



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 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](#)

工學博士 學位論文

2거더교의 합리적 구조상세 제안과 적용에
따른 경제성 및 경관에 관한 연구

*A Study on Economical Efficiency and Landscape
through Suggestion and Application of Rationalized
Structural Details of Two-Girder Bridge*

指導教授 慶 甲 秀

2008 年 8 月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

權 純 徹

목 차

목차	i
표목차	iv
그림목차	vii
기호 및 약어 정의	x
ABSTRACT	xi
요약	xiii
1장. 서론	1
1.1 연구의 배경	1
1.2 연구동향	2
1.2.1 가로보 배치에 따른 2거더교 구조거동	2
1.2.2 플레이트거더교의 수직보강재 연결부 구조상세	4
1.2.3 플레이트거더교의 최적설계에 따른 단면특성 및 경제성	7
1.2.4 플레이트거더교의 최적설계와 경관	8
1.3 연구내용 및 범위	9
2장. 가로보 배치에 따른 2거더교 거동 특성	11
2.1 구조모델 검증 구조해석	12
2.1.1 대상교량	12
2.1.2 구조모델 및 하중조건	14
2.1.3 구조모델 특성에 따른 구조해석	18
2.2 가로보 배치에 따른 구조해석	24
2.2.1 가로보 배치 위치에 따른 가로보 거동	24
2.2.2 가로보 간격 및 강성에 따른 가로보 거동	31
2.2.3 가로보 모델 방법 제안	41
2.3 소결	42

3장. 2거더교의 수직보강재 연결 상세	43
3.1 개요	43
3.2 수직보강재 연결부 피로균열	44
3.3 수직보강재 피로검토 구조해석	46
3.3.1 대상교량	46
3.3.2 구조모델 및 해석조건	46
3.3.3 상세 구조모델 검증	52
3.4 2거더교의 피로검토	53
3.4.1 주거더 용접 연결부	53
3.4.2 수직보강재 용접 연결부	54
3.5 소결	65
4장. 2거더교의 최적설계에 따른 단면 최적화 및 경제성 분석 ...	66
4.1 최적화프로그램 개요	66
4.1.1 최적화프로그램의 최적단면 선정 과정	67
4.1.2 최적화프로그램의 최적단면 선정기법	69
4.2 최적화프로그램의 검증	72
4.2.1 대상교량 및 구조해석 조건	72
4.2.2 구조해석 검증	78
4.3 일정지간길이의 2거더교 단면 최적화	80
4.3.1 일정지간의 단면 특성	80
4.3.2 일정지간의 단면 최적화	82
4.4 지간길이 변화에 따른 2거더교의 단면 최적화	93
4.4.1 지간길이 변화에 따른 단면 특성	93
4.4.2 지간길이 변화에 따른 단면 최적화	94
4.5 지간길이 변화에 따른 2거더교의 사용성 검토	105
4.6 지간길이 변화에 따른 2거더교의 경제성 분석	108
4.6.1 교량특성을 고려한 표준품셈 개정	108
4.6.2 지간길이 변화에 따른 경제성 분석	118
4.7 가로보 배치상세에 따른 최적화	125

4.8 소결	128
5장. 2거더교의 단면 최적화와 경관	129
5.1 경관특성 개요	129
5.1.1 개요	129
5.1.2 교량에서의 황금비	130
5.2 경관설계에 기초한 2거더교의 단면특성	131
5.3 경관설계에 따른 단면 최적화 및 경제성 분석	136
5.3.1 경관설계에 따른 단면 최적화	136
5.3.2 경관설계에 따른 경제성 분석	136
5.4 경관설계시 가로보 배치상세에 따른 단면 최적화	147
5.5 소결	150
6장. 결론	151
참고문헌	153

표목차

표 1-1	수직보강재 연결형태	4
표 2-1	대상교량 제원	12
표 2-2	대상교량 단면제원	13
표 2-3	구조해석 모델링 요소	15
표 2-4	대상교량 하중 조건	16
표 2-5	DB-24및 DL-24 재하시의 1경간 중앙부 하부플랜지 응력(G1)	17
표 2-6	모델링에 따른 1경간 중앙부 거더 하부플랜지 응력	19
표 2-7	모델링에 따른 처짐값	19
표 2-8	가로보 간격 및 강성에 대한 해석변수	31
표 2-9	중간가로보 간격 및 개수	32
표 2-10	가로보 단면제원	32
표 2-11	중간가로보 간격 및 강성 변화에 따른 G1 하부플랜지 응력	34
표 2-12	중간가로보 간격 및 강성 변화에 따른 1경간 중앙부 G1 연직변위	35
표 2-13	가로보 간격 및 강성변화에 따른 중간가로보 하부플랜지 응력	36
표 2-14	가로보 간격 및 강성변화에 따른 중간지점가로보 하부플랜지 응력	36
표 2-15	가로보 간격 및 강성에 따른 제작비용	40
표 2-16	Case 1과 Case 3에 의한 가로보 최대응력 비교	41
표 3-1	구조 모델 요소 및 개수	47
표 3-2	곡률반경 R에 따른 피로검토 Case	51
표 3-3	복부두께에 따른 피로검토 Case	51
표 3-4	모델링에 따른 거더 (G1) 해석 결과	52
표 3-5	주거더 플랜지와 복부의 용접연결부 피로검토 결과	53
표 3-6	격자해석에 의한 스캘럽 곡률반경 변화에 따른 응력범위	55
표 3-7	상세해석에 의한 스캘럽 곡률반경 변화에 따른 응력범위	56
표 3-8	복부두께에 따른 응력범위	61
표 4-1	단면감소 진행 방법	72
표 4-2	대상교량 일반제원	73
표 4-3	대상교량 단면제원	74
표 4-4	대상교량 하중조건	76
표 4-5	범용구조해석 프로그램과 최적화프로그램에 의한 해석결과 비교	79
표 4-6	기존 설계된 플레이트거더교의 단면제원	80
표 4-7	플랜지 폭 변화에 따른 단면	81

표 4-8	복부 높이 변화에 따른 단면	81
표 4-9	플랜지 폭 변화에 따른 강재중량 및 도장 면적	82
표 4-10	복부 높이 변화에 따른 강재중량 및 도장 면적	82
표 4-11	플랜지 폭 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원 ...	83
표 4-12	플랜지 폭 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원 ...	83
표 4-13	플랜지 폭 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 복부 단면제원	83
표 4-14	복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원 ...	85
표 4-15	복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원 ...	85
표 4-16	복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 복부 단면제원	85
표 4-17	플랜지 폭 변화에 따른 최적설계에 의한 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)	87
표 4-18	복부 높이 변화에 따른 최적설계에 의한 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)	88
표 4-19	지간길이에 따른 단면	93
표 4-20	지간별 구조해석 결과	94
표 4-21	지간길이에 따른 강재중량 및 도장면적 감소율	94
표 4-22	최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원	95
표 4-23	최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원	95
표 4-24	최적 전 및 최적 후의 복부플랜지 단면제원	95
표 4-25	지간길이에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)	97
표 4-26	시간이력해석 조건	105
표 4-27	지간길이에 따른 시간이력해석 결과	106
표 4-28	공사비 예정가격 산정기준 비교	109
표 4-29	현장실사 대상교량 특성	110
표 4-30	단순플레이트거더 표준제작공수	111
표 4-31	연속플레이트거더 표준제작공수(SM570)	112
표 4-32	예정가격 산정시의 조건	114
표 4-33	경제성 분석에 의한 제작공수 및 제작비용	114
표 4-34	2005년 및 2008년 표준품셈 제작공수	116
표 4-35	대형부재와 소형부재의 구분	117
표 4-36	지간길이에 따른 제작비용	118
표 4-37	BOX박스 제원 및 특성	119
표 4-38	기존 설계된 BOX 거더교의 상부 공사비	120
표 4-39	기존 설계된 BOX 거더교의 공중에 따른 공사비 비율	121
표 4-40	지간길이에 따른 상부공사비	122
표 4-41	지간길이 10m 증가에 따른 휨강성의 변화율	124
표 4-42	지간길이 10m 증가에 따른 단위길이(m)당 상부공사비 변화율	124

표 4-43 가로보 배치 상세에 따른 해석 변수	125
표 4-44 가로보 배치 상세에 따른 길이당 강재중량 감소율	125
표 4-45 가로보 배치상세에 따른 1경간 중앙부 하부플랜지 응력(G1)	126
표 4-46 가로보 배치상세에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)	126
표 4-47 가로보 배치상세에 따른 상부공사비	127
표 5-1 거더 높이 변화에 따른 해석 변수	132
표 5-2 Case별 단면에 따른 해석 결과	134
표 5-3 거더 높이에 따른 Case별 단면제원	135
표 5-4 Case별 최적설계에 의한 중량 및 면적 감소율	136
표 5-5 경관설계에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)	138
표 5-6 최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원	141
표 5-7 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원	141
표 5-8 최적 전 및 최적 후의 복부 단면제원	141
표 5-9 경관설계에 따른 제작비용	143
표 5-10 경관설계에 따른 상부공사비	144
표 5-11 가로보 배치 상세에 따른 길이당 강재중량 감소율	147
표 5-12 가로보 배치상세에 따른 1경간 중앙부 하부플랜지 응력(G1)	147
표 5-13 가로보 배치상세에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)	148
표 5-14 가로보 배치상세에 따른 상부공사비	149

그림목차

그림 1-1	수직보강재와 연결부 구조상세	5
그림 1-2	플레이트거더교의 횡진동에 의해 발생한 중간 수직보강재 단부의 피로 균열	6
그림 1-3	수직보강재 연결부 구조상세	6
그림 2-1	대상교량 단면제원	13
그림 2-2	대상교량 단면변화	14
그림 2-3	구조해석 모델링	15
그림 2-4	대상교량 구속조건	16
그림 2-5	1경간 중앙부 G1 거더 검토시 DL-24 하중 재하 조건	17
그림 2-6	모델 Case별 합성전 반력 및 합성후 반력	18
그림 2-7	가로보 위치에 따른 합성전 가로보 하부플랜지 응력	21
그림 2-8	합성후의 가로보 위치에 따른 가로보 하부플랜지 응력	23
그림 2-9	중간가로보 배치 위치	24
그림 2-10	중간가로보 배치위치에 따른 단부지점가로보 하부플랜지 응력	25
그림 2-11	중간가로보 배치위치에 따른 내부지점가로보 하부플랜지 응력	26
그림 2-12	지점가로보 응력 Contours(G1)	27
그림 2-13	중간가로보 배치 위치에 따른 중간가로보 하부플랜지 응력	28
그림 2-14	중간가로보 배치위치에 따른 복부의 횡방향 변위	29
그림 2-15	중간가로보 응력 Contours(G1)	29
그림 2-16	가로보 간격 및 강성에 따른 G1 및 G2의 응력	33
그림 2-17	중간가로보 간격 증가율에 따른 응력 및 중량 증가율	37
그림 2-18	중간가로보 강성비 증가율에 따른 응력 및 중량 감소율	38
그림 2-19	중간가로보 간격 및 강성에 따른 중간가로보 응력	39
그림 2-20	가로보 간격 및 강성에 따른 제작비용 및 응력 변화율	40
그림 3-1	수직보강재 용접연결부 Type-1 균열	44
그림 3-2	수직보강재 용접연결부 Type-2 균열	44
그림 3-3	수직보강재 용접연결부 Type-3 및 Type-4 균열	45
그림 3-4	격자해석 모델	46
그림 3-5	상세구조 모델	47
그림 3-6	DB-24 하중 재하 위치	48
그림 3-7	1경간 중앙부 휨모멘트 영향면 해석 결과	48
그림 3-8	피로검토 구간의 최대 및 최소응력 발생 하중 재하 위치	49
그림 3-9	피로검토 위치 및 구조상세	50

그림 3-10 1경간중앙부 주응력 Contours	57
그림 3-11 중간지점부 주응력 Contours	57
그림 3-12 1경간 중앙부 응력변위	58
그림 3-13 1경간 중앙부 B지점 응력범위	59
그림 3-14 거더와 수직보강재 연결부 중간지점	59
그림 3-15 중간지점부 응력범위	60
그림 3-16 중간지점부 거더와 수직보강재 끝단의 1/2지점 응력변위	60
그림 3-17 응력 Contours	62
그림 3-18 복부두께에 따른 응력범위	62
그림 3-19 격자해석과 상세해석의 응력범위 차이 비	63
그림 3-20 복부두께에 변화에 따른 응력범위 감소율	64
그림 4-1 최적화프로그램 전체 순서도	68
그림 4-2 단면 검토 순서도	68
그림 4-3 거더별 선정 형식	69
그림 4-4 경간별 선정 형식	70
그림 4-5 구간별 단면감소 선정 형식	71
그림 4-6 대상교량 단면도	74
그림 4-7 대상교량 단면변화	75
그림 4-8 대상교량 받침조건	76
그림 4-9 활하중 재하 위치	77
그림 4-10 구조 모델링 형상	78
그림 4-11 단면 변화 구간	82
그림 4-12 플랜지 폭 변화에 따른 부재별 최대 및 최소 단면제원 변화	84
그림 4-13 복부 높이 변화에 따른 부재별 최대 및 최소 단면제원 변화	86
그림 4-14 플랜지 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면특성 변화	87
그림 4-15 복부 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면성질 변화	89
그림 4-16 플랜지 폭 변화에 따른 I/A	89
그림 4-17 복부 높이 변화에 따른 단면2차모멘트/단면적 비	90
그림 4-18 플랜지 폭 변화에 따른 응력 변화	91
그림 4-19 복부높이 변화에 따른 응력 변화	92
그림 4-20 지간길이에 따른 최대 및 최소 플랜지 폭	96
그림 4-21 지간길이에 따른 최대 및 최소 복부 높이	96
그림 4-22 지간길이에 따른 부재별 최대 및 최소 두께	97
그림 4-23 지간길이에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면성질 변화	98
그림 4-24 지간에 따른 I/A	99

그림 4-25 최대정모멘트 구간의 부재별 단면제원간의 관계	100
그림 4-26 최대부모멘트 구간의 부재별 단면제원간의 관계	101
그림 4-27 지간별 응력 변화 결과	102
그림 4-28 지간비율에 따른 최적 후 단면적 감소율	103
그림 4-29 지간비율에 따른 최적 전·후의 발생응력/허용응력 비	104
그림 4-30 지간 40m 시간 이력선도	106
그림 4-31 지간 50m 시간 이력선도	106
그림 4-32 지간 60m 시간 이력선도	107
그림 4-33 지간 70m 시간 이력선도	107
그림 4-34 2006년 및 2008년 표준품셈 적용에 따른 전체 표준제작공수	113
그림 4-35 2006년 및 2008년 표준품셈 적용에 따른 제작비용	115
그림 4-36 지간길이에 따른 제작비용	118
그림 4-37 지간길이에 따른 제작비용 증가율	118
그림 4-38 지간길이에 따른 상부공사비	122
그림 4-39 지간길이에 따른 최적 전과 최적 후의 상부공사비 증가율	123
그림 4-40 지간길이에 따른 휨강성 및 상부공사비 변화율	124
그림 5-1 기하학적 비례를 적용한 사례-남해대교	130
그림 5-2 기하학적 비례를 적용한 사례-방화대교	130
그림 5-3 황금비로 계산해 낸 거더교	131
그림 5-4 황금비를 적용한 거더 높이 및 경간분할	132
그림 5-5 거더 높이에 따른 Case별 교량 형상	133
그림 5-6 단면 변화 위치	133
그림 5-7 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 응력	137
그림 5-8 전체 중량 및 최대 응력 변화	137
그림 5-9 경관설계에 따른 최적 전 및 최적 후의 A 및 I 변화	139
그림 5-10 경관설계에 따른 I/A	140
그림 5-11 경관설계에 따른 부재별 최대 및 최소 단면제원 변화	142
그림 5-12 경관설계에 따른 제작비용	143
그림 5-13 경관설계에 따른 제작비용 변화율	144
그림 5-14 경관설계에 따른 상부공사비	145
그림 5-15 경관설계에 따른 상부공사비 변화율	145
그림 5-16 경관설계에 따른 강성 및 상부공사비 변화율	146

기호 및 약어 정의

I = 단면2차모멘트, mm^4

A = 단면적, mm^2

After = 최적 후

Before = 최적 전

B_{lf} = 하부플랜지 폭, mm

B_{uf} = 상부플랜지 폭, mm

C = 크리프에 의한 응력, MPa

D = 고정하중에 의한 응력, MPa

f_{as} = 허용응력, MPa

f_{cs} = 가로보 응력, MPa

f_{gacs} = 격자해석에 의한 가로보 응력, MPa

f_{gasr} = 격자해석에 의해 계산된 응력범위, MPa

f_{sr} = 수직보강재 연결부 응력범위, MPa

f_{ts} = 목표응력, MPa

G = 거더

g = 복부 용접지단과 수직보강재 용접지단 사이의 간격, mm

H_w = 복부 높이, mm

L = 활하중에 의한 응력, MPa

M = 휨모멘트, kN-m

R = 수직보강재 스켈럽 곡률반경, mm

S = 건조수축에 의한 응력, MPa

T = 온도차에 의한 응력, MPa

t = 강재 두께, mm

t_{lf} = 하부플랜지 두께, mm

t_{uf} = 상부플랜지 두께, mm

t_w = 복부 두께, mm

α = 가로보 배치상세에 대한 보정계수

β = 스켈럽 곡률반경에 대한 보정계수

γ = 복부 두께에 대한 보정계수

*A Study on Economical Efficiency and Landscape
through Suggestion and Application of Rationalized
Structural Details of Two-Girder Bridge*

by
Kwon, Soon-Cheol

*Department of Civil and Environment Engineering
Graduate School of Korea Maritime University*

ABSTRACT

As one of the methods for rationalization of steel bridge construction, two-girder bridge has been suggested which omits lateral and vertical bracings by using high strength and thick steel for main girder, and arranges crossbeam as member for distributing load.

Two-girder bridge is one of the representative bridge types, which can accomplish rationalization in a point of view of design, fabrication and maintenance of steel bridge, because it simplifies the bridge by making number of girder minimum and by omitting secondary members.

Although, two-girder bridge has advantages in terms of economical efficiency by omitting the secondary member and rationalizing, when comparing with normal plate girder bridge, research on the structural behavior and economical efficiency of the bridge is not sufficient, and, even the design code is not available yet. Therefore, there have been some difficulties when applying it to real construction.

In this study, FE analysis was performed in order to suggest rational crossbeam arrangement scheme in the two-girder bridge by using its position, spacing and rigidity as parameters. In addition, detailed fatigue analysis was done to find out rational scallop detail of vertical stiffener located at connection of web and flange of main girder.

Then, applying above structural analysis results, optimal design and economical efficiency analysis were conducted by changing section property and span length of the bridge. Furthermore, considering that landscape is one of the emphasizing factors in bridge design recently, the landscape analysis of two-girder bridge applying golden ratio was performed to suggest rational girder height and ratio of span-length.

The results of analysis show that it is reasonable to arrange crossbeam at the middle part of girder considering workability of it, its spacing is $1/6$ of span length, and its rigidity 2.1% of main girder.

In addition, it is reasonable to make the web thickness of main girder 16mm or more, and curvature radius of scallop of vertical stiffener at connection of web and flange of main girder less than 100mm.

Moreover, optimal section property was suggested for each span length, and economical efficiency analysis showed rational span length as 50m~60m.

Finally, it was found out that landscape design utilizing the golden ratio concept is more efficient in the economical efficiency aspect.

2거더교의 합리적 구조상세 제안과 적용에 따른 경제성 및 경관에 관한 연구

권 순 철

한국해양대학교
토목환경공학과

요 약

강교량 건설의 합리화 방안의 일환으로 거더에 고강도강재 및 후판강재를 사용하여 수평 브레이싱과 수직 브레이싱을 생략하고 하중 전달 부재로 가로보를 배치하여 합리화를 도모한 교량형식인 2거더교가 제안되고 있다. 2거더교는 교량을 단순화, 생략화하고 거더 개수를 최소화하였기 때문에 교량의 설계, 제작 및 유지관리에서의 합리화를 도출할 수 있는 대표적인 교량 형식의 하나이다.

강교량 합리화에 의한 2거더교는 일반적인 플레이트거더교에 비해 2차부재의 생략화 및 합리화에 따른 경제적 측면에서의 이점이 있음에도 불구하고 그에 대한 구조적 거동 특성 파악 및 경제성 분석에 대한 연구가 미흡할 뿐 아니라 명확한 설계기준 등이 규정되지 않아 적용상에 어려움이 지적되고 있다.

본 연구에서는 2거더교의 합리적인 구조상세를 제안하기 위하여 먼저 2거더교에서 하중분배 역할을 하는 가로보를 대상으로 가로보 위치, 간격 및 강성을 매개변수로 FEM해석을 수행하여 합리적인 가로보 배치상세를 제안하였다. 또한 2거더교에서 복부의 좌굴 방지의 역할을 하는 수직보강재를 대상으로 수직보강재 연결부의 스켈립 곡률반경을 매개변수로 상세 FEM해석을 수행하여 피로에 안전한 구조상세를 제안하였다.

이러한 구조 거동 검토 결과를 토대로 단면제원 및 지간길이에 따른 최적설계 및 경제성 분석을 수행하여 2거더교 설계시 단면선정의 기초자료 제시 및 합리적 지간길이를 제안하였다. 또한 교량 설계시 중요한 인자의 하나로 대두되고 있는 경관설계의 기초자료를 제시하기 위하여 황금비를 적용한 2거더교의 거더 높이 및 경간 분할에 대한 최적설계 및 경제성 분석을 수행하였다.

연구결과, 2거더교 가로보의 응력 및 시공성 등의 구조특성을 고려하면 가로보는 거더 중단에 배치하고, 간격은 지간의 1/6, 강성은 주거더 강성의 2.1%로 배치하는 것이 합리적인 것으로 나타났다.

또한 2거더교의 피로안전성을 고려하면 주거더 복부 두께는 16mm이상, 수직보강재 연결부의 스캘럽 곡률반경은 100mm이하로 하는 것이 합리적인 것으로 나타났다.

한편 2거더교의 구조특성을 고려한 최적설계 기반에서의 지간길이에 따른 최적 단면제원을 제안하였으며, 또한 경제성 분석에 기초한 2거더교의 적정 지간길이는 50m~60m인 것으로 나타났다. 그리고 황금비 개념을 도입하는 경관설계가 경제성 측면에서 보다 효율적인 것으로 나타났다.

1장. 서 론

1.1 연구의 배경

2005년 기준(교량현황조사서, 2005)으로 국내의 22,871개의 도로교에서의 강교량 비율은 매년 점유율이 증가하고 있음에도 불구하고 약 13%의 점유율로 2,973개 교이며, 철도교의 경우는 2,600여개의 교량가운데 48%를 점유하고 있다. 물론 교량연장을 고려하면 강교량이 콘크리트 교량에 비해 장경간에 사용되므로 그 점유율이 증가하여 도로교의 경우는 약 30%정도를 차지하고 있다. 그러나 강교량이 콘크리트 교량에 비해 많은 장점을 가지고 있는 것을 고려한다면 이와 같은 점유율은 외국에 비해 아직 낮은 수준이다. 그 예로 일본의 경우(포항산업과학연구원, 2003)는 강교량 점유율이 40%이며, 연장을 고려한 점유율은 50%에 이르고 있다.

이와 같은 배경에는 강재가격의 상승, 강교량에 대한 기술자의 인식부족, 설계 및 시공기준의 불합리성 등 사회·경제·환경·기술수준 등 복합적인 요인에 의한 것으로 생각된다. 이러한 문제점들을 해결하기 위해 고성능 강재의 개발(포항산업과학연구원, 2001), 강교량 합리화(경갑수, 1996 a), 표준품셈의 제·개정(대한토목학회, 2005) 등이 이루어지고 있다.

이러한 강교량 건설의 비용절감 및 구조상세의 합리화를 목적으로 소수거더교에서는 기존의 일반적인 플레이트거더교와는 다른 구조특성을 가지고 있다. 즉, 주거더에 얇은 판을 사용하고, 2차부재로 가로보, 브레이싱 등을 사용하는 기존의 플레이트거더교와는 달리 합리화 강교량인 소수거더교에서는 주거더에 고강도강재 및 두꺼운 판을 사용하고, 2차부재인 브레이싱의 생략 및 하중 전달 부재로 가로보를 배치한 2거더교의 구조형식이 적용되고 있다. 2거더교는 교량을 단순화·생략화하여 거더 개수를 최소화 하였기 때문에 교량의 설계, 제작 및 유지관리에서의 합리화를 도출 할 수 있는 대표적인 교량 형식의 하나이다(경갑수, 1996 a, 포항산업과학연구원, 2001).

이러한 이유로 일본과 유럽에서는 교량의 합리화 및 단순화를 위한 연구가 활발히 진행되어 2거더교가 이미 실용화되었으나(포항산업과학연구원, 2001) 국내에서는 2거더교의 설계와 시공이 아직 초기 단계에 있으며, 또한 설계기준 등과

같은 구체적인 기준이나 경제성 자료 등이 제시되어 있지 않은 실정이다.

따라서 강교량 건설의 효율성 및 경쟁력 향상을 위해서는 합리화 강교량 형식인 2거더교의 구조거동 특성 규명 및 경제성 분석에 관한 연구를 토대로 설계자료 및 경제성 자료의 제시가 필요할 것으로 생각된다.

본 연구에서는 2거더교의 합리적인 구조상세를 제안하기 위하여 먼저 2거더교의 하중분배의 역할을 하는 가로보를 대상으로 가로보 위치, 간격 및 강성을 매개변수로 FEM해석을 수행하여 합리적인 가로보 배치상세를 제안하였다. 또한 2거더교에서 복부의 좌굴 방지의 역할을 하는 수직보강재를 대상으로 수직보강재 연결부의 스캘럽 곡률반경을 매개변수로 상세 FEM해석을 수행하여 피로에 안전한 구조상세를 제안하였다.

이러한 구조 거동 검토 결과를 토대로 단면제원 및 지간길이에 따른 최적설계 및 경제성 분석을 수행하여 2거더교 설계시 단면선정의 기초자료 제시 및 합리적 지간길이를 제안하였다. 또한 교량 설계시 중요한 인자의 하나로 대두되고 있는 경관설계의 기초자료를 제시하기 위하여 황금비를 적용한 2거더교의 거더 높이 및 경간 분할에 대한 최적설계 및 경제성 분석을 수행하였다.

1.2 연구 동향

1.2.1 가로보 배치에 따른 2거더교 구조거동

2거더 강교량은 일본과 유럽에서는 다수의 연구가 진행되어 이미 실용화 단계에 이르고 있으나(포항산업과학연구원, 2001) 국내에서는 아직 2거더 강교량에 대한 연구가 초기 단계로 설계와 시공에서도 그 기준이 명확하게 제시되어 있지 않은 상태이다.

2거더교의 구조특성 중 주거더 이외의 주요부재로는 하중전달 역할을 하는 가로보가 있는데, 가로보에 대한 국내·외의 기준은 다음과 같은 것이 있다.

현재 가로보 간격에 관한 국내·외의 기준은 AASHTO(2002)에서는 7.6m 이내에 1개, 일본 강도로교 설계편람(1980)에서는 35m~40m 이하에서는 지간 중앙에 1개, 40m 이상은 지간 중앙과 지점부에 3개를 적용하고 있다. 한편 일본 도로교 시방서(2003)와 국내의 도로교 설계기준(2005)에서는 가로보 간격에 대한 구체적인 기준이 제시되어 있지 않아 수직 브레이싱 간격과 동일한 기준인 6m이내를 적용하고 있으며, 국내 도로공사의 소수주거더교 설계지침(한국도로공사 도로교통기술원, 2004)도 이 규정을 따르고 있다.

일본에서는 2거더 강교량의 본격적인 적용에 앞서서 다수의 연구가 진행되어

2거더 강교량의 활성화에 많은 일익을 담당하고 있다. 이에 대한 대표적인 연구로는 다음과 같은 것이 있다.

Nagai(1995) 등은 대칭 연직 하중하에서의 2거더 강교량의 횡보강 System을 매개변수로 하여 국부거동을 포함한 입체거동 검토를 피로의 관점에서 실시하여 2거더 강교량의 설계자료를 제공하고자 하였다. 이 연구에서는 2거더 강교량의 가로보의 위치 및 간격을 구조변수로 하여 구조해석을 실시하고 이들 변수가 각 부재에 어떠한 영향을 미치는가를 조사하였다. 그러나 이 연구에서는 하중이 연직대칭 하중으로 국한되어 실제 교량에서의 다양한 하중 조건에 대한 2거더 강교량의 거동을 충분히 나타내고 있지 못하고 있다.

Sakai(1997) 등은 2거더 강교량의 설계법에 대한 자료제시를 목적으로 가로보 배치에 관한 연구를 수행하였다. 3경간 연속교량을 대상으로 구조부재를 판 요소와 프레임 요소를 이용하여 모델링하고 가로보의 위치와 간격을 매개변수로 하여 사하중과 활하중 작용시의 구조거동을 조사하였다. 그러나 이 연구에서는 가로보 간격 6m에 대한 구조해석만을 실시하여 가로보 간격에 대한 검토가 충분하게 이루어지지 않은 점이 있다.

Yamaguchi(2006) 등은 플레이트거더교의 하중분배계수에 대한 보정계수 제시를 위하여 4거더 플레이트거더교를 대상으로 격자해석과 상세해석에 의한 구조거동 차이에 대한 원인을 규명하고 하중분배계수에 대한 보정계수를 제안하였다. 그 결과 격자해석과 상세해석의 해석결과 차이는 바닥판의 유무에 따른 것이며 이러한 바닥판의 하중분배효과를 고려할 수 있도록 보정계수를 제시하였다. 그러나 이 연구에서는 일반적인 플레이트거더교를 대상으로 하여 2거더교에 대한 검토는 이루어지지 않았다.

국내에서는 2거더 강교량에 대한 여러 연구(용환선 등, 2001 ; 박용명 등, 2003, 2006)에서 격자해석을 통한 가로보 간격과 강성에 대하여 검토하였으나 거더와 가로보의 연결부 등의 거동 특성 등이 충분하게 검토되지 않아 설계자료 제시로는 아직 불충분한 점이 있다.

또한 경갑수(2006) 등은 2거더교의 가로보 위치, 간격 및 강성을 변화시키며 가로보 거동 및 연결부의 거동 특성을 정확하게 평가하기 위해 쉘 및 솔리드요소를 사용하여 2거더교의 가로보 배치 상세를 제안하였다. 그러나 가로보 간격 및 강성의 조합에 따른 거동 및 경제성 분석은 이루어지지 않았다.

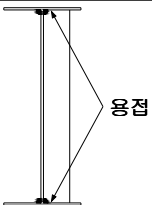
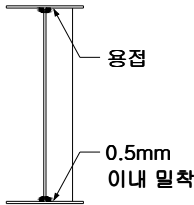
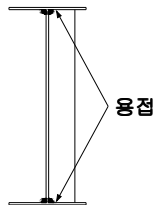
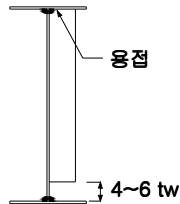
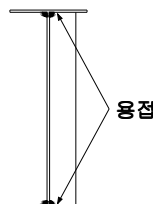
1.2.2 플레이트거더교의 수직보강재 연결부 구조상세

수평 및 수직 브레이싱, 가로보 등 다수의 2차부재를 갖는 기존 플레이트거더교와는 달리 합리화를 도모한 2거더교는 수평브레이싱이 생략되므로 가로보가 하중분배 역할을 하고, 수직보강재가 복부 좌굴을 방지하는 역할을 한다. 그러나 2거더교의 수직보강재 구조상세는 기존 플레이트거더교와 동일한 수직보강재 구조상세를 적용하고 있다. 이 수직보강재에 관한 강도로교 상세부 설계지침(2006)의 구조상세는 다음과 같다.

① 수직보강재와 상·하부플랜지의 연결조건

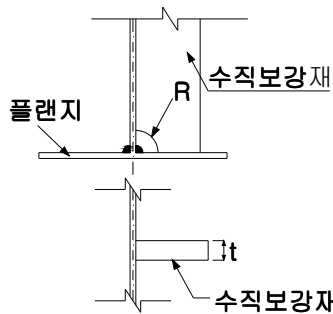
상·하부플랜지와 수직보강재 사이의 연결은 표 1-1의 기준을 적용하며 교변응력을 받는 부분의 수직보강재와 상·하부플랜지의 접합부는 필렛 용접하는 것으로 한다.

표 1-1 수직보강재 연결형태

위치	개념도
지점부	 부모멘트
수직브레이싱 및 가로보가 설치되는 부분	 (a) 정모멘트  (b) 부모멘트 및 교변부
기타	 (a) 정모멘트  (b) 부모멘트 및 교변부

② 보강재 배치

수직보강재는 그림 1-1과 같이 내측거더, 외측거더 모두 교량중심선으로 향하게 설치하고 또한 수직보강재는 지점부근을 포함하여 중간부 모두 동일 두께로 하는 것이 바람직하다.



t(mm)	R(mm)
$t \leq 16$	35
$t > 16$	40

t : 수직보강재 두께

R : 스캘럽 곡률반경

그림 1-1 수직보강재 연결부 구조상세

③ 수직보강재 등의 스캘럽 반경

스캘럽은 돌림용접 및 도장의 품질확보를 위하여 $t+25\text{mm}$ 를 표준으로 한다. 다만, 작업에 지장이 없으면 그림 1-1의 값을 적용하여도 좋다.

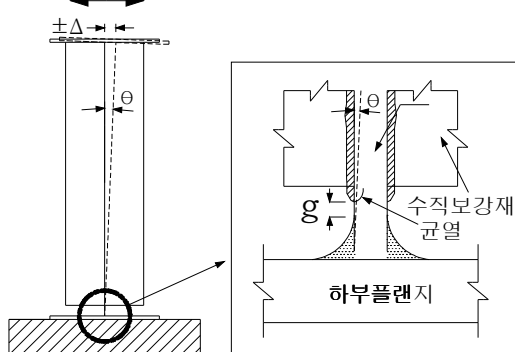
그러나 강교량 제작에 있어서 부재 가공 등의 생략화, 용접 시공성 등을 고려한다면 수직보강재와 인장 플랜지의 연결부 간격인 스캘럽은 크게 설치하는 것이 합리적일 것으로 판단된다.

한편, 플레이트거더교의 수직보강재 연결부에서는 다수의 피로균열이 보고(三木, 1988)되고 있고 또한 2거더교에서의 구조특성으로 볼 때 수직보강재 연결부에서 피로균열이 발생할 가능성이 높을 것으로 판단된다. 이와같이 피로특성을 고려한 수직보강재 연결부 구조상세에 대한 대표적인 연구는 다음과 같다.

Fisher(1977)의 보고에 의하면 수직보강재 하단부의 피로균열은 그림 1-2와 같이 거더의 횡진동에 의해 야기된 중간 수직 보강재 단부와 인장플랜지 사이의 복부 휨응력에 기인한 면외변형에 의해 발생한다. 거더 복부와 인장플랜지를 연결하는 필렛용접의 복부측 용접지단과 중간수직보강재 단부의 돌림용접 복부측 용접지단 사이의 간격을 "g" 라고 하면 중간수직보강재 단부의 피로균열을 방지하기 위한 간격 g를 식 (1-1)과 같이 제안하였다.

그러나 이 연구의 대상교량은 철도용 플레이트거더교로서 도로용 2거더교의 구조특성을 고려한 검토는 이루어지지 않았다.

상부플랜지의 횡진동



$$g = (4 \sim 6)t_w \dots\dots\dots (1-1)$$

여기서, t_w = 복부두께

그림 1-2 플레이트거더교의 횡진동에 의해
발생된 중간 수직보강재 단부의 피로균열

Sakano(1992, 1999) 등은 플레이트거더교의 수직보강재 연결부를 대상으로 그림 1-3과 같이 4가지 연결부 구조상세에 대하여 피로시험을 실시하여 피로에 유리한 구조상세를 제안하는 연구를 수행하였으나, 수직보강재 연결부의 스캘럽 곡률반경의 변화에 따른 피로 검토는 이루어지지 않았다.

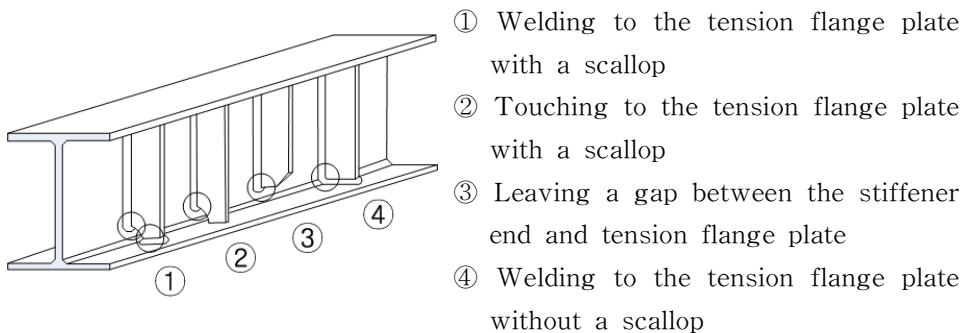


그림 1-3 수직보강재 연결부 구조상세

경갑수(1996)는 플레이트거더교의 수직보강재 구조상세에 관한 연구에서 기존 플레이트거더교에 대한 응력특성을 조사하고 소수거더교의 수직보강재 구조상세에 대한 피로검토를 실시하여 소수거더교의 수직보강재 구조상세를 제안하였다. 그러나 이 연구에서는 거더개수가 3개인 소수거더교의 수직보강재 연결부에 대한 검토로서 2거더교의 수직보강재 연결부에 대한 검토는 이루어지지 않았다.

1.2.3 플레이트거더교의 최적설계에 따른 단면 특성 및 경제성

최근 강재 가격 상승에 따른 강교량 공사비 증가 등의 요인에 의해 다른형식의 교량에 비해 강교량의 적용이 감소하고 있다. 이러한 문제점 해결을 위해 표준품셈의 개정(대한토목학회, 2005), 강교량의 합리화(경갑수, 1996) 등에 대한 연구가 이루어지고 있다.

한편 현행의 강교량 설계는 기본단면을 가정한 후, 이 단면에 대한 설계응력이 허용응력의 약 80~90%정도를 목표로 단면을 선정하고 있다. 그러나 현행설계는 이러한 설계방법에 의해 얻어진 단면에 대해 응력만을 검증 할 뿐 각 설계단면이 동일 단면성능을 갖고 있는가에 대한 검토는 거의 이루어지고 있지 않아 과다설계의 가능성이 높은 것으로 판단된다. 이러한 과다 단면이 적용된 강교량 설계의 경우, 강재량 증가가 전체적으로 강교량 공사비를 증가시키는 하나의 요인이므로 강교량 단면특성에 대한 분석 및 이에 따른 경제성 분석이 필요할 것으로 판단된다.

조효남(2000) 등은 강박스거더교의 최소비용을 구하기 위해 도로교표준시방서 및 설계기준 등을 적용하여 설계제약조건을 정식화하고 자동화 최적화프로그램을 개발하였다. 이 최적화프로그램을 검증하고자 기존의 교량에 대하여 수치해석을 수행하였으나 플레이트거더교 및 기타 교량 형식의 최적화프로그램에 대한 개발은 이루어지지 않은 점이 있다.

국중식(2000) 등은 2경간 연속 플레이트거더교에 대하여 AASHTO LRFD(1998) 기준을 적용하여 단면을 조밀 단면과 비조밀 단면으로 나누어 단면형상의 변화를 고찰하였다. 그러나 이 연구에서는 단면형상의 변화에 따른 경제성 분석이 이루어지지 않았으며 국내 설계기준이 허용응력설계법인 점을 고려하면 국내 2거더교의 적용에는 어려움이 있을 것으로 판단된다.

전준창(2002) 등은 2거더교를 대상으로 강재의 항복강도, 교통량, 구조상세의 피로등급을 매개변수로 대상교량의 거더개수 및 경간길이의 변화에 따른 적정단면을 선정하고 AASHTO LRFD 설계기준(1998)을 만족하는 최소중량단면을 산정하였다. 이러한 결과를 기초로 각각의 매개변수가 플레이트거더교에 미치는 영향을 분석하였다. 그러나 이는 국내 강교량의 설계기준이 허용응력설계법인 점을 고려한다면 국내 2거더교의 적용에는 어려움이 있을 것으로 생각된다.

박태훈(2002) 등은 강합성 연속거더교에 대하여 구조해석과 최적설계를 동시에 수행할 수 있는 최적화 프로그램을 개발하기 위하여 목적함수로 중량함수를 적용하였으며 도로교설계기준(2000)을 제약조건으로 적용하였다. 또한 개발된 최적화 프로그램을 실제 교량에 적용하여 기존 설계단면과 비교 검토하였다. 그러나 이 연구에서는 실제 교량의 적용에서 지간 40m, 5거더 교량을 대상으로 하였으므로 지간 및 단면의 변화에 대한 고찰은 이루어지지 않은 점이 있다.

1.2.4 플레이트거더교의 최적설계와 경관

과거에는 교량의 기능, 경제성 및 구조적 성능이나 시공성이 교량설계의 주요 인자였다. 그러나 현재의 교량은 기능 및 경제성뿐만이 아니라 한 지역을 대표하는 랜드마크의 기능, 주변경관과의 조화 등 미학적인 기능까지 요구되고 있다. 이에 따라 교량의 설계에서도 경관설계에 대한 연구가 활발히 이루어지고 있다.

양승현(1998) 등은 교량의 하부구조에 대한 경관설계 방법에 대하여 검토하고 경관설계시 고려될 수 있는 구조형상에 대하여 수치해석 및 시각적 실험을 실시하여 경관설계에 따른 시각적 효과에 대하여 검토하였다. 그러나 이 연구에서는 교량의 하부구조만을 대상으로 하였으며 상부구조에 대한 검토는 이루어지지 않은 점이 있다.

김남희(2005, 2007) 등은 기존 구조물 등에 적용된 비트루비우스의 인체비례, 황금분할 등의 비례를 이용하여 교량의 미학적 설계에 대한 방법을 제안하였다. 또한 기존에 설계 및 시공된 국내의 교량에 대하여 주변 경관과의 조화, 기하학적 비례미, 기하학적 공간구성 비례 등의 미학적 관점에서 교량을 분석하여 교량의 경관설계에 대한 방법을 제시하였다. 그러나 경관설계에 따른 교량의 구조적 성능 및 경제적 분석에 대한 검토는 이루어지지 않은 점이 있다.

경갑수(2006) 등은 기존에 설계된 소수주거더교를 대상으로 하여 황금비를 고려하여 거더 높이 및 경간 분할을 매개변수로 경관설계를 실시하고 이에 대한 구조적 성능 평가 및 공사비 산정을 통한 경제성 분석을 하여 경관설계의 기초 자료를 제공하였다. 그러나 거더 높이 및 경간 분할에 따른 단면의 적정성에 대한 충분한 고찰이 이루어지지 않은 점이 있다.

최재도(2006)는 국내 건설된 교량에 대하여 선호도를 조사하고 교량경관의 구성요소에 대하여 다차원척도법을 이용하여 유사성을 분석하였다. 그러나 경관설계의 구성요소에 대한 분석만이 이루어졌으며 교량의 구조적 성능 및 경제성 분석에 대한 검토는 이루어지지 않았다.

1.3 연구내용 및 범위

장교량 합리화에 의한 2거더교는 일반적인 플레이트거더교에 비해 2차부재의 생략화 및 합리화에 따른 경제적 측면에서의 이점이 있음에도 불구하고 그에 대한 구조적 거동 특성 파악 및 경제성 분석에 대한 연구가 미흡할 뿐 아니라 명확한 설계기준 등이 규정되지 않아 적용상에 어려움이 지적되고 있다.

본 연구에서는 2거더교의 합리적인 구조상세를 제안하기 위하여 먼저 2거더교의 하중분배 역할을 하는 가로보를 대상으로 가로보 위치, 간격 및 강성을 매개변수로 FEM해석을 수행하여 합리적인 가로보 배치상세를 제안하였다. 또한 2거더교에서 복부의 좌굴 방지 역할을 하는 수직보강재를 대상으로 수직보강재 연결부의 스켈립 곡률반경을 매개변수로 상세 FEM해석을 수행하여 피로에 안전한 구조상세를 제안하였다.

이러한 구조 거동 검토 결과를 토대로 단면제원 및 지간길이에 따른 최적설계 및 경제성 분석을 수행하여 2거더교 설계시 단면선정의 기초자료 제시 및 합리적 지간길이를 제안하였다. 또한 교량 설계시 중요한 인자의 하나로 대두되고 있는 경관설계의 기초자료를 제시하기 위하여 황금비를 적용한 2거더교의 거더 높이 및 경간 분할에 대한 최적설계 및 경제성 분석을 수행하였다.

본 논문은 총 6장으로 구성되며, 각 장의 주요내용은 다음과 같다.

제 1장에서는 본 연구의 배경 및 기존의 연구, 본 연구의 내용 및 범위에 대해 간단히 기술하였다.

제 2장에서는, 2거더교에서 하중분배 역할을 하는 가로보 배치에 따른 2거더교의 거동 특성 및 합리적인 가로보 배치상세를 제안하고자 하였다. 이에 따라 기존 설계된 2거더교를 대상으로 하여 가로보 위치, 간격 및 강성을 매개변수로 FEM해석을 수행하고 해석결과를 토대로 합리적인 가로보 배치상세 및 단면특성을 제안하였다.

제 3장에서는, 2거더교에서 복부 좌굴 방지 역할을 하는 수직보강재와 거더 연결부에 대하여 피로에 안전한 구조상세를 제안하고자 하였다. 2장에서 대상교량과 동일한 교량에 대하여 수직보강재 스켈립 곡률반경 및 복부두께를 변화시키면서 상세해석을 수행하여 해석된 결과를 기초로 피로에 유리한 거더와 수직보강재 연결부의 합리적 구조상세를 제안하였다.

제 4장에서는, 2거더교의 현재 설계는 일반적인 플레이트거더교와 동일한 방법에 의해 단면을 선정하고 있어 გადა설계의 가능성을 가지고 있다. 따라서 2거더교의 지간길이에 따른 적정단면을 선정하고 지간길이를 매개변수로 최적설계를 수행하였다. 이를 위해 먼저 본 연구를 위해 개발한 최적화프로그램을 검증하고 검증된 프로그램에 대하여 일정지간에 대하여 부재별 단면 제원을 변화시키면서 단면 특성을 파악하였다. 또한 대상교량의 지간길이를 변화시키면서 지간길이에 따른 2거더교의 단면 변화특성도 파악하였다. 그리고 최적설계에 의한 각 지간별 단면에 대하여 공사비를 산출하여 경제성 분석을 실시하고 이러한 결과를 토대로 2거더교에서의 지간길이에 따른 합리적 단면 및 지간길이를 제안하였다.

제 5장에서는, 교량설계의 중요한 영향인자인 구조적 성능 및 경제성 외에 최근 중요한 인자로 대두되고 있는 경관을 고려하여 2거더교에 황금비를 적용하여 거더 높이 및 경간분할을 변화시킨 단면을 산정하였다. 선정된 단면에 대하여 최적설계를 수행하고 경관설계 고려시의 2거더교의 단면특성을 파악하였으며 이에 대한 공사비를 산정하여 경제성 분석을 실시하여 경관설계의 기초자료를 제시하였다.

제 6장에서는, 본 논문으로부터 도출된 결론을 기술하였다.

2장. 가로보 배치에 따른 2거더교 거동 특성

강교량 건설의 비용 절감 및 구조상세의 합리화를 목적으로 플레이트거더교에서의 플랜지 및 복부에 고강도강재와 두꺼운 강재를 적용하여 강재 사용의 합리화를 도모하고 수평 브레이싱과 수직 브레이싱을 생략하고 가로보를 배치하여 구조 합리화를 도모한 2개의 거더가 적용된 강플레이트 거더교(이하 2거더교)가 제안되고 있다.

2거더교는 교량 구조의 단순화·생략화를 목적으로 거더 개수를 최소화시켜서 교량의 설계, 제작, 및 유지관리의 합리화를 도모한 대표적인 교량형식이다. 이 때문에 국외에서는 이미 교량의 합리화 및 단순화를 위한 연구(Nagai 등, 1995 ; Sakai, 1997)가 활발히 진행되어 2거더교가 실용화 되어 있다. 그러나 이들 연구에서는 가로보를 쉘로 모델링하여 가로보 위치와 간격에 대한 검토는 수행되었으나 가로보 강성에 대한 연구는 수행되지 않았다.

한편, 국내에서는 가로보 배치에 대한 일반적인 거동에 대한 연구(용환선 등, 2001 ; 박용명 등, 2003)는 수행되었으나 가로보를 보요소로 모델링하여 가로보에 발생하는 최대 단면력에 대한 검토만이 이루어져 국부응력에 대한 정확한 평가가 이루어지지 않아 설계자료로 활용하기에는 불충분한 점이 있다.

따라서 본 연구에서는 실제 설계에서 사용되고 있는 보요소와 국부응력을 고려할 수 있는 쉘요소로 모델링하여 이에 대한 해석결과를 비교·분석하는 것이 필요할 것으로 판단되며 또한 가로보 강성도 고려할 필요가 있는 것으로 판단된다.

현재 가로보 간격에 관한 기준은 AASHTO(2002)에서는 7.6m이내에 1개, 일본 강도로교 설계편람(1980)에서는 35m~40m 이하에서는 지간 중앙에 1개, 40m 이상은 지간 중앙과 지점부에 3개를 적용하고 있다. 한편 일본 도로교 시방서(2003)와 국내의 도로교 설계기준(2005)에서는 가로보 간격에 대한 구체적인 기준이 제시되어 있지 않아 수직 브레이싱 간격과 동일한 기준인 6m이내를 적용하고 있으며, 국내 도로공사의 소수주거더교 설계지침(한국도로공사 도로교통기술원, 2004)도 이 규정을 따르고 있다. 그러나 플레이트거더교의 건설 효율성 등을 위해서는 2거더 강교량의 구조형식, 특히 가로보를 포함하는 구조계에 관한 거동 연구에 기초한 효율적이고 합리적인 설계기준 등의 제시가 필요할 것으로 생각된다.

본 논문에서는 2거더교에서 하중 전달 역할을 수행하는 가로보를 대상으로 가

로보의 위치, 간격 및 강성을 매개변수로 FEM해석을 실시하고 이들 영향인자가 2거더교의 거동특성에 미치는 영향을 평가하여 2거더교의 최적 가로보 배치상세를 제안하고자 한다.

2.1 구조모델 검증 구조해석

2.1.1 대상교량

2거더교의 구조특성이 반영될 수 있는 구조모델링을 사용하여 가로보 거동 특성을 파악하고 기존설계 방법과의 비교를 위하여 본 연구에서는 기존 설계된 7경간 연속교의 2거더교를 대상교량으로 선정하였다(한국도로공사, 2000). 2거더교의 경우 현재 국내에 적용된 실적이 매우 적어 기존 설계도서의 수집에 어려움이 있어 7경간 연속교를 선정하였다.

대상교량의 거더는 SM570 TMCP 강재, 가로보는 SM490 강재, 바닥판은 횡방향 프레스트레스를 도입한 설계기준강도 40MPa의 PSC바닥판을 사용하였다. 표 2-1 및 표 2-2에 대상교량의 일반제원 및 단면제원, 그림 2-1 및 그림 2-2에 대상교량의 단면도 및 단면변화 위치를 나타내었다. 표 2-2 및 그림 2-2의 ①~⑤는 단면변화에 따른 구간을 나타낸 것이다. 대상교량의 지점부 가로보는 중복식이며, 중간가로보는 일반적인 I형 단면을 사용하였다. 바닥판은 거더 2(이하 G2로 표기)쪽의 캔틸레버부의 길이가 더 긴데 이것은 난간 및 차량 방호 울타리의 설치에 의한 것이다. 그러나 바닥판 캔틸레버부의 차이가 매우 작아 거의 대칭형상을 이루고 있다.

표 2-1 대상교량 제원

교량 길이	7@50=350m
교량 폭	11.825m(2차로)
교량등급	1등급
설계 활하중	DB-24 및 DL-24
사용 재료	주거더 : SM570 TMCP 가로보 : SM490 바닥판 : C40

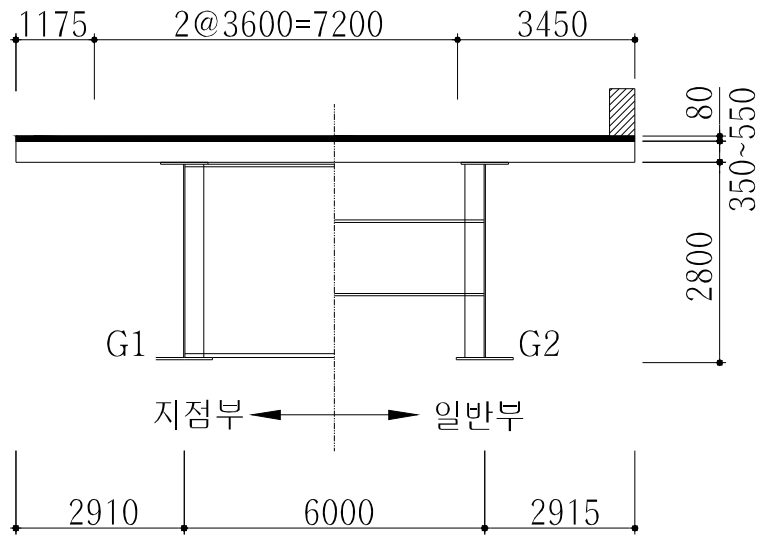


그림 2-1 대상교량 단면도(단위 : mm)

표 2-2 대상교량 단면제원

(단위 : mm)

	위 치		폭	두 겹	높 이	사용재료	허용응력(MPa)
거 더	상부플랜지	①	900	28	-	SM 570	260
		②		32			
		③		40			
		④		48			
		⑤		48			
	하부플랜지	①	900	28			
		②		36			
		③		44			
		④		52			
		⑤		66			
복부		-	20	2800			
가로보	상부플랜지		40	12	-	SM 490	190
	복부		900	12			
	하부플랜지		40	12			
바닥판			두 겹 350~550		콘크리트 설계기준강도 40		

* ①~⑤는 그림 2-2의 단면변화에 따른 구간을 나타냄.

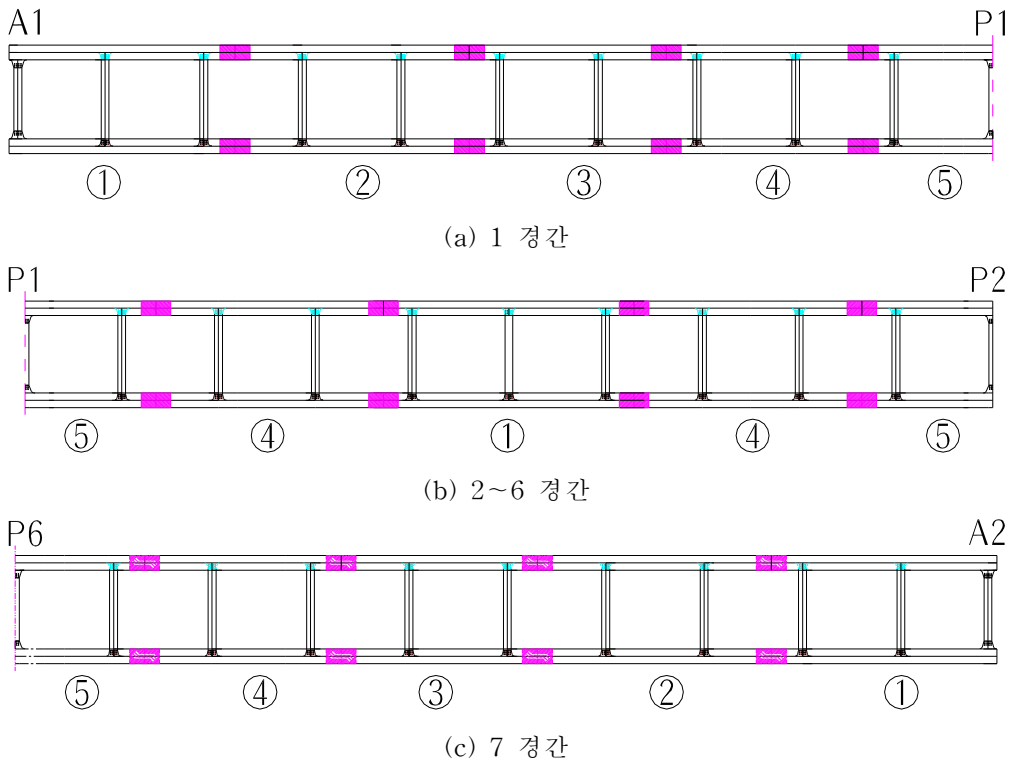


그림 2-2 대상교량 단면변화

2.1.2 구조모델 및 하중조건

대상교량에 대한 구조해석 모델이 해석결과에 미치는 영향을 검토하고 가로보의 영향을 정확히 평가할 수 있는 구조모델링을 제시하기 위하여 대상교량의 거더와 바닥판을 표 2-3에 나타낸 것과 같이 Case 1에서는 거더만을 빔요소로 모델링하였고, 기존 설계도서(한국도로공사, 2000)에서 적용한 방법인 Case 2에서는 거더를 빔요소로 모델링한 Case 1에 바닥판을 4절점 쉘요소로 모델링하였다. 또한, Case 3에서는 실제 구조물에 유사하도록 거더를 4절점 쉘요소로 바닥판은 8절점 솔리드요소를 사용하여 모델링하였다.

구조모델 Case 1 및 Case 2는 플레이트거더교의 설계시 사용되는 관용적인 구조모델로서 본 논문에서는 관용적인 설계의 가로보 검토 방법과 Case 3의 상세해석에 의한 가로보 검토 방법을 비교하였다.

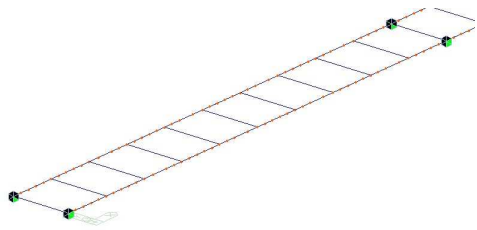
표 2-3 구조해석 모델링 요소

모델 Case	거 더	바닥판	비 고
Case 1	Beam 요소(720)	-	
Case 2	Beam 요소(720)	셸 요소(952)	기존 설계도서
Case 3	Plate 요소(12,006)	솔리드 요소(4,108)	

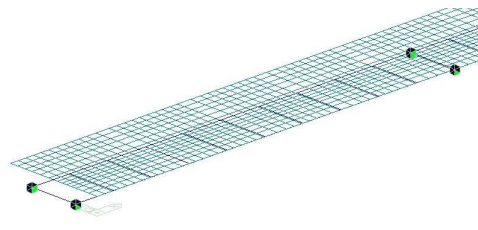
* ()는 요소개수를 나타냄.

표 2-3의 각 Case별 구조모델 요소의 개수 및 크기는 주요 검토 대상이 되는 1경간의 거더와 가로보는 해석결과에 영향을 미치지 않을 정도로 세밀하게 분할하였고 나머지 경간에 대해서는 해석시간을 고려하여 요소 크기를 비교적 크게 하였다.

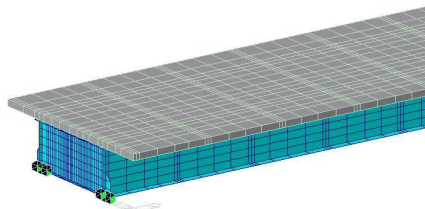
본 논문에서 중점을 두고 있는 가로보는 기존 설계도서(한국도로공사, 2000)에 기초하여 가로보 간격을 5m로 하였고, 빔요소 및 셸요소를 사용하여 그림 2-3과 같이 모델을 구성하였다.



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

그림 2-3 구조해석 모델링

대상 교량에서의 각 지점부의 구속 조건은 그림 2-4와 같이 실제 교량의 구속 조건과 동일하게 하였으며 각각의 Case에 대하여 동일한 조건에서 구조해석을 수행하였다. 여기서 X방향은 교축방향, Y방향은 교축직각방향, Z방향은 연직방향을 나타낸다. 또, Fix는 X, Y, Z방향에 대해 모두 구속, Y free는 X, Z방향에 대한 구속, XY free는 Z방향에 대해 구속, X free는 Y, Z방향에 대한 구속을 의미한다.

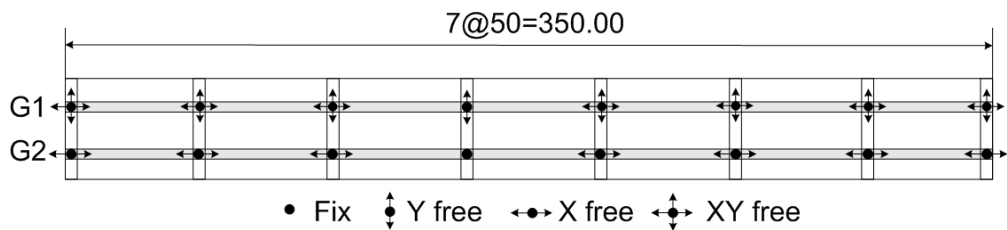


그림 2-4 대상교량 구속조건

요소 검증 및 구조거동에 미치는 모델링 특성 조사에서는 각 모델 Case에 대하여 하중재하는 표 2-4와 같이 합성전은 바닥판, 거더 및 가로보의 자중을 재하하였고, 합성후는 포장하중 및 활하중으로 DL하중에 대해 검토하였다. 여기서 DL하중을 재하한 것은 DB하중과 DL하중에 대한 해석결과 표 2-5와 같이 DL하중에서 더 큰 응력이 발생하고 있으므로 도로교 설계기준(2005)에 따라 더 불리한 응력이 발생하는 DL하중에 대해서 해석을 수행하였다. 활하중 재하는 1경간 중앙부 G1에서 가장 큰 응력이 발생하도록 DL-24 차선 하중을 1, 3, 5, 7 경간에 대하여 2차선 편측으로 재하하였다. 그림 2-5에 DL하중의 편측 재하조건을 나타내었다. 여기서 W는 12.7kN/m이고, P는 108kN이다.

표 2-4 대상교량 하중 조건

하중명	하중 종류
합성 전 하중	거더 및 가로보 자중
	바닥판 자중
합성 후 하중	포장
	DL-24

표 2-5 DB-24 및 DL-24 재하시의 1경간 중앙부 하부플랜지 응력(G1)

모델 Case	DB-24 응력(MPa)	DL-24 응력(MPa)
Case 1	29.2	32.1
Case 2	28.2	31.0
Case 3	25.6	28.1

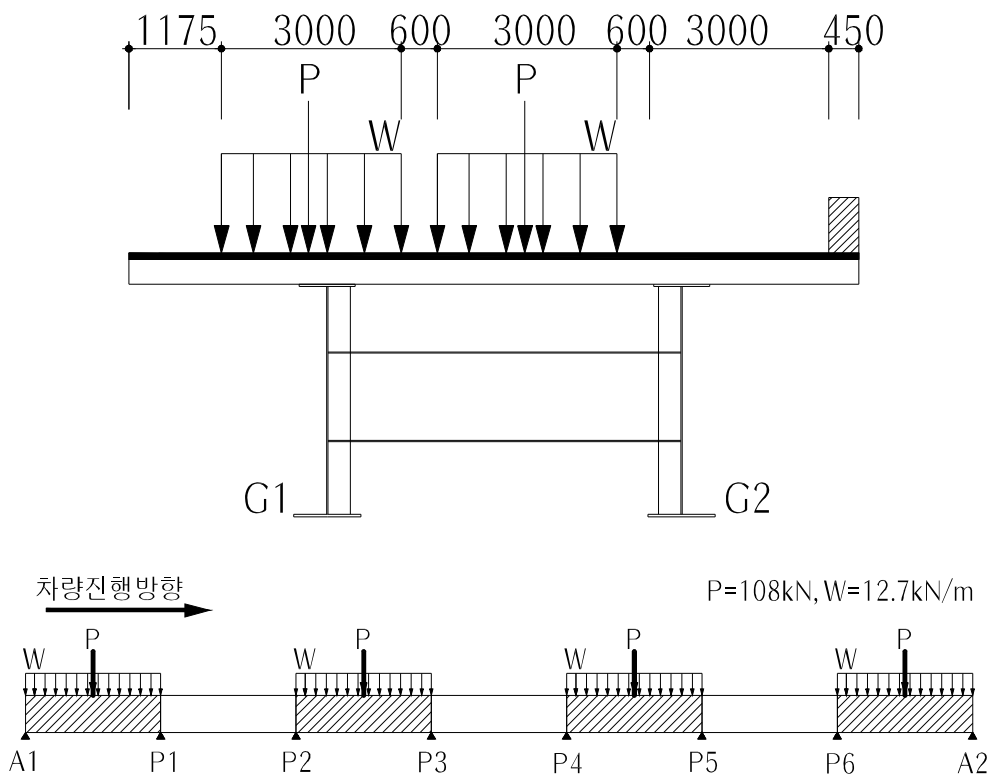
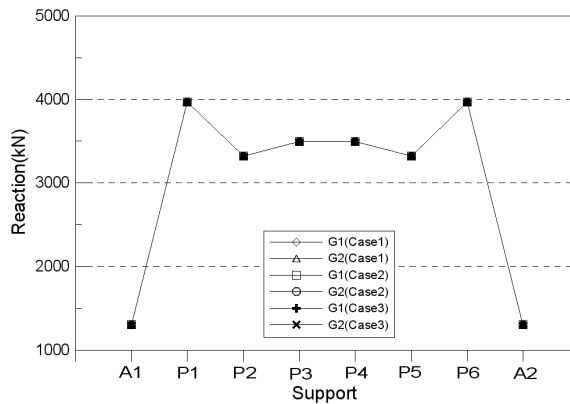


그림 2-5 1경간 중앙부 G1 거더 검토시 DL-24 하중 재하 조건

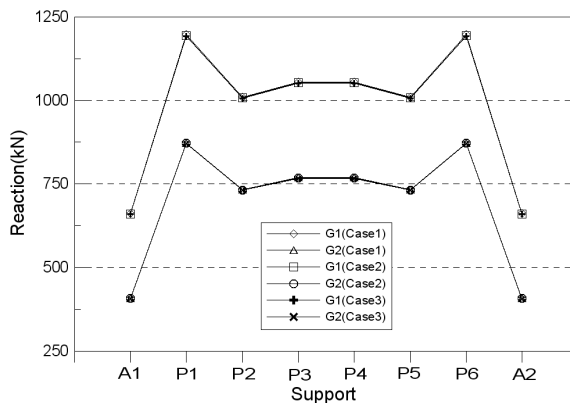
2.1.3 구조모델 특성에 따른 구조해석

1) 거더 해석결과

그림 2-6에 모델 Case별 합성전 및 합성후의 반력을 나타내었다. 그림에서 A1과 A2는 교량의 교대 지점, P1~P6은 교량의 교각 지점을 나타낸다. 각 모델 Case에 대한 합성전과 합성후의 하중에 의한 각 지점 반력은 거의 동일한 것을 알 수 있다. 다만 합성전 하중은 대칭으로 재하되므로 거더 G1과 G2의 반력이 거의 동일하지만 합성후 하중의 경우에는 DL-24 하중이 편재하되므로 G1에서 반력이 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이로부터 모델 Case 1, 2, 3에서의 거더의 구조거동은 모델에 관계없이 동일한 거동을 하는 것을 알 수 있다.



(a) 합성전 반력



(b) 합성후 반력

그림 2-6 모델 Case별 합성전 반력 및 합성후 반력

처짐과 플랜지 인장응력이 가장 크게 발생하는 1경간 중앙부의 하부플랜지에 대한 구조해석 결과를 표 2-6에 나타내었다. 여기서 거더가 범요소로 모델링 된 Case 1, 2의 응력은 구조해석에서 얻어진 단면력에 보 이론을 적용하여 산출하였으며, 셸로 모델링 된 Case 3은 구조해석에서 얻어진 응력을 나타낸 것이다. 각 Case의 전체 응력은 모델 Case 3의 값이 가장 작았으며 Case 1이 가장 크게 나타났는데 이러한 차이는 각 구조모델에 따른 요소특성의 차이로 판단되며 그 차이가 1.8%로 작으므로 각 구조모델은 동일한 거동을 하는 것으로 판단된다.

또한 각 모델링에 따른 응력은 모두 도로교설계기준(2005)의 허용응력 260MPa 보다 작으므로 구조적으로 안전한 것으로 판단된다.

표 2-6 모델링에 따른 1경간 중앙부 거더 하부플랜지 응력
(단위 : MPa)

모델 Case	합성전 응력(G1)	합성후 응력(G1)	전체응력	Case 1에 대한 비	허용응력
Case 1	115.8	43.4	159.2	1.000	260
Case 2	115.8	42.5	158.3	1.006	
Case 3	116.7	39.7	156.4	1.018	

거더에 대한 처짐은 전체 교량중 1, 7경간에서 최대처짐이 발생하므로 1경간 중앙부를 대상으로 하여 처짐값을 표 2-7에 나타내었다. 전체 처짐값은 Case 1에서 가장 작고 Case 3에서 가장 큰 값을 나타내었으나, 각 모델 Case별 처짐값 차이가 2% 이내이므로 각 모델에서의 구조적 거동은 동일한 것으로 판단하였다.

각 모델링에 따른 합성후의 처짐값은 도로교설계기준(2005)의 허용처짐 L/500 보다 작게 나타나고 있으므로 사용성에도 안전한 것으로 판단된다.

표 2-7 모델링에 따른 처짐값
(단위 : mm)

모델 Case	합성전	합성후	전 체	Case 1에 대한 비	활하중에 대한 허용처짐
Case 1	-88.6	-19.7	-108.3	1.000	L/500 = 100mm
Case 2	-88.6	-19.4	-108.0	1.003	
Case 3	-91.7	-18.0	-109.7	1.013	

2) 가로보 해석결과

플레이트 거더교에서의 관용적인 가로보 설계는 가로보를 빔요소로 모델링하고 국부효과(Local effect)와 전체거동(Global behavior)에 의한 단면력을 산출하여 큰 단면력에 대해 설계한다. 여기서, 국부효과의 단면력이란 가로보가 거더에 고정되는 것으로 가정하여 가로보에 직접 고정하중과 활하중을 재하시켜 얻은 단면력이고, 전체거동에 의한 단면력이란 고정하중과 활하중의 편재하에 의한 거더 변형에 의해 발생하는 단면력이다.

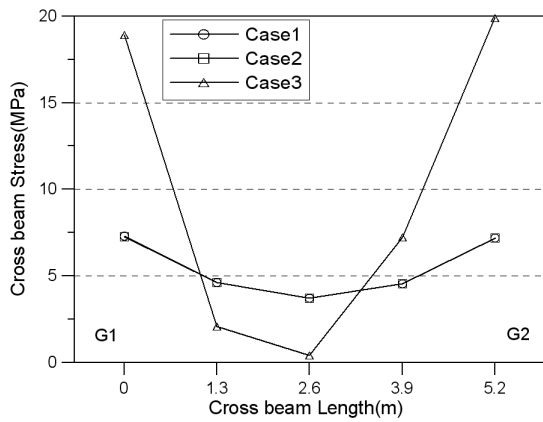
그러나 빔요소만을 사용하여 모델링하면 교량 바닥판에서의 하중 분배 효과 및 거더와 가로보 연결부의 강결에 의한 국부 응력을 고려할 수 없기 때문에 가로보의 정확한 거동 평가가 곤란할 것으로 판단된다.

따라서, 본 연구에서는 가로보 거동을 정확하게 평가하기 위해 각 모델 Case에서의 가로보 응력을 단부지점, 중간지점 및 중간가로보로 분류하고, 이들 가로보에서 최대응력이 발생하는 가로보 하부플랜지에 대해 검토하였다.

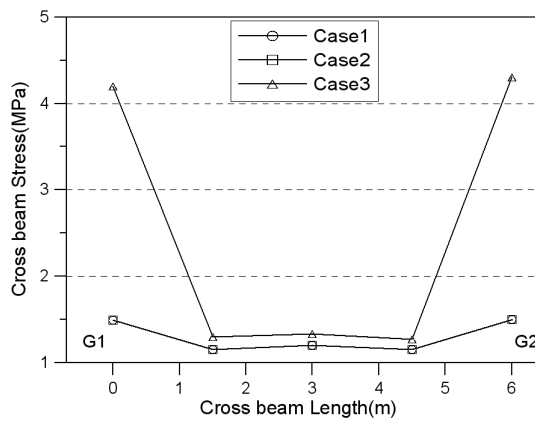
(1) 합성전 가로보 응력

그림 2-7에 합성전 하중에 의한 단부지점, 중간, 중간지점의 가로보 하부플랜지 응력을 모델 Case별로 나타내었다. 합성전 하중은 그림 2-1의 단면도에 나타난 것과 같이 G1에 비해 G2쪽이 난간 및 차량 방호울타리 설치로 인하여 바닥판의 캔틸레버부 길이가 더 길기 때문에 G2에 바닥판의 고정하중이 더 크게 작용하므로 가로보 응력은 G2에서 약간 크게 나타난다. 그림 2-7에서 지점가로보와 중간가로보의 길이가 다른 것은 그림 2-1에 나타낸 것과 같이 지점가로보는 거더 플랜지에 연결되나 중간가로보는 거더 복부에 연결되기 때문이다.

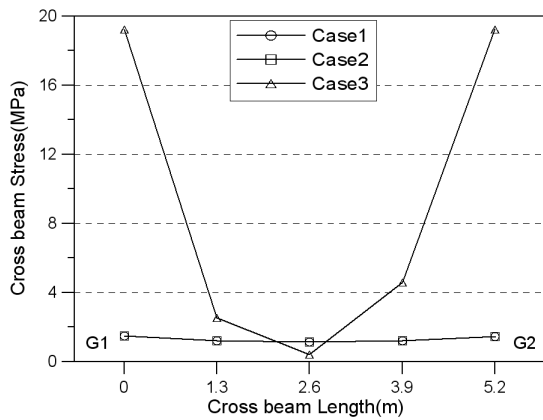
합성전 하중재하에 의한 모델 Case 1, 2에서는 가로보가 빔요소로 모델링되므로 거더와 가로보 연결부에서의 가로보 응력은 휨모멘트에 의한 단면력만이 고려되므로 가로보 길이 방향으로 거의 차이가 없는 것을 알 수 있다. 그러나 모델 Case 3에서는 가로보가 셀요소로 모델링되므로 휨응력과 축력이 고려되어 가로보 길이방향의 응력 변화 양상이 잘 나타나고 있는 것을 알 수 있다. 이러한 모델특성으로 인하여 모델 Case 1, 2에 비해 Case 3이 더 큰 응력을 나타내고 있다. 한편, 지점가로보에서 가로보 연결부의 응력차이가 중간가로보보다 크게 나타나고 있는데 이는 지점가로보와 중간가로보의 단면성질의 차이 및 배치 위치에 따른 단면력 차이에 의한 것으로 판단된다.



(a) 단부지점가로보



(b) 중간가로보



(c) 중간지점가로보

그림 2-7 가로보 위치에 따른 합성전 가로보 하부플랜지 응력

(2) 합성후 가로보 응력 검토

그림 2-8에 합성후 하중에 의한 단부지점, 중간, 중간지점가로보 하부플렌지 응력을 각각의 모델 Case에 대해 나타내었다. 합성후 하중은 합성전 하중과 다르게 G1에 편재하 되므로 가로보 응력도 양쪽 거더에서 다르게 나타나고 있다.

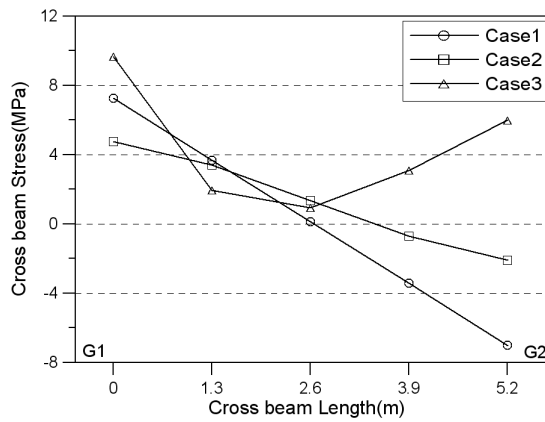
모델 Case 1, 2에서 가로보 길이방향으로의 응력변화가 합성전과는 다르게 나타나고 있는데 이는 하중의 편재하로 인한 비틀림 때문으로 판단된다. 또한, 모델 Case 2의 응력이 지점과 중간가로보에서 모델 Case 1보다 작게 나타나는데 이는 모델 Case 2의 경우 바닥판 모델링으로 인한 하중분배 효과 때문으로 판단된다. 그러나 모델 Case 3은 합성전 하중과 경향은 같으나 하중이 편재하되므로 양쪽 연결부에서 응력크기만이 다르게 나타나고 있는데 이는 모델 Case 3은 휨과 축력이 모두 고려되기 때문으로 판단된다.

한편, 모델 Case 1, 2에서 지점가로보와 중간가로보의 응력변화가 서로 반대 경향을 나타내고 있는데 이는 편재하에 의한 비틀림 발생에 따른 거더의 상호 거동특성에 의한 것으로 판단된다. 그러나 모델 Case 3도 비틀림에 의한 교축직각방향 변위는 발생하나 가로보 응력은 가로보 위치에 관계없이 기존연구(Nagai 등, 1995 ; Sakai 등, 1997)처럼 가로보가 셸로 모델링 되어 있어서 모멘트가 아닌 축력이 지배적이다. 이러한 요인에 의하여 모델 Case 3의 가로보 응력은 동일한 분포형태를 나타내고 있다.

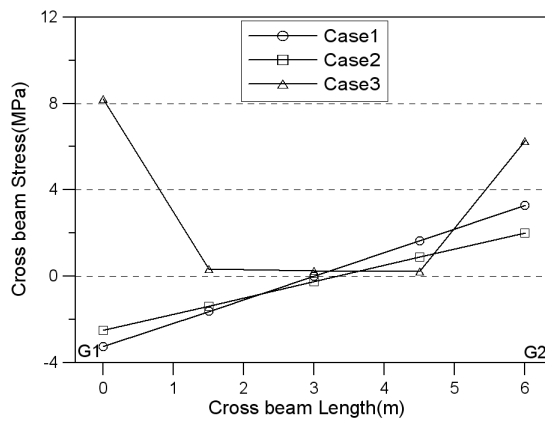
Case 1~Case 3에서의 가로보 응력은 가장 큰 응력이 발생하고 있는 Case 3의 중간지점 가로보의 전체응력이 약 40MPa로 허용응력 190MPa의 약 20%정도로 나타났다.

이상으로부터 현재 관용적인 가로보 설계 방법인 Case 1 및 기존 설계도서에 서의 가로보 설계 방법인 Case 2는 가로보 연결부에서 발생하는 국부응력을 고려할 수 없고 가로보에 발생하는 최대 단면력으로 단면을 설계하므로 가로보 중간부에서는 과다하게 설계될 가능성이 있는 것으로 조사되었다. 따라서, 가로보의 거동을 정확히 평가하기 위해서는 가로보 연결부의 국부적인 응력집중과 바닥판의 하중분배 효과를 고려 할 수 있는 Case 3으로 모델링하여 가로보를 설계 하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

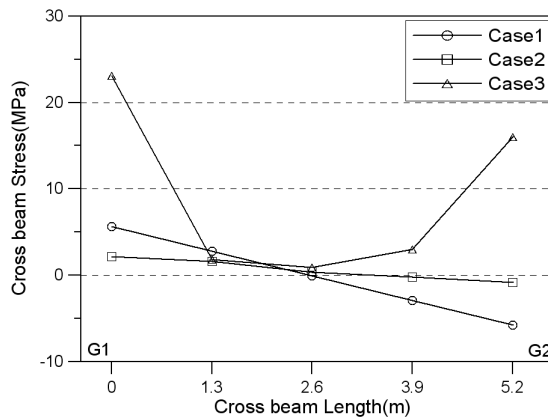
따라서 이후의 구조해석에서는 Case 3 모델을 사용하여 가로보 위치, 간격 및 강성을 매개변수로 하여 2거더교의 거동특성을 파악하고자 한다.



(a) 단부지점가로보



(b) 중간가로보



(c) 중간지점가로보

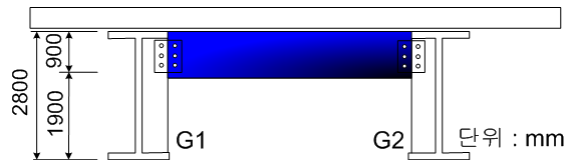
그림 2-8 합성후의 가로보 위치에 따른 가로보 하부플랜지 응력

2.2 가로보 배치에 따른 구조해석

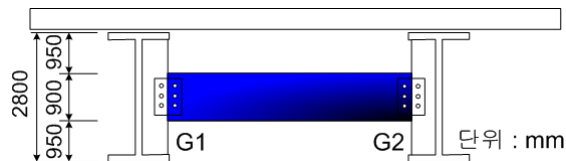
2거더 플레이트거더교의 가로보 배치에 따른 성능평가 및 경제성 분석을 통한 합리적인 가로보 배치 방안을 제시하기 위하여 가로보 배치 위치, 간격 및 가로보 강성을 매개변수로 구조해석을 실시하였다.

2.2.1 가로보 배치 위치에 따른 가로보 거동

중간가로보의 배치 위치에 따른 가로보의 거동특성을 조사하기 위하여 그림 2-9와 같이 가로보 배치 위치에 따른 지점부와 1경간 중앙부에서의 가로보 하부 플랜지 응력을 평가하였다. 가로보 배치위치를 상단에서 하단으로 변화시킨 것은 가로보 배치위치가 상단에서 하단으로 변화함에 따라 주거더 복부의 거동이 달라질 것으로 판단되기 때문이다.



(a) 상단 배치



(b) 중단 배치



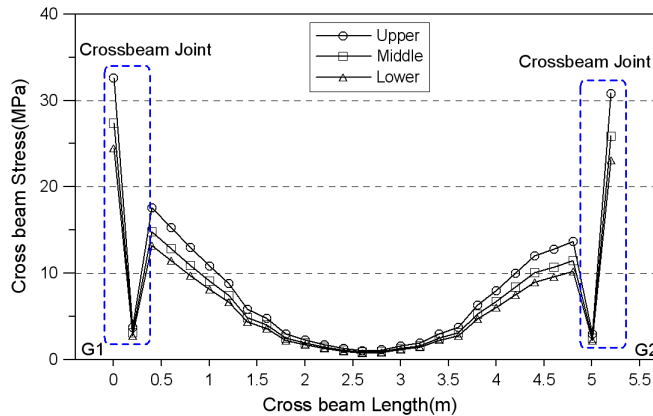
(c) 하단 배치

그림 2-9 중간가로보 배치 위치

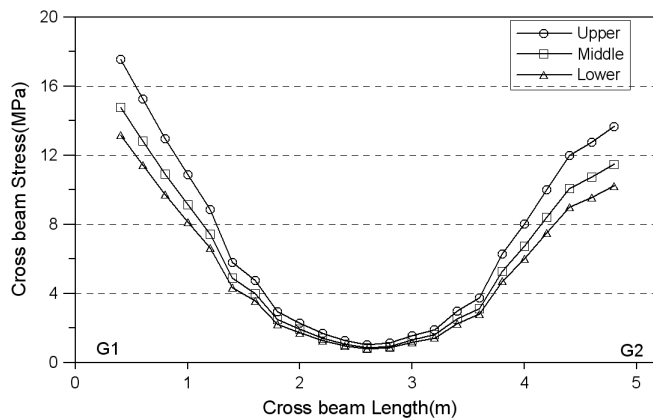
1) 지점가로보

그림 2-10과 그림 2-11에 중간가로보 배치 위치에 따른 지점가로보 하부플랜지의 응력 변화를 나타내었다. 그림 2-12에 응력 Contours를 나타내었다.

그림 2-10(a) 및 그림 2-11(a)에서 사각점선으로 표시된 가로보 양 끝단에서는 거더 응력 특성 및 지점반력의 영향으로 인한 국부적인 응력집중과 고정단 효과 때문에 거더의 플랜지 응력에 상당하는 응력이 발생하였다. 이러한 가로보 양 끝단에서의 응력은 중간가로보가 상단, 중단, 하단에 위치하는 순서로 작게 나타나는 것을 그림 2-10 및 그림 2-11로부터 알 수 있다.



(a) 가로보 전체

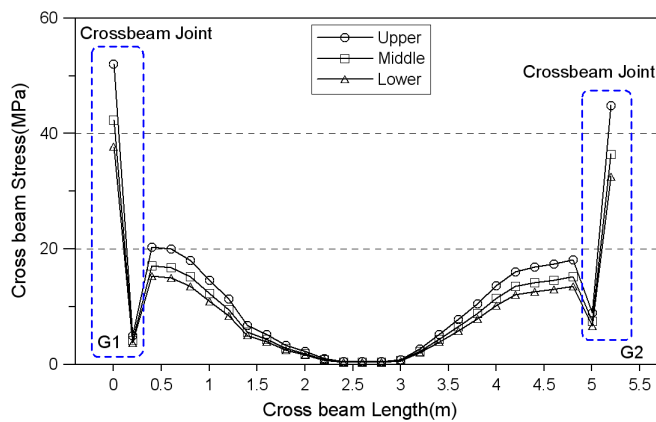


(b) 연결부 제외

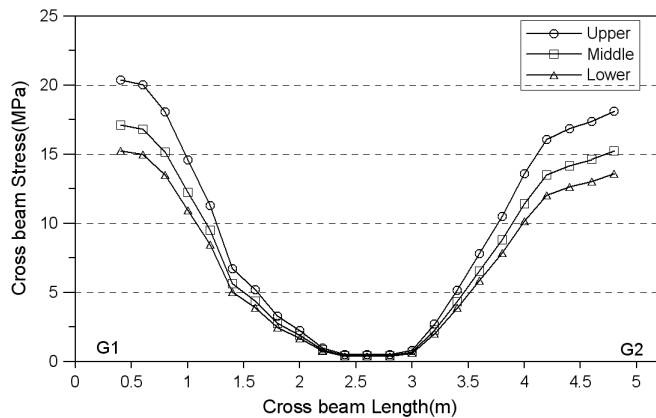
그림 2-10 중간가로보 배치위치에 따른 단부지점가로보 하부플랜지 응력

그림 2-10(b) 및 그림 2-11(b)는 연결부를 제외한 지점가로보 일반부에서의 하부플랜지 응력을 나타내고 있는데 중간가로보가 상단에 배치되는 경우를 기준으로 볼 때 중단에 설치하는 경우 약 19%, 하단에 설치하는 경우 약 29%의 응력이 감소하였다. 이것은 중간가로보가 아래에 위치할수록 거더 전체가 박스 형상이 됨에 따라 구조적 강성이 증가하기 때문으로 판단된다.

따라서 바닥판 현장타설시 거푸집 및 점검로 설치 등의 시공성 및 응력의 여유를 고려해 볼 때 지점가로보를 중복식이 아닌 중간가로보와 같은 일반적인 I형 단면을 사용하는 것이 더 효율적일 것으로 판단된다.



(a) 가로보 전체



(b) 연결부 제외

그림 2-11 중간가로보 배치위치에 따른 중간지점가로보 하부플랜지 응력

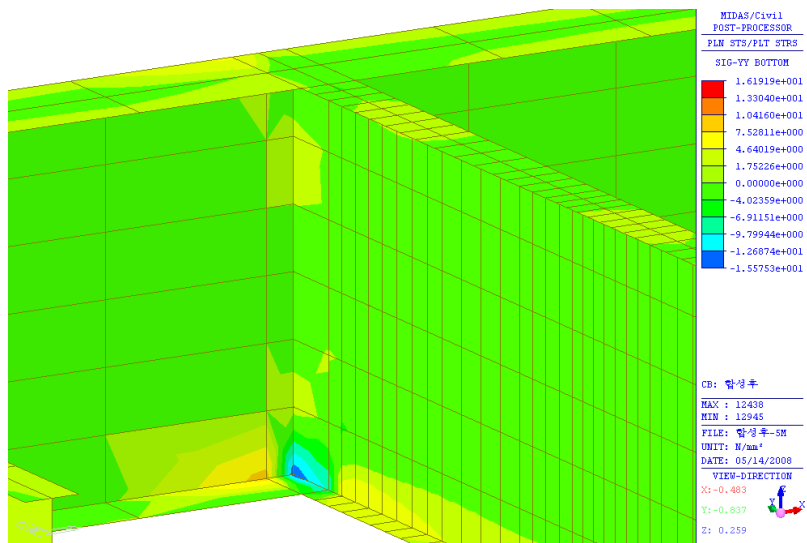
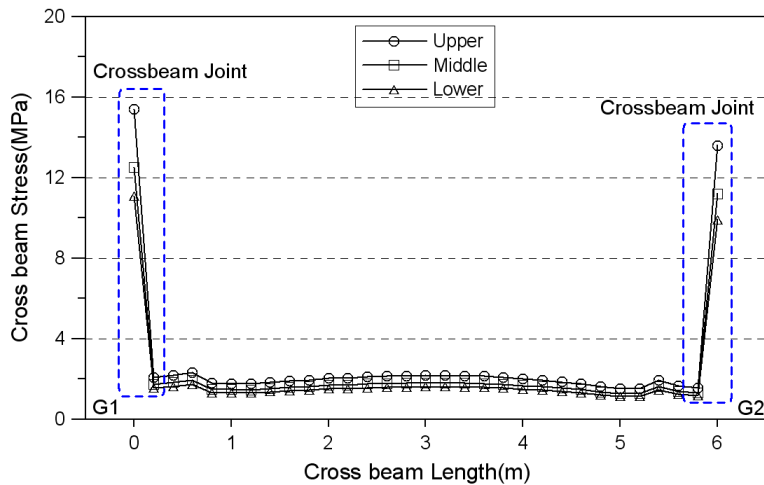


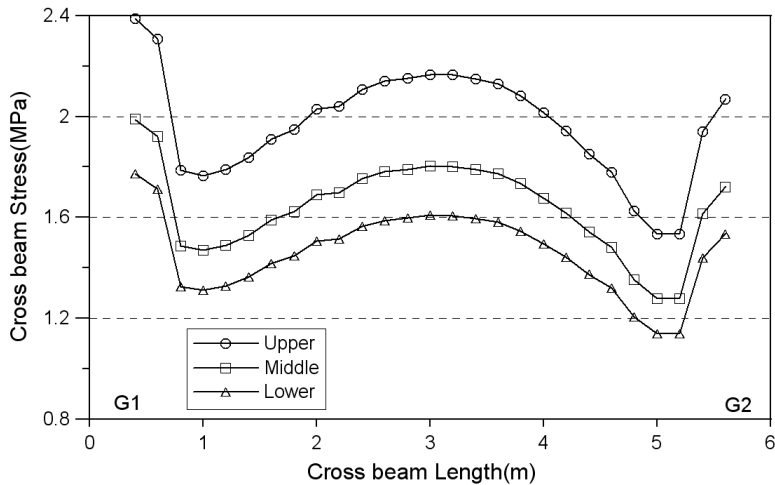
그림 2-12 지점가로보 응력 Contours(G1)

2) 중간가로보

그림 2-13에 가로보 길이방향에 따른 중간가로보 하부플랜지 응력, 그림 2-15에 응력 Contours를 나타내었다. 가로보 위치에 관한 기존 연구(Nagai 등, 1995 ; Sakai 등, 1997)와 같이 가로보 배치 위치가 하단일 때 응력이 가장 작게 발생하는 것을 이들 그림으로부터 알 수 있다.



(a) 가로보 전체



(b) 연결부 제외

그림 2-13 중간가로보 배치 위치에 따른 중간가로보 하부플랜지 응력

가로보 배치 위치가 상단에서 중단으로 이동하면 약 25%의 응력이 감소하였고 상단에서 하단으로 이동하면 약 39%의 응력이 감소하였다. 이러한 감소 이유는 그림 2-9에 나타난 것과 같이 가로보 위치가 아래로 위치할수록 박스형상이 되므로 이에 따른 강성 증가에 의해 복부의 횡방향 변위를 구속하므로 그림 2-14와 같이 복부의 횡방향 변위가 가로보 위치가 상단에서 하단으로 이동함에 따라 작아지기 때문인 것으로 판단된다. 또한 지점가로보와 동일하게 그림 2-13(a)와 같이 연결부에서 응력이 크게 발생하고, 그림 2-13(b)에서와 같이 연결부를 제외한 부분에서는 응력의 변화가 아주 작음을 알 수 있었다.

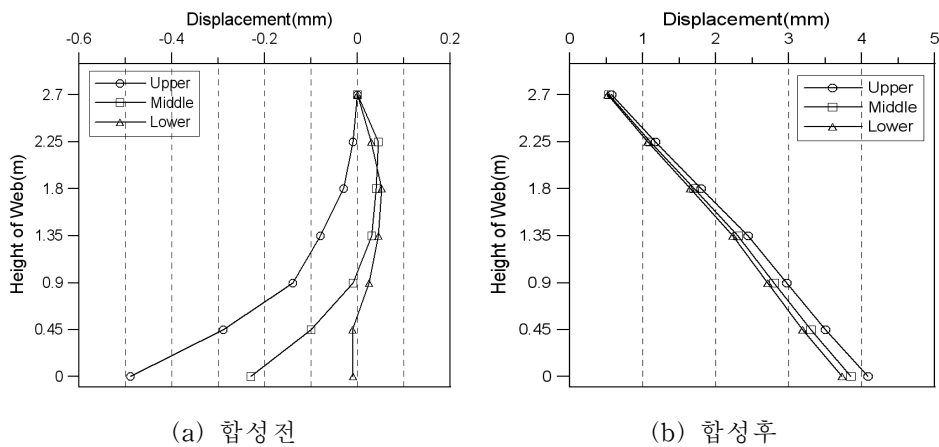


그림 2-14 중간가로보 배치위치에 따른 복부의 횡방향 변위

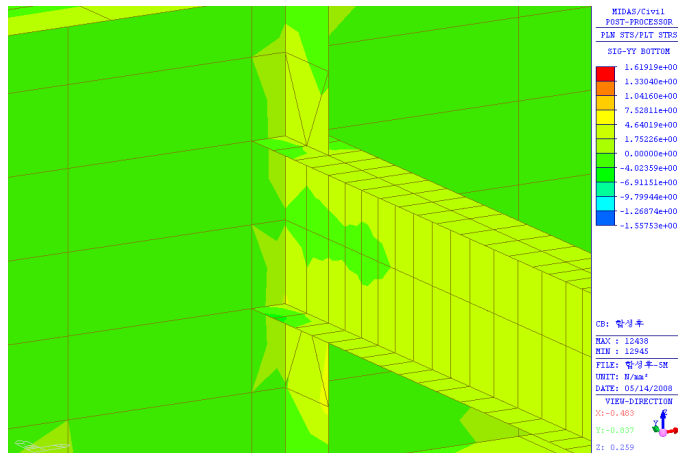


그림 2-15 중간가로보 응력 Contours(G1)

이상의 결과들로부터 중간가로보 위치는 응력의 관점에서 볼 때 하단에 배치하는 것이 효율적일 것으로 판단되나, 중간가로보를 중단에 배치하는 것과 하단에 배치하는 경우의 응력 차이가 작고, 일반적으로 바닥판 콘크리트가 현장 타설일 경우에는 가로보를 중단에 배치하는 것이 거푸집 설치와 검사차의 설치 등 시공성 측면에서 효율적이기 때문에 중단에 배치하는 경향이 일반적이다. 따라서 가로보 배치 위치는 시공 효율성을 고려하면 중단에 배치하는 것이 가장 합리적일 것으로 판단되므로 이후 가로보 간격 및 강성에 따른 구조해석에서는 가로보를 중단에 배치하여 실시하였다.

2.2.2 가로보 간격 및 강성에 따른 가로보 거동

가로보 간격을 증가시키면 가로보 개수를 줄이면 강재 중량을 감소시킬 수 있으므로 교량의 자중을 줄일 수 있다. 또한 가로보 강성을 증가시키면 가로보의 응력이 감소되므로 감소된 응력만큼의 가로보 간격을 증가시킬 수 있으므로 간격의 증가에 따라 강재량도 감소할 수 있어 공사비가 절감 될 것으로 예상된다. 그러므로 가로보의 간격과 강성은 높은 상관관계가 있을 것으로 판단된다.

국내 도로교 설계 기준(2005)의 경우 가로보 간격 및 강성에 관한 구체적인 기준은 제시되어 있지 않다. 따라서 일반적으로 가로보 설계시 가로보 간격에 대해서는 “수평 브레이싱에 대하여 간격 6m이내로 배치한다” 는 기준을 적용하여 통상적으로 가로보 간격을 5m로 하고 있으며, 가로보 강성은 가로보 복부 높이가 거더 복부높이의 약 30%정도가 되도록 설계하고 있다.

국외 기준의 경우는 미국의 AASHTO(2002)에서는 7.6m이내에 가로보 1개를 배치하도록 하고 있으며, 일본 도로교 시방서((2002)는 국내 도로교 설계기준(2005)과 동일하며, 일본 강도로교 설계편람(1980)에서는 지간 길이에 대한 가로보 개수에 대해 제시하고 있으나 구체적인 기준은 제시되어 있지 않다.

이러한 것을 고려하여 2거더교에서 가로보 간격 및 강성이 거동에 미치는 영향을 조사하기 위하여 중간가로보를 거더 중단에 배치하고 가로보 간격 및 강성을 표 2-8과 같이 변화시키면서 구조해석을 실시하였다. 가로보는 단부, 중간지점 및 지간중앙에는 모두 배치하는 것으로 하고, 이외의 구간에 대하여 가로보 간격에 따라 중간가로보를 배치하였다.

가로보 강성의 변화는 지점가로보는 기존의 강성을 유지하면서 중간가로보를 대상으로 거더 복부 높이와 가로보 복부 높이의 비(이후 복부판 높이비)를 변화하여 가로보 강성을 산출하였다.

표 2-8 가로보 간격 및 강성에 대한 해석변수

간격 강성(%)	1/10 (5m)	1/8 (7.14m)	1/6 (10m)	1/4 (12.5m)	1/2 (25m)
0.1(10%)	1	1	1	1	1
1.1(25%)	2	2	2	2	2
2.1(33%)	3	3	3	3	3
3.2(40%)	4	4	4	4	4
5.5(50%)	5	5	5	5	5

* 간격은 지간 50m에 대한 비율이며 강성은 거더 강성에 대한 가로보 강성의 비율을 나타낸 것이다.

* 간격의 () 값은 가로보 간격이며, 강성의 ()는 복부판 높이비이다.

가로보 간격 증가에 따른 중간가로보 개수는 표 2-9와 같고 가로보 강성 증가에 따른 가로보 단면제원은 표 2-10과 같다. 가로보 간격은 도로교 설계기준에서 가로보 간격을 6m이내에 1개를 배치하도록 하고 있는 것을 고려하여 대상교량의 가로보 간격 5m 즉, 지간의 1/10을 기준으로 하여 1/8, 1/6, 1/4, 1/2까지 증가시켰으며 가로보 간격을 최대 지간의 1/2까지로 배치한 것은 지간의 1/2이 되면 지점가로보를 제외하고 가로보 개수가 1개가 되는 것을 고려한 것이다.

가로보 강성은 대상교량의 복부판 높이비 33%를 기준으로 증가 및 감소시켜 10%, 25%, 40%, 50%로 하였다. 복부판 높이비가 최소 10%인 것은 가로보 복부높이가 너무 작으면 I형상을 형성할 수 없기 때문이며 최대 50%인 것은 복부판 높이비가 50%이상이면 지점가로보와 거의 유사한 단면이 되어 비효율적일 것으로 판단하였기 때문이다. 이러한 복부판 높이비의 증가 및 감소에 의한 가로보 단면에 대하여 휨강성을 계산하여 주거터 강성에 대한 비율로 나타내었다.

표 2-9 중간가로보 간격 및 개수

가로보 간격(m)	1/10 (5m)	1/8 (7.14m)	1/6 (10m)	1/4 (12.5m)	1/2 (25m)
중간가로보 개수	9	7	5	3	1

표 2-10 가로보 단면제원

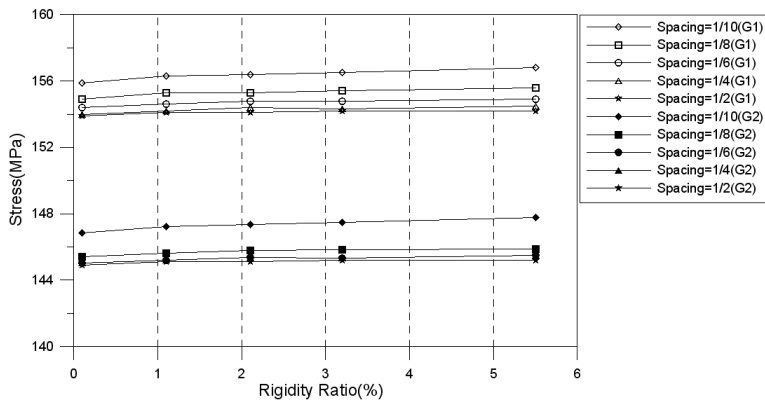
(단위 : mm)

주거터에 대한 강성(%)	복부 높이	복부 두께	플랜지 폭	플랜지 두께	복부판 높이비 (%)
0.1	270	12	400	12	10
1.1	675	12	400	12	25
2.1	900	12	400	12	33
3.2	1080	12	400	12	40
5.5	1400	12	400	12	50

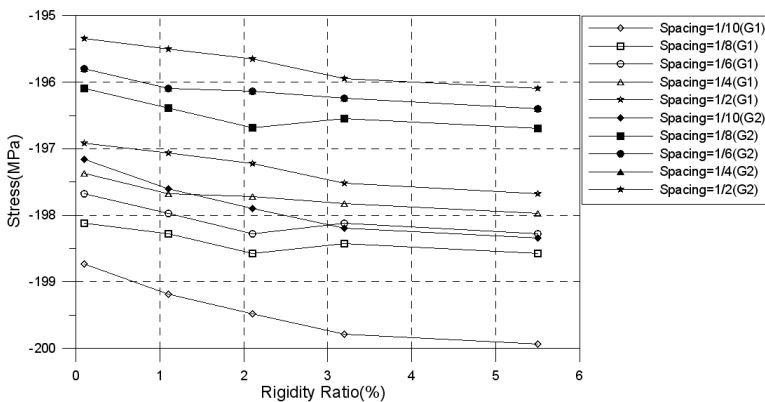
1) 거더 해석결과

표 2-7에 나타난 각각의 Case에 대한 1경간 중앙 하부플랜지의 응력 및 변위를 표 2-11 및 표 2-12에 나타내었다. 가로보 간격 및 강성 증가에 따라 가로보 응력 및 변위는 거의 동일하게 나타났다. 그러나 그림 2-16에 나타난 것과 같이 합성전 하중에서는 G1과 G2의 응력이 동일하나 합성후 하중에서는 하중이 G1쪽에 편재하되므로 G1에 더 큰 응력 및 변위가 발생하였다. 또한 모든 Case에서 허용응력 260MPa보다 작은 응력이 발생하였다.

이러한 결과는 기존의 연구(박용명 등, 2006)와 동일하게 나타나고 있으며 가로보 간격 및 강성의 변화가 거더에 미치는 영향은 거의 없는 것으로 판단되며, 또한 2거더교에서 가로보의 하중분배효과는 크지 않은 것으로 판단된다.



(a) 1경간 중앙부



(b) 중간지점부

그림 2-16 가로보 간격 및 강성에 따른 G1 및 G2의 응력

표 2-11 중간가로보 간격 및 강성 변화에 따른 G1 하부플랜지 응력

(a) 1경간 중앙부

구분	강성 간격	0.1	1.1	2.1	3.2	5.5
합성 전 응력 (MPa)	1/10	116.1	116.5	116.7	116.8	117.1
	1/8	115.1	115.5	115.6	115.7	115.9
	1/6	114.9	115.1	115.2	115.3	115.3
	1/4	114.5	114.7	114.8	114.8	114.9
	1/2	114.4	114.6	114.6	114.6	114.7
합성 후 응력 (MPa)	1/10	39.8	39.8	39.7	39.7	39.7
	1/8	39.8	39.8	39.7	39.7	39.7
	1/6	39.5	39.5	39.6	39.5	39.6
	1/4	39.5	39.5	39.6	39.5	39.6
	1/2	39.5	39.5	39.5	39.6	39.5
전 체 응력 (MPa)	1/10	155.9	156.3	156.4	156.5	156.8
	1/8	154.9	155.3	155.3	155.4	155.6
	1/6	154.4	154.6	154.8	154.8	154.9
	1/4	154.0	154.2	154.4	154.3	154.5
	1/2	153.9	154.1	154.1	154.2	154.2

(b) 중간지점부

구분	강성 간격	0.1	1.1	2.1	3.2	5.5
합성 전 응력 (MPa)	1/10	-154.9	-155.0	-155.2	-155.3	-155.5
	1/8	-153.9	-154.1	-154.2	-154.4	-154.5
	1/6	-153.6	-153.8	-153.9	-154.1	-154.2
	1/4	-153.3	-153.5	-153.6	-153.8	-153.9
	1/2	-153.0	-153.2	-153.3	-153.5	-153.6
합성 후 응력 (MPa)	1/10	-43.9	-44.2	-44.3	-44.5	-44.5
	1/8	-44.2	-44.2	-44.3	-44.0	-44.0
	1/6	-44.0	-44.2	-44.3	-44.0	-44.0
	1/4	-44.0	-44.2	-43.9	-44.0	-44.0
	1/2	-43.9	-43.9	-43.9	-44.0	-44.0
전 체 응력 (MPa)	1/10	-198.7	-199.2	-199.5	-199.8	-199.9
	1/8	-198.1	-198.3	-198.6	-198.4	-198.6
	1/6	-197.7	-198.0	-198.3	-198.1	-198.3
	1/4	-197.4	-197.7	-197.5	-197.8	-198.0
	1/2	-196.9	-197.1	-197.2	-197.5	-197.7

표 2-12 중간가로보 간격 및 강성 변화에 따른 1경간 중앙부 G1 연직변위

구분	강성 간격	0.1	1.1	2.1	3.2	5.5
합성 전 변위 (mm)	1/10	-90.6	-90.9	-91.7	-91.2	-91.3
	1/8	-90.2	-90.4	-90.9	-90.6	-90.7
	1/6	-90.1	-90.3	-90.4	-90.4	-90.5
	1/4	-89.9	-90.0	-90.1	-90.1	-90.1
	1/2	-89.8	-89.9	-89.9	-89.9	-89.9
합성 후 변위 (mm)	1/10	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2
	1/8	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2
	1/6	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2
	1/4	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2
	1/2	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2	-18.2
전 체 변위 (mm)	1/10	-108.8	-109.1	-109.9	-109.4	-109.5
	1/8	-108.4	-108.6	-109.1	-108.8	-108.9
	1/6	-108.3	-108.5	-108.6	-108.6	-108.7
	1/4	-108.1	-108.2	-108.3	-108.3	-108.3
	1/2	-108.0	-108.1	-108.1	-108.1	-108.1

2) 가로보 해석결과

중간가로보의 간격 및 강성 변화에 따른 중간가로보 및 중간지점가로보 하부 플랜지 응력 결과를 표 2-13 및 표 2-14에 나타내었다.

표 2-13 및 표 2-14에 나타낸 것과 같이 중간가로보 간격이 증가함에 따라 중간가로보 및 지점가로보 응력은 증가하였다. 그러나 중간가로보의 응력증가는 가로보 간격증가에 따라 증가율이 크게 나타났으나 지점가로보는 증가율이 작게 나타나고 있으며 간격 증가에 따른 응력의 차이도 작게 나타났다. 이것은 지점에서는 교량받침에 의해 주거더의 거동이 구속되어 지점가로보의 거동도 함께 구속되기 때문으로 판단된다.

또한 가로보 강성 변화에 따른 가로보 응력은 강성이 증가함에 따라 감소하였으며 간격 증가에 따른 응력 변화와 동일하게 중간가로보의 응력 감소율은 크게 나타났으나 지점가로보의 응력 감소율은 작은 것으로 나타났다.

본 논문에서는 중간가로보를 대상으로 간격 및 강성을 변화하였고 또한 가로보 응력의 변화도 지점가로보에서는 크지 않으므로 이후의 가로보 간격 및 강성에 따른 2거더교의 거동 분석은 중간가로보에 대해서만 검토하였다.

표 2-13 및 표 2-14에서 가로보 간격 1/10, 가로보 강성 0.1%인 경우의 가로보 응력 30.9MPa보다 작은 응력을 나타내는 각각의 가로보 간격 및 강성에서의 가로보 응력을 음영으로 나타내었다. 이 범위에서 적절한 가로보 간격 및 강성을 결정하면 합리적인 가로보 배치가 될 것으로 판단된다. 여기서 가로보 간격 1/10, 가로보 강성 0.1%를 기준으로 선정한 것은 가로보 간격이 지간의 1/10인 경우는 가로보 간격이 5m이므로 이는 도로교설계기준(2005)의 6m이내에 가로보 1개를 배치하는 것을 고려하면 최소 가로보 간격이기 때문이다. 또한 가로보 강성이 주 거더 강성의 0.1%인 경우보다 가로보 강성이 작아질 경우 I형 단면 형상을 가지지 못하므로 가로보 강성 0.1%가 최소의 가로보 강성이기 때문이다.

표 2-13 가로보 간격 및 강성변화에 따른 중간가로보 하부플랜지 응력

(단위 : MPa)

간격 \ 강성 (%)	1/10	1/8	1/6	1/4	1/2	강성에 따른 평균 응력감소율 (지간 1/10 기준)
0.1	30.9	41.9	58.5	73.2	98.8	-
1.1	19.1	25.2	33.6	42.6	56.8	40(%)
2.1	12.5	15.9	20.8	25.5	33.4	63(%)
3.2	8.2	9.8	12.6	14.4	18.1	78(%)
5.5	6.9	8.0	9.8	11.0	13.5	83(%)
간격에 따른 평균 응력증가율 (강성비 0.1% 기준)	-	25(%)	54(%)	99(%)	160(%)	

표 2-14 가로보 간격 및 강성변화에 따른 중간지점가로보 하부플랜지 응력

(단위 : MPa)

간격 \ 강성 (%)	1/10	1/8	1/6	1/4	1/2	강성에 따른 평균 응력감소율 (지간 1/10 기준)
0.1	46.2	48.1	50.3	52.8	55.9	-
1.1	45.1	46.9	49.1	51.5	54.5	2(%)
2.1	42.3	44.0	46.2	48.3	51.1	8(%)
3.2	41.5	43.2	45.4	47.4	50.0	10(%)
5.5	39.0	40.5	42.4	44.2	46.6	16(%)
간격에 따른 평균 응력증가율 (강성비 0.1% 기준)	-	4(%)	9(%)	14(%)	21(%)	

그림 2-17에 중간가로보에 대한 간격 증가율에 따른 가로보 응력 증가율 및 가로보 중량 감소율을 가로보간격 1/10인 경우를 기준으로 나타내었다. 그림에서 x축은 가로보 간격 1/10을 기준으로 각각의 가로보 간격에 대한 증가율, 좌측 y축은 가로보 간격에 대한 응력증가율, 우측 y축은 가로보 간격의 증가에 따른 가로보 중량의 감소율을 나타낸 것이다. 가로보 간격이 지간의 1/10~1/4에서는 가로보 간격 변화에 따른 응력의 증가율이 크게 나타났으나 지간의 1/2에서는 응력 증가율이 감소하는 경향을 나타내었다.

가로보 간격에 따른 중량의 감소율도 응력 증가율과 동일하게 지간의 1/10~1/4까지는 감소율이 크게 나타났으나 지간의 1/2에서는 감소율이 작아지는 경향을 나타내었다. 이러한 결과로부터 가로보 간격에 따른 중량 감소의 효과는 지간의 1/4까지는 효과가 크게 나타남을 알 수 있다.

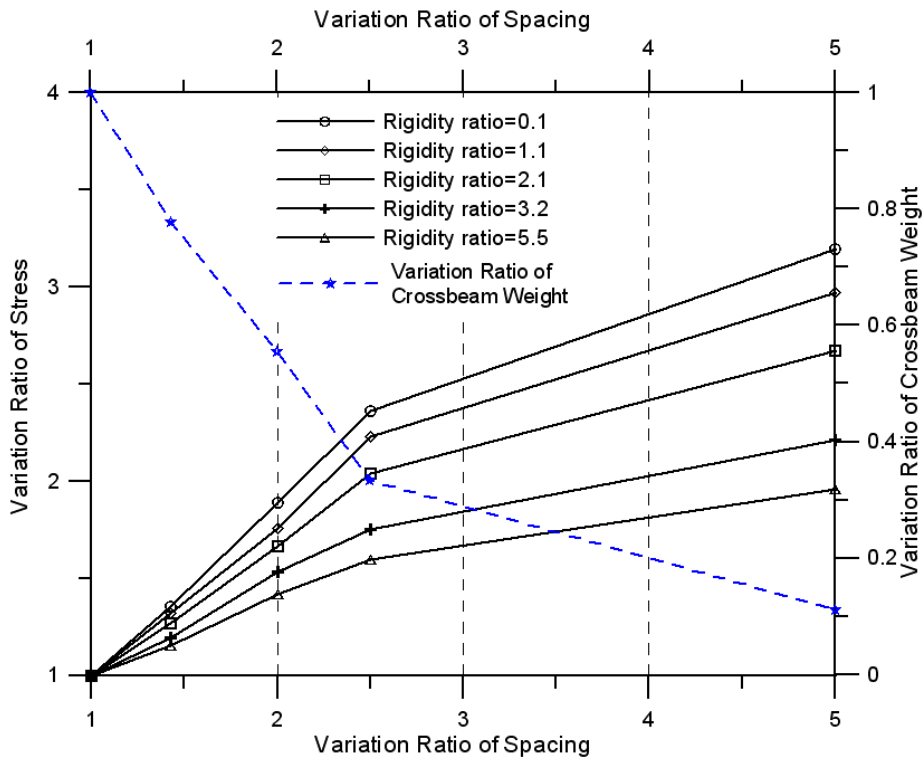


그림 2-17 중간가로보 간격 증가율에 따른 응력 및 중량 변화율

그림 2-18에 중간가로보 강성 변화에 따른 가로보 응력 감소율 및 가로보 중량 감소율을 강성 0.1%를 기준으로 나타내었다. 그림에서 x축은 가로보 강성 0.1%를 기준으로 각각의 가로보 간격에 대한 증가율, 좌측 y축은 가로보 강성에 대한 응력감소율, 우측 y축은 가로보 간격의 증가에 따른 가로보 중량의 증가율을 나타낸 것이다.

가로보 강성 0.1~3.2%에서는 응력 감소율이 크게 나타났으나 강성비 5.5%에서는 응력감소율이 작아지며, 또한 가로보 중량의 증가율은 가로보 강성이 증가함에 따라 선형으로 증가하였다. 이러한 결과로부터 응력의 관점에서 볼 때 가로보 강성은 0.1%~3.2%에서는 응력 감소의 효과가 있으나 3.2%이상으로 강성을 증가시켜도 응력 감소의 효과는 작을 것으로 판단된다.

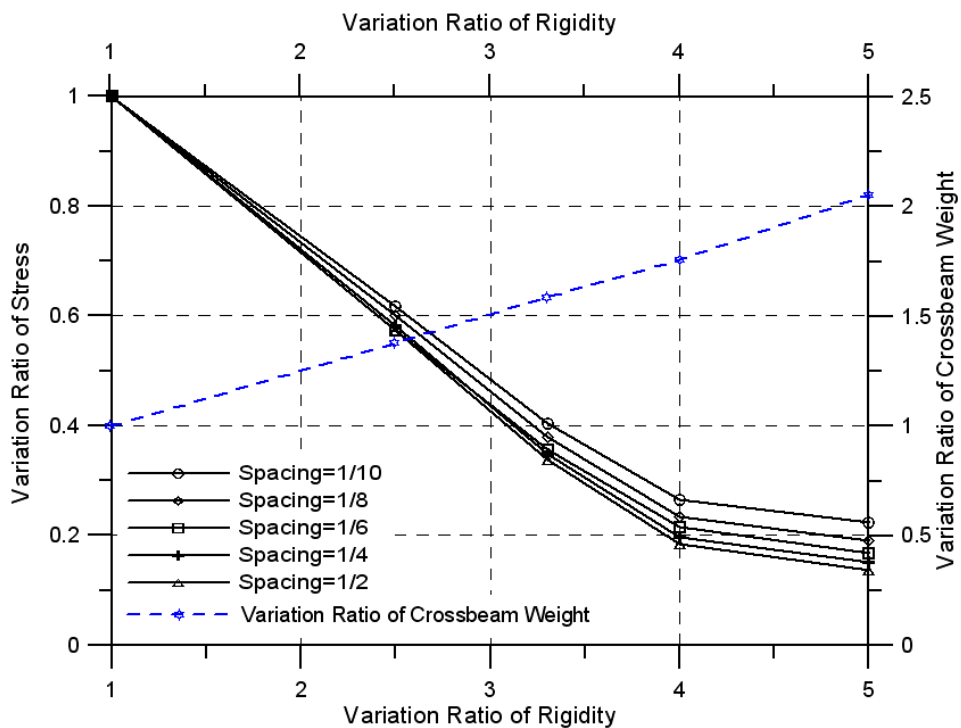


그림 2-18 중간가로보 강성비 증가율에 따른 응력 및 중량 변화율

표 2-13의 결과를 토대로 그림 2-19에 가로보 간격 1/10과 가로보 강성 0.1%를 기준으로 각 Case에 따른 가로보 간격 및 강성 변화율에 따른 중간가로보 응력을 나타내었다. 여기서 실선은 가로보 간격 변화에 따른 응력이며 점선은 강성 변화에 따른 응력을 나타낸다.

그림에서 십자로 표시된 것은 가로보 간격 및 강성에 의한 응력값의 교차점으로 이 점이 표 2-13에 나타낸 음영부분의 최대값이며 이 점들을 이은 선은 가로보 간격 및 강성에 따른 가로보 응력의 포락선으로 간주할 수 있다. 따라서 가로보 응력의 관점에서 포락선 이하의 범위에서 적절한 가로보 간격 및 강성을 선정하면 합리적인 가로보 배치를 할 수 있을 것으로 판단된다.

표 2-13의 결과에 대하여 각각의 가로보 간격 및 강성에서 가장 큰 응력이 발생하는 가로보 간격 및 강성에 대한 교량전체에 대한 제작비용을 산출하여 표 2-15에 나타내었다. 제작비용 산출은 2008년 표준품셈(한국건설기술연구원, 2008)을 적용하였으며 인건비는 2007년 노임단가(대한건설협회, 2007)를 적용하여 산출하였다.

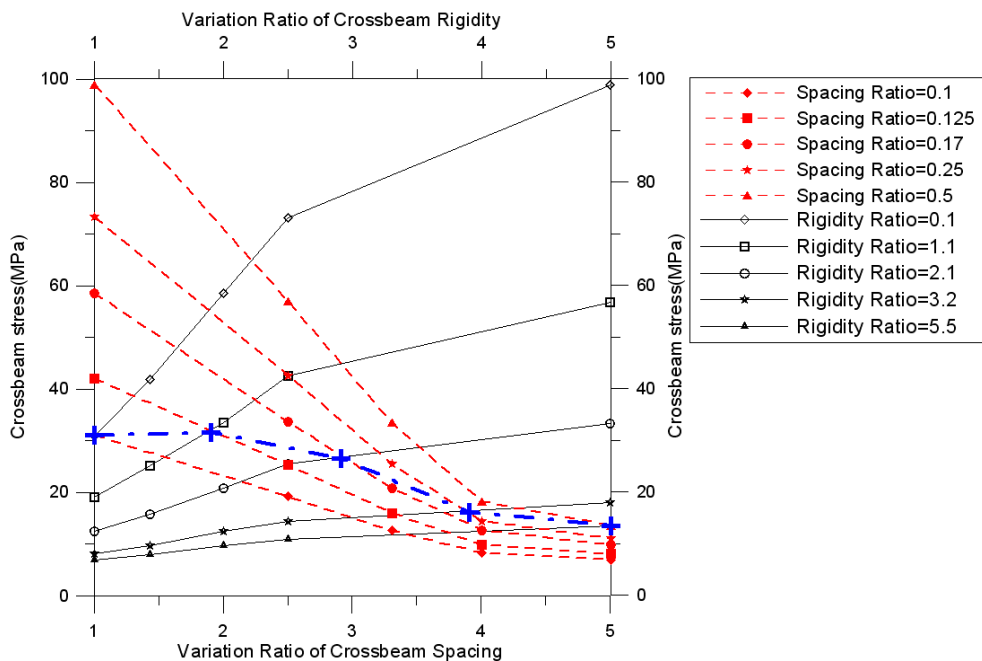


그림 2-19 중간가로보 간격 및 강성에 따른 중간가로보 응력

가로보 간격 및 강성에 따른 응력과 제작비용의 결과에 대하여 가로보 간격 1/10과 가로보 강성 0.1%인 경우를 기준으로 하여 각각의 가로보 간격 및 강성의 증가에 따른 응력 및 제작비용 변화율을 그림 2-20에 나타내었다. 그 결과 가로보 간격 및 강성에 따른 응력의 변화율 및 제작비용 변화율은 가로보 간격 1/6, 가로보 강성 2.1%까지는 감소하였으나 간격 1/4, 강성 2.1%에서는 증가하였다.

따라서 가로보 응력과 제작비용 변화율을 고려할 때 가로보 간격은 지간의 1/6, 가로보 강성은 거더 강성의 2.1%가 가장 합리적인 것으로 판단된다. 그러나 가로보 응력이 허용응력 190MPa에 비해 매우 작은 것을 고려하면 가로보 간격 1/4, 가로보 강성 2.1%를 적용하여도 구조 안전성에는 문제가 없을 것으로 판단된다.

표 2-15 가로보 간격 및 강성에 따른 제작비용

가로보 간격 및 강성	제작공수(인)	제작노무비(백만원)	제작비용(백만원)
1/10-0.1%	3692	346	1,262
1/8-1.1%	3397	319	1,185
1/6-2.1%	3190	299	1,128
1/4-2.1%	3083	289	1,096
1/2-3.2%	2869	269	1,033

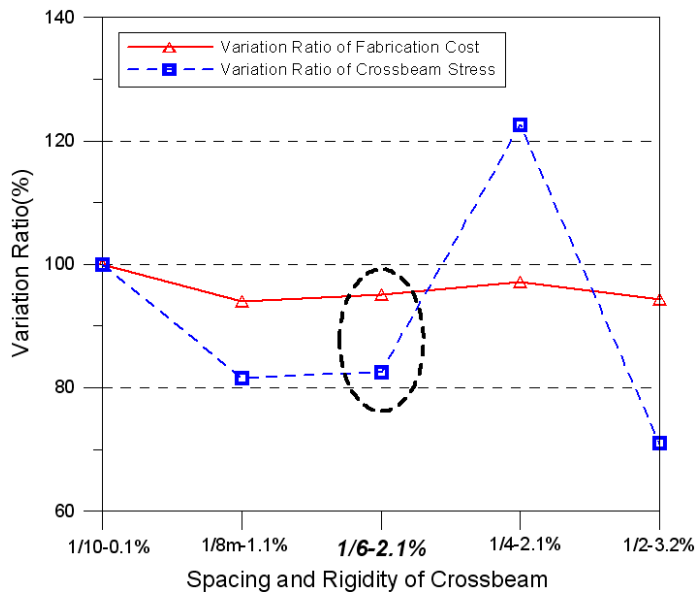


그림 2-20 가로보 간격 및 강성에 따른 제작비용 및 응력 변화율

2.2.3 가로보 모델 방법 제안

본 연구에서 제안된 가로보 배치 상세는 Case 3의 쉘요소와 솔리드요소를 사용하여 해석한 결과에 의한 것이므로 해석 시간 등을 고려하면 실제 2거더교 설계시에 적용에는 어려움이 있을 것으로 판단된다. 따라서 관용적인 설계방법인 Case 1의 격자해석 결과와 비교를 통해 실제 가로보 배치에 대한 모델을 제시하고자 하였다.

표 2-13에서 제시된 가로보 간격 및 강성의 범위에서 가장 큰 응력이 발생하고 있는 가로보 간격 및 강성에 대한 응력과 격자해석에 의한 응력을 비교하였으며, 1경간 중앙부의 중간가로보를 대상으로 최대응력에 대하여 비교 검토하였다. 표 2-16에 Case 1과 Case 3에 대한 가로보 최대응력을 나타내었다. 2.1.3절에 나타낸 것과 같이 Case 1 구조모델은 가로보의 축력 및 바닥판의 하중 분배효과가 고려되지 않아 Case 3에 차이가 약 2.4정도로 나타났다.

표 2-16 Case 1과 Case 3에 의한 가로보 최대응력 비교

가로보 간격 및 강성	Case 1	Case 3	Case3에 대한 Case 1 비
1/10-0.1%	12.7	30.9	2.43
1/8-1.1%	10.3	25.2	2.45
1/6-2.1%	8.6	20.8	2.42
1/4-3.2%	10.6	25.5	2.41
1/2-3.2%	7.5	18.1	2.41
평균 비율			2.42

이러한 결과로부터 향후 2거더교 설계시 가로보 응력(f_{cs})을 산출할 수 있는 설계식을 식 2-1과 같이 제안하였다. 식에서 격자해석에 의한 가로보 응력(f_{gacs})에 대한 보정계수 α 는 2.42이며 이것은 거더 간격 6m인 경우에 대한 보정계수이다. 거더 간격 6m에 대한 보정계수를 제시한 것은 기존의 소수거더교에 대한 조사(한국강구조학회, 2004)에서 평균 거더 간격은 약 6m이기 때문이다. 따라서 식 (2-1)을 적용하면 향후 2거더교의 가로보 설계시 합리적인 가로보 단면을 산정할 수 있을 것으로 판단된다.

$$f_{cs} = \alpha \cdot f_{gacs} \dots\dots\dots (2-1)$$

여기서, $\alpha = 2.42$: 거더 간격 6m인 경우

f_{cs} = 가로보 응력

f_{gacs} = 격자해석에 의한 가로보 응력

그러나 거더 간격이 변화하면 활하중의 재하위치, 가로보 길이 등의 영향으로 가로보의 거동이 달라지므로 향후 거더 간격에 따른 가로보 배치 상세에 대한 연구를 통해 거더 간격이 고려된 보정계수(α)의 보완이 필요할 것으로 판단된다.

2.3 소결

2거더교를 대상으로 합리적인 가로보 배치 상세를 제안하기 위하여 가로보 위치, 간격 및 강성에 대하여 FEM해석을 실시한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 2거더 강교량의 응력 및 변위특성을 조사하기 위한 구조 모델을 검토한 결과 바닥판의 하중분배효과와 거더와 가로보 연결부에서의 국부적인 응력집중을 고려할 수 있는 셸요소 및 솔리드 요소를 사용하여 가로보의 거동 특성을 평가하는 것이 적합할 것으로 판단된다.
- (2) 가로보 배치 위치는 복부 변위 및 가로보 응력이 가장 작게 발생하는 하단에 배치하는 것이 가장 효율적이나 중단배치와 하단배치의 응력차이가 작고 시공의 효율성 등을 고려하면 중단에 배치하는 것이 합리적일 것으로 판단된다.
- (3) 가로보 간격 및 강성을 매개변수로 구조해석을 실시한 결과 가로보 간격 및 강성이 변하여도 교량의 주거더 응력에는 변화가 없었으나 가로보와 거더 연결부에서의 응력은 가로보 간격이 증가할수록 가로보 강성이 감소할수록 커지는 것으로 나타났다.
- (4) 가로보 간격 및 강성에 따른 응력 변화율 및 제작비용 변화율을 분석한 결과 가로보 간격은 지간의 1/6, 가로보 강성은 거더강성의 2.1%로 배치하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.
- (5) 관용적인 가로보 설계방법과 본 논문의 구조모델에 의한 결과 차이로부터 실제 설계에서 적용할 수 있는 가로보 설계식을 다음과 같이 제안하였다.

$$f_{cs} = \alpha \cdot f_{gacs}$$

여기서, $\alpha = 2.42$: 거더 간격 6m인 경우

f_{cs} = 가로보 응력

f_{gacs} = 격자해석에 의한 가로보 응력

3장. 2거더교의 수직보강재 연결 상세

3.1 개요

플레이트거더교에서의 피로균열은 주로 거더와 직각방향으로 놓여 있는 2차부재의 용접연결부에서 발생한다(三木千壽, 1988 ; 경갑수, 1996). 대표적인 예로는 수평브레이싱이 설치된 수직보강재, 가로보가 설치되는 리브플레이트 연결부, 수평브레이싱이 설치되는 거셋플레이트 연결부 등이 있다. 이러한 용접 연결부에서 발생하는 피로균열은 주부재로 진전할 가능성이 있으므로 유지관리 측면에서 볼 때 주의가 필요하다.

2거더 플레이트거더교의 주부재는 바닥판과 거더, 2차부재는 가로보, 수직보강재 및 수평보강재로 이루어져 있다. 2거더교는 거더가 2개이므로 하나의 거더가 손상될 경우 전체 교량이 붕괴되는 단재하 경로 구조로 ASSHTO(2002)기준 및 도로교설계기준(2005)에서는 규정하고 있다. 이러한 이유로 2거더교에서의 피로균열은 교량의 안전성에 심각한 영향을 줄 수 있다.

현재 강도로교 상세부설계지침(2006)에는 수직보강재의 두께가 16mm이하일 때는 수직보강재 스캘럽 곡률반경은 35mm, 두께가 16mm이상일 때는 40mm로 규정하고 있다. 그리고 Fisher(1997)의 보고에 따르면 수직보강재 연결부의 피로균열의 발생원인은 반복하중의 작용으로 거더 복부 휨응력에 의한 면외 변형에 의해 발생하고 이러한 피로균열을 제어하기 위해서는 수직보강재 하단과 하부플랜지의 간격은 100mm 정도가 최적 구조상세라고 보고되고 있다.

따라서, 본 논문에서는 2거더교에서 피로균열이 발생할 가능성이 높은 수직보강재와 주거더 복부의 연결부를 대상으로 수직보강재 연결부 스캘럽 구조상세에 대한 피로 평가를 수행하였다. 기존에 설계된 2거더교를 대상교량으로 선정하고 수직보강재 스캘럽 곡률반경 및 복부두께를 변화시키면서 상세해석을 실시하여 피로에 가장 안전한 구조상세를 제안하고자 하였다.

3.2 수직보강재 연결부 피로균열

기존의 연구(Fisher, 1997)에 의하면 플레이트거더교의 수직보강재 연결부에서 발생하는 피로균열의 형태는 다음의 4가지 형태로 구분할 수 있다.

① Type-1 균열 : 보강재의 용접부와 복부판 사이의 균열

이 형태의 균열은 그림 3-1과 같이 주기적으로 작용한 하중이 피로균열을 발생시키고 용접부를 복부판 표면에서 분리시킨다.

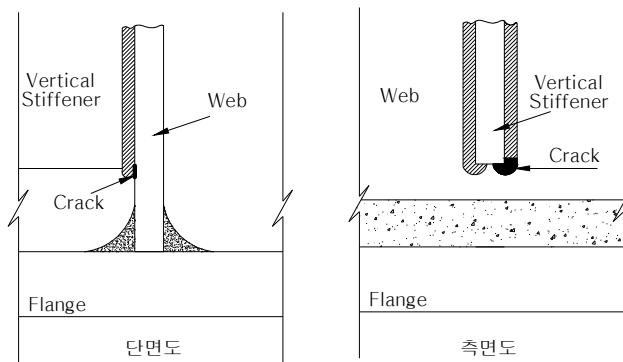


그림 3-1 수직보강재 용접연결부 Type-1 균열

② Type-2 균열 : 용접부 내의 균열

이 형태의 균열은 그림 3-2와 같이 보강재 단부에서 관측되며 복부판내로 진전하는 균열과 보강재 단부의 용접부에 발생한 균열이 완전히 용접부를 관통하여 복부판 내로 진전하는 균열이 있다.

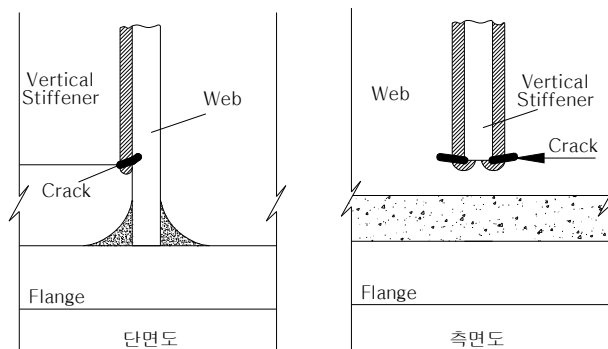


그림 3-2 수직보강재 용접연결부 Type-2 균열

③ Type-3 균열 : 필렛용접부 끝부분의 균열

이 형태의 균열은 그림 3-3과 같이 인장플랜지에 인접한 보강재 단부의 용접부 끝부분에 발생한다. 이 균열은 필렛용접부 끝부분의 복부판에서 발생하여 복부판 내로 약간 진전한 후 방향을 바꿔 복부판 내에서 상향으로 진전한다.

④ Type-4 균열 : 수직보강재 반대쪽 복부판 표면의 균열

이 형태의 균열은 그림 3-3과 같이 수직보강재 반대쪽 복부판 표면에서 발생하였다.

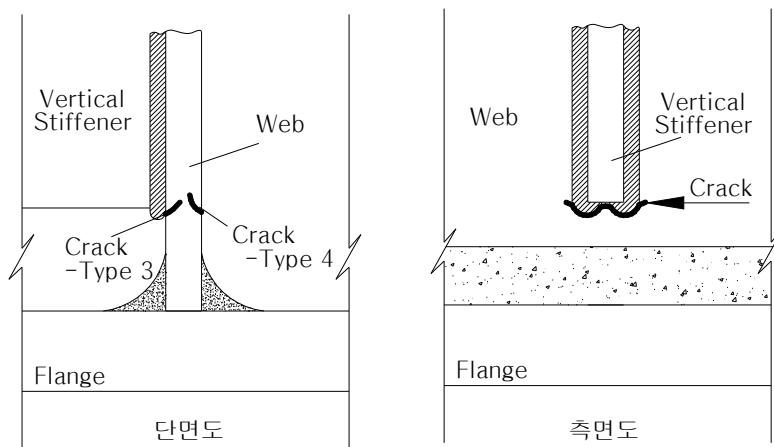


그림 3-3 수직보강재 용접연결부 Type-3 및 Type-4 균열

이상의 수직보강재 연결부의 피로균열 형태를 조사한 결과 수직보강재 연결부의 피로균열 발생 위치는 모두 거더 복부와 수직보강재의 연결부에서 발생하고 있다. 따라서 본 연구에서는 수직보강재 연결부의 구조해석의 검토 위치를 수직보강재와 거더 복부 연결부를 대상으로 하였다.

3.3 수직보강재 피로검토 구조해석

3.3.1 대상교량

2거더교에서의 수직보강재와 주거더 복부의 용접연결부에서의 피로 평가를 위한 대상교량은 기존 설계도서(한국도로공사, 2000)의 피로검토 방법과의 비교를 위하여 2.1.1에 나타낸 대상교량과 동일한 7경간 연속교인 2거더교를 선정하였다.

3.3.2 구조모델 및 해석조건

1) 구조 모델

대상교량의 피로검토를 위하여 격자해석 및 상세해석 모델을 작성하였다. 격자해석 모델형상은 그림 3-4에, 상세해석 모델은 그림 3-5에 나타내었다. 상세해석 모델에서 피로검토는 정모멘트가 가장 크게 발생하는 1경간 중앙부와 부모멘트가 가장 크게 발생하는 중간지점부를 대상으로 실시하였다. 또한 구조해석 시간 등을 고려하여 그림 3-5(b), (c)와 같이 1경간중앙부 및 중간지점부를 4절점 Plate 및 8절점 Solid요소를 사용하였고 그 외의 구간은 Beam요소를 사용하였으며 두 요소가 동일한 거동을 하도록 Rigid Link 요소를 사용하였다.

구조해석의 단면제원은 표 2-2, 구속조건은 그림 2-4와 동일하게 적용하였다.

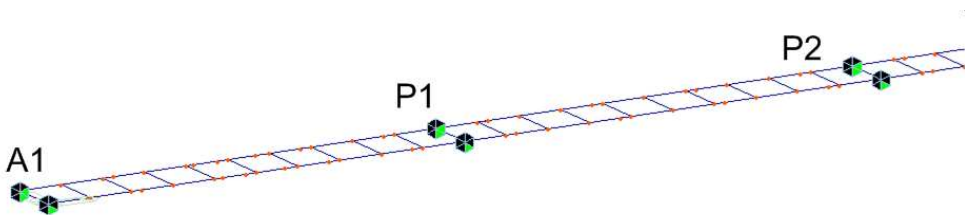


그림 3-4 격자해석 모델

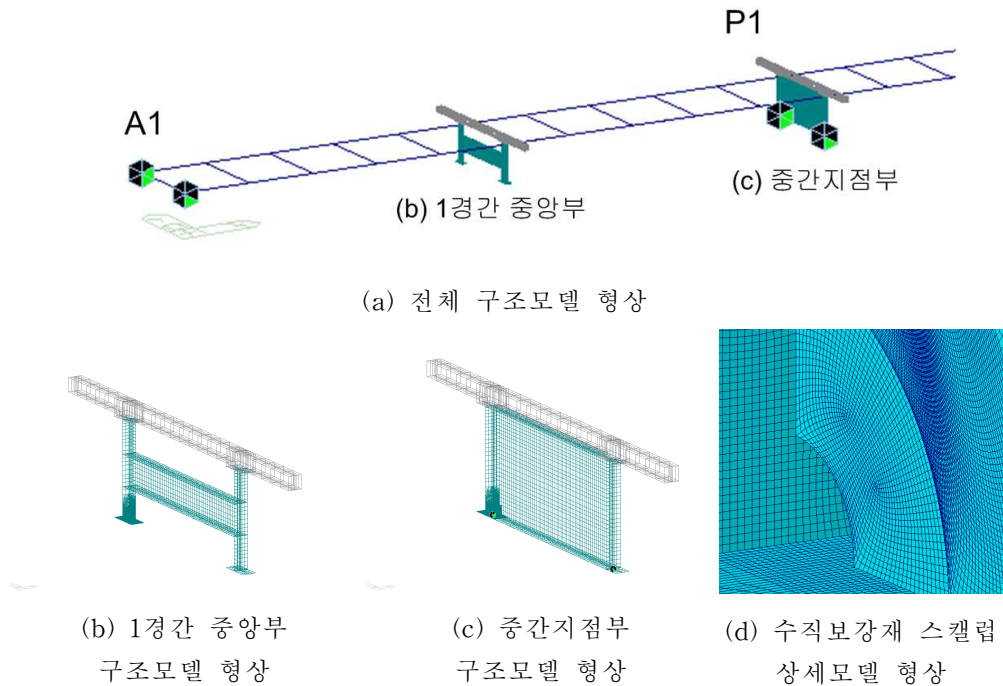


그림 3-5 상세구조 모델

한편 상세해석 구조모델에서 곡률이 있는 경우, 기존의 연구(조재병, 1995)에 의하면 피로 평가를 위한 FEM해석 모델링에서 8절점 요소를 사용하여 구성할 경우 요소 한변의 길이가 곡률반경의 1/10, 4절점요소를 사용할 경우 1/20이하로 하면 해석결과가 안정되고 충분한 정도의 응력을 얻을 수 있으므로 본 연구의 구조모델링에서는 용접각장과 4절점요소를 사용하는 것을 고려하여 요소크기를 최소 2mm로 분할하였으며 사용된 요소의 종류 및 개수는 표 3-1과 같다.

표 3-1 구조 모델 요소 및 개수

요소 종류	개수
Beam	842
Plate	37,648
Solid	672

2) 하중 조건

2거더교의 피로평가를 위한 하중은 도로교설계기준에서 규정하고 있는 DB-24 하중을 그림 3-6과 같이 대상교량에 가장 불리한 응력이 발생하도록 편측재하하였다.

그림 3-6의 DB-24 하중에 의한 응력범위를 계산하기 위해 먼저 최대 및 최소 응력 발생시의 하중재하 위치를 구하기 위하여 그림 3-7과 같이 영향면 해석을 실시하였다. 영향면 해석에서 피로검토 대상위치에 최대 및 최소 응력이 발생하는 하중 재하위치를 산출하고 이를 이용하여 피로검토 대상위치에 그림 3-8과 같이 DB-24하중을 재하하였다.

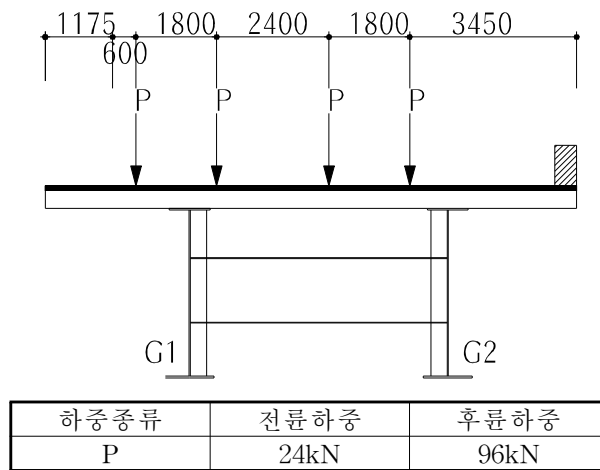


그림 3-6 DB-24 하중 재하 위치

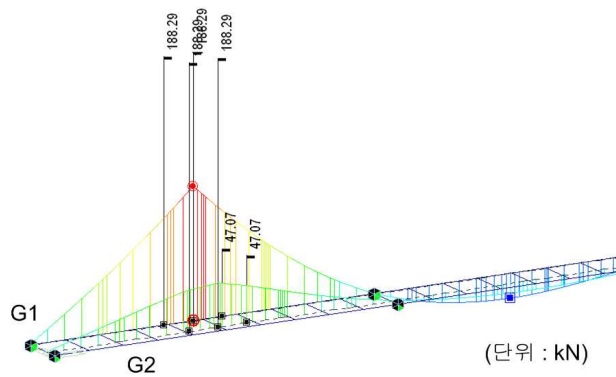
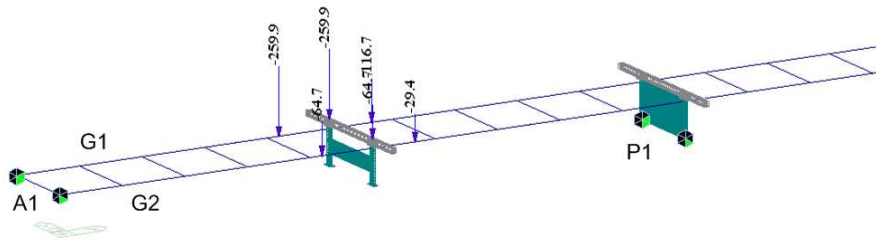
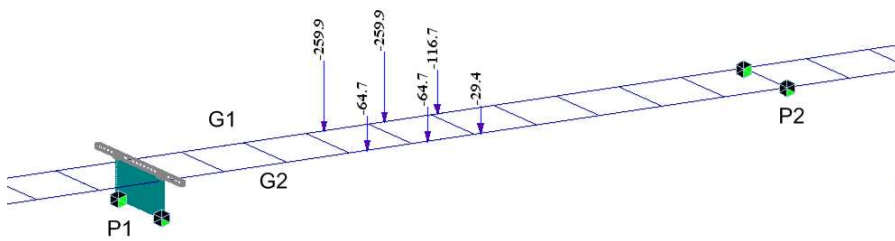


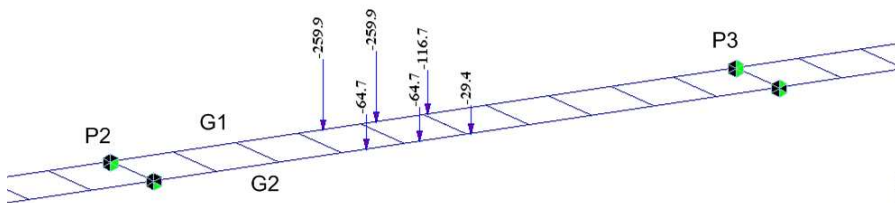
그림 3-7 1경간 중앙부 휨모멘트 영향면 해석 결과



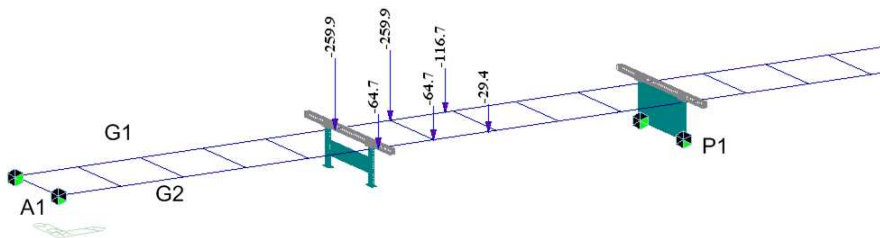
(a) 1경간 중앙부 최대 응력 발생 하중 재하위치



(b) 1경간 중앙부 최소 응력 발생 하중 재하위치



(c) 중간지점부 최대 응력 발생 하중 재하위치

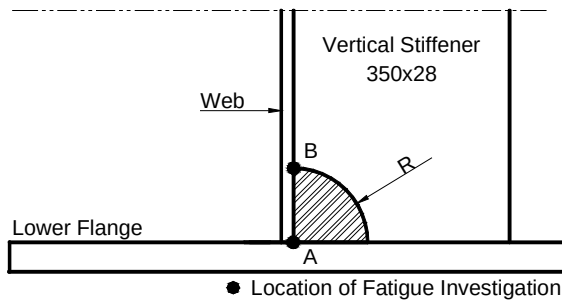


(d) 중간지점부 최소 응력 발생 하중 재하위치

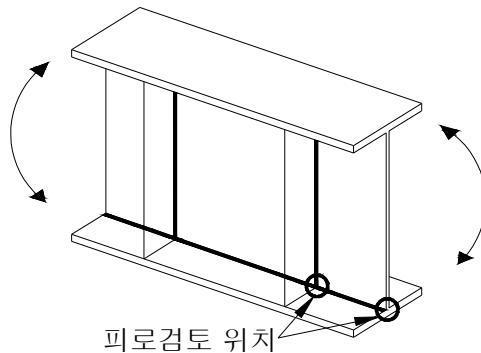
그림 3-8 피로검토 구간의 최대 및 최소응력 발생 하중 재하 위치

3) 피로검토 위치

본 연구에서 2거더교의 피로검토 대상위치는 그림 3-9와 같이 일반적인 설계에서의 피로검토 위치인 주거더 플랜지와 복부 용접연결부(A)와 플레이트거더교에서 다수의 피로균열이 보고(Fisher, 1997)되고 있는 수직보강재와 거더 연결부(B)를 대상으로 하였다.



(a) 피로검토 위치



(b) 피로검토 대상 구조상세

그림 3-9 피로검토 위치 및 구조상세

4) 스캘럽 곡률반경에 따른 피로검토 해석변수

피로검토는 그림 3-9의 피로검토 위치에 대하여 표 3-2와 같이 수직보강재 스캘럽의 곡률반경을 40mm~150mm로 변화시키면서 구조해석을 수행하였다. 여기서 수직보강재 스캘럽 곡률반경을 최소 40mm로 한 것은 대상교량의 수직보강재 두께가 28mm이므로 강도로교 상세부 설계지침(2006)에서 규정된 수직보강재 두께가 16mm이상이면 곡률반경을 40mm인 것을 고려하여 적용한 것이다.

최소 스켈럽 곡률반경 40mm를 기준으로 1장에서 Fisher(1997)가 제안한 식 (1-1)에 대상교량의 복부두께 20mm를 적용하여 80mm, 100mm, 120mm를 적용 하였으며 최대 곡률반경은 대상교량의 수직보강재 폭 300mm의 1/2인 150mm로 하였다.

표 3-2 곡률반경 R에 따른 피로검토 Case

Case	곡률반경 $R(\text{mm})$
Case A	40
Case B	80
Case C	100
Case D	120
Case E	150

5) 복부두께에 따른 피로검토 해석변수

수직보강재 연결부에서의 피로균열은 주로 거더 복부에서 발생하므로 거더 복부두께에 따른 피로검토가 필요하다. 따라서 복부 두께에 따른 피로검토를 위해 표 3-3에 나타난 것과 같이 복부두께를 8mm~20mm로 변화시키며 표 3-2의 스켈럽 곡률반경에 대하여 구조해석을 수행하였다. 거더 복부두께를 최소 8mm로 선정한 것은 도로교설계기준(2005)에서 강재의 최소두께가 8mm인 것을 고려한 것이며 이에 대해 4mm씩 증가시켜 대상교량의 복부두께인 20mm까지 고려하였다.

표 3-3 복부두께에 따른 피로검토 Case

Case	복부두께 (mm)
Case 1	8
Case 2	12
Case 3	16
Case 4	20

3.3.3 상세 구조모델 검증

대상교량에 대한 그림 3-5에 나타난 상세해석 모델의 타당성을 검증하기 위하여 격자해석에 의한 해석결과와 비교하였다. 구조 모델 검증을 위한 구조해석 결과는 연직방향 변위와 응력이 가장 크게 발생하는 1경간 중앙부를 대상으로 하였으며 하중은 피로검토에서 사용한 DB-24하중에 대하여 검토하였다.

구조해석에 의한 하부플랜지의 연직방향 변위 및 응력 결과를 표 3-4에 나타내었다. 각 모델에 따른 연직방향 변위 및 응력의 차이는 최대 6.3%로 본 피로검토의 구조해석 모델은 타당성이 있는 것으로 판단된다.

표 3-4 모델링에 따른 거더(G1) 해석 결과

모델 Case		연직방향 변위(mm)		응력(MPa)	
		최대	최소	최대	최소
격자모델	G1	-14.5	4.5	32.7	-7.5
	G2	-4.6	1.6	8.8	-2.4
상세모델	G1	-15.1	4.7	34.2	-7.8
	G2	-4.5	1.5	8.4	-2.3
비율(%)	G1	4.1	4.4	4.6	4.0
	G2	2.2	6.3	4.5	4.2

3.4 2거더교의 피로검토

3.4.1 주거더 용접연결부

주거더 플랜지와 복부의 용접연결부에 대하여 피로검토 결과를 표 3-5에 나타내었다. 피로검토는 기존 설계도서(H교 구조계산서, 2000)에서의 피로검토 결과와 격자해석 및 상세해석에 의하여 피로검토 결과를 비교하였다. 주거더 용접연결부의 피로범주는 도로교설계기준(2005)의 단재하경로 구조의 B'등급을 적용하였으며 허용피로응력범위는 77MPa이다.

피로검토 결과 모든 Case에서 허용피로응력범위 77MPa의 약 50%정도의 응력범위를 나타내고 있어 모두 피로에 안전한 것으로 판단된다.

3.2절의 피로균열 형태에서 플레이트거더교의 피로균열의 발생위치가 주로 수직보강재 연결부의 복부에서 발생하고 또한 주거더 용접연결부에서의 피로검토 결과 모든 Case에서 허용피로응력범위를 만족하고 있으므로 이후의 스캘럽 곡률반경 및 복부두께에 따른 피로검토는 복부 수직보강재 연결부를 대상으로 실시하였다.

표 3-5 주거더 플랜지와 복부의 용접연결부 피로검토 결과(단위 : MPa)

(a) 1경간 중앙부

모 델	최대 응력	최소 응력	응력 범위	도로교설계기준 허용피로응력범위	허용피로응력범위에 대한 비율
기존 설계도서	35.2	-4.3	39.5	77	0.51
격자해석	32.7	-7.5	40.2		0.52
상세해석	34.2	-7.8	42.0		0.55

(b) 중간지점부

모 델	최대 응력	최소 응력	응력 범위	도로교설계기준 허용피로응력범위	허용피로응력범위에 대한 비율
기존 설계도서	8.1	-26.2	34.3	77	0.45
격자해석	7.6	-25.2	32.8		0.43
상세해석	8.8	-29.5	38.3		0.50

3.4.2 수직보강재 용접연결부

1) 구조해석 방법에 의한 피로검토

(1) 격자해석에 의한 피로검토

일반적인 설계에서 피로 안전성 검토는 격자해석에 의한 결과를 이용하여 응력범위를 계산한 후 도로교설계기준의 허용피로응력범위와 비교하여 실시한다. 그러나 이러한 방법은 용접연결부에서의 국부적인 응력 및 면외 변형을 고려할 수 없을 것으로 판단되어 본 절에서는 관용적인 설계에서 사용하는 격자해석에 의한 피로검토 결과의 타당성을 검토하였다.

격자해석에 의한 스캘럽 곡률반경에 따른 1경간 중앙부 및 중간지점부의 응력범위를 표 3-6에 나타내었다. 피로검토 대상위치인 거더와 수직보강재 연결부의 피로등급은 도로교설계기준(2005)에서 규정하고 있는 C등급을 적용하였으며 단재하 경로 구조에서 C등급의 허용피로응력범위는 63MPa이다.

격자해석에 의한 최대응력 및 최소응력은 구조해석에서 얻어진 단면력에 대하여 보이론에 의한 휨응력 계산식인 식 (3-1)에 의하여 계산하였으며 스캘럽 곡률반경을 고려하기 위하여 도심으로부터의 거리 y 를 변화하여 계산하였다. 해석 결과 스캘럽 곡률반경이 증가하여도 응력범위는 거의 일정하게 나타나고 있는데 이것은 격자해석에서는 거더 복부에서의 면외 변형을 고려할 수 없기 때문인 것으로 판단된다.

또한 격자해석에 의한 스캘럽 곡률반경에 따른 응력범위는 모든 Case에서 허용피로응력범위 63MPa미만으로 나타나 피로에 대한 안전성을 확보하고 있었다.

$$f = \frac{M}{I} \cdot y \dots\dots\dots (3-1)$$

여기서, M : 휨모멘트

I : 단면2차모멘트

y : 도심으로부터의 거리

표 3-6 격자해석에 의한 스켈럽 곡률반경 변화에 따른 응력범위(단위 : MPa)

(a) 1경간 중앙부

스켈럽 곡률반경 (mm)	격자해석			도로교설계기준 허용응력범위
	최대응력	최소응력	응력범위	
40	30.8	-7.0	37.9	63
80	30.3	-6.9	37.2	
100	30.1	-6.9	36.9	
120	29.8	-6.8	36.6	
150	29.4	-6.7	36.1	

(b) 중간지점부

스켈럽 곡률반경 (mm)	격자해석			도로교설계기준 허용응력범위
	최대응력	최소응력	응력범위	
40	4.1	-19.1	23.2	63
80	4.0	-18.8	22.8	
100	4.0	-18.6	22.6	
120	3.9	-18.5	22.4	
150	3.9	-18.2	22.1	

이상의 격자해석에 의하여 스켈럽 곡률반경에 따른 피로검토 결과 스켈럽 곡률반경이 증가하여도 응력범위의 변화는 거의 없는 것으로 나타나 격자해석에 의해서는 거더 복부의 휨응력에 의한 면외 변형을 고려할 수 없는 것으로 판단된다. 따라서 수직보강재 연결부의 피로검토는 이러한 면외 변형을 고려할 수 있는 상세해석에 의한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

(2) 상세해석에 의한 피로검토

격자해석에 의한 피로검토시 복부의 면외 변형을 고려할 수 없으므로 이를 고려하기 위해 본 절에서는 상세해석에 의한 피로검토를 수행하였다.

상세해석에 의한 수직보강재 스켈럽 곡률반경에 따른 구조해석 결과를 표 3-7에 나타내었으며 응력 Contours의 일례를 그림 3-10 및 그림 3-11에 나타내었다. 피로검토는 실제 피로균열이 주응력의 직각방향으로 발생하는 것을 고려하여 주응력을 이용하여 검토하였으며 피로검토 위치는 격자해석과 동일한 그림 3-9의 "B" 위치로 하였다.

수직보강재 연결부 구조상세의 피로등급은 격자해석에 의한 방법과 동일하게 도로교설계기준(2005)의 C등급을 적용하였다. 또한 참고적으로 일본의 JSSC 기준(2002) E등급에 대해서도 피로검토를 실시하였다.

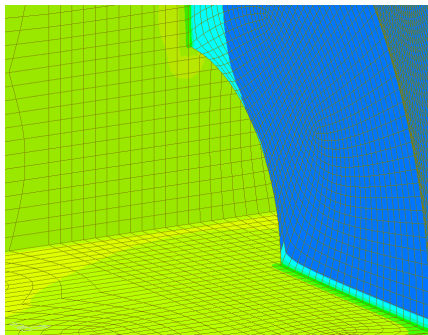
표 3-7 상세해석에 의한 스켈럽 곡률반경 변화에 따른 응력범위(단위 : MPa)

(a) 1경간 중앙부

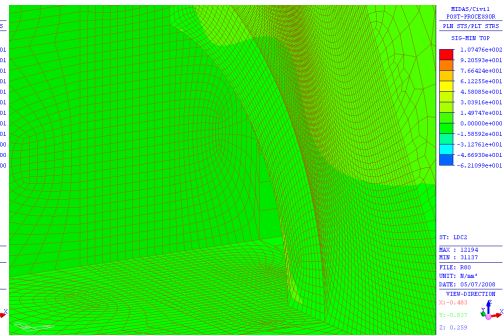
스켈럽 곡률반경 (mm)	상세해석			도로교설계기준 허용응력범위	JSSC 허용응력범위	
	최대 주응력	최소 주응력	응력범위		일정진폭 응력	변동진폭 응력
40	38.2	-8.8	47.0	63	62	29
80	40.1	-8.9	49.0			
100	42.1	-9.1	51.2			
120	43.4	-9.2	52.6			
150	47.2	-9.4	56.6			

(b) 중간지점부

스켈럽 곡률반경 (mm)	상세해석			도로교설계기준 허용응력범위	JSSC 허용응력범위	
	최대 주응력	최소 주응력	응력범위		일정진폭 응력	변동진폭 응력
40	8.6	-43.4	52.0	63	62	29
80	7.9	-41.0	48.9			
100	7.7	-40.2	47.9			
120	7.5	-38.4	45.9			
150	7.3	-37.3	44.6			

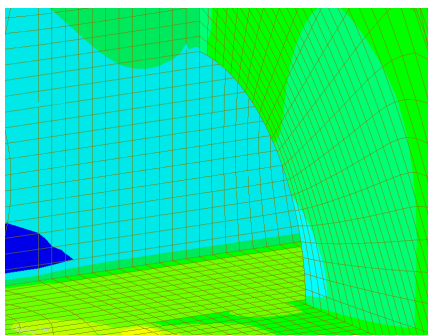


(a) 최대 응력 발생시

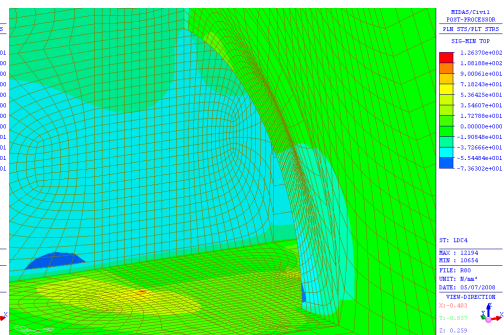


(b) 최소 응력 발생시

그림 3-10 1경간중앙부 주응력 Contours



(a) 최대 응력 발생시



(b) 최소 응력 발생시

그림 3-11 중간지점부 주응력 Contours

상세해석에 의한 피로검토 결과 대상교량의 1경간 중앙부 및 중간지점부의 수직보강재 연결부의 응력범위는 스캘럽 곡률반경이 증가함에 따라 도로교설계기준(2005) 및 JSSC(2002)의 일정진폭 응력에서의 허용응력범위보다 작은 응력범위를 가지고 있으므로 모두 피로에 안전한 것으로 판단된다. 그러나 1경간 중앙부에서 최대 스캘럽 곡률반경인 150mm에서는 허용응력범위에 상당하는 응력범위가 발생하는 것으로 나타났다. 또한 AASHTO LRFD(2004) 기준에서 피로검토시 충격에 대한 할증계수인 15%를 적용하면 스캘럽 곡률반경이 150mm인 경우에는 허용피로응력범위 이상의 응력범위가 발생한다. 이런 결과와 용접의 작업성을 고려한다면 스캘럽 곡률반경은 120mm가 적합한 것으로 판단된다.

또한 JSSC 기준(2002)의 변동진폭응력에서의 허용응력범위 29MPa보다는 모든 Case에서 응력범위가 더 크게 나타나고 있어 향후 변동진폭응력에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

(3) 격자해석과 상세해석에 의한 피로검토 비교

그림 3-12에 1경간 중앙부의 스캘럽 곡률반경의 변화에 따른 응력범위의 변화를 그래프로 나타내었다. 격자해석에 의한 결과는 스캘럽 곡률반경이 변화함에 따라 거의 동일한 응력범위를 나타내었으나 상세해석에 의한 결과는 스캘럽 곡률반경이 증가함에 따라 응력범위는 증가하는 경향을 나타내었다. 이것은 수직보강재 스캘럽 곡률반경이 증가하면 복부의 구속되는 지지길이가 길어져 그림 3-13과 같이 이에 따른 면내 변형과 면외 변형의 차이가 커지기 때문으로 판단된다. 그림 3-13의 응력범위는 기존 연구(Fisher, 1997)에 의하면 플레이트거더교의 거더와 수직보강재 연결부의 피로균열은 거더 복부의 휨응력에 의한 면외 변형에 의한 것이므로 휨응력이 가장 크게 발생하는 플랜지와 복부의 연결부(A)와 복부와 수직보강재 연결부(B)의 1/2지점(이후 "C점")을 대상으로 응력범위를 산출한 결과이다. 그림에서의 범례는 각각의 복부두께 방향에 대하여 Top은 상연응력, Middle은 중간응력, Bottom은 하연응력을 의미하며, 이것은 복부의 면내응력과 면외응력의 차이를 구하기 위하여 나타낸 것이다. 또한 C점의 응력범위를 검토한 것은 A점과 B점의 구속에 의해 휨응력이 가장 크게 발생하는 위치이므로 C점의 면외 변형에 의해 수직보강재 연결부의 응력에 영향을 미칠 것으로 판단되기 때문이다.

이러한 면내 변형과 면외 변형의 차이를 격자해석에서는 고려할 수 없으므로 관용적인 설계에서 피로 안전성은 불안전측으로 평가될 가능성을 가지고 있는 것으로 판단된다.

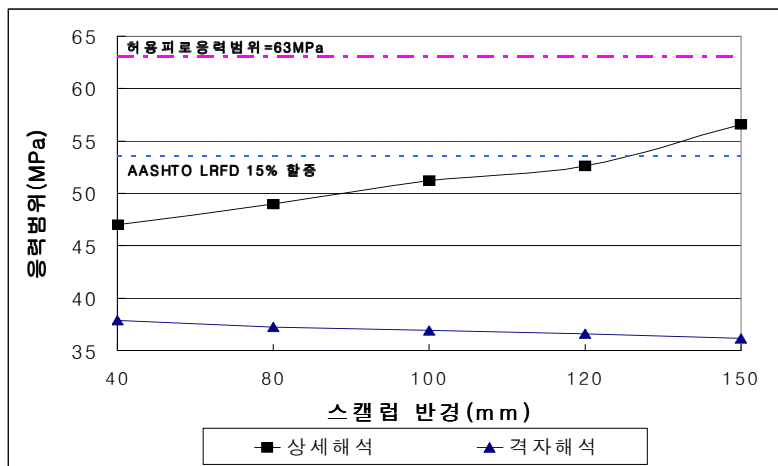


그림 3-12 1경간 중앙부 응력범위

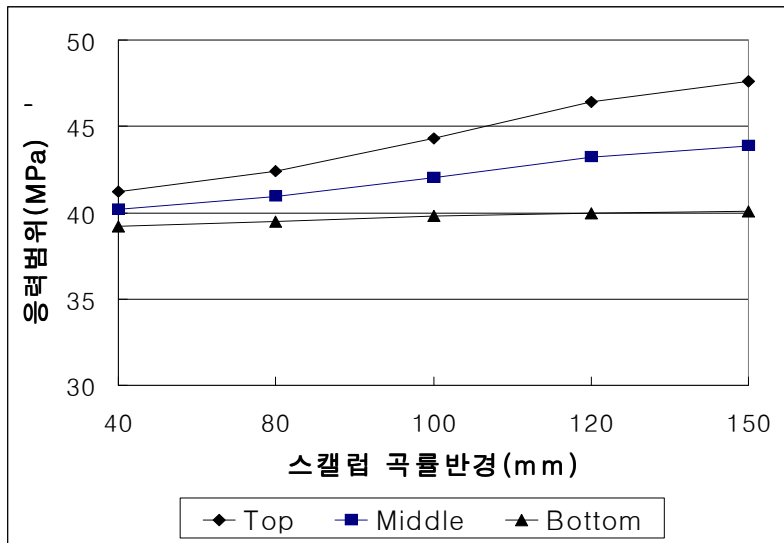


그림 3-13 1경간 중앙부 B점의 응력범위

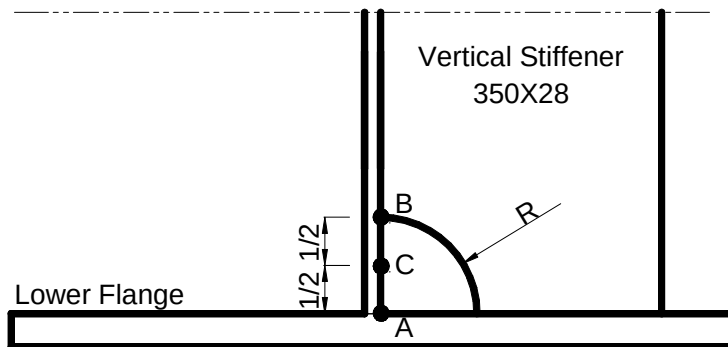


그림 3-14 거더와 수직보강재 연결부 중간지점

그림 3-15에 중간지점부의 스캐럽 곡률반경의 변화에 따른 응력범위의 변화를 그래프로 나타내었다. 중간지점부에서는 1경간 중앙부와는 달리 응력범위는 그림 3-15와 같이 스캐럽 곡률반경이 증가함에 따라 응력범위가 감소하는 경향을 나타내었다. 이것은 1경간 중앙부와는 달리 중간지점부에서는 교량받침의 구속으로 인해 그림 3-16과 같이 스캐럽 곡률반경이 증가함에 따른 면내 변형과 면외 변형의 차이가 작아지기 때문으로 판단된다.

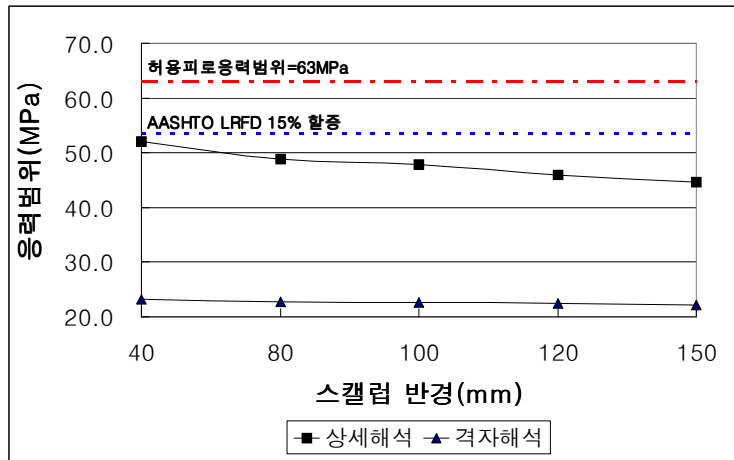


그림 3-15 중간지점부 응력범위

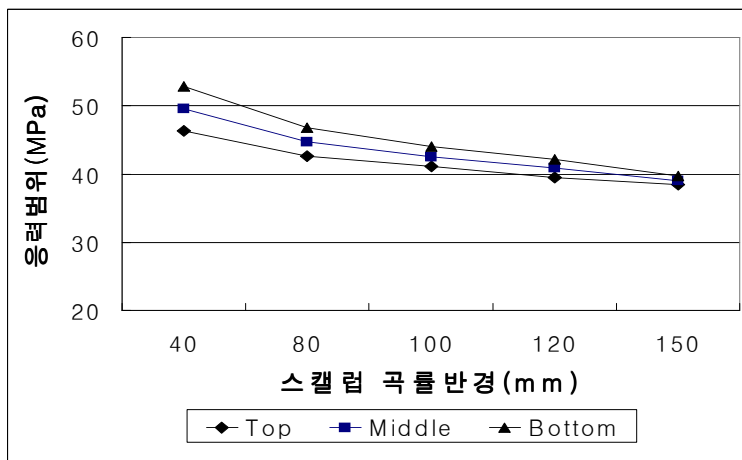


그림 3-16 중간지점부 거더와 수직보강재 끝단의 1/2지점 응력범위

이상의 수직보강재 스캘럽 곡률반경에 따른 구조해석 결과로부터 수직보강재 스캘럽 곡률반경이 가장 큰 150mm에서도 도로교설계기준의 허용피로응력범위 63MPa를 만족하고 있으나 스캘럽 곡률반경이 150mm인 경우 이에 상당하는 응력범위가 나타났다. 또한 그림 3-12에서 AASHTO LRFD(2004) 기준에서 제시하고 있는 피로검토시의 충격에 대한 할증 15%를 고려하면 스캘럽 곡률반경 150mm에서는 허용응력범위보다 더 큰 응력범위가 발생하고 있다.

따라서 응력범위와 용접작업의 효율성 측면에서 볼 때 수직보강재 스캘럽 곡률반경은 120mm를 적용하는 것이 합리적일 것으로 판단된다.

2) 복부두께에 따른 피로검토

거더 복부두께에 따른 구조해석 결과를 표 3-8에 주응력 Contours를 그림 3-17에 나타내었다. 복부두께가 증가함에 따라 응력범위는 감소하는 경향을 나타내었다. 그림 3-18에 나타낸 것과 같이 복부두께 8mm 및 12mm에서는 스켈럽 곡률반경 120mm 및 150mm에서 허용피로응력범위보다 큰 응력범위가 나타났다.

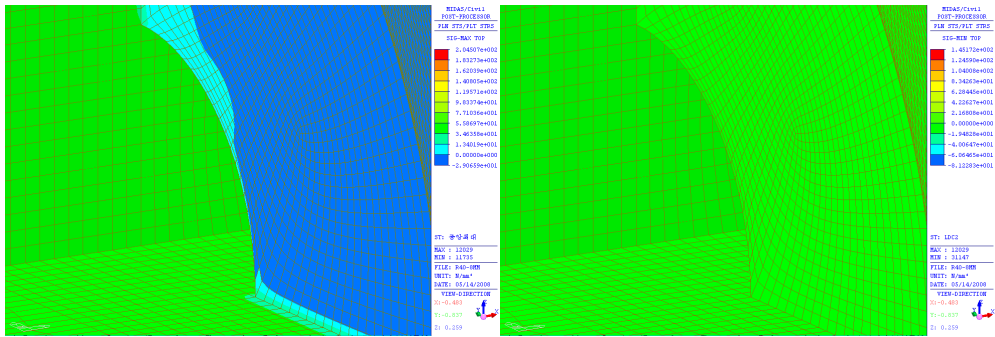
또한 AASHTO LRFD(2004) 기준에서 제시하고 있는 피로검토시 충격에 대한 할증 15%를 고려하면 복부두께 12mm에서도 허용피로응력범위 이상의 응력범위가 발생하고 있다.

따라서 이러한 결과와 용접의 작업성을 고려하면 거더 복부두께는 16mm이상, 스켈럽 곡률반경은 100mm로 하는 것이 적합한 것으로 판단된다.

표 3-8 복부두께에 따른 응력범위

(단위 : MPa)

복부두께 (mm)	R(mm)	최대응력	최소응력	응력범위	도로교설계기준 허용응력범위	JSSC 허용응력범위
8	40	46.7	-11.0	57.7	63	62
	80	49.0	-11.1	60.1		
	100	51.5	-11.4	62.8		
	120	53.1	-11.5	64.6		
	150	57.7	-11.8	69.5		
12	40	44.2	-10.4	54.6		
	80	46.4	-10.5	56.9		
	100	48.7	-10.8	59.5		
	120	50.2	-10.9	61.1		
	150	54.6	-11.1	65.7		
16	40	41.2	-9.6	50.8		
	80	43.2	-9.7	53.0		
	100	45.4	-9.9	55.3		
	120	46.8	-10.0	56.8		
	150	50.9	-10.3	61.2		
20	40	38.2	-8.8	47.0		
	80	40.1	-8.9	49.0		
	100	42.1	-9.1	51.2		
	120	43.4	-9.2	52.6		
	150	47.2	-9.4	56.6		



(a) 최대 하중 재하시의 응력 Contours (b) 최소 하중 재하시의 응력 Contours
그림 3-17 응력 Contours

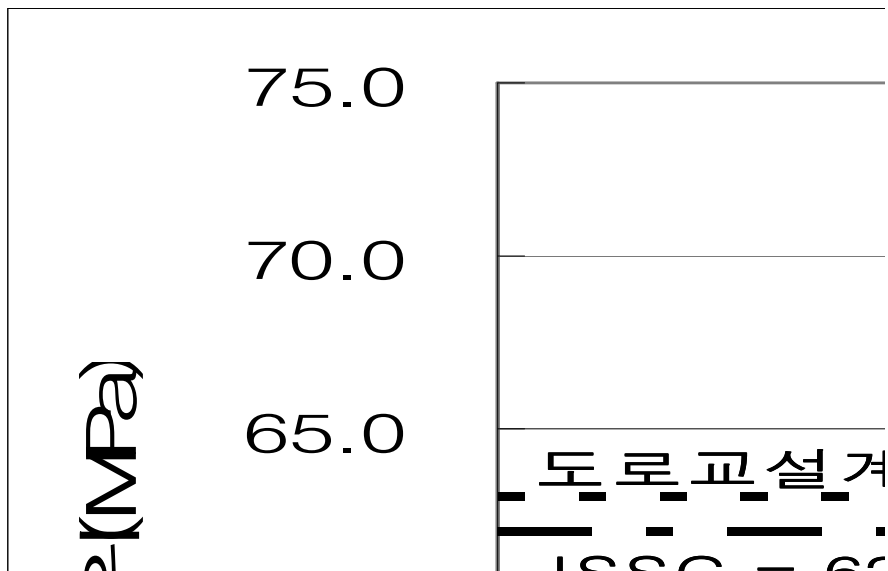


그림 3-18 복부두께에 따른 응력범위

이상의 복부두께 및 스캘럽 곡률반경에 따른 피로검토 결과와 용접 작업성 등을 고려하면 복부두께는 16mm 이상, 스캘럽 곡률반경은 100mm이하가 적합한 것으로 판단된다. 제안된 스캘럽 곡률반경 100mm의 경우 대상교량의 플랜지 폭 900mm와의 비는 0.11이며, 일반적인 플레이트거더교에서 적용하는 스캘럽 곡률반경 40mm와 플랜지 폭을 600mm라고 할 때 플랜지 폭에 대한 스캘럽 곡률반경의 비는 0.07이다. 따라서 플랜지 폭에 대한 곡률반경의 비를 고려하면 실제 교량의 적용에도 문제가 없을 것으로 판단된다.

3) 복부두께 및 스캘럽 곡률반경에 따른 피로검토 설계식

본 논문의 수직보강재 연결부 상세해석 모델은 모델링 시간 및 해석 시간을 고려하면 실제 2거더교 피로검토의 적용에는 어려움이 있을 것으로 판단된다. 따라서 관용적인 설계방법인 격자해석에 의한 응력범위를 보정하여 실제 교량의 피로검토에 적용할 수 있는 피로검토 식을 제시하고자 하였다.

피로검토식의 제안을 위해 표 3-7의 응력범위 결과를 사용하여 그림 3-19에 스캘럽 곡률반경의 변화에 따른 격자해석과 상세해석에 따른 응력범위의 차이에 대한 회귀분석을 실시하였다. 회귀분석은 3차 다항식으로 하였으며 그 정확도는 99.9%로 나타났다. 이러한 회귀분석에 의한 격자해석과 상세해석의 응력범위 차이 비에 대한 회귀분석 식은 식 (3-2)와 같다.

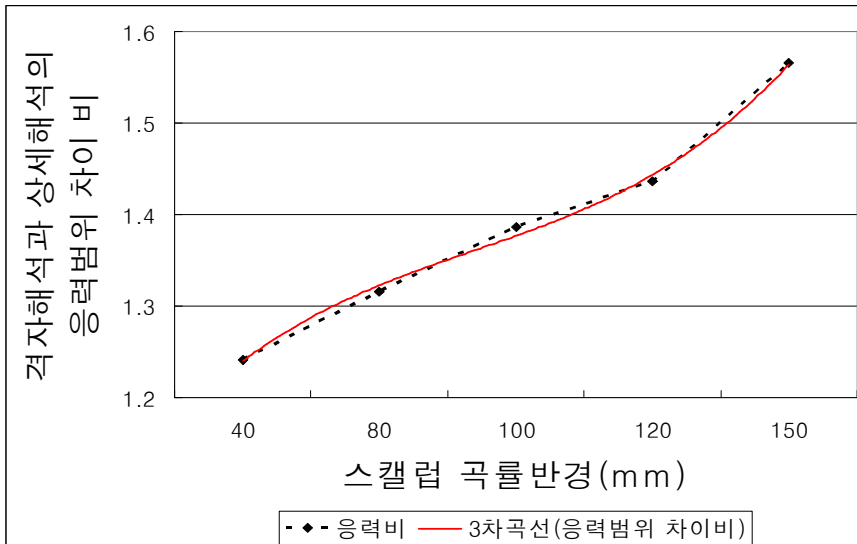


그림 3-19 격자해석과 상세해석의 응력범위 차이 비

$$y = 1.59E-08x^3 + 9.05E-06x^2 + 7.45E-04x + 1.23 \dots\dots\dots (3-2)$$

또한 표 3-8의 응력범위 결과를 사용하여 복부 두께 증가에 따른 응력 감소율에 대한 회귀분석을 그림 3-20과 같이 실시하였다. 회귀분석은 3차 다항식으로 하였으며 그 정확도는 99.8%로 나타났다. 이러한 회귀분석에 의한 복부 두께에 따른 응력범위 감소율에 대한 회귀분석 식은 식 (3-3)과 같다.

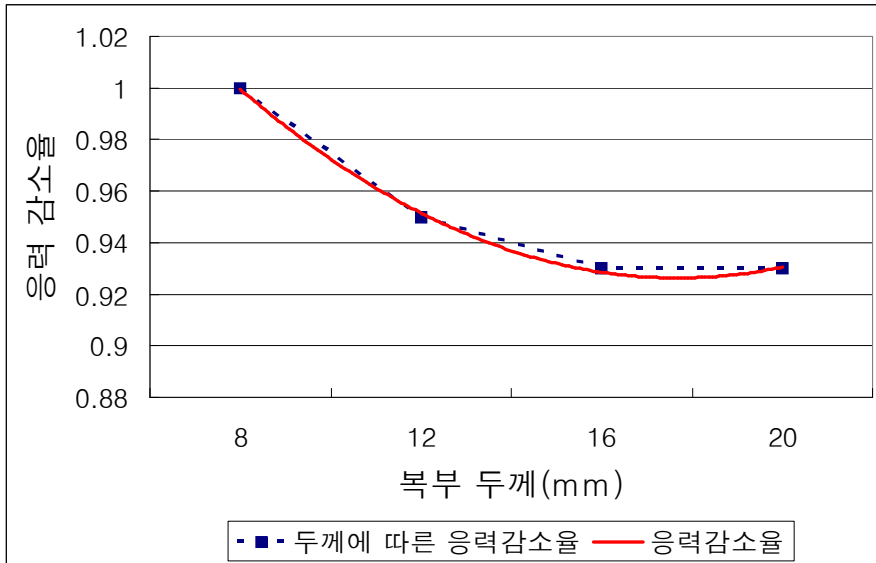


그림 3-20 복부 두께 변화에 따른 응력범위 감소율

$$y = -2.60E-05x^3 + 1.88E-03x^2 - 4.21E-02x + 1.27 \dots\dots\dots (3-3)$$

그림 3-19 및 그림 3-20에 의한 회귀분석에 의한 결과로부터 얻어진 식 (3-2)와 식 (3-3)을 각각 보정계수 β 및 γ 로 하여 식 (3-4)와 같이 피로검토 식을 제안하였다.

$$f_{sr} = \beta \cdot \gamma \cdot f_{gasr} \dots\dots\dots (3-4)$$

여기서, f_{sr} = 수직보강재 연결부 응력범위

f_{gasr} = 격자해석에 의해 계산된 응력범위

β = 식 3-2로부터 계산된 스캘럽 곡률반경 보정계수

γ = 식 3-3으로부터 계산된 복부두께 보정계수

식 (3-4)를 검증하기 위해 복부 두께 20mm, 스캘럽 곡률반경 100mm인 경우 격자해석에 의한 응력범위는 표 3-6에서 36.9MPa이다. 이 값을 식 (3-4)에 적용하여 계산한 응력범위는 50.6MPa이며, 표 3-7의 상세해석에 의한 응력범위 51.2MPa과 비교하면 그 차이가 약 1.2%로 거의 차이가 없는 것으로 나타났다.

따라서 식 (3-4)를 이용하면 격자해석에 의해 얻어진 응력범위에 대하여 스캘럽 곡률반경 및 복부두께에 대한 보정을 통해 더욱 합리적인 피로검토를 수행할 수 있을 것으로 판단된다.

3.5 소결

이상의 수직보강재 연결부의 스캘럽 곡률반경을 변화시키며 피로검토를 수행한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 주거더 플랜지와 복부의 용접연결부의 피로검토 결과 도로교설계기준(2005)의 허용피로응력범위 77MPa의 약 50%정도의 응력범위를 나타내고 있어 모두 피로에 안전한 것으로 판단된다. 그러나 일반적인 플레이트거더교에서 피로균열은 주로 복부와 수직보강재 연결부에서 발생하고 있으므로 이에 대한 피로검토가 필요할 것으로 판단된다.
- (2) 수직보강재 스캘럽 곡률반경을 40mm~150mm로 변화하여 피로검토를 수행한 결과 스캘럽 곡률반경이 증가함에 따라 수직보강재 연결부의 응력범위는 증가하였는데 이것은 복부에 발생하는 면내응력과 면외응력의 차이 때문인 것으로 판단된다.
- (3) 격자해석과 상세해석에 의한 피로검토를 비교한 결과 복부의 면외 변형을 고려할 수 있는 상세해석에 의한 피로검토가 필요할 것으로 판단된다.
- (4) 거더 복부 두께 및 스캘럽 곡률반경에 따른 상세해석 결과 복부 두께가 8mm, 12mm인 경우에는 도로교설계기준의 허용피로응력범위 63MPa보다 더 큰 응력범위가 나타났다. 따라서 피로의 관점에서 거더 복부의 두께는 16mm 이상, 스캘럽 곡률반경은 100mm가 적절한 것으로 판단된다.
- (5) 관용적인 피로검토 방법과 상세해석에 의한 피로검토 방법에 의한 응력범위 결과부터 실제 설계에서 적용할 수 있는 피로검토에 대한 설계식을 다음과 같이 제안하였다.

$$f_{sr} = \beta \cdot \gamma \cdot f_{gasr}$$

여기서, f_{sr} = 수직보강재 연결부 응력범위

f_{gasr} = 격자해석에 의해 계산된 응력범위

β = 식 (3-2)로부터 계산된 스캘럽 곡률반경 보정계수

γ = 식 (3-3)으로부터 계산된 복부두께 보정계수

4장. 2거더교의 최적설계에 따른 단면 최적화 및 경제성 분석

4.1 개요

최근 강재 가격의 상승에 따른 강교량 공사비의 증가 등의 요인에 의해 콘크리트 교량에 비해 강교량의 적용이 감소하고 있다. 이러한 문제점 해결을 위해 표준품셈의 개정, 강교량의 합리화 등에 대한 연구가 이루어지고 있다.

한편 기존 설계된 플레이트거더교의 설계도서(한국도로공사, 2000 ; 경기도, 2004)를 조사한 결과 현행의 강교량 설계는 기본단면을 가정한 후 이 단면에 대한 설계응력이 허용응력의 약 80~90%정도를 목표로 단면을 선정하고 있다. 그러나 현행설계는 이러한 설계방법에 의해 얻어진 단면에 대해 설계응력만을 검증할 뿐 각 설계단면이 유사한 응력의 여유를 갖고 있는가에 대한 검토는 거의 이루어지고 있지 않아 과다설계의 가능성이 높은 것으로 판단된다. 이러한 과다단면이 적용된 강교량 설계의 경우에는 강재량 증가가 전체적으로 강교량 공사비를 증가시키는 하나의 요인이 될 것이다.

따라서 본 연구에서는 먼저 대상교량의 단면들이 유사한 응력여유를 갖는 최적단면을 산출하기 위한 최적화프로그램을 개발하였다. 개발된 최적화프로그램의 검증을 위하여 교량의 단면특성 및 거동특성을 반영할 수 있는 3경간 연속 2거더교를 대상교량으로 선정하고 최적화프로그램을 현재 일반적인 구조해석에서 사용되고 있는 범용구조해석프로그램과 비교하여 검증하였다.

검증된 최적화프로그램을 사용하여 일정지간에서의 단면 재원을 변화시켜 2거더교의 단면변화 특성을 분석하였다. 또한 지간길이를 40m~70m로 변화시키며 각각의 지간에 대한 최적설계를 수행하여 단면변화 특성을 분석하였으며, 지간에 대한 사용성 검토를 위하여 시간이력해석을 실시하였다. 이러한 결과를 토대로 지간 변화에 따른 공사비를 최적 전과 최적 후의 단면에 대해 산출하였다.

또한 관용적인 설계시의 가로보 배치상세와 본 논문의 2장에서 제시된 가로보 배치상세 적용시의 단면변화 및 공사비 변화를 비교하고자 최적설계 및 경제성 분석을 실시하였다.

이러한 결과를 기초로 2거더교의 지간에 따른 단면변화 특성 및 공사비 변화 특성을 분석하여 향후 2거더교 설계시의 기초자료를 제공하고자 한다.

4.1.1 최적화프로그램 개요

본 연구에서 개발한 최적화프로그램은 그림 4-1에 나타난 것과 같은 순서로 최적 단면을 계산한다. 먼저 초기단면을 설정하여 입력하고 프로그램을 실행하면 초기단면에 대하여 최초 구조해석을 수행한다. 구조해석에서 수행된 결과를 토대로 단면검토를 그림 4-2의 순서에 따라 수행한다.

단면검토는 해석 결과에서 대상교량의 사용강재의 허용응력과 비교하여 가장 응력의 여유도가 큰 단면을 선정한다. 가장 여유도가 큰 단면에 대하여 일반조건, 응력, 조합응력, 처짐, 피로를 단면에 대하여 검토한 후 단면이 모든 조건을 만족하면 단면감소를 실시한다. 이러한 과정을 반복하여 전체지간에 대하여 단면감소가 목표한 응력의 단면에 도달하면 이 단면을 최적단면으로 간주하여 프로그램이 종료된다.

그림 4-2의 단면검토 단계에서의 일반조건 검토단계는 도로교설계기준에서 규정된 최소강재두께, 플랜지 자유돌출폭, 인장부 철근에 대하여 검토한다. 최소강재두께는 8mm 이상, 압축응력을 받는 플랜지 두께는 자유돌출폭의 1/16 이상, 인장력을 받는 바닥판 철근주장률은 $0.045\text{cm}/\text{cm}^2$ 이상이 되면 일반조건을 만족하는 단면으로 간주하였다. 또한 플랜지 폭은 I형상의 단면을 유지하기 위하여 최소 200mm이상, 복부높이의 1/3이상이 되도록 하였다.

응력 검토 단계는 각 단면에서 합성전 및 합성후 고정하중(D), 활하중(L), 크리프(C) 및 건조수축(S), 온도차(T)에 대하여 계산된 응력을 합하여 그 응력이 식 (4-1)과 같이 허용응력의 95%가 되면 응력 검토 단계를 만족하는 단면으로 간주하였다.

조합응력 검토 단계는 강도한계상태에서 계산된 응력을 조합하고 도로교 설계기준(2005)에서 규정하고 있는 각각의 하중에 대한 계수를 곱한 응력이 할증된 허용응력의 95%가 되면 조합응력 검토 단계를 만족하는 단면으로 간주하였다.

$$f_{ts} = 0.95 \cdot f_{as} \dots\dots\dots (4-1)$$

여기서, f_{ts} = 목표응력, f_{as} = 허용응력

처짐검토 단계에서는 처짐을 검토하여 도로교 설계기준(2005)의 허용처짐을 만족하면 처짐검토 단계를 만족하는 단면으로 간주하였다.

피로검토는 주거더 플랜지와 복부의 용접부를 대상으로 도로교 설계기준(2005)의 피로범주인 B 등급을 적용하여 B 등급의 허용피로응력을 만족하면 피로검토 단계를 만족하는 단면으로 간주하였다.

단면검토의 순서는 일반조건 검토, 응력 검토, 조합응력 검토, 처짐 검토, 피로 검토의 순서로 수행하며 교량 전체의 각 단면에 대하여 검토를 수행 중 어느 하나의 제약조건을 만족하지 않을 경우 모든 제약조건을 만족하는 이전 단면제원을 최적 단면으로 간주하여 프로그램을 종료하는 것으로 하였다.

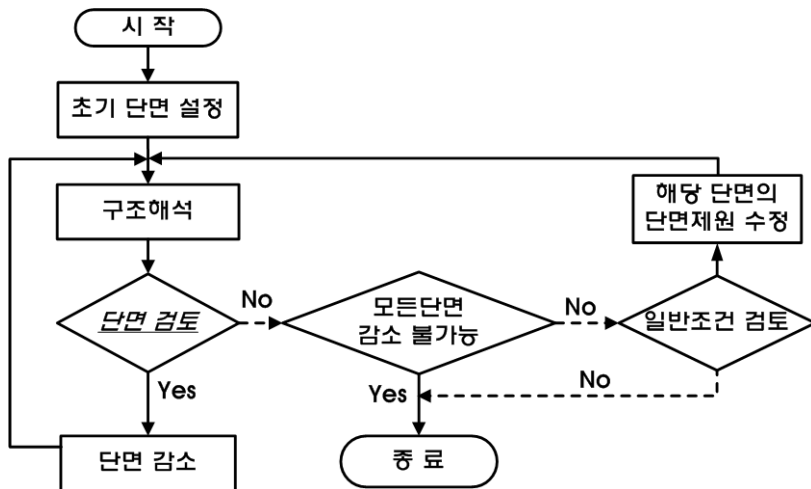


그림 4-1 최적화프로그램 전체 순서도

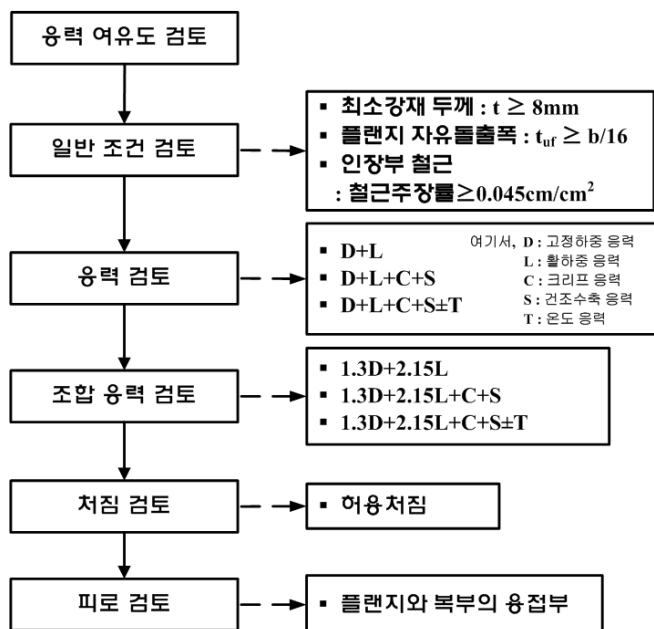


그림 4-2 단면 검토 순서도

4.1.2 최적화프로그램의 최적단면 선정 기법

1) 단면감소 선정 형식

단면감소 선정 형식은 그림 4-3~그림 4-5에 나타난 것과 같이 거더별, 경간별, 구간별로 선정하는 방법이 있다. 본 연구에서 개발한 최적화프로그램은 사용자가 최적화의 목적에 맞게 단면감소 선정형식을 선택할 수 있도록 하였다.

단면감소 선정 형식 중 거더별 선정 형식은 거더별로 단면감소 대상을 선정하는 방법으로 그림 4-3(a)와 같이 전체거더를 대상으로 단면감소를 수행하는 방법, 그림 4-3(b)와 같이 외측거더를 대상으로 단면감소를 먼저 수행하고 내측거더를 대상으로 단면감소를 수행하는 방법, 그림 4-3(c)와 같이 각각의 거더를 대상으로 순차적으로 단면감소를 수행하는 방법이 있다.

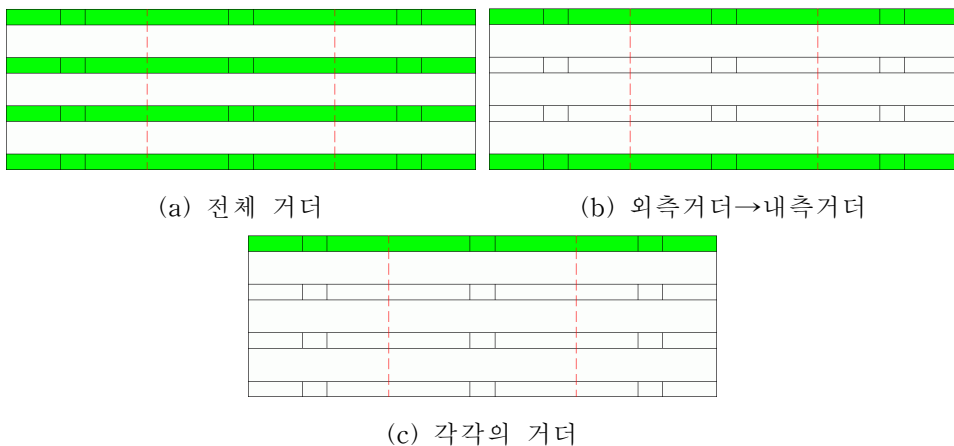
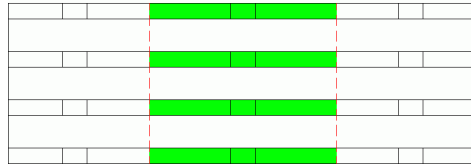
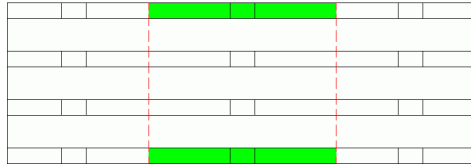


그림 4-3 거더별 선정 형식

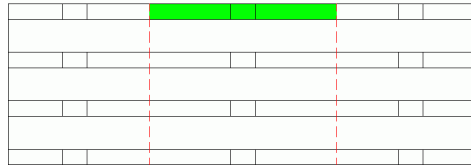
그림 4-4에 나타난 단면감소 선정 형식은 경간별로 단면을 선정하는 방법으로 그림 4-4(a)는 전체거더에 대하여 각각의 경간을 대상으로 단면감소를 수행하는 방법이며 그림 4-4(b)는 외측거더의 경간을 대상으로 단면 감소를 먼저 수행하고 내측거더의 경간에 대하여 단면감소를 수행하는 방법이다. 그리고 그림 4-4(c)는 각각의 거더의 경간을 대상으로 단면감소를 수행하는 방법이다.



(a) 전체거더



(b) 외측거더→내측거더



(c) 각각의 거더

그림 4-4 경간별 선정 형식

그림 4-5에 나타낸 단면감소 선정 형식은 구간별로 단면을 선정하는 방법으로 그림 4-5(a)는 전체거더 및 전체 경간에 대하여 각각의 단면구간을 대상으로 단면감소를 수행하는 방법이며, 그림 4-5(b)는 전체거더의 한 경간을 대상으로 각 단면구간에 대하여 단면감소를 수행하는 방법이다. 그림 4-5(c)는 전체거더 및 전체경간에 대하여 각 외측거더의 구간을 대상으로 단면 감소를 먼저 수행하고 내측거더의 구간에 대하여 단면감소를 수행하는 방법이다. 그리고 그림 4-5(d)는 한 경간의 외측거더의 구간을 대상으로 단면감소를 먼저 수행하고 내측거더의 단면구간에 대하여 단면감소를 수행하는 방법이며, 그림 4-5(e)는 하나의 거더에 대한 전체 경간을 대상으로 각각의 거더에 대하여 단면감소를 수행하는 방법이다. 그림 4-5(f)는 하나의 거더 및 경간에 대한 단면구간을 대상으로 단면감소를 수행하는 방법이다. 여기서, 단면구간은 최적설계시 입력되는 단면변화 구간을 의미한다.

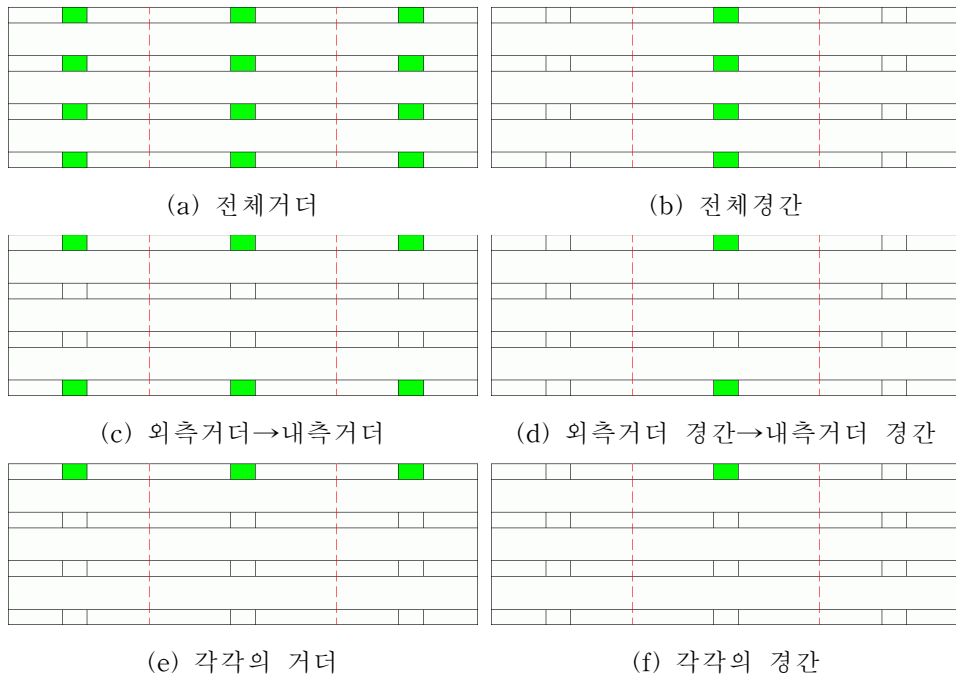


그림 4-5 구간별 단면감소 선정 형식

2) 단면감소 진행 방법

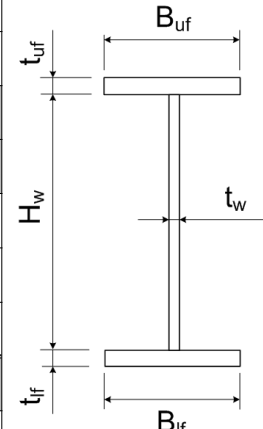
본 연구에서 개발한 최적화프로그램에서의 단면감소 진행 방법을 표 4-1에 나타내었다. 단면감소 진행방법은 방법 1~방법 9와 같이 부재별로 진행하는 방법과 방법 10~방법 13과 같이 단면별로 진행하는 방법이 있다.

부재별로 진행하는 방법은 단면에서 최적화하고자 하는 부재를 선택하여 그 부재에 대하여 단면감소를 진행하는 방법이며, 단면별로 진행하는 방법은 단면에서 최적화하고자 하는 단면 전체에 대하여 순차적으로 단면감소를 진행하는 방법이다. 또한 방법 12와 방법 13은 사용자가 방법 1~방법 11의 방법을 적절히 조합하여 단면감소를 할 수 있는 방법이다.

이러한 방법 중에서 본 연구에서의 단면감소 선정형식은 그림 4-5(b)의 전체경간에 대하여 단면감소 진행 방법 중 5 → 6 → 10번의 방법을 조합하여 최적설계를 수행하였다. 단면감소 선정형식을 그림 4-5(b)의 방법으로 선택한 것은 일반적인 2거더교 설계시 각각의 거더에 단면이 변화하는 구간에 대하여 동일한 단면을 적용시키는 것을 고려한 것이며, 단면감소 진행 방법을 5 → 6 → 10번의 순서로 선택한 것은 단면의 단면2차모멘트의 변화에 복부높이가 가장 큰 영향을 미치는 것을 고려한 것이다.

이상의 최적단면 선정과정 및 단면감소 방법을 수행하여 도로교설계기준(2005)의 기준을 만족하는 최소중량 단면을 목표로 하였다. 따라서 본 논문에서 개발된 최적화프로그램은 단면이 최소 단면적(A)를 가지면서 단면2차모멘트(I)가 최대로 되는 단면을 선정하고자 하였다.

표 4-1 단면감소 진행 방법

부재별	1	t_{uf}	
	2	B_{uf}	
	3	t_{lf}	
	4	B_{lf}	
	5	H_w	
	6	t_w	
	7	$B_{uf} \rightarrow t_{uf}$	
	8	$B_{lf} \rightarrow t_{lf}$	
	9	$t_w \rightarrow H_w$	
단면별	10	$B_{uf} \rightarrow t_{uf} \rightarrow B_{lf} \rightarrow t_{lf}$	
	11	$B_{uf} \rightarrow t_{uf} \rightarrow B_{lf} \rightarrow t_{lf} \rightarrow t_w \rightarrow H_w$	
	12	$n_1 B_{uf} \rightarrow n_2 t_{uf} \rightarrow n_3 H_w \rightarrow \dots$	
	13	방법 $i \rightarrow$ 방법 $j \rightarrow$ 방법 $k \rightarrow \dots$	

4.2 최적화 프로그램 검증

이 절에서는 본 연구에서 개발한 최적화프로그램의 검증을 위하여 연속교에서 적용이 가장 많으며 교량의 단면특성 및 거동특성을 평가할 수 있고 또한 최적 설계 수행시의 실행시간을 고려하여 3경간 연속교의 2거더교를 대상교량으로 선정하였다. 대상교량에 대하여 현재 설계에서 많이 사용되고 있는 범용구조해석프로그램인 Midas와 본 논문에서 개발한 최적화프로그램의 구조해석 결과를 비교하여 최적화프로그램의 타당성을 검증하고자 하였다.

4.2.1 대상교량 및 구조해석 조건

1) 대상교량

본 연구에서 최적화프로그램의 검증을 위해 선정한 대상교량의 일반제원을 표 4-2에 나타내었다. 대상교량은 3경간 연속교의 교량 길이 150m, 교량 폭 11.825m의 2차선 교량으로서 사용강재는 SM570 TMCP를 바닥판은 설계기준강도 40MPa를 적용하였다. 또한 대상교량의 단면은 그림 4-6과 같이 2거더교이며 가로보 단면은 지점부는 중복식이며 일반부는 일반적인 I형 단면을 사용하고 있다. 가로보 간격은 지간의 1/10, 가로보 강성은 주거더 강성의 2.1%로 관용적인 설계에서 적용되는 가로보 간격 및 강성을 적용하였다. 이것은 본 논문의 2장에서 제시한 가로보 배치상세 적용시의 최적화에 따른 결과와의 비교를 위해서이다.

표 4-3에 대상교량의 단면 제원을 그림 4-7에 대상교량의 단면변화위치를 나타내었다. 대상교량의 단면변화는 2경간 중앙부를 기준으로 좌우 대칭의 형상을 갖고 있다.

표 4-2 대상교량 일반제원

교량 길이	3@50=150m
교량 폭	11.825m(2차로)
교량등급	1등급
설계 활하중	DB-24 및 DL-24
사용 재료	주거더 : SM570 TMC 가로보 : SM490 바닥판 : 40MPa

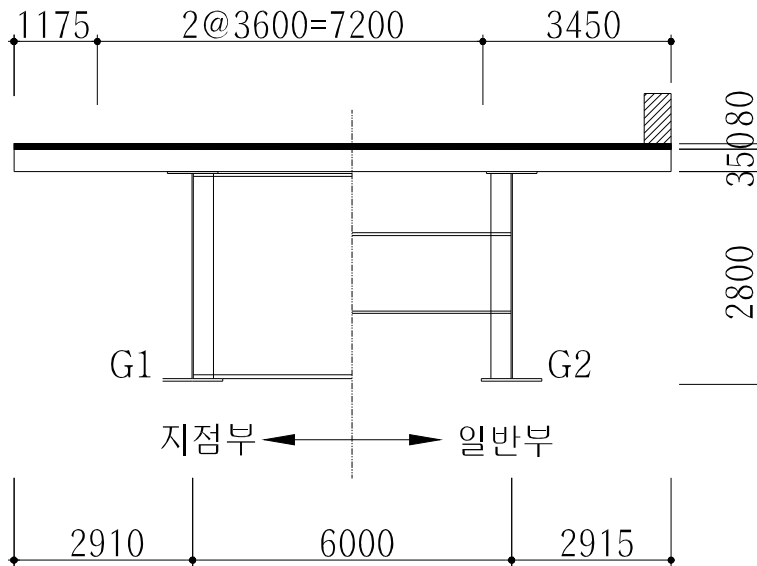


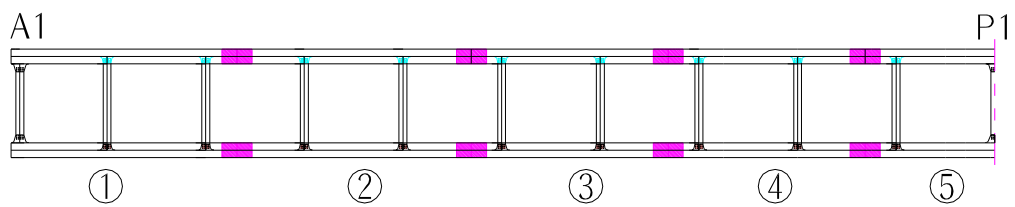
그림 4-6. 대상교량 단면도(단위 : mm)

표 4-3 대상교량 단면제원

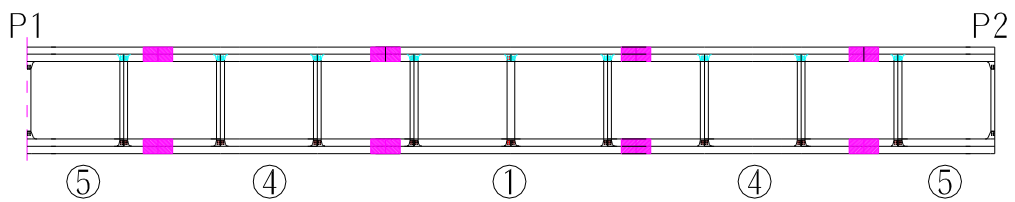
(단위 : mm)

	위 치		폭	두 겹	높 이	재 질	허용응력 (MPa)
거 더	상부플랜지	①	900	30	-	SM 570	260
		②	900	30			
		③	900	34			
		④	900	40			
		⑤	900	48			
	하부플랜지	①	900	30			
		②	900	36			
		③	900	44			
		④	900	52			
		⑤	900	66			
복부		-	20	2800			
가로보	상부플랜지		40	12	-	SM 490	190
	복부		900	12			
	하부플랜지		40	12			
바닥판			두께 350		콘크리트 설계기준강도 40MPa		

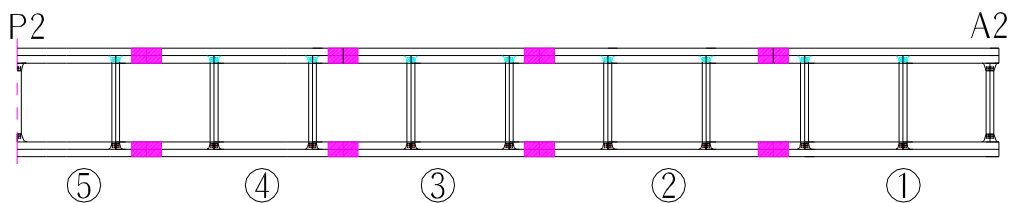
* ①~⑤는 그림 4-7의 단면변화에 따른 구간을 나타냄.



(a) 1 경간



(b) 2 경간



(c) 3 경간

그림 4-7 대상교량 단면변화

2) 구조해석 조건

(1) 대상교량 받침조건

대상교량의 받침조건은 그림 4-8과 같이 일반적인 3경간 연속교의 받침조건을 적용하였다. 구조해석에서는 대상교량의 받침조건을 고려한 경계조건을 적용하였다.

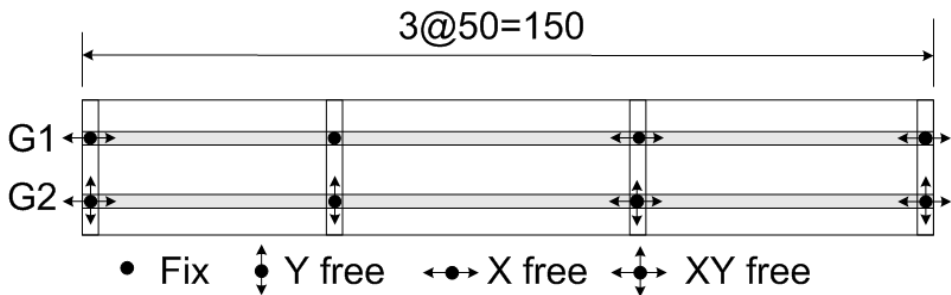


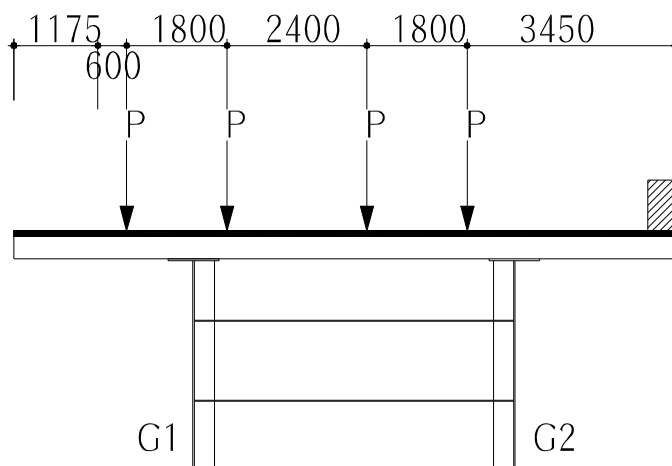
그림 4-8 대상교량 받침조건

(2) 대상교량 하중조건

구조해석에서 재하된 하중을 표 4-4에 나타내었다. 하중은 합성전 고정하중, 합성후 고정하중 및 활하중을 재하하였다. 합성전 고정하중으로는 거더, 가로보 및 바닥판 자중, 합성후 고정하중은 포장 및 난간의 고정하중, 활하중은 대상교량이 1등급 교량이므로 도로교설계기준에 따라 DB-24 및 DL-24하중을 재하하였다. 활하중의 재하는 대상교량에 가장 불리한 응력이 발생하도록 그림 4-9와 같이 좌측 편재하하였다.

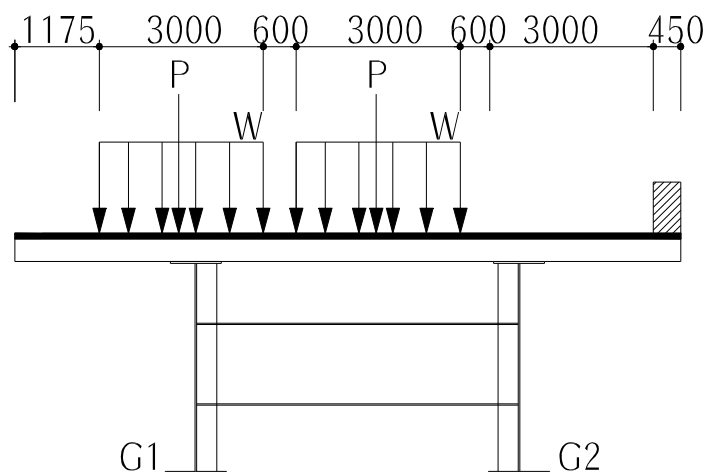
표 4-4 대상교량 하중조건

하중명	하중 종류
합성전 고정하중	거더 및 가로보 자중
	바닥판 자중
합성후 고정하중	포장 및 난간
활하중	DB-24 및 DL-24



하중종류	전륜하중	후륜하중
P	24 kN	96 kN

(a) DB-24



W	12.7 kN/m
P	108 kN

(b) DL-24

그림 4-9 활하중 재하 위치

(3) 구조모델

최적화프로그램의 구조해석 결과와의 비교를 위해 범용 구조해석 프로그램인 Midas를 사용하여 그림 4-10과 같이 3차원 Beam요소를 사용하여 모델링하여 격자해석을 수행하였다.

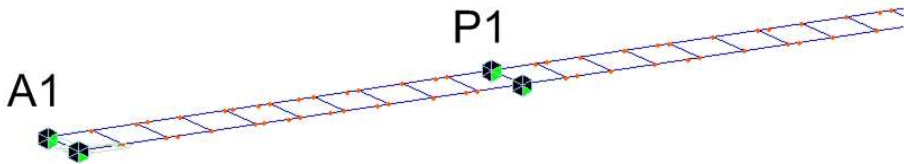


그림 4-10 구조 모델링 형상

4.2.2 구조해석 검증

범용구조해석 프로그램인 Midas를 사용한 구조해석 결과와 최적화프로그램에 의한 결과를 비교하여 최적화프로그램의 타당성을 검증하였다. 표 4-5는 범용구조해석 프로그램에 의한 해석결과와 최적화프로그램에 의한 해석결과를 최적 전 및 최적 후의 응력 및 처짐에 대하여 비교한 것이다. 구조해석 검토는 대상교량의 1경간 중앙부 및 중간지점부를 대상으로 하였다.

하부플랜지 응력 검토 결과 최적 전 및 최적 후의 전체 응력 차이는 5%미만이며 고정하중에 비해 활하중에 대한 응력의 차이가 상대적으로 크게 나타났다. 이것은 활하중 재하시의 재하 위치 차이 등의 영향 때문으로 판단된다. 한편 최적 전 및 최적 후의 응력은 모두 허용응력 260MPa를 만족하였다.

1경간 중앙부의 처짐을 검토한 결과 최적 전 및 최적 후의 처짐도 응력과 동일하게 5%미만으로 나타났으며 도로교설계기준(2005)의 허용처짐 기준 $L/500$ 의 값 100mm미만의 값을 나타내었다.

이상의 범용구조해석프로그램 및 최적화프로그램에 의한 구조해석 결과를 비교한 결과 각 하중에 의해 계산되어진 전체 응력 및 처짐의 차이가 5%미만이므로 본 연구의 최적화프로그램은 타당성이 있는 것으로 판단된다.

표 4-5 범용구조해석프로그램과 최적화프로그램에 의한 해석결과 비교
(a) 하부플랜지 응력(단위 : MPa)

구분		하중	합성전	합성후	활하중	전체
최적 전	범용구조해석 프로그램	1경간중양	131.9	18.2	53.2	203.3
		중간지점	-114.4	-15.6	-20.7	-150.7
	최적설계 프로그램	1경간중양	135.5 (2.7%)	18.7 (2.7%)	56.2 (5.4%)	210.4 (3.4%)
		중간지점	-116.6 (1.9%)	-15.9 (1.9%)	-21.9 (5.3%)	-154.4 (2.4%)
최적 후	범용구조해석 프로그램	1경간중양	147.2	20.7	58.9	226.7
		중간지점	-120.1	-17.5	-22.6	-160.2
	최적설계 프로그램	1경간중양	151.1 (2.6%)	21.2 (2.6%)	62.2 (5.3%)	234.5 (3.3%)
		중간지점	-122.4 (1.9%)	-17.8 (1.9%)	-23.9 (5.2%)	-164.1 (2.4%)

(b) 1경간 중앙부 처짐(단위 : mm)

구분		하중	합성전	합성후	활하중	전체
범용구조해석 프로그램	최적 전		47.8	8.1	17.2	73.1
	최적 후		52.4	8.9	21.5	82.8
최적설계 프로그램	최적 전		48.7 (1.8%)	8.2 (1.2%)	17.8 (3.5%)	74.7 (2.2%)
	최적 후		53.5 (2.1%)	9.1 (2.2%)	22.1 (2.8%)	84.7 (2.3%)

4.3 일정 지간길이의 2거더교 단면 최적화

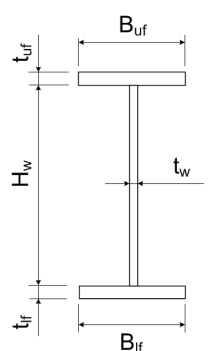
본 절에서는 일정 지간길이에서 2거더교의 단면변화 특성을 검토하기 위하여 단면제원을 변화시키며 단면적이 동일한 단면을 산정하여 최적설계를 수행하였다.

4.3.1 일정지간의 단면 특성

일정지간에서 2거더교의 단면변화 특성을 검토하기 위한 단면을 산정하기 위하여 표 4-6과 같이 기존 설계된 플레이트거더교의 단면제원을 조사하였다. 표에서 A~E교는 국내교량이며 F~J교는 일본의 교량이다(한국강구조학회, 2004). 조사 결과 지간길이는 40m~70m, 평균 거더 간격은 약 6m, 평균 거더 높이는 약 3m, 플랜지 폭은 0.8m로 조사되었으며 플랜지 폭의 변화는 0.7~1.0m, 복부 높이는 2.8~3.5m로 조사되었다.

표 4-6 기존 설계된 플레이트거더교의 단면제원(단위 : m)

교량명	경간구성(m)	B_{uf}	t_{uf}	H_w	t_w	B_{lf}	t_{lf}	A	I
A교	3@40	0.700	0.032	2.900	0.020	0.700	0.042	0.108	0.144
B교	40+5@50	0.860	0.036	2.900	0.020	0.900	0.042	0.124	0.175
C교	3@70	0.750	0.038	3.500	0.024	0.900	0.046	0.161	0.400
D교	7@50	0.900	0.048	2.800	0.020	0.900	0.066	0.156	0.225
E교	2@60	0.750	0.056	3.000	0.024	0.900	0.058	0.155	0.233
F교	43.8+3@44.0 +70+44+3@50 +5@52+51.8	0.700	0.055	2.950	0.017	0.700	0.055	0.125	0.194
G교	46+2@85+46 +2@16.5	1.000	0.070	3.075	0.028	1.000	0.072	0.224	0.379
H교	41.5+48.5 +3@40+39.95	0.800	0.055	2.950	0.023	0.800	0.055	0.153	0.228
I교	41.9+65.75+71 +60+59.4	0.700	0.038	2.900	0.016	0.850	0.054	0.109	0.161
J교	2@53.5	0.900	0.050	2.900	0.020	0.910	0.050	0.146	0.219
평균	-	0.806	0.048	2.998	0.021	0.856	0.054	0.146	0.236
최대	40	1.000	0.070	3.500	0.028	1.000	0.072	0.224	0.400
최소	70	0.700	0.032	2.800	0.016	0.700	0.042	0.108	0.144



A : 단면적(m^2)

I : 단면2차모멘트(m^4)

일정지간에 대한 최적설계를 수행하기 위하여 표 4-6에서 조사된 결과를 고려하여 일정지간 50m에 대하여 플랜지 폭 변화에 따른 단면을 표 4-6에, 복부높이 변화에 따른 단면을 표 4-7과 같이 산정하였다.

표 4-7에 나타낸 플랜지 폭 변화에 따른 단면은, 복부 높이 및 복부 두께는 변화시키지 않고 플랜지 폭을 700mm~1100mm까지 100mm씩 증가시키면서 단면적이 거의 동일하도록 플랜지 두께를 변화시켰다. 플랜지 폭의 변화에 따른 각 단면의 차이는 Case 1을 기준으로 최대 0.3%이므로 각 단면의 단면적은 거의 동일한 것으로 간주하였다.

표 4-7 플랜지 폭 변화에 따른 단면(단위 : mm)

Case	B_f	H_w	t_f	t_w	A	Case 1에 대한 A의 비
Case 1	700	3,000	78	20	166,080	1.000
Case 2	800	3,000	68	20	166,080	1.000
Case 3	900	3,000	60	20	165,600	1.003
Case 4	1,000	3,000	54	20	165,840	1.001
Case 5	1,100	3,000	49	20	165,840	1.001

표 4-8에 나타낸 복부 변화에 따른 단면은, 플랜지 폭 및 플랜지 두께는 변화시키지 않고 복부 높이를 2,500mm~3,500mm까지 250mm씩 증가시키면서 단면적이 거의 동일하도록 복부 두께를 변화시켰다. 복부높이의 변화에 따른 각 단면의 차이는 Case A를 기준으로 최대 0.4%이므로 각 단면의 단면적은 거의 동일한 것으로 간주하였다.

표 4-8 복부 높이 변화에 따른 단면(단위 : mm)

Case	B_f	H_w	t_f	t_w	A	Case A에 대한 A의 비
Case A	900	2,500	60	24	165,120	1.000
Case B	900	2,750	60	22	165,860	0.996
Case C	900	3,000	60	20	165,600	0.997
Case D	900	3,250	60	18	164,840	1.002
Case E	900	3,500	60	17	165,460	0.998

최적화프로그램을 수행하기 위한 대상교량의 구속조건 및 하중조건 등은 3.2절에 나타낸 대상교량과 동일하게 사용하였으며 표 4-7 및 표 4-8에 나타낸 단면을 전체 교량에 동일하게 각 Case에 하나의 단면제원만을 적용하였다.

4.3.2 일정지간의 단면 최적화

표 4-7 및 표 4-8의 단면에 대하여 최적화프로그램 수행한 결과 강재중량 및 도장면적 감소율은 표 4-9 및 표 4-10과 같이 나타났다. 표 4-9의 플랜지 폭 변화에 따른 강재중량 감소율은 평균 30%, 도장면적 감소율은 평균 22%정도로 나타났다. 그러나 표 4-10의 복부 높이 변화에 따른 강재중량 감소율은 복부 높이가 증가함에 따라 강재중량 및 도장면적 감소율은 다소 크게 증가하는 것으로 나타났다.

표 4-9 플랜지 폭 변화에 따른 강재중량 및 도장 면적

플랜지폭 (m)	길이당 강재중량(kN/m)			도장 면적(m ²)		
	최적 전	최적 후	감소율(%)	최적 전	최적 후	감소율(%)
0.7	30.00	20.53	31.53	4732	3582	24.30
0.8	30.13	21.27	28.91	4870	3739	23.23
0.9	30.27	20.27	31.81	5010	3890	22.35
1.0	29.73	20.53	31.06	5153	4037	21.66
1.1	29.73	21.33	28.35	5297	4191	20.88

표 4-10 복부 높이 변화에 따른 강재중량 및 도장면적

복부높이 (m)	길이당 강재중량(kN/m)			도장 면적(m ²)		
	최적 전	최적 후	감소율(%)	최적 전	최적 후	감소율(%)
2.5	29.73	20.93	29.65	4408	3851	12.64
2.75	29.87	20.73	30.63	4709	3877	17.66
3	30.27	20.27	31.81	5010	3890	22.35
3.25	29.53	19.67	33.41	5311	3916	26.27
3.5	29.67	18.87	36.39	5612	3923	30.10

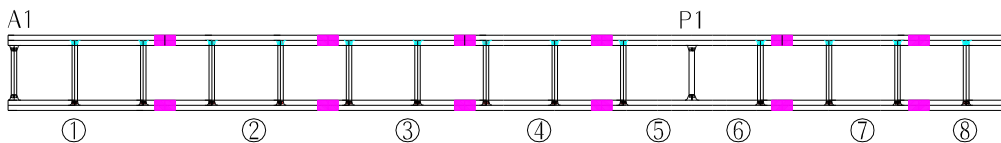


그림 4-11 단면 변화 구간

플랜지 폭 및 플랜지 두께의 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 부재별 단면제원을 표 4-11~표 4-13에 나타내었다. 표에서 단면구간은 그림 4-11의 단면변화 구간을 의미한다.

표 4-11 플랜지 폭 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원
(단위 : mm)

단면구간	$B_{uf} = 0.7m$				$B_{uf} = 0.8m$				$B_{uf} = 0.9m$				$B_{uf} = 1.0m$				$B_{uf} = 1.1m$			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}
1	700	78	693	72	800	68	798	66	900	60	894	54	1000	54	992	47	1100	49	1094	43
2			700	78			799	67			899	60			997	54			1099	48
3			694	73			795	64			894	56			998	53			1094	43
4			686	64			793	62			888	48			977	31			1093	42
5			697	75			798	68			898	59			997	54			1099	49
6			696	74			796	64			897	57			998	52			1099	48
7			658	36			762	30			866	27			977	31			1082	34
8			683	64			787	56			885	48			981	37			1082	34

표 4-12 플랜지 폭 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원
(단위 : mm)

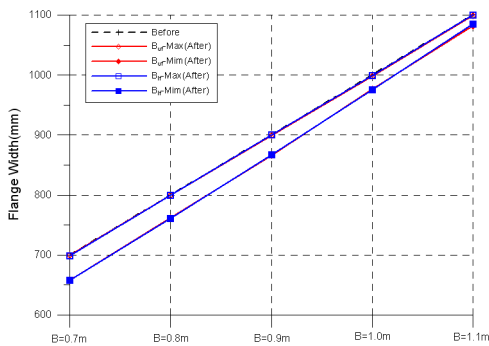
단면구간	$B_{uf} = 0.7m$				$B_{uf} = 0.8m$				$B_{uf} = 0.9m$				$B_{uf} = 1.0m$				$B_{uf} = 1.1m$			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}
1	700	78	692	71	800	68	797	66	900	60	894	55	1000	54	992	47	1100	49	1093	45
2			699	78			799	67			900	60			999	53			1099	48
3			694	73			796	64			895	56			999	53			1093	43
4			684	64			793	62			886	49			975	31			1091	43
5			696	76			800	67			898	58			999	53			1100	48
6			693	74			796	64			895	57			997	52			1099	48
7			658	36			761	31			867	27			975	31			1085	34
8			686	63			788	57			888	48			984	37			1085	34

표 4-13 플랜지 폭 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 복부 단면제원
(단위 : mm)

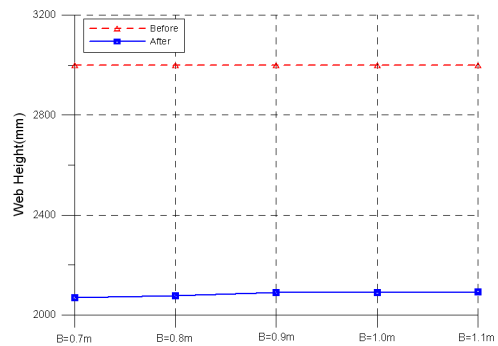
단면구간	$B_{uf} = 0.7m$				$B_{uf} = 0.8m$				$B_{uf} = 0.9m$				$B_{uf} = 1.0m$				$B_{uf} = 1.1m$			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w
1	3000	20	2070	9	3000	20	2077	9	3000	20	2089	9	3000	20	2090	9	3000	20	2093	15
2				16				18				15				18				18
3				11				15				13				15				16
4				9				9				9				9				9
5				15				17				15				18				18
6				18				18				18				18				18
7				9				9				9				9				9
8				9				9				9				9				9

그림 4-12에 플랜지 폭 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 부재별 최대 및 최소 단면제원의 변화를 나타내었다. 그림 4-12(a)의 플랜지 폭의 최대 폭과 최소 폭의 차이는 플랜지 폭의 증가에 따라 작아지는 경향을 나타내었으며, 그림 4-12(b)의 복부높이는 플랜지 폭의 변화에 따라 최적 전 및 최적 후의 단면제원이 거의 일정하게 나타났다.

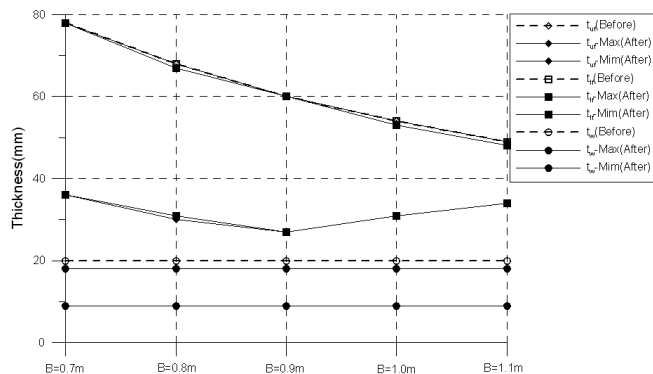
또한 그림 4-12(c)의 부재별 두께변화는 플랜지 최대두께의 경우 플랜지 폭의 증가에 따라 감소하였으나 최소두께는 플랜지 폭 0.9m까지는 감소하였으나 0.9m 이상에서는 감소하는 경향을 나타내었다. 이것은 단면선정시 동일한 단면적을 가진 단면을 선정하였으므로 플랜지 폭이 증가함에 따라 플랜지 두께가 감소하기 때문에 최적설계시 일반조건 검토의 플랜지 자유돌출폭에 대한 제약조건에 의한 것으로 판단된다. 그리고 복부 두께는 플랜지 폭이 증가하여도 일정한 범위를 나타내었다. 그림에서 "Before"는 최적 전의 결과로 점선으로, "After"는 최적 후의 결과로 실선으로 나타내었으며 이후의 최적설계 결과 분석에 모두 동일하게 적용하였다.



(a) 최대 및 최소 플랜지 폭



(b) 최대 및 최소 복부 높이



(c) 최대 및 최소 두께

그림 4-12 플랜지 폭 변화에 따른 부재별 최대 및 최소 단면제원 변화

복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 부재별 단면제원을 표 4-14~표 4-16에 나타내었다.

표 4-14 복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원

(단위 : mm)

단면 구간	$H_w = 2.5m$				$H_w = 2.75m$				$H_w = 3.0m$				$H_w = 3.25m$				$H_w = 3.5m$			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}
1	900	60	897	58	900	60	898	58	900	60	894	54	900	60	893	53	900	60	884	44
2			899	58			899	59			899	60			899	59			898	59
3			897	58			894	56			894	56			894	57			897	57
4			887	48			900	60			888	48			883	43			877	37
5			898	59			897	57			898	59			897	59			898	58
6			896	56			897	57			897	57			896	56			896	56
7			867	27			866	28			866	27			864	27			867	27
8			892	54			893	56			885	48			880	41			883	43

표 4-15 복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원

(단위 : mm)

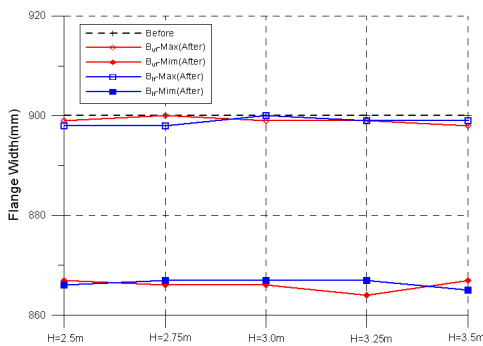
단면 구간	$H_w = 2.5m$				$H_w = 2.75m$				$H_w = 3.0m$				$H_w = 3.25m$				$H_w = 3.5m$			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}
1	900	60	897	57	900	60	897	60	900	60	894	55	900	60	891	54	900	60	884	46
2			898	60			898	59			900	60			898	59			899	60
3			895	57			896	57			895	56			897	57			895	57
4			887	49			897	60			886	49			881	44			875	37
5			898	59			896	57			898	58			899	59			898	59
6			897	56			895	57			895	57			894	57			894	57
7			866	28			867	27			867	27			867	27			865	27
8			893	54			895	55			888	48			882	42			881	43

표 4-16 복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 복부 단면제원

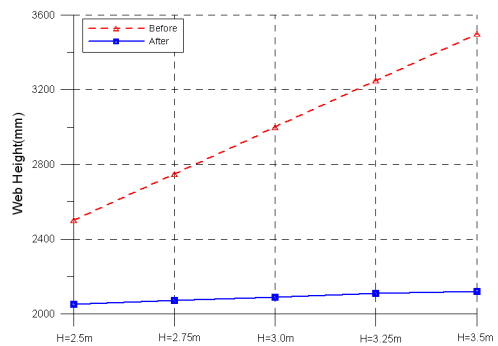
(단위 : mm)

단면 구간	$H_w = 2.5m$				$H_w = 2.75m$				$H_w = 3.0m$				$H_w = 3.25m$				$H_w = 3.5m$			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w
1	2500	24	2053	9	2750	22	2071	9	3000	20	2089	9	3250	18	2109	9	3500	17	2119	9
2				14				9				15				9				9
3				9				9				13				9				9
4				9				9				9				9				9
5				18				19				15				12				12
6				22				20				18				17				16
7				9				9				9				9				9
8				9				9				9				9				9

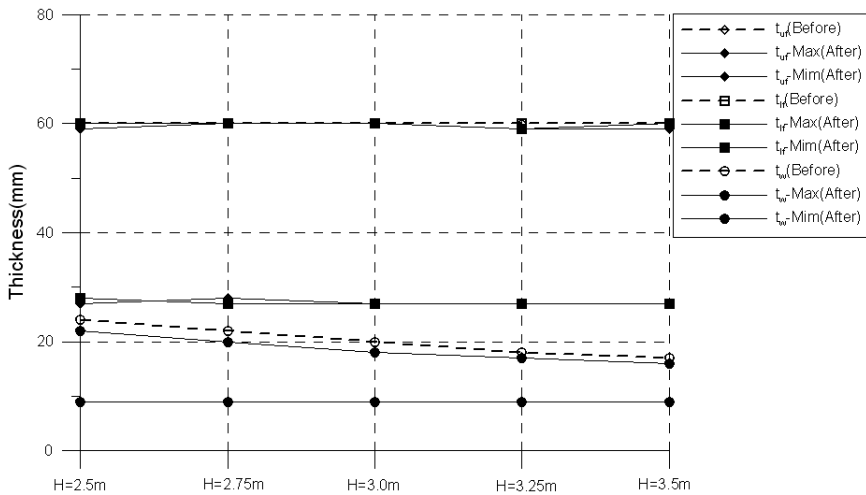
그림 4-13에 복부 높이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 부재별 최대 및 최소 단면제원의 변화를 나타내었다. 그림 4-13(a)의 플랜지 폭의 최대 폭과 최소 폭의 차이는 복부 높이가 증가함에 따라 일정하였으나 그림 4-13(b)의 복부높이는 복부 높이의 증가에 따라 최적 전에는 복부 높이가 증가하였으나 최적 후에는 복부 높이가 일정하게 나타났다. 또한 그림 4-13(c)의 부재별 두께의 최대두께 및 최소두께는 플랜지 두께의 경우 복부 높이의 증가에 따라 그 차이가 일정하였으나 복부두께는 복부 높이가 증가함에 따라 그 차이가 작아지는 경향을 나타내었다. 이러한 결과는 향후 2거더교 설계시 복부 높이에 따른 단면선정의 기초자료로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 최대 및 최소 플랜지 폭



(b) 최대 및 최소 복부 높이



(c) 최대 및 최소 두께

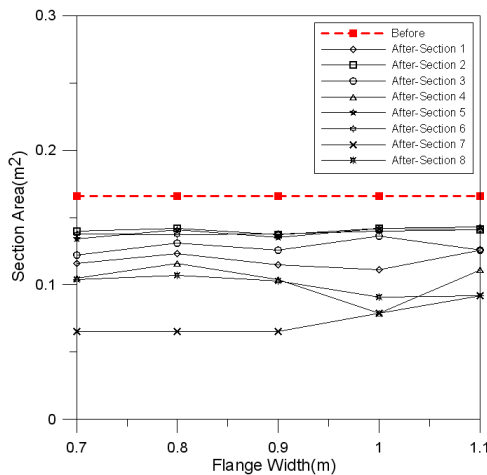
그림 4-13 복부 높이 변화에 따른 부재별 최대 및 최소 단면제원 변화

표 4-17 및 그림 4-14에 플랜지 폭 변화에 따른 단면적(이후 "A") 및 단면2차 모멘트(이후 "I")를 나타내었다. 플랜지 폭이 증가함에 최적 전의 I값은 일정하였다. 최적 후의 A 및 I는 그림 4-11의 단면 변화구간마다 감소량이 다르게 나타났으며 단면 7에서 감소량이 가장 크게 나타났다. 이것은 부모멘트와 정모멘트 구간의 변화구간으로 이 위치에서 가장 응력의 여유가 크기 때문으로 판단된다.

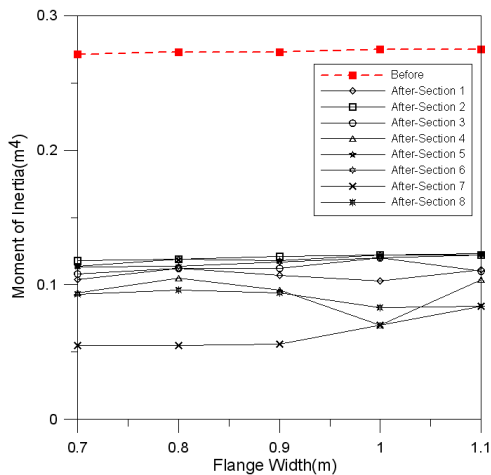
표 4-17 플랜지 폭 변화에 따른 최적설계에 의한 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)
(단위 : A=m², I=m⁴)

구분		최적 전	최적 후							
			1	2	3	4	5	6	7	8
0.7	A	0.166	0.116	0.140	0.122	0.105	0.134	0.138	0.065	0.104
	I	0.271	0.104	0.118	0.108	0.094	0.114	0.113	0.055	0.093
0.8	A	0.166	0.123	0.142	0.131	0.116	0.141	0.137	0.065	0.107
	I	0.273	0.112	0.119	0.112	0.105	0.119	0.114	0.055	0.096
0.9	A	0.166	0.115	0.137	0.126	0.104	0.135	0.138	0.065	0.103
	I	0.273	0.107	0.121	0.112	0.096	0.118	0.117	0.056	0.094
1.0	A	0.166	0.111	0.142	0.136	0.079	0.142	0.140	0.079	0.091
	I	0.275	0.103	0.122	0.120	0.070	0.122	0.120	0.070	0.083
1.1	A	0.166	0.126	0.141	0.126	0.111	0.143	0.141	0.092	0.092
	I	0.275	0.111	0.122	0.110	0.104	0.123	0.122	0.084	0.084

* 번호 1~8은 그림 4-11의 단면변화 구간을 나타냄.



(a) 플랜지 변화에 따른 A 변화



(b) 플랜지 변화에 따른 I 변화

그림 4-14 플랜지 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면특성 변화

표 4-18 및 그림 4-15에 복부 높이 변화에 따른 A 및 I를 나타내었다. 플랜지 폭이 증가함에 따라 최적 전의 A 및 I값은 증가하였으나 최적 후의 A 및 I는 일정한 경향을 나타내었다. 최적화에 의해 그림 4-11의 단면 변화구간에 따라 A 및 I의 감소량은 다르게 나타나고 있으며 단면 7에서 감소량이 가장 크게 나타나고 있는데 이것은 부모멘트와 정모멘트구간의 변화구간으로 이 위치에서 가장 응력의 여유가 크기 때문으로 판단된다.

표 4-18 복부 높이 변화에 따른 최적설계에 의한 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)
(단위 : A=m², I=m⁴)

구분		최적 전	최적 후							
			1	2	3	4	5	6	7	8
2.5	A	0.165	0.121	0.133	0.121	0.104	0.141	0.143	0.066	0.114
	I	0.188	0.108	0.114	0.108	0.092	0.116	0.113	0.055	0.102
2.8	A	0.166	0.124	0.124	0.119	0.126	0.139	0.141	0.066	0.117
	I	0.229	0.113	0.113	0.108	0.115	0.116	0.116	0.056	0.106
3.0	A	0.166	0.115	0.137	0.126	0.104	0.135	0.138	0.065	0.103
	I	0.273	0.107	0.121	0.112	0.096	0.118	0.117	0.056	0.094
3.3	A	0.165	0.114	0.124	0.120	0.095	0.130	0.135	0.065	0.091
	I	0.321	0.107	0.117	0.113	0.088	0.119	0.118	0.057	0.084
3.5	A	0.165	0.098	0.125	0.120	0.083	0.129	0.133	0.065	0.094
	I	0.374	0.092	0.119	0.115	0.077	0.120	0.118	0.058	0.088

* 1~8은 그림 4-11의 단면변화 구간을 나타냄.

그림 4-15(b)에서 최적 전의 I는 복부높이에 따라 증가하나 최적 후의 I는 일정한 값을 나타내는 것은 동일한 지간에 대하여 복부높이만을 변화하였으므로 최적 전에는 I가 증가하나 최적 후에는 복부높이에 따른 응력의 여유도가 다르므로 동일한 지간에 대한 허용응력의 95%에 대한 I값으로 수렴하기 때문으로 판단된다.

표 4-17 및 표 4-18의 결과에 대하여 각각의 단면에서 단면2차모멘트/단면적(이후 "I/A")을 계산하여 그림 4-16 및 그림 4-17에 나타내었다.

그림 4-16에서 플랜지 폭의 변화에 대한 최적설계 결과 최초단면 및 최적단면의 I/A는 플랜지 폭이 변화하여도 거의 일정한 값을 나타내었다.

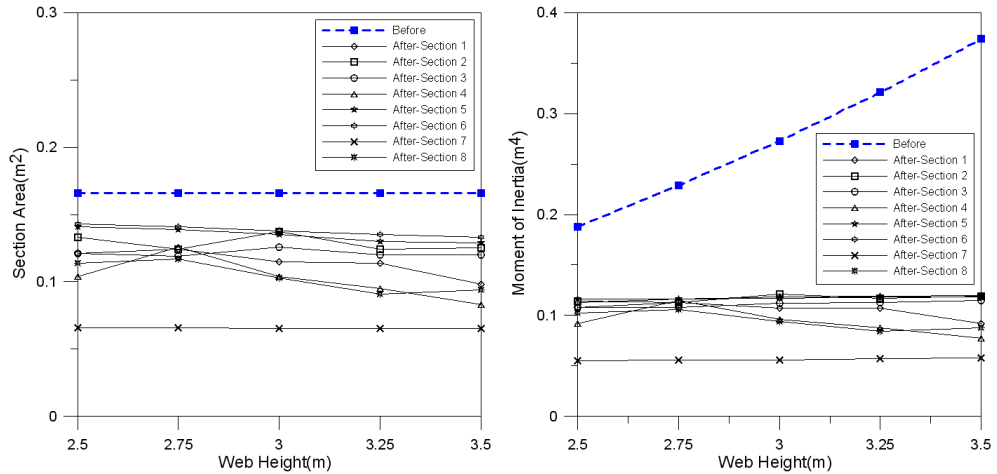


그림 4-15 복부 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면성질 변화

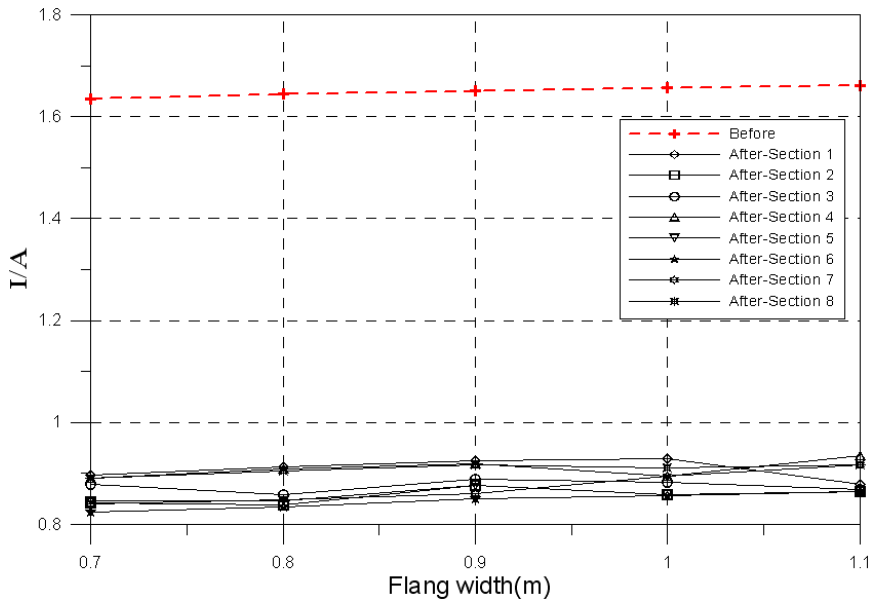


그림 4-16 플랜지 폭 변화에 따른 I/A

그림 4-17의 복부 높이의 변화에 대한 최적설계 결과 최초단면에서는 I/A 는 복부 높이가 증가함에 따라 증가하였으나 최적단면에서는 복부 높이의 변화에 따라 I/A 는 거의 일정한 값을 나타내었다.

이러한 결과로부터 단면의 A 및 I 에 영향을 미치는 것은 복부 높이인 것으로 판단된다.

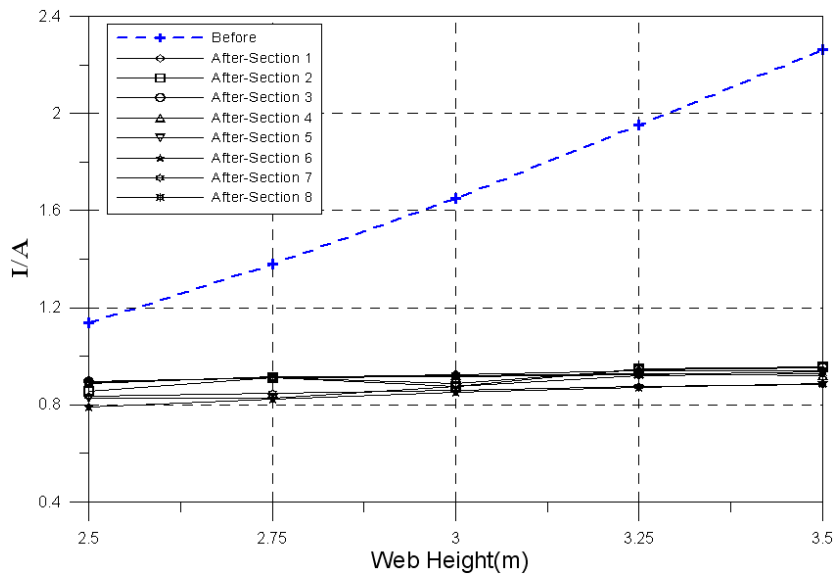


그림 4-17 복부 높이 변화에 따른 단면2차모멘트/단면적 비

그림 4-18 및 그림 4-19에 플랜지 폭 및 복부 높이 변화에 따른 최적 전·후의 지간길이에 따른 응력변화를 나타내었다. 그림의 응력값은 합성전 고정하중, 합성후 고정하중, 활하중 및 크리프에 의한 응력이다.

그림 4-18에서 플랜지 폭의 변화에 따른 응력은 최적 전과 최적 후의 차이가 거의 없게 나타났다. 이것은 표 4-17에 나타난 것과 같이 플랜지 폭의 변화에 따른 단면2차모멘트의 변화가 작기 때문으로 판단된다.

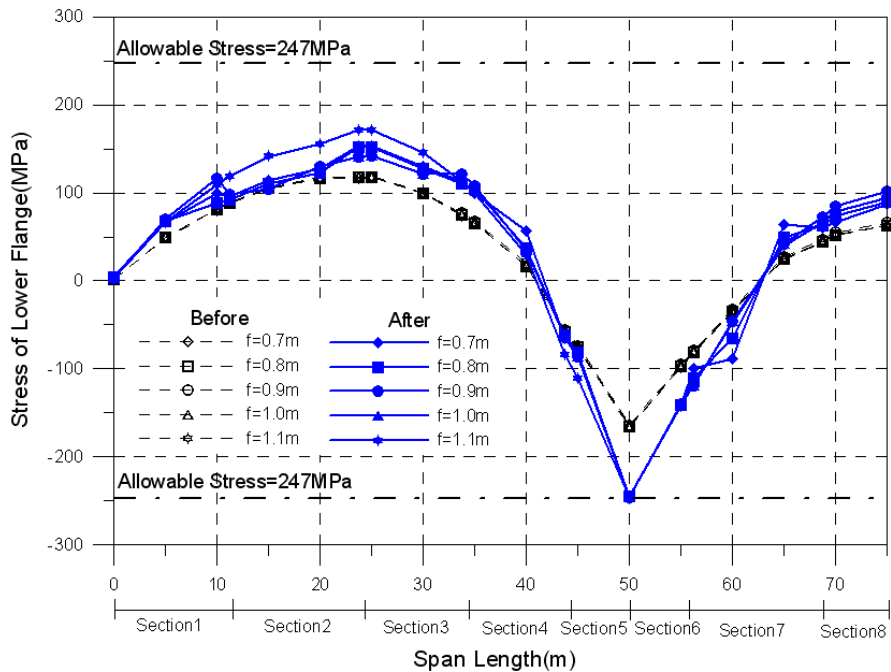


그림 4-18 플랜지 폭 변화에 따른 응력 변화

그림 4-19에서 복부 높이의 변화에 따른 응력은 복부 높이가 증가함에 따라 감소하는 경향을 나타내었다. 이것은 복부 높이가 증가함에 따라 표 4-11에서 나타난 단면의 I값이 크게 변화하기 때문으로 판단된다. 또한 최적 후의 응력 중에서 단면 2구간에서 응력이 낮게 나오고 있는데 이것은 이 구간의 최적 전 단면에서 최대응력이 발생하여 허용응력에 대한 여유가 가장 작기 때문으로 판단된다. 또한 최적화프로그램에서 단면 3, 단면 5, 단면 6에서는 허용응력의 95%인 응력 247MPa에 도달하여 단면감소가 종료되었으나 이외의 단면구간에서는 허용응력 95%보다 작은 응력에서 단면감소가 종료되었는데 이것은 일반조건에 의한 단면제원의 제약 때문으로 판단된다.

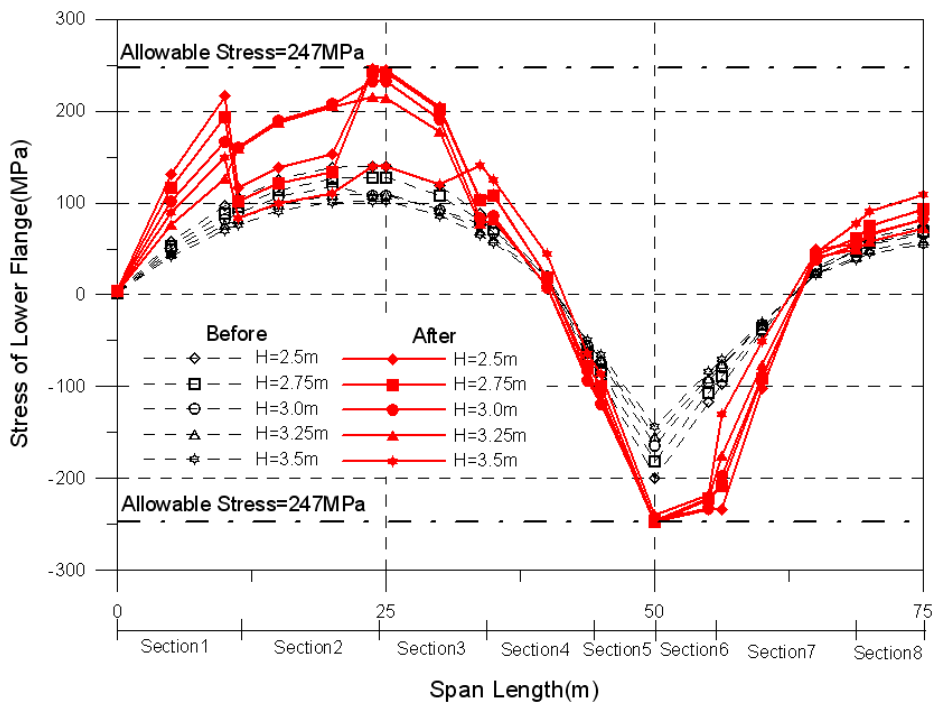


그림 4-19 복부높이 변화에 따른 응력 변화

4.4 지간길이 변화에 따른 2거더교의 단면 최적화

본 절에서는 지간길이에 따른 2거더교의 단면 변화 특성을 분석하고자 하였다. 지간 길이는 일반적으로 플레이트거더교량에 적용할 수 있는 40m~70m를 대상으로 하여 각각의 지간에 대한 단면을 산정하고 각 지간별 단면에 대하여 최적화를 수행하여 지간에 대한 단면특성을 파악하였다. 또한 지간에 따른 최적 전과 최적 후의 공사비를 산정하여 경제성을 분석하였다.

4.4.1 지간길이 변화에 따른 단면 특성

지간길이 변화에 따른 2거더교의 단면 변화 특성을 파악하기 위하여 표 4-19와 같이 지간길이에 따른 단면을 산정하였다. 지간길이를 40m~70m로 선정한 것은 표 4-6의 기존 설계된 플레이트거더교의 지간이 40m~70m인 것을 고려한 것이다. 또한 단면변화 구간에 대한 단면제원은 표 4-20과 같이 각 지간에 대한 용력이 기존 설계도서(한국도로공사, 2000 ; 경기도, 2004)에서 허용용력의 80~90%인 것을 고려하여 허용용력의 약 80%가 되도록 단면을 선정하였다.

표 4-19 지간길이에 따른 단면(단위 : mm)

지간(m)	H_w	t_w	B_f	t_{uf}	t_{lf}	A	I
40	1800	14	860	28	28	0.113 (1.00)	0.074 (1.00)
				28	34		
				32	42		
				38	48		
				44	60		
50	2300	20	900	30	30	0.146 (1.29)	0.147 (1.99)
				30	36		
				34	44		
				40	52		
				48	66		
60	2700	24	980	32	32	0.191 (1.69)	0.258 (3.49)
				32	40		
				38	48		
				46	60		
				54	78		
70	3300	28	1000	36	36	0.234 (2.07)	0.463 (6.26)
				36	42		
				44	54		
				54	66		
				64	88		

표 4-20 지간별 구조해석 결과

(단위 : MPa)

지 간 (m)	합성 전 응력	합성 후 응력	활 하중 응력	전 체 응력	허 용 응력	허 용 응 력 에 대 한 비
40	126.7	18.5	65.0	210.2	260	0.81
50	135.5	18.7	56.2	210.4		0.81
60	139.6	18.6	51.9	210.1		0.81
70	142.5	18.3	50.7	211.5		0.81

4.4.2 지간길이 변화에 따른 단면 최적화

표 4-19의 지간길이에 따른 단면에 대하여 최적화프로그램을 수행한 결과 강재중량 및 도장면적의 감소율을 표 4-21에 나타내었다.

강재중량은 지간길이가 증가함에 따라 최적화에 의한 강재중량 감소율은 증가하였고 도장면적은 지간 60m까지는 지간이 증가함에 따라 감소하였으나 지간 70m에서는 다시 증가하였다. 이러한 결과로부터 최적설계에 의한 단면감소의 효과는 지간이 증가함에 따라 증가할 것으로 판단된다.

표 4-21 지간길이에 따른 강재중량 및 도장면적 감소율

지 간 길 이 (m)	길 이 당 강 재 중 량(kN/m)			도 장 면 적(m ²)		
	최 적 전	최 적 후	감 소 율 (%)	최 적 전	최 적 후	감 소 율 (%)
40	1.36	1.21	11.36	2789.95	2636.76	5.49
50	1.85	1.46	20.73	4147.20	3978.29	4.07
60	2.45	1.85	24.22	5701.10	5490.92	3.69
70	3.04	2.10	30.72	7709.69	7316.27	5.10

그림 4-11의 단면구간에 대한 지간길이 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 부재별 단면제원을 표 4-22~표 4-24에 나타내었다.

표 4-22 최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원(단위 : mm)

단면구간	40m				50m				60m				70m			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}
1	860	28	859	27	900	30	896	28	980	32	975	30	1000	36	999	34
2		28	859	28		30	899	29		32	977	31		36	996	34
3		32	855	27		34	896	31		38	976	34		44	999	43
4		38	846	27		40	885	28		46	962	30		54	975	31
5		44	859	43		48	898	46		54	977	51		64	994	59
6		44	860	44		48	897	46		54	975	51		64	994	58
7		38	856	30		40	885	28		46	962	30		54	976	31
8		28	856	27		30	895	28		32	977	31		36	993	31

표 4-23 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원(단위 : mm)

단면구간	40m				50m				60m				70m			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}	B_{lf}	t_{lf}
1	860	28	859	28	900	30	897	28	980	32	978	29	1000	36	997	36
2		34	860	34		36	897	35		40	979	40		42	998	41
3		42	855	37		44	894	40		48	975	45		54	997	53
4		48	849	35		52	886	38		60	964	44		66	976	42
5		60	860	59		66	898	65		78	977	76		88	995	84
6		60	860	59		66	898	65		78	977	76		88	995	83
7		48	855	35		52	886	38		60	964	44		66	977	44
8		28	859	26		30	896	26		32	979	31		36	994	30

표 4-24 최적 전 및 최적 후의 복부 단면제원(단위 : mm)

단면구간	40m				50m				60m				70m			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w
1	1800	14	1647	14	2300	20	2169	19	2700	24	2564	24	3300	26	3080	26
2		14		12		20		18		24		20		26		22
3		14		14		20		9		24		9		26		9
4		14		9		20		9		24		9		26		9
5		14		13		20		19		24		21		26		21
6		14		13		20		18		24		16		26		15
7		14		9		20		9		24		9		26		9
8		14		10		20		9		24		9		26		9

표 4-22~표 4-24의 각 부재별 최대 및 최소 제원의 변화를 그림 4-20~그림 4-22에 나타내었다.

그림 4-20에서 플랜지 폭의 최적 전 및 최적 후의 차이는 아주 작게 나타났으나 그림 4-21의 복부 높이의 차이는 크게 나타나고 있다. 이것은 최적화프로그램의 일반조건에는 복부 높이에 대한 제약조건은 없으나 플랜지 폭의 경우 자유돌출폭 및 전단연결재 배치에 따른 플랜지 폭의 제약 때문인 것으로 판단된다.

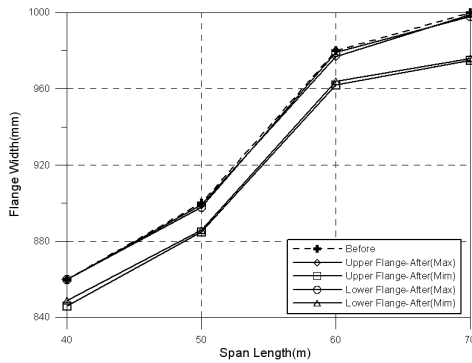


그림 4-20 지간길이에 따른 최대 및 최소 플랜지 폭

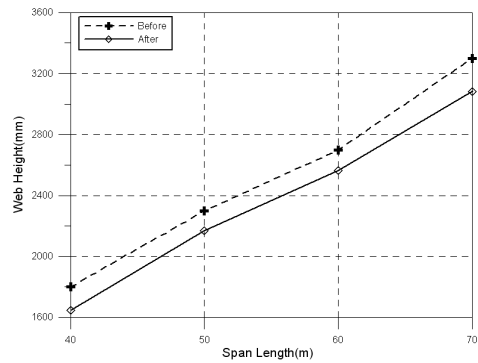


그림 4-21 지간길이에 따른 최대 및 최소 복부 높이

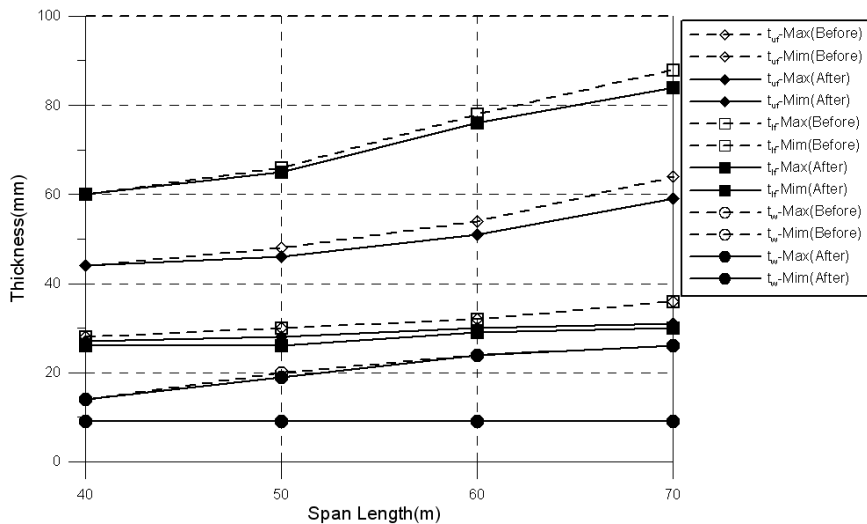


그림 4-22 지간길이에 따른 부재별 최대 및 최소 두께

그림 4-22의 부재별 최대 및 최소 두께에서 각 지간별 최대값은 지간이 증가할수록 증가하는 경향을 나타내었으나 최소값은 지간이 증가함에 따라 거의 일정한 값을 나타내었다.

그림 4-20~그림 4-22의 최적 전의 값은 기존 설계도서에서 허용응력의 80%를 목표로 설계된 단면이며 최적 후의 값은 최적화프로그램에서 허용응력의 95%를 목표로 하였으므로 허용응력의 95%로 설계된 단면으로 간주할 수 있다. 이러한 각 부재의 최대 및 최소 단면제원은 향후 2거더교 단면선정의 설계 자료로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

표 4-25 지간길이에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)

(a) 지간길이에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면적

지간 길이	구분	단면적(m^2)							
		1	2	3	4	5	6	7	8
40m	전	0.0726	0.0777	0.0878	0.0980	0.1132	0.1132	0.0980	0.0726
	후	0.0695	0.0754	0.0769	0.0667	0.1101	0.1110	0.0709	0.0613
50m	전	0.0988	0.1041	0.1146	0.1270	0.1463	0.1463	0.1270	0.0988
	후	0.0903	0.0954	0.0825	0.0773	0.1388	0.1366	0.0773	0.0674
60m	전	0.1260	0.1336	0.1470	0.1661	0.1910	0.1910	0.1661	0.1260
	후	0.1176	0.1192	0.0995	0.0936	0.1753	0.1628	0.0936	0.0831
70m	전	0.1559	0.1618	0.1813	0.2027	0.2338	0.2338	0.2027	0.1559
	후	0.1482	0.1408	0.1228	0.0982	0.2038	0.1842	0.1002	0.0877

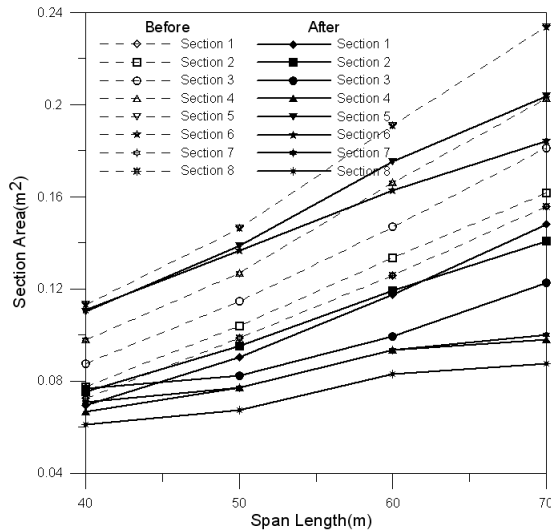
(b) 지간길이에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면2차모멘트

지간 길이	구분	단면2차모멘트(m^4)							
		1	2	3	4	5	6	7	8
40m	전	0.0440	0.0478	0.0555	0.0630	0.0740	0.0740	0.0630	0.0440
	후	0.0357	0.0394	0.0403	0.0372	0.0606	0.0612	0.0461	0.0332
50m	전	0.0883	0.0949	0.1080	0.1231	0.1465	0.1465	0.1231	0.0883
	후	0.0724	0.0797	0.0793	0.0736	0.1251	0.1243	0.0736	0.0625
60m	전	0.1483	0.1615	0.1845	0.2169	0.2583	0.2583	0.2169	0.1483
	후	0.1238	0.1367	0.1344	0.1252	0.2193	0.2129	0.1252	0.1089
70m	전	0.2647	0.2798	0.3301	0.3846	0.4626	0.4626	0.3846	0.2647
	후	0.2212	0.2226	0.2404	0.1852	0.3660	0.3491	0.1898	0.1615

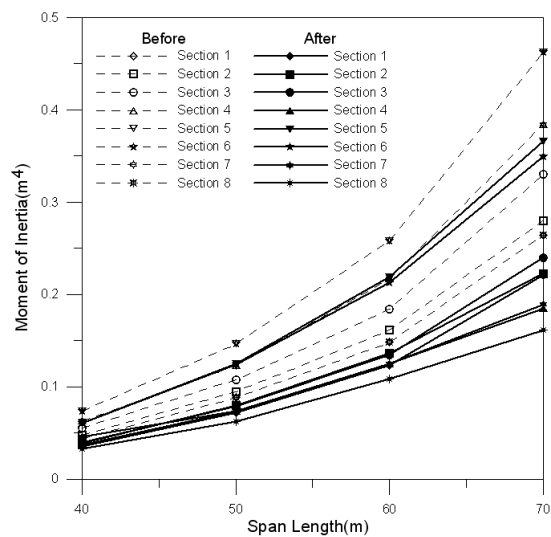
* 표에서 “전”은 최적설계 전을 “후”는 최적설계 후를 의미한다

* 1~8은 그림 4-11의 단면변화 구간을 나타낸다.

표 4-25 및 그림 4-23에 지간길이 변화에 따른 A 및 I를 나타내었다. 지간길이가 증가함에 최적 전 및 최적 후의 A 및 I값은 증가하였으나 최적 전에 비해 최적 후의 A 및 I의 증가량은 작게 나타났다. 최적화에 의해 단면변화 구간에 따라 A 및 I의 최적 전 및 최적 후의 감소량은 지간 60m까지는 지간길이에 따른 변화량이 일정하게 증가하나 지간 70m에서는 그 변화량이 큰 폭으로 증가하는 경향을 나타내었다.



(a) 지간길이에 따른 A 변화



(b) 지간길이에 따른 I 변화

그림 4-23 지간길이에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면성질 변화

그림 4-24에 지간길이에 따른 I/A를 최적 전과 최적 후에 대하여 나타내었다. 그림에서 실선으로 표시된 것은 최적 전, 점선으로 표시된 것은 최적 후를 나타낸다. 최적 전 및 최적 후의 I/A는 지간 60m까지는 일정하게 증가하였으나 지간이 70m로 증가함에 따라 증가폭이 크게 나타나고 있으므로 지간길이가 증가할수록 단면을 더 효율적으로 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

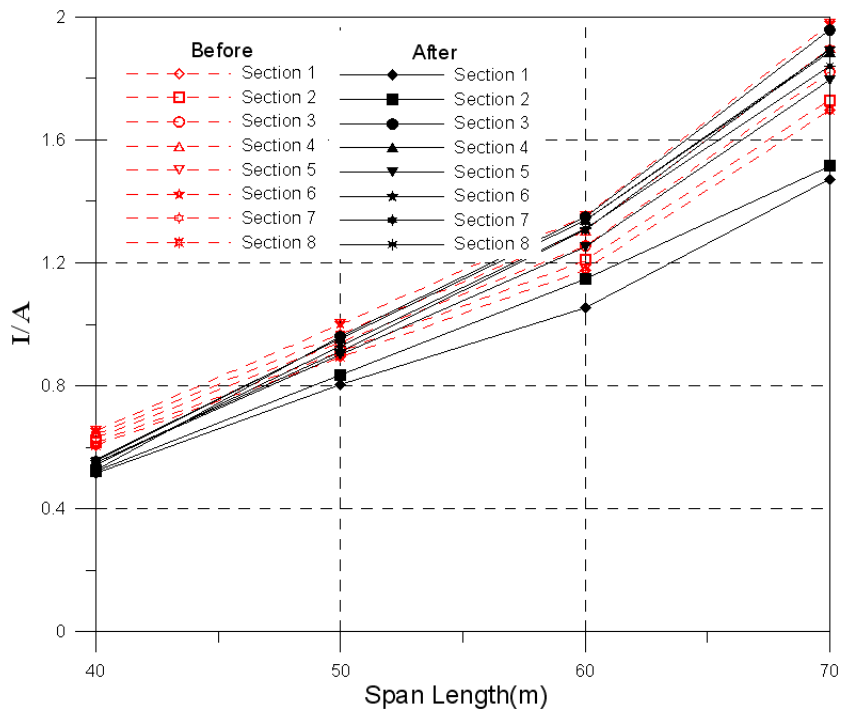
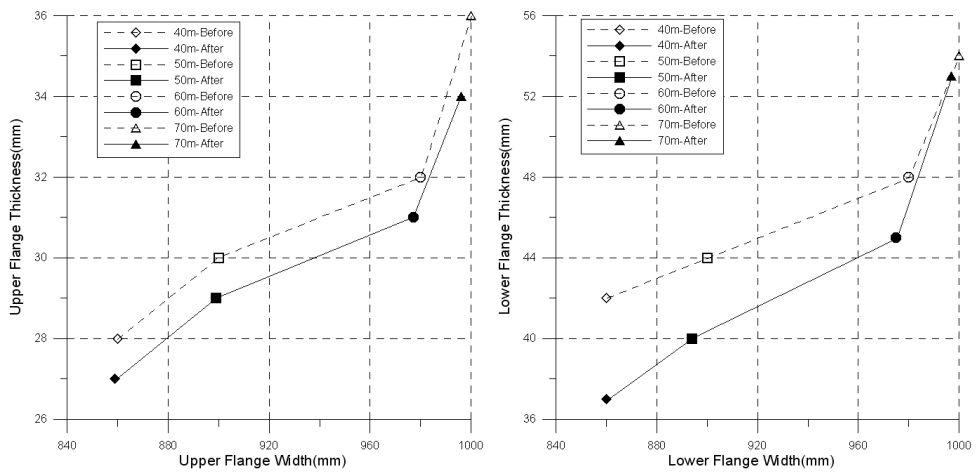


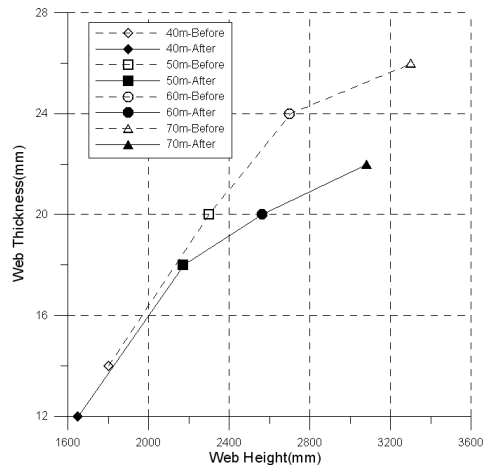
그림 4-24 지간에 따른 I/A

그림 4-25~그림 4-26에 최대정모멘트 발생구간과 최대부모멘트 발생구간에 대하여 지간길이에 따른 부재별 폭과 두께의 관계를 나타내었다. 플랜지 폭과 두께의 관계에서는 지간길이 60m까지는 최적 전 및 최적 후의 부재별 단면제원의 관계가 선형으로 증가하였으나 지간 70m부터는 단면제원의 변화가 커지는 것으로 나타났다. 그러나 복부높이와 두께의 관계에서는 지간이 증가함에 따라 그 변화가 작아지는 경향을 나타내었다. 이러한 결과에서 단면의 강성에 영향을 크게 미치는 것이 복부높이인 것을 고려하면 2거더교의 지간길이는 50m~60m가 적절한 것으로 판단된다.



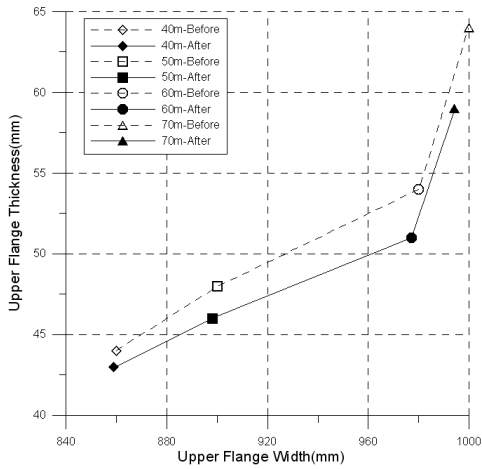
(a) 상부플랜지 폭과 두께의 관계

(b) 하부플랜지 폭과 두께의 관계

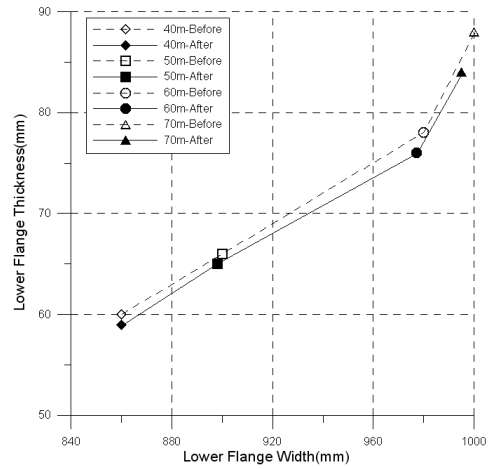


(c) 복부 높이와 두께의 관계

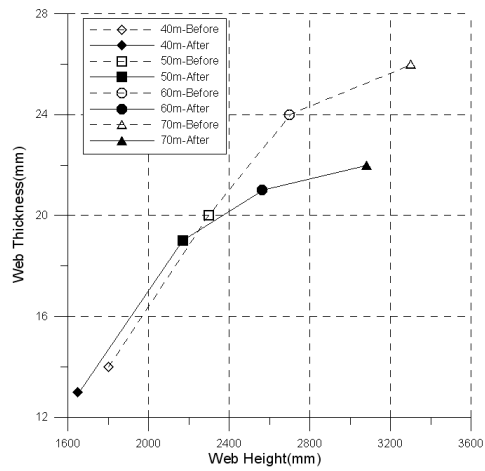
그림 4-25 최대정모멘트 구간의 부재별 단면제원간의 관계



(a) 상부플랜지 폭과 두께의 관계



(b) 하부플랜지 폭과 두께의 관계



(c) 복부 높이와 두께의 관계

그림 4-26 최대부모멘트 구간의 부재별 단면제원간의 관계

최적화프로그램에서 응력은 허용응력의 95%를 목표로 하여 최적화를 수행하였다. 따라서 최적설계를 수행한 결과 그림 4-27과 같이 각 지간별로 중간지점부에서 모두 허용응력의 95%인 247MPa에 상응하는 응력이 발생하고 있으므로 본 연구의 최적화프로그램은 타당성이 있는 것으로 판단된다. 또한 허용응력의 95%에 도달하지 않은 단면구간은 일반조건인 플랜지 자유돌출폭 및 최소 강재두께의 제약조건에 의해 단면감소가 완료되었기 때문이다. 또한 최적 후의 응력이 단면변화 구간에서 불연속을 이루고 있는데 이것은 단면변화 구간에 따라 응력의 여유도가 다르기 때문인 것으로 판단된다.

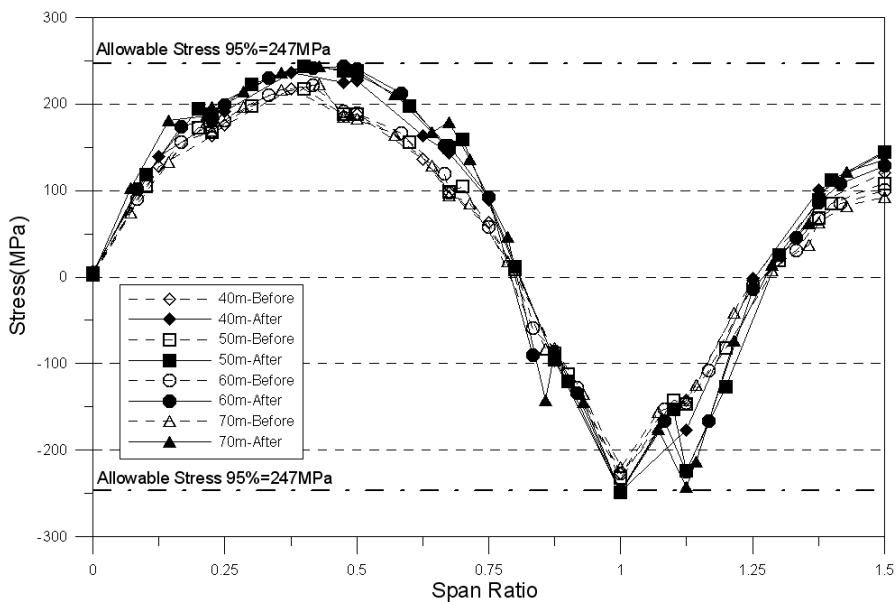


그림 4-27 지간별 응력 변화 결과

그림 4-28에 지간 비율에 따른 단면적의 감소율을 나타내었다. 그림에서 최대 정모멘트에 의한 응력이 가장 큰 단면구간 ②와 최대부모멘트에 의한 응력이 가장 큰 단면구간인 단면구간 ⑤ 및 ⑥에서 단면적의 감소율이 작으며 응력이 가장 작게 발생하는 단면구간 ④ 및 ⑦에서 단면적의 감소율이 크게 나타나고 있다. 즉, 허용응력에 비해 가장 응력의 여유가 많은 구간에서 단면적의 감소가 크게 발생하고 있으므로 본 연구의 최적화프로그램은 타당성이 있는 것으로 판단된다.

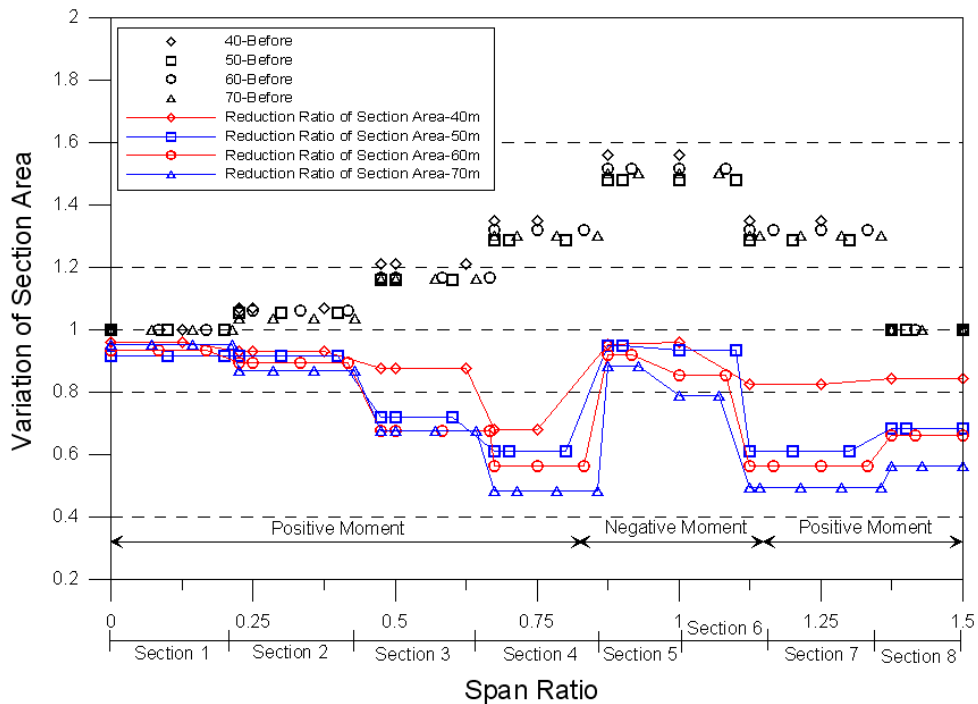


그림 4-28 지간비율에 따른 최적 후 단면적 감소율

그림 4-29에 지간 비율에 따른 발생응력/허용응력 비를 나타내었다. 그림에서 발생응력/허용응력 비는 지간길이에 따라 최적 전 및 최적 후에서 모두 일정하므로 지간길이에 따른 단면변화 구간의 차이는 거의 없는 것으로 판단된다.

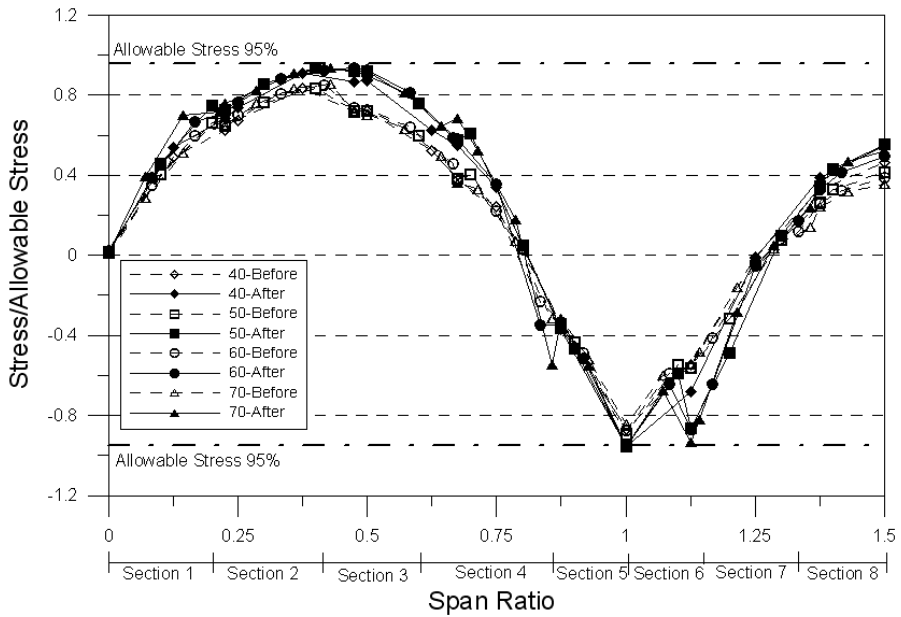


그림 4-29 지간비율에 따른 최적 전 · 후의 발생응력/허용응력 비

4.5 지간길이 변화에 따른 2거더교의 사용성 검토

2거더교의 지간길이 40m~70m에 대한 사용성을 검토하기 위하여 동적하중에 대한 시간이력해석을 실시하였다. 시간이력해석의 조건은 Beam요소를 사용하여 대상교량을 모델링하였으며 차량은 표 4-26과 같이 도로교설계기준(2005)의 설계하중인 DB-24를 3축 주행질량으로 모델링하였다. 활하중에 의한 시간이력해석에서는 주행차량의 속도에 의한 영향을 평가하기 위해 주행속도를 50km/hr와 100km/hr에 대하여 해석을 수행하였다. 또한, 구조계의 감쇠비는 상부구조의 형식, 규모 및 재료특성을 감안하여 일반적으로 강교량에 적용하는 감쇠비인 1%를 적용하였다. 활하중에 의한 시간이력해석에서 사용된 프로그램은 기존에 개발된 시간이력해석 전용프로그램 DAP-1(씨티씨, 2004 ; Chang, D.I 등, 1994)을 사용하였으며 지간길이 40m~70m에 대하여 최적 전 및 최적 후의 단면에 대하여 해석을 실시하였다.

표 4-26 시간이력해석 조건

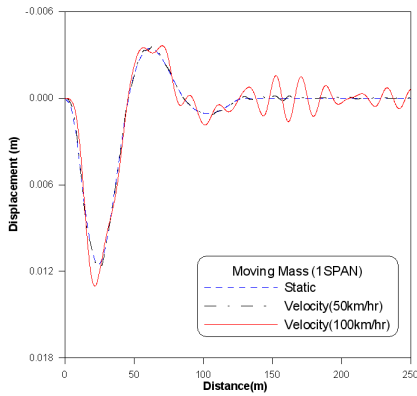
차량모형	주행방법	주행하중	주행속도	감쇠비
주행질량	단독주행	DB-24	static 50km/hr 100km/hr	1%

주행차량에 의한 교량의 동적거동은 교량 및 차량의 동특성, 주행노면의 요철 상태, 주행차량의 속도와 통행특성 등 여러 요인에 의해 지배를 받는다. 그러나 교량 설계시 동적하중에 의한 효과를 고려하기 위하여 적용되는 도로교 설계기준상의 충격계수는 단순히 지간길이만의 함수로 주어지므로 사용상의 편리성은 있으나 실질적인 동적거동특성을 반영하지 못하는 문제점이 있다. 따라서 주행차량에 의해 유발되는 실질적인 동하중 효과를 수치 해석적으로 평가하기 위해 활하중에 의한 시간이력해석에 의해 충격계수를 산출하여 도로교설계기준(2005)의 충격계수와 비교하여 동적거동의 적정성을 검토하였다.

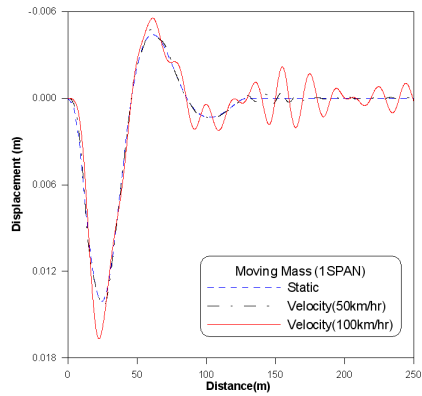
표 4-27에 지간길이에 따른 최적 전 및 최적 후의 시간이력해석 결과를 그림 4-30~그림 4-33에 시간이력 선도를 나타내었다. 해석결과는 최대 처짐이 발생하는 1경간 중앙부에 대하여 검토하였다. 모든 지간에 대하여 도로교설계기준(2005)의 허용처짐 $L/500$ 미만의 처짐값을 나타내었으며 충격계수도 허용기준미만의 값을 나타내었다. 이러한 결과로부터 지간길이 40m~70m의 2거더교는 사용성을 충분히 만족하는 것으로 판단된다.

표 4-27 지간길이에 따른 시간이력해석 결과

지간길이 (m)	속도 (km/hr)	처짐(mm)		허용 처짐(mm)	충격계수(%)		충격계수(%)
		최적 전	최적 후		최적 전	최적 후	
40	static	11.49	14.06	80	-	-	18.75
	50	11.82	14.41		2.87	2.47	
	100	13.02	16.67		13.31	18.57	
50	static	12.53	15.46	100	-	-	16.67
	50	12.90	15.96		2.91	3.27	
	100	14.12	17.51		12.67	13.30	
60	static	13.06	16.86	120	-	-	15.00
	50	13.41	17.41		2.70	3.23	
	100	14.65	18.54		12.14	9.97	
70	static	12.55	17.24	140	-	-	13.63
	50	12.72	17.70		1.36	2.69	
	100	13.34	19.47		6.29	12.95	

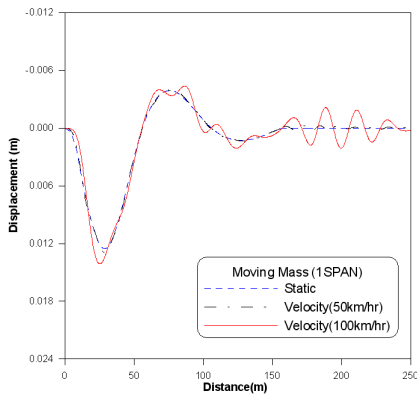


(a) 최적 전

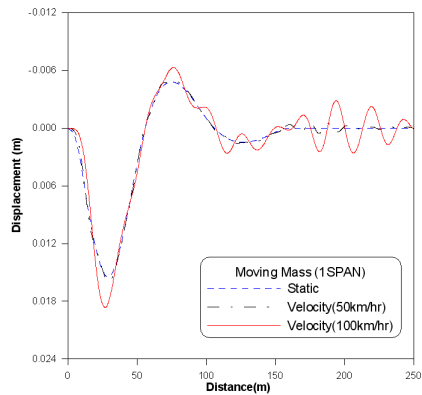


(b) 최적 후

그림 4-30 지간 40m 시간 이력선도

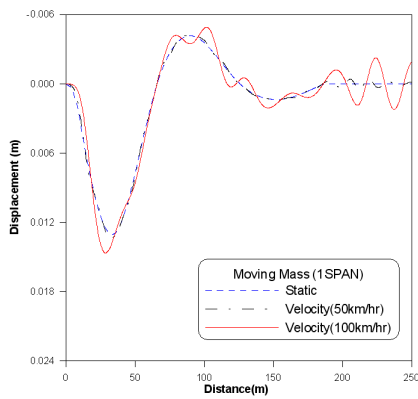


(a) 최적 전

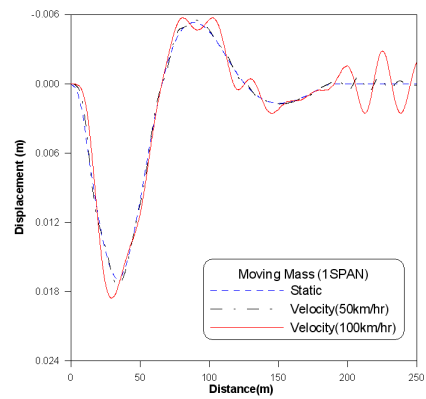


(b) 최적 후

그림 4-31 지간 50m 시간 이력선도

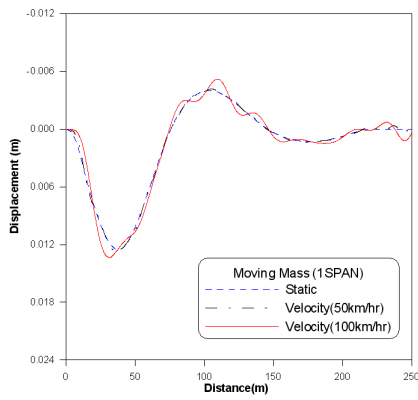


(a) 최적 전

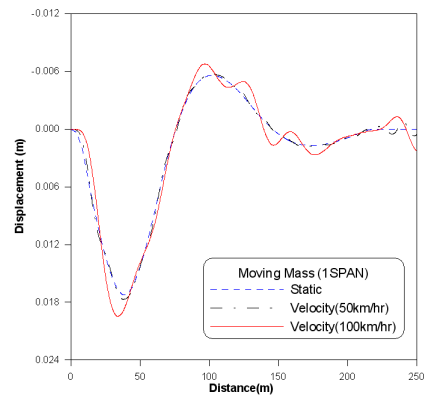


(b) 최적 후

그림 4-32 지간 60m 시간 이력선도



(a) 최적 전



(b) 최적 후

그림 4-33 지간 70m 시간 이력선도

4.6 지간길이 변화에 따른 2거더교의 경제성 분석

4.6.1 교량 특성을 고려한 표준품셈 개정

현재 국내의 공사비 산출 방식은 2004년부터 실적공사비에 의한 공사비 산출을 기본으로 하면서, 실적공사비 적용이 어려운 공종에 대해서는 원가계산방식에 의한 기존의 품셈방식을 적용하고 있다(재정경제부, 2003). 그러나 교량에 대한 공사비 산정은 실적공사비를 본격적으로 적용하기에는 아직 자료가 불충분하여 현실적으로는 기존의 표준품셈을 적용하여 공사비 산출을 실시하고 있으므로, 향후 일정기간동안에는 기존 표준품셈을 적용하는 것이 불가피 할 것으로 예상된다.

이러한 현행의 공사비 산출에 있어서 2005년까지의 표준품셈에서는 부재의 특성이 고려되지 않고 단지 교량 형식만이 고려되어 있어 공수산정의 적정성 결여, 품셈 적용의 경직성, 신기술, 신공법 적용의 한계 등의 문제점이 나타났다. 이러한 표준품셈의 문제점 해결을 위해 2006년 표준품셈에서는 경제적인 강교량 건설을 위해 국내 표준품셈의 문제점 등을 조사, 평가하여 보다 합리적이고 효율적인 품셈 개정을 목적으로 강교량 건설의 기본이 되는 용접교량 제작에서 국내의 대표적인 교량 형식에 대해 BOX거더교 및 플레이트거더교를 대상으로 표준품셈의 개정이 이루어졌다(대한토목학회, 2005). 그러나 2006년 표준품셈의 개정시에는 BOX거더교 및 플레이트거더교 이외의 다른 교량형식에 대한 표준품셈의 개정은 이루어지지 않았으며 2008년에 다른 교량형식에 대한 표준품셈의 개정이 이루어졌다. 또한 다른 교량형식의 개정과 함께 플레이트거더교에 대한 보완이 이루어졌다.

1) 국내공사비 구성

국내의 강교량 예정가격 산정은 원가계산에 의한 방식과 실적공사비에 의한 방식이 주류를 이루고 있는데 표 4-28에 나타난 것과 같은 방식(재정경제부, 2003)에 의하여 예정가격을 산정하고 있다.

본 논문에서 대상으로 하는 강교량의 경우는 원가계산에 의한 방식이 지배적으로 적용되고 있다. 표 4-28에 나타난 것과 같이 원가계산방식에서는 직접비의 직접노무비가 공사비 예정가격 산정에 가장 중요한 영향을 미치고 있는 것을 알 수 있다. 그러므로 직접 노무비의 효율적인 적용 및 산출이 공사비 예정가격 산출에 중요한 요인이 된다.

표 4-28 공사비 예정가격 산정기준 비교

구분	세부비목	예정가격산정기준		비고
		원가계산방식	실적공사비방식	
직접비	재료비	품셈(재료/노무/경비)량 ×단위당가격	공중수량×실적단가	실적단가를 적용할 수 없는 경우는 표준품셈 등을 적용하여 산정
	직접 노무비			
	직접 경비			
간접비	간접노무비 (규모·기간·종류별)	[직접노무비]×요율	[직접비]×요율	실적공사비를 일부 공종에 적용하는 경우도 실적공사비 방식에 의해 간접공사비 산정
	산재보험료	[노무비]×요율	[직접비]×요율/[직접비]×계수×요율	
	고용보험료 (등급별)	[노무비]×요율	[직접비]×요율/[직접비]×계수×요율	
	퇴직공제부금비 (공사·종류별)	[직접노무비]×요율	[직접비]×요율	
	안전관리비 (규모·종류별)	[재+직노+관급자재]×요율	[직접비+관급자재]×계수×요율	
	기타경비 (규모·기간·종류별)	[재+노]×요율	[직접비]×요율	
	환경보전비 (공사·종류별)	[재+직노+산출경비]×요율	[직접비]×요율	
	일반관리비	[재+노+경]×요율	[직접+간접]×요율	
	이윤	[노+경+일]×요율	[직접+간접+일반관리]×요율	

2) 표준품셈 개정을 위한 현장실사 및 자료분석

경제성이 중요시되는 사회적 요구와 강교량의 합리화에 따라 표준품셈 제작공수의 개정을 위하여 표 4-29의 대상교량에 대하여 강교량 제작공장의 현장실사를 통하여 작업일보를 분석하고 제작비용을 산출하여 강교량 제작에서의 적절한 표준제작공수를 제안하였다.

표 4-29 현장실사 대상교량 특성

교량명	교량형식	교량연장(m)	교량폭(m)	사용강재	
				주부재	2차부재
A	단순플레이트거더	50	14	SM490	SM400
B		15	11.825	SM490	SM400
C		15	10.765	SM490	SM400
D	연속플레이트거더	3@54+44=206	10.45	SM570 TMCP	SM400
E		3@70=210	14.25	SM570 TMCP	SM490

표 4-29의 대상교량에 대하여 도면 분석을 통하여 대형부재 중량 및 소형부재 중량, 맞대기용접 및 필렛용접의 용접길이를 산출하고 현장실사에서 조사된 투입 인원에 대하여 표준제작공수를 단순플레이트거더는 표 4-30, 연속플레이트거더는 표 4-31과 같이 산출하였다. 연속플레이트거더는 주거더가 SM570강재이므로 SM400~SM520, SS400 강재의 표준제작공수는 가조립 공종을 제외한 부재제작 및 조립, 용접 공종에 대하여 28% 감소시킨 공수를 적용하였다.

표 4-30 단순플레이트거더 표준제작공수

A교						
공종 구분		중량 및 용접길이	단위	투입인원(인)	표준공수	단위
부재제작 및 조립	대형부재	379.67	tonf	96	0.25	인/tonf
	소형부재	60.53		31	0.51	
용접	맞대기용접	8847.10	m	1011	1.14	인/10m
	필렛용접	533.10		85	1.59	
가조립		440.21	tonf	300	0.68	인/tonf
B교						
공종 구분		중량 및 용접길이	단위	투입인원(인)	표준공수	단위
부재제작 및 조립	대형부재	73.80	tonf	48	0.66	인/tonf
	소형부재	21.70		60	2.76	
용접	맞대기용접	170.34	m	44	2.61	인/10m
	필렛용접	2633.89		416	1.58	
가조립		95.50	tonf	62	0.65	인/tonf
C교						
공종 구분		중량 및 용접길이	단위	투입인원(인)	표준공수	단위
부재제작 및 조립	대형부재	92.00	tonf	74	0.80	인/tonf
	소형부재	28.50		82	2.88	
용접	맞대기용접	197.10	m	49	2.49	인/10m
	필렛용접	1252.43		235	1.88	
가조립		120.50	tonf	80	0.66	인/tonf
평 균						
공종 구분		중량 및 용접길이	단위	투입인원(인)	표준공수	단위
부재제작 및 조립	대형부재	181.82	tonf	73	0.58	인/tonf
	소형부재	36.91		58	2.05	
용접	맞대기용접	3071.51	m	371	2.25	인/10m
	필렛용접	1473.14		245	1.68	
가조립		218.74	tonf	146	0.66	인/tonf

* 표준품셈(한국건설기술연구원, 2006, 2008)의 경우 제작공수 산출시의 기준이 “tonf”으로 표기되어 있어 본 절에서는 SI 단위를 사용하지 않고 표준품셈에 규정하고 있는 단위를 사용하였다.

표 4-31 연속플레이트거더 표준제작공수(SM570)

D교						
공종 구분		중량 및 용접길이	단위	투입인원(인)	표준공수	단위
부재제작 및 조립	대형부재	176.43	tonf	339	1.92	인/tonf
	소형부재	38.26		319	8.34	
용접	맞대기용접	147.00	m	40	2.69	인/10m
	필렛용접	1652.34		341	2.06	
가조립		214.69	tonf	238	1.11	인/tonf
E교						
공종 구분		중량 및 용접길이	단위	투입인원(인)	표준공수	단위
부재제작 및 조립	대형부재	1365.00	tonf	2150	1.58	인/tonf
	소형부재	419.00		2873	6.86	
용접	맞대기용접	6872.00	m	1494	2.17	인/10m
	필렛용접	26953.00		4560	1.69	
가조립		1784.00	tonf	1621	0.91	인/tonf
평 균						
공종 구분		중량 및 용접길이	단위	투입인원(인)	표준공수	단위
부재제작 및 조립	대형부재	770.72	tonf	1245	1.75	인/tonf
	소형부재	228.63		1596	7.60	
용접	맞대기용접	3509.50	m	767	2.43	인/10m
	필렛용접	14302.67		2451	1.88	
가조립		999.35	tonf	930	1.01	인/tonf
SM 400~SM 490, SS 400						
공종 구분					표준공수	단위
부재제작 및 조립		대형부재			1.26	인/tonf
		소형부재			5.47	
용접		맞대기용접			1.75	인/10m
		필렛용접			1.35	
가조립					1.01	인/tonf

* 표준품셈(한국건설기술연구원, 2006, 2008)의 경우 제작공수 산출시의 기준이 “tonf”으로 표기되어 있어 본 절에서는 SI 단위를 사용하지 않고 표준품셈에 규정하고 있는 단위를 사용하였다.

현장실사 및 도면분석에 의한 표준제작공수의 적정성을 검토하기 위하여 표 4-29의 대상교량에 대하여 2006년 표준품셈과 표 4-30 및 표 4-31의 현장실사를 통한 제작공수(이후 2008년 표준품셈)에 대하여 전체 표준제작공수를 산출하였다. 전체 표준제작공수를 산출한 결과 그림 4-34와 같이 단순플레이트거더교의 경우 약 16%, 연속플레이트거더교의 경우 6% 감소하였다.

여기서, 표준제작공수는 표 4-29의 대상교량에 대해 산출된 표 4-30 및 표 4-31에 제시된 각각의 교량형식에 대한 각 교량의 제작공수, 중량 및 용접길이를 평균하여 산출한 공수이다. 그러나 이러한 값은 평균값이므로 향후 실제 적용에 있어서는 교량형식별의 설계변수인 부재 종류별 중량, 용접길이에 따라 변화정도가 달라질 것으로 판단된다.

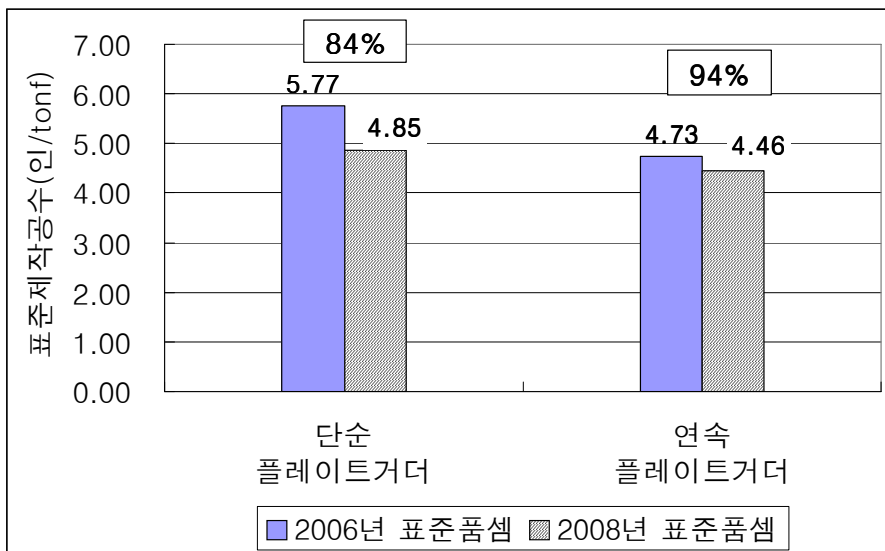


그림 4-34 2006년 및 2008년 표준품셈 적용에 따른 전체 표준제작공수

2006년 표준품셈 및 2008년 표준품셈에 대하여 표 4-32의 조건을 사용하여 강교량 제작시의 제작공수, 제작노무비 및 제작비용을 2006년 표준품셈 및 2008년 표준품셈을 적용하여 산출하였다. 제작비용 산출에서 인건비는 2007년 노무단가(대한건설협회, 2007)를 적용하였다. 또한 본 과업에서의 예정가격 산출에서는 공장제작에서의 비용만을 산출하기 위해 가설비, 운반비, 바닥판 제작비, 이운 등은 제외하였다. 경제성 분석을 통한 표준품셈의 적정성을 높이기 위하여 표 4-29의 대상교량 이외에 2개의 교량에 대한 도면분석을 통하여 F 및 G를 추가하여 경제성분석을 실시하였다.

표 4-32 예정가격 산정시의 조건

강제가격	900,000 원/tonf
재료손실량	7 %
고재비율	10 %
제경비	60%
간접공사비	
간접노무비	직접노무비*11.6%
산재보험료	(직접노무비+간접노무비)*2.9%
고용보험료	(직접노무비+간접노무비)*1.06%
퇴직공제부금비	직접노무비*1.48%
산업안전보건비	(재료비+직접노무비)*2.48%
기타경비	(재료비+노무비)*5%

표 4-33에 제작공수, 제작노무비, 제작비용을 산출한 결과를 나타내었다. 제작비용을 산출한 결과 그림 4-35와 같이 2006년 기준에 비해 2008년 표준품셈에서 약 20%의 제작비용이 감소되는 것으로 나타났다.

표 4-33 경제성 분석에 의한 제작공수 및 제작비용

교량형식	교량명	제작공수(인)		제작노무비(천원)		제작비용(천원)	
		2005년	2008년	2005년	2008년	2005년	2008년
단순 플레이트 거더	A	3,170	2,715	299,596	253,400	1,334,886	1,040,667
	B	688	631	64,995	58,902	289,593	233,330
	C	868	446	82,009	41,940	365,402	232,059
	F	3,924	1,589	370,894	150,081	1,652,558	973,265
	평균	2,163	1,345	204,374	126,081	910,610	619,830
연속 플레이트 거더	D	2,276	897	215,493	85,189	832,150	433,604
	E	18,910	10,655	1,790,674	1,004,814	6,914,882	4,174,824
	G	2,763	1,115	261,645	105,798	1,010,371	531,020
	평균	7,983	4,222	755,937	398,600	2,919,135	1,713,149

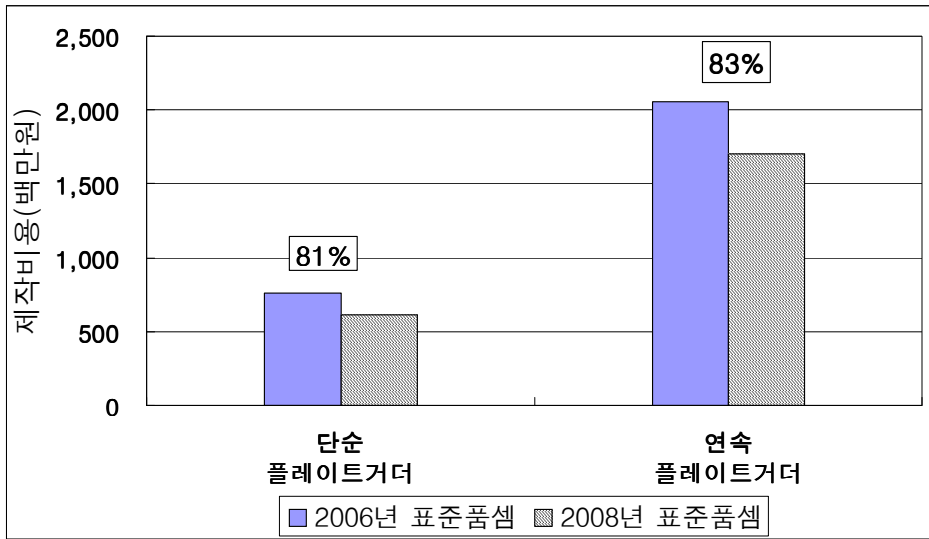


그림 4-35 2006년 및 2008년 표준품셈 적용에 따른 제작비용

이러한 결과로 볼 때 2006년 표준품셈은 과다하게 산정되어 있으며 교량의 형식만이 고려되어 있고 부재의 특성은 고려되지 않은 반면 2008년 개정된 표준품셈은 부재의 특성이 고려되어 강교량 공사비 산정을 합리적으로 산출하는데 이용할 수 있을 것으로 판단된다.

3) 국내 강교량 표준품셈 개정 내용

이러한 현장실사 및 도면분석을 통하여 2008년 표준품셈에서는 표 4-34와 같이 플레이트거더교의 제작공수가 개정되었다.

표 4-34 2005년 및 2008년 표준품셈 제작공수

2005년 표준품셈	공 종 형 식		부재제작 및 조립	용 접	가조립	계	
			철판공	용접공	철 공		
	단순판형 I		4.10	2.00	0.40	6.50	
	연속합성형 I		4.50	2.00	0.60	7.10	
↓							
2006년 표준품셈	공 종 형 식		부재제작및 조립 (철판공)		용 접 (용접공)		가조립 (철공)
			대형부재	소형부재	맞댐	필렛	
	단순판형 I		0.77	2.89	2.78	1.91	0.66
	연속합성형 I		1.37	5.96	2.07	1.60	0.84
↓							
2008년 표준품셈	공 종 형 식		부재제작및 조립 (철판공)		용 접 (용접공)		가조립 (철공)
			대형부재	소형부재	맞댐	필렛	
	단순플레이트거더		0.58	2.05	2.25	1.68	0.66
	연속플레이트거더		1.26	5.47	1.75	1.35	1.01

2006년 개정품셈에서 변경된 항목은 표 4-35와 같이 부재제작 및 조립 공종에서는 대형부재를 가공하는 것에 비해 소형부재를 가공하는 것이 더 많은 공수가 소요된다는 것을 반영하여 부재를 대형부재와 소형부재로 나누어 표준공수를 제시하고 있다.

또한 용접 공종에서는 맞댐용접과 필렛용접에서 필요한 소요공수가 서로 다른 것을 고려하여 맞댐용접과 필렛용접으로 나누어 공수를 제시하고 있다.

가조립 공종은 기존 품셈과 같이 실제 교량 제작공장의 제작공수를 반영하여 표준공수를 산정하였다.

2006년 표준품셈에서는 부재제작 및 조립 공종, 가조립 공종은 톤당 제작공수이며, 용접 공종은 용접길이 10m에 대한 공수를 나타낸다. 따라서 전체 제작공수 산정시에는 개정전의 품셈방식과의 비교를 위하여 식 (4-1)을 사용하여 톤당 공수로 환산하여 나타내는 것으로 하고 있다.

$$\text{환산 공수(인/tonf)} = \{(\text{대형부재공수} \times \text{대형부재비중}) + (\text{소형부재공수} \times \text{소형부재비중})\} + \{(\text{맞댐용접공수} \times \text{톤당맞댐용접길이}) + (\text{필렛용접공수} \times \text{톤당필렛용접길이})\} / 10 + \text{가조립공수} \dots\dots\dots (4-1)$$

표 4-35 대형부재와 소형부재의 구분

부재명칭	대형부재	소형부재
거더	상부 플랜지 하부 플랜지 복부판	보강재 스플라이스플레이트 소울플레이트 기타
가로보	상부 플랜지 하부 플랜지 복부판	보강재 스플라이스플레이트 연결부 기타
세로보	상부 플랜지 하부 플랜지 복부판	보강재 스플라이스플레이트 연결부 기타
측면세로보 브라켓	-	모든 재편
수직브레이싱 수평브레이싱	-	모든 재편
기타	-	낙교방지장치 가설용보강재

2008년 개정된 표준품셈에서는 교량형식명을 도로교설계기준(2005)과 동일하게 표기하였으며 단순플레이트거더교 및 연속플레이트거더교의 표준제작공수를 보완하였다.

이후 경제성 분석에서는 2008년 개정된 표준품셈(한국건설기술연구원, 2008)을 적용하여 제작공수 및 제작노무비를 산출하고자 한다. 공사비 산출에서 노임단가는 2007년도 노임단가(대한물가협회, 2007)를 적용하였으며 제경비 비율 및 재료손실량은 2008년 표준품셈과 동일하게 적용하였다.

4.6.2 지간길이 변화에 따른 경제성 분석

지간 길이의 변화에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면에 대해 제작비용 및 상부공사비를 산정하여 경제성분석을 실시하였다.

표 4-36 및 그림 4-36에 지간길이에 따른 제작비용을 산출한 결과를 최적 전 및 최적 후에 대하여 나타내었다. 최적 전과 최적 후의 제작비용의 차이는 약 10~20%정도로 각 지간별로 다르게 나타났으며 지간이 증가함에 따라 최적 전과 최적 후의 제작비용의 차이는 크게 나타났다. 이러한 결과로부터 지간이 증가함에 따라 공사비의 변화폭이 커지므로 장지간의 교량일수록 합리적인 단면 선정이 공사비에 중요한 영향요소인 것으로 판단된다.

산출된 제작비용에 대하여 최적 전 지간 40m의 제작비용을 기준으로 제작비용의 증가율 그래프를 그림 4-37에 나타내었다. 지간이 증가함에 따라 제작비용의 증가율은 증가하였으며 최적 전과 최적 후의 제작비용 증가율의 차이는 커지는 경향을 나타내었다.

표 4-36 지간길이에 따른 제작비용

지간 (m)	제작공수(인)		제작노무비(백만원)		제작비용(백만원)	
	최적 전	최적 후	최적 전	최적 후	최적 전	최적 후
40	2629	2533	246	237	854	802
50	3222	3045	302	285	1,150	1,029
60	4171	3870	392	363	1,576	1,362
70	5262	4762	495	447	2,079	1,724

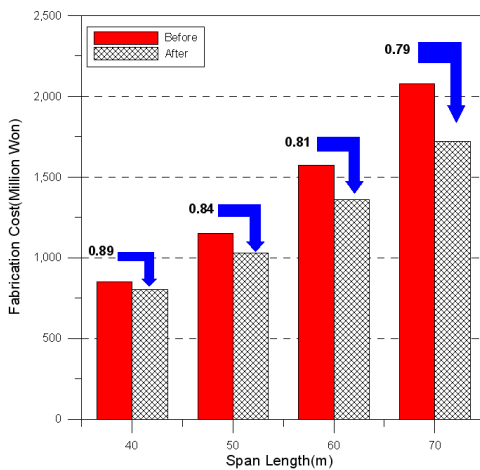


그림 4-36 지간길이에 따른 제작비용

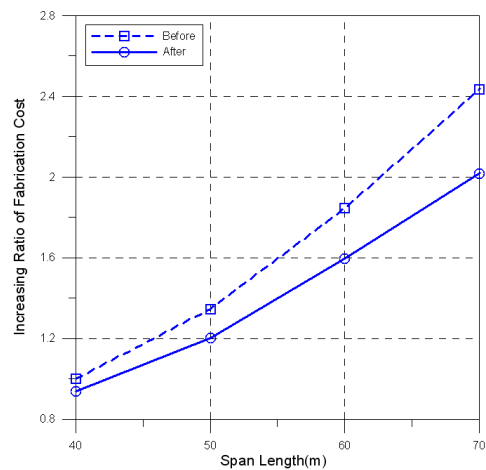


그림 4-37 지간길이에 따른 제작비용 증가율

표 4-37에서 산출한 제작비용을 기초로 하여 교량 상부의 총공사비를 산출하였다. 상부공사비를 산출하기 위하여 표 4-37에 나타낸 기존 설계된 19개의 BOX거더교의 상부구조 공사비를 조사한 결과는 표 4-38과 같다(박혜연 등, 2007 a, 2007 b). 표에서의 면적은 교량연장에 교량폭을 곱하여 산출된 면적을 나타낸 것이며 전체 공사비는 단가산출서에 기술되어있는 설계단계의 공사비이다.

표 4-37 BOX거더교 제원 및 특성

교량명	경간구성	연장 (m)	폭 (m)	면적 (m ²)	거더 개수	차선수	곡선/ 직교
1	50	50	29	1450	6	6	직선
2	30+2@40+30	140	11	1540	2	2	곡선
3	47	47	24.4	1147	5	4	곡선
4	4@40	160	21.9	3504	2	4	곡선
5	4@40	160	24.6	3934	4	4	곡선
6	45	45	17.9	806	3	2	곡선
7	50+60+50	160	11.4	1824	2	2	곡선
8	42.5+4@52.5 +42.5	295	12.4	3658	2	2	곡선
9	4@57.5+2@50	330	12.4	4092	2	2	곡선
10	45+2@55+45	200	21	4200	2	4	곡선
11	45+4@55+45	310	21	6510	2	4	곡선
12	45+3@60+2@45 +4@55+45	570	21	11970	2	4	곡선
13	50+5@60	350	35.5	12415	3	8	직선
14	45+65+45	155	35.5	5498	3	8	직선
15	6@45	270	20.9	5643	4	2	직선
16	3@48	144	20.9	3010	4	4	곡선
17	40+2@45+40	170	21.1	3594	4	4	곡선
18	40+2@47.5+40	175	24.9	4349	4	4	직선
19	2@45	90	22.2	2002	4	2	곡선

강교량의 공사비 평가에서 중요인자로 사용되는 단위길이당 평균 공사비는 약 2,800만원이며, 단위면적당 평균 공사비는 약 130만원으로 조사되었다.

표 4-38 기존 설계된 BOX 거더교의 상부 공사비

(단위 : 백만원)

교량명	바닥판	제작	운반	가설	부대공	전체 공사비	단위 길이(m)당 공사비 (천원)	단위 면적(m ²)당 공사비 (천원)
1	156	1,223	33	249	127	1,788	35,760	1,233
2	323	881	31	153	88	1,476	10,543	958
3	369	1,068	34	149	528	2,148	45,702	1,873
4	614	2,799	83	438	917	4,851	30,319	1,384
5	738	1,046	72	554	274	2,684	16,775	682
6	132	692	16	168	163	1,171	26,022	1,454
7	331	1,703	32	303	397	2,766	17,288	1,516
8	627	3,057	101	577	931	5,293	17,942	1,447
9	700	3,579	112	783	1,109	6,283	19,039	1,535
10	785	3,237	84	471	1,013	5,590	27,950	1,331
11	1,172	5,029	132	738	2,327	9,398	30,316	1,444
12	2,441	10,310	267	1,516	4,083	18,617	32,661	1,555
13	1,782	6,866	261	1,526	3,725	14,160	40,457	1,141
14	670	3,053	139	591	530	4,983	32,148	906
15	948	5,015	129	748	670	7,510	27,815	1,331
16	521	2,849	77	665	2,079	6,191	42,993	2,057
17	500	2,197	77	667	375	3,816	22,447	1,062
18	662	2,756	99	731	495	4,743	27,103	1,091
19	337	1,570	53	342	342	2,644	29,378	1,321
평균	727	3,102	96	598	1,062	5,585	28,035	1,333

표 4-38에서 조사된 공사비에 대한 공종별 비율을 계산한 결과 표 4-39와 같이 바닥판 13.72%, 제작 56.54%, 운반 1.8%, 가설 11.74%, 부대공 16.2%로 구성되어 있으며 상부공사비 중 제작에 대한 공사비의 비율이 약 60%로 가장 크게 나타났다.

표 4-39 기존 설계된 BOX거더교의 공종에 따른 공사비 비율

(단위 : %)

NO	바닥판	제작	운반	가설	부대공
1	8.72	68.40	1.85	13.93	7.10
2	21.88	59.69	2.10	10.37	5.96
3	17.18	49.72	1.58	6.94	24.58
4	12.66	57.70	1.71	9.03	18.90
5	27.50	38.97	2.68	20.64	10.21
6	11.27	59.09	1.37	14.35	13.92
7	11.97	61.57	1.16	10.95	14.35
8	11.85	57.76	1.91	10.90	17.59
9	11.14	56.96	1.78	12.46	17.65
10	14.04	57.91	1.50	8.43	18.12
11	12.47	53.51	1.40	7.85	24.76
12	13.11	55.38	1.43	8.14	21.93
13	12.58	48.49	1.84	10.78	26.31
14	13.45	61.27	2.79	11.86	10.64
15	12.62	66.78	1.72	9.96	8.92
16	8.42	46.02	1.24	10.74	33.58
17	13.10	57.57	2.02	17.48	9.83
18	13.96	58.11	2.09	15.41	10.44
19	12.75	59.38	2.00	12.93	12.93
평균	13.72	56.54	1.80	11.74	16.20

표 4-36의 제작비용에 대하여 표 4-39의 공종별 공사비 평균비율을 적용하여 최적 전과 최적 후의 상부공사비를 산출한 결과를 표 4-40 및 그림 4-38에 나타내었다. 제작비용과 동일하게 최적 전과 최적 후의 상부공사비의 차이는 약 10~20%정도로 각 지간별로 다르게 나타났으며 지간이 증가함에 따라 최적 전과 최적 후의 상부공사비의 차이는 크게 나타났다.

표 4-40 지간길이에 따른 상부공사비

(단위 : 백만원)

공종 \ 지간길이(m)	최적 전				최적 후			
	40	50	60	70	40	50	60	70
바닥판	207	279	382	504	195	250	331	418
제작	854	1,150	1,576	2,079	802	1,029	1,362	1,724
운반	27	37	50	66	26	33	43	55
가설	177	239	327	432	167	214	283	358
부대공	245	330	451	596	230	295	390	494
총공사비	1,511	2,035	2,787	3,676	1,419	1,820	2,410	3,048
단위길이(m)당 공사비 (천원)	12,588	13,564	15,483	17,507	11,825	12,130	13,386	14,517
단위면적당(m ²)당 공사비 (천원)	1,065	1,147	1,309	1,481	1,000	1,026	1,132	1,228

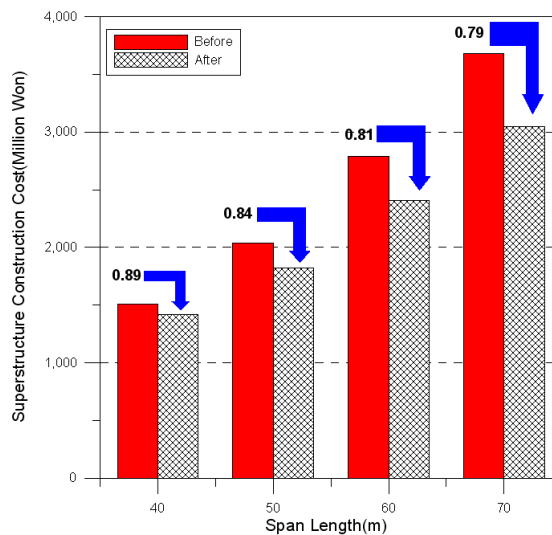


그림 4-38 지간길이에 따른 상부공사비

그림 4-39에 지간길이에 따른 상부공사비의 증가율을 최적 전 지간 40m를 기준으로 최적 전 및 최적 후에 대하여 나타내었다. 제작비용과 동일하게 상부공사비 증가율은 지간이 증가함에 따라 증가하였다.

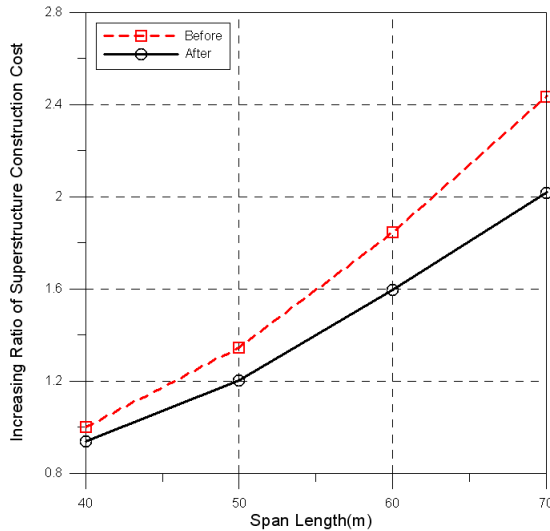


그림 4-39 지간길이에 따른 최적 전과
최적 후의 상부공사비 증가율

표 4-41에 지간길이 10m 증가에 따른 휨강성의 변화율을, 표 4-42에 지간길이 10m 증가에 따른 상부공사비 변화율을 나타내었다.

지간길이에 10m에 증가에 따른 변화율 결과를 그림 4-40에 나타내었다. 휨강성의 변화율은 지간 50m까지는 증가하였으나 지간 60m~70m로 증가함에 따라 휨강성의 변화율은 감소하였다. 또한 길이당 상부공사비의 변화율은 지간 60m까지는 증가하였으나 지간이 60m에서 70m로 증가함에 따라 감소하였다. 이러한 지간길이 10m 증가에 따른 휨강성 및 길이당 상부공사비 변화율의 결과로부터 2거더교의 지간길이는 50m~60m가 적절한 것으로 판단된다.

표 4-41 지간길이 10m 증가에 따른 휨강성의 변화율

(단위 : %)

지간길이(m)		1	2	3	4	5	6	7	8
최적 전	40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	50	100.7	98.4	94.8	95.5	97.9	97.9	95.5	100.7
	60	67.9	70.2	70.8	76.2	76.3	76.3	76.2	67.9
	70	78.5	73.3	78.9	77.3	79.1	79.1	77.3	78.5
최적 후	40	-18.9	-17.6	-27.3	-40.9	-18.1	-17.3	-37.7	-24.6
	50	84.1	84.5	69.5	56.8	88.3	85.8	49.9	63.9
	60	52.0	53.9	42.1	29.3	57.1	53.9	32.5	49.5
	70	52.6	51.9	51.6	7.0	48.8	46.6	13.8	23.6

* 1~8은 그림 4-11의 단면변화 구간을 나타냄.

표 4-42 지간길이 10m 증가에 따른 단위길이(m)당 상부공사비 변화율

지간길이(m)	최적 전(%)	최적 후(%)
40	-	-6.1
50	7.8	-3.5
60	14.1	4.3
70	13.1	2.4

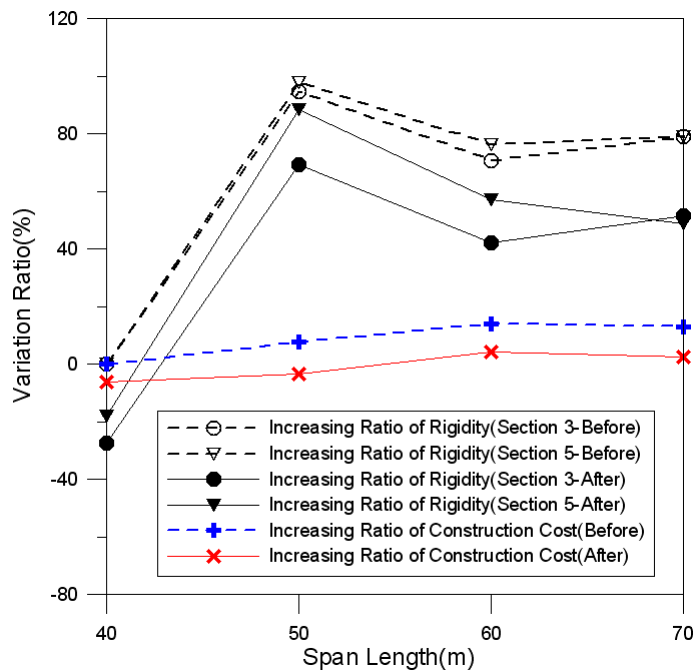


그림 4-40 지간길이에 따른 휨강성 및 상부공사비 변화율

4.7 지간길이별 가로보 배치상세에 따른 최적화

관용적인 설계에서 적용되는 가로보 간격 1/10, 가로보 강성 2.1%와 본 논문의 2장에서 제시한 가로보 배치 상세인 가로보 간격 1/6, 가로보 강성 2.1%를 적용하여 지간길이 40m~50m에 대하여 최적설계 및 경제성 분석을 수행하여 가로보 간격 및 강성이 최적설계에 미치는 영향을 파악하고자 하였다.

각각의 지간 길이에 대한 가로보 배치 상세에 따른 해석변수는 표 4-43과 같으며 최적설계시의 단면은 표 4-19의 단면제원을 적용하였다.

표 4-43 가로보 배치 상세에 따른 해석 변수

Case	가로보 간격	가로보 강성
Case A	1/10	2.1%
Case B	1/6	

표 4-44에 가로보 배치 상세에 따른 길이당 강재중량 감소율을 나타내었다. 각각의 지간길이에 대하여 가로보 간격이 증가함으로 이에 따른 강재중량은 약 10%정도 감소하였으며 최적 후의 감소율도 거의 유사하게 나타나 가로보 배치상세에 따른 최적화의 영향은 거의 없는 것으로 판단된다. 이것은 표 4-45와 같이 가로보 간격이 변화하여도 주거더의 응력에는 변화가 거의 없기 때문으로 판단된다. 표 4-45의 응력은 합성전 고정하중, 합성후 고정하중, 활하중, 크리프에 의한 결과를 나타낸 것이다.

표 4-44 가로보 배치 상세에 따른 길이당 강재중량 감소율

지간길이 (m)	길이당 강재중량(kN/m)						Case B/Case A 비	
	Case A			Case B				
	최적 전	최적 후	감소율 (%)	최적 전	최적 후	감소율 (%)	최적 전	최적 후
40	1.36	1.21	11.36	1.21	1.07	11.37	0.89	0.88
50	1.85	1.46	20.73	1.62	1.28	20.82	0.88	0.88
60	2.45	1.85	24.22	2.06	1.55	24.91	0.84	0.84
70	3.04	2.10	30.72	2.60	1.79	31.13	0.86	0.85

표 4-45 가로보 배치상세에 따른 1경간 중앙부 하부플랜지 응력(G1)

(단위 : MPa)

지간길이 (m)	Case A		Case B		비율(%)	
	최적 전 응력	최적 후 응력	최적 전 응력	최적 후 응력	최적 전	최적 후
40	217.4	240.1	215.5	239.6	99.1	99.8
50	218.4	242.1	216.5	241.8		
60	220.1	243.8	218.1	243.2		
70	221.9	248.4	219.9	247.8		

표 4-46에 가로보 배치상세에 따른 A 및 I의 변화를 최대 정모멘트 구간과 최대부모멘트 구간에 대하여 나타내었다. 가로보 배치상세가 변화하여도 A 및 I의 변화는 약 0.9%로 거의 변화가 없는 것으로 나타났다. 이것은 가로보 간격 및 강성이 변화하여도 주거더 응력에는 거의 변화가 없으므로 응력의 여유도가 거의 동일하기 때문으로 판단된다.

표 4-46 가로보 배치상세에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)

(a) 단면적(단위 : m^2)

지간길이 (m)	Case A		Case B		비율(%)	
	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간
40	0.0769	0.0762	0.1101	0.1091	0.85	0.89
50	0.0825	0.0818	0.1388	0.1376		
60	0.0995	0.0986	0.1753	0.1737		
70	0.1228	0.1217	0.2038	0.2020		

(b) 단면2차모멘트(단위 : m^4)

지간길이 (m)	Case A		Case B		비율(%)	
	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간
40	0.0403	0.0606	0.0400	0.0601	0.87	0.88
50	0.0793	0.1251	0.0786	0.1241		
60	0.1344	0.2193	0.1332	0.2174		
70	0.2404	0.3660	0.2383	0.3628		

표 4-47에 가로보 배치상세에 따른 상부공사비를 나타내었다. 상부공사비 산출 결과 2장에서 제시된 가로보 배치상세를 적용하는 경우에 공사비는 약 15%정도 감소하는 것으로 나타났다. 관용적인 가로보 배치상세를 적용하는 경우에 비해 본 논문의 2장에서 제시한 가로보 배치상세인 가로보 간격 1/6, 가로보 강성 2.1%를 적용하는 경우 최적 전 및 최적 후의 응력 및 단면특성은 거의 동일하나 공사비는 감소하므로 제시한 가로보 배치상세를 적용하는 것이 더 합리적인 것으로 판단된다.

표 4-47 가로보 배치상세에 따른 상부공사비

지간길이 (m)	공사비	Case A		Case B		Case B/Case A 비	
		최적 전	최적 후	최적 전	최적 후	최적 전	최적 후
40	상부공사비 (백만원)	1,511	1,419	1,331	1,240	0.88	0.87
	길이당 공사비 (천원/m)	12,588	11,825	11,092	10,083		
50	상부공사비 (백만원)	2,035	1,820	1,776	1,567	0.87	0.86
	길이당 공사비 (천원/m)	13,564	12,130	11,841	10,444		
60	상부공사비 (백만원)	2,787	2,410	2,402	2,033	0.86	0.84
	길이당 공사비 (천원/m)	15,483	13,386	13,345	11,294		
70	상부공사비 (백만원)	3,676	3,048	3,141	2,529	0.85	0.83
	길이당 공사비 (천원/m)	17,507	14,517	14,956	12,044		

4.8 소결

2거더교의 지간길이 변화에 따른 최적설계 및 경제성 분석을 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 2거더교의 단면 변화특성을 분석하기 위하여 본 연구에서 개발한 최적화프로그램을 범용구조해석프로그램과 비교한 결과 해석결과의 차이가 5%미만이므로 본 연구에서 개발한 최적화프로그램은 타당성이 있는 것으로 판단된다.
- (2) 일정지간에서 단면제원이 변화에 따른 2거더교의 단면변화 특성을 파악하기 위해 최적설계를 수행한 결과 플랜지 폭의 변화에 따른 I/A 의 변화는 거의 일정하였으나 복부높이가 증가함에 따라 I/A 는 증가하였다.
- (3) 지간길이에 따른 2거더교의 단면특성을 분석하기 위해 지간길이를 변화하여 최적설계를 수행한 결과 지간길이에 변화함에 따라 단면의 강성은 증가하였으며 최적 전과 최적 후의 단면제원을 분석하여 향후 2거더교 설계시의 단면 선정에서의 설계자료를 제시하였다.
- (4) 지간길이에 따른 경제성 분석 결과 지간이 증가함에 따라 최적 전과 최적 후의 공사비 차이가 크게 나타나므로 장지간의 교량일수록 합리적인 단면선정이 공사비에 중요한 영향요소인 것으로 판단된다.
- (5) 최적설계에 따른 지간길이별 강성 변화율 및 경제성 분석에 의한 지간 10m 증가에 따른 공사비 변화율을 분석한 결과 2거더교의 적정 지간길이는 50m~60m인 것으로 판단된다.
- (6) 지간길이에 따른 사용성 검토 결과 2거더교의 지간 40m~60m에서 허용처짐 및 동적 하중에 의한 충격계수가 허용치보다 작으므로 사용성에 안전한 것으로 판단된다.
- (7) 관용적인 가로보 배치상세와 2장에서 제시한 가로보 배치상세를 적용하는 경우 주거더의 응력 및 단면특성은 동일하나 공사비는 감소하므로 본 논문에서 제시한 가로보 배치상세를 적용하는 것이 더 합리적인 것으로 판단된다.

5장. 2거더교의 단면 최적화와 경관 특성

5.1 경관 특성 개요

5.1.1 개요

교량의 기능적인 측면에서 볼 때 과거의 단순한 구조물로서의 기능과 함께 현재는 한 지역을 대표하는 상징으로서의 랜드마크의 기능도 가지고 있다. 또한 사회적인 측면에서는 설계시공일괄입찰제도의 도입으로 안전성과 경제성 위주로 이루어지던 교량의 형식선정이 경관 및 독창성을 중시하고 신기술의 도입을 적극적으로 추구하는 방향으로 나아가고 있다. 이에 따라 교량 건설에 있어서 구조적 안전성, 경제성 등의 고려뿐만 아니라 주변과의 조화를 이룰수 있는 경관을 고려한 설계의 필요성이 증가하고 있다.

이러한 경관설계에 대한 필요성의 증가에 따라 일본에서는 교량형식에 따라 경간분할, 거더 높이 변화 등에 의한 경관설계에 대한 연구가 수행되었으나 국내에서는 경관에 대한 연구가 거의 이루어지고 있지 않다.

경관설계의 방법에는 경간 분할, 교량 도장의 색채 변화, 형상 변화 등의 여러 방법이 있으나 본 논문에서는 거더 높이변화 및 경간 분할에 따른 교량 형상을 변화시키기 위해 황금비율 1:1.618을 이용하여 3경간 연속교의 거더 높이 및 경간구성을 작도하였다. 경간분할은 측경간과 중앙경간의 비가 1:1.1.236이 되도록 하였으며, 거더 높이 변화는 거더 높이가 일정한 경우, 거더 높이가 지점부에 직선변화하는 경우, 거더 높이가 3차곡선으로 변화하는 경우에 대한 각각의 단면을 산정하였다. 각각의 거더 높이 변화에 따른 단면에 대하여 최적설계를 수행하고 이에 대한 공사비를 산출하였다.

또한 경관설계시 관용적인 가로보 배치상세와 2장에서 제시한 가로보 배치상세를 적용시킨 경우의 단면변화 특성 및 공사비 변화를 비교하기 위하여 최적설계 및 경제성 분석을 실시하였다.

이러한 결과를 통하여 향후 경관설계시의 단면 특성 및 경제성 분석의 기초자료를 제공하고자 하였다.

5.1.2 교량에서의 황금비

황금 분할은 여러 가지 비례 중에서도 예로부터 지금까지 가장 이상적인 비례라는 뜻에서 황금(黃金)이라는 이름이 붙여졌으며 황금 분할에 의한 비율을 황금비 또는 황금률이라고 한다.

황금 분할을 기하학의 명제로서 제기한 것은 유클리드(Euclid)이다. 큰 쪽의 선분 길이를 a , 작은 쪽을 b 라고 하면, $b(a+b)=a^2$ 또는 $b : a = (a+b) : b$ 가 되듯이 a , b 를 구하게 된다. $b=1$ 이라고 하면, $a=(a \pm \sqrt{5})/2 \approx 1.618$ 이며, 이것이 황금비라고 부르는 것이다. 단변과 장변이 황금비를 가진 직사각형은 황금절 직사각형이라고 한다. 황금절직사각형은 정사각형과 밀접한 관계를 가짐과 동시에 계속하여 황금절직사각형을 만들어 내는 특이한 성질을 가지고 있다.

그림 5-1 및 그림 5-2에 기존의 연구(김남희, 2007)에서 국내 교량에 대해 황금비를 적용하여 기하학적 비례에 대하여 분석한 사례를 나타내었다. 그림 5-1의 남해대교는 전체적으로 65m정도 크기의 정사각형(Ⓢ) 5개로 구성된 형상이며 그림 5-2의 방화대교는 아치부분이 황금비를 가진 정사각형(Ⓢ)으로 구성되어 안정적인 조화를 나타내고 있다.

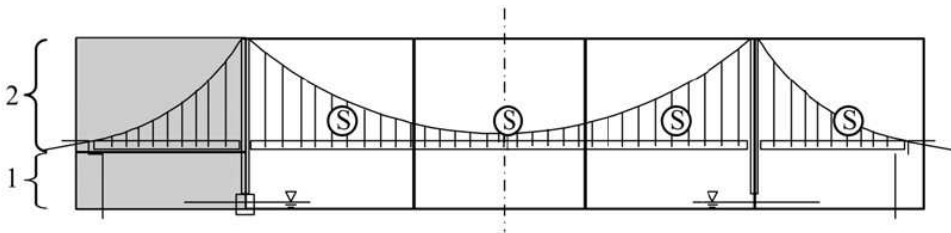


그림 5-1 기하학적 비례를 적용한 사례-남해대교

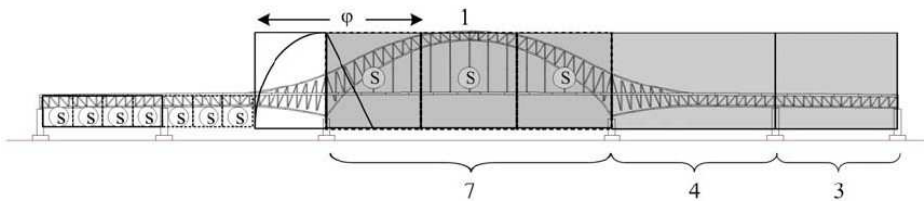


그림 5-2 기하학적 비례를 적용한 사례-방화대교

3경간 거더교는 일반적으로 측경간 비가 1:1.2:1의 경우가 구조적으로 합리적이며 아름답다고 한다. 1.2라는 값은 1:0.618의 황금절직사각형 단변을 2배로 한 값에 가깝다. 따라서 1:1.618의 황금절직사각형을 옆으로 2개 나란히 하여 양쪽에 직사각형을 취하고 그 위치에 교각을 배치하면 1:1.236:1의 측경간 비를 구할 수 있다. 황금비 1:1.236:1를 사용하여 거더교를 설계하면 그림 5-3과 같은 방법에 의해 거더 높이도 황금비로 계산해 낸 값을 사용할 수 있다.

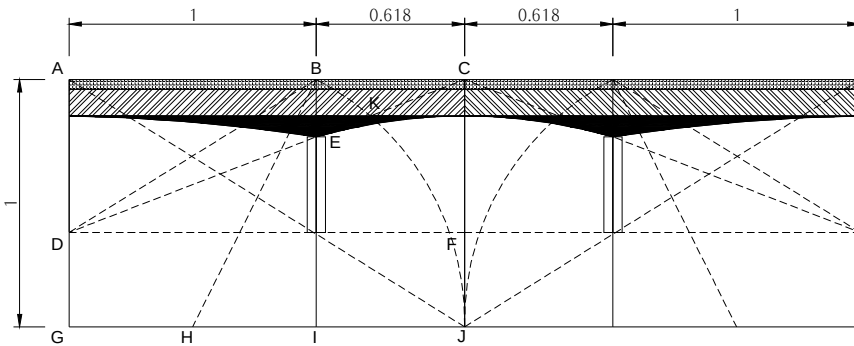


그림 5-3 황금비로 계산한 거더교

5.2 경관설계에 기초한 2거더교의 단면특성

2거더교의 형상의 변화를 통한 경관설계를 위해 선정한 대상교량은 4장의 대상교량과 동일한 3경간 연속 2거더교이다. 경관설계는 교량형상의 변화가 용이하고 형상 변화를 쉽게 인식할 수 있는 거더 높이와 경간분할에 대하여 실시하였다.

거더 높이 변화는 표 5-1과 같이 5가지 경우에 대하여 최적설계를 수행하였다. 거더 높이는 황금비 1 : 0.618을 고려하여 산정하였다. 황금비에 의한 거더 높이를 산정하기 위해 그림 5-4와 같이 교량을 작도하였다. 작도의 순서는 정사각형 ABGI에 황금비 0.618을 적용한 직사각형 BCIJ를 작도한다. 변 AG를 다시 1:0.618로 나눈 점 D에서 점B와 점 C를 지나는 직선을 작도하면 선분 BI와 선분 BD가 만나는 점 E가 지점의 상부 높이로 한다. 이 후 세 점 A, B, J를 지나는 원을 그리면 호 BJ와 점 K가 만나는 점을 변단면 구간을 제외한 상부 높이로 한다. 이러한 방법으로 지간 50m에 대하여 작도하면 교량 상부 높이는 11.59m가 된다. 이에 바닥판 높이 및 방호벽 높이를 최대 2m로 가정하면 거더의 최대 높이는 9.59m이다. 여기서 변단면 구간의 높이는 5.36m이며 변단면이 아닌 구간의

높이는 4.23m로 두 구간의 높이비는 1:0.789이다. 높이비 1:0.789를 기존의 거터 높이 2.8m에 적용하면 지점부의 최대 거터 높이는 5m이다.

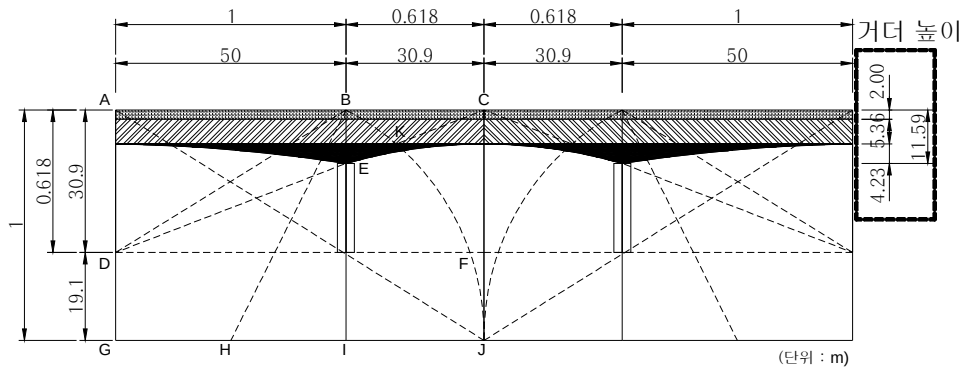


그림 5-4 황금비를 적용한 거터 높이 및 경간분할

황금비를 고려하여 구한 거터 높이 5m를 고려하여 Case A는 거터 높이가 일정하게 하였으며 Case B 및 Case C는 거터 높이차를 1.5m, 2.2m로 하여 중간지점부에서 단면 변화 구간인 8.75m 떨어진 위치에서 선형으로 변화시켰다. Case D와 Case E는 3차곡선에 따른 테이퍼를 가지고 1, 3경간에서는 A1에서부터 P1까지, 2경간에서는 P2에서부터 경간 중앙까지 각각 1.5m와 2.2m의 높이차이로 변화시켰다. 각각의 Case의 형상을 그림 5-5에 나타내었다.

경간 분할은 일반적으로 1:1.2:1의 비율로 구성하나 본 연구에서는 황금비를 고려하여 그림 5-14의 방법으로 1:1.236:1로 분할하여 경간구성은 50+61.8+50m로 구성하였다.

표 5-1 및 그림 5-15에 나타낸 5가지 Case에 대하여 각 Case에 따른 단면을 표 5-3과 같이 선정하였다. 여기서 단면번호는 그림 5-6과 같다.

표 5-1 거터 높이 변화에 따른 해석 변수(단위 : m)

Case	거터 높이	거터 높이차이	비고
Case A	2.8	0	높이 일정
Case B	2.8~4.3	1.5	지점부직선변화
Case C	2.8~5.0	2.2	
Case D	2.8~4.3	1.5	3차곡선테이퍼
Case E	2.8~5.0	2.2	

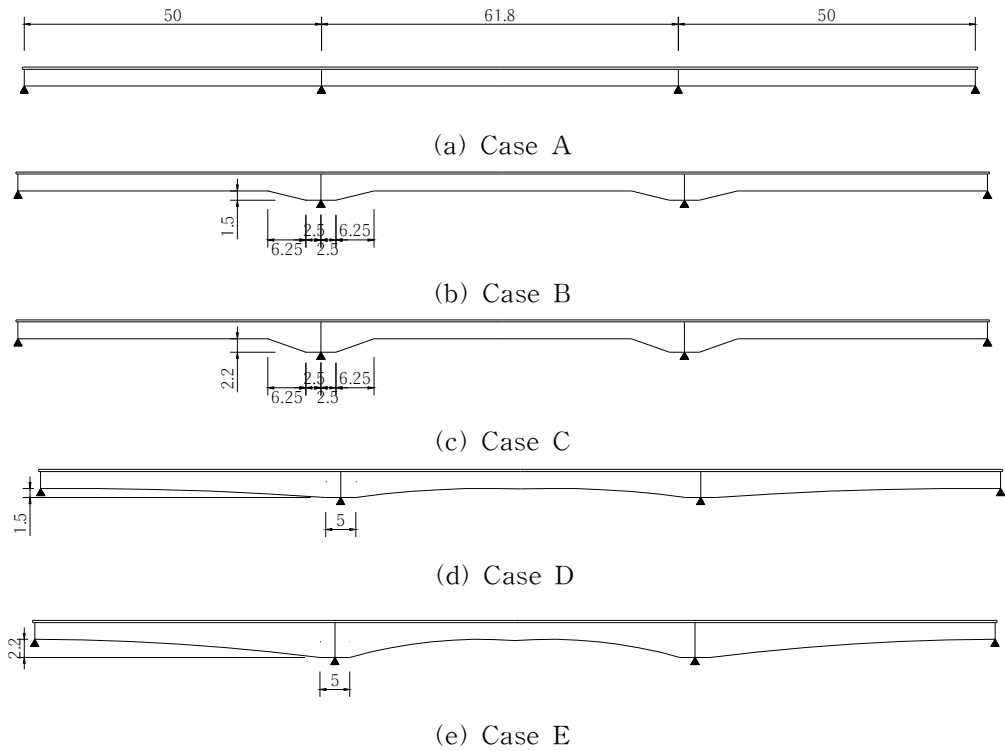


그림 5-5 거더 높이에 따른 Case별 교량 형상

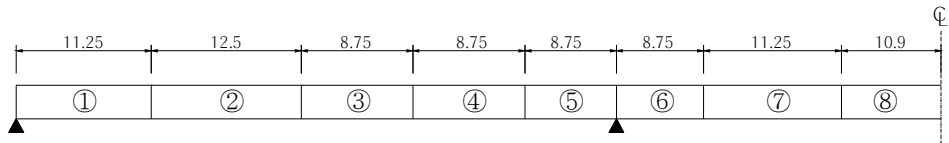


그림 5-6 단면 변화 위치

단면선정시에는 각 Case에 대하여 합성전 고정하중, 합성후 고정하중, 활하중에 대해 계산된 응력이 표 5-2와 같이 거의 동일하도록 표 5-3과 같이 단면을 선정하였다. 단면선정시 지점부가 직선변화하는 Case B 및 Case C는 지점에서 단면변화 구간에 대하여 플랜지 및 복부두께를 변화하였으며 3차곡선으로 변화하는 Case D 및 Case E는 전 지간에 대하여 플랜지 및 복부두께를 변화시켜 각 Case에 대해 동일한 응력이 발생하도록 산정하였다.

표 5-2에 Case별 단면에 대한 1경간 중앙부 및 중간지점부에서의 응력결과를 나타내었다. 표 5-3의 선정된 단면에 대하여 최적화 전 해석 결과, 거더 높이가 변화하지 않는 Case A를 기준으로 응력의 차이가 5%미만이므로 모든 Case에 대해 동일한 응력으로 간주하였다.

표 5-2 Case별 단면에 따른 해석 결과

(a) 1경간 중앙부(단위 : MPa)

Case	합성 전 응력	합성 후 응력	활하중 응력	전체 응력	Case A에 대한 비
Case A	95.38	13.33	44.72	153.43	1.00
Case B	93.25	12.94	44.89	151.08	0.98
Case C	92.77	12.83	44.95	150.55	0.98
Case D	91.13	13.15	48.62	152.90	1.00
Case E	94.01	12.70	48.22	154.93	1.01

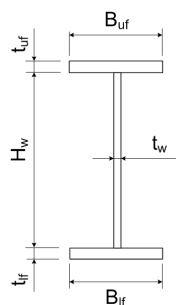
(b) 중간지점부(단위 : MPa)

Case	합성 전 응력	합성 후 응력	활하중 응력	전체 응력	Case A에 대한 비
Case A	-116.11	-15.64	-17.78	-149.53	1.00
Case B	-108.37	-18.75	-21.77	-148.89	0.99
Case C	-107.86	-20.20	-26.06	-154.12	1.03
Case D	-110.00	-16.08	-21.18	-147.26	0.98
Case E	-115.51	-17.00	-23.53	-156.04	1.04

표 5-3 거더 높이에 따른 Case별 단면제원(단위 : m)

Case	단면 번호	B_{uf}	t_{uf}	H_w	t_w	B_{lf}	t_{lf}	A	I
Case A	1	0.9	0.028	2.8	0.020	0.9	0.028	0.1053	0.1313
	2		0.028				0.036	0.1123	0.1445
	3		0.032				0.044	0.1229	0.1641
	4		0.040				0.052	0.1370	0.1901
	5		0.048				0.066	0.1563	0.2253
	6		0.048				0.066	0.1563	0.2253
	7		0.040				0.052	0.1370	0.1901
	8		0.028				0.028	0.1053	0.1313
Case B	1	0.9	0.028	2.8	0.020	0.9	0.028	0.1053	0.1313
	2		0.028				0.036	0.1563	0.2253
	3		0.032				0.044	0.1053	0.1313
	4		0.040				0.052	0.1123	0.1445
	5		0.038	2.8	0.018	0.85	0.038	0.1229	0.1641
	6		0.038	~ 4.3			0.038	0.1370	0.1901
	7		0.040	2.8			0.052	0.1444	0.4237
	8		0.028	0.028			0.1246	0.2167	
Case C	1	0.9	0.028	2.8	0.020	0.9	0.028	0.1370	0.1901
	2		0.028				0.036	0.1053	0.1313
	3		0.032				0.044	0.1053	0.1313
	4		0.040				0.052	0.1444	0.4237
	5		0.032	2.8	0.018	0.8	0.034	0.1053	0.1313
	6		0.032	~ 5.0			0.034	0.1123	0.1445
	7		0.040	2.8			0.052	0.1229	0.1641
	8		0.028	0.028			0.1370	0.1901	
Case D	1	0.9	0.028	2.8	0.014	0.9	0.028	0.1464	0.5358
	2		0.028				0.030	0.1174	0.2171
	3		0.030				0.034	0.1370	0.1901
	4		0.034				0.040	0.1053	0.1313
	5		0.040				0.044	0.1053	0.1313
	6		0.040				0.044	0.1464	0.5358
	7		0.034				0.040	0.0894	0.1247
	8		0.028				0.028	0.0946	0.1541
Case E	1	0.9	0.028	2.8	0.012	0.9	0.028	0.1048	0.2114
	2		0.028				0.030	0.1200	0.3120
	3		0.030				0.030	0.1340	0.4201
	4		0.030				0.032	0.1316	0.3828
	5		0.030				0.034	0.1109	0.2078
	6		0.030				0.034	0.0893	0.1240
	7		0.030				0.032	0.0893	0.1240
	8		0.028				0.028	0.1340	0.4201

$A = m^2$
 $I = m^4$



$$A = m^2$$

$$I = m^4$$

5.3 경관설계에 따른 단면 최적화 및 경제성 분석

5.3.1 경관설계에 따른 단면 최적화

5.2절에서 선정된 단면에 대하여 최적화프로그램을 수행하여 그 결과를 표 5-4에 나타내었다. 최적 전에는 단면이 변화하지 않는 Case A가 가장 중량이 크게 나타났으나 최적 후에는 지점부에서 일정거리만큼 직선변화하는 Case B 및 Case C가 Case A보다 크게 나타났다. 그러나 최적 전 및 최적 후에서 단면이 3차곡선으로 변화하는 Case D 및 Case E의 경우에는 중량이 Case A에 비해 작게 나타났다. 또한 도장면적은 최적 전 및 최적 후 모두 Case A가 가장 작게 나타났는데 이것은 복부 높이의 변화에 따른 것으로 판단된다.

그림 5-7에 최적화프로그램에 의한 응력결과를 최적 전과 최적 후에 대하여 나타내었다. 최적 전 및 최적 후의 응력결과도 거의 동일하게 나타났다. 또한 최적설계에서는 허용응력의 95%를 목표로 하였으므로 지점부에 허용응력의 95%에 상당하는 응력이 나타나고 있다.

그림 5-8에 경관설계에 따른 전체중량 및 최대 응력의 변화를 비교하여 나타내었다. Case A에서 Case E로 갈수록 최적 전 및 최적 후의 강제중량은 감소하였으나 최대 응력은 최적 전 및 최적 후의 변화가 거의 없는 것으로 나타났다. 그림 5-8에서는 응력 변화와의 상대적인 비교를 위하여 강제중량 단위를 "tonf"로 나타내었다.

이러한 결과로 볼 때 거더 높이가 변하지 않는 Case A보다는 황금비를 고려하여 거더 높이를 3차곡선으로 변화하는 Case E의 경우가 더 효율적인 것으로 판단된다.

표 5-4 Case별 최적설계에 의한 중량 및 면적 감소율

Case	길이당 중량(kN/m)			도장면적(m^2)		
	최적 전	최적 후	감소율(%)	최적 전	최적 후	감소율(%)
Case A	23.48	17.17	26.9	5063.0	4825.4	4.7
Case B	22.73	17.86	21.4	5321.8	5089.9	4.4
Case C	22.60	17.86	21.0	5442.9	5218.9	4.1
Case D	20.04	16.77	16.3	5821.2	5339.7	8.3
Case E	18.29	15.96	12.7	6173.4	5903.5	4.4

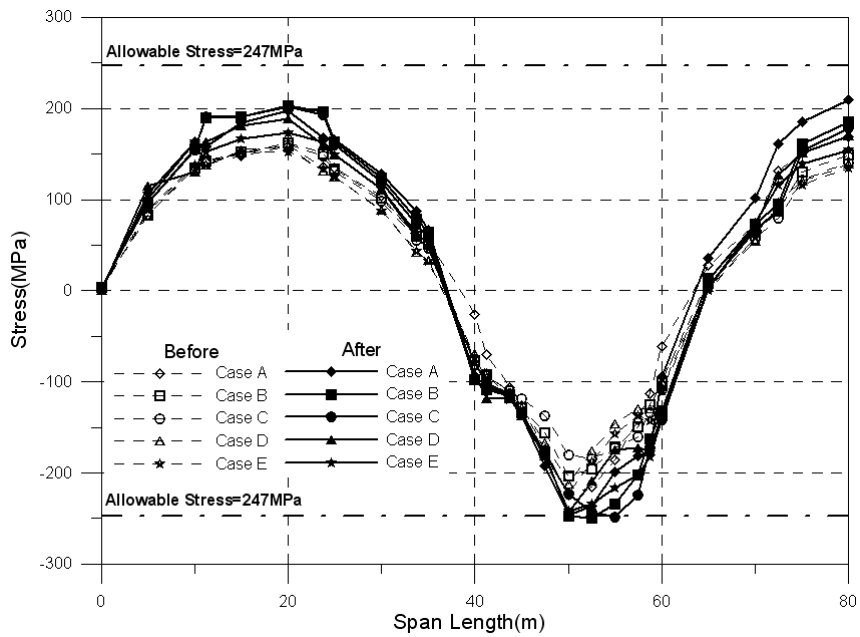


그림 5-7 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 응력

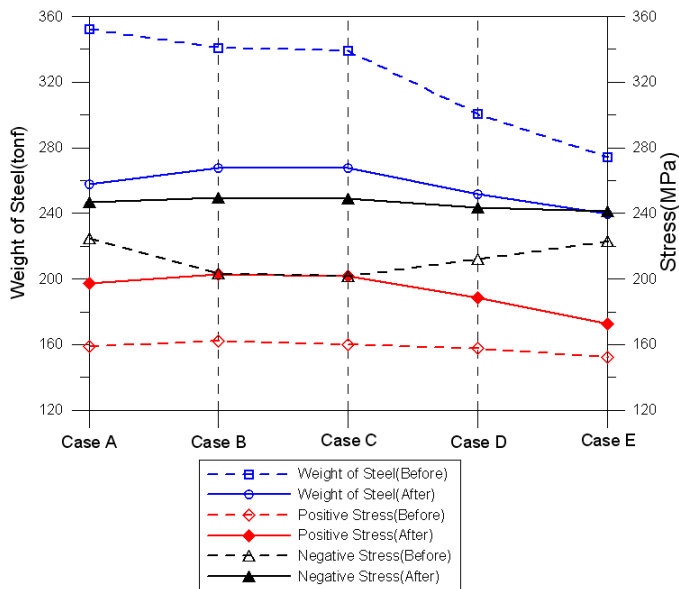


그림 5-8 전체 중량 및 최대 응력 변화

표 5-5 및 그림 5-9에 경관설계에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면적 및 단면 2차모멘트의 변화를 나타내었다. 최적 전 및 최적 후의 단면적은 Case A에서 Case E로 갈수록 감소하였으나 단면2차모멘트는 증가하는 경향을 나타내었다.

표 5-5 경관설계에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)

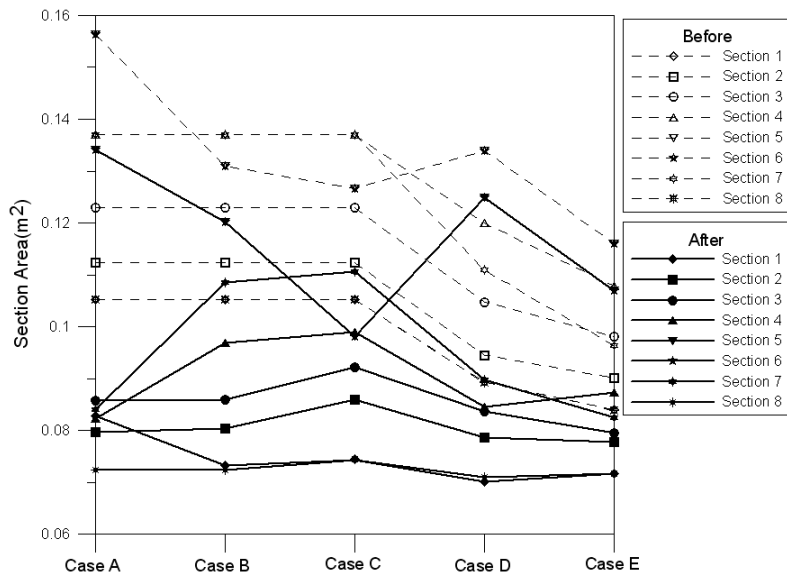
(a) 단면적(A)

지간 길이	구분	단면적(m^2)							
		1	2	3	4	5	6	7	8
40m	최적 전	0.1053	0.1123	0.1229	0.1370	0.1563	0.1563	0.1370	0.1053
	최적 후	0.0828	0.0797	0.0857	0.0823	0.1342	0.1342	0.0841	0.0725
50m	최적 전	0.1053	0.1123	0.1229	0.1370	0.1309	0.1309	0.1370	0.1053
	최적 후	0.0734	0.0805	0.0902	0.0969	0.1201	0.1201	0.1085	0.0724
60m	최적 전	0.1053	0.1123	0.1229	0.1370	0.1266	0.1266	0.1370	0.1053
	최적 후	0.0744	0.0966	0.0922	0.0990	0.0982	0.0982	0.1107	0.0744
70m	최적 전	0.0894	0.0946	0.1048	0.1200	0.1340	0.1340	0.1109	0.0893
	최적 후	0.0702	0.0787	0.0836	0.0846	0.1250	0.1250	0.0897	0.0710

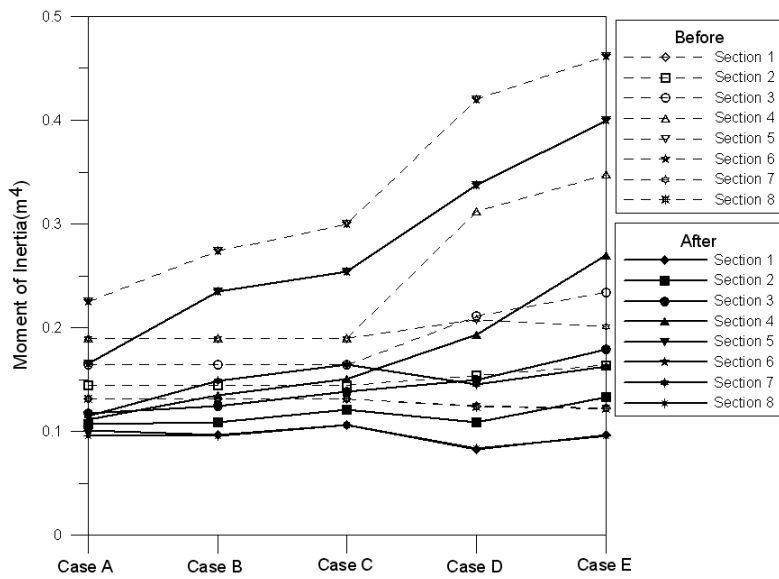
(b) 단면2차모멘트(I)

지간 길이	구분	단면2차모멘트(m^4)							
		1	2	3	4	5	6	7	8
40	최적 전	0.1313	0.1445	0.1641	0.1901	0.2253	0.2253	0.1901	0.1313
	최적 후	0.1015	0.1075	0.1174	0.1119	0.1655	0.1655	0.1147	0.0957
50	최적 전	0.1313	0.1445	0.1641	0.1901	0.2738	0.2738	0.1901	0.1313
	최적 후	0.0970	0.1087	0.1244	0.1353	0.2347	0.2347	0.1486	0.0955
60	최적 전	0.1313	0.1445	0.1641	0.1901	0.3001	0.3001	0.1901	0.1313
	최적 후	0.1066	0.1272	0.1383	0.1503	0.2544	0.2544	0.1647	0.1066
70	최적 전	0.1247	0.1541	0.2114	0.3120	0.4201	0.4201	0.2078	0.1240
	최적 후	0.0825	0.1092	0.1501	0.1934	0.3379	0.3379	0.1456	0.0833

* 1~8은 그림 5-6의 단면변화 구간을 나타냄.



(a) 경관설계에 따른 최적 전 및 최적 후의 A 변화



(b) 경관설계에 따른 최적 전 및 최적 후의 I 변화

그림 5-9 경관설계에 따른 최적 전 및 최적 후의 A 및 I 변화

그림 5-10에 최적설계 전·후에 대한 Case별 I/A를 나타내었다. 그림에서 실선으로 표시된 것은 최적 전의 I/A이며 점선으로 표시된 것은 최적 후의 I/A이다.

I/A는 거더 높이가 지점부에서 직선 변화하는 Case B 및 Case C는 지점부만이 증가하였으며 거더 높이가 3차곡선으로 변화하는 Case D 및 Case E는 대부분의 구간에서 증가하는 경향을 나타내었다. 이것은 각각의 Case에서의 단면 선정시 동일한 응력이 발생하도록 단면을 선정하였으므로 거더 높이가 3차곡선으로 변화하는 경우 복부 높이 증가로 인해 단면2차모멘트가 증가하기 때문이다.

이러한 결과로부터 각각의 Case의 최적 전 및 최적 후에 계산된 응력이 거의 유사하고 강성에 영향을 미치는 I가 증가하므로 경관을 고려한 설계를 하는 것이 효율적인 것으로 판단된다.

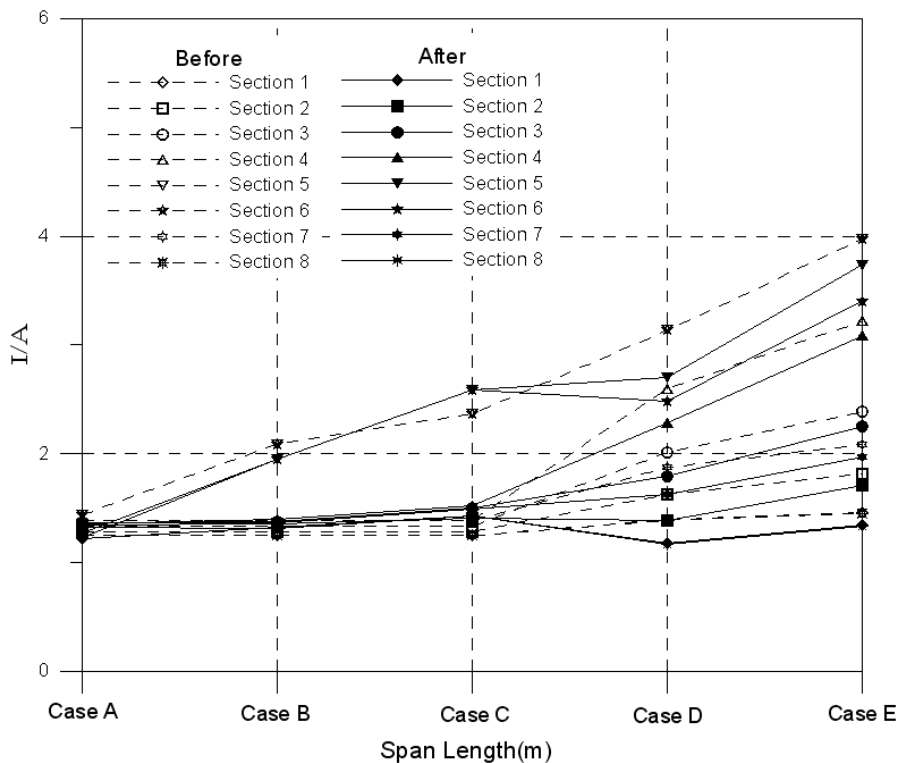


그림 5-10 경관설계에 따른 I/A

표 5-6~표 5-8에 경관설계에 따른 최전전 및 최적 후의 부재별 단면제원을 나타내었다.

표 5-6 최적 전 및 최적 후의 상부플랜지 단면제원

(단위 : mm)

단면 구간	Case A				Case B				Case C				Case D				Case E			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}
1	900	28	899	28	900	28	898	28	900	28	898	28	900	28	898	28	900	28	897	28
2		28	899	28		28	898	28		28	897	28		28	899	28		28	899	28
3		32	897	28		32	897	32		32	898	32		30	899	30		30	895	28
4		40	886	28		40	893	36		40	894	36		34	891	28		30	895	28
5		48	899	28		38	899	37		32	900	31		40	900	40		30	899	28
6		48	898	29		38	899	37		32	900	31		40	898	40		30	898	29
7		40	886	30		40	897	40		40	897	40		34	897	34		30	897	30
8		28	898	28		28	897	28		28	898	28		28	898	28		28	897	28

표 5-7 최적 전 및 최적 후의 하부플랜지 단면제원

(단위 : mm)

단면 구간	Case A				Case B				Case C				Case D				Case E			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}	B_{uf}	t_{uf}
1	900	28	899	27	900	28	899	28	900	28	900	28	900	28	899	26	900	30	899	26
2		36	899	35		36	900	36		36	900	35		30	900	30		30	898	29
3		44	898	42		44	899	43		44	900	44		34	900	33		32	897	26
4		52	888	39		52	895	47		52	896	48		40	893	32		34	897	28
5		66	898	65		38	899	38		32	899	32		44	899	44		34	897	34
6		66	898	65		38	899	38		32	899	32		44	899	43		32	899	34
7		52	888	39		52	898	50		52	900	51		40	899	38		28	899	30
8		28	900	27		28	899	27		28	900	28		28	899	27		28	899	26

표 5-8 최적 전 및 최적 후의 복부 단면제원

(단위 : mm)

단면 구간	Case A				Case B				Case C				Case D				Case E			
	최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후		최적 전		최적 후	
	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w	H_w	t_w
1	2800	20	2621	13	2800	20	2619	9	2800	20	2736	9	2839	14	2465	9	2857	12	2649	9
2				9				9				11								
3				9				9				9								
4				9				9				9								
5				20				16				11								
6				17				16				11								
7				9				11				11								
8				9				9				9								

그림 5-11에 표 5-6~표 5-7에 나타난 경관설계에 따른 최적 전 및 최적 후의 부재별 최대 및 최소 단면제원의 변화를 그래프로 나타내었다. 이러한 결과는 향후 경관을 고려한 2거더교 설계시 거더 높이를 변화시킨 변단면 교량의 단면선정의 설계 자료로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

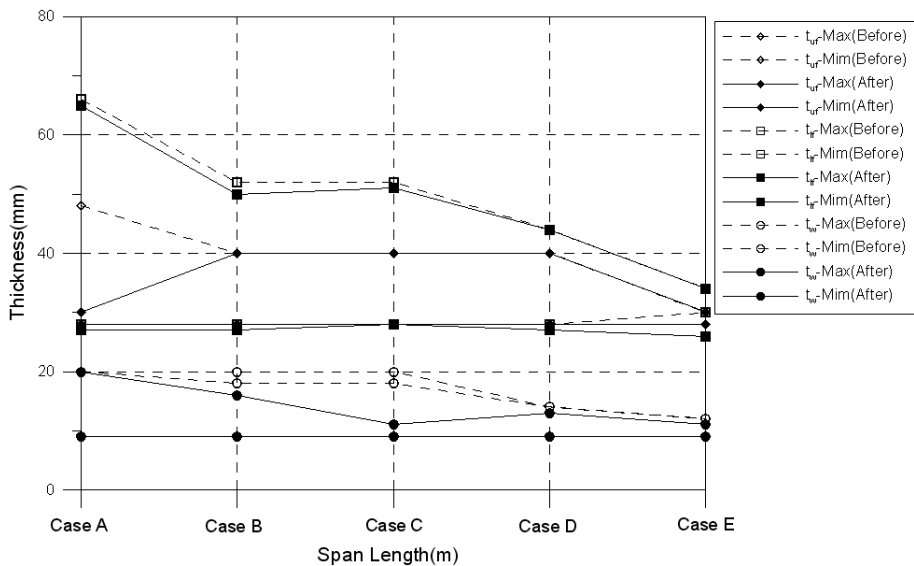
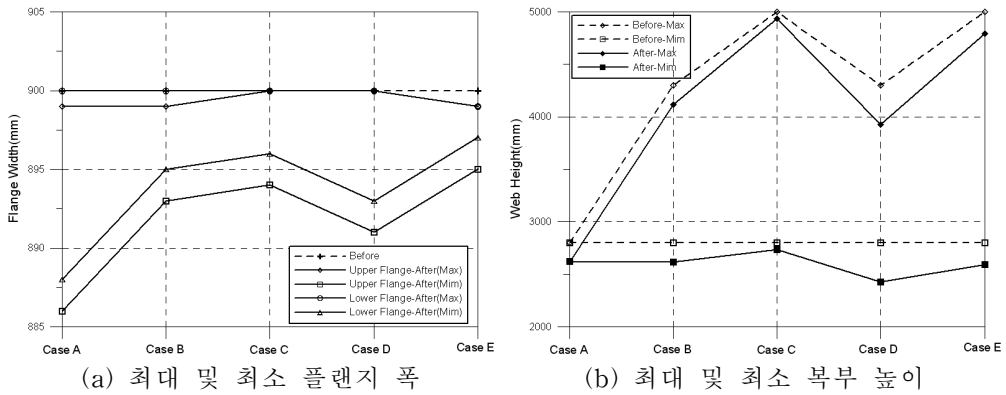


그림 5-11 경관설계에 따른 부재별 최대 및 최소 단면제원 변화

5.3.2 경관설계에 따른 경제성 분석

경관을 고려하여 거더 높이를 변화시킨 Case에 따른 최적 전 및 최적 후의 단면에 대해 제작공수 및 제작노무비를 산정하여 경제성분석을 실시하였다. 제작비용은 2006년 표준품셈(한국건설기술연구원, 2008)을 적용하였으며 인건비는 2007년 노임단가(대한건설협회, 2007)를 적용하여 산출하였다.

표 5-9 및 그림 5-12에 경관설계에 따른 제작비용을 산출한 결과를 나타내었다. 최적 전 및 최적 후의 제작비용의 차이는 거더 높이가 변화하지 않는 Case A의 경우가 약 15%정도로 가장 크게 나타났다. 그러나 각각의 Case에 따른 제작비용의 차이는 5% 이내로 작게 나타나 경관설계에 따른 차이는 거의 없는 것으로 판단된다.

또한 표 5-4에서 최적 후의 강재중량이 Case A에 비해 Case D, E가 더 작으나 제작비용은 Case D, E가 더 크게 나타나고 있는데 이것은 복부 높이의 증가에 따라 용접길이가 증가하므로 이로 인한 제작비용이 증가하기 때문으로 판단된다.

표 5-9 경관설계에 따른 제작비용

Case	제작공수(인)		제작노무비(백만원)		제작비용(백만원)	
	최적 전	최적 후	최적 전	최적 후	최적 전	최적 후
Case A	3,328	3,070	313	288	1,242	1,060
Case B	3,334	3,127	313	293	1,232	1,089
Case C	3,345	3,163	314	297	1,234	1,102
Case D	3,325	3,137	312	294	1,189	1,076
Case E	3,318	3,190	311	299	1,160	1,083

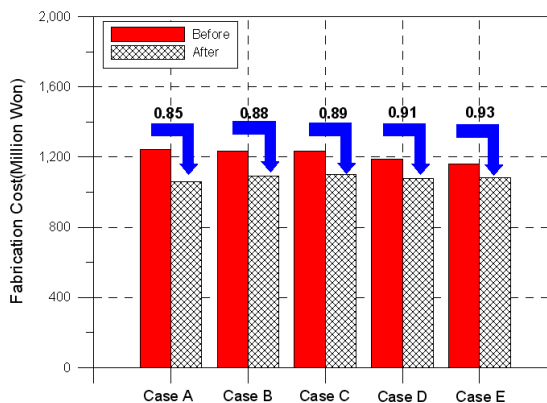


그림 5-12 경관설계에 따른 제작비용

그림 5-13에 제작비용의 변화율 그래프를 Case A를 기준으로 나타내었다. 최적 전 단면에서는 Case A에 비해 제작비용이 모두 감소하는 경향을 나타내었으나 최적 후 단면에서는 Case B~Case D는 증가하였으며 Case E는 감소하였다. 그러나 변화율의 크기가 5% 미만으로 매우 작은 것으로 나타나 경관을 고려하여 설계하여도 제작비용의 차이는 거의 없는 것으로 나타났다.

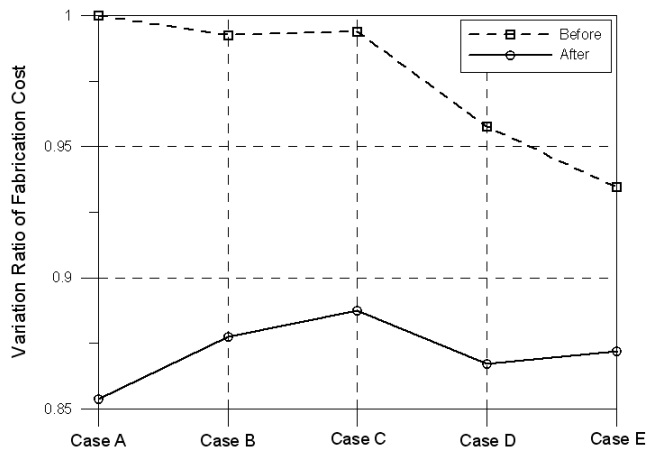


그림 5-13 경관설계에 따른 제작비용 변화율

표 5-9에서 산출한 제작비용을 기초로 하여 교량 상부공사비를 산출한 결과를 표 5-10 및 그림 5-14에 나타내었다. 상부공사비도 제작비용과 동일하게 최적 전 및 최적 후의 각 Case에 대해 차이가 거의 없는 것으로 나타났다.

표 5-10 경관설계에 따른 상부공사비

(단위 : 백만원)

공종	최적 전					최적 후				
	CaseA	CaseB	CaseC	CaseD	CaseE	CaseA	CaseB	CaseC	CaseD	CaseE
바닥판	301	299	299	288	282	257	264	267	261	263
제작	1,242	1,232	1,234	1,189	1,160	1,060	1,089	1,102	1,076	1,083
운반	40	39	39	38	37	34	35	35	34	34
가설	258	256	256	247	241	220	226	229	224	225
부대공	356	353	354	341	332	304	312	316	308	310
총공사비	2,196	2,179	2,182	2,103	2,052	1,875	1,927	1,949	1,904	1,915
길이(m)당 공사비(천원)	13,571	13,470	13,489	12,995	12,683	11,587	11,909	12,043	11,767	11,835
면적(m ²)당 공사비(천원)	1,148	1,139	1,141	1,099	1,073	980	1,007	1,018	995	1,001

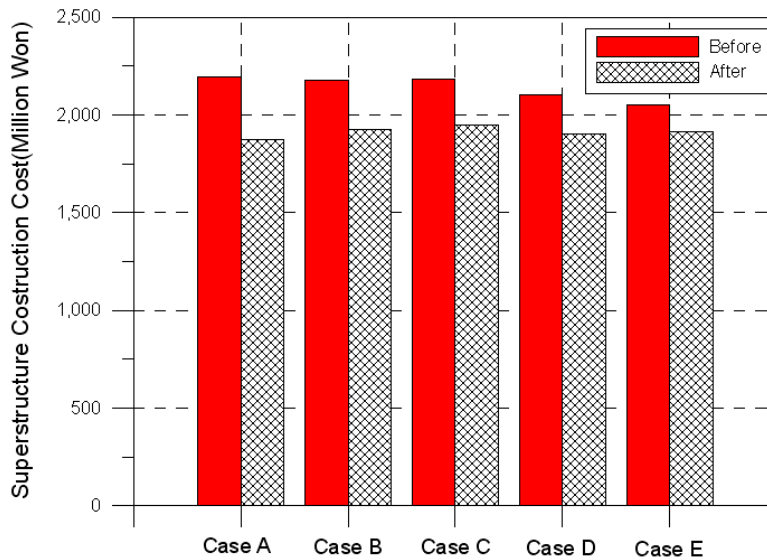


그림 5-14 경관설계에 따른 상부공사비

경관설계에 따른 Case별 최적 전 및 최적 후의 공사비 변화율을 그림 5-15에 나타내었다. 공사비의 변화율도 각 Case에서 최대 차이가 약 3%로 나타나고 있어 상부공사비의 차이도 거의 없는 것으로 나타났다.

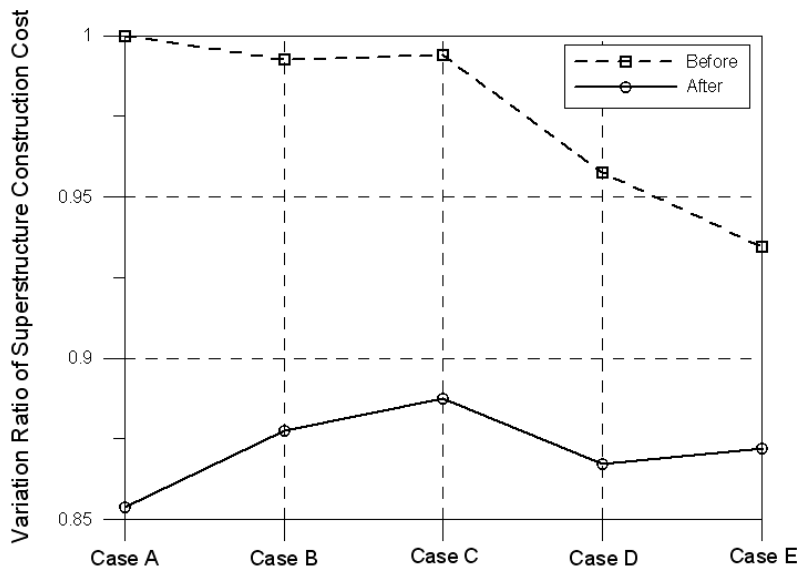


그림 5-15 경관설계에 따른 상부공사비 변화율

그림 5-16에 경관설계에 따른 강성 및 상부공사비의 변화율을 거더 높이가 변화하지 않는 Case A를 기준으로 나타내었다. 경관을 고려하여 거더 높이를 변화시키는 경우 거더 높이를 변화시키지 않는 경우에 비해 휨강성은 증가하였으나 상부공사비는 거의 변화가 없는 것으로 나타나 2거더교는 경관을 고려하여 설계하는 것이 단면을 더 효율적으로 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

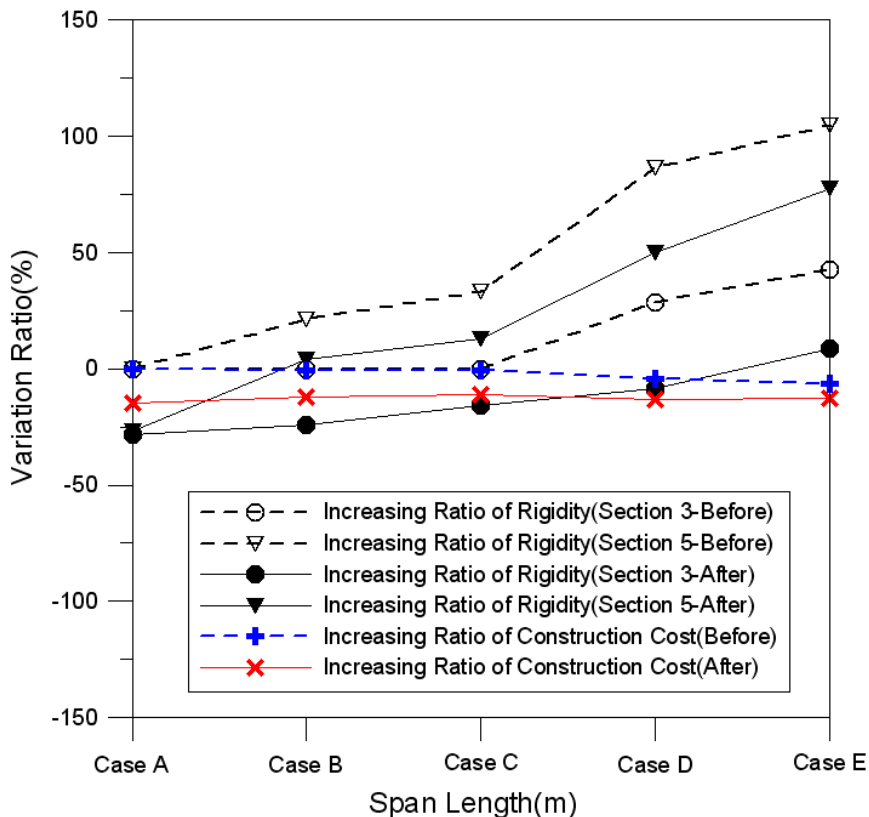


그림 5-16 경관설계에 따른 강성 및 상부공사비 변화율

이상의 결과로부터 2거더교에서 경관을 고려하여 거더 높이를 변화하여도 응력에서의 차이는 거의 없으며 오히려 강재중량을 감소시키고 단면의 효율적인 사용이 가능하게 하는 장점이 있으므로 경관을 고려하여 설계하는 것이 더 효율적인 것으로 판단된다.

5.4 경관설계시 가로보 배치상세에 따른 단면 최적화

각각의 경관설계시 가로보 배치 상세에 따른 최적설계 및 경제성 분석을 위한 해석변수는 4장의 표 4-41과 같으며 최적설계시의 단면은 표 5-3의 단면제원을 적용하였다.

표 5-11에 가로보 배치 상세에 따른 길이당 강재중량 감소율을 표 5-12에 1경간 중앙부 하부플랜지 응력을 나타내었다. 4.6절의 지간길이에 따른 최적설계 결과와 동일하게 가로보 배치상세를 변화함에 따라 강재중량은 약 10%정도 감소하였으나 응력에는 거의 변화가 없는 것으로 나타났다.

표 5-11 가로보 배치 상세에 따른 길이당 강재중량 감소율

Case	길이당 강재중량(kN/m)						Case B/Case A 비	
	Case A			Case B				
	최적 전	최적 후	감소율 (%)	최적 전	최적 후	감소율 (%)	최적 전	최적 후
Case A	23.48	17.17	26.9	20.93	15.33	26.7	0.89	0.89
Case B	22.73	17.86	21.4	20.10	15.88	21.0	0.88	0.89
Case C	22.60	17.86	21.0	20.19	16.11	20.2	0.89	0.90
Case D	20.04	16.77	16.3	17.66	14.86	15.9	0.88	0.89
Case E	18.29	15.96	12.7	16.30	14.29	12.4	0.89	0.90

표 5-12 가로보 배치상세에 따른 1경간 중앙부 하부플랜지 응력(G1)

(단위 : MPa)

Case	Case A		Case B		비율(%)	
	최적 전 응력	최적 후 응력	최적 전 응력	최적 후 응력	최적 전	최적 후
Case A	155.88	197.55	154.51	197.23	99.1	99.8
Case B	162.24	202.92	160.92	202.51		
Case C	159.99	201.69	158.64	201.31		
Case D	157.64	188.71	156.38	188.45		
Case E	152.6	172.84	151.40	172.52		

표 5-13에 가로보 배치상세에 따른 단면적 및 단면2차모멘트의 변화를 최대 정모멘트 구간과 최대부모멘트 구간에 대하여 나타내었다. 가로보 배치상세가 변화하여도 A 및 I의 변화는 약 1%로 거의 변화가 없는 것으로 나타났다.

표 5-13 가로보 배치상세에 따른 단면적(A) 및 단면2차모멘트(I)
(a) 단면적(A)

Case	Case A(m^2)		Case B(m^2)		비율(%)	
	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간
Case A	0.0857	0.1342	0.0848	0.1327	1.02	1.14
Case B	0.0902	0.1201	0.0892	0.1187		
Case C	0.0922	0.0982	0.0914	0.0971		
Case D	0.0836	0.1250	0.0828	0.1235		
Case E	0.0795	0.1070	0.0788	0.1060		

(b) 단면2차모멘트(I)

Case	Case A(m^4)		Case B(m^4)		비율(%)	
	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간	최대 정모멘트 구간	최대 부모멘트 구간
Case A	0.1174	0.1655	0.1162	0.1637	1.02	1.14
Case B	0.1244	0.2347	0.1231	0.2319		
Case C	0.1383	0.2544	0.1371	0.2516		
Case D	0.1501	0.3379	0.1486	0.3338		
Case E	0.1789	0.4002	0.1771	0.3961		

표 5-14에 가로보 배치상세에 따른 상부공사비를 나타내었다. 상부공사비 산출 결과 2장에서 제시된 가로보 배치상세를 적용하는 경우에 공사비는 약 13%정도 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 결과로부터 관용적인 가로보 배치상세에 비해 본 논문의 2장에서 제시한 가로보 배치상세인 가로보 간격 1/6, 가로보 강성 2.1%를 적용하는 경우 최적 전 및 최적 후의 응력 및 단면특성은 거의 동일하나 공사비는 감소하므로 경관을 고려하여도 본 논문에서 제시한 가로보 배치상세를 적용하는 것이 더 합리적인 것으로 판단된다.

표 5-14 가로보 배치상세에 따른 상부공사비

Case	공사비	Case A		Case B		Case B/Case A 비	
		최적 전	최적 후	최적 전	최적 후	최적 전	최적 후
Case A	상부공사비 (백만원)	2,196	1,875	1,948	1,663	0.87	0.87
	길이당 공사비 (천원/m)	13,571	11,587	11,830	10,088		
Case B	상부공사비 (백만원)	2,149	1,933	1,908	1,716	0.88	0.88
	길이당 공사비 (천원/m)	13,470	11,909	11,813	10,385		
Case C	상부공사비 (백만원)	2,172	1,915	1,928	1,700	0.89	0.89
	길이당 공사비 (천원/m)	13,489	12,043	11,967	10,679		
Case D	상부공사비 (백만원)	2,101	1,906	1,858	1,685	0.87	0.87
	길이당 공사비 (천원/m)	12,995	11,767	11,277	10,212		
Case E	상부공사비 (백만원)	2,050	1,917	1,811	1,694	0.87	0.87
	길이당 공사비 (천원/m)	12,683	11,835	11,020	10,282		

5.5 소결

경관을 고려하여 거더 높이 및 경간분할에 대한 최적설계 및 경제성 분석을 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 경관을 고려한 교량설계를 위하여 황금율을 고려한 거더 높이 및 경간분할을 하여 일정단면, 지점부 선형변화, 3차곡선 변화에 대한 최적설계를 수행한 결과 거더 높이를 3차곡선으로 변화하여 설계한 경우의 강재중량이 가장 작은 것으로 나타났다. 따라서 경관을 고려한 설계를 하는 것이 보다 효율적인 것으로 판단된다.
- (2) 경관을 고려하여 거더 높이의 변화에 따른 최적설계의 결과를 분석하여 변단면을 적용하는 2거더교의 단면 선정시의 설계자료를 제시하였다.
- (3) 경관설계 Case별로 해석결과를 분석한 결과 최적 전 및 최적 후의 응력이 모두 유사하게 나타났으며 이에 대한 공사비를 산정한 결과 각 Case에 따른 공사비의 차이는 약 1%이므로 경관을 고려한 설계를 하는 것이 보다 효율적인 것으로 판단된다.
- (4) 관용적인 가로보 배치상세를 적용한 경우와 2장에서 제시한 가로보 배치상세를 적용하는 경우 주거더의 응력 및 단면특성은 동일하나 공사비는 감소하므로 경관을 고려하여도 본 논문에서 제시한 가로보 배치상세를 적용하는 것이 더 합리적인 것으로 판단된다.

6장. 결 론

본 연구에서는 2거더교의 구조적 거동 특성 파악을 위해 기존 설계된 2거더교를 대상으로 FEM해석을 실시하여 합리적인 가로보 배치 및 피로에 안전한 구조상세를 제안하였다.

또한 2거더교의 단면특성 및 설계 가이드라인의 제시를 위해 최적설계 및 경제성 분석을 실시하여 지간길이에 따른 2거더교의 단면특성을 제안하고 적정 지간길이를 제안하였다. 또한 경관을 고려하기 위해 2거더교를 대상으로 거더 높이 및 경간 구성을 변화시키면서 최적설계 및 경제성 분석을 통해 경관설계의 기초자료를 제공하였다.

이상의 연구과정에 의하여 도출된 결론은 다음과 같다.

1) 2거더교의 가로보 배치에 따른 거동 특성

- (1) 가로보 위치는 응력의 관점에서 하단에 배치하는 것이 가장 효율적이나 중단 배치와 하단배치의 응력차이가 작고 점검로 설치 및 시공의 효율성 등을 고려하면 중단에 배치하는 것이 합리적일 것으로 판단된다.
- (2) 가로보 간격 및 강성에 따른 응력변화율 및 제작비용의 변화율을 분석한 결과 가로보 간격은 지간의 1/6, 가로보 강성은 거더강성의 2.1%로 배치하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.
- (3) 관용적인 가로보 설계방법과 본 논문의 구조모델에 의한 결과 차이로부터 실제 설계에서 적용할 수 있는 가로보 설계식을 다음과 같이 제안하였다.

$$f_{cs} = \alpha \cdot f_{gacs}$$

여기서, $\alpha = 2.42$: 거더 간격 6m인 경우

f_{cs} = 가로보 응력

f_{gacs} = 격자해석에 의한 가로보 응력

2) 수직보강재 연결부 구조상세 제안

- (1) 거더 복부 두께 및 스캘럽 곡률반경에 따른 상세해석 결과 복부 두께가 8mm, 12mm인 경우에는 도로교설계기준의 허용피로응력범위 63MPa보다 더 큰 응력범위가 발생하고 있으므로 피로 및 용접 시공성 등을 고려하면 거더 복부의 두께는 16mm 이상, 스캘럽 곡률반경은 100mm이하가 적절한 것으로 판단된다.
- (2) 관용적인 피로검토 방법과 상세해석에 의한 피로검토 방법에 의한 응력범위 결과부터 실제 설계에서 적용할 수 있는 피로검토에 대한 설계식을 다음과 같이 제안하였다.

$$f_{sr} = \beta \cdot \gamma \cdot f_{gasr}$$

여기서, f_{sr} = 수직보강재 연결부 응력범위

f_{gasr} = 격자해석에 의해 계산된 응력범위

β = 식 (3-2)로부터 계산된 스캘럽 곡률반경 보정계수

γ = 식 (3-3)으로부터 계산된 복부두께 보정계수

3) 2거더교의 최적설계에 따른 단면 최적화 및 경제성 분석

- (1) 일정지간 및 지간길이 변화에 따른 최적설계 결과로부터 최적 전과 최적 후의 단면제원을 분석하여 향후 2거더교 단면 선정의 설계자료를 제시하였다.
- (2) 지간길이에 따른 최적설계에 따른 휨강성 변화율 및 경제성 분석에 의한 공사비 변화율을 분석한 결과 2거더교의 적정 지간길이는 50m~60m인 것으로 판단된다.

4) 2거더교의 단면 최적화와 경관 특성

- (1) 경관설계를 위해 황금비를 고려한 거더 높이 및 경간 분할에 대하여 최적설계 및 경제성 분석을 수행한 결과 거더 높이를 3차곡선으로 변화시키는 것이 효율적인 단면을 사용할 수 있으며 거더 높이의 변화에 따른 공사비의 차이도 거의 없으므로 2거더교에서는 경관설계를 하는 것이 효율적인 것으로 판단된다.

참고문헌

저 서

건설교통부(2001), 도로설계편람(Ⅲ)

건설교통부(2005), 교량현황조서

건설교통부(2006), 강도로교 상세부설계지침

건설연구사(2005), 건설표준품셈

권인환 역, Fritz Leonhardt(1994), 교량의 미학, 도기술

경갑수, 김학수, 채원규 공역(1998), 강교의 피로, 건설도서

대한토목학회(2003), 도로교설계기준·해설

류연선, 임오강, 박경진 역, Jasbir S. Arora(2005), 최적설계입문, 인터비전

마이다스아이티(2006), Midas Online Manual

박영석 역, J.W. Fisher(1994), 강교의 피로와 손상, 구미서관

씨티씨(주), 이희현, 전준창(2004), DAP-1(Dynamic Analysis Program Version 1), 프로그램 심의조정위원회

재정경제부(2003), 실적공사비에 의한 예정가격 작성준칙

한국건설기술연구원(2006), 2006 건설공사표준품셈

한국건설기술연구원(2008), 2008 건설공사표준품셈

한국도로공사 도로교통기술원(2004), 소수거더교 설계지침

한국도로교통협회(2005), 도로교설계기준

한국도로교통협회(2005), 도로교표준시방서

한국철강협회 스킵컨스트럭션센터(2003), 소수주형(2주형 곡선) 강교량 설계 요령집

American Association of State Highway and Transportation Officials(2002),
Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition

American Association of State Highway and Transportation Officials(2004),
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition

Charles G. salmon, John E. Johnson(1995), Steel Structures, Fourth Edition,
Emphasizing Load and Resistance Factor Design, pp. 610~695

Fisher J.W(1997), Bridge fatigue guide-Design and details, American Institute
of Steel Construction

日本道路協會(1991), 鋼道路橋の細部構造に関する資料集

日本鋼構造協會(1993), 鋼構造物の疲労設計指針・同解説

日本道路協會(1994), 鋼道路橋設計便覧

建設省道路局國道課(1996), 鋼道路橋數量集計マニュアル(案), 財団法人建設物價調
査會.

日本建築學會(1988), 鋼構造設計規準

日本橋梁建設協會(1999), 新しい鋼橋, (社)日本橋梁建設協會

日本鋼構造協會(2000), 合理化型に関するデザインマニュアル, (社)日本鋼構造協會

日本道路協會(2002), 道路橋示方書·同解説

日本道路協會(2002), 鋼道路橋の疲勞設計指針

新しい鋼橋の設計編集委員會(2002), 新しい鋼橋の設計, 山海堂

杉山和雄(2002), 橋の造形學, 朝倉書店

日本土木學會(2005), Bridge in Japan 2003-2004

經濟調查會工 積算研究會(2006), 工事歩掛要覽, 財團法人經濟調查會

日本橋梁建設協會(2006), '06 Design Data Book

학술지 및 학술회의 게재논문

권기창, 정경섭, 김동현(2004), 2거더 관형교의 가로보 배치에 따른 구조거동특성에 관한 연구, 건설기술연구소논문집, 제23권, 제1호, pp121~132

권순철, 경갑수, 김경주, 박혜연(2007), 제작공수 변화에 따른 표준품셈의 적정성 검토, 대한토목학회논문집, 제25권, 제4D호, pp.517~524

경갑수(1996 a), 생략화·합리화를 고려한 강교량이란, 한국강구조학회 논문집, 제8권, 제4호, pp 65-77

경갑수(1996 b), 플레이트 거더교의 수직보강재 구조상세에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 제8권, 3호, pp. 117~125

경갑수, 권순철, 전준창(2004 a), 2거더 강교량 가로보 설계 합리화 방안에 관한 연구, 한국강구조학회학술발표논문집, pp. 444~452

경갑수, 강지윤, 정경섭, 김경주(2004 b), 강교량 품셈 공수 산정 비교 연구, 대한토목학회논문집, 제24권 제6D호, pp. 919-927

- 경갑수, 권순철, 박경진, 전준창(2006), 2개의 거더가 적용된 강플레이트 거더교의 가로보 거동에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 제26권, 제3A호, pp. 523~532
- 김남희, 고현무(2005 a), 교량설계와 황금률, 대한토목학회 정기학술대회, pp. 596~599
- 김남희, 고현무, 문지영(2005 b), 교량의 미학적 설계에 관한 연구, 대한토목학회 정기학술대회, pp. 2192~2195
- 김남희, 고현무(2007), 아름다운 교량형태를 위한 미학적 설계법, 대한토목학회 논문집, 제27권, 제4A호, pp. 535~546
- 박명균, 김영걸(2006), 아름다운 교량설계를 위한 경관설계, 2006 대한토목학회 정기학술대회, pp. 2447~2450
- 박용명, 백승용, 황민오(2002), 강합성 플레이트거더교의 가로보 배치에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 제14권, 6호, pp. 691~699
- 박용명, 노승윤, 백승용, 황민오(2003), 강합성 2거더교의 가로보 배치에 관한 연구, 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, pp 1~8
- 박용명, 조현준, 황민오(2004), 강합성 2-거더교의 가로보 배치 및 소요 휨강성에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 제16권, 1호, pp. 1~10
- 박용명, 조옴돈이, 백성용(2006), 강합성 플레이트 2-거더교의 가로보 제원 및 설치간격에 따른 여유도 평가, 한국강구조학회논문집, 제18권, 2호, pp. 137~146
- 박혜연, 경갑수, 선창원, 강신화, 권순철(2007 a), 강교량 공사비 통계자료에 기초한 영향변수 분석, 한국강구조학회학술발표논문집, pp. 930~935

- 박혜연, 경갑수, 권순철, 강신화(2007 b), 강교량 공사비 예정가격 및 실행가격에 관한 분석연구, 2007 대한토목학회학술발표대회, pp. 3108~3111
- 이명구, 이승용(2000), 강교량 용접구조의 피로강도에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 제20권, 제5-A호, pp. 861~868
- 이명구, 경갑수, 이승용(2004), 플레이트거더 용접구조상세의 피로균열발생 및 성장특성, 대한토목학회논문집, 제24권, 제1A호, pp. 151~157
- 양승현, Shiomi Hiroyuki(1998), 교량의 경관설계 방법과 구조형상의 시각적 안전성 평가, 한국구조물진단학회, 제 2권, 제3호, pp. 235~244
- 용환선, 김석태, 최수영(2001), 합성2거더교의 하중분배 거동에 미치는 가로보 효과에 관한 연구, 한국강구조학회 학술발표대회 논문집, pp 28-30
- 이희현, 남보현, 박용진, 이종득(2001), 현장케도 동특성 추정에 관한 연구, 한국철도학회논문집, Vol.4, No.2, pp. 39~46
- 전준창, 김석태, 경갑수, 이희현(2002), 고강도 강재의 강교량 적용성에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 제14권, 5호, pp. 603~612
- 조재병(1995), 계산에 의한 강구조의 단계별 피로수명 추정법, 한국강구조학회논문집, 제7권, 3호, pp. 231~239
- 조재병(2004), 플레이트거더 지하철교량 세로보의 피로균열에 관한 연구, 제16권, 5호, pp. 713~724
- 조효남, 정지승(1999 a), 효율적인 재해석기법에 의한 강상자형교의 최적설계, 한국강구조학회논문집, 제11권, 5호, pp. 539~548
- 조효남, 정지승, 민대홍(1999 b), 자동화설계를 위한 강상판교의 해석모델, 한국강구조학회논문집, 제11권, 제4호, pp. 363~372
- 조효남, 정지승, 민대홍(2000), 강상자형교의 자동화 최적화프로그램, 한국강구조학회논문집, 제12권, 5호, pp. 475~485

- 조효남, 정지승, 민대홍(2002), 강상판교의 다목적 최적설계, 한국강구조학회논문집, 제14권, 3호, pp. 395~402
- Cao L.C, Shing P.B(1999), Simplified analysis method for slab-on-girder highways bridge deck, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.125, No.ST1, pp. 49~59
- Chang, D.I, and Lee, H.H(1994), Impact Factors for Simple Span Highway Girder Bridges, ASCE J. Structural Engineering, Vol. 120, No. 3, pp. 704 ~ 712
- Eiki Yamaguchi, Satoru Yamamoto, Jun Murakoshi, Minoru Takahashi, Kenji Yamashita(2006), A Study of design analysis for steel four-I-girder bridge, JSSC, Steel Construction Engineering, Vol. 52A, pp. 893~900
- Graciano C.A, Edlund Bo(2002), Nonlinear FE analysis of longitudinally stiffened girder webs under patch loading, Journal of Constructional Steel Research, Volume 58, Issue 9, pp. 1231-1245
- Goble, G.G, Desantis P.V(1996), Optimum Design of Mixed Steel Composite Girder, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.92, No.ST6, Proc. Paper 5001, pp. 25~43
- Karl E. Barth, Donald W. White, Jennifer E. Righman, Lili Yang(2005), Evaluation of web compactness limits for singly and doubly symmetric steel I-girders, Journal of Constructional Steel Research, Volume 61, Issue 10, pp. 1411~1434
- Masatsugu Nagai, Akihide Honda, Yasushi Nakayama, Fujikazu Sakai, Junichi Yabe(1995), Distortional behavior of 2-I girder bridges under symmetrical loading, Annual Journal of Steel Structure, Vol. 3, pp. 297~304
- Sakano M, Wahab M.A.(1998), Fatigue strength of welded transverse stiffener joints under variable amplitude loading, International Journal of Pressure Vessels and Piping, Volume 75, Issue 15, pp. 1037-1045

- Xie M., Chapman J.C., Hobbs R.E.(2008), A rational design model for transverse web stiffeners, Journal of Constructional Steel Research, Volume 64, Issue 9, pp. 928-946
- Granath Per, Lagerqvist Ove(1999), Behaviour of girder webs subjected to patch loading, Journal of Constructional Steel Research, Volume 50, Issue 1, pp. 49~69
- Spillers, W.R(1975), Iterative Design for Optimal Geometry, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.101, No.ST7, Proc. Paper 11439, pp. 1435~1442
- 坂井藤一, 大垣 賀津雄, 八部順一, 橋本靖智(1997), 合成2主桁橋の横桁配置に関する研究, 橋梁と基礎, pp. 31~38
- 吉田康治, 長井正嗣(1996), シンプルな横補剛材をもつ多主I桁橋の荷重分配性能および床版応力, 土木學會第51回年次學術講演會, pp. 546~547
- 重田光則, 吉田康治, 長井正嗣(1996), シンプルな横補剛材をもつ多主I桁橋の立体挙動, 土木學會第51回年次學術講演會, pp. 548~549
- 鈴木巧, 当麻庄司(1996), 2主桁橋の鋼重偏差値評価, 土木學會第51回年次學術講演會, pp. 552~553
- 小笠原照夫, 辻角學, 橘吉宏(1996), 少數主桁橋の腹板設計法に関する一考察, 土木學會第51回年次學術講演會, pp. 554~555
- 森山陽一, 慶甲秀, 北山耕造, 村山陽, 長谷川和正, 三木千壽(1996), 第二東名神における少數主桁橋の垂直補剛材下端の構造詳細に関する検討, 土木學會第51回年次學術講演會, pp. 558~559
- 中川知和, 塙洋二, 安田克典, 沼田克(1999), 銅2主桁橋の構造特性, KOBE STEEL ENGINEERING REPORT, Vol. 49, No. 2, pp. 20~22

山田岳史, 沼田克, 春立吉(2003), 銅2主桁とRC橋脚とを剛結合したラーメン橋, 神戸製銅技報, Vol. 53, No. 1, pp. 19~26

安川義行, 稻葉尙文, 濟藤英明, 大垣賀津雄(2002), 合成2主桁橋の中間横桁部における頭付きスタッド配置に関する實驗的研究, 土木學會論文集, No. 717, I-61, pp. 119~135

中田知志, 勝俣徹, 長井正嗣(2004), 曲線2主I桁橋の設計に関する検討, 構造工學論文集, Vol. 11, No. 43, pp. 63~73

三木千壽, 坂野昌弘, 館石和雄, 福岡良典(1988), 鋼橋の 疲勞損傷事例の データベースの構築とその分析, 土木學會論文集, 第392號/ I-9(報告), pp. 403-410

坂野昌弘, 米本栄一, 鹿野顯一, 三上市藏(1999), 鋼道路橋垂直補剛材取付け部の疲勞強度, 土木學會論文集, No. 612/I-46, pp. 31~43

학위논문

구민철(2006), 소수주형교 용접이음부 응력해석에 관한 연구, 석사학위논문, 부경대학교

권순철(2004), 2거더 강교량의 설계요소 및 제작요소의 합리화에 관한 연구, 석사학위논문, 한국해양대학교

김건희(2003), 2주형 판형교의 최적설계, 석사학위논문, 서울산업대학교

박미연(2007), 강건 최적화 기법에 의한 고속철도 소수주형 강교량의 LCC 효율적인 실용적 최적설계, 박사학위논문, 한양대학교

서범석(2002), 극후판 용접부의 피로강도 및 극후판을 사용한 소수주형교와 일반 합성형교의 경제성과 시공성에 관한 연구, 석사학위논문, 명지대학교

송지훈(2006), 2주형 판형교의 가로보 응력 해석, 석사학위논문, 부경대학교

이희현(1990), 도로형교의 동적거동에 관한 연구, 박사학위논문, 한양대학교

정지승(1999), 강바닥판교의 다단계 다목적 최적설계, 박사학위논문, 한양대학교

최재도(2007), 교량경관의 형태별 특성 평가 및 시각적 인지도에 관한 유사성 분석, 박사학위논문, 부산대학교

보고서

경기도(2004), I교 구조계산서, D이엔씨

대한건설협회(2007), 2007 상반기 적용 건설업 임금실태 보고서

포항산업과학연구원(2003), 설계·제작·가설·유지관리에의 합리화 시스템을 도입한 강교량 개발에 관한 연구

포항산업과학연구원(2001), 경쟁력 향상 도로용 소수거더 판형교

포항산업과학연구원(1998), 판형교 설계요령

한국강구조학회, 포항산업과학연구원(2004), 고성능 강교량 Q&A집

현대건설기술연구소(1999), 인천국제공항고속도로 민자유치 시설사업 도로 제4공구 수직보강재 단부 피로성능 평가보고서

한국도로공사(2000), H교 구조계산서, S기술단