

제5장 상태평가

5.1 개 요

5.2 상태평가 방법

5.3 상태평가 결과

제5장 상태평가

5.1 개 요

시설물의 상태평가는 재료시험 및 외관조사에 의해 시설물의 각 부재로부터 발견된 상태 변화(결함, 손상, 열화)를 근거로 하여 시설물의 안전관리에 관한 특별법에 따라 고시된 『안전 점검 및 정밀안전진단 세부지침(국토교통부, 한국시설안전공단, 2010. 12)』의 상태평가 기준에 따라 실시하였다.

대상구조물은 Steel Box Girder형식의 교량으로 STB교량의 상태평가 기준을 적용하였으며, 본문에서 각 시설물의 구성 부재별로 외관조사방법을 작성하여 향후 본 시설물의 점검 및 유지관리시에 효율적으로 활용할 수 있게 하였다.

5.2 상태평가 방법

5.2.1 상태평가 항목 및 기준

가. 부재별 상태평가 적용범위

부재별 상태평가기준은 아래의 표와 같이 부재별 상태평가 기준을 부재의 중요도를 감안하여 차등화 함으로써 가능한 한 전체 상태평가 기준과 부합하도록 조정한다. 교량의 안전에 직접적인 영향을 미치는 바닥판, 거더, 하부구조 및 받침은 평가기준을 a~e로 범위를 적용하고, 내구성에 영향을 미치는 신축이음, 배수시설, 교면포장은 a~d로 범위를 조정한다.

〈표 5.2.1〉 부재별 상태평가 적용범위

부재의 분류		차등 적용범위
상부구조	바닥판	a, b, c, d, e
하부구조	교대 및 교각, 기초	a, b, c, d, e
기타부재	신축이음, 난간 및 연석, 배수시설, 교면포장	a, b, c, d
콘크리트 재료	탄산화	a, b, c, d

부재별 상태평가는 전체수량에 대한 손상수량의 비율에 의해 평가하는 정량적 평가와 시설물의 상태에 대한 점검자의 주관적인 의견에 의한 정성적 평가를 동시에 수행하며 정성적 평가시 점검자에 의한 편차를 줄이기 위해 손상수량 및 손상현황에 대한 정도를 정확히 파악하여야 한다.

나. 부재별 상태평가 기준

1) 콘크리트 바닥판

〈표 5.2.2〉 콘크리트 바닥판 상태평가 기준

기준	균 열		열화 및 손상
	1방향균열	2방향균열	
a	• 균열폭 0.1mm 미만	• 망상균열폭 0.1mm 미만	• 없음
b	• 균열폭 0.1mm이상~0.3mm 미만 • 균열율 2%미만	• 망상균열폭 0.1mm이상~0.3mm 미만	• 표면 손상면적 2%미만
c	• 균열폭 0.3mm이상~0.5mm 미만 • 균열율 2%이상~10%미만	• 망상균열폭 0.3mm 이상	• 표면 손상면적 2%이상~10%미만 • 철근부식 손상면적 2%미만 • 데크플레이트 박리 및 누수발생
d	• 균열폭 0.5mm이상~1.0mm 미만 • 균열율 10%이상~20%미만	• 망상균열의 진전으로 인한 콘크리트 박리 발생	• 표면 손상면적 10%이상 • 철근부식 손상면적 2%이상 • 데크플레이트 박리가 심하고 누수로 인한 부식발생
e	• 균열폭 1.0mm이상 • 균열율 20%이상	• 망상균열에 의한 박리가 발생하여 편칭파괴 발생 가능성 있음.	• 부식으로 인한 철근의 단면감소가 심하여 바닥판의 안전성이 저하되는 경우

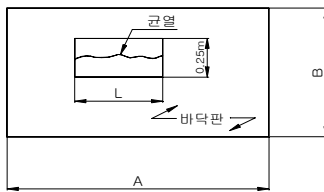
〈해 설〉

- 본 상태평가 기준은 모든 교량형식이 RC 및 PC바닥판과 RC 및 PSC 박스거더교량의 상부플랜지의 상태평가에 적용한다.
- 1방향균열의 경우 0.3mm미만의 균열평가 기준을“b”로 1.0mm이상의 균열과 균열율 20%이상인 상태를“e”로 평가한다.
- 2방향균열의 경우 망상균열로 인한 박리 발생시 평가기준을“d”, 편칭파괴의 발생 가능성이 있으면“e”로 평가한다.
- “열화 및 손상” 손상항목은 표면손상 면적과 철근부식손상 면적으로 평가하며, 철근부식에 따르는 내하력 저하의 가능성이 없으면 표면손상으로, 부식에 의한 철근의 단면감소로 인하여 내하력 저하의 가능성이 있으면 철근부식손상으로 규정한다.
- 표면손상은 파손, 박락, 층분리, 재료분리 등과 같이 손상이 콘크리트 부분에 국한된 경우를 말하며, 철근부식손상은 철근노출 및 노출된 철근이 부식된 경우나 탄산화 또는 콘크리트내의 염화물로 인해 내부철근의 부식이 발생하고, 이로 인해 콘크리트의 팽창, 균열 및 박리가 발생한 경우를 말한다.

- PSC 박스거더교의 경우 상하부 플랜지와 복부판이 일체가 되어 주형으로써 거동을 하지만, 활하중을 직접 받는 상부 플랜지는 콘크리트 바닥판으로, 복부판과 하부플랜지는 PSC거더로 구분하여 상태평가를 수행한다.
- 균열율은 폭 0.2mm이상의 균열을 대상으로 산정한다.
- 바닥판 하면이 데크플레이트로 보호된 경우 강바닥판이 아닌 콘크리트 바닥판으로 평가한다.
- 콘크리트 균열에 의한 평가기준은 콘크리트 부재에 대한 설계, 시공 및 유지관리 분야간의 일관성을 위해 2007년 12월 개정된 콘크리트 설계기준에 명시된 허용 균열폭을 참고하였다.

주1) 균열을 산정 방법

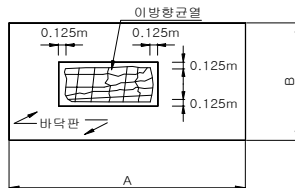
- 1방향 균열인 경우



- 균열발생 면적은 길이당 0.25m의 폭을 차지하는 것으로 하며,
- 균열의 개수가 2개 이상일 경우는 각 균열길이에 0.25m의 폭을 곱해서 합산하여 구한다.
- 균열 면적율은 아래 식으로 산정한다.

$$\frac{\text{균열발생면적}}{\text{조사단위면적}} \times 100 = \frac{\text{균열길이}(L) \times 0.25}{A(m) \times B(m)} \times 100 = \quad \%$$

- 2방향 균열인 경우



- 균열 발생면적은 균열발생 부위를 가로, 세로의 최외측 균열을 경계로 하여 사각형 형태로 구획한 후, 점선내 면적인(가로길이 + 0.25m) × (세로길이 + 0.25m)로 구한다.
- 균열 면적율은 아래 식으로 산정한다.

$$\frac{\text{균열발생면적}}{\text{조사단위면적}} \times 100 = \frac{\text{균열발생면적}(m^2)}{A(m) \times B(m)} \times 100 = \quad \%$$

주2) 표면손상에 대한 면적율 산정 방법

$$\text{표면손상면적율}(\%) = \frac{\text{결함및 손상발생면적}}{\text{조사단위면적}} \times 100$$

주3) 철근부식 손상면적율 산정 방법

$$\text{철근노출면적율}(\%) = \frac{\text{철근노출면적}}{\text{조사단위면적}} \times 100 = \frac{\text{철근노출길이}(L) \times 0.25}{A(m) \times B(m)} \times 100$$

2) 강 바닥판, 강 거더 및 강 교각(강 주탑)

〈표 5.2.3〉 강 바닥판, 강 거더, 강 교각(강 주탑) 상태평가 기준

기준	모재 및 연결부 손상				표면열화
	부재 균열	변형, 파단	연결볼트 이완 탈락	용접연결부 결함	
a	· 없음	· 없음	· 없음	· 없음	· 없음
b	· 보조부재의 국부적 균열	· 보조부재의 국부적 변형	· 보조부재 2%미만	· 부분적 용접불량 (기공, 슬래그, 언더컷)	· 도장탈락 면적 10% 미만 · 부식발생 면적 2% 미만
c	· 보조부재의 전반적 균열 · 주 부 재 의 국부적 균열	· 보조부재의 전반적 변형 및 파단 · 주부재의 국부적 변형 · 주탑하단부 연결볼트 부식	· 보조부재 2%이상~10%미만 · 주부재 2%미만	· 주부재의 심한 용접불량 (기공, 슬래그, 언더컷) · 부분적 용입부족, 용접누락	· 도장탈락 면적 10% 이상 · 부식발생 면적 2%이상~10%미만
d	· 주 부 재 의 전반적 균열	· 주부재의 전반적 변형 및 파단 · 좌굴에 의한 주부재 변형 · 주탑 하단부 연결볼트 파단	· 보조부재 10%이상 · 주부재 2%이상~10%미만	· 인장플랜지 용접 연결부 용입부족 및 용접누락으로 인한 안전성 저하	· 부식발생면적 10%이상 · 부식에 의한 단면 손상면적 10% 미만
e	· 균열이 주부재 단면의 20% 이상 진전	· 좌굴에 의한 과대변형 및 파단으로 주부재의 안전성 저하	· 주부재 10%이상	· 인장플랜지 용접 연결부 균열진전으로 인해 연결 기능 상실	· 부식에 의한 단면손상 면적 10% 이상

〈해설〉

- 본 상태평가 기준은 강 바닥판, 강 거더, 강 교각 및 케이블 교량의 보강형과 강 주탑의 상태평가에 적용한다.
- 강재 거더에 대한 상태평가지 용접연결부에 대한 육안조사 및 비파괴조사 결과를 반영하여 상태평가를 수행한다.
- 주부재라 함은 바닥판(거더)의 구성요소 중 하중을 직접 전달하는 요소를 말하며, 보조부재라 함은 주부재의 변형을 방지하기 위한 보강재를 말한다. 즉, 강박스의 경우 상, 하부 플랜지, 복부판, 종리브, 지점부 격벽은 주부재이며, 수평/수직보강재, 횡리브는 보조부재이다.
- 용접불량의 종류를 내하력저하를 유발하지 않는 가벼운 용접결함(기공, 슬래그, 언더컷)과 내하력저하 가능성이 있는 중대 용접결함(용접누락, 용입부족)으로 구분하여 서로 다른 평가기준을 적용한다.
- 부식발생면적과 도장탈락면적을 구분하여 평가한다. 즉, 도장탈락은 부재의 내하력 저하와 무관하므로 평가기준을 완화하며, 부식이 발생하였을 경우에는 부식에 의한 단면손상이 시작되었다고 볼 수 있으므로 보다 엄격한 평가기준을 적용한다.
- 강 부재의 균열은 모재 및 용접연결부 균열을 포함한다.
- 강 주탑의 경우 케이블 정착구와 새들은 케이블 시스템에 포함하여 평가하며, 주탑 본체는 강 교각의 평가기준을 적용한다. 강 주탑 평가지 보조주탑 및 기초와의 연결부 볼트의 부식 및 파단에 대한 손상항목을 추가한다.
- 하중이 집중되는 부재연결판(트러스교의 현재, 사재, 수직재, 아치교의 아치부재, 수직재, 케이블 교량의 케이블 정착구)에 심한 부식, 균열, 변형과 같은 손상이 발생된 경우에는 연결판의 안전성을 별도로 평가한다.

3) 강 가로보와 세로보

〈표 5.2.4〉 강 가로보와 세로보의 상태평가 기준

기준	모재 및 연결부 손상				표면열화
	부재 균열	변형, 파단	연결볼트 이완 탈락	용접연결부 결함	
a	· 없음	· 없음	· 없음	· 없음	· 없음
b	· 보조부재의 국부적 균열	· 보조부재의 국부적 변형	· 보조부재 2%미만	· 부분적 용접불량 (기공, 슬래그, 언더컷)	· 도장탈락 면적 10%미만 · 부식발생 면적 2%미만
c	· 보조부재의 전반적 균열 · 주부재의 국부적 균열	· 주부재의 국부적 변형 · 변형 및 충격에 의한 손상발생	· 보조부재 2% 이상~10%미만 · 주부재 2%미만	· 주부재의 심한 용접 불량 (기공, 슬래그, 언더컷) · 부분적 용입 부족, 용접누락	· 도장손상 면적 10%이상 · 부식발생 면적 2%이상~10%미만 · 부식에 의한 단면 손상면적 2%미만
d	· 주부재의 전반적 균열	· 주부재의 압축부 좌굴에 의한 변형 · 부재의 파단발생	· 보조부재 10%이상 · 주부재 2%이상	· 인장플랜지용접 연결부용입부족 및 용접누락으로 인한 안전성 저하	· 부식발생 면적 10%이상 · 부식에 의한 단면 손상면적 2%이상
e	-	-	-	-	-

〈해설〉

- 본 상태평가 기준은 강 I거더교, 플레이트 거더교, 강박스거더교, 트러스교, 아치교 및 케이블폴량의 강 가로보와 세로보의 상태평가에 적용한다.
- 2차부재인 강재 가로보 및 세로보의 경우 상태평가 기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 주부재라 함은 가로보(세로보)의 구성요소 중 하중을 직접 전달하는 요소를 말하며, 보조부재라 함은 주부재의 변형을 방지하기 위한 보강재를 말한다. 즉, 가로보의 경우 상, 하부 플랜지, 복부판은 주부재이며, 수직보강재는 보조부재이다.
- 용접연결부 결함에 대한 상태평가 기준을 용접불량의 종류에서 내하력 저하를 유발하지 않는 가벼운 용접결함(기공, 슬래그, 언더컷)과 내하력 저하 가능성이 있는 중대 용접결함(용접누락, 용입부족)으로 구분하여 서로 다른 평가기준을 적용한다.
- 부식 발생면적과 도장 손상면적을 구분하여 평가한다. 즉, 도장손상은 도장탈락, 변색 등 강재를 보호하는 도장의 기능이 저하된 상태를 말하며, 부재의 내하력 저하와 무관하므로 평가기준을 완화하고, 부식이 발생하였을 경우에는 부식에 의한 단면손상이 시작되었다고 볼 수 있으므로 보다 엄격한 평가기준을 적용한다.
- 강 부재의 균열은 모재 및 용접연결부 균열을 포함한다.

4) 교대

〈표 5.2.5〉 교대 상태평가 기준

등급	균열, 변위	열화 및 손상
a	· 구체 균열폭 0.1mm미만	· 없음
b	· 구체 균열폭 0.1mm이상~0.3mm미만	· 표면 손상면적이 2% 미만 · 앵커블록 내부 결로 발생
c	· 구체 균열폭 0.3mm이상~0.5mm미만 · 교대와 날개벽 사이에 폭 1.0mm이상의 균열발생	· 표면손상면적 2%이상~10%미만 · 철근부식 손상면적 2% 미만 · 앵커블록 내부 결로에 의한 체수
d	· 구체 균열폭 0.5mm이상~1.0mm미만 · 날개벽 기울음 및 손상 심화(배면토 유출) · 기초의 부등침하로 인한 구체 기울음	· 표면 손상면적이 10% 이상 · 철근부식 손상면적 2% 이상
e	· 구체 균열폭 1.0mm이상 · 날개벽 전도 위험 있음 · 부등침하로 인한 교대 안전성 저하	· 코핑부 파손으로 인하여 거더 탈락 가능성이 있음 · 심한 철근부식으로 인하여 교대의 안전성이 저하됨

〈해 설〉

- 본 상태평가 기준은 콘크리트로 시공된 모든 형식의 교대와 현수교의 앵커블록의 상태평가에 적용한다.
- 균열폭에 관한 상태평가 기준은 교대 구체에서 발생한 균열에 국한한다.
- 열화 및 손상과 철근부식은 표면손상 면적과 부식으로 인한 철근의 단면손상 발생면적으로 평가한다.
- 상부구조의 침하 및 단차가 발생하거나, 받침 연단부 파손으로 거더의 탈락이 우려되는 경우 “e”로 평가하며, 즉시 보강 또는 개축을 실시한다.
- 타정식 현수교의 앵커블록은 교대의 상태평가기준에 준하여 평가하며, 앵커블록을 제외한 하부구조물 중에서 하중지지와 토류벽체의 기능을 동시에 갖고 있으면 교대로, 하중지지 기능만 있을 경우에는 교각으로 평가한다.
- 자정식 현수교의 주케이블이 정착되는 교각은 교각의 상태평가 기준에 준하여 평가한다.

5) 콘크리트 교각

〈표 5.2.6〉 콘크리트 교각 상태평가 기준

등급	균열, 변위	열화 및 손상, 철근부식
a	· 균열폭 0.1mm미만	· 없음
b	· 균열폭 0.1mm이상~0.3mm미만	· 표면 손상면적이 2% 미만
c	· 균열폭 0.3mm이상~0.5mm미만	· 표면 손상면적 2%이상~10% 미만 · 철근부식 손상면적 2% 미만
d	· 균열폭 0.3mm이상~0.5mm미만 · 기초의 부등침하로 인한 교각 기울음	· 표면 손상면적이 10% 이상 · 철근부식 손상면적 2% 이상
e	· 균열폭 1.0mm이상 · 부등침하로 인한 교각 안전성 저하	· 코핑부 파손으로 인하여 거더 탈락 가능성 있음. · 심한 철근부식으로 인하여 교각의 안전성이 저하됨

〈해 설〉

- 본 상태평가 기준은 콘크리트로 시공된 모든 형식의 교각의 상태평가에 적용한다.
- 열화 및 손상의 철근부식은 표면손상 면적과 부식으로 인한 철근의 단면손상 발생면적으로 평가한다.
- 코핑부 파손으로 거더의 탈락이 우려되는 경우 “e”로 평가하며 즉시 보강 또는 개축을 실시한다.

6) 기초

〈표 5.2.7〉 기초 상태평가 기준

등급	기초(직접, 말뚝, 케이슨)손상	지반의 안정성
a	· 없음	· 없음
b	· 직접기초(확대기초)에 폭 0.3mm미만의 균열 발생	· 매립된 직접기초(확대기초)와 상부가 세굴 등에 의해 노출됨
c	· 직접기초(확대기초)에 폭 0.3mm이상의 균열 및 단면손상 발생 · 침식, 충돌 등에 의한 말뚝 및 케이슨 기초의 단면손상 발생	· 침하가 20mm미만 발생 · 세굴이 직접기초(확대기초)의 하단까지 진행되어 말뚝 및 케이슨기초가 부분적으로 노출됨
d	· 직접기초(확대기초)의 파손으로 인한 철근 노출 발생 · 침식, 충돌 등에 의한 말뚝 및 케이슨 기초의 철근노출 발생	· 침하가 20mm이상 발생 · 세굴에 의해 말뚝 및 케이슨 기초가 전반적으로 노출됨 · 기초의 부등침하 및 측방유동에 의해 교대/교각이 기울음
e	· 기초의 파손 및 침식으로 인한 하부구조물의 안전성 저하	· 기초의 부등침하 및 측방유동에 의한 교대/교각의 기울음으로 인한 상부구조의 단차 및 파손 발생

〈해설〉

- 본 상태평가 기준은 케이블 교량의 주탑기초를 포함하여 모든 하부구조물의 기초의 상태평가에 적용한다.
- 기초 자체의 손상항목에는 직접기초(파일두부)의 파손, 파일의 손상 및 결함등이 있으며, 지반의 안정성 항목으로는 기초의 근입장 부족, 측방유동, 세굴 등에 의한 기초의 부등침하가 중요한 평가 항목이 된다.
- 기초의 침하는 20mm 미만이 발생하면 평가기준은 “c”, 20mm 이상이 발생하면 “d”로 평가한다.
- 지반의 안정성 평가항목의 경우, 세굴이 진행하여 기초 하부의 국부적인 노출이 발생하면 평가기준은 “c”로 평가하고, 기초하부의 전반적인 노출 및 부등침하 발생시 “d”로 평가하며, 부등침하로 인한 상부구조물의 안전에 위해가 발생할 경우 “e”로 평가한다.

7) 교량 받침

〈표 5.2.8〉 교량받침 상태평가 기준

기준	받침본체		받침 콘크리트
	탄성받침	강재받침	
a	· 양호	· 양호	· 양호
b	· 미세균열, 갈라짐 등 경미한 열화	· 외부 도장탈락 및 부식 · 도장탈색, 먼지 쌓임	· 부분적 박리, 탈락 등 손상
c	· 측면 부풀음 · 받침두께의 0.3배 미만의 전단변형	· 미끄럼판 부식발생 · 부분적 변형, 고정장치 파손 및 이완	· 받침콘크리트에 0.3mm 이상 균열발생 · 박리, 탈락 등 손상으로 지지단면 감소, 기능상 장애
d	· 고무재 파손 및 단차, 균열 심화 · 받침두께의 0.3배 이상의 전단변형 · 받침이 밀착되지 않고 떠있는 부분이 전체면적의 1/2 미만 · 받침의 신축기능 불량	· 받침본체 부식으로 인한 받침 신축거동 장애발생 · 받침 본체 파손 · 받침이 밀착되지 않고 떠있는 부분이 전체면적의 1/2 미만	· 받침 콘크리트 파손 및 하부 공동으로 받침의 탈락 및 침하 발생 가능성 있음
e	· 받침, 신축기능 불량으로 인하여 받침 본체 및 거더(바닥판)의 파손 발생 · 받침이 밀착되지 않고 떠있는 부분이 전체면적의 1/2 이상	· 받침 신축기능 불량으로 인하여 거더 등 주부재의 파손발생 · 받침이 밀착되지 않고 떠있는 부분이 전체면적의 1/2 이상 · 작동불능 상태	-

〈해 설〉

- 본 상태평가 기준은 강재 및 탄성받침의 상태평가에 적용하며, 기타 특수받침의 경우에도 본 상태평가 기준을 준용한다.
- 받침 본체는 상태평가 기준 범위는 “a~e”를 유지하고, 받침콘크리트는 본체에 비하여 중요도가 낮으므로 “a~d”로 한다.

8) 신축이음

〈표 5.2.9〉 신축이음 상태평가 기준

기준	본 체	후타재
a	· 없음	· 양호
b	· 토사, 이물질 퇴적, · 고무판 노화	· 미세균열 발생
c	· 물받이 미설치 또는 파손으로 인한 누수 · 유간사이 이물질로 기능불량, 고무판 마모, 국부적인 부식 등의 열화 · 고무판 균열, 볼트 또는 너트의 부분 탈락 · 누수로 인하여 신축이음 하부의 받침 및 코핑부에 이물질 퇴적 및 부식발생	· 균열이 50cm 이하의 간격으로 발생 · 국부적인 박리, 박락, 파손
d	· 강판유동 및 연결불량으로 이상을 발생 · 신축유간이 밀착으로 인한 거동불량 · 신축유간이 넓어 차량통행에 지장 초래 · 신축이음 본체 탈락, 파손 및 작동 불량	· 신축이음의 심한 파손 및 단차로 인하여 차량통행시 충격발생 · 파손 범위가 후타재 폭 이상으로 큼
e	-	-

〈해 설〉

- 본 상태평가 기준은 모든 신축이음의 상태평가에 적용한다.
- 기타부재인 신축이음의 상태평가 기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 신축이음 본체 하부의 전체적인 부식 및 변형이 발생하는 경우 “d”로 평가하며, 긴급보수·보강을 실시한다.
- 후타재 균열이 30cm이하의 간격으로 발생하거나, 전반적인 파손과 단차가 발생하며 평가를 “d”로 한다.

9) 교면포장

〈표 5.2.10〉 교면포장 상태평가 기준

등급	포장불량		배수
a	· 미세균열	· 없음	· 없음
b	· 포장불량 2%미만	· 포장손상이 미미하여 주행에 영향 없음	· 배수구배 및 배수시설 불량에 의한 부분적 물고임
c	· 포장불량 2%이상~10%미만	· 포장손상으로 인하여 차량의 통행에 영향 있음	· 배수구배 및 배수시설 불량에 의한 물고임 발생으로 주행성 저하
d	· 포장불량 10%이상	· 전반적인 재포장이 필요한 상태	· 배수불량에 의한 물고임으로 통행차량의 안전성 저하
e	-	-	-

〈해 설〉

- 본 상태평가 기준은 아스팔트포장과 콘크리트포장을 포함하여 모든 교면포장의 상태평가에 적용한다.
- 기타부재인 교면포장의 상태평가 기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 평가기준 “d”는 균열율을 포함하여 포장불량이 10%이상인 상태 즉, 전반적인 재포장이 필요한 상태로 평가한다.
- 포장불량율은 균열발생부, 표면이 노화되어 마모된 부분, 기보수된 부분 등의 면적을 전부 더한 값을 경간면적으로 나눈 비율이다

10) 배수시설

〈표 5.2.11〉 배수시설 상태평가 기준

등급	상태등급 설명
a	· 양호
b	· 다소의 퇴적물이 있으나 배수에는 이상 없음
c	· 배수시설의 상태불량, 길이부족 / 많은 퇴적물, 누수 · 누수로 인하여 구조물 부식 발생 · 배수관 유출구 위치가 부적절하여 하부통행에 따른 위험 초래
d	· 파손이나 노후화로 인하여 재설치가 필요한 상태
e	-

〈해설〉

- 본 상태평가 기준은 모든 배수시설의 상태평가에 적용한다.
- 기타부재인 배수시설의 상태평가 기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 평가기준 “d”는 파손이나 노후화로 인하여 재설치가 필요한 상태로 정의한다.
- 한 경간에 두 개 이상의 배수시설이 있는 경우 각 배수시설의 평가기준 중 최저값을 배수시설의 평가결과로 한다.

11) 난간 및 연석

〈표 5.2.12〉 난간 및 연석 상태평가 기준

기준	강재		콘크리트
a	· 양호	· 양호	· 양호
b	· 도장 불량 10% 미만	· 고정장치 및 연결재의 이완이 국부적 발생	· 경미한 손상, 0.3mm이하 균열
c	· 도장불량 10% 이상 · 부식으로 인한 단면 손상 10%미만	· 파손 및 탈락 10%미만	· 0.3mm이상 균열 · 박리, 파손, 철근노출 10%미만 · 철근부식손상 길이 2%미만
d	· 부식으로 인한 단면 손상 10%이상	· 파손 및 탈락 10%이상 · 낙석으로 인한 손상발생 · 고정부 열화 및 손상으로 인한 전도의 위험이 있음(방음벽)	· 박리, 파손, 철근노출 10%이상 · 철근부식손상 길이 2%이상
e	-	-	-

〈해설〉

- 본 상태평가 기준은 강재 및 콘크리트 난간 및 연석을 포함하여 모든 난간과 연석의 상태평가에 적용한다.
- 기타부재인 난간과 연석의 상태평가 기준 범위를 “a~d”로 하며, 점검단위는 부재의 길이로 한다.
- 중앙분리대, 방호벽, 방음벽의 상태평가 시 난간 및 연석의 평가기준을 적용한다.
- 강재의 경우 도장 변색 및 손상 점검길이의 10%이상 즉, 단면 결손으로 차량이나 사용자에게 위험 가능성이 있는 상태의 기준은 “c”로 평가한다.
- 콘크리트는 0.3mm이상의 균열이 발생할 경우 평가기준은 “c”로 평가하며, 보수 및 보강을 실시한다.

12) 탄산화

〈표 5.2.13〉 탄산화 상태평가 기준

등급	탄산화 잔여깊이	철근부식의 가능성
a	• 30mm이상	• 탄산화에 의한 부식발생 우려 없음
b	• 10mm이상~30mm미만	• 향후 탄산화에 의한 부식발생 가능성 있음
c	• 0mm이상~10mm미만	• 탄산화에 의한 부식발생 가능성 높음
d	• 0mm미만	• 철근부식 발생
e	-	-

※ 일본구조물진단기술협회 『비파괴시험을 이용한 토목 콘크리트구조물의 건전도 진단 매뉴얼』 (2003년)

〈해설〉

- 탄산화 깊이에 대한 평가는 철근으로부터 탄산화의 남은 깊이를 지표로 하여 탄산화에 의한 강재부식 가능성을 나타낸 것으로 탄산화에 의한 단독 열화에 대하여 적용한다.
- 콘크리트 품질평가 기준인 탄산화는 직접적인 손상항목이 아닌 철근부식을 유발할 수 있는 환경에 관한 항목으로써 상태평가 기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 탄산화 조사는 상·하부구조로 구분하여 [공통편] 부록 1의 콘크리트 탄산화 깊이 측정 따라 시행하며, 시험 개소별로 평가한다.
- 철근의 피복은 조사 위치에서의 실측치를 기준으로 한다.

13) 염화물

〈표 5.2.14〉 염화물 상태평가 기준

기준	전염화물 이온량	철근부식의 가능성
a	• 염화물 $\leq 0.3\text{kg/m}^3$	염화물에 의한 부식이 발생할 우려 없음
b	• $0.3\text{kg/m}^3 < \text{염화물} < 1.2\text{kg/m}^3$	염화물이 함유되어 있으나, 부식발생 가능성 낮음
c	• $1.2\text{kg/m}^3 \leq \text{염화물} < 2.5\text{kg/m}^3$	향후 염화물에 의한 부식발생 가능성 높음
d	• 염화물 $\geq 2.5\text{kg/m}^3$	철근부식 발생
e	-	-

※ 일본구조물진단기술협회 『비파괴시험을 이용한 토목 콘크리트구조물의 건전도 진단 매뉴얼』 (2003년)

〈해설〉

- 채취코어의 전염화물 이온 시험결과에서 염화물에 의한 강재부식 가능성을 평가한다.
- 콘크리트 품질평가 기준인 염화물 함유량은 직접적인 손상항목이 아닌 철근부식을 유발할 수 있는 환경에 관한 항목으로써 상태평가 기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 염화물 함유량 분석은 철근깊이까지 깊이별(10mm 또는 20mm)로 단계를 구분하여 염화물 분포를 파악함을 원칙으로 하며 상·하부구조로 구분하여, 염화물 이온농도의 분포를 도식한다.
- 염화물 함유량 분석은 상·하부구조로 구분하여 KS F 2713(2002)의 산-가용성 염화물시험 규격에 따라 시행하며, 시험개소별로 평가한다.

다. 상태평가 결과 산정 방법

1) 경간(지점)별 부재 상태평가 산정

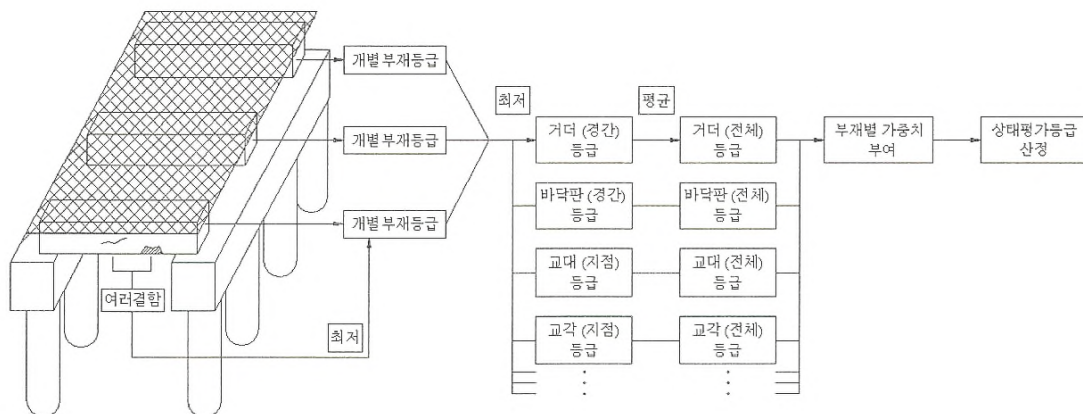
- 개별부재에서 발견된 결함 및 손상에 대하여 평가한 후 각 상태평가 결과 중 최소값을 개별부재 상태평가 결과로 산정한다.
- 한경간 내에서 여러 부재가 있을 경우는 각 부재의 상태평가 기준 중 최소값을 경간(지점) 상태평가 결과로 산정한다.
- 복개구조물은 바닥판의 장변방향으로 경간을 구분하고, 1경간의 길이는 약 50m 범위 또는 신축이음부를 경계로 경간을 구분하는 것으로 한다.

2) 전체 시설물의 상태평가 결과 결정

한 경간 내에서 부재가 여러 개 있을 경우는 각 부재의 등급을 평균하여 경간(지점)별 부재등급을 산정한다.

3) 시설물 전체에 대한 상태평가등급의 결정방안

경간별로 결정된 부재등급에 각 부재별로 가중치를 적용함으로써 시설물 전체에 대한 상태평가등급을 구한다. 램프가 포함된 교량은 본교와 각 램프교에 대하여 각각 등급을 산정한다. 단, 교량 전체의 상태평가등급은 본교에 포함된 부재로만 결정하며, 램프교 부분은 전체의 상태평가등급 계산에서 제외한다.



〈그림 5.2.1〉전체 교량의 상태평가 결과 산정 방법 예

라. 상태평가등급 산정의 세부절차

1) 개별부재의 등급

개별부재에서 발견된 결함 및 손상에 대한 부재의 상태평가등급 산정방안을 말한다. 예를 들면 철근콘크리트 거더 부재에 균열과 철근노출의 2가지 결함이 있을 때 결함별로 각각 상태평가등급을 평가한 후 각 등급을 평균하여 부재등급을 결정한다.

2) 결함도 지수 및 등급별 범위

결함도 지수와 등급별 범위는 각 부재의 등급을 계산하는 과정에서 등급을 점수로 환산하거나 점수를 등급으로 환산하기 위한 하나의 수단이다. <표 5.2.15>과 같이 각 등급 별로 결함도 지수와 등급범위를 정하였으며, 등급범위는 기존의 등급산정 개념과 유사하게 보수적인 관점에서 하위등급에 비중을 두어 산정하였다.

예를 들어 콘크리트 거더의 상태평가등급을 산정하는 경우 균열은 c등급이고, 철근노출이 a등급이면 거더의 등급은 2개 항목을 평균한 값으로서 이를 위하여 결함도 지수와 등급의 범위가 필요하다.

결함도지수를 도입하여 2개 항목을 평균하면 $(c+a)/2=(0.4+0.1)/2=0.25$ 이며, 0.25는 등급범위 $0.13 \leq x < 0.26$ 범위 안에 있으므로 부재의 상태평가등급은 b등급이 된다.

<표 5.2.15> 결함도 지수와 등급범위

기 준	a	b	c	d	e
결함도 지수	0.10	0.20	0.40	0.70	1.00
등급범위	$0 \leq x < 0.13$	$0.13 \leq x < 0.26$	$0.26 \leq x < 0.49$	$0.49 \leq x < 0.79$	$0.79 \leq x$

3) 경간/지점별 부재등급

- 경간(지점)내의 전체 개별부재의 등급을 평균하여 경간/지점 단위로 부재의 등급을 구한다.
경간별 부재등급은 한 경간 내에 부재가 여러 개일 경우 각 부재등급을 전체적으로 산술 평균하여 구한다.

4) 평균 부재등급

- 경간(지점)별 부재등급을 구하는 것과 마찬가지로 각 경간별 부재등급을 단순 산술평균 하여 교량전체의 평균부재등급을 구할 수 있다.

5) 부재별 가중치

교량전체의 상태평가등급을 산정하기 위한 부재별 가중치는 전체 100점을 기준으로 다음과 같이 구조형식별로 부재별 중요도를 달리하여 배분하였으며, 외관상태와는 별도로 내구성 요소인 탄산화 및 염화물 항목도 개별부재로 취급하여 가중치를 적용하였다.

〈표 5.2.16〉 구조형식에 따른 일반교량의 부재별 가중치

구분	결함도 평가항목		슬래브 교량	거더 교량						라멘교		
				일반 거더교			바닥판, 거더 일체형		아치 트러스		거더 없음	거더 있음 (복개구조물)
				일반	2차 부재 없음	바닥판 없음	강 바닥판	PSC 박스	콘크리트 바닥판	강 바닥판		
상부	바닥판		34	18	18	-	20	23	15		34	20 21
	주 형		-	20	25	37	18	20	23		-	21 23
	2차부재		-	5	-	11	5	3	5		-	5 -
하부	교대/교각		20	13	13	18	13		13		34	22 24
	기 초		7	7	7	7	7		7		7	7 7
받침	받침장치		10	9	9	14	9		9		3	3 3
기타	신축이음		10	9	9	-	9		9		3	3 3
	교면포장		7	7	7	-	7		7		7	7 7
	배수시설		3	3	3	-	3		3		3	3 3
	난간/연석		2	2	2	6	2		2		2	2 2
콘크리트	탄산화	상부	2(4)	2(4)	-	-	2(4)	2(4)	-		4(7)	
		하부	2(3)	2(3)	4(7)	4(7)	2(3)	2(3)	4(7)			
	염화물	상부	2(0)	2(0)	-	-	2(0)	2(0)	-		3(0)	
		하부	1(0)	1(0)	3(0)	3(0)	1(0)	1(0)	3(0)			

※ () : 정밀점검 시 적용 가중치

〈해 설〉

- 하부구조물이 무근콘크리트로 시공된 경우, 하부구조물의 탄산화 및 염화물항목에 할당된 가중치를 상부구조물의 탄산화 및 염화물항목의 가중치에 포함시킨다.
- 하부구조물은 무근콘크리트, 상부구조물은 강재로 시공된 경우, 상부구조물의 탄산화 및 염화물항목에 할당된 가중치는 상부구조물의 상태평가항목(바닥판, 거더)의 가중치에 균등배분하고 하부구조물의 탄산화 및 염화물항목에 할당된 가중치는 하부구조물(교대/교각)의 가중치에 포함시킨다.
- 기둥, 거더 및 슬래브로 구성된 복개구조물은 거더가 있는 라멘교에 준해서 평가하며, 박스형 복개구조물은 터널시설물의 상태평가 기준에 따라 평가한다.
- 받침장치가 없는 라멘교의 경우, 받침장치에 할당된 가중치를 바닥판, 거더, 교대/교각의 가중치에 균등하게 배분한다.
- 기타시설물(신축이음, 교면포장, 배수시설, 난간/연석)이 없는 경우, 기타시설물에 할당된 가중치는 바닥판의 가중치에 포함시킨다.
- 기초에 대한 평가가 수행되지 않았을 경우, 기초에 할당된 가중치는 교대/교각의 가중치에 포함시킨다.

한편 점검부위가 없을 때(X) 또는 점검불능·접근불가능(Q)일 경우에 기초의 경우 하부 구조에 배점을 추가하고, 가로보의 경우 거더에 배점에 추가하도록 한다.

6) 상태평가등급의 산정

경간별로 평가된 부재의 평균등급(결함도 지수)에 부재별 가중치를 곱하여 경간별로 결함도 점수를 구한 뒤 이 점수를 해당 경간별 가중치의 합으로 나누어 환산 결함도 점수를 구한다. 환산 결함도 점수를 평균한 값이 시설물 전체의 상태평가등급을 산정하기 위한 기준 값이 된다.

평균 환산 결함도 점수에 따른 상태평가등급의 부여는 “라” 항의 결함도 지수 및 등급별 사용방안과 동일한 개념으로 아래<표 5.2.17>과 같이 등급범위를 산정한다.

〈표 5.2.17〉 결함도 점수 범위에 따른 등급

등 급	A	B	C	D	E
결함도 범위	$0 \leq x < 0.13$	$0.13 \leq x < 0.26$	$0.26 \leq x < 0.49$	$0.49 \leq x < 0.79$	$0.79 \leq x$

5.3 상태평가 결과

장암교의 외관조사 및 내구성시험 결과를 바탕으로 『안전점검 및 정밀안전진단 세부지침, 교량편(국토해양부, 한국시설안전공단, 2010. 12)』에 의거하여 부재별 상태평가결과는 다음과 같다. (세부내용은 부록6. 상태평가 결과자료 참조)

가. 경간별 부재 상태평가 결과

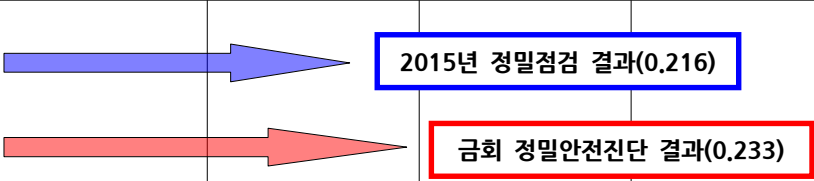
〈표 5.3.1〉 상태평가 결과표

교량명		장암교													
부재의 분류		상부구조		2차 부재	기타부재				받침	하부구조		내구성 요소			
번호	구조형식	바닥판	거더	가로보	포장	배수	난간 연석	신축 이음	교량 받침	하부	기초	탄산화 (상)	탄산화 (하)	염화물 (상)	염화물 (하)
1	강박스교	b	b	a	b	c	b	b	b	b	Q	a	N/A	b	N/A
2	강박스교	c	b	a	b	c	c	N/A	a	b	Q	a	N/A	N/A	N/A
3	강박스교	c	b	b	b	c	c	N/A	b	c	Q	a	a	N/A	N/A
4	강박스교	a	b	a	b	c	a	N/A	b	c	Q	a	a	N/A	N/A
5	강박스교	a	b	a	b	c	b	N/A	b	b	Q	a	a	N/A	a
6	강박스교	a	b	a	b	c	b	N/A	b	b	Q	a	N/A	N/A	N/A
7	강박스교	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	d	b	b	Q	N/A	N/A	N/A	a
평균		0.217	0.200	0.117	0.200	0.400	0.250	0.450	0.186	0.257	N/A	0.100	0.100	0.200	0.100
가중치		18	20	5	7	3	2	9	9	20	N/A	2	2	2	1
(평균×가중치)/가중치합		0.039	0.040	0.006	0.014	0.012	0.005	0.041	0.017	0.051	N/A	0.002	0.002	0.004	0.001
1. 환산결합도 점수 =														0.233	
2. 상태평가 결과 =														B등급	

나. 전체교량 상태평가 결과

〈표 5.3.2〉 장암교 상태평가 결과표

구분	환산결함도 점수	상태평가 결과	연장(m)	차선	길이×차선	연장비	환산결함도점수 × 연장비
장암교	0.233	B	280	4	1,120	1.000	0.233
합계(Σ)			280		1,120	1	0.233
1. 환산결함도 점수 =							0.233
2. 상태평가 결과 =							B

결함도 지수 및 상태평가 결과					
(결함도지수)	0	0.13	0.26	0.49	0.79
결함도 범위					
등급	A	<u>B(0.233)</u>	C	D	E

다. 평가결과

장암교의 부재별 외관조사에 의한 평가는 교량의 방향별 연장비를 고려하여 전체 교량에 대한 상태평가를 실시하였으며, 그 결과 장암교의 상태평가 등급은 “B등급”으로 평가되었다.

제6장 안전성평가

6.1 개 요

6.2 재하시험

6.3 구조해석 및 안전성 검토

6.4 내하력평가

6.5 안전성평가 결과

제6장 안전성평가

6.1 개 요

구조물의 안전성평가는 그 기능과 역할을 유지할 수 있는 구조적 및 사용상의 안전성에 대한 확보여부를 평가하는 것이므로 설계자료 검토, 시공방법과 사용재료에 대한 검토, 보수·보강이력 분석, 부재별 상태평가 결과 및 각종 계측·측정·조사·시험 등을 통한 기초자료를 확보하여 이를 바탕으로 구조검토·해석에 의해 안전성 여부를 판단하여야 한다.

6.1.1 안전성평가 기준

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다.

안전성 검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침 되어야 하므로 참고자료로 활용한다.

또한 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중 여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다.

따라서 안전성평가는 교량의 안전율 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1.0 사이에 있어 재하시험에 의한 공용내하력 평가를 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 안전성평가 결과를 산정한다. 관리주체의 요구에 따라 내진안전성평가를 실시할 경우 “기존 시설물의 내진성능평가 및 향상요령(건설교통부, 2003.12)”의 절차에 따라 내진안전성평가 과업을 수행한다.

〈표 6.1.1〉 구조물의 안전성평가 기준

기준	안전성평가 기준	비 고
A	• $SF > 1.0$	• 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}}$ • 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi Mn}{Mu}$
B	• $0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	• $0.9 \leq SF < 1$	
D	• $0.75 \leq SF < 0.9$	
E	• $SF < 0.75$	

6.1.2 안전성평가 산정 방법

가. 안전성평가의 고려사항

1) 상부구조의 고려사항 : 상부구조의 안전성평가 시 다음 사항을 충분히 고려하여 엄밀한 판정이 되도록 한다.

- 콘크리트 및 강재 등 재료의 실제강도
- 균열, 박리, 박락, 층분리
- 강재, 철근, 프리스트레싱 텐던의 부식
- 구조부재의 실제단면적과 철근의 위치
- 처짐
- 볼트, 리벳, 용접 등 연결부위의 상태
- 신축 이음부와 받침부의 구속력

강교의 경우, 교량에 발생하는 결함 및 손상의 대부분이 용접부 및 절취부 등의 불연속면에 작용하는 응력집중에 의한 국부적인 추가손상 및 피로파손에 기인하므로 피로응력에 대한 평가를 필요로 하는 경우가 있다.

2) 여유도가 없는 구조물 (Nonredundant Structure)

구조물에는 부분적인 부재의 파괴가 교량 전체의 붕괴를 일으킬 것으로 예상되는 주요구조부재가 존재한다. 이러한 구조물의 안전성평가 시에는 이들 여유도가 없는 부재에 특별히 유의한다.

나. 내하력 평가

1) 내하율의 평가

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시에 하중조합으로는 $D+L(1.0+i)$ 를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다.

사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 철근 및 강재부식, 콘크리트의 탄산화, 염해, 동해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서의 설계활하중을 사용한다.

허용응력법에 의한 내하율은 강 부재의 내하력 산정시 적용하는 것이 바람직하며, 허용응력법에 의한 교량부재의 내하율은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{내하율(RF)} = \frac{f_a - f_d}{f_l(1+i)}$$

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중 (도로교의 경우 DB 또는 DL하중,

철도교의 경우 LS하중)에 의한 응력

i = 충격계수는 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수를 적용한다.

2) 공용내하력의 산정

허용응력법에 의한 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{공용내하력(P)} = K_s \times RF \times P_r$$

$$\text{여기서, } K_s = \text{응답 보정계수} = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

$$\text{또는 } \text{응답 보정계수} = \frac{\varepsilon_{\text{계산}}}{\varepsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중 에 의한 응력

- 도로교의 경우 DB 또는 DL하중
- 철도교의 경우 LS하중

$i_{\text{계산}}$ = 도로교의 경우 도로교표준시방서,

철도교의 경우 철도건설공사 표준시방서에 의한 충격계수

$i_{\text{실측}}$ = 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수

P_r = 설계 활하중

(도로교의 경우 DB 또는 DL하중, 철도교의 경우 LS하중)

$\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}})$ = 이론적인 처짐량 (실측 처짐량)

$\varepsilon_{\text{계산}}(\varepsilon_{\text{실측}})$ = 이론적인 변형률 (실측 변형률)

다. 재하시험

1) 일반

재하시험은 실험적인 방법으로 교량의 거동을 해석하는 방법으로서, 정해진 규정에 따라 교량의 탄성거동에 영향을 주지 않는 크기로 결정된 기지의 하중을 교량의 특정부위에 직접 재하하여 교량을 구성하는 주요 부재들의 실제거동을 관찰 및 계측하는 시험이다.

재하시험의 목적은 교량의 실제 내하력을 정량화시키기 위함이며, 재하시험의 결과는 이론적인 방법으로 평가된 교량의 내하력을 보완하는데 적용된다.

재하시험은 정적 및 동적재하시험으로 구분하여 실시하되 의사정적재하시험을 실시하는 경우에는 정적재하시험을 생략할 수 있다. 재하시험을 시행할 경우에는 시험방법, 시험하중, 계측기기의 운영, 시험원의 자격요건 및 안전조치계획 등을 포함한 신중한 계획이 이루어져야 한다.

내하력평가에서 재하시험의 세부목적은 다음과 같다.

- 교량의 실제 정적 및 동적거동 평가
- 처짐, 진동 등에 대한 사용성 검토
- 교량의 결함원인의 분석 및 규명
- 해석에 의한 내하력이 작은 경우 실제거동을 반영한 내하력을 결정하여 교량 유지관리의 경제성 향상
- 보수·보강 효과 확인
- 교량의 동특성(진동수, 진동모드 및 충격계수)평가

- 설계도서 및 보수·보강 이력자료가 미비한 교량의 내하력평가

2) 재하시험 대상교량 선정

내하력평가 과정에서 재하시험 대상교량은 내하력평가 목적, 교량상태평가 및 선행 구조해석 결과와 다음에 기술한 사항을 종합적으로 고려하여 선정하여야 한다.

① 재하시험이 필요한 경우

- 설계도서가 충분치 않아 교량의 내하력 및 거동을 이론적인 방법만으로 평가할 수 없는 경우
- 교량의 구조계에 변경이 있는 보강을 실시하였거나 일부 부재가 원 설계와 다른 부재로 교체되어 교량의 전체적인 거동을 이론적인 방법만으로 해석하기 어려운 사유가 있는 경우
- 이론적인 방법으로 평가한 교량의 내하력이 관리주체가 정한 관리수준 목표 이하여서 교량의 실제 여유 내하력을 평가하고자 하는 경우
- 교량의 노후화, 구성재료의 전반적인 열화와 주요 부재의 손상 등의 사유로 인하여 이론적인 방법만으로 교량의 정확한 내하력평가가 불가능하다고 판단되는 경우
- 최초로 실시하는 정밀안전진단인 경우 교량의 초기 동적특성 등 초기치 확보측면에서 재하시험을 실시하는 것이 바람직하다. 단 초기점검에서 실시한 경우는 제외한다.
- 기타 교량의 동적 특성을 평가하고자 하는 경우

② 재하시험이 적합하지 않은 경우

- 상태평가 결과가 양호하고, 이론적인 방법으로 평가한 내하력이 관리수준 목표를 상당히 초과하는 경우(단, 초기점검에서 실시하는 재하시험은 예외로 한다.)
- 교량의 심각한 노후화 또는 손상이 진행되어 긴급한 보강이 필요한 경우
(단, 보강 후에는 필요한 경우 재하시험을 실시하여 보강효과를 확인토록 한다.)
- 평가자가 판단할 때 내하력평가에서 재하시험이 불필요한 경우

3) 재하시험 계획

① 시험경간 선정

- 시험경간은 주형의 손상상태, 신축이음의 상태, 받침상태, 보수 및 보강이력 등을 고려하여 종합적으로 가장 취약하고 최대응답이 발생할 것으로 예측되는 경간을 선택함을 원칙으로 하되 교량 총 연장에 따라 시험경간 개소를 증가시킬 수 있다.

- 상부구조가 2개 이상의 형식으로 구성되었거나 연속교와 단순교의 조합으로 구성된 경우, 형식별로 1개 경간을 선정하여 재하시험을 실시하는 것이 바람직하다.
- 단, 주 형식 이외의 나머지 형식이 주 형식의 일부로 분류 가능하거나 손상 및 노후상태, 하부구조상태, 구성비율, 보강이력 등을 고려할 때 재하시험의 필요성이 없는 경우는 예외로 한다.
- 국부적 충돌사고 및 손상, 일부 경간의 보강효과 검증 등 특수한 목적을 위한 재하 시험은 예외로 한다.

② 계측기 및 센서의 부착

- 대상교량의 구조형식 및 계측 목적에 따라 센서 및 계측기의 종류, 부착위치 및 개소수, 재하하중, 시험회수 등을 결정한다.
- 계측기와 센서는 압축·인장 힘변형률, 전단변형률, 최대처짐, 진동 및 동적특성, 균열 거동 등을 계측하기 위하여 부착한다.
- 4차선 이하 교량의 경우 계측기와 센서의 부착 위치는 시험경간 내 전 거더를 대상으로 하며, 4차선 이상의 경우는 예외로 한다.
- 슬래브교의 경우 시험트럭의 축간거리 간격만큼 이격시켜 전폭에 대하여 계측기와 센서를 부착함을 원칙으로 하며, 특수교량이나 박스교의 경우는 시험목적에 맞게 결정한다.
- 연속교의 경우 하중 영향범위를 고려하여 정·부 모멘트부에 공히 계측기와 센서를 부착하는 것을 원칙으로 한다.
- 센서를 부착할 경우 직사광선, 습기, 이물질에 의한 손상 및 간섭을 받지 않도록 방습 및 보호처리를 한다.

③ 재하하중 선택

- 재하하중은 교량의 형식과 설계활하중 및 노후정도를 고려하여 하중재하로 인한 계측 효과를 충분히 얻을 수 있도록 재하하중을 정하여야 한다. 그리고 전륜/후륜의 축중은 현행법상 과적기준을 초과하지 않으며, 도로교설계기준의 규정을 벗어나지 않는 범위 내에서 시험 중 중량의 변화가 없는 토사를 적재한 덤프트럭을 사용한다.
단, 교량의 노후 및 손상정도가 심하여 재하시험으로 추가적인 손상이 우려되는 경우는 선행 구조해석을 통하여 시험차량의 중량을 결정하는 것이 바람직하다.
- 시험차량은 성능이 양호한 차량을 선택하며, 차량에 대한 제원과 축중을 정확히 파악 한다. 3차선 이상의 교량은 2대 이상을 교폭 또는 교축방향으로 동시에 재

하시켜 시험 하는 것이 바람직하며, 이때 트럭간 총중량의 차이는 최소화하고 가급적 같은 모델의 차량을 사용하는 것이 좋다.

- 우천시에는 우수로 인한 적재물의 중량 증가를 방지할 수 있도록 덮개를 씌우고, 시험 종료후 하중증가가 우려되는 경우 축중을 재측정한다.

④ 재하시험 계획

- 재하시험 시기는 교량의 주변여건, 교통량, 보행자의 안전 등 경제적, 사회적 손실을 고려하여 교통통제의 영향이 적은 시간대를 선정한다.
- 우천 시나 대기온도가 계측기의 작동범위를 벗어날 때는 적절한 대책을 마련하지 않는 한 재하시험을 실시하지 않는다.

⑤ 안전계획

- 재하시험인원 및 교통통제인원은 주야간 모두 육안으로 식별이 가능한 복장을 착용한다.
- 차량의 안전운행을 위하여 각종 교통통제용 안전간판, 비상조명등, 보조장비를 등을 설치하여 운영한다.
- 재하시험 종료 후 부분적으로 훼손된 교량표면을 원상 복구한다.

4) 정적재하시험

정적재하시험은 센서의 부착, 측정장비와 센서의 연결, 측정장비 및 센서의 점검, 시험 차량의 중량 및 제원확인, 재하위치 표시, 교통통제 등이 완료되면 시작하도록 한다.

정적재하시험은 다음과 같은 목적에 따라 정적처짐 또는 정적변형률을 측정한다.

- 중립축 위치 판단
- 하중의 횡분배
- 부재의 강성
- 계산응력과 측정응력의 비교

① 시험방법

- 재하시험은 재하차량 이외에 일반차량이 완전히 통제된 상태에서 실시한다.
- 재하경우별로 시험경간에 재하차량을 포함한 활하중이 전혀 재하되지 않은 상태에서 재하경우마다 0점 조정을 실시하여 시험결과를 정리할 때 반영토록 한다.
- 상부구조의 진동, 소음, 충격 등이 측정결과에 영향을 미칠 수 있으므로 시험차량은 시동을 끈 후 구조체의 응답시간을 고려하여 약 1분 정도의 측정대기 시간을 가진 후 측정하는 것이 좋다.

- 재하경우별로 2회 이상 반복측정을 실시하는 것이 바람직하다.
- 활하중 재하위치는 설계조건, 차선조건을 고려하여 계측 대상부재에 최대응답이 발생 하도록 결정하고, 대칭성을 확인할 수 있는 재하조건을 적어도 1회 이상 실시하는 것으로 한다.
- 전면 교통통제에 따른 차량지체가 예상되고, 교통사고의 가능성이 높은 경우에는 재하횟수를 합리적으로 줄여서 시행할 수 있으며, 재하차량을 차선별로 주행시켜 시험 하는 의사정적 재하시험을 수행할 수 있다.

② 정적처짐

정적처짐의 측정위치는 대상교량의 규모와 재하시험의 목적에 따라 결정한다.

각 주형의 지간 중앙부에는 반드시 측점을 설치하고 필요에 따라 경간의 1/4지점, 3/4지점 (또는 1/3지점, 2/3지점) 등 측점수를 증가 시킨다.

③ 정적변형률

정적변형률의 측정위치는 대상교량의 구조적 특성과 재하시험의 목적에 따라 결정한다.

5) 동적재하시험

교량의 동적재하시험은 크게 두 가지로 분류할 수 있다.

시험차의 주행에 따른 동적응답 으로부터 실제 교량의 충격계수 및 진동평가를 위한 시험과 교량의 동적 특성을 구하기 위한 시험이 있다.

① 차량 주행시험

- 특수한 목적을 제외하고 동적재하시험은 재하차량 이외에 일반차량이 완전히 통제된 상태에서 실시한다.
- 정적재하시험용 계측기와 동적재하시험용 계측기가 상이한 경우 계측기의 측정오차를 검정하기 위하여 동적재하시험용 계측기를 사용하여 정적재하시험과 동일한 1개 재하 경우를 선택하여 정적재하시험을 실시한다.
- 시험차량의 주행속도는 상행차선과 하행차선에서 각각 최저 10km/h에서부터 현장 여건상 가능한 최대 주행속도까지 10km/h 간격으로 속도를 증가시키면서 교량의 동적 응답신호를 측정한다.
- 측정결과를 이용하여 교량의 충격계수, 동적변형률, 가속도, 진동주기, 고유 진동수에 따라 사용성 측면에서의 교량진동 특성을 분석한다.

② 동적특성 시험

- 교량의 동적특성 즉 고유진동수, 모드형상을 구하는 시험으로써 상시 미진동, 주

행차량에 의한 진동, 가진기에 의한 진동 등을 가속도계 및 변위계로 측정하는 시험이다.

- 장대교의 경우 내진안전도, 내풍안전도를 평가함에 있어 대상교량의 동특성이 기본 자료로 활용되며 공용중인 교량에서 기간 경과에 따른 동특성의 차이는 교량의 손상정도를 평가하는데 사용될 수 있다.

6) 의사정적재하시험

의사정적재하시험은 동적재하시험과 마찬가지로 차량주행시험을 실시하여 계측된 응답 파형으로부터 정적응답을 간접적으로 유추하는 재하시험 방법으로서 동적 측정장비를 이용할 수 있고, 정적재하시험에 비하여 차량통제가 용이하기 때문에 재하시험 시간을 단축할 수 있는 장점이 있다.

따라서 의사정적재하시험은 평가대상 교량의 현장여건, 교통량 등을 감안하여 차량의 전면교통통제를 실시하는 것이 바람직하지 않다고 판단될 때 실시하도록 한다.

의사정적재하시험은 다음과 같은 요령으로 실시한다.

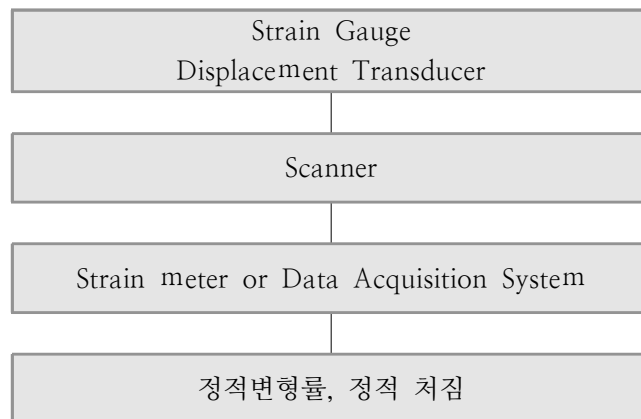
- ① 시험대상 교량에 정적재하시험과 같은 요령으로 재하경우별로 재하위치를 표시한다.
- ② 시험대상 교량 전후방에 신호 및 교통통제요원을 배치하고 차량의 통행이 없는 시기에 시험차량을 교량으로 유도하여 재하위치를 통과하도록 한다.
- ③ 차량의 통행이 없는 시기를 확보하기 곤란한 경우에는 시험차량의 전후방에 주행 유도 차량을 운행하여, 시험차량이 평가대상교량을 통과할 때까지 다른 차량의 교량진입을 통제한다.
- ④ 의사정적재하시험에서 시험차량의 속도는 약 10km/h 이내의 속도를 유지하도록 한다.
- ⑤ 의사정적시험에서 계측된 데이터에서 동적효과를 제거하여 정적효과를 구한다.

6.2 재하시험

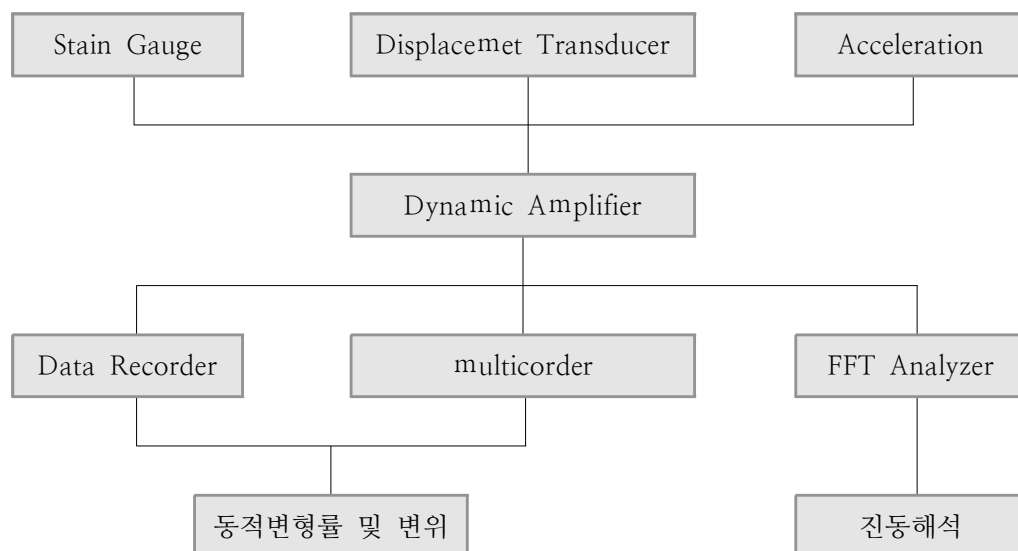
6.2.1 측정시스템 및 장비현황

1) 측정시스템

금회 정밀안전진단의 재하시험은 정적 및 동적재하시험을 각각 실시하였으며, 각 재하시험별 절차는 다음과 같다.



〈그림 6.2.1〉 정적재하시험 측정시스템



〈그림 6.2.1〉 동적재하시험 측정시스템

2) 재하시험 장비 현황

〈표 6.2.1〉 재하시험 장비 현황

구 분		모 델	용 도	제조사
본체		STC-16NB	정·동적 측정 자료획득	삼연기술
센서	변형률계	FLA-5-11-1L	변형률 측정	Tokyo sokki
	처짐계	OU-30 CDP-50	처짐 측정	Tokyo sokki
	가속도계	ARF-10A	가속도 측정	Tokyo sokki
컴퓨터		Notebook	데이터 분석	삼성

	
STC-16NB	OU-30
	
변형률 게이지	측정 및 분석프로그램

〈그림 6.2.2〉 재하시험 주요장비

6.2.2 재하차량 제원 및 축중량



재하시험차량

계량증명서 (제출용1)	
전표번호 : 0010	
일 자	2016-05-11
차 량 번 호	세종06가5298
거 래 처	안전공사
행 선 지	
제 품	골재
총 중 량	10:57 27,630 kg
공 차 중 량	10:55 0 kg
감 량	0 % 0 kg
실 중 량	27,630 kg
단 가	0 원 0 원

웅진계량소
공주시 금충동 528-1번지
(고철, 비철, 파지, 기타지류, 공장철거)
041-854-1993
010-4727-8993

※ 본 증명서는 재발행하지 않음.
※ 필히 재확인해 주십시오.
※ 계량후 중량의 변동은 본사에서 책임지지 않음.
※ 상기와 같이 제품 계량을 증명함.

계량증명서 (제출용2)	
전표번호 : 0009	
일 자	2016-05-11
차 량 번 호	충남06노6315
거 래 처	안전공사
행 선 지	
제 품	골재
총 중 량	10:52 27,050 kg
공 차 중 량	10:52 0 kg
감 량	0 % 0 kg
실 중 량	27,050 kg
단 가	0 원 0 원

웅진계량소
공주시 금충동 528-1번지
(고철, 비철, 파지, 기타지류, 공장철거)
041-854-1993
010-4727-8993

※ 본 증명서는 재발행하지 않음.
※ 필히 재확인해 주십시오.
※ 계량후 중량의 변동은 본사에서 책임지지 않음.
※ 상기와 같이 제품 계량을 증명함.

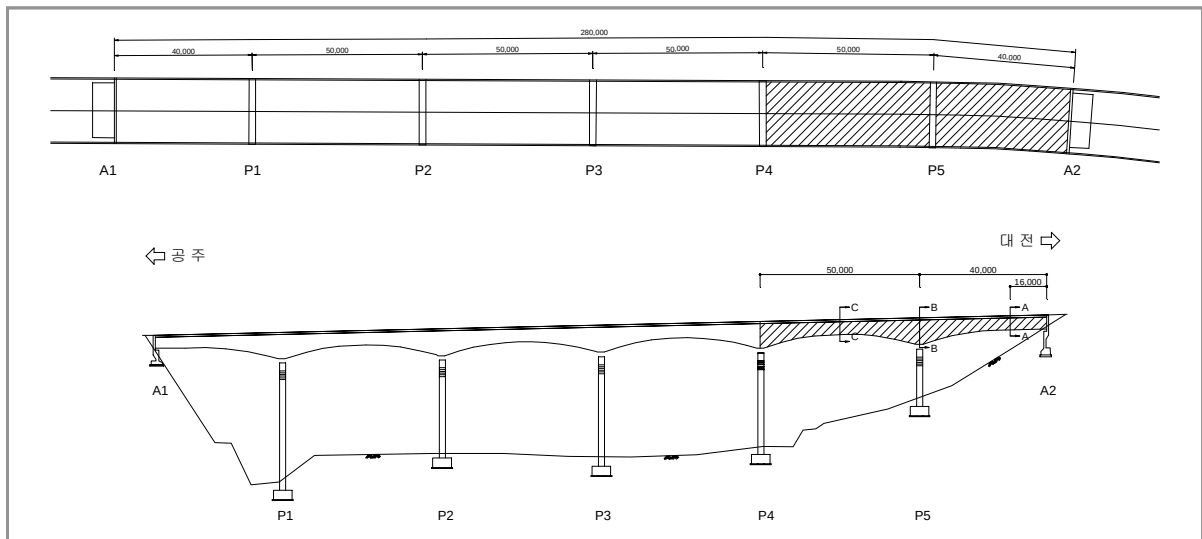
〈그림 6.2.3〉 재하차량 현황

〈표 6.2.2〉 재하시험차량의 제원 및 축중량

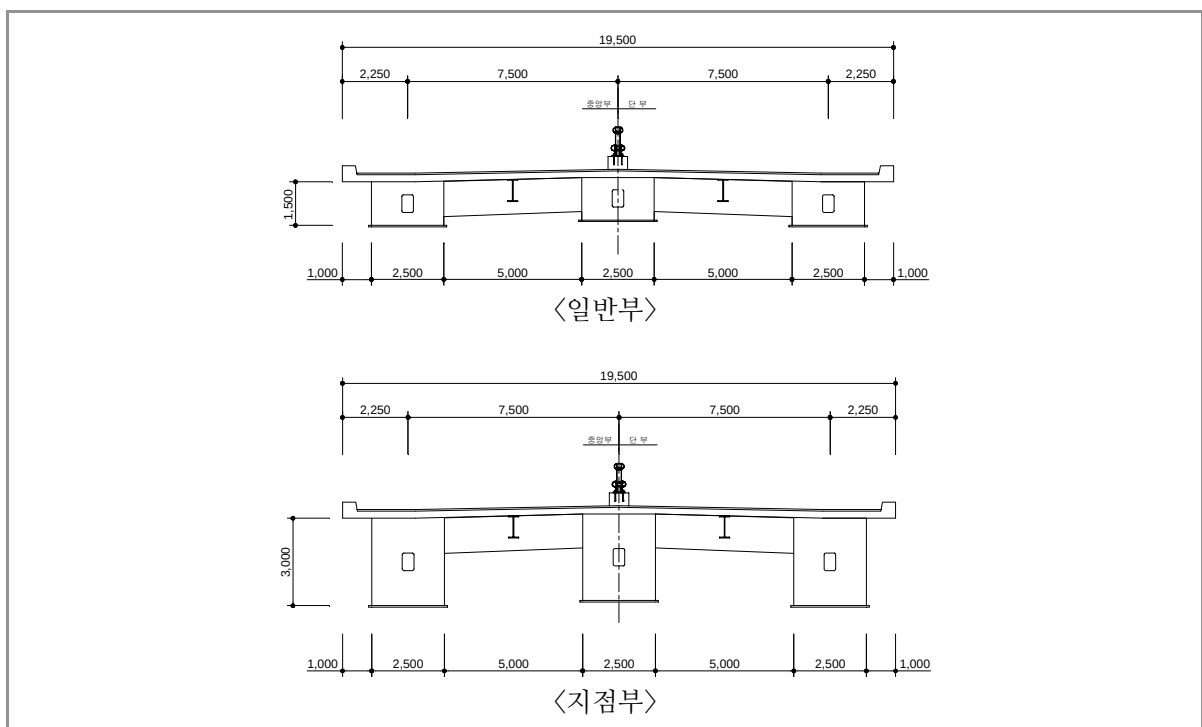
구 분	축중량(kN)			총중량(kN)
	1축(전륜)	2축(중륜)	3축(후륜)	
1호차(5298)	69.074	103.613	106.613	276.300
2호차(6315)	67.624	101.438	101.438	270.500

6.2.3 게이지 부착현황 및 위치

장암교의 경간구성은 $40.0\text{m} + 4@50.0\text{m} + 40.0\text{m} = 280.0\text{m}$ 이고 상부구조는 Steel Box Girder로 구성되어 있다. 재하시험구간의 경간선정 시 교통통제의 최소화, 접근장비의 용이성, 동적재하시험 시 충분한 주행속도 및 제동거리 확보 등 여러 가지 제반사항을 고려하여 S5, S6 경간을 선정하였으며, 대상구간의 S5(L/2)중앙부와 P5 중간 지점부, S6(3L/8) 3개의 단면에 센서를 부착하고, 교량의 전반적인 중·횡방향 거동을 측정하였다.



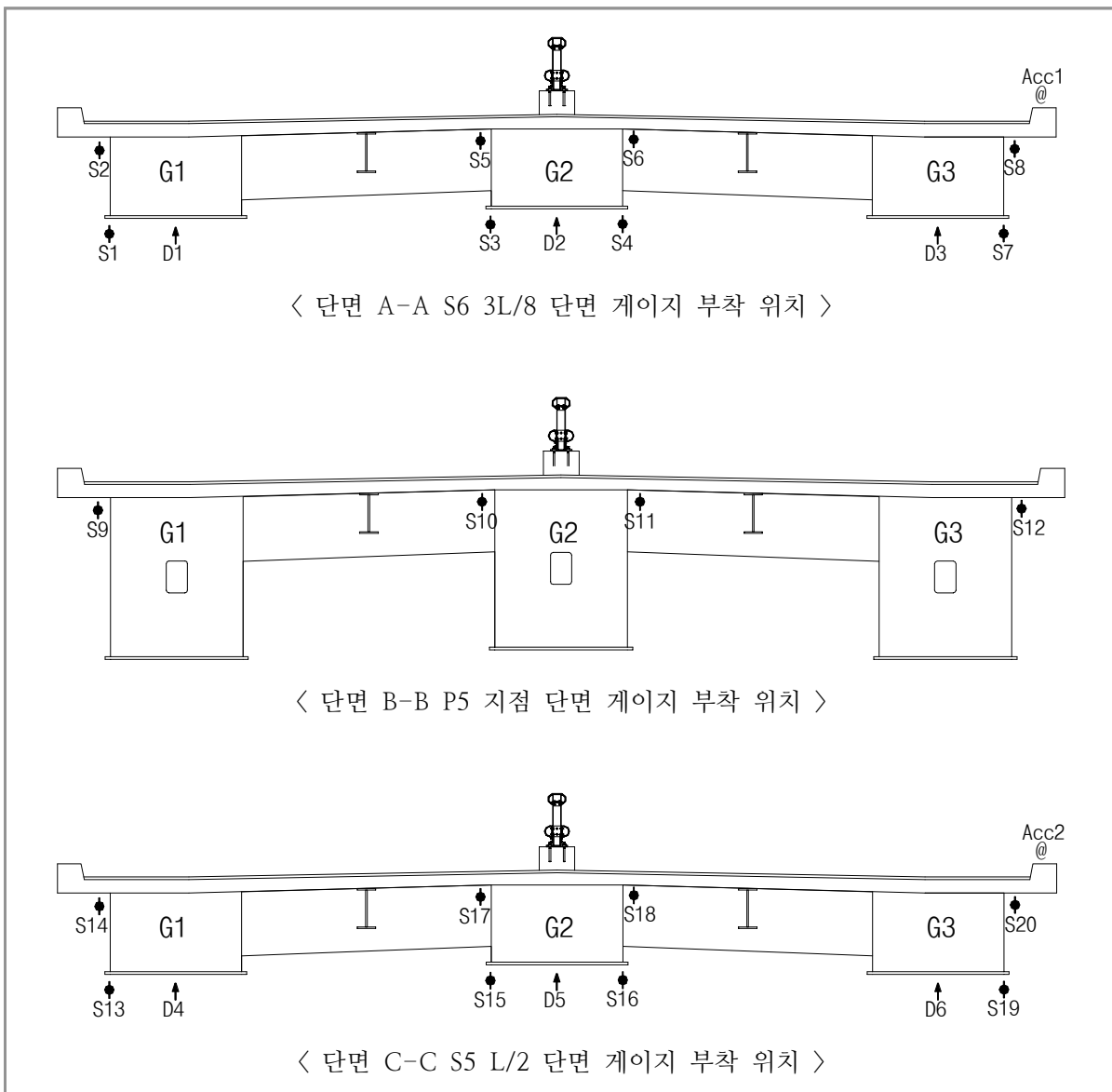
〈그림 6.2.4〉 재하시험 측정단면 현황



〈그림 6.2.5〉 횡단면도

〈표 6.2.3〉 게이지 부착현황

게이지 종류	측정항목	내용 및 수량	비 고
변형률계(ϕ)	변형률	- 단면 A-A S6 (3L/8지점) 8개소 - 단면 B-B P5 지점 4개소 - 단면 C-C S5 (L/2지점) 8개소	총 20개소
변위(처짐)계($\uparrow$)	처 짐	- 단면 A-A S6 (3L/8지점) 3개소 - 단면 C-C S5 (L/2지점) 3개소	총 6개소
가속도계(@)	가속도	- 단면 A-A S6 (3L/8지점) 1개소 - 단면 C-C S5 (L/2지점) 1개소	총 2개소
게이지 합계	-	-	총 28개소



〈그림 6.2.6〉 게이지 부착위치



변형률계 설치현황



처짐계 설치현황



가속도계 설치현황

데이터 수집전경

〈그림 6.2.7〉 게이지 설치 및 측정현황

6.2.4 정적재하시험

가. 개요

정적재하시험은 센서의 부착, 측정장비와 센서의 연결, 측정장비 및 센서의 점검, 시험 차량의 중량 및 제원확인, 재하위치 표시, 교통통제 등이 완료되면 시작하도록 한다.

정적재하시험은 다음과 같은 목적에 따라 정적처짐 또는 정적변형률을 측정한다.

- 중립축 위치 판단 및 하중의 횡분배
- 부재의 강성
- 계산응력과 측정응력의 비교

① 시험방법

- 재하시험은 재하차량 이외에 일반차량이 완전히 통제된 상태에서 실시한다.
- 재하경우별로 시험경간에 재하차량을 포함한 활하중이 전혀 재하되지 않은 상태에서 매 재하경우마다 0점 조정을 실시하여 시험결과를 정리할 때 반영토록 한다.
- 상부구조의 진동, 소음, 충격 등이 측정결과에 영향을 미칠 수 있으므로 시험차량은 시동을 끈 후 구조체의 응답시간을 고려하여 약 1분 정도의 측정대기 시간을 가진 후 측정하는 것이 좋다.
- 재하경우별로 2회 이상 반복측정을 실시하는 것이 바람직하다.
- 활하중 재하위치는 설계조건, 차선조건을 고려하여 계측 대상부재에 최대응답이 발생 하도록 결정하고, 대칭성을 확인할 수 있는 재하조건을 적어도 1회 이상 실시하는 것으로 한다.
- 전면 교통통제에 따른 차량지체가 예상되고, 교통사고의 가능성이 높은 경우에는 재하횟수를 합리적으로 줄여서 시행할 수 있으며, 재하차량을 차선별로 주행시켜 시험 하는 의사정적 재하시험을 수행할 수 있다.

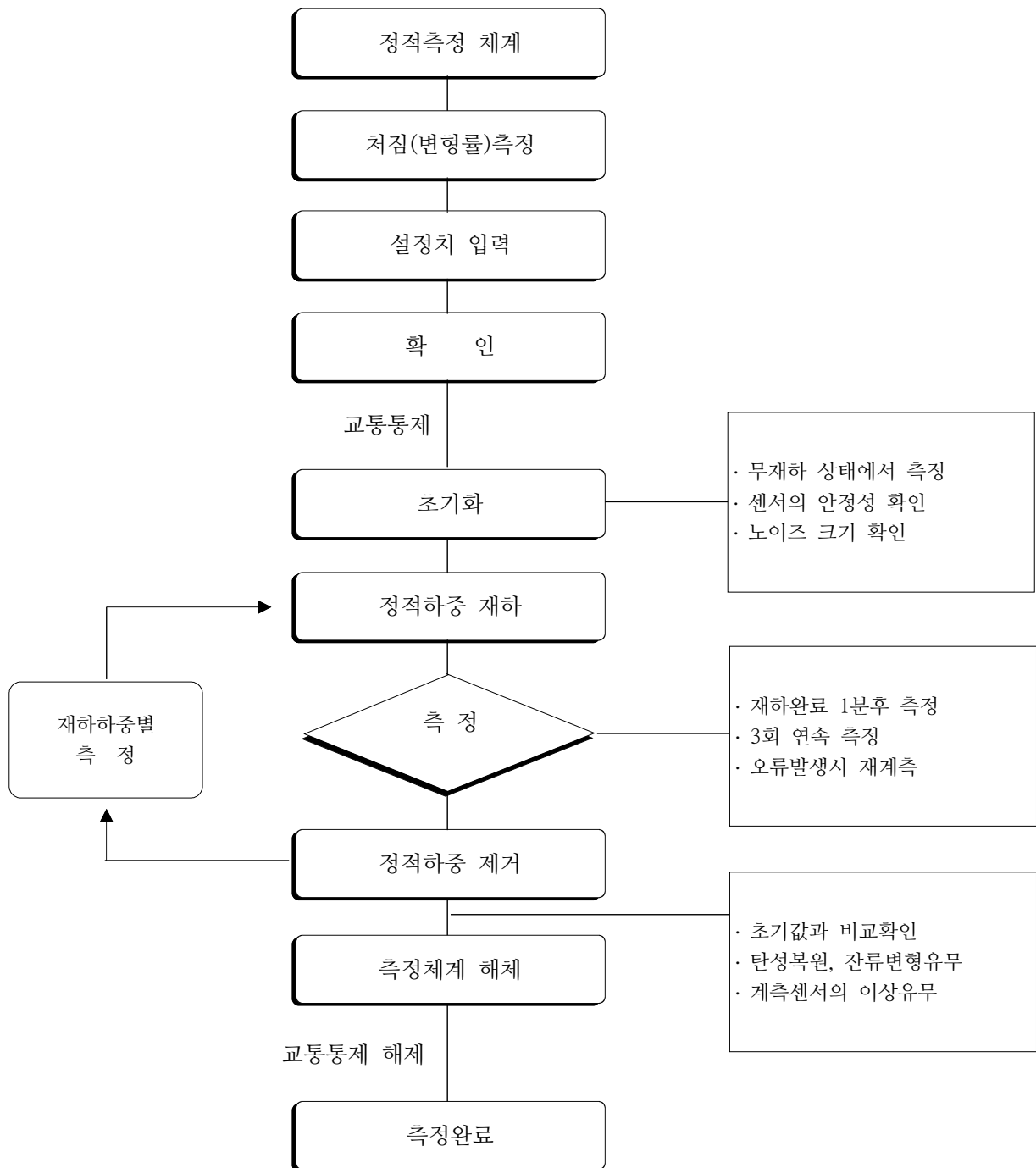
② 정적처짐

정적처짐의 측정위치는 대상교량의 규모와 재하시험의 목적에 따라 결정한다.

각 주형의 지간 중앙부에는 반드시 측점을 설치하고 필요에 따라 경간의 1/4지점, 3/4지점 (또는 1/3지점, 2/3지점) 등 측점수를 증가 시킨다.

③ 정적변형률

정적변형률의 측정위치는 대상교량의 구조적 특성과 재하시험의 목적에 따라 결정한다.

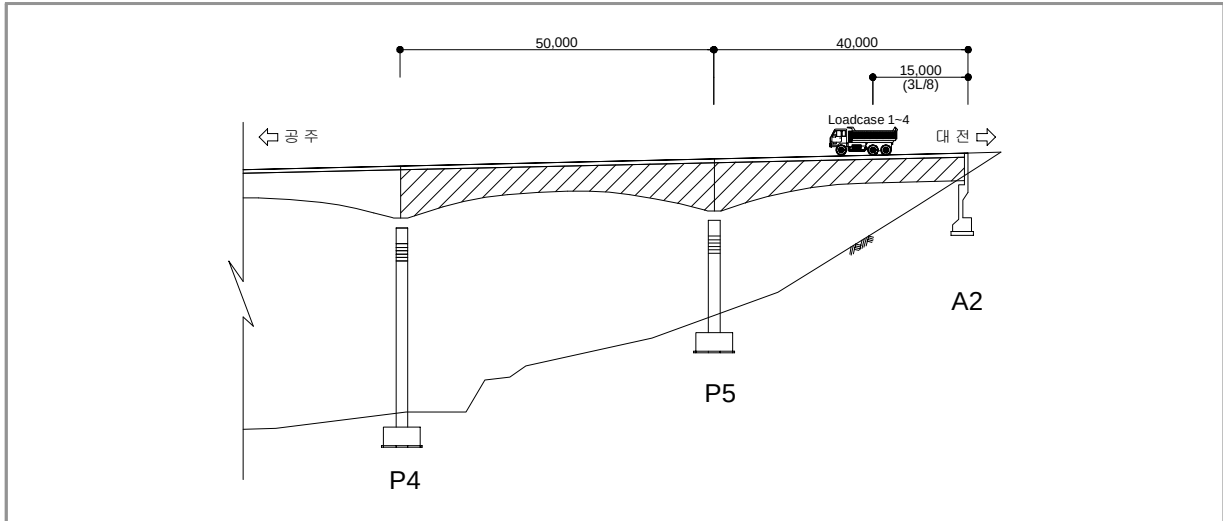


〈그림 6.2.8〉 정적 재하시험 흐름도

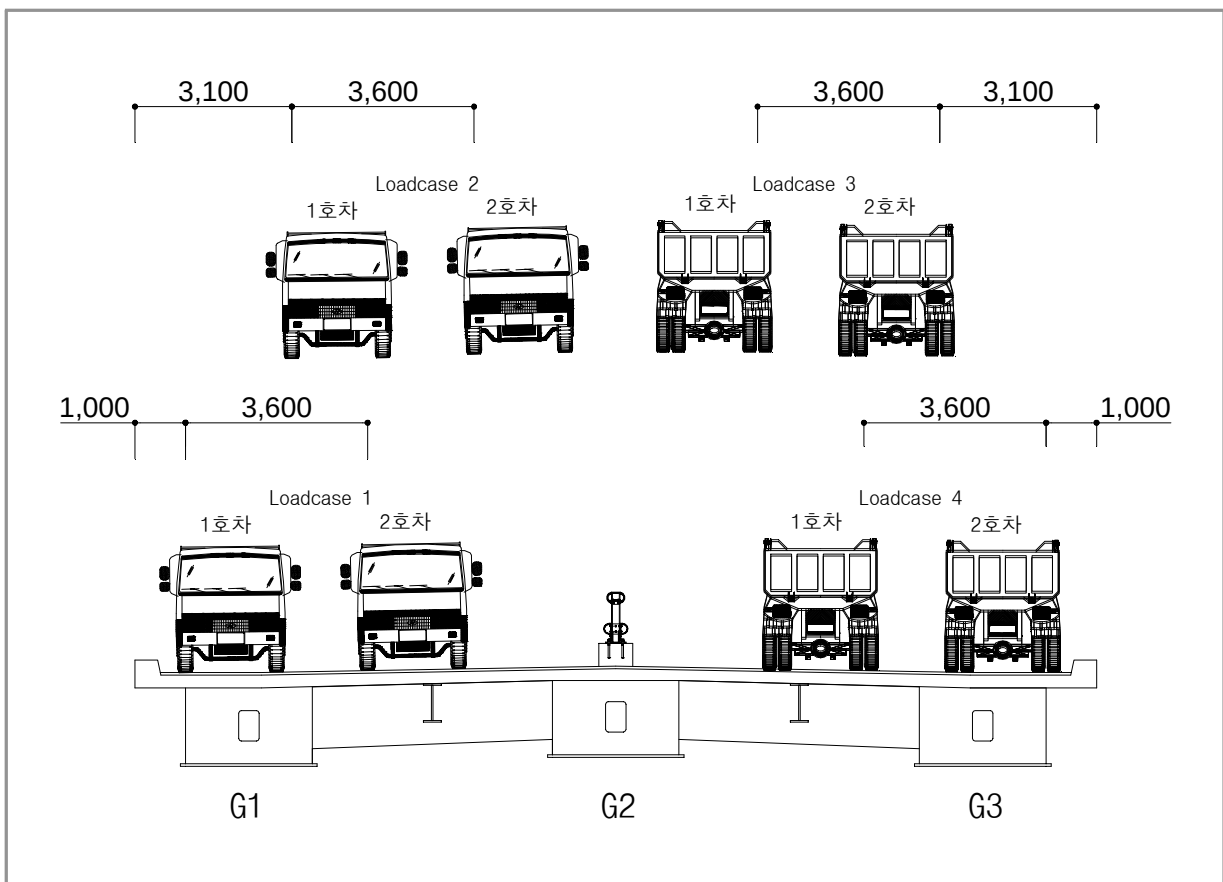
나. 재하위치

정적재하시험은 대상교량의 각 측점에 대한 최대응답을 얻을 수 있도록 대칭성을 확인하고자 시험차량을 재하 하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

1) S6 재하차량위치도

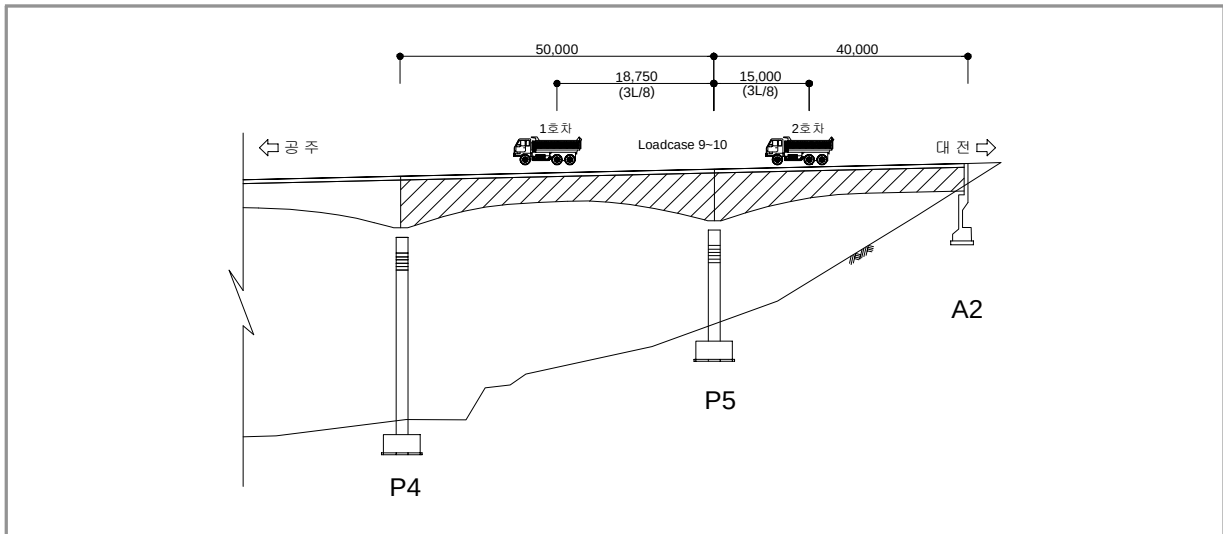


〈그림 6.2.9〉 차량재하 위치도 A-A (S6 3L/8)

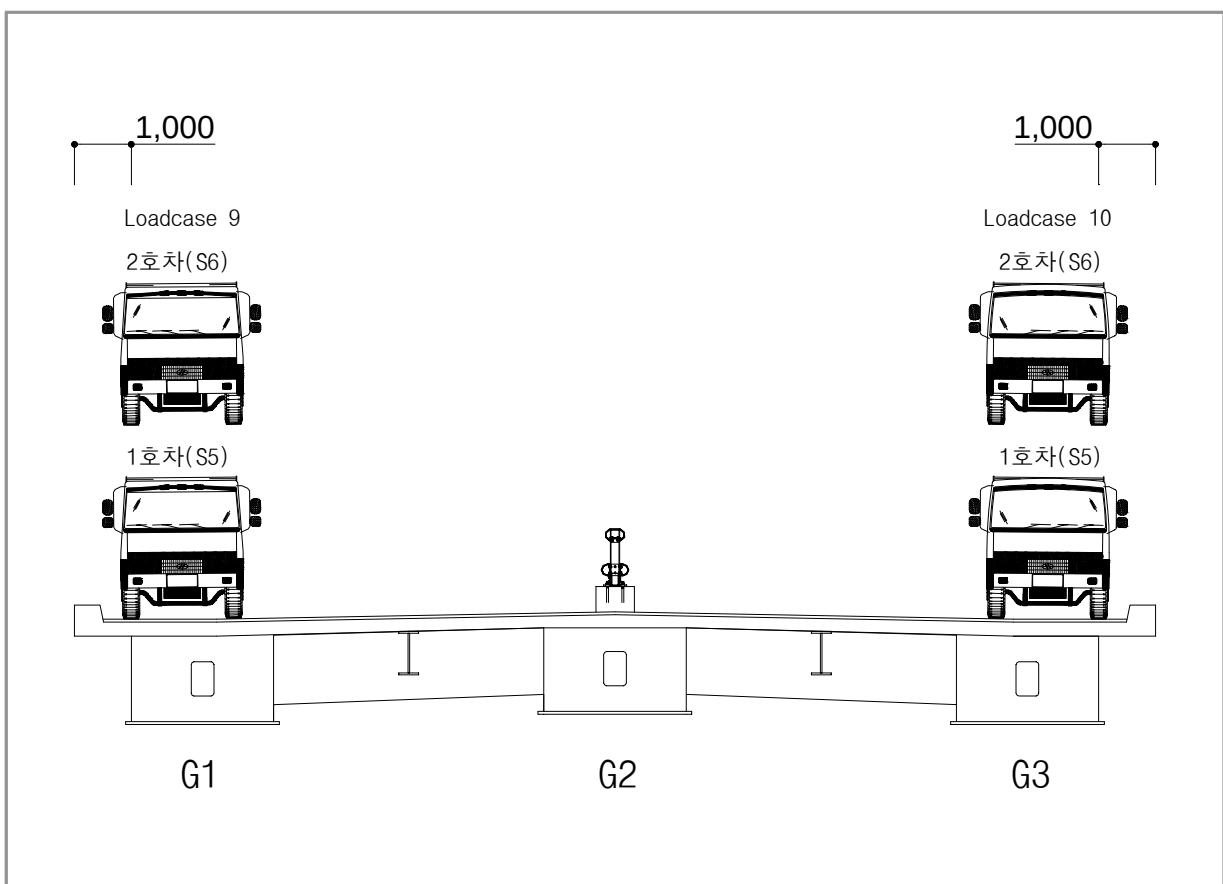


〈그림 6.2.10〉 S3 3L/8 정적재하시험 Load Case

2) P5 재하차량위치도

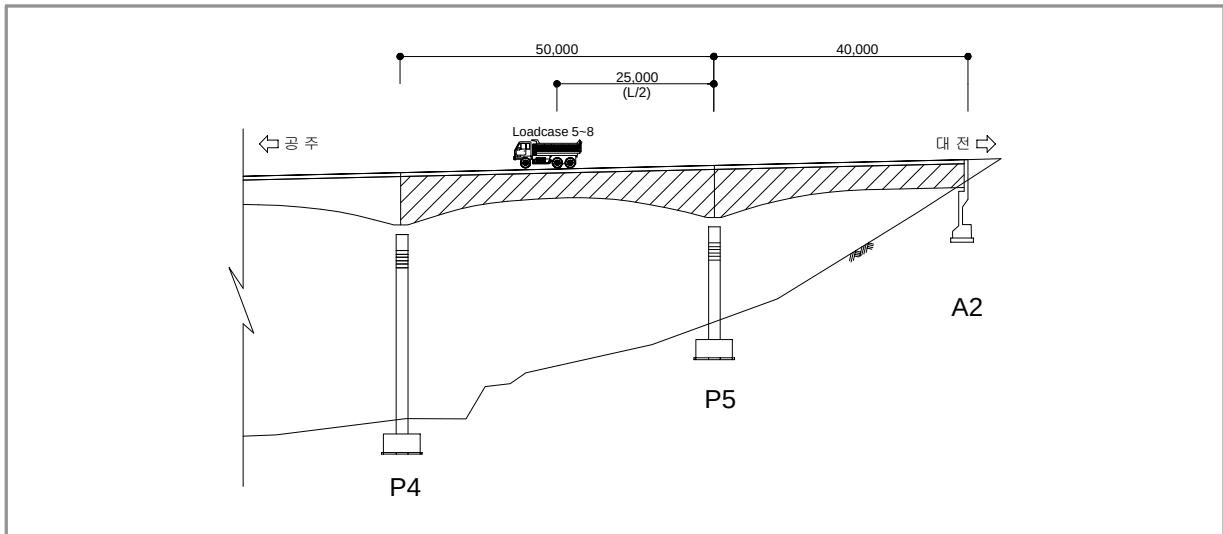


〈그림 6.2.11〉 차량재하 위치도 B-B (P5 지점)

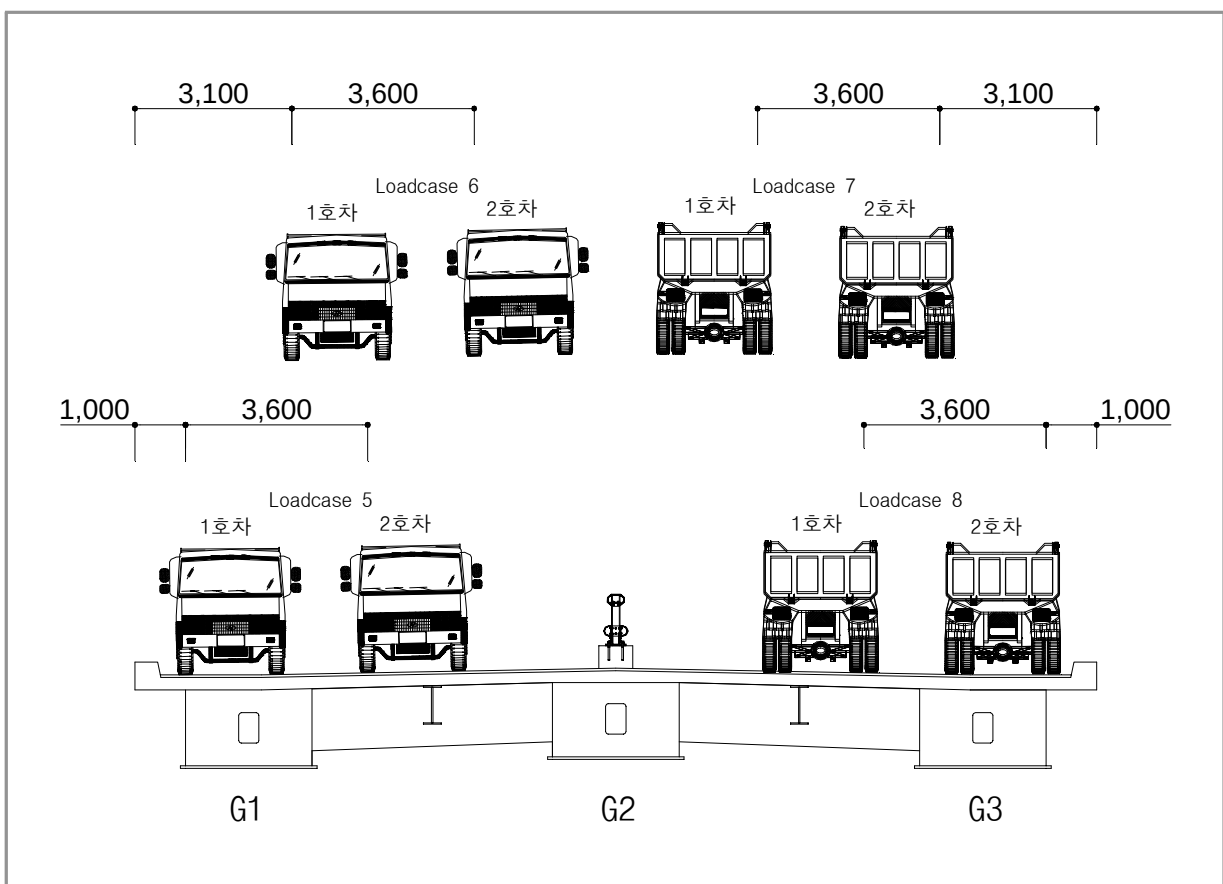


〈그림 6.2.12〉 P5 지점 정적재하시험 Load Case

3) S5 재하차량위치도



〈그림 6.2.13〉 차량재하 위치도 C-C (S5 L/2)



〈그림 6.2.14〉 S5 L/2 정적재하시험 Load Case

다. 측정결과

본 교량에 대한 재하시험 결과, 변형률과 처짐은 재하차량의 정적재하시의 센서들의 응답을 수집한 후 프로그램 필터링 처리를 통하여 그 결과를 <표 6.2.4>, <표 6.2.5>에 나타내었으며, 그 대표적인 예를 <그림 6.2.15>, <그림 6.2.16>에 도시하였다.

재하시험별 각각의 하중경우별(LC)의 처짐과 변형률을 아래와 같이 정리하였으며, 처짐의 경우, (-)는 하향처짐(↓)을, 변형률의 경우 (-)는 압축을 의미한다.

1) 변형률

본 교량 변형률 측정결과, 6경간은 최대 $70.761 \mu \varepsilon$ 로 측정되었고, 5경간은 최대 $66.615 \mu \varepsilon$ 로 측정되었다.

<표 6.2.4> 변형률 측정 결과

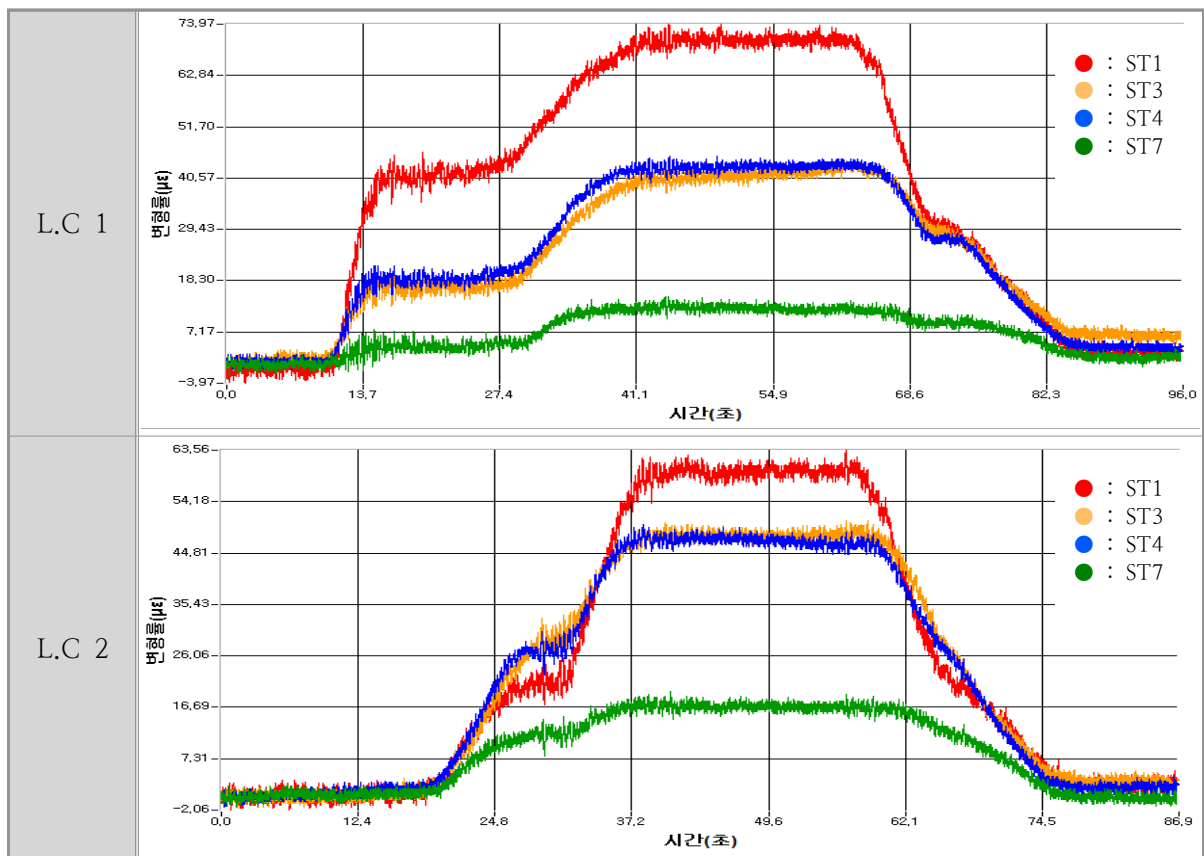
구 분		변형률($\mu \varepsilon$)									
		LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10
6 경 간 (A-A)	ST1	70.575	59.688	12.684	10.324	-	-	-	-	-	-
	ST2	-9.285	-8.372	-1.595	-1.492	-	-	-	-	-	-
	ST3	41.244	48.063	46.902	42.313	-	-	-	-	-	-
	ST4	42.982	46.960	38.367	30.796	-	-	-	-	-	-
	ST5	-5.306	-6.112	-3.988	-2.407	-	-	-	-	-	-
	ST6	-3.195	-2.579	-4.413	-4.871	-	-	-	-	-	-
	ST7	12.265	16.754	59.743	70.761	-	-	-	-	-	-
	ST8	-1.688	-1.946	-8.789	-10.325	-	-	-	-	-	-
P5 (B-B)	ST9	-	-	-	-	-	-	-	-	4.305	0.643
	ST10	-	-	-	-	-	-	-	-	1.361	1.465
	ST11	-	-	-	-	-	-	-	-	0.869	2.048
	ST12	-	-	-	-	-	-	-	-	-0.460	4.435
5 경 간 (C-C)	ST13	-	-	-	-	66.615	55.218	17.119	13.892	-	-
	ST14	-	-	-	-	-8.516	-7.188	-1.771	-2.108	-	-
	ST15	-	-	-	-	33.762	41.698	45.069	40.192	-	-
	ST16	-	-	-	-	40.073	44.506	42.283	34.761	-	-
	ST17	-	-	-	-	-5.207	-5.487	-6.033	-5.749	-	-
	ST18	-	-	-	-	-5.735	-6.042	-5.846	-6.224	-	-
	ST19	-	-	-	-	14.193	17.446	55.764	64.778	-	-
	ST20	-	-	-	-	-1.361	-1.819	-7.361	-6.834	-	-

2) 처짐

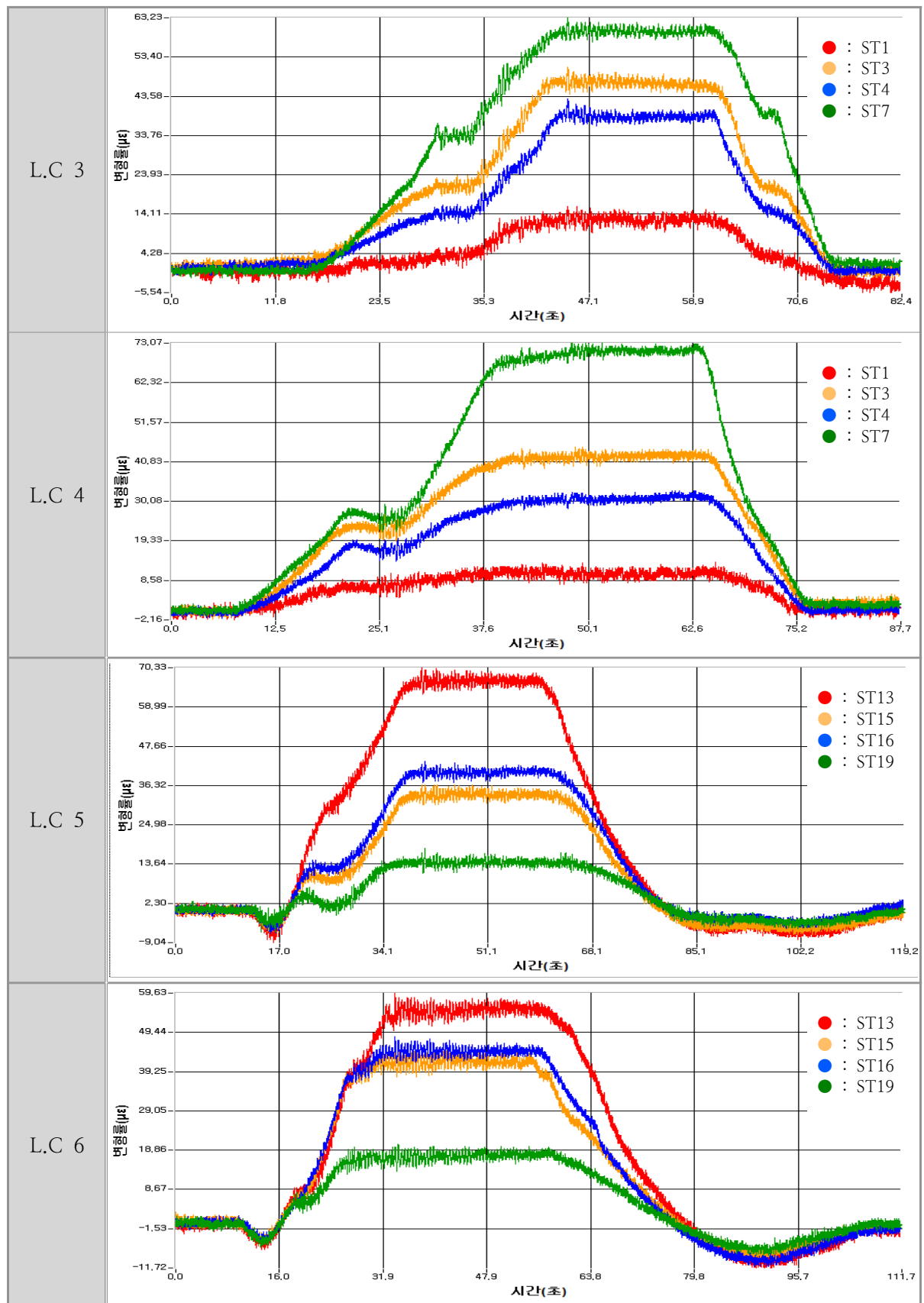
본 교량 대한 처짐 측정결과, 6경간은 최대 5.991mm로, 5경간은 최대 4.772mm로 측정되었다.

〈표 6.2.5〉 처짐 측정 결과

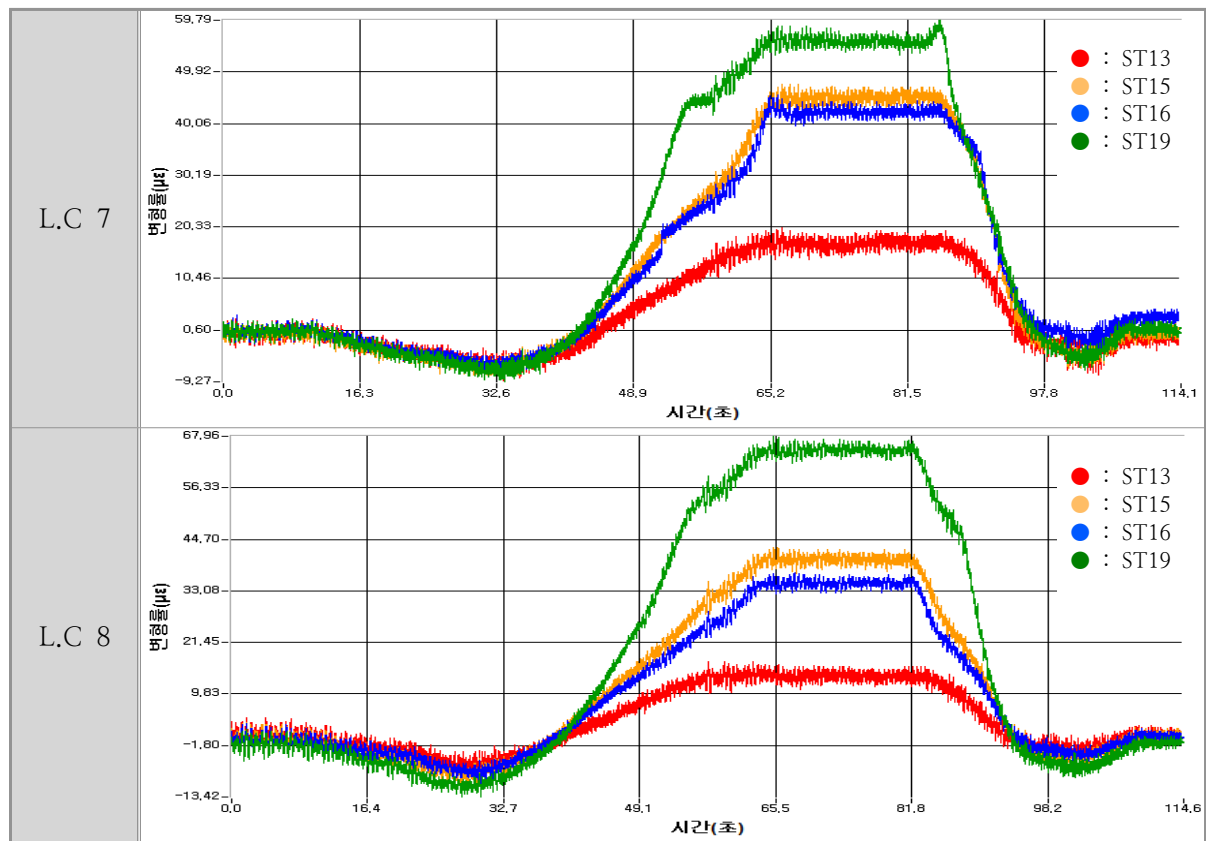
구 분		처짐(mm)							
		LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8
6 경 간 (A-A)	DT1	5.991	5.244	1.816	1.464	—	—	—	—
	DT2	3.716	3.927	3.625	3.31	—	—	—	—
	DT3	1.606	1.892	4.675	5.238	—	—	—	—
5 경 간 (C-C)	DT4	—	—	—	—	4.772	4.174	2.089	2.561
	DT5	—	—	—	—	3.375	3.566	3.485	3.155
	DT6	—	—	—	—	2.085	2.434	4.372	4.392



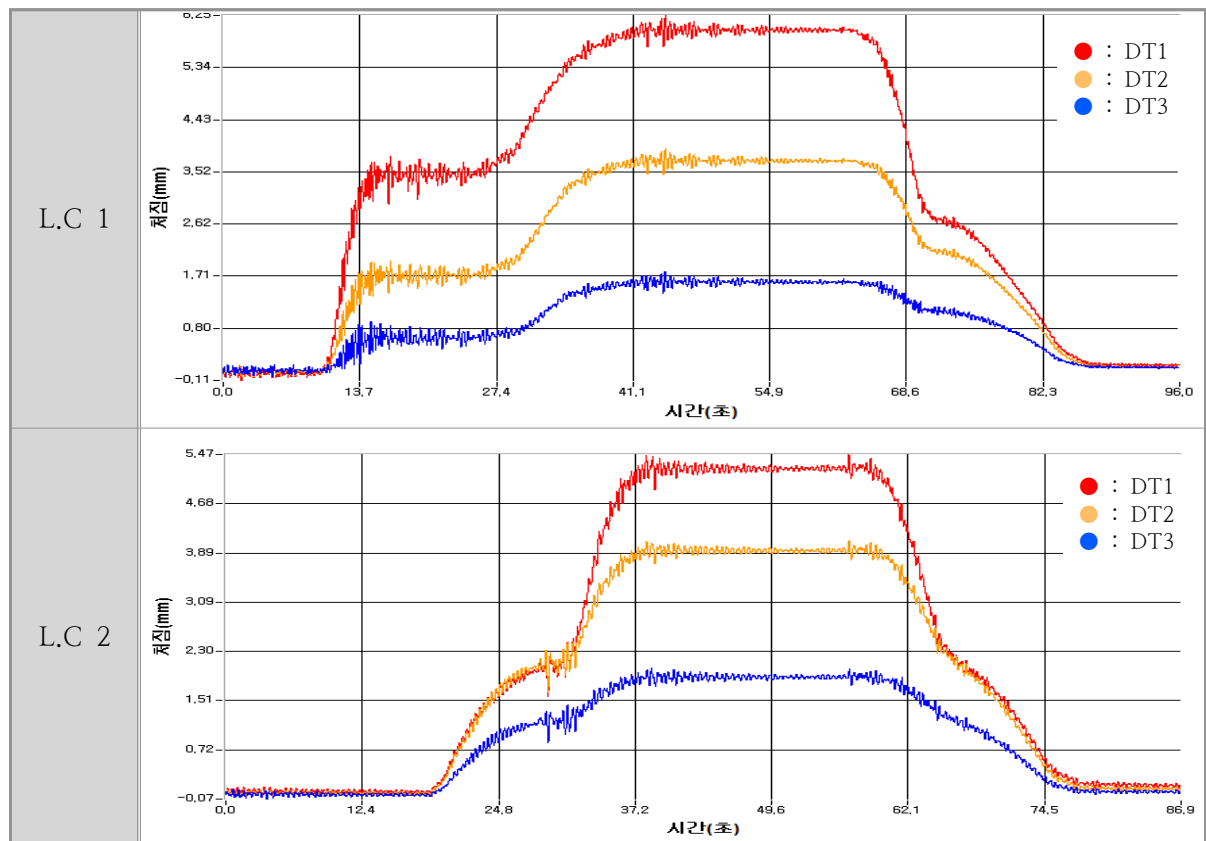
〈그림 6.2.15〉 변형률 측정 Data



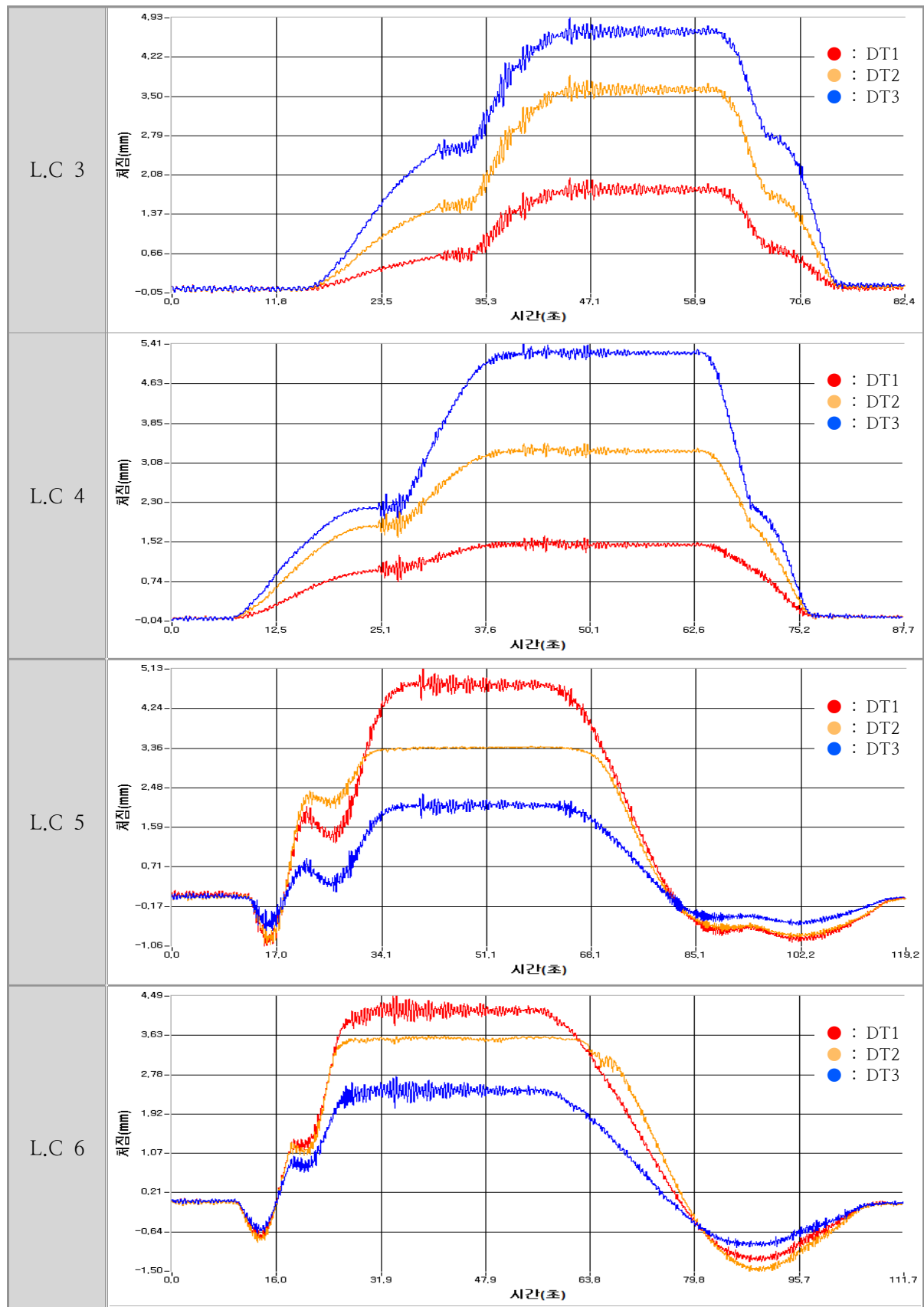
〈그림 6.2.15〉 변형률 측정 Data(계속)



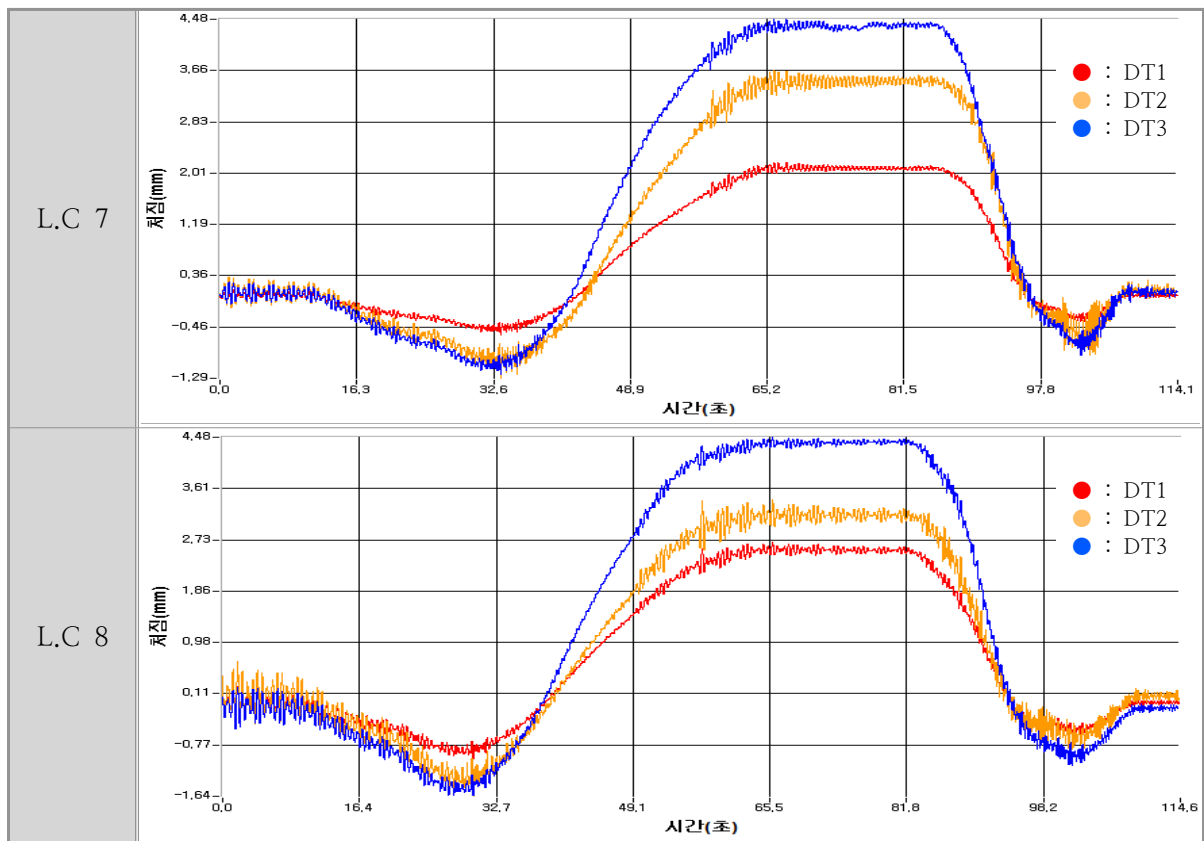
〈그림 6.2.15〉 변형률 측정 Data(계속)



〈그림 6.2.16〉 처짐 측정Data



〈그림 6.2.16〉 침짐 측정 Data(계속)

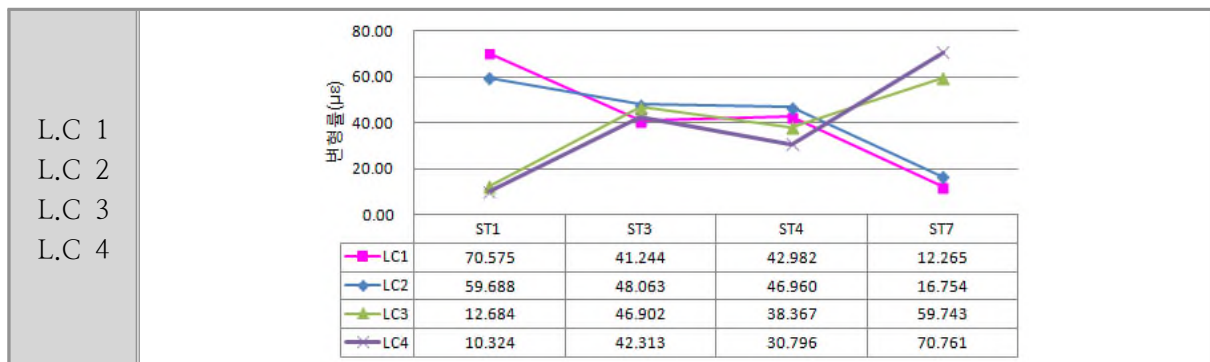


〈그림 6.2.16〉 처짐 측정 Data(계속)

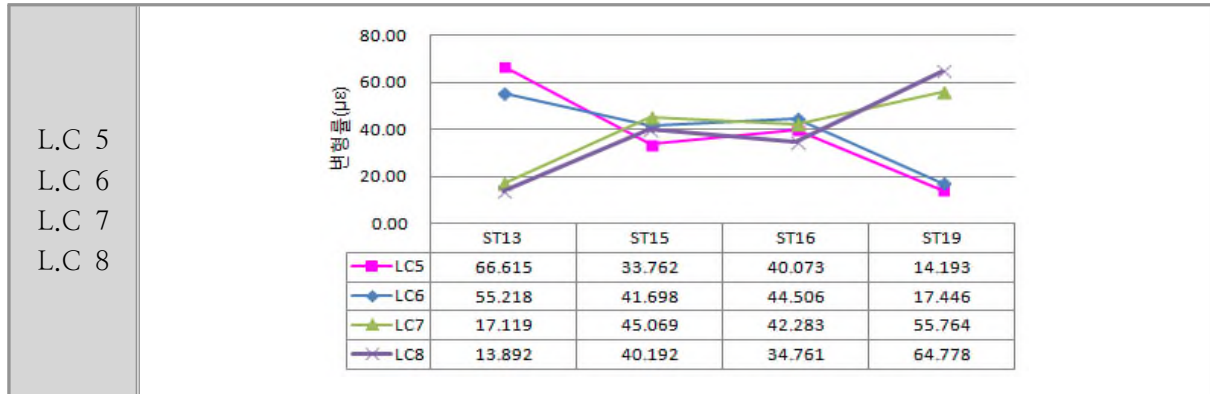
3) 대칭성분석

대칭구조의 교량부재에 하중을 실어 건전한 거동을 하는가를 판단하기 위하여 현장에서 측정된 데이터를 토대로 대칭성 분석을 하였다. 이는 선형탄성범위의 건전한 거동을 하는가를 판단하는 기초자료로 활용할 수가 있으며, 현장에서 측정된 데이터를 이용하여 현 상태의 교량이 시공시 설계도면에 따라 시공이 되었는지의 검증유무와 현 상태의 거동특성을 데이터의 대칭성(Sym-metry) 분석을 통하여 판단할 수가 있다.

① 변형률 대칭성

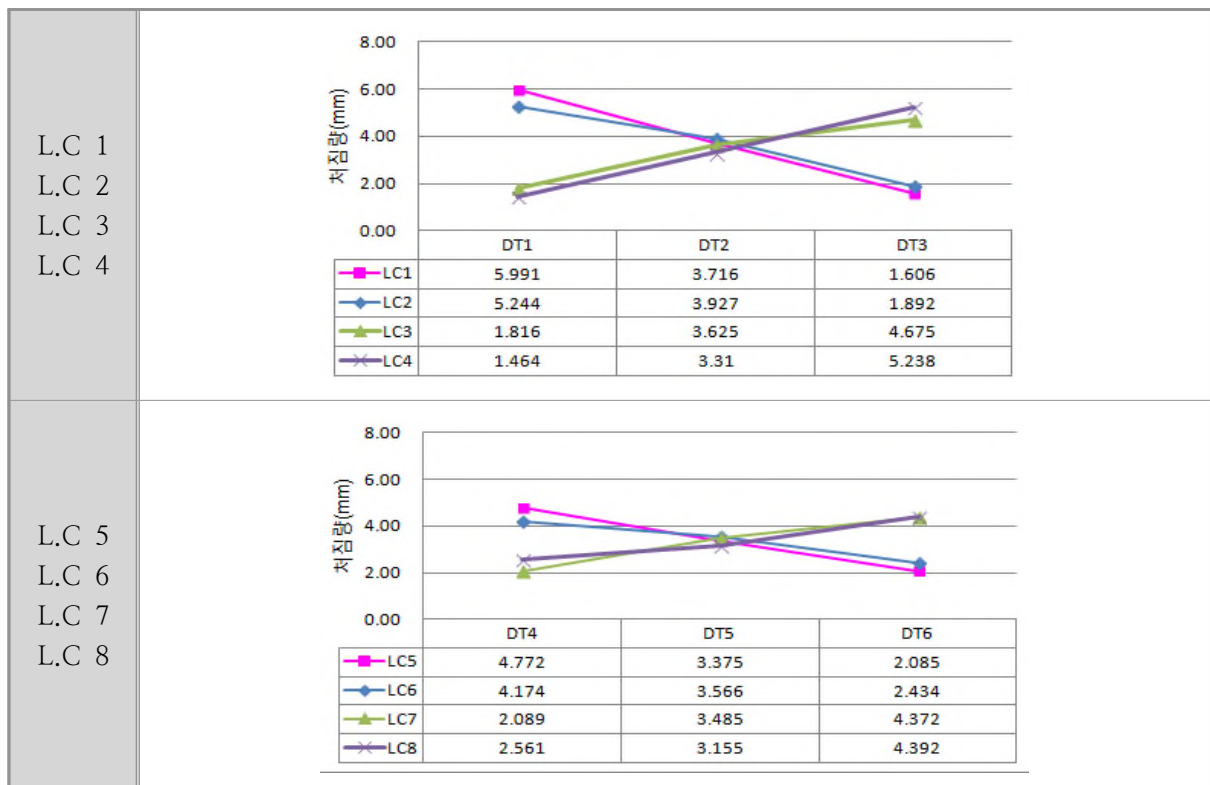


〈그림 6.2.17〉 변형률 대칭성 분석



〈그림 6.2.17〉 변형률 대칭성 분석(계속)

② 처짐 대칭성



〈그림 6.2.18〉 처짐 대칭성 분석

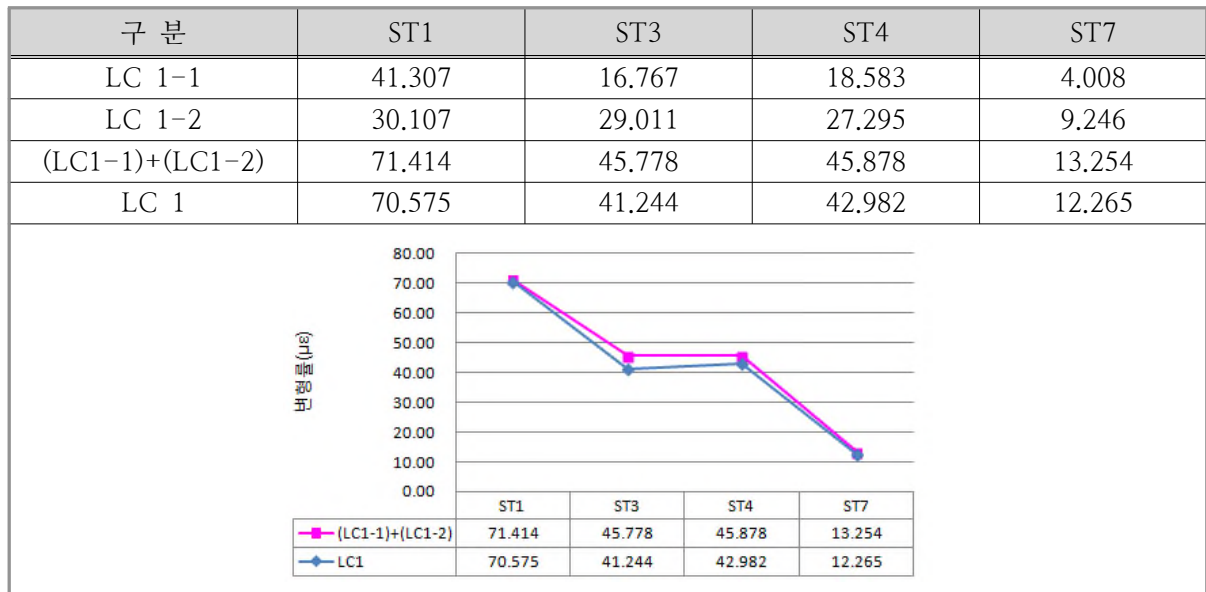
처짐과 변형률에 대한 대칭성 분석결과, 각 결과에서 미세한 차이를 보이고 있으나 양호한 상태인 것으로 판단된다.

4) 중첩성분석

주형의 하중 중첩성을 분석하기 위하여 6경간에 Load Case1, 1-1, 1-2를 재하 하였으며, 중첩성 분석결과는 다음과 같다.

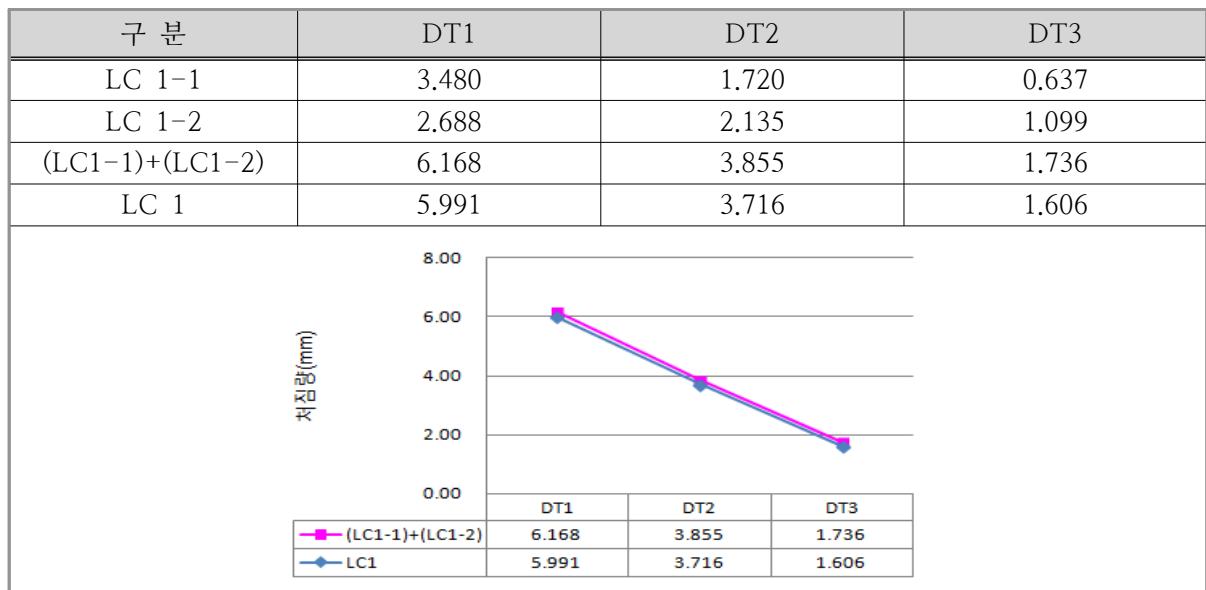
① 변형률 중첩성

〈표 6.2.6〉 변형률 중첩성 분석



② 처짐 중첩성

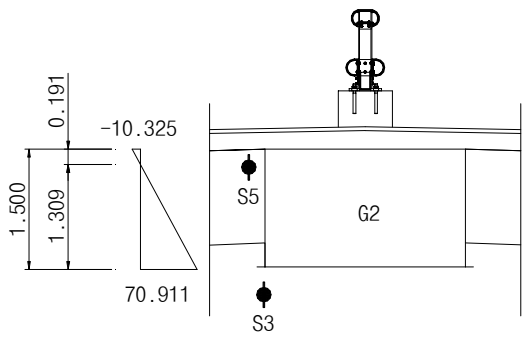
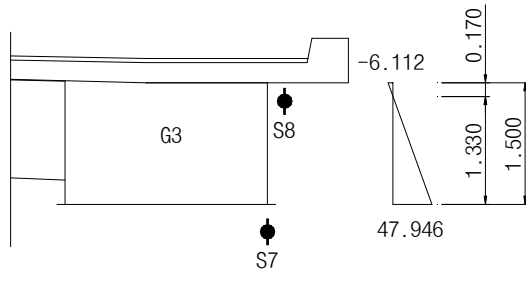
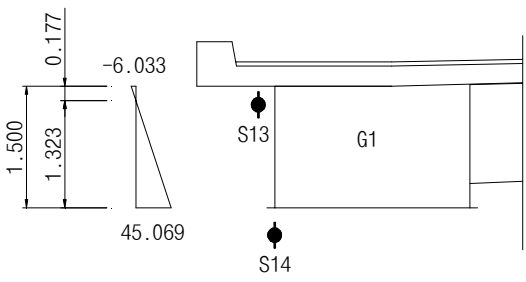
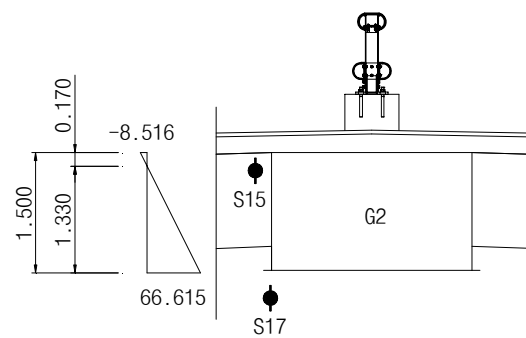
〈표 6.2.7〉 처짐 중첩성 분석



분석결과, 이상 거동 현상이 없이 양호하게 거동하는 것으로 판단된다.

5) 중립축 분석

거더에 대하여 상부와 하부에 각각의 변형률 게이지를 부착하여 거더와 바닥판의 합성 정도를 파악하기 위하여 중립축 검토를 실시하였다.

6경간 (ST3:ST5)				6경간 (ST7:ST8)			
							
실측	1.330m	이론	1.258m	실측	1.309m	이론	1.258m
5경간 (ST13:ST14)				5경간 (ST15:ST17)			
							
실측	1.330m	이론	1.276m	실측	1.323m	이론	1.276m

〈그림 6.2.19〉 중립축 분석 결과

재하시험 결과, 산정된 중립축의 위치는 이론적인 방법으로 구한 중립축보다 다소 상향으로 평가되었다. 이는 이론적인 방법으로 중립축 산정 시 고려되지 않은 연석, 포장, 난간 등이 실제로는 상부구조와 일체적인 거동을 하기 때문에 이론 중립축보다 다소 상향으로 평가된 것으로 중립축의 전반적인 경향은 양호한 상태로 판단된다.

6.2.4 동적 재하시험

가. 개요

교량의 동적재하시험은 크게 두 가지로 분류할 수 있다.

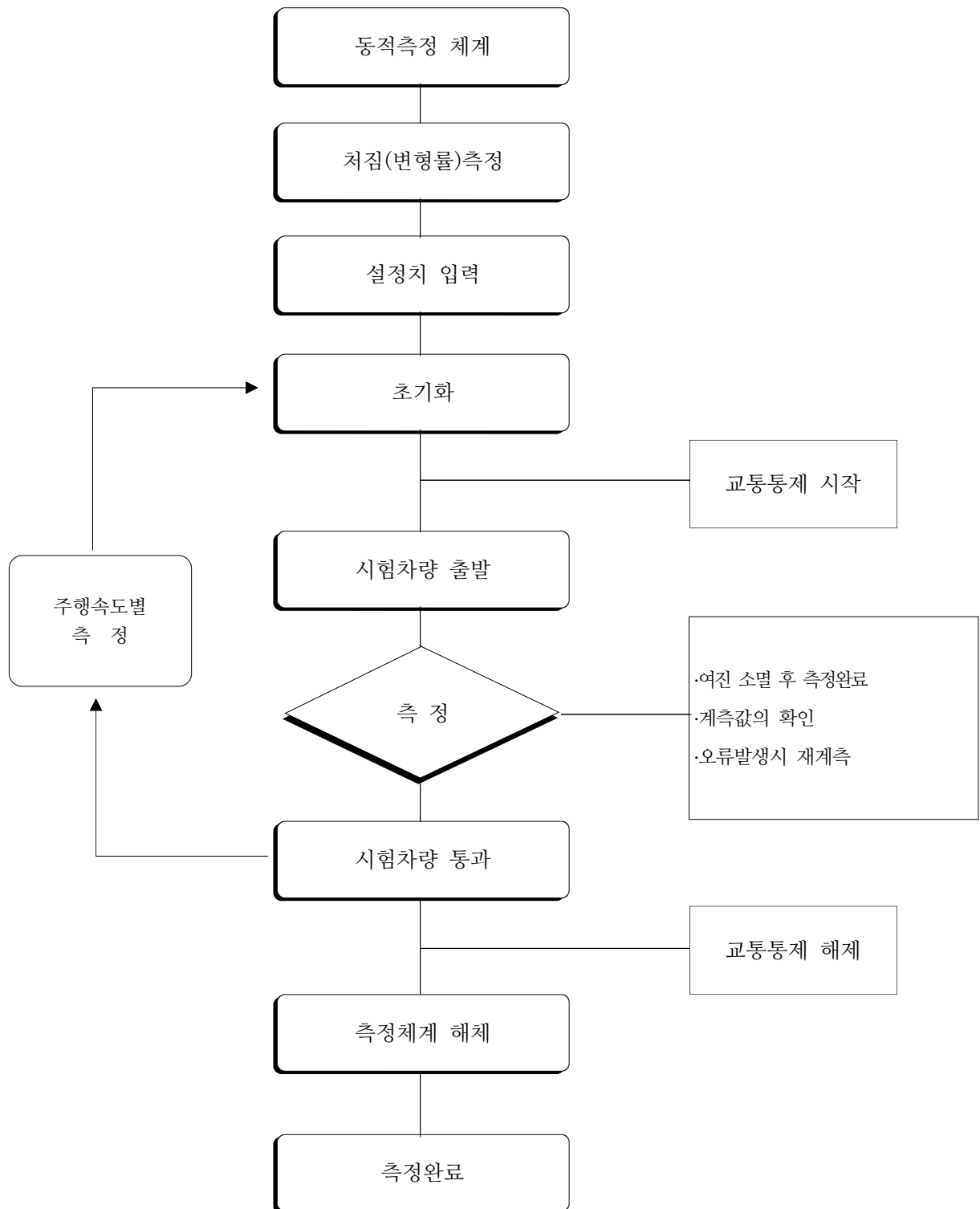
먼저, 시험차의 주행에 따른 동적응답으로부터 실제 교량의 충격계수 및 진동평가를 위한 시험과 다음으로 교량의 동적 특성을 구하기 위한 시험이 있다.

① 차량 주행시험

- 특수한 목적을 제외하고 동적재하시험은 재하차량 이외에 일반차량이 완전히 통제된 상태에서 실시한다.
- 정적재하시험용 계측기와 동적재하시험용 계측기가 상이한 경우 계측기의 측정오차를 검정하기 위하여 동적재하시험용 계측기를 사용하여 정적재하시험과 동일한 1개 재하경우를 선택하여 정적재하시험을 실시한다.
- 시험차량의 주행속도는 상행차선과 하행차선에서 각각 최저 10km/h에서부터 현장 여건상 가능한 최대 주행속도까지 10km/h 간격으로 속도를 증가시키면서 교량의 동적 응답신호를 측정한다.
- 측정결과를 이용하여 교량의 충격계수, 동적변형률, 가속도, 진동주기, 고유 진동수에 따라 사용성 측면에서의 교량진동 특성을 분석한다.

② 동적특성 시험

- 교량의 동적특성 즉 고유진동수, 모드형상을 구하는 시험으로써 상시 미진동, 주행차량에 의한 진동, 가진기에 의한 진동 등을 가속도계 및 변위계로 측정하는 시험이다.
- 장대교의 경우 내진안전도, 내풍안전도를 평가함에 있어 대상교량의 동특성이 기본 자료로 활용되며, 공용중인 교량에서 기간 경과에 따른 동특성의 차이는 교량의 손상정도를 평가하는데 사용될 수 있다.



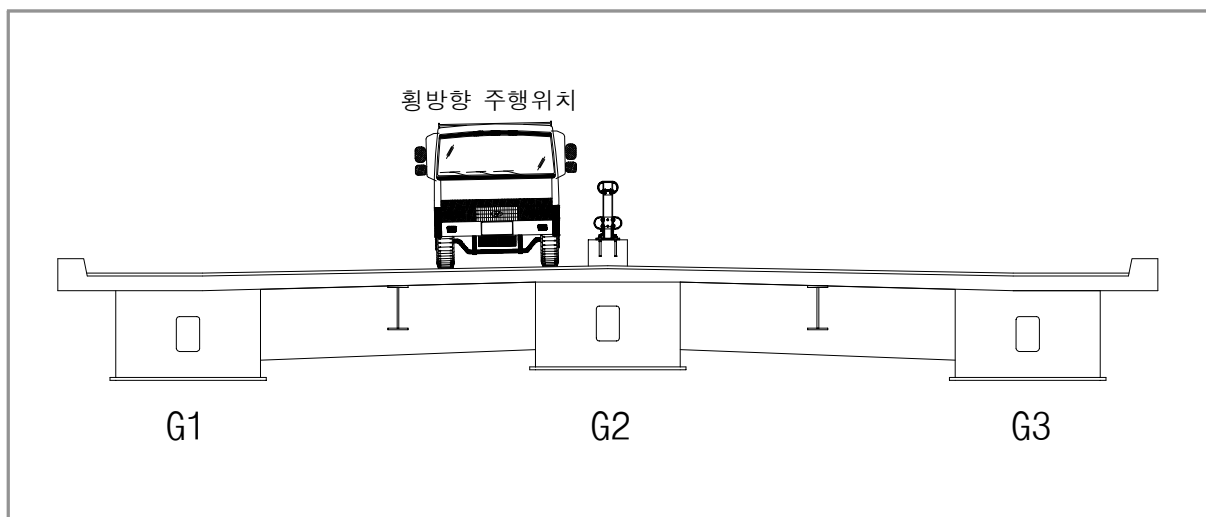
〈그림 6.2.21〉 동적 재하시험 흐름도

나. 시험방법

동적 재하시험은 구조물의 동적 거동을 조사, 측정하기 위한 것으로서 교량의 실 충격계수와 실 고유진동수 등의 동적 특성을 측정 기록하여 교량의 안전성을 검토하기 위한 기본 자료를 구하기 위해 실시한다. 동적 재하시험을 위한 재하차량은 정적 재하시험 시 사용한 동일한 하중의 덤프트럭을 이용하였으며, 주행속도는 10~50km/hr 및 최대속도로 시험하였다.

〈표 6.2.8〉 동적주행시험 방법

재하 경우	주행방향	주행차로	주행속도	비 고
L.C 1	종점 → 시점	1차선	10km/hr	1호차
L.C 2	"	"	20km/hr	2호차
L.C 3	"	"	30km/hr	1호차
L.C 4	"	"	40km/hr	2호차
L.C 5	"	"	50km/hr	1호차
L.C 6	"	"	Max(65km/hr)	2호차

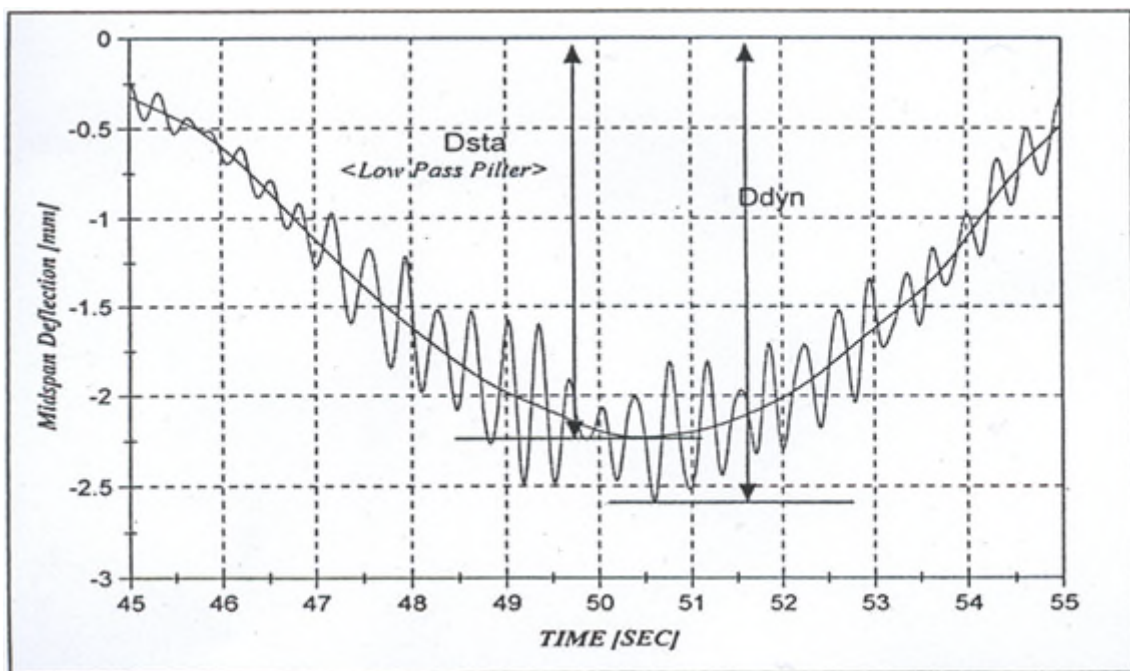


〈그림 6.2.22〉 동적주행 위치

다. 충격계수 산정방법

충격계수의 산정시 5~10km/hr 정도의 서행에 의한 응답을 정적 응답치로 간주하고 이 값을 기준으로 속도별 응답치를 이용하여 충격계수를 산정하는 방법이 일반적으로 사용되나, 최초 서행 시와 매 속도마다의 응답은 운전자의 숙달, 습관, 주행위치 이격 등으로 달라질 수 있다. 따라서 각 속도별 동적응답을 1Hz이하의 Low Pass Filter로 필터링하여 의사정적 응답곡선을 구하고 필터링 전후의 값을 이용하여 각 속도별 충격계수를 구하는 방법을 사용하였다.

산정방법은 동적주행 시험의 각 속도별 동적응답 곡선을 Low Pass Filter에 의해서 필터링한 최대정적응답(Dsta) 곡선을 기준으로 측정한 최대동적응답치(Ddyn)와 비교하여 실측 충격계수를 산정한다.



〈그림 6.2.23〉 처짐이력곡선

$$\text{동적증폭율(Dynamic Load Factor : D.L.F)} = \frac{D_{\text{dyn}}}{D_{\text{sta(Max)}}$$

$$\text{실측충격계수(Impact Factor), I} = \text{D.L.F} - 1$$

라. 측정결과

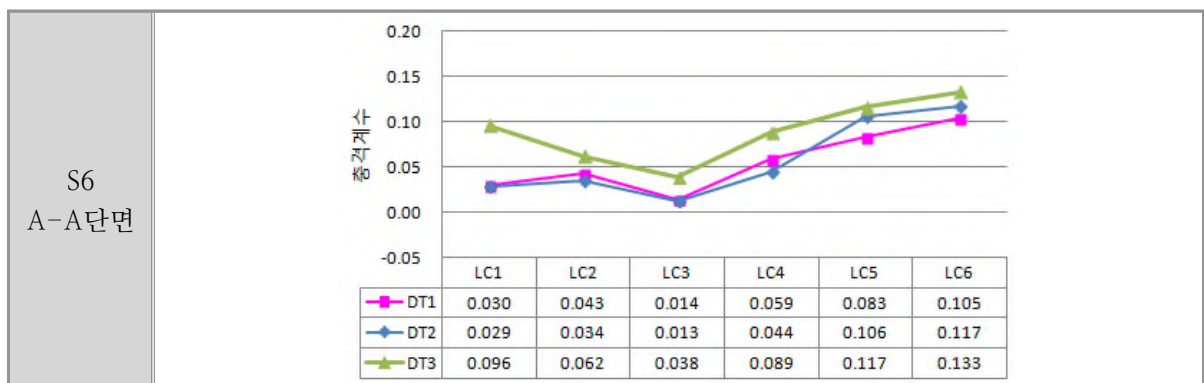
동적주행시험에서 획득한 주행속도별 거동특성, 즉 동적 처짐, 실측충격계수 등의 측정 결과는 다음과 같다.

(1) 동적재하시험 결과

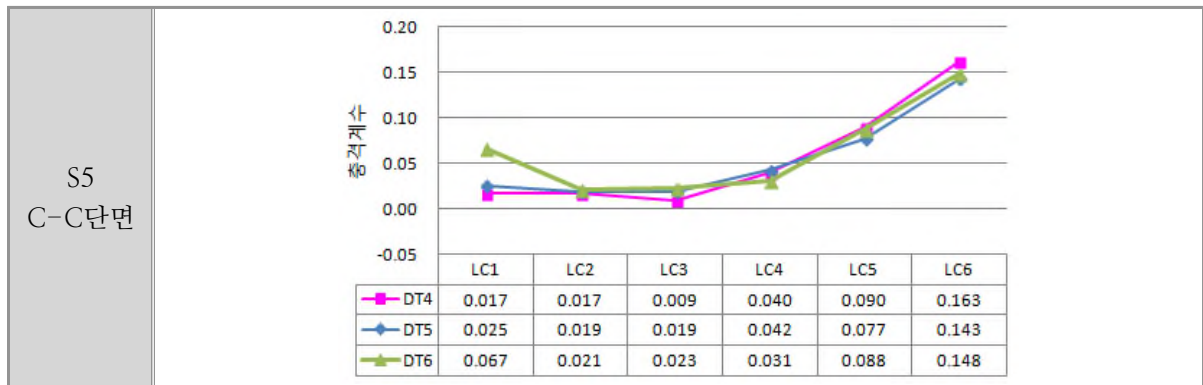
〈표 6.2.9〉 동적재하시험 결과

구 분		처짐(mm)					
		S6, A-A단면			S5, C-C단면		
		DT1	DT2	DT3	DT4	DT5	DT6
L.C 1 (10km/hr)	δ dyn	2.165	2.152	1.304	2.183	2.142	1.550
	δ sta	2.102	2.091	1.190	2.146	2.090	1.453
	충격계수	0.030	0.029	0.096	0.017	0.025	0.067
L.C 2 (20km/hr)	δ dyn	2.117	2.080	1.197	2.196	2.165	1.476
	δ sta	2.030	2.011	1.127	2.159	2.125	1.446
	충격계수	0.043	0.034	0.062	0.017	0.019	0.021
L.C 3 (30km/hr)	δ dyn	2.146	2.101	1.187	2.177	2.247	1.419
	δ sta	2.117	2.074	1.143	2.158	2.206	1.387
	충격계수	0.014	0.013	0.038	0.009	0.019	0.023
L.C 4 (40km/hr)	δ dyn	2.178	2.055	1.165	2.250	2.268	1.494
	δ sta	2.057	1.968	1.070	2.163	2.176	1.449
	충격계수	0.059	0.044	0.089	0.040	0.042	0.031
L.C 5 (50km/hr)	δ dyn	2.524	2.434	1.427	2.283	2.376	1.447
	δ sta	2.330	2.200	1.278	2.094	2.207	1.330
	충격계수	0.083	0.106	0.117	0.090	0.077	0.088
L.C 6 (65km/hr)	δ dyn	2.275	2.155	1.219	2.468	2.484	1.722
	δ sta	2.059	1.930	1.076	2.122	2.174	1.500
	충격계수	0.105	0.117	0.133	0.163	0.143	0.148

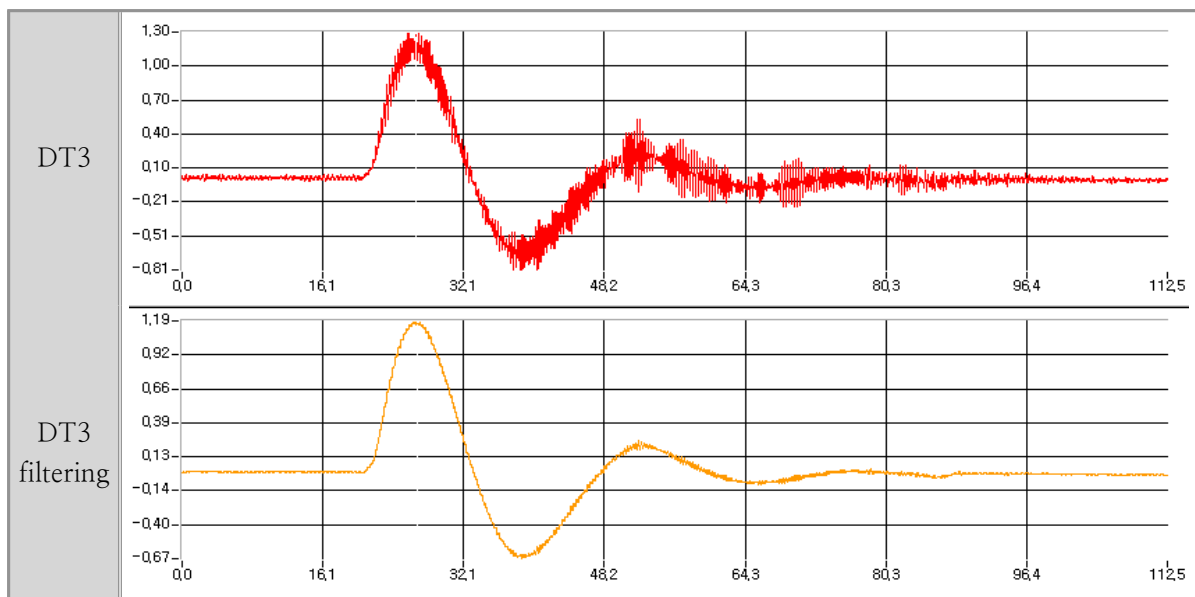
또한, 〈그림 6.2.24〉은 속도별 충격계수의 변화 추이도를 나타낸 것이며, 분석결과, 전체경향은 속도가 증가되면서 충격계수가 증가되는 것으로 측정되었다.



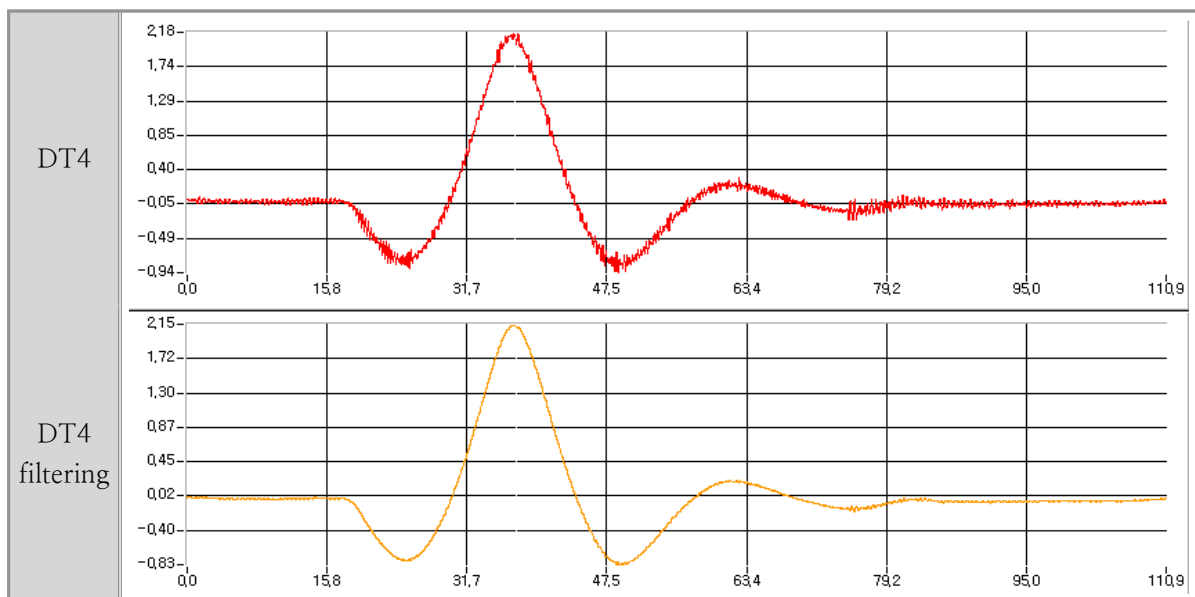
〈그림 6.2.24〉 속도별 충격계수 변화 추이도



〈그림 6.2.24〉 속도별 충격계수 변화 추이도(계속)

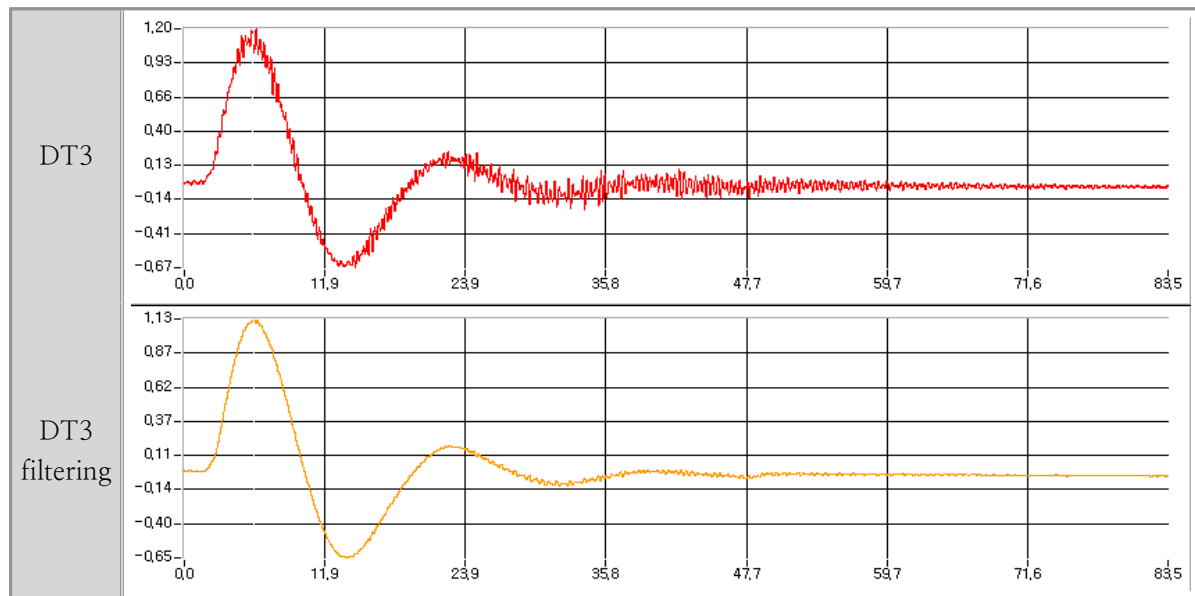


a. 처짐-시간 이력곡선 L.C 1 (10km/hr) - DT3

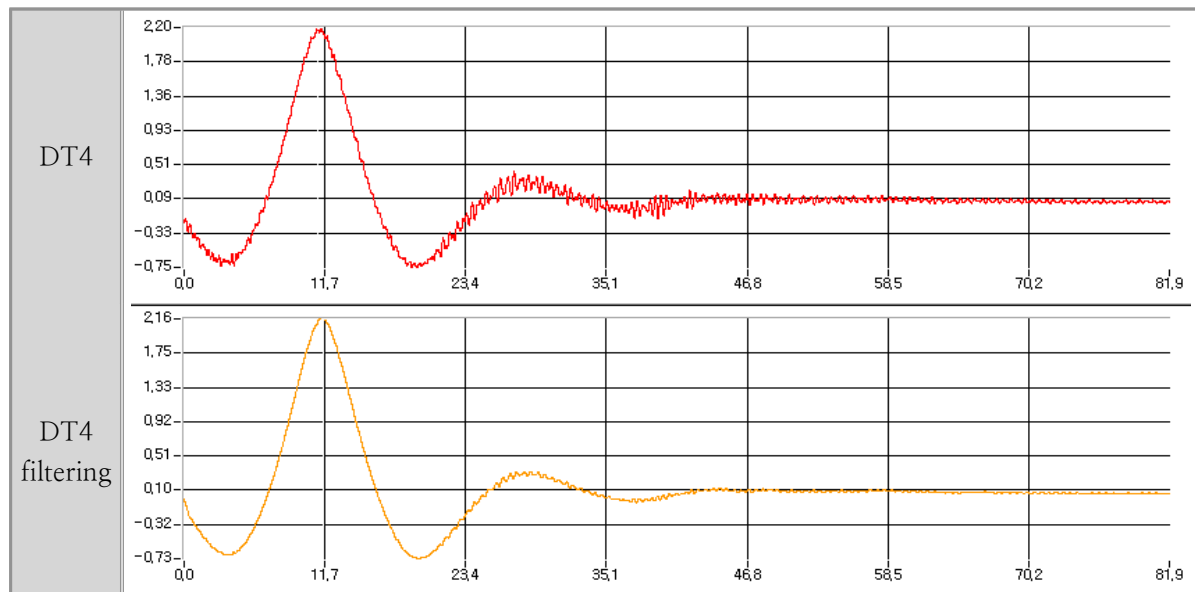


b. 처짐-시간 이력곡선 L.C 1 (10km/hr) - DT4

〈그림 6.2.25〉 처짐-시간 이력곡선

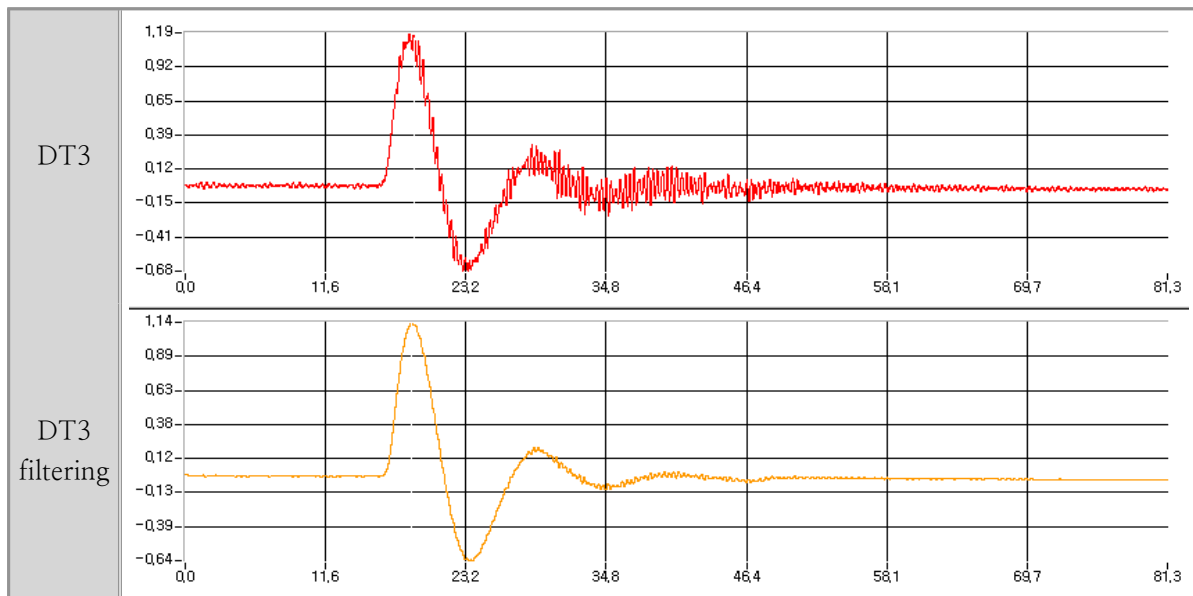


c. 처짐-시간 이력곡선 L.C 2 (20km/hr) - DT3

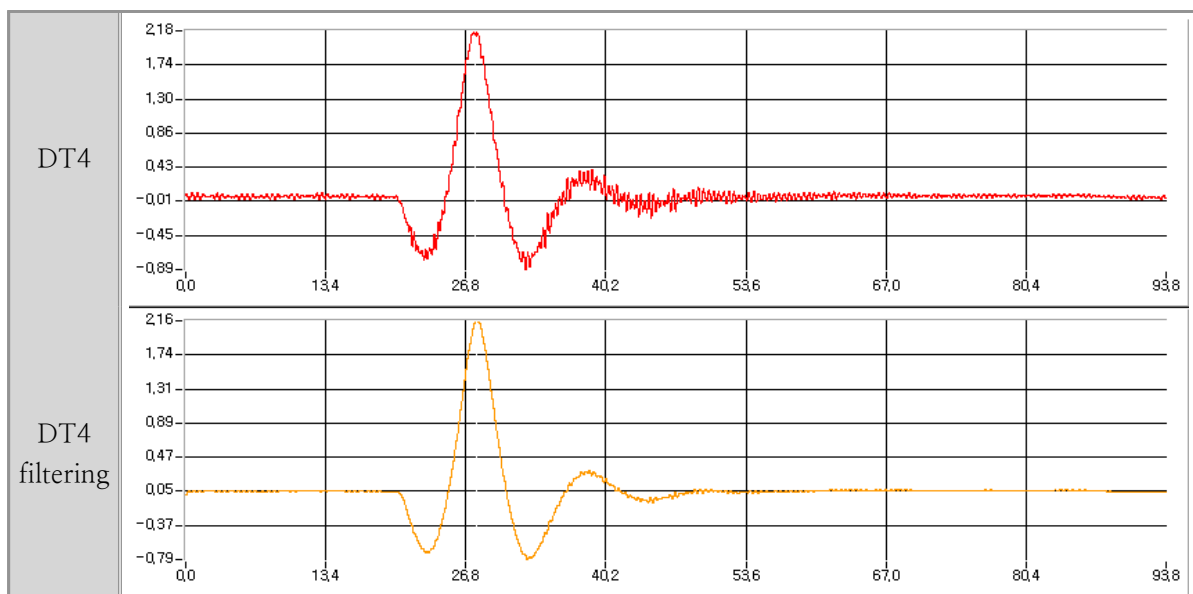


d. 처짐-시간 이력곡선 L.C 2 (20km/hr) - DT4

〈그림 6.2.25〉 처짐-시간 이력곡선(계속)

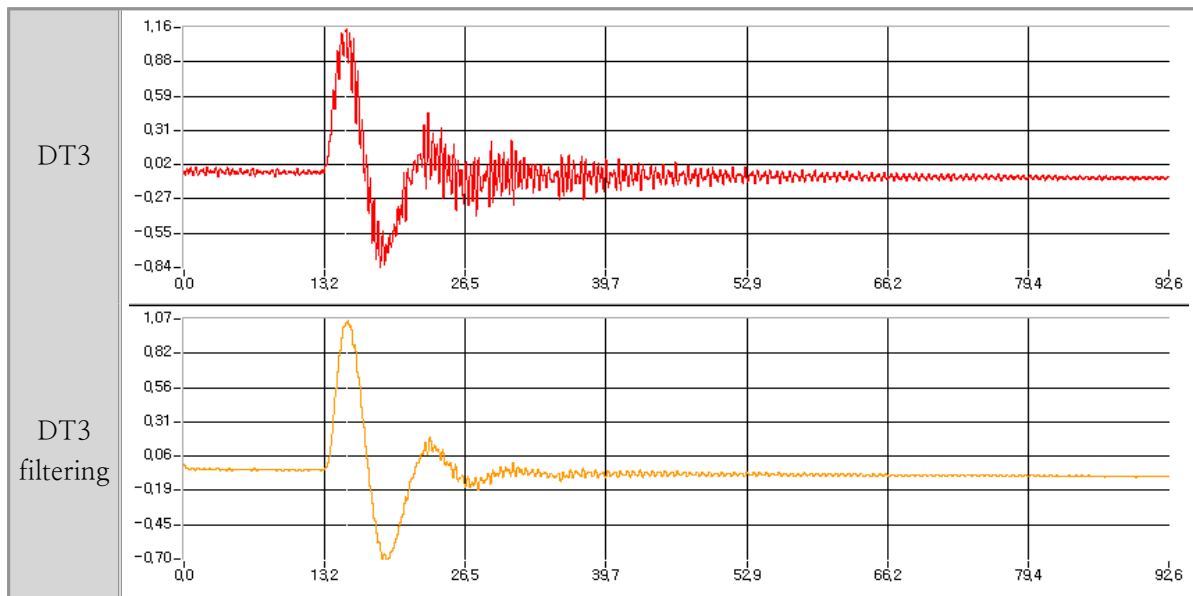


e. 처짐-시간 이력곡선 L.C 3 (30km/hr) - DT3

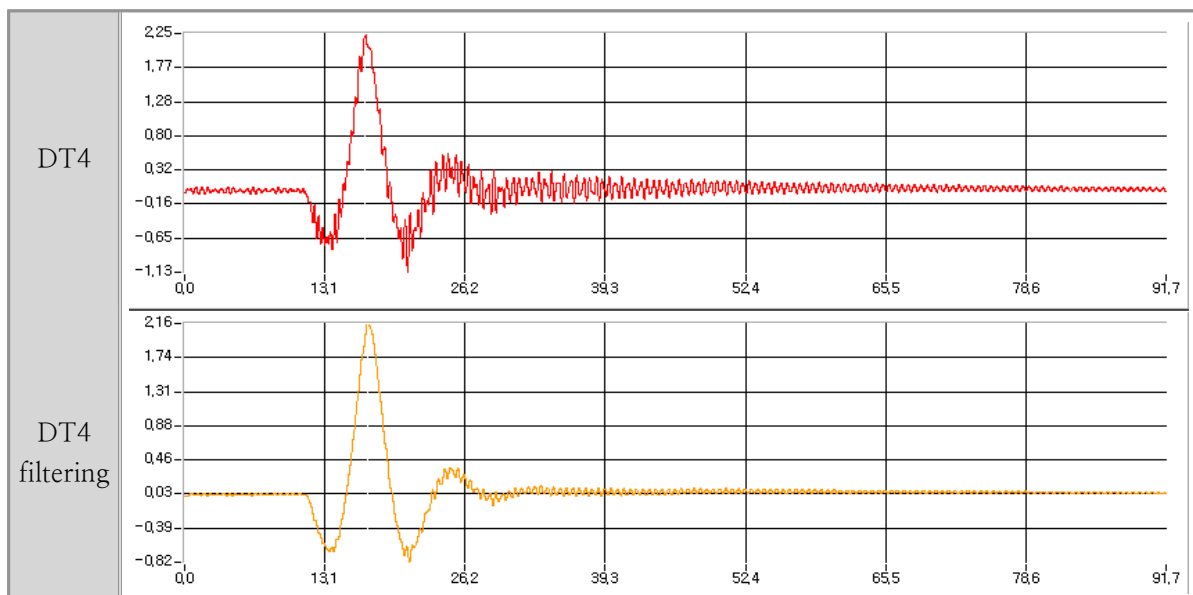


f. 처짐-시간 이력곡선 L.C 3 (30km/hr) - DT4

〈그림 6.2.25〉 처짐-시간 이력곡선(계속)

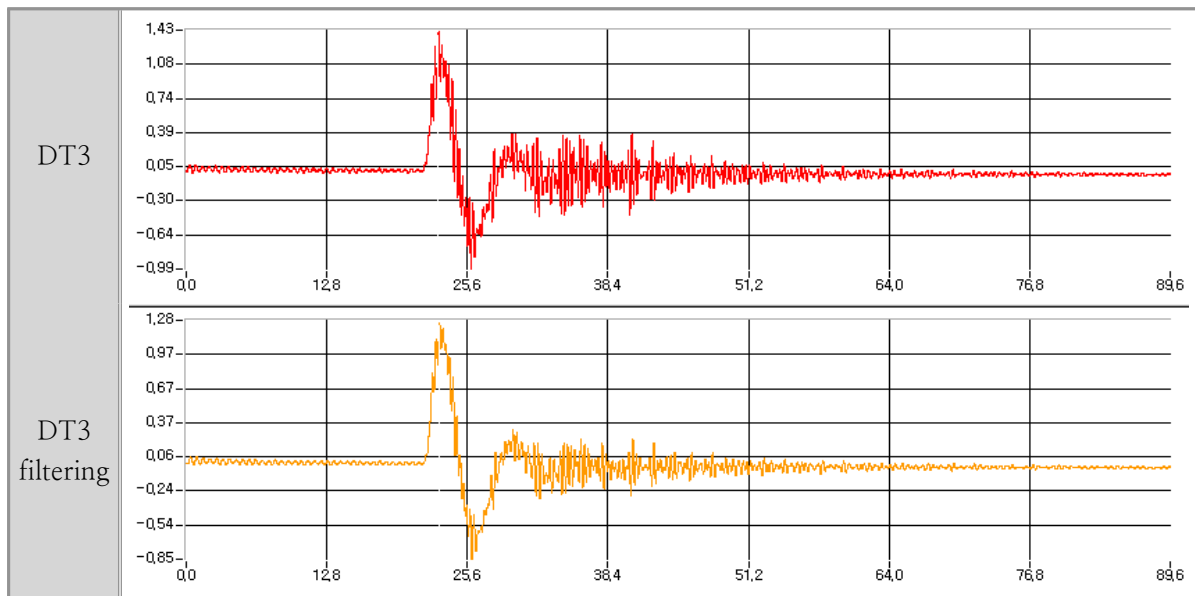


g. 처짐-시간 이력곡선 L.C 4 (40km/hr) - DT3

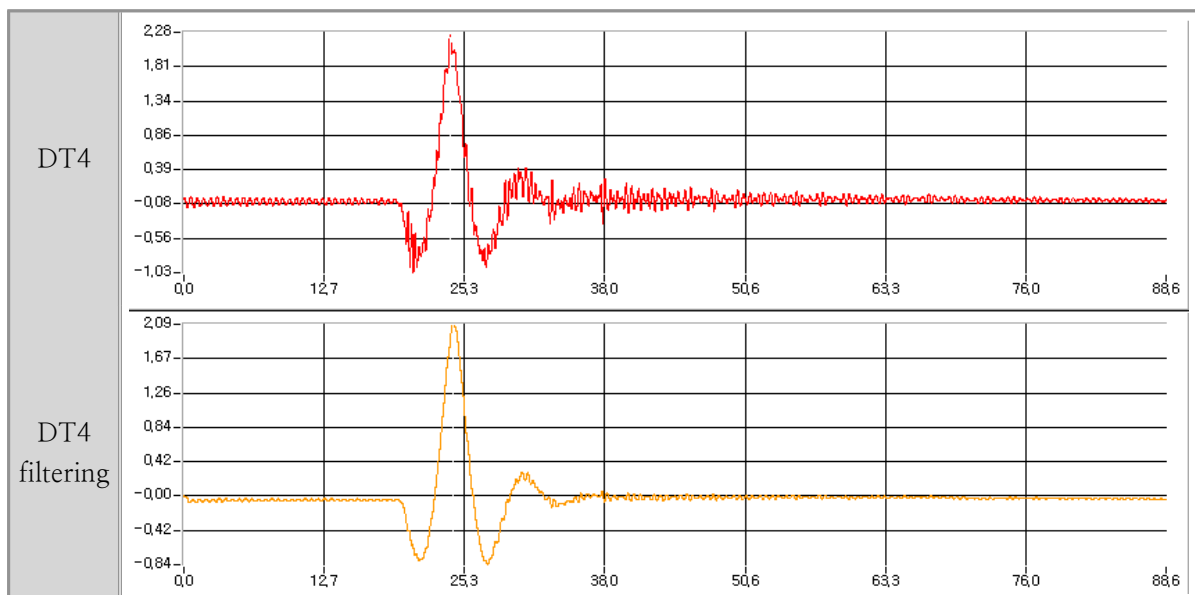


h. 처짐-시간 이력곡선 L.C 4 (40km/hr) - DT4

〈그림 6.2.25〉 처짐-시간 이력곡선(계속)

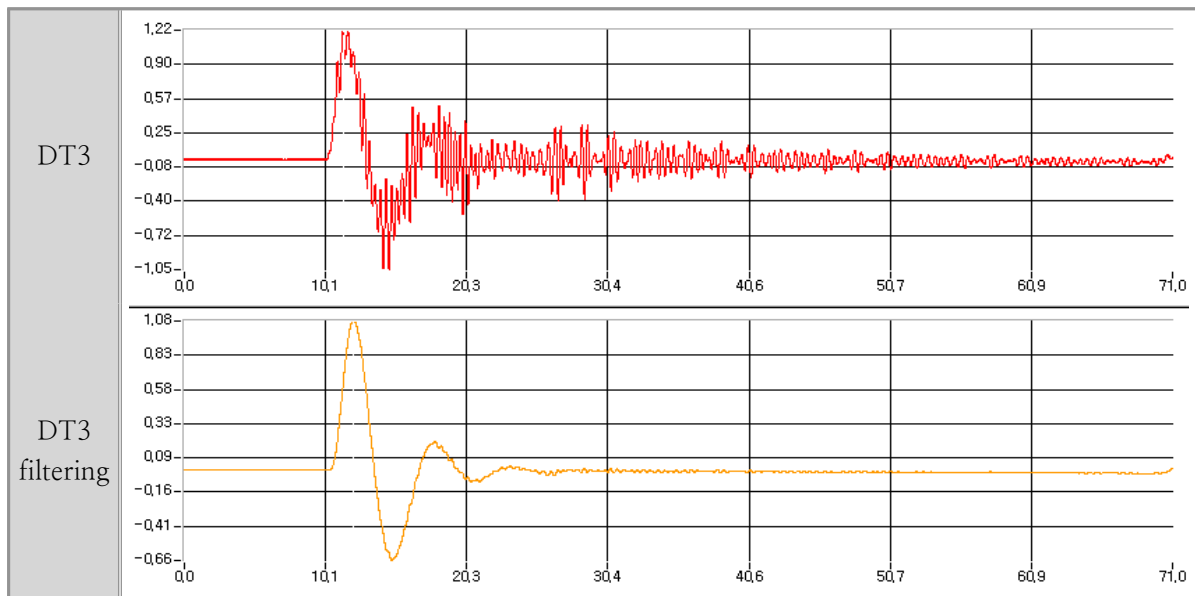


j. 처짐-시간 이력곡선 L.C 5 (50km/hr) - DT3

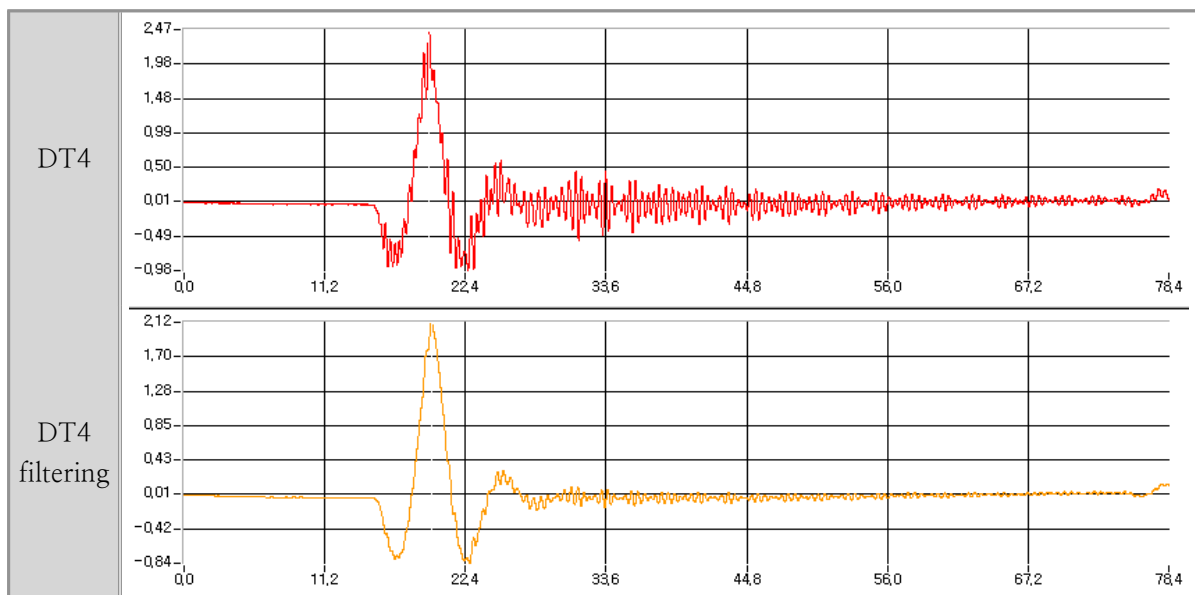


i. 처짐-시간 이력곡선 L.C 5 (50km/hr) - DT4

〈그림 6.2.25〉 처짐-시간 이력곡선(계속)



k. 처짐-시간 이력곡선 L.C 6 (65km/hr) - DT3



l. 처짐-시간 이력곡선 L.C 6 (65km/hr) - DT4

〈그림 6.2.25〉 처짐-시간 이력곡선(계속)

2) 실측 충격계수

충격계수는 주행속도별로 계측된 처짐(주행차선)의 동적응답곡선에 Low Pass Filert 범위를 0.6~1.0Hz로 필터링하여 구한 정적 응답곡선을 비교하여 실측충격계수를 산정하였다. 충격계수의 산정식과 이론 충격계수는 다음과 같다.

- 재하시험에 의한 충격계수 산정

· 실측 충격계수 산출 방법

$$\therefore i = \frac{(D-1)}{\sqrt{N}}$$

$$\text{여기서, } D = \frac{(d_{dyn})_{\max}}{(d_{sta})_{\max}} \quad (d_{dyn})_{\max} : \text{동적상태의 최대처짐}$$

$$(d_{sta})_{\max} : \text{정적상태의 최대처짐}$$

$$N = \text{재하차량의 대수}(= 1)$$

· 이론적 충격계수

6경간(3L/8지점)	5경간(L/2지점)
$\therefore L = 40.000 \text{ m}$	$\therefore L = 50.000 \text{ m}$
$\therefore i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 40.00} = 0.188$	$\therefore i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 50.00} = 0.167$

10km~65(Max)km/hr의 속도별로 측정한 결과, 6경간의 충격계수 최대값은 0.133, 5경간의 충격계수 최대값은 0.163으로 이론적 충격계수 6경간 0.188, 5경간 0.167보다 작게 측정되었다.

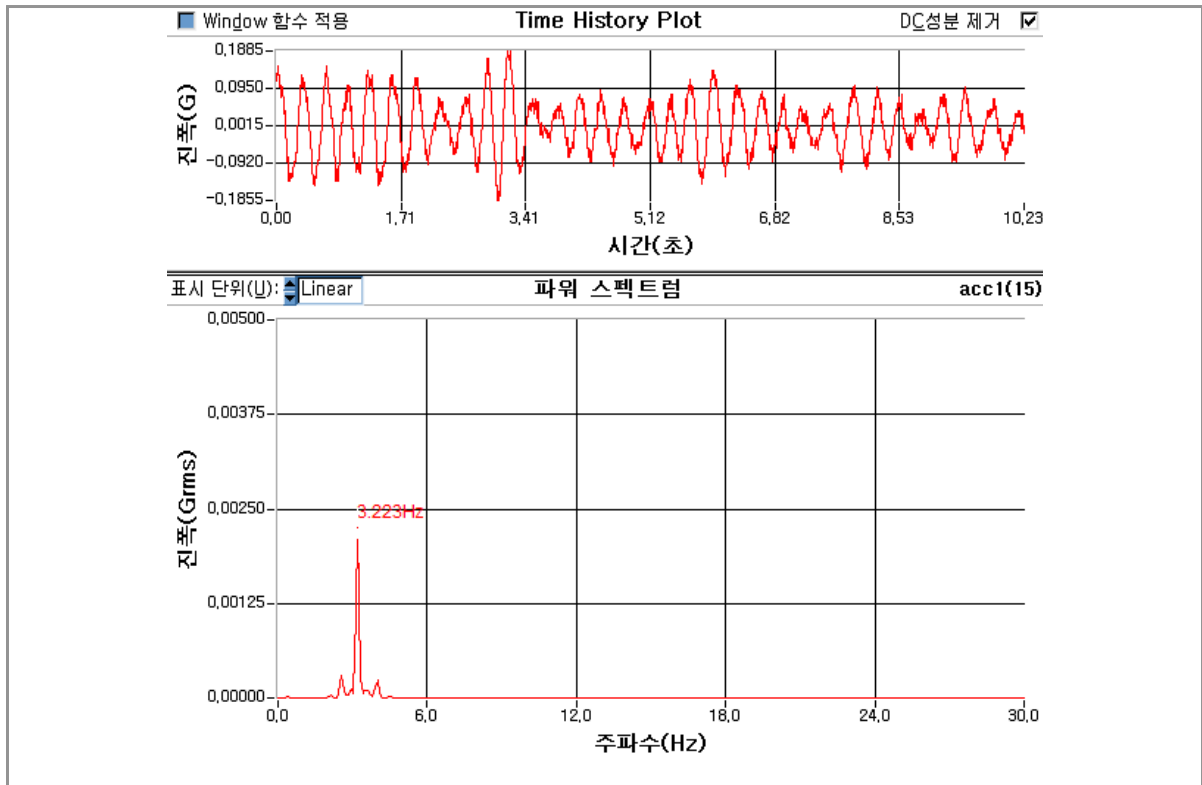
3) 속도별 고유진동수

진동데이터의 스펙트럼 해석이란 불규칙한 진동파형을 Fourier 변환하여 시간영역의 데이터를 진동수 영역의 데이터로 바꾸고, 진동파형에 포함되어있는 진동수 성분의 강도(F.F.T)를 구하는 것을 말한다. Window Function의 Hanning Type을 이용하여 교량에 설치한 가속도계로부터 재하차량이 측정경간을 벗어나 영향을 주지않는 자유진동상태의 가속도 응답곡선을 F.F.T분석을 실시한 후 고유진동수를 구하였다. 해석치와 실측치를 비교한 결과는 <표 6.2.8>에 나타내었다.

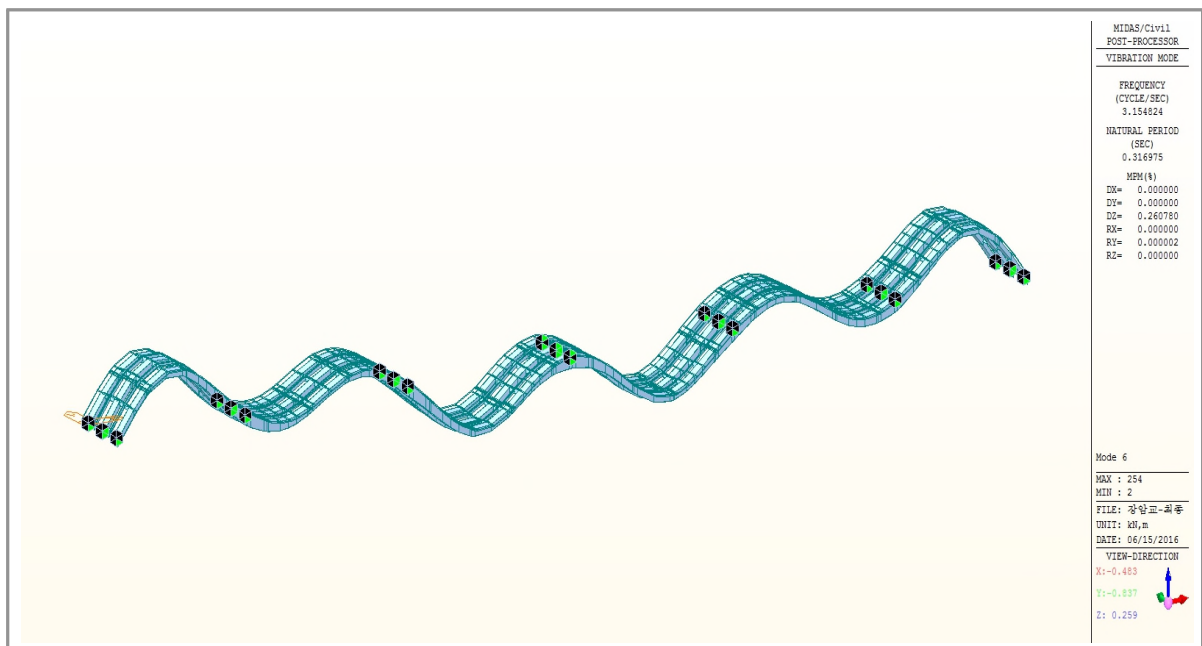
구조물의 진동특성은 구조물의 질량과 강성에 관계되나 해석시 이상화된 해석모델과 달리 실제구조물은 기하학적 형상이나 지지조건 및 부부재 등에 따라 매우 복잡한 진동을 하게 된다. 대상구조물에 대한 동적재하시험을 통해 측정된 고유진동수는 3.223Hz이며, 구조계산을 통한 이론 고유진동수는 3.155Hz로 분석되어 교량의 강성은 양호한 것으로 판단된다.

〈표 6.2.10〉 고유진동수 측정결과

구 분	측정 고유진동수	해석 고유진동수	비 고
측정값	3.223 Hz	3.155 Hz	



〈그림 6.2.26〉 가속도 FFT 분석



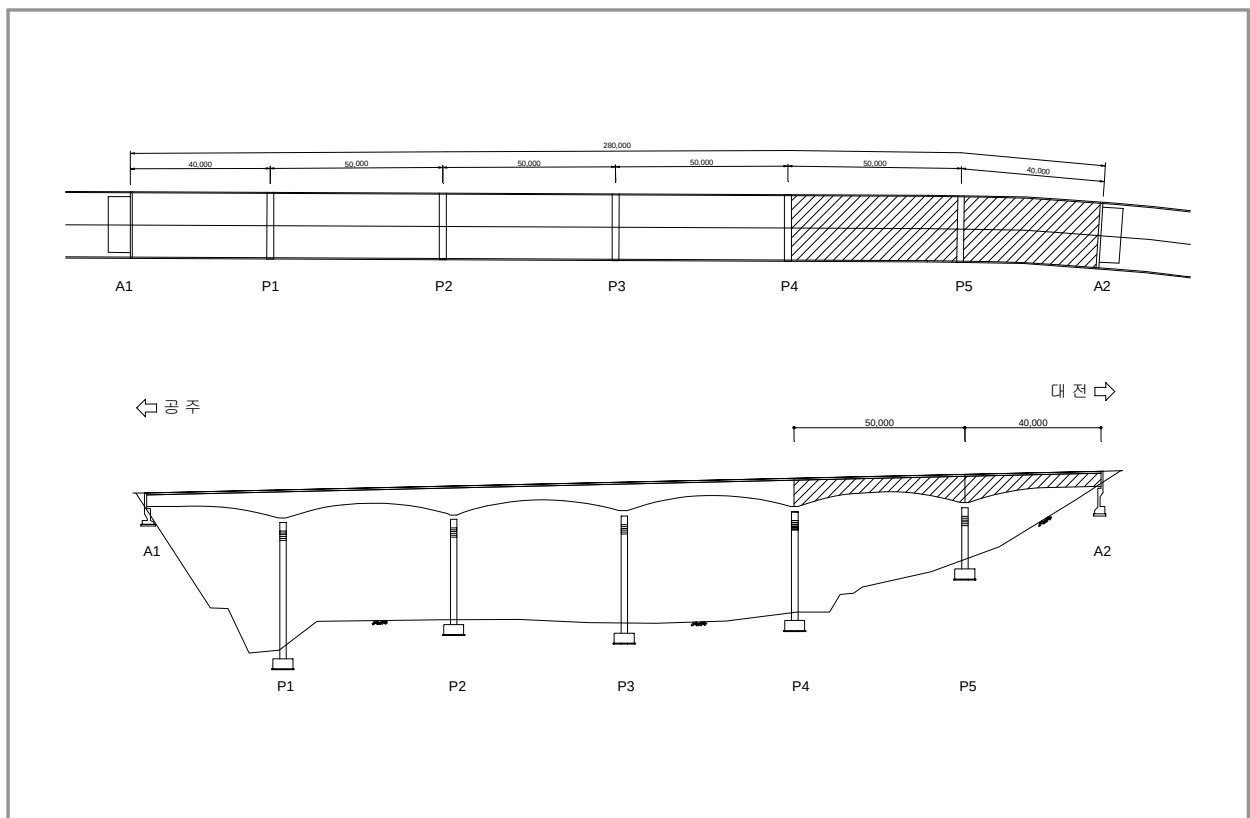
〈그림 6.2.27〉 이론 고유진동수(3.1551Hz) 해석 결과

6.3 구조해석 및 안전성검토

6.3.1 개 요

본 과업 대상시설물인 장암교에 대한 구조해석 및 안전성 검토는 재하시험과 동일구간인 S5~S6경간을 구조해석 및 내하력평가 실시구간으로 선정하였으며, 구조해석은 설계하중인 DB(DL)-24 작용시 및 현장재하 시험시 사용된 시험차량 하중 작용시의 두 경우에 대하여 실시하였다.

그 결과와 재하시험결과 획득된 측정값과 비교·평가하며 응답비를 산출하고, 분석함으로써 대상교량에 대한 내하력평가를 실시하였으며, 본 구조해석에는 범용 유한요소 해석 프로그램인 MIDAS/Civil 2012를 사용하였다.



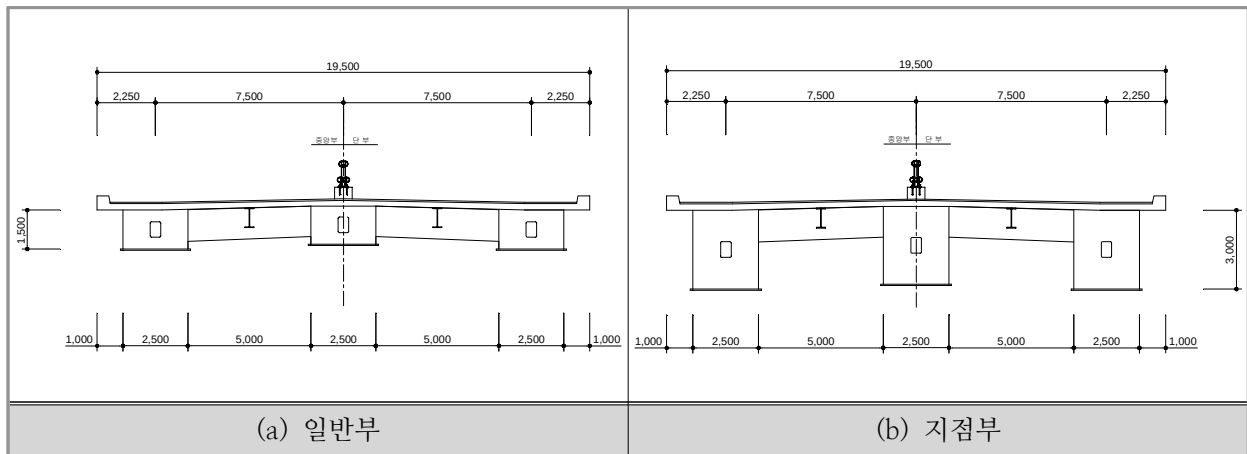
〈그림 6.3.1〉 구조해석 및 내하력평가 대상구간

6.3.2 6경간 연속교

가. 검토조건

1) 구조형식 및 제원

- (1) 구조형식 : 6경간 연속 강박스 거더교
- (2) 연 장 : $L=280.0\text{m}(40\text{m}+4@50\text{m}+40\text{m})$
- (3) 교량폭원 : 19.5m(양방향 4차로)
- (4) 교량등급 : 1등급(DB(DL)-24)
- (5) 사 각 : 0°



〈그림 6.3.2〉 해석구간 표준 횡단면도

2) 사용재료

구조해석시 콘크리트 및 강재의 재료적인 특성은 설계도면에 제시된 수치를 사용하였으며, 콘크리트 압축강도는 현장에서 실시한 비파괴조사 결과가 설계기준강도보다 상회하는 것으로 조사되어 안전성 확보 차원에서 설계기준강도를 적용하였다.

(1) 콘크리트

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 단위중량 : 25.0 kN/m^3
- 탄성계수 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 26,702 \text{ MPa}$ (여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 4 \text{ MPa}$)

(2) 철근(SD40)

- 항복응력 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- 허용응력
- 허용휨압축응력 $f_{ca} = 180 \text{ MPa}$

허용휨인장응력 $f_{ta} = 160 \text{ MPa}$

- 탄성계수 : $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

(3) 강 재

- 주부재(SWS50B)

$$f_y = 315 \text{ MPa} \quad f_{sa} = 190 \text{ MPa} \quad \tau_a = 110 \text{ MPa}$$

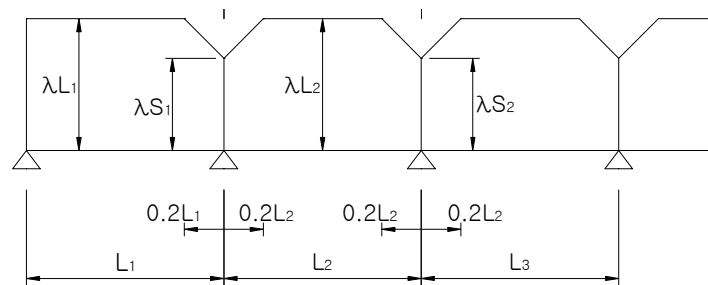
- 부부재(SWS41B)

$$f_y = 235 \text{ MPa} \quad f_{sa} = 140 \text{ MPa} \quad \tau_a = 80 \text{ MPa}$$

- 탄성계수 : $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$

3) 유효폭 산정

(1) 플랜지 유효폭 산정



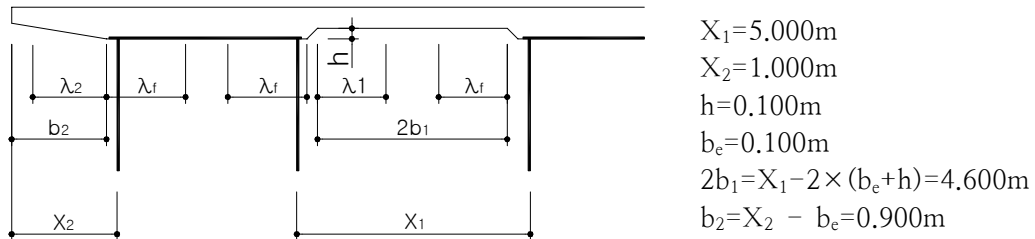
〈표 6.3.1〉 플랜지 유효폭 산정

구 분			l(m)	b(m)	b/l	$\lambda L, \lambda s(m)$	B(m)
중 양 부	외측경간	상부플랜지	32.000	1.25	0.039	1.25	2.700
		하부플랜지	32.000	1.25	0.039	1.25	2.700
	내측경간	상부플랜지	30.000	1.25	0.042	1.25	2.700
		하부플랜지	30.000	1.25	0.042	1.25	2.700
지 점 부		상부플랜지	18.000	1.25	0.069	1.074	2.349
		하부플랜지	18.000	1.25	0.069	1.074	2.349

주) 상기의 복부간격 $2b=2.50m$, 플랜지 돌출폭 $be=0.10m$

(2) 바닥판 유효폭

① G1,3

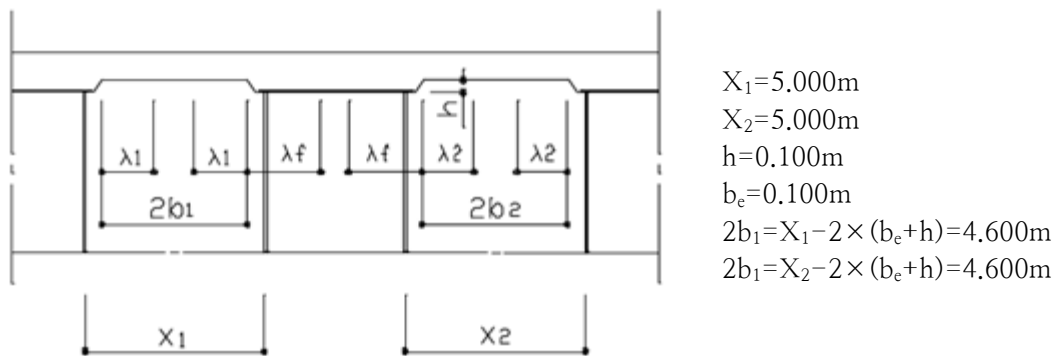


〈표 6.3.2〉 바닥판 유효폭(G1,3)

구 분		l(m)	$\lambda L1$	$\lambda L2$	B(m)	비 고
중 양 부	외측경간	32.000	2.199	0.900	5.899	
	내측경간	30.000	2.177	0.900	4.936	
지 점 부		18.000	1.667	0.820	5.877	

주) 바닥판 유효폭(B)은 플랜지유효폭+ $\lambda L1 + \lambda L2 + h$ 로 산정됨.

① G2



〈표 6.3.3〉 바닥판 유효폭(G2)

구 분		l(m)	$\lambda L1$	$\lambda L2$	B(m)	비 고
중 양 부	외측경간	32.000	2.199	2.199	7.198	
	내측경간	30.000	2.177	2.177	6.582	
지 점 부		18.000	1.667	2.466	7.154	

주) 바닥판 유효폭(B)은 플랜지유효폭+ $\lambda L1 + \lambda L2 + h$ 로 산정됨.

4) 단면제원

〈표 6.3.4〉 단면제원

구 분	상부플랜지(mm)		하부플랜지(mm)		복부플랜지(mm)		종방향 보강재(EA)	
	폭	두께	폭	두께	폭	두께	상연	하연
단면1	2,500	20	2,500	20	1,500	14	2	4
단면2	2,500	20	2,500	16	1,500	12	2	4
단면3	2,500	16	2,500	16	1,500	12	2	4
단면4	2,500	16	2,500	16	1,500	12	4	4
단면5	2,500	16	2,500	16	1,500	12	4	2
단면6	2,500	20	2,500	16	1,500	12	4	2
단면7	2,500	20	2,500	22	1,500	12	4	2
단면8	2,500	20	2,500	20	1,500	12	4	2
단면9	2,500	20	2,500	18	1,500	12	4	2
단면10	2,500	16	2,500	18	1,500	12	4	2
가로보(일반)	300	12	300	12	1,200	9	—	—
가로보(교대)	300	12	300	12	1,000	9	—	—
세로보	300	12	300	12	800	9	—	—

주) 전 구간 종방향 보강재는 PL 200×14을 사용.

나. 하중조건

1) 고정하중

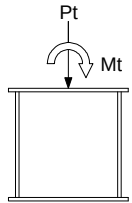
(1) 강재의 자중

각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증을 적용하였다.

(2) 바닥판 하중 및 2차 고정하중

수계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력하였다.

〈표 6.3.5〉 고정하중 횡분배 산정결과

합 성 전			G1	G2	G3	비 고	기호의 정의 
거 더 폭			2.500	2.500	2.500	m	
바닥판 자중		Pt	37.500	46.875	37.500	kN/m	
		Mt	28.125	-	-28.125	kN·m	
2차 고정하중	방호벽	Pt	4.6125	6.875	4.6125	kN/m	
		Mt	9.225	-	-9.225	kN·m	
	포장	Pt	6.325	8.050	6.325	kN/m	

2) 활하중

대상교량의 설계하중인 DB-24(DL-24)하중을 프로그램내 이동하중을 이용하여 중간중양부 및 지점부에 최대 정·부모멘트가 발생하도록 재하하여 구조해석을 수행하였다.

$$- W_c = 9.000 \text{ m}, N = 2\text{차로} \rightarrow \text{양방향 총 4차로}$$

$$W = \frac{W_c}{N} = \frac{9.000}{2} = 4.500\text{m} > 3.6\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{충격계수(i)} &= \frac{15}{(40+L)} = \frac{15}{(40+40.0)} = 0.188 \\ &= \frac{15}{(40+L)} = \frac{15}{(40+50.0)} = 0.167 \end{aligned}$$

$$- \text{DB-24 설계활하중(차로당)} \quad - \text{DL-24 설계활하중(차로당)}$$

$$P_f: 24.0 \text{ kN}$$

$$w = 12.70 \text{ kN/m}$$

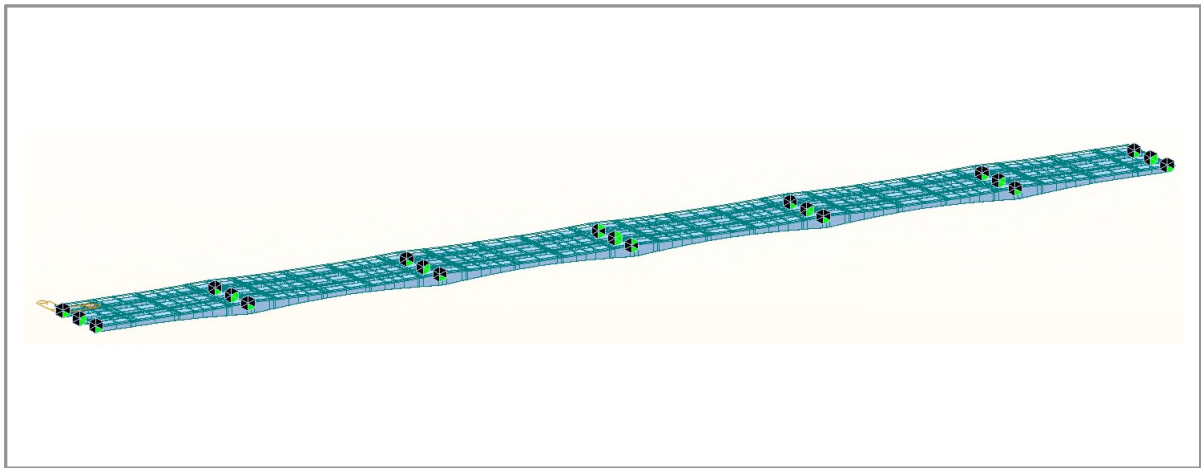
$$P_r: 96.0 \text{ kN}$$

$$P_m = 108.0 \text{ kN}$$

$$P_s = 156.0 \text{ kN}$$

다. 해석모델

대상교량의 형식을 고려한 하중횡분배 등의 실거동을 최대한 정확히 나타낼 수 있도록 휨강성과 비틀림 강성을 갖는 격자요소(Grillage Element)를 이용하여 합성 전·후로 구분하여 모델링하였으며, 구조해석에 사용된 프로그램은 Windows기반의 Graphical User Interface(GUI)가 가능하고 모델링 및 결과 정리가 용이하여 최근 구조해석에 널리 사용되고 있는 범용구조해석 프로그램 Midas/civil 2012 및 관련 S/W 등을 사용하였으며, <그림 6.3.3>에 해석모델을 나타내었다.

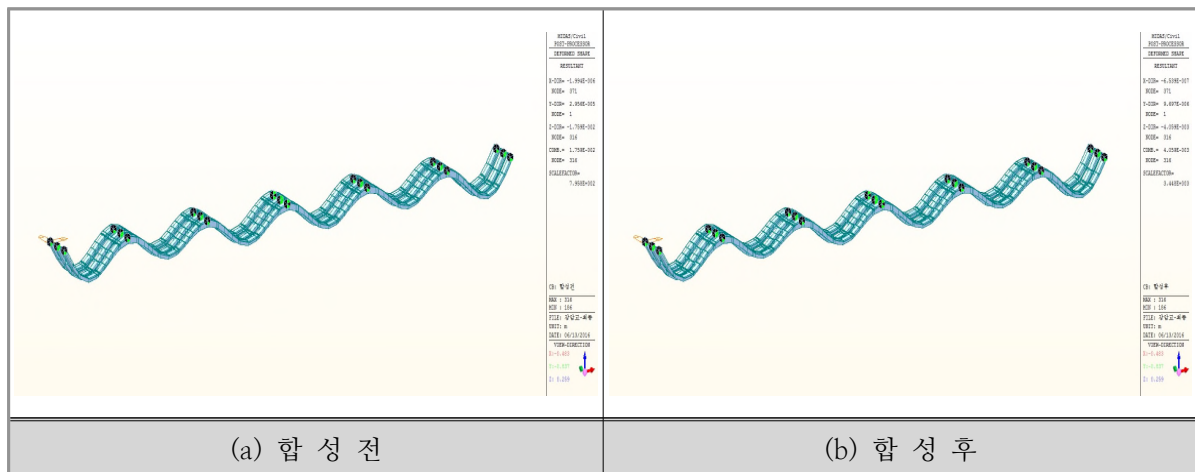


〈그림 6.3.3〉 해석모델

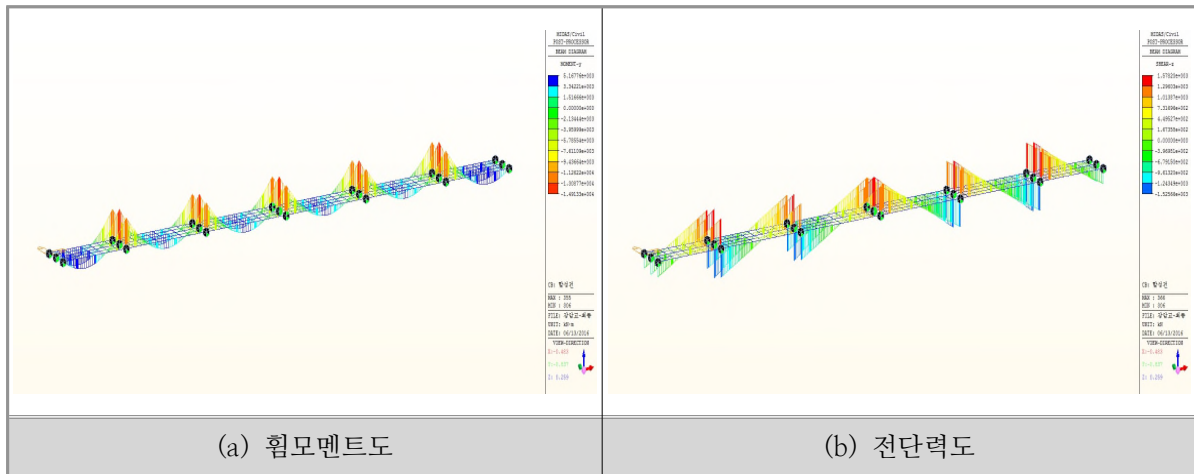
라. 구조해석 결과

1) 변형도 및 단면력도

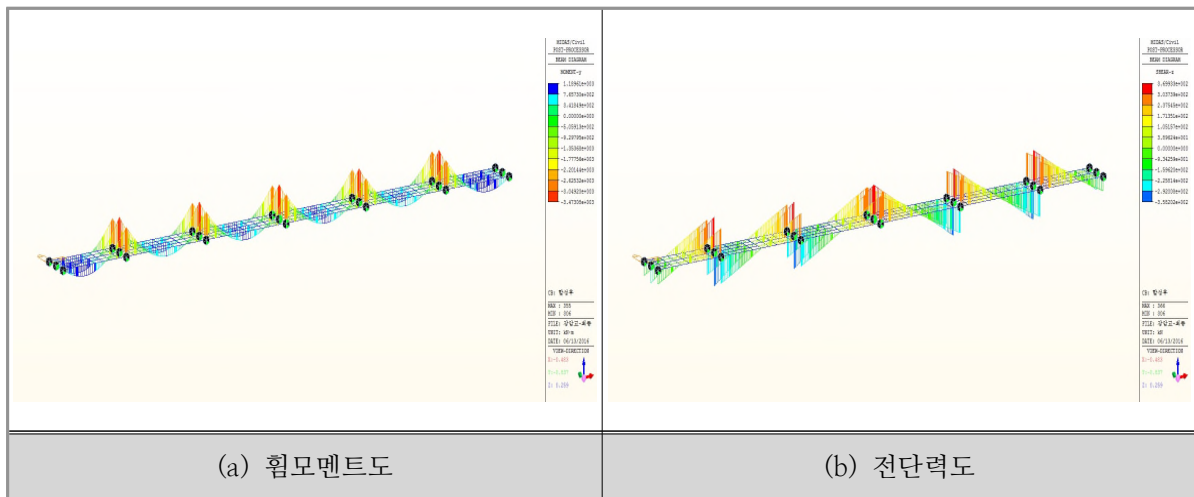
고정하중에 대한 변형도 및 단면력도를 <그림 6.3.4>~<그림 6.3.6>에, 활하중 DB-24, DL-24 하중에 대한 휨모멘트 및 전단력 포락선도를 <그림 6.3.7>에 나타내었다.



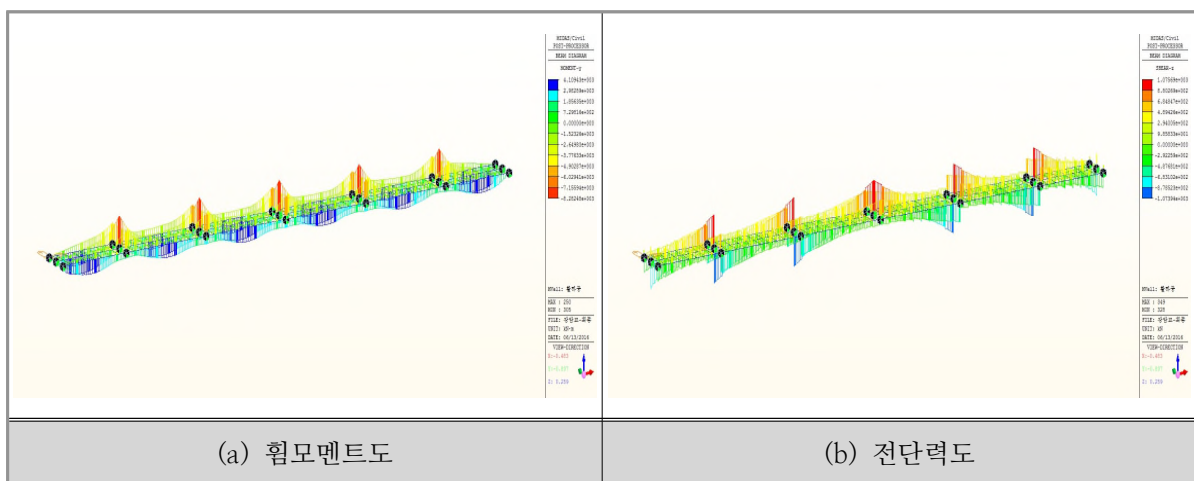
〈그림 6.3.4〉 합성전.후 고정하중에 의한 변형도



〈그림 6.3.5〉 합성전 고정하중에 의한 거더 단면력도



〈그림 6.3.6〉 합성후 고정하중에 의한 거더 단면력도



〈그림 6.3.7〉 활하중에 의한 부재별 단면력 포락선도

2) 단면력 산정결과

합성전·후 고정하중 및 활하중에 대해 최대 단면력 및 응력이 발생하는 위치의 단면력 산정결과를 정리하여 다음의 <표 6.3.6> ~ <표 6.3.8>에 나타내었다.

<표 6.3.6> 거더 휨모멘트 산정결과

구 분	고정하중(kN·m)		활하중(kN·m) (충격포함)	지점침하 (kN·m)	비 고
	합성전	합성후			
외측경간	3,500.139	808.272	3,899.185	918.607	정모멘트
내측경간	3,781.417	868.218	3,862.028	469.039	
지점부	-14,913.289	-3,473.081	-7,757.560	-918.607	부모멘트

<표 6.3.7> 거더 전단력 산정결과

구 분	고정하중(kN·m)		활하중(kN·m) (충격포함)	지점침하 (kN·m)	비 고
	합성전	합성후			
외측경간	782.971	180.888	567.960	34.415	정모멘트
내측경간	273.605	66.018	506.853	57.164	
지점부	-1,525.658	-358.202	-1,078.705	-57.915	부모멘트

<표 6.3.8> 거더 비틀림모멘트 산정결과

구 분	고정하중(kN·m)		활하중(kN·m) (충격포함)	지점침하 (kN·m)	비 고
	합성전	합성후			
외측경간	0.000	0.000	846.961	0.000	정모멘트
내측경간	0.000	0.000	696.739	0.000	
지점부	0.000	0.000	-1,127.273	0.000	부모멘트

3) 응력검토

(1) 하중종류

<표 6.3.9> 하중종류

하중종류1	합성전 고정하중	하중종류4	크리프
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류5	건조수축
하중종류3	활하중+지점침하	하중종류6	온도차

(2) 응력검토

발생되는 응력은 허용응력 이내로 안전성을 만족하고 있는 것으로 나타났으며, 하중 작용시 발생하는 응력검토 결과를 다음의 <표 6.3.8>~<표 6.3.16>에 나타내었다.

<표 6.3.10> 거더 G1 외측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	30.709	-30.538	186.100	190.000	
1+2+3	40.794	-70.402	186.100	190.000	
1+2+3+4	42.330	-69.243	214.015	190.000	
1+2+3+4+5	53.783	-57.139	214.015	190.000	
1+2+3+4+5+6	72.308	-46.529	241.930	218.500	
1+2+3+4+5-6	45.258	-67.750	241.930	218.500	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vt}} = 44.367\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.300 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

<표 6.3.11> 거더 G2 외측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	34.041	-33.852	186.100	190.000	
1+2+3	43.813	-80.277	186.100	190.000	
1+2+3+4	45.598	-79.257	214.015	190.000	
1+2+3+4+5	65.784	-68.256	214.015	190.000	
1+2+3+4+5+6	80.950	-58.947	241.930	218.500	
1+2+3+4+5-6	50.619	-77.564	241.930	218.500	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vt}} = 52.649\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.408 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

〈표 6.3.12〉 거더 G3 외측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	30.548	-32.330	186.100	190.000	
1+2+3	40.673	-74.133	186.100	190.000	
1+2+3+4	42.224	-72.968	214.015	190.000	
1+2+3+4+5	58.600	-60.973	214.015	190.000	
1+2+3+4+5+6	72.089	-50.432	241.930	218.500	
1+2+3+4+5-6	45.110	-71.513	241.930	218.500	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vT_w}} = 36.589\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.263 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

〈표 6.3.13〉 거더 G1 내측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	33.394	-33.208	186.100	190.000	
1+2+3	42.732	-69.998	186.100	190.000	
1+2+3+4	44.235	-68.337	214.015	190.000	
1+2+3+4+5	58.552	-52.348	214.015	190.000	
1+2+3+4+5+6	71.239	-38.540	241.930	218.500	
1+2+3+4+5-6	45.866	-66.156	241.930	218.500	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vT_w}} = 25.408\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.189 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

〈표 6.3.14〉 거더 G2 내측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	36.776	-36.572	186.100	190.000	
1+2+3	45.863	-79.486	186.100	190.000	
1+2+3+4	47.502	-77.636	214.015	190.000	
1+2+3+4+5	63.871	-58.913	214.015	190.000	
1+2+3+4+5+6	77.718	-43.561	241.930	218.500	
1+2+3+4+5-6	50.023	74.264	241.930	218.500	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vt}T_w} = 32.622\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.263 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

〈표 6.3.15〉 거더 G3 내측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	33.219	-35.157	186.100	190.000	
1+2+3	42.595	-73.737	186.100	190.000	
1+2+3+4	44.114	-72.056	214.015	190.000	
1+2+3+4+5	58.407	-56.079	214.015	190.000	
1+2+3+4+5+6	71.077	-42.275	241.930	218.500	
1+2+3+4+5-6	45.738	-69.884	241.930	218.500	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vt}T_w} = 21.770\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.190 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

〈표 6.3.16〉 거더 G1 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	-64.762	61.450	190.000	186.100	
1+2+3	-102.577	101.516	190.000	186.100	
1+2+3+4	-104.822	96.394	190.000	186.100	
1+2+3+4+5	-96.896	116.300	190.000	186.100	
1+2+3+4+5+6	-84.055	140.433	218.500	214.015	
1+2+3+4+5-6	-109.737	92.168	218.500	214.015	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vT_w}} = 30.618\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.382 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

〈표 6.3.17〉 거더 G2 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	-74.082	70.294	190.000	186.100	
1+2+3	-126.645	125.984	190.000	186.100	
1+2+3+4	-129.645	119.428	190.000	186.100	
1+2+3+4+5	-118.879	145.762	190.000	186.100	
1+2+3+4+5+6	-101.088	177.234	218.500	214.015	
1+2+3+4+5-6	-136.670	114.290	218.500	214.015	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vT_w}} = 41.234\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 지점부 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.606 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

〈표 6.3.18〉 거더 G3 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)		비 고
	상연	하연	상연	하연	
1	-64.762	61.450	190.000	186.100	
1+2+3	-102.617	101.536	190.000	186.100	
1+2+3+4	-104.860	96.414	190.000	186.100	
1+2+3+4+5	-96.941	116.323	190.000	186.100	
1+2+3+4+5+6	-84.105	140.459	218.500	214.015	
1+2+3+4+5-6	-109.776	92.188	218.500	214.015	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

$$v = \frac{V}{A_w} + \frac{M_t}{2FT_w} + \frac{M_{sct} + M_{vt}}{2F_{vt}T_w} = 30.677\text{MPa} < 110.0\text{MPa} \quad \text{O.K}$$

■ 거더 지점부 합성응력 검토

$$\left(\frac{f_b}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{v_b}{v_a}\right)^2 = 0.382 < 1.2 \quad \text{O.K}$$

4) 거더 안전성평가

거더 휨응력 및 전단응력 검토결과를 토대로 대상교량의 안전성검토 결과, 안전율이 1.00이상으로 안전성에 문제가 없는 것으로 나타났다.

〈표 6.3.19〉 거더 안전성 평가결과

구 분		거 더(MPa)		허용응력(MPa)		안전율	비 고
		휨응력	전단응력	휨응력	전단응력		
거더 중앙부	외측경간	80.277	52.649	190.0	110.0	2.367	
	내측경간	79.486	32.622	190.0	110.0	2.390	
거더 지점부		129.645	41.234	190.0	110.0	1.466	

마. 바닥판 안전성 평가

1) 바닥판 두께 검토

바닥판에 대한 안전성 검토는 강도설계법을 이용하여 안전성을 평가하였으며, 현재 바닥판의 철근량 및 강도와 콘크리트 압축강도는 <표 6.3.20>와 같다. 현행 도로교설계기준의 바닥판의 최소두께 기준은 <표 6.3.21>과 같으며 검토결과, 현재 바닥판 두께는 현행 설계기준의 최소두께 기준보다 상회하는 것으로 평가되었다.

<표 6.3.20> 콘크리트와 철근의 물성치

콘크리트 강도	철근의 항복강도	철근량
27.0 MPa	400.0 MPa(SD 40)	1,588.8 mm ² /m(H16@125)

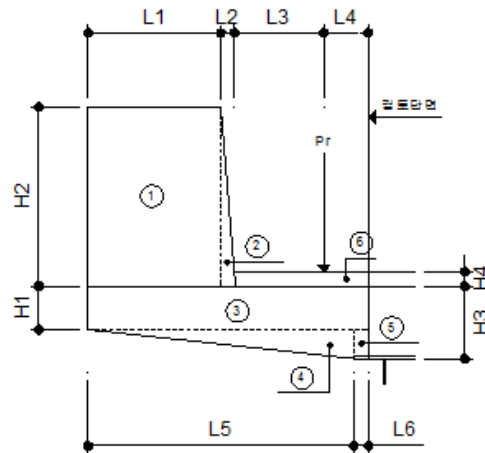
<표 6.3.21> 차도부분의 바닥판의 최소두께(mm)(도로교설계기준 3.6.1.5)

판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향에 평행
단순판	40L + 130	65L + 150
연속판	30L + 130	50L + 150
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25$ 280L + 180 $L > 0.25$ 80L + 230	240L + 150

- 캔틸레버부 : $280L + 180 = 280 \times 0.15 + 180 = 222\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용
 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = 222mm < 현 바닥판 두께 = 250mm $\therefore$ O.K
- 중앙부(연속) : $30L + 130 = 30 \times 2.50 + 130 = 205\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용
 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = 220mm < 현 바닥판 두께 = 250mm $\therefore$ O.K

2) 캔틸레버부 검토

① 고정하중



〈표 6.3.22〉 캔틸레버부 고정하중

구 분	작 용 하 중(kN/m)			거 리(m)	모 멘트(kN.m/m)
방호벽	①	$0.618 \times 0.45 \times 25$	$= 6.953$	0.725	5.041
	②	$\frac{1}{2} \times 0.618 \times 0.05 \times 25$	$= 0.386$	0.483	0.187
바닥판	③	$0.95 \times 0.15 \times 25$	$= 25.143$	0.475	11.943
	④	$\frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.1 \times 25$	$= 1.125$	0.350	0.394
	⑤	$0.1 \times 0.05 \times 25$	$= 0.125$	0.025	0.003
포 장	⑥	$0.45 \times 0.05 \times 23$	$= 0.518$	0.225	0.116
합 계			$= 34.249$		17.683

② 활하중(DB-24)

- 유효폭(E) = $0.8 \times X + 1.14 = 0.8 \times 0.150 + 1.14 = 1.260$
- 휨모멘트(M) = $Pr \times X / E = 96 \times 0.150 / 1.260 = 11.429 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- 충격계수 : $i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.150} = 0.374 > 0.300 \therefore i=0.300 \text{ 적용}$
- 휨모멘트(MI+i) = $M \times (1+i) = 11.429 \times (1+0.300) = 14.857 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 차량충돌하중

수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m마다 작용시

- $H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (80/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.833 \text{ kN/m}$
- $M_{CO} = H \times h = 15.833 \times 1.000 = 15.833 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

④ 풍하중(구조검토 부록 참조)

$$- P_w = 3.0 \times 1.368 = 4.104 \text{ kN/m}$$

$$- M_w = 4.104 \times 0.859 = 3.525 \text{ kN/m}$$

⑤ 계수 휨모멘트

$$M_{u2} = 1.3M_d + 1.3M_{li} + 1.3M_{co} = 62.886 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 사용 휨모멘트

$$M = 33.598 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 사용철근량

$$A_s(H16 \text{ C.T.C } 125) = 1,588.8 \text{ mm}^2$$

⑧ 단면검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1000} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_d &= \phi M_n = 0.85 A_s f_y (d - a/2) \\ &= 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times (210 - 27.692/2) \\ &= 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u (62.886 \text{ kN}\cdot\text{m}) \quad \therefore O.K \end{aligned}$$

3) 중앙부 검토

① 고정하중

$$\omega_d = 0.25 \times 25.0 + 0.05 \times 23.0 = 7.400 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \frac{\omega \ell^2}{10} = \frac{7.400 \times 2.50^2}{10} = 4.625 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

② 활하중(DB-24)

$$M_\ell = \frac{L+0.6}{9.6} P_{24} (1+i) \times 0.8 \quad L = \text{바닥판의 지지길이} = 2.500 \text{ m}$$

$$i = \frac{15}{40+L} = 0.353 \geq 0.3 \quad \therefore i = 0.300$$

$$M_\ell = \frac{2.500+0.6}{9.6} \times 96 \times (1+0.3) \times 0.8 = 32.240 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

③ 계수 휨모멘트

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3D + 2.15L(1+i) \\ &= 1.3 \times 6.692 + 2.15 \times 33.280 = 75.329 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

④ 사용 휨모멘트

$$M = 36.865 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 사용철근량

$$A_s(H16 \text{ C.T.C } 125) = 1,588.8 \text{ mm}^2$$

⑥ 단면검토

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1000} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_d &= \phi M_n = 0.85 A_s f_y (d - a/2) \\ &= 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times (210 - 27.692/2) \\ &= 105.961 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u (75.329 \text{ kN}\cdot\text{m}) \therefore O.K \end{aligned}$$

〈표 6.3.23〉 바닥판 안전성평가 결과

구 분	계수 모멘트 (Mu)	휨강도 (ϕMn)	안전율	비 고
캔틸레버부	66.390	105.961	1.685	O.K
중앙부	75.329	105.961	1.407	O.K

6.4 내하력평가

6.4.1 개 요

본 과업에서 내하력평가는 「시설물의 안전관리에 관한특별법」에 의한 「안전점검 및 정밀안전진단 세부지침 교량편(국토교통부·한국시설안전공단, 2010. 12)」에 의거 설계 활하중인 DB-24하중에 대한 구조해석결과를 이용하여 강도설계법 및 허용응력법에 의해 기본 내하력을 구하고, 현장재하시험결과 및 시험차량하중에 대한 구조해석결과로부터 산출된 응답비와 실측충격계수를 이용하여 공용 내하력을 평가하였다.

가. 허용응력법

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 $D+L(1.0+i)$ 를 사용하여 하중계수를 각각 1.0으로 하며, 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력, 콘크리트의 경우 실제 압축강도를 사용하여 도로교 설계기준에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

고정하중과 활하중에 의한 응력은 도로교설계기준에 의거하여 계산하였으며, 본 교량에 서의 적용 활하중은 DB-24 및 DL-24이다.

허용응력법에 의한 교량부재의 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$\text{내하율 (RF)} = \frac{f_a - f_d}{f_l(1 + i)}$$

여기서, f_a : 재료의 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_l : 설계활하중에 의한 응력

i : 충격계수

$$\text{공용내하력 } P_n = Pr \cdot RF \cdot K_s$$

여기서, Pr : 설계활하중

$$K_s : \text{응답보정계수} = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1 + i_{\text{계산}}}{1 + i_{\text{실측}}}$$

$$\text{또는 응답보정계수} = \frac{\varepsilon_{\text{계산}}}{\varepsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1 + i_{\text{계산}}}{1 + i_{\text{실측}}}$$

나. 강도설계법

강도설계법으로 내하율을 산정할 때의 하중조합으로는 1.3D+2.15L(1+i)을 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15 가 된다. 단면강도는 단면의 현재상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수를 적용하여 계산한다.

교량설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정되어야 한다. 그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정시는 교량의 현재상태에 따른 단면감소와 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다.

고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교설계기준의 설계활하중(DB 또는 DL하중) 및 콘크리트 구조설계기준을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하력평가 방법은 다음과 같다.

$$\text{내하율 (RF)} = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1+i)}$$

여기서, ϕM_n = 설계모멘트 (RC·PSC구조물의 휨부재 $\phi=0.85$)

M_d = 고정하중 모멘트

M_l = 활하중 모멘트

γ_l = 활하중 계수 = 2.15

γ_d = 고정하중 계수 = 1.30

i = 이론상의 충격계수

이 내하율로 부터 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

$$\text{공용내하력 } P_n = Pr \cdot RF \cdot KS$$

여기서, Pr : 설계활하중

$$KS : \text{응답보정계수} = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

$$\text{또는 응답보정계수} = \frac{\varepsilon_{\text{계산}}}{\varepsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

6.4.2 내하력평가

가. 내하율 산정

내하율 평가시 거더는 허용응력설계법을, 바닥판은 강도설계법을 적용하여 평가한 결과, 거더 및 바닥판의 내하율은 1.00이상으로 평가되었다.

〈표 6.4.1〉 내하율 산정결과

구분		내하율 계산	내하율(RF)	비 고
거 더	외측경간	$\frac{190.00 - 33.852}{39.755}$	3.760	허용응력 설계법
	지점부	$\frac{190.00 - 74.082}{37.537}$	2.688	
	내측경간	$\frac{190.00 - 36.572}{35.748}$	4.091	
바닥판	캔틸레버부	$\frac{105.961 - 1.3 \times 17.683}{2.15 \times 14.857}$	2.598	강도 설계법
	중양부	$\frac{105.961 - 1.3 \times 4.625}{2.15 \times 32.240}$	1.442	

나. 응답비 및 응답보정계수 산정

응답비는 재하시험에서 시험차량을 재하 하였을 경우에 측정된 실 구조물의 변형에 대한 구조해석에서 해석모델상에 동일한 시험차량 하중을 적용하였을 경우의 이론적인 변형의 비(계산치/실측치)를 말하며, 이 변형의 응답비와 충격계수의 응답비(이론 충격계수/실측 충격계수)를 곱한 값이 응답보정계수이다.

재하시험시 측정된 센서의 값은 계측장비 및 센서의 정밀도, 측정시의 기후조건, 교량의 기하학적 특성 및 차량 재하시 하중 집중으로 인한 국부적인 변형의 증가 등의 요인으로 인하여 다소 오차를 포함하게 된다. 따라서 대상교량에 대한 응답보정계수는 대상단면에서 측정된 응답 중에서 가장 큰 응답을 나타내는 하중조건을 기준으로 하며, 그 중에서 안전측으로 가장 작은 값을 선택하는 것이 바람직하다.

대상교량에 대한 응답보정계수 산정시 측정 응답 중에서 큰 응답을 나타내는 하중조건 기준과 안전성을 고려하여 거더 중앙부의 응답보정계수를 산정하였으며, 충격계수는 동적재하시험 결과인 실측 최대 충격계수를 적용하였다.

본 교량의 경우 처짐 및 변형률에 대한 응답비는 〈표 6.4.2〉~〈표 6.4.3〉과 같고, 공용내하력 평가를 위한 응답보정계수는 〈표 6.4.4〉와 같다.

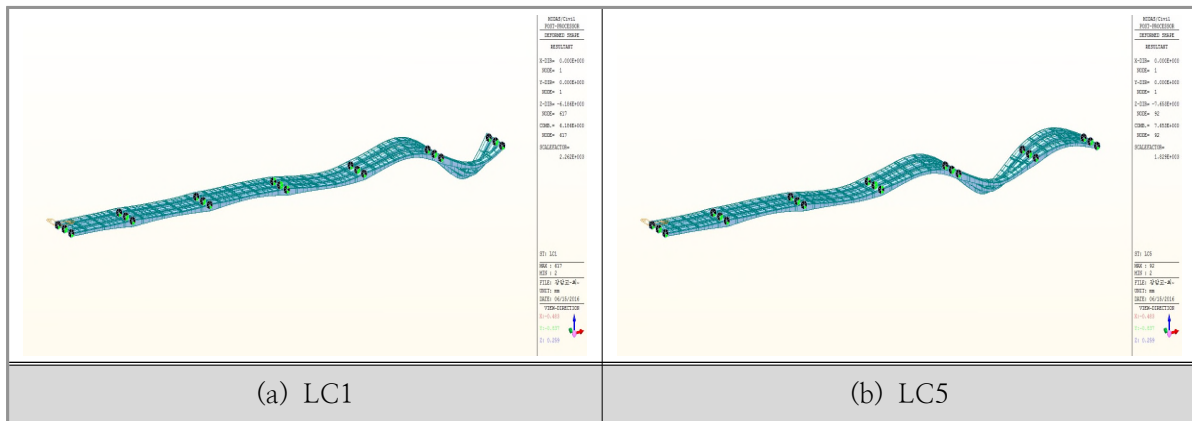
〈표 6.4.2〉 처짐에 의한 응답비 산정

Gauge ID Load Case		처짐(mm)					
		A-A단면(외측경간, S6)			C-C단면(내측경간, S5)		
		DT1	DT2	DT3	DT4	DT5	DT6
LC1 LC5	측정치	5.991	3.716	1.606	4.772	3.375	2.085
	계산치	6.142	4.788	2.454	7.653	6.159	3.779
	응답비	1.025	1.288	1.528	1.604	1.825	1.813
LC2 LC6	측정치	5.244	3.927	1.892	4.174	3.566	2.434
	계산치	5.842	4.898	2.638	7.348	6.258	3.993
	응답비	1.114	1.247	1.394	1.760	1.755	1.641
LC3 LC7	측정치	1.816	3.625	4.675	2.089	3.485	4.372
	계산치	2.638	4.898	5.842	3.993	6.258	7.348
	응답비	1.453	1.351	1.250	1.911	1.796	1.681
LC4 LC8	측정치	1.464	3.31	5.238	2.561	3.155	4.392
	계산치	2.454	4.788	6.142	3.779	6.159	7.653
	응답비	1.676	1.447	1.173	1.476	1.952	1.742

〈표 6.4.3〉 변형률에 의한 응답비 산정

Gauge ID Load Case		변형률 ($\mu \varepsilon$)					
		A-A단면(외측경간, S6)			C-C단면(내측경간, S5)		
		ST2	ST3	ST7	ST13	ST15	ST20
LC1 LC5	측정치	70.575	41.244	12.265	66.615	33.762	14.193
	계산치	73.587	59.481	24.981	73.257	60.471	28.811
	응답비	1.043	1.442	2.037	<u>1.100</u>	1.791	2.030
LC2 LC6	측정치	69.388	61.481	27.087	55.218	41.698	17.446
	계산치	59.688	48.063	16.754	69.388	62.369	30.689
	응답비	1.163	1.279	1.617	1.257	1.496	1.759
LC3 LC7	측정치	27.087	61.481	69.388	17.119	45.069	55.764
	계산치	12.684	46.902	59.743	30.689	62.369	69.388
	응답비	2.136	1.311	1.161	1.793	1.384	1.244
LC4 LC8	측정치	24.981	59.481	73.587	13.892	40.192	64.778
	계산치	10.324	42.313	70.761	28.811	60.471	73.257
	응답비	2.420	1.406	<u>1.040</u>	2.074	1.505	1.131

주) 거더별 측정 변형률은 거더 좌우 센서의 최대값을 적용하였음.



〈그림 6.4.1〉 재하시험 하중경우별 처짐도 일례

〈표 6.4.4〉 응답보정계수 산정

구 분		재하경우	응답비	실측 최대 충격계수	계산 충격계수	응답 보정계수	비 고
거 더	A-A단면	LC1	1.040	0.133	0.188	1.090	외측경간
	B-B단면	-	1.000	0.163	0.167	1.003	지점부
	C-C단면	LC5	1.100	0.163	0.167	1.104	내측경간

주) 공용내하력 평가를 위한 응답비는 내·외측 거더 중 최소값을 적용하였음.

다. 공용내하력 평가

본 과업 재하시험에 따라 공용내하력을 허용응력설계법 및 강도설계법에 따라 평가한 결과, 공용내하력은 설계내하력인 DB-24이상을 확보하고 있는 것으로 나타났다. 〈표 6.4.5〉에 거더 및 바닥판에 대한 공용내하력 평가결과를 나타내었다.

〈표 6.4.5〉 거더 및 바닥판에 대한 공용내하력 평가결과

구 분		내하율 (RF)	설계활하중 (Pr)	응답보정계수 (Ks)	공용내하력	비 고
거 더	외측경간	3.760	DB(DL)-24	1.090	DB-24 이상	허용응력 설계법
	지점부	2.688	DB(DL)-24	1.003		
	내측경간	4.091	DB(DL)-24	1.104		
바닥판		1.442	DB(DL)-24	1.000		강도 설계법

6.5 안전성평가 결과

6.5.1 개 요

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀육안검사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 안전성검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성 이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침되어야 하므로 참고자료로 활용한다.

또한, 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중 여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서, 안전성평가는 교량의 안전율 개념을 도입하여 평가하였다. 구조해석과 내하력평가 결과에 의한 구조물의 안전성평가 기준 (『안전점검 및 정밀안전진단 세부지침, 교량편(국토교통부, 한국시설안전공단, 2010. 12)』) 은 <표 6.5.1>과 같다.

<표 6.5.1> 구조물의 안전성 평가 기준

기준	안전성평가 기준	비고
A	$SF > 1.0$	- 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}}$ - 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$ 이나	
E	$SF < 0.75$	

6.5.2 안전성평가

대상교량에 대한 구조해석은 각각의 모델링에서 최대 단면력 및 응력이 발생하는 거더 내·외측 경간 및 지점부에 대하여 휨응력 및 전단응력을 검토하였으며, 바닥판 캔틸레버부 및 중앙부에 대한 휨강도를 검토하였다.

〈표 6.5.1〉 기준에 따른 장암교의 구조해석에 의한 안전성평가 결과, 장암교의 안전성평가 결과는 A등급으로 평가되었다.

〈표 6.5.2〉 거더 안전성 평가결과

구 분		거 더(MPa)		허용응력(MPa)		안전율	비 고
		휨응력	전단응력	휨응력	전단응력		
거더 중앙부	외측경간	80.277	52.649	190.0	110.0	2.367	O.K
	내측경간	79.486	32.622	190.0	110.0	2.390	O.K
거더 지점부		129.645	41.234	190.0	110.0	1.466	O.K

〈표 6.5.3〉 바닥판 안전성 평가결과

구 분	계수 모멘트 (Mu)	휨강도 (ϕM_n)	안전율	비 고
캔틸레버부	105.961	66.390	1.685	O.K
중앙부	105.961	105.961	1.407	O.K

6.5.3 내하력 평가

공용내하력을 허용응력설계법 및 강도설계법에 따라 평가한 결과, 거더 및 바닥판 내하율은 2.736~5.262로 검토되었으며, 공용내하력은 설계내하력인 DB-24이상을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

〈표 6.5.4〉 거더 및 바닥판 공용내하력 평가결과

구 분		내하율 (RF)	설계활하중 (Pr)	응답보정계수 (Ks)	공용내하력	비 고
거 더	외측경간	3.760	DB(DL)-24	1.090	DB-24 이상	허용응력 설계법
	지점부	2.688	DB(DL)-24	1.003		
	내측경간	4.091	DB(DL)-24	1.104		
바닥판		1.442	DB(DL)-24	1.000		강도 설계법

6.5.4 안전성평가 결과

본 교량의 거더 및 바닥판에 대한 안전성 평가결과, 검토부재의 안전율이 모두 1.00 이상으로 안전성평가 등급은 A등급으로 평가되었다.

6.5.5 전회차 진단 결과와의 비교

전회차 진단(2011년)에서 시행된 구조해석 및 내하력평가 결과와 금회차 정밀안전진단에서 시행된 결과를 비교·분석한 결과는 다음과 같다.

〈표 6.5.5〉 전회차 진단 결과와의 비교 결과

구 분	항 목		전회차(2011년)	금회차(2016년)	비 고
구조 안전성	거더 안전율	외측경간	1.804	2.367	
		내측경간	-	2.390	
		지점부	1.433	1.466	
	바닥판 안전율	캔틸레버부	2.511	2.598	
		중앙부	1.407	1.407	
공용 내하력	거더	내하율	3.783	2.688	
		공용내하력	DB-24이상	DB-24이상	
	바닥판	내하율	1.442	1.442	
		공용내하력	DB-24이상	DB-24이상	
검토결과			· 전회차 검토와 비교시 검토조건, 검토자의 판단 등에 의해 다소 차이는 있으나, 모두 설계수준 이상의 구조안전성과 공용내하력을 만족하는 것으로 평가됨.		

제7장 종합평가 및 안전등급

7.1 종합평가

7.2 안전등급

제7장 종합평가 및 안전등급

7.1 종합평가

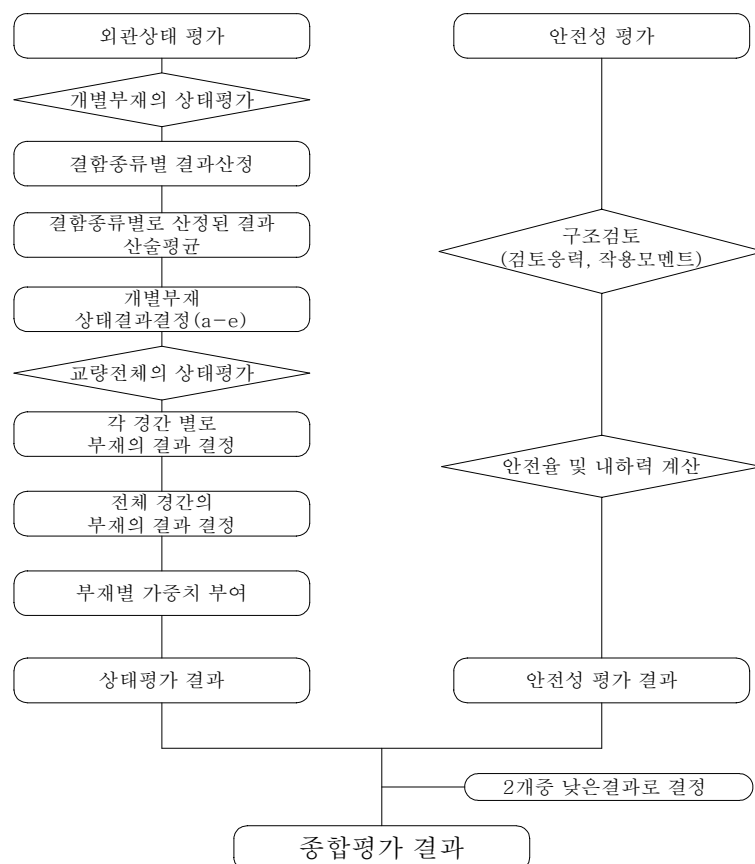
7.1.1 종합평가 기준

시설물의 상태평가와 안전성평가를 실시한 경우에는 각각의 결과로 부여된 상태평가 결과와 안전성평가 결과를 종합적으로 비교·검토하여 그 시설물에 대한 종합평가를 결정한다.

7.1.2 종합평가 결과 산정 방법

외관조사에 따른 상태평가 결과와 안전성 검토에 근거한 안전성평가 결과 중 낮은 결과를 시설물의 종합평가 결과로 결정한다.

○ 종합평가 결과 = MIN (상태평가결과, 안전성평가결과)



〈그림 7.1.1〉 종합평가 결과의 산정흐름도

7.1.3 종합평가 결과

본 정밀안전진단 대상시설물인 장암교에 대한 종합평가 결과, 상태평가 결과는 B등급, 안전성평가는 A등급으로 종합평가 결과는 B등급으로 평가되었다.

〈표 7.1.1〉 종합평가 결과표

종 합 평 가 결 과					
평가구분	상태평가		안전성 평가		종합평가
	환산결합도 점수	등급	최저 안전율	등급	
평가등급	0.233	B	1.407	A	<u>B</u>

7.2 안전등급

7.2.1 개 요

정밀안전진단을 실시하는 사람은 상태평가 및 안전성평가 등을 종합적으로 평가하여 『시설물의 안전관리에 관한 특별법』 제10조의2 및 『시행령』 제11조의5에 따라서 당해 시설물의 안전등급을 지정하여야 한다.

정밀안전진단을 실시한 책임기술자는 당해 시설물에 대한 종합적으로 평가한 결과로부터 안전등급을 지정한다. 다만, 정밀안전진단 실시결과 기존의 안전등급보다 상향하여 조정할 경우에는 해당 시설물에 대한 보수·보강 조치 등 그 사유가 분명하여야 하며, 안전등급은 〈표 7.2.1〉과 같다.

〈표 7.2.1〉 안전등급에 따른 시설물의 상태

안전등급	시설물의 상태
A(우수)	• 문제점이 없는 최상의 상태
B(양호)	• 보조부재에 경미한 결함이 발생하였으나, 기능발휘에는 지장이 없으며, 내구성 증진을 위하여 일부의 보수가 필요한 상태
C(보통)	• 주요부재에 경미한 결함 또는 보조부재에 광범위한 결함이 발생하였으나, 전체적인 시설물의 안전에는 지장이 없으며, 주요부재에 내구성, 기능성 저하 방지를 위한 보수가 필요하거나 보조부재에 간단한 보강이 필요한 상태
D(미흡)	• 주요부재에 결함이 발생하여 긴급한 보수·보강이 필요하며, 사용제한 여부를 결정하여야 하는 상태
E(불량)	• 주요부재에 발생한 심각한 결함으로 인하여 시설물 안전에 위험이 있어 즉각 사용을 금지하고 보강 또는 개축을 하여야 하는 상태

7.2.2 안전등급 지정

본 정밀안전진단 대상시설물인 장암교에 대한 안전등급 지정결과, 『보조부재에 경미한 결함이 발생하였으나, 기능발휘에는 지장이 없으며, 내구성 증진을 위하여 일부의 보수가 필요한 상태』인 “B등급”으로 평가되었다.

〈표 7.2.2〉 안전등급 지정

구분	상태평가	안전성평가	안전등급	공용내하력
장암교	B등급	A등급	B등급	DB-24이상

7.2.3 기 점검·진단 결과와의 비교·분석

금회 정밀안전진단 결과와 이전에 실시한 정밀점검(2015년) 및 정밀안전진단(2011년) 결과와의 비교·분석결과, 바닥판 및 거더 등 부재 전반에 걸친 신규손상으로 인하여 결함도 점수가 상향하였으나, 상태평가 등급은 동일하였다.

안전성평가 결과에서는 정밀안전진단 결과와 동일하게 설계하중 이상을 확보하는 것으로 검토되었으며, 안전등급은 “B등급”으로 이전과 동일하였다.

〈표 7.2.3〉 기존 점검결과와의 비교·분석

구 분		정밀점검(2015년) 정밀안전진단(2011년)	금회 정밀안전진단 (2016년)	비 고
상태평가 결과	환산결함도점수	0.216	0.233	정밀점검 (2015년)
	상태등급	B등급	B등급	
안전성평가 결과		A등급	A등급	정밀안전진단 (2011년)
종합평가 결과		B등급	B등급	
안전등급		B등급	B등급	