한국도로공사

경부고속도로 50주년

발간등록번호
0000-0000-000

2020 고속도로 교량의 내진설계지침



머 리 말

최근 발생한 경주, 포항지진은 우리나라도 더 이상 지진의 안전지대가 아님을 일깨워 주었습니다. 특히 이를 계기로 교량, 터널 등 SOC 시설물들에 대한 내진설계의 중요성은 더욱 대두되고 있는 실정입니다.

그동안 우리공사는 보다 안전한 고속도로를 위해 『고속도로 교량의 내진설계 지침』을 제·개정 하여 교량의 안전성 향상을 위해 지속적으로 노력하고 있습니다.

이번에 3차 개정한 고속도로 내진설계 지침은 최근 국내에서 발생한 지진의 특성을 고려해 개정된 국가내진설계기준(KDS)에 대하여 상세한 설명과 예제를 수록하여 설계 실무자들이 보다 쉽게 이해하고 널리 활용할 수 있도록 심혈을 기울였습니다.

『지혜로운 자는 역사를 통해 배운다』는 말이 있습니다. 아무쪼록 경부고속도로 개통 50주년이 되는 뜻깊은 해에 개정 발간된 본 지침이 널리 활용되어 국민이 믿고 달리는 안전한 고속도로를 만드는데 보탬이 되기를 바랍니다.

끝으로 본 지침서 발간을 위해 노고를 아끼지 않으신 집필진과 자문위원 그리고 관계 직원들에게 깊은 감사를 드립니다.

2020. 5.

한국도로공사 | 경부고속도로 50주년

建設本部長 김 일 환

개정이력사항

제・개정일	이력사항
1996년 12월	제정
1999년 7월	1차 개정
2015년 8월	2차 개정
2020년 5월	3차 개정

제 1 장 총 론 ····· 1-1

1.1 개요 ····· 1-1

1.1.1 배경 ····· 1-1

1.1.2 적용범위 ····· 1-2

1.2 용어 및 기호 ····· 1-3

1.2.1 용어의 정의 ····· 1-3

1.2.2 기호의 정의 ····· 1-6

1.3 관련기준 ····· 1-9

1.4 구성체계 ····· 1-10

1.5 사용단위계 ····· 1-10

1.6 한계 사항 ····· 1-11

제 2 장 고속도로 교량 내진설계지침 ····· 2-1

2.1 내진설계 절차 ····· 2-1

2.2 하부구조 단면 최적화 ····· 2-3

2.2.1 코핑단면 최적화 ····· 2-4

2.2.2 교각기둥 최적화 ····· 2-8

2.2.3 기초 최적화 ····· 2-11

2.3 내진설계 일반사항 ····· 2-13

2.3.1 기본방침 ····· 2-13

2.3.2 기본조건 ····· 2-14

2.3.3 부재의 허용피해 ····· 2-14

2.3.4 내진구조계획 ····· 2-14

2.3.5 설계지반운동 ····· 2-14

2.3.6 내진등급과 설계지진수준 ····· 2-16

2.3.7 지반의 분류 및 설계지반운동 ····· 2-16

2.3.8 응답수정계수 ····· 2-25
2.3.9 내진설계 해석방법 ····· 2-28
2.3.10 설계지진력의 조합 ····· 2-36
2.3.11 구조해석 모델링 ····· 2-38
2.3.12 지진시 변위 ····· 2-53
2.3.13 교대 ····· 2-55
2.3.14 액상화(Liquefaction) ····· 2-57
2.4 완전연성 내진설계 ····· 2-61
2.4.1 콘크리트 교각의 해석 및 설계강도 ····· 2-61
2.4.2 벽식교각 ····· 2-71
2.5 연성도 내진설계 ····· 2-72
2.5.1 연성도 내진설계법의 개념 ····· 2-72
2.5.2 연성도 내진설계법의 설계 절차 ····· 2-73
2.6 지진격리교량 설계 ····· 2-80
2.6.1 적용범위 ····· 2-80
2.6.2 기본방침 ····· 2-80
2.6.3 지진격리교량의 유효수평지반가속도 ····· 2-81
2.6.4 지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준 ····· 2-81
2.6.5 지진격리교량의 지반분류 및 지반계수 ····· 2-82
2.6.6 지진격리교량의 응답수정계수 및 설계변위 ····· 2-83
2.6.7 해석방법 ····· 2-85
2.6.8 시간이력해석 적용방법 ····· 2-95
2.6.9 시간이력받침 설계 시 피드백 ····· 2-96

부록 A. 교량의 설계를 위한 인공지진파 작성
부록 B. 지진응답해석을 통한 지표면 입력지진 산정 및 액상화 평가 프로그램 개발
부록 C. 공간적 액상화 평가
부록 D. 다지지점 지진입력에 의한 지진응답해석

2020 고속도로 교량의 내진설계지침



제 1 장

총 론

한국도로공사

경부고속도로 50주년

제 1 장 총 론

1.1 개요

1.1.1 배경

고속도로 교량의 내진설계는 내진설계가 체계화되기 시작한 2000년에 내진설계편람이 발간되었으며, 이후 20여 년 동안 교량의 내진설계에 광범위하게 활용되었다. 그동안 도로교설계기준은 2010년, 2012년, 2016년 개정되어 왔으며, KDS 24 17 11 : 교량내진설계기준(한계상태설계법)』등으로 통합되어 지속적으로 개정되고 있다. 또한 최근에는 내진설계기준 공통적용사항 제정('17.4, 국민안전처)에 따라 내진설계에 적용되는 설계 응답스펙트럼, 지반분류체계 등 내진설계기준이 대폭 변경되어 2018년에 『KDS 17 10 00 내진설계 일반』이 제정되는 등 관련 기준들이 제정 및 개정되고 있다. 도로교 내진설계기준은 콘크리트교에 대하여 완전연성 내진설계와 연성도 내진설계로 명확하게 적용할 수 있도록 하였다. 완전연성 내진설계 방법은 탄성지진력에 상수의 응답수정계수(R)을 적용한 소성지진력에 대해서 소성힌지구간에 심부구속철근량을 획일적으로 배근 하지만 연성도 내진설계법은 설계지진하중에 대해서 구조물의 성능에 요구되는 연성도(Required Ductility)에 따라 필요한 양의 심부구속철근을 배근한다. 연성도 내진설계법은 『도로교 설계기준 (2010)』의 부록, 『도로교 설계기준 (한계상태설계법, 2016)』, 『KDS 24 17 11 : 교량내진설계기준(한계상태설계법)』에 규정되어 있다. 본 지침에서는 내진설계 실무자를 대상으로 설문조사를 시행하여 내진설계 시 해석이 모호한 부분이나 이해가 쉽지 않은 항목을 발굴하였고, 기 수행된 85개 교량의 내진구조계산서 분석을 통하여 기준에 대한 이해가 부족한 부분에 대하여 구체적으로 기술하였다. 또한 『KDS 17 10 00 내진설계 일반』기준을 반영하여 설계하는데 실무자들이 어려워하는 인공지진파 작성, 지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램을 개발하여 실무자들에게 제공하였으며, 지진응답해석 및 공간적 비상관성을 고려한 해석방법 등에 대한 자세한 설명을 부록에 기술하였다.

『KDS 17 10 00 내진설계 일반』의 주요 개정내용은 다음과 같다.

○ 지반의 분류(KDS 17 10 00 (4.2.1.2))

○ 설계지반운동(KDS 17 10 00 (4.2.1.4))

- 설계응답스펙트럼
- 지진규모별 지진지속시간 및 강진지속시간
- 지진 가속도 시간이력 간의 상관계수

○ 액상화 평가(KDS 17 10 00 (4.7))

1.1.2 적용범위

본 지침의 적용범위는 상위기준인『도로교설계기준』과 적용범위를 동일하게 설정하여 신설되는 교량의 내진설계에 적용한다. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 [도설한계 1.1]에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교, 사장교, 현수교 등)은 본 지침의 설계개념 및 원칙을 준수하고 적절한 보정을 한 내진설계기준을 작성하여 설계할 수 있다. 본 지침은 『KDS 17 10 00 내진설계 일반』, 『KDS 24 17 11 : 교량내진설계기준(한계상태설계법)』, 『도로교설계기준(2010, 2016)』 등 1.3에 열거한 관련 규정을 바탕으로 작성되었다.

본 지침은 상위기준에 명시되어 있지는 않지만, 설계 업무수행을 위하여 필요한 사항, 설계 특성상 설계기술자 판단에 의한 사항, 보편적으로 인정되고 있는 설계 기술자의 경험 등을 체계적으로 정리한 설계지침이다. 따라서 본 지침보다 관련법규, 설계기준, 시방서를 우선적으로 적용하여야 한다.

1.2 용어 및 기호

본 지침에 사용되는 용어와 기호는 『도로교설계기준(2010, 2016)』 및 [KDS 17 10 00], [KDS 24 17 11]의 정의를 준용하였다. 다만, 『도로교설계기준(2010, 2016)』 및 [KDS 17 10 00], [KDS 24 17 11]에 정의가 없는 용어와 기호는 관련 기준의 정의를 준용하였다. 지침에 적용한 용어와 기호가 관련 기준에서 정의되지 아니한 경우에는 이를 지침 해당 절의 본문에서 정의하여 적용하였다.

1.2.1 용어의 정의

- 감쇠시스템(damping system): 구조물의 감쇠 능력을 증가시켜 내진성능의 향상을 도모하는 장치의 조합
- 설계거동한계(design behavior criteria): 요구되는 내진성능수준에 부합되도록 구조시스템 또는 구성요소에 설정된 거동(단면력, 응력, 변위, 변형률, 침하량 등)의 한계값(기준값)
- 감쇠(damping): 점성, 소성 또는 마찰에 의해 구조물에 입력된 동적 에너지가 소산되어 구조물의 진동이 감소하는 현상
- 기반암(bed rock): 연암층, 퇴적층 또는 토층의 아래에 위치하는 전단파속도가 760 m/s 이상인 단단한 암석층(보통암 등)
- 내진등급(seismic classification): 시설물의 중요도에 따라 내진설계수준을 분류한 범주로서 내진특등급, 내진I등급, 내진II등급으로 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 성능수준. 기능수행수준, 즉시복구수준, 장기복구/인명보호수준과 붕괴방지수준으로 구분
- 노두입력 : Outcrop Input
- 등가정적하중 : Static Equivalent Lateral Force

- 모드중첩법 : Mode Superposition Method
- 설계지반운동(design ground motion): 내진설계를 위해 정의된 지반운동
- 설계지진(design earthquake): 시설물의 부지에서 설계지반운동을 유발하는 지진
- 성능기반 내진설계(performance-based seismic design): 엄격한 규정 및 절차에 따라 설계하는 사양 기반설계에서 벗어나서 목표로 하는 내진성능수준을 달성할 수 있는 다양한 설계기법의 적용을 허용하는 설계
- 소성지수(plasticity index): 흙의 소성정도를 나타내는 값으로 액성한계에서 소성한계를 뺀 값
- 스펙트럼보정(spectral matching): 지진파의 시간이력에 대한 응답스펙트럼을 목표로 하는 응답스펙트럼 형상에 부합되도록 시간이력을 보정하는 과정
- 액상화(liquefaction): 포화된 사질토 등에서 지진동, 발파하중 등과 같은 동하중에 의하여, 지반 내에 과잉간극수압이 발생하고, 지반의 전단강도가 상실되어 액체처럼 거동하는 현상
- 연성거동(ductile behavior): 구조물 또는 부재가 갑자기 파괴되지 않고, 파괴에 이르기까지 상당한 크기의 소성변형을 나타내는 거동
- 예민비(sensitivity): 해당 흙의 비교란 전단강도를 완전교란 전단강도로 나눈 값
- 위험도계수(risk factor): 평균재현주기가 500년인 지진의 유효수평지반가속도를 기준으로 하여, 평균재현주기가 다른 지진의 유효수평지반가속도를 상대적 비율로 나타낸 계수
- 유효지반가속도(effective peak ground acceleration): 지진하중을 산정하기 위한 기반암의 지반운동 수준으로 유효수평지반가속도와 유효수직지반가속도로 구분
- 응답스펙트럼(response spectrum): 지반운동에 대한 단자유도 시스템의 최대응답을 고유주기 또는 고유진동수의 함수로 표현한 스펙트럼
- 응답이력해석(response history analysis) (=시간이력해석): 지진의 지속시간 동안 각 시간단계에서의 구조물의 동적응답을 구하는 방법
- 이중선형모델 : Bilinear Model
- 재령효과 : Aging Effect
- 재현주기(return period): 지진과 같은 자연재해가 특정한 크기 이상으로 발생할 주기를 확률적으로 계산한 값으로, 일 년 동안에 특정한 크기 이상의 자연재해가 발생할 확률의 역수

- 절단진동수(cut-off frequency): 특정 진동수보다 크거나 작은 진동수 신호를 통과시키거나 감쇠시키는 경계의 진동수
- 지반-구조물 상호작용(soil-structure interaction): 구조물과 이를 지지하는 지반 사이의 동적상호작용
- 지반종류(soil profile type): 지반의 지진증폭특성을 나타내기 위해 분류하는 지반의 종류
- 지반증폭계수(site coefficient): 기반암의 스펙트럼 가속도에 대한 지표면의 스펙트럼 가속도의 증폭비율
- 지진격리(seismic isolation) (=면진): 시설물의 지진가속도응답을 줄이기 위해, 시설물을 장주기화와 함께 고감쇠화 시킨 상태
- 지진구역(seismic zone): 유사한 지진위험도를 갖는 행정구역 구분으로서 지진구역I, 지진구역II로 구분
- 지진구역계수(seismic zone factor): 지진구역I과 지진구역II의 기반암 상에서 평균재현주기 500년 지진의 유효수평지반가속도를 중력가속도 단위로 표현한 값
- 지진보호장치(seismic protection device): 시설물을 지진으로부터 보호하기 위한 모든 장치. 지진격리(면진)받침, 감쇠기, 낙교방지장치, 충격전달장치(STU, Shock Transmission Unit) 등
- 지진위험도(seismic hazard)(=지진재해도): 내진설계의 기초가 되는 지진구역을 설정하기 위하여 과거의 지진기록과 지질 및 지반특성 등을 종합적으로 분석하여 산정한 지진재해의 연 초과 발생빈도
- 지진위험지도(seismic hazard map)(=지진재해지도): 내진설계 등에 활용하기 위하여 정밀한 지진위험도(또는 지진재해도) 분석결과를 표시한 지도로서 정의된 재현주기 또는 초과확률 내에서 지리적 영역에 걸쳐 예상되는 유효지반가속도를 등고선의 형태로 나타낸 지도
- 직교지진력 조합방법 : 교축 또는 교축직각 방향으로 독립적인 비선형 지진응답해석을 수행한 다음 이들을 조합하는 방법으로서 실무에서 관행적으로 사용되지만, 합리적인 방법이 아님
- 직접적분법 : Direct Integration Method
- 진동저항전단응력비(cyclic resistance ratio): 해당 깊이에서 지반의 전단저항응력과 유효상재압의 비

- 진동전단응력비(cyclic stress ratio): 지진 시, 해당 깊이에서 지반에 발생하는 전단응력과 유효상재압의 비
- 질량기여도 : Mass Participation Factor
- 최대응답(peak response): 응답의 절댓값의 최댓값
- 최대지반가속도(PGA; peak ground acceleration): 지진에 의한 진동으로 특정위치에서의 지반이 수평 2방향 또는 수직방향으로 움직인 가속도의 절댓값의 최댓값
- 탁월주기(dominant period): 지진파와 같은 불규칙파의 주기성분 중 빈도나 진폭이 다른 주기에 비하여 탁월한 주기
- 파워스펙트럼(power spectrum): 진동의 각 진동수 성분이 가지는 파워를 나타내는 스펙트럼
- 판내부(intra-plate): 지각을 구성하는 지각판들의 경계의 안쪽
- 표준설계응답스펙트럼(standard design spectrum): 설계지진에 대하여 5% 감쇠비를 가진 단자유도 시스템의 설계응답스펙트럼
- 푸리에진폭(Fourier amplitude): 시간이력 파형을 여러 주기를 갖는 정현파들의 합으로 변환하였을 때 해당 진동수에 대한 정현파의 진폭

1.2.2 기호의 정의

- A_p : 말뚝의 순단면적
- B : 지진격리교량의 감쇠계수 (표 2.6.7.1)
- B_s : 상부구조물(superstructure)의 폭, m
- C_D : 감쇠보정계수
- C_s : 탄성지진응답계수 (식 (2.6.7.4))
- C_{si} : i번째 모드의 탄성지진응답계수
- D_p : 말뚝의 지름
- E_p : 말뚝의 탄성계수
- E_pI : 말뚝의 휨강성
- F_a : 토사지반 표준설계응답스펙트럼에서의 단주기지반증폭계수
- F_v : 토사지반 표준설계응답스펙트럼에서의 장주기지반증폭계수
- FS_L : 액상화에 대한 안전율

- G : 지반의 전단탄성계수
- H_s : 기반암 깊이, m
- H : 신축이음 사이 교각의 평균 높이, m
- $H_{\max}$: 신축이음 사이의 교각 중 가장 높은 교각의 높이, m
- I : 위험도계수
- K_0 : 기초강성
- K_{eff} : 지진격리교량의 유효강성 (식 (2.6.7.1))
- N : 하부구조의 최소받침지지길이, mm
- $(N_1)_{60}$: 에너지 효율 60% 및 유효 상재압을 보정한 N_F
- N_F : 표준관입시험에서 샘플러를 지중으로 30 cm 관입시키는데 필요한 현장 타격횟수
- PI : 소성지수
- q_c : 콘 관입저항치, kPa
- q_{c1} : 유효 상재압을 보정한 콘 관입저항치
- S : 유효수평지반가속도, g
- S_a : 설계스펙트럼가속도, g
- S_1 : 암반지반
- S_2 : 얕고 단단한 지반
- S_3 : 얕고 연약한 지반
- S_4 : 깊고 단단한 지반
- S_5 : 깊고 연약한 지반
- S_6 : 부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반
- S_{D1} : 주기 1초에서 설계스펙트럼 가속도, g
- S_i : 지진격리교량의 지반계수 (무차원량)
- T : 진동주기, s
- T_L : 표준설계응답스펙트럼에서 스펙트럼가속도가 진동주기(T)의 제곱에 반비례하여 감소하기 시작하는 구간의 통제주기, s
- T_S : 표준설계응답스펙트럼에서 스펙트럼가속도가 상수인 구간의 상한통제주기, s
- $T_0 = 0.2\,T_S$: 표준설계응답스펙트럼에서 스펙트럼가속도가 상수인 구간의 하한통제주기, s

- V_s : 지반의 전단파속도, m/s
- V_{s1} : 유효 상재압을 보정한 전단파속도, m/s
- $V_{s,soil}$: 토층평균전단파속도, m/s
- Z : 지진구역계수, g
- α_A : 암반지반 표준설계응답스펙트럼에서의 단주기스펙트럼증폭계수
- ν : 지반의 포와송비
- θ : 받침선과 교축직각방향의 사잇각 (°)
- ξ : 감쇠비, %

1.3 관련기준

본 지침의 내용을 간결하게 작성하기 위하여 관련 기준에 기술된 내용은 중복 기술을 피하고 원문의 내용을 참고할 수 있도록 본문에 기준명과 해당 절을 인용하였다. 그러나 관련규정을 인용하는 것 보다는 본문에 기술하는 것이 이해에 도움이 되는 경우에는 해당 규정을 본문에 기술하였다.

본 지침에서 인용 또는 기술되지 않은 사항에 대해서는 다음의 관련 기준 또는 규정을 적용한다.

- 도로교설계기준(국토해양부, 2010)
- 도로교설계기준 한계상태 설계법(국토해양부, 2016)
- 도로설계편람(국토해양부, 2011)
- 도로설계요령(한국도로공사, 2009)
- 콘크리트구조기준(국토해양부, 2012)
- 도로교표준시방서(국토해양부, 2013)
- 콘크리트표준시방서(국토해양부, 2009)
- 고속도로공사전문시방서(한국도로공사, 2012)
- 고속도로공사설계실무자료집(한국도로공사, 2013)
- KDS 17 10 00 내진설계 일반 (2018)
- KDS 24 17 11 교량내진설계기준(한계상태설계법) (2018)
- KDS 24 12 11 교량설계하중조합(한계상태설계법) (2016)
- KCS 14 20 00 콘크리트공사표준시방서 (2017)
- KCS 24 00 00 교량공사표준시방서 (2018)
- KCS 11 50 25 기초 내진설계기준 (2018)

본 지침에서 인용된 관련 기준 중에서 자주 인용되는 상위 및 하위기준은 아래와 같이 약칭과 해당 절 번호로 기재하였다.

- 도로교설계기준(2010) → [도・설 1.1.1]
- 교량내진설계기준(한계상태설계법) → [도설한계 1.1.1]

○ 도로교표준시방서 → [도・시 1.1]

○ 콘크리트구조기준 → [콘・구 1.1.1]

1.4 구성체계

본 지침은 다음과 같이 구성되어 있다.

○ 제1장 총론

○ 제2장 고속도로 교량 내진설계지침

○ 부록

제1장에서는 지침의 제반사항에 관하여 기술하였으며, 제2장에서는 내진설계 절차, 단면 최적화, 내진설계 일반사항, 완전연성 내진설계 및 연성도 내진설계에 관하여 기술하였다.

본 지침은 일반적인 내진설계 경험이 많지 않은 설계자가 교량의 설계흐름을 쉽게 파악할 수 있도록 관련 기술적 내용을 명확하게 기술한 것이다.

1.5 사용단위계

본 지침에서 사용한 단위계는 원칙적으로 국제단위계(SI Units)를 적용하였으며, 단위의 명칭과 기호는 제16차 국제도량형총회(1979년)에서 채택한 단위의 명칭과 기호를 사용하였다. 다만, 외국 기준의 도표, 공식 등에서 국제단위계로 변경 또는 환산할 수 없는 경우에는 해당 기준에서 사용한 단위계로 표기하였다.

본 지침에 사용된 주요 단위의 명칭과 기호를 표 1.5.1에 정리하였다. 국제단위계 표기방법에 따라 본문에서 단위 기호(m, kN 등)는 로마체(직립체)로 표기하였고 숫자와 단위 기호사이(예 : 20 MPa)는 한 칸을 띄어서 표기하였다. 관련기준에 정의되어 있는 영문약호(예 : f_{ck}, L, h, B)는 이탤릭체(사립체)로 표기하였다.

표 1.5.1 주요 국제단위 및 기호

구 분		명칭	기호
기본량	길이	미터	m
	질량	킬로그램	kg
유도량	넓이	제곱미터	m^2
	부피	세제곱미터	m^3
	밀도		kg/m^3
	힘	뉴턴	N
	모멘트	킬로뉴턴미터	kN·m
	응력	파스칼	Pa
접두어 (십진배수)	10^3	킬로	K
	10^6	메가	M
	10^9	기가	G

또한 과거 상위 및 하위 설계기준에서 사용하였던 CGS 및 MKS 단위계에 따른 힘(하중)과 응력의 단위를 국제단위로 환산할 수 있도록 주요 단위계 환산표를 표 1.5.2에 정리하였다.

표 1.5.2 주요 단위계 환산표

N	kgf	tonf	kgf/㎠	Pa (N/㎡)	MPa (N/㎟)
1	0.1097	0.1097×10^{-3}	1	0.9807×10^5	0.09807
9.807	1	10^{-3}	1.0197×10^{-5}	1	10^{-6}
9.807×10^3	10^3	1	10.197	10^6	1

1.6 한계 사항

고속도로 교량 설계자는 교량의 기능성, 경제성, 시공성, 유지관리 편의성 등 다양한 요구조건을 정확하게 파악하고, 관련기준, 발주기관 지침 등을 적용하여 교량을 설계하여야 하며, 기술적 지식과 경험은 물론, 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 하여야 한다.

본 지침은 현행 법규, 설계기준 및 시방서의 관련 규정을 반영하여 작성되었으나,

관련 규정은 지속적으로 개정되고 있으므로 관련 기준 개정 시에는 개정된 규정을 적용하여야 한다. 다만 본 지침에서는 관련 기준 및 규정이 개정되더라도 해당 규정만 변경 적용하는 경우 전체 설계흐름을 이해하는데 큰 영향이 없도록 구성하였다.

2020 고속도로 교량의 내진설계지침



제 2 장

고속도로 교량 내진설계지침

한국도로공사

경부고속도로 50주년

제 2 장 고속도로 교량 내진설계지침

2.1 내진설계 절차

2010년 및 2016년의 도로교 설계기준의 철근콘크리트 교각의 연성도 확보방법과 국내·외 내진설계기준을 비교·분석하고 국내의 관련 연구결과를 최대한 반영하여 내진설계 절차를 작성하였다.

소요 연성도에 따라 필요한 만큼의 횡구속 철근량을 결정하고 배근함으로써 한정연성 구간에서 합리적인 횡방향 철근량을 배근하는 연성도 내진설계법을 적용하는 것이 교각 설계를 효율적으로 할 수 있다는 것을 확인하였다. 본 장에서는 설계자들의 편의를 위하여 교각의 연성도 확보를 위한 설계방법 뿐 아니라, 내진설계에 관한 연구결과를 포함한 내진설계 절차를 제시하였다.

도로교 설계기준(2010)의 내진설계 주요 개정내용은 다음과 같이 대별할 수 있다.

- ○ 항복유효강성($EI_{y,eff}$)의 적용(도·설 6.8.2.2)
- ○ P-Δ해석법(도·설 6.8.2.3)
- ○ 교각의 설계강도와 강도감소계수 적용(도·설 6.8.2.4, 도·설 6.8.2.5)
- ○ 교각의 최대소성힌지력(도·설 6.8.2.5)
- ○ 설계전단강도(도·설 6.8.2.6)
- ○ 단부구역과 소성힌지구역(도·설 6.8.3.2)
- ○ 소요연성도 산정(도·설 부록 I.3)
- ○ 심부구속철근량 산정(도·설 부록 I.3)
- ○ 소성힌지구역의 콘크리트 강도 저감을 고려한 설계전단강도(도·설 부록 I.4)

상기 개정된 도로교 설계기준 상의 주요 내진설계 관련 내용을 바탕으로 하여 도출된 교량 내진설계 절차는 그림 2.1.1에 예시하였다.

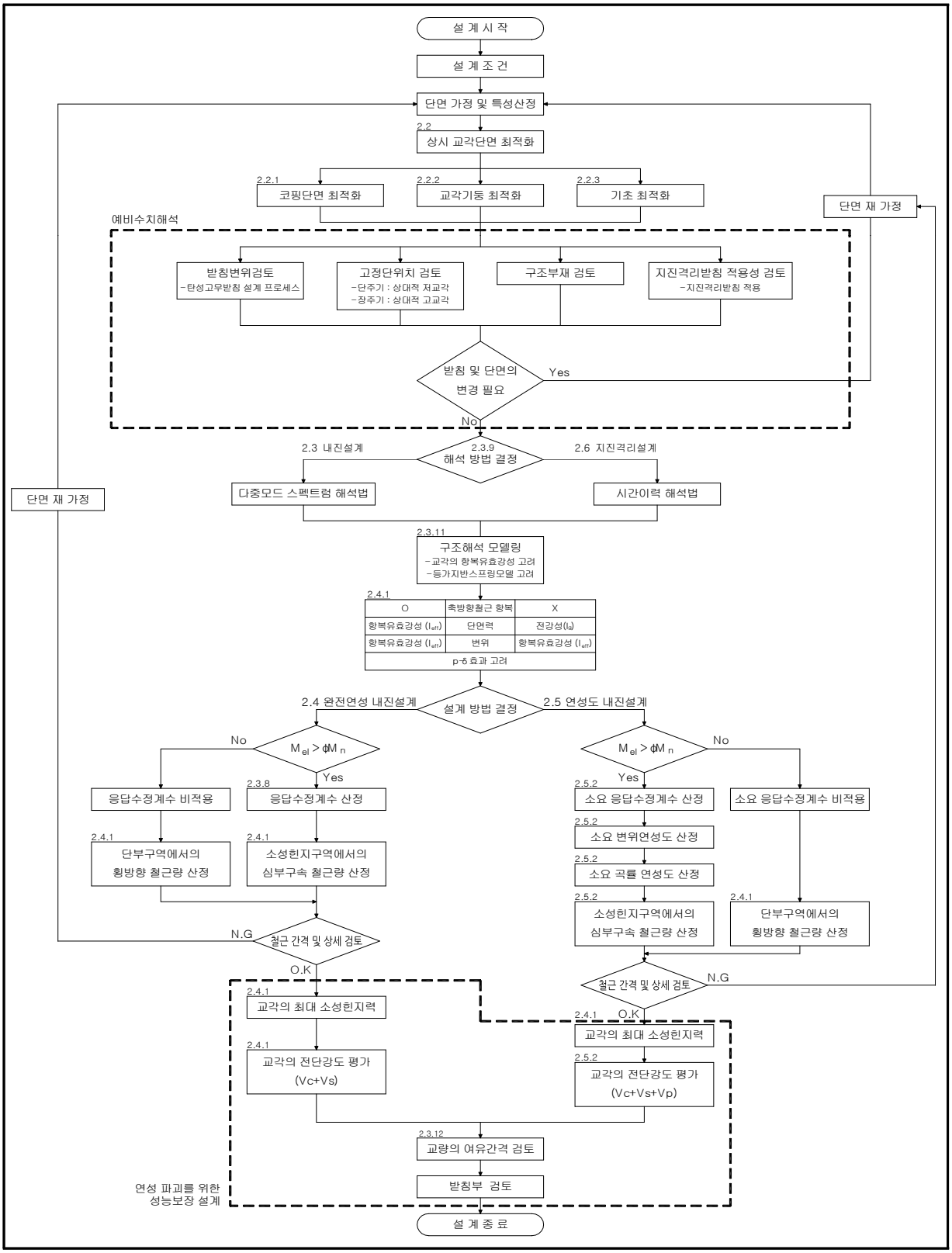
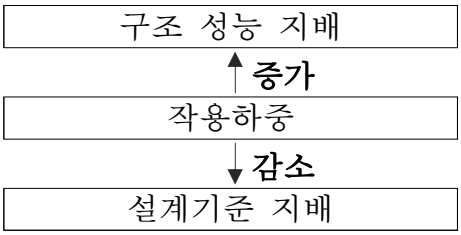


그림 2.1.1 내진설계 절차

2.2 하부구조 단면 최적화

설계단면은 하중에 저항 가능한 단면 내에서 경제적인 단면을 적용하는 것이 바람직하지만, 상세 설계기준상의 요구조건을 만족시켜야 하므로 설계단면은 다음의 두 요인 중 지배적인 조건에 따라 달라진다.

일반적으로 작용하중이 클수록 구조성능에 의해 단면이 결정되며, 작용하중이 작을수록 설계기준상의 최소요구조건에 의해 단면이 결정되는 경우가 많다.



설계단면은 다음과 같은 기준으로 결정한다.

○ 상세설계기준 만족

○ 단면력 효율은 95% (91%~99%)를 만족

"교각 단면효율 조정, 설계처-4632, 한국도로공사, 2009"

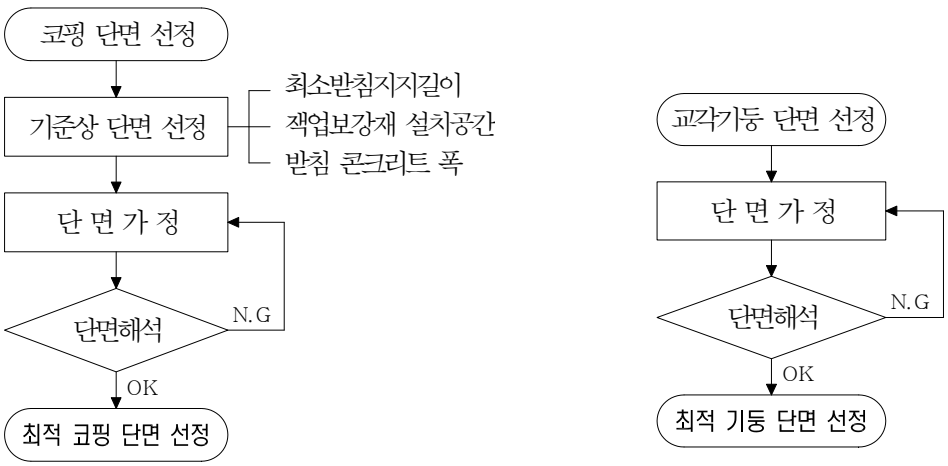


그림 2.2.1 코핑 및 교각 기둥의 최적단면 선정 절차

2.2.1 코핑단면 최적화

1. 낙교 방지를 위한 최소받침지지길이 [도·설 6.4.8, 도설한계 4.2.8] [MCEER/ATC-49 (2003), 식 (6.3-1)]

모든 거더의 단부에서는 최소받침지지길이를 만족하여야 하며, 최소받침지지길이의 확보가 어려운 경우 낙교방지를 위한 변위구속장치를 설치해야 한다. 단경간교와 지진구역 Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급교의 받침지지길이는 식 (2.3.12.1)에 규정한 최소받침지지길이 값보다 작아서는 안된다.

2. 상부구조 연속교 계획

상기 설계기준을 만족하는 코핑폭의 최적단면을 도출하기 위해서는 상부구조를 연속교로 계획함이 바람직하다. 연속교 형식으로 계획 시 받침지지길이 축소로 코핑 크기 자체를 줄이는 경제적인 효과를 거둘 수 있다. 따라서 지진하중과 같은 동하중에 대한 안전성을 높일 수 있으며, 코핑의 자체질량 감소로 인해 기둥단면의 휨모멘트 감소를 가져와 교각 기둥단면의 최적설계가 가능하게 된다.

3. Jack-up 보강재 설치 공간 확보

교량받침 유지관리를 위해 필요한 Jack-up 공간은 표 2.2.1.1과 같이 규정하고 있다. 표 2.2.1.2는 인상하중에 대한 설치 폭을 예로 작성한 것으로 설계 시 설치 폭원에 대한 검토가 이루어져야 한다.

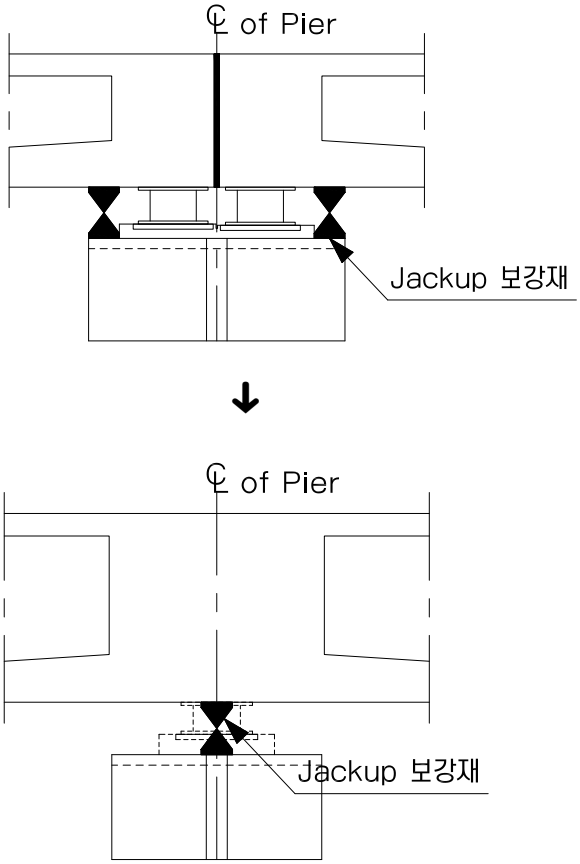


그림 2.2.1.1 연속교 형식에 따른
Jack-up보강단면

표 2.2.1.1 Jack-up 보강재 설치 방안

구 분	관 련 근 거	설 계 기 준
Jack-up 보강재 설치	강도로교 상세부 설계지침 (2006, 건교부)	• 받침교체 시 상부구조 Jack-up을 고려한 보강재를 강교제작 시 반영 • 설치위치는 단부 400 mm, 중간지점부 600 mm 정도로 예시(별도의 상세규정 없음)
유압잭 설치를 위한 공간	교량 받침부 설계지침 (한국도로공사, 2011)	• 잭의 용량 7,000 kN 이하 : 형하공간 250 mm 이하 • 점검 및 도장을 위한 형하공간 → 강재받침 : 300 mm, 탄성받침 200 mm
받침부 최소형하 공간		• 탄성받침 : 형하공간 250 mm • 강재받침 : 300 mm • 박스형식 교량의 강재받침 : 400 mm

표 2.2.1.2 인상하중에 대한 설치 폭 (예시)

인상하중 (kN)	설치 폭 (mm)
600	140
1,000	175
1,600	220
2,000	245
2,600	275
4,000	350
5,200	440

4. 받침 콘크리트 폭 검토

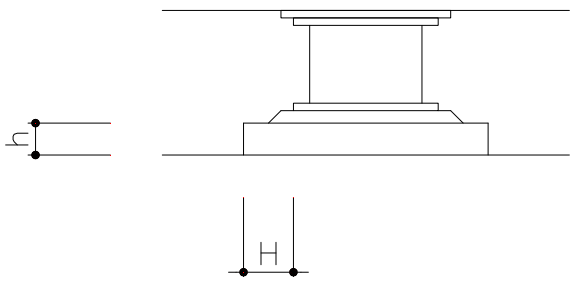
받침 콘크리트를 크게 하면 유지관리 시 유압잭(Jack)을 설치하기 어렵고, 잭을 설치하더라도 작업공간이 확보되지 않아 일부 훼손이 불가피한 실정이다.

특히 신축이음부에서는 유지관리용 잭 설치공간이 부족하며, 받침콘크리트 폭이 커 형하공간의 효과가 반감되기도 한다.

따라서 받침 콘크리트의 사용 유무는 다음과 같이 적용하기로 한다.

[교량 받침부 설계지침 (한국도로공사, 2011)]

○ 받침의 높이와 유지관리 시 사용하기 위한 유압잭의 높이를 비교하여 받침 본체의 설치높이가 적정 형하공간을 확보할 수 있는 경우에는 받침콘크리트를 사용하지 않음.



$H = 2h + 100$ mm

그림 2.2.1.2 받침콘크리트 설계 폭 검토

○ 받침 콘크리트의 폭과 길이는 하부구조의 코핑부에 유지관리 시 필요한 잭을 설치할

수 있는 범위에서 결정하여야 함.

○ 받침 콘크리트를 적용할 경우에는 받침 콘크리트 단부와 하부판 사이의 최소 길이는 원칙적으로 받침콘크리트 높이의 2배 이상을 확보해야 하며, 충분한 지압력의 전달을 위하여 추가적으로 100 mm의 여유를 둠.

5. 받침부 최소 형하공간 검토(표 2.2.1.1) [교량 받침부 설계지침 (한국도로공사, 2011)]

○ 유지관리 시 상부구조를 인상하기 위한 유압잭 설치를 위한 공간

- 잭의 용량 7,000 kN 이하 : 250 mm 이하(50 mm 지지철판 포함)

○ 점검 및 도장을 위한 공간

- 강재받침 : 300 mm
- 탄성받침 : 200 mm

○ 받침 자체의 높이

- 포트받침 : 200 mm(10,000 kN 이하),
  300 mm(30,000 kN 이하)
- 탄성받침 : 200 mm 미만(신축량 100 mm의 경우)

○ 교량의 최소 형하공간

- 탄성받침 : 250 mm
- 강재받침 : 300 mm
- 박스형식 교량의 강재받침 : 400 mm

6. 브라켓 검토

코핑의 캔틸레버부는 길이에 대한 깊이의 비가 1.0 이하인 경우에 대해서는 브라켓으로 검토하며 그 강도는 전단으로 지배된다. 전단경간에 대한 깊이의 비가 2 이하인 경우는 [콘·설 부록 I(스트럿-타이 모델)]을 이용하여 설계할 수 있다. 브라켓은 그 위에 놓인 보가 신축하고 또 보가 브라켓에 부착됨으로써 크리프, 건조수축 및 온도에 의한 보의 변형이 구속되기 때문에 수평인장력이 작용하므로 브라켓 검토를 하여야 한다. “콘크리트 구조물 안전성 향상을 위한 스트럿-타이 모델 적용 방안, (한국도로공사 설계실무자료집, 설계처-2975, 2013.10.7)”

7. 깊은보 검토

지간이 보의 높이의 4배 이하이거나, 하중이 받침부로부터 부재높이의 2배 거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재를 깊은 보(Deep Beam)라 한다. 깊은 보는 [콘·설 6.3.4]에서 허용된 비선형 해석 또는 [콘·설 부록 I(스트럿-타이 모델)]에 따라 설계하여야 한다. 만일 a/d가 1이하인 경우는 브라켓에 의한 검토를 하여야 한다. "콘크리트 구조물 안전성 향상을 위한 스트럿-타이 모델 적용 방안, (한국도로공사 설계실무자료집, 설계처-2975, 2013.10.7)"

2.2.2 교각기둥 최적화

고속도로 교량에 가장 많이 사용되고 있는 원형 교각 단면의 적정성 분석을 통하여 경제성과 시공성 및 구조적 안전을 고려한 최적의 교각 단면 설계 방안을 검토하였다.

최근 준공된 고속도로 교량의 상부 형식별 하부교각의 제원을 조사한 자료를 분석한 결과 그림 2.2.2.1 ~ 그림 2.2.2.3과 같은 경향을 보이고 있으며, [교각단면 효율 조정(설계처-4632, 2009)]과 같이 단면력 효율을 최대한 활용(90~100%)하여 설계한 경우와 비교할 때 그 하부단면의 여유치가 있는 것으로 조사되었다.

또한 현재 시공된 고속도로 대표교량 형식별로 하부교각 높이에 따른 교각기둥 직경에 대하여 분석하였다. 점선의 경우 시공된 교량들의 추이를 나타내고 있으며 일점쇄선의 경우 단면 효율 95%수준의 최적단면을 나타낸 것이다. 기 시공된 고속도로 교량의 교각 기둥은 적정 단면과 비교하여 여유가 있는 것으로 분석되었으며, 단면 최적화를 통하여 경제성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다. 단면 최적화 결과는 [교량 구조물 단위수량 분석자료(기술심사실 08.8)]를 참조하여 작성하였다.

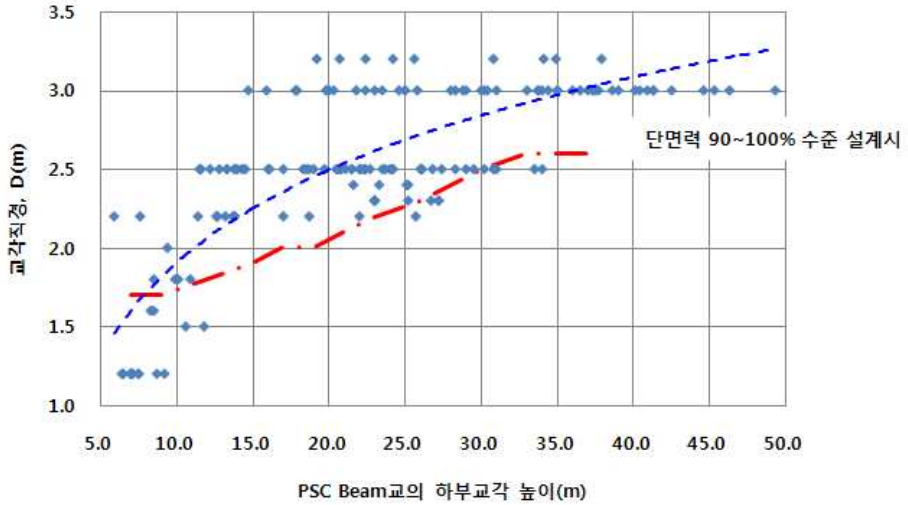


그림 2.2.2.1 PSC Beam교

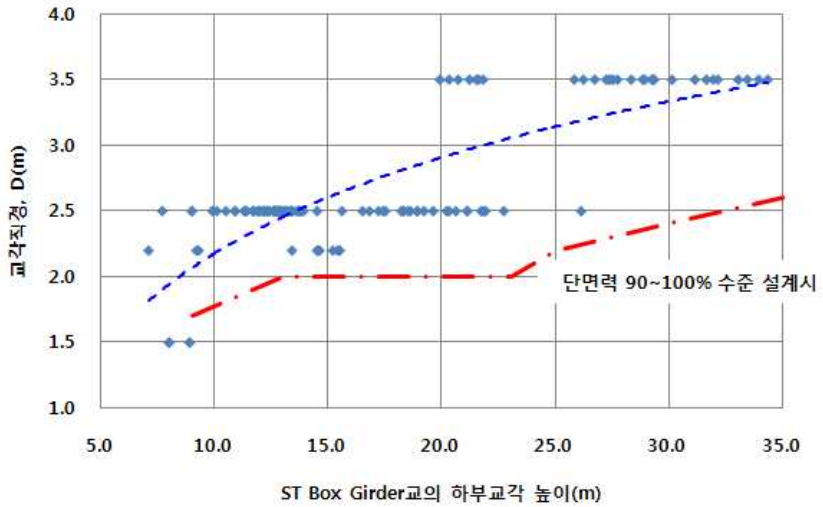


그림 2.2.2.2 ST Box Girder교

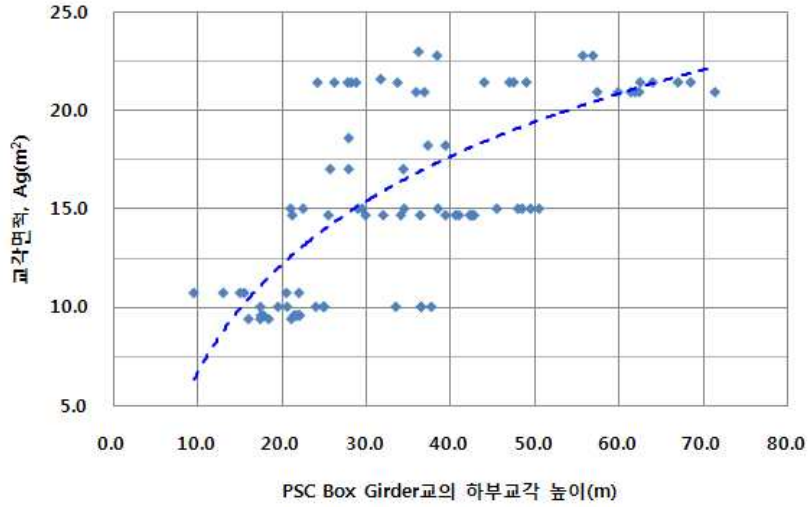


그림 2.2.2.3 PSC Box Girder교

축력-모멘트 상관도에 의한 합성응력을 시행착오법에 의해 그림 2.2.2.4 ~ 그림 2.2.2.5과 같이 단면력을 만족하는 최적 기둥단면을 선정한다.

현행 교각단면의 효율은 85%(75~95%) 수준이지만, 설계 및 시공 기술의 발전, 구조물 슬림화 추세 등을 고려하여 설계할 필요가 있다. [설계실무자료집 (한국도로공사, 설계처-4632, 09.09.08)]. 또한 단면효율과 강도감소계수는 안전율 개념이 중복되므로 교각단면의 효율을 95%(91~99%) 수준으로 확보하는 것이 합리적이다.

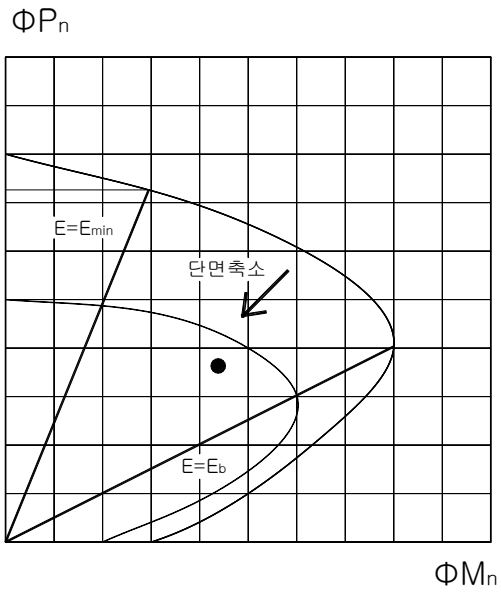


그림 2.2.2.4 탄성설계 -
시행착오를 통한 최적설계

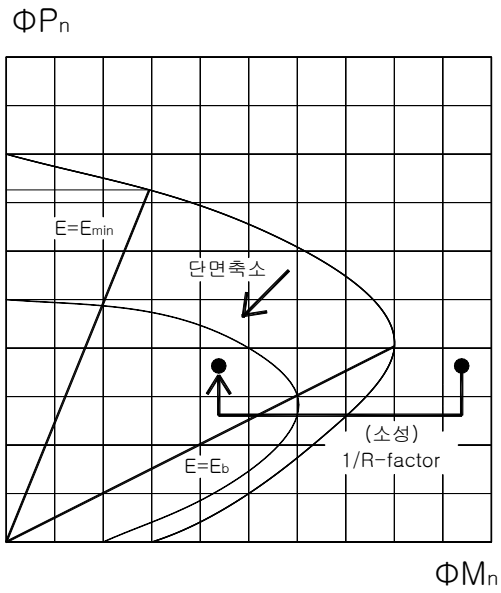


그림 2.2.2.5 소성설계 -
시행착오를 통한 최적설계

2.2.3 기초 최적화

1. 기초 두께의 가정

확대기초는 외력에 저항하기 위한 구조부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다. 또한, 확대기초 상면의 경사는 원칙적으로 1:2 보다 완만하도록 한다. 확대기초의 강체 조건은 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려해서 판정하는 것으로 하고 확대기초가 $\beta_b \lambda_m \leq 1.0$ 식을 만족할 때, 이를 강체로 본다.

여기서,

$$\beta_b = \sqrt[4]{\frac{3k}{E_m h_m^3}} \quad (1/\mathrm{m})$$

$k = k_v$: 직접기초인 경우, k_p : 말뚝기초인 경우,

k_v : 연직방향 지반반력계수 (kN/m^3),

k_p : 환산지반반력계수 (kN/m^3),

$$k_p = K_v \frac{n \cdot m}{L_m B_m},$$

K_v : 1개 말뚝의 축방향 스프링정수 (kN/m),

L_m : 확대기초의 폭 (m),

B_m : 확대기초의 길이 (m),

n : 말뚝의 열수,

m : 말뚝의 행수,

E_m : 확대기초의 탄성계수 (kPa),

h_m : 확대기초의 평균두께 (m),

λ_m : 확대기초의 환산 돌출길이 (m) (도로교설계기준 해설 2008 5.4.5.2).

2. 기초의 안정검토

가. 직접기초

(1) 직접기초 바닥면에서의 지반반력은 기초바닥 하부지반의 허용연직지지력보다 작아야 한다.

(2) 직접기초의 안정검토는 [KDS 24 12 11] 4.1.1의 규정에 따라 사용한계상태에서 평가한다.

나. 말뚝기초

(1) 말뚝기초에 하중이 작용하여 생기는 말뚝머리부의 반력과 말뚝자중의 합은 말뚝의 허용지지력보다 작아야 한다.

(2) 말뚝기초의 변위는 허용변위보다 작아야 한다.

3. 기초의 단면검토

가. 휨 설계

(1) 독립확대기초 및 벽확대기초의 휨모멘트는 캔틸레버보로서 계산하여야 한다.

(2) 설계 휨모멘트는 기둥 또는 벽 앞면의 확대기초 전폭에 작용하는 휨모멘트로 한다.

나. 전단설계

(1) 1방향 전단에 대한 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면에서 d 거리에 위치하는 전체 폭을 가로지르는 평면으로 한다. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 $d/2$ 거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 한다.

다. 철근량 계산

(1) 확대기초의 주 철근은 2방향으로 배근하고 배근방향은 말뚝배치를 고려하여야 한다.

(2) 1방향 확대기초와 정사각형 확대기초의 휨 철근은 전폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 한다.

라. 지압검토

(1) 기초면적이 하중이 가해지는 지지면적보다 넓을 때 주위의 콘크리트는 지압면을 횡구속하게 되고, 지압강도는 결과적으로 증가하게 된다. 기초부의 최소 깊이는 전단조건에 의해 결정된다. 하지만 전단조건을 만족하더라도 펀칭에 의한 지압응력을 만족하지 못할 수도 있으므로 지압에 대한 검토를 하여야 한다.

2.3 내진설계 일반사항

2.3.1 기본방침

1. 목적

지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화시킬 수 있는 교량의 내진성능 확보를 위해 필요한 최소 설계 요구조건을 규정한다.

2. 기본개념

가. 인명피해를 최소화한다.

나. 지진 시 교량 부재들의 부분적인 피해는 허용하나 전체적으로 붕괴는 방지한다.

다. 지진 시 가능한 한 교량의 기본 기능은 발휘할 수 있게 한다.

라. 교량의 정상수명 기간에 설계지진력이 발생할 가능성은 희박하다.

마. 설계기준은 남한 전역에 적용될 수 있다.

바. 내진성능목표는 교량의 기능수행, 즉시복구, 장기복구/인명보호 및 붕괴방지 수준의 내진성능 수준 중에서 기능수행을 포함하고, 즉시복구, 장기복구/인명보호, 붕괴방지 수준 중에서 하나 이상의 내진성능수준을 선택할 수 있다. 다만, 기능수행, 즉시복구, 장기복구/인명보호 수준에 대한 기술적 구현방법에 대해서는 연구가 진행 중에 있어 본 기준에서는 붕괴방지수준에 대한 설계법에 대해서만 규정하고, 추후 기능수행, 즉시복구 및 장기복구/인명보호 수준의 설계법에 대한 연구 성과가 축적되면 이를 반영한다[도설한계 1.4.1, 4.1.4].

사. 본 지침을 따르지 않더라도 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

이러한 기본 개념을 구현하기 위해서는 강도와 연성을 확보하여야 하며, 낙교방지가 확보되어야 한다. 낙교방지는 가능하면 특별한 장치 없이 교각의 연성거동을 수용할 수 있도록 하여 확보하고, 그렇지 않은 경우 낙교방지 장치(전단키, 변위구속장치 등)를 설치하여 확보하여야 한다. 또한, 필요한 경우 지진격리시스템을 설치할 수 있다.

2.3.2 기본조건

설계지진력에 대해 안전 및 통행을 보장할 수 있는 구조형식이어야 하며, 내진저항 구조의 효율성을 높이기 위한 구조계획의 기본조건은 다음과 같다.

단순성(Simplicity)	완전성(Completeness)
대칭성(Symmetry)	연속성(Continuity)

2.3.3 부재의 허용피해

구조물의 허용 피해부재는 소성설계가 된 교각 연결부의 항복과 교대의 흉벽 및 신축이음부 등에 국한하며, 어떠한 경우에도 주요 부재의 파괴 및 붕괴가 발생하지 않도록 하여야 한다.

2.3.4 내진구조계획

내진설계는 구조계획 단계부터 고려되어 상시의 계획조건과 안전성과 경제성 등과 조화를 이루는 적절한 구조계획이 수립되어야 한다.

2.3.5 설계지반운동

1. 일반사항

가. 설계지반운동은 구조물이 건설되기 전에 부지 정지작업이 완료된 지면에서 지반운동으로 정의한다.

나. 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.

다. 설계지반운동 시간이력은 기반암에 대해 작성된 시간이력을 사용하여 지반응답해석을 통해 결정한다.

라. 설계지반운동 시간이력은 실지진기록을 활용한 지반운동 시간이력 또는 인공합성

지반운동 시간이력을 사용할 수 있다.

마. 설계지반운동은 통계학적으로 독립적인 수평 2축 방향 성분과 수직 방향 성분으로 정의하며, 수평 2축 방향 성분은 그 세기와 특성은 동일하다고 가정한다. 수직 방향 성분의 특성은 수평 방향 성분과 동일하지만 세기는 암반지반(S_1)에서는 수평 방향 성분의 0.77, 토사지반($S_2 \sim S_5$)에서는 공학적 판단 하에 결정할 수 있다.

2. 유효수평지반가속도

가. 지진재해도 해석결과에 근거하여 우리나라의 지진구역을 표 2.3.5.1과 같이 설정한다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진지반운동에 해당하는 지진구역계수는 표 2.3.5.1에 수록된 바와 같이 구역 I 에서는 0.11, 구역 II에서는 0.07이다.

표 2.3.5.1 지진구역 계수 (재현주기 500년에 해당)

지진구역	행 정 구 역(3)		구역계수 (Z)
I	시	서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종	0.11
	도	경기, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남, 강원 남부(1)	
II	도	강원 북부(2), 제주	0.07

주 :
(1) 강원 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척, 강릉, 동해, 원주, 태백
(2) 강원 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천, 속초
(3) 행정구역의 경계를 통과하는 교량의 경우에는 구역계수가 큰 값을 적용한다.

나. 평균재현주기별 최대지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수 I는 표 2.3.5.2와 같다. 이 표에서 기준은 평균재현주기 500년 지진이다.

표 2.3.5.2 위험도 계수 I

재현주기(년)	500	1,000	2,400
위험도 계수, I	1	1.4	2.0

다. 교량이 위치할 부지에 대한 지진지반운동의 유효수평지반가속도 S는 규정된 내진등급별 설계지진의 재현주기에 해당되는 위험도계수를 지진구역에 따른

지진구역계수에 곱하여 계산한다.

$$S = Z \cdot I \tag{2.3.5.1}$$

여기서, I : 위험도계수, Z : 지진구역계수.

2.3.6 내진등급과 설계지진수준

1. 교량의 내진등급은 표 2.3.6.1과 같이 교량의 중요도에 따라서 내진특등급 , 내진Ⅰ등급, 내진Ⅱ등급으로 분류한다.

표 2.3.6.1 교량의 내진등급

내진등급	교 량	설계지진의 평균재현 주기
내진특등급	- 내진I등급 중에서, 국방, 방재 상 매우 중요한 교량 또는 지진 피해 시 사회경제적으로 영향이 매우 큰 교량	2400년
내진 Ⅰ등급교	- 고속도로, 자동차 전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반국도상의 교량 - 지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량, 해당 도로의 일일계획교통량을 기준으로 판단했을 때 중요한 교량 - 내진Ⅰ등급교가 건설되는 도로 위를 넘어가는 고가교량	1000년
내진 Ⅱ등급교	- 내진Ⅰ등급교에 속하지 않는 교량 (현재 고속도로 내진설계에서는 불필요함)	500년

2. 교량은 표 2.3.6.1에서 내진등급별로 규정된 평균재현주기를 갖는 설계지진에 대하여 설계되어야 한다.

2.3.7 지반의 분류 및 설계지반운동

1. 지반분류

가. 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을

고려하기 위하여 지반을 표 2.3.7.1에서와 같이 S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_6의 6종으로 분류한다. 단, 기반암은 전단파속도가 760 m/s 이상인 지층으로 정의한다.

나. 토층의 평균전단파속도($V_{s,soil}$)는 지표면으로부터 기반암 사이 지반의 전단파속도 평균으로 탄성파시험 결과가 있을 경우 이를 우선적으로 적용한다. 이때, 탄성파시험은 시추조사를 바탕으로 가장 불리한 시추공에서 수행하는 것을 원칙으로 한다.

다. 기반암 깊이(H_s)와 무관하게 토층 평균전단파속도가 120 m/s 이하인 지반은 S_5지반으로 분류한다.

라. 지반종류 S_6은 부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반으로 다음과 같다.

(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 > 3 m)

(3) 매우 높은 소성을 띤 점토지반(지층의 두께 > 7 m이고, 소성지수 > 75)

(4) 층이 매우 두껍고 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토(지층의 두께 > 36 m)

(5) 기반암이 깊이가 50 m를 초과하는 지반

표 2.3.7.1 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H_s (m)	토층평균전단파속도, $V_{s,soil}$ (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		

2. 설계지반운동의 정의와 고려 사항

가. 설계지반운동은 구조물이 건설되기 전에 부지 정지작업이 완료된 지면에서

지반운동으로 정의한다.

나. 국가지진위험지도의 값은 유효수평지반가속도(S)이다.

다. 설계지반운동의 특성은 흔들림의 세기, 진동수성분 및 지속시간으로 정의한다.

라. 설계지반운동은 통계학적으로 독립인 수평 2축운동과 수직운동으로 정의한다.

마. 수직운동은 수평 2축운동과 별도로 정의한다.

3. 설계지반운동의 특성 표현

가. 설계지반운동의 세기 및 진동수성분은 기본적으로 응답스펙트럼으로 표현한다.

나. 암반지반(S_1지반) 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

(1) 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 그림 2.3.7.1 및 표 2.3.7.2로 정의되며, 각 주기영역에 대한 설계스펙트럼가속도(S_a)는 표 2.3.7.3과 같다.

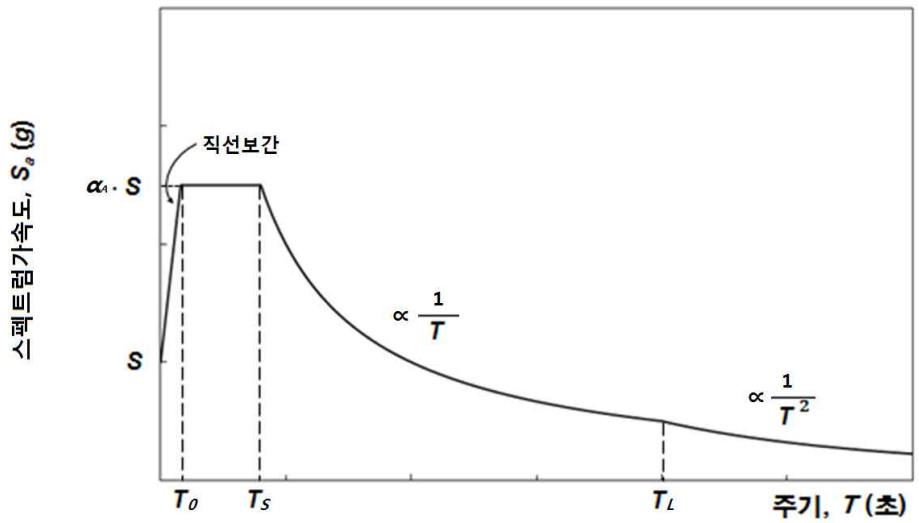


그림 2.3.7.1 가속도표준설계응답스펙트럼(암반지반)

표 2.3.7.2 가속도표준설계응답스펙트럼 전이주기(암반지반)

구분	α_A (단주기스펙트럼 증폭계수)	전이주기 (초)		
		T_o	T_S	T_L
수평	2.8	0.06	0.3	3

표 2.3.7.3 주기영역별 설계스펙트럼가속도(S_a) (암반지반)

주기 (T, 초)	$0 \le T \le T_0$	$T_0 \le T \le T_S$	$T_S \le T \le T_L$	$T_L \le T$
설계스펙트럼가속도 (S_a, g)	$(1+30T)\times S$	$2.8S$	$\frac{0.84}{T}\times S$	$\frac{2.52}{T^2}\times S$

(2) 5 % 감쇠비에 대한 수직설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 (1)에 있는 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼과 동일한 형상을 가지며, 최대 유효수평지반가속도에 대한 최대 유효수직지반가속도의 비는 0.77이다.

(3) 수평 및 수직 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼의 감쇠비(ξ, %단위)에 따른 스펙트럼 형상은 표 2.3.7.4에 제시한 감쇠보정계수 C_D를 표준설계응답스펙트럼에 곱해서 구할 수 있다. 단, 감쇠비가 0.5 %보다 작은 경우에는 적용하지 않으며 해당 구조물의 경우 응답이력해석(=시간이력해석)을 권장한다.

표 2.3.7.4 감쇠보정계수(C_D)

주기 (T, 초)	$T=0$	$0 \le T \le T_o$	$T_0 \le T$
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	$\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$

다. 토사지반(S_2~S_5지반) 설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

(1) 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 그림 2.3.7.2로 정의한다.

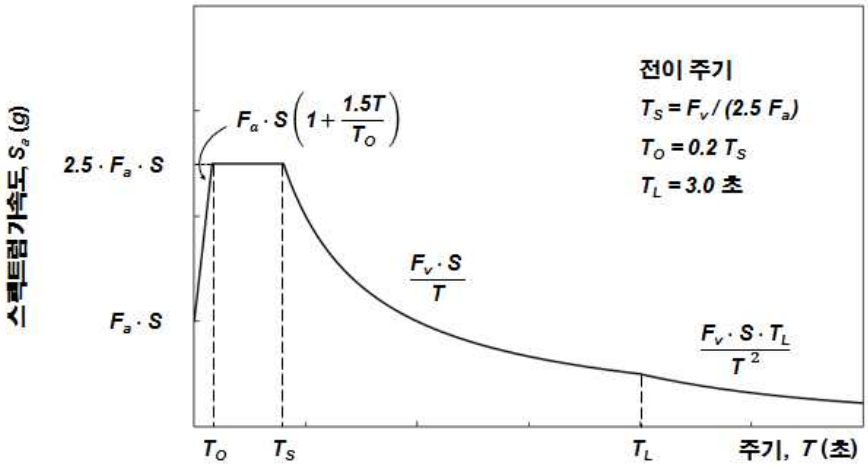


그림 2.3.7.2 가속도표준설계응답스펙트럼(토사지반)

(2) 유효수평지반가속도(S)에 따른 단주기지반증폭계수(F_a)와 장주기지반증폭계수(F_v)는 표 2.3.7.5를 이용하여 결정한다. 유효수평지반가속도(S)의 값이 중간 값에 해당할 경우 직선으로 보간하여 결정한다.

표 2.3.7.5 지반증폭계수(F_a 및 F_v)

지반종류	단주기지반증폭계수, F_a			장주기지반증폭계수, F_v		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S_2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S_3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S_4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S_5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

(3) 감쇠비에 따른 스펙트럼 형상은 해당 토사지반에 적합한 가속도시간이력을 이용하여 공학적으로 적절한 분석과정을 통해 결정할 수 있다.

(4) 5 % 감쇠비에 대한 수직설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼은 (1)에 있는 수평설계지반운동의 가속도표준설계응답스펙트럼과 동일한 형상을 가지며, 최대유효수평지반가속도에 대한 최대 유효수직지반가속도의 비는 공학적 판단으로 결정할 수 있다.

라. 그림 2.3.7.1 및 그림 2.3.7.2에서 유효수평지반가속도(S)는 지진하중을 산정하기 위한 지반운동수준으로 국가지진위험지도 또는 행정구역에 따라 결정한다. 단,

국가지진위험지도를 이용하여 결정하는 경우, 행정구역에 따라 결정한 값의 80% 보다 작지 않아야 한다.

마. 시설물이 설치될 부지의 특성, 시설물의 구조특성과 설계법을 고려하여 작성된 설계응답스펙트럼이 있는 경우 전문가 그룹의 검증을 거쳐 사용할 수 있다.

바. 파워스펙트럼

(1) 설계지반운동의 파워스펙트럼은 표준설계응답스펙트럼과 일관성을 유지하여야 한다.

사. 설계지반운동 시간이력

(1) 지반 가속도, 속도, 변위 중 하나 이상의 시간이력으로 지반운동을 표현할 수 있다.

(2) 내진특등급 교량 및 내진I등급 교량 중 사장교, 현수교, 경간장이 200 m 이상인 특수교량인 경우는 3차원 해석을 하여야 하며, 3차원 해석이 필요할 때 지반운동은 동시에 작용하는 3개의 성분으로 구성하여야 한다.

(3) 설계지반운동 시간이력은 기반암에 대해 작성된 시간이력을 사용하여 지반응답해석을 통해 결정한다. 이때 지반응답해석은 지반의 비선형 특성을 고려하기 위하여 지반의 전단변형도에 따른 지반강성비($G/G_{\max}$ 곡선)와 감쇠비곡선을 이용하여 결정한 등가선형 지반강성 및 등가선형 감쇠비를 사용하여 수행한다. 등가선형 전단탄성계수와 등가선형 감쇠비 값은 반복적인 선형해석을 통해 결정한다(부록 B 참조).

(4) 수직운동 지반응답해석은 압축파가 수직으로 전파되는 것으로 가정할 수 있다. 수직운동 지반응답해석은 수평운동 지반응답해석 시 입력한 전단파속도 대신에 압축파속도를 적용하여 수행한다. 압축파속도는 식 (2.3.7.1)과 같이 나타낼 수 있다. 감쇠비는 수평 지반응답해석 시 구한 등가선형 감쇠비를 이용한다.

$$V_p = \sqrt{\frac{G'(2-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \qquad (2.3.7.1)$$

여기서, V_p는 압축파속도, G'는 등가선형 전단탄성계수, ρ는 질량밀도, ν는 포아송비.

(5) 설계지반운동 시간이력은 실지진기록을 활용한 지반운동 시간이력 또는 인공합성

지반운동 시간이력을 사용할 수 있다.

아. 실지진기록 활용 지반운동 시간이력

(1) 실지진 기록은 국내여건과 유사한 판내부 지역에서 계측된 기록을 선정한다. 이때, 관측소 하부지반이 S_1 지반 혹은 이에 준하는 보통암 지반에서 계측된 지진기록이어야 하며, 고려하는 설계지진과 유사한 규모의 기록을 선정하여야 한다.

(2) 선정된 지진기록은 S_1 지반의 수평설계지반운동의 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 수정 적용한다. 수정 시, 원본파형의 왜곡을 최소화하기 위해 기존파형의 응답스펙트럼을 설계응답스펙트럼에 맞추어 보정(스펙트럼 보정)할 수 있다. 이때, 설계 대상구조물의 탁월주기를 주 대상으로 보정할 수 있다.

(3) 입력 지진기록 최대지반가속도의 크기가 중요한 경우, 상기 절차로 보정된 지진기록에 대하여 최대지반가속도를 보정할 수 있다.

자. 인공합성 지반운동 시간이력

(1) S_1 지반의 표준설계응답스펙트럼에 부합하도록 인공적으로 합성하여 생성한다.

(2) 지반운동의 장주기 성분이 구조물의 거동에 미치는 영향이 중요하다고 판단될 경우에는 지진원의 특성과 국지적인 영향을 고려하여 시간이력을 생성하여야 한다.

(3) 시간이력의 절단진동수는 최소 50 Hz 이상이어야 한다.

(4) 인공합성 지반운동의 지속시간은 지진의 규모와 특성, 전파경로 및 부지의 국지적인 조건이 미치는 영향을 고려하여야 하며, 지진규모에 따른 구간선형 포락함수의 형상과 지속시간은 그림 2.3.7.3 및 표 2.3.7.6과 같다. 이 때 강진동지속시간(t_m)의 한쪽 파워스펙트럼 밀도는 식 (2.3.7.2)와 같이 구할 수 있다.

$$S(f)=\frac{|F(f)|^2}{\pi\, t_m} \tag{2.3.7.2}$$

여기서, $F(f)$는 강진동지속시간 구간에 해당되는 가속도시간이력의 푸리에진폭.

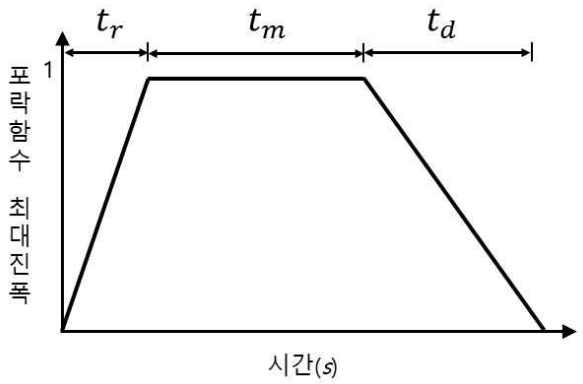


그림 2.3.7.3 가속도시간이력의 구간선형 포락함수

표 2.3.7.6 가속도시간이력 구간선형 포락함수에 대한 지진규모별 지속시간(단위: 초)

지진규모	상승시간 (t_r)	강진동지속시간 (t_m)	하강시간 (t_d)
7.0 이상-7.5 미만	2	12.5	13.5
6.5 이상-7.0 미만	1.5	9	10.5
6.0 이상-6.5 미만	1	7	9
5.5 이상-6.0 미만	1	5.5	8.0
5.0 이상-5.5 미만	1	5	7.5

(5) 그림 2.3.7.3의 포락함수가 적용되지 않은 경우 강진동지속시간(t_m)은 가속도시간이력의 누적에너지가 5 %에서 75 %에 도달하는 구간으로 정의된다. 누적에너지는 식 (2.3.7.3)과 같이 정의된다.

$$E(t)=\int_0^t a^2(\tau)d\tau \tag{2.3.7.3}$$

여기서, $a(\tau)$는 지반가속도시간이력.

(6) 다수의 인공합성 가속도시간이력으로부터 계산된 5 % 감쇠비 응답스펙트럼의 평균은 전체 주기 영역에서 표준설계응답스펙트럼의 90 % 보다 작아서는 안 된다.

(7) 다수의 인공합성 가속도시간이력으로부터 계산된 5 % 감쇠비 응답스펙트럼의 평균은 0.04초에서 10초 사이의 주기영역에서 표준설계응답스펙트럼의 130 % 보다 커서는 안 된다.

(8) 어떤 두 개의 가속도시간이력 간의 상관계수는 0.16을 초과할 수 없다.

(9) 실제 기록된 지진운동을 수정하거나 인공적으로 합성된 최소한 4세트 이상의 지반운동 시간이력을 작성하여 사용하며, 7세트 미만의 지반운동 시간이력에 의한 해석결과로부터 얻어진 응답치의 최댓값 혹은 7세트 이상의 해석결과로부터 얻어진 각각의 최댓값의 평균값을 설계값으로 한다.

차. 지반운동의 공간적 변화 특성 고려

(1) 해석 시 지반운동의 공간적 변화 특성이 응답에 큰 영향을 주는 경우에는 이를 반영하여야 한다.

(2) EC8-2를 따르면 다음과 같은 경우에는 교각 지점운동의 공간적인 변동성을 고려한 다지점입력 지진력 계산이 필요하다: ① 교각에서 하부지반의 지반분류가 다른 경우, ② 모든 교각에서 하부지반의 지반분류가 동일하지만 신축이음 사이의 연속 경간장 L이 200m를 초과한 경우.

(3) 지반운동의 공간적 변동성을 고려한 다지점입력 지진응답해석 방법으로 EC8-2 (2005) 기준[1]을 적용할 수 있다. 또는, 다음과 같은 절차에 따른 시간이력해석법을 사용할 수 있다: ① 각 교각의 기반암에서 지진파의 공간적인 변동성을 고려한 입력지진파의 변위 시간이력 생성, ② 각 교각의 지반에 대한 부지응답해석을 기반암 노두입력(Outcrop Input)에 대해 수행하여 교각 기초에 입력되는 입력운동 산정, ③ 교각 기초 입력운동에 대한 교량-기초 구조물의 다지점입력 지진응답해석. 후자의 방법은 Sextos 와 Kappos (2009)[2]에 따르면 기반암에서 지진파의 전달속도, 공간적인 두 점 사이의 지진파 시간이력의 상관성 모델[3] 선택방법 등에 따라 교량의 지진응답이 크게 달라질 수 있으므로, 전문가의 자문 등을 통해 해석결과의 합리성 또는 보수성을 확보해야 한다.

(4) 활성 단층을 통과하는 교량의 설치는 원칙적으로 피해야한다. 그러나 부득이하게 활성 단층을 통과하는 교량을 설치할 경우, 공간적 변화 특성을 고려한다. 다지점 입력 시간이력해석 및 전문가의 자문 등을 통해 교량의 내진 안전성을 입증해야 한다.

---

1) CEN [Comité Européen de Normalisation] (2005) Eurocode 8: Design provisions of structures for earthquake resistance—Part 2: Bridges (prEN1998-2, Final Draft), CEN, Brussels

2) Sextos, A. G., and Kappos, A. J. (2009), Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions, Bull Earthquake Eng, Vol. 7, pp. 519-545.

3) N.A. Abrahamson, Inc. (2007), Program on technology innovation: Effects of spatial incoherence on seismic ground motions, Report No. 1015110, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, USA.

2.3.8 응답수정계수

1. 일반사항

응답수정계수(R)는 하부구조의 연성능력과 여용력을 고려하여 기둥 또는 교각에 설계지진력에 의한 항복을 유도하기 위해 제시된 방법으로 탄성해석에 의한 설계 단면력과 소성해석에 의한 설계 단면력의 비를 가정한 것이다.

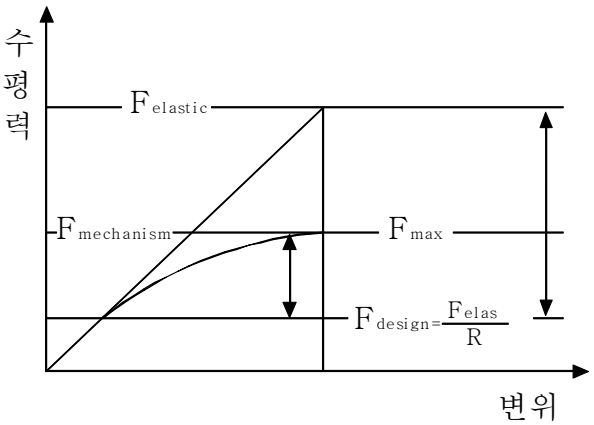


그림 2.3.8.1 응답수정계수 R

2. 응답수정계수 적용방법

가. 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건을 모두 충족시키는 경우, 교량의 각 부재와 연결부분에 대한 설계지진력은 탄성지진력을 표 2.3.8.1의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 단, 하부구조의 경우 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.

나. 철근콘크리트 기둥형식의 교각(단일기둥, 다주가구)과 말뚝가구의 소성힌지구역에서 규정한 심부구속철근량을 배근하지 않는 경우에는 [도설한계 4.6.6]에 따라 설계하여야 하며, 표 2.3.8.1의 하부구조에 대한 응답수정계수는 적용하지 않는다. 이때 철근콘크리트 기둥형식의 교각과 말뚝가구는 [도설한계 4.6.3.4]의 심부구속철근량을 제외한 모든 설계요건을 만족시켜야 하며, 기초와 연결부분은 [도설한계 4.2.7.1(4), 4.6.2.5]에 따라 설계하여야 한다.

다. 응답수정계수 R은 하부구조의 양 직교축방향에 대해 모두 적용한다.

라. 벽식교각의 약축방향은 [도설한계 4.6]의 기둥규정을 적용하여 설계할 수 있다. 이때 응답수정계수 R은 단일기둥의 값을 적용할 수 있다.

표 2.3.8.1 응답수정계수 R

하부구조	R	연결부분[a]	R
벽식 교각	2	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구(Bent) 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 상용한 경우	 3 2	상부구조의 한 지간내의 신축이음	0.8
단일 기둥	3	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝가구 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	 5 3	기둥 또는 교각과 기초	1.0
다주 가구	5		

주 : (a) 연결부분은 부재 간에 전단력과 압축력을 전달하는 기구를 의미하며, 교량받침과 전단키가 이에 해당된다. 이 때, 응답수정계수는 구속된 방향으로 작용하는 탄성지진력에 대하여 적용된다.

마. 최대 단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 이상인 교각은 일반기둥으로 간주하여 단일기둥과 다주가구에 대한 응답수정계수를 적용하며, 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 미만인 교각은 짧은 기둥으로 간주하여 벽식교각에 대한 응답수정계수를 적용한다.

바. 연결부분의 응답수정계수 적용 시 '상부구조의 한 지간내의 신축이음'은 게르버보 형식으로 판단할 수 있으므로 교각 위에 신축이음부가 존재하더라도 연결부분의 응답수정계수는 1.0을 적용하여야 한다. [신축이음부가 존재하는 교각에 대한 도로교통협회 질의회신 결과 받침의 응답수정계수는 1.0을 적용하는 것이 타당]

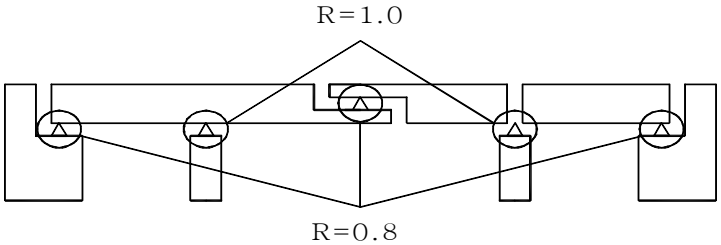
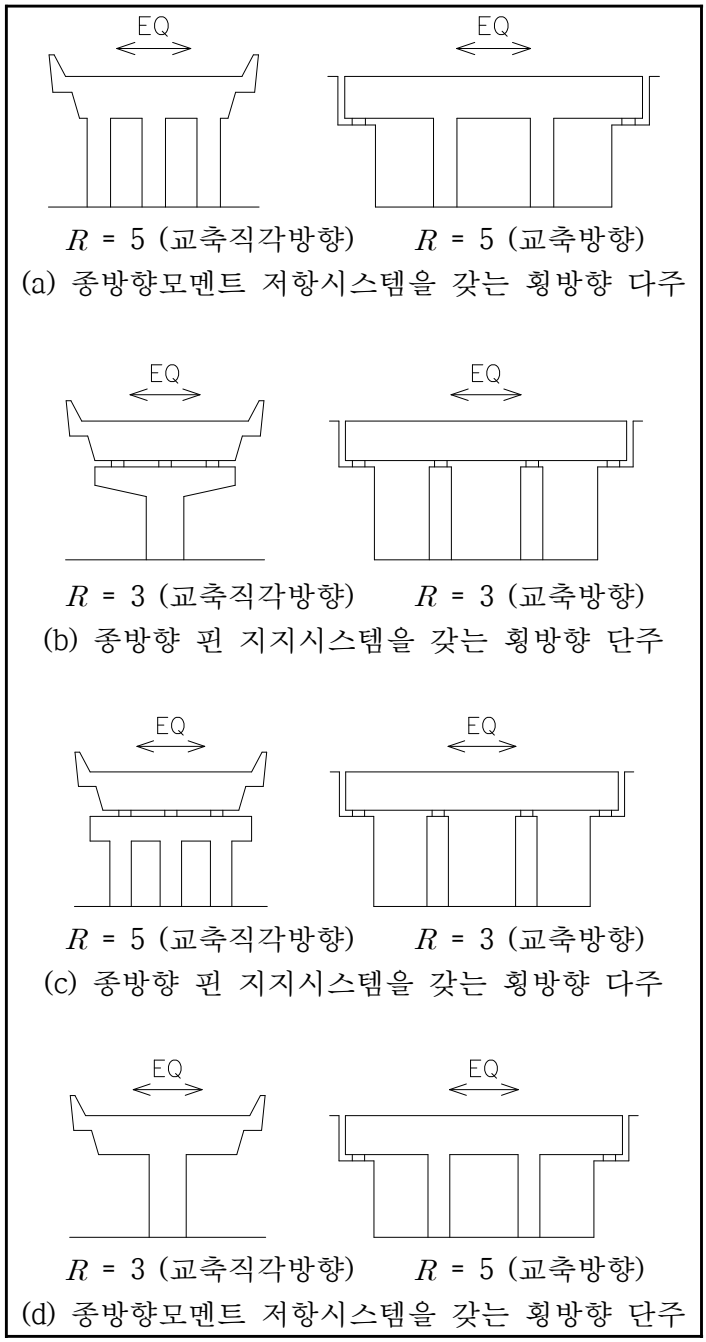


그림 2.3.8.2 받침의 응답수정계수



R = 5 (교축직각방향)　　R = 5 (교축방향)

(a) 종방향모멘트 저항시스템을 갖는 횡방향 다주

R = 3 (교축직각방향)　　R = 3 (교축방향)

(b) 종방향 핀 지지시스템을 갖는 횡방향 단주

R = 5 (교축직각방향)　　R = 3 (교축방향)

(c) 종방향 핀 지지시스템을 갖는 횡방향 다주

R = 3 (교축직각방향)　　R = 5 (교축방향)

(d) 종방향모멘트 저항시스템을 갖는 횡방향 단주

그림 2.3.8.3 방향별 응답수정계수

2.3.9 내진설계 해석방법

1. 일반사항

가. 탄성지진력은 [지침 2.3.7.2]에 규정한 값으로 한다.

나. 기초 및 교대의 설계조건과 강교 및 콘크리트의 내진설계 추가 요구조건은 [도설한계 4.4, 4.5, 4.6]을 따른다.

다. 교량의 내진설계절차는 모든 내진등급의 교량에 대하여 동일하게 적용한다. 단, 단경간교에 대한 내진설계는 [도설한계 4.2.5, 4.2.8]을 따른다. 또한 지진구역 Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급교의 내진설계는 [도설한계 4.2.6, 4.2.8]에 따라 수행할 수 있다.

2. 해석방법

가. 정밀한 해석을 요한다고 판단되는 교량에 대해서는 다중모드 스펙트럼 해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법을 사용할 수 있다.

나. 단경간교 및 지진구역 Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급교는 [지침 2.3.9.6 단경간교의 설계]를 따른다.

3. 단일모드 스펙트럼 해석법

가. 개 요

(1) 구조물의 형상이 단순하여 기본모드가 구조물의 동적거동을 대표할 수 있는 경우

(2) 교량의 기본 주기로부터 탄성지진력 및 변위 예측

(3) 구조동역학에 대한 깊은 지식이 없어도 쉽게 적용 가능한 간략한 해석법이며 수계산이 가능하므로 예비 설계 시 사용 가능

(4) 형상이 단순한 단순교나 연속교에 적용이 가능

(5) 일반적으로 다른 해석법에 비해 응답값이 크게 산정

(6) 구조물의 형상이 복잡하여 기본모드 이외의 모드들에 의한 영향이 큰 경우는 적용이 어려움

나. 등가정적 지진하중의 산정

(1) 정적처짐 $v_s(x)$ 계산 (그림 2.3.9.1)

상부슬래브 단위길이 당 p_o=1.0 kN/m 하중재하

(2) 상부구조와 이에 부속된 하부구조의 단위길이 당 고정하중 $w(x)$ 산정

$$w(x)=\left(W_{\text{상부}}+W_{\text{copping}}+\frac{W_{\text{column}}}{2}\right)\frac{1}{L} \tag{2.3.9.1}$$

여기서,

L : 교량연장 (m),

$W_{\text{상부}}$: 상부의 중량 (kN),

W_{column} : 기둥의 중량 (kN),

W_{copping} : 고정단 교각 코핑의 중량 (kN).

(3) α_s, β_s, γ_s 계산

$$\alpha_s=\int_0^L v_s(x)dx \tag{2.3.9.2}$$

$$\beta_s=\int_0^L w(x)\,v_s(x)\,dx \tag{2.3.9.3}$$

$$\gamma_s=\int_0^L w(x)\left[v_s(x)\right]^2dx \tag{2.3.9.4}$$

여기서,

α_s : 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 계수,

β_s : 교량의 등가정적지진하중을 계산하는데 사용되는 계수,

γ_s : 교량의 주기를 계산하는데 사용되는 계수,

$v_s(x)$: 균일한 등분포하중 p_o에 의한 정적 처짐 (그림 2.3.9.1),

$w(x)$: 교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이 당 고정하중 (식 (2.3.9.1)).

(4) 교량의 주기(T) 계산

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\gamma_s}{p_0 \ g \ \alpha_s}} \tag{2.3.9.5}$$

여기서,

g : 중력가속도, 9.81 (m/s^2),

p_o : 단위하중 (힘/단위길이).

(5) 설계스펙트럼가속도(S_a) 계산

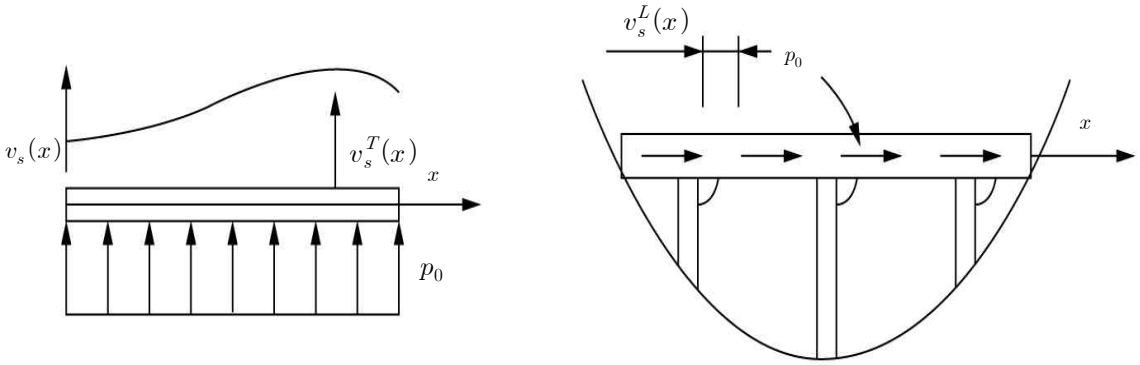
설계스펙트럼가속도는 설계하는 교량의 주기에 대응하는 설계스펙트럼 값으로 그림 2.3.7.1의 암반지반(S_1)과 그림 2.3.7.2의 토사지반(S_2~S_6) 설계응답스펙트럼 계산식인 표 2.3.9.1을 이용하여 계산할 수 있다. 이때 토사지반의 증폭계수(F_a, F_v)는 표 2.3.7.5를 이용한다. 또한 S_2~S_5 지반의 경우 표준설계응답스펙트럼 대신 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용할 수 있도록 하고 있으며, S_6 지반의 경우 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용하여야 한다. 이 경우 부지응답해석의 수행하여 구한 시간이력을 스펙트럼으로 변환하여야 한다.

표 2.3.9.1 주기영역별 설계스펙트럼가속도 (S_a)

주기 (T, 초)		$0 \le T \le T_0$	$T_0 \le T \le T_S$	$T_S \le T \le T_L$	$T_L \le T$
설계스펙트럼 가속도 (S_a, g)	암반	$(1+30\,T)\times S$	$2.8S$	$\frac{0.84}{T}\times S$	$\frac{2.52}{T^2}\times S$
	토사	$F_a\,S(1+\frac{1.5\,T}{T_0})$	$2.5\,F_a\,S$	$\frac{F_v\,S}{T}$	$\frac{F_v\,S\,T_L}{T^2}$

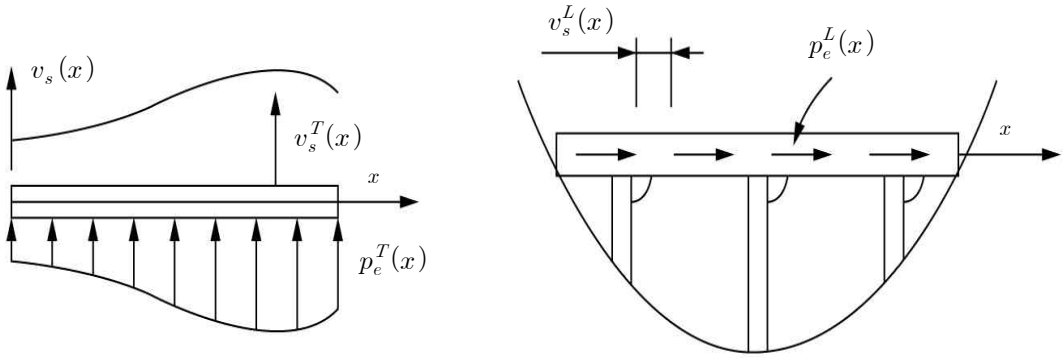
(6) 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 계산 (그림 2.3.9.2)

$$p_e(x) = \frac{\beta\,S_a}{\gamma_s}\,w(x)\,v_s(x) \tag{2.3.9.6}$$



(a) 평면도, 교축직각방향 하중　　(b) 입면도, 교축방향 하중

그림 2.3.9.1 교량 상판의 정적 변위 $v_s(x)$
(교축직각방향 $v_s^T(x)$ 및 교축방향 $v_s^L(x)$)



(a) 평면도, 횡방향하중　　(b) 입면도, 종방향하중

그림 2.3.9.2 교량 상판의 등가정적 지진하중 $p_e(x)$
(교축직각방향 $p_e^T(x)$ 및 교축방향 $p_e^L(x)$)

다. 교축방향 해석

고정받침이 놓인 교각 또는 상부와 일체로 된 교각만이 지진하중에 저항하는 것으로 모델링하며 가동받침부의 경우 종방향 마찰을 무시한다.

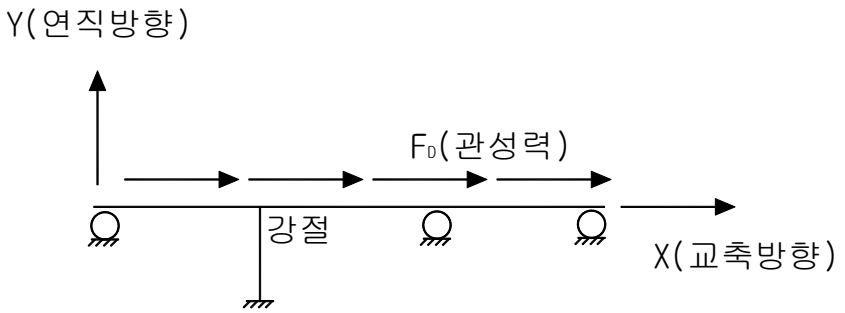


그림 2.3.9.3 교축방향 지진력 재하도

라. 교축직각방향 해석

가동 또는 고정받침의 구분 없이 모든 교각이 동시에 저항하도록 모델링하며 상부구조는 단면 폭이 크거나, 단일교각이라 할지라도 여러 개의 받침이 놓이는 것이 일반적이므로 횡방향으로는 강절로 연결된 것으로 모델링한다. 교대 또는 신축이음부와 같은 지지부에서는 교축에 대한 회전구속을 한다.

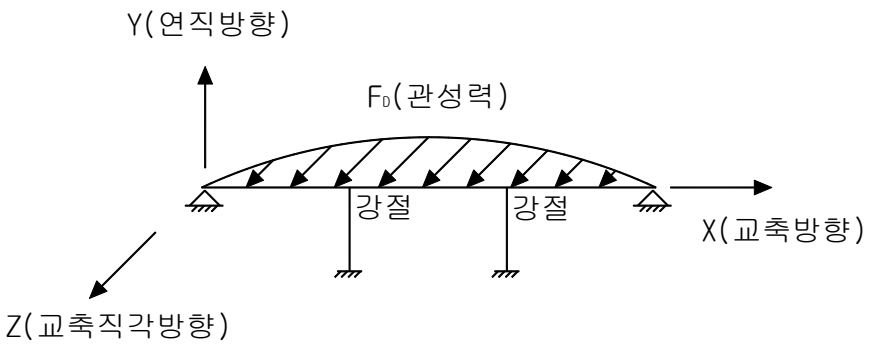


그림 2.3.9.4 교축직각방향 지진력 재하도

마. 중간신축이음부의 처리

(1) 방법 1 : 전체 모델링

교축방향 : 두개의 힌지가 동시에 작용하여 롤러와 같은 거동

교축직각방향 : 강절로 거동

(2) 방법 2 : 진동단위별로 계산하여 중첩

신축이음부에서 교량 상부구조 사이에 발생되는 충돌은 고려치 않으며 실제로 충돌효과에 의해 전체적인 총에너지는 소산된다.

4. 다중모드스펙트럼 해석법

가. 개 요

응답해석 시 고려되는 모드의 수는 지간 수의 3배 이상이어야 한다. 이때 잔여모드를 모두 포함하여 해석하더라도 응답이 10%이상 증가하지 않는 충분한 개수의 모드를 고려해야 한다.

(1) 기본모드 이외의 모드들이 구조물의 동적거동에 대한 기여도가 큰 경우에 사용한다.

(2) 여러 개의 진동모드가 구조물 전체의 거동에 기여한다.

(3) 선형해석프로그램을 이용하여 해석한다.

(4) 일반적으로 중간정도 지간의 연속교에 적용하며 해석모델을 잘 선택할 경우, 장대교량과 특수교량에도 적용 가능하다.

(5) 시간이력해석법에 비해 시간과 노력을 적게 들이고도 정밀한 해석결과를 얻을 수 있다.

(6) 기하학적인 형상이 복잡하여 직교좌표축으로 모드를 분리하기 힘든 교량에 대해서는 적절한 응답값을 기대하기 어렵다.

나. 수학적 모형

(1) 교량은 그 구조물의 강성과 관성효과를 실제에 가깝게 모형화하기 위해 적절한 연결부와 절점으로 구성된 3차원 뼈대구조로 모형화하여야 한다.

(2) 각 연결부와 절점은 6개의 자유도(3개의 이동자유도, 3개의 회전자유도)를 가진다.

(3) 구조질량은 최소한 3개의 이동 관성항을 갖는 집중질량으로 모형화하여야 하며 구조질량은 하부 구조를 포함하여 관련된 모든 요소들을 고려하여야 한다.

(4) 지진 시에도 교량에 큰 활하중이 재하되어 있을 가능성이 많은 경우에는 그 활하중의 관성효과를 고려하여야 한다.

(5) 상부구조는 최소한 각 경간단부의 연결부와 지간의 1/4지점마다 절점을 가진 공간뼈대부재의 집합체로 모형화해야 한다. 이때 집중질량의 관성효과를 적정하게 분배시켜야 한다.

(6) 하부구조에서 중간 기둥 또는 교각들은 일반적으로 인접 지간길이의 1/3보다 짧은 길이를 갖는 짧고 강성이 강한 기둥에 대해서는 중간 절점이 불필요하나, 길고 유연한 기둥은 기둥단부의 연결부 외에 2개의 1/3지점을 중간절점으로

모형화하여야 한다. 하부구조의 모형은 상부구조에 대한 기둥의 편심을 고려해야 한다. 기둥 또는 교각하부와 교대에서의 지반은 등가의 선형 스프링계수를 이용하여 모형화할 수 있다.

다. 해석모형의 정확도

다중모드스펙트럼 해석결과는 해석모형의 집중질량의 자유도 선정과 고려된 고유진동모드의 개수에 따라 달라지므로 해석모형의 정확도를 확보하기 위해서 질량기여도(Mass Participation Factor)의 합이 90%이상 되도록 하는 것이 좋다.

라. 탄성지진력 산정과 변위 산정

부재의 단면력과 변위는 개별 모드들로부터 각각의 응답성분(힘, 변위 또는 상대변위)은 CQC방법(Complete Quadratic Combination)으로 조합하여 계산한다.

5. 시간이력 해석법

가. 개 요

(1) 높은 안전성이 요구되어 비선형 해석을 필요로 하는 경우

(2) 교량에서 지진격리 받침, 댐퍼 및 스토퍼 등 지진격리설계의 경우

(3) 예상되는 지반운동을 정확히 예측하기가 어렵기 때문에 기존의 지진기록이나 합성된 지진기록을 사용하여야 하므로 해석 및 결과분석에 많은 시간과 노력이 필요

나. 비선형 해석의 종류

교량의 비선형해석은 재료비선형과 기하비선형으로 크게 구분되며 교량의 교각 및 받침의 재료 비선형성을 고려하는 해석과 지진격리 받침의 비선형성만 고려한 경계 비선형으로 구분된다. 비선형 경계요소는 점탄성감쇠기(Viscoelastic Damper), 갭(Gap), 후크(Hook), 이력거동시스템(Hysteretic System) 및 LRB형 지진격리장치, 마찰진자형(FPB) 지진격리장치 등의 5가지이며 각각의 동특성은 그림 2.3.9.5와 같다.

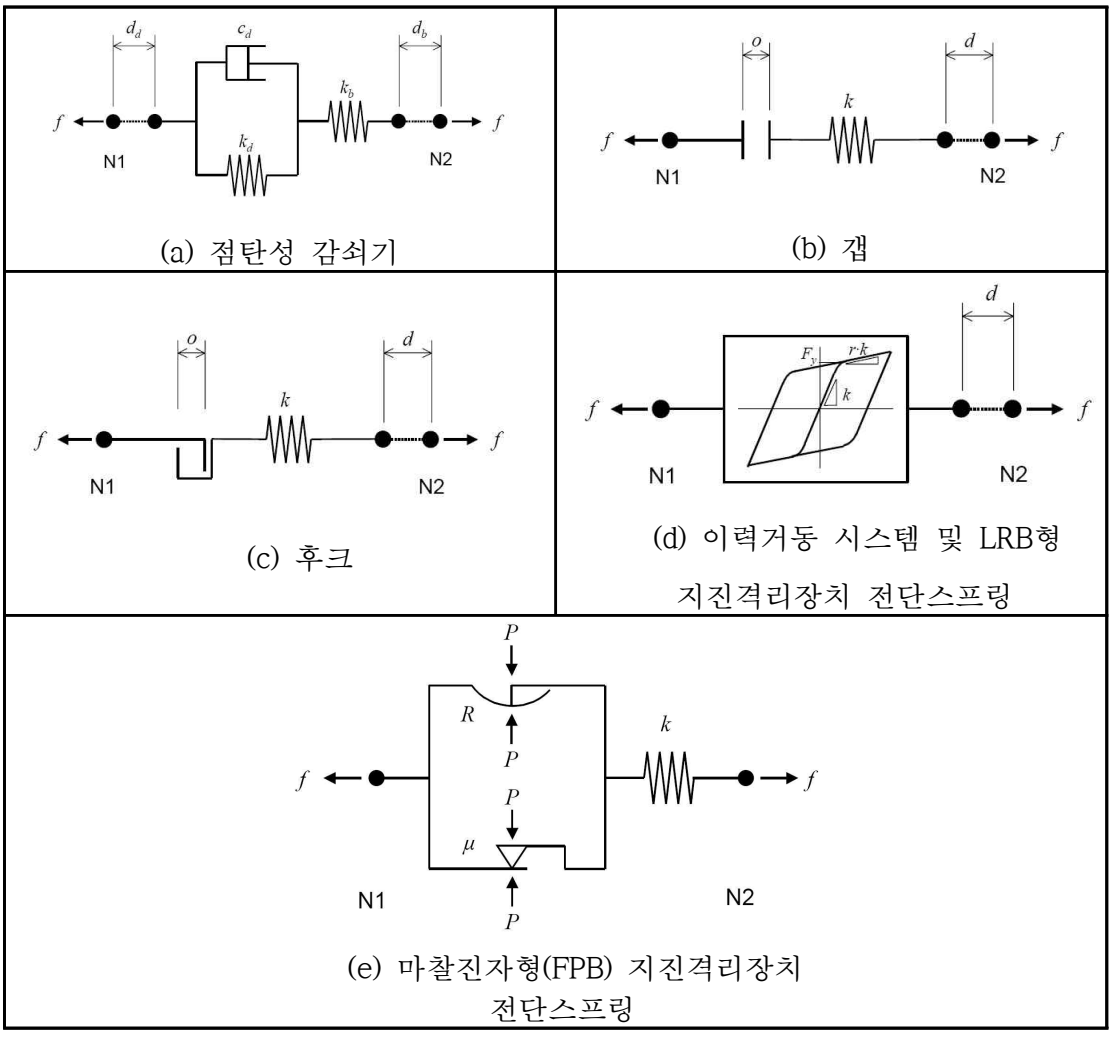
6. 단경간교의 설계

가. 상부구조와 교대 사이의 연결부에 대하여 고정하중반력에 유효수평지반가속도와 단주기지반증폭계수를 곱한 값의 수평지진력이 작용한다고 보고 종방향 및

횡방향에 대하여 안전하도록 설계하여야 한다. 단 포트받침이나 스페리칼 받침과 같이 교축방향으로 고정과 가동 받침이 구분된 경우에는 상부구조의 전체 고정하중에 의한 지진의 영향이 고정 받침이 설치된 교대에 작용하는 것으로 평가한다.

$$\text{수평지진력} = \text{고정하중} \times S \times F_a \tag{2.3.9.7}$$

여기서, S : 유효수평지반가속도, F_a : 단주기지반증폭계수.



(a) 점탄성 감쇠기 (b) 갭

(c) 후크 (d) 이력거동 시스템 및 LRB형 지진격리장치 전단스프링

(e) 마찰진자형(FPB) 지진격리장치 전단스프링

그림 2.3.9.5 비선형 연결요소의 스프링 개념도

그림 2.3.9.3에서,

k_d	: 점탄성감쇠기의 감쇠정수	c_d	: 점탄성감쇠기의 감쇠 상수
k_b	: 연결 부재의 강성	d	: 요소의 두 절점 사이의 변형
d_d	: 점탄성감쇠기의 변형	d_b	: 연결부재의 변형
k	: 스프링 초기강성	o	: 초기간격
d	: 요소좌표계에서의 스프링 변화	F_y	: 항복강도
r	: 항복 후 강성 저하율	N1, N2	: 절점번호

나. 낙교방지를 위한 최소받침지지길이(N)는 [도설한계 4.2.8]에 규정한 값으로 한다.

7. 지진구역 Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급교의 설계 지진력

가. 지진구역 Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급교에서 상부구조와 하부구조를 연결하는 교량받침이나 기계장치는 고정하중의 20%에 해당되는 수평지진력이 구속방향으로 작용한다고 보고 이에 저항하도록 설계하여야 한다.

나. 강재받침의 경우 종방향으로 구속되어 있을 때 종방향 고정단의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 상부구조의 자중으로 정의된다.

다. 탄성받침의 경우 양방향으로 받침의 수평전단강성에 의하여 저항하며, 받침의 수평력에 사용되는 고정하중은 상부구조의 자중으로 정의된다.

라. 횡방향으로 구속되어 있을 경우 횡방향의 수평지진력에 사용되는 고정하중은 그 교량받침에서의 고정하중 반력으로 정의된다.

2.3.10 설계지진력의 조합

1. 직교 지진력의 조합

가. 교량의 모든 부재는 자중 및 부속시설을 고려한 연직방향 고정하중과 수평 및 수직방향 지진력이 조합된 설계하중에 저항하도록 설계되어야 한다.

나. 탄성해석 결과를 이용한 지진력의 조합은 [도설한계 4.2.4] 지진력의 조합에 의한다.

(1) 하중경우 1: 종방향축의 해석으로부터 구한 종방향 탄성지진력 및 탄성변위(절댓값)에 횡방향축 및 수직방향축의 해석으로부터 구한 종방향 탄성지진력 및 탄성변위(절댓값)의 30%를 합한 경우

(2) 하중경우 2: 횡방향축의 해석으로부터 구한 횡방향 탄성지진력 및 탄성변위(절댓값)에 종방향축 및 수직방향축의 해석으로부터 구한 횡방향 탄성지진력 및 탄성변위(절댓값)의 30%를 합한 경우

(3) 하중경우 3: 수직방향축의 해석으로부터 구한 수직방향 탄성지진력 및 탄성변위(절댓값)에 횡방향축 및 종방향축의 해석으로부터 구한 수직방향 탄성지진력 및 탄성변위(절댓값)의 30%를 합한 경우

2. 설계지진력의 결정

가. 구조부재 및 연결부의 설계지진력

(1) 적 용

상부구조의 신축이음 및 상부구조와 하부구조상단 사이의 연결부, 하부 구조상단으로부터 기둥이나 교각의 하단까지(단, 기초, 말뚝머리 및 말뚝은 포함하지 않는다.), 상부구조와 교대의 연결요소에 적용한다.

(2) 설계지진력

하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다.

(3) 최대하중

설계지진력은 다른 설계력과 함께 하중조합 규정에 따라 설계단면력을 평가해야 하며, 각 요소에 대한 최대하중은 [도설한계 3.4.2] 및 [도·설 6.4.7.1]로부터 구한다. 이때 설계지진력의 부호는 양 또는 음 중 불리한 경우를 취한다.

나. 기초의 설계지진력

(1) 확대기초, 말뚝머리 및 말뚝의 설계지진력은 다음 중 하나의 방법으로 결정한다.

- 기초의 설계지진력은 [도설한계 4.2.4]의 하중경우 1과 하중경우 2로부터 구한 탄성지진력을 하부구조(기둥 또는 교각)에 적용한 응답수정계수 R 값의 1/2로 나눈 값으로 한다. 단, 이 규정은 탄성지진모멘트를 해당 응답수정계수 R 값으로 나눈 소성설계 모멘트가 기둥 또는 교각의 휨설계강도 [도설한계 4.6.2.5, 식 (4.6-3)]의 휨 초과강도 계수로 나눈 값 이상인 경우에 적용하여야 한다. 말뚝가구의 설계지진력은 탄성지진력을 해당 구조의 응답수정계수 R로 나눈 값으로 한다.
- 기초의 설계지진력은 교각의 최대 소성힌지력과 응답수정계수를 적용하지 않은

탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

(2) 최대하중

설계지진력은 다른 설계력과 함께 하중조합 규정에 따라 설계단면력을 평가해야 하며, 각 요소에 대한 최대하중은 [KDS 24 12 11 (4.1.1)] 및 [도·설 6.4.7.2]로부터 구한다.

2.3.11 구조해석 모델링

1. 상부구조

집중질량의 관성효과를 적절하게 절점위치로 분배하기 위해 그림 2.3.11.1과 같이 각 경간 단부의 연결부와 지간 1/4 지점마다 절점을 가진 공간 뼈대구조로 모형화한다.

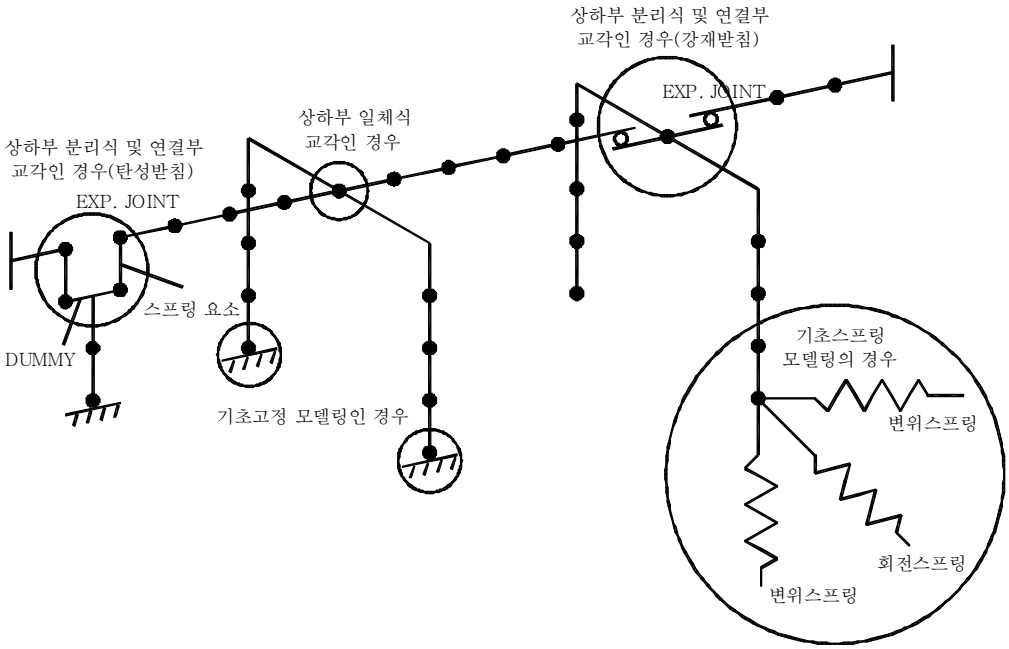


그림 2.3.11.1 구조해석 모형도

2. 하부구조

하부구조의 모델링은 그림 2.3.11.2에서와 같이 상부구조의 도심과 주형 하단까지는 강절요소(Rigid Element)로, 주형하단에서 교각상단까지는 교량받침의 배치와 특성을

고려하여 모형화 한다. 하부구조의 설계기준면은 지반 스프링을 고려할 경우 그림 2.3.11.2와 같이 기초 두께를 고려하여 기초의 중앙점으로 하며, 지반을 고정으로 고려할 경우 기초상면을 고정으로 적용한다. 기초 설계 시는 기초 질량을 고려한 모델링을 이용하여야 한다.

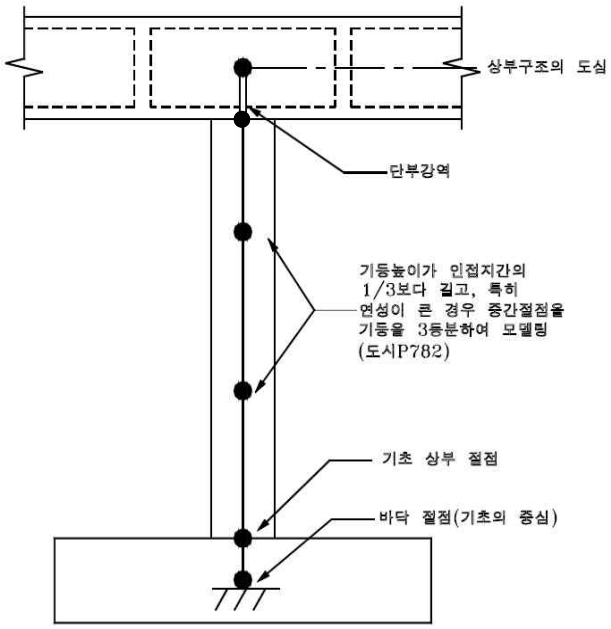


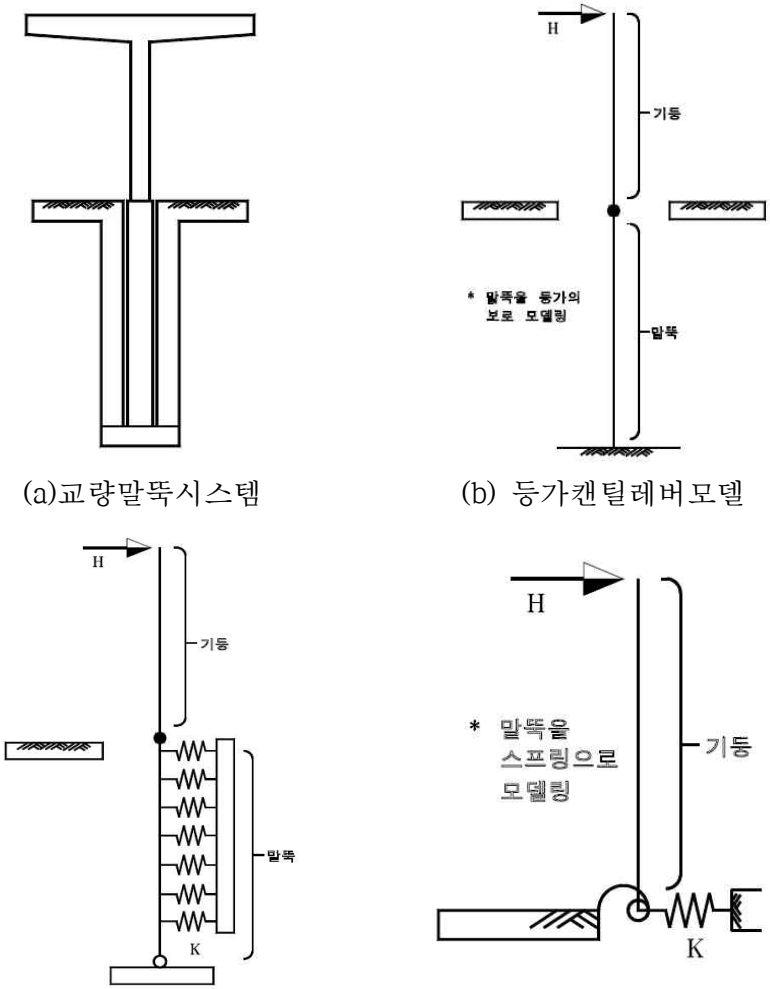
그림 2.3.11.2 하부구조 모형도

3. 깊은기초

기초는 지반과 교량을 연결하는 중요한 역할을 한다. 따라서 지진에 의한 지반운동을 교량으로 전달하므로 교량 전체의 지진 거동에 영향을 미치므로 필수적인 요소로 고려되어야 한다.

그러나 지반의 특성은 매우 다양하고 복잡하여 그 영향을 일괄적으로 구조물 내진설계에 반영하기 어렵기 때문에 보다 체계적이고 합리적인 연구를 통하여 지반특성을 고려할 수 있는 방법을 도출할 필요가 있다.

지금까지 제시된 방법으로는 그림 2.3.11.3과 같이 지반과 구조물을 분리해석하거나 또는 등가의 탄성스프링을 이용하여 일체로 해석하는 방법이 있다.



(a)교량말뚝시스템 (b) 등가캔틸레버모델

(c) 흙-스프링모델 (d) 등가지반스프링모델

그림 2.3.11.3 깊은기초의 모델링

4. 등가지반 스프링모델에 따른 영향

상부구조물 해석에서 기초의 거동을 무시하여 기초를 고정단으로 모델링하면 기초의 회전과 변위가 같은 지반-기초구조물 상호작용의 영향을 고려하지 못할 수 있다. 이 경우 설계하중은 크게 평가되고, 변위는 과소평가 될 수 있다. 따라서 설계 편의를 위하여 하부를 고정단으로 한 경우 변위에 대하여 충분한 여유가 없거나 단면력이 기준을 초과한 경우 기초를 적절한 스프링으로 모델링하여 검토 하는 것이 합리적인 설계가 될 것이다.

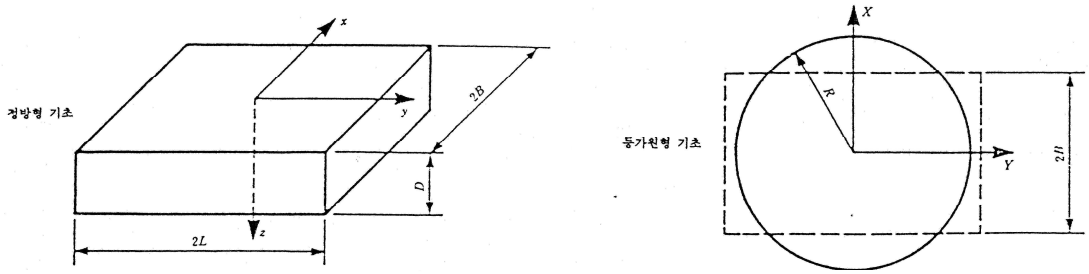
가. 직접기초

직접기초의 동적거동에 관한 스프링계수는 반 무한체 표면에 구속된 원형기초의 계수로 수정하여 구하며, 사각형 단면은 등가의 원형 단면으로 치환하여 산정하는 방법과 임의 형상을 갖는 기초의 스프링강성 산정방법을 적용 할 수 있다. 사각형 단면을 갖는 기초의 등가원형 반경은 그림 2.3.11.4에 제시되어 있다. 계산된 등가반경을 사용하여 각 운동 성분별 기초강성을 산정한다.

표 2.3.11.1 각 운동 성분별 기초 강성(원형기초)

자유도 성분	기초강성 (K_0)
수직 방향 병진	$\frac{4GR}{(1-\nu)}$
수평 방향 병진	$\frac{8GR}{(2-\nu)}$
비틂에 의한 회전	$\frac{16GR^3}{3}$
로킹(Rocking)에 의한 회전	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$

여기서, G : 지반의 전단탄성계수, R : 등가반경, ν : 지반의 포아송비.



등가반지름

변위 $R=\sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$

회전 $R=\left[\frac{(2B)(2L)^3}{3\pi}\right]^{1/4}$ (X축 로킹)

$R=\left[\frac{(2B)^3(2L)}{3\pi}\right]^{1/4}$ (Y축 로킹)

$R=\left[\frac{4BL(4B^2+4L^2)}{6\pi}\right]^{1/4}$ (Z축 비틀림)

그림 2.3.11.4 사각형 단면을 갖는 기초의 등가원형 반경

원형기초에 대한 강성은 각 운동 성분별 기초강성에 형상계수 및 근입계수를 곱하여 기초 강성을 산정한다.

$$K = \alpha_b \beta_b K_o \tag{2.3.11.1}$$

여기서,

α_b : 기초의 형상계수

β_b : 기초의 근입계수

K_o : 기초강성 (표 2.3.11.1 참조)

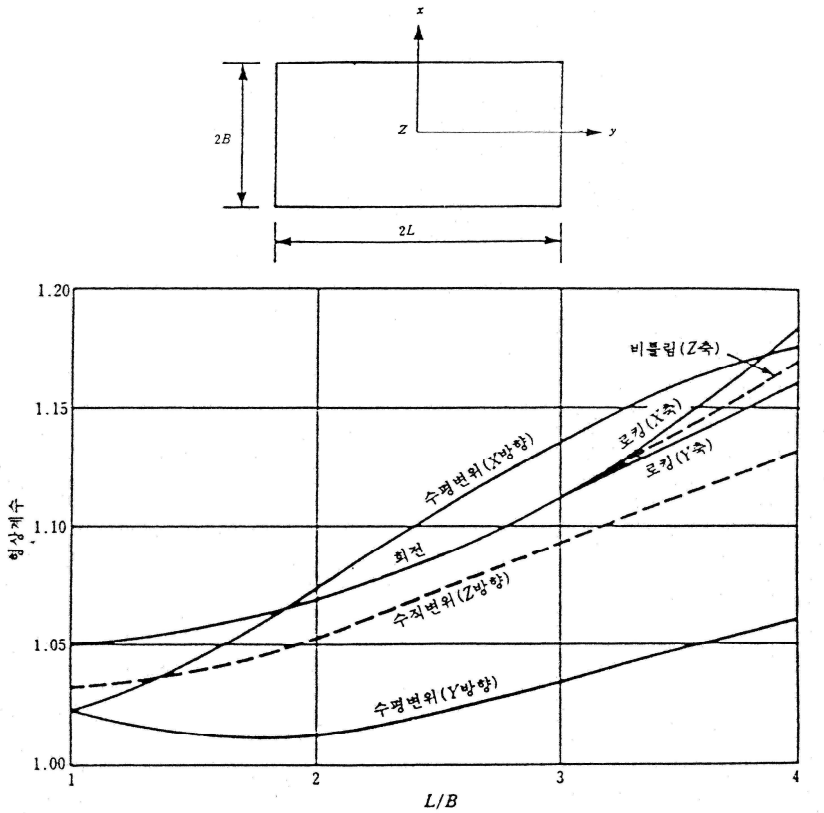
일반적인 직접기초의 강성행렬은 다음과 같다.

$$K_{foundation} = \begin{bmatrix} K_{x'} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{y'} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{z'} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{\theta_{x'}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta_{y'}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta_{z'}} \end{bmatrix} \tag{2.3.11.2}$$

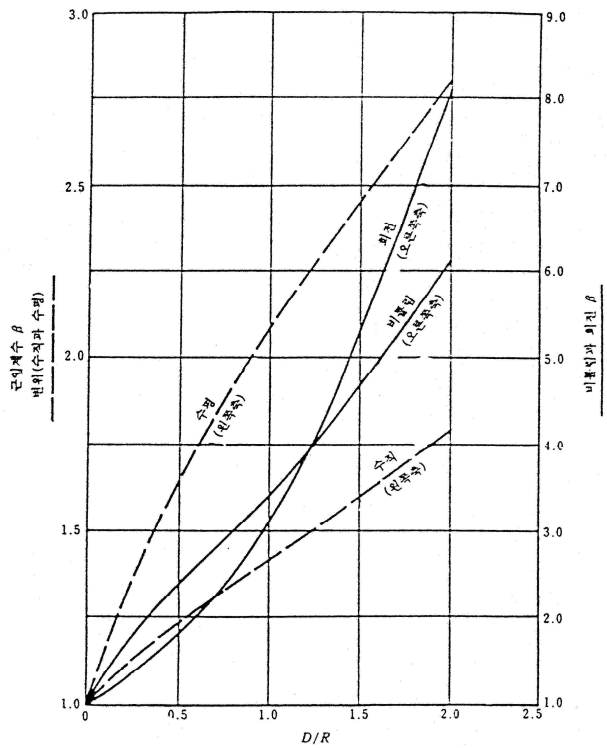
여기서,

$K_{x'}$: 축방향 강성, $K_{y'}$, $K_{z'}$: 횡방향 강성,

$K_{\theta x'}$: 비틀림 강성, $K_{\theta y'}$, $K_{\theta z'}$: 휨 강성.



(a) 기초의 형상계수 α_b



(b) 기초의 근입계수 β_b

그림 2.3.11.5 기초의 형상계수 α_b 및 근입계수 β_b (원형기초)

Dobry와 Gazetas(1986)는 임의의 형상을 갖는 기초의 스프링 강성과 감쇠계수를 산정하는 방법을 제안하였다. 그림 2.3.11.6은 임의의 형상을 가지는 기초에 대한 J_a값 산정방법과 좌표축의 정의를 보여준다.

또한 표 2.3.11.2의 S_k 계수를 적용한 임의형상의 기초에 대한 강성은 표 2.3.11.3과 같다.

이 방법은 앞서 제시된 직접기초의 강성산정방법과 동일한 결과를 주지만, 임의의 기초형상에 대한 강성을 산정할 수 있다는 장점이 있다.

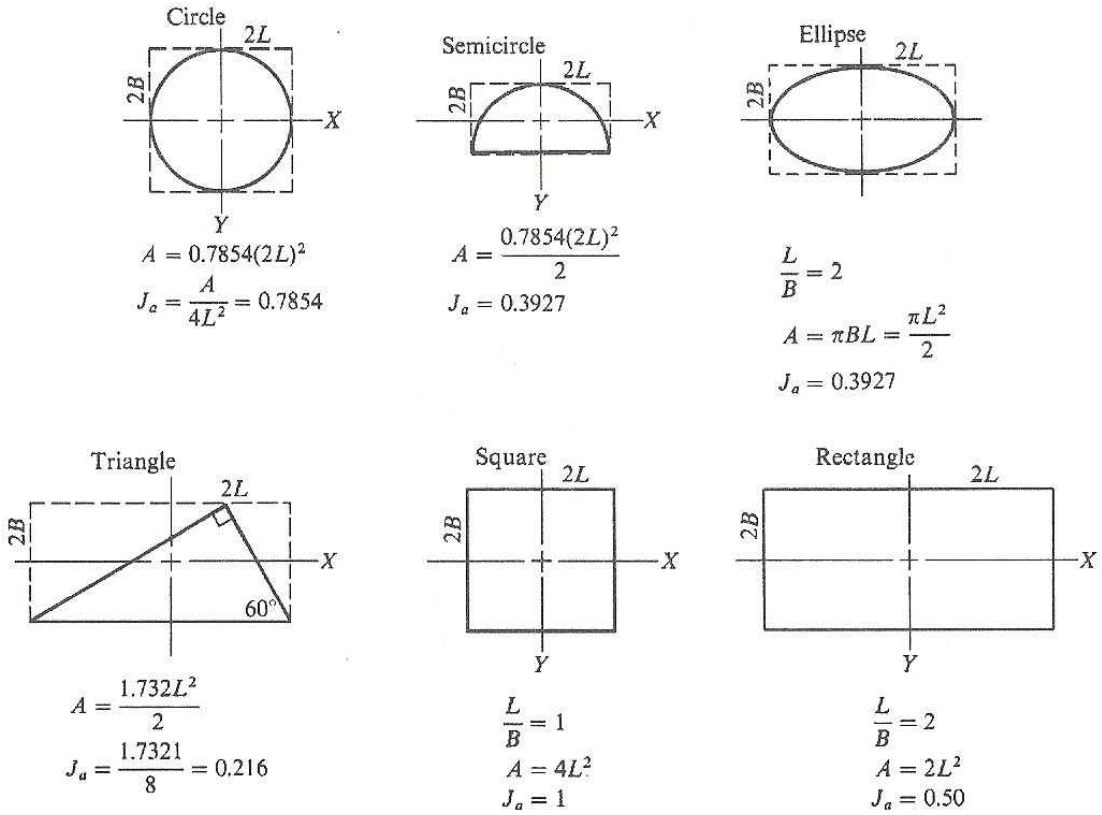


그림 2.3.11.6 임의 형상의 기초에 대한 좌표축 정의와 J_a계수의 산정방법

표 2.3.11.2 S_k 계수 산정*

자유도 성분	S_k 계수	비고
수직방향 병진	$S_z = 0.8$ $S_z = 0.73 + 1.54(J_a)^{0.75}$	$J_a \leq 0.02$ $J_a > 0.02$
수평방향 병진	$S_x = S_y = 2.24$ $S_x = S_y = 4.5(J_a)^{0.38}$	$J_a \leq 0.16$ $J_a > 0.16$
비틂에 의한 회전	$S_{\theta z} = 3.8 + 10.7\,(1 - B/L)^{10}\theta$	모든 B/L
Rocking에 의한 회전	$S_{\theta x} = 2.54$ $S_{\theta x} = 3.2(B/L)^{0.25}$ $S_{\theta y} = 3.2$	$B/L \leq 0.4$ $B/L > 0.4$ 모든 B/L

* B와 L은 그림 2.3.11.5과 같이 정의되었음.

표 2.3.11.3 각 운동성분별 직접기초 강성

자유도		직사각형 기초	원형 기초	띠 기초
수직방향 병진		$K_z = S_z \dfrac{2LG}{1-\nu}$	$K_z = \dfrac{4GB}{1-\nu}$	$K_z = \dfrac{0.8G(2L)}{1-\nu}$
수평방향 병진	y축	$K_y = S_y \dfrac{2LG}{2-\nu}$	$K_y = \dfrac{8GB}{2-\nu}$	$K_y = \dfrac{2.24G(2L)}{2-\nu}$
	x축	$K_x = S_y \dfrac{2LG}{2-\nu} - \dfrac{0.21LG}{0.75-\nu}\left(1 - \dfrac{B}{L}\right)$	$K_x = K_y$	
비틂에 의한 회전		$K_{\theta z} = S_i G(J)^{0.75}$	$K_{\theta z} = \dfrac{16GB^3}{3}$	
Rocking에 의한 회전	x축	$K_{\theta x} = S_{\theta x} \dfrac{G}{1-\nu}(I_{\theta x})^{0.75}\left(\dfrac{B}{L}\right)^{-0.25}$	$K_{\theta x} = \dfrac{8GB^3}{3(1-\nu)}$	$K_{\theta x} = \dfrac{\pi(2L)GB^2}{2-2\nu} \times \left[1 + \left(\dfrac{\ln(3-4\mu)}{\pi}\right)^2\right]$
	y축	$K_{\theta y} = S_{\theta y} \dfrac{G}{1-\nu}(I_{\theta y})^{0.75}$	$K_{\theta x} = K_{\theta y}$	

여기서,

R : 등가반경, G : 지반의 전단탄성계수, ν : 지반의 포와송비,

$J = I_x + I_y$: x축과 y축에 대한 관성모멘트의 합,

$I_{\theta x}$, $I_{\theta y}$: 각각 x축과 y축에 대한 질량관성모멘트.

나. 말뚝기초

말뚝기초는 교각 하단의 기초 도심에 기초 구조물의 강성을 나타내는 6자유도의 스프링을 설치하고 단일 말뚝의 축방향 강성과 횡방향, 휨 및 간섭강성을 묶어 군말뚝의 강성행렬을 산정하였다.

말뚝기초의 강성행렬은 다음과 같다.

$$K_{pile} = \begin{bmatrix} K_{x'} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{y'} & 0 & 0 & 0 & K_{y'\theta_{z'}} \\ 0 & 0 & K_{z'} & 0 & -K_{z'\theta_{y'}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{\theta_{x'}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta_{y'}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta_{z'}} \end{bmatrix} \quad (2.3.11.3)$$

여기서,

$K_{x'}$: 축방향 강성, $K_{y'}$, $K_{z'}$: 횡방향 강성,
$K_{\theta_{x'}}$: 비틀림 강성, $K_{\theta_{y'}}$, $K_{\theta_{z'}}$: 휨 강성,
$K_{y'\theta_{z'}}$, $K_{z'\theta_{y'}}$: 전단력과 휨모멘트의 상호간섭강성.

축방향 강성은 다음의 식으로 산정할 수 있다.

$$K_{x'} = a\frac{A_p E_p}{l} \quad (2.3.11.4)$$

여기서, a : 근입비에 따른 수정계수[도·설 8.6.1], A_p : 말뚝의 순단면적, E_p : 말뚝의 탄성계수, l : 말뚝길이.

횡방향 강성은 표 2.3.11.4와 같이 산정할 수 있다.

표 2.3.11.4 말뚝의 횡방향 강성

구 분	말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지	
	$h \neq 0$	h=0	$h \neq 0$	h=0
$K_{y'}, K_{z'}$	$\frac{12\,E\,I\,\beta_p^3}{(1+\beta_p h)^3+2}$	$4\,E_p\,I\,\beta_p^3$	$\frac{3\,E_p\,I\,\beta_p^3}{(1+\beta_p h)^3+0.5}$	$2\,E_p\,I\,\beta_p^3$
$K_{y'\theta z'}, K_{z'\theta y'}$	$K_{y'}\,\frac{\lambda}{2}$	$2\,E_p\,I\,\beta_p^2$	0	0
$K_{\theta y'}, K_{\theta z'}$	$\frac{4\,E_p\,I\beta_p}{1+\beta_p h}\,\frac{(1+\beta_p\,h)^3+0.5}{(1+\beta_p\,h)^3+2}$	$2\,E_p\,I\beta_p$	0	0

여기서,

β_p : 말뚝의 탄성치, $\beta_p = \sqrt[4]{\frac{K_H D_p}{4\,EI}}$

λ : $h + \frac{1}{\beta_p}$

K_H : 횡방향 지반반력계수 = $K_{H0}\left(\frac{BH}{30}\right)^{-\frac{3}{4}}$

D_p : 말뚝의 지름

E_pI : 말뚝의 휨강성

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이

K_{H0} : $\frac{1}{30}\alpha_0 E_0$, $\quad E_0 = 700N_{SPT}$

α_0 : 1(평상시), 2(지진 시)

또한 $p-y$ 곡선에 의하여 군말뚝의 강성행렬을 산정하는 방법이 있다.

말뚝기초는 일반적으로 군으로 이루어져 있기 때문에 각 말뚝의 국부 좌표계에서 구한 스프링강성을 군말뚝의 전체 좌표계에서의 스프링강성으로 변환하여 최종적인 말뚝-지반 스프링 강성을 산정한다. 단말뚝의 축방향 및 횡방향 강성을 먼저 산정 후 말뚝배치를 고려하여 군말뚝의 강성으로 합산하는 이 방법은 말뚝해석프로그램을 이용하면 군말뚝의 강성행렬을 산정 할 수 있다.

군말뚝 해석프로그램에서 수평력을 가하게 되면 말뚝캡에는 수평변위와 회전이 함께 발생하게 되며 이는 말뚝 힘(F)에 대한 변위(x)관계로서 기초의 연성 ($s = x/F$)을 나타낸다.

그러나, 기초의 강성행렬은 변위에 대한 힘의 관계($k = F/x$)이다. 그러므로, 기초 강성행렬($[K]$)은 군말뚝 해석프로그램을 이용하여 표 2.3.11.5의 식과 같이 연성행렬($[S]$)을 구한 후 이의 역행렬을 취하여 산정한다.

표 2.3.11.5 $p-y$ 곡선을 이용한 말뚝기초의 스프링 산정 방법

$[K] = \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 \\ 0 & K_{22} & K_{23} \\ 0 & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} = [S]^{-1}$ $[S] = \begin{bmatrix} S_{11} & 0 & 0 \\ 0 & S_{22} & S_{23} \\ 0 & S_{32} & S_{33} \end{bmatrix}$	$S_{11} = \frac{\Delta_z}{V_z} = \frac{\text{침하량 증분}}{\text{축하중 증분}}$ $S_{22} = \frac{\Delta_x}{H_x} = \frac{\text{수평변위 증분}}{\text{수평하중 증분}}$ $S_{23} = \frac{\Delta_x}{M} = \frac{\text{수평변위 증분}}{\text{모멘트 증분}}$ $S_{32} = \frac{\theta}{H_x} = \frac{\text{회전 증분}}{\text{수평하중 증분}}$ $S_{33} = \frac{\theta}{M} = \frac{\text{회전 증분}}{\text{모멘트 증분}}$

이러한 교량의 기초 및 기초지반이 교량의 주기에 미치는 영향을 고려하기 위하여 기초를 스프링으로 모델링 한 후, 전체 구조물에 대한 응답해석을 실시하여 기초에 작용하는 하중을 검토하였다.

직접기초 모델링을 3개의 병진운동 성분과 3개의 회전운동 성분으로 구성된 총 6개의 변위성분으로 나타내었으며, 6개의 변위 자유도 간의 간섭작용(Coupling)은 얕은 기초에서 그 영향이 매우 적으므로 민감도 분석에 고려하지 않았다.

말뚝기초의 모델링은 실무에서 주로 사용되는 방법으로써 교각 하단의 기초부에 기초 구조물의 강성을 나타내는 6자유도 스프링을 설치하였으며, 단일말뚝의 강성을 구한 후 무리말뚝의 강성으로 합산하였다.

그림 2.3.11.7 및 표 2.3.11.6의 결과는 등가스프링(Equivalent Base Spring) 모델과 흙-스프링(Soil-Spring) 모델에 따른 교량별 모멘트 감소율을 나타내고 있다.

등가기초 스프링 모델링 사용 시 스프링 강성 변화에 따른 민감도 분석결과, PSC Beam교, Steel Box Girder교, PSC Box Girder교 각각의 경우, 6.5%~14.6%, 6.3%~12.7%, 7.9%~15.6%의 모멘트 감소와 36.6%~78.5%, 21.1%~46.8%, 27.3~59.6%의 변위 증가를 나타내었다.

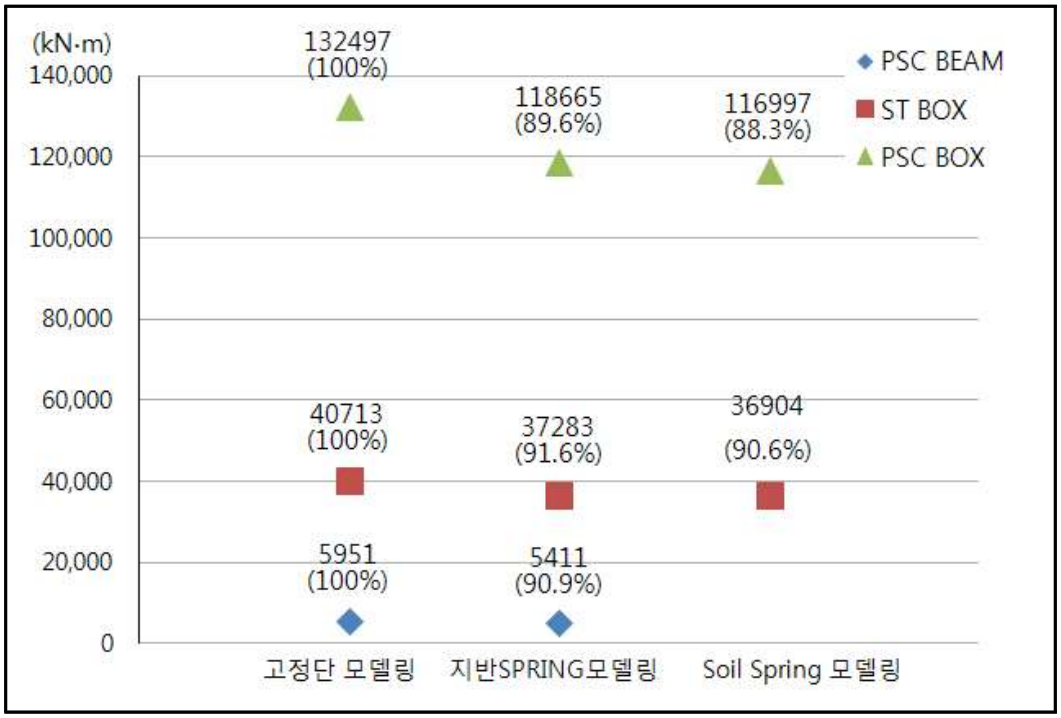


그림 2.3.11.7 지반모델링에 따른 부재력

표 2.3.11.6 등가지반스프링모델에 따른 교량별 모멘트 감소율

지반스프링모델로 인한 단부 모멘트 감소율		
PSC Beam	Steel Box	PSC Box
-9.1%	-8.4%	-10.4%

5. 내진성능 확보를 위한 받침 배치 요령

받침선정에 따라 지진 시 교량의 거동은 달라진다. 받침의 배치방법은 가능한 한 고정받침과 일방향 받침의 축선이 상부구조의 질량중심을 통과하도록 배치하여야 한다.

가. 1점 고정단 사용

고정단을 1개소 두는 경우에는 다경간에서 지진에 의한 수평력이 고정단 교각 1개소에 집중되어 교각 및 기초가 비대해지므로 공사비 증가의 요인이 된다. 고정단을 1개소 사용하기 위하여 교량의 연장을 짧게 계획할 수도 있다. 고정단 교량받침으로 지진에 의한 수평력을 지지하지 못할 경우 전단키를 설치하여 수평력에 대한 안전성을 확보할 수 있다.

나. 다점 고정단 사용

고정단 1개소로 지진에 의한 수평력을 저항하지 못하는 경우 다점 고정배치를 적용할 수 있다. 교각의 높이가 낮은 경우에는 온도, 크리프나 건조수축의 영향이 크기 때문에 적용하기 곤란하며, 대부분 상대적으로 유연한 강성을 갖는 고교각의 장대교량에서 적용이 가능하다.

다. 평상 시 1점, 지진 시는 다점 고정단 사용

받침을 평상 시 1점, 지진 시 다점 고정단을 사용하기 위해서는 온도나 크리프, 건조수축 등의 서서히 발생하는 변위에 대해서는 저항하지 않고, 지진과 같은 충격에는 고정단 역할을 하는 충격전달장치를 적용할 수 있다. 그러나 지진 시 충격전달장치는 개수가 많아져 주기가 짧아지므로 1점 고정단 지지보다 전체 지진력은 커지므로 지진력 분산의 효율성은 경제성과 함께 검토되어야 한다.

라. 지진격리받침과 탄성받침의 적정성 검토

교각의 길이가 길어지는 경우에는 교각의 단면이 증가하거나 교대측 받침의 변위가 증가될 수 있으므로, 탄성받침을 적용하여 반력을 분산시키거나 지진격리받침을 적용하여 지진하중을 저감하는 것을 검토할 필요가 있다.

중소지간 PSC I형 거더교 교각(약 20 m이상) 교량받침 설계 시에는 지진격리받침과 탄성받침의 경제성 및 안전성 등을 비교・검토 하여 적용해야 한다.

"중소지간 PSC I형 거더교량의 면진받침 적용성 검토, (한국도로공사 설계실무자료집, 설계처-3241, 06.12.12)"

마. 교고차에 따른 고정단 배치 검토

탄성받침과 지진격리받침의 경우 내진해석 시 프로그램에서 모든 받침을 양방향으로 경계조건을 주게 되지만 Pot 받침과 스페리컬 받침 등과 같이 고정단이 있는 받침형식의 경우 지진 시 수평력이 고정점이 부담하게 되므로 고정점의 위치선정은 상당히 중요한 내진 영향인자가 된다.

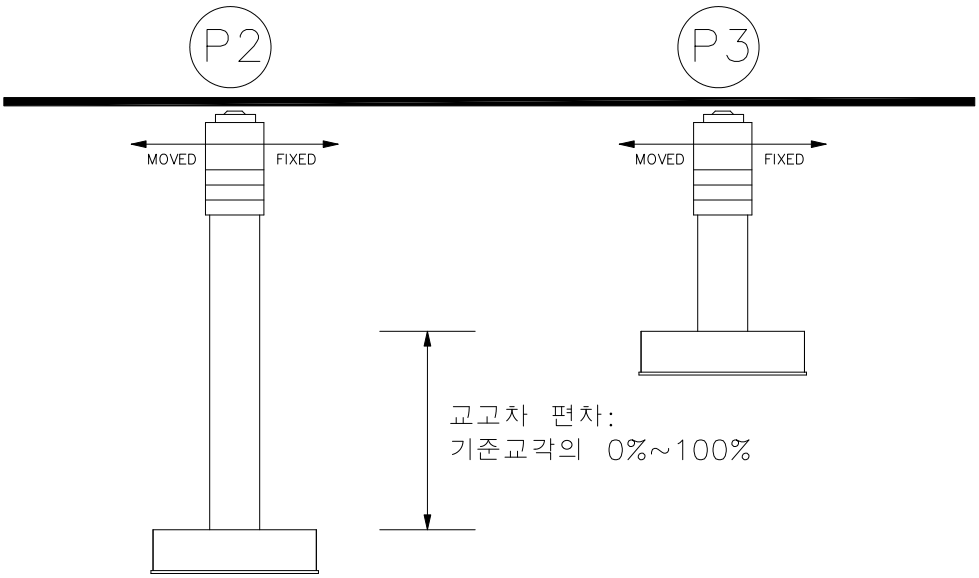


그림 2.3.11.8 고정단 배치 개요도

지형고의 고저차가 있는 곳에서 길이가 짧은 쪽(저교각)에서 상대적으로 큰 휨모멘트와 전단력을 동시에 받게 된다. 연속교에서 고정단 교각이 짧은 경우 전단파괴 우려가 높다. 연속교에서 고정단 교각이 긴 경우 교각하부 소성힌지 발생으로 휨파괴가 예상되며 이러한 경우 교각 항복 후 변형성능 향상 방안을 고려할 수 있다.

받침의 종류에 따라 그 민감도에 미치는 영향도 크므로 수치해석을 통하여 10 m 내외 교량과 20 m 내외 교량에 대하여 기준교각(P3)과 교고편차(P2)를 준 교각의 고정단 배치 방법을 검토하였다.

기준교각(P3)을 중심으로 20% 단위로 기준교각의 2배 높이의 편차까지 변화를 주어 검토한 결과 해석상의 부재력 값은 교고를 증가시킨 교각의 경우 부재력의 증가(1.94%)를 가져왔다.

이러한 해석결과로 부터 다음과 같은 결론을 도출할 수 있다.

표 2.3.11.7 주기에 따른 고정단 위치 선정

구분	10 m내외 교각 (단주기)		20 m내외 교각 (장주기)	
	상대적 고교각	상대적 저교각	상대적 고교각	상대적 저교각
고정단		◎	◎	

따라서 단주기 교량의 경우 상대적 저교각에 고정단을 위치시키는 것이 구조적으로 더 유리하며, 장주기 교량은 상대적 고교각에 고정단을 위치시키는 것이 유리하다.

○10 m 내외 교량 교고차에 따른 고정단 위치이동에 대한 검토

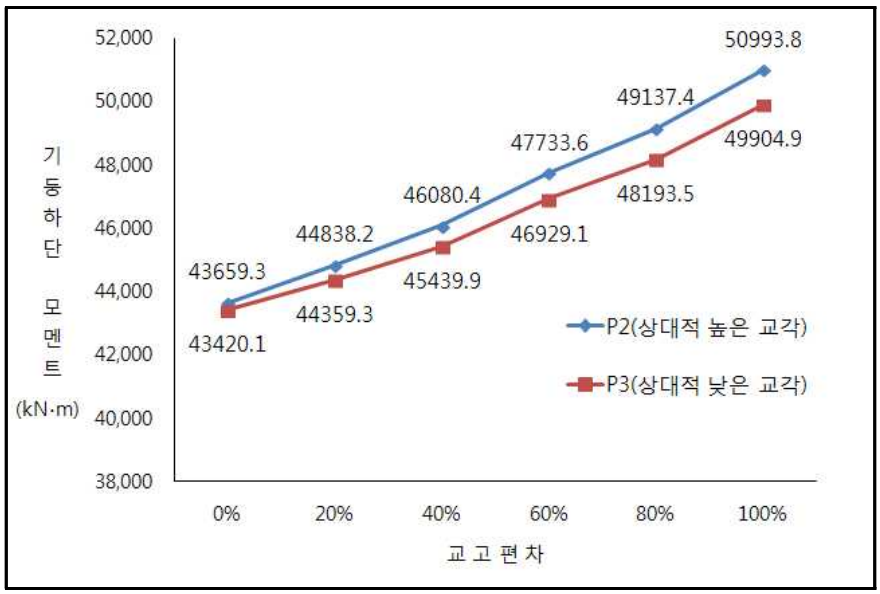


그림 2.3.11.9 10 m 내외 교량

○20 m 내외 교량 교고차에 따른 고정단 위치이동에 대한 검토

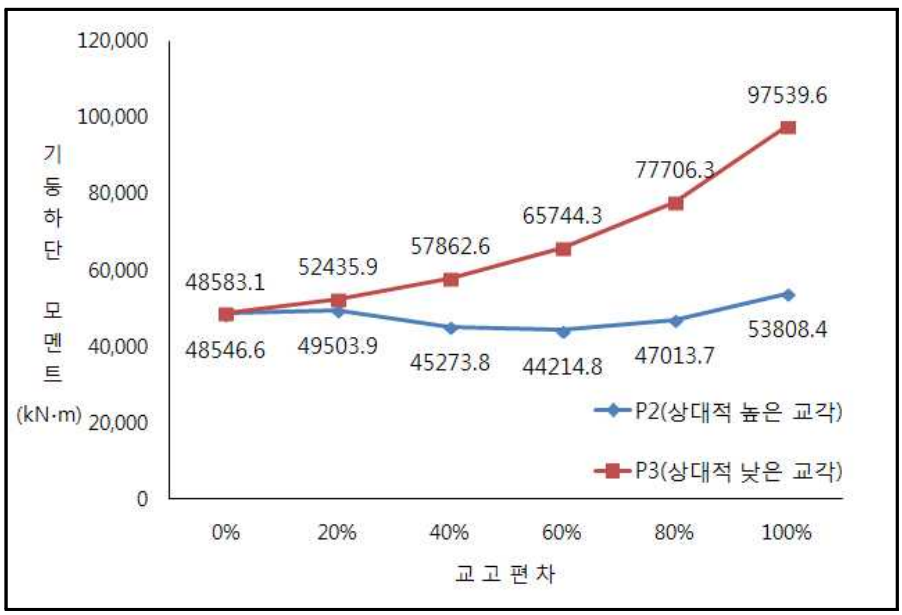


그림 2.3.11.10 20 m 내외 교량

2.3.12 지진 시 변위

1. 받침의 허용 변위 검토

지진 시 발생되는 받침위치에서의 지진 변위는 받침의 허용변위보다 작아야 한다.

2. 최소받침지지길이

교량의 단부에서 지진시의 낙교를 방지하기 위하여, 하부구조의 최소받침지지길이 N (mm)은 [도설한계 4.2.8]을 따른 식 (2.3.12.1a)와 MCEER/ATC-49 (2003)에 제시된 식 (2.3.12.1b)의 값보다 작아서는 안 된다.

$$N=(200+1.67L+6.66H)(1+0.000125\theta^2)\ \text{(mm)} \qquad (2.3.12.1a)$$

$$N=\left[100+1.67L+6.66H_{\max}+50\sqrt{H_{\max}}\sqrt{1+\left(2\frac{B_s}{L}\right)^2}\right]\frac{1+1.25F_vS_{D1}}{\cos\theta}\ \text{(mm)} \qquad (2.3.12.1b)$$

여기서,

L : 인접 신축이음부까지 또는 교량 단부까지의 거리 (m)

다만, 지간내에 힌지가 있는 경우의 L은 힌지 좌우방향의 거리인 L_1과 L_2의 합

H : 다음 각 경우에 대한 평균 높이 (m)

교대 인접 신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균 높이

단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

지간내의 힌지 - 인접하는 양측기둥 또는 교각의 평균 높이

$H_{\max}$: 신축이음 사이의 교각 중 가장 높은 교각의 높이 (m)

B_s : 상부구조물(superstructure)의 폭 (m)

F_v : 장주기지반증폭계수 (표 2.3.7.5 참조)

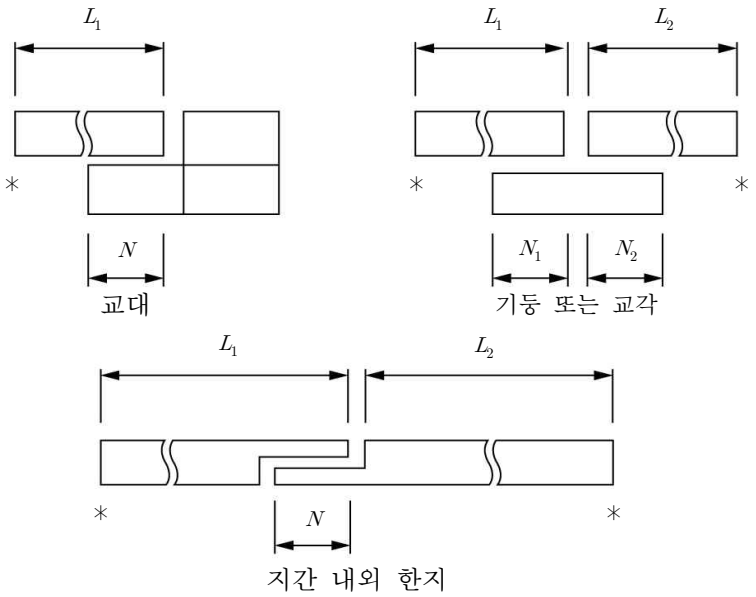
S_{D1} : 주기 1초에서 설계스펙트럼 가속도 (g)

θ : 받침선과 교축직각방향의 사잇각 (°)

식 (2.3.12.1b)에서 B_s/L은 3/8 이하여야 한다.

3. 상부구조의 여유간격

지진 시 교량과 교대 혹은 인접하는 교량간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계 시 고려된 내진성능이 충분히 발휘될 수 있기 위하여 교량의 단부에는 그림 2.3.12.2에 나타낸 바와 같이 여유간격을 둔다. 교량의 여유간격은 식 (2.3.12.2)보다 작아서는 안 된다. 단, 교량의 여유간격은 여유량을 고려한 가동받침의 이동량 보다는 커야 하며, 교축직각방향의 지진 시 변위에 의한 인접교량 및 주요 구조부재 간 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치해야 한다.



＊신축이음 또는 교량 상판의 단부

그림 2.3.12.1 최소 받침지지길이 규정에 관한 치수

$$\Delta l_i = d + \Delta l_s + \Delta l_c + 0.4\Delta l_t \qquad (2.3.12.2)$$

여기서,

Δl_i : 교량의 여유간격 (mm)

d : 지반에 대한 상부구조의 총 변위 $(d_i + d)$ (mm)

Δl_s : 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량 (mm)

Δl_c : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)

Δl_t : 온도변화로 인한 이동량 (mm)

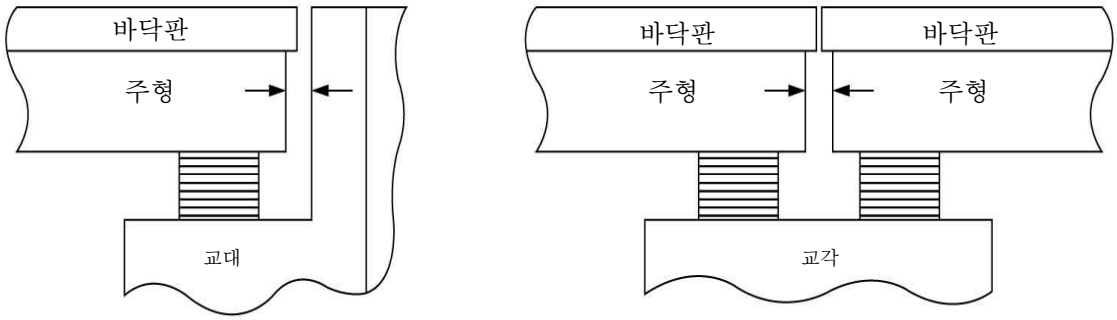


그림 2.3.12.2 교량의 여유간격

2.3.13 교대

1. 일반 사항

지진 시 교대의 파괴나 변위로 인한 교량의 손상 또는 파괴가 발생할 수 있으므로 교대의 설계는 신중하게 수행하여야 한다.

2. 독립식 교대

가. 독립식 교대의 설계에서는 지진에 의한 수평토압과 교대의 관성력을 고려한다. 상부구조물이 자유롭게 미끄러질 수 없는 고정단 받침으로 지지되는 경우에는 상부구조물로부터 전달되는 지진력을 함께 고려하여야 한다.

나. 지진 시에 독립식 교대에 작용하는 토압은 Mononobe-Okabe에 의해 개발된 등가정적하중법으로 계산할 수 있으며, 이때 토압은 교대의 배면에 균등하게 분포하고 그 합력은 교대 높이의 1/2에 작용하는 것으로 가정한다.

다. 구조물의 경제성을 도모하기 위해 교축방향 변위를 허용하는 독립식 교대를 설계할 수 있다. 이때, 교대는 지진 시에 미끄러짐만 허용하고 전도가 발생하지 않아야 하며, 교대받침의 손상을 최소하기 위하여 미끄러짐에 의한 교축방향 변위를 수용할 수 있도록 설계되어야 한다.

라. 교축방향 변위를 구속하는 독립식 교대에는 Mononobe-Okabe의 등가정적하중법에 의한 토압보다 큰 수평토압이 작용하므로 이를 고려해야 한다.

3. 일체식 교대

가. 일체식 교대는 지진 시 큰 상부관성력이 뒤채움 흙에 전달되므로 과다한 상대변위가 발생하지 않기 위하여 적절한 수동저항력을 갖도록 설계되어야 한다.

나. 일체식 교대는 교대-뒤채움 흙 구조와 기초의 강성을 계산하여 구조물의 내진설계 과정에 따라 설계할 수 있다.

2.3.14 액상화

1. 정의

지진에 의한 동적 전단변형이 발생하면 간극수압이 상승하게 되고 이로 인해서 유효응력이 감소되고, 그 결과 포화 사질토가 외력에 대한 전단저항을 잃게 되는 현상을 액상화라고 한다. 액상화란 용어는 하중 하에서 비배수 상태의 포화사질토에 일어나는 변형을 포함한 여러 가지의 현상을 관련해서 1950년대에 처음으로 사용하였으며, 현재까지도 많은 연구가 진행 중에 있다. 일반적으로 액상화는 포화된 모래가 단일하중 또는 진동하중으로 인해 전단저항이 감소되어 액체처럼 유동하는 현상을 말한다. 이로 인해서 일어나는 액상화는 유동액상화와 Cyclic Mobility로 나눌 수 있다.

2. 종류

가. 유동 액상화

토체(Soil Mass)내의 정적 평형상태의 전단응력이 액상화 상태의 흙의 전단강도보다 큰 경우에 발생하는 현상으로 유동파괴(Flow Failure)를 유발하는데 지진이 계속되는 동안이나 끝난 후에 발생하고 느슨한 흙에서만 발생되는데 주로 경사지에서 일어난다.

나. Cyclic Mobility

포화사질토가 일정한 함수비에서 진동하중을 받아 일어나는 진행성 연화현상(Progressive Softening)으로서 유동 액상화와는 달리 정적 전단응력이 액상화토의 전단강도보다 작은 상태에서 일어나며, 변형은 정적 전단응력과 동적 전단응력 모두에 의해서 일어나고 지진이 계속되는 동안에 점차적으로 증가한다.

측방퍼짐(Lateral Spreading)이라고 부르는 이러한 변형은 물에 인접하고 있는 평지나 또는 대단히 완만한 경사지반에서 발생하고 구조물이 있을 경우 큰 피해를 줄 수 있다. Cyclic Mobility는 느슨한 사질토와 조밀한 사질토에서 모두 일어날 수 있으나, 밀도가 증가할수록 변형은 크게 감소한다.

3. 액상화 평가 기본자료

가. 지질 및 지형에 대한 자료

나. 입도분포, 밀도, 지하수위

다. 변형률수준에 따른 각 지층의 전단탄성계수와 감쇠비

라. 현장시험(표준관입시험, 콘관입시험, 탄성파시험)

마. 설계지진 규모(최대지반가속도와 지속시간)

4. 액상화 예비평가 기준

액상화 예비평가는 수집된 관련 자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대하여 개괄적으로 판단하고 액상화 가능성이 없을 경우에는 액상화 평가를 생략하는 것으로 하였다. 다음의 경우에는 액상화에 대하여 안전한 것으로 판단하고 액상화 평가를 생략할 수 있다.

가. 지하수위 위의 지반

나. 지반심도가 20 m 이상인 지반

다. 상대밀도가 80% 이상인 지반

라. 주상도상의 표준관입저항치에 기초하여 산정된 $(N_1)_{60}$이 25 이상인 지반

마. 주상도상의 콘관입저항치에 기초하여 산정된 q_{c1}이 13 MPa 이상인 지반

바. 주상도상 전단파속도에 기초하여 산정된 V_{s1}이 200 m/s 이상인 지반

사. 소성지수(PI)가 10이상이고 점토성분이 20% 이상인 지

아 세립토 함유량이 35% 이상인 경우, 원위치시험법에 따른 액상화 평가 생략 조건은 다음과 같다.

① $(N_1)_{60}$이 20 이상인 지반

② q_{c1}이 7 MPa 이상인 지반

③ V_{s1}이 180 m/s 이상인 지반

자. 지진구역 Ⅱ에서의 내진 2등급 구조물

카. 기타, 경제성을 위해서 내진 Ⅱ등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

5. 설계단계

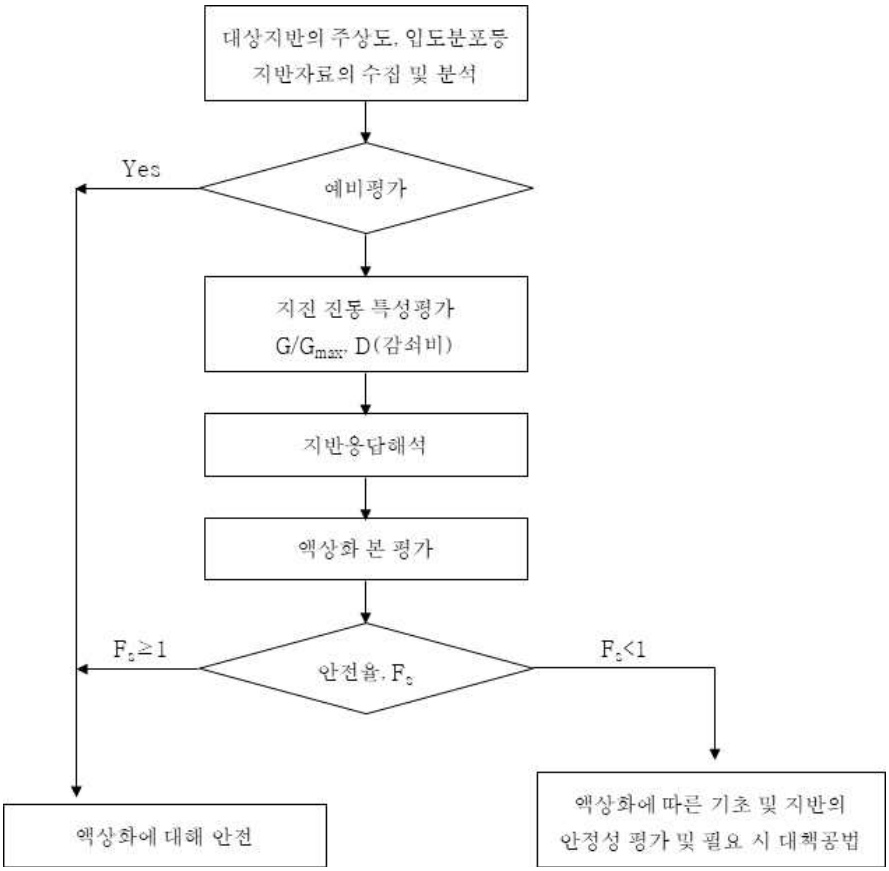


그림 2.3.13.1 액상화 설계단계

6. 액상화 예측방법

가. Seed의 경험적 방법

(1) 지진 시 예상되는 진동전단응력비(υ_d)를 깊이에 따라 산정한다.

(2) 지반의 진동저항전단응력비(υ_l)를 깊이에 따라 산정한다.

(3) υ_d가 υ_l보다 커지는 깊이에서 액상화가 발생한다.

(4) 액상화에 대한 안전율 : $FS_L = \frac{\text{진동저항전단응력비}}{\text{진동전단응력비}} = \frac{\upsilon_l}{\upsilon_d}$

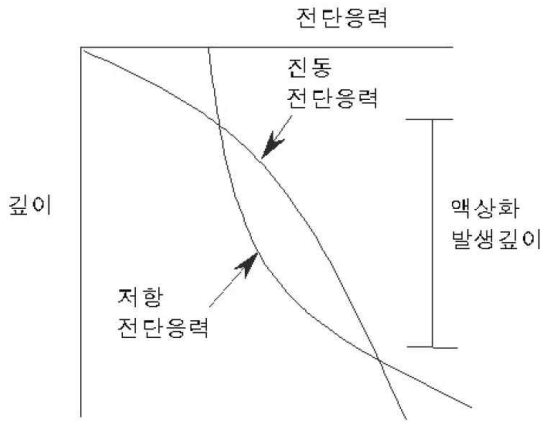


그림 2.3.13.2 Seed와 Idriss방법에 의한 액상화 깊이

7. 지반의 액상화평가

액상화에 대한 안전율 FS_L은 다음과 같이 정의한다. 현장시험을 이용한 액상화 본평가의 기준 안전율은 1.0이다.

$$FS_L = \frac{\upsilon_l}{\upsilon_d} \tag{2.3.13.1}$$

가. υ_l은 현장시험결과(N값, q_c값, V_s값 등)를 이용하여 결정한다.

나. υ_d는 Seed와 Idriss (1971)의 간편법으로 산정한다. 이때 구조물의 내진등급을 고려하여 부지응답해석을 이용하며, 지진규모는 지진구역 I, II 모두 6.5로 한다.

다. 현장시험을 이용한 액상화 본평가의 안전율이 1.0 미만일 경우 액상화에 따른 기초 및 지반 안정성을 평가한다.

라. 액상화에 따른 기초 및 지반 안전성 평가는 시설물의 유형, 기초의 형식, 지반의 특성을 고려한다.

마. 액상화로 인해 시설물의 성능수준이 만족되지 못할 경우에는 대책공법을 적용한다.

2.4 완전연성 내진설계

2.4.1 콘크리트 교각의 해석 및 설계강도

철근콘크리트 교각에 대한 구조해석과 단면강도해석에는 균열의 영향과 축방향력의 영향 등 구조적 거동에 영향을 주는 요소를 고려하여야 한다. 철근콘크리트 교각의 축방향 철근과 횡방향 철근은 설계기준강도가 500 MPa을 초과하지 않아야 하며, 축방향 철근은 인장강도가 항복강도의 1.25배 이상이어야 한다.

1. 교각의 휨강성

가. 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우에는 식 (2.4.1.1)로 결정되는 항복강성을 적용하여 단면력과 변위를 구하여야 한다. 단, 지진하중에 의한 단면력을 구하기 위한 구조해석에서는 식 (2.4.1.1)의 항복강성 대신 철근을 무시한 콘크리트 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용할 수 있다.

[도·설(2005)]에서는 강성에 대한 규정이 없으므로 실무설계에서 전단면강성(I_g)을 사용하는 경우가 많았는데, 이러한 경우 변위가 지나치게 작게 계산되는 문제점이 있었다. 따라서, 그림 2.4.1.1과 같이 항복점을 연결한 식 (2.4.1.1)의 철근콘크리트 교각의 항복강성을 사용하도록 규정하였다.

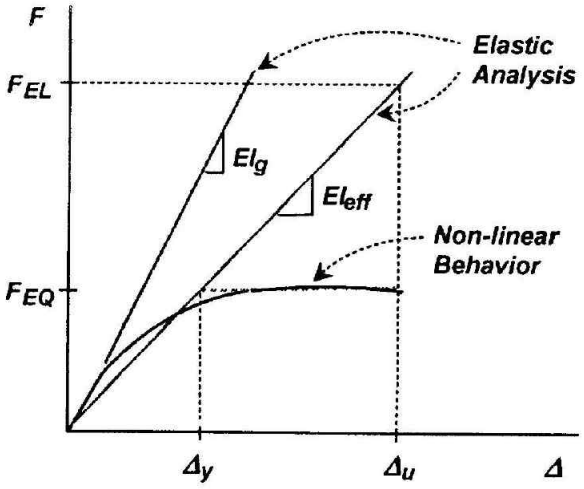


그림 2.4.1.1 항복유효강성과 전단면 강성

$$EI_y = \frac{M_y}{\phi_y} \tag{2.4.1.1}$$

여기서,

EI_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복강성(최 외단 축방향 철근의 항복 시),

M_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복모멘트(최 외단 축방향 철근의 항복 시),

ϕ_y : 축방향력을 고려한 교각의 항복곡률(최 외단 축방향 철근의 항복 시).

나. 식 (2.4.1.1)로 정의되는 교각의 항복강성을 구하기 위하여 교각단면에 대한 비선형해석을 수행하지 않는 경우에는 콘크리트의 탄성계수와 다음 식으로 계산되는 항복유효 단면2차모멘트를 사용할 수 있다.

식 (2.4.1.2)는 실무설계의 간편성을 위한 근사해법으로 실험결과 비교와 회기식의 보정을 통해 ATC-32 및 CALTRANS의 항복유효강성 도표와 거의 유사한 값을 제공한다.

$$I_{y,eff} = \left(0.16 + 12\rho_l + 0.3\sqrt{\frac{P_u}{f_{ck}A_g}}\right)I_g \tag{2.4.1.2}$$

여기서,

A_g : 교각의 총 단면적,

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도,

P_u : 계수축력,

ρ_l : 교각의 축방향 철근비,

I_g : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트.

다. 지진하중에 대한 구조해석으로 탄성해석을 수행할 때, 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에는 철근을 무시한 콘크리트 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트의 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용하여야 한다. 단, 교각의 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우에도 변위를 구할 때에는 교각의 항복강성을 적용하여야 한다.

2. 교각의 $P-\Delta$ 효과

장주효과에 대한 근사해법으로 일반적으로 사용하고 있는 모멘트확대계수법은 횡방향 하중보다 중력방향 하중이 지배적인 경우에 적합한 방법이다. 따라서 중력방향보다 횡방향이 주된 하중인 내진설계에서는 횡방향 변위를 고려하는 $P-\Delta$ 해석법이 더 적합하다. 엄밀한 $P-\Delta$ 해석을 수행하지 않는 경우 해석의 단순화와 실무설계의 효율성을 위하여 횡방향 최대 상대변위의 1.5배에 축력을 곱한 값을 장주효과에 의한 2차 모멘트로 취하는 단순 $P-\Delta$ 해석법을 규정하였다. 이때 횡방향 변위는 항복유효강성을 사용하여 구해야 한다. [도설한계 4.1.5]의 응답수정계수를 적용하여 설계할 때에는 응답수정계수를 1차 모멘트에만 적용하며 2차 모멘트에는 적용하지 않는다.

3. 교각의 설계휨강도

지진하중과 같이 재하속도가 다른 경우 콘크리트와 철근의 강도는 일반적인 재료강도 시험결과보다 크다. 이를 감안하여 [도설한계 4.6.2.4]에서 공칭휨강도에 1.0의 재료계수를 적용하여 설계휨강도를 결정하도록 규정하고 있다. 철근콘크리트 교각의 휨강도는 [KDS 24 14 21 (3.1.2.5(2))]의 콘크리트 압축 응력분포를 이용한 휨강도 해석이나 콘크리트와 축방향철근의 응력-변형률 곡선을 이용한 모멘트-곡률 해석으로 결정하여야 한다.

철근콘크리트 교각의 휨강도 해석에는 축력의 영향을 고려하여야 하며, [도설한계 4.6.3.5]의 철근상세를 갖는 횡방향철근이 배근되는 구간에는 횡구속 효과를 고려하여 [KDS 24 14 21] 3.1.2.5 (3)항의 응력-변형률 관계를 적용할 수 있다. [도설한계 4.6.3.5]의 철근상세를 갖는 횡방향 철근이 배근되는 구간에는 심부구속효과를 설계에 반영하면 효율적이고 경제적인 단면설계가 가능하다.

가. 교각의 최대소성힌지력

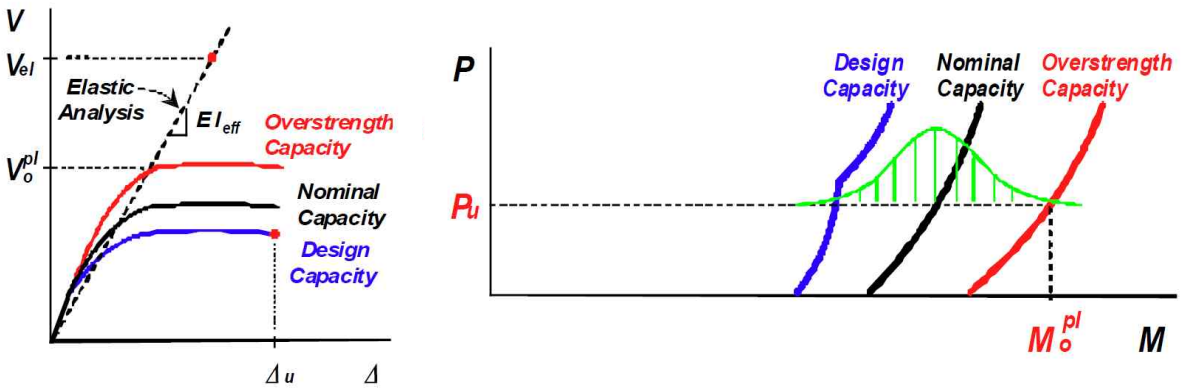
연성파괴메커니즘을 보장하는 방법 중 가장 합리적인 방법은 AASHTO-LRFD 교량설계기준 등 외국의 내진설계기준에서 채택하고 있는 최대소성힌지력을 고려한 성능보장설계(Capacity Design)개념이다. 이는 교각의 휨 초과강도를 고려하여 교각, 기초, 말뚝, 교량받침 등에 작용하는 최대전단력을 산정하는 것으로써 교각과 상부구조 또는 하부구조와의 연결부분이 교각의 최대소성힌지력 이상의 설계강도를 갖도록 하는 것이다. 즉, 교량 하부로 전달되는 상부구조의 관성력은 교각이 발휘할 수 있는 최대소성모멘트에 해당하는 전단력(최대소성힌지력)을 초과하지 못하기 때문에 연결부의 강도가 교각의 최대소성힌지력보다 커야 연결부의 취성파괴가 방지되기 될 수 있다는 것을 의미한다.

최대소성힌지력은 교각의 소성힌지구역에서 설계기준강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대소성모멘트(최대휨강도, 휨 초과강도)를 전단력으로 변환한 신뢰도 95% 수준의 횡력을 의미한다.

그림 2.4.1.3은 철근콘크리트 교각의 휨 초과강도(최대휨강도)와 공칭강도 그리고 설계강도를 나타낸 것이다.

휨 초과강도는 설계시의 휨강도보다 크게 되도록 영향을 주는 모든 영향인자들을 고려하여 결정되는데, 교각 소성힌지 단면의 휨강도를 증가시키는 주요 영향인자들은 다음과 같다.

(1) 설계기준 항복강도를 초과하는 철근의 실제 항복강도
(2) 철근의 변형률경과(Strain-hardening)에 따른 추가적인 철근의 인장강도 증가
(3) 설계기준 압축강도를 초과하는 콘크리트의 배합강도와 재령효과(Aging Effect)에 의한 콘크리트 압축강도의 증가



(a) 하중-변위 관계 (b) 축력-모멘트 상관도 일부

그림 2.4.1.3 설계강도, 공칭강도 및 휨 초과강도

(4) 횡방향철근의 심부구속효과(Confinement Effect)에 의한 콘크리트 극한변형률 및 압축강도 증가

(5) 시공할 때 배근되는 부가적인 철근과 설계에서 고려되지 않는 요인들로 인한 강도의 증가

나. 교각의 최대소성모멘트

교각의 최대소성모멘트를 결정하는 방법은 설계기준별로 각기 다른데 이는 각국의 재료특성과 시공환경이 다르기 때문이다. 따라서 국내의 재료특성과 시공환경을 고려하여 최대소성모멘트를 결정하는 두 가지 방법을 제시하고, 그 중 하나를 선택할 수 있도록 하였다.

(1) 재료 초과강도계수로 콘크리트에 대하여 1.7과 철근에 대해 1.3을 적용하여 최대소성모멘트를 해석한 후 최대소성힌지력을 계산하는 방법

(2) 공칭휨강도에 휨 초과강도계수를 곱하여 최대소성모멘트를 결정한 후 최대소성힌지력을 계산하는 간편하면서 안전측인 방법

재료 초과강도계수인 1.7과 1.3은 국내에서 98년의 기간 동안 시공된 5,405개 콘크리트 압축강도 추정값과 국내에서 생산되는 3,407개의 철근 강도 측정값에 대한

통계분석을 수행하여 95%로 도출된 값이다. 식 (2.4.3)을 사용할 때, 이 값은 우리나라 실정에 적합한 안전측의 값으로써 재료 초과강도계수를 적용한 1,500개의 교각단면에 대하여 모멘트-곡률 해석을 수행한 후 통계분석을 통한 95%로 제시된 값이다. 식 (2.4.3)에서 휨 초과강도계수 λ_o는 설계에 사용한 응답수정계수가 1.0일 때 1.3이 되며, 설계에 사용한 응답수정계수가 5.0일 때 1.5가 된다.

$$\lambda_0 = 1.25 + 0.05R \tag{2.4.3}$$

4. 교각의 설계 전단강도

지진하중에 대한 철근콘크리트 교각의 전단강도를 검토할 때에는 공칭전단강도 ($V_c + V_s$)에 1.0의 재료계수를 적용하여 설계전단강도를 결정한다. [도설한계 4.6.2.6] 지진하중에 의하여 철근콘크리트 교각에 소성힌지가 발생되는 경우에는 반복하중 작용에 따라 심부 콘크리트가 손상되어 단조증가 하중이 작용하는 경우보다 전단강도가 감소된다. 이에 따라 기존의 일반하중에 대한 전단강도 계산법으로는 안전성을 보장할 수 없으므로, AASHTO-LRFD를 참조하여 내진설계에 적용하는 콘크리트 교각의 전단강도(반복하중) 계산방법을 일반하중에 대한 전단강도(단조증가하중) 계산방법과 다르게 규정하였다. 한편 전단철근에 의한 전단강도는 식 (2.4.1.4)를 사용하는데, 이 식은 원래 사각형 단면을 대상으로 한 식이다. 따라서 원형단면에 대하여는 근래의 연구결과를 반영하여 AASHTO를 제외한 대부분의 외국 설계기준들이 채택하고 있는 식 (2.4.1.5)를 적용하도록 하였다. 이 식은 원형단면의 균열에 대한 원형전단철근의 저항방향을 고려한 식이다. 또한 원형기둥에 원형띠철근과 보강띠철근을 사용하는 국내의 실정을 고려하여 원형단면 보강띠철근에 의한 전단강도계산식을 식 (2.4.1.6)에 규정하였다.

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \tag{2.4.1.4}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2}\frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \tag{2.4.1.5}$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \tag{2.4.1.6}$$

여기서,

A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적 (mm^2),

A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적 (mm^2),

A_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적 (mm^2),

d : 사각형단면의 유효 깊이 (mm),

D_c : 원형후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름 (mm),

f_{yh} : 띠철근 또는 나선철근의 항복강도 (MPa),

l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 길이 (mm),

s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격 (mm).

또한 표 2.3.8.1의 응답수정계수가 적용된 교각에 대하여는, 소성힌지구역의 전단강도를 검토할 때 콘크리트에 의한 공칭전단강도는 다음의 식으로 결정한다.

① $P_u \leq 0.1 f_{ck} A_g$인 경우

$$V_c = \frac{1}{6}\left(\frac{10 P_u}{f_{ck} A_g}\right)\left(1 + \frac{P_u}{14 A_g}\right)\sqrt{f_{ck}}\, A_e \qquad (2.4.1.7)$$

② $P_u > 0.1 f_{ck} A_g$인 경우

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{P_u}{14 A_g}\right)\sqrt{f_{ck}}\, A_e \qquad (2.4.1.8)$$

여기서,

A_g : 전단면적,

A_e : 전단유효단면적(사각형 단면은 $b_w d$, 원형단면은 $0.8 A_g$를 사용).

5. 단부구역과 소성힌지구역

강진지역에서는 기둥의 양단부가 인접한 구조요소(상부구조와 기초)와 강절로 연결되는 지진저항 구조형식을 주로 사용하므로 기둥의 단부가 항상 소성힌지구역이 된다. 그러나 중약진지역의 교량에서는 기둥의 단부가 상부구조에 강절로 연결되는 지진저항 구조형식을 항상 사용하는 것은 아니므로 소성힌지가 형성되는 단부와 그렇지 않은 단부를 구분할 필요가 있다. 따라서 그림 2.4.1.4와 같이 단일 기둥, 다주가구,

말뚝가구에 대하여 기둥의 단부구역이라는 용어와 정의를 추가하여 명확히 구분하도록 하였다. 즉, 설계지진하중이 작용할 때 단부구역 중에서 소성힌지가 발생될 것으로 해석되는 단부를 소성힌지구역으로 하고, 그 외의 단부구역은 설계지진하중이 작용할 때에는 소성힌지가 발생되지 않을 것으로 해석되지만 예기치 못하게 설계지진하중보다 큰 지진이 발생하여 소성힌지가 발생될 가능성이 있는 단부구역을 의미하도록 구분하였다.

가. 기둥 하단의 단부구역은 기초의 상면으로부터의 길이로 결정되며, 골조로 거동하는 기둥의 상단 단부구역은 기둥 상단으로부터의 길이로 산정한다.

나. 기둥에서 단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순 높이의 1/6, 450 mm 중 가장 큰 값으로 하여야 한다.

다. 말뚝가구의 상단 단부구역은 기둥의 상단 단부구역과 동일하게 결정하여야 한다. 말뚝가구의 하단 단부구역은 모멘트 고정점에서 말뚝지름의 3배 길이만큼 내려간 위치로부터 지반선에서 말뚝지름과 450 mm 중 큰 값 이상의 길이만큼 올라간 위치까지의 구간으로 한다.

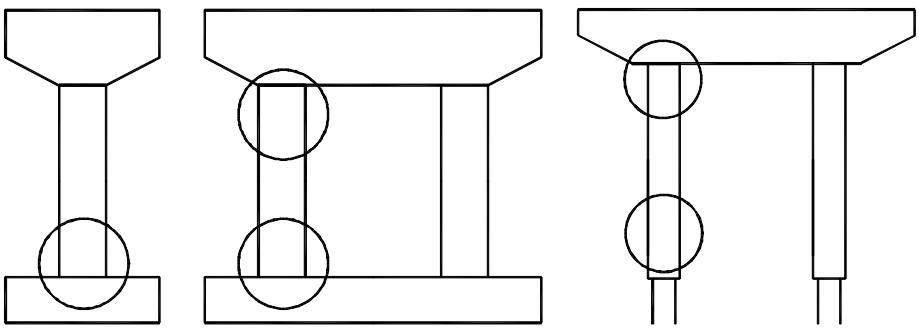


그림 2.4.1.4 단부구역과 소성힌지구역

6. 단부구역의 철근 배근

단부구역에서는 전체 축방향철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음을 하지 않도록 하였다. 단부구역에서 횡방향철근은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근 직경의 6배 중

작은 값의 간격을 갖도록 하였다. 이것은 탄성설계된 교각의 안전성을 향상시키기 위한 것이다.

축방향 철근 겹침이음부의 파괴는 교각의 취성파괴를 유도하므로 이에 따른 횡방향 철근 보강을 위하여 축방향 철근이 겹침이음된 구간은 횡방향 철근의 간격이 100 mm, 또는 부재단면 최소치수의 1/4을 초과하지 않도록 규정하고 있다.

7. 소성힌지구역의 철근 배근

축방향 철근은 단부구역과 동일하며 소성힌지구역에서는 축방향철근을 겹침이음하지 않아야 하며 완전 기계적 이음을 사용할 수 있다. 소성힌지구역의 횡방향 철근량의 최대 간격은 부재 최소 단면치수의 1/4 또는 축방향철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.

가. 원형기둥의 나선철근비

기둥과 말뚝가구에서 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 [도설한계 4.6.3.5]의 철근 상세를 만족하는 심부구속 횡방향철근으로 구속하여야 한다. 원형기둥에서 심부구속 철근으로 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있다. 원형기둥의 나선철근비 ρ_s는 식 (2.4.1.9)로 정의되는 체적비로 식 (2.4.1.10)과 식 (2.4.1.11)의 값 중 큰 값을 취하도록 규정하고 있다.

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s \cdot s} \tag{2.4.1.9}$$

여기서,

ρ_s : d_s를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비,

A_{sp} : 나선철근의 단면적 (mm^2),

d_s : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면치수 (mm),

s : 나선철근의 수직간격 (mm).

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \tag{2.4.1.10}$$

또는

$$\rho_s = 0.12\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \tag{2.4.1.11}$$

여기서,

A_c : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 기둥 심부의 면적 (mm^2),

A_g : 기둥의 총 단면적 (mm^2),

f_{ck} : 콘크리트 설계기준 압축강도 (MPa),

f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도 (MPa).

나. 사각형기둥에서 심부구속 횡방향 철근의 총 단면적

사각형기둥에서 심부구속 횡방향 철근의 총 단면적 A_{sh}는 다음 값들 중 큰 값을 취하도록 규정하였다.

$$A_{sh} = 0.30ah_c\frac{f_{ck}}{f_{yh}}\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \tag{2.4.12}$$

또는

$$A_{sh} = 0.12ah_c\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \tag{2.4.13}$$

여기서,

a : 띠철근의 수직간격 (mm),

A_{hc} : 수직간격이 a이고, 심부의 단면치수가 h_c인 단면을 가로지르는 보강 띠철근을 포함하는 횡방향철근의 총 단면적 (mm^2)으로
직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산,

h_c : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의, 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면 치수 (mm).

2.4.2 벽식교각

벽식교각은 AASHTO-LRFD의 규정을 반영하여 벽식교각의 강축방향의 설계에 관한 규정을 추가하였다. 강축방향에 대하여는 [도설한계 4.1.4]의 벽식교각에 대한 응답수정계수를 적용하고, [도설한계 4.6.4]에 따라 벽체로 설계하고, 약축방향은 일반 기둥으로 설계하여야 한다.

또한 최대단면치수에 대한 순높이의 비가 2.5 미만인 교각은 짧은 기둥으로 간주하여 벽식교각에 대한 응답수정계수를 적용한다.

벽체의 수평방향(ρ_h) 및 수직방향(ρ_v) 철근비는 0.0025 이상이어야 하며, 철근의 수평 및 수직간격이 450 mm 이하이어야 한다.

벽체의 전단철근은 연속되어야 하고, 균일하게 배치되어야 하며, 공칭전단강도 V_n은 다음 중 작은 값을 취하도록 한다.

$$V_n = 0.66\sqrt{f_{ck}}\,b\,d \tag{2.4.14}$$

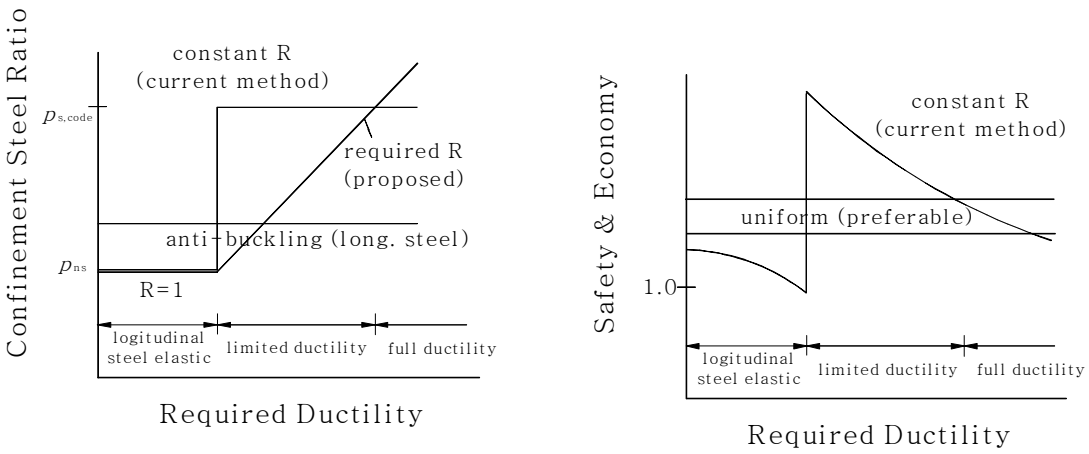
$$V_n = \left(0.165\sqrt{f_{ck}} + \rho_h f_y\right) b\,d \tag{2.4.15}$$

2.5 연성도 내진설계

2.5.1 연성도 내진설계법의 개념

연성도 내진설계법의 기본 개념은 그림 2.5.1.1에 점선으로 나타낸 바와 같이 3이나 5의 응답수정계수 R을 적용하는 소성거동 영역을 한계연성 구간과 완전연성 구간으로 구분하고, 한계연성 구간에서는 교각의 소요연성도(Ductility Demand, Required Ductility)에 따라 심부구속철근량을 배근함으로써 합리적인 설계를 유도하며 과도한 횡방향 철근의 배근으로 인한 시공성 문제를 해결하자는 것이다. 즉, 연성도 내진설계법은 소요연성도에 따라 심부구속 철근량이 결정되며, 교각의 소요연성도에 따라 필요한 만큼 심부구속철근을 배근하는 것이 연성도 내진설계법의 특징이라 할 수 있다.

하지만 완전연성설계(그림2.5.1.1 (a) Constant R)는 일정한 R을 적용하므로 한계연성 구간에서는 과보강이 이루어지게 된다.



(a) 소요연성도(응답수정계수)와 심부구속철근량

(b) 안전율

그림 2.5.1.1 연성도 내진설계법의 설계개념

표 2.5.1.1 완전연성 내진설계법과 연성도 내진설계법의 비교

구 분	도로교설계기준 (2010) 6장 내진설계	도로교설계기준 (2010) 부록1 연성도 내진설계법
목표 연성도	· 완전연성	· 한계연성 및 완전연성
휨 연성도	· R값에 함축적 포함	· 소요연성도로 직접고려
응답수정 계수 (R)	· 상수 (R=1,2,3,5)	· 변수 (소요연성도에 따라 변화)
고유주기	· 고려하지 않음	· 고려함 (소요연성도 결정시 고려)
심부구속 철근량 산정식	· 재료강도 (콘크리트, 횡방향 철근) · 단면적 비율	· 재료강도 (콘크리트, 횡방향 및 축방향 철근) · 축력비 · 곡률연성(소요연성도) · 축방향철근비 · 축방향철근 좌굴방지
전단강도	· 재료강도 · 연성도와 무관	· 재료강도 · 연성도 고려

2.5.2 연성도 내진설계법의 설계 절차

연성도 내진설계는 콘크리트의 설계기준 압축강도가 50 MPa 이하인 철근콘크리트 기둥의 내진설계에 적용되며, 교각의 진동모드 형상으로 주로 1차모드가 지배적인 일반 교량의 내진설계에 적용된다. 연성도 내진설계 절차는 기존의 완전연성 내진설계 절차와 기본적으로 동일하다. 다만 표 2.5.1.1과 같이 상수의 응답수정계수를 적용하는 기존의 완전연성 내진설계와는 달리, 소요연성도를 고려하여 연성요구량에 따라 심부구속철근을 배근하는 방법이므로 소요연성도를 결정하기 위한 과정이 추가되며, 소요연성도를 고려한 새로운 심부구속철근량 산정식을 적용한다.

1. 소요응답수정계수(R_{req})

우리나라와 같은 중약진 지역의 교량에서 교각의 설계강도는 지진하중 조합보다 상시하중 조합으로 결정되는 경우가 많다. 연성도 내진설계에서는 상시하중조합에 따른 축력과 휨모멘트에 대하여 축방향 철근을 배근하는 기둥의 강도설계를 수행하고, 식 (2.5.2.1)과 같이 기둥의 탄성지진모멘트와 설계휨강도의 비율로 소요응답수정계수를 산정한다. 이때 강도감소계수는 1.0을 적용한다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \tag{2.5.2.1}$$

여기서,

R_{req} : 소요 응답수정계수,

M_{el} : 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트,

ϕM_n : [도설한계 4.6.2.4]에 따른 기둥의 설계 휨강도.

2. 소요 변위연성도 산정 (μ_Δ)

소요 응답수정계수를 소요 변위연성도로 변환할 때에는 식 (2.5.2.2)에 따른다. 이때 변환하는 방법은 ATC/MCEER 내진설계기준 (2001)에서 탄성변위와 비탄성변위의 관계를 나타내는 규정으로 채택된 식을 기본으로 한 것이다. 즉, 교량의 주축방향 1차모드 주기 T가 통제주기 T_s의 1.25배 보다 작은 경우에는 변위연성도-응답수정계수 상관계수 λ_{DR}을 식 (2.5.2.3)으로 결정하며, 그 외에는 1.0으로 한다.

통제주기 T_s는 설계스펙트럼가속도 S_a의 최대주기를 의미한다. 교량의 주기가 통제주기의 1.25배 이상인 장주기인 경우에는 동일변위원리(Equal Displacement Principle)를 적용한 것이며, 통제주기의 1.25배 보다 작은 단주기인 경우에는 동일에너지원리(Equal Energy Principle)를 적용하도록 보간한 것이다.

$$\mu_\Delta = \lambda_{DR} R_{req} \tag{2.5.2.2}$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_{req}}\right)\frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \tag{2.5.2.3}$$

여기서,

λ_{DR} : 변위연성도-응답수정계수 상관계수,

R_{req} : 소요 응답수정계수,

T_s : 통제주기 (초),

T : 교량 주축방향 1차 모드 주기.

소요변위 연성도의 최댓값은 식 (2.5.2.4)에 의하여 결정한다.

$$\mu_{\Delta,\max} = 2\left(\frac{L_s}{h}\right) \leq 5.0 \tag{2.5.2.4}$$

여기서,

h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께,

L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이 (캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2).

3. 소요 곡률연성도 (μ_ϕ)

소요 변위연성도를 소요 곡률연성도로 변환하는 식 (2.5.2.5)는 21,600개 기둥단면에 대한 모멘트 곡률 해석 결과와 Push-over 해석에 따른 하중-변위 해석결과를 비교 분석하여 제안된 식이다.

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 0.5\left\{0.7 + 0.75\left(\frac{h}{L_s}\right)\right\}}{0.13\left(1.1 + \frac{h}{L_s}\right)} \tag{2.5.2.5}$$

여기서,

h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께,

L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥 길이 (캔틸레버로 거동하는 방향에

대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2).

이렇게 결정된 소요연성도는 원형단면의 경우 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대한 소요연성도 중 큰 값으로 결정되며, 원형 이외의 단면은 기둥 단면의 두 주축(강축과 약축)에 대해 각각의 소요연성도를 독립적으로 결정한다.

4. 심부구속 횡방향 철근량 산정

심부구속 횡방향 철근량 산정식은 CALTRANS SDC에 따른 모멘트-곡률 해석결과와 Push-over 해석결과 및 실험결과의 비교를 통하여 변위연성도와 심부구속철근량의 관계를 분석하고 안전측으로 제한된 식이다.

나선철근이나 완전원형후프인 경우 나선철근비 ρ_s는 식 (2.5.2.6)으로 정의되는 체적비로서, 소요나선철근비는 식 (2.5.2.7) ~ 식 (2.5.2.10)을 적용하며, 사각형 띠철근인 경우에는 식 (2.5.2.11)을 적용한다. 여기서 α는 소요 곡률연성도와 축력비를 고려한 계수이고, β는 축방향 철근의 설계기준 항복강도를 고려한 계수이며, γ는 축방향철근비를 고려한 계수이다.

$$\rho_s = \frac{4\ A_{sp}}{d_s\ s} \tag{2.5.2.6}$$

여기서,

ρ_s : d_s를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선철근 체적비,

A_{sp} : 나선철근의 단면적 (mm^2),

d_s : 나선철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면치수 (mm),

s : 나선철근의 수직간격 (mm).

$$\rho_s = 0.008\,\alpha\,\beta\,\frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \tag{2.5.2.7}$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1)\frac{P_u}{f_{ck}\,A_g} + 0.8\mu_\phi - 3.5 \tag{2.5.2.8}$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \tag{2.5.2.9}$$

$$\gamma = 0.1\left(\rho_l - 0.01\right) \tag{2.5.2.10}$$

여기서,

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도 (MPa),

f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도 (MPa),

f_y : 축방향철근의 설계기준 항복강도 (MPa),

A_g : 기둥의 총단면적 (mm^2),

P_u : 기둥의 계수축력 (N),

μ_ϕ : 소요 곡률연성도,

ρ_l : 기둥의 축방향 철근비,

α, β, γ : 심부구속 횡방향철근량을 계산하는데 사용되는 계수.

$$A_{sh} = 0.9\, a\, h_c\left(0.008\, \alpha\, \beta\, \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma\right) \tag{2.5.2.11}$$

여기서,

a : 띠철근의 수직간격 (mm),

A_{sh} : 수직간격이 a이고, 심부의 단면치수가 h_c인 단면을 가로지르는 보강띠철근을 포함하는 횡방향 철근의 총 단면적 (mm^2). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산.

h_c : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의, 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면치수 (mm).

5. 전단설계

콘크리트에 의한 단부구역의 공칭전단강도(V_c)는 기둥의 주축에 대한 소요 변위연성도(μ_Δ)를 고려하여 식 (2.5.2.12)로 산정한다. 소요 변위연성도는 그림 2.5.2.1과 같이 연성도가 2.0 이하인 경우에는 계수(k) 0.3을 적용하며, 소요 변위연성도가 2.0을 초과하는 경우에는 식 (2.5.2.14)에 따른 값을 적용한다. 전단 유효단면적(A_e)은 원형단면과 사각형 단면에 대하여 기둥 총 단면적 A_g의 0.8배를 적용하며, I형 단면이나 사각형 중공단면과 같이 복부가 구분되는 단면은 복부폭과 유효깊이의 곱($b_w d$)을 적용한다. 전단철근에 의한 공칭전단강도(V_s)는 사각형 띠철근 단면에 대해서는 식 (2.5.2.15)를, 원형단면의 나선철근 또는 원형 후프띠철근에 대해서는 식 (2.5.2.16)을 적용하며, 원형후프띠철근에 보강띠철근이 추가된 경우에는 식 (2.5.2.17)로 계산되는 보강 띠철근에 의한 공칭전단강도를 추가 할 수 있다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \tag{2.5.2.12}$$

가. 콘크리트에 의한 공칭 전단강도

$$V_c = k\sqrt{f_{ck}}\,A_e \tag{2.5.2.13}$$

$$k = 0.3 - 0.1(\mu_\Delta - 2) \tag{2.5.2.14}$$

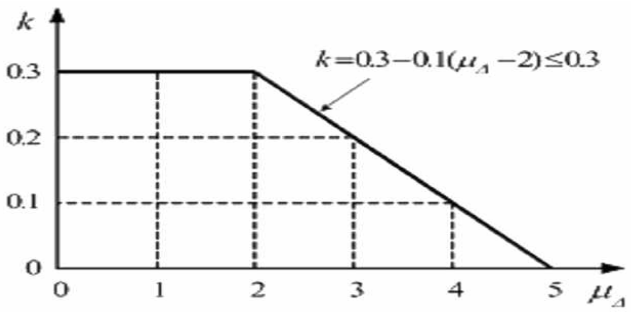


그림 2.5.2.1 변위연성에 따른 콘크리트 공칭전단강도 계수

나. 철근에 의한 공칭 전단강도

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D_c}{s} \quad (2.5.2.15)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2}\frac{A_{sp} f_{yh} D_c}{s} \quad (2.5.2.16)$$

$$V_s = \frac{\sum A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (2.5.2.17)$$

여기서,

A_v : 전단철근으로 작용하는 띠철근의 단면적 (mm^2),

A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적 (mm^2),

A_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근의 단면적 (mm^2),

D_c : 고려하는 방향의 심부콘크리트 단면 치수로서, 원형단면에서는 원형후프띠철근이나 나선철근 중심 간의 심부콘크리트 지름, 사각형 단면에서는 전단철근으로 작용하는 방향으로의 철근 길이로서 철근 단면의 중심을 기준으로 한 심부 콘크리트 치수 (mm),

f_{yh} : 띠철근 또는 나선철근의 항복강도 (MPa),

l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서 갈고리 부분과 연장길이를 제외한 길이 (mm),

s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격 (mm).

다. 축력에 의한 공칭 전단강도

$$V_p = 0.15\frac{P_u h}{L_s} \quad (2.5.2.18)$$

여기서,

P_u : 교각의 최소 계수축력 (N),

h : 고려하는 방향으로의 단면 최대 두께,

L_s : 기둥 형상비의 기준이 되는 기둥길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2).

2.6 지진격리교량 설계

2.6.1 적용범위

1. 본 지침은 신설되는 지진격리교량의 설계에 적용한다.

2. 적용하는 교량 및 준용의 방법은 KDS 24 10 11(1.1)에 규정한 바와 같으며, 특수한 형식의 교량(아치교 등)은 이 절의 설계개념 및 원칙을 준수하여 보정한 지진격리교량 설계기준을 작성하여 설계할 수 있다.

3. 이 절은 교량 상부구조의 수평 지진격리시스템에 대하여 규정한다. 또한 수직방향에 대해서는 구조물을 강체로 가정하며 외부에너지를 이용하는 경우는 다루지 않는다.

2.6.2 기본방침

1. 목적

지진에 의해 교량이 입는 피해의 정도를 최소화시킬 수 있는 내진성의 확보를 위해 지진격리받침을 적용한 경우에 필요한 최소 설계요구조건을 규정하는데 있다.

2. 기본개념

지진격리설계는 수평지진력에 의한 지진 시 교량의 응답을 줄일 목적으로 주로 상부구조와 하부구조 사이에 지진격리받침을 적용하여 설계기준에서 요구하는 내진성을 확보하는 방법이다. 이때, 지진격리받침은 교량의 고유주기를 길게 함으로써 교량에 작용하는 지진력을 줄여주고, 지진에너지흡수성능 향상을 통하여 지진 시 응답을 감소시키는 역할을 한다. 그 적용에 있어서 다음 사항을 충분히 검토하여야 한다.

가. 지진격리설계의 적용은 교량의 장주기화 혹은 지진에너지흡수성능 향상효과를 상시와 지진시의 양측면에서 검토한 후에 판단해야 한다.

특히, 다음의 조건에 해당되는 경우에는 지진격리설계를 적용하지 않는 것으로 한다.

- 하부구조가 유연하고 고유주기가 긴 교량
- 기초주변의 지반이 연약하고 지진격리설계의 적용에 따른 교량 고유주기의 증가로 지반과 교량의 공진 가능성이 있는 경우
- 받침에 부반력이 발생하는 경우

나. 교량의 장주기화로 인한 지진 시 상부구조의 변위가 교량의 기능에 악영향을 주지 않도록 해야 한다.

다. 지진격리받침은 역학적 거동이 명확한 범위에서 사용하여야 한다. 또한 지진 시의 반복적인 횡변위와 상하진동에 대하여 안정적으로 거동하여야 한다.

라. 이 절에서 규정하고 있는 지진격리받침 이외에도 그 특성의 안정성이 확인된 각종 감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등에 의하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

마. 지진격리교량에 적용하는 지반분류, 표준설계응답스펙트럼 등은 일반교량과 동일하게 적용하여야 하지만 이를 지진격리교량에 적용하는 경우의 보정 등에 관한 연구 성과가 부족하여 잠정적으로 기존의 규정을 적용한다[도설한계 4.7]. 향후 연구성과가 축적되면 이를 반영한다.

2.6.3 지진격리교량의 유효수평지반가속도

지진격리교량의 유효수평지반가속도는 [지침 2.3.5]의 규정과 동일하다[도설한계 4.1.1.2, KDS 17 10 00 4.2.1.1].

2.6.4 지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준

지진격리교량의 내진등급과 설계지진수준은 [지침 2.3.6]의 규정과 동일하다[도설한계 4.1.2].

2.6.5 지진격리교량의 지반분류 및 지반계수

지진격리교량의 지진하중을 결정하는데 사용되는 지진격리교량의 지반계수는 표 2.6.5.1과 같으며, 지반종류는 표 2.6.5.2와 같다[도설한계 4.7.5].

표 2.6.5.1 지진격리교량의 지반계수 S_i

지진격리교량의 지반계수	지반종류			
	I	II	III	IV
S_i	1.0	1.5	2.0	2.7

표 2.6.5.2 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30 m 토층에 대한 평균값		
		전단파속도(m/s)	표준관입시험(N값)[1]	비배수전단강도(kPa)
I	경암지반 보통암지반	760 이상	-	-
II	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
III	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
IV	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
V	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반[2]			

주 1) 비점착성 토층만을 고려한 평균 N값

주 2) 지반종류V는 부지의 특성 조사가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반으로서, 전문가가 작성한 부지종속 설계응답스펙트럼을 사용하여야 한다.

① 액상화가 일어날 수 있는 흙, 퀵클레이와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 붕괴성 흙과 같이 지진하중 작용 시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반

② 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반

③ 매우 높은 소성을 갖은 점토지반

④ 층이 매우 두꺼우며 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

2.6.6 지진격리교량의 응답수정계수 및 설계변위

1. 응답수정계수

가. [지침 2.3.12]에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건에서 규정한 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키는 경우, 지진격리교량의 각 부재와 연결 부분에 대한 설계지진력은 [지침 2.6.6.2]에서 규정된 등가지진력을 표 2.6.6.1의 지진격리교량의 응답수정계수로 나눈 값으로 한다. 다만 하부구조의 경우, 축방향력과 전단력은 응답수정계수로 나누지 않는다.

나. [지침 2.3.12]에서 내진설계를 위해 추가로 규정한 설계요건과 소성힌지구역에 관련된 모든 설계요건을 충족시키지 못하는 경우, 하부구조와 연결부분에 대한 응답수정계수는 1.0을 넘지 못한다. 이때, 지진응답해석을 통하여 설계 지진 시에 하부구조가 축방향 철근이 항복하지 않는 탄성범위 내에서 거동함을 확인하여야 하고, 철근콘크리트 기둥 형식의 교각과 말뚝가구의 철근상세는 [지침 2.4.1]의 해당요건을 만족시켜야 한다.

표 2.6.6.1 지진격리교량의 응답수정계수(R_i)

하부구조	R_i	연결부분	R_i
벽식교각	1.5	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구(Bent) 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 상용한 경우	 1.5 1.5	상부구조의 한 지간내의 신축이음	0.8
단일 기둥	1.5	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝가구 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	 2.5 1.5	기둥 또는 교각과 기초	1.0
다주 가구	2.5		

2. 설계변위

지진격리시스템이 도입되는 교량의 교각에 작용하는 등가정적하중(Static Equivalent Lateral Force, F_e)은 식 (2.6.6.1)로 계산된다. 그림 2.6.6.1은 지진격리받침이 적용된 교량에서 교각의 강성을 고려한 지진격리받침의 설계변위 D를 개념적으로 보여주고 있다. 즉, 지진격리시스템의 전체변위 D는 하부구조의 설계변위 d_{sub}와 지진해석을 통하여 구한 지진격리받침의 설계변위 d_i를 합하여 결정된다.

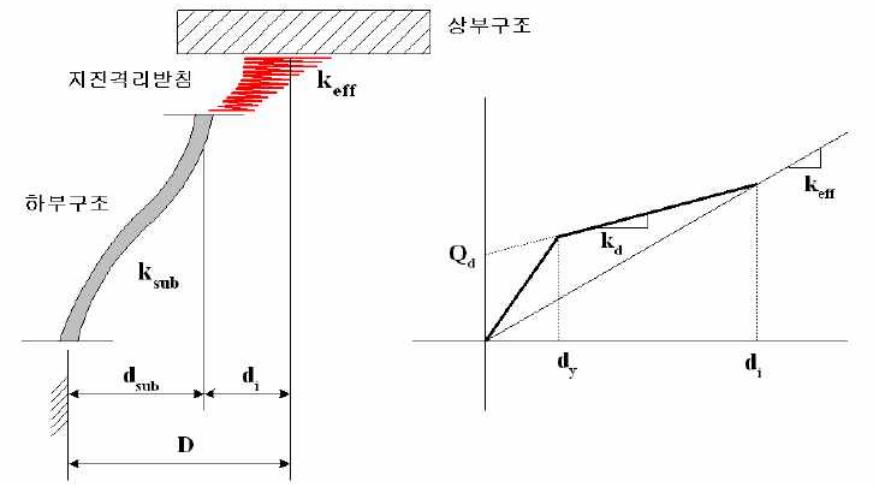


그림 2.6.6.1 지진격리받침과 하부구조에 의한 지진격리시스템의 설계변위

$$F_e = C_s\, W = K_{eff}\, D \tag{2.6.6.1}$$

여기서,

F_e : 등가지진력,

C_s : 탄성지진응답계수,

W : 상부구조물의 총 중량,

K_{eff} : 지진격리받침과 하부구조의 조합강성,

$$\left(= \sum_j \left(\frac{k_{sub}\ k_{eff}}{k_{sub} + k_{eff}} \right) = \sum_j K_{eff,j} \right)$$

D : 지진격리받침의 설계변위(d_i)와 하부구조의 설계변위(d)의 합.

2.6.7 해석방법

1. 일반사항

가. 이 항의 규정은 지진격리교량의 지진해석에 대한 규정이며 다음과 같은 네 가지 해석법 또는 발주청이 인정하는 검증된 정밀해석법을 사용할 수 있다.

- 등가정적하중법
- 단일모드스펙트럼해석법
- 다중모드스펙트럼해석법
- 시간이력해석법

나. 교량해석은 지진격리받침의 특성을 고려하여 수행한다. 지진격리받침의 비선형 거동을 단순화한 이중선형모델(Bilinear Model)을 사용할 수 있다.

지진격리받침의 유효강성(K_{eff}) 및 지진격리시스템의 등가감쇠비(β_i)는 원칙적으로 다음과 같이 산출한다. 해석에 사용되는 지진격리받침의 유효강성은 설계변위에서 계산되어야 한다.

$$K_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \tag{2.6.7.1}$$

$$\beta_i = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{전체}EDC\text{면적}}{\sum\left(K_{eff}\, d_i^2\right)} \times 100(\%) \tag{2.6.7.2}$$

여기서,

F_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최소변위시의 수평력,

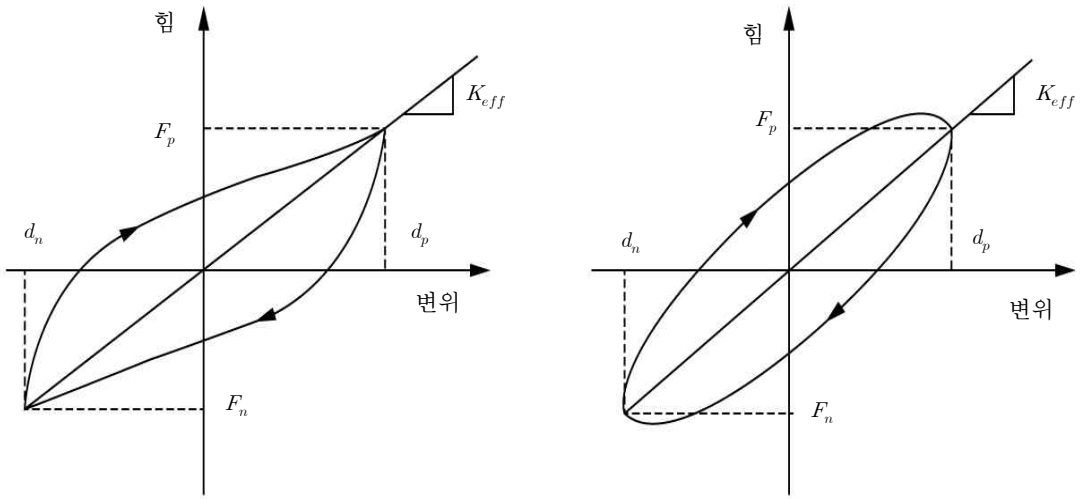
F_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대변위시의 수평력,

d_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최소변위,

d_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대변위,

d_i : 고려하고 있는 방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위,

EDC : 한 사이클당 소산된 에너지.



(a) 이력 거동 (b) 점탄성 거동

그림 2.6.7.1 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출

다. 유효주기가 3초보다 긴 교량 또는 등가감쇠비 β_i가 30%를 초과하는 지진격리받침을 사용하는 경우에는 지진격리받침의 비선형성을 고려한 시간이력해석을 수행해야 한다.

2. 등가정적하중법

등가지진력은 다음과 같다.

$$F_e = C_s\ W \tag{2.6.7.3}$$

여기서,

F_e : 등가지진력,

W : 상부구조물의 총중량.

등가지진력을 계산하기 위해서 사용되는 탄성지진응답계수 C_s는 식 (2.6.7.4)의 무차원식으로 구할 수 있다. 단 C_s는 2.5S보다 크게 취할 필요는 없다.

$$C_s = \frac{K_{eff}\ d}{W} = \frac{S \cdot S_i}{T_{eff}\ B} \tag{2.6.7.4}$$

여기서,

S : 유효수평지반가속도 (g),

S_i : 지진격리교량의 지반계수 (무차원량),

B : 지진격리교량의 감쇠계수 (표 2.6.7.1).

지반에 대한 상부구조의 총 변위 d는 식 (2.6.7.5)으로 구한다.

$$d = \frac{250 S \cdot S_i T_{eff}}{B} \ (\text{mm}) \tag{2.6.7.5}$$

여기서, B는 표 2.6.7.1로부터 구한다.

표 2.6.7.1 지진격리교량의 감쇠계수 B

지진격리교량의 감쇠계수	지진격리시스템의 등가감쇠비 β (%)				
	≤2	5	10	20	30
B	0.8	1.0	1.2	1.5	1.7

유효주기 T_{eff}는 식 (2.6.7.6)으로 구한다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff}\, g}} \tag{2.6.7.6}$$

여기서, K_{eff}는 지진격리교량의 유효강성.

3. 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$는, 지진격리받침의 변위에 의하여 [지침 2.6.7]에 따라 결정된 등가지진력을 사용하여 [지침 2.3.9]에 기술된 대로 수평 2축 방향을 따라 구하고, 그 값을 [지침 2.3.10]에 기술된 대로 조합하여 사용한다.

$$p_e(x) = w(x)\ C_s \tag{2.6.7.7}$$

여기서,

$p_e(x)$: 등가정적 지진하중의 단위길이 당 하중강도,

$w(x)$: 상부구조의 단위길이 당 고정하중,

C_s : 식 (2.6.7.4)로 산정된 탄성지진응답계수.

4. 다중모드스펙트럼해석법

탄성지진응답계수는 그림 2.6.7.2와 같이 해당모드주기 T_i가 $0.8T_{eff}$를 초과하는 경우에만 B에 의해 감소된 값이 적용된다. C_{si}값은 $2.5S$보다 크게 취할 필요는 없으며, 직교하는 지진력의 조합은 [지침 2.3.10]에 따른다.

$$C_{si} = \frac{S \cdot S_i}{T_i} \quad (T_i \leqq 0.8\,T_{eff}) \tag{2.6.7.8}$$

$$C_{si} = \frac{S \cdot S_i}{T_i B} \quad (T_i > 0.8\,T_{eff}) \tag{2.6.7.9}$$

여기서, C_{si} : i번째 모드의 탄성지진응답계수,

T_i : i번째 모드의 주기.

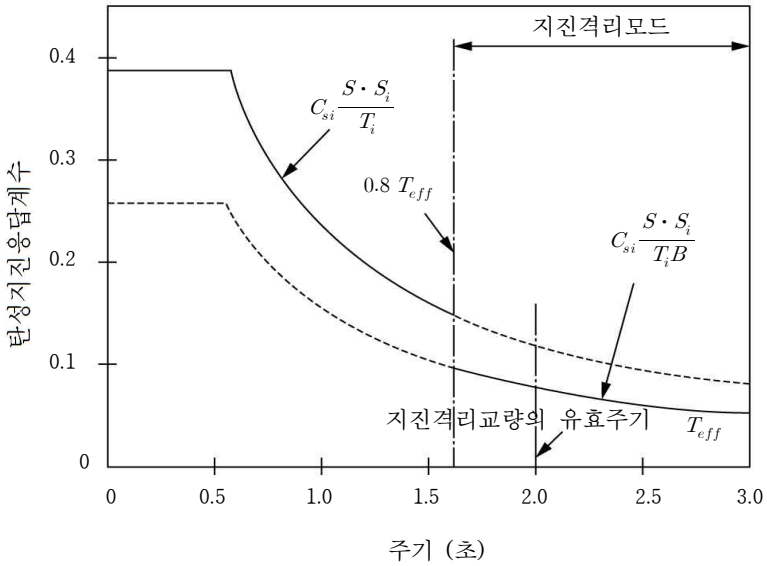


그림 2.6.7.2 지진격리교량의 탄성지진응답계수

5. 시간이력해석법

가. 시간이력해석법의 종류

시간이력해석법은 직접수치해석을 행하는 직접적분법(Direct Integration Method)과 서로 독립된 모드별 방정식으로 변환시켜 각 모드별 해를 구하고 그 해를 중첩하는 모드중첩법(Mode Superposition Method)으로 구분된다.

(1) 모드중첩법

일반적인 동적운동방정식의 해는 결국 2차 상미분방정식의 해가 된다. 운동방정식의 하중항이 간단한 형태일 때에는 수식으로 표현될 수 있는 해를 얻을 수 있지만, 지반가속도는 간단한 수식의 형태로 나타낼 수 없으므로 수치해석적 기법을 사용할 수밖에 없다. 선형해석에 있어서는 운동방정식의 질량 $[M]$, 감쇠 $[C]$, 강성 $[K]$ 등이 상수로 남아 있어서 해석이 비교적 용이하지만, 비선형해석의 경우에는 감쇠 $[C]$, 강성 $[K]$ 등이 변위 및 속도의 종속함수가 되어 해석에 많은 시간과 주의를 요한다.

구조물의 거동을 각 모드의 거동으로 분리하여 모든 모드에서의 응답을 전부 중첩시키면 이론상 정확한 응답의 시간이력을 구할 수 있다. 이 방법의 장점은 각 모드로부터 구성되는 단자유도계에 대한 독립적인 해석이 가능하다는 점으로서

동적거동을 지배하는 몇 개의 저차 진동모드에 대한 해석만으로도 정확한 해에 아주 근접한 해를 얻을 수 있다는 점이다. 그러므로 일반적으로 전체 모드를 모두 중첩하여 거동을 알아내지 않고도 기여도가 큰 몇 개의 저차모드만을 중첩하여 정확한 해에 아주 가까운 근사적 해를 구한다.

(2) 직접적분법

이 방법에서는 한 시점 $t = t_i$에서의 응답(변위, 속도, 가속도)이 구해져 있을 때, 이들 응답과 $t_i \le t \le t_{i+1}$ 시간구간에 대한 운동방정식의 직접적인 수치적분을 통해 다음 시점 $t_{i+1} = t_i + \Delta t$에서 거동을 구함으로써, 전체 시간구간($0 \le t_i \le n\Delta t$)에 걸친 응답을 순차적으로 구하게 된다. 그리고 이러한 시간간격의 길이(Δt)는 단계의 간격이 같을 때 전체시간을 총 시간간격의 수 n으로 나눈 값으로 정의된다. 이 크기(Δt)는 계산된 변위, 속도 및 가속도 응답의 정확성, 안정성, 그리고 계산량에 직접적인 영향을 미친다. 직접적분 방법으로 Newmark-β 방법, HHT-α 방법 등이 사용되며 사용 방법에 따라 수치 해의 정확성과 안정성이 달라질 수 있다.

나. 시간이력해석법의 조건

[지침 2.6.7] 1.다 항과 같이 시간이력해석이 요구되는 지진격리교량의 경우에는 다음의 조건들을 적용해야 한다.

(1) 지진격리받침의 비선형 특성을 고려하여야 하며, 교각이 비선형 거동을 하는 경우에는 이의 비선형 특성도 고려하여야 한다.

(2) 설계지반운동의 시간이력은 [KDS 17 10 00] 4.2.1.4의 (8)~(10)항을 따른다.

(3) 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위해서는 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼이 다음 요건을 만족해야 한다.

(가) 다수의 인공합성 지진파의 가속도시간이력으로부터 계산된 5% 감쇠비 응답스펙트럼의 평균은 전체 주기영역에서 표준설계응답스펙트럼의 90% 보다 작아서는 안 된다.

(나) 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기의 간격은, 주기의 간격을 축소할 경우, 계산된 스펙트럼 값의 변화가 10% 이하가 되도록 충분히 작아야 한다.

(4) 다수의 인공합성 지진파의 가속도시간이력으로부터 계산된 5% 감쇠비

응답스펙트럼의 평균은 0.04초에서 10초 사이의 주기영역에서 표준설계응답스펙트럼의 130 % 보다 커서는 안 된다.

(5) 두 방향 이상 지진파 입력의 시간이력을 동시에 고려할 경우, 각 직교방향의 시간이력은 통계학적으로 독립되어야 한다. 여기서, 두 시간이력 사이의 시작시간 차이를 고려하여 계산된 상관계수함수의 최대절댓값이 0.16을 넘지 않는다면 두 시간이력은 통계학적으로 독립이라고 간주할 수 있다.

(6) 실제 기록된 지진운동을 수정하거나 인공적으로 합성된 최소한 4세트 이상의 지반운동 시간이력을 작성하여 사용한다. 7세트 미만의 지반운동 시간이력에 의한 해석결과로부터 얻어진 응답치의 최댓값 혹은 7세트 이상의 해석결과로부터 얻어진 각각의 최댓값의 평균값을 설계값으로 사용한다.

다. 인공합성지진파의 생성

시간이력해석 시 사용되는 입력지진파는 [KDS 17 10 00]의 요건을 만족하여야 한다. 순수하게 인공적으로 지진파를 합성하거나 실제 기록된 지진운동을 수정하여 설계지반 응답스펙트럼에 부합하도록 하는 방법이 사용되고 있다.

(1) 인공적으로 합성된 인공지진파 데이터베이스 생성

그 동안 시간이력해석 시 적용된 인공지진파는 설계자, 발주자별로 다르게 생성·적용될 수 있었고, 적용된 인공지진파 시간이력의 통계학적 독립여부 등 신뢰성 또한 확보하기 어려운 것으로 판단됨에 따라, 본 지침에서는 [KDS 17 10 00]에 적합한 인공지진파(ex-wave로 명명)를 생성하여 제공함으로써 고속도로 교량을 안전하게 설계할 수 있도록 하였다.

인공지진파 작성 시 고려한 설계응답스펙트럼은 암반지반의 설계응답스펙트럼을 이용하였다. 또한 설계지진의 규모에 따른 총 지진지속시간 및 강진지속시간을 두 가지 종류로 분류하였으며, 평균응답해석을 위한 인공지진파 7쌍과 최대응답해석을 위한 인공지진파 4쌍을 별도로 작성하여 설계지진 가속도 시간이력 데이터베이스를 구축하였다. 작성된 인공지진파는 (1) 적합성 평가 : 100개 진동수에서 인공지진파 평균응답스펙트럼의 설계응답스펙트럼과 차이 평가(예, 그림 2.6.7.4 또는 그림 2.6.7.5), (2) 상관계수 평가 : 인공지진파 사이의 상관계수 평가(예, 표 2.6.7.2) 등을 통해, 생성된 인공지진파 가속도 시간이력이 [KDS 17 10 00]의 요건을 만족하는지

확인하였다.

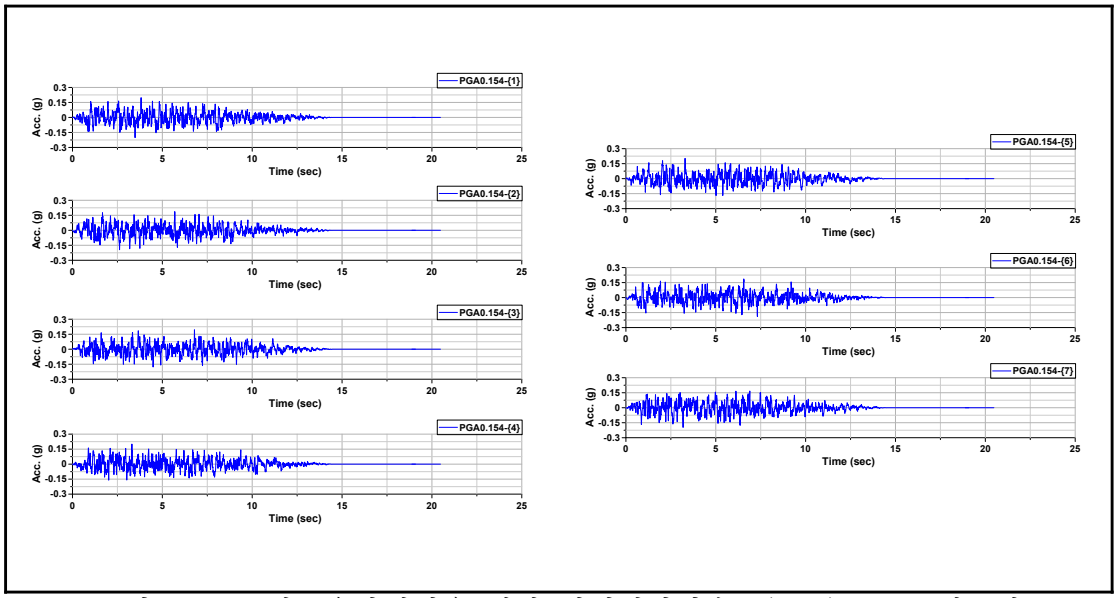
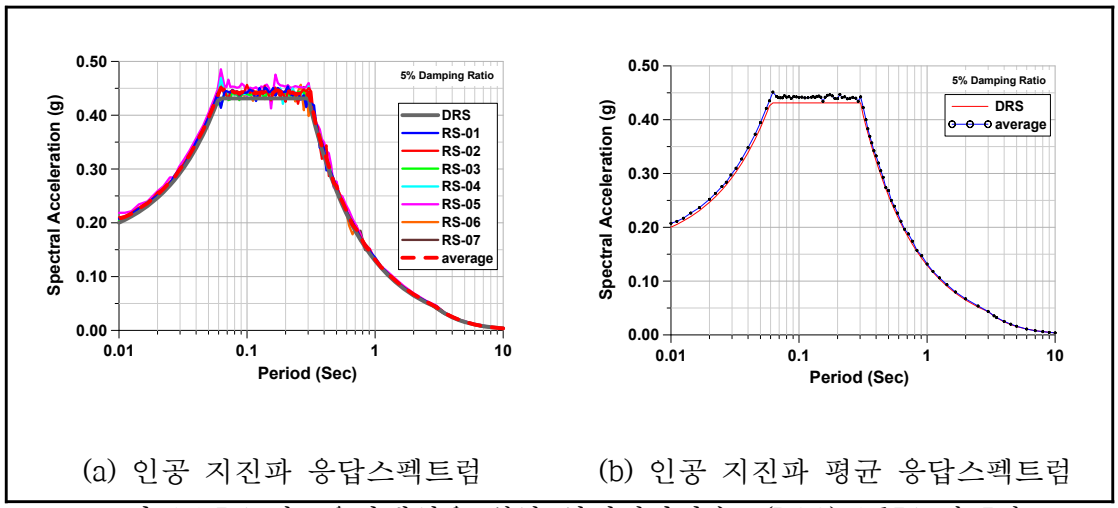
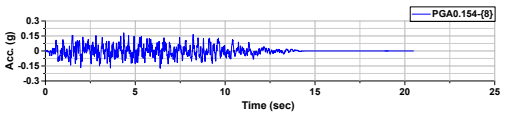


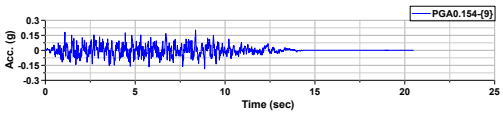
그림 2.6.7.3 평균응답해석을 위한 최대지반가속도(PGA) 0.154g인 7쌍 인공지진파 (일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{1~7})

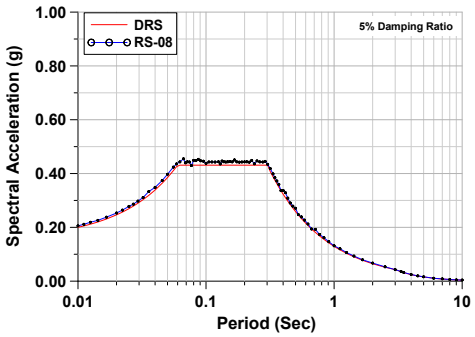


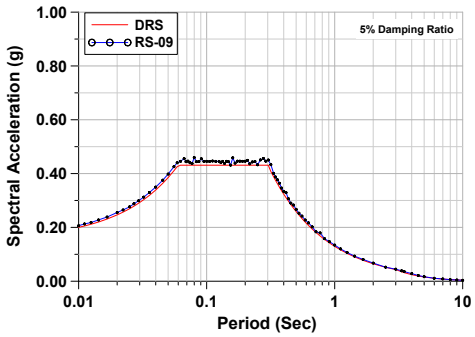
(a) 인공 지진파 응답스펙트럼 (b) 인공 지진파 평균 응답스펙트럼

그림 2.6.7.4 평균응답해석을 위한 최대지반가속도(PGA) 0.154g인 7쌍 인공지진파의 응답스펙트럼 (일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{1~7}, 5% 감쇠비)



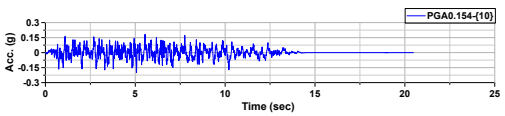


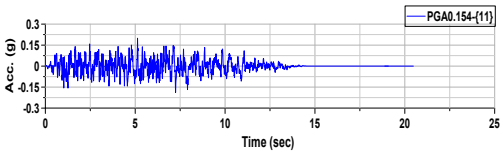


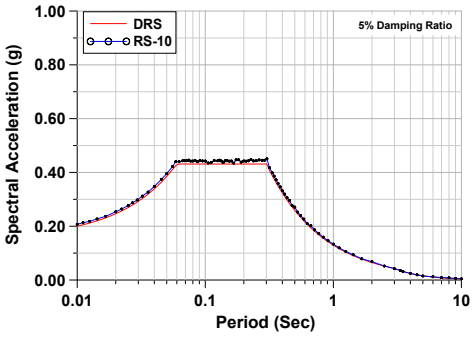


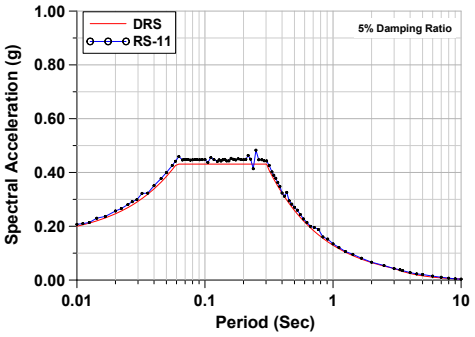
(a) S1_PGA0.154g_eq{8}

(b) S1_PGA0.154g_eq{9}









(c) S1_PGA0.154g_eq{10}

(d) S1_PGA0.154g_eq{11}

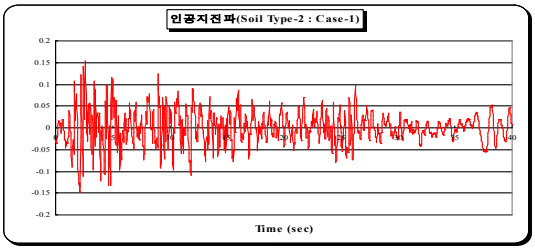
그림 2.6.7.5 최대응답해석을 위한 최대지반가속도(PGA) 0.154g인 4쌍 인공지진파의 가속도시간이력 및 응답스펙트럼 (일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{8~11}, 5% 감쇠비)

표 2.6.7.2 인공지진파 가속도 시간이력 사이의 상관계수 평가
(S1_PGA0.154g_eq{1~11})

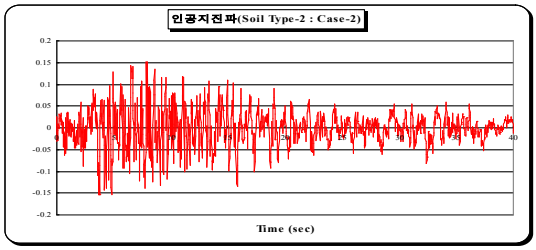
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1							-	-	-	-
2	0.1335	1						-	-	-	-
3	0.1536	0.1461	1					-	-	-	-
4	0.1428	0.1379	0.1344	1				-	-	-	-
5	0.1590	0.1423	0.1227	0.1504	1			-	-	-	-
6	0.1554	0.1588	0.1481	0.1522	0.1293	1		-	-	-	-
7	0.1582	0.1517	0.1403	0.1495	0.1562	0.1505	1	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-	1			
9	-	-	-	-	-	-	-	0.1539	1		
10	-	-	-	-	-	-	-	0.1540	0.1291	1	
11	-	-	-	-	-	-	-	0.1561	0.1541	0.1426	1

(2) 실제 지진기록을 수정한 인공지진파 생성

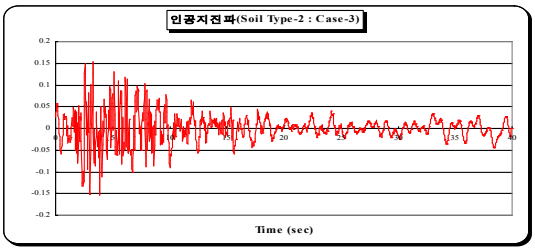
실측 지진파의 시간이력에 실측 지진파의 가속도응답스펙트럼과 설계 가속도응답스펙트럼의 차이만큼을 보정하는 웨이블릿(wavelet)을 시간영역에서 더하는 방법으로 인공지진파를 생성한다. 이 방법을 통해 생성된 인공지진파는 실측 지진파와 유사한 위상정보를 갖게 되어 지진파의 포락함수가 서로 유사하게 나타난다.



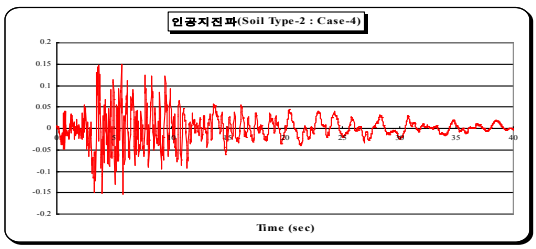
(a) Imperial Valley 1979 Array 6 239°



(b) Kern Country 1952 Taft S69° E



(c) Loma Prieta Corralitos 0°



(d) Northridge 1994 0°

그림 2.6.7.5 실측 지진파에 기반하여 설계가속도응답스펙트럼을 만족하도록 생성된 인공지진파의 시간이력 곡선

2.6.8 시간이력해석 적용 방법

1. 인공지진파 적용 방법

가. 설계준공노선 85개 지진격리 교량의 비선형 시간이력해석 시 인공지진파 적용방법을 분석한 결과, 85개교 모두 교축 또는 교축직각 방향으로 독립적인 비선형 지진응답해석을 수행한 다음 이들을 조합하는 『직교지진력 조합방법』을 적용한 것으로 분석되었다. 그러나, 직교지진력 조합방법은 탄성해석 시 적용될 수 있는 방법으로서, 단면력이 과다하게 산정되어 실제 지진발생 시 구조물에 발생되는 단면력 및 변위 등 실 거동을 예측하기 어렵다. 또한, 앞의 [지침 2.6.7]에서 설명했듯이 인공지진파를 '쌍'으로 표기했으며, 시간이력해석을 위한 인공지진파는 직교지진력 조합방법이 아닌 교축·교축직각 방향으로 동시에 지진파를 입력하여 가진하는 시간이력해석법에 사용하는 것이 타당하다.

나. 본 지침에서 제공한 인공지진파 데이터베이스를 적용할 경우에는 『부록A. 인공지진파 활용방법』을 참조한다.

다. 본 지침에서 제공한 인공지진파 데이터베이스를 활용하여 동일 지진파에 대하여 직교지진력 조합방법과 교축·교축직각 방향으로 동시가진 시 결과를 비교하였다.

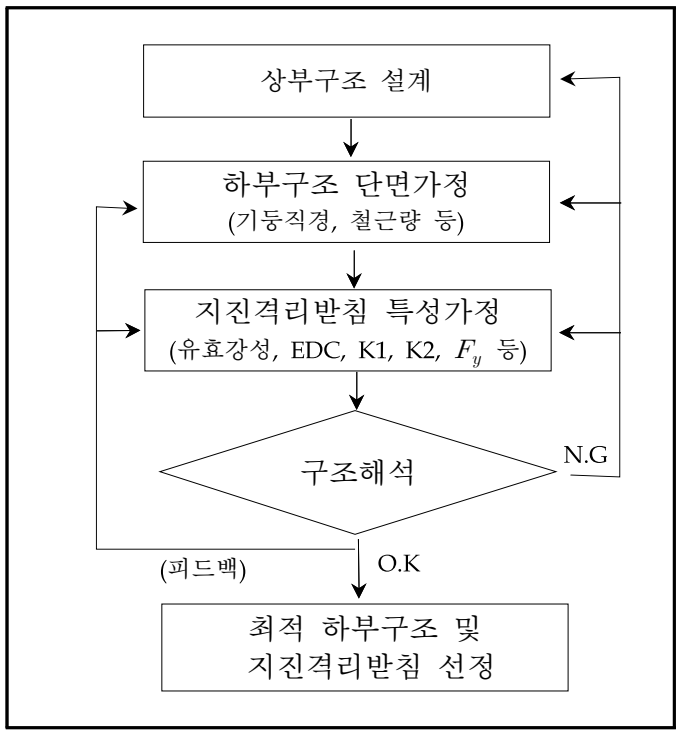
비교결과, 단면력의 경우 탄성해석 시에는 2~3% 감소로 큰 변동이 없었으나, 지진격리받침을 사용한 비선형해석 시 11% 감소하는 경향을 보였다. 따라서, 비선형 거동을 하는 지진격리받침을 갖는 교량에서 동시에 가진하는 방법 적용 시 기존 관행적인 설계법보다 경제적이면서도 실 구조물 거동 예측에 더 근접하므로 합리적인 설계가 가능할 것으로 판단된다.

2.6.9 지진격리받침 설계 시 피드백

1. 지진격리받침 설계 시 피드백을 통한 단면 최적화

최근 지진격리받침 제품의 다양화에 따른 설계개념 상이 및 지진격리받침의 설계 경험 부족으로 구조계산 등을 제작업체에 의존함에 따라 지진격리받침 설계 후 상부 및 하부구조의 단면 최적화 노력 등 피드백이 미흡하여 과다한 지진격리받침, 기둥단면 적용 등의 문제점이 나타남에 따라 본 지침에서는 표 2.6.9.1과 같이 피드백을 시행하여 경제적인 하부구조 단면구성 및 최적의 지진격리받침 규격 선정이 되도록 하였다.

표 2.6.9.1 최적 지진격리받침 선정 절차



2. 지진격리받침별 고유 특성값 적용

지진격리받침별 고유 특성값은 설계 시 매우 중요한 인자이므로 안전하고 최적화된 지진격리교량 설계를 위해서는 발주자, 설계자, 받침제작사와의 공유와 이해를 통하여 최적의 지진격리받침을 적용하는 것이 필요하다. 따라서, 본 지침에서는 지진격리받침별 고유 특성값을 우리공사 Hi-설계시스템를 활용하여 공유할 수 있는 체계를 구축함으로써 설계 시 활용할 수 있도록 하였다.

2020 고속도로 교량의 내진설계지침



부록 A

교량의 설계를 위한 인공지진파 작성기술

한국도로공사

경부고속도로 50주년

목 차

제 1 장 서 론 ····· A-1
1.1 기존 연구동향 ····· A-1
1.2 인공지진파 목표 스펙트럼 및 Matching 방법 ····· A-2
1.3 연구내용 및 수행방법 ····· A-5

제 2 장 인공지진파 작성방법 ····· A-8
2.1 설계지진입력 시간이력 데이터베이스 구축방법 ····· A-8
2.2 지진지속시간 및 강진지속시간 ····· A-9
2.3 인공지진파 작성방법 ····· A-11

제 3 장 인공지진파 작성사례 ····· A-24
3.1 재현주기 500년 (PGA=0.11g) 인공지진파 ····· A-25
3.2 재현주기 1000년 및 2400년 (PGA=0.154g, 0.22g) 인공지진파 ····· A-35

제 4 장 인공지진파 활용방법 ····· A-45
4.1 인공지진파 입력방법 ····· A-45
4.2 방향별 인공지진파 선택 ····· A-46

참고문헌 ····· A-48

제 1 장 서 론

1.1 기존 연구동향

구조물의 내진설계를 위한 목적으로 주어진 설계응답스펙트럼에 상응하는 지반가속도 시간이력을 정하는 문제는 다양한 방법으로 연구되어 왔다. 이들 방법은 크게 (1) 실측 지진기록의 크기를 조정하여 설계응답스펙트럼을 만족할 수 있도록 하는 방법(Lilhanand & Tseng, 1987, 1988; Abrahamson, 1992; Hancock et al., 2006; Atik & Abrahamson, 2010)과, (2) 설계응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파를 직접작성하는 방법(Shinozuka & Jan, 1972; Mignolet & Spanos, 1987; Li & Kareem ,1991; Deodatis, 1996; Gurley & Kareem ,1995; Spanos & Zeldin, 1995)으로 구분할 수 있다.

인공지진파를 작성하는 이론은 비정상 랜덤 프로세스(non-stationary random process)를 모사하는 방법이라고 할 수 있다. 이 분야의 대표적인 연구는 다음과 같다.

- Shinozuka & Jan (1972): 스펙트럴 정식화에 의한 다변수 프로세스 모사
- Gersh & Yonemoto (1977): 다변수 ARMA 모델
- Mignolet & Spanos (1987): 다변수 랜덤 프로세스의 AR로부터 ARMA 절차에서 안정성
- Li & Kareem (1991): FFT-기반 비정상 벡터 프로세스의 모사
- Deodatis (1996): Ergodic 특성을 가지는 다변수 랜덤 프로세스 모사
- Gurley & Kareem (1995), Spanos & Zeldin (1995): Wavelet 변환에 의한 다변수 비정상 프로세스 모사
- Lilhanand & Tseng (1987, 1988), Abrahamson (1992), Hancock et al. (2006), Atik & Abrahamson (2010) : 시간영역 스펙트럴 매칭기법 (RSPMatch 기법)

그리고 목표응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파를 작성하는 방법은 다시 크게 (1) 시간영역기법과, (2) 진동수영역기법으로 구분할 수 있다 (Preumont, 1984; Deodatis, 1996). 시간영역기법의 대표적인 연구결과로는 Gersh & Yonemoto (1977), Polhemus & Cakmak (1981), Samii & Vandiver (1984), Spanos & Shultz (1986), Samaras et al. (1985), Mignolet & Spanos (1987), Spanos & Mignolet (1987), Lilhanand & Tseng (1987, 1988), Abrahamson (1992), Hancock et

al. (2006), Atik & Abrahamson (2010) 등이 있다. 진동수영역기법의 대표적인 연구결과로는 Housner & Jennings (1964), Tsi (1972), Shinozuka & Jan (1972), Gasparini & Vanmarcke (1976), Kaul (1978a), Ahmadi (1979), Spanos (1983), Preumont (1984), Shinozuka & Deodatis (1988), Preumont (1989), Deodatis (1996), Zentner (2014) 등이 있다.

인공지진파 작성 방법에 대한 국내 연구는 김원배 등(1990), 김승훈 등(1998), 정재경 등(1999), 연관희 등(2000), 김진만(2003), 전대한 등(2006), 김남식 등(2007), 박형기 & 정현교(2007), 김민규 등(2011), 김재민(2014) 등에 의해 이루어져왔다. 우리나라에서 계측된 지진은 내진설계기준에 명시된 설계응답스펙트럼을 만족할 수 있을 정도로 큰 지진기록이 없었으며, 계측 지진의 강진지속시간과 진동수성분도 설계에 사용될 수 있을 정도가 아니므로, 현재의 내진설계를 위한 시간이력해석은 대부분 목표응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파를 작성하여 수행되어 왔다.

하지만 최근 외국 내진설계기준(AASHTO, 2010,2014; USNRC SRP 3.7.1, 2012 등)이 계측지진을 수정한 지진파를 활용하여 지진응답해석을 하도록 변경됨에 따라, 계측지진을 수정한 인공지진파를 이용한 내진설계 또는 비선형 지진응답해석에 대한 연구가 활용하게 수행되고 있다(Bommer & Pinho, 2006; Iervolino et al., 2008; 서형열 등, 2014).

1.2 인공지진파 목표스펙트럼 및 Matching 방법

작성하고자 하는 인공지진파의 설계스펙트럼 설정 및 인공지진파의 응답스펙트럼을 목표스펙트럼에 Matching시키는 방법은 크게 다음과 같이 세 가지로 구분할 수 있다 (Zender et al., 2014).

Method 1 – 일대일 적합 인공지진파
(One-to-one Response-Spectrum Compatibility Artificial Accelerogram)

- 내진설계 실무에서 가장 많이 사용된 방법으로서 그림 1.1과 같이 한 개의 가속도 시간이력이 설계 응답스펙트럼을 만족하도록 하는 방법이다. 이 방법은 매우 간단한 절차를 통해 작성할 수 있으나, 설계 응답스펙트럼을 포괄하는데 어려움이 있다. 따라서 설계에 사용할 수 있는 인공지진파를 얻기 위해서는 작성된 인공지진파에 1보다 큰 계수를 곱하여 설계 응답스펙트럼을 포괄하도록 해야 하므로, 보수적인 인공지진파를

얻는 경우가 많다.

- 실측 지진파를 '초기 가속도기록'으로 하여 시간영역(Lilhanand and Tseng, 1988; Abrahamson, 1992; Hancock et al., 2006; Atik & Abrahamson, 2010) 또는 진동수영역(Gasparini and Vanmarcke, 1976; Silva and Lee, 1987; Bolt and Gregor, 1993)에서 '초기 가속도기록'을 설계 응답스펙트럼에 적합시키기 위한 과정을 반복한다.
- 시간영역방법은 '초기 가속도기록'을 국부적으로 조정하여 설계 응답스펙트럼을 만족하는 가속도기록을 작성한다. 따라서 응답스펙트럼 부합 시간이력은 '초기 가속도기록'과 형상이 매우 유사해 보이며 '위상'도 크게 변하지 않는다. 하지만 작성된 시간이력의 위상은 초기 가속도기록의 위상과 동일하지는 않다.
- 한편 진동수영역방법은 초기 운동의 위상정보를 변하지 않으면서 응답스펙트럼 부합 시간이력을 작성할 수 있다. 하지만 시간이력방법에 비해 응답스펙트럼에 부합하는 정도가 떨어지게 되며 시간이력의 형상도 초기 운동과 많이 다르게 된다.
- SIMQKE 프로그램, QuakeGem 프로그램, RspMatch09 프로그램 등이 사용될 수 있다.

Method 2 – 중앙값 (또는 평균) 적합 인공지진파
(Median (or Mean) Response-Spectrum Compatibility Artificial Accelerogram)

- 이 방법에서는 그림 1.2와 같이 여러 인공지진파 응답스펙트럼의 중앙값이 목표응답스펙트럼에 적합하도록 한다. 이 방법은 'Method 1'에 비해 설계 응답스펙트럼에 적합하는 정도가 훨씬 우수하다. 따라서 이 인공지진파에 의한 평균구조응답을 사용할 경우 일반적으로 'Method 1'에 의한 설계보다 경제적인 단면을 얻을 수 있다. 하지만 'Method 1'에 비해 많은 인공지진파에 의한 동적해석을 수행해야 한다. 일반적으로 인공지진파의 수는 7개 이상, 30개 이하를 사용한다.
- QuakeGem 프로그램이 사용될 수 있다.

Method 3 – 응답스펙트럼의 확률적 분포 Matching

- 이 방법에서는 그림 1.3과 같이 중앙값뿐만 아니라 진동수별 확률분포 특성까지 만족하도록 인공지진파를 작성하는 방법이다. 이렇게 작성된 인공지진파는 확률적인 해석 및 신뢰성해석에 사용된다.

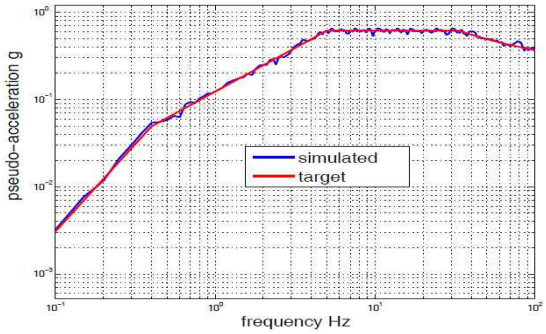


그림 1.1 일대일 적합 인공지진파 (Zender et al., 2014)

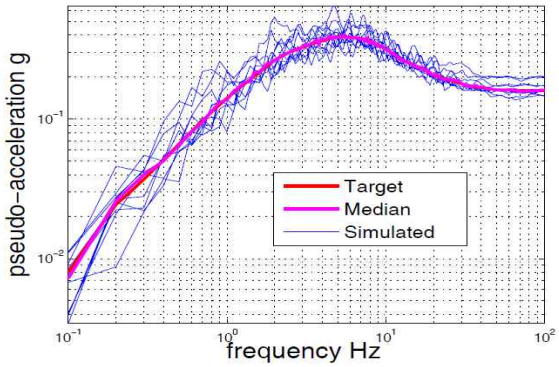


그림 1.2 중앙값 적합 인공지진파 (Zender et al., 2014)

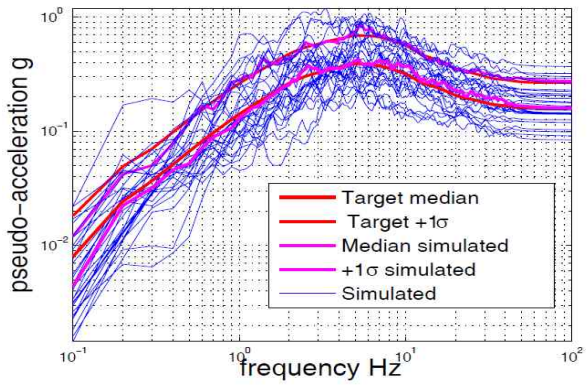


그림 1.3 응답스펙트럼 적합 시간이력 조정법 (Zender et al., 2014)

1.3 연구내용 및 수행방법

이 연구에서는 『KDS 17 10 00 내진설계 일반』에 적합한 인공지진파를 생성하여 설계자가 선택할 수 있는 설계지진입력 시간이력 데이터베이스를 작성하였다. 관련기준에서 시간이력을 이용한 지진해석 시 설계지반운동 시간이력은 암반지반에 대해 작성된 시간이력을 사용하도록 하고 있다. 인공지진파는 암반지반의 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼을 만족하도록 하였다. 이때 인공지진파는 설계지진의 규모에 따른 지진지속시간 및 강진지속시간을 두 가지 종류로 분류하였으며, 평균응답해석을 위한 인공지진파 7쌍과 최대응답해석을 위한 인공지진파 4쌍을 별도로 작성하여 설계지진입력용 지진가속도 시간이력 데이터베이스를 구축하였다.

표 1.1 내진설계시 요구조건

(1) 지반은 S1, S2, S3, S4, S5, S6 등 6종류로 분류한다.

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암* 깊이, H (m)	토층 평균 전단파속도, $VS,Soil$ (m/s)
S_1	암반 지반	1 미만	-
S_2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S_3	얕고 연약한 지반		260 미만
S_4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S_5	깊고 연약한 지반		180 미만
S_6	부지 고유의 특성 평가 및 지반응답해석이 요구되는 지반		

* 전단파속도 760m/s 이상을 나타내는 지층

(2) S_2~S_5 지반의 경우 그림2의 표준설계응답스펙트럼 대신 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용할 수 있다.지진격리받침의 비선형 특성을 고려하여야 한다.
(3) S_6 지반의 경우 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용한다.
(4) 가속도시간이력은 암반지반에 대해 작성된 가속도시간이력을 사용하여 지반응답해석을 통해 결정한다.
(5) 설계응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파 작성 시 인공합성가속도시간이력의 절단(cut off) 진동수는 최소 50Hz 이상이어야 한다.
(6) 인공지진파 작성 시 규모에 따른 구간선형 포락함수의 형상과 지속시간은 다음과 같다.

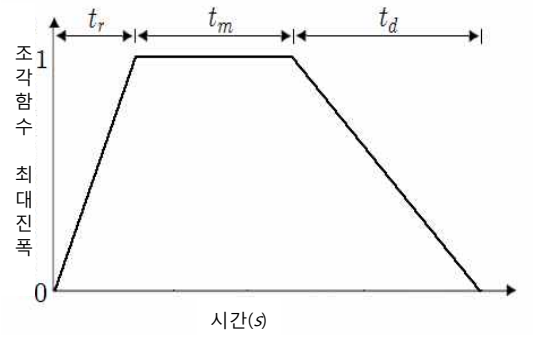


그림 1.4 가속도시간이력의 구간선형 포락함수

- 가속도시간이력 구간선형 포락함수에 대한 지진규모별 지속시간

지진규모	상승시간 (t_r)	강진동지속시간 (t_m)	하강시간 (t_d)
7.0이상-7.5미만	2	12.5	13.5
6.5이상-7.0미만	1.5	9	10.5
6.0이상-6.5미만	1	7	9
5.5이상-6.0미만	1	5.5	8.0
5.0이상-5.5미만	1	5	7.5

(7) 포락함수가 적용되지 않은 경우 강진동지속시간 t_m은 가속도시간이력의 누적에너지가 5%에서 75%에 도달하는 구간으로 정의된다. 누적 에너지는 다음과 같이 정의된다.

$$E(t)=\int_0^t a^2(\tau)d\tau$$

여기서, $a(\tau)$는 지반가속도시간이력이다.

(8) 다수의 인공합성가속도시간이력으로부터 계산된 5% 감쇠비 응답스펙트럼의 평균은 전체 주기 영역에서 표준설계응답스펙트럼의 10%보다 작아서는 안 된다.

(9) 다수의 인공합성가속도시간이력으로부터 계산된 5% 감쇠비 응답스펙트럼의 평균은 0.04초와 10초 주기 영역에서 표준설계응답스펙트럼의 30%를 초과해서는 안 된다.

(10) 어떤 두 개의 가속도시간이력 간의 상관계수는 0.16을 초과할 수 없다.

표 1.2 암반지반 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼

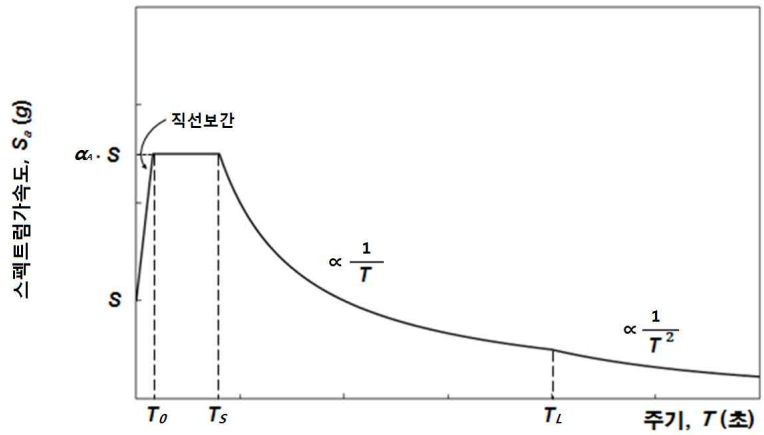


그림 1.5 암반지반 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼

그림 1.5에서 유효수평지반가속도(S)는 지진구역계수(Z)에 각 재현주기의 위험도계수(I)를 곱하여 결정하며 (S= Z × I), 단주기스펙트럼 증폭계수 α_A는 2.8이다. 지진구역계수(Z)와 위험도계수(I)는 아래와 같다.

- 지진구역 및 지진구역계수(Z)

지진 구역	행정구역		지진구역 계수(Z)
Ⅰ	시	서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종	0.11g
	도	경기, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남, 강원 남부*	
Ⅱ	도	강원 북부**, 제주	0.07g
* 강원 남부 : 영월, 정선, 삼척, 강릉, 동해, 원주, 태백 ** 강원 북부 : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천, 속초			

- 위험도계수(I)

재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년	4,800년
위험도계수(I)	0.4	0.57	0.73	1.0	1.4	2.0	2.6

제 2 장 인공지진파 작성방법

2.1 설계지진입력 시간이력 데이터베이스 구축 방법

설계지진입력 시간이력 데이터베이스는 설계최대지반가속도(PGA=0.11g, 0.154g, 0.22g)별 인공지진파를 작성하였다. 또한 평균응답해석을 위한 인공지진파 7쌍과 최대응답해석을 위한 인공지진파 4쌍 별도로 작성하였다. 설계지진입력 시간이력 데이터베이스의 인공지진파 일련번호 및 random case는 다음과 같다.

- 일련번호 설정 방법

- S1_PGA{0.11~0.22}g_eq{random case ID, 1~11}

  예) S1-PGA0.11g-eq1, S1-PGA0.154g-eq11

- random case ID

- 7개 지진파의 평균 가속도응답스펙트럼이 설계 가속도응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파 그룹

  Random cases : 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7

- 1개 지진파가 설계 가속도응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파

  Random cases : 8, 9, 10, 11

2.2 지진지속시간 및 강진지속시간

지진지속시간(특히 강진지속시간)은 구조물의 지진응답에 큰 영향을 미친다. 특히 비선형 거동을 하는 구조물에서는 그 영향이 두드러질 수 있다(Hutchinson et al., 2002; Chandramohan et al., 2013a; Chandramohan et al., 2013b). 이 같은 영향을 무시하여 입력지진을 선택할 경우 비선형 응답이 크게 왜곡될 수 있다(NIST, 2011). 이 연구에서 인공지진파 작성을 위해 그림 1.4와 같은 사다리꼴 형태의 포락함수를 사용하였다. 이때 포락함수의 특성을 나타내는 지진지속시간 및 강진지속시간을 결정하기 위하여 표 2.2 설계최대지반가속도(PGA)와 MMI 사이의 경험식(PREPA.R.E.,Inc.), 표 2.3 MMI와 규모(magnitude)사이의 국내 관계식, 표 1.1 의 가속도 시간이력 구간선형 포락함수에 대한 지진규모별 지속시간을 참고하였다. 이때 지진 지속시간 및 강진지속시간을 결정하기 위한 PGA는 기반암 노두에서 설계지진 PGA인 가속도계수 A로 정의하였다. 설계 가속도계수A 계산을 위한 재현주기는 500년, 1000년, 2400년을 고려하였으며, 지진구역 계수는 0.11g(지진구역 I)이다.

지진지속시간을 설정하기 위해 지진규모(이 연구에서는 기반암에서 최대지반가속도(가속도계수)를 사용하였음)별 지진 지속시간 및 강진지속시간을 세 가지 경우로 분류하였으며, 표 2.2, 표 2.3, 표 2.4를 이용하여 설계최대지반가속도별 지진 지속시간 및 강진지속시간을 표 2.1과 같이 추정하였다. 이때 표 2.1의 PGA-지속시간 관계를 유추하기 위해, 표 2.2와 같은 PGA-MMI 관계식을 사용하고 표 2.3과 같은 MMI-Magnitude관계식을 적용하였다.

표 2.1 지진지속시간 모델 I (문헌조사 결과(표 2.3 ~ 표 2.5)를 통해 유추한 지진 지속시간)

가속도계수 A (기반암 PGA 범위)	MMI	Magnitude	지진 지속시간		비고
			총 지속시간	강진 지속시간	
가속도계수 A < 0.15 (기반암 PGA < 0.15g)	VI	5.0≤M<5.5	13.5초	5초	재현주기 500년
0.15 ≤ 가속도계수 A < 0.25 (0.15g ≤ 기반암 PGA < 0.25g)	VII	5.5≤M<6.0	14.5초	5.5초	재현주기 1000년, 2400년

표 2.2 최대지반가속도(PGA)와 MMI 사이의 관계에 대한 경험식 (PREPA.R.E.,Inc.)

PGA (g)	MMI	Remarks
0.03 and below	IV	
0.03 - 0.08	V	
0.08 - 0.15	VI	
0.15 - 0.25	VII	
0.25 - 0.45	VIII	
045 - 0.60	IX	
0.60 - 0.80	X	
0.80 - 0.90	XI	
0.90 and above	XII	

출처 :

http://www.prepareinc.us/Chapter%202%20-%20Measuring%20and%20Recording%20-%20Intensity,%20Magnitude%20and%20Energy.pdf

주: Although there are some empirical relationships, no exact correlations of intensity, magnitude and acceleration with damage are possible since many factors contribute to seismic behavior and structural performance.

표 2.3 MMI와 규모(magnitude)사이의 국내 관계식 (M = 1.73 + 0.56MMI)

Magnitude	MMI	Remarks
3.97	IV	
4.53	V	
5.09	VI	
5.65	VII	
6.21	VIII	
6.77	IX	
7.33	X	
7.89	XI	
8.45	XII	

* 기상청, 가속도 관측망 구성 및 계기 진도도 최적화 방안 연구 (한국지진공학회, 2006)

2.3 인공지진파 작성방법

인공지진파는 평균응답해석을 위한 인공지진파 7쌍과 최대응답해석을 위한 인공지진파 4쌍을 별도로 작성하였다. 이 때 평균응답해석을 위한 인공지진파는 7개 지진파의 응답스펙트럼 평균이 목표 설계응답스펙트럼을 만족하도록 작성하였다. 최대응답해석을 위한 인공지진파는 4개의 개별 인공지진파가 응답스펙트럼이 목표 설계응답스펙트럼을 최대한 만족하도록 작성하였으며, 4개의 평균응답스펙트럼이 목표 설계응답스펙트럼을 만족하도록 작성하였다. 인공지진파 작성시 사용프로그램은 Gacc(Deodatis, 1996) 프로그램을 기반으로 개발된 QuakeGem 프로그램(김재민, 2014)을 사용하여 기본이 되는 인공지진파를 생성하였으며, RSPMatch09 프로그램(Atik & Abrahamson, 2010)을 사용하여 목표 설계응답스펙트럼을 최대한 만족하도록 기본 인공지진파를 조정하였다. 작성된 인공지진파는 시간이력 사이의 상관계수의 최대 절대값이 0.16을 넘지 않도록 하였다.

2.3.1 QuakeGem프로그램의 이론적인 배경

가. PSD 함수에 기반한 인공지진파 작성법

이 연구에서는 한 지점에 정의된 설계지반응답스펙트럼을 만족하기 위하여 지진지속시간이 T_D인 n_{sample} 개의 가속도시간이력($\ddot{x}_j(t)$)을 진동수영역기법의 일종인 Shinozuka 기법(Shinozuka, 1972; Shinozuka & Deodatis, 1988; Deodatis , 1996)에 따라 작성하였다.

$$\ddot{x}_j(t), \quad 0 \le t \le T_D, \quad j = 1,2,\cdots,n_{sample} \tag{2.1}$$

비정상 랜덤프로세스인 이 시계열은 아래와 같이 정상 랜덤프로세스(stationary random process)인 $\ddot{y}_j(t)$와 포락함수 $A_j(t)$의 곱으로 나타낼 수 있다고 가정하였다.

$$\ddot{x}_j(t) = A_j(t)\,\ddot{y}_j(t) \tag{2.2}$$

정상 랜덤프로세스 $\ddot{y}_j(t)$의 PSD 함수 $S_{\ddot{y}\ddot{y}}(f)$는 다음과 같이 정의된다.

$$S_{\ddot{y}\ddot{y}}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{\ddot{y}\ddot{y}}(\tau)\exp(-i2\pi f\tau)d\tau \tag{2.3}$$

여기서 $i = \sqrt{-1}$ 이며, $R_{\ddot{y}\ddot{y}}(\tau)$는 자기상관함수(auto-correlation function)로서 다음과 같이 정의된다.

$$R_{\ddot{y}\ddot{y}}(\tau) = E[\ddot{y}(t)\ddot{y}(t+\tau)] \tag{2.4}$$

여기서 $E[\cdot]$는 확률적 기댓값으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$R_{\ddot{y}\ddot{y}}(\tau) = E[\ddot{y}(t)\ddot{y}(t+\tau)] = \lim_{n_{sample}\to\infty}\left(\frac{1}{n_{sample}T_D}\sum_{j=1}^{n_{sample}}\int_0^{T_D}\ddot{y}_j(t)\ddot{y}_j(t+\tau)dt\right) \tag{2.5}$$

식 (2.3)에 나타낸 PSD 함수 $S_{yy}(f)$에 대응하는 랜덤 시계열 $\ddot{y}_j(t)$는 평균값이 0인 가우스확률분포를 따르고, PSD 함수가 $0 \le f \le f_u$에서 정의된다면, 이 시계열은 랜덤 위상각을 가지는 cosine 함수의 중첩으로 나타내어 다음과 같이 모사할 수 있다(Shinozuka & Jan, 1972).

$$\ddot{y}_j(t) = \sqrt{2}\sum_{k=1}^{N}\sqrt{S_{\ddot{y}\ddot{y}}(f_k)2\pi\Delta f}\cdot\cos(2\pi f_k t+\theta_j(k)), \quad j=1,2,\cdots,n_{sample} \tag{2.6}$$

여기서 $f_k = k\cdot\Delta f$이고, $\Delta f = f_u/N$이며, $\theta_j(k)$는 0과 2π사이에서 균일한 확률분포를 가지는 랜덤 위상각이다.

나. 응답스펙트럼을 만족하는 PSD 함수 추정

응답스펙트럼은 지진가속도 $\ddot{x}(t)$가 주어졌을 때 단자유도계(고유진동수 f, 감쇠비 ξ)의 최대 응답으로 통상 다음과 같이 세 가지 형태로 정의할 수 있다.

(1) 변위응답스펙트럼 (최대 상대변위), $SD(f,\xi)$

$$SD(f,\xi) = \max_{0\le t\le T_0}\left|\frac{1}{2\pi f\sqrt{1-\xi^2}}\int_0^t \ddot{x}(t-\tau)e^{-\xi 2\pi f\tau}\sin(2\pi f\sqrt{1-\xi^2}\,\tau)\,d\tau\right|$$
$$\approx \max_{0\le t\le T_0}\left|\frac{1}{2\pi f}\int_0^t \ddot{x}(t-\tau)e^{-\xi 2\pi f\tau}\sin(2\pi f\tau)\,d\tau\right| \qquad (if\ \xi < 0.1) \tag{2.7}$$

(2) 유사속도응답스펙트럼 (최대 유사상대속도), PSV

$$PSV(f,\xi) = 2\pi f \cdot SD(f,\xi) \tag{2.8}$$

(3) 유사가속도응답스펙트럼 (최대 유사절대가속도), PSA

$$PSA(f,\xi) = (2\pi f)^2 \cdot SD(f,\xi) \tag{2.9}$$

식 (2.7)에서 T_0는 응답스펙트럼 계산을 위해 필요한 해석시간으로서, 단자유도계 응답의 최대값은 지반진동이 멈춘 후 고유주기 1/2 시간범위 내에서도 발생할 수 있으므로 다음과 같은 값을 사용하였다(Nigam & Narayanan, 1994, p. 354).

$$T_0 = T_D + \frac{1}{2f} \tag{2.10}$$

지진파의 응답스펙트럼과 PSD 함수 사이의 관계는 지진에 의한 지반가속도의 비정상 랜덤특성 때문에 이론적으로 유도할 수는 없다. 그러나 감쇠비가 작고 강진지속시간이 구조물의 고유진동주기에 비하여 충분히 긴 경우에는 근사적인 관계를 유도할 수 있다. 대표적인 연구결과로는 Housner & Jennings(1964), Vanmarcke(1977), Kaul(1978b) 등이 있다. 이들 중 Kaul의 연구에 의하면 유사가속도응답스펙트럼과 지반가속도의 PSD 함수는 다음과 같은 관계가 있다.

$$PSA(f,\xi) \propto \sqrt{f}\,\sqrt{S_{\ddot{x}\ddot{x}}(f)} \tag{2.11}$$

한편, 지반가속도의 PSD 함수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_{\ddot{x}\ddot{x}}(f) = \frac{1}{2\pi T_D} E[|\ddot{X}(f)|^2] \tag{2.12}$$

여기서 $\ddot{X}(f)$는 $\ddot{x}(t)$의 Fourier 변환이다. 그리고 Hudson(1963)은 감쇠비가 작고 강진지속시간이 구조물의 고유진동주기에 비하여 충분히 긴 경우에 다음과 같은 관계가 있음을 증명하였다.

$$PSV(f,\xi) \propto |\ddot{X}(f)| \tag{2.13}$$

식 (2.12)와 (2.13)을 비교할 때, 감쇠비가 작고 강진지속시간이 구조물의 고유진동주기에 비하여 충분히 긴 경우에 유사속도응답스펙트럼 $PSV(f,\xi)$는 지반가속도 PSD 함수의 제곱근 $\sqrt{S_{\ddot{x}\ddot{x}}(f)}$와 같은 형상이 된다. 이 같은 결과는 식 (2.11)의 Kaul 연구결과와 동일하다고 할 수 있다.

따라서 지반운동 특성이 PSD 함수 대신에 응답스펙트럼으로 주어진 경우에도 식 (2.6)을 사용하여 비정상 랜덤과정인 지반가속도를 근사적으로 작성할 수 있다. 이 기법은 Gasparrini & Vanmarcke(1976)에 의해 개발된 SIMQKE 프로그램에서 사용되었다. 이 연구에서도 이 기법을 적용하였으며 주어진 설계지반응답스펙트럼으로부터 그림 2.1과 같은 방법으로 인공지진파를 작성하였다.

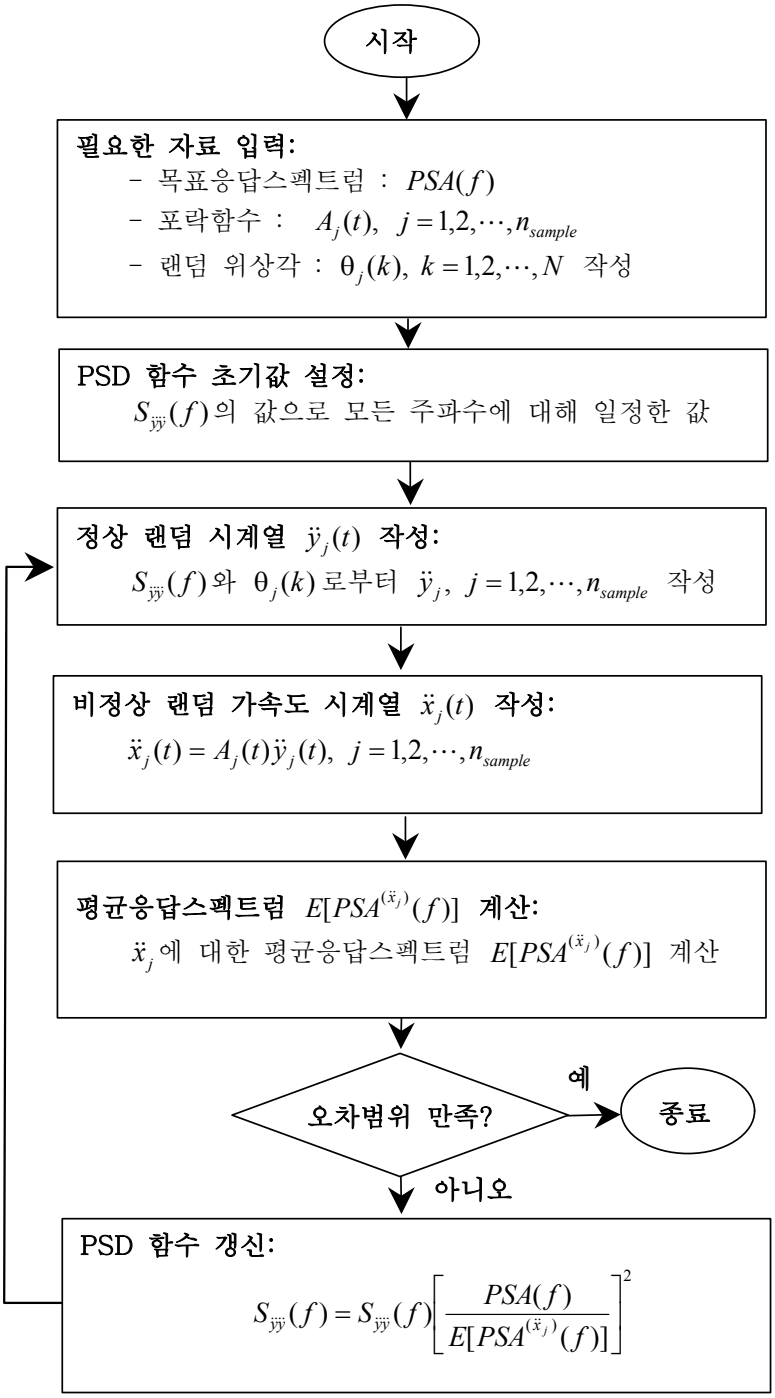


그림 2.1 설계지반가속도응답스펙트럼을 만족하는 인공지반가속도의 시계열 작성과정 (QuakeGem 프로그램)

다. 기준선 보정 (Baseline Correction)

그림 2.2와 같이 작성된 인공지진파를 직접 적분하여 속도와 변위함수를 구할 경우 일반적으로 비정상적으로 발산하는 특성을 가질 수 있다. 이 같이 불합리한 점을 줄이기 위하여 일차적으로 작성된 지반가속도의 기준선 보정을 다음과 같이 수행하였다(Berg & Housner, 1969).

$$\ddot{z}(t) = \ddot{x}(t) - (\beta_0 + \beta_1 t + \beta_2 t^2) \tag{2.14}$$

여기서 $\beta_0,\ \beta_1,\ \beta_2$는 최소자승법에 의하여 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$\{\beta\} = ([A]^T[A])^{-1}[A]^T\{b\} \tag{2.15}$$

여기서

$$\{\beta\} = \begin{Bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \end{Bmatrix},\quad [A] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 1 & \Delta t & \Delta t^2 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & N_t\Delta t & (N_t\Delta t)^2 \end{bmatrix},\quad \{b\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}(0) \\ \ddot{x}(\Delta t) \\ \vdots \\ \ddot{x}(N_t\Delta t) \end{Bmatrix} \tag{2.16}$$

이때 N_t는 지반가속도 전체 시계열의 총 개수이며, $\Delta t = T_d/N$이다. 계수 $\{\beta\}$는 일반적으로 매우 작은 값이며 보정 전 가속도 $\ddot{x}(t)$와 보정 후 가속도 $\ddot{z}(t)$는 거의 차이가 없다. 이 연구에서는 식 (2.15)의 방정식을 풀기 위하여 SVD (Singular Value Decomposition) 기법을 적용하였다.

그리고 변위의 왜곡을 일으키는 저진동수성분을 제거하기 위하여 다음과 같은 고진동수통과 필터(high-pass filter)를 적용하였다.

$$H_{LC}(f) = \frac{1}{\sqrt{1+(f_c/f)^4}} \tag{2.17}$$

여기서 f_c는 필터의 corner 진동수로서 이 연구에서는 Boore et al.(2002)이 권장하는 0.02Hz를 사용하였다. 식 (2.17)의 필터를 적용하더라도 20초 이하 주기의 응답스펙트럼 값에는 영향을 주지 않으므로 실제 해석결과에는 영향을 미치지 않는다.

최종적으로 기준선 보정을 완료한 지반가속도 $\ddot{x}_c(t)$를 다음과 같이 구하였다.

$$\ddot{x}_c(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H_{LC}(f)\ddot{Z}(f)\exp(i2\pi ft)df \tag{2.18}$$

여기서 $\ddot{Z}(f)$는 $\ddot{z}(t)$의 Fourier 변환이다. 이 연구에서는 인공지진파의 작성과 Fourier 변환을 수행하기 위하여 고속 Fourier 변환기법 (FFT)을 사용하였다.

기준선보정에 대한 보다 개선된 방법들은 실제 계측된 강진기록의 보정을 위한 목적으로 여러 연구자들에 의해 이루어져 왔다. 대표적인 연구결과로는 Graizer(1979), Boore et al.(2002) 등이 있다. 이들은 가속도 기록을 적분한 속도를 다항식으로 근사한 다음 다항식의 미분항을 가속도에서 제거하는 방법을 사용하였다. 이때 속도는 보통 2차함수로 근사하였다.

2.3.2 RSPMatch09 프로그램 주요 이론

이 연구에서는 인공지진파를 만들기 위해 QuakeGem 프로그램을 이용하여 '기본 인공지진파'를 작성 후, RSPMatch09 프로그램을 사용하여 이 '기본 인공지진파'를 조정함으로써 인공지진파의 평균응답스펙트럼이 목표 설계응답스펙트럼을 최대한 만족하도록 하였다.

RSPMatch09 프로그램의 기본 알고리즘은 Lilhanand & Tseng(1987, 1988)에 의해 제안되었다. 하지만 RSPMatch09 프로그램의 초기 버전은 그림 2.2(a)와 같이 해가 수렴하지 않고 지진파의 특성을 보존하지 못하는 등의 문제를 가지고 있었다. 이러한 문제점을 보완하기 위해 Abrahamson(1992), Suarez & Montejo(2003, 2005), Hancock et al.(2006) 등이 기준선 보정 및 조정함수 $f_j(t)$의 개선을 위한 연구를 진행하였다. RSPMatch09 프로그램은 Atik & Abrahamson(2010)에 의해서 개선된 조정함수$f_j(t)$를 사용하고 있다. RSPMatch09의 조정된 시간이력 $a_1(t)$은 다음과 같이 정의 된다.

$$a_1(t) = a(t) + \gamma \delta a(t), \quad 0 \le \gamma \le 1 \tag{2.19}$$

여기서 $a(t)$는 초기 가속도 시간이력, γ는 이완변수(relaxation parameter)이며, $\delta a(t)$는 시간이력의 조정량으로 다음 식 (2.20)과 같이 정의된다. 이때 $f_j(t)$는 조정함수의 시간이력, b_j는 조정함수의 진폭, N은 '기본 가속도 시간이력'에 조정함수를 추가하는 통제진동수의 총 개수이다.

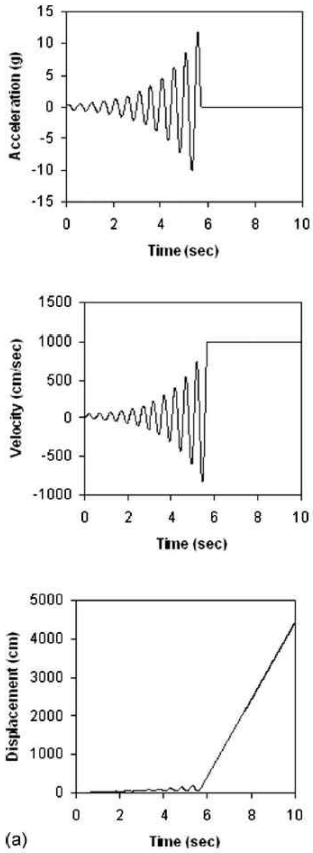
$$\delta a(t) = \sum_{j}^{N} b_j f_j(t) \tag{2.20}$$

식 (2.20)에 사용된 조정함수 $f_j(t)$ 다음과 같다(Atik & Abrahamson, 2010).

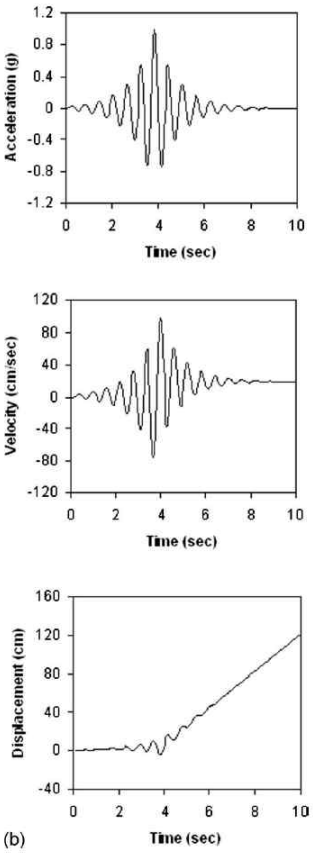
$$f_j(t) = \cos[\omega_j^{'}(t - t_j + \triangle t_j)] \exp[-\left(\frac{t - t_j + \triangle t_j}{\gamma_j}\right)^2] \tag{2.21}$$

여기서 γ_j는 주파수종속 계수로 시간이력을 부드럽게 하고 그림 2.2(c)와 같이 변위와 속도 이력곡선이 0에 수렴하도록 다음과 같이 정의되었다.

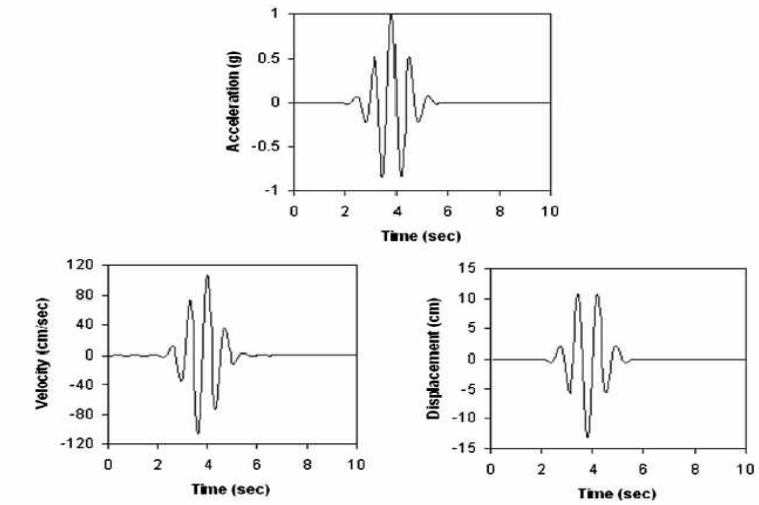
$$\gamma_j = 1.178 f^{-0.93} \tag{2.22}$$



(a) reverse acceleration impulse response wavelet (Lilhanand and Tseng, 1987, 1988)



(b) Tapered cosine wavelet (Hancock et al., (2006)



(c) Improved tapered cosine wavelet (Atik & Abrahamson, A., 2010)

그림 2.2 RSPMatch09 프로그램의 조정함수 $f_j(t)$에 따른 가속도, 속도, 변위 이력곡선

2.3.3 QuakeGem프로그램과 RSPMatch09 복합방법

이 연구에서는 인공지진파 작성을 위해 그림 2.3과 같은 QuakeGem - RSPMatch09 복합방법을 사용하였다. 이 방법에서는 기본이 되는 인공지진파를 QuakeGem 프로그램을 이용하여 만든 후, 이를 RSPMatch09 프로그램의 첫 번째 입력지진파로 사용한다. RSPMatch09 프로그램의 첫 번째 Pass에서 수정된 인공지진파는 다음 Pass의 입력으로 사용되며, 이와 같은 반복적인 단계를 최종 인공지진파를 생성한다. 이 연구에서는 그림 2.3과 같은 네 단계를 이용하여 인공지진파를 수정하였다. 이때 RSPMatch09 프로그램의 각 Pass에서 일치시키는 진동수 범위(freqMatch)와 한번에 Matching하는 진동수 개수(group size)는 그림 2.3과 같이 단계에 따라 조정하여 사용하였다. 일반적으로 첫 번째 단계에서는 좁은 진동수범위에 많은 Matching 진동수를 사용한다.

위와 같은 QuakeGem & RSPMatch09 복합방법을 이용하여 작성된 인공지진파의 예를 그림 2.4(최대응답해석용)에 나타내었다.

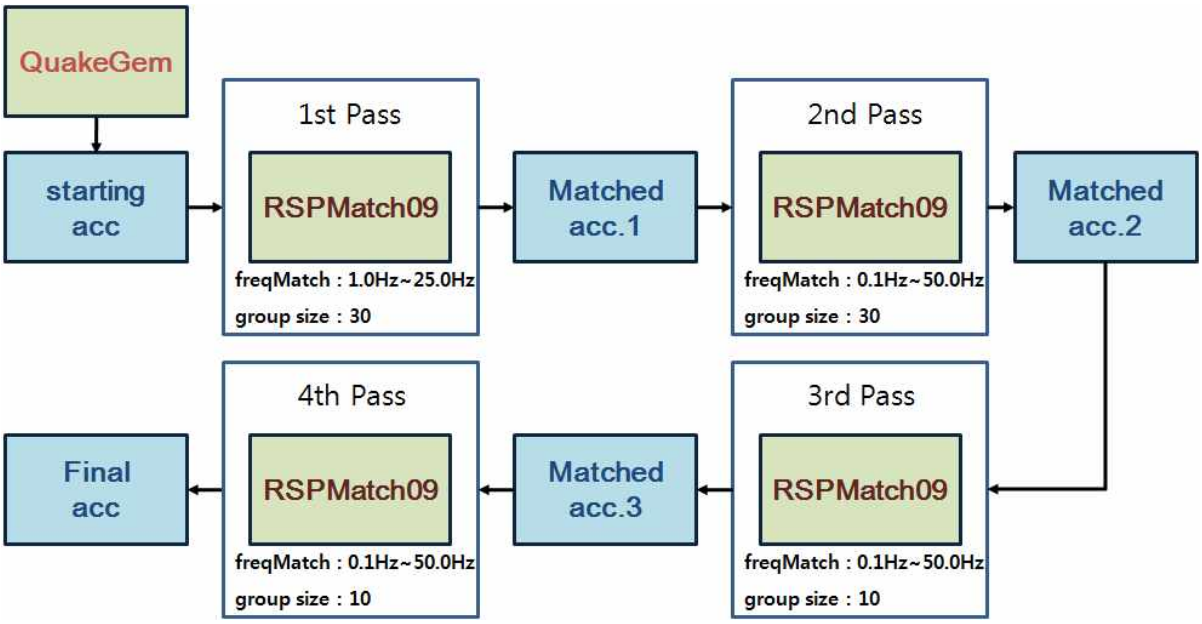


그림 2.3 QuakeGem프로그램과 RSPMatch09 복합방법 예시

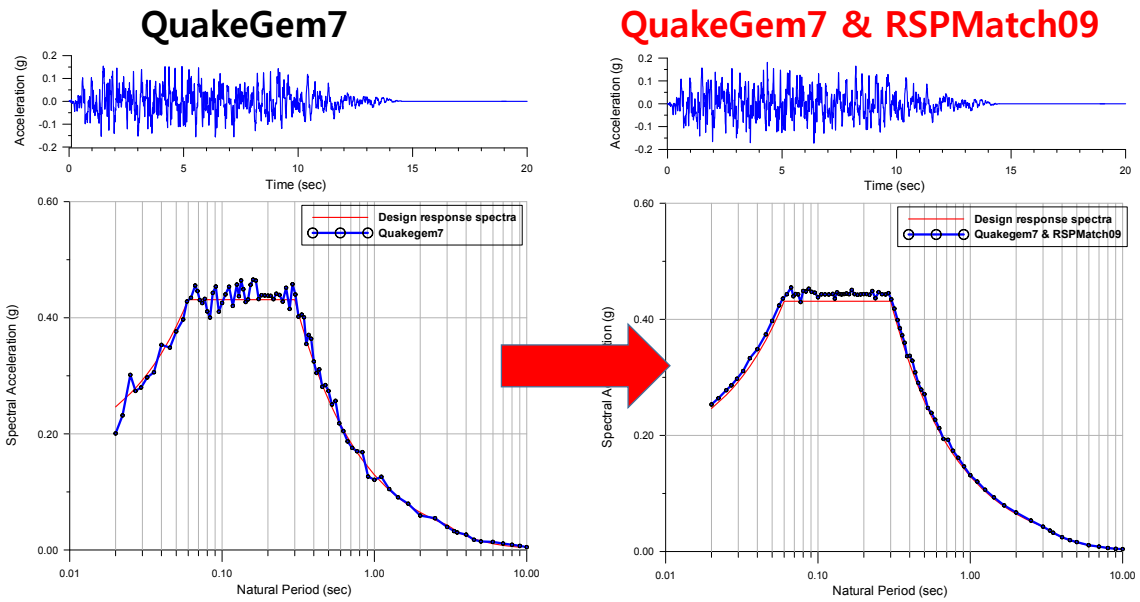


그림 2.4 최대응답해석을 위한 인공지진파의 예

2.3.4 인공지반가속도 사이의 상관계수 평가

도로교 설계기준에 의하면 수평 및 수직방향 지진입력을 동시에 작용시켜 지진응답해석을 수행할 경우, 입력지진의 상관계수 ρ_{ij} 가 0.16 이하가 되도록 정하고 있다.

$$|\rho_{ij}| = \left| \max_{0 \le \tau \le T_0} \rho_{ij}(\tau) \right| < 0.16 \tag{2.23}$$

인공지진파 $\ddot{x}_i(t)$와 $\ddot{x}_j(t)$ 사이의 상관계수 $\rho_{ij}(\tau)$는 두 지진파 시계열이 가우스 확률분포를 따르므로 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\rho_{ij}(\tau) = \frac{\sum_{m=1}^{N_t} \left(\ddot{x}_i(t_m) - \mu_i\right)\left(\ddot{x}_j(t_m - \tau) - \mu_j\right)}{\sqrt{\sum_{m=1}^{N_t} \left(\ddot{x}_i(t_m) - \mu_i\right)^2} \sqrt{\sum_{m=1}^{N_t} \left(\ddot{x}_j(t_m) - \mu_j\right)^2}} \tag{2.24}$$

여기서 $t_m = m\Delta t$이며, μ_i와 μ_j는 각각 $\ddot{x}_i(t)$와 $\ddot{x}_j(t)$의 시간축에 대한 평균으로 0이다.

2.3.5 응답스펙트럼 평가 방법

단자유도계의 응답은 대부분 고유진동수 f_k로부터 $2\xi f_k$ 만큼 진동수범위 입력에너지에 의해 결정되는 것으로 알려져 있다(Preumont, 1984). 따라서 인공지진파에 의한 응답스펙트럼과 목표응답스펙트럼의 비교를 위한 통제진동수(control frequency), f_k는 인접한 통제진동수 사이에는 다음 조건을 만족하도록 조밀하게 설정해야 한다.

$$f_k < f_{k+1} < f_k(1+2\xi) \tag{2.25}$$

예를 들어서, 감쇠비가 5%인 경우(즉, $\xi = 0.05$), 최대한 통제진동수를 성글게 배치한다면 다음과 같이 될 것이다.

$$f_1 = f_0,\ f_2 = 1.1 f_1,\ f_3 = (1.1)^2 f_1,\ f_4 = (1.1)^3 f_1,\ \ ...$$

여기서 f_0는 응답스펙트럼에서 설계자가 관심을 가지고 있는 최저진동수이다. 따라서 통제진동수의 최소 개수 M은 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$M > 1 + \frac{\ln(f_u / f_0)}{\ln(1+2\xi)} \cong \frac{1}{2\xi}\ln(f_u / f_0) \tag{2.26}$$

여기서 f_u는 응답스펙트럼에서 설계자가 관심을 가지고 있는 최고진동수이다. 한 예로서 $f_0 = 0.1Hz,\ f_u = 33.0Hz, \xi = 0.05$인 경우 통제진동수의 최소 개수는 58개이다.

이 연구에서는 표 2.4와 같은 통제진동수에서 인공지반가속도에 의한 평균응답스펙트럼을 목표 설계지반응답스펙트럼과 비교하였다. 이 표에 주어진 통제진동수는 도로교설계기준을 만족하며 Caltrans(1996)에 제시된 기준을 참고하여 진동수범위 0.1~50Hz에 대해 정한 것으로서 총 79개 점이다.

표 2.4 이 연구에서 인공지진파의 평균응답스펙트럼과 설계응답스펙트럼 비교에 사용된 79개 통제진동수

진동수 범위 (Hz)	통제진동수 (Hz)	진동수 개수
0.1 ~ 1.0	0.100, 0.111, 0.125, 0.143, 0.167, 0.200, 0.222, 0.250, 0.286, 0.333, 0.385, 0.435, 0.500, 0.555, 0.625, 0.714, 0.833, 1.000	18
1.0 ~ 2.0	1.20, 1.30, 1.40, 1.50, 1.60, 1.70, 1.80, 1.90, 2.00	9
2.0 ~ 3.0	2.10, 2.20, 2.30, 2.40, 2.50, 2.60, 2.70, 2.80, 2.90, 3.00	10
3.0 ~ 5.0	3.20, 3.40, 3.60, 3.80, 4.00, 4.20, 4.40, 4.60, 4.80, 5.00	10
5.0 ~ 8.0	5.25, 5.50, 5.75, 6.00, 6.25, 6.50, 6.75, 7.00, 7.25, 7.50, 7.75, 8.00	12
8.0 ~ 14.0	8.50, 9.00, 9.50, 10.0, 11.0, 12.0, 13.0, 14.0	8
14.0 ~ 25.0	16.0, 18.0, 20.0, 22.0, 25.0	5
25.0 ~ 50.0	28.0, 31.0, 34.0, 37.0, 40.0, 45.0, 50.0	7

제 3 장 인공지진파 작성사례

인공지진파는 암반지반의 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼을 만족하도록 작성하였다. 인공지진파는 설계지진의 규모에 따라 지진지속시간 및 강진지속시간을 아래와 같이 두 가지 종류로 분류하였다. 이때 PGA 0.22g 인공지진파는 PGA 0.154g 인공지진파의 스케일을 조정하여 작성하였다. 평균응답해석을 위한 인공지진파 7쌍과 최대응답해석을 위한 인공지진파 4쌍을 별도로 작성하였다.

- 재현주기 500년 (PGA=0.11g) : 총 지속시간 13.5초, 강진 지속시간 5초

- 재현주기 1000년 & 2400년 (PGA=0.154g & 0.22g) : 총 지속시간 14.5초, 강진 지속시간 5.5초

3.1 재현주기 500년 (PGA=0.11g) 인공지진파

- 평균응답해석을 위해 7개의 지진파의 평균 가속도응답스펙트럼이 설계지반 가속도응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파 그룹 : S1_PGA0.11g_eq1~7
- 최대응답해석을 위한 4쌍의 인공지진파가 설계지반 가속도응답스펙트럼을 각각 만족하는 인공지진파 : S1_PGA0.11g_eq8~11

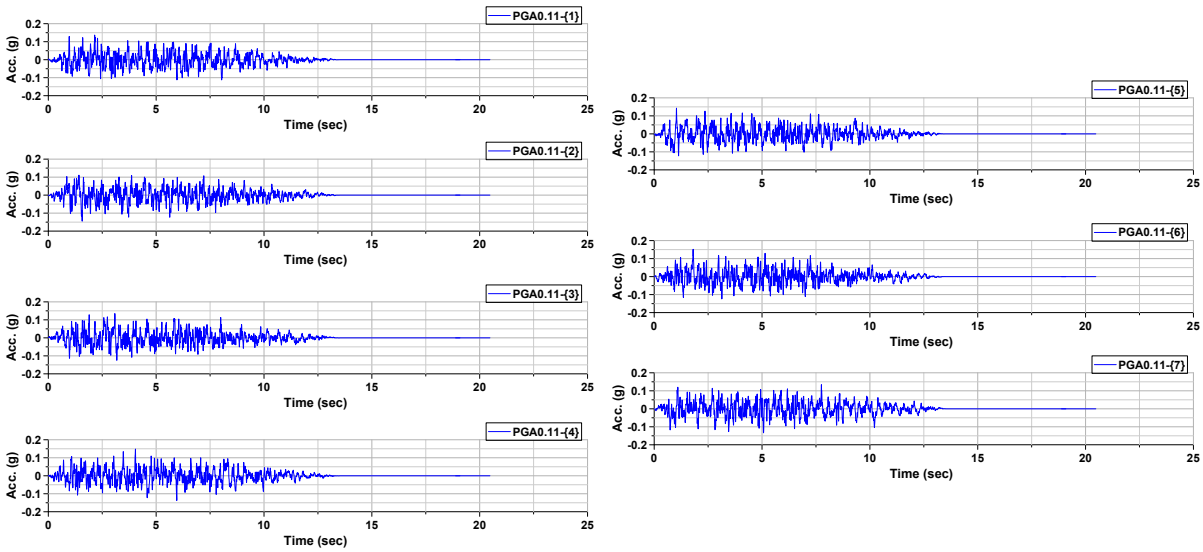


그림 3.1 PGA0.11g 평균응답해석을 위한 7쌍 인공지진파

(일련번호 : S1_PGA0.11g_eq{1~7})

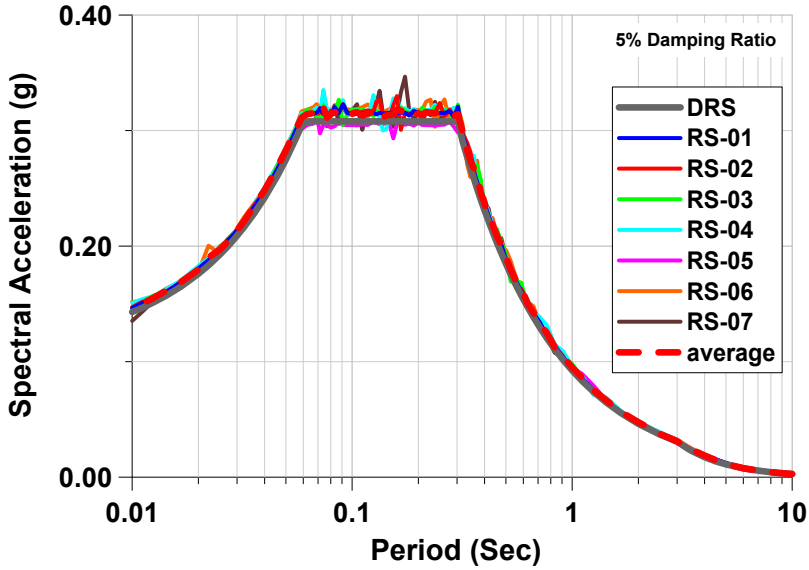


그림 3.2 PGA0.11g 평균응답해석을 위한 7쌍 인공지진파 응답스페트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.11g_eq{1~7})

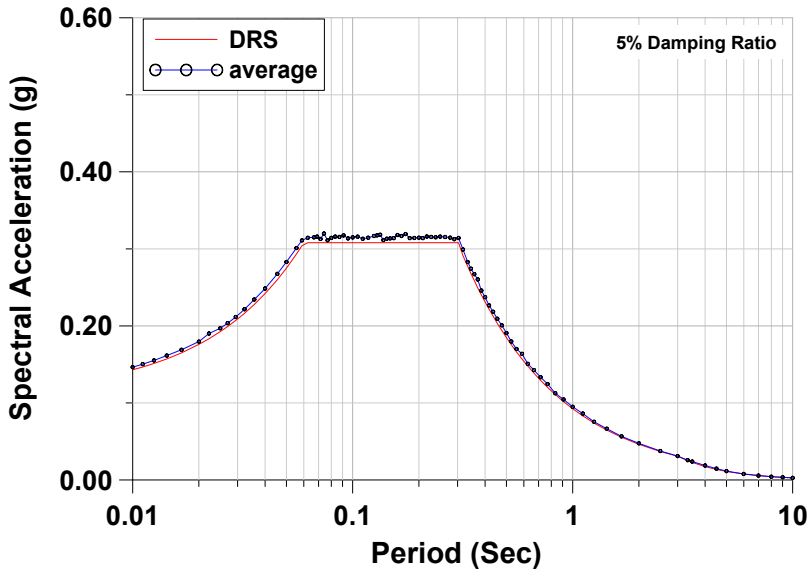


그림 3.3 PGA0.11g 평균응답해석을 위한 7쌍 인공지진파 응답스페트럼(5% 감쇠비)의
평균응답스펙트럼 (일련번호 : S1_PGA0.11g_eq{1~7})

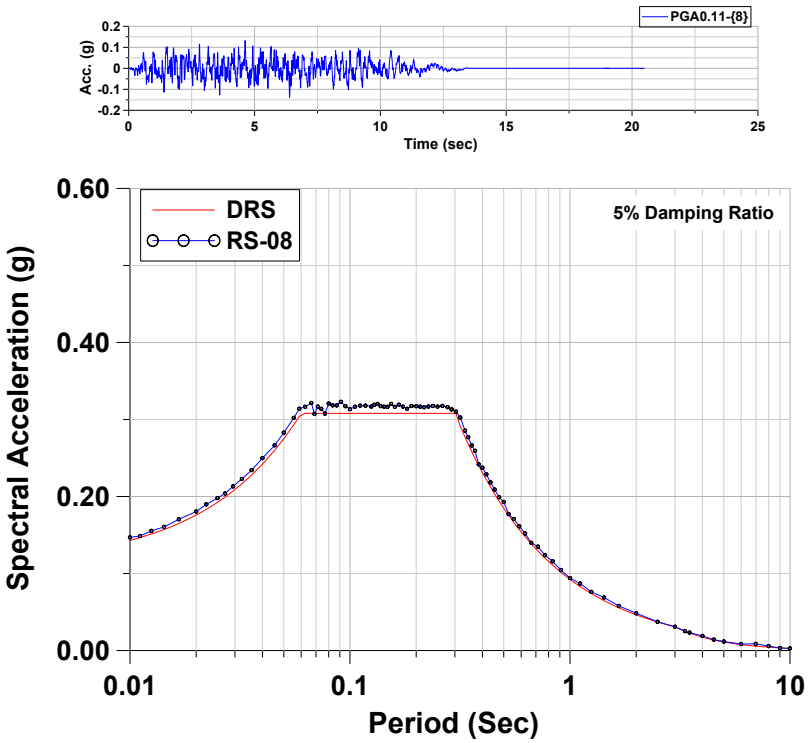


그림 3.4 PGA0.11g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.11g_eq{8})

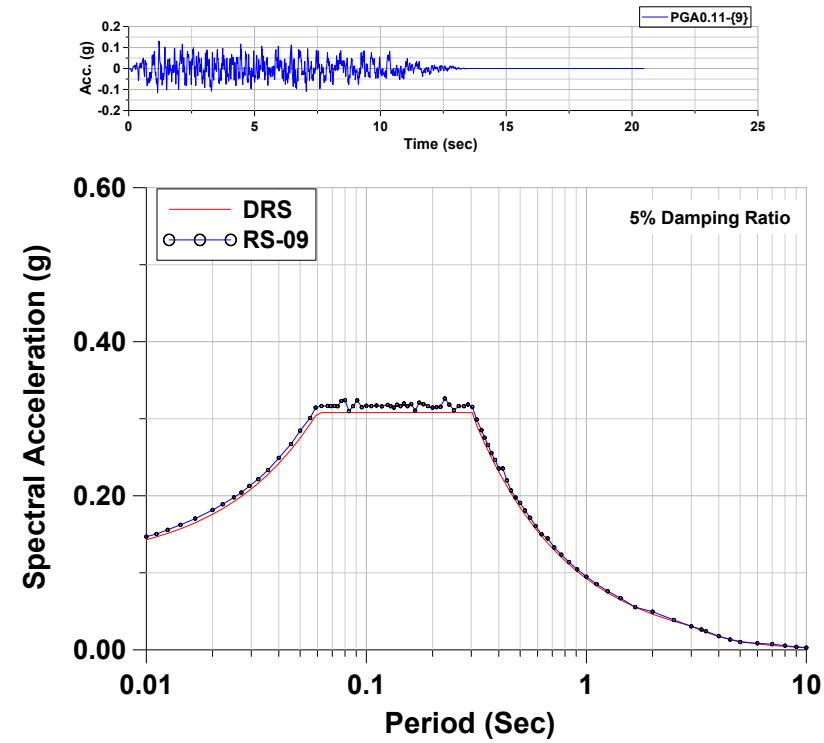


그림 3.5 PGA0.11g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.11g_eq{9})

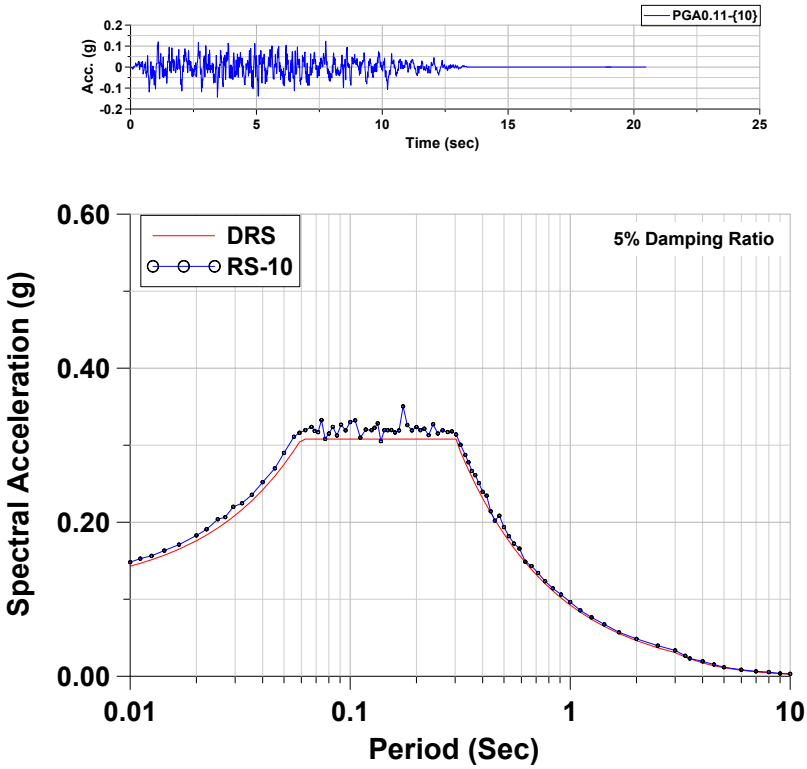


그림 3.6 PGA0.11g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.11g_eq{10})

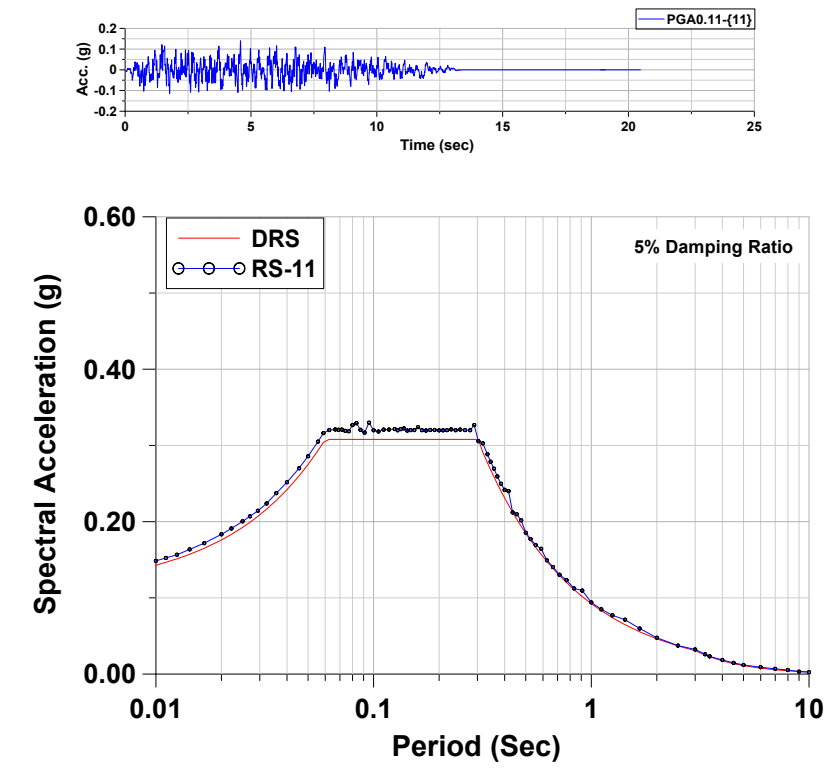


그림 3.7 PGA0.11g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.11g_eq{11})

표 3.1 S1_PGA0.11_eq{1~11} 인공지진가속도 사이의 상관계수 평가

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1										
2	0.1425	1									
3	0.1418	0.1258	1								
4	0.1321	0.1433	0.1522	1							
5	0.1436	0.1545	0.1485	0.1445	1						
6	0.1451	0.1419	0.1468	0.1524	0.1540	1					
7	0.1425	0.1570	0.1557	0.1587	0.1587	0.1510	1				
8								1			
9								0.1500	1		
10								0.1583	0.1298	1	
11								0.1480	0.1419	0.1573	1

표 3.2 S1_PGA0.11g_eq{1~7}의 평균응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.1430	0.1464	1.024	0.227	0.3080	0.3155	1.024
0.011	0.1467	0.1504	1.025	0.238	0.3080	0.3150	1.023
0.013	0.1513	0.1551	1.025	0.250	0.3080	0.3159	1.026
0.014	0.1572	0.1615	1.027	0.263	0.3080	0.3154	1.024
0.017	0.1650	0.1690	1.024	0.278	0.3080	0.3145	1.021
0.020	0.1760	0.1796	1.020	0.290	0.3080	0.3126	1.015
0.022	0.1833	0.1901	1.037	0.303	0.3080	0.3141	1.020
0.025	0.1925	0.1969	1.023	0.317	0.2911	0.2992	1.028
0.027	0.1992	0.2036	1.022	0.333	0.2772	0.2829	1.021
0.029	0.2071	0.2115	1.021	0.345	0.2680	0.2743	1.023
0.032	0.2165	0.2216	1.024	0.357	0.2587	0.2672	1.033
0.036	0.2278	0.2343	1.028	0.370	0.2495	0.2603	1.043
0.040	0.2420	0.2485	1.027	0.385	0.2402	0.2459	1.024
0.045	0.2600	0.2676	1.029	0.400	0.2310	0.2373	1.027
0.050	0.2750	0.2830	1.029	0.417	0.2218	0.2266	1.022
0.056	0.2933	0.3011	1.027	0.435	0.2125	0.2183	1.028
0.059	0.3041	0.3110	1.023	0.455	0.2033	0.2093	1.029
0.063	0.3080	0.3144	1.021	0.476	0.1940	0.2008	1.035
0.067	0.3080	0.3150	1.023	0.500	0.1848	0.1907	1.032
0.069	0.3080	0.3159	1.026	0.526	0.1756	0.1798	1.024
0.071	0.3080	0.3129	1.016	0.556	0.1663	0.1701	1.023
0.074	0.3080	0.3199	1.039	0.588	0.1571	0.1637	1.042
0.077	0.3080	0.3112	1.010	0.625	0.1478	0.1507	1.020
0.080	0.3080	0.3143	1.021	0.667	0.1386	0.1426	1.029
0.083	0.3080	0.3159	1.026	0.714	0.1293	0.1334	1.031
0.087	0.3080	0.3155	1.024	0.769	0.1201	0.1245	1.037
0.091	0.3080	0.3175	1.031	0.833	0.1109	0.1125	1.014
0.095	0.3080	0.3136	1.018	0.909	0.1017	0.1045	1.027
0.100	0.3080	0.3149	1.022	1.000	0.0924	0.0950	1.028
0.105	0.3080	0.3159	1.026	1.111	0.0832	0.0862	1.036
0.111	0.3080	0.3131	1.017	1.250	0.0739	0.0755	1.022
0.118	0.3080	0.3145	1.021	1.429	0.0647	0.0665	1.028
0.125	0.3080	0.3168	1.028	1.667	0.0554	0.0565	1.021
0.129	0.3080	0.3175	1.031	2.000	0.0462	0.0475	1.029
0.133	0.3080	0.3183	1.034	2.500	0.0370	0.0375	1.015
0.138	0.3080	0.3115	1.011	3.000	0.0308	0.0309	1.004
0.143	0.3080	0.3132	1.017	3.333	0.0250	0.0256	1.026
0.148	0.3080	0.3136	1.018	3.497	0.0227	0.0239	1.051
0.154	0.3080	0.3140	1.019	4.000	0.0173	0.0187	1.083
0.160	0.3080	0.3179	1.032	4.505	0.0137	0.0147	1.073
0.167	0.3080	0.3167	1.028	5.000	0.0111	0.0114	1.029
0.174	0.3080	0.3193	1.037	5.988	0.0077	0.0078	1.009
0.182	0.3080	0.3140	1.020	6.993	0.0057	0.0057	0.993
0.190	0.3080	0.3142	1.020	8.000	0.0043	0.0042	0.983
0.200	0.3080	0.3145	1.021	9.009	0.0034	0.0034	0.991
0.208	0.3080	0.3140	1.019	10.000	0.0028	0.0027	0.957
0.217	0.3080	0.3160	1.026				

표 3.3 S1_PGA0.11g_eq{8}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.1430	0.1470	1.028	0.227	0.3080	0.3169	1.029
0.011	0.1467	0.1487	1.014	0.238	0.3080	0.3176	1.031
0.013	0.1513	0.1554	1.027	0.250	0.3080	0.3168	1.029
0.014	0.1572	0.1605	1.021	0.263	0.3080	0.3177	1.031
0.017	0.1650	0.1704	1.033	0.278	0.3080	0.3160	1.026
0.020	0.1760	0.1805	1.025	0.290	0.3080	0.3131	1.017
0.022	0.1833	0.1898	1.035	0.303	0.3080	0.3102	1.007
0.025	0.1925	0.1980	1.029	0.317	0.2911	0.3025	1.039
0.027	0.1992	0.2040	1.024	0.333	0.2772	0.2855	1.030
0.029	0.2071	0.2131	1.029	0.345	0.2680	0.2770	1.034
0.032	0.2165	0.2229	1.029	0.357	0.2587	0.2663	1.029
0.036	0.2278	0.2342	1.028	0.370	0.2495	0.2594	1.040
0.040	0.2420	0.2498	1.032	0.385	0.2402	0.2418	1.007
0.045	0.2600	0.2665	1.025	0.400	0.2310	0.2374	1.028
0.050	0.2750	0.2829	1.029	0.417	0.2218	0.2288	1.032
0.056	0.2933	0.3022	1.030	0.435	0.2125	0.2184	1.028
0.059	0.3041	0.3140	1.033	0.455	0.2033	0.2090	1.028
0.063	0.3080	0.3165	1.027	0.476	0.1940	0.1991	1.026
0.067	0.3080	0.3215	1.044	0.500	0.1848	0.1930	1.044
0.069	0.3080	0.3073	0.998	0.526	0.1756	0.1773	1.010
0.071	0.3080	0.3168	1.029	0.556	0.1663	0.1709	1.027
0.074	0.3080	0.3139	1.019	0.588	0.1571	0.1613	1.027
0.077	0.3080	0.3076	0.999	0.625	0.1478	0.1521	1.029
0.080	0.3080	0.3208	1.042	0.667	0.1386	0.1399	1.009
0.083	0.3080	0.3183	1.034	0.714	0.1293	0.1350	1.044
0.087	0.3080	0.3183	1.033	0.769	0.1201	0.1238	1.031
0.091	0.3080	0.3230	1.049	0.833	0.1109	0.1159	1.045
0.095	0.3080	0.3173	1.030	0.909	0.1017	0.1047	1.029
0.100	0.3080	0.3135	1.018	1.000	0.0924	0.0941	1.019
0.105	0.3080	0.3165	1.028	1.111	0.0832	0.0870	1.046
0.111	0.3080	0.3179	1.032	1.250	0.0739	0.0762	1.032
0.118	0.3080	0.3180	1.032	1.429	0.0647	0.0689	1.064
0.125	0.3080	0.3168	1.029	1.667	0.0554	0.0580	1.048
0.129	0.3080	0.3191	1.036	2.000	0.0462	0.0484	1.048
0.133	0.3080	0.3202	1.040	2.500	0.0370	0.0374	1.011
0.138	0.3080	0.3174	1.030	3.000	0.0308	0.0309	1.005
0.143	0.3080	0.3166	1.028	3.333	0.0250	0.0252	1.009
0.148	0.3080	0.3165	1.028	3.497	0.0227	0.0234	1.029
0.154	0.3080	0.3203	1.040	4.000	0.0173	0.0190	1.099
0.160	0.3080	0.3164	1.027	4.505	0.0137	0.0143	1.041
0.167	0.3080	0.3193	1.037	5.000	0.0111	0.0117	1.058
0.174	0.3080	0.3167	1.028	5.988	0.0077	0.0085	1.101
0.182	0.3080	0.3139	1.019	6.993	0.0057	0.0087	1.527
0.190	0.3080	0.3175	1.031	8.000	0.0043	0.0058	1.345
0.200	0.3080	0.3172	1.030	9.009	0.0034	0.0033	0.977
0.208	0.3080	0.3167	1.028	10.000	0.0028	0.0028	1.014
0.217	0.3080	0.3159	1.026				

표 3.4 S1_PGA0.11g_eq{9}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.1430	0.1470	1.028	0.227	0.3080	0.3263	1.059
0.011	0.1467	0.1503	1.025	0.238	0.3080	0.3184	1.034
0.013	0.1513	0.1558	1.030	0.250	0.3080	0.3112	1.010
0.014	0.1572	0.1623	1.033	0.263	0.3080	0.3164	1.027
0.017	0.1650	0.1704	1.033	0.278	0.3080	0.3163	1.027
0.020	0.1760	0.1816	1.032	0.290	0.3080	0.3185	1.034
0.022	0.1833	0.1890	1.031	0.303	0.3080	0.3153	1.024
0.025	0.1925	0.1980	1.029	0.317	0.2911	0.2990	1.027
0.027	0.1992	0.2042	1.025	0.333	0.2772	0.2852	1.029
0.029	0.2071	0.2128	1.028	0.345	0.2680	0.2754	1.028
0.032	0.2165	0.2217	1.024	0.357	0.2587	0.2659	1.028
0.036	0.2278	0.2335	1.025	0.370	0.2495	0.2554	1.024
0.040	0.2420	0.2492	1.030	0.385	0.2402	0.2465	1.026
0.045	0.2600	0.2672	1.028	0.400	0.2310	0.2355	1.020
0.050	0.2750	0.2845	1.035	0.417	0.2218	0.2355	1.062
0.056	0.2933	0.3010	1.026	0.435	0.2125	0.2201	1.036
0.059	0.3041	0.3145	1.034	0.455	0.2033	0.2069	1.018
0.063	0.3080	0.3166	1.028	0.476	0.1940	0.1978	1.020
0.067	0.3080	0.3167	1.028	0.500	0.1848	0.1908	1.032
0.069	0.3080	0.3165	1.027	0.526	0.1756	0.1809	1.030
0.071	0.3080	0.3167	1.028	0.556	0.1663	0.1715	1.031
0.074	0.3080	0.3163	1.027	0.588	0.1571	0.1607	1.023
0.077	0.3080	0.3230	1.049	0.625	0.1478	0.1500	1.015
0.080	0.3080	0.3241	1.052	0.667	0.1386	0.1447	1.044
0.083	0.3080	0.3099	1.006	0.714	0.1293	0.1329	1.028
0.087	0.3080	0.3164	1.027	0.769	0.1201	0.1235	1.029
0.091	0.3080	0.3239	1.052	0.833	0.1109	0.1140	1.028
0.095	0.3080	0.3150	1.023	0.909	0.1017	0.1044	1.026
0.100	0.3080	0.3169	1.029	1.000	0.0924	0.0950	1.028
0.105	0.3080	0.3164	1.027	1.111	0.0832	0.0855	1.027
0.111	0.3080	0.3172	1.030	1.250	0.0739	0.0761	1.030
0.118	0.3080	0.3161	1.026	1.429	0.0647	0.0671	1.038
0.125	0.3080	0.3180	1.032	1.667	0.0554	0.0554	1.000
0.129	0.3080	0.3163	1.027	2.000	0.0462	0.0496	1.073
0.133	0.3080	0.3145	1.021	2.500	0.0370	0.0388	1.047
0.138	0.3080	0.3182	1.033	3.000	0.0308	0.0305	0.990
0.143	0.3080	0.3164	1.027	3.333	0.0250	0.0264	1.056
0.148	0.3080	0.3198	1.038	3.497	0.0227	0.0242	1.066
0.154	0.3080	0.3163	1.027	4.000	0.0173	0.0177	1.025
0.160	0.3080	0.3190	1.036	4.505	0.0137	0.0133	0.973
0.167	0.3080	0.3105	1.008	5.000	0.0111	0.0101	0.913
0.174	0.3080	0.3209	1.042	5.988	0.0077	0.0084	1.094
0.182	0.3080	0.3188	1.035	6.993	0.0057	0.0073	1.287
0.190	0.3080	0.3165	1.027	8.000	0.0043	0.0053	1.243
0.200	0.3080	0.3145	1.021	9.009	0.0034	0.0039	1.154
0.208	0.3080	0.3150	1.023	10.000	0.0028	0.0028	1.015
0.217	0.3080	0.3156	1.025				

표 3.5 S1_PGA0.11g_eq{10}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.1430	0.1482	1.036	0.227	0.3080	0.3131	1.016
0.011	0.1467	0.1528	1.041	0.238	0.3080	0.3273	1.063
0.013	0.1513	0.1563	1.033	0.250	0.3080	0.3152	1.023
0.014	0.1572	0.1632	1.038	0.263	0.3080	0.3193	1.037
0.017	0.1650	0.1709	1.036	0.278	0.3080	0.3171	1.030
0.020	0.1760	0.1829	1.039	0.290	0.3080	0.3180	1.032
0.022	0.1833	0.1908	1.041	0.303	0.3080	0.3139	1.019
0.025	0.1925	0.2039	1.059	0.317	0.2911	0.3006	1.033
0.027	0.1992	0.2067	1.037	0.333	0.2772	0.2873	1.036
0.029	0.2071	0.2201	1.063	0.345	0.2680	0.2779	1.037
0.032	0.2165	0.2247	1.038	0.357	0.2587	0.2666	1.030
0.036	0.2278	0.2356	1.034	0.370	0.2495	0.2611	1.046
0.040	0.2420	0.2520	1.041	0.385	0.2402	0.2508	1.044
0.045	0.2600	0.2700	1.038	0.400	0.2310	0.2396	1.037
0.050	0.2750	0.2900	1.054	0.417	0.2218	0.2345	1.057
0.056	0.2933	0.3109	1.060	0.435	0.2125	0.2142	1.008
0.059	0.3041	0.3162	1.040	0.455	0.2033	0.2020	0.994
0.063	0.3080	0.3195	1.037	0.476	0.1940	0.2085	1.075
0.067	0.3080	0.3238	1.051	0.500	0.1848	0.1937	1.048
0.069	0.3080	0.3186	1.034	0.526	0.1756	0.1820	1.036
0.071	0.3080	0.3170	1.029	0.556	0.1663	0.1723	1.036
0.074	0.3080	0.3326	1.080	0.588	0.1571	0.1657	1.055
0.077	0.3080	0.3081	1.000	0.625	0.1478	0.1487	1.006
0.080	0.3080	0.3151	1.023	0.667	0.1386	0.1431	1.033
0.083	0.3080	0.3237	1.051	0.714	0.1293	0.1341	1.037
0.087	0.3080	0.3126	1.015	0.769	0.1201	0.1234	1.027
0.091	0.3080	0.3266	1.060	0.833	0.1109	0.1143	1.030
0.095	0.3080	0.3192	1.037	0.909	0.1017	0.1061	1.043
0.100	0.3080	0.3300	1.072	1.000	0.0924	0.0963	1.043
0.105	0.3080	0.3323	1.079	1.111	0.0832	0.0856	1.029
0.111	0.3080	0.3098	1.006	1.250	0.0739	0.0764	1.034
0.118	0.3080	0.3203	1.040	1.429	0.0647	0.0674	1.041
0.125	0.3080	0.3195	1.037	1.667	0.0554	0.0571	1.031
0.129	0.3080	0.3226	1.047	2.000	0.0462	0.0486	1.052
0.133	0.3080	0.3284	1.066	2.500	0.0370	0.0398	1.075
0.138	0.3080	0.3053	0.991	3.000	0.0308	0.0335	1.088
0.143	0.3080	0.3195	1.037	3.333	0.0250	0.0266	1.064
0.148	0.3080	0.3194	1.037	3.497	0.0227	0.0231	1.018
0.154	0.3080	0.3196	1.038	4.000	0.0173	0.0194	1.120
0.160	0.3080	0.3165	1.028	4.505	0.0137	0.0153	1.113
0.167	0.3080	0.3192	1.036	5.000	0.0111	0.0117	1.056
0.174	0.3080	0.3504	1.138	5.988	0.0077	0.0085	1.101
0.182	0.3080	0.3261	1.059	6.993	0.0057	0.0064	1.127
0.190	0.3080	0.3192	1.036	8.000	0.0043	0.0054	1.260
0.200	0.3080	0.3235	1.050	9.009	0.0034	0.0036	1.053
0.208	0.3080	0.3195	1.037	10.000	0.0028	0.0032	1.147
0.217	0.3080	0.3214	1.044				

표 3.6 S1_PGA0.11g_eq{11}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.1430	0.1485	1.038	0.227	0.3080	0.3211	1.042
0.011	0.1467	0.1524	1.039	0.238	0.3080	0.3199	1.039
0.013	0.1513	0.1566	1.035	0.250	0.3080	0.3208	1.042
0.014	0.1572	0.1636	1.041	0.263	0.3080	0.3201	1.039
0.017	0.1650	0.1717	1.041	0.278	0.3080	0.3200	1.039
0.020	0.1760	0.1834	1.042	0.290	0.3080	0.3268	1.061
0.022	0.1833	0.1911	1.042	0.303	0.3080	0.3055	0.992
0.025	0.1925	0.2004	1.041	0.317	0.2911	0.3029	1.040
0.027	0.1992	0.2070	1.039	0.333	0.2772	0.2885	1.041
0.029	0.2071	0.2143	1.035	0.345	0.2680	0.2786	1.040
0.032	0.2165	0.2239	1.034	0.357	0.2587	0.2695	1.042
0.036	0.2278	0.2374	1.042	0.370	0.2495	0.2594	1.040
0.040	0.2420	0.2518	1.040	0.385	0.2402	0.2497	1.040
0.045	0.2600	0.2701	1.039	0.400	0.2310	0.2418	1.047
0.050	0.2750	0.2859	1.040	0.417	0.2218	0.2400	1.082
0.056	0.2933	0.3050	1.040	0.435	0.2125	0.2121	0.998
0.059	0.3041	0.3162	1.040	0.455	0.2033	0.2098	1.032
0.063	0.3080	0.3201	1.039	0.476	0.1940	0.2017	1.040
0.067	0.3080	0.3210	1.042	0.500	0.1848	0.1855	1.004
0.069	0.3080	0.3206	1.041	0.526	0.1756	0.1772	1.009
0.071	0.3080	0.3208	1.041	0.556	0.1663	0.1694	1.018
0.074	0.3080	0.3192	1.036	0.588	0.1571	0.1644	1.046
0.077	0.3080	0.3186	1.035	0.625	0.1478	0.1493	1.010
0.080	0.3080	0.3267	1.061	0.667	0.1386	0.1405	1.013
0.083	0.3080	0.3291	1.069	0.714	0.1293	0.1304	1.008
0.087	0.3080	0.3205	1.041	0.769	0.1201	0.1233	1.026
0.091	0.3080	0.3169	1.029	0.833	0.1109	0.1124	1.013
0.095	0.3080	0.3298	1.071	0.909	0.1017	0.1095	1.077
0.100	0.3080	0.3199	1.039	1.000	0.0924	0.0940	1.018
0.105	0.3080	0.3182	1.033	1.111	0.0832	0.0850	1.021
0.111	0.3080	0.3207	1.041	1.250	0.0739	0.0771	1.043
0.118	0.3080	0.3208	1.042	1.429	0.0647	0.0714	1.103
0.125	0.3080	0.3215	1.044	1.667	0.0554	0.0598	1.079
0.129	0.3080	0.3199	1.039	2.000	0.0462	0.0476	1.031
0.133	0.3080	0.3214	1.044	2.500	0.0370	0.0374	1.011
0.138	0.3080	0.3224	1.047	3.000	0.0308	0.0323	1.049
0.143	0.3080	0.3195	1.037	3.333	0.0250	0.0260	1.039
0.148	0.3080	0.3201	1.039	3.497	0.0227	0.0232	1.024
0.154	0.3080	0.3201	1.039	4.000	0.0173	0.0185	1.069
0.160	0.3080	0.3241	1.052	4.505	0.0137	0.0147	1.076
0.167	0.3080	0.3200	1.039	5.000	0.0111	0.0119	1.071
0.174	0.3080	0.3196	1.038	5.988	0.0077	0.0090	1.172
0.182	0.3080	0.3203	1.040	6.993	0.0057	0.0068	1.199
0.190	0.3080	0.3202	1.040	8.000	0.0043	0.0053	1.239
0.200	0.3080	0.3198	1.038	9.009	0.0034	0.0031	0.923
0.208	0.3080	0.3198	1.038	10.000	0.0028	0.0026	0.912
0.217	0.3080	0.3201	1.039				

3.2 재현주기 1000년 및 2400년 (PGA=0.154g, 0.22g) 인공지진파

- 평균응답해석을 위해 7개의 지진파의 평균 가속도응답스펙트럼이 설계지반 가속도응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파 그룹 : S1_PGA0.154g_eq1~7, S1_PGA0.22g_eq1~7(0.154g 지진파를 스케일 조정)
- 최대응답해석을 위한 4쌍의 인공지진파가 설계지반 가속도응답스펙트럼을 각각 만족하는 인공지진파 : S1_PGA0.154g_eq8~11, S1_PGA0.22g_eq8~11(0.154g 지진파를 스케일 조정)

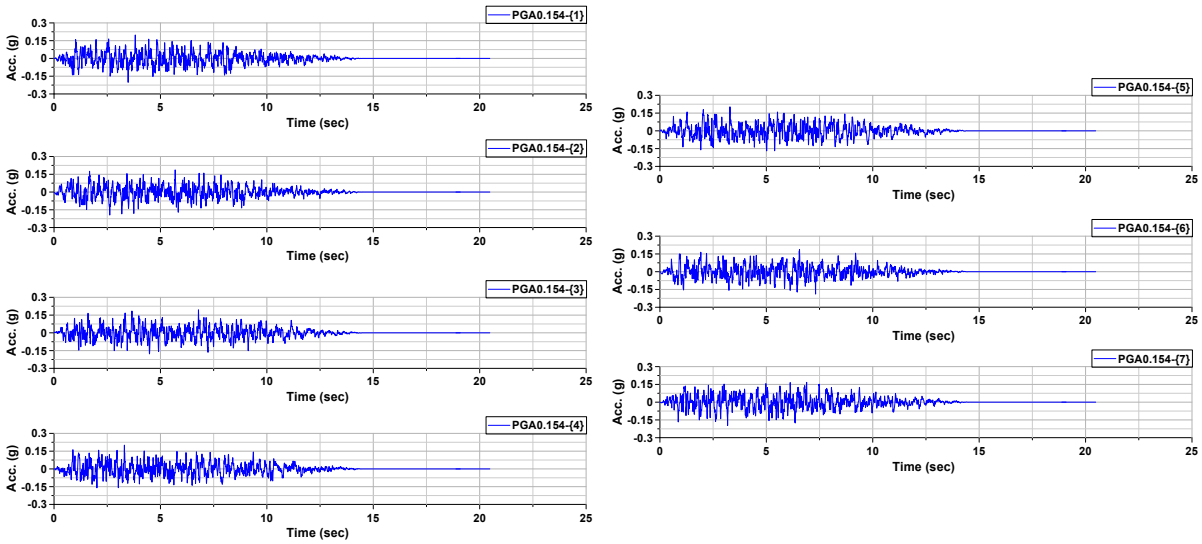


그림 3.8 PGA0.154g 평균응답해석을 위한 7쌍 인공지진파

(일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{1~7})

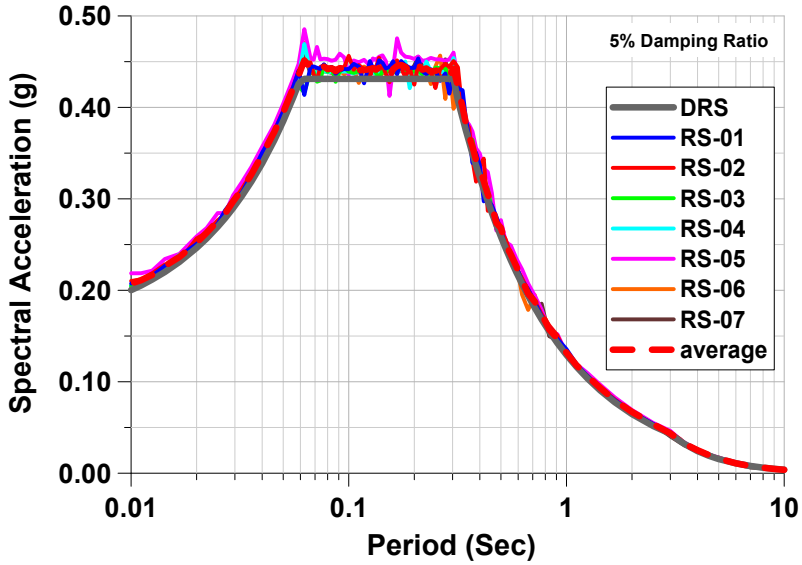


그림 3.9 PGA0.154g 평균응답해석을 위한 7쌍 인공지진파 응답스페트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{1~7})

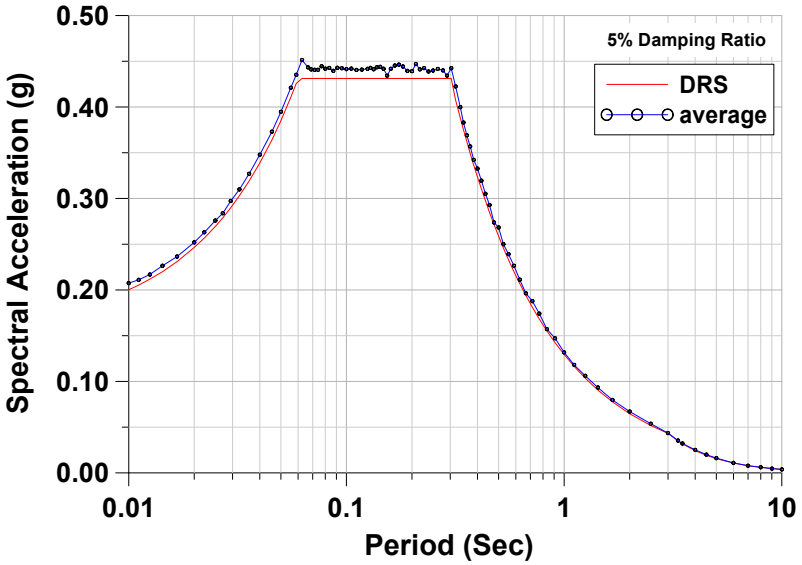


그림 3.10 PGA0.154g 평균응답해석을 위한 7쌍 인공지진파 응답스페트럼
(5% 감쇠비)의 평균응답스펙트럼 (일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{1~7})

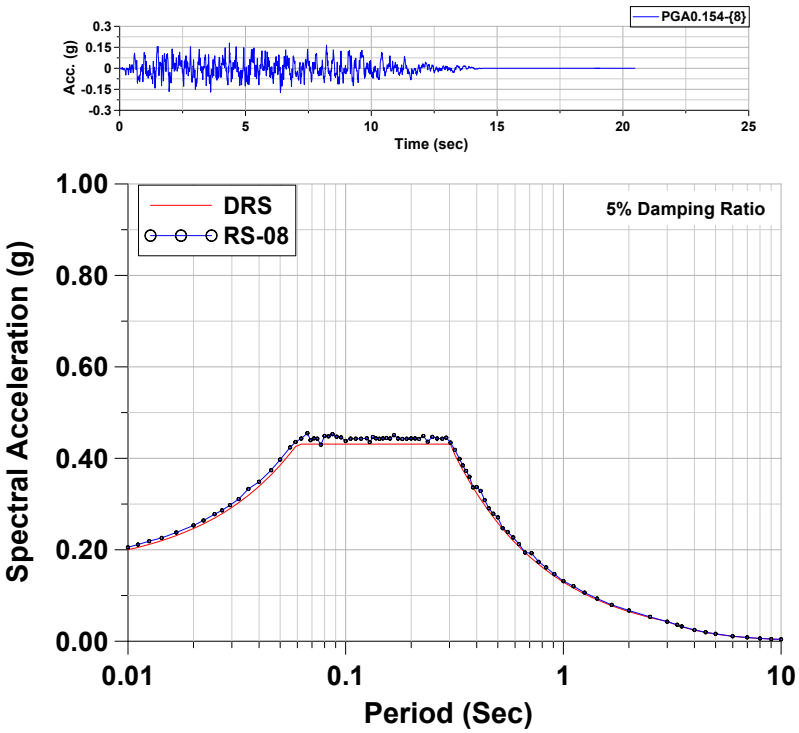


그림 3.11 PGA0.154g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{8})

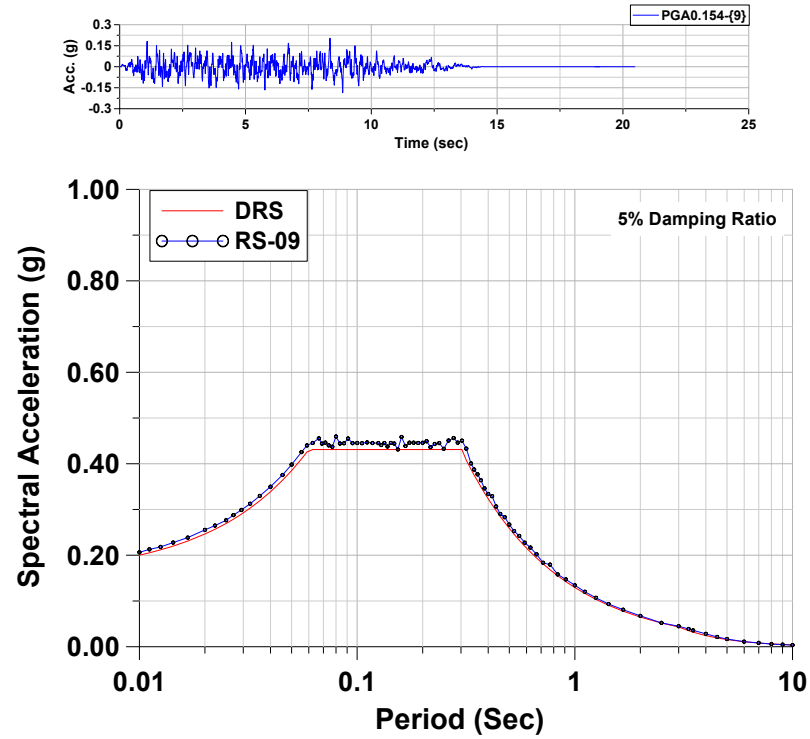
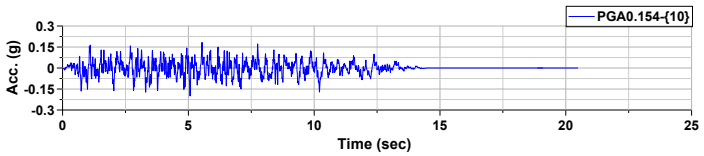


그림 3.12 PGA0.154g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{9})



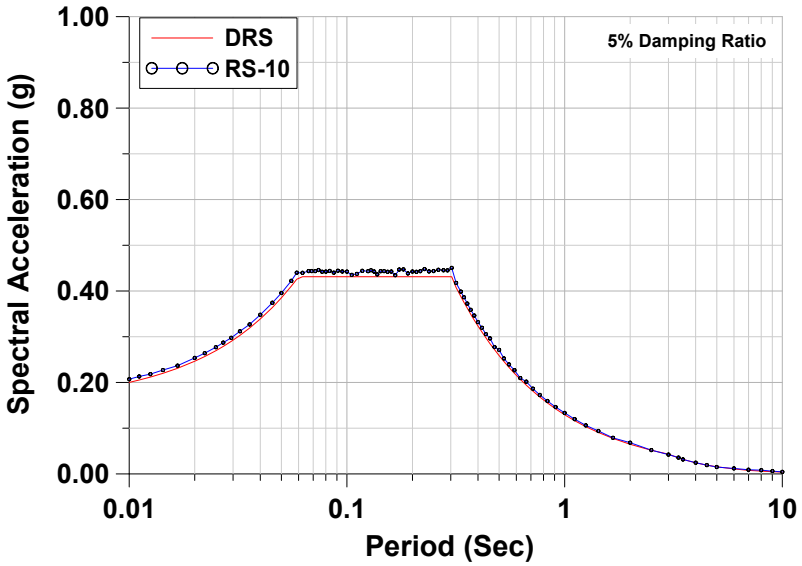
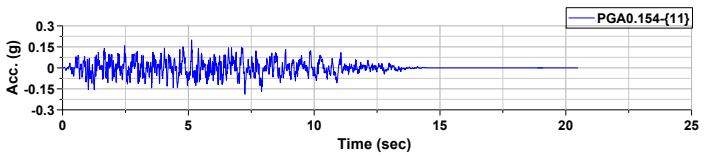


그림 3.13 PGA0.154g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{10})



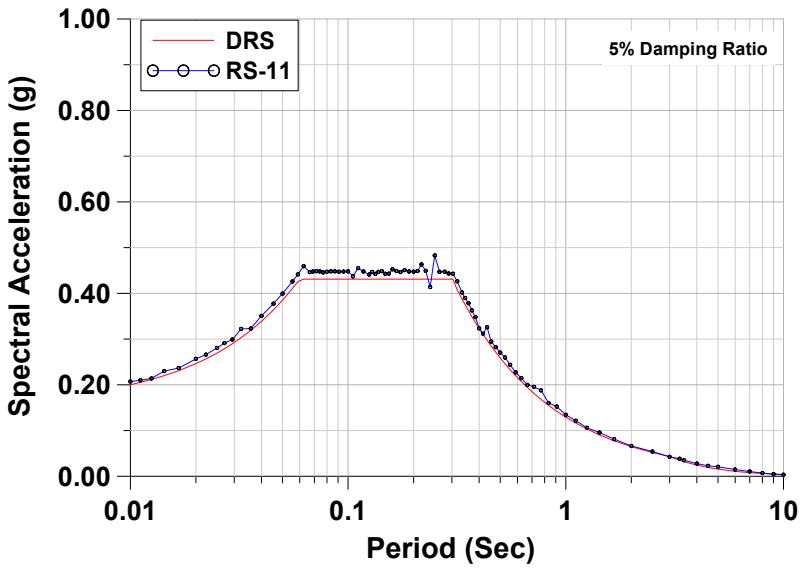


그림 3.14 PGA0.154g 최대응답해석을 위한 4쌍 인공지진파 및 응답스펙트럼(5% 감쇠비)
(일련번호 : S1_PGA0.154g_eq{11})

표 3.7 S1_PGA0.154g_eq{1~11} 인공지진가속도 사이의 상관계수 평가

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1										
2	0.1335	1									
3	0.1536	0.1461	1								
4	0.1428	0.1379	0.1344	1							
5	0.1590	0.1423	0.1227	0.1504	1						
6	0.1554	0.1588	0.1481	0.1522	0.1293	1					
7	0.1582	0.1517	0.1403	0.1495	0.1562	0.1505	1				
8								1			
9								0.1539	1		
10								0.1540	0.1291	1	
11								0.1561	0.1541	0.1426	1

표 3.8 S1_PGA0.154g_eq{1~7}의 평균응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.2002	0.2074	1.0361	0.227	0.4312	0.4425	1.0263
0.011	0.2053	0.2110	1.0279	0.238	0.4312	0.4388	1.0177
0.013	0.2118	0.2168	1.0239	0.250	0.4312	0.4399	1.0202
0.014	0.2200	0.2265	1.0294	0.263	0.4312	0.4417	1.0243
0.017	0.2310	0.2365	1.0238	0.278	0.4312	0.4400	1.0205
0.020	0.2464	0.2520	1.0228	0.290	0.4312	0.4343	1.0072
0.022	0.2567	0.2630	1.0247	0.303	0.4312	0.4424	1.0261
0.025	0.2695	0.2759	1.0236	0.317	0.4075	0.4225	1.0368
0.027	0.2789	0.2838	1.0178	0.333	0.3881	0.3998	1.0303
0.029	0.2899	0.2973	1.0254	0.345	0.3751	0.3831	1.0211
0.032	0.3030	0.3099	1.0227	0.357	0.3622	0.3691	1.0190
0.036	0.3190	0.3270	1.0250	0.370	0.3492	0.3569	1.0219
0.040	0.3388	0.3479	1.0267	0.385	0.3363	0.3422	1.0175
0.045	0.3640	0.3731	1.0249	0.400	0.3234	0.3327	1.0287
0.050	0.3850	0.3947	1.0253	0.417	0.3105	0.3195	1.0291
0.056	0.4107	0.4211	1.0252	0.435	0.2976	0.3051	1.0255
0.059	0.4258	0.4353	1.0223	0.455	0.2846	0.2929	1.0292
0.063	0.4312	0.4514	1.0468	0.476	0.2717	0.2738	1.0078
0.067	0.4312	0.4434	1.0282	0.500	0.2587	0.2683	1.0369
0.069	0.4312	0.4411	1.0231	0.526	0.2458	0.2500	1.0171
0.071	0.4312	0.4407	1.0221	0.556	0.2328	0.2391	1.0270
0.074	0.4312	0.4407	1.0220	0.588	0.2199	0.2264	1.0297
0.077	0.4312	0.4445	1.0309	0.625	0.2070	0.2113	1.0208
0.080	0.4312	0.4419	1.0249	0.667	0.1941	0.1963	1.0117
0.083	0.4312	0.4427	1.0267	0.714	0.1811	0.1877	1.0365
0.087	0.4312	0.4396	1.0194	0.769	0.1682	0.1741	1.0354
0.091	0.4312	0.4429	1.0272	0.833	0.1552	0.1572	1.0124
0.095	0.4312	0.4424	1.0261	0.909	0.1423	0.1472	1.0341
0.100	0.4312	0.4414	1.0237	1.000	0.1293	0.1317	1.0185
0.105	0.4312	0.4420	1.0251	1.111	0.1164	0.1180	1.0139
0.111	0.4312	0.4406	1.0217	1.250	0.1035	0.1061	1.0252
0.118	0.4312	0.4409	1.0225	1.429	0.0906	0.0933	1.0302
0.125	0.4312	0.4418	1.0246	1.667	0.0776	0.0797	1.0274
0.129	0.4312	0.4428	1.0270	2.000	0.0647	0.0670	1.0365
0.133	0.4312	0.4413	1.0233	2.500	0.0517	0.0537	1.0377
0.138	0.4312	0.4434	1.0283	3.000	0.0431	0.0435	1.0093
0.143	0.4312	0.4440	1.0296	3.333	0.0349	0.0353	1.0111
0.148	0.4312	0.4419	1.0247	3.497	0.0318	0.0321	1.0096
0.154	0.4312	0.4343	1.0072	4.000	0.0242	0.0251	1.0363
0.160	0.4312	0.4418	1.0247	4.505	0.0191	0.0199	1.0429
0.167	0.4312	0.4454	1.0328	5.000	0.0155	0.0161	1.0363
0.174	0.4312	0.4464	1.0352	5.988	0.0108	0.0109	1.0056
0.182	0.4312	0.4443	1.0304	6.993	0.0079	0.0078	0.9853
0.190	0.4312	0.4396	1.0194	8.000	0.0061	0.0061	0.9970
0.200	0.4312	0.4392	1.0187	9.009	0.0048	0.0046	0.9690
0.208	0.4312	0.4470	1.0366	10.000	0.0039	0.0037	0.9669
0.217	0.4312	0.4412	1.0231				

표 3.9 S1_PGA0.154g_eq{8}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.2002	0.2055	1.0265	0.227	0.4312	0.4489	1.0410
0.011	0.2053	0.2114	1.0297	0.238	0.4312	0.4363	1.0119
0.013	0.2118	0.2189	1.0334	0.250	0.4312	0.4470	1.0366
0.014	0.2200	0.2260	1.0272	0.263	0.4312	0.4433	1.0281
0.017	0.2310	0.2378	1.0296	0.278	0.4312	0.4429	1.0271
0.020	0.2464	0.2533	1.0282	0.290	0.4312	0.4452	1.0325
0.022	0.2567	0.2642	1.0292	0.303	0.4312	0.4344	1.0075
0.025	0.2695	0.2780	1.0314	0.317	0.4075	0.4185	1.0269
0.027	0.2789	0.2863	1.0267	0.333	0.3881	0.3988	1.0277
0.029	0.2899	0.2977	1.0268	0.345	0.3751	0.3846	1.0253
0.032	0.3030	0.3109	1.0260	0.357	0.3622	0.3725	1.0283
0.036	0.3190	0.3331	1.0442	0.370	0.3492	0.3597	1.0300
0.040	0.3388	0.3487	1.0291	0.385	0.3363	0.3366	1.0007
0.045	0.3640	0.3741	1.0278	0.400	0.3234	0.3371	1.0425
0.050	0.3850	0.3973	1.0320	0.417	0.3105	0.3287	1.0588
0.056	0.4107	0.4239	1.0323	0.435	0.2976	0.3087	1.0375
0.059	0.4258	0.4357	1.0234	0.455	0.2846	0.2907	1.0216
0.063	0.4312	0.4433	1.0281	0.476	0.2717	0.2790	1.0269
0.067	0.4312	0.4549	1.0549	0.500	0.2587	0.2710	1.0475
0.069	0.4312	0.4398	1.0199	0.526	0.2458	0.2473	1.0061
0.071	0.4312	0.4437	1.0289	0.556	0.2328	0.2389	1.0261
0.074	0.4312	0.4430	1.0274	0.588	0.2199	0.2270	1.0324
0.077	0.4312	0.4298	0.9967	0.625	0.2070	0.2125	1.0267
0.080	0.4312	0.4489	1.0411	0.667	0.1941	0.1939	0.9994
0.083	0.4312	0.4480	1.0390	0.714	0.1811	0.1925	1.0631
0.087	0.4312	0.4528	1.0500	0.769	0.1682	0.1737	1.0327
0.091	0.4312	0.4474	1.0375	0.833	0.1552	0.1615	1.0402
0.095	0.4312	0.4459	1.0341	0.909	0.1423	0.1467	1.0308
0.100	0.4312	0.4380	1.0157	1.000	0.1293	0.1314	1.0160
0.105	0.4312	0.4431	1.0276	1.111	0.1164	0.1205	1.0349
0.111	0.4312	0.4430	1.0274	1.250	0.1035	0.1065	1.0286
0.118	0.4312	0.4429	1.0270	1.429	0.0906	0.0934	1.0313
0.125	0.4312	0.4439	1.0294	1.667	0.0776	0.0795	1.0250
0.129	0.4312	0.4357	1.0105	2.000	0.0647	0.0673	1.0404
0.133	0.4312	0.4466	1.0356	2.500	0.0517	0.0533	1.0308
0.138	0.4312	0.4437	1.0289	3.000	0.0431	0.0428	0.9933
0.143	0.4312	0.4429	1.0271	3.333	0.0349	0.0360	1.0314
0.148	0.4312	0.4435	1.0286	3.497	0.0318	0.0324	1.0198
0.154	0.4312	0.4445	1.0309	4.000	0.0242	0.0247	1.0193
0.160	0.4312	0.4433	1.0281	4.505	0.0191	0.0197	1.0286
0.167	0.4312	0.4507	1.0452	5.000	0.0155	0.0163	1.0500
0.174	0.4312	0.4434	1.0282	5.988	0.0108	0.0109	1.0048
0.182	0.4312	0.4424	1.0260	6.993	0.0079	0.0085	1.0738
0.190	0.4312	0.4429	1.0272	8.000	0.0061	0.0061	1.0036
0.200	0.4312	0.4435	1.0284	9.009	0.0048	0.0047	0.9804
0.208	0.4312	0.4435	1.0286	10.000	0.0039	0.0042	1.0953
0.217	0.4312	0.4424	1.0259				

표 3.10 S1_PGA0.154g_eq{9}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.2002	0.2063	1.0304	0.227	0.4312	0.4432	1.0279
0.011	0.2053	0.2128	1.0367	0.238	0.4312	0.4452	1.0325
0.013	0.2118	0.2182	1.0303	0.250	0.4312	0.4328	1.0036
0.014	0.2200	0.2277	1.0349	0.263	0.4312	0.4508	1.0455
0.017	0.2310	0.2386	1.0327	0.278	0.4312	0.4563	1.0581
0.020	0.2464	0.2554	1.0367	0.290	0.4312	0.4462	1.0349
0.022	0.2567	0.2649	1.0318	0.303	0.4312	0.4505	1.0448
0.025	0.2695	0.2765	1.0260	0.317	0.4075	0.4331	1.0629
0.027	0.2789	0.2877	1.0317	0.333	0.3881	0.4009	1.0330
0.029	0.2899	0.2990	1.0315	0.345	0.3751	0.3875	1.0329
0.032	0.3030	0.3126	1.0315	0.357	0.3622	0.3769	1.0406
0.036	0.3190	0.3297	1.0336	0.370	0.3492	0.3641	1.0425
0.040	0.3388	0.3499	1.0327	0.385	0.3363	0.3462	1.0294
0.045	0.3640	0.3756	1.0318	0.400	0.3234	0.3339	1.0326
0.050	0.3850	0.3982	1.0344	0.417	0.3105	0.3292	1.0602
0.056	0.4107	0.4255	1.0362	0.435	0.2976	0.3066	1.0305
0.059	0.4258	0.4401	1.0337	0.455	0.2846	0.2903	1.0201
0.063	0.4312	0.4455	1.0332	0.476	0.2717	0.2832	1.0425
0.067	0.4312	0.4555	1.0564	0.500	0.2587	0.2671	1.0323
0.069	0.4312	0.4441	1.0299	0.526	0.2458	0.2529	1.0287
0.071	0.4312	0.4463	1.0351	0.556	0.2328	0.2422	1.0402
0.074	0.4312	0.4403	1.0211	0.588	0.2199	0.2275	1.0346
0.077	0.4312	0.4373	1.0141	0.625	0.2070	0.2168	1.0473
0.080	0.4312	0.4596	1.0659	0.667	0.1941	0.2020	1.0410
0.083	0.4312	0.4443	1.0304	0.714	0.1811	0.1836	1.0137
0.087	0.4312	0.4449	1.0318	0.769	0.1682	0.1795	1.0674
0.091	0.4312	0.4552	1.0556	0.833	0.1552	0.1581	1.0184
0.095	0.4312	0.4450	1.0321	0.909	0.1423	0.1472	1.0340
0.100	0.4312	0.4455	1.0332	1.000	0.1293	0.1342	1.0379
0.105	0.4312	0.4451	1.0322	1.111	0.1164	0.1201	1.0316
0.111	0.4312	0.4467	1.0358	1.250	0.1035	0.1069	1.0329
0.118	0.4312	0.4454	1.0329	1.429	0.0906	0.0932	1.0295
0.125	0.4312	0.4452	1.0324	1.667	0.0776	0.0809	1.0422
0.129	0.4312	0.4410	1.0228	2.000	0.0647	0.0674	1.0418
0.133	0.4312	0.4453	1.0328	2.500	0.0517	0.0521	1.0075
0.138	0.4312	0.4378	1.0153	3.000	0.0431	0.0447	1.0360
0.143	0.4312	0.4456	1.0334	3.333	0.0349	0.0388	1.1100
0.148	0.4312	0.4443	1.0303	3.497	0.0318	0.0357	1.1242
0.154	0.4312	0.4314	1.0005	4.000	0.0242	0.0281	1.1590
0.160	0.4312	0.4586	1.0636	4.505	0.0191	0.0212	1.1107
0.167	0.4312	0.4389	1.0179	5.000	0.0155	0.0167	1.0780
0.174	0.4312	0.4461	1.0346	5.988	0.0108	0.0110	1.0157
0.182	0.4312	0.4462	1.0347	6.993	0.0079	0.0084	1.0597
0.190	0.4312	0.4455	1.0332	8.000	0.0061	0.0057	0.9422
0.200	0.4312	0.4460	1.0343	9.009	0.0048	0.0045	0.9394
0.208	0.4312	0.4492	1.0417	10.000	0.0039	0.0035	0.9015
0.217	0.4312	0.4363	1.0117				

표 3.11 S1_PGA0.154g_eq{10}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.2002	0.2072	1.0349	0.227	0.4312	0.4479	1.0387
0.011	0.2053	0.2131	1.0380	0.238	0.4312	0.4428	1.0270
0.013	0.2118	0.2181	1.0301	0.250	0.4312	0.4436	1.0287
0.014	0.2200	0.2271	1.0321	0.263	0.4312	0.4465	1.0354
0.017	0.2310	0.2368	1.0249	0.278	0.4312	0.4453	1.0327
0.020	0.2464	0.2537	1.0296	0.290	0.4312	0.4451	1.0322
0.022	0.2567	0.2640	1.0284	0.303	0.4312	0.4505	1.0448
0.025	0.2695	0.2771	1.0281	0.317	0.4075	0.4176	1.0249
0.027	0.2789	0.2871	1.0296	0.333	0.3881	0.3987	1.0274
0.029	0.2899	0.2976	1.0265	0.345	0.3751	0.3864	1.0300
0.032	0.3030	0.3119	1.0293	0.357	0.3622	0.3725	1.0283
0.036	0.3190	0.3269	1.0248	0.370	0.3492	0.3589	1.0276
0.040	0.3388	0.3481	1.0273	0.385	0.3363	0.3463	1.0297
0.045	0.3640	0.3743	1.0284	0.400	0.3234	0.3320	1.0266
0.050	0.3850	0.3956	1.0276	0.417	0.3105	0.3195	1.0292
0.056	0.4107	0.4223	1.0282	0.435	0.2976	0.3058	1.0275
0.059	0.4258	0.4401	1.0336	0.455	0.2846	0.2963	1.0412
0.063	0.4312	0.4398	1.0199	0.476	0.2717	0.2774	1.0211
0.067	0.4312	0.4435	1.0284	0.500	0.2587	0.2711	1.0477
0.069	0.4312	0.4436	1.0287	0.526	0.2458	0.2525	1.0273
0.071	0.4312	0.4435	1.0285	0.556	0.2328	0.2394	1.0282
0.074	0.4312	0.4459	1.0341	0.588	0.2199	0.2266	1.0306
0.077	0.4312	0.4421	1.0252	0.625	0.2070	0.2096	1.0127
0.080	0.4312	0.4424	1.0260	0.667	0.1941	0.2018	1.0397
0.083	0.4312	0.4439	1.0294	0.714	0.1811	0.1864	1.0293
0.087	0.4312	0.4401	1.0206	0.769	0.1682	0.1727	1.0270
0.091	0.4312	0.4442	1.0302	0.833	0.1552	0.1594	1.0268
0.095	0.4312	0.4427	1.0266	0.909	0.1423	0.1463	1.0278
0.100	0.4312	0.4423	1.0258	1.000	0.1293	0.1334	1.0314
0.105	0.4312	0.4352	1.0093	1.111	0.1164	0.1198	1.0289
0.111	0.4312	0.4374	1.0143	1.250	0.1035	0.1061	1.0253
0.118	0.4312	0.4441	1.0299	1.429	0.0906	0.0939	1.0363
0.125	0.4312	0.4433	1.0282	1.667	0.0776	0.0789	1.0165
0.129	0.4312	0.4454	1.0330	2.000	0.0647	0.0683	1.0554
0.133	0.4312	0.4426	1.0263	2.500	0.0517	0.0520	1.0059
0.138	0.4312	0.4363	1.0119	3.000	0.0431	0.0423	0.9800
0.143	0.4312	0.4433	1.0280	3.333	0.0349	0.0357	1.0206
0.148	0.4312	0.4434	1.0284	3.497	0.0318	0.0316	0.9957
0.154	0.4312	0.4420	1.0252	4.000	0.0242	0.0246	1.0150
0.160	0.4312	0.4425	1.0262	4.505	0.0191	0.0193	1.0084
0.167	0.4312	0.4346	1.0079	5.000	0.0155	0.0151	0.9707
0.174	0.4312	0.4469	1.0364	5.988	0.0108	0.0121	1.1149
0.182	0.4312	0.4472	1.0371	6.993	0.0079	0.0092	1.1627
0.190	0.4312	0.4384	1.0168	8.000	0.0061	0.0082	1.3396
0.200	0.4312	0.4426	1.0264	9.009	0.0048	0.0059	1.2413
0.208	0.4312	0.4420	1.0250	10.000	0.0039	0.0045	1.1659
0.217	0.4312	0.4433	1.0281				

표 3.12 S1_PGA0.154g_eq{11}의 응답스펙트럼 평가

Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS	Period(sec)	TGS	RS	RS/TGS
0.010	0.2002	0.2072	1.0347	0.227	0.4312	0.4493	1.0421
0.011	0.2053	0.2099	1.0224	0.238	0.4312	0.4139	0.9598
0.013	0.2118	0.2140	1.0104	0.250	0.4312	0.4829	1.1200
0.014	0.2200	0.2299	1.0451	0.263	0.4312	0.4473	1.0372
0.017	0.2310	0.2366	1.0244	0.278	0.4312	0.4474	1.0375
0.020	0.2464	0.2568	1.0421	0.290	0.4312	0.4434	1.0284
0.022	0.2567	0.2660	1.0364	0.303	0.4312	0.4429	1.0272
0.025	0.2695	0.2807	1.0415	0.317	0.4075	0.4264	1.0463
0.027	0.2789	0.2912	1.0444	0.333	0.3881	0.4022	1.0363
0.029	0.2899	0.2991	1.0316	0.345	0.3751	0.3898	1.0391
0.032	0.3030	0.3223	1.0634	0.357	0.3622	0.3785	1.0449
0.036	0.3190	0.3231	1.0128	0.370	0.3492	0.3628	1.0387
0.040	0.3388	0.3509	1.0356	0.385	0.3363	0.3482	1.0352
0.045	0.3640	0.3776	1.0373	0.400	0.3234	0.3236	1.0007
0.050	0.3850	0.3995	1.0377	0.417	0.3105	0.3117	1.0040
0.056	0.4107	0.4261	1.0374	0.435	0.2976	0.3261	1.0958
0.059	0.4258	0.4416	1.0371	0.455	0.2846	0.2946	1.0352
0.063	0.4312	0.4594	1.0654	0.476	0.2717	0.2823	1.0394
0.067	0.4312	0.4464	1.0353	0.500	0.2587	0.2705	1.0454
0.069	0.4312	0.4478	1.0385	0.526	0.2458	0.2597	1.0567
0.071	0.4312	0.4485	1.0400	0.556	0.2328	0.2437	1.0468
0.074	0.4312	0.4480	1.0389	0.588	0.2199	0.2272	1.0332
0.077	0.4312	0.4458	1.0340	0.625	0.2070	0.2145	1.0363
0.080	0.4312	0.4472	1.0370	0.667	0.1941	0.1997	1.0293
0.083	0.4312	0.4483	1.0396	0.714	0.1811	0.1956	1.0802
0.087	0.4312	0.4482	1.0394	0.769	0.1682	0.1880	1.1180
0.091	0.4312	0.4473	1.0373	0.833	0.1552	0.1603	1.0326
0.095	0.4312	0.4477	1.0382	0.909	0.1423	0.1524	1.0710
0.100	0.4312	0.4482	1.0395	1.000	0.1293	0.1345	1.0397
0.105	0.4312	0.4372	1.0140	1.111	0.1164	0.1214	1.0431
0.111	0.4312	0.4552	1.0557	1.250	0.1035	0.1061	1.0252
0.118	0.4312	0.4478	1.0385	1.429	0.0906	0.0956	1.0555
0.125	0.4312	0.4412	1.0231	1.667	0.0776	0.0812	1.0464
0.129	0.4312	0.4468	1.0362	2.000	0.0647	0.0663	1.0252
0.133	0.4312	0.4427	1.0266	2.500	0.0517	0.0541	1.0461
0.138	0.4312	0.4471	1.0370	3.000	0.0431	0.0426	0.9871
0.143	0.4312	0.4487	1.0405	3.333	0.0349	0.0383	1.0958
0.148	0.4312	0.4429	1.0270	3.497	0.0318	0.0351	1.1059
0.154	0.4312	0.4431	1.0276	4.000	0.0242	0.0277	1.1445
0.160	0.4312	0.4526	1.0496	4.505	0.0191	0.0228	1.1935
0.167	0.4312	0.4490	1.0412	5.000	0.0155	0.0206	1.3315
0.174	0.4312	0.4465	1.0356	5.988	0.0108	0.0147	1.3619
0.182	0.4312	0.4508	1.0455	6.993	0.0079	0.0105	1.3246
0.190	0.4312	0.4478	1.0385	8.000	0.0061	0.0070	1.1462
0.200	0.4312	0.4475	1.0379	9.009	0.0048	0.0046	0.9660
0.208	0.4312	0.4489	1.0411	10.000	0.0039	0.0035	0.9033
0.217	0.4312	0.4633	1.0744				

제 4 장 인공지진파 활용방법

4.1 인공지진파 입력방법

이 연구에서 작성한 인공지진파는 다음과 같이 기반암 노두입력 방법으로 교량 지진응답해석에서 지진입력운동으로 사용될 수 있다.

- 기반암 노두입력 방법 : 그림 4.1의 'A'점에 입력
  (1) 기반암 노두(그림 4.1의 A점)에 인공지진파를 입력
  (2) 지반의 비선형거동을 고려한 부지응답해석을 통해 지표면(그림 4.1의 B점)에서 입력되는 지진입력을 결정
  (3) 자유장지반의 지표면(그림 4.1의 B점)에서 지진파를 교량구조물의 고정기초에 입력하거나, 그림 4.2 (a)와 같은 스프링 기초모델의 스프링 지점에 입력하거나, 그림 4.2 (b)와 같이 교량 지반-구조물 상호작용해석(soil-structure interaction analysis)의 지표면 통제운동(control motion)으로 사용

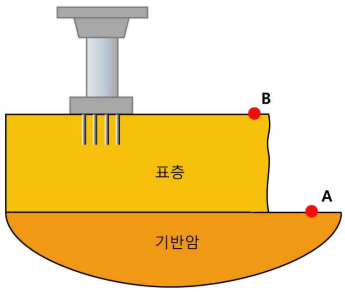
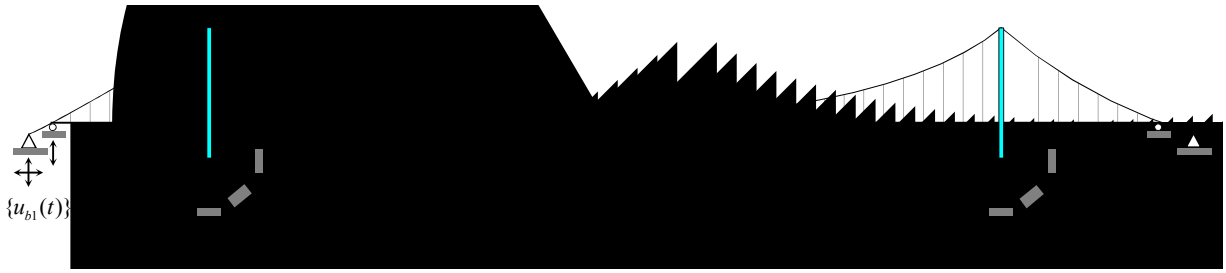
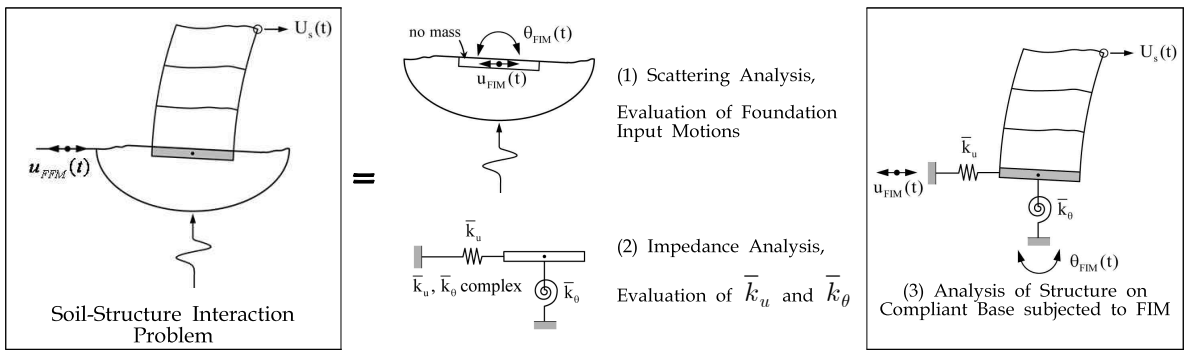


그림 4.1 인공지진파의 입력 방법



(a) 스프링 기초 해석모델



(b) 지진 지반-구조물 상호작용 해석 개념도

그림 4.2 교량 지점의 스프링 기초 모델 적용 사례

4.2 방향별 인공지진파 선택

수평 및 수직방향 지진입력을 동시에 작용시켜 지진응답해석을 수행할 경우, 입력지진의 상관계수는 0.16이하여야 한다. 이 연구에서 작성된 인공지진파는 서로 다른 인공지진가속도 사이의 상관계수가 모두 0.16 이하이기 때문에, 그림 4.3과 같이 서로 다른 3개 지진파를 조합하여 수평 2방향 및 수직 지진입력을 위한 여러 가지 조합이 가능하다.

7개 평균응답해석

Random case	X	Y	Z
1	1	2	3
2	2	3	4
3	3	4	5
4	4	5	6
5	5	6	7
6	6	7	1
7	7	1	2

4개 최대응답해석

Random case	X	Y	Z
1	8	9	10
2	9	10	11
3	10	11	8
4	11	8	9

그림 4.3 수평 2방향 및 수직에 대한 인공지진파 조합 사례

참고문헌

내진설계기준 공통적용사항(2017), 국민안전처

내진설계기준 KDS 17 10 00(2018), 국토교통부

김남식, 김재민, 이계희, 강형택 (2007), 지진격리 교량의 내진설계를 위한 표준 인공지진파 생성, 부산대학교 생산기술연구소 논문집, 제66집, 1-7.

김민규, 이현비, 이경미 (2011), 중 · 저준위 방사성 폐기물 처분장의 지진위험도 평가를 위한 지반운동스펙트럼 산정, 한국지진공학회 논문집, 제15권, 제1호, 57-63.

김승훈, 이승창, 한상환, 이리형 (1998), 국내 지진 기록을 이용한 약진 지역에서의 인공지진파 발생에 관한 연구, 한국전산구조공학회 1998년도 가을학술발표회 논문집, 497-504.

김원배, 유철수 (1990), 구조물의 동적해석을 위한 한반도의 인공지진파 작성, 대한토목학회 논문집, Vol.10, No.3, 39-47.

김재민 (2014), QuakeGem : 인공지진파 작성 프로그램, 전남대학교 해양토목공학과.

김진만 (2003), RMS 가속도에 의한 인공 지진파 생성기법, 한국지진공학회 논문집, Vol.7, No.1, 31-40.

박형기, 정현교 (2007), 인공 지진파 작성을 위한 유전자 알고리즘의 적용, 한국지진공학회 논문집, 제11권, 제2호, 1-9.

서형열, 박광순, 김익현, 김동수(2014), 사회기반시설물의 내진설계기준 개선방향에 대한 고찰, 한국지진공학회 논문집, Vol.18, No.5, 231-240.

연관희, 장천중, 이종림, 노명현 (2000), 위상특성을 반영한 인공지진파 작성, 한국지진공학회 추계학술발표회 논문집, Vol.4, No.2, 91-97.

전대한, 강병두, 김재웅 (2006), 내진 설계용 스펙트럼에 적합한 인공지진파의 작성과 응답 특성, 한국지진공학회 2006년도 학술대회 논문집, 141-148

정재경, 한상환, 이리형 (1999), 설계응답스펙트럼을 고려한 인공지진파의 발생에 관한 연구, 한국전산구조공학회 봄 학술발표회 논문집, 145-150.

AASHTO (1999), *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO (2010), *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Second Edition with Interims, Washington, D.C.

AASHTO (2014), *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Second Edition with Interims, Washington, D.C.

Abrahamson, N. A. (1992), Non-stationary spectral matching, *Seismological Research Letters*, Seismological Society of America, Vol.63, Vol.1, p. 30.

Ahmadi, G. (1979), Generation of artificial time-histories compatible with given response spectra A review, *Solid Mech. Arch.*, Vol.4, No.4, 207-239.

Atik, L.A. and Abrahamson, N. (2010), An improved method for nonstationary spectral matching , *Earthquake Spectra*, Vol. 26, No. 3, 601-617.

Bolt, B.A. and Gregor, N.J. (1993), Synthesized strong ground motion for the seismic condition assessment of the eastern portion of the San Francisco Bay Bridge, *Report No. UCB/EERC-93/12*, University of California, Berkeley, CA.

Boore, D.M., Stephens, C.D. and Joyner, W.B. (2002), Comments on baseline correction of digital strong-motion data: Examples from the 1999 Hector Mine California earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.92, No.4, 1543-1560.

Chandramohan, R., Baker, J.W. and Deierlein, G.G. (2013a), Influence of ground motion duration on the collapse response of bridge structures, *Proceedings of Seventh National Seismic Conference on Bridges & Highways*, Oakland, California, 12p.

Chandramohan, R., Lin, T., Baker, J.W. and Deierlein, G.C. (2013b), Influence of ground motion spectral shape and duration on seismic collapse risk, *10CUEE Conference Proceedings, 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, March 1-2, 2013, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan

Deodatis, G. (1996), Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications, *J. Probabilistic Engng Mech.*, Vol.11, 149-168.

Gasparini, D. and Vanmarcke, E.H. (1976), SIMQKE : A program for artificial motion generation, *Department of Civil Engineering*, MIT, M.A.

Gurley, K. and Kareem, A. (1995), On the analysis and simulation of random processes utilizing higher order spectra and wavelet transforms, *Proc. Second Int. Conf. on Computational Stochastic Mech., Athens*, Greece, Balkema, 315-324.

Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E. and Mendis, R. (2006), An improved method of matching response spectra of recorded

earthquake ground motion using wavelets, *J. Earthquake Eng.*, Vol.10, 67 – 89.

Housner, G.W. and Jennings, P.C. (1964), Generation of artificial earthquakes, *J. Engng. Mech. Div., Proc. ASCE*, Vol.90, No.EM1, 113-150.

Hudson, D.E. (1963), Some problems in the application of spectrum techniques to strong motion earthquake analysis, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.52.

Hutchinson, T.C., Boulanger, R.W., Chai, Y.H. and Idriss, I.M. (2002), Inelastic seismic response of extended pile shaft supported bridge structures, *Report No. PEER 2002/14, Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.

Iervolino, I., Maddaloni, G. and Cosenza, E. (2008), Eurocode 8 compliant real record sets for seismic anlysis of structures, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.12, 54 – 90.

Kaul, M.K. (1978a), Spectrum-consistent time-history generation, *J. Engng Mech., ASCE,* EM4, 781-788.

Kaul, M.K. (1978b), Stochastic characterization of earthquakes through their response spectrum, *Earth. Eng. Str. Dyn.*, Vol.6, 493-509.

Kempton, J.J. and Stewart, J.P. (2006), Prediction equation for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects, *Earthquake Spectra*, Vol.22, No.4, 985-1013.

Li, Y. and Kareem, A. (1991), Simulation of multivariate nonstationary random processes by FFT, *J. Eng. Mech., ASME*, Vol.117, 1037-1058.

Li, Y. and Kareem, A. (1993), Simulation of multi-variate random processes : Hybrid DFT and digital filtering approach, *J. Eng. Mech. ASCE*, Vol.119, 1078-1098.

Lilhanand, K. and Tseng, W.S. (1987), Generation of synthetic time histories compatible with multiple-damping response spectra, *SMiRT-9*, Lausanne, K2/10.

Lilhanand, K. and Tseng, W.S. (1988), Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra, *Ninth WCEE.*, Tokyo, Japan, Vol 2, 819 – 824.

Mignolet, M.P. and Spanos, P.D. (1987), Recursive simulation of stationary multivariate random processes. Part I., *Trans. ASME J. Appl. Mech.*, Vol.54, 674-680.

Nigam, N.C. and Narayanan, S. (1994), *Applications of Random Vibrations*, Addison-Wesley

Singapore Ltd.

NIST (2011), Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses (NIST GCR 11-917-15). National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Polhemus, N.W. and Cakmak, A.S. (1981), Simulation of earthquake ground motions using ARMA models, *Earth. Eng. Str. Dyn.*, Vol.9, No.4, 343-354.

Preumont, A. (1984), The generation of spectrum compatible accelerograms for the design of nuclear power plants, *Earthq. Engng. & Strtcu. Dyn.*, Vol.12, 481-497.

Preumont, A. (1989), The generation of spectrum compatible accelerograms for the design of nuclear power plants, *NUREG/CR-5347*, Brookhaven National Lab.

Samaras, E., Shinozuka, M., and Tsurui, A. (1985), ARMA representation of random processes, *J. Eng. Mech. Div., Proc. ASCE*, Vol.111, No.EM3, 449-461.

Samii, K. and Vandiver, J.K. (1984), A numerically efficient technique of the simulation of random wave forces on offshore structures, *Proc. Sixteenth Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC 4811, 357-367.

Shinozuka, M. and Deodatis, G. (1988), Stochastic process models for earthquake ground motion, *J. Probabilistic Engng. Mech.*, Vol.3, 114-123.

Shinozuka, M. and Deodatis, G. (1996), Simulation of multi-dimensional Gaussian stochastic fields by spectral representation, *Applied Mech. Review, ASME,* Vol.49, 29-53.

Shinozuka, M. and Jan, C.M. (1972), Digital simulation of random processes and its applications, *J. Sound and Vib.,* Vol.25, No.1, 111-128.

Silva, W.J. and Lee, K. (1987), WES RASCAL Code for synthesizing earthquake ground motions, *State-of-the-Art for Assessing Earthquake Hazards in the United States, Report 24, U.S. Army Engineers Waterway Experimental Station*, Miscellaneous Paper 5-73-1.

Spanos, P.T.D. and Mignolet, M.P. (1987), Recursive simulation of stationary multivariate random processes. Part II., *Trans. ASME J. Appl. Mech.*, Vol.54, 681-687.

Spanos, P.T.D. and Shultz, K.P. (1986), Numerical synthesis of trivariate vector realizations of turbulence, *Int. J. Nonlin. Mech.*, Vol.21, No.4, 269-277.

Spanos, P.T.D. and Zeldin, B. (1995), Random field simulation using wavelet bases, *Proc.*

ICASP-7 Conf., Paris, France, 10-13 July, 1275-1283.

Spanos, P-T.D. (1983), Digital synthesis of response-design spectrum compatible earthquake records for dynamic analysis, *The Shock and Vibration Digest*, Vol.15, No.3, 21-29.

Suarez, L. E. and Montejo, L. A. (2003), Generacion de registros artificiales compatibles con unespectro de respuesta mediante la transformada wavelet, *Proc. of II Congreso Nacional de Ingenieria Sismica*, Medellin.

Suarez, L. E. and Montejo, L. A., (2005), Generation of artificial earthquakes via the wavelet transform, *Int. J. Solids Struct.*, Vol.42, 5905 – 5919.

The Caltrans Seismic Advisory Board Ad Hoc Committee on Soil-Foundation-Structure Interaction (1996), Guidelines for generation of response-spectrum-compatible rock motion time histories for application to Caltrans toll bridge seismic retrofit projects, *Caltrans*, CA, Revised November 25, 1996

Tsi, N.C. (1972), Spectrum compatible motions for design purposes, *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, Vol.98, No.EM2, 345-356.

USNRC (2007), RG 1.208 : A performance-based approach to define the site-specific earthquake ground motion, Appendix F. Criteria for developing time histories, *U.S. Nuclear Regulatory Commission*, March 2007.

USNRC NUREG-0800 (2012), Standard review plan 3.7.1 Seismic design parameters, *Draft Revision 4, U.S. Nuclear Regulatory Commission,* December 2012.

Zentner, I., Allain, F., Humbert, N. and Caudron, M. (2014), Generation of spectrum compatible ground motion and its use in regulatory and performance-based seismic analysis, *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014*, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014, 381-386.

2020 고속도로 교량의 내진설계지침



부록 B

지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램 개발

한국도로공사
경부고속도로 50주년

목 차

제 1 장 서 론 ····· B-1

제 2 장 지진입력 및 지진응답해석 ····· B-2

2.1 지진입력 ····· B-2

2.2 자유장해석 ····· B-5

제 3 장 지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램 메뉴얼 ····· B-19

3.1 지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램 파일 ····· B-19

3.2 액상화 평가 예제 ····· B-30

참고문헌 ····· B-36

제 1 장 서 론

신규 내진설계기준은 시간이력을 이용한 지진해석 시 설계지반운동에 대한 시간이력은 암반지반에 대해 작성된 시간이력을 사용하도록 하고 있으며, 액상화가 일어날 수 있는 지반은 지진응답해석을 수행하도록 하고 있어 실무자들에게 익숙하지 않은 지진응답해석의 수행이 필요한 상황이다. 또한 토사지반(S2~S6)에 대한 지진입력은 설계응답스펙트럼과 시간이력으로 정의될 수 있다. 이때 S2~S5 지반의 경우 표준설계응답스펙트럼 대신 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용할 수 있도록 하고 있으며, S6 지반의 경우 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용하여야 한다. 이 경우 지진응답해석의 수행하여 구한 시간이력을 스펙트럼으로 변환하여야 하지만, 이것 또한 실무자들에게는 익숙하지 않은 상황이다.

이 연구에서는 부지고유의 지반응답해석을 통해 지표면 입력지진 산정, 지진응답해석의 수행하여 구한 시간이력을 스펙트럼으로 변환, 액상화 평가를 할 수 있는 SW를 개발하였다. 개발된 SW는 Matlab 프로그램 환경에서 구동되며, 지진응답해석 이론은 1차원 파동전달이론을 기반으로 정립하였다.

제 2 장 지진입력 및 지진응답해석

2.1 지진입력

지진응답해석은 구조물의 영향 작용되지 않는 부지(site)의 자유장응답을 구하는 것이다. 자유장응답은 지반이 굴착되고 구조물이 들어서기 전의 지반(자유장지반)에 대한 지반 거동의 시간적 공간적 분포를 의미한다. 이 작업은 이론적으로는 진원을 포함하는 해석모형을 이용하여 수행될 수 있다. 그러나 지진동인 경우 진원 발생과정 및 전파경로의 지질학적 변수 자체에 불확실성이 많은 포함되어 있어서 실용적이지 않으므로 실무에서는 단순화된 해석법을 사용하고 있다.

지진해석에서는 주로 특정한 한 통제점(control point)에 작용되는 것으로 가정한 통제운동(control motion)으로 지진입력을 정의한다. 이 문제는 파동의 형태에 대한 가정 없이는 풀릴 수 없다. 즉, 한 통제점에 작용되는 동일한 통제운동일지라도 여러 가지 다른 공간적인 파동의 전파과정으로부터 발생될 수 있다. 예를 들어서 수직입사나 경사입사 실체파, 또는 표면파에 의하여 통제점에서 동일한 통제운동이 발생될 수 있다. 이와 같은 파동전파과정에 대한 선택은 일반적으로 지반의 깊이 및 수평방향 분포에 영향을 미친다.

신규 내진설계기준은 기반암 노두(그림 2.1의 A점)에 인공지진파를 입력하여, 지반의 비선형 거동을 고려한 지진응답해석을 통해 지표면(그림 2.1의 B점)에서 입력되는 지진입력을 결정하도록 하고 있다. 지진입력은 기반암의 전단파속도는 760 m/sec 이상인 기반암 노두에서 지진입력을 정의하도록 하고 있다.

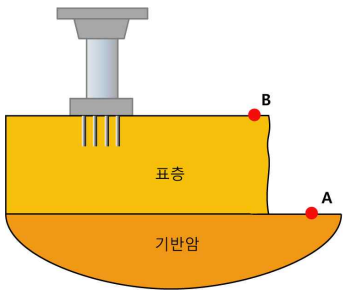
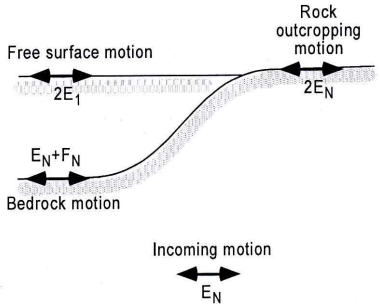


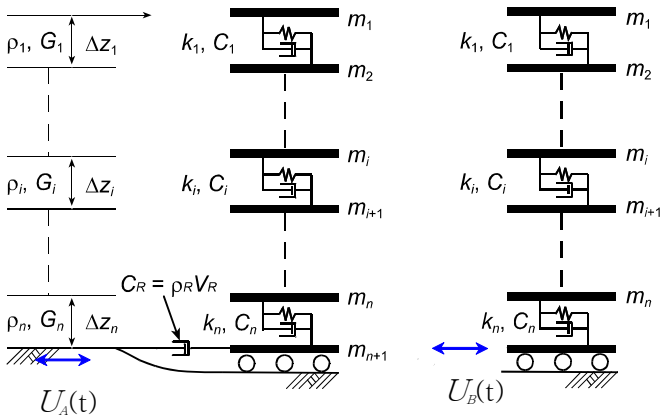
그림 2.1 자유장지반의 지진입력을 정의하는 통제점의 위치

실무에서는 해석의 편의를 위하여 기반암 노두에서 정의된 설계지진가속도를 자유장 기반면응답으로 입력하여 동적해석을 수행하는 경우가 있다. 그러나 일반적으로 지진응답해석을 위한 기반면은 깊게 설정될 수 있으므로, 기반암 노두(A점)에 입력한 설계지진가속도와 자유장 기반면(B점)에서 응답은 차이가 클 수 있다. 그림 2.2는 기반암 노두입력과 기반면입력의 차이를 나타낸 것으로서, 통상 자유장 기반면응답($U_B(f)$)은 기반암 노두입력($U_A(f)$)에 비해 지반의 고유진동수 부근에서 전달함수의 진폭이 작게 나타난다.

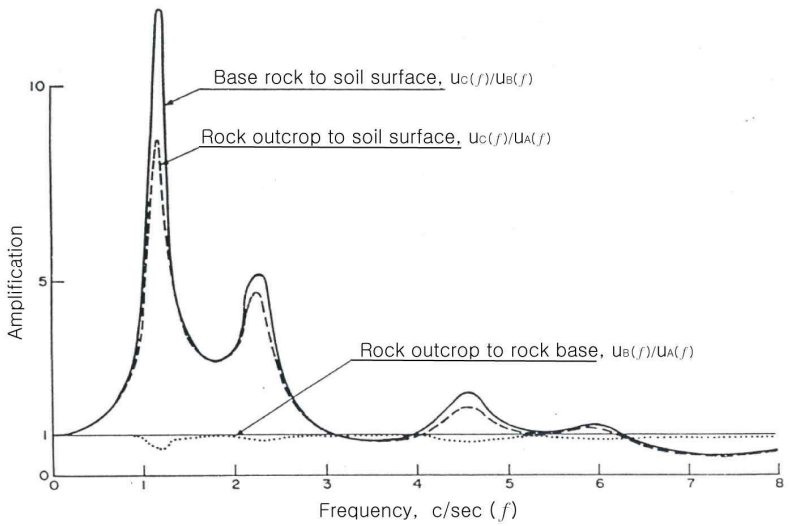
지진입력이 기반암 노두(통제점 A점)에서 정의되고 이로부터 지표면 응답(C점 응답)을 구하는 과정을 "Convolution 해석"이라고 한다. 그리고 지진입력이 지표면(통제점 C점)에서 정의되고 이로부터 기반암 노두입력(C점 응답)을 구하는 과정을 "Deconvolution 해석"이라고 한다. Deconvolution 해석과정에서 지층의 깊이가 깊어질수록 고진동수영역의 수치적인 오차가 누적될 수 있으므로 특별한 주의가 필요하다(Johnson, 1980; Roesset, 1975). 따라서 자유장지반의 지진응답은 Convolution 해석을 통하여 구하는 것이 바람직하다.



(a) 물리적 의미의 차이



(b) 해석모델 차이



(c) 전달함수 차이

그림 2.2 자유장해석에서 통제점에 따른 차이점

(bedrock motion vs. rock outcropping motion)

2.2 자유장해석

2.2.1 수직입사 가정

자유장해석은 구조물이 건설되지 않은 부지에 대한 지진응답해석을 의미한다. 일반적으로 자유장지반은 그림 2.3과 같이 평행층상 반무한지반으로 근사하며, 동적해석을 지진파가 수직으로 입사한다고 가정(수직입사 평면파 가정)하여 수행할 수 있다.

'수직입사 평면파 가정'을 많이 사용하는 이유는 근거리 지진이 아닌 경우 실제 지진파의 전달과정이 이와 유사하며, 경사입사파에 비해 보수적인 결과를 나타내는 것으로 알려져 있기 때문이다(그림 3.4).

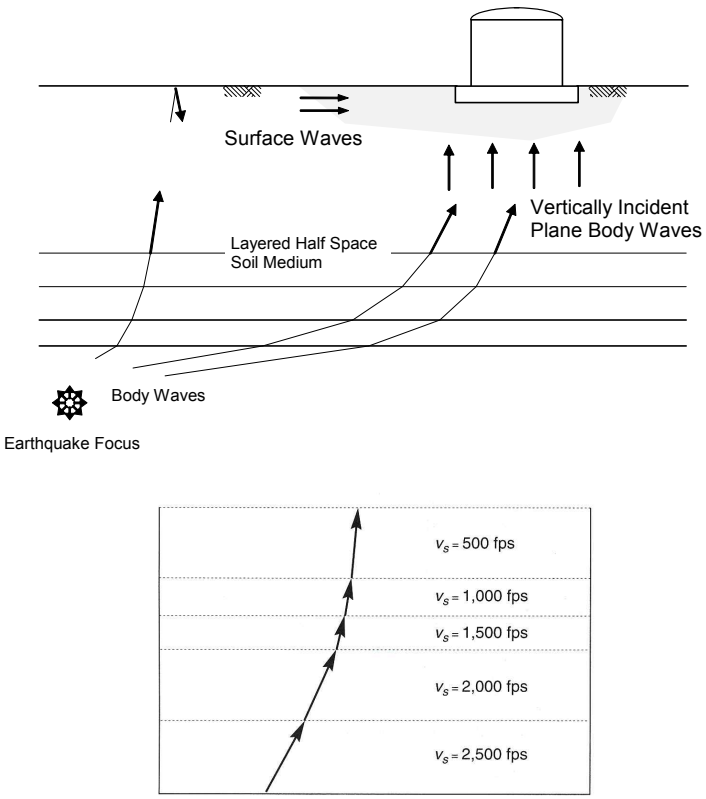


그림 2.3 심부 진원에 의한 평행층상 반무한지반에서 지진파의 입사각

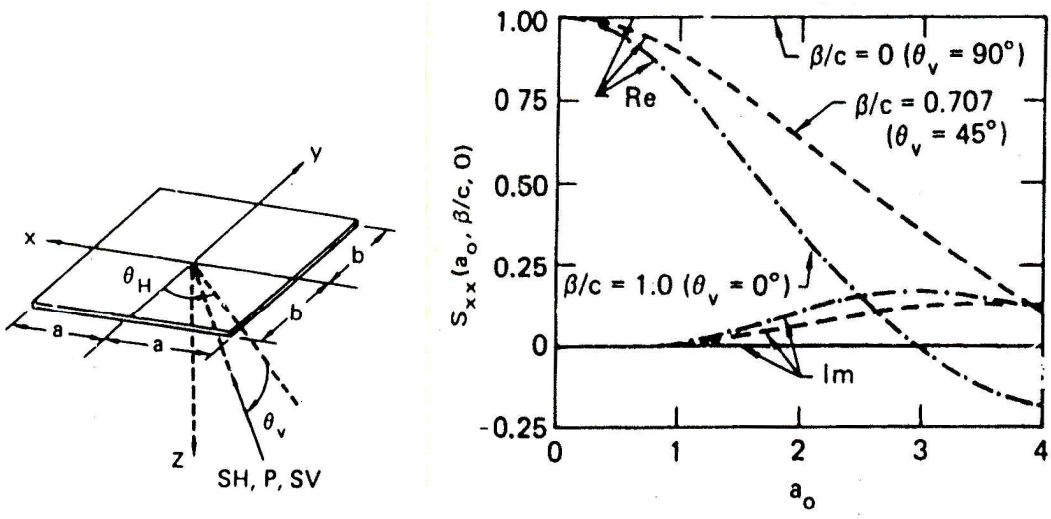


그림 2.4 지진파의 입사각에 따른 직사각형 표면기초의 응답 (Luco, 1980)

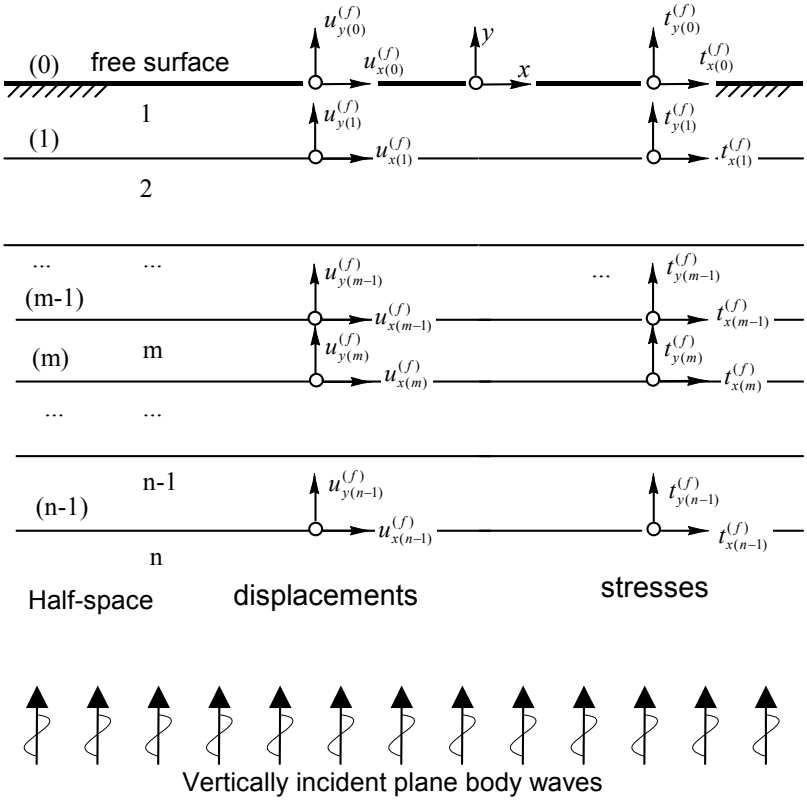


그림 2.5 평행층상반무한 지반에서 수직입사 평면파로 가정한 자유장지반

평행층상가정과 지진파의 수직입사가정을 이용하면 자유장 응답을 구하는 문제는 그림 2.5와 같은 일차원 파동전달문제가 된다. 따라서 변위응답은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$u_x^{(f)}(y,\omega) = a_{SV}(\omega)e^{ik_s y} + b_{SV}(\omega)e^{-ik_s y},\ u_y^{(f)}(y,\omega) = a_P(\omega)e^{ik_p y} + b_P(\omega)e^{-ik_p y} \quad (2.1)$$

여기서, $u_x^{(f)}$ 와 $u_y^{(f)}$ 는 각각 수직 입사되는 SV-파와 P-파에 의한 평행층상 자유장지반에서의 x-방향과 y-방향 변위이고, $a_{SV}(\omega)$, $b_{SV}(\omega)$ 와 $a_P(\omega)$, $b_P(\omega)$ 는 각각 SV-파와 P-파에 진폭을 나타내는 복소계수로서 주어진 지진입력에 따라 자유장해석을 통하여 구해지며, $k_s = \omega/V_s$ 와 $k_p = \omega/V_p$ 는 각각 S-파와 P-파의 파수(wavenumber)로서 V_s 와 V_p 는 각각 S-파와 P-파의 전달속도이다.

동적강성행렬법 또는 전달함수기법 등에 의하여 자유장지반의 각 층에서 지진파의 진동수 진폭이 구해지면, 이에 의한 각 층에서 전단응력과 연직응력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma_{xx}^{(f)}(y,\omega) = i\lambda k_p \{a_P(\omega)e^{ik_p y} - b_P(\omega)e^{ik_p y}\}, \quad (2.2a)$$

$$\sigma_{yy}^{(f)}(y,\omega) = i(\lambda + 2G)\, k_p \{a_P(\omega)e^{ik_p y} - b_P(\omega)e^{-ik_p y}\}, \quad (2.2b)$$

$$\tau_{xy}^{(f)}(y,\omega) = iGk_s \{a_{SV}(\omega)\, e^{ik_s y} - b_{SV}(\omega)\, e^{-ik_s y}\} \quad (2.2c)$$

여기서, λ는 Lame의 상수이며 G는 전단탄성계수이다. 위의 식에서 수직입사 지진파에 의한 전단응력은 전단파(SV-파)에 의하여 연직응력은 압축파(P-파)에 의하여 유발됨을 알 수 있다.

2.2.2 일차원 파동전달해석 (SHAKE 이론)

수직으로 입사하는 전단파에 의한 지반에서 수평변위를 $u(z,t)$라고 할 때 파동전달을 나타내는 방정식은 다음과 같다.

$$G\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+2\xi G\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)=\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \tag{2.3}$$

여기서, t=시간, z=지반의 깊이, G=전단탄성계수(elastic shear modulus), ξ=이력감쇠비(hysteretic damping ratio), ρ=질량밀도이다.

변위함수를 조화함수로 나타내어(즉, $u(z,t)=u(z,\omega)e^{i\omega t}$) 식 (2.3)을 진동수영역으로 변환하면 식 (2.4)와 같은 지배방정식이 되며, 응력-변위 관계식은 식 (2.5)와 같다.

$$G^*\frac{\partial^2}{\partial z^2}u(z,\omega)-\rho\omega^2 u(z,\omega)=0 \tag{2.4}$$

$$\tau(z,\omega)=G^*\frac{\partial}{\partial z}u(z,\omega) \tag{2.5}$$

여기서, $\tau(z,\omega)$는 전단응력이며 $G^*=G(1+i2\xi)$로서 복소전단탄성계수이다.

일반적으로 1차원 파동전달방정식의 해를 구하기 위하여 자유장지반을 그림 2.6과 같이 (N-1)개의 수평층과 한 개의 반무한 기반층으로 구분한다. 따라서 총 N개의 층경계(layer interface)가 있게 된다. 층경계 일련번호를 지표면으로 부여하고, 지표면으로 부터 m번째 층의 응답을 u_m으로 표현하면 이 응답은 m번째 층 상단으로 부터 깊이 z_m의 함수로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$u_m(z_m,\omega)=A_m(\omega)e^{ik_m^* z_m}+B_m(\omega)e^{-k_m^* z_m} \tag{2.6}$$

$$\tau_m(z_m,\omega)=ik_m^* G_m^*\left(A_m(\omega)e^{k_m^* z_m}-B_m(\omega)\,e^{-ik_m^* z_m}\right) \tag{2.7}$$

여기서, $k_m^*=\omega/V_{sm}^*$, $V_{sm}^*=\sqrt{G_m^*/\rho_m}$이고 A_m과 B_m은 층응답계수로서 A_m는 상향($-z_m$

방향)으로 전달되는 탄성파, B_m은 하향(+z_m 방향)으로 전달되는 전단탄성파 성분이다.

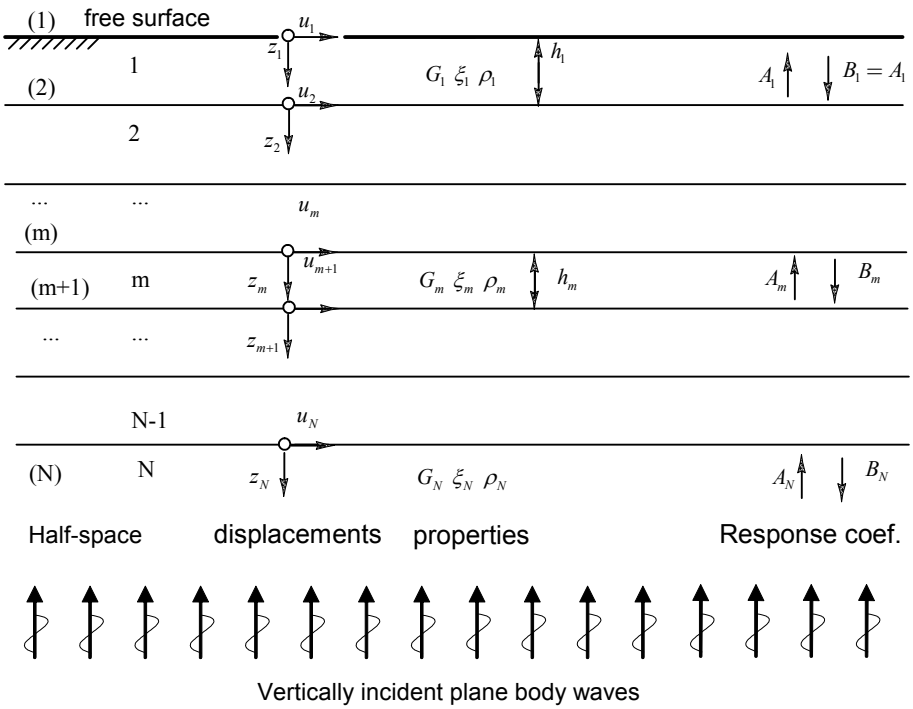


그림 2.6 자유장지반의 수평층상 반무한 모델링

그리고 인접한 층경계에서는 다음과 같은 적합조건과 힘의 평형조건이 만족되어야 하므로,

$$\left.\begin{aligned} u_m(z_m = h_m) &= u_{m+1}(z_{m+1} = 0) \\ \tau_m(z_m = h_m) &= \tau_{m+1}(z_{m+1} = 0) \end{aligned}\right\},\ m = 1,2,\cdots,(N-1) \tag{2.8}$$

앞의 식 (2.6)과 식 (2.7)을 이 조건에 대입하면 계수 사이의 관계식을 다음과 같은 유도할 수 있으며,

$$\left.\begin{aligned} A_{m+1} + B_{m+1} &= A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m} \\ A_{m+1} - B_{m+1} &= \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m} \end{aligned}\right\},\ m = 1,2,\cdots,(N-1) \tag{2.9}$$

이를 정리하여 인접한 지반층(m과 m+1 층) 응답계수 사이의 관계를 유도하면 다음과 같은 점화식 형태가 된다.

$$A_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1+\alpha_m^*)e^{ik_m^*h_m} + \frac{1}{2}B_m(1-\alpha_m^*)e^{-ik_m^*h_m} \tag{2.10a}$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2}A_m(1-\alpha_m^*)e^{ik_m^*h_m} + \frac{1}{2}B_m(1+\alpha_m^*)e^{-ik_m^*h_m} \tag{2.10b}$$

여기서, h_m은 m번째 층의 두께이며 α_m^*는 인접한 층 사이의 동적강성 비(또는 임피던스 비)이다.

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \tag{2.11}$$

식 (2.10)을 행렬식으로 정리하면 다음과 같다.

$$\{\mathrm{AB}\}_{\mathrm{m}+1} = [\mathrm{T}]_{\mathrm{m}}^{\mathrm{m}+1}\ \{\mathrm{AB}\}_{\mathrm{m}} \tag{2.12}$$

여기서

$$\{\mathrm{AB}\}_{\mathrm{m}} = \begin{Bmatrix}\mathrm{A_m}\\ \mathrm{B_m}\end{Bmatrix},\ [T]_m^{m+1} = \frac{1}{2}\begin{bmatrix}(1+\alpha_m^*)e^{ik_m^*h_m} & (1-\alpha_m^*)e^{-ik_m^*h_m}\\ (1-\alpha_m^*)e^{ik_m^*h_m} & (1+\alpha_m^*)e^{-ik_m^*h_m}\end{bmatrix} \tag{2.13}$$

이제 식 (2.12)를 이용하면 m번째 층의 응답계수와 지표면(m=1)의 응답계수 사이의 관계를 구할 수 있다.

$$\{\mathrm{AB}\}_{\mathrm{m}} = [\mathrm{T}]_{\mathrm{m}-1}^{\mathrm{m}}[\mathrm{T}]_{\mathrm{m}-2}^{\mathrm{m}-1}\cdots[\mathrm{T}]_2^3[\mathrm{T}]_1^2\ \{\mathrm{AB}\}_1 \tag{2.14}$$

한편 지표면에서 전단응력은 항상 0이므로 식 (2.7)로 부터 $A_1 = B_1$임을 알 수 있다. 따라서 m번째 층의 응답계수는 첫 번째 층으로 부터 m번째 층까지 식 (2.10)의 점화식을 순차적으로

적용하여 구할 수 있다. 즉,

$$A_m(\omega) = a_m(\omega) A_1(\omega), \quad B_m(\omega) = b_m(\omega) A_1(\omega) \tag{2.15}$$

여기서, $a_1 = b_1 = 1$임을 알 수 있다.

이제 층경계 i와 층경계 j 사이의 전달함수 H_{ij}는 아래와 같이 구할 수 있다.

$$H_{ij}(\omega) = \frac{u_i(\omega)}{u_j(\omega)} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \tag{2.16}$$

따라서 일단 전달함수 H_{ij}가 정해지고 층경계 j에서 응답 u_j가 주어지면 층경계 i에서 응답 u_i를 쉽게 구할 수 있다.

$$u_i(\omega) = H_{ij}(\omega) u_j(\omega) \tag{2.17}$$

만약 지표면에서 자유장응답 u_1이 통제운동 u_{ctl}로 주어진다면, 임의의 층경계 j에서 응답 u_j는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} u_j(\omega) &= H_{j1}(\omega) u_1(\omega) \\ &= H_{j1}(\omega) u_{ctl}(\omega) \end{aligned} \tag{2.18}$$

그리고 기반면응답 u_N이 통제운동 u_{ctl}로 주어진다면, 임의의 층경계 j에서 응답 u_j는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} u_j(\omega) &= H_{jN}(\omega) u_N(\omega) \\ &= H_{jN}(\omega) u_{ctl}(\omega) \\ &= \frac{a_j + b_j}{a_N + b_N} u_{ctl}(\omega) \end{aligned} \tag{2.19}$$

한편 기반암 노두응답 $\tilde{u}_N$은 $2a_N$이므로, $\tilde{u}_N$과 기반면응답 u_N 사이에는 다음과 같은 관계가

성립하여,

$$u_N(\omega) = \frac{a_N + b_N}{2a_N} \ \tilde{u}_N(\omega) \tag{2.20}$$

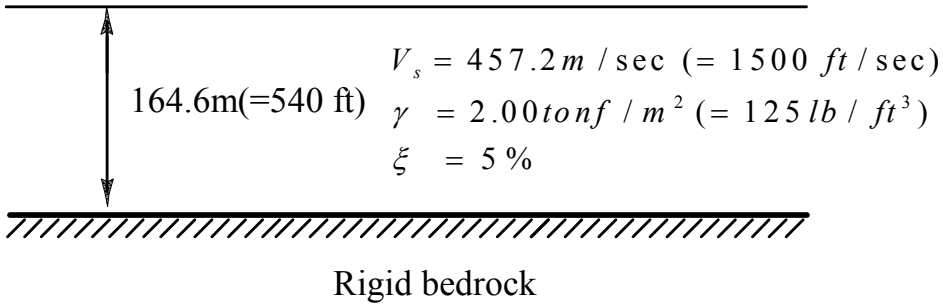
기반암 노두응답 $\tilde{u}_N$가 통제운동 u_{ctl}로 주어진다면, 임의의 층경계 j에서 응답 u_j는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} u_j(\omega) &= H_{jN}(\omega)\, u_N(\omega) \\ &= H_{jN}(\omega)\, \frac{a_N + b_N}{2a_N} \ u_{ctl}(\omega) \\ &= \frac{a_j + b_j}{2a_N} \ u_{ctl}(\omega) \end{aligned} \tag{2.21}$$

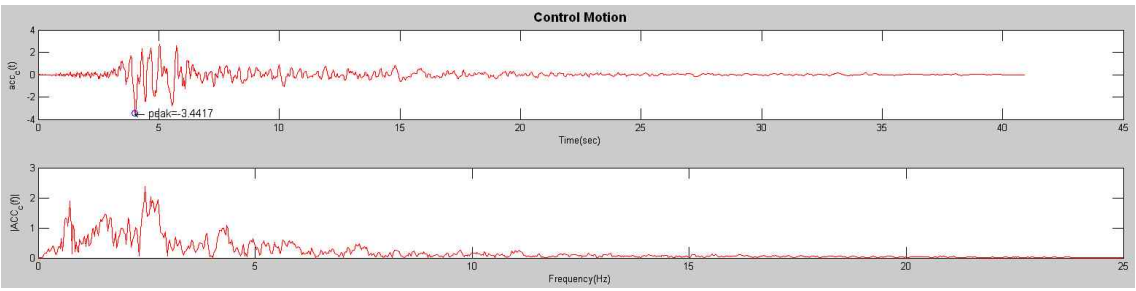
2.2.3 자유장해석 예제

앞의 제2.2.2절에 설명한 방법에 따라 다양한 일차원 지진응답해석(site response analysis) 프로그램이 개발되어 있으며, 대표적인 SW로서 SHAKE 시리즈가 있다. 이 같은 해석방법은 매우 간단하기 때문에 Matlab을 이용하면 쉽게 구현할 수 있다. 아래 예제해석은 Matlab으로 구현된 mshake 프로그램을 이용한 것이다.

가. 기반암 입력



(a) 자유장 지층 조건



(b) 통제운동 (=기반면 응답)

그림 2.7 기반암응답을 입력하는 자유장해석 예제 (Kramer, E7.2, p.262)

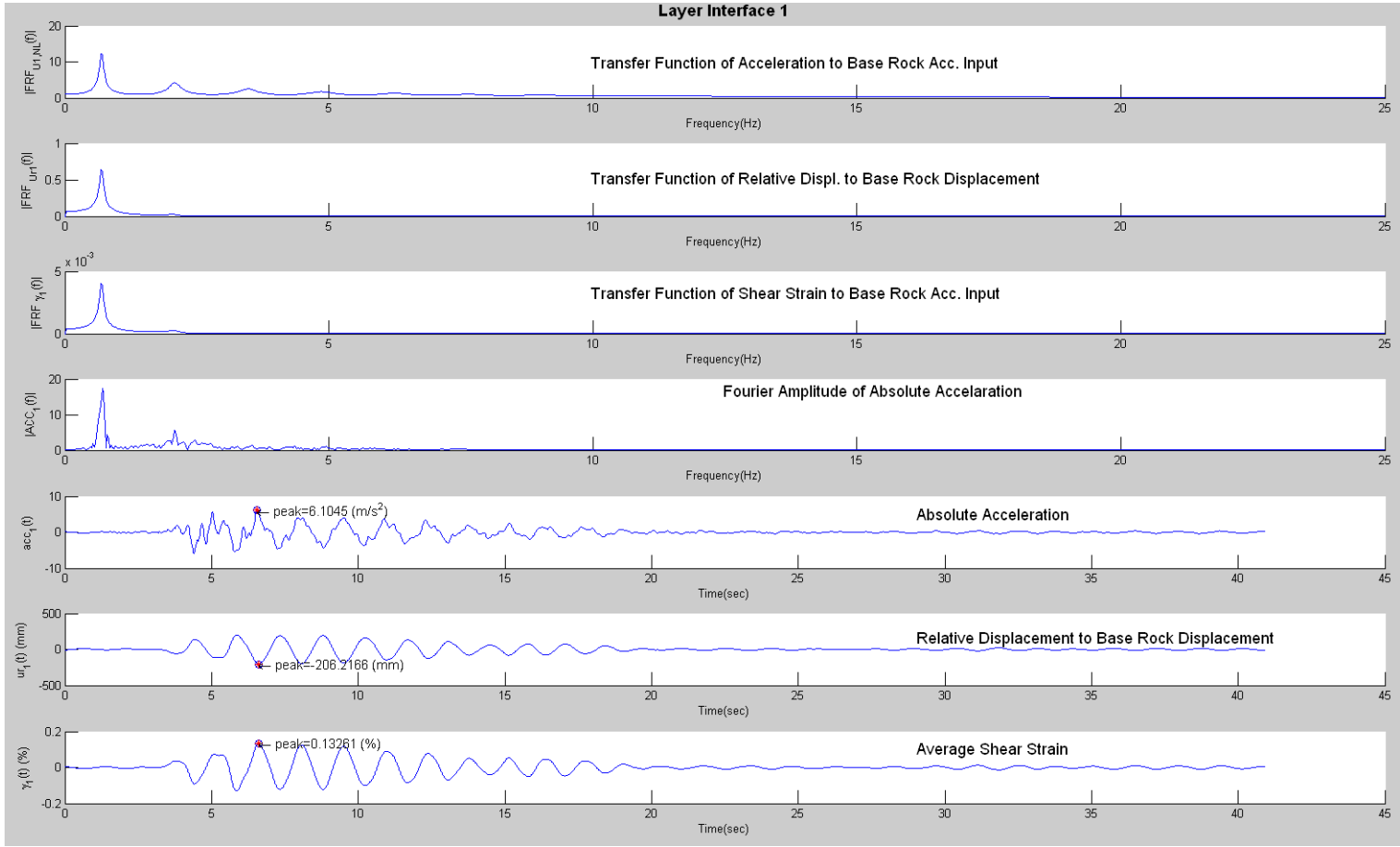
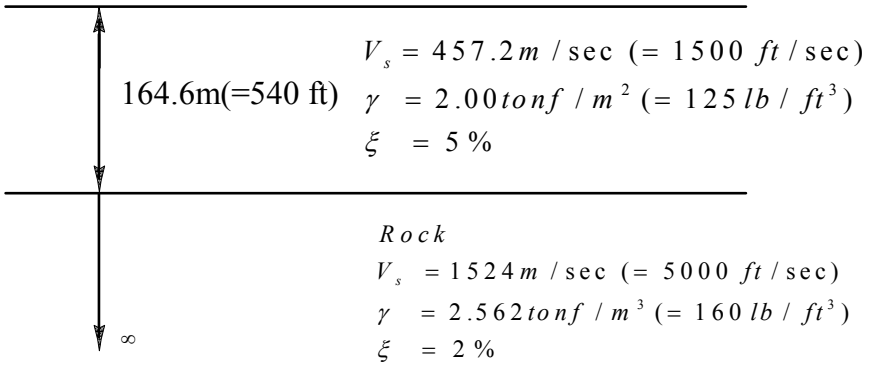
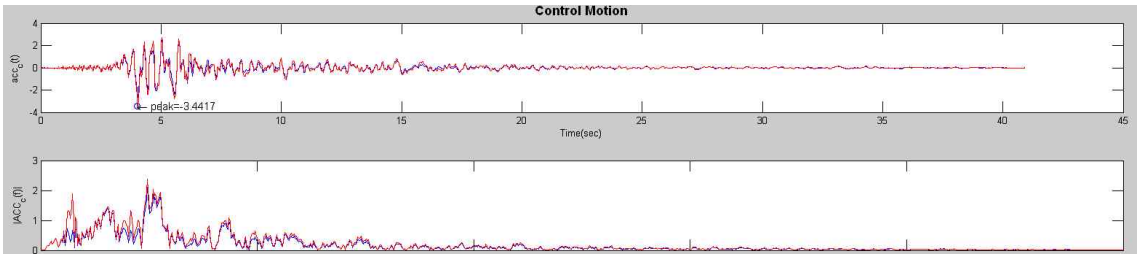


그림 2.8 mshake 프로그램에 의한 자유장해석 결과 (그림 2.7의 자유장해석 예제)

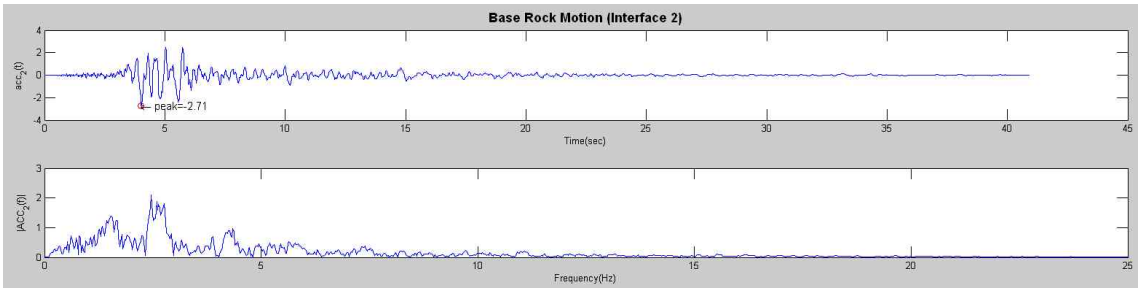
나. 기반암 노두 입력



(a) 자유장 지층 조건



(b) 기반암노두에 입력한 통제운동



(c) 기반면 응답 (통제운동과 다름)

그림 2.9 기반암노두응답을 입력하는 자유장해석 예제 (Kramer, E7.3, p.266)

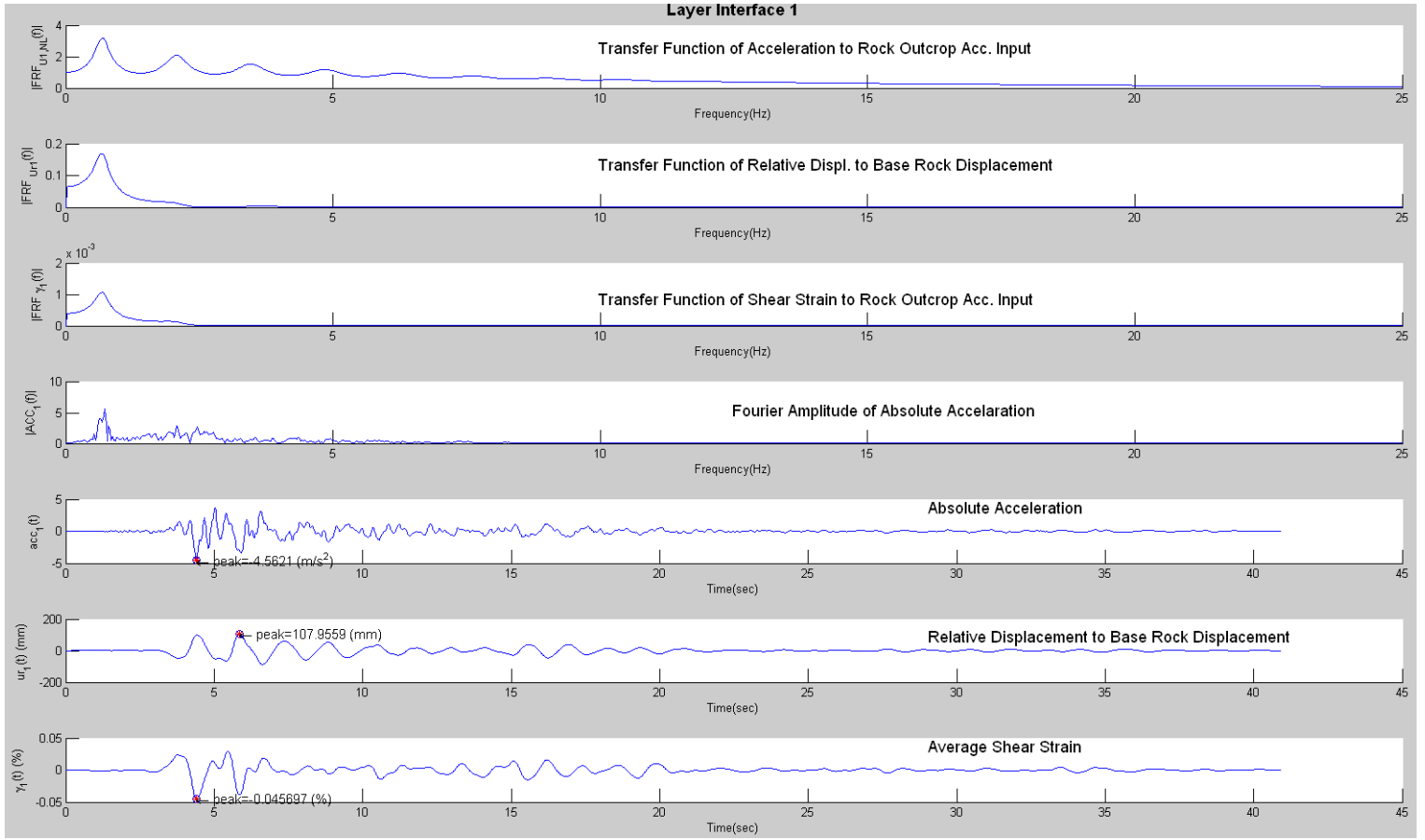


그림 2.10 mshake 프로그램에 의한 자유장해석 결과 (그림 2.9의 자유장해석 예제)

2.2.4 등가선형해석

SHAKE 프로그램은 진동수영역에서 해석을 수행하므로 지반의 비선형 특성을 정확하게 고려할 수 없다. 이 같은 단점을 보완하기 위하여 SHAKE 프로그램에서는 이전 단계 해석결과로부터 얻은 등가전단변형도로부터 다음 단계의 등가선형 지반강성(전단탄성계수)과 등가선형 감쇠비를 추정하여 등가선형 물성치가 수렴할 때까지 선형해석을 반복하는 절차에 따라 지반의 비선형성을 고려할 수 있다(NUREG/CP-0054, 1986). 이를 위해서는 그림 2.11과 같은 지반의 전단변형도에 따른 지반강성비($G/G_{\max}$ 곡선)와 감쇠비 곡선이 필요하다. 그림 2.12는 등가선형해석에 의한 등가선형 지반물성치의 수렴과정을 보여주고 있다.

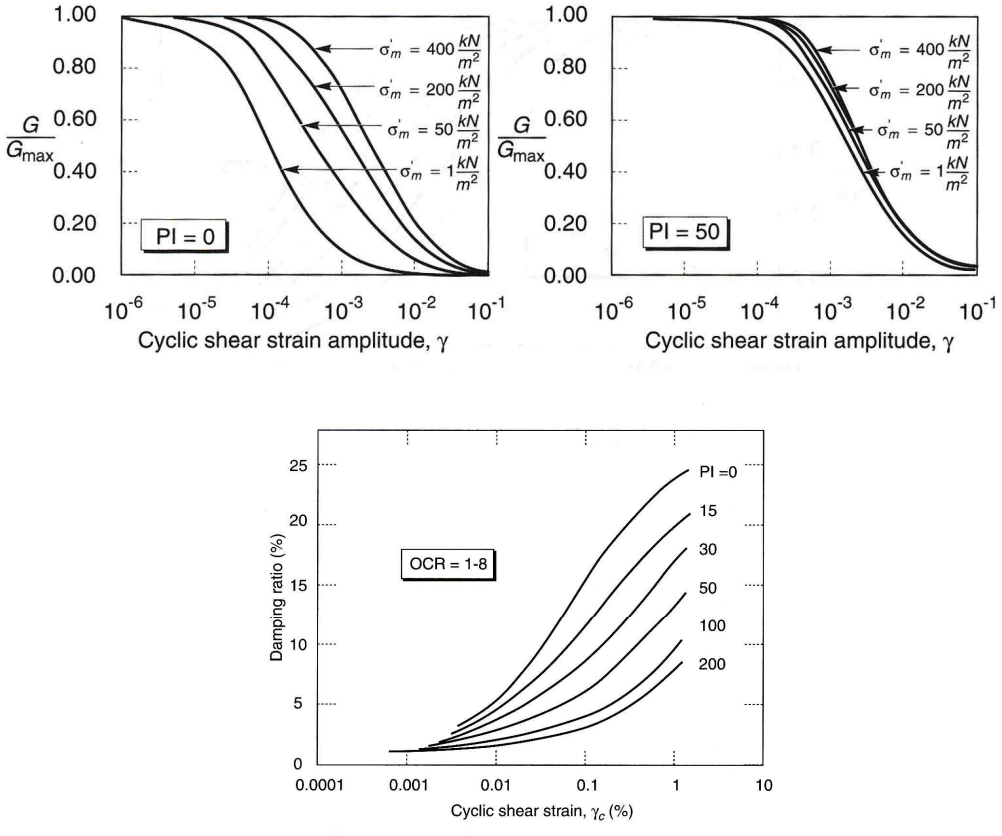


그림 2.11 등가선형해석을 위한 지반의 비선형특성 (Kramer, 1996)

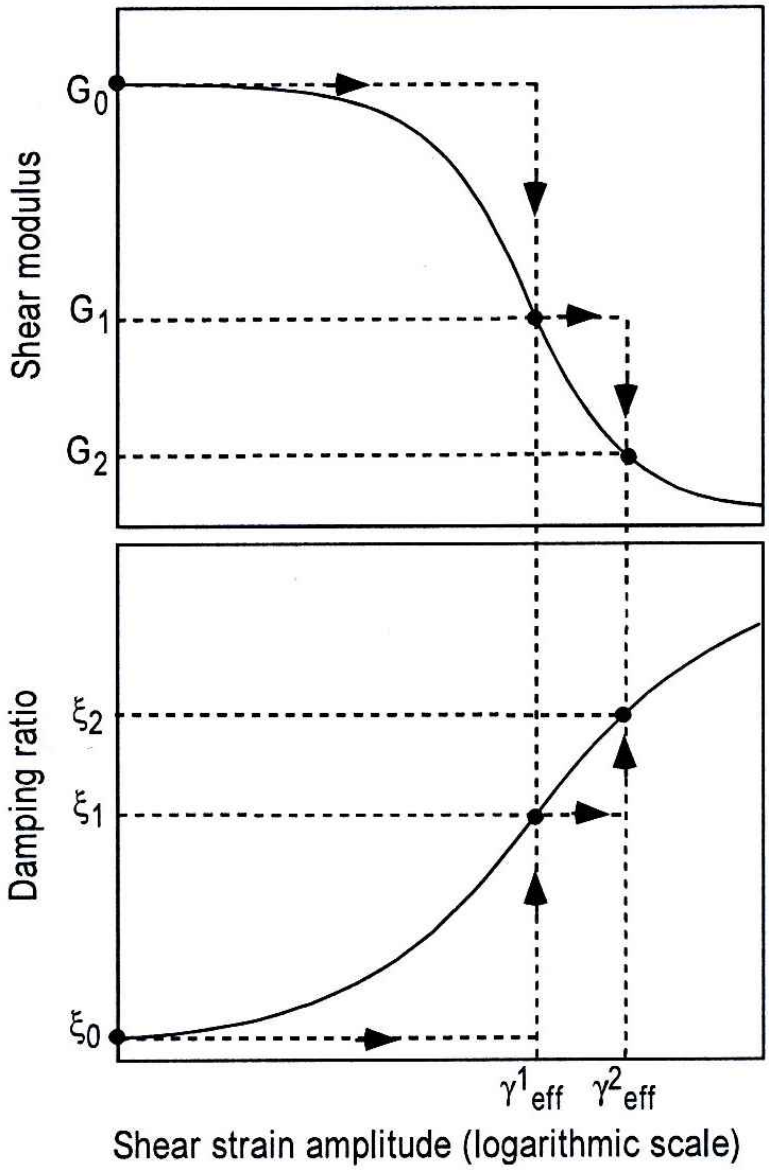


그림 2.12 등가선형해석을 통한 지반의 비선형성을 고려할 때 지반 등가선형 물성치의 수렴 과정

제 3 장 지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램 매뉴얼

3.1 지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램 파일

지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램 설치파일은 mshake2020_Installer.exe이며, 설치 후 mshake2020.exe 실행하면 해석이 수행된다. 사용자의 입력이 요구되는 파일은 ① mshake_input2.xlsx, ②soil_layer_properties.xlsx, ③GoverGmax_damping.xlsx (G/Gmax, Damping 곡선)이다.

- mshake2020.exe : 지진응답해석 주프로그램 실행파일
  (mshake2020.m : 지진응답해석 주프로그램, mshake_input1.m : 해석 조건 입력 파일, mshake_engine16a.m :지진응답해석에 의한 응답계산 프로그램 파일, mshake_liquefaction.m : 액상화 계산 프로그램 파일, mshake_update.m : 등가선형 해석에 의한 등가선형 지반물성치 계산 프로그램 파일, mshake_plot16.ms : 그래프 출력 프로그램 파일, respect.m : 응답스펙트럼 계산 주프로그램 파일, rsmax.m : 응답스펙트럼 계산 부프로그램 파일)

- mshake_input2.xlsx : 해석 조건 입력 파일
- soil_layer_properties.xlsx : 지반 물성치 입력파일
- GoverGmax_damping.xlsx : 지반 비선형물성치(G/Gmax, Damping 곡선) 입력파일



그림 3.1 지진응답해석 및 액상화 평가 프로그램 파일

3.1.1 지반 물성치 입력

1) 엑셀 파일 중 soil_layer_properties를 실행
2) 지반응답해석을 위한 지반 물성치 :
   - 지반 층의 개수, 각 지반층의 두께, 전단파속도, 밀도, 감쇠비, 지반 비선형 곡선번호(GoverGmax_damping.xlsx 파일에 G/Gmax, Damping 곡선 입력), 포아송비(수직지진 해석시 필요)
   - 모든 물성치는 동일한 단위계로 입력
   - 지층명(clay, rock)등은 사용자가 poisson ratio 다음 칸에 필요시 표기
   - 지반 비선형 곡선에서 G/Gmax 및 Damping 곡선은 4개의 열이 1세트이며, 입력파일(GoverGmax_damping)의 데이터 값은 수정 및 추가사용이 가능함. 예시로 제공된 N-1~N-6 타입 외 추가 입력 시 N-6 옆에 열에 N-7(4개의 열이 1세트) 등으로 추가하여 사용.
   - soil_layer_properties.xlsx에서 Layer_number(지반층갯수)의 마지막 행(그림 3.2 14번)의 지반물성치는 기반암의 물성치로 두께는 0으로 입력.
3) 액상화 평가를 위한 지반 물성치 :
   N 치, 지하수 위치(지하수가 없으면 0, 지하수가 있으면 1), 흙의 비중, 간극비

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	Layer number	Layer_th	shear velocity	Density	Damping	G0/Gmax	N value	uw	Gs	e	poisson ratio
2	1	1	133	1.69E+00	0.05	1	6	0	2.64	0.385	0.33
3	2	1	133	1.69E+00	0.05	1	6	0	2.64	0.385	0.33
4	3	0.7875	231	1.93E+00	0.05	1	8	1	2.64	0.385	0.33
5	4	0.7875	231	1.93E+00	0.05	1	8	1	2.64	0.385	0.33
6	5	0.7875	231	1.93E+00	0.05	1	8	1	2.64	0.385	0.33
7	6	0.7875	231	1.93E+00	0.05	1	8	1	2.64	0.385	0.33
8	7	1	333	2.42E+00	0.05	1	34	1	2.64	0.385	0.33
9	8	1	333	2.42E+00	0.05	1	34	1	2.64	0.385	0.33
10	9	1	333	2.42E+00	0.05	1	34	1	2.64	0.385	0.33
11	10	1	333	2.42E+00	0.05	1	34	1	2.64	0.385	0.33
12	11	1	333	2.42E+00	0.05	1	34	1	2.64	0.385	0.33
13	12	1	333	2.42E+00	0.05	1	34	1	2.64	0.385	0.33
14	13	1	333	2.42E+00	0.05	1	34	1	2.64	0.385	0.33
15	14	0	476	2.42E+00	0.05	1	43	0	2.64	0.385	0.33

그림 3.2 지반응답해석을 위한 지반 물성치(soil_layer_properties.xlsx)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1	N-1	N-1	N-1	N-1	N-2	N-2	N-2	N-2	N-3	N-3	N-3	N-3	N-4	N-4	N-4	N-4
2	GoverGmax curve -strain	GoverGmax	damping curve -strain	damping	GoverGmax curve -strain	GoverGmax	damping curve -strain	damping	GoverGmax curve -strain	GoverGmax	damping curve -strain	damping	GoverGmax curve -strain	GoverGmax	damping curve -strain	damping
3	1.00E-09	1	1.00E-09	1.22E-02	1.00E-09	1	1.00E-09	0.0053	1.00E-09	1	1.00E-09	0.013	1.00E-09	1	1.00E-09	0.0019
4	0.0016	1	0.0016	1.22E-02	0.0011	1	0.0011	0.0053	0.0002	0.99	0.0001	0.013	0.001	1	0.001	0.0019
5	0.0032	1	0.0032	1.16E-02	0.0023	0.98	0.0023	0.0056	0.0005	0.97	0.001	0.015	0.002	0.99	0.002	0.0023
6	0.006	0.98	0.006	1.29E-02	0.0042	0.95	0.0042	0.0073	0.0008	0.95	0.005	0.0165	0.0037	0.97	0.0037	0.003
7	0.0098	0.95	0.0098	1.54E-02	0.007	0.9	0.007	0.0121	0.001	0.94	0.01	0.0185	0.0061	0.94	0.0061	0.0055
8	0.0132	0.92	0.0132	1.80E-02	0.0108	0.85	0.0108	0.0167	0.004	0.87	0.025	0.0275	0.0091	0.9	0.0091	0.0084
9	0.0225	0.83	0.0225	2.62E-02	0.0143	0.81	0.0143	0.0202	0.008	0.81	0.05	0.04	0.0119	0.87	0.0119	0.012
10	0.0395	0.68	0.0395	4.38E-02	0.0246	0.71	0.0246	0.0284	0.01	0.77	0.1	0.06	0.0194	0.79	0.0194	0.02
11	0.065	0.54	0.065	6.21E-02	0.0422	0.61	0.0422	0.038	0.04	0.53	0.25	0.087	0.0318	0.69	0.0318	0.03
12	0.089	0.47	0.089	7.45E-02	0.0641	0.54	0.0641	0.0479	0.08	0.38	0.5	0.1	0.0473	0.61	0.0473	0.04
13	0.2	0.28	0.2	1.04E-01	0.084	0.49	0.084	0.0539	0.1	0.34	1	0.11	0.0608	0.56	0.0608	0.046
14	0.5	0.13	0.5	1.21E-01	0.2	0.33	0.2	0.073	0.4	0.13	9	0.11	0.0907	0.49	0.0907	0.057
15	1	0.07	1	1.27E-01	0.5	0.19	0.5	0.105	0.8	0.08			0.2	0.33	0.2	0.08
16	9	0.07	9	1.27E-01	9	0.19	9	0.105	1	0.07			0.5	0.19	0.5	0.105
17									9	0.07			1	0.11	1	0.12
18													9	0.11	9	0.12
19																

그림 3.3 지반 G/Gmax 및 Damping 곡선 입력파일(GoverGmax_damping.xlsx)

3.1.2 해석조건 입력(mshake_input2.xlsx)

1) 지진의 설계최대가속도
   - 신규 KDS 17 10 00에 따른 설계응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파 11쌍을 설계최대가속도에 따라 선택하여 사용
   - EQ_type = 1 : PGA=0.11g 지진파 사용
   - EQ_type = 2 : PGA=0.154g 지진파 사용
   - EQ_type = 3 : PGA=0.22g 지진파 사용
   - EQ_type = 4 : PGA=0.286g 지진파 사용
   - EQ_typ = 5 : 사용자가 입력한 지진파를 직접 적용
     (EQ_typ = 5 해석 시 파일이름은 user_eq.dat을 사용하여야 하며 데이터 형식은 시간과 가속도 두 개의 열(time, acc)로 되어 있어야 한다, dt는 시간간격, N은 가속도 개수이다. 지진가속도는 g단위)

2) 지진 해석조건
   - anl_type = 1 : 평균응답해석용 eq1~eq7 사용한 해석 수행
   - anl_type = 2 : 최대응답해석용 eq8~eq11 사용한 해석 수행
   - anl_type = 3 : 평균응답해석 및 최대응답해석용 지진파 eq1~eq11을 모두 사용한 해석을 수행
   - anl_type = 4 : 사용자 정의
   - gv : 중력가속도
   - EQ_type을 5로 선언할 경우 anl_type은 의미 없음.

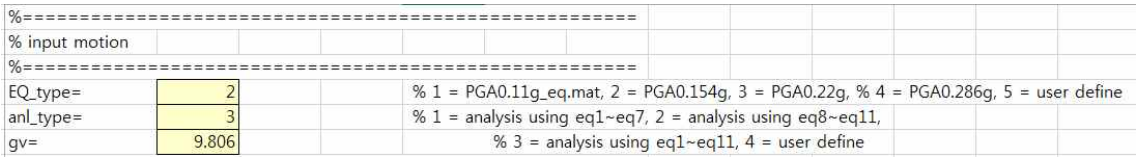


그림 3.4 지진파 및 해석조건 설정

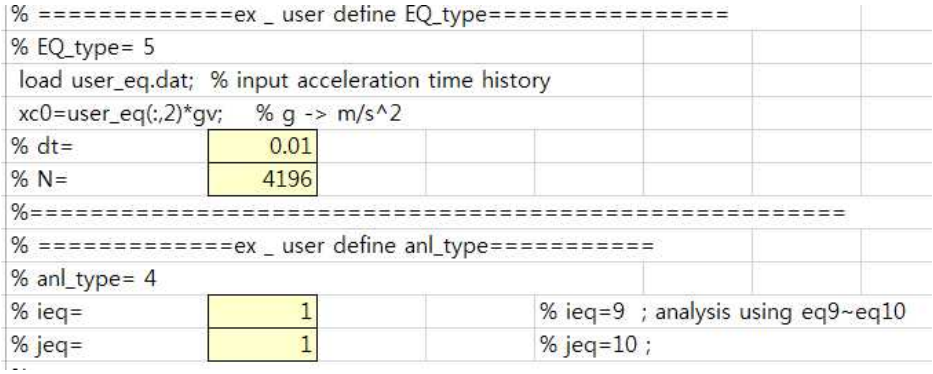


그림 3.5 사용자 지진파 및 해석조건 설정

3) 지반 G/Gmax 및 Damping 곡선 입력파일

- 지진 규모 R 계수 값과 입력 데이터 파일의 데이터 범위 설정

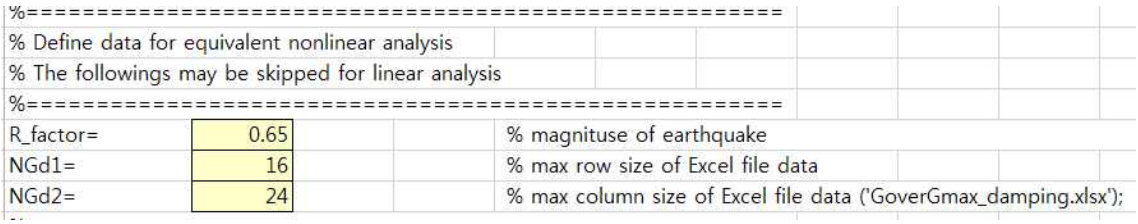


그림 3.6 지반 G/Gmax 및 Damping 곡선 입력파일 관련 설정

4) 액상화 검토

- liquefaction_opt : 1이면 액상화 검토 수행, 0이면 생략
- rw : 물의 단위중량
- Pa : 대기압
- Er : SPT에너지 효율
- MSF : 지진규모 보정계수

%==========			
% liquefaction			
%==========			
liquefaction_opt=	1	% liquefaction skip = 0	
rw=	9.806	% unit weight of water	
Pa=	100	% Atmospheric pressure	
Er=	75	% SPT energy efficiency	
MSF=	1.6		

그림 3.7 액상화 검토조건

5) 그래프 출력

- outputlayer : 지진응답해석을 통한 시간이력 및 응답스펙트럼 출력 위치 (지표면인 경우 1을 입력)
- 사용자는 0과 1을 입력하여 결과출력을 끄거나 켤 수 있음
- plot_1 : outputlayer의 전달함수, 가속도 시간이력, 변위 시간이력
- plot_2 : 기반면(Base Rock)의 가속도 시간이력
- plot_3 : 기반암(outcrop)의 가속도 시간이력
- plot_4 : 각 토층의 최대 가속도, 최대 변위, 최대 변형률 등
- plot_5 : 응답스펙트럼

%==========		
% plot results (Do not plot=0, plot=1)		
outputlayer=	1	% 1=ground surface
plot_1 =	1	% outputlayer FRF & TH
plot_2 =	1	% Base Rock TH
plot_3 =	1	% outcrop TH
plot_4 =	1	% peak acc. & disp. & strain
plot_5 =	1	% response spectrum

그림 3.8 그래프 출력조건

6) 결과 저장

- 사용자는 0, 1, 2를 입력하여 저장 방법을 선택할 수 있음, 0은 저장 안함, 1은 엑셀파일로 저장, 2는 raw 데이터로 저장
- case : 파일 이름에 case 번호 추가
- save_1 : outputlayer의 가속도 및 변위 시간이력
- save_2 : outputlayer의 응답스펙트럼
- save_3 : 각 지반층의 최대 가속도, 최대 변위, 최대 변형률
- save_4 : 액상화 결과를 저장

%==========		
% save results		
case =	1	% case name (ex : MIDAS FUNC= case1_eq8, c1_oooo.dat)
save_1 =	2	% acc & disp. TH of outputlayer (Do not plot=0, Excel file=1, *.dat file=2)
save_2 =	2	% response spectrum of outputlayer (Do not plot=0, Excel file=1, *.dat file=2)
save_3 =	2	% peak acc. & disp. & strain (Do not plot=0, Excel file=1, *.dat file=2)
save_4 =	2	% liquefaction results (Do not plot=0, Excel file=1, *.dat file=2)

그림 3.9 결과 저장

7) 수직지진 해석설정

- Vertical_EQ_anal : 1이면 수직지진 해석 수행, 0이면 생략
- Ver_EQ_scale : 수직지진파 스케일

%==========		
Vertical _EQ_anal=	1	%skip=0
Ver_EQ_scale=	0.77	

그림 3.10 수직지진 해석설정

3.1.3 지진응답해석 및 결과

1) mshake2020_installer_mcr : mshake2020.exe 파일을 실행에 필요한 매틀랩 파일을 설치

GoverGmax_damping	2020-04-16 오후 8:33	Microsoft Excel ...	13KB
mshake_input2	2020-04-28 오후 5:52	Microsoft Excel ...	11KB
mshake2020	2020-04-28 오후 6:04	응용 프로그램	3,818KB
mshake2020_Installer	2020-04-28 오후 6:05	응용 프로그램	588,694KB
soil_layer_properties	2020-01-06 오후 3:20	Microsoft Excel ...	13KB

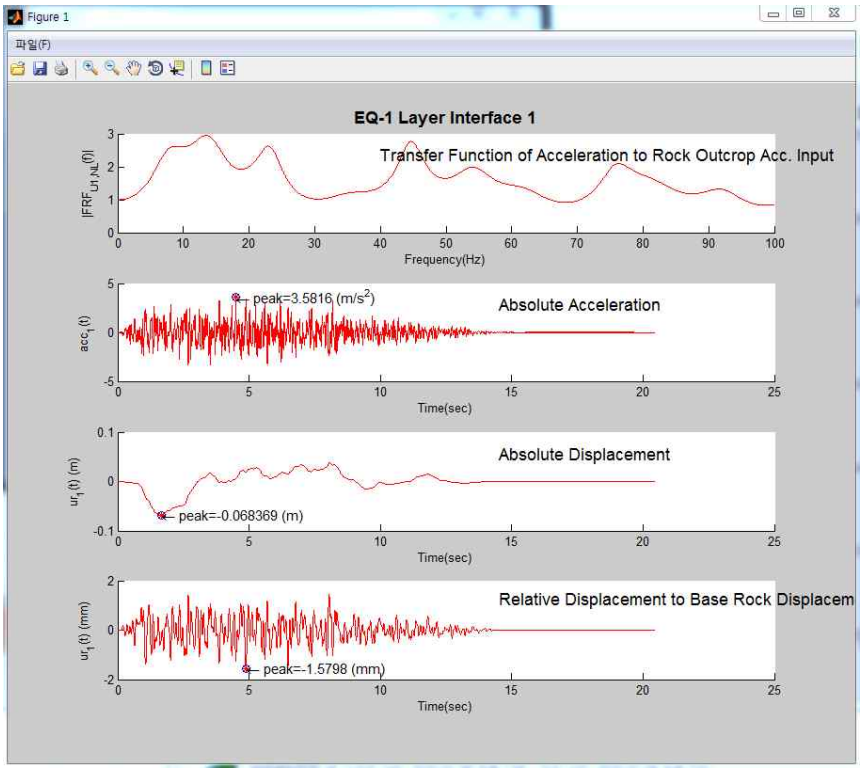


그림 3.11 mshake2020.exe 실행에 필요한 매틀랩 파일을 설치

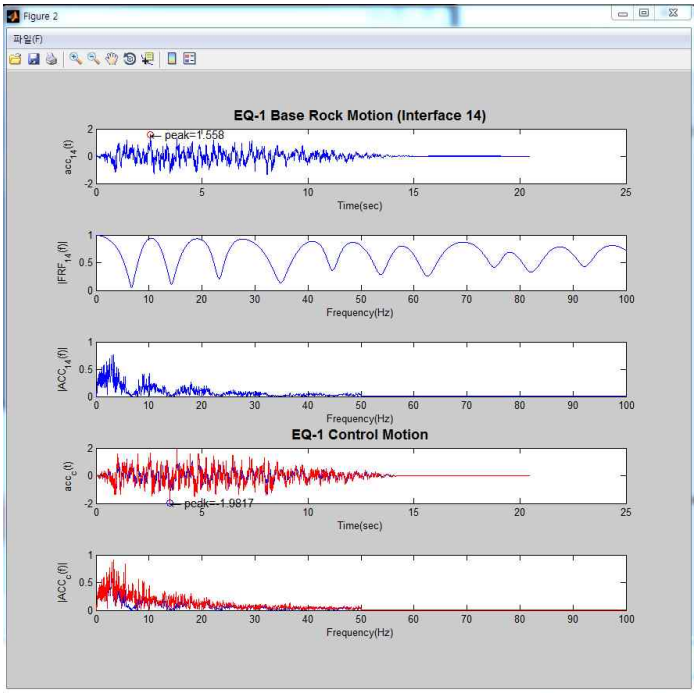
2) mshake2020.exe 파일을 실행

- mshake2020.exe 파일을 클릭하면 지진응답해석이 실행 됨
- 그림 3.11의 파일은 같은 폴더에 있어야 함(mshake2020_Installer 제외)
- mshake2020.exe의 파일을 도스 창에서 실행하면 해석진행 사항 및 기타정보 (Vs 검토 등)를 확인 가능함

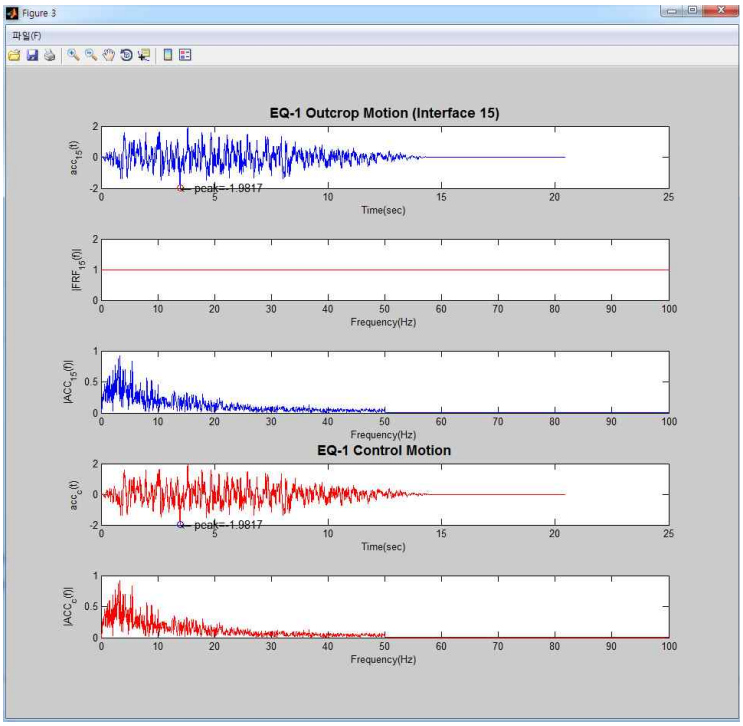
3) 그래프 결과 예시



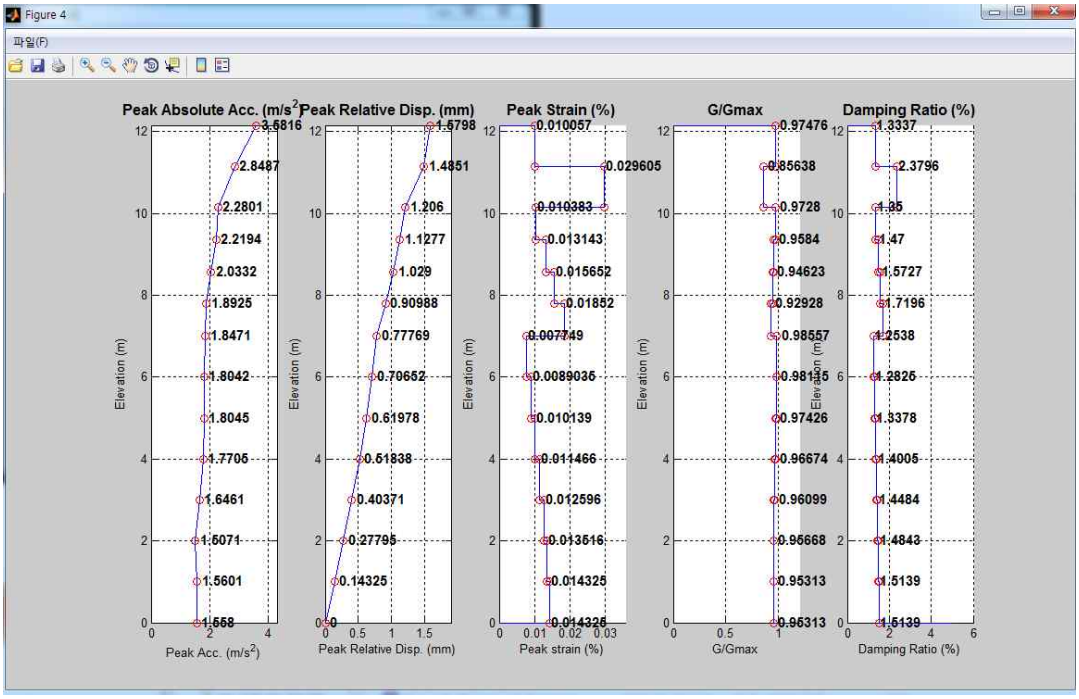
(a) outputlayer의 전달함수, 가속도 시간이력, 변위 시간이력



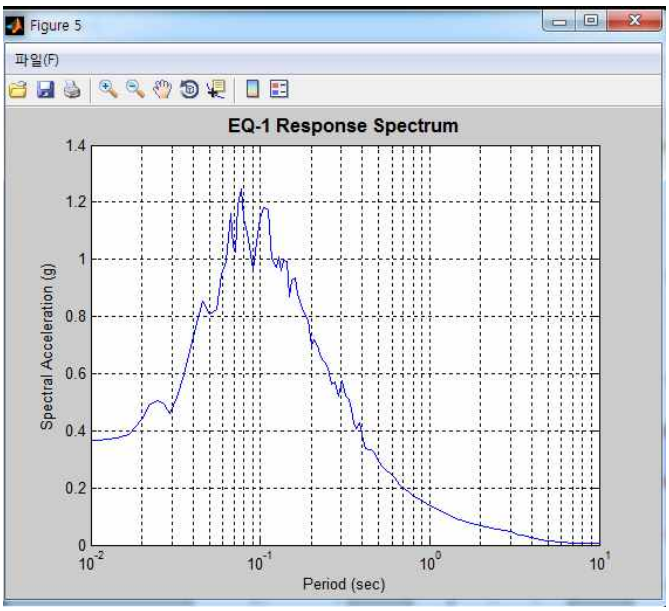
(b) 기반면(Base Rock)의 가속도 시간이력



(c) 기반암(outcrop)의 가속도 시간이력



(d) 토층 응답 (최대 가속도, 최대 변위, 최대 변형률, G/Gmax, 감쇠비)



(e) 응답스펙트럼

그림 3.12 지진응답해석 결과 그래프

3) 저장 결과 파일

acc_outputlayer.xls : outputlayer의 가속도 시간이력
ur_outputlayer.xls : outputlayer의 변위 시간이력
rs_outputlayer.xls : outputlayer의 응답스펙트럼
peak_data.xls : 각 지반층의 최대 가속도, 최대 변위, 최대 변형률
liquefaction_results.xls : 액상화 결과를 저장

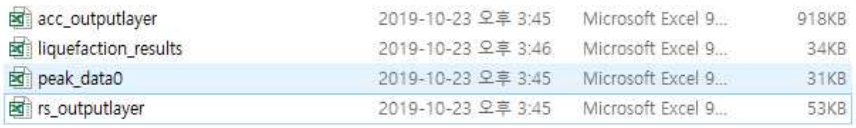


그림 3.13 엑셀파일 저장 결과 파일 예시

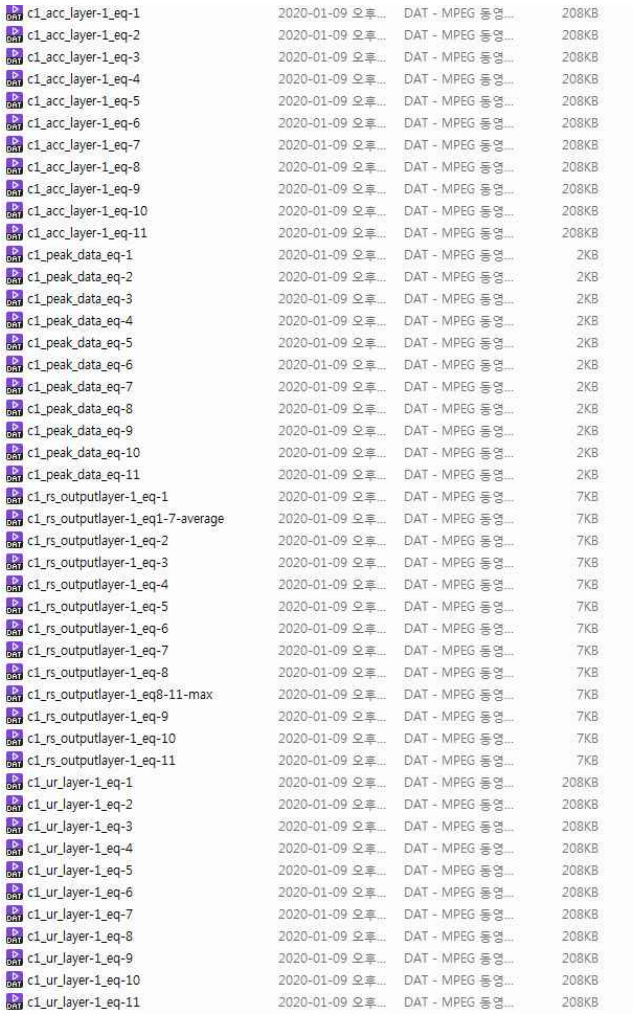


그림 3.14 *.dat 팔일 저장 결과 파일 예시

3.2 액상화 평가 예제

1) 해석 대상부지 선정 및 해석 단면

본 예제의 해석 대상 부지의 지반 조건은 다음과 같다.

- 지하수위는 깊이 2.5m에 위치
- 간극비 (e) = 0.385
- 비중 (G_s) = 2.64

그림 3.15는 해석 대상 부지의 SPT-N치 주상도이다.

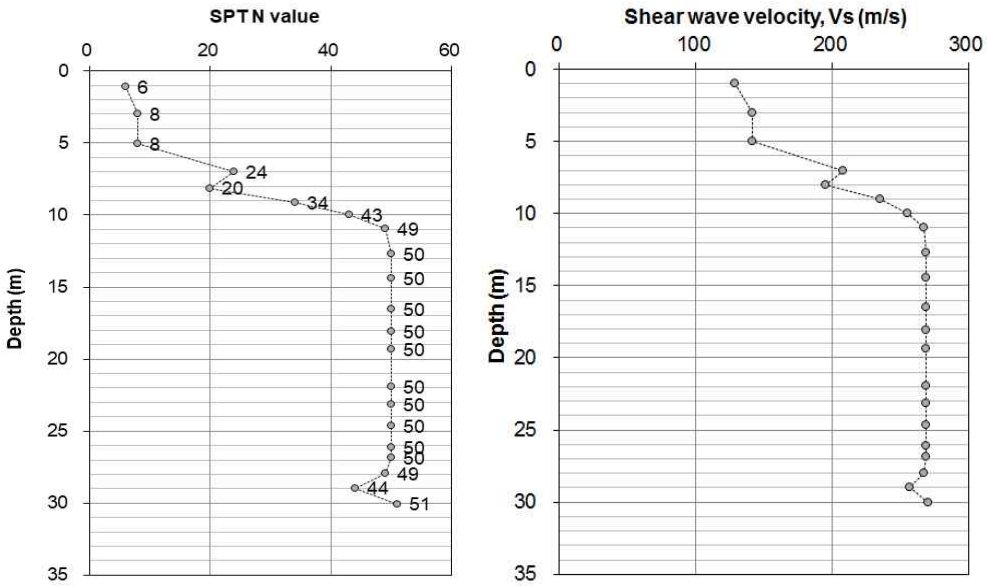


그림 3.15 액상화 평가 대상 부지의 SPT-N 및 V_s 주상도

2) 액상화평가

액상화평가는 예비평가와 본 평가로 이루어지며, 예비평가 후 본 평가가 필요하다 판단 될 시, 해당 부지의 지진 진동 특성 (G/G_{max}, D 그래프)을 이용하여 지진응답해석을 실시하고 그 결과를 이용하여 본평가를 진행한다.

① 예비평가

예비평가 기준에 의하면 다음의 경우 액상화 평가(본 평가)를 생략할 수 있다고 하였다.

가. 지하수위 위의 지반

나. 지반심도가 20m 이상인 지반

다. 상대밀도가 80% 이상인 지반

라. 주상도상의 표준관입저항치에 기초하여 산정된 $(N_1)_{60}$이 25 이상인 지반

마. 주상도상의 콘관입저항치에 기초하여 산정된 q_{c1}이 13 MPa 이상인 지반

바. 주상도상 전단파속도에 기초하여 산정된 V_{s1}이 200 m/s 이상인 지반

사. 소성지수(PI)가 10이상이고 점토성분이 20% 이상인 지반

아 세립토 함유량이 35% 이상인 경우, 원위치시험법에 따른 액상화 평가 생략 조건은 다음과 같다.

① $(N_1)_{60}$이 20 이상인 지반

② q_{c1}이 7 MPa 이상인 지반

③ V_{s1}이 180 m/s 이상인 지반

자. 지진구역 Ⅱ에서의 내진 2등급 구조물

카. 기타, 경제성을 위해서 내진 Ⅱ등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

차. 대상 지반의 입도분포곡선으로부터 액상화가 발생 가능한 영역 외에 분포하는 경우

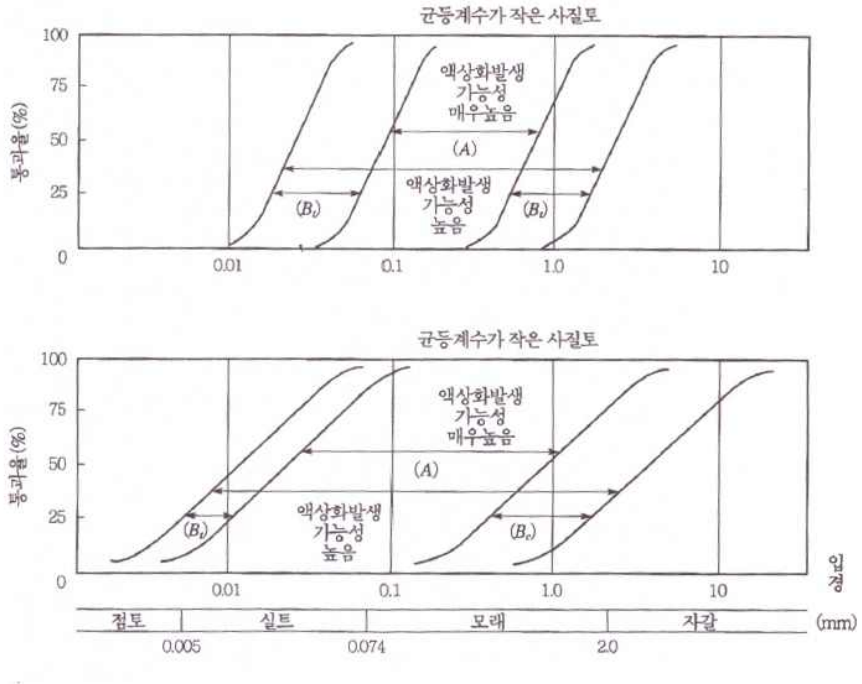


그림 3.16 입도분포곡선

본 예제에서는 예비 평가 기준에 따라 상대적으로 N치가 높은 심도 10m이상의 지반에 대해서는 액상화 평가를 진행하지 않았다.

② 본평가

A. 지진응답해석 - 깊이별 최대 가속도

주어진 지반조건에 대한 1차원 등가선형 지진응답 해석 프로그램을 사용하여 입력지진파에 의한 지반의 깊이별 최대가속도(a_{max})를 구하였다. 예제에서는 입력지진파로는 Kobe 지진파를 이용하였다.

깊이	SPT N	a_{max}(g)
1	6	0.2645
2.5	8	0.251
3	8	0.2309
5	8	0.2419
7	24	0.1808
8	20	0.1577
9	20	0.1746

그림 3.17 깊이별 N치 및 지진응답해석에 의한 지반 깊이별 최대 가속도

B. 지진 시 지반에 발생하는 지진(진동) 전단응력의 비(CSR=(τ_d/σ'_v))

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0.65\left(\frac{a_{\max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right)$$

$$\text{건조단위중량, } \gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e}$$

$$\text{포화단위중량, } \gamma_{sat} = \frac{(G_s+e)\times\gamma_w}{1+e}$$

C. N 값을 이용한 평가방법

(i) 에너지 보정 (본 예제에서는 SPT 장비의 에너지효율(Er)은 75%로 가정하였다).

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} \times N_m$$

(ii) 유효상재압 보정

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^{0.5}$$

여기서 Pa = 1atm = 100kPa

(iii) (i)과 (ii)의 동시 보정

$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60}$

(iv) M=7.5 기준의 CRR 산정

$$\left[\frac{\tau_l}{\sigma_v'} \right]_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

(v) 지진규모 보정

$MSF = (M_W/7.5)^n$, $CRR_{M_w} = CRR_{7.5} \times MSF$

지진 규모 6.5로 보정하기 위하여 본 예제에서는 MSF=1.6를 적용하였다.

깊이 (m)	SPT N	a_{max} (g)	σ_T (kPa)	σ_{eff} (kPa)	CSR	N_{60}	C_N	$N_{1,60}$	$CRR_{7.5}$	CRR_{Mw}	FS
1	6	0.2645									
2.5	8	0.251									
3	8	0.2309	57.46	52.56	0.1641	10	1.3794	13	0.1405	0.2249	1.3704
5	8	0.2419	100.32	75.79	0.2081	10	1.1486	11	0.1220	0.1953	0.9383
7	24	0.1808	143.17	99.03	0.1699	30	1.0049	30			
8	20	0.1577	164.60	110.64	0.1525	25	0.9507	23	0.2569	0.4111	2.6959
9	34	0.1746	186.03	122.26	0.1727	25	0.9044	35			

그림 3.18 액상화 평가 예시

3) 액상화 평가 프로그램을 활용한 액상화 평가 사례

- N치가 높은 심도 10m이상의 지반에 대해서 액상화 평가 안함
- 지하수위는 깊이 2.5m에 위치, 비중(Gs) = 2.64,
- 상재압 : Pa = 1atm = 100kPa, 물의 단위중량: 9.81 kN/m^3
- 입력지진파로는 Kobe 지진파를 입력

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Layer number	Layer_th	shear velocity	Density	Damping	G0/Gmax	N value	uw	Gs	e
2	1	1	128.2	1.87E+01	0.0122	1	6	0	2.64	0.385
3	2	1.5	141.7	1.87E+01	0.0122	1	8	0	2.64	0.385
4	3	0.5	141.7	1.87E+01	0.0122	1	8	1	2.64	0.385
5	4	2	141.7	1.87E+01	0.0122	1	8	1	2.64	0.385
6	5	2	207.9	1.87E+01	0.0122	1	24	1	2.64	0.385
7	6	1	195.1	1.87E+01	0.0122	1	20	1	2.64	0.385
8	7	1	234.8	1.87E+01	0.0122	1	34	1	2.64	0.385
9	8	0	254.9	1.87E+01	0.0122	1	43	0	2.64	0.385

그림 3.19 액상화 평가 사례의 지반물성치

깊이 (m)	SPT N	a_{max} (g)	σ_T (kPa)	σ_{eff} (kPa)	CSR	N_{60}	C_N	$N_{1,60}$	$CRR_{7.5}$	CRR_{Mw}	FS
1	6	0.2645									
2.5	8	0.251									
3	8	0.2309	57.46	52.56	0.1641	10	1.3794	13	0.1405	0.2249	1.3704
5	8	0.2419	100.32	75.79	0.2081	10	1.1486	11	0.1220	0.1953	0.9383
7	24	0.1808	143.17	99.03	0.1699	30	1.0049	30			
8	20	0.1577	164.60	110.64	0.1525	25	0.9507	23	0.2569	0.4111	2.6959
9	34	0.1746	186.03	122.26	0.1727	25	0.9044	35			

(a) 액상화 평가 참조해

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
	elevation1	SPTN	a_max	stress_T	stress_eff	CSR	N1	Cn1	N1_1	CRR1	CRRMw1	FS1	Remark
	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	숫자	셀
1	elevation	SPT N	a_max	stress_T	stress_eff	CSR	N60	Cn	N1_60	CRR75	CRRMw	FS	Remark
2	9	6	0.2645	18.7000	18.7000	0	0	0	0	0	0	0	-
3	8	8	0.2510	46.7500	46.7500	0	0	0	0	0	0	0	-
4	6.5000	8	0.2309	57.4587	52.5557	0.1641	10	1.3794	13	0.1405	0.2249	1.3706	OK
5	6	8	0.2419	100.2936	75.7786	0.2081	10	1.1488	11	0.1220	0.1953	0.9385	NG
6	4	24	0.1808	143.1285	99.0015	0.1699	30	1.0050	30	0	0	0	-
7	2	20	0.1577	164.5459	110.6129	0.1525	25	0.9508	23	0.2569	0.4111	2.6954	OK
8	1	34	0.1746	185.9633	122.2243	0.1727	42.5000	0.9045	38	0	0	0	-
9	0	43	0.1385	185.9633	122.2243	0	0	0	0	0	0	0	-

(b) 액상화 평가 프로그램 결과

그림 3.20 액상화 평가 프로그램 결과 예시

참고문헌

1. Johnson, J.J. (1980), "Soil-Structure Interaction: The Status of Current Analysis Methods", *NUREG/CR-1780*, Lawrence Livermore Lab.
2. Kausel, E., and Roesset, J. M. (1975), "Dynamic stiffness of circular foundations.", *J. Engrg. Mech. Div., ASCE*, Vol. 101, No. 6, pp. 771-785.
3. Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall.

2020 고속도로 교량의 내진설계지침



부록 C

공간적 액상화 평가

한국도로공사

경부고속도로 50주년

목 차

제 1 장 서 론 ····· C-1
1.1 액상화 정의 ····· C-1

제 2 장 대상지반 ····· C-2
2.1 대상지반 위치 ····· C-2
2.2 대상지반의 지층단면 ····· C-2

제 3 장 지구통계학적 보간법 ····· C-7
3.1 액상화 평가 시 지구통계학적 기법의 적용 ····· C-7
3.2 크리깅 (kriging) 기법 ····· C-7

제 4 장 액상화 평가법 ····· C-13
4.1 액상화 평가조건 및 순서 ····· C-13
4.2 CSR 및 CRR의 결정 ····· C-14
4.3 LPI의 결정 ····· C-17

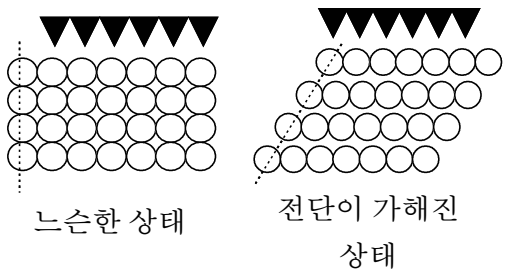
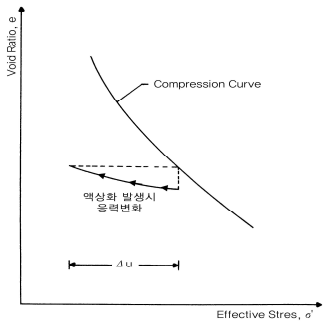
제 5 장 크리깅을 이용한 액상화 평가 ····· C-19
5.1 시추공 자료의 처리 ····· C-19
5.2 사례연구 결과 ····· C-20
5.3 액상화 위험지도 작성 ····· C-22

참고문헌 ····· C-25

제 1 장 서 론

1.1 액상화 정의

지반 액상화 (liquefaction)는 지진에 의해 발생되는 가장 파괴적인 지반공학적 현상이다. 액상화 현상은 느슨한 사질토 또는 매립지반에서 지진과 같은 급속한 진동하중 발생 시, 공극 내부의 물이 비배수 상태가 되어 동적하중에 의한 과잉간극수압의 발생하고 이에 따라 지반의 유효응력이 줄어들어 전단저항력이 저하되거나 전단저항력을 잃게 되어 액체처럼 거동하는 현상을 말한다. 액상화 현상의 발생 정도에 따라 직접적인 지반파괴가 일어날 뿐만 아니라 이로 인해 야기되는 지반침하 또는 횡 방향 변위로 인하여 구조물의 안전성에 큰 영향을 미치게 된다. 지진에 기인한 액상화 피해는 지진의 다른 효과에 의해 발생되는 피해보다 더 심한 것이 일반적이다. 액상화는 댐, 흙 제방, 기초들의 파괴를 발생시킬 수 있으며, 이러한 구조물의 파괴는 사회적 및 재산적으로 막대한 피해를 야기한다. 따라서 액상화로 인한 피해를 최소화하기 위하여 액상화 발생 가능지역의 판단이 중요하다.

액상화 과정	액상화 개념도
	

현재의 지반 액상화 평가 기법은 시추공 (boring hole) 자료를 바탕으로 주어진 시추공에 대하여 지점(local point)에 대한 액상화 가능성의 평가이다. 그러나 모든 시추공에서 액상화 가능성을 평가하는 것이 가능한 것은 아니므로 넓은 범위의 지역을 평가해야할 경우 (예, 매립지 및 교량 등) 전체 부지에 대한 액상화 평가에는 한계가 있다. 따라서 본 예시에서는 대상 교량에 대한 공간적 액상화 가능성을 평가 및 제시하고자 한다.

제 2 장 대상지반

2.1 대상지반 위치

본 예시에서는 고속국도 제 29호선 세종~포천(안성~구리) 고속도로 건설공사 (14공구)의 자료를 바탕으로 실시되었다. 지반조사 보고서를 바탕으로 총 94개의 시추공 자료를 활용하였다.

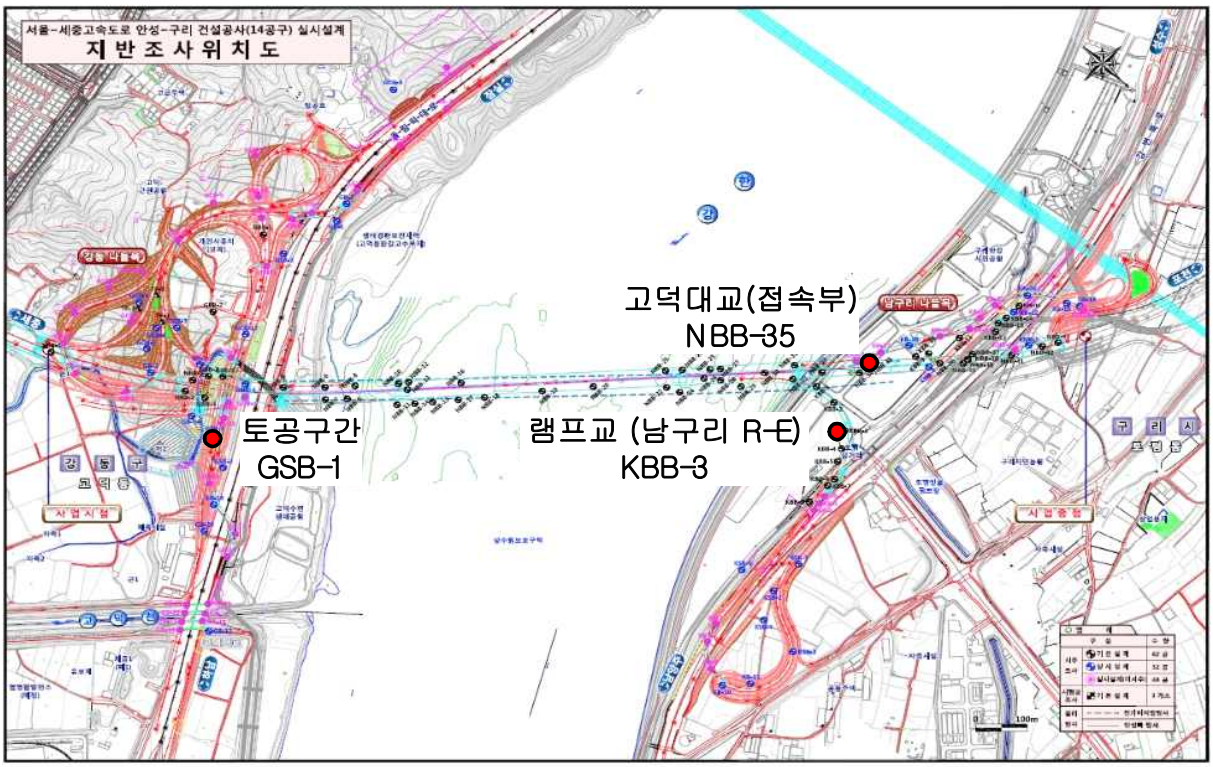


그림 1. 대상지반

2.2 대상지반의 지층단면

본 대상 지반의 지리적 범위는 북위 37.58°~37.57° 및 동경 127.16°~127.14°까지이며, 총 면적은 2.5km^2 이다. 대상지반은 지형학적으로 그림 2와 같이 서울에서 약 27km, 구리에서 3.7km 떨어진 북서 지역에 위치하고 있다. 대상 지반의 지층은 모래, 인공 매립지, 점토, 실트, 풍화토, 풍화암, 자갈 및 파쇄자갈 층 등 8 가지로 구성되었다.

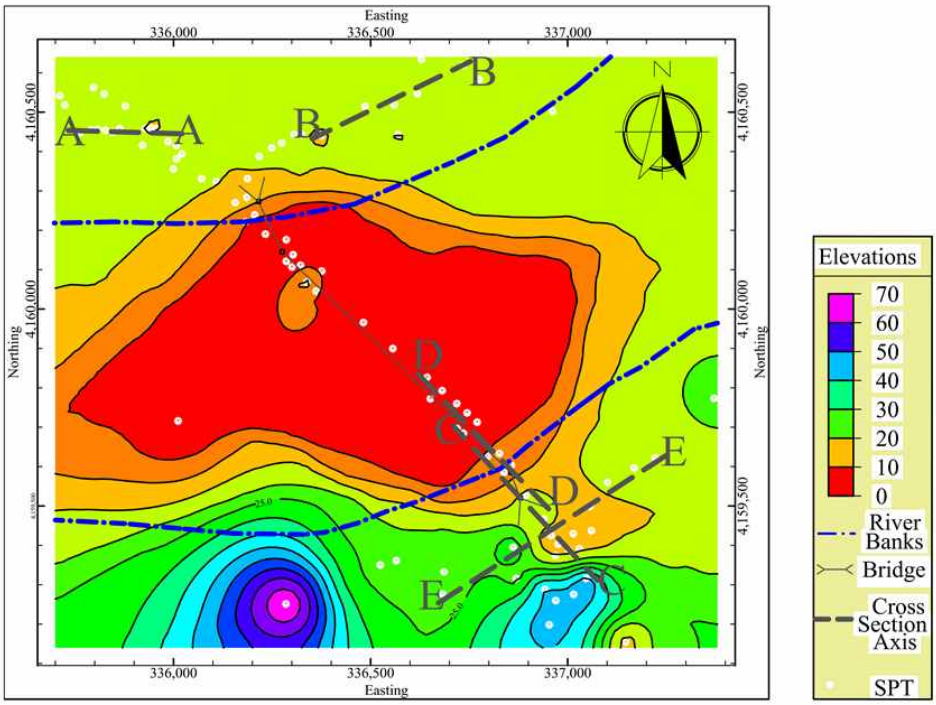


그림 2. SPT 시추공의 분포와 대상지반의 위치도

대상 지반의 남-북 (C-C 및 D-D) 및 동-서 (A-A, B-B, E-E)의 단면에서 지반의 지층은 주로 인공 매립지와 모래로 구성되어 있다 (그림 3～5 참조). 여기서, 포화된 느슨한 인공 매립지와 모래는 지진 발생 시 액상화가 발생할 가능성이 있다. 제안된 단면의 지반 대부분은 지하수위 아래에 위치하지 않아 느슨한 매립지와 모래는 불포화 상태이므로 액상화 가능성이 매우 낮다. 따라서 본 연구에서는 액상화 가능지수 (Liquefaction Potential Index, LPI) 평가를 위해 두 가지 조건을 가정하였다.

1. 현장 데이터의 실제 지하수위 조건
2. 지하수위가 지면에 위치한 조건 (0 m)

그림 6은 대상 지반의 표층지질도를 3차원 모델로 나타냈으며, 그림 7은 대상 지반에 관한 SPT의 N값을 3차원으로 모델화 하였다. SPT-N값의 3차원 모델(그림 7 참고) 단면에서 깊이에 따른 N값을 고려하면, 약 4-7m의 얕은 깊이에서 액상화 평가가 필요한 20 미만의 낮은 N값을 갖는 것을 확인 할 수 있었다. 또한, 강우패턴, 조수, 강의 고도에 따라 변경 될 수 있기 때문에 지하수위는 분석을 위한 절대 상수가 아니며, 액상화의 안정성 평가 시 지하수위는 지표면으로 가정하는 것이 좋다.

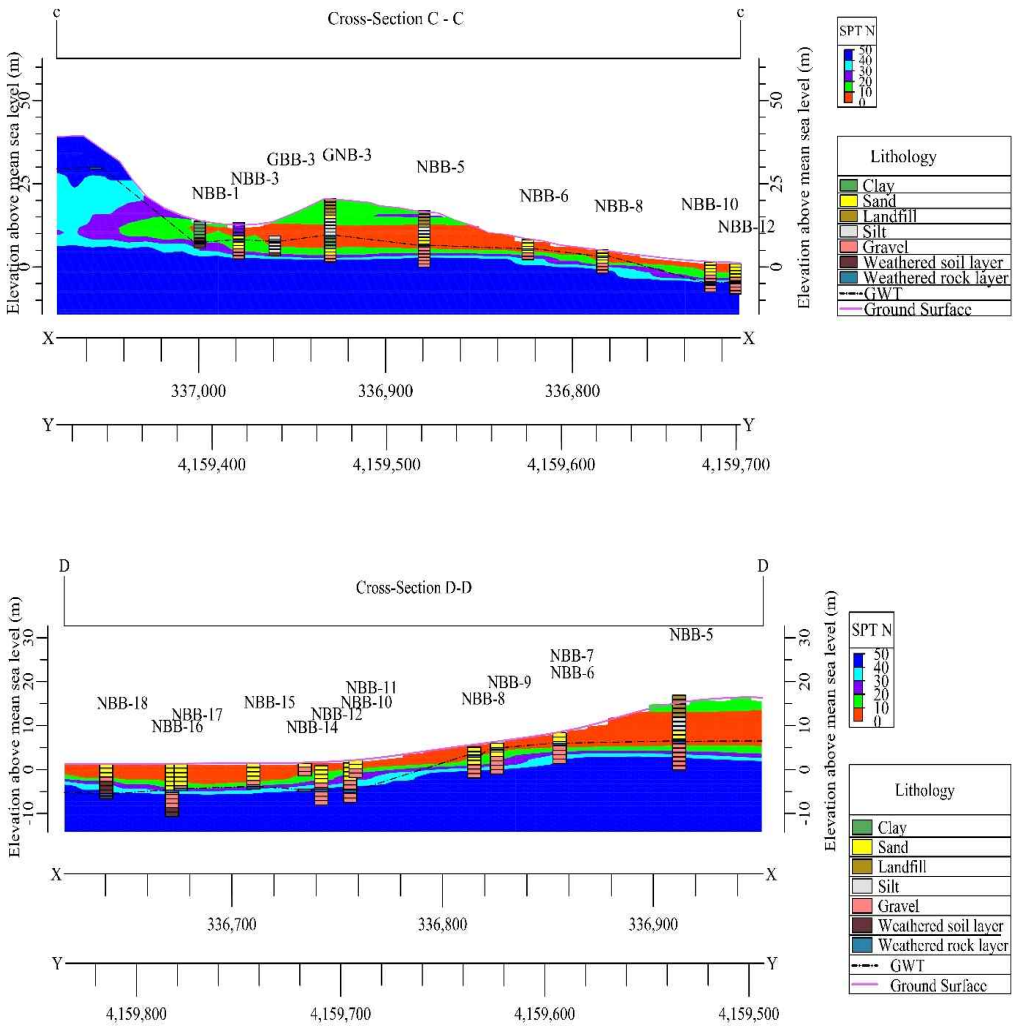
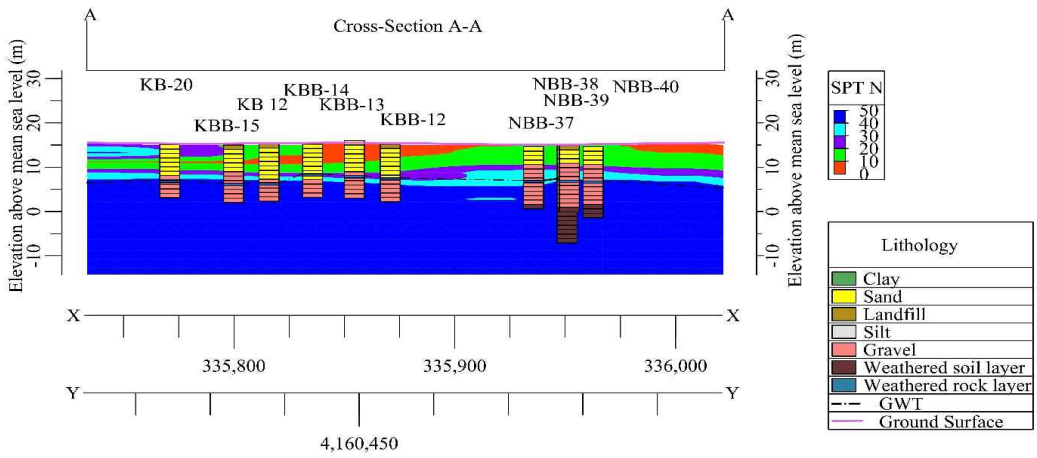


그림 3. 대상단면(그림 2 참조)의 동-서 (C-C 및 D-D) 방향의 지질 단면도



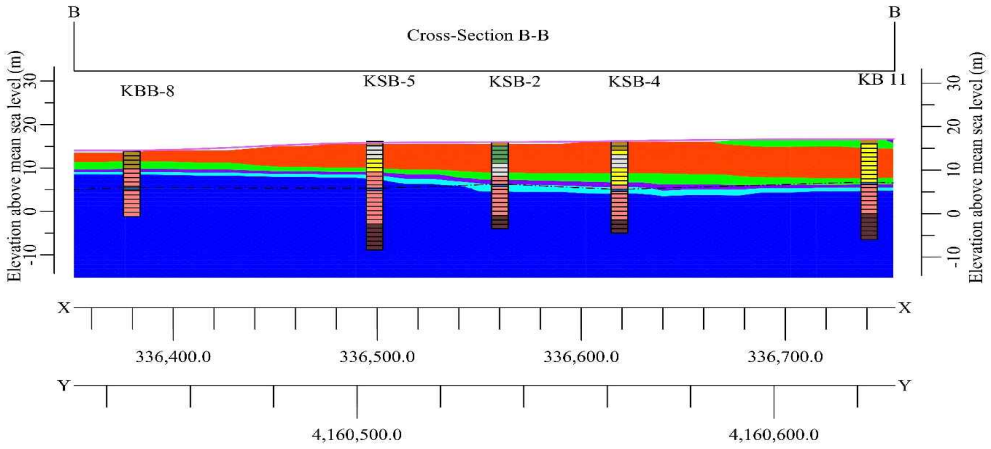


그림 4. 대상단면(그림 2 참조)의 남-북 (A-A 및 B-B) 방향의 지질 단면도

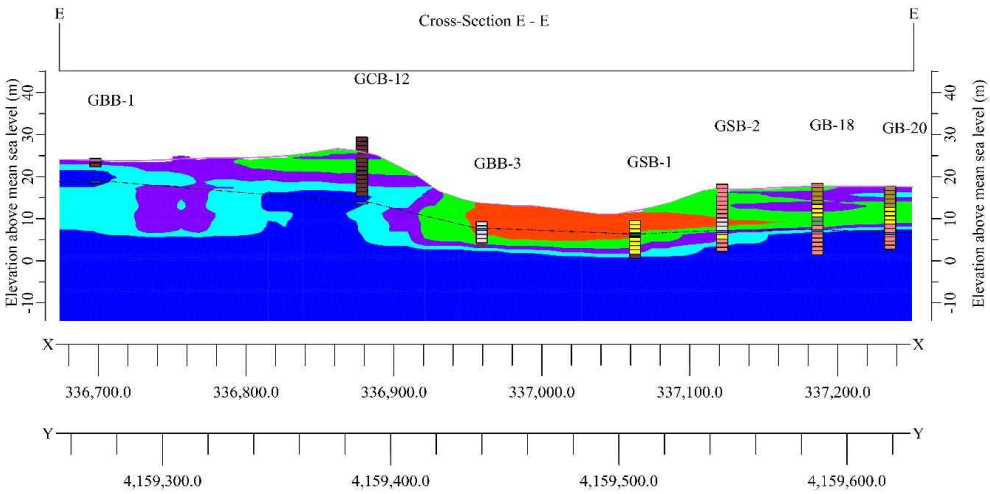


그림 5. 대상단면(그림 2 참조)의 남-북 (E-E) 방향의 지질 단면도

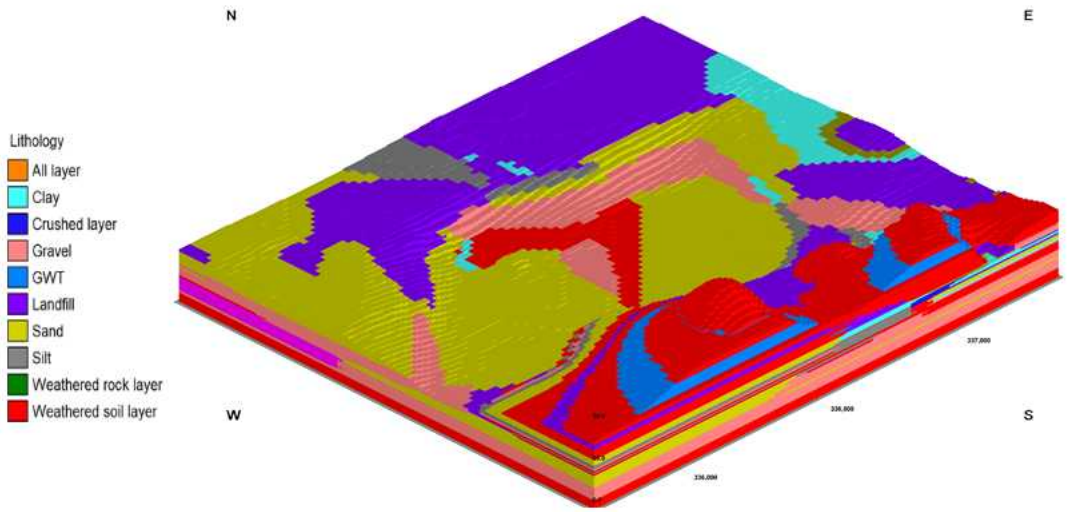


그림 6. 대상지반의 표층지질도에 관한 3차원 모델

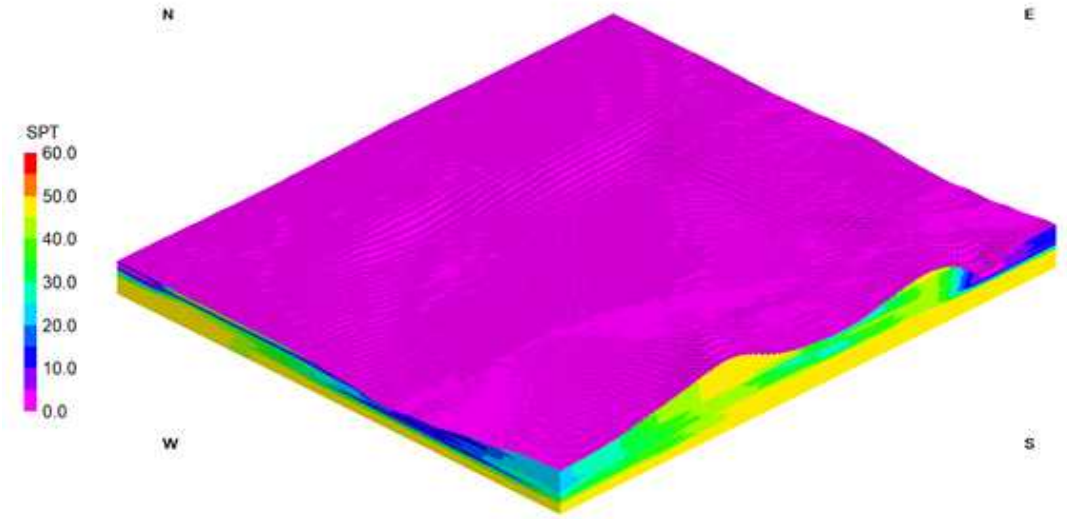


그림 7. 대상지반의 SPT- N값에 관한 3차원 모델

제 3 장 지구통계학적 보간법

3.1 액상화 평가 시 지구통계학적 기법의 적용

액상화 위험지도 제작에서 주요 단계는 계측 된 지반정수 데이터와 계산 된 매개 변수를 기반으로 시추공 당 액상화 가능성의 계산이다. 액상화 저항은 Youd and Idriss (2001)가 제안한 간편법에 따라 평가되며, 액상화 가능성 평가는 Iwasaki et al. (1978)가 제안한 방법이 널리 사용되고 있다. 또한 액상화 가능 지수 (LPI)의 평가 범위는 0-100 이다. 지진 하중으로 인한 현장 매립지 및 모래의 진동전단응력비 (Cyclic Stress Ratio, CSR)는 토양층의 진동저항전단응력비 (Cyclic Resistance Ratio, CRR)의 비율로 액상화의 안전율을 산정한다. 스펙트럼의 최대지반가속도 (Peak Ground Acceleration, PGA)는 내진설계지침에 제시된 0.154g (1등급)로 가속도 3개의 입력 지진파 (Ofunato 지진파, Hachinohe 지진파, 인공지진파)를 통해 결정되었다. 또한, CRR은 일반적으로 SPT 실험 (N값), 관입시험 결과 (q_c 값)를 이용한 방법, 전단파 속도 (Vs)를 이용한 방법 중 하나를 선택하여 결정한다. 또한 LPI와 SPT 시추공 위치 좌표는 액상화 위험지도를 제공하는 GIS 분석을 위해 사용되었다.

3.2 크리깅 (kriging) 기법

액상화 가능성 평가는 흙의 고유한 특성뿐만 아니라 모래와 같은 액상화 발생 가능한 토양의 깊이 및 두께, 지하수위 깊이, 지진하중 강도 및 크기, PGA에 따라 달라진다. 그러나 현장에 모든 단일지점에서 액상화 가능성 평가를 수행하는 것은 쉽지 않다. 따라서 본 보고서에서는 지반의 모든 지점에서 액상화 가능성을 추정하기 위해 지구통계학적 기법을 사용하였다.

지반정수는 공간적 변동성을 보이며, 이러한 변동성 분석을 위하여 자료의 분산뿐만 아니라 공간적 의존성을 정량적으로 평가하여야 한다. 자료의 공간적 의존성은 대표적으로 크리깅 (kriging)기법을 활용하여 분석할 수 있다. 크리깅 방법은 미조사 공간 내 자료를 추정할 때, 알고 있는 자료들 사이의 거리와 상관성을 동시에 고려하는 지구통계학적 기법이다. 지구통계학에서 자료의 공간적 상호관계를 분석하기 위하여 상관계수 (correlation coefficient), 공분산 (covariance), 매도그램 (madogram), 베리오그램 (variogram) 등이 사용된다. 공간정보를 분석하고 그 상관관계를 이용하여 자료가 알려져 있지 않은 지점에서 자료를 예측하기 위한 많은 지구통계학적 기법은 불변성 가정을 전제로 하고 있다. 불변성 (stationarity)이란 값 자체가 변

화하지 않는다는 의미가 아니라 자료의 분포가 위치에 따라 변화하지 않는 것을 의미한다. 약한 불변성을 이용하여 베리오그램을 유도하게 된다. 베리오그램 (variogram, 2γ(h))은 일정한 거리 (h)에 있는 자료들의 유사성을 나타내는 척도로 정의된다.

$$2\gamma(h) = E\left[\{z(x) - z(x-h)\}^2\right] \quad \cdots\cdots (1)$$

여기서 h는 지연거리 (lag distance) 또는 분리거리 (separation distance)로 두 자료 간에 떨어져 있는 거리이며, $z(x)$는 이미 알고 있는 2차원 공간좌표 상에 분석할 대상 변수 값을 의미하는 코어링의 위치이다. 지구통계학에서는 계상의 편의성을 위해 베리오그램 값의 반에 해당하는 반베리오그램 (semivariogram)을 사용하고 있다. 또한 자기공분산과 매도그램 그리고 베리오그램은 모두 일정거리만큼 떨어진 공간자료들의 유사성을 나타내지만 계산의 편의상 또는 전통적으로 공간자료의 상관성 분석을 위해 반베리오 그램을 많이 사용해 오고 있다. 반베리오그램은 지연거리 h만큼 떨어진 자료수가 N개 일 때 아래와 같은 식으로 계산한다.

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N}\sum_{i=1}^{N}\left[z(x_i) - z(x_i + h)\right]^2 \quad \cdots\cdots (2)$$

크리깅을 이용하여 미조사 구간의 자료값을 추정하기 위해서는 모든 지연거리 h에 대한 베리오그램 ($\gamma(h)$) 이 필요하며, 이를 구하기 위해서는 실제 현장자료로부터 얻게 된 자료를 바탕으로 계산된 실험적 베리오그램을 가장 잘 대표하는 이론적 베리오그램을 결정해야한다. 이론적 베리오그램 모델에는 구형모델 (spherical model), 지수모델 (exponential model), 가우시안 모델(Gaussian model) 등이 널리 이용된다. 대상 자료의 특징에 따라 이론적 베리오그램은 독립적 또는 조합하여 사용되며, 주어진 자료의 구조를 적절하게 표현하는 모델의 선택이 중요하며, 이론적 베리오그램을 구성하고 있는 너깃(nugget) C_0, 문턱값(C+C_0), 상관거리 a의 세 모수를 적절히 조합하여야 한다. 정의된 각 모수에 따른 구형모델, 지수모델, 가우시안모델은 각각 식 (3), (4), (5)로 계산할 수 있다 (Goovaerts 1991; Isaaks and Srivastava 1989).

$$\gamma(h) = C_0 + C\left[1.5\frac{h}{a} - 0.5\left(\frac{h}{a}\right)^3\right] \quad \cdots\cdots (3)$$

$$\gamma(h) = C_0 + C\left[1 - \exp\left(-\frac{3h}{a}\right)\right] \quad \cdots\cdots (4)$$

$$\gamma(h) = C_0 + C\left[1.5\frac{h}{a} - 0.5\left(\frac{3h^2}{a^2}\right)\right] \quad \cdots\cdots (5)$$

일반적으로 지연거리 h가 0일 경우는 자료값이 동일하므로 베리오그램은 0이 되어야 하나, 주어진 자료에 따라서 0으로 수렴하지 않는 경우도 있다. 이를 너깃효과(nugget effect)라 하며, 이러한 불연속의 크기를 너깃이라고 한다. 공간자료가 약한 불변성을 만족하게 되면 h가 증가할 경우 분산이 특정한 값에 수렴하게 되며 이 경우의 분산을 문턱값이라고 부른다. 상관거리는 두 지점간의 상관관계가 거의 "0"이 될 때 해당되는 거리를 말하며, 문턱값이 얻어질 때의 거리가 상관거리로 정의될 수 있다. 일반적으로 상관거리보다 큰 거리에 있는 두 자료는 상관관계가 없는 것으로 간주한다.

분산영역 A의 알고 있는 값 z를 이용하여 미지의 위치 u의 z값을 추정하기 위해 사용되는 모든 크리깅 방법은 식 (6)로 정의되는 선형 회기 추정자 $Z^*(u)$(linear regression estimator)의 일종이다.

$$Z^*(u) - m(u) = \sum_{\alpha=1}^{n(u)} \lambda_\alpha(u)\left[Z(u_\alpha) - m(u_\alpha)\right] \quad \cdots\cdots (6)$$

여기서 $\lambda_\alpha(u)$는 확률변수 $Z(u_\alpha)$의 실현치 (realization)인 $z(u_\alpha)$에 적용되는 가중치이며, $m(u)$와 $m(u_\alpha)$는 각각 확률변수 $Z(u)$와 $Z(u_\alpha)$의 기댓값이다. 실제 문제에서는 추정 위치 u에 인접한 $n(u)$개의 자료를 바탕으로 한 일정 영역 내 자료만 추정에 사용한다. 따라서, 위치 u를 중심으로 주어진 영역은 $W(u)$로 표현되며, 전체 영역 A의 부분집합이다. 크리깅 방법은 추정된 미지의 값 $z(u)$와 측정값 $z(u_\alpha)$를 다룰 때 추정오차 (estimation erro)인 $Z^*(u) - Z(u)$ 역시 확률변수로 취급할 수 있으며, 모든 종류의 크리깅 방법에서 추정값이 편향되지 않는 조건인 $E(Z^*(u) - Z(u)) = 0$에서 오차 분산 (error variation) $\sigma_E^2(u)$를 최소화하는 것을 목적으로 한다 (김동휘 외 2010).

$$\sigma_E^2(u) = Var(Z^*(u) - Z(u)) \quad \cdots\cdots (7)$$

크리깅 추정자(kriging estimator)는 확률함수(random function) $Z(u)$를 취급하는 모델에 따라 달라지며, $Z(u)$는 전차성분 $R(u)$와 평균 $m(u)$로 구분된다. 평균 $m(u)$를 고려하는 방법에 따라 크리깅 기법은 단순 크리깅(simple kriging), 정규 크리깅(ordinary kriging), 일반 크리깅

(kriging with trend) 등으로 구분된다.

본 연구에서 사용된 반베리오그램은 그림 8과 같이 이용 가능한 모든 데이터 지점들의 LPI에 관한 유사성을 나타내는 척도로 사용되었다. 액상화 가능성에 관한 실험적 베리오그램은 식 (2)를 이용하여 식 (8)과 같이 표현한다.

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [LPI(i) - LPI(i+h)]^2 \quad \cdots\cdots (8)$$

여기서 $\gamma(h)$은 지연거리에 관한 반베리오그램의 추정값이며, $N(h)$는 이격거리에 의해 구분된 데이터 쌍의 개수이다. 또한 $LPI(i)$ - $LPI(i+h)$는 지연거리인 i^{th} 한 쌍의 임의 위치 LPI 값의 차이이다. 또한 반베리오그램은 LPI 값의 가중치를 계산하는데 사용된다. 이러한 가중치는 식 (9)를 이용하여 본 연구의 설정 영역에 모든 지점에서 액상화 가능성을 평가하는데 사용하였다.

$$LPI(x, y) = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i(x_i, y_i) LPI(i) \quad \cdots\cdots (9)$$

여기서 $LPI(x, y)$는 보간에 의해 추정된 (x, y)에서의 LPI이며, $LPI(i)$는 i^{th} 위치에서 평가된 LPI 값이다. 또한 $\lambda_i(x_i, y_i)$는 $LPI(x, y)$를 추정하는 $LPI(i)$의 가중치이며, n은 크리깅 보간법에 사용되는 위치의 수이다.

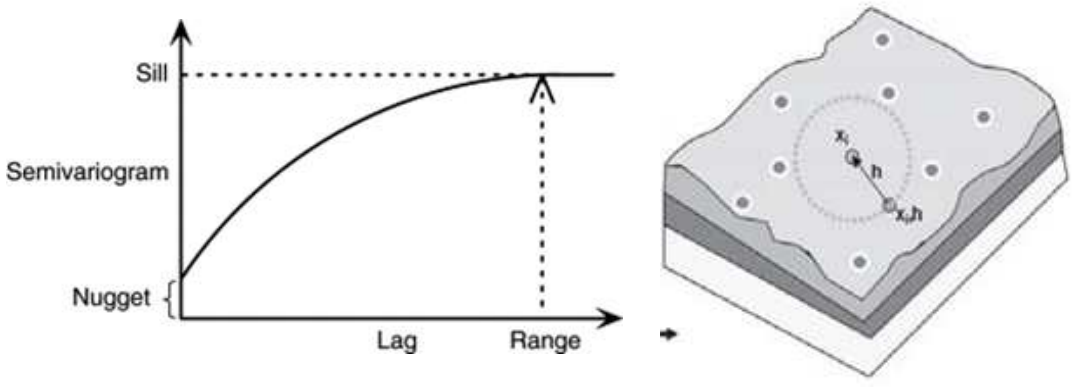


그림 8. 반베리오그램 모델

크리깅 방법에서 가중치는 그림 8의 베리오그램 모델에서 볼 수 있듯이 측정 위치와 예측 위치 사이에 거리뿐만 아니라 예측 위치 주변의 측정된 값 사이의 전체 공간적 상관관계를 기초로 한다. 주변 측정된 값들은 측정되지 않은 위치에 예측값을 도출하는 크리깅 가중치를 결정하기 위해 사용한다. 그림 8에서 지반은 등방성이라고 가정하였으며, 이는 모든 방향에서 LPI 값들의 변화들이 동일함을 의미한다. 따라서 공간적 상관관계 구조는 모든 방향에서 동일하다는 것을 의미한다. 이러한 경우, 반베리오그램 모델은 거리의 크기에 의존하지만, 방향에는 의존하지 않는다. 그러나, 데이터 세트의 거동이 그림 9와 같이 비등방성으로 알려진 다른 방향과 비교했을 때 한 방향으로 다르게 변하는 것은 매우 일반적이다.

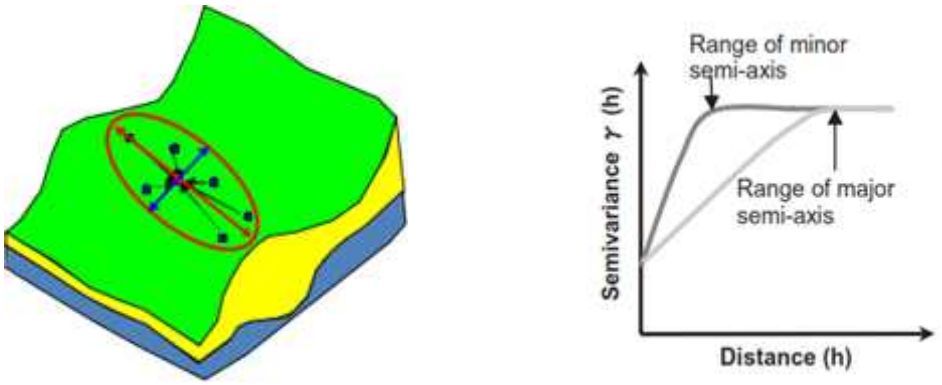


그림 9. 액상화 가능성에 대한 이방성 모델의 개략도

본 분석에서 데이터 세트에 대한 크리깅 보간은 이방성이 없는 것을 가정하는 전방향 반베리오그램을 기초로 하였다. 이상치 2개의 시추공과 함께 총 94개의 시추공 위치값을 사용하였다. 본 연구에서 위험 추정에 지반정수 데이터의 가변성을 통합하기 위해 몇 가지 수정사항과 함께 이전 액상화 민감도 지도의 개발에 적용 및 검증 절차에 사용되었다. 본 방식은 시추공 데이터의 정량적 평가에 의한 지표지질도에 중점을 두어 액상화 가능성 평가를 확립하였다. 시추공 데이터의 수치적 평가는 지역 지질학적 환경 내에서 액상화가 발생 가능한 지반범위를 평가를 위해 통계적, 확률적 및 지질학적 절차로 구성된다. 지질도는 산발적으로 분포된 시추공 데이터를 보간 할 수 있으므로 넓은 영역에 걸쳐 액상화 위험성을 신뢰성 있게 평가할 수 있는 수단으로 제공된다. 본 평가의 목적은 위험 등급을 기초로 특정 지질 단위 내에 액상화 발생 가능한 지반의 수에 대한 근사치를 제공하는 것이다. 액상화 가능성 평가에 대한 맵핑은 지리 정보 시스템(GIS)에서 실행하여 향후 이용할 때 현장 고유한 지질 및 지반정수가 포함되는 지역의 일

관된 지도를 구축한다. 퇴적물의 암석학적 및 지반공학적 특성과 깊이에 따라 측면 방향의 실질적인 차이로 인한 2 차원 지도상에 액상화 민감성에 3 차원적 불일치를 확실하게 나타내기 위해 표면 및 표면하의 데이터를 통합하는 것이 좋다. 시추 기록 데이터는 현장 전역에 걸쳐 불규칙적으로 분포되어 있으며, 주어진 지반 내에서 지반공학적 특성의 변동성을 파악해야한다. 따라서 샘플링 되지 않은 위치에서 지반 특성의 정확한 보간 및 외삽이 추가적으로 필요하다.

본 과제는 다음 두 가지 접근 방법을 통해 해결할 수 있다.

1. 지질 설정은 지표 지질도를 기반으로 구분되고, 사용 가능한 자료, 환경, 퇴적물 상대연대를 고려한다. 본 단계는 가능한 한 유사한 지질 및 지반공학적 특성을 가진 단위로 흙을 1단계로 분리한다.

2. 지구통계기법은 지질 설정 내에서 지질 및 지반공학적 특성의 자연적 변동성을 결정하며 두 개의 데이터 지점 사이를 정밀하게 보간하고 통계 도구를 이용하여 단위의 액상화 민감도를 분류하는 방법을 만들기 위해 적용된다. 본 사례 연구의 주된 조사지층은 인공 매립지 및 모래이며, 고유 가변성에 따라 통계적 접근기법이 액상화 가능성을 효과적으로 파악하는데 사용된다.

제 4 장 액상화 평가법

4.1 액상화 평가조건 및 순서

실제 및 지하수위가 0m의 조건들을 기초로 액상화 가능성의 평가를 위해 LPI 기반 평가순서는 그림 10과 같이 제안되었다. 공간 정보 시스템과 함께 기본 평가는 액상화 위험성을 추정을 제공하기 위해 채택되었다.

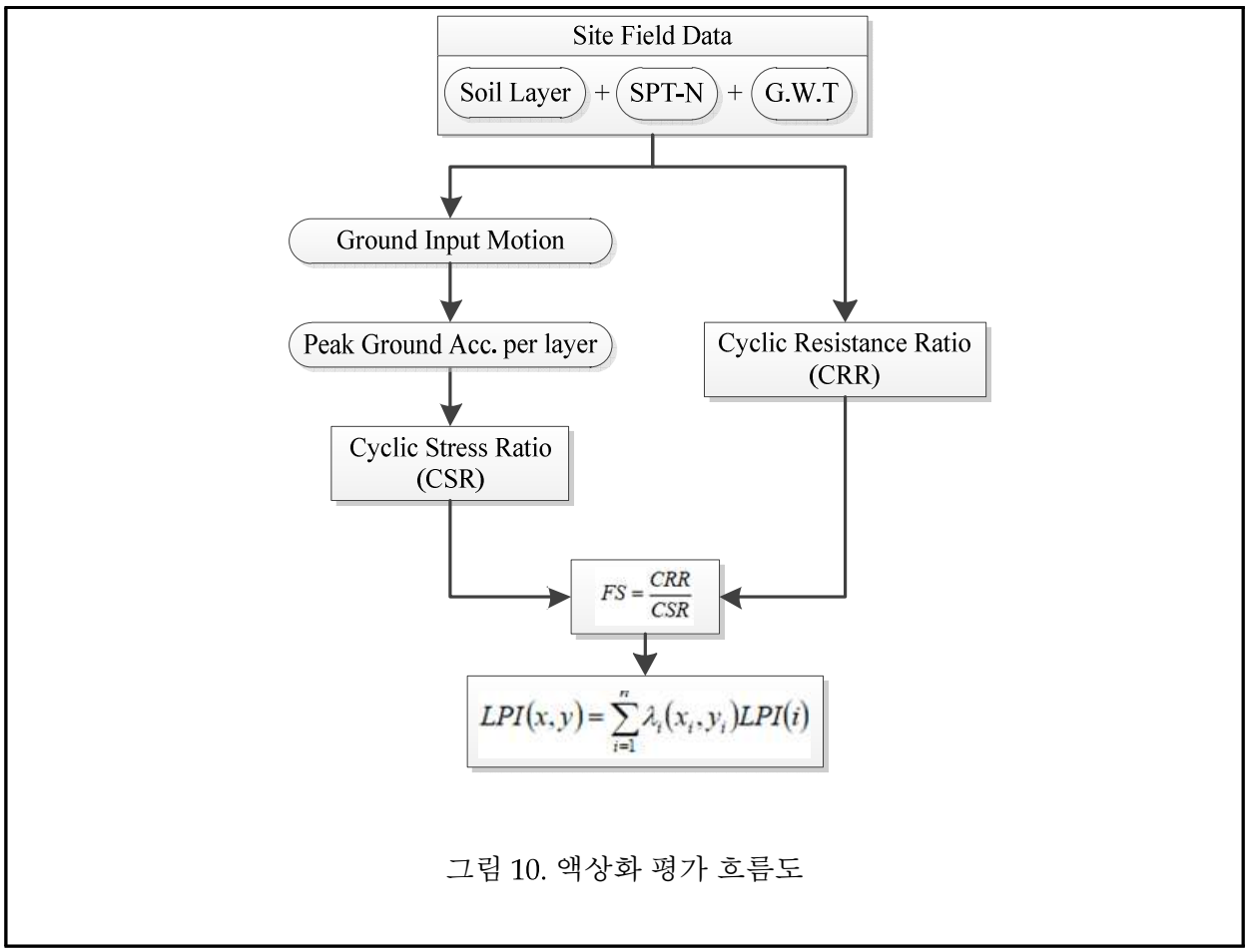


그림 10. 액상화 평가 흐름도

먼저, 액상화 추정을 위해 대상 영역의 지반 조건을 분석하며, 액상화에 대한 기본 조건은 아래와 같이 평가한다.

(1) 심도 20m 이내

(2) 지하수위 (G.W.T) 아래

(3) SPT-N 값 20회 미만

(4) 매립지와 모래로 구성된 지반

현재 설계기준에서, 액상화 발생 가능 깊이는 지면으로부터 20m 미만이다. 지하수위 조건을 추정하기 위해, 가장 높은 지하수위는 인접한 강과 강우 패턴에서 수두의 영향으로 인해 지하수위의 변동특성을 고려한 최악의 조건으로 가정한다. 추가적으로, 액상화를 유발하는 CSR 값은 입력지반운동으로부터 지진하중(Ofunato 지진파, Hachinohe 지진파, 인공지진파)과 함께 계산한다. Shake 2000 프로그램과 함께 시추공 위치에서 부지응답해석은 기반암 노두 또는 기반면과 각 토층에 최대 가속도 값과 함께 수행되었다.

4.2 CSR 및 CRR의 결정

CSR는 현장시험의 결과 ①N값을 이용한 방법, ②콘관입시험 결과 (q_c값)를 이용한 방법, ③전단파 속도(Vs값)를 이용한 방법 가운데 하나를 선택하여 적용할 수 있으며, 본 평가의 CSR는 N 값을 적용하여 액상화 평가를 실시하였다.

(1) 액상화에 대한 안전율은 지진 시 발생하는 지반 내 한 점의 진동전단응력(τ_d)과 지진 시 액상화에 저항할 수 있는 지반의 진동저항전단항응력(τ_ℓ)의 비로 정의된다.

(2) 지진력을 표현한 진동전단응력은 다음과 같이 산정한다.

$$\frac{\tau_{\mathrm{d}}}{\sigma'_0} = 0.65\left(\frac{\mathrm{a_{max}}}{\mathrm{g}}\right)\left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_0}\right) \quad \cdots\cdots (10)$$

여기서, $\mathrm{a_{max}}$: 평가 대상지반의 깊이별 최대지반가속도 (부지응답해석 수행)

g : 중력가속도

σ_0 : 액상화를 평가하고자 하는 깊이의 총 상재압

σ'_0 : 액상화를 평가하고자 하는 깊이에서의 유효 상재압

(3) 지반의 진동저항전단응력을 산정하는 경우, 표준관입시험(SPT) 결과인 N값을 이용하며, 다음의 절차에 따라 액상화 안전율을 산정한다.

① SPT 에너지비 60%에 대한 보정을 한다.

$$N_{60} = \frac{E_r}{60} \times N_m \quad \cdots\cdots (11)$$

여기서, E_r : SPT 장비의 에너지 효율

N_m : 현장에서 측정된 타격회수

② 유효 상재압을 이용하여 보정계수(C_N)를 산정한다.

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma_v'}\right)^{0.5} \quad \cdots\cdots (12)$$

여기서, C_N : 보정계수

Pa : 1atm = 100 kPa

σ_v': 유효 상재압(kPa)

③ 식 (11) 식 (12)의 보정식을 이용하여 에너지 효율 60% 및 상재하중을 고려한 $(N_1)_{60}$을 다음 식과 같이 산정한다.

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad \cdots\cdots (13)$$

④ $(N_1)_{60}$값으로부터 지진규모 $M = 7.5$ 기준의 액상화 진동저항전단응력비(Cyclic Resistance Ratio, CRR)를 그림 11을 이용하여 산정하거나, 세립질 함유량 $\leq 5\%$의 사질토에 대해서는 식 (14)를 이용하여 산정할 수 있다. 진동저항전단응력비 산정 시 세립질 함유량은 그림 11에서 고려할 수 있다.

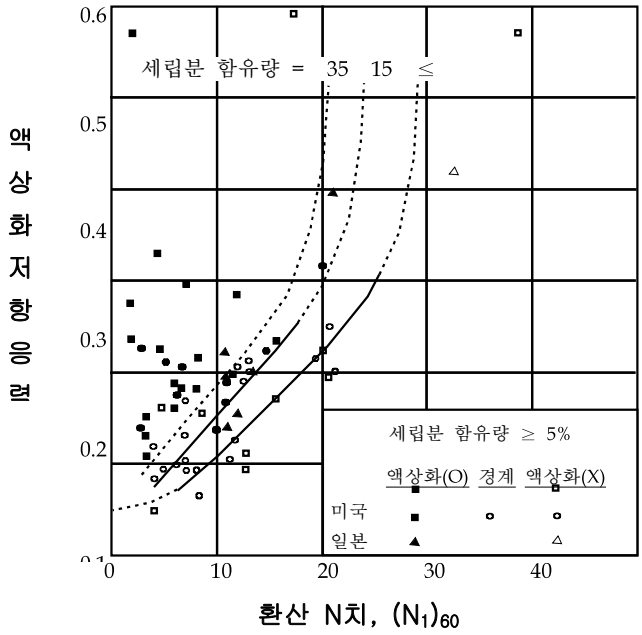


그림 11. 현장의 액상화거동과 표준관입저항의 상관관계 (M=7.5)

$$\left[\frac{\tau_l}{\sigma_v'}\right]_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10\times(N_1)_{60}+45]^2} - \frac{1}{200} \quad \cdots\cdots (14)$$

여기서, $\left[\frac{\tau_l}{\sigma_v'}\right]_{7.5}$: M=7.5에서 액상화 전단저항응력비$(CRR_{7.5})$, 단, $(N_1)_{60} < 30$

⑤ 지진규모 M=7.5 이외의 지진에 대한 액상화 진동저항전단응력비(CRR)는 Seed and Idriss (1971)가 제시한 방법을 따라 식 (15)과 같이, M=7.5 일 때의 CRR에 지진규모에 따른 보정계수 (Magnitude Scaling Factor, MSF)를 곱하여 해당하는 규모에서의 CRR을 구한다.

$$CRR_M = (CRR_{7.5}) \times MSF \quad \cdots\cdots (15)$$

⑥ 지반의 액상화 진동저항전단응력비와 지진 시 발생하는 진동전단응력비의 비교를 통해 식 (16)와 같이 안전율을 산정한다.

$$\mathrm{F} = \frac{\tau_\ell / \sigma_\mathrm{v}'}{\tau_\mathrm{d} / \sigma_\mathrm{v}'} \quad \cdots\cdots (16)$$

여기서, τ_d/σ_v' : 진동전단응력비

τ_ℓ/σ_v' : 액상화 진동저항전단응력비

(4) 상기 (3)항에서 계산된 안전율, F로부터 다음과 같이 액상화 가능성을 판정한다.

① F ≥ 1.0 : 액상화에 대하여 안전

② F < 1.0 : 액상화에 따른 기초 및 지반의 안정성 평가 및 필요 시 대책공법 수행

4.3 LPI의 결정

지표면에서 액상화 가능성을 평가하기 위해 Iwasaki et al. (1978)은 액상화 발생 가능 지층의 두께와 각 지층 당 액상화에 대한 안정계수의 값의 상대적인 지수의 사용을 제안했다. 가중 함수는 지표면에 가장 가까운 지층에 더 높은 값을 제공하고 20m 깊이에서 0m까지 선형으로 감소한다. Iwasaki et al. (1978)에 의해 정의 된 LPI는 다음과 같이 계산 될 수 있다.

$$LPI = \int_0^{20} F(z)\,W(z)dz \quad \cdots\cdots (17)$$

$Fs < 1.0$ 일 때 $F(z) = 1 - Fs$ ····· (17-1)

$Fs \geq 1.0$ 일 때 $F(z) = 0$ ····· (17-2)

z ≤ 20m 일 때 $W(z) = 10 - 0.5z$ ····· (17-3)

z > 20m 일 때 $W(z) = 0$ ····· (17-4)

여기서 z는 깊이(0~20m)를 나타내며, dz는 깊이의 증가를 나타낸다. 또한 $F(z)$는 식 (17-1)과 식 (17-2)에 정의된 Fs의 함수인 액상화 위험성을 나타내며, $W(z)$는 식 (17-3)과 식 (17-4)에 정의된 가중치 함수이다.

본 연구에서는 LPI를 결정하기 위해 아래의 이산화 형식의 식 (18)을 이용하였다.

$$LPI = \sum_{i=1}^{n} F(z)\,W(z)H_i \quad \cdots\cdots (18)$$

여기서 n 은 이산화 지층의 수를 나타내며, H_i 는 이산화 지층의 두께를 나타낸다. 또한 F_i는 지층 i의 액상화 위험성을 나타낸다. Iwasaki et al. (1978, 1982)는 LPI가 15보다 클 때 심각한 액상화가 발생하며, LPI가 5보다 작을 때 경미한 액상화가 발생할 수 있음을 발견하였다. LPI 값은 포화 지층 깊이와 Fs와 반비례하며, 지수가 높을수록 액상화 가능성도 커진다. 액상화 위험성의 분류는 Iwasaki et al. (1982), Luna and Frost (1998), Chung et al. (2010) 및 Kim et al. (2012)에 의해 표 1에 요약되었다.

표 1. 액상화 가능 지수 (LPI) 평가 기준 제안

LPI	Iwasaki et al. (1982)	Luna and Frost (1998)	Chung et al. (2011)	Kim et al. (2012)
0	Not likely	Little to none	None	Very low
0 < LPI5	Minor	Minor	Little to none	Low
5 < LPI	-	Moderate	Moderate	High
15< LPI	Severe	Major	Severe	Very high

제 5 장 크리깅을 이용한 액상화 평가

5.1 시추공 자료의 처리

시추공의 데이터베이스 (DB)는 프로젝트 및 시추 정보, 시추 날짜 및 깊이, 지표면 고도, 지하수위 및 SPT-N 값과 x-y 좌표 등과 같은 지하 탐사에서 수집 된 일반 및 지질 정보가 포함된다. DB의 구조는 분석을 위해 다른 프로그램으로 데이터를 가져오고 내보낼 수 있는 형식으로 구성된다. 또한, 필터를 생성하여 DB내에서 액상화 위험성이 있는 샘플에 필요한 매개 변수를 분리하고 계산하였다. 액상화 평가는 Youd and Idriss (2001)에 의해 제안 된 방법을 따랐으며, 공간적 구조조사를 위해 분석 된 정보는 지리 정보 시스템 소프트웨어를 사용하였다. 그림 12는 크리깅을 이용하여 액상화 위험도를 작성하기 위한 흐름도이다.

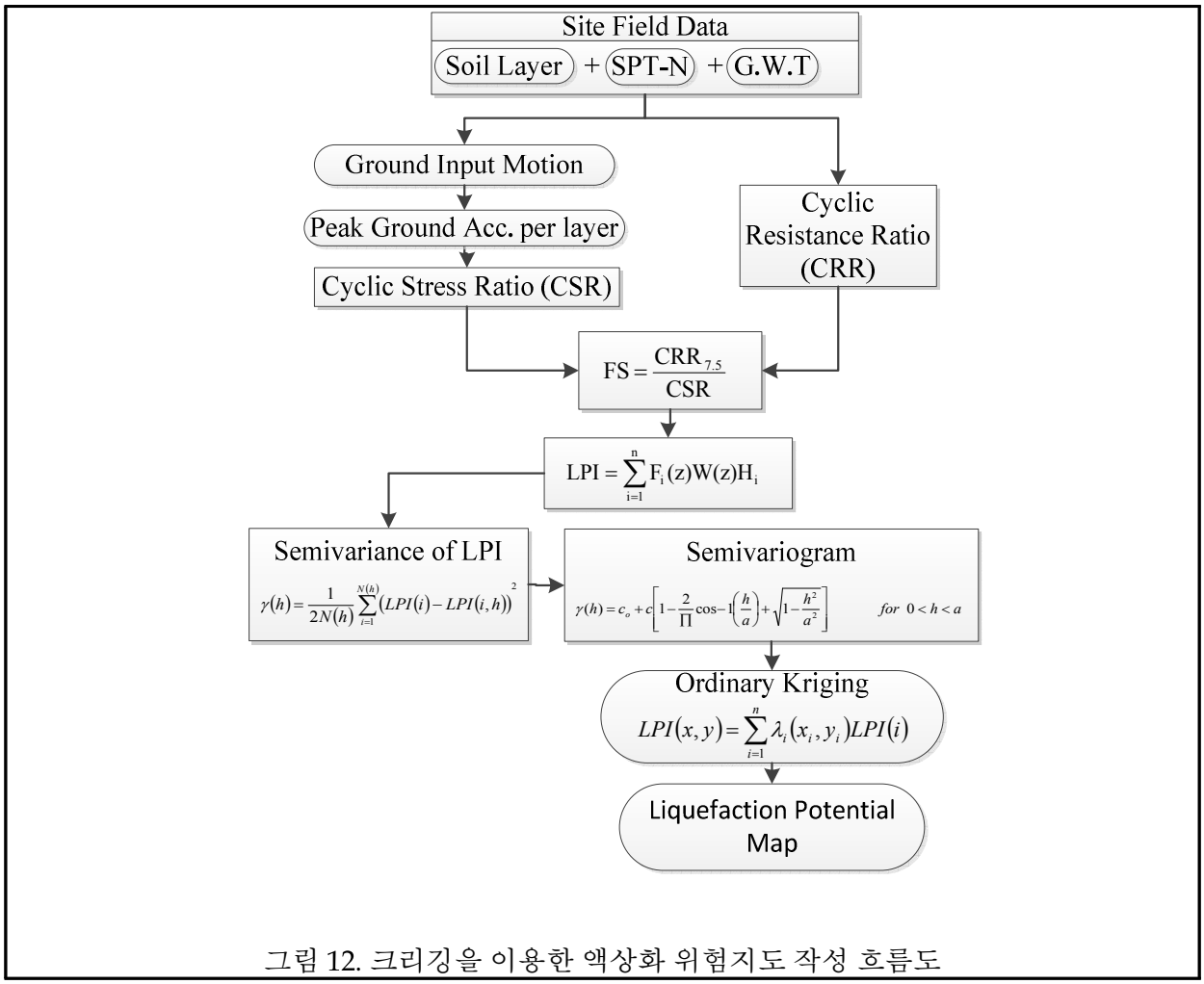


그림 12. 크리깅을 이용한 액상화 위험지도 작성 흐름도

5.2 사례연구 결과

본 지역의 지표지질은 주로 자갈 층, 파쇄 자갈 층, 실트 및 점토로 덮인 매립층과 풍화토 및 모래층으로 구성되었다. 지표지질과 흙 분류를 기초로, 액상화에 매우 취약한 모래 및 매립 지역의 액상화 발생 영역지도를 생성하는 것을 목적으로 하였다. 또한 시추공의 지반공학적 데이터를 바탕으로 지구통계학적 기법을 액상화 지도 생성에 사용되었다. 또한 액상화 가능성 평가는 지진규모 M=6.5, 7.5를 적용하였으며, 앞에 언급한 바와 같이 실제 지하수위 위치와 지하수위가 지표면 (0 m) 에 위치한 조건들로 평가하였다.

5.2.1 Ofunato 지진파 사례의 공간적 상관관계

지진규모 6.5에서 지하수위 0m과 함께 LPI에 관한 반베리오그램의 너깃(nugget, C_0), 문턱값(sill, C+C_0) 및 상관거리(range, a)는 각각 0, 4.8, 900m로 나타났다. 지진규모 7.5와 실제 지하수위 데이터를 이용한 LPI의 평가에 관해 너깃값 ($C_0 = 0$)이 없이 문턱값 및 상관거리는 각각 3.1 및 185m로 평평한 반베리오그램 거동을 보였다. 평가 된 두 사례들 경우는 작은 공간적 상관관계를 보였다. 따라서 정규 크리깅을 통해 액상화 평가를 하는 것은 비현실적으로 판단된다. 실제 지하수위와 지진규모 6.5의 LPI의 평가는 각 데이터 세트 간의 0으로 수렴하였고 가장 작은 문턱값과 함께 평평한 반베리오그램을 보였다. 이러한 결과값은 공간적 구조의 상관성이 없고 평균과 분산의 전체 추정치가 집단의 상관성을 설명하는데 적합하지 않음을 의미하므로 정규 크리깅에 의한 보간법이 적합하지 않다. 지진규모 7.5와 지하수위 0m에서 LPI의 반베리오그램은 약 23%의 낮은 너깃 값과 35.4의 문턱값 및 약 2.5km^{2}의 전체 영역에서 상대적으로 좋은 770m의 상관거리를 나타냈다. Ofunato 지진파가 적용 된 4 가지 LPI 평가 사례 중 지진규모 7.5와 지하수위 0m의 사례가 가장 좋은 결과를 보였으며, 정규 크리깅을 이용하여 현장 내 모든 지점을 보간하는데 사용할 수 있었다.

5.2.2 인공 지진파 사례의 공간적 상관관계

지진규모 6.5와 실제 지하수위면에서 인공지진파에 관한 LPI의 평가는 LPI 데이터의 변동이 없는 가장 낮은 문턱값 0과 함께 평평한 반베리오그램을 보였다. 따라서 공간적 상관성이 없기 때문에 본 데이터를 보간하는 정규 크리깅을 사용할 수 없다. 지진규모 6.5과 함께 지하수위 0m

를 고려한 LPI 평가에 관한 반베리오그램은 너깃 효과가 없는 거의 평평한 상태였으며, 문턱값은 8.6 그리고 낮은 공간적 상관성을 갖는 상관거리 865m로 나타났다. 또한, 지진규모 7.5와 실제 지하수위를 고려한 LPI 평가의 경우는 너깃효과가 없이 문턱값 4.4 및 상관거리 170m를 보였다. 지진규모 7.5와 지하수위 0m에서 LPI 평가의 반베리오그램은 매우 낮은 5.4%의 너깃효과와 문턱값 40 및 상관거리 777m를 가지고 있다. 이것은 모든 케이스들 중에서 가장 좋은 공간적 상관성을 나타내어 정규 크리깅이 액상화 가능성에 대한 보간 방법으로 본 케이스에 수행되었다.

5.2.3 Hachinohe 지진파 사례의 공간적 상관관계

지진규모 6.5와 실제 지하수위면에서 Hachinohe 지진파에 대한 LPI 사례평가는 너깃효과가 없으며 평평한 반베리오그램을 보였다. 또한, 지진규모 7.5와 실제 지하수위 데이터를 이용한 LPI의 반베리오그램은 너깃값 52.3%, 문턱값 2.1, 상관거리 350m로 나타났다. 언급 된 두 사례는 공간적 상관성이 없었다. 지진규모 7.5와 지표면 지하수위 조건에서 LPI 평가는 너깃값 52%, 문턱값 16, 상관거리 1400m를 보였다. 본 케이스의 데이터는 공간적 상관성이 존재하므로 정규 크리깅을 기초로 모든 지점들에 보간 방법을 적용하여 액상화 위험지도를 생성하였다.

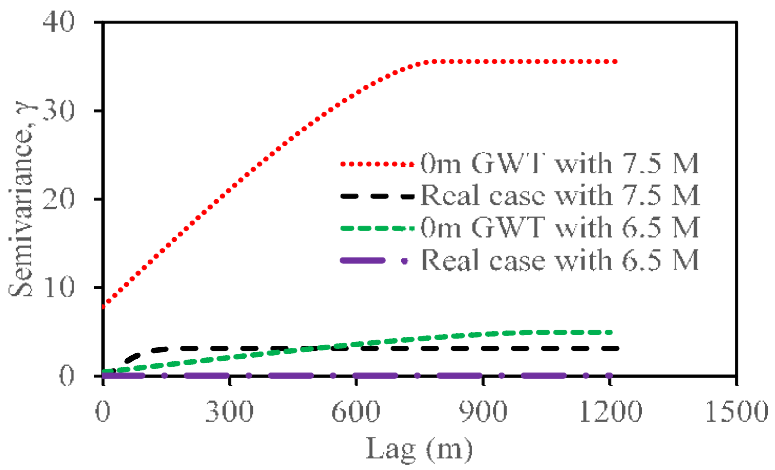


그림 13. Ofunato 입력 지진파 모션에 대한 반베리오그램

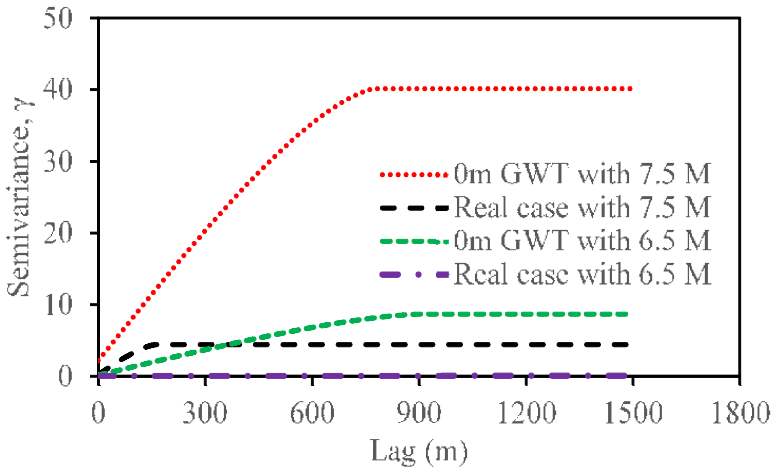


그림 14. 인공 입력 지진파 모션에 대한 반베리오그램

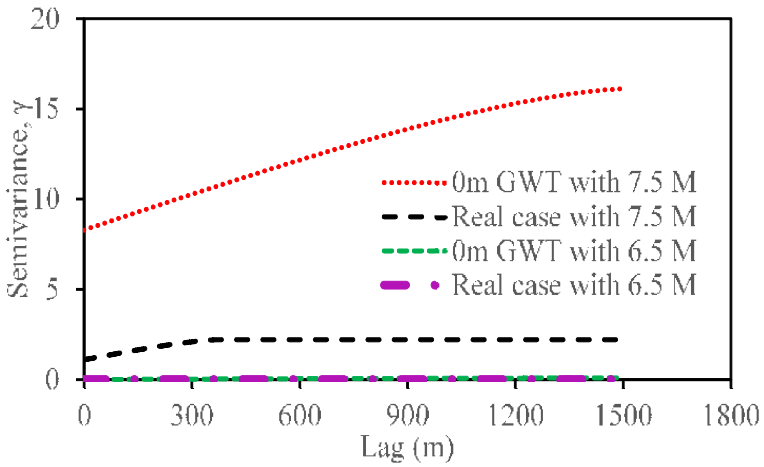


그림 15. Hachinohe 지진파 모션에 대한 반베리오그램

5.3 액상화 위험지도 작성

액상화 위험지도를 작성함에 있어서 각 사례의 최적 반베리오그램의 결과값이 사용되었다. 사용된 최적 반베리오그램의 조건은 지진규모 7.5에서 지하수위가 0m 일 때이다. 반베리오그램은 Iwasaki et al. (1978)가 제안한 액상화 평가 기준에 따라 현장을 구역별로 분류함으로서 액상화 위험지도를 작성하였다. 3 가지 사례의 반베리오그램을 비교하였을 때 강둑에 가까운 지역이 인공지진파 입력 모션을 이용한 사례의 남동부 지역에서 가장 높은 액상화 위험도를 가지고 있음을 확인하였다. 본 영역은 그림 16에 나타난 바와 같이 빨간색으로 표시되었다. Ofunato 지진파에 생성된 액상화 위험도는 인공지진파 입력 모션과 유사한 패턴으로 예측되었다. 또한

Ofunato와 Hachinohe 지진파의 결과는 액상화 위험성을 가진 구역이 나타나지 않았다.

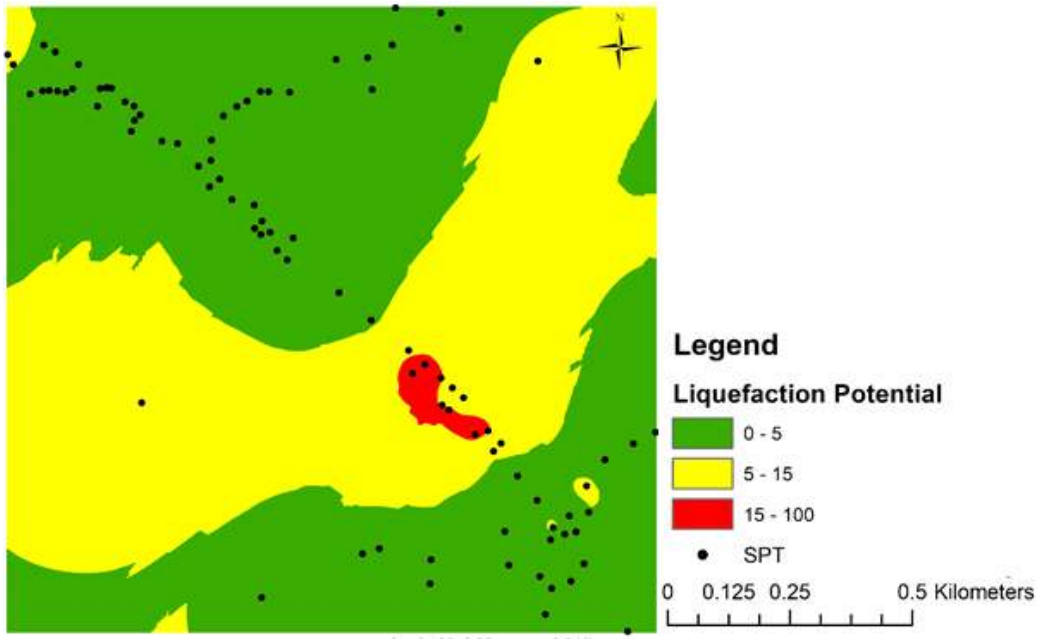


그림 16. 인공지진파에 대한 액상화 위험지도 (M=7.5 및 GWT=0m)

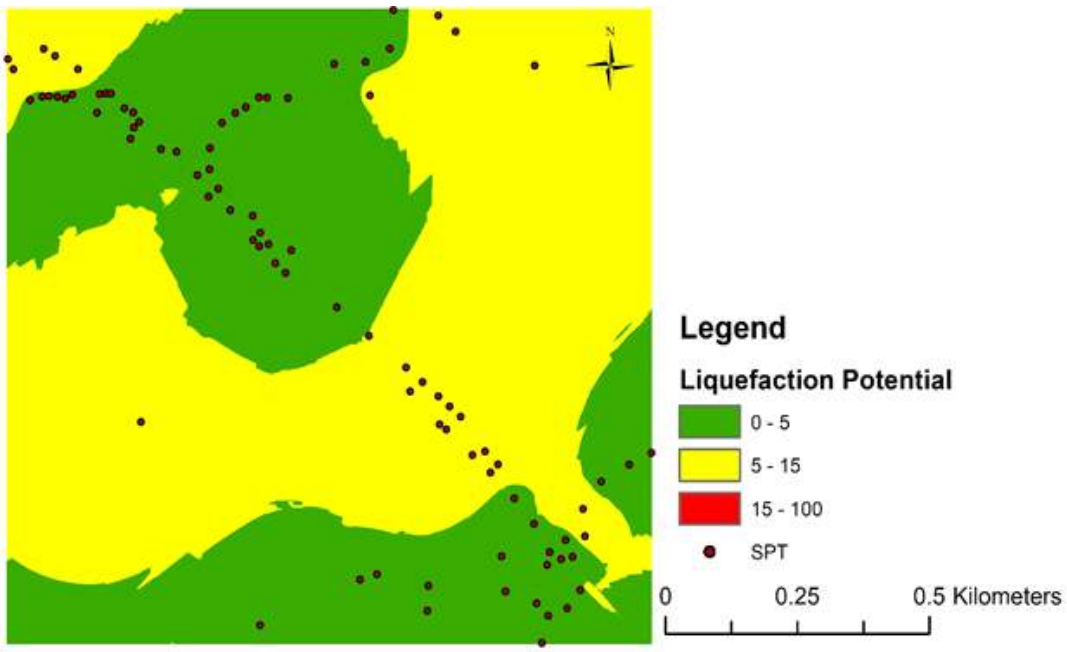


그림 17. Ofunato 지진파에 대한 액상화 위험지도 (M=7.5 및 GWT=0m)

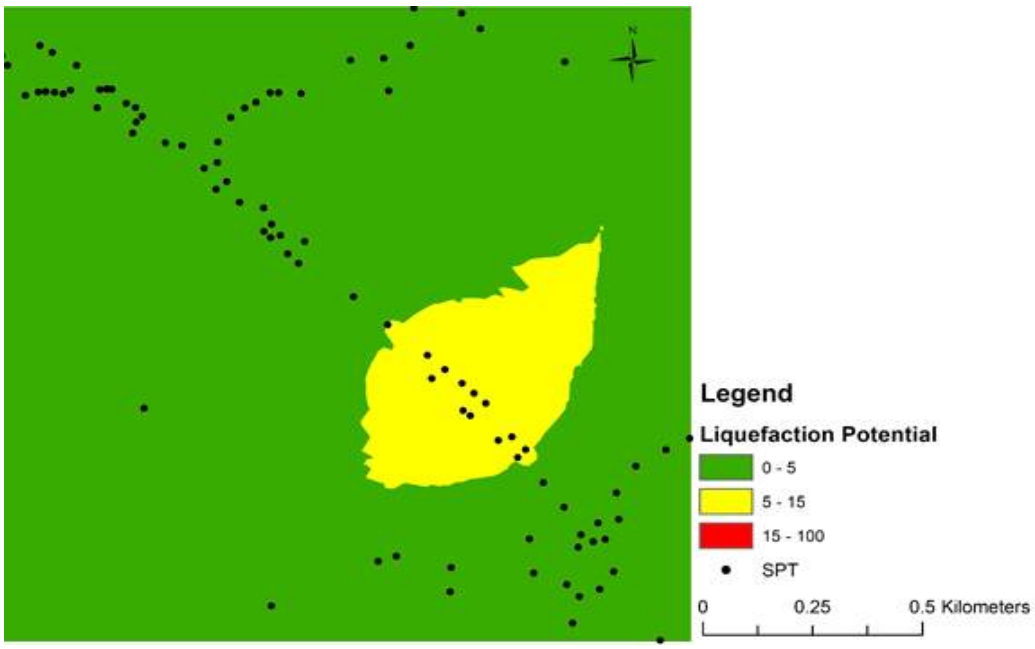


그림 18. Hachinohe 지진파에 대한 액상화 위험지도 (M=7.5 및 GWT=0m)

참고문헌

내진설계기준 KDS 17 10 00(2018), 국토교통부

김동휘, 류동우, 최영민, 이우진 (2010), 인천 송도지역 지층분포 추정을 위한 크리깅과 역거리 가중치법의 적용, 한국지반공학회 논문집, 제26권, 제1호, 5-19.

Chung, J.W. and J. David Rogers (2011), Simplified Method for Spatial Evaluation of Liquefaction Potential in the St. Louis Area. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137:5, 505-515.

Goovaerts, P. (1991), Study of spatial relationships between two sets of variables using multivariate geostatistics, Geoderma, 62(1-3), 93-107.

Isaaks, E. and Srivastava, R. (1989), An Introduction to Applied Geostatistics. Oxford University Press, New York.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S. (1978), A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Proc., 2nd Int. Conf. on Microzonation, National Science Foundation, Washington, DC.

Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K. (1982), Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Southampton, UK, 925-939.

Kim, H.S., Yoo, S.H, Jang, I.S and Chung, C.K. (2011), Real-time Seismic Damage Estimation for Harbor Site considering Dynamic Amplification Characteristics, Proceedings Korean Marine Technology Society Joint National Conference, 8, 1-4.

Luna, R. and Frost, J. D. (1998), Spatial liquefaction analysis system, J. Comput. Civil Eng., 12, 48-56.

Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001), Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, ASCE, 127 (4), 297-313.

2020 고속도로 교량의 내진설계지침



부록 D

다지지점 지진입력에 의한 지진응답해석

한국도로공사

경부고속도로 50주년

목 차

제 1 장 다지지점 지진입력에 의한 지진응답해석 ····· D-1
1.1 운동방정식 ····· D-1
1.2 입력 지진의 정의 ····· D-3
1.3 지지점이 2개인 전단빌딩 ····· D-4
1.4 장대교량의 지반-구조물 상호작용해석 ····· D-6

참고문헌 ····· D-15

제 1 장 다지지점 지진입력에 의한 지진응답해석

지진에 의해 구조물 지지점에 작용되는 지반운동은 진원에서 방출된 지진에너지가 지반을 통해 전달되어 발생된 것이다. 따라서 진원에서 부지(site)까지 지진파가 전달되는 경로에 따라 지지점에서 지반운동이 서로 다르게 된다. 이와 같이 지지점에 따라 다르게 입력되는 지진파의 특성은 교량과 같이 지지점이 상대적으로 멀리 떨어진 장대구조물의 지진응답에 매우 큰 영향을 미칠 수 있다.

다지지점 지진입력은 다음과 같은 세 가지 영향으로 나타난다.

1. 지지점간 지반운동의 시간차 (time delay)
2. 지지점간 지반운동의 상관성저하 (loss of coherency)
3. 지지점별 지반조건 차이에 의한 상이한 부지증폭 (local site amplification)

1.1 운동방정식

다지지점 지진입력이 작용되는 다자유도 구조물의 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{bmatrix}[M_{aa}] & [M_{ag}]\\ [M_{ga}] & [M_{gg}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{\ddot{x}_a^t\}\\ \{\ddot{x}_g\}\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}[C_{aa}] & [C_{ag}]\\ [C_{ga}] & [C_{gg}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{\dot{x}_a\}\\ \{\dot{x}_g\}\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}[K_{aa}] & [K_{ag}]\\ [K_{ga}] & [K_{gg}]\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\{x_a\}\\ \{x_g\}\end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix}\{0\}\\ \{r_g\}\end{Bmatrix} \quad (1.1)$$

여기서 아래첨자 "a"는 지지점이 아닌 자유도를 의미하며 "g"는 지지점 자유도를 나타낸다. 이때 지지점은 n_g개가 있는 것으로 한다.

이제 구조물의 절대응답을 다음과 같이 준정적응답(quasi-static response) $\{x_a^s\}$와 동적응답 $\{x_a\}$의 중첩으로 나타내기로 한다.

$$\{x_a^t\}=\{x_a^s\}+\{x_a\} \quad (1.2)$$

여기서 준정적응답을 아래 식과 같이 나타낸다.

부 록 D

$$\{x_a^s(t)\} = \{R\}_1 x_{g1}(t) + \{R\}_2 x_{g2}(t) + \cdots + \{R\}_{n_g} x_{gn_g}(t) \tag{1.3}$$

또는

$$\{x_a^s(t)\} = [\{R\}_1, \{R\}_2, \cdots, \{R\}_{n_g}]\{x_g(t)\} = [R_{aa}]\{x_g(t)\} \tag{1.4}$$

이 식에서 알 수 있듯이 j번째 지지점 자유도에 의한 준정적응답은 j번째 지지점 자유도의 단위변위에 의한 정적응답벡터 $\{R\}_j$에 지지점의 변위 $x_{gj}(t)$을 곱한 응답이다. 식 (1.4)에서 지지점변위의 영향행렬 $[R_{aa}]$는 식 (1.1)에서 동적응답(즉 속도와 가속도 응답)을 모두 {0}으로 놓고 행렬식의 첫 번째 행에 대한 식으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$[R_{aa}] = -[K_{aa}]^{-1}[K_{ag}] \tag{1.5}$$

구조물의 동적응답 $\{x_a(t)\}$에 대한 운동방정식을 유도하기 위해 식 (1.2)와 (1.5)를 식 (1.1)의 첫 번째 행에 대한 행렬식에 대입하면 다음 식이 된다.

$$[M_{aa}]\{\ddot{x}_a\} + [C_{aa}]\{\dot{x}_a\} + [K_{aa}]\{x_a\} = -\left([M_{aa}][R_{aa}] + [M_{ag}]\right)\{\ddot{x}_g(t)\} - \left([C_{aa}][R_{aa}] + [C_{ag}]\right)\{\dot{x}_g(t)\} \tag{1.6}$$

만약 구조물의 감쇠행렬이 강성행렬에 비례하면 식 (1.6)의 우변에서 마지막 항은 {0}이 된다. 그리고 구조물의 감쇠가 작은 경우에도 식 (1.6)의 우변에서 마지막 항을 무시할 수 있다. 따라서 식 (1.6)은 다음과 같이 근사할 수 있다.

$$[M_{aa}]\{\ddot{x}_a\} + [C_{aa}]\{\dot{x}_a\} + [K_{aa}]\{x_a\} \cong -\left([M_{aa}][R_{aa}] + [M_{ag}]\right)\{\ddot{x}_g(t)\} \tag{1.7}$$

식 (1.7)에 주어진 다지지점 지진입력에 대한 운동방정식의 시간이력해석법은 모드중첩법을 사용할 경우 균등지진입력인 경우와 동일하다. 그리고 다지지점 지진입력을 고려한 응답스펙트럼해석법도 CQC 방법을 확장하여 Der Kiureghian에 의해 개발된 바 있다.

1.2 입력 지진의 정의

앞의 제 1.7.1절에서 유도한 다지지점 지진입력에 대한 구조물의 응답은 식 (1.3)에 나타낸 준정적응답과 식 (1.7)의 해인 동적응답을 합하여 구할 수 있다. 따라서 준정적응답을 구하기 위한 지지점의 변위와 동적응답을 구하기 위한 지지점의 가속도를 동시에 입력해야 하며, 이 지반변위와 지반가속도는 동일한 지반운동에 대한 것이어야 한다.

실제로 다지지점 입력에 대한 지진응답석에서 가장 어려운 부분 중의 하나는 지지점에서 변위를 구하는 것이다. 이론적으로는 지지점에서 지진가속도의 시간이력을 작성하고 이를 시간에 대해 두 번 적분하면 변위를 쉽게 구할 수 있지만, 실제로는 이 적분과정에서 큰 오차가 발생할 수 있다. 이와는 반대로 지반변위의 시간이력을 먼저 작성하고 이를 이용하여 상응하는 가속도를 구하는 방법은 오차가 훨씬 작다. 따라서 SAP2000 또는 ANSYS와 같이 다지지점 지진입력에 의한 동적해석이 가능한 범용 프로그램에서는 지반의 변위를 입력하도록 하고 있다.

가속도 설계응답스펙트럼에 상응하는 지반변위의 시간이력을 작성하는 방법은 여러 가지가 있을 수 있다. 일반적으로 Cross-Spectral 함수와 Fourier 변환을 이용한 스펙트럴 방법(spectral method)이 많이 사용된다. 이 방법에서는 지진파의 도달 시간차(time delay)와 지지점간 운동의 상관성저하(incoherence)를 지지점운동에 대한 Cross-Spectral 함수로 고려하여 지진입력을 생성한다.

1.3 지지점이 2개인 전단빌딩

다지지점 지진입력에 대한 동적해석의 개념을 설명하기 위하여 그림 1.1a와 같이 지지점이 2개이고 구조물의 자유도가 1개인 전단빌딩 구조물을 고려하였다.

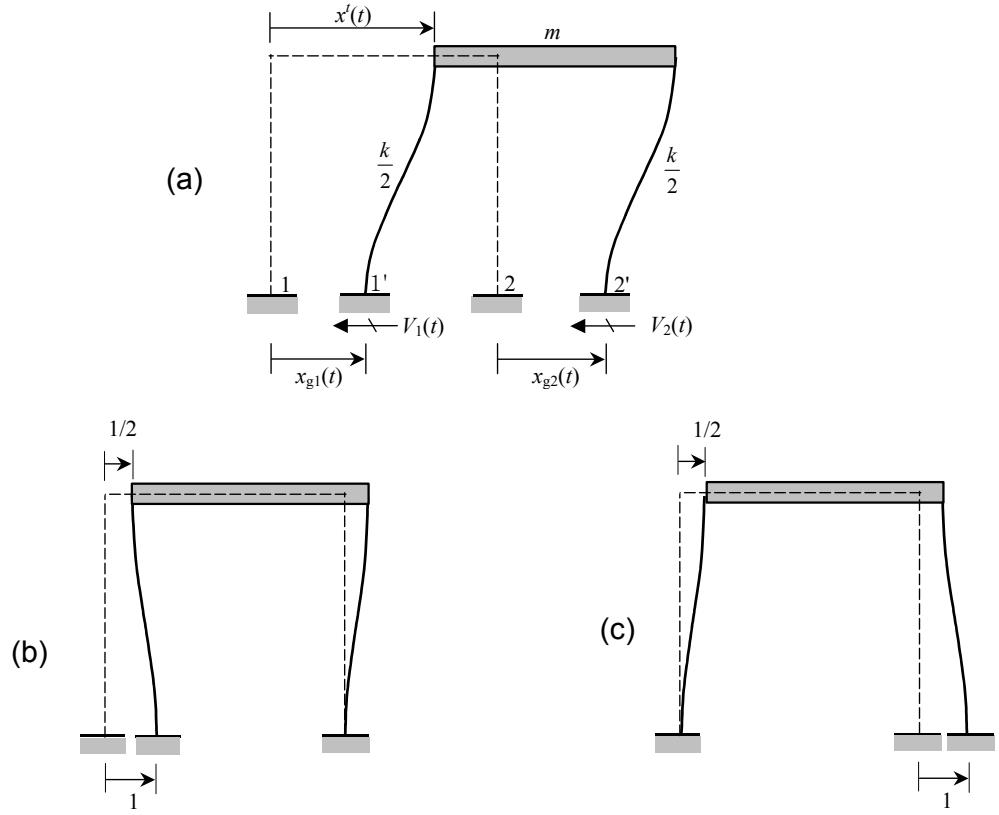


그림 1.1 다지지점 지진입력 예제구조물 및 준정적변위 :
(a) 예제구조물 (b) 1번 지지점의 준정적변위 (c) 2번 지지점의 준정적변위

따라서 지지점을 포함한 구조물의 변위벡터는 식 (1.2)에 따라 다음과 같이 분리할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} x^t(t) \\ x_{g1}(t) \\ x_{g2}(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} x^s(t) \\ x_{g1}(t) \\ x_{g2}(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x(t) \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{1.8}$$

그리고 이 구조물에서 지지점의 단위변위 이동에 의한 변형형상은 지지점 #1과 지지점

#2에 대해 각각 그림 1.1b, 1.1c와 같다. 이 그림으로부터 $R_1 = R_2 = 1/2$이라는 사실을 알 수 있다. 따라서 준정적응답 $x^s(t)$는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$x^s(t) = \frac{1}{2}\left[x_{g1}(t) + x_{g2}(t)\right] \tag{1.9}$$

그리고 동적응답 $x(t)$에 대한 운동방정식은 다음과 같이 나타난다.

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + k\,x(t) = -\frac{m}{2}\left[\ddot{x}_{g1}(t) + \ddot{x}_{g2}(t)\right] \tag{1.10}$$

마지막으로 지지점에서 전단력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$V_1(t) = \frac{k}{2}\left(x(t) + \frac{x_{g2}(t) - x_{g1}(t)}{2}\right),\quad V_2(t) = \frac{k}{2}\left(x(t) - \frac{x_{g2}(t) - x_{g1}(t)}{2}\right) \tag{1.11}$$

이 예제의 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 식 (1.9)로부터 구조물의 동적응답은 지지점에서 가속도의 평균가속도를 구조물에 작용시킨 경우와 같다.
2. 식 (1.11)로부터 구조물의 부재력은 균일지진입력인 경우에 비해 지지점간 입력의 차이에 비례하여 크게 커질 수 있다.

1.4 장대교량의 지반-구조물 상호작용해석

가. 해석절차

지진파가 지반을 통해 교량의 지지점에 입사하는 실제문제를 그림 1.2와 같이 층상반무한지반의 기반암 노두에서 입력하는 문제로 이상화한다. 그리고 나서 부분구조법을 사용하여 그림 1.2의 문제를 그림 1.3a에 보인 파동산란문제와 그림 1.3b에 보인 파동방사문제로 중첩으로 나타낸다. 지진입력은 기반암 노두에 적용하며, 지지점 위치에서 지진파는 설계응답스펙트럼으로부터 지지점 운동의 시간차와 상관성저하를 고려한 시뮬레이션 기법을 사용하여 작성할 수 있다.

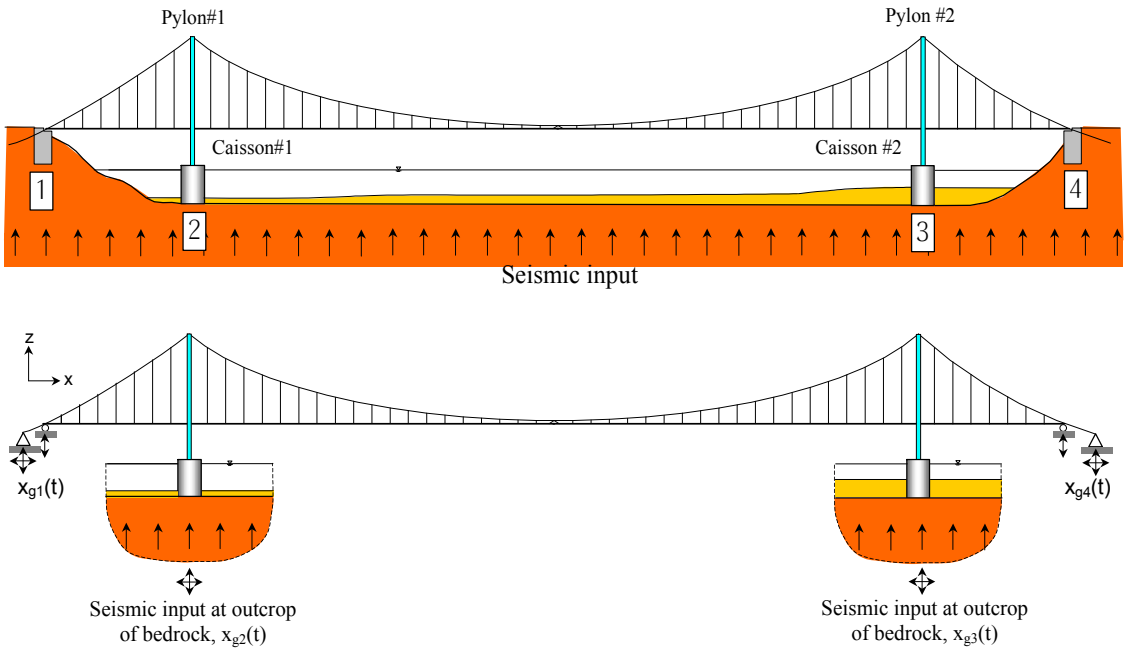


그림 1.2 교량에 대한 지반-구조물 상호작용 문제의 이상화

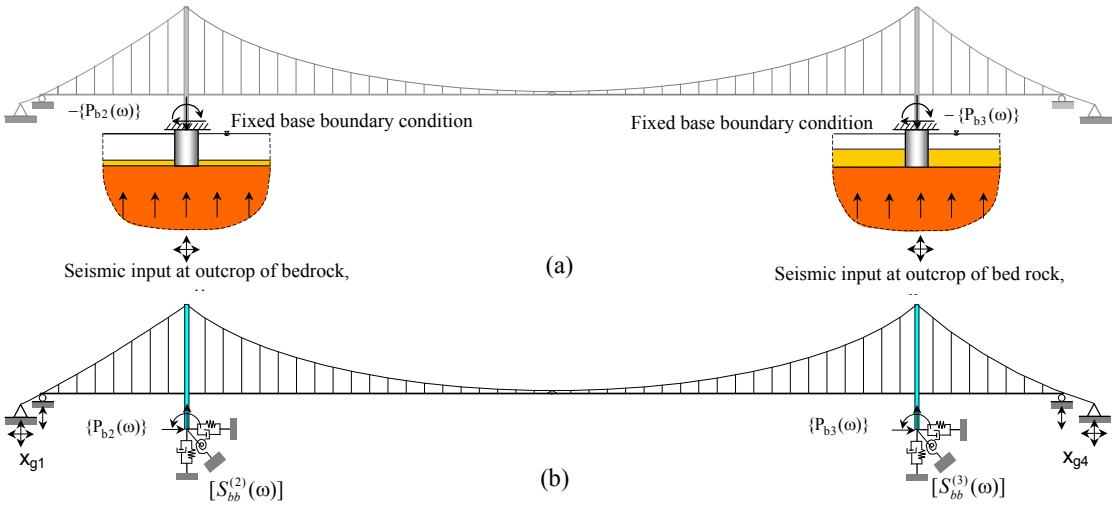


그림 1.3 부분구조법에 의한 지진시 교량의 지반-구조물 상호작용해석

위와 같은 방법에 의한 전체 해석절차를 도시하면 그림 1.4와 같다.

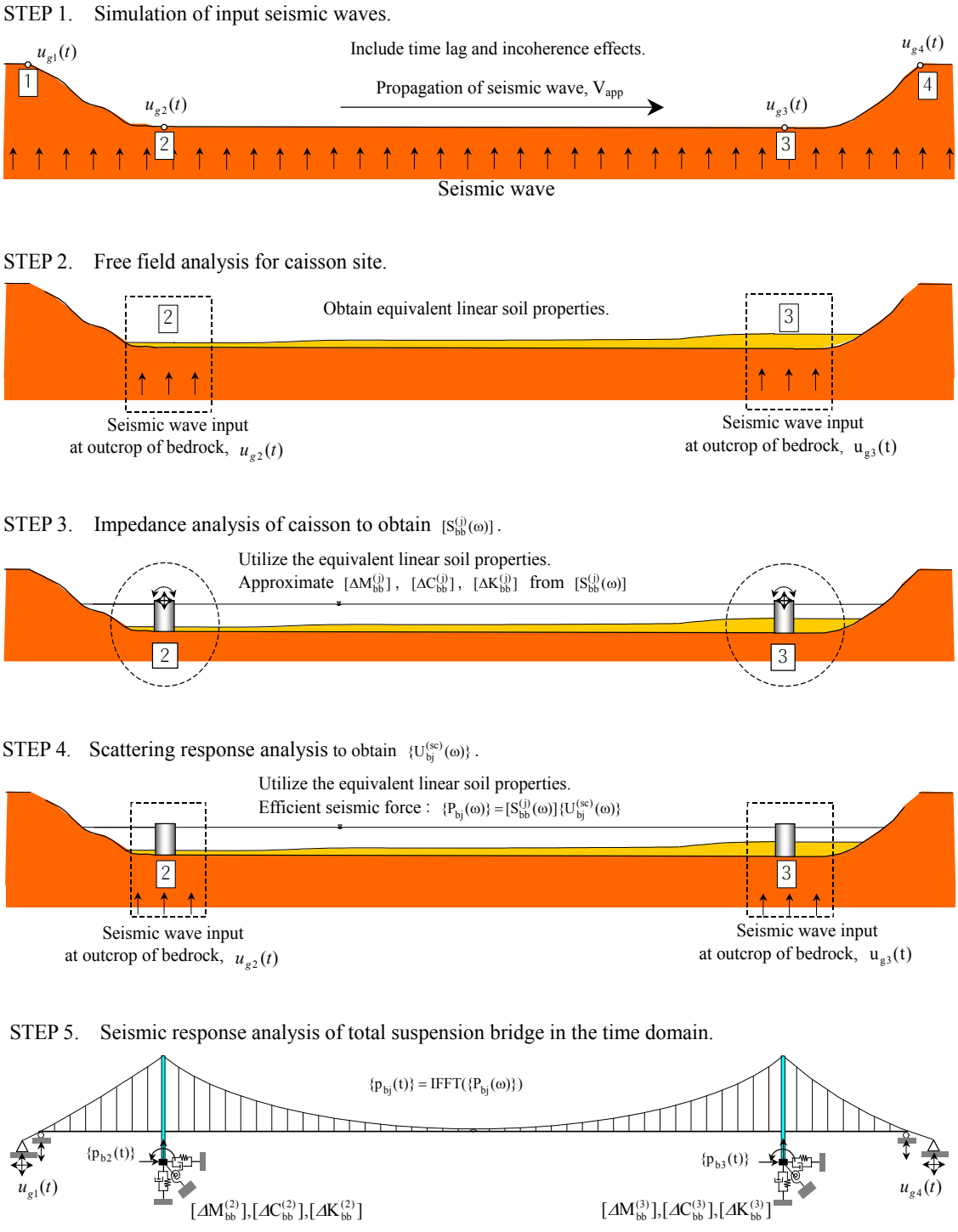
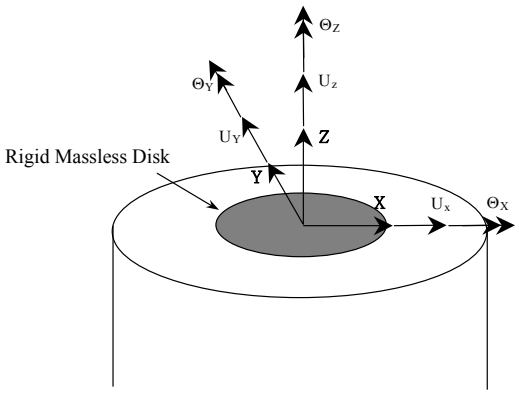


그림 1.4 다지지점 지진입력과 SSI를 고려한 교량의 지진응답해석 절차

케이슨 기초인 경우 주탑이 설치되는 케이슨 상단의 지지점에서 무질량 강체판의 하중-변위 관계는 진동수영역에서 다음과 같이 나타난다.

$$\{F_{bj}(\omega)\} = [S_{bb}^{(j)}(\omega)]\{u_{bj}(\omega)\}$$

여기서 $[S_{bb}^{(j)}(\omega)]$는 그림 1.5에서와 같이 지지점 j에서 강체판의 임피던스행렬이며, $\{F_{bj}(\omega)\}$와 $\{u_{bj}(\omega)\}$는 각각 강체판의 하중과 변위벡터이다.



$$[S_{bb}^{(j)}(\omega)] = \begin{bmatrix} S_{XX}^{(j)} & 0 & 0 & 0 & S_{X\Theta_Y}^{(j)} & 0 \\ 0 & S_{XX}^{(j)} & 0 & -S_{X\Theta_Y}^{(j)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & S_{ZZ}^{(j)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -S_{X\Theta_Y}^{(j)} & 0 & S_{\Theta_X\Theta_X}^{(j)} & 0 & 0 \\ -S_{X\Theta_Y}^{(j)} & 0 & 0 & 0 & S_{\Theta_X\Theta_X}^{(j)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{\Theta_Z\Theta_Z}^{(j)} \end{bmatrix}$$

그림 1.5 케이슨의 6-자유도 진동수종속 임피던스행렬

지반-구조물 상호작용 해석을 위해 지반-구조물 상호작용해석용 프로그램인 SASSI, ALUSH, HASSI, KIESSI-A3D 등을 사용할 수 있다. 그림 1.6은 지반-구조물 상호작용 해석을 위한 해석모델의 예이다. 그림 1.7a는 지반-구조물 상호작용해석으로부터 구한 임피던스함수의 한 성분을 나타내고 있으며, 그림 1.7a는 SAP2000과 같은 범용 구조해석 프로그램에 적용을 위해 진동수와 무관한 스프링, 집중질량, 점성감쇠기로 근사한 예

이다. 이렇게 근사한 집중변수모델(집중질량, 점성감쇠기, 스프링)은 그림 1.4의 STEP 5와 같이 범용 구조해석 프로그램을 사용한 전체 구조물의 지진응답해석에 사용될 수 있다.

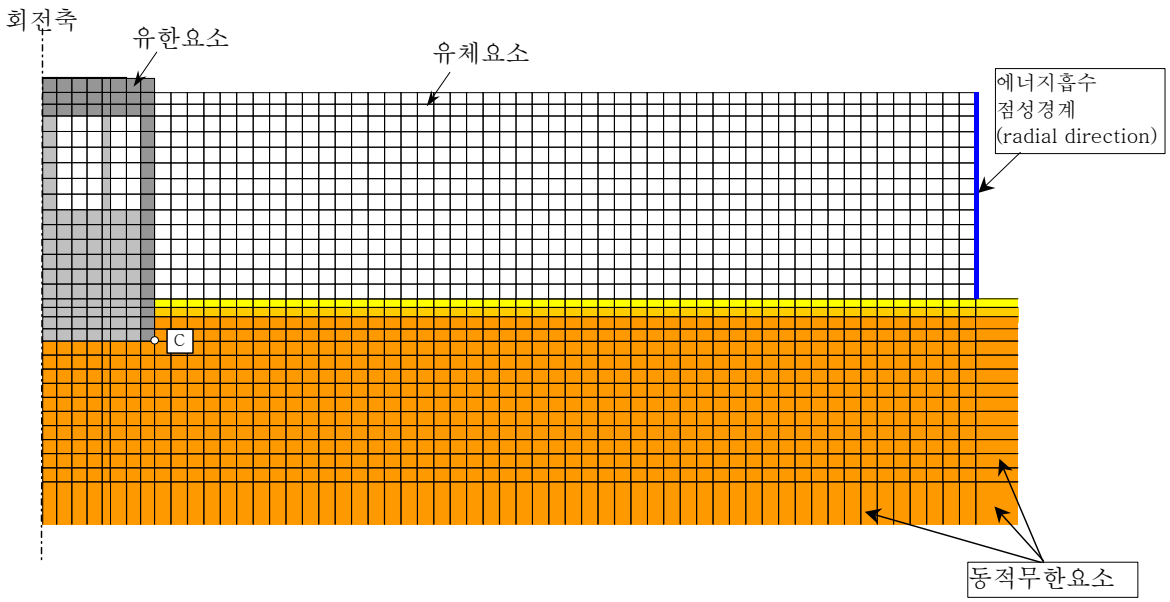
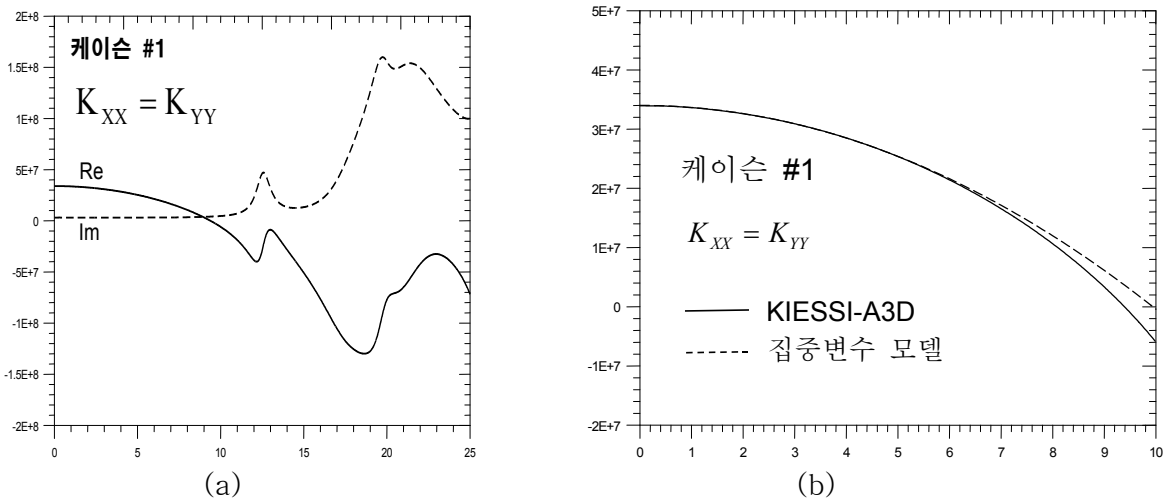


그림 1.6 현수교의 기초-지반 유한요소 해석모델 예



(a) (b)

그림 1.7 기초의 임피던스함수를 집중변수모델로 근사한 예:
(a) 정확한 해석모델의 임피던스함수 (b) 근사적인 해석모델의 임피던수함수

나. 해석 사례

다지지점 지진입력에 대한 파동전달 및 지반-구조물 상호작용 해석의 설계 예로서, 그림 1.8과 같이 중앙경간의 길이가 750m이고 전체 길이가 1130m인 현수교에 대하여 그림 1.9와 같은 기반암 노두(outcrop)의 설계응답스펙트럼이 주어졌을 때 지진응답해석을 수행한 결과이다.

그림 1.10과 같은 지진입력을 20개 작성하고 이를 이용한 시간이력해석을 수행하여 구한 최대부재력의 평균값을 표 1.1에 정리하였다. 해석결과, 다지지점 입력과 지반-구조물 상호작용을 고려한 결과가 균등지진입력에 비해 주탑, 주케이블, 보강형의 최대부재력이 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 균등지진입력을 예제 현수교에 적용하여 설계하는 것은 안전한 것이 아닌 것으로 판단할 수 있다.

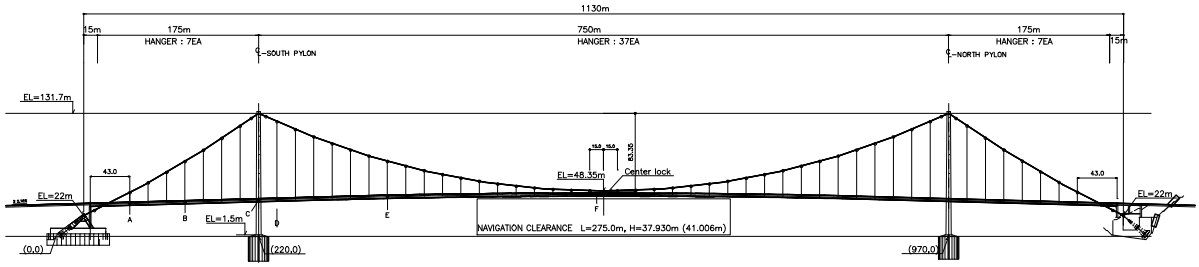


그림 1.8 해석대상 예제 현수교

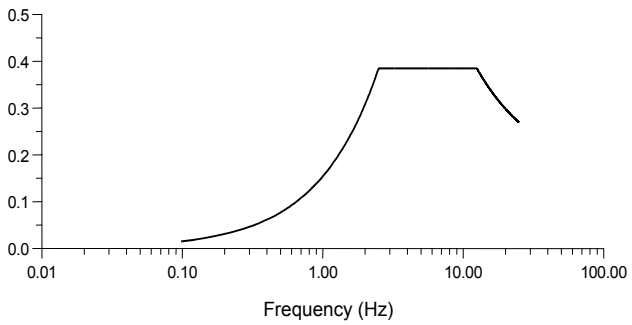


그림 1.9 기반암 노두에서 정의된 설계응답스펙트럼 (PGA=0.154g, ζ=5%)

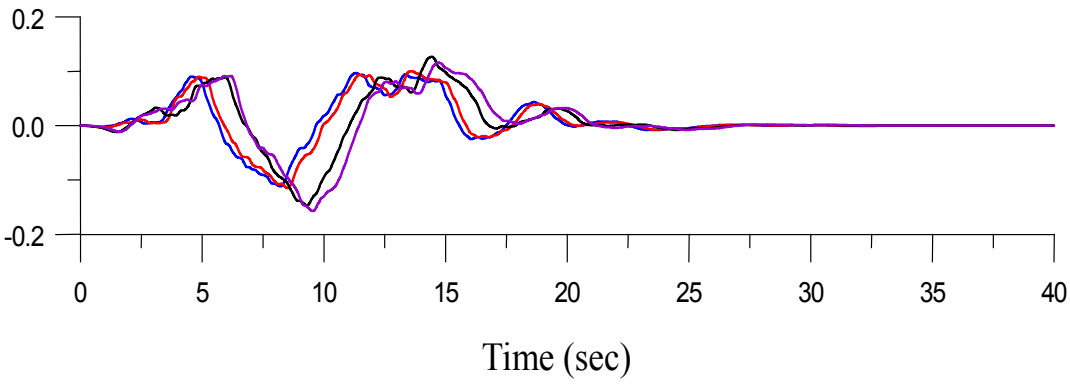
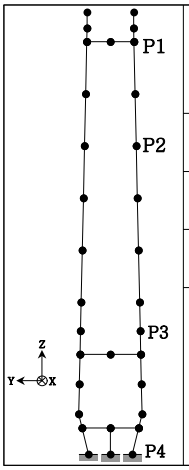
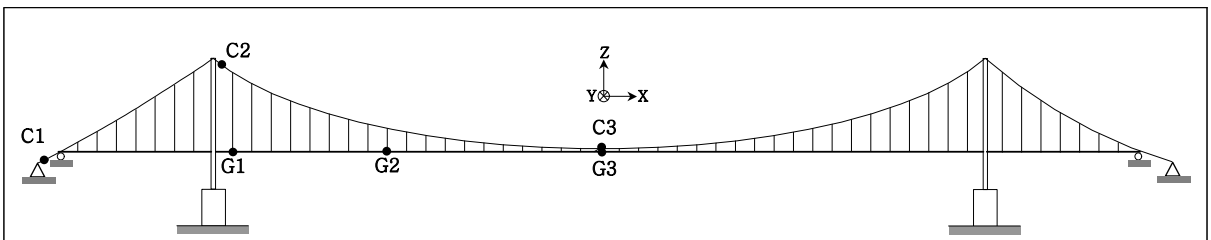


그림 1.10 작성된 다지지점 입력지진의 예

표 1.1 현수교의 지반-구조물 상호작용해석에 의한 최대부재력 비교



검토 위치	휨모멘트 (M_{yy}), tonf-m		압축력 (P_z), tonf	
	지진파 전달효과 및 SSI 효과 무시	지진파 전달효과 및 SSI 효과 고려	지진파 전달효과 및 SSI 효과 무시	지진파 전달효과 및 SSI 효과 고려
P1	1165.5	1801.3 (1.5배)	355.2	553.6 (1.6배)
P2	3476.4	3788.4 (1.1배)	503.2	1097.6 (2.2배)
P3	3231.5	5413.2 (1.7배)	830.6	1877.8 (2.3배)
P4	8205.0	9374.1 (1.1배)	1066.8	2322.2 (2.2배)

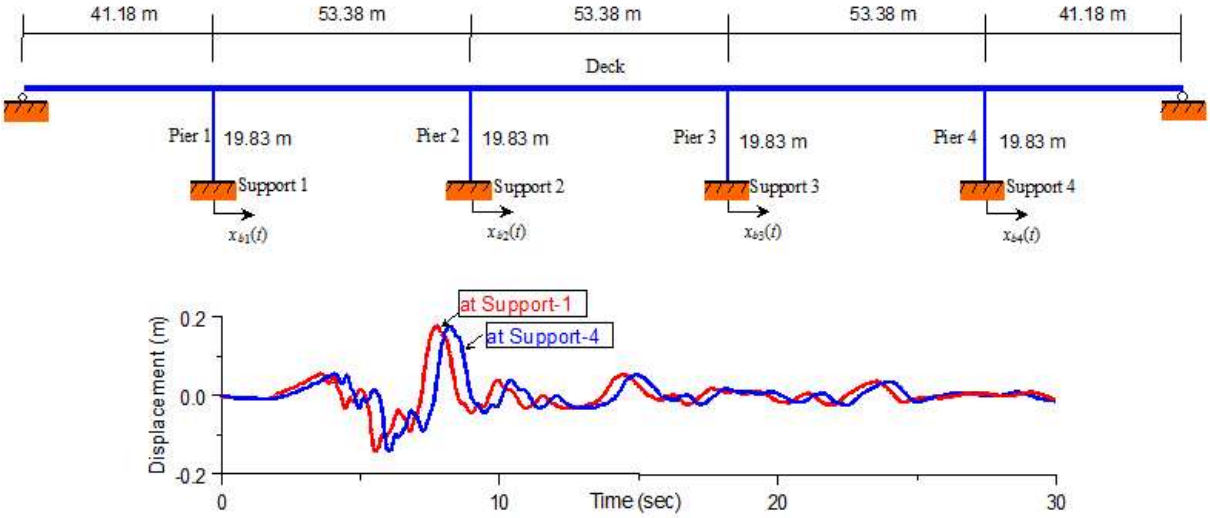


검토 위치	주케이블의 인장력, tonf		검토 위치	거더의 휨모멘트 (M_{yy}), tonf-m	
	지진파 전달효과 및 SSI 효과 무시	지진파 전달효과 및 SSI 효과 고려		지진파 전달효과 및 SSI 효과 무시	지진파 전달효과 및 SSI 효과 고려
C1	381.7	582.8 (1.5배)	G1	1006.5	1716.1 (1.7배)
C2	331.7	510.0 (1.5배)	G2	762.6	1705.5 (2.2배)
C3	297.5	485.7 (1.6배)	G3	1617.6	2648.9 (1.6배)

주: 1. 수직방향 지진입력은 수평방향 지진입력의 2/3를 적용.
2. 수평 및 수직방향 부재력의 조합은 SRSS 방법 사용.

다. SAP2000 다지지점 입력 방법

SAP2000을 이용한 다지지점 지진입력에 대한 해석의 예로서, 해석모델은 그림 1.11과 같으며, 입력방법은 표 1.2와 같다. 우선 LOAD에서 각 지지점에 단위변위를 주고(예: TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT ADD=22 UX=1), MODES는 TYPE을 RITZ으로설정, FUNCTION에서 변위시간이력 입력 후 HISTORY에서 각 지지점에 대한 변위시간이력을 설정한다.



	Young's Modulus (GPa)	Cross-Sectional Area (m^2)	Moment of Inertia (m^4)	Mass Density (Mg/m^3)
Deck	27.8	6.936	4.787	2.32
Piers	27.8	4.670	1.735	2.32

그림 1.11 해석 모델 및 조건

표 1.2 SAP2000의 다지지점 해석 입력 파일

```
** SEISMIC ANALYSIS OF A BRIDGE SUBJECTED TO MULTIPLE
SUPPORT EXCITATION **


SYSTEM
   DOF=UX,UZ,RY  FORCE=KN  LENGTH=M


JOINT
  1,4,1      X=0,130       Z=0     SF=0.3048 ; span 1
  4,8,1      X=130,305     Z=0               ; span 2
  9,12,1     X=340,480     Z=0               ; span 3
  12,16,1    X=480,655     Z=0               ; span 4
  16,19,1    X=655,785     Z=0               ; span 5
; pier 1
  20         X=130         Z=-3.5
  21         X=130         Z=-36.0
  22         X=130         Z=-65.0  ; support 1
; pier 2
  23         X=305         Z=-3.5
  24         X=305         Z=-36.0
  25         X=305         Z=-65.0  ; support 2
; pier 3
  26         X=480         Z=-3.5
  27         X=480         Z=-36.0
  28         X=480         Z=-65.0  ; support 3
; pier 4
  29         X=655         Z=-3.5
  30         X=655         Z=-36.0
  31         X=655         Z=-65.0  ; support 4

RESTRAINTS  ; boundary conditions at supports
   ADD=1   DOF=UZ          ; abt.1
   ADD=19  DOF=UZ          ; abt.2
   ADD=22  DOF=UX,UZ,RY ; support 1
   ADD=25  DOF=UX,UZ,RY ; support 2
   ADD=28  DOF=UX,UZ,RY ; support 3
   ADD=31  DOF=UX,UZ,RY ; support 4

MATERIAL

   NAME=PCGIRD  TYPE=ISO      M=2.32      IDES=C
                E=2.779e+7                    ; fc'=5000 PSI
   NAME=PIERS   TYPE=ISO      M=2.32      IDES=C
                E=2.779E+7                    ; fc'=5000 PSI
   NAME=RPIERS  TYPE=ISO      M=2.32      IDES=C
                E=2.779E+10                   ; for rigid member

FRAME SECTION
   NAME=PCBXG   MAT=PCGIRD   A= 6.936   I= 4.787  ; girder
   NAME=COLNS   MAT=PIERS    A= 4.670   I= 1.735  ; column
   NAME=RCOLNS  MAT=RPIERS   A= 4.670   I= 1.735  ; rigid
column


FRAME

; PSC box girders
   1   J=1,2       SEC=PCBXG
   18  J=18,19     SEC=PCBXG
   GEN=1,18,1   IINC=1 JINC=1
; pier 1
   19  J=20,4      SEC=RCOLNS
   20  J=21,20     SEC=COLNS
   21  J=22,21     SEC=COLNS
; pier 2
   22  J=23,8      SEC=RCOLNS
   23  J=24,23     SEC=COLNS
   24  J=25,24     SEC=COLNS
; pier 3
   25  J=26,12     SEC=RCOLNS
   26  J=27,26     SEC=COLNS
   27  J=28,27     SEC=COLNS
; pier 4
   28  J=29,16     SEC=RCOLNS
   29  J=30,29     SEC=COLNS
   30  J=31,30     SEC=COLNS


LOAD   ; static shape due to unit support motion
   NAME=PIER1
      TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
         ADD=22  UX=1
   NAME=PIER2
      TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
         ADD=25  UX=1
   NAME=PIER3
      TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
         ADD=28  UX=1
   NAME=PIER4
      TYPE=RESTRAINT DISPLACEMENT
         ADD=31  UX=1

MODES
  TYPE=RITZ   N=40  ; 4*5+2*10=40
  LOAD=PIER1  NCYC=5
  LOAD=PIER2  NCYC=5
  LOAD=PIER3  NCYC=5
  LOAD=PIER4  NCYC=5
  ACC=UX      NCYC=10
  ACC=UZ      NCYC=10


FUNCTION  ; input disp. is given in "cm"
  NAME=basedisp1  NPL=8   DT=0.02   FILE=newhall.d1
  NAME=basedisp2  NPL=8   DT=0.02   FILE=newhall.d2
  NAME=basedisp3  NPL=8   DT=0.02   FILE=newhall.d3
  NAME=basedisp4  NPL=8   DT=0.02   FILE=newhall.d4

HISTORY
  NAME=DIFF-1   TYPE=LIN   NSTEP=4000   DT=0.005   DAMP=0.05
ENVE=Y
    LOAD=PIER1  FUNC=basedisp1  SF=1/100
    LOAD=PIER2  FUNC=basedisp2  SF=1/100
    LOAD=PIER3  FUNC=basedisp3  SF=1/100
    LOAD=PIER4  FUNC=basedisp4  SF=1/100

OUTPUT
  ELEM=JOINT  TYPE=DISP,ACCEL  MODE=*  HIST=*
  ELEM=FRAME  TYPE=JOINTF      MODE=*  HIST=*

END
```

참고문헌

1. Clough, R.W. and Penzien, J., Dynamics of Structures, Second edn., McGraw Hill, 1993.
2. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
3. Hu, Y-X., Liu, S-C. and Dong, W., Earthquake Engineering, E & FN Spon, 1996.
4. 한국원자력안전기술원, 원전 지반-구조물 시스템 내진안전성 평가기술 개발, 연구보고서 KINS/GR-099, 1995.
5. 윤정방, 김재민, 박경래, 최준성, "유한요소 및 무한요소를 사용한 수직입사 지진파에 의한 축대칭 지반-구조물계의 진동해석", 대한토목학회논문집, 1998.
6. C-B. Yun, J-S. Choi and J-M. Kim, "Identification of the Hualien soil-structure interaction system", Soil Dyn. & Earthq. Eng., Vol. 18, 1999.
7. Kim, J.K., Koh, H.M., Kwon, K.J. and Yi, J.S., "A three-dimensional transmitting boundary formulated in Cartesian co-ordinate system for the dynamics of non-axisymmetric foundations", Earthq. Eng. & Struct. Dyn., Vol. 29, 2000.
8. Kim, M.K., Lim, Y.M. and Rhee, J.W., "Dynamic analysis of layered half planes by coupled finite and boundary elements", Eng. Struct., Vol. 22, 2000.
9. 박형기, 조양희, "교량의 지진응답해석을 위한 말뚝기초의 등가 선형 강도행렬", 한국지진공학회논문집, 제5권, 2001.
10. 김용석, "지반의 비선형성을 고려한 암반지반에 의한 구조물의 수평방향 탄성거동", 한국지진공학회논문집, 제6권, 2002.
11. Deodatis, G., "Non-stationary Stochastic Vector Process : Seismic Ground Motion Applications", Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 11, 1996, pp. 149-168.
12. 현창헌, "현수교의 풍하중과 지진하중에 대한 추계론적 거동해석", 박사학위논문, 한국과학기술원 토목공학과, 1989.
13. Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A., "Response spectrum method for

multi-support seismic excitation", Earthquake Engineering and Structure Dynamics, Vol. 21, 19 92, pp. 713-740.

- 편 집 위 원 -

분 야	편 집 자
편 집 책 임	박중규 한국도로공사 설계처장
편 집 위 원	설승환 한국도로공사 설계처 설계계획팀장 김철중 한국도로공사 설계처 설계기준부장 허정철 한국도로공사 설계처 도로설계팀장 강경돈 한국도로공사 설계처 구조설계팀장 이태현 한국도로공사 설계처 상부구조차장 안재형 한국도로공사 설계처 하부구조차장 이사익 한국도로공사 설계처 터널구조차장 박종서 한국도로공사 설계처 설계계획차장 이제훈 한국도로공사 설계처 하부구조대리 한원용 한국도로공사 설계처 첨단설계대리 안재열 한국도로공사 설계처 터널구조대리 최동준 한국도로공사 설계처 상부구조대리 이창호 전남대학교 토목공학과 부교수 김재민 전남대학교 토목공학과 교수 이인규 전남대학교 토목공학과 교수 이은행 전남대학교 토목공학과 박사후 연구원 임재성 전남대학교 토목공학과 박사과정 손일민 전남대학교 토목공학과 박사과정
심 의 위 원	김두기 공주대학교 건설환경공학부 교수 송종걸 강원대학교 토목공학과 교수 이계희 목포해양대학교 해양건설공학과 교수 하동호 건국대학교 사회환경공학부 교수 허종완 인천대학교 도시환경공학부 교수 엄종욱 케이에스엠기술 부사장 엄영호 동명기술공단 부사장 이상순 한국도로공사 구조물처 구조물개량부장