

제 3 장 안전성능평가

3.1 안전성능 평가 기준 및 방법

3.2 상태안전성능 평가

3.3 구조안전성능 평가

3.4 안전성능 평가 결과

제 3 장 안전성능평가

3.1 안전성능 평가 기준 및 방법

시설물의 안전성능 평가 등급 산정 방법은 상태안전성능 평가와 구조안전성능 평가 결과를 비교하여 최저등급으로 결정한다.

Min(상태안전성능, 구조안전성능)

<표 3.1.1> 안전성능평가 항목 구분

구분	평가항목		성능평가			비고	
			도로 교량	철도교량			
				콘크리트 궤도	자갈 궤도		
교량	상태안전성능		○	○	○	하천(해상)을 횡단하는 교량의 경우 세굴심 평가 실시	
	구조 안전성능	구조안전성	○	○	○		
		기초안전성	○	○	○		
		주행 안전성	고유 휨 진동수	-	○		○
			임계속도	-	○		○
			연직가속도	-	○		○
			연직처짐	-	○		○
			먼들림	-	○		○
			종방향 변위	-	-		○
	단차		-	-	○		

도로교량의 경우, 구조안전성능 평가는 공용내하력, 세굴을 포함한 기초안전성 평가를 실시하여 최저등급을 구조안전성능등급으로 결정한다.

Min(상태안전성능, 공용내하력, 세굴을 포함한 기초안전성)

또한, 하천을 횡단하는 교량(해상교량 포함)의 경우는 세굴을 포함한 기초안전성을 평가해야 하며, 그 외 교량의 경우 필요시 책임기술자 판단에 따라 세굴을 제외하고 기초안전성만을 평가할 수 있다.

3.1.1 상태안전성능 평가 기준

가. 일반

부재별 상태안전성능 기준은 교량의 거더와 가로보를 분리하고, 부재별 상태안전성능 기준을 부재의 중요도를 감안하여 차등화함으로써 가능한 전체 상태안전성능 기준과 부합하도록 조정하였다.

교량의 안전에 직접적인 영향을 미치는 바닥판, 거더, 하부구조 및 받침은 평가기준을 a~e로 범위를 적용하고, 내구성능에 영향을 미치는 신축이음, 배수시설, 교면포장과 2차부재인 가로보와 세로보는 a~d로 범위를 조정하였다.

나. 평가범위

교량의 안전에 직접적인 영향을 미치는 바닥판, 거더, 하부구조 및 받침은 평가기준을 a~e로 범위를 적용하고, 2차부재인 가로보와 세로보는 a~d의 범위를 적용한다.

<표 3.1.2> 부재별 상태안전성능 적용 범위

부재의 분류		적용범위
상부구조	바닥판, 거더, 케이블, 긴장재, 아치리브, 트러스	a, b, c, d, e
	2차부재 (가로보 및 세로보)	a, b, c, d
하부구조	교대 및 교각, 기초, 주탑	a, b, c, d, e
받침	교량받침	a, b, c, d, e
보조부재	신축이음, 보호시설, 배수시설, 교면포장	a, b, c, d

부재별 상태안전성능은 전체 수량에 대한 손상수량의 비율에 의해 평가하는 정량적 평가와 시설물의 상태에 대한 책임기술자의 주관적인 의견에 의한 정성적 평가를 동시에 수행하며 정성적 평가 시 책임기술자에 의한 편차를 줄이기 위해 손상수량 및 손상 현황에 대한 정도를 정확히 파악하여야 한다.

다. 부재별 상태안전성능 평가 기준

1) 콘크리트 바닥판

<표 3.1.3> 콘크리트 바닥판 평가기준

기준	균열 ¹⁾		열화 및 손상		
	1방향 균열	2방향 균열	누수 및 백태	표면손상	철근부식
a	○ 균열폭 0.1mm미만	○ 망상균열폭 0.1mm미만	○ 없음	○ 없음	○ 없음
b	○ 균열폭 0.1mm이상~0.3mm미만 ○ 균열율 2%미만	○ 망상균열폭 0.1mm이상~0.3mm미만	○ 누수 및 백태 면적 10% 미 만 ○ 데크플레이트 부 식 면적 10% 미만	○ 표 면 손 상 면적 2% 미 만	○ 없음
c	○ 균열폭 0.3mm이상~0.5mm미만 ○ 균열율 2%이상~10% 미만	○ 망상균열폭 0.3mm이상	○ 누수 및 백태 면 적 10% 이상 ○ 바닥판 누수로 인 한 데크플레이트 부 식면적 10% 이상	○ 표 면 손 상 면적 2% 이 상10% 미만	○ 철근 부식 손 상 면 적 2%미만
d	○ 균열폭 0.5mm이상~1.0mm미만 ○ 균열율 10%이상~20%미만	○ 망상균열의 진전으로 인한 콘크리트 박리 발생	○ 바닥판 누수로 인 한 데크플레이트의 심한 부식으로 탈락 발생	○ 표 면 손 상 면적 10% 이상	○ 철근 부식 손 상 면 적 2%이상
e	○ 균열폭 1.0mm이상 ○ 균열율 20%이상	○ 망상균열에 인한 박 리가 심하여 편칭과괴 발생 가능성 있음	○ 부식으로 인한 철근의 단면감소가 심하여 바닥 판의 안전성이 저하되는 경우		

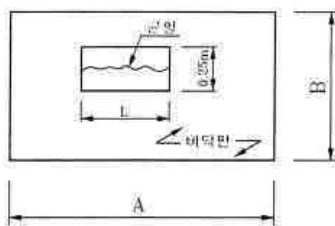
< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 모든 교량형식의 RC 및 PC 바닥판과 RC 및 PSC 박스거더교량의 상부플랜지의 상태안전성능에 적용한다.
- 1방향균열의 경우 0.3mm미만의 균열평가기준을 “b”로 1.0mm이상의 균열과 균열률 20%이상인 상태를 “e”로 평가한다.
- 2방향균열의 경우 망상균열로 인한 박리 발생시 평가기준을 “d”, 편칭과괴의 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.
- 누수는 바닥판의 균열이 상하면을 관통하여 물이 스며드는 현상이며, 변색은 누수가 지속되어 바닥판 표면의 색이 변화된 상태를 지칭한다.

- 백태는 누수에 의하여 유리석회가 발생하는 현상을 지칭한다.
- 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 상부플랜지는 콘크리트 바닥판으로, 복부판과 하부플랜지는 PSC 거더로 구분하여 상태평가를 수행한다.
- 균열폭은 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 건설기준코드(구 콘크리트 설계기준)에 명시된 허용균열폭을 참고하였다.
- 책임기술자의 판단하에 구조적균열, 비구조적 균열을 구분하여 평가할 수 있다. 단, 책임기술자가 비구조적균열로 판단할 경우 손상종류, 위치, 크기(균열폭), 등급조정, 사유 등을 별도로 작성하여 반드시 조정내역을 보고서에 수록하도록 한다.

※ 균열면적 및 균열율 계산

(1) 일방향 균열

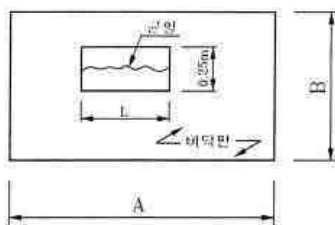


- 균열발생 면적은 길이 당 0.25m의 폭을 차지하는 것으로 하며, 균열의 개수가 2개 이상일 경우는 각 균열길이에 0.25m의 폭을 곱해서 합산하여 구함

- 균열 면적률은 아래 식으로 산정함

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

(2) 이방향 균열(망상균열)



- 균열발생 면적은 균열발생 부위를 가로, 세로의 최외측 균열을 경계로 하여 사각형 형태로 구획한 후, 점선내면면적인 (가로길이+0.25m)×(세로길이+0.25m)로 구함

- 균열 면적률은 아래 식으로 산정함

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

(3) 표면손상에 대한 면적률 산정 방법

$$\text{표면손상면적률(\%)} = \frac{\text{결함및손상발생면적}}{\text{조사단위면적}} \times 100$$

(4) 철근부식 손상면적률 산정 방법

노출의 발생면적은 철근노출 길이당 0.25m의 폭을 차지하는 것으로 한다

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

2) 강 바닥판, 강 거더 및 강 교각, 아치리브, 트러스

<표 3.1.4> 강 바닥판, 강 거더, 강 교각 평가기준

기준	모재 및 연결부 손상				표면열화
	부재 균열	변형, 파단	연결 볼트 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	○ 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	○ 주부재의 전반적 균열	○ 주부재의 전반적 변형 및 파단 ○ 좌굴에 의한 주부재 변형 ○ 주탑하단부 연결볼트 파단	○ 보조부재 10%이상 ○ 주부재 2%이상 ~ 10%미만	○ 인장플랜지 용접연결부 용입부족 및 용접누락으로 인한 안전성저하	○ 부식발생 면적 10%이상 ○ 부식에 의한 단면손상 면적 2%이상 ~ 10%미만
e	○ 균열이 주부재 단면의 20% 이상 진전	○ 좌굴에 의한 파대 변형 및 파단으로 주부재의 안전성 저하	○ 주부재 10%이상	○ 인장플랜지 용접연결부 균열진전으로 인해 연결기능 상실	○ 부식에 의한 단면손상 면적 10%이상

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 강 바닥판, 강 거더, 강 교각 및 케이블 교량의 보강형과 강 주탑의 상태안전성능 평가에 적용한다.
- 강재 거더에 대한 상태안전성능 평가시 용접연결부에 대한 육안조사 및 비파괴조사 결과를 반영하여 평가를 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 종류는 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 평가시 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 안전성능을 별도로 평가한다.

3) 철근콘크리트 거더

<표 3.1.5> 철근콘크리트 거더

기준	균열	열화 및 손상
a	○ 균열폭 0.1mm 미만	○ 없음
b	○ 균열폭 0.1mm 이상~0.3mm 미만	○ 표면 손상면적 2%미만
c	○ 균열폭 0.3mm 이상~0.5mm 미만	○ 표면 손상면적 2%이상~10%미만 ○ 철근부식 손상면적 2%미만
d	○ 균열폭 0.5mm 이상~1.0mm 미만 ○ 내하력저하로 인한 휨균열 과다발생	○ 표면 손상면적 10%이상 ○ 철근부식 손상면적 2%이상
e	○ 균열폭 1.0mm 이상 ○ 휨균열 과다발생 및 과대처짐으로 인하여 거더의 안전성 저하	○ 지점부 콘크리트 파손으로 인한 거더의 안전성 저하

<해설>

- 본 상태안전성능 기준은 RCT거더교, 라멘교 및 프리플렉스교의 거더와 RC박스거더교의 거더부(복부판과 하부플랜지)의 평가에 적용한다.
- 철근콘크리트 부재의 경우 재료 및 구조적 특성상 어느 정도의 균열을 동반하는 구조체이며, 사인장균열과 휨균열 및 기타 균열을 구분하지 않고 하나의 평가기준을 적용하였다.
- 0.1mm미만의 균열은 콘크리트 부재에 흔히 발생할 수 있는 미세균열로써 평가기준을 “a”로 분류하였고, 1.0mm이상의 균열은 구조적 균열로써 “e”로 분류하였다.
- 철근콘크리트 거더에 발생한 손상의 경우, 철근에 영향을 미치지 않을 경우에는 표면손상으로, 철근노출 및 열화로 인해 철근부식의 가능성이 있을 경우에는 철근부식손상으로 구분하여 서로 다른 평가기준을 적용한다.
- 책임기술자의 판단하에 구조적균열, 비구조적 균열을 구분하여 평가할 수 있다. 단, 책임기술자가 비구조적균열로 판단할 경우 손상종류, 위치, 크기(균열폭), 등급조정, 사유 등을 별도로 작성하여 반드시 조정내역을 보고서에 수록하도록 한다.

4) 프리스트레스트 콘크리트 거더

<표 3.1.6> 프리스트레스트 콘크리트 거더 평가기준

기준	균열	열화 및 손상
a	· 없음	· 없음
b	· 균열폭 0.2mm이하	· 표면 손상면적 2%이하
c	· 균열폭 0.2mm이상~0.3mm이하	· 표면 손상면적 2%이상~10%이하 · 철근부식 손상면적 2%이하
d	· 균열폭 0.3mm이상~0.5mm이하 · 내하력저하로 인한 휨균열 과다발생	· 표면 손상면적 10%이상 · 철근부식 손상면적 2%이상
e	· 균열폭 0.5mm이상 · 휨균열 과다발생 및 과대처짐으로 인하여 거더의 안전성능 저하	· 단부 콘크리트의 심한 파손 또는 강선 정착부 파손으로 인한 부재의 안전성 저하

<해설>

- 본 상태안전성능 기준은 PSCI거더교의 거더, PSC박스거더교 및 케이블교량의 PSC 거더부(복부판과 하부플랜지)의 평가에 적용한다.
- 프리스트레스트 콘크리트 거더의 경우에는 긴장재로 인해 철근콘크리트 거더보다 균열발생 가능성이 적으므로 균열의 평가기준을 중앙부(휨) 균열, 받침부(사인장) 균열 및 정착부 균열로 구분하지 않고 하나의 평가기준을 적용한다.
- 프리스트레스트 콘크리트 거더의 단부 콘크리트가 파손이 심하거나 정착부 파손으로 안정성이 저하되는 경우 평가기준을 “e”로 평가하며, 즉시 보강 또는 개축을 실시한다.
- PSC 부재는 균열이 발생하지 않도록 설계하므로, 균열이 없을 경우의 평가기준은 “a”로, 0.5mm이상의 균열이 발생할 경우 내하력저하로 인한 거더의 안전성능이 우려되므로 “e”로 분류한다.
- PSC 박스거더의 경우 하부플랜지와 복부는 거더로 평가하며, 상부플랜지는 바닥판으로 평가한다.
- 부재에 발생한 손상은 콘크리트 부분에 국한된 표면손상과 철근노출, 탄산화 및 염화물로 인한 철근부식 가능성이 있는 철근부식 손상으로 구분하여 평가한다.
- 설계·시공방법을 검토하여 인장균열을 제어하기 위해 긴장재 긴장을 한 프리플렉스교의 경우에는 프리스트레스트 콘크리트로 평가할 수 있다.
- 책임기술자의 판단하에 구조적균열, 비구조적 균열을 구분하여 평가할 수 있다. 단, 책임기술자가 비구조적균열로 판단할 경우 손상종류, 위치, 크기(균열폭), 등급조정, 사유 등을 별도로 작성하여 반드시 조정내역을 보고서에 수록하도록 한다.

5) 콘크리트 가로보

<표 3.1.7> 콘크리트 가로보 평가기준

기준	균열	열화 및 손상
a	· 균열폭 0.1mm이하	· 없음
b	· 균열폭 0.1mm이상~0.3mm미만	· 표면 손상면적 2%미만
c	· 균열폭 0.3mm이상~0.5mm미만	· 표면 손상면적 2%이상~10%미만 · 철근부식 손상면적 2%미만
d	· 균열폭 0.5mm이상	· 표면 손상면적 10%이상 · 철근부식 손상면적 2%이상
e	-	-

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 콘크리트 교량의 RC 및 PSC 가로보와 라멘교의 기둥과 기둥사이를 연결하는 중간보의 평가를 적용한다.
- 2차부재인 철근콘크리트 가로보의 경우, 평가기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 부재에 발생한 손상은 콘크리트 부분에 국한된 표면손상과 철근노출, 탄산화 및 염화물로 인한 철근부식 가능성이 있는 철근부식 손상으로 구분하여 평가한다.
- 책임기술자의 판단하에 구조적균열, 비구조적 균열을 구분하여 평가할 수 있다. 단, 책임기술자가 비구조적균열로 판단할 경우 손상종류, 위치, 크기(균열폭), 등급조정, 사유 등을 별도로 작성하여 반드시 조정내역을 보고서에 수록하도록 한다.

6) 강 가로보와 세로보

<표 3.1.8> 강 가로보와 세로보 평가기준

기준	모재 및 연결부 손상				표면열화
	부재 균열	변형, 파단	연결 볼트 이완, 탈락	용접연결부 결함	
a	· 없음	· 없음	· 없음	· 없음	· 없음
b	· 보조부재의 국부적 균열	· 보조부재의 국부적 변형	· 보조부재 2% 미만	· 부분적 용접불량 (기공, 슬래그)	· 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 용접불량 (기공, 슬래그, 언더컷) · 부분적 용입부족, 용접누락	· 부식발생 면적 2% 이상 ~ 10% 미만 · 부식에 의한 단면손상 면적 2%미만
d	· 주부재의 전반적 균열	· 주부재의 압축부 좌굴에 의한 변형 · 부재의 파단 발생	· 보조부재 10%이상 · 주부재 2%이상	· 인장플랜지 용접 연결부 용입부족 및 용접누락으로 인한 안전성저하	· 부식발생 면적 10%이상 · 부식에 의한 단면손상 면적 2%이상
e	-	-	-	-	-

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 강I거더교, 플레이트거더교, 강박스거더교, 트러스교, 아치교 및 케이블교량의 강 가로보와 세로보의 평가에 적용한다.
- 2차부재인 강재 가로보 및 세로보의 경우 평가기준 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 평가기준을 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.

7) 교대

<표 3.1.9> 교대의 평가기준

기준	균열, 변위	열화 및 손상, 철근노출
a	· 구체 균열폭 0.1mm미만	· 없음
b	· 구체 균열폭 0.1mm이상~0.3mm미만	· 표면 손상면적 2% 미만 · 앵커블록 내부 결로 발생
c	· 구체 균열폭 0.3mm이상~0.5mm미만 · 교대와 날개벽 사이에 폭 1.0mm이상의 균열 발생	· 표면 손상면적 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 손상면적 10% 이상 · 철근부식 손상면적 2% 이상
e	· 구체 균열폭 1.0mm이상 · 날개벽 전도 위험 있음 · 부등침하로 인한 교대 안전성 저하	· 코핑부 파손으로 인하여 거더의 탈락 가능성 있음 · 심한 철근부식으로 인하여 교대의 안전성이 저하됨

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 콘크리트로 시공된 모든 형식의 교대와 현수교의 앵커블록의 평가에 적용한다.
- 균열폭에 관한 상태안전성능 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 평가기준에 준하여 평가하며, 앵커블록을 제외한 하부구조물중에서 하중지지와 토류벽체의 기능을 동시에 갖고 있으면 교대로, 하중지지 기능만 있을 경우에는 교각으로 평가한다.
- 자정식 현수교의 주케이블이 정착되는 교각은 교각의 평가기준에 준하여 평가한다.
- 책임기술자의 판단하에 구조적균열, 비구조적 균열을 구분하여 평가할 수 있다. 단, 책임기술자가 비구조적균열로 판단할 경우 손상종류, 위치, 크기(균열폭), 등급조정, 사유 등을 별도로 작성하여 반드시 조정내역을 보고서에 수록하도록 한다.

8) 콘크리트 교각

<표 3.1.10> 콘크리트 교각 평가기준

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

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 콘크리트로 시공된 모든 형식의 교각의 평가에 적용한다.
- 열화 및 손상과 철근부식은 표면손상 면적과 부식으로 인한 철근의 단면손상 발생면적으로 평가한다.
- 코핑부 파손으로 거더의 탈락이 우려되는 경우 “e”로 평가하며 즉시 보강 또는 개축을 실시한다.
- 책임기술자의 판단하에 구조적균열, 비구조적 균열을 구분하여 평가할 수 있다. 단, 책임 기술자가 비구조적균열로 판단할 경우 손상종류, 위치, 크기(균열폭), 등급조정, 사유 등을 별도로 작성하여 반드시 조정내역을 보고서에 수록하도록 한다.

9) 기초

<표 3.1.11> 기초 평가기준

기준	기초(직접, 말뚝, 케이슨)손상	지반의 안정성
a	· 없음	· 없음
b	· 직접기초(확대기초)에 폭 0.3mm미만의 균열 발생	· 매립된 직접기초(확대기초)의 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	· 세굴이 직접기초(확대기초)의 하단까지 진행되어 말뚝 및 케이슨기초가 부분적으로 노출됨
d	· 직접기초(확대기초)의 파손으로 인한 철근노출 발생 · 침식, 충돌 등에 의한 말뚝 및 케이슨 기초의 철근노출 발생	· 세굴에 의해 말뚝 및 케이슨기초가 전반적으로 노출됨 · 기초의 부등침하 및 측방유동에 의해 교대/교각이 기울음
e	· 기초의 파손 및 침식으로 인한 하부구조물의 안전성능 저하	· 기초의 부등침하 및 측방유동에 의한 교대/교각의 기울음으로 인해 상부구조의 단차 및 파손 발생

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 케이블 교량의 주탑기초를 포함하여 모든 하부구조물의 기초의 평가에 적용한다.
- 기초 자체의 손상항목에는 직접기초(파일두부)의 파손, 파일의 손상 및 결함 등이 있으며, 지반의 안정성항목으로는 기초의 근입장 부족, 측방유동, 세굴 등에 의한 기초의 부등침하가 중요한 평가항목이 된다.
- 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.

10) 교량받침

<표 3.1.12> 교량받침 평가기준

기준	받침본체		받침 콘크리트
	탄성받침	강재받침	
a	· 외관상태 양호	· 외관상태 양호	· 외관상태 양호
b	· 미세균열 등 경미한 열화	· 외부 도장탈락 및 부식 · 도장탈색, 먼지쌓임	· 부분적 박리, 탈락 등 손상
c	· 균열이 심화되어 고무재가 갈라짐 · 전단변형량이 받침고무 두께의 0.7배(사용한계상태) 이상	· 미끄럼판 부식 발생 · 부분적 변형, 고정장치 파손 및 이완	· 받침콘크리트에 0.3mm이상 균열 발생 · 박리, 탈락 등 손상으로 지지단면 감소, 기능상 장애
d	· 고무 본체의 보강 철판에 부식이 진행됨 · 측면 부풀어 고무재에 균열이 발생함 · 전단변형량이 받침고무두께의 1.5배(극한한계상태) 이상) · 받침이 밀착되지 않고 떠있는 부분이 전체 면적의 1/2미만 · 받침의 신축기능 불량	· 받침 본체 부식으로 인한 받침 신축거동 장애발생 · 받침 본체 파손 · 받침이 밀착되지 않고 떠있는 부분이 전체면적의 1/2미만	· 받침 콘크리트 파손 및 하부공동으로 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 1/2이상	· 받침신축기능 불량으로 인하여 거더 등 주부재의 파손 발생 · 받침이 밀착되지 않고 떠있는 부분이 전체면적의 1/2이상 · 작동불능 상태	-

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 강재 및 탄성받침의 평가에 적용하며, 기타 특수받침의 경우에도 본 평가기준을 준용한다.
- 받침 본체는 평가기준 범위는 “a~e”를 유지하고, 받침콘크리트는 본체에 비하여 중요도가 낮으므로 “a~d”로 한다.

11) 신축이음

<표 3.1.13> 신축이음 평가기준

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

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 모든 신축이음의 평가에 적용한다.
- 기타부재인 신축이음의 평가기준 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 발생하면 평가를 “d”로 한다.

12) 교면포장

<표 3.1.14> 아스팔트 콘크리트 교면포장 평가기준

기준	포장불량		배수
a	· 없음	· 없음	· 없음
b	· 포장불량 5% 미만	· 포장손상이 미미하여 주행에 영향이 없는 상태	· 배수경사 및 배수시설 불량에 의한 부분적인 물고임이 발생한 상태
c	· 포장불량 5%이상~10%미만	· 포장손상으로 인하여 차량의 통행에 영향을 미치는 상태	· 배수경사 및 배수시설 불량에 의한 물고임 발생으로 주행성을 저하시키는 상태
d	· 포장불량 10%이상	· 포장손상이 심하여 전반적인 보수가 필요하거나 재포장을 고려해야하는 상태	· 배수불량에 의한 물고임으로 통행차량의 안전성이 저하되는 상태
e	-	-	-

< 해 설 >

- 본 상태평가기준은 아스팔트 콘크리트 교면포장 상태평가에 적용한다.
- 교면포장의 상태평가기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 포장불량률은 균열발생부, 표면이 노화되어 마모된 부분, 상온형 아스콘 등으로 임시보수된 부분 등의 면적을 전부 더한 값을 경간면적으로 나눈 비율이다.
- 평가기준 “d”는 균열율을 포함하여 포장불량이 10%이상인 상태로 전반적인 보수가 필요하거나 또는 재포장을 고려해야하는 상태로 평가한다.
- 필요시 관리주체는 포장부에 대한 코어시험 및 GPR탐사 등을 추가과업으로 실시할 수 있으며, 책임기술자는 시험 및 탐사결과와 상태평가 결과를 종합적으로 분석하여 보수 또는 재포장 여부 등을 결정할 수 있다.
- 선택과업(코어시험, GPR탐사 등)은 책임기술자의 기술적인 판단에 따라 관리주체의 승인을 받아 실시한다.
- 이때, 선택과업(코어시험, GPR탐사 등)에 대한 비용산정은 견적을 받아 실비로 계상한다.

▷ 코어시험	· 포장균열부의 깊이, 방수층 손상, 콘크리트 상판 손상 등 확인
▷ GPR탐사	· 포장 두께, 공동, 체수 여부 등 취약부위의 확인

<표 3.1.15> 시멘트 콘크리트 교면포장 평가기준

기준	포장불량		배수
a	· 미세균열	· 없음	· 없음
b	· 포장불량 10% 미만	· 포장손상이 미미하여 주행에 영향이 없는 상태	· 배수경사 및 배수시설 불량에 의한 부분적인 물고임이 발생한 상태
c	· 포장불량 10%이상~30%미만	· 포장손상으로 인하여 차량의 통행에 영향을 미치는 상태	· 배수경사 및 배수시설 불량에 의한 물고임 발생으로 주행성을 저하시키는 상태
d	· 포장불량 30%이상	· 포장손상이 심하여 전반적인 보수가 필요하거나 재포장을 고려해야하는 상태	· 배수불량에 의한 물고임으로 통행차량의 안전성이 저하되는 상태
e	-	-	-

< 해 설 >

- 본 상태평가기준은 시멘트 콘크리트 교면포장 상태평가에 적용한다.
- 교면포장의 상태평가기준 범위를 “a~d”로 한다.
- 포장불량률은 균열발생부, 표면이 노화되어 마모된 부분, 상온형 아스콘 등으로 임시보수된 부분 등의 면적을 전부 더한 값을 경간면적으로 나눈 비율이다.
- 평가기준 “d”는 균열율을 포함하여 포장불량이 30%이상인 상태로 전반적인 보수가 필요하거나 또는 재포장을 고려해야하는 상태로 평가한다.
- 필요시 관리주체는 포장부에 대한 코어시험 및 GPR탐사 등을 추가과업으로 실시할 수 있으며, 책임기술자는 시험 및 탐사결과와 상태평가 결과를 종합적으로 분석하여 보수 또는 재포장 여부 등을 결정할 수 있다.
- 선택과업(코어시험, GPR탐사 등)은 책임기술자의 기술적인 판단에 따라 관리주체의 승인을 받아 실시한다.
- 이때, 선택과업(코어시험, GPR탐사 등)에 대한 비용산정은 견적을 받아 실비로 계상한다.

▷ 코어시험	· 포장균열부의 깊이, 방수층 손상, 콘크리트 상판 손상 등 확인
▷ GPR탐사	· 포장 두께, 공동, 체수 여부 등 취약부위의 확인

13) 배수시설

<표 3.1.16> 배수시설 평가기준

기준	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	-

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 모든 배수시설의 평가에 적용한다.
- 기타부재인 배수시설의 평가기준 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.

14) 보호시설

<표 3.1.17> 보호시설 평가기준

기준	강 재		콘크리트
a	· 양호	· 양호	· 양호
b	· 도장불량 10%미만	· 고정장치 및 연결재의 이완이 국부적 발생	· 경미한 손상, 0.3mm이하 균열
c	· 도장불량 10%이상 · 부식으로 인한 단면손상 10%미만	· 파손 및 탈락 10%미만	· 0.3mm이상 균열 · 박리, 파손, 철근노출 10%미만 · 철근부식손상 길이 2%미만
d	· 부식으로 인한 단면손상 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	-	-	-

< 해 설 >

- 본 상태안전성능 기준은 강재 및 콘크리트 난간 및 연석을 포함하여 모든 난간과 연석의

평가에 적용한다.

- 기타부재인 난간과 연석의 평가기준 범위를 “a~d”로 하며, 평가단위는 부재의 길이로 한다.
- 중앙분리대, 방호벽, 방음벽의 평가시 난간 및 연석의 평가기준을 적용한다.
- 강재의 경우 도장 변색 및 손상 평가길이의 10%이상 즉, 단면 결손으로 차량이나 사용자에게 위험 가능성이 있는 평가기준은 “c”로 평가한다.
- 콘크리트는 0.3mm이상의 균열이 발생할 경우 평가기준은 “c”로 평가하며, 보수 및 보강을 실시한다.
- 책임기술자의 판단하에 구조적균열, 비구조적 균열을 구분하여 평가할 수 있다. 단, 책임기술자가 비구조적균열로 판단할 경우 손상종류, 위치, 크기(균열폭), 등급조정, 사유 등을 별도로 작성하여 반드시 조정내역을 보고서에 수록하도록 한다.

라. 공중이 이용하는 부위

<표 3.1.18> 공중이 이용하는 부위

평가항목	평가등급	평가기준
추락방지 시설	a	· 손상 및 결함 등이 없는 최상의 상태
	b	· 추락방지시설에 경미한 결함 및 파손이 발생하였으나, 기능에는 문제가 없으며 결함의 진행 여부를 지속적으로 관찰하고 보수 여부를 결정해야 하는 상태
	c	· 추락방지시설에 결함 및 파손으로 인하여 기능에 일부 문제가 발생하여 간단한 보수가 필요한 상태
	d	· 고정부 및 연결부 파손 등으로 인해 추락방지시설의 전도 및 이탈이 발생 할 수 있어 즉각적인 보수·보강이 필요한 상태
	e	· 추락방지시설의 전반적 기능저하로 사용자의 안전에 위험이 있어 즉각 사용을 금지해야 하는 상태
도로포장	a	· 포장상태가 최상으로 차량의 주행에 문제가 없는 상태
	b	· 포장의 결함 및 파손이 미미하게 발생한 상태로 차량주행에 문제는 없으며 결함의 진행 여부를 지속적으로 관찰하고 보수 여부를 결정하여야 하는 상태
	c	· 포장 결함 및 파손이 차량에 직접적인 파손을 유발할 정도는 아니나 차량 운전자에게 불쾌감을 유발할 수 있어 간단한 보수가 필요한 상태
	d	· 깊이 8cm이상의 포트홀에 의해 차량에 심각한 손상이 발생할 수 있어 즉각적인 보수가 필요한 상태 · 배수불량으로 인한 주행차로 상시 물고임으로 통행차량의 안전성 저하가 우려되는 상태
	e	· 도로포장 결함 및 파손 정도가 심각하고 차량주행이 불가하여 차량통행 제한 및 사용금지가 필요한 상태

<표 3.1.18> 공중이 이용하는 부위(계속)

평가항목	평가등급	평가기준
도로부 신축이음부	a	· 신축이음부에 손상이 없는 상태
	b	· 신축이음 본체의 토사 및 이물질 퇴적, 고무판 노후, 후타재의 미세균열이 발생된 상태로 기능발휘에는 지장이 없으며 결함의 진행 여부를 지속적으로 관찰하고 보수여부를 결정하여야 하는 상태
	c	· 신축이음 본체의 유간사이 이물질로 기능불량, 고무판 마모, 국부적인 부식 등의 열화가 발생한 상태 또는 후타재의 균열이 50cm이하의 간격으로 발생하거나, 국부적인 박리, 박락, 파손이 발생하여 간단한 보수가 필요한 상태
	d	· 신축유간 밀착으로 인한 거동불량 또는 신축유간이 넓어 차량통행에 지장을 초래할 수 있어 교체가 필요한 상태 · 신축이음의 파손 상태가 심각하여 차량통행 시 충격이 발생하는 등 긴급한 보수·보강이 필요한 상태
	e	· 신축이음부 본체 탈락으로 차량주행 시 파손을 유발하거나, 주행 중 사고의 원인이 될 수 있는 상태
환기구 등의 덮개	a	· 환기구 등의 덮개가 최상의 상태
	b	· 덮개 등(지지구조 철물, 연결재, 걸침턱 등)에 결함 및 파손 등이 발생하였으나, 기능 발휘에는 지장이 없고 기능성에 문제가 없는 상태 · 기능성에 문제가 없어 결함 및 파손에 대해 지속적 관찰이 필요한 상태
	c	· 덮개 등(지지구조 철물, 연결재, 걸침턱 등)에 결함 및 파손 등으로 기능에 일부 문제가 발생하여 보수가 필요한 상태
	d	· 덮개 등(지지구조 철물, 연결재, 걸침턱 등)에 결함 및 파손 등으로 기능이 상실되어 국부적인 교체 및 보강이 필요한 상태
	e	· 결함 및 파손 정도가 심각하거나 덮개 등이 탈락된 상태

마. 구조형식에 따른 부재별 가중치

<표 3.1.19> 일반교량 부재별 가중치

구분	결함도 평가항목	슬래브 교량	거더교량					라멘교		
			일반 거더교			바닥판거더 일체형		거더 없음	거더있음	
			일반	2차부재 없음	바닥판 없음	강 바닥판	PSC 박스		2차부재	2차부재 없음
상부	바닥판	44	15	17	—	15	15	44	15	19
	주 형	—	25	27	44	25	25	—	25	25
	2차부재	—	4	—	14	4	4	—	4	—
하부	교대/교각	13	13	13	13	13		13	13	13
	기초	12	12	12	12	12		12	12	12
받침	교량받침	15	15	15	15	15		15	15	15
기타	신축이음	7	7	7	—	7		7	7	7
	교면포장	4	4	4	—	4		4	4	4
	배수시설	3	3	3	—	3		3	3	3
	난간/연석	2	2	2	2	2		2	2	2
소 계		100	100	100	100	100	100	100	100	100

<해 설>

- 기둥, 거더 및 슬래브로 구성된 복개구조물은 거더가 있는 라멘교에 준해서 평가하며, 박스형 복개구조물은 터널시설물의 상태안전성능 기준에 따라 평가한다.

단, 박스형 복개구조물 상부슬래브에 차량하중 작용시 라멘교에 준해서 평가한다.

- 교량받침이 없는 라멘교의 경우, 교량받침에 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.
- 긴장재는 거더에 긴장력을 도입하여 일체로 거동하는 부재이므로 거더에 포함하여 평가하고, 긴장재의 가중치는 거더와 균등하게 배분한다.

<표 3.1.20> 특수교량 부재별 가중치

시설물		특수교량								비고
		아치교 · 트러스교		현수교		사장교		엑스트라도즈드교		
		바닥판	바닥판 없음	일반 거더형	보강형, PSC거더형	일반 거더형	보강형, PSC거더형	일반 거더형	보강형, PSC거더형	
상부 구조	바닥판	4	-	10	-	11	-	15	-	
	거더(보강 형)	11	13	10	15	11	17	13	18	
	아치리브 · 트러스	15	15	-	-	-	-	-	-	
	케이블	12	13	22	30	21	29	10	23	
	2차부재	2	3	3	-	3	-	3	-	
하부 구조	주탑	-		13		13		13		
	보조주탑	-		4		4		4		
	교대 (앵커 블록)	13		8		5		5		
	교각			-		3		3		
	기초	12		4		3		3		
받침	교량받침	15		10		10		15		
기타	신축이음	7		7		7		7		
	교면포장	4		4		4		4		
	배수시설	3		3		3		3		
	보호시설	2		2		2		2		
소 계		100	100	100	100	100	100	100	100	

<해설>

○케이블의 구조적 기여도는 현수교>사장교>엑스트라도즈드교의 순이며, 거더의 기여도는 이와는 반대로 현수교<사장교<엑스트라도즈드교 순이다.

○상기 표에서 일반거더형이라 함은 바닥판과 거더가 구분되어 있는 교량을 말하며, 보강형과 PSC박스는 박스단면의 상부플랜지가 바닥판의 역할을 하는 폐합된 거더의 형태를 말한다.

○일반거더형 케이블 교량의 경우 바닥판과 거더는 일반교량의 바닥판과 거더의 상태 안전성능 기준에 준하여 평가하고, 보강형은 강거더, PSC 박스는 PSC 박스거더 부재의 상태안전성능 기준에 준하여 평가한다. 또한, 보강형 내부의 격벽은 강재 가로보의 상태안전성능 기준에 준하여 평가한다.

- 상기 표에서 교각이라 함은 하부구조물중에서 주탑, 앵커블록 및 교량 양단부의 교대 (교각)를 제외하고 케이블 교량구간에 추가로 설치된 교각을 말하며, 추가 설치된 교각이 없을 경우에는 교각의 가중치를 교대의 가중치에 포함한다.
- 보조주탑은 강주탑과 기초사이에 설치되어 주탑의 하중을 기초로 전달하는 콘크리트 기둥을 말하며, 콘크리트 교각(주탑)의 상태안전성능 기준에 준하여 평가한다. 보조주탑이 없을 경우 보조주탑의 가중치를 주탑의 가중치에 포함한다. 기초는 주탑기초와 교대(교각)의 기초를 각각 평가하며, 주탑기초가 여러 개일 경우에도 개별적으로 평가한다.
- 기초에 대한 평가가 수행되지 않았을 경우, 기초에 할당된 가중치는 주탑(보조주탑이 있을 경우에는 보조주탑)과 교대/교각/앵커블록의 가중치에 균등 분배한다.
- 아치교, 트러스교의 케이블이 없을 경우, 케이블에 할당된 가중치는 바닥판, 거더, 아치리브 / 트러스에 균등분배 한다.
- 케이블교량 구간은 상부구조물의 하중이 케이블부재에 의하여 지지되는 구간까지를 말한다. 즉, 현수교의 주케이블이 일반교량 구간에 설치된 앵커블럭에 연결된 경우에는 거더가 행어케이블에 의해 주케이블에 연결되는 구간까지를 현수교의 구간으로 정의한다.

바. 경간(지점)별 부재 상태안전성능 산정

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

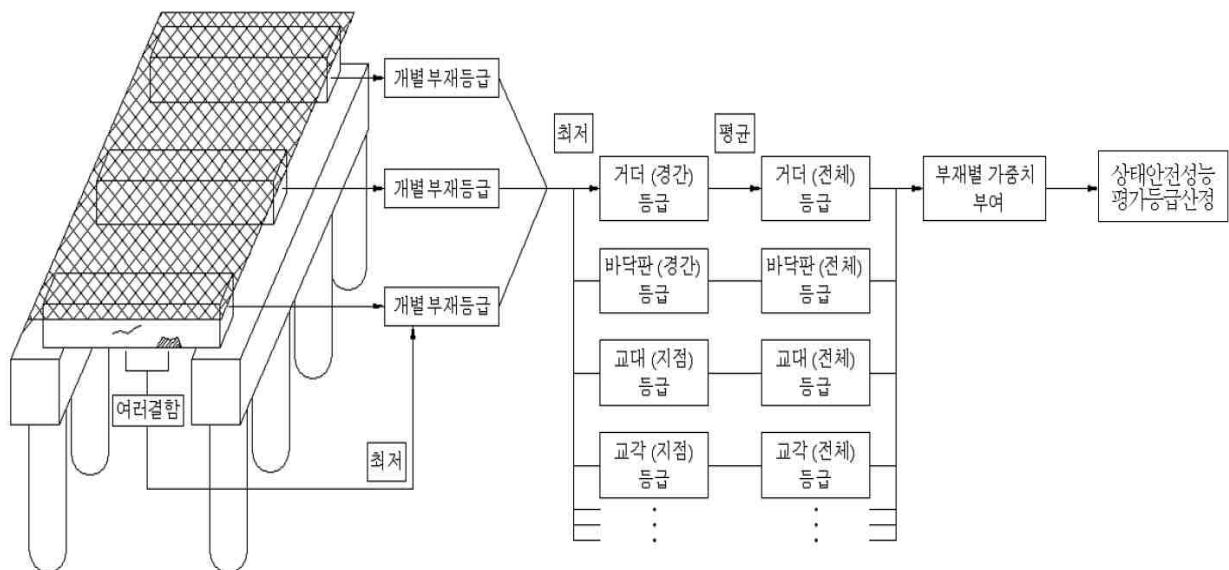
사. 전체 시설물의 상태안전성능 결과 결정

- 1) 구조형식이 같은 부재에 대해 부재별로 평균하여 부재 상태안전성능을 결정한 후 구조 형식에 따른 부재별 가중치를 적용하여 환산 결함도 점수를 구한다. 환산 결함도 점수는 시설물 전체의 상태안전성능 결과를 산정하기 위한 기준값이며, 결함도 점수 범위에 따른 기준을 적용하여 시설물 전체에 대한 상태안전성능 결과를 구한다.

<표 3.1.21> 결함도 점수 범위에 따른 기준

기준	A	B	C	D	E
결함도지수	0.10	0.20	0.40	0.70	1.00
결함도범위	$0 \leq x < 0.13$	$0.13 \leq x < 0.26$	$0.26 \leq x < 0.49$	$0.49 \leq x < 0.79$	$0.79 \leq x$

2) 다음 그림은 전체 교량의 상태안전성능 결과 산정 방법의예를 도식화한 결과이다.



<그림 3.1.1> 전체 교량의 상태안전성능 결과 산정 예

3.1.2 구조안전성능평가 기준

가. 일반

구조안전성능 항목별 평가방법은 정량적으로 평가하기 어렵거나 또한 다양한 경우가 대부분이므로 상호의 평가결과를 비교하는 것이 필수적이다.

교량의 구조안전성능 평가는 외관조사 및 비파괴 현장시험에 의한 교량부재별 상태안전성능 평가를 분석하고 필요시 내하시험, 구조해석 등의 실시결과를 고려한 이론적 계산과 해석적 검증을 통해 성능지표를 검토하여 교량에 대한 안전성능을 평가한다.

본 장에 기술되지 않은 평가항목으로서 시설물의 안전에 미치는 영향이 크다고 판단될 경우에는 구조안전성능 기준을 제시하고 의견서를 첨부하여 시설물의 평가에 반영할 수 있다. 또한, 시설물의 특성 및 제반 여건 등을 고려하여 적절히 응용할 수 있다.

만약 구조안전성능이 상태안전성능보다 같거나 낮은 등급으로 결정될 경우, 구조안전성능의 평가등급에 따른 결함도 지수는 구조물의 안전측면을 고려하여 <표 3.1.20>결함도 점수범위에 따른 기준의 등급별 결함도 범위 점수 중 최댓값을 사용하며 설정된 결함지수는 <표 3.1.20>과 같다.

<표 3.1.20> 결함도 점수 범위에 따른 기준

기준	A	B	C	D	E
결함도지수 <상태안전성능등급>구조안전성능등급>	0.129	0.259	0.489	0.789	0.999

나. 구조안전성능 기준

1) 내하력 평가

구조물의 구조안전성능은 주요 구조부재의 정밀외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다.

강교의 경우 허용응력설계법(이하 ‘허용응력법’), 콘크리트교는 강도설계법(이하 ‘강도법’)으로 설계되었다.

구조안전성능 평가의 기본개념은 현행 도로교 설계방법으로 규정된 허용응력법과 강도법을 적용하며, 교량의 상부구조형식 및 사용재료에 따라 <3.1.21>와 같이 평가방법을 기본적으로 적용한다.

또한, 거더교의 바닥판은 강도법을 적용하며 표에 규정되어 있지 않은 상부구조형식을 갖는 교량의 평가방법에 대해서는 해당 교량형식의 설계방법이나 당초 설계법을 사용하여 평가한다.

<표 3.1.21> 상부구조 형식 및 구조재료에 따른 평가방법

구분	교량 상부구조 형식	교량 재료	안전성능 평가방법
콘크리트교	RC 슬래브교	철근콘크리트	강도법
	RC 라멘교	철근콘크리트	강도법
	RC T거더교	철근콘크리트	강도법
PSC 교	PSC I거더교, PSC 박스 거더교	프리스트레스트 콘크리트	허용응력법, 강도법
강교	강 I거더교	압연강재	허용응력법
	강박스거더교	관형강재	허용응력법
	플레이트거더교	관형강재	허용응력법
콘크리트교 강교	한계상태설계법으로 설계된 교량	콘크리트, 강	한계상태설계법

※ PSC 거더의 하중단계별 응력검토는 허용응력법을 적용하며 극한하중에 대해 안전성능 검토를 강도법으로 수행하여야 한다.

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

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

따라서 구조안전성능은 교량의 안전율 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1.0 사이에 있어 재하시험에 의한 공용내하력 평가를 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 구조안전성능 결과를 산정한다.

<표 3.1.22> 구조물의 구조안전성능 기준

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

(1) 허용응력법에 의한 공용내하력 평가

① 내하율의 평가

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

사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 건설기준 코드(구 도로교 설계기준, 철도 설계기준) 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 고정 하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 건설기준코드(구 도로교 설계기준, 철도 설계기준)의 설계활하중을 사용한다.

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

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

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_t = 설계 활하중 (도로교의 경우 DB 또는 DL하중,

철도교의 경우 KRL하중)에 의한 응력

i = 충격계수는 건설기준코드(구 도로교 설계기준, 철도 설계기준)에서 제시한 설계 충격계수를 적용

② 공용내하력의 산정

허용응력법에 의한 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

공용 내하력 : $P = RF(\text{내하율}) \times Pr(\text{설계하중}) \times Ks(\text{응답보정계수})$

(2) 강도법에 의한 공용내하력 평가

① 내하율의 평가

강도법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시 도로교량 하중조합은 $1.3D+2.15L(1.0+i)$, 철도교량 하중조합은 $1.35D+1.85L(1.0+i)$ 을 사용하므로 하중계수는 각각 도로교량 1.3, 2.15, 철도교량 1.35, 1.85가 된다.

단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 건설기준코드

(구 도로교 설계기준, 철도 설계기준)의 공칭강도와 강도감소 계수에 따라 계산한다.

교량 설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가 시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정한다. 그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정시는 교량의 현재 상태에 따른 단면감소와 코어 강도에 따른 재료강도를 고려하고 강도감소

계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다.

고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 건설기준 코드(구 도로교 설계기준)의 설계 활하중(DB 또는 DL하중) 및 건설기준코드(구 철도 설계기준)의 설계활하중(KRL하중)을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하율은 콘크리트 부재의 내하력 산정에 적용하는 것이 바람직하다.

$$\text{내하율}(RF) = \frac{\psi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_{l(1+i)}}$$

여기서, ϕM_n = 극한 저항모멘트 (강구조물 $\phi = 1$,

RC·PC구조물의 휨부재 $\phi = 0.85$)

M_d = 실측 고정하중모멘트

M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

(도로교의 경우 DB 또는 DL하중, 철도교의 경우 KRL하중)

γ_l = 활하중 계수

γ_d = 고정하중 계수

i = 도로교의 경우 건설기준코드(구 도로교 설계기준),
철도교의 경우 건설기준코드(구 철도 설계기준)

② 공용내하력의 산정

허용응력법에 의한 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

공용 내하력 : $P = RF(\text{내하율}) \times Pr(\text{설계하중}) \times K_s(\text{응답보정계수})$

(3) 재하시험

① 일반

재하시험은 실험적인 방법으로 교량의 거동을 해석하는 방법으로서, 정해진 규정에 따라 교량의 탄성거동에 영향을 주지 않는 크기로 결정된 기지의 하중을 교량의 특정 부위에 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 사용성능 검토
- 새로운 해석방법 및 설계기법의 검증
- 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 감쇠비 및 충격계수)평가
- 설계도서 및 보수·보강 이력자료가 미비한 교량의 내하력평가

② 재하시험 대상교량 선정

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

㉠ 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 사

유가 있는 경우

- 이론적인 방법으로 평가한 교량의 내하력이 관리주체가 정한 관리수준 목표 이하여서 교량의 실제 여유 내하력을 평가하고자 하는 경우
- 교량의 노후화, 구성 재료의 전반적인 열화와 주요 부재의 손상 등의 사유로 인하여 이론적인 방법으로만 교량의 정확한 내하력평가가 불가능하다고 판단 되는 경우
- ‘18년 1월 18일 이후에 준공된 교량의 최초 성능평가 시 교량의 초기 동적특성 등 초기치 확보측면에서 재하시험을 실시할 경우
 - 단, 초기점검에서 실시한 경우는 제외
- 기타 교량의 동적 특성을 평가하고자 하는 경우

㉠ 재하시험이 적합하지 않은 경우

- 상태안전성능 결과가 양호하고, 이론적인 방법으로 평가한 내하력이 관리수준 목표를 상당히 초과하는 경우
 - 단, 초기점검에서 실시하는 재하시험은 예외
- 교량의 심각한 노후화 또는 손상이 진행되어 긴급한 보강이 필요한 경우
 - 단, 보강 후에 보강효과 확인이 필요한 경우 필요시 재하시험을 실시
- 책임기술자가 판단할 때 내하력 평가에서 재하시험이 불필요한 경우

③ 재하시험 계획

㉠ 시험결간 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 필요 성이 없는 경우는 예외로 한다.
- 국부적 충돌사고 및 손상, 일부 경간의 보강효과 검증 등 특수한 목적을 위한 재하시험은 예외로 한다.

㉠ 계측기 및 센서의 부착

- 대상교량의 구조형식 및 계측 목적에 따라 센서 및 계측기의 종류, 부착위치 및 개소수, 재하하중, 시험횟수 등을 결정한다.
- 계측기와 센서는 압축 인장 휨변형률, 전단변형률, 최대처짐, 진동 및 동적특성, 균열거동 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.

㉡ 재하하중 선택

- 재하하중은 교량의 형식과 설계활하중 및 노후정도를 고려하여 하중재하로 인한 계측효과를 충분히 얻을 수 있도록 재하하중을 정하여야 한다. 그리고 전륜/후륜의 축중은 현행법상 과적기준을 초과하지 않으며, 건설기준코드(구 도로교설계기준)의 규정을 벗어나지 않는 범위 내에서 시험 중 중량의 변화가 없는 토사를 적재한 덤프 트럭을 사용한다.
- 단, 교량의 노후 및 손상정도가 심하여 재하시험으로 추가적인 손상이 우려되는 경우는 선행 구조해석을 통하여 시험차량의 중량을 결정하는 것이 바람직 하다.
- 시험차량은 성능이 양호한 차량을 선택하며, 차량에 대한 제원과 축중을 정확히 파악한다. 3차선 이상의 교량은 2대 이상을 교폭 또는 교축방향으로 동시에 재하시켜 시험하는 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.

㉔ 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.

㉕ 안전계획

- 재하시험원 및 교통통제원은 주 야간 모두 육안으로 식별이 가능한 복장을 착용한다.
- 차량의 안전운행을 위하여 각종 교통통제용 안전간판, 비상조명등, 보조장비를 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
- 주형과 바닥판과의 합성 작용
- 부재의 강성
- 응력 및 처짐의 영향선
- 계산응력과 측정응력의 비교

㉖ 시험방법

- 재하시험은 재하차량 이외에 일반차량이 완전히 통제된 상태에서 실시한다.
- 재하경우별로 시험경간에 재하차량을 포함한 활하중이 전혀 재하되지 않은 상태에서 매 재하경우마다 영점 조정을 실시하여 시험결과를 정리할 때 반영토록 한다.
- 상부구조의 진동, 소음, 충격 등을 측정한다.
- 이 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 발생하도록 결정하고, 대칭성과 중첩성을 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 시험하는 의사정적 재하시험을 수행할 수 있다.

㉠ 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.

㉡ 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.

㉠ 차량 주행시험

완전히 통제된 상태에서 실시한다(철도교량의 경우 실제 열차를 활용).

- 정적재하시험용 계측기와 동적재하시험용 계측기가 상이한 경우 계측기의 측정 오차를 검정하기 위하여 동적재하시험용 계측기를 사용하여 정적재하시험과 동일한 1개 재하 경우를 선택하여 정적재하시험을 실시한다.
- 시험차량의 주행속도는 상행차선과 하행차선에서 각각 최저 10km/h에서부터 현 장여건상 가능한 최대 주행속도까지 10km/h 간격으로 속도를 증가시키면서 교량의 동적응답신호를 측정한다.
- 측정결과를 이용하여 교량의 충격계수, 동적변형률, 가속도, 진동주기, 고유 진동수에 따라 사용성능 측면에서의 교량진동 특성을 분석한다.

㉠ 동적특성 시험

- 교량의 동적특성 즉 고유진동수, 감쇠율, 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 기본자료로 활용되며 공용중인 교량에서 기간 경과에 따른 동특성의 차이는 교량의 손상정도를 평가하는데 사용될 수 있다.

㉡ 의사정적재하시험(도로교량에 적용)

의사정적재하시험은 동적재하시험과 마찬가지로 차량주행시험을 실시하여 계측된 응답파형으로부터 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.

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

2) 세굴을 포함한 기초안전성

(1) 일반

교량 세굴은 유수에 의한 침식유발능력과 지반의 침식저항능력의 상호관계에 따라 발생하는 현상이므로 수리학과 지반공학적인 측면을 모두 고려하여 주의 깊게 평가 하여야 한다. 특히, 교량의 하상변화에 영향을 주는 구조물이 영향권 내에 설치될 경우 기존 교량의 세굴취약성을 평가하여야 한다. 또한 1단계 평가(세굴심 평가) 후 세굴이 발생할 수 있을 경우 2단계 평가(기초안전성) 여부를 결정하여야 하며, 기초의 변위량은 허용변위량을 초과하지 않아야 한다.

(2) 대상교량 선정

하천을 횡단하는 교량은 수중조사, 교량상태, 유속의 흐름, 주변 환경 변화 등을 고려하여 1단계 세굴심 검토를 통해 평가할 수 있으며, 필요시 2단계 기초안전성 전도, 활동, 지지력, 변위 등을 평가한다. 단, 수중조사 및 시추는 다음에 기술한 사항을 종합적으로 고려하여 결정한다.

그 외 교량의 경우 필요시 책임기술자 판단에 따라 세굴심 검토를 제외한 기초안전성만을 수행 할 수 있다.

① 수중조사, 시추 등이 필요한 경우(해상교량 포함)

- 1단계 세굴심 검토 및 2단계 기초안전성 검토를 위한 자료가 불충분하여 이론적인 방법만으로 평가가 불가능할 경우
- 구조계의 변동이 있는 보강을 실시하였거나 일부 부재가 원 설계와 다른 부재로 교체되어 교량의 전체적인 거동을 이론적인 방법만으로 해석하기 어려운 사유가 있는 경우
- 우물통과 교각기초 사이의 거동, 기초가 암반에 근입된 상태, 교대의 부등침하, 전방이동 등 최소한의 안전성능을 확보하지 못한 상태
- 하상정비계획 또는 준설 등에 의하여 교량주변에 하상변동이 발생했을 경우
- 교량이 위치한 하천에서 계획홍수량 이상의 홍수가 발생했을 경우
- 교량에 인접하여 교량확장, 철도 복선화 공사 등으로 인한 기초공사가 시행되었을 경우

② 수중조사, 시추 등이 필요없는 경우

- 상태안전성능 결과가 양호하고, 인접한 부근의 기초공사, 하상의 변동 및 유속의 변화 등이 없는 경우
- 책임기술자가 판단할 때 세굴을 포함한 기초안전성에 필요한 최소한의 안전성능을 확보하고 있으며, 자료가 충분하여 수중조사가 불필요한 경우

(3) 평가 일반

평가구간의 홍수 시 유량 및 유속, 하천의 흐름(수로의 이동, 흐름 유입각 등), 교각의 형상, 하상의 입자 등을 고려하여 종합적으로 가장 취약하고 세굴심이 많이 발생할 것으로 예측되는 구간을 선택함을 원칙으로 하되 교각 수에 따라 시험경간 개소를 증가시킬 수 있다.

① 홍수사상 선정

교량설치에 따른 세굴 검토를 위한 빈도는 홍수량에 따른다. 만 약 500년 빈도 홍수량을 결정하기 어려운 경우에는 100년 빈도 홍수량의 1.7배 유량을 500년 빈도 홍수량으로 사용할 수 있다.

② 수면형 결정

- 최대세굴을 발생시킨다고 판단되는 유량에 대한 수면형을 결정한다.
- 수치모형을 사용할 경우 국내·외에서 널리 이용되는 모형을 선택하는 것이 바람직하며 특정하천에 이용하려면 활용 가능한 검증자료의 유무를 확인하고, 검증자료가 있는 경우라면 검증을 거친 후 사용하도록 한다.

③ 세굴량 산정 및 평가

- 세굴량은 하상상승 및 하상저하, 수축세굴, 국부세굴로 구분하여 산정하고 이를 합한 것으로 한다.
- 설치되는 교각의 폭이 3m 이상이고 홍수시의 수심이 9m 이상이거나 홍수 시 유속이 3m/s 이상일 경우에는 세굴 실험을 통하여 세굴량을 산정하여야 한다. 또한 공식을 사용하는 경우일지라도 공식적용상 어려움이 있거나 계산 결과에 대하여 불확실성이 큰 경우에는 세굴 실험을 통하여 세굴량을 산정하여야 한다.
- 수축세굴의 경우 Laursen의 공식을 사용하여 세굴량을 산정한다.
- 국부세굴공식을 이용하여 교각주위내 세굴량을 산정하는 경우 CSU 공식을 적용

하여 산정하되, 불확실성을 감안하여 CSU 공식 이외에 Froehlich 공식, Laursen 공식, Neil 공식 중 최소한 2개 이상을 택하여 세굴량을 산출하고 세굴깊이와 세굴폭에 대한 평가를 실시한 후 세굴량을 결정하도록 한다. 각 공식으로 구한 세굴량의 차이가 큰 경우 산술 평균값을 적용할 수 있다.

- 세굴량을 산정하기 위한 기준, 절차 등은 건설기준코드(구 하천설계기준, 하천설계기준·해설)를 참조한다.

④ 기초안전성 평가

- 기초지반에 발생하는 응력은 지반의 전단강도와 비교할 때 소요의 안전율을 확보하는 응력이하가 되도록 한다.
- 기초의 전체침하량과 부등침하량은 구조물의 안전성능과 사용성능에 영향이 없어야 한다.
- 기초는 구조물의 전도, 활동, 회전, 부상에 대하여 안전하여야 한다.
- 허용침하량은 균등침하, 부등침하, 각변위 등으로 규정할 수 있으며 구조물의 종류, 형태, 기능에 따라 정한다. 별도의 기준이 없는 경우에는 국제적으로 통용되는 기준을 준용할 수 있다.
- 기초안정성 평가는 도로설계편람 제5편(2008), 건설기준코드(구 구조물기초 설계기준)를 참조한다.

<표 3.1.23> 기초형식별 안정검사 항목

기초형식		검사항목		전도	활동	연직 변위량	수평 변위량
		연직	수평				
직접기초		○	(○)1)	○	○	○	-
케이슨 기초	$\beta l < 1$	○	○	-	○	○	-
	$1 < \beta l < 2$	○	○	-	○	○	○
강관널말뚝기초		○	-	-	-	○	○
말뚝 기초	유한장 말뚝	○	(○)1)	-	-	○	○
	반무한장 말뚝	○	(○)1)	-	-	○	○

주1) ()는 교대구조물과 같이 수평력이 크게 발생하는 기초구조물 및 연약한 지반과 같이 수평력에 취약한 구간에 대해 적용한다.

l : 기초의 유효근입깊이(m)

β : 기초의 특성값(m⁻¹)

<표 3.1.24> 기초형식별 안정검사 내용

기초형식		검사내용			
		전도	연직지지		수평지지, 활동, 수평변위량
		전도항목	검사면	검사항목	검사항목
직접기초		하중합력의 작용위치	저면	지지력	저면 [전면]1) 전단저항력 [수동저항력]1)
케이슨 기초		-	저면	지지용력	저면 전단저항력 전면 수동저항력 (설계지반력)2) (수평변위량)2)
강관널말뚝기초		-	저면	지지력	설계지반력 수평변위량
말뚝 기초	유한장 말뚝	-	저면	지지력	설계지반력 수평변위량
	반무한장 말뚝				

주1) [] 전면지반의 수평저항을 기대하는 경우에 대해서만 검사를 한다.

주2) () : $1 < \beta l < 2$ 의 케이슨기초에 대해서는 기초의 강성을 평가하고 수평변위량에 대해서도 검사를 한다.

㉠ 1단계 평가에 필요한 자료

○ 조사 시점에 세굴 관련 유지관리 자료가 확보되어 있는 경우

- 조사대상 교각부 설계도면
- 조사대상 교각부 주변 계획 하상고
- 유속 및 세굴심 관련 유지관리 이력 자료
- 하천정비 계획서

○ 조사 시점에 세굴 관련 유지관리자료가 확보되어 있지 않은 경우

- 조사대상 교각 직상류부 수심
- 조사대상 교각 직상류부근유속
- 조사대상 교각의 형상, 폭 및 길이
- 흐름의 입사각
- 하상조건
- 하상재료의 입경

㉡ 2단계 평가에 필요한 자료

- 조사대상 교각부 설계도면(교각과 기초의 형상 및 제원)
- 세굴 후 하상고(1단계 평가 결과 이용)
- 수심 및 최대유속
- 지질주상도(지층별 단위중량, 내부마찰각, N치 등)
- 기초하부에 작용하는 연직하중, 수평하중, 모멘트하중

(4) 평가

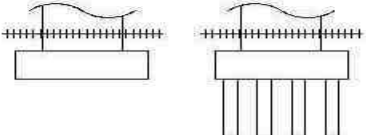
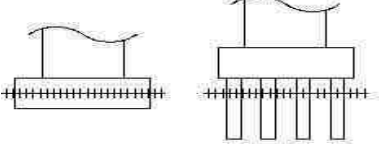
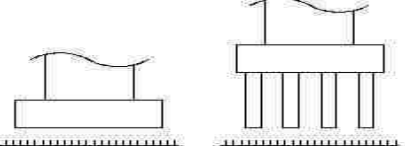
교량의 안전성능에 영향을 주는 모든 하부구조 부재의 불안정한 흔적에 대하여 특별히 관리를 하여야 하며, 하부구조의 평가는 정확한 공학적 판단 하에 실시한다. 하부 구조물의 적정성 여부는 준공도면, 시공도면, 구조 계산, 평가 결과 및 기타 적절한 자료를 토대로 한다.

교각 및 교대를 포함한 하부구조는 상부구조를 지지할 수 있는 최소한의 안전성능 확보 유무가 평가되어야 하며, 우물통과 교각기초 사이의 거동, 기초가 암반에 근입된 상태, 교대의 부등침하, 전방이동 등을 고려해야 한다.

하천(해상)을 횡단하는 공용중인 교량에 대한 세굴을 포함한 기초안전성 평가방법은 세굴심 검토와 기초지반의 안전성을 평가하도록 한다.

세굴심 검토와 기초지반의 안전성을 검토하는 2단계의 평가절차를 적용한다. 1단계(세굴심 검토)의 경우, 예상세굴심과 기초근입심도를 비교하여 3가지 경우로 구분한다.

<표 3.3.6> 세굴에 취약한 교량의 등급판정

구 분	계산된 세굴심	필요한 조치
① 기초 상단 위에 세굴심 위치		조치가 필요 없음
② 기초 또는 말뚝 내에 세굴심 위치		기초의 구조 해석 수행
③ 기초 또는 말뚝 하단 아래에 세굴심 위치		세굴심을 모니터링 하고 필요시 세굴방지공 설치

① : 계산된 세굴심이 기초상단에 위치하여 안전조치가 필요 없는 경우를 말한다.

② : 기초 또는 말뚝 내에 계산된 세굴심이 있어 구조해석 결과에 따라 안전조치가 필요한 경우를 말한다.

③ : 계산된 세굴심이 기초나 말뚝 하단 아래에 위치하여 긴급한 안전조치가 필요한 경우를 말한다.

기초나 말뚝 내에 예상세굴심이 있는 경우는 2단계(기초안전성)구조해석 결과에 따라 안전조치가 필요한 경우로서 등급 “a~d”로 구분한다.

예상세굴심이 기초상단에 위치하여 안전조치가 필요 없는 경우, 적정세굴보호공이 설치 되어 있으며 공용중 세굴발생이 없을 것으로 예상되는 경우를 “a”로 평가한다.

그러나 기존에 세굴방지공이 설치되어 있지만 설계기준을 만족하지 못할 경우는 “b”로 평가한다.

구조해석 결과에 따라 안전율을 확보한 경우는 특별한 안전조치가 필요하지 않은 안전에 지장이 없는 상태이므로 등급 “c”로, 안전율을 확보하지 못한 경우 세굴방지공 설치 등의 긴급한 보수·보강 조치가 필요하므로 등급 “d”로 구분한다.

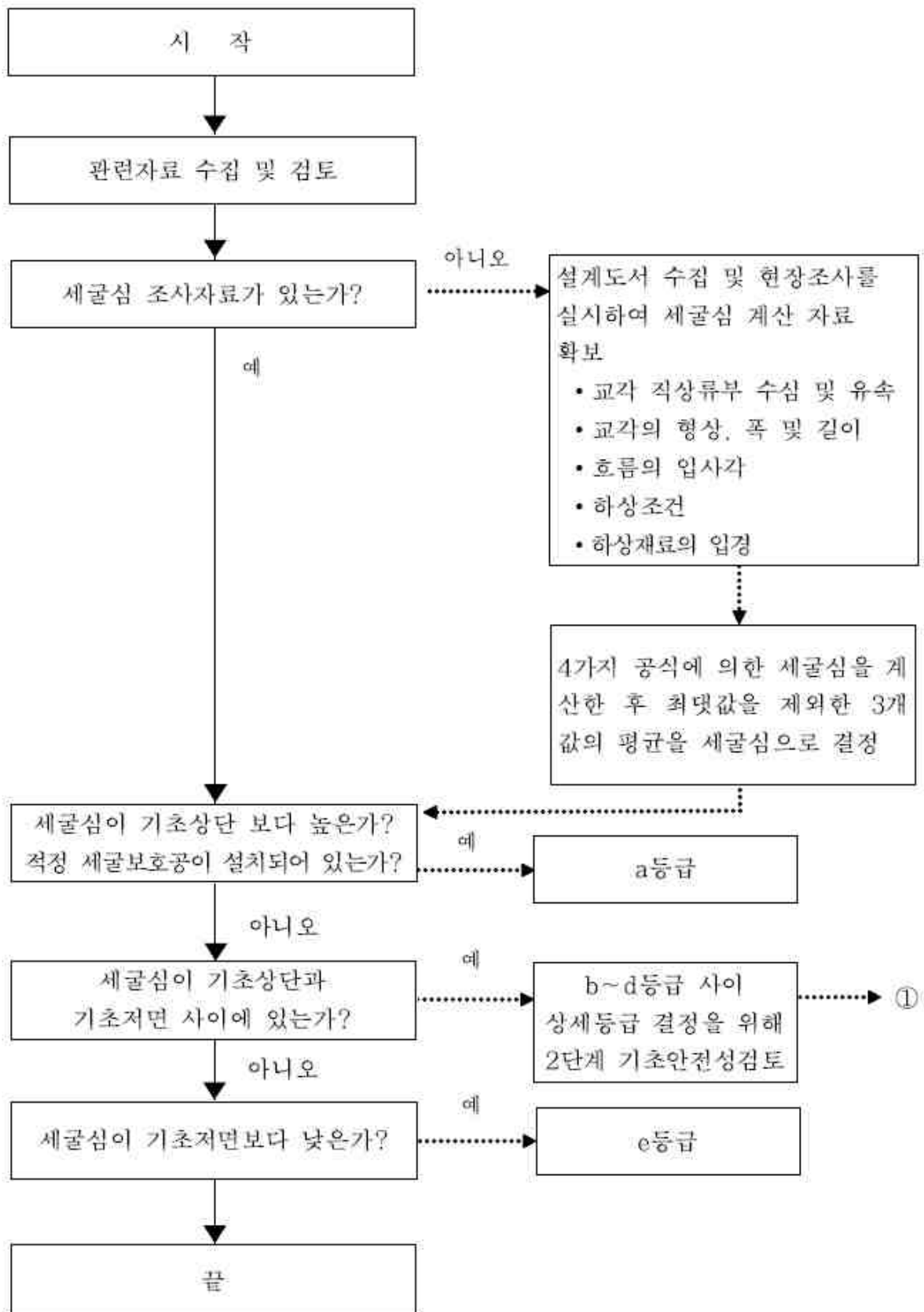
또한 교량기초는 기초형식에 따라 지지력, 전도, 활동에 안정하여야 하며 기초의 변위량은 허용변위량을 초과하지 않아야 한다.

<표 3.3.7> 기초의 안전성능 평가기준

기준	1단계(세굴심 검토)	2단계(기초안전성)
a	○ 세굴심도가 기초상단보다 높을 경우	○ 적정 세굴보호공이 설치되어 있으며 공용중 세굴발생이 없는 경우
b	○ 세굴심도가 기초상단과 지초저면 사이에 있을 경우	○ 세굴보호공이 설치되어 있어 있으나 설계기준을 만족하지 못한 경우
c		○ 기초 지지력 확보 $S.F. \geq 1.0$ ○ 허용변위량 이내일 경우
d		○ 기초 지지력 부족 $S.F. < 1.0$ ○ 허용변위량을 초과할 경우
e	○ 세굴심도가 지초저면보다 낮을 경우	-

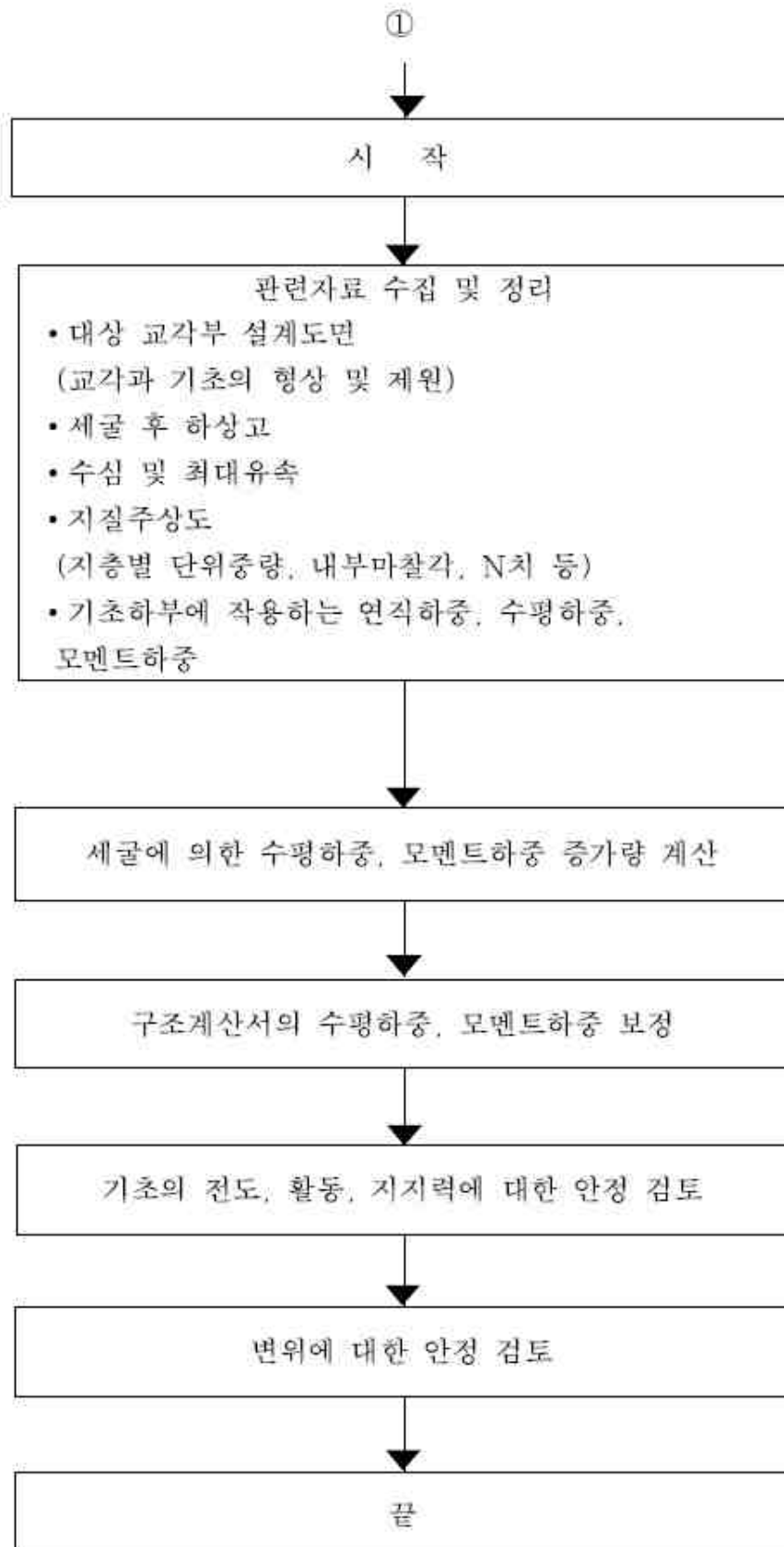
- 1단계(세굴심 검토)의 세굴심도 계산은 건설기준코드(구 하천설계기준, 도로교설계기준) 등 관련 설계기준을 참고하여 수행함한다.
- 2단계(기초안전성) 평가의 기초지지력은 기초형식별로 도로교설계기준 등 관련 설계 기준을 참고하여 책임기술자의 판단에 따라 산정할 수 있다.
- 2단계(기초안전성) 평가의 실시가 곤란한 경우 책임기술자의 판단에 따라 1단계 (세굴심 검토)에 의한 구조안전성능결과를 산정할 수 있다.
- 지지력의 안전율($S.F.$)= 지반의 허용지지력/작용응력
- 기초형식별 허용변위량은 건설기준코드(구 도로교설계기준, 구조물 기초 설계기준) 등 관련 설계기준을 참고하여 결정한다.

① 1단계 세굴심 평가



<그림 3.1.1> 1단계 세굴심 평가 결과 산정 방법

② 2단계 기초안정성 평가



<그림 3.1.2> 2단계 기초안전성 평가 결과 산정 방법

다. 구조안전성능 결과 산정방법

1) 구조안전성능 결과산정

평가대상 교량에 대하여 구조안전성능을 실시한 후 그 결과를 비교하여 최저등급을 평가 결과로 결정한다.

2) 구조안전성능 결과산정 예시

평가대상 교량에 대하여 구조안전성능 산정 절차를 예시하면 다음과 같다.

교량의 구조안전성능 평가지수 = $\text{Min}(\text{공용내하력}, \text{기초안전성}), \text{주행안전성}$

※ 하천을 횡단하는 교량(해상교량 포함)의 경우 공용내하력과 기초안전성 평가를 실시하여 둘 중 최저 등급으로 결정한다.

라. 안전성능 결과 산정방법

1) 안전성능 결과산정

(1) 평가대상 교량에 대하여 상태안전성능 및 구조안전성능을 실시한 후 그 결과에 의해 산출된 상태안전성능지수와 구조안전성능지수를 비교하여 작은 값을 최종 안전성능 지수로 결정하여 교량의 안전성능 결과를 결정한다.

(2) 단, 구조안전성능을 실시하지 않은 경우는 상태안전성능지수를 안전성능지수로 갈음한다.

2) 안전성능 결과산정 예시

(1) 평가대상 교량에 대하여 안전성능 산정 절차를 예시하면 다음과 같다.

(2) 교량의 안전성능 결과를 결정하기 위해 교량 상태안전성능 및 구조안전성능 결과로 산출된 상태안전성능지수와 구조안전성능지수를 사용하며, 이 값 중에서 작은 값을 교량의 안전성능지수로 적용하여 안전성능 결과를 부여한다.

(3) 단, 구조안전성능을 실시하지 않은 경우는 상태안전성능지수를 안전성능지수로 갈음한다.

안전성능등급 = $\text{Min}(\text{상태안전성능등급}, \text{구조안전성능등급})$

3.2 상태안전성능 평가 결과

상태안전성능 평가는 재료시험 및 외관조사에 의해 시설물의 각 부재로부터 발견된 결함, 손상, 열화 등 상태변화를 근거로 하여 상태안전성능 평가 기준에 따라 실시한다.

<표 3.2.1> 상태안전성능 평가 결과

부재의 분류		상부구조		2차 부재	기타부재				받침	하부구조	
번호	구조 형식	바닥판	거더	가로보	포장	배수	난간 연석	신축 이음	교량 받침	하부	기초
PSC[1]	SB40 Girder	a	a	b	a	N/A	c	c	a	a	Q
PSC[2]	SB40 Girder	a	b	b	a	N/A	b	N/A	a	a	Q
PSC[3]	SB40 Girder	b	a	b	a	N/A	a	N/A	b	a	Q
PSC[4]	SB40 Girder	b	a	a	a	N/A	b	N/A	b	a	Q
PSC[5]	SB40 Girder	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	c	b	a	Q
평균		0.150	0.125	0.175	0.100	N/A	0.225	0.400	0.160	0.100	N/A
가중치		18	25	4	4	N/A	2	7	15	25	N/A
(평균×가중치) /가중치합		0.027	0.031	0.007	0.004	N/A	0.005	0.028	0.024	0.025	N/A
1. 환산결합도 점수 =										0.151	
2. 상태안전성능 평가 결과 =										B	

당사천교(울산1)에 대한 상태안전성능평가 결과 환산결합도 점수 0.151인 “B”등급으로 평가 되었다.

3.3 구조안전성능 평가 결과

가. 개요

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 안전성 검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 한다. 안전점검 및 진단은 현 시점의 구조물 상태를 가능한 정확히 반영하여 실 구조물의 거동을 분석하고, 설계기준상의 안전성 여부를 판정하는 과정이므로 가능한 구조물의 손상을 고려하여 판정하여야 한다.

본 과업에서는 준공도서와 공용중인 상태와 비교한 결과, 구조적으로 주목할 만한 추가 손상이 없고, 구조물에 대한 설계기준의 차이가 없는 바 준공도서를 준용하여 안전성 평가를 실시하였고, 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 검토단면 선정 및 사유

본 성능평가지 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 및 구조형식, 단면제원, 하중조건, 구조적 손상 및 결함 발생 여부 등을 고려하여 선정하였으며, 검토 단면 선정 및 사유는 다음과 같다.

<표 3.3.1> 상부구조 검토단면 선정

상부구조 검토단면		관 련 내 용
당사천교 (울산1)	PSC BEAM교	4경간 연속 거더 ⇒ 폭 3.74m, 연장 35.000m - 중대한 결함, 거더의 균열 및 심한 변형, 바닥판의 구조적 균열, 구조부위의 철근량 부족, 심한 단면손실 등 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임

<표 3.3.2> 하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면			관 련 내 용
당사천교 (울산1)	교대	A2	- 교대형식 : 역T형, 기초형식 : 말뚝기초 - 구조적으로 문제가 될 만한 결함은 없는 상태임
	교각	P3	- 교각형식 : T형, 기초형식 : 말뚝기초 - 구조적으로 문제가 될 만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유			당사천교(울산1)의 교대는 역T형, 교각은 T형이고 기초는 말뚝기초로 결함이 없는 상태이다. 따라서, 구조 및 기초형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 각각 1개소씩 선정하였다.

2) 검토조건

본 구조물은 2016년 준공된 교량으로 준공당시 설계기준과 현행 설계기준이 일부 상이하나, 구조물에 대한 설계기준이 차이가 없는 바 준공도서를 준용하여 검토하였다.

또한, 손상이 발견되어 외관 및 내구성조사를 실시한 결과, <표 3.3.3>과 같이 단면 제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하였다. 금회 진단에서는 준공도면상의 설계값으로 안전성검토를 실시하고 내하력평가를 실시하였다.

<표 3.3.3> 설계 당시와 검토적용 설계기준 조건비교

구 분		설계적용 설계기준(2016)	검토적용 설계기준	비 고
설계기준		- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조설계기준(2007)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조기준(2012)	
적용 하중	거더	고정하중+활하중	고정하중+활하중	
	바닥판	고정하중, 활하중, 차량 충돌하중, 풍하중	고정하중, 활하중, 차량 충돌하중, 풍하중	
바닥판 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		상부구조 전폭을 기준으로 3.0m 간격으로 하중재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.0m 간격으로 하중재하	

<표 3.3.4> 구조검토시 적용 물성치 및 하중조건

구 분		설 계 도 서	현 장 측 정	적 용	비 고
적용단면		• 거더 : S4		• 현장조사시 단면제원을 측정하 는 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사 용 재 료	설계 강도	• 준공도면/구조계산서 - 상부 : 27MPa 이상 - 하부 : 24MPa 이상	• 비파괴강도 - 상부 : 27MPa 이상 - 하부 : 24MPa 이상	• 비파괴강도 측정값이 설계기준강 도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	• 콘크리트 - 상부 : 25,453MPa - 가로보 : 25,453MPa • 철근 : 200,000MPa	-	• 콘크리트 : 현 설계 기준 적용 - 상부 : 25,453MPa - 가로보 : 25,453MPa • 철근 : 200,000MPa	
철 근 간 격 / 피 복 두 께	바닥판	-	• 준공도면과 전반적으로 일치	• 철근배근 및 피복두께 는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교대	-			
	교각	-			
하 중 종 류	고정 하중	• 철근콘크리트 : $\gamma_c=25.0\text{kN/m}^3$ • 콘크리트포장 : $\gamma_a=23.5\text{kN/m}^3$	• 철근콘크리트 : $\gamma_c=25.0\text{kN/m}^3$ • 콘크리트포장 : $\gamma_a=23.5\text{kN/m}^3$	• 설계도서 및 현 설계기 준이 동일하므로 현 설계 기준상의 값 적용	
	활하중	• DB-24, DL-24	• DB-24, DL-24		
토질정수		• 지반조사가 과업범위 밖이므로 준공도면상의 N치를 적용			

3) 검토방법

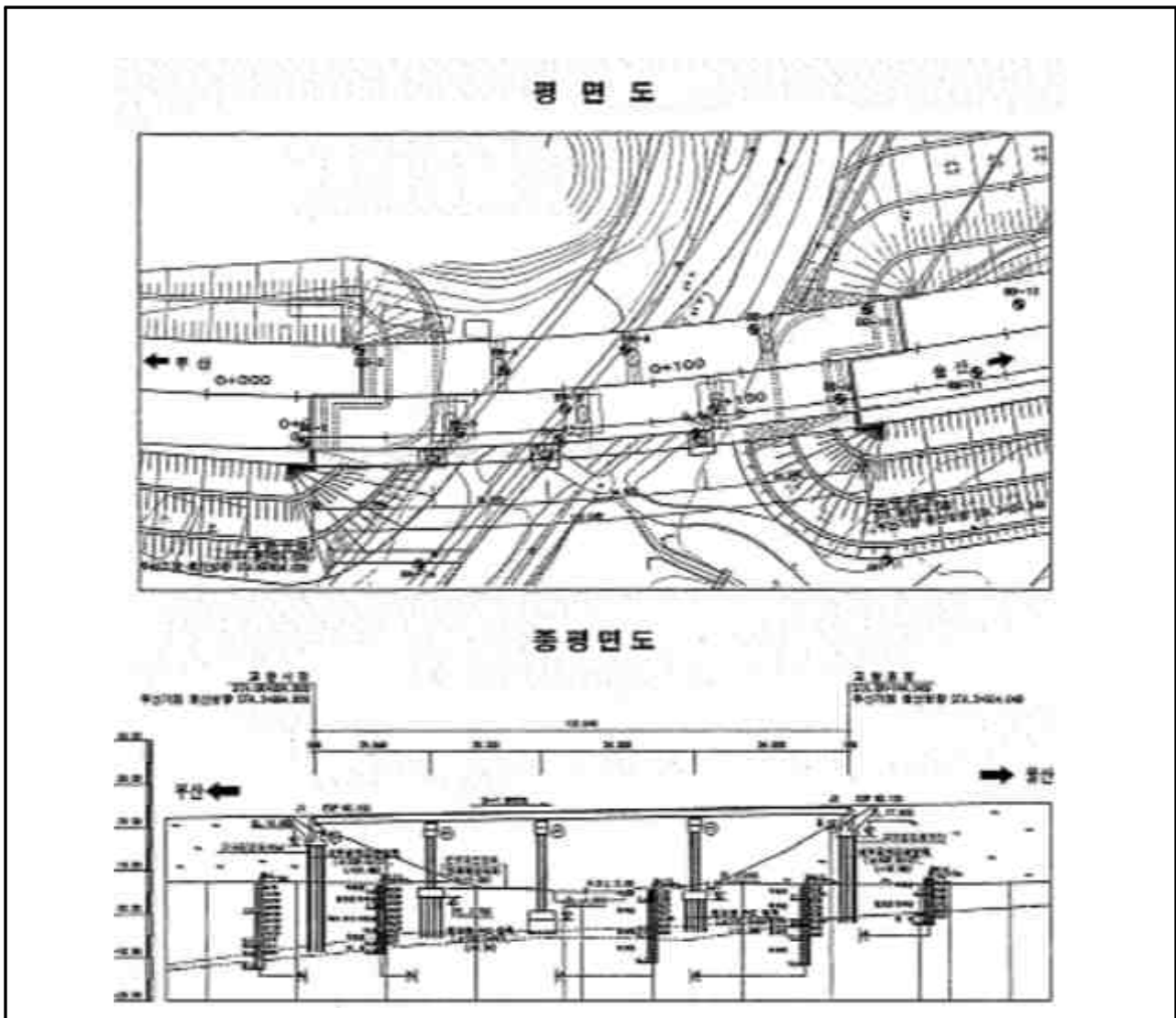
당사천교(울산1)는 1등교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 거더는 허용응력설계법, 바닥판은 강도설계법을 적용하였다.

금회성능평가에서는 설계시와 전반적으로 관련된 사항이 동일한 것으로 확인되며, 준공시 구조계산서를 준용하여 구조검토를 실시하였다.

금회 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS CIVIL 2021을 이용하였으며, 구조물의 기하학적 특성을 Frame Element로 모델링하였다.

4) 해석단면

당사천교(울산1)의 종·평면도, 횡단면도는 다음과 같다.



<그림 3.3.1> 종·평면도

5) 내하력평가

내하력 평가방법은 구조해석 결과를 토대로 기본내하력을 평가하였으며, 구조해석 검토시 사용재료의 재료적 특성은 관련 설계기준 및 현장조사자료 등을 참조하였다.

■ 구조해석 및 검토의 기본가정

- ① 사용된 해석모델은 Frame Element를 이용한 3차원 격자모델을 적용한다.
- ② 철근량은 측정값을 기준으로 하며 철근의 종류는 도면을 참조한다. 유효높이는 철근탐사시험 결과 측정된 피복두께를 이용하며 설계피복두께 미만은 단면검토시 안전측으로 설계피복두께를 적용한다.
- ③ 콘크리트강도는 비파괴강도 시험결과와 설계기준강도의 만족 여부를 고려하여 적용한다.
- ④ 고정하중은 바닥판, 거더, 방호벽 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- ⑤ 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- ⑥ 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- ⑦ 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

나. 내하력 평가 결과

1) 내하력평가

① 검토조건

i) 교량제원

- ㉠ 교량형식 : PSC BEAM교
- ㉡ 교량연장 : $L = 35.000\text{m}$
- ㉢ 교량폭원 : 3.74m
- ㉣ 사 각 : 90.0°
- ㉤ 거더제원 : $B = 1.000\text{m}$, $H = 1.500\text{m}$
- ㉥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

ii) 사용재료

㉠ 콘크리트

- 설계기준강도 : $f_{ck} = 27\text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 25,453\text{MPa}$

㉡ 철근(SD400)

- 항복강도 : $f_y = 400\text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$

㉢ P.C STRAND

- 종류 : PC 강연선 KSD 7002 7연선 SWPC 2종
- 직경 : $D_p = 15.2 \text{ mm}$
- 단면적 : $A_p = 138.7 \text{ mm}^2$
- 탄성계수 : $E_p = 200,000 \text{ MPa}$
- 극한강도 : $f_{pu} = 1,860 \text{ MPa}$
- 항복강도 : $f_{py} = 1,580 \text{ MPa}$
- 긴장재의 허용인장강도 : $f_{pa} = 1,295.6 \text{ MPa}$

• 포스트텐션 긴장재 배치를 위한 쉬스 규격

구분	단위	규격
쉬스관의 외경	mm	80
삽입가능 긴장재 개수	ea	4
파상 마찰 계수 κ	k/m	0.0050
곡률 마찰 계수 μ	m/rad	0.2500

iii) 설계방법

- ㉠ 바닥판 : 강도설계법
- ㉡ 거더 : 허용응력설계법

iv) 적용하중

㉠ 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 구분하여 모델링하였다. 합성전 고정하중은 거더 및 바닥판 자중을 고려하였으며 합성후 고정하중은 방호벽 및 포장 등을 고려하여 계산하였다.

㉡ 활하중

본 교량은 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

㉢ 하중조합

- LCB1 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중

v) 참고문헌

- ㉠ 도로교 설계기준(2010)
- ㉡ 콘크리트 구조기준(2012)
- ㉢ 도로설계편람(2008)

② 바닥판 구조검토

합성형교에서 바닥판으로서 작용할 경우(교축직각방향)에 대하여 도로교설계기준 (2010년) 등의 적용기준에 따라 구조검토를 수행하였다.

i) 좌측캔틸레버부

㉠ 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비고
①	$1.050 \times 0.420 \times 25 = 11.025$	0.270	2.977	H1 = 1.050m W3 = 0.420m
②	$0.250 \times 0.5107 \times 25 = 3.188$	0.255	0.813	H2 = 0.000m L1 = 0.300m
③	$0.060 \times 0.050 \times 23.5 = 0.071$	0.030	0.002	H3 = 0.000m L2 = 0.060m
④	방호울타리 = 1.000	0.270	0.270	ST = 0.250m L3 = 0.510m
				PT = 0.050m L4 = 0.240m
				DL = 0.030m
계			4.062	

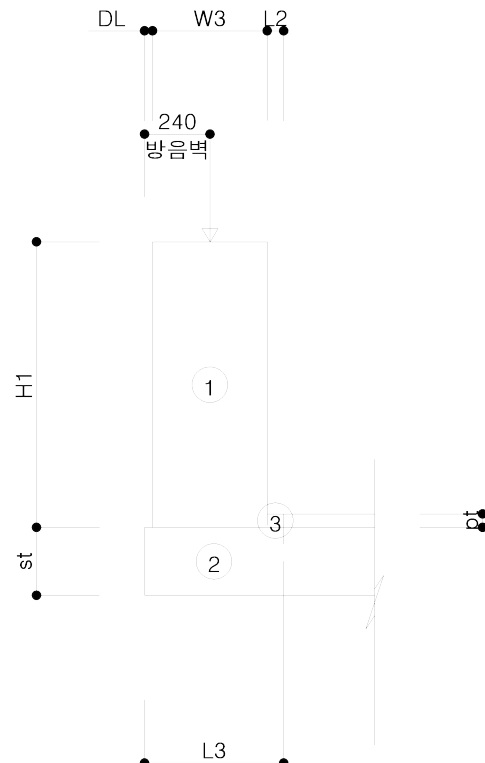
콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3

포장 단위중량 = 23.5 kN/m^3

트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0 kN

곡선반경(R) = ∞

설계속도 = 80 km/hr



㉠ 차량 충돌하중(도로안전시설설치 및 관리지침 p75)

- 수평충돌력 H 가 상단부에 작용하는 것으로 한다.

$$H = 15.833 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.175 \text{ m}$$

$$M_{\text{col}} = H \times h = 15.833 \times 1.175 = 18.604 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 풍하중

$$P_w = 3.000 \text{ kN/m}^2 \times 2.750 \text{ m} = 8.250 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 8.250 \times 1.550 \text{ m} = 12.788 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉢ 하중조합

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 5.281 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{\text{co}} = 29.466 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 21.904 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $M_{u4} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 0.65 M_{\text{co}} = 13.592 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $M_{u5} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{\text{co}} = 42.544 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $M_{u6} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 21.904 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

㉣ 바닥판의 최소두께

$$h_{\text{use}} = 250 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉤ 단면검토

- 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{\text{ck}}) = 27 \text{ MPa} , \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 190 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@200} + \text{H16@200} = 1,986.0 \text{ mm}^2$$

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{\text{ck}} \cdot b} = \frac{1986 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 116.609 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 116.609 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 42.544 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

ii) 우측 캔틸레버부

㉠ 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비고
①	0.250×0.430×25 = 2.688	0.215	0.578	ST = 0.250m L1 = 0.300m
②	0.430×0.050×23.5 = 0.505	0.215	0.109	PT = 0.050m L2 = 0.430m
③				L3 = 0.430m
계			11.869	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³
포장 단위중량 = 23.5kN/m³
트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN
곡선반경(R) = ∞
설계속도 = 80km/hr

㉡ 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤택중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.13 + 1.14 = 1.244\text{m}$$

여기서, X = 0.130m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.130} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.130 \times (1+0.300)}{1.244} = 13.042\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

㉔ 하중조합

$$\begin{aligned}
\blacksquare M_{u1} &= 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} = 28.932 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\
\blacksquare M_{u2} &= 1.3 M_d + 1.3 M_w = 0.908 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \\
\blacksquare M_{u3} &= 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 0.65 M_w = 17.854 \text{ kN}\cdot\text{m/m}
\end{aligned}$$

㉕ 바닥판의 최소두께($X=0.130 \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.13 + 180) = 216.4 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 250 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉖ 단면검토

• 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{ck}) = 27 \text{ MPa} , \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 190 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@200} + \text{H16@200} = 1,986.0 \text{ mm}^2$$

• 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 116.609 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

• 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 116.609 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 28.932 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

iii) 중앙부

㉗ 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.250 \text{ m} \times 25.0 \text{ kN/m}^3 = 6.250 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{콘크리트포장} : 0.050 \text{ m} \times 23.5 \text{ kN/m}^3 = 1.175 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 7.425 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{7.425 \times 0.800^2}{10} = 0.475 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 0.800m

㉠ 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.800} = 0.368 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(0.800+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 18.200 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 18.200 = 14.560 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

㉡ 하중조합

- 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 31.922 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉢ 단면검토

- 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 27MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 400MPa

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 250mm

철근 피복두께(d_c) = 40mm , 유효깊이(d) = 210mm

사용철근량(A_s) = H16@200 + H16@200 = 1,986.0mm²

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1,986.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 34.614 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 130.114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 130.114 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 31.922 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

iv) 바닥판의 구조검토 결과

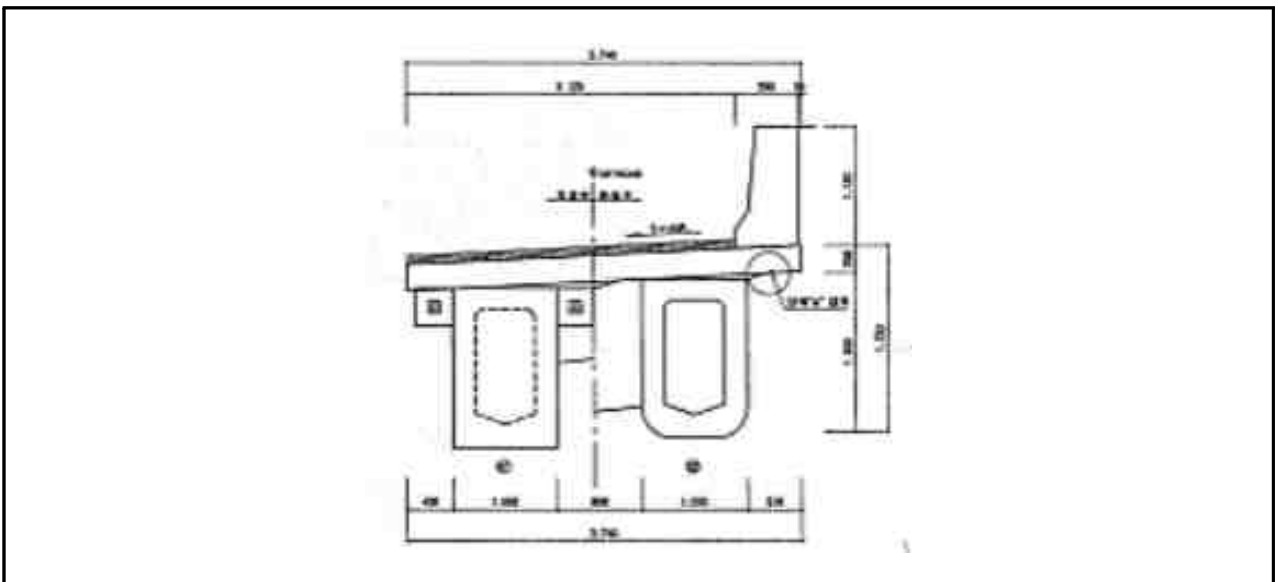
강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 2.741로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

<표 3.3.5> 바닥판의 단면검토 결과

구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
캔틸레버부(좌측)	42.544	116.609	2.741	O.K
캔틸레버부(우측)	28.932	116.609	4.030	O.K
중앙부	31.922	130.114	4.076	O.K

③ 거더 구조검토

i) 해석단면



<그림 3.3.2> 해석단면

ii) 하중산정

㉠ 합성전 고정하중

- 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
- 슬래브

$$w_{slab} = 0.250 \times 25.0 = 6.250 \text{ kN/m}^2$$

㉡ 합성후 고정하중

- 방호벽 : 17.169 kN/m
- 포장 : 1.818 kN/m²

㉔ 활하중

<표 3.3.6> 활하중

구 분	활하중			
• 교 폭	• 3.74m			
• 지간장(L)	• 35.000m			
• 연석간 교폭(W_c)	• 3.29m			
• 설계 차로수(N)	• $W_c < 6.0\text{ m}$ ∴ 1차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• $3.29\text{m} / 1 = 3.29\text{m} > 3.000\text{m}$ 적용 ∴ $W = 3.000\text{m}$			
• 충격계수(i)	• 외측지간 $15 / (40+34.00) = 0.203 < 0.3$ ∴ $i = 0.203$ 적용			
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)	
	P_m	108kN	P_f	24 kN
	P_s	156kN	P_r	96 kN
	W_ℓ	12.7kN/m		
• 재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용 • DB-24, DL-24 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1개 차로에 정간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 각 CASE별 하중재하도 및 각 거더별 작용하중은 부록 참조.			

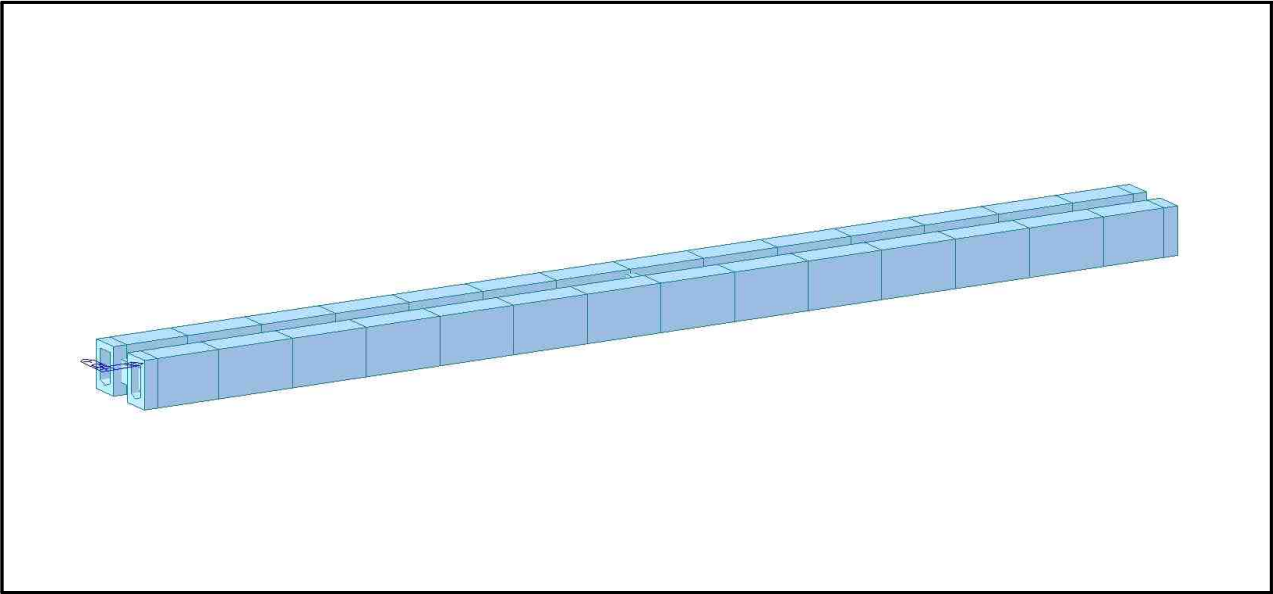
iv) 모델링 및 단면제정수

㉕ 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며, 보요소로 이상화된 각 구조요소의 연결은 부재편심(Offset)이 반영되도록 하였다. 또한 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않았다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로 교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.

- 경계조건은 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



<그림 3.3.3> 해석모델링

㉠ 단면제정수

<표 3.3.6> 단면제정수 산정

구분	순단면	PS 강연선 환산단면적	외측빔(G1)	외측빔(G2)	비 고
A	885,496	934,149	1,314,819	1,298,875	
yst	-	-	762	770	
yt	740	772	512	520	
yb	-760	-728	-988	-980	
I _x	217,515,328 ,032	234,666,462,703	454,232,352,692	447,594,937,849	
Z _{st}	-	-	595,905,576	581,233,107	
Z _t	293,868,861	303,995,771	886,729,920	860,630,091	
Z _b	286,271,506	322,317,430	459,868,307	456,765,971	
ep	610	578	838	830	
Z _p	356,686,711	405,955,124	542,208,750	539,321,815	

주) A : 단면적(mm²)

I_x : 단면2차모멘트(mm⁴)

Zb : 단면계수(mm³)

v) 구조해석 결과

㉠ 단면력 산정결과

- 외측거더

<표 3.3.7> 외측거더 단면력 산정결과

구분	절점거리	2	3	4	5	6
		0.450	4.700	8.950	13.200	17.450
전 단력 (kN)	거더자중	438.625	295.319	198.028	100.737	3.446
	합성 전 고정하중	257.063	192.977	128.892	64.806	0.720
	합성 후 고정하중	299.472	224.604	149.736	74.868	0.000
	활하중	1.495	14.281	42.595	74.354	106.113
	계	996.655	727.182	519.250	314.765	110.279
모 멘 트 (kN.m)	거더자중	3.797	1533.472	2581.835	3216.710	3438.099
	합성 전 고정하중	1.527	954.809	1638.780	2050.387	2189.629
	합성 후 고정하중	1.784	1111.878	1907.350	2384.634	2543.728
	활하중	0.000	855.911	1441.868	1772.693	1863.207
	계	7.107	4456.070	7569.833	9424.424	10034.663

vi) 거더의 응력 검토

거더에 대한 응력검토는 외측경간 최대 정모멘트부 단면에 대하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

㉠ 주하중에 대한 작용응력 검토

<표 3.3.8> 거더 단계별 응력집계표

구분	모멘트 (kN.m)	단면계수 (㎡)	콘크리트 단면 휨응력(MPa)				PS 강연선응 력(MPa)
			바닥판 상연	P.S.C Beam		PSC 강선도심 위치	
				상연	하연		
Beam자중	3438.10	0.2939	0.000	11.699	0.000	0.000	0.000
		0.2863	0.000	0.000	-12.010	0.000	0.000
		0.3567	0.000	0.000	0.000	-9.639	0.000
합성전 고정하중	2189.63	0.3040	0.000	7.203	0.000	0.000	0.000
		0.3223	0.000	0.000	-6.793	0.000	0.000
		0.4060	0.000	0.000	0.000	-5.394	-33.787
합성후 고정하중	2543.73	0.5959	4.269	0.000	0.000	0.000	0.000
		0.8867	0.000	2.869	0.000	0.000	0.000
		0.4599	0.000	0.000	-5.531	0.000	0.000
		0.5422	0.000	0.000	0.000	-4.691	-29.387
활하중	1863.21	0.5959	3.127	0.000	0.000	0.000	0.000
		0.8867	0.000	2.101	0.000	0.000	0.000
		0.4599	0.000	0.000	-4.052	0.000	0.000
		0.5422	0.000	0.000	0.000	-3.436	-21.525
계	10034.66	0.0000	7.395	23.872	-28.386	-23.161	-84.699

㉔ 설계하중 작용시의 휨응력

<표 3.3.9> 외측거더 설계하중 작용시의 휨응력

구분		프리스트레스 도입직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더자중	계	유효프리스트레스	총하중(D+L)	계
PSC 거더	상연	-8.641	11.699	3.059	-7.356	23.872	16.517
	하연	29.777	-12.010	17.768	25.349	-28.386	-3.038
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.50 < 계 < 21.60 (압축)			(인장) 4.23 < 계 < 22.50 (압축)		
바닥판						7.395	7.395
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.00 < 계 < 10.80 (압축)		

④ 교량받침용량 검토

<표 3.3.10> 교량받침용량 검토

구 분			고정하중 (kN)	활하중 (kN)	합 계 (kN)	받침용량 (kN)	검토결과
당사천교 (울산1)	A1	SH1	432.646	328.631	761.277	1,350	O.K
		SH2	759.651	188.330	947.981	1,350	O.K
	P1	SH1	450.576	253.241	703.817	1,350	O.K
		SH2	816.965	130.988	947.953	1,350	O.K
		SH3	448.169	253.241	701.41	1,350	O.K
		SH4	800.832	130.988	931.82	1,350	O.K
	P2	SH1	434.439	277.345	711.784	1,350	O.K
		SH2	819.655	135.937	955.592	1,350	O.K
		SH3	612.217	277.345	889.562	1,350	O.K
		SH4	997.709	135.937	1,133.646	1,350	O.K
	P3	SH1	998.898	231.080	1,229.978	1,350	O.K
		SH2	605.216	252.572	857.788	1,350	O.K
		SH3	998.898	231.080	1,229.978	1,350	O.K
		SH4	605.216	252.572	857.788	1,350	O.K
	A2	SH1	998.898	231.080	1,229.978	1,750	O.K
		SH2	605.216	330.498	935.714	1,750	O.K

주) 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

2) 내하력평가 결과

① 개요

본 교량의 내하력평가는 주요 구조부재의 정밀 외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험 결과를 토대로 콘크리트 부재인 바닥판은 강도설계법으로, 강재 부재인 강박스거더는 허용응력법에 의하여 기본 내하력을 평가하였다.

i) 허용응력법에 의한 내하력평가

- 내하율(RF) = $\frac{f_a - f_d}{f_\ell (1 + i)}$
- 기본 내하력(P) = RF × P_r

여기서, f_a : 실측 허용응력
 f_d : 실측 고정하중에 의한 응력
 f_ℓ : 설계 활하중에 의한 응력
 i : 이론 충격계수
 P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)
 P : 기본 내하력

ii) 강도설계법에 의한 내하력평가

- 내하율(RF) = $\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)}$
- 기본 내하력(P) = RF × P_r

여기서, ϕ : 실측 허용응력
 M_n : 극한 저항모멘트
 M_d : 실측 고정하중에 의한 모멘트
 M_ℓ : 설계 활하중에 의한 모멘트
 i : 이론 충격계수
 γ_d : 고정하중 계수(1.30)
 γ_ℓ : 활하중 계수(2.15)
 P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)
 P : 기본 내하력

② 내하력평가 결과

<표 3.3.11> 내하력평가 결과

구 분		기본 내하율	응답 보정계수	기본 내하율	기본 내하력	비 고
거 더	상연	$\frac{22.500 - 14.415}{2.101} = 3.848$	1.000	3.848	DL-24 이상	허용 응력법
	하연	$\frac{22.500 - 1.014}{4.052} = 5.302$	1.000	5.302	"	"
바 닥 판	켄틸레버부	$\frac{116.609 - 1.3 \times 4.062}{2.15 \times 12.788} = 4.049$	1.000	4.049	DB-24 이상	강도 설계법
	연속판부	$\frac{130.114 - 1.3 \times 0.475}{2.15 \times 14.560} = 4.137$	1.000	4.137	"	"

당사천교(울산1)의 거더 및 바닥판에 대한 기본내하력 평가 결과, 기본내하율이 모두 1.0 이상으로 검토되어 설계활하중(DB-24, DL-24)에 대하여 기본내하력을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

다. 기초안전성 평가 결과

1) 교각(P3) 구조검토

본 교량의 교각은 기둥단면이 충실원형인 기둥식 교각이며 말뚝기초로 시공되어 있다. 교각의 안전성 검토는 교고가 높은 교각인 P3을 대상으로 실시하였다.

① 검토조건

i) 일반사항

<표 3.3.12> 교각 구조검토를 위한 일반사항

구 분	내 용	구 분	내 용
해석위치	P3	상부형식	PSCI
구조형식	T형 교각	기초형식	말뚝기초
기둥크기	Ø2.0m	기초크기	5.50m × 5.20m
기둥높이	14.432m	사 각	90°

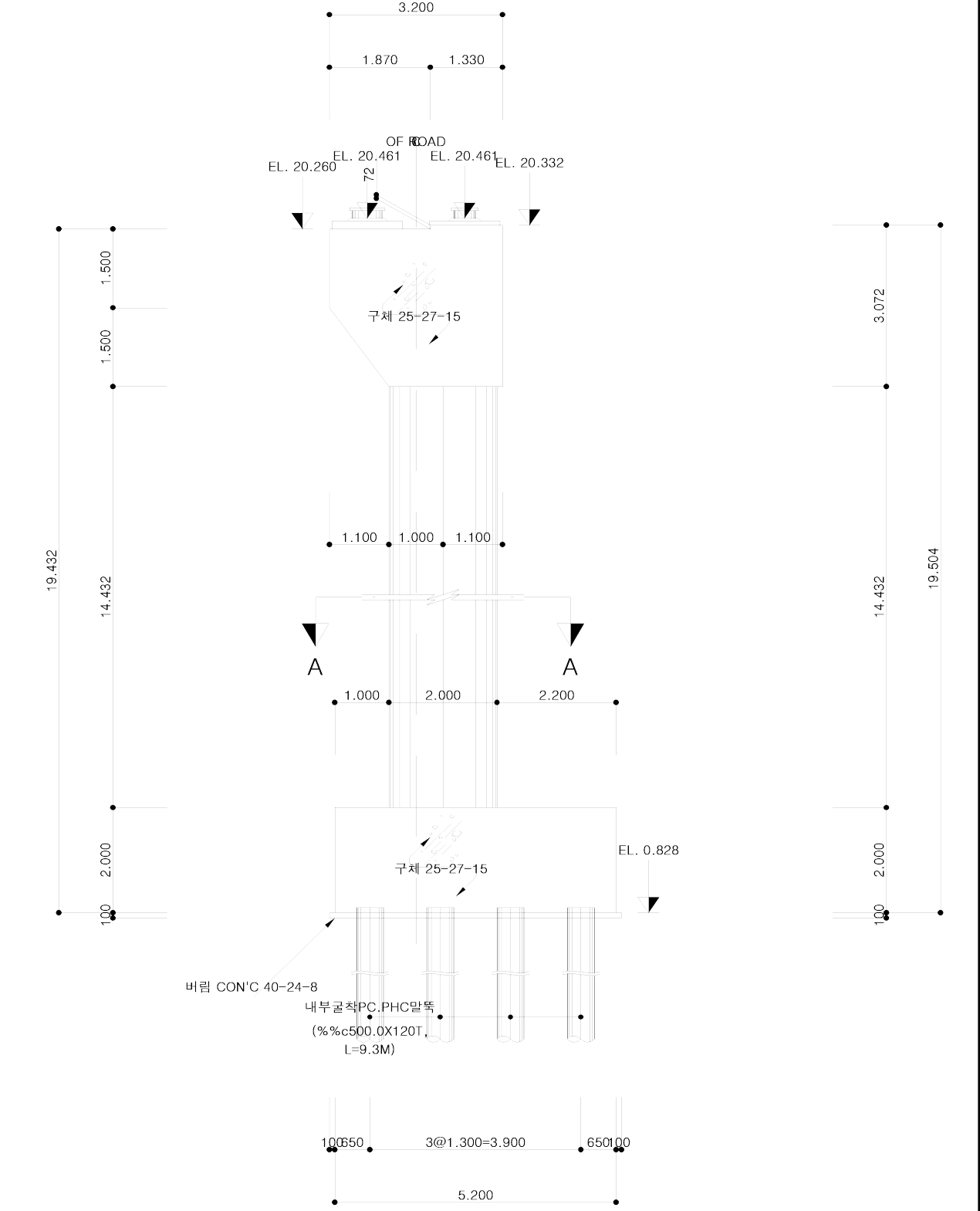
ii) 사용재료

<표 3.3.13> 사용재료

콘크리트		철근(SD40)	
설계기준강도(f_{ck})	27 MPa	항복강도(f_y)	400 MPa
탄성계수(E_c)	27,556 MPa	탄성계수(E_s)	200,000 MPa

극한강도설계법 적용

② 해석단면



③ 하중산정

i) 상부반력 및 교각자중

구 분	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)			비 고
		만재하시	좌측편재하	우측편재하	
SH-1	998.898	231.080	153.157	187.172	상부구조물에서 직접재하
SH-2	605.216	252.572	330.498	204.583	
계	1604.114	483.652	483.655	391.755	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

ii) 풍하중

㉠ 교각직각방향

$$w'_{col} = 1.500 \times 2.000 = 3.00 \text{ kN/m}$$

㉡ 교측방향

$$w'_{col} = 1.500 \times 2.000 = 3.00 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

④ 하중조합

i) 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	CO
ULCB01	1.30	2.15							
ULCB02	1.30		2.15						
ULCB03	1.30			2.15					
ULCB04	1.30				1.30				
ULCB05	1.30	1.30			0.65	1.30			
ULCB06	1.30		1.30		0.65	1.30			
ULCB07	1.30			1.30	0.65	1.30			
ULCB08	1.30	1.30					1.30	1.30	
ULCB09	1.30	1.30					-1.30	1.30	
ULCB10	1.30		1.30				1.30	1.30	
ULCB11	1.30		1.30				-1.30	1.30	
ULCB12	1.30			1.30			1.30	1.30	
ULCB13	1.30			1.30			-1.30	1.30	
ULCB14	1.25				1.25		1.25	1.25	
ULCB15	1.25				1.25		-1.25	1.25	
ULCB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.25	
ULCB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.25	
ULCB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.25	
ULCB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.25	

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

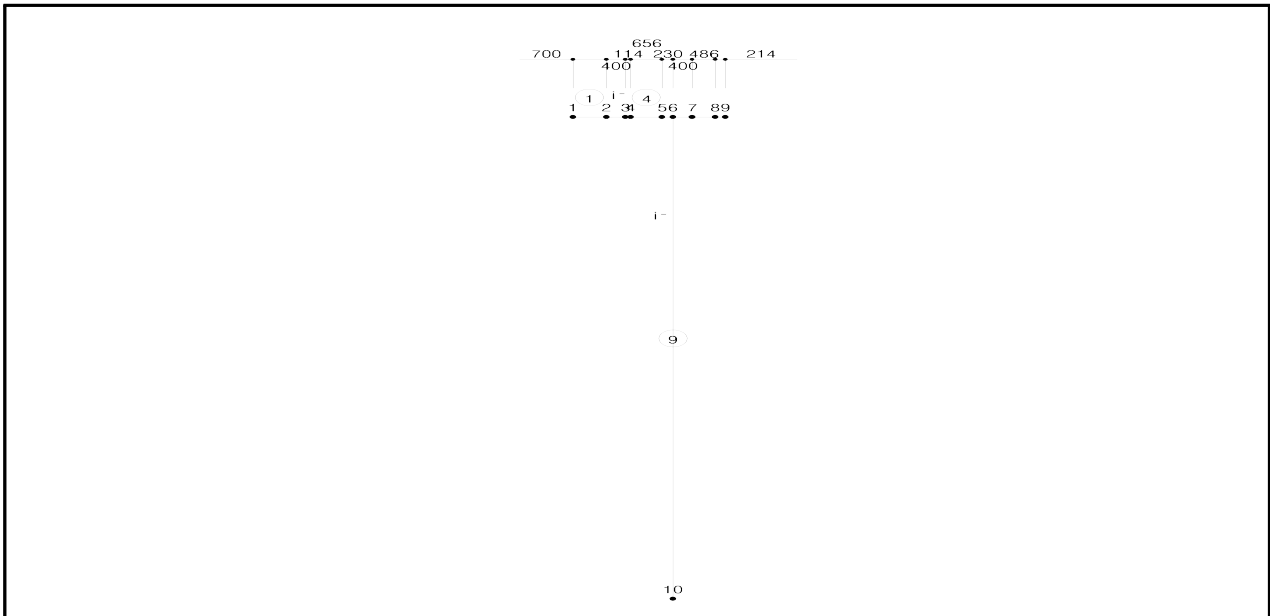
L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

⑤ 구조해석

i) 해석모델링



<그림 3.3.5> 해석모델링(P3)

⑥ 기둥 단면검토

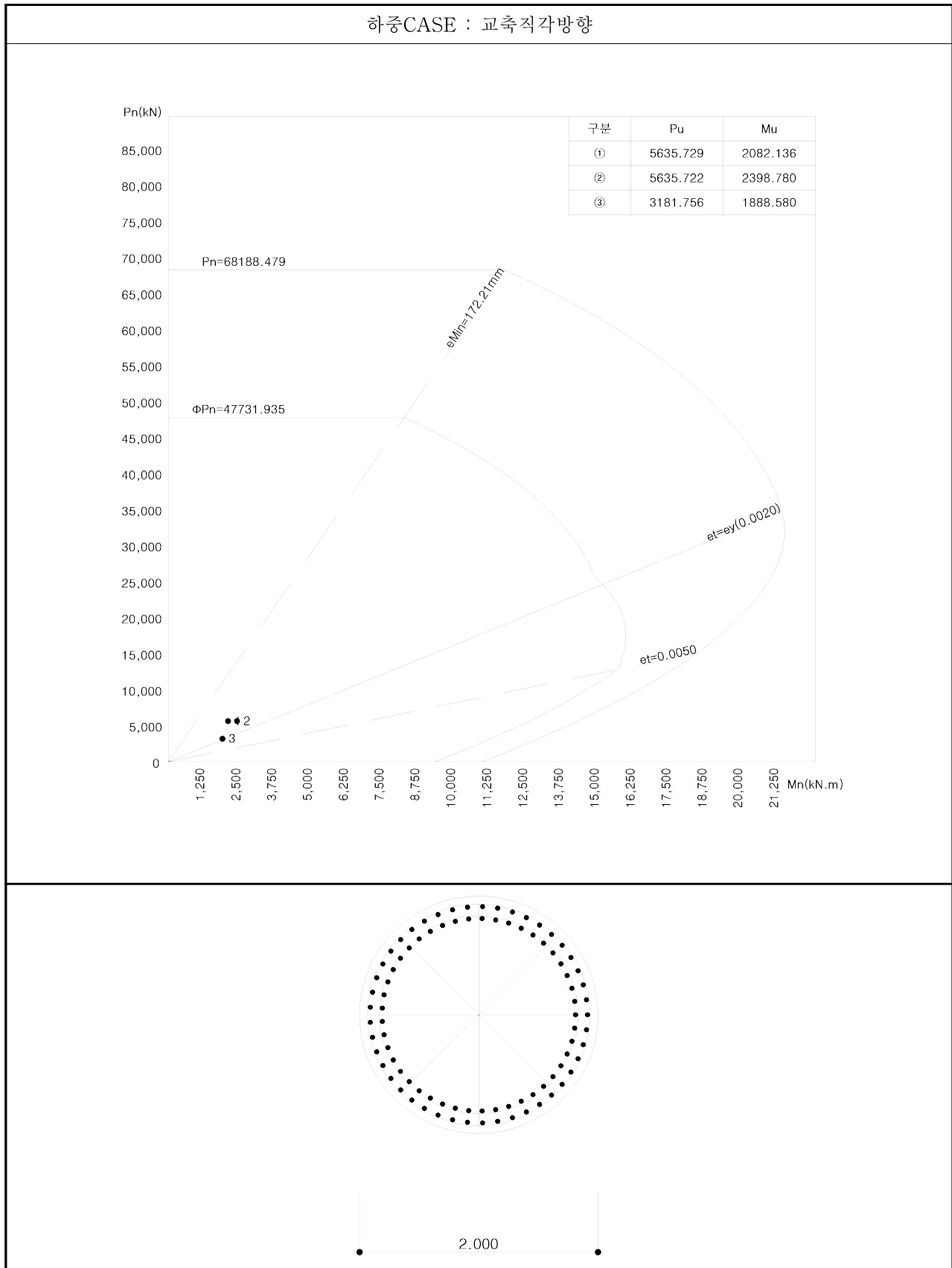
i) 기둥 단면검토

<표 3.3.14> 기둥 단면검토 결과

구 분		P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전 율	비 고
교직방향	축력최대	5635.729	35481.302	2082.136	13108.665	6.296	O.K
	모멘트최대	5635.722	32461.295	2398.780	13816.778	5.760	O.K
교축방향	축력최대	5635.729	36623.242	1968.898	12794.691	6.498	O.K
	모멘트최대	4419.106	23157.078	2946.175	15438.597	5.240	O.K
합성부재력	축력최대	5635.729	28527.387	2865.632	14505.487	5.062	O.K
	모멘트최대	4419.106	20968.118	3321.191	15758.644	4.745	O.K

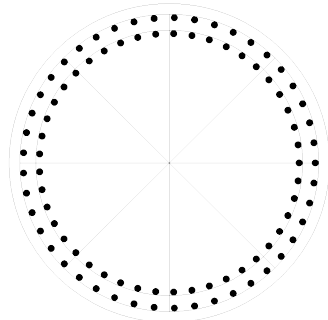
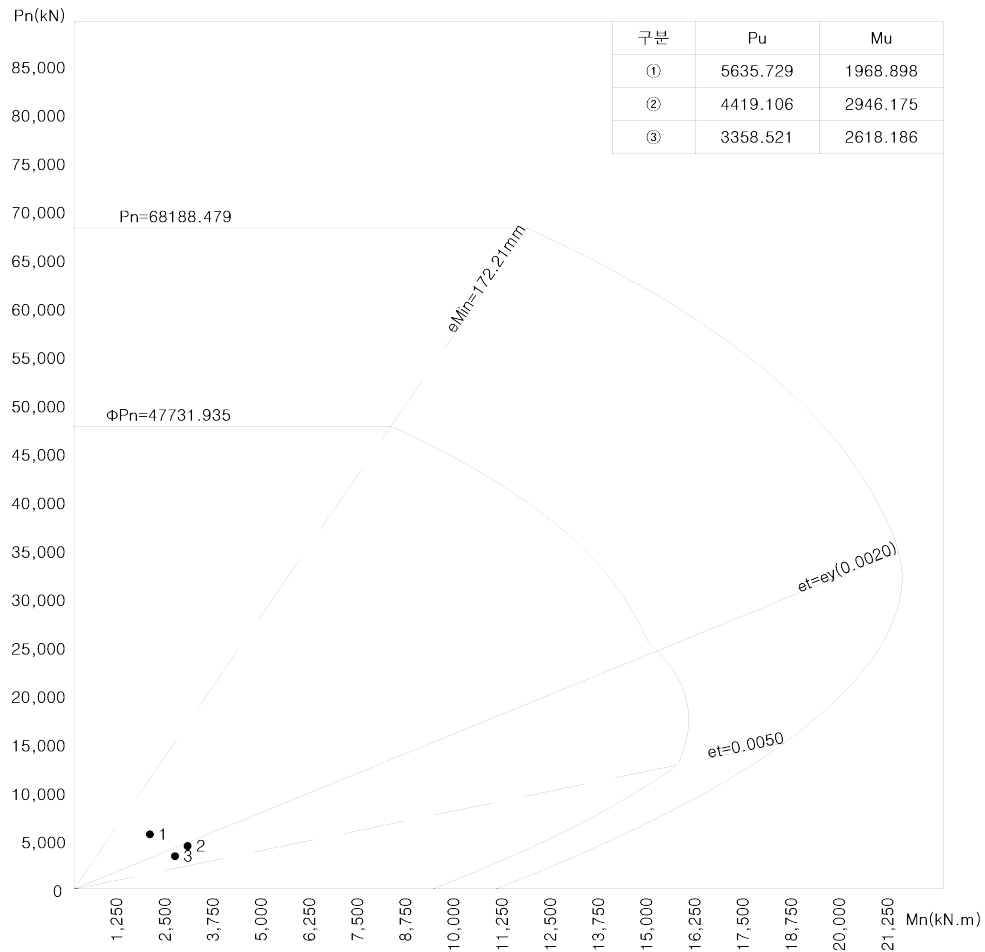
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

ii) P-M 상관도



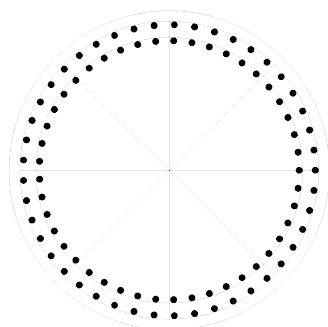
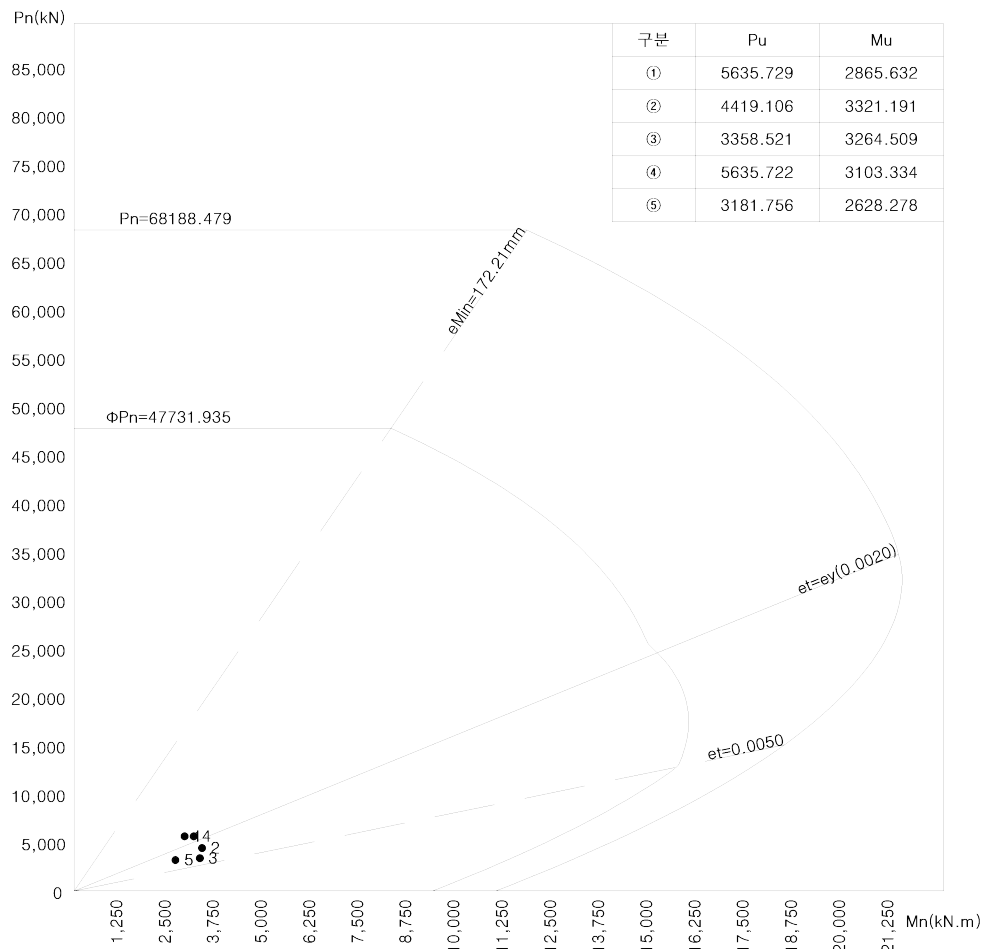
<그림 3.3.6> P-M 상관도(하중CASE : 교축직각방향)

하중CASE : 교축방향



<그림 3.3.7> P-M 상관도(하중CASE : 교축방향)

하중CASE : 합성부재력



<그림 3.3.8> P-M 상관도(하중CASE : 합성부재력)

⑦ 기둥 단면검토결과

i) 교축방향

<표 3.3.15> 교축방향 단면검토 결과

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
축력최대	5635.729	36623.242	1968.898	12794.691	6.498	O.K
모멘트최대	4419.106	23157.078	2946.175	15438.597	5.240	O.K

ii) 교축직각방향

<표 3.3.16> 교축직각방향 단면검토 결과

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
축력최대	5635.729	35481.302	2082.136	13108.665	6.296	O.K
모멘트최대	5635.722	32461.295	2398.780	13816.778	5.760	O.K

⑧ 기초 단면검토

i) 교축방향

<표 3.3.17> 교축방향 내민보 검토 계산조건

설계기준강도 (f_{ck})	27.0 MPa	부재 폭(b_w)	5,200 mm
철근항복강도(f_y)	400.0 MPa	부재 높이(h)	2,000 mm
계수모멘트 (M_u)	2,134.910 kN·m	유효높이(d)	1,900 mm
계수전단력 (V_u)	1,650.750 kN	최외측 인장철근 중심에서 인장연단까지의 거리(d_c)	100.00 mm
휨강도 감소계수(ϕ)	0.85	사용휨철근량	9,454.500 mm ²
전단강도 감소계수(ϕ)	0.80	필요철근량	3,314.497 mm ²

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 0.85 \cdot A_s \cdot f_s \cdot (d - a/2) = 6,056.674 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 2,134.905 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

∴ O.K

여기서, $a = 31.689 \text{ mm}$

㉡ 전단 검토

$$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 6,845.065 \text{ kN} \geq V_u = 1,650.753 \text{ kN}$$

∴ O.K(전단보강 필요 없음)

ii) 교축직각방향

<표 3.3.18> 교축직각방향 내민보 계산조건

설계기준강도 (f_{ck})	27.0 MPa	부재 폭(b_w)	5,500 mm
철근항복강도 (f_y)	400.0 MPa	부재 높이(h)	2,000 mm
계수모멘트 (M_u)	98.32 kN·m	유효 높이(d)	1,900 mm
계수전단력 (V_u)	332.47 kN	최외측 인장철근 중심에서 인장연단까지의 거리(d_c)	100.00 mm
휨강도 감소계수 (ϕ)	0.85	사용휨철근량	10,600.5 mm ²
전단강도 감소계수 (ϕ)	0.80	필요철근량	152.212 mm ²

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 0.85 \cdot A_s \cdot f_s \cdot (d - a/2) = 6,787.387 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 98.316 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

∴ O.K

여기서, $a = 33.592 \text{ mm}$

㉡ 전단 검토

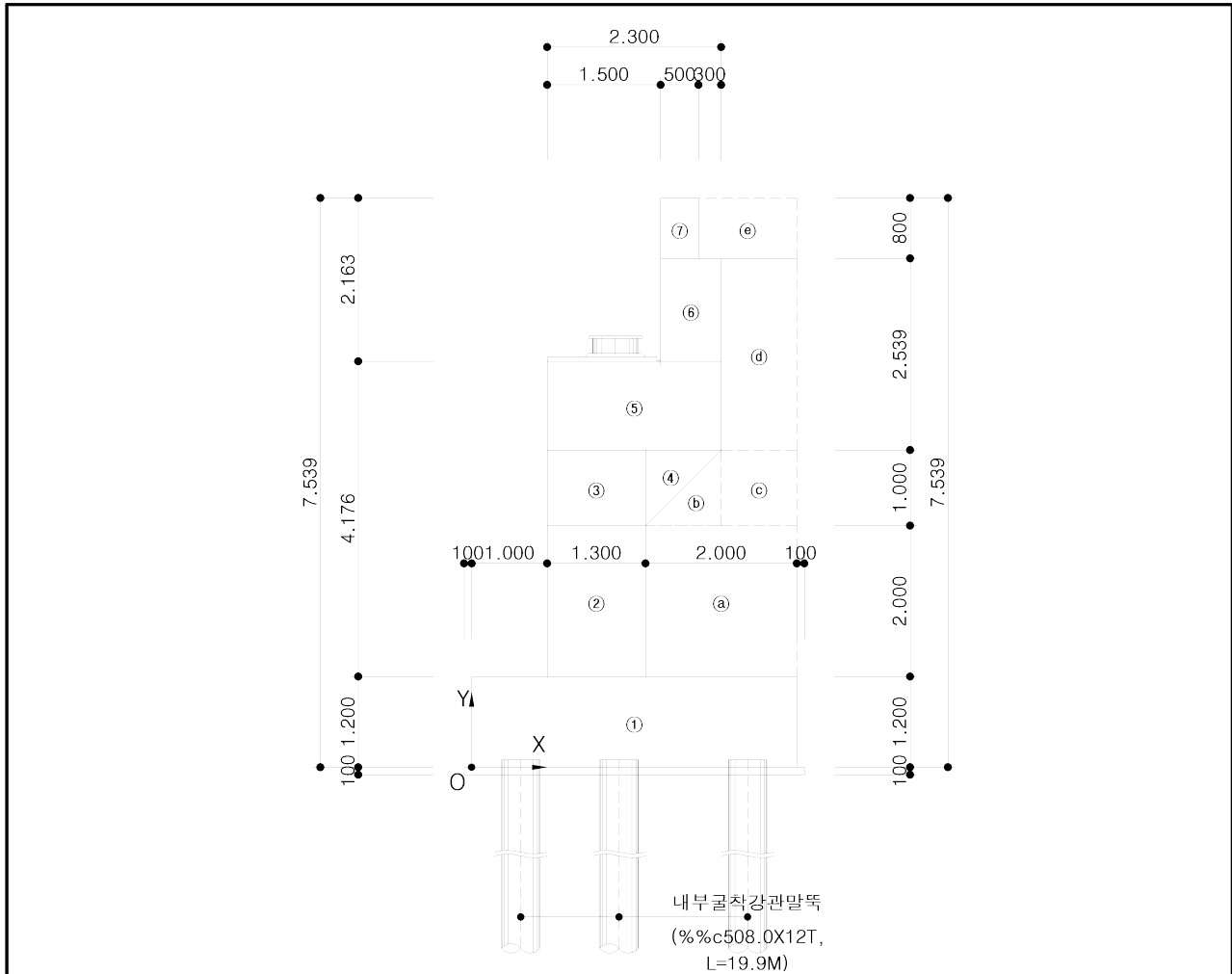
$$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 7,239.972 \text{ kN} \geq V_u = 332.466 \text{ kN}$$

∴ O.K(전단보강 필요 없음)

2) 교대(A2) 구조검토

본 교량의 교대는 역T형, 말뚝 기초로 시공되어 있으며, A2에 대해 안전성검토를 실시하였다.

① 해석 단면도



<그림 3.3.9> 교대 A2 단면도

② 일반사항

<표 3.3.19> 교대 구조검토를 위한 일반사항

구 분	내 용	구 분	내 용
해석위치	A2	상부형식	PSCI
구조형식	역T형	기초형식	말뚝 기초
교대총 폭	3.760m	총 높이	7.539m
교량등급	1등급	사 각	90°

③ 지반조건

i) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\phi_1=35.0^\circ$ ii) 기초지반의 N치 : $N=50$

④ 작용하중

i) 자중 : 콘크리트 구체 및 뒷채움토사

<표 3.3.20> 하중 산정결과

구 분	번호	체 적(m')	단위중량 (kN/m')	수직력 (kN)	수평력 (kN)
구 체	①	$4.300 \times 1.200 = 5.160$	25.0	129.000	9.933
	②	$1.300 \times 2.000 = 2.600$		65.000	5.005
	③	$1.300 \times 1.000 = 1.300$		32.500	2.502
	④	$1.000 \times 1.000 \times 1/2 = 0.500$		12.500	0.963
	⑤	$2.300 \times 1.176 = 2.705$		67.620	5.207
	⑥	$0.800 \times 1.363 = 1.090$		27.260	2.099
	⑦	$0.500 \times 0.800 = 0.400$		10.000	0.770
	소계	$= 13.755$		343.880	26.479
뒷채 움재	㉠	$2.000 \times 2.000 = 4.000$	20.0	80.000	6.160
	㉡	$1.000 \times 1.000 \times 1/2 = 0.500$		10.000	0.770
	㉢	$1.000 \times 1.000 = 1.000$		20.000	1.540
	㉣	$1.000 \times 2.539 = 2.539$		50.780	3.910
	㉤	$1.300 \times 0.800 = 1.040$		20.800	1.602
	소계	$= 9.079$		181.580	13.982
총 계				525.460	40.460

<표 3.3.21> 모멘트 산정결과

구 분	번호	팔길 이		모 멘 트	
		수평(m)	수직(m)	Mxi(kN · m)	Myi(kN · m)
구 체	①	2.150	0.600	277.350	5.960
	②	1.650	2.200	107.250	11.011
	③	1.650	3.700	53.625	9.259
	④	2.633	3.867	32.917	3.722
	⑤	2.150	4.788	145.383	24.930
	⑥	2.900	6.058	79.054	12.715
	⑦	2.750	7.139	27.500	5.497
	소계			723.079	73.093
뒷채움재	㉠	3.300	2.200	264.000	13.552
	㉡	2.967	3.533	29.667	2.721
	㉢	3.800	3.700	76.000	5.698
	㉣	3.800	5.470	192.964	21.386
	㉤	3.650	7.139	75.920	11.434
	소계			638.551	54.791
총 계				1361.629	127.884

ii) 토압 산정

㉠ 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \times \cos(\beta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) \times \cos(\beta - \alpha)} \right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수(Monobe-Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \times \cos^2\beta \times \cos(\delta + \theta + \beta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \times \cos(\beta - \alpha)} \right]^2}$$

<표 3.3.22> 토압계수 산정결과

구 분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체검토	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
θ	0.000	0.000	4.403	4.403
K_h	0.000	0.000	0.077	0.077
K_a, K_{ae}	0.271	0.251	0.314	0.314

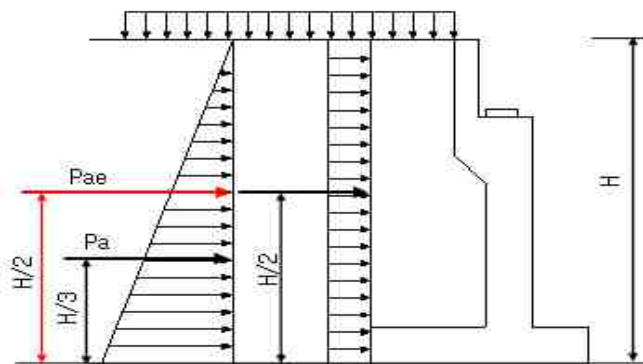
주) ϕ = 뒷채움 흙의 내부마찰,

α = 지표면과 수평면이 이루는 각

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각, δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각

$\theta = \tan^{-1}(K_h/(1-K_v))$, $K_v=0$,

K_h = 수평지진계수 = $0.5 \times A$, $A=0.154$



<그림 3.3.10> 교대 배면 토압분포 현황

㉠ 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H=7.539m)

$$P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta = 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 7.539^2 \times \cos 0$$

$$= 154.027 \text{ kN } (y = H/3 = 2.513 \text{ m : 작용중심높이})$$

- 지진시 토압 (H=7.539m)

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos \delta = 1/2 \times 0.314 \times 20.0 \times 7.539^2 \times \cos 0$$

$$= 178.467 \text{ kN } (y = H/2 = 3.769 \text{ m : 작용중심높이})$$

㉡ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H=6.339m)

$$P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma \times H^2 \times \cos\delta = 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 6.339^2 \times \cos 11.667$$

$$= 98.775 \text{ kN} \quad (y = H/3 = 2.113 \text{ m} : \text{작용중심높이})$$

- 지진시 토압 ($H=6.339\text{m}$)

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma \times H^2 \times \cos\delta = 1/2 \times 0.314 \times 20.0 \times 6.339^2 \times \cos 0$$

$$= 126.174 \text{ kN} \quad (y = H/2 = 3.169 \text{ m} : \text{작용중심높이})$$

iii) 상부구조에 의한 하중

㉠ 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

$$R_d = 1,604.114 \div 3.740 = 428.907 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 561.578 \div 3.740 = 150.155 \text{ kN/m}$$

㉡ 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$$

$$= 0.000012 \times 25.0 \times 17.6$$

$$= 0.005 \text{ m}$$

교량받침의 개수 : $N = 2$ EA

교대의 폭원 $B = 3.740 \text{ m}$

- 단위폭당 작용 수평력

$$P_h = kH \times \delta \times N/B$$

$$= 2,053.571 \times 0.005280 \times 2/3.740$$

$$= 5.798 \text{ kN/m}$$

iv) 뒷채움 지표면의 상재하중

㉠ 상재하중에 의한 수직력

$$P_1 = 10.0 \times 1.300 = 13.000 \text{ kN}$$

㉡ 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 ($H=7.539\text{m}$)

$$P_{a1} = K_a \times q \times H \times \cos\delta = 0.271 \times 10.0 \times 7.539 \times \cos 0$$

$$= 20.431 \text{ kN} \quad (y = H/2 = 3.769 \text{ m} : \text{작용중심높이})$$

- 단면검토시 토압 ($H=6.339\text{m}$)

$$P_{a2} = K_a \times q \times H \times \cos\delta = 0.251 \times 10.0 \times 6.339 \times \cos 11.667$$

$$= 15.582 \text{ kN} \quad (y = H/2 = 3.169 \text{ m} : \text{작용중심높이})$$

⑤ 단면 검토

i) 저판 단면 검토

$$\text{㉠ } f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}, f_y = 300.0 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	d'(mm)	Mu(kN · m)	비 고
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	238.46	

$$\text{㉡ 사용 철근량} : A_s = 2,292.0 \text{ mm}^2 (\text{D19-8EA})$$

㉢ 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2,292.000 \times 300 \times (1050 - 33.706/2)$$

$$= 603.833 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u (= 238.457 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad (\text{SF} = 2.532)$$

ii) 벽체 단면 검토

$$\text{㉠ } f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}, f_y = 300.0 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.80$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	d'(mm)	Mu(kN · m)	비 고
1000.0	1300.0	1163.51	100.0	473.26	

$$\text{㉡ 사용 철근량} : A_s = 4,242.8 \text{ mm}^2 (\text{D22-8EA} + \text{D19-4EA})$$

㉢ 휨에 대한 검토

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = 62.394 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4,242.800 \times 300 \times (1,163.51 - 62.394/2)$$

$$= 1,225.060 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u (= 473.259 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad (\text{SF} = 2.589)$$

iii) 벽체 단면 검토

<표 3.3.23> 교대(A2) 단면 검토결과

구 분	사용철근량	극한모멘트 Mu(kN · m)	설계모멘트 ΦMn(kN · m)	안전율	비 고
저 판	D19@8EA	238.457	603.833	2.532	O.K
벽 체	D22@8EA+D19-4EA	473.259	1,225.060	2.589	O.K

⑥ 안정검토

i) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요

ii) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요

iii) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요

라. 구조안전성능 평가

1) 안전성평가 결과

① 상부구조

<표 3.3.24> 상부구조 안전성 평가 결과

구 분			계산식	판정	안전성평가등급	비고
거더	상연		$\frac{f_a}{f} = \frac{22.500}{16.517} = 1.362$	O.K	A	MPa
	하연		$\frac{f_a}{f} = \frac{4.230}{3.038} = 1.392$	O.K	A	MPa
바닥판	단면 검토	캔틸레버부 (좌측)	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{116.609}{42.544} = 2.741$	O.K	A	kN · m
		캔틸레버부 (우측)	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{116.609}{28.932} = 4.030$	O.K	A	kN · m
		중앙부	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{130.114}{31.922} = 4.076$	O.K	A	kN · m

② 하부구조

<표 3.3.25> 하부구조 안전성 평가 결과(교대)

구 분				계산식	판정	비고
A2	단면 검토	벽체	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{1,225.060}{473.259} = 2.589$	O.K	kN · m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{759.998}{201.944} = 3.763$	O.K	kN
		지판	휨모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{603.833}{238.457} = 2.532$	O.K	kN · m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{898.713}{698.021} = 1.288$	O.K	kN

<표 3.3.26> 하부구조 안전성 평가 결과(교각)

구 분				계산식	판정	비고
P3	두부보	캔틸레버부	휨 모멘트	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{4,573.754}{16.296} = 280.676$	O.K	kN · m
			전단	$\frac{\Phi V_n}{V_u} = \frac{5,611.845}{30.367} = 184.800$	O.K	kN
	기둥 검토			$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{28,527.387}{5,635.729} = 5.062 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{15,758.644}{3,321.191} = 4.745 > 1$	O.K	kN kN · m

2) 내하력 평가결과

<표 3.3.27> 내하력 평가 결과

거더 (허용응력법)	$\frac{f_a - f_d}{f_\ell (1 + i)} = \frac{22.500 - 14.415}{2.101} = 3.848$	DB-24 이상
바닥판 (강도설계법)	$\frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)} = \frac{116.609 - 1.3 \times 4.062}{2.15 \times 12.788} = 4.049$	DB-24 이상

3) 구조안전성능 평가 결과

평가대상 교량에 대하여 구조안전성능을 실시한 후 그 결과를 비교하여 최저등급을 평가 결과로 결정한다.

교량의 구조안전성능 평가지수 = Min(공용내하력, 기초안전성)

<표 3.3.28> 구조안전성능 평가 결과

구 분	공용내하력 평가		기초 안전성능 평가	
	SF(안전율)	평가등급	SF(안전율)	평가등급
평가결과	1.362	A	1.288	A
구조안전성능 평가	공용내하력 평가 A 기초 안전성능 평가 A 구조안전성능 평가 A			

※공용내하력평가 및 기초안전성능평가 중 최저등급을 구조안전성능평가 결과로 결정

본 당사천교(울산1)에 대한 공용내하력평가 및 기초안전성능평가를 통한 구조안전성능 평가 결과 “A등급”으로 평가되었다.

3.4 안전성능 평가 결과

교량의 안전성능 결과를 결정하기 위해 교량 상태안전성능 및 구조안전성능 결과로 산출된 상태안전성능지수와 구조안전성능지수를 사용하며, 이 값 중에서 작은 값을 교량의 안전성능지수로 적용하여 안전성능 결과를 부여한다.

단, 구조안전성능을 실시하지 않은 경우는 상태안전성능지수를 안전성능지수로 같은 한다.

$$\text{안전성능등급} = \text{Min}(\text{상태안전성능등급}, \text{구조안전성능등급})$$

<표 3.4.1> 안전성능 평가 결과

구 분	상태안전성능 평가	구조안전성능 평가
평가등급	B	A
안전성능평가 등급	상태안전성능 B 구조안전성능 A 안전성능 B	

※ 상태안전성능평가 및 구조안전성능평가 중 최저등급을 안전성능평가 결과로 결정

본 당사천교(울산1)에 대한 상태안전성능평가 및 구조안전성능평가를 통한 안전성능평가 결과 『일부 부재에 경미한 결함이 발생하였으며, 결함의 진행 여부를 지속적으로 관찰하고 보수여부를 결정해야 하는 성능 수준』인 “B등급(양호)”으로 평가되었다.

<표 3.4.2> 안전성능 등급

등급	안전성능 수준
A (우수)	외관상 결함, 손상 또는 붕괴 등의 요인에 대한 문제점이 없는 성능 수준
B (양호)	일부 부재에서 경미한 결함이 발생하였으며, 결함의 진행 여부를 지속적으로 관찰하고 보수 여부를 결정해야 하는 성능 수준
C (보통)	광범위한 부재에서 결함이 발생하였으나 전체적인 시설물의 안전에는 지장이 없으며, 간단한 보수 또는 보강이 필요한 성능 수준
D (미흡)	심각한 결함에 대한 긴급한 보수·보강이 필요하며 사용제한 여부를 결정해야 하는 성능 수준
E (불량)	심각한 결함으로 인하여 시설물의 안전에 위험이 있어 즉각 사용을 금지하고 보강 또는 개축이 필요한 수준