

I. 공 통 편

제 1장 서 론

제 2장 현장조사

제 3장 내진성능 상세평가

제 4장 지진위험도

제 5장 내진성능 향상방안

제 1 장 서 론

1.1 과업의 목적

1.2 시설물 개요

1.3 과업범위 및 내용

1.4 과업수행 방법

1.5 과업수행 투입장비

1.6 과업기간

제 1 장 서 론

1.1 과업의 목적

본 과업은 최근 한반도내 지진발생 빈도가 증가하고 있어, 지진 발생시 시설물에 심각한 손상을 초래할 수 있으므로 이에 대비하기 위하여 기존 구조물(교량)의 내진성능평가를 시행하여 시설물의 안전도를 파악하고, 그 결과에 따라 내진성능 향상을 위한 보강방안을 마련하고, 이에 대한 실시설계를 시행하는데 그 목적이 있음.

1.2 시설물 개요

가. 과 업 명 : 2019년 시설물 내진성능평가용역 - 2지역

나. 과업기간

2019년 04월 10일 ~ 2019년 07월 08일(착수일로부터 90일)

다. 대상시설물 개요

<표 1.2.1> 대상시설물 개요

교량명	제원(m)		구조	하중	준공 년도	비고
	길이	차선				
중복교	90	1	RCS	DB-18	1991	
일신교	27	2	RA	DB-24	1995	
(구)산정교	20	1	RA	DB-13.5	1996	
북리교	20	1	RA	DB-24	1998	
송전2교	80	2	PSCI	-	1997	
제1천리교	53	2	RA	DB-18	1991	
천리2교	54	2	RCS	DB-24	1983	
샘골2교	60	2	PSCI	DB-24	1988	
예지교	20	1	RCS	-	1980	
어현교	50	1	RCS	DB-18	1991	
사암교	26.4	2	RA	DB-24	2001	

<표 1.2.1> 대상시설물 개요 (계속)

교량명	제원(m)		구조	하중	준공 년도	비고
	길이	차선				
가재월2교	20.1	1	STI	DB-18	1970	
성결교	20	1	RA	DB-24	1999	
봉안교	45	1	RA	-	1990	
옥산2교	33	2	RCS	-	1990	
옥산교	36	1	RCT	-	1968	
두평교	30	2	RCS	-	1998	
숙골교	20	1	BOX	-	1990	
주리교(신)	20	2	RA	DB-24	1998	
수정교	20	1	RA	DB-24	1995	
용천2교	20	1	RA	DB-24	2001	
가창1교	20	1	RA	DB-24	1995	
가창2교	20	1	RA		1995	
주리교(구)	20	1	RA	DB-24	1995	
마두교	20	1	RA	DB-24	1995	

1.3 과업범위 및 내용

1.3.1 과업범위

가. 과업수행계획 수립보고

나. 자료수집 및 분석(기존 점검보고서 검토 포함)

다. 구조물의 제원 등 현장조사

라. 시설물의 내구성 조사 및 평가

마. 구조물의 내진성능평가

(보강전 평가시 내진성능을 미확보할 경우 보강후 검토 필수)

바. 시설물의 보수·보강 방안 또는 효율적인 유지관리방안 제시

사. 보고서 작성 제출

아. 위에 기술되지 않았으나, 본 과업수행의 완성을 위해 발주처가
요구하는 사항

1.3.2 과업의 세부내용

가. 과업의 범위

- 1) 상위 계획 및 기존자료 검토, 분석
- 2) 대상 시설물 현황조사, 시험, 분석
- 3) 구조해석 및 내진성능 상세평가
- 4) 내진성능 향상을 위한 보수, 보강방안 수립
- 5) 내진 보수·보강 소요예산서 작성 등

나. 관련 규정

- 1) 지진재해대책법, 동법 시행령, 동법 시행규칙
- 2) 기존시설물(교량) 내진성능평가 및 향상 요령(2004 국토해양부/한국시설안전

공단)

- 3) 기존시설물(교량) 내진성능평가 및 향상 요령(2004 국토해양부/한국시설안전공단)
- 4) 콘크리트 구조설계기준(2007, 국토해양부)
- 5) 그 밖의 내진 관련 자료

다. 시설물의 내진성능 평가 자료 조사

1) 일반사항 조사

- 가) 시설명, 위치, 관리기관 등을 조사한다.
- 나) 시설이 위치한 지진구역, 시설물의 내진등급, 지반조건 등을 조사한다.
- 다) 준공년도, 준공도면, 시방서, 내진설계의 유무 등을 조사한다.

2) 설계도서 조사

- 가) 시설형식 및 각 구성부재의 제원 및 재료 특성 등을 조사한다.
- 나) 시설의 평면도, 종단면도, 횡단면도, 지반지질도, 이음부 상세도 등을 첨부한다.
- 다) 보수·보강 등에 따른 내진성능의 변화 요인을 조사한다.

3) 현장조사

- 가) 현 시설의 상태 등을 조사하여 설계도서와의 차이점을 조사한다.
- 나) 중요연결시설물, 주변 현황 등을 조사한다.

4) 환경조사

- 가) 재료 및 제원의 특성 값에 영향을 주는 환경요인을 조사한다.
- 나) 지진 외적인 보수, 보강계획 등을 확인한다.
- 다) 교통 환경, 대체시설의 존재 유무, 사회경제적 여건을 고려한 시설물의 중요도 또는 특이사항 등을 조사한다.

라. 내진성능평가

- 1) 기초조사 결과를 기본으로 분석해야 하며 추가 자료가 필요할 경우 현장조사를 실시하여 정확한 자료를 수집해야 한다.
- 2) 상세평가기법 및 보강방안 선정 시 국내외 연구동향 및 타 분야 유사용역 수행

사례를 조사하여 참조하여야 한다.

3) 대상 시설물의 특성을 고려하여 대상 시설물에 대한 지진거동 특성을 분석해야 한다.

4) 지진해석 시 대상 시설물의 특성과 한반도 지반특성 및 지진발생 특성을 고려하여 지진하중을 결정해야 한다.

5) 내진성능 상세평가

가) 교량구성요소 중 평가 부위는 교각, 교량받침부, 받침지지길이, 교대, 기초 및 지반으로 한다.

나) 평가는 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 내진성능 평가기준지진에 대하여 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가한다.

다) 교량의 구성요소 중 교각의 평가지진하중은 교량 상부구조에서 교각으로 전달되는 지진하중으로 하며, 받침 및 기초의 평가지진하중은 교각의 조합탄성지진력과 교각의 단면강도 중 작은 값으로 한다.

라) 단면특성, 재료강도 등과 같이 내진성능에 관련하는 모든 특성값은 실제 특성값을 기준으로 한다. 실제 특성값을 사용하지 않는 경우에는 재료의 설계강도를 적용한다. 다만, 시간이력, 환경요인 및 기타요인 등을 고려하여 내진성능이 안전측으로 평가되도록 조정하여 사용한다.

6) 평가결과 보강이 필요한 시설물에 대하여 적절한 보강방안을 개소별로 제시하고, 세부 보강도면 및 보강비용 예산서를 작성하여야 하여야 한다.

7) 내진대책방안 수립

가) 설계지진력에 대한 각 구조부재의 강도 및 변형성능에 따른 저항능력을 비교·검토하여 내진대책 수립 필요여부를 파악하고, 내진대책이 필요한 구조물에 대하여는 실시설계수준의 내진대책을 제시하여야 한다.

나) 보강방안 수립 시 개요도, 시공방법, 시공 시 주의사항 및 특기사항을 명기하고 특히, 특수공법에 의한 보강이 필요할 경우 특별시방서 및 재료 특성 등을 제시하여야 한다.

다) 내진대책을 수립 후, 구조물별로 공사비를 산정하여 제시한다.

라) 내진 보강에 필요한 공정별 소요기간을 세부적으로 분석하여 산정하고, 실 소요기간에 맞는 세부공정계획을 수립하여 제시한다.

마. 보고서 작성

1) 보고서의 문장은 간결하여야 하며 앞 뒤 연결 관계가 명확하여야 한다.

2) 객관적인 자료수집과 분석 그리고 결론으로 이루어져야 한다. 대상 배수지 시설물에 대한 사항과 이론서 및 전문서, 연구보고서의 내용을 분명히 하여야 한다.

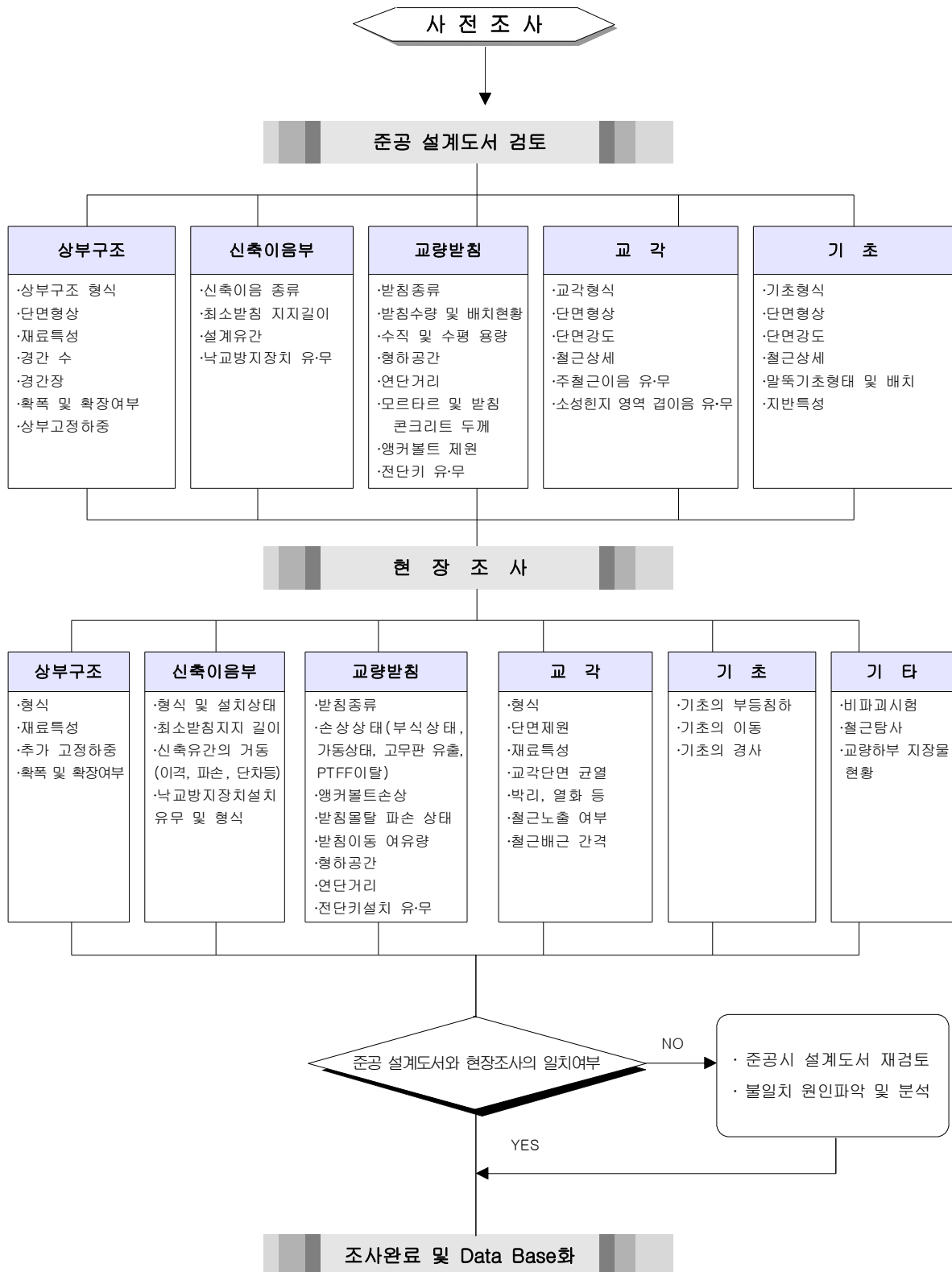
3) 편집순서는 다음을 따르며, 컬러가 필요한 부분은 컬러를 반영한다.

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

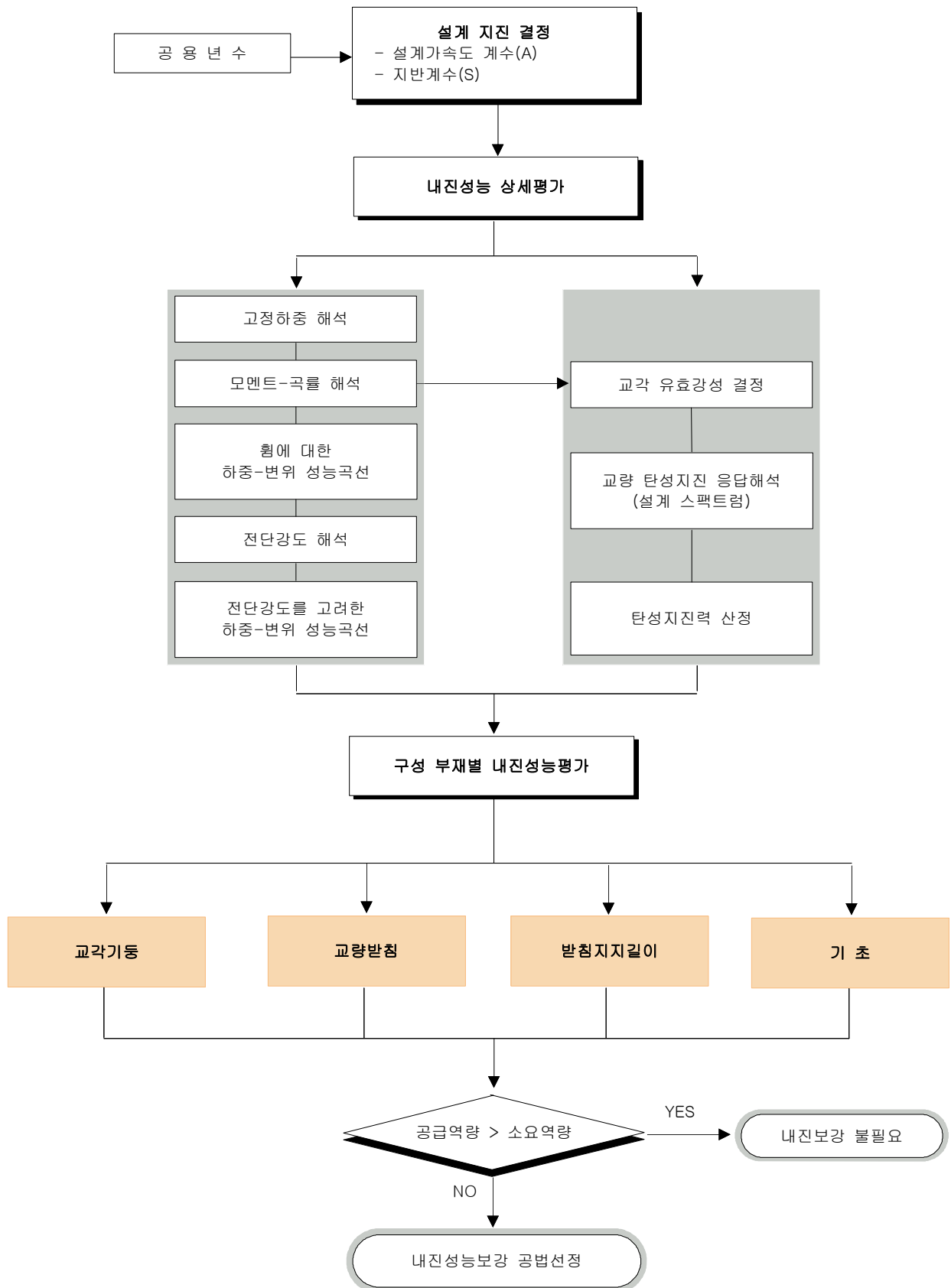
4) 내진성능평가 보고서 수록내용은 다음과 같다.

- 가) 일반사항
- 나) 평가기준 및 성능수준별 하중조합
- 다) 내진안정성 해석
- 라) 평가
- 마) 내진성능 향상을 위한 보수·보강방안

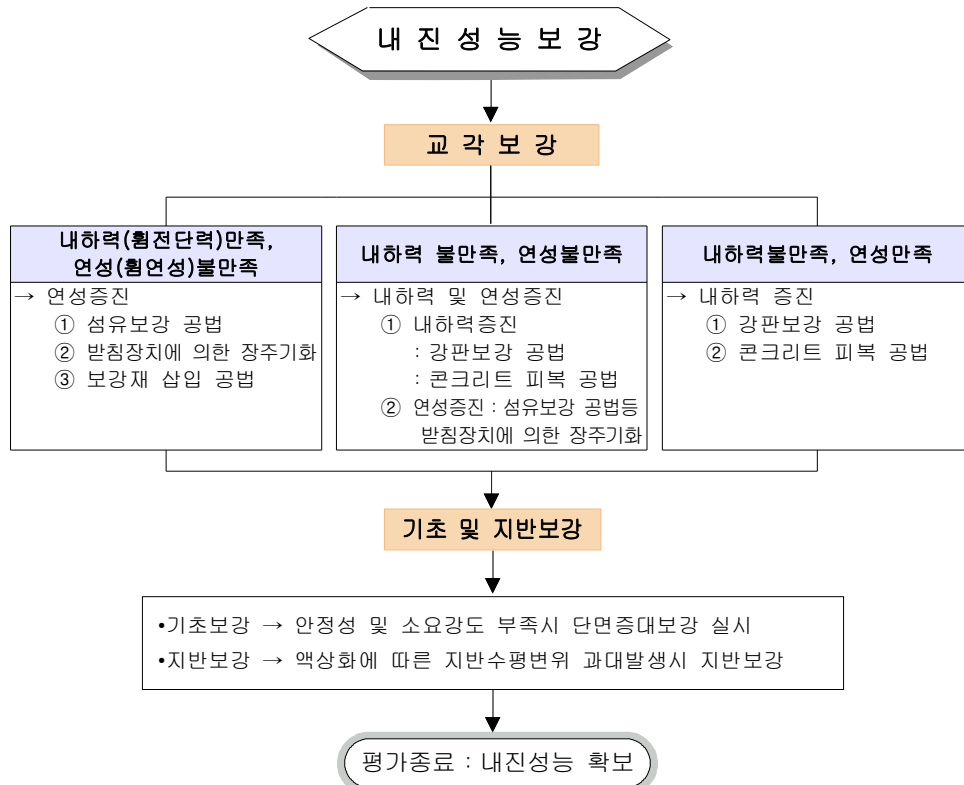
1.4 과업수행 방법



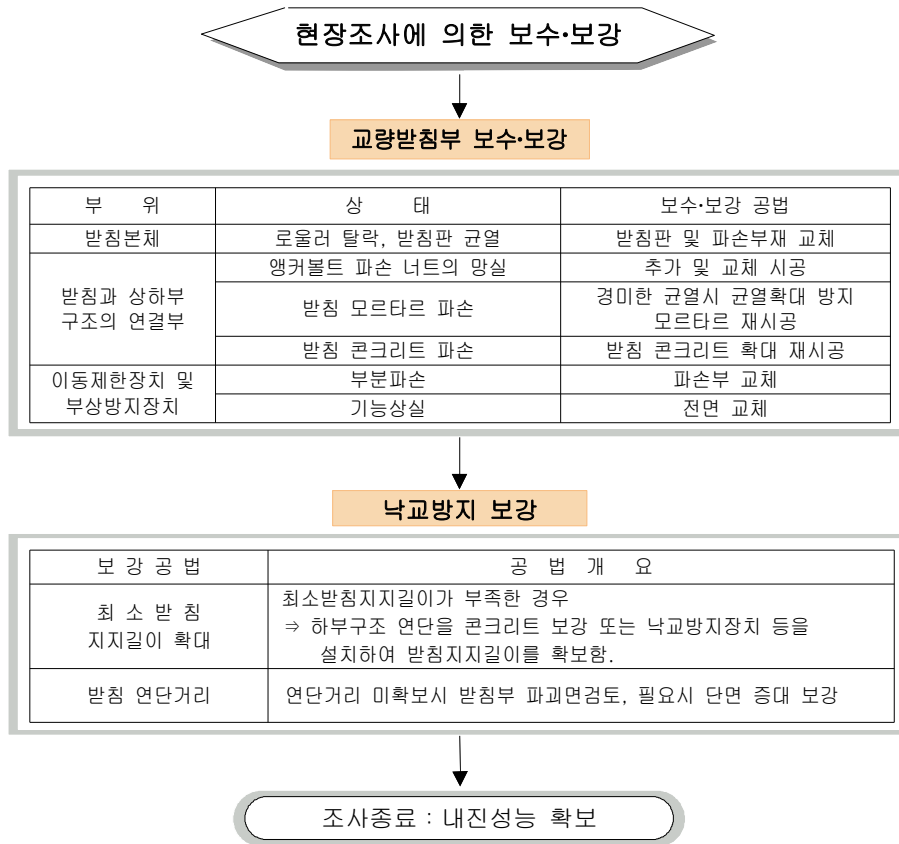
<그림 1.4.1> 사전조사 방법 흐름도



<그림 1.4.2> 기존교량 내진성능 평가방법 흐름도



<그림 1.4.3> 내진성능 보강방법 흐름도



<그림 1.4.4> 보수·보강 흐름도

1.5 과업수행 투입장비

<표 1.5.1> 외관조사 및 비파괴시험 장비현황

구분	기 기 명	제조국/모델	사용목적	사진
휴대장비	줄자 5m, 50m 및 사다리	한국	제원측정	
	크랙 스케일 균열경	한국/PEAK 10X	균열폭 측정	
	워킹메타	한국/JN27-B	측정 측정	
	거리측정기	헝가리(LEICA) /D1	거리 측정	
비파괴시험 (Con'c)	Schmidt Hammer	스위스 /proceq-NR Type	비파괴 강도조사	
	핸드그라인더	한국/DAG-100 SP	비파괴 강도조사	
	철근탐사기	일본(JRC) /NJJ-95A	비파괴 철근탐사	

1.6 과업기간

2019년 04월 10일 ~ 2019년 07월 08일(착수일로부터 90일)

종 별	전체공정에 대한 비율 (%)	공 정							
		10일		30일		60일		90일	
1. 현장답사 및 용역 수행 계획 수립 - 설계도서 수집 및 분석 - 현황 및 이력조사	10								
2. 자료수집 및 현장조사 - 외관조사 - 재료 시험 - 변위, 변형 조사	30								
3. 내진 성능평가 - 예비 평가 - 상세 평가	40								
4. 보강 방안 제시 - 공법별 보강 방안 - 개략공사비 산출 (내진 실시설계 및 보강)	10								
5. 보고서 작성 및 제출	10								

제 2 장 현장조사

2.1 현장조사 개요

2.2 재료특성조사

제 2 장 현장조사

2.1 현장조사 개요

현장조사는 중복교 외 24개교의 내진설계 미반영 교량에 대해 외관조사 및 재료 특성조사 등 현장상세조사를 실시하여 정확한 교량상태와 현황분석을 통해 내진성능 향상 보강방안 수립에 필요한 기초자료를 확보하기 위함이다.

2.1.1 현장상세조사의 내용

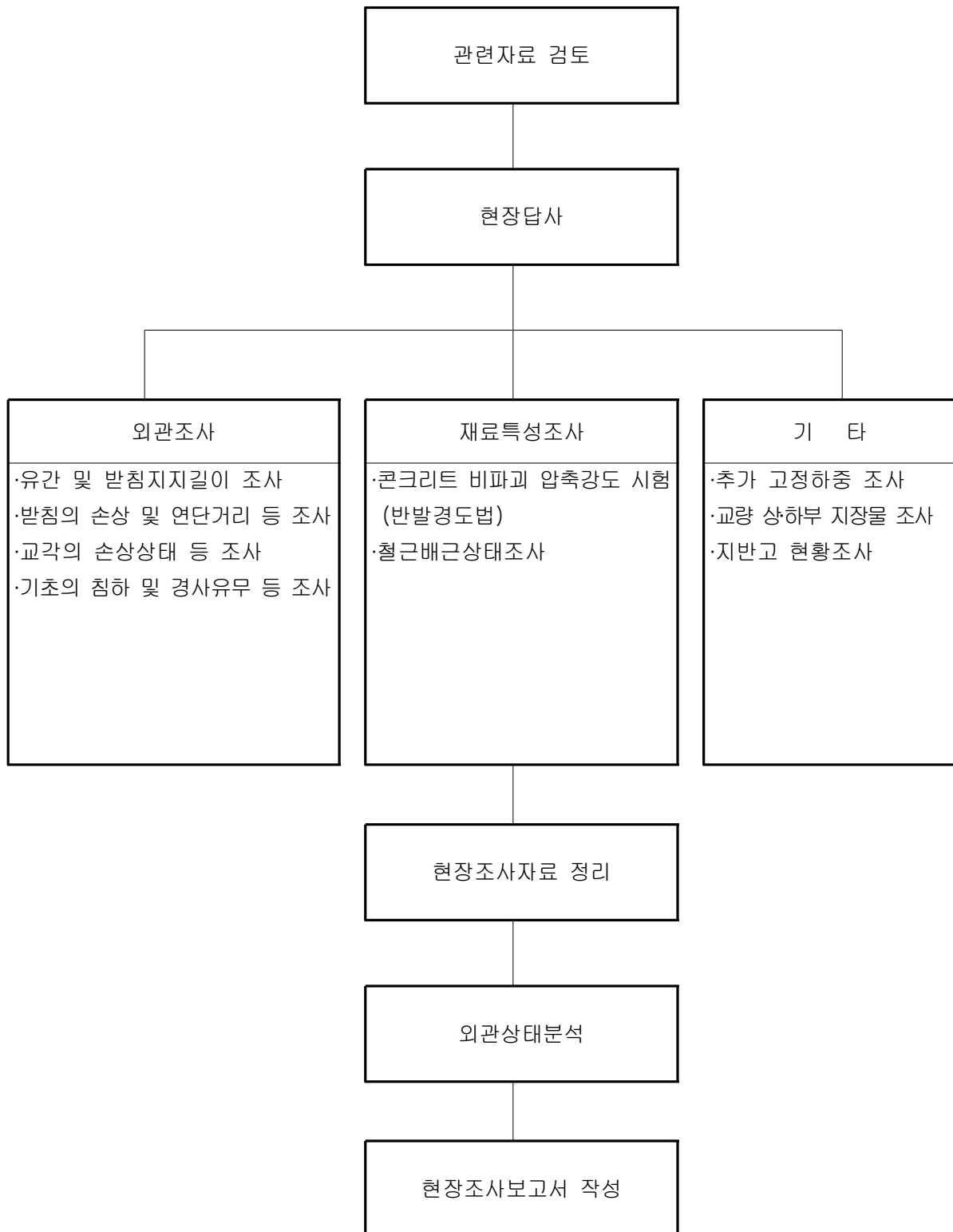
가. 외관조사

조사항목	조사내용	조사목적	활용방안
유간 및 받침지지길이	· 받침지지길이 · 신축유간	· 관련 설계기준에 따라 실 시공된 받침지지길이 및 신축유간의 적정성 평가	· 내진성능 향상을 위한 보수·보강 범위 및 방법 선정시 기초자료 · 구조물의 시공상태를 토대로 내진성능 평가 시 기초자료 활용
받침장치	· 받침형식 · 손상상태 · 연단거리 · 받침치수 · 형하고	· 시공된 형식 파악 및 설계자료와 비교 · 관련지침에 따라 결함 및 손상 상태 평가 · 관련설계기준에 따라 연단거리, 형하고의 적정성평가	· 내진성능 향상을 위한 보수·보강 범위 및 방법선정시 기초자료 · 구조물의 시공상태를 토대로 내진성능 평가 시 기초자료 활용
교대, 교각 및 기초	· 구조형식 · 손상상태 · 변위	· 시공된 교대, 교각 및 기초의 구조형식 파악 및 설계자료와 비교 · 관련지침에 따라 결함 및 손상 상태평가 · 기초의 부등침하 및 이동유무 평가	· 내진성능 향상을 위한 보수·보강 범위 및 방법선정시 기초자료 · 구조물의 시공상태를 토대로 내진성능 평가 시 기초자료 활용

나. 재료특성조사

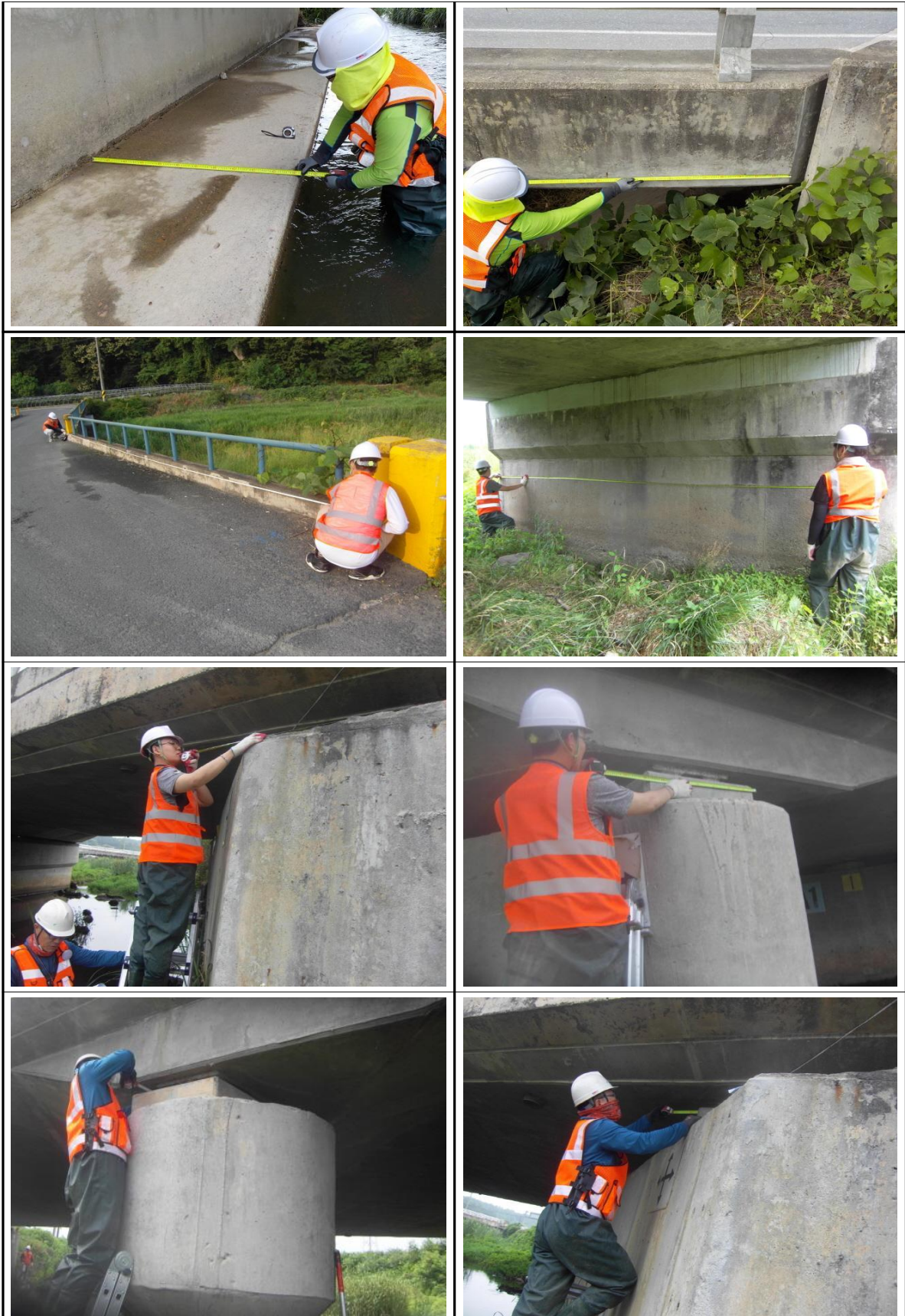
조사항목	조사내용	조사목적	활용방안
콘크리트 비파괴 압축강도	· 반발경도법	· 콘크리트의 실측 강도를 추정하여 설계기준강도와 비교·분석	· 구조물의 실 시공상태를 반영한 내진성능 평가시 콘크리트 압축강도관련 기초자료 · 내구성능 및 내진성능향상을 위한 보수· 보강 범위 및 방법 결정시의 기초자료
철근배근상태	· 자기 감응식	· 철근배근간격 및 피복두께 등 구조물의 철근배근상태를 조사하여 설계자료 및 관련 설계 기준과 비교·분석	· 구조물의 시공상태를 토대로 내진성능 평가시 철근배근관련 기초자료 · 내진성능향상을 위한 보수·보강 범위 및 방법 선정시 기초자료

2.1.2 현장상세조사 수행흐름도



2.1.3 대상구조물 접근현황

구조물명	접근방법				비 고
	사다리	점검로	크레인	굴절차	
중복교	●				
일신교	●				
(구)산정교	●				
북리교	●				
송전2교	●				
제1천리교	●				
천리2교	●				
샘골2교	●				
예지교	●				
어현교	●				
사암교	●				
가재울2교	●				
성결교	●				
봉안교	●				
옥산2교	●				
옥산교	●				
두평교	●				
숙골교	●				
주리교(신)	●				
수정교	●				
용천2교	●				
가창1교	●				
가창2교	●				
주리교(구)	●				
마두교	●				



도보 및 사다리를 이용한 점검

2.2 재료특성조사

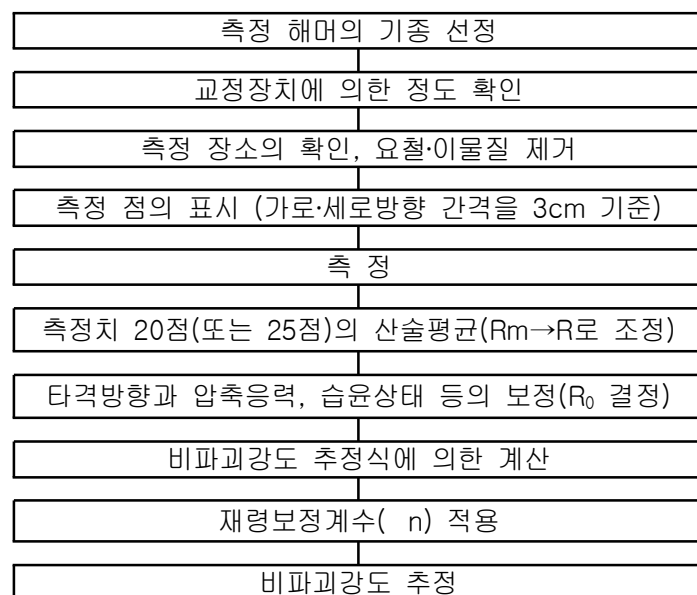
2.2.1 시험내용 및 평가기준

가. 반발경도시험

콘크리트의 표면 경도를 측정하여 이 측정치로부터 콘크리트의 압축강도를 비파괴로 추정하는 검사방법이다. 반발경도를 구하는 방법으로는 슈미트 해머(Schmidt Hammer)법이 가장 널리 사용된다. 슈미트 해머로 경화된 콘크리트 표면을 타격하여 반발도(R)와 콘크리트의 압축강도(F_c')와의 사이에 특정 상관관계가 있다는 실험적 경험을 기초로 한다.

1) 반발경도(R)

슈미트 해머로 경화된 콘크리트 표면의 타격시 내부에 중추의 반동량을 반발도(R)로 표시하며, 이 반발도의 크기에 따라 콘크리트의 압축강도를 추정한다. 외관조사 결과에 의해서 결정된 측정개소에 대해서 표면 평활작업을 하여 타격점 상호간의 간격은 3cm를 표준으로 종으로 5열, 횡으로 4열의 선을 그어 직교되는 20점을 타격하며, 3점 이상을 여분으로 두어 측정하여 반발경도 값의 산술 평균값(R_m)을 구한다. 산술평균값 R_m 에 대해 RILEM Recommendation에 따라 각 반발경도의 값이 $R_m \pm 20\%$ 의 범위를 벗어나는 값들은 제외시키고 나머지 값들을 다시 산술평균하여 반발경도 R을 결정한다. 제외된 반발치가 4개 이상일 때는 측정지점의 반발경도값(R)은 버린다. 여기서 측정된 반발치의 값들이 많은 편차를 보이고 있으면 보편적으로 콘크리트의 품질이 불균질 하다고 평가될 수 있을 것이다.



<그림 2.2.1> 반발경도법에 의한 압축강도 추정도

2) 보정반발경도(R_0)

보정반발경도 R_0 은 다음 (식 2.1)과 같이 측정경도 R 에 보정값 ΔR_1 , ΔR_2 , ΔR_3 를 더한 값으로 한다.

$$R_0 = R + \Delta R_1 + \Delta R_2 + \Delta R_3 \dots\dots\dots (2.1)$$

여기서, ΔR_1 : 타격방향에 따른 보정값

ΔR_2 : 압축부재의 사하중 응력에 따른 보정값

ΔR_3 : 콘크리트의 습윤상태에 따른 보정값

① 타격 방향에 따른 반발경도의 보정(ΔR_1)

수평방향의 타격에 의한 측정치가 안정된 값을 나타내지만 타격방향이 다른 경우에는 반발치를 보정해 주어야 한다.

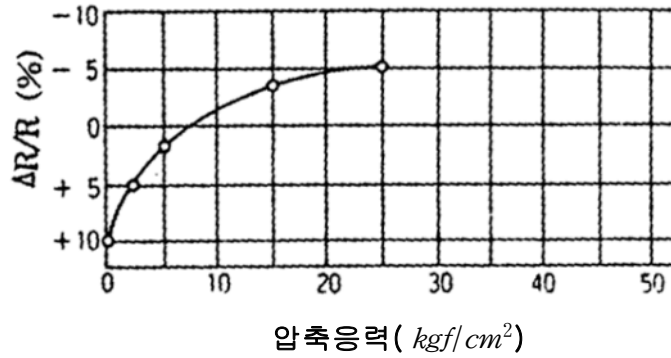
하향 타격(-90°)의 경우에는 Schmidt Hammer 내부의 해머중량에 의해서 실제보다 반동량이 작아지므로 +값으로 수정해 주고, 상향의 타격($+90^\circ$)의 경우에는 반대현상에 의해서 -값으로 수정해 주어야 한다.

<표 2.2.1> 반발경도 보정값

반발경도	보 정 값				비 고
	$+90^\circ$	$+45^\circ$	-45°	-90°	
10			+2.4	+3.2	상향수직타격 $+90^\circ$ 하향수직타격 -90°
20	-5.4	-3.5	+2.5	+3.4	
30	-4.7	-3.1	+2.3	+3.1	
40	-3.9	-2.6	+2.0	+2.7	
50	-3.1	-2.1	+1.5	+2.2	
60	-2.3	-1.6	+1.3	+1.7	

② 압축응력에 따른 반발경도 보정(ΔR_2)

타격방향과 직각방향으로 압축응력을 받는 부재는 압축응력이 커짐에 따라 반발경도에 의한 압축강도가 실제보다 커진다는 사실이 시험결과 입증되었다. 그 크기는 대략 압축응력이 10kgf/cm^2 인 경우 $\Delta R_2 = -0.015R$, 25kgf/cm^2 인 경우 $\Delta R_2 = -0.05R$ 이다.



<그림 2.2.2> 압축응력에 따른 반발경도의 보정곡선

③ 콘크리트 습윤상태에 따른 보정(ΔR_3)

콘크리트 표면이 습윤상태에 있으면 기건상태 보다 반발도가 작게 나오게 된다. 따라서 완전 습윤상태에서는 기건상태를 기준으로 $\Delta R_3 = +5$ 로 보정한다.

3) 보통 콘크리트의 압축강도 추정

보정반발경도 R_0 로 부터 압축강도(F_C) 의 상관관계를 도출한 제안식들은 다음과 같다.

- 일본재료학회 (보통콘크리트)

$$F_C = -18.0 + 1.27R_0 \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (2.2)$$

- 일본건축학회 CNDT 소위원회 강도계산식

$$F_C = (7.3R_0 + 100) \times 0.1 \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (2.3)$$

4) 28일 강도의 추정

시일이 경과할수록 콘크리트 구조물은 표면경도가 높아지므로 (식 3.4)과 같이 재령 28일 강도(F_{28}')로 환산하여 압축강도를 추정한다. 콘크리트의 재령에 따른 압축강도 보정계수 α 는 <표 3.2.2>와 같으며, 3000일 이상의 재령에 대해서는 0.63 을 적용한다.

$$F_{28}' = \alpha \cdot F_C \dots\dots\dots (3.4)$$

<표 2.2.2> 재령계수 α 의 값

재령 (일)	10	20	28	50	100	150	200	300	500	1000	2000	3000
α	1.55	1.12	1.00	0.87	0.78	0.74	0.72	0.70	0.67	0.65	0.64	0.63

나. 철근탐사

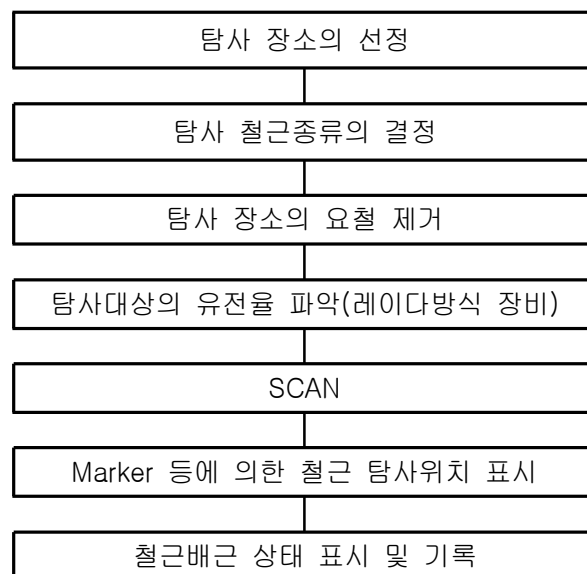
1) 개요

전자파레이더를 이용한 철근탐사 시험기(RC RADAR)를 활용하여 철근콘크리트 구조물에 배근된 철근의 간격, 콘크리트의 피복을 측정하기 위해 실시한다.

철근 콘크리트 구조물의 부재 내부에 배근되어 있는 철근의 피복두께가 지나치게 작은 경우에는 콘크리트의 탄산화 등에 따른 열화손상에 대한 저항성이 저하되어 내구성이 감소할 가능성이 있으며, 피복두께가 지나치게 큰 경우에는 강도감소 등을 수반할 우려가 있으므로 철근탐사는 설계 당시와 같이 콘크리트 내에 배근되어 있는 철근의 배근상태 및 피복두께를 파악하기 위하여 실시한다.

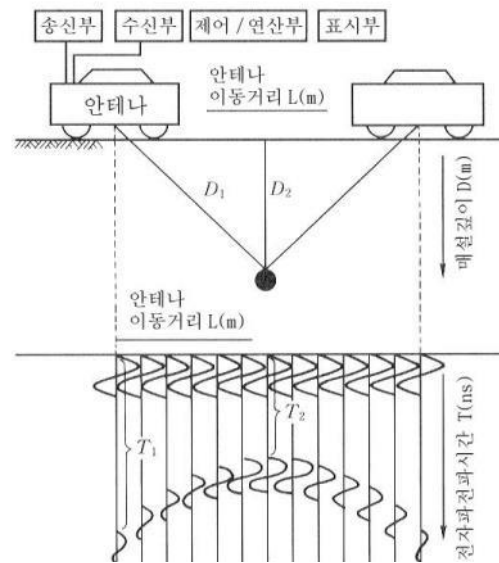
2) 측정방법

철근 콘크리트 구조물에서 기존 구조물의 구조 내력을 검토하기 위하여 구조부재의 배근상태를 조사할 필요가 있는데, 구조체를 손상시키지 않고 조사하는 비파괴검사 방법이다.



<그림 2.2.3> 철근탐사 절차도

철근탐사 시험의 원리는 콘크리트용 전자파레이더는 임펄스상의 전자파를 콘크리트내로 송신안테나로부터 방사하면 그 전자파가 콘크리트와 전기적 성질(비유전율, 도전율)이 다른 물체(예를 들면, 철근·매설관·공동 등)와의 경계면에서 반사한다. 이를 수신안테나로 수신하고, 그에 소요되는 왕복전파시간으로부터 반사물체까지의 거리를 계산하면 그 위치를 구할 수 있다.



<그림 2.2.4> 전자파 레이더(RC RADAR)의 측정 원리도

3) 평가방법

- ① 일반적으로 철근배근상태는 개개의 철근을 중심으로 할 경우, 매우 복잡한 경우의 수를 갖게 되므로 본 과업에서는 단위 폭에 대하여 평균적인 개념으로 철근 배근간격과 피복두께를 산정하였다.
- ② 철근의 피복두께 및 배근상태를 준공도면 및 구조설계기준과 비교하여 시공 상태의 적정여부를 판단한다.

제 3 장 내진성능 상세평가

3.1 일반사항

3.2 지진하중 및 조합탄성지진력

3.3 구성요소의 내진성능평가

제 3 장 내진성능 상세평가

3.1 일반사항

3.1.1 개요

가. 내진성능 상세평가는 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 내진성능 평가기준 지진에 대하여 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가한다. 교량의 “내진성능 상세평가”는 다양한 방법이 제안되고 있으나 교량을 구성하는 각 구성요소(교각, 교량받침, 받침지지길이)에 대해 구성요소가 현재 보유하고 있는 공급역량과 내진성능 평가기준 지진시에 부재에 요구되는 소요역량을 비교하여 개별적으로 내진성능을 평가한다.

나. 교량의 구성요소 중 교각의 평가지진하중은 교량 상부구조에서 교각으로 전달되는 지진하중으로 하며, 교량받침 및 기초의 평가지진하중은 교각의 조합탄성지진력과 단면강도 중 작은 값으로 한다.

다. 단면특성, 재료강도 등과 같이 내진성능에 관련하는 모든 특성값은 현장조사에서 얻은 실제 특성값을 기준으로 한다. 실제 특성값을 얻기 어려운 경우에는 준공도서 등에 제시된 설계값을 적용할 수 있다.

3.1.2 하중 및 단면특성의 적용

교각의 평가지진하중은 상부구조의 고정하중에 탄성지진응답 계수(C_s)를 곱한 지진하중으로 한다. 교량받침 및 기초의 평가지진하중은 교각의 지진해석에 의해 산정된 기둥 상·하부의 조합탄성지진력과 단면해석에 의해 산정된 단면강도 중 작은 값으로 한다. 이는 교량받침과 기초부에 전달되는 하중이 교각의 성능을 초과할 수 없음을 의미한다.

3.2 지진하중 및 조합탄성지진력

3.2.1 지진하중

- 1) 지진하중은 도로교설계기준 및 평가요령에서 제시하고 있는 바와 같이 내진성능 평가기준지진에 대한 다중모드 응답스펙트럼해석을 통해 계산한다. 지진하중 산정을 위해 교량의 상·하부구조를 3차원 요소로 모델링하여 검토한다.

① 상부구조의 모델

상부구조는 평면요소로 모델링 하고 받침은 교량받침의 형식에 맞게 스프링계수를 고려하여 Elastic Link 또는 Support로 모델링 한다.

② 교각의 모델

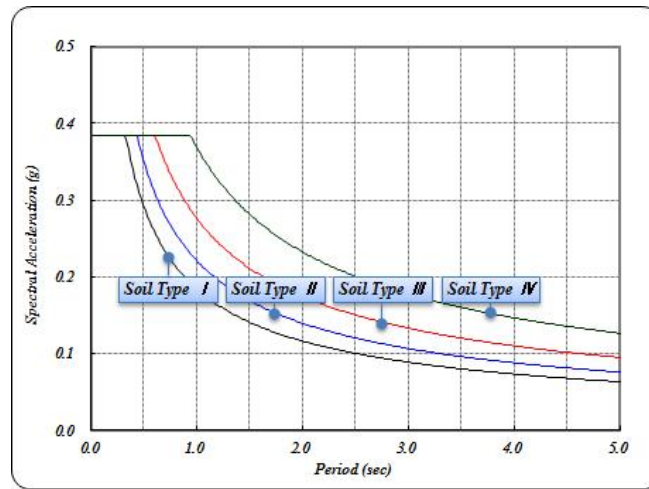
교각의 모델시 교각단면에 인장균열이 발생하고 인장측 최연단철근이 최초로 항복하는 초기항복상태의 유효강성을 사용한다. 유효강성은 교각의 철근콘크리트 단면을 섬유요소(fiber element)를 사용하여 비구속단면(unconfined section)과 구속 단면(confined section) 및 주철근으로 모델링하고 M- ϕ 해석을 수행하여 산정한다.

③ 기초의 모델

기초부의 모델은 교각하단을 고정으로 처리하는 기법과 기초부에서 지반과 상호 작용을 고려하여 해석하는 기법이 있다. 교각하단을 고정으로 처리하는 기법을 적용할 경우 교각 상부에서의 변위는 상대적으로 적게 발생하고 교각하부에 발생하는 힘은 상대적으로 크게 나타나며, 이러한 모델에서는 낙교의 위험성은 감소하고, 균열 등에 의한 교각의 손상 위험성은 증가하게 된다. 반면, 지반의 영향을 고려하여 교각하단을 스프링으로 처리하는 기법을 적용할 경우는 반대의 양상을 나타낸다.

대부분의 평가교량은 받침지지길이가 낙교에 대해 충분한 안전성을 확보하고 있으며, 대부분의 교량에서 지반자료가 미흡하여 지반의 영향을 반영하기 위한 스프링강성의 산정이 어려운 실정이다. 따라서, 교각하부는 지진력에 대해 안전측 평가가 될 수 있도록 고정단으로 모델링한다.

2) 지진하중의 산정을 위해 사용된 지반의 평가조건에 부합하는 평가응답스펙트럼은 <그림 3.2.1>과 같다.



<그림 3.2.1> 평가응답스펙트럼

3.2.2 조합탄성지진력

탄성지진력의 조합은 30% 규정에 따라 조합한다. 교량이 교축방향 및 교축직각 방향으로 이상적인 대칭구조(교량의 질량중심과 강성 중심이 일치)라면 교축방향의 입력지반운동에 대해서는 교축방향으로만 응답이 발생하고 교축직각방향의 입력지반운동에 대해서는 교축직각방향으로만 응답이 발생하게 된다. 만약 이상적인 대칭구조가 아니면 교축방향의 입력지반 운동에 대해서 교축직각방향의 응답도 발생하게 되고, 교축직각방향의 입력지반운동에 대해서도 교축방향의 응답이 발생하게 된다. 따라서 교량의 내진성능 평가를 위한 교축방향 및 교축직각방향의 탄성지진력은 이러한 효과를 고려하기 위해 아래식과 같이 30%규정을 적용하여 산정한 조합탄성지진력을 사용한다.

$$\text{COM1} \quad [F_{E,com1}^L] = 1.0 \times [F_{E,L}^L] + 0.3 \times [F_{E,T}^L]$$

$$[F_{E,com1}^T] = 0.3 \times [F_{E,L}^T] + 1.0 \times [F_{E,T}^T]$$

$$\text{COM2} \quad [F_{E,com2}^L] = 0.3 \times [F_{E,L}^L] + 1.0 \times [F_{E,T}^L]$$

$$[F_{E,com2}^T] = 1.0 \times [F_{E,L}^T] + 0.3 \times [F_{E,T}^T]$$

$$[F_E^L]_{comb} = \max \langle [F_E^L]_{com1}, [F_E^L]_{com2} \rangle$$

$$[F_E^T]_{comb} = \max \langle [F_E^T]_{com1}, [F_E^T]_{com2} \rangle$$

여기서, $[F_E^L]_{comb}$: 교축방향의 조합탄성지진력

$[F_E^L]_L$: 교축방향 입력지반운동에 대한 교축방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_L$: 교축방향 입력지반운동에 대한 교축직각방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_{comb}$: 교축직각방향의 조합탄성지진력

$[F_E^L]_T$: 교축직각방향 입력지반운동에 대한 교축방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_T$: 교축직각방향 입력지반운동에 대한 교축직각방향의 탄성지진력

F는 변위(Δ), 전단력(V), 모멘트(M)를 의미하고, 첨자 L과 T는 교축방향 및 교축직각방향을 의미하며, 위첨자는 응답방향, 아래첨자는 입력지반운동의 방향을 의미한다.

3.3 구성요소의 내진성능평가

3.3.1 교각의 휨 성능

교각의 단면강도와 공급변위연성도는 휨단면강도, 전단강도 및 변위 관계를 고려하여 결정한다. 다만, 전단강도는 공급변위연성도에 따른 강도감소를 고려한다.

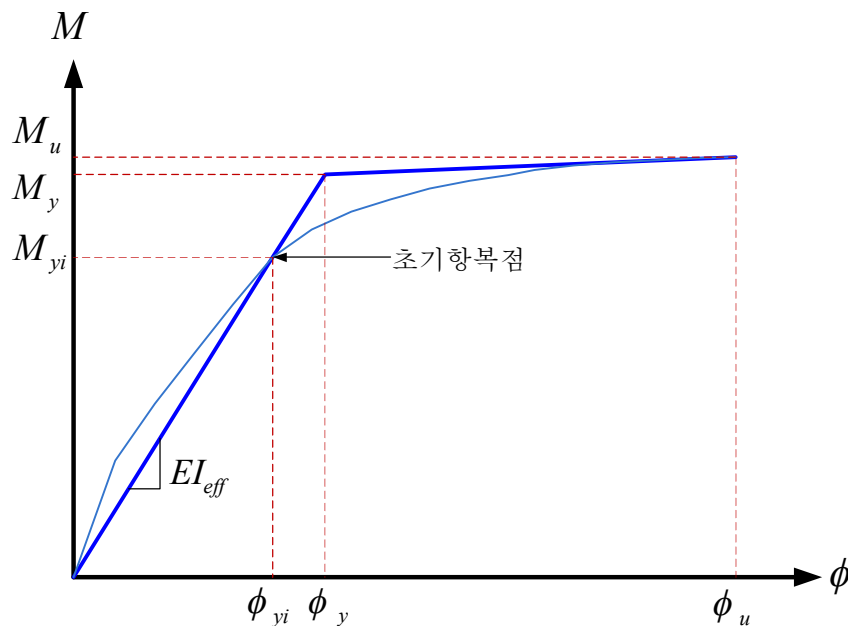
내진성능 상세평가에서는 교각의 전 구성요소의 내진성능을 파악하기 위한 상세평가가 수행되며, 이는 교각의 파괴모드에서의 단면강도 및 공급변위연성도가 계산되어 수행된다. 여기서, 공급변위연성도는 항복변위에 대한 공급변위(교각 파괴모드에서의 변위)의 비로 교각의 단면특성(일반단면, 벽식단면)에 따라 차이가 있으므로 이를 고려하여야 한다.

가. 교각의 휨강도 산정

콘크리트의 탄성계수, 축방향철근 및 횡철근의 배근상황은 현장계측자료나 기존 설계자료를 바탕으로 추정하고, 고정하중상태에서 교각의 기둥하단에 작용하는 축력을 구한다. 이를 통해 모멘트-곡률 관계곡선을 구성한 후 항복유효강성 (EI_{eff}),

초기항복휨강도(M_{yi}), 항복휨강도(M_y) 및 극한휨강도(M_u)를 각각 계산한다. 초기 항복은 교각단면의 인장측 최연단 철근이 최초로 항복하는 상태(ϕ_{yi})로 정의하고 <그림 3.3.1>, 극한휨강도는 압축 콘크리트의 최연단 압축변형률이 <표 3.3.1>의 값(극한변형률)에 도달할 때로 정의한다. 다만, 극한휨강도가 항복휨강도보다 작아지는 경우에는 극한휨강도를 항복휨강도와 동일한 값을 적용한다. 이는 축방향철근의 겹침이음 특성에 따른 극한변형률의 차이를 반영하기 위함이며, 이때 원점과 초기 항복점을 지나는 기울기가 항복유효강성이다. 항복휨강도는 초기항복휨강도와 극한 휨 강도를 이용하여 구할 수 있다.

소성한지영역에서 축방향철근의 겹침이음(100% 겹침이음)이 있는 경우에는 축방향철근 겹침이음부의 부착파괴에 의하여 극한변형률이 감소되어 공급변위연성도는 작아진다. 따라서 극한변형률을 감소시켜 공칭휨강도를 계산한다. 극한변형률의 감소량은 실험 등을 통하여 결정하는 것이 바람직하지만 실험에 의하지 않는 경우에는 극한 변형률을 0.002 이하로 감소시키는 것을 권장한다.



<그림 3.3.1> 모멘트-곡률 관계곡선(초기항복휨강도 및 항복휨강도, 극한휨강도)

<표 3.3.1> 겹침이음 비율에 따른 극한변형률 및 최대공급변위연성도

축방향철근 상세			콘크리트 극한변형률 ϵ_{cu}					최대공급 변위연성도 $\mu_{\Delta, \max}$	
종류	배근 상태	비율							
단일 철근	모두	0%	$0.004 + \alpha_{sh} \left(\alpha_{sh} = \frac{1.4\rho_{sh}f_{sh}\epsilon_{su}}{f_{cc}'} \right)$					제한 없음	
겹침 이음 철근	2단 이상 배근	50%	원 형	$l_{sp}/D > 0.5$		$0.0043l_{sp}/D + 0.00085 \leq 0.004$			
				$l_{sp}/D \leq 0.5$ 또는 l_{sp} 모름때		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} 모름때		0.002			
			사 각 형	교 축 방 향	변 식	$4 \leq B/H$	0.0007		1.00
					천 이	$1.5 < B/H < 4$	$0.00278 - 0.00052B/H$		$1.8 - 0.2 B/H$
일 반				$B/H \leq 1.5$	0.002		1.50		
교직방향									

※ 1) 축방향철근의 겹침이음 비율이 0%인 경우의 콘크리트 극한변형률은 0.004를 기본으로 하며, 횡방향 철근에 의한 횡구속 정도를 고려하여 α_{sh} (ρ_{sh}, f_{sh} 및 ϵ_{shu} 는 각각 횡방향 철근의 철근비, 인장 강도(MPa) 및 극한변형률이고, f_{cc}' 는 횡구속된 콘크리트의 최대 압축강도(MPa)) 만큼 추가할 수 있도록 하였다.

2) l_{sp}/D 는 원형 단면을 갖는 교각의 단면직경에 대한 겹침이음길이의 비(겹침이음길이비, l_{sp} : 축방향 철근의 겹침이음길이(m), D: 단면직경(m))를 의미한다.

3) B/H 는 사각형 단면을 갖는 교각기둥의 단면길이(교직방향, 횡방향)와 단면높이(교축방향, 종방향)의 비 즉, 종횡비를 의미하며, 종횡비를 결정하는 방법은 「평가요령·예제집」의 2.2.2절에 상세하게 기술하였다.

상부구조의 관성력의 작용 위치를 고려하여 초기항복강도(F_{yi}), 항복강도(F_y) 및 극한 상태의 횡단면강도(F_f)를 다음 식과 같이 계산한다.

$$F_{yi} = M_{yi} / H_e$$

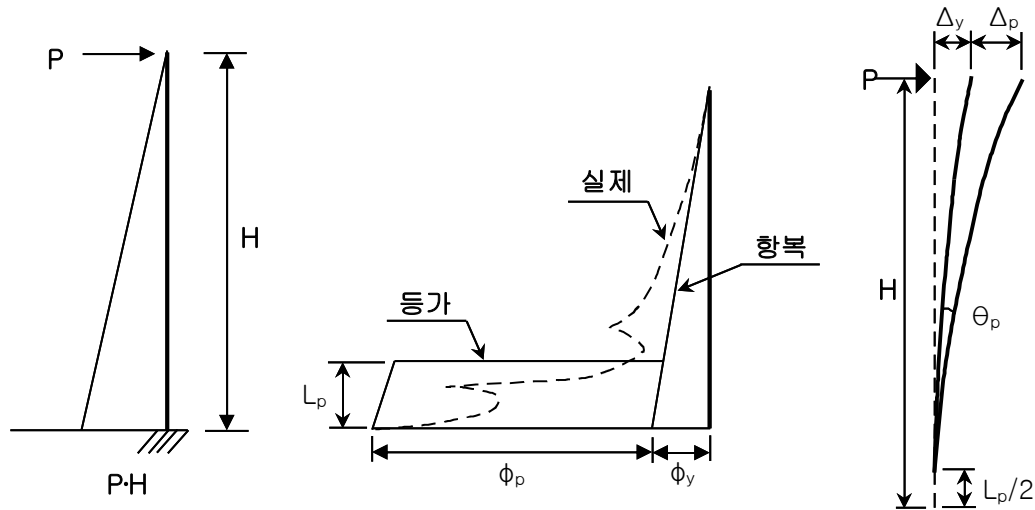
$$F_y = M_y / H_e$$

$$F_f = M_u / H_e$$

여기서, H_e 는 상부구조의 관성력 작용 위치까지의 높이로 교축방향에 대해서는 교각의 상단 즉, 교각의 높이로 한다.

나. 항복변위 Δ_y 및 극한변위 Δ_u

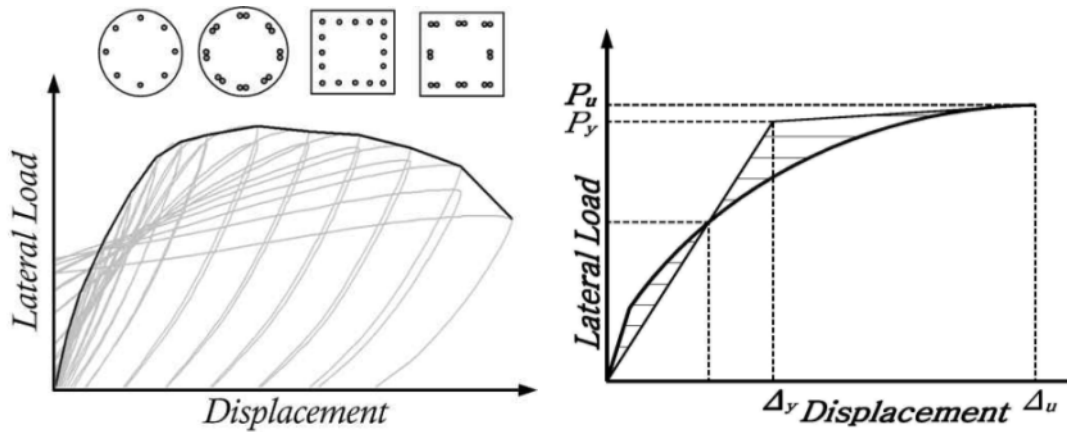
교각의 항복 및 극한시의 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 캔틸레버형식 교각의 경우 극한변위는 등가소성한지길 이(L_p)를 적절하게 가정하여 계산할 수 있다.<그림 3.3.2>



<그림 3.3.2> 캔틸레버 교각의 곡률분포 및 변위

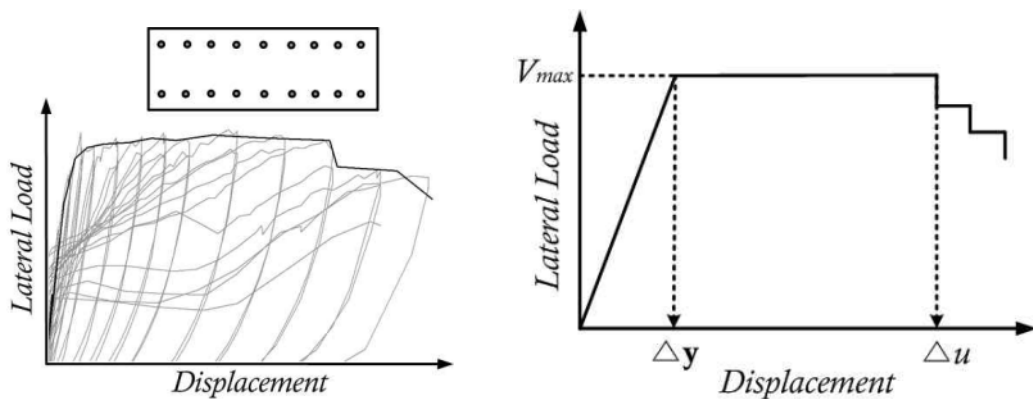
교축직각방향의 폭이 크고 축방향철근이 단면폭 방향으로 2열로 배치되는 벽식 교각에서 약축 방향으로 지진하중이 작용할 때의 항복변위와 극한변위는 단면의 비선형해석을 통한 직접적인 방법으로 산정할 수 있다. 일반적인 단면의 교각에서 항복변위와 극한변위를 결정하는 방법은 여러가지가 제안되었으나, Park 과

Priestley 등이 제안한 방법이 국내외에서 가장 많이 사용되고 있다. 이러한 방법으로 항복변위를 결정하는 이유는 일반적인 철근콘크리트 기둥의 경우, 실험결과인 포락선에서 항복점이 뚜렷하게 나타나지 않기 때문이다. <그림 3.3.3>는 Park 과 Priestley 등이 제안한 항복변위와 극한변위를 결정하는 방법을 나타내고 있다.



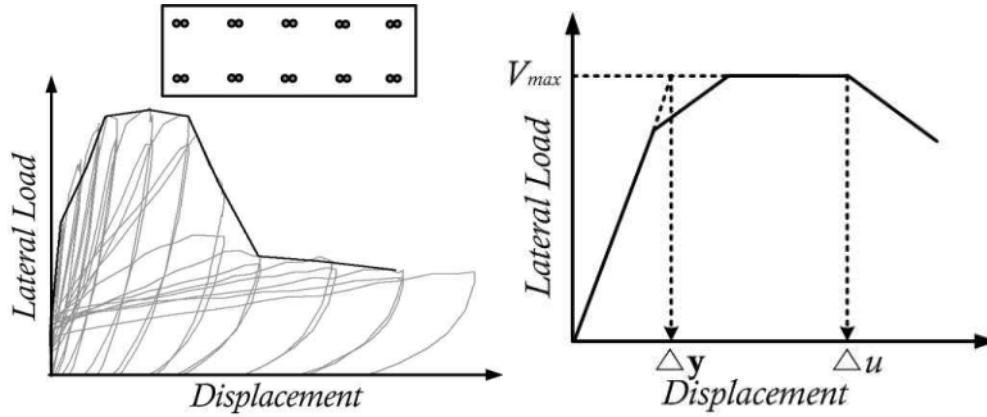
<그림 3.3.3> 일반교각의 항복변위 및 극한변위

벽식 교각과 같이 교축직각방향의 폭이 크고 축방향철근이 단면폭 방향으로 표면 가까이 2열로 배치되는 경우, 약축 방향으로 지진하중이 작용하면 동일 선상의 축방향철근이 같은 압축변형률이나 인장변형률을 갖게 된다. 따라서 인장철근이 모두 동시에 항복하므로 비교적 뚜렷한 항복점을 육안으로 판별할 수 있다. 결국 약축 방향으로 횡하중을 받는 벽식 교각에 대하여 Park 과 Priestly 등이 제안한 방법을 적용할 경우에는 오히려 왜곡된 분석결과를 제공할 수 있으므로 이를 적용할 필요가 없다고 할 수 있다. 그리고 벽식 교각과 같은 경우 축방향 인장철근이 모두 동시에 항복하고 파단되므로 비교적 뚜렷한 극한점을 파악할 수 있다. <그림 3.3.4>은 단일 축방향철근을 갖는 벽식 교각의 항복변위와 극한변위에 대한 정의를 나타내고 있다.



<그림 3.3.4> 단일 축방향철근 벽식 교각의 항복변위 및 극한변위

축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각에 압축 방향으로 지진하중이 작용하는 경우 거동은 원형 및 사각형 기둥과는 다른 하중-변위 특성을 보인다. 그래서 현재의 지침을 벽식 교각에도 적용하는 것이 합리적인지 검토하기 위하여 일반적으로 많이 사용하는 항복변위와 극한변위의 결정방법의 검토가 필요하다.



<그림 3.3.5> 축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각의 항복변위 및 극한변위

1) 캔틸레버 거동 시

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H_e^2}{3}$$

여기서, H_e 는 교각의 유효높이, ϕ_y 는 항복시의 곡률(<그림 3.3.2> 참조)이다.

소성변위(Δ_p)는 다음 식과 같이 계산한다.

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \Delta_y + \theta_p \left(H_e - \frac{L_p}{2} \right)$$

여기서, M_u 는 극한 휨모멘트, M_y 는 항복 휨모멘트, θ_p 는 소성변위를 구하기 위한 소성회전각, L_p 는 소성한지부의 등가소성한지길이로 각각 다음 식과 같이 계산한다.

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$L_p = 0.08 H + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl}$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$$

2) 라멘(골조) 거동 시 -기동 하부

$$\Delta_{y1} = \frac{\phi_{y1} H_{e1}^2}{3}$$

$$\Delta_{p1} = \left(\frac{M_{u1}}{M_{y1}} - 1 \right) \Delta_{y1} + \theta_{p1} \left(H_{e1} - \frac{L_{p1}}{2} \right)$$

$$\theta_{p1} = (\phi_{u1} - \phi_{y1}) L_{p1} L_{p1} = 0.08 H_{e1} + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl}$$

$$\Delta_{u1} = \Delta_{y1} + \Delta_{p1}$$

3) 라멘(골조) 거동 시 -기동 상부

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H_{e2}^2}{3}$$

$$\Delta_{p2} = \left(\frac{M_{u2}}{M_{y2}} - 1 \right) \Delta_{y2} + \theta_{p2} \left(H_{e2} - \frac{L_{p2}}{2} \right)$$

$$\theta_{p2} = (\phi_{u2} - \phi_{y2}) L_{p2}$$

$$L_{p2} = 0.08 H_{e2} + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl}$$

$$\Delta_{u2} = \Delta_{y2} + \Delta_{p2}$$

4) 라멘(골조) 거동 시 -전체 변위

$$\Delta_y = \Delta_{y1} + \Delta_{y2}$$

$$\Delta_p = \Delta_{p1} + \Delta_{p2}$$

$$\Delta_u = \Delta_{u1} + \Delta_{u2} = \Delta_y + \Delta_p$$

여기서, H_e : 교각의 유효높이(m)

ϕ_u : 극한시 곡률(m^{-1})

ϕ_y : 항복시 곡률(m^{-1})

f_y : 축방향철근의 설계기준항복강도 (MPa)

d_y : 축방향철근 직경(m)

3.3.2 교각의 전단 성능

가. 일반교각

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

V_c : 콘크리트에 의한 전단강도(kN)

V_s : 전단철근에 의한 전단강도(kN)

V_p : 축하중에 의한 전단강도(kN)

1) 철근콘크리트 교각의 공칭전단강도 V_c

교각의 공급변위 연성도 증가에 따른 전단강도의 저하를 고려하여 계산한다.

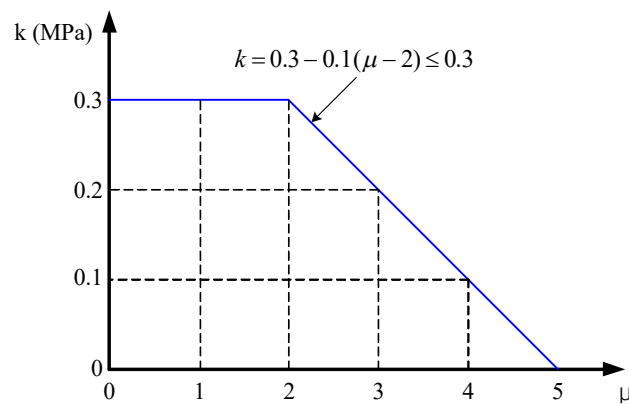
$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e$$

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

여기서, k : 부재의 공급변위연성도에 따른 전단강도 감소계수

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

A_e : 교각의 유효단면적, 전체단면적(A_g)의 80%(㎡)



<그림 3.3.6> 공급변위연성도에 따른 콘크리트 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

2) 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s) 산정

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

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

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

여기서, A_{sp} : 나선철근 또는 원형 후프띠철근 1개의 단면적(mm^2)

A_v : 전단력 작용방향으로 있는 횡방향철근 1층의 단면적(mm^2)

A_{ct} : 원형단면에 배근된 보강띠철근의 단면적(mm^2)

f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준항복강도(MPa)

D' : 횡방향철근으로 구속된 심부콘크리트의 크기로 원형단면 및
사각형단면에서 횡방향철근 중심 사이의 거리(mm)

l_{ct} : 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서 갈고리부분과 연장길이를
제외한 길이(mm)

s : 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)

3) 축력 효과에 따른 전단강도(V_p) 산정

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

여기서, P_{TOP} : 고정하중에 의해 교각 상부에 작용하는 축하중(kN)

t_s : 전단력 작용방향으로의 최대 두께(mm)

L_s : 기둥형상비의 기준이 되는 기둥길이

(캔틸레버 거동 방향 : 기둥하부에서 수평하중이 작용하는
위치까지의 길이, 라메(골조) 거동 방향 : 기둥 순높이의 1/2)

나. 벽식교각

벽식 교각의 전단강도는 다음식 중 작은 값으로 한다.

$$V_{n1} = 0.66 \sqrt{f_{ck}} bd$$

$$V_{n2} = (0.166 \sqrt{f_{ck}} + \rho_{sh} f_{sh}) bd$$

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도(MPa)

b : 전단력이 작용하는 단면의 폭(mm)

d : 유효깊이로 압축연단에서 인장철근의 중심까지 거리(mm)

ρ_{sh} : 횡방향철근의 철근비(횡구속철근비)

f_{yh} : 횡방향철근의 항복강도(MPa)

3.3.3 교각의 공급역량 산정

교각의 내진성능은 <그림 3.3.7>과 같이 휨 및 전단성능 곡선의 중첩을 통해 얻은 지배파괴모드(Type I [휨파괴], Type II [휨-전단파괴], Type III [전단파괴])에 따라 결정되는 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

가. 휨파괴 모드시

교각이 휨파괴에 이를 때 까지 전단파괴가 발생하지 않는 파괴모드

$$F_n = F_u < V_n$$

$$\Delta_c = \Delta_u$$

$$F_{P,C} = \mu_{\Delta_c} = \frac{\Delta_c}{\Delta_y}$$

나. 휨-전단파괴 모드시

축방향철근이 항복한 후 휨파괴에 이르기 전에 전단파괴가 발생하는 파괴모드

$$F_y \leq F_n < F_u \text{ and } F_n = V_n$$

$$\Delta_y \leq \Delta_c < \Delta_u$$

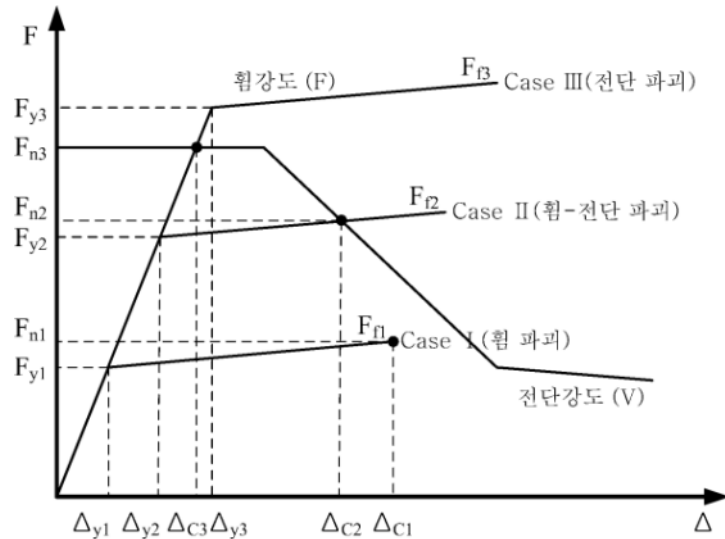
$$F_{P,C} = \mu_{\Delta_c} = \frac{\Delta_c}{\Delta_y}$$

다. 전단파괴 모드

축방향철근이 항복하기 전에 전단파괴가 발생하는 파괴모드

$$F_{P,C} = F_n = V_n < F_y$$

$$\Delta_c < \Delta_y,$$



<그림 3.3.7> 교각의 파괴모드에 따른 공급역량 결정

3.3.4 교각의 소요역량 산정

가. 휨파괴 및 휨-전단파괴모드 (Type I & II)

1) 단면강도비 R_s

① $M_y \geq [M_E]_{COMB, pd}$ 인 경우 (탄성거동)

$$R_s = 1.0$$

② $M_y < [M_E]_{COMB, pd}$ 인 경우

$$R_s = \frac{[M_E]_{COMB, pd}}{M_y}$$

$[M_E]_{COMB, pd}$: 조합탄성지진력에 $P-\Delta$ 효과를 고려한 휨모멘트

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

2) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

① $T \geq 1.25 T_s$ 인 경우

$$\lambda_{DR} = 1.0$$

② $T < 1.25 T_s$ 인 경우

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s}$$

T_s : 통제주기로 탄성지진응답계수가 2.5A와 같아지는 주기(sec)

(지반조건 I, II, III 및 IV에 따라 통제주기 T_s 를 0.33초, 0.44초, 0.61초 및 0.94초 적용)

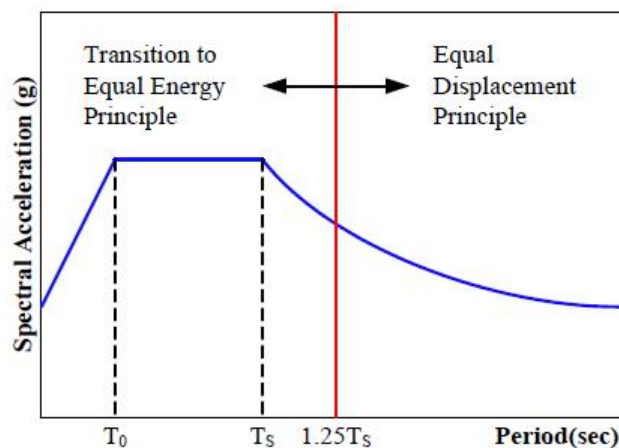
3) 소요역량 $F_{P,D}$

$$F_{P,D} = \mu \Delta_d = \lambda_{DR} \cdot R_s$$

나. 전단 파괴모드 (Type III)

1) 소요역량 $F_{P,D}$

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



<그림 3.3.8> 변위연성도와 단면강도비의 상관관계

3.3.5 교각의 내진성능 평가

교각의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 교각이 지니고 있는 공급역량과 지진 시 교각에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가한다.

$$\frac{F_{P,c}^L}{F_{P,D}^L} \geq 1.0 \text{ and } \frac{F_{P,c}^T}{F_{P,D}^T} \geq 1.0 \text{ 만족}$$

$$\frac{F_{P,c}^L}{F_{P,D}^L} < 1.0 \text{ or } \frac{F_{P,c}^T}{F_{P,D}^T} < 1.0 \text{ 불만족}$$

여기서, 윗첨자 L 및 T : 각각 교축방향 및 교축직각방향 의미

3.3.6 교량받침

교량받침은 받침본체 및 앵커부에 대하여 내진성능을 평가한다. 받침본체의 내진성능평가는 지진하중에 저항하는 본체의 구성재료(강재/고무 등)에 따라 평가방법을 달리 적용하고 있다. 교량받침의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

가. 받침본체

- 1) 받침본체의 공급역량은 지진방향에 따라 저항하는 교량받침의 개수와 받침 1기당 횡방향 저항용량을 고려하여 산정한다.

받침본체의 공급역량(횡방향으로 저항하는 받침의 총 저항용량)

$$F_{B,C} = f_B \times n_B$$

여기서, f_B : 받침 1개의 횡방향 저항용량

n_B : 평가지진하중의 방향에 따라 저항하는 받침개수

교축방향 및 교축직각방향의 구분을 위해 윗첨자 L 및 T를 적용

- 2) 받침본체의 소요역량 산정시 받침본체에 작용하는 평가지진하중은 교각에 의

해교축방향 및 교축직각방향으로 전달되는 지진하중으로 하며, 이는 교각의 조합탄성지진력과 교각의 단면강도 중에서 작은 값으로 한다.

$$F_{B,D} = \min(f_n, [V_E]_{COMB, TOP})$$

여기서, f_n : 교각의 단면강도(kN) <그림 3.3.7> 참조

$[V_E]_{COMB, TOP}$: 지진시 교각상부의 조합탄성전단력(kN)

교축방향 및 교축직각방향의 구분을 위해 윗첨자 L 및 T를 적용

3) 받침본체의 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 다음과 같이 평가한다.

$$\frac{F_{P,c}^L}{F_{P,D}^L} \geq 1.0 \text{ and } \frac{F_{P,c}^T}{F_{P,D}^T} \geq 1.0 \text{ 만족}$$

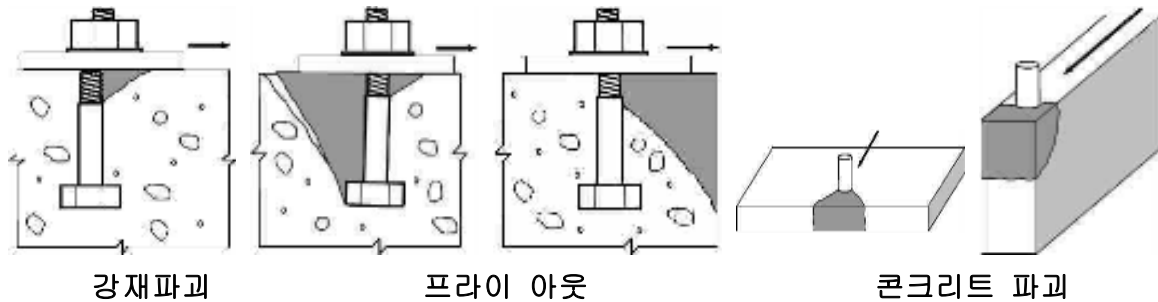
$$\frac{F_{P,c}^L}{F_{P,D}^L} < 1.0 \text{ or } \frac{F_{P,c}^T}{F_{P,D}^T} < 1.0 \text{ 불만족}$$

나. 앵커부

앵커부의 내진성능평가는 지진하중에 의하여 앵커볼트에 발생하는 전단력을 앵커부 전단강도와 비교하여 평가한다. 앵커부의 전단강도는 앵커의 강재강도 뿐만 아니라 앵커의 몰힘콘크리트 부분과 연관된 강도(파괴모드)를 모두 고려하여 이들 중 가장 작은 값을 적용한다.

1) 공급역량은 앵커부의 전단강도로 한다. 「콘크리트구조기준」에서는 콘크리트용 앵커 설계시 인장, 전단 및 인장과 전단의 조합에 의해 전달되는 각각의 구조 하중에 대해 충분히 견딜 수 있는 강도를 확보하도록 규정하고 있다. 하지만, 교량받침의 경우는 대체로 높이가 낮아 평가지진하중에 의해 앵커에 발생하는 인장력은 전단력에 비해 상대적으로 매우 작기 때문에 앵커부는 전단 파괴에 의해 지배되며 인장파괴는 무시할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 앵커부의 내진성능평가를 용이하게 수행하기 위해서 전단력을 받는 상태에

대해서만 고려한다. 앵커부의 전단강도는 앵커의 강재강도 뿐만 아니라 앵커의 물힘콘크리트 부분과 연관된 강도(파괴모드)를 모두 고려하여 이들 중 가장 작은 값을 적용한다. 전단에 의한 앵커의 파괴모드에는 <그림 3.3.9>와 같이 강재파괴, 프라이아웃, 콘크리트 파괴가 있다.



<그림 3.3.9 전단에 의한 앵커의 파괴모드>

① 강재강도

i) 전단력을 받는 앵커의 강재강도 V_{sa}

ㄱ) 선설치 헤드스터드

$$V_{sa} = n_A A_{se,V} f_{uta}$$

ㄴ) 선설치 헤드볼트와 갈고리볼트, 슬리브가 전단파괴면까지 연장되지 않은 후설치 앵커

$$V_{sa} = n_A A_{se,V} f_{uta}$$

여기서, n_A : 전단에 저항하는 앵커 그룹에서 앵커의 수

$A_{se,V}$: 전단에 저항하는 단일 앵커의 유효단면적(mm^2)

f_{uta} : 앵커 강재의 설계기준인장강도(MPa)

$$\text{단, } f_{uta} \leq \min[1.9f_{ya}, 860MPa]$$

② 콘크리트 파괴강도

i) 전단력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} V_b$$

ㄱ) 제한을 받지 않고 전단에 저항하는 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영 면적 A_{Vco}

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2$$

ㄴ) 가장자리(연단거리) 효과에 따른 전단강도 수정계수 $\psi_{ed,V}$

a) $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ 인 경우

$$\psi_{ed,V} = 1.0$$

b) $c_{a2} < 1.5c_{a1}$ 인 경우

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + \frac{0.3c_{a2}}{1.5c_{a1}}$$

ㄷ) 균열콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도 V_b

a) 일반적인 앵커의 경우

$$V_b = 0.6\left(\frac{L_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$$

ii) 10mm 이상 그리고 앵커직경의 1/2에 해당하는 최소 두께를 갖는 강재 부속물에 연속 용접된 신설치 헤드스터드, 헤드볼트 또는 갈고리 볼트

$$V_b = 0.7\left(\frac{L_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$$

여기서,

A_{Vco} : 모서리의 영향, 간격 및 부재 두께에 제한을 받지 않는 경우, 전단에 저항하는 단일 앵커의 콘크리트 파괴면의 투영면적(mm^2)(<그림 3.3.10> 참조)

A_{Vc} : 전단에 저항하는 특정한 앵커 배치(모서리의 영향, 간격 및 부재 두께를 고려)를 갖는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)
단, $A_{Vc} \leq nA_{Vco}$ (<그림 3.3.11> 참조). n 은 전단에 저항하는 앵커 수.

$\psi_{ed,V}$: 전단에 저항하는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리(연단거리) 효과에 대한 전단강도 수정계수

c_{a1} : 앵커 샤프트 중심부터 전단력 방향으로 콘크리트 단부까지 거리(mm)

단, 세 개 이상의 가장자리에 의해 영향을 받는 앵커에 대해서는 전단력에 대한 콘크리트 파괴강도 산정에 사용되는 c_{a1} 을 적용 가능한 모든 방향에 대하여 $c_{a2}/1.5$, $h_a/1.5$ 및 앵커 그룹에서 앵커 최대 간격의 1/3 중 큰 값 이하로 함

c_{a2} : 앵커 중심으로부터 c_{a1} 과 직각방향에 있는 콘크리트 단부까지의 거리(mm)

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도(N)

l_e : 전단력에 대해 앵커의 지압 저항 길이(mm). ($l_e \leq 8d_a$)

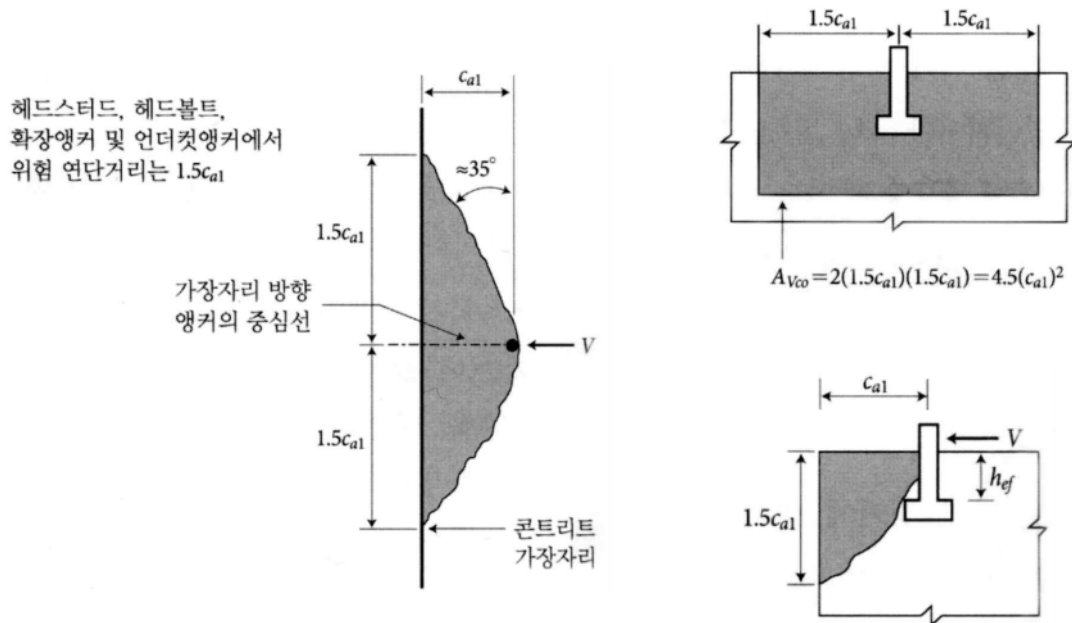
- $l_e = h_{ef}$: 간격슬리브가 확장슬리브와 분리된 비틀림제어 확장앵커

(헤드스터드 및 전체 묻힘깊이에 걸쳐 단일 관을 가지는 후설치앵커)

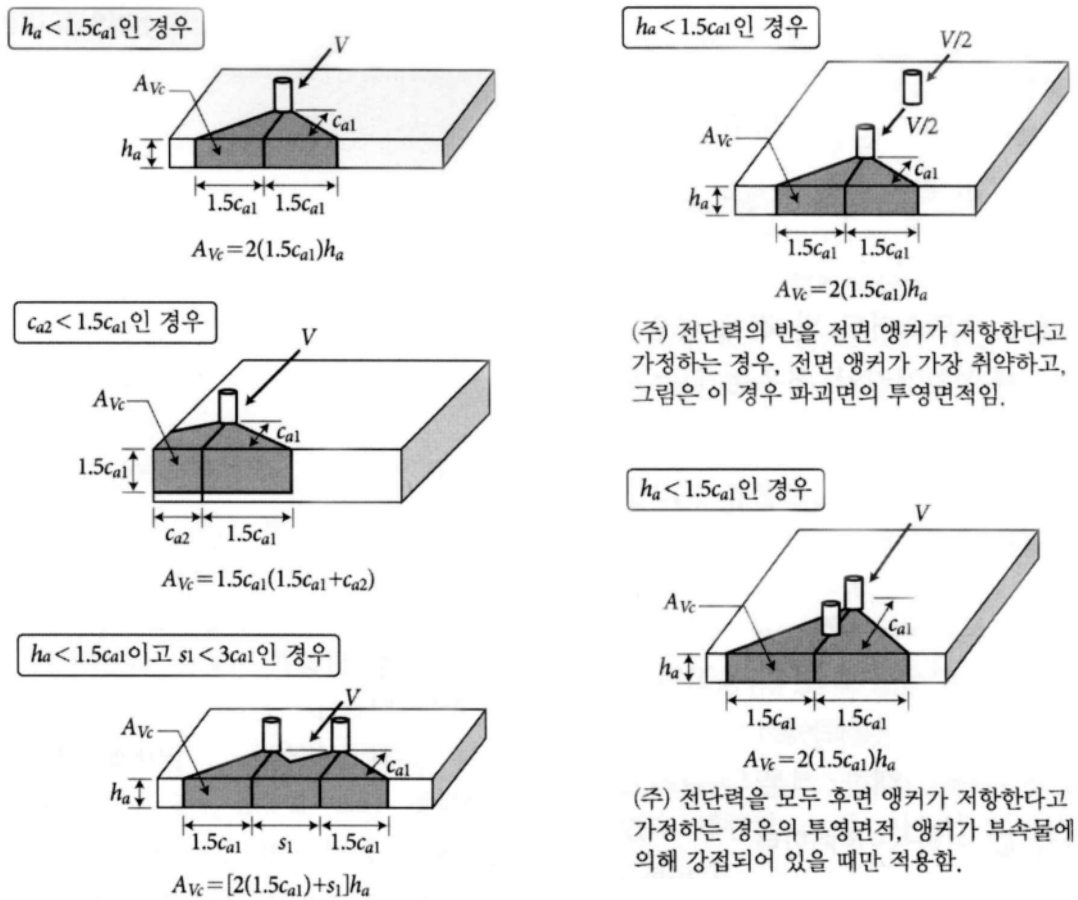
- $l_e = 2d_a$: 간격슬리브가 확장슬리브와 분리된 비틀림제어 확장앵커

d_a : 앵커 외경(mm)

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)



<그림 3.3.10> 투영면적 A_{Vco} 산정



<그림 3.3.11> 특정한 앵커배치에 따른 콘크리트 파괴면 투영면적 A_{Vc} 산정

③ 콘크리트 프라이 아웃 강도

i) 전단력을 받는 앵커의 콘크리트 프라이아웃강도 V_{cpg}

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg}$$

ㄱ) 프라이아웃강도 k_{cp}

a) 앵커의 유효물림깊이 $h_{ef} < 65mm$ 이하인 경우

$$k_{cp} = 1.0$$

b) 앵커의 유효물림깊이 $h_{ef} \geq 65mm$ 이하인 경우

$$k_{cp} = 2.0$$

ㄴ) 인장력을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도 N_{cbg}

$$N_{cbg} \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} N_b$$

ㄷ) 제한을 받지 않고 인장에 저항하는 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적 A_{Nco}

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

ㄹ) 가장자리(연단거리) 효과에 따른 인장강도 수정계수 $\psi_{ed,N}$

a) $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ 인 경우

$$\psi_{ed,V} = 1.0$$

b) $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$ 인 경우

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + \frac{0.3c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$$

ㄴ) 균열콘크리트에서 인장을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도 N_b

a) 일반적인 신설치 앵커의 경우

$$N_b = 10 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

b) 일반적인 후설치 앵커의 경우

$$N_b = 7 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

ㄷ) $280mm \leq h_{ef} \leq 635mm$ 인 신설치 헤드스터드와 헤드볼트의 경우

$$N_b = 3.9 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3}$$

여기서,

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커의 콘크리트 파괴강도(N)

h_{ef} : 앵커의 유효물침깊이(mm). 단 앵커가 네 개 이상의 가장자리로부터 $1.5h_{ef}$ 보다 짧은 거리에 위치한 경우는 전단력에 대한 콘크리트 프라이아웃강도산정에 사용되는 h_{ef} 값을 $c_{a,max}/1.5$ 와 앵커 그룹의 경우 최대 앵커 간격의 1/3중 큰 값 이하로 함(「평가요령·예제집」의 3.2.2절 참조)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우, 인장에 저항하는 단일 앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2) (<그림 3.3.12> 참조)

A_{Nc} : 인장에 저항하는 특정한 앵커 배치(연단거리, 간격 및 부재 두께 고려)를 갖는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적(mm^2)

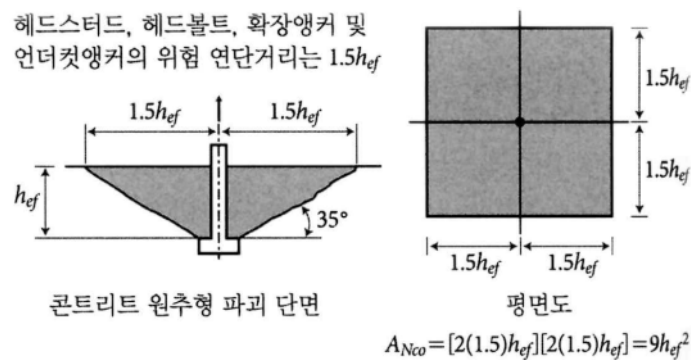
단, $A_{Nc} \leq nA_{Nco}$ (<그림 3.3.13> 참조). n 은 인장에 저항하는 앵커 수

$\psi_{ed,N}$: 인장에 저항하는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리(연단자리) 효과에 대한 인장강도 수정계수

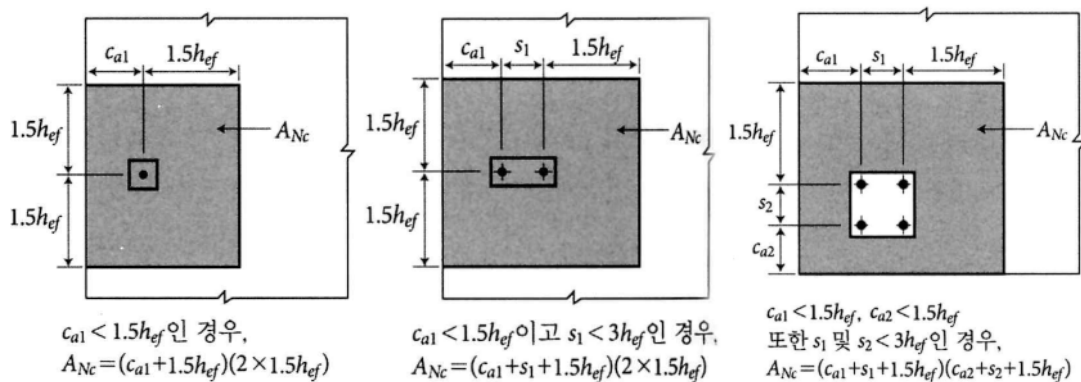
$c_{a,max}$: 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지 최대 연단거리(mm)

$c_{a,min}$: 앵커 샤프트 중심부터 콘크리트 단부까지 최소 연단거리(mm)

N_b : 균열 콘크리트에서 인장을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트 파괴강도(N)



<그림 3.3.12> 투영면적 A_{Nco} 산정



<그림 3.3.13> 특정한 앵커배치에 따른 콘크리트 파괴면 투영면적 A_{Nc} 산정

④ 앵커부 공급역량

앵커부의 공급역량 $F_{A,C}$ 은 전단에 저항하는 앵커의 전단강도를 말하며, 앵커의 전단강도는 강재강도, 콘크리트 파괴강도 및 프라이아웃강도 중 가장 작은 값으로 한다. 단, 콘크리트 파괴강도와 프라이아웃강도 산정시 전단에 저항하는 받침의 개수가 다른 경우에는 각각에 대해 검토를 수행하여야 한다.

$$F_{A,C} = \min[V_{sa}, V_{cbg}, V_{cpq}]$$

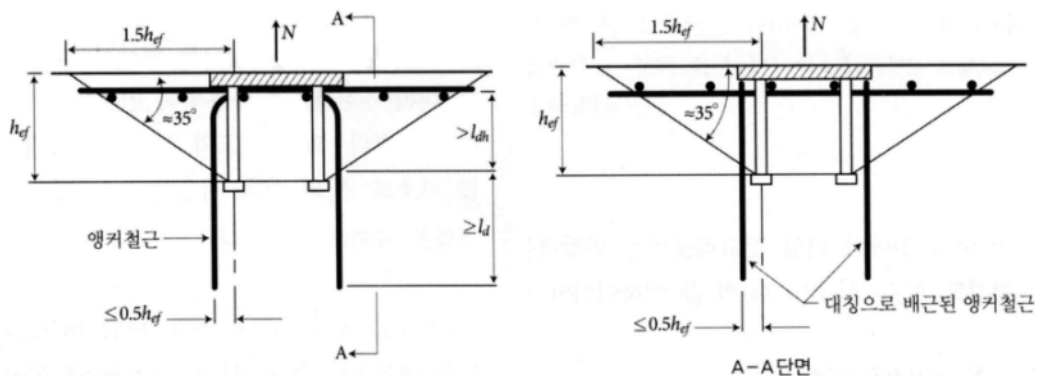
여기서, 교축방향 및 교축직각방향은 뒀첨자 L 및 T를 적용하여 구분한다.

만약, 콘크리트 파괴강도가 부족한 경우에 앵커철근이 콘크리트 파괴면을 기준으로 양쪽으로 「콘크리트구조기준」의 ‘정착과 이음’편에 따라 적절히 정착되어 있으면, 전단과 인장에 대한 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} 와 N_{cbg} 를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용할 수 있다. 이때, 앵커철근의 강도는 평가를 위한 것으로 강도감소 계수는 $\psi_v = 1.0$ 을 적용한다.

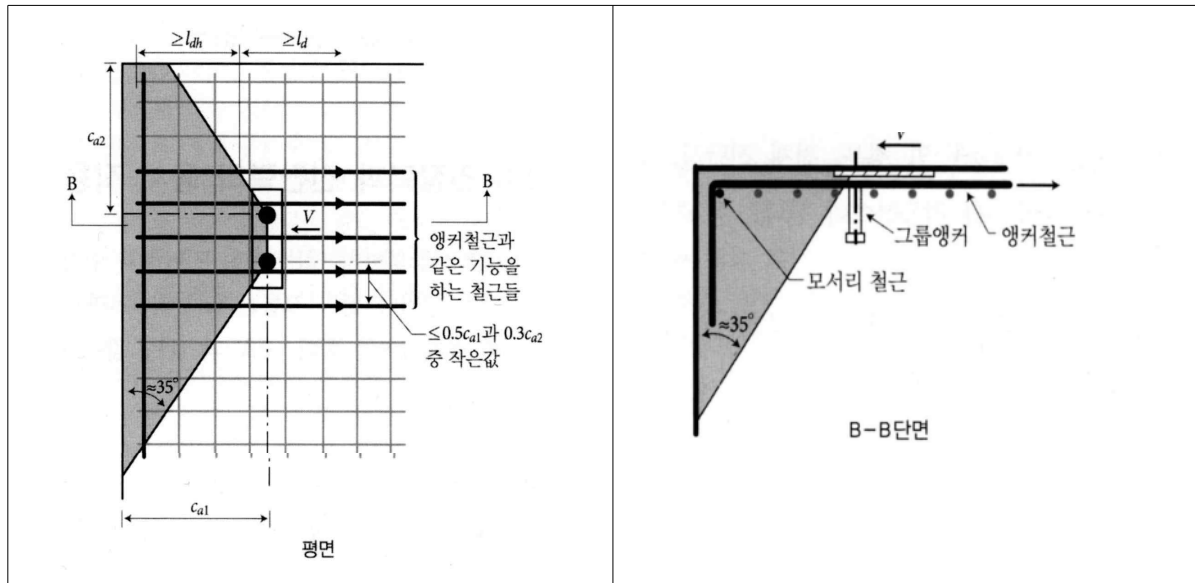
인장에 대해 유효한 앵커철근은 <그림 3.3.14>와 같이 앵커에 최대한 가까이 배치된 스테럽, 띠철근, 헤어핀 등으로 앵커측으로부터 $0.5h_{ef}$ 이내에 배치된 철근만 해당되며, 지름이 16mm 이하인 철근만을 말한다.

전단에 대해 유효한 앵커철근은 <그림 3.3.15>와 같이 가장자리 철근을 감싸고 콘크리트 파괴선을 지나 정착된 스테럽, 띠철근, 헤어핀 등으로 앵커중심에서 $0.5c_{a1}$ 과 $0.3c_{a2}$ 중 작은값 이내에 배치되어 콘크리트 파괴선을 기준으로 양쪽으로 충분한 정착길이를 확보하고 있는 지름이 19mm 이하인 철근만을 말한다.

인장 및 전단철근의 정착길이는 $l_{dh} + l_d$ 이상을 확보하고 있어야 한다. 실제 상황을 고려하면, 일반적으로 선설치앵커에 설치된 앵커철근에만 적용이 가능하다.



<그림 3.3.14> 인장을 받는 앵커철근



<그림 3.3.15> 전단을 받는 앵커철근

- 2) 소요역량은 받침본체에 작용하는 평가지진하중에 의하여 앵커볼트에 발생하는 전단력으로 한다.

$$F_{A,D} = F_{B,D} \quad (F_{A,D} : \text{앵커의 소요역량}, F_{B,D} : \text{받침본체의 소요역량})$$

- 3) 내진성능평가는 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

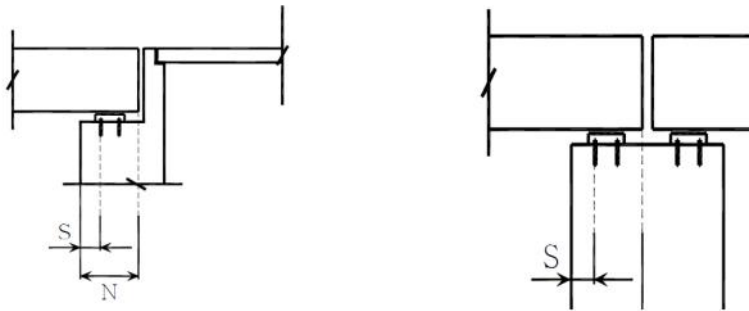
$$\frac{F_{A,c}^L}{F_{A,D}^L} \geq 1.0 \quad \text{and} \quad \frac{F_{A,c}^T}{F_{A,D}^T} \geq 1.0 \quad \text{만족}$$

$$\frac{F_{A,c}^L}{F_{A,D}^L} < 1.0 \quad \text{or} \quad \frac{F_{A,c}^T}{F_{A,D}^T} < 1.0 \quad \text{불만족}$$

3.3.7 받침지지길이(낙교)

- 1) 받침지지길이의 공급역량은 교각의 실제 받침지지길이를 한다. 받침지지길이는 교각 및 교대의 거더 단부끝단까지의 거리로 (<그림 3.3.16> 참조)하며 현장조사나 설계도면을 통해 조사한다.

N_C = 교량의 받침지지길이



<그림 3.3.16> 교량의 받침지지길이 N_C

- 2) 받침지지길이의 소요역량은 「 도로설계기준 」 - 최소받침지지길이(N_{min})와 응답변위 중 가장 큰 값으로 한다. 단, 지진구역Ⅱ에 위치하는 내진Ⅱ등급교에 대해서는 최소 받침지지길이를 한다.

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{min}]$$

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

L : 인접신축이음부 또는 교량단부까지 거리(m)

H : 교각의 높이(다점고정인 경우는 평균, 일점고정인 경우는 고정단)(m)

θ : 교량의 받침선이 교축직각방향과 이루는 사잇각(°)

- 3) 받침지지길이의 내진성능은 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

$$\frac{N_C}{N_D} \geq 1.0 \text{ 만족}$$

$$\frac{N_C}{N_D} < 1.0 \text{ 불만족}$$

3.3.8 기초 및 지반

1) 기초 평가

기초의 내진성능 평가에 있어서 기초형식에 따른 하중저항특성을 고려하여 설계시에 고려하는 방법과 동일하게 내진성능 평가를 실시하며, 전체적인 평가방법은 『기존 시설물(기초및지반) 내진성능 평가요령(한국시설안전공단, 2011)』을 기준으로 한다.

기초의 내진성능 평가방법은 『도로교 설계기준(국토해양부, 2010)』에 고려된 기초의 내진설계 방법을 기본으로 하여 안전성평가 및 본체의 검토를 수행하여야 한다.

교량기초는 지진에 의한 손상발견이 어렵고 손상이 발생한 경우 보수 및 보강 규모가 커지므로 가능한 한 손상이 발생하지 않도록 초기 설계시에 각별한 고려가 필요하다. 일반적으로 기초의 설계는 지반의 극한지지력에 안전율을 적용한 허용 지지력으로 안정성을 검토하고 기초 본체는 극한강도설계법으로 설계가 수행되어 왔다.

기초가 지지하고 있는 교각하부에서 발생할 수 있는 최대단면력에 저항할 수 있는 강도를 확보하고 있는 경우 내진보강은 필요로 하지 않는다. 따라서 기존교각의 내진성능 평가에서 구한 교각의 단면강도 또는 보강한 경우의 보강단면의 최소강도와 기초의 항복강도를 비교하여 내진성능 평가를 수행한다.

2) 액상화 평가

액상화란 느슨한 포화 사질토가 비배수 상태에서 급속한 진동하중을 받게 되면 과잉간극수압이 발생되어 유효응력이 감소됨에 따라 외력에 대한 전단저항을 상실하는 현상을 말한다.

액상화 예비평가는 수집된 관련자료에 근거하여 지반의 액상화 가능성에 대하여 개괄적으로 판단하고, 액상화 가능성이 없을 경우에는 액상화에 대한 상세평가를 생략하는 것으로 하였다.

다음의 경우에는 액상화에 대하여 안전한 것으로 판단하며 상세한 액상화 평가를 생략한다(도로설계기준 해설 6.4.9 지반의 액상화 평가, 2008, pp.962).

- ① 지하수위 위의 지반
- ② 주상도상의 표준관입저항치(N)가 20 이상인 지반
- ③ 대상 지반심도가 15m 이상인 지반

- ④ 소성지수(PI)가 10이상이고 점토성분이 20% 이상인 지반
- ⑤ 세립토 함유량이 35% 이상인 지반
- ⑥ 상대밀도가 80% 이상인 지반
- ⑦ 지진구역 II에서의 내진 2등급 구조물
- ⑧ 기타, 경제성을 위해서 내진 2등급 구조물에서는 전문가와 상의 후에 액상화 평가를 생략할 수 있다.

제 4 장 지진위험도

4.1 내진등급

4.2 사용목표수명등급 및 지진세기

4.3 가속도계수

4.4 내진성능 평가기준지진 응답스펙트럼

제 4 장 지진위험도

4.1 내진등급

교량은 구조물의 중요도에 따라 <표 4.1.1>과 같이 내진 I 등급, 내진 II 등급 2가지로 분류한다.

<표 4.1.1> 구조물별 내진등급

내진등급	교 량	설계지진의 평균재현주기
내진 I 등급교	- 고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반국도상의 교량 - 지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량, 해당도로의 일일계획교통량을 기준으로 판단했을 때 중요한 교량 - 내진 I 등급교가 건설되는 도로위를 넘어가는 고가교량	1000년
내진 II 등급교	내진 I 등급교에 속하지 않는 교량	500년

4.2 사용목표수명등급 및 지진세기

가. 사용목표수명을 고려한 내진성능 평가기준지진은 사용목표수명동안 내진성능 평가 기준지진의 발생확률이 동일 등급의 신설 교량이 평가설계수명동안 경험할 수 있는 설계지진의 발생확률과 동일하도록 식(4.1)과 같이 결정한다.

$$\begin{aligned}
 & (\text{내진성능 평가기준지진의 연평균 발생확률} \times \text{사용목표수명}) \\
 & = (\text{설계기준지진의 연평균 발생확률} \times \text{평가설계수명}) \quad \text{식(4.1)}
 \end{aligned}$$

나. 사용목표수명등급은 평가설계수명에 대한 사용목표수명의 비(사용목표수명/평가설계수명)에 따라 다음과 같이 3개 등급으로 구분한다.

- 1) 1/2 이상
- 2) 1/2미만 ~ 1/4
- 3) 1/4 미만

다. 내진성능 평가기준지진의 지진세기는 사용목표수명등급에 따라 평균재현주기를 고려하여 <표 4.2.1>과 같이 결정한다.

<표 4.2.1> 사용목표수명/평가설계수명 비에 따른 내진성능 평가기준지진의 평균재현주기

내진등급	사용목표수명/평가설계수명 비		
	1/2 이상	1/2미만-1/4	1/4 미만
I 등급	1000년	500년	250년
II 등급	500년	250년	125년

4.3 가속도 계수

가. 내진성능 평가기준지진의 가속도계수(A)는 지진구역계수(Z)와 지진위험도계수(I)의 곱으로 식(4.2)와 같이 정의한다.

$$A = Z \times I \quad \text{식(4.2)}$$

1) 지진구역계수(Z)를 결정하기 위한 지진구역은 <4.3.1>과 같다.

<표 4.3.1> 지진구역 구분

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

※ 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
 강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
 전라남도 북동부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시
 전라남도 남서부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시

2) 지진구역계수(Z)는 <표 4.3.2>와 같다.

<표 4.3.2> 지진구역계수(Z) (재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역계수, Z(g)	0.11	0.07

3) 내진성능 평가기준지진의 지진위험도계수(I)는 내진설계기준연구(국토해양부, 1997)에 제시된 값을 기본으로 하여 선형보간법을 사용하여 계산한다. 선형보간에 의한 지진위험도계수(I)는 <표 4.3.3>과 같다.

<표 4.3.3> 선형보간에 의한 지진 위험도계수 (I)

재현주기(년)	125	250	500	1000
위험도계수, I	0.6	0.78	1.0	1.4

나. 지진구역 I 및 II에서의 내진성능 평가기준지진의 가속도계수(A)를 계산하면 <표 4.3.4>, <표 4.3.5>와 같다.

<표 4.3.4> 지진구역 I에서의 내진성능 평가기준지진 가속도계수 (A)

내진등급	사용목표수명/평가설계수명		
	1/2 이상	1/2미만-1/4	1/4 미만
I 등급	0.154 g	0.110 g	0.086 g
II 등급	0.110 g	0.086 g	0.066 g

<표 4.3.5> 지진구역 II에서의 내진성능 평가기준지진 가속도계수 (A)

내진등급	사용목표수명/평가설계수명		
	1/2 이상	1/2미만-1/4	1/4 미만
I 등급	0.098 g	0.070 g	0.055 g
II 등급	0.070 g	0.055 g	0.042 g

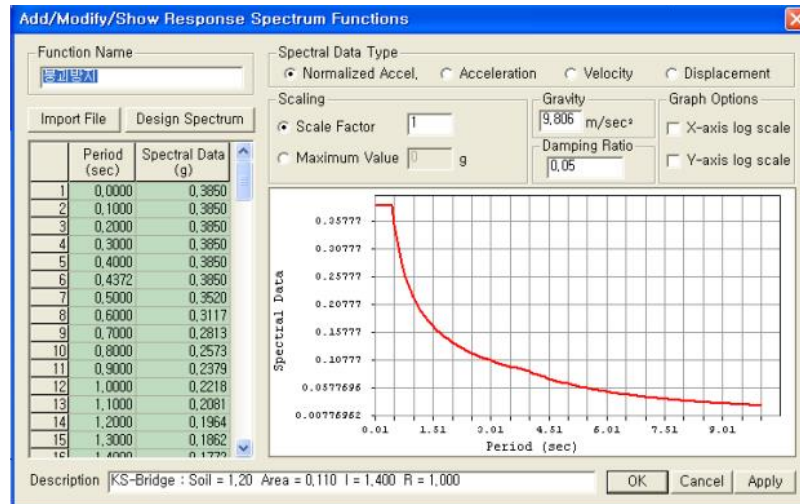
4.4 내진성능 평가기준지진 응답스펙트럼

가. 내진성능 평가기준지진의 응답스펙트럼은 <도로교설계기준(한국도로교통협회, 2010)>에서 규정하고 있는 탄성지진응답계수로부터 결정한다.

탄성지진응답계수는 다음과 같다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \quad (T \leq 4.0\text{sec}) \quad \text{식(4.3a)}$$

$$C_s = \frac{3AS}{T^{4/3}} \quad (T > 4.0\text{sec}) \quad \text{식(4.3b)}$$



<그림 4.4.1> 응답스펙트럼

여기서, A는 식(4.2)로 정의되는 가속도계수, S는 지반종류에 따른 입력지반운동 세기의 증폭계수로서 <표 4.4.1>과 같다. 지반의 종류는 <표 4.4.2>와 같다.

<표 4.4.1> 지반계수(S)

지반계수	지 반 종 류			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

<표 4.4.2> 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값		
		전단파 속도 (m/sec)	표준관입시험 (N치(1))	비배수전단 강도(kPa)
I	경암지반 보통암지반	760 이상	—	—
II	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 ~ 760	> 50	> 100
III	단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100
IV	연약한 토사지반	180 미만	< 15	< 50
V	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

주: (1) 비점착성 토층만을 고려한 평균 N치

나. 감쇠효과를 반영한 설계응답스펙트럼의 감소는 감쇠비를 적정하게 산정하여 적용한다.

제 5 장 내진성능 향상방안

5.1 개요

5.2 내진성능 향상방안 적용성 검토

5.3 낙교방지장치

5.4 지진보호장치에 의한 내진성능향상방법

제 5 장 내진성능 향상방안

5.1 개요

5.1.1 일반사항

기존 교량의 내진보강의 목적은 설계지진발생시 인명피해, 교량의 붕괴, 노선상 중요한 교량의 기능상실 등의 중대한 피해를 최소화하기 위함이다.

지진발생이 예상되는 지역에서는 지진에 취약한 교량을 선정하여 지진에 의한 피해를 검토하여 지진재해를 줄이기 위한 계획을 실시하는 것이 중요하며, 지진시 피해 최소화 방안으로는 교량의 내진보강이 있다. 지진시 구조물의 피해를 평가하기 위해서는 구조물의 전체적인 형태, 대지진 후의 도심 기능으로서의 중요성, 피해 복구 작업의 용이성 등을 고려하여 허용가능 피해를 선정하는 것이 중요하다.

5.1.2 내진성능 향상 기본방향

교량의 내진성능 향상방안은 교량 구조요소의 개별적인 보강에 의한 내진성능 향상방법과 지진 보호장치에 의한 교량시스템의 내진성능 향상방법으로 대별한다. 구조요소의 개별적인 보강은 교량을 구성하는 교각, 받침부(받침지지길이 포함), 교대, 기초 및 지반에 대하여 개별적인 내진성능 향상을 도모하는 것이며, 지진보호장치에 의한 내진성능향상은 지진격리받침, 감쇠기와 같은 지진보호장치를 도입하여 교량시스템 전체의 내진성능향상을 도모하는 것이다.

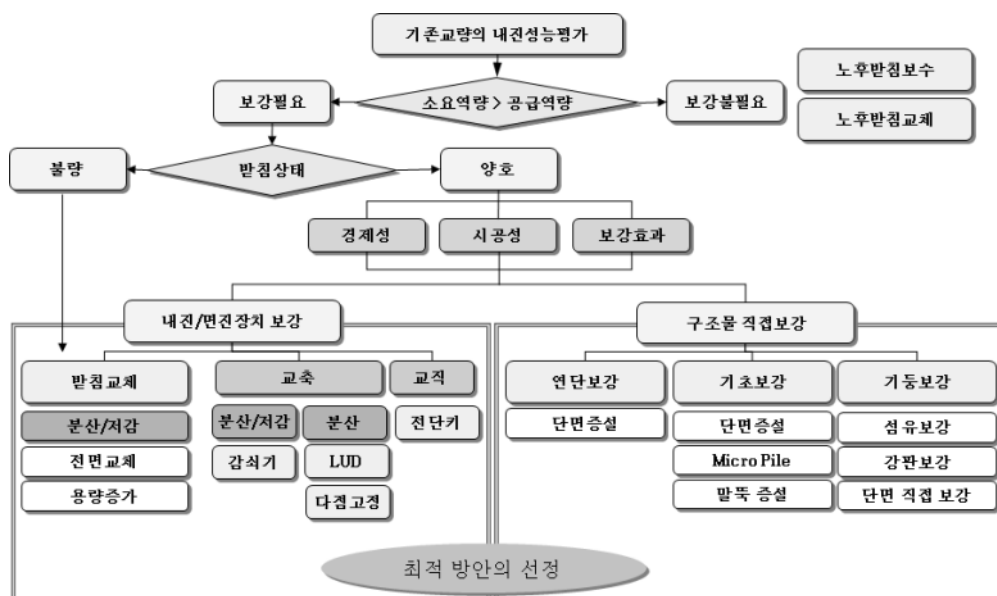
- 1) 내진 향상방향 선정 기본방향은 공법의 적용성, 구조적 효율성, 시공성, 경제성 등을 종합적으로 고려하여 선정한다.
- 2) 교량받침부에서 내진성능을 만족하지 못하는 경우에는 전단키 공법을 우선적으로 적용하며, 교량형식 및 설치조건에 따라 콘크리트와 강재 전단키를 비교하여 적용.
- 3) 내진성능 보강받침은 경제성을 고려하여 일체형 탄성받침을 우선 검토하며, 면진 받침은 탄성받침으로 성능향상이 곤란할 경우 제한적으로 검토한다.
- 4) 내진성능 향상을 교량받침에 의해서 보강할 경우에는 교량받침의 동일한 기능성 확보를 위해 한 교량 내에서는 동일한 받침형식을 적용함.

5) 기타 세부 설계 방향

- (1) 교각에 대한 내진보강만 필요한 경우 교량 전후 구간의 내진성능 필요여부를 판단한 후 현장조건 및 대상수량을 고려하여 시공성 및 경제성이 저하될 경우 배제토록 하고, 받침교체를 적용한다.
- (2) 교각 및 기초부에서 내진성능을 만족하며, 받침부에서만 소요 공급역량을 만족하지 못하는 경우는 경제성을 고려하여 전단키를 우선적으로 검토하며, 전단키 보강공법 중 교축직각방향으로 소요공급역량을 만족하지 못하는 경우는 콘크리트 블록형 전단키를 우선적으로 검토하되, 콘크리트 블록형 전단키 설치가 곤란한 교량 형식(슬래브교)은 강재전단키를 적용하며, 교축방향 및 양방향으로 소요공급역량을 만족하지 못하는 경우는 강재전단키를 적용함.
- (3) 교각기초부에서 소요공급역량을 만족하지 못하는 직접기초의 경우 현장여건상 시공성과 기존교량 피해 최소화를 위해 기동섬유보강을 우선적으로 검토함.
- (4) 교각기둥의 섬유보강시 시공성 확보가 어려운 경우, 말뚝기초가 소요 공급역량을 만족하지 못하는 경우, 받침부의 양방향으로 소요 공급역량을 만족하지 못하는 경우, 지정부 가로보 높이가 낮아 강재 전단키 설치가 곤란한 경우는 받침교체를 적용함.

이상과 같은 내진 보강설계 기본방향을 고려하여 보강공법을 선정하여 설계를 수행하였다.

5.1.3 내진성능 향상방안 선정 흐름



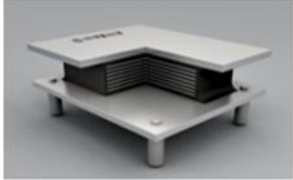
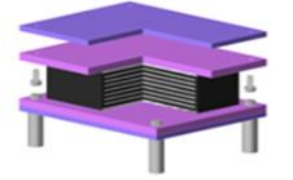
5.2 내진성능 향상방안 적용성 검토

<표 5.2.1> 내진성능 향상방안 적용성 검토

구분		탄성받침 전량교체	전단키 보강	기둥 보강	콘크리트 단면보강
개요		· 기존 교량의 모든 받침을 탄성받침으로 전량교체하여 내진성능 확보	· 받침부의 지진시 수평력에 대한 공급역량을 증대시켜 받침부의 내진성능을 확보	· 교각 기둥의 연성능력, 휨 공급역량, 전단 공급역량이 부족한 경우 기둥 단면을 섬유로 보강하여 내진성능 확보	· 교대 및 교각 코핑단면을 콘크리트 단면으로 증대시켜 교량의 받침 인상을 하기 위한 방안
구조적 거동 특성	상시	· 상시 구조계와 동일한 구조계로 받침배치 가능	· 받침과 전단키간의 유격이 없는 경우 기존 구조물에 부가적인 응력 발생 및 변위제한	· 상시기둥의 구조적 안정성 유지	· 상시 연단에 대한 구조적 안정성 증대
	지진시	· 기존교량 주기를 장주기화하여 지진력을 분산시켜 소요역량을 저감시킴	· 상부구조와 하부구조에 적절한 돌출부를 설치함으로써 상부구조물의 지진응답변위와 수평력을 효과적으로 제어하는 방안	· 기둥의 성능 저하시 기둥을 섬유로 보강하여 공급역량을 증대시켜 지진하중에 저항하는 방안	· 받침부 연직력에 의한 코핑면 파괴를 방지하고 신축이음부 변위에 대한 안정성 확보 방안
보강 방안 적용 범위	받침부	· 기존 교량받침 노후화인 경우 · 받침부의 내진성능이 부족한 경우	· 받침상태가 양호하나 지진시 수평력에 대해 내진성능이 미 확보된 경우 · 감쇠기와 병행보강시 교축직각방향 받침부에 대해 내진성능을 확보할 경우	· 받침부의 내진성능 확보와 무관 (부분피해허용)	· 시방 기준에 따른 최소 받침 지지길이가 부족한 경우 · 콘크리트 타설 및 강재 브라켓에 의한 연단보강 시공이 가능한 경우 (시공성)
	기둥 및 기초	· 교축방향 및 교축직각방향 모두 지진력을 분산시켜 소요역량을 저감시키려고 할 경우 · 기존 교량 내진성능 검토결과 기둥 및 기초에서 소요역량이 공급역량을 초과하는 경우	· 받침부 이외의 구성 부재에 대한 내진성능이 부족할 경우 적용 불가능	· 교량 구성부재 중 기둥만에 대해 내진성능을 확보해야 하는 경우 · 교각 기둥의 보강 시공이 가능한 경우(시공성) · 교각 기둥의 내진보강 및 손상된 교각의 내진성능 향상에 적용	
구조적 안정성		· 지진시 모든 받침이 수평력 분담 · 지진시 모든 교각이 지진력 분담 · 소요역량 감소효과 증대	· 전단키에 의해 받침부 소요역량을 만족시킴과 동시에 낙교 방지 효과 기대 · 상시 온도변화 및 지진시 이동량 확보 필요	· 교각 기둥 이외의 구성 부재에 대한 내진성능 향상은 불가능	· 낙교방지 효과 증진 및 상부거더 인상시 코핑부 구조적 안전성 증대
시공성		· 받침규격 증대로 받침형하고에 따라 설치 제약 발생	· 시공시 기존 교량 부재와의 설치조건에 대한 간섭 검토 필요	· 현장여건에 따라 시공이 불가능 할 경우 받침교체를 적용하여 시공성 개선	· 교량 하부 지장물에 의한 현장여건에 따라 시공이 불가한 경우 발생
경제성		· 기존받침을 전량 교체하여야 하므로 공사비가 증가하나 면진받침에 비해 공사비 양호	· 받침만을 보강할 경우 경제성 우수	· 기둥만을 보강할 경우 경제성 우수	· 경제성 우수
보강 효과		· 교각기둥 및 기초의 탄성지진력 50~80% 저감	· 받침부만 보강효과 발휘	· 기둥부만 보강 효과 발휘	· 코핑단면 증대로 미관 다소 불량

5.3 탄성받침 검토

<표 5.3.1> 탄성받침 비교표

구 분	가황식 일체형 탄성받침	볼트식 일체형 탄성받침	접착식 일체형 탄성받침
개요도			
특 징	상·하부 플레이트와 고무패드를 가황 성형한 제품	상·하부 플레이트와 고무패드를 볼트로 결합	상·하부 플레이트와 고무패드를 접착제로 부착
장단점	- 가황 일체형으로 기능향상 및 안정성 확보 - 상, 하판에 틈이 없어 연결부 방수성 우수 - 내진성능이 완벽한 제품임 - 전단변형시 들뜸 현상 없음 - KS, ISO9001, 신뢰성 및 성능 인증 - 볼트일체형받침 보다 가황성형 시간이 더 걸림 - 상,하판 두께(t=25mm)의 최소 기준적용으로 형하공간이 낮은 교량의 받침교체에 적용성 우수	- 볼트일체형으로 안정성 확보 - 내진성능 확실한 확보 - 볼트결합에 의한 유지보수 용이 - 제품단가 고가 - 볼트 탭 설치를 위한 철판 추가 (t=25mm)로 받침 높이 증가 - 상·하부판 일체형으로 중량 증가 및 유지관리 어려움 - 철도용에 적합하도록 부반력 제어 및 이동제어 기능을 가진 썬기 부착	- 접착 일체형으로 안정성 확보 - 반복하중 및 온도변화 오물등에 의한 접착부 손상우려 큼. - 접착부 손상후 들뜸 현상 발생 - 비 KS 규격제품으로 관련시방 기준 모호 - 접합부 피로파괴에 대한 안정성 확보 미흡

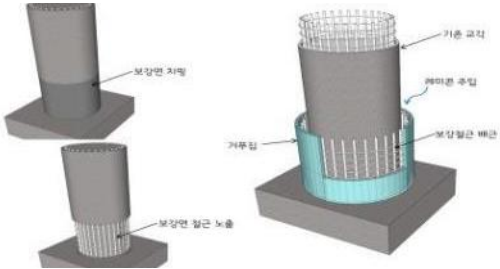
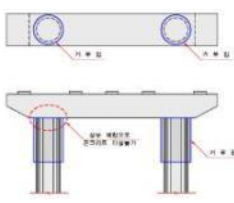
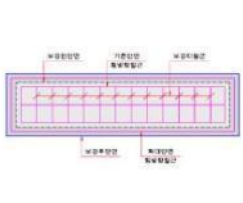
5.4 전단키 검토

<표 5.4.1> 전단키 비교표

구 분	받침형 강재 전단키	콘크리트 블록 전단키
개요도		
공법특징	주형과 하부구조 공간에 받침형 전단키를 설치하여 지진시 상하부 전단키의 접촉에 의한 수평력을 부담하는 공법	주형과 주형사이의 공간에서 하부구조물에 앵커 설치 및 철근배근 후 콘크리트를 타설하는 공법
장점	- 시공 후 정기적인 도장 등 유지관리 필요 - 받침형 전단키로 형하공간이 확보되는 경우 작업 가능 - 일방향 받침의 가이드 캡과 원형단면으로 교축 및 교축직각방향에 대해 받침과 동시 제어 가능	- 시공 후 별도의 유지관리 불필요 - 강재 브라켓과 병행사용 시 양방향에 대하여 전단키 역할 가능
단점	- RC 슬래브교등에는 작업공간 협소로 시공성 저하 - 기존받침 유지관리시 콘크리트 블록 전단키에 비해 작업공간 확보 양호	- 작업공간이 충분하지 않을 경우 시공성 저하 - 교축직각방향에 대해 강재 브라켓과 병행사용 - 기존받침 유지관리 시 작업공간확보 곤란

5.5 기둥 보강 검토

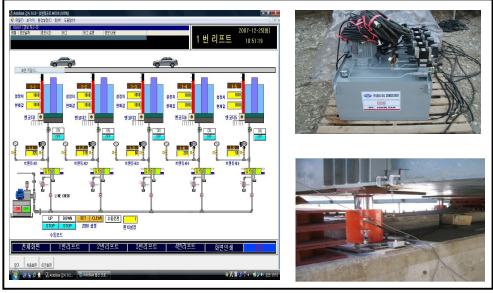
<표 5.5.1> 기둥 보강 비교표

구 분	섬유보강계열 공법	철근+콘크리트 단면 확대공법
개 요	· 콘크리트 바탕면 처리후 보강섬유를 보강할 콘크리트면에 고강도 접착제를 주입하여 구조물의 연성과 내하력 및 내구성을 향상시키는 보강공법	· 기존 교각 콘크리트면을 치핑 후 소요 철근량을 계산하여 배근하고, 콘크리트 타설하여 단면 확대로 보강하는 공법
보 강 사 진		
특 징	· 보강 후 고정하중 증가가 없으며 기존 구조물에 영향이 적음 · 협소한 공간에서도 작업가능 · 공사기간이 짧음 · 내염해, 내화학적, 동결융해 저항성 등이 뛰어남 · 부착 및 정착에 대한 정밀 시공이 요구됨 · 대기노출에 대한 섬유보호를 위해 마감재 설치가 필요함	· 재료에 대한 신뢰성 우수하나 단면 확대규격이 작은 경우 콘크리트 채움 및 다짐 등 시공성이 저하됨 · 자중 증가로 기초의 내진성능 확보에 불리함 · 신규콘크리트 일체를 위한 교각 전면에 앵커 설치로 기존구조물의 손상 발생 · 콘크리트량이 적은 경우 소량의 레미콘 수급이 어려움 · 다주식(π형)교각에 적용시 기둥상부 보강 단면의 시공곤란 · 콘크리트 양생 등으로 공기가 길어짐 · 장변, 단변의 차가 큰 벽식, 트랙형 단면의 경우 탄성설계가 필요 · 미관이 불량함
단면형 대별 적용성	· 원형(π형, T형), 구형, 벽식, 트랙형	· 다주식 교각  · 장변, 단변의 차가 큰 벽식 및 트랙형 단면  · 소성힌지 상부구간 시공시 타설 어려움 · 보강띠철근도 심부 구속방향 철근량에 포함되므로 확대단면의 철근보강 단면적이 과도해질 수 있음

5.6 받침교체를 위한 인상공법

5.6.1 상부구조 인상공법

<표 5.6.1> 인상공법 비교표

구 분	컴퓨터 제어 동시인상공법	재래식 수동 인상 공법
공법개요	· 하중과 변위 및 허용변위 오차를 동시에 효율적으로 제어하며 자동으로 인상하는 PC 제어 동시인상 시스템공법	· 한 대의 메인 펌프에 의한 유압분배로 상부를 인상하며, 허용 변위 이상 발생시 수동으로 조절하면서 인상하는 공법
적용사진		
시스템 구성	· 유압잭, 유압분배기, 유압펌프, 계측시스템, 컨트롤 패널, PC	· 유압잭, 유압분배기, 유압펌프, 계측기
적 용 성	· 본 과업의 대상시설물은 종외 시설물로 소규모 구조물이며, 받침교체를 위한 책임상 높이가 2~3mm 임을 고려할 때, 컴퓨터제어 동시인상공법과 재래식 수동인상공법의 차이는 거의 없을 것으로 판단됨.	

<표 5.6.2> 유압잭 비교표

구 분	일 반 잭				플 랫 잭			
적용사진								
제원	100 Ton		200 Ton		100 Ton		200 Ton	
	잭 직 경	175 mm	잭 직 경	250 mm	잭 직 경	300 mm	잭 직 경	420 mm
	잭 높 이	120 mm	잭 높 이	130 mm	잭 높 이	25 mm	잭 높 이	25 mm
적용성	여유높이	30 mm	여유높이	30 mm	여유높이	30 mm	여유높이	30 mm
	· 잭 설치를 위한 교좌면 형하고 확보시 일반잭 사용 · 잭 설치를 위한 교좌면 형하고 미확보시 현장 설치여건을 고려하여, 콘크리트 깨기 물량을 줄여 기존구조물의 손상을 최소화 할 수 있는 플랫잭 검토.							

5.6.2 교량인상 시공방법

1) 사전조사

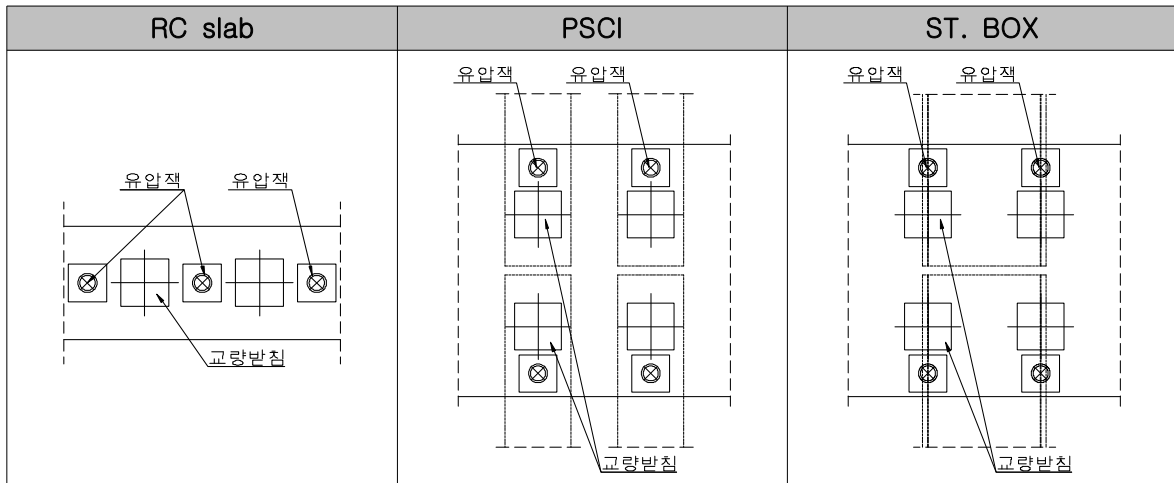
대상교량에 대한 설계도서 및 현장답사를 통해 아래항목에 대한 사전조사를 수행하여 인상시공 계획 및 방법을 수립하여야 한다.

- 상부구조 하중
- 연단거리 및 받침형하공간
- 받침교체 전후 교량받침 배치 현황
- 종·횡경사에 대한 변위
- 인상높이 (2~3mm)

2) 유압잭 배치

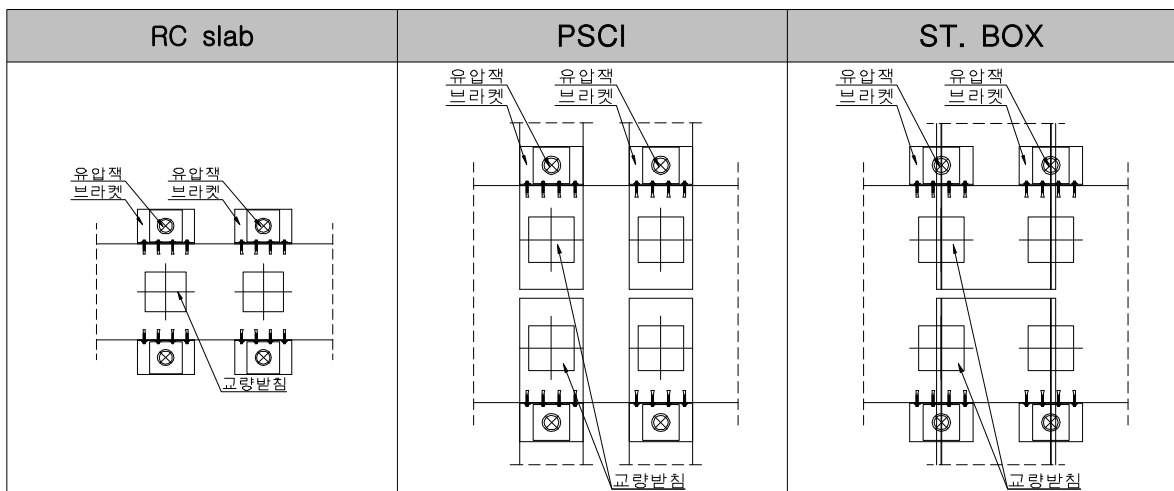
유압잭의 위치는 기존교좌면의 철거 및 신설교좌면 시공에 대한 간섭발생 여부를 사전에 확인하여 결정하도록 한다.

① 연단거리 확보시



② 연단거리 미 확보시

별도의 구조물(강재 또는 콘크리트 브라켓)을 설치하여 연단거리를 확보하여야 한다.



5.6.3 교량 인상용 브라켓 검토

<표 5.6.3> 인상용 브라켓 비교표

구 분	콘크리트 브라켓	강재 브라켓
개요도		
공법 특징	교량인상을 위해 기존구체 측면에 앵커 철근 설치 및 콘크리트를 타설하여 단면 증설하는 공법	앵커볼트 설치를 위해 코어 천공후, 중장비를 이용하여 제작된 강재브라켓을 설치하는 공법
장·단점	- 재래식 방법으로서 전문기술이 필요없고, 시공실적이 많음. - 교량받침 연단거리 확보로 설계기준 만족 1회 설치로 추후 유지관리를 위한 작업 공간 확보 가능 - 기존구체와의 일체성 확보로 구조 안전성 우수 - 철근콘크리트 재료로 경제성 우수 - 단면 증가로 미관 보통	- 전문 시공기술자가 필요한 특허공법 제품 다수. - 케미컬 앵커 설치로 인한 기존구조물 손상 발생 - 부족한 연단거리 미확보로 설계기준 불만족 - 강재제작 및 설치로 인한 경제성 불리 - 브라켓 거치를 위한 중장비 필요 - 상부구조물의 무게가 중량일 경우 강재 브라켓 상세 검토 필요 - 기존구체 열화시 강재브라켓 설치 곤란 - 설치 후 철거로 인해 미관 양호