

기존 시설물(교량) 내진성능

향상요령

2011. 7.



국 토 해 양 부
Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs

한 국 시 설 안 전 공 단

목 차

제 1 장 총 칙

1.1 일반사항	1
1.2 요령의 구성	2
1.3 용어 정의	3

제 2 장 내진성능 향상기준지진과 향상절차

2.1 일반사항	5
2.2 지진위험도	6
2.3 내진성능 향상방법 및 절차	12

제 3 장 내진성능 향상방법

3.1 일반사항	15
3.2 향상방법	17

부 록

A. 구조요소보강에 의한 내진성능 향상 예제	127
B. 지진보호장치에 의한 내진성능 향상 예제	167

<표차례>

표 2.2.1 도로교설계기준의 내진등급과 설계지진	6
표 2.2.2 사용목표수명/평가설계수명 비에 따른 내진성능 향상기준지진의 평균재현주기	7
표 2.2.3 지진구역 구분	8
표 2.2.4 지진구역계수(Z) (재현주기 500년에 해당)	8
표 2.2.5 선형보간에 의한 지진 위험도계수 (I)	9
표 2.2.6 지진구역 I에서의 내진성능 향상기준지진 가속도계수 (A)	9
표 2.2.7 지진구역 II에서의 내진성능 향상기준지진 가속도계수 (A)	9
해설표 2.2.1 지반계수(S)	10
해설표 2.2.2 지반의 분류	11
해설표 3.2.1 낙교방지장치	72
해설표 3.2.2 지진격리교량의 감쇠계수 B	102
해설표 3.2.3 지진격리교량의 지반계수 S_i	102

<그림 차례>

그림 2.3.1 내진성능 향상절차	13
해설그림 3.2.1 교각의 횡방향 구속을 위한 소성단 영역	20
해설그림 3.2.2(a) 단일교각의 횡방향 구속 범위	21
해설그림 3.2.2(b) 다주가구의 횡방향 구속 범위	21
해설그림 3.2.3 압축상태에 있는 콘크리트의 응력-변형률 모형	23
해설그림 3.2.4 구속효과에 의한 콘크리트의 압축강도 증가	24
해설그림 3.2.5 휨에 대해 강판보강된 직사각형단면 교각	26
해설그림 3.2.6 시공순서도	27
해설그림 3.2.7 강판 부착 순서 (직사각형단면)	30
해설그림 3.2.8 강판 부착 순서(원형단면)	30
해설그림 3.2.9 실링공	31
해설그림 3.2.10 방호콘크리트	33
해설그림 3.2.11 시공순서도	37
해설그림 3.2.12 소요변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수 k	42
해설그림 3.2.13 D 의 정의	43
해설그림 3.2.14 타원형 강판보강에 의한 전단강도의 증가	45
해설그림 3.2.15 해설식(3.27)의 적분식을 이용해서 나타낸 타원형 강판 보강재의 전단강도	46
해설그림 3.2.16 축방향 철근 겹침이음부의 파괴	49
해설그림 3.2.17 n_{ls} 의 정의	53
해설그림 3.2.18 3열 배열시 구속 볼트의 간격	54
해설그림 3.2.19 앵커에 의한 휨내하력 향상	57
해설그림 3.2.20 콘크리트 증설 보강공법에 의한 교각 구속	58
해설그림 3.2.21 모르타르 부착공법	59
해설그림 3.2.22 프리캐스트 패널 부착공법	59
해설그림 3.2.23 받침 모르타르의 보수공법	64
해설그림 3.2.24 일방향 받침보호장치	65

해설그림 3.2.25 고정단 받침보호장치	66
해설그림 3.2.26 콘크리트블록 및 받침보호장치(점선은 예상파괴선)	67
해설그림 3.2.27 연단거리 S	67
해설그림 3.2.28 교좌부 선상공법	68
해설그림 3.2.29 연단거리 확대공법	69
해설그림 3.2.30 브라켓 공법	69
해설그림 3.2.31 특수가대 공법	69
해설그림 3.2.32 가벤트 공법	70
해설그림 3.2.33 조립식 브라켓 공법	70
해설그림 3.2.34 낙교방지장치 설계	72
해설그림 3.2.35 케이블 구속장치 설치방법	74
해설그림 3.2.36 케이블 구속장치의 설계절차	74
해설그림 3.2.37 전단키 설치방법	78
해설그림 3.2.38 콘크리트 전단키	82
해설그림 3.2.39 최소받침지지길이(N_c)	85
해설그림 3.2.40 콘크리트 타설공법	87
해설그림 3.2.41 강재 브라켓 부착공법	87
해설그림 3.2.42 프리캐스트 콘크리트 블록 부착공법	88
해설그림 3.2.43 교대의 침하 및 경사	89
해설그림 3.2.44 상부 구조 충돌에 의해 생긴 교대의 피해	90
해설그림 3.2.45 연속교의 지진보호장치	92
해설그림 3.2.46 탄성고무받침	94
해설그림 3.2.47 납고무받침의 구조	94
해설그림 3.2.48 고감쇠고무받침	95
해설그림 3.2.49 마찰받침	96
해설그림 3.2.50 마찰진자 지진격리장치	97
해설그림 3.2.51 가속도 응답스펙트럼	98
해설그림 3.2.52 변위 응답스펙트럼	98
해설그림 3.2.53 감쇠증가에 따른 가속도 곡선	98
해설그림 3.2.54 감쇠증가에 따른 변위 곡선	98

해설그림 3.2.55 힘-변위 이력(Hysteretic)곡선	99
해설그림 3.2.56 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출 ...	101
해설그림 3.2.57 지진격리교량의 탄성지진응답계수	103
해설그림 3.2.58 오일댐퍼	106
해설그림 3.2.59 점탄성 댐퍼	107
해설그림 3.2.60 강재 댐퍼	108
해설그림 3.2.61 ADAS 장치	108
해설그림 3.2.62 강봉 댐퍼	108
해설그림 3.2.63 루프형 강봉 댐퍼	109
해설그림 3.2.64 강재댐퍼의 이력곡선	109
해설그림 3.2.65 U형 납 댐퍼	110
해설그림 3.2.66 Pall 마찰댐퍼의 형상	111
해설그림 3.2.67 마찰댐퍼의 이력곡선	111
해설그림 3.2.68 충격전달장치의 설치 예	113
해설그림 3.2.69 충격전달장치를 사용한 다경간 연속교량의 내진보강	113
해설그림 3.2.70 LUD의 설치방법(deck to deck)	114
해설그림 3.2.71 LUD의 설치방법(deck to pier)	116
해설그림 3.2.72 충격흡수장치와 감쇠기를 이용한 교량의 내진보강시스템 구성	118
해설그림 3.2.73 낙교방지용 충격흡수장치의 교대부 설치시 변형 모습	118
해설그림 3.2.74 케이블형 낙교방지장치와 완충재의 설치 예	119
해설그림 3.2.75 충돌시간과 발생하중간의 관계	119
해설그림 3.2.76 완충재의 역학특성	121
해설그림 3.2.77 지진시의 충격완화를 위한 완충고무의 적용 예	122
해설그림 3.2.78 벌집형 Peldamper와 적용 예	123
해설그림 3.2.79 실린더형 Peldamper와 적용 예	123

제 1 장 총 칙

1.1 일반사항

1. 본 요령은 정형적인 교량, 지진시 교량시스템의 거동이 1차 진동모드가 지배적인 지간이 200m 이하인 교량의 내진성능 향상에 적용하는 것을 원칙으로 한다. 이는 내진성능 향상의 전단계에서 수행되는 기존교량의 내진성능 평가가 상기 교량에 적용 가능한 간단한 평가식 또는 실험식 등을 이용하여 수행되기 때문이다.
2. 지간이 200m를 넘는 장대교량, 현수교, 사장교 등과 같이 거동 특성이 복잡하여 내진성능 평가시 상세 해석이 요구되는 교량에 대해서는 본 요령을 적용하지 않는다. 만약, 교량이 비정형적이거나 지진시 고차모드의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 이 영향을 충분히 고려한 후 본 요령을 적용할 수 있다.
3. 본 요령의 내용은 기술수준이 향상되거나 내용을 추가 또는 보완할 필요가 있을 때에는 개정하여 시행하는 것을 원칙으로 한다.
4. 본 요령은 내진설계가 수행되지 않은 기존교량의 내진성능 향상과 관련한 최소한의 사항을 규정하고 있다. 따라서 내진성능 향상과 관련하여 본 요령에서 규정하고 있지 않은 사항에 대해서는 다음 기준(요령)을 적용하여 평가한다.
 - 가. 도로교설계기준(한국도로교통협회, 2010)
 - 나. 콘크리트구조설계기준(한국콘크리트학회, 2007)
 - 다. 내진설계기준연구 II(건설교통부, 1997)

1.2 요령의 구성

본 요령의 구성은 다음과 같다.

1. 총칙
2. 내진성능 향상기준지진과 향상절차
3. 내진성능 향상방법
4. 부록 A. 구조요소보강에 의한 내진성능 향상 예제
5. 부록 B. 지진보호장치에 의한 내진성능 향상 예제

1.3 용어 정의

본 요령에 사용되는 용어의 정의는 관련기준인 「도로교설계기준(한국도로교통협회, 2010)」, 「콘크리트구조설계기준(한국콘크리트학회, 2007)」, 「내진설계기준연구 II (건설교통부, 1997)」에 따르고 이에 정의되지 않은 용어는 아래의 정의를 따른다.

1. 공급변위연성도: 교각의 휨파괴 또는 전단파괴에 의하여 산정되는 교각의 최대변위를 항복변위로 나눈 것
2. 공급역량: 교각의 휨파괴 또는 전단파괴에 의하여 산정되는 단면강도와 변형성능을 함께 고려한 것으로 하중-변위 곡선으로 표현
3. 내진성능 향상기준 지진: 기존 교량의 내진성능을 향상하는 경우, 지진하중을 산정하는데 기준이 되는 지진
4. 사용목표수명: 내진성능 향상 대상 교량의 향후 목표로 하는 사용수명연수로서 보수 및 (내진)보강이 되는 경우에는 이를 고려하여 평가. 시설물관리주체의 시설물사용계획에 따라 설정
5. 사용목표수명등급: 내진성능 향상기준지진의 지진세기를 산출하는 경우, 사용목표수명을 용이하게 고려할 수 있도록 나눈 등급
6. 소성힌지영역: 교각의 하부와 같이 지진하중에 의하여 휨모멘트가 커지는 영역으로서 반복하중에 대하여 어느 정도의 내하력은 보유하고 있지만 힌지와 같이 회전하는 영역
7. 소요변위연성도: 지진하중에 의하여 교각에 발생하는 변위를 항복변위로 나눈 것
8. 소요역량: 내진성능 향상기준 지진의 지진세기에서 교량이 붕괴되지 않기 위하여 교량에 요구되는 단면강도 및 변형성능의 크기로서 내진성능 향상기준 지진의 응답스펙트럼에 의하여 결정
9. 재현주기: 강우, 홍수, 지진 등과 같이 구조물에 영향을 미치는 환경조건의 강도와 발생의 변동을 통계적으로 표시하는 지표의 하나로서, 이미 관측된 값에 대해서는 각 년의 최대치가 정상적으로 독립하여 발생하는 것으로 어떤 크기 이상의 년최대치가 몇 년에 한번 발생할 확률이 있는지를 정한 연수
10. 조합탄성지진력: 고려하는 방향의 직각방향 입력지반운동에 대해서 고려하는 방향으로 발생하는 탄성지진력의 크기를 반영하기 위하여 30% 규정을 적용하여 고려

하는 방향으로의 탄성지진력과 조합한 탄성지진력

11. 지진보호장치: 교량구조물의 내진성과 내진안전성을 향상시키기 위한 모든장치들로서, 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치 등이 이에 해당된다.
12. 초기항복: 일반단면 교각에서 최연단 철근이 최초로 항복하는 상태
13. 최대소성한지력: 교각의 소성한지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트(휨 초과강도)를 전단력으로 변환한 신뢰도 95% 수준의 횡력
14. 탄성변위: 초기항복시의 교각 강성을 갖는 교량시스템의 내진성능 평가지진시의 응답변위의 크기
15. 탄성주기: 초기항복시의 교량의 진동주기
16. 탄성지진력: 내진성능 향상기준지진시 교량이 탄성거동 한다고 가정할 때 지진하중에 의해 교각에 발생하는 단면력
17. 평가설계수명: 도로교의 사용목표수명등급을 평가하기 위한 기준이 되는 수명으로
서 잠정적으로 다음과 같이 정의
가. 콘크리트교; 40년
나. 강교; 50년
18. 항복변위: 교각의 하중-변위곡선에서 원점과 초기항복(점)을 잇는 직선이 교각의 공칭단면강도와 교차하는 점에서의 변위 크기
19. 휨 초과강도: 교각의 소성한지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트

제 2 장 내진성능 향상기준지진과 향상절차

2.1 일반사항

1. 내진성능 향상은 「도로교설계기준(한국도로교통협회, 2010)」에 따른다.

[해설]

기존 교량의 내진성능 향상은 현재 법적으로 유효한 「도로교설계기준」에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있도록 하는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 「도로교설계기준」에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답스펙트럼 등이 사용되어야 하고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서 기존교량의 내진성능 향상은 이러한 목표성능을 확보할 수 있도록 수행하여야 한다.

2. 내진성능 향상을 위한 “내진성능 향상기준지진”은 도로교의 사용목표수명을 고려하여 결정한다.

[해설]

“내진성능 향상기준지진”은 「도로교설계기준」에서 규정하는 설계지진으로 하는 것이 원칙이나 기존교량의 경우의 사용목표수명은 일반적으로 신설구조물의 평가설계수명에 비하여 짧아 사용목표수명 중에 경험하게 될 지진세기는 신설구조물이 평가설계수명내에 경험하게 되는 지진세기보다 작을 확률이 높기 때문에 이를 반영하기 위한 것이다. 그러나 대상교량의 사용목표수명이 신설교량의 평가설계수명에 비하여 현저하게 작더라도 보수 또는 내진보강을 하여 신설교량의 평가설계수명과 동등한 정도의 사용목표수명을 기대하는 경우에는 내진성능 향상기준지진은 내진설계기준의 설계지진으로 하여야 한다. 사용목표수명의 정량적인 판단근거는 아직 확립되어 있지 않은 상태이다. 따라서 향후 연구를 통하여 객관적인 판단기준이 마련되기까지 이의 판단은 시설물관리 주체의 시설물 사용계획에 따라 결정하도록 한다.

3. 교량의 내진성능 향상기준지진의 세기가 작아서 교량에 지진손상이 발생할 가능성이 매우 낮아 특별한 내진성능 향상이 필요하지 않더라도 낙교에 대해서는 반드시 내진성능을 확보하도록 한다.

2.2 지진위협도

2.2.1 내진등급

교량의 내진등급은 「도로교설계기준」에 의거하여 교량의 중요도에 따라 표 2.2.1과 같이 내진 I 등급교, 내진 II 등급교 2가지로 분류한다.

표 2.2.1 도로교설계기준의 내진등급과 설계지진

내진등급	해당 교량
내진 I 등급교	1) 고속도로, 자동차 전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반국도상의 교량 2) 지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량, 해당도로의 일일계획교통량을 기준으로 판단할 때 중요한 교량 3) 내진 I 등급교가 건설되는 도로 위를 넘어가는 고가교량
내진 II 등급교	내진 I 등급교에 속하지 않는 교량

2.2.2 사용목표수명등급 및 지진세기

1. 사용목표수명을 고려한 내진성능 향상기준지진은 사용목표수명동안 내진성능 향상 기준지진의 발생확률이 동일 등급의 신설교량 평가설계수명동안 경험할 수 있는 설계지진의 발생확률과 동일하도록 식(2.1)과 같이 결정한다.

$$\begin{aligned}
 & (\text{내진성능 향상기준지진의 년평균발생확률} \times \text{사용목표수명}) \\
 & = (\text{설계기준지진의 년평균발생확률} \times \text{평가설계수명}) \quad (2.1)
 \end{aligned}$$

[해설]

현재 「도로교설계기준」에서 설계지진의 평균재현주기는 교량의 등급별로 주어
져 있다. 년평균발생확률은 이 평균재현주기의 역수로 정의된다. 현행 설계개념은
설계지진하에서 교량이 붕괴하지 아니하여 인명피해를 방지할 수 있고, 이렇게 설
계된 교량에 최대가능지진이 발생하더라도 붕괴될 확률은 매우 낮을 것이라는 가정
에 근거하고 있다. 여기서는 교량의 수명기간동안 손상 또는 붕괴할 확률은 명시적
으로 도입되어 있지 아니하다. 그러나 본 내진성능 향상요령에서는 아직 그 타당성
이 완전하게 입증되지는 아니하였으나 잠정적으로 사용목표수명동안 지진을 경험할
확률을 고려하는 개념을 식(2.1)에서와 같이 채택하고자 한다.

2. 사용목표수명은 평가설계수명에 대한 비(사용목표수명/평가설계수명)에 따라 다음
과 같이 3개 등급으로 구분한다.

가. 1/2 이상

나. 1/2미만-1/4

다. 1/4 미만

3. 내진성능 향상기준지진의 지진세기는 사용목표수명등급에 따라 평균재현주기를 고
려하여 표 2.2.2와 같이 결정한다.

표 2.2.2 사용목표수명/평가설계수명 비에 따른 내진성능 향상기준지진의 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

2.2.3 가속도계수

1. 내진성능 향상기준지진의 가속도계수(A)는 지진구역계수(Z)와 지진위험도계수(I)의 곱으로 식(2.2)와 같이 정의한다.

$$A = Z \times I \quad (2.2)$$

가. 지진구역계수(Z)를 결정하기 위한 지진구역은 표 2.2.3과 같다.

표 2.2.3 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,

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

나. 지진구역계수(Z)는 표 2.2.4와 같다.

표 2.2.4 지진구역계수(Z) (재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
구역계수, $Z(g)$	0.11	0.07

다. 내진성능 향상기준지진의 지진위험도계수(I)는 「내진설계기준연구 II」에 제시된 값을 기본으로 하여 선형보간법을 사용하여 계산한다. 선형보간에 의한 지진 위험도계수(I)는 표 2.2.5와 같다.

표 2.2.5 선형보간에 의한 지진 위험도계수 (I)

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

2. 지진구역 I 및 II 에서의 내진성능 향상기준지진의 가속도계수(A)를 계산하면 표 2.2.6 및 표 2.2.7과 같다.

표 2.2.6 지진구역 I 에서의 내진성능 향상기준지진 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 2.2.7 지진구역 II에서의 내진성능 향상기준지진 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

2.2.4 내진성능 향상기준지진 응답스펙트럼

1. 내진성능 향상기준지진의 응답스펙트럼은 「도로교설계기준」에서 규정하고 있는 탄성지진응답계수로부터 결정한다.

[해설]

설계응답스펙트럼은 「도로교설계기준」과 「내진설계기준연구 II」의 것이 서로 상이하다. 이에 본 요령에서는 「도로교설계기준」에 의거하여 내진성능을 확보한다. 따라서 「도로교설계기준」에서 규정한 탄성지진응답계수(C_s)로부터 내진성능 향상기준지진의 응답스펙트럼을 결정한다.

탄성지진응답계수는 다음과 같다.

$$C_s = \frac{1.2 AS}{T^{2/3}} \leq 2.5 A \quad (\text{단일모드스펙트럼해석시}) \quad \text{해설식 (2.1a)}$$

$$C_{sm} = \frac{1.2 AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5 A \quad (\text{다중모드스펙트럼해석시 } m\text{번째 진동모드}) \quad \text{해설식 (2.1b)}$$

$$C_{sm} = \frac{3 AS}{T_m^{4/3}} \quad (T_m > 4.0\text{초인 구조물의 } m\text{번째 진동모드}) \quad \text{해설식 (2.1c)}$$

여기서, A는 2.2.3절의 식(2.2)로 정의되는 가속도계수, S는 지반종류에 따른 입력 지반운동 세기의 증폭계수로서 해설표 2.2.1과 같다. 지반의 종류는 해설표 2.2.2와 같다.

해설표 2.2.1 지반계수(S)

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

해설표 2.2.2 지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값		
		전단파 속도 (m/sec)	표준관입시험 (N 치 ⁽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) 비 점착성 토층만을 고려한 평균 N 치

2. 감쇠효과를 고려하기 위해 적절한 감쇠비를 산정하여 설계응답스펙트럼에 적용한다.

[해설]

1항에서 규정하고 있는 응답스펙트럼은 탄성상태의 응답스펙트럼으로 감쇠비가 5%인 경우이다. RC교각과 같은 콘크리트 구조물은 지진하중과 같은 수평하중을 받게 되면 비선형변형의 이력에 의한 감쇠가 크게 증가되므로 5% 감쇠비의 설계응답스펙트럼을 이용하여 내진성능을 향상하는 경우에는 지나치게 안전측일 수 있다. 따라서 이력에 의한 감쇠를 적절하게 산정하는 경우에는 이를 고려하여 감소된 응답스펙트럼을 적용할 수 있다. 이력에 의한 감쇠와 감소 응답스펙트럼은 「기존 교량의 내진성능 평가요령 - 부록B」(국토해양부, 2011)를 참조한다.

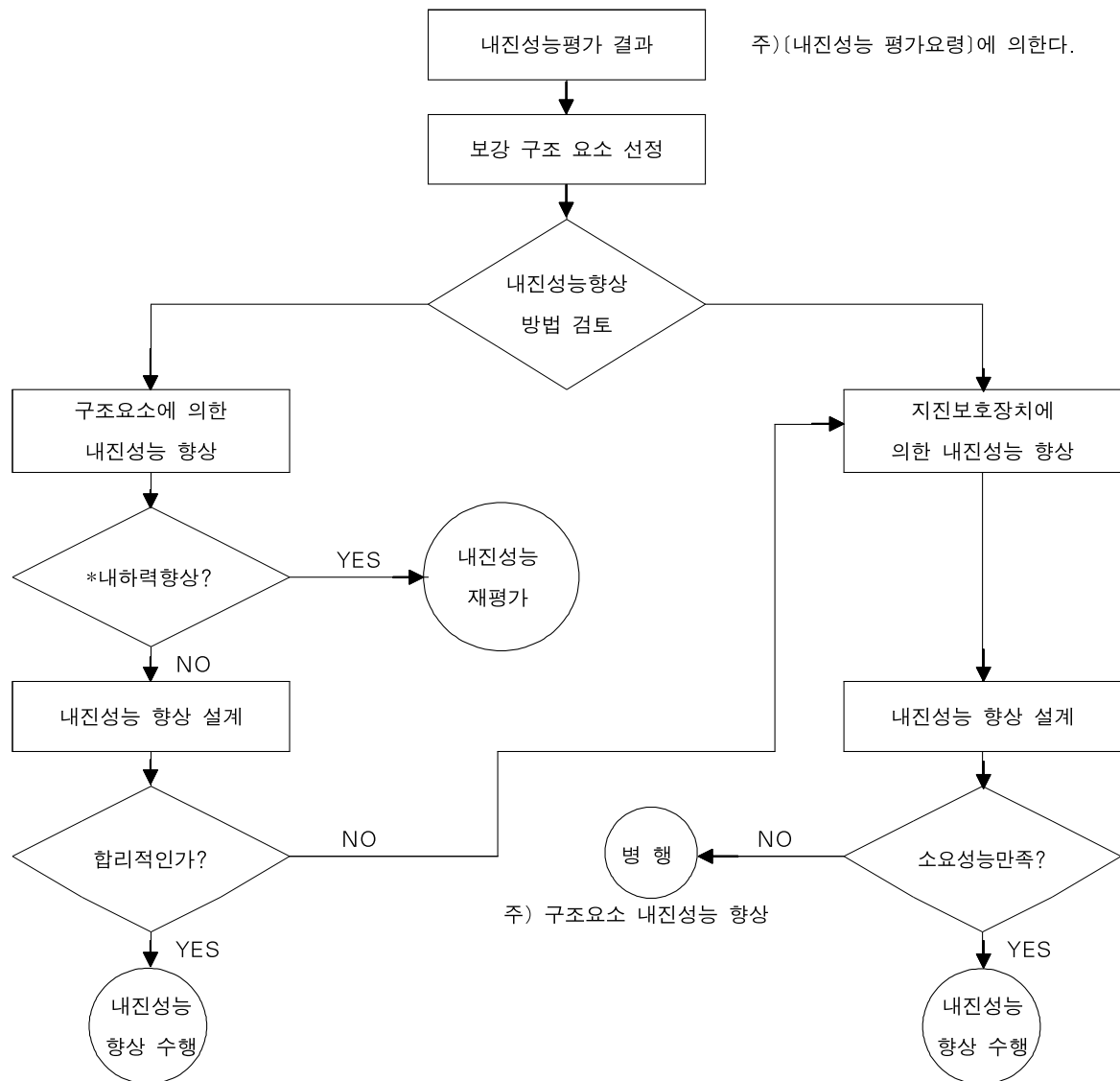
2.3 내진성능 향상방법 및 절차

2.3.1 내진성능 향상방법

1. 교량의 내진성능 향상기법은 교량 구조요소의 개별적인 보강에 의한 내진성능향상 방법과 지진보호장치에 의한 교량시스템의 내진성능 향상방법으로 대별한다.
2. 구조요소의 개별적인 보강은 교량을 구성하는 교각, 받침부(받침지지길이 포함), 교대, 기초 및 지반에 대하여 개별적인 내진성능 향상을 도모하는 것으로서, 이에 대한 것은 3.2.1절에 기술되어 있다.
3. 지진보호장치에 의한 내진성능 향상은 지진격리받침, 감쇠기와 같은 지진보호장치를 도입하여 교량시스템 전체의 내진성능 향상을 도모하는 것으로서, 이에 대한 것은 3.3.2절에 기술되어 있다.

2.3.2 내진성능 향상절차

1. 본 요령에서 제시하는 내진성능 향상절차는 그림 2.3.1과 같다.
2. 내진성능 향상은 본 요령에서 제시하는 바와 다르더라도 역학적으로 타당한 절차와 방법에 의해서 실시될 수 있다.



* 내진성능 향상작업에 의하여 내하력 향상이 있는 경우에는 지진하중을 다시 산정하여 구조요소별 내진 성능을 다시 평가하여야 한다.

그림 2.3.1 내진성능 향상절차

제 3 장 내진성능 향상방법

3.1 일반사항

1. 내진성능 향상방법의 선정은 시공성, 경제성, 보강효과 등을 종합적으로 검토하여 합리적인 내진성능 향상이 수행되도록 한다.

[해설]

내진성능 평가에 의하여 내진성능 향상이 수행되어야 하는 구조요소와 보강항목이 결정되면 합리적인 내진성능 향상방법을 선정하여야 한다. 선정시에는 작업의 용이성뿐만 아니라 내진성능 향상에 소요되는 비용, 내진성능 향상에 따른 보강효과 등 종합적인 검토가 필요하다. 내진성능 향상을 필요로 하는 구조요소가 소수이고 일반화된 내진성능 향상방법으로 소요 내진성능을 확보하는 것이 가능하고 내진성능 향상된 구조요소에 의하여 다른 구조요소의 내진성능에 악영향을 미치지 않는다면 구조요소의 개별적인 내진성능 향상방법이 바람직할 것이다. 만약, 개별 구조요소의 내진성능에 의하여 교량의 내진성능 확보가 곤란하거나, 시공에 어려움이 있는 경우에는 지진보호장치에 의한 내진성능 향상을 도모하는 것이 합리적이게 된다. 경우에 따라서는 이들 내진성능 방법을 적절하게 조합하여 보다 경제적이고 효과적인 내진성능 향상을 도모할 수도 있다.

본 요령에서는 상기 내진성능 향상방법 중 일반적으로 널리 적용되고 있는 공법을 중심으로 내진성능 향상 설계 및 시공방법에 대하여 기술하였으며 구조요소에 의한 내진성능 향상방법 중 교대, 기초 및 지반 액상화의 내진성능 향상방법에 대해서는 「기존 시설물의 기초 및 지반의 내진성능 향상요령」에 따른다.

2. 내진성능 향상이 수행되는 교량은 내진성능 향상 후에도 소요내진성능을 만족하고 있다는 것을 확인하여야 한다.

[해설]

내진성능 평가 결과, 구조요소의 내진성능이 확보되지 않아 구조요소보강에 의한 내진성능 향상 또는 지진보호장치에 의한 내진성능 향상이 수행되는 경우에는 이에

의하여 각 구조요소에 작용하는 지진하중에 변화가 생기게 된다. 내진성능 향상에 의하여 교각의 강도가 증가되는 경우에는 각 구조요소에 작용하는 지진하중이 함께 증가하게 되어 더 큰 내진성능의 확보가 필요하게 된다. 따라서 내진성능향상이 수행된 후에도 각 구조요소의 내진성능이 충분히 확보되는지를 검토하여야 한다.

3.2 향상방법

3.2.1 구조요소 보강에 의한 내진성능 향상방법

3.2.1.1 교각

1. 일반 사항

기존 교각은 「기존교량의 내진성능 평가요령(국토해양부, 2011)」에 따라 내진성능 평가를 먼저 시행한 후 평가결과를 바탕으로 필요한 경우 교각의 휨 연성 향상, 전단 강도 및 휨강도 향상, 축방향철근 겹침이음 보강 등 내진성능을 향상시켜야 한다.

[해설]

내진설계가 도입되기 이전에 가설된 국내의 기존 연속교는 대부분 하나의 교각에서 교량에 발생하는 모든 교축방향 수평력을 부담하는 일점 고정방식을 택하고 있다. 따라서 이러한 다경간 연속교의 고정단 교각은 중·소규모의 지진시에도 상부구조의 큰 관성력이 집중되므로 교축방향으로는 지진에 매우 취약하다.

교각이 외력에 대하여 저항할 수 있는 단면강도를 확보하도록 하는 기존의 설계개념을 그대로 유지하면서 내진설계를 하는 경우에는 수평력을 부담하여야 하는 고정단 교각의 단면은 큰 지진하중으로 인하여 다른 교각에 비하여 상당히 커지게 된다. 이에 내진설계법에는 기존의 설계법에서는 고려하지 않았던 변형성능의 확보라는 새로운 개념이 도입되어 있는데 이러한 개념으로부터 안전하면서도 비교적 경제적인 내진설계가 이루어지고 있다. 즉, 교각의 취성적 파괴모드인 전단파괴에 앞서 휨 연성 파괴가 발생하도록 유도하고 휨파괴시 충분한 연성을 확보하기 위하여 교각의 철근량 및 배근상태에 대한 규정을 둬으로써, 비교적 작은 저항 단면강도로 큰 지진하중에 견디도록 하는 것이다. 이는 교량의 내진설계시 매우 중요한 개념으로서 과거 설계시에는 고려되지 않았던 사항들이다.

RC교각의 내진결함은 일반적으로 휨 또는 전단에 대한 저항능력의 결함으로 나타난다. 휨저항능력이 부족한 교각은 축방향철근의 겹침이음이나 부적절한 기초의 구속 때문에 지진시 휨공급역량(flexural capacity)에 도달하거나 유지하는 능력이 부족하다. 전단능력이 부족한 단주 교각은 부재가 연성 휨 모드(ductile flexural mode)에

서 기능을 발휘하기도 전에 전단공급역량(shear capacity)이 초과된다. 이러한 파괴들은 대참사로 이어진다.

국내 기존교각들은 단면의 저항강도는 비교적 크게 확보되어 있는 반면에 변형성능에 대한 고려가 전혀 이루어지지 않아서 지진과 같이 큰 에너지를 갖고 있는 하중에 대하여는 매우 취약하다고 할 수 있다. 따라서 기존 교각의 내진성능 향상방안으로 단면의 강도를 보강하기보다는 변형성능을 확보하기 위한 보강방안을 채택하는 것이 효과적이다. 교각단면의 변형성능을 확보하기 위한 보강방안으로는 보강재 피복에 의한 보강공법으로서 강판 또는 복합재료(FRP; Fiber Reinforced Polymer)를 기존교각에 피복하여 콘크리트의 구속효과를 증대시키는 방안을 고려할 수 있다. 이때, 복합재료의 피복에 의한 교각보강시 에폭시의 화학적 접착력이 갖는 강도를 초과하지 않도록 복합재료의 단면적을 제한하여야 하고, 이를 초과하는 경우에는 기계적 정착을 병행하여 충분한 정착력을 확보하여야 한다.

2. 휨 연성 성능 향상 방법

가. 개요

철근콘크리트 교각이 휨파괴에 의하여 소요 휨 연성을 확보하고 있지 않은 경우에는 콘크리트에 횡방향 구속효과를 증대시켜서 소요 휨 연성을 확보하도록 하여야 한다.

[해설]

내진설계법에는 변형성능의 확보라는 새로운 개념이 도입되어 있는데 이러한 개념으로부터 안전하면서도 비교적 경제적인 내진설계가 이루어지고 있다. 즉, 교각의 취성적 파괴모드인 전단파괴에 앞서 휨 연성 파괴가 발생하도록 유도하고 휨파괴시 충분한 연성을 확보하기 위하여 교각의 철근량 및 배근상태에 대한 규정을 둠으로써, 비교적 작은 저항 단면강도로 큰 지진하중에 견디도록 하는 것이다. 기존 교각의 내진성능 향상방안으로 단면의 강도를 보강하기보다는 콘크리트의 횡방향 구속에 의한 변형성능을 확보하는 내진성능 향상방안을 채택하는 것이 효과적이다.

교각의 휨 연성을 확보하는 내진성능 향상 설계는 먼저 휨 연성을 확보하기 위한 횡방향 구속량을 결정한 후 횡방향 구속의 범위를 정하는 순으로 이루어지며 다음과 같은 방법으로 계산할 수 있다.

해설-1. 변위연성도 확보를 위한 횡방향 구속

구속부분의 체적비와 소성힌지 영역에서 요구되는 회전각 θ_p 의 관계식을 이용한다.

가. push-over 해석 결과를 바탕으로 검토 대상이 되는 소성힌지 영역에서 요구되는 θ_p 를 구한다.

나. 소성힌지 영역의 곡률은

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad \text{해설식 (3.1)}$$

$$L_p = 0.044f_y d_{bl} + v_g (mm) \quad \text{해설식 (3.2)}$$

여기서, L_p 는 소성힌지 길이,

f_y 는 축방향철근의 설계기준항복강도(MPa),

d_{bl} 은 축방향철근의 직경(mm),

v_g 는 구속재료와 기초 또는 거더와의 유격(보통 50 mm)이다.

다. 필요한 곡률의 최대값

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p \quad \text{해설식 (3.3)}$$

여기서, 2선형(bi-linear)의 항복곡률은 모멘트-곡률해석으로 구하고 ϕ_y 와 ϕ_p 는 각각 교각의 단면의 항복곡률과 소성곡률이다.

라. 필요한 압축변형률의 최대값

$$\epsilon_{cm} = \phi_m c \quad \text{해설식 (3.4)}$$

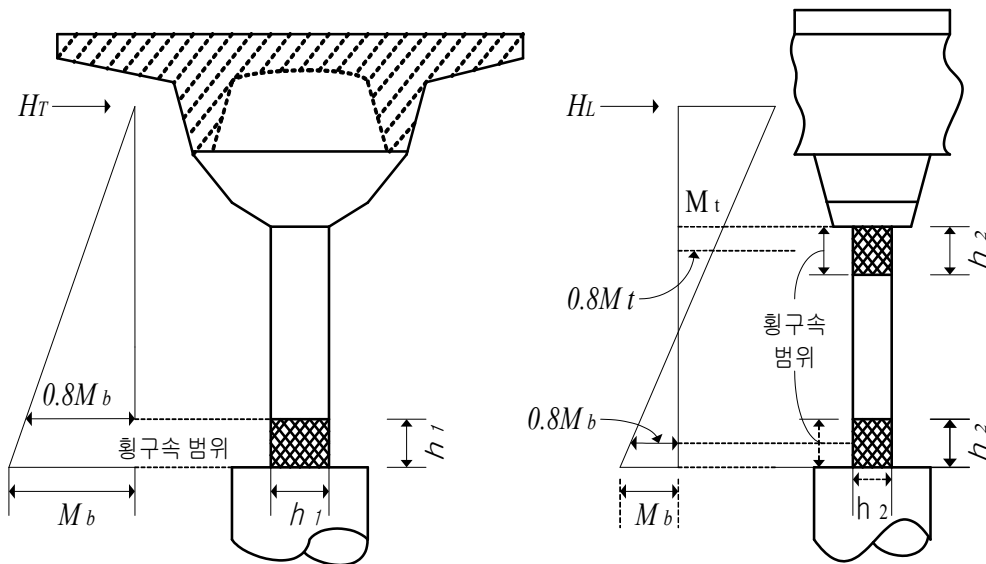
여기서, c 는 모멘트-곡률해석으로부터 구한 중립축까지의 거리이다.

마. 필요한 구속재의 체적비

$$\rho_s = \Phi_j(\epsilon_{cm}) \quad \text{해설식 (3.5)}$$

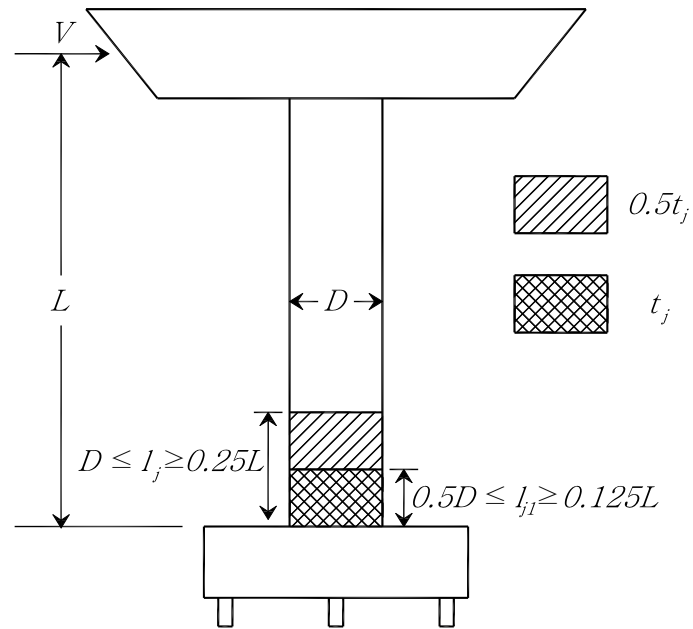
여기서, Φ_j 는 재료에 따른 극한압축변형률과 구속재료의 체적비의 관계함수이다.

해설-2. 횡방향 구속의 범위

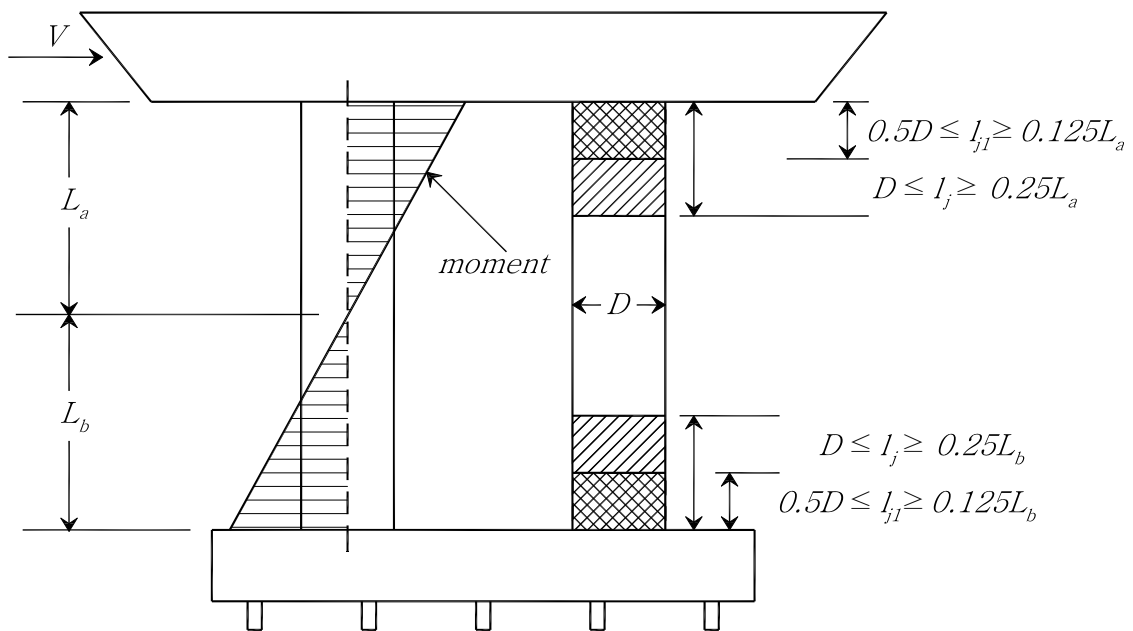


해설그림 3.2.1 교각의 횡방향 구속을 위한 소성단 영역

연성을 향상시키는 보강범위는 해설그림 3.2.1과 같다. $P/f'_{cc}A_g < 0.3$ 의 경우에는 한계단면에서 변곡점까지 거리의 20%를 횡구속범위로 하고 $P/f'_{cc}A_g > 0.3$ 의 경우에는 30%로 한다. 기존 교각의 보강의 경우에도 유사하다. 다만, $P/f'_{cc}A_g < 0.3$ 의 경우에는 보강범위 20%를 25%로 하고 $P/f'_{cc}A_g > 0.3$ 의 경우에는 30%를 37.5%로 하는 것이 바람직하다. 이는 보강에 의해 구속효과가 증대하고 소성힌지 길이가 감소하면 콘크리트의 압축강도가 증가하거나 철근이 변형경화 되어 휨강도가 증가되기 때문이다. 한계단면에서 떨어질수록 횡구속은 적어도 되기 때문에 보강범위의 반 정도는 보강량을 1/2정도로 하는 경우도 있다. 강판 보강의 경우는 별로 중요하지 않지만 복합재료(FRP)의 경우는 경제적이 된다. 필요한 보강범위는 해설그림 3.2.2와 같다.



해설그림 3.2.2(a) 단일교각의 횡방향 구속 범위



해설그림 3.2.2(b) 다주가구의 횡방향 구속 범위

나. 강판 보강공법

휨 연성 성능 향상에 필요한 강판 두께는 교각의 단면형상, 콘크리트의 소요압축변형률 및 구속콘크리트의 압축강도를 고려하여 소요 휨 연성을 충분히 확보하도록 결정하여야 한다.

[해설]

강판 보강공법은 RC교각에 채택되고 있는 보편적인 보강기법으로서 기존의 교각에 강판을 씌우고 강판과 교각 사이에 무수축 모르타르(shrinkage compensating mortar) 또는 에폭시(epoxy)를 충전하여 콘크리트에 구속효과를 증대시킴으로써 소요변위연성도를 확보하는 공법이다.

소요변위연성도에 의하여 필요한 콘크리트의 소요압축변형률이 결정되며 교각의 단면형상에 따라 보강 효과가 다르게 나타나므로 이들을 고려하여 소요변위연성도를 충분히 확보하도록 보강 강판의 두께를 결정하여야 한다.

(1) 설계

휨 연성 성능 향상에 필요한 강판 두께는 다음 사항을 고려하여 산출한다.

(가) 교각의 단면형상

(나) 소요 휨 연성 성능

(다) 구속콘크리트의 압축강도

[해설]

교각의 단면형상에 따라 보강 효과가 다르게 나타나므로 단면형상에 따라서 다음의 설계방법에 따라 보강 강판의 두께를 산출할 수 있다.

해설-1. 원형단면 교각의 휨 연성 보강에 필요한 강판 두께

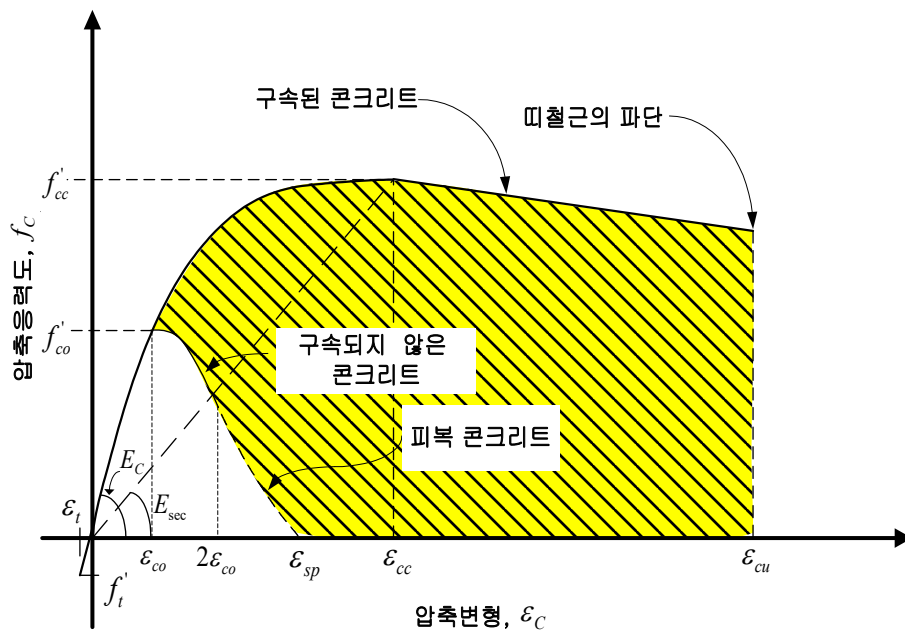
가. 원형단면 교각의 강판 피복의 경우에는 교각의 직경을 D 로 하면 강판의 유효 체적비는

$$\rho_s = \frac{4t_j}{D} \quad \text{해설식 (3.6)}$$

한편, 횡구속 콘크리트의 극한압축변형률 ϵ_{cu} 는 해설그림 3.2.3으로부터

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad \text{해설식 (3.7)}$$

여기서, ϵ_{su} 는 최대인장응력시 철근의 변형률이고, $\rho_s (= 4A_{sp}/D's)$ 는 횡구속 철근의 체적비이다.



해설그림 3.2.3 압축상태에 있는 콘크리트의 응력-변형률 모형

해설식 (3.6)을 해설식 (3.7)에 대입하고 정리하면

$$\epsilon_{cm} = 0.004 + \frac{5.6 t_j f_{yj} \epsilon_{sm}}{D f'_{cc}} \quad \text{해설식 (3.8)}$$

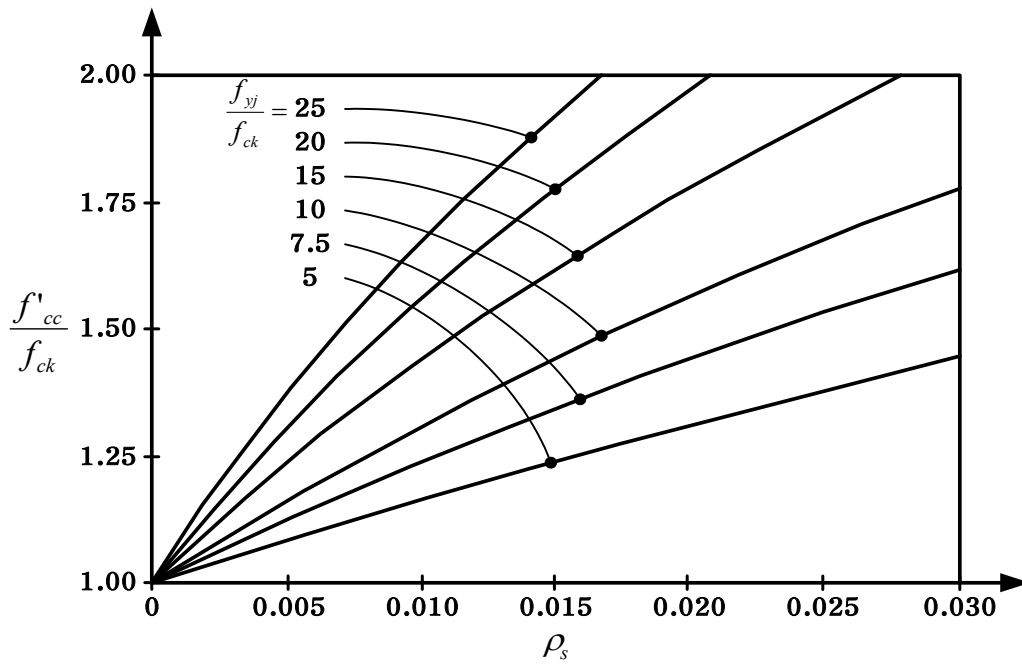
여기서, t_j 는 강판의 두께, f_{yj} 는 강재의 항복강도, ϵ_{sm} 은 최대응력 시의 강재의 변형률이다. 다만, 소성힌지영역내에 축방향철근의 겹침이음이 50%인 경우에는 0.004를 0.003으로 하여 계산한다. 축방향철근의 겹침이음이 100%인 경우에는 축방향철근의 겹침이음부의 슬립을 방지하기 위한 보강이 함께 수행되므로 극한변형률 0.004를 그대로 적용할 수 있다.

나. 구속된 콘크리트의 압축강도 f'_{cc} 는

$$f'_{cc} = f_{ck} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad \text{해설식 (3.9)}$$

여기서, f'_{cc} 는 콘크리트의 응력-변형률의 관계에 있어서 변형률이 최대(ϵ_{cc})가 될 때의 응력이며 f'_l 은 유효횡구속력이다.

ρ_s 와 f_{yj}/f_{ck} 와의 관계는 해설그림 3.2.4와 같다.



해설그림 3.2.4 구속효과에 의한 콘크리트의 압축강도 증가

다. 휨 연성 보강에 필요한 강판의 두께는 해설식 (3.8)로부터 다음과 같다.

$$t_j = \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{sm}} \quad \text{해설식 (3.10)}$$

여기서, ϵ_{cm} 은 소요변위연성도를 확보하기 위해 필요한 콘크리트의 최대압축변형률이다.

해설-2. 직사각형단면 교각의 휨 연성 보강에 필요한 강판 두께

가. 해설그림 3.2.5는 직사각형단면을 타원형으로 구속하는 보강방법을 나타내고 있으며, 타원형상을 나타내면

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \quad \text{해설식 (3.11)}$$

타원형의 경우의 구속효과는 해설식 (3.6)과 해설식 (3.8)에서 $D=2R$ 로 하여 개략적으로 구할 수 있다. R 은 아래 식으로 표현된다.

$$R = \frac{R_1 + R_2}{2} \text{ (} x\text{방향)} \quad R = \frac{R_3 + R_2}{2} \text{ (} y\text{방향)} \quad \text{해설식 (3.12)}$$

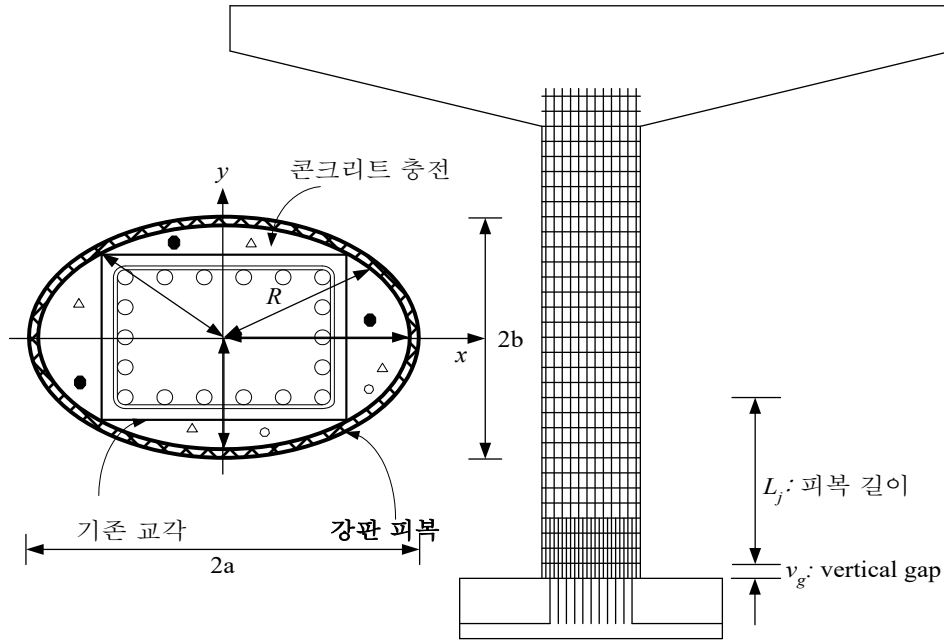
여기서, $R_1 = b^2/a$, $R_3 = a^2/b$ 이고 R_2 는 다음과 같이 근사식으로 계산한다.

$$R_2 = \frac{R_1 + R_3}{2} \quad \text{해설식 (3.13)}$$

나. 휨 연성 보강에 필요한 강판의 두께는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} t_j &= \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{sm}} \\ &= \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004)(2R)f'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{sm}} \\ &= \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004)(R_1 + R_2)f'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{sm}} \quad (x\text{방향}) \end{aligned} \quad \text{해설식 (3.14a)}$$

$$= \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004)(R_3 + R_2)f'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{sm}} \quad (y\text{방향}) \quad \text{해설식 (3.14b)}$$



해설그림 3.2.5 휨에 대해 강판보강된 직사각형단면 교각

(2) 시공

강판보강공법의 경우에는 다음 사항들을 충분히 고려하여 시공하여야 한다.

- (가) 강판 정착용 앵커볼트의 천공 시 이미 설치된 강재에 손상이 가지 않도록 한다.
- (나) 에폭시수지 또는 무수축 모르타르를 콘크리트면과 강판면의 간극에 완전히 충전시킨다.
- (다) 강판의 가공은 공장에서 하는 것을 원칙으로 하며, 강판의 절단에 의해 발생하는 변형은 제거한다.

[해설]

강판보강공법은 기존의 콘크리트부재와 강판사이의 일체성을 확보하는 것과 기설 강재에 손상을 입히지 않는 것이 매우 중요하며 다음에 예시된 방법에 따라 시공할 수 있다.

해설-1. 시공 일반

가. 시공 계획

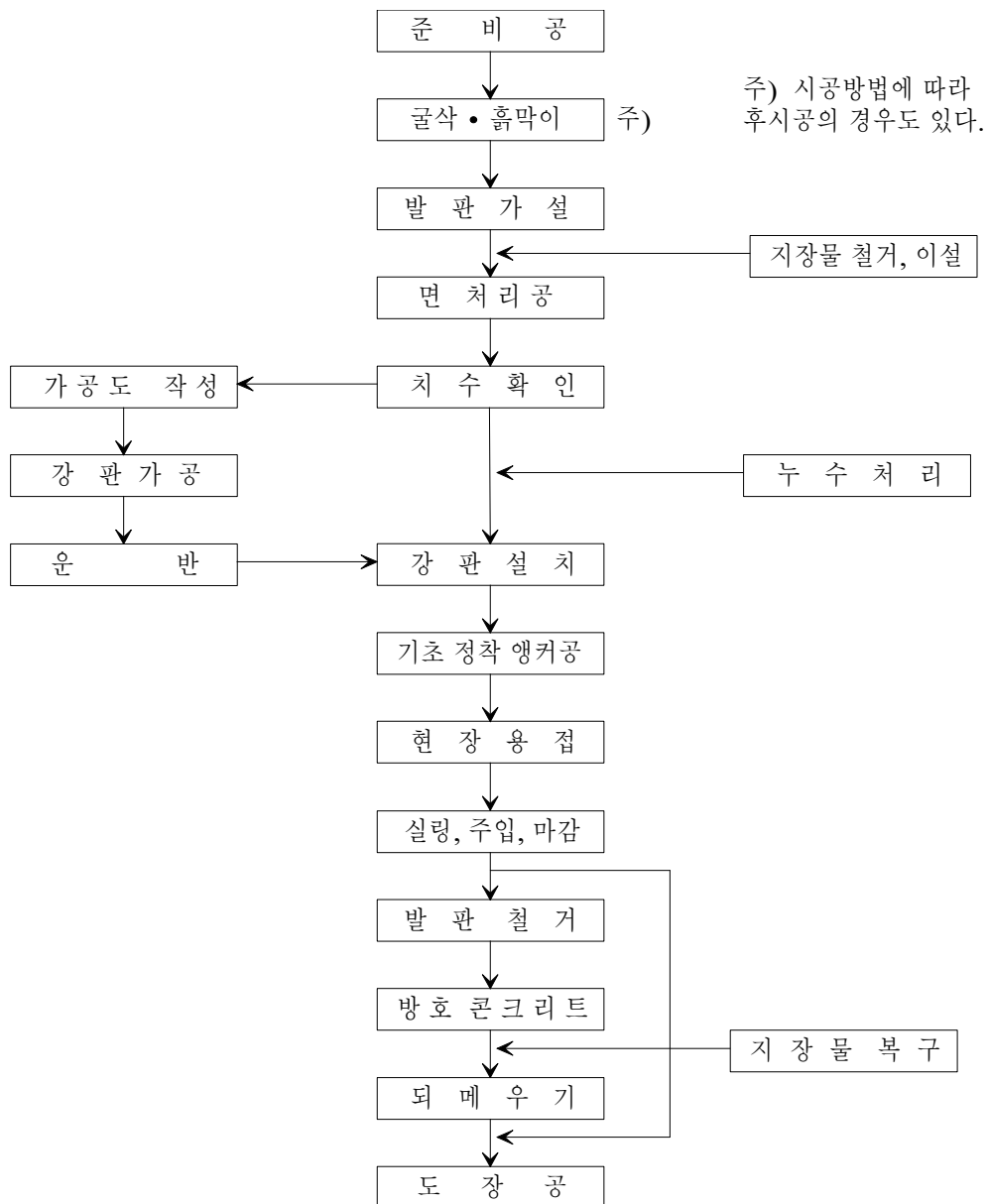
시공계획은 설계도서에 명시된 보강내용을 공기 내에 완성하기 위해 공정관리, 품질관리, 안전관리를 포함한 시공방법 전반에 걸쳐 충분히 이해하고 검토

하여야 한다. 강판보강공법의 경우 아래사항에 특히 유의하여야 한다.

- (1) 강판 정착용 앵커볼트의 천공시 기설강재에 손상이 가지 않도록 한다.
- (2) 에폭시수지 또는 무수축 모르타르를 콘크리트면과 강판면의 간극에 완전히 충
전시킨다.

나. 시공 순서

시공 순서는 해설그림 3.2.6의 흐름대로 실시한다.



해설그림 3.2.6 시공순서도

해설-2. 사전작업

가. 현장계측

공사착수에 앞서 보강실시 위치의 계측을 실시한다. 현장계측 항목으로는 아래와 같은 항목이 있다.

- (1) 치수계측 : 교각의 단면 치수, 높이, 기초의 깊이
- (2) 지장물 : 교각 주위의 배수관, 전기설비 등
- (3) 사진촬영 : 전경 및 지장물 상태

나. 교각 기초의 주철근 위치

기초정착용 앵커볼트의 천공에 의해 교각 및 기초의 주철근이 절단되지 않도록 사전에 조사한다. 주철근 위치 확인 방법에는 피복 콘크리트의 제거 또는 비파괴 시험에 의한 방법이 있다.

다. 지하매설물

교각에는 교량부속물로서 배수관, 배수변, 사다리 등이 설치되어 있다. 따라서 강판설치 작업에 지장이 되는 범위 내에서는 배수관의 경우는 절단하여 가설호스로 집수변에 연결하고 사다리 등은 철거한다. 한편, 보강공사에서 굴착공, 흙막이공 등의 작업이 필요한 경우에는 사전에 지하매설물의 위치를 확인하고 지장이 있는 경우는 관계기관과 협의한다.

해설-3. 강판제작

가. 치수계측

강판의 재단을 위해서는 첨가물 등의 관계를 정확히 측정하고 강판의 가공을 고려하여 강판의 분할을 결정하여 둔다.

직사각형단면의 경우에는 코너부재와 평판부재로 나눈다. 또한, 원형단면의 경우에는 표준판과 조정용판으로 나눈다.

첨가물 등의 앵커와 강판조립용 앵커가 중복되지 않도록 주의하여야 한다.

나. 강판가공

강판의 가공은 공장에서 하는 것을 원칙으로 하고 아래사항에 유의한다.

- (1) 강판의 절단에 의해 발생하는 변형은 제거한다.
- (2) 곡면가공은 유압프레스 한다.

다. 표면처리공

접착면의 녹은 접착효과를 떨어뜨리므로 수지주입면은 블라스트 후 바로 방청도료를 피복하여 처리한다.

라. 앵커굴착공

앵커용 천공 직경은 앵커직경보다 10mm 크게 한다.

마. 기타

강판의 후면에는 인양작업이 가능하도록 부속물을 설치한다.

해설-4. 시공

가. 굴착 및 흙막이

교각기부의 굴착은 작업의 폭을 고려하여 결정한다. 대략 1.0~1.5m 정도를 표준으로 한다. 또한 흙막이는 안전성이 있는 것으로 한다.

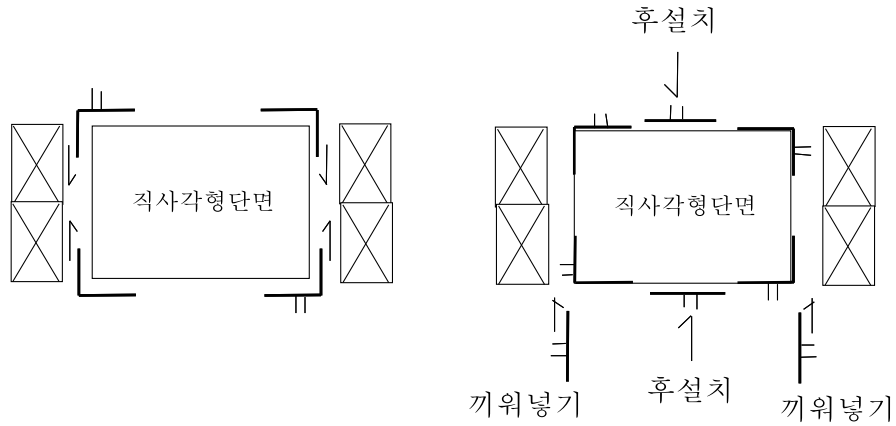
나. 강판 설치

(1) 먼처리

교각면의 불순물, 불량 콘크리트 등은 제거하여 부착효과를 향상시킨다. 또한 주입재 주입 시 방해가 되는 요철은 정리한다.

(2) 강판부착

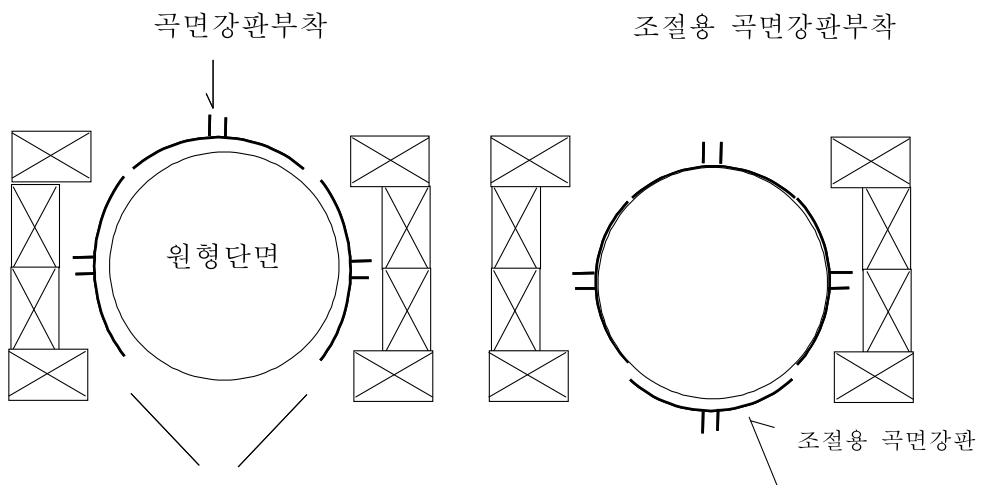
강판부착시 교각면과 강판의 간격은 스페이서 등을 사용하여 유지하고 적당한 공법을 선정하여 부착한다. 해설그림 3.2.7 및 해설그림 3.2.8은 설치 예이다.



코너부 강판 설치 → 평판부 치수측정 → 평판부 강판 가공 →
평판부 강판설치

강판설치

교각과 발판 하단 사이에 끼워 넣는다. 평판강판을 세워서 체결한다.



곡면강판 부착 → 조정용 곡면강판 치수 측정 →
가공 → 부착

교각과 발판 사이에 끼워 넣는다. 조정용 강판을 세워서 체결
해설그림 3.2.8 강판 부착 순서(원형단면)
한다.

(3) 강판 고정용 앵커공

앵커는 주입 내압에 의한 인발력에 확실히 저항할 수 있도록 배치한다. M16을 이용하는 경우는 22mm로 천공하고 가능한 한 교각 면에 직각으로 천공한다. 천공후의 구멍내의 먼지 등은 제거한다.

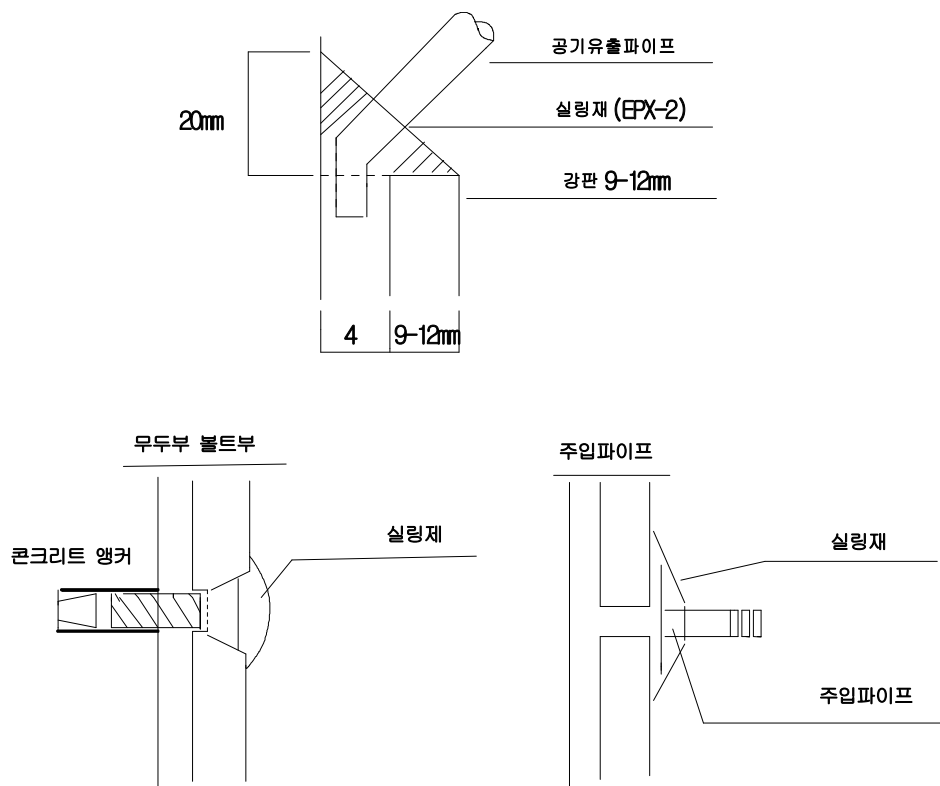
(4) 용접

현장용접은 볼트의 체결 후 수평방향, 수직방향의 순으로 한다. 용접은 가용접한 후 본 용접을 실시한다. 가용접은 부재단에서 50mm 안쪽으로부터 시작한다.

다. 에폭시 주입공

(1) 실링

강판의 상단에는 공기를 뺄 수 있는 파이프를 강판 1매당 3개 정도 설치하는 것이 좋다. 실링은 앵커볼트의 주위로부터 주입수지의 유출을 방지하도록 주의하고 미관에도 유의한다. 해설그림 3.2.9는 실링공의 예이다.



해설그림 3.2.9 실링공

(2) 수지주입공

주입은 강판단부의 낮은 쪽에서 실시하여 공기가 남지 않도록 한다. 주입에는 수동식 펌프를 사용하는 것을 원칙으로 한다. 주입높이는 3 m로 하고 주입압력(내부압력)은 0.3 ± 0.01 MPa 정도로 한다.

주입 완료 후에는 목재 해머 등으로 강판면을 가볍게 두드려 검사하고 주입이 불충분한 경우에는 재주입을 한다.

(3) 주입구멍

강판에 설치하는 주입용 파이프의 간격은 50~100mm 정도로 한다. 한편, 공기를 빼기 위한 파이프는 1~3개/m² 정도 설치하고 직경은 10mm를 표준으로 한다.

라. 무수축 모르타르 주입공

(1) 흡수방지 처리공

주입재의 수분이 기설 콘크리트에 흡수되는 드라이 아웃 현상이 발생하지 않도록 흡수방지처리를 한다. 이 처리 방법은 에멀전계의 프라이머를 도포한다.

(2) 모르타르 주입공

주입은 강판단부의 낮은 쪽에서 실시하여 공기가 남지 않도록 한다. 모르타르 주입 압력을 고려하여 보강강판이 형상을 유지할 수 있도록 디바이스 등을 적절히 설치한다.

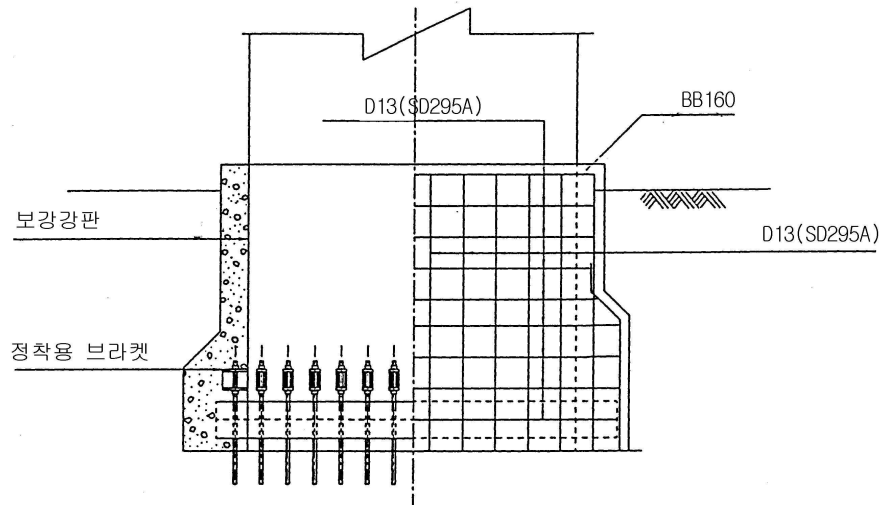
마. 방식공

(1) 도장

도장은 오래가는 폴리우레탄 수지 도장을 하는 것이 바람직하다. 또한, 시공에 있어서는 온도, 습도, 기후 등을 고려하여 도장에 악영향을 주지 않는 환경에서 한다.

(2) 방호콘크리트

해설그림 3.2.10은 방호콘크리트의 예이다.



해설그림 3.2.10 방호콘크리트

다. FRP(Fiber Reinforced polymer) 보강공법

(1) 설계

휨 연성 성능 향상에 필요한 FRP의 두께는 다음 사항을 고려하여 산출한다.

- (가) 교각의 단면형상
- (나) 소요 휨 연성 성능
- (다) 구속콘크리트의 압축강도

[해설]

교각의 단면형상에 따라 보강 효과가 다르게 나타나므로 단면형상에 따라서 다음의 설계방법에 따라 휨 연성 보강에 필요한 FRP의 두께를 산출할 수 있다.

해설-1. 원형단면 교각의 휨 연성 보강에 필요한 FRP의 두께

가. 원형단면의 교각을 휨 연성 보강하는 경우 강판 보강보다 보강효과가 좋다. 이는 FRP가 거의 완전 탄성체이기 때문이다. FRP 자켓의 재료특성값(Material Property)은 탄성계수 E_j , 극한강도 f_{uj} , 극한변형률 ϵ_{uj} 로 나타낼 수 있으며 파괴에 이를 때까지도 거의 선형탄성거동을 한다. 따라서 다음 식이 성립된다.

$$\epsilon_{uj} = \frac{f_{uj}}{E_j} \quad \text{해설식 (3.15)}$$

강판보강의 경우에는 보강강판이 항복하게 되면 하중이 제거되어도 강판에는 잔류변형이 남아 다음 재하 시의 구속효과는 감소하게 되고 반복 재하에 따른 띠철근의 변형률은 증가하게 된다. 그러나 유리섬유나 탄소섬유에서는 재료가 파단될 때까지 응력-변형률의 관계는 탄성이고 손상이 누적되지 않아 동일 변위진폭에 대한 재하에서도 횡철근의 변형은 증가하지 않고 일정하다.

극한 압축변형률 ϵ_{cu} 는

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5 \rho_s f_{uj} \epsilon_{uj}}{f'_{cc}} \quad \text{해설식 (3.16)}$$

여기서, ρ_s 는 해설식 (3.6)으로부터, f'_{cc} 는 해설식 (3.9)로부터 구할 수 있고 f_{uj} 는 구속재료의 극한강도이다. 다만, 소성힌지영역내에 축방향철근의 겹침이음이 50%인 경우에는 0.004를 0.003으로 하여 계산한다. 축방향철근의 겹침이음이 100%인 경우에는 축방향철근의 겹침이음부의 슬립을 방지하기 위한 보강이 함께 수행되므로 극한변형률 0.004를 그대로 적용할 수 있다.

나. 휨 연성 보강에 필요한 FRP의 두께는 해설식 (3.6)을 해설식 (3.16)에 대입하고 t_j 에 대해서 정리하면 다음과 같다.

$$t_j = \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj}\epsilon_{uj}} \quad \text{해설식 (3.17)}$$

해설-2. 직사각형단면 교각의 휨 연성 보강에 필요한 FRP의 두께

가. FRP는 강판에 비하여 가공이 자유롭기 때문에 직사각형단면의 교각도 그 연성도를 향상시킬 수 있다. 그러나 원형단면 교각의 경우와 비교하면 직사각형단면 교각의 경우에는 구속효과가 50%정도 밖에 되지 않는다. 그러므로, 해설식

(3.16)은 다음과 같이 수정된다.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.25 \rho_s f_{uj} \epsilon_{uj}}{f'_{cc}} \quad \text{해설식 (3.18)}$$

여기서, 직사각형단면 교각인 경우의 구속재료의 체적비는

$$\rho_s = 2 t_j \left[\frac{b+h}{bh} \right] \quad \text{해설식 (3.19)}$$

여기서, b , h 는 단면 치수이다.

나. 직사각형 단면의 휨 연성 보강에 필요한 FRP의 두께는 해설식 (3.19)를 해설식 (3.18)에 대입하면 다음과 같다.

$$t_j = \frac{0.4(\epsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{yj} \epsilon_{uj}} \left[\frac{bh}{b+h} \right] \quad \text{해설식 (3.20)}$$

다. 직사각형단면 교각의 강판보강공법에서와 마찬가지로 직사각형단면 교각의 FRP 보강공법에서도 직사각형단면을 타원형으로 단면형상을 변환시켜 보강하면 구속효과가 크다. 따라서 해설식(3.17)에 $D=2R$ 를 대입하고 해설식 (3.12)의 R 을 이용하여 필요한 FRP의 두께 t_j 를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} t_j &= \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj} \epsilon_{uj}} \\ &= \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)(2R)f'_{cc}}{f_{uj} \epsilon_{uj}} \\ &= \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)(R_1 + R_2)f'_{cc}}{f_{uj} \epsilon_{uj}} \quad (x\text{방향}) \end{aligned} \quad \text{해설식 (3.21a)}$$

$$= \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)(R_3 + R_2)f'_{cc}}{f_{uj} \epsilon_{uj}} \quad (y\text{방향}) \quad \text{해설식 (3.21b)}$$

(2) 시공

FRP보강공법의 경우에는 다음 사항들을 충분히 고려하여 시공하여야 한다.

(가) 콘크리트 열화층 제거, 균열보수, 표면 요철을 제거하여야 한다.

(나) FRP 쉬트의 접착강도 및 콘크리트의 표면강도를 향상시킨다.

(다) FRP 쉬트의 손상을 피한다.

[해설]

FRP는 작업 중에 손상을 받기 쉬우므로 그 취급에 충분히 주의해야 하며 바람에 대한 대책 등 시공방법 및 양생방법 등에 대한 충분한 검토가 필요하며 다음에 예시된 방법에 따라 시공할 수 있다.

해설-1. 시공 일반

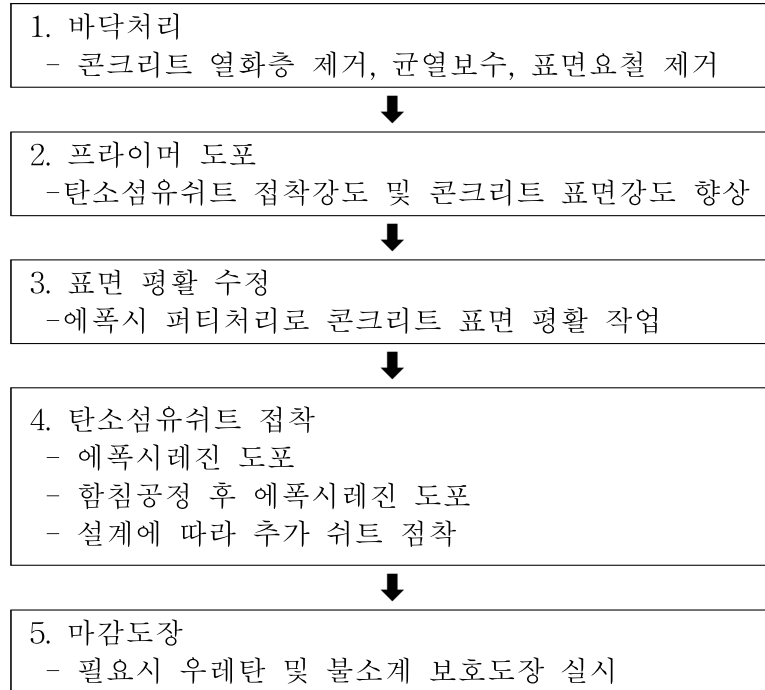
가. 시공 계획

FRP는 작업 중에 매우 손상 받기 쉬우므로 그 취급에 충분히 주의해야 하며 바람에 대한 대책 등 시공방법 및 양생방법 등에 대한 충분한 검토가 필요하다.

- (1) FRP쉬트는 제작시에 수지를 포함시킨 것과 포함시키지 않은 제품이 있으며 수지가 포함된 제품은 수지가 저온 하에서도 경화될 수 있으므로 일반적으로 냉장고에 보관한다. 한편 수지가 포함되어 있지 않은 제품의 경우에도 고온 다습한 장소는 피하고 냉암소에 보관하여야 한다.
- (2) FRP쉬트를 부착시키는 수지는 수분을 함유하면 경화되지 않으며 먼지 등에 의해서 부착강도가 저하되므로, FRP쉬트는 수분이 없고 먼지 등이 부착되지 않도록 보관하여야 한다.
- (3) 저온 또는 습윤한 상태에서 함침·접착 수지로 경화시킨 FRP보강재 쉬트의 인장강도는 일반적인 조건 하에서 시공된 것과 비교해서 강도의 저하를 나타낸다. 따라서 원칙적으로는 겨울철과 같이 기온이 5℃ 이하인 경우, 우천 등으로 인해 습도가 85% 이상인 경우에는 시공을 금하여야 한다.

나. 시공 순서

FRP쉬트공법의 일반적인 시공순서도는 해설그림 3.2.11과 같다.



해설그림 3.2.11 시공순서도

해설-2. 사전 작업

사전작업으로서 사용재료의 반입, 첨가물의 기록, 확인 등을 실시한다.

가. 사용재료 반입

시공에 앞서서 사용재료가 정해진 품질규격에 적합한 것을 나타내는 제조자의 시험성적표를 감독원에게 제출하여 각 재료사용의 승낙을 받는다.

나. 비계 가설

거푸집 및 비계를 설치한다. 비계의 최하단에는 유압잭 베이스를 설치하여 수평·연직도의 조정을 행한다. 또한 최상단에는 난간을 설치하고 거푸집 전체를 방호네트로 덮어 안전을 확보한다.

다. 기존설비의 이설 및 철거와 부착물 기록의 작성

공사구역에 배수설비가 있는 경우는 배수설비를 이설하고 가호스 등에 의해 가배수시킨다. 또한 트랩 등의 기설 부착물은 이설·철거를 행한다. 기존 부착물을 이설하거나 철거할 때는 FRP보강재 시공 후에 부착물의 복구설치에 사용

하는 볼트홀과 매설장치의 위치를 기록하며 시공 완료 후 복구 시에 볼트 구멍이 FRP보강재 쉬트 등으로 막혀 있어 복구를 위해 FRP보강재 쉬트를 손상하는 일이 없도록 충분히 주의한다.

라. 부착물 기록의 확인

감독원 및 현장대리인 또는 책임기술자 입회하에서 트랩·배수설비 등의 시설 부착물의 치수 및 설치 볼트와 매설장치의 위치를 기록하고 확인한다.

해설-3. 시공

가. 철근 콘크리트의 보수·바탕처리 작업

FRP보강재 쉬트가 콘크리트와 일체가 되도록 바탕콘크리트를 처리한다. 열화가 심한 바탕콘크리트와 광범위하게 박리가 확인되고 있는 콘크리트 등, FRP보강재 쉬트와의 접착을 기대할 수 없는 경우에는 기존 콘크리트를 제거하고 콘크리트와 동등 이상의 강도를 가지는 에폭시 레진 모르타르, 폴리머 시멘트 모르타르 등으로 단면을 복구시켜 일체화 한다. 직사각형 교각의 경우에는 모서리에 의해 FRP보강재 쉬트가 손상될 우려가 있으므로 모따기 등을 하여 손상이 되지 않도록 한다. 또한 콘크리트에 균열이 있는 경우에는 에폭시 수지주입 등의 보수방법에 의해 균열을 막는다.

콘크리트 표면의 먼지와 쓰레기, 풍화층, 거푸집 자국, 단차 등은 조골재가 보일 정도로 제거하고, 작업 시에 발생한 분진은 압축공기나 걸레 등으로 충분히 제거하며 만일 물로 청소할 경우에는 충분히 건조시켜야 한다.

나. 프라이머공

콘크리트 표면 강화재로서 프라이머를 도포한다. 이때, 콘크리트 표면이 충분히 건조되어 있는 것을 확인한다. 원칙적으로 겨울철 등 기온이 5℃ 이하 혹은 우천이나 결로 등으로 습도가 85% 이상인 경우의 시공은 금한다.

(1) 프라이머의 비비기

용기에 프라이머의 주제, 경화제를 소정의 비율로 넣어서, 핸드믹서와 주걱 등으로 균일할 때까지 섞는다. 작업원은 안전대책으로서 보호 안경, 보호 마스크, 비닐장갑을 착용한다. 일회의 혼합량은 제조회사가 지정한 가사시간 이내

에 사용이 끝나는 양으로서 가사시간을 지난 것을 사용하지 않으며 추가적인 용제를 혼합해서 사용해서도 안된다.

(2) 프라이머의 도포

롤러 및 브러쉬로 프라이머를 콘크리트 표면에 도포한다. 도포량은 콘크리트에 충분히 침투하는 양으로서 그 표준은 프라이머가 콘크리트 표면에 침투해서 표면이 검어지든가 다소 광택이 보이는 정도로 한다.

다. FRP보강재공

(1) 먹줄 긋기

FRP쉬트의 제작도에 따라 콘크리트 표면에 교각 축방향으로 줄을 긋는다.

(2) 함침 · 접착수지의 비비기

용기에 함침 · 접착수지의 주제, 경화제를 소요정량 넣고, 핸드믹서와 주걱 등을 이용해서 균일해질 때까지 비빈다. 작업원은 안전대책으로서 보호안경, 보호마스크, 비닐장갑을 착용한다. 일회의 혼합량은 제조사에서 지정한 가사시간 이내에 사용이 끝날 수 있는 양으로 하고, 가사시간이 지난 것을 사용하지 않는다. 사용 중인 수지에 추가로 용제를 섞지 않도록 하여야 한다.

(3) 함침 · 접착수지의 도포

롤러와 브러쉬로 수지를 위에서 밑을 향해 콘크리트 표면에 도포한다. 이때 수지는 수분이 있으면 경화하지 않으므로 프라이머의 표면이 젖어 있지 않은 것을 확인한다. (젖어 있는 경우에는 표면을 건조시키고 나서 수지를 도포한다.)

수지의 도포는 FRP쉬트를 부착시키기 전에 도포하는 하도와 부착 후에 도포하는 상도로 구성되고 일반적으로 하도의 도포량이 많다.

(4) FRP쉬트의 부착

FRP쉬트를 가위나 컷터 등으로 미리 소정의 크기로 절단한다. 보관 중에 발생할 수 있는 파손을 방지하기 위해서 절단 수량은 사용 수량분으로 한정하며 절단된 FRP쉬트는 직경 0.3m 이상의 롤에 이형지가 밖으로 나오도록 감아서 보관하거나 겹겹이 쌓아 보관한다. 보관을 위해 쉬트를 접거나 작은 롤에 감으면 쉬트가 파손되므로 주의하여야 한다.

함침 · 접착수지의 도포직후에 FRP쉬트를 위에서 밑을 향해 부착해 간다. 이때 상부에서 FRP쉬트의 부착지 등을 벗기면서 손바닥 혹은 롤러 등으로 잘

눌러 FRP쉬트와 콘크리트를 충분히 밀착시킨다. 쉬트를 일회에 부착하지 않고 연결시키며 부착시키는 경우에는 반드시 겹침길이가 100mm 이상이 되도록 한다. FRP쉬트와 콘크리트와의 사이에 공기가 남아 있게 되면, 공동과 층간박리, 접착강도 부족의 원인이 되므로, FRP쉬트의 섬유 방향을 따라 컷나이프 등으로 공기통로를 만들어 공기를 제거한다. 특히, 모서리부에서의 공기제거에 유의하도록 한다. 공기를 제거한 후 다시 상도 수지를 도포한다. 상도 수지가 충분히 건조된 후에 다음 층의 하도를 수행한다. 이 작업을 FRP쉬트의 필요 매수만큼 반복해서 행한다.

미경화된 함침·접착수지에 물이 섞인 경우, 미 반응된 수지와 물이 반응하여 백화현상을 발생한다. 백화는 FRP보강재의 강도에 영향을 미치므로 시공시에는 물과 반응하지 않도록 해야만 한다. 백화현상은 수지가 미 경화시에만 발생하고 초기경화 후에는 물이 섞여도 문제가 되지 않는다. 초기경화의 판정은 손가락을 대었을 때의 손가락 흔적이 남지 않을 정도이다.

백화현상을 일으키지 않기 위해 초기경화까지 강우가 예상되는 경우는 원칙적으로 작업을 하지 않는 것으로 한다. 또한 어쩔 수 없는 경우에는 수지 위를 폴리에틸렌 필름 등으로 양생한다.(수지의 초기경화 후, 폴리에틸렌 필름은 제거한다.)

라. 마감 작업

마감작업을 행하는 경우, 미관, 내구성, 내화성 등을 고려하고, 시공장소에 적합한 마감 방법을 선정하는 것으로 한다. 마감방법으로는 도장, 라스모르타르 마감, 보드부착 등이 사용된다.

마. 기존설비의 복구

기존 구조물에 부착되어 있던 트랩과 배수설비 등을 복구하고 마무리 한다.

3. 전단 성능 향상 방법

가. 개요

교각의 전단강도가 교각의 휨 초과강도에 의하여 추정된 최대소성힌지력 보다 작은 경우에는 최대소성힌지력 이상으로 전단강도를 보강하여야 한다.

[해설]

교각에 작용하는 지진하중이 교각의 전단강도를 초과하여 전단파괴가 발생한다면 교각의 전단강도를 보강하여야 한다. 만약, 지진하중이 교각의 휨단면강도 보다 작아서 탄성거동을 한다면 교각의 전단강도는 지진하중 이상으로만 확보하면 내진성능을 만족하게 된다. 그렇지만 교각의 바람직한 파괴모드를 유도하기 위해서는 휨 연성 거동이 가능하도록 보강하는 것이 좋다. 이를 위해서는 교각의 전단강도는 휨 초과강도에 의하여 발생하는 최대소성힌지력 이상으로 확보되어야 한다.

해설-1. 보강해야 할 전단강도

가. 보강전의 교각의 전단강도 $\phi_s(V_c + V_s + V_p)$ 가 교각의 휨초과강도에 의하여 추정된 최대소성힌지력 V^o 보다 작은 경우 보강해야 할 전단강도는 해설식 (3.22a)와 같다.

$$\phi_s V_{sj} \geq V^o - \phi_s(V_c + V_s + V_p) \quad \text{해설식 (3.22a)}$$

여기서, ϕ_s 는 전단강도감소계수로 1.0, V_c 는 콘크리트에 의한 전단강도, V_s 는 전단철근에 의한 전단강도, V_p 는 압축력에 의한 전단강도를 나타낸다.

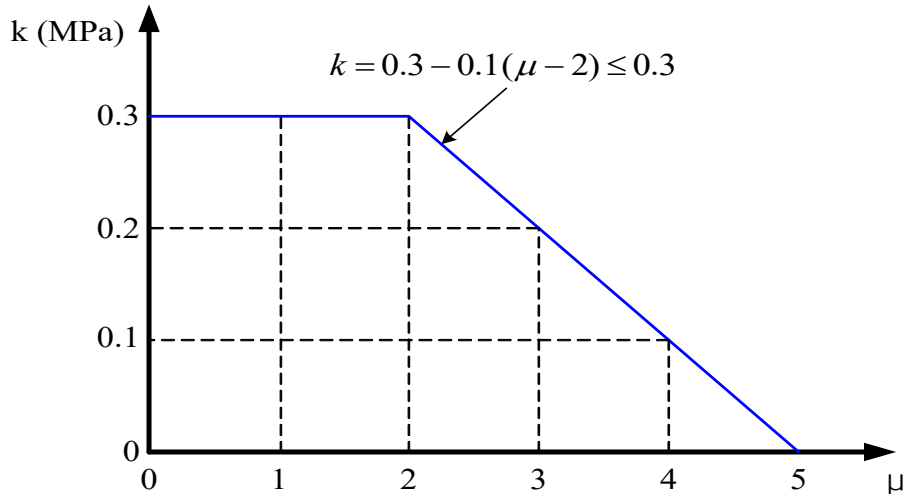
나. 콘크리트의 전단강도는 해설식(3.22b)와 같이 계산한다.

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e \quad \text{해설식 (3.22b)}$$

여기서, $A_e = 0.8A_{gross}$ 이며, k 는 해설그림 3.2.12와 같이 부재의 소요변위연성도 (μ)에 따라 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수로 다음과 같다.

$$k = 0.3, \quad \mu \leq 2.0 \text{인 경우}$$

$$k = 0.3 - 0.1(\mu - 2), \quad \mu > 2.0 \text{인 경우}$$



해설그림 3.2.12 공급변위연성도에 따른 콘크리트의 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

다. 전단철근의 전단강도는 해설식(3.23)과 같이 계산한다.

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sp} f_{yh} D'}{s} \quad \text{원형 단면교각} \quad \text{해설식 (3.23a)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} D'}{s} \quad \text{(사각 단면교각)} \quad \text{해설식 (3.23b)}$$

$$V_s = \frac{\Sigma A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad \text{(보강띠철근이 배근된 원형교각)} \quad \text{해설식 (3.23b)}$$

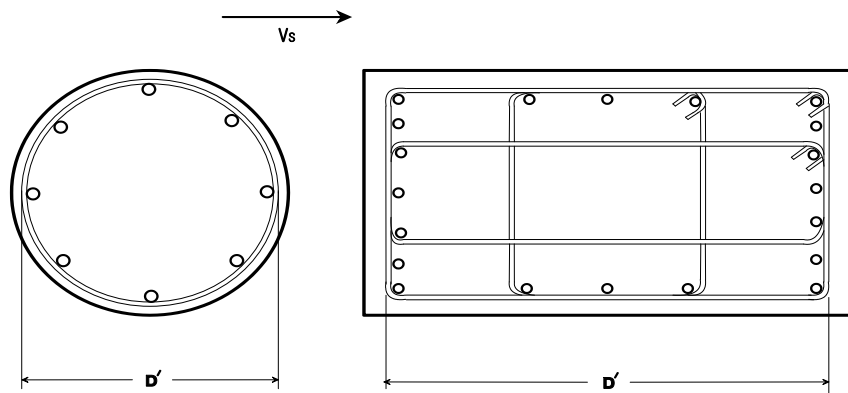
여기서, A_{sp} 는 나선철근 또는 원형 후프띠철근 1개의 단면적(mm^2), A_v 는 전단력 작용방향으로 있는 횡방향 철근 1층의 단면적(mm^2), A_{ct} 는 원형단면에 배근된 보강띠 철근의 단면적(mm^2), f_{yh} 는 횡방향철근의 설계기준항복강도(MPa), D' 는 해설그림 3.2.13과 같이 횡방향철근으로 구속된 심부콘크리트의 크기로 원형단면 및 사각형 단면에서 횡철근 중심 사이의 거리(mm), l_{ct} 는 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서

갈고리부분과 연장길이를 제외한 길이(mm), s 는 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)이다.

라. 압축력에 의한 전단강도는 해설식(3.24)와 같이 계산한다.

$$V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} \quad \text{해설식 (3.24)}$$

여기서, P 는 기둥에 작용하는 계수축력, h 는 고려하는 방향으로의 최대 두께, L_s 는 기둥형상비의 기준이 되는 기둥길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)로 정의된다.



해설그림 3.2.13 D' 의 정의

해설-2. 전단 보강의 범위

전단보강의 범위는 콘크리트의 전단강도가 떨어지는 소성영역의 범위, 즉, 교각의 바닥에서 $1.5D$ (직사각형단면 교각의 경우에는 $1.5h$)의 범위이다.

나. 강판 보강공법

(1) 설계

전단 성능 향상에 필요한 강판 두께는 다음 사항을 고려하여 산출한다.

- (가) 교각의 단면형상
- (나) 소요 전단강도

[해설]

교각의 단면형상에 따라 보강 효과가 다르게 나타나므로 단면형상에 따라서 다음의 설계방법에 따라 보강 강판의 두께를 산출할 수 있다.

해설-1. 원형단면 교각의 전단 보강에 필요한 강판 두께

원형단면 교각을 강판으로 보강한 경우의 전단강도는 띠철근의 전단강도와 동일하게 구할 수 있다. 즉, 강판은 $s=1$ 의 간격으로 단면적 $A_h=t_j$ 의 띠철근으로 생각할 수 있다.

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j f_{yj} D \cot \theta \quad \text{해설식 (3.25)}$$

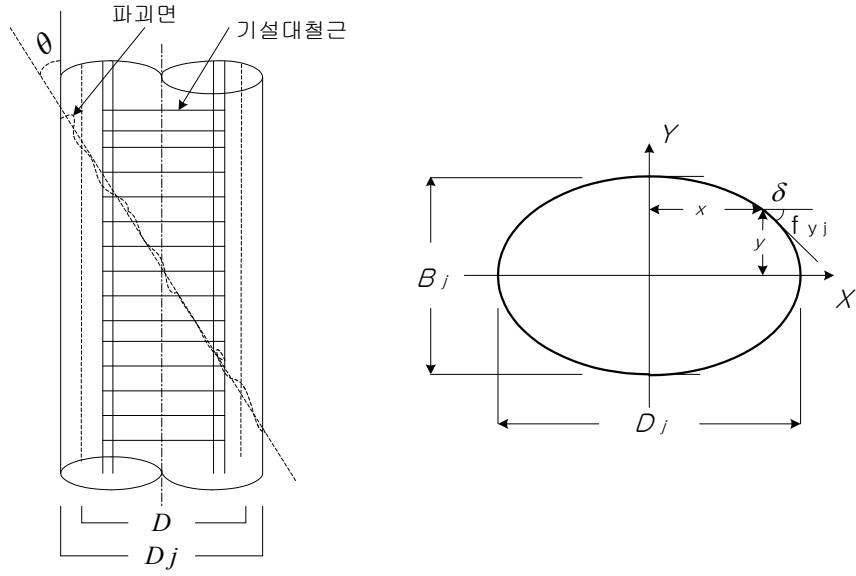
여기서, θ 는 교각의 모서리에서 상대쪽 모서리로 진전되는 사인장 균열이 교각의 축방향과 이루는 각도로서 안전측 평가를 위해 45° 로 한다.

나. 전단보강에 필요한 강판의 두께는 해설식 (3.22)와 해설식 (3.25)로부터 다음과 같다.

$$t_j \geq \frac{V^o/\phi_s - (V_c + V_s + V_p)}{\frac{\pi}{2} f_{yj} D \cot \theta} \quad \text{해설식 (3.26)}$$

해설-2. 직사각형단면 교각의 전단 보강에 필요한 강판 두께

가. 직사각형단면 교각을 타원형으로 강판보강하는 경우는 휨 연성 뿐만 아니라 전단강도의 향상을 목적으로 하는 경우에도 자주 이용되고 있다. 타원형으로 보강한 경우의 전단보강의 향상은 원형으로 보강한 경우와 동일한 방법으로 또는 해설그림 3.2.14로부터 작용전단력과 힘의 평형을 고려하여 구할 수 있다.



해설그림 3.2.14 타원형 강판보강에 의한 전단강도의 증가

나. 타원형으로 보강한 강판을, 전단력을 받아 인장항복하는 띠철근을 수직방향으로 연속하여 배근한 것으로 가정하면 이 강판의 전단강도는 다음과 같다.

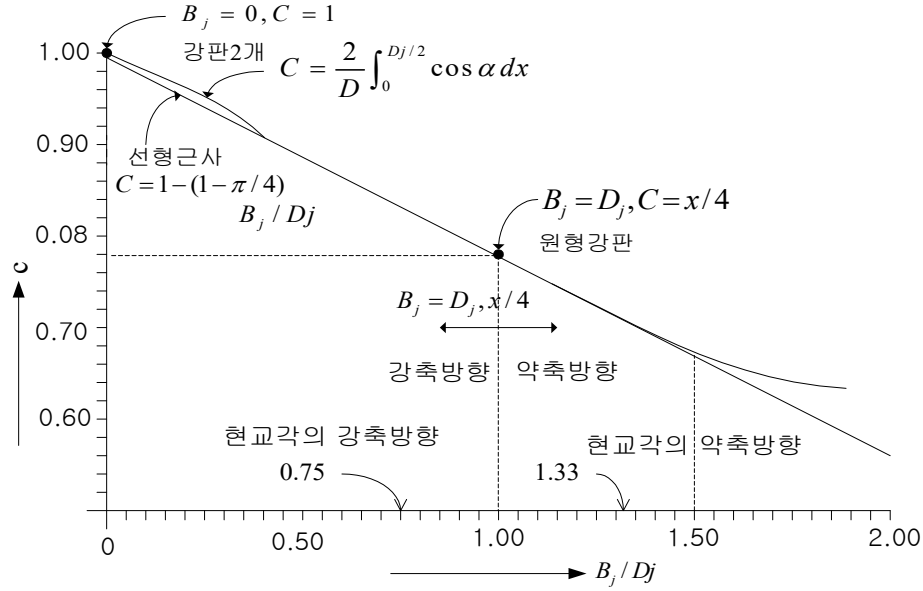
$$V_{sj} = \int D_j f_{yj} t_j \cos \delta \, dx \cot \theta \quad \text{해설식 (3.27)}$$

여기서, 각도 δ 는 해설그림 3.2.14와 같다.

해설식 (3.27)의 적분결과는 해설그림 3.2.15와 같고 아래 식으로 근사화 할 수 있다.

$$V_{sj} = 2 f_{yj} t_j D_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta \quad (\text{강축방향}) \quad \text{해설식 (3.28a)}$$

$$V_{sj} = 2 f_{yj} t_j B_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{D_j}{B_j} \right] \cot \theta \quad (\text{약축방향}) \quad \text{해설식 (3.28b)}$$



해설그림 3.2.15 해설식 (3.27)의 적분식을 이용해서 나타낸
타원형 강판 보강재의 전단강도

다. 전단보강에 필요한 강판의 두께는 해설식 (3.22)와 해설식 (3.28)로부터 다음과 같다.

$$t_j \geq \frac{V_0/\phi_s - (V_c + V_s + V_p)}{2f_{yj} D_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot \theta} \quad (\text{강축방향}) \quad \text{해설식 (3.29a)}$$

$$t_j \geq \frac{V_0/\phi_s - (V_c + V_s + V_p)}{2f_{yj} B_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{D_j}{B_j} \right] \cot \theta} \quad (\text{약축방향}) \quad \text{해설식 (3.29b)}$$

(2) 시공

시공은 3.2.1.1절의 2. 나 (2) 시공 요령(p26)에 따른다.

다. FRP(Fiber Reinforced Polymer) 보강공법

(1) 설계

전단 성능 향상에 필요한 FRP의 두께는 다음 사항을 고려하여 산출한다.

(가) 교각의 단면형상

(나) 소요 전단강도

[해설]

피복재료의 극한강도 f_{uj} 를 그대로 사용하게 되면 교각에 큰 체적팽창 변형이 예상되고 이렇게 되면 전단저항 메카니즘에서 주요한 역할을 수행하는 골재의 맞물림 효과가 떨어져 예상외의 큰 지진력을 받는 경우에는 교각의 붕괴를 방지할 수 없게 된다. 이를 위해 FRP에 의한 피복에서는 $\epsilon_j = 0.004$ 에 해당하는 응력수준까지를 설계에 이용하는 것이 바람직하다. 즉, FRP에 의한 보강에서는 해설식 (3.25)~(3.28)의 f_{yj} 를 해설식(3.30)과 같이 적용한다.

$$f_{yj} = 0.004E_j \quad \text{해설식 (3.30)}$$

해설-1. 원형단면 교각의 전단 보강에 필요한 FRP의 두께

가. 해설식 (3.25)에 해설식 (3.30)을 대입하면 원형단면 교각을 FRP로 보강한 경우에, FRP로 저항할 수 있는 전단내하력을 다음과 같이 구할 수 있다.

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j (0.004 E_j) D \cot \theta \quad \text{해설식 (3.31)}$$

나. 해설식 (3.26)에 해설식 (3.30)을 대입하면 전단보강에 필요한 FRP의 두께를 구할 수 있다.

$$t_j \geq \frac{V^o / \phi_s - (V_c + V_s + V_p)}{\frac{\pi}{2} (0.004 E_j) D \cot \theta} \quad \text{해설식 (3.32)}$$

해설-2. 직사각형단면 교각의 전단 보강에 필요한 FRP의 두께

가. 직사각형단면 교각의 강판 보강공법처럼 직사각형단면 교각의 FRP 보강공법에 서도 직사각형단면을 타원형으로 단면형상을 변환시켜 보강하면 전단보강효과가 크다.

나. 해설식 (3.28)에 해설식 (3.30)을 대입하면 타원형단면 교각을 FRP로 보강한 경우에, FRP에 의한 전단강도는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$V_{sj} = 2(0.004E_j)t_jD_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot\theta \quad (\text{강축방향}) \quad \text{해설식 (3.33a)}$$

$$V_{sj} = 2(0.004E_j)t_jB_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{D_j}{B_j} \right] \cot\theta \quad (\text{약축방향}) \quad \text{해설식 (3.33b)}$$

다. 해설식 (3.15)에 해설식 (3.30)을 대입하면 전단보강에 필요한 FRP의 두께를 구할 수 있다.

$$t_j \geq \frac{V_0/\phi_s - (V_c + V_s + V_p)}{2(0.004E_j)D_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{B_j}{D_j} \right] \cot\theta} \quad (\text{강축방향}) \quad \text{해설식 (3.34a)}$$

$$t_j \geq \frac{V_0/\phi_s - (V_c + V_s + V_p)}{2(0.004E_j)B_j \left[1 - \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) \frac{D_j}{B_j} \right] \cot\theta} \quad (\text{약축방향}) \quad \text{해설식 (3.34b)}$$

(2) 시공

시공은 3.2.1.1절의 2. 다 (2) 시공 요령(p36)에 따른다.

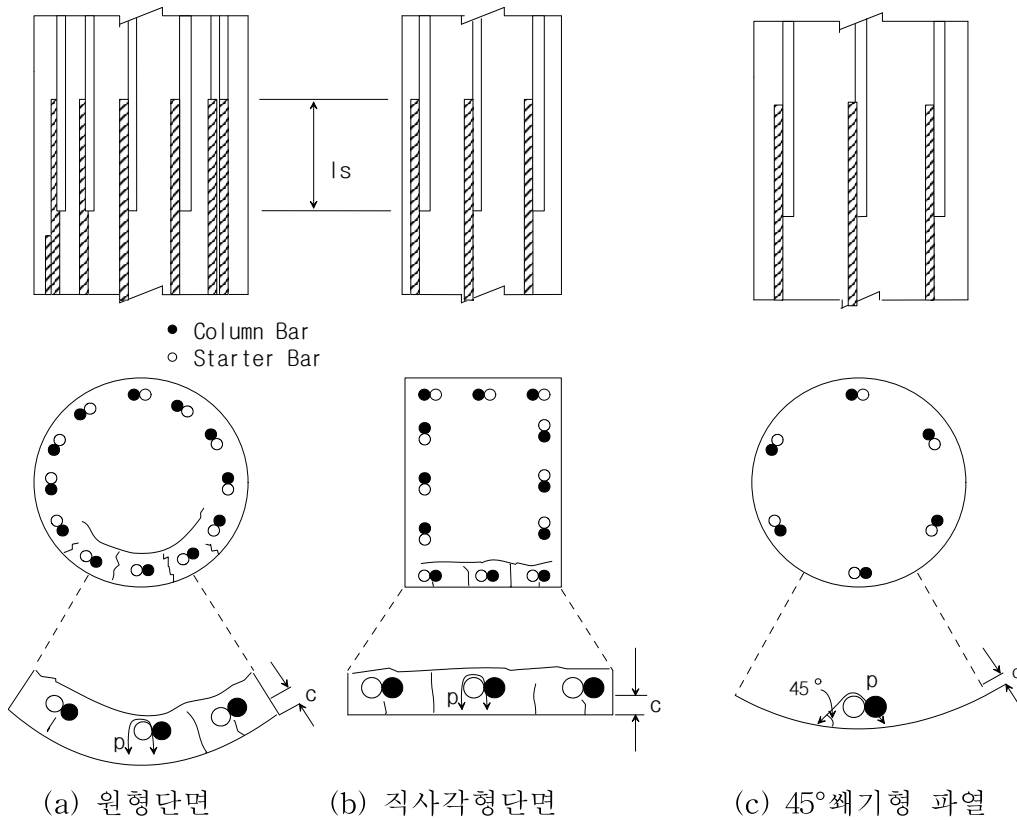
4. 축방향철근 겹침이음부의 내진성능향상 방법

가. 개요

소성힌지영역에서 축방향철근이 겹침이음된 교각은 횡구속력을 가하여 겹침이음부를 보강하여야 한다.

[해설]

할렬파괴면에서의 콘크리트의 인장강도를 평가하면 겹침이음부의 파괴를 예측할 수 있다(해설그림 3.2.16). 겹침이음부에 균열이 발생하여도 파괴면에 적당한 구속력이 있으면 겹침이음부 파괴를 방지할 수 있다. 반경방향의 팽창 변형률이 $\epsilon_s = 0.0015$ 미만이면 마찰계수 $\mu = 1.4$ 로써 겹침이음부의 보강설계를 할 수 있다.



해설그림 3.2.16 축방향 철근 겹침이음부의 파괴

가. 겹침이음부 철근의 단면적을 A_b , 전달응력이 f_s 인 경우 겹침이음부 파괴를 방지하는데 필요한 구속력은

$$f_l = \frac{A_b f_s}{\mu p l_s} \quad \text{해설식 (3.35)}$$

여기서, p 는 균열면의 둘레길이를 할렬면의 형태에 따라 해설식 (3.36a)나 해설식 (3.36b)로 구할 수 있고, l_s 는 겹침이음 길이이다.

$$p = \frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b), \quad \text{원형단면} \quad \text{해설식 (3.36a)}$$

$$p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b), \quad \text{사각형단면} \quad \text{해설식 (3.36b)}$$

여기서, n 은 주철근의 개수, s 는 주철근 사이의 평균거리이다.

나. 교각 하단부와 같이 소성힌지가 발생하는 곳에서 단면력을 평가할 때에 변형경화나 초과강도를 고려하여야 한다. 따라서 f_s 를 구하기 위하여 특별한 해석을 수행하지 않는다면 f_s 는 해설식 (3.37)로 계산한다.

$$f_s = 1.4f_{yl} \quad \text{해설식 (3.37)}$$

여기서, f_{yl} 은 축방향 철근의 설계기준항복강도이다.

해설식 (3.37)을 해설식 (3.35)에 대입하고 $\mu=1.4$ 로 하면

$$f_l = \frac{A_b f_{yl}}{p l_s} \quad \text{해설식 (3.38)}$$

다. 인장측에서 중요한 겹침이음부의 구속과 압축측에서 중요한 콘크리트의 구속은 항상 교각의 반대측에서 발생하지만 예를 들어 교각의 하단부에 겹침이음을 두는 경우와 같이 소성힌지 내에 겹침이음을 두는 경우에는 소성힌지의 규정과 겹침이음부에 대한 규정을 단순히 중첩해서는 안 된다.

나. 강판 보강공법

(1) 설계

축방향철근 겹침이음부의 내진성능향상에 필요한 강판 두께는 다음 사항을 고려하여 산출한다.

(가) 교각의 단면형상

(나) 겹침이음부의 파괴를 방지하기 위한 소요 횡방향 구속력

[해설]

겹침이음부에 균열이 발생하여도 파괴면에 적당한 구속력이 있으면 겹침이음부 파괴를 방지할 수 있으며 반경방향의 팽창 변형률이 $\epsilon_s = 0.0015$ 미만이면 마찰계수 $\mu = 1.4$ 로써 겹침이음부의 보강설계를 할 수 있다.

해설-1. 원형단면 교각의 겹침이음부 파괴를 방지하기 위한 강판의 두께

가. 강판의 인장변형률은 $\epsilon_s = 0.0015$ 를 초과하여서는 안된다. 따라서 원형단면 교각의 겹침이음부 파괴를 방지하는데 필요한 구속력은

$$\begin{aligned} f_l &= 0.5 \rho_{sj} f_{sj} \\ f_l &= 0.5 \rho_{sj} (0.0015 E_{sj}) \end{aligned} \quad \text{해설식 (3.39)}$$

여기서, $f_{sj} = 0.0015 E_{sj} \leq f_{yj}$ 이므로 해설식 (3.39)를 해설식 (3.38)에 대입하여 ρ_{sj} 에 대하여 정리하면

$$\rho_{sj} = \frac{2A_b f_{yl}}{p l_s (0.0015 E_{sj})} \quad \text{해설식 (3.40)}$$

여기서, p 는 해설식 (3.36a)이다.

나. 필요한 강판두께는 해설식 (3.40)을 해설식 (3.6)에 대입하여 t_j 에 대해서 정리하면

$$t_j = \frac{2A_b f_{yl}}{p l_s (0.0015 E_{sj})} \frac{D}{4} \quad \text{해설식 (3.41)}$$

해설-2. 직사각형단면 교각의 겹침이음부 파괴를 방지하기 위한 강판의 두께

가. 직사각형단면 교각을 타원형으로 구속하는 경우도 해설식 (3.36b)의 p 를 이용하여 해설식 (3.35)와 해설식 (3.40)을 적용할 수 있다.

$$\rho_{sj} = \frac{2A_b f_{yl}}{p l_s (0.0015 E_{sj})} \quad \text{해설식 (3.42)}$$

여기서, p 는 해설식 (3.36b)이다.

나. 필요한 강판두께는 피복부분의 평균 직경을 $D=2R$ 로 하여 해설식 (3.42)를 해설식 (3.6)에 대입하여 t_j 에 대해서 정리하면

$$\begin{aligned} t_j &= \frac{2A_b f_{yl}}{p l_s (0.0015 E_{sj})} \frac{R}{2} \\ &= \frac{2A_b f_{yl}}{p l_s (0.0015 E_{sj})} \frac{(R_1 + R_2)}{4} \quad (\text{강축방향}) \end{aligned} \quad \text{해설식 (3.43a)}$$

$$= \frac{2A_b f_{yl}}{p l_s (0.0015 E_{sj})} \frac{(R_3 + R_2)}{4} \quad (\text{약축방향}) \quad \text{해설식 (3.43b)}$$

여기서, R 은 해설식 (3.12)로 주어진다.

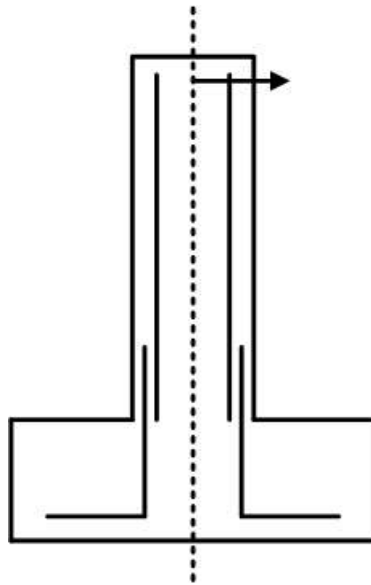
해설-3. 직사각형 벽식 교각의 겹침이음부 파괴를 방지하기 위한 강판 보강

가. 축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각은 겹침이음길이와 약축 방향의 단면두께 중 큰 값 이상의 높이를 갖는 강판으로 보강해야 한다.

나. 강판보강에 사용되는 구속 볼트의 총 수(n_b)는 해설식 (3.44)를 적용한다.

$$n_b = \frac{n_{ls} A_s f_y}{\mu F_j} \quad \text{해설식 (3.44)}$$

여기서, n_{ls} 는 좌우 대칭으로 배치된 겹침이음 축방향 철근 중 한쪽면에 위치하고 있는 축방향 철근 개수, A_s 는 축방향 철근의 단면적, f_y 는 축방향 철근의 항복강도, μ 는 마찰계수로서 0.5의 값 적용, F_j 는 구속 볼트 1개당의 구속력이다.



해설그림 3.2.17 n_{ls} 의 정의

다. 해설식(3.44)에 적용하는 구속 볼트 1개당의 구속력은 해설식 (3.45)로 결정한다.

$$F_j = \alpha_r f_{yb} A_{bolt} \quad \text{해설식 (3.45)}$$

여기서, f_{yb} 는 구속볼트의 항복강도, A_{bolt} 는 구속볼트의 단면적, α_r 은 구속볼트의 항복강도에 대한 구속력으로 릴렉сей션을 하여 값을 선정하여야 한다. 단 이 값이 0.55이하인 경우에는 구속 볼트의 릴렉сей션을 무시할 수 있다.

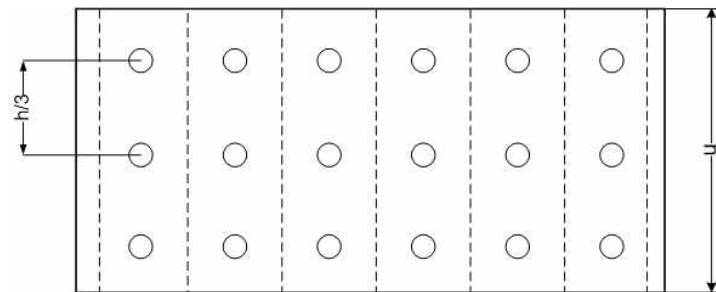
라. 구속 볼트의 배열은 수직으로 3열 이상으로 배열하여야 하며, 상하 대칭이 되도록

록 배열해야 한다. 구속 볼트사이의 수직간격 s_b 는 해설식 (3.46)으로 계산한다.

$$s_b = \frac{h}{n} \quad \text{해설식 (3.46)}$$

여기서, h 는 강판 높이, n 은 수직 방향으로의 구속 볼트 배열수이다.

해설그림 3.2.18은 구속 볼트를 3열 배열 시 구속볼트의 간격을 나타낸 그림이다.



해설그림 3.2.18 3열 배열시 구속 볼트의 간격

마. 강판 보강 시 사용되는 강판의 두께는 15mm 이상 사용해야 한다.

(2) 시공

시공은 3.2.1.1절의 2. 나 (2) 시공 요령(p26)에 따른다.

다. FRP(Fiber Reinforced Polymer) 보강공법

(1) 설계

축방향철근 겹침이음부의 내진성능 향상에 필요한 FRP의 두께는 다음 사항을 고려하여 산출한다.

(가) 교각의 단면형상

(나) 겹침이음부의 파괴를 방지하기 위한 소요 횡방향 구속력

(다) 프리스트레스에 의해 구속재에 도입되는 횡방향 구속력

[해설]

겹침이음부에 균열이 발생하여도 파괴면에 적당한 구속력이 있으면 겹침이음부 파괴를 방지할 수 있으며 반경방향의 팽창 변형률이 $\epsilon_s = 0.0010$ 미만이면 마찰계수 $\mu = 1.4$ 로써 겹침이음부의 보강설계를 할 수 있다.

해설-1. 겹침이음부의 파괴를 방지하기 위한 FRP의 두께

가. 탄소섬유, 유리섬유, 아라미드섬유 등 복합재료를 이용하여 보강하는 경우는 강판 보강과 동일한 개념을 적용할 수 있다. 그러나 탄성계수가 작은 복합재료를 사용하는 경우 반경방향의 팽창 변형률을 0.0010 이하로 유지하기 위하여는 강판에 비하여 단위면적당의 구속력이 작아지기 때문에 상당량의 구속재가 필요하게 된다. 이를 보완하는 방법으로는 구속재에 프리스트레스를 도입하여 교각에 부착시키거나 또는 시공 후 구속재와 교각사이에 팽창성 그라우트를 주입하여 케미칼스트레스로 구속력을 주는 방법이 있다. 이 경우 구속재의 양은 감소하고 구속재의 두께는 해설식 (3.35)를 기본으로 하여 아래 식으로 주어진다.

$$\rho_{sj} = 2 \left(\frac{f_l - f_a}{0.0010 E_{sj}} \right) = 2 \left(\frac{A_b f_s / \mu p l_s - f_a}{0.0010 E_{sj}} \right) \quad \text{해설식 (3.47)}$$

여기서, f_a 는 프리스트레스에 의해 구속재에 도입되는 구속응력이다.

나. 복합재료에 프리스트레스를 도입하여 겹침이음부를 보강하는 방법을 채용하기 위해서는 장기응력 하에서의 구속재료의 강도특성을 잘 파악하여야만 한다. 복합재료 중 다수는 장기재하를 받으면 강도가 저하되므로 능동적 또는 수동적 구속효과를 계속적으로 줄 수 있는 구속응력 레벨이 떨어지는 것에 주의하여야 한다. 아직 확실한 이론이 정립되어 있지 않으므로 능동적으로 구속하는 경우에는 구속재에 생기는 장기응력은 단기인장강도의 25% 이하로 하는 것이 좋다.

(2) 시공

시공은 3.2.1.1절의 2. 다 (2) 시공 요령(p36)에 따른다.

5. 휨강도 향상 방법

가. 개요

교각의 휨강도가 소요휨강도보다 작은 경우는 휨강도에 대한 보강을 하여야 한다.

[해설]

국내 기존 교각들은 단면의 저항강도는 비교적 크게 확보되어 있는 반면에 변형성능에 대한 고려가 전혀 이루어지지 않아서 지진과 같이 큰 에너지를 갖고 있는 하중에 대하여는 매우 취약하다고 할 수 있다. 따라서 기존 교각의 내진보강방안으로 단면의 강도를 보강하기보다는 변형성능을 확보하기 위한 보강방안을 채택하는 것이 효과적이다.

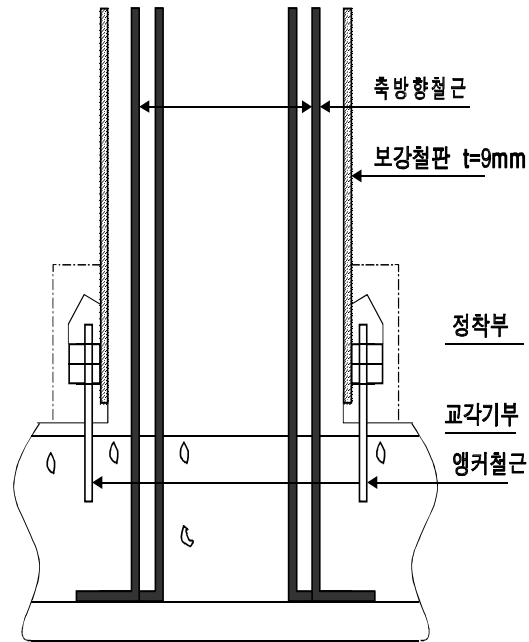
기존교각의 내진보강에 있어서 내진성능의 평가를 먼저 시행한 후 그 결과를 바탕으로 보강방법을 결정하게 되는데 경우에 따라서는 교각의 변형성능 뿐 아니라 단면의 휨강도도 보강할 필요가 있다. 이 경우에 가장 효과적인 방법은 강판피복에 의한 보강공법이다.

나. 강판보강공법

교각의 설계휨강도가 소요휨강도보다 작은 경우는 보강된 강판을 앵커 철근과 연결하고 앵커를 기초에 매입한다.

[해설]

휨에 대한 위험단면은 일반적으로 교각과 기초의 경계부인데 휨강도를 향상시키기 위해서는 교각과 기초의 경계부에서 피복강판과 기존 콘크리트면이 밀착이 되어 미끄럼이 발생하지 않아야 한다. 해설그림 3.2.19와 같이 교각하단부를 보강하는 경우에는 피복강판에 수직방향의 앵커를 기초에 매입하면 기초에 매입된 앵커의 면적을 축방향철근으로 하여 휨강도를 제어하는 것이 가능하다.



해설그림 3.2.19 앵커에 의한 휨내하력 향상

다. 기타 성능 향상 방법

휨 내하력 향상을 위하여 다음의 공법을 사용할 수 있다.

- (1) 콘크리트 피복공법
- (2) 모르타르 부착공법
- (3) 프리캐스트 패널 부착공법
- (4) 철근 삽입 공법
- (5) PS강봉 삽입 공법
- (6) 벽 증설공법
- (7) 브레이스 증설공법
- (8) 콘크리트 피복공법과 강판 피복공법의 병행공법
- (9) 철근 삽입공법과 콘크리트 피복공법의 병행공법
- (10) PS강봉 삽입공법과 강판 피복공법의 병행공법

[해설]

휨 내하력을 향상시키기 위해서는 철근의 강도가 충분히 발휘될 수 있도록 충분한 정착길이를 가지고 기초 안쪽으로 종방향 철근을 매입시켜야 하는데 이러한 보강은 기초부도 보강을 하여 휨 및 전단강도를 향상시킴으로써 소성힌지가 확실하게 교각부에서 발생하도록 유도하여야 한다.

해설-1. 콘크리트 피복공법

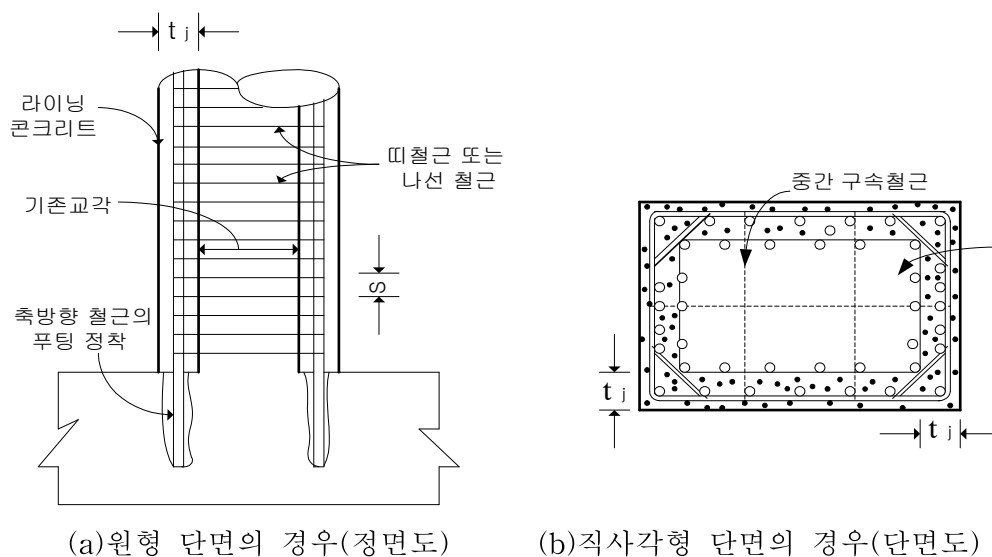
휨강도, 휨변형능력 및 전단강도를 보강하기 위하여 교각의 주위에 띠철근을 배근하고 콘크리트를 덧씌우는 공법이다.

원형단면의 경우에는 휨 연성을 향상시키기 위하여 필요한 횡보강량 ρ_s 는 다음 식과 같다.

$$\rho_s = \frac{4A_h}{D_s} \quad \text{해설식 (3.48)}$$

여기서, D 는 콘크리트 덧씌우기 부분에 배근된 띠철근 또는 나선철근의 직경이고 s 는 배근간격이다.

직사각형단면 교각에 강판을 덧씌워도 해설그림 3.2.20과 같이 단면의 주위나 또는 팔각형상으로만 띠철근이 배근되어 있으면 유효구속효과는 줄어든다. 여기서, 구속된 심부 콘크리트의 유효체적을 고려하여 $K_e=0.5$ 로 하고 또한, 구속효과의 유효체적률도 극한변형률의 50%정도만으로 하는 것이 적당하다. 콘크리트에 대한 구속이 잘 되어도 각 면의 중앙부에 있는 축방향 철근의 좌굴에 대한 저항력은 작다. 따라서 장단비가 큰 높은 교각이나 지진 시에 큰 연성도가 요구되는 개소에는 직사각형으로 강판을 덧씌우는 방법은 피하는 것이 좋다.

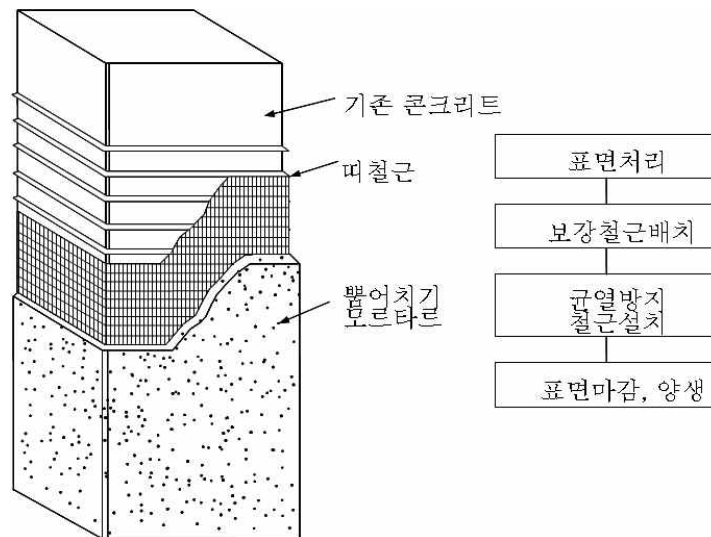


해설그림 3.2.20 콘크리트 증설 보강공법에 의한 교각 구속

해설-2. 모르타르 부착공법

기존 교각에 띠철근이나 나선철근을 배근하고 모르타르를 뿔어 붙여 일체화하는 공법이다.

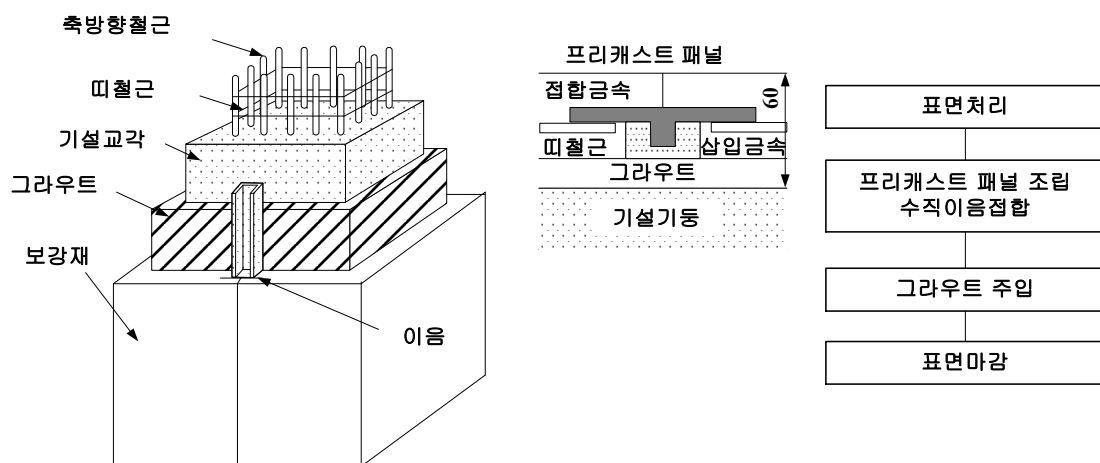
일반적으로 콘크리트 피복공법보다 부재단면의 증가를 줄일 수 있어 라멘교 등에 적용하기 용이하다. PS강선을 이용하는 경우도 있다.



해설그림 3.2.21 모르타르 부착공법

해설-3. 프리캐스트 패널 부착공법

내부에 띠철근을 배근한 프리캐스트 패널을 기둥 주위에 배치시켜 접합기로 폐합한다. 기둥과 패널의 공극에 그라우트를 주입하여 일체화시키는 공법이다.



해설그림 3.2.22 프리캐스트 패널 부착공법

해설-4. 철근 삽입 공법

기존 교각에 천공한다. 철근을 삽입하고 모르타르 등을 충전하여 구체 단면 내에 소요철근량을 증가시켜 전단강도 및 연성도를 보강한다.

해설-5. PS강봉 삽입 공법

철근 대신에 PS강봉을 삽입한다. 필요에 따라 프리스트레스를 도입한다.

해설-6. 벽 증설공법

라멘교 등의 교각 사이에 벽을 증설하여 휨 및 전단강도를 대폭적으로 증가시키는 공법이다.

해설-7. 브레이스 증설공법

라멘교 등의 교각 사이에 브레이스를 증설하여 기존 교각에 작용하는 대지진시의 수평력을 줄이는 공법이다.

해설-8. 콘크리트 피복공법과 강판 피복공법의 병행공법

대단면의 교각에 있어서 휨 보강은 주로 철근콘크리트 피복에 의해서, 전단 및 연성도는 강판 피복에 의해 보강된다.

해설-9. 철근 삽입공법과 콘크리트 피복공법의 병행공법

대단면의 교각에 있어서 콘크리트의 구속효과를 향상시키기 위해 철근콘크리트증설공법에 철근삽입공법을 병용하는 경우이다.

해설-10. PS강봉 삽입공법과 강판 피복공법의 병행공법

대단면의 교각에 있어서 강판 피복공법에 의한 콘크리트의 구속효과를 높이기 위해 PS강봉을 삽입하여 강판을 연결하는 경우이다.

3.2.1.2 교량받침

1. 일반사항

가. 교량받침(이하 받침)은 내진성능 향상기준 지진에 대하여 받침에 요구되는 소요역량 이상의 공급역량을 확보하도록 하여야 한다.

[해설]

받침의 공급역량이 부족한 경우 소요역량 이상의 공급역량을 지닌 받침으로 교체하거나 또는 받침에 전달되는 지진하중을 부담하여 받침을 보호하는 받침보호장치를 설치하여야 한다.

나. 소요역량 산정시 받침에 작용하는 평가지진하중은 교각에 의하여 전달되는 지진하중으로 하며, 이는 내진성능 향상기준지진에 대한 응답스펙트럼을 이용하여 구한 조합탄성지진력과 교각의 단면강도 중에서 작은 값으로 한다.

[해설]

받침에 작용하는 지진하중은 해설식(3.49)와 같이 내진성능 향상기준 지진에 대한 응답스펙트럼에서 구한 조합탄성지진력과 교각의 단면강도를 비교하여 작은 값으로 정한다. 만약 교각의 단면강도 이상의 지진하중이 전달되면 교각 구체의 파괴가 발생하기 때문에 그 이상의 하중이 받침에 전달되지 않는 것으로 가정한다.

$$F_{B,D}^L = \text{Min}(F_n^L, [F_E^L]_{comb}) \quad \text{교축방향} \quad \text{해설식 (3.49a)}$$

$$F_{B,D}^T = \text{Min}(F_n^T, [F_E^T]_{comb}) \quad \text{교축직각방향} \quad \text{해설식 (3.49b)}$$

여기서,

F_n^L : 교축방향의 단면강도 (“평가요령” 해설그림4.2.4 참조)

F_n^T : 교축직각방향의 단면강도 (“평가요령” 해설그림4.2.4 참조)

$[F_E^L]_{comb}$: 교축방향의 조합탄성지진력

$[F_E^T]_{comb}$: 교축직각방향의 조합탄성지진력

다. 내진성능 향상 설계시 받침의 단면특성 및 재료강도 등은 설계 값을 기준으로 한다.

라. 받침의 교체는 시공시기 및 시공방법 등을 고려하여 시행한다.

[해설]

받침본체를 교체하여야 할 경우 대량의 받침을 일시에 교체하는 것은 비현실적이므로 교통량, 교체방법 및 인상작업 등을 고려하여, 손상된 받침 본체는 손상부위나 규모에 따라 파손 부위를 교체하거나 전체를 교체하고, 손상되지 않은 받침은 그 상태에 따라 단계적으로 교체하여야 한다. 다만, 동일 교각 또는 교대의 경우에는 시공성 및 경제성을 고려하여 상부구조 인상작업 시 동시에 교체하여야 한다.

2. 받침의 성능향상

가. 받침본체

(1) 교축 및 교축직각방향에 대하여 받침 본체의 공급역량은 소요역량 이상으로 확보되어야 한다.

(2) 교량받침의 공급역량은 횡방향 총저항용량으로 하고, 이는 지진방향에 따라 저항하는 받침의 횡방향 저항용량의 총합이다.

[해설]

내진설계가 되지 않은 기존의 로울러(roller), 록커(rocker) 및 받침판 등의 받침들은 지진 발생시 그 피해가 예상되고, 그에 따라서 교량의 손상 및 파괴의 발생가능성이 크므로 이를 방지하기 위하여 내진성능이 우수한 탄성고무받침 또는 내진보강포트받침 등의 받침으로 교체할 필요가 있다.

받침 본체의 교체시에는 지진해석을 실시하여 소요역량을 결정하고 그에 따른 공급역량을 보유하고 있는 제품으로 교체하여야 한다.

해설-1 받침의 소요역량 산정

받침의 소요역량은 해설식(3.49)와 같이 교각에 의해 교축방향 및 교축직각방향으로 전달되는 지진하중을 기본으로 하며 교각의 단면강도와 조합탄성지진력 중 작은 값으로 한다.

해설-2. 받침의 선정

받침 본체의 횡방향 저항용량은 실험 또는 국부파괴를 고려할 수 있는 수치해석을 수행하여 결정한다. 그러나 받침 제조사에서 제공하는 인증된 제품에 대한 자료가 있는 경우에는 이를 이용할 수 있다.

받침의 횡방향 총 저항용량은 받침 1개의 횡방향 저항용량과 지진방향에 따라 저항하는 받침 개수의 곱으로 다음과 같이 계산한다.

$$F_{B,C}^L = f_B^L \times n_B^L \quad \text{교축방향} \quad \text{해설식 (3.50a)}$$

$$F_{B,C}^T = f_B^T \times n_B^T \quad \text{교축직각방향} \quad \text{해설식 (3.50b)}$$

여기서, $F_{B,C}$ 는 받침의 총저항력으로 아래첨자 C는 Capacity(용량)를 의미한다. f_B 는 받침 1개의 횡방향 저항용량, n_B 는 지진방향에 따라 저항하는 받침 개수이다. 위첨자 L과 T는 각각 교축방향 및 교축직각방향을 의미한다. 받침의 횡방향 총 저항용량($F_{B,C}^L, F_{B,C}^T$)은 조합지진하중($F_{B,D}^L, F_{B,D}^T$)보다 작아서는 안된다.

따라서 교축 및 교축직각방향에 대하여 내진성능을 만족하기 위하여 요구되는 받침 한 개의 횡 저항용량은 다음과 같다.

$$f_B^L \geq F_{B,D}^L / n_B^L \quad (F_{B,C}^L \geq F_{B,D}^L) \quad \text{교축방향} \quad \text{해설식 (3.51a)}$$

$$f_B^T \geq F_{B,D}^T / n_B^T \quad (F_{B,C}^T \geq F_{B,D}^T) \quad \text{교축직각방향} \quad \text{해설식 (3.51b)}$$

나. 받침 앵커부

- (1) 기존의 받침 앵커부는 성능개선이 필요한 경우, 특히 손상을 받은 받침 앵커부의 콘크리트와 모르타르는 손상정도에 따라서 적절히 보수 보강하거나 재 타설하여 지진에 대한 안정성을 확보한다.

[해설]

기존의 받침 모르타르 및 콘크리트의 균열이 경미한 경우에 대해서는 에폭시계 수지 등을 충전하여 균열의 확대를 방지해야 하고, 받침 모르타르의 상태가 불량하여 국부적인 파손 및 받침의 침하가 발생한 경우나 발생이 예상되는 경우 충분한 강도를 가진 무수축 모르타르를 재 타설 한다.



해설그림 3.2.23 받침 모르타르의 보수공법

해설그림 3.2.23과 같이 받침이 설치된 교각 및 교대 코핑부 콘크리트의 수평철근이 부족하여 연직방향 균열이 발생하거나 균열이 확대되어 단면의 단부가 탈락하는 경우 낙교방지를 목적으로 수평철근의 보강과 함께 코핑부 단면을 확대한다. 이 경우 기존 콘크리트를 제거한 후 치핑을 실시하고 수평응력 계산에 의한 철근을 보강한 후 신규 콘크리트를 타설한다. 신규 콘크리트의 접착을 보강하기 위하여 에폭시를 사용하거나, 수평철근만으로 부족한 경우 교각두부에 PS강봉을 설치하고 긴장력을 가하여 보강한다.

일반적인 교각두부의 강판 보강법과 같이 거푸집으로 적당한 두께의 강판을 사용하고 콘크리트 양생 후 충분한 강도가 발현되고 난 후 앵커볼트를 설치하여 보강하는 방법도 적용할 수 있다. 이 방법 적용 시에도 앵커볼트는 교각두부를 관통시키는 것이 보다 확실한 보강방법이 된다.

콘크리트 타설 후 탄소섬유시트를 교각두부에 부착하여 보강할 수도 있다. 이 경우에는 시트로 교각두부의 사면을 둘러싸서 시공한다.

- (2) 손상을 입은 앵커볼트의 너트나 와셔는 부분 교체하고, 인발 및 전단에 대한 저항 성능이 부족한 경우 볼트를 교체 시공하여야 한다.

[해설]

교량상하부구조에 작용하는 수평하중은 앵커볼트를 통해서 전달되므로 앵커볼트

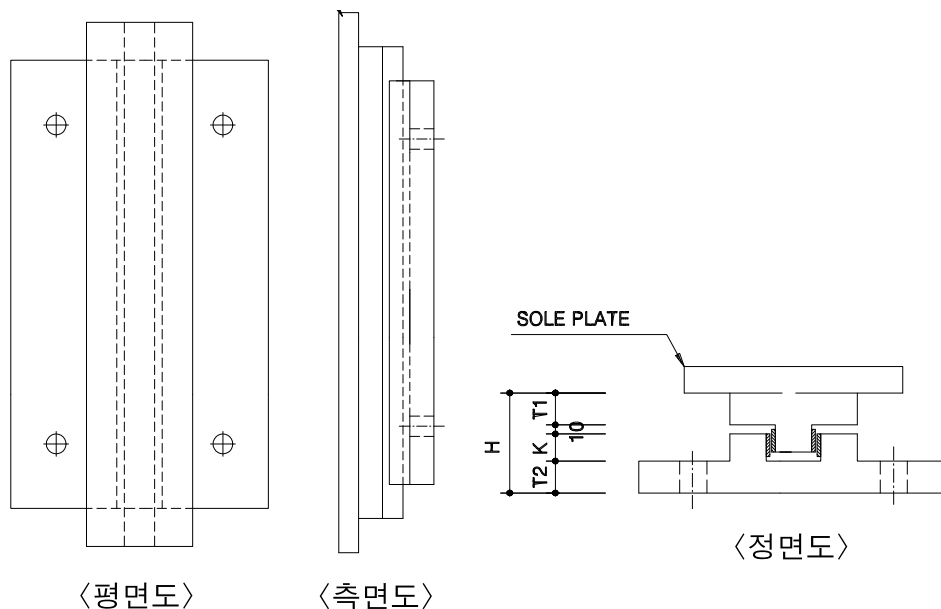
는 이에 저항할 수 있는 충분한 강도를 보유해야 한다. 앵커볼트의 성능검토는 3.2.1.3절 낙교방지장치(전단키 설계)의 앵커볼트 검토방법과 동일하게 수행한다.

3. 받침보호장치

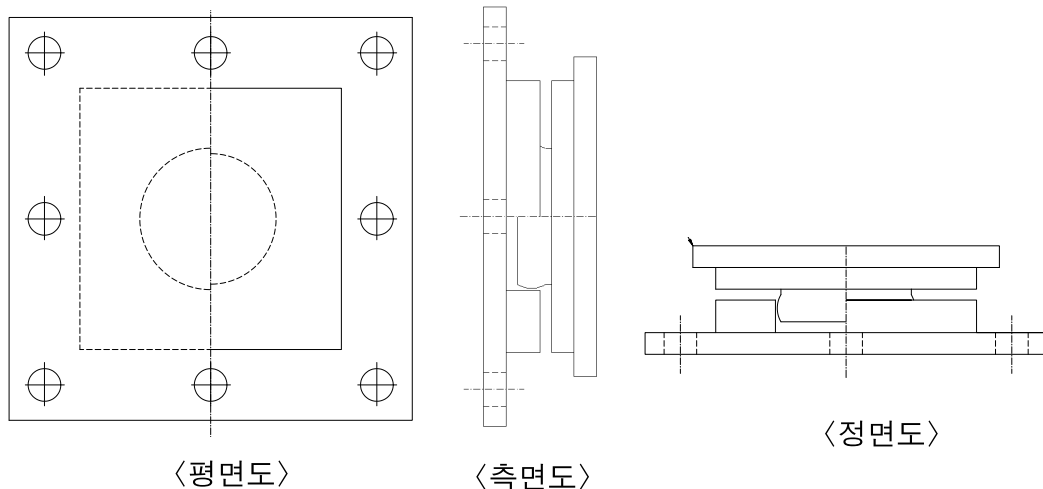
가. 받침보호장치는 상부구조로부터 전달되는 지진력을 부담함으로써 받침의 파괴를 방지할 수 있는 구조이어야 한다.

[해설]

해설그림 3.2.24는 대표적인 받침보호장치를 나타낸다. 본체는 상부 전단키와 하부 전단키의 두 부분으로 구성되며 각각 요철이 형성되어 있어 지진 시 이 부분이 서로 접촉하여 지진력에 저항한다. 지진력을 전달하는 방향에 따라 1방향 또는 고정단 받침 보호장치로 나눌 수 있다. 받침보호장치는 받침부 옆의 빈공간에 설치되며 받침에 비해 상대적으로 높이가 낮기 때문에 받침과 높이를 맞추기 위해서는 교각의 코핑부 상단에 별도의 콘크리트블록을 설치한다(해설그림 3.2.26 참조).



해설그림 3.2.24 일방향 받침보호장치



해설그림 3.2.25 고정단 받침보호장치

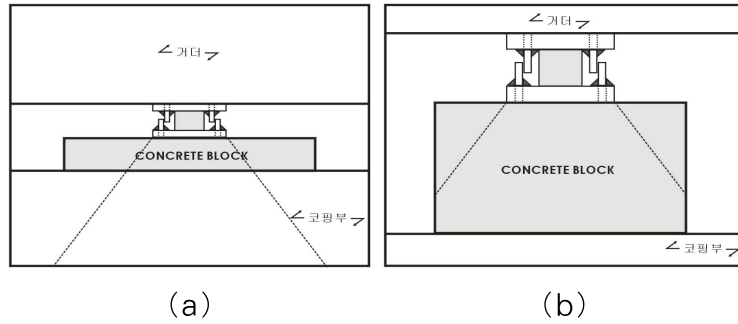
나. 교축 및 교축직각방향에 대하여 받침보호장치 본체 및 앵커부의 공급역량은 소요
역량 이상으로 확보되어야 한다.

다. 받침보호장치의 공급역량은 횡방향 총저항용량으로 하고, 이는 지진방향에 따라
저항하는 받침보호장치의 횡방향 저항용량의 총합이다.

라. 앵커부(강재 및 문힘콘크리트)는 전단에 대해 충분한 성능을 확보하여야 한다.

[해설]

받침보호장치는 받침부 옆의 빈공간에 설치되며 받침에 비해 상대적으로 높이가 낮
기 때문에 받침과 높이를 맞추기 위해서는 교각의 코핑부 상단에 별도의 콘크리트블
록이 설치하게 된다. 그림은 콘크리트블록의 설치 예이다. 콘크리트블록의 높이가 큰
경우(해설그림 3.2.26(b) 참조)에는 콘크리트블록만이 전단에 저항하지만 콘크리트블록
의 크기가 작은 경우(해설그림 3.2.26(a) 참조) 전단파괴선이 교각의 코핑부까지 연장
되는 경우에는 문힘콘크리트의 전단강도는 교각의 단면까지 고려할 수 있다. 앵커볼트
의 전단강도는 「기존교량의 내진성능 평가요령」으로 산정한다.



해설그림 3.2.26 콘크리트블록 및 받침보호장치(점선은 예상파괴선)

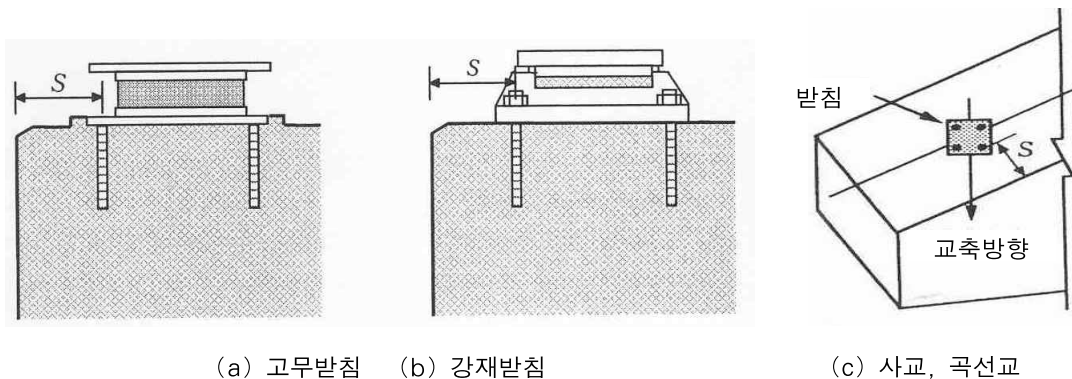
4. 상부구조의 인상(Jack up)공법

가. 상부구조의 인상작업은 받침의 일부 또는 전체 교체, 단면의 확대작업 등을 수행하기 위하여 필수적으로 수행된다. 인상작업시에는 시공방법에 따라 일시적으로 작용하는 집중하중에 대한 구조적인 검토를 수행하여 상부구조에 손상이 가지 않도록 영구 또는 임시 보강재를 부착하여야 한다.

나. 인상공법은 받침부 높이 및 연단거리 등의 작업 환경 및 조건에 따라서 적절한 공법을 채택하여야 한다.

[해설]

해설-1. 교량 상부구조를 인상하기 위하여 필요한 유압잭의 설치공간은 「도로교설계기준」에 명기된 받침길이에 관한 규정에 준하여 검토한다.



(a) 고무받침 (b) 강재받침

(c) 사교, 곡선교

해설그림 3.2.27 연단거리 S

가. 연단거리(S : mm) : 「도로교설계기준」

거더의 경간길이 100m 이하 : $S = 200 + 5L$ 해설식 (3.52a)

거더의 경간길이 100m 이상 : $S = 300 + 4L$ 해설식 (3.52b)

여기서, L 은 경간길이(m)

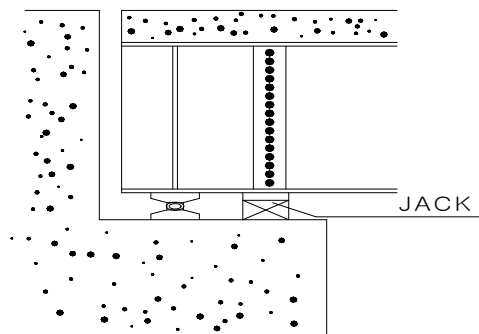
나. 거더 하부 공간

받침의 유지관리 및 재해시에 보수작업 등을 위한 유압잭을 설치하기 위해서, 거더 하부와 교각 및 교대 코핑부 상면 사이의 공간은 최소 0.4m를 확보한다.

해설-2. 교량상부구조의 인상작업은 교량하부의 차량 및 보행자 통행에 최대한 지장을 초래하지 않고 안전한 최적의 인상공법을 작업환경 및 조건에 따라 선정해야 한다. 현재 수행되고 있는 인상공법은 다음과 같은 종류들이 있다.

가. 교좌부 선상공법

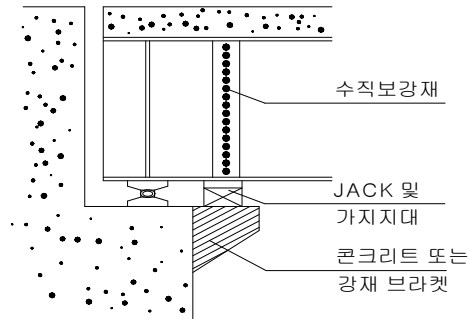
교좌부 연단 거리와 거더 하부의 높이가 충분한 경우에 교좌부 선상에서 직접 인상하는 공법으로, 부수적인 추가작업이 필요 없는 단순한 공법이므로 시공성, 경제성 등 여러 가지 측면에서 가장 유리한 공법이다.



해설그림 3.2.28 교좌부 선상공법

나. 연단거리 확대공법

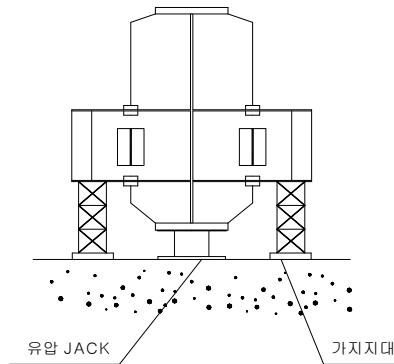
유압잭을 설치할 단면의 폭이 부족한 경우 콘크리트 또는 강재 브라켓을 설치하여 교각 및 교대의 연단거리를 확장하여 작업공간을 확보하는 공법이다. 교량하부의 통행에 별다른 영향을 미치지 않는 공법으로 설치된 브라켓은 작업 후 철거하거나 미관상 문제가 되지 않는다면 향후 용도로 그대로 보존할 수도 있다.



해설그림 3.2.29 연단거리 확대공법

다. 브라켓 공법

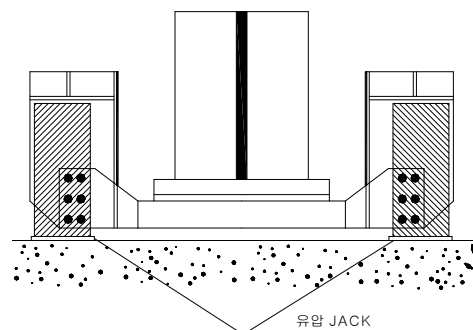
강교의 경우 거더 하단부에 충분한 작업공간이 확보된 경우 강재 브라켓을 상부 구조 하단부에 설치하여 인상하는 공법이다. 수직보강재를 부착할 필요가 없는 것이 이 공법의 가장 큰 장점이다.



해설그림 3.2.30 브라켓 공법

라. 특수가대 공법

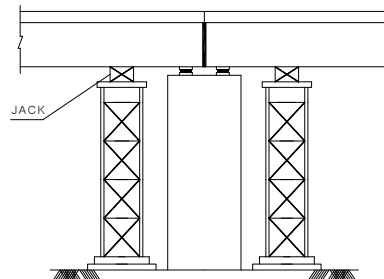
거더 하부공간이 작아서 직접 유압잭을 설치할 수 없는 경우 특수가대를 이용하여 인상하는 공법으로 해설그림 3.2.31과 같은 특별한 임시 가대를 제작해야 한다.



해설그림 3.2.31 특수가대 공법

마. 가벤프 공법

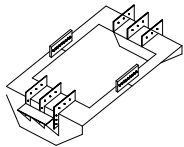
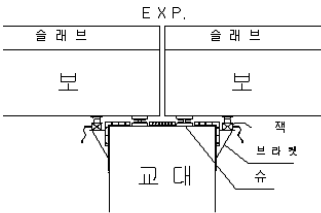
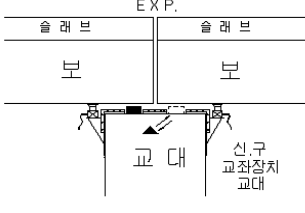
가벤프(bent)를 따로 설치하여 가벤프 상에서 인상하는 공법으로, 이 공법의 적용 시에는 교량하부의 교통량 처리방법을 고려하여야 한다.



해설그림 3.2.32 가벤프 공법

바. 조립식 브라켓 공법

조립식 브라켓을 교각 및 교대의 코핑부를 덮는 형태로 설치하여 시공하는 인상 공법으로 단면확대 공법이나 가벤프 공법과 그 개념은 크게 다를 바 없으나, 브라켓의 설치 및 해체가 용이하고 수회 반복해서 사용이 가능한 공법이다.

조립식 브라켓 시공 개요도		
조립식 브라켓 제작 및 부분 조립	조립식 브라켓 설치	반침 교체 시공후 해체
		

해설그림 3.2.33 조립식 브라켓 공법

3.2.1.3 낙교방지장치

1. 일반사항

가. 받침파괴에 따른 상부구조의 낙교는 이동제한장치를 설치하여 방지하여야 한다.

[해설]

일반적으로 내진설계가 적용되지 않은 교량의 경우 받침파괴가 가장 심각한 피해의 하나이다. 받침의 내진성능을 향상하기 위해서는 내진성능이 우수한 받침으로 교체하거나 또는 받침보호장치를 설치하여 받침으로 전달되는 지진하중을 부담하여야 한다. 받침의 교체는 받침의 노후화가 진행되었거나 또는 다른 보수·보강 작업시 병행하여 함께 실시하는 것이 경제적이다. 만약 받침 이외의 다른 구성요소의 내진성능이 만족한다면 받침교체 또는 받침보호장치의 설치는 현실적으로 적용하기에는 고비용의 작업이 된다. 이와 같이 받침파괴만이 문제가 되는 경우에는 받침의 파괴를 허용하고 대신 이로 인한 상부구조의 낙교를 방지하는 것이 하나의 현실적인 대안이 될 수 있다. 상부구조의 이동제한장치는 상부구조의 변위가 일정 변위 이상 커질때 상부구조를 구속하는 장치로서 낙교를 효과적으로 방지할 수 있다.

나. 교대 및 교각 코핑부 단면 폭의 크기가 충분하지 못하여 낙교방지를 위한 최소받침지지길이가 확보되지 않아 지진발생시 낙교의 위험이 있는 교량의 경우 교대 및 교각의 단면 폭을 확대하여 최소지지길이를 확보하거나 교축 및 교축 직각방향으로 케이블 구속장치 또는 이동제한장치를 설치한다.

[해설]

받침 중심선과 교축 중심선의 사잇각(S)이 60° 이하의 사교, 교량의 곡선반경이 100m이하이면서 중심각 30° 이상의 곡선교, 교각의 높이가 높아 고유주기가 1.5초 이상의 장주기 교량, 지반의 액상화 가능성이 있는 교량, 교각 및 교대 코핑부의 폭이 작은 단주 교량의 경우는 낙교의 위험이 크므로 코핑부의 단면의 크기를 확보하거나 비교적 간단한 내진 보강방법인 낙교방지장치의 설치를 고려해야 한다.

지진시 낙교를 방지하기 위한 최소한의 여유간격은 「도로교설계기준 - 내진설계편」에 따른다.

다. 낙교방지장치는 교량 상·하부의 구조적인 조건 및 재료에 따라서 적절한 장치를 선택한다.

[해설]

낙교방지장치는 케이블 구속장치와 같이 상부구조와 하부구조를 일체로 연결하여 수평변위를 구속하는 방법, 이동제한장치(전단키)와 같이 돌출부를 설치하여 상대변위를 제한하는 방법, 단면 받침지지길이를 확대하는 방법이 있다. (해설표 3.2.1)

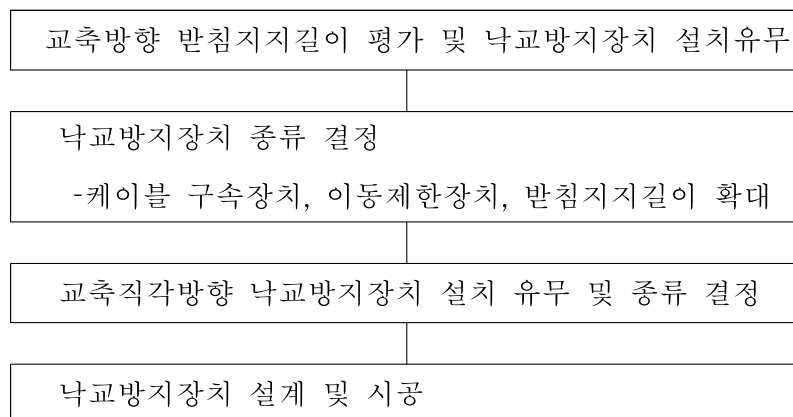
해설표 3.2.1 낙교방지장치

보강공법	보강공법의 개요
케이블 구속장치	거더와 하부구조, 거더를 연결하여 과도한 수평변위를 제한하며 거더의 이탈을 억제함
이동제한장치 (전단키)	거더 또는 하부구조에 돌기를 설치하여 지진발생시 과도한 수평변위 및 영구 잔류변위를 제한하여 거더의 이탈을 억제함
단면받침지지 길이 확대	노후화된 받침부 콘크리트가 파손이 발생할 경우와 받침지지길이가 부족한 경우, 하부구조 연단의 콘크리트를 증가 타설하거나, 강재 브라켓 등을 설치하여 받침지지길이를 확보함

라. 내진성능 향상을 위한 낙교방지장치의 설계는 적절한 절차에 따라 수행한다.

[해설]

낙교방지장치의 설계는 해설그림 3.2.34의 절차를 따라 수행한다.



해설그림 3.2.34 낙교방지장치 설계

마. 내진성능 향상을 목적으로 지진격리받침을 설치하는 경우 변위증가에 따른 낙교 발생을 검토하여야 한다.

2. 케이블 구속장치에 의한 내진성능 향상

가. 케이블 구속장치는 상부구조와 하부구조 또는 인접한 상부구조를 적당한 형태로 구속한다.

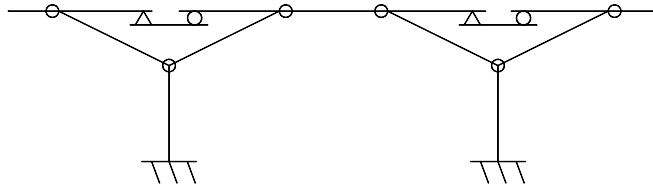
나. 케이블 구속장치의 케이블의 최대허용변위량은 지진으로 인한 변위량보다 커야한다. 그러나 단부거리보다는 작아야 한다.

다. 케이블은 KS D 7002 및 KS D 3505를 각각 만족하는 PS강선, PS강연선(strand) 또는 PS강봉을 사용한다.

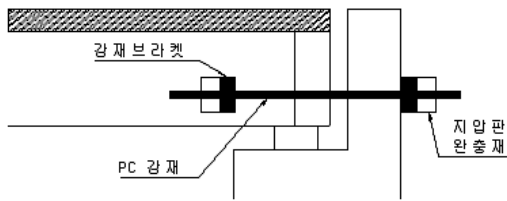
라. 케이블 앵커부에는 적당한 완충재를 사용하여 변위 발생시 충격을 완화한다.

[해설]

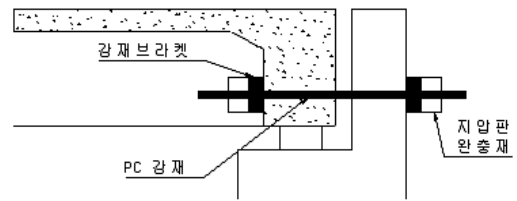
케이블 구속장치는 해설그림 3.2.35와 같이 상부구조와 하부구조 또는 인접한 상부구조를 구속하여 상·하부구조의 변위차를 억제하며, 낙교를 방지하는 장치이다. 이의 설계절차는 해설그림 3.2.36의 절차를 따른다.



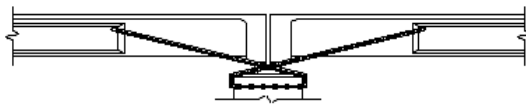
(a) 케이블 구속장치



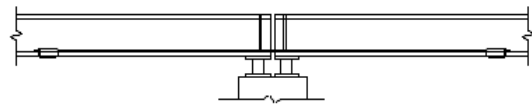
(b) 강 상부구조인 경우



(c) 콘크리트 상부구조인 경우

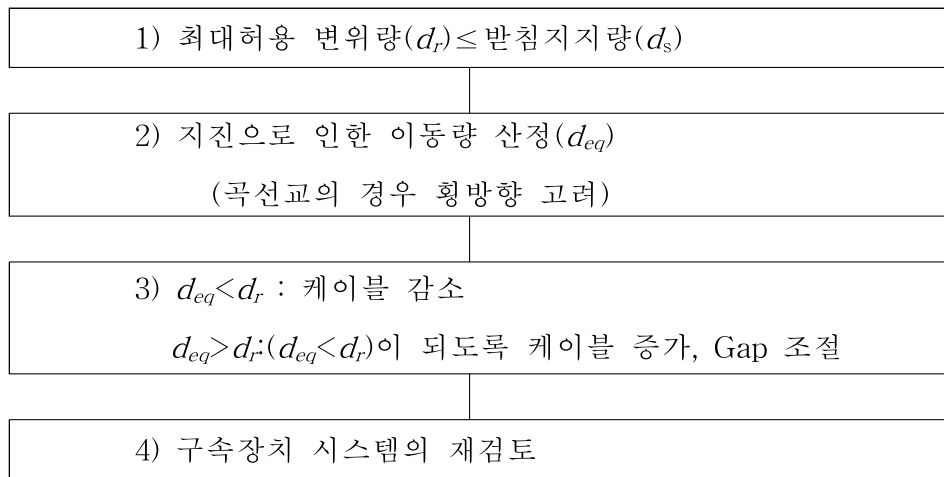


(d) 상·하부구조 구속인 경우



(e) 상부구조 구속인 경우

해설그림 3.2.35 케이블 구속장치 설치방법



해설그림 3.2.36 케이블 구속장치의 설계절차

해설-1. 케이블 구속장치의 설계

가. 최대허용변위량

케이블의 최대허용변위량은 케이블의 항복변위를 기준으로 다음과 같이 산정한다.

$$d_r = d_y + d_e \leq d_s \quad \text{해설식 (3.53)}$$

여기서,

d_r : 케이블 최대허용변위

d_e : 케이블 여유거리 (Gap)

d_s : 받침지지길이

d_y : 케이블 항복변위

$$d_y = f_y \cdot L / E_s = \epsilon_y \cdot L \quad \text{해설식 (3.54)}$$

여기서, f_y : 케이블 항복강도

E_s : 케이블 탄성계수

L : 케이블 길이

케이블 여유거리는 상시하중에 의한 이동량 이상의 크기가 확보되어야 한다.

나. 지진으로 인한 이동량 산정

케이블에 의하여 구속된 시스템의 강성은 최대허용변위를 이용하여 해설식 (3.55)로 구하거나, 동적해석을 수행한 결과를 이용하여 해설식 (3.56)으로 구한다.

$$K_t = \frac{F_y N_r A_r}{d_r} \quad \text{해설식 (3.55)}$$

여기서,

K_t : 구조체의 강성

N_r : 케이블 수

A_r : 케이블 단면적

$$K_t = \frac{F_r}{\Delta L} = \frac{V_{F1} - V_{F2}}{|\Delta_{F2}| - |\Delta_{F1}|} \quad \text{해설식 (3.56)}$$

여기서,

F_r : 양측 프레임의 교축방향 전단강도 차

ΔL : 양측 프레임의 절대변위의 차

V_{F1}, V_{F2} : 양측 프레임 교각의 전단 공급능력

Δ_{F1}, Δ_{F2} : 프레임의 교축방향 변위

고유주기와 교축방향 변위는 각각 해설식 (3.57), (3.58)로 구한다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_t \cdot g}} \quad \text{해설식 (3.57)}$$

여기서,

T : 고유주기

$$d_l = \frac{C_s \cdot W}{K_t} \quad \text{해설식 (3.58)}$$

여기서,

d_l : 교축방향 변위

C_s : 탄성지진응답계수(해설식 (2.1)참조)

W : 상부구조 중량

곡선교의 경우 교축직각(횡)방향 변위의 영향을 해설식 (3.59)로 고려한다.

$$G_t = d_t \sin(28.648L/R) \quad \text{해설식 (3.59)}$$

여기서,

G_t : 횡방향 지진의 총 이격거리

d_t : 횡방향 변위

L : 분할 길이

R : 분할 반경

종방향 및 횡방향 변위를 이용하여 지진하중에 의한 등가이동량을 산정한다.

$$Max(d_{eq} = d_l + 0.3G_t, d_{eq} = 0.3d_l + G_t) \quad \text{해설식 (3.60)}$$

다. 지진하중에 의한 등가이동량이 케이블 최대허용변위 이하이면 안전을 고려한 최소량의 구속장치를 사용하고, 지진하중에 의한 등가이동량이 케이블의 최대허용변위를 넘으면 그 이하가 되도록 케이블 개수를 증가시키거나 갭(gap)을 조절하는 등의 조치를 취한다.

라. 필요에 따라서 위의 절차를 반복하거나 동적이력해석을 수행하여 구속 시스템을 재검토한다.

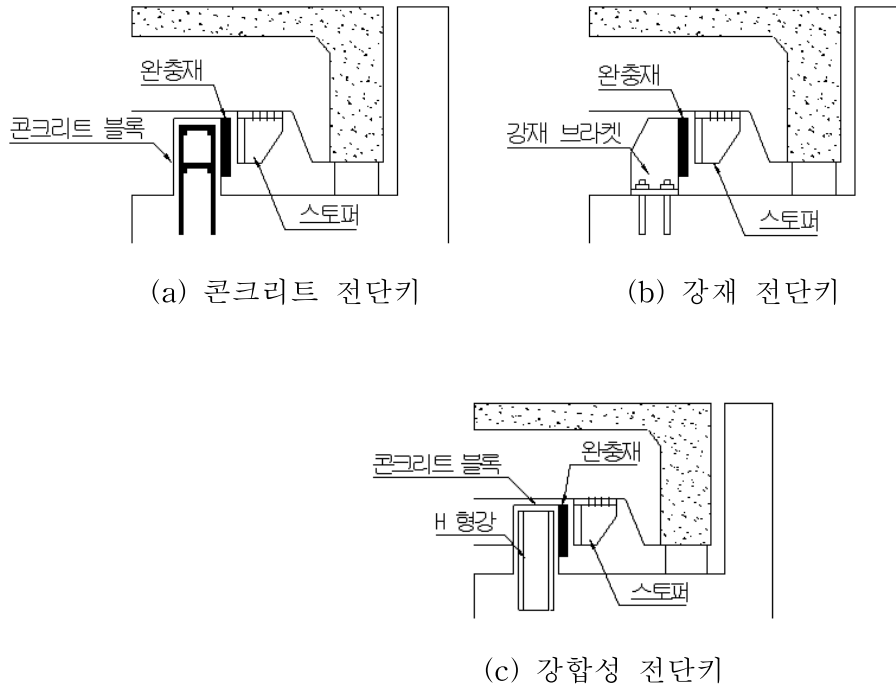
3. 전단키에 의한 내진성능향상

가. 전단키는 상부구조와 하부구조에 적절한 돌출부를 설치함으로써 상부구조물의 지진응답변위를 효과적으로 제어할 수 있는 구조이어야 한다.

[해설]

전단키는 교각 및 교대의 상부에 돌출부 형태로 설치되는 전단키와 상부구조 하부에 설치되는 스톱퍼로 구성되며 통칭하여 전단키라 칭한다. 전단키는 주로 강재로 제작 설치되지만 콘크리트 및 강합성 구조로 할 수도 있다.

전단키의 종류별 설치방법(예)는 해설그림 3.2.27과 같다.



해설그림 3.2.37 전단키 설치방법

나. 전단키의 설계

- (1) 전단키는 연속교의 경우 고정단교각 하부의 비탄성 거동이 발생하거나 지진격리 받침을 사용하는 경우 비탄성거동에 의한 수평변위와 영구잔류변위를 효과적으로 제한하도록 설계한다.

[해설]

전단키는 상부 관성력을 충분히 전달할 수 있도록 교각의 최대 내하력 이상의 강도를 보유하여야 가동단 교각의 전 강도 및 강성을 활용할 수 있다. 그리고 과도한 하중에 의한 앵커볼트의 전단파괴 또는 하부구조나 슬래브 콘크리트로부터 앵커볼트의 인발파괴, 용접크기 및 용접길이 부족에 의한 용접부 파손, 접촉판의 강성 부족에 의한 좌굴 및 과도한 변형 등에 대한 검토가 필요하다.

또한 상부구조가 연속교인 경우 고정단교각의 비탄성거동에 따른 수평변위는 낙교방지와 지진격리받침의 안정성 확보를 위하여 제한되어야 하며, 영구잔류변위는 지진 발생 후 비탄성거동에 따른 손상부의 보수가 가능한 범위내로 제한되어야 한다.

(2) 전단키는 양측 교대 또는 고정단교각에 인접한 중간 가동단교각에 설치한다.

[해설]

내진설계가 되지 않은 교량의 경우 대체로 교축방향으로는 한 개의 고정단 교각이 수평하중에 저항하는 구조형태로 내진성능을 만족하지 못하므로 전단키를 고정단교각의 인접한 양측의 가동단교각에 설치하여 수평하중을 분담시킨다. 그러나 교축직각방향의 경우에는 모든 교각의 같은 위치의 받침이 고정받침인 구조로 건설되어 대체로 내진성능을 만족하므로 전단키를 설치할 필요가 없지만 최 외측 받침의 연단거리가 확보되지 않은 경우 안전상 수평변위를 고려하여 고정받침과 가동받침 사이에 전단키를 설치한다.

(3) 전단키의 유격은 온도변화, 차량의 급제동 및 기능수행수준의 지진에 대한 이동은 허용하여야 한다.

[해설]

전단키를 고려한 교량의 구조해석을 수행하여 계산된 이격거리가 온도신축 등에 의한 수평변위보다 큰 값인지 확인하고 반드시 이격거리가 온도신축에 의한 유격보다 큰 값을 사용한다. 또한 차량의 급제동력이나 기능수행수준의 지진에 대한 수평변위는 전단키 이격거리 범위 내에서 허용되어야 한다.

(4) 고정단 교각의 변형성능이 전단키의 최대유격 이상이 되는지를 반드시 검토하여야 한다.

[해설]

전단키를 고정단교각의 인접 가동단 교각에 설치하는 경우 전단키의 유격은 인접 가동단에서 발생하는 상시이동량, 즉 온도변화, 콘크리트의 크리프 및 건조수축, 프리스트레스에 의한 부재의 탄성변형 등 탄성에 의한 이동량의 합에 여유도를 고려하여 결정한다. 또한 상부 관성력을 가동단 교각으로 분산하기 위해서 고정단교각의 변형성능이 최대유격 이상이 되는 지를 검토하여야 한다. 변형성능이 부족한 경우에는 고정단교각의 적절한 연성보강이 함께 검토되어야 한다.

(5) 상하부구조의 충돌 발생시 충격을 완화하기 위하여 전단키와 스토퍼 사이에 고무 등 완충재를 설치한다.

(6) 강재 전단키는 전단키를 구성하는 강판의 국부좌굴을 고려해야 한다.

[해설]

전단키나 스톱퍼를 강판으로 제작하여 사용할 경우 전달되어지는 최대 수평력에 대한 전단키나 스톱퍼를 구성하는 강판의 국부좌굴강도를 검토해야 한다. 적절한 좌굴해석을 수행하지 않을 경우 해설식 (3.61)를 사용하여 간단히 검토할 수 있다.

$$f_{cr} = \frac{K \cdot \pi^2 \cdot E_s}{12(1-\nu^2) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} \geq \frac{F_r}{A} \quad \text{해설식 (3.61)}$$

여기서,

f_{cr} : 좌굴응력

K : 좌굴계수

E_s : 강판의 탄성계수

ν : 포아송비

b : 강판의 폭

t : 강판의 두께

A : 단면적

F_r : 지진력

여기서 K 는 강판요소의 인접 요소와의 연결 형태에 따라서 다르지만, 안전측으로 0.425를 적용한다.

(7) 기존의 받침콘크리트 및 가로보 등은 단면강도를 검토한 후 필요한 적절한 보강을 실시하여 전단키나 스톱퍼로 사용할 수도 있다.

[해설]

콘크리트 전단키를 설치할 경우 또는 받침콘크리트를 전단키로 사용할 경우 콘크리트의 전단강도는 다음 식으로 검토한다.

$$V_d = \phi_s \times \mu \times A_s \times f_y \geq F \quad \text{해설식 (3.62)}$$

여기서,

V_d : 전단강도

ϕ_s : 전단강도 감소계수, 0.80

μ : 마찰계수, 1.4

A_s : 철근 단면적

f_y : 철근의 항복강도

F : 상부 관성력

콘크리트 전단키의 휨 강도 검토는 아래 해설식 (3.63)과 같이 한다.

$$\begin{aligned} M_d &= \phi_f \cdot \frac{A_s}{2} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq F \cdot y \\ &\approx \phi_f \cdot 0.9 \cdot \left(A_s \cdot f_y \cdot \frac{L_{sk}}{2} \right) \geq F \cdot y \end{aligned} \quad \text{해설식 (3.63)}$$

여기서, d 는 유효깊이이며, 등가응력깊이 a 는 해설식 (3.64)를 이용하여 계산한다.

$$a = \frac{A_s/2 \cdot f_y}{0.85f_{ck} \cdot b} \quad \text{해설식 (3.64)}$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트 압축강도, b : 받침콘크리트(전단키) 세로폭

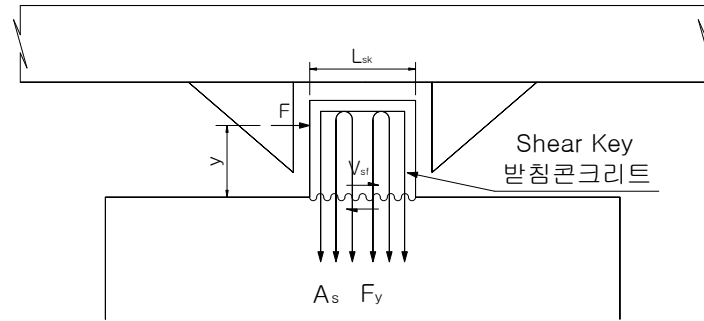
또한, 수평하중의 작용높이 y 는 해설식 (3.65)과 같이 계산한다.

$$y \leq 0.45 \frac{\phi_f L_{sk}}{\phi_s \mu} \approx 0.3 L_{sk} \quad \text{해설식 (3.65)}$$

여기서, ϕ_f : 휨강도 감소계수, 0.85

L_{sk} : 전단키의 폭

y : 전단키 바닥면을 기준으로 한 수평하중의 작용높이



해설그림 3.2.38 콘크리트 전단키

(8) 앵커볼트는 충분한 전단강도와 뺄힘강도를 확보하여야 한다.

다. 전단키의 시공

(1) 교량 상부구조가 강구조인 경우 보강재는 필렛용접으로 부착하며, 스토퍼는 고강도볼트 또는 필렛용접으로 부착한다. 하부구조가 강재인 경우 강재 전단키는 고강도볼트 또는 필렛용접으로 부착한다. 필렛용접과 고강도마찰볼트를 겸용할 수도 있다.

[해설]

강재 거더의 경우 전단키가 부착되는 위치는 지진시 집중하중이 작용하게 되므로 적절한 보강재를 현장에서 필렛용접으로 부착한다. 전단키를 용접으로 부착하는 경우 온둘레 용접을 실시하고 그래도 용접길이가 부족한 경우 플러그(plug) 또는 슬롯(slot)용접 또는 고강도 마찰볼트로 부족한 강도를 보충한다.

아치교, 사장교 및 현수교의 주탑 등의 강재 가로보 위에 거더가 놓여진 형태 또는 강재 교각인 경우 전단키의 부착은 용접 또는 고강도볼트로 하며 강재 상부구조의 경우와 같다.

볼트연결의 경우 강판의 지압강도가 충분하다고 하더라도 마찰볼트연결 방법으로 부착하여야 한다.

(2) 교량 상부구조가 콘크리트구조인 경우 및 하부구조가 콘크리트인 경우 강재 스토퍼 및 전단키는 앵커볼트로 고정하며 구조형식 및 시공조건을 고려하여 적절한 공법을 선택한다.

[해설]

콘크리트 거더 또는 슬래브의 밑면에 앵커볼트로 스토퍼를 부착하는 경우 앵커볼트의 인발강도 확보를 위한 매입깊이를 확보하기가 용이하지 않을 경우에는 특수한 형태의 스토퍼를 제작하여 거더의 측면에 앵커볼트를 매입 부착하는 방법이 효과적이다.

(3) 콘크리트 또는 강합성 전단키의 시공은 일반 콘크리트 시공법과 동일하다. 전단키를 설치할 위치의 기존 콘크리트단면을 적절히 파쇄한 후 철근 또는 강재단면을 배치한 후 작업시간 단축을 위하여 초속경 콘크리트를 타설한다.

[해설]

앵커볼트를 사용한 전단키의 설치는 작업공간 등을 고려하여 다음과 같은 두 가지 공법중에서 적절한 방법을 택한다.

해설-1. 압착법

강재 브라켓의 접착면에 접착제를 도포하여 콘크리트면에 미리 박아둔 앵커볼트 등으로 강재 브라켓을 콘크리트면에 압착된 상태로 접착제를 경화시킨다. 시공순서는 다음과 같다.

가. 강재 브라켓 가공

나. 상판 준비공

다. 강재 브라켓 표면 청소

라. 강재 브라켓면과 콘크리트면에 에폭시 수지계 접착제를 도포

마. 앵커볼트, 강재 등으로 상판에 강재 브라켓을 압착

해설-2 주입법

바닥판 콘크리트와의 사이에 작은 간격을 유지하고 강재 브라켓의 주위를 붕합재로 밀봉한 후 주입구를 통하여 접착제를 주입시켜 그대로 경화시킨다. 시공순서는 다음과 같다.

가. 강재 브라켓의 규격을 정한 후 재단하고 앵커 및 파이프 구멍을 소요치수에 맞도록 가공

나. 콘크리트 표면을 샌더로 청소하고 앵커볼트를 상판에 부착설치

다. 표면처리

라. 강재 브라켓을 앵커볼트로 고정하여 부착

마. 주입 파이프 설치 및 밀봉

바. 액상 에폭시 수지계 접착제를 소정의 배합비로 혼합한 후 주입펌프로 주입시키며 가급적 주입은 서서히 시행

사. 주입 완료 후 액상 에폭시 수지가 완전히 경화될 때까지 양생

아. 양생된 후 주입파이프를 제거하며 필요에 따라 샌더로 면을 평탄하게 한다.

4. 받침지지길이 확대에 의한 내진성능향상

가. 받침지지길이 확대 설계

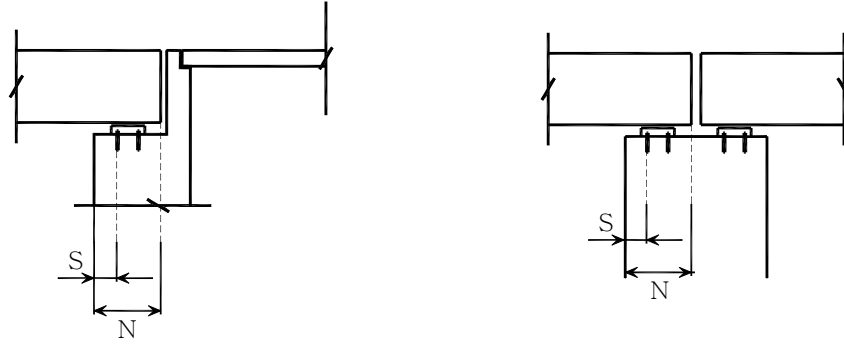
- (1) 지진 발생시 낙교를 방지하기 위한 최소한의 받침지지길이와 받침연단길이는 「도로교설계기준」에 준하여 검토한다. 받침지지길이 및 최소연단거리가 부족한 경우 특히 곡선교 및 사교의 경우 하부구조 코핑부의 연단에 콘크리트를 증가 타설하거나, 강재 또는 프리캐스트 콘크리트 브라켓 등을 설치하여 받침지지길이를 확보한다.

[해설]

가. 받침지지길이 및 최소연단거리의 공급역량은 실제 받침지지길이를 하며, 소요역량은 「도로교설계기준 - 내진설계편」 기준에 의한 최소받침지지길이와 내진성능평가에서 구한 응답변위로부터 결정한다.

- (1) 받침지지길이 및 최소연단거리는 현장조사나 설계도면을 통해서 구한다.
(2) 받침지지길이는 해설식 (3.66)과 같이 교각 및 교대의 정부연단과 거더 연단까지의 거리로 해설그림 3.2.39를 따른다.

$$N_C = \text{교량 받침지지길이} \quad \text{해설식 (3.66)}$$



해설그림 3.2.39 최소받침지지길이(N_C)

- (3) 소요역량은 「도로교설계기준 - 내진설계편」에 규정되어 있는 최소받침지지길이(N_{min})와 내진성능평가에서 산정한 응답변위 중 큰 값으로 한다(해설식 (3.67)). 단, 단경간교와 지진구역 II에 위치하는 내진 II 등급교에 대해서는 최소받침지지길이를 한다.

$$N_D = \text{Max}(\text{응답변위}, N_{min}) \quad \text{해설식 (3.67)}$$

$$N_{min} = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2) \text{ (mm)} \quad \text{해설식 (3.68)}$$

여기서,

L : 인접 신축이음부 까지 또는 교량단부까지의 거리(m). 다만, 지간 내에
 힌지가 있는 경우의 L 은 힌지 좌·우측방향의 거리인 L_1 과 L_2 의 합
 으로 한다.

H : 다음 각 경우에 대한 평균높이(m)

- 교대 : 인접 신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균 높이 단경
 간교의 평균높이는 0으로 한다.
- 기둥 또는 교각 : 기둥 또는 교각의 평균높이
- 지간내의 힌지 : 인접하는 양측 기둥 또는 교각의 평균 높이

θ : 받침선과 교축직각방향의 사잇각 ($^\circ$)

- (2) 받침지지길이 확대공법 시공전의 교량구조에서 지진발생시 낙교하는 경우를 고
 려하여 교량의 상부하중이 확대된 단면에 하중으로 작용하는 경우에 대하여 기

존 구조물의 안전성을 검토한다. 교각과의 연결부위의 전단 및 휨 성능 검토시 설계하중은 충격을 고려하여 특별한 조건이 없으면 상부구조물 자중의 1.5배 하중으로 한다.

[해설]

확대되는 단면은 상부구조가 낙교되어 하중으로 작용하는 것으로 가정하여 설계한다. 하중의 크기는 낙교 발생시의 충격하중을 고려하여 상부구조 자중을 하중증가계수 1.5를 곱하여 증가시킨다.

(3) 강재 브라켓 부착용 앵커볼트의 성능검토는 일반적인 앵커볼트 성능검토 방법과 동일하며, 철근 및 PC강재의 경우 일반적인 철근 및 프리스트레스트 콘크리트 설계방법을 따른다.

나. 받침지지길이 확대 시공

단면을 확대하여 최소지지길이를 확보하기 위해서는 시공성 및 작업환경 등을 고려하여 적합한 공법을 선정한다.

[해설]

단면확대공법에는 철근콘크리트를 추가로 타설하는 공법, 프리캐스트 콘크리트 블록을 PC강재로 부착하는 방법 및 강재 브라켓을 앵커볼트로 부착하는 공법 등이 있다.

해설-1. 콘크리트 타설공법

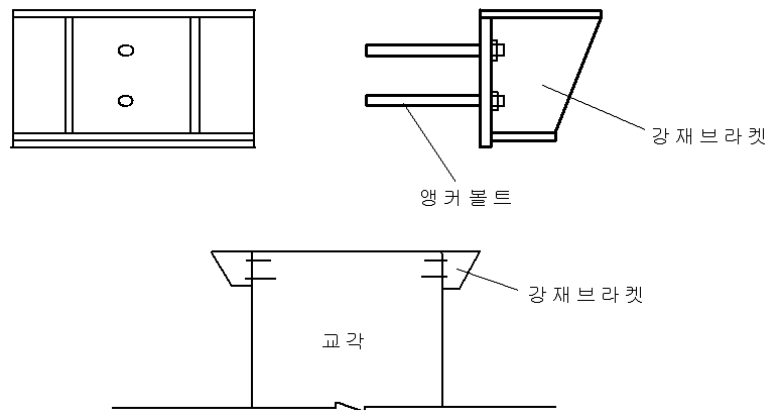
콘크리트 타설공법은 현장 여건에 따라서 확대하고자하는 코핑부의 기존 콘크리트를 치핑한 후 구멍을 내고 철근을 삽입하는 방식으로 해설그림 3.2.40과 같이 필요한 철근을 배근하여 콘크리트를 타설하거나, 모서리 부분 콘크리트를 파쇄한 후 철근을 배근하여 콘크리트를 타설한다. 철근은 단면확대 이전에 낙교발생을 가정하여 단면 보강부에 작용하는 하중에 의한 전단과 휨에 대한 충분한 강도를 갖도록 배근해야 한다. 구멍을 파고 철근을 설치하는 경우 구멍에 접착액을 먼저 주입한 후 철근을 배치하여 경화시킨 후 콘크리트를 타설하거나 철근배근 후 그라우팅을 하는 방법으로 부착력을 확보한다. 통상 거더받이를 해설그림 3.2.40과 같이 설치한다.



해설그림 3.2.40 콘크리트 타설공법

해설-2. 강재 브라켓 부착공법

공장 제작된 브라켓을 앵커볼트를 사용하여 해설그림 3.2.41과 같이 기존 구조물에 부착하는 공법이다. 기존 콘크리트의 강도, 앵커볼트의 매입길이, 앵커볼트의 배치, 작업의 완성도 등에 따라서 인발강도의 확보에 불확실한 요소가 많으며, 집중하중의 작용점에 근접하여 설치된 앵커볼트에 응력이 집중되는 현상은 통상 설계에 반영하지 못하고 있는 실정이므로 앵커볼트의 개수를 여유 있게 사용하는 것이 낙교에 대비하여 충분한 인발강도를 확보하는 방법이다.



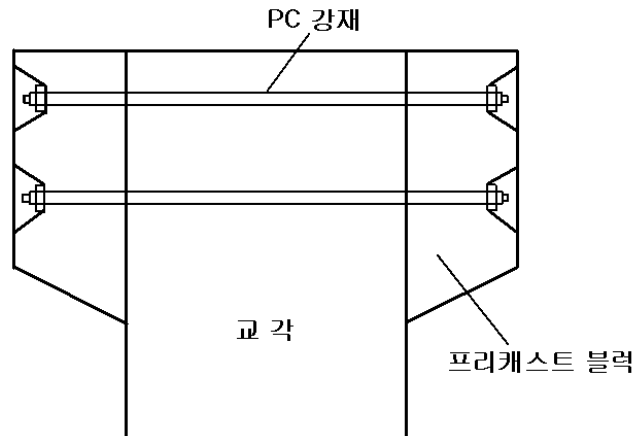
해설그림 3.2.41 강재 브라켓 부착공법

해설-3. 프리캐스트 콘크리트 블록 부착공법

프리캐스트 콘크리트 블록 부착공법은 교대에는 구조형태상 적용하기가 어려운 공법으로 기존 교각단면의 크기를 고려하여 설계된 프리캐스트 콘크리트블록을 현장에서 제작한 후 크레인, 목재 또는 강재 버팀재 등을 이용하여 정확한 위치에 가 부착한 후 PS강봉을 사용하여 포스트텐서닝 및 그라우팅을 실시하는 방식으로 기존

구조물에 영구 부착하는 공법이다(해설그림 3.2.42).

PS강봉은 KS D3505를 만족하여야 하며, PS강봉의 설치 및 텐서닝은 일반 프리스트레스트(PSC) 콘크리트구조물의 시공방법을 따른다. 향후 프리스트레스 손실 등에 의한 강도의 손실을 보강하기 위한 여유분 강봉을 추가로 배치한다.



해설그림 3.2.42 프리캐스트 콘크리트 블록 부착공법

3.2.1.4 교대

1. 일반 사항

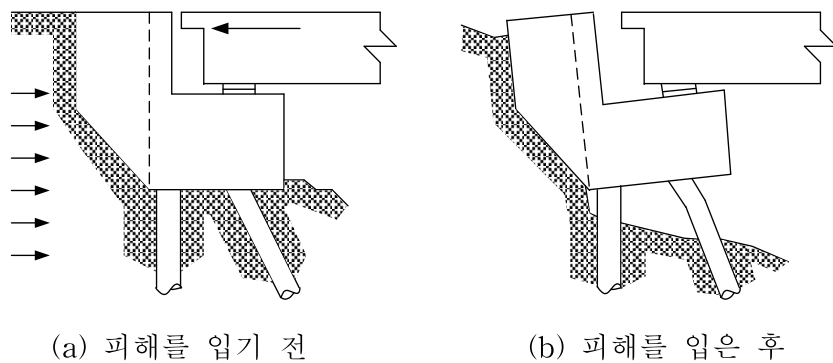
가. 교대의 손상은 지반 액상화에 동반되는 피해가 대부분이며, 지진력에 대해 교대구체는 강체로 저항하므로 교대구체의 손상은 무시할 수 있다.

나. 교대의 내진 보강방안으로는 낙교방지장치의 사용, 지반보강, 교대와 기초지반을 일체화하는 방안 등이 있다.

다. 교대와 기초지반을 일체화하는 방안으로는 슬래브의 마찰을 이용 하는 공법, 슬래브에 현장타설 말뚝을 이용한 공법, 천공피어, 흙막이 앵커공법(어스앵커공법) 등이 있으며 흙막이 앵커공법이 가장 많이 사용되고 있다.

[해설]

최근의 지진에는 교대 배면 지반 침하나 교대 구체의 경사로 인한 피해가 다수 발생되고 있다. 이러한 피해는 주변 지반이 연약하거나 교대 배면 다짐이 불충분한 경우에 생긴다. 피해 메커니즘은 해설그림 3.2.43과 같다.

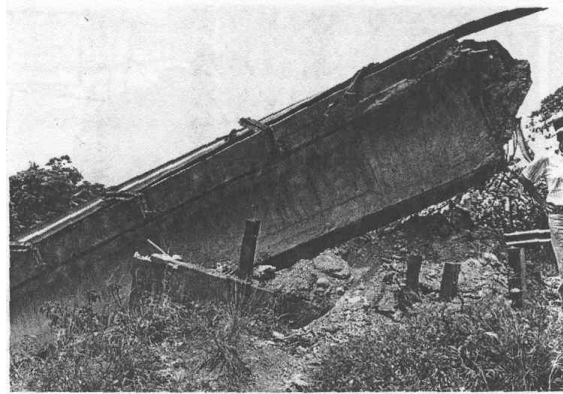


해설그림 3.2.43 교대의 침하 및 경사

즉, 교대 배면에 작용하는 토압은 지진운동이 증대하거나 거더와 교대가 충돌하면 증대된다. 교대 배면 지반이 연약하거나 다짐이 불충분한 경우 교대가 앞면으로 밀려나와 거더와 접촉해서 교대 상부 이동이 제한된다. 이렇게 되면 교대 하부만이 전

진하는 결과가 되어 교대가 경사진다. 특히, 교대와 거더의 충돌이 현저하면 교대 홍벽부의 손상이 생긴다.

해설그림 3.2.44는 거더 충돌에 의해 교대 홍벽부가 피해를 입은 사례이다. 이 교량은 액상화에 의해 교각이 교대측에 도괴하고, 밀려난 거더가 교대 파라펫 부분을 파괴하고 교대 위에 얹혔다.



해설그림 3.2.44 상부 구조 충돌에 의해 생긴 교대의 피해

2. 상부구조의 충돌에 대한 성능 향상 방법

3.2.1.3 낙교에 대한 향상 방법에 따른다.

3. 교대 배면의 지반 침하와 경사에 대한 성능 향상 방법

「기존 시설물의 기초 및 지반의 내진성능 향상요령」에 따른다.

3.2.2 지진보호장치에 의한 내진성능 향상방법

구조요소 보강에 의한 교량의 내진성능 향상이 불충분하거나 비경제적, 비합리적인 경우에는 지진보호장치를 도입하여 내진성능을 확보하여야 한다.

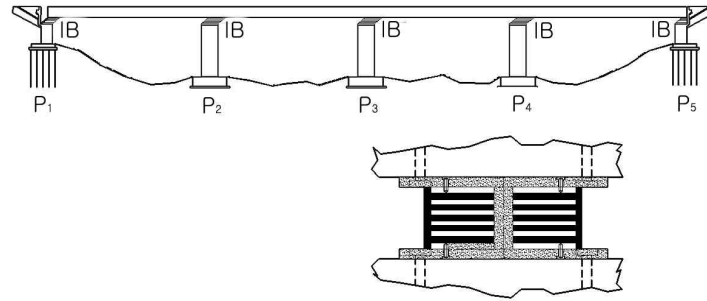
[해설]

지진보호장치로는 지진격리받침(Isolation Bearing), 감쇠기(Damper), 충격전달장치(Shock Transmission Unit), 충격흡수장치 등이 있다(해설그림 3.2.45).

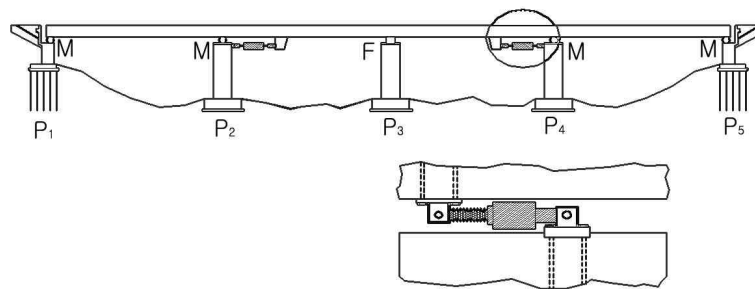
지진격리받침은 지진에 저항하여 교량을 보호하는 장치로, 받침에서의 전단력과 교각에서의 전단력과 휨모멘트를 저감시키기 위해서 사용한다. 감쇠기는 진동시의 에너지 소산에 의해 구조물의 감쇠성능을 향상시키기 위하여 사용된다. 또한 지진에 의한 수평력을 가동단 교각으로 분산시키는 충격전달 장치나 지진시의 과대 변위응답에 의한 상부구조의 충격에 의한 손상을 방지하기 위한 충격흡수장치 등이 있다.

내진성능 향상방법으로 지진격리받침이 적극적으로 고려되어야 하는 경우는 아래와 같이 경제적, 기술적으로 다른 보강방법이 적합하지 않을 때이다.

- 교각이 수중에 위치한 경우 : 교각의 보강시에 공사를 위한 가교 등 막대한 부대비용이 소요됨
- 받침의 설치를 위한 공간이 낮아 고무받침의 적용이 어려운 경우 : 높이가 낮은 마찰받침의 사용을 고려, 복원력은 고무를 이용
- 받침의 설치를 위한 공간이 좁아 고무받침의 적용이 어려운 경우 : 사용면 압이 높아 작은 사이즈가 가능한 마찰받침의 사용을 고려, 복원력은 고무를 이용 위의 방법으로 설치가 불가능할 정도로 높이차가 큰 경우에는 아래의 방법들을 고려할 수 있다.
- 교각상부의 콘크리트 피복두께를 제거하여 받침을 설치한다. 단, 교각자체의 손상이 예상되기에 최후의 방법으로 고려한다.
- 상부구조의 높이를 전체적으로 높인다.
- 기존받침의 교환없이 혹은 유사받침으로 교환하여, 변위제한장치나 충격전달장치 등의 부재로 보강을 행한다.



(가) 지진격리받침



(나) 감쇠기 및 충격전달장치

해설그림 3.2.45 연속교의 지진보호장치

3.2.2.1 지진격리받침

1. 지진격리 받침은 교량의 고유주기를 길게 하여 교량의 내진성능이 확보될 수 있을 때에 적용을 고려한다. 다만, 받침의 높이 및 면적이 확대되므로 기존교량의 코핑부에 지진격리받침의 시공이 가능한지를 충분히 검토하여야 한다.

[해설]

일반 교량의 내진성능 향상에서 주로 고려하여야 할 구조부재는 받침, 교각, 교대이다. 지진격리받침은 교량시스템을 장주기화하여 교량받침의 전단력과 교각에서의 전단력을 저감시키기 위하여 적용된다. 따라서 고유주기의 장주기화와 함께 높은 지진 에너지의 흡수능력이 요구된다.

해설-1 지진격리받침의 적용시의 검토 사항

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

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

- ① 하부구조가 유연하고 고유주기가 긴 교량
- ② 기초주변의 지반이 연약하고 지진격리설계의 적용에 따른 교량 고유주기의 증가로 지반과 교량의 공진가능성이 있는 경우
- ③ 받침에 부반력이 발생하는 경우

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

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

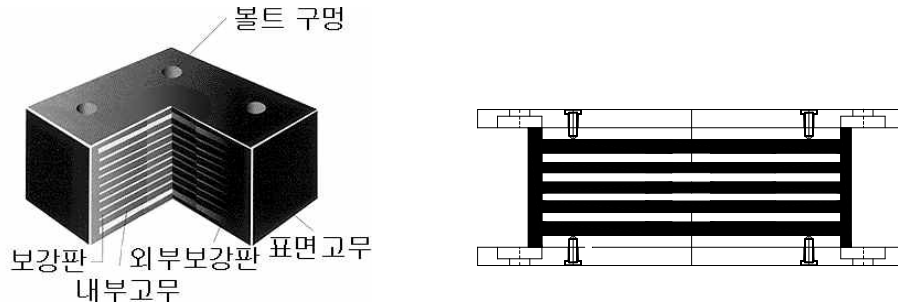
라. 이 절에서 규정하고 있는 지진격리받침 이외에도 그 특성의 안정성이 확인된 각종감쇠기, 낙교방지장치, 지진보호장치 등에 의하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

해설-2. 지진격리받침의 종류

일반적으로 사용되는 지진격리 받침은 다음과 같다.

가. 탄성고무받침(Rubber Bearing, RB)

탄성받침은 원형 및 직사각형의 형태의 고무 및 적층판으로 구성되어 있으며 현재 용량별로 규격화가 이루어져 있다(KS제품). 상시에는 고정쇄기가 설치된 탄성받침이 설치된 교각을 기준으로 신축하며, 지진시에는 고정쇄기가 탈락하여 모든 받침이 가동단으로 작동하여 교각에 전달하는 지진력의 크기를 감소 및 분산시킨다.



해설그림 3.2.46 탄성고무받침

나. 납고무받침(Lead Rubber Bearing, LRB)

일반적으로 납고무받침은 단주기 성분이 강하고 장주기 성분이 약한 지진파의 주기특성을 이용하여 구조물의 고유주기를 임의로 길게 하여 수평지진력의 크기 자체를 감소시키는 동시에 진동에너지를 납의 소성변형으로 흡수하여 교량 상판의 진동을 억제시키는 장치로써, 고무받침의 중앙에 실린더형의 납봉(Lead core)을 추가하여 납의 소성변형에 의한 에너지 흡수 능력을 향상시킨 지진격리 받침이다.

납고무받침은 고정 또는 가동받침의 개념이 아니라, 모두 반고정 형식이므로 지진력이 한곳에 집중되지 않고 모든 교각에 골고루 분배되며, 지반 지지력에 따라 부분적으로 수평하중의 전달을 피하고자 하는 교각에 대해서는 납고무받침에 삽입되는 납의 크기를 조절함으로 특정 교각에 전달되는 하중을 감소시킬 수 있다. 진동에너지를 흡수하여 가열된 납은 자연적으로 냉각되면서 원래의 분자구조로 되돌아오는 성질이 있으므로 지진종료 후의 보수가 불필요하다.

납고무받침은 다양한 설계 요구조건을 만족하기 위해 받침은 정사각형, 직사각형, 그리고 원주형의 다양한 치수로 제작된다.

해설그림 3.2.47 납고무받침의 구조

다. 고감쇠고무받침(High Damping Rubber Bearing, HDRB)

고감쇠고무받침은 지진시의 에너지흡수능력을 증가시킨 고무를 이용한 지진격리받침이다.

고감쇠고무받침의 형태는 고무받침과 유사하여, 고무내부에 1개층 이상의 보강 steel plate를 넣어 하나의 unit으로 결합시켜 만든 것이다. 이러한 고무합성재료의 뛰어난 지진격리성능은 지진에 대비해 부가의 다른 지진격리장치를 필요로 하지 않는 것이 특징이다. 이러한 고감쇠고무는 30년동안 전세계적으로 교량이나 빌딩에 성공적으로 이용되고 있다.

고감쇠받침의 장점은 초기비용과 유지관리비용이 적게 들고, 비교적 쉽게 관리검사를 할 수 있으며 내구성이 좋다는 것이다. 또한 지진이 발생한 후에도 교체를 할 필요가 없어 반영구적으로 사용가능하며 온도변화에도 지진격리장치로서 능력을 충분히 발휘할 수 있다.



해설그림 3.2.48 고감쇠고무받침

라. 마찰받침(Friction Bearing)

마찰받침은 구조물의 수직하중을 지지하며, 마찰감쇠효과에 의하여 지진시의 응답변위를 조절하는 장치이다. 복원력을 제공하는 고무받침과 함께 사용된다.

마찰받침은 기존의 포트받침의 성능을 개선하여 PTFE (Poly-Tetra-Fluor-Ethylene)와 잘 연마된 스테인레스의 마찰감쇠를 이용할 수 있도록 개발된 지진격리장치이다. 해설그림 3.2.49에 나타난 바와 같이, 그 형태는 기존의 포트받침과 유사하며, 복원강성을 제공하기 위한 고무받침과 함께 사용되어 지진격리시스템의 역할을 수행한다. 마찰받침의 마찰특성은 상시의 온도에 의한 느린 변위에 대한 마찰계수가 작아 발생하는 마찰하중은 작고, 지진시에는 마찰

계수가 증가하여 우수한 감쇠성능을 발휘하는 장치이다. 또한 수직하중에 대한 지지능력을 발휘하여 기본적인 받침으로서의 역할을 한다. 받침의 배치를 변화 시킴으로써 다양한 교량 또는 구조물에 적용할 수 있으며 상시는 물론 지진시 구조물의 내구성과 안전성을 충분히 확보할 수 있다.



해설그림 3.2.49 마찰받침

마. 마찰진자 지진격리장치(Friction Pendulum System, FPS)

마찰진자 지진격리장치는 받침 상·하부간의 마찰을 이용하여 교량의 하부구조를 지진으로부터 보호하는 장치로써 마찰받침과 달리 마찰면을 곡면으로 만들어 자체 복원이 되는 구조이다. 스테인레스 스틸 마찰면을 구면(Spherical Surface)으로 하여 중력을 복원력으로 사용하는 마찰진자 지진격리장치는 지진 격리시에 상부구조물에 작은 진폭의 진자운동을 부여하여 주기를 길게 하고 마찰거동에 의해 에너지를 소산시키는 기능을 가지고 있다.

마찰진자 지진격리장치는 세 가지의 부품으로 구성되어 있다. 첫째 구형마찰면으로 구면의 곡률반경에 의해 격리주기가 결정되며 구형마찰면의 표면처리가 마찰계수와 내마모성에 중대한 영향을 미친다. 둘째는 articulated slider이다. 이러한 슬라이더는 구형마찰면과 맞닿는 PTFE 마찰재를 지지하는 역할과 또 마찰변위에 따른 구형마찰면의 경사변화에 따라 PTFE 마찰재에 관절운동을 부여하는 역할을 한다. 셋째는 슬라이더를 지지해주는 지지대를 포함한 상부판이다. 이상의 세 가지 부품 중에서 어느 하나라도 소요기능을 만족시키지 못하면 지진격리장치로서의 기능을 할 수가 없다.

마찰진자 지진격리장치는 상부구조물의 하중과 복원 강성에 의해 격리주기가 결정되는 고무받침과는 달리 상부구조물 하중의 제한 없이 구형마찰면의 곡률

반경에 의해서만 격리주기를 결정할 수 있다. 하지만 고주파지진이 오면 슬라이딩이 일어나지 않고 가만히 있어서 고층건물에는 적합하지 않고, 조건에 따라서 마찰면의 마찰계수가 일정하지 않아서 낮은 지진하중에 대해서 피해를 가져올 수 있다.



해설그림 3.2.50 마찰진자 지진격리장치

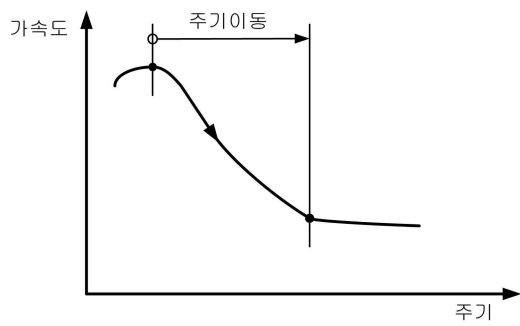
2. 지진격리 받침의 기본개념은 주기의 이동으로 지진력을 감소시키는 것으로 지진수평력을 제어하기 위해 다음과 같은 3가지 기본적인 요소를 갖추어야 한다.

가. 유연도 (flexibility)

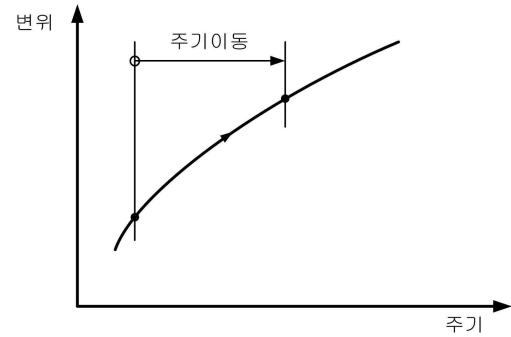
지진격리받침은 진동주기를 증가시켜 지진수평력을 줄이기 위한 충분한 유연성 즉, 수평변형능력을 갖추어야 한다.

[해설]

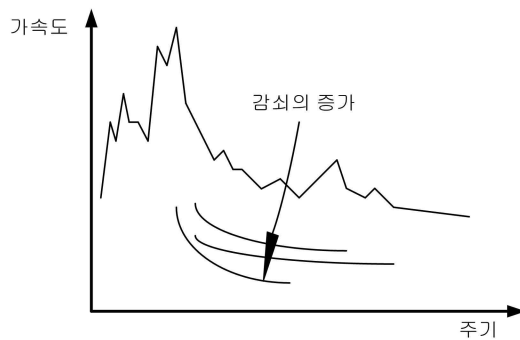
주기(유연성)의 증가에 따른 수평지진력의 감소는 해설그림 3.2.51의 가속도응답스펙트럼에서 알 수 있다. 구조물에서 가속도는 힘과 비례하므로, 진동주기를 늘여 지진에너지가 강한 구역의 주기대역을 벗어나게 함으로서 구조물에 작용하는 지진력을 크게 감소시킬 수 있다. 그러나 유연성의 증가는 변위의 증가를 유발하므로 큰 변위응답에 대한 제어가 필요하다. 해설그림 3.2.52의 변위응답스펙트럼은 주기증가에 따른 변위증가를 보여준다. 이에 높은 감쇠력을 부여함으로써 변위응답을 크게 줄일 수 있다(해설그림 3.2.53, 해설그림 3.2.54).



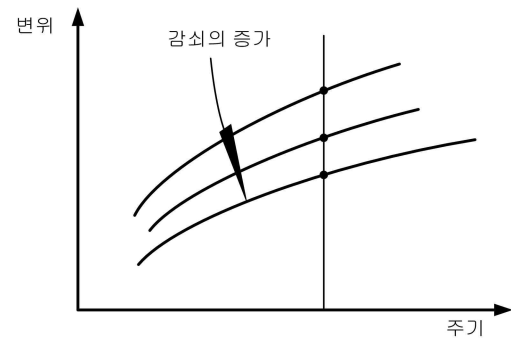
해설그림 3.2.51 가속도 응답스펙트럼



해설그림 3.2.52 변위 응답스펙트럼



해설그림 3.2.53 감쇠증가에 따른
가속도 곡선



해설그림 3.2.54 감쇠증가에 따른
변위 곡선

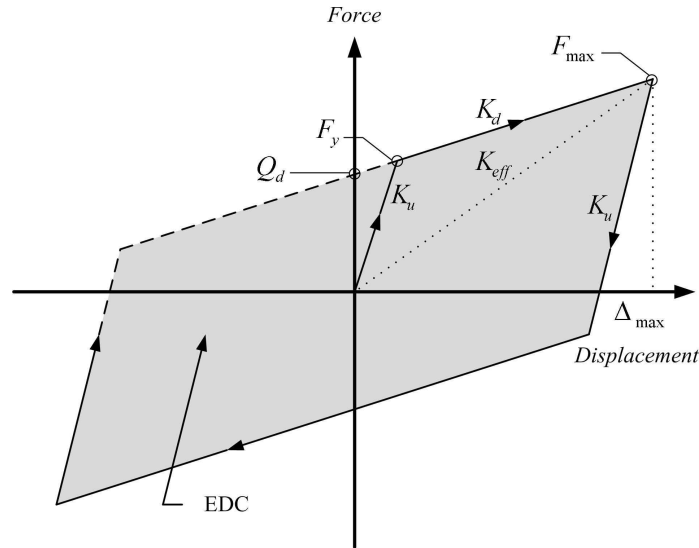
나. 에너지 소산

지진격리받침의 변위는 그 자체의 에너지소산능력 혹은 부가되는 감쇠장치에 의하여 적절한 범위내로 제어되어야 한다.

[해설]

지진격리받침에 의하여 구조물이 장주기화 될 때에 지진시의 변위응답은 크게 증가할 수 있으며, 그 변위는 부가되는 감쇠능력을 통하여 과대해지지 않도록 하여야 한다. 해설그림 3.2.55는 지진격리 장치의 하중재하시의 힘-변위 이력곡선을 나타낸 것이다. 일반적으로 P_y 값은 풍하중이나 교통하중이상으로 설계된다.

이러한 거동을 만족시키기 위하여 납, 마찰, 고감쇠고무 등을 이용한 지진격리받침이 개발되어 이용되고 있다.



해설그림 3.2.55 힘-변위 이력(Hysteretic)곡선

다. 안전성

상시 수평력 안정성과 수직력 안정성을 가져야 한다.

[해설]

지진격리받침은 풍하중, 원심력, 제동력, 온도변위에 의한 하중을 포함하는 모든 상시 수평력 조합에 안정적으로 거동하여야 하며, 지진격리받침 탄성중합체의 최대전단 변형율은 상시 70%, 지진시 200%이내 이어야한다.

또한, 지진격리받침은 수평변위가 없는 상태에서 고정하중과 활하중을 더한 수직하중에 대하여 최소한 3.0 이상의 안전율을 제공하여야 하며, 1.2배의 고정하중, 지진하중으로 인한 수직 하중, 그리고 횡방향 변위로 인한 전도하중의 합에 대하여 안정적으로 거동하여야 한다. 여기서 전도하중을 계산할 때의 횡방향 변위는 옅셋 변위와 설계지진에 의한 설계변위의 2.0배와 같다.

지진격리교량의 지진해석은 다음과 같은 네 가지 해석법 또는 발주자가 인정하는 검증된 정밀해석법을 사용한다.

- ① 등가정적하중법
- ② 단일모드스펙트럼해석법
- ③ 다중모드스펙트럼해석법
- ④ 시간이력해석법

해설-1 지진격리받침의 유효 강성

지진격리받침의 비선형거동을 단순화하기 위해서 이중선형모델을 사용할 수 있다.

지진격리받침의 유효강성 k_{eff} 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 β_i 는 원칙적으로 해설식 (3.69) 및 (3.70)에 의해 산출한다. 해석에 사용되는 지진격리받침의 유효강성은 설계변위에서 계산되어야 한다.

$$k_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n} \quad \text{해설식 (3.69)}$$

$$\beta_i = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{전체 EDC면적}}{\sum (k_{eff} d_i^2)} \times 100(\%) \quad \text{해설식 (3.70)}$$

여기서,

F_n : 지진격리장치의 원형 시험시, 한 cycle 동안의 최대부변위량 발생시의 수평력

F_p : 지진격리장치의 원형 시험시, 한 cycle 동안의 최대양변위량 발생시의 수평력

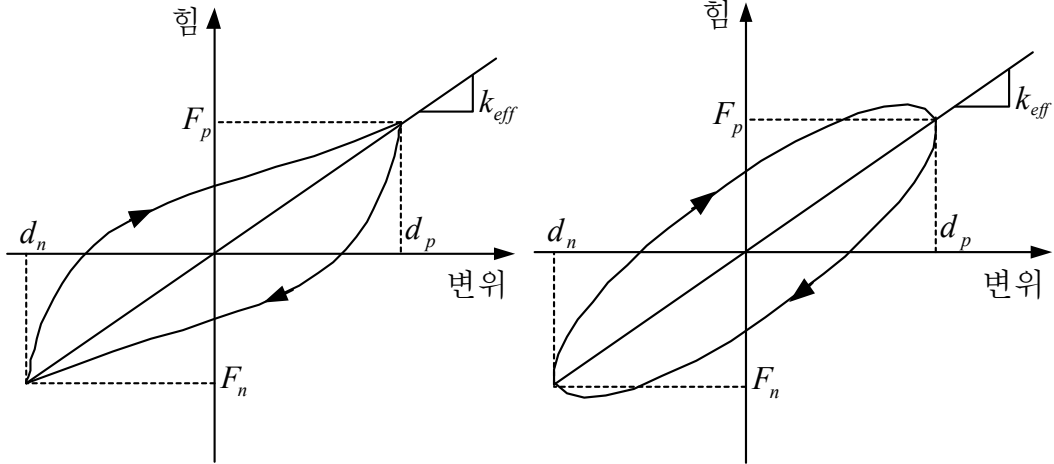
d_n : 지진격리장치의 원형 시험시, 한 cycle 동안의 최대부변위

d_p : 지진격리장치의 원형 시험시, 한 cycle 동안의 최대양변위

d_i : 고려하고 있는 방향에 대한 강성 중심에서의 등가지진력에 의한 지진시 설계변위

EDC : 한 cycle 당 소산된 에너지이다.

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



(a) 이력 거동

(b) 점탄성 거동

해설그림 3.2.56 지진격리받침의 유효강성 및 지진격리시스템의 등가감쇠비 산출

해설-2 등가정적하중법

등가지진력은 다음과 같다.

$$F_e = C_s W \quad \text{해설식 (3.71)}$$

여기서, F_e 는 등가지진력이며, W 는 상부구조물의 총중량이다.

등가지진력을 결정하기 위해서 사용되는 탄성지진응답계수 C_s 는 다음의 무차원 식으로 구할 수 있다. 단, C_s 값은 2.5A보다 크게 취할 필요는 없다.

$$C_s = \frac{K_{eff} d}{W} = \frac{A S_i}{T_{eff} B} \quad \text{해설식 (3.72)}$$

지반에 대한 상부구조의 총변위 d 는 아래의 식으로 구한다.

$$d = \frac{250 A S_i T_{eff}}{B} \text{ (mm)} \quad \text{해설식 (3.73)}$$

여기서, B 는 해설표 3.2.2 으로부터 구한다.

유효주기 T_{eff} 는 아래의 식으로 구한다.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} \quad \text{해설식(3.74)}$$

여기서, K_{eff} 는 지진격리교량의 유효강성이다.

지진격리교량의 지반계수 S_i 는 해설표 3.2.3 에서 구한다.

해설표 3.2.2 지진격리교량의 감쇠계수 B

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

해설표 3.2.3 지진격리교량의 지반계수 S_i

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

해설-3 단일모드스펙트럼해석법

종방향 및 횡방향 지진에 의한 부재의 단면력과 처짐을 계산하는 등가정적 지진하중 $p_e(x)$ 는, 지진격리받침의 변위에 의하여 해설-2에 따라 결정된 등가지진력을 사용하여 수평2축 방향을 따라 구하고, 그 값을 조합하여 사용한다.

$$p_e(x) = w(x)C_s \quad \text{해설식 (3.75)}$$

여기서, $p_e(x)$ 는 등가정적 지진하중의 단위길이당 하중강도이고, $w(x)$ 는 상부구조의 단위길이당 고정하중이며, C_s 는 해설식 (3.76)에 의하여 계산되는 탄성지진 응답계수이다.

해설-4 다중모드스펙트럼해석법

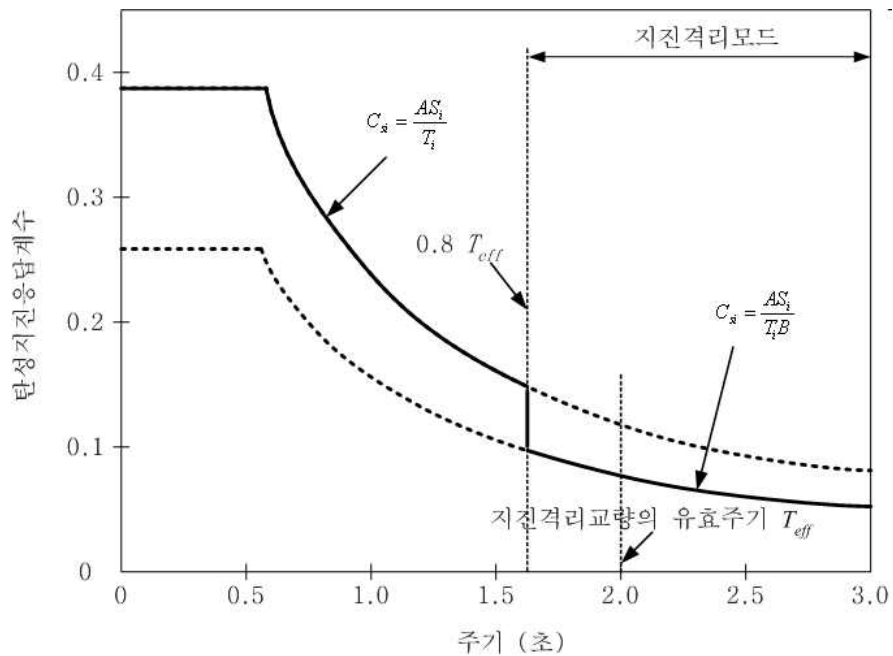
탄성지진응답계수는 해설그림 3.2.57과 같이 해당모드주기 T_i 가 $0.8T_{eff}$ 를 초과하는 경우에만 B 에 의해 감소된 값이 적용된다.

$$C_{si} = \frac{A S_i}{T_i} \quad (T_i \leq 0.8 T_{eff}) \quad \text{해설식 (3.76a)}$$

$$C_{si} = \frac{A S_i}{T_i B} \quad (T_i > 0.8 T_{eff}) \quad \text{해설식 (3.76b)}$$

여기서, C_{si} 는 i 번째 모드의 탄성지진응답계수이며, T_i 는 i 번째 모드의 주기이다. 다만, C_{si} 값은 $2.5A$ 보다 크게 취할 필요는 없다.

직교하는 지진력의 조합은 「기존교량의 내진성능평가요령」 4.2.2절에 의한다.



해설그림 3.2.57 지진격리교량의 탄성지진응답계수

해설-5 시간이력해석법

시간이력해석이 요구되는 지진격리교량의 경우에는 다음 조건들을 적용하여야 한다.

- (1) 지진격리반침의 비선형 특성을 고려하여야 한다.
- (2) 시간이력해석을 위한 지진입력 시간이력은 그림 3.2.57에 나타낸 감쇠율 5%에 대한 설계지반응답스펙트럼에 부합되도록 실제 기록된 지진운동을 수정하거나 인공적으로 합성된 최소한 4개 이상의 지진운동을 작성하여 사용해야 한다.
- (3) 작성된 시간이력이 설계지반 응답스펙트럼에 부합되기 위해서는 작성된 시간이력의 평균 응답스펙트럼이 다음 요건을 만족해야 한다.
 - ① 시간이력의 응답스펙트럼 값이 설계지반 응답스펙트럼 값보다 낮은 주기의 수는 5쌍 이하이고 낮은 정도는 10% 이내이어야 한다.
 - ② 시간이력의 응답스펙트럼을 계산하는 주기 간격은 주기의 간격을 축소할 경우, 계산된 스펙트럼 값의 변화가 10% 이하가 되도록 충분히 작아야 한다.
- (4) 시간이력의 지속시간은 10~25초 또 강진구간 지속시간은 6~10초가 되도록 하여야 한다.
- (5) 두방향 이상의 시간이력을 동시에 고려할 경우, 각 직교방향의 시간이력은 통계학적으로 독립되어야 한다. 여기서, 두 시간이력 사이의 시작시간 차이를 고려하여 계산된 상관계수함수의 최대절대값이 0.3을 넘지 않는다면 두 시간이력은 통계학적으로 독립이라고 간주할 수 있다.
- (6) 7쌍 미만의 지반운동시간이력에 의한 해석 결과로부터 얻어진 응답치의 최대값 혹은 7쌍 이상의 해석결과로부터 얻어진 평균값을 설계값으로 한다.

3.2.2.2 감쇠기 (Damper)

1. 높은 교각을 가진 교량, 사장교, 현수교 등과 같이 교량자체의 주기가 충분히 길어서 지진격리받침의 적용에 의하여 내진성능의 향상을 꾀하기가 어려운 경우에는 구조물의 감쇠비를 증가시켜 내진성능의 향상을 도모하여야 한다.
2. 감쇠기는 구조물의 지진에너지 소산능력을 증가시켜 내진성능을 향상시킬 수 있는 구조이어야 한다.

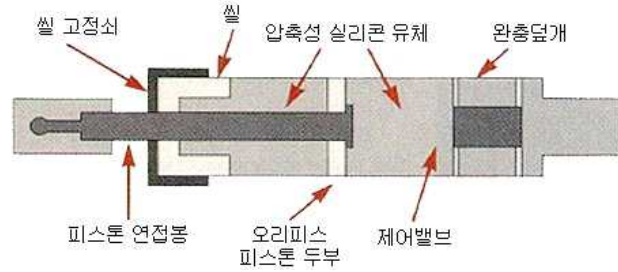
[해설]

일반적으로 감쇠기는 작동원리의 측면에서 크게 이력형 댐퍼와 점성형 댐퍼로 구분할 수 있다. 점성형 댐퍼는 변위속도에 비례하는 점성저항 등을 이용하는 것으로, 작은 진폭에서 큰 진폭까지 일정한 감쇠비를 구현할 수 있는 특징이 있다. 설계시에는 허용변위, 최대속도, 최대감쇠력 등의 결정이 필요하다. 이러한 점성형 댐퍼로는 오일 댐퍼, 점성체 댐퍼 등이 있다.

이력형 댐퍼는 변형이력에 동반되는 에너지흡수를 이용하는 것으로 강재 댐퍼, 납 댐퍼, 마찰 댐퍼 등이 있다. 설계시에는 항복하중, 항복변위, 허용변위, 한계변위 등의 결정이 필요하다. 상대적으로 항복변위가 커서 작은 변위에서는 그 기능을 발휘하지 못하지만, 점성형에 비하여 경제적이다.

가. 오일댐퍼 (Oil Damper, Viscous damper)

오일댐퍼는 실린더내의 고점성 유체 사이를 피스톤이 움직이면서 에너지를 소산하게 되는 감쇠기이다. 넓은 주파수 영역에서 선형 점성 거동을 나타내며 주변 온도에 민감하지 않다. 아주 작은 미소변위에서도 감쇠능력을 발휘한다는 장점을 가지고 있다. 또한 피스톤의 왕복거리와 출력 하중을 고려할 때 장치가 간단하다. 높은 주파수 범위에서는 유체가 점탄성 거동을 보이기도 한다. 해설그림 3.2.58은 일반적인 오일댐퍼를 나타낸 것이다.



(a) 구 조



(b) 다이아고널 형



(c) 체브론 형

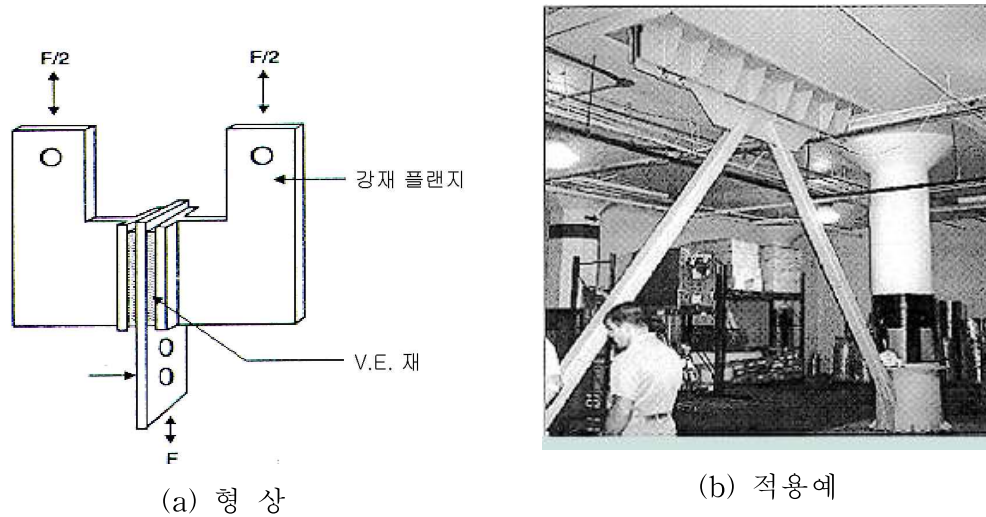
해설그림 3.2.58 오일댐퍼

나. 점탄성댐퍼 (Viscoelastic damper)

점탄성댐퍼는 속도에 의존하는 점성과 변형에 의존하는 탄성 거동을 동시에 가지고 있는 에너지소산 장치이다. 해설그림 3.2.59에서 볼 수 있듯이 철판 사이에 접합된 점탄성 물질로 이루어진 점탄성 재료의 전단 변형을 통하여 에너지를 소산시킨다.

이력댐퍼와 마찰댐퍼는 주로 지진하중에 대하여 적용되는 반면, 오일댐퍼와 함께 점탄성 댐퍼는 풍하중과 지진하중에 모두 적용될 수 있고 광범위한 범위의 지진강도에 대하여 구조물의 응답을 줄이는 데 있어 매우 효과적이다. 또한 선형구조물에 점탄성 댐퍼를 설치할 경우 구조물은 선형으로 남아있기 때문에 해석이 용이하다. 하지만 점탄성댐퍼가 큰 변형을 일으킬 경우에는 변형에 의한 온도상승효과로 인해 비선형 거동을 하게 된다. 주변 온도에 따라 점탄성 댐퍼의 성질이 변하기 때문에 구조물의 고유주기가 약간씩 바뀌기도 하지만 점탄성

댐퍼의 강성을 크게 할 경우 온도에 따라 감쇠비가 변하지 않게 된다.



해설그림 3.2.59 점탄성 댐퍼

다. 강재 댐퍼 (Steel damper)

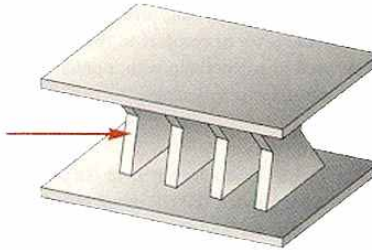
강재 댐퍼는 강재의 소성 변형을 이용하여 구조물에 전달되는 지진에너지를 소산시키는 장치이다. 많은 경우의 강재 댐퍼는 삼각형이나 모래시계 모양을 사용하여 항복이 금속 전체에 고르게 일어나도록 하고 있다. 또한 형상기억합금 등을 사용해서 강재 댐퍼를 만들 수 있다. 이러한 금속의 비탄성 변형을 이용하는 장치의 가장 큰 특징은 안정적인 이력거동, 낮은 주기의 피로 성질, 장기간의 신뢰성, 주변 온도에 민감하지 않다는 것이다. 하지만 항복변위가 비교적 크기 때문에 소변위시에는 감쇠능력의 발휘가 곤란하다.

강재 댐퍼를 사용한 경우 구조물의 가새와 장치의 강성비, 각 층과 관계되는 가새-장치의 합성강성, 장치의 항복변위 등이 구조물의 지진응답 감소에 큰 영향을 끼친다. 항복변위가 비교적 크기 때문에, 소변위시에는 감쇠능력의 발휘가 힘들 수도 있다.

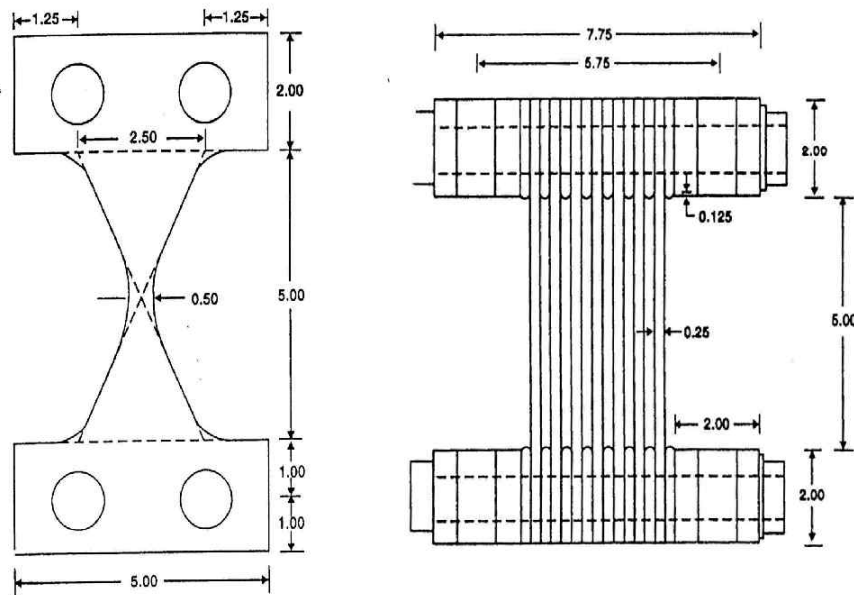
해설그림 3.2.60 ~ 해설그림 3.2.63은 각종 강재 댐퍼의 예를 보여주며, 또한 해설그림 3.2.64는 강재댐퍼의 이력곡선으로 대부분의 강재 댐퍼들은 대부분 이와 같은 2선형(bi-linear) 이력곡선을 갖는다.

일반적인 이력댐퍼

변형강재판

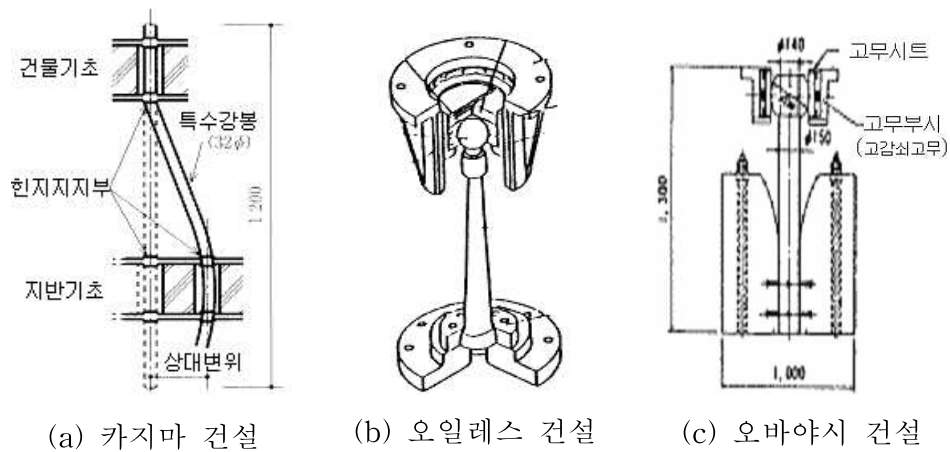


해설그림 3.2.60 강재 댐퍼



해설그림 3.2.61 ADAS 장치

(일반적인 x-형 판 댐퍼와 추가감쇠 및 추가강성 장치)

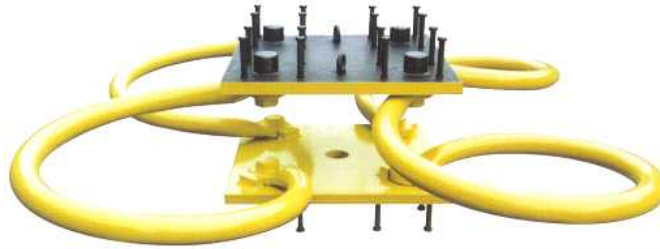


(a) 카지마 건설

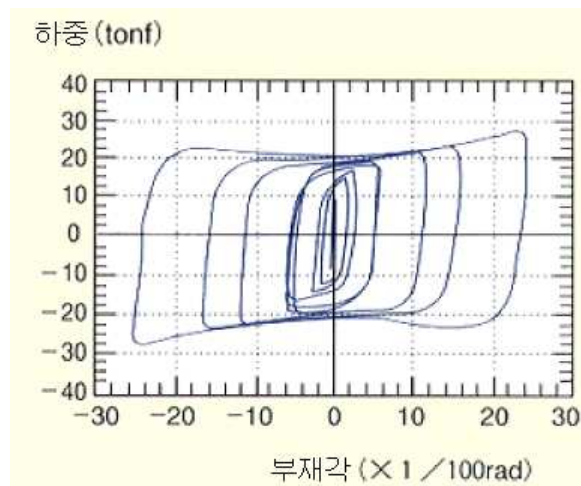
(b) 오일레스 건설

(c) 오바야시 건설

해설그림 3.2.62 강봉 댐퍼



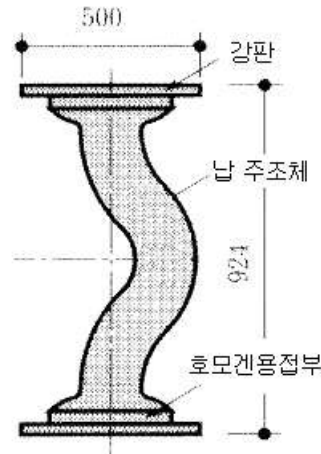
해설그림 3.2.63 루프형 강봉 댐퍼



해설그림 3.2.64 강재댐퍼의 이력곡선

라. 납 댐퍼 (Lead Damper)

납 댐퍼는 납의 풍부한 에너지 흡수능력을 이용하여 구조물에 전달되는 지진에너지를 소산시키는 장치이다. 강재댐퍼에 비하여 조기에 항복하고, 항복 후의 2차강성이 매우 작아, 소변위시에도 감쇠능력을 발휘할 수 있다. 또한 대단히 연성이 뛰어나기에 큰 변위를 수용할 수 있다. 납 댐퍼는 99.99%이상의 순도를 가진 납을 사용하며, 상온에서도 재결정을 반복할 수 있다. 해설그림 3.2.65의 U형 납 댐퍼도 실제 적용이 많이 된 댐퍼의 하나이다.



해설그림 3.2.65 U형 납 댐퍼

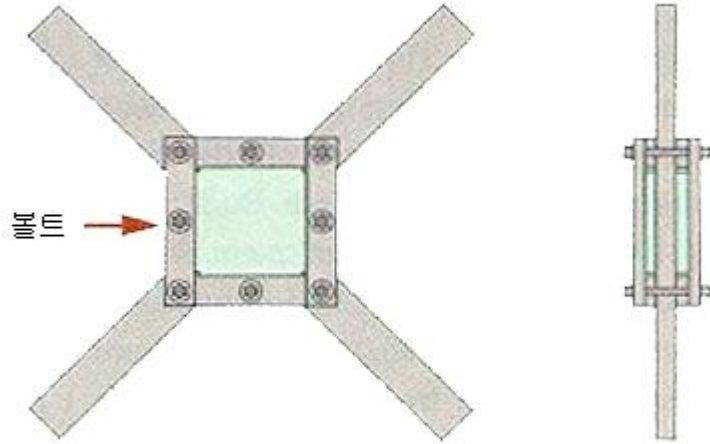
마. 마찰댐퍼 (Friction Damper)

마찰댐퍼는 운동시 두 재료사이의 마찰에 의한 에너지 소산을 이용하는 장치이다.

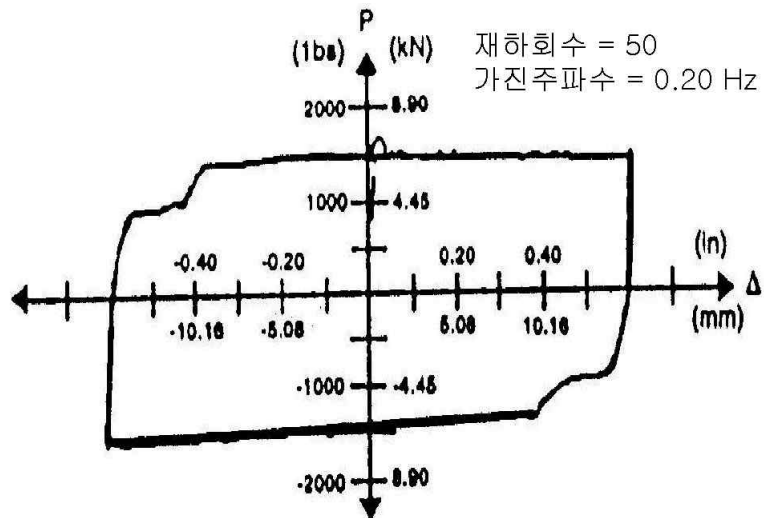
마찰댐퍼를 사용할 때 가장 중요한 것은 고주파의 자극을 막기 위해 정지-미끄럼 현상을 최소화하는 것이다. 장치가 사용되는 동안 일정한 마찰계수를 유지하기 위해 적절한 재료를 사용하는 것이 필요하다.

마찰댐퍼는 바람이나 폭풍, 중약의 지진에 대해서는 미끄럼이 발생하지 않는다. 하지만 강한 지진이 발생하면 구조물의 부재에서 항복이 발생하지 않도록 미끄럼이 발생한다. 또한 마찰댐퍼는 입력하중의 진폭이나 주파수에 민감하지 않기 때문에 다양한 하중에 대해 적용 가능하다. 마찰댐퍼에 있어 가장 중요한 것은 마찰면의 구성이다. 일반적으로 마찰면은 철-철, 황동-철, 청동-스테인레스 철 등으로 구성된다. 이 마찰면은 내구성을 유지하도록 하는 것이 중요하다. 많은 마찰댐퍼는 일정한 마찰계수를 사용하는 쿨롱(Coulomb) 마찰을 사용한다.

마찰의 원리를 이용한 이러한 댐퍼 요소들 중 하나인 풀 마찰댐퍼(해설그림 3.2.66)는 폭풍이나 중진시에는 미끄러지지 않다가, 큰 하중시에는 미리 결정된 최적의 하중에서 주 구조물이 항복하기 전에 장치의 미끄러짐이 발생하도록 고안되었다. 마찰댐퍼의 이력곡선은 해설그림 3.2.67과 같다.



해설그림 3.2.66 Pall 마찰댐퍼의 형상



해설그림 3.2.67 마찰댐퍼의 이력곡선

3.2.2.3 그 밖의 제진장치

1. 일반사항

가. 지진격리받침, 감쇠기 등에 의하여 교량의 내진성능 향상을 꾀하기 어려운 경우와 교대부의 변위가 문제가 되는 경우에 충격전달장치, 충격흡수장치 등의 적용을 고려하여야 한다.

나. 충격전달장치, 충격흡수장치를 설치한 교량은 지진응답해석을 수행하여 내진성능의 향상 유무를 확인하여야 한다.

2. 충격전달장치(Shock Transmission Unit, STU)

가. 충격전달장치는 지진시 고정단에 집중되는 지진력을 주위의 이동단 교각으로 전달할 수 있어야 한다. 이 때, 온도나 크리프, 건조수축 등과 같이 천천히 발생하는 변위에는 저항하지 않고 지진과 같은 충격하중에 대해서만 고정단 역할을 수행하여야 한다.

[해설]

충격전달장치는 Lock-Up Device(LUD) 또는 Shock Transmission Unit(STU)로 알려져 있으며, 속도에 따른 유체의 압축특성의 변화를 이용하는 유압식과 유체의 흐름 속도에 따라 밸브를 개폐하는 기계식으로 구분된다.

STU를 교량에 적용하게 되면, 지진시에 상부구조를 하부구조에 구속시킴으로써 지진력을 고정받침이 설치된 교각 뿐만아니라 STU가 설치된 교각에도 지진력을 적절하게 분산하게 되므로 내진성능이 향상되게 된다. 그러나 STU를 교량의 내진설계에 적용하게 되면, 고정지점의 증가에 의하여 교량 전체의 수평강성이 증가되고 따라서 고유주기가 낮아지는 효과가 발생하게 된다. 이는 곧, 교량의 단주기화와 지진력 증가로 이어지므로 지진하중 증가에 따른 설계검토가 반드시 추가로 수행되어야 한다.

해설그림 3.2.68과 해설그림 3.2.69는 충격전달장치가 설치된 모습이다.



해설그림 3.2.68 충격전달장치의 설치 예

해설그림 3.2.69 충격전달장치를 사용한 다경간 연속교량의 내진보강

나. 충격전달장치는 교량의 구조부재와 구조부재를 연결하여 지진하중을 여러 구조부재에 고르게 분산되도록 설계, 시공되어야 한다.

[해설]

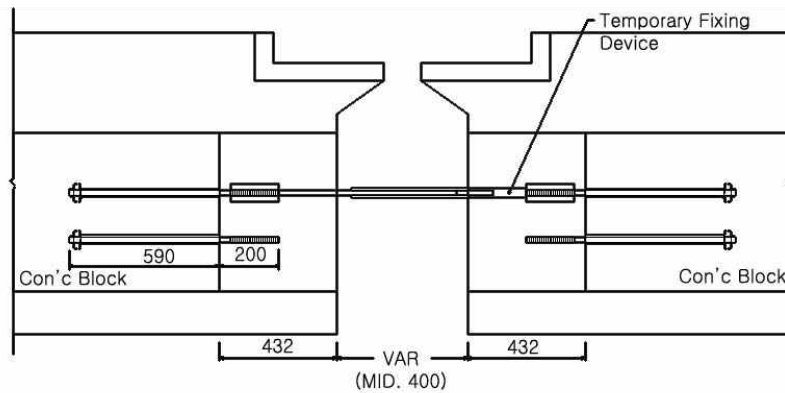
교량의 충격전달장치는 거더와 교각, 혹은 거더와 거더간을 연결하여 지진하중을 여러 구성 부재에 고르게 분산시키는 장치로서 시공방법은 다음과 같다.

해설-1. 단경간 교량

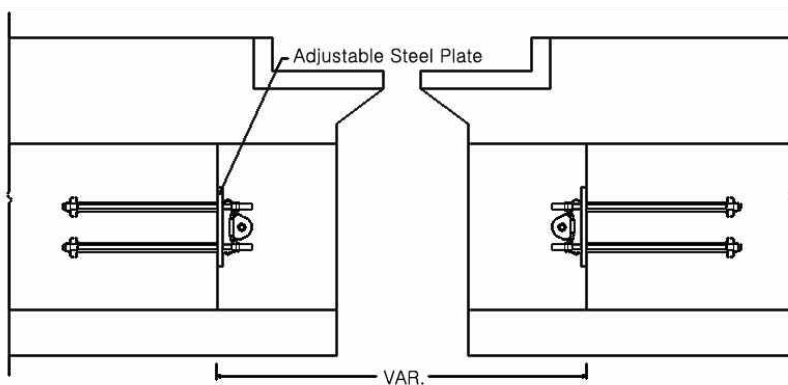
단경간 교량의 시공순서는 다음과 같다.

가. 1단계 : 앵커 세트를 교각의 콘크리트 블록으로 채운다. 교각 콘크리트의 외부로 돌출되는 앵커볼트의 길이는 최소한 200mm 이상이어야 한다. 임시 고정장치를 사용하여 앵커볼트가 서로 평행하도록 해야 한다. 앵커 세트가 완전히 고정되면 콘크리트로 채운다.

- 나. 2단계 : 상부구조와 콘크리트 블록을 만들 때 오차가 발생하면 해설그림 3.2.70과 같이 조정철판(adjustable steel plate)을 삽입하여 clearance 오차를 수정하여야 한다. 양쪽의 앵커 세트에 브래킷을 설치한다. 양쪽의 앵커 세트 사이의 평행 오차가 발견되면 브래킷 구멍의 공차를 조정함으로써 오차를 수정한다. 그 후 브래킷을 양쪽의 앵커 세트에 완전히 고정시킨다.
- 다. 3단계 : 들어올리는 장치를 사용하여 LUD 몸체와 고정된 브래킷의 클레비스를 핀으로 연결한다. 브래킷을 정확히 LUD 몸체의 클레비스핀 구멍에 맞춘 후 양쪽의 브래킷에 LUD 몸체를 연결한다.
- 라. 4단계 : 핀으로 LUD 몸체와 브래킷을 연결한 후 너트로 콘크리트 블록에 브래킷을 완전히 고정시킨다. 앵커 볼트를 인장책으로 인장시킨다.

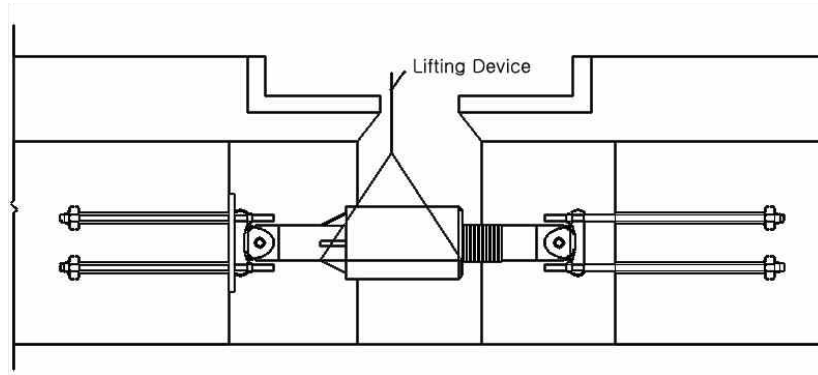


(a) 1단계

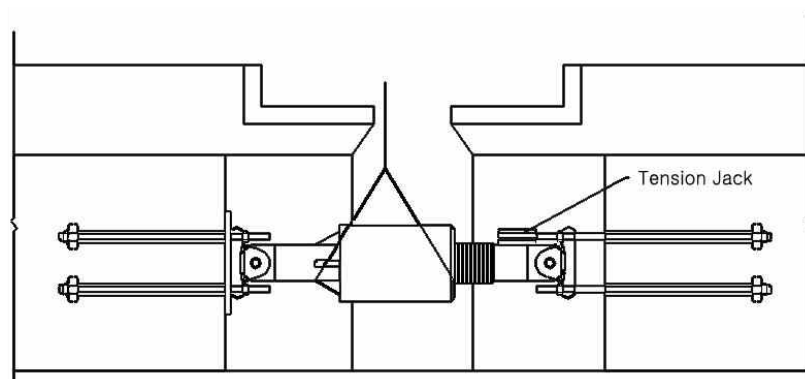


(b) 2단계

해설그림 3.2.70 LUD의 설치 방법 (deck to deck)



(c) 3단계



(d) 4단계

해설그림 3.2.70 LUD의 설치 방법 (deck to deck) (계속)

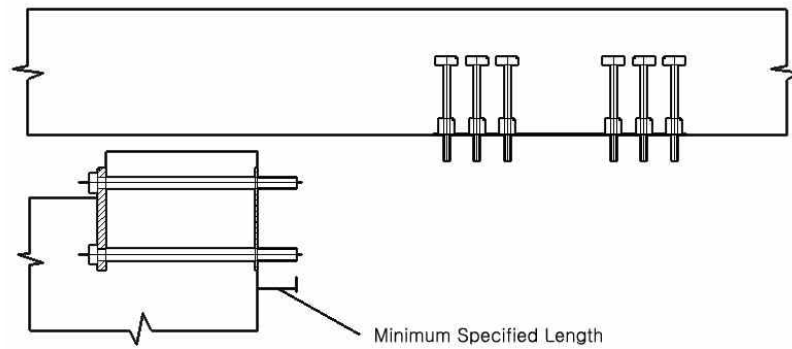
해설-2. 다경간 교량

다경간 교량의 시공순서는 다음과 같다.

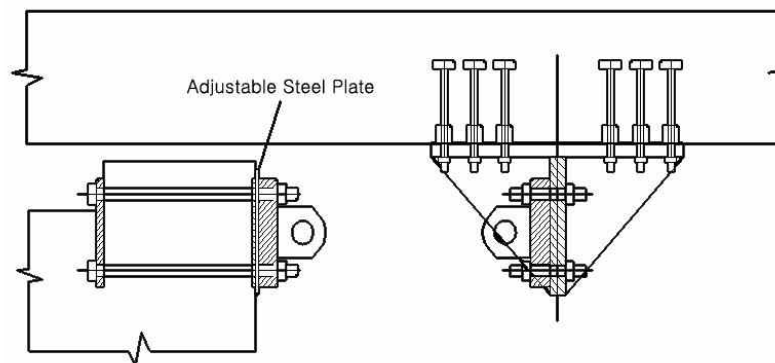
- 가. 1단계 : 앵커 세트를 교각의 콘크리트 블록으로 채운다. 교각 콘크리트의 외부로 돌출되는 앵커볼트의 길이는 특정 최소 길이 이상이어야 한다. 임시 고정장치를 사용하여 앵커볼트가 서로 평행하도록 해야 한다. 앵커 세트가 완전히 고정되면 콘크리트로 채운다.
- 나. 2단계 : 거더와 교각과 콘크리트 블록을 만들 때 오차가 발생하면 해설그림 3.2.71과 같이 조정철판(adjustable steel plate)을 삽입하여 clearance 오차를 수정하여야 한다. 양쪽의 앵커 세트에 브래킷을 설치한다. 양쪽의 앵커 세트 사이의 평행 오차가 발견되면 브래킷 구멍의 공차를 조정함으로써 오차를 수정한다. 그리고 나서 브래킷을 양쪽의 앵커 세트에 완전히 고정시킨다.

다. 3단계 : 들어올리는 장치를 사용하여 LUD 몸체와 고정된 브래킷의 클레비스를 핀으로 연결한다. 브래킷을 정확히 LUD 몸체의 클레비스 핀 구멍에 맞춘 후 양쪽의 브래킷에 LUD 몸체를 연결한다.

라. 4단계 : 핀으로 LUD 몸체와 브래킷을 연결한 후 너트로 콘크리트 블록에 브래킷을 완전히 고정시킨다. 클레비스핀 유지 철판과 나사를 고정시킨다. 앵커 볼트를 인장책으로 인장시킨다.

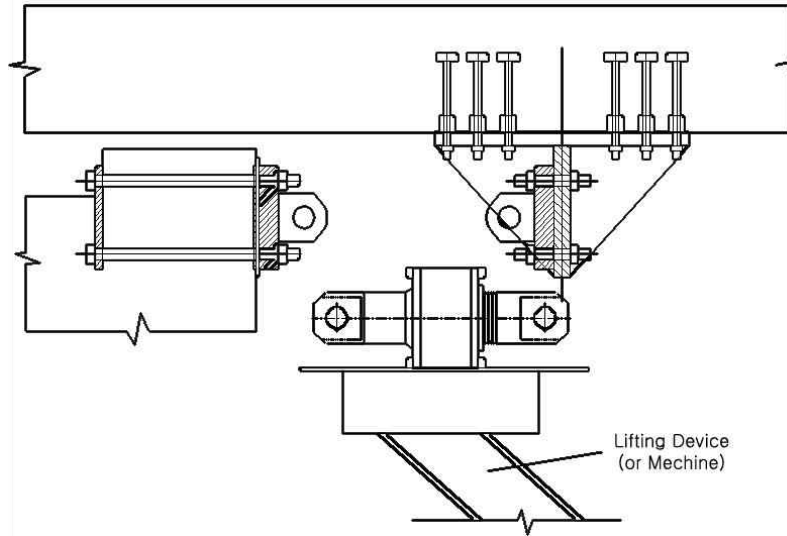


(a) 1단계

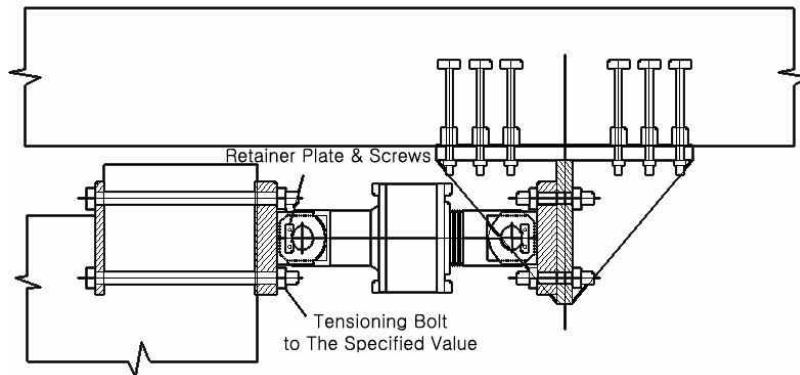


(b) 2단계

해설그림 3.2.71 LUD의 설치 방법 (deck to pier)



(c) 3단계



(d) 4단계

해설그림 3.2.71 LUD의 설치 방법 (deck to pier) (계속)

3. 충격흡수장치(Shock Absorber)

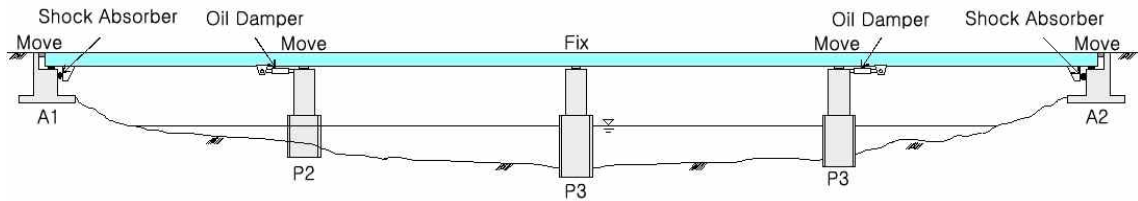
가. 교각의 내진성능은 확보되었으나 지진시의 동적인 변위로 인하여 거더와 거더 혹은 거더와 교대와의 충돌의 가능성이 있는 경우에는 충격흡수장치의 적용을 고려한다.

나. 충격흡수장치는 상시변위를 수용하고 지진시 과대한 변위응답으로 교량 구조간의 충돌에 의하여 발생하는 충격에너지를 흡수할 수 있는 구조이어야 한다.

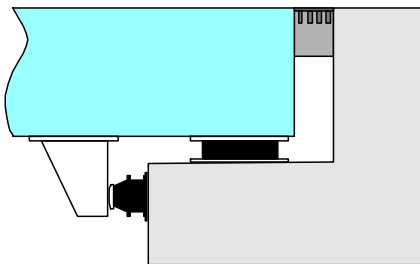
[해설]

충격흡수장치는 고정단이 설치된 교각에 집중되는 지진력을 다른 교각 및 교대에 분배하고 나아가서는 낙교방지기능을 제공할 수 있다. 이러한 내진보강시스템의 구성도는 해설그림 3.2.72와 같고, 충격흡수장치의 교대부 설치시 변형 모습은 해설그림 3.2.73과 같다.

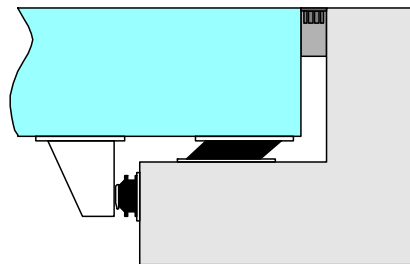
한 교각에 2개의 상판이 놓인 기설교량의 경우, Stopper식의 낙교방지장치를 설치하기가 어렵다. 이러한 경우에는 케이블형 낙교방지장치를 설치하는 것이 용이하며, 이 때 두 상판간의 충돌시 충격에 의한 손상을 방지하기 위하여 교량 상판간에 완충재를 설치하여야 한다. 이러한 설치 예는 해설그림 3.2.74에 나타나 있다.



해설그림 3.2.72 충격흡수장치와 감쇠기를 이용한 교량의 내진보강시스템 구성

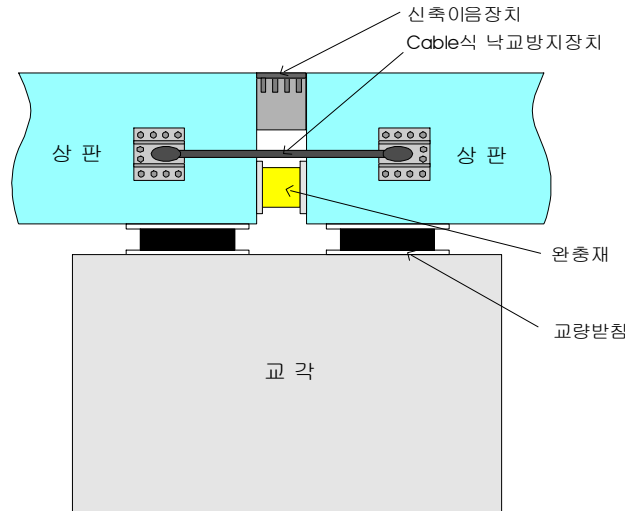


(a) 충격 전



(b) 충격 후 (과도변위 발생시)

해설그림 3.2.73 낙교방지용 충격흡수장치의 교대부 설치시 변형 모습



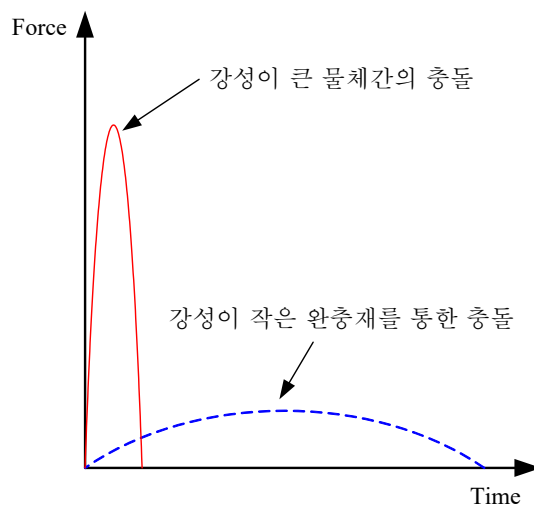
해설그림 3.2.74 케이블형 낙교방지장치와 완충재의 설치 예

해설-1. 완충재의 특성

완충재는 두 물체간의 충돌이 발생할 때에 충돌시간을 지연시켜 충돌시의 충격하중을 감소시키는 역할을 한다. 큰 두 물체간에 충돌이 발생하면 짧은 시간내에 큰 하중이 발생하여 물체에 심한 손상이 발생할 수 있다. 이 때 강성이 작은 완충재를 통하여 충돌시간을 지연시키면 충돌시의 전달하중이 감소한다.

가. 충돌시간과 발생하중간의 관계

충돌시간과 발생하중간의 관계는 해설그림 3.2.75에 나타난 바와 같다.



해설그림 3.2.75 충돌시간과 발생하중간의 관계

$$F = m \frac{dv}{dt} = \frac{dp}{dt} \quad \text{해설식 (3.77)}$$

여기서, F = 질점의 작용력, m = 질점의 질량
 v = 질점의 속도, t = 시간
 $p = mv$ = 운동량

해설식 (3.77)은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F \cdot dt = dp \quad \text{해설식 (3.78)}$$

해설식 (3.78)을 적분하면 다음과 같다.

$$\int F \cdot dt = \int dp \quad \text{해설식 (3.79)}$$

여기서, $\int F \cdot dt$ = 역적, $\int dp$ = 운동량 변화량

해설식 (3.79)에 나타난 질점에 작용하는 역적은 충돌전후의 운동량의 차로 나타낼 수 있으며 이를 식으로 나타내면 해설식 (3.80)과 같다.

$$\int_{\Delta t} F \cdot dt = mV_1 - mV_2 \quad \text{해설식 (3.80)}$$

여기서, $\int_{\Delta t} F \cdot dt$ = 전달하중의 역적

Δt = 전달하중의 작용시간

m = 충돌체의 질량

V_1 = 충돌전 충돌물의 속도

V_2 = 충돌후 충돌물의 속도

나. 완충재의 흡수에너지

낙교방지시스템의 충격시 흡수되는 운동에너지는 다음과 같다.

$$E = \frac{W \cdot V^2}{2g} < E_s = \sum E_i \quad \text{해설식 (3.81)}$$

여기서,

E = 상부구조(거더)의 최대변위속도에서 환산한 운동에너지량

W = 낙교방지시스템의 상부구조체 중량

V = 상부구조(거더)의 최대변위속도

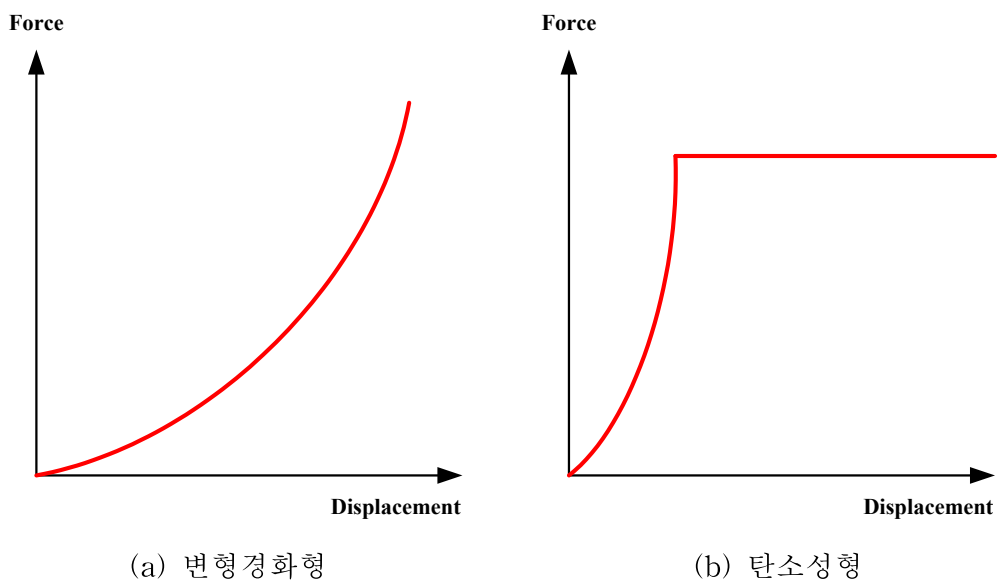
g = 중력가속도

E_s = 시스템 전체의 흡수에너지 총량

E_i = 낙교방지장치와 낙교방지시스템에 사용된 완충재의 흡수에너지량

해설-2. 완충재의 종류

낙교방지용 충격흡수장치로 사용되는 완충재는 역학특성(힘-변위 관계)에 의해 변형경화형과 탄소성형으로 분류할 수 있다.

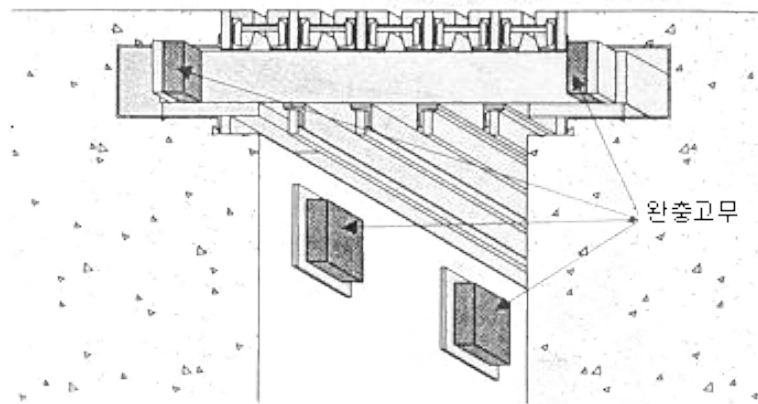


해설그림 3.2.76 완충재의 역학특성

범용고무 등을 사용한 완충재는 변형경화형이며 탄소성형에 비하여 에너지흡수율이 떨어지기 때문에 완충재의 구조형상을 개선하거나 PRF(Poly Rubber Fiber) 및 FRP(Fiber Reinforced Plastic) 등의 재료를 사용하여 에너지흡수율을 높인 제품이 선보이고 있다.

가. 완충고무

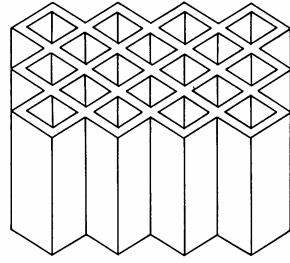
지진시 신축이음장치의 보호를 위한 완충고무의 설치사례를 해설그림 3.2.77에 나타내었다. 본 완충고무는 고무재료의 이력감쇠를 이용한 완충장치이다.



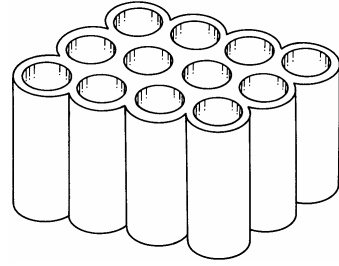
해설그림 3.2.77 지진시의 충격완화를 위한 완충고무의 적용 예

나. 펠댐퍼

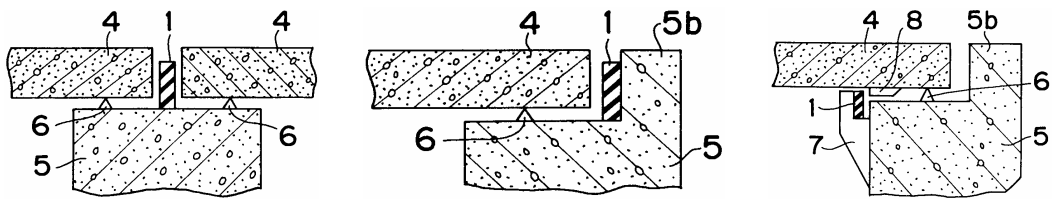
Peldamper는 벌집 형상의 완충고무와 낙교방지용 케이블의 완충을 위한 실린더 형상의 완충고무로 나눌 수 있다. 이러한 Peldamper의 형상 및 적용 예는 해설그림 3.2.78 및 해설그림 3.2.79에 나타난 바와 같다. Peldamper는 고무의 구조적 형상에 의하여 2단계의 이력특성을 나타내는 탄소성형 완충재이다.



(a) 형상 1

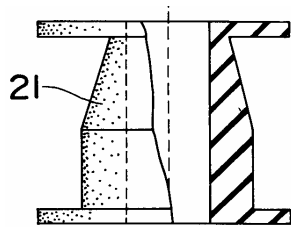


(b) 형상 2

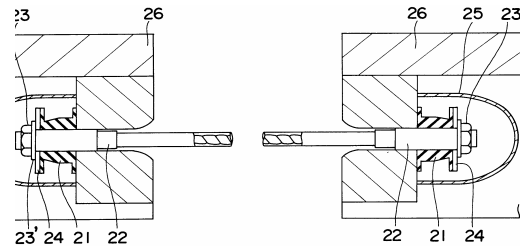


(c) 적용 예

해설그림 3.2.78 별집형 Peldamper와 적용 예



(a) 형상



(b) 적용 예

해설그림 3.2.79 실린더형 Peldamper와 적용 예

A. 구조요소보강에 의한 내진성능 향상 예제

B. 지진보호장치에 의한 내진성능 향상 예제

A. 구조요소보강에 의한 내진성능 향상 예제

A.1 교각 보강

A.2 전단키

A.1 교각 보강

A.1.1 강판 보강공법 설계

그림 A.1.1의 교각은 직경 $1,829mm$, 상부구조물의 중심까지의 높이가 $5,490mm$ 이며 $4.45MN$ 의 축방향력을 지지하고 있다. 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 41.4MPa$ 이며, 종방향 철근은 54개의 D43으로 구성되어 있고, $f_{yl} = 345MPa$ 이다. 횡방향 철근은 CTC $305mm$ 의 D13 띠철근이고 $f_{yh} = 303MPa$ 이다. 이 교각의 $f_{yj} = 275MPa$ 이고 최대 변형률 $\epsilon_{sm} = 0.15$ 인 강판으로 보강하며 소성변형 $\Delta_p = 190.5mm$ 를 견딜 수 있도록 설계한다.

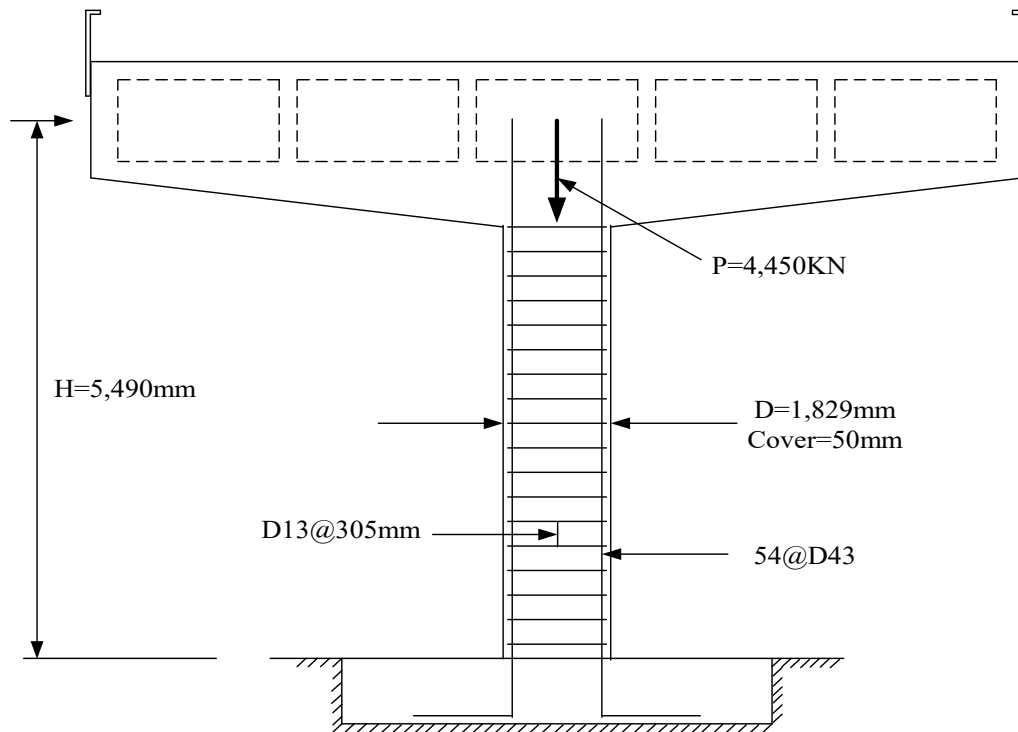


그림 A.1.1 강판 보강설계 예

1. 휨 연성 성능 향상 설계

가. 소성한지 길이

강판과 기초의 간격을 $v_g = 50mm$ 로 하면

$$\begin{aligned}
L_p &= 0.044f_y \times d_b + v_g \\
&= 0.044 \times 345 \times 43 + 50 \\
&= 703 \text{ mm}
\end{aligned}$$

나. 소성회전각

설계소성변위가 190.5mm이므로

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{\left(L - \frac{L_p}{2}\right)} = \frac{190.5}{\left(5,490 - \frac{703}{2}\right)} = 0.0371$$

다. 소성곡률

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.0371}{703} \times 1000 = 0.0528/m$$

라. 항복시 곡률

모멘트-곡률 연산결과로부터 $\epsilon_{cu} = 0.004$ 에서 공칭강도는 $22.13 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 이고, 첫 번째 항복이 일어나는 모멘트와 곡률은 각각 $M_{yi} = 15.59 \text{ MN} \cdot \text{m}$, $\phi_{yi} = 0.00157/m$, 항복 모멘트 $M_y = 21.98 \text{ MN} \cdot \text{m}$, $\phi_y = 0.00222/m$ 이다.(그림 A.1.2)

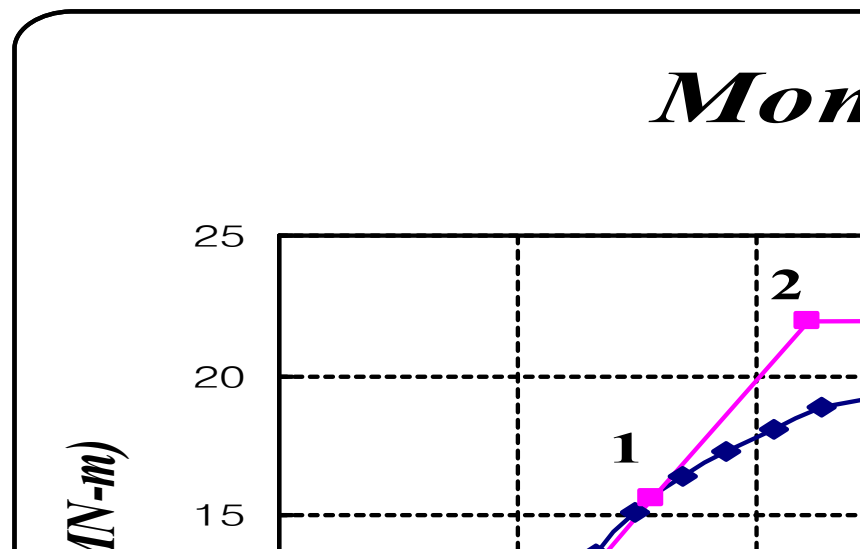


그림 A.1.2 모멘트 - 곡률 관계도

마. 필요한 곡률의 최대치

$$\begin{aligned}\phi_m &= \phi_y + \phi_p \\ &= 0.00222 + 0.0528 = 0.055/m\end{aligned}$$

바. 중립축 깊이

모멘트-곡률 연산에 의해서 최대응답 시의 중립축 깊이

$$c = 454mm$$

사. 필요한 압축변형률의 최대값

$$\begin{aligned}\epsilon_{cm} &= \phi_m c \\ &= 0.055 \times 454 / 1,000 = 0.025\end{aligned}$$

아. 필요한 보강재의 두께

이를 위해서는 구속콘크리트의 압축강도를 추정할 필요가 있다. 해설그림 3.2.4를 이용하면

$$\frac{f_{yj}}{f_{ck}} = \frac{275}{41.4} = 6.64 \text{ 이고 } \rho_s = 0.0212 \text{로 가정하면,}$$

$$f'_{cc} = 1.401 f_{ck} = 1.401 \times 41.4 = 58.0 MPa$$

따라서 강관 두께 t_j 를 계산하면

$$\begin{aligned}t_j &= \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{yj}\epsilon_{sm}} \\ &= \frac{0.18 \times (0.025 - 0.004) \times 1,829 \times 58.0}{275 \times 0.15} \\ &= 9.7mm\end{aligned}$$

자. 구속강관의 체적비

$$\begin{aligned}\rho_s &= \frac{4t_j}{D} \\ &= \frac{4 \times 9.7}{1,829} = 0.0212\end{aligned}$$

이 값은 앞에서 가정한 구속강판의 체적비 0.0212와 같으므로 반복계산을 수행할 필요가 없다.

차. 좌굴검토

$D/L = 5,490/1,829 = 3 < 4$ 이므로, 주철근의 좌굴방지를 위한 최소체적비 검토는 불필요하나, $\rho_s = 0.0002 \times 54 = 0.0108 < 0.0212$

따라서 휨 연성 성능 향상을 위하여 필요한 강판의 두께는 $t_j = 9.7mm$ 이다.

카. 보강범위

$$\text{full jacket : } 0.5D \leq l_j \leq 0.125L$$

$$0.5 \times 1,829mm \leq l_j \leq 0.125 \times 5,490mm$$

$$915mm \leq l_j \leq 686mm$$

$$\therefore l_j \leq 915mm$$

$$0.5t_j : D \leq l_j \leq 0.25L$$

$$1,829mm \leq l_j \leq 0.25 \times 5,490mm = 1,373mm$$

$$\therefore l_j \leq 1,829mm$$

2. 전단에 대한 내진성능 향상 설계

가. 최대소성힌지력

단면해석을 통해 얻은 교각의 모멘트-곡률 관계로부터 최대설계곡률 $\phi_m = 0.055/m$ 에서 최대 가능 모멘트는 $22.13MN \cdot m$ 이다(그림 A.1.2 참조).

그러므로 휨 초과강도는

$$M = 1.5M_n = 1.5 \times 22.13 = 33.2MN \cdot m$$

따라서 최대소성힌지력은

$$V^0 = \frac{33.2 \times 1,000}{5.49} = 6,048kN$$

나. 콘크리트에 의한 전단강도(V_c)

$$\text{항복변위는 곡률분포로부터 } \Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} = \frac{0.00222 \times 5.49^2 \times 1,000}{3} = 22.3 \text{ mm}$$

$$\text{소성변위는 } \Delta_p = 190.5 \text{ mm}$$

$$\text{따라서 변위연성도 } \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = \frac{22.3 + 190.5}{22.3} = 9.5 \text{ 이므로}$$

해설그림 3.2.12로부터

$$V_c = 0.0 \sqrt{f_c} A_c = 0.0 \times \sqrt{41.4} \times \left(0.8 \times \frac{\pi \times 1,829^2}{4} \right) = 0.0 \text{ kN}$$

다. 횡방향 철근에 의한 전단강도

$$D' = 1,829 - 2 \times 50 + 12.7 = 1,742 \text{ mm}$$

$$V_{sh} = \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D'}{s} = \frac{\pi}{2} \times \frac{126.7 \times 303 \times 1,742}{305} = 344 \text{ kN}$$

라. 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L} = 0.15 \times \frac{4,450 \times 1,829}{5,490} = 222 \text{ kN}$$

마. 전단에 대한 자켓의 요구강도

$$\begin{aligned} V_{sj} &= \frac{V^0}{\phi} - (V_c + V_{sh} + V_p) \\ &= \frac{6,048}{1.0} - (0 + 344 + 222) = 5,482 \text{ kN} \end{aligned}$$

바. 소성힌지영역 내의 강관보강재 두께

$$\begin{aligned} t_j &> \frac{V_{sj}}{\frac{\pi}{2} f_{yj} D} \\ &= \frac{5,482,000}{\frac{\pi}{2} \times 275 \times 1,829} = 6.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

사. 보강범위

콘크리트의 전단강도가 떨어지는 소성영역의 범위는 교각의 바닥에서 대략 $1.5D$ 의 범위이므로 $1.5D = 1.5 \times 1,829 = 2,744mm$ 까지 전단보강이 필요하다.

3. 설계요약

전단 성능 향상을 위한 강판의 필요 두께($6.9mm$)가 휨 연성 성능 향상을 위한 강판의 필요 두께의 full jacket($9.7mm$)보다는 작고 $0.5t_j$ ($4.9mm$)보다는 크다. 따라서 보강범위는 교각의 바닥으로부터 $915mm$ 까지는 $9.7mm$, $915mm \sim 2,744mm$ 는 $6.9mm$ 로 보강한다.

A.1.2 탄소섬유에 의한 보강설계

보강하여야 할 교각의 제원은 예제 A.1.1 강판보강공법 설계 예(그림 A.1.1 참조)와 같으며, 이 교각을 $E_j = 82.8 \text{ GPa}$, $f_{uj} = 1,034 \text{ MPa}$, $\epsilon_{uj} = 0.0125$ 인 탄소섬유/에폭시 합성 자켓으로 보강하며 소성변형 $\Delta_p = 190.5 \text{ mm}$ 를 견딜 수 있도록 설계한다.

1. 휨 연성 성능 향상 설계

가. 필요한 보강재의 두께

$$f'_{cc} = 1.5f'_c = 1.5 \times 41.4 = 62.1 \text{ MPa}$$

따라서 보강재 두께 t_j 를 계산하면

$$\begin{aligned} t_j &= \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj}\epsilon_{uj}} \\ &= \frac{0.1 \times (0.0234 - 0.004) \times 1,829 \times 62.1}{1,034 \times 0.0125} = 17.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

나. 보강범위

$$\text{full jacket : } 0.5D \leq l_j \leq 0.125L$$

$$0.5 \times 1,829 \text{ mm} \leq l_j \leq 0.125 \times 5,490 \text{ mm}$$

$$915 \text{ mm} \leq l_j \leq 686 \text{ mm}$$

$$\therefore l_j \geq 915 \text{ mm}$$

$$0.5t_j : D \leq l_j \leq 0.25L$$

$$1,829 \text{ mm} \leq l_j \leq 0.25 \times 5,490 \text{ mm} = 1,373 \text{ mm}$$

$$\therefore l_j \geq 1,829 \text{ mm}$$

2. 전단에 대한 내진성능 향상 설계

가. 소성힌지영역 내의 보강재 두께

이를 위해서는 구속콘크리트의 압축강도를 추정할 필요가 있다. 해설그림 3.2.4를

이용하고 탄소섬유는 확실한 재료의 항복이 없으므로

$f_{yj} = 0.004E_j = 0.004 \times 82,800 = 331 \text{ MPa}$ 로 간주하고,

$$t_j > \frac{V_{sj}}{\frac{\pi}{2} f_{yj} D}$$

$$= \frac{5,482,000}{\frac{\pi}{2} \times 331 \times 1,829} = 5.8 \text{ mm}$$

이 값은 콘크리트의 구속을 위한 피복 두께의 full jacket(17.1mm) 및 $0.5t_j$ (8.6mm)보다도 작다.

사. 보강범위

콘크리트의 전단강도가 떨어지는 소성영역의 범위는 교각의 바닥에서 대략 $1.5D$ 의 범위이므로 $1.5D = 1.5 \times 1,829 = 2,744 \text{ mm}$ 까지 전단보강 한다.

3. 설계요약

가. 교각 단부 $\sim 914.5 \text{ mm}$: 18.2mm 보강 (두께 1.3mm의 FRP를 14겹)

나. $914.5 \text{ mm} \sim 1,829 \text{ mm}$: 9.1mm 보강 (두께 1.3mm의 FRP를 7겹)

다. $1,829 \text{ mm} \sim 2,744 \text{ mm}$: 6.5mm 보강 (두께 1.3mm의 FRP를 5겹)

A.1.3 소성힌지 영역에서 겹침이음된 원형단면 교각의 보강설계 (복합재료)

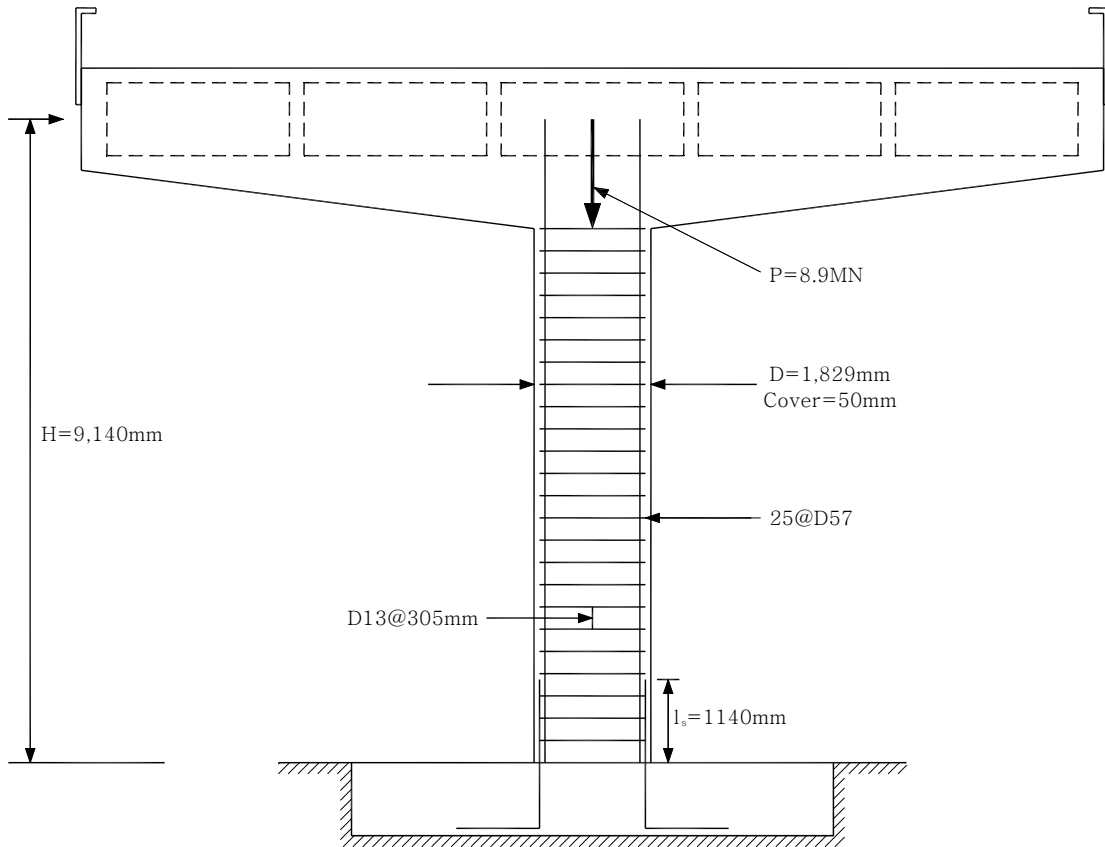


그림 A.1.3 겹침이음된 교각 보강설계 예

그림 A.1.3의 교각은 직경 $1,829\text{mm}$, 상부구조물의 중심까지의 높이가 $9,140\text{mm}$ 이며 8.9MN 축방향력을 지지하고 있다. 축방향 철근은 25개의 $D57$ 로 구성되어 있고, 기초에서 $20d_{bl}=1,140\text{mm}$ 길이만큼 겹침이음 되어있다. 횡방향 철근은 CTC 305mm 의 $D13$ 띠철근이고 피복두께는 50mm 이다. 콘크리트의 설계기준강도 $f_{ck}=34.5\text{MPa}$, 철근의 항복강도 $f_y=310\text{MPa}$ 이다. 이 교각은 $f_{uj}=414\text{MPa}$, $E_j=20.7\text{GPa}$, $\epsilon_{uj}=0.02$ 인 탄소섬유/에폭시 합성 자켓으로 보강되어 있으며 $\mu_{\Delta} \geq 4$ 의 변위연성도가 요구된다.

1. 겹침 이음부의 내진성능 향상 설계

가. 겹침 이음부의 파괴를 막기 위해 필요한 구속응력

$$f_l = \frac{A_b f_s}{\mu p l_s} = \frac{A_b (1.4 f_y)}{1.4 \times \left[\frac{\pi D}{2n} + 2(d_b + c) \right] l_s}$$

따라서 $D' = 1,829 - 2 \times 50 - 57.33 = 1,672 \text{ mm}$ 로 하면

$$f_l = \frac{2,581.4 \times 1.4 \times 310}{1.4 \times \left[\frac{\pi \times 1,672}{2 \times 25} + 2(57.33 + 50) \right] \times 1,140} = 2.196 \text{ MPa}$$

나. 1.72 MPa 를 능동적인 구속(f_a)으로 사용한다고 가정하면,

이때 프리스트레스에 의한 FRP의 응력은 FRP강도의 25%를 넘지 않아야 하므로 두께 1.3 mm 의 fiber 12겹을 사용한다. 따라서 능동적인 구속을 위한 FRP의 두께 $t_a = 15.6 \text{ mm}$ 이다.

프리스트레스에 의한 FRP의 응력은

$$f_{ja} = \frac{f_a D}{2 t_a} = \frac{1.72 \times 1,829}{2 \times 15.6} = 100.8 \text{ MPa} < 0.25 f_{uj} = 103.5 \text{ MPa}$$

다. 겹침 이음부의 파괴를 막기 위해 필요한 FRP의 두께는

$$t_j = t_a + t_p \geq \frac{D(f_l - 0.8 \times f_a)}{2 \times (0.0010 E_j)} = \frac{1,829 \times (2.196 - 0.8 \times 1.72)}{2 \times (0.0010 \times 20.7 \times 1,000)} = 36.2 \text{ mm}$$

따라서 수동적인 구속을 위한 FRP의 필요 두께는

$$t_p = 36.2 - 15.6 = 20.6 \text{ mm}$$

두께 1.3 mm 의 FRP를 16겹으로 설계하면

$$t_p = 1.3 \times 16 = 20.8 \text{ mm} > 20.6 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

이 구속량은 축방향철근의 겹침이음길이 구간, 즉 기초에서 $1,140 \text{ mm}$ 의 구간에 요구된다.

2. 휨 연성 성능 향상 설계

가. 소요 곡률 연성

$\mu_{\Delta} \geq 4$ 에 소요되는 곡률연성은

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{3(L_p/l)(1 - 0.5L_p/l)}$$

나. 소성힌지 길이는

$$\begin{aligned} L_p &= 0.08L + 0.022f_y d_{bl} \\ &= 0.08 \times 9,140 + 0.022 \times 310 \times 57.33 \\ &= 1,122 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{따라서 } \mu_{\phi} = 1 + \frac{4 - 1}{3(1,122/9,140)(1 - 0.5 \times 1,122/9,140)} = 9.7$$

다. 극한 곡률

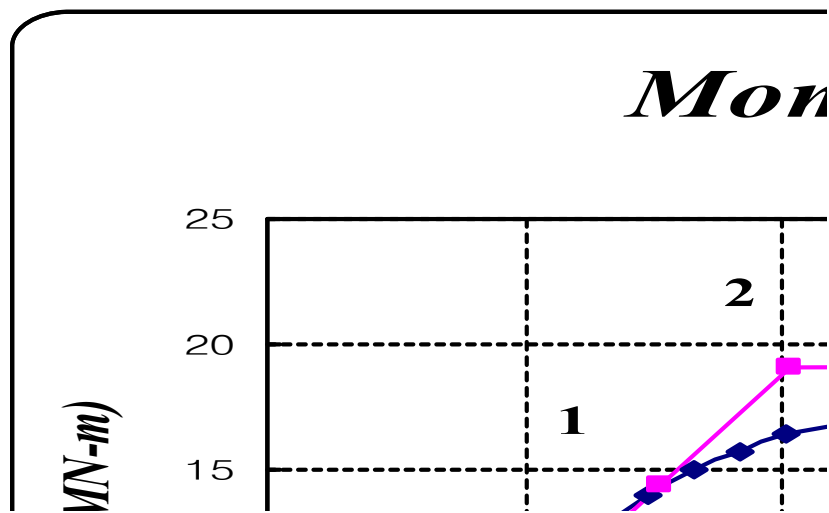


그림 A.1.4 모멘트 - 곡률 관계도

모멘트-곡률 연산 결과로부터 $\epsilon_{cu} = 0.004$ 에서 공칭강도는 $19.28 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 이고, 첫 번째 항복이 일어나는 모멘트와 곡률은 각각 $M_{yi} = 14.39 \text{ MN} \cdot \text{m}$, $\phi_{yi} = 0.00153/\text{m}$, 항복모멘트 $M_y = 19.06 \text{ MN} \cdot \text{m}$, $\phi_y = 0.00203/\text{m}$ 이다.(그림 A.1.4)

따라서 소요 극한 곡률은

$$\begin{aligned}\phi_u &= \mu_\phi \times \varphi_y \\ &= 9.7 \times 0.00203 = 0.020\end{aligned}$$

라. 소요 극한 압축변형률

모멘트-곡률 연산 결과로부터 최대응답 시의 중립축의 깊이는 $0.5164m$ 이므로

$$\begin{aligned}\epsilon_{cu} &= \phi_u \times c_u \\ &= 0.020 \times 0.5164 = 0.0103\end{aligned}$$

마. 필요한 보강재의 두께

$$f_{cc}' = 1.5 f_c' = 51.8 MPa$$

따라서 보강재 두께 t_j 를 계산하면

$$\begin{aligned}t_j &= \frac{0.1(\epsilon_{cu} - 0.004) D f_{cc}'}{f_{uj} \epsilon_{uj}} \\ &= \frac{0.1 \times (0.0103 - 0.004) \times 1,829 \times 51.8}{414 \times 0.02} = 7.2 mm < 36.2 mm\end{aligned}$$

이 값은 겹침이음부의 내진성능 향상을 위한 필요 FRP 두께보다 작은 값이어서 겹침이음 구간에는 적용할 수 없다.

바. 보강범위

$$\text{full jacket : } 0.5D \leq l_j \leq 0.125L$$

$$0.5 \times 1,829 = 915 \leq l_j \leq 0.125 \times 9,140 = 1,143$$

$$\therefore l_j \geq 1,143 mm$$

$$0.5t_j : D \leq l_j \leq 0.25L$$

$$1,829 \leq l_j \leq 0.25 \times 9,140 = 2,285$$

$$\therefore l_j \geq 2,285 mm$$

$$\text{축력비 } \frac{P}{f_{ck} A_g} = \frac{8.9}{34.5 \times 2.63} = 0.098 < 0.3$$

사. 보강 설계

능동적인 구속응력(f_a)이 0.7MPa보다 큰 경우에는 FRP의 두께를 33%까지 증가시켜야 하는데 기초에서 1,140mm까지는 1.72MPa의 구속응력이 작용하지만 그 위 영역은 압력 그라우트를 하지 않을 것이므로, 기초로부터 1,143mm ~ 2,285mm사이의 영역에서 필요한 FRP의 두께는

$$t_j = 1.33 \times 0.5 \times 7.2 = 4.8 \text{ mm}$$

따라서 1,143mm ~ 2,285mm사이의 영역에 긴장되지 않은 두께 1.3mm의 fiber 4겹 ($t_j = 5.2 \text{ mm}$)을 사용한다.

3. 전단에 대한 내진성능 향상 설계

가. 최대소성힌지력

휨 초과강도

$$M = 1.5M_n = 1.5 \times 19.28 \text{ MN} \cdot \text{m} = 28.92 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

따라서 최대소성힌지력은

$$V^0 = \frac{M}{L} = \frac{28.92 \times 1000}{9.14} = 3,164 \text{ kN}$$

나. 콘크리트에 의한 전단강도

소요 변위연성도가 $\mu_\Delta = 4.0$ 이므로

해설그림 3.2.12로부터

$$V_c = 0.1 \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.1 \times \sqrt{34.5} \times (0.8 \times \frac{\pi \times 1,829^2}{4}) \times \frac{1}{1,000} = 1,235 \text{ kN}$$

다. 횡방향 철근에 의한 전단강도

$$\begin{aligned} V_{sh} &= \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_y D'}{s} \quad (D' = 1,829 - 2 \times 50 + 12.7 = 1,742) \\ &= \frac{\pi}{2} \times \frac{126.7 \times 310 \times 1,742}{305} = 352 \text{ kN} \end{aligned}$$

라. 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \frac{Ph}{L} = 0.15 \times \frac{8,900 \times 1,829}{9,140} = 267 kN$$

마. 전단에 대한 자켓의 요구강도

$$\begin{aligned} V_{sj} &= \frac{V^0}{\phi} - (V_c + V_{sh} + V_p) \\ &= \frac{3,164}{1.0} - (1,235 + 352 + 267) = 1,310 kN \end{aligned}$$

바. 소성힌지영역 내의 보강재 두께는

이를 위해서는 구속콘크리트의 압축강도를 추정할 필요가 있다. 해설그림 3.2.4를 이용하고 탄소섬유는 확실한 재료의 항복이 없으므로

$$f_{sj} = 0.004E_j = 0.004 \times 20,700 = 82.8 MPa \text{ 로 간주하고,}$$

$$\begin{aligned} t_j &> \frac{V_{sj}}{\frac{\pi}{2} f_{sj} D} \\ &= \frac{1,310,000}{\frac{\pi}{2} \times 82.8 \times 1,829} = 5.5 mm \end{aligned}$$

사. 보강범위

교각기초로부터 상부 $1.5D = 2,744 mm$ 의 높이까지 필요하다.

4. 설계요약

가. 교각 단부 $\sim 1,143 mm$: 겹침이음구간은 능동구속 보강 적용

active wrap 15.6 mm(1.3mm 12겹) (1.72 MPa 압력그라우트)

+ passive wrap 20.8 mm(1.3mm 16겹) 사용

나. $1,143 mm \sim 2,285 mm$: passive wrap 5.2 mm(1.3mm 4겹) 사용

다. $2,285 mm \sim 2,744 mm$: passive wrap 6.5 mm(1.3mm 5겹) 사용

A.1.4 소성힌지 영역에서 겹침이음된 원형단면 교각의 보강설계 (강재)

내진성능평가요령 예제 C.1의 교각은 직경 $1,600\text{mm}$, 상부구조물의 중심까지의 높이가 $3,454\text{mm}$ 이며 4.809MN 의 축방향력을 지지하고 있다. 콘크리트의 강도 $f_{ck} = 21\text{MPa}$ 이고, 종방향 철근은 50개의 D29으로 구성되어 있고 $f_{yl} = 300\text{MPa}$ 이다. 횡방향 철근은 CTC 150mm 의 D19 띠철근이고 $f_{yh} = 300\text{MPa}$ 이다. 이 교각은 $f_{yj} = 240\text{MPa}$ 이고 최대 변형률 $\epsilon_{sm} = 0.15$ 인 강관으로 보강하며 소성변형 $\Delta_p = 190.5\text{mm}$ 를 견딜 수 있도록 설계한다.

1. 겹침이음부의 내진성능 향상 설계

가. 겹침이음부의 파괴를 막기 위해 필요한 구속응력

$$f_l = \frac{A_b f_s}{\mu p l_s}$$

여기서, p 는 균열면의 둘레길이를 할렬면의 형태에 따라 다음과 같이 구한다.

$$p = \frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b)$$

따라서 $D' = 1,600 - 2 \times 100 = 1,400\text{mm}$ 로 하면

$$\begin{aligned} p &= \frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) = \frac{\pi \times 1,500}{2 \times 50} + 2(28.6 + 100) = 301.2\text{mm} \\ &\leq 2\sqrt{2}(c + d_b) = 2\sqrt{2}(100 + 28.6) = 363.7\text{mm} \end{aligned}$$

교각 하단부와 같이 소성힌지가 발생하는 곳에서의 단면력을 평가할 때에는 변형경화나 초과강도를 고려하여야 하므로, $f_s = 1.4f_y$ 를 적용하고, 반경방향의 팽창변형률이 $\epsilon_s = 0.0015$ 미만이면, 마찰계수 $\mu = 1.4$ 로 겹침이음부의 보강설계를 할 수 있다.

$$f_l = \frac{642.4 \times 1.4 \times 300}{1.4 \times 301.2 \times 1,000} = 0.64\text{MPa}$$

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_{sj} f_{sj} \text{이고}$$

$$f_{sj} = 0.0015 \times 200 \times 1,000 = 300 MPa \leq f_{yj} = 240 MPa \text{ 이므로, } f_{sj} = 240 MPa$$

$$\rho_{sj} = \frac{2f_l}{f_{sj}} = \frac{2 \times 0.64}{240} = 0.0053 \text{ 이다.}$$

나. 필요한 강판 두께

$$\rho_s = \frac{4t_j}{D} \text{ 이므로, 강판의 필요 두께는}$$

$$t_j = \frac{\rho_s D}{4} = \frac{0.0053 \times 1,600}{4} = 2.1 mm$$

다. 강판최소두께

45° 썸기형 파열을 방지하기 위한 최소두께는

$$t_j = 0.0052D = 0.0052 \times 1,600 = 8.3 mm$$

2. 휨 연성 성능 향상 설계

가. 소성한지 길이

강판과 기초의 간격을 $v_g = 50 mm$ 로 하면

$$L_p = 0.044f_y \times d_b + v_g = 0.044 \times 300 \times 28.6 + 50 = 428 mm$$

나. 소성회전각

$\mu_\Delta \geq 3$ 에 소요되는 소성변위는

$$\Delta_u = \mu \Delta_y = 3 \times 8.6 = 25.8 mm$$

$$\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y = 25.8 - 8.6 = 17.2 mm$$

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{\left(L - \frac{L_p}{2}\right)} = \frac{17.2}{\left(3,454 - \frac{428}{2}\right)} = 0.0053$$

다. 소성곡률

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.0053}{428} \times 1000 = 0.0124/m$$

라. 항복시 곡률

모멘트-곡률 연산에 의해서

$$\phi_y = 0.00217/m$$

마. 필요한 곡률의 최대치

$$\begin{aligned}\phi_m &= \phi_y + \phi_p \\ &= 0.00217 + 0.0124 \\ &= 0.0146/m\end{aligned}$$

바. 중립축 깊이

모멘트-곡률 연산에 의해서 최대응답시의 중립축 깊이

$$c = 464.4mm$$

사. 필요한 압축변형률의 최대값

$$\begin{aligned}\epsilon_{cm} &= \phi_m c \\ &= 0.0146 \times 464.4 / 1,000 = 0.0068\end{aligned}$$

아. 필요한 보강재의 두께

이를 위해서는 구속콘크리트의 압축강도를 추정할 필요가 있다. 해설그림 3.2.4를 이용하면

$$\frac{f_{yj}}{f'_{ck}} = \frac{300}{21} = 14.3 \text{ 이고 } \rho_s = 0.00125 \text{로 가정하면,}$$

$$f'_{cc} = 1.048 f'_{ck} = 1.048 \times 21 = 22.0 MPa$$

따라서 강판 두께 t_j 를 계산하면

$$\begin{aligned}
t_j &= \frac{0.18(\epsilon_{cm} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{yj}\epsilon_{sm}} \\
&= \frac{0.18 \times (0.0068 - 0.004) \times 1,600 \times 22.0}{240 \times 0.15} \\
&= 0.5mm
\end{aligned}$$

자. 구속강판의 체적비

$$\rho_s = \frac{4t_j}{D} = \frac{4 \times 0.5}{1,600} = 0.00125$$

이 값은 앞에서 가정한 구속강판의 체적비 0.00125와 같으므로 반복계산을 수행할 필요가 없다.

차. 좌굴검토

$D/L = 1,600/3,454 = 0.46 < 4$ 이므로, 주철근의 좌굴방지를 위한 최소체적비 검토는 불필요하나, $\rho_s = 0.0002 \times 50 = 0.01 < 0.0125$ N.G.

따라서 휨 연성 성능 향상을 위하여 필요한 강판의 두께는

$$t_j = \frac{\rho_s D}{4} = \frac{0.01 \times 1,600}{4} = 4.0mm \text{이다.}$$

카. 보강범위

$$\text{full jacket : } 0.5D \leq l_j \leq 0.125L$$

$$0.5 \times 1,600mm \leq l_j \leq 0.125 \times 3,454mm$$

$$800mm \leq l_j \leq 432mm$$

$$\therefore l_j \geq 800mm$$

$$0.5t_j : D \leq l_j \leq 0.25L$$

$$1,600mm \leq l_j \leq 0.25 \times 3,454mm = 864mm$$

$$\therefore l_j \geq 1,600mm$$

3. 설계요약

겉침이음 향상을 위한 강판의 필요두께는 $8.3mm$ (보강범위 $1,000m$)이고, 휨 연성 성능 향상을 위한 강판의 필요 두께 $4.0mm$ (좌굴방지)보다 크다. 보강범위는 순수교각 기둥높이가 $1,554m$ 이므로 전체 기둥에 대하여 $9.0mm$ 로 보강한다.

A.2 전단키

내진성능평가요령 예제 C.1에 전단키를 설치하여 내진성능을 향상시킨 예이다.

1. 고정단 전단키 설계 (1500kN)

가. 설계조건

- 설계 수평력 = 1500kN
- 전단키 규격

DB = 580mm	UB = 380mm	D = 140mm	UC = 115mm
T1 = 20mm	T2 = 20mm	K = 30mm	DC = 100mm
M = 36mm	n = 6ea	$\phi = 100\text{mm}$	H = 80mm
		J = 430mm	S = 10mm

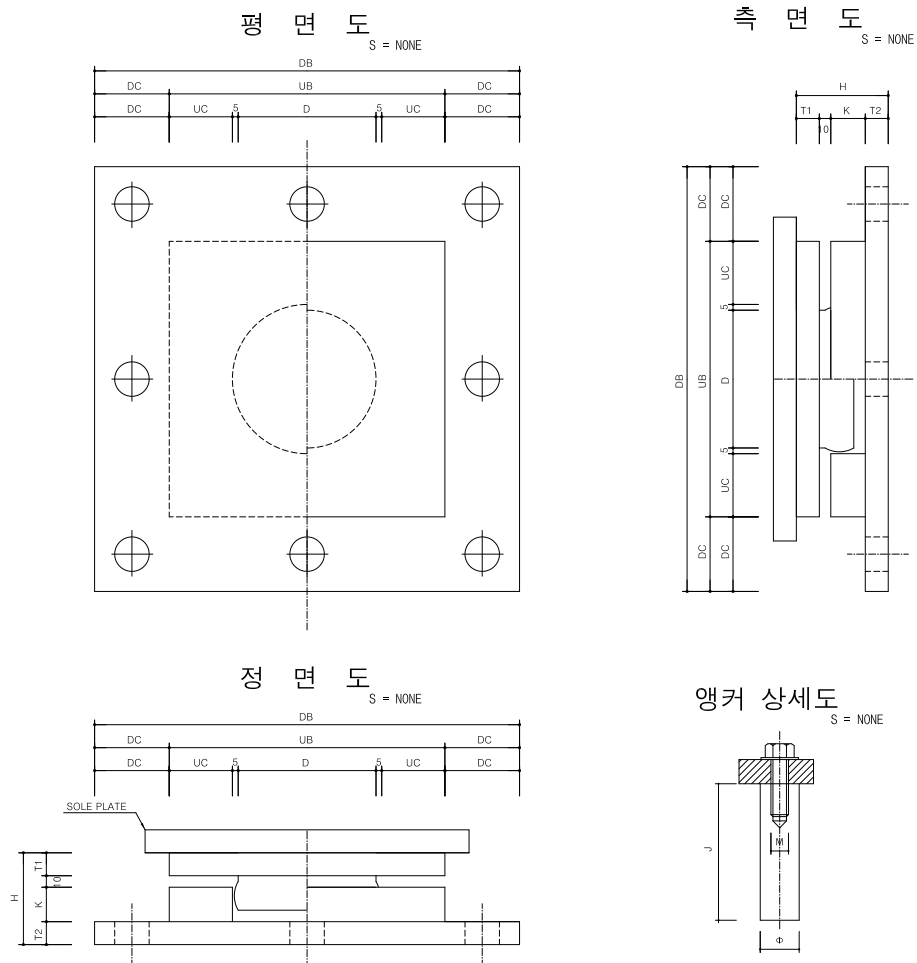


그림 A.2.1 고정단 전단키(1500kN) 규격

- 강제응력(LMnSC2A 또는 SM490)
 - 허용전단응력 : $110 \times 1.5 \times 0.9 = 149 MPa$
 - 허용인장응력 : $190 \times 1.5 = 285 MPa$
 - 허용지압응력 : $280 \times 1.5 = 420 MPa$

- 적용볼트(G10.9)
 - 허용전단응력 : $190 \times 1.5 = 285 MPa$
 - 인장항복강도 : $900 MPa$

- 앵커소켓(SS400)
 - 인장강도 : $400 MPa$
 - 허용전단응력 : $80 \times 1.5 = 120 MPa$

- 콘크리트 허용지압응력

$$f_{ck} = 24 MPa$$

$$f_{ba} = 15.96 MPa \quad (0.5 \times 1.33 \times f_{ck})$$

- 케미컬 앵커 앵커볼트(SM45C)
 - 허용전단응력 : $80.00 \times 1.5 = 120 MPa$

나. 상부 돌출부 검토

- 상부 돌출 췌기단면 단면특성

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 140.0^2}{4} = 15,393.80 mm^2$$

$$Z = \frac{\pi \times D^3}{32} = \frac{\pi \times 140.0^3}{32} = 269,391.6 mm^3$$

- 전단응력검토

$$\cdot \text{판정} : v = \frac{V}{A} = \frac{1,500,000}{15,393.8} = 97.44 MPa < 149 MPa = v_a \quad \therefore \text{O.K}$$

- 휨응력 검토

$$\cdot M = 1,500,000 \times 20.00 = 30,000,000 N.mm$$

$$\cdot \text{판정} : f = \frac{M}{Z} = \frac{30,000,000}{269,391.6} = 111.36 MPa < 285 MPa = f_a \quad \therefore \text{O.K}$$

- 합성응력 검토

$$\cdot \text{판정} : \left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v}{v_a}\right)^2 = \left(\frac{111.36}{285}\right)^2 + \left(\frac{97.44}{149}\right)^2 = 0.583 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 본체 지압응력 검토

- 접촉 투명 면적

$$\cdot A_2 = \frac{\pi \times D \times (K - 10)}{2} = \frac{\pi \times 140 \times (30 - 10)}{2} = 4,398.2 mm^2$$

- 지압응력검토 (V/A_2) :

$$\cdot \text{판정} : \frac{V}{A_2} = \frac{1500,000}{4398.2} = 341.0 MPa < 420 MPa \quad \therefore \text{O.K}$$

라. 연결부 검토

- 하부체결볼트

· 하부체결볼트면적

$$A_{se} = \frac{\pi \times 36^2}{4} = 1,017.88 mm^2$$

$$\cdot V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} = 6 \times 0.6 \times 1,017.88 mm^2 \times 900 MPa = 3,298 kN \quad (\text{공칭강도})$$

$$\cdot \text{판정} : V = 1,500 kN < V_{sa} = 3,298 kN \quad \therefore \text{O.K}$$

- 용접부 검토

· 용접치수 및 단면특성

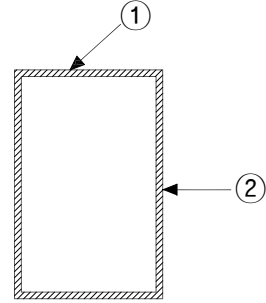
$t_1 = \text{얇은 모재 두께} = 27\text{mm}$

$t_2 = \text{두꺼운 모재 두께} = 30\text{mm}$

$t_1 > S > \sqrt{2t_2} = 27\text{mm} > S > 8\text{mm}$

용접치수 $S = 10\text{mm}$

목두께 $a = 7\text{mm}$



· 휨모멘트 받는 용접부

구분	제원	개수	A	y'	I
1	380 × 7	2	5,320	0.00	64,017,333
2	380 × 7	2	5,320	195.00	404,607,723
Σ	-	-	10,640	-	468,625,057

$$f_b = \frac{M}{I} \times y = \frac{30,000,000}{468,625,057} \times 195.00 = 12.5\text{MPa}$$

· 전단력을 받는 용접부

$$f_s = \frac{V}{A} = \frac{1,500,000}{10,640.0} = 141.0\text{MPa}$$

· 합성응력 검토

$$\text{판정} : \left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{f_s}{f_a}\right)^2 = \left(\frac{12.5}{149}\right)^2 + \left(\frac{141}{149}\right)^2 = 0.908 < 1 \quad \therefore \text{O.K}$$

마. 앵커소켓 및 지압검토

- 앵커소켓

· 앵커소켓면적

$$A_{sc} = 7,853.98\text{mm}^2$$

$$V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{sc} \cdot f_{uta} = 6 \times 0.6 \times 7,853.98\text{mm}^2 \times 400\text{MPa} = 11,310\text{kN}$$

$$\text{판정} : V = 1,500\text{kN} < 11,310\text{kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 콘크리트 지압응력

· 앵커소켓 직경 : $100mm$

· 소켓길이 : $430mm$

$$\cdot \text{지압응력} = \frac{V}{A \times n} = \frac{1,500,000}{100 \times 430 \times 6} = 5.8 MPa$$

· 판정 : $5.8 MPa < 16.0 MPa \quad \therefore O.K$

바. 보강철근의 구조검토

- 철근의 제원

· 철근강도 : $300MPa$

· 철근치수 : $D19$

· 철근단면적 : $286.5mm^2$

- 수평하중에 의한 수평철근 요구량(강도감소계수=0.75 : 스트럿-타이모델)

$$\cdot \text{교축방향} : A_{sx} = \frac{\text{설계수평력}}{0.75 \times \text{철근강도}} = \frac{1,500,000}{0.75 \times 300} = 6,666.7mm^2$$

$$\cdot \text{교직방향} : A_{sy} = \frac{\text{설계수평력}}{0.75 \times \text{철근강도}} = \frac{1,500,000}{0.75 \times 300} = 6,666.7mm^2$$

$$\cdot \text{사용철근량} : A_s = D19 - 24ea = 6,876mm^2$$

- 유효철근구역(교직)

$$\cdot c_{a1} = 1,700 + 480/2 = 1,940mm$$

$$\cdot c_{a2} = 1,000 - 480/2 = 760mm$$

$$\cdot \text{유효철근간격(교직)} = MIN(0.5 \times 1,940, 0.3 \times 760) = 228mm$$

$$\cdot \text{유효철근구역(교직)} = 480 + 2 \times 228 = 936mm$$

- 유효철근구역(교축)

$$\cdot c_{a1} = 1,000 + 480/2 = 1,240mm$$

$$\cdot c_{a2} = 1,700 - 480/2 = 1,460mm$$

$$\cdot \text{유효철근간격(교축)} = MIN(0.5 \times 1,240, 0.3 \times 1460) = 438mm$$

$$\cdot \text{유효철근구역(교축)} = 480 + 2 \times 438 = 1,356mm$$

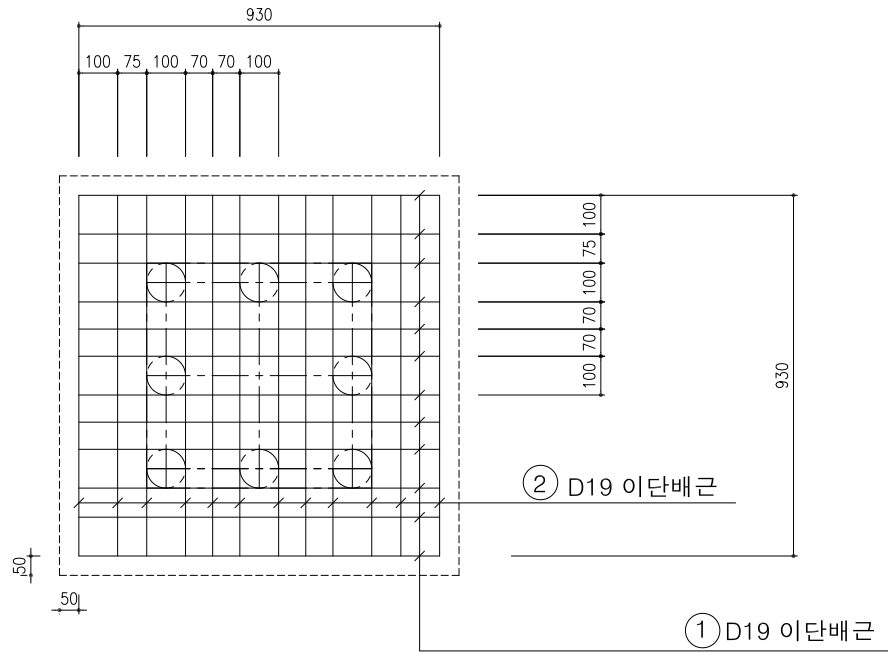


그림 A.2.2 고정단 전단키(1500kN) 보강철근 상세도

2. 일방향 전단키 설계 (750kN)

가. 설계조건

- 설계 수평력 = 750kN

- 전단키 규격

$L = 440\text{mm}$	$L1 = 340\text{mm}$	$L2 = 50\text{mm}$	$S = 10\text{mm}$
$B = 115\text{mm}$	$B1 = 275\text{mm}$	$b = 35\text{mm}$	$C = 40\text{mm}$
$H = 95\text{mm}$	$T1 = 30\text{mm}$	$T2 = 30\text{mm}$	$K = 25\text{mm}$
$M = 30\text{mm}$	$n = 4ea$	$J = 430\text{mm}$	$\phi = 80\text{mm}$

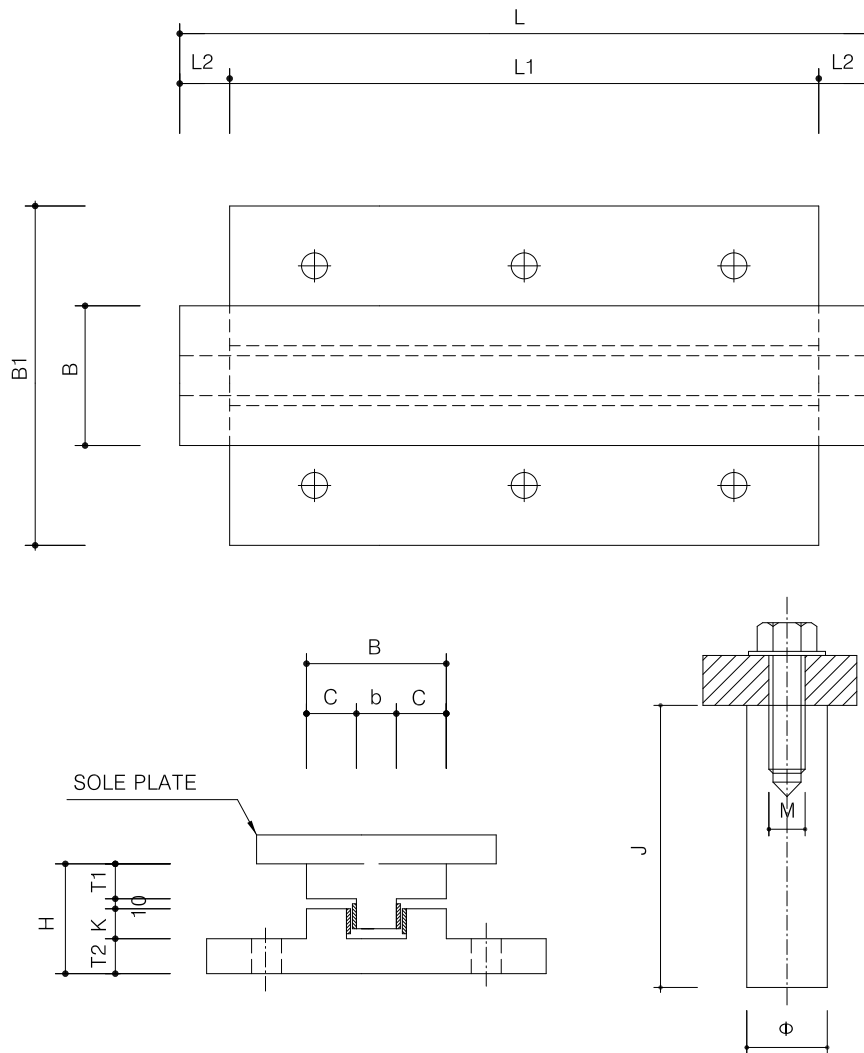


그림 A.2.3 일방향 전단키(750kN) 규격

- 강재응력 (LMnSC2A 또는 SM490)
 - 허용전단응력 : $110 \times 1.5 \times 0.9 = 149MPa$
 - 허용인장응력 : $190 \times 1.5 = 285MPa$
 - 허용지압응력 : $280 \times 1.5 = 420MPa$

- 적용볼트(G10.9)
 - 허용전단응력 : $190 \times 1.5 = 285MPa$

- 앵커소켓(SS400)
 - 허용전단응력 : $80 \times 1.5 = 120MPa$

- 콘크리트 허용지압응력

$$f_{ck} = 24MPa$$

$$f_{ba} = 15.96MPa(0.5 \times 1.33 \times f_{ck})$$

- 미끄럼재 (DU bearing) 허용지압응력

$$f_{ba} = 1.5 \times f_a \text{ (지진시)}$$

$$f_{ba} = 1.5 \times 100 = 150MPa$$

- 케미컬 앵커 앵커볼트(SM45C)
 - 허용전단응력 : $80.00 \times 1.5 = 120MPa$

나. 상부 돌출부 검토

- 단면 특성

$$A = b \times L_1 = 35.0 \times 340.0 = 11,900mm^2$$

$$Z = \frac{350 \times 35^2}{6} = 69,416.67mm^3$$

- 전단응력검토

$$\text{판정 : } v = \frac{V}{A} = \frac{750,000}{11,900} = 63.03 \text{ MPa} < 149 \text{ MPa} = v_a \quad \therefore \text{O.K}$$

- 휨응력 검토

$$\cdot M = V \times \frac{K}{2} = 750,000 \times \frac{25}{2} = 9,375,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\cdot \text{판정 : } f = \frac{M}{Z} = \frac{9,375,000}{69,416.67} = 135.05 \text{ MPa} < 285 \text{ MPa} = f_a \quad \therefore \text{O.K}$$

- 합성응력 검토

$$\cdot \text{판정 : } \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{v}{v_a} \right)^2 = \left(\frac{135.05}{285} \right)^2 + \left(\frac{63.03}{149} \right)^2 = 0.405 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 본체 지압응력 검토

- 접촉 투명 면적

$$\cdot A_2 = L_1 \times (K - 10) = 340 \times (25 - 10) = 5,100 \text{ mm}^2$$

- 지압응력검토 (V/A_2) :

$$\cdot \text{판정 : } \frac{V}{A_2} = \frac{750,000}{5,100} = 147 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

라. 연결부 검토

- 하부체결볼트면적

$$\cdot A_{se} = \frac{\pi \times 30^2}{4} = 706.86 \text{ mm}^2$$

$$\cdot V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} = 4 \times 0.6 \times 706.86 \text{ mm}^2 \times 900 \text{ MPa} = 1,527 \text{ kN} \quad (\text{공칭강도})$$

$$\cdot \text{판정 : } V = 750 \text{ kN} < V_{sa} = 1,527 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 용접부 검토

· 용접치수 및 단면특성

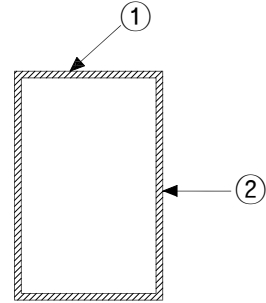
$t_1 = \text{얇은 모재 두께} = 27\text{mm}$

$t_2 = \text{두꺼운 모재 두께} = 30\text{mm}$

$t_1 > S > \sqrt{2}t_2 = 27\text{mm} > S > 8\text{mm}$

용접치수 $S = 10\text{mm}$

목두께 $a = 7\text{mm}$



· 휨모멘트 받는 용접부

구분	제원	개수	A	y'	I
1	115 × 7	2	1,610	0.00	1,774,354
2	440 × 7	2	6,160	62.50	48,150,153
Σ	-	-	7,770	-	49,924,508

$$f_b = \frac{M}{I} \times y = \frac{11,250,000}{49,924,508} \times 62.50 = 14.1\text{ MPa}$$

· 전단력을 받는 용접부

$$f_s = \frac{V}{A} = \frac{750,000}{7,770.0} = 96.5\text{ MPa}$$

· 합성응력 검토

$$\text{판정 : } \left(\frac{f_b}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{f_s}{f_a} \right)^2 = \left(\frac{14.1}{149} \right)^2 + \left(\frac{96.5}{149} \right)^2 = 0.431 < 1 \quad \therefore \text{O.K}$$

마. 앵커소켓 및 지압검토

- 앵커소켓

· 앵커소켓면적

$$A_{se} = 5,027\text{ mm}^2$$

$$\cdot V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} = 6 \times 0.6 \times 5,027\text{ mm}^2 \times 400\text{ MPa} = 4,825\text{ kN}$$

$$\cdot \text{판정 : } V = 750\text{ kN} < 4,825\text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 콘크리트 지압응력

· 앵커소켓 직경 : $80mm$

· 소켓길이 : $430mm$

$$\cdot \text{지압응력} = \frac{V}{A \times n} = \frac{750,000}{80 \times 430 \times 4} = 5.5 MPa$$

· 판정 : $5.5 MPa < 16.0 MPa \quad \therefore O.K$

- Du bearing 지압응력검토

$$\cdot \text{접촉면적 계산}(A) : L_1 \times (K - 10) = 340 \times (25 - 10) = 5,100 mm^2$$

$$\cdot \text{판정} : f_b = \frac{V}{A_b} = \frac{750,000}{5,100} = 147.1 MPa < 150 MPa \quad \therefore O.K$$

바. 보강철근의 구조검토

- 철근의 제원

· 철근강도 : $300MPa$

· 철근치수 : $D19$

· 철근단면적 : $286.5 mm^2$

- 수평하중에 의한 수평철근 요구량(강도감소계수=0.75 : 스트럿-타이모델)

$$\cdot \text{교직방향} : A_{sy} = \frac{\text{설계수평력}}{0.75 \times \text{철근강도}} = \frac{750,000}{0.75 \times 300} = 3,333.3 mm^2$$

$$\cdot \text{사용철근량} : A_s = D19 - 14 ea = 4,011.0 mm^2$$

- 유효철근구역(교직)

$$\cdot c_{a1} = 2600 + 195/2 = 2,698 mm$$

$$\cdot c_{a2} = 600 - 260/2 = 470 mm$$

$$\cdot \text{유효철근간격(교직)} = MIN(0.5 \times 2,698, 0.3 \times 470) = 141 mm$$

$$\cdot \text{유효철근구역(교직)} = 255 + 2 \times 141 = 537 mm$$

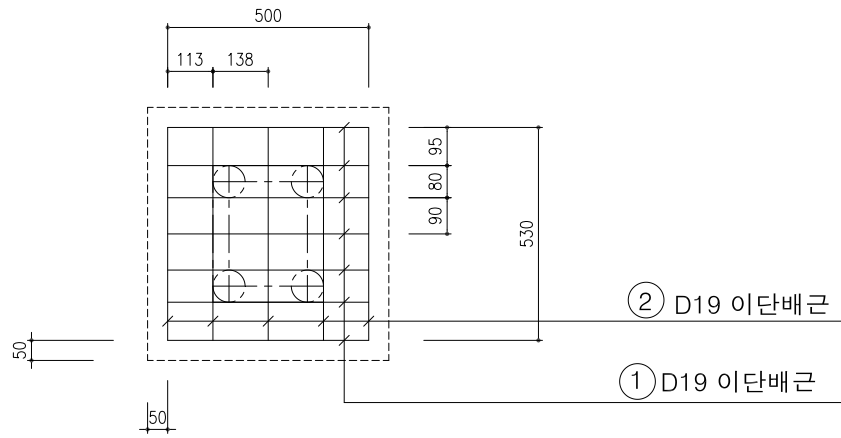


그림 A.2.4 일방향 전단키(750kN) 보강철근 상세도

3. 일방향 전단키 설계 (1500kN)

가. 설계조건

- 설계 수평력 = 1500kN

- 전단키 규격

$L = 640\text{mm}$	$L1 = 540\text{mm}$	$L2 = 50\text{mm}$	$S = 10\text{mm}$
$B = 140\text{mm}$	$B1 = 300\text{mm}$	$b = 40\text{mm}$	$C = 50\text{mm}$
$H = 110\text{mm}$	$T1 = 35\text{mm}$	$T2 = 35\text{mm}$	$K = 30\text{mm}$
$M = 36\text{mm}$	$n = 6ea$	$J = 430\text{mm}$	$\phi = 100\text{mm}$

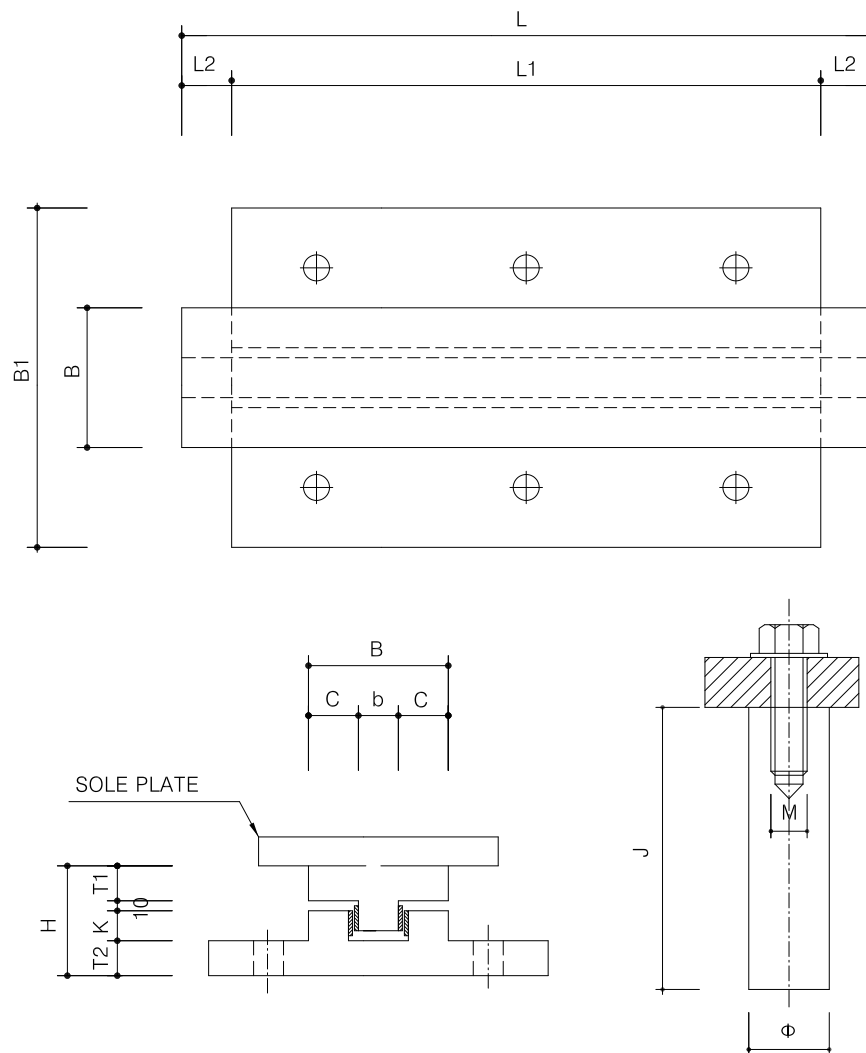


그림 A.2.5 일방향 전단키(1500kN) 규격

- 강재응력 (LMnSC2A 또는 SM490)
 - 허용전단응력 : $110 \times 1.5 \times 0.9 = 149 MPa$
 - 허용인장응력 : $190 \times 1.5 = 285 MPa$
 - 허용지압응력 : $280 \times 1.5 = 420 MPa$

- 적용볼트(G10.9)
 - 허용전단응력 : $190 \times 1.5 = 285 MPa$

- 앵커소켓(SS400)
 - 허용전단응력 : $80 \times 1.5 = 120 MPa$

- 콘크리트 허용지압응력

$$f_{ck} = 24 MPa$$

$$f_{ba} = 15.96 MPa (0.5 \times 1.33 \times f_{ck})$$

- 미끄럼재 (DU bearing) 허용지압응력

$$f_{ba} = 1.5 \times f_a \text{ (지진시)}$$

$$f_{ba} = 1.5 \times 100 = 150 MPa$$

- 케미컬 앵커 앵커볼트(SM45C)
 - 허용전단응력 : $80.00 \times 1.5 = 120 MPa$

나. 상부 돌출부 검토

- 단면 특성

$$A = b \times L_1 = 40.0 \times 540.0 = 21,600 mm^2$$

$$Z = \frac{540 \times 40^2}{6} = 144,000.0 mm^3$$

- 전단응력검토

$$\cdot \text{판정} : v = \frac{V}{A} = \frac{1500,000}{21,600} = 69.44 \text{ MPa} < 149 \text{ MPa} = v_a \quad \therefore \text{O.K}$$

- 휨응력 검토

$$\cdot M = V \times \frac{K}{2} = 1,500,000 \times \frac{30}{2} = 22,500,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\cdot \text{판정} : f = \frac{M}{Z} = \frac{22,500,000}{144,000.0} = 156.25 \text{ MPa} < 285 \text{ MPa} = f_a \quad \therefore \text{O.K}$$

- 합성응력 검토

$$\cdot \text{판정} : \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{v}{v_a} \right)^2 = \left(\frac{156.25}{285} \right)^2 + \left(\frac{69.44}{149} \right)^2 = 0.519 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

다. 본체 지압응력 검토

- 접촉 투명 면적

$$\cdot A_2 = L_1 \times (K - 10) = 540 \times (30 - 10) = 10,800 \text{ mm}^2 :$$

- 지압응력검토 (V/A_2) :

$$\cdot \text{판정} : \frac{V}{A_2} = \frac{1,500,000}{10,800} = 139 \text{ MPa} < 420 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

라. 연결부 검토

$$\cdot \text{하부체결볼트면적} : A_{se} = \frac{\pi \times 36^2}{4} = 1,017.88 \text{ mm}^2$$

$$\cdot V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} = 6 \times 0.6 \times 1,017.88 \text{ mm}^2 \times 900 \text{ MPa} = 3,298 \text{ kN} \quad (\text{공칭강도})$$

$$\cdot \text{판정} : V = 1,500 \text{ kN} < V_{sa} = 3,298 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 용접부 검토

· 용접치수 및 단면특성

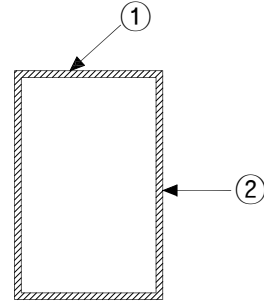
$t_1 = \text{얇은 모재 두께} = 27\text{mm}$

$t_2 = \text{두꺼운 모재 두께} = 30\text{mm}$

$t_1 > S > \sqrt{2t_2} = 27\text{mm} > S > 8\text{mm}$

용접치수 $S = 10\text{mm}$

목두께 $a = 7\text{mm}$



· 휨모멘트 받는 용접부

구분	제원	개수	A	y'	I
1	140×7	2	1,960	0.00	3,201,333
2	640×7	2	8,960	75.00	100,836,587
Σ	-	-	10,920	-	104,037,920

$$f_b = \frac{M}{I} \times y = \frac{30,000,000}{104,037,920} \times 75.00 = 21.6\text{ MPa}$$

· 전단력을 받는 용접부

$$f_s = \frac{V}{A} = \frac{1,500,000}{10,920} = 137.4\text{ MPa}$$

· 합성응력 검토

$$\text{판정 : } \left(\frac{f_b}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{f_s}{f_a} \right)^2 = \left(\frac{21.6}{149} \right)^2 + \left(\frac{137.4}{149} \right)^2 = 0.877 < 1 \quad \therefore \text{O.K}$$

마. 앵커소켓 및 지압검토

- 앵커소켓

· 앵커소켓면적

$$A_{se} = 7,854\text{ mm}^2$$

$$\cdot V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta} = 6 \times 0.6 \times 7,854\text{ mm}^2 \times 400\text{ MPa} = 11,310\text{ kN}$$

$$\cdot \text{판정 : } V = 1,500\text{ kN} < 11,310\text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

- 콘크리트 지압응력

· 앵커소켓 직경 : $100mm$

· 소켓길이 : $430mm$

$$\cdot \text{지압응력} = \frac{V}{A \times n} = \frac{1,500,000}{100 \times 430 \times 6} = 5.8 MPa$$

· 판정 : $5.8 MPa < 16.0 MPa \quad \therefore O.K$

- Du bearing 지압응력검토

$$\cdot \text{접촉면적 계산}(A) : L_1 \times (K - 10) = 540 \times (30 - 10) = 10,800 mm^2$$

$$\cdot \text{판정} : f_b = \frac{V}{A_b} = \frac{1,500,000}{10,800} = 138.9 MPa < 150 MPa \quad \therefore O.K$$

바. 보강철근의 구조검토

- 철근의 제원

· 철근강도 : $300MPa$

· 철근치수 : $D19$

· 철근단면적 : $286.5 mm^2$

- 수평하중에 의한 수평철근 요구량(강도감소계수=0.75 : 스트럿-타이모델)

$$\cdot \text{교직방향} : A_{sy} = \frac{\text{설계수평력}}{0.75 \times \text{철근강도}} = \frac{1500,000}{0.75 \times 300} = 6,666.7 mm^2$$

$$\cdot \text{사용철근량} : A_s = D19 - 24ea = 6,876.0 mm^2$$

- 유효철근구역(교직)

$$\cdot c_{a1} = 1700 + 170/2 = 1,785 mm$$

$$\cdot c_{a2} = 1000 - 405/2 = 797.5 mm$$

$$\cdot \text{유효철근간격(교직)} = MIN(0.5 \times 1,785, 0.3 \times 797.5) = 239 mm$$

$$\cdot \text{유효철근구역(교직)} = 405 + 2 \times 239 = 883.5 mm$$

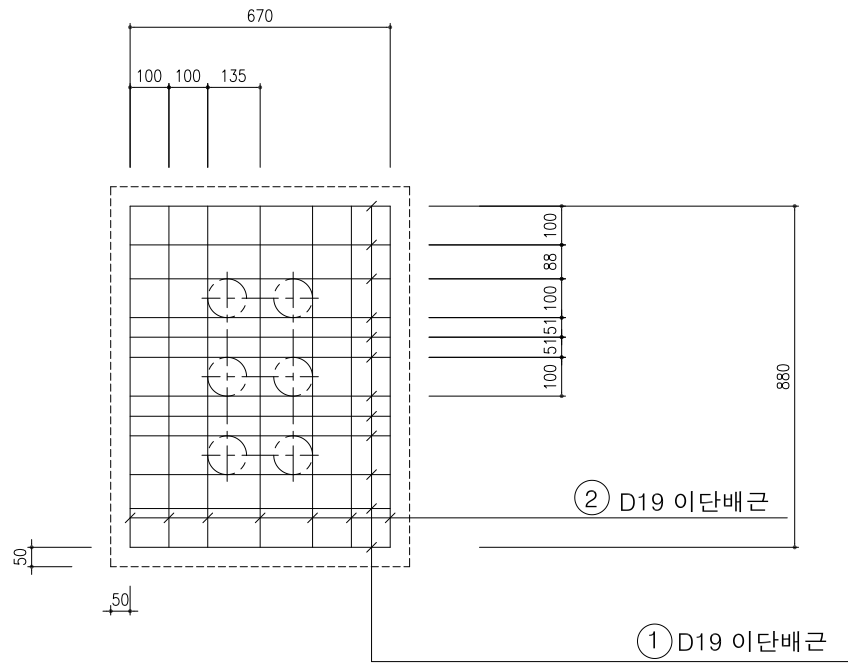


그림 A.2.6 일방향 전단키(1500kN) 보강철근 상세도

B. 지진보호장치에 의한 내진성능 향상 예제

B.1 지진격리받침 (Seismic Isolator)

B.2 감쇠기 (Damper)

B.1 지진격리받침 (Seismic Isolator)

1. 개요

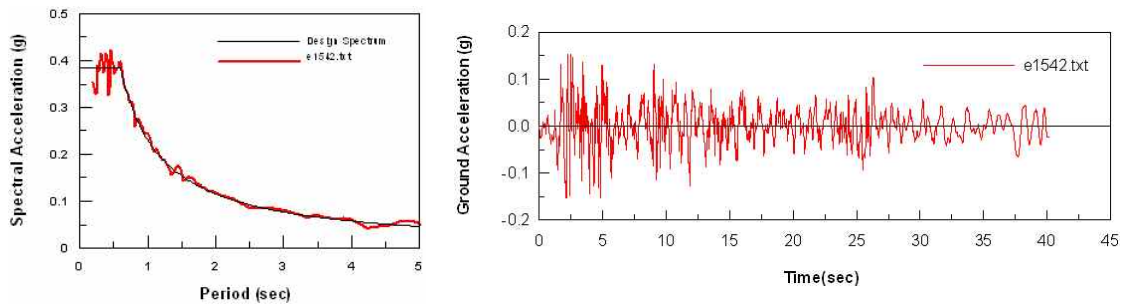
내진성능평가요령 예제 C.3의 교량에 가능한 보강방안으로는 고정단에 집중되어 발생하는 지진력을 감소시켜 교각부 및 기초부에 요구되는 소요용량을 낮추어 주는 방안을 고려해 볼 수 있다.

지진력 감소를 위한 지진격리받침은 납고무받침(LRB ; Lead Rubber Bearing)으로, 납고무받침은 일반적으로 경간장 500m내외의 중·소형 교량에 적용이 가능하며, 지진 시에는 탄성고무받침 중앙에 있는 원통형 납의 연성능력으로 지진력을 분산 및 감소시키고 상시에는 고무의 탄성변형에 의해 모든 방향으로의 신축 및 회전이 가능하기 때문에 대상교량과 같은 교량에 적합한 지진격리장치이다.

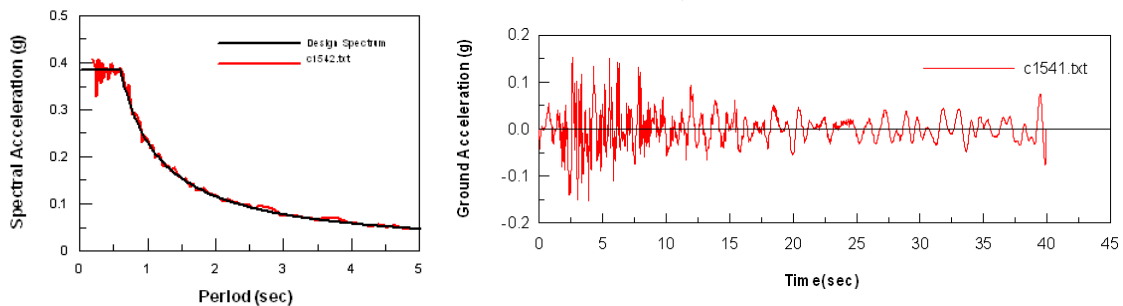
2. 입력지진파

비선형 시간이력해석에 사용된 지진파의 시간이력데이터는 지진1구역의 지진스펙트럼에 맞도록 스케일링한 4개 이상의 시간이력 데이터를 사용하였다.

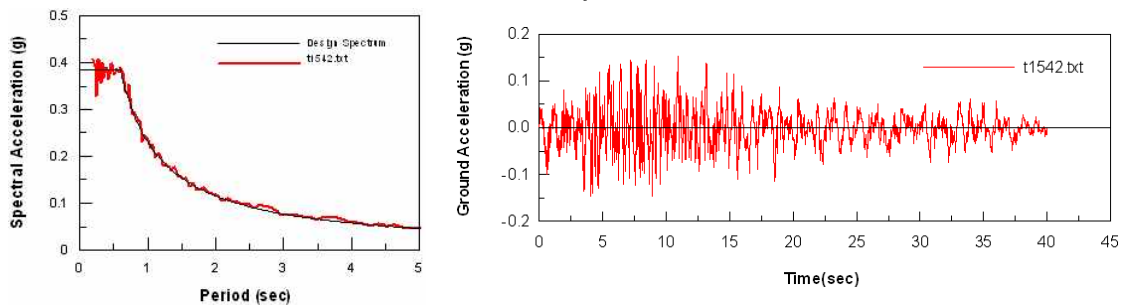
- PGA=0.154, Soil Profile = 1.5 (지진격리교량)



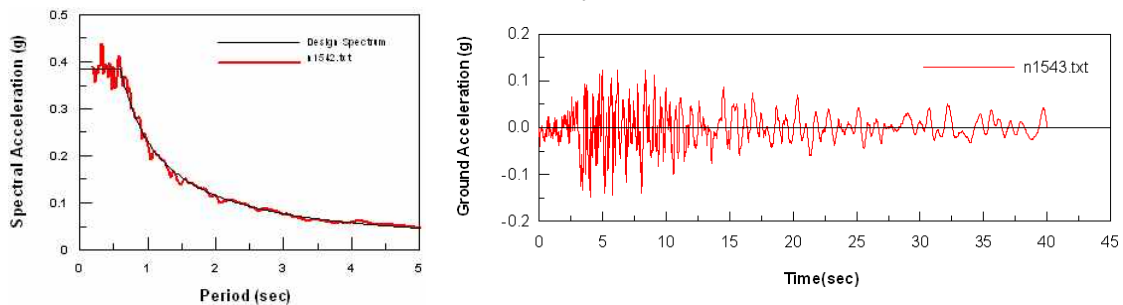
(a) 1940년 Elcentro 지진형



(b) 1952 Kern County 지진형(TAF021)



(c) 1952 Kern County 지진형(TAF111)



(d) 1994 Northridge 지진형

그림 B.1.1 해석에 사용된 스케일링 인공지진파

3. 구조해석모델링

비선형 거동 특성을 고려한 해석을 수행하기 위하여 SAP2000 (Nonlinear version)을 사용하여 경계비선형 시간이력해석을 수행하였다.

동적 해석에 이용되는 수학적 모형으로 상부구조인 STEEL BOX GIRDER와 하부구조는 선형 거동이 예상되므로 FRAME 요소를 사용하였으며, 납고무받침의 특성을 해석할 수 있는 Isolator1 요소를 사용하여 모형화하였다.

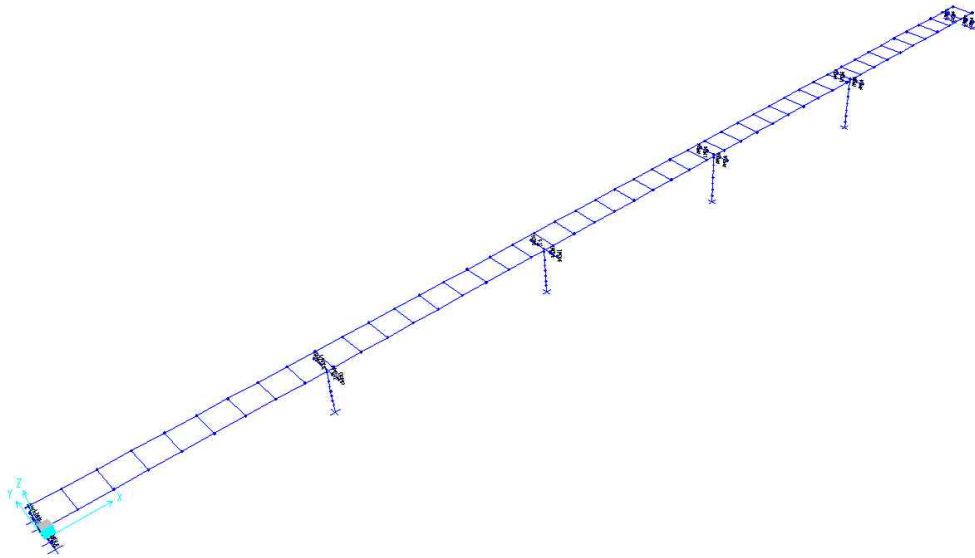


그림 B.1.2 시간이력 해석 모델링

Isolator에 사용된 받침의 제원 및 주요 입력값은 표 B.1.1과 같다.

- 설치 위치 : 고정단과 가동단 교각의 모든 받침(총 24개)을 LRB로 교체

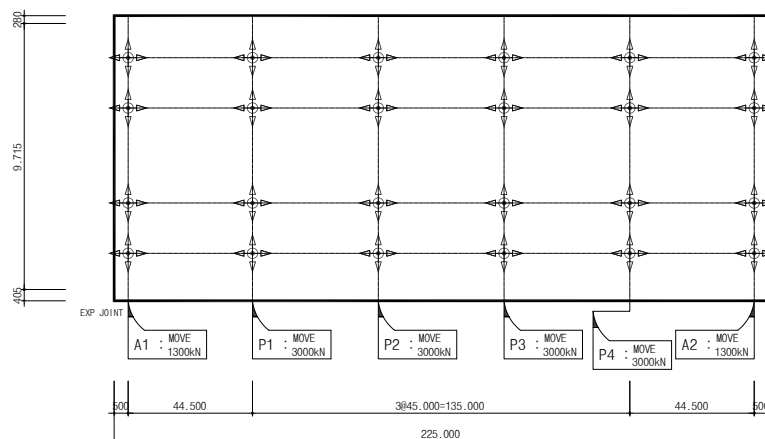


그림 B.1.3 보강후 받침 배치도

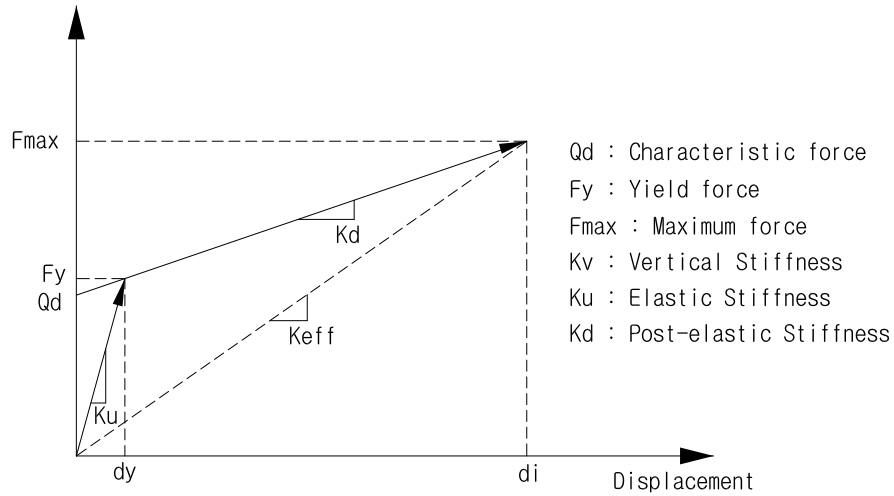


그림 B.1.4 납고무받침의 물성치

표 B.1.1 Isolator1 사용값

수직하중 (kN)	허용수평력(kN)		특성치(kN/m)				
	상시	지진시	Qd	항복강도 Fy	초기강성 Ku	항복후강성 Kd	수직강성 Kv
1,300	284.2	460.6	189.21	199.41	22,104.23	1,130.85	802,222
3,000	444.6	681.7	316.88	331.44	51,881.86	2,279.83	2,228,447

4. 해석 결과

- 1st mode 교각 주기 : 0.734 sec
- 교각 하단의 전단력 1,835 kN < 4,784 kN (O.K.)
- 교각 상단의 응답변위 15.5 mm < 47.6 mm (O.K.)

표 B.1.2 납고무받침에 의한 교축방향 지진응답의 변화

구 분	비내진교량	지진격리교량
주 기	1.161 sec	0.734 sec
전단력	6,281 kN	1,835 kN
응답변위	67.2 mm	15.5 mm

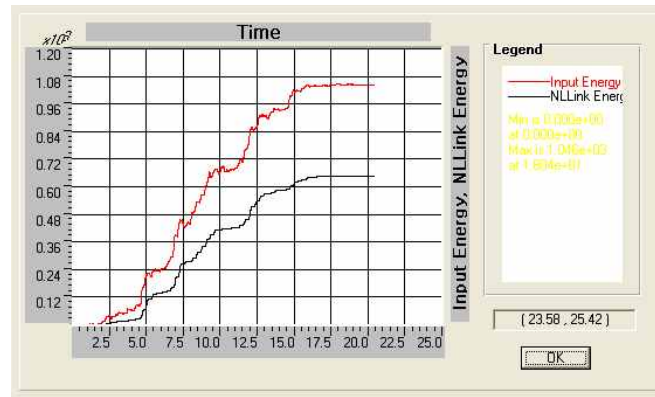
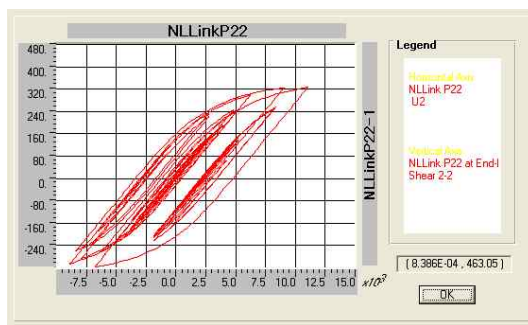
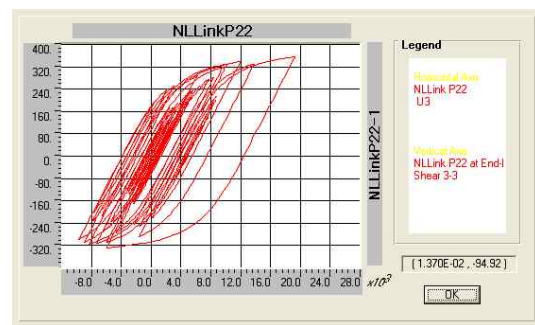


그림 B.1.5 입력지진파와 납고무받침 받침의 에너지 이력

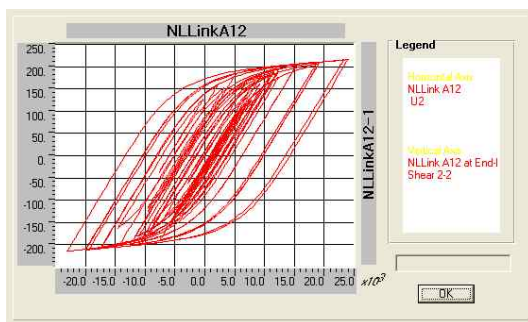


(a) 교축방향

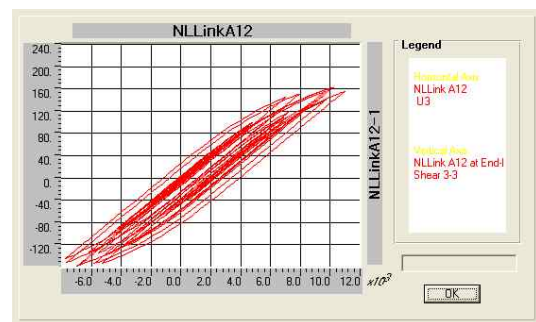


(b) 교축직각방향

그림 B.1.6 P2-2 납고무받침의 변위응답



(a) 교축방향



(b) 교축직각방향

그림 B.1.7 A1-2 납고무받침의 변위응답

B.2 감쇠기 (Damper)

1. 개요

내진성능평가요령 예제 C.3의 교량에 가능한 보강방안으로는 고정단에 집중되어 발생하는 지진력을 감소시켜 교각부 및 기초부에 요구되는 소요용량을 낮추어 주는 방안을 고려해 볼 수 있다.

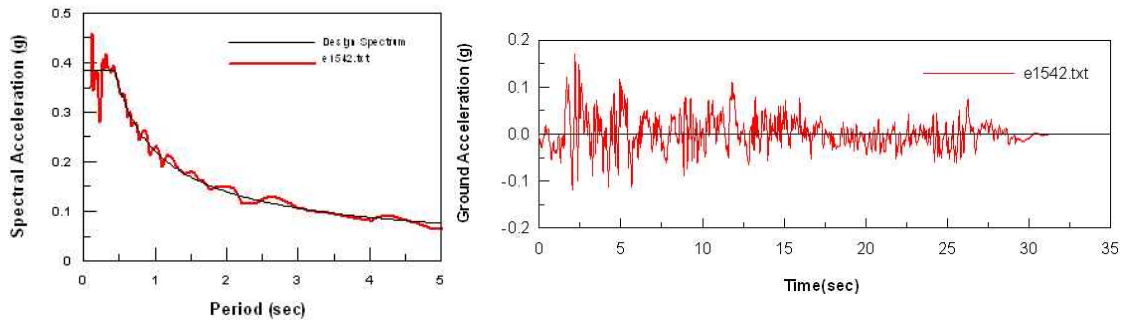
지진력 감소를 위한 댐퍼는 교각의 휨강도로 그 용량을 결정하였으며, 고정단 받침 수평용량 및 교대부의 수평지지능력 등은 세부설계시에 검토되어야 한다.

사용된 지진에너지 소산장치는 점성댐퍼(속도의존형 지진에너지소산장치)로 변위에 독립적으로 감쇠력이 확보되므로 상부구조의 상시거동에는 구조물에 미치는 영향이 적으며, 지진시에는 변위응답과 위상차에 의해 지진력과 발생변위를 줄이는데 효과적인 구조이다.

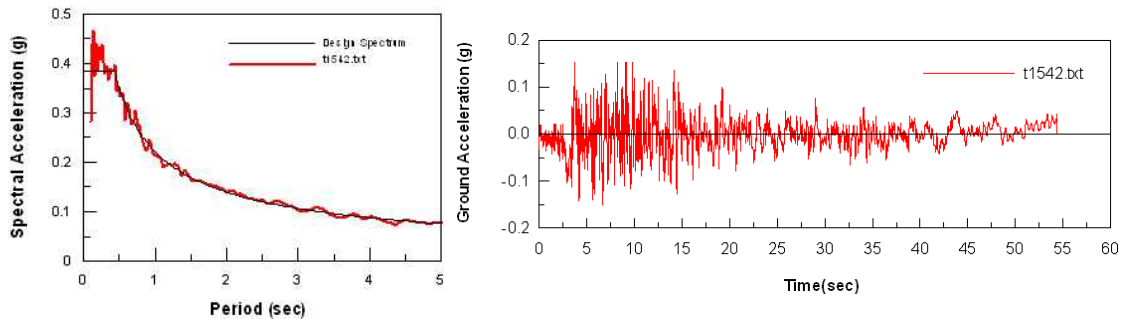
2. 입력지진파

비선형 시간이력해석에 사용된 지진파의 시간이력데이터는 지진1구역의 지진스펙트럼에 맞도록 스케일링한 4개 이상의 시간이력 데이터를 사용하였다.

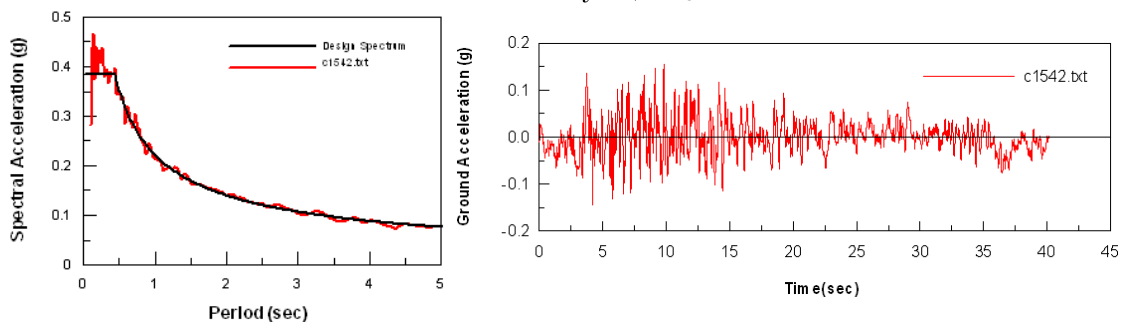
- PGA=0.154, Soil Profile = 1.2 (내진교량)



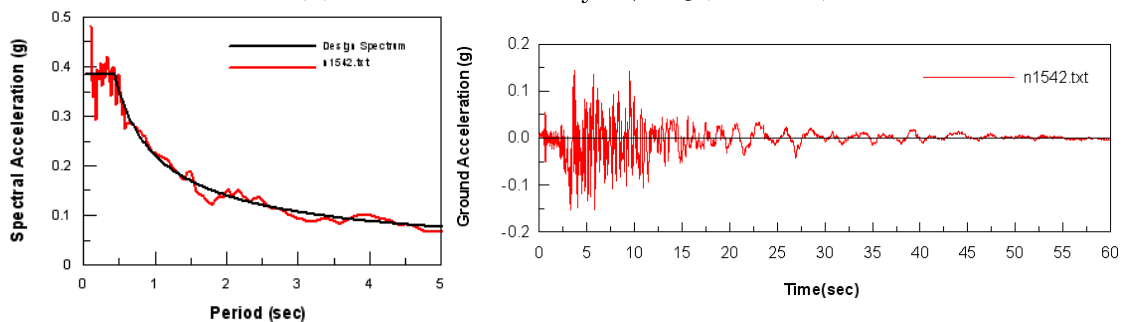
(a) 1940년 Elcentro 지진형



(b) 1952 Kern County 지진형(TAF021)



(c) 1952 Kern County 지진형(TAF111)



(d) 1994 Northridge 지진형

그림 B.2.1 해석에 사용된 스케일링 인공지진파

3. 구조해석모델링

비선형 거동 특성을 고려한 해석을 수행하기 위하여 SAP2000 (Nonlinear version)을 사용하여 경계비선형 시간이력해석을 수행하였다.

동적 해석에 이용되는 수학적 모형으로 가동단인 P₁ 교각에 교축방향으로 점성댐퍼를 각각 2개씩 보강하였으며, 교축직각방향으로는 교각 및 교대에 전단키를 고려하여 다점지지로 모델링하였다.

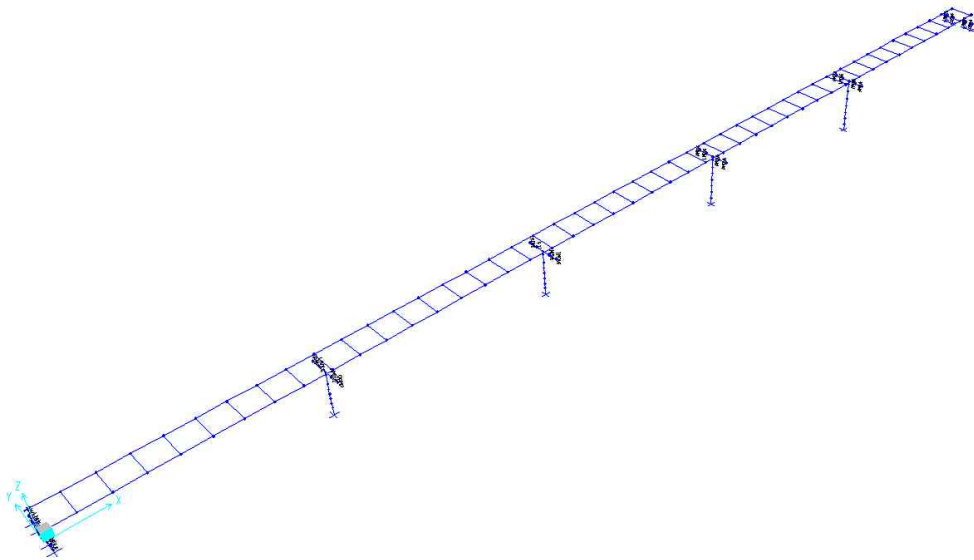


그림 B.2.2 시간이력 해석 모델링

가. 댐퍼 위치 : 가동단 교각에 용량 1,000kN type의 댐퍼를 2기 설치

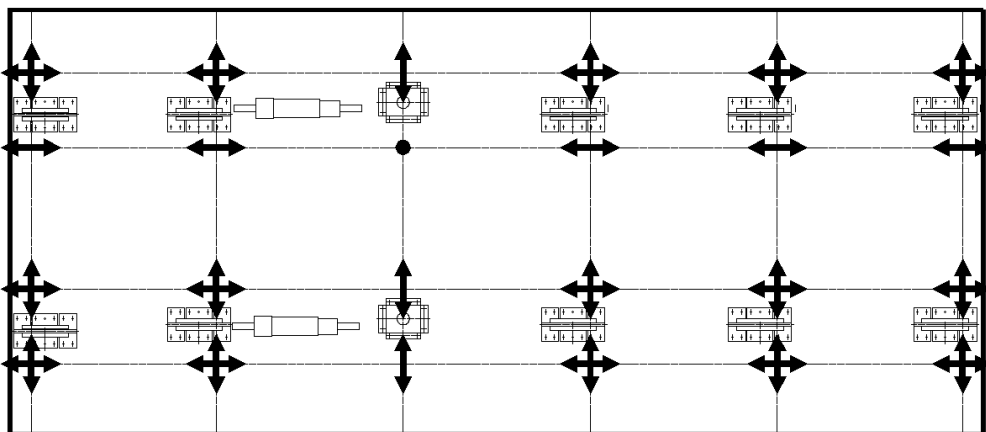


그림 B.2.3 점성댐퍼 및 전단키 보강 개요도

기호	받침 및 감쇠기사양	비고
	일방향 가동받침	기존받침
	전방향 가동받침	기존받침
	고정받침	기존받침
	일방향 전단키	신규설치 (교각부 1500kN, 교대부 750kN)
	고정단 전단키	신규설치 (1500kN)
	점성유체댐퍼	신규설치(1000kN)

나. 댐퍼의 감쇠력

댐퍼의 속도에 따른 감쇠력은 해석 tool인 SAP2000에서 제공하는 다음 모델을 사용하였다.

$$F_d = C \cdot v^\alpha$$

해석에 사용된 댐퍼사양은 표 B.2.1과 같다.

다. 1,000kN 점성댐퍼설계

점성댐퍼(Fluid Viscous Damper)는 해석에서 구한 감쇠력과 교량의 상시 이동량과 지진시 변위를 합한 변위를 수용할 수 있도록 아래와 같이 설계하였다.

그림 B.2.1 점성댐퍼 사양

댐퍼 개수	댐퍼 설계변수							비고
	감쇠계수 (C)	비선형상수 (α)	허용 이동량	설계 지진 변위	최대 속도	최대 감쇠력	EDC	
2 EA	2,500 kN/(m/s)	0.6	0.10m	30mm	0.217 m/sec	1,000 kN	102.43 kN · m	$F_d = C \cdot v^\alpha$

라. 댐퍼연결 브라켓 설계

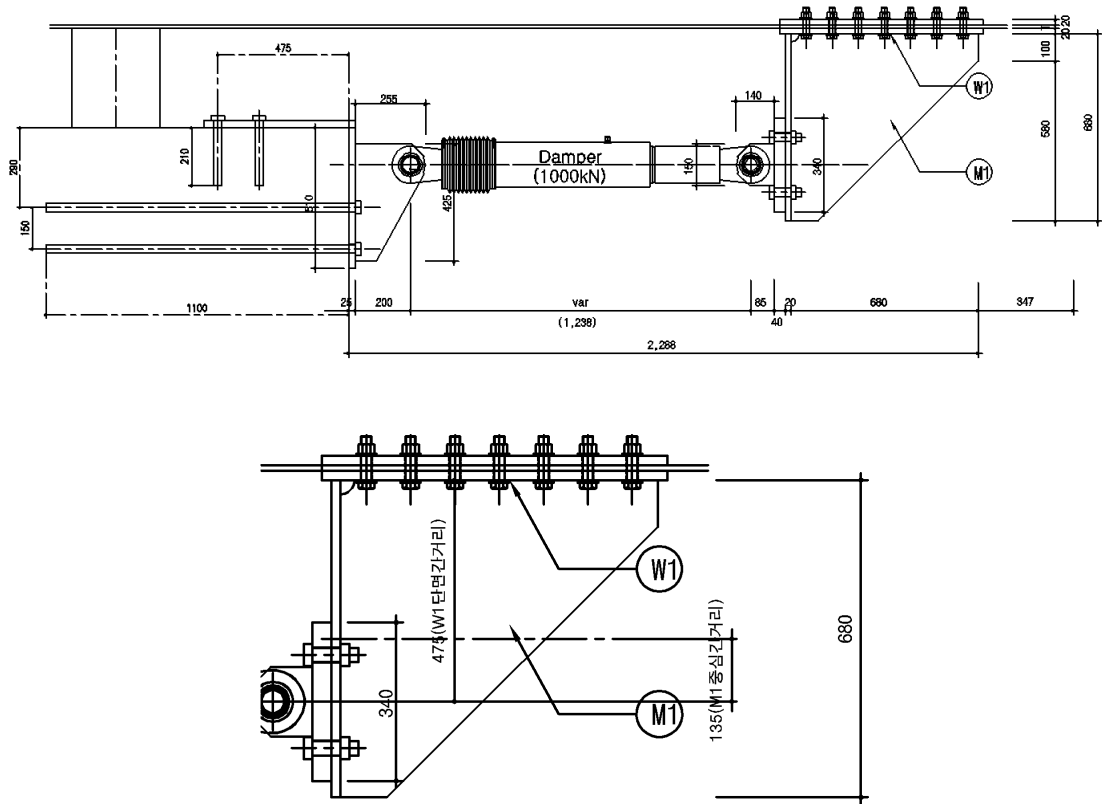


그림 B.2.4 브라켓 상세도

1) 작용하중, 단면치수

- M1 단면 (M1 중심간거리에 따른 모멘트)

$$V_1 = 1,000 \text{ kN}$$

$$M_1 = V_1 \times 0.135 \text{ m} = 1,000 \times 0.135 = 135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_1 = b_1 \times h_1 = 20 \times 680 = 1.36 \times 10^4 \text{ mm}^2 \text{ (여기서, } b_1 = 20 \text{ mm, } h_1 = 680 \text{ mm)}$$

$$s_1 = \frac{b_1 \times h_1^2}{6} = \frac{20 \times 680^2}{6} = 1.541 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$n_1 = 2 EA$$

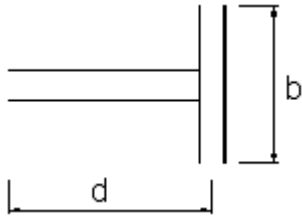
- W1 단면 (W1 중심간거리에 따른 모멘트)

$$M_2 = V_1 \times 0.475 \text{ m} = 1,000 \times 0.475 = 475 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_2 = b_1 \times (b + d) = 2 \times (250 + 680) = 1.86 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

(여기서, $b = 250 \text{ mm}$, $d = 680 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned} s_2 &= b_1 \times \frac{\left[\frac{b \times b_1^2}{12} + b \times \left(\frac{d-b}{2} \right)^2 + \frac{d^3}{12} + d \times \frac{b^2}{4} \right]}{\frac{d-b}{2}} \\ &= 2 \times \frac{\left[\frac{250 \times 20^2}{12} + 250 \times \left(\frac{680-250}{2} \right)^2 + \frac{680^3}{12} + 680 \times \frac{250^2}{4} \right]}{\frac{68-25}{2}} \\ &= 4.502 \times 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$



2) M1 단면 응력검토

$$f_{x1} = \frac{V_1}{A_1 \cdot n_1} + \frac{M_1}{s_1 \cdot n_1} = \frac{1,000 \times 10^3}{1.36 \times 10^4 \times 2} + \frac{1.35 \times 10^8}{1,541 \times 10^6 \times 2} = 80.6 \text{ MPa}$$

$$f_{xa} = 1.5 \times 280 \text{ MPa} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{판정} : \frac{f_{xa}}{f_{x1}} = \frac{420}{80.6} = 5.211 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) W1 단면 응력검토

$$f_{x2} = \frac{V_1}{A_2 \times n_1} = \frac{1,000 \times 10^3}{1.86 \times 10^4 \times 2} = 26.9 \text{ MPa}$$

$$f_{y2} = \frac{M_3}{s_2 \times n_1} = \frac{475 \times 10^8}{4.502 \times 10^6 \times 2} = 52.8 \text{ MPa}$$

$$f_r = \sqrt{f_{x2}^2 + f_{y2}^2} = \sqrt{26.9^2 + 52.8^2} = 59.2 \text{ MPa}$$

$$f_a = \frac{1.2}{\sqrt{2}} \times 1.5 \times 110 = 140 \text{ MPa}$$

$$\text{판정 : } \frac{f_a}{f_r} = \frac{140}{59.2} = 2.365 \geq 1.0 \quad \therefore \text{ O.K}$$

4) 볼트검토

$$\text{볼트지름 : } D_b = 30 \text{ mm}$$

$$\text{볼트면적 : } A_b = \frac{\pi D_b^2}{4} = \frac{\pi \times 30^2}{4} = 706.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{볼트행수 : } n_l = 7 \text{ EA}$$

$$\text{볼트열수 : } n_t = 3 \text{ EA}$$

$$\text{볼트행간 거리 : } d_1 = 95 \text{ mm}$$

$$\text{결합부 너비 : } W_b = 20 \text{ mm}$$

$$\text{결합부 길이 : } L_b = 680 \text{ mm}$$

- 전단력에 대한 검토

$$f_{ba} = 150 \text{ MPa (볼트허용전단응력)}$$

$$V_b = 1.5 f_{ba} \times A_b \times n_t \times n_l = 1.5 \times 150 \times 706.9 \times 7 \times 3 = 3,340,103 \text{ N} = 3,340 \text{ kN}$$

$$\text{판정 : } \frac{V_b}{V_1} = \frac{3,340}{1,000} = 3.340 \geq 1.0 \quad \therefore \text{ O.K}$$

- 모멘트에 의한 인장력 검토(작용하중으로부터 볼트까지 거리에 따른 모멘트)

$$\text{작용 모멘트 : } M_3 = V_1 (0.475 + 0.020) = 1,000 \times (0.475 + 0.020) = 495 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

최외측 거리 : $x = 645 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}\text{단면2차모멘트 : } I_b &= n_t \times A_b \times [x^2 + (x - d_1)^2 + (x - 2 d_1)^2 \\ &\quad + (x - 3 d_1)^2 + (x - 4 d_1)^2 \\ &\quad + (x - 5 d_1)^2 + (x - 6 d_1)^2] \\ &= 3 \times 706.9 \times [645^2 + (645 - 95)^2 + (645 - 2 \times 95)^2 \\ &\quad + (645 - 3 \times 95)^2 + (645 - 4 \times 95)^2 \\ &\quad + (645 - 5 \times 95)^2 + (645 - 6 \times 95)^2] \\ &= 2.46 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\ &= 2.46 \times 10^{-3} \text{ m}^4\end{aligned}$$

최외측 볼트에 작용하는 인장응력

$$f_b = \frac{M_3}{I_b} \times x = \frac{495}{2.46 \times 10^{-3}} \times 0.645 = 130 \text{ MPa}$$

$$T_b = f_b \times A_b = 130 \times 706.9 = 91,897 \text{ N} = 92 \text{ kN}$$

볼트 허용 지압응력 : $f_{ta} = 310 \text{ MPa}$

$$T_{ba} = 1.5 \times f_{ta} \times A_b = 1.5 \times 310 \times 706.9 = 328,709 \text{ N} = 329 \text{ kN}$$

$$\text{판정 : } \frac{T_{ba}}{T_b} = \frac{329}{92} = 3.576 \geq 1.0 \quad \therefore \text{ O.K}$$

5) 용접부 검토

용접치수 : $a_w = 7 \text{ mm}$

용접부 허용전단응력 : $f_{sw} = 80 \text{ MPa}$

용접부 전단력에 의한 응력

$$f_s = \frac{V_1}{a_w \times 4 L_b} = \frac{1,000 \times 10^3}{7 \times 4 \times 680} = 53 \text{ MPa}$$

용접부 휨모멘트에 의한 응력

$$I_w = \frac{4 W_b L_b^3}{12} = \frac{4 \times 20 \times 680^3}{12} = 2.096 \times 10^9 \text{ mm}^4 = 2.096 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f_t = \frac{M_2}{I_w} \cdot \frac{L_b}{2} = \frac{475,000}{2.096 \times 10^{-3}} \times \frac{0.68}{2} = 7.705 \times 10^7 N/m^2 = 77 MPa$$

$$f_w = \left(\frac{f_t}{1.5 f_{sw}} \right)^2 + \left(\frac{f_s}{1.5 f_{sw}} \right)^2 = \left(\frac{77}{1.5 \times 80} \right)^2 + \left(\frac{53}{1.5 \times 80} \right)^2 = 0.607 \leq 1.0 \therefore \text{O.K}$$

6) 교각부 검토

- 교각부 앵커 및 콘크리트 제원

$$\text{앵커 치수} : d_{an} = 30 mm$$

$$\text{앵커 단면적} : A_{se} = \frac{\pi d_{an}^2}{4} = \frac{\pi \times 30}{4} = 706.9 mm^2$$

$$\text{앵커 유효물힘깊이(인장)} : h_{eff,t} = 1,100 mm$$

$$\text{앵커 유효물힘깊이(전단)} : h_{eff,s} = 210 mm$$

$$\text{인장방향 앵커수} : n_{ta} = 4 EA$$

$$\text{전단방향 앵커수} : n_{sa} = 4 EA$$

$$\text{앵커볼트 항복강도} : f_{uta} = 420 MPa \text{ (zinc plated property class 5.8)}$$

$$\text{콘크리트 설계강도} : f_{ck} = 24 MPa$$

- 강재 파괴

$$\begin{aligned} \text{강재강도} : N_{sa} &= (n_{sa} \cdot 0.6 \cdot A_{se,s} + n_{ta} \cdot A_{se,t}) \times f_{uta} \\ &= (4 \times 0.6 \times 706.9 + 4 \times 706.9) \times 420 = 1,900,000 N = 1,900 kN \end{aligned}$$

$$\text{판정} : \frac{N_{sa}}{V_1} = \frac{1,900}{1,000} = 1.900 \geq 1.0 \therefore \text{O.K}$$

- 콘크리트 파괴

$$\text{인장부 앵커중심으로부터 가장자리까지 최단거리} : c_{a,min} = 290 mm$$

$$\text{인장부 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도}$$

$$\begin{aligned}
N_{cbg} &= \frac{A_{N_c}}{A_{N_{co}}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot N_b \\
&= \frac{7,733,000}{10,890,000} \times 0.753 \times 1,251 = 669 \text{ kN} \\
\text{여기서, } A_{N_c} &= [2 \times (1.5 h_{ef,t}) + s_h] \times [1.5 h_{ef,t} + s_v + c_{a,\min}] \\
&= [2 \times 1.5 \times 1,100 + 400] \times [1.5 \times 1,100 + 150 + 290] \\
&= 7,733,000 \text{ mm}^2 \\
A_{N_{co}} &= 9 h_{ef,t}^2 = 9 \times 1,100^2 = 10,890,000 \text{ mm}^2 \\
\psi_{ed,N} &= 0.7 + 0.3 \left(\frac{c_{a,\min}}{1.5 h_{ef,t}} \right) = 0.7 + 0.3 \frac{290}{1.5 \times 1,100} = 0.753 \\
N_b &= 7 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} = 7 \times \sqrt{24} \times 1,100^{1.5} = 1,251 \text{ kN}
\end{aligned}$$

전단부 앵커중심으로부터 가장자리까지 최단거리 : $c_{a,1} = 475 \text{ mm}$

전단부 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도

$$\begin{aligned}
V_{cbg} &= \frac{A_{V_c}}{A_{V_{co}}} \cdot \psi_{ed,V} \cdot V_b \\
&= \frac{1,620,938}{1,015,313} \times 1.00 \times 253 = 404 \text{ kN} \\
\text{여기서, } A_{V_c} &= [2 \times 1.5 c_{a1} + s_1] \times 1.5 c_{a1} \\
&= [2 \times 1.5 \times 475 + 850] \times 1.5 \times 475 = 1,620,938 \text{ mm}^2 \\
A_{V_{co}} &= 4.5 c_{a1}^2 = 4.5 \times 475^2 = 1,015,313 \text{ mm}^2 \\
\psi_{ed,V} &= 1.00 \\
V_b &= 0.6 \left[\frac{h_{ef,s}}{d_{an}} \right]^{0.2} \sqrt{d_{an}} \sqrt{f_{ck}} c_{a1}^{1.5} \\
&= 0.6 \times \left[\frac{240}{30} \right] \times \sqrt{30} \times 24 \times 475^{1.5} \\
&= 253 \text{ kN}
\end{aligned}$$

앵커그룹의 콘크리트 파괴강도(인장+전단)

$$NV_{cbg} = N_{cbg} + V_{cbg} = 669 + 404 = 1,073 \text{ kN}$$

$$\text{판정} : \frac{NV_{cbg}}{V_1} = \frac{1,073}{1,000} = 1.073 \geq 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 해석 결과

- 1st mode 교각 주기 : 1.161 sec
- 교각 하단의 전단력 2,992 kN < 4,784 kN (O.K.)
- 교각 상단의 응답변위 32.0 mm < 47.6 mm (O.K.)

표 B.2.2 댐퍼에 의한 교축방향 지진응답의 변화

구 분	비내진교량	댐퍼설치교량
주 기	1.161 sec	1.161 sec
전단력	6,281 kN	2,992 kN
응답변위	67.2 mm	32.0 mm

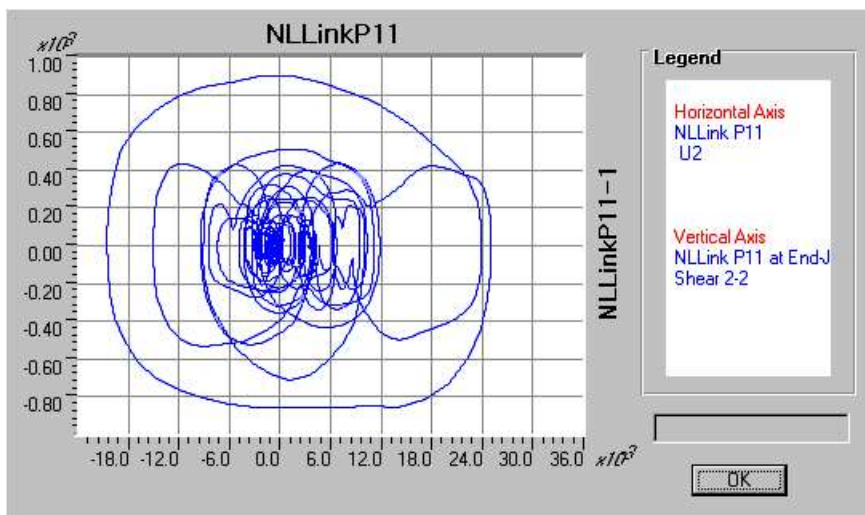


그림 B.2.5 교각(P₁) 점성댐퍼의 이력거동

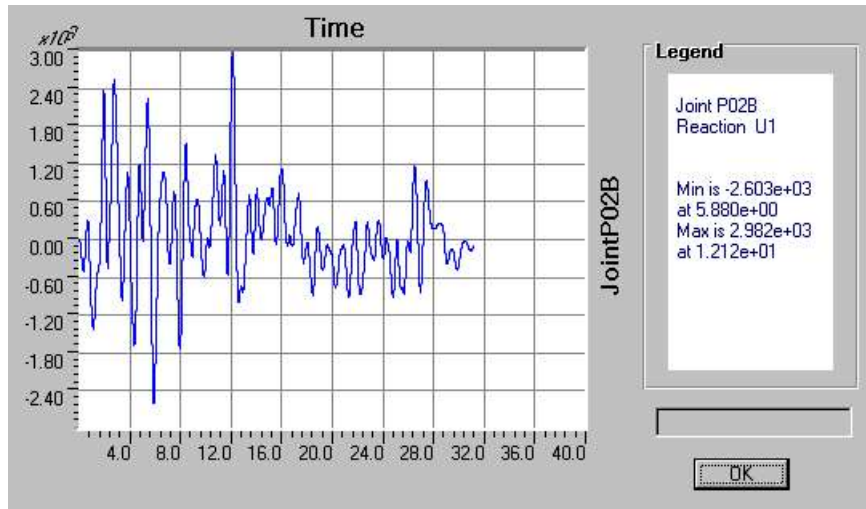


그림 B.2.6 교각(P₂)에 하단부에서 전단력 시간이력(교축방향)

본 내진보강의 damper의 stroke는 「도로교설계기준」의 단부 이동량 산정방법에 따라 아래와 같이 산출하였다.

damper의 stroke

= 지진변위량 + 온도에 의한 변화 + 처짐에 의한 변화 + 설치 및 부가 여유량

= 32.0mm + $(45,000\text{mm} \times 1.2 \times 10^{-5} \times 30)$ + 0.0mm + 30mm

= 78.2 mm

∴ 따라서 ±100mm를 사용한다.



그림. B.2.7 교각부 댐퍼 설치 예

기존 시설물(교량) 내진성능 평가 및 향상요령

승인 국토해양부 건설안전과

발행 한국시설안전공단

2004년 5월 제정

2011년 7월 개정

2011년 7월 발행

* 본 요령의 내용에 관한 질의 및 건의 사항은 국토해양부 건설안전과 또는 한국시설안전공단으로 연락하여 주시기 바랍니다.

한국시설안전공단 (http://www.kistec.or.kr)
(우) 411-758 경기도 고양시 일산서구 고양대로 315번지 대표전화 1599-4114, 031-910-4036

본 요령의 내용은 공단 홈페이지에서 다운로드 받으실 수 있습니다.