

3. 내진성능평가 기술사항

3.1 일반사항

3.1.1 적용원칙

이 장은 내진성능평가의 신뢰성 확보를 위하여 필요한 기본적인 기술사항을 규정한다.

이 장에서 규정되지 않은 사항은 “1.3 참고기준”을 따르며, 필요한 경우 관련 문헌을 참조하여 적용할 수 있다.

【해설】

교량의 내진성능평가는 교량의 각 구성요소에 대해 보유성능과 소요성능을 비교하여 실시한다. 이들 보유성능과 소요성능을 산정하기 위해서는 단면해석, 지진해석 등을 수행하여야 하며 신뢰성 있는 해석을 위해서는 해석방법, 해석모델이 합리적이어야 한다. 특히 비선형응답이력해석을 수행하는 경우에는 입력지반운동, 지진해석방법 등이 중요하며 내진성능기준과 관련해서는 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 규정을 따라야 한다. 이 세부지침에서는 이와 관련한 기본적인 사항을 등을 제시한다.

3.1.2 내진성능 기준

가. 내진등급

「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 내진등급을 따른다.

【해설】

교량의 내진등급은 내진특등급, 내진Ⅰ등급, 내진Ⅱ등급으로 분류한다. 대부분의 일반 교량은 내진Ⅰ등급으로 분류되지만 지방도, 시도 및 군도 중에서 지역의 방재계획상 꼭 필요한 도로에 건설된 교량이 아닌 경우에는 발주기관과 협의하여 내진Ⅱ등급으로 정할 수 있다.

나. 내진성능수준

「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 내진성능수준을 따른다.

다. 내진성능평가지진

「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 설계지진을 따른다.

【해설】

교량의 내진성능평가를 위한 내진성능평가지진의 지반운동은 설계지반운동과 동일하게 적용한다. 이전에는 기존 교량의 설계수명에 대한 사용목표수명(잔존수명)의 비를 고려하여 설계지진의 재현주기를 감소시켜 내진성능평가지진으로 설정하였으나 이는 내진보강사업을 위한 재정(사업비)이 한정되어 있는데 사용목표수명이 많이 남지 않은 교량에 많은 재정이 투입되는 것을 지양하기 위한 목적이 있었다. 공학적으로는 사용목표수명이 많이 남은 교량과 사용목표수명이 많이 남지 않은 교량이 사용목표수명 내에 경험하게 될 지진의 세기(사용목표수명 내 초과확률)가 다르기 때문이다. 그러나 실제로는 교량을 지속적으로 보수·보강하여 사용하므로 교량의 사용목표수명이 큰 의미를 가지지 못하기 때문에 신설교량에 준하여 내진성능평가지진을 설정하는 것이 보다 합리적이다.

라. 내진성능목표

「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 내진성능목표를 따른다.

마. 내진성능평가지진의 지반운동

- 지진구역 및 지진위험도 : 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」(4.2.1.1)을 따른다.
- 지반분류 : 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 지반분류를 따른다.
- 응답스펙트럼 : 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 응답스펙트럼을 따른다.

【해설】

1. 유효수평지반가속도는 특정 재현주기를 갖는 지진의 기반암에서의 가속도(g)를 의미하며 행정구역에 따라 산정하는 방법과 ‘국가지진위험지도’를 사용하여 결정하는 방법이 있다. 행정구역을 사용하여 산정하는 방법은 교량이 위치한 지진구역계수(Z)와 교량의 내진등급으로 결정된 위험도계수(I)를 곱하여 구한다. ‘국가지진위험지도’를 사용하는 경우에는 해당 재현주기의 ‘국가지진위험지도’에서 교량이 위치한 지역의 값을 직접 읽으면 된다. 다만, ‘국가지진위험지도’를 사용하여 결정한 값이 행정구역을 사용하여 산정한 값의 80%보다 작은 경우에는 행정구역으로부터 산정한 값의 80%를 사용한다. 이는 ‘국가지진위험지도’를 사용하여 결정한 값이 지나치게 작아지는 것을 제한하기 위한 조치이다.
2. 교량으로 입력되는 지진에너지는 고정지점을 통하여 입력되므로 지반분류도 고정단 교각(또는 교대)을 중심으로 분류하는 것이 합리적이다. 일반적으로 교축방향으로는 고정단 교각(단경간교의 경우 교대)이 하나이므로 이 교각의 하부지반으로 지반을 분류한다. 고정단 교각의 하부 지반에 대한 정보가 없다면 고정단 교각에 가능한 가까운 위치의 지반으로 분류한다. 만약 고정단 교각이 다수인 경우는 각각 따로 결정한다.
3. 교량이 위치한 지역의 기반암에서의 지반가속도(유효수평지반가속도)는 지진파가 교량이 위치한 토층지반을 통과하여 지면으로 전파될 때 증폭이 발생하며, 이러한 증폭은 지반의 특성에 따라 다르다. 이를 반영하기 위하여 지반을 분류한다. 지반에 따른 증폭은 기본적으로 토층이 두꺼울수록, 토층이 연약할수록 크다. 이를 반영하기 위하여 기반암(H)까지의 깊이와 각 토층의 전단파속도(V_{si})에 대한 정보가 필요하다. 만약 각 토층의 전단파속도에 대한 자료가 없고 대신 표준관입시험 관입저항치(SPT-N값)가 주어진 경우에는 국내 지반에 대하여 제안된 적절한 상관관계식을 사용하여 전단파속도로 변환한다. 단, 표준관입시험 시 단단한 암질에 도달하여 향타수가 50에 이르러도 30 cm 깊이를 관입하지 못한 경우 50타수 이상의 N값은 선형적인 비례관계를 토대로 30cm 두께 관입 시 N값으로 환산하여야 하고 환산 N값의 최댓값은 300을 적용하여야 한다.

4. 지반분류를 위한 기반암은 전단파속도가 760m/s 이상인 지반을 말하며 지반 조사시(토질주상도)에는 기반암까지 확인하여야 깊이(H)를 정할 수 있다.
5. 지진 시 교대 및 교각에 하나 이상의 고정받침을 가지며 교대 및 교각 위치에 따라 지반종류가 다르다면 일반적으로 불리한 지반종류를 적용하여 보수적으로 평가하거나, 또는 경제적인 평가를 위해 설계응답스펙트럼을 각각 결정할 수 있으며 이 때 지반운동이 입력되는 개별 교대 및 교각에 대해 암반까지의 깊이와 각 토층의 전단파속도를 조사한다.
고정지점별로 지반종류가 다른 경우 고려 방법은 '3.2.2. 다'에 따른다.

3.1.3 재료의 물성값

가. 재료강도

단면특성, 재료강도 등과 같이 내진성능에 관련하는 모든 특성값은 현장조사에서 얻은 실측값을 기준으로 한다. 다만, 공용 환경 및 기타 여건을 고려하여 내진성능이 안전측으로 평가되도록 조정하여 사용할 수 있다. 이때, 설계값, 실측값 또는 추정값 등 내진성능평가에 적용한 재료강도의 근거를 명시하여야 한다.

나. 콘크리트 극한변형률 및 최대보유변위연성도

콘크리트 극한변형률 및 최대보유변위연성도는 실험 또는 상세해석을 통하여 합리적으로 결정하여야 한다. 콘크리트 극한변형률 및 최대변위연성도를 실험 또는 상세해석을 통하여 결정할 수 없는 경우 [표 1]을 적용할 수 있다.

만약, 겹침이음비율 또는 겹침이음구간을 보수적으로 산정하여 교각을 평가한 경우 내진성능이 부족하다면, 현장조사(피복 절취 후 겹침이음비율 확인 등)를 통해 정확한 겹침이음비율 및 구간을 산정 후 재평가한다.

[표 1] 겹침이음 상세에 따른 극한변형률 및 최대보유변위연성도

축방향철근 상세			콘크리트 극한변형률					최대보유 변위연성도		
종류	배근 상태	비율	ε_{cu}					$\mu_{\Delta, \max}$		
단일 철근	모두	0%	$0.004 + \alpha_{sh} \left(\alpha_{sh} = \frac{0.2 f_{c2}}{f_{ck}} \right)$							
겹침 이음 철근	2단 이상 배근	50%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		$0.0043l_{sp}/D + 0.00085 \leq 0.004$			제한 없음	
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.003				
			사각형							
	1단 배근	100%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		$0.0086l_{sp}/D - 0.0023 \leq 0.004$			1.80	
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모를 때		0.002				
			사 각 형	교 축 방 향	벽식	$B/H \geq 4$	0.0007			1.00
					천이	$1.5 < B/H < 4$	$0.00278 - 0.00052B/H$			$1.8 - 0.2$ B/H
					일반	$B/H \leq 1.5$	0.002			1.50
					교직방향					

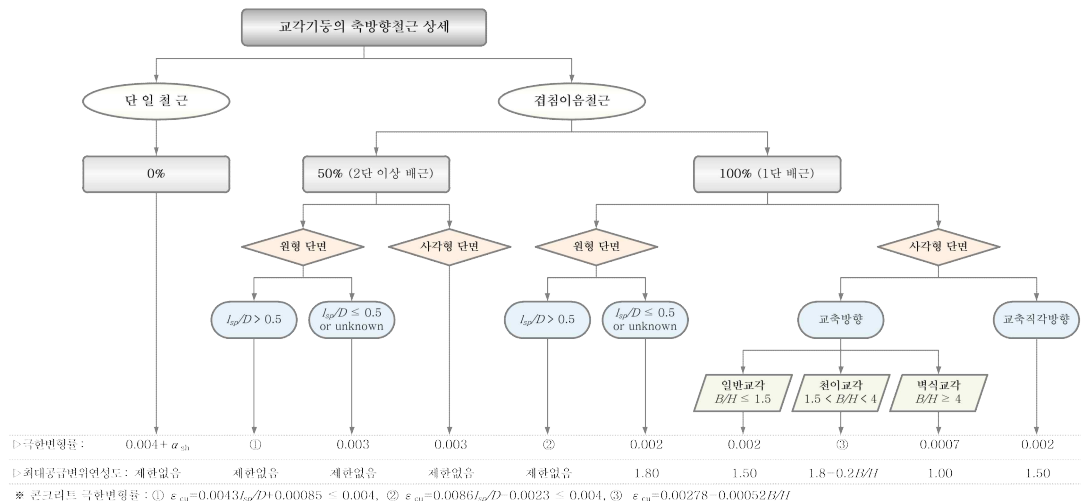
- 1) 축방향철근의 겹침이음 비율이 0%인 경우의 콘크리트 극한변형률은 0.004를 기본으로 하며, 횡방향철근에 의한 횡구속 정도를 고려하여 α_{sh} 만큼 추가할 수 있도록 한다. 표의 α_{sh} 는 「KDS 14 20 20 콘크리트구조 휨 및 압축 설계기준」에서 채택한 재료모델 식으로서, 이외 다양한 단면에 적용할 수 있는 Mander 등(1988)의 제안식 등 해석대상의 단면형상에 부합하는 적절한 모델을 선정할 수 있다.
- 2) l_{sp}/D 는 원형 단면을 갖는 교각의 단면직경에 대한 겹침이음길이의 비를 의미한다.
- 3) B/H 는 사각형 단면을 갖는 교각기둥의 단면길이와 단면높이의 비 즉, 종횡비를 의미한다.

f_{c2} : 횡구속에 의한 횡방향 유효 압축응력(MPa)
 l_{sp} : 축방향철근의 겹침이음길이(m)
 D : 교각기둥의 단면직경(m)
 B_s : 교각기둥의 단면길이(교축직각방향, 횡방향)(m)
 H_s : 교각기둥의 단면높이(교축방향, 종방향)(m)

【해설】

콘크리트의 극한변형률(ϵ_{cu})은 교각의 보유변위연성도를 해석적으로 산정하는데 가장 중요한 요소로서 축방향철근의 이음상세, 횡방향철근에 의한 횡구속 효과 및 단면의 형상 등 여러 요인에 의해 영향을 받는다. 따라서 콘크리트의 극한변형률은 이들 요인을 충분하게 고려한 실험 또는 상세해석을 통해서 결정하는 것이 좋다. 다만, 실험 또는 상세해석을 수행하여 이를 결정하기 어려운 경우라면 [표 1]을 적용할 수 있다. [표 1]은 비내진 RC교각의 내진성능과 관련된 국내외 연구결과와 문헌자료를 분석하고, 실험과 해석을 수행하여 교각기둥의 축방향철근 겹침이음 비율에 따라 콘크리트의 극한변형률과 보유변위연성도를 제한한 것이다. 콘크리트의 극한변형률과 보유변위연성도는 겹침이음 비율이 100%인 교각 중 원형 단면을 갖는 경우에는 축방향철근의 겹침이음길이비(l_{sp}/D)를 변수로 하고, 사각형 단면을 갖는 경우에는 단면의 종횡비(B/H)를 변수로 하여 세분화하여 제한할 수 있도록 하였다.

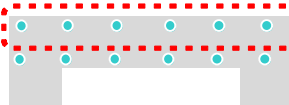
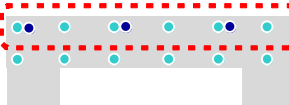
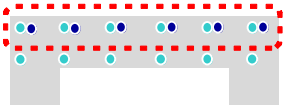
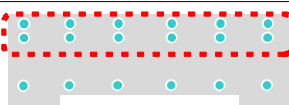
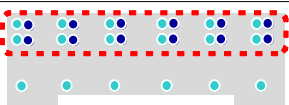
1. 겹침이음 상세에 따른 극한변형률 및 최대변위연성도 산정절차 그림으로 나타내면 [해설 그림 3.1.1]과 같다.



【해설 그림 3.1.1】 겹침이음 상세에 따른 극한변형률 및 최대변위연성도 산정절차

2. 축방향철근의 겹침이음 비율은 준공도서에 표기되어 있는 겹침이음 존재 유무와 위치에 따라 결정할 수 있다. 0% 겹침이음은 준공도서 상에 단일철근 또는 겹침이음이 존재하나 위치가 소성힌지영역(대략적으로 기둥 끝단에서부터 기둥직경에 해당하는 높이까지)을 벗어나 존재하는 것으로 명확하게 표기된 경우를 말한다. 100% 겹침이음은 1단 배근된 축방향철근에 모두 겹침이음이 존재하며, 겹침이음의 위치가 소성힌지영역 내에 있거나 불분명하게 표기된 경우(안전측 평가 유도)를 말한다. 50% 겹침이음은 2단 이상 배근된 축방향철근에 모두 겹침이음이 존재하는 경우(나머지 조건은 100% 겹침이음과 동일)이거나 1단 배근된 축방향철근에 겹침이음이 하나 건너 하나씩 존재하는 경우(전체 철근비 중 겹침이음된 철근비가 50%인 경우)를 말한다. 중공단면의 경우 외측면에 가깝게 위치한 철근에 슬립이 발생하는 경우 중공면에 가깝게 위치한 철근은 외측면으로부터 상당히 떨어져 있어서 외측면에 위치한 철근의 변형률 보다 변형률이 상당히 작아서 슬립에 대한 저항성을 기대하기 어렵다. 따라서 외측면

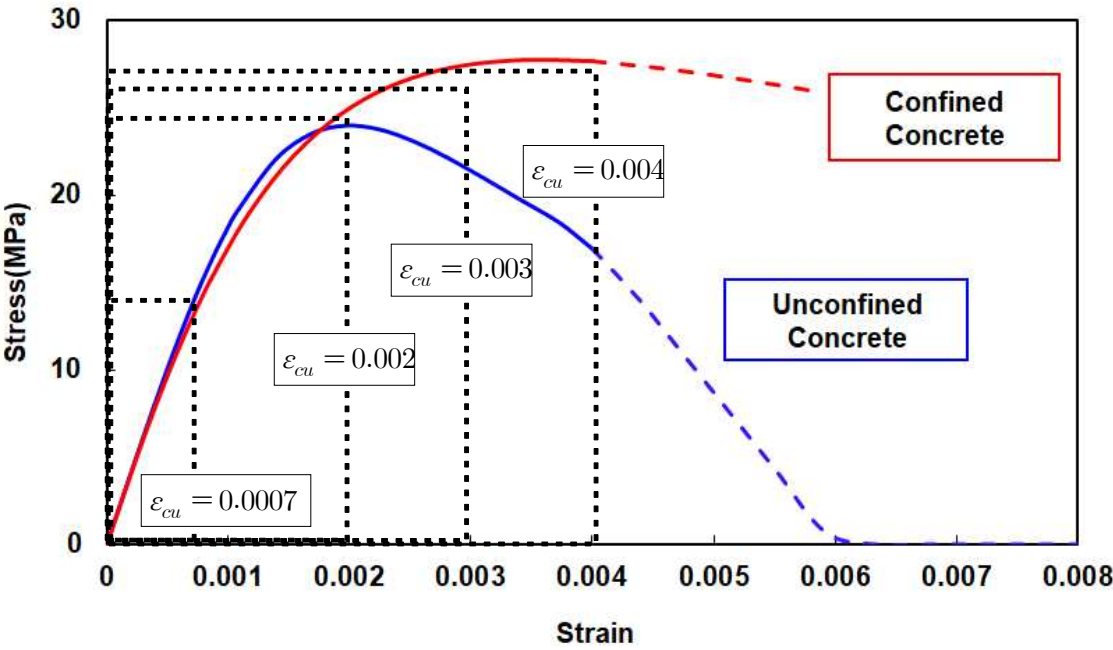
에 위치한 철근에 대해 종실단면에 적용한 방법과 동일하게 적용하여 겹침이음 비율을 판정한다.

단면	배근	겹침이음비율		
		0%	50%	100%
종실 단면	1단			
	2단			해당없음
중공 단면	1단			
	2단			해당 없음

[해설 그림 3.1.2] 겹침이음 상태에 따른 겹침이음 비율

- 만약, 준공도서가 보존되지 않은 교량에 대해서는 기초(Footing)를 포함한 교각의 높이가 8m를 넘어가는 경우(일반적으로 기성철근은 운반상 편의를 위해 8m 길이로 가공하여 배송)는 불확실성을 고려하여 평가하기 위해 소성힌지영역 내에 겹침이음이 존재하는 것으로 간주하여 축방향철근의 배근 상세에 따라 겹침이음 비율을 50% 또는 100%로 가정하여 적용할 수 있다.
- 교각의 단면특성이 SRC(Steel Reinforced Concrete) 합성구조이거나 프리스트레스 공법에 의해 텐던으로 연결된 경우는 축방향철근에 의한 저항보다 강재나 텐던에 의한 저항이 지배적이므로 축방향철근에 겹침이음이 존재하더라도 단일철근으로 가정하여 겹침이음 비율을 0%로 적용하여야 하며, 단면해석은 강재나 텐던의 거동을 고려하여 수행하여야 한다.
- 구속이 없는 일반 강도 콘크리트의 파괴시의 변형률은 대략 0.004이다(설계 시에는 극한변형률을 0.0033(기준 개정 전 0.003)으로 적용). 이를 고려하여, 축방향철근의 겹침이음이 교각의 변위연성도에 영향을 주지 않는다면 내진성능 평가시에는 극한변형률은 0.004를 적용한다. 그러나 위에 언급한 바와 같이 소성힌지영역 내에 겹침이음이 있다면 교각의 변위연성도는 작아진다. 이는 압축을 받는 콘크리트가 극한변형률(0.004)에 도달하기 전에 인장을 받는 축방향철근의 겹침이음부에서 슬립이 발생하여 파괴에 이르기 때문이다. 즉, 겹침이음 비율이 많거나 겹침이음 길이 비가 작으면 겹침이음부의 슬립이 빨리 발생하여 변위연성도는 더욱 작아진다. 해석적으로 이를 구현하기 위해서는 슬립이 발생하는 변형률을 철근의 역학모델에 적용하는 것이 맞지만 이에 대한 연구가 충분하지 않다. 이런 점을 고려하여 실험에 의해 얻은 변위연성도를 얻을 수 있도록 콘크리트의 역학모델(Mander의 제안식([해설그림 3.1.2]))을 적용하여 극한변형률을 조정한 것이다. 따라서, 겹침이음이 있는 경우에는 Mander

의 콘크리트의 역학모델을 사용하도록 한다. 이와 같이 겹침이음이 있는 경우에는 극한변형률이 작아지므로 이는 구속이 없는 원래 콘크리트의 응력-변형률 관계 곡선에서 극한변형률로 주어진 변형률([표 1])까지만 사용하여야 한다.



[해설 그림 3.1.3] 극한변형률(ϵ_{cu})에 따른 응력-변형률 관계식(Mander) 적용

3.1.4 강도감소계수 및 하중조합

내진성능평가에 적용하는 강도감소계수, 재료계수, 저항계수 등은 1.0으로 한다.

지진하중이 포함된 하중조합 및 하중계수는 기본적으로 1.0D+1.0E를 사용하며, 이외의 하중 및 추가적인 검토는 「KDS 24 12 11 교량 설계하중조합(한계상태설계법)」을 따른다.

【해설】

한계상태설계법의 저항계수(콘크리트 부재의 경우 ‘재료계수’이며, 그 외는 ‘강도감소계수’에 해당) 및 강도설계법의 ‘강도감소계수’는 재료강도, 부재제원 및 시공품질 등에 대한 불확실성과 고려하는 하중조합(하중종류)에 따라 결정된다. 기존 시설물의 경우는 재료강도, 부재제원 및 품질 등에 대한 불확실성이 상당부분 해소되었기 때문에 저항계수 및 강도감소계수는 신설시설물에 비해 크게 적용하는 것이 일반적이다. 한편 설계시 고려하는 하중의 종류와 조합도 저항계수 및 강도감소계수에 영향을 준다. 교량의 내진설계 시 고려하는 설계지진은 재현주기는 500년 이상으로 ‘극단하중’이며 ‘극단상황하중조합’으로 조합된다. 「KDS 24 10 11 교량설계 일반(한계상태설계법)」에서는 별도의 규정이 없는 한 교량의 각 구성요소와 연결부의 저항계수는 극단상황한계상태에서 ‘KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)’을 적용하도록 규정하고 있다. 이 기준(KDS 24 14 21)에서는 극단상황하중조합의 경우 콘크리트와 철근의 재료계수를 1.0으로 규정하고 있다. 이에 따라 「KDS 24 17 21 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」에서도 교각의 설계휨강도 및 설계전단강도 산정 시 재료계수는 1.0을 적용한다. 이를 반영하여 이 세부지침에서도 특별한 사유가 없으면 강도감소계수는 1.0을 적용한다.

3.2 내진성능평가

3.2.1 일반사항

교량의 유형과 교량의 지진거동에 큰 영향(주기 및 감쇠 등)을 미치는 주요 구성요소의 역학적 특성을 반영하여 그에 맞는 평가법으로 평가한다.

- ① 교량의 유형 : 일반교량, 지진격리교량, 단경간교, 지진구역 II에 위치한 내진II등급 교량
- ② 받침의 형식 : 강재받침, 고무받침, 지진격리받침
- ③ 그 외 지진보호장치 : 감쇠기(damper), 충격전달장치(STU), 전단키, 낙교방지장치 등

【해설】

1. 교량유형 및 받침형식, 지진보호장치의 유무 등 지진거동에 영향을 미치는 구성요소의 역학적 특성을 고려하여 적절한 해석방법으로 내진성능을 평가한다(해설표 3.2.1-1참조).
2. 고무계받침(탄성받침)이 설치된 교량은 받침의 횡방향강성(전단강성)에 의해 교량의 지진응답이 달라지므로 지진구역, 내진등급, 다경간교, 단경간교에 관계없이 스펙트럼해석을 원칙으로 한다. 교각, 교량받침, 기초지반, 지진보호장치(감쇠기, 충격전달장치, 전단키, 낙교방지장치 등) 및 그 외의 구성요소에 비선형역학모델을 적용한 경우에는 비선형응답이력해석을 적용한다. 다만 비선형거동 구성요소를 등가선형모델로 치환한 경우에는 등가선형해석을 적용할 수 있다.
3. 다경간 교량의 상부구조는 교각과 교대로 지지되지만 단경간 교량은 교각 없이 양단의 교대로만 지지된다. 다경간 교량의 경우 상부구조의 응답가속도(관성력)는 교량시스템의 진동주기에 의해 결정되지만, 강재받침이 설치된 단경간 교량의 경우 교대는 강체로 간주되어 상부구조의 응답가속도는 교대의 지반가속도와 동일하다고 간주한다. 따라서 다경간 교량에 비하여 지진력 산정이 간단하다.

이러한 특성을 고려하여 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」에서도 단경간 교량의 내진설계는 다경간교량의 내진설계와 구분하여 별도로 제시하고 있다. 따라서 내진성능평가도 이러한 내진설계 개념에 부합되도록 간략히 할 수 있다.

다만, 고무계받침이 설치된 단경간 교량의 경우는 고무계받침의 전단강성이 교량시스템의 진동주기에 영향을 미치므로 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 단경간 교량 내진설계 방법보다는 스펙트럼해석법으로 내진성능을 평가하는 것이 합리적이다.

[해설 표 3.2.1] 교량유형 및 구성요소 형식에 따른 해석방법

교량유형	구성요소			적용 해석방법
	받침		교각 or 기초지반 등 구성요소	
	형식	모델링	모델링	
지진구역Ⅱ에 위치한 내진Ⅱ등급 교량 (단경간교, 다경간교)	강재받침	고정/가동	선형모델	등가정적해석
	고무계 (탄성받침)	전단강성		스펙트럼해석
	강재받침	고정/가동	비선형모델	비선형응답이력해석
	고무계 (탄성받침)	전단강성		
단경간교량	강재받침	고정/가동	-	등가정적해석
	고무계 (탄성받침)	전단강성	-	스펙트럼해석
일반교량 (다경간교)	강재받침	고정/가동	선형모델	스펙트럼해석
	고무계 (탄성받침)	전단강성		
	강재받침	고정/가동	비선형모델	비선형응답이력해석
	고무계 (탄성받침)	전단강성		
지진격리교량 (단경간교, 지진구역Ⅱ에 위치한 내진Ⅱ등급 교량 포함)	지진격리받침	등가강성/ 등가감쇠	-	스펙트럼해석
			선형모델	
			비선형모델	비선형응답이력해석
		비선형모델	-	비선형응답이력해석
			선형모델	
			비선형모델	

※ 교각, 교량받침, 기초지반, 지진보호장치(감쇠기, 충격전달장치, 전단키, 낙교방지장치 등)
및 그 외의 구성요소에 비선형역학모델을 적용한 경우, 비선형응답이력해석 적용

※ 비선형거동구성요소를 등가선형모델로 치환한 경우, 등가선형해석 적용 가능

3.2.2 지진해석

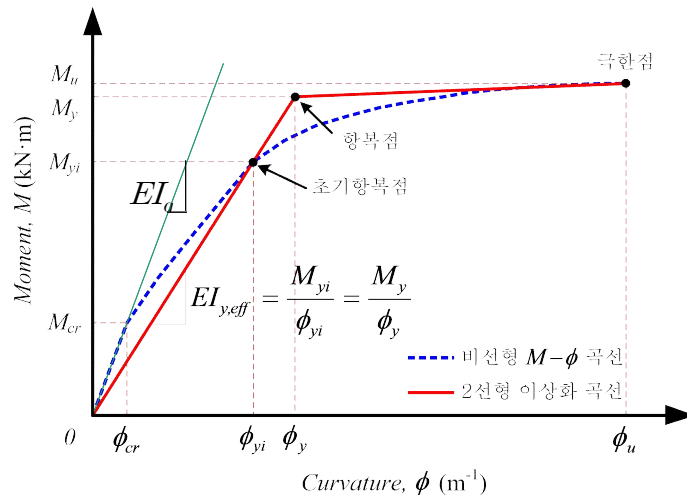
가. 단면해석

1) 재료모델

- ① 콘크리트의 응력-변형률 관계식은 횡구속 효과에 따라 달라지므로 단면에서 구속 부분과 무구속 부분을 구분(단면 분할)하여 각각 다른 응력-변형률 관계식을 적용하여야 한다. 이 때 콘크리트 모델의 골격곡선(곡선식)을 제시하여야 하며 이를 구성하는데 필요한 압축강도(f'_c)와 이때의 변형률(ϵ_{co}), 탄성계수(E_c) 및 극한변형률(ϵ_{cu}) 등을 제시하여야 한다.
- ② 횡철근에 의해 심부콘크리트가 횡구속된 경우, 횡구속 효과에 의하여 발현되는 응력-변형률의 관계를 모사할 수 있는 모델을 적용하여야 한다.
- ③ 축방향철근의 이음상세와 횡방향철근에 의한 횡구속 정도(α_{sh})를 고려하여 콘크리트의 극한변형률(ϵ_{cu})과 최대변위연성도($\mu_{\Delta, \max}$)로 극한상태를 정의하여야 한다.
- ④ 철근의 재료모델은 실제 거동에 가깝게 모사할 수 있는 모델을 사용하여야 한다. 이에 필요한 정보는 철근의 항복강도(f_y), 인장강도(f_{su}), 항복변형률(ϵ_y), 변형경화변형률(ϵ_{sh}) 등이다.

2) 휨모멘트-곡률관계 및 이상화

- ① 단면 해석결과(모멘트-곡률 관계)는 2선형 관계로 이상화한다. 이 때 항복점은 초기항복점으로부터 도출하여야 한다.



[그림 2] 모멘트-곡률($M-\phi$) 관계곡선

【해설】

단면해석 전에 고정하중 해석을 수행하여 교량받침부에 작용하는 반력과 교각 하부에 작용하는 하중(모멘트, 전단력, 축력)을 산정한다. 고정하중에 대한 해석 시 교각의 휨강성은 전단면강성(EI_g)를 적용하며, 교각 하부에 작용하는 축력은 단면해석에 반영한다.

1. 교각의 형식이 T형식이나 구주식 등과 같이 단일기둥(단주)으로 이루어져 캔틸레버 거동을 하는 경우에는 기둥 하부에 대해서만 단면해석(모멘트-곡률 해석)을 수행하며, 문형식 등과 같이 다수의 기둥(다주)으로 이루어져 기둥간 강결로 연결되어 있거나 상부구조와 강결로 연결되어 기둥 상·하부가 고정되어 라멘(골조) 거동을 하는 경우에는 기둥 상·하부에 대해 단면해석(모멘트-곡률 해석)을 수행하여야 한다.

단면 해석에 필요한 재료의 역학모델은 널리 인정된 관계식을 적용하여야 한다. [해설 표 3.2.2]은 다양한 연구자에 의해 제안되었거나 또는 설계기준에서 채택하고 있는 횡구속 콘크리트의 다양한 재료모델 식이다. 제안식별로 적용할 수 있는 단면형상에 차이가 있으므로 해석대상의 단면형상에 부합하는 적절한 모델을 선정하여야 한다.

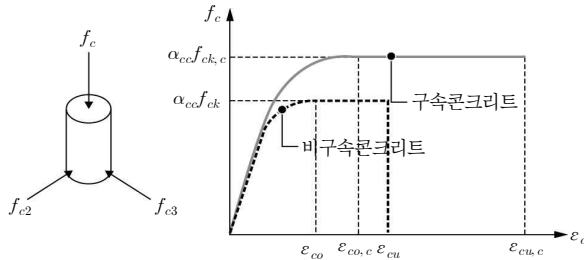
[해설 표 3.2.2] 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 모델식

Model	Stress-Strain Model for Confined Concrete			Applicable cross sectional shape
	Ascending branch	Descending branch	Residual stress	
KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태 설계법)	$f_c = 0.85 f_{ck,c} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co,c}} \right)^n \right]$	$f_c = 0.85 f_{ck,c}$	—	—
	$f_{ck,c} = f_{ck} + 3.7 f_{c2}$ $\varepsilon_{co,c} = \varepsilon_{co} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2$ $\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + \frac{0.2 f_{c2}}{f_{ck}}$ (Circular Section) $f_2 = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \left(1 - \frac{s}{d_s} \right) = \frac{2 A_{sp} f_{yh}}{s d_c} \left(1 - \frac{s}{d_c} \right)$ (Rectangular Section) $f_2 = \rho_{r \min} f_{yh} \left(1 - \frac{s}{b_{cl}} \right) \left(1 - \frac{s}{b_{cs}} \right) \left(1 - \frac{\Sigma b_t^2 / 6}{b_{cl} b_{cs}} \right)$			
Modified Kent and Park (1982)	$f_c = K f_c' \left[\frac{2 \varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002 K} \right)^2 \right]$	$f_c = K f_c' [1 - Z_m (\varepsilon_c - 0.002 K)]$	20% of $K f_c'$	Square
	$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{ck}} \quad , \quad Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f_c'}{145 f_c' - 1000} + \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{h''}{s}} - 0.002 K}$			

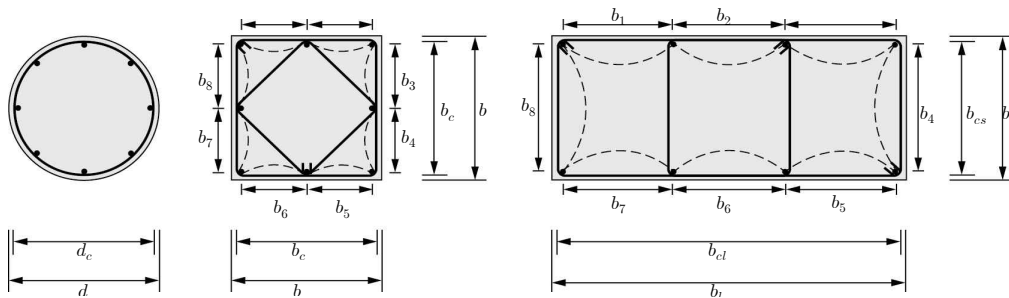
[해설 표 3.2.2] 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 모델식(계속)

Model	Stress-Strain Model for Confined Concrete			Applicable cross sectional shape
	Ascending branch	Descending branch	Residual stress	
Mander et al. (1988)	$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$		-	Square, Circle, Wall-type
	$f_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right)$ $r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad , \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad , \quad \epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$ $E_c = 5,000 \sqrt{f'_c} \quad . \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}}$ (Circular Section) $f'_l = K_e f_l$ (Rectangular Section) $f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad , \quad f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh}$ $\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{sh} f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}}$			
Saatcioglu-Razvi (1992)	$f_c = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{1/(1+2K)}$	$f_c = f_{cc} - \frac{0.15 f_{cc}}{\epsilon_{85} - \epsilon_{cc}} (\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	20% of f_{cc}	Square, Circle, Wall-type
	$f_{cc} = f'_c + k_1 f'_l \quad , k_1 = 6.7 (f'_c)^{-0.17}$ $k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s} \right) \left(\frac{b_c}{s'} \right) \left(\frac{1}{f'_l} \right)} \leq 1.0$ (Square Section) $f_{\leq} = k_2 f_l, \quad f_l = \sum \frac{A_s f_{yt} \sin \alpha}{s b_c}$ (Rectangular Section) $f_{\leq} = \frac{f_{\leq x} b_{cx} + f_{\leq y} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}}$ $\epsilon_{cc} = \epsilon_0 (1 + 5K) \quad , \quad K = \frac{k_1 f_{lc}}{f'_c}$ $\epsilon_{85} = 260 \rho \epsilon_{cc} + \epsilon_{085} \quad , \quad \epsilon_{085} = 0.85 \epsilon_{cc} \quad , \quad \rho_{sh} = \frac{\sum A_s}{s (b_{cx} + b_{cy})}$			
Hoshikuma (1997) 및 일본 도로교기준 (2019)	$f_c = E_c \epsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right]$	$f_c = f_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	50% of f_{cc}	Square, Circle
	$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - f_{cc}}$ $f_{cc} = f'_c + 3.8 \alpha \rho_{sh} f_{yh} \quad (S: \alpha=0.2, C: \alpha=1.0)$ $\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_c} \quad (S: \beta=0.4, C: \beta=1.0)$ $E_{des} = 11.2 \frac{f_c'^2}{\rho_{sh} f_{yh}}$ $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.2 f_{cc}}{E_{des}}$			
f'_c : 콘크리트의 압축강도(MPa) f_{yh} : 횡방향 철근의 항복강도(MPa) ϵ_c : 콘크리트의 축방향 변형률 ρ_{sh} : 심부에 대한 횡방향 철근의 체적비 h'' : 심부의 폭(mm) s : 횡방향 철근의 중심간격(mm) f_{cc} : 구속 콘크리트 강도(MPa) f_{co} : 비구속 콘크리트 강도(MPa) ϵ_{cc} : 최대 구속응력시 변형률 ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률				

2. 아래 그림은 「KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)」의 콘크리트 응력-변형률 관계식을 나타낸 것이다. 이 모델에서 구속되지 않은 콘크리트의 극한변형률은 이 세부 지침의 [표 1]에 따라 결정하며, 구속 콘크리트의 극한변형률은 「KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)」에 따라 산정한다.



(a) 압축콘크리트의 응력-변형률 관계



(b) 횡구속된 압축부재

[해설 그림 3.2.1] 콘크리트의 응력-변형률 관계와 횡구속된 압축부재

아래 그림은 다양한 단면에 대해서 적용할 수 있는 Mander 등(1988)의 제안식을 나타낸 것이다. 이 모델에서 횡구속 콘크리트의 극한변형률은 횡철근이 파단될 때까지 흡수 가능한 에너지량(그림에서 사선으로 표시된 부분)에 의해서 결정되지만, 여기에서는 [표 1]에 따라 결정한다.

[해설 그림 3.2.2] 압축콘크리트의 응력-변형률 관계(Mander 등)

$$f_c = \frac{f_{cc}' x r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{해설 식 3.2.2-1})$$

$$f_{cc}' = f_{co}' \left(2.254 \sqrt[3]{1 + 7.94 \frac{f_l'}{f_{co}'}} - 2 \frac{f_l'}{f_{co}'} - 1.254 \right) \quad (\text{해설 식 3.2.2-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-3})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{f_{co}'} - 1 \right) \right] \quad (\text{해설 식 3.2.2-4})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-5})$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{co}' + \Delta f} \quad (\text{해설 식 3.2.2-6})$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_{cc}'}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-7})$$

$$f_{cu} = \frac{f_{co}' x r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{해설 식 3.2.2-8})$$

$$x_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-9})$$

- 여기서, f_c : 콘크리트의 압축강도(MPa)
- f_{cc}' : 횡방향철근에 의해 구속된 콘크리트의 최대 압축강도(MPa)
- f_{co}' : 횡방향철근의 구속이 없는 콘크리트의 최대 압축강도(MPa)
- f_l' : 콘크리트의 유효횡구속응력(MPa)
- f_{cu} : 콘크리트의 극한강도(MPa)
- Δf : 보통콘크리트의 강도에 따른 보정계수, f_{co}' 이 40MPa 이하면 4MPa이고, 60MPa 이상이면 6MPa이며, 그 사이는 직선보간($f_{co}'/10$)으로 구함
- ε_c : 콘크리트의 압축변형률
- ε_{cc} : 횡방향철근에 의해 구속된 콘크리트의 최대 압축강도(f_{cc}')에 해당하는 압축변형률
- ε_{co} : 횡방향철근의 구속이 없는 콘크리트의 최대 압축강도(f_{co}')에 해당하는 압축변형률
- ε_{cu} : 콘크리트의 극한변형률
- r : 콘크리트의 탄성계수비
- E_c, E_{sec} : 콘크리트의 탄성계수(MPa) 및 할선탄성계수(MPa)
- x, x_{cu} : 횡방향철근에 의해 구속된 콘크리트의 변형률비 및 극한변형률비

단면의 형상에 따른 콘크리트의 유효휨구속응력 f_l' 은 다음과 같다.

- 원형 단면일 경우

$$f_l' = K_e f_l \quad (\text{해설 식 3.2.2-10})$$

$$f_l = \frac{2 f_{yh} A_{sh}}{D' s} \quad (\text{해설 식 3.2.2-11})$$

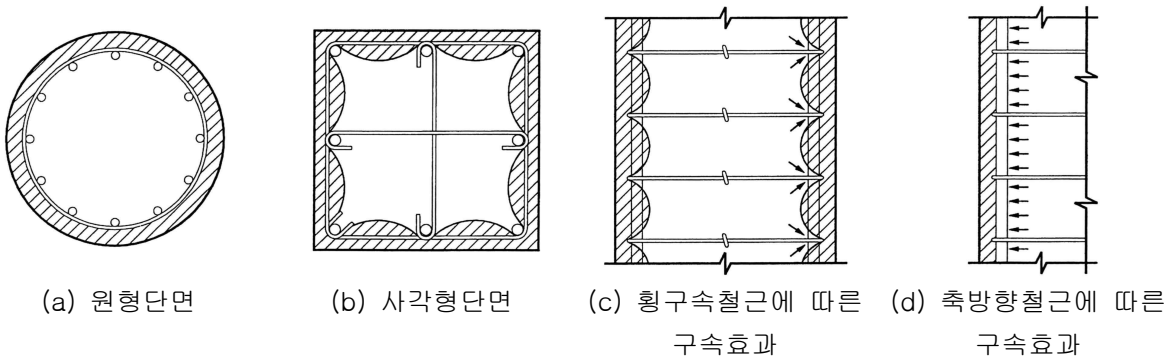
- 사각형 단면일 경우

$$f_{lx}' = K_e \rho_{shx} f_{yh} \quad (\text{해설 식 3.2.2-12})$$

$$f_{ly}' = K_e \rho_{shy} f_{yh} \quad (\text{해설 식 3.2.2-13})$$

여기서, K_e : 콘크리트의 유효구속계수
 f_l : 콘크리트의 휨구속응력(MPa)
 f_{yh} : 횡방향철근의 항복강도(MPa)
 A_{sh} : 횡방향철근의 단면적(mm²)
 D' : 횡방향철근에 의해 구속된 심부콘크리트의 크기로 횡방향철근 중심간
 간격(mm)
 s : 횡방향철근의 수직간격(mm)
 f_{lx}' : 사각형 단면을 갖는 콘크리트의 x방향에 따른 유효휨구속응력(MPa)
 f_{ly}' : 사각형 단면을 갖는 콘크리트의 y방향에 따른 유효휨구속응력(MPa)
 ρ_{shx} : 사각형 단면을 갖는 콘크리트의 x방향에 따른 횡방향철근비
 ρ_{shy} : 사각형 단면을 갖는 콘크리트의 y방향에 따른 횡방향철근비

(해설 식 3.2.2-12)와 (해설 식 3.2.2-13)에서의 유효구속계수 K_e 는 [해설 그림 3.2.3]과 같이 휨구속철근에 의해 유효하게 구속되는 콘크리트 최소면적과 휨구속철근의 중심선으로 에워싸인 공칭 휨구속 콘크리트 면적에 따라 정해지며, 원형 단면에서는 0.95, 직사각형 단면에서는 0.75, 직사각형 벽식 단면에서는 0.6이 된다. 보다 상세한 산정방법은 Mander 등(1988)의 논문과 Priestley 등(1996)의 저서에 제시된 내용을 참조할 수 있다.



[해설 그림 3.2.3] 철근상세에 따른 구속효과(▨ : 무구속 영역, Priestley)

모델식에서 횡구속이 없는 콘크리트 재료모델은 횡구속철근비 $\rho_{sh} = 0$ 이므로 $f_l = f_l' = 0$ 이 된다. 이를 횡구속된 콘크리트 재료모델의 기본식에 대입하여 다음과 같은 간략식을 얻을 수 있으며, 하강부분을 추가하여 규정한다.

- $0 \leq \varepsilon_c < 2\varepsilon_{co}$ 인 경우

$$f_c = \frac{f_{co}' x r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{해설 식 3.2.2-14})$$

- $2\varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{sp}$ 인 경우

$$f_c = f_{cu} + (f_{sp} - f_{cu}) \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sp} - \varepsilon_{cu}} \right) \quad (\text{해설 식 3.2.2-15})$$

- $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{sp}$ 인 경우

$$f_c = 0 \text{ 또는 } f_c = f_{sp} \quad (\text{해설 식 3.2.2-16})$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-17})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-18})$$

$$E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{co}' + 4} \quad (f_{co}' \leq 40 \text{ MPa}) \quad (\text{해설 식 3.2.2-19})$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_{co}'}{\varepsilon_{co}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-20})$$

$$f_{cu} = \frac{f_{co}' x r}{r - 1 + x_{cu}^r} \quad (\text{해설 식 3.2.2-21})$$

$$x_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-22})$$

여기서, f_{sp} : 피복탈락이 발생한 이후의 콘크리트 압축강도(MPa)

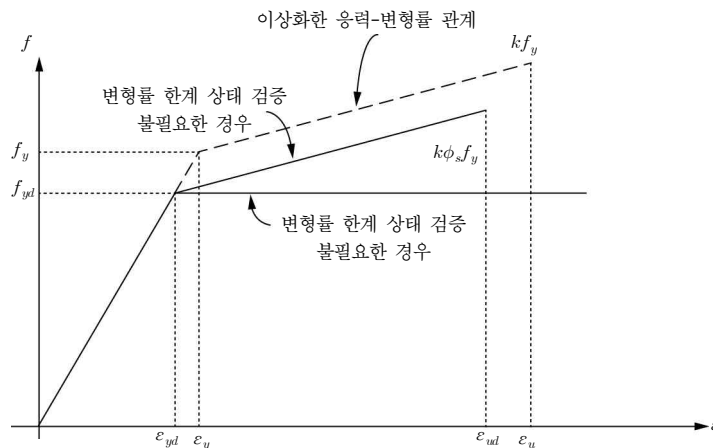
ε_{sp} : 피복탈락이 발생할 때의 콘크리트 압축변형률

축방향철근의 겹임이음상세에 따른 콘크리트의 극한변형률(ε_{cu})과 최대변위연성도($\mu_{\Delta, \max}$), 그리고 횡방향철근에 의한 횡구속 정도(α_{sh})는 [표1]에 따른다.

3. 철근 재료모델에서 탄성계수는 2×10^5 (MPa)로 할 수 있다.

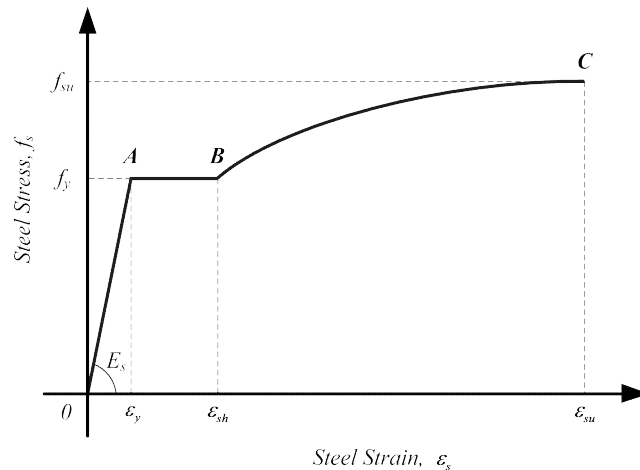
일반적인 해석 경우, 철근이 인장강도(f_{su})에 도달하기 전에 콘크리트의 압축변형률이 극한 변형률에 먼저 도달하므로 철근의 인장강도 시의 변형률(ϵ_{su})은 꼭 필요하지는 않다.

[해설 그림 3.2.4]는 철근의 변형경화 구간을 곡선으로 표현한 모델 중 「KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)」의 철근의 설계 응력-변형률 관계식을 나타낸 것이다. 일반적으로 내진성능평가 시 철근의 변형률은 검토하지 않기 때문에 아래 그림에서 항복점 이후 응력-변형률 관계는 수평 직선으로 가정하여 적용할 수 있다. 이때 철근의 재료계수는 1.0을 적용한다.



[해설 그림 3.2.4] 철근의 설계 응력-변형률 관계(「KDS 24 14 21」)

[해설 그림 3.2.5]는 철근의 변형경화 구간을 곡선으로 표현한 모델 중 Park 등(1975)이 제안한 모델이다. 이때 구간별 철근의 인장응력(강도)은 다음과 같이 계산한다.



[해설 그림 3.2.5] 철근의 응력-변형률 관계(Park 등)

- $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ (OA, 탄성구간)

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (\text{해설 식 3.2.2-23})$$

- $\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$ (AB, 소성구간)

$$f_s = f_y \quad (\text{해설 식 3.2.2-24})$$

- $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ (BC, 변형경과구간)

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (\text{해설 식 3.2.2-25})$$

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y}(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (\text{해설 식 3.2.2-26})$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (\text{해설 식 3.2.2-27})$$

여기서, f_s : 철근의 인장응력(MPa)

f_y : 철근의 항복강도(MPa)

f_{su} : 철근의 인장강도(MPa)

ε_s : 철근의 변형률

ε_y : 철근의 항복변형률

ε_{su} : 철근의 극한(인장강도 시) 변형률

ε_{sh} : 철근의 변형경화가 시작되는 변형률

철근의 강도와 변형률에 대한 정확한 값을 알 수 없는 경우에는 [해설 표 3.2.3]와 같이 KS D 3504(2011)에 제시된 최소강도와 CALTRANS SDC(2013) 등에 제시된 변형률을 적용할 수 있다.

[해설 표 3.2.3] 철근의 강도 및 변형률(최솟값)

철근 종류	f_y	f_{su}	$\varepsilon_y = f_y / E_s^{2)}$	ε_{sh}	ε_{su}
SD240 ¹⁾	240 MPa	390 MPa	0.0012	0.0115	0.128
SD300	300 MPa	440 MPa	0.0015	0.0115	0.125
SD350	350 MPa	490 MPa	0.00175	0.0115	0.122
SD400	400 MPa	560 MPa	0.002	0.0115	0.120

1) 2011년에 개정된 KS D 3504에는 항복강도가 300MPa 이상(SD300)인 이형봉강에 대해서만 최소강도를 규정하고 있으나 기존교량 중에는 SD240으로 시공된 경우가 종종 있으므로 SD240에 대한 최소강도는 개정 이전의 규정에 제시된 값을 적용

2) 철근의 탄성계수 $E_s=200,000\text{MPa}$ 적용

4. 교각의 단면해석(모멘트-곡률 해석)을 수행하면 [그림 3]의 굵은 점선과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 얻을 수 있다. 균열이 발생하기 이전까지($M < M_{cr}$) 선형관계를 유지하다가 균열이 발생하면서 제1의 비선형성이 나타난다. 균열의 진전에 따라 비선형성이 차츰 커지다가 철근이 항복($M = M_{yi}$)하면서 비선형성이 매우 크게 나타나는 제2의 비선형성을 보인다.

여기서, 초기항복점은 인장측 최연단 축방향철근이 최초로 항복하는 상태 (항복변형률에 도달한 상태)로 규정하며, 해당 모멘트와 곡률은 각각 초기항복모멘트(M_{yi}), 초기항복곡률(ϕ_{yi})이 된다. 극한점은 압축을 받는 콘크리트의 최연단의 압축변형률이 극한변형률에 도달하는 상태로 규정하며 해당 모멘트와 곡률은 각각 극한모멘트(M_u), 극한곡률(ϕ_u)이 된다. 만약, 해석으로 철근의 파단 효과를 고려할 수 있는 경우는 극한점을 축방향철근의 파단이 발생한 상태와 횡철근의 파단으로 구속효과가 급속히 감소함으로써 파괴에 이르는 상태를 추가로 고려하여 결정할 수 있다.

5. 이를 이용하여 교각의 내진성능평가에 필요한 보유변위연성도를 산정하기 위하여 항복점(항복변위)을 결정하여야 하며, 이는 원점과 초기항복점, 극한점을 이용하여 2개의 직선으로 이상화함으로써 구할 수 있다. 이상화하는 방법은 여러 가지가 있으며, 방법별로 전체적인 내진성능 평가결과에 일부 영향을 미칠 수 있으므로 적절한 방법을 선택하여야 한다. 가장 간편하여 일반적으로 많이 적용되고 있는 이상화 방법은 원점에서 초기항복점을 지나는 직선과 극한점을 지나는 수평선이 만나는 교점을 항복점으로 정의하는 방법이다. 비선형 모멘트-곡률 관계곡선에 가장 근사하게 이상화 하는 방법은 원점에서 초기항복점을 지나는 직선과 극한점을 지나는 임의 직선이 만나는 교점 중 비선형 곡선과 에너지(면적)를 동일하게 하는 교점을 항복점으로 정의하는 방법이다. 이때, 이상화된 2선형 곡선(bi-linear)의 2차 강성(항복점과 극한점 사이의 강성)은 '0' 이상 (극한휨모멘트 $\geq$ 항복휨모멘트)이 되도록 하여야 한다. 그러나 이들 면적을 동일하게 산정하는 것이 상당히 번거롭기 때문에 일반적으로 "2선형 이상화 곡선"에서 초기 직선을 초기항복점을 지나서 극한모멘트(M_u)까지 연장하여 만나는 점을 "항복점"으로 정하기도 한다. 이 경우 항복변위는 전자의 방법으로 구한 항복변위 보다 커서 교각의 보유변위연성도를 조금 작게 산정하게 된다. 즉 교각의 보유성능을 조금 보수적으로 평가하게 된다.

이때 원점과 초기항복점을 지나 항복점까지 이어지는 직선의 기울기가 항복강성 $EI_{y,eff}$ 이다.

나. 구성요소 및 교량시스템 모델화

1) 구성요소의 모델화

- ① 교량의 상부구조는 지진 시 일반적으로 탄성거동을 하므로 탄성체로 모델화할 수 있다.
- ② 교각은 선형해석의 경우, 탄성지진력에 의한 균열 및 철근의 항복 여부를 고려한 강성(전단면강성, 유효강성, 항복유효강성)을 갖도록 모델화한다.
- ③ 교량의 받침부는 교축방향과 교축직각방향에 대하여 가동단과 고정단을 구분하여 실제와 유사한 거동을 하도록 모델화한다. 다만 탄성받침과 같이 고무받침은 고정단과 가동단을 구분하지 않고 모두 받침의 전단강성을 적용하여 모델화한다.
- ④ 지진격리받침, 댐퍼, 전단키, 변위구속장치 등의 지진보호장치는 교량의 실제 거동에 미치는 영향이 유사하도록 역학적으로 모델화한다.

2) 교량시스템 모델화

- ① 교량은 지진 시 함께 진동하는 구성요소가 모두 포함되도록 모델화하여야 한다.
- ② 교량의 지진해석모델은 지진에 의한 실제 거동과 유사한 결과를 얻을 수 있도록 교량의 강성 및 관성효과를 고려하여 절점과 부재, 연결부(경계조건)로 구성된 3차원구조로 모델화한다.
- ③ 지진 시에도 교량에 큰 활하중이 재하되어 있을 가능성이 많은 경우에는 그 활하중의 관성효과를 고려한다. 만약 교량의 설계단계에서 활하중 효과를 고려하였다면 내진성능평가에서도 이를 적용하고 그렇지 않다면 발주기관(관리기관) 요청에 따라 반영 여부를 고려하도록 한다.
- ④ 교량의 기초 및 지반이 구조거동에 미치는 영향이 클 것으로 예상되는 경우에는 「세부지침」 공통편 부록 6. 내진성능평가 공통적용사항(2. 기초 및 지반) 등 관련 기준 또는 관련 문헌에서 제시하는 기초의 등가강성을 고정단 교각 끝단에 적용하여 모델화할 수 있다.

【해설】

1. 구성요소의 모델화

- (1) 교량의 상부구조는 단위길이 당 중량과 각 방향으로의 단면2차모멘트를 갖는 요소로 간략하게 모델화할 수 있다. 이와 같이 간략하게 모델링하는 경우에는 정확한 단면 제원은 필요하지 않으며 모델하는 요소와 관련한 특성값만 결정하면 된다. 이때 가로보와 다이어프램과 같은 구성요소의 저항강성이 모델에 적절하게 반영되어야 한다. RC 슬래브교와 같이 바닥판이 주부재 역할을 하는 상부구조는 평면요소로 모형화하여도 무방하다.

(2) 교각은 적절한 휨강성을 갖는 보요소로 모델화할 수 있다.

고정하중에 대한 해석 시 교각의 휨강성은 전단면강성(EI_g)를 적용한다.

지진해석 시 교각의 휨강성은 내진성능평가지진에 대한 교각의 균열발생 및 축방향철근의 항복 여부를 고려하여 산정하여야 한다.

내진성능평가지진에 대해 교각 단면에 균열이 발생하지 않는다면 전단면강성(EI_g)를 적용한다. 중력식 교각이나 벽식교각의 강축방향은 내진성능평가지진 시 교각의 단면에 균열이 발생하지 않을 수 있다($M < M_{cr}$ (균열모멘트)). 이 경우에는 교각의 전체 단면적이 유효하다고 보고 강성은 전단면강성(EI_g)를 적용한다. 만약 전단면강성(EI_g) 대신 유효강성(EI_e ; $EI_{y,eff} < EI_e < EI_g$) 또는 항복강성($EI_{y,eff}$)을 적용하면 교량시스템의 진동주기가 커져 지진력을 과소평가하게 된다.

교각의 단면에 균열이 발생하고 철근까지 항복한다면 교각은 탄성거동 한계를 초과하여 소성거동을 하게 되므로 선형해석을 적용하는 경우 항복강성($EI_{y,eff}$)을 적용한다. 항복강성($EI_{y,eff}$)을 적용하여 탄성지진해석을 수행 후 교각에 발생하는 모멘트가 항복모멘트(M_y) 이상($M \geq M_y$)이면 항복강성($EI_{y,eff}$)을 적용한 것이 타당하지만 만약 작다면 항복강성($EI_{y,eff}$) 보다 작은 유효강성(EI_e)을 사용하는 것이 원칙이다. 다만 지진에 의한 모멘트가 항복모멘트 보다 조금 작은 수준이라면 실용적 측면에서 항복강성($EI_{y,eff}$)을 적용하여도 무방할 것이다.

교각의 단면에 균열은 발생하지만 철근이 항복하지 않는 상태라면 교각의 강성은 전단면강성(EI_g)과 항복강성($EI_{y,eff}$)의 사잇값인 유효강성(EI_e)을 사용한다.

탄성지진해석을 위해서 교각에 적용하는 휨강성은 전단면강성(EI_g), 항복강성($EI_{y,eff}$), 유효강성(EI_e) 중 하나이며, 적용한 휨강성이 적합한지 확인(검증)하여야 한다.

교각의 내진성능평가는 탄성지진해석을 기반으로 하여 얻은 응답값을 비선형 거동으로 변환하여 평가한다. 따라서 교각에 적용하는 휨강성은 선형강성(비선형 거동특성을 반영한 등가의 선형강성)으로 균열 발생 및 축방향철근의 항복 유무를 고려하여 적정하게 산정하여야 한다.

교각의 선형강성은 단면해석(휨모멘트-곡률)을 통해서 결정(가정)하며 이를 적용한 교량시스템의 지진해석에서 교각에 작용하는 탄성휨모멘트와 해당 곡률로부터 산정한 강성이 가정한 교각의 선형강성과 일치하여야 한다.

교각의 선형강성을 전단면강성(EI_g)으로 가정한 경우, 이는 설계지진력에 의해 교각단면에 균열이 발생하지 않는 상태이다. 따라서, 교량시스템의 지진해석으로부터 얻은 교각의 휨모멘트가 균열모멘트(M_{cr})를 초과하지 않는다면 초기 가정값(EI_g)은 적합하다. 만약 휨모멘트가 균열모멘트를 초과한다면 적합한 유효강성(EI_e)을 찾아야 한다.

교각의 선형강성을 항복강성($EI_{y,eff}$)으로 가정한 경우, 이는 설계지진력에 의해 축방향철근이 항복하는 상태이다. 따라서, 교량시스템의 지진해석으로부터 얻은 교각의 휨모멘트가 교각의 휨강도를 초과한다면 초기 가정값($EI_{y,eff}$)은 적합하다. 만약 휨모멘트가 휨강도 보다 작다면 적합한 유효강성(EI_e)을 찾아야 한다.

항복강성($EI_{y,eff}$)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$EI_{y,eff} = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{M_{yi}}{\phi_{yi}} \quad (\text{해설 식 3.2.2-28})$$

여기서, E 는 콘크리트의 탄성계수이며 다음과 같다.

$$E = 8,500 \sqrt[3]{f_{cm}} \text{ (MPa)}, \quad f_{cm} = f_{ck} + (4 \sim 6) \text{ (MPa)} \quad (\text{해설 식 3.2.2-29})$$

내진성능평가를 위해서는 기본적으로 단면해석을 수행하기 때문에 이로부터 항복강성($EI_{y,eff}$)을 결정하지만 만약 단면해석으로부터 산정하지 않는다면 (해설 식 3.2.2-30)으로부터 항복유효단면2차모멘트($I_{y,eff}$)를 구하여 산정할 수도 있다. 이는 많은 단면해석을 수행하여 상관관계식을 도출한 경험식으로 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준 (한계상태설계법)」에 채택되었다.

$$I_{y,eff} = \left(0.16 + 12 \rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_g \quad (\text{해설 식 3.2.2-30})$$

여기서, A_g : 교각의 총단면적

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도

I_g : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

P_u : 계수 축력

ρ_l : 교각의 축방향철근비

유효강성(EI_e)을 산정하는 절차는 다음과 같다.

- step 1 : 특정한 유효강성(EI_e)을 가정한다.
- step 2 : step 1의 유효강성(EI_e)을 적용한 교량시스템의 지진해석을 수행한다.
- step 3 : step 2의 지진해석으로부터 해당 교각의 탄성휨모멘트(M_{el})와 이에 해당하는 곡률(ϕ_{el})을 얻는다.
- step 4 : step 3으로 부터 얻은 탄성휨모멘트(M_{el})와 곡률(ϕ_{el})로부터 강성을 산정한다.

$$EI_{el} = M_{el} / \phi_{el}$$
- step 5 : step 1의 유효강성(EI_e)과 step 4의 강성(EI_{el})의 차이가 허용범위내에 있다면 가정한 값이 유효하다. 만약 허용범위를 벗어난다면 step 4의 강성(EI_{el})을 초기값으로 하여 step 1부터 다시 진행한다.

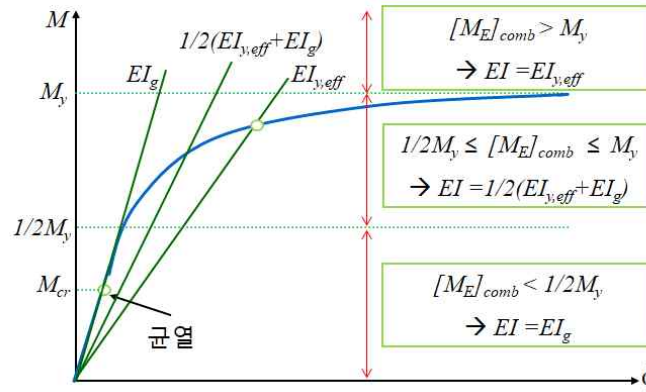
위와 같이 반복작업을 수행하면 정확한 유효강성(EI_e)을 결정할 수 있지만 이를 실제 적용하기에는 번거로울 수 있다. 따라서 다음과 같이 간략하지만 조금 보수적으로 산정하여 평가에 적용하여도 무방할 것으로 판단된다. 다만, 단면해석에서 구한 균열모멘트(M_{cr})가 항복모멘트(M_y)의 1/2 보다 크다면($M_{cr} \geq M_y/2$) 위의 절차대로 유효강성(EI_e)을 산정하거나 또는 보수적으로 전단면강성(EI_g)을 적용한다.

- step 1 : 단면해석을 하여 항복강성($EI_{y,eff}$)을 산정한다.
- step 2 : 항복강성($EI_{y,eff}$)을 적용하여 지진해석을 수행하고 이로부터 탄성조합휨모멘트($[M_E]_{comb}$)를 산정한다.
탄성조합휨모멘트($[M_E]_{comb}$)가 속하는 범위에 따라 다음과 같이
- step 3 : 산정한다.

- ① $[M_E]_{comb} \geq M_y$: $EI = EI_{y,eff}$
- ② $M_y/2 \leq [M_E]_{comb} < M_y$: $EI = EI_e = 1/2(EI_g + EI_{y,eff})$
- ③ $[M_E]_{comb} < M_y/2$: $EI = EI_g$

- step 4 : ②, ③의 경우 산정된 휨강성을 적용하여 지진해석을 다시 한다.

위의 간이법은 [해설 그림 3.2.6]과 같이 유효강성(EI_e) 구간을 2개의 구간으로 구분하여 적용한 것으로서 구간 수를 늘리면 보다 정확한 유효강성(EI_e)을 적용할 수 있다.



[해설 그림 3.2.6] 휨강성 적용(간이법)

(3) 교량의 지진 시 거동은 받침부의 거동 특성에 따라 많은 차이를 보이므로, 받침 위치와 교축 및 교축직각방향에 대한 정확한 거동 특성(가동 유무, 전단강성 등) 등을 고려하여 모델화하여야 한다. 이때 받침의 높이 및 상부구조의 높이까지 고려하여 실 교량의 지진거동을 나타낼 수 있도록 하여야 한다. 받침의 기본제원은 현장조사를 통해 확인하고 현장 확인이 불가능한 경우, 기존 설계자료 또는 안전진단 및 점검 자료 또는 제조사의 카탈로그를 참고하여 결정할 수 있다.

강재받침은 고정받침과 가동받침의 구속 조건을 고려하여 모델화하고 고정방향으로는 강체로 가정하여 강성을 무한대로 할 수 있다.

[해설 표 3.2.4] 강재받침 모델화의 예(상하부 구조간의 상대 변위 구속)

받침 조건	교축방향	교축 직각 방향	연직 방향	교축 회전	교축 직각 회전	연직축 회전
고정 받침	구속	구속	구속	자유	자유	자유
가동 받침	자유	구속	구속	자유	자유	자유

탄성받침은 상부구조의 관성력(지진력)을 모든 교각으로 분산시키기 위하여 적용하므로 특정한 강성을 갖는 스프링(탄성요소)로 모델화하여 모든 교각에 동일하게 적용한다. 만약 상시하중에 대하여 고정받침, 가동받침의 기능을 부여하기 위하여 설치한 가이드(빼기)가 있는 경우, 기본적으로 이들 가이드는 설계지진 시 탈락되어 탄성받침으로서 기능을 하도록 설계하는 것이 원칙이어서 무시한다. 다만 이들 가이드가 지나치게 큰 강도를 가져서 설계지진 시 탈락이 되지 않는다면 탄성받침의 강성은 유효하지 않으므로 강재받침으로 모델화하는 것이 합리적이다.

탄성받침이 적용된 경우(설계지진 시 가이드가 탈락하는 경우) 각 방향별 구속조건은 다음과 같이 할 수 있다.

[해설 표 3.2.5] 탄성받침 모델화의 예(상하부 구조간의 상대 변위 구속)

받침 종류	교축방향	교축직각 방향	연직방향	교축 회전	교축직각 회전	연직축 회전
탄성받침	스프링*	스프링*	스프링*	자유**	자유**	자유**
주1) *의 조건은 교축방향 및 교축직각 방향의 양방향에 탄성받침으로 지지되는 경우에 대해 나타낸 것이다. 2) **의 조건은 엄밀하게는 스프링으로 지지 되지만 해석결과에 대한 영향은 일반적으로 작기 때문에 이와 같이 모델링하여도 된다.						

(4) 일반적으로는 지진격리받침이 사용된 교량에서 내진성능은 지진격리받침의 에너지 흡수능력에 크게 의존한다. 따라서 지진격리받침의 비선형 이력특성을 적절히 설정하는 것이 중요하다.

기존 지진격리받침에는 기존부터 사용되고 있는 납 플러그가 삽입된 적층고무 받침과 고감쇠 적층고무 받침과 같은 적층 고무계의 받침뿐만 아니라 최근에는 미끄럼계 받침과 복원력장치와의 조합에 의해 하나의 지진격리 기능을 하는 미끄럼 지진격리 구조 등 다양한 형태의 받침이 개발·적용되고 있다. 또 기존의 적층 고무계의 받침에서도 새로운 고기능화가 진행되고 있다. 이러한 받침 중에는 변형률 의존성, 속도 의존성, 면압 의존성, 온도 의존성의 특성을 갖는 것도 있기 때문에 사용되는 조건을 적절히 고려하여 모델화를 할 필요가 있다. 또 받침의 개체 차에 의한 역학적 특성의 차이도 적절하게 고려할 필요가 있다. 이러한 의존성과 차이를 적절하게 고려하지 않을 경우, 각 하부구조로 전달되는 상부구조의 관성력을 분담시키는 방법이 설계 조건과 다르거나 에너지 흡수 능력이 실제보다도 크게 평가되어 조건에 따라서는 교량의 지진 응답을 작게 평가하는 경우도 있다. 이 때문에 사용되는 조건 및 역학적 특성의 차이를 고려한 에너지 흡수의 관점에서 안전한 평가가 되도록 모델화할 필요가 있다.

실험을 통해 비선형 이력특성을 모델화할 경우에는 설계지진의 지반운동에 대한 허용 변위를 반복재하여 그 이력특성을 적절히 고려할 수 있도록 모델화할 필요가 있으며 에너지 흡수량이 안전측으로 평가되도록 특성을 모델화하는 것이 좋다. 일반적으로 고무계열 받침의 경우에는 변위하중을 반복적으로 재하하면 수평력이 서서히 저하되는 특성을 나타내므로 설계지진 시 허용변위가 반복되는 횟수를 감안(3~5회)하여 그 횟수만큼 반복 재하되었을 때의 수평력-수평변위 관계를 모델로 하며, [해설 그림 3.2.7]과 같이 2선형 비선형 이력모델로 모델화할 수 있다.

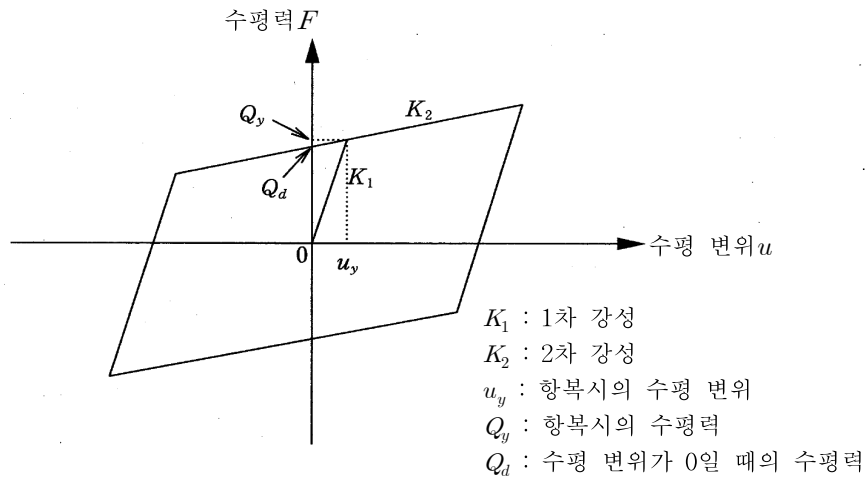
한편 미끄럼 지진격리 구조와 같이 미끄럼계 받침과 복원력 장치가 조합된 경우에는 각각의 수평력-수평변위 관계를 개별적으로 모델화하는 방법과 병렬 스프링으로 조합한 구조계에 대해서 수평력-수평변위 관계를 모델화하고 이를 미끄럼 지진격리 구조로 모델화하는 방법이 있기 때문에 그 특성에 따라 적절히 모델화할 필요가 있다. 받침의 제조사에서 제공하는 이력특성 관련 자료가 있는 경우 이를 적용하며, 실험이나 제조사의 관련 자료를 사용하지 않고 결정하는 경우에는 합리적인 근거를 제시하여야 한다. 지진격리받침이 적용된 경우 각 방향별 구속조건은 다음과 같이 할 수 있다.

[해설 표 3.2.6] 지진격리받침 모델화의 예(상하부 구조간의 상대 변위 구속)

받침 종류	교축 방향	교축 직각 방향	연직 방향	교축 회전	교축 직각 회전	연직축 회전
지진격리 받침	스프링*	스프링*	스프링*	자유**	자유**	자유**

주1) *의 조건은 교축 방향 및 교축 직각 방향의 양방향에 지진격리받침으로 지지되는 경우에 대해 나타낸 것이다.

2) **의 조건은 엄밀하게는 스프링으로 지지되지만 해석 결과에 대한 영향은 일반적으로 작기 때문에 이와 같이 모델링하여도 된다.



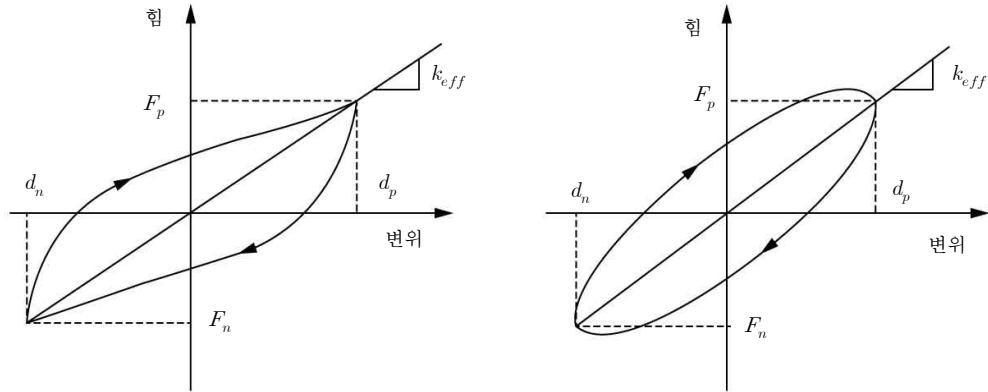
[해설 그림 3.2.7] 지진격리받침의 비선형 이력모델(2선형모델의 경우)

「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」에 따라 지진격리받침의 설계변위에서 유효강성(k_{eff})과 등가감쇠비(β_i)는 다음과 같이 정한다.

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad (\text{해설 식 3.2.2-31})$$

$$\beta_i = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{전체 EDC면적}}{\sum (k_{eff} d_i^2)} \times 100 (\%) \quad (\text{해설 식 3.2.2-32})$$

여기서, F_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대부변위량 발생 시의 수평력
 F_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대양변위량 발생 시의 수평력
 d_n : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대부변위
 d_p : 지진격리장치의 원형시험 시, 한 사이클 동안의 최대양변위
 d_i : 고려하고 있는 방향에 대한 강성중심에서의 등가지진력에 의한 지진 시 설계변위
 EDC : 한 사이클 당 소산된 에너지이다



[해설 그림 3.2.8] 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출

지진격리받침에 등가선형모델을 적용하는 경우에는 해석 전에 지진격리받침의 설계변위에 대한 유효강성과 등가감쇠비를 초기값으로 적용하기 때문에 설계지진(내진성능평가지진)에 대하여 받침에 발생하는 응답변위와 처음에 가정한 설계변위가 적정한 오차범위 내에 있어야 한다. 오차범위를 벗어난다면 응답변위를 새로운 설계변위로 가정하여 유효강성과 등가감쇠비를 산정하여 재해석을 하여야 한다. 받침의 응답변위와 가정한 설계변위가 오차범위 내에 들어올 때까지 반복 계산하여야 한다.

지진격리받침 중 마찰포트받침의 역학적 모델은 마찰력에 의해 미끄러짐이 발생하기 전까지는 무한강성을 갖고, 미끄러짐이 발생한 시점부터는 강성이 0이 되도록 모델화하여야 한다.

지진보호장치 등은 이로 인한 교량의 지진거동이 실제와 유사하게 모사되도록 모델화하여야 한다.

전단키의 경우 온도 및 건조수축 등에 의해 상부구조에 발생하는 변위를 구속하지 않기 위하여 또는 시공 시 정확한 간격(갭)을 유지하기 어렵기 때문에 밀착시키지 않고 일정 간격(갭)을 두고 설치하는 경우가 많다. 따라서 전단키는 지진변위에 의해서 상부구조의 응답변위가 갭보다 커서 전단키가 접촉이 있으면 지진력을 전달하게 된다. 따라서, 전단키는 갭에 의한 접촉 및 비접촉 특성을 반영하여 모델화하여야 한다. 본체는 강성을 갖는 탄성요소로 모델화할 수 있으며, 전단키의 변형이 교량의 내진성능에 미치는 영향이 크지 않다면 강체로 모델화할 수 있다. 만약, 온도 및 건조축의 영향이 미비하여 일정간격(갭)이 없이 접촉시켜 시공하였다면 고정받침과 유사하게 모델링할 수 있다.

케이블과 같은 변위구속장치는 인장에만 저항하므로 이러한 거동특성을 반영하여야 한다.

2. 교량시스템 모델화

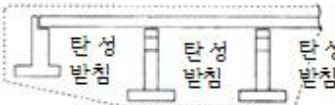
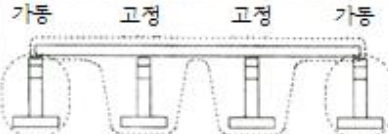
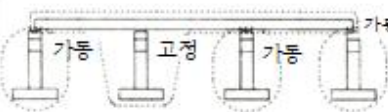
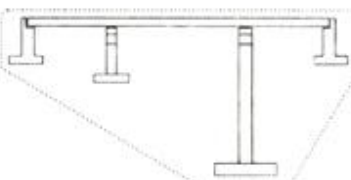
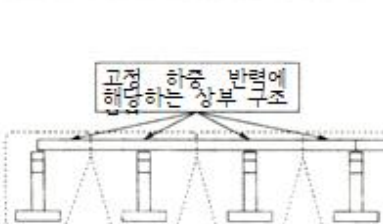
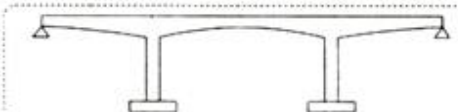
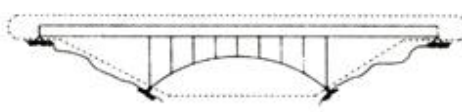
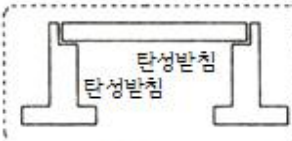
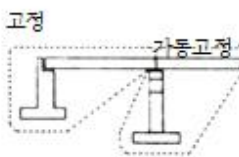
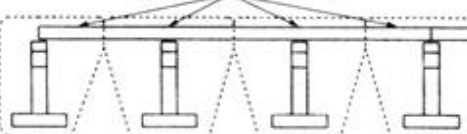
- (1) 진동단위란 지진 시에 함께 진동한다고 간주할 수 있는 구조계이며, 관성력이 작용하는 방향에 대해서 상부구조와 이를 지지하는 지점이 수평방향으로 고정된 경우에는 동일한 진동단위 구조계로 볼 수 있다.

수평력을 분산하기 위한 구조의 교량(예/탄성받침 적용) 및 지진격리교량의 경우에는 원칙적으로 복수의 하부구조와 그것이 지지하는 상부구조 부분이 하나의 진동단위가 된다([해설 그림 3.2.9]).

내진성능평가 대상 교량이 경간수가 매우 많은 다경간 교량, 또는 복잡한 형상의 교량이거나 내진성능평가 비대상 교량과 연결되어 하나의 진동단위를 이루는 경우 이들 모두를 포함하여 모델화하는 것이 바람직하지만, 현실적으로 하나의 진동단위로 모델화하는 것이 힘든 경우에는 교량을 부분적으로 구분하여 모델화할 수 있다. 다만, 이때 해석모델에서 제외되는 파트(부분)는 적절한 강성을 갖는 경계요소로 모델화하거나 이의 영향을 무시할 수 있다면 생각할 수 있다. 이와 같이 부분적으로 모델화하는 경우에도 과업대상인 교량은 하나의 진동단위 또는 복수의 진동단위에 모두 포함되어야 한다.

교량의 구조거동에 영향을 주는 물 또는 수압은 이로 인한 거동특성이 적절하게 반영될 수 있도록 모델화 한다.

일반 교량의 경우 하부구조가 수심이 깊은 곳에 설치되어 지진 시 하부구조 주변의 물의 영향을 고려하는 경우가 많지는 않다. 그러나 하부구조의 제원이 크고 깊은 물에 잠겨서 지진 시 물의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 이를 반영하는 것이 좋다. 일반적으로는 물을 가상의 질량체로 고려하여 물에 잠긴 교각에 부가질량으로 모델화하는 간접적인 방법을 채택하고 있다. 물을 부가질량으로 고려하는 방법은 「KDS 24 17 12 교량내진설계기준(케이블교량)」을 참조할 수 있다.

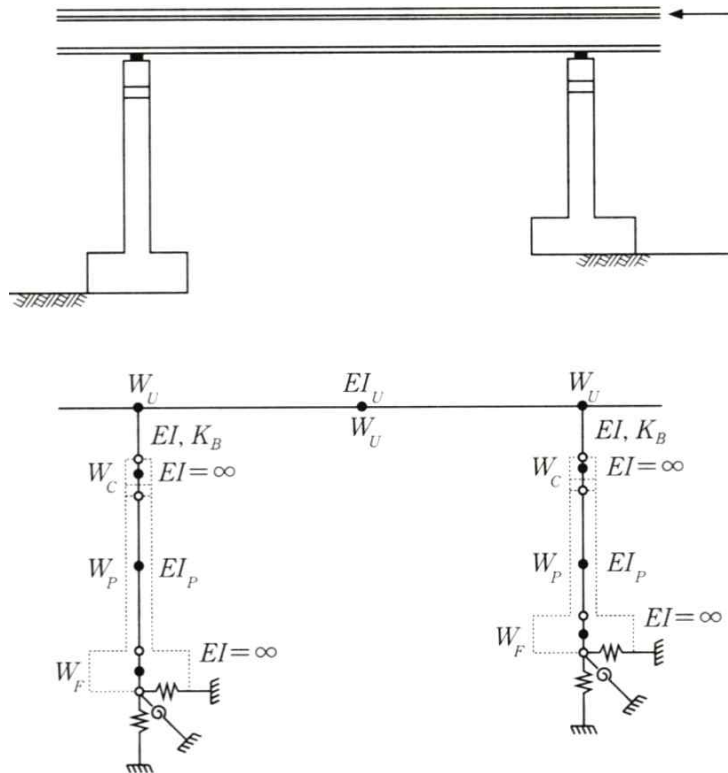
상대 위치	교축 방향	교축 직각 방향	진동단위
전체 구조면	내력 방향의 횡단면	 (교축직각방향으로 고정조건인 경우에는 아래에 제시하는 교각 사이의 고유주기 특성에 따라서 진동단위를 정한다.)	복수의 하부 구조와 그것이 지지하고 있는 상부 구조 부분
		가동 고정 고정 가동  고정 고정 고정 고정 	
	연립단면인 경우	가동 고정 고정 가동  가동 고정 가동 가동 	1개의 하부 구조와 그것이 지지하고 있는 상부 구조 부분
		크게 다르다  크게 다르지 않다 	
상대적·집합적	 		복수의 하부 구조와 그것이 지지하고 있는 상부 구조 부분
집단 구조면	내력 방향의 횡단면	 (교축직각방향으로 고정인 경우에는 다음에 따름)	1개의 하부 구조와 그것이 지지하고 있는 상부 구조 부분
		고정 가동고정 	
	연립단면인 경우		

[해설 그림 3.2.9] 진동단위

(2) 교량시스템의 지진해석 모델화 예시는 다음과 같다.

진동단위 내에 있는 상부구조 간의 연결부는 역학적 특성을 반영하여 모델화하여야 한다. 다만 연결부의 특성이 교량의 지진거동에 미치는 영향이 크지 않은 경우에는 이를 무시 또는 강체로 모델화할 수 있다.

진동단위 내에 있는 상하부 구조간 연결부는 받침이 있는 경우 받침으로 모델화하고, 라멘교와 같이 일체화된 경우에는 강결로 모델화할 수 있다.



● : 중량에 해당하는 힘을 작용시키는 절점

○ : 단면이 변화하는 절점

EI_U : 상부구조 휨강성

W_P : 교각 기둥부 중량

EI_P : 교각 기둥부 휨강성

W_F : 기초 중량

W_U : 상부구조 절점 중량

K_B : 받침의 스프링 계수

W_C : 캡빔 중량

[해설 그림 3.2.10] 모델화 예시

(3) 지진하중은 교량의 공용기간 중 발생확률이 적어 “극단상황한계상태”로 구분된다. 따라서, 지진하중과 함께 고려하는 하중(하중조합)은 상시에 작용하는 하중만을 고려하는 것이 일반적이다. 한편 지진 시 교량에 재하된 활하중이 관성력을 유발하고 이 관성력이 교량의 각 구성요소의 지진응답(구성요소의 내진성능)에 영향을 미친다면 이를 고려하는 것이 합리적이다. 「KDS 24 12 11 교량 설계하중조합(한계상태설계법)」에서는 지진하중이 포함되는 극단상황한계상태조합 I에서의 활하중계수(γ_{EQ})는 공사별 특별시방에 의해 결정하도록 하고 있다. 그러나 여기서 고려하는 활하중계수는 활하중

이 유발하는 관성력 효과도 반드시 고려하라고 요구하는 것은 아니다. 교량에 재하된 활하중이 관성력을 유발하기 위해서는 활하중이 질량을 가지고 있으면서 교량에 연결(고정, 부착 등)되거나 또는 마찰에 의해 하중 전달이 가능하여야 한다. 이를 고려할 때 극단상황한계상태조합 I의 하중 중에서 차량활하중(LL), 상재활하중(LS), 보도하중(PL) 정도가 대상이 될 수 있다. 다만, 교량에 미치는 관성력을 정확히 평가하기 위해서는 하중(관성력) 전달기구에 대한 정량적 평가가 가능하여야 한다. 만약 교량의 설계 단계에서 이러한 하중효과를 고려하였다면 내진성능평가에서도 이를 적용하고 그렇지 않다면 발주기관(관리기관) 요청에 따라 반영 여부를 고려하도록 한다.

- (4) 일반적으로 교각의 하단은 고정지점으로 모델화하여 보수적으로 모델화한다. 그러나 기초지반은 강한 지반운동에 의하여 비선형거동 특성을 보이며 이러한 특성은 교량의 지진력을 감소시키는 쪽으로 작용한다. 만약 고정지점으로 모델화한 해석에서 구성요소의 내진성능이 조금 부족한 경우에는 기초지반의 비선형성을 반영하면 내진성능이 개선되는 효과가 있다. 따라서 이와 같은 경우에는 기초지반의 비선형성을 모델에 적절하게 반영하는 것이 좋다. 기초지반의 비선형 역학적 특성을 그대로 모델화하는 것이 가장 정확한 방법이지만 일반적으로 선형해석에는 적용할 수 없다. 따라서, 이러한 기초지반의 비선형 특성을 하나의 등가의 선형으로 고려하는 방법(등가선형모델)이 많이 적용되고 있다.

다. 해석방법

1) 스펙트럼해석법

다중모드스펙트럼 해석법과 단일모드스펙트럼 해석법이 있다. 다중모드스펙트럼 해석법은 내진성능평가의 기본적인 해석방법이며, 선형동적해석법으로 교량의 주기 특성을 반영하여 지진응답을 산정하여야 하는 다음과 같은 교량에 적용할 수 있다. 단일모드스펙트럼 해석법은 1차 진동주기가 탁월한 교량에 한하여 적용할 수 있다.

- ① 강재받침 또는 탄성받침이 설치된 다경간 교량
- ② 지진격리받침을 등가선형(등가강성과 등가감쇠)으로 모델화한 다경간 교량.
이 경우에는 가정한 변위와 응답변위의 차이가 충분히 작아질 때까지 반복 해석을 수행해야 한다. 지진격리받침을 비선형이력모델로 모델화한 경우에는 비선형응답이력해석을 따른다.
- ③ 탄성받침이 설치된 단경간 교량 및 지진구역 II의 내진II등급 교량. 다만, 강재받침이 설치된 경우 등가정적해석을 따른다.

해석은 수평 2축에 대하여 독립적으로 해석하고 필요 시 수직운동의 영향을 반영한다. 수평 2축은 교량의 교축방향과 교축직각방향으로 하는 것이 일반적이지만 평가자의 판단 하에 가장 불리한 축을 선정하여야 한다. 이 때 각 축에 대하여 독립적으로 해석하여 얻은 단면력 및 응답변위는 30% 규정을 적용하여 조합탄성지진력 및 조합탄성변위를 산정한다.

입력지반운동의 영향은 교량의 모든 고정지점(교각 및 교대)에서의 각각의 입력지반운동의 영향이 고려되도록 적용하거나 또는 교량의 지진응답이 보수적으로 산정되도록 적용한다.

다중모드스펙트럼 해석법의 경우 질량참여율이 90% 이상이 되도록 충분한 진동모드를 고려한다.

2) 등가정적해석법

교량의 진동주기 특성을 고려하여 지진응답가속도(관성력)를 산정하지 않고 관성력을 상부구조의 중량의 비율로 개략적으로 산정하는 해석법이다.

등가정적해석법은 다음과 같은 교량에 적용한다.

- ① 강재받침과 같이 강성이 매우 큰 받침을 갖는 단경간교 및 지진구역 II의 내진II등급 교량. 이들 교량의 내진성능평가는 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」에서 제시하는 절차를 따른다. 다만 고무받침, 지진격리장치, 지진보호장치 등이 설치된 경우 주기 및 감쇠 특성을 고려하여야 하기 때문에 등가정적해석법을 적용하지 않는다.

3) 비선형응답이력해석

해석모델은 3차원 공간모델을 기본으로 하며, 입력지반운동은 수평입력지반운동

과 수직입력지반운동을 동시에 입력하여야 한다.

입력지반운동은 최소 4세트 이상을 사용하여야 하며, 교량 구성요소의 최대응답값은 4세트 사용한 경우에는 각 해석에서 구해진 응답의 최댓값을 최대응답값으로 하며, 7세트 이상 사용한 경우에는 각 해석에서 구해진 최대응답의 평균값을 최대응답값으로 한다.

2개의 수평입력지반운동과 1개의 수직입력지반운동을 1세트의 입력지반운동으로 한다. 다만 수직입력지반운동이 교량의 지진거동에 미치는 영향이 작다면 생략할 수 있다. 이 때 임의의 2개의 입력지반운동의 상관계수는 0.16을 초과하지 않아야 한다.

입력지반운동의 공간적 변동을 무시할 수 없다면 이를 고려할 수 있다.

다음과 같이 교량의 비선형 거동을 모사할 수 있도록 모델화한 교량에 적용할 수 있다.

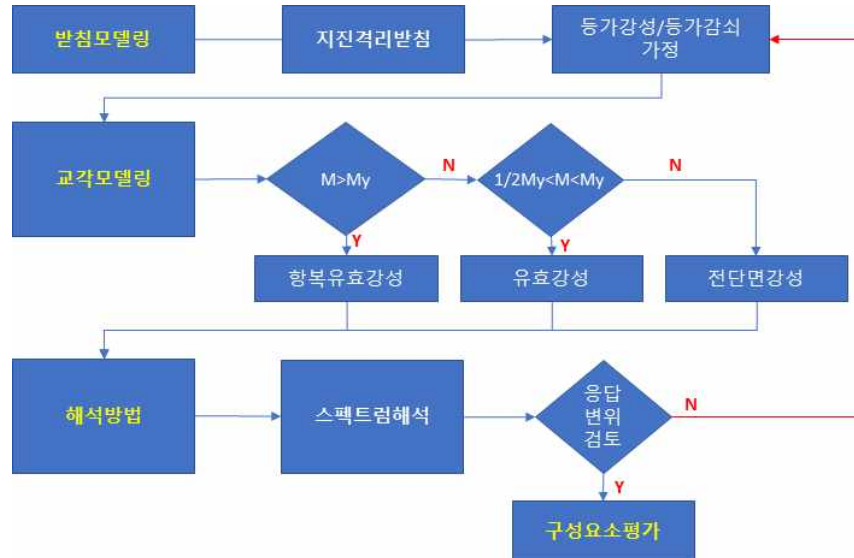
- ① 지진격리받침을 비선형이력모델을 사용하여 모델화한 교량
- ② 교각 또는 기초지반을 비선형이력모델을 사용하여 모델화한 교량
- ③ 그 외 구성요소를 비선형이력모델을 사용하여 모델화한 교량

【해설】

1. 지진해석방법은 선형정적해석, 선형동적해석, 비선형정적해석, 비선형동적해석이 있으며, 지하구조물에 적용 가능한 응답변위법과 같이 특화된 해석법이 있다. 내진설계 및 내진성능평가에서 가장 많이 적용하는 해석법은 선형동적해석법으로 분류할 수 있는 모드해석(스펙트럼 해석)법이다. 시설물이 간단하다면 선형정적해석법 등을 사용할 수 있다. 보다 경제적인 평가를 위해서는 지반 및 재료의 비선형특성, 시스템의 비선형특성 등을 반영할 수 있는 비선형 해석법을 사용할 수 있으며 재료의 역학모델, 해석모델화 등에 불확실성이 크기 때문에 보수적으로 사용하여야 한다.
2. 실제 지진 시 지반운동은 3축방향으로 발생한다. 따라서, 3축 지반운동에 대한 교량의 지진 응답을 얻는 것이 기본이지만 일반적인 교량의 경우 수직지반운동이 교량의 구성요소의 내진 성능에 미치는 영향이 크지 않아 일반적으로 수직지반운동을 고려하지 않는다. 그러나, 내진 설계 시 수직운동의 영향이 고려되었거나, 경간장이 매우 커서 교량받침에 부반력이 발생할 것으로 예상되는 경우, 상부구조가 연직하중에 취약한 경우, 곡선교 또는 케이블지지 교량과 같이 교량 구성요소의 지진응답에 수직지반운동의 영향을 고려하는 것이 적절하다고 판단되면 수직지반운동을 포함하여 해석한다.

(1) 스펙트럼해석법

- ① 지진격리받침을 등가선형(등가강성과 등가감쇠)으로 모델화한 교량은 가정한 등가강성과 등가감쇠에 의한 변위와 응답변위의 차이가 충분히 작아질 때까지 반복해석을 수행해야 한다. 이때 가정한 등가강성과 등가감쇠에 의해 주기가 변동되어 교각의 응답이 달라질 수 있으니 반복해석시 횡강성을 확인하여야 한다.



[해설 그림 3.2.11] 지진격리받침을 등가선형으로 모델화 한 경우의 반복해석 절차

- ② 모드해석은 교량의 독립된 축에 대해 각각 해석하여 응답을 구한다. 교량이 교축방향(종방향) 및 교축직각방향(횡방향)으로 이상적인 대칭구조(교량의 질량중심과 강성 중심이 일치)라면 교축방향의 지진해석에서는 교축방향으로만 응답이 발생하고 교축직각방향의 지진해석에서는 교축직각방향으로만 응답이 발생하게 된다. 하지만, 이상적인 대칭구조가 아니라면 교축방향의 지진해석에서 교축직각방향 및 수직방향의 응답이 발생하게 되고, 교축직각방향의 지진해석에서도 교축방향 및 수직방향의 응답이 발생하게 된다. 따라서 교량의 내진성능평가를 위한 교축방향, 교축직각방향 및 수직방향의 탄성지진력과 탄성변위는 이러한 효과를 고려하기 위해 (해설 식 3.2.2-33) ~ (3.2.2-35)와 같이 30% 규정을 적용하여 조합탄성지진력 및 조합탄성변위를 산정한다.

i) 교축방향 조합탄성지진력 및 조합탄성변위

$$[F_E^L]_{COMB} = 1.0 \times [F_E^L]_L + 0.3 \times \langle [F_E^L]_T + [F_E^L]_V \rangle \quad (\text{해설 식 3.2.2-33})$$

ii) 교축직각방향 조합탄성지진력 및 조합탄성변위

$$[F_E^T]_{COMB} = 1.0 \times [F_E^T]_T + 0.3 \times \langle [F_E^T]_L + [F_E^T]_V \rangle \quad (\text{해설 식 3.2.2-34})$$

iii) 수직방향 조합탄성지진력 및 조합탄성변위

$$[F_E^V]_{COMB} = 1.0 \times [F_E^V]_V + 0.3 \times \langle [F_E^V]_L + [F_E^V]_T \rangle \quad (\text{해설 식 3.2.2-35})$$

여기서, $[F_E^L]_{COMB}$: 교축방향 조합탄성지진력 및 조합탄성변위

$[F_E^T]_{COMB}$: 교축직각방향 조합탄성지진력 및 조합탄성변위

$[F_E^V]_{COMB}$: 수직방향 조합탄성지진력 및 조합탄성변위

$[F_E^L]_L$: 교축방향 지진해석으로 구한 교축방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^L]_T$: 교축직각방향 지진해석으로 구한 교축방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^L]_V$: 수직방향 지진해석으로 구한 교축방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^T]_L$: 교축방향 지진해석으로 구한 교축직각방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^T]_T$: 교축직각방향 지진해석으로 구한 교축직각방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^T]_V$: 수직방향 지진해석으로 구한 교축직각방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^V]_L$: 교축방향 지진해석으로 구한 수직방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^V]_T$: 교축직각방향 지진해석으로 구한 수직방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E^V]_V$: 수직방향 지진해석으로 구한 수직방향의 탄성지진력 및 탄성변위

$[F_E]$ 는 지진해석으로 구한 교량의 탄성지진력(교각 단부의 전단력 $[V_E]$, 휨모멘트 $[M_E]$) 및 탄성변위(받침상부 변위 $[\Delta_E]$)를 말하며, 첨자 L, T 및 V는 교축방향, 교축직각방향 및 수직방향을, 위첨자는 응답방향을, 아래첨자는 평가지진하중의 재하 방향을 의미한다.

- ③ 지진 시 교량의 지진거동은 교량의 각 고정지점의 입력지반운동의 특성에 따라 다르다. 만약 고정지점이 하나이거나 모든 고정지점의 지반종류가 동일하다면 하나의 입력지반운동으로 할 수 있다. 그러나 각 고정지점에서의 지반종류가 상이한 경우 교량의 지진거동은 각기 다른 입력지반운동에 영향을 받으므로 이를 고려하여야 한다. 이러한 복수의 입력지반운동의 영향은 지진해석 시 복수의 입력지반운동을 동시에 고려(입력)하거나 또는 각 입력지반운동의 영향을 적정한 비율(일반적으로 수직하중에 대한 각 고정지점의 반력비)로 반영할 수도 있다.

이와 같이 지반운동이 입력되는 교각 또는 교대별로 지반종류가 다른 경우 지반평균응답스펙트럼을 적용할 수 있으며, 이때 설계응답스펙트럼 구축에 필요한 지반증폭계수(F_a 및 F_v)는 각 교각 및 교대가 지지하는 반력의 비율대로 적용할 수 있다. 또는 보수적으로 입력지반운동 중 교량의 지진거동에 가장 크게 영향을 주는 입력지반운동을 선택할 수도 있다. 다만 이 경우 교량 구성요소의 내진성능이 조금 부족한 경우에는 전자의 방법을 고려하는 것이 합리적이다.

[해설 표 3.2.7]은 각 교대 및 교각의 반력비와 지반종류가 다른 3경간 연속교(내진등급)의 평균지반응답계수를 결정하는 예이다.

$$\overline{F_a} = \sum \left(\frac{r_j}{\sum r_i} \cdot F_{aj} \right) \quad (\text{해설 식 3.2.2-36})$$

여기서, r_j : j 지점의 반력

$\overline{F_a}$: 각 지점의 토질조건을 고려한 평균 단주기지반증폭계수

F_{aj} : j 지점의 단주기지반증폭계수

[해설 표3.2.7] 평균지반증폭계수($\overline{F_a}$ 및 $\overline{F_v}$)

구분	반력비 $r_j/\sum r_i$	지반 종류	지반증폭계수		반력비 $\times F_a$ $(r_j/\sum r_i) \cdot F_{aj}$	반력비 $\times F_v$ $(r_j/\sum r_i) \cdot F_{vj}$
			F_a	F_v		
A1(교대)	1/6	S ₂	1.40	1.45	1/6 $\times$ 1.40=0.233	1/6 $\times$ 1.45=0.242
P1(교각)	1/3	S ₂	1.40	1.45	1/3 $\times$ 1.40=0.467	1/3 $\times$ 1.45=0.483
P2(교각)	1/3	S ₃	1.60	1.65	1/3 $\times$ 1.60=0.533	1/3 $\times$ 1.65=0.550
A2(교대)	1/6	S ₄	1.50	2.10	1/6 $\times$ 1.50=0.250	1/6 $\times$ 2.10=0.350
평균지반증폭계수 $\overline{F_a}, \overline{F_v}$					$\sum(\text{반력비} \times F_{ai})$ 1.483	$\sum(\text{반력비} \times F_{vi})$ 1.625

- ④ 해석에 포함하여야 하는 모드의 수는 교량의 지진응답이 적정하게 산정될 수 있도록 충분히 포함하여야 하며 각 방향별 2개 이상의 주요 진동모드의 형상과 진동주기를 명시하여야 한다.

일반적으로 모드해석은 구조물의 해석모델에 사용된 자유도 수 보다 작은 수의 모드를 사용한다. 따라서 해석 결과에 충분히 반영되었다고 간주할 수 있는 적정한 모드 수를 결정하여야 한다. 일반적으로 고려한 진동모드에 포함된 유효모드질량(effective modal mass)의 합이 전체 구조물 질량의 90%에 도달하면 충분한 수의 모드를 고려한 것으로 간주할 수 있다.

탄성구조물의 부재단면력과 변위 등은 개별 진동 모드에 대한 각각의 값들을 중첩함으로써 계산할 수 있다. 일반적으로 각각의 모드에 대한 최댓값은 동시에 발생할 확률이 작으므로 부재력과 변위의 최댓값을 계산하기 위해서 직접(산술적으로) 중첩할 수 없다. 일반적으로 최대응답값은 진동모드가 잘 분산된 시스템에 대해서는 CQC의 특수한 경우인 제곱합 평방근(Square Root of the Sum of the Squares : SRSS)방법으로 산정할 수 있으며 이는 대부분의 교량구조에 적용할 수 있지만 모드간의 간격이 좁은 경우(인접한 모드의 고유진동수가 약 30% 이내)에는 SRSS방법은 응답을 과대 또는 과소 평가하여 적합하지 않으며 이 경우에는 CQC(Complete Quadratic Combination)방법을 사용하여야 한다.

(2) 등가정적해석법

지진구역 II의 내진 II등급 교량 중 강재받침이 설치된 단경간교와 다경간교는 등가정적해석을 적용할 수 있으나, 지진구역 II의 내진 II등급 교량 중 고무계받침, 지진격리장치, 지진보호장치 등이 설치된 교량은 주기 및 감쇠 특성을 고려하여야 하기 때문에 등가정적해석법보다는 스펙트럼해석법 또는 비선형응답이력해석을 적용하는 것이 합리적이다.

(3) 비선형응답이력해석

- ① 비선형응답이력해석을 하는 경우에는 입력지반운동을 생성하여야 한다. 입력지반운동의 시간이력은 「KDS 17 10 00 내진설계일반」에 따라 생성하거나 교량의 고정단 교각 위치의 지반종류에 대한 응답스펙트럼에 부합되도록 인공적으로 합성(“인공합성 지반운동”)할 수 있다. 만약, 고정단 교각이 복수이며 지반조건이 다른 경우에는 보수적인 스펙트럼 또는 평균스펙트럼에 부합되도록 생성하며, 다지점 가진 해석을 하는 경우에는 각 지반종류의 스펙트럼에 부합되도록 생성한다.

신설되는 교량의 경우 설계단계에서 기본적인 지반조사가 수행되어 상세한 지반정보가 확인된다. 따라서, 교량의 입력지반운동은 기반암에서의 시간이력을 생성하고 부지응답해석을 통해서 교량의 입력지반운동을 생성한다. 그러나 기존 교량의 경우 이러한 상세한 지반정보가 확보되어 있지 않은 경우가 많으며 이미 공용 중에 있어서 지반조사가 불가한 환경인 경우가 많다. 이 경우 신설교량에서와 같은 방법을 적용하면 부정확한 지반정보에 의하여 부지응답해석 결과가 오히려 왜곡되고 이에 기반한 입력지반운동은 비현실적이 된다. 따라서 이와 같은 경우에는 교량이 위치한 지역의 지반분류를 특정하고 이에 해당하는 스펙트럼에 부합되게 입력지반운동을 생성하여 사용하는 것이 보다 합리적이다.

- ② 인공합성 지반운동의 구간선형 포락함수는 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」 4.2.1.4(10)에 따른다. 입력지반운동은 수평 2축방향 지반운동의 시간이력과 수직방향 지반 운동(수직방향 지반운동의 영향이 작다고 판단되는 경우 생략 가능)을 1세트로 구성한다.
- ③ 설계응답스펙트럼은 입력지반운동의 다양한 진동수 특성이 포함될 수 있도록 포괄적으로 제시되어 있다. 그러나 응답이력해석의 경우에는 하나(한 세트)의 지반운동(시간이력)에 대해 교량의 응답이 특정된다. 입력지반운동의 진동수 특성이 동일하더라도 시간이력이 다르면 교량의 지진응답 역시 다르다. 따라서 교량의 평균적인 지진응답을 얻기 위해서는 많은 수의 입력지반운동(시간이력)에 대해서 해석을 수행하여야 한다. 만약 충분하지 않은 입력지반운동을 사용하여 평균적인 응답을 얻는 것이 힘들다면 보수적으로 응답이 최대인 것을 사용하는 것이 합리적이다. 일반적으로 7세트 이상의 입력지반운동을 사용하면 교량 각 구성요소의 7개의 지진응답(힘(응력) 또는 변위(변형률))을 평균하여 이를 교량의 지진응답으로 할 수 있다. 한편 4세트의 입력지반운동을 사용하는 경우에는 임의의 입력지반운동에 의해 얻어진 응답의 최댓값을 교량의 지진응답으로 할 수 있다. 「KDS 24 17 12 교량내진설계기준(케이블교량)」에서는 7세트 입력지반운동 사용 시에는 응답의 평균값, 4세트의 입력지반운동 사용 시에는 응답의 최댓값을 교량의 응답값으로 사용하도록 규정하고 있으므로 이를 준용도록 한다.

- ④ 생성된 지반운동의 시간이력은 설계(적용)응답스펙트럼에 부합되는 것을 확인하여야 한다. 부합성 여부는 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」 4.2.1.4(10)⑥⑦에 따른다.

임의의 2개의 입력지반운동간의 상관계수는 0.16을 초과하지 않아야 한다. 입력지반운동은 2개의 직교하는 주축방향(교축 및 교축직각 방향)과 하나의 수직방향으로 통계학적으로 독립된 지진입력이며 이들이 동시에 작용하는 것으로 하여 해석한다. 만약 통계학적으로 독립되지 않은 지반운동을 입력한다는 것은 지반운동이 특정한 방향으로 입력되는 것을 의미한다. 두 방향으로 입력되는 지반운동의 상관계수가 0.16을 초과하지 않는다면 두 입력지반운동은 서로 독립된 것으로 간주할 수 있다.

3.2.3 구성요소의 내진성능평가(선형해석 시)

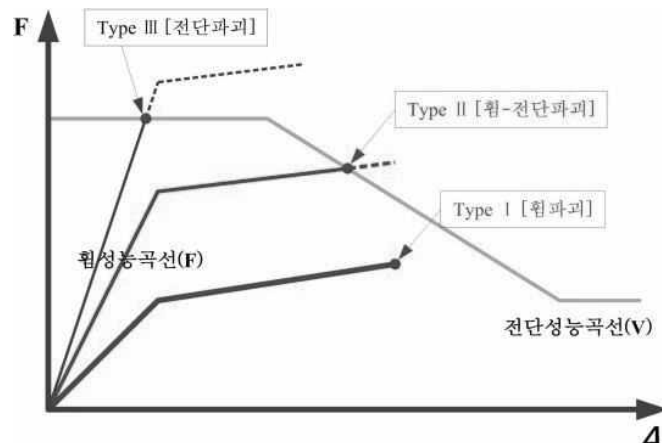
3.2.3.1 교각

가. 기둥형식 교각

1) 교각의 보유성능

① 교각의 보유성능은 교각의 파괴모드를 고려하여 결정한다. [그림 3]과 같이 교각의 파괴모드는 교각의 휨성능곡선과 전단성능곡선을 비교하여 다음과 같이 구분한다.

- Type I(휨파괴모드) : 교각의 전단성능이 휨성능보다 커서 전단파괴가 발생하지 않고 휨에 의해서 파괴가 발생
- Type II(휨-전단파괴모드) : 교각의 축방향철근 항복한 후 휨파괴에 이르기 전에 전단파괴가 발생
- Type III(전단파괴모드) : 교각에 배근된 축방향철근의 항복 이전에 전단파괴가 발생



[그림 3] 일반적인 RC 교각의 파괴모드

- ② 교각의 휨성능곡선은 교각의 이상화된 2선형 모멘트-곡률 관계곡선의 항복점과 극한점에 해당하는 휨강도와 변위로 한다. 모멘트-곡률 관계곡선을 휨강도-변위 관계곡선으로 변환시 교각의 유효높이를 고려하여야 한다.
- ③ 교각의 전단성능곡선은 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」을 따른다.
- ④ 교각의 파괴모드별 보유성능은 다음과 같다. 이 때 보유변위연성도는 [표 1]의 최대보유변위연성도($\mu_{\Delta, \max}$)를 초과할 수 없다.
- Type I (휨파괴모드) : 보유성능은 휨파괴시의 보유변위연성도(극한변위/항복변위)이다.
 - Type II(휨-전단파괴모드) : 보유성능은 전단파괴시의 보유변위연성도(전단파

괴사 변위/항복변위)이다.

- Type III(전단파괴모드) : 보유성능은 전단강도이다.

2) 교각의 소요성능

① 교각의 파괴모드별 소요성능은 다음과 같다.

- Type I(휨파괴모드) 및 Type II(휨-전단파괴모드) : 소요성능은 소요변위연성도이다.
- Type III(전단파괴모드) : 소요성능은 내진성능평가지진에 의한 교각의 탄성전단력이다.

② Type I(휨파괴모드) 및 Type II(휨-전단파괴모드)

- 소요성능은 소요변위연성도(μ_{Δ_d})이며 「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」의 교각의 단면강도비(R_s)와 상한통제주기(T_s)에 따른 변위연성도-단면강도비 상관계수(λ_{DR})로부터 다음과 같이 구한다.

$$\mu_{\Delta_d} = \lambda_{DR} R_s$$

③ Type III(전단파괴모드)

- 소요성능은 조합탄성전단력($[V_E]_{\text{COMB}}$)으로 한다.

$$F_{P,D} = [V_E]_{\text{COMB}}$$

- 교각의 소요성능은 직교하는 두 축에 대한 응답의 조합 효과를 고려하여야 한다.

3) 성능평가

교각의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능이 소요성능 이상이면 만족한다.

【해설】

1. 교각의 보유성능

(1) 교각의 보유성능은 파괴시의 강도 또는 보유변위로 규정되며 이는 교각의 파괴모드에 따라 결정된다. [그림 4]는 교각의 휨성능곡선(F)과 전단성능곡선(V)으로부터 교각의 파괴모드를 결정하는 방법을 나타낸다.

- ① Type I(휨파괴모드)는 전단성능이 휨성능 보다 커서 휨에 의한 교각단면의 압축변형률이 [표 1]의 콘크리트 극한변형률에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않는 파괴모드이다.
- ② Type II(휨-전단파괴모드)는 교각의 축방향철근은 항복하여 소성상태이다. 다만 휨에 의한 교각단면의 압축변형률이 [표 1]의 콘크리트 극한변형률에 이르기 전에 전단파괴가 발생한다. 따라서 교각의 보유변위는 Type I(휨파괴모드) 시의 보유변

위 보다 작아진다.

- ③ Type III(전단파괴모드)는 축방향철근이 항복하기 이전 탄성상태에서 전단파괴가 발생한다. 이 때의 변위는 항복변위 보다 작아 보유성능은 교각 파괴시의 강도인 전단강도로 한다.

(2) 교각의 휨성능곡선(F)은 교각의 단면해석으로 얻은 휨모멘트(M)-곡률(ϕ) 관계([그림 3])를 대응하는 힘(F)-변위(Δ) 곡선([그림 4])으로 변환하여 얻는다.

① 교각의 항복점 및 극한점의 휨강도

교각의 항복상태 및 극한상태에 대한 휨강도(수평강도)는 각각의 휨모멘트를 교각의 방향별 유효높이 H_e 로 나누어 구한다.

$$F_y = \frac{M_y}{H_e} \quad (\text{해설 식 3.2.3-1})$$

$$F_u = \frac{M_u}{H_e} \quad (\text{해설 식 3.2.3-2})$$

여기서, F_y 및 F_u : 각각 교각의 항복점 및 극한점에서의 휨강도(kN)

M_y 및 M_u : 각각 교각의 항복점 및 극한점에서의 휨모멘트(kN·m)

H_e : 교각의 유효높이(m)([해설 그림 3.2.3-1] 참조)

- ▶ 캔틸레버 거동 시 : 받침장치의 거동형태에 따라 분류
 - 상·하부 힌지 연결형 : 교각의 높이
 - 상·하부 강결 연결형 : 상부구조의 질량 중심까지의 높이
- ▶ 라멘(골조) 거동 시 : 받침장치의 설치 유무에 따라 분류
 - 다주형(받침장치 설치) : 중립축에서 기둥 단부까지의 높이
 - 상·하부 일체형(받침장치 미설치) : 특성을 고려하여 결정

② 교각의 항복점 및 극한점의 변위(항복변위, 극한변위)

교각의 항복 및 극한상태에서의 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 단면해석으로 모멘트-곡률 해석을 수행한 경우는 Priestley 등(1996)이 제안한 다음 식에 의해 계산할 수 있다.

<캔틸레버(단일곡률) 거동시>

교각기둥 하부에 대해서 산정한다.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H_e^2}{3} \quad (\text{해설 식 3.2.3-3})$$

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \Delta_y + \theta_p \left(H_e - \frac{L_p}{2} \right) \quad (\text{해설 식 3.2.3-4})$$

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (\text{해설 식 3.2.3-5})$$

$$L_p = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (\text{해설 식 3.2.3-6})$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (\text{해설 식 3.2.3-7})$$

<라멘(골조)(2중곡률) 거동시>

교각기둥 상·하부에 대해서 산정한다.

- 기둥 하부

$$\Delta_{y1} = \frac{\phi_{y1} H_{e1}^2}{3} \quad (\text{해설 식 3.2.3-8})$$

$$\Delta_{p1} = \left(\frac{M_{u1}}{M_{y1}} - 1 \right) \Delta_{y1} + \theta_{p1} \left(H_{e1} - \frac{L_{p1}}{2} \right) \quad (\text{해설 식 3.2.3-9})$$

$$\theta_{p1} = (\phi_{u1} - \phi_{y1}) L_{p1} \quad (\text{해설 식 3.2.3-10})$$

$$L_{p1} = 0.08 H_{e1} + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (\text{해설 식 3.2.3-11})$$

$$\Delta_{u1} = \Delta_{y1} + \Delta_{p1} \quad (\text{해설 식 3.2.3-12})$$

- 기둥 상부

$$\Delta_{y2} = \frac{\phi_{y2} H_{e2}^2}{3} \quad (\text{해설 식 3.2.3-13})$$

$$\Delta_{p2} = \left(\frac{M_{u2}}{M_{y2}} - 1 \right) \Delta_{y2} + \theta_{p2} \left(H_{e2} - \frac{L_{p2}}{2} \right) \quad (\text{해설 식 3.2.3-14})$$

$$\theta_{p2} = (\phi_{u2} - \phi_{y2}) L_{p2} \quad (\text{해설 식 3.2.3-15})$$

$$L_{p2} = 0.08 H_{e2} + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (\text{해설 식 3.2.3-16})$$

$$\Delta_{u2} = \Delta_{y2} + \Delta_{p2} \quad (\text{해설 식 3.2.3-17})$$

- 교각기둥의 전체변위

$$\Delta_y = \Delta_{y1} + \Delta_{y2} \quad (\text{해설 식 3.2.3-18})$$

$$\Delta_p = \Delta_{p1} + \Delta_{p2} \quad (\text{해설 식 3.2.3-19})$$

$$\Delta_u = \Delta_{u1} + \Delta_{u2} = \Delta_y + \Delta_p \quad (\text{해설 식 3.2.3-20})$$

여기서, $\Delta_y, \Delta_p, \Delta_u$: 축방향력을 고려한 교각 단부의 항복, 소성 및 극한 시 변위(m)

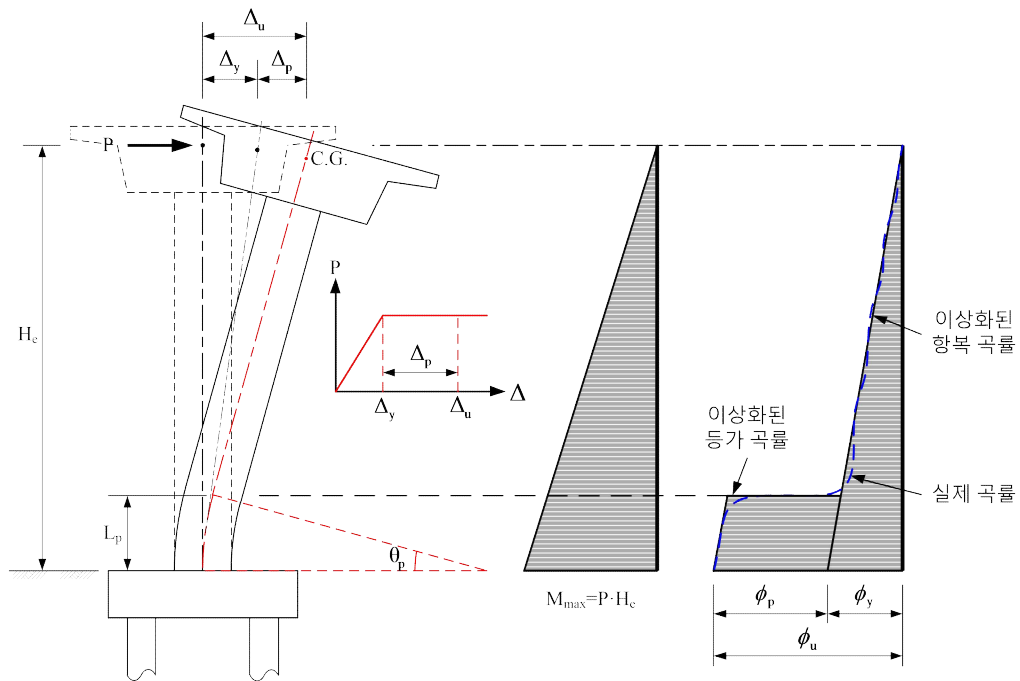
ϕ_y, ϕ_u : 축방향력을 고려한 교각 단부에서의 항복 및 극한 시 곡률(m^{-1})

θ_p : 교각의 소성변위를 구하기 위한 소성회전각(rad)

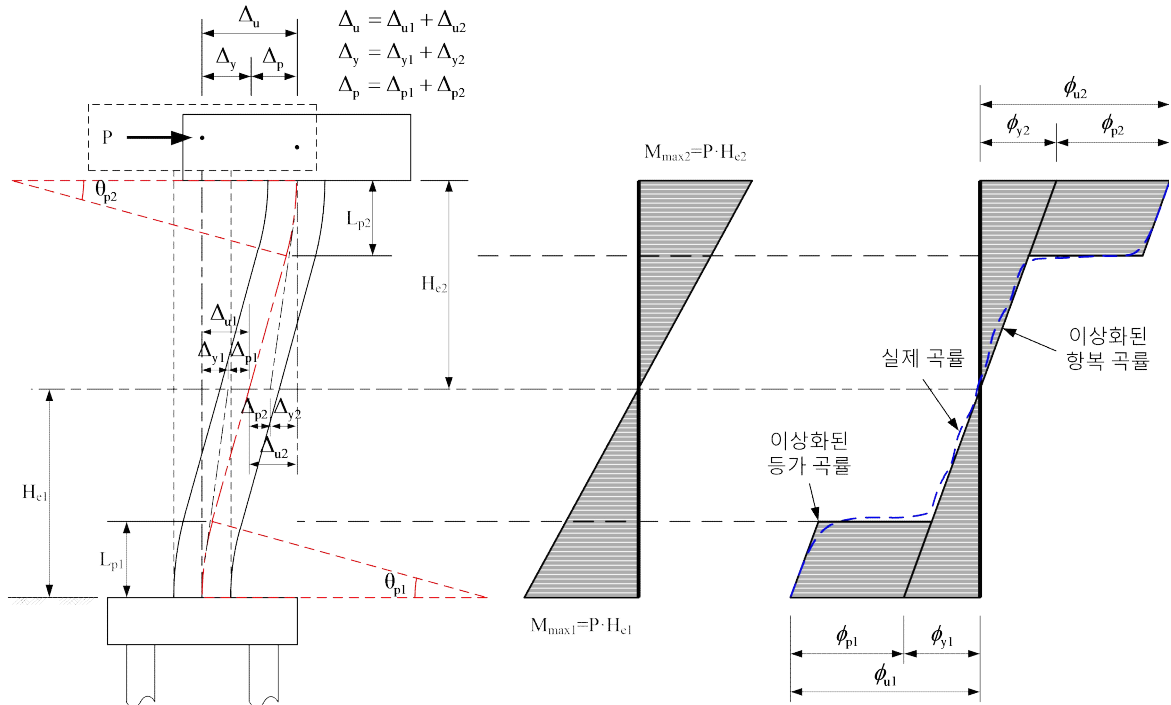
L_p : 소성한지영역의 등가소성한지길이(m)

f_y, d_{bl} : 축방향철근의 항복강도(MPa)와 직경(m)

아래첨자 1과 2는 [해설 그림 3.2.12(b)]와 같이 라멘(골조) 거동 시 기둥 하부와 상부를 구분하기 위한 기호이다.



(a) 캔틸레버 거동



(b) 라멘(골조) 거동

[해설 그림 3.2.12] 교각의 변형 및 곡률 분포

(3) 「KDS 24 17 11 교량내진설계기준(한계상태설계법)」에서 기둥의 일반사항에서는 벽식 교각의 강축방향에 대하여는 벽체로 설계하고, 벽식교각의 약축방향에 대하여는 일반 기둥으로 설계할 수 있다고 규정하고 있다. 이때, 벽식교각은 두께(B)에 대한 길이(H)의 비(종횡비)가 4이상인 벽체를 갖는 교각을 말한다([표 1] 참조). 따라서, 교각의 전단성능은 교각의 형식에 따라 결정한다.

① 일반교각과 벽식교각의 약축방향의 경우

「KDS 24 17 11 교량내진설계기준(한계상태설계법)」의 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계의 전단설계식을 적용한다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

여기서, V_c : 콘크리트에 의한 전단강도(kN)

V_s : 전단철근에 의한 전단강도(kN)

, V_p : 축방향력 작용에 의한 전단강도(kN)

② 콘크리트에 의한 전단강도 V_c

교각의 변위연성도 증가에 따른 전단강도의 저하를 고려한다. 지진 시 교각에 작용하는 휨모멘트에 의하여 균열이 발생하고 소성변위가 증가하면 균열면이 진전되고 균열폭이 확대되어 골재의 맞물림(interlocking) 효과에 의한 콘크리트의 전단 저항 성능이 크게 저하된다. 변위연성도가 5에 이르면 보수적으로 콘크리트의 전단 성능을 0으로 평가한다.

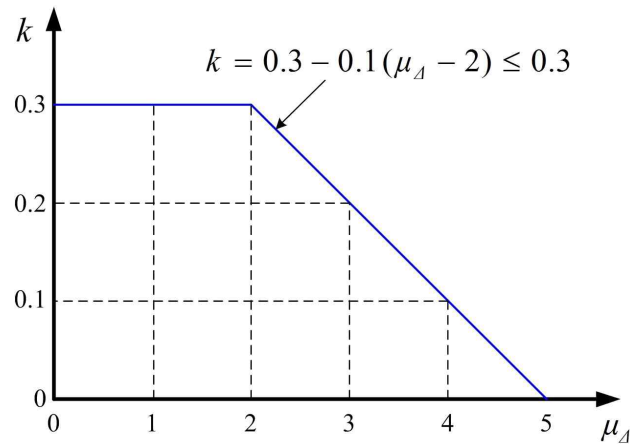
$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e$$

$$k = 0.3 - 0.1(\mu_\Delta - 2) \leq 0.3$$

여기서, k : 부재의 변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도 감소계수

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

A_e : 교각의 유효단면적(전체단면적 A_g 의 80%에 해당하는 단면적, m^2)



[해설 그림 3.2.13] 보유변위연성도에 따른 콘크리트 전단강도 감소계수 k

③ 전단철근에 의한 전단강도 V_s

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sp} f_{yh} D'}{s} \quad (\text{원형 단면})$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D'}{s} \quad (\text{직사각형 단면})$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (\text{보강띠철근이 배근된 원형 단면})$$

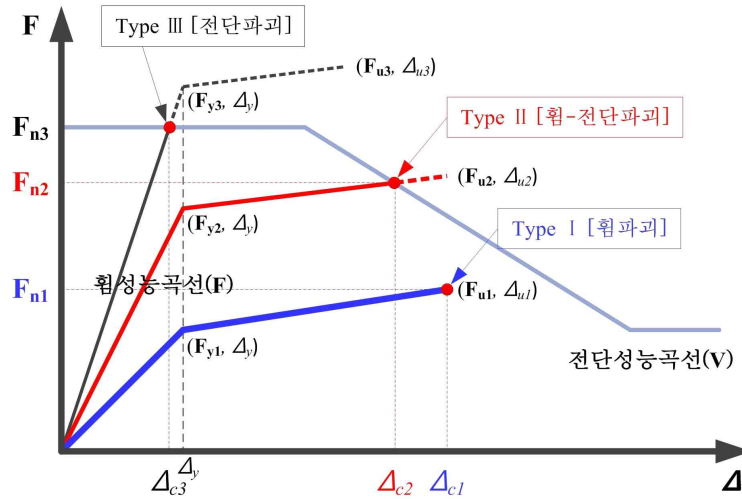
여기서, A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근의 단면적(mm²)
 A_v : 전단력 작용방향으로 있는 횡방향철근의 단면적(mm²)
 A_{ct} : 원형단면에 배근된 보강띠철근의 단면적(mm²)
 f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준항복강도(MPa)
 D' : 횡방향철근에 의해 구속된 심부콘크리트의 크기로
 횡방향철근 중심간 거리(mm)
 l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서 갈고리부분과 연장길이를
 제외한 길이(mm)
 s : 횡방향철근의 수직간격(mm)

iii) 축방향력 작용에 의한 전단강도 V_p

$$V_p = 0.15 \frac{P_{TOP} t_s}{L_s}$$

여기서, P_{TOP} : 계수하중에 의해 교각 상부에 작용하는 축방향력(kN)
 t_s : 전단력 작용방향으로의 최대 두께(mm)
 L_s : 기둥형상비의 기준이 되는 기둥길이
 (캔틸레버 거동 방향 : 기둥하부에서 수평하중이 작용하는 위치
 까지의 길이, 라멘(골조) 거동 방향 : 기둥 순높이의 1/2)

(4) 교각의 보유성능은 강도 또는 변형성능(변위연성도)이며 축방향철근이 항복하여 소성 상태에서 파괴(휨, 휨-전단 및 겹침이음부 파괴. 겹침이음부 파괴는 축방향철근의 겹침이음길이가 충분하지 않아서 축방향철근에 작용하는 인장력을 충분히 전달하지 못하여 조기파괴에 이르는 파괴로서 겹침이음부의 피복 콘크리트에 균열이 발생하여 겹침이음철근 사이의 마찰력이 감소되어 발생한다. 이러한 조기파괴의 효과는 콘크리트의 극한변형률을 감소시켜 고려하고 있다)에 이르는 파괴모드의 경우 보유성능은 변위연성도로 하며, 축방향철근의 항복 이전에 파괴(전단파괴)에 이르는 경우에는 강도로 한다. 따라서, 교각의 파괴모드에 따라 다음과 같이 결정할 수 있다([해설 그림 3.2.14]).



[해설 그림 3.2.14] 교각의 파괴모드에 따른 보유성능 결정

① Type I (휨파괴모드)

전단성능이 휨성능보다 커서 휨에 의한 교각단면의 압축변형률이 [표 1]의 콘크리트 극한변형률에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않는 파괴모드이다. 단면강도(F_n)와 한계변위(Δ_c)는 휨성능곡선의 극한상태에 해당하는 값이며, 교각의 보유성능은 (해설 식 3.2.3-23)과 같이 보유변위연성도(μ_{Δ_c})로 한다. 이때, 교각의 보유변위연성도(μ_{Δ_c})는 축방향철근의 겹침이음 상세에 따라 [표 1]에 제시된 최대변위연성도($\mu_{\Delta, \max}$)를 초과할 수 없다.

$$F_n = F_u < V_n \quad (\text{해설 식 3.2.3-21})$$

$$\Delta_c = \Delta_u \quad (\text{해설 식 3.2.3-22})$$

$$\mu_{\Delta_c} = \frac{\Delta_c}{\Delta_y} \quad (\text{해설 식 3.2.3-23})$$

② Type II (휨-전단파괴모드)

교각의 축방향철근이 항복한 이후 휨파괴에 이르기 전에 전단파괴가 발생하는 파괴모드로, 교각의 축방향철근은 항복하여 소성상태이다. 다만 휨에 의한 교각단면의 압축변형률이 [표 1]의 콘크리트 극한변형률에 이르기 전에 전단파괴가 발생한다. 따라서 교각의 보유변위는 Type I(휨파괴모드) 시의 보유변위 보다 작아진다. 단면강도(F_n)와 한계변위(Δ_c)는 항복점과 극한점 사이에서 휨성능 곡선과 전단성능 곡선의 교점에 해당하는 값이며, 교각의 보유성능은 (해설 식 3.2.3-26)과 같이 보유변위연성도(μ_{Δ_c})로 산정한다. 이때, 교각의 보유변위연성도(μ_{Δ_c})는 축방향철근의 겹침이음 상세에 따라 [표 1]에 제시된 최대변위연성도($\mu_{\Delta, \max}$)를 초과할 수 없다.

$$F_y \leq F_n < F_u \quad \text{and} \quad F_n = V_n \quad (\text{해설 식 3.2.3-24})$$

$$\Delta_y \leq \Delta_c < \Delta_u \quad (\text{해설 식 3.2.3-25})$$

$$F_{P,C} = \mu_{\Delta_c} = \frac{\Delta_c}{\Delta_y} \quad (\text{해설 식 3.2.3-26})$$

교각이 이러한 ‘휨-전단파괴모드’를 보이기 위해서는 전단성능 곡선의 감소구간 ($\mu_{\Delta} = 2.0 \sim 5.0$)과 휨성능 곡선이 교차(전단성능 곡선 중 $\mu_{\Delta} < 2.0$ 및 $\mu_{\Delta} > 5.0$ 인 구간에서 교차할 확률은 매우 낮음)하여야 한다. 전단성능 곡선이 감소구간에 들어서기 위해서는 [해설 그림 3.2.13]과 같이 보유변위연성도가 2.0을 초과하여야 한다. 실제 교각의 보유변위연성도가 2.0을 초과할 수 있는 조건은 축방향철근이 단일철근에 철근비가 2.0%에 근접한 경우와 교각의 높이가 낮거나 라멘(골조) 거동을 하여 기둥의 유효높이가 작아지는 경우로 국한된다. 그러므로 지배적인 파괴모드가 ‘휨-전단파괴모드’로 결정될 경우는 위의 조건에 부합되는지 재검토가 필요하다.

③ Type III(전단파괴모드)

교각의 축방향철근이 항복하기 이전에 전단파괴가 발생하는 파괴모드로 이 때의 변위는 항복변위 보다 작아 보유성능은 교각 파괴시의 강도인 전단강도로 한다. 단면강도(F_n)와 한계변위(Δ_c)는 항복점 이전의 탄성영역에서 휨성능 곡선과 전단성능 곡선이 만나는 교점에 해당하는 값이다. 이때의 단면강도를 교각의 보유성능($F_{P,C}$)으로 한다.

$$F_{P,C} = F_n = V_n < F_y \quad (\text{해설 식 3.2.3-27})$$

$$\Delta_c < \Delta_y \quad (\text{해설 식 3.2.3-28})$$

여기서, Δ_c, F_n : 각각 파괴(휨파괴, 휨-전단파괴, 전단파괴) 시의 변위, 강도

Δ_y : 항복변위

μ_{Δ_c} : 보유변위연성도로서 파괴시의 변위를 항복변위로 나눈값

교각의 축방향철근에 겹침이음이 존재하는 경우에는 [표 1]에 따라 최대변위 연성도($\mu_{\Delta, \max}$)를 제한할 수 있으며, 이에 따라 보유변위연성도(μ_{Δ_c}), 한계변위(Δ_c), 단면강도(F_n)를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\mu_{\Delta_c} = \min \left[\frac{\Delta_u}{\Delta_y}, \mu_{\Delta, \max} \right] \quad (\text{해설 식 3.2.3-29})$$

$$\Delta_c = \Delta_y \times \mu_{\Delta_c} \quad (\text{해설 식 3.2.3-30})$$

$$F_n = F_y + \left[\frac{F_u - F_y}{\Delta_u - \Delta_y} \right] (\Delta_c - \Delta_y) \quad (\text{해설 식 3.2.3-31})$$

2. 교각의 소요성능

교각의 소요성능은 내진성능평가지진에 대한 교각의 지진응답으로 보유성능에 대응하는 응답으로 한다. 횡파괴 또는 횡-전단파괴 모드와 같이 축방향철근의 항복 후 소성변형을 하는 경우에는 소요성능을 변위연성도로 하며 전단파괴모드와 같이 탄성영역에서 파괴에 이르는 경우에는 탄성전단력으로 한다. 따라서 교각의 파괴모드별 소요성능($F_{P,D}$)은 다음과 같이 결정할 수 있다.

① Type I (횡파괴모드) 및 Type II (횡-전단파괴모드)

소요성능은 소요변위연성도(μ_{Δ_d})이며 내진성능평가지진에 대하여 교각에 발생하는 최대변위를 항복변위로 나눈 값이다. 이 때 교각의 최대변위(소성변위)는 선형해석(모드해석)을 통해서 얻은 탄성변위를 환산하여 산정할 수 있으며 교각의 단면강도비(R_s)와 상한통제주기(T_s)에 따른 변위연성도-단면강도비 상관계수(λ_{DR})로 부터 다음과 같이 구한다.

i) 단면강도비(R_s)

교각의 단면강도비(R_s)는 P- Δ 효과를 고려한 조합탄성휨모멘트 $[M_E]_{COMB,pd}$ 를 항복휨모멘트 M_y 로 나눈 값으로 한다.

- 탄성거동($M_y \geq [M_E]_{COMB,pd}$) 인 경우 : $R_s = 1.0$
- 소성거동($M_y < [M_E]_{COMB,pd}$) 인 경우 : $R_s = \frac{[M_E]_{COMB,pd}}{M_y}$

여기서, $[M_E]_{COMB,pd}$: 교각 단부의 조합탄성휨모멘트에 P- Δ 효과를 고려한 휨모멘트

$$[M_E]_{COMB,pd} = [M_E]_{COMB} + P_{TOP} \cdot 1.5 [\Delta_E]_{COMB} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

($[M_E]_{COMB}$ 및 $[\Delta_E]_{COMB}$ 는 각각 지진해석으로 구한 교각 단부의 조합탄성휨모멘트(kN·m), 조합탄성변위이다.)

교각의 단면강도비 R_s 는 「KDS 24 17 11 교량내진설계기준(한계상태설계법)」에 제시된 소요 응답수정계수(R_{req})와 동일한 의미를 갖는다. 설계기준에서는 $R_{req} \leq 1.0$ 인 경우 탄성영역상에서 거동하여 휨강도는 안전하므로 전단강도를 검토하도록 규정하고 있다.

이를 고려하여 $R_s \leq 1.0$ 인 경우는 MCEER(2006)의 보고서에 제시된 방법을 적용하여 $M_y \geq [M_E]_{COMB,pd}$ 인 경우는 $R_s = 1.0$ 로 적용한다. 이 경우 평가지진에 대해 탄성거동이므로 힘기반($C/D = M_y / [M_E]_{COMB,pd}$)으로 직접 평가할 수 있다.

ii) 상한통제주기(T_s)

상한통제주기(T_s)는 다음과 같다.

$$T_s = \frac{F_v}{2.5F_a} \quad (\text{해설 식 3.2.3-32})$$

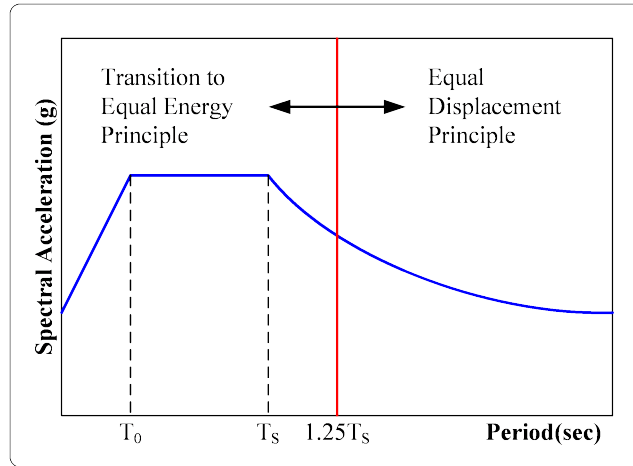
여기서, T_s 는 상한통제주기로 평가지진의 응답스펙트럼에서 스펙트럼가속도가 상수인 구간의 최대주기(sec)이다. F_a , F_v 는 각각 단주기지반증폭계수, 장주기 지반증폭계수이다.

iii) 응답수정계수와 변위연성도의 상관계수(λ_{DR})

$$\begin{aligned} - T \geq 1.25 T_s \text{ 인 경우} & : \lambda_{DR} = 1.0 \\ - T < 1.25 T_s \text{ 인 경우} & : \lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \end{aligned}$$

교각의 소요성능은 소요변위연성도로 하며 선형해석(스펙트럼해석)을 통해서 얻은 교각의 단면강도비 (R_s)와 상한통제주기(T_s)에 따른 단면강도비와 변위연성도의 상관계수(λ_{DR})로부터 구할 수 있다([해설 그림 3.2.15] 참조).

$$\mu_{\Delta_d} = \lambda_{DR} \cdot R_s \quad (\text{해설 식 3.2.3-33})$$



[해설 그림 3.2.15] 변위연성도와 단면강도비의 상관관계

② Type III(전단파괴모드)

소요성능은 직교하는 두 축에 대한 응답의 조합 효과를 고려하여야 하며 소요성능 ($F_{P,D}$)은 평가지진에 의한 교각의 조합탄성전단력($[V_E]_{COMB}$)으로 한다.

$$F_{P,D} = [V_E]_{COMB}$$

3. 교각의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 교각의 보유성능과 소요성능을 비교하여 평가하며 보유성능이 소요성능 이상이면 내진성능을 만족한다.

$$\frac{F_{P,C}^L}{F_{P,D}^L} \geq 1.0 \quad \text{and} \quad \frac{F_{P,C}^T}{F_{P,D}^T} \geq 1.0 \quad \text{만 족} \quad (\text{해설 식 3.2.3-34})$$

$$\frac{F_{P,C}^L}{F_{P,D}^L} < 1.0 \quad \text{or} \quad \frac{F_{P,C}^T}{F_{P,D}^T} < 1.0 \quad \text{불만족} \quad (\text{해설 식 3.2.3-35})$$

여기서, 윗첨자 L 및 T : 각각 교축방향 및 교축직각방향 의미한다.

교각의 평가는 모두 평가할 필요가 있지만, 각 교각의 제원 및 형상이 유사하다면 부재력 집계 후(부재력표 작성) 가장 위험한 교각에 대해서만 평가할 수 있다. 단, 진동단위별 고정단 교각은 필수로 평가하는 것이 좋다.

나. 벽식 교각

1) 교각의 보유성능

- ① 벽식교각은 두께(B)에 대한 길이(H)의 비(중횡비)가 4 이상인 벽체를 갖는 교각을 말하며, 약축방향과 강축방향에 대해 각각 보유성능을 산정한다.
- ② 약축방향 보유성능은 기둥형식 교각을 따른다.
- ③ 강축방향의 보유성능은 다음과 같다.
 - 휨 보유성능은 기둥형식 교각의 모멘트-곡률 해석방법에 따라 산정한 휨 모멘트강도(M_n)로 한다.
 - 전단 보유성능은 다음 중 큰 값으로 한다.

$$V_n = [0.85\phi_c\kappa(\rho_{slt}f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n]bd \geq (0.4\phi_cf_{ck} + 0.15f_n)bd$$

$$V_n = \frac{\phi_sf_{yh}A_vz}{s} \cot\theta \leq \frac{v\phi_cf_{ck}bz}{\cot\theta + \tan\theta}$$

- ϕ_c, ϕ_s : 각각 콘크리트 및 철근의 재료저항계수($\phi_c = \phi_s = 1.0$)
 κ : $\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$
 ρ_{slt} : 교각의 축방향철근 중 인장철근의 비($\rho_{slt} = A_{slt}/(bd) \leq 0.02$)
 A_{slt} : 교각의 축방향철근 중 인장철근량(mm²)
 f_{ck}, f_{ctk} : 콘크리트의 설계기준압축강도 및 인장강도(MPa)
 b, d : 전단력이 작용하는 단면의 폭 및 유효깊이(mm)
 f_n : $f_n = P_u / A_c \leq 0.2\phi_cf_{ck}$ (MPa)
 P_u : 교각에 작용하는 축방향력(P 또는 P_T)(kN)
 f_{yh} : 횡방향철근의 항복강도(MPa)
 A_v, A_c : 횡방향철근 및 콘크리트의 단면적(mm²)
 s : 횡방향철근 수직간격(mm)
 z : 단면 내부 팔길이, 근사적으로 $0.9d$ 값을 사용
 v : 콘크리트 압축강도 유효계수($\nu = 0.6(1 - \frac{f_{ck}}{250})$)

2) 교각의 소요성능

- ① 약축방향 소요성능은 기둥형식 교각을 따른다.
- ② 강축방향의 소요성능은 다음과 같다.
 - 휨 소요성능은 평가지진에 의하여 교각의 강축방향으로 작용하는 휨모멘트(M_d)로 한다.
 - 전단 소요성능은 평가지진에 의하여 교각의 강축방향으로 작용하는 전단력(V_d)으로 한다.

3) 성능평가

- ① 약축방향 성능평가는 기둥형식 교각을 따른다. 다만, 극한변형률이 0.0007인 경우에는 강도로 평가한다.
- ② 강축방향 성능평가는 다음과 같다.
 - 휨모멘트강도(M_n)가 작용하는 휨모멘트(M_d) 보다 크면 휨 내진성능을 만족한다.
 - 전단강도(V_n)가 작용하는 전단력(V_d) 보다 크면 전단 내진성능을 만족한다.

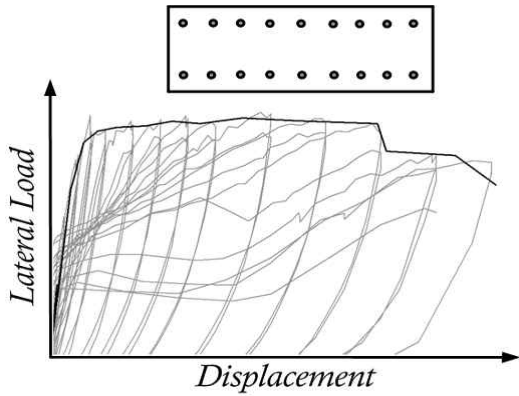
【해설】

1. 벽식교각의 보유성능

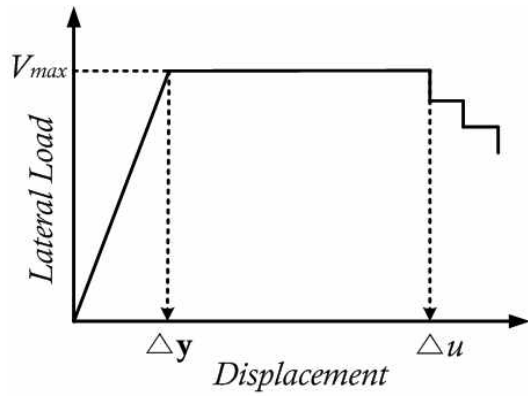
- (1) 벽식교각의 약축방향 보유성능은 기둥형식 교각과 동일한 과정으로 산정할 수 있다. 다만, 항복변위와 극한변위 산정은 아래 내용을 따른다.

벽식교각의 약축방향으로 지진하중이 작용하면 동일선상의 축방향철근이 같은 압축변형률이나 인장변형률을 갖게 된다. 따라서 인장철근이 모두 동시에 항복 및 파단되므로 비교적 뚜렷한 항복점과 극한점을 육안으로 판별할 수 있어 별도의 제안식을 적용할 필요가 없다. [해설 그림 3.2.16]은 단일 축방향철근을 갖는 벽식 교각에 대하여, [해설 그림 3.2.17]는 겹침이음된 축방향철근을 갖는 벽식 교각에 대하여 항복 및 극한변위의 정의를 나타내었다.

한편, 축방향철근이 100% 겹침이음된 경우에는 콘크리트의 극한변형률은 0.0007로 제한되고 변위연성도도 1.0 이하로 제한되기 때문에 휨성능은 보유변위연성도가 아니고 휨강도가 된다. 만약 극한변형률 0.0007에 도달 시 축방향철근이 항복한다면 휨강도는 항복강도($M_n = M_y$)이고, 항복하지 않는다면 휨강도는 항복강도 보다 작다($M_n < M_y$). 경우에 따라서는 축방향철근비가 매우 작아서 균열모멘트가 항복모멘트보다 큰 경우($M_{cr} > M_y$)도 있다. 이는 균열이 발생하면 콘크리트가 받던 인장력을 철근이 부담하지 못하고(균열 즉시 철근의 항복 발생) 바로 파괴된다(취성파괴). 따라서 이러한 교각은 무근콘크리트 교각으로 간주하여 평가하는 것이 합리적이다.

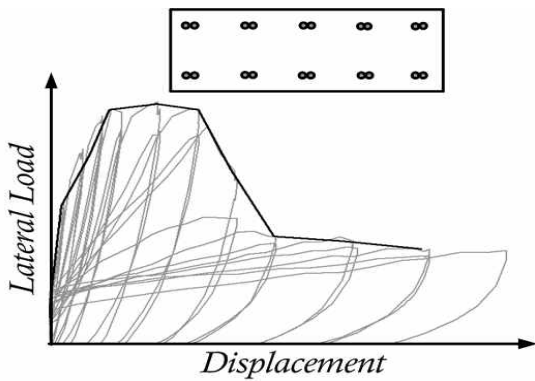


(a) 하중-변위 곡선

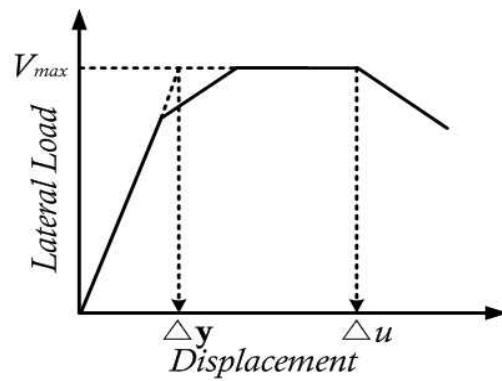


(b) 항복 및 극한변위 결정방법

[해설 그림 3.2.16] 단일 축방향철근을 갖는 벽식 교각의 항복 및 극한변위 결정방법



(a) 하중-변위 곡선



(b) 항복 및 극한변위 결정방법

[해설 그림 3.2.17] 축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각의 항복 및 극한변위

(2) 벽식 교각의 강축방향에 대한 전단 보유성능

벽식 교각의 강축방향에 대해서는 큰 소성변위를 기대하기 어렵다. 따라서 전단성능 곡선은 「KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)」의 벽식교각 전단설계식을 적용한다((해설 식 3.2.3-36)는 무근콘크리트에 적용하고 (해설 식 3.2.3-37)은 철근콘크리트 교각에 적용).

$$V_n = [0.85\phi_c\kappa(\rho_{sl}f_{ck})^{1/3} + 0.15f_n]bd \geq (0.4\phi_cf_{ctk} + 0.15f_n)bd \quad (\text{해설 식 3.2.3-36})$$

$$V_n = \frac{\phi_sf_{yh}A_vz}{s}\cot\theta \leq \frac{v\phi_cf_{ck}bz}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (\text{해설 식 3.2.3-37})$$

「KDS 24 14 21 콘크리트교 설계기준(한계상태설계법)」에 따라 벽식교각의 전단설계시, 콘크리트의 전단저항((해설 식 3.2.3-36))만으로 저항이 부족하다면 전단철근으로 저항((해설 식 3.2.3-37))하도록 설계한다. 따라서 설계에서는 (해설 식 3.2.3-37)

이 (해설 식 3.2.3-36) 보다 크게 설계된다. 그러나 기존 교각의 경우 철근이 매우 적게 배근된 경우가 있기 때문에 이 경우에는 오히려 (해설 식 3.2.3-36)이 (해설 식 3.2.3-37) 보다 큰 경우가 있다. 만약 전단철근이 배근되어 있다고 (해설 식 3.2.3-37)을 적용하면 벽식교각의 전단성능을 과소평가하게 된다. 따라서 기존 벽식교각의 전단 성능을 평가할 때는 (해설 식 3.2.3-36)과 (해설 식 3.2.3-37) 중 큰 값을 적용할 수 있다.

2. 성능평가

극한변형률이 0.0007인 경우 최대변위연성도는 1.0으로 제한된다. 따라서 교각의 휨강도(M_n)는 항복강도(M_y) 이하이다. 따라서 휨성능평가는 변위기반이 아닌 힘기반으로 평가($C/D = M_n / [M_E]_{COMB, pd}$)하는 것이 합리적이다.

다. 무근 교각

1) 보유성능

- ① 무근콘크리트 교각의 휨강도(M_n)는 「KDS 14 20 64 구조용 무근콘크리트 설계기준」을 따른다.
- ② 무근콘크리트 교각(사각형 단면)의 전단강도(V_n)는 「KDS 14 20 64 구조용 무근콘크리트 설계기준」을 따른다.

2) 소요성능

- ① 휨 소요성능은 평가지진에 의하여 교각에 작용하는 휨모멘트(M_d)로 한다.
- ② 전단 소요성능은 평가지진에 의하여 교각에 작용하는 전단력(V_d)으로 한다.

3) 성능평가

- ① 휨모멘트와 축력을 동시에 고려하여 평가하며, 「KDS 14 20 64 구조용 무근 콘크리트 설계기준」을 따른다.
- ② 보유성능인 전단강도(V_n)가 소요성능인 작용 전단력(V_d) 보다 크면 전단 내진 성능을 만족한다.

3.2.3.2 교량받침 및 전단키

가. 강재받침 및 전단키 본체

1) 보유성능

- ① 받침본체 및 전단키 본체의 보유성능은 지진방향에 따라 저항하는 개수와 1기당 횡방향 저항용량의 곱으로 하거나, 개별받침의 횡방향 저항용량으로 한다.

2) 소요성능

- ① 받침본체 및 전단키 본체의 소요성능은 교각에 의해 교축방향 및 교축직각 방향으로 전달되는 지진하중 또는 받침에 개별적으로 전달되는 지진하중으로 하며, 교각의 조합탄성지진력과 교각의 단면강도 중에서 작은 값으로 한다.

3) 성능평가

- ① 받침본체의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능이 소요성능 이상이면 만족한다.

【해설】

1. 받침본체 1기의 횡방향 저항용량은 실험 또는 국부파괴를 고려한 수치해석을 통해 결정할 수 있다. 만약, 제조사에서 제공하는 자료 또는 도면 등에 횡방향 용량이 표기되어 있는 경우에는 이를 따르며, 표기된 횡방향 용량에 받침본체의 손상과 노후화 정도 등에 따라 성능저하 정도를 적절히 보정하여 사용할 수 있다.
2. 교량받침 및 전단키에 작용하는 지진력은 기둥 상·하부의 조합탄성지진력과 단면해석에 의해 산정된 단면강도 중 작은 값으로 한다. 이는 교량받침과 기초부에 전달되는 하중이 교각의 성능을 초과할 수 없음을 의미한다.

「KDS 24 17 11 교량 내진설계기준(한계상태설계법)」에서는 교각의 단면강도에 휨 초과강도를 고려한 최대소성한지력을 적용함으로써 교량의 다른 구성요소의 소요성능을 크게 산정하여 교각의 파괴를 유도한다. 이러한 휨초과강도의 적용은 콘크리트 및 철근의 실제강도(예상강도)가 설계기준강도 보다 크기 때문이다. 그러나, 교량 구성요소의 내진성능평가 시 재료의 실제강도를 적용하면 소요성능이 커지지만 보유성능도 함께 커진다. 따라서 보유성능 산정 시 재료의 실제강도를 적용하지 않는다면 소요성능 산정시에도 재료의 실제강도를 적용하지 않아도 무방하다.

3. 용량이 다른 받침 또는 지진보호장치(전단키 등)와 받침(강재받침, 탄성받침) 등이 복수로 설치되어 보유성능이 각기 다른 경우 또는 받침별로 소요성능이 현저히 차이가 발생하는 경우는 개별로 보유성능과 소요성능을 결정하고 각각에 대해 개별로 평가 한다.

나. 고무받침(탄성받침) 본체

1) 보유성능

- ① 탄성받침 본체의 보유성능(횡방향 총 저항용량)은 교각 및 교대 별로 배치된 탄성받침의 총 개수와 1기당 횡방향 저항용량의 곱으로 한다.
- ② 1기당 횡방향 저항용량은 받침 공급사에서 제공하는 허용강도(또는 이에 상응하는 허용변위)를 따르거나 실험으로 결정한다.

2) 소요성능

- ① 탄성받침 본체의 소요성능(받침본체에 작용하는 지진하중)은 강재받침의 소요성능 산정방법을 따른다.

3) 성능평가

- ① 받침본체의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능이 소요성능 이상이면 만족한다.

【해설】

- 1. 탄성받침과 같이 강성이 작아 유연하며, 에너지 흡수능력이 없는 형식의 받침에 적용한다.
- 2. 힘을 받는 받침은 모두 평가할 필요가 있지만, 각 받침의 제원 및 용량 등이 유사하다면 부재력 집계 후(부재력표 작성 등) 가장 위험한 받침에 대해서만 평가할 수 있다.

다. 앵커부

1) 보유성능

- ① 앵커부의 보유성능은 전단에 대한 강재강도, 콘크리트 브레이크아웃강도, 콘크리트 프라이아웃강도 중 작은 값으로 하며 「KDS 14 20 54 콘크리트용 앵커 설계기준」에 따라 산정한다. 만약 앵커부에 작용하는 수직력이 보유성능에 미치는 영향을 평가할 수 있다면 이를 고려할 수 있다. 앵커철근이 앵커부 주변에 적절하게 배치되고 정착되었다면 앵커철근의 전단강도가 콘크리트 브레이크아웃강도, 콘크리트 프라이아웃강도를 대신할 수 있다.

2) 소요성능

- ① 앵커부의 소요성능은 내진성능평가지진 하중에 의하여 앵커부에 발생하는 전단력과 교각의 단면강도 중에서 작은 값으로 한다.

3) 성능평가

- ① 앵커부의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 보유성능이 소요성능 이상이면 만족한다.

【해설】

교량받침에 작용하는 수직력은 대부분 고정하중에 의하여 발생하지만 지진 시 수평지반운동 및 수직지반운동에 의하여 수직력에 변동이 발생하므로 이를 고려할 필요가 있다.

3.2.3.3 받침지지길이(낙교)

1) 보유성능

- ① 받침지지길이의 보유성능은 교각의 실제 받침지지길이를 한다.

2) 소요성능

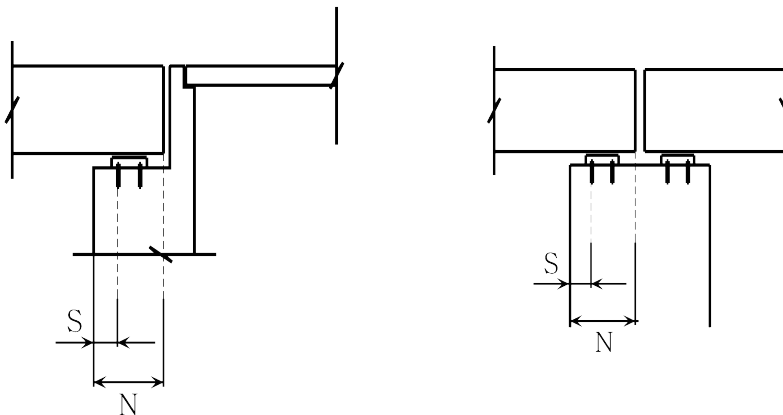
- ① 받침지지길이의 소요성능은 「KDS 24 17 11 교량내진설계기준(한계상태설계법)」에서 제시하고 있는 최소받침지지길이(N)와 응답변위 중 큰 값으로 한다. 단, 단경간교 및 지진구역Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급 교량에 대해서는 최소받침지지길이를 한다.

3) 성능평가

- ① 보유성능이 소요성능 이상이면 만족한다.

【해설】

1. 받침지지길이는 교각 및 교대의 거더 단부끝단까지의 거리로 하며 현장조사나 설계도면을 통해 조사한다.



【해설 그림 3.2.18】 교량의 받침지지길이(N_c)

2. 최소받침지지길이($N_{\min}$)는 「KDS 24 17 11 교량내진설계기준(한계상태설계법)」에 따라 산정하며, 응답변위(Δ_d)는 스펙트럼해석의 경우 조합탄성변위이며, 비선형응답이력해석의 경우 상부구조의 응답변위이다.

$$N_D = \max[N_{\min}, \Delta_d] \quad (\text{해설 식 3.2.3-39})$$

여기서, $N_{\min} = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2)$ (mm)

L : 인접 신축이음부 또는 교량단부까지 거리(m)

(지간내 힌지가 있는 경우는 힌지 좌·우측방향 거리의 합)

H : 다음 각 경우에 대한 평균 높이(m)

- 교대 : 인접 신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균 높이(단경간교 : 0)

- 기둥 또는 교각 : 기둥 또는 교각의 평균 높이(일점고정인 경우는 고정단)

- 지간 내의 힌지 : 인접하는 양측 기둥 또는 교각의 평균 높이

θ : 교량의 받침선과 교축직각방향이 이루는 사잇각(°)

Δ_d : 스펙트럼해석의 경우 조합탄성변위, 응답이력해석의 경우 상부구조의 응답(소요)변위

3.2.3.4 교대

교대는 교대 배면의 동적토압에 대해 구조체의 안전성(휨 및 전단)과 안정성(전도, 활동, 지지력)을 확보하여야 한다. 단, 상·하부가 강결구조이거나 말뚝기초인 경우, 전도 및 활동의 평가는 생략할 수 있다.

【해설】

교대의 구조체 안전성은 교축방향에 대해서 실시하고 교축직각방향은 생략할 수 있다.

가. 구조체 안전성

1) 보유성능

① 교대 구조체의 보유성능은 휨강도 및 전단강도이다.

2) 소요성능

① 소요성능은 배면 동적토압에 의해 교대 구조체에 발생하는 휨과 전단력이다.

3) 성능평가

① 보유성능이 소요성능 이상이면 구조체의 안전성을 만족한다.

【해설】

1. 교대의 휨 소요성능은 상부구조로부터 전달되는 관성력, 교대 자체의 관성력 및 교대 배면의 동적토압에 의하여 교대 하단면에 발생하는 휨모멘트로 한다.

2. 교대의 전단 소요성능은 상부구조로부터 전달되는 관성력, 교대 자체의 관성력 및 교대 배면의 동적토압에 의하여 교대 하단면에 발생하는 전단력으로 한다.

나. 안정성

1) 보유성능

① 교대 안정성의 보유성능은 전도, 활동, 지지력에 대한 허용저항력이다.

2) 소요성능

① 소요성능은 교대 배면 동적토압에 의해 교대에 작용하는 전도모멘트, 활동력 및 기초저면 지반에 발생하는 최대압력이다.

3) 성능평가

① 전도, 활동에 대해 소요성능에 대한 보유성능의 비(안전율)가 허용안전율 이상이고, 기초저면 지반의 최대압력이 허용지지력 이내이면 내진성능을 만족한다. 허용안전율과 허용지지력은 관련 기준 및 지침 등을 따른다.

【해설】

1. 교대의 활동에 대한 보유성능은 교대의 기초에 작용하는 수직력과 교대 기초하부면과 이에 접하는 지반사이의 마찰계수의 곱이다. 교대 기초하부면과 이에 접하는 지반사이의 마찰계수는 관련 기준 및 지침 등에 따른다.

교대의 전도에 대한 보유성능은 저항모멘트로 교대벽체의 무게, 교대 기초의 무게, 교대 기초 위에 놓인 흙의 무게 및 상재하중에 의한 수직력에 교대 기초의 끝단에서부터 이들 힘의 작용점까지의 수평거리를 곱하여 전체 합으로 한다. 흙의 무게를 산정하기 위한 단위중량은 관련 기준 및 지침 등에 따른다.

교대의 지지력에 대한 보유성능은 확대기초 저면 지반의 허용지지력으로 하며 관련 기준 및 지침 등에 따른다.

2. 교대의 활동에 대한 소요성능은 상부구조로부터 전달되는 관성력, 교대 자체의 관성력 및 교대 배면의 동적토압에 의하여 교대 뒷면에 작용하는 수평력으로 한다.

교대의 전도에 대한 소요성능은 전도모멘트로 상부구조로부터 전달되는 관성력, 교대 벽체 및 기초의 관성력 및 교대 배면의 동적토압에 의하여 교대 뒷면에 발생하는 수평력에, 교대 기초의 끝단에서부터 이들 힘의 작용점까지의 수직거리를 곱하여 전체 합으로 한다. 교대 배면의 동적토압은 관련 기준 및 지침 등에 따른다.

교대의 지지력의 소요성능은 고정하중과 지진에 의한 휨모멘트에 의하여 기초저면에 발생하는 최대압력으로 한다.

3.2.3.5 기초

기초는 구조체의 안전성(휨, 전단력 및 축력)과 기초의 전도, 활동, 침하 및 지지력에 대한 안정성을 확보하여야 한다. 단, 상·하부가 강결구조이거나 말뚝기초인 경우, 전도 및 활동의 평가는 생략할 수 있다.

【해설】

1. 교각 및 교대의 본체를 통해 얇은기초 상단면으로 하중(축력, 수평력, 모멘트)이 전달되면 기초 지반면에 지반반력이 발생하고 이로 인해 얇은기초 밑면(하단면, 바닥면)에 하중이 작용한다.
2. 얇은기초 상단면에 작용하는 수평력에 의해 기초 밑면에 추가로 발생하는 모멘트는 보수적으로 산정하거나(=수평력×얇은기초 높이), 또는 기초 측면 지반의 수평저항력에 의해 모멘트가 감소되는 영향을 고려하여 산정할 수 있다.
3. 양방향 고정단 교각의 얇은기초에서는 지진력을 교축 및 교축직각의 양방향으로 받기 때문에 양방향 모두 안정성(활동, 전도, 지지력)을 검토한다.

교축 가동단 교각의 얇은기초에서는 교축방향으로는 지진력을 받지 않으므로 안정성 검토를 생략하고, 교축직각방향으로는 지진력을 받으므로 안정성을 검토한다.

가. 구조체 안전성

1) 보유성능

- ① 구조체의 보유성능은 휨 및 전단(1방향전단, 및 2방향전단) 강도(또는 허용응력)이다. 교대 기초의 경우 2방향전단은 생략할 수 있다.

2) 소요성능

- ① 소요성능은 구조체에 발생하는 휨 및 전단(1방향전단, 및 2방향전단), 축력(또는 해당 응력)이다. 교대 기초의 경우 2방향전단은 생략할 수 있다.

3) 성능평가

- ① 보유성능이 소요성능 이상이면 구조체의 안전성을 만족한다.

【해설】

1. 기초의 휨 보유성능은 장방향 및 단방향의 휨에 대한 위험단면에서의 휨강도로 한다.
교각 기초의 1방향 전단 보유성능은 장방향 및 단방향의 1방향 전단에 대한 위험단면에서의 전단강도로 한다. 다만, 교대 기초의 장방향은 생략할 수 있다,
교각 기초의 2방향 전단 보유성능은 2방향 전단의 위험단면에 대한 전단강도로 한다. 다만, 교대 기초는 생략한다.

2. 기초의 휨 소요성능은 기초 하부면에 작용하는 지진력에 의하여 장방향 및 단방향의 위험단면에 발생하는 휨모멘트로 한다.

기초의 1방향 전단 소요성능은 기초 하부면에 작용하는 지진력에 의하여 장방향 및 단방향을 1방향 전단에 대한 위험단면에 발생하는 전단력으로 한다.

교각 기초의 2방향 전단 소요성능은 기초 하부면에 작용하는 지진력에 의하여 2방향 전단의 위험단면에 발생하는 전단력으로 한다.

나. 안정성

1) 보유성능

- ① 기초의 안정성에 대한 보유성능은 전도, 활동, 침하 및 지지력에 대한 허용저항력이다. 교대 기초의 경우 교축직각방향에 대해 활동은 생략할 수 있다.

2) 소요성능

- ① 소요성능은 각각 전도모멘트, 활동력 및 기초저면 지반에 발생하는 최대압력이다. 교대 기초의 경우 교축직각방향에 대해 활동은 생략할 수 있다.

3) 성능평가

- ① 전도, 활동에 대해 소요성능에 대한 보유성능의 비(안전율)가 허용안전율 이상이고, 기초저면 지반의 최대압력이 허용지지력 이내이면 내진성능을 만족한다. 허용안전율과 허용지지력은 관련 기준 및 지침 등을 따른다.

【해설】

1. 교각 기초의 활동에 대한 보유성능은 교각 기초에 작용하는 수직력과 교각 기초 밑면과 이에 접하는 지반사이의 마찰계수의 곱이다. 교각 기초 밑면과 이에 접하는 지반사이의 마찰계수는 관련 기준 및 지침 등에 따른다.

교각 기초의 전도에 대한 보유성능은 저항모멘트로 교각을 통하여 기초로 전달되는 수직력에 교각 기초의 끝단에서부터 이 수직력의 작용점까지의 수평거리를 곱한 값으로 한다.

교각 기초의 지지력에 대한 보유성능은 확대기초 밑면 지반의 허용 지지력으로 하며 관련 기준 및 지침 등에 따른다.

2. 교각 기초의 활동에 대한 소요성능은 교각 기초의 밑면에 작용하는 수평력으로 한다.

교각 기초의 전도에 대한 소요성능은 전도모멘트로 기초 밑면에 작용하는 모멘트로 한다.

교각 기초의 지지력에 대한 소요성능은 고정하중과 지진에 의한 모멘트에 의하여 기초 밑면에 발생하는 최대압력으로 한다.

3.2.4 비선형 동적해석에 의한 평가

3.2.4.1 교각

1) 보유성능

- ① 휨 보유성능은 압축콘크리트의 극한변형률(또는 이에 상응하는 극한시의 극한곡률, 변위, 연성도 등)이다. 압축콘크리트의 극한변형률은 [표 1]을 따른다.
- ② 전단 보유성능은 단면의 전단강도로서 3.2.3.1을 따르며 콘크리트에 의한 전단강도(V_c)는 각 해석 시간단계에서의 변위연성도와 축력의 크기를 반영하여 산정한다.

2) 소요성능

- ① 휨 소요성능은 지진해석에 의한 단면의 최대압축변형률(또는 이에 상응하는 최대 곡률, 변위, 연성도 등)이다.
- ② 전단 소요성능은 지진해석에 의한 단면의 최대전단력이다.

3) 성능평가

- ① 휨 및 전단 보유성능이 모두 해당 소요성능 이상이면 내진성능은 만족한다.

【해설】

1. 받침의 비선형모델 적용과 상관없이 교각에 비선형모델을 적용한 경우에 대한 평가법이다. 교각을 선형강성모델로 적용하고 지진격리받침을 비선형모델로 적용하여 비선형응답이력해석을 수행한 경우 교각의 철근이 항복하지 않고 탄성거동을 한다면 교각의 내진성능평가는 3.2.3의 선형해석시와 동일하게 평가한다. 다만, 교각의 철근이 항복하여 탄성거동이 아닌 비선형거동을 보이면 교각에 비선형 모델을 적용하여 비선형 동적해석을 수행한 후 교각을 평가하여야 한다.
2. 비선형응답이력해석은 기본적으로 교량을 3차원 공간에서 모델화하고 교축방향 및 교축직각 방향의 입력지반운동(필요 시 수직지반운동 포함)을 동시에 입력하여 해석을 수행하므로 상당한 노력이 요구된다. 따라서, 교량을 3차원 입체요소(solid)로 모델화하기 보다는 1차원 선형요소(line element)로 모델(예/비선형모델 등)을 적용하거나 비선형 거동을 하는 부분(예/소성인지역)을 모멘트-곡률 해석을 통하여 얻은 비선형 스프링요소를 적용하는 것이 일반적이다.

- (1) 교각의 힘-변위 곡선(휨성능곡선)은 교각의 극한변형을까지의 비선형 정적해석을 통해서 얻을 수 있다. 이에 교각의 전단성능곡선을 중첩하면 교각의 파괴모드를 결정할 수 있다. 휨파괴모드의 경우 보유성능은 교각 압축단면의 극한변형률이며 변위(연성도)로 검토하는 경우 극한변형률에 도달하는 시점의 변위(연성도)로 교각의 힘-변위 곡선에서 얻을 수 있다. 만약 휨-곡률 스프링요소를 적용하였다면 극한곡률이 된다. 소요성능은 지진해석을 통해서 얻을 수 있으며 교각에 발생하는 최대압축변형률 또는 이에 상응하는 변위(연성도), 곡률 등이 된다.
- (2) 휨-전단파괴모드의 경우 힘-변위곡선은 극한시까지 가지 못하고 전단파괴가 발생하는 중간단계에서 파괴에 이르므로 보유변위(연성도)가 감소한다. 따라서 보유성능은 전단 파괴 발생 시의 변위(연성도)이며, 이 때의 교각의 압축변형률 또는 곡률 역시 보유성능이 된다. 소요성능은 위의 “가”와 마찬가지로 지진해석에 얻은 최대압축변형률, 또는 이에 상응하는 변위(연성도), 곡률 등이 된다.
- (3) 전단파괴의 경우 교각의 항복 전에 전단파괴가 발생하므로 힘에 기반한 평가가 가능하다. 보유성능은 교각이 확보하고 있는 전단강도이며 소요성능은 지진해석에서 얻은 교각의 최대전단력이 된다. 전단강도는 교각에 작용하는 압축력과 교각이 경험하는 변위 연성도의 크기에 따라 달라진다. 지진해석을 하면 각 시간단계에서 교각에 작용하는 압축력, 변위 및 교각에 작용하는 전단력이 산정된다. 압축력과 변위로부터 각 시간단계에서의 교각의 전단강도를 산정할 수 있고, 각 시간단계에서의 전단강도가 전단력보다 크면 전단에 안전하다. 이와 같이 각 시간단계에서 평가하는 이유는 최대전단강도가 발현되는 시간단계와 최대전단력이 발생하는 시간단계가 동일하지 않기 때문이다.

3.2.4.2 교각 외 구성요소의 평가

- ① 일반적인 교량받침 본체의 보유성능은 교량받침 및 전단키 횡방향 저항성능(1기 또는 고려하는 교각 전체의 교량받침(전단키))이며, 소요성능은 지진해석에 의해 교량받침 및 전단키에 발생하는 지진력이다.
- ② 지진격리받침의 보유성능은 받침본체의 허용변위이며, 소요성능은 지진시 발생하는 받침의 변위이다.
- ③ 앵커부의 보유성능은 3.2.3.2(다)를 따르며, 소요성능은 지진해석에 의해 앵커에 작용하는 지진력이다.
- ④ 받침지지길이의 보유성능은 3.2.3.3을 따르며, 소요성능은 지진해석에 의한 상부구조의 수평변위이다.
- ⑤ 교대의 보유성능과 소요성능은 3.2.3.4를 따른다.
- ⑥ 기초의 보유성능은 3.2.3.5를 따르며, 소요성능은 지진해석에 의하여 확대기초부(또는 말뚝본체)에 작용하는 지진력이다.
- ⑦ 각 구성요소의 보유성능이 소요성능 이상이면 내진성능을 만족한다.

【해설】

교각의 경우 강도가 각 해석시간 단계에서 다르지만 그 외의 구성요소는 보유성능이 일정하다고 간주한다. 따라서, 지진해석에서 얻은 최대응답이 보유성능을 초과하지 않으면 내진성능을 만족한다.

3.3 액상화 평가

지진 시 액상화로 인해 교량에 피해를 줄 수 있는 환경이라면 이에 대한 영향을 고려하여야 하며, 액상화 발생 가능성에 대한 평가는 「KDS 17 10 00 내진설계 일반」을 따른다. 액상화로 인해 교량의 내진성능수준이 만족되지 못할 경우에는 적절한 대책방안을 수립하여야 한다.

3.4 내진보강방안

내진성능평가 결과 불만족이면 적절한 내진보강공법(안)을 제시하여야 한다. 내진보강공법(안)은 적용 가능한 다수의 공법을 선정하고 공법별 장·단점 및 경제성을 분석하여 합리적인 공법을 선정하여야 한다.