



## 저작자표시 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#) 

2012年 2月  
博士學位論文

스프링계수를 고려한 응력보정에  
따른 교량의 내하력평가

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

鄭 成 允

2012年2月

博士學位論文

스프링계수를 고려한 응력보정에 따른 교량의 내하력평가

鄭成允

스프링계수를 고려한 응력보정에  
따른 교량의 내하력평가

Load Carrying Capacity Assessment of Bridges  
with Stress Modification Considering Spring Stiffness

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

鄭 成 允

스프링계수를 고려한 응력보정에  
따른 교량의 내하력평가

指導教授 朴 吉 鉉

이 論文을 工學博士學位申請 論文으로 提出함

2011年 10月

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

鄭 成 允

# 鄭成允의 博士學位論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 副教授 박 정 응 (印)

委員 朝鮮大學校 教授 김 운 중 (印)

委員 朝鮮大學校 副教授 김 성 홍 (印)

委員 朝鮮大學校 助教授 김 대 현 (印)

委員 朝鮮大學校 教授 박 길 현 (印)

2011年 12月

朝鮮大學校 大學院

# 목 차

제 1 장 서 론 .....	1
1.1 연구배경 및 목적 .....	1
1.2 연구동향 .....	4
1.3 연구방법 .....	6
제 2 장 교량의 안전진단 및 평가 .....	7
2.1 교량의 안전진단 현황 .....	7
2.2 교량의 정밀안전진단 .....	10
2.3 내하력 및 안전성 평가 .....	13
2.3.1 외국의 공용내하력 평가 .....	13
2.3.2 우리나라의 공용내하력 평가 .....	15
2.3.3 안전성 평가 .....	18
2.4 재하시험 .....	20
2.4.1 정적재하시험 .....	23
2.4.2 동적재하시험 .....	24
2.4.3 의사정적재하시험 .....	25
2.5 내하력 평가요소 .....	26
2.5.1 응답비 .....	27
2.5.2 충격계수 .....	28
2.5.3 구조해석모델 .....	29
2.5.4 재하시험 .....	31
2.5.5 처짐계산 .....	32
2.5.6 교량받침의 손상 .....	34

<b>제 3 장 스프링계수를 이용한 거동특성 분석</b> .....	37
3.1 처짐에 대한 지배방정식 .....	37
3.2 휨실험을 통한 검증 .....	44
3.3 유한요소해석 .....	48
3.3.1 격자해석모델에 의한 유한요소해석 .....	48
3.3.2 쉘해석모델에 의한 유한요소해석 .....	57
3.3.3 해석모델 및 해석방법에 따른 응답비 .....	66
3.3.4 내하력 평가 .....	68
<b>제 4 장 현장실험 및 적용</b> .....	73
4.1 철근콘크리트 T형교 .....	73
4.1.1 대상교량의 제원 및 현황 .....	73
4.1.2 재하시험 .....	75
4.1.3 구조해석 .....	78
4.1.4 내하력 평가 .....	81
4.1.5 스프링계수를 적용한 내하력 평가 .....	84
4.2 강박스형교 .....	88
4.2.1 대상교량의 제원 및 현황 .....	88
4.2.2 재하시험 .....	90
4.2.3 구조해석 .....	95
4.2.4 내하력 평가 .....	99
4.2.5 스프링계수를 적용한 내하력 평가 .....	101
4.3 대상교량의 평가방법에 따른 내하력 .....	105
<b>제 5 장 결 론</b> .....	106



# 표 목 차

표 2.1	1종 및 2종 시설물 .....	8
표 2.2	점검의 종류 .....	8
표 2.3	상태평가등급 기준 .....	12
표 2.4	구조물의 안전성 평가기준 .....	19
표 2.5	구조조건에 따른 해석방법 .....	30
표 3.1	휨실험 결과 .....	47
표 3.2	처짐비(격자해석) .....	50
표 3.3	스프링계수에 따른 가상지점의 반력(격자해석) .....	53
표 3.4	스프링계수에 따른 가상지점의 스프링계수(격자해석) .....	53
표 3.5	스프링계수를 고려한 처짐비(격자해석) .....	56
표 3.6	처짐비(셀해석) .....	58
표 3.7	스프링계수에 따른 가상지점의 반력(셀해석) .....	61
표 3.8	스프링계수에 따른 가상지점의 스프링계수(셀해석) .....	61
표 3.9	스프링계수를 고려한 처짐비(셀해석) .....	64
표 3.10	격자해석에 의한 내하력 평가 .....	68
표 3.11	셀해석에 의한 내하력 평가 .....	69
표 3.12	스프링계수를 이용한 내하력평가(400kN, 격자해석) .....	70
표 3.13	스프링계수를 이용한 내하력평가(450kN, 격자해석) .....	70
표 3.14	스프링계수를 이용한 내하력평가(400kN, 셀해석) .....	71
표 3.15	스프링계수를 이용한 내하력평가(450kN, 셀해석) .....	71
표 4.1	대상교량의 현황 .....	73
표 4.2	재하차량의 제원 및 적재중량(○○교) .....	75

표 4.3	정적재하시험 결과(○○교) .....	76
표 4.4	동적재하시험 결과(○○교) .....	77
표 4.5	동적증폭계수 및 충격계수(○○교) .....	77
표 4.6	구조해석에 의한 처짐(○○교) .....	78
표 4.7	처짐 응답비(○○교) .....	79
표 4.8	각 하중별 최대 휨모멘트(○○교) .....	80
표 4.9	○○교의 내하력평가 .....	83
표 4.10	가상지점 반력(○○교) .....	84
표 4.11	가상지점의 스프링계수(○○교) .....	84
표 4.12	스프링계수를 고려한 $\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$ (○○교) .....	86
표 4.13	스프링계수를 고려한 설계 활하중에 의한 휨모멘트(○○교) .....	86
표 4.14	스프링계수를 고려한 ○○교의 내하력 .....	87
표 4.15	대상교량의 현황(△△교) .....	88
표 4.16	재하차량의 제원 및 적재중량(△△교) .....	90
표 4.17	정적재하시험 결과(△△교) .....	92
표 4.18	동적재하시험 주행방법(△△교) .....	93
표 4.19	동적재하시험 결과(△△교) .....	93
표 4.20	동적증폭계수 및 충격계수(△△교) .....	94
표 4.21	구조해석에 의한 처짐(△△교) .....	95
표 4.22	처짐 응답비(△△교) .....	96
표 4.23	각 하중별 최대 휨모멘트(△△교) .....	98
표 4.24	각 하중별 최대 휨응력(△△교) .....	99
표 4.25	△△교의 내하력평가 .....	100

표 4.26	가상지점 반력( $\Delta \Delta$ 교)	101
표 4.27	스프링계수( $\Delta \Delta$ 교)	101
표 4.28	스프링계수를 고려한 $\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$ ( $\Delta \Delta$ 교)	103
표 4.29	각 하중별 최대 휨모멘트( $\Delta \Delta$ 교)	103
표 4.30	스프링계수를 고려한 $\Delta \Delta$ 교의 내하력	104
표 4.31	평가방법에 따른 내하력의 비교	105

# 그림 목 차

그림 2.1	교량유지관리 흐름도 .....	9
그림 2.2	정밀안전진단 업무흐름도 .....	10
그림 2.3	LRFR에 의한 교량의 내하등급 평가절차 .....	14
그림 2.4	주형의 수(m)와 재하방법의 수(n) .....	27
그림 2.5	콘크리트보의 하중-처짐 거동 .....	32
그림 2.6	모멘트-곡률선도 .....	33
그림 2.7	교량받침의 구성 및 기능 .....	35
그림 3.1	평판요소에 작용하는 힘 .....	38
그림 3.2	탄성지반의 반력을 위한 요소 .....	43
그림 3.3	시험체 현황 및 변위계 부착 .....	45
그림 3.4	휨실험 및 단부구속 전경 .....	45
그림 3.5	하중-변위선도 .....	46
그림 3.6	휨실험에 의한 각 절점의 처짐 비교 .....	47
그림 3.7	격자해석모델 .....	49
그림 3.8	요소 번호 .....	49
그림 3.9	격자해석모델의 처짐 .....	49
그림 3.10	구조해석에 의한 각 절점의 처짐비교(격자해석) .....	50
그림 3.11	계산값과 실측값의 처짐비교(400kN, 격자해석) .....	50
그림 3.12	계산값과 실측값의 처짐비교(450kN, 격자해석) .....	51
그림 3.13	시험하중별 처짐비(격자해석) .....	51
그림 3.14	가상지점의 선정(격자해석) .....	52
그림 3.15	스프링계수 설치현황(격자해석) .....	54
그림 3.16	스프링지점에 따른 처짐도(격자해석) .....	55
그림 3.17	스프링력에 의한 처짐비(400kN, 격자해석) .....	55

그림 3.18 스프링력에 의한 계산값과 실측값의 처짐비교(450kN, 격자해석) .....	56
그림 3.19 쉘해석모델 .....	57
그림 3.20 쉘해석모델의 처짐 .....	57
그림 3.21 구조해석에 의한 각 절점의 처짐 비교(쉘해석) .....	58
그림 3.22 계산값과 실측값의 처짐비교(400kN, 쉘해석) .....	59
그림 3.23 계산값과 실측값의 처짐비교(450kN, 쉘해석) .....	59
그림 3.24 시험하중별 처짐비(격자해석) .....	59
그림 3.25 가상지점의 선정(쉘해석) .....	60
그림 3.26 스프링계수의 설치현황(쉘해석) .....	62
그림 3.27 스프링지점에 따른 처짐도(쉘해석) .....	63
그림 3.28 스프링력에 의한 처짐비(400kN, 쉘해석) .....	65
그림 3.29 스프링력에 의한 처짐비(450kN, 쉘해석) .....	65
그림 3.30 해석모델 및 방법에 따른 처짐응답비(400kN) .....	66
그림 3.31 해석모델 및 방법에 따른 처짐응답비(450kN) .....	67
그림 3.32 해석모델 및 방법에 따른 내하력 .....	72
그림 4.1 ○○교 .....	74
그림 4.2 정적재하시험시 하중 재하 및 측정게이지 부착 위치(○○교) .....	75
그림 4.3 하중의 횡분배 특성(○○교) .....	76
그림 4.4 동적재하시험시 하중 재하 및 측정게이지 부착 위치(○○교) .....	76
그림 4.5 ○○교 해석모델 .....	78
그림 4.6 처짐도(○○교) .....	79
그림 4.7 각 하중별 휨모멘트도(○○교) .....	80
그림 4.8 스프링계수( $K_1$ )를 고려한 처짐도(○○교) .....	85
그림 4.9 △△교 .....	89

그림 4.10 정적재하시험 측정게이지 부착 위치(△△교) .....	90
그림 4.11 정적재하시험 하중 재하방법(△△교) .....	91
그림 4.12 하중의 횡분배 특성(△△교) .....	92
그림 4.13 의사정적재하시험 및 동적 재하시험 주행방법(△△교) .....	92
그림 4.14 △△교 해석모델 .....	95
그림 4.15 처짐도(△△교) .....	96
그림 4.16 각 하중별 휨모멘트도(△△교) .....	97
그림 4.17 스프링계수( $K_1$ )를 고려한 처짐도(△△교) .....	102

# ABSTRACT

## Load Carrying Capacity Assessment of Bridges with Stress Modification Considering Spring Stiffness

Jung Sung Yun

Advisor : Prof. Park, Kil-Hyun, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

In safety diagnosis for determining the safety and load carrying capacity of bridges, the reliability of its results depends on field load test and structural analysis.

Load tests for a bridge having a linear behavior characteristic should obtain responses of the same pattern regardless of load size but the similarity of pattern tends to be affected by the methods of gauge installation and connection, the measuring method, etc.

Because there are not established rules on the position or condition of stress modification factor, the application of the factor is decided subjectively by the evaluator, and this often leads the evaluation of load carrying capacity to produce results with low objectivity. Moreover, analysis results may be different from actual behavior depending on the functionality of bridge bearing and structural analysis model.

This study applied spring stiffness in order to evaluate load carrying capacity using measurement data obtained from load tests actively and utilizing various evaluation methods. In order to confirm the adequacy of structural analysis based on spring force and to improve the reliability of experiment results, we conducted a deflection test with flexural beams

prepared as overhanging beams and, based on the results, performed precision safety diagnosis for real bridges under public service for improving the load carrying capacity evaluation method for bridges under public service.

In the results of the bending test, compared to deflection calculated by the existing method, deflection obtained by applying spring stiffness was closer to the actually measured deflection. When load carrying capacity was evaluated by the grid analysis model, the deviation of load carrying capacity according to position was not large and the obtained load carrying capacity was similar to that obtained by the existing method. When load carrying capacity was evaluated by the shell analysis model, however, deviation from that obtained by the existing method was too large and the somewhat complicated process to obtain spring stiffness caused a difficulty in application.

In the results of evaluating load carrying capacity for a simple support RC T beam bridge whose period of public use was 23years, the rating factor under public service based on spring stiffness was 1.47~2.36, which was smaller than 2.24~2.81, the rating factor evaluated by the existing method. In the results of evaluating load carrying capacity for a 3 span continuous steel box girder bridge just after its completion, the rating factor under public service based on spring stiffness was 2.02~ 2.43, which was smaller than 2.48~2.88, the rating factor evaluated by the existing method.

In the results of evaluating load carrying capacity for bridges different in terms of support type, used material, and superstructure type using the existing method and spring stiffness, load carrying capacity by spring stiffness was smaller by up to 39% than that by the existing method although in some cases the former exceeded the latter. The decrease of load carrying capacity was particularly larger in external girders than in internal girders.

When the load carrying capacity of bridges is evaluated by the existing method the results vary among engineers due to lack of guidelines for evaluation such as the application of stress modification factor. This study was conducted as an effort to solve this problem through active research. There should be further studies on the methods of evaluating the load



carrying capacity of bridges in order to produce data of broad diversity and high reliability and to improve the accuracy and efficiency of bridge safety diagnosis as well as bridge maintenance and management conducted with national budgets.

# 제1장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

국가경제활동을 증진시키고 국민생활의 수준을 개선시키기 위해서는 도로, 하천, 항만, 공항과 같은 사회기반시설이 반드시 요구되어진다. 특히 도로상에 설치되는 교량은 수로, 하천, 계곡 등과 같이 통로의 기능을 저해하는 요소로부터 도로의 기능수행을 원활히 하기 위한 구조물이다. 우리나라에서는 과거 40여 년 동안 교량을 포함한 도로의 신규 건설에 집중하였으나 공용연수의 증가와 더불어 열화손상이 급증함에 따라 유지관리의 필요성이 커지게 되었다.

유지관리란 시설물 및 부대시설의 기능을 보존하고 이용자의 편익과 안전을 도모하기 위하여 일상적으로 또는 정기적으로 시설물의 상태를 조사하고 손상부에 대한 조치를 취하는 일련의 행위를 말하며 유지관리의 효율성을 증대시키기 위해서는 구조물의 결함요소를 사전에 파악하고 이를 제거함으로써 시설물에 요구되는 기능을 극대화시키고, 또한 구조물의 결함을 발견하고 보수, 보강 등의 조치를 신속히 취함으로써 구조물의 수명을 연장시키는 것이다. 유지관리의 대상은 시설물의 안전관리에 관한 특별법, 건축법, 공동주택관리령 등에서 규정하고 있는 시설물이며, 시설물의 건설주체 및 관리주체는 건설기술관리법과 시설물의 안전관리에 관한 특별법에 따라 안전 및 유지관리 업무를 수행하도록 되어있다. 이러한 시설물의 안전 및 유지관리의 실패는 성수대교 붕괴와 같은 갑작스러운 사고를 초래할 수 있으며 막대한 경제적 손실뿐만 아니라 인명의 피해를 동반할 수 있음은 자명한 사실이다.

교량점검은 외관상태를 파악하여 이상 및 손상을 조기에 발견함으로써 안전하고 원활한 기능확보 및 합리적인 유지관리 자료를 획득하기 위한 수단이다. 이러한 교량점검은 정기점검, 정밀점검 및 긴급점검이 있으며 손상정도가 심하거나 보수·보강에 대한 필요성이 있는 경우에는 추적조사나 상세조사를 실시하고 있다. 또한 전문적인 조사가 필요하다고 판단되는 경우에는 정밀안전진단을 실시하고 있다. 정밀안전진단은 ‘안전점검 및 정밀안전진단 세부지침’에 따라 수행되고 있으며, 교량의 외관상태 및 공용내하력은 정밀안전진단 평가결과를 바탕으로 정량적으로 산정되고 있다.

내하력을 측정할 때 재하시험을 실시하는 목적은 교량의 거동특성을 파악하여 활하중에 대한 저항능력을 정확하게 평가하는 것이다. 그러나 재하하중의 크기, 교통통제,

측정계이지의 적용 등이 교량의 종류나 현황과 조화가 이루어 지지 않는다면 재하시험 결과는 낮은 신뢰도로 인하여 데이터로서 가치를 잃게 됨과 동시에 비용 및 자원낭비라는 또 다른 문제점을 야기시키게 될 것이다. 재하시험에 의한 데이터의 적극적인 활용을 위해서는 사전에 충분한 조사와 계획을 통하여 대상교량의 조건에 부합하는 재하시험 방법의 선정이 가장 중요할 것이다.

재하시험을 실시하여 얻어진 데이터는 적용방법에 따라 재하시험의 목표달성이 달려 있다. 응력보정계수를 결정짓는 비중은 충격계수비보다 응답비가 더 큰 것으로 나타났으며, 처짐응답비가 변형률 응답비보다 계이지의 변동성 때문에 신뢰도가 더 높은 것으로 알려져 있다. 정확한 충격계수를 측정하기 위해서는 충분한 시간을 두어 공용하중의 영향을 최소화시키고 동적 재하시험에서는 시험차량이 정적 재하시험의 선상을 정확하게 주행하도록 하여야 한다. 응답비를 계산하기 위하여 사용되는 처짐량은 재하차량의 하중효과를 최대로 발휘하는 응답을 유효한 것으로 간주하여 재하하중의 위치와 가까운 주형의 응답을 일반적으로 사용하고 있다. 그러나 응답의 변화는 하중과의 근접도 뿐 아니라 단면 및 재료의 변화, 지지조건의 변화와 같은 여러 가지 원인에 의하여 발생하는 종합적인 문제이다. 그러므로 하중작용점과의 거리가 멀더라도 이러한 응답도 대상교량이 가지고 있는 응답특성이므로 이를 응답비 산정에 고려하여야 한다.

내하력의 평가에서 구조해석은 기본 내하율을 계산하기 위하여 필수적인 요소이다. 구조해석에서 오류가 발생하는 경우 내하력의 변화는 극심하게 되므로 각별한 주의를 요하는 작업이라고 할 수 있다. 그런데 일반적으로 사용되는 구조해석 프로그램들은 유한요소법에 기반한 것으로서 유한요소의 분할이나 해석모델에 따라 그 결과가 다소의 차이를 보일 수 있다. 현 추세가 프레임해석보다는 판해석을 선호한다고 하여 프레임해석이 옳지 않다는 의미는 아니므로 적절한 선택이 요구되어진다.

구조해석에서 교량받침이 설치되지 않았거나 교량받침의 손상이 극심한 경우에는 교량받침의 기능수행이 어렵게 되는 상황에 직면하게 되었을 때 이를 고려하지 않은 지점의 경계조건을 사용하여 구조해석을 실시하는 경우 응력보정계수의 과다평가로 인하여 잔존 내하력의 신뢰성을 상실시킬 우려가 있다. 또한 대상구조물을 일반적인 지지조건을 가진 탄성체로 전제하여 구한 응답비를 적용함으로써 획일적이고 실제 거동특성을 고려하지 못하는 경향이 있을 수 있다.

이렇듯 명확한 해답을 제시할 수 없는 문제점들이 산재되어 있는 가운데 실시하는 내하력평가는 평가자에 따라 상이한 결과가 빈번하게 나타난다.

본 연구에서는 재하시험에 의하여 얻어지는 측정데이터를 적극적으로 활용하고 다양한 방법을 통하여 내하력을 평가하기 위하여 스프링계수를 적용하였다. 스프링력에 의한 구조해석의 적정성을 확인하고 실험결과의 신뢰도를 향상시키기 위하여 내민보로 제작한 탄성빔을 대상으로 처짐시험을 실시하였으며, 이를 토대로 공용중인 교량의 내하력 평가 방법의 개선을 위하여 실제 공용중인 교량에 대한 정밀안전진단을 통한 검증을 실시하였다.

## 1.2 연구동향

공용중인 교량의 내하력 평가를 비롯한 안전진단에 관한 연구는 성수대교 및 행주대교의 붕괴이후인 1990년대 중반부터 다양하게 진행되어 왔으나, 우리나라에서 안전진단에 대한 필요성을 인식한 것은 1970년 와우아파트 붕괴사고 이후였다. 1988년 서울 올림픽은 우리나라 건설사업의 양적·질적 향상을 일구어 내었으며 이때부터 안전진단에 대한 연구가 이루어졌다.

신재철 등은 실용적인 이차모멘트신뢰성 이론을 사용하여 체계적이고 이론적인 내하력산정 방법을 제안하였고, 신뢰성 방법에 의한 교량의 내하력 판정모형에 교량의 노후도를 비롯한 각종 불확실성을 확률변수로 포함시켰고 신뢰성 지수에 의한 내하신뢰성 평가개념을 제시하였다(신재철, 1987).

오병환 등은 합리적인 교량의 내하력평가 시스템의 검증을 위하여 사용이 중지된 국도상의 교량을 대상으로 내하력평가를 실시하여 안전된 응답량을 얻기 위하여 일정 크기 이상의 축중량이 필요하고, 콘크리트용 게이지는 콘크리트의 구조적 연속성 상실로 인하여 오류가 발생할 우려가 있으므로 주의가 요구되며, 신축이음장치, 교좌장치 및 교각의 노후화로 인하여 응답량의 차이가 발생할 수 있으므로 외관조사를 통한 분석과 활용이 요구어진다고 제안하였다(오병환, 1996).

이재덕은 현재까지 평가된 당시까지 수행되어온 방법에 따른 교량의 내하력이 교량의 상태등급, 공용수명, 유지관리방안 등을 결정하는데 있어 중요한 역할을 할 만큼 신뢰도가 높지 않으며, 내하력 평가 방법에 문제점이 있으므로 수정이 요구된다고 제안하였다(이재덕, 1998).

경갑수 등은 노후화된 교량에서 공용중 활하중이나 온도변화 등에 의한 실제 거동을 정확하게 예측하기 위하여 장기계측시스템을 설치 운영하고, FCM으로 시공된 게르버형 PSC Box형교를 대상으로 적용하여 지간중양의 힌지연결부가 소성거동함에 따라 내하력이 저하되는 것을 장기저침계측으로 규명하였다(경갑수, 1998).

김춘수는 구조해석방법, 하중재하위치와 계측위치의 상이함에 따라 내하력이 다르게 평가되며, 기존의 격자이론보다 바닥판을 판요소로 간주하고 거더는 들보요소로 모델링 하며 구조해석 및 내하력을 평가하는 방법에 대하여 연구하였다(김춘수, 1998).

김동용 등은 응력보정계수의 산출에 반영되는 응답비와 충격계수의 합리적인 결정방법과 교량의 손상정도를 반영할 수 있는 데이터의 선정방안을 기존자료에 대한 분석을

통하여 검토하였고 강함성교에서 크리프, 건조수축 및 온도하중과 같은 추가하중에 의한 응력을 기본내하력에 반영하였을 때 내하력의 변화를 검토하였다(김동용, 1999).

박국천은 교량의 붕괴사례를 통하여 교량에 대한 점검의 종류, 항목 및 비파괴검사의 적용성 및 문제점을 제시하였고(박국천, 2000), 이희현 등은 강교량의 유지관리 실태 및 문제점에 대하여 조사하여 상태평가 기준의 세분화와 보수, 보강방법의 표준화를 통해 유지관리 기술의 개선방안 및 유지관리를 최소화하기 위한 기법에 대하여 연구하였다(이희현, 2000).

김훈 등은 LCC분석에 기초한 교량 유지관리에 대한 경제적 효과분석에서 4가지 유지관리 수준을 제시하였고(김훈, 2001), 양승이 등은 AASHTO에 근거한 노후교량의 정확한 내하력평가와 그에 따른 보강방안을 제시하였다(양승이, 2003).

오성호 등은 정적변위 및 모드자료 계측데이터를 사용하는 SI기법을 적용하여 부분구조의 해석모델로부터 전체 구조물의 거동특성을 연구하였고(오성호, 2004), 김후승은 ACI의 강도감소계수와 Eurocode의 재료저항계수를 철근비에 따른 설계강도와 안전계수에 적용하여 비교하고 모멘트 재분배를 고려하여 RC 슬래브의 내하력을 평가하였다(김후승, 2006).

강종혁은 공용내하력의 차이가 발생하는 주된 원인인 응답비와 충격계수를 해석결과가 아닌 실측결과로부터 선정방법으로부터 해결하여 합리적인 내하력의 평가방법을 제안하였다(강종혁, 2007).

최동호 등은 외부긴장재를 이용한 강함성보의 보강 전후의 내하력을 비교하고 초기 긴장력을 결정하는 연구를 수행하였으며(최동호, 2007) 구봉근, 신재인 등은 재하차량이 아닌 통행차량으로부터 응력보정계수의 산정 및 내하력평가를 실시하였다(구봉근,2001),(신재인,2005).

이종호 등은 현재 공용중인 고속도로 교량의 공용기간, 외관상태등급, 충격계수 및 응답비와 같은 실측자료를 이용하여 교량의 안전성 평가방안의 문제점과 개선방안에 대하여 연구하였다(이종호, 2009).

김선웅 등은 국내 안전 및 유지관리방법에 있어 기존의 사후 유지관리에서 예방적 유지관리로의 전환, 관련법규의 개편 등의 필요성을 제시하였다(김선웅, 2009).

### 1.3 연구방법

교량의 건전성을 정량적으로 평가하기 위하여 사용되는 내하력의 영향요소 중 응력보정계수는 기본내하력에 곱해지는 값으로 0.5 이하부터 2.0 이상까지 다양하게 나타나므로 공용내하력에 미치는 영향이 매우 크다. 응력보정계수의 구성요소인 응답비는 하중 재하위치와 응답비 선정위치와의 거리가 멀수록 떨림현상으로 인한 변동성이 크게 나타나는 경향이 있다. 지금까지 연구되어온 자료에 의하면 재하위치와 선정위치간의 거리가 먼 경우의 응답비는 선정하지 않는 방안을 제시하고 있는데 이는 실체가 없고 확인되지 않은 정성적인 이론을 내하력이라는 정량적 평가기준에 적용시킴으로써 또 다른 문제점을 발생시킬 소지가 있을 수 있다.

본 연구에서는 재하시험으로부터 획득한 측정데이터를 적극적으로 활용하고 응력보정계수의 적용단계 및 방법을 변화시켜 내하력 평가방법을 개선하기 위하여 스프링력 개념을 이용하였다. 응력보정계수는 설계하중과 재하시험 하중과의 차이를 보정하는 것으로 계산치와 실측치의 비로서 나타내어진다. 그러므로 실제거동과 구조해석에 의한 거동간의 상이함을 제거함으로써 응력보정계수의 처짐항목이 '1'에 근접하는 결과를 발생시킬 수 있다. 스프링력에 의한 구조해석의 적정성을 확인하고 실험결과의 신뢰도를 향상시키기 위하여 실내에서 H빔을 내민보로 제작하고, 내민 구간을 강제 구속하여 일반적인 탄성보와 상이한 거동특성을 나타내도록 하중시험을 실시하였다. 유한요소해석프로그램을 이용하여 구조해석을 실시한 후 하중시험에 의한 하중-변위선도와 비교를 통하여 계산치와 실측치의 상이함을 확인한 후 구조해석 모델상의 수직변위 선정 위치에 가상지점을 생성시켜 구조해석을 실시하고, 실측치와 가상지점의 수직반력으로부터 스프링계수를 결정하였다. 구조해석 모델의 가상지점을 스프링지점으로 교체하여 구조해석을 실시하여 실제 거동특성과 비교하였다. 또한 격자 모델과 쉘 모델로 구조해석을 하여 구조해석 모델형식간의 비교하였다.

본 연구는 공용중인 교량을 대상으로 내하력평가방법의 개선에 관한 연구로서 실제 공용중인 교량에 대한 정밀안전진단을 통하여 검증을 하였다. 응력보정계수 선정위치의 변화에 따른 내하력, 구조해석 모델 방법에 따른 내하력, 스프링력 개념을 이용한 내하력을 평가하고 각 내하력을 비교하여 합리적이고 객관성있는 내하력 평가방법을 제시하고자 하였다.

## 제2장 교량의 안전진단 및 평가

### 2.1 교량의 안전진단 현황

1970년 와우아파트의 붕괴는 교량을 비롯한 시설물의 유지관리에 대한 관심이 유발되어 1980년대 중반부터 1990년대 중반까지 서울올림픽을 전후하여 건설사업의 양적팽창에 따른 유지관리의 중요성이 증가하였다. 1994년의 성수대교 붕괴와 1995년 삼풍백화점의 붕괴는 대학이나 학회에서 간헐적으로 수행해 오던 안전진단을 전문기관에 의한 수행으로 바뀌게 되는 계기가 되었다. 1995년 1월 제정된 ‘시설물안전관리에 관한 특별법’에 근거하여 한국시설안전기술공단과 민간안전진단전문기관이 설립되어 안전진단 및 점검업무를 시작하게 되었다. 2011년 현재 교량 및 터널, 항만, 수리시설, 건축 등 4개 분야에 대하여 총 450개의 등록업체가 활동하고 있다. 2008년 현재 국토해양부의 자료에 의하면 등재되어 있는 교량의 수는 고속국도의 교량 7172개, 일반국도의 교량 5887개, 특별광역시도의 교량 1194개, 국가지원지방도의 교량 992개, 일반지방도의 교량 3390개, 시도, 군도, 구도 및 한강횡단교량 6852개 등 25,000개의 교량이 우리나라 전역에 분포되어 있으며 특히, 교통량이 많은 고속도로의 경우 2010년 말 기준으로 총 연장 3,579km중 약 3,500개의 교량이 공용중인 것으로 나타났다. 이처럼 공용중인 교량수의 증가에 따라 보수, 보강, 확장, 재가설과 같은 안전조치를 취하여야 하는 교량은 공용기간과 물동량의 증가에 따라 더욱 증가되고 있다. 현재 우리나라에서 실시하는 정밀안전진단 대상 구조물은 1종 및 2종 시설물로서 표 2.1과 같다.

일반적으로 실시하는 교량 유지관리업무에는 교량점검, 판정, 조치 및 기록 등을 포함하며, 교량 점검업무는 일상점검, 정기점검, 긴급점검, 정밀안전진단, 추적조사를 의미한다. 교량의 점검업무는 점검대상물의 설계자료, 과거이력, 점검의 난이도, 교통량과 교통통제에 따른 영향 및 점검장비의 접근성 등을 고려하여 일정한 자격을 가진 자가 실시하여야 한다. 최근에는 이와 같은 유지관리업무를 수행함에 있어서 IT기반의 첨단 관리시스템인 유비쿼터스(Ubiquitous)를 통하여 시설물(Facility)에 전자적 요소(USN, RFID 등)를 이식하여 언제 어디서나 네트워크에 접속하여 시간경과에 따른 구조물의 노후화 상태 및 차량통행에 의한 거동을 상시적으로 파악하는 시도가 이루어지고 있다. 표 2.2는 교량의 점검의 종류를 나타낸 것이고, 그림 2.1은 교량의 유지관리흐름을 나타낸 것이다.



**표 2.1 1종 및 2종 시설물**

구 분	1종 시설물	2종 시설물
교 량	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 특수교량 : 현수교, 사장교, 아치교, 최대경간장 50m이상의 교량</li> <li>• 연장 500m 이상의 교량</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 연장 100m 이상인 교량으로서 1종 시설물에 해당되지 않는 교량</li> </ul>
터 널	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 연장 1천m 이상의 터널</li> <li>• 3차선 이상의 터널</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 고속국도, 일반국도, 특별시도, 광역시의 터널로 1종 시설물에 해당되지 않는 터널</li> <li>• 연장 500m 이상의 지방도, 시도, 군도, 구도의 터널</li> </ul>
지하차도	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 연장 500m이상의 지하차도</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 연장 100m이상인 지하차도로서 1종 시설물에 해당되지 않는 지하차도</li> </ul>
복개구조물	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 폭 6m이상으로 연장 500m이상인 복개구조물</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 폭 6m이상, 연장 100m이상인 복개구조물로서 1종 시설물에 해당되지 않는 복개구조물</li> </ul>

**표 2.2 점검의 종류**

점검 종류	내 용	장 비
일상점검	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 손상의 조기발견을 도모하기 위하여 정기적으로 실시하는 육안점검</li> <li>• 분기별 1회이상 실시</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 일상적 휴대장비</li> <li>• 간단한 접근장비</li> </ul>
정기점검 (정밀점검)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 안전성 확보를 위하여 정기적으로 실시하는 정밀육안 점검 및 장비를 이용한 점검</li> <li>• 매년 1회이상 실시</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 일상적 휴대장비</li> <li>• 간단한 접근장비</li> <li>• 간단한 비파괴장비</li> </ul>
긴급점검	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 재해가 발생한 경우, 긴급한 손상이 발견되거나 또는 관리주체가 필요하다고 판단될 때 실시하는 정밀육안 점검 및 장비점검</li> <li>• 관리주체가 필요하다고 판단되는 경우 실시</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 일상적 휴대장비</li> <li>• 접근장비</li> <li>• 비파괴 점검장비</li> </ul>
정밀 안전진단	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 교량의 안전성 및 내하력파악을 위하여 실시하는 정밀 육안점검, 장비점검 및 재하시험 등을 실시하는 진단</li> <li>• 매 5년마다 1회 이상 실시</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 일상적 휴대장비</li> <li>• 접근장비</li> <li>• 비파괴 점검장비</li> <li>• 각종 정밀계측장비</li> </ul>
추적조사	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 손상원인의 파악이 곤란한 경우, 손상을 장기간 관측할 필요성이 있는 경우 계측기, 인력을 이용하여 교량의 장기거동의 관찰 및 원인을 해소하기 위해 실시하는 조사</li> <li>• 문제발생시 실시</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 비파괴 점검장비</li> <li>• 각종 정밀계측장비</li> </ul>

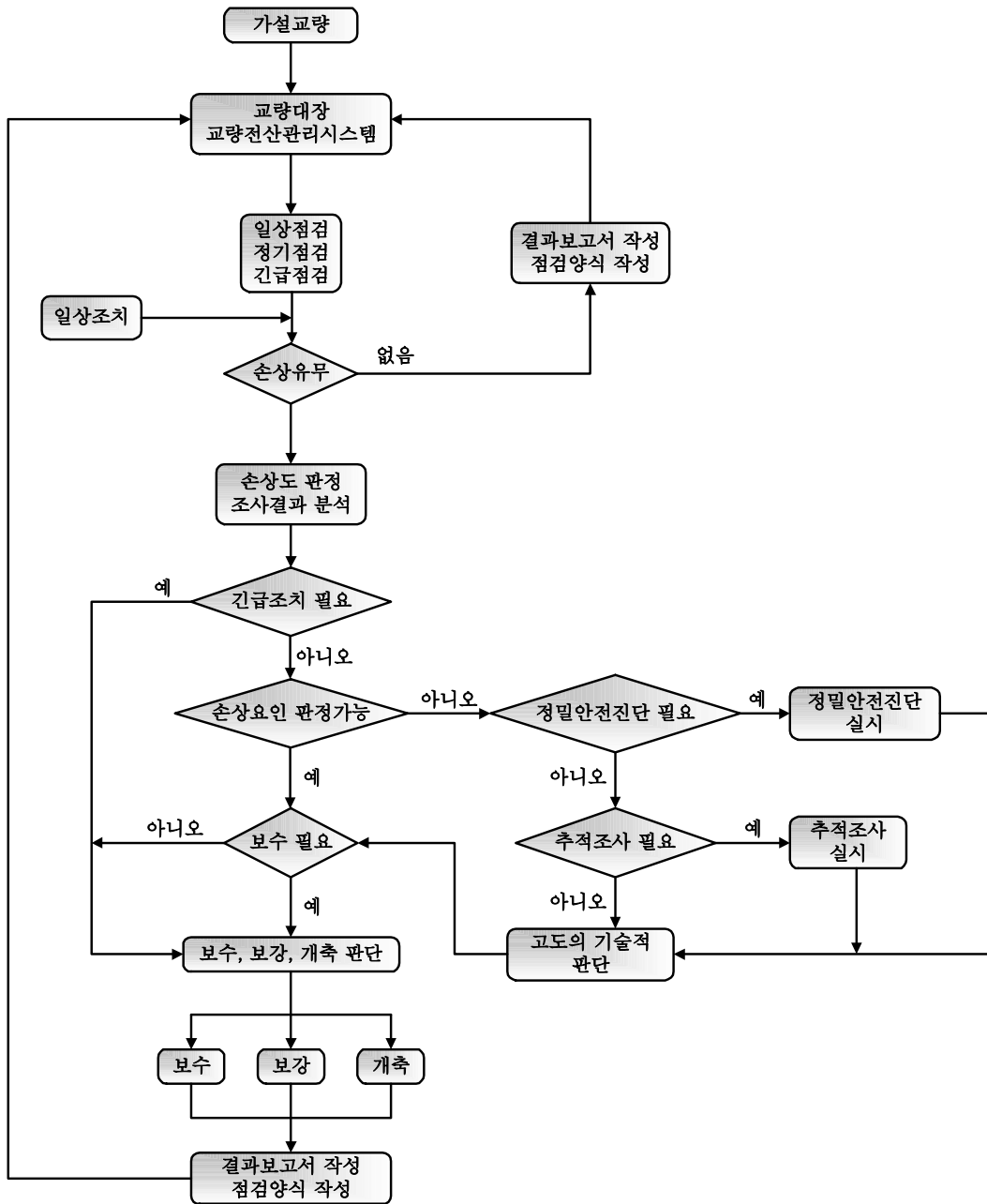


그림 2.1 교량유지관리 흐름도

## 2.2 교량의 정밀안전진단

정밀안전진단은 정밀한 육안조사와 시험·측정장비 및 기기를 사용하여 시설물의 물리적·기능적 결함을 발견하고 그에 대한 신속하고 적절한 조치를 하기 위하여 구조적 안전성 및 결함의 원인 등을 검토·분석·평가함과 더불어 보수·보강방법을 제시하는 행위로서 일반적인 진단업무의 흐름은 그림 2.2와 같다.

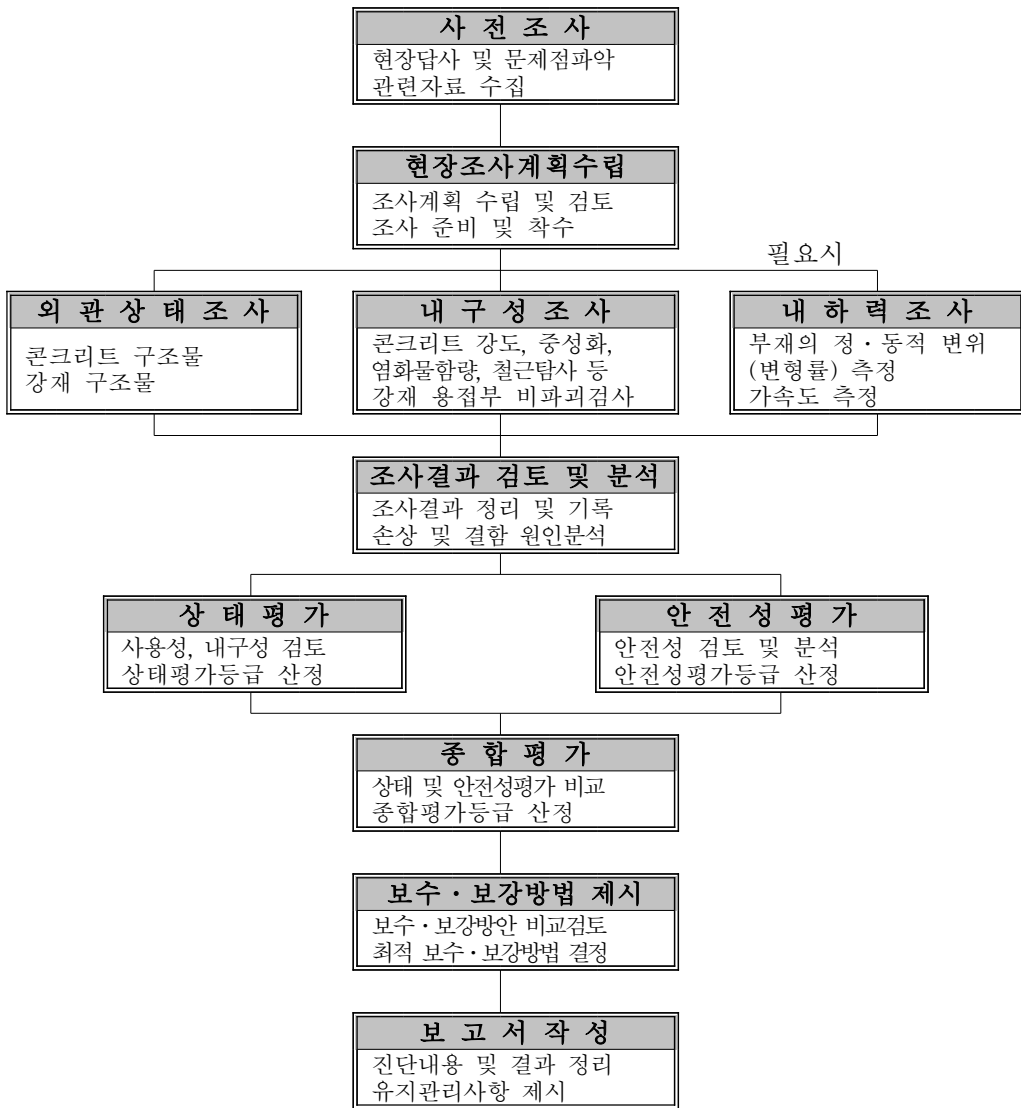


그림 2.2 정밀안전진단 업무흐름도

효과적인 진단을 수행하기 위해서는 사전조사를 통해 문제점을 파악하고 관련자료를 수집 및 분석하여 진단계획을 수립할 때 고려하여야 할 사항은 다음과 같다.

- 1) 진단의 범위 및 내용, 장비에 관한 사항
- 2) 시설물의 기초와 주위 지반에 대한 조사여부, 조사항목 및 범위
- 3) 진단대상 시설물의 설계자료, 관리이력
- 4) 개개의 시설물에 대한 독특한 구조적 특성 및 특별한 문제여부
- 5) 시설물의 규모 및 점검의 난이도
- 6) 최근의 진단기술 및 장비 등의 적용
- 7) 진단 종사자의 자격 및 안전관리에 관한 사항
- 8) 기상조건, 현장여건 및 주변환경
- 9) 교통 통제계획 및 타 기관과의 협조사항
- 10) 기타 관련사항

또한 교량에 대한 정밀안전진단의 주요내용은 다음과 같다.

- 1) 시설물 관련도서 검토 및 계획수립
- 2) 현장조사
- 3) 제반 관련시험 및 측정
- 4) 부재별, 시설물별 조사결과 검토 및 분석
- 5) 상태평가 및 상태평가등급 산정
- 6) 안전성평가 및 안전성평가등급 산정
- 7) 종합평가 및 종합평가등급 산정
- 8) 보수·보강공법 제시
- 9) 보고서 작성

교량의 붕괴유발부재, 피로 취약구조부위, 단재하 경로 부재와 같이 특별한 주의를 필요로 하는 부재와 부위를 확인하는 등과 같은 안전관리규정에 의한 안전관리계획서를 작성하여 시행하도록 되어 있다. 시설물의 재해예방 및 안전성을 확보하고 보수대책공법 제시를 전제로 하여 결함 및 손상원인을 규명하고, 보수·보강공법을 선정하기 위한 정보를 얻기 위하여 항목별로 정밀하게 조사하여야 한다. 상태평가는 진단대상

시설물에 대한 상태를 평가하고 진단대상 시설물에 대한 정밀외관조사 및 간단한 현장 실험 결과에 의한 상태평가를 포함하여 실시한다. 상태평가는 손상의 범위 및 정도에 따라 A. B. C. D. E의 5단계로 등급을 구분하는데 세부 기준은 표 2.3과 같다.

**표 2.3 상태평가등급 기준**

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

## 2.3 내하력 및 안전성 평가

교량은 시간의 경과에 따라 물리적 또는 환경적 영향에 의하여 노후화가 진행되어 초기의 교량의 성능을 유지하지 못하고 사용성이 저하될 수밖에 없다. 이러한 교량에 대하여 통과할 수 있는 차량하중의 적정수준을 판단하기 위하여 교량의 내하력을 산정하고 있다. 내하력은 공용기간중에 교량이 통과시킬 수 있는 차량하중의 한계치를 의미하는데 설계당시의 탄성거동을 감안한 탄성한계치를 의미한다는 이론과 극한하중상태를 의미한다는 이론으로 양립되어 논란의 대상이 되고 있다. 최근에는 설계하중에 확률론을 도입하여 정량화한 하중계수를 이용한 한계상태설계법(Limit State Design)에 의하여 공용내하력을 산정함으로써 극한하중개념으로 판단하는 경향이 많아지고 있다.

통상 교량의 내하력은 내하율에 설계하중을 곱한 소위 기본 내하력으로 나타내는데 부재 중 가장 낮은 내하력을 교량전체의 내하력으로 결정하게 된다. 이러한 교량의 내하력을 산정하는 방법은 교량의 제원, 재료의 강도, 외관상태 등을 고려하여 구조해석만으로 평가하는 방법과 실제하중과 유사한 하중을 이용하여 재하시험을 실시하고 그 결과를 반영하여 평가하는 방법으로 구분된다.

### 2.3.1 외국의 공용내하력 평가

미국의 경우에는 주로 구조해석만으로 평가하는 방법이 수행되고 있는데 AASHTO의 기준에 따라 내하력을 계산하고 여기에 점검빈도, 교통량, 외관상태의 간단한 사항을 고려한 계수를 적용하여 내하력을 평가하고 있다. 2003년 기존의 AASHTO에 의한 내하력 평가방법이 신뢰성에 기반을 두지 않으므로서 일관성 있는 안전수준을 제공하지 못할 수 있다는 우려 때문에 AASHTO LRFR(Load and Resistance Factor Rating)평가법이 제안되었다. AASHTO LRFR는 하중·저항계수 판정법을 사용하며 기존방법의 응답비( $K_o$ )와 재하차량의 신뢰여부에 대한 응답비( $K_b$ )에 의한 응답보정계수를 고려하여 내하등급을 3단계로 구분하여 수행한다. 식 (2.1)은 LRFR에 의하여 내하등급을 평가할 때 사용되며, 그림 2.3은 LRFR에 의한 교량의 내하등급 평가절차를 나타낸 것이다.

$$RF = \frac{C - \gamma_{DC}DC - \gamma_{DW}DW \pm \gamma_P P}{\gamma_L(LL + IM)} \quad (2.1)$$

여기서,  $RF$  : 내하등급

$C$  : 내하력(강도한계상태, 사용한계상태)

$DC$  : 구조부재의 사하중효과

$DW$  : 표면마모와 유틸리티로 인한 사하중효과

$P$  : 사하중 이외의 고정하중

$LL$  : 활하중 효과

$IM$  : 동적하중

$\gamma_{DC}$  : 구조부재에 대한 LRFD 하중계수

$\gamma_{DW}$  : 표면마모와 유틸리티에 대한 LRFD 하중계수

$\gamma_P$  : 사하중 이외의 고정하중에 대한 LRFD 하중계수

$\gamma_L$  : 평가활하중계수

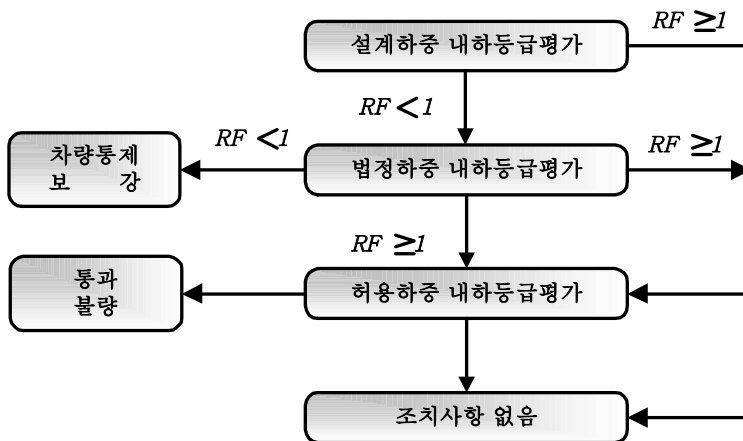


그림 2.3 LRFR에 의한 교량의 내하등급 평가절차

캐나다의 경우 구조해석을 내하력 평가결과를 그대로 적용하는 해석적 방법을 사용하거나, 해석적 방법으로 실제거동의 파악이 어렵다고 판단되는 경우 재하시험을 통하여 내하력을 평가하는 재하시험에 의한 방법을 사용하기도 하는데 이상의 두가지 방법에 의하여 얻어지는 내하력결과를 Scale Down Factor(F)로 표현하기도 한다.

일본의 경우는 구조계산에 의하여 내하력을 구하고 이에 따라 차량의 통행을 제한하는 경우 과거 지방서에 의하여 설계된 노후교량은 상당수가 통행제한이 필요하게 되는 경우가 발생함에 따라 건설성에서는 제시한 실제단면, 외관상태, 재하시험 결과를 이용하여 실제 교량의 거동과 계산에 있어서의 가정 등에서 발생하는 차이 등에 의한 여유를 고려하는 내하력평가 방법을 사용하고 있으며 재하시험 방법은 국내의 경우와 유사하다.

### 2.3.2 우리나라의 공용내하력 평가

우리나라에서 현재 사용되고 있는 내하력평가 방법은 허용응력설계법과 강도설계법에 의한 내하력평가로 구분되며 강교나 PSC교량의 경우에는 허용응력설계법에 의하여 공용내하력을 평가하고 RC교량의 경우에는 강도설계법에 의하여 내하력을 평가하는 것이 일반적이다. 우리나라에서 사용되는 내하력평가방법을 서술하면 다음과 같다.

#### 가. 허용응력법에 의한 공용내하력 평가

##### (1) 내하율의 평가

허용응력법에 의한 교량의 내하율 산정시에 하중조합으로는  $D+L(1.0+i)$ 를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0 이된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 도로교 표준지방서와 철도건설공사 표준지방서 규정에 의거 부재종류에 따라 결정한다. 고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 철근 및 강재부식, 콘크리트의 중성화, 염해, 동해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 도로교 표준지방서와 철도건설공사 표준지방서의 설계활하중을 사용한다. 허용응력법에 의한 내하율은 강 부재의 내하력 산정 시



적용하는 것이 바람직하다.

허용응력법에 의한 교량의 내하율은 식 (2.2)로 계산한다.

$$\text{내하율}(RF) = \frac{f_a - f_d}{f_l(1+i)} \quad (2.2)$$

- 여기서,  $f_a$  : 실측 허용응력  
 $f_d$  : 실측 고정하중에 의한 응력  
 $f_l$  : 설계 활하중에 의한 응력  
 $i$  : 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수

## (2) 공용내하력의 산정

허용응력법에 의한 교량의 공용내하력은 식 (2.3)으로 계산한다.

$$\text{공용내하력}(P) = RF \times K_s \times P_r \quad (2.3)$$

- 여기서,  $K_s$  : 응력보정계수로서,  $\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$  또는  $\frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$   
 $P_r$  : 설계 활하중  
 $i_{\text{실측}}$  : 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수  
 $\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}})$  : 이론적인 처짐량 (실측 처짐량)  
 $\epsilon_{\text{계산}}(\epsilon_{\text{실측}})$  : 이론적인 변형률 (실측 변형률)

## 나. 강도설계법에 의한 공용내하력 평가

### (1) 내하율의 평가

강도설계법에 의한 교량의 내하율 산정 시 하중조합으로는 1.3D+2.15L(1.0+i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15 가된다. 단면강도는 단면의 현재상태, 즉 재료강도와

단면손실 등을 고려하여 도로교 표준시방서와 철도건설공사 표준시방서의 공칭강도와 강도감소계수에 따라 계산한다. 교량 설계시의 강도감소계수는 강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가 시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 단면의 손상 정도에 따라 결정한다. 그러나 단면의 손상 정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭 강도의 산정 시는 교량의 현재상태에 따른 단면감소와 코어 강도에 따른 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다. 고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계 활하중(DB 또는 DL하중) 및 철도건설공사 표준시방서의 설계활하중(LS하중)을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다. 강도설계법에 의한 내하율은 콘크리트 부재의 내하력 산정에 적용하는 것이 바람직하다.

강도설계법에 의한 교량의 내하율은 식 (2.4)로 계산한다.

$$\text{내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1 + i)} \quad (2.4)$$

여기서,  $\phi M_n$  : 극한 저항모멘트

$M_d$  : 실측 고정하중모멘트

$M_l$  : 설계 활하중

$\gamma_l$  : 활하중 계수 (2.15)

$\gamma_d$  : 고정하중 계수 (1.30)

$i$  : 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수

## (2) 공용내하력의 산정

강도설계법에 의한 교량의 공용내하력은 식 (2.5)로 계산한다.

$$\text{공용내하력(P)} = RF \times K_s \times P_r \quad (2.5)$$

여기서,  $K_s$  : 응력보정계수로서  $\frac{\delta_{계산}}{\delta_{실측}} \frac{1+i_{계산}}{1+i_{실측}}$  또는  $\frac{\epsilon_{계산}}{\epsilon_{실측}} \frac{1+i_{계산}}{1+i_{실측}}$   
 $P_r$  : 설계 활하중  
 $i_{실측}$  : 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수  
 $\delta_{계산}(\delta_{실측})$  : 이론적인 처짐량(실측 처짐량)  
 $\epsilon_{계산}(\epsilon_{실측})$  : 이론적인 변형률(실측 변형률)

### 2.3.3 안전성 평가

안전성평가는 채택된 평가방법의 종류, 해석결과에 대한 설명, 기존의 계산기록 및 조사·시험·측정결과에 따라 실시하여야 한다. 그런데 외관상태와 내구성조사를 근거로 교량의 대표등급을 산정하는 경우, 구조물의 실제적인 안전성에 대한 효과적인 고려가 곤란하다. 따라서, 정밀점검이나 정밀안전진단 시에는 안전성 평가 결과에 의하여 안전도의 범위에 따라 A, B, C, D, E의 5가지 단계 중 해당 안전성평가 등급이 명시되어야 한다.

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀육안검사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다. 안전성검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침되어야 하므로 참고자료로 활용하고 있다. 또한 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성평가는 교량의 안전을 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1 사이에 있어 재하시험에 의한 공용내하력 평가를 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 안전성 평가등급을 산정한다.

표 2.4 구조물의 안전성 평가기준

등 급	안전성평가 기준	
A	$1.0 \leq SF$	
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	
비고	허용응력설계법 : $SF = \frac{f_a}{f_{d+l}}$ 강도설계법 : $SF = \frac{\phi M_n}{M_u}$	여기서, SF : 안전율 f <sub>a</sub> : 허용응력 f <sub>d+l</sub> : 발생응력 φM <sub>n</sub> : 설계강도 M <sub>u</sub> : 소요강도

## 2.4 재하시험

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.

- (1) 교량의 실제 정적 및 동적거동 평가
- (2) 처짐, 진동 등에 대한 사용성 검토
- (3) 새로운 해석방법 및 설계기법의 검증
- (4) 교량의 결함원인의 분석 및 규명
- (5) 해석에 의한 내하력이 작은 경우 실제거동을 반영한 내하력을 결정하여 교량 유지관리의 경제성 향상
- (6) 보수·보강 효과 확인
- (7) 교량의 동특성(진동수, 진동모드 및 감쇠비)평가
- (8) 설계도서 및 보수·보강 이력자료가 미비한 교량의 내하력평가

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

재하시험은 다음과 같은 경우에 요구되어진다.

- (1) 설계도서가 충분치 않아 교량의 내하력 및 거동을 이론적인 방법만으로 평가할 수 없는 경우
- (2) 교량의 구조계에 변경이 있는 보강을 실시하였거나 일부 부재가 원설계와 다른 부재로 교체되어 교량의 전체 거동을 이론적인 방법만으로 해석하기 어려운 사유가 있는 경우

- (3) 이론적 방법으로 평가한 교량의 내하력이 관리주체가 정한 관리수준 목표 이하여서 교량의 실제 여유 내하력을 평가하고자 하는 경우
- (4) 교량의 노후화, 구성 재료의 전반적인 열화와 주요 부재의 손상 등의 사유로 인하여 이론적인 방법으로만 교량의 정확한 내하력평가가 불가능하다고 판단되는 경우
- (5) 기타 교량의 동적 특성을 평가하고자 하는 경우

또한 재하시험이 적합하지 않은 경우는 다음과 같다.

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

재하시험을 실시할 시험경간을 선정하기 위하여 고려하여야 할 사항은 다음과 같다.

- (1) 시험경간은 주형의 손상상태, 신축이음의 상태, 받침상태, 보수 및 보강이력 등을 고려하여 종합적으로 가장 취약하고 최대응답이 발생할 것으로 예측되어지는 경간의 선택을 원칙으로 하되 교량 총 연장에 따라 시험경간 개소를 증가시킬 수 있다.
- (2) 상부구조가 2개 이상의 형식으로 구성되었거나 연속교와 단순교의 조합으로 구성된 경우, 형식별로 1개의 경간을 선정하여 재하시험을 실시하는 것이 바람직하다. 단, 주형식 이외의 형식이 주형식의 일부로 분류 가능하거나 손상 및 노후상태, 하부구조상태, 구성비율, 보강이력 등을 고려할 때 재하시험의 필요성이 없는 경우는 예외로 한다.
- (3) 국부적 충돌사고 및 손상, 일부 경간의 보강효과 검증과 같은 특수한 목적을 위한 재하시험은 예외로 한다.

계측기 및 센서의 부착시 유의사항은 다음과 같다.

- (1) 대상교량의 구조형식 및 계측 목적에 따라 부착센서 및 계측기의 종류, 부착위치, 개소수, 재하하중, 시험회수 등을 결정한다.

- (2) 계측기와 센서는 압축 및 인장변형률, 휨변형률, 전단변형률, 진동 및 동적 특성, 최대처짐, 균열거동 등을 계측하기 위하여 부착한다.
- (3) 4차선 이하 교량의 경우 계측기와 센서의 부착 위치는 시험경간 내 전 거더를 대상으로 하며 4차선 이상의 경우는 예외로 한다. 슬래브교의 경우 재하시험용 트럭의 축간거리 간격만큼 이격시켜 전폭에 대하여 계측기 및 센서를 부착함을 원칙으로 하며, 특수교량이나 박스교의 경우는 시험목적에 맞게 결정한다.
- (4) 연속교의 경우 하중 영향범위를 고려하여 정 · 부 모멘트부에 공히 계측기와 센서를 부착하는 것을 원칙으로 한다.
- (5) 센서를 부착할 경우 직사광선, 습기, 이물질에 의한 손상 및 간섭을 받지 않도록 방습 및 보호처리를 한다.

재하시험에 사용할 하중을 선택할 때 고려사항은 다음과 같다.

- (1) 재하하중은 교량의 형식과 설계활하중 및 노후정도를 고려하여 하중재하로 인한 계측효과를 충분히 얻을 수 있도록 재하하중을 정하며 전륜 및 후륜 축중은 도로교설계기준의 규정을 벗어나지 않는 범위 내에서 시험 도중 중량변화가 없는 토사를 적재한 덤프트럭을 사용한다. 단, 교량의 노후 및 손상정도가 심하여 재하시험으로 추가적인 손상이 우려되는 경우는 선행 구조해석을 통하여 시험차량의 중량을 결정하는 것이 바람직하다.
- (2) 시험차량은 성능이 양호한 차량을 선택하며, 차량에 대한 제원과 축중을 정확히 파악한다. 3차선 이상의 교량은 2대 이상을 교폭 또는 교축방향으로 동시에 재하시켜 시험하는 것이 바람직하며 트럭간의 총중량 차이는 최소화하고 가급적 동일한 모델의 차량을 사용하는 것이 좋다.

재하시험의 계획을 수립할 때는 다음의 사항을 고려하여야 한다.

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

재하시험의 준비에서부터 실시에 이르기까지의 안전계획은 다음과 같다.

- (1) 재하시험원 및 교통통제원 등은 주·야간 모두 육안으로 식별이 가능한 복장을 착용하도록 한다.
- (2) 차량의 안전운행을 위하여 각종 교통통제용 안전간판, 비상조명등 및 보조장비를 설치하여 운영한다.
- (3) 재하시험 종료 후 부분적으로 훼손된 교량표면을 원상 복구한다.

## 2.4.1 정적재하시험

정적재하시험은 센서의 부착, 측정장비와 센서의 연결, 측정장비 및 센서의 점검, 시험차량의 중량 및 제원확인, 재하위치 표시, 교통통제 등이 완료되면 시작하도록 한다. 정적재하시험은 다음과 같은 목적에 따라 정적처짐 또는 정적변형율을 측정한다.

- (1) 중립축 위치 판단
- (2) 하중의 횡분배
- (3) 주형과 바닥판과의 합성 작용
- (4) 부재의 강성
- (5) 응력및 처짐의 영향선
- (6) 계산응력과 측정응력의 비교

정적재하시험을 실시하는 시험방법은 다음과 같다.

- (1) 재하시험은 재하차량 이외에 일반차량이 완전히 통제된 상태에서 실시한다.
- (2) 재하경우별로 시험경간에 재하차량을 포함한 활하중이 전혀 재하되지 않은 상태에서 매 재하경우마다 0점 조정을 실시하여 시험결과를 정리할 때 반영토록 한다.
- (3) 상부구조의 진동, 소음 및 충격이 측정결과에 영향을 미칠 수 있으므로 시험차량은 시동을 끈 후 구조체의 응답시간을 고려하여 약 1분 정도의 측정대기시간을 가진 후 측정하는 것이 좋다.
- (4) 재하경우별로 2회 이상 반복측정을 실시하는 것이 바람직하다.
- (5) 활하중의 재하위치는 설계조건, 차선조건을 고려하여 계측 대상부재에 최대 응답이 발생하도록 결정하고, 대칭성과 중첩성을 확인할 수 있는 재하조건을



적어도 1회 이상 실시하는 것으로 한다.

- (6) 전면 교통통제에 따른 차량지체가 예상되고, 교통사고의 가능성이 높은 경우에는 재하횟수를 합리적으로 줄여서 시행할 수 있으며, 재하차량을 차선별로 주행시켜 시험하는 의사정적 재하시험을 수행할 수 있다.
- (7) 정적처짐의 측정위치는 대상교량의 규모와 재하시험의 목적에 따라 결정하는데 각 주형의 지간 중앙부에는 반드시 측점을 설치하고 필요에 따라 경간강의 1/4지점, 3/4지점(또는 1/3지점, 2/3지점) 등 측정수를 증가시킨다.
- (8) 정적변형률의 측정위치는 대상 교량의 구조적 특성과 재하시험의 목적에 따라 결정한다.

## 2.4.2 동적재하시험

교량의 동적재하시험은 크게 두가지로 분류할 수 있다. 시험차의 주행에 따른 동적응답 으로부터 실제 교량의 충격계수 및 진동평가를 위한 시험과 교량의 동적 특성을 구하기 위한 시험이 있다.

차량 주행시험은 다음과 같이 실시한다.

- (1) 특수목적을 제외하고 동적재하시험은 재하차량 이외에 일반차량이 완전히 통제된 상태에서 실시한다.
- (2) 정적재하시험용 계측기와 동적 재하시험용 계측기가 상이한 경우 계측기의 측정오차를 검정하기 위하여 동적 재하시험용 계측기를 사용하여 정적 재하시험과 동일한 1개 재하 경우를 선택하여 정적재하시험을 실시한다.
- (3) 시험차량의 주행속도는 상행차선과 하행차선에서 각각 최저 10km/h에서 부터 현장여건상 가능한 최대 주행속도까지 10km/h 간격으로 속도를 증가시키면서 교량의 동적응답신호를 측정한다.
- (4) 측정결과를 이용하여 교량의 충격계수, 동적변형률, 가속도, 진동주기 및 고유진동수에 따라 사용성 측면에서의 교량진동 특성을 분석한다.

동적특성 시험은 다음과 같이 실시한다.

- (1) 교량의 고유진동수, 감쇠율 및 모드형상과 같은 동적특성을 구하는 시험으로써 상시 미진동, 주행차량에 의한 진동, 가진기에 의한 진동 등을 가속도계 및 변위계로 측정하는 시험이다.
- (2) 장대교의 경우 내진안전도, 내풍안전도를 평가함에 있어 대상교량의 동특성이 기본자료로 활용되며 공용중인 교량에서 기간 경과에 따른 동적특성의 차이는 교량의 손상정도를 평가하는데 사용될 수 있다.

### 2.4.3 의사정적재하시험

의사정적재하시험은 동적재하시험과 마찬가지로 차량주행시험을 실시하여 측정된 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.

- (1) 재하시험 대상교량에 정적재하시험과 같은 요령으로 재하경우별로 재하위치를 표시한다.
- (2) 시험대상 교량 전후방에 신호 및 교통통제요원을 배치하고 차량의 통행이 없는 시기에 시험차량을 교량으로 유도하여 재하위치를 통과하도록 한다.
- (3) 차량 통행이 없는 시기를 확보하기 곤란한 경우에는 시험차량의 전·후방에 주행 유도 차량을 운행하여, 시험차량이 대상교량을 통과할 때까지 다른 차량의 교량진입을 통제한다.
- (4) 의사정적재하시험에서 시험차량의 속도는 약 10km/h이내의 속도를 유지한다.
- (5) 의사정적시험에 의하여 측정된 데이터에서 동적효과를 제거하여 정적효과를 구한다.

## 2.5 내하력 평가요소

내하력의 평가는 구조물에 작용하는 공용하중의 조사와 비파괴시험에 의한 부재강도의 조사, 정적 및 동적 재하시험에 의한 변형률, 변위, 진동특성 등을 기초로 하여 작용외력에 대한 저항능력을 평가하는 것을 의미한다. 내하력은 공용중인 교량의 상태평가를 위하여 매우 중요한 요소이므로 분석 및 평가방법의 정확성과 합리성을 통하여 결과의 신뢰도를 향상시켜야 한다.

내하력을 산정하는 방법은 구조해석만으로 평가하는 방법과 실제하중과 유사한 하중을 이용하여 재하시험을 실시하고 그 결과를 반영하여 평가하는 방법으로 구분된다. 이론적인 계산 즉 구조해석만으로 내하력을 평가하는 경우에는 재하시험을 실시하지 않으므로 시험에 소요되는 시간, 비용 및 인력 등이 필요 없고 외관상 이상 징후가 없는 경우 일반적으로 안전측으로 산정되기 때문에 간편하게 평가할 수 있는 장점이 있다. 그러나 단순히 설계방법에 준하여 구조계산만으로 내하력을 평가하는 경우 과거 시방기준에 의하여 설계된 노후교량이 현행 설계기준에 의한 하중보다 작은 하중으로 결정되어 상당수의 교량에 대한 통행제한이 불가피하게 되는 경우가 발생할 수 있으며, 활하중에 대한 교량의 실제거동을 반영할 수 없기 때문에 시공품질에서 오는 이상 징후나 유지관리 부실에 의한 교량의 거동의 변화 등 정확한 교량의 활하중 저항능력을 평가하기 어렵다.

반면에 재하시험을 실시하게 되는 경우는 시험을 위한 교통통제와 시험이 곤란한 교량의 경우 특수장비의 투입 등 경제적인 측면에서 불리하며, 계측장비 및 시험방법 등에서 발생하는 오차 등에 의하여 원하는 정보를 얻지 못하는 경우가 발생할 수 있으나, 재하시험에 의하여 활하중 효과를 직접 측정함으로써 교량의 평가자가 활하중에 대한 부재의 응답을 충분히 이해하는데 정보를 제공하여 교량의 실제적인 평가가 가능한 장점이 있다. 재하시험을 통한 내하력 평가에서는 처짐 및 응력보정계수의 선정위치나 조건에 대한 규정이 구체화되지 않아서 평가기관이나 평가자의 주관에 따라 적용되기 때문에 객관성이 결여된 평가결과를 얻을 우려가 있다. 교량받침이 없거나 손상이 극심하여 기능수행이 원활하지 못한 경우, 구조해석 모델링 방법 등에 따라 실제거동과 상이한 해석결과가 나타날 수 있으며 구조물의 내하력이 현재 외관상태와 무관한 경우도 빈번하게 발생하는 문제점으로 지적될 수 있다.

우리나라의 경우는 재하시험을 실시하는 것을 원칙으로 하고 있는데 각 평가방법에

의하여 계산된 부재의 내하율(RF)에 설계활하중을 곱하여 기본 내하력을 구한 후 응력보정계수( $K_s$ )를 고려하여 공용내하력을 구한다. 응력보정계수는 응답비와 충격계수비로 구성되는데 기존 자료에 의하면 응답비가 충격계수비에 비하여 응력보정계수에 미치는 영향이 더 큰 것으로 나타났다. 계산에 의한 충격계수의 최대치는 0.3이고 실측에 의한 충격계수는  $(\delta_{dynamic} / \delta_{static}) - 1$ 로서 동적처짐이 정적처짐의 2배를 넘는 경우가 흔치 않은 것을 감안할 때 충격계수비가 응답보정계수에 미치는 영향이 적다고 할 수 있다.

### 2.5.1 응답비

응답비는 변위 응답비와 변형률 응답비가 있는데 일반적으로 변위 게이지보다 스트레인 게이지의 노이즈현상이 더 적게 나타나며, 콘크리트용 스트레인게이지는 변위 게이지나 강재용 스트레인 게이지의 거동특성과 상이한 결과를 나타낸다. 이는 콘크리트용 스트레인 게이지가 부착된 곳에 균열이 발생하는 경우 거동의 연속성이 상실되어 일어나는 현상인 것으로 알려져 있다. 그러므로 응답비는 변위 게이지를 이용한 변위 응답비의 사용이 더 타당할 것으로 판단되어진다.

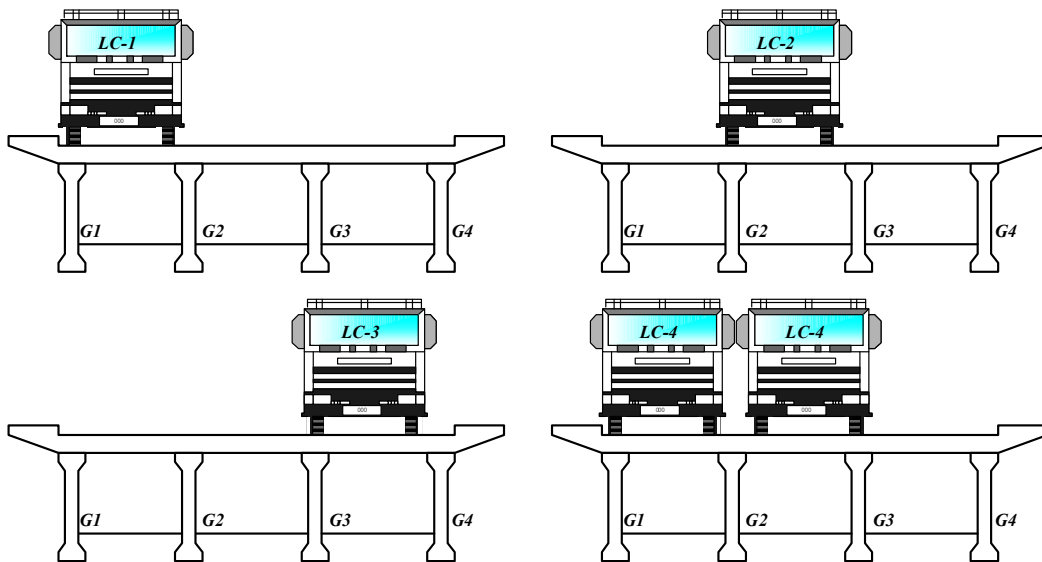


그림 2.4 주형의 수(m)와 재하방법의 수(n)

재하시험을 실시하는 경우 주형의 수(m)와 재하방법의 수(n)에 따라  $m \times n$ 개의 응답비가 발생한다. 그림 2.4와 같이 주형의 수  $m=4$ , 재하방법의 수  $n=4$  일 때 발생하는 응답비의 수는 16개이다.

기존의 연구자료에 의하면 시험차량의 축하중이 직접 재하되는 부위의 응답량은 안정된 값을 보이거나 재하위치로부터 멀리 떨어진 곳에 측정된 응답량들은 변동성이 대체적으로 크게 증가하는 경향을 있는 것으로 조사되었다. 응력보정계수에서 응답비가 차지하는 비중이 대단히 크다는 것을 감안할 때 응답비의 선정에 관련된 기준의 명확한 제시가 요구되어 진다고 할 수 있다. 실제 많은 연구에서는 재하위치와 가장 가까운 곳의 주형에 발생하는 응답비를 선정하는 것이 바람직하다고 주장하고 있다. 이는 재하차량의 효과가 최대로 발휘되는 주형의 응답만 유효하다고 판단하는데 기인할 것이다. 그러나 처짐응답을 발생시키는 원인은 하중효과 이외에 단면 및 재료의 상태, 그리고 지점의 거동특성 등이 있는데 단순히 하중효과가 크다는 이유만으로 특정 응답비를 선정하는 것은 열화를 비롯한 국부적 손상으로 인한 응답비의 변화를 무시하는 결과를 얻을 수 있을 것이다.

## 2.5.2 충격계수

차량하중을 받는 교량에서 발생하는 응답특성은 정적하중이 작용하는 경우보다 증폭된 응답특성을 갖게 되는데 이러한 동적거동의 영향은 충격계수를 통하여 규정하고 있다. 충격계수는 노면의 조도, 주행속도 및 전후차량의 상호작용에 의하여 정확하게 파악하는 것은 곤란하며 도로설계기준에서는 상부구조의 충격계수를 교량의 경간함수로 나타내었으며 식 (2.6)과 같이 규정하고 있다.

$$i_{\text{계산}} = \frac{15}{40+L} \leq 0.3 \quad (2.6)$$

또한 재하시험을 통하여 실측되는 충격계수는 식 (2.7)과 정의되어 있다.

$$i_{\text{실측}} = \frac{\delta_{\text{dynamic}}}{\delta_{\text{static}}} - 1 \quad (2.7)$$

- 여기서,  $i_{\text{계산}}$  : 도로교 표준시방서에서 제시한 설계 충격계수  
 $i_{\text{실측}}$  : 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수  
 $L$  : 경간장(m)  
 $\delta_{\text{dynamic}}$  : 동적 재하시험에 의한 처짐량  
 $\delta_{\text{static}}$  : 정적 재하시험에 의한 처짐량

그러나 차량 통제 후 충분한 시간경과 없이 실시하는 재하시험은 공용중 일 때 하중의 영향이 잔존하므로 정확한 측정결과를 기대하기 어렵다. 또한 정적재하시험을 실시한 위치에 대하여 주행시험을 실시할 때도 동일한 위치를 주행하기가 용이하지 않으므로 충격계수비의 산정에 문제가 있을 수 있다.

### 2.5.3 구조해석모델

구조해석은 교량의 형식, 평면상태, 지지형식 등에 따라 여러 해석방법이 적용될 수 있으며 이러한 해석방법은 2차원 및 3차원 해석방법으로 분류될 수 있다. 2차원 해석 방법에서는 교량상판을 판 또는 상호 연결된 격자로 이상화하거나 판이론에 의거한 근사해석을 할 수 있으며, 판을 이산화된 유한크기의 삼각형 또는 사각형의 요소들이 조합된 것으로 모형화하는 유한요소법을 사용하여 교량을 해석할 수도 있다. 유한요소법은 3차원해석에 사용될 수도 있고, 가장 일반적이고 강력한 전산해석법이며 복잡한 문제에 대해서는 이것이 유일한 방법이 되기도 한다. 그러나 유한요소법은 요소의 수가 증가함에 따라 계산시간이 증가하여 비경제적일 수 있다. 최근 컴퓨터의 눈부신 발전과 더불어 유한요소법의 이론에 기초한 응용구조해석프로그램이 사용자 위주의 편리한 기법으로 개발됨에 따라 많은 설계자들은 전산화 구조해석을 수행하고 있는데 구조물의 거동과 해석 및 설계이론에 대한 올바른 이해 없이 단순히 응용프로그램의 기교적인 기법만을 익혀 전산 구조해석을 수행하는 것은 문제점을 야기시킬 수 있으며, 구조모델링 방법, 단면손상에 따른 단면의 변화 및 지점의 경계조건과 같은 입력자료에 대한 올바른 검증과 출력결과의 확실한 평가없이 컴퓨터 출력결과만을 신뢰하여서는 안되며 고전적인 구조해석법 또는 다른 전산화 구조해석방법 등으로 재검토하여 확인 후 사용하는 것이 바람직하다.

표 2.5 구조조건에 따른 해석방법

해석방법 구조조건		직교성 판이론	직교성 판이론	유 한 요 소	유 한 대 판	격 자 해 석	입 체 뼈 대	유 한 차 분
상 관 형 식	슬래브	○	○	○	○	○		○
	중공슬래브	○	○	○	○	○		○
	슬래브-보			○	○	○		
	합성	○	○	○	○	○		○
	직교성	○	○	○	○	○		○
	박스			○	○	△	○	
평 면 상 태	직교	○	○	○	○	○	○	○
	사교			○		○	○	○
	곡선교	○		○	○	○	○	○
	임의형태			○		○	○	○
지 지 형 식	단순지지	○	○	○	○	○	○	○
	연속지지	○		○	○	○	○	○
	임의지지			○		○	○	○

일반적으로 교량의 안전진단에서는 상부구조의 구조해석시 다음과 같이 모델링을 실시한다.

- 1) 슬래브와 주형을 각각 독립적인 쉘구조로 간주하여 서로 링크 연결하는 경우
- 2) 슬래브와 주형을 일체형 쉘구조로 간주하는 경우
- 3) 상부구조를 격자모양으로 분할하여 각 절점을 연결하는 해석모델

격자해석은 교량 상부구조가 상호 연결된 보에 의해 구성되어지는 평면 격자망으로 간주하여 모델링하여 상용프로그램으로 구조해석을 하는 대표적인 구조이다. 종방향 격자거더는 실제 거더의 위치와 일치하고 요소의 단면특성은 거더와 이와 관련된 유효 폭의 슬래브에 의해서 결정된다. 횡방향 격자요소는 슬래브와 가로보를 횡방향 보 요소로 표현하고 이 보의 단면특성을 결정하기 위해서는 적당한 폭을 가정하여야 한다. 슬래브에 작용하는 차량하중은 거더에 작용하는 하중으로 분배시켜야 한다. 위와 같이

하중분배나 유효폭의 가정을 할 때 세심한 주의를 기하여야 실제 거동특성을 제대로 나타낼 수 있다.

셀해석은 탱크나 돛과 같은 3차원 셀구조, 슬래브와 같은 판구조 및 전단벽을 갖는 막구조를 대상으로 실시하는 해석이다. 셀 요소는 3~4개의 절점을 갖는 구조로 모델링되는데 분할되는 Mesh의 크기에 따라 해석결과에 차이를 보일 수 있으므로 반복계산을 통한 최적의 크기를 구하는 것이 해석 결과의 정확도를 높이는 데 중요한 과정이 된다.

실제로 구조해석 모델링 방법에 따라 구조해석결과에 차이가 나는 것은 흔히 발생하는 현상이다. 격자해석에서 하중의 횡분배나 횡방향 부재의 단면이나 재료의 물성치를 가정하는 과정에서 발생할 수 있는 오류를 우려하여 최근에는 격자해석보다는 셀해석을 선호하는 경향이 있다. 그러나 셀해석의 경우에도 Mesh의 크기가 적절하지 못한 경우 격자해석과 같은 오류가 발생할 수 있다는 점에 주목할 때 격자해석의 간편성과 시인성이라는 측면에서 유용한 해석방법이라고 할 수 있다.

## 2.5.4 재하시험

현장재하시험은 교량의 구조해석 및 안전성 평가에 있어서 매우 중요한 역할을 하는데 선형 거동특성을 갖는 교량은 하중의 크기와 무관하게 동일한 패턴의 응답을 얻어야 하지만 여러 가지 요인으로 인하여 게이지에 발생하는 각종 노이즈때문에 패턴의 유사성이 결여되는 경향이 있다. 많은 예산과 시간이 소요되는 현장재하시험에 의한 측정치를 적극 활용하여 구조물의 실제 거동을 정확하게 분석하고 합리적인 내하력을 평가하기 위하여 계측기의 설치 및 연결방법, 측정방법 등에 대한 표준화가 요구되어진다.

재하하중이 상대적으로 적은 경우 응답량은 재하하중이 큰 경우의 응답량에 비해 노이즈의 영향이 크므로 교량의 거동평가에 대한 신뢰성이 떨어질수 있다. 그러므로 일정크기 이상의 하중을 재하시켜야 확실한 응답량을 얻을 수 있다.

일시적으로 교통통제를 하고 재하시험을 실시하는 경우 충분한 시간의 확보가 어려워 이전 재하시험에서 얻어진 응답량의 영향을 받거나, 인접경간에 재하차량을 대기시킨 상태에서 영점조정을 하여 신축이음부 및 교각의 연결상태의 영향을 받아 측정경간



의 측정값이 정확하지 못할 수 있다.

측정계이지는 구조물의 종류 및 형태, 주변환경, 재하시험의 목적 등에 따라 적절한 계이지를 선정하여야 하며, 계이지 부착위치에 발생한 균열, 계이지의 설치와 연결, 온도차 등에 따라 응답량이 다르게 측정될 수 있다. 스트레인 계이지는 변위계보다 노이즈의 영향을 크게 받으므로 변위계만으로 측정이 가능하다면 스트레인 계이지의 사용을 자제하는 것도 정확한 계측을 위하여 필요하다.

## 2.5.5 처짐계산

부재에 발생하는 처짐은 사용하중에 대한 검토를 실시하므로 구조체를 탄성체로 볼 수 있으나 콘크리트구조물의 경우 균열의 발생여부에 따라 처짐에 변화가 발생한다.

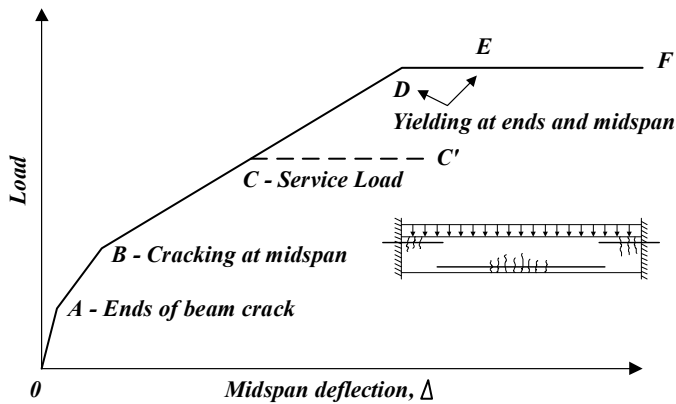


그림 2.5 콘크리트보의 하중-처짐 거동

그림 2.5와 같이 등분포하중을 받는 양단고정보의 균열이 발생하기 전의 O-A는 단부 및 지간중앙부에 균열이 발생한 후 A-B의 단계로 바뀌는데 이는 보의 강성이 감소하여 발생하는 현상이다. 하중이 더욱 증가하여 D와 E에 이르렀을 때 단부 및 지간중앙에 항복이 발생하여 처짐이 급격히 증가하게 된다. C점에서는 사용하중에 의해 단기처짐이 발생하고 C'점은 사용하중의 장기재하로 인하여 장기처짐이 발생한다.

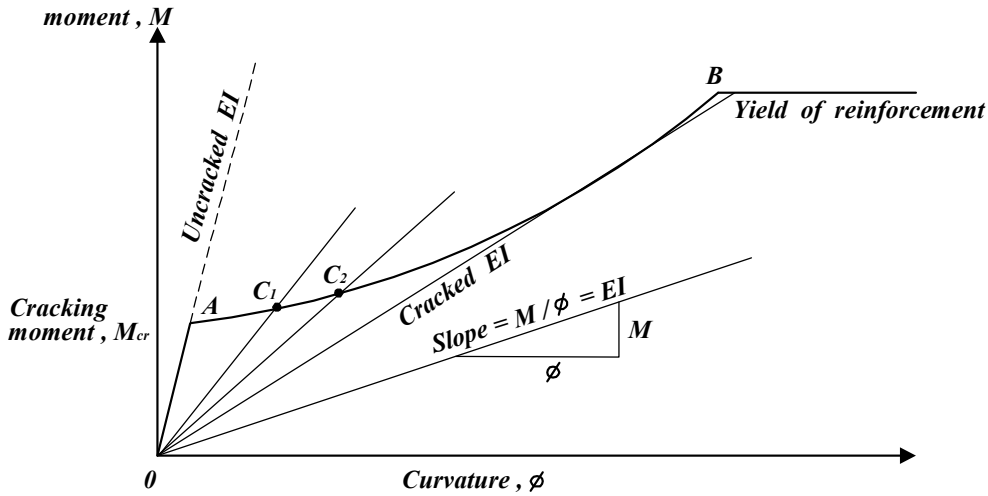


그림 2.6 모멘트-곡률선도

처짐은 휨강성과 밀접한 관련이 있으며 철근콘크리트 구조물의 경우에서 탄성계수  $E$ 는 일정하지만 단면2차모멘트  $I$ 는 균열에 따라 감소하게 된다. 그림 2.6은 휨모멘트와 곡률간의 관계로서 균열여부에 따른 휨강성  $EI$ 를 나타낸 것이다. 콘크리트보에 균열이 발생하기 전에는 모멘트-곡률간의 관계인 휨강성  $EI$ 는 O-A와 같고, 인장측에 균열이 발생하여 철근이 항복하는 경우에는 O-B와 같이 나타낼 수 있다. 사용하중에서의 휨강성  $EI$ 는 O-C<sub>1</sub> 및 O-C<sub>2</sub>와 같이 O-A 및 O-B의 사이에 존재하게 된다. O-A에 해당하는 휨강성은 균열이 발생하기 전 이므로 총단면 2차모멘트  $I_g$ 를 취하고, O-B에서는 인장측에 균열이 발생하여 철근이 항복하는 경우이므로 균열 환산단면에 기초한  $I_{cr}$ 을 사용하여 처짐을 구하는 것이 이론적으로는 타당하나 많은 시험결과 유효 단면2차모멘트  $I_e$ 를 사용하였을 때 실제처짐과 근사한 것으로 나타났다. 구조설계 기준에서는 콘크리트 구조물의 처짐계산에서는 유효 단면2차모멘트  $I_e$ 를 사용하도록 규정하고 있다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left\{1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right\} I_{cr} \leq I_g \quad (2.8)$$

여기서,  $I_e$  : 유효단면2차모멘트

$M_a$  : 처짐계산시 발생한 부재의 최대 모멘트

$M_{cr}$  : 균열모멘트

철근콘크리트 구조물의 경우 처짐을 계산할 때의 탄성계수는 콘크리트의 탄성계수를 사용하여야 한다. 콘크리트의 탄성계수는 압축강도로부터 계산되어지는 값이므로 콘크리트의 강도를 정확하게 측정하여야 하지만 공용중인 콘크리트 구조물에서 국부파괴시험을 비롯한 다양한 방법을 통한 콘크리트의 강도 측정은 현실적으로 어려운 문제일 수 있다.

처짐은 재료의 강도변화, 단면손상에 의한 단면 2차모멘트의 변화 등에 의하여 변할 수 있으므로 처짐을 계산할 때 이러한 재료의 강도 및 단면변화를 신중히 고려하여야 하지만 실제 공용중인 구조물에서 이를 정확하게 결정하는 것은 쉽지 않은 문제이다.

## 2.5.6 교량받침의 손상

교량받침은 상부구조에 작용하는 모든 하중을 하부구조에 전달하고, 상부구조와 하부구조 사이에 발생하는 신축과 회전 등을 수용할 수 있어야 한다. 교량받침에 요구되는 3대 기능으로는 지지, 회전 및 이동기능이 있다. 교량받침은 연결부, 받침부 및 지지부로 구분되는데 연결부는 소울플레이트 등을 포함한 상부구조와 교량받침을 연결하는 부위로서 상부구조에 작용하는 하중을 소울플레이트로 집중시키고, 받침부로 하중을 분배하는 역할을 한다. 받침부는 지지틀인 핀, 롤러, 로커 및 적층고무 등을 의미하며, 교량받침에 작용하는 각종반력을 지지부로 전달하고 가동받침인 경우에는 허용 이동량을 안전하게 수용할 수 있어야 한다. 지지부는 받침부와 하부구조를 접합하는 하부받침판, 앵커볼트, 무수축 모르타르 등으로 구성되며 교량의 하부구조에 전달되는 전단력, 인발력, 국부응력 등의 각종 하중을 수용할 수 있어야 한다.

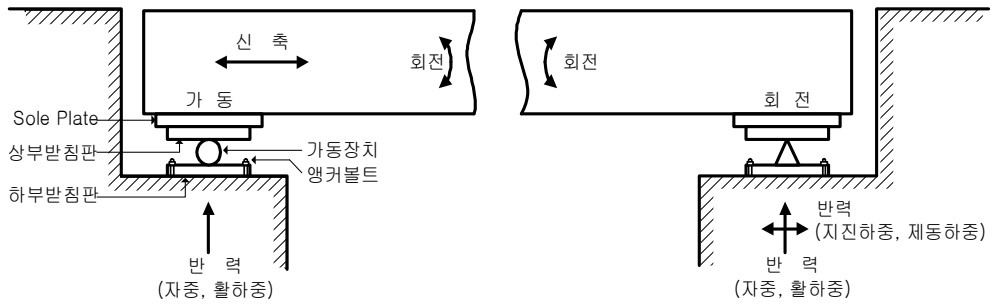


그림 2.7 교량받침의 구성 및 기능

교량 받침은 설계 당시 고려하지 못한 설계요인이나 교량받침의 노후화 등에 의하여 제 기능을 수행하지 못하면 교량 전체에 심각한 구조적인 손상을 초래할 수 있다. 교량받침은 종류별로 다양한 손상이 발생할 수 있으며, 대표적인 교량받침의 손상은 다음과 같다.

- 1) 받침과 거더사이의 들뜸 및 편심
- 2) 가동면 부근 오물퇴적 및 부속품과의 접촉으로 인한 작동장애
- 3) 강재받침의 부식 및 고무받침의 파손
- 4) 앵커볼트 변형, 파손, 너트이완 및 상부받침의 볼트 상태불량
- 5) 받침대 모르타르의 높이부족, 받침하부와와의 공극, 균열, 파손
- 6) 받침 연단거리 부족 및 연단부 콘크리트의 파손
- 7) 신축기능의 적정성(이동량, 유간거리)
- 8) 거더 받침부 수직보강재와 받침의 편기
- 9) 종단구배가 있는 교량에서의 받침의 수평설치 불량
- 10) 받침의 침하

특히, 가동장치를 비롯한 받침부의 구성요소에 손상이 발생하였을 경우에는 받침의 주요기능을 제대로 수행하지 못하게 되어 구조물의 거동특성을 파악하는데 상당한 어려움이 발생되게 된다. 또한 교량받침의 손상 여부에 따라 처짐량의 변화가 심하므로 재하시험에 의한 처짐의 측정이나 구조해석에 의한 처짐의 계산시 주의를 요한다. 그러나 각 교량받침에 발생한 손상도를 정확하게 측정하기 어렵고 각 교량받침의 손상도

가 일정하지 않은 경우가 일반적이므로 구조해석에서 교량받침의 손상을 고려하는 것은 쉽지 않다. 교량받침의 손상이 극심하여 받침의 고유기능을 제대로 수행하지 못하는 상태인 경우 이를 무시한 채 구조해석을 실시한다면 증가되는 처짐 응답비의 상당 부분은 지지조건의 일반적 적용 때문일 가능성이 매우 높다. 주부재의 강성을 비롯한 내하력 지배요인의 상태가 불량하여 공용 내하력의 감소가 우려되는 상황에서 교량받침의 손상으로 응력보정계수가 실제보다 높게 평가된다면 내하력의 과다평가를 발생시킬 소지가 높다. 결국 내하력의 결정요인 중 주부재의 강성이 차지하는 비중이 축소될 가능성이 있게 되며, 외관상태 평가결과가 내하력평가와 무관한 것과 달리 교량받침의 손상은 내하력평가 결과에 적극적으로 개입하면서 상태가 불량한 반면 내하력을 증가시키는 기이한 현상을 일으킬 수 있다.

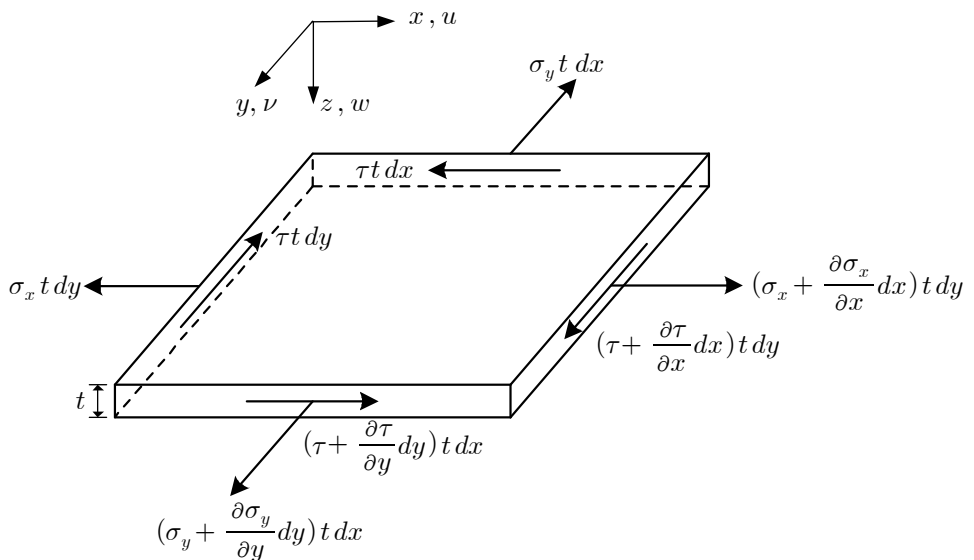
## 제3장 스프링계수를 이용한 거동특성 분석

### 3.1 처짐에 대한 지배방정식

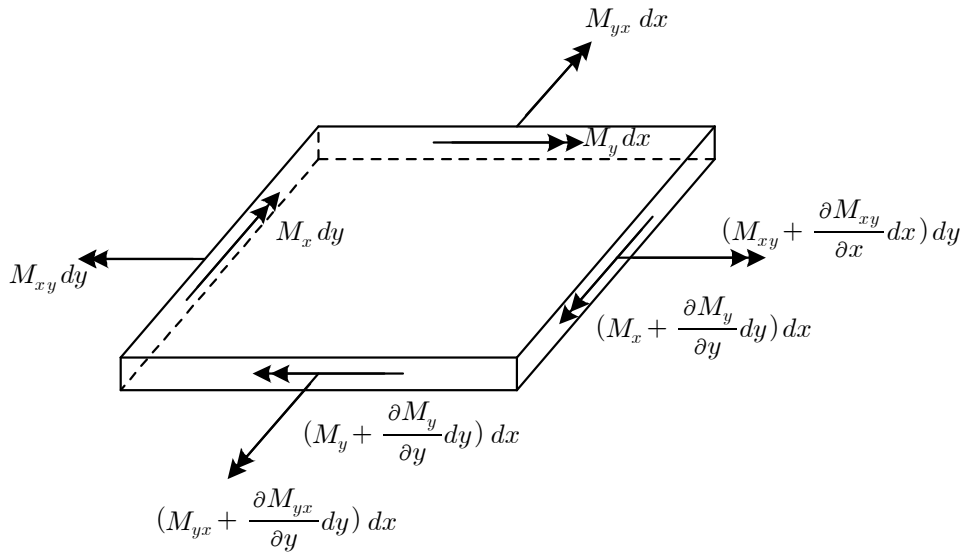
본 연구에서는 재하시험에 의한 측정값의 활용도와 응력보정계수의 적용에 대한 합리성을 높이기 위하여 임의의 절점에 스프링계수를 도입하여 실제 거동특성과 흡사한 구조해석을 실시하였다. 교량의 상부구조를 스프링계수로 지지되는 임의의 절점으로 연결된 탄성체로 간주하여 판에 대한 공학적 해석을 하기 위해서는 다음과 같은 기본가정이 필요하다.

- (1) 판을 구성하는 재료는 균질이고 후크의 법칙을 따른다.
- (2) 판의 두께  $t$ 는 길이에 비하여 매우 얇다.
- (3) 하중을 재하하기 전 판의 중앙면은 평탄하며  $xy$  평면상에 있다.
- (4) 판의 중립면은 휨 변형 상태에서도 베르누이의 평면보존의 원리에 적용받는다.
- (5) 가로방향 변위는 판의 두께에 비해 작은 미소변위를 일으키는 것으로 한다.

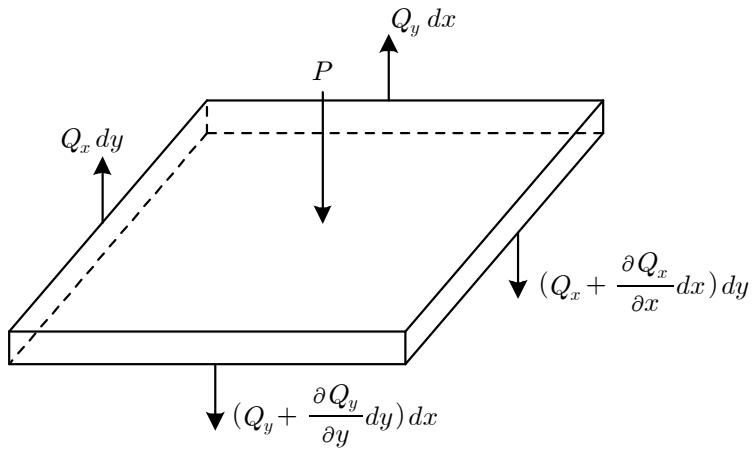
판의 기본방정식은 평판요소에 작용하는 힘의 평형조건으로부터 구할 수 있다. 그림 3.1은 평판의 미소요소에 작용하는 힘들을 표시하였다. 평판의 사변에 작용하는 수직응력과 전단응력, 모멘트, 그리고 하중 및 전단력을 (a), (b), (c)에 나타내었다.



(a) 평판요소에 작용하는 수직응력과 전단응력



(b) 평판요소에 작용하는 모멘트



(c) 평판요소에 작용하는 하중 및 전단력

그림 3.1 평판요소에 작용하는 힘

판이론에 대한 기본가정을 통하여 변형률-곡률의 관계, 응력-변형률의 관계로부터 평판요소의 휨강성  $D$ 를 식 (3.1)과 같이 정의하면 판의 처짐에 대한 지배방정식은 식 (3.2)와 같다.

$$D = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad (3.2)$$

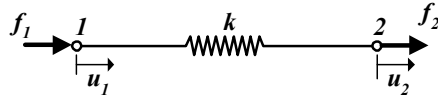
보의 처짐에 대한 방정식은 판의 경우와 유사하지만 전단 및 축력을 무시하고 휨모멘트만 고려하는 경우 식 (3.3)과 같이 간단하게 정의되어 질 수 있다.

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (3.3)$$

여기서,  $D$ 는 판요소의 휨강성이고,  $EI$ 는 보요소의 휨강성,  $P$ 는 판요소에 작용하는 수직하중이다. 여기서 변위는 식 (3.1) 및 식 (3.3)와 같이 재료와 단면의 성질로 이루어지는 대상 부재의 강성에 의존하는 함수이다.

부정정구조물은 평형방정식(equilibrium equation)만으로 해석이 가능한 정정구조물과 달리 정역학적 평형조건식만으로 불충분하며 구조물의 변위에 관련된 방정식을 추가함으로써 해석이 가능하게 된다. 부정정구조물을 해석하는 방법에는 일반적으로 유연도법(flexibility method)와 강성도법(stiffness method)이 있는데 이들은 상호 보완적인 관계에 있다. 유연도법은 응력을 부정정력으로 하므로 응력법이라고도 하며, 고차 부정정구조물인 경우 부정정력의 수가 많아져서 해석이 곤란한 경우가 있으므로 가급적 저차 부정정구조물을 대상으로 해석하는 것이 유리하다. 강성도법은 유연도법과 반대로 변위를 부정정력으로 하므로 고차 부정정구조물에 유리하며 인장을 받는 선형 탄성스프링요소로부터 강성도법에 대한 정의가 쉽게 이루어 질 수 있다.





이를 매트릭스로 표시하면

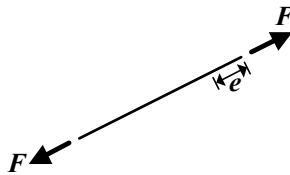
$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

또는 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$\{f\} = [K] \{u\} \quad (3.5)$$

여기서,  $\{f\}$  : 하중 벡터  
 $[K]$  : 강성 매트릭스  
 $\{u\}$  : 변위 벡터

인장을 받는 선형 탄성스프링 구조요소와 유사하게 트러스의 하중과 변위와의 관계는 다음과 같이 나타낼 수 있다.



트러스의 양단에 발생하는 부재력과 변형을 강성도법으로 나타내면

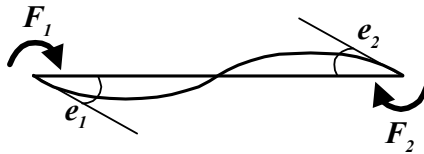
$$F = \frac{EA}{l} e = S \cdot e \quad (3.6)$$

이 때 강도매트릭스는 다음과 같다.

$$S = \left[ \frac{EA}{l} \right] \quad (3.7)$$

여기서,  $F$  : 부재내력  
 $e$  : 부재변형  
 $\frac{EA}{l}$  : 축강성도  
 $S$  : 부재강도 매트릭스

보의 경우에는 트러스와 달리 휨과 전단에 의하여 변형이 발생하는데 휨모멘트와 변형만을 고려하여 이들의 관계를 강성도법에 의하여 정의하면



보의 양단에 발생하는 부재력과 변형을 처짐각법으로 나타내면

$$F_1 = \frac{2EI}{l}(2e_1 + e_2) = \frac{4EI}{l}e_1 + \frac{2EI}{l}e_2$$

$$F_2 = \frac{2EI}{l}(e_1 + 2e_2) = \frac{2EI}{l}e_1 + \frac{4EI}{l}e_2$$

이를 매트릭스 형식으로 나타내면

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{l} & \frac{2EI}{l} \\ \frac{2EI}{l} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_1 \\ e_2 \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

그러므로  $\{F\} = [S]\{e\}$ 로 쓸 수 있다. 여기서, 강도매트릭스는

$$[S] = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{l} & \frac{2EI}{l} \\ \frac{2EI}{l} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

여기서,  $F_1, F_2$  : 부재내력  
 $e_1, e_2$  : 부재변형  
 $\frac{EI}{l}$  : 휨강성도  
 $[S]$  : 부재강도 매트릭스

이상에서와 같이 트러스나 보의 경우 하중과 변위와의 관계는 선형스프링과 마찬가지로 강성도  $K$ 로 나타낼 수 있으며 이 때  $K$ 를 스프링상수(spring constant)라 한다. 또한 강성도법에서 구조해석을 실시하기 위해서는 경계조건을 이용하여야 한다. 경계조건은 두가지가 있는데 하나는 homogeneous 로써 대부분의 경우가 이에 속하는데 변위가 전혀 생기지 않는 경우를 말한다. 예컨대 가동지점에서의 수직변위나 고정지점에서의 회전변위가 적절한 예이다. 다른 한가지는 non-homogeneous 경계조건으로서 0이 아닌 일정한 값만큼의 변위가 발생하는 경우를 의미한다.

지반상에 놓인 도로의 경우 지반-평판간의 상호관계를 해석하기 위하여 지반을 반무한 탄성체(elastic half space)로 이상화하여 탄성지반위의 평판해석을 실시함으로써 포장두께나 교통하중의 재하방법 등에 활용되는 연구가 이루어져 왔다. 이 때 탄성지반상에 놓인 판의 처짐에 관한 지배방정식은 식 (3.10)과 같다.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} - \frac{k_v w}{D} \quad (3.10)$$

여기서  $k$ 는 지반반력계수로서 강성도법에서 하중과 변위의 관계로서 정의되어지는 스프링상수  $K$ 와 유사한 의미를 가지며 기초판이나 교각 등에서 지지지반을 모델링할 때 지반특성에 따라 스프링계수를 도입할 때 사용되는 계수로서 도로교 설계기준에 규정되어 있는 값을 일반적으로 사용한다. 그림 3.2와 같이 탄성지반상의 한 요소에 대한

반력을 구할 때는 식 (3.11)과 같이 표현될 수 있다.

$$w_i = k_v \delta_i \quad (3.11)$$

여기서,  $w_i$ 는 절점  $i$ 의 탄성지반반력이고,  $k_v$ 는 탄성지반 반력계수,  $\delta_i$ 는 탄성지반상에 발생하는 수직변위이다.

그러므로 본 연구에서는 하중과 변위와의 관계로부터 얻어지는 강성을 스프링계수로 변환하여 스프링이 설치된 가상지점을 형성시켜 구조해석을 수행하고 실제 거동특성과의 상관관계를 파악하였다.

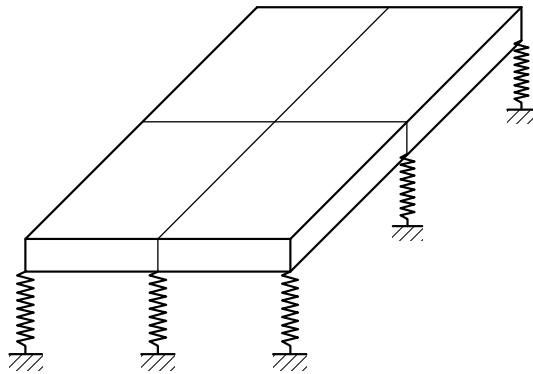


그림 3.2 탄성지반의 반력을 위한 요소

## 3.2 휨실험을 통한 검증

하중작용으로 인한 변형 및 응력과 같은 구조물의 응답은 하중조건, 재료 및 단면의 변화, 지점의 경계조건 변화 등에 따라 그 크기가 결정되어진다. 이는 교량의 내하력에 도 영향을 미치므로 내하력은 하중조건, 재료 및 단면조건, 지점의 경계조건을 함수로서 표현될 수 있다. 하중조건, 재료 및 단면조건은 관측 및 계산이 가능하므로 실제 내하력 평가에서 쉽게 고려될 수 있으나 지점의 경계조건은 측정이 곤란하거나 측정오차가 커서 내하력 평가에 고려하는 것은 다소 난해한 문제일 수 있다. 그러나 실제보에서는 교량받침의 기능미비나 기타 거동에 저해되는 요인에 의하여 구조물의 처짐이나 변형과 같은 응답특성의 변화가 상당하다고 판단되어 내민보요소로 제작된 시험체에 휨 실험을 실시하였다.

본 실험의 궁극적인 목표는 실제 하중시험에 의하여 구해진 처짐과 가상지점의 반력을 이용하여 연직스프링계수를 구한 후 이를 구조해석에 적용함으로써 실제거동과 유사한 거동특성을 나타내는 구조해석 모델을 생성시키는 것이다. 실험에 사용된 강재는 SM490로서 탄성계수  $E=2.0 \times 10^5$  MPa, 프와송비  $\nu=0.3$ , 단위중량  $\gamma=78.5$  kN/m<sup>3</sup>이고 H-400×200×8×13인 강재를 전장 3.9m에 단순지간 2.7m, 내민구간 1.2m의 내민보로 제작하였으며 내민구간에서 제어가능한 솟음을 주기 위하여 시험체의 허용하중 384kN을 초과하는 400~450kN의 집중하중을 가하여 휨 실험을 실시하였다. 일반적인 재하조건과 다른 상황을 연출하기 위하여 내민구간의 단부에 잭을 이용하여 강제 구속을 하였다. 내민구간의 단부 2개소에 변위계를 설치하여 솟음을 측정하였고 단순구간의 지간 중앙부와 실험하중 작용점 2개소에 변위계를 설치하여 처짐을 산정하였다. 내민구간의 단부를 구속시키지 않은 상태에서 200ton의 유압실린더를 이용하여 5tonf/min의 속도로 하중을 점진적으로 증가시켜 400kN 및 450kN에 도달할 때 까지 휨실험을 실시하여 각 위치에서의 처짐을 구하였다.

실제 공용중인 교량에서는 하중작용 뿐 아니라 재료의 국부적 손상이나 회전, 지지 및 활동과 같은 교량받침의 기능수행이 원활하지 못하여 생기는 구조적 이상거동이 일반적인 현상이므로 이를 실내실험에서 고려하기 위하여 시험체의 각 단부에 2개 썩의 잭을 이용하여 단부를 구속시킨 후 이전에 실시하였던 것과 동일한 방법으로 휨 실험을 재실시하여 작용하중에 따른 수직변위를 측정하였다.

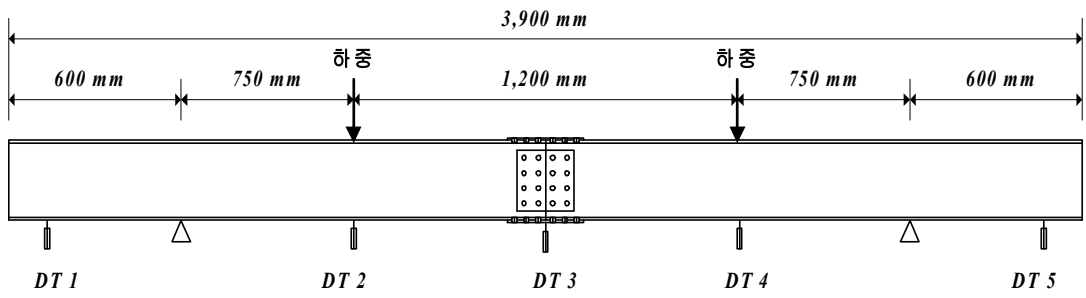
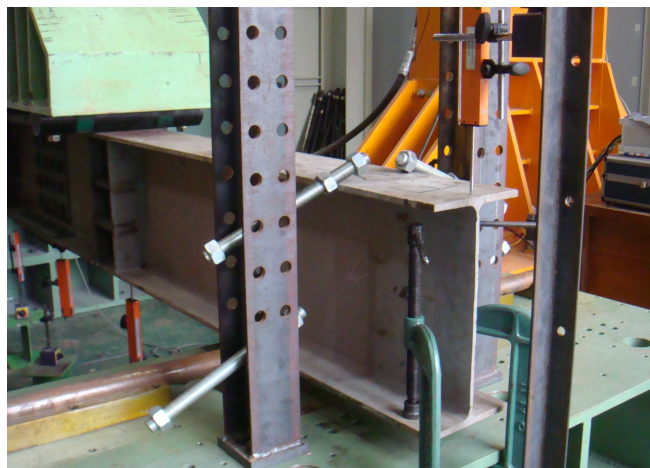


그림 3.3 시험체 현황 및 변위계 부착



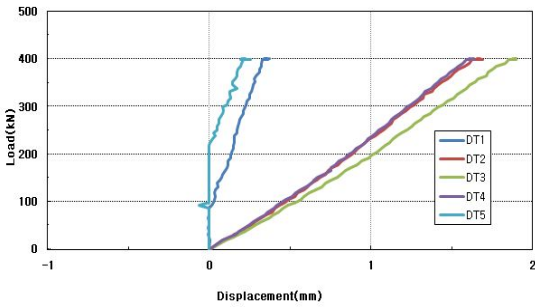
(a) 자유단을 구속시키지 않은 상태



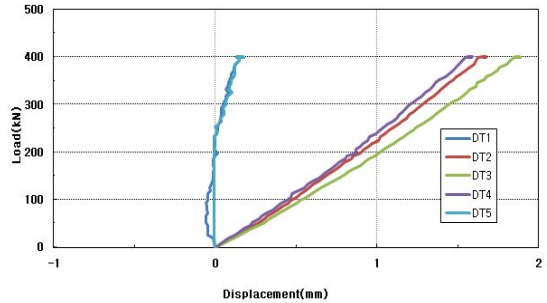
(b) 자유단을 구속시킨 상태

그림 3.4 휨실험 및 단부구속 전경

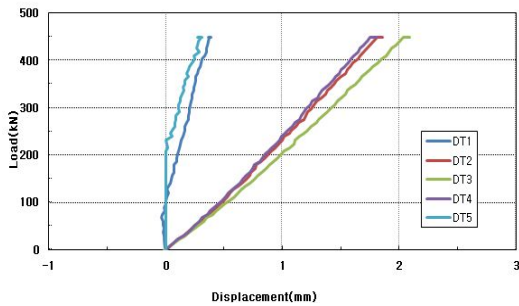
내민구간의 단부를 비구속상태와 구속상태로 한 후 단순지간내에 400kN 및 450kN의 시험하중을 가하여 각 시험체의 단면에서의 최대 수직변위를 표 3.1 및 그림 3.5와 같이 얻을 수 있었다. 이에 따르면 단부의 구속 및 비구속에 따른 수직변위는 단순구간에서는 큰 차이를 보이지 않았으나 내민구간에서 구속여부에 따른 수직변위의 차가 큰 것으로 나타났다. 또한 단순구간에서 하중-변위관계가 선형인 것에 비하여 내민구간에서는 다소 비선형에 가까운 것으로 나타났다. 이는 시험하중 작용위치로부터의 거리가 떨어져 있고 자유단인 관계로 변위응답의 변동성이 크기 때문인 것으로 판단되었다.



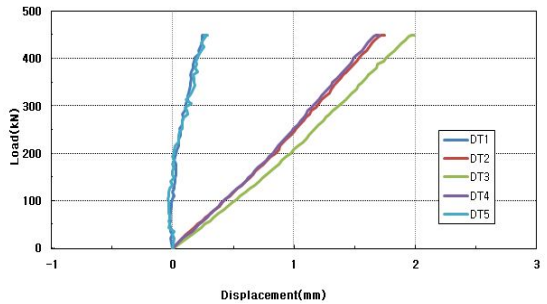
(a) 단부 비구속(400kN)



(b) 단부 구속(400kN)

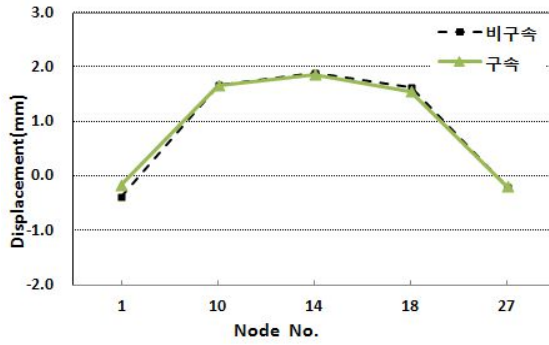


(c) 단부 비구속(450kN)

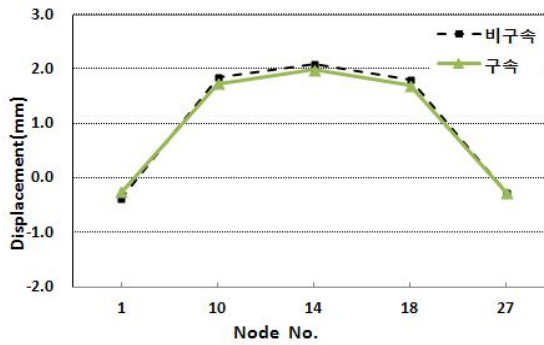


(d) 단부 구속(450kN)

그림 3.5 하중-변위선도



(a) 구속여부에 따른 처짐(최대하중 400kN)



(b) 구속여부에 따른 처짐(최대하중 450kN)

그림 3.6 휨실험에 의한 각 절점의 처짐 비교

표 3.1 휨실험 결과

시험하중 수직 변위		400kN		450kN	
		비구속	구속	비구속	구속
수직 변위 (mm)	DT1	-0.38	-0.15	-0.39	-0.26
	DT2	1.67	1.67	1.86	1.74
	DT3	1.90	1.87	2.09	1.99
	DT4	1.64	1.56	1.80	1.70
	DT5	-0.20	-0.19	-0.28	-0.27



### 3.3 유한요소해석

실내 휨실험에 의하여 나타난 거동과 유사한 특성을 나타내기 위하여 유한요소해석에 기반하는 상용구조해석프로그램(MIDAS)에 의한 구조해석을 실시하였다. 일반적으로 사용되는 구조해석 모델인 격자해석모델과 쉘해석모델은 동일한 조건의 구조물이라 하더라도 다소의 차이를 나타낸다. 격자해석모델의 경우에는 분할되는 요소의 수에 따라 차이를 나타내며, 쉘 해석모델의 경우에도 분할되는 mesh의 수에 따라 차이가 나타난다. 이는 교량의 내하력 평가에서 발생될 수 있는 문제점으로 지적될 수 있으나 그에 대한 명쾌한 해결책을 제시하는 것은 단순하지 않다. 결국 다양한 방법을 통한 모델링과 해석모델의 다양성에 의존하여 보다 많은 데이터를 확보하는 것이 현실적으로 적절한 대책이라 할 수 있을 것이다. 본 연구에서는 격자해석모델과 쉘해석모델로 구조해석을 실시하였다.

#### 3.3.1 격자해석모델에 의한 유한요소해석

##### 가. 격자해석모델의 처짐

격자요소로 간주하여 유한요소해석을 실시한 해석모델은 그림 3.7 및 그림 3.8과 같이 150mm 간격으로 분할하여 26개의 요소를 생성하였다. 일반적으로 구조해석을 실시할 때 구조부재가 탄성체라는 전제하에 실시하기 때문에 구조해석에 의한 각 절점의 처짐은 그림 3.9와 같이 하중의 크기에 탄성적으로 거동한다.

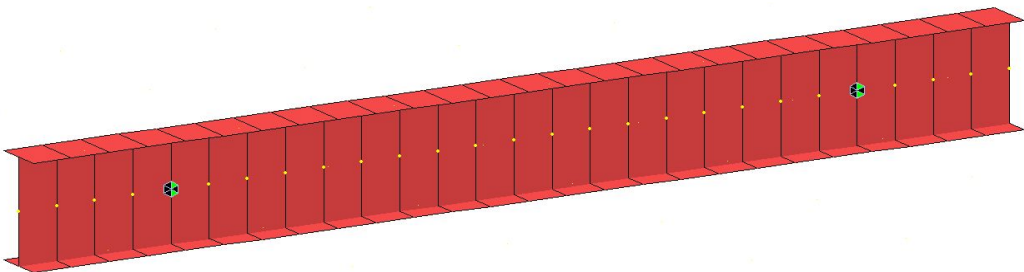


그림 3.7 격자해석모델

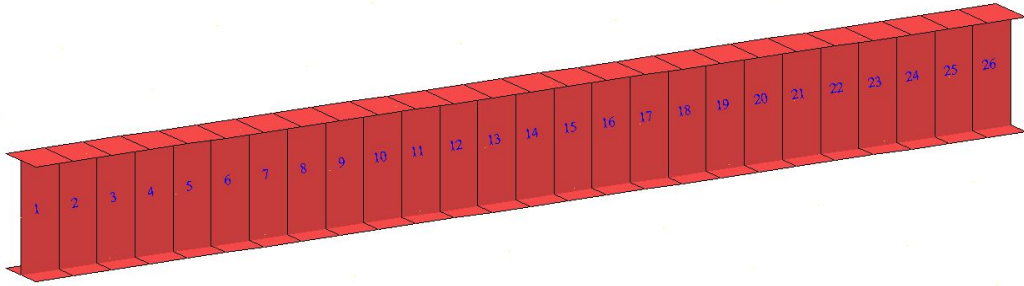


그림 3.8 요소 번호

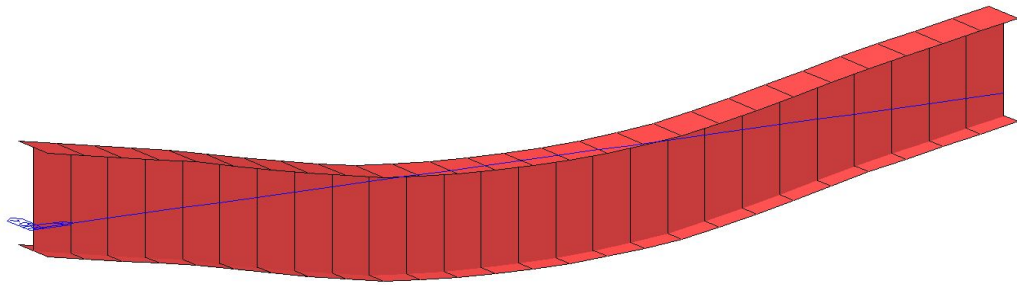


그림 3.9 격자해석모델의 처짐

본 연구에서 휨실험에 사용된 시험체는 좌우대칭의 내민보이므로 대칭성을 유지하면서 탄성적으로 거동하는 것이 이론적으로 타당하다. 그러나 구조해석에 의한 계산값과 실내 휨실험에 의한 실측값은 상당한 차이가 발생하였다. 시험하중별 처짐비는 단순구간에서 1.42~1.58로 하중의 크기에 관계없이 유사한 양상을 가졌으나 내민 구간의 경우에는 6.89~11.02로 하중이 작은 경우 더 크게 나타났다. 이러한 결과가 공용중인 교량에 발생하는 경우라면 응력보정계수의 응답비가 1.42~11.02로 매우 광범위한 분포를 가지게 되어 내하력 평가에서 보정계수의 적용에 상당한 주의를 필요로 하게 될 것이다.

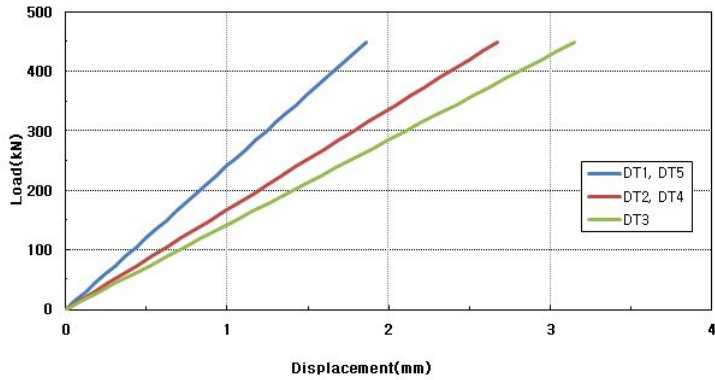


그림 3.10 구조해석에 의한 각 절점의 처짐 비교(격자해석)

표 3.2 처짐비(격자해석)

하 중 절점	400kN			450kN		
	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$
1	-1.653	-0.15	11.02	-1.860	-0.26	7.15
10	2.373	1.67	1.42	2.670	1.74	1.53
14	2.800	1.87	1.50	3.150	1.99	1.58
18	2.373	1.56	1.52	2.670	1.70	1.57
27	-1.653	-0.19	8.70	-1.860	-0.27	6.89

단, 처짐의 단위는 mm이고 상향처짐의 부호를 (-)로 함.

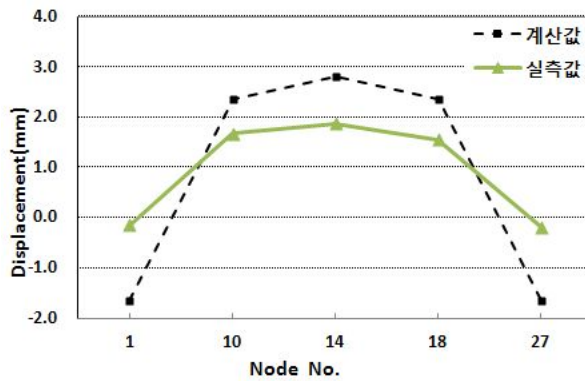


그림 3.11 계산값과 실측값의 처짐비교(400kN, 격자해석)

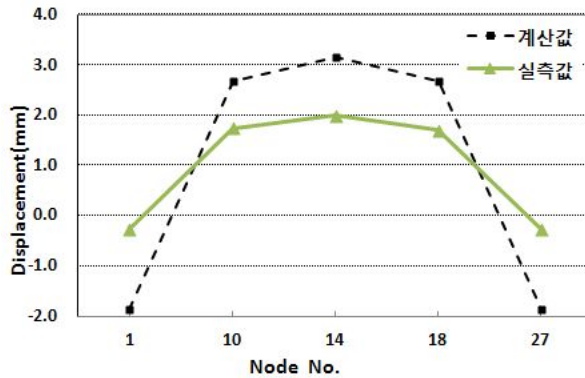


그림 3.12 계산값과 실측값의 처짐비교(450kN, 격자해석)

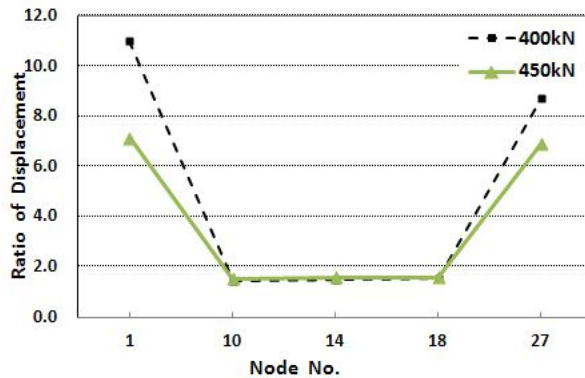
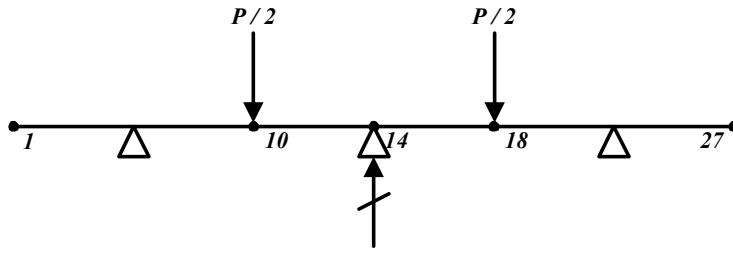


그림 3.13 시험하중별 처짐비(격자해석)

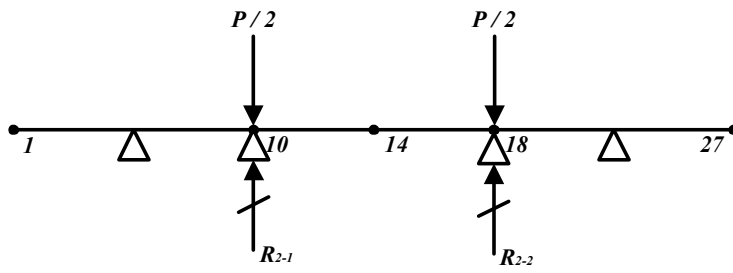
### 나. 스프링계수를 이용한 구조해석

본 연구에서는 스프링계수를 이용하여 실제거동과 유사한 거동특성을 나타내는 구조 해석을 하기 위하여 그림 3.14와 같이 절점 14, 절점 10-18, 절점 1-14-27와 같이 3가지 경우로 나누어 구조해석모델에서 가상지점을 설치하였다.

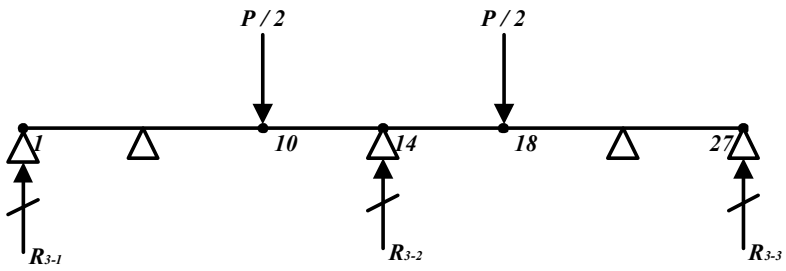
가상지점을 3가지 유형으로 설치하고 작용하중을 400kN과 450kN을 작용시켜 구조해석을 실시할 때 구조해석 모델은 1차 부정정구조물로부터 3차 부정정 구조물에 해당되어 구조해석 절차가 복잡하지 않고 간단하게 가상지점의 반력을 구할 수 있다. 표 3.3은 스프링계수를 적용한 가상지점에 발생하는 반력을 나타낸 것이다.



(a) Node : 14



(b) Node : 10, 18



(c) Node : 1, 14, 27

그림 3.14 가상지점의 선정(격자해석)

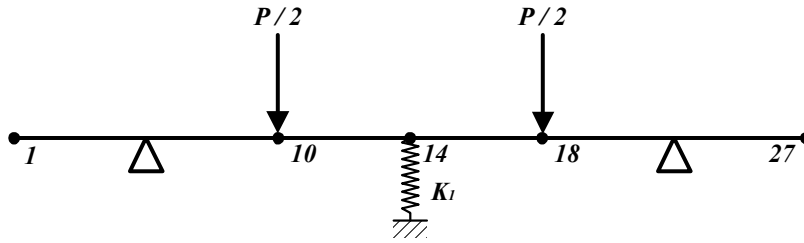
표 3.3 스프링계수에 따른 가상지점의 반력(격자해석)

절점번호 반력(kN)		400kN					450kN				
		1	10	14	18	27	1	10	14	18	27
I	R <sub>1</sub>	-	-	281	-	-	-	-	316	-	-
II	R <sub>2-1</sub>	-	200	-	-	-	-	225	-	-	-
	R <sub>2-2</sub>	-	-	-	200	-	-	-	-	225	-
III	R <sub>3-1</sub>	-28	-	-	-	-	-31	-	-	-	-
	R <sub>3-2</sub>	-	-	252	-	-	-	-	301	-	-
	R <sub>3-3</sub>	-	-	-	-	-28	-	-	-	-	-31

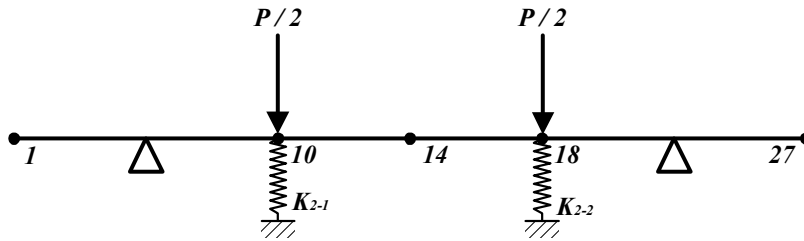
실측 처짐과 가상지점의 반력을 이용하여 수정된 구조해석에 적용할 스프링계수 K 는 표 3.4와 같이 구할 수 있다. 이때 스프링력은 가상지점을 제거한 후 그림 3.15와 같이 설치하였다.

표 3.4 스프링계수에 따른 가상지점의 스프링계수(격자해석)

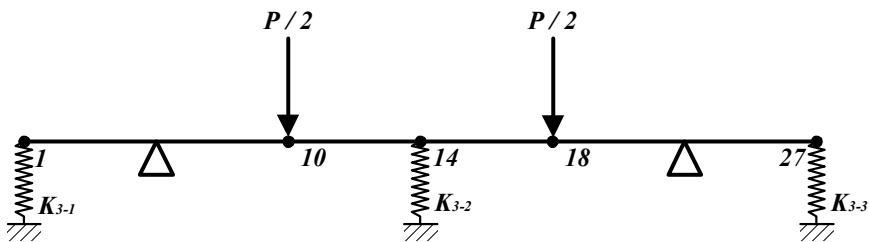
하중		400kN	450kN
I	K <sub>1</sub>	$(281 \times 10^3) / 1.87 = 150,267$	$(316 \times 10^3) / 1.99 = 158,794$
II	K <sub>2-1</sub>	$(200 \times 10^3) / 1.67 = 119,760$	$(225 \times 10^3) / 1.74 = 129,310$
	K <sub>2-2</sub>	$(200 \times 10^3) / 1.56 = 128,205$	$(225 \times 10^3) / 1.70 = 132,353$
III	K <sub>3-1</sub>	$(28 \times 10^3) / 0.15 = 186,666$	$(31 \times 10^3) / 0.26 = 119,230$
	K <sub>3-2</sub>	$(252 \times 10^3) / 1.87 = 134,759$	$(301 \times 10^3) / 1.99 = 151,472$
	K <sub>3-3</sub>	$(28 \times 10^3) / 0.19 = 147,368$	$(31 \times 10^3) / 0.27 = 114,814$



(a) Spring Support-1(Node : 14)



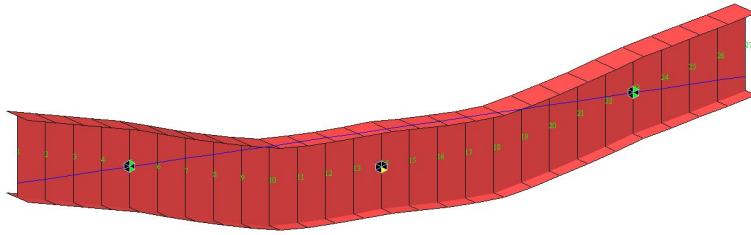
(b) Spring Support-2(Node : 10, 18)



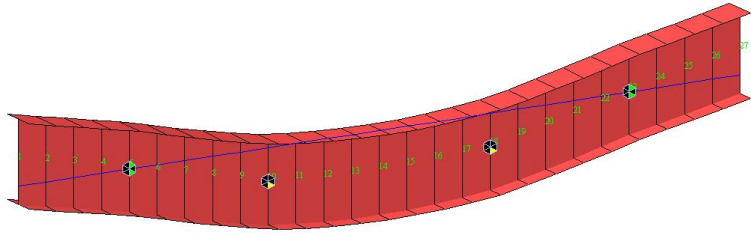
(c) Spring Support-3(Node : 1, 14, 27)

그림 3.15 스프링계수 설치현황(격자해석)

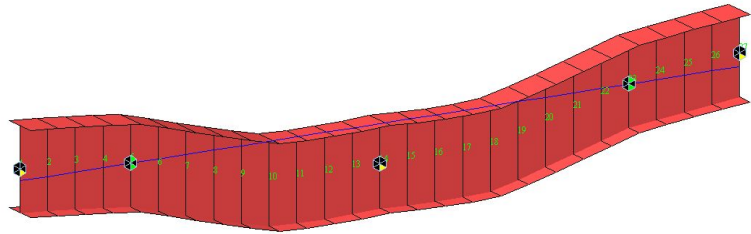
시험하중별 처짐비  $\delta_{\text{계산값}} / \delta_{\text{실측값}}$  는 단순구간에서 0.55~0.78, 내민 구간의 경우에는 1.57~5.55로 나타났다. 단순구간의 경우 기존 방법에서 계산값이 실측값의 (+) 42~58% 인 것에 비해 스프링계수를 적용한 방법에서는 (-) 22~45%로서 실측값과 좀 더 근접한 것으로 나타났다. 또한 지간 중앙단면 1개소에만 스프링계수를 적용한 경우 처짐비가 다른 경우보다 크게 평가되는 것으로 나타났다. 내민구간에서는 기존방법에서 6.89~11.02%인 것에 비해 1.57~5.55로 현격한 차이를 나타내었다. 처짐비가 가장 적게 평가된 경우는 내민 구간에 스프링계수를 적용한 경우로서 스프링계수가 내민 구간의 거동특성 영향인자로 유효한 것으로 판단되었다



(a) Spring Support-1(Node 14)



(b) Spring Support-2(Node 10, 18)



(c) Spring Support-3(Node 1, 14, 27)

그림 3.16 스프링지점에 따른 처짐도(격자해석)

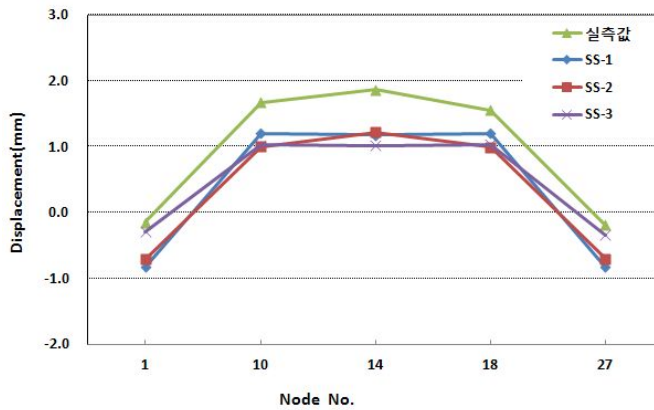


그림 3.17 스프링력에 의한 계산값과 실측값의 처짐비교(400kN, 격자해석)



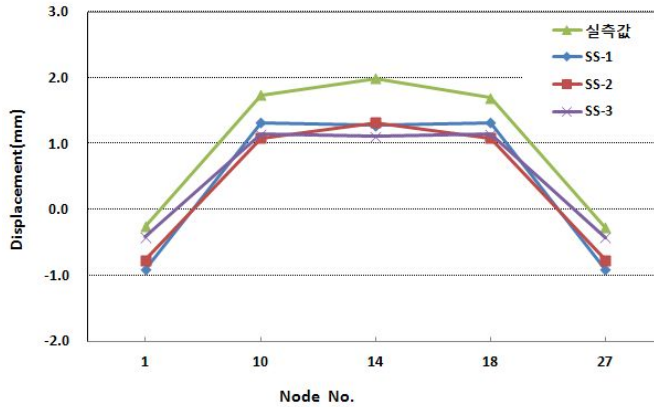


그림 3.18 스프링력에 의한 계산값과 실측값의 처짐비교(450kN, 격자해석)

표 3.5 스프링계수를 고려한 처짐비(격자해석)

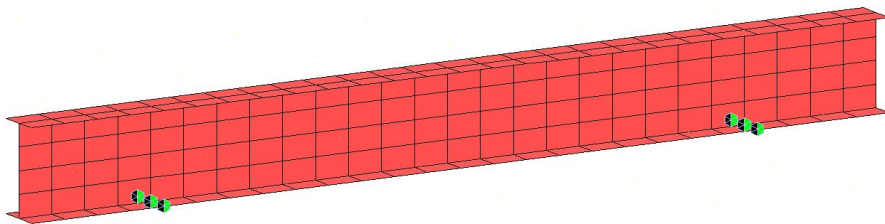
결점번호	하 중	400kN			450kN		
		$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$
I	1	-0.832	-0.15	5.55	-0.913	-0.26	3.51
	10	1.204	1.67	0.72	1.323	1.74	0.76
	14	1.178	1.87	0.63	1.280	1.99	0.64
	18	1.204	1.56	0.77	1.323	1.70	0.78
	27	-0.832	-0.19	4.38	-0.913	-0.27	3.38
II	1	-0.713	-0.15	4.75	-0.772	-0.26	2.97
	10	1.005	1.67	0.60	1.088	1.74	0.63
	14	1.216	1.87	0.65	1.322	1.99	0.66
	18	0.990	1.56	0.63	1.082	1.70	0.64
	27	-0.704	-0.19	3.71	-0.769	-0.27	2.85
III	1	-0.295	-0.15	1.97	-0.416	-0.26	1.60
	10	1.029	1.67	0.62	1.146	1.74	0.66
	14	1.020	1.87	0.55	1.110	1.99	0.56
	18	1.036	1.56	0.66	1.147	1.70	0.67
	27	-0.339	-0.19	1.78	-0.424	-0.27	1.57

단, 처짐의 단위는 mm이고 상향처짐의 부호를 (-)로 함.

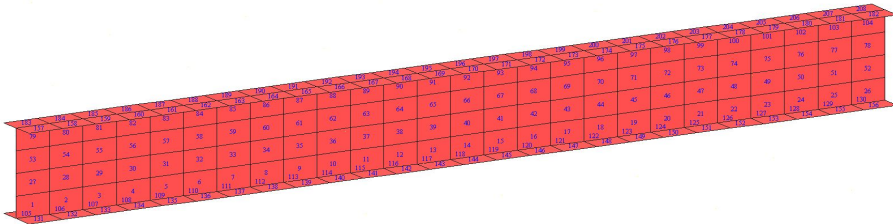
### 3.3.2 셸 해석모델에 의한 유한요소해석

#### 가. 셸 해석모델의 처짐

실험에 사용된 시험체를 셸요소로 간주하여 종방향으로 0.15m 간격으로 분할하고 플랜지는 폭방향으로 2등분, 웨브는 높이방향으로 4등분 하여 그림 3.19와 같이 메쉬(mesh)를 생성하여 모델링하였다.



(a) 셸해석모델



(b) 셸요소 번호

그림 3.19 셸해석모델

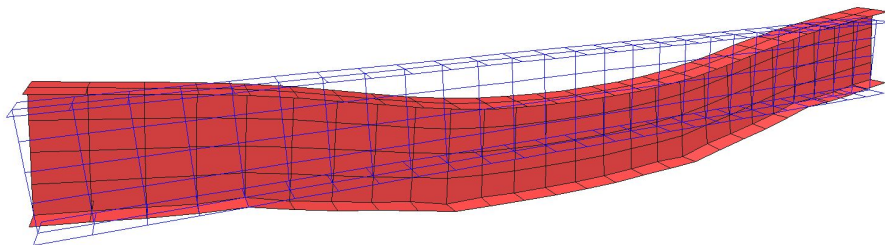


그림 3.20 셸해석모델의 처짐

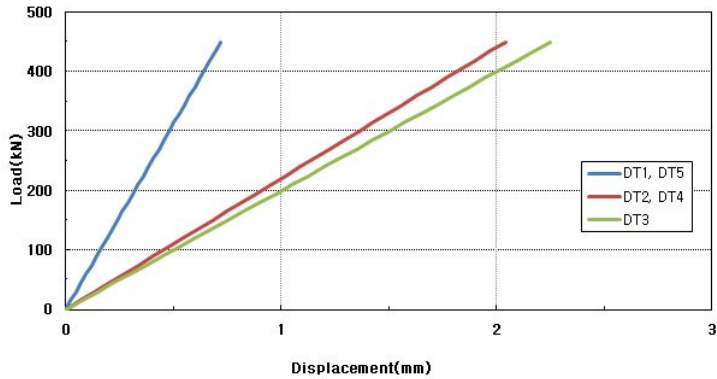


그림 3.21 구조해석에 의한 각 절점의 처짐 비교(셸해석)

셸요소로 모델링하여 시험하중을 작용시켰을 때 구조요소는 그림 3.20과 같이 휨변형이 발생하였으며 처짐이 격자빔요소보다 작게 나타났다. 실제처짐과의 비교에서는 단순구간에서  $\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$ 는 1.07~1.20으로 처짐응답비가 1에 가깝게 평가되었으며 내민구간에서의  $\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$ 는 2.64~4.22로 단순구간에 비해 다소 크게 나타났다. 내민구간에서의 처짐응답비는 해석방법에 따라 다소의 차이는 있으나 각각의 경우에서 단순구간에 대하여 크게 평가되었다.

표 3.6 처짐비(셸해석)

하 중 절점	400kN			450kN		
	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$
1	-0.633	-0.15	4.22	-0.712	-0.26	2.74
10	1.818	1.67	1.09	2.046	1.74	1.18
14	2.009	1.87	1.07	2.260	1.99	1.14
18	1.818	1.56	1.17	2.046	1.70	1.20
27	-0.633	-0.19	3.33	-0.712	-0.27	2.64

단, 처짐의 단위는 mm이고 상향처짐의 부호를 (-)로 함.

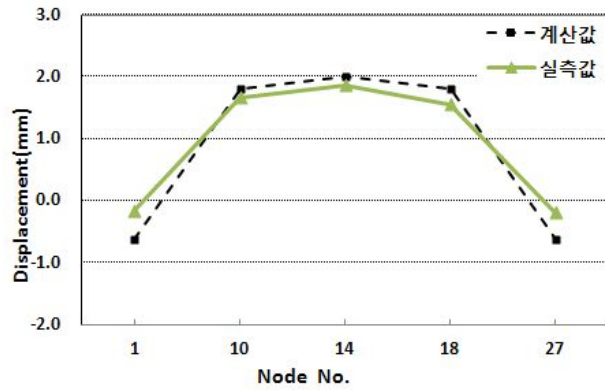


그림 3.22 계산값과 실측값의 처짐비교(400kN, 쉘해석)

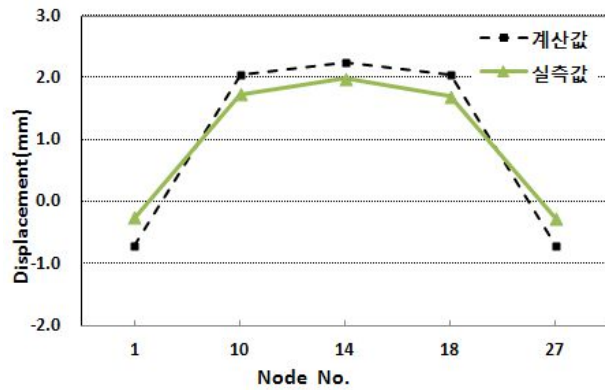


그림 3.23 계산값과 실측값의 처짐비교(450kN, 쉘해석)

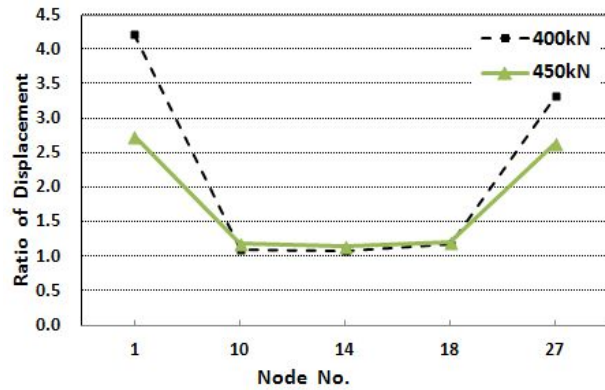
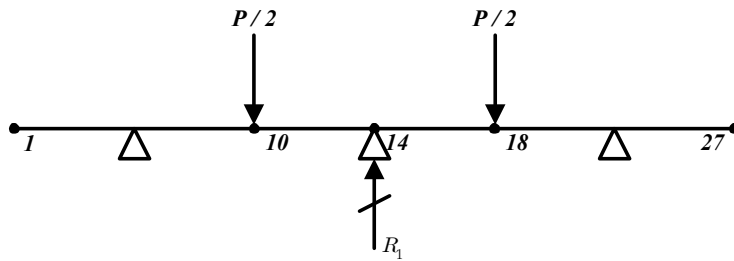


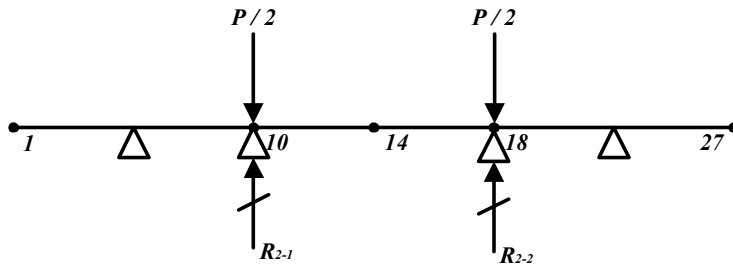
그림 3.24 시험하중별 처짐비(격자해석)

## 나. 스프링계수를 이용한 구조해석

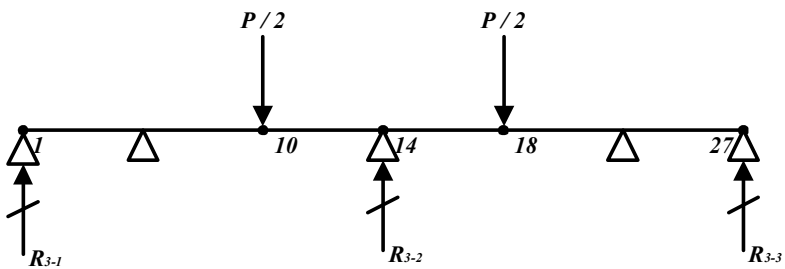
격자빔 해석에서와 마찬가지로 그림 3.25와 같이 수직변위를 구한 절점에서의 스프링 계수를 구하기 위하여 가상지점을 설치하여 구조해석을 하였다. 표 3.7은 스프링계수 적용형태에 따른 가상지점의 반력을 나타낸 것이다.



(a) Node : 14



(b) Node : 10, 18



(c) Node : 1, 14, 27

그림 3.25 가상지점의 선정(셀 해석)

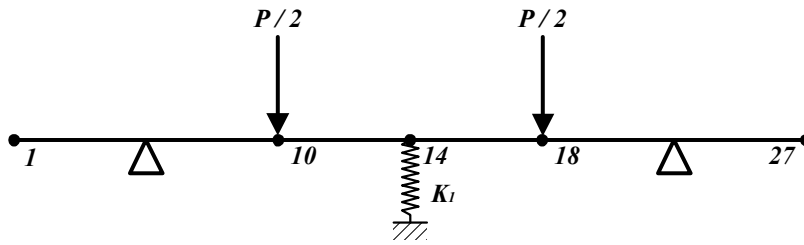
표 3.7 스프링계수에 따른 가상지점의 반력(셀해석)

절점번호 반력(kN)		400kN					450kN				
		1	10	14	18	27	1	10	14	18	27
I	R <sub>1</sub>	-	-	246	-	-	-	-	277	-	-
II	R <sub>2-1</sub>	-	200	-	-	-	-	225	-	-	-
	R <sub>2-2</sub>	-	-	-	200	-	-	-	-	225	-
III	R <sub>3-1</sub>	-16	-	-	-	-	-17	-	-	-	-
	R <sub>3-2</sub>	-	-	238	-	-	-	-	268	-	-
	R <sub>3-3</sub>	-	-	-	-	-16	-	-	-	-	-17

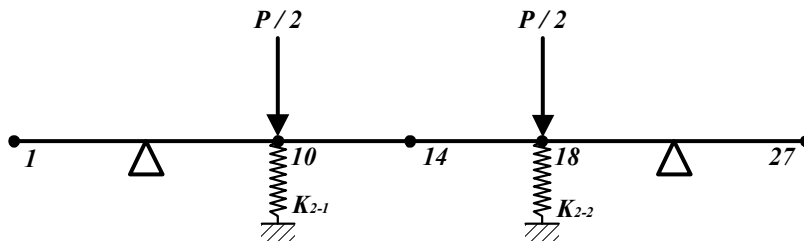
실측 처짐과 가상지점의 반력을 이용하여 수정된 구조해석에 적용할 스프링계수 K는 표 3.8과 같이 구할 수 있다. 이때 스프링력은 가상지점을 제거한 후 그림 3.26과 같이 설치하였다.

표 3.8 스프링계수에 따른 가상지점의 스프링계수(셀해석)

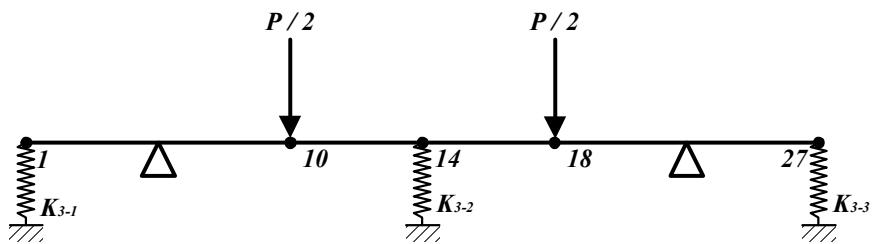
하중 반력		400kN	450kN
I	K <sub>1</sub>	$(246 \times 10^3) / 1.87 = 131,443$	$(277 \times 10^3) / 1.99 = 138,957$
II	K <sub>2-1</sub>	$(200 \times 10^3) / 1.67 = 119,760$	$(225 \times 10^3) / 1.74 = 129,310$
	K <sub>2-2</sub>	$(200 \times 10^3) / 1.56 = 128,205$	$(225 \times 10^3) / 1.70 = 132,353$
III	K <sub>3-1</sub>	$(16 \times 10^3) / 0.15 = 103,426$	$(17 \times 10^3) / 0.26 = 67,130$
	K <sub>3-2</sub>	$(238 \times 10^3) / 1.87 = 127,329$	$(267 \times 10^3) / 1.99 = 134,608$
	K <sub>3-3</sub>	$(16 \times 10^3) / 0.19 = 81,652$	$(17 \times 10^3) / 0.27 = 91,863$



(a) Spring Support-1(Node : 14)

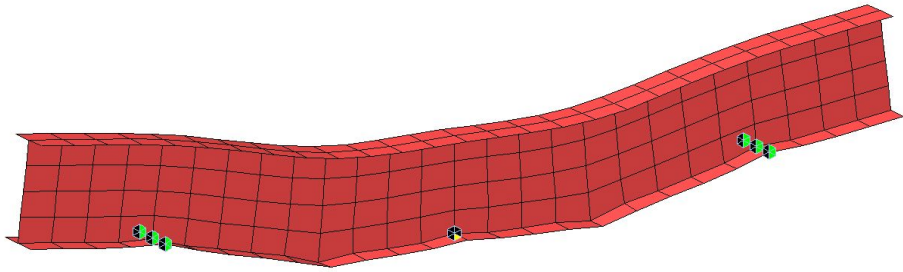


(b) Spring Support-2(Node : 10, 18)

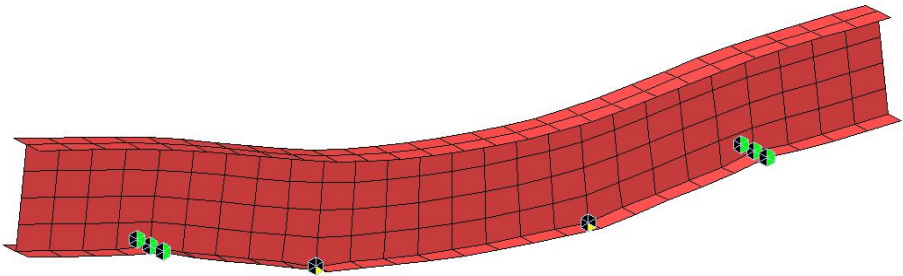


(c) Spring Support-3(Node : 1, 14, 27)

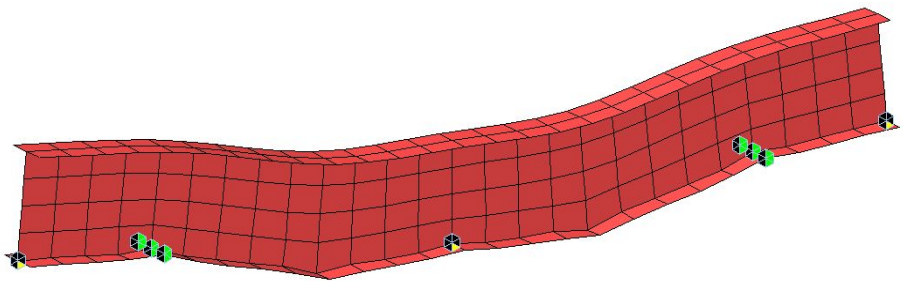
그림 3.26 스프링계수의 설치현황(셀해석)



(a) Spring Support-1(Node 14)



(b) Spring Support-2(Node 10, 18)



(c) Spring Support-3(Node 1, 14, 27)

그림 3.27 스프링지점에 따른 처짐도(셀해석)



표 3.9 스프링계수를 고려한 처짐비(셀해석)

하 중 절점 번호		400kN			450kN		
		$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	$\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$
I	1	-0.37	-0.15	2.48	-0.41	-0.26	1.58
	10	1.18	1.67	0.70	1.31	1.74	0.75
	14	0.97	1.87	0.52	1.06	1.99	0.53
	18	1.18	1.56	0.75	1.31	1.70	0.77
	27	-0.37	-0.19	1.96	-0.41	-0.27	1.52
II	1	-0.22	-0.15	1.45	-0.33	-0.26	1.27
	10	0.69	1.67	0.41	0.94	1.74	0.54
	14	0.56	1.87	0.30	1.03	1.99	0.52
	18	0.67	1.56	0.43	0.93	1.70	0.55
	27	-0.21	-0.19	1.12	-0.32	-0.27	1.19
III	1	-0.19	-0.15	1.27	-0.26	-0.26	1.00
	10	1.15	1.67	0.69	1.28	1.74	0.74
	14	0.95	1.87	0.51	1.04	1.99	0.52
	18	1.15	1.56	0.74	1.28	1.70	0.75
	27	-0.22	-0.19	1.13	-0.22	-0.27	0.81

단, 처짐의 단위는 mm이고 상향처짐의 부호를 (-)로 함.

시험하중별 처짐비  $\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$ 는 단순구간에서 0.55~0.78, 내민 구간의 경우에는 1.57~5.55로 나타났다. 단순구간의 경우 기존 방법에서 계산값이 실측값의 (+) 42~58%인 것에 비해 스프링계수를 적용한 방법에서는 (-) 22~45%로서 실측값과 좀더 근접한 것으로 나타났다. 또한 지간 중앙단면 1개소에만 스프링계수를 적용한 경우 처짐비가 다른 경우보다 크게 평가되는 것으로 나타났다. 내민구간에서는 기존방법에서 6.89~11.02%인 것에 비해 1.57~5.55로 현격한 차이를 나타내었다. 처짐비가 가장 적게 평가된 경우는 내민 구간에 스프링계수를 적용한 경우로서 스프링계수가 내민 구간의 거동특성 영향인자로 유효한 것으로 판단되었다.

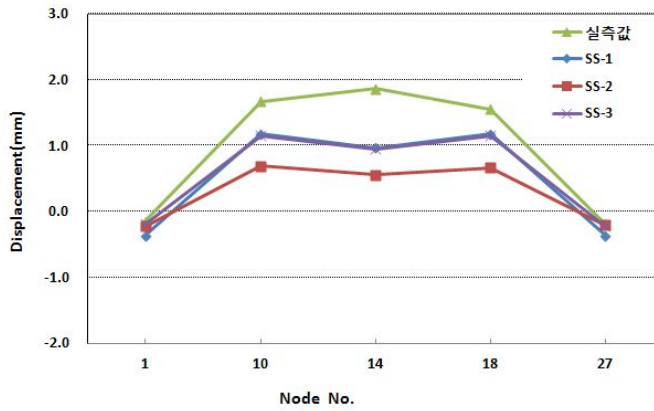


그림 3.28 스프링력에 의한 처짐비(400kN, 셸해석)

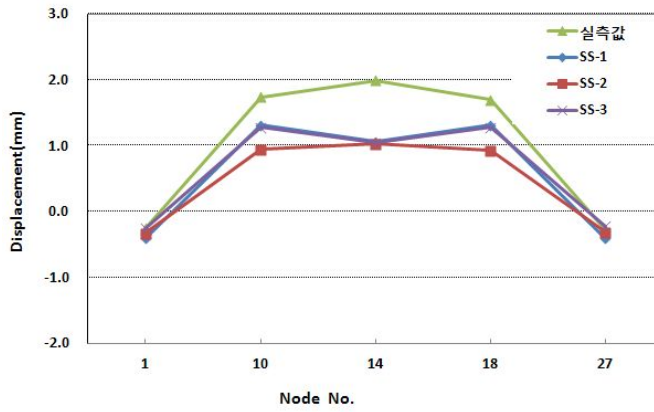
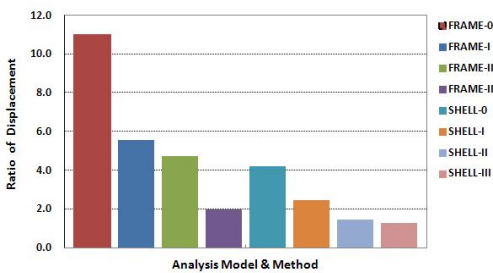


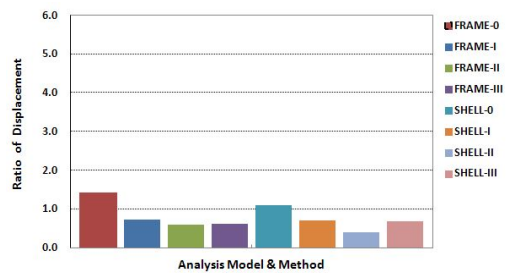
그림 3.29 스프링력에 의한 처짐비(450kN, 셸해석)

### 3.3.3 해석모델 및 해석방법에 따른 응답비

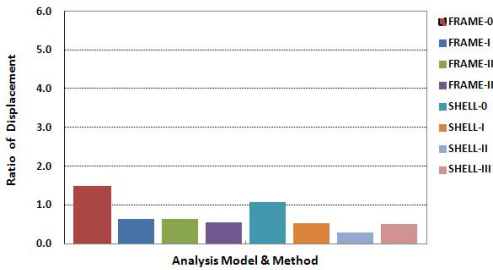
해석모델 및 방법에 따른 처짐응답비를 비교한 결과 기존 방법에 의한 구조해석인 FRAME-0과 SHELL-0로부터 얻어진 처짐응답비보다 Spring계수를 고려하여 실시한 구조해석인 FRAME-I, II, III과 SHELL-I, II, III에 의한 처짐응답비가 작은 것으로 나타났다. 특히 자유단인 절점 1과 27에서의 처짐응답비는 그 차이가 매우 컸으며 프레임을 해석보다 셸해석에 의한 처짐응답비가 작게 나타났다.



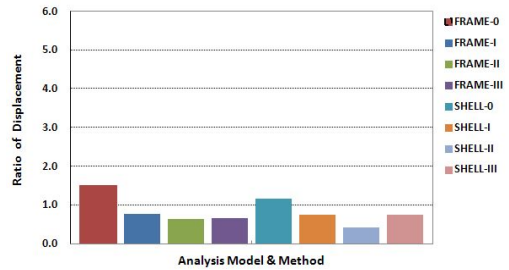
(a) Node 1



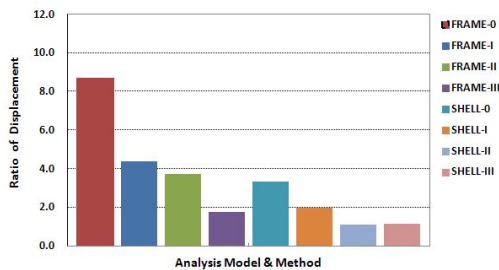
(b) Node 10



(c) Node 14

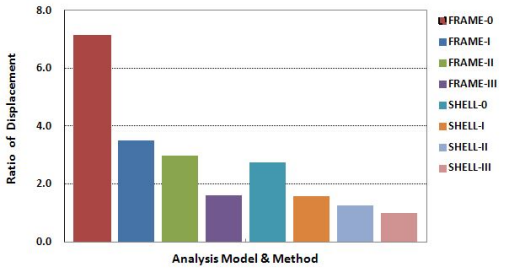


(d) Node 18

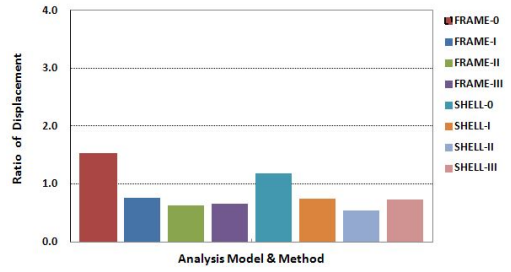


(e) Node 27

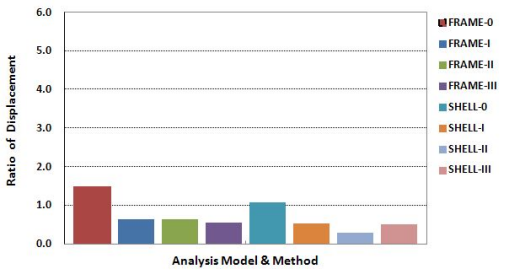
그림 3.30 해석모델 및 방법에 따른 처짐응답비(400kN)



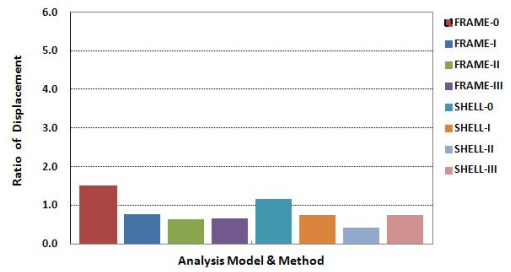
(a) Node 1



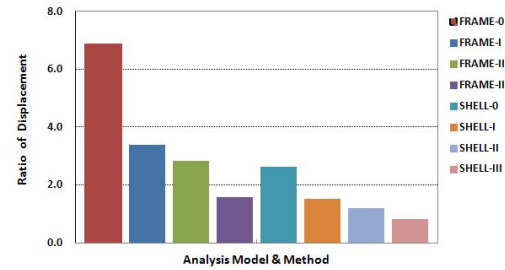
(b) Node 10



(c) Node 14



(d) Node 18



(e) Node 27

그림 3.31 해석모델 및 방법에 따른 처짐응답비(450kN)

### 3.3.4 내하력 평가

#### 가. 기존방법에 의한 내하력 평가

본 연구의 궁극적인 목적이 합리적인 내하력의 평가이므로 개략적으로 내하력을 평가하였다. 사용재료가 강재이므로 허용응력설계법을 이용하였고 내민 구간의 휨모멘트는 0이므로 단순구간의 처짐 산정위치 3개소를 대상으로 하였고 응력보정계수의 충격계수비 부분은 고려하지 않았다.

실제 공용중인 교량은 아니지만 본 연구의 취지에 맞추어 내하력을 개략적으로 평가한 결과 최대하중이 400kN일 때 1.64~1.76Pr, 450kN일 때 1.57~1.62Pr 인 것으로 평가되었다. 여기서 얻어진 내하력의 수는 각 하중조건별로 처짐을 측정한 데이터의 수와 같이 3이라는 것에 주목할 수 있다. 실제 공용중인 교량의 내하력 평가는 국가 재정을 지출하고, 교통통제를 비롯한 현황의 구속 등을 통하여 얻어지는 결과물인 내하력의 경우 수가 가령 계측기의 설치 수와 같다면 효율성과 신뢰성에 의문을 가질 소지가 있을 수 있다. 그렇다고 해서 현장에서 측정시간을 늘려 데이터의 수를 다량 확보한다는 것도 현실적으로 어려움이 있다.

표 3.10 격자해석에 의한 내하력 평가

최대하중	400kN			450kN		
절점번호	10	14	18	10	14	18
Md(kN · m)	0.364	0.483	0.364	0.364	0.483	0.364
MI(kN · m)	150	150	150	169	169	169
fd(MPa)	0.31	0.41	0.31	0.31	0.41	0.31
fl(MPa)	126.05	126.05	126.05	142.02	142.02	142.02
fa(MPa)	190	190	190	190	190	190
RF	1.158	1.157	1.158	1.027	1.027	1.027
Ks	1.42	1.50	1.52	1.53	1.58	1.57
P	1.64 Pr	1.74 Pr	1.76 Pr	1.57 Pr	1.62 Pr	1.61 Pr

표 3.11 쉘해석에 의한 내하력 평가

최대하중	400kN			450kN		
	10	14	18	10	14	18
절점번호	10	14	18	10	14	18
$M_d(kN \cdot m)$	0.364	0.483	0.364	0.364	0.483	0.364
$M_l(kN \cdot m)$	152	150	152	171	167	171
$f_d(MPa)$	0.31	0.41	0.31	0.31	0.41	0.31
$f_l(MPa)$	129.47	127.77	129.47	146.66	142.25	146.66
$f_a(MPa)$	190	190	190	190	190	190
RF	1.127	1.141	1.127	0.995	1.025	0.995
$K_s$	1.09	1.07	1.17	1.18	1.14	1.20
P	1.23Pr	1.22Pr	1.32Pr	1.17Pr	1.17Pr	1.19Pr

#### 나. 스프링계수를 적용한 내하력 평가

스프링계수를 적용하여 구한 처짐비는 기존의 방법과 비교하여 다소의 차이를 나타내며 내하력 평가에서 사용되는 처짐 응답비가 각 절점마다 3이 되어 응력보정계수가 보다 다양해지는 효과를 얻을 수 있다. 이에 따라 각 하중별로 스프링계수를 적용하여 내하력을 평가한 결과를 표 3.12~표 3.15에 나타내었다. 기존의 격자해석방법에 의하여 평가한 내하력은 각 절점별로 1개의 데이터만이 존재하므로 내하력에 대한 신뢰도에 논란의 여지가 있는 것이 사실이다. 그러나 스프링계수를 이용한 내하력의 평가에서는 400kN의 하중이 작용하는 절점 10의 경우 내하력이  $1.50P_r$ ,  $1.79P_r$ ,  $1.63P_r$ 으로 평가되어 내하력의 편차가 크지 않게 나타났으며 이에 대한 평균값이  $1.64P_r$ 으로 평가되어 기존 방법에 의한 내하력 평가에서 얻어진  $1.64P_r$ 과 수치적으로는 같지만 보다 많은 데이터를 토대로 하여 평가되었다는 측면에서 또 다른 의미를 가지는 내하력을 얻을 수 있었다. 쉘 해석모델의 경우에는 기존 방법으로 내하력을 평가하였을 때 격자해석모델로부터 얻어진 값보다 다소 작게 평가되었으나 스프링계수를 이용한 내하력평가에서는 기존방법의 경우보다 2~5배까지 크게 평가되었다. 쉘해석모델이 격자해석모델보다 내하력에서 큰 차이를 보인 것은 쉘 요소망의 밀도와 쉘 요소를 둘러싸는 절점의 수 및 쉘 요소의 면적에 따라 결정되어지는 스프링계수의 결정과정에서 원인을 찾을 수 있었다.

스프링계수를 이용하여 구조해석 및 내하력을 구할 때 쉘 해석모델은 내하력의 편차가 너무 크고 스프링계수를 구하는 과정이 다소 복잡하여 본 연구에서는 적용상 어려움이 발생하는 것으로 나타났다.

표 3.12 스프링계수를 이용한 내하력평가(400kN, 격자해석)

구분	10			14			18		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M <sub>d</sub> (kN·m)	0.364	0.364	0.364	0.483	0.483	0.483	0.364	0.364	0.364
M <sub>i</sub> (kN·m)	83.61	58.34	66.26	43.78	57.25	36.20	83.61	56.17	67.64
f <sub>d</sub> (MPa)	0.31	0.31	0.31	0.41	0.41	0.41	0.31	0.31	0.31
f <sub>i</sub> (MPa)	70.26	49.03	55.68	36.79	48.11	30.42	70.26	47.20	56.84
f <sub>a</sub> (MPa)	190	190	190	190	190	190	190	190	190
RF	2.077	2.976	2.621	3.964	3.031	4.794	2.077	3.091	2.567
K <sub>s</sub>	0.72	0.60	0.62	0.63	0.65	0.55	0.77	0.63	0.66
P	1.50P <sub>r</sub>	1.79P <sub>r</sub>	1.63P <sub>r</sub>	2.50P <sub>r</sub>	1.97P <sub>r</sub>	2.64P <sub>r</sub>	1.60P <sub>r</sub>	1.95P <sub>r</sub>	1.69P <sub>r</sub>
P <sub>m</sub>	1.64P <sub>r</sub>			2.37P <sub>r</sub>			1.75P <sub>r</sub>		

표 3.13 스프링계수를 이용한 내하력평가(450kN, 격자해석)

구분	10			14			18		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M <sub>d</sub> (kN·m)	0.364	0.364	0.364	0.483	0.483	0.483	0.364	0.364	0.364
M <sub>i</sub> (kN·m)	92.55	62.70	76.12	46.83	62.28	38.45	92.55	61.86	76.37
f <sub>d</sub> (MPa)	0.31	0.31	0.31	0.41	0.41	0.41	0.31	0.31	0.31
f <sub>i</sub> (MPa)	77.77	52.69	63.97	39.35	52.34	32.31	77.77	51.98	64.18
f <sub>a</sub> (MPa)	190	190	190	190	190	190	190	190	190
RF	1.876	2.769	2.281	3.706	2.786	4.514	1.876	2.807	2.274
K <sub>s</sub>	0.76	0.63	0.66	0.64	0.66	0.56	0.78	0.64	0.67
P	1.43P <sub>r</sub>	1.74P <sub>r</sub>	1.51P <sub>r</sub>	2.37P <sub>r</sub>	1.84P <sub>r</sub>	2.53P <sub>r</sub>	1.46P <sub>r</sub>	1.80P <sub>r</sub>	1.52P <sub>r</sub>
P <sub>m</sub>	1.56P <sub>r</sub>			2.25P <sub>r</sub>			1.59P <sub>r</sub>		

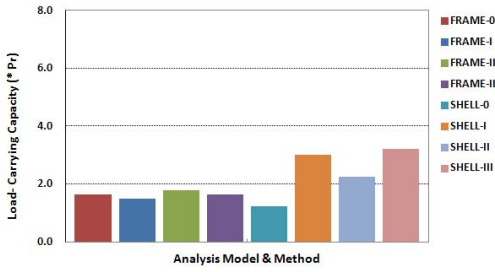
표 3.14 스프링계수를 이용한 내하력평가(400kN, 셀해석)

구분	10			14			18		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M <sub>d</sub> (kN·m)	0.364	0.364	0.364	0.483	0.483	0.483	0.364	0.364	0.364
M <sub>i</sub> (kN·m)	39.72	31.22	36.74	54.88	63.02	11.06	39.87	31.86	36.74
f <sub>a</sub> (MPa)	0.31	0.31	0.31	0.41	0.41	0.41	0.31	0.31	0.31
f <sub>i</sub> (MPa)	33.83	26.59	31.29	46.75	53.68	9.42	33.96	27.14	31.29
f <sub>a</sub> (MPa)	190	190	190	190	190	190	190	190	190
RF	4.313	5.488	4.663	3.120	2.717	15.482	4.297	5.376	4.663
K <sub>s</sub>	0.70	0.41	0.69	0.52	0.30	0.51	0.75	0.43	0.74
P	3.02P <sub>r</sub>	2.25P <sub>r</sub>	3.22P <sub>r</sub>	1.62P <sub>r</sub>	0.82P <sub>r</sub>	7.90P <sub>r</sub>	3.22P <sub>r</sub>	2.31P <sub>r</sub>	3.45P <sub>r</sub>
P <sub>m</sub>	2.83P <sub>r</sub>			3.45P <sub>r</sub>			2.99P <sub>r</sub>		

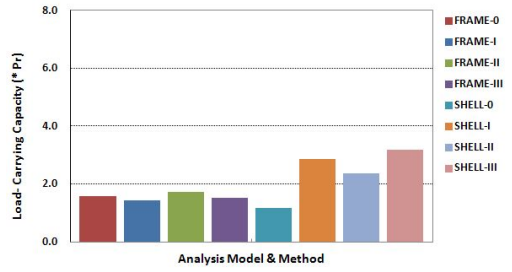
표 3.15 스프링계수를 이용한 내하력평가(450kN, 셀해석)

구분	10			14			18		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M <sub>d</sub> (kN·m)	0.364	0.364	0.364	0.483	0.483	0.483	0.364	0.364	0.364
M <sub>i</sub> (kN·m)	44.864	38.015	41.227	14.468	25.326	12.447	44.864	37.983	41.224
f <sub>a</sub> (MPa)	0.31	0.31	0.31	0.41	0.41	0.41	0.31	0.31	0.31
f <sub>i</sub> (MPa)	38.21	32.38	35.12	12.32	21.57	10.60	38.21	32.35	35.11
f <sub>a</sub> (MPa)	190	190	190	190	190	190	190	190	190
RF	3.819	4.506	4.155	11.838	6.761	13.758	3.819	4.511	4.156
K <sub>s</sub>	0.75	0.53	0.77	0.54	0.52	0.55	0.74	0.52	0.75
P	2.86P <sub>r</sub>	2.38P <sub>r</sub>	3.19P <sub>r</sub>	6.39P <sub>r</sub>	3.52P <sub>r</sub>	7.57P <sub>r</sub>	2.83P <sub>r</sub>	2.35P <sub>r</sub>	3.12P <sub>r</sub>
P <sub>m</sub>	2.81P <sub>r</sub>			5.82P <sub>r</sub>			2.77P <sub>r</sub>		

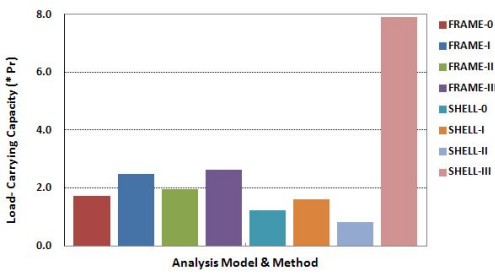




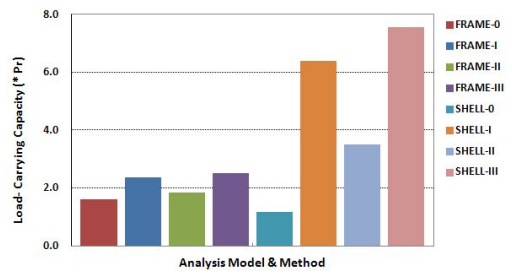
(a) Node 10(400kN)



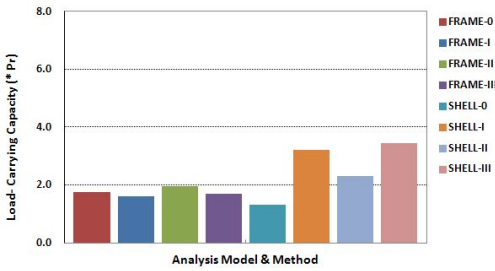
(b) Node 10(450kN)



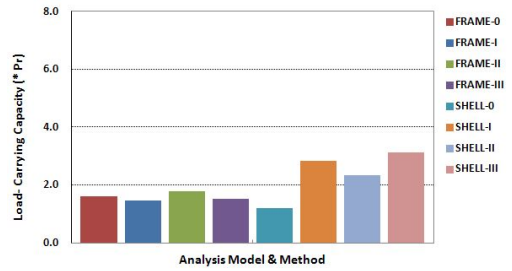
(c) Node 14(400kN)



(d) Node 14(450kN)



(e) Node 18(400kN)



(f) Node 18(450kN)

그림 3.32 해석모델 및 방법에 따른 내하력

## 제4장 현장실험 및 적용

재하시험에서 얻어진 실측 처짐데이터에 근거하여 교량의 실제 거동특성을 묘사하고 이에 따라 구조해석과 내하력을 평가하기 위하여 실제 공용중인 교량을 대상으로 현장 실험을 실시하였다. 대상교량은 다양한 재료 및 단면특성의 고려를 위하여 철근콘크리트 T형교와 Steel Box형교를 선정하였다.

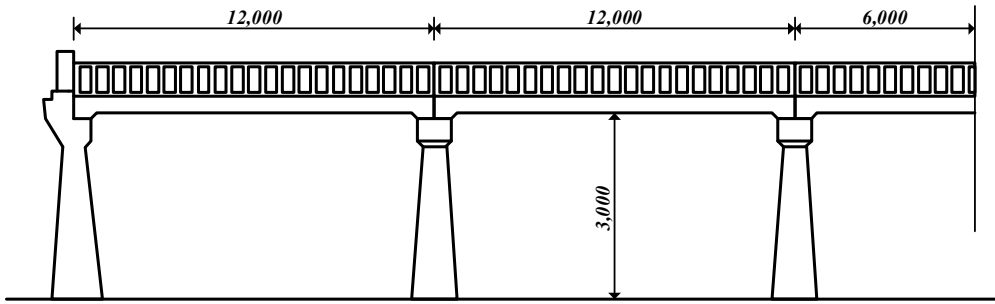
### 4.1 철근콘크리트 T형교

#### 4.1.1 대상교량의 제원 및 현황

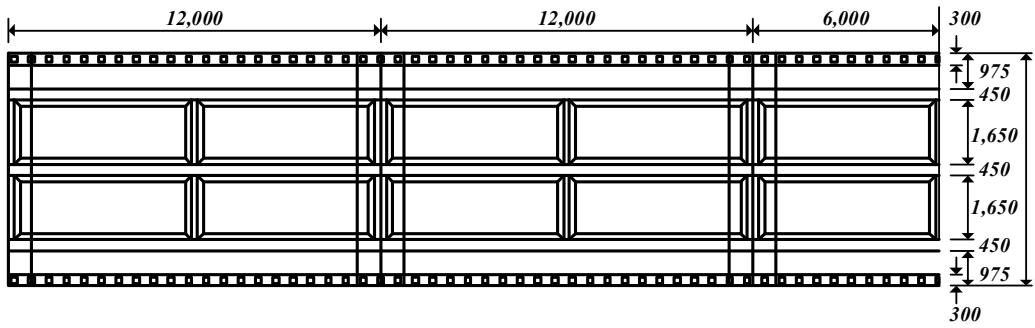
대상교량의 주요 제원은 표 4.1과 같고 외관조사를 실시한 결과 대표등급은 C급으로 판단되었다. 아스팔트 포장은 양호하나 신축이음부근에는 균열이 다소 발생하였으며 포장으로 인하여 배수구멍이 막혀 제 기능을 수행하지 못하고 있었다. 신축이음장치는 포장면에 덮혀 관측이 불가하였고 교좌장치의 철판에는 부식이 극심한 상태이었다. 주형은 전반적으로 균열 및 백태가 발생하였고 국부적으로 철근이 노출되어 있었다. 교대에는 누수에 의한 백태와 박리가 발생한 상태이고 교각의 하부에는 세굴이 국부적으로 발생하였다. 비파괴시험에 의하여 콘크리트의 압축강도를 추정한 결과 바닥판에서는 21Mpa, 주형에서는 30Mpa, 교대 및 교각에서는 25Mpa로 측정되었고 코어 채취에 의한 압축강도 시험에서는 21Mpa로 측정되었다. 그러므로 본 연구에서는  $f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ 을 사용하여 구조해석 및 내하력평가를 실시하였다.

표 4.1 대상교량의 현황

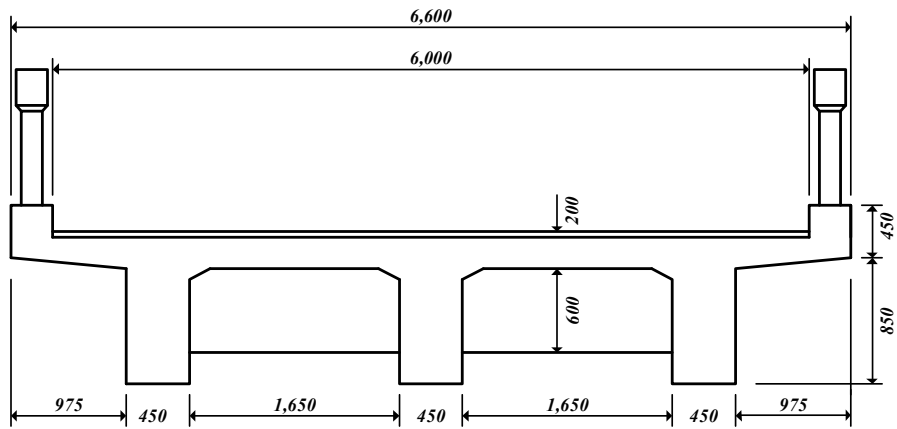
교 량 명	○ ○ 교	공용기간	23년
소 재 지	전라남도 고흥군	설계하중	DB 18
상부구조	철근콘크리트 T형교	지지형식	5경간 단순지지
교폭(유효폭)	6.6(6.1) m	교 장	5 @ 12m = 60m
교좌장치	없 음	신축이음	Gai Top 조인트
교각형식	중력식	교대형식	중력식
기초형식	관측불가	교고	3.9 m



(a) 종단면도



(b) 평면도



(c) 횡단면도

그림 4.1 ○○교

## 4.1.2 재하시험

재하시험에서는 표 4.2와 같이 적재중량 15ton 덤프트럭으로 하중변화가 적은 토사를 적재하여 재하하중으로 사용하였다. 하중재하는 후륜축을 지간 중앙부에 위치시키고, 재하차량의 좌측 또는 우측의 축하중을 각 주형의 중심선에 재하시켜 정적 재하시험을 실시하였다. 변위계는 최대 응답값을 얻기 위하여 절대 최대 휨모멘트가 발생하는 위치에 설치하는 것이 원칙이나 절대 최대 휨모멘트 발생위치가 지간 중앙과 거리 차이가 적으므로 각 주형의 지간 중앙점에 변위계를 부착하였다.

표 4.2 재하차량 제원 및 적재중량(○○교)

축 중 (ton)				제 원 (m)			
전륜	중륜	후륜	총중량	전륜거	전축거	후륜거	후축거
5.9	10.42	11.40	27.72	2.05	3.95	1.85	1.30

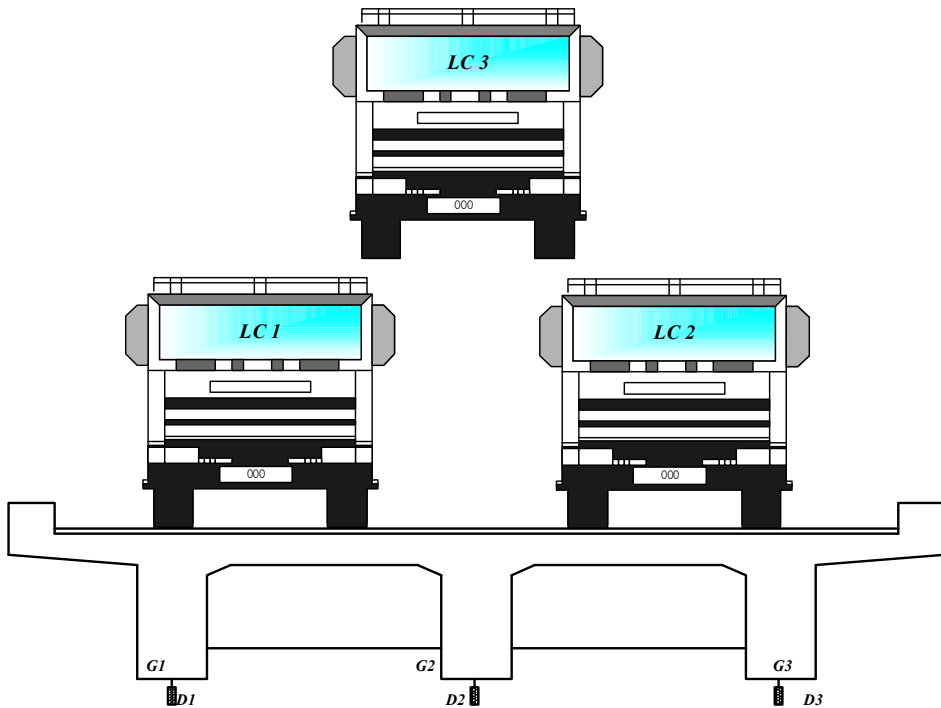


그림 4.2 정적재하시험시 하중 재하 및 측정계이지 부착 위치(○○교)

정적재하시험을 실시한 결과 정적 처짐은 0.56~1.70mm로 나타났으며 LC1~LC3로부터 횡방향 응답특성을 검토한 결과 대칭성을 가지며 양호한 결과를 나타내었다.

표 4.3 정적재하시험 결과(○○교)

측정값 Load Case	최대 처짐(mm)		
	D1	D2	D3
LC 1	1.70	1.22	0.56
LC 2	0.63	1.29	1.61
LC 3	1.12	1.44	1.10

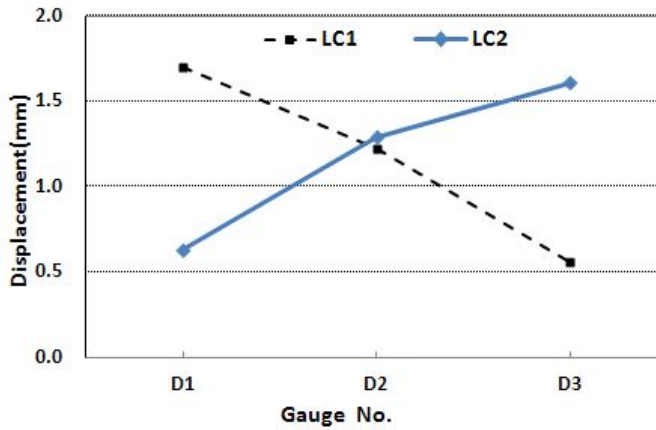


그림 4.3 하중의 횡분배 특성(○○교)

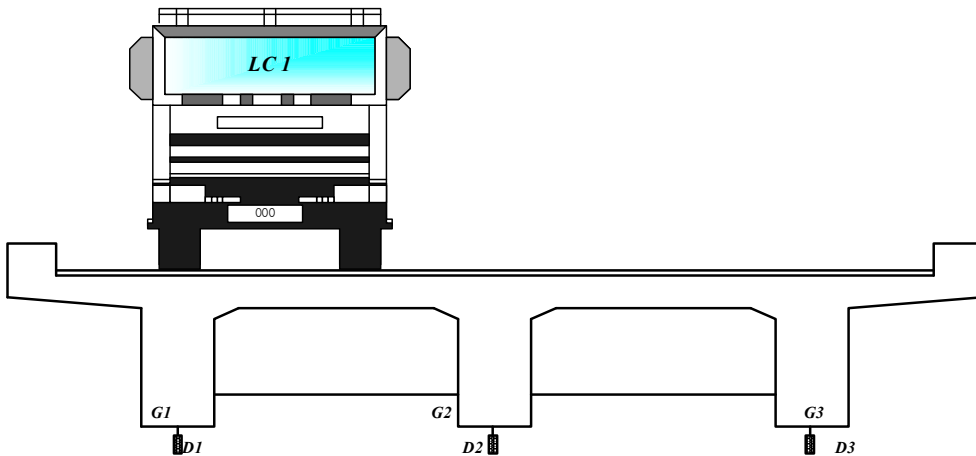


그림 4.4 동적재하시험시 하중 재하 및 측정계이지 부착 위치(○○교)

정적재하시험의 LC1을 대상으로 주행속도를 20~70km까지 변화시켜 동적주행시험을 실시하여 측정된 처짐으로부터 동적증폭계수 및 충격계수를 분석하였다.

표 4.4 동적재하시험 결과(○○교)

측정값 속도(km/h)	최대 처짐(mm)		
	D1	D2	D3
20	1.76	1.32	0.65
30	1.76	1.33	0.65
40	1.80	1.40	0.68
50	1.73	1.32	0.65
60	1.79	1.35	0.74
70	2.00	1.62	0.81

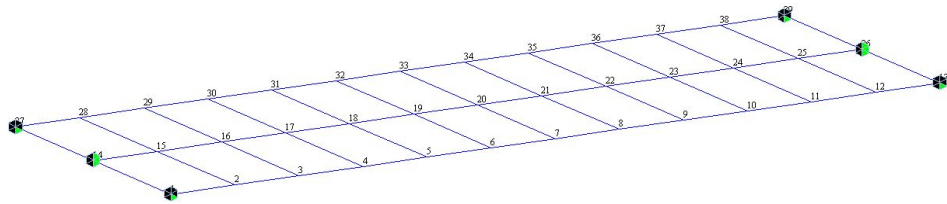
표 4.5 동적증폭계수 및 충격계수(○○교)

구분 주행속도	주형	동적증폭계수(D)	충격계수(i)
20 km/h	G <sub>1</sub>	1.035	0.035
	G <sub>2</sub>	1.082	0.082
	G <sub>3</sub>	1.161	0.161
30 km/h	G <sub>1</sub>	1.035	0.035
	G <sub>2</sub>	1.090	0.090
	G <sub>3</sub>	1.161	0.161
40 km/h	G <sub>1</sub>	1.059	0.059
	G <sub>2</sub>	1.148	0.148
	G <sub>3</sub>	1.214	0.214
50 km/h	G <sub>1</sub>	1.018	0.018
	G <sub>2</sub>	1.082	0.082
	G <sub>3</sub>	1.161	0.161
60 km/h	G <sub>1</sub>	1.053	0.053
	G <sub>2</sub>	1.107	0.107
	G <sub>3</sub>	1.321	0.321
70 km/h	G <sub>1</sub>	1.176	0.176
	G <sub>2</sub>	1.328	0.328
	G <sub>3</sub>	1.446	0.446

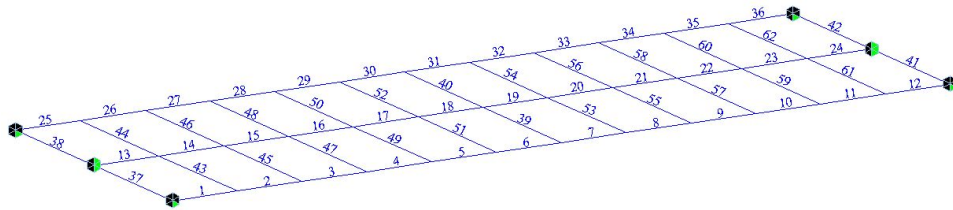
### 4.1.3 구조해석

○○교는 보-슬래브 바닥판으로 구성되어 있으며 주형을 통하여 지지부로 하중이 전달되는 형식을 취하고 있는데 이러한 경우 일반적으로 2차원 격자해석 모델을 이용한 유한요소 해석을 실시하는 것이 일반적이다. 아울러 제3장에서 언급한 바와 같이 본 연구방법의 경우 쉘 해석모델보다 격자 해석모델이 적용상 유리하다고 판단되어 T형 단면을 갖는 보요소로 간주하여 그림 4.5와 같이 격자빔 모델로 구조해석을 실시하였다.

구조해석에 사용된 하중은 재하시험에서 사용된 시험하중과 동일한 조건으로 LC1~LC3 및 자중을 고려하였으며 변위계를 설치한 위치에서 재하차량에 의한 처짐은 표 4.6과 같이 발생하였다.



(a) Node No.

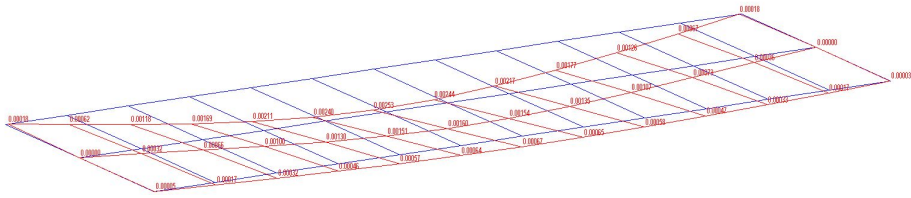


(b) Element No.

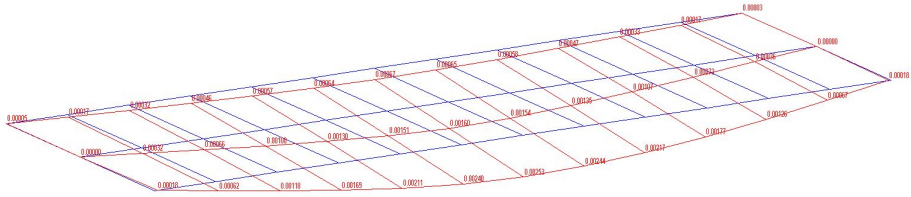
그림 4.5 ○○교 해석모델

표 4.6 구조해석에 의한 처짐(○○교)

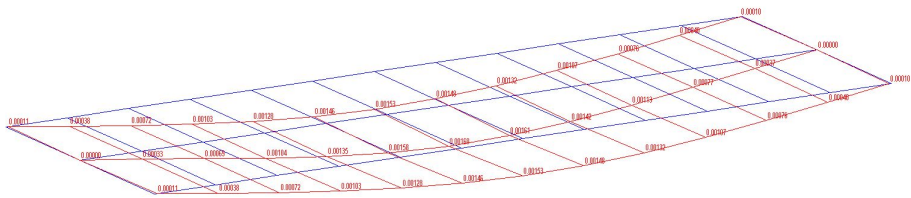
측정값 Load Case	처짐 (mm)		
	D1	D2	D3
LC 1	2.528	1.602	0.670
LC 2	0.670	1.602	2.528
LC 3	1.532	1.681	1.532



(a) LC1



(b) LC2



(c) LC3

그림 4.6 처짐도(○○교)

그림 4.6은 재하하중에 의한 처짐도이고 계산처짐과 실측처짐과의 처짐 응답비는 표 4.7과 같다. 또한, 자중 및 재하차량에 의한 휨모멘트를 구하고 설계활하중에 의한 휨모멘트를 설계기준에 의하여 표 4.8과 같이 구하였다.

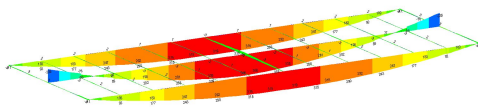
표 4.7 처짐 응답비(○○교)

측정값 Load Case	응답비		
	D1	D2	D3
LC 1	$2.528/1.70 = 1.487$	$1.602/1.22 = 1.313$	$0.670/0.56 = 1.196$
LC 2	$0.670/0.63 = 1.063$	$1.602/1.29 = 1.241$	$2.528/1.61 = 1.570$
LC 3	$1.532/1.12 = 1.368$	$1.681/1.44 = 1.167$	$1.532/1.10 = 1.393$

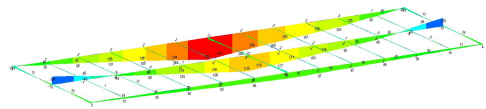


표 4.8 각 하중별 최대 휨모멘트(○○교)

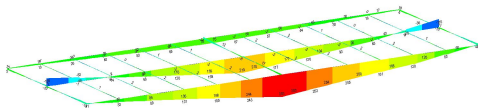
측정값 Load Case	최대 휨모멘트(kN · m)		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
자 중	319.24	368.37	319.24
LC 1	302.78	218.67	74.99
LC 2	74.99	218.67	302.78
LC 3	179.37	233.33	179.37
DB 1	225.91	156.50	67.53
DB 2	67.53	156.50	225.91
DB 3	149.75	164.80	149.75



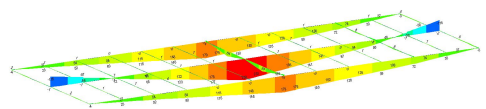
(a) self load



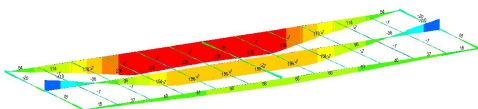
(b) LC1



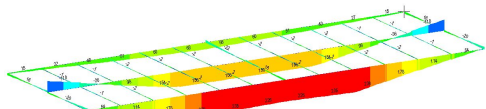
(c) LC2



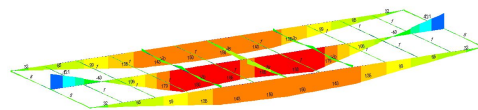
(d) LC3



(e) DB1



(f) DB2



(g) DB3

그림 4.7 각 하중별 휨모멘트도(○○교)

## 4.1.4 내하력 평가

가, 공칭 모멘트

플랜지의 유효폭을 폭으로 하는 직사각형 단면의 응력 사각형의 깊이는

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{6,424 \times 300}{0.85 \times 21 \times 2,100} = 51 \text{mm} > 200 \text{mm}$$

그러므로  $b = 2,100 \text{mm}$  인 복철근 직사각형보로 보고 공칭 모멘트를 구한다.

단면의 인장철근비는

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,424}{2,100 \times 940} = 0.0033$$

압축철근비는

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{3,871}{2,100 \times 940} = 0.0020$$

최소철근비는

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_y} + \rho' \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{21}{300} \times \frac{40}{940} \times \frac{0.003}{0.003 - 0.0015} + 0.002 \\ &= 0.0063 < 0.0033 \end{aligned}$$

최대철근비는

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + 0.004} \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{21}{300} \times \frac{0.003}{0.003 + 0.004} \\ &= 0.0217 \end{aligned}$$

복철근보에서 인장철근의 상한은

$$\bar{\rho}_{\max} = \rho_{\max} + \rho' = 0.0217 + 0.002 = 0.0237 > \rho (= 0.0033)$$

그러므로 단면은 인장철근비가 적절하다.

콘크리트의 등가 응력사각형의 깊이는

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_{ck} b} = \frac{(6,424 - 3,871) \times 300}{0.85 \times 21 \times 2,100} = 20 \text{mm}$$

중립축의 위치는

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20}{0.85} = 24 \text{mm}$$

철근의 순 인장변형률은

$$\epsilon_t = \epsilon_c \times \frac{d_t - c}{c} = 0.003 \times \frac{102 - 24}{24} = 0.0098 > 0.005$$

인장의 지배를 받으므로  $\phi = 0.85$ 이다.

공칭 모멘트는

$$\begin{aligned} M_n &= [(A_s - A_s') f_y (d - \frac{a}{2})] + [A_s' f_y (d - d')] \\ &= [(6,424 - 3,871) \times 300 \times (940 - \frac{20}{2})] + [3,871 \times 300 \times (940 - 40)] \\ &= 1,757 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

설계 휨강도는

$$M_d = \phi M_n = 0.85 \times 1,757 = 1,493 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 나. 내하력 평가

기존의 방법을 통하여 철근콘크리트 교량의 내하력을 평가한 결과 공용내하율이 2.28~2.41로 평가되었다.

표 4.9 ○○교의 내하력평가

구 분	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
공칭휨강도 $M_n$ (kN · m)	1,757	1,757	1,757
사하중모멘트 $M_d$ (kN · m)	319	368	319
활하중모멘트 $M_l$ (kN · m)	226	164	226
강도감소계수 $\phi$	0.85	0.85	0.85
고정하중 계수 $\gamma_d$	1.3	1.3	1.3
활하중 계수 $\gamma_l$	2.15	2.15	2.15
설계 충격계수 $i$	0.288	0.288	0.288
내하율	1.723	2.235	1.723
$\delta_{\text{계산}} / \delta_{\text{실측}}$	2.528/1.70 = 1.487	1.681 / 1.44 = 1.167	2.528 / 1.61 = 1.570
$(1 + i_{\text{계산}}) / (1 + i_{\text{실측}})$	1.288/1.446 = 0.891	0.891	0.891
$K_s = \left(\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}}\right) \left(\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}\right)$	1.325	1.040	1.399
공용내하율	2.28	2.32	2.41

## 4.1.5 스프링계수를 적용한 내하력 평가

### 가. 스프링 계수

재하시험에서 변위를 측정할 위치를 가상지점으로 하여 구조해석을 실시하여 얻어진 가상지점의 반력과 실측치점으로부터 구한 스프링계수를 구하였다.

표 4.10 가상지점 반력(○○교)

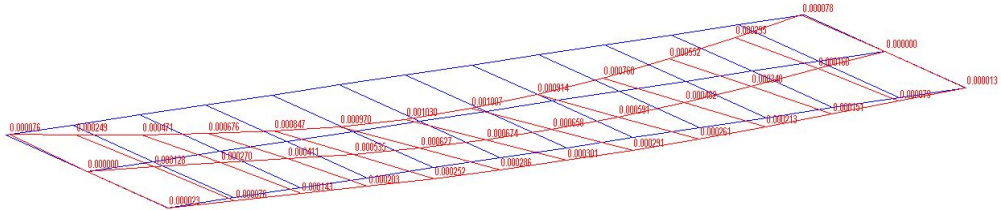
측정값 Load Case	가상지점의 반력(kN)		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
LC 1	136.52	107.63	0.42
LC 2	0.42	107.63	136.52
LC 3	37.02	170.02	37.02

표 4.11 가상지점의 스프링계수(○○교)

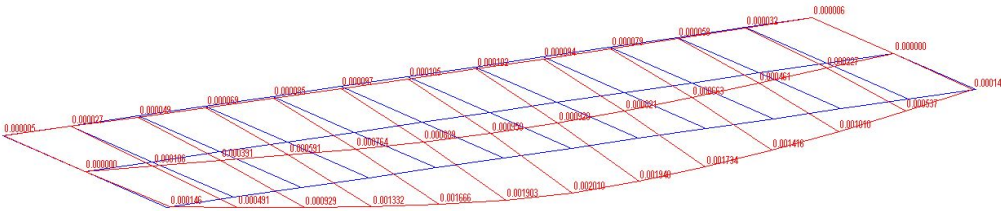
측정값 Spring Case	가상지점의 스프링계수(kN/m)		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
I	$K_{11} = \frac{136.52}{1.7 \times 10^{-3}}$ $= 80,423 \text{ kN/m}$	$K_{21} = \frac{107.63}{1.22 \times 10^{-3}}$ $= 88,221 \text{ kN/m}$	$K_{31} = \frac{0.42}{0.56 \times 10^{-3}}$ $= 750 \text{ kN/m}$
II	$K_{12} = \frac{0.42}{0.63 \times 10^{-3}}$ $= 667 \text{ kN/m}$	$K_{22} = \frac{107.63}{1.29 \times 10^{-3}}$ $= 83,434 \text{ kN/m}$	$K_{32} = \frac{136.52}{1.61 \times 10^{-3}}$ $= 84,795 \text{ kN/m}$
III	$K_{13} = \frac{37.02}{1.12 \times 10^{-3}}$ $= 33,053 \text{ kN/m}$	$K_{23} = \frac{170.02}{1.44 \times 10^{-3}}$ $= 118,069 \text{ kN/m}$	$K_{33} = \frac{37.02}{1.10 \times 10^{-3}}$ $= 33,654 \text{ kN/m}$

## 나. 처짐 응답비

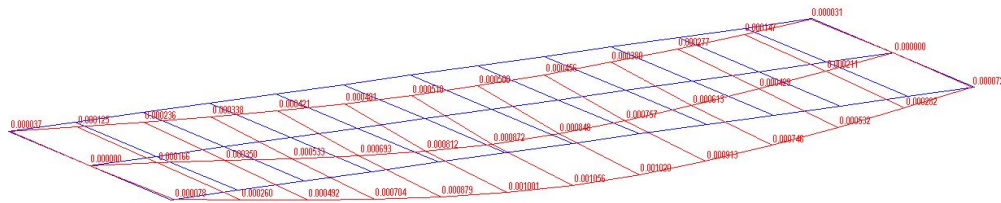
스프링계수의 종류 및 하중에 따라 각 주형의 처짐 응답비를 표 4.12와 같이 얻은 후 설계활하중에 의한 최대휨모멘트가 발생하는 조건에서의 응답비를 선정하여 내하력 평가에 활용하였다. G1은 스프링계수  $K_{II}$ 에서 최대 휨모멘트가 발생하였으므로 처짐 응답비는 표 4.12의 G1- $K_{II}$ 의 응답비인 1.193, 0.502, 0.960의 평균값을 사용하였다.



(a) LC1



(b) LC2



(c) LC3

그림 4.8 스프링계수( $K_I$ )를 고려한 처짐도(○○교)

표 4.12 스프링계수를 고려한  $\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$  (○○교)

구분 하중		G <sub>1</sub>			G <sub>2</sub>			G <sub>3</sub>			응답비 평균
		$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	응답비	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	응답비	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	응답비	
K <sub>I</sub>	LC1	1.030	1.70	0.606	0.673	1.22	0.552	0.299	0.56	0.534	0.564
	LC2	0.081	0.63	0.129	0.946	1.29	0.733	2.008	1.61	1.247	0.703
	LC3	1.056	1.12	0.943	0.872	1.44	0.606	0.508	1.10	0.462	0.670
K <sub>II</sub>	LC1	2.028	1.70	1.193	0.964	1.22	0.790	0.087	0.56	0.155	0.713
	LC2	0.316	0.63	0.502	0.678	1.29	0.526	1.009	1.61	0.627	0.552
	LC3	1.075	1.12	0.960	0.885	1.44	0.615	0.503	1.10	0.457	0.677
K <sub>III</sub>	LC1	1.396	1.70	0.821	0.700	1.22	0.574	0.115	0.56	0.205	0.533
	LC2	0.117	0.63	0.186	0.699	1.29	0.542	1.389	1.61	0.863	0.530
	LC3	0.683	1.12	0.610	0.753	1.44	0.523	0.679	1.10	0.617	0.583
평균				0.661			0.607			0.574	

내하력의 평가를 위하여 스프링 계수마다 설계활하중에 의한 휨모멘트를 구한 후 각 주형의 최대값을 선정하여 내하력평가에 활용하였다.

표 4.13 스프링계수를 고려한 설계 활하중에 의한 휨모멘트 (○○교)

구분 Load Case	G <sub>1</sub> (30,31)			G <sub>2</sub> (18,19)			G <sub>3</sub> (6,7)		
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>
DB 1	80.15	<b>178.09</b>	166.82	57.22	<b>88.78</b>	76.71	28.10	5.90	1.78
DB 2	5.30	30.05	12.39	86.87	57.67	61.44	<b>176.17</b>	78.08	115.13
DB 3	42.40	98.55	84.42	77.39	78.77	73.06	96.30	41.83	56.03
고정하중	319.24			368.37			319.24		

#### 다. 공용내하력

스프링계수를 활용한 공용 내하율은 표 4.14와 같이 1.47~2.36으로 기존 방법에 따른 내하율인 2.24~2.81보다 작게 평가되었다. 기존의 방법에 비교하여 스프링계수를 이용한 기본 내하율은 26~84%가량 증가한 반면 응력보정계수는 40~52% 감소하였다.

표 4.14 스프링계수를 고려한 ○○교의 내하력

구 분	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
공칭휨강도 $M_n$ (kN · m)	1,757	1,757	1,757
사하중모멘트 $M_d$ (kN · m)	319	368	319
활하중모멘트 $M_l$ (kN · m)	178	89	176
강도감소계수 $\phi$	0.85	0.85	0.85
고정하중 계수 $\gamma_d$	1.3	1.3	1.3
활하중 계수 $\gamma_l$	2.15	2.15	2.15
설계 충격계수 $i$	0.288	0.288	0.288
내하율	2.188	4.119	2.213
$\delta_{\text{계산}} / \delta_{\text{실측}}$	0.885	0.644	0.748
$(1 + i_{\text{계산}}) / (1 + i_{\text{실측}})$	1.288/1.446 = 0.891	0.891	0.891
$K_s = \left(\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}}\right) \left(\frac{1 + i_{\text{계산}}}{1 + i_{\text{실측}}}\right)$	0.789	0.573	0.666
공용내하율	1.73	2.36	1.47



## 4.2 강박스형교에 대한 적용

### 4.2.1 대상교량의 제원 및 현황

본 교량은 시공이 완료된 후 개통하기 전에 초기 거동특성을 파악하기 위하여 실시하는 초기점검 대상교량이다. 설계하중이 DB24이고 직교이며 시점에서 종점방향으로 하향구배를 갖고 있다. 상부구조는 휨과 비틀림에 강한 합성형 강박스로써 3경간 연속 3거더 강박스형 교량이며, 종방향 5m 간격으로 가로보가 있다. 교대 쪽 측경간의 경간장은 55m, 내부 경간장은 70m로서 총연장이 180m이다. 교대는 날개벽이 있는 역T형 교대로써 강관파일기초로 되어 있고, 교대 전면에는 사면보호용 블록이 시공되어 있다. 교각 P1 및 P2는 우물통기초로 시공되어 있다. 교폭은 19.5m로써 왕복 4차선 교량으로 중앙은 안전지대이며 양측에 알루미늄 난간이 설치되어 있다. 하천구간은 최고 수심 7.0m로써 유수의 영향을 다소 받을 것으로 예상되며 주변 환경이 양호하여 향후 중성화의 속도가 빠르지 않을 것으로 예상된다.

표 4.15 대상교량의 현황(△△교)

교 량 명	△ △ 교	공용기간	공용예정
소 재 지	충청남도 공주시	설계하중	DB 24
선 형	직교	최고수심	7.0m
상부구조	Steel Box Girder교	지지형식	3경간 연속지지
교폭(유효폭)	19.5m (왕복4차선)	교 장	55 + 70 + 55 = 180m
설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	탄성계수	$E_c = 27,800 \text{ MPa}$
강 종	SM 490	허용응력	$f_{sa} = 190 \text{ MPa}$
교좌장치	포 트 반 침	신축이음	레 일 식
교각형식	다 주 형	교대형식	역 T 형
교각기초	우 물 통	교대기초	강 관 파 일

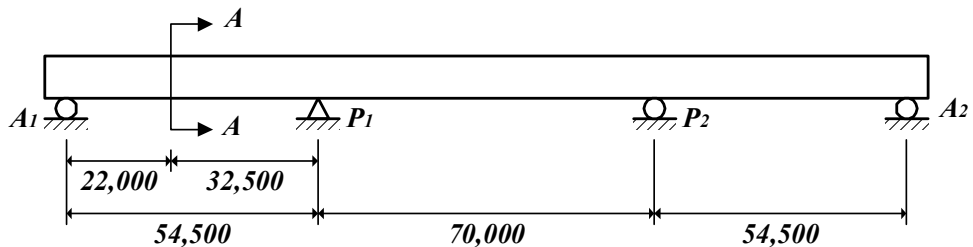


## 4.2.2 재하시험

재하시험에서는 표 4.16과 같이 적재중량 15ton 덤프트럭 2대에 하중변화가 적은 토사를 적재하여 재하하중으로 사용하였으며, 재하하중의 크기는 설계하중 DB-24의 약 66% 수준이다. 제1경간을 시험구간으로 선정하여 교대로부터 22m 떨어진 위치에 측정계를 부착하였다.

표 4.16 재하차량의 제원 및 적재중량(△△교)

구분	축 중 (ton)				제 원 (m)			
	전륜	중륜	후륜	총중량	전륜거	전축거	후륜거	후축거
A	5.600	11.200	11.200	28.00	2.08	3.19	1.85	1.28
B	5.606	11.212	11.212	28.03	2.08	3.19	1.85	1.28



A - A Section

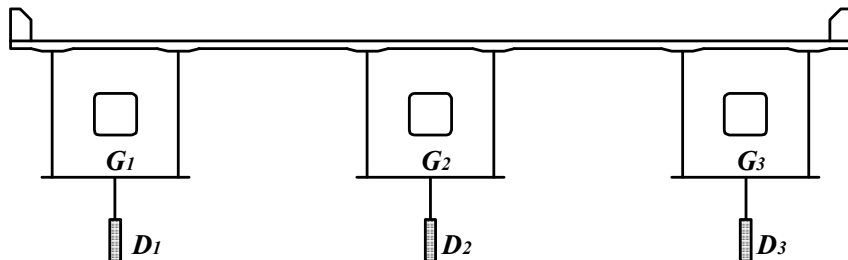
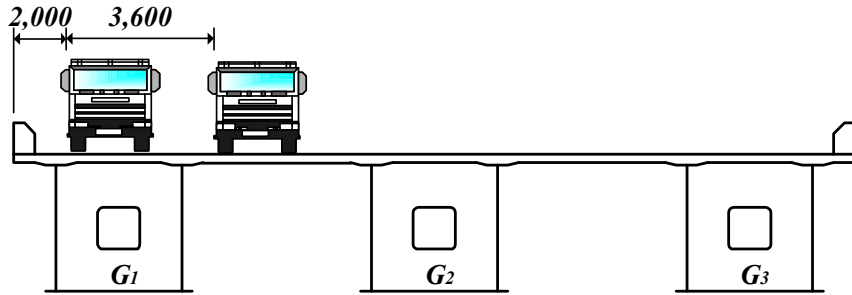
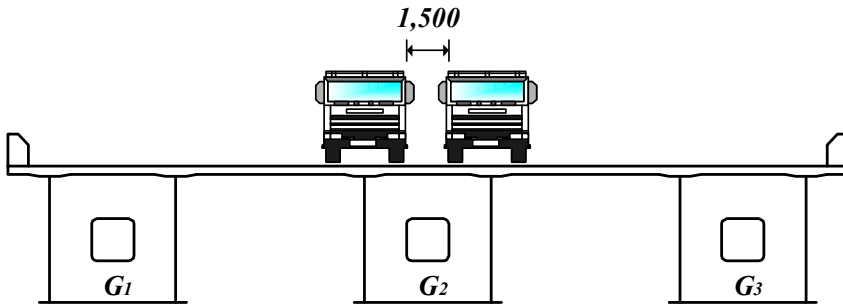


그림 4.10 정적재하시험 측정계이지 부착 위치(△△교)

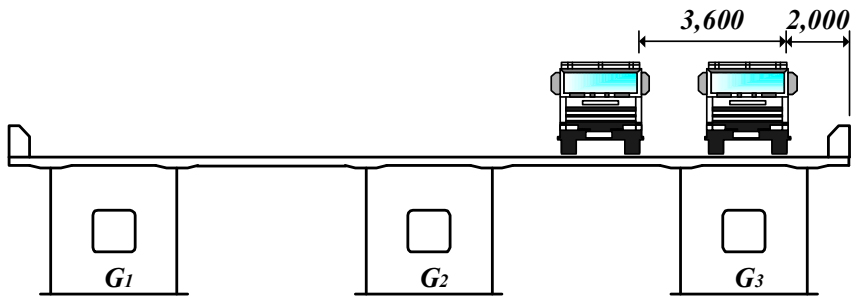
하중재하는 후륜축을 교대 A1으로부터 22m 떨어진 곳에 위치시키고, 측정결과의 노이즈를 최소화 하기 위하여 2대의 시험차량을 횡방향으로 동시에 재하시켜 정적 재하 시험을 실시하였다.



(a) LC1



(b) LC2



(c) LC3

그림 4.11 정적재하시험 하중 재하방법(△△교)

제1경간을 대상으로 실시한 정적 재하시험으로부터 각 하중재하방법에 따라 표 4.17과 같이 최대 처짐을 얻었다. 또한 정적 재하시험에서 측정된 처짐을 이용하여 대상 교량의 횡분배 특성이 양호하고 거동특성상 대칭성을 유지하고 있는 것으로 나타났다.

표 4.17 정적재하시험 결과(△△교)

측정값 Load Case	최대 처짐(mm)		
	D1	D2	D3
LC 1	7.12	5.39	3.58
LC 2	5.12	5.73	5.13
LC 3	3.48	5.41	7.03

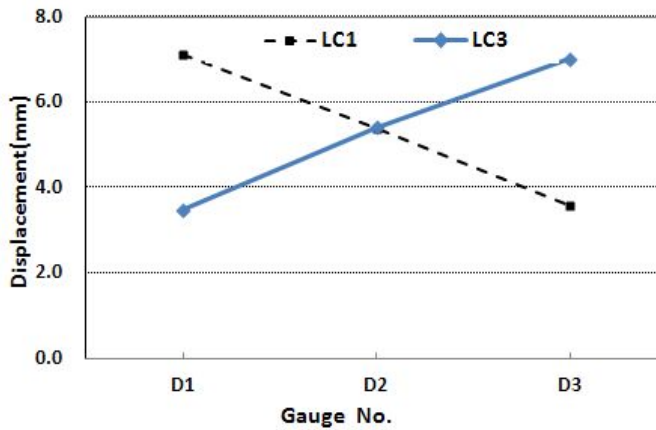


그림 4.12 하중의 횡분배 특성(△△교)

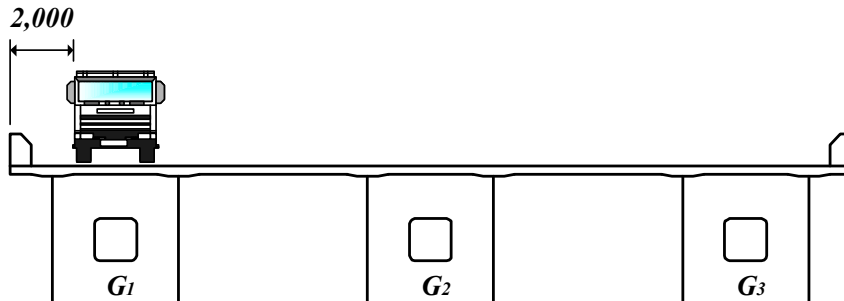


그림 4.13 의사정적재하시험 및 동적 재하시험 주행방법(△△교)

동적재하시험은 차량의 주행에 따른 충격계수 및 고유진동수를 측정하기 위하여 시험차량 중 1대를 20~80km/h까지 속도를 변화시켜 2차선을 주행하였다. 이 때 정적재하시험에서 얻어진 응답특성이 2대의 시험차량에 의한 값이므로 5km/h로 의사정적재하시험을 실시하여 동적증폭계수 및 충격계수를 분석하였다. 최대처짐은 정적재하시험의 LC1을 대상으로 주행시험을 실시하므로 G1에서 발생하였으며 주행속도가 높을수록 처짐이 증가하였고 충격계수는 0.083~0.252로 나타났다.

표 4.18 동적재하시험 주행방법(△△교)

측정값 Load Case	주행속도	시험차량	주행차선
LC 1	20 km/h	A	2차선
LC 2	40 km/h	A	2차선
LC 3	60 km/h	A	2차선
LC 4	80 km/h	A	2차선
의사정적재하시험	5 km/h	A	2차선

표 4.19 동적재하시험 결과(△△교)

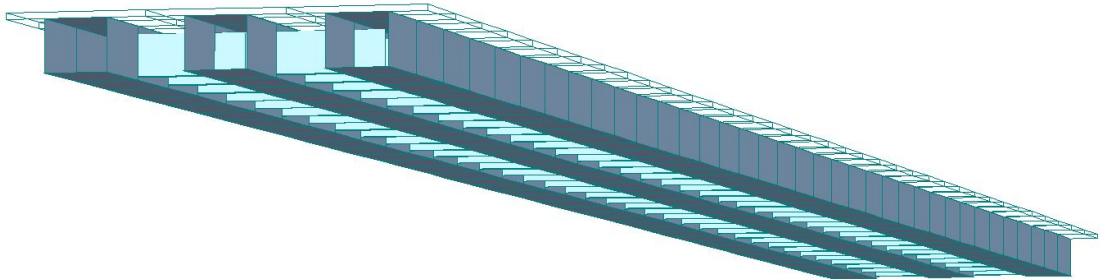
측정값 속도(km/h)	최대 처짐(mm)		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
20	3.92	2.92	1.87
40	4.15	2.86	1.90
60	4.18	2.92	1.94
80	4.41	2.84	1.87
5	3.62	2.45	1.55

표 4.20 동적증폭계수 및 충격계수(△△교)

구 분 주행속도	주형	동적증폭계수(D)	충격계수(i)
20 km/h	G <sub>1</sub>	1.083	0.083
	G <sub>2</sub>	1.192	0.192
	G <sub>3</sub>	1.206	0.206
40 km/h	G <sub>1</sub>	1.146	0.146
	G <sub>2</sub>	1.167	0.167
	G <sub>3</sub>	1.226	0.226
60 km/h	G <sub>1</sub>	1.155	0.155
	G <sub>2</sub>	1.192	0.192
	G <sub>3</sub>	1.252	0.252
80 km/h	G <sub>1</sub>	1.218	0.218
	G <sub>2</sub>	1.159	0.159
	G <sub>3</sub>	1.206	0.206

## 4.2.3 구조해석

△△교는 휨과 비틀림에 강한 강박스형교로서 3거더 3경간 연속교이다. 상부구조와 하부 구조사이에 받침이 설치되어 상부구조와 하부구조가 완전히 분리되어 있다. 상부구조는 콘 크리트 슬래브와 강제주형이 합성되어 있는 활하중 합성형 교량이다.



(a) 구조해석 모델

75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111
38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37

(b) Node No.

73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	
109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145
37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73

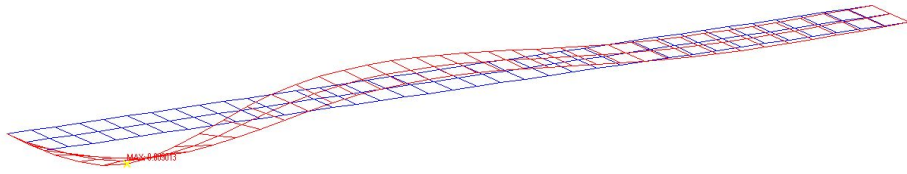
(c) Element No.

그림 4.14 △△교 해석모델

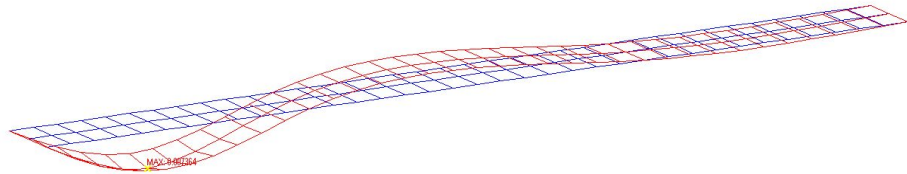
표 4.21 구조해석에 의한 처짐(△△교)

Load Case	측정값		
	처짐 (mm)		
	D1	D2	D3
LC 1	9.013	6.535	4.334
LC 2	6.259	7.364	6.259
LC 3	4.334	6.535	9.013

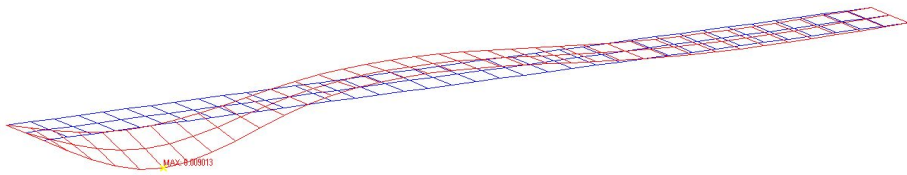




(a) LC1



(b) LC2



(c) LC3

그림 4.15 처짐도(△△교)

표 4.22 처짐 응답비(△△교)

Load Case \ 측정값	$\delta_{\text{계산}} / \delta_{\text{실측}}$		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
LC 1	$9.013/7.12 = 1.266$	$6.535/5.39 = 1.212$	$4.334/3.58 = 1.211$
LC 2	$6.259/5.12 = 1.222$	$7.364/5.73 = 1.285$	$6.259/5.13 = 1.220$
LC 3	$4.334/3.48 = 1.245$	$6.535/5.41 = 1.208$	$9.013/7.03 = 1.282$

본 교량의 내하력 평가대상이 측경간인 제1경간이므로 설계하중을 제1경간에 최대 단면력이 발생하도록 하중을 실어 구조해석을 한 결과 그림 4.16과 같이 휨모멘트도를 얻을 수 있었고 각 하중에 따른 최대 휨모멘트는 표 4.23과 같다.

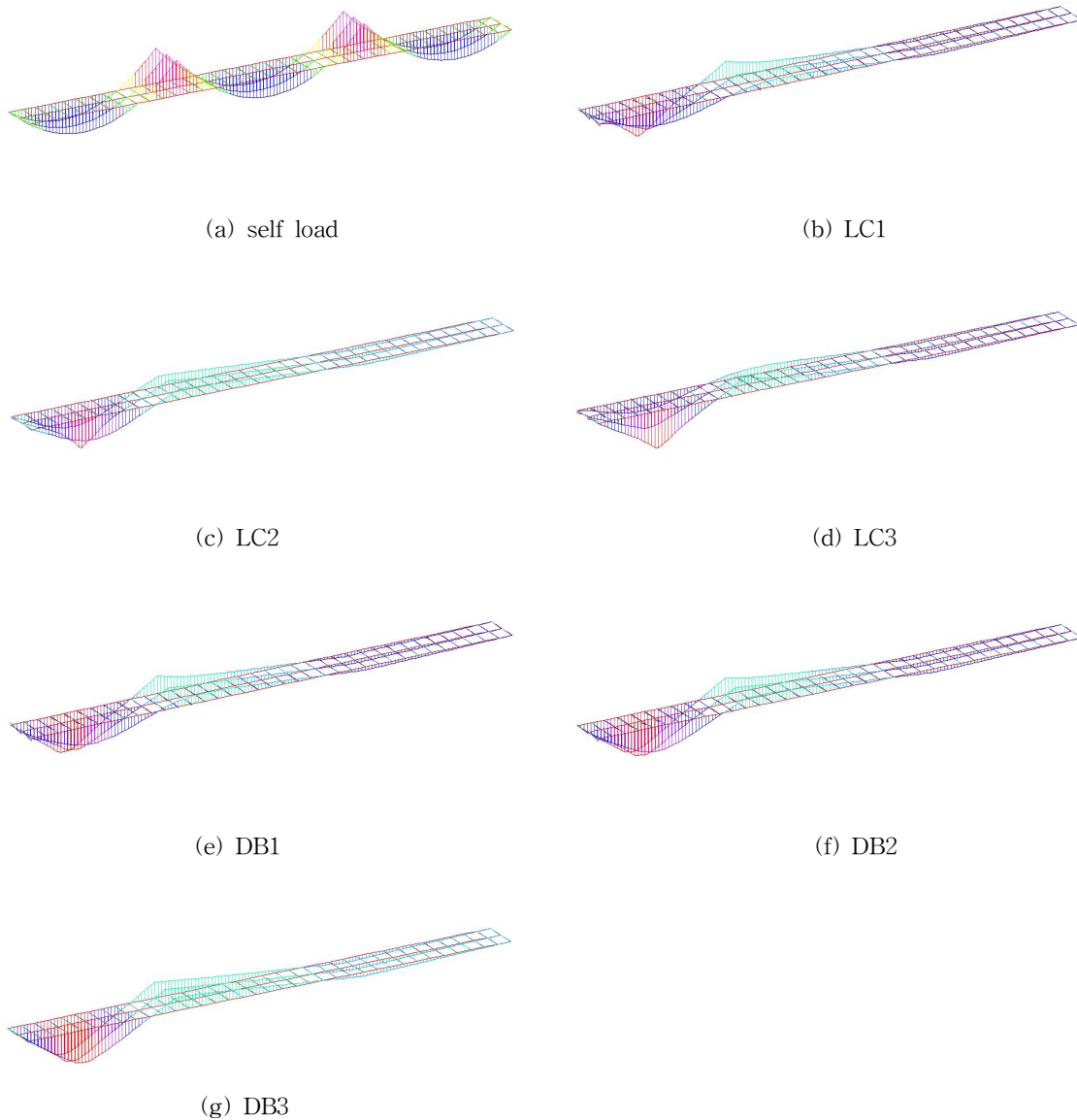


그림 4.16 각 하중별 휨모멘트도(△△교)

표 4.23 각 하중별 최대 휨모멘트(△△교)

측정값 Load Case	최대 휨모멘트(kN · m)		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
자 중	19,310	19,271	19,310
LC 1	3,069	1,951	1,139
LC 2	1,683	2,790	1,683
LC 3	1,139	1,950	3,069
DB 1	5,591	4,319	2,646
DB 2	6,824	6,254	4,442
DB 3	7,625	7,643	6,632

## 4.2.4 내하력 평가

### 가, 휨응력산정

제1경간의 주거더인 강재주형의 휨에 대한 내하력을 평가하기 위하여 강재주형의 단면으로부터 상하연의 최대 휨응력을 표 4.24와 같이 계산하였다.

표 4.24 각 하중별 최대 휨응력(△△교)

측정값 Load Case		최대 휨응력 (MPa)		
		G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
자 중	상연	14.0	14.0	14.0
	하연	96.6	96.4	96.6
LC 1	상연	2.2	1.4	0.8
	하연	15.4	9.8	5.7
LC 2	상연	1.2	2.2	1.2
	하연	8.4	14.0	8.4
LC 3	상연	0.8	1.4	2.2
	하연	5.7	9.8	15.4
DB 1	상연	4.1	3.1	1.9
	하연	28.0	21.6	13.2
DB 2	상연	4.9	4.5	3.2
	하연	34.1	31.3	22.2
DB 3	상연	5.5	5.5	4.8
	하연	38.1	38.2	33.2

## 나. 내하력 평가

본 교량은 강박스형교로서 허용응력설계법에 의하여 내하력을 평가한 결과 공용내하율이 2.48~2.88로 평가되었다.

표 4.25 △△교의 내하력평가

구 분	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
허용응력 $f_a$ (MPa)	190	190	190
고정하중에 의한 응력 (MPa)	96.6	96.4	96.6
설계활하중에 의한 응력 (MPa)	38.1	38.2	33.2
설계 충격계수 $i$	0.158	0.158	0.158
내하율 (RF)	2.117	2.116	2.429
$\delta_{\text{계산}} / \delta_{\text{실측}}$	1.266	1.285	1.282
$(1 + i_{\text{계산}}) / (1 + i_{\text{실측}})$	1.158/1.252 = 0.925	0.925	0.925
$K_s = \left(\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}}\right) \left(\frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}\right)$	1.171	1.189	1.186
<b>공용내하율</b>	<b>2.48</b>	<b>2.52</b>	<b>2.88</b>

## 4.2.5 스프링계수를 적용한 내하력 평가

### 가. 스프링 계수

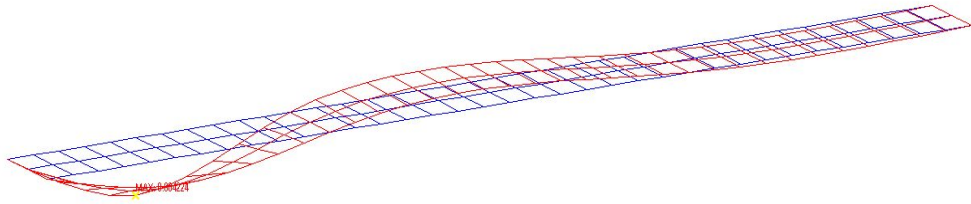
재하시험에서 변위를 측정된 위치를 가상지점으로 하여 구조해석을 실시한 결과 표 4.26과 같이 가상지점의 반력을 구하여 실제 처짐으로 나누어 스프링계수를 구하였다.

표 4.26 가상지점 반력(△△교)

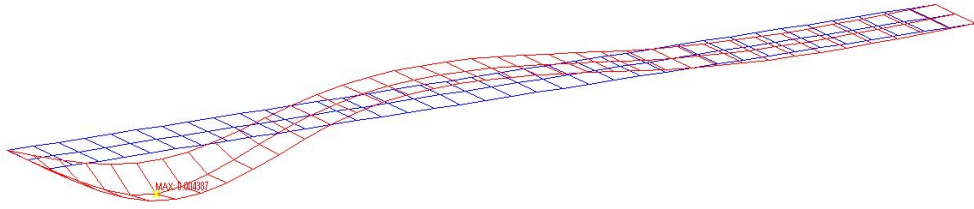
측정값 Load Case	가상지점의 반력(kN)		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
LC 1	422.54	147.84	4.15
LC 2	16.83	540.87	16.83
LC 3	4.15	147.84	422.54

표 4.27 스프링계수(△△교)

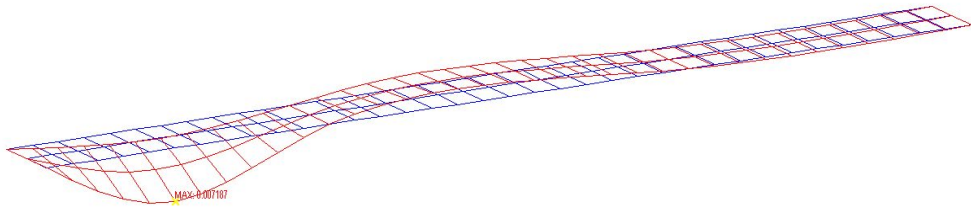
측정값 Load Case	가상지점의 스프링계수(kN/m)		
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
I	$K_{11} = \frac{422.54}{7.12 \times 10^{-3}}$ $= 59,346 \text{ kN/m}$	$K_{21} = \frac{147.84}{5.39 \times 10^{-3}}$ $= 27,428 \text{ kN/m}$	$K_{31} = \frac{4.15}{3.58 \times 10^{-3}}$ $= 1,159 \text{ kN/m}$
II	$K_{12} = \frac{16.83}{5.12 \times 10^{-3}}$ $= 3,287 \text{ kN/m}$	$K_{22} = \frac{540.87}{5.73 \times 10^{-3}}$ $= 94,392 \text{ kN/m}$	$K_{32} = \frac{16.83}{5.13 \times 10^{-3}}$ $= 3,280 \text{ kN/m}$
III	$K_{13} = \frac{4.15}{3.48 \times 10^{-3}}$ $= 1,193 \text{ kN/m}$	$K_{23} = \frac{147.84}{5.41 \times 10^{-3}}$ $= 27,327 \text{ kN/m}$	$K_{33} = \frac{422.54}{7.03 \times 10^{-3}}$ $= 60,105 \text{ kN/m}$



(a) LC1



(b) LC2



(c) LC3

그림 4.17 스프링계수( $K_I$ )를 고려한 처짐도(△△교)

#### 나. 처짐 응답비

스프링계수를 고려하여 구한 설계하중에 의한 최대 휨모멘트를 내하력 평가에 사용할 때 적용할 처짐 응답비는 최대 휨모멘트가 발생한 조건에서의 처짐 응답비를 평균하여 사용하였다.  $G_1$ 의 설계 휨모멘트는 표 4.29의  $G_1-K_3-DB3$ 에서 발생하였으므로 처짐 응답비는 표 4.28의  $G_1-K_{III}$ 의 응답비 0.969, 0.755, 0.533의 평균값인 0.752를 사용하였다.

표 4.28 스프링계수를 고려한  $\delta_{\text{계산값}}/\delta_{\text{실측값}}$  ( $\Delta\Delta$ 교)

구분 하중		G <sub>1</sub>			G <sub>2</sub>			G <sub>3</sub>			응답비 평균
		$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	응답비	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	응답비	$\delta_{\text{계산값}}$	$\delta_{\text{실측값}}$	응답비	
K <sub>I</sub>	LC1	3.920	7.12	0.551	2.836	5.39	0.526	1.861	3.58	0.520	0.532
	LC2	2.373	5.12	0.463	4.141	5.73	0.723	3.868	5.13	0.754	0.647
	LC3	1.455	3.48	0.418	3.912	5.41	0.723	6.900	7.03	<b>0.982</b>	0.708
K <sub>II</sub>	LC1	5.635	7.12	0.791	2.757	5.39	0.512	1.208	3.58	0.337	0.547
	LC2	2.669	5.12	0.521	3.163	5.73	0.552	2.669	5.13	0.520	0.531
	LC3	1.208	3.48	0.347	2.757	5.41	0.510	5.635	7.03	0.802	0.553
K <sub>III</sub>	LC1	6.897	7.12	<b>0.969</b>	3.909	5.39	<b>0.725</b>	1.447	3.58	0.404	0.699
	LC2	3.865	5.12	0.755	4.136	5.73	0.722	2.361	5.13	0.460	0.646
	LC3	1.856	3.48	0.533	2.825	5.41	0.522	3.898	7.03	0.554	0.536
평균				0.59			0.61			0.59	

표 4.29 각 하중별 최대 휨모멘트( $\Delta\Delta$ 교)

구분 Load Case	G <sub>1</sub> (77,78)			G <sub>2</sub> (41,42)			G <sub>3</sub> (5,6)		
	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	K <sub>3</sub>
DB 1	2,412	3,778	4,484	2,153	1,871	2,457	1,353	908	1,148
DB 2	2,793	4,267	5,231	3,347	2,647	3,727	2,689	1,880	1,789
DB 3	3,070	4,471	5,560	4,183	3,257	4,338	4,510	3,390	2,635
자 중	19,310			19,271			19,310		



### 다. 공용내하력

스프링계수를 활용한 공용내하력은 표 4.30과 같이 2.02~2.43으로 기존 방법에 따른 내하율인 2.48~2.88보다 작게 평가되었다. 기존의 방법에 비교하여 스프링계수를 이용한 기본 내하율은 37~95%가량 증가한 반면 응력보정계수는 41~57% 감소하였다.

표 4.30 스프링계수를 고려한 △△교의 내하력

구 분	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	G <sub>3</sub>
허용응력 $f_a$ (MPa)	190	190	190
고정하중에 의한 응력(MPa)	96.6	96.4	96.6
설계활하중에 의한 응력(MPa)	27.8	21.7	17.0
설계 충격계수 $i$	0.158	0.158	0.158
내하율 (RF)	2.901	3.725	4.744
$\delta_{\text{계산}} / \delta_{\text{실측}}$	0.752	0.660	0.553
$(1 + i_{\text{계산}}) / (1 + i_{\text{실측}})$	0.925	0.925	0.925
$K_s = \left(\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}}\right) \left(\frac{1 + i_{\text{계산}}}{1 + i_{\text{실측}}}\right)$	0.696	0.611	0.512
<b>공용내하율</b>	<b>2.02</b>	<b>2.28</b>	<b>2.43</b>

### 4.3 대상교량의 평가방법에 따른 내하력

교량의 지지형식, 상부구조 형식 및 공용기간이 서로 다른 2가지 유형의 교량을 대상으로 기존의 방법과 스프링계수를 이용한 내하력을 평가하여 비교한 결과 부분적으로 기존방법에 따른 내하력을 상회하는 경우도 있었으나 스프링계수를 이용한 내하력이 기존의 방법에 의한 내하력보다 최대 39% 작게 평가되었다. 특히, 내측 주형보다 외측주형의 내하력 감소폭이 더 큰 것으로 나타났다.

표 4.31 평가방법에 따른 내하력의 비교

구 분		기존방법(I)	스프링계수(II)	증감률(%)
○○교	G <sub>1</sub> (외측주형)	2.28	1.73	- 24.1
	G <sub>2</sub> (내측주형)	2.32	2.36	+ 1.72
	G <sub>3</sub> (외측주형)	2.41	1.47	- 39.0
△△교	G <sub>1</sub> (외측주형)	2.48	2.02	- 18.5
	G <sub>2</sub> (내측주형)	2.52	2.28	- 9.5
	G <sub>3</sub> (외측주형)	2.88	2.43	- 15.6

## 제5장 결 론

본 연구에서는 재하시험에 의하여 얻어지는 측정데이터를 적극적으로 활용하고 다양한 방법을 통하여 내하력을 평가하기 위하여 스프링계수를 적용하였다. 스프링력에 의한 구조해석의 적정성을 확인하고 실험결과의 신뢰도를 향상시키기 위하여 내민보로 제작한 탄성빔을 대상으로 처짐시험을 실시하였으며 이를 토대로 공용중인 교량의 내하력 평가 방법의 개선을 위하여 실제 공용중인 교량에 대한 정밀안전진단을 통한 검증은 한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 휨시험 결과 기존방법에 의하여 계산된 처짐보다 스프링계수를 적용하여 구한 처짐이 실측한 처짐과 근접한 것으로 나타났다. 특히 자유단의 경우에는 스프링계수를 고려한 경우의 처짐 응답비가 기존 방법보다 작게 평가되었다.
2. 격자해석모델에 의하여 평가된 내하력은 각 위치별 내하력의 편차가 크지 않고 기존 방법에 의한 내하력과 유사한 결과를 얻었다. 그러나 쉘해석모델의 경우에는 쉘요소의 밀도와 쉘요소를 둘러싸는 절점수 및 쉘요소의 면적에 따라 결정되는 스프링계수로 인하여 기존방법보다 다소 크게 평가되어 기존방법과의 편차가 너무 크고 스프링계수를 구하는 과정이 다소 복잡하여 적용상에 어려움이 발생하는 것으로 나타났다.
3. 공용기간 23년이 경과된 단순지지 RC T형교에 대한 내하력을 평가한 결과 스프링계수를 활용한 공용 내하율은 1.47~2.36으로써 기존방법에 의하여 평가된 내하율 2.24~2.81보다 작게 평가되었다. 준공 직후 초기점검 대상인 3경간 연속 강박스형교에 대한 내하력을 평가한 결과 스프링계수를 활용한 공용 내하율은 2.02~2.43으로 기존 방법에 따른 내하율인 2.48~2.88보다 작게 평가되었다.
4. 교량의 지지형식, 사용재료, 상부구조 형식 및 공용기간이 다른 유형의 교량을 대상으로 기존의 방법과 스프링계수를 이용한 내하력을 평가한 결과 부분적으로 기존 방법에 따른 내하력을 상회하는 경우도 있었으나 스프링계수에 의한 내하력이 기존의 방법에 의한 내하력보다 최대 39% 작게 평가되었다. 특히, 내측보다 외측주형의 내하력 감소폭이 더 큰 것으로 나타났다.

본 연구는 ‘시설물의 안전관리에 관한 특별법’에 따라 교량의 내하력을 평가할 경우 응력보정계수의 적용과 같이 지침에 명확하게 제시되지 않은 부분으로 인하여 공학자에 따라 내하력이 상이하게 평가되는 경우가 빈번하므로 이에 대한 연구가 더욱 활발해져야 한다는 취지에서 수행하였다. 향후 교량의 내하력 평가기법을 더욱 연구하여 다양성과 신뢰성을 갖춘 데이터를 확충하고 국가재정으로 수행되는 교량의 안전진단이 좀 더 정확하고 효율적인 교량유지관리의 일환이 되어야 할 것이다.

## 참고문헌

1. 강중혁, “합리적인 내하력평가를 위한 응력보정계수 산정”, 명지대학교 대학원 석사학위논문, 2007.
2. 건설교통부, “교량 정밀안전진단 및 통과 허용하중 산정기법 개선”, 1999.
3. 경갑수, 이영일, 이희현, 박용진, “장기 처짐 계측에 의한 노후교량의 유지관리에 관한 연구”, 한국구조물진단학회 제2권 제3호, 1998, pp.194~203.
4. 高島春生, “도로교 횡분배 실용계산법”, 원기술, 1998.
5. 고정석, “신설 고속도로 강합성 교량의 하중저항계수율을 이용한 내하력 분석”, 한양대학교 대학원 석사학위논문, 2006.
6. 구봉근, 신재인, 이상순, “응력보정계수 산정방법 개선”, 한국구조물진단학회 제5권 제1호, 2001, pp.169~175.
7. 김동수, “도로교반침편람”, 과학기술, 1998.
8. 김동용, 경갑수, 전준창, 이희현, 장동일, “실측자료의 통계분석에 기초한 도로교 내하력 평가방법의 개선방안”, 대한토목학회 제19권 제I6호, 1999, pp.847~857.
9. 김선웅, 안계현, “국내 안전 및 유지관리의 문제점 및 개선방안에 관한 연구”, 구조물진단학회 제13권 제4호, 2009, pp.101~106.
10. 김세현, 박성수, “지반-구조물 상호작용을 고려한 고층 구조물의 거동에 관한 연구”, 한국구조물진단학회 제9권 제4호, 2005, pp.243~251.
11. 김정일, 양신추, 김연태, “열차주행안전을 고려한 궤도패드의 최소 수직 스프링계수 결정에 관한 연구”, 대한토목학회 제26권 제2D호, 2006, pp.299~309.
12. 김춘수, “교량내하력평가를 위한 응력보정계수 산정에 관한 연구”, 경희대학교 대학원 박사학위논문, 1998.
13. 김후승, “모멘트 재분배를 고려한 RC 슬래브교의 내하력 평가”, 전남대학교 대학원 석사학위논문, 2006.
14. 김훈, 이승재, 임종권, 백재욱, “LCC분석에 기초한 교량유지관리 전략에 대한 경제적 효과”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 2009.
15. 서상길, “고속도로 교량의 예방적 유지관리 체계 구축방안”, 경북대학교 대학원 박사학위논문, 2004.
16. 시설안전기술공단, “안전점검 및 정밀안전진단 세부지침”, 2000
17. 시설안전기술공단, “교량유지관리매뉴얼”, 2001.

18. 신재철, 조효남, 장동일, “구조신뢰성 방법에 의한 도로교의 내하력 평가에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제7권 제2호, 1987, pp.107~120.
19. 신재인, 박창호, 이상순, 이원태, “PSC박스 거더 교량의 통행차량에 의한 내하력 평가 기법 개선”, 2005 대한토목학회 정기학술대회, pp.1053~1056.
20. 양승이, 김한중, 김진성, “교량의 내하력평가 및 농로교의 하중시험”, 한국구조물진단학회 제7권 제1호, 2003, pp.239~249.
21. 양승현, “초기처짐을 갖는 좌굴방정식을 이용한 교량의 내하력 평가”, 한국산학기술학회 제10권 제8호, 2009, pp.2032~2037.
22. 양승현, “지점부의 기능저하를 고려한 노후교량의 내하력 평가”, 한국방재학회 제10권 제2호, 2010, pp.15~21.
23. 오성호, 이상민, 신수봉, “계측 거동 데이터를 이용한 부분구조 모델의 식별”, 한국구조물진단학회 제8권 제2호, 2004, pp.137~145.
24. 오병환, 이용종, 신호상, 백상현, “합리적인 교량구조물의 내하력 평가를 위한 현장 재하시험의 검증”, 1996 대한토목학회 Vol. 1996. No.1, pp.505~508.
25. 오병환, 김기수, 신호상, 이우종, “교량구조물의 개선된 내하력 평가기법”, 한국구조물진단학회 제1권 제1호, 1997, pp.53~64.
26. 이리형, 최계식, 임창덕, 권영웅, 김상식, 오병환, 박승범, 정재동, “콘크리트 구조물의 비파괴검사 및 안전진단”, 한국콘크리트학회, 1995.
27. 이수곤, “구조물의 안정이론”, 전남대학교 출판부, 1995.
28. 이종호, 한성호, 신재철, “고속도로 교량의 개선된 안전성 평가방안을 위한 실측자료에 기초한 공용 내하력 검토”, 대한토목학회 제29권 제6A호, 2009, pp.597~605.
29. 이재덕, “고속도로 교량에 대한 내하력 평가방법의 타당성 분석”, 한국도로공사 도로기술대학원 석사학위논문, 1998.
30. 이필승, 노혁천, “셀 구조물의 우한요소해석에 대하여”, 대한토목학회 제27권 제3A호, 2007.
31. 이희현, 차철준, 박용진, “강교량의 유지관리 기술과 발전방향”, 한국강구조학회 논문집 Vol. 12, No.3, 2000, pp.4~12.
32. 진소영, “강박스 사교의 부반력 산정을 위한 격자구조해석 모델의 개선에 관한 해석적 연구”, 명지대학교 대학원 석사학위논문, 2001.

33. 박경훈, 선종완, 이상윤, 이종순, 조효남, “교량 유지관리 전략 수립을 위한 실용적 도로 이용자비용 추정 모델”, 한국구조물진단학회지 제11권 제6호, 2007, pp.131~142.
34. 박국천, “교량의 안전성 확보 및 유지관리에 관한 연구”, 경일대학교 대학원 석사학위 논문, 2000.
35. 박길현, 양승현, “교량받침의 거동특성을 고려한 내하력 평가”, 한국구조물진단학회 제7권 제4호, 2003, pp.209~216.
36. 박선규, 김중혁, 김형렬, “상부구조물의 안전성을 고려한 PSC보 교량의 교좌장치 교체에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집 제19권 제I-1호, 1999, pp.101~109.
37. 박창호, 구분성, “교량구조물의 받침교체 효과”, 한국구조물진단학회 제6권 제4호, 2002, pp.209~217.
38. 박홍석, 박기태, 이규완, “측정변형율을 이용한 RC구조물의 변위응답특성분석에 관한 실험적 연구”, 한국구조물진단학회 제5권 제3호, 2001, 7월, pp.173~180.
39. 최동호, 유동민, 정구상, 박경부, “내하율을 이용한 강합성보의 외부 프리텐션과 포스트 텐션 보강설계”, 한국구조물진단학회 제11권 제5호, 2007, pp.123~134.
40. 한국건설기술연구원, “교량유지관리 및 BMS 운영”, 건설교통부, 1999.
41. 한국도로공사, “도로설계실무편람”, 1996.
42. 한국도로교통협회, “도로교설계기준”, 건설교통부, 2000.
43. 한국토지공사, “교량구조물의 Shoe Setting에 관한 연구”, 1997.
44. 홍춘기, “합성형 라멘교의 내하력 평가에 관한 연구”, 군산대학교 대학원 석사학위논문, 2008.
45. 황민오, 윤태양, 박용명, 조움돋이, 황순용, “연속 2-거더교에서 수평 브레이싱이 하중 분배 및 비틀 거동에 미치는 영향”, 한국강구조학회 논문집 제19권 제6호, 2007, pp.671~680.
46. 황호연, “탄성지반에 놓인 판구조의 강성효과”, 한밭대학교 대학원 석사학위논문, 2009.
47. AASHTO, “Manual for Condition Evaluation of Bridges”, 1994, pp.49~76.
48. Amaro G. A., Zelinski R. J., Mellon F. L., “Bridge Design Practice Manual”, Caltrans, 1979, pp.192~230.
49. Bailey, S. F., Bez, R., “Site Specific Probability Distribution of Extreme Traffic Action Effects”, Probabilistics Engineering Mechanics, Vol. 14, 1999, pp.19~26.

50. Blling, J. R, "Dynamic Loading and Testing of Bridges in Ontario", Canadian J. Civ. Eng. Vol. 11, No. 4, Dec., 1984.
51. Bojidar Yanev, Rene, B.T., and Michael Garvin, "Maintenance Strategy to Minimize Bridge Life-Cycle Costs", Journal of Transportation Circular, 9th International Bridge Management Conference, 2003.
52. Bryan Adey and Rade Hajdin, "Supply and Demand System Approach to Developing Bridge Management Strategies", Journal of Infrastructure Systems, ASCE, Vol. 9, pp.117~131, 2003.
53. Chu-Kia Wang, Charles G. Salmon, "Reinforced Concrete Design(Sixth edition)", ADDISON-WESLEY, 1998, pp.46~104.
54. C.K.Wang, "Intermediate Structural Analysis", McGraw-Hill Book Company, 1983, pp.395~420.
55. Dan M. Frangopol, Kong, J.S., and Emhaidy, S.G., "Reliability-Based Life-Cycle Management of Highway Bridges", Journal of Computing in civil engineering, Vol. 15, pp. 27~34, 2001.
56. Demetrios E. Tonnias,"Bridge Engineering:Design,Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridge", McGraw-Hill Book Company, 1995, pp.128~148.
57. Faramarz, M. and John, K., "Research into a Management System for Diagnosis, Maintenance, and Repair of Concrete Structures", Journal of Construction Engineering and management, ASCE, Vol. 129, pp. 555~561, 2003.
58. Ferdinand P. Beer, "Mechanics of Materials", McGraw-Hill Book Company, 1981, pp.438~470.
59. Hambly, E. C., E & FN SPON, "Bridge Deck Behavior", Second Edition, E & FN Spon, 1991, pp.199~221.
60. Kong, J.S. and Dan M. Frangopol, "System Reliability Modeling in Bridge Management", Journal of Transportation Circular, 9th International Bridge Management Conference, pp.361~372, 2003.
61. M. Nadim Hassoun, "Design of Reinforced Concrete Structures", Hal Lockwood, Bookman Productions, 1985, pp.42~142.



62. Merian, J. L., "Mechanics Part I · Statics", JOHN WILEY & SONS, INC., 1957, pp.234~266.
63. Narendra Taly, "Design of Modern Highway Bridge", McGraw-Hill Book company, 1995, pp. 276~333.
64. Nowak, A. S., "Live Load Model for Highway Bridge", Structural Safety, Vol.13, 1993, pp.2361~2380.
65. Petros P. Xanthakos, "Theory and Design of Bridges", JOHN WILEY & SONS, INC., 1994, pp.1246~1279.
66. Ronald L. Sack, "Matrix Structural Analysis", Waveland Press, Inc, 1994, pp.75~120.
67. Sung H. Park, "Bridge Inspection and Structural Analysis", PE & LS, 1980, pp.86~91.
68. Walter D. Pilkey, "Stress, Strain and Structural Materials", JOHN WILEY & SONS, INC., 1994, pp.735~796.

## 감사의 글

본 논문이 오늘의 결실로 이루어지기까지 역경속에서도 시종일관 토목공학을 공부할 수 있도록 각별한 지도와 격려뿐만 아니라, 항상 웃음과 재치로 버팀목이 되어주신 박길현 교수님께 깊은 존경과 감사를 드립니다.

아직은 설익은 과일을 딴 것 같은 아쉬움과 부끄러운 마음으로 수업중에 사면안정의 중요성과 그동안의 경험을 열정으로 가르쳐주고 퇴임하신 심태섭교수님, 토목기초의 흙막이구조 강의를 성실하게 몰두하셨던 고인이 되신 안종필교수님, 교량의 구조해석 방법 중 유한요소법의 이론적 구조해석방법을 알기 쉽고 참신하게 열강 하셨던 박정웅 교수님께 머리 숙여 감사드립니다. 그리고 논문심사 기간 내내 세심한 지도와 용기를 북돋아 주신 김운중교수님, 박정웅교수님, 김성홍교수님, 김대현교수님께 진심으로 감사를 드립니다.

바쁘신 와중에도 소중한 시간을 배려하여 본 논문이 어려움속에서 충실한 결과를 가져올 수 있도록 세심하게 검토와 보완으로 애써주신 양승현박사님께 깊은 감사를 드리고 석사과정 이정환 후배께도 감사드립니다.

오늘이 있기까지 무한한 사랑과 보살핌으로 말없이 격려와 응원을 아끼지 않으신 아버지님, 어머니님, 장인어른과 장모님께 진심으로 감사드리며, 가장 가까운 곳에서 인내와 사랑으로 묵묵히 헌신해 준 아내 김은정, 아들 재익, 도익, 의익이와 동생 현동, 제수 모지연, 매제 이병근, 양태현, 여동생 경아, 소영이와 그 외 친지 여러분들과도 이 기쁨을 함께 나누고 싶습니다.

그리고 본 논문은 우리 회사직원들이 현장에서 열심히 노력해주었기에 그 의미는 크다고 생각하며, 많은 성원과 관심으로 응원을 아끼지 않았던 임직원 여러분께 진심으로 감사드립니다.

그동안 저는 평범한 영어교사가 되기 위해 석사과정까지 영어교육학을 전공하고 어렵게 영어교사자격증을 취득한 후 잠시 교육현장에서 학생들과 만났으나, 새로 개정된 7차 교육과정 프로그램은 다양한 특기적성과 학생개인의 자율성 및 창의성에 중점을 두다 보니 외국어를 지도하기 힘들었고, 영어교육의 꿈과 교육현장의 변화속에 예측할

수 없었던 인생의 혼돈속에서 스스로 별어서 공부해야했고, 우연히 학부시절 건설장비 노무자로 일했던 인연이 세월이 흘러 어느새 매출액 100억원의 종합건설회사 대표가 되었으며, 조금이라도 젊었을 때 건설실무에 필요한 공부를 다시하고 싶어 토목 관련 기사자격증을 취득하고 그 다음해에 박사과정에 입학한 것이 엇그제 같은데, 벌써 5년의 세월이 흘러 오늘의 결실을 맺고 나니 정말 감회가 새롭고 「하늘은 스스로 돕는자를 돕는다」 라는 진리가 느껴집니다.

끝으로 이 결실이 또 다른 시작의 밑거름이 되어 사업에 전념하면서도 책을 가까이 하는 기업인의 모습을 지키며, 최고보다 한걸음 한걸음의 소중함이 헛되지 않은 겸손함과 초심을 잃지 않은 모습으로 도와주신 모든 분들과 인연을 소중히 가꾸어가겠다는 약속을 다짐하면서, 오늘이 있기까지 희생과 헌신적인 사랑을 베풀어주신 어머님과 사업에 있어 항상 지혜와 용기를 가르쳐주신 아버님께 이 영광을 바칩니다.

2011년 12월

정 성 윤 올림