄성해석 혹은 비탄성해석을 수행할 수 있다.

가. 다중모드 스펙트럼해석

- 1) 다중모드 스펙트럼해석은 동적해석 컴퓨터 프로그램을 사용하여 수행한다.
- 2) 이 방법은 각 진동모드에서 세 직교좌표계의 상관거동을 유발하는 불규칙한 형상의 구조물에 적용한다.
- 3) 이러한 구조물은 여러 개의 진동모드가 구조물의 총 거동에 복합적으로 영향을 주기 때문에 구조물의 종방향 및 횡방향에 영향을 주는 진동모드를 간단히 구별하기 어렵다. 따라서 공간 라멘구조물의 동적해석 프로그램을 사용하여 구조물의 거동에 영향을 주는 다중모드의 상관효과를 고려하여야 한다.
- 4) 구조물이 종방향 및 횡방향으로 완전 대칭이 아닌 구조물인 경우 3차원 공간라멘으로 모형화하는 것이 바람직하다. 각 절점은 6개의 자유도 즉 3개의 변위와 3개의 회전 자유도를 가지고 있어야 한다. 구조물의 질량은 상부구조 및 말뚝 등 관련하중을 포함하며 절점당 최소한 3개의 변위에 대한 집중질량으로 모형화하여야 한다. 집중질량을 절점에 적절히 분배함으로써 관성효과가 실제와 가깝게 반영되도록 하여야 한다.
- 5) 3차원 구조물의 주기 진동형상 및 모드기여질량은 동적해석 프로그램을 사용하여 고려하고자 하는 방향에 대하여 구할 수 있다. 구조물 해석 시에 고려하여야 할 진동 모드의 수를 결정하는 방법으로는 각 모드에서 질량이 차지하는 비를 계산하여 세 방향에 대하여 각각 질량비가 90%이상 되도록 하는 것이다.
- 6) 부재력과 변위는 동적해석 프로그램을 사용하여 각 모드별 응답성분을 조합하여 구할수 있다. 대부분의 프로그램에서는 조합하는 방법으로 제곱합평방근 (SRSS; SquareRoot of Sum of Square) 및 완전 2차 조합 (CQC; Complete Quadratic Combination) 등이 사용되고 있으나 자켓은 완전 2차 조합 (CQC; Complete Quadratic Combination)을 사용한다.

나. 응답이력해석

- 1) 응답이력해석은 시간과 노력이 많이 필요하기 때문에 구조물의 형태가 복잡하고 그 중요도가 매우 높은 구조물에 적용한다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

- 2) 응답이력해석에 사용되는 구조물의 모형은 다중모드 스펙트럼해석에 사용한 모형과 동일한 모형을 사용한다.
 - 3) 입력지진으로 인공가속도 시간이력을 사용하되 응답스펙트럼과 잘 부합하는 가속도를 생성 사용하여야 한다.
 - 4) 인공지진 외에도 스펙트럼과 잘 부합하도록 수정된 실지진기록을 포함한 최소 3가지 이상의 기록을 사용하여 동적해석을 수행하여야 한다.
 - 5) 구조물의 부재력과 변위는 동적해석이 가능한 상용 프로그램을 사용하여 자동적으로 구할 수 있다.
4. 자켓 구조물의 내진성능평가는 다음 항목들을 충족하여야 한다.
- 가. 자켓의 내진성능평가는 정역학적 해석(In-Place Analysis)에 적용된 동일한 모델을 사용한다.
 - 나. 자켓의 내진성능평가는 바닥판, 거더, Jacket Leg, Jacket Pile, Pin Pile, Joint Can 및 Bracing의 부재력, 변위, 지지력 등을 종합적으로 평가하여야 한다.
 - 다. 자켓의 내진성능평가는 해양구조물 전용 해석 프로그램 또는 이와 유사한 기능을 보유한 프로그램을 사용할 수 있다. 단, 유사한 기능을 보유한 프로그램 사용 시 2중관, 3중관(그라우팅체 포함)의 입력, 환경하중의 입력, 하부 말뚝기초와 지반의 상호작용 입력 등에 주의 하여야 한다.
 - 라. 응답스펙트럼은 항만 및 어항 설계기준에 따라 생성하고 평가는 API RP 2A 기준에 준하여 수행하는 것을 원칙으로 한다. 단, 내진등급, 구조물 중요도 및 현장여건 등을 고려하여 국내기준 등을 적용할 수 있다.
 - 마. 설계 조위면의 산정은 지구 온난화를 고려하여 항만 및 어항설계기준에 따른다.
 - 바. 구조부재에 부착된 해양수서생물(Marine Growth)에 의한 영향 등을 고려하여야 한다. 해저면(Sea Bed)에서부터 수면까지 강관부재의 바깥지름에 해양수서생물 부착두께를 증가시켜야 하며 부착생물의 밀도는 $1,100\text{kgf/m}^3$ 을 적용한다.
 - 사. 강재 구조물의 하중계수는 하중저항계수법을 적용해야 하나 국내에서는 강재 구조물의 파괴모드에 대한 확률론적 자료가 미비하여 허용응력설계법을 적용한다.
 - 1) 허용응력 설계법을 적용하는 경우 기능수행 및 붕괴방지수준에서 허용응력 할증을 고려한다.
 - 2) 붕괴방지수준에서 연성거동이 확보되는 경우라도 설계지진력은 탄성해석에서 구한 지진력을 연성계수로 나누지 않는다.
 - 아. 고정식 해양 구조물은 지진과 설계파가 동시에 발생할 확률은 매우 작으므로 내진성능평가 시 파랑의 작용을 무시한다.

자. 내진성능평가 시 구조물의 사하중 외에 크레인(부가질량 포함) 등의 활하중을 고려하여야 하고 자켓 변형으로 인한 레일간 상대 변위가 크레인 운영에 차질이 발생하지 않도록 하여야 한다.

카. 자켓 하부말뚝 주변에 액상화 가능성이 있을 때에는 지반의 액상화 평가를 실시하여야 한다.

타. 구조물 운영 중의 내진성능을 검토하기 위하여 구조물 운영 중 정적인 중력하중에 의한 응력과 지진에 의한 응력을 조합하여 부재응력, 절점 천공응력, 말뚝응력 등을 검토하여야 한다.

파. 부재의 질량 등 지진 운동 시 부재와 함께 거동하는 다음 항목의 하중은 내진성능평가 시 추가적인 질량으로 입력하여야 한다.

- 1) 자켓의 부속물 하중
- 2) 데크에 작용하는 중력 하중
- 3) 해양 수서 생물에 의한 부재의 유효 지름의 증가와 밀도의 증가 등

하. 해저면을 기준으로 상부 자켓의 선형거동과 하부 말뚝기초의 비선형적 거동이 해저면에서 일치되도록 구속조건을 부여하고 상·하부 거동을 상호 연관시키기 위하여 해양구조물 전용 해석 프로그램의 서브 모듈을 사용하거나 또는 이와 유사한 기능을 보유한 서브 모듈을 사용할 수 있다.

5. 이 기준에서 규정하는 자켓의 내진성능평가는 최소한의 요구조건으로 시설물에 따라서 보다 강화된 내진성능평가를 요구할 수 있다. 이 경우 평가자는 이론적 또는 실험적으로 신뢰성이 확보된 보다 발전된 평가기법으로 내진성능평가를 수행할 수 있다.

4.2.4 방파제

4.2.4.1 방파제

1. 방파제의 정의 : 방파제는 파랑으로부터 배후의 건물을 포함한 전체 연안 지역을 보호하기 위한 외곽시설물이다.
2. 방파제는 구조형식에 따라 경사식 방파제와 직립식 방파제로 분류된다.
3. 방파제원의 내진성능 평가는 항만설계기준의 등가정적해석법 또는 응답이력해석법에 근거하여 시행한다.
4. 설계지진하중은 상위설계기준인 「내진설계기준 공통적용사항」을 따른다

■ 해설 ■

2. 구조형식에 따라 방파제를 분류할 수 있다.
 - 가. 경사식은 암석이나 콘크리트 소파블록을 사다리꼴형상으로 쌓아올린 것으로써 주로 사면상의 쇄파를 발생시키거나, 투수성과 조도에 의하여 파랑의 에너지를 소산 또는 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.
 - 나. 직립식은 전면이 연직인 벽체를 수중에 설치한 구조물로써 주로 파랑의 에너지를 반사시켜 파랑의 항내진입을 차단한다.
3. 방파제의 내진성능평가는 일반적으로 해설그림 4.2.12에 표시된 순서로 평가하는 것을 추천한다. 또한, 방파제의 활동, 전도, 지지력 및 원호활동에 대한 검토는 항만 및 어항 설계기준(KDS 64 45 20:2017) “4.6 안정계산”을 따른다.

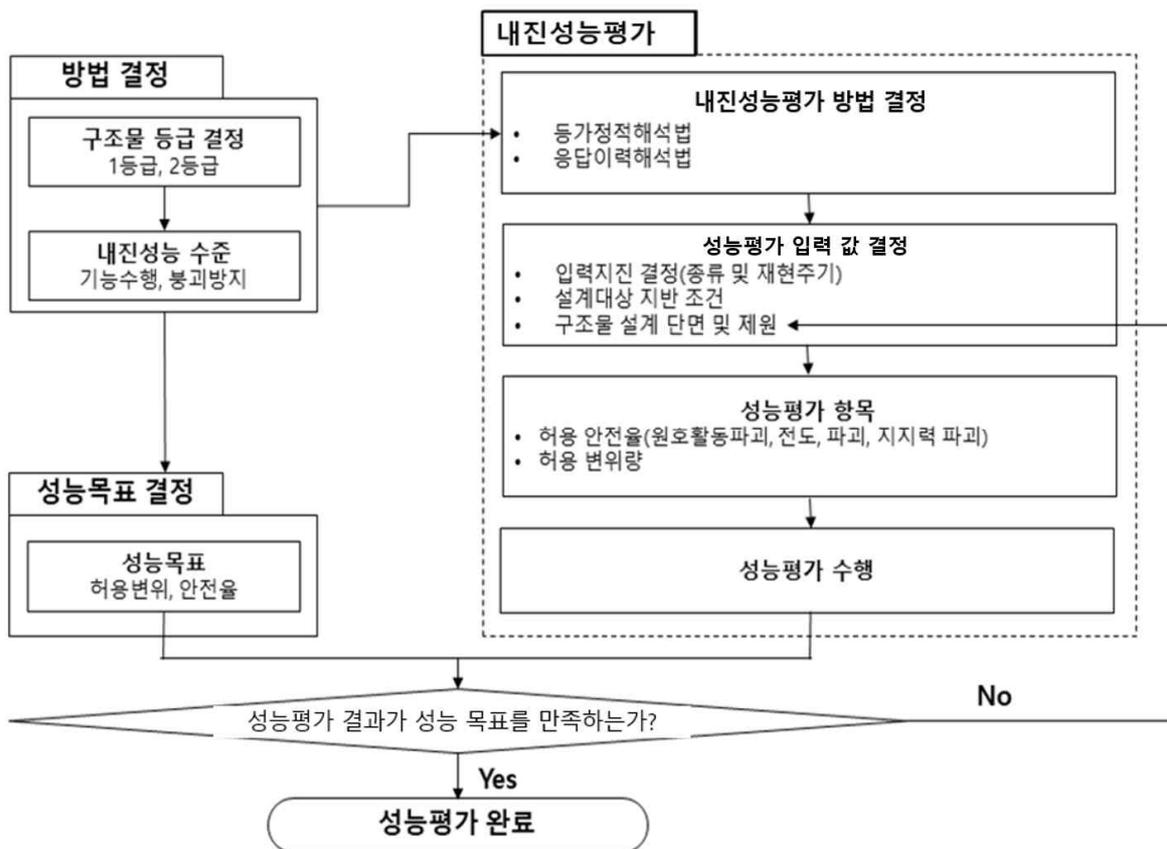
4.2.4.2 내진등급 및 내진성능수준

1. 방파제의 내진등급은 구조물의 중요도에 따라서 ‘내진 I 등급’, ‘내진 II 등급’으로 분류한다.
2. 방파제의 내진성능수준은 ‘기능수행’, ‘붕괴방지’로 구분한다.

■ 해설 ■

1. ‘내진 I 등급’은 지진 시 큰 재난이 발생하거나, 기능이 마비된다면 사회적으로 큰 영향을 줄 수 있는 시설의 등급을 말한다.
‘내진 II 등급’은 지진 시 재난이 크지 않거나 기능이 마비된다면 사회적으로 영향이 크지 않은 시설의 등급을 말한다.

2. ‘기능수행’수준은 설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 경미하여 그 구조물이나 시설물의 기능이 유지될 수 있는 성능수준을 말한다. ‘붕괴방지’수준은 설계지진하중 작용 구조물이나 시설물에 매우 큰 손상이 발생할 수는 있지만 구조물이나 시설물의 붕괴로 인한 대규모 피해를 방지하고, 인명피해를 최소화할 수 있는 성능수준을 말한다.



해설그림 4.2.12 방파제 및 호안의 내진성능평가 절차

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

4.2.4.3 내진성능평가

1. 방파제의 내진성능목표 달성여부 평가법은 구조물의 내진등급별 내진성능 수준에 따라 결정한다.
2. 경사식 방파제에 대해서는 등가정적해석법을 사용할 수 있으며, 경사면의 경우 비탈면활동파괴에 대한 안전성을 평가한다.
3. 직립식 방파제에 대해서는 높이 10m이상인 경우는 비선형 응답이력해석을 이용하여 내진성능을 평가하여야 하며, 높이 10m미만의 직립식 방파제의 경우는 등가정적해석법 이용하여 활동(미끄러짐), 전도, 지지력 및 원호활동 파괴의 안정성을 평가한다.

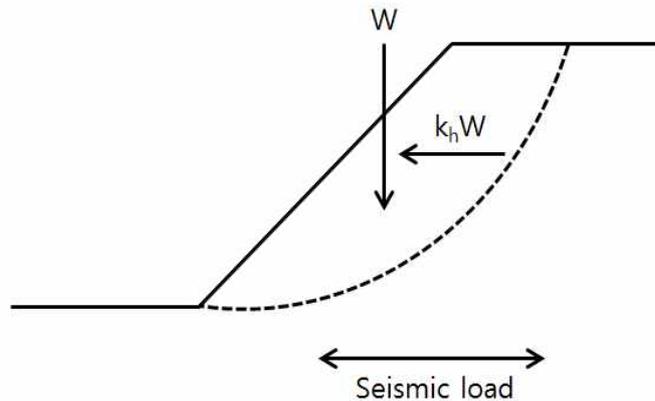
■ 해설 ■

1. 방파제의 내진성능목표 달성여부 검증법으로는 변위를 고려한 등가정적해석법과 응답이력해석법 등이 있다. 방파제의 내진등급별 내진성능 수준에 따른 권장 내진성능 검증법은 해설표 4.2.6과 같다.

해설표 4.2.6 방파제의 내진등급별 내진성능수준에 따른 내진성능검증법

내진성능 수준	내진등급	설계지진 재현주기 (년)	내진성능목표검증법		
			방파제 형태	해석 방법	
기능수행	내진 I등급	100	경사식	등가정적해석법	
	내진 II등급	50	직립식		
붕괴방지	내진 I등급	1,000	경사식	등가정적해석법	
			직립식	10m 이상	응답이력해석법
				10m 미만	등가정적해석법
	내진 II등급	500	경사식	등가정적해석법	
			직립식	10m 이상	응답이력해석법
				10m 미만	등가정적해석법

2. 방과제의 등가정적해석법을 정리하면 다음과 같다. 일반적으로 방과제의 성능평가에서는 수평방향의 하중이 추가됨에 따른 사면의 안정성을 검토해야 하며, 특히, 활동에 대해 안전해야 한다. 등가정적해석에 기초한 활동의 안정성 검토는 가정된 파괴형상의 도심에 재하한 설계지진하중에 대한 안전율(F_s) 산정을 통해 수행한다.



해설그림 4.2.13 등가정적 해석법

$$F = m \cdot a = \frac{W}{g} \cdot a = k_h \cdot W \quad \text{해설 식 4.2.10}$$

여기서, W : 활동과괴면 상부의 토체중량
 g : 는 중력가속도

수평지진계수 (k_h) = $\frac{1}{2} A_{\max}$. 여기서 A_{\max} (유효지반가속도)는 경사면의 높이가 10m미만이면 지표면 최대가속도, 경사면의 높이가 10m이상이면 지반응답해석을 통해서 산정할 수 있다.

1) 등가정적해석을 위한 수평지진계수(k_h)는 「항만 및 어항공사 설계기준-내진(KDS 64 17 00 :2019)」에 따라 지진시 방과제에 작용하는 수평지진계수(k_h)를 산정하여 등가정적해석을 실시하여 방과제의 활동, 전도, 지반지지력, 원호활동에 대한 안전율을 평가한다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

3. 높이 10m 미만의 직립식 방파제(붕괴방지 내진I등급, 내진II등급)의 활동, 전도, 지반지지력, 원호활동에 대한 검토는 산출된 수평지진계수(k_h)를 “항만 및 어항 설계기준-내진(KDS 64 17 00 :2019)” 4.6.1 직립부의 안정계산에 수평지진력(진도)으로 대입하여 검토한다. 또한 동수압은 “항만 및 어항 설계기준·해설 내진편(KDS 64 45 20 : 2019)” 4.1.6 지진시의 동수압식을 사용할 수 있다. 높이 10m이상의 직립식 방파제의 경우는 비선형 응답이력해석을 이용한 내진성능 평가를 수행하여야 한다.

가. 비선형 응답이력해석을 이용한 내진성능 평가

- 1) 방파제의 성능기반 내진설계는 비선형 유효응력해석을 통하여 성능목표(잔류변형) 달성을 검토하여야 한다. 비선형 유효응력해석의 절차는 중력식 안벽의 비선형 유효응력해석 절차와 같으므로 4.2.1 중력식 안벽 4. 비선형 응답해석 이력을 이용한 내진성능평가 해석을 참조

나. 비선형 응답이력해석

- 1) 비선형 응답이력해석에 이용되는 지반의 해석모델, 액상화 모델, 그리고 지진파 선정과 입력 등은 중력식 안벽과 동일하므로 ‘4.2.1절 중력식 안벽’의 내진 안정성 평가방법에 기술된 내용을 적용할 수 있다.

다. 유효응력해석

- 1) 유효응력해석이란, 지진 시 지반의 전응력과 간극수압 변화 및 이에 따른 유효응력을 산출할 수 있는 해석기법을 지칭한다.
- 2) 입도분포곡선 분석에 따라, 액상화 가능성이 있는 지반의 경우 액상화 거동의 모사가 가능한 모델을 사용한 해석이 시행되어야 한다.

라. 수치해석 영역의 설정

- 1) 수치해석 영역은 방파제로 인한 지중응력의 증가영향이 미치지 않는 영역까지 충분히 설정되어야 한다.
- 2) 수치해석 요소의 최소크기는 입력지진파의 주된 에너지 성분이 충분히 전달 가능할 수 있는 크기로 결정하여야 한다.
- 3) 지반은 소성거동 표현이 가능한 강도모델을 사용하여야 한다.
- 4) 일반적인 성능평가조건 하에서 케이슨은 탄성체로 모델링한다.
- 5) 직립식 방파제의 경우 케이슨과 인접지반 사이의 상대변위 발생을 허용하는 해석을 수행하여야 한다.
- 6) 방파제가 좌우대칭인 경우라도 반단면이 아닌 전단면을 고려한 해석을 수행한다.

마. 지반조사 자료 수집

- 1) 수치해석을 위한 기초 지반조사 자료를 확보하여야 한다. 지반조사 자료는 시공 전 지반조사 자료뿐만 아니라, 완공 후 운영 중인 상태의 지반조사 자료 또한 확보하여야 한다.
- 2) 비선형해석을 위한 지반의 전단파괴 이전 비선형 거동특성은 실내시험(공진주시험, 비틀전단시험)을 이용하여 획득 가능하다.
- 3) 지반의 최대 전단탄성계수는 현장 탄성과 시험을 통하여 획득할 수 있다.
- 4) 표준관입시험 N치는 60% 에너지 보정이 가능하여야 한다.

바. 시공단계 해석

- 1) 시공단계에 따른 지반의 응력경로 반응을 위하여, 지진응답해석을 수행하기 전에 흙 구조물의 시공단계에 따른 해석을 실시한다.
- 2) 방파제의 시공단계별 해석을 위한 일반적인 시공과정은 다음과 같다. 해저면 준설, 원지반 개량(SCP, DCM 및 기타 연약지반개량공법), 케이슨 정치 혹은 사석투입.
- 3) 구속압에 따라 강성이 변화하는 사질토 지반은 시공단계에 따른 평균 유효구속압의 변화를 반영하여 지반의 강성을 재설정 하도록 한다.

사. 정수압, 간극수압의 설정

- 1) 유효응력 해석을 위하여, 지반의 초기간극수압을 설정하여야 한다.
- 2) 준설선과 케이슨 전면부 혹은 사석층에 평균해수면에 따른 정수압이 작용되어야 한다.
- 3) 케이슨 전면부나 사석층에 작용하는 송수압(Westergaard Pressure)은 동해석 단계에서 적용될 수도 있다.

아. 정적평형 변위검토

- 1) 케이슨 설치 혹은 사석투입 완료 후의 해석결과에 대해서, 변형형상 또는 절대 변형량(침하, 수평변위 등)이 일반적인 시공과정에서 발생할 수 있는 사항인지에 대한 확인을 시행한다.
- 2) 해석결과에 이상치가 파악될 경우, 재확인 과정을 시행하며, 이상이 없을 경우 동해석을 실시한다.
- 3) 필요할 경우, 침투해석을 실시한다.

자. 액상화 평가여부

- 1) 액상화 가능지층이 존재하는 경우, 대상지층에 대해서 동해석 이전에 액상화 모델을 지정한다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

- 2) 액상화 모델의 선정은 확보할 수 있는 지반조사 자료 및 사용되는 수치해석기법에 따르며, 액상화 후 거동에 대한 묘사가 가능하여야 한다.

차. 지반의 이력감쇠 모델 정의

- 1) 지반은 전단파괴 이전 비선형 거동에 의하여 반복하중 하에서 이력감쇠가 발생하게 되며, 이를 수치해석에 반영할 수 있는 지반 모델을 적용하여야 한다.

카. 지반 및 구조물의 감쇠비

- 1) 이력감쇠에 대하여 추가적으로, 지반의 최소감쇠비와 구조물의 감쇠비를 고려하기 위한 추가 감쇠비를 적용한다.
- 2) 최소감쇠비의 적용은 시간영역 수치해석을 시행하는 경우 고주파 노이즈 제거에 효과적으로 사용될 수 있다. 일반적으로 Rayleigh 감쇠, Local 감쇠 등을 적용할 수 있으며, 주파수 종속감쇠인 Rayleigh 감쇠의 경우 전체 수치모델의 1차 공진 주파수에 대해서 정의할 수 있다.

타. 수평경계조건 설정

- 1) 지진응답에 의한 수평운동의 발산을 위하여 수평 무한지반을 효과적으로 묘사할 수 있는 경계조건이 수치해석 모델 측면에 설정되어야 한다.

파. 대변형 해석 조건

- 1) 동해석 시행 이전, 동적응답에 대한 구조물의 기하학적 비선형 거동을 고려할 수 있는 좌표계 변환이 이루어져야 한다.

하. 해석기록 지점 설정

- 1) 방파제의 성능목표 확인을 위하여, 지진 후 방파제의 영구변위 확인이 가능하여야 한다.
- 2) 액상화 대상지층의 과잉간극수압비 또는 간극수압 변화 기록이 도출되어야 한다.
- 3) 전체 해석영역에 걸친 파괴형상의 파악이 가능하여야 한다.

가. 입력지진 경계조건

- 1) 수치해석 모델의 하단부 입력지진 경계조건은 탄성 또는 고정단 경계조건으로 설정할 수 있으며, 사용되는 입력지진파의 계측특성에 따라 결정된다.

나. 응답이력해석 시행

- 1) 입력지진 강진지속시간에 맞추어 응답이력해석을 시행한다.

다. 영구변위 확인

- 1) 방과제의 성능목표 확인을 위하여, 지진 후 방과제의 영구변위(수직 및 수평변위)를 확인한다.

■ 참조 ■

1. 기하학적 비선형이란, 지진응답에 따른 구조체의 무게중심 변화를 고려할 수 있는 해석 조건을 지칭하며, 이를 위하여 수치해석기법은 Lagrangian 좌표계에 기반한 해석이 가능하여야 한다.
2. 재료 비선형이란, 지진 시 지반이 겪게 되는 변형률 범위에서 이력감쇠를 포함한 지반의 비선형 응력-변형률 거동을 지칭하며, 수치해석기법은 이를 포함한 해석이 가능하여야 한다.
3. 수치해석 요소의 최소크기는 다음과 같이 계산 가능하다.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{8 \sim 10}$$

여기서, λ : 전달되는 지진파의 파장, Δl : 요소의 최소 크기

[Kuhlemeyer, R. L., and J. Lysmer. "Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems," J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427 (May 1973).]

4. 방과제의 시공단계별 해석을 위한 일반적인 시공과정은 다음과 같다.

저면 준설, 사석투입 혹은 케이슨 정치, 원지반 개량정도 반영(필요 시 : SCP, DCM, 압밀개량 등)

5. 동수압의 적용에 관한 사항은 다음의 참고문헌에 따른다.

[Westergaard, H. M. "Water Pressure on Dams During Earthquakes," Proceedings of ASCE, Transactions, number 98, Vol. 59, No. 8, Part 3 (1933).]

6. 방과제의 시공 중 발생하는 간극수압의 침투해석이 필요한 경우

7. 사용가능한 대표적인 액상화 모델은 다음과 같다.

- Finn모델
- UBC SAND모델
- PM4SAND모델

8. 입력지진운동이 노두운동으로 정의된 경우, 탄성암반 경계조건을 사용할 수 있다. 그러나, 입력지진운동이 층내운동으로 정의된 경우, 고정단 경계조건을 사용하여야 한다. 수치해석모델 최하단부는 사용되는 입력지진파의 지반등급과 동일하여야 한다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

4.2.5 호안

방파제 내진성능평가방법에 준하여 호안 내진성능평가를 진행한다.

4.3 액상화 평가

4.3.1 일반사항

1. 액상화 평가는 시설물 내진등급에 관계없이 예비평가와 본평가의 2단계로 구분하여 수행한다. 전반적인 액상화 평가의 흐름도는 다음의 그림 4.3.1과 같다.

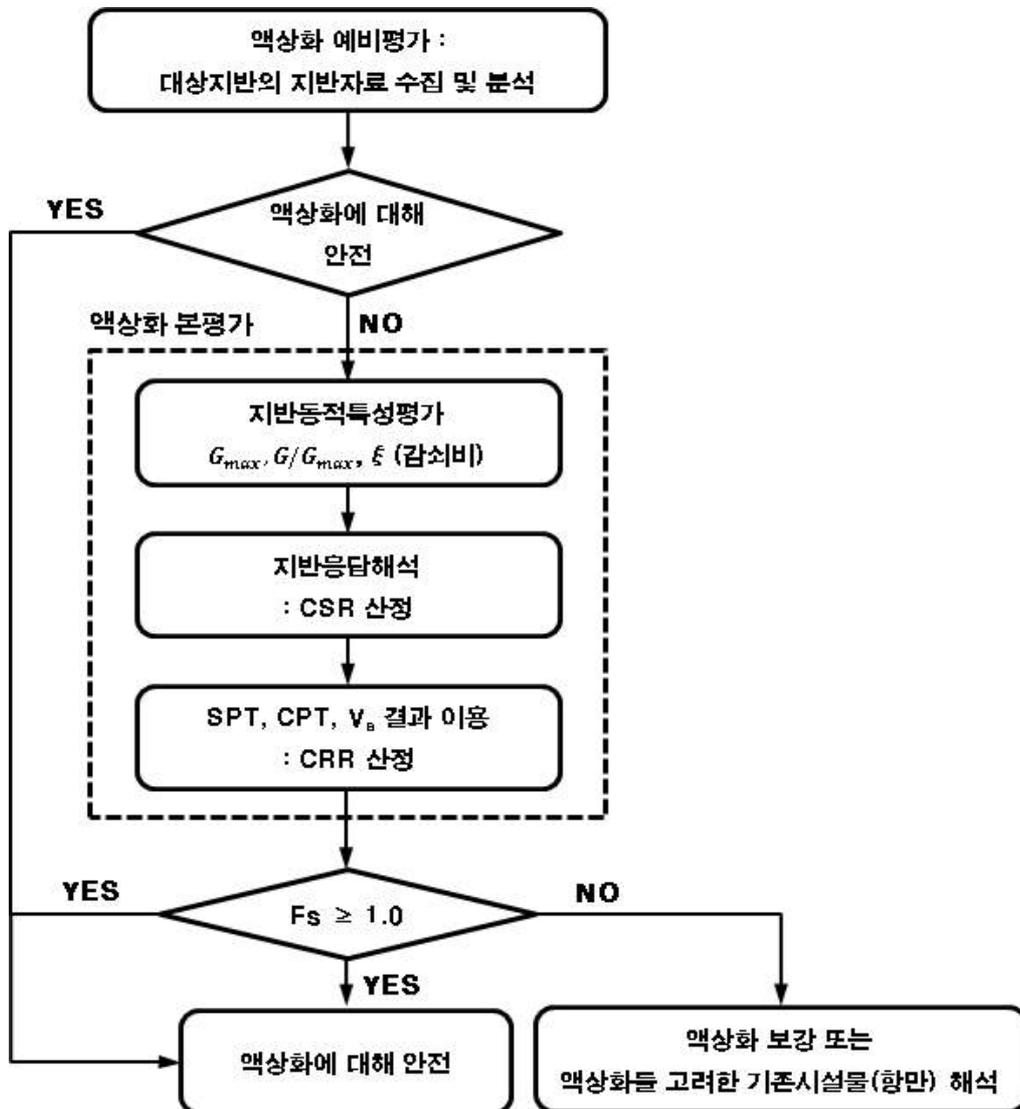


그림 4.3.1 액상화 평가 흐름도

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

2. 액상화 예비평가는 보유 자료와 현장조사 자료에 근거하여 액상화 본평가의 수행여부를 결정한다. 예비평가로부터 액상화 가능성이 거의 없을 경우에는 액상화 평가를 생략하며, 가능성이 있는 것으로 평가된 경우, 액상화 본평가를 실시한다. 액상화 본평가에서 액상화에 대한 안전율은 1.0을 적용한다. 단, 관리주체와 협의하여 안전율이 1.0 미만인 경우 액상화 가능성 지수(LPI)를 산정하여 액상화 평가결과에 반영할 수 있다.

■ 해설 ■

1. 액상화 평가는 예비평가와 본평가의 2단계로 나누어 수행한다. 예비평가는 보유 자료와 현장조사 자료에 근거하여 액상화 가능성을 개략적으로 판단한다. 본평가는 지반응답해석과 지반조사 결과(SPT N값, CPT qc값, Vs 등)를 이용하여 깊이별 액상화 안전율을 산정한다. 액상화 본평가를 통해 지층 전체 깊이에서 안전율이 1.0 이상이면 액상화에 대하여 안전한 것으로 판단하며, 일부 깊이에서 안전율이 1.0 미만이면 액상화 보강 또는 액상화 현상을 고려한 기존 시설물(항만)의 내진성능평가를 수행하여 액상화 대책공법의 적용 여부를 결정한다.

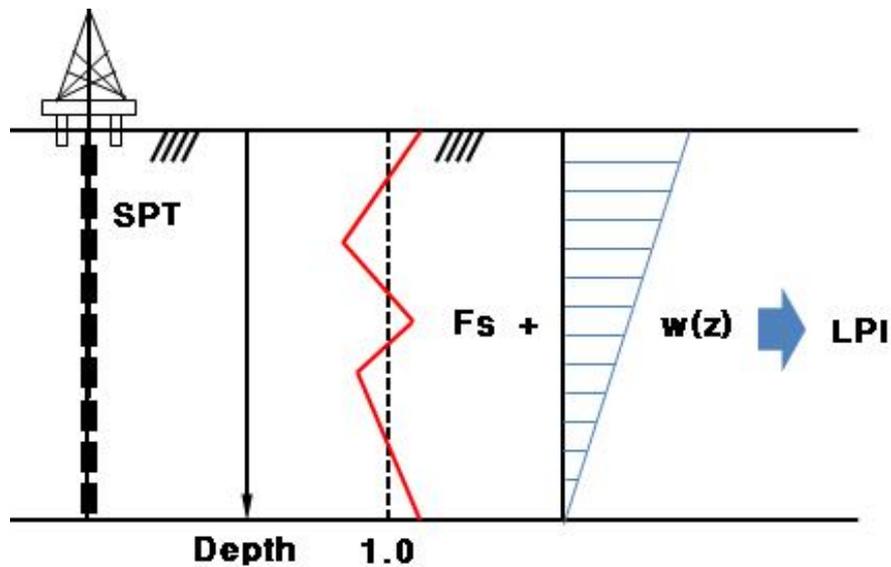
이전의 기준에서는 진동삼축시험을 이용한 액상화 본평가 절차를 제시하고 있다. 그러나, 내진설계 일반(KDS 17 10 00: 2018)은 내진설계 공통적용사항을 제시하고 있는데 액상화 평가절차를 예비평가와 본평가의 2단계로 제시하고 있으며 진동삼축시험을 이용한 본평가 내용은 제외되어 있다. 현장시험 결과들을 바탕으로 한 진동저항전단응력비 산정방법은 전 세계적으로 이용되고 있으나, 실내시험 결과들을 바탕으로 한 진동저항전단응력비의 산정은 일본 기준에서만 액상화 평가절차에 필수적으로 고려하고 있다. 실내시험을 이용한 진동저항전단응력비 산정을 위해서는 현장의 시료가 교란되지 않도록 정밀한 시료 채취가 요구되어 현장에서 활용하기에 많은 어려움을 겪어왔다. 그러므로, 본 요령은 KDS 17 10 00: 2018의 내용을 반영하여 액상화 평가절차를 제시하였다.

2. 액상화 발생으로 인한 시설물의 피해 여부와 피해 정도는 시설물의 종류, 액상화 발생 심도 및 두께 등에 따라 다르다. 액상화 본 평가에서 안전율이 1.0보다 작은 구간이 존재하더라도 반드시 시설물의 피해를 유발하는 것은 아니므로 추가로 액상화에 따른 대상 시설물의 안정성 여부를 평가하는 것이 필요하다.

액상화에 따른 기존 시설물(항만)의 안정성 평가는 대상시설물의 유형, 기초의 형식, 지반의 특성을 고려한다. 액상화에 따른 대상 시설물의 안정성 평가기법으로는 다음과 같은 방법들을 적용할 수 있다.

- 가. 실내반복실험 결과를 이용하는 방법
- 나. 액상화 발생을 고려한 지반 안정성 평가
- 다. 유효응력해석에 의한 응답이력해석 방법
- 라. 동적원심모형실험 및 1-g 진동대 모형시험을 이용하는 방법
- 마. 액상화 가능성 지수(liquefaction potential index, LPI) 등에 의한 방법
- 바. 위의 방법을 병행 시행하는 방법

관리주체와 협의될 경우 액상화 가능성 지수(Liquefaction Potential Index, LPI)를 액상화 평가에 활용할 수 있다. 액상화 가능성 지수(LPI)는 Iwasaki(1978)가 액상화 평가결과를 통해 각 평가심도의 결과를 종합하여 시추공 위치정보에 나타내는 위험도 지수 중 하나로 액상화 위험도 작성에 많이 사용되는 지수이다. 액상화 가능성 지수의 산정 개요도는 다음 해설그림 4.3.1과 같다.



해설그림 4.3.1 액상화 가능성 지수(LPI) 산정 개요

Iwasaki는 액상화가 발생하는 층의 지표면으로부터의 깊이가 20m 이내인 지반을 대상으로 액상화 평가안전율이 1.0 미만인 지층들에 의해 해당지점의 액상화에 대한 피해정도가 결정된다고 다음 식과 같이 제안하였다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

$$P_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz \quad \text{해설식 4.3.1}$$

여기서, P_L 은 액상화 가능성 지수이다. $F(z)$ 는 액상화 안전율인 F_s 의 함수로써 $F(z) = 1 - F_s$ 로 표현되며 $F_s \geq 1.0$ 인 경우에는 0, $F_s < 1.0$ 인 경우 0 에서 1.0 사이의 값을 가지게 된다. $w(z)$ 는 심도에 따른 가중치(weighting factor)로써 심도가 얕아질수록 간극수의 소산이 어려워 액상화 발생 가능성이 높아진다는 이론에 바탕을 두고 있다. $w(z) = 10 - 0.5z$ 의 식으로 표현되고 지반심도 20m 까지 선형적으로 감소하는 분포를 보이고 있다. 따라서 액상화 가능성 지수는 심도에 따른 액상화 안전율을 구하여 $F(z)$ 값을 계산하고, 안전율이 1.0보다 작은 각 심도에서의 $w(z)$ 값과 곱하고 이들을 모두 더하여 산출할 수 있다. 액상화 가능성 지수가 1.0 이하일 경우 액상화에 대해 안전한 것으로 판단하고 1.0을 초과할 경우 액상화 보강 또는 액상화 현상을 고려한 기존 시설물(항만)의 내진성능 평가를 수행할 수 있다. 이는 액상화 안전율이 1.0 미만인 지층이 두텁지 않거나 지반 심도가 깊은 곳에서 안전율 1.0 미만인 지층이 두텁지 않을 경우에는 액상화 발생 가능성이 실제적으로 현저히 낮은 경우로 간주하고자 제안된 것이다. 따라서 액상화 가능성 지수를 이용한 액상화 발생 가능성 평가는 관리주체와 충분한 협의를 거쳐 적용하는 것이 바람직하다.

액상화 대책공법을 설계할 경우, 대책공법의 종류와 대책공법의 시공범위(평면 및 단면)를 결정하여 구체적인 설계가 되도록 하여야 한다. 액상화 대책공법으로는 다음과 같은 방법을 적용할 수 있다.

- 가. 과잉간극수압의 발생을 방지하는 방법: 다짐, 고결, 치환
- 나. 과잉간극수압을 소산시키는 방법: 배수공법, 치환
- 다. 가, 나. 방법을 병행 시행하는 방법

4.3.2 액상화 평가

4.3.2.1. 예비평가

1. 액상화 예비평가는 지반조건을 고려하여 액상화 평가 생략 여부를 결정한다. 수집한 관련자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대해 개괄적으로 판단하고 액상화 가능성이 거의 없을 경우에는 액상화 평가를 생략하는 것으로 한다. 즉, 다음 각 항목에 해당하는 경우에는 액상화에 대해 안전한 것으로 보고 액상화 평가를 생략한다.

① 지하수위 위에 위치한 지반

② 지반심도가 20 m 이상인 지반

(단, 20m 이상 깊이에 위치하더라도 액상화가 발생하는 경우에 구조물에 중대한 손상이 생긴다고 판단되거나, 평가 대상 지반이 20m 보다 상부에 위치한 지반과 연관이 있는 층이라고 판단되는 경우는 액상화 평가를 시행한다.)

③ 상대밀도가 80% 이상인 지반

④ 주상도 자료만 가지고 있는 경우,

주상도의 표준관입저항값에 기초하여 산정된 $N_{1,60}$ 이 25 이상인 지반

주상도의 콘관입저항값에 기초하여 산정된 q_{c1N} 이 150 이상인 지반

주상도의 전단파 속도에 기초하여 산정된 V_{s1} 가 200m/sec 이상인 지반

⑤ 세립토 함유량이 35% 이상이고 원위치시험 결과가 다음과 같은 지반

$N_{1,60}$ 이 20 이상

q_{c1N} 이 100 이상

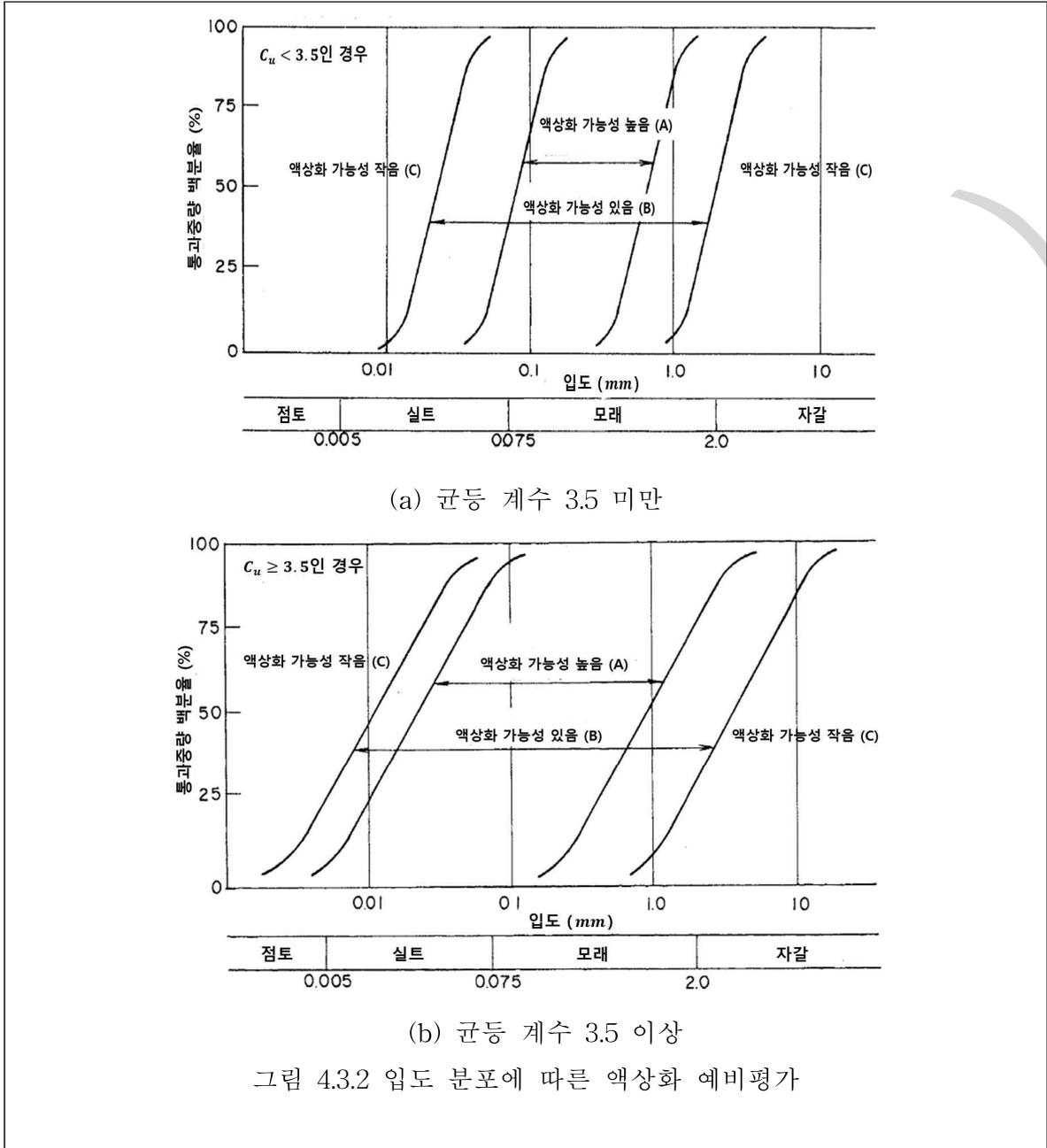
V_{s1} 가 180 m/sec 이상

⑥ 입도분포가 액상화 가능성 작음 영역(C)에 위치하는 지반 (해설그림 4.3.3)

⑦ 지진구역 II에 위치한 내진 II등급 시설물

⑧ 기타, 경제성을 위하여 내진 II등급 시설물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



■ 해설 ■

1. 원위치시험법에 따른 액상화 평가 생략 지반

액상화 평가에서 사용되는 원위치시험 결과는 표준관입저항값, 콘관입저항값, 현장전단파속도이며, 이에 대해 지진규모 7.5 기준의 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선이 제안되어 사용하고 있다. 각각의 산정곡선을 살펴보면, 환산 N_{60} 값, 수정 콘관입저항값, 수정 현장전단파속도의 액상화가 발생하지 않은 지반의 조건이 (M_1)₆₀이

30이상, q_{c1N} 이 170 이상, V_{s1} 이 220 m/sec 이상인 점을 알 수 있다. 이로부터 액상화 평가 시 설계지진규모 6.5를 고려하여 지진규모 보정계수를 적용할 경우, 상기와 같이 대치될 수 있다.

가. 세립토 함유량에 관한 액상화 연구들을 살펴보면, 대부분의 경우, 동일한 양의 모래에 대한 세립토의 양 또는 성분(점토질, 실트질)의 변화에 따른 실내시험을 통해 지반저항응력이 감소 또는 증가된다는 상반된 결과들이 발표되고 있다. 그러나, 대부분의 연구결과에서 세립토가 일정부분(20%수준) 이상이 되는 경우, 세립토가 간극채움으로 입자간 마찰력이 증가하여 액상화 저항응력이 증가한다는 동일한 연구결과를 제시하고 있다. 특히, 세립토 함유량을 고려한 액상화 진동저항전단응력비 산정에 이용되고 있는 도표(Seed et al. 1985)는 실제 액상화가 발생한 미국 및 중국의 현장피해 조사 자료에 기초한 것으로 이러한 실내시험 결과와는 다른 맥락에서 이해하는 것이 필요하다. 이러한 점을 고려하여 세립토 함유량 35% 이상인 지반에 대한 기준을 제시하였다.

나. 입도분포에 대한 고려

입도분포에 대한 액상화 예비평가 기준은 KDS 64 17 00: 2019에 추가된 항목이다. 대상지반의 입도분포가 액상화 가능성 작음 영역(C)에 위치하면 액상화 가능성이 낮은 것으로 판단하고 액상화 평가를 생략한다.

4.3.2.2 본평가

본평가에서 액상화 발생 가능성은 대상 현장에서 지반이 액상화에 저항하는 진동저항전단응력비를 지진에 의해 발생하는 진동전단응력비로 나눈 안전율로 평가한다. 설계지진 규모는 지진구역 I, II 모두 규모 6.5를 적용한다. 액상화 본평가의 흐름도는 그림 4.3.3와 같다.

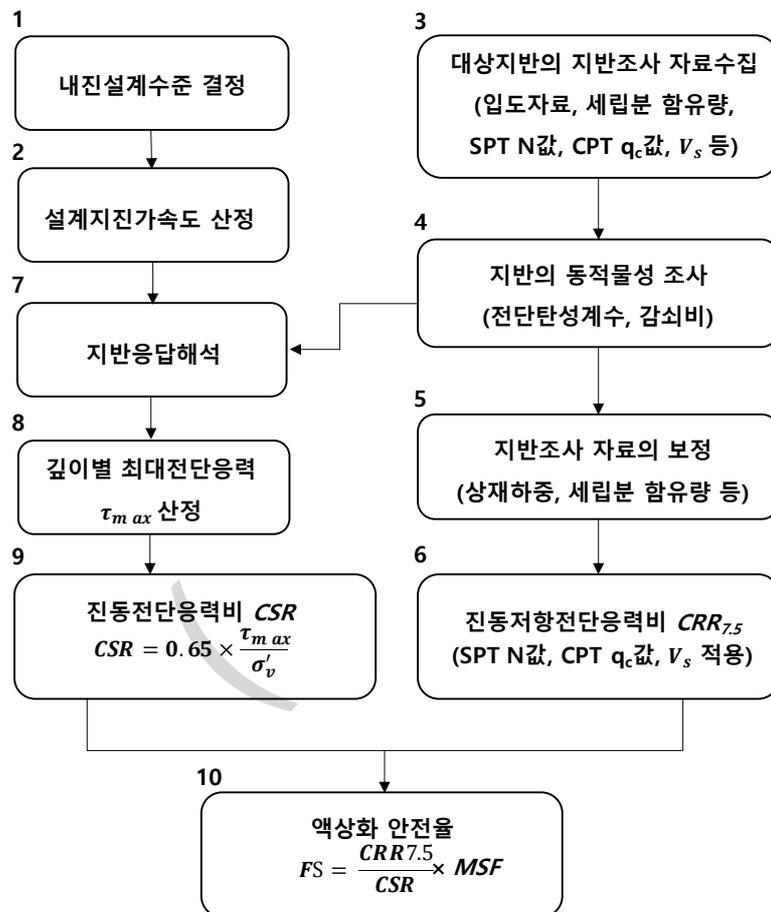


그림 4.3.3 액상화 본평가 흐름도

본평가의 각 절차에 대한 설명은 다음과 같다.

1. 기존 시설물(항만)의 내진설계 시 사용된 내진설계수준과 지반운동의 특징을 반영하기 위한 내진설계수준을 결정한다.
2. 지진재해도를 이용하는 방법과 지진구역계수와 위험도계수를 곱하여 결정하는 두 가지 방법 중 한 가지를 택하여 설계지진가속도를 결정한다.

3. 액상화 검토에 필요한 지질 및 지형자료, 입도분포, 밀도, 지하수위, SPT-N값, CPT-qc값, 현장 전단파속도 VS 등 지반자료를 수집·분석한다.
4. 지반의 동적물성에 대해 보유하고 있는 자료가 없을 경우, 평가의 편이성을 위하여 경험식에 의해 추정된 변형률 수준별 정규화 전단탄성계수(G/G_{max})와 감쇠비(damping ratio)를 구한다.
5. 액상화 진동저항전단응력비의 산정에 이용되는 SPT-N값, CPT-qc값, 현장 전단파속도 V_s 에 대하여 상재하중과 세립분 함유량 등의 영향을 보정한다.
6. 진동저항전단응력비 CRR은 SPT-N값로부터 산정한 $(N_1)_{60CS}$, CPT로부터 산정한 수정 콘 관입저항값 q_{clNCS} , 현장 전단파속도로부터 산정한 V_{s1} 에 기초하여 산정한다.
7. 대상지반에 대한 지반응답해석을 수행한다. 입력 지진파는 'KDS 17 10 00 내진설계 일반'의 기준에 따라 선정한다.
8. 깊이별 최대전단응력 τ_{max} 를 지반응답해석 결과로부터 구한다.
9. 진동전단응력비 CSR은 지반응답해석으로 산정한 평가대상지층의 깊이별 최대전단응력과 유효상재압을 적용하여 산정한다.
10. 액상화 안전율은 진동저항전단응력비 CRR을 진동전단응력비 CSR로 나누어 산정한다. 이 때, 국내 설계지진 규모인 6.5에 해당하는 지진규모 보정계수 MSF를 적용한다.

■ 해설 ■

액상화 본평가는 지반응답해석을 수행하여 지반의 각층별 최대전단응력을 산정함으로써, 지반계수와 응력감소계수를 사용하지 않고 지반의 동적특성을 반영한 깊이별 진동전단응력비를 필요한 깊이에서 직접 구하는 것이 특징이다.

5. 현장시험결과의 보정

가. 표준관입시험 (SPT)

(1) 상재하중에 대한 보정 (C_N)

해설식(4.2)는 Liao and Whitman(1986)이 제안한 것이고, 해설식(4.2)는 Kayen 등 (1992)이 제안한 것이다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

$$C_N = (P_a / \sigma_{w'})^{0.5} \quad \text{해설식 4.3.2}$$

$$C_N = \frac{2.2}{(1.2 + \sigma_{w'} / P_a)} \quad \text{해설식 4.3.3}$$

여기서, $P_a = 1 \text{ atm}(100\text{kPa})$,

$\sigma_{w'}$ = 유효상재하중(kPa)

C_N 의 최댓값은 1.7

유효상재하중 $\sigma_{w'}$ 은 표준관입시험 당시의 값을 사용

유효상재하중이 200 kPa 이상일 경우 해설식(4.3)을 권장

유효상재하중이 200 kPa 미만일 경우 해설식(4.2) 및 해설식(4.3) 모두 적용

유효상재하중이 300 kPa 이상일 경우는 일반적으로 본평가 생략

(2) 해머의 에너지 효율에 대한 보정 (C_E)

$$C_E = \frac{ER}{60} \quad \text{해설식 4.3.4}$$

여기서, ER = 시험시 에너지 효율

(3) 룯드의 길이에 대한 보정 (C_R)

- 룯드의 길이가 3m 미만일 경우 0.75를 사용 (Robertson and Wride, 1998)
- 룯드의 길이가 3~10m의 경우, 기존의 SPT 결과를 이용한 액상화 본평가 방법 개발 시 이 길이에 대한 CR값을 고려하지 않았으므로 무시
- 그 밖의 경우 : 해설표 4.3.1

(4) 굴착홀 직경에 대한 보정 (C_B) 및 샘플링 방법에 따른 보정 (C_S)

- 표준관입시험의 N값에 대한 보정계수는 해설표 4.3.1를 참고할 수 있다.

해설표 4.3.1 표준관입시험의 N값에 대한 보정계수

계 수	이용 장치	항 목	수 정
상재압	-	C_N	$C_N = (P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
상재압	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
에너지 비	도우넛 햄머	C_E	0.5-1.0
에너지 비	안전 햄머	C_E	0.7-1.2
에너지 비	자동 선단 도우넛 햄머	C_E	0.8-1.3
관입 직경	65-115mm	C_B	1.0
관입 직경	150mm	C_B	1.05
관입 직경	200mm	C_B	1.15
롯드 길이	<3m	C_R	0.75
롯드 길이	3-4m	C_R	0.8
롯드 길이	4-6m	C_R	0.85
롯드 길이	6-10m	C_R	0.95
롯드 길이	10-30m	C_R	1.0
샘플링 방법	표준 샘플러	C_S	1.0
샘플링 방법	선 없는 샘플러	C_S	1.1-1.3

(5) (1)~(4)에서 구한 보정계수를 이용하여 환산 N값, $(N_1)_{60}$ 을 구하는 식

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \quad \text{해설식 4.3.5}$$

여기서, N_m 은 표준관입시험 측정 N값

단, 대상 지반의 조건에 따라 현장 책임자와 상의 후 C_B , C_R 및 C_S 에 대한 보정은 무시할 수 있다.

나. 콘관입시험 (CPT)

(1) 불균등 면적 보정 (q_t)

해설식 4.3.5는 Campanella 등(1982)이 제안한 것이다.

$$q_t = q_c + (1 - a_r)u_2 \quad \text{해설식 4.3.6}$$

여기서, a_r 은 콘 면적비, 일반적으로 0.65~0.85

u_2 은 콘의 선단 뒤에서 측정된 간극수압

일반적으로 모래에 대한 보정 효과는 작음, $q_t \approx q_c$

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(2) 상재하중에 대한 보정 (q_{c1N})

해설식 4.3.6의 C_N 은 Idriss and Boulanger(2003, 2008)가 제안한 것이다.

$$q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_t}{P_a} \quad \text{해설식 4.3.7}$$

여기서, $C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^m$

$$P_a = 1 \text{ atm (100kPa)},$$

$$\sigma_v' = \text{유효상재하중(kPa)}$$

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264}$$

q_{c1Ncs} = 상재하중, 세립토 함유량이 보정된 콘관입 저항값

$$C_N = \text{최댓값은 1.7}$$

$$m = \text{범위는 0.264} \sim 0.782$$

(3) 세립토 함유량에 대한 보정 (q_{c1Ncs})

해설식 4.3.7의 Δq_{c1N} 은 Boulanger and Idriss(2014)가 제안한 것이다. 상재하중 및 세립토 함유량에 대한 보정은 순환 참조를 포함하고 있어 반복계산을 통하여 산정할 수 있다.

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad \text{해설식 4.3.8}$$

여기서, $\Delta q_{c1N} = \left(11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right) \exp \left(1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2} \right)^2 \right)$

FC = 세립토 함유량(%), 200번체 통과율

다. 현장 전단파속도 (V_s)

해설식 4.3.8은 Robertson 등(1992)이 제안한 것이다.

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}} \right)^{0.25} \quad \text{해설식 4.3.9}$$

여기서, P_a = 대기압 100 kPa

$$V_{s1} = \text{보정후의 전단파 속도}$$

라. 현장시험결과의 세립분 보정

(1) SPT 시험 결과의 보정

해설식(4.9)를 이용하여 세립토 함유량을 보정한 깨끗한 모래의 $(N_1)_{60CS}$ 를 산정한다 (Idriss and Boulanger, 2008)

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad \text{해설식 4.3.10}$$

$$\text{여기서, } \Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right)$$

F = 세립토 함유량(%), 200번체 통과율

(2) CPT 시험 결과의 보정

세립토 함유량의 영향은 액상화 진동저항전단응력비 산정 과정에 포함되어 있으므로 별도로 그 영향을 고려하지 않는다.

(3) 현장전단파 속도 VS에 대한 보정

세립토 함유량의 영향은 액상화 진동저항전단응력비 산정 과정에 포함되어 있으므로 별도로 그 영향을 고려하지 않는다.

6. 진동저항전단응력비 CRR의 산정

가. SPT-N값을 이용한 액상화 진동저항전단응력비 산정

(1) 산정식 이용

해설식(4.11)은 Youd et al.(2001)이 제안한 이후 KDS 64 17 00: 2018 등 국내 내진설계기준에서 제시하고 있는 식으로 $(N_1)_{60cs}$ 에 대한 액상화 진동저항전단 응력비를 산정할 수 있다. 이후 Idriss and Boulanger(2008)는 최신의 지진기록을 반영하여 해설식 4.3.12를 제안하였다. 해설식 4.3.11과 해설식 4.3.12 로 산정한 진동저항전단응력비는 유사하며 두 식 모두 진동저항전단응력비 산정에 적용할 수 있다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

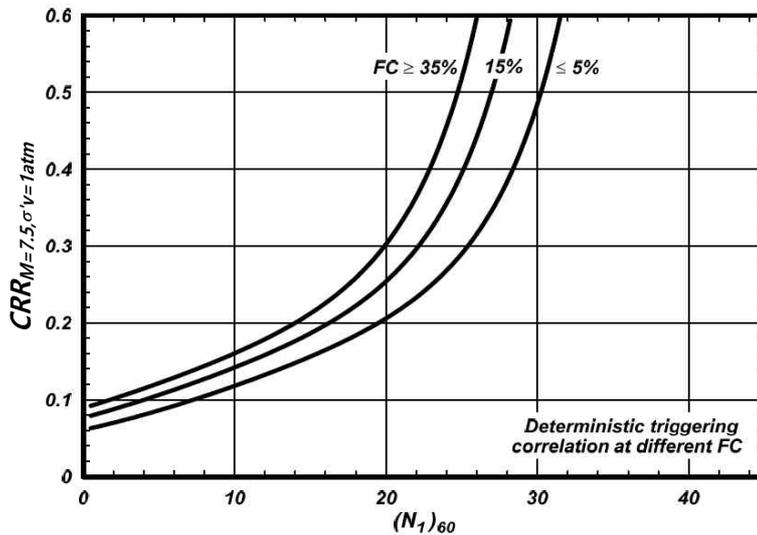
$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad \text{해설식 4.3.11}$$

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right) \quad \text{해설식 4.3.12}$$

이때 산정된 진동저항전단응력비는 지진규모 7.5, 대기압 1 atm에 대한 값이다.

(2) 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선 이용

해설식(4.5)를 이용하여 보정된 SPT-N값을 바탕으로 해설그림 4.3.5(Boulanger and Idriss, 2014)를 이용하여 진동저항전단응력비를 구한다. 이 값은 지진규모 7.5에 해당한다.



해설그림 4.3.2 환산 SPT-N값에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5)
(Boulanger & Idriss, 2014)

나. CPT qc를 이용한 액상화 진동저항전단응력비

(1) 산정식 이용

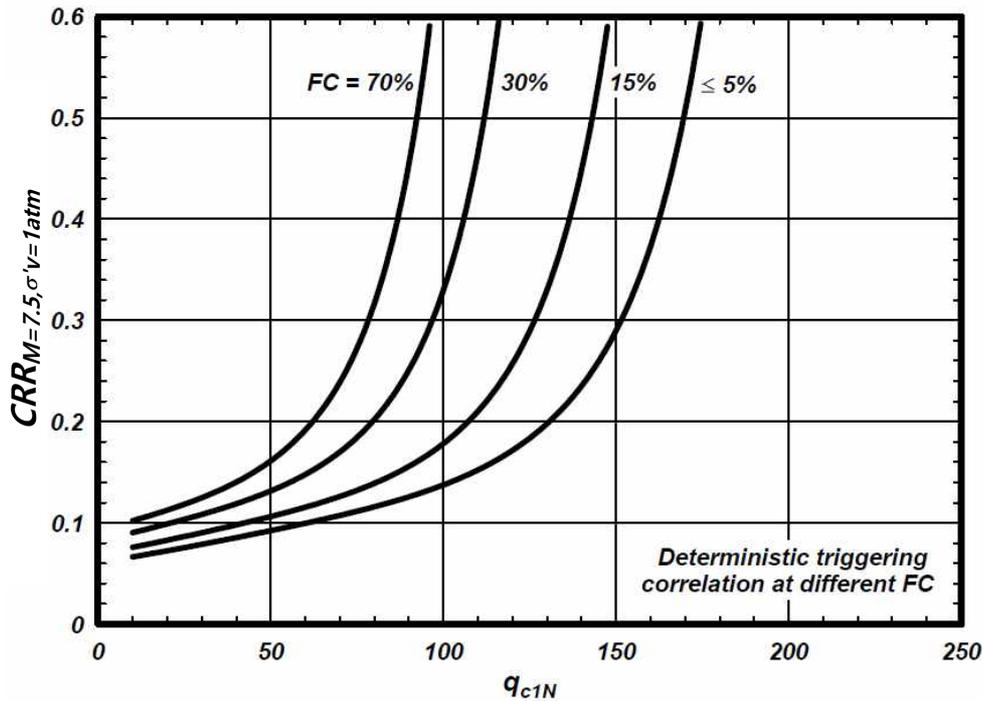
해설식4.3.13은 Boulanger and Idriss(2014)가 제안한 것이다.

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137}\right)^4 - 2.8\right) \quad \text{해설식 4.3.13}$$

이때 산정된 진동저항전단응력비는 지진규모 7.5, 대기압 1 atm에 대한 값이다.

(2) 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선 이용

CPT 시험결과와 세립토 함유량에 대한 자료가 있을 경우, 해설식(4.7)을 이용하여 산정한 수정 콘 관입저항값을 바탕으로 해설그림 4.3.6(Boulanger and Idriss, 2014)를 이용하여 진동저항전단응력비를 구한다. 이때, 산정된 값은 지진규모 7.5에 해당하는 값이다.



해설그림 4.3.3 상재하중에 대해 보정된 콘관입 저항값에 기초한 진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5) (Boulanger & Idriss, 2014)

다. 현장 전단파속도를 이용한 액상화 진동저항전단응력비 산정

(1) 산정식 이용

Kayen et al.(2013)에 의하여 제안된 전단파속도를 이용한 액상화 진동저항전단응력비 산정식은 다음과 같다.

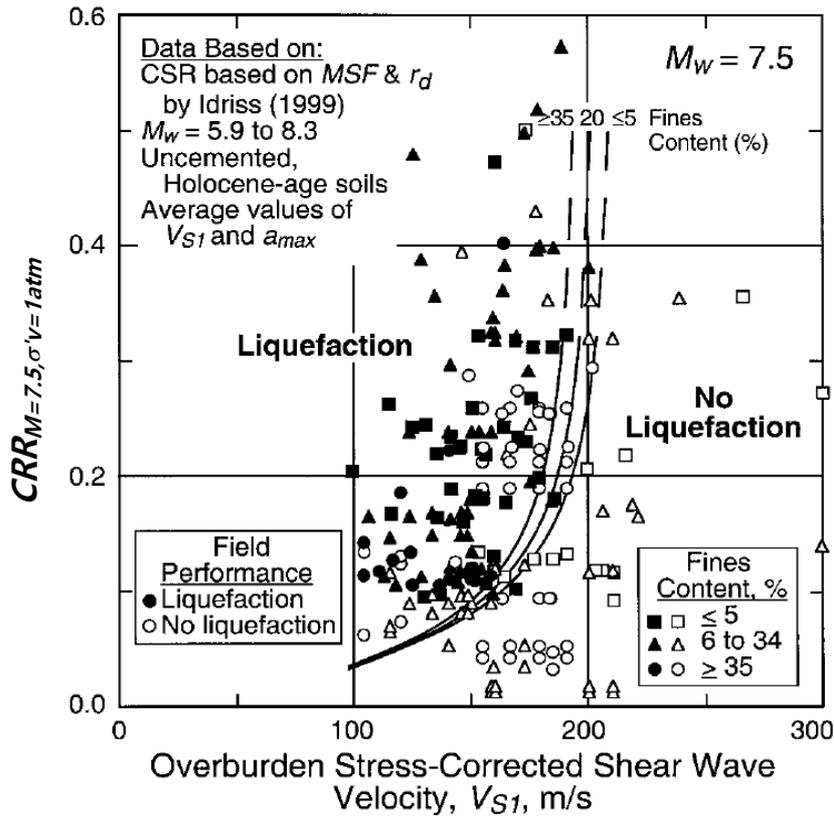
$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(0.0073 V_{s1})^{2.8011} - 2.6168 \ln M - 0.0099 \ln \sigma'_{v0} + 0.0028 FC + 0.4984}{1.946} \right] \quad \text{해설식 4.3.14}$$

여기서, 지진규모 $M = 7.5$

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(2) 액상화 진동저항전단응력비 산정곡선 이용

현장전단파속도 측정자료가 있을 경우, 해설식(4.9)를 이용하여 산정한 수정 전단파속도값을 바탕으로 해설그림 4.3.7을 이용하여 진동저항전단응력비를 구한다. 이때, 산정된 값은 지진규모 7.5에 해당하는 값이다.



해설그림 4.3.4 수정 현장전단파속도에 기초한
진동저항전단응력비 산정곡선 (M=7.5) (Idriss, 1999)

7. 지반응답해석 프로그램으로는 주파수 영역 및 시간영역에서의 등가선형해석 프로그램의 사용이 가능하다. 해석에 있어서 입력변수인 설계수평가속도는 암반 노두운동의 값을 입력하며 1차원 모델링시 지층두께는 1m로 적용할 수 있다. 일반적으로 입력 지진파는 'KDS 17 10 00 내진설계 일반'의 기준에 따라 선정한다. 실지진 기록을 이용할 경우 국내여건이 반영된 유사한 실지진 기록을 이용하되, 지진기록의 응답스펙트럼을 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 보정하여 적용한다. 일반적으로, 3개의 지진파를 이용하여 지반응답해석을 수행한다.

9. 아래의 해설식4.3.15를 적용하여 진동전단응력비 CSR을 산정한다.

$$CSR = 0.65 \times \frac{\tau_{\max, depth}}{\sigma'_v} \quad \text{해설식 4.3.15}$$

여기서, $\tau_{\max, depth}$ = 지반응답해석에서 얻어진 각 깊이의 최대전단응력
 σ'_v = 액상화를 평가하고자 하는 지점에서의 유효 상재압

10. 액상화 안전율의 결정

액상화 안전율은 해설식4.3.16과 같이 진동저항전단응력비를 진동전단응력비로 나누어 산정한다. 지진규모 보정계수의 경우, 미국과 일본에 비해 국내 강진의 횡수나 빈도가 현저히 적은 여건을 고려하여 설계지진 규모로 6.5를 적용하고 있으며 이에 해당하는 지진규모 보정계수 MSF = 1.5를 추천한다.

$$FS_{(M=6.5)} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times MSF \quad \text{해설식4.3.16}$$

여기서, CRR7.5 = 지진규모 7.5에 해당하는 액상화 진동저항전단응력비
 CSR = 진동전단응력비
 MSF = 지진규모 보정계수 (국내 지진규모 보정계수=1.5)

제5장 내진성능평가 보고서 구성

5.1 문장

보고서의 문장은 간결하여야 하며, 앞뒤 연결관계가 명확하여야 한다.

5.2 보고서

객관적인 자료수집과 분석 그리고 결론으로 이루어져야 한다. 대상 구조물에 대한 사항과 이론서 및 전문서, 연구보고서의 내용을 구별하여야 한다.

5.3 편집

1. 편집순서는 다음을 따른다.

- 가. 표지
- 나. 속표지
- 다. 대상시설물 전경사진
- 라. 제출문
- 마. 참여기술진
- 바. 요약
- 사. 목차
- 아. 표목차
- 자. 그림목차
- 차. 본문
- 카. 참고문헌
- 타. 부록
- 파. 서지자료

□ 참고문헌

1. Adamidis, O., & Madabhushi, G. S. P. (2015), Use of viscous pore fluids in dynamic centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 15(3), 141-149.
2. API (American Petroleum Institute) (2000), Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms-working stress design. Houston, USA: American Petroleum Institute.
3. ASCE (American Society of Civil Engineering) (2014), Seismic design guideline for port structures. USA: ASCE/COPRI 61-14.
4. ASCE/COPRI 61-14 (2014), Seismic Design of Piers and Wharves, Reston, Virginia, USA: ASCE.
5. Balomenos, G. P., & Padgett, J. E. (2018), Fragility analysis of pile-supported wharves and piers exposed to storm surge and waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 144(2), 04017046.
6. Balomenos, G. P., & Padgett, J. E. (2018), Fragility analysis of pile-supported wharves and piers exposed to storm surge and waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 144(2), 04017046.
7. Banayan-Kermani, A., Bargi, K., & Heidary-Torkamani, H. (2016), Seismic performance assessment of pile-supported wharves retrofitted by carbon fibre-reinforced polymer composite considering ageing effect. *Advances in Structural Engineering*, 19(4), 581-598.
8. Benz, T. (2006). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. PhD Thesis. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (Thesis in English).
9. Boulanger, R. W., Kutter, B. L., Brandenberg, S. J., Singh, P., Chang, D., & University of California, Davis. Center for Geotechnical Modeling. (2003), Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments & analyses (No. UCD/CGM-03/01). Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

10. Byrne, P.M. (1991), "A Cyclic Shear-volume Coupling and Pore-pressure Model for Sand", Proceedings of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Paper No.1.24, pp. 47-55.
11. Casarotti, C., & Pinho, R. (2007), An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(3), 377-390.
12. CEN (European Committee for Standardization) (2004). EN 1998-5: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Brussels, Belgium: CEN.
13. CEN (European Committee for Standardization) (2005), EN 1998-2: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.
14. Chen, Y. H. (1997), Assessment on pile effective lengths and their effects on design—I. Assessment. *Computers & structures*, 62(2), 265-286.
15. Chiou, J. S., & Chen, C. H. (2007), Exact equivalent model for a laterally-loaded linear pile-soil system. *Soils and Foundations* 47(6):1053-1061.
16. Cubrinovski, M., Ishihara, K., Tanizawa, F., (1996), "Numerical Simulation of The Kobe Port Island Liquefaction", Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering 11WCEE, Acapulco, Mexico, Paper No. 330.
17. Cuomo, G., Tirindelli, M., & Allsop, W. (2007), Wave-in-deck loads on exposed jetties. *Coastal Engineering*, 54(9), 657-679.
18. Davisson, M. T. (1970), Lateral load capacity of piles. *Highway Research Record*, 333. 104-112.
19. Doran, B., Shen, J., & Akbas, B. (2015), Seismic evaluation of existing wharf structures subjected to earthquake excitation: case study. *Earthquake Spectra*, 31(2), 1177-1194.
20. Dow Chemical Company. (2002), Methocel cellulose ethers technical handbook.

21. EQE International, (1995), "The January 17-1995 Kobe Earthquake - An EQE International Summary Report", EQE International.
22. Gazetas, G. (1987), Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 6(1), 2-47.
23. Gazetas, G., Garini, E., & Zafeirakos, A. (2016), Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91, 209-221.
24. Gerolymos, N., & Gazetas, G. (2005), Phenomenological model applied to inelastic response of soil-pile interaction systems. *Soils and Foundations*, 45(4), 119-132.
25. Ha, J. G., Park, H. J., LEE, M., Lee, H., & Kim, D. S. (2017, September), Seismic behavior of LNG storage tank considering soil-foundation-structure-interaction with different foundation types. In 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Korean Geotechnical Society.
26. Haiderali, A. E., & Madabhushi, G. (2016), Evaluation of curve fitting techniques in deriving p-y curves for laterally loaded piles. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(5), 1453-1473.
27. Hardin B.O. and Black W.L. 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 94(2): 353-369.
28. Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., Inatomi, T., (1996), "Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port", *Soil and Foundations*, Vol. 36(SP), pp. 119-136
29. Jacobs, L.D. (2010), *Shake Table Experiments for the Determination of the Seismic Response of Jumbo Container Cranes*; Georgia Institute of Technology: Atlanta, GA, USA.
30. Kim, D. S., Kim, N. R., Choo, Y. W., & Cho, G. C. (2013), A newly developed state-of-the-art geotechnical centrifuge in Korea. *KSCE journal of Civil Engineering*, 17(1), 77-84
31. Kiureghian, A. D. (1981), A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(5), 419-435.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

32. Kiureghian, A. D., & Neuenhofer, A. (1992), Response spectrum method for multi-support seismic excitations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(8), 713-740.
33. Kosbab, B.D. (2010), *Seismic Performance Evaluation of Port Container Cranes Allowed to Uplift*. Georgia Institute of Technology: Atlanta, GA, USA
34. Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, New Jersey, USA: Prentice Hall.
35. Laurendeau, A., Cotton, F., Ktenidou, O. J., Bonilla, L. F., & Hollender, F. (2013), Rock and stiff-soil site amplification: Dependency on VS 30 and kappa (κ 0). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(6), 3131-3148.
36. Lee, M. G. (2019). "Study on seismic performance verification methods for performance-based design of gravity-type quay wall." PhD dissertation, Geotech. Engrg., Dept. of Civ. and Env. Engrg., KAIST, Daejeon, Korea.
37. Lee, S. H., Choo, Y. W., & Kim, D. S. (2013), Performance of an equivalent shear beam (ESB) model container for dynamic geotechnical centrifuge tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 102-114.
38. Lombardi, D., & Bhattacharya, S. (2016), Evaluation of seismic performance of pile-supported models in liquefiable soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(6), 1019-1038.
39. Manandhar, S., Kim, S. N., Ha, J. G., Ko, K. W., Lee, M. G., & Kim, D. S. (2020), Liquefaction evaluation using frequency characteristics of acceleration records in KAIST centrifuge tests for LEAP. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 140, 106332.
40. MATLAB (2016), MATLAB version R2016a, a computer program. Natick, MA-USA: The Mathworks Inc.
41. McCullough, N. J., Dickenson, S. E., Schlechter, S. M., & Boland, J. C. (2007), Centrifuge seismic modeling of pile-supported wharves. *Geotechnical Testing Journal*, 30(5), 349-359.

42. McCullough, N. J., Dickenson, S. E., Schlechter, S. M., & Boland, J. C. (2007), Centrifuge seismic modeling of pile-supported wharves. *Geotechnical Testing Journal*, 30(5), 349-359.
43. MIDAS, F. E. A. (2016), Analysis and algorithm manual. Gyeonggi, Korea: Midas FEA.
44. Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MLIT). (2007), Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan. Japan Port and Harbour Association 2007. Japanese
45. Nair, K., Gray, H., & Donovan, N. (1969), Analysis of pile group behavior. In *Performance of Deep Foundations*. 118-159. America Society for Testing and Materials.
46. Nguyen, B. N., Tran, N. X., Han, J. T., & Kim, S. R. (2018), Evaluation of the dynamic p-y loops of pile-supported structures on sloping ground. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(12), 5821-5842.
47. Nguyen, V. B., Huh, J., Meisuh, B. K., Kim, J. and Park, I.-J. (2021a), Seismic Response of Container Crane Under Near-Field and Far-Field Ground Motions, *Applied Sciences-Basel*, 11(4).
48. Nguyen, V. B., Seo, J., Huh, J., Ahn, J.-H., and Haldar, A. (2021b), Seismic response investigation of 1/20 scale container crane through shake table test and finite element analysis, *Ocean Engineering*, Vol. 234, 109266.
49. Okamura, M., & Inoue, T. (2012), Preparation of fully saturated models for liquefaction study. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 12(1), 39-46.
50. Ovesen, N. K. (1979), The scaling law relationship-panel discussion. In *Proc. 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1979 (Vol. 4, 319-323).
51. PARI (Port and Airport Research Institute) (2009), Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan. Tokyo, Japan: Overseas Coastal Area Development Institute.

52. PIANC (International Navigation Association) (2001), Seismic design guidelines for port structures. Rotterdam, Netherlands: International Navigation Association.
53. Ramirez-Henao, A. F., & Smith-Pardo, J. P. (2015), Elastic stability of pile-supported wharves and piers. *Engineering Structures*, 97, 140-151.
54. Schofield, A. N. (1981), Dynamic and earthquake geotechnical centrifuge modelling. Proceedings: first international conference on recent advanced in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics (1081-1100). St. Louis, Missouri, USA. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
55. Shafieezadeh, A., DesRoches, R., Rix, G. J., & Werner, S. D. (2013), Three-dimensional wharf response to far-field and impulsive near-field ground motions in liquefiable soils. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1395-1407.
56. Stewart, D. P., Chen, Y. R., & Kutter, B. L. (1998), Experience with the use of methylcellulose as a viscous pore fluid in centrifuge models. *Geotechnical Testing Journal*, 21(4), 365-369.
57. Su, L., Dong S. L., & Kato, S. (2006), A new average response spectrum method for linear response analysis of structures to spatial earthquake ground motions. *Engineering structures* 28(13):1835-1842.
58. Su, L., Lu, J., Elgamal, A., and Arulmoli, A. K. (2017), Seismic performance of a pile-supported wharf: Three-dimensional finite element simulation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 95:167-179.
59. Taghavi, S., & Miranda, E. (2010), Response spectrum method for estimation of peak floor acceleration demand. Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering (14WCEE). (627-638.) Beijing, China. International Association for Earthquake Engineering.
60. Taylor, R. E. (2014), *Geotechnical Centrifuge Technology*. London, UK: CRC Press.

61. Terzaghi, K. (1955), Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, 5(4), 297-326.
62. Tokimatsu, K., Suzuki, H., & Sato, M. (2005), Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(7-10), 753-762.
63. Wilkinson, J. H. (1965), *The algebraic eigenvalue problem* (Vol. 662). Clarendon: Oxford.
64. Wilson, D. W. (1998), *Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay* (Doctoral dissertation, University of California, Davis).
65. Yang, E. K. (2009), *Evaluation of dynamic py curves for a pile in sand from 1g shaking table tests* (Doctoral dissertation, Seoul National University).
66. Yoo, M. T., Choi, J. I., Han, J. T., & Kim, M. M. (2013), Dynamic P-Y curves for dry sand from centrifuge tests. *Journal of earthquake engineering*, 17(7), 1082-1102.
67. Yoo, M. T., Han, J. T., Choi, J. I., & Kwon, S. Y. (2017), Development of predicting method for dynamic pile behavior by using centrifuge tests considering the kinematic load effect. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(3), 967-989.
68. Zhang, S., Wei, Y., Cheng, X., Chen, T., Zhang, X., & Li, Z. (2020), Centrifuge modeling of batter pile foundations in laterally spreading soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 135, 106166.
69. 김두기(2017), 구조동역학
70. 해양수산부(MOF)(1999), 항만 및 어항시설의 내진설계표준서
71. 해양수산부(MOF)(2014), 항만 및 어항시설 기준·해설
72. 행정안전부(MOIS)(2017), 내진설계기준 공통적용사항.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

□ 참고기준

1. 내진설계기준 공통적용사항 (행정안전부)
2. 내진설계 일반 (KDS 17 10 00)
3. 시설물의 안전 및 유지관리에 관한 특별법 법률 제17946호
4. 어촌어항법 법률 제17749호
5. 일본 항만 및 어항시설의 내진설계기준 (PARI)
6. 항만 및 어항 설계기준 내진편 (KDS 64 17 00)
7. 항만 및 어항 설계기준·해설 (해양수산부)
8. 항만법 법률 제17620호

부 록

부록 A. 중력식 안벽 예제

부록 B. 잔교식 예제

부록 C. 자켓식 예제

부록 D. 방파제 및 호안 예제

부록 E. 액상화 평가법



부록 A

중력식 안벽 예제



A.1 일반사항

본 예제에 사용된 기존 OO항만의 컨테이너 부두 중력식 안벽 제원은 다음과 같다.

표 A.1 내진성능 평가를 위한 중력식 안벽의 제원

항 목	항만 제원	비 고
내진등급	내진1등급	-
크레인	안벽크레인 설치	-
지반분류	S2	현지지반조사 결과 반영 (내진설계 일반 KDS 17 10 00)
지진구역	지진구역 1구역	경상남도
노후도	A	정밀안전진단 결과 A등급
수위조건	MSL DL. +16.1m	MSL : 평균해면

A.2 우선순위평가

내진성능 우선순위평가는 기존 항만의 영향도, 지진도, 취약도를 정량적으로 고려하여 상세평가 우선순위를 결정한다. 개별 평가인자의 계산식은 식 A.1과 같다.

$$\text{우선순위지표} = SC + CR + ST + SZ + DE + LI \leq 100 \quad (\text{식 A.1})$$

표 A.2는 우선순위평가 결과로, 본 평가의 우선순위 선정을 위해 사용된다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 A.3 중력식 안벽의 거동한계

피해구분	피해 세부사항	
	기능수행수준	붕괴방지수준
허용되는 피해	<ul style="list-style-type: none"> 안벽크레인 레일 간 상대변위가 허용범위 이내 	<ul style="list-style-type: none"> 철근 콘크리트 케이슨 구조물의 붕괴는 허용되지 않는 수준
지진 후 기능	<ul style="list-style-type: none"> 지진 후 선박의 접안이 즉시 가능한 범위 배후부지의 변형 및 액상화로 인한 항만의 기능수행에 지장이 안되는 수준 	<ul style="list-style-type: none"> 중력식 케이슨의 잔류변위는 기존 케이슨 안벽의 복구공사 후 항만의 정상운영이 가능한 범위.

예제에 사용된 기존 중력식 안벽의 정량적인 거동한계는 케이슨의 변위, 기울음량과 배후부지의 액상화와 안벽 크레인 레일의 상대변위를 기준으로 표 A.4와 같이 가정하여 예제에 적용하였다.

표 A.4 예제 항만의 정량적인 거동한계

성능 수준	케이슨 수평변위	케이슨 기울음량	안벽 크레인 레일 상대변위	배후부지 액상화
기능수행	접안가능 : 10cm	접안가능 : 2°	연직 : ±9.5mm 수평 : ±15mm	배후부지의 변형 및 액상화로 인한 항만의 기능수행에 지장이 없는 수준
붕괴방지	복구가능 : 30cm	복구가능 : 5°	-	액상화로 인하여 항만 시설이 수리불능의 피해를 입어서는 안되는 수준

안벽 크레인 레일 상대변위의 거동한계를 정하기 위해서는 항만시설 검사기준에서 제시하고 있는 자료를 참고하여 결정할 수 있으며 그 기준은 표 A.5, 6에 나타나 있다.

표 A.5 레일간 상대높이 허용오차 및 적용기준

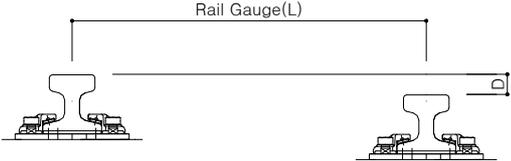
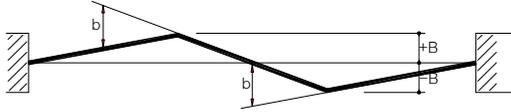
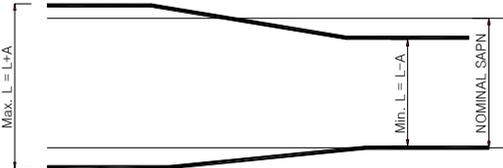
항 목	참 고 도	허용오차
레일간 상대 높이차		<ul style="list-style-type: none"> $L \leq 10.00$, $L/500$이내 ($D_{max} = 20mm$)

표 A.6 레일측량 허용오차 및 적용기준

항 목	참 고 도	허용오차
레일의 수평 직진도		<p>길이 10m마다 $B = \pm 5mm$ 이내</p>
레일간 상대 너비차		<p>길이 5m~10m마다 $A = \pm 10mm$ 이내</p>

예제에 사용된 중력식 안벽은 항만설계기준 「항만 및 어항공사 설계기준-내진 (KDS 64 17 00 :2018)」에 따른 설계안전율을 만족하며, 본 예제에서는 비선형응답이력 해석을 통한 성능목표 검증 결과를 수록하고 있다.

A.3.1.1 비선형 응답이력해석 프로그램의 선정

본 예제에 사용된 비선형응답이력해석 프로그램은 Itasca사의 Flac 8.0이며, Plaxis2D, MIDAS GTS-NX, Geostudio등 비선형응답이력 해석이 가능한 다른 프로그램들에 대한 모델링 방법을 본 예제에 추가하였다. 표 A.7은 본 예제에서 설명하는 프로그램의 정보이며, 현 시점에서 기존 중력식안벽의 내진성능평가를 위한 비선형응답 이력프로그램의 선정조건 및 제한사항은 다음과 같다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(1) 본 예제에 수록된 프로그램의 내용은 예제작성 당시 사용된 프로그램 버전을 기준으로 작성되었으며, 향후 프로그램의 업그레이드에 따라 기능변화가 발생할 수 있으므로, 자세한 기능변화는 프로그램 제작사의 업데이트 정보를 참조하여야 한다.

(2) 현재 버전 기준, GeoStudio와 MIDAS GTSNX는 케이슨 안벽의 내진성능 목표 검증에 위한 필요조건을 모두 충족시키지 못하는 것으로 판단되어, 현시점에서 사용이 추천되지 않는다.

표 A.7 예제에 사용된 비선형응답이력 프로그램 정보

프로그램명	제작사	적용 버전	해석기법
FLAC2D	Itasca Consulting Group https://www.itascacg.com	V8.1	유한차분 (FDM) 양해법(Explicit)
Plaxis 2D	Bentley https://www.bentley.com/ko/products/brands/plaxis	CE V20	유한요소 (FEM) 음해법(Implicit)
Midas GTSNX	MIDAS https://www.midasoft.com/geo/gtsnx/products/midasgtsnx	V320	유한요소 (FEM) 음해법(Implicit)
GeoStudio	GeoSlope Inc. https://www.geoslope.com/	R2018	유한요소 (FEM) 음해법(Implicit)

A.3.1.2 내진성능 평가를 위한 대표해석단면의 결정

해석에 사용된 중력식안벽의 대표단면은 그림 A.1과 같다. 연암 상부 풍화토, 풍화암층이 존재하여 중력식 안벽은 기초 굴착 후 풍화암층에 위치하고 있다. 중력식 안벽이 위치한 지반의 층상구조는 연암과 풍화암, 풍화토로 구성되며, 케이슨이 안착되어 있는 기초사석과 배면매립사석, 뒷채움토는 모래와 자갈이 번갈아 매립되어있다. 케이슨의 높이는 17.6m, 폭은 12.1m이다. 안벽크레인은 케이슨 상부와 배면매립부지에 위치한 말뚝기초를 지지점으로 레일위에 설치되어 있다. 레일간의 간격은 30.5m 이다.

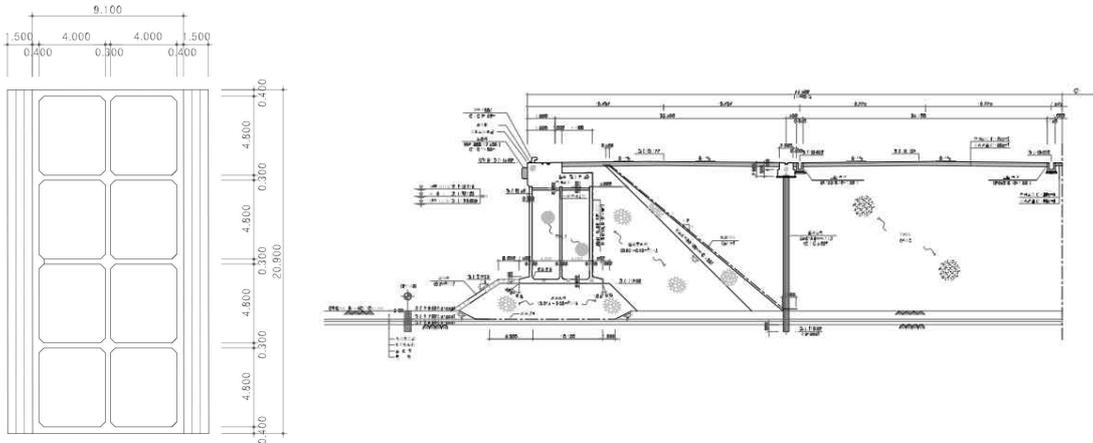


그림 A.1 중력식 안벽 내진성능평가를 위한 대표단면

비선형응답이력해석을 위한 수치해석모델은 그림 A.2와 같다. 하부지반은 기반암까지 모델링 하는 것을 원칙으로 한다. 본 예제에서 기반암은 연암층으로, 연암층을 1m 두께로 모델링 하였다. 폭 150m, 높이 34m의 범위로 모델링 하였으며, 케이슨안벽 시공으로 인한 지중 응력의 변화가 영향을 미치지 않는 최대한의 범위로 설정하였다.

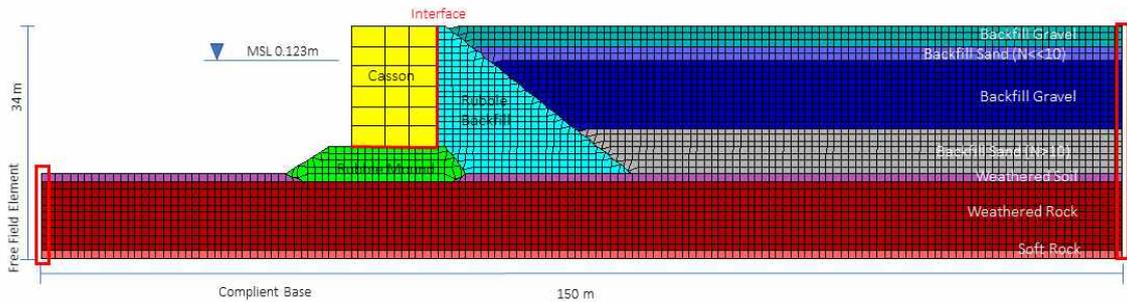


그림 A.2 중력식 안벽 내진성능평가를 위한 비선형 응답이력해석 모델

기존시설물의 내진성능 평가를 위한 지반의 물성치는 시공 전 지반조사 자료와 더불어 항만이 운영되고 있는 현시점에서의 지반조건을 반영하여 수치해석에 적용 되어야 한다.

A.3.2 수치해석 모델의 구성

A.3.2.1 수치해석 요소의 최소크기

(1) 수치해석 요소의 최소크기는 입력지진파의 주된 에너지성분이 충분히 전달 가능할 수 있는 크기이어야 한다. 변형이 크게 발생될 것으로 예상되는 영역의 요소 크기를 작게하여 비선형 재료모델의 수렴이 용이하도록 하여야 한다. 단, 전체요소의 개수의 증가는 해석 소요시간의 증가를 유발하게 된다.

(2) 수치해석 요소의 최소크기는 식 A.2를 통해 계산 가능하다(Kuhlemeyer and Lysmer, 1973). 본 예제에서 사용된 최소 요소의 크기는 FLAC2D 기준 1m 이다. 표 A.8은 수치해석요소의 크기 계산 예이다.

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{8 \sim 10} \quad (\text{식 A.2})$$

여기서, λ : 전달되는 지진파의 파장

Δl : 요소의 최소 크기

v_s : 전단파 속도

표 A.8 예)해석에서 사용되는 지진파의 주된 에너지대역이 15Hz이하인 경우

구분	전단파속도(m/s)	파장(m)	최대 유한차분 요소 크기 (Δl , m)
케이슨	2,000	$\lambda = \frac{v}{f}$, 133	13.3
매립자갈	170	$\lambda = \frac{v}{f}$, 11.3	1.13
퇴적모래	305	$\lambda = \frac{v}{f}$, 20.3	2.03

A.3.2.2 비선형응답이력 해석조건외 선언

(1) 예제 표 A.9는 프로그램 별 비선형 응답이력해석에 필요한 해석조건외 설정을 위한 명령어 및 선택사항이다.

표 A.9 비선형 응답이력 해석을 위한 해석 조건설정 명령어 및 선택사항

프로그램명	관련 명령어	비고
FLAC2D	[config dynamic] [set dynamic on]	동해석 조건 설정
Plaxis 2D	Phases- Calculation type [dynamic] [dynamic with consolidation]	dynamic : 비선형 해석 dynamic with consolidation : 액상화 해석
Midas GTSNX	시공단계해석 [응력-비선형시간이력해석]	해석케이스 [시공단계해석]
GeoStudio	해석모듈 적용 순서 [sigma/w - quake/w]	analysis type [sigma/w - Hyperbolic(Effective)] [quake/w - Nonliner + Finn]

(2) 배수조건하의 액상화모델 사용을 위해서는 지하수 침투해석 조건을 설정하여야 한다. 표 A.10은 프로그램 별 필요한 해석조건의 명령어 및 선택사항이다.

표 A.10 배수상태 액상화해석을 위한 지하수 침투해석 조건설정 명령어 및 선택사항

프로그램명	관련 명령어	비고
FLAC2D	[config gwflow] [set flow on]	간극수압, 수두의 정보는 grid point에 저장
Plaxis 2D	Phases - General - Calculation type [dynamic with consolidation]	
Midas GTSNX	시공단계해석 [응력-비선형시간이력해석]	해석케이스 [시공단계해석]
GeoStudio	-	응력-침투 상호작용 해석 불가

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(3) 기하비선형(대변형) 해석조건의 설정 : 동해석 과정에서 구조물의 기하학적 비선형 거동을 고려할 수 있는 좌표계 변환이 이루어져야 한다. 동해석 이전 정해석 단계에서 기하비선형 조건의 선언은 추천되지 않는다. 표 A.11은 기하비선형 해석조건 설정을 위한 프로그램별 필요한 해석조건의 명령어 및 선택사항이다.

표 A.11 기하비선형 해석조건 설정을 위한 명령어 및 선택사항

프로그램명	관련 명령어	비고
FLAC2D	[set large]	동해석 시행 이전에 선언
Plaxis 2D	Phases - Deformation control parameters [Updated mesh ✓]	
Midas GTSNX	해석케이스 - 해석제어 - 비선형 - 기하비선형 [기하비선형 효과 고려 ✓]	· 동해석 단계만 적용 불가 · 정해석 포함시 수렴제어의 어려움 발생
GeoStudio	-	기하비선형 고려 불가

A.3.2.3 지반의 모델링

(1) 지반조사 자료 수집 : 수치해석을 위한 기초 지반조사 자료를 확보하여야 한다. 지반조사 자료는 시공 전 지반조사 자료뿐만 아니라, 항만 완공 후 지반이 안정된 이후의 지반조건 또한 예측하여 확보할 수 있어야 한다.

(2) 본 예제에서, 지반은 그림 A.2와 같이 구분되었으며, 지반조사 결과로부터 결정된 지반의 기본물성치는 표 A.12와 같다.

표 A.12 프로그램별 비선형 거동모델

구 분	단위중량 (kN/m ³)		간 극 비	상대 밀도 ** (%)	평균 N1(60) *	대표 전단파 속도 (m/s)	비중 Gs	포아 송비	점착력 (kN/m ²)	내부 마찰각 (°)
	포화	습윤								
사석(기초, 매립) Rubble mound, backfill	20.0	18.0	0.60	-	-	358	2.66	0.26	-	40
매립모래(N<10) Backfill sand	18.5	17.5	0.88	50.5	11.3	264	2.661	0.32	-	27.0 ~ 36.0
퇴적모래(N≥10) Alluvial sand	19.0	18.0	0.78	45.9	9.4	284	2.667	0.32	-	27.0 ~ 36.0
매립자갈 (상부) Backfill Gravel	19.0	18.0	0.74	53.6	12.8	300	2.626	0.31	-	27.0 ~ 40.0
매립자갈 (하부) Backfill Gravel	19.0	18.0	0.74	45.8	9.3	300	2.626	0.31	-	27.0 ~ 40.0
풍화토 Weathered Soil	19.4	18.4	0.69	-	-	552	2.65	0.33	15	30
풍화암 Weathered Rock	20.0	20.0	0.59	-	-	648	2.65	0.35	30	33
연암 Soft Rock	21.0	21.0	-	-	-	776	2.65	0.25	-	-

** $D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2}$ (Tokimatsu and Seed, 1987)

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(3) 지반의 비선형 거동특성 : 표 A.13은 현재 해석 프로그램별 사용 가능한 비선형 거동모델이다.

표 A.13 프로그램별 적용 가능한 비선형 거동모델

프로그램명	제공모델	Note
FLAC2D V8.1	피팅모델 (4종)	Hyperbolic, Sigmoidal3-4, Log "ini dy_damp hyst -"
	PHSmall (HSSmall)	Beta
Plaxis 2D CE V20	HSSmall	
Midas GTSNX V320	HSSmall Ramberg-Osgood Hardin & Drnevich	Ramberg-Osgood과 Hardin & Drnevich 모델은 전단파괴 후 소성거동을 지원하지 않음
GeoStudio 2018	Hyperbolic	전단파괴 후 소성거동 지원

(4) FLAC에서 적용되는 피팅모델은 지반 재료의 G/G_0 곡선의 피팅결과에 기반하여 사용하여야 한다.

(5) HSSmall(PHSmall)모델(Benz, 2007) 적용을 위한 지반정수는 HS모델(Schanz, 2000)에 추가로 E_0^{ref} 와 $\gamma_{0.7}$ 이 정의되어야 한다. HSSmall모델 적용을 위한 필요 지반 정수는 표 A.14 와 같다. HSSmall 모델의 부가변수와 및 프로그램 별 지반모델의 사용법은 개별 메뉴얼을 참고하여야 한다.

표 A.14 HSSmall(PHSmall)모델 적용을 위한 필수 변수

모델	모델변수	해설
HS	c, ϕ, ψ	점착력, 마찰각, 팽창각
	E_{50}^{ref}	일축압축강도 50%에 해당하는 활선탄성계수 참조치
	m	탄성계수에 대한 구속압 영향보정계수
	p_{ref}	단위보정 기준값
HSSmall	E_0^{ref}	초기 Young계수 참조값
	$\gamma_{0.7}$	$G/G_0 = 0.722$ 에 해당하는 전단변형률

(6) FLAC에서 피팅모델을 이용한 지반의 거동모델 적용 시, 전단파괴 기준은 Mohr-Coulomb모델이 이용된다. 이때, 지반의 모델은 Mohr-Coulomb모델로 정의되며, 비선형 거동특성은 이력감쇠 선언을 위한 명령어 "ini dy_damp hyst -"로 추가된다.

(7) Geostudio에 적용된 Hyperbolic모델은 그림 A.3와 같이 최대전단탄성계수 G_0 (G_{max})와 전단강도(τ_f)로 지반의 비선형 거동을 정의할 수 있다. 따라서, 지반의 강도 정수(점착력, 내부마찰각)와 구속압에 따른 전단탄성계수 변화함수만으로 비선형모델의 정의가 가능하다.

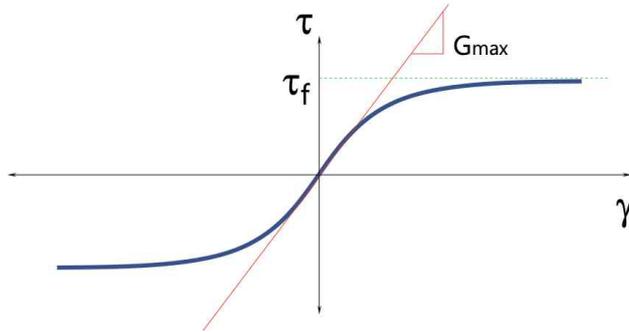


그림 A.3 Geostudio에서 적용되는 비선형 Hyperbolic 모델

(8) HSSmall 모델에서 사질토 지반의 유효구속압에 따른 강성 및 강도의 변화는 식 A.3에 따라 정의된다.

$$E_0 = E_0^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3' \sin \phi}{c \cos \phi + p_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad \text{식 (A.3)}$$

여기서, E_0 는 지반의 최대 Young계수, E_0^{ref} 는 Young계수 참조값, c 는 점착력, ϕ 는 내부마찰각, σ_3' 는 유효구속압, p_{ref} 는 기준 응력, m 은 구속압 영향계수이다.

(9) FLAC에서 피팅모델을 이용 시, 유효구속압에 따른 사질토 지반의 강성변화는 별도의 절차로 반영되어야 한다. 이는 정해석 완료 후 형성되는 유효구속압의 분포를 반영하여 식 A.3를 FISH문으로 구현할 수 있다. 그림 A.4는 FLAC에서 FISH문으로 사질토 지반의 유효구속압에 따른 강성변화를 적용한 결과이다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

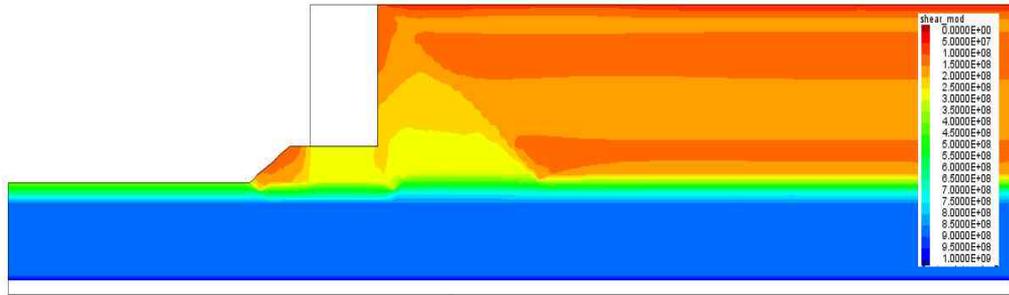


그림 A.4 유효구속압 분포를 고려한 지반의 전단탄성계수 분포

A.3.2.4 케이슨 및 경계요소의 모델링

(1) 본 예제에서 사용된 등가케이슨은 케이슨 뒷굽 상부 뒷채움토, 상치콘크리트, 상부매립토의 중량을 합하여 산정되었다.

(2) 계산된 실제 케이슨 1함의 총 중량은 57,790 kN이다. 등가 케이슨의 크기는 폭 10.1m 높이 15.6m으로 계산된 등가케이슨의 단위중량은 17.55 kN/m²이다. 등가 케이슨의 강성은 철근콘크리트의 강성을 적용한다. 자세한 케이슨의 제원은 표. 15와 같다.

표 A.15 비선형 응답이력해석을 위한 등가케이슨의 모델링

해석을 위한 등가 케이슨의 모델링	사용재료의 단위중량
	<ul style="list-style-type: none"> - 실제 케이슨 총중량 : 80200kN/함 - 재료 단위중량 : <ul style="list-style-type: none"> · 케이슨 콘크리트 : 24.03 kN/m³ · 속채움 슬래그 : 18.81 kN/m³ · 상치콘크리트 : 22.56 kN/m³ · 상부 매립토 : 17.66 kN/m³ · 뒷채움 매립토 : 19.06 kN/m³

(3) 케이슨-지반 경계요소 적용 : 케이슨과 지반 간의 경계요소를 적용하여 전단력에 의한 미끌어짐과 인장력으로 인한 분리거동을 묘사한다. 경계요소는 경계면 수직방향에 대해서 압축에 대한 탄성거동, 인장에 대한 분리거동을 나타내어야 한다. 경계면 전단 방향에 대해서는 미끌어짐 발생 이전 탄성거동을 하며, 반복하중에 대한 이력 감쇠가 발생할 수 있도록 구성되어야 한다.

(4) 대표적인 경계요소의 거동특성은 그림 A.5와 같다. 경계요소의 정의 시 사용되는 지반반력계수 k_n 과 k_s 는 전체강성행렬(Global stiffness matrix)의 구성을 위해 필요한 가상의 값으로, 실제 거동을 묘사하기 위해서는 무한히 큰 강성을 나타내어야 한다. 그러나, k_n 과 k_s 의 강성의 크기 증가는 응답이력해석 소요시간 증가를 유발하여 프로그램에 따라 추천값을 제시하고 있다. 자세한 사항은 프로그램별 메뉴얼을 참조하도록 한다. 단, k_n 과 k_s 의 크기가 과도하게 작아질 경우 경계면을 구성하는 요소간의 중첩이 발생할 수 있다.

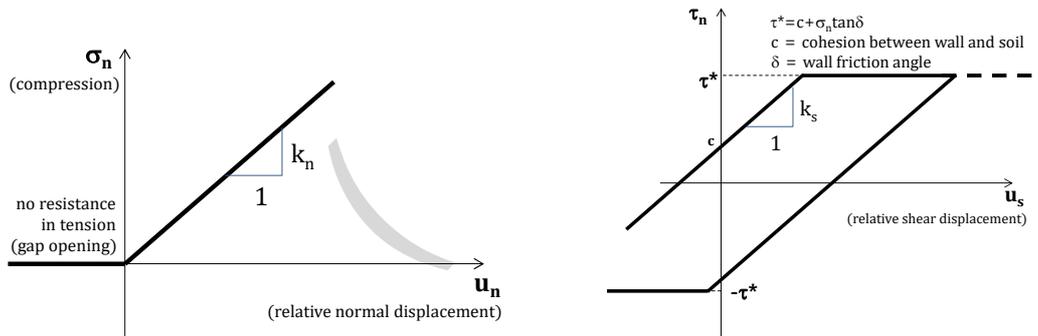


그림 A.5 경계요소 거동특성(FLAC2D)

(5) 프로그램별 경계요소 선언을 위한 명령어 및 선택사항은 표 A.16과 같다. 단, Geostudio는 경계요소를 제공하지 않으며, 정해석 모듈인 Sigma/W에서 경계면 인접요소의 지반강도정수 조정으로 경계요소를 표현한다. 따라서, 실제 경계면의 미끌어짐과 분리거동은 묘사가 불가능하다. 또한, 동해석 모듈인 Quake/W에서는 적용되지 않는다.

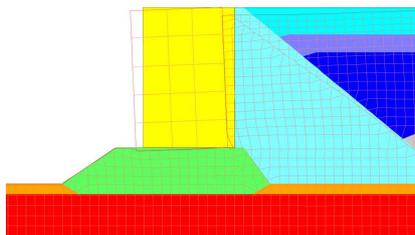
기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 A.16 프로그램 별 경계요소의 적용 방법

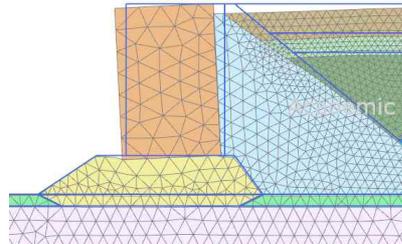
프로그램명	관련 명령어	비고
FLAC2D V8.1	[interface]	지반반력계수, 경계요소 강도 (점착력, 마찰각, 팽창각), 잔류강도의 정의
Plaxis 2D CE V20	Material - Interface	Rinter 또는 지반반력계수의 정의
Midas GTSNX V320	모델 - 재료 - 인터페이스	탄성 또는 비선형 경계요소 *Mohr-Coulomb friction 경계요소 적용 시 수렴조건제한사항 발생
GeoStudio 2018	Draw Material - Define Material - Lines	경계면 인접요소의 재료 물성치 조정 동해석 Quake/W 적용 불가

(6) Midas GTSNX에서는 비선형 경계요소(Mohr-Coulomb friction)를 적용하는 경우
해의 수렴조건이 제한되어 사용 시 주의를 요한다.

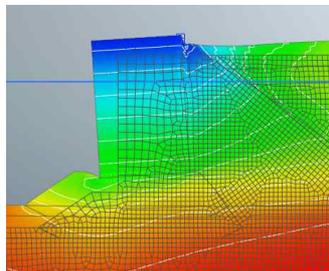
(7) 그림 A.6에 비선형 응답이력 해석 시 프로그램 별 경계면 거동의 결과로 나타
나는 케이슨 배면부의 잔류변위 양상을 나타내었다. 정확한 비선형 응답이력 해석을
위해서는 경계요소의 거동에 따라 케이슨 배면 지반의 침하가 발생하여야 한다.



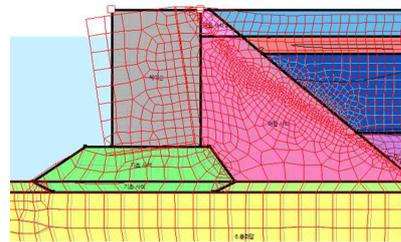
FLAC (Coulomb-friction)



Plaxis (Coulomb-friction)



MIDAS GTS NX (비선형 경계요소 미적용)



Geostudio

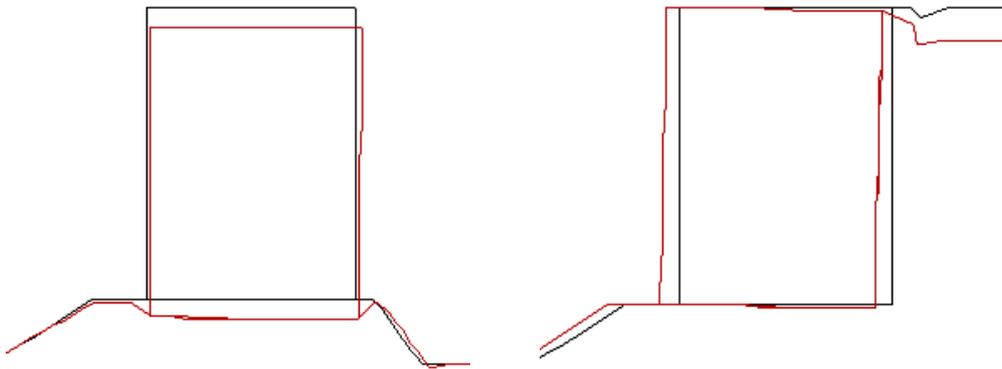
그림 A.6 경계요소 적용에 따른 케이슨 배면변위의 변화
*MIDAS GTS NX, GeoStudio : 기하비선형, 비선형 경계요소 미적용

A.3.2.5 시공단계 해석 및 정해석 변위검토

(1) 시공단계에 따른 지반의 응력경로 반영을 위하여, 동해석 이전, 케이슨안벽의 시공절차에 따른 해석을 실시한다.

(2) 중력식 케이슨 시공 완료 후의 해석결과로부터 변형형상 또는 절대 변형량(침하, 수평변위 등)이 일반적인 시공과정에서 발생될 수 있는 크기에 대한 확인을 시행한다. 해석결과가 이상치를 나타내는 경우, 해석과정에 대한 재검토를 시행하여야 한다.

(3) 그림 A.7은 본 예제에서 FLAC2D를 이용한 해석결과로, 케이슨 정치 및 배면매립 후 증가되는 케이슨 변위의 량이 2.5, 5.8mm로 확인 되었다. 이는 실제 시공시 발생할 수 있는 크기로, 수치해석이 정상적으로 진행된 것으로 판단할 수 있으며, 이후 후속 동해석을 시행한다.



(a) 케이슨 정치 후 변위 (2.5 mm) (b) 배면 매립 후 변위 (5.8mm)
 그림 A.7 케이슨 시공단계별 변위 (예, FLAC2D)

A.3.2.6 액상화 모델

(1) 액상화 가능지층이 존재하는 경우, 대상지층에 대해서 동해석 이전 액상화모델을 지정한다. 액상화모델의 선정은 확보할 수 있는 지반조사자료 및 사용되는 수치해석 기법에 따라 결정되며, 액상화 후 거동에 대한 묘사가 가능한 모델이 추천된다. 사용 가능한 대표적인 액상화 모델은 Finn모델(Byrne, 1991), UBCSAND모델(Byrne and Beaty, 2011), PM4SAND(Boulangier and Ziotopoulou, 2017)모델 등이 있다.

(2) 표 A.17은 프로그램별 적용 가능한 액상화 모델이다. Beta로 표기된 모델은 사용 가능하나, 현재 적용되는 버전 기준으로 실제 모델에 대한 응답이력해석 시 수렴이 불가하거나 해석시간이 과도하게 소요되어 추가 검증이 필요한 모델이다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(3) Finn과 UBCSAND모델은 상대밀도 또는 $N_{1(60)}$ 값으로 최소 필수변수에 대한 정의가 가능하다.

(4) PM4SAND모델은 필수인 수축계수(h_{po})의 정의를 위해 실내시험으로 얻어지는 하중반복회수-액상화 저항강도곡선이 필요하다.

(5) Finn모델에서 지반의 응력-변형률관계와 전단강도는 비선형 피팅모델과 Mohr-Coulomb모델을 각각 사용하며, 액상화 모델은 하중반복회수에 따른 간극수압의 변화만을 나타낸다. 따라서, 간극수압의 증가에 따른 유효구속압과 지반의 강성변화는 해석과정에서 고려되지 않는다.

표 A.17 프로그램 별 제공되는 액상화 모델

프로그램명	제공 액상화모델	필요변수	액상화 후 거동	비고
FLAC2D V8.1	Finn (Byrne, 1991)	D_r or $N_{1(60)}$	△ (잔류강도 사용)	
	UBCSAND	D_r or $N_{1(60)}$	△ (잔류강도 사용)	
	PM4SAND	D_r or $N_{1(60)}$ h_{po} : 실내시험 필요	○	
Plaxis 2D CE V20	UBCSAND	D_r or $N_{1(60)}$	△ (잔류강도 사용)	
	PM4SAND	D_r or $N_{1(60)}$ h_{po} : 실내시험 필요	○	Beta
Midas GTSNX V320	UBCSAND	D_r or $N_{1(60)}$	△ (잔류강도 사용)	Beta
	PM4SAND	D_r or $N_{1(60)}$ h_{po} : 실내시험 필요	○	Beta
GeoStudio 2018	Finn	D_r or $N_{1(60)}$	△ (잔류강도 사용)	

(6) 본 예제에서는 FLAC, Plaxis, MidasGTSNX에 대해서 UBCSAND모델을 적용하였으며, Geostudio는 Finn모델의 적용결과를 수록하였다. 사용된 액상화 모델변수는 표 A.18과 같다.

표 A.18 액상화 모델별 모델 변수의 정의

지층 구분	기준 $N_{1(60)}$	Finn- Byrne (1991)	UBC Sand	PM4Sand
매립자갈 (상부)	12.8	$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} = 0.36$ $C_2 = \frac{0.4}{C_1} = 1.11$ $D_r = 15(N_{1(60)})^{1/2}$	$\phi_{cv} = 32.2^\circ$ $n = 0.42$	$D_r = \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{46}} = 52.7\%$ $G_0 = 167\sqrt{N_{1(60)} + 2.5} = 653, h_{po} = 4.0$ $\phi_{cv} = \phi_f - \frac{N_{1(60)}}{10} - \max\left[0, \frac{N_{1(60)} - 15}{5}\right] = 32.2$ $\nu_o = 0.31, h_{po} = 4$
매립모래 ($N < 10$)	11.3	$C_1 = 0.42 \quad C_2 = 0.95$	$\phi_{cv} = 30.4$ $n = 0.47$	$D_r = 50\%, G_0 = 620, h_{po} = 0.6, \phi_{cv} = 30.4$ $\nu_o = 0.32, h_{po} = 0.6$
매립자갈 (하부)	9.3	$C_1 = 0.54 \quad C_2 = 0.74$	$\phi_{cv} = 32.6$ $n = 0.42$	$D_r = 45\%, G_0 = 573, h_{po} = 1.2, \phi_{cv} = 32.6$ $\nu_o = 0.31, h_{po} = 1.2$
퇴적모래 ($N > 10$)	9.4	$C_1 = 0.53 \quad C_2 = 0.75$	$\phi_{cv} = 32.6$ $n = 0.44$	$D_r = 45.2\%, G_0 = 574, h_{po} = 3.0, \phi_{cv} = 32.6$ $\nu_o = 0.32, h_{po} = 3.0$

여기서, ϕ_{cv} : 내부마찰각(Constant volume), n : 간극률, ν_o : 포아송비, D_r : 상대밀도

A.3.2.7 간극수의 모델링

(1) 액상화모델 적용시, 포화토의 비배수거동에 따른 간극수의 영향을 고려하여야 한다. 액상화해석에 영향을 주는 간극수의 거동특성은 다음과 같다.

(2) 간극수의 체적변형 계수 : 반복하중에 의한 사질토지반의 간극부피의 변화가 간극수압의 증가로 발생되기 위해서는 물의 체적변형계수가 정의되어야 한다.

(3) 간극수의 인장강도 : 사질토 지반의 비배수 거동시, 간극의 부피변화(부피증가)에 대해서 비압축성 유체인 물의 저항력은 인장강도의 형태로 나타날 수 있다. 따라서, 약 $1 \times 10^{10} \text{Pa}$ 정도 물의 인장강도를 선언하는 것이 추천된다.

(4) 프로그램별 비배수 상태 물의 체적변형계수 및 인장강도 적용방법을 표 A.19에 정리하였다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 A.19 프로그램 별 비배수 상태 물의 거동조건 적용방법

프로그램명	관련 명령어	물의 인장강도
FLAC2D V8.1	[water bulk]	[water tens] 1e10
Plaxis 2D CE V20	Material set - Parameter - Undrained behavior [Standard, Manual]	Phase : Cavitation cut-off Cavitation stress [Value]
Midas GTSNX V320	-	해석케이스 - 해석제어 - 일반 - 최대부간극수압 - 최대부간극수압 한계치 [Value]
GeoStudio 2018	-	-

(5) 간극수의 투수계수 : 배수조건하에서 액상화해석을 시행하거나, 액상화 후 과잉 간극수압의 소산을 묘사하기 위해서는 간극수의 투수계수가 정의되어야 한다. 단, 이를 위해서는 응력-침투 연계해석에 대한 정의가 선행되어야 하며, 해석결과에 대한 검증과정이 필요하다.

A.3.2.8 동수압 및 정수압의 적용

(1) 정수압, 간극수압의 설정 : 지하수위로 인한 초기 간극수압을 선언하여야 하며, 해수면으로 인하여 케이슨 안벽전면과 준설면에 작용하는 정수압을 등분포 하중으로 재해한다.

(2) 동수압의 적용 : 케이슨 전면부에 작용하는 동수압은 동해석 단계에 적용할 수 있다(Westergaard, 1933). 프로그램 별 동수압의 해석 지원 여부는 표 A.20에 정리하였다.

표 A.20 프로그램 별 동수압 해석 지원

프로그램명	관련 명령어	비 고
FLAC2D V8.1	[ca westergaard.fis]	제공되는 FISH문 적용 “westergaard.fis”
Plaxis 2D CE V20	- Structures - Create line - Create added mass	Beta 버전 (현시점 적용불가) 제조사 기술지원 필요
Midas GTSNX V320	-	지원 안됨
GeoStudio 2018	-	지원 안됨

A.3.2.9 지반 및 구조물의 에너지 감쇠

(1) 지진하중에 대한 지반의 에너지 감쇠는 비선형 모델의 사용으로 이력감쇠를 통하여 구현된다.

(2) 이력감쇠 외에 추가로, 지반의 최소감쇠비와 구조물의 감쇠비를 위한 추가 감쇠비를 적용한다. 최소감쇠비의 적용은 시간영역 수치해석을 시행하는 경우 고주파 노이즈 제거에 효과적으로 사용될 수 있다. 일반적으로 Rayleigh감쇠, Local감쇠 등이 사용될 수 있으며, 주파수 종속감쇠인 Rayleigh감쇠의 경우 전체 수치모델의 1차 공진 주파수에 대해서 정의할 수 있다.

(3) 표 A.21에 프로그램 별 추가 감쇠비의 적용방법을 나열하였다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 A.21 프로그램 별 최소 감쇠비의 적용방법

프로그램명	관련 명령어	비고
FLAC2D V8.1	[ini dy_damp rayleigh] [ini dy_damp combined]	재료별 rayleigh 또는 local damping 적용
Plaxis 2D CE V20	Material sets - General - Advanced - Damping [Rayleigh α][Rayleigh β]	
Midas GTSNX V320	시공단계정의 - 해석제어 - 동적해석 - 감쇠정의그룹 - 감쇠법	직접입력 또는 모드감쇠에서 계산 *재료별 감쇠비의 차이는 미지원
GeoStudio 2018	Draw Material - Define Material-[Damping Ratio, Max Damping Ratio]	Damping curve에서 최소값과 최대값 입력

A.3.2.10 수평경계조건(자유장 경계조건)

(1) 동해석 과정에서 수평으로 유한한 수치모델에서 좌우로 전파되는 지진파의 구속을 방지하기 위하여 수치해석 모델의 좌우 양단에 수평 무한지반을 표현할 수 있는 무한요소(자유장) 경계조건이 선언되어야 한다. 프로그램 별 자유장 경계조건의 정의 방법은 표 A.22와 같다.

표 A.22 프로그램별 자유장 경계조건의 선언

프로그램명	관련 명령어	비고
FLAC2D V8.1	[apply ff]	모델 좌·우 양 끝단에 자동 적용 *모델 좌우 양 끝단은 수직이어야 함 grid attach 등 변화는 허용되지 않음
Plaxis 2D CE V20	Model conditions - Dynamics BoiundaryxMin [Free-field] BoiundaryxMax [Free-field]	
Midas GTSNX V320	요소망- - 자유장 - 특성 - 종류 [자유장, 흡수경계]	동해석 과정에서 자유장, 흡수경계 요소 추가 *(기하)비선형 적용 불가
GeoStudio 2018	-	자유장 경계조건 지원되지 않음

A.3.2.11 입력지진 경계조건

- (1) 수치해석 모델의 하단부 입력지진 경계조건은 탄성 또는 고정단 경계조건으로 설정할 수 있으며, 사용되는 입력지진과의 계측 위치에 따라 결정된다. 입력지진운동이 노두운동으로 정의된 경우, 탄성압반 경계조건을 사용할 수 있다. 그러나, 입력지진운동이 층내운동으로 정의된 경우, 고정단 경계조건을 사용하여야 한다[그림 A.8 참조].
- (2) 프로그램 별 입력지진 경계조건의 정의방법은 표 A.23과 같다.

표 A.23 프로그램 별 입력지진 경계조건의 선언

프로그램명	고정단 경계조건	탄성압반 경계조건
FLAC2D V8.1	고정단 경계를 위한 별도의 선언 없음 *입력 지진기록은 가속도 시간이력	[apply squiet] 또는 [apply xquiet] [apply nquiet] 또는 [apply yquiet] *입력 지진기록은 응력 시간이력
Plaxis 2D CE V20	Model conditions - Dynamics - BoiundaryxMin [None] *입력 지진기록은 가속도 시간이력 (DynLine displacement)	Model conditions - Dynamics BoiundaryyMin [Compliant base] *입력 지진기록은 가속도 시간이력 (DynLine displacement)
Midas GTSNX V320	고정단 경계를 위한 별도의 선언없음 *입력 지진기록은 가속도 시간이력	요소망 생성 - 요소생성/삭제 -기타 - 지반면 스프링(점성경계) *입력 지진기록은 가속도 시간이력
GeoStudio 2018	기본 경계조건 *입력 지진기록은 가속도 시간이력	지원되지 않음

* 최하단 입력지진 경계조건 적용을 위해서 최소두께의 기반암이 모델링 되어야 하며, 입력지진기록은 모델링 된 기반암 하단부에 적용된다.

A.3.2.12 입력지진기록의 선정 및 적용경계조건

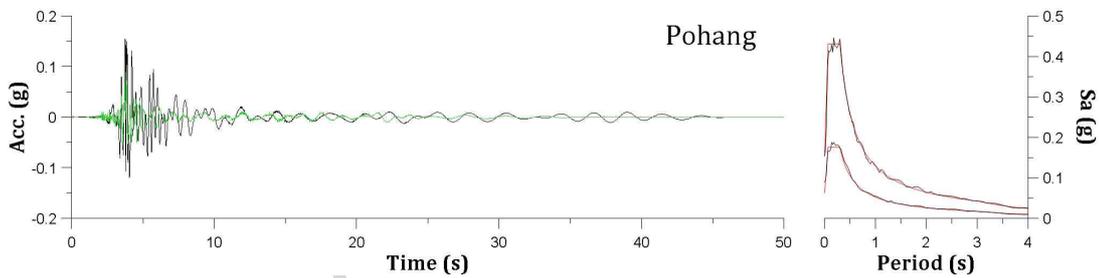
- (1) 본 예제에서는 총 3개의 스펙트럼 보정된 입력지진기록을 이용하여 비선형 응답이력을 실시, 그 결과의 최대치에 대하여 성능목표 검증을 실시한다. 사용된 지진기록은 표 A.24와 같다.
- (2) 스펙트럼 보정은 본 예제의 내진 1등급 케이스 안벽 구조물이 위치하는 지진구역 1구역, S1압반노두 스펙트럼에 대해서 그림 A.8과 같이 스펙트럼 보정을 실시하였다. 기능수행수준과 붕괴방지수준에 대해서 적용된 재현주기는 각각 100, 1000년이다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

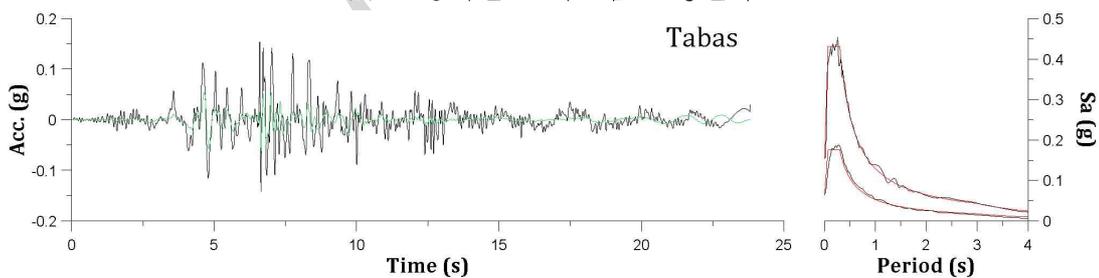
- 스펙트럼보정은 웨이블릿을 사용하여 보정되었으며, 대표적인 스펙트럼 보정 프로그램은 RSPMatch(Geomotions, 2021), SeismoMatch(Seismosoft, 2021) 등이 있다. 본 예제에서 사용된 스펙트럼 보정 프로그램은 SeismoMatch 2020이다.

표 A.24 사용된 실지진 입력기록

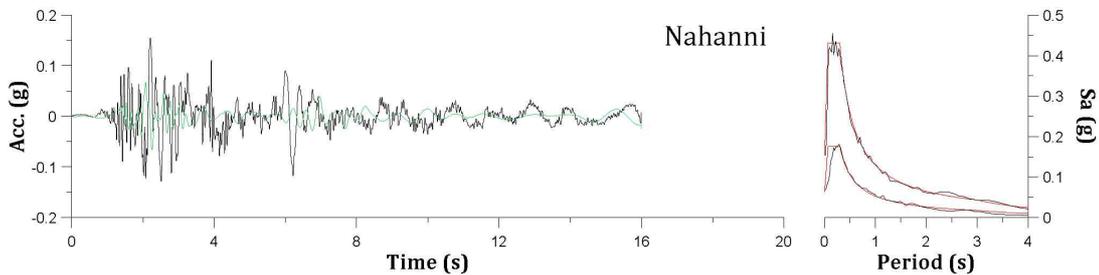
년도	규모(ML)	진앙거리(km)	PGA (g)*	Event/Station/Country
2017	5.4	9	0.1940	Pohang/PHA2/Korea
1978	7.35	20.63	0.328	Tabas/Dayhook/Iran
1985	6.76	6.52	0.489	Nahanni/S2/Canada



(a) 포항지진 스펙트럼 보정결과



(b) Tabas지진 스펙트럼 보정결과



(c) Nahanni지진 스펙트럼 보정결과

그림 A.8 해석에 사용된 입력 지진기록의 비교 (기능수행, 붕괴방지)

(3) 행정안전부 내진설계 공통적용사항에서 제시하고 있는 표준설계응답스펙트럼은 자유장(Free-field)에서 정의된 것이므로, S1 스펙트럼에 대해서 보정된 지진기록은 암반노두 지진기록을 의미한다. 따라서, 입력지진경계조건은 탄성암반조건을 사용하여 입사파(노두 기록의 1/2, FLAC기준)를 전단응력의 형태로 재하 하였다. 탄성암반 조건에서 입력지진기록의 적용방법은 프로그램별로 메뉴얼을 참고하여야 한다.

A.3.2.13 해석기록 지점 설정

(1) 지진하중이 재하 중 수치해석 모델의 응답을 기록하기 위한 기록지점을 설정한다. 기록이 필요한 물리량은 깊이별 가속도, 간극수압, 케이슨 안벽의 변위 등을 포함하여야 한다.

(2) 본 예제에서 설정된 기록지점은 그림 A.9, 표 A.25와 같다. 본 예제에서 제시된 기록위치는 최소 계측항목이며, 해석조건에 따라 추가로 해석기록 지점을 설정할 수 있다.

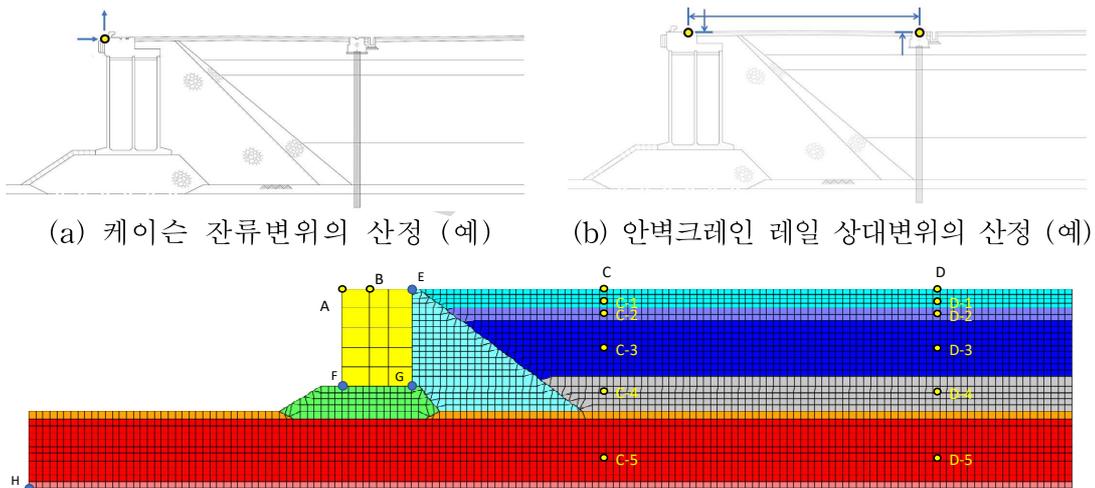


그림 A.9 성능목표 검증을 위한 기록지점의 선정 방법

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 A.25 계측위치에 대한 설명

계측지점	계측항목	목 적
A, E, F, G	케이슨 수평, 연직변위	케이슨 잔류변위, 변위 형상 확인
B	수평, 연직변위	안벽크레인 레일 변위 확인
C	수평, 연직변위, 가속도	안벽크레인 레일 변위 확인
C1 ~ C5	가속도	안벽 배면 지반증폭 정도
D1 ~ D5	가속도	자유장 지반증폭 정도
H	수평, 연직변위	전체 모델의 Drift량 평가 (Baseline error 확인용)

A.3.2.14 추가 고려사항

(1) 비선형 응답이력해석 과정에서 시간에 따라 증가되는 하중증분의 폭이 작아질수록 수렴이 용이하게 된다. 단, 하중증분이 작아질수록 해석에 소요되는 시간은 증가하게 된다.

(2) 양해법을 사용하는 FLAC2D에서는 비선형응답이력 해석의 시간간격을 줄이므로써 하중증분의 폭을 감소시켜 수렴성을 증가시킬 수 있다. 단, FLAC2D의 해석시간 간격은 기본설정으로 프로그램 내에서 자동으로 계산된다.

(3) 음해법을 사용하는 Plaxis, Midas는 정해석 과정에서 하중증분계수를 조정하여 하중증분의 폭을 조정하며, 동해석 과정에서는 양해법과 유사하게 해석시간 간격의 조정을 통하여 수렴성을 조정할 수 있다.

(4) 단, Geostudio의 경우 수렴성 조정을 위한 시간간격 조정 기능이 제공되지는 않는다.

A.3.3 해석결과를 활용한 성능목표의 검증

A.3.3.1 성능목표 검토항목

(1) 해석 최종결과로부터 얻어지는 케이슨 안벽의 잔류변위 및 전체시설물의 지진 후 변위에 대한 확인을 함으로써, 시설물의 성능목표를 최종 점검토록 한다. 본 예제에서 설정한 검토항목 및 성능에 대한 거동한계치는 표 A.26과 같다.

표 A.26 성능수준별 거동한계 규정

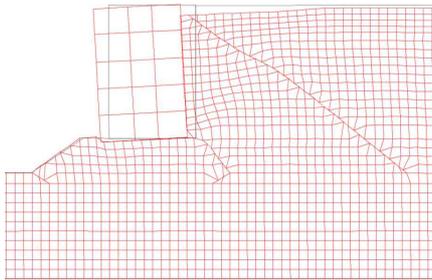
성능수준	안벽크레인 레일 상대변위 (cm)	케이슨 수평변위	케이슨 기울음량
기능수행 수준	연직 : ±9.5mm 수평 : ±15mm	접안 가능 : 10cm	접안 가능 : 2°
붕괴방지 수준	-	복구 가능 : 30cm	복구 가능 : 5°

A.3.3.2 해석 결과의 분석

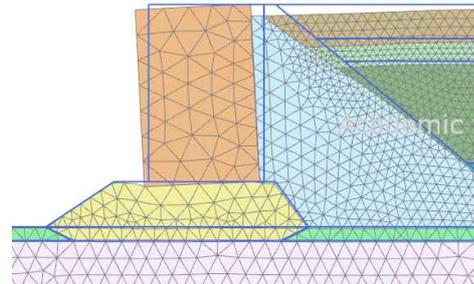
(1) 해석결과 얻어진 프로그램별 잔류변위 양상은 그림 A.10과 같다.

(2) 본 예제에서는 표 A.24에 제시된 3개의 입력지진 기록을 적용하여, 성능목표 검증항목에 대해서 해석 최대값에 대한 허용치와의 비교를 실시하였다.

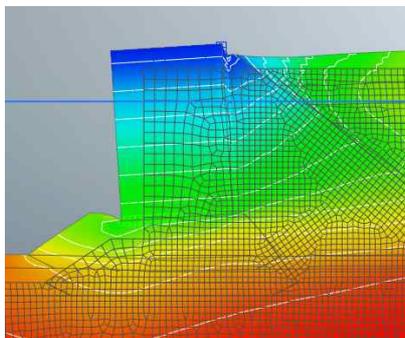
입력지진기록 7개 이상을 적용할 경우 해석결과의 중간값을 사용하도록 한다.



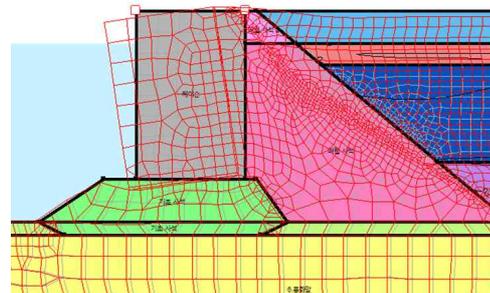
(a) FLAC



(b) Plaxis



(c) MIDAS GTS NX



(d) Geostudio

그림 A.10 해석 종료 후 케이슨 잔류변위 형상

(3) 입력지진별 케이슨 안벽의 변위양상 및 성능목표에 대한 검토결과는 각각 그림 A.11과 표 A.27에 정리되었다. 본 예제에서는 성능목표 검증항목에 대해서 모든 해석 최대값이 허용치 이내에 존재하여 컨테이너 안벽의 단면에 대한 내진성능평가를 종료한다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(4) 해석결과로 얻어지는 변위, 가속도 시간이력 등은 케이슨안벽의 비구조요소 (크레인, 파이프라인)등의 성능목표 검증을 위해 사용될 수 있다.

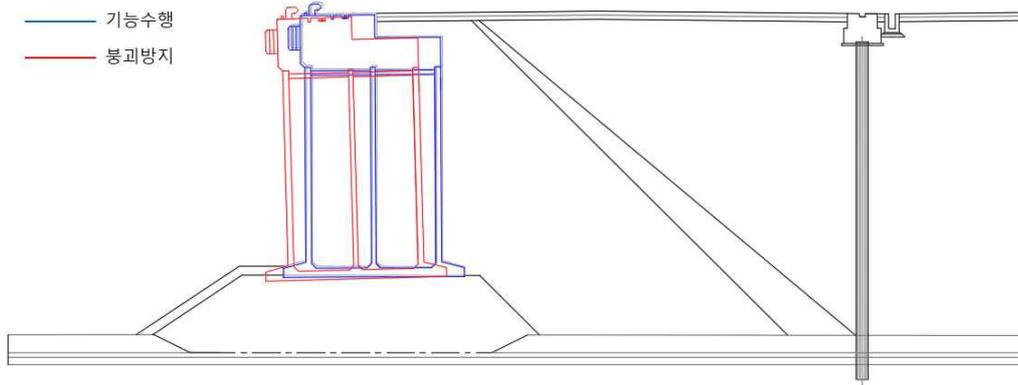
(5) Geostudio와 MIDAS GTS NX의 해석결과는 해석상 오류로 인하여 다음의 조건이 고려되지 못한 해석결과만을 제공한다.

- 케이슨-지반 간 비선형 경계요소(Interface element)의 적용
- 수평 자유장 경계요소
- 기하비선형 해석 조건

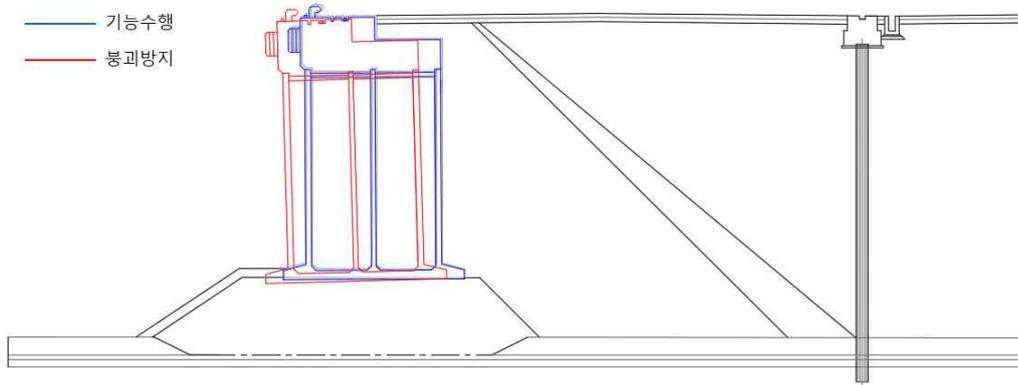
표 A.27 성능목표 검증 결과

	해석결과		허용치	
	기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
안벽크레인 레일 상대변위 (수평/연직)	-0.8 mm / 0.5mm [P] -0.8 mm / 0.5 mm [T] -1.2 mm / 0.6 mm [N]	-	연직 : ±9.5mm 수평 : ±15mm	
케이슨 수평변위	1 mm [P] 1 mm [T] 2 mm [N]	17 mm [P] 17 mm [T] 9 mm [N]	접안 가능 : 100 mm	복구 가능 : 300 mm
케이슨 기울음량	0.5° [P] 0.5° [T] 0.7° [N]	2° [P] 2° [T] 2° [N]	접안 가능 : 2°	복구 가능 : 5°

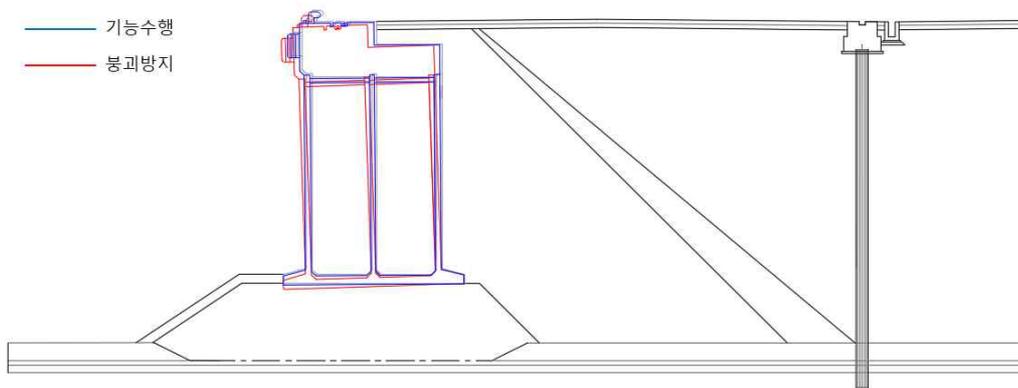
*[P] 포항지진, [T] Tabas, [N] Nahanni



(a) 포항 지진



(b) Tabas 지진



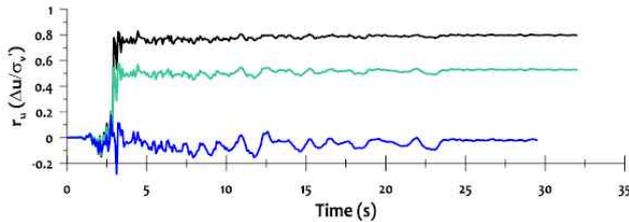
(c) Nahanni 지진

그림 A.11 성능수준 및 입력 지진별 잔류변위 형상 (액상화 모델 미 사용시)

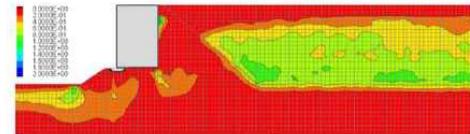
기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

A.3.3.3 해석 결과의 분석 (액상화 검토의 경우)

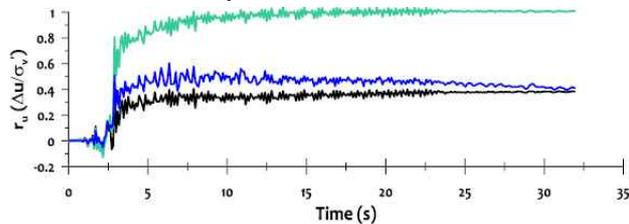
(1) Itasca사의 FLAC2D 8.0에서 제공하는 3개의 액상화 모델(Byrne, UCSAND, PM4SAND)을 이용한 해석에서 액상화 현상에 따른 과잉간극수압의 발생양상을 그림 A.12에 수록하였다. 그림 A.12의 결과는 포항지진기록을 사용한 결과의 예이다.



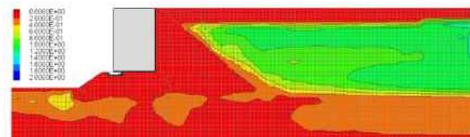
(a) 과잉간극수압비 시간이력
(Byrne 모델)



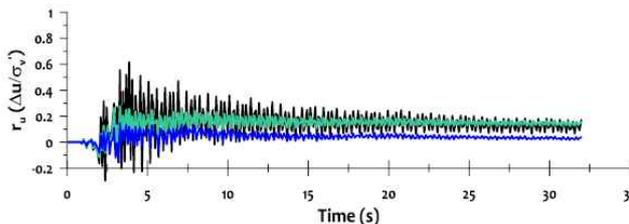
(b) 과잉간극수압비 분포 (Byrne 모델)



(c) 과잉간극수압비 시간이력
(UBCSAND)



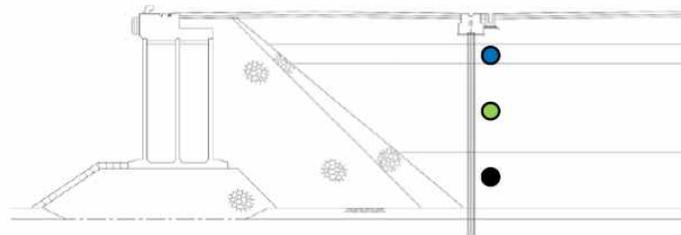
(d) 과잉간극수압비 분포 (UBCSAND)



(e) 과잉간극수압비 시간이력
(PM4SAND)



(f) 과잉간극수압비 분포 (PM4SAND)



(g) 과잉간극수압비 시간이력 기록지점

그림 A.12 액상화 모델을 사용한 중력식안벽의 비선형응답이력 해석(예)

(2) 그림 A.13은 비선형 응답이력해석에 사용된 지반모델에 따른 중력식안벽 배후 부지의 연직침하량 분포를 나타낸 그림으로, 입력지진기록은 포항지진이다. 사용모델에 따라 1 ~ 6 cm 정도의 연직침하 분포를 나타내었다. 따라서, 사용되는 지반모델에 따라 성능평가 결과가 달라질 수 있으므로 내진성능 평가 시 이를 고려하여 비선형응답이력에 사용되는 지반모델을 선정하고 선정이유를 명시할 필요가 있다.

(3) 액상화 현상으로 인한 중력식안벽의 내진성능평가는 기능수행수준과 붕괴방지수준에 대해서 각각 '배후부지의 변형 및 액상화로 인한 항만의 기능수행에 지장이 없는 수준', '액상화로 인하여 항만 시설이 수리불능의 피해를 입어서는 안되는 수준' 과 같이 정의할 수 있으며 평가는 개별항만의 현장조건을 반영하여 시행되어야 한다.

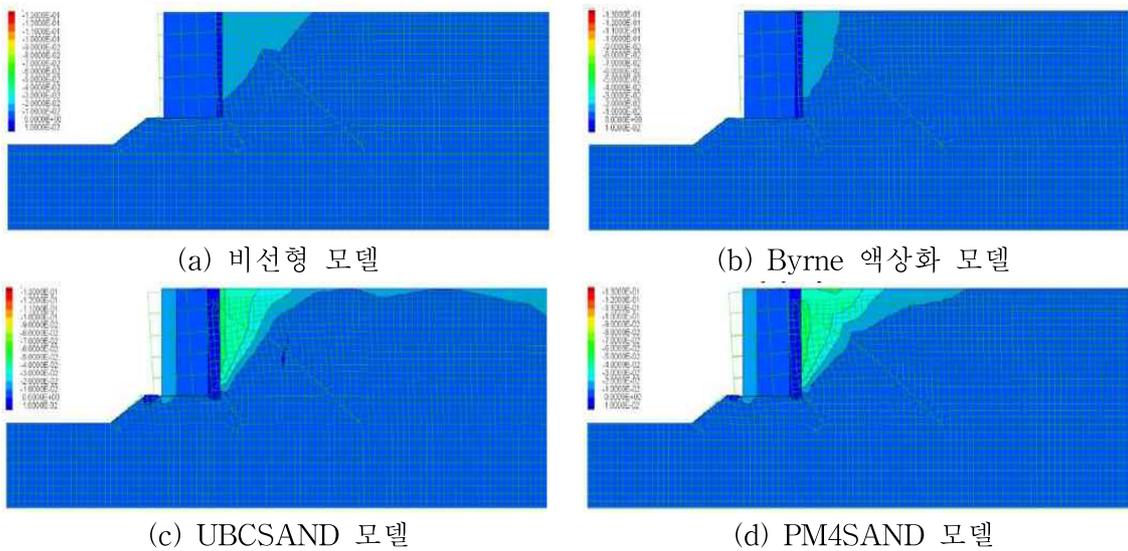


그림 A.13 지반모델별 중력식 안벽 배후부지의 연직침하분포



부록 B

잔교식 예제



B.1 일반사항

본 예제에 사용된 잔교식 안벽의 단면은 그림 B.1과 B.2와 같다. 지진구역은 I 구역으로 가정하였다. 동일한 단면에 대하여 내진성능 II등급(크레인 없음)과 내진성능 I등급(크레인 있음)의 조건을 적용하여 성능평가를 수행하였다. 내진성능평가법은 내진성능 II등급의 경우 단일모드 스펙트럼 해석법, 그리고 내진성능 I등급의 경우 비선형응답이력해석법을 적용하였다.

표 B.1 내진성능 평가를 위한 잔교식 안벽의 제원

항 목	잔교식 안벽의 제원	성능 평가법
내진등급	내진 II등급	단일모드 스펙트럼 해석법
	내진 I등급	비선형 응답이력 해석법
크레인	내진 II등급	크레인 없음
	내진 I등급	크레인 있음
지반등급	S5	현지지반조사 결과 반영 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」
지진구역	지진구역 I구역	전라남도
노후도	C	정밀안전진단 결과 C등급

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

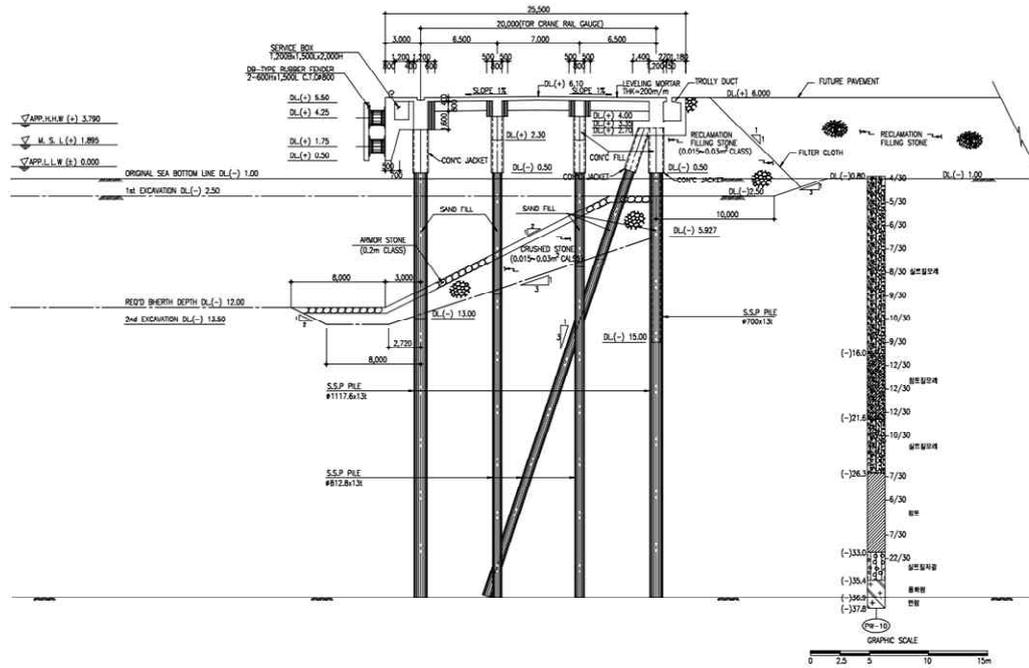


그림 B.1 잔교식 안벽 단면도

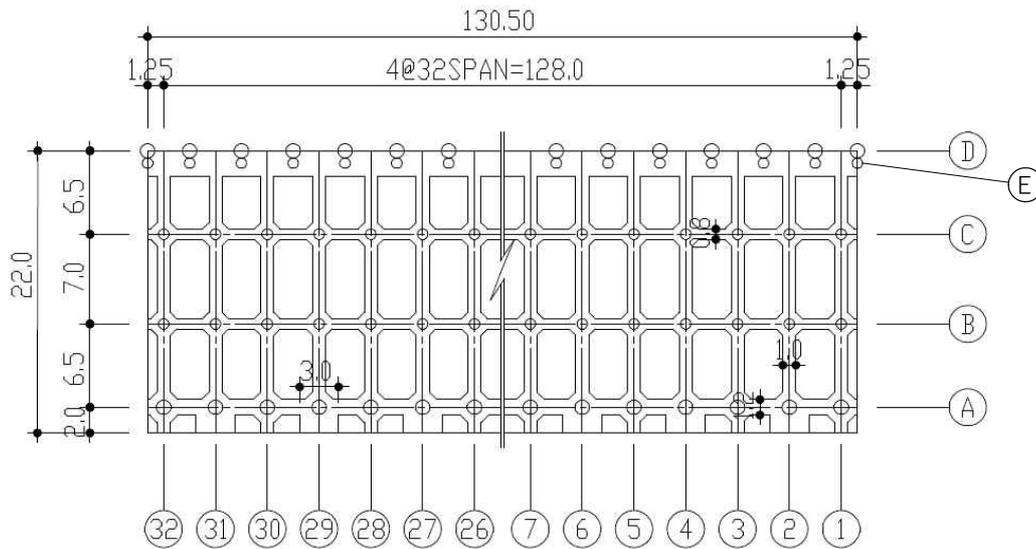


그림 B.2 잔교식 안벽 평면도

표 B.2 말뚝 물성값

말뚝 물성값	Pile A, D	Pile B, C	Pile E
Length L (m)	42.4	42.4	44.7
Diameter D (m)	1.12	0.81	0.81
Thichness t (mm) (Changed value)	13	13	13
Density ρ (kg/m ³)	7850	7850	7850
Young modulus E (Mpa)	200E3	200E3	200E3
Poisson's ratio ν	0.2	0.2	0.2
Yield stress (Mpa)	140	140	140

표 B.3. 콘크리트 deck과 보의 물성값

Thickness t (mm)	Density ρ (kg/m ³)	Young modulus E (Mpa)	Poisson's ratio ν
0.5	2.45	50E3	0.25

B.2 우선순위평가

내진성능 우선순위평가는 기존 계류시설물의 영향도, 지진도, 취약도를 정량적으로 고려하여 본평가 우선순위를 결정한다. 개별 평가인자의 산식은 아래와 같다.

$$\text{우선순위지표} = SC + CR + ST + SZ + DE + LI \leq 100 \quad (\text{식 B.1})$$

표 B.4는 우선순위평가 결과로, 본평가의 우선순위 선정을 위해 사용된다. 동일단면에 대하여 내진 I등급(크레인 있음)과 내진 II등급(크레인 없음) 조건을 적용한 경우 우선순위지표는 각각 79.5점과 59.5점으로 산정되었다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 B.4 기존 잔교식 안벽의 우선순위평가 결과 (내진 I등급)

평가항목	산 식	평가지표
내진등급	내진 I 등급	$SC=10$
크레인 유무	크레인 있음	$CR=30$
지반분류	5등급, $ST=15 \times \left(\frac{N}{6}\right)$	$N=5, ST=12.5$
지진구역	$SZ=10$, 지진구역 I 구역 $SZ=5$, 지진구역 II 구역	I구역, $SZ=10$
노후도	정밀안전진단 C등급	$DE=12$
액상화 가능성	기초지반 느슨한 포화모래층 존재	$LI=5$
우선순위평가 결과	$SC+CR+ST+SZ+DE+LI$	79.5 (내진성능 중요항만 그룹)

표 B.5 기존 잔교식 안벽의 우선순위평가 결과 (내진 II등급)

평가항목	산 식	평가지표
내진등급	내진 II 등급	$SC=0$
크레인 유무	크레인 없음	$CR=0$
지반분류	5등급, $ST=15 \times \left(\frac{N}{6}\right)$	$N=5, ST=12.5$
지진구역	$SZ=15$, 지진구역 I 구역 $SZ=10$, 지진구역 II 구역	I구역, $SZ=10$
노후도	정밀안전진단 C등급	$DE=12$
액상화 가능성	기초지반 느슨한 포화모래층 존재	$LI=5$
우선순위평가 결과	$SC+CR+ST+SZ+DE+LI$	39.5 (내진성능 유보항만 그룹)

B.3 본평가 (내진성능 II등급)

B.3.1 일반사항

본 예제에 사용된 기존 잔교식 안벽은 내진 II 등급으로 가정하였다. 그러므로, 평가 기준지진의 평균재현주기는 붕괴방지 수준에 대해서 50년과 500년 재현주기 지진을 사용한다. 본 예제에서는 붕괴방지 수준에 대한 내진성능평가를 진행하였다. 이 때, 내진 II등급 붕괴방지구준 잔교식 안벽의 내진성능 평가기준동한계는 말뚝 응력이 응답 수정계수를 적용한 말뚝 허용부재력을 만족해야 한다.

B.3.2 평가기준지진의 결정

평가기준지진은 지반의 설계응답스펙트럼으로 적용하였다. 재현주기 500년을 기준으로 할 때 지진구역 I의 암반지반(S1) 설계지반운동의 가속도 표준스펙트럼의 지진 구역계수(Z)는 0.11g이다. 본 예제 지반은 S5 지반으로 분류되었으며, 대상지반의 주상도 및 물성을 표 A.6에 나타내었다. 그림 A.3의 표준설계응답스펙트럼을 이용하여 500년 재현주기의 지반증폭계수 등을 고려하여 S5지반의 설계응답스펙트럼을 산정하였다. 여기서, 500년(0.11g) 지진의 단주기 증폭계수(F_u)는 1.35 이며, 장주기 증폭계수(F_v)는 2.97이다. 또한 T_s 는 0.88, T_o 는 0.176으로 결정된다.

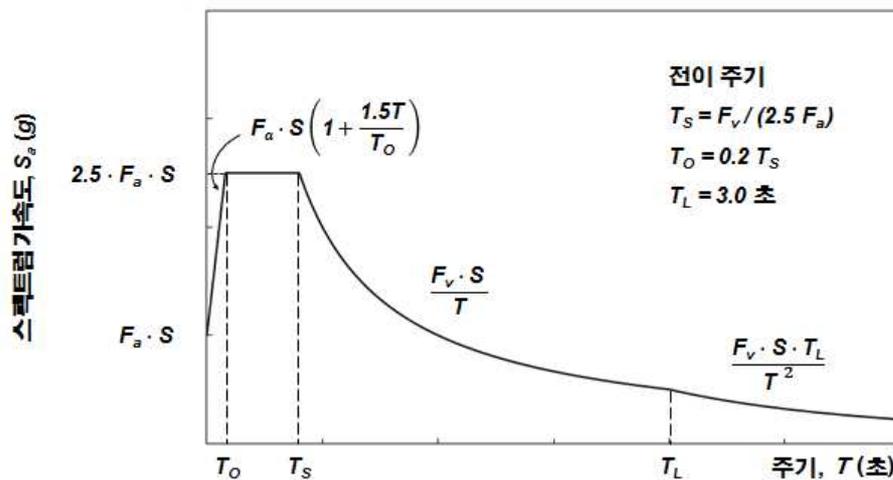


그림 B.3 토사지반 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼

B.3.3 응답스펙트럼 해석

본 예제의 잔교식 안벽은 내진 II등급 구조물로 중요도가 낮으므로 응답스펙트럼 해석법 중 단일모드 스펙트럼 해석법을 적용하였다. 단일모드 스펙트럼 해석법은 등가정적 해석법이라고도 하며 구조물의 첫 번째 진동모드가 진동응답을 지배하는 구조물의 설계지진력을 계산하는데 사용된다. 단일모드 스펙트럼 해석법은 기본모드의 진동주기를 구한 후 응답스펙트럼곡선으로부터 탄성지진응답계수와 등가정적하중을 구하여 해석하는 방법이다. 본 예제에서는 구조물 모형화 기법에서 말뚝 기초와 지반을 (1) 가상고정점으로 모델링한 경우와 (2) 탄성지반 스프링으로 모델링한 경우의 2가지 조건에 대해 해석하였다. 해석프로그램은 MIDAS GEN(2016)을 활용하였다.

잔교식 안벽의 거더와 말뚝은 프레임요소를 사용하고 슬래브는 플레이트 요소를 사용하여 모형화하였다. 잔교식 안벽 구조물의 말뚝-지반 상호작용을 위해 지표면 하부를 (1) 가상의 고정점으로 모델링하는 가상고정점 방법과 (2) 지반을 스프링으로 치환하는 지반 스프링 모델을 활용하여 구조물의 응답을 비교하였다.

(1) 가상고정점 방법에 의한 해석

말뚝의 하단은 가상지표면 아래 가상고정점($1/\beta$)에서 고정단으로 모형화할 수 있다. 여기서 가상지표면은 각 말뚝 축선 위의 위치에서 전면수심과 실경사면의 1/2 높이의 곳으로 본다. β 는 다음과 같은 식에 의하여 산정된다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} (cm^{-1}) \quad (\text{식 B.2})$$

여기서, k_h : 횡방향 지반반력계수(N/cm^3)

D : 말뚝의 직경 또는 폭(cm)

EI : 말뚝의 휨강성($N \cdot cm$)

횡방향 지반반력계수(k_h)는 횡방향 재하시험에 의해 구하는 것이 원칙이며, 측정값이 없는 경우 다음 식을 적용하여 산정할 수 있다. 이 방법으로 산정한 말뚝 A,B,C,D,E의 가상고정점 깊이는 지표면으로부터 각각 4.66m, 3.95m, 3.95m, 4.66m, 3.95m이다.

$$k_h = 1.5N \quad (\text{식 B.3})$$

여기서 N 은 지반의 $1/\beta$ 근처까지의 평균 N 값이다.

그러므로, β 는 다음과 같이 산정된다.

$$k_h = 1.5N = 1.5 \cdot 7 = 10.5 \text{ (N/cm}^3\text{)}$$

$$E_{\text{말뚝A}} = 2.0 \times 10^7 \text{ (N/cm}^2\text{)}$$

$$I_{\text{말뚝A}} = \frac{\pi}{64} (112^4 - 109.4^4) = 692,637.5 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\beta_{\text{말뚝A}} = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{(10.5) \cdot (112)}{(4) \cdot (2.0 \times 10^7) \cdot (692,637.5)}} = 0.002146 \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$$\left(\frac{1}{\beta}\right)_{\text{말뚝A}} = 466 \text{ cm (cm)}$$

(가) 정적 변위의 산정

구조물 기본 모드의 주기를 계산하기 위한 단계로써 그림 B.4와 같이 구조물의 상판에 임의의 크기를 가지는 분포하중(본 예제에서는 100tf/m(980kN/m))을 x축 방향(횡방향)으로 가한 후 그 변위를 산정하였다.

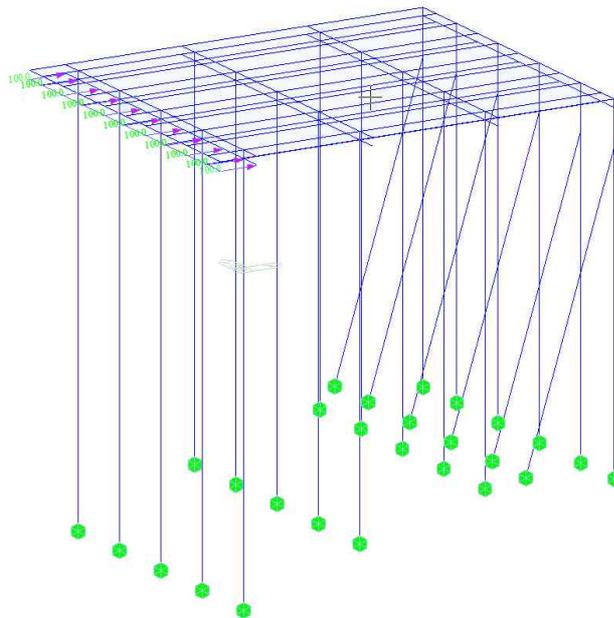


그림 B.4 임의의 하중재하(가상고정점 모델)

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(나) α , β , γ 의 산정

$$\alpha = \int_0^L v_s(y) dy C$$

$$\beta = \int_0^L w(y) \cdot v_s(y) dy$$

$$\gamma = \int_0^L w(y) \cdot v_s(y)^2 dy$$

여기서, $v_s(y)$ 는 안벽의 x축 방향 (횡방향)으로의 변위, $w_s(y)$ 는 안벽의 y축 방향 (종방향)으로의 단위길이당 고정하중, 그리고 L은 안벽의 y방향 (종방향)으로의 전체 길이이다. 구해진 α , β , γ 의 값은 다음 표 B.6과 같다.

표 B.6 α , β , γ 의 계산

위치	절점의 y좌표 (m)	증분길이 (dy)	변위 (m)	α (m ²)	β (kN·m)	γ (kN·m ²)
절점 1	-16	3.25	0.124	0.403	218.18	27.05
절점 2	-12	4	0.123	0.492	266.36	32.76
절점 3	-8	4	0.123	0.492	266.36	32.76
절점 4	-4	4	0.123	0.492	266.36	32.76
절점 5	0	3.25	0.124	0.403	218.18	27.05
계		18.5		2.282	1235.44	152.40

(다) 주기계산

x축 방향(횡방향)으로의 기본모드에 상응하는 주기는 다음의 식에 의해서 구한다.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{152.4}{(980) \cdot (9.81) \cdot (2.283)}} = 0.524 \text{ (sec)}$$

(라) 등가정적 하중 산정

구조물의 기본진동모드에 상응하는 등가정적하중 $p_e(y)$ 는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$p_e = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot w \cdot v_s$$

여기서, C_s 는 응답스펙트럼곡선에서 산정되는 스펙트럴 가속도 값을 g 로 나눈 무차원 값을 일컫는다. 구해진 C_s 의 값은 지반증폭계수를 사용하는 경우 0.371이며, 지반응답해석을 수행하는 경우 0.153이다. 그러므로, 등가정적하중은 다음 표와 같이 계산되며, 등가정적하중을 X축 방향으로 재하 하여 변위와 부재력을 계산한다.

표 B.7 등가정적 지진하중

절점	절점의 y좌표 (m)	등가정적 지진하중(kN/m)	
		지반증폭계수 적용	지반응답해석 수행
절점 1	-16	200	82.3
절점 2	-12	200	82.3
절점 3	-8	200	82.3
절점 4	-4	200	82.3
절점 5	0	200	82.3

(2) 지반스프링 방법에 의한 해석

가상고정점 기법은 하부 말뚝을 수평지반에 저항하는 깊이인 가상고정점($1/\beta$) 까지만 고려하는 근사적 설계방법으로 지반의 평균 N값을 사용하는 한계가 있다. 그러므로 복합지반 및 정밀한 해석을 위해서는 말뚝 주변 지반을 스프링으로 모형화하여 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석을 수행할 수 있다.

그러나, 단일모드 스펙트럼해석은 탄성해석이므로 지반의 비선형 특성을 고려한 p-y곡선을 적용하여 구조물을 해석하는데 어려움이 있다. 그러므로 초기 지반-반력에 해당하는 스프링 강성을 활용하여 응답스펙트럼 해석을 수행하는 것이 바람직하다. 지반의 스프링 강성은 지반반력상수(n_h)에 스프링이 위치하는 깊이(z)와 각 지층 두께(h)를 곱하여 산정할 수 있다.

실트질 모래층의 경우 Terzaghi(1955)가 제안한 수평지반반력 상수(n_h)를 적용하였으며 SPT N값이 대부분 10 미만이므로 느슨한 지반으로 가정하였다. 스프링 강성 산정을 위해 1m 간격으로 층을 분할하였으며, 아래와 같이 지반 변위에 따른 스프링

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

강성을 산정하였다. 여기서, k_n 는 n번째 층의 스프링 강성을, z_n 는 n번째 층의 스프링이 위치하는 깊이를, h_n 는 n번째 층의 단위 길이를 나타낸다.

$$k_{sand1} = n_h \cdot z_1 \cdot h_1 = 1300 \cdot 0.5 \cdot 1 = 650 \text{ (kN/m)}$$

$$k_{sand2} = n_h \cdot z_2 \cdot h_2 = 1300 \cdot 1.5 \cdot 1 = 1,950 \text{ (kN/m)}$$

$$k_{sand3} = n_h \cdot z_3 \cdot h_3 = 1300 \cdot 2.5 \cdot 1 = 3,250 \text{ (kN/m)}$$

점토질 모래층의 경우 Davissson(1970)이 제안한 값을 적용하였으며, 깊이에 따라 값이 변하지 않고 일정한 강성을 갖는 것을 알 수 있다. 점토질 모래층의 경우 SPT N값으로 7을 적용하였으며, Terzaghi and Peck(1948) 식을 활용하여 c_u 값을 43.7 kN/m^2 으로 도출하였다. 여기서, c_u 는 비배수 전단강도를 나타낸다.

$$k_{day} = n_h \cdot z \cdot h = 67c_u = 2931 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

앞서 설명한 방법에 따라 지층 깊이별 스프링 강성을 산정하였으며, 다음 표는 해석에 적용된 스프링 강성을 정리하여 보여준다.

표 B.8 말뚝 깊이에 따라 산정된 초기 스프링 강성(API)

깊이(m)	Pile A (kN/m)	Pile B (kN/m)	Pile C (kN/m)	Pile D (kN/m)	Pile E (kN/m)	지층 구성	
1							
2							
3				650	650	실트질 모래	
4				1950	1950		
5			650	3250	3250		
6			1950	4550	4550		
7			3250	5850	5850		
8		650	4550	7150	7150		
9		1950	5850	8450	8450		
10		3250	7150	9750	9750		
11	650	4550	8450	11050	11050		
12	1950	5850	9750	12350	12350		
13	3250	7150	11050	13650	13650		
14	4550	8450	12350	14950	14950		
15	5850	9750	13650	16250	16250		
16	7150	11050	14950	17550	17550		
17	2931	2931	2931	2931	2931		점토질 모래
18	2931	2931	2931	2931	2931		
19	2931	2931	2931	2931	2931		
20	2931	2931	2931	2931	2931		
21	2931	2931	2931	2931	2931		
22	2931	2931	2931	2931	2931		
23	16250	20150	24050	26650	26650	실트질 모래	
24	17550	21450	25350	27950	27950		
25	18850	22750	26650	29250	29250		
26	20150	24050	27950	30550	30550		
27	5025	5025	5025	5025	5025	점토	
28	5025	5025	5025	5025	5025		
29	5025	5025	5025	5025	5025		
30	5025	5025	5025	5025	5025		
31	5025	5025	5025	5025	5025		
32	5025	5025	5025	5025	5025		
33	5025	5025	5025	5025	5025		
34	350667	395433	440199	470043	470043		실트질
35	365589	410355	455121	484965	484965	자갈	
36	33150	33150	33150	33150	33150	풍화암	

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(가) 정적 변위의 산정

구조물 기본 모드의 주기를 계산하기 위한 단계로써 B.5와 같이 구조물의 상판에 임의의 크기를 가지는 분포하중(본 예제에서는 100tf/m(980kN/m))을 x축 방향 (횡방향)으로 가한 후 그 변위를 산정한다.

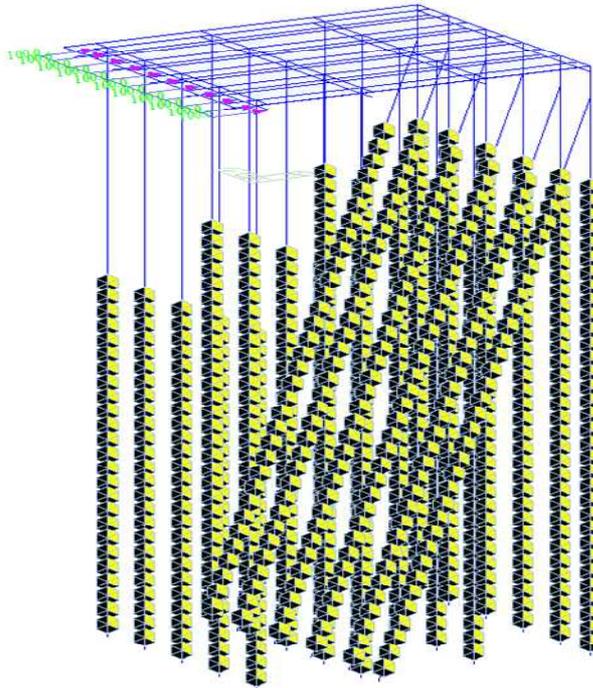


그림 B.5 임의의 하중재하(지반스프링 모델)

(나) α , β , γ 의 산정

$$\alpha = \int_0^L v_s(y) dy$$

$$\beta = \int_0^L w(y) \cdot v_s(y) dy$$

$$\gamma = \int_0^L w(y) \cdot v_s(y)^2 dy$$

여기서, $v_s(y)$ 는 안벽의 x축 방향 (횡방향)으로의 변위, $w_s(y)$ 는 안벽의 y축 방향 (종방향)으로의 단위길이당 고정하중, 그리고 L 은 안벽의 y방향 (종방향)으로의 전체 길이이다. 구해진 α , β , γ 의 값은 다음 표와 같다.

표 B.9 α, β, γ 의 계산

위치	절점의 y좌표 (m)	증분길이 (dy)	변위 (m)	α (m ²)	β (kN·m)	γ (ton·m ²)
절점 1	-16	3.25	0.212	0.689	449.30	95.25
절점 2	-12	4	0.212	0.848	552.98	117.23
절점 3	-8	4	0.212	0.848	552.98	117.23
절점 4	-4	4	0.212	0.848	552.98	117.23
절점 5	0	3.25	0.212	0.689	449.30	95.25
계		18.5		3.922	255.526	542.2

(다) 주기계산

x축 방향(횡방향)으로의 기본모드에 상응하는 주기는 다음의 식에 의해서 구한다.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{542.2}{(980) \cdot (9.81) \cdot (3.922)}} = 0.75 \text{ (sec)}$$

(라) 등가정적 하중 산정

구조물의 기본진동모드에 상응하는 등가정적하중 $p_e(y)$ 는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$p_e = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} \cdot w \cdot v_s$$

여기서, C_s 는 응답스펙트럼곡선에서 산정되는 스펙트럴 가속도 값을 g 로 나눈 무차원 값을 일컫는다. 구해진 C_s 의 값은 지반증폭계수를 사용하는 경우 0.371이며, 지반응답해석을 수행하는 경우 0.153이다. 따라서 등가정적하중은 예제 표와 같이 계산된다. 이 등가정적하중을 X축 방향으로 재하하여 변위와 부재력을 계산한다.

표 B.10 등가정적 지진하중

절점	절점의 y좌표 (m)	등가정적 지진하중(kN/m)	
		지반증폭계수 적용	지반응답해석 수행
절점 1	-16	242	99.4
절점 2	-12	242	99.4
절점 3	-8	242	99.4
절점 4	-4	242	99.4
절점 5	0	242	99.4

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(3) 설계부재력 산정

계산된 등가정적지진하중을 x축 방향 (횡방향)으로 재하하여 최대변위와 최대 부재력을 계산하면 아래 표와 같다. 본 예제에서는 부재력으로 말뚝의 전단력과 모멘트만 나타내었으며, 축력은 생략하였으나 실제 설계 시에는 축력을 고려하여야 한다.

표 B.11 해석 case별 변위 및 부재력 비교

구조물 모형화 방법	변위(m)	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
가상고정점	0.025	1685	1023
지반스프링	0.052	1743	1716

(가) 지진력 조합

항만 구조물에 대한 내진설계 시 수평 2방향에 대한 하중을 고려하여야 한다. 이들 두 방향의 직교지진력은 다음과 같이 조합할 수 있다.

$$LC1 = \text{종방향 해석결과의 } 100\% + \text{횡방향 해석결과의 } 30\%$$

$$LC2 = \text{종방향 해석결과의 } 30\% + \text{횡방향 해석결과의 } 100\%$$

본 예제에서는 X축 단일방향으로만 해석을 수행하였으므로, X축 결과를 Y축 결과로 가정하여 조합하였다. 실제 설계 시에는 수평 2방향에 대한 하중을 고려하여야 한다. 가상고정점 모델에 대한 모멘트 조합방법을 예시하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} LC1 &= \text{종방향 } 100\% + \text{횡방향 } 30\% \\ &= (y\text{방향모멘트}) \cdot (1.0) + (x\text{방향모멘트}) \cdot (0.3) \\ &= (1023) \cdot (1.0) + (1023) \cdot (0.3) = 1330 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

다른 부재력에 대해서도 위와 같은 식으로 계산하면 다음 표와 같다.

표 B.12 등가정적해석 시 수정설계 부재력

구조물 모형화 방법	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
가상고정점	2191	1330
지반스프링	2266	2231

(나) 응답수정계수의 적용

기능수행 수준의 지진은 대상구조물에 발생하는 변형을 탄성한도 내에서 거동하도록 규정하지만 붕괴방지 수준의 지진은 구조물에서 발생하는 소성변형을 허용한다. 붕괴방지 수준의 지진에 대하여 탄성해석을 수행한 부재력은 실제보다 크게 평가되므로 이를 고려하기 위하여 부재력을 응답수정계수로 나누어 주어야 한다. 붕괴방지 수준에서의 응답수정계수로 나눈 수정설계 부재력은 다음 표와 같다.

표 B.13 등가정적해석 시 응답수정계수가 적용된 수정설계 부재력

구조물 모형화 방법	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
가상고정점	2191	443
지반스프링	2266	744

(다) 설계 부재력의 조합

지진하중에 의하여 산정된 부재력은 정적하중(고정하중 및 활하중 등)에 의한 부재력과 조합하여야 한다. 정적하중에 의한 부재모멘트를 50kN·m라고 가정하여 이를 지진력과 조합하면 다음 표와 같다.

표 B.14 등가정적해석 시 조합 설계 모멘트

구조물 모형화 방법	전단력(kN)	모멘트(kN·m)
가상고정점	2191	493
지반스프링	2266	794

상기 부재력에 의한 부재 응력이 허용응력을 초과하지 않는지 검토하여야 한다. 이때, 허용응력 증가는 강재의 경우 50%, 콘크리트의 경우 33%를 적용한다. 일반적으로 잔교의 말뚝은 전단응력이 작으므로 특별한 하중조건이 아니면 이것을 검토할 필요가 없다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(라) 말뚝 허용응력 산정

잔교 말뚝의 단면응력은 축방향력과 휨모멘트를 겸해 받는 것으로 계산한다. 본 예제에서는 추가적인 수직하중을 고려하지 않았으므로, 자중만을 고려하여 축방향력을 산정하였다.

$$f_c = \frac{P}{A}, f_{bc} = \frac{M}{Z}$$

여기서, f_c : 말뚝의 축방향력에 의한 단면응력(N/mm^2)

f_{bc} : 말뚝의 휨모멘트에 의한 단면응력(N/mm^2)

A : 말뚝의 단면적(mm^2)

P : 말뚝의 축방향력(N)

Z : 말뚝의 단면계수(mm^3)

M : 말뚝의 휨모멘트($N \cdot m$)

f_{ca} : 허용인장응력 및 약축(弱軸)에 대한 허용축방향 압축응력(N/mm^2)

f_{ba} : 허용휨 압축응력(N/mm^2)

위 식을 참고하여 가상고정점 모델에 대한 축방향력에 의한 단면응력과 휨모멘트에 대한 단면응력 산정방법을 예시하였다. 먼저, 예제 단면으로 선정된 구조물의 총 자중은 약 10,016kN이며, 25개의 말뚝이 관입되어 있으므로 말뚝 1본당 받는 자중은 약 400.6kN으로 가정할 수 있다. 말뚝 두께가 가장 얇은 말뚝의 단면적은 $0.0326m^2$ 이며, 말뚝의 단면 2차모멘트는 $0.00259m^4$, 조합모멘트는 493kN이므로 아래와 같이 단면응력을 산정할 수 있다.

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{400.6 (kN)}{0.0326 (m^2)} = 12,288 (kN/m^2)$$

$$f_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{493 (kN \cdot m)}{0.00259 (m^4)} \times 0.405 (m) = 77,091 (kN/m^2)$$

축방향력(압축)과 휨모멘트를 동시에 받는 부재의 허용응력은 다음 안전율 값을 만족시켜야 한다.

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bc}}{f_{ba}} \leq 1.0$$

위 식을 참고하여 기능수행 수준의 가상고정점 모델에 대한 안전율을 다음과 같이 산정하였다. 설계에 사용된 강관의 축방향 압축응력, 휨압축응력은 항만 및 어항 설계 기준·해설(해양수산부, 2014)을 참고하여 다음 표와 같이 $140,000kN/m^2$ 으로 결정하였다.

표 B.15 강말뚝 및 강관널말뚝의 허용응력(해양수산부, 2014)

(단위 : N/mm²)

응력의 종류	강 종 STK400, SKK400, SKK400M, SKY400	STK490, SKK490M, SKY490
축방향인장응력(순단면적에 대하여)	140	190
축방향압축응력(총단면적에 대하여)	$\frac{\ell}{r} \leq 18.6,$ 140	$\frac{\ell}{r} \leq 16,$ 190
	$18.6 < \frac{\ell}{r} \leq 92.8$	$16 < \frac{\ell}{r} \leq 80.1$
	$140 - 0.82\left(\frac{\ell}{r} - 18.6\right)$	$190 - 1.29\left(\frac{\ell}{r} - 16\right)$
	$\frac{\ell}{r} > 92.8,$ $\frac{1,200,000}{6,700 + (\ell/r)^2}$	$\frac{\ell}{r} > 80.1,$ $\frac{1,200,000}{5,000 + (\ell/r)^2}$
휨인장응력(순단면적에 대하여)	140	190
휨압축응력(총단면적에 대하여)	140	190

이때, 강재의 경우 허용응력을 50% 증가시킬 수 있으므로 허용응력은 $210,000 kN/m^2$ 로 적용하여 허용응력 값을 비교하였다.

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bc}}{f_{ba}} = \frac{12,288}{210,000} + \frac{77,091}{210,000} = 0.43 \leq 1.0 \quad O.K$$

다른 부재력에 대해서도 위와 같은 식으로 계산하면 다음 표와 같다. 안전율을 만족하지 않는 경우 단면 제원을 수정하도록 한다.

표 B.16 허용응력비 비교

구조물 모형화 방법	허용응력비(F) 검토	평가 결과
가상고정점	0.43	O.K
지반스프링	0.65	O.K

B.4 본평가 (내진성능 I등급)

B.4.1 일반사항

상기의 예제와 동일한 잔교식 안벽을 대상으로 본평가를 수행하였으며 내진 I 등급으로 가정하였다. 그러므로, 평가기준지진의 평균재현주기는 붕괴방지 수준에 대해서 100년과 1,000년 재현주기 지진을 사용한다. 본 예제에서는 붕괴방지 수준에 대한 내진성능평가를 진행하였다. 이 때, 내진 I등급 붕괴방지구준 잔교식 안벽의 내진성능 평가거동한계는 지반의 부등침하 30cm 이내, 말뚝의 허용부재력 기준을 만족하면 된다.

B.4.2 비선형 응답이력해석

(1) 해석개요

본 예제의 단면은 경사지반에 설치된 말뚝으로 지지되는 잔교식 안벽으로써 상부 구조물-말뚝-지반의 동적상호작용을 정밀하게 고려하기 위해 비선형 응답이력해석을 수행하였다. 본 해석은 범용 유한차분해석 프로그램인 FLAC 2D 프로그램을 이용하여 수행하였다. 해석에 이용된 잔교식 안벽은 4개의 연직말뚝과 1개의 경사말뚝이 콘크리트 상판을 지지하는 구조이다.

지반조건은 옹벽배면쇄석(filling stone), 사면상단피복석(crushed stone), 상부 실트질 모래층(upper silty sand), 점토질 모래층(clayey sand), 하부 실트질 모래층(lower silty sand), 점토층(clay), 실트질 자갈층(silty gravel), 그리고 풍화암(weathered rock)의 층 8개 지반으로 구성되어 있다. 그리고 해석영역 하단에 1m 두께의 연암층을 두고 방사감쇠에 의해 지진 반사파를 제거하는 quiet boundary 조건을 적용하였다.

배면 옹벽 배면은 쇄석으로 채워져 있다. 그리고 상판은 보요소, 말뚝은 FLAC 2D 에서 제공하는 말뚝요소를 적용하였다. 해석영역의 좌우측 경계는 사면과 옹벽으로부터 상판길이의 2배 거리를 적용하였다.

각 토층의 연직 두께는 지진파의 전달을 모사하기 위하여 지진파의 최대 주파수 크기를 고려하여 아래 식으로 결정하였다. 전체 토층 중 최소 전단파 속도는 약 96m/s, 입력파의 최대 주파수는 8Hz를 적용하였고 그 결과 토층의 두께는 약 1m로 적용하였다.

$$\Delta z_{global} = \frac{C_s}{10f_{max}}$$

여기서, Δz_{global} = 해석요소의 연직방향 두께

C_s = 토층의 최소 전단파 속도

f_{max} = 입력파의 최대 주파수

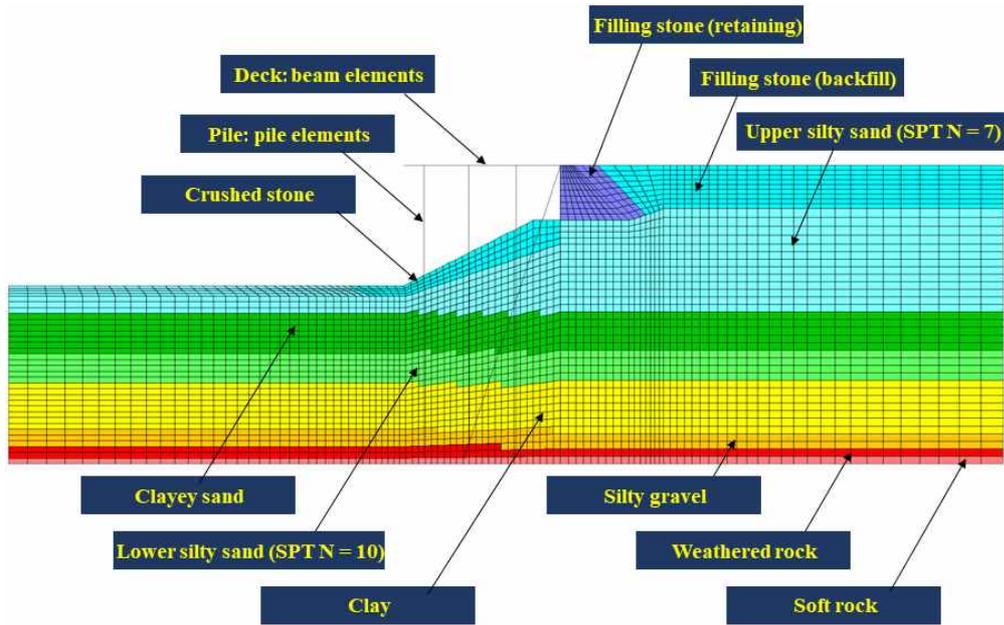


그림 B.6 잔교식 안벽 해석 단면

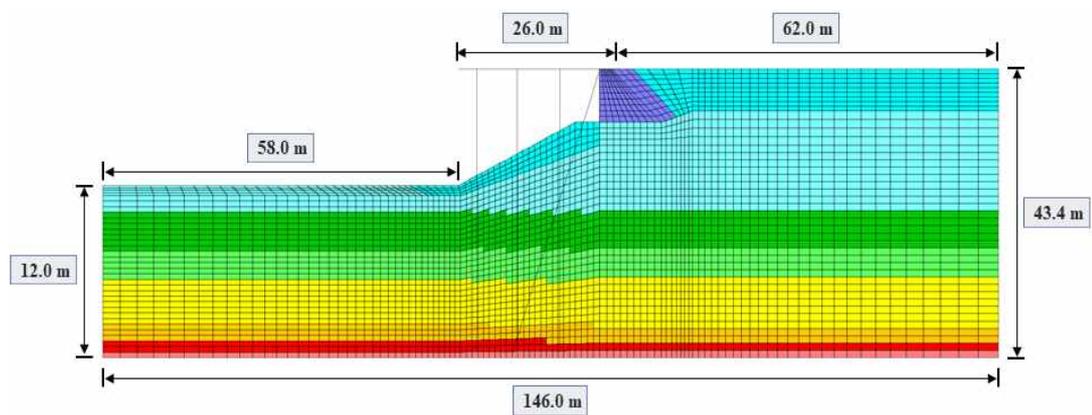


그림 B.7 해석 모델링의 치수

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(2) 해석 물성값의 결정

표 B.17과 표 B.18은 입력 변수값을 요약하여 보여준다. 지반 구성모델은 기본적으로 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 그리고, 해석영역 하단의 연암층과 응벽은 탄성 모델을 적용하였다. 그리고, 동적 해석을 수행할 때 상부 실트질 모래층, 점토질 모래층 그리고 하부 실트질 모래층에 대하여 액상화 현상을 모사하는 유효응력 해석모델인 Finn 모델을 적용하였다. Finn 모델은 다음 식을 적용하여 전단 변형률과 부피 변형률에 따른 과잉간극수압 발생을 고려하는 모델이다.

$$\frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma}\right)$$

여기서, $\Delta\epsilon_{vd}$ = 부피 변형률

γ = 전단 변형률

C_1 = 부피 변화량을 조절하는 변수

C_2 = 반복 횟수에 따른 누적 부피변화 형상을 조절하는 변수

C_1 과 C_2 입력변수는 다음 식을 이용하여 SPT (N_1)₆₀을 적용하여 결정할 수 있다.

$$C_1 = \frac{1}{2} \left\{ 8.7 \left[(N_1)_{60} \right]^{-1.25} \right\}$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1}$$

잔교식 안벽의 상판은 두께 0.5m, 폭 7.0m로써 전체 안벽 중 한 단면을 모델링하였다. 상판은 콘크리트, 말뚝은 강관 말뚝이며, 입력 물성값은 표 B.19와 표 B.20에 정리하였다. 상판과 말뚝 등 구조물의 소성거동이 예상되는 경우에는 탄소성 구성모델을 적용하는 것이 필요하다.

표 B.17 지반모델의 입력물성값

구분	밀도 (t/m ³)	점착력 (kPa)	마찰각 (deg)	전단탄성 계수 (kPa)	체적탄성 계수 (kPa)	포아송비
Crushed stone	1.8	1.0	40.0	1.1E5	2.4E5	0.3
Upper silty sand	1.7	1.0	36.0	5.9E4	1.3E5	0.3
Clayey sand	1.8	10.0	38.0	7.8E4	1.7E5	0.3
Lower silty sand	1.7	1.0	36.0	5.9E4	1.3E5	0.3
Clay	1.6	100.0	20.0	1.5E4	3.2E4	0.3
Silty gravel	1.9	1.0	42.0	1.2E5	2.6E5	0.3
Weathered rock	2.0	5000.0	45.0	4.3E5	5.8E5	0.2
Soft rock*	2.1			3.3E6	4.4E6	0.2

Note: (*) Elastic model

표 B.18 Finn 모델의 입력변수

구분	SPT N 값	C_1	C_2
Upper silty sand	7	0.235	0.852
Clayey sand	12	0.105	1.911
Lower silty sand	10	0.245	0.818

표 B.19 상판의 입력물성값

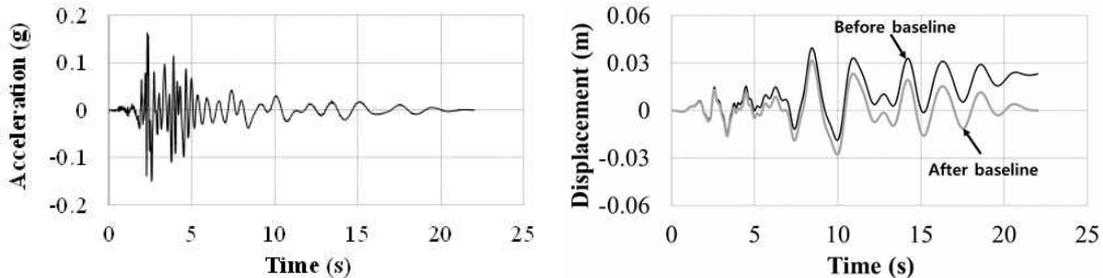
밀도 (t/m ³)	2.45
Young 탄성계수 (kPa)	5.0E7
포아송비	0.25
단면높이 (m)	0.5
단면폭 (m)	7.0

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 B.20 말뚝 제원

구분	연직말뚝 (VP1, VP4)	연직말뚝 (VP2, VP3)	경사말뚝 (BP1)
Young 탄성계수 (kPa)	2.0E8	2.0E8	2.0E8
밀도 (t/m ³)	7.85	7.85	7.85
포아송비	0.2	0.2	0.2
지름 (m)	1.12	0.81	0.81
길이 (m)	42.4	42.4	44.7
두께 (m)	0.013	0.013	0.013
항복응력 (kPa)	1.4E ⁵	1.4E ⁵	1.4E ⁵

입력 지진파는 국내 설계기준을 적용하여 지진파의 응답스펙트럼이 국내 설계응답 스펙트럼 기준에 맞도록 보정하였다. 다음 그림은 입력지진파로써 주요 주파수는 0.5Hz이다. 그리고, baseline correction을 적용하여 입력파의 최종 변위가 0이 되도록 보정하였다.



(a) 가속도 시간이력

(b) Baseline correction

그림 B.8 입력 지진파

흙의 비선형 거동특성인 전단변형률에 따른 전단탄성계수 감소를 고려하기 위하여 hysteretic model을 적용하였다. 본 모델은 전단변형률에 따른 전단탄성계수와 감쇠비 변화를 고려한다. 다음 표는 각 토층에 작용된 전단탄성계수 모델과 hysteretic model을 정리하였다. 그리고, 주요 주파수 0.5Hz, 감쇠비 1%의 Rayleigh 감쇠를 적용하여 고주파 노이즈 성분이 제거되도록 하였다.

표 B.21 전단탄성계수 감소곡선과 이력 모델

구분	전단탄성계수 곡선	hysteretic model	변수 γ_{ref}
Crushed stone	Seed et al. (gravel)	Hardin/Drnevich	0.0135
Upper silty sand	Seed et al. (sand)	Hardin/Drnevich	0.0585
Clayey sand	Vucetic-Dobry (PI=0)	Hardin/Drnevich	0.0288
Lower silty sand	Seed et al. (sand)	Hardin/Drnevich	0.0585
Clay	Vucetic-Dobry (PI=30)	Hardin/Drnevich	0.1270
Silty gravel	Seed et al. (gravel)	Hardin/Drnevich	0.0135
Weathered rock	Idriss	Hardin/Drnevich	0.8530

(3) 해석 결과

그림 B.9-그림 B.11는 각각 변형형상, 상판 가속도와 변위 그리고 지표면 침하 시간 이력을 보여준다. 경사면 상단부에서 약 64mm의 침하, 그리고 하단부에서 12mm의 융기가 발생하였다. 상판의 최대 가속도와 변위는 각각 0.09 g와 56 mm였으며 상판의 잔류변위는 41mm 바다쪽으로 발생하였다.

그림 B.12는 경사면의 수평변위 시간이력으로써 바다쪽으로 변위가 누적되어 발생하며, 최대변위와 잔류변위는 각각 48mm와 25mm였다.

그림 B.13은 진동 중 발생하는 과잉간극수압 모델을 보여준다. Line 1과 Line 2 위치에서 발생한 최대 과잉간극수압비는 상부층에서 약 0.8-0.9, 하부층에서 약 0.3-0.4였다. Line 4 위치에서 발생한 최대 과잉간극수압비는 약 0.3으로 작게 발생하였는데 이는 배면지반 등 상부 토층의 구속압이 크기 때문으로 판단된다. Line 3 위치의 최대 과잉간극수압비는 경사면의 변위발생으로 약 0.3-0.5 범위로 발생하였다.

그림 B.14는 말뚝의 휨모멘트 분포으로써 휨모멘트가 최대일 때와 최종 시점의 값이다. 말뚝 길이가 제일 긴 바다쪽 말뚝과 옹벽과 배면지반의 변위에 영향을 받는 육지쪽 말뚝에서 휨모멘트가 크게 발생하였다. 특히, 이 말뚝들은 말뚝-상판 연결부와 액상화 층과 점토층의 경계부의 휨모멘트 값이 크게 발생하였다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

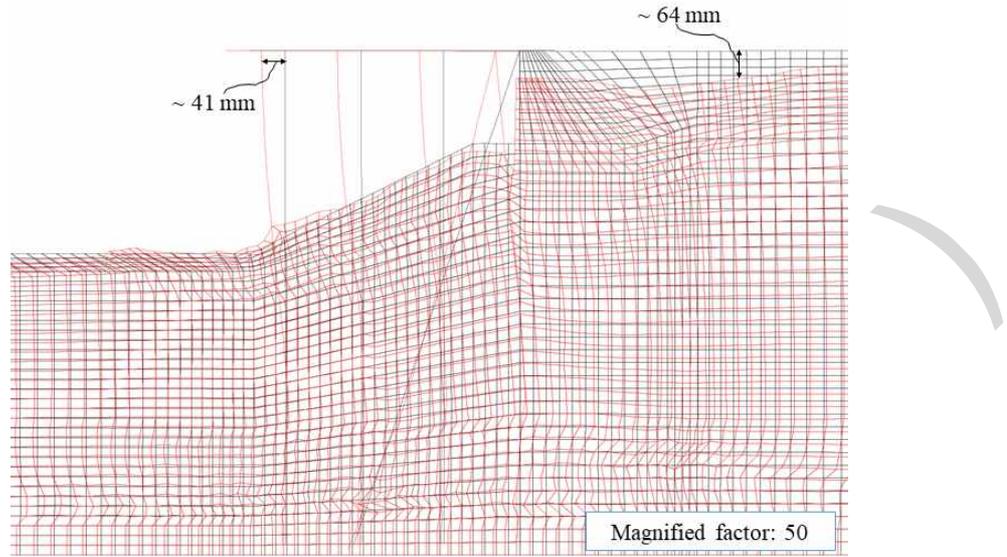
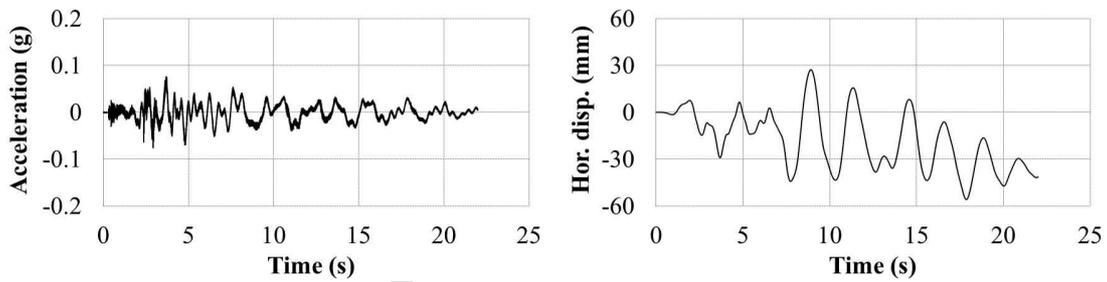


그림 B.9 지진하중에 의한 최종 변형 형상



(a) 가속도 시간이력

(b) 변위 시간이력

그림 B.10 상판의 가속도와 변위 시간이력

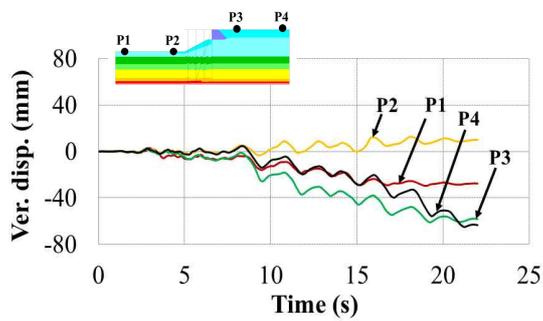


그림 B.11 경사 지표면의 연직 침하량

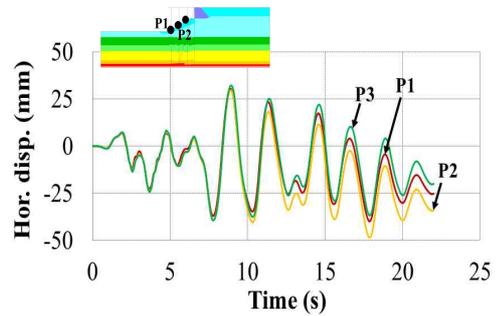


그림 B.12 경사 지표면의 수평 변위량

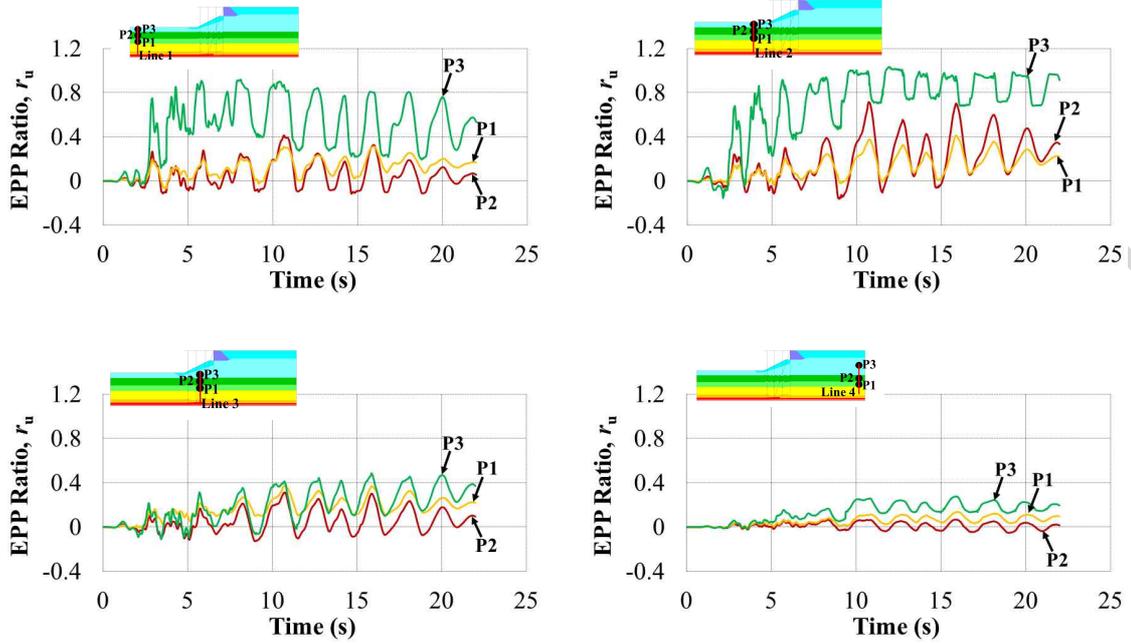


그림 B.13 과잉간극수압비 시간이력 (EPP ratio, r_u)

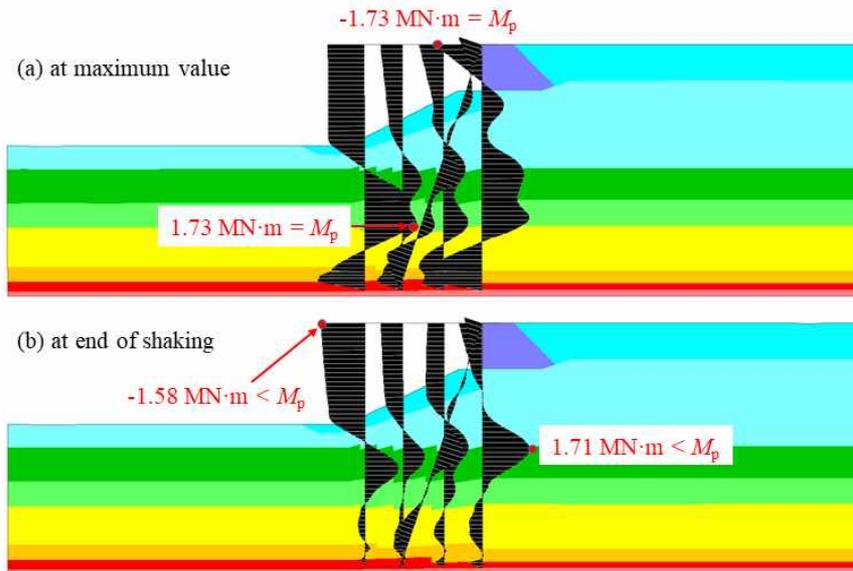


그림 B.14 말뚝 휨모멘트 분포

표 B.22 - 표 B.24는 해석에서 얻어진 상판과 말뚝의 응답을 정리하였다. 상판의 최대 변위는 허용변위 기준 30cm 이내이며, 축력과 휨모멘트에 의해 발생하는 말뚝응력은 허용값 이내이므로 본 잔교식 안벽은 설계지진에 대하여 안전하였다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 B.22 상판의 응답

최대가속도 (g)	수평변위 (mm)	
	최대	잔류
0.09	56	41

표 B.23 말뚝 두부에서 발생한 휨모멘트

VP1 (MN·m)		VP2 (MN·m)		VP3 (MN·m)		VP4 (MN·m)		BP1 (MN·m)	
최대	잔류								
1.73	1.59	0.88	0.79	0.89	0.58	1.73	0.83	0.89	0.68

표 B.24 말뚝 재료에 발생한 최대응력

VP1 (kPa)	VP2 (kPa)	VP3 (kPa)	VP4 (kPa)	BP1 (kPa)
최대	최대	최대	최대	최대
152,000	157,000	157,000	152,000	157,000
136,000	153,000	154,000	152,000	156,000

※ 말뚝재료 항복응력 = 210,000 kPa (강관말뚝의 경우 50% 할증)

부록 C

자켓식 예제



C.1 일반사항

본 예제에 사용된 자켓식 안벽 단면은 그림 C.1과 같다. 지진구역은 I 구역이며 기능수행수준과 붕괴방지수준에 대하여 내진성능 I등급으로 성능평가를 수행하였다. 또한, 내진성능평가법은 다중모드 스펙트럼 해석법을 적용하였다.

표 C.1 내진성능 평가를 위한 자켓식 안벽 제원

항 목	잔교식 안벽의 제원	성능 평가법
내진등급	내진 I등급	다중모드 스펙트럼 해석법
크레인	내진 I등급	크레인 있음
지반등급	S4	현지지반조사 결과 반영 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」
지진구역	지진구역 I구역	충청남도
노후도	C	정밀안전진단 결과 C등급

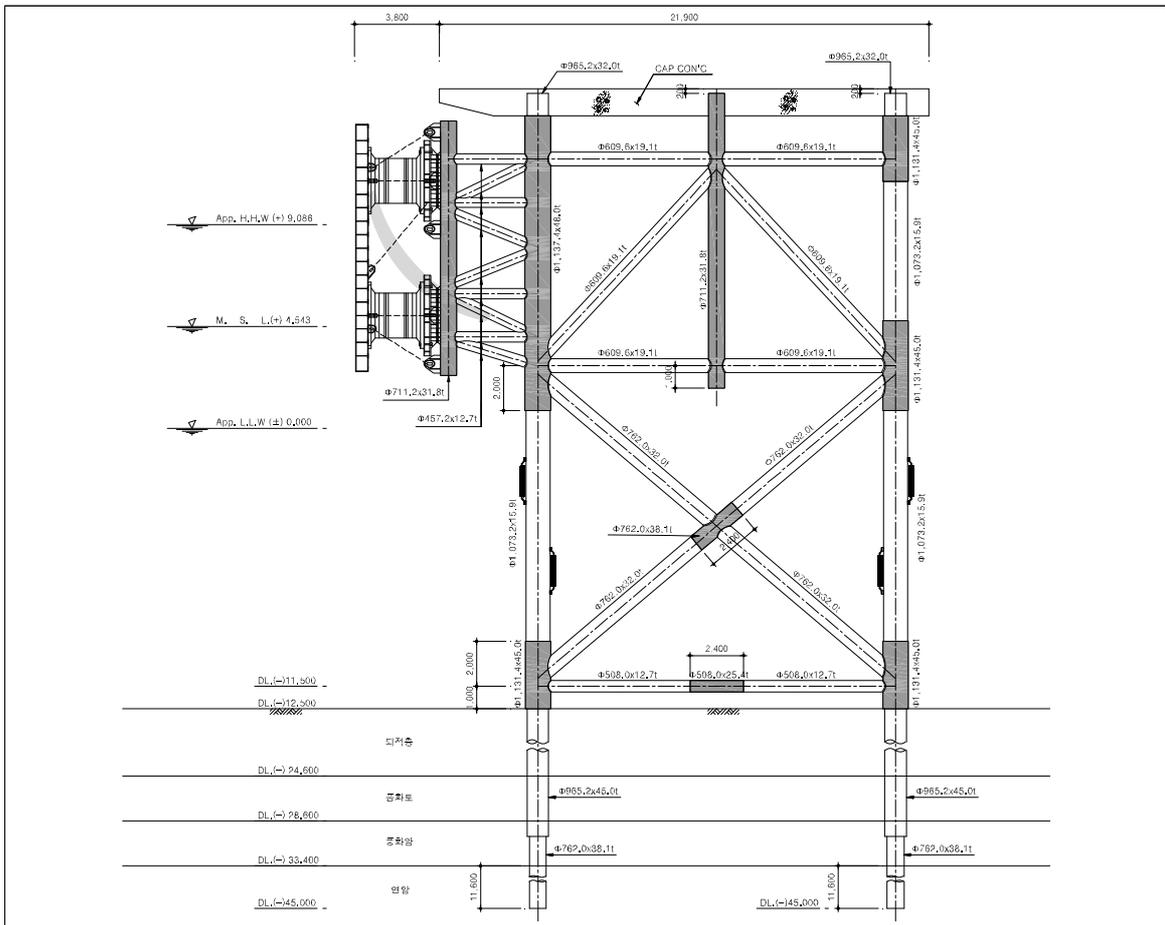


그림 C.1 자켓식 안벽 단면도
- C1 -

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 C.2 말뚝 제원 및 물성값

Location	Member	Group	Size	Remark
Jacket	Can	AJ1, AJ21	Φ1,131.4×45.0t	API 2H Gr.50
		AJ23	Φ1,137.4×48.0t	
		AJ3, AJ4	Φ1,137.4×48.0t	
		BJ1, BJ4	Φ1,131.4×45.0t	
		BJ21, BJ23	Φ1,131.4×45.0t	
		BJ31, BJ33	Φ1,131.4×45.0t	
		BV1	Φ711.2×31.8t	
		BH2	Φ508.0×25.4t	
		VD2	Φ762.0×38.0t	
	Leg	AJ22	Φ1,073.2×15.9t	ASTM A36 or
		BJ22, BJ32	Φ1,073.2×15.9t	API 5L Grade B
	Bracing	BH1	Φ508.0×19.1t	ASTM A36 or API 5L Grade B
		BH2	Φ508.0×12.7t	
		MH1, HH1	Φ508.0×12.7t	
		MH2, HH2	Φ609.6×19.1t	
		HD1 ~ 3	Φ406.4×9.5t	
		VD1	Φ711.2×31.8t	
		VD2, VD3	Φ762.0×32.0t	
		VD4, VD5	Φ609.6×19.1t	
VD6		Φ508.0×15.9t		
Fender frame	Frame	FA1	Φ711.2×31.8t	API 2H Gr.50
		FH1	Φ609.6×25.4t	ASTM A36 or API 5L Grade B
		FH2	Φ660.0×25.4t	
		FS1, FT1	Φ457.2×12.7t	
		FT2	Φ508.0×15.9t	
		FD1	Φ457.2×12.7t	
Jacket pile	Pile	JP1	Φ965.2×45.0t	ASTM A36 or
Pin pile	Pile	PP1	Φ762.0×38.1t	API 5L Grade B
	Pile	PP2	Φ762.0×50.8t	

표 C.3. 콘크리트 물성값

Thickness t (mm)	Density ρ (kg/m ³)	Young modulus E (Mpa)	Poisson's ratio ν
0.5	2.45	50E3	0.25

C.2 우선순위평가

내진성능 우선순위평가는 기존 계류시설물의 영향도, 지진도, 취약도를 정량적으로 고려하여 본평가 우선순위를 결정한다. 개별 평가인자의 산식은 아래와 같다.

$$\text{우선순위지표} = SC + CR + ST + SZ + DE + LI \leq 100 \quad (\text{식 C.1})$$

표 C.4는 우선순위평가 결과로, 본평가의 우선순위 선정을 위해 사용된다. 내진 I등급 (크레인 있음) 조건을 적용한 경우 우선순위지표는 67.0점으로 산정되었다.

표 C.4 자켓식 안벽의 우선순위평가 결과 (내진 I등급)

평가항목	산 식	평가지표
내진등급	내진 I 등급	$SC = 10$
크레인 유무	크레인 있음	$CR = 30$
지반분류	4등급, $ST = 15 \times \left(\frac{N}{6}\right)$	$N = 2, ST = 5$
지진구역	$SZ = 10$, 지진구역 I 구역	I구역, $SZ = 10$
노후도	정밀안전진단 C등급	$DE = 12$
액상화 가능성	액상화 가능성 없음	$LI = 0$
우선순위평가 결과	$SC + CR + ST + SZ + DE + LI$	67.0 (내진성능 중요항만 그룹)

C.3 본평가

C.3.1 일반사항

본 예제에 사용된 자켓식 안벽은 내진 I등급으로 평가기준지진의 평균재현주기는 기능수행수준에 100년, 붕괴방지수준에 1000년 재현주기 지진을 사용하였다.

C.3.2 내진성능평가 흐름도

- 자켓식 구조물은 Jacket Leg, Jacket Pile, Pin Pile, Bracing, Joint Can 및 부대시설 등의 합성 구조물로써 하부 말뚝기초가 지중에 관입되어 외력에 저항한다.
- 본 해석 예제에서는 BD(Breasting Dolphin)에 대하여 해양구조물 전용 해석 프로그램인 SACS (Structure Analysis Computer System)을 사용하였으며 자켓 구조물의 내진성능평가 흐름도(그림 C.2)는 아래와 같다.

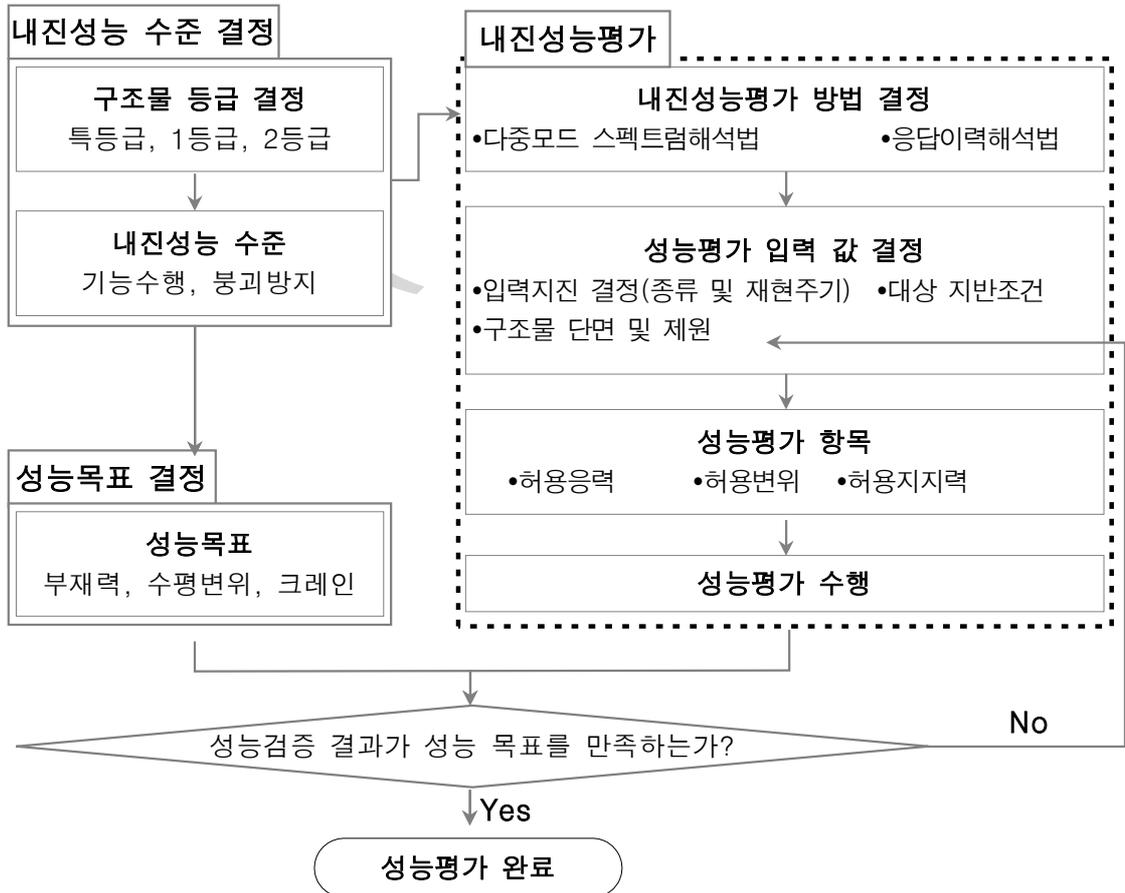


그림 C.2 자켓 구조물의 내진성능평가 흐름도

C.3.3 내진성능 수준 및 표준설계응답스펙트럼 결정

C.3.3.1 내진성능 수준 결정

- 본 구조물은 지진구역 I 에 위치하고 있으며 내진등급은 I등급 이고 붕괴방지 수준과 기능수행수준으로 나누어 내진성능 평가를 수행하였다.
- 본 예제의 내진등급 및 내진성능수준은 표 C.5와 같으며 위험도계수 및 지진구역 계수는 표 C.6, C.7과 같다.

(1) 내진등급 및 내진성능수준

표 C.5 내진등급 및 내진성능수준

등 급	내진성능수준	재현주기	성 능 수 준
내진 특등급	붕괴방지수준	2,400년	<ul style="list-style-type: none"> •기능수행수준(OLE) : 구조물에 심각한 구조적 손상이 발생하지 않고 지진경과 후에도 구조물의 기능은 정상적으로 유지될 수 있는 성능 수준 •붕괴방지수준(CLE) : 구조물에 제한적인 구조적 피해는 발생하나 긴급보수를 통해 단시간에 구조물로써의 기능이 발휘될 수 있는 수준
	기능수행수준	200년	
내진 I등급	붕괴방지수준	1,000년	
	기능수행수준	100년	
내진 II등급	붕괴방지수준	500년	
	기능수행수준	50년	

(2) 위험계수(I)

표 C.6 위험도계수(I)

재현주기 (년)	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년	4,800년
위험도 계수	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00	2.60

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(3) 지진구역 계수(Z)

표 C.7 지진구역 계수(Z)

지진구역	구역계수	행정구역	
I	0.11	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
		도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도
II	0.07	도	강원도 북부, 제주도

(4) 설계지반운동 수준 및 설계진도 결정

(가) 설계지반운동수준(S = 압반상 유효수평지반 가속도) 산정

○ 설계 진도는 행정구역에 의한 방법으로 수행하였으나 국가지진위험지도의 값을 사용할 경우는 행정구역에 의한 방법으로 결정된 값의 80% 보다 작지 않아야 한다.

(나) 구역계수를 이용한 방법

- 붕괴방지수준 : $S = Z \times I = 0.11 \times 1.4 = 0.154g$
- 기능수행수준 : $S = Z \times I = 0.11 \times 0.57 = 0.063g$

(다) 국가지진위험지도를 이용한 방법

- 붕괴방지수준 : $S = 0.11g$
- 기능수행수준 : $S = 0.045g$

(라) 설계진도 산정

- 붕괴방지수준 : $\text{Max}(0.154g \times 80\% = 0.123g, 0.11g) = 0.123g$
- 기능수행수준 : $\text{Max}(0.063g \times 80\% = 0.050g, 0.045g) = 0.050g$

C.3.3.2 표준설계응답스펙트럼 결정

(1) 설계지반정수

○ 원지반 설계지반정수는 보링조사 및 물성시험을 통하여 표 C.8과 같이 정리하였다.

표 C.8 원지반 설계지반정수

지층	심도(DL.)	층두께	지반물성치				
			γ_{sat} (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)	C (kN/m ²)	Φ	V_s (m/s)
상부사질토	(-)12.50 ~ (-)15.60	3.10	18.8	17.5	0	28	220
연약점토	(-)15.60 ~ (-)17.60	2.00	17.5	17.0	21.9	0	215
하부사질토	(-)17.60 ~ (-)21.60	4.00	20.0	18.5	0	32	390
고결점토	(-)21.60 ~ (-)24.60	3.00	19.0	18.5	80.0	0	370
풍화토	(-)24.60 ~ (-)28.60	4.00	20.0	20.0	20	32	710
풍화암	(-)28.60 ~ (-)33.40	4.80	21.0	21.0	30	33	950
연암	(-)33.40 ~ (-)45.40	12.00	23.0	23.0	160	34	1,310
보통암	(-)45.40 ~ (-)50.00	4.60	24.5	24.5	270	36	1,640

(2) 표준설계응답스펙트럼 결정

○ 원지반에 대한 보링 자료 및 설계지반정수 값을 분석한 결과 지반의 종류는 S4 지반(표 C.9)에 속하며 이에 대한 장·단 주기의 증폭계수(표 C.10)를 산정하였다.

(가) 지반분류 및 지반증폭계수 산정

표 C.9 지반분류

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

* 전단파속도 760m/s 이상을 나타내는 지층

※ 기반암 깊이와 무관하게 토층 평균 전단파속도가 120m/s 이하인 지반은 S5 지반으로 분류

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 C.10 지반증폭계수 산정

지반분류	단주기 증폭계수, F_a			장주기 증폭계수, F_v		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

* 지반분류 위치는 자켓식 안벽 단면의 중앙부를 기준으로 산정하였음.

- 붕괴방지수준 : $F_a = 1.554$, $F_v = 2.154$ (직선보간법 적용)
- 기능수행수준 : $F_a = 1.6$, $F_v = 2.2$

(나) 표준설계응답스펙트럼 결정

○ 위에서 산정한 지반분류(S4) 및 지반증폭계수(단주기, 장주기)를 바탕으로 본 예제의 기능수행수준 및 붕괴방지수준에 대한 표준설계응답스펙트럼을 아래 그림 C.3 과 같이 작성하였다.

구 분	기능수행수준(초)	붕괴방지수준(초)	비 고
Ts	0.550	0.554	$T_s = \frac{F_v}{2.5 \cdot F_a}$
T0	0.110	0.111	$T_0 = 0.2 T_s$
TL	3.000	3.000	
응답 스펙트 럼			

그림 C.3 SACS의 표준설계응답스펙트럼 입력

C.3.4. 전산해석(SACS(Structural Analysis Computer System) 사용)

C.3.4.1 SACS의 내진성능평가 흐름도

○ 자켓 구조물의 내진성능평가는 해양구조물 전용 해석 프로그램인 SACS(Structural Analysis Computer System) 또는 이와 유사한 기능을 보유한 프로그램을 사용할 수 있으나 본 예제에서 SACS(Structural Analysis Computer System)을 사용하였고 SACS의 내진성능평가 흐름도(그림 C.4)는 아래와 같다.

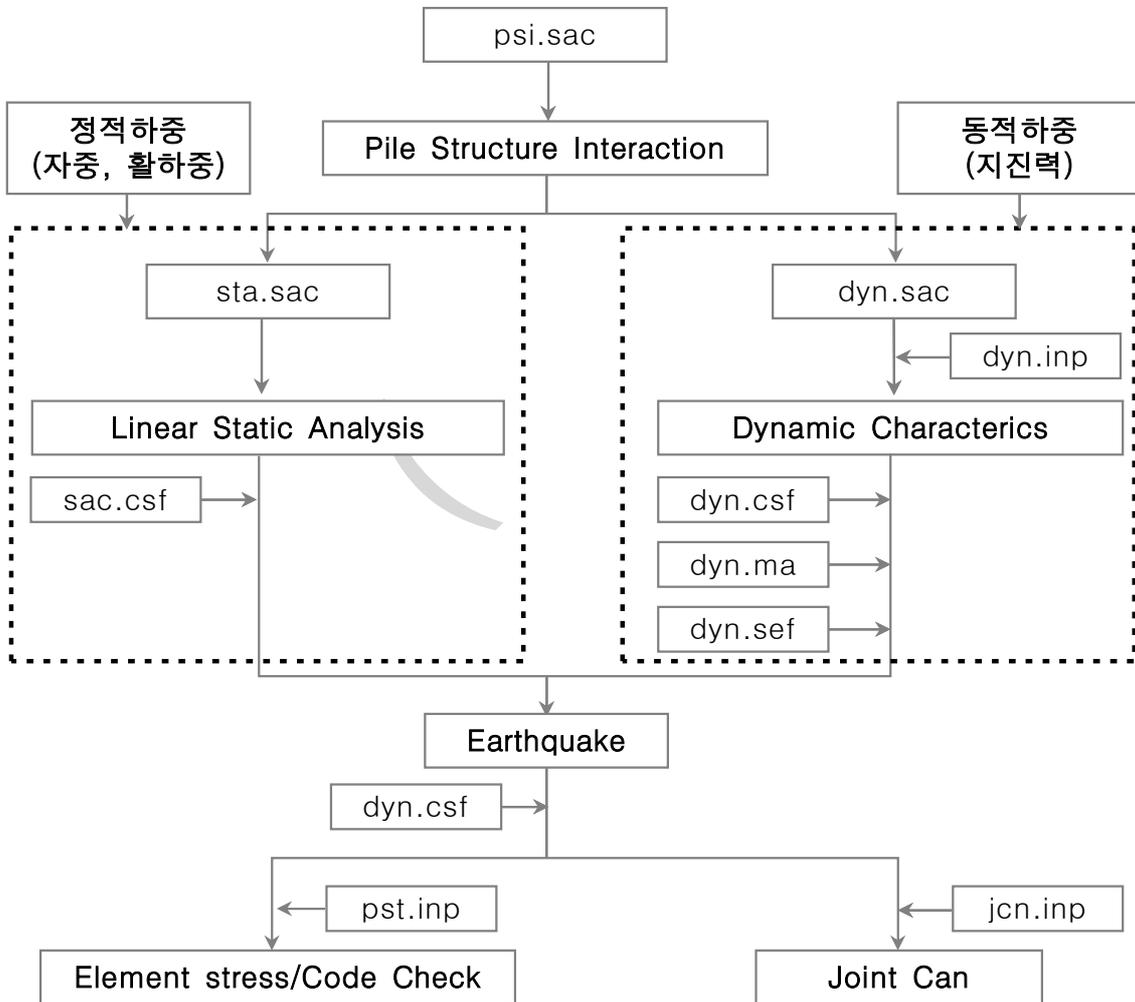


그림 C.4 SACS의 내진성능평가 흐름도

C.3.4.2 전산해석 과정

(1) 자켓의 3차원 모델링

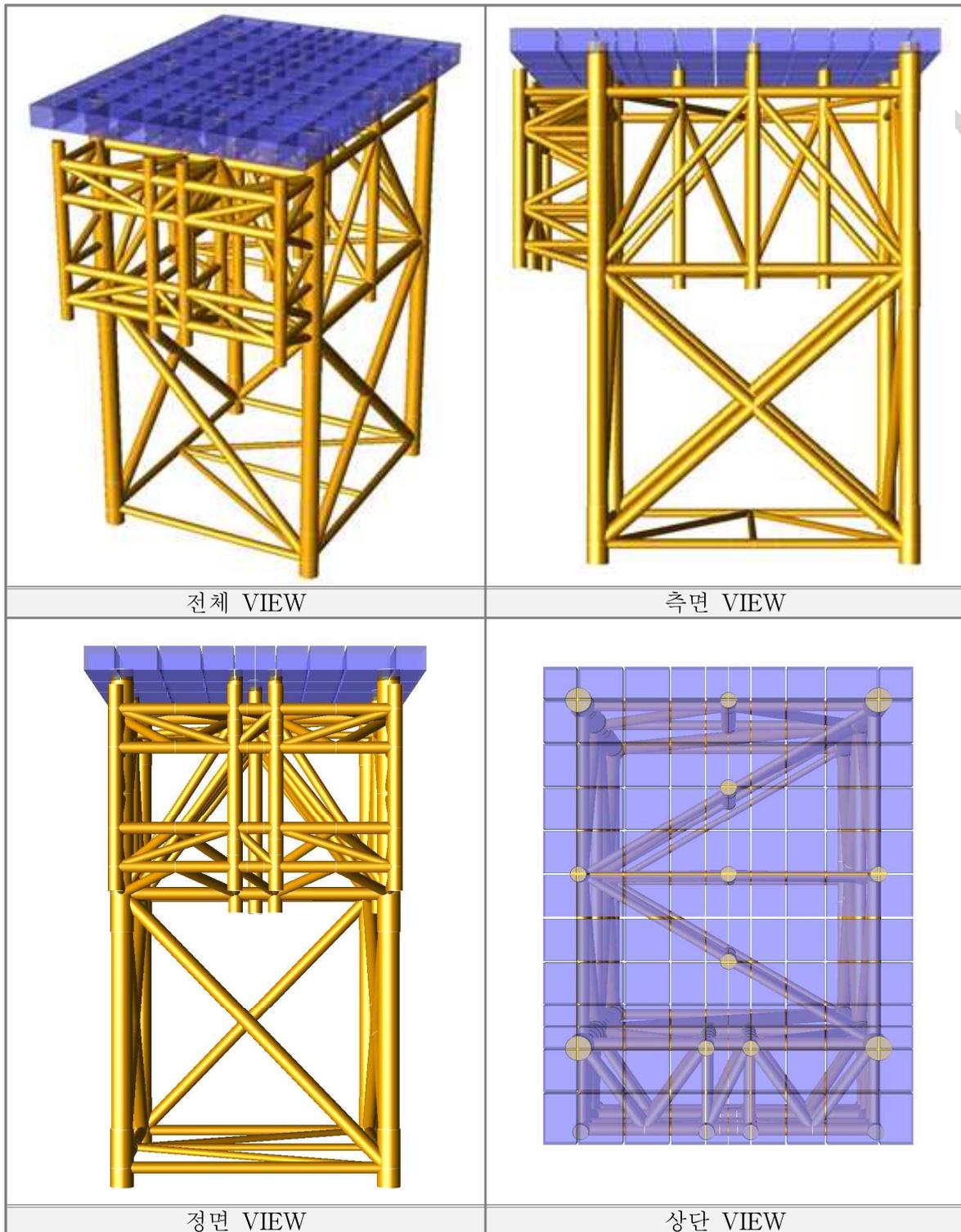


그림 C.5 자켓의 3차원 모델링

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(2) 2중관 및 환경하중 입력

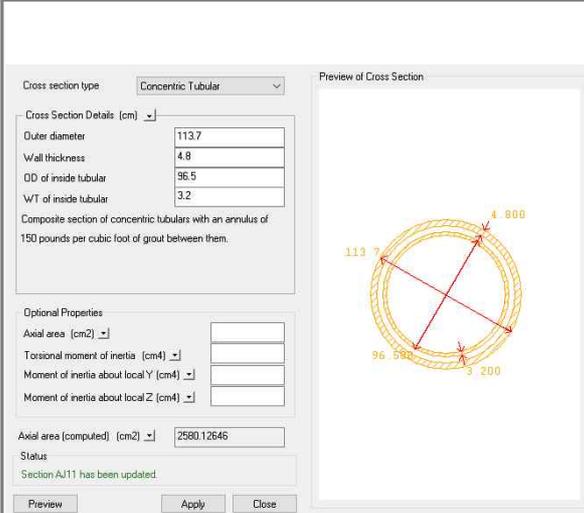
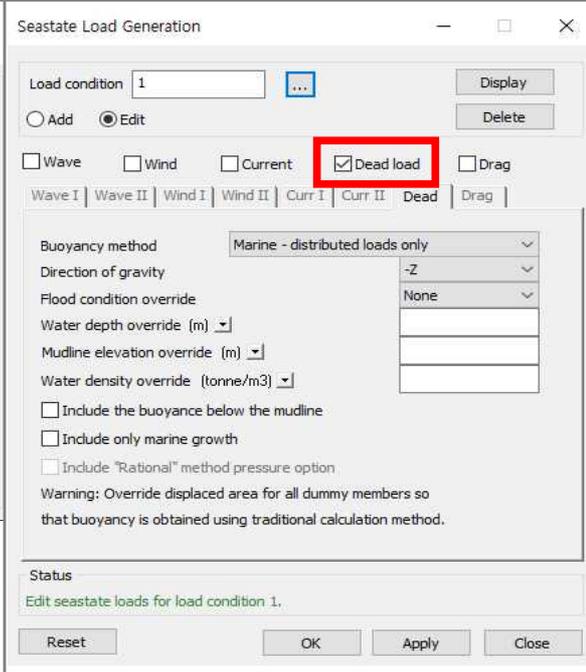
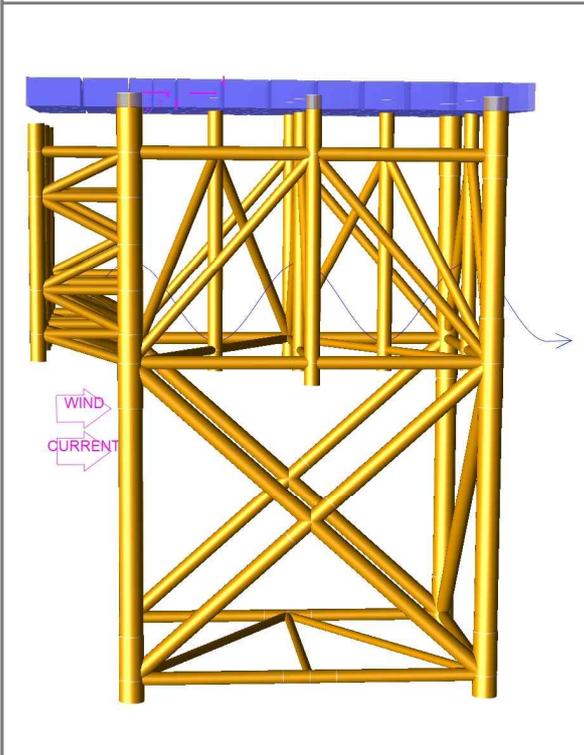
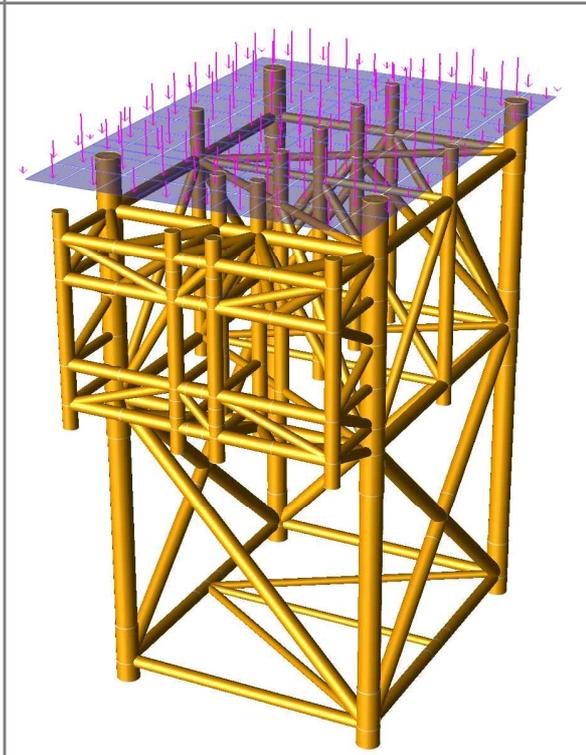
 <p>* 이중관입력시 그라우팅은 기본값으로 자동입력. * 그라우팅은 외강관과 내강관사이에만 적용됨.</p>	
<p>이중강관 단면특성 입력</p>	<p>자중입력</p>
	
<p>환경하중 조건 입력</p>	<p>상재하중</p>

그림 C.6 2중관 및 환경하중 입력

(3) PSI(Pile Structure Interaction) Data 작성

○ 해저면을 기준으로 상부 자켓의 선형거동과 하부 말뚝기초의 비선형적 거동이 해저면에서 일치되도록 구속조건을 부여하고 상·하부 거동을 상호 연관시키기 위하여 SACS의 PSI(Pile Structure Interaction) 모듈을 사용하였다.

○ PSI Data는 API(American Petroleum Institute)에서 제시한 말뚝변위와 지반 반력사이의 관계곡선(p-y(그림 C.8, 그림 C.9), t-z(그림 C.10), q-z(그림 C.11) 곡선)을 이용하여 PSI Data(그림 C.7)를 다음과 같이 작성하였다.

(가) PSI Data 작성

The image shows a screenshot of the SACS software interface. On the left, a list of input data is displayed, including pile and soil properties. On the right, a 'General' dialog box is open, showing 'T-Z Axial' properties with fields for T Value and Z Value in both kN/cm² and cm units.

Line	Command	Value 1	Value 2	Value 3	Value 4	Value 5	Value 6	Value 7	Value 8
1	PSIOPT	+ZMN	Y	SM		100	PT	S3	5. 7.85
2	PLTRQ	SD				DA	AL	AS	UC
3	PLSECT								
4	PLSECT	JP1		TUB2375.44062700.2031350.2031350.			96.12	4.300	8.855
5	PLSECT	JP2		TUB2106.93758410.1879205.1879205.			96.12	4.300	8.883
6	PLGRUP								
7	PLGRUP	A1	JP1	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	14.23
8	PLGRUP	A1	JP2	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	0.400
9	PLGRUP	A1		76.2	3.61	20.0	8.0	34.5	4.370
10	PLGRUP	A1		76.2	2.30	20.0	8.0	34.5	6.500
11	PLGRUP	A2	JP1	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	14.23
12	PLGRUP	A2	JP2	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	0.400
13	PLGRUP	A2		76.2	3.61	20.0	8.0	34.5	4.370
14	PLGRUP	A2		76.2	2.30	20.0	8.0	34.5	6.500
15	PLGRUP	B1	JP1	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	14.23
16	PLGRUP	B1	JP2	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	0.400
17	PLGRUP	B1		76.2	3.61	20.0	8.0	34.5	4.370
18	PLGRUP	B1		76.2	2.30	20.0	8.0	34.5	6.500
19	PLGRUP	B2	JP1	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	14.23
20	PLGRUP	B2	JP2	96.1	4.30	20.0	8.0	34.5	0.400
21	PLGRUP	B2		76.2	3.61	20.0	8.0	34.5	4.370
22	PLGRUP	B2		76.2	2.30	20.0	8.0	34.5	6.500
23	PILE								
24	PILE	1	5	A1					BD2 BD2
25	PILE	3	6	A2					BD2 BD2
26	PILE	2	9	B1					BD2 BD2
27	PILE	4	10	B2					BD2 BD2
28	SOIL								
29	SOIL	TZAXIAL	HEAD	54	11		BD2	T-Z CURVE	
30	SOIL	SLOCSM	11	0.00001.0000	1.0000T-Z CURVE				
31	SOIL	T-Z	0.00000.00000.00000.00000.00000.00000.00000.00000.00000.00000						
32	SOIL	T-Z							
33	SOIL	T-Z	0.00000.0000						
34	SOIL	SLOCSM	11	1.00001.5300	1.0000T-Z CURVE				
35	SOIL	T-Z	0.00000.00000.00020.16390.00040.32780.00060.49170.00070.6555						
36	SOIL	T-Z	0.00000.81940.00070.98330.00071.14720.00071.31110.00071.4750						
37	SOIL	T-Z	0.00071.6388						
38	SOIL	SLOCSM	11	1.53002.5300	1.0000T-Z CURVE				
39	SOIL	T-Z	0.00000.00000.00020.18230.00050.36450.00070.54680.00080.7291						
40	SOIL	T-Z	0.00080.91130.00071.09360.00071.27590.00071.45810.00071.6404						
41	SOIL	T-Z	0.00071.8227						
42	SOIL	SLOCSM	11	2.53003.5300	1.0000T-Z CURVE				
43	SOIL	T-Z	0.00000.00000.00030.20670.00050.41340.00080.62010.00090.8268						
44	SOIL	T-Z	0.00091.03340.00081.24010.00081.44680.00081.65350.00081.8602						
45	SOIL	T-Z	0.00082.0669						
46	SOIL	SLOCSM	11	3.53004.5300	1.0000T-Z CURVE				
47	SOIL	T-Z	0.00000.00000.00030.24240.00060.48470.00090.72710.00110.9694						
48	SOIL	T-Z	0.00111.21180.00101.45410.00101.69650.00101.93880.00102.1812						
49	SOIL	T-Z	0.00102.4235						
50	SOIL	SLOCSM	11	4.53005.1300	1.0000T-Z CURVE				
51	SOIL	T-Z	0.00000.00000.00040.22880.00070.45760.00100.68640.00120.9151						
52	SOIL	T-Z	0.00121.14390.00111.37270.00111.60150.00111.83030.00112.0591						
53	SOIL	T-Z	0.00112.2878						
54	SOIL	SLOCSM	11	5.13005.5300	1.0000T-Z CURVE				

그림 C.7 PSI Data 예제

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(나) Load-deflection(p-y)curves

- 연약점토의 p-y 곡선(API 2007)

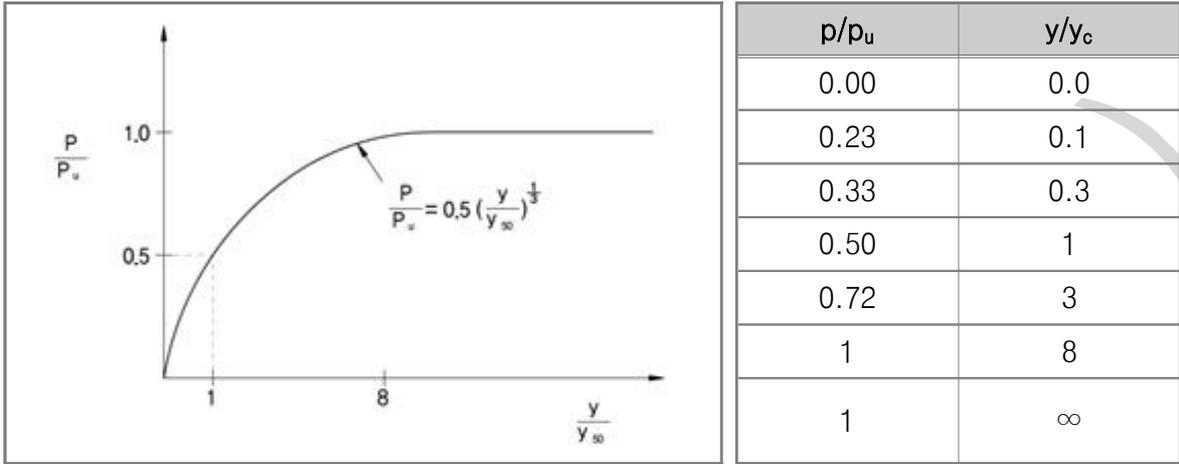


그림 C.8 연약점토의 p-y곡선(API 2007)

여기서, P : 말뚝에 동원된 수평저항력, P_u : 말뚝의 극한 수평저항력
 y_c : $2.5\epsilon_c D$, ϵ_c : 최대응력의 절반에서의 변형률
 y : 동원된 말뚝 수평저항력에 대한 말뚝의 수평 변위

- 사질토의 p-y 곡선(API 2007) - 내부마찰각과 K값 관계 그래프

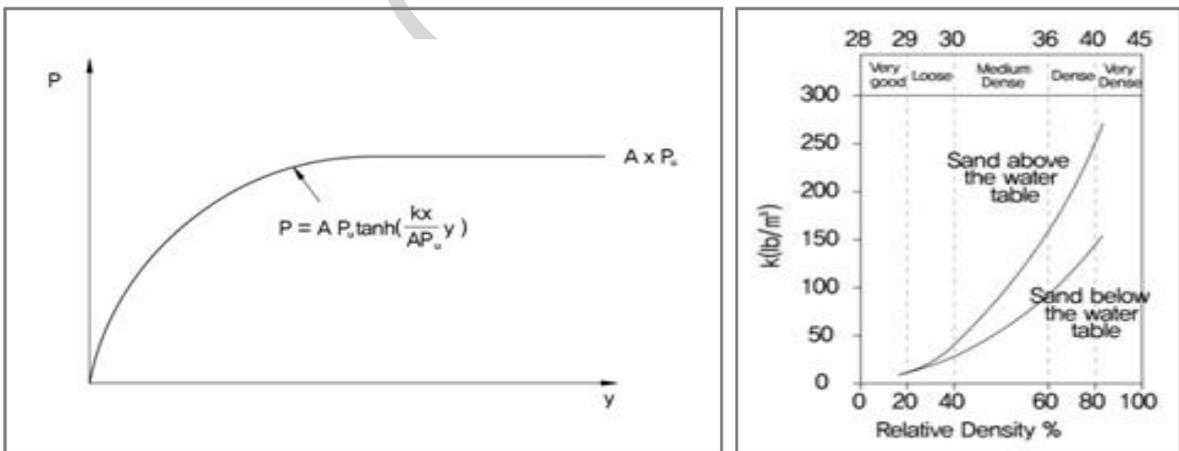
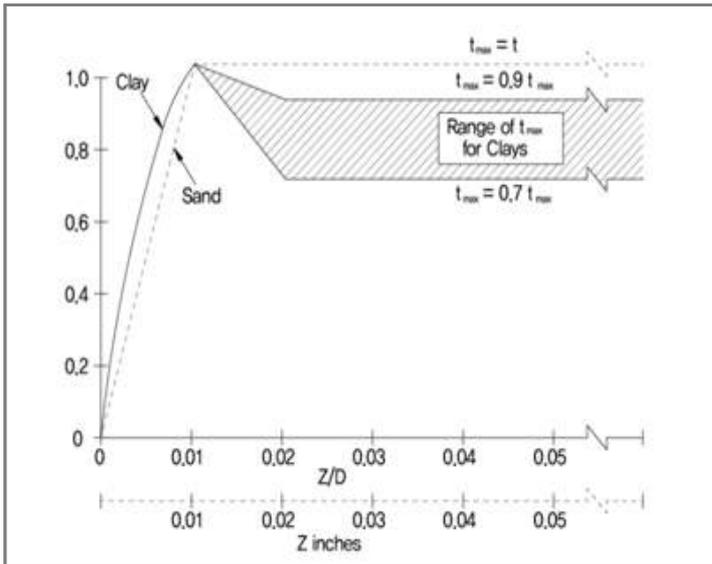


그림 C.9 사질토의 P-y곡선(API 2007)

여기서, y : 동원된 말뚝 수평저항력에 대한 말뚝의 수평 변위
 P : 말뚝에 동원된 수평저항력, P_u : 말뚝의 극한 수평저항력
 k : 최대 지반반력계수,
 A : 0.9(동적하중재하 시) A : $[3.0 - 0.8 \times (H/D)] \geq 0.9$ (적정하중 재하시)

(다) Axial Load Transfer(t-z)curves

- 연직방향 하중전이곡선(API 2007)



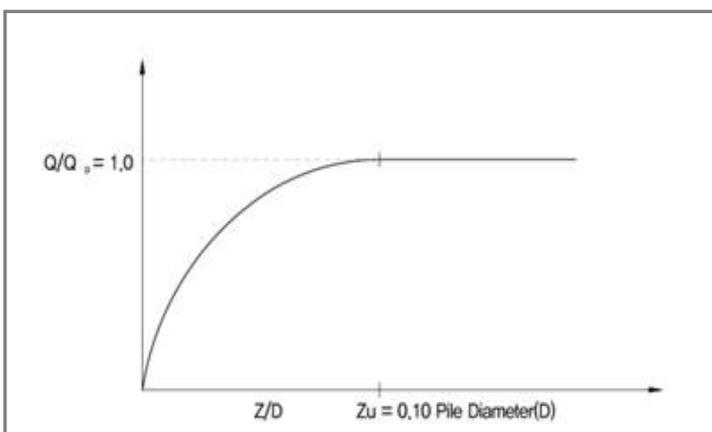
Clays		Sands	
Z/D	t/t _{max}	Z, inch	t/t _{max}
0.0	0.00	0.00	0.00
0.0016	0.30	0.10	1.00
0.0031	0.50	∞	1.00
0.0057	0.75		
0.0080	0.90		
0.0100	1.00		
0.0200	0.9		
∞	0.9		

그림 C.10 t-z 하중전이곡선(API 2007)

- 여기서, t : 발현된 단위 주면지지력
- t_{max} : 극한 단위 주면지지력
- z : 임의 심도에서의 말뚝 변위량

(라) Tip-Load-Displacement(q-z)curves

- 선단 하중전이곡선(API 2007)



Z/D	Q/Q _p
0.002	0.25
0.013	0.50
0.042	0.75
0.073	0.90
0.100	1.00

그림 C.11 q-z 하중전이곡선(API 2007)

- 여기서, Q : 발현된 선단지지력,
- Q_p : 극한선단지지력,
- Z : 말뚝 선단 변위량
- D : 말뚝 직경

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

C.3.5 내진성능평가(해석결과)

C.3.5.1 자켓부재 응력비

*** MEMBER GROUP SUMMARY ***
API RP2A 21ST/AISC 9TH

GRUP ID	CRITICAL MEMBER	LOAD COND	MAX. UNITY CHECK	DIST FROM END M	* APPLIED STRESSES *			*** ALLOWABLE STRESSES ***				CRIT COND	EFFECTIVE LENGTHS		* CM VALUES *		
					AXIAL N/MM2	BEND-Y N/MM2	BEND-Z N/MM2	AXIAL N/MM2	EULER N/MM2	BEND-Y N/MM2	BEND-Z N/MM2		KLY M	KLZ M	Y	Z	
AJ1	1-	5	1	0.41	0.0	-38.9	-20.2	115.7	.3E+03	.2E+06	.4E+03	.4E+03	C<.15	1.00	1.00	0.85	0.85
AJ2	6-	23	1	0.42	2.0	-54.8	-2.5	-35.8	186.6	750.3	252.7	252.7	C>.15A	14.30	14.30	0.85	0.85
AJ3	24-	47	1	0.11	0.0	-20.3	5.6	16.4	.3E+03	.1E+06	.4E+03	.4E+03	C<.15	1.27	1.27	0.85	0.85
AJ4	94-	131	1	0.20	0.0	-10.3	21.8	-61.7	.3E+03	.2E+05	.4E+03	.4E+03	C<.15	3.03	3.03	0.85	0.85
BJ1	4-	10	1	0.35	0.0	-34.8	21.3	-93.2	.3E+03	.2E+06	.4E+03	.4E+03	C<.15	1.00	1.00	0.85	0.85
BJ2	9-	30	1	0.34	2.0	-45.6	6.2	27.4	186.6	750.0	252.7	252.7	C>.15A	14.30	14.30	0.85	0.85
BJ3	32-	103	1	0.36	8.2	-24.0	-17.7	58.8	200.8	2321.3	252.7	252.7	C<.15	9.20	9.20	0.85	0.85
BJ4	104-	199	1	0.15	0.0	-7.0	-17.6	46.0	.3E+03	.2E+05	.4E+03	.4E+03	C<.15	3.03	3.03	0.85	0.85
BV1	202-	102	1	0.30	0.0	-17.2	-11.6	-97.1	.3E+03	.2E+05	.4E+03	.4E+03	C<.15	2.42	2.42	0.85	0.85
BV2	30-	101	1	0.61	12.0	-99.0	19.0	7.3	186.0	531.2	275.9	275.9	C>.15A	9.56	9.56	0.85	0.85
HD1	29-	30	2	0.50	7.6	85.0	-31.4	11.0	223.2	835.0	270.8	270.8	TN+BN	6.11	6.11	0.85	0.85
HH1	102-	103	2	0.66	0.0	101.8	57.3	3.2	223.2	1796.6	275.9	275.9	TN+BN	5.20	5.20	0.85	0.85
HH2	94-	99	2	0.27	0.0	34.8	-29.8	-14.8	223.2	1688.6	279.0	279.0	TN+BN	6.40	6.40	0.85	0.85
MH1	31-	32	2	0.67	6.5	97.1	-63.4	-5.3	223.2	1796.6	275.9	275.9	TN+BN	5.20	5.20	0.85	0.85
MH2	23-	26	2	0.29	0.0	29.4	-31.1	-31.5	223.2	1688.6	279.0	279.0	TN+BN	6.40	6.40	0.85	0.85
VD1	23-	5	1	0.87	0.0	-140.8	-15.3	1.6	176.7	383.8	279.0	279.0	C>.15A	15.46	15.46	0.85	0.85
VD2	10-	12	1	0.17	0.0	-25.5	-3.8	-10.8	204.1	1446.9	279.0	279.0	C<.15	8.58	8.58	0.85	0.85
VD3	24-	11	1	0.21	0.0	-28.9	10.8	16.6	204.0	1437.8	279.0	279.0	C<.15	8.58	8.58	0.85	0.85
VD4	102-	30	1	0.58	11.3	-100.5	-20.0	3.8	196.2	851.7	279.0	279.0	C>.15A	9.01	9.01	0.85	0.85
VD5	100-	24	1	0.36	12.2	-58.0	-11.1	13.6	193.1	727.1	279.0	279.0	C>.15A	9.75	9.75	0.85	0.85
VD6	96-	23	1	0.83	10.7	-151.1	-8.5	-3.8	190.8	650.2	279.0	279.0	C>.15A	8.59	8.59	0.85	0.85

그림 C.12 SACS OUT DATA(자켓부재 응력비)

표 C.11 자켓부재 응력비(요약)

구분	Group ID	Member Size	Max. Unity Check		판정
			기능수행수준	붕괴방지수준	
LEG	AJ2	Φ1,073.2×15.9	0.24	0.42	O.K
	AJ1	Φ1,131.4×45.0	0.21	0.41	O.K
	BJ3	Φ1,073.2×15.9	0.20	0.36	O.K
Bracing	VD1	Φ711.2×31.8	0.45	0.87	O.K
	VD6	Φ508.0×15.9	0.38	0.83	O.K
	MH1	Φ508.0×12.7	0.36	0.67	O.K
	HH1	Φ508.0×12.7	0.33	0.66	O.K
Fender frame	FH2	Φ660.0×25.4	0.38	0.73	O.K
	FD1	Φ457.2×12.7	0.21	0.35	O.K
	FT2	Φ508.0×15.9	0.17	0.32	O.K
	FA1	Φ711.2×31.8	0.14	0.26	O.K

C.3.5.2 천공전단(관접합부)

* * * J O I N T C A N S U M M A R Y * * *

(U N I T Y C H E C K O R D E R)

***** ORIGINAL *****				***** LOAD DESIGN *****				*** STRENGTH ANALYSIS				
JOINT	DIAMETER	THICKNESS	YLD STRS	LOAD UC	STRN UC	DIAMETER	THICKNESS	YLD STRS	LOAD UC	STRN UC	BRACE JOINT	LOAD CASE
	(CM)	(CM)	(N/MM2)			(CM)	(CM)	(N/MM2)				
53	70.720	2.980	345.000	0.182	0.731	70.720	2.980	345.000	0.182	1.406	57	1
54	70.720	2.980	345.000	0.170	0.731	70.720	2.980	345.000	0.170	1.405	55	3
86	70.720	2.980	345.000	0.059	0.731	70.720	2.980	345.000	0.059	1.399	92	2
37	70.720	2.980	345.000	0.093	0.731	70.720	2.980	345.000	0.093	1.393	44	1
87	70.720	2.980	345.000	0.077	0.731	70.720	2.980	345.000	0.077	1.393	88	1
71	70.720	2.980	345.000	0.124	0.731	70.720	2.980	345.000	0.124	1.228	69	2
72	70.720	2.980	345.000	0.128	0.731	70.720	2.980	345.000	0.128	1.227	74	4
38	70.720	2.980	345.000	0.081	0.731	70.720	2.980	345.000	0.081	1.223	41	2
23	113.300	4.600	345.000	0.898	0.321	113.300	4.600	345.000	0.898	1.133	26	1
11	75.800	3.600	345.000	0.543	0.485	75.800	3.600	345.000	0.543	1.114	9	4
12	75.800	3.600	345.000	0.222	0.485	75.800	3.600	345.000	0.222	1.111	10	2
24	113.300	4.600	345.000	0.540	0.321	113.300	4.600	345.000	0.540	1.107	28	1
70	70.720	2.980	345.000	0.172	0.731	70.720	2.980	345.000	0.172	0.951	73	2
75	70.720	2.980	345.000	0.143	0.731	70.720	2.980	345.000	0.143	0.950	74	2
58	70.720	2.980	345.000	0.186	0.731	70.720	2.980	345.000	0.186	0.948	59	2
56	70.720	2.980	345.000	0.175	0.731	70.720	2.980	345.000	0.175	0.947	60	2
90	70.720	2.980	345.000	0.099	0.731	70.720	2.980	345.000	0.099	0.938	91	2
89	70.720	2.980	345.000	0.101	0.731	70.720	2.980	345.000	0.101	0.938	88	2
42	70.720	2.980	345.000	0.148	0.731	70.720	2.980	345.000	0.148	0.937	41	2
43	70.720	2.980	345.000	0.141	0.731	70.720	2.980	345.000	0.141	0.937	44	4
21	70.720	2.980	345.000	0.743	0.514	70.720	2.980	345.000	0.743	0.904	22	2
22	70.720	2.980	345.000	0.606	0.514	70.720	2.980	345.000	0.606	0.904	24	2
93	70.720	2.980	345.000	0.243	0.514	70.720	2.980	345.000	0.243	0.901	96	2
96	70.720	2.980	345.000	0.315	0.514	70.720	2.980	345.000	0.315	0.900	93	2
30	112.740	4.300	345.000	0.762	0.359	112.740	4.300	345.000	0.762	0.899	28	1
103	112.740	4.300	345.000	0.463	0.263	112.740	4.300	345.000	0.463	0.862	99	1
104	112.740	4.300	345.000	0.308	0.263	112.740	4.300	345.000	0.308	0.858	100	1
32	112.740	4.300	345.000	0.442	0.359	112.740	4.300	345.000	0.442	0.829	12	1
99	70.720	2.980	345.000	0.237	0.371	70.720	2.980	345.000	0.237	0.705	94	1
100	70.720	2.980	345.000	0.192	0.371	70.720	2.980	345.000	0.192	0.704	95	1
28	70.720	2.980	345.000	0.266	0.371	70.720	2.980	345.000	0.266	0.699	30	3
26	70.720	2.980	345.000	0.258	0.371	70.720	2.980	345.000	0.258	0.625	32	4
6	112.740	6.220	345.000	0.106	0.359	112.740	6.220	345.000	0.106	0.542	5	1
5	112.740	6.220	345.000	0.532	0.359	112.740	6.220	345.000	0.532	0.519	6	1
9	112.740	6.220	345.000	0.156	0.359	112.740	6.220	345.000	0.156	0.529	10	1
10	112.740	6.220	345.000	0.411	0.359	112.740	6.220	345.000	0.411	0.515	9	1
94	113.300	4.600	345.000	0.151	0.321	113.300	4.600	345.000	0.151	0.509	96	1
95	113.300	4.600	345.000	0.181	0.321	113.300	4.600	345.000	0.181	0.509	93	1
59	60.560	2.340	345.000	0.133	0.354	60.560	2.340	345.000	0.133	0.460	45	4
7	50.400	2.340	345.000	0.016	0.186	50.400	2.340	345.000	0.016	0.294	8	4

그림 C.13 SACS OUT DATA(천공전단 응력비)

표 C.12 천공전단 응력비(요약)

Joint	Member Size	Yield Strength (MPa)	Max. Unity Check		판정
			Load UC	Strength UC	
23	Φ1,137.0×48.0	345.0	0.898	0.321	O.K
30	Φ1,131.4×45.0	345.0	0.762	0.359	O.K
11	Φ762.0×38.0	345.0	0.543	0.485	O.K
53	Φ711.2×31.8	345.0	0.182	0.731	O.K
59	Φ609.6×25.4	345.0	0.133	0.354	O.K
7	Φ508.0×25.4	345.0	0.016	0.186	O.K

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

C.3.5.3 PILE 압축 및 인발력

SACS-IV SYSTEM MEMBER DETAIL REPORT

MEMBER	GRP	LOAD CASE	DIST FROM END M	FORCE	MOMENT	MOMENT	SHEAR	SHEAR	TORSION	AXIAL STRESS	BENDING STRESS	STRESS	COMB. STRESS	SHEAR STRESS	CRIT. COND.	MAX. COMB. UNITY CHECK	
				FX KN	MY KN-M	MZ KN-M	FY KN	FZ KN	MX KN-M	N/MM2	Y N/MM2	Z N/MM2	N/MM2	N/MM2	N/MM2		
1-	5	AJ1	1	0.00	-15177.4	-1522.6	8740.0	-6101.9	1234.1	-179.6	-38.91	-20.16	115.70	-156.35	34.27	C<.15	0.41
			2		4695.5	-1522.6	8740.0	-6101.9	1234.1	-179.6	12.04	-20.16	115.70	129.48	34.27	TN+BN	0.33
			3		-15017.2	-1516.1	8737.9	-6099.8	1232.8	-179.6	-38.50	-20.07	115.67	-155.90	34.25	C<.15	0.41
			4		4855.7	-1516.1	8737.9	-6099.8	1232.8	-179.6	12.45	-20.07	115.67	129.85	34.25	TN+BN	0.33
	1.00	1		-15134.9	-329.5	-2707.5	-6101.9	1234.1	-179.6	-38.80	-4.36	-35.84	-74.91	34.27	C<.15	0.21	
		2		4738.0	-329.5	-2707.5	-6101.9	1234.1	-179.6	12.15	-4.36	-35.84	48.25	34.27	SHEAR	0.16	
		3		-14974.7	-324.3	-2707.5	-6099.8	1232.8	-179.6	-38.39	-4.29	-35.84	-74.49	34.25	C<.15	0.21	
		4		4898.2	-324.3	-2707.5	-6099.8	1232.8	-179.6	12.56	-4.29	-35.84	48.65	34.25	SHEAR	0.16	
3-	6	AJ1	1	0.00	-16058.6	-1068.2	-3044.0	514.7	891.1	-113.8	-41.17	-14.14	-40.30	-83.87	6.76	C<.15	0.24
			2		6234.4	-1068.2	-3044.0	514.7	891.1	-113.8	15.98	-14.14	-40.30	58.69	6.76	TN+BN	0.16
			3		-15907.6	-1064.8	-3039.4	514.3	891.5	-113.7	-40.78	-14.10	-40.24	-83.41	6.76	C<.15	0.23
			4		6385.4	-1064.8	-3039.4	514.3	891.5	-113.7	16.37	-14.10	-40.24	59.00	6.76	TN+BN	0.16
	1.00	1		-16016.2	-241.9	-2533.0	514.7	891.1	-113.8	-41.06	-3.20	-33.53	-74.74	6.76	C<.15	0.21	
		2		6276.8	-241.9	-2533.0	514.7	891.1	-113.8	16.09	-3.20	-33.53	49.78	6.76	TN+BN	0.13	
		3		-15865.1	-238.0	-2528.8	514.3	891.5	-113.7	-40.67	-3.15	-33.48	-74.30	6.76	C<.15	0.21	
		4		6427.8	-238.0	-2528.8	514.3	891.5	-113.7	16.48	-3.15	-33.48	50.10	6.76	TN+BN	0.14	

그림 C.14 SACS OUT DATA(압축력 및 인발력)

표 C.13 압축력 및 인발력(요약)

Joint	기능수행수준		붕괴방지수준		비고
	Comp.	Ten.	Comp.	Ten.	
1	9,676	-	15,330	5,051	
2	9,812	181	16,059	6,428	
3	8,187	1,841	14,471	8,126	
4	7,943	1,065	13,573	6,695	

C.3.5.4 수평변위

***** MAXIMUM JOINT DEFLECTION REPORT *****

LOAD CASE	*** X-DIRECTION ***		*** Y-DIRECTION ***		*** Z-DIRECTION ***	
	JOINT	DEFLECTION CM	JOINT	DEFLECTION CM	JOINT	DEFLECTION CM
1	117	-4.5696	209	-1.1955	18	-0.7651
2	117	-4.5696	209	-1.1955	18	-0.7651
3	117	-4.5656	209	-1.1934	18	-0.7493
4	117	-4.5656	209	-1.1934	18	-0.7493

그림 C.15 SACS OUT DATA(수평변위)

표 C.14 수평변위(요약)

구분	Load Comb.	Joint No.	발생변위(mm)	허용변위(mm)	판정
기능수행	501	116	20.7	100.0	O.K
붕괴방지	505	117	45.7	100.0	O.K

※ 허용변위는 구조물 중요도에 따라 발주처에서 제공된 값임.

C.3.5.5 Jacket Pile & Pin Pile 지지력 검토

표 C.15 Jacket Pile & Pin Pile 지지력(요약)

토층 번호	깊이 (m)	σ' (kN/m ²)	β	Nq	α	C	극한 주면마찰력		극한 선단지지력		Bearing Capacity (kN)
							f (kN/m ²)	$\Sigma (f \times A_s)$ (kN)	q_b (kN/m ²)	$q_b \times A_p$ (kN)	
6	16.10	144.45	0.46	20	0	0	66.81	1473.2	2889.0	2096.4	3569.6
	16.60	149.80	0.46	20	0	0	69.28	1576.0	2996.0	2174.0	3750.0
	17.10	155.15	0.46	20	0	0	71.76	1682.4	3103.0	2251.6	3934.1
	17.60	160.50	0.46	20	0	0	74.23	1792.6	3210.0	2329.3	4121.9
	18.10	165.85	0.46	20	0	0	76.71	1906.6	3317.0	2406.9	4313.5
	18.60	171.20	0.46	20	0	0	79.18	2024.3	3424.0	2484.6	4508.8
	19.10	176.55	0.46	20	0	0	81.65	2145.7	3531.0	2562.2	4707.9
7	19.10	176.55	0.46	20	0	0	504.56	2145.7	Jacket Pile 근입깊이		
	19.60	181.90	0.46	20	0	0	504.56	2828.9	3638.0	1659.1	4487.9
	20.10	187.25	0.46	20	0	0	504.56	3512.1	3745.0	1707.9	5219.9
	20.90	195.81	0.46	20	0	0	504.56	4605.2	3916.2	1785.9	6391.1
8	20.90	195.81	0.58	40	0	0	862.95	4605.2	7832.4	3571.9	8177.0
	21.90	208.51	0.58	40	0	0	862.95	6942.1	8340.4	3803.5	10745.6
	22.90	221.21	0.58	40	0	0	862.95	9279.0	8848.4	4035.2	13314.2
	23.90	233.91	0.58	40	0	0	862.95	11615.9	9356.4	4266.9	15882.8
	24.90	246.61	0.58	40	0	0	862.95	13952.9	9580.0	4368.8	18321.7
	25.90	259.31	0.58	40	0	0	862.95	16289.8	9580.0	4368.8	20658.6
	26.90	272.01	0.58	40	0	0	862.95	18626.7	9580.0	4368.8	22995.5
	27.90	284.71	0.58	40	0	0	862.95	20963.6	9580.0	4368.8	25332.5
	28.90	297.41	0.58	40	0	0	862.95	23300.6	9580.0	4368.8	27669.4
	29.90	310.11	0.58	40	0	0	862.95	25637.5	9580.0	4368.8	30006.3
	30.90	322.81	0.58	40	0	0	862.95	27974.4	9580.0	4368.8	32343.2
	31.90	335.51	0.58	40	0	0	862.95	30311.3	9580.0	4368.8	34680.2
32.50	343.13	0.58	40	0	0	862.95	31713.5	9580.0	4368.8	36082.3	
32.90	348.21	0.58	40	0	0	862.95	32648.2	9580.0	4368.8	37017.1	
9	32.90	348.21	0.70	50	0	0	862.95	32648.2	9580.0	4368.8	37017.1
	33.90	362.41	0.70	50	0	0	862.95	34985.2	9580.0	4368.8	39354.0

(1) Jacket Pile 지지력 검토

○ Jacket Pile 근입심도(DL.(-)31.6m)에 대하여 지지력 검토를 표 C.16과 같이 수행하였다.

표 C.16 Jacket Pile 지지력(요약)

구 분	기능수행수준		붕괴방지수준	
	압 축 (kN)	인 장 (kN)	압 축 (kN)	인장(kN)
발생 최대 축력(압축/인장)	10,262	1,390	16,509	7,675
허용지지력(압축/인장)	3,139	1,431	3,139	1,431
판 정	N.G	O.K	N.G	N.G
검 토 결 과	○ Jacke Plie 근입심도가 허용지지력을 만족하지 못하여 Pin Pile이 필요한 것을 확인하였으며 이에 대한 허용지지력을 검토 한다.			

(2) Pin Pile 지지력 검토

○ Pin Pile의 근입심도를 DL.(-)45.0m로 하여 지지력 검토를 표 C.17과 같이 수행하였다.

표 C.17 Pin Pile 지지력(요약)

구 분	기능수행수준		붕괴방지수준	
	압 축 (kN)	인 장 (kN)	압 축 (kN)	인장(kN)
발생 최대 축력(압축/인장)	10,591	1,062	16,838	7,346
허용지지력(압축/인장)	24,403	21,142	24,403	21,142
판 정	O.K	O.K	O.K	O.K
검 토 결 과	○ Pin Pile(DL.(-)45.0m) 근입심도가 허용지지력을 만족하여 내진성능평가에 안전하였다.			

부록 D

방파제 및 호안 예제



D.1 일반사항

본 예제에 사용된 기존 항만의 방파제 및 호안 제원은 다음과 같다.

표 D.1 내진성능 평가를 위한 방파제 및 호안의 제원

항 목	항만 제원	비 고
내진등급	내진I등급	-
	내진II등급	
방파제 및 호안 시설물의 높이	10m 이상	-
	10m 이하	
지반 분류	S2	현지지반조사 결과 반영 (내진설계 일반 KDS 17 10 00)
지진구역	지진구역 1구역	경상남도
노후도	A	정밀안전진단 결과 A등급
수위조건	MSL DL. +16.1m	MSL : 평균해면

D.1.1 우선순위평가

내진성능 우선순위평가는 기존 항만의 영향도, 지진도, 취약도를 정량적으로 고려하여 상세평가 우선순위를 결정한다. 개별 평가인자의 산식은 식 D.1과 같다.

$$\text{우선순위지표} = PI = SC + TH + ST + SZ + DE + LI \leq 100 \quad (\text{식 D.1})$$

아래 각 시설물의 표 D.2, D6, D16은 우선순위평가 결과로, 본 평가의 우선순위 선정을 위해 사용된다.

D.2 개요

(1) 방파제의 내진설계 기본개념

항만구조물에 있어서 방파제의 내진설계는 우선적으로 아래의 조건을 만족하여야 한다.

- 내진설계 대상 방파제의 단면은 과량하중에 안정하다.
- 정적하중에 안정하다.
- 원지반은 액상화에 안정하다.

설계대상 방파제가 위의 세가지 요구조건을 동시에 만족한다면, 방파제 형식에 따라 다음의 해석방법을 사용할 수 있다.

- 경사식 방파제는 등가정적해석법.
- 직립식 방파제(10m미만)는 등가정적해석법.
- 등가정적해석시 내진설계가 수행되지 않은 1999년 이전에 설치된 기존시설물의 내진평가 시 적용 안전율은 평가자의 판단에 따라 아래와 같이 적용할 수 있다.

구분	흙 및 사석 구조물	중력식 구조물	비고
활동	-	1.0	-흙 및 사석 수조물
전도	-	1.0	:경사식 방파제 호안 등 -중력식 구조물
편심·경사하중 지지력	-	1.0	:케이슨, 블록식, 섹식 직립제 등 -기타 구조물
원호활동	1.0	1.0	:안정검토 내용에 맞는 안전율 채택

D.2.1 경사식 방과제의 내진 해석

우선순위평가를 실시 후 다음 본평가를 실시한다.

표 D.2 내진성능평가를 위한 방과제의 우선순위평가 결과

평가항목	평가 결과	평가지표
내진등급	내진 II등급	$SC=5$
시설물의 높이	8.5m	$TH=25.5$
지반분류	S3	$ST=15 \times \left(\frac{N}{6}\right) = 10$
지진구역	1구역 (경상남도)	$SZ=10$
노후도	정밀안전진단 A등급	$DE=4$
액상화 가능성	배면매립구간 액상화 가능성 없음	$LI=0$
우선순위평가 결과	-	54.5 (내진성능 유보항만그룹)

(1) 경사식 방과제 성능목표 및 내진등급

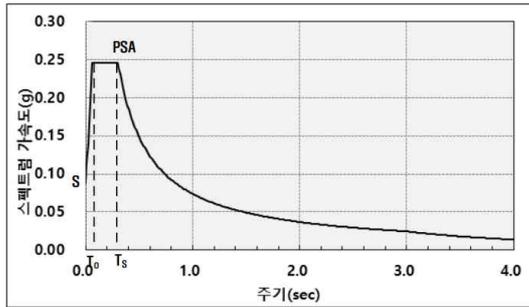
경사식 방과제의 성능목표 및 내진등급은 아래의 예제 표 D.3과 같다.

표 D.3 경사식 방과제 내진성능수준

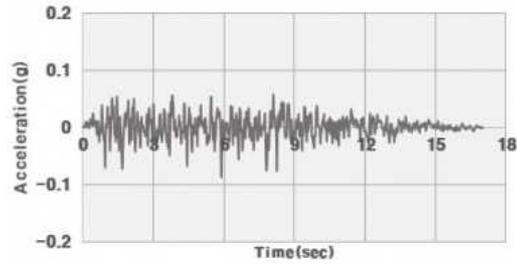
구조형식	내진성능 수준	내진등급	설계지진 재현주기(년)	성능목표 (허용변위)	내진성능검증법
경사식 방과제	기능수행	II등급	50	안전율	등가정적해석법

(다) 사용 지진파

경사식 방파제의 활동안정 해석에 적용한 지진파는 기능수행 II등급의 재현주기 50년 지진파를 사용한다.



(a) Spectral Maching

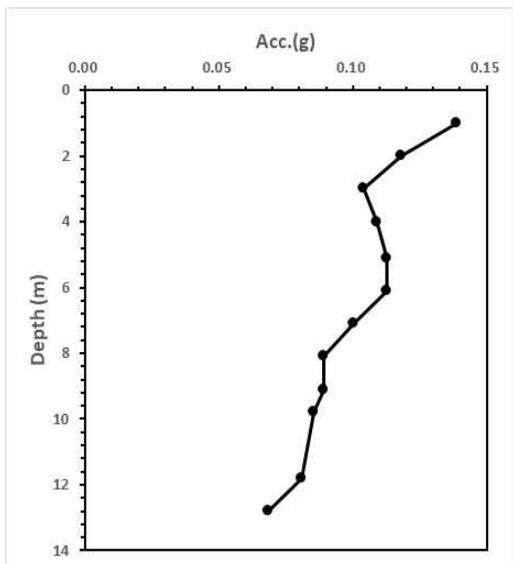


(b) 설계 가속도 시간이력

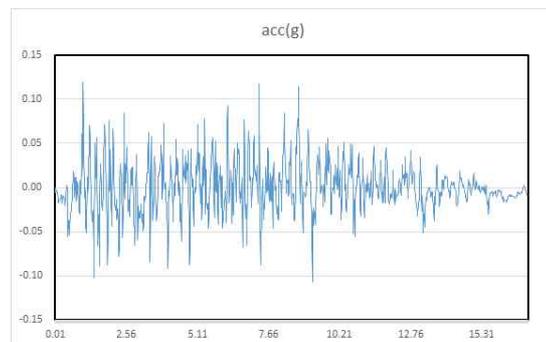
그림 D.2 사용 지진파

(3) 지표면에서 최대가속도(a_{max})

지반 특성 평가 지점에 대한 지진응답해석(그림 D.3(a))을 통해 지표면에서의 가속도 시간이력(그림 D.3(b))을 도출한다.



(a) 지표면에서의 지진응답해석



(b) 지표면에서의 가속도 시간이력

그림 D.3 지표면에서의 가속도 시간이력

지표면에서의 가속도 시간이력 도출결과 지표면 최대가속도 a_{max} 는 0.1193g로 도출된다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(4) 수평지진계수(k_h)

경사식 방파제에서의 수평지진계수는 지표면 최대가속도(a_{\max})의 1/2값을 사용한다.

$$k_h = a_{\max}/2$$

$$k_h = 0.1193/2 = 0.06g$$

(5) 안정성 검토

경사식 방파제의 안정성 검토는 활동파괴에 대한 허용안전율로 검증한다. 지진 시 경사식 방파제의 허용안전율은 1.0이다. 검증방법은 Bishop법을 통한 원호활동파괴 방법으로 검증한다.

해석결과 경사식 방파제의 안정성은 표 D.5로 나타낸다(그림 D.4)

표 D.5 경사식 방파제 안정성 검토

구분	안전율	허용안전율	판정	비고
경사식 방파제	1.75	1.0	O.K	

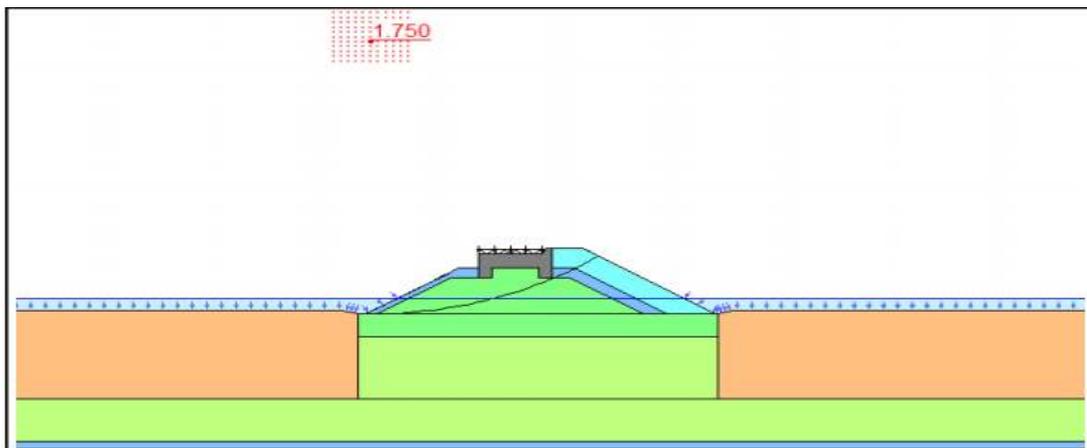


그림 D.4 안정성 검토 결과

D.2.2 직립식 방파제 내진설계(10m미만)

우선순위평가를 실시 후 다음 본평가를 실시한다.

표 D.6 내진성능평가를 위한 방파제의 우선순위평가 결과

평가항목	평가 결과	평가지표
내진등급	내진 II등급	$SC=5$
시설물의 높이	9.05m	$TH=27.15$
지반분류	S2	$ST=15 \times \left(\frac{N}{6}\right)=5$
지진구역	1구역 (경상남도)	$SZ=10$
노후도	정밀안전진단 A등급	$DE=4$
액상화 가능성	배면매립구간 액상화 가능성 없음	$LI=0$
우선순위평가 결과	-	51.15 (내진성능 유보항만그룹)

(1) 직립식 방파제 성능 목표 및 내진등급

직립식 방파제의 성능목표 및 내진등급은 아래의 표 D.7으로 정리한다.

표 D.7 직립식 방파제 내진성능수준

구조형식	내진성능수준	내진등급	설계지진 재현주기(년)	성능목표 (허용변위)	내진성능 평가법
직립식	붕괴방지	2등급	500	안전율=1	등가정적 해석법

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(2) 설계조건

(가) 해석 단면

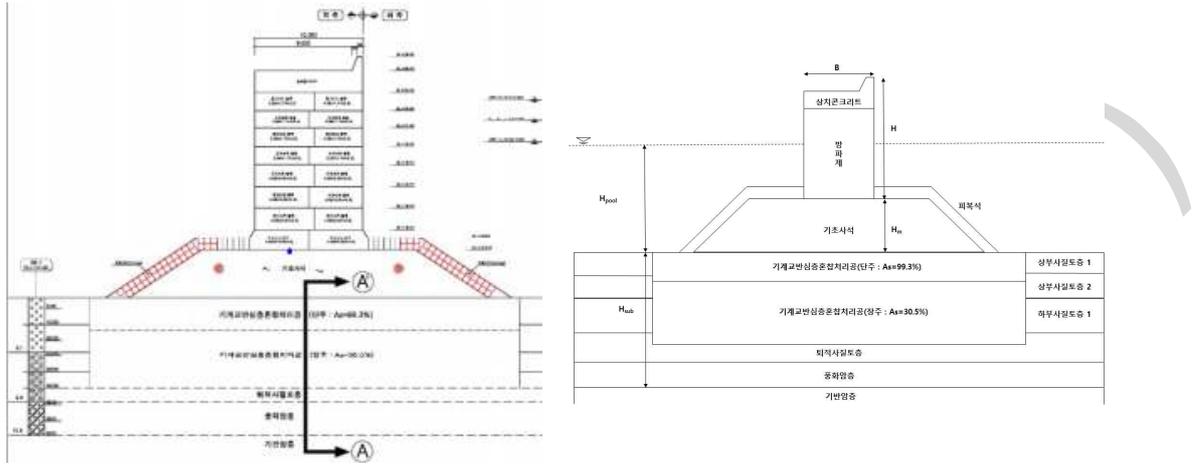


그림 D.5 직립식 방파제 내진해석 대상 단면도

표 D.8 직립식 구조물 조건

구분	블록의 높이(H)	블록의 너비(B)	기초사석의 높이(H_m)	지반층의 높이(H_{sub})
직립식	9.05m	10m	4.5m	9.81m

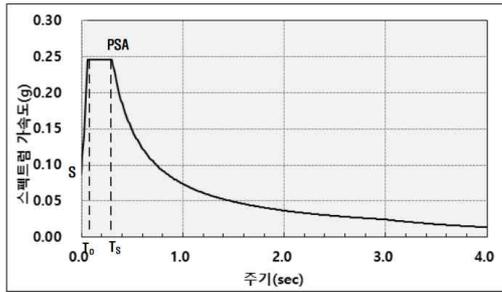
(나) 지반 물성치

표 D.9 직립식 방파제 지반 물성치

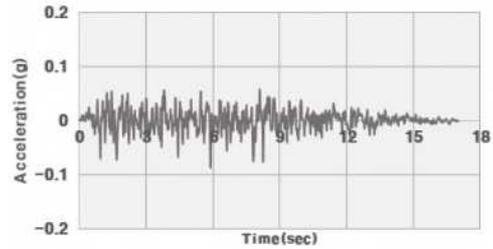
구분	습윤단위중량 (kN/m^3)	포화단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 ($^\circ$)	비고
콘크리트	12.30	22.60	1000.00	45.00	
기초사석	9.70	18.00	0.00	40.00	
모래	9.70	18.00	0.00	25.50	
점성토	6.00	16.30	$3.353 z + 3.38$	0.00	$z =$ 심도(m)
퇴적자갈	9.70	18.00	-	33.00	
착저지반	9.70	20.00	0	40.00	

(다) 사용 지진파

직립식 방파제의 활동안정 해석에 적용한 지진파는 붕괴방지 2등급의 재현주기 500년 지진파를 사용한다 (그림 D.6).



(a) Spectral Matching



(b) 설계 가속도 시간이력

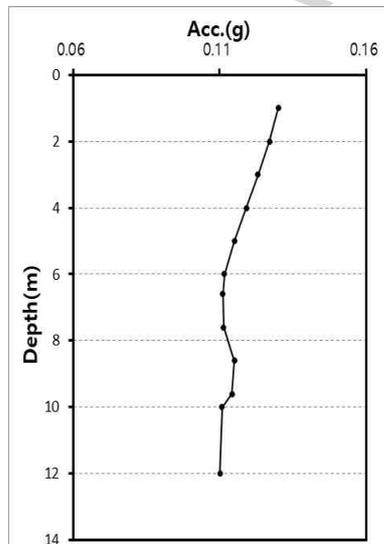
그림 D.6 사용 지진파

(라) 케이슨 물성치

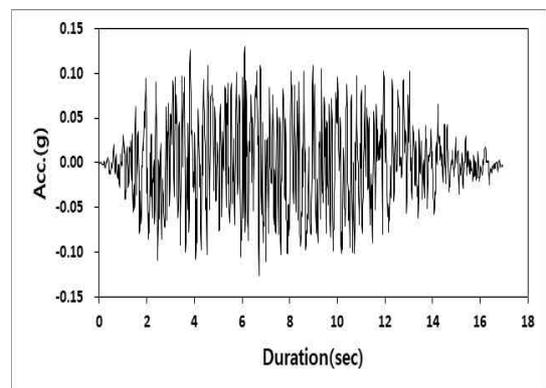
$$\text{케이슨 방파제 자중} : B \times H \times \gamma_t = 9.05m \times 10m \times 22.60kN/m^2 = 2045kN$$

(3) 지표면에서 가속도 시간이력

지반 특성 평가 지점에 대한 지진응답해석(그림 D.7(a))을 통해 지표면에서의 가속도 시간이력(그림 D.7(b))을 도출한다.



(a) 지표면에서의 지진응답해석



(b) 지표면에서의 가속도 시간이력

그림 D.7 지표면에서의 가속도 시간이력

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(4) 수평지진계수(k_h)

직립 방파제에서의 수평지진계수는 지표면 최대가속도(a_{\max})의 1/2값을 사용한다.

$$k_h = a_{\max}/2 \quad (\text{식 D.2})$$

$$k_h = 0.126/2 = 0.063g$$

(5) 직립식 방파제 안정검토

(가) 하중산정

지진 시 구조물에 작용하는 하중은 구조물 앞, 뒷면에 작용하는 정수압(U_{static}), 동수압(P_{wd}), 자중에 의한 관성력(U_{inertia}), 부력(U_b) 등이 있다. 각 하중의 작용점은 그림 D.8에 나타낸다.

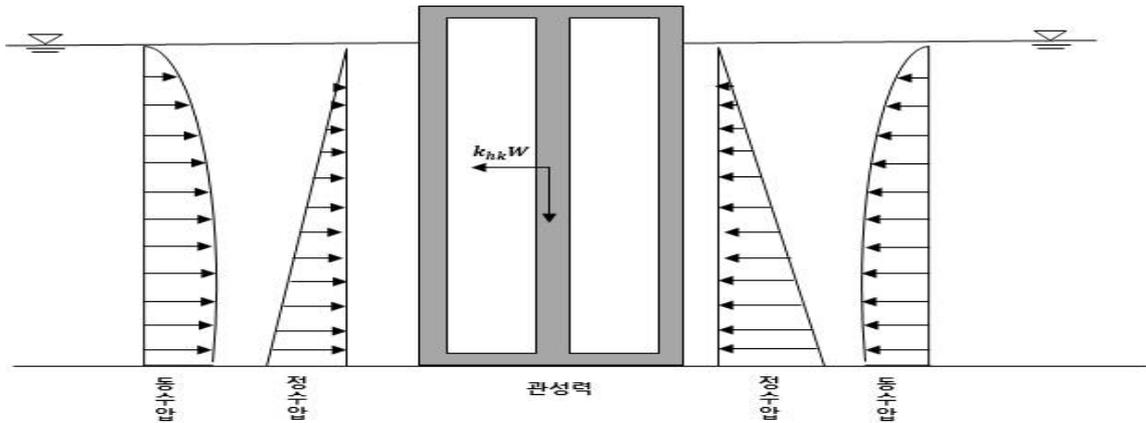


그림 D.8 방파제에 작용하는 하중조합

① 정수압

방파제인 경우 케이슨 앞면과 뒷면의 바닷물 높이가 같으므로 구조물에 작용하는 정수압은 서로 같다. 정수압이 작용하는 지점은 수면 아래로부터 1/3지점에 위치한다.

② 동수압

수중에 있는 구조물의 일부를 물이 접하는 경우에는 지진 시의 동수압은 다음 식 D.3에 의해 구한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k_{hk} \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \quad (\text{식 D.3})$$

여기서, P_{dw} : 동수압, k_{hk} : 수평지진계수, γ_w : 물의 단위체적중량(kN/m^3),
 H : 수심, y : 수면으로부터 동수압을 산정하는 점까지의 깊이(m).

동수압의 합력 및 작용점의 위치는 식 D.4에 의해 산정한다.

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{12} k_{hk} \gamma_w H^2 \quad (\text{식 D.4})$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

여기서, P_{dw} : 동수압의 합력(kN),

h_{dw} : 수면으로부터 동수압 합력의 작용점까지의 거리(m)

본 예제에서의 동수압의 합력은 표 D.10과 같다.

표 D.10 직립식 방파제 동수압의 합력

LEVEL	검토면 y(m)	동수압 합력(kN)	비고
D.L(+).150	1.23	0.74	
D.L(+).065	2.08	1.62	
D.L(-).020	2.93	2.70	
D.L(-).105	3.78	3.96	
D.L(-).205	4.78	5.63	
D.L(-).305	5.78	7.49	
D.L(-).405	6.78	9.51	
D.L(-).505	7.78	11.69	

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

③ 관성력($U_{inertia}$)

지진에 의한 관성력은 구조물의 자중에 지진계수를 곱하여 구할 수가 있다. 또한, 관성력의 작용위치는 중심위치로 하고 그 작용방향은 수평방향 및 연직방향으로 한다. 관성력은 식 D.5에 의해 산정한다.

$$U_{inertia} = \gamma_{ce} \times B \times H \times k_h \quad (\text{식 D.5})$$

여기서, γ_{ce} : 구조물의 유효단위중량, B : 구조물의 폭,
H : 구조물의 높이, k_h : 수평지진계수

$$U_{inertia} = 22.60 \times 10.0 \times 9.05 \times 0.016 = 32.72 \text{ kN/m}$$

$$Y = 0.5H = 4.53 \text{ m}$$

(나) 활동에 대한 안정검토

직립식 방파제의 안정성 검토는 “항만 및 어항설계기준·해설(KDS 64 45 20 : 2017)” 4.6.1 직립부의 안정계산을 참고해서 검토한다. (단, 체체의 단면이 활동안정성에 의하여 결정되는 방파제인 경우, 지진에 의하여 안정성이 저하되는 일은 거의 없으므로 지진시의 안정성 검토는 생략할 수 있다.)

활동에 대한 안정성 검토는 식 D.6에 의하여 검토한다. 활동에 대한 허용안전율은 1.2 이다.

$$F_s \leq \frac{\mu(W_0 - B - U)}{P} = \mu \frac{\sum P_v}{\sum P_h} \quad (\text{식 D.6})$$

이 식에서 F_s , μ , W_0 , B , U 및 P 는 각각 다음과 같은 물리량을 나타낸다.

F_s : 직립부의 활동에 대한 안전율 μ : 직립부와 기초사석부의 마찰계수

W_0 : 직립부의 중량(kN/m) B : 직립부에 작용하는 부력(kN/m)

U : 직립부에 작용하는 양압력(kN/m) P : 직립부에 작용하는 수평과력(kN/m)

$\sum P_v$: 총 수평저항력

$\sum P_h$: 총 수평력

부록 D. 방파제 및 호안 예제

본 예제에서의 활동에 대한 안정성 검토는 다음과 같이 도출된다.

표 D.11 직립식 방파제 하중집계표

LEVEL	구분	V(kN/m)	Mv(kN·m/m)	H(kN/m)	Mh(kN·m/m)
D.L(+).2.350	자중	198.82	1,044.90	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	4.25	2.75
	동수압	0.00	0.00	0.00	0.00
	계	223.82	1,169.90	4.25	2.75
D.L(+).1.50	자중	289.38	1,160.12	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	6.88	8.21
	동수압	0.00	0.00	0.74	0.37
	계	314.38	1,285.12	7.62	8.58
D.L(+).0.65	자중	381.31	1,639.98	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	9.55	15.81
	동수압	0.00	0.00	1.62	1.35
	계	406.31	1,764.98	11.17	17.16
D.L(-).0.20	자중	469.86	2,140.47	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	12.13	25.75
	동수압	0.00	0.00	2.70	3.17
	계	494.86	2,265.47	14.83	28.92
D.L(-).1.05	자중	561.79	2,620.33	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	14.80	37.76
	동수압	0.00	0.00	3.96	5.99
	계	586.79	2,745.33	18.76	43.75
D.L(-).2.05	자중	687.79	3,212.54	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	18.46	54.46
	동수압	0.00	0.00	5.63	10.77
	계	712.79	3,337.54	24.09	65.23
D.L(-).3.05	자중	813.79	3,809.66	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	22.12	74.75
	동수압	0.00	0.00	7.49	17.32
	계	838.79	3,934.66	29.61	92.07
D.L(-).4.05	자중	939.79	4,471.12	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	25.78	98.69
	동수압	0.00	0.00	9.51	25.80
	계	964.79	4,596.12	35.29	124.49
D.L(-).5.05	자중	1,079.65	5,575.68	0.00	0.00
	상재하중	25.00	125.00	0.00	0.00
	지진력	0.00	0.00	29.84	126.43
	동수압	0.00	0.00	11.69	36.39
	계	1,104.65	5,700.68	41.53	162.82

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 D.12 직립식 방파제 총 수평·수직 저항력

LEVEL	총 수평저항력 ΣV	총 수직저항력 ΣH	μ
D.L(+).2.35	223.82	4.25	0.5
D.L(+).1.50	314.38	7.62	
D.L(+).0.65	406.31	11.17	
D.L(-).0.20	494.86	14.83	
D.L(-).1.05	586.79	18.76	
D.L(-).2.05	712.79	24.09	
D.L(-).3.05	838.79	29.61	
D.L(-).4.05	964.79	35.29	
D.L(-).5.05	1104.65	41.53	

- 총 수평저항력 $\sum P_v$

$$\sum P_v = \mu(W_0 - B - U) = 5647.18 \text{ kN/m}$$

- 총 수평력 $\sum P_h$

$$\sum P_h = \sum (U_{inertia} + P_{dw}) = 187.15 \text{ kN/m}$$

- 활동과괴에 대한 안전율($Fs_{\text{활동}}$)

$$Fs_{\text{활동}} = \frac{\text{총 수평저항력}}{\text{총 수평력}} = \mu \frac{\sum P_v}{\sum P_h} = 0.5 \times \frac{5647.18}{187.15} = 15.09 > 1.2 \quad (\text{O.K.})$$

(다) 전도에 대한 안정성 검토

직립식 방파제의 안정성 검토는 “항만 및 어항설계기준·해설(KDS 64 45 20 : 2017)” 4.6.1 직립부의 안정계산을 참고해서 검토한다. 전도에 대한 안정성 검토는 식 D.7에 의하여 검토한다. 활동에 대한 허용안전율은 1.1이다.

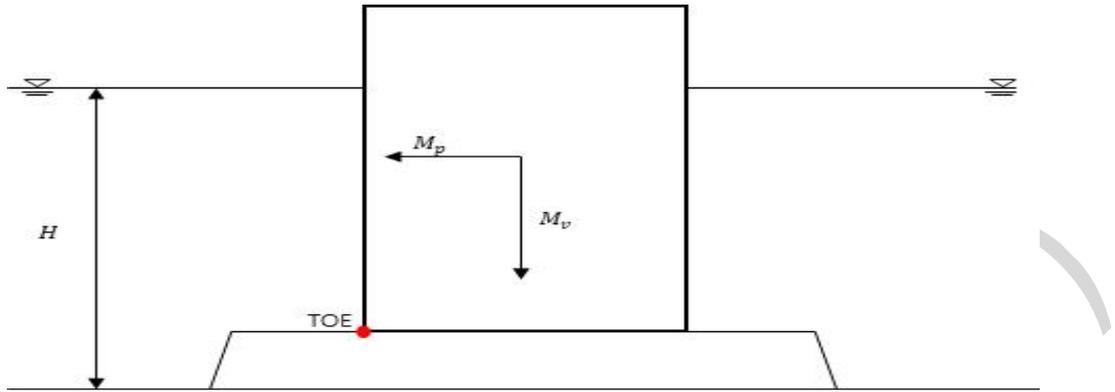


그림 D.9 케이슨의 TOE에 대한 모멘트

$$F_s \leq \frac{(W_0 \times t_1 - B \times t_2 - U \times t_3)}{M_p}$$

$$F_s \leq \frac{(W_0 \times t_1 - B \times t_2 - U \times t_3)}{(U_{inertia} \times H/2 + P_{wd} \times h'_{dw})} = \frac{\sum M_v}{\sum M_p} \quad (\text{식 D.7})$$

여기서, F_s : 직립부의 전도에 대한 안전율

t_1 : 직립부의 중력의 작용점으로부터 직립식 제체의 후미하단까지의 거리(m)

t_2 : 직립부의 작용하는 부력의 작용점으로부터 직립식 제체의 후미하단까지의 거리(m)

t_3 : 직립부의 작용하는 양압력의 작용점으로부터 직립식 제체의 후미하단까지의 거리(m)

H : 구조물의 높이(m)

M_p : 수평파력에 의한 직립식의 후미하단 주위의 회전모멘트(kN·m)

$\sum M_v$: 총 연직모멘트

$\sum M_p$: 총 수평모멘트

본 예제에서의 전도에 대한 안정성 검토는 다음과 같이 도출된다 (표 D.13 직립식 방파제 총 연직·수평 모멘트 참고).

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

표 D.13 직립식 방파제 총 연직·수평 모멘트

LEVEL	총 연직모멘트 ΣM_v	총 수평모멘트 ΣM_p
D.L(+) _{2.35}	1169.90	2.75
D.L(+) _{1.50}	1285.12	8.58
D.L(+) _{0.65}	1764.98	17.16
D.L(-) _{0.20}	2265.47	28.92
D.L(-) _{1.05}	2745.33	43.75
D.L(-) _{2.05}	3337.54	65.23
D.L(-) _{3.05}	3934.66	92.07
D.L(-) _{4.05}	4596.12	124.49
D.L(-) _{5.05}	5700.68	162.82

- 총 연직모멘트 ΣM_v

$$\Sigma M_v = (W_o \times t_1 - B \times t_2 - U \times t_3) = 26799.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 총 수평모멘트 ΣM_p

$$\Sigma M_p = U_{inertia} \times H/2 + P_{dw} \times h'_{dw} = 545.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 전도파괴에 대한 안전율($Fs_{전도}$)

$$Fs_{전도} = \frac{\text{총 연직모멘트}}{\text{총 수평모멘트}} = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_p} = \frac{26799.80}{545.76} = 49 > 1.1 \quad (\text{O.K})$$

(라) 기초지반 지지력에 대한 안정성 검토

- 작용점 및 편심량

$$x = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma P_v}$$

- 편심거리 및 지반 반력

$$e = \frac{B}{2} - x < \frac{B}{6} \text{ 일 경우 } Q = \frac{\sum P}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) : \text{사다리꼴}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \geq \frac{B}{6} \text{ 일 경우 } Q = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sum_0^P}{(B/2) - e} : \text{삼각형분포}$$

여기서, e : R의 편심량(m)

γ_1' : 사석의 수중단위중량(kN/m^3)

D : 사석 마운드 윗면의 제체 폭(m)

b : 사석 마운드 윗면에서의 저면반력분포 폭(m)

- 삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$

- 사다리꼴 분포 : $b = B$

L : 기초지반 윗면 하중분포 폭(m)

- $L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$

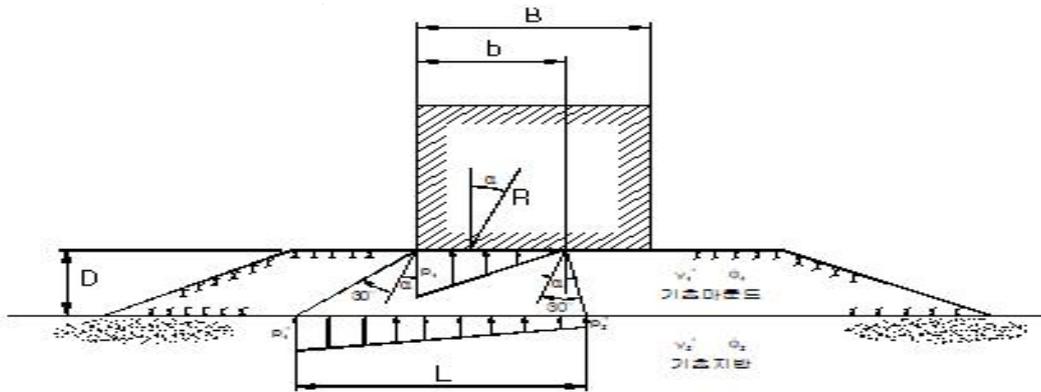


그림 D.10 하중 Diagram

- 기초사석 마운드 지지력 검토

$$x = \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum P_v} = \frac{5,700.68 - 162.82}{1,104.65} = 5.01\text{m}$$

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{11.00}{2} - 5.01 = 0.49 < \frac{B}{6} = 1.833 \rightarrow \text{사다리꼴}$$

$$q_{\max} = \frac{\sum P}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = 127.26 \text{ kN/m}^2$$

표 D.14 기초사석 마운트 지지력 검토 결과

구분	$q_{\max}(\text{kN/m}^2)$	$q_a(\text{kN/m}^2)$	판정
직립식	127.26	600.0	O.K

- Bishop법에 의한 편심경사 하중에 대한 지지력 검토

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha + (1/R) \sum H_a} \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi) / F_s} \quad \text{식 D.8}$$

여기서, F_s : Bishop법에 의한 원호활동에 따른 안전율

W : 단위길이 당 절편의 전체 중량(kN/m)

α : 절편 저면이 수평면과 이루는 각도(°)

R : 원호 활동원의 반지름(m)

H : 원호 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력(kN/m)

a : 수평외력의 작용점에서 원호 활동의 중심까지의 거리(m)

c : 점성토 지반에서는 비배수 전단강도, 사질토 지반에서는 배수 조건하에서
겉보기 점착력(kN/m²)

b : 절편의 폭(m)

W' : 단위 길이당 절편의 유효응력(흙의 중량과 재하 하중의 합, 수면 아래
부분은 수중 단위 중량) (kN/m)

ϕ : 점성토 지반에서는 무시하고 사질토 지반에는 배수 조건하의 내부 마찰각(°)

편심경사 하중에 대한 지지력 검토결과는 표 D.15이다(그림 D.11).

표 D.15 직립식 방파제 편심경사 하중에 대한 지지력 안정성 검토

구분	안전율	허용안전율	판정	비고
직립식	1.745	1.0	O.K	

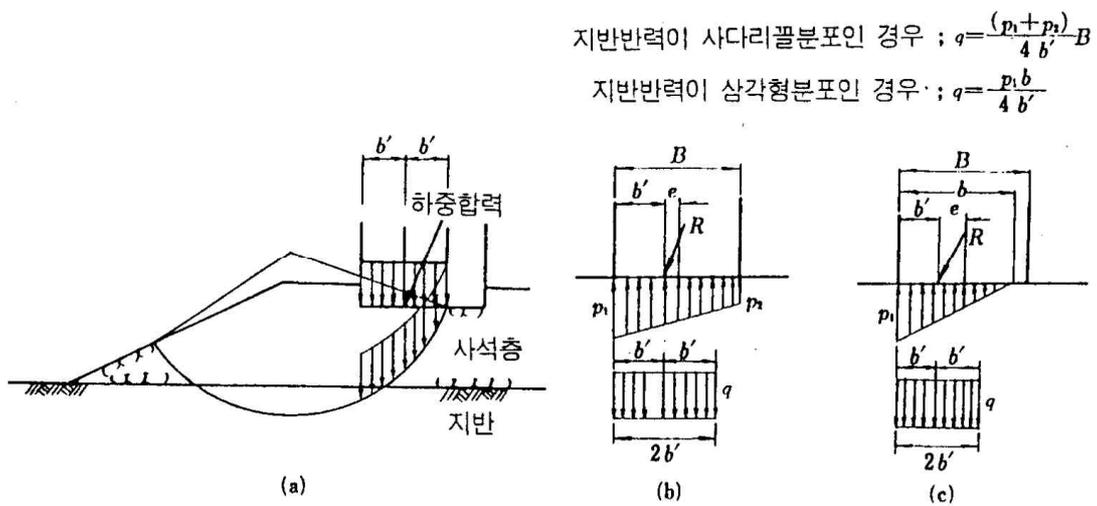


그림 D.11 Bishop에 의한 지지력 검토

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

D.2.3 직립식 방파제 내진설계(10m이상)

우선순위평가를 실시 후 다음 본평가를 실시한다.

표 D.16 내진성능평가를 위한 방파제의 우선순위평가 결과

평가항목	평가 결과	평가지표
내진등급	내진 I등급	$SC=15$
시설물의 높이	18.1m	$TH=54.3$
지반분류	S2	$ST=15 \times \left(\frac{N}{6}\right)=5$
지진구역	1구역 (경상남도)	$SZ=10$
노후도	정밀안전진단 A등급	$DE=4$
액상화 가능성	배면매립구간 액상화 가능성 없음	$LI=0$
우선순위평가 결과	-	88.3 (내진성능 중요항만그룹)

(1) 방파제에 대한 내진 안정성을 평가하기 위한 방법은 여러 가지가 있으나 크게 등가정적해석법과 응답이력해석법으로 구분할 수 있다. 등가정적해석법은 시간에 따라 변하는 동하중을 정적하중으로 전환하여 구조물에 재하한 후 정적계산을 수행하는 방법으로써 계산이 비교적 간단하므로 전통적으로 널리 쓰여왔다. 그러나 동적하중 자체를 직접 고려할 수 없으므로 정확한 응답특성의 파악이 힘들고 부재력과 변위를 과다예측할 가능성이 크다는 단점이 있다. 반면 수치해석과 같은 응답이력해석법은 동적하중 자체를 시간에 따라 직접 재하하여 구조물의 응답특성을 직접적이고 구체적으로 계산할 수 있다.

본 예제에서는 높이 18.1m 의 방파제 단면에 대하여 2차원 수치해석을 수행하여 내진안정성을 검토하였다.

(2) 응답이력해석의 주요 해석조건은 다음의 표에 정리했다.

표 D.17 2차원 응답이력해석 조건

해석조건	비 고
해석방법	<ul style="list-style-type: none"> 유한차분해석법(FDM)
해석순서	<ol style="list-style-type: none"> 1) 정해석 : 원지반 지중응력 분포 2) 변위, 속도 초기화 : 원지반 상태 구현 3) 흐름해석 : 지반내 침윤선 산정 및 간극수압 분포 4) 동해석 : 지진하중 재하
해석모델	<ul style="list-style-type: none"> 액상화 검토대상 지층 : 동적하중에 의한 간극수압증가를 모사할 수 있는 FINN 모델 적용 기타 지층 : Mohr-Coulomb 탄소성 모델 콘크리트 등 구조체 : Elastic 모델
해석프로그램	<ul style="list-style-type: none"> FLAC2D
경계조건	<ul style="list-style-type: none"> 정해석 : 좌우 및 바닥 고정변위조건(Fixed Boundary) 흐름해석 : 고정수압경계(Fixed Pore Pressure Boundary) 동적해석 : 좌우측 흡수경계(Quiet Boundary)
지진하중조건	<ul style="list-style-type: none"> 붕괴방지 내진1등급 수준의 인공지진파

(3) 유효응력해석

포화된 지반에 급속한 진동하중이 가해지면 지반은 순간적으로 비배수 거동을 하게 되며 이때 변위 및 응력은 간극수압에 의해 많은 영향을 받게 된다. 따라서 간극수압-진동하중 상호작용을 고려하는 연계해석(Coupled Analysis)을 수행하여 과잉간극수압 증가를 검토하였다. 이 때, 지반내 간극수압을 분포시키기 위하여 원지반 초기응력상태 구현 후 일차적으로 흐름해석을 먼저 수행하여 지반내 침윤선(Phreatic Line) 및 간극수압을 산정하였다.

적용모델은 정해석시 지반은 Mohr-Coulomb 탄소성 모델을 사용하였고, 상치 콘크리트 구조물에 대해서는 탄성모델(Elastic Model)을 사용하였다. 유효응력 해석시 모래층에 대해서는 과잉간극수압의 누적변화를 계산할 수 있는 Finn Model을 적용하였으며 이 모델의 기본개념 및 입력정수는 다음과 같다(Finn & Byrne, 1991).

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

동적하중 재하시 간극수압의 증가현상은 부차적인 것으로써 동적하중 재하시의 일차적인 결과는 지반의 영구적인 체적변형이다. 이때 간극이 유체로 채워져 있다면 유체의 압력은 증가하게 되고 유효응력은 감소하게 된다. 이러한 영구적인 체적변형률과 전단변형률 크기 사이의 관계는 다음 식과 같다(Martin et al, 1975).

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}}$$

여기서 ε_{vd} 는 영구적인 체적변형률, γ 는 전단변형률, C_1, C_2, C_3 및 C_4 는 Finn & Byrne Model 적용시 필요한 입력상수이다. 만일 전단변형률이 없다면 체적변형률의 변화량도 0이 되므로 위 식으로부터 다음 식을 얻는다.

$$C_1 C_2 C_4 = C_3$$

실무적으로는 다음 식과 같이 Byrne(1991)이 제안한 간편식이 널리 쓰인다.

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp \left(-C_2 \left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right)$$

여기서 C_1 은 대상 지반의 상대밀도(D_r)에 의해 결정되는 상수이며 다음 식에 의해 계산할 수 있다(Byrne, 1991).

$$C_1 = 7600 (D_r)^{-2.5}$$

많은 실험을 수행한 결과 C_1 및 C_2 의 관계는 식과 같다.

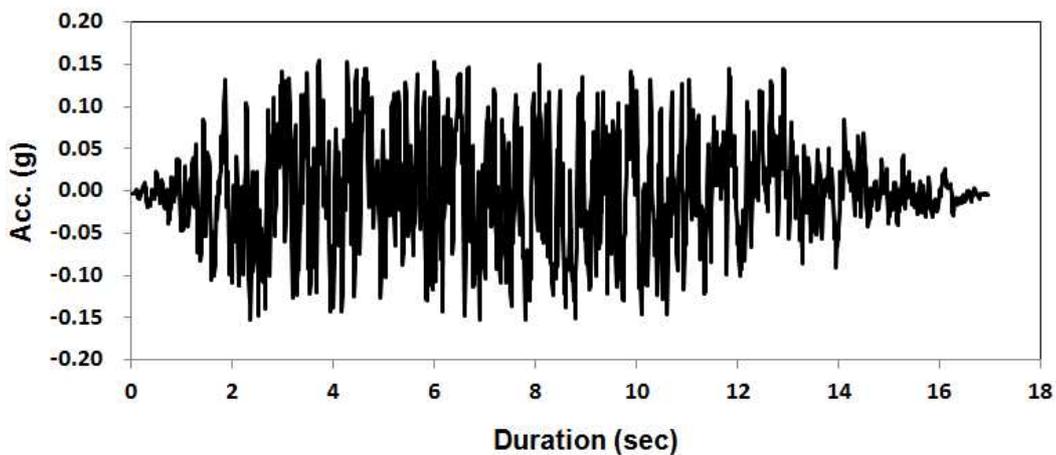
$$C_2 = \frac{0.4}{C_1}$$

즉, 지반진동으로 인하여 일차적으로 지반의 변형이 발생하고, 이로 인하여 간극수압이 증가하며, 증가된 간극수압으로 인하여 다시 변형율이 변화하고 이는 다시 간극수압에 영향을 끼치게 되는데 이와 같은 상호 작용을 고려하여 해석에 반영하는 개념이다.

본 예제에서는 과잉간극수압의 변화를 고려하여 지반의 유효구속압에 대한 과잉간극수압의 비로써 액상화 가능성에 대한 검토를 수치해석적으로 수행하였다.

(가) 지진파 작용

내진해석시 장단주기 특성을 모두 반영하여 생성된 인공지진파를 입력 지진파로 선정하였다. 내진해석을 수행시 좌우 경계면에서의 반사파 영향을 최소화하기 위하여 흡수경계(Quiet Boundary)를 적용하였고, 지진응답해석을 이용하여 붕괴방지 내진1등급 수준의 지표면 노두운동(Rock Outcropping Motion)을 기반암 운동(Base Rock Motion)으로 역산(De-convolution)한 가속도 시간이력을 적용하였다. 적용된 지진파 시간이력은 다음 그림과 같다.



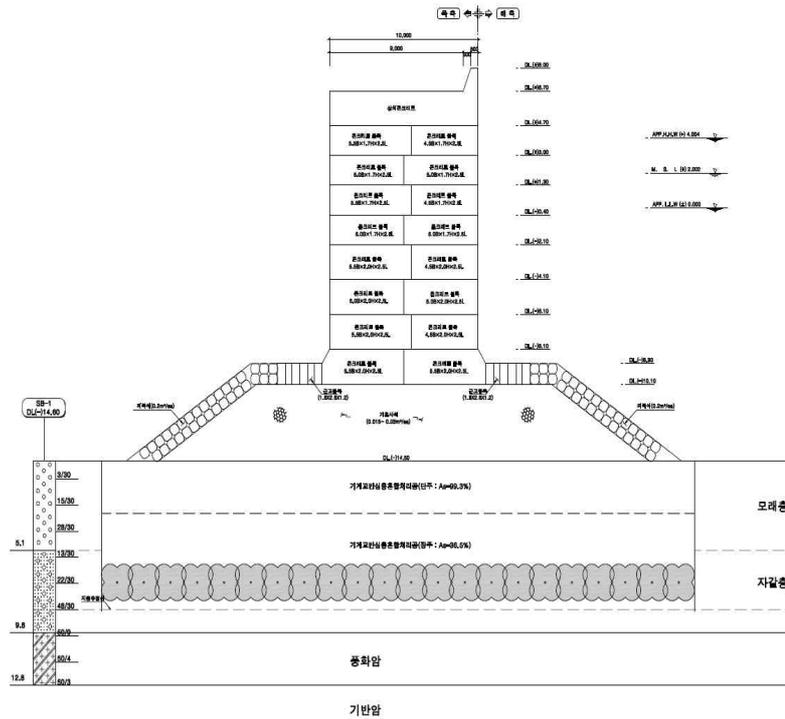
- 지속시간(Duration) = 16.96 sec.
- 시간간격(Time interval) = 0.01 sec.

그림 D.13 입력 지진파 해석

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

(나) 해석단면

해석단면은 다음 그림과 같다. 방파제 저면으로부터 최고 높이는 18.1m 이고 제체는 기초사석 및 좌우측 비탈면 피복석으로 구성되어 있다. 해측 최고수위는 H.H.W(+)-4.004 m 이다.



방파제 도면 (높이: 18.1m) [해석 A]

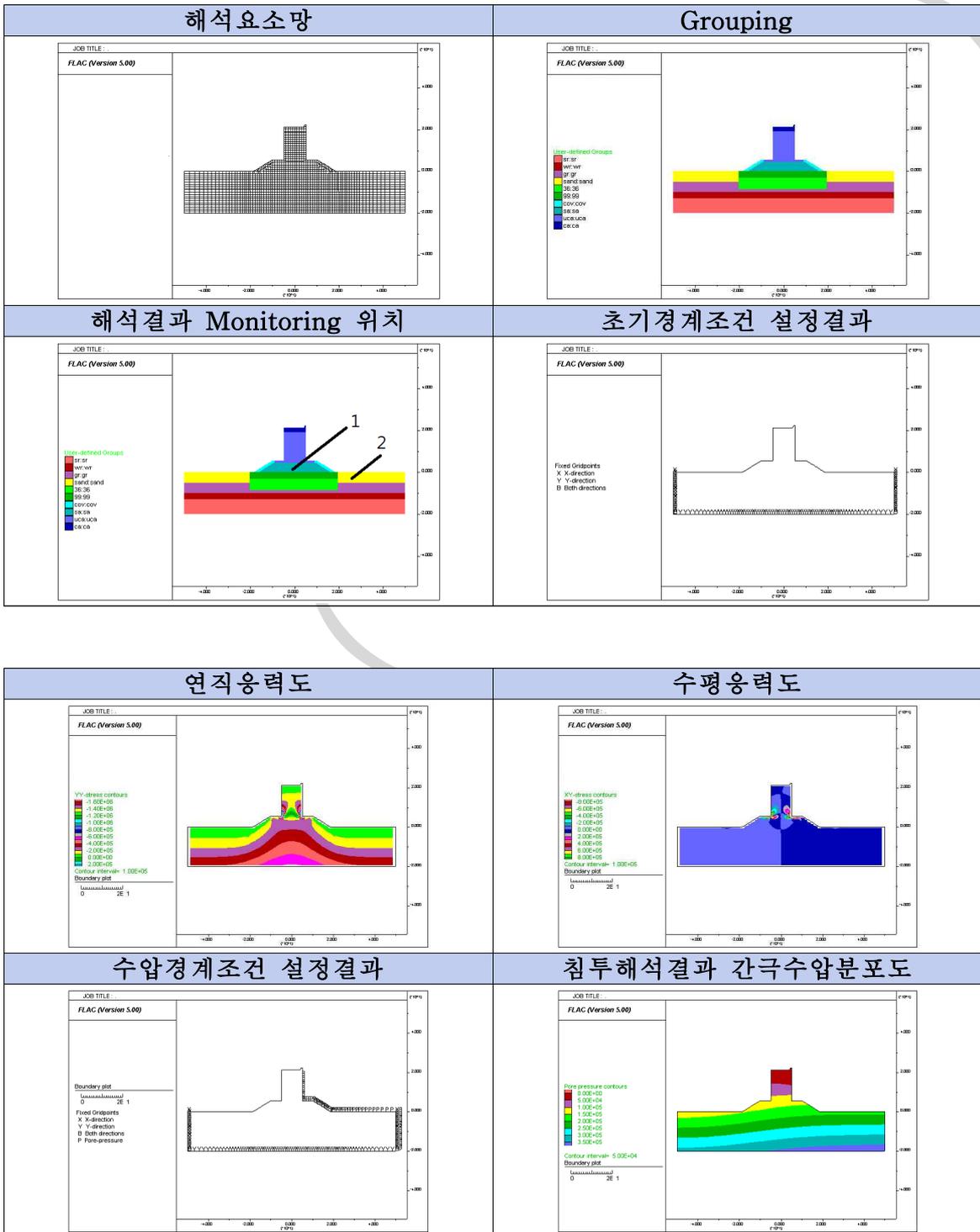
그림 D.14 해석단면

표 D.18 해석 B에 적용된 지반물성치

Layer	Density (kN/m ³)	Bulk Modulus (Pa)	Shear Modulus(Pa)	Permeability (m/s)	Poisson's Ratio
Diluvial Clay	1.60	3.20E8	1.50E8	9.97E-13	0.3
Diluvial Gravel	1.85	3.20E8	1.90E8	9.97E-9	0.25
Clay	1.70	1.10E8	5.20E7	9.97E-13	0.3
Rubble Backfill	2.00	2.4E8	1.1E8	3.99E-8	0.3
Foundation Rubble	2.00	2.10E8	9.90E7	9.97E-7	0.3
Caisson	1.92	1.40E10	1.10E10	-	0.2

(다) 모델링

해석단면에 대한 2차원 유한차분해석망을 작성한 결과는 다음과 같다. 또한 지반의 초기응력조건을 구현하기 위하여 정적해석을 수행한 결과와 정해석 및 동해석 경계조건 설정결과도 함께 나타내었다.



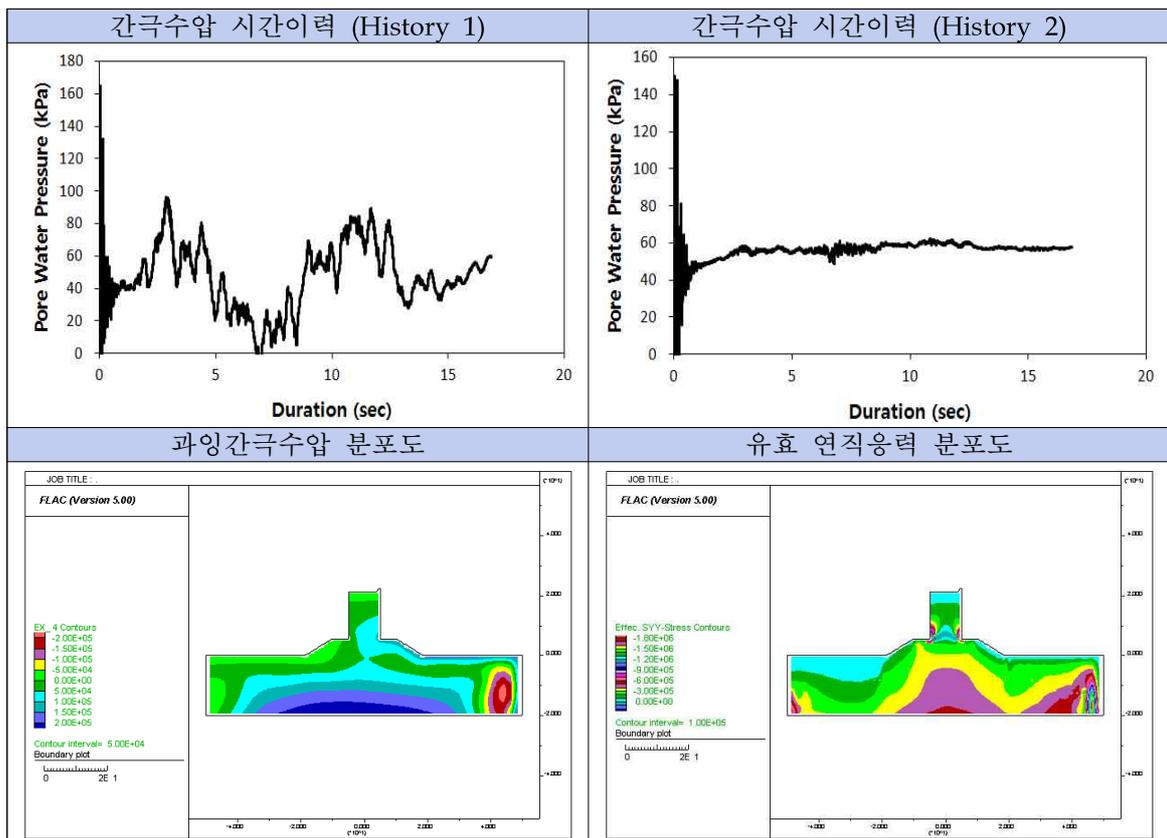
(라) 해석결과

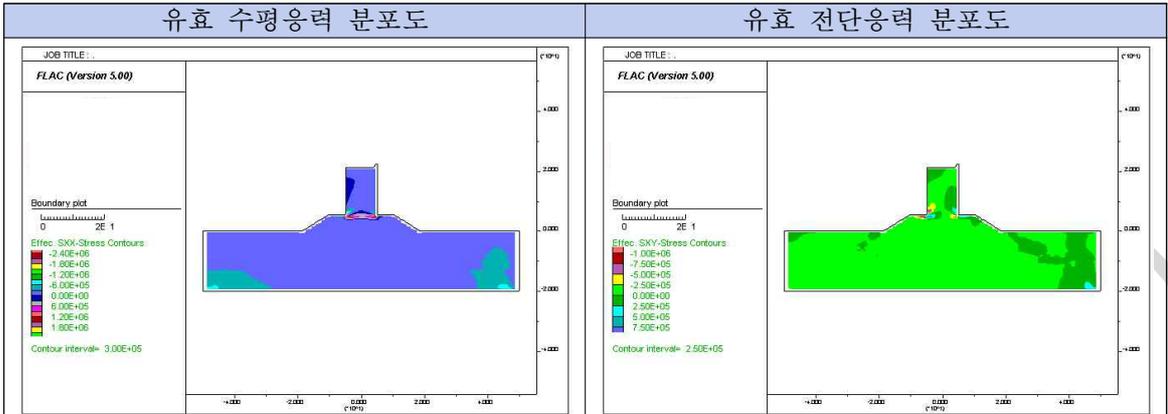
2차원 유효응력해석결과, 최대 과잉간극수압비는 지점 2에서 0.811로 산정되었으나, 기준치인 1.0 미만으로, 액상화에 대해 안정하다고 판단된다. 간극수압이력곡선 산정 위치별 액상화 안정성 검토결과는 다음 표에 나타내었다.

방과제 최상단부의 변위를 시간영역에서 계산하여 침하량을 검토하였다. 검토결과 최대 수평변위량 52.8mm로 미소하였으며 수렴되어 안정성을 확보할 것으로 판단된다.

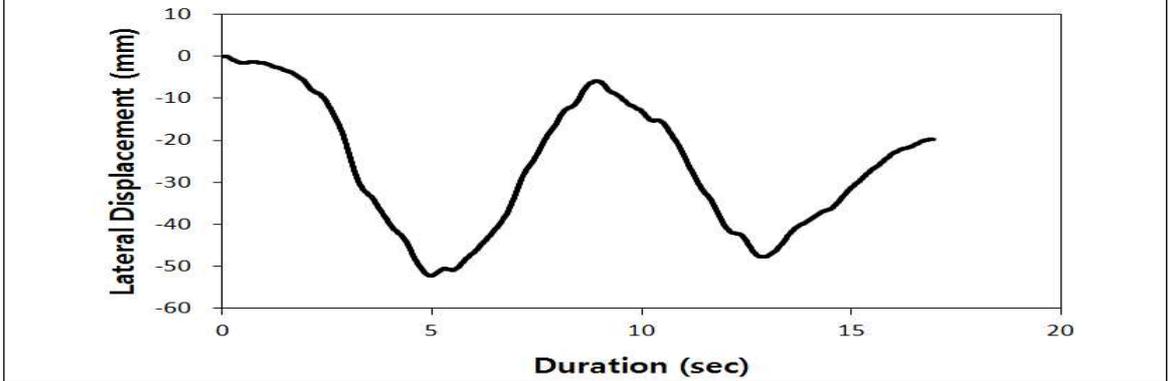
표 D.19 유효응력해석결과

검토 위치	원 지 반 간극수압 (kPa)	최 대 간극수압 (kPa)	최대과잉 간극수압 u_e (kPa)	유 효 구속압 σ'_c (kPa)	과잉간극 수 압 비 $(\frac{u_e}{\sigma'_c})$	액상화 안정성
1	149.67	165.21	15.54	2833.33	0.006	O.K
2	219.08	274.07	54.99	146.73	0.375	O.K





상치 콘크리트 최상단 수평변위 시간이력





부록 E

액상화 평가법



E.1 일 반 사 항

액상화 평가는 예비평가와 본평가의 2단계로 구분하며, 지반동적특성평가, 지반응답해석을 통한 진동전단응력비(CSR) 산정, 현장 시험 결과를 통한 진동저항응력비(CRR) 산정의 과정을 각각 수행하여 안전율을 구하는 과정을 통해 수행된다.

평가 대상 구조물 및 지반 정보는 현장 및 실내시험 결과를 통해 (1) 시설물 하부 지반의 층상 구조 및 지하수위, (2) 기반암 깊이 및 각 층의 밀도, (3) 기반암까지의 전단파속도 주상도, (4) 전단변형률에 따른 전단탄성계수 및 감쇠비 곡선, (5) 깊이별 표준관입 저항값 및 해당 SPT 장비의 에너지 효율을 획득해야 한다.

표 E.1과 같이 시추 조사, 현장 및 실내 시험 결과를 바탕으로 평가 대상 지반의 지층 구성, 단위 중량, 표준관입저항, 전단파 속도, 비선형 동적곡선을 확보하였고, 지하수위는 만수위(G.L-0.0 m) 로 확인하였다.

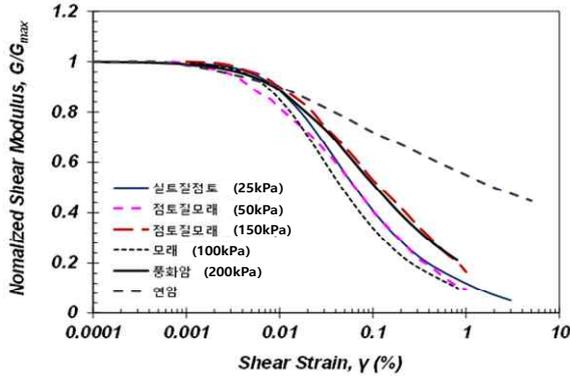
표 E.1 평가 대상 지반의 지층 구성 및 지반 물성값

심도 (m)	지층 구성	흙의 단위중량 (kN/m ³)	유효 상재하중 σ'_v (kPa)	유효 구속압* σ'_{mv} (kPa)	SPT-N** (blows/30cm)	전단파 속도 V_s (m/s)	비선형 동적곡선 (그림F.1)
1.0	모래	17.64	7.84	5.23	5	128.7	모래
2.0		17.64	15.68	10.45	8	128.7	
3.0		17.64	23.52	15.68	9	128.7	
4.0		17.64	31.36	20.91	9	128.7	
5.0		17.64	39.20	26.13	10	128.7	
6.0		17.64	47.04	31.36	11	128.7	
7.0		17.64	54.88	36.59	11	128.7	
8.0		17.64	62.72	41.81	12	128.7	
9.0		17.64	70.56	47.04	15	128.7	
10.0		17.64	78.40	52.27	20	128.7	
11.0		17.64	86.24	57.49	25	128.7	
13.0	풍화토	18.62	103.88	69.25	32	153.1	모래
15.0		18.62	121.52	81.01	38	153.1	
17.0		18.62	139.16	92.77	48	193.8	
19.0		18.62	156.80	104.53	55	193.8	
21.0		18.62	174.44	116.29	72	281.6	
23.0	풍화암	20.58	196.00	130.67	85	310.1	풍화암
25.0		20.58	217.56	145.04	125	310.1	

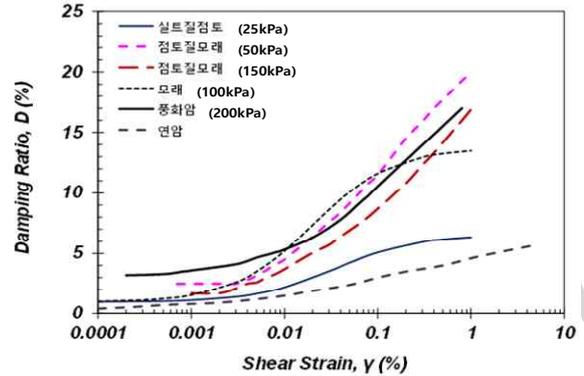
* 유효구속압 (σ'_m) =
$$\frac{\sigma'_v + \sigma'_{h1} + \sigma'_{h2}}{3} = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \sigma'_v = \frac{2}{3} \sigma'_v \quad (K_0=0.5\text{로 가정})$$

** 50타 이상의 N값은 관입 깊이 30cm에 대하여 선형적인 비례관계로 증가(최대 300)

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령



(a) 정규화 전단탄성계수 감소곡선 (G/G_{max})



(b) 감쇠비 곡선 (D)

그림 E.1 비선형 동적곡선

E.2 예비 평가

액상화 예비평가는 수집한 관련 자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대해 개괄적으로 판단하여 액상화 평가를 생략하는 절차이다. 액상화 예비평가 기준은 4.3.2 절에 다음과 같이 제시되어 있다.

- ① 지하수위 위에 위치한 지반
- ② 지반심도가 20 m 이상인 지반

(단, 20 m 이상 깊이에 위치하더라도 액상화가 발생하는 경우에 구조물에 중대한 손상이 생긴다고 판단되거나, 평가 대상 지반이 20 m 보다 상부에 위치한 지반과 연관이 있는 층이라고 판단되는 경우는 평가시행)

- ③ 상대밀도가 80% 이상인 지반
- ④ 주상도 자료만 가지고 있는 경우,

$$- N_{1,60} \geq 25 \text{ 또는 } q_{c1N} \geq 150 \text{ 또는 } V_{s1} \geq 200 \text{ m/s}$$

- ⑤ 세립토 함유량이 35% 이상이고, 원위치시험 결과가 다음과 같은 지반

$$- N_{1,60} \geq 20 \text{ 또는 } q_{c1N} \geq 100 \text{ 또는 } V_{s1} \geq 180 \text{ m/s}$$

- ⑥ 입도분포가 액상화 가능성 작음 영역(C)에 위치하는 지반(그림 4.2.1)

- ⑦ 지진구역 II에 위치한 내진 II등급 구조물
- ⑧ 기타, 경제성을 위하여 내진 II등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가 생략가능

예비평가 기준 번호 ①~⑥에 따라 수행된 예비평가 내용은 다음과 같다.

- ① 지하수위는 만수위(G.L-0.0 m) 이므로 G.L-0.0 m 이하에 위치한 모래층 및 풍화토층에 대하여 액상화 평가를 수행한다.
- ④ 해설표 4.3.1에 따라 표준관입시험의 N값에 대한 보정을 수행하였다. 보정계수와 환산 N값은 표 E.2와 같다. G.L-11.0 m 이하의 풍화토 및 풍화암층의 $(N_1)_{60}$ 은 25 이상으로 나타나 이에 대한 액상화 본 평가는 생략하였다.
- ② G.L-0.0 ~ -11.0 m 에 위치한 모래층은 G.L-10.0 m 부터 하부로 전단파속도가 200 m/s 이상으로 나타났으나 모래층과 연속적인 지층으로 판단되므로 G.L-10.0 ~ -11.0 m 의 모래층 전체를 액상화 본 평가 대상에 포함하였다.

표 E.2 표준관입시험 N값에 대한 보정계수 및 환산 N값

심도 (m)	지층 구성	측정 N값	보정계수					$(N_1)_{60}$	예비평가 결과	
			C_N	C_E	C_B	C_R	C_S			
1.0	모래	5	1.70	1.00	1.00	0.75	1.00	6.38	본평가 대상	
2.0		8	1.62	1.00	1.00	0.75	1.00	9.72		
3.0		9	1.53	1.00	1.00	0.80	1.00	11.02		
4.0		9	1.45	1.00	1.00	0.85	1.00	11.09		
5.0		10	1.38	1.00	1.00	0.85	1.00	11.73		
6.0		11	1.32	1.00	1.00	0.85	1.00	12.34		
7.0		11	1.26	1.00	1.00	0.95	1.00	13.17		
8.0		12	1.20	1.00	1.00	0.95	1.00	13.68		
9.0		15	1.15	1.00	1.00	0.95	1.00	16.39		
10.0		20	1.11	1.00	1.00	0.95	1.00	21.09		
11.0		25	1.07	1.00	1.00	1.00	1.00	26.75		
13.0	풍화토	32	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	31.36	본평가 제외	
15.0		38	0.91	1.00	1.00	1.00	1.00	34.58		
17.0		48	0.85	1.00	1.00	1.00	1.00	40.80		
19.0		55	0.79	1.00	1.00	1.00	1.00	43.45		
21.0		72	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	54.00		
23.0		풍화암	85	0.70	1.00	1.00	1.00	1.00		59.50
25.0			125	0.65	1.00	1.00	1.00	1.00		81.25

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

- ⑥ 입도 분포에 대한 고려를 위해 그림 E.1에 모래층의 체분석 시험 수행 후 입도 분포를 도시하였다. 또한, 모래층의 균등 계수는 각각 35, 14, 15로 나타나 균등 계수 3.5 이상의 입도 분포에 대한 예비평가 곡선을 그림 E.2에 함께 도시하였다. 입도분포곡선 작성 결과, 액상화 가능성 높음(A) 구간에 포함되었다.

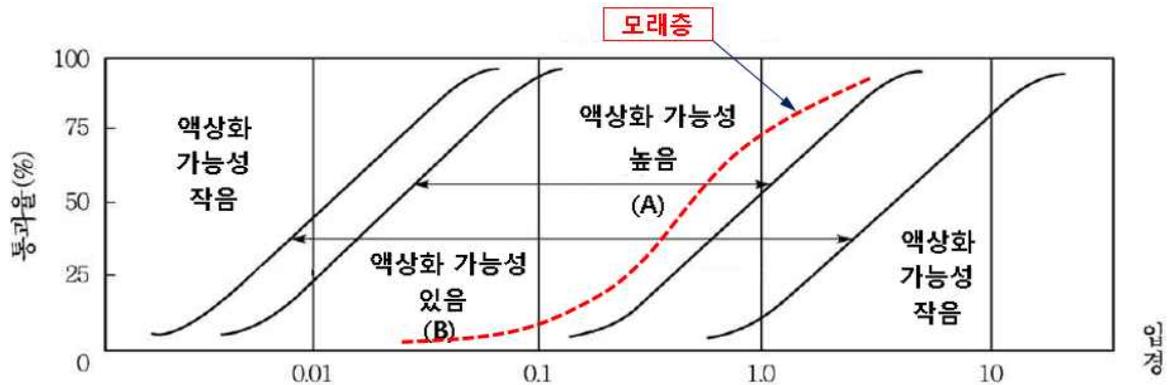


그림 E.2 입도분포곡선 및 예비평가 기준 곡선(균등 계수 3.5 이상)

- ⑤ 입도 분석 결과 #200 통과량(세립토 함유량)은 모래층 21 % 로써 기준 세립토 함유량(35 %)에 미치지 못하므로 액상화 평가 대상인 것으로 판단된다.

그러므로, 예비평가 결과 액상화 본평가 대상은 G.L -0.0 ~ -11.0 m 의 모래층으로 판단하였다.

E.3 본 평가

액상화 본평가는 지반이 액상화에 저항하는 진동저항전단응력비를 지진에 의해 발생하는 진동전단응력비로 나눈 안전율로 평가한다. 산정된 안전율이 기준 안전율 1.0 미만으로 나타나는 경우, 액상화 보강 또는 액상화를 고려한 내진성능평가를 수행해야 한다. 이때, 진동전단응력비는 지반응답해석을 통해 결정하며, 액상화 진동저항응력비는 현장 시험 결과를 바탕으로 4.3절에 제시된 제안식을 통해 결정한다. 그림 E.3은 액상화 본평가 흐름도를 나타낸 것이다.

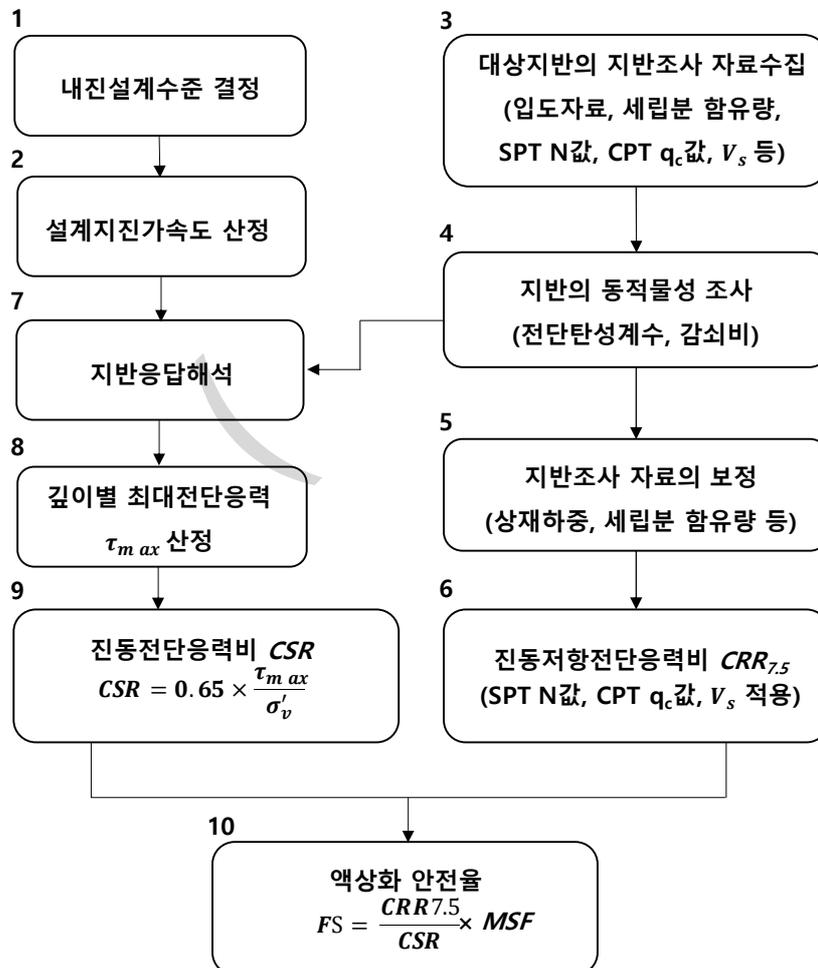


그림 E.3 액상화 본평가 흐름도

다음은 그림 E.3의 본평가 흐름 번호에 따른 수행 내용을 설명한 것이다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

1, 2, 3, 4. : 부록 A 및 부록 B 예비평가 과정에서 평가하였다.

5, 6, 10. : 해설식(4.3.10)에 따라 환산 N값, $(N_1)_{60}$ 은 세립분 함량을 반영하여 $(N_1)_{60CS}$ 로 환산하였다. 산정된 $(N_1)_{60CS}$ 를 바탕으로 해설식(4.3.12)를 적용하여 계산된 액상화 진동전단응력비는 표 E.3과 같다.

산정된 진동저항응력비는 지진규모 7.5에 대한 값이므로, 이를 국내 기준 지진규모 6.5에 부합하도록 보정하기 위해 $MSF = 1.5$ 를 곱하여 진동저항응력비를 증가시켜야 한다. 따라서 최종적으로 지진규모에 대하여 보정된 진동저항응력비를 표 E.2에 나타내었다.

표 E.3 환산 N값 및 보정된 진동전단응력비(CRR)

심도 (m)	지층 구성	$(N_1)_{60}$	FC (%)	$(N_1)_{60CS}$	$CRR_{7.5}$	$CRR_{6.5}$
1.0	모래	6.38	21	11.01	0.1252	0.1878
2.0		9.72	21	14.35	0.1507	0.2261
3.0		11.02	21	15.65	0.1617	0.2426
4.0		11.09	21	15.72	0.1623	0.2435
5.0		11.73	21	16.36	0.1680	0.2520
6.0		12.34	21	16.97	0.1736	0.2604
7.0		13.17	21	17.80	0.1817	0.2726
8.0		13.68	21	18.31	0.1869	0.2804
9.0		16.39	21	21.02	0.2189	0.3284
10.0		21.09	21	25.72	0.3081	0.4622
11.0		26.75	21	31.38	0.5864	0.8796

7. 지반응답해석은 1차원 파동 전달 방정식을 이용하여 지반의 응답을 구하는 해석 방법이다. 지반 입력변수는 지반의 층상구조와 각 층의 동적물성값이며, 기반암에 입력 지진파 시간이력을 가해 지반의 응답을 얻을 수 있다.

7-1. 입력 지진파 : 지반응답해석을 위한 입력 지진파는 설계응답스펙트럼에 맞추어 보정해야 한다. 본 예제에서는 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 인공지진파를 생성하여 지반응답해석에 적용하였다.

그림 F.4에 생성된 인공지진파 스펙트럼과 표준설계응답스펙트럼을 비교하여 표현하였다. 생성된 지진파는 주파수 영역에서의 응답값으로 지반응답해석에 적용된다. 생성된 지진파 시간이력을 그림 E.5에 나타내었다.

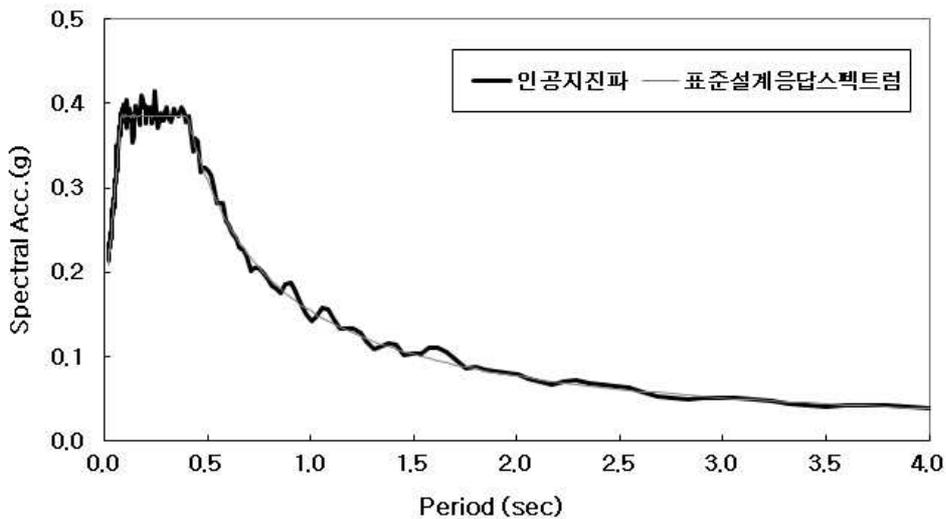


그림 E.4 생성된 인공지진파와 표준설계응답스펙트럼

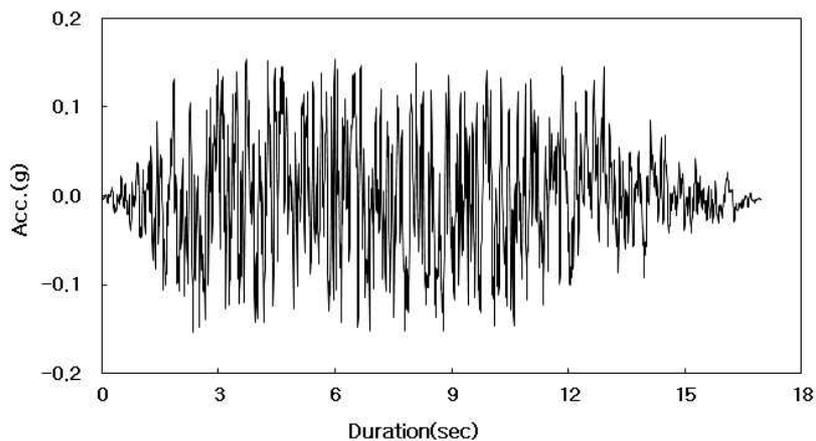


그림 E.5 인공지진파 가속도 시간이력 (지속시간 16.96초)

7-2. 지반 입력변수

지반응답해석에 활용되는 지반 입력변수는 심도별 전단파 속도와 비선형 동적곡선이 있다. 본 예제는 내진 1등급 이상의 중요 구조물에 대해 다루고 있어 현장 탄성과 탐사로 얻은 전단파 속도 주상도와 실내 시험을 통해 얻은 비선형 동적곡선을 활용하였다.

기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

만약, 시험 장비의 가용성 및 지반조사 비용의 제한으로 현장 시험만 가능한 경우에는 현장 탄성과 탐사로 얻은 전단과 속도 주상도와 비선형 동적곡선 문헌값을 활용할 수 있다. 또한, 내진 2등급 구조물의 경우, 문헌자료 또는 경험적 관계식을 이용하여 심도별 전단과 속도 및 비선형 동적곡선을 결정할 수 있다.

8, 9. 깊이별 최대전단응력 및 진동전단응력비

지반응답해석을 수행한 결과, 표 F.4dhk 같이 심도별 최대전단응력과 진동전단응력비를 산정하였다. 해설식(4.3.15)에 따라 진동전단응력비는 심도별 최대전단응력과 유효상재압으로부터 산정한다. 심도별 최대전단응력은 심도별 최대가속도 값을 중력가속도(g)로 나눈 값에 심도별 전응력을 곱하여 산정할 수 있다(Seed and Idriss, 1971, Yoo et al., 2019).

표 E.4 심도별 최대전단응력 및 진동전단응력비

심도 (m)	평가대상 지층	전응력	최대가속도 (g)	최대 전단응력 τ_{\max} (kPa)	유효상재압 σ'_v (kPa)	진동전단응력비 (CSR)
1.0	모래	17.64	0.23849	4.2070	7.84	0.3488
2.0		35.28	0.18792	6.6298	15.68	0.2748
3.0		52.92	0.14901	7.8856	23.52	0.2179
4.0		70.56	0.13214	9.3238	31.36	0.1933
5.0		88.20	0.16985	14.9808	39.20	0.2484
6.0		105.84	0.15436	16.3375	47.04	0.2258
7.0		123.48	0.16661	20.5730	54.88	0.2437
8.0		141.12	0.11239	15.8605	62.72	0.1644
9.0		158.76	0.16322	25.9128	70.56	0.2387
10.0		176.40	0.13957	24.6201	78.40	0.2041
11.0		194.04	0.12206	23.6845	86.24	0.1785

10. 액상화 안전율

최종적으로, 심도별 액상화 안전율 평가 결과는 표 E.5와 같다. 평가 결과 모래층 상부의 액상화 안전율이 1.0 미만으로 나타나 지반 보강 또는 액상화를 고려한 내진성능평가를 수행해야 한다.

표 E.5 심도별 액상화 안전율 평가 결과

심도 (m)	평가대상 지층	진동저항응력비 $CRR_{6.5}$	진동전단응력비 CSR	액상화 안전율 FS
1.0	모래	0.1878	0.3488	0.54 (<1.0)
2.0		0.2261	0.2748	0.82 (<1.0)
3.0		0.2426	0.2179	1.11
4.0		0.2435	0.1933	1.26
5.0		0.2520	0.2484	1.01
6.0		0.2604	0.2258	1.15
7.0		0.2726	0.2437	1.12
8.0		0.2804	0.1644	1.71
9.0		0.3284	0.2387	1.38
10.0		0.4622	0.2041	2.26
11.0		0.8796	0.1785	4.93



기존 시설물(항만) 내진성능 평가요령

승인 국토교통부 시설안전과
발행 국토안전관리원

2021년 00월 제정

2021년 00월 제정

* 본 요령의 내용에 관한 질의 및 건의사항은 국토교통부 시설안전과 및 국토안전관리원으로 연락하여 주시기 바랍니다.

국토안전관리원 (https://www.kalis.or.kr)
(우) 52856 경상남도 진주시 에나로 128번길 24 대표전화 1588-8788

본 요령은 국토안전관리원 홈페이지에서 다운로드 받으실 수 있습니다.

