

제4장 시설물의 안전성능 평가



4.1 개요

4.2 시설물의 상태안전성능 평가 결과

4.3 시설물의 구조안전성능 평가 결과

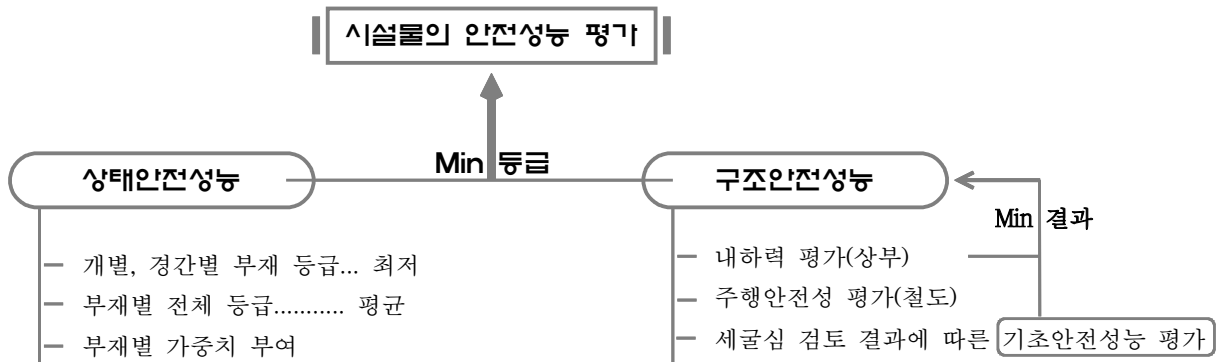
4.4 시설물의 안전성능 평가 결정

제4장 시설물의 안전성능 평가

4.1 개 요

시설물의 안전성능 평가는 상태안전성능과 구조안전성능 평가 결과를 비교하여 최저등급으로 결정하며, 세부적인 방법 및 절차·기준 등은 「시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침(성능평가 편), 이하 성능평가 세부지침」의 “1.4 안전성능 평가 기준 및 방법”을 준용하였다.

상태안전성능 평가는 개별, 경간별 등급을 기준에 따라 최저~평균으로 하여 부재별 가중치를 적용, 전체 교량의 상태안전성능을 평가하고, 구조안전성능 평가는 공용 내하력 평가 결과와 세굴심(하천횡단 교량) 검토에 따른 기초 안전성 검토 결과 중 최저등급이 대표등급이 된다.



【그림 4-1】 시설물의 안전성능 평가 흐름도

【표 4-1】 안전성능 등급

구분	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 결정해야하는 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

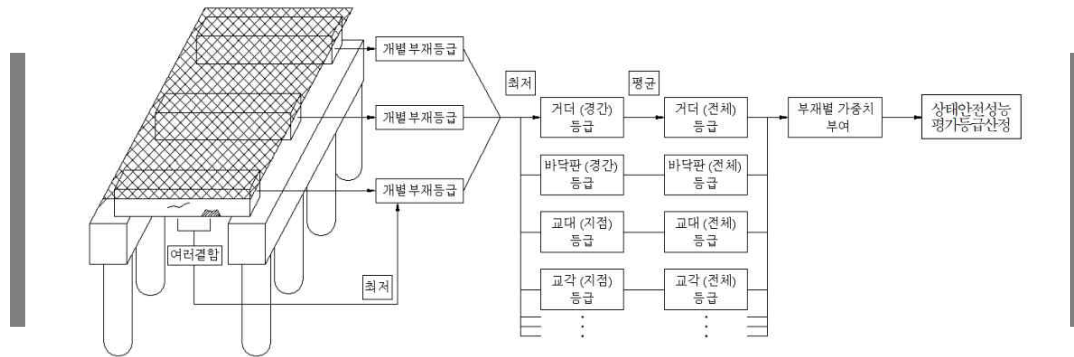
※ 안전성능, 내구성능, 사용성능 평가 결과 중 최소등급 -----> 종합성능등급 결정

4.1.1 시설물의 상태안전성능 평가 방법

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

- 제2종 성능평가는 대상시설물에 대하여 점검하고, 외관조사망도를 작성하여 상세히 상태안전성능 평가를 실시하며, 외관조사망도를 작성하지 않은 부위는 이전의 성능평가 보고서에 수록된 상태안전성능 평가 결과를 참조하여 책임기술자가 대상시설물에 대한 상태안전성능 평가 결과를 결정한다.

- 제1종 성능평가에서는 대상시설물에 대하여 외관조사망도를 작성하여 부재별로 상세히 상태평가를 실시하며, 책임기술자가 대상시설물에 대한 상태안전성능 평가 결과를 결정한다.



【그림 4-2】 상태안전성능 결과 산정 흐름도

【표 4-2】 결함도 점수 범위에 따른 상태안전성능 평가 기준

기준	A	B	C	D	E
결함도 지수	0.10	0.20	0.40	0.70	1.00
결함도 범위	$0 \leq X < 0.13$	$0.13 \leq X < 0.26$	$0.26 \leq X < 0.49$	$0.49 \leq X < 0.79$	$0.79 \leq X$

상태안전성능 평가에서 교량의 안전에 직접적인 영향을 미치는 바닥판, 거더, 하부구조 및 교량받침은 평가기준을 a~e범위로 나타나며, 내구성능에 영향을 미치는 신축이음, 배수시설, 교면포장과 2차부재인 가로보, 세로보는 a~d로 표기된다.

부재별 상태안전성능은 전체 수량에 대한 손상수량의 비율에 의해 평가하는 정량적 평가와 시설물의 상태에 대한 책임기술자의 주관적인 의견에 의한 정성적 평가를 동시에 수행한다.

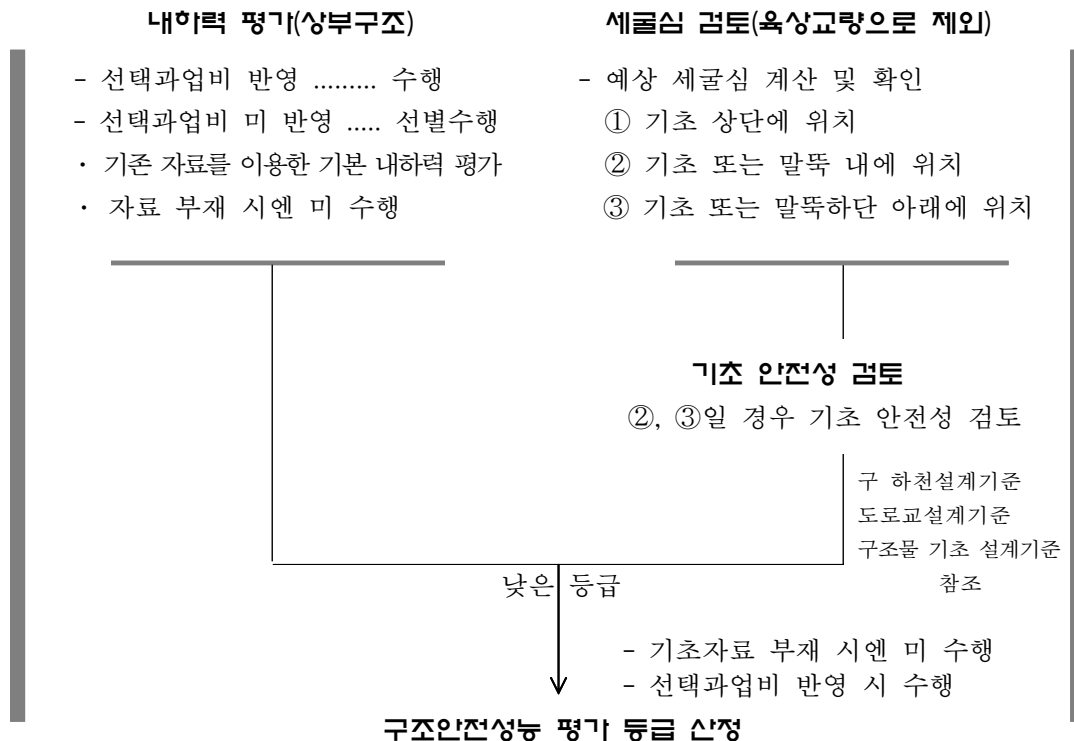
4.1.2 시설물의 구조안전성능 평가 방법

구조안전성능 평가 방법은 재하시험(계측) 및 구조해석 또는 기존의 구조안전성능 평가 자료와 함께 부재별 상태, 재료시험 결과 및 각종 계측, 측정, 조사 및 시험 등을 통하여 얻은 결과를 분석하고 이를 바탕으로 시설물의 안전과 부재의 내하력 등을 종합적으로 평가, 결정하며 기본과업과 선택 과업에 따라 기존자료를 활용할 수 있다.

한편, 구조안전성능이 상태안전성능보다 낮은 등급으로 평가될 경우, 구조안전성능의 평가등급에 따른 결함도 지수는 구조물의 안전측면을 고려하여 【표 4-3】 결함도 점수 범위에 따른 기존의 등급별 결함도 범위 점수 중 최저값을 사용하며 설정된 결함지수는 아래 표와 같다.

【표 4-3】 상태성능 보다 구조성능이 낮을 경우 결함도 점수 범위에 따른 기준

기준	A	B	C	D	E
결함도 지수 (상태안전성능등급 > 구조안전성능등급)	0.13	0.26	0.49	0.79	1.00



【그림 4-3】 구조안전성능 결과 산정 흐름도

【표 4-4】 상태성능 보다 구조성능이 낮을 경우 결함도 점수 범위에 따른 기준

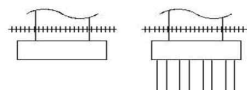
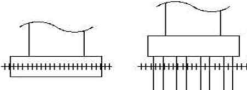
기준	구조안전성능 기준	비 고
A	$SF > 1.0$	• 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}}$ • 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	$SF < 0.75$	

가. 세굴심 평가 일반사항

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.
- 설치되는 교각의 폭이 3m 이상이고 홍수시의 수심이 9m 이상이거나 홍수 시 유속이 3m/s 이상일 경우에는 세굴 실험을 통하여 세굴량을 산정하여야 한다.
- 수축세굴의 경우 Laursen의 공식을 사용하여 세굴량을 산정한다.
- 국부세굴공식을 이용하여 교각주위 내 세굴량을 산정하는 경우 CSU 공식을 적용하여 산정하되, 불확실성을 감안하여 CSU 공식 이외에 Froehlich 공식, Laursen 공식, Neil 공식 중 최소한 2개 이상을 택하여 세굴량을 산출, 세굴깊이와 세굴 폭에 대한평가를 실시한 후 세굴량을 결정한다. 각 공식으로 구한 세굴량의 차이가 큰 경우 산술 평균값을 적용할 수 있다.

【표 4-5】 세굴에 취약한 교량의 등급 판정

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

세굴량을 산정하기 위한 기준, 절차 등은 건설기준코드(구 하천설계기준, 하천설계기준·해설)를 참조하며 「성능평가 세부지침」 1-41~44, 1-92~95에 명시된 내용을 준용하였다.

나. 세굴심 계산을 위한 자료수집

기존 세굴심 검토 자료가 없을 경우 예상 세굴심을 계산, 검토하기 위해서는 하상상태 등 현장조사와 더불어 홍수량, 홍수위, 유속 및 하상입자의 평균입경(D_{50}) 등 “하천정비 기본계획 보고서(부록 포함)”에 있는 데이터와 시추조사를 통한 실내시험 결과가 수록된 “토질조사 보고서” 및 지반선, 구조물 기초 등 제반 표고가 표기된 일체의 중, 횡단, 현황도가 필요하며 이러한 자료를 입수하기 위해서는 유관기관의 협조와 많은 시간이 소요된다. 즉, 기존 세굴심 검토 자료가 없을 경우에는 자료 확보를 위한 선제적인 조치가 필요하다.

【표 4-6】 예상 세굴심 계산을 위한 필요자료

구 분	필요 데이터	출처 및 제공
하천정비 기본계획 보고서	빈도, 홍수량, 홍수위, 유속, 횡단면도 등	· 하천관리지리정보시스템 · 관리주체
토질조사 보고서	하상재료 크기(D_{50})	· 관리주체, FMS
설계도면	현황도, 종단면도, 교각 일반도, 단면도 (유심부 교각 위치별 표고, 하상표고 등)	· 관리주체, FMS
현장조사	하상조건 파악 (정적세굴, 평탄하상 및 역사구 흐름, 사구 규모 파악, 하상재료의 크기)	· 육안조사

※ 사구(砂丘): 바람이나 물과 같은 유체의 작용으로 형성된 긴 마루를 가진 모래 언덕

다. 기초의 안전성능 평가기준

세굴심 검토결과에 따른 기초의 안전성능 평가 기준은 아래와 같다.

【표 4-7】 기초의 안전성능 평가 기준

기준	1단계(세굴심 검토)	2단계(기초안전성)
a	세굴심도가 기초상단보다 높을 경우	적정세굴공이 설치되어 있으며 공용 중 세굴발생이 없는 경우
b	세굴심도가 기초상단과 기초저면 사이에 있을 경우	세굴공이 설치되어 있으나 설계기준을 만족하지 못하는 경우
c		기초 지지력 확보 $S.F \geq 1.0$ 허용변위량 이내일 경우
d		기초 지지력 부족 $S.F \leq 1.0$ 허용변위량을 초과할 경우
e	세굴심도가 기초저면보다 낮을 경우	-

- 상기표에서 1단계의 세굴심도 계산은 건설기준코드(구 하천설계기준, 도로교설계기준)등 관련 설계기준을 참고하여 수행한다.

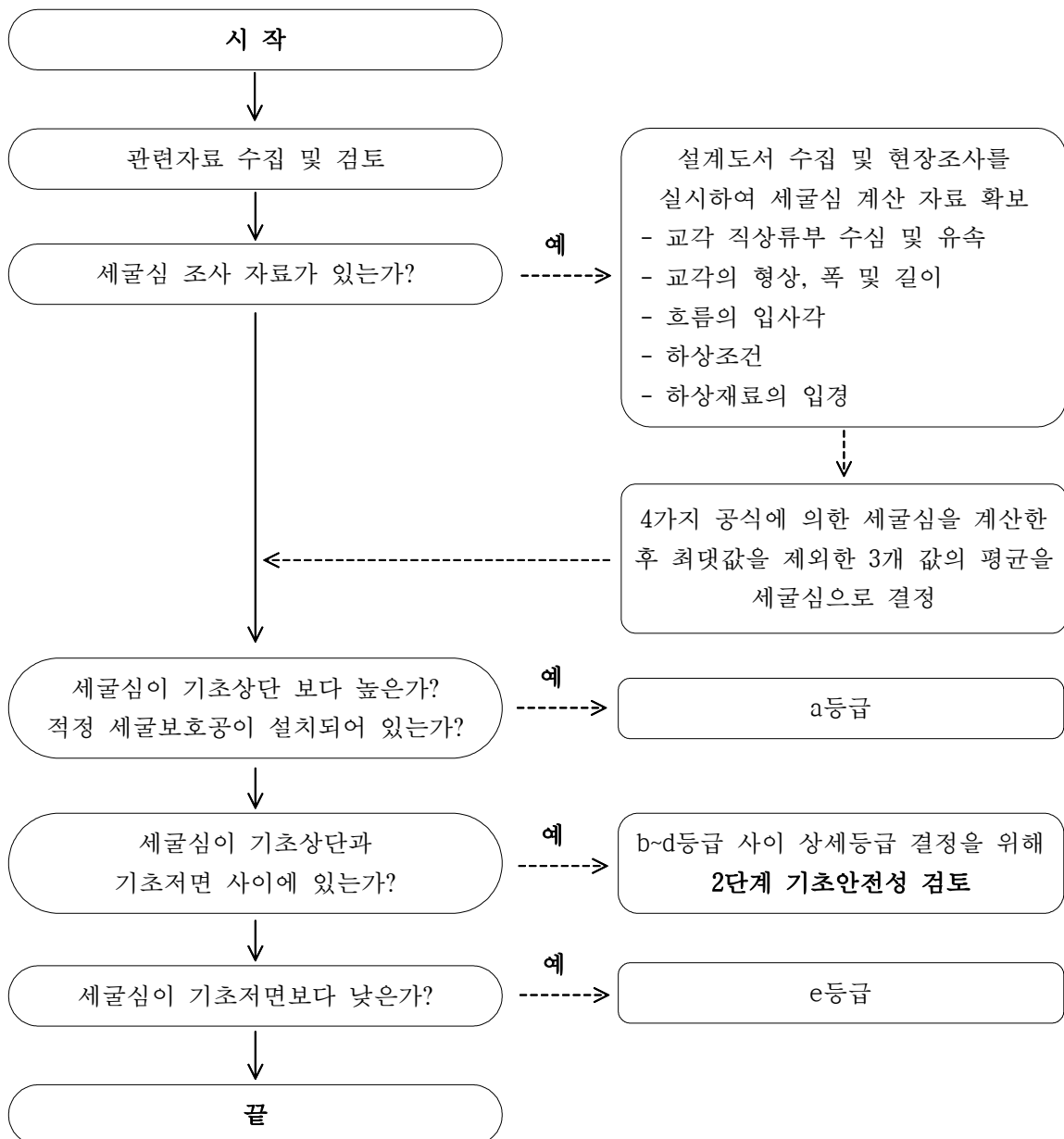
- 2단계(기초안전성) 평가의 기초지지력은 기초형식별로 도로교설계기준 등 관련

설계기준을 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.



【그림 4-4】 1단계 세굴심 평가 결과 산정 방법

일반적으로 세굴심 평가를 위한 4가지 공식은 아래와 같다.

1) C.S.U(Colorado State University) 공식

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0K_1K_2K_3K_4\left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$$

여기서, y_s : 세굴심도(m)

y_1 : 구조물설치 직상류부 수심(m)

K_1 : 교각 형상에 대한 보정계수

K_2 : 흐름 입사각에 대한 보정계수

K_3 : 하상조건에 대한 보정계수

K_4 : 하상재료의 크기에 대한 보정계수

a : 교각의 폭(m)

F_r : 구조물 설치 직상류부의 Froude수($\frac{v}{\sqrt{gh}}$)

• $K_1 \sim K_4$ 보정계수

교각 형상에 따른 보정계수 (K_1)		흐름의 입사각에 따른 보정계수 (K_2)			
교각 돌출부 형상	K_1	각도(°)	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
직사각형	1.1	0	1.0	1.0	1.0
반원형	1.0	15	1.5	2.0	2.5
원통형	1.0	30	2.0	2.75	3.5
날카로운 교각	0.9	45	2.3	3.3	4.3
원통그룹	1.0	90	2.5	3.9	5.0

※ a = 교각의 폭(m), L = 교각의 길이(m)

하상 조건에 따른 보정계수 (K_3)		
하상조건	사구높이: H (m)	K_3
정적세굴	N / A	1.1
평탄하상 및 역사구 흐름	N / A	1.1
작은사구	$3 > H > 0.6$	1.1
중간사구	$9 > H > 3$	1.1~1.2
큰 사구	$H > 9$	1.3

• $K_1 \sim K_4$ 보정계수(계속)

하상재료의 크기에 대한 보정계수(K_4)				
종류	$D_{50}(\text{mm})$	$D_{90} / D_{50} \geq$	최대유속	K_4
모래	< 2.0	-	-	1.0
자갈	$2 \sim 32$	-	-	1.0
자갈	$32 \sim 64$	$4 \sim 3$	$V1 \leq 0.7Vc$	0.95
조약돌	$64 \sim 250$	$3 \sim 2$	$V1 \leq 0.8Vc$	0.90
조약돌	$250 \sim 500$	$2 \sim 1$	$V1 \leq 0.8Vc$	0.85
조약돌	> 500	1	$V1 \leq 0.9Vc$	0.80

2) Froehilch 공식

$$\frac{Y_s}{b} = 0.32 \phi \left(\frac{b'}{b} \right)^{0.62} \left(\frac{Y}{b} \right)^{0.46} F_r^{0.2} \left(\frac{b}{D_{50}} \right)^{0.08} + 1$$

3) Laursen 공식

$$\frac{b}{Y} = 5.5 \frac{Y_s}{Y} \left[\left(\frac{Y_s}{11.5Y} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

4) Neil 공식

$$\frac{Y_s}{b} = 1.5 \left(\frac{Y}{b} \right)^{0.3}$$

여기서, Y_s : 세굴심도(m)

b : 교각의 폭(m)

b' : 흐름의 접근각에 대한 직사각방형의 투영교각 폭(m)

ϕ : 교각의 형상계수

(사각형:1.3, 원형:1.0, 날카로운 교각:0.7)

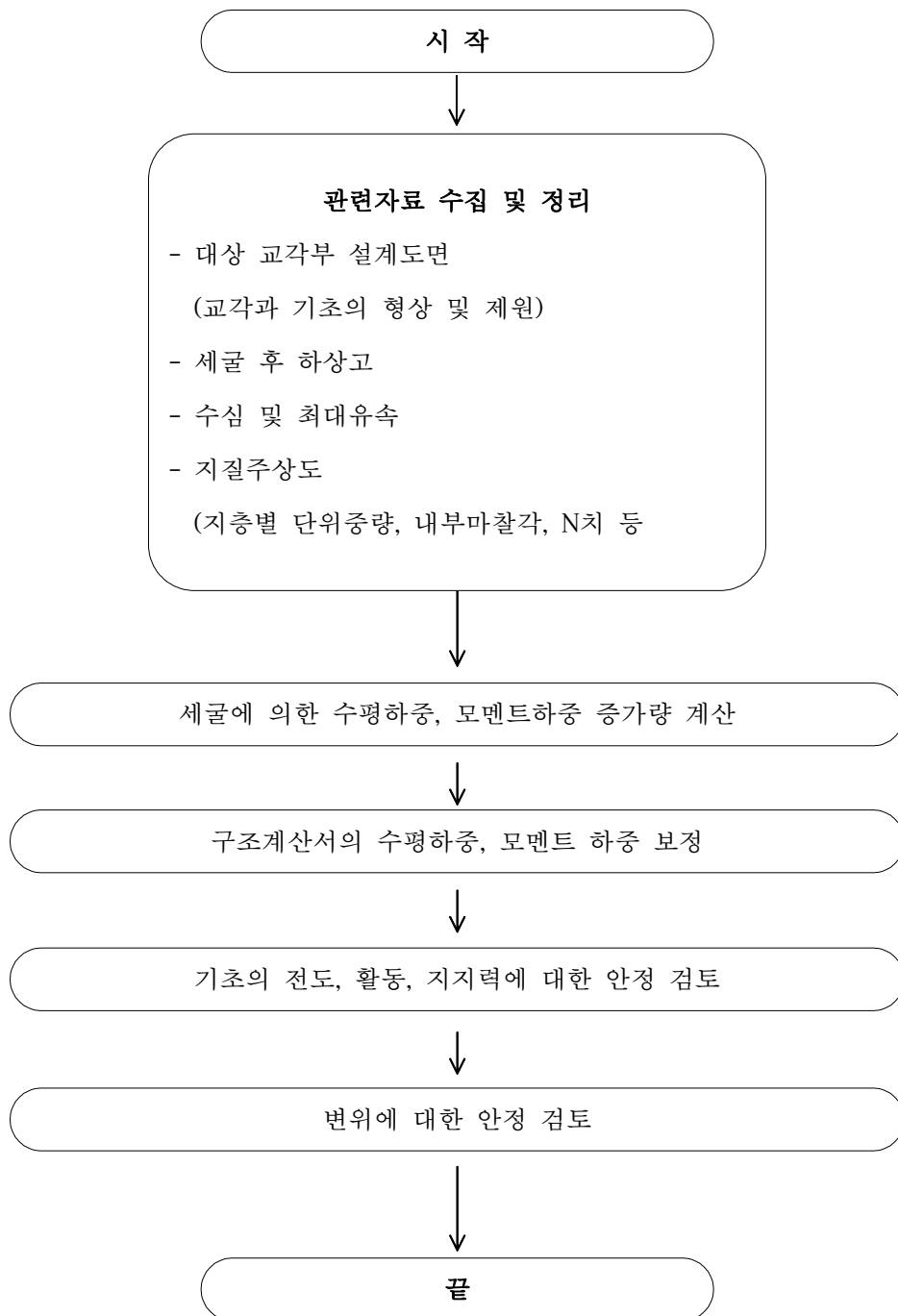
Y : 구조물 설치 직상류부 수심(m)

Fr : 구조물 설치 직상류부의 Froud 수

D_{50} : 하상입자의 평균입경(mm)

4가지 공식 중 최댓값을 제외한 3개 값의 평균을 세굴심으로 결정한다.

1단계 세굴심 검토결과가 b~d등급이면 2단계 기초안전성능 평가를 아래와 같은 흐름에 따라 실시하며 평가가 곤란할 경우 책임기술자의 판단에 따라 1단계 세굴심 검토에 의한 구조안전성능결과를 산정할 수 있다.



【그림 4-5】 2단계 기초안전성능 평가 결과 산정 방법

4.2 시설물의 상태안전성능 평가 결과

4.2.1 시설물의 외관조사 결과

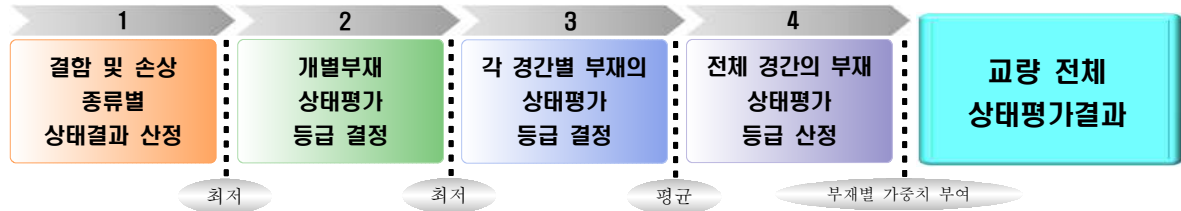
장암교에 대한 외관조사 결과 교량의 기능유지에 문제가 될 만한 결함, 손상, 열화는 조사되지 않았으며 일부 보수가 필요한 양호한 상태이다.

【표 4-8】 외관조사 결과

구 분		주요 외관조사 내용
상부구조	바닥판	균열(0.3mm미만), 망상균열, 박락, 재료분리, 철근노출, 데크플레이트 부식, 보호덮개 파손 등의 손상이 조사되었다.
	거더	3주형의 STB 거더교로서 거더내·외부에서 도장박리, 굽힘, 부식 및 점부식, 볼트부식, 볼트체결 불량, 용접부 부식, 용접 누락, 용접 불량, 리브 변형, 조명파손, 조명덮개 탈락, 실링재 탈락 등의 손상이 조사되었다.
	2차부재	2차부재는 거더와 거더 사이에 시공된 가로보와 세로보로서 가로보 부식, 가로보 변형, 세로보 변형 등의 손상이 조사되었다.
하부구조	교각	Ⅱ형식, 5기로 시공되어있으며 균열(0.3mm미만), 재료분리, 보수재 들뜸, 강판보강부 부식, 콘크리트 굽힘, 스토퍼 고무재 탈락 등이 조사되었다.
	교대	균열(0.3mm미만), 균열/백태(0.3mm미만), 망상균열, 박리/박락, 백태, 철근노출, 누수흔적, 보수부 들뜸, 이물질/폐콘크리트/토사퇴적 등이 조사되었다.
받침	교량받침	받침부식, 플레이트 부식, 몰탈 균열(0.3mm미만), 망상균열, 파손, 먼지막이 링 탈락 등의 손상이 조사되었다.
기타	신축이음	후타재 균열(0.3mm미만), 접합부 이격, 유간 토사퇴적, 차수판 부식, 신축 하부 누수, 차수판 탈락 등의 손상이 조사되었다.
	포장	아스팔트 포장으로 포장부 균열, 망상균열, 패임, 패임/마모, 포트홀 등의 손상이 조사되었다.
	배수시설	배수구 막힘이 조사되었다.
	보호시설	난간 및 연석 균열(0.3mm미만, 0.3mm이상), 균열/백태(0.3mm미만), 망상균열, 파손/철근노출, 난간 변형, 파손, 볼트변형 등의 손상이 조사되었다.

4.2.2 상태안전성능 평가 결과

시설물의 상태평가는 재료시험 및 외관조사에 의해 시설물의 각 부재로부터 발견된 상태변화(결함, 손상, 열화)를 근거로 하여 「시설물의 안전 및 유지관리 실시 성능평가 세부 지침 2018. 06. “교량편”」의 기준에 따라 실시하였다.



【그림 4-6】 교량 상태평가 결과 산정 흐름도

【표 4-9】 상태안전성능 결과표

부재의 분류			상부구조		2차 부재	기타부재				받침	하부구조	
경간 번호	부재 번호	구조 형식	바닥판	거더	가로보	포장	배수	난간 연석	신축 이음	교량 받침	하부	기초
S1	A1	STB	b	b	a	d	b	b	c	b	b	Q
S2	P1	STB	c	b	b	d	b	c	X	b	b	Q
S3	P2	STB	a	b	b	d	b	b	X	b	b	Q
S4	P3	STB	b	b	b	d	b	c	X	b	b	Q
S5	P4	STB	b	b	a	d	b	c	X	b	b	Q
S6	P5	STB	a	b	b	b	b	c	X	b	b	Q
	A2	-	-	-	-	-	-	-	b	b	c	Q
평균			0.200	0.200	0.167	0.617	0.200	0.333	0.300	0.200	0.229	0.000
가중치			15	25	4	4	3	2	7	15	25	0
(평균×가중치) /가중치합			0.030	0.050	0.007	0.025	0.006	0.007	0.021	0.030	0.057	0.000

※ 일부 부재 상태평가 등급 산정 시 책임기술자 판단에 따라 손상면적을 대비 손상의 진행성 및 탄산화 시험 결과값 등을 고려하여 조정하였음.

결함도 점수	0.232
상태안전성능 결과	b

4.3 시설물의 구조안전성능 평가 결과

구조안전성능 평가는 공용 내하력 평가와 세굴심 검토결과에 따른 기초안전성 평가 중 낮은 등급으로 결정된다.

일반적으로 공용 내하력 평가, 세굴심 검토에 따른 기초안전성 평가를 수행하기 위해서는 기존 자료를 활용해야 하며 기존자료의 부재 시 선택과업비 반영에 따라 수행한다.

구조안전성능 평가 수행에 필요한 자료는 다음과 같다.

- “안전성검토 보고서” + “구조계산서” 공용 내하력 및 안전성 평가

※ 기존자료 수집 시 : 관리주체, 시설물 정보관리 종합시스템(FMS), 인터넷 포털 사이트 등

본 교량의 공용 내하력 평가는 “장암교 정밀안전진단 용역(2016.09)”를 활용하여 안전성 및 내하력 평가를 수행하였으며 하천 비횡단 교량이므로 세굴심 검토에 따른 기초안전성 평가는 배제하였다.

따라서, 구조안전성능 등급은 안전성 및 내하력 평가 결과를 적용 하였다.

4.3.1 안전성 및 내하력 평가 결과

내하력 평가는 “장암교 정밀안전진단 용역(2016.09)” 내용을 발췌, 정리하였으며 상세내용은 부록에 수록하였다.

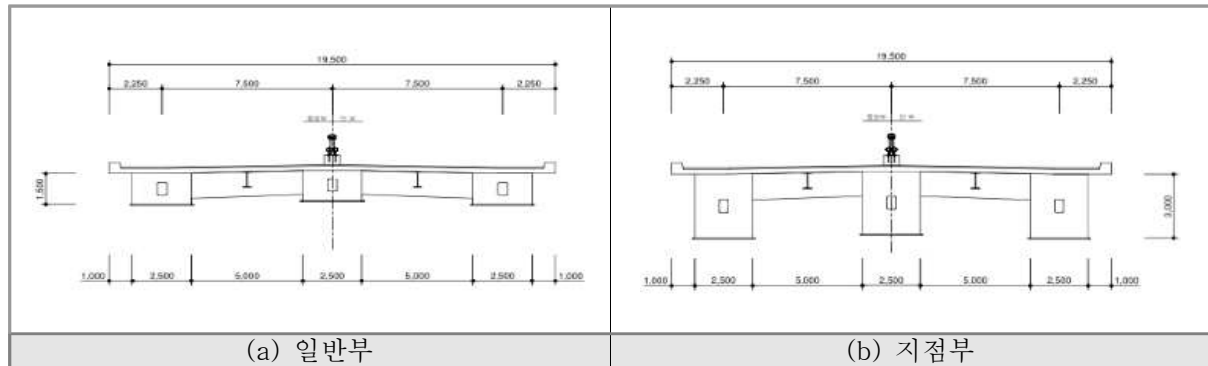
**내하력 평가 결과 DB-24,
SF 1.0이상 ... “α”**

- 그 결과, 기본 내하력은 DB-24이상을
- 안전율은 최소 1.442 이상을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

4.3.2 검토조건

가. 검토조건

- 1) 구조형식 및 재원
 - (1) 구조형식 : 6경간 연속 강박스 거더교
 - (2) 연장 : L=280.0m(40m+4@50m+40m)
 - (3) 교량폭원 : 19.5m(양방향 4차로)
 - (4) 교량등급 : 1등급(DB(DL)-24)
 - (5) 사 각 : 0°



【그림 4-7】 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

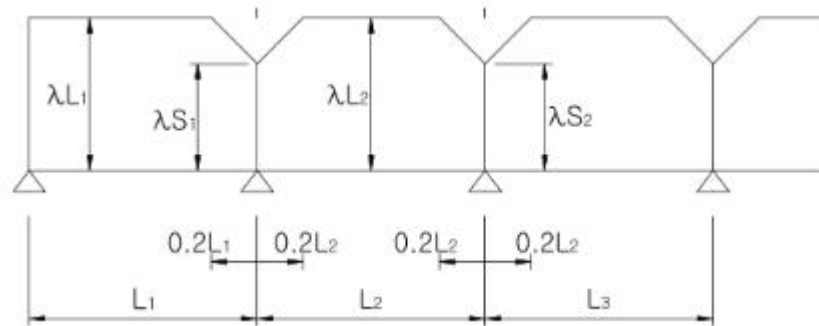
- 항복응력 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- 허용응력
 허용휨압축응력 $f_{cu} = 180 \text{ MPa}$
 허용휨인장응력 : $f_{ta} = 160 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

(3) 강재

- 주부재(SWS50B)
 $f_y = 315 \text{ MPa}$ $f_{sa} = 190 \text{ MPa}$ $\tau_a = 110 \text{ MPa}$
- 부부재(SWS41B)
 $f_y = 235 \text{ MPa}$ $f_{sa} = 140 \text{ MPa}$ $\tau_a = 80 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$

3) 유효폭 산정

(1) 플랜지 유효폭 산정



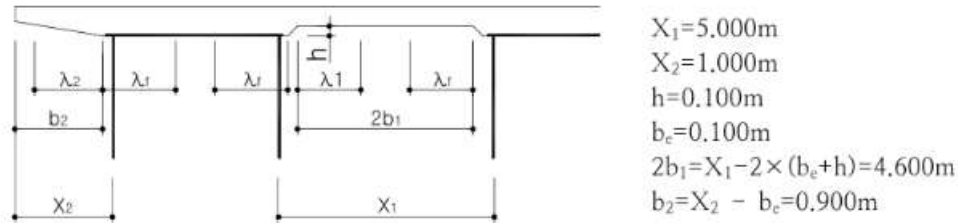
【표 4-10】 플랜지 유효폭 산정

구분			l(m)	b(m)	b/l	$\lambda L, \lambda s(m)$	B(m)
중 앙 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 $b_e=0.10m$

(2) 바닥판 유효폭

① G1,3

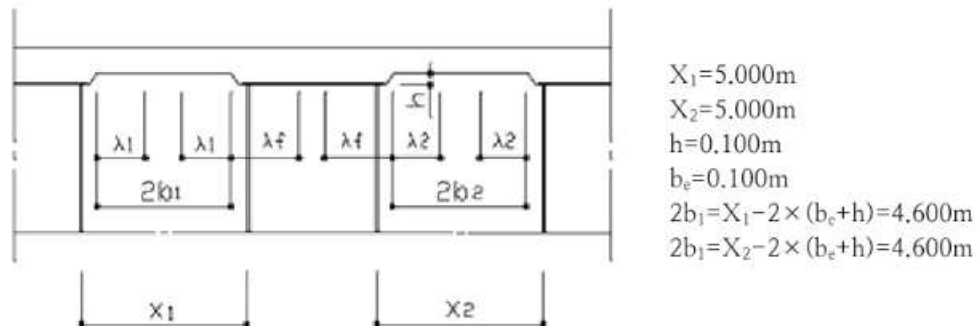


【표 4-11】 바닥판 유효폭 (G1,3)

구 분		l(m)	$\lambda L1$	$\lambda L2$	B(m)	비 고
중 앙 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.

② G2



【표 4-12】 바닥판 유효폭 (G2)

구 분		l(m)	$\lambda L1$	$\lambda L2$	B(m)	비 고
중 앙 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.

4) 단면제원

【표 4-13】 단면제원

구분	상부플랜지(mm)		하부플랜지(mm)		복부플랜지(mm)		종방향 보강재(EA)	
	폭	두께	폭	두께	폭	두께	폭	두께
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 4-14】 고정하중 횡분배 산정결과

합 성 전		G1	G2	G3	비 고	기 호 의 정 의
거 더 폭		2.500	2.500	2.500	m	
바닥판	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 지간 중앙부 및 지점부에 최대 정 · 부모멘트가 발생하도록 재하하여 구조해석을 수행하였다.

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

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

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

- DB-24 설계활하중(차로당)

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

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

- DL-24 설계활하중(차로당)

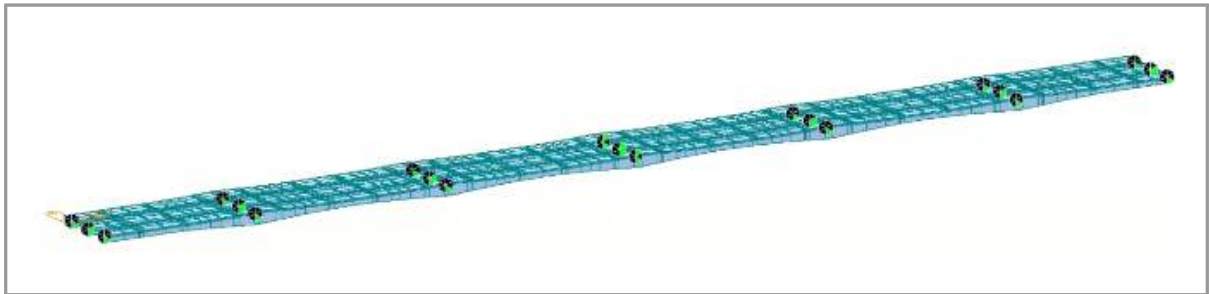
$$w = 12.70\text{ kN/m}$$

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

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

다. 해석모델

대상교량의 형식을 고려한 하중횡분배 등의 실거동을 최대한 정확히 나타낼 수 있도록 휨강성과 비틀림 강성을 갖는 격자요서(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 4-8】에 해석모델을 나타내었다.

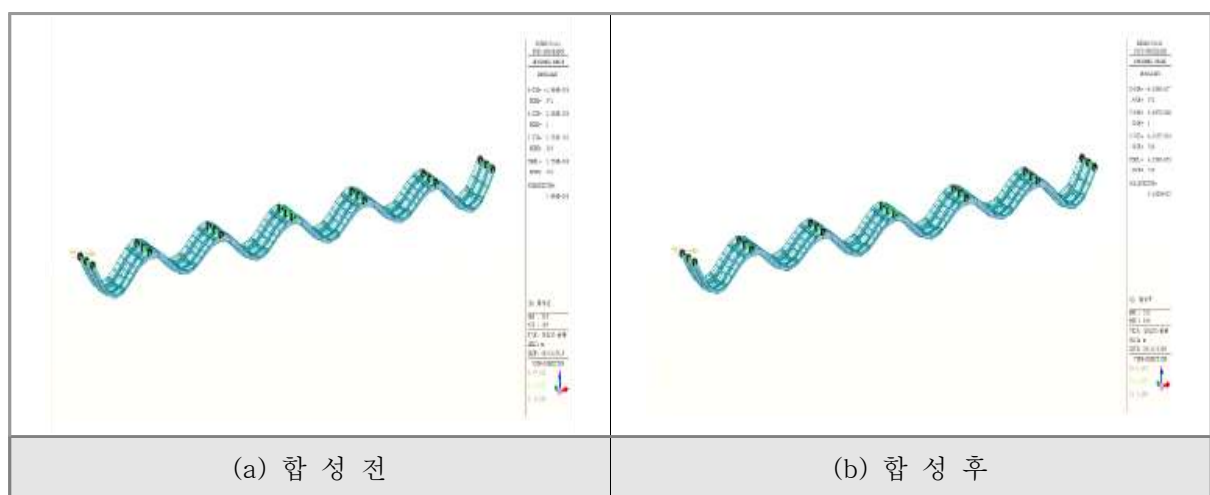


【그림 4-8】 해석모델

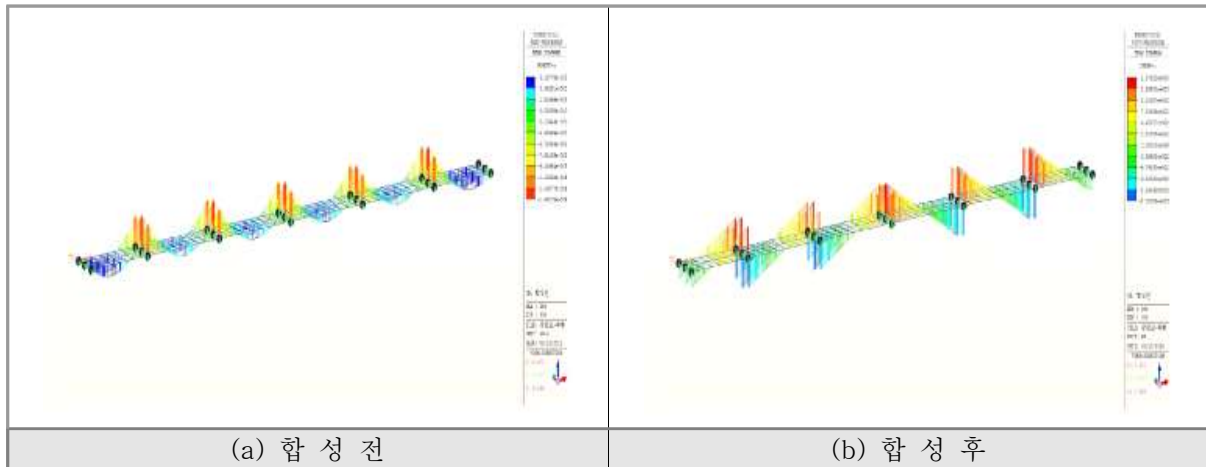
라. 구조해석 결과

1) 변형도 및 단면력도

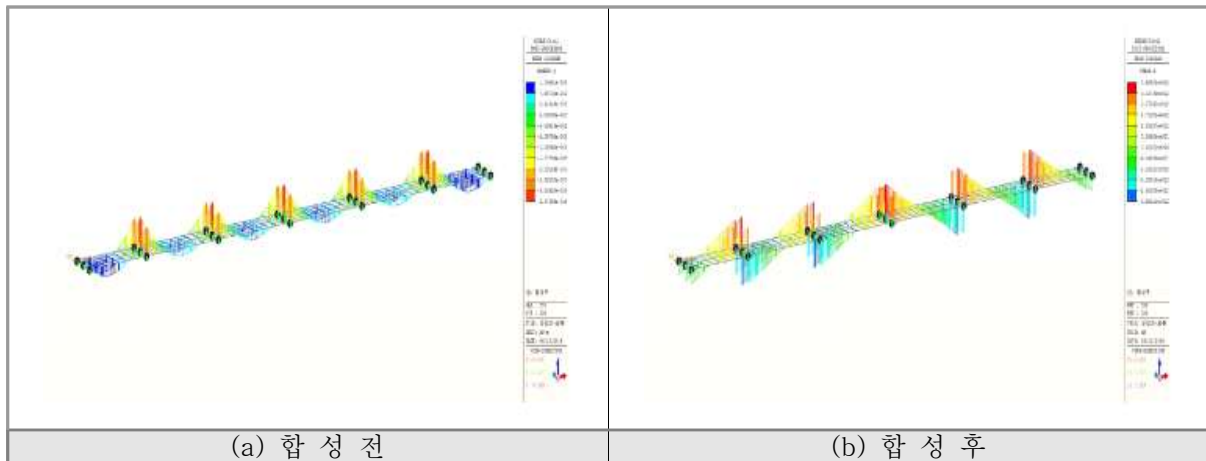
고정하중에 대한 변형도 및 단면력도를 【그림 4-9】~【그림 4-11】에, 활하중 DB-24, DL-24 하중에 대한 휨모멘트 및 전단력 포락선도를 【그림 4-12】에 나타내었다.



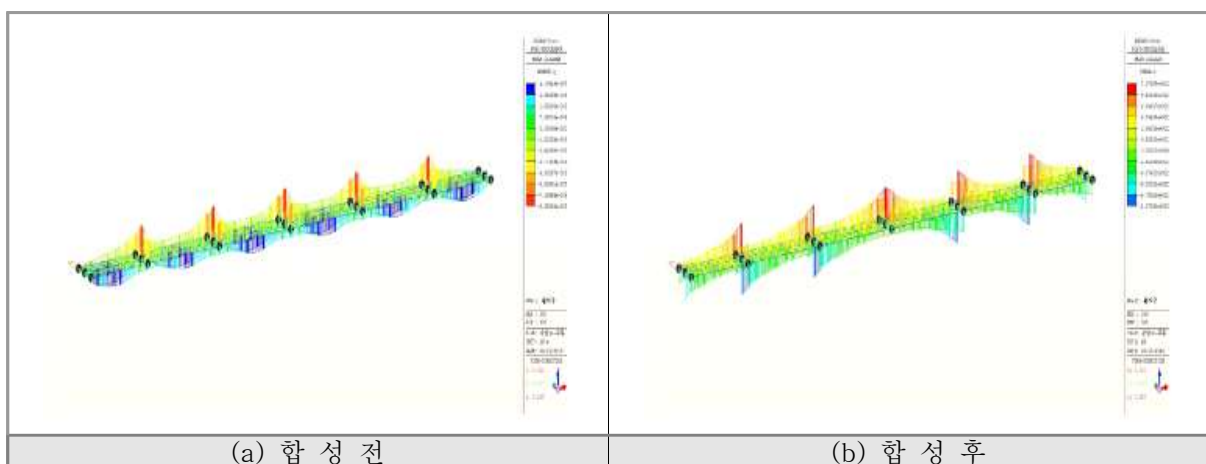
【그림 4-9】 합성전·후 고정하중에 의한 변형도



【그림 4-10】 합성전 고정하중에 의한 거더 단면력도



【그림 4-11】 합성후 고정하중에 의한 거더 단면력도



【그림 4-12】 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 4-15】 ~ 【표 4-17】에 나타내었다.

【표 4-15】 거더 휨모멘트 산정결과

구 분	고정하중(kN · m)		활하중 (kN · m)	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	3,862.025	469.039	
지점부	-14,913.289	-3,473.081	-7,757.560	-918.607	부모멘트

【표 4-16】 거더 전단력 산정결과

구 분	고정하중(kN · m)		활하중 (kN · m)	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 4-17】 거더 비틀림모멘트 산정결과

구 분	고정하중(kN · m)		활하중 (kN · m)	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 4-18】 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 4-19】 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

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

■ 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 4-20】 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

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

■ 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 4-21】 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

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

■ 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 4-22】 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

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

■ 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 4-23】 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	50.025	-74.264	241.930	218.500	

주) 압축응력은 부(-), 인장응력은 정(+)

■ 전단응력 검토

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

■ 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 4-24】 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

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

■ 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 4-25】 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

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

■ 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 4-26】 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

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

■ 거더 합성응력 검토

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

【표 4-27】 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

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

■ 거더 합성응력 검토

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

4) 거더 안전성평가

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

【표 4-28】 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 【그림 4-29】와 같다. 현행 도로교 설계기준의 바닥판의 최소두께 기준은 【그림 4-30】과 같으며 검토결과, 현재 바닥판 두께는 현행 설계기준의 최소두께 기준보다 상회하는 것으로 평가되었다.

【표 4-29】 콘크리트와 철근의 물성치

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

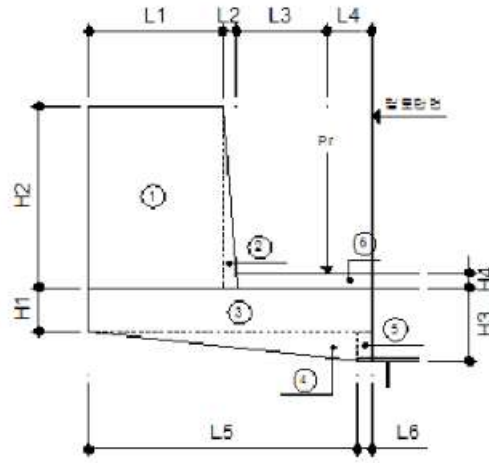
【표 4-30】 차도부분의 바닥판의 최소두께(mm) (도로교설계기준 3.6.1.5)

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 4-31】 캔틸레버부 고정하중

구분	작용하중(kN/m)			거리(m)	모멘트 (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 노면성 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m마다 적용시

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

④ 풍하중(구조검토 부록 참조)

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

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

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

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

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

② 활하중(DB-24)

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

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

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

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

$$A_s(H16 \text{ C.T.C125}) = 1,588.8 \text{ mm}^2$$

⑥ 단면검토

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

$$M_d = \phi M_n = 0.85 A_s f_y (d - a/2)$$

$$= 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times (210 - 27.692/2)$$

$$= 105.961 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u (75.329 \text{ kN} \cdot \text{m}) \therefore \text{O.K}$$

【표 4-32】 바닥판 안전성평가 결과

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

4.3.3 내하력 평가(내하율 산정)

가. 내하율 산정

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

【표 4-33】 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
	중앙부	$\frac{105.961 - 1.3 \times 4.625}{2.15 \times 32.240}$	1.442	

나. 응답비 및 응답보정계수 산정

응답비는 재하시험에서 시험차량을 재하 하였을 경우에 측정된 실 구조물의 변형에 대한 구조해석에서 해석모델사영 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 대상 단면에서 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 4-34】 ~ 【표 4-35】 과 같고, 공용내하력 평가를 위한 응답보정계수는 【표 4-36】 와 같다.

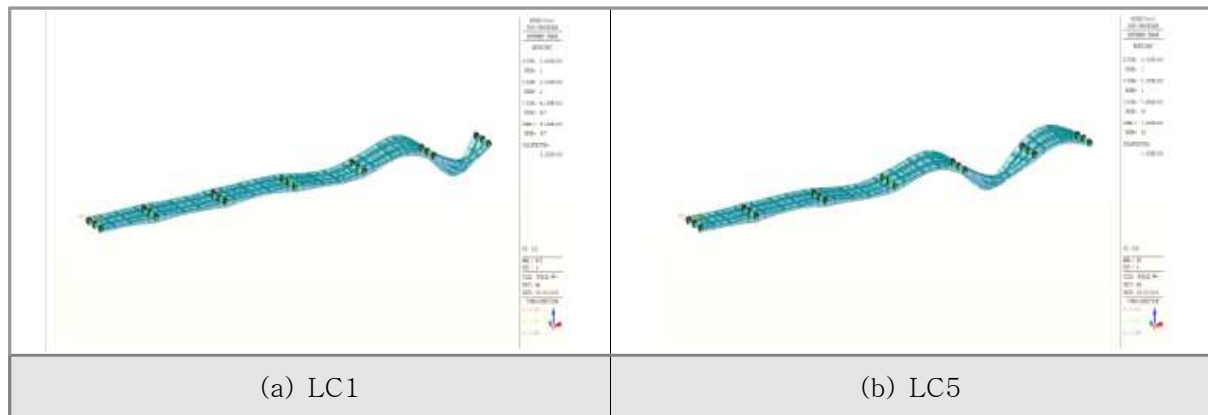
【표 4-34】 처짐에 의한 응답비 산정

Load Case \ Gauge ID		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	3.310	5.238	2.561	3.155	4.392
	계산치	2.454	4.788	6.12	3.779	6.159	7.653
	응답비	1.676	1.447	1.168	1.476	1.952	1.742

【표 4-35】 변형률에 의한 응답비 산정

Load Case \ Gauge ID		변형률($\mu \epsilon$)					
		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	59.688	48.063	16.754	55.218	41.698	17.446
	계산치	69.388	61.481	27.087	69.388	62.369	30.689
	응답비	1.163	1.279	1.617	1.257	1.496	1.759
LC3 LC7	측정치	12.684	46.902	59.743	17.119	45.069	55.764
	계산치	27.087	61.481	69.388	30.689	62.369	69.388
	응답비	2.136	1.311	1.161	1.793	1.384	1.244
LC4 LC8	측정치	10.324	42.313	70.761	13.892	40.192	64.778
	계산치	24.981	59.481	73.587	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 좌·우 센서의 최대값을 적용하였음.



【그림 4-13】 활하중에 의한 부재별 단면력 포락선도

【표 4-36】 응답보정계수 산정

구 분		재하 경우	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 허용응력 설계법 및 강도설계법에 따라 평가한 결과, 공용내하력은 설계내하력인 DB-24이상을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

【표 4-37】에 거더 및 바닥판에 대한 공용내하력 평가결과를 나타내었다.

【표 4-37】 거더 및 바닥판에 대한 공용내하력 평가결과

구 분		내하율 (RF)	설계활하중 (Pr)	응답보정계수 (Ks)	공용내하력	비고
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

4.3.4 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.

기준에 따른 장암교의 구조해석에 의한 안전성평가 결과, 장암교의 안전성평가 결과는 A등급으로 평가되었다.

【표 4-38】 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 4-39】 바닥판 안전성 평가결과

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

4.3.5 내하력 평가

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

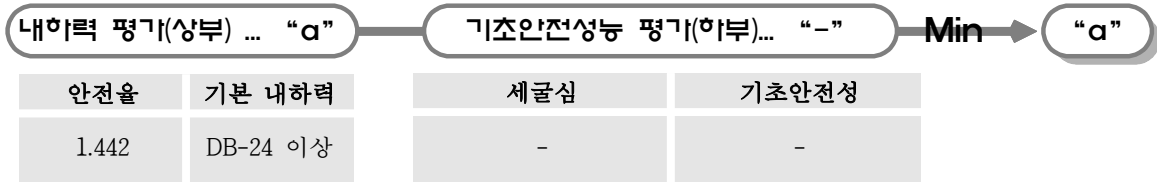
【표 4-40】 거더 및 바닥판 공용내하력 평가결과

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

4.3.6 시설물의 구조안전성능 평가 결과

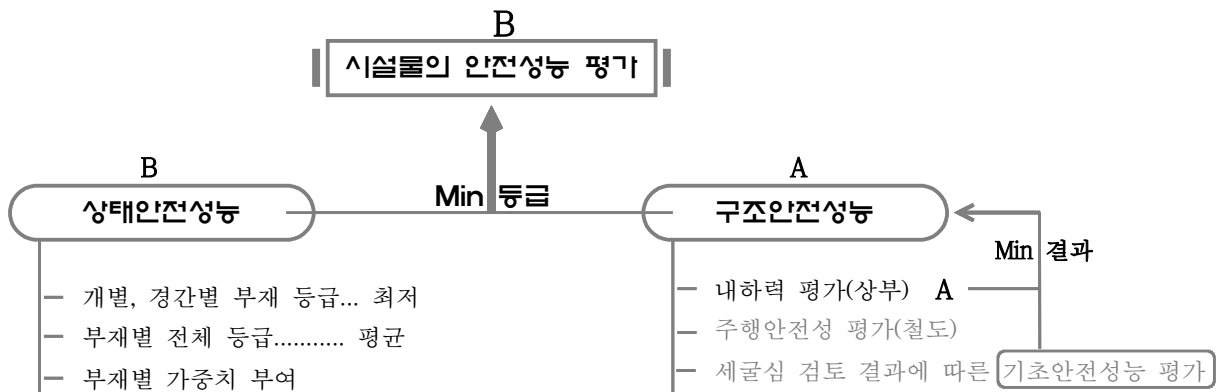
본 과업대상 시설물인 장암교는 교대 및 교각의 위치가 하천이나 해상에 포함되지 않은 육상교량으로 금번 과업에서 세굴심도 검토를 제외하였으며 상부구조의 내하력과 안전성 평가에 따른 기초안전성 평가 결과를 종합하여 작은 지수를 대표로 하는 구조안전성능 평가 결과는 세굴심 검토를 배제함에 따라서 내하력 및 안전성 평가 결과인 “a”로 판정하였다.

구조안전성능
평가 결과 “a”



4.4 시설물의 안전성능 평가 결정

상태안전성능과 구조안전성능 평가 결과 중 작은 지수를 대표로하는 시설물의 안전성능 평가 결과는 아래표와 같이 “B”로 평가하였다.



【표 4-41】 시설물의 안전성능 평가 결과

구분	상태안전성능 평가 결과		구조안전성능 평가 결과		시설물의 안전성능 평가 결과
	결함지수	기준	결함지수	기준	
장암교	0.232	B	0.13	A	B(0.232)
시설물의 안전성능 평가 결과 소견	상태, 구조 안전성능을 고려한 시설물의 안전성능은 “일부 부재에서 경미한 결함이 발생하였으며, 결함의 진행 여부를 지속적으로 관찰하고 보수 여부를 결정해야하는 성능 수준”의 B등급으로 판정하였다.				