

# 케이블교량의 내진설계 실무

김익현

울산대학교 건설환경공학부

## 1. 개요

### 1.1 내진설계 개요

2006년 작성된 케이블강교량 설계지침에서의 내진설계에 대한 기본개념은 표1과 같이 작은 지진에 대해서는 기능수행에 문제가 없고 큰 지진에 대해서도 짧은 기간 안에 기능을 복구할 수 있도록 하는 것이다. “기능수행 성능수준”을 만족하기 위해서는 교량의 구성부재는 탄성범위내에서 거동을 해야 하며 “기능복구 성능수준”을 만족하기 위해서는 구성부재의 피해는 최소한의 범위내로 제한되어야 한다. 표2는 기능복구 성능수준을 만족하기 위하여 교량의 부재에 허용되는 피해수준을 나타낸다.

기능수행 성능수준에서는 교량시스템이 탄성범위내에서 거동하기 때문에 다중모드스펙트럼 해석이 가능하며 기능복구 성능수준에서는 부재에 다소의 소성거동을 허용하므로 시간이력해석을 수행하여 부재의 피해수준을 확인하여야 한다. 각 수준별 설계절차는 그림1 및 그림2와 같다.

본 고는 “케이블 강교량 설계 지침”에 따라 케이블 강교량의 내진설계를 수행하는 경우 실무자들의 이해를 돕기 위하여 그 절차 및 방법을 기술하는 것을 목적으로 하고 있다. 따라서, 실제 케이블 강교량의 부재 설계에 있어서 고려해야 하는 다양한 하중조합과 이에 따른 부재의 안전검토에 대해서는 상세하게 다루지 않았다.

표1. 설계지진과 목표성능

설계지진(재현주기)	목표성능	피해수준(거동수준)
200년(100년내 비초과확률 60%)	기능수행	피해없음(탄성거동)
2400년(100년내 비초과확률 96%)	기능복구	최소피해(다소의 소성거동)

표2. 교량 구조부재의 허용피해수준

구조부재	P/S <sup>(1)</sup>	허용피해수준
파일	P	최소피해
파일 캡	P	최소피해
주탑 및 측경간 교각	P	복구가능피해
상부구조의 구조요소	P	최소피해
상부구조의 비구조요소	S	중대피해
버퍼	P	피해없음
받침 및 전단키	S	복구가능피해
신축이음장치	S	중대피해
케이블시스템	P	최소피해

<sup>(1)</sup> P: Primary Member, S: Secondary Member

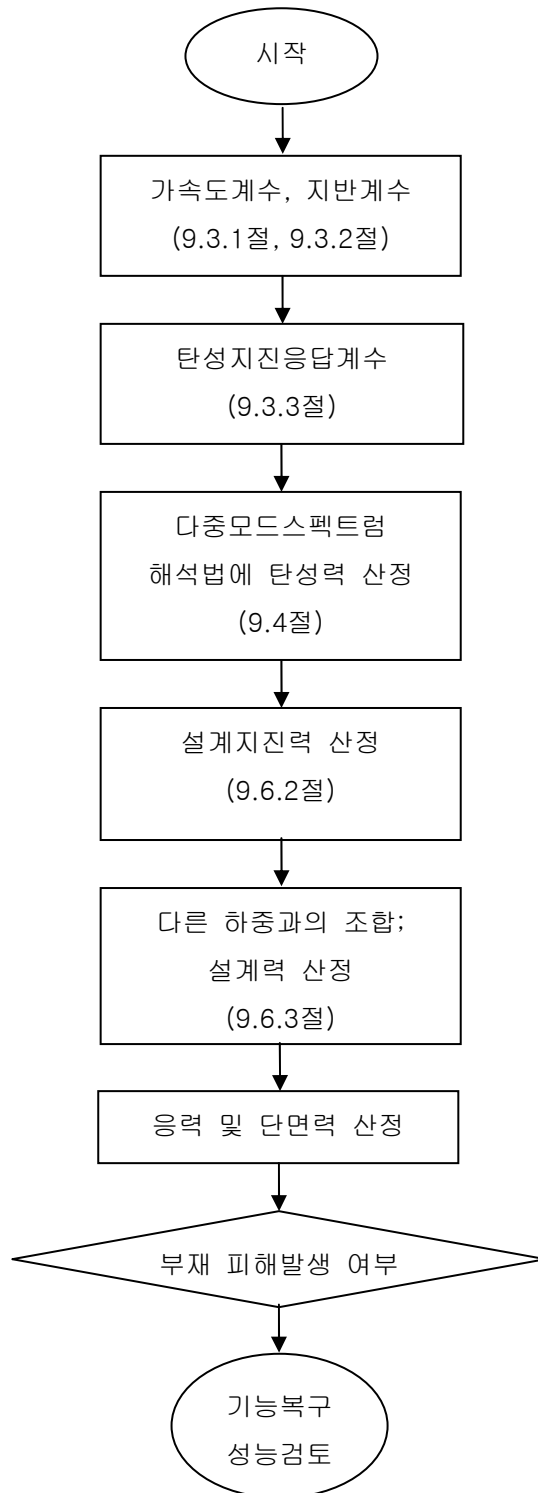


그림 1. 기능수행 성능수준 설계단계(모드해석)

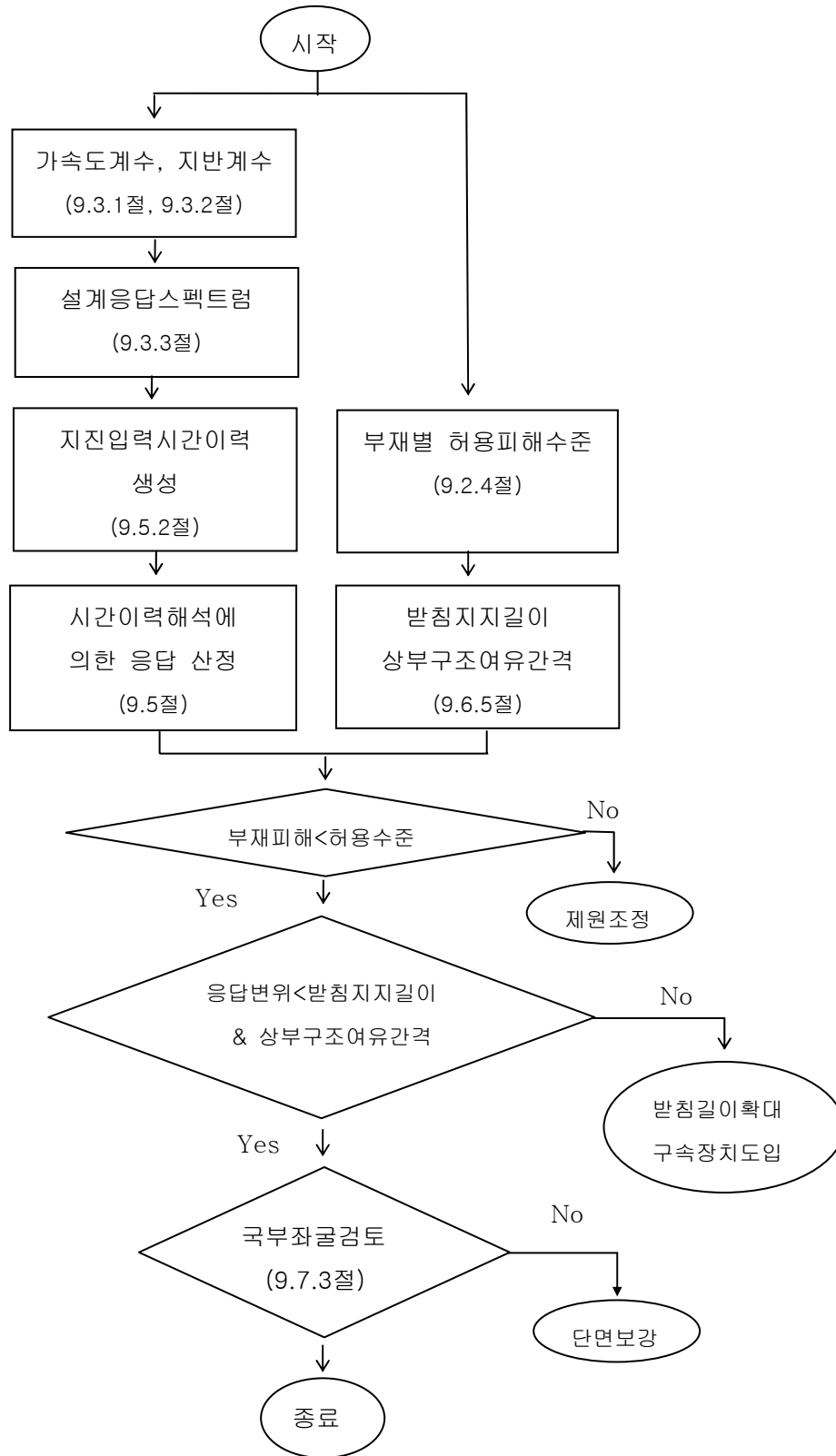


그림 2. 기능복구 성능수준 설계단계(시간이력해석)

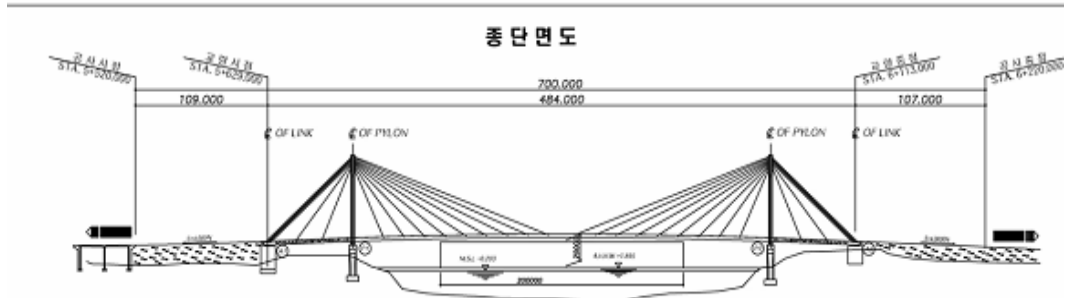
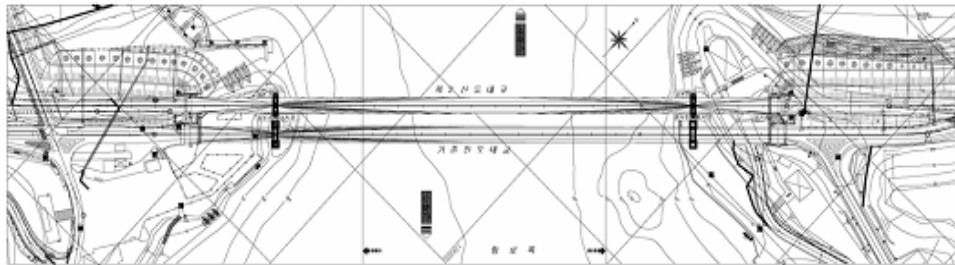
1.2 교량 개요

본 내진설계 예제에서는 전남 진도군 군내면~해남군 문내면에 건설된 강주탑 사장교인 제2진도대교를 대상으로 하였다. 예제 교량의 개요는 다음과 같다.

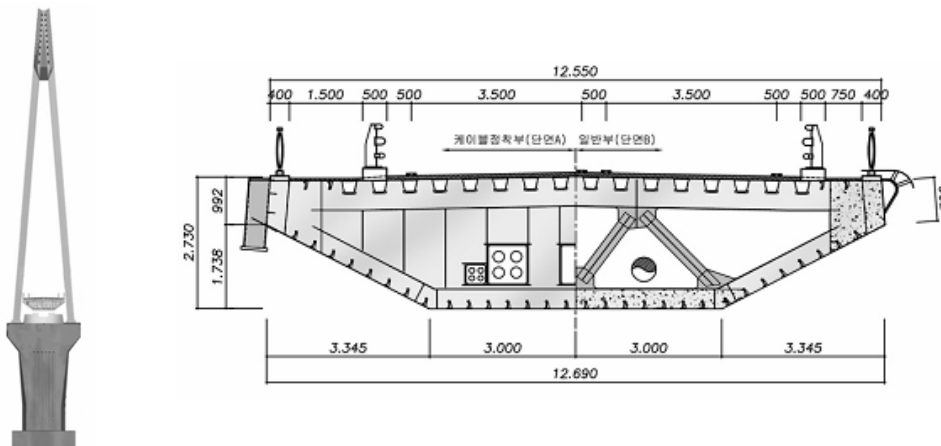
- 교장: 484m (70+344+70)
- 높이: EL. + 89m (강주탑: 69m)
- 형식

보강형	주탑	케이블	기초
강상판상형	A형 강재주탑	NPWS Cable	확대기초

- 평면도 및 종단면도



- 주탑 및 보강형 대표형상



### 1.3 설계조건

- (1) 가속도계수 (설계지침 9.3.1절)
  - 1) 지진구역: 지진구역I (실제 지진구역은 지진구역 II이지만 본 예제에서는 지진구역I로 가정)
  - 2) 가속도계수(g): 0.08g(재현주기 200년 지진)  
0.22g(재현주기 2400년 지진)
- (2) 지반계수
  - 1.2 (지반종류 II 적용)

## 2. 해석모델

### 2.1 구조 부재 모델

주탑과 거더는 보요소로 모델화한다. 케이블은 트러스 요소로 모델화하고 초기평형상태에서 산정된 인장력을 도입한다. 주탑부의 받침은 탄성스프링으로 모델화하고 교대부의 부반력을 잡아 주기 위한 Tie down link는 스프링, 가상의 콘크리트 블록 또는 집중하중으로 모델화할 수 있다.

본 예제에서 구조부재를 모델화한 요소와 요소 수는 표3과 같다.

표3. 모델화 요소 및 요소 수

부재		모델요소	요소개수
주탑	콘크리트	보	5×2
	강	보	46×2
보강형		보	71
케이블		트러스	30×2
받침		스프링	4×2
링크		스프링	3×2

### 2.2 기초 지반 모델

주탑 및 교대 기초부 주위의 지반은 수평( $k_h$ ), 연직( $k_v$ ), 회전( $k_r$ )스프링으로 모델화할 수 있다. 이 때 지반의 질량은 무시하고 감쇠는 고려한다. 지반스프링의 강성 및 감쇠비는 다음과 같이 산정할 수 있다.

- (1) 사각형기초의 등가반경

일반적인 기초 강성의 식 ( $k = \alpha\beta k_0$ ) 을 적용하기 위해서는 사각형 기초는 그림3과

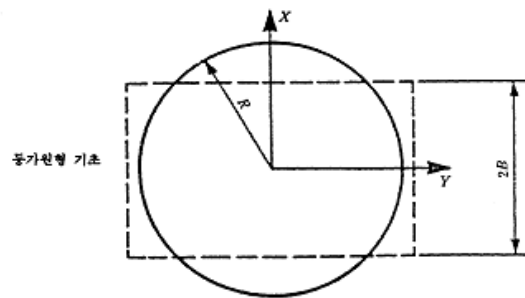
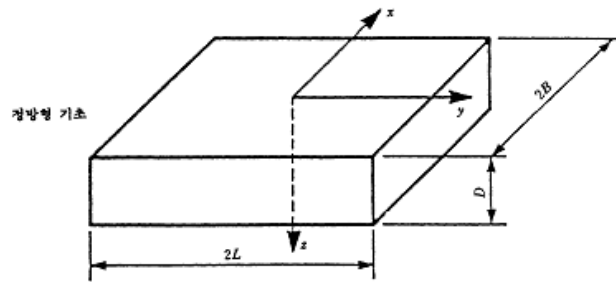
### 3. 케이블교량의 내진설계 실무

같이 등가원형기초로 환산하여 기초강성을 산정한다. 여기서,  $k_0$ 는 원형기초의 강성,  $\alpha$ 는 사각형 기초에 대한 형상계수(그림4 참조)이며  $\beta$ 는 기초에 대한 근입계수(그림5 참조)이다.

연직 및 수평방향의 변형에 대한 등가반경은 사각형기초와 면적이 같은 원의 반경을 적용하며, 흔들림 및 비틀림 운동에 대해서는 기초의 관성모멘트에 의해 산정한다. 사각형 기초의 각 모드별 등가반경은 그림3과 같다. 따라서, 예제 교량의 주탑과 교대의 기초의 등가반경을 계산하면 표4와 같다.

표4. 기초의 등가반지름

구분	기 초 제 원		기 초 별 등 가 반 지 림				
	폭 (2B, m)	길이 (2L, m)	수직 방향	수평 방향	비틀림 회전	흔들림회전	
						X-축	Y-축
교대	12.0	15.0	7.57	7.57	7.70	8.10	7.24
주탑	10.0	17.5	7.47	7.47	7.84	8.68	6.57



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)

그림3 등가원형기초의 등가 반지름

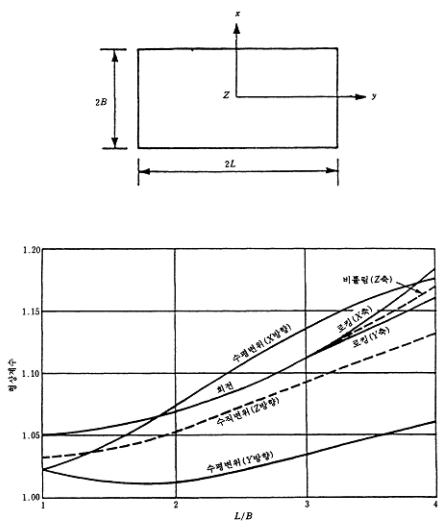


그림4. 기초 형상계수 ( $\alpha$ )

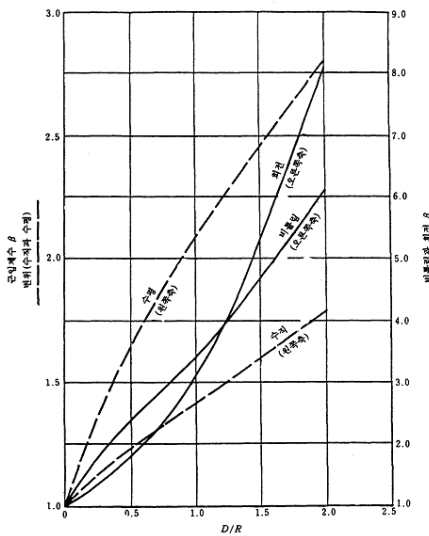


그림5. 기초 근입계수 ( $\beta$ )

(2) 강성계수

강성기초에 관한 강성매트릭스의 일반적인 형태는 아래 그림6과 같다. 강성매트릭스에서 대각선에 위치한 항들은 그 모드에서의 직접응답(Direct Response)을 나타내고 나머지 사항은 복합응답(Coupled Response)을 나타낸다. 따라서, 대각선 밖에 위치한 많은 항들은 0 혹은 0의 근사치를 가지며, 대응하는 두 개의 모드가 짝지어져 있지 않아(Uncoupled) 무시할 수 있어 등가원형기초의 강성계수는 표5와 같이 표시할 수 있다.

$$\begin{matrix}
 \delta_x & \delta_y & \delta_z & \theta_x & \theta_y & \theta_z \\
 \left[ \begin{array}{cccccc}
 k_{11} & 0 & 0 & 0 & k_{15} & 0 \\
 0 & k_{22} & 0 & k_{24} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & k_{33} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & k_{42} & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\
 k_{51} & 0 & 0 & 0 & k_{55} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{66}
 \end{array} \right]
 \end{matrix}$$

그림6. 강성기초에 관한 강성매트릭스의 일반적인 형태



### 3. 케이블교량의 내진설계 실무

표5. 기초의 강성계수

진동 모드	강성 계수
수직방향	$k_{33} = 4GR/(1-\nu)$
수평방향	$k_{11} = k_{22} = 8GR/(2-\nu)$
비틀림 회전운동	$k_{66} = 16GR^3/3$
흔들림 회전운동	$k_{44} = k_{55} = 8GR^3/3(1-\nu)$

$G$ : 동적 전단 탄성 계수 (Dynamic Shear Modulus)

$\nu$ : 기초가 놓인 지반의 프아손비

$R$ : 기초의 반경

예제 교량의 기초하부 암반의 동적물성 특성(표6 참조)을 이용하여 기초지반의 강성계수를 구하면 표7과 같다. 여기서 구한 기초의 강성을 기초의 형상과 근입깊이에 따라 보정하여야 하지만 본 예제에서는 생략하였다.

표6. 기초지반의 동적물성

구분	지지층	단위중량 ( $r, t/m^3$ )	전단파속도 ( $m/sec$ )	전단탄성계수 ( $G_d, t/m^2$ )	프아손비
교대	경암	2.7	1,930	1,005,700	0.19
주탑	경암	2.7	2,010	1,090,800	0.21

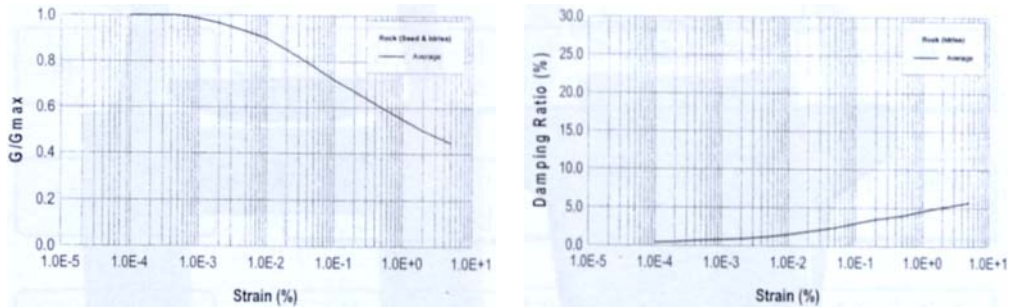
표7. 기초의 강성계수

진동 모드	강성 계수 (kN/m)	
	교대부	주탑부
수직방향	$3.76 \times 10^8$	$4.18 \times 10^8$
수평방향	$3.36 \times 10^8$	$3.69 \times 10^8$
비틀림 회전운동	$2.45 \times 10^{10}$	$2.80 \times 10^{10}$
흔들림 회전운동	X 축	$1.76 \times 10^{10}$
	Y 축	$1.26 \times 10^{10}$

#### (3) 변형률에 따른 강성계수의 보정과 감쇠비

지반의 전단탄성계수와 감쇠비는 지반의 변형률에 따라 변한다. 아래 그림6에서와

같이 지반의 변형률이 커지면 전단탄성계수는 감소하고 감쇠비는 증가한다. 우리가 일반적으로 현장에서 얻는 전단탄성계수는 전단변형률이  $10^{-4}$ %이하의 미소한 변형률 상태의 값으로 지진 시 지반이 경험하는 전단변형률은 이 보다 크다. 따라서, 설계지진에서의 지반의 예상 변형률 범위에서의 탄성계수와 감쇠비를 적용하여야 한다. 우리나라와 같은 중간 규모의 지진 시 지반이 경험하는 변형률은  $10^{-3} \sim 10^{-1}$ % 수준으로 가정하여 이에 해당하는 전단탄성계수로 보정하여 강성계수를 보정하면 아래 표8과 같다. 이 변형률 수준에서의 감쇠비는 약 2~3% 수준이다.



(a) 전단탄성계수곡선

(b) 감쇠비곡선

그림6. 암반에 대한 대표적인 전단변형률에 따른 전단탄성계수 및 감쇠비

표8. 전단변형률을 고려한 지반강성

진 동 모 드	강 성 계 수(kN/m)	
	교대부	주탑부
수직방향	$3.20 \times 10^8$	$3.55 \times 10^8$
수평방향	$2.86 \times 10^8$	$3.14 \times 10^8$
비틀림 회전운동	$2.08 \times 10^{10}$	$2.38 \times 10^{10}$
흔들림 회전운동	X 축	$1.50 \times 10^{10}$
	Y 축	$1.07 \times 10^{10}$

### 2.3 수압모델

본 예제의 경우 주탑의 기초부가 육상에 위치하여 수압의 영향은 없다. 만약, 기초부가 해상에 위치하여 수압의 영향을 고려하여야 하는 경우에는 설계지침 9.3.4절의 해설부에서와 같이 단위길이당 가상질량(부가질량)을 산정하여 기초부의 질량에 부가하여야 한다.

## 2.4 해석모델 형상

예제 교량의 해석 모델 형상은 그림7과 같다.

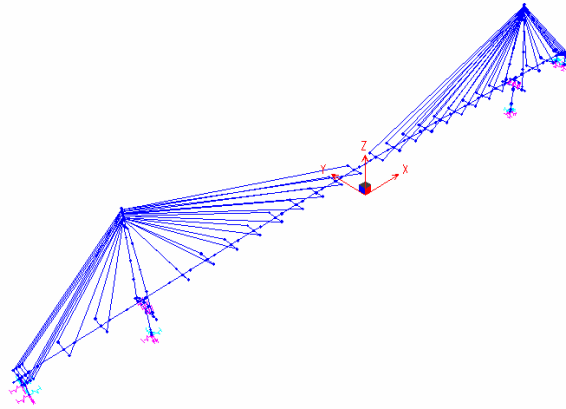


그림7. 대상 교량의 해석 모델 형상

## 3. 다중모드스펙트럼 해석 및 기능수행성능 검토

### 3.1 다중모드스펙트럼해석 개요

설계 하중을 계산하기 위해서는 상부구조 설계의 경우 설계지침 4.2.3절의 표4.2.1, 하부구조 설계의 경우 9.6.3절에 따라 하중을 조합하여야 하지만 본 예제에서는 계산의 편의를 위하여 단순히 지진력만을 고려하여 계산하였다.

#### (1) 진동모드 차수와 구조감쇠

본 예제에서는 각 방향에 대해 진동모드의 누적 질량참여도의 합이 90% 이상이 되도록 200차 모드까지 고려하였으며, 누적 질량참여도는 그림8과 같다.

각 진동모드에서의 구조감쇠비는 다음 식에서와 같이 각 진동모드에서의 강성매트릭스, 모드형상 및 각 부재의 감쇠비로부터 산정할 수 있다.

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\phi_j\}^T [K_{ij}] \{\phi_j\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}}$$

이 때, 각 부재의 감쇠비는 시험자료 또는 충분한 자료가 없는 경우 다음과 같이 적용할 수 있다.

- 1) 강재주탑, 보강형, 케이블: 0.02
- 2) 주탑의 콘크리트부(기초 포함): 0.05
- 3) 지반(지반스프링): 0.02-0.03(지반의 전단변형률을  $10^{-3} \sim 10^{-1}\%$ 로 가정)

위의 감쇠비를 적용하게 되면 주탑의 변형과 지반스프링의 변형이 커지는 진동모드에서는 감쇠비가 다소 커지겠지만 대부분의 진동모드의 구조감쇠는 0.02에 가까운 값을 나타내게 된다. 따라서, 본 예제에서는 안전측 설계를 위하여 2%를 적용한다.

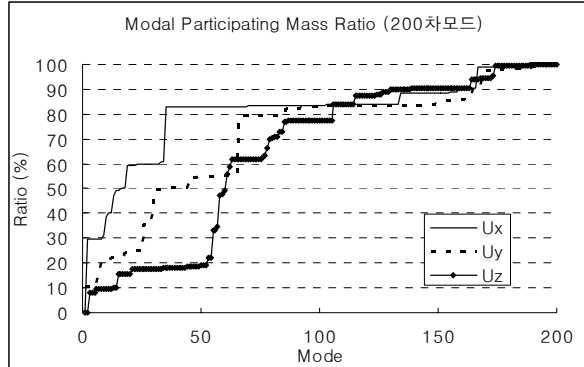


그림8. 모드차수-누적질량 참여도

(2) 모드 조합

최대응답성분(부재력 및 변위)을 산정하기 위하여 각 모드별 응답 성분은 CQC(Complete Quadratic Combination) 방법으로 조합한다.

3.2 설계응답스펙트럼

위의 3.1절에서와 기술한 것과 같이 안전측 설계를 위하여 감쇠비 2%를 적용한다. 따라서, 설계의 식(9.3.1)로 주어지는 응답스펙트럼에 설계지침의 식(9.3.2)로 주어지는 감쇠보정계수 ( $C_D = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$ ,  $\xi$  = 감쇠비(%))를 곱하여 설계응답스펙트럼을 산정한다. 그림9는 재현주기가 200년인 설계지진에 대한 설계응답스펙트럼을 감쇠비 2%로 보정된 응답스펙트럼이다.

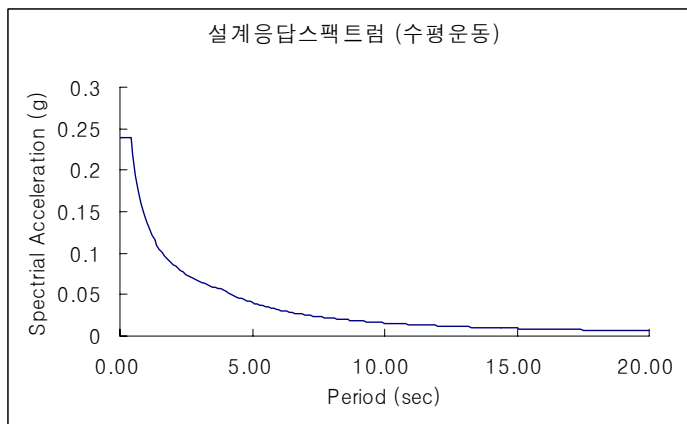


그림9. 설계응답스펙트럼(재현주기 200년, 감쇠비 2%)

**[참고] 부지평균 설계응답스펙트럼**

본 예제에서는 두 주탑의 지반조건이 동일하다는 가정에서 동일한 설계응답스펙트럼을 적용하였으나 두 주탑의 지반조건이 다른 경우에는 안전측 설계를 위하여 큰 스펙트럼 값을 적용하거나 부지평균스펙트럼을 사용하여야 한다. 부지평균스펙트럼을 사용하는 경우 다음의 절차에 따라 구할 수 있다.

- i) 지반조건 결정: 주탑A-지반종류 I, 주탑B-지반종류 II
- ii) 다중모드스펙트럼해석을 수행한다.
- iii) 두 주탑에 동일한 설계응답스펙트럼을 적용하여 주탑의 수평방향 반력을 구한다. 만약, 지반종류 II로 가정한 응답스펙트럼을 사용하는 경우 두 주탑의 각 방향별 반력은 다음 표와 같다.

(단위: kN)

기준	지반종류 II 일 때	
	주탑 A	주탑 B
교축방향	4346	3952
교축직각	4630	5132

따라서, 두 주탑의 반력비는 아래와 같다.

구분	주탑 A	주탑 B
교축방향	0.5237	0.4763
교축직각	0.4742	0.5258

- iv) 위에서 구한 두 주탑의 반력비를 이용하여 설계지침 9.3.3절의 식(9.3)을 이용하면 부지평균 설계응답스펙트럼을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$S_a(T) = \sum (r_i / \sum r_j) S_i(T)$$

$$\text{교축방향: } S_a(T) = 0.5237 \times S_{\text{지반I}}(T) + 0.4763 \times S_{\text{지반II}}(T)$$

$$\text{직각방향: } S_a(T) = 0.4742 \times S_{\text{지반I}}(T) + 0.5258 \times S_{\text{지반II}}(T)$$

**3.3 부재력(응력)**

본 예제에서는 계산의 편의를 위하여 일부 주요 부재의 특정위치에서의 단면력만 정리하였다. 다음에 나오는 표의 하중조합 LC1, LC2는 교축방향-교축직각방향 응답에 대해서 다음과 같이 하중을 조합한 경우이다.

LC1: 100%(교축)-30%(직각), LC2: 30%(교축)-100%(직각)

## 케이블교량 Workshop

### (1) 주탑

주탑의 하단 단면력은 다음 표9와 같다.

표9. 주탑 하단의 단면력, (단위: kN)

하중조합	P	M2	M3	V2	V3
LC1	653	1329	6988	342	76.2
LC2	1690	4407	2157	105	252

### (2) 보강형

중앙경간 보강형의 최대 단면력은 다음 표10과 같다.

표10. 중앙경간 보강형의 단면력, (단위: kN)

하중조합	P	M2	M3	V2	V3
LC1	779	7650	2380	116	20
LC2	234	25492	715	35	68

### (3) 케이블

예제 교량에는 총 60개의 케이블이 2열로 주경간 중앙위치에 대해 대칭으로 설치되어 있다. 여기에서는 표11에서와 같이 4개의 케이블에 대해서만 최대장력을 나타내었다. 케이블 번호는 그림10과 같다.

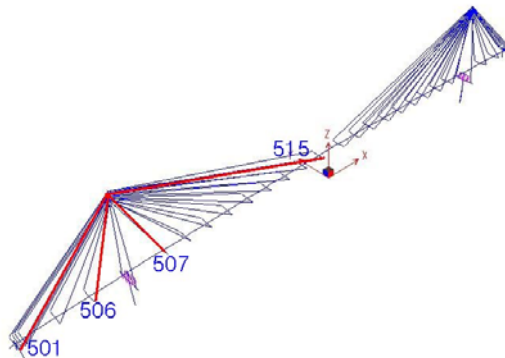


그림10. 케이블 위치 및 번호

표11. 케이블 장력, (단위: kN)

하중조합	501	506	507	515
LC1	44	110	69	32
LC2	30	62	35	29

3.4 기능수행 성능 검토

기능수행 성능에서는 부재에 피해가 발생하지 않아야 한다. 이를 위해서는 부재의 거동은 탄성영역내에 머물러야 한다. 3.3절에서 산정된 부재의 단면력(지진하중만 고려하였음)과 다른 하중에 의한 단면력을 조합한 설계 단면력에 대하여 각 부재에 발생하는 응력을 산정하고 이 응력이 재료의 항복강도를 넘어서는 안 된다. 만약 재료에 항복이 발생한다면 단면을 확대하여 재 해석하여야 한다.

한편, 교량에서는 낙교 또는 부재간의 충돌에 의한 피해가 발생하여서도 안되며 이는 더 큰 설계지진(재현주기 2400년 지진)에서도 만족하여야 하므로 기능수행성능 검토 단계에서는 검토를 생략하고 기능복구성능 설계단계에서 검토하면 된다.

4. 시간이력해석 및 기능복구성능 검토

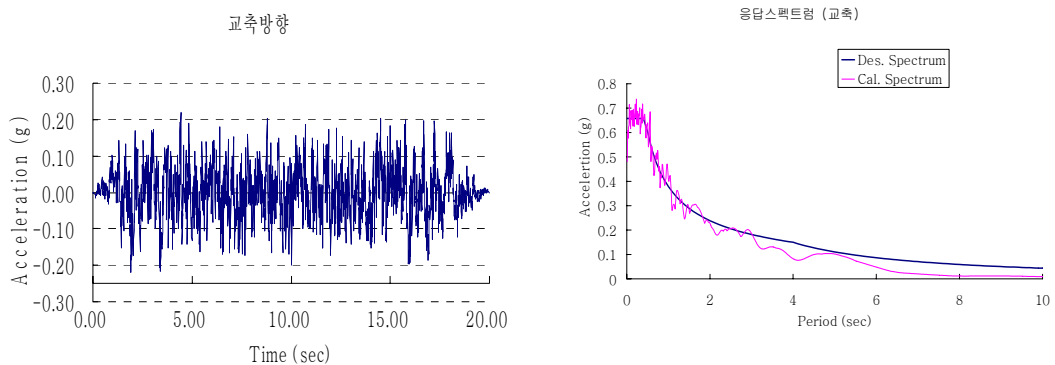
4.1 지진입력 시간이력

시간이력해석을 위한 지진입력 시간이력은 설계응답스펙트럼에 부합되는 인공지진을 생성하여 사용한다. 시간이력해석에 필요한 지진의 수(수평 2성분)는 7쌍의 지진을 사용하는 경우 응답 성분은 평균값으로 하고 4쌍의 지진 수를 사용하는 경우 응답성분은 최대값을 사용한다.

본 예제에서는 계산의 편의를 위해 1쌍(수평 2성분)의 지진입력 시간이력만을 사용하였다.

(1) 인공지진 생성

상용 프로그램 SIMQKE를 사용하여 감쇠비 2%인 설계응답스펙트럼에 부합되도록 인공지진(재현주기 2400년)을 생성하였다. 시간이력의 지속시간은 20초로 하였다. 생성된 시간이력 가속도와 설계응답스펙트럼과 비교는 그림11과 같다.



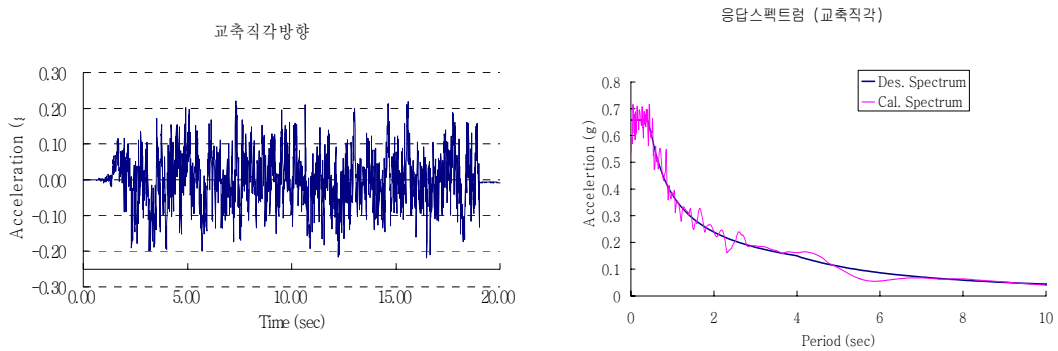


그림11. 입력지반운동의 시간이력과 스펙트럼의 비교

(2) 지진입력 시간이력의 상관관계 검토

생성된 각 방향의 시간이력(수평 2방향 운동)은 통계학적으로 서로 독립적이어야 한다. 만약 두 시간이력의 상관계수가 0.3을 넘지 않는다면 두 시간이력은 통계학적으로 독립적인 것으로 간주할 수 있다. 이 때 상관계수는 다음 식으로부터 구할 수 있다.

$$\rho = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y}$$

여기서,

$$Cov(X,Y): \text{공 분산}, Cov(X,Y) = \frac{1}{n}(x_i - \mu_x)(y_i - \mu_y)$$

$x_i$ 와  $y_i$ 는 특성값,  $\mu$ 는 평균,  $n$ 은 데이터 개수이다.

$\sigma_x$ 와  $\sigma_y$ : 표준편차

위에서 생성한 지진입력 시간이력의 상관계수를 구하면 다음과 같다.

구분	상관계수
교축방향-직각방향	0.02

예를 들어, 교축방향과 교축직각방향의 시간이력 가속도의 입자운동을 그려보면 그림12와 같다. 즉 두 지진입력 시간이력은 뚜렷한 방향성을 나타내지 않고 임의의 방향으로 운동하는 것을 알 수 있다.



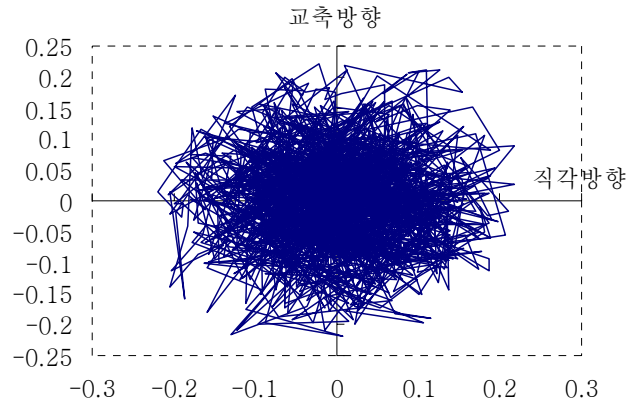


그림 12. 교축방향과 교축직각방향 시간이력 가속도의 입자운동

(3) 지진입력 시간이력의 차이

교장이 큰 교량의 경우 각 지점에 입력되는 지진입력 시간이력에는 차이가 있다. 설계 지침에서는 주탑사이의 거리가 600m를 넘는 경우 이를 고려하도록 권장하고 있다. 본 예제 교량은 주탑사이의 거리가 344m로 지진입력 시간이력의 차이를 고려하지 않아도 된다.

만약, 두 주탑에 입력되는 지진입력 시간이력의 차이를 고려한다면 변위위상차는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\text{변위 위상차} = \text{고정점사이의 거리} / \text{전단파 속도}$$

여기서, 전단파 속도는 주탑 기초 하부 지반의 전단파 속도로 2.2절의 지반모델에서 2,010m/sec로 주어져 있다. 따라서, 변위위상차는 다음과 같다.

$$\text{변위 위상차} = \frac{344}{2010} = 0.17 \text{ sec}$$

만약, 두 주탑에 입력되는 지진입력 시간이력의 위상차를 고려한다면 한 주탑에는 위에서 생성한 인공지진파를 그대로 입력하고 다른 주탑에는 0.17sec를 지연시켜 입력한다.

#### 4.2 부재력(응력) 및 응답변위(변형도)

다중모드스펙트럼해석에서와 동일한 부재 및 위치에서의 부재력(응력) 및 응답변위를 산정하였다.

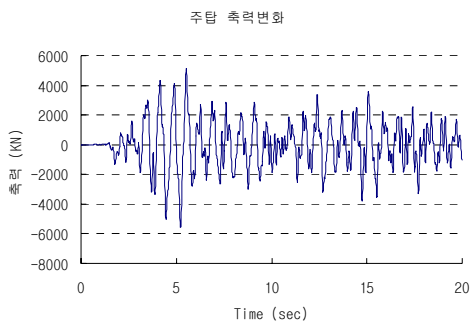
##### (1) 부재력 및 변형도

###### 1) 주탑

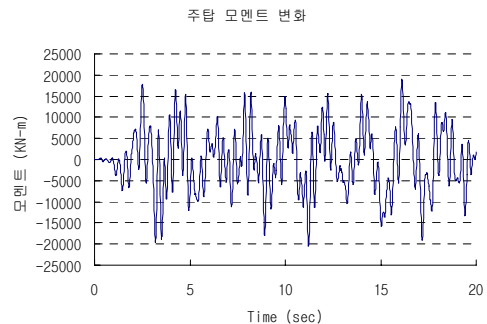
강재 주탑 하단의 최대 단면력은 다음 표와 같다. 이들 단면력의 시간이력은 다음 그림과 같다.

(강재 주탑의 최대 단면력, (단위: kN,m))

위치	P	M2	M3
강재 주탑 하단	5583	11910	20420



(강재 주탑 축력의 시간이력)



(강재 주탑 모멘트(M2)의 시간이력)

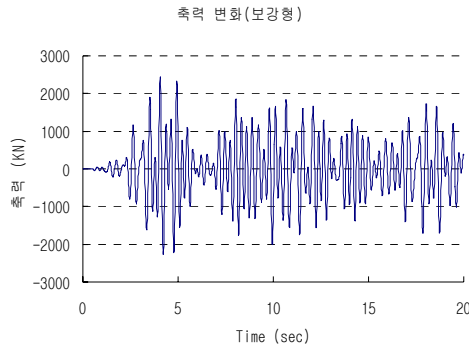
###### 2) 보강형

좌측 주탑 근처 보강형의 최대 단면력은 다음 표와 같다. 이들 단면력의 시간이력은 다음 그림과 같다.

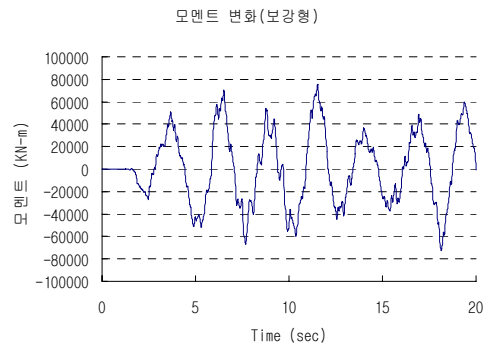
(보강형의 최대 단면력, (단위: kN,m))

위치	P	M2	M3
좌측 주탑과 연결부	2270	75340	6326

### 3. 케이블교량의 내진설계 실무



(보강형의 축력 시간이력)



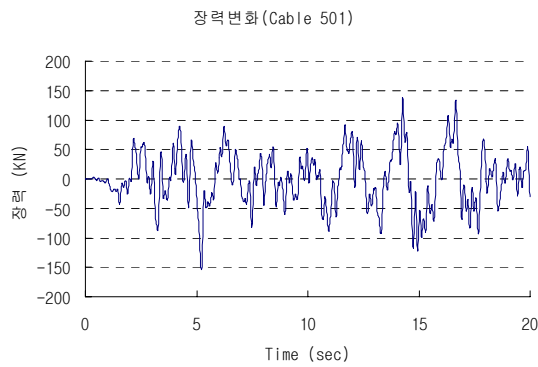
(보강형의 모멘트(M2) 시간이력)

#### 3) 케이블

설계지진에 의하여 케이블에 발생한 최대 장력은 다음 표와 같다. 이들 장력의 시간이력은 다음 그림과 같다.

(케이블의 최대 장력 (단위:kN))

케이블 번호	501	506	507	515
최대 장력	154	326	231	93



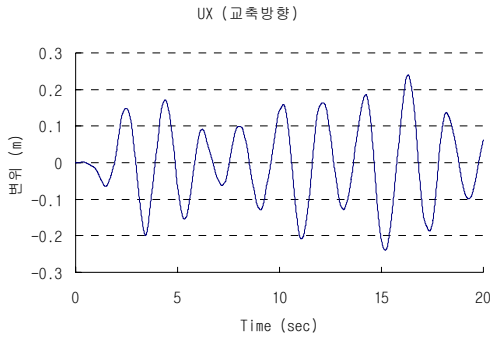
(케이블(501번) 장력 시간이력)

#### (2) 응답변위

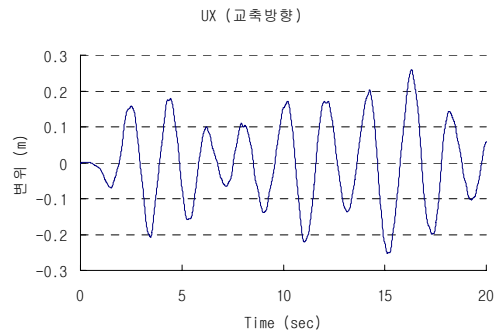
상부구조(보강형)의 중앙경간 위치 및 좌측 교대부 위치에서의 응답변위와 좌측 주탑 상단의 최대변위를 정리하면 아래 표와 같다.

(단위: cm)

부재	위치	교축방향	직각방향
보강형	좌측교대부	23.91	0.31
	중앙경간	24.11	39.58
좌측주탑	상단	26.0	8.66



(보강형의 좌측 교대부 응답변위)



(좌측주탑 상단의 교축방향 응답변위)

### 4.3 기능복구성능 검토

#### (1) 부재의 피해수준 검토

재현주기 2400년 지진에 대해 교량 주요부재의 허용피해 수준은 표2와 같다. 현 설계지침에는 표2에서와 같이 허용피해수준을 정성적으로 나타내고 있어 피해수준이 목표성능(기능복구 성능)을 만족하는지를 판단하기 위해서는 공학적인 판단이 필요하다. 향후 추가적인 연구가 수행되면 허용피해수준에 대한 정량적인 정의가 가능하리라 사료된다.

본 예제에서는 다른 하중과의 조합은 고려하지 않고 지진력에 의한 부재력만 산정하였기 때문에 다른 하중과의 조합을 고려하는 경우에는 단면력이 크게 산정될 것으로 사료된다. 그러나, 주탑(강재주탑부) 하단에 발생하는 모멘트의 경우는 대부분 지진하중에 의해 발생하며 해석에 의한 최대모멘트의 크기는 약 20,000(kN·m)이다. 강재주탑의 항복모멘트는 약 88,000(kN·m)이므로 설계지진에 대해 탄성거동을 하므로 목표내진성능을 만족하고 있다. 다른 부재에 대해서도 동일하게 검토할 수 있다.

한편, 기능복구성능에서는 주요부재에 대한 다소의 소성거동을 허용하고 있어 비록 응답특성이 탄성한계를 넘어서더라도 목표성능에 부합될 수 있다. 이런 경우에는 부재의 응답변형도(예를 들어 단면의 곡률모멘트 연성도)가 허용피해수준에 부합되는지 공학적인 판단이 필요하다. 만약 설계지진에 대해 지나치게 큰 소성거동

이 발생하여 허용피해수준을 넘어선다고 판단되는 경우에는 단면확대 또는 지진격리시스템을 도입할 수 있다.

#### (2) 받침지지길이

설계지진에 의해 상부구조의 낙교를 방지하기 위해서 교대에서의 받침 지지길이는 아래와 같이 주어지는 설계변위 이상 확보하여야 한다.

$$\text{설계변위} = \text{Max}[\text{최대응답변위}, \text{최소받침지지길이}]$$

여기서, 최소 받침길이는 설계지침 9.7.4의 식(9.7.1)에 주어져 있다. 교대부에서의 교축방향의 최대응답변위는 23.9cm 이다.

#### (3) 상부구조 여유간격

상부구조간의 충돌 및 상부구조와 교대의 충돌에 의해 부재에 피해가 발생하는 것을 방지하기 위해서는 설계지침의 식(9.7.2)에 주어진 여유간격을 확보하여야 한다. 본 예제에서는 검토를 생략한다.

