

工學碩士 學位論文

강바닥판 구조상세부의 정적거동 및
보강상세에 관한 해석적 연구

**The Analysis Study on The Static Behavior and Retrofit
Structures of Orthotropic Steel Deck Structure**

指導教授 慶 甲 秀

2006 年 2 月

韓 國 海 洋 大 學 校 大 學 院

土 木 環 境 工 學 科

申 東 虎

工學碩士 學位論文

강바닥판 구조상세부의 정적거동 및
보강상세에 관한 해석적 연구

**The Analysis Study on The Static Behavior and Retrofit
Structures of Orthotropic Steel Deck Structure**

指導教授 慶 甲 秀

2006 年 2 月

韓 國 海 洋 大 學 校 大 學 院

土 木 環 境 工 學 科

申 東 虎

本 論文을 申東虎의 工學碩士 學位論文으로 認准함.

委員長 工學博士 金 泰 亨 (印)

委 員 工學博士 金 度 三 (印)

委 員 工學博士 慶 甲 秀 (印)

2006 年 2 月

韓 國 海 洋 大 學 校 大 學 院

土 木 環 境 工 學 科

申 東 虎

**The Analysis Study on The Static Behavior and Retrofit
Structures of Orthotropic Steel Deck Structure**

by

Shin, Dong-Ho

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

ABSTRACT

In orthotropic steel decks, it is likely to have defects due to welding and fatigue damages because most of structural joints are connected by welds. However, orthotropic steel decks have many advantages, such as light weight and reduction of construction time, in comparison with concrete decks. Therefore, they are mostly used in long-span bridges and urban highway bridges.

This study consists of FEM analysis about connection of longitudinal rib and transverse rib, weld of deck plate and longitudinal rib by parameters of deck plate thickness, slit form, connected length, retrofits.

The results are the following. Deck plate thickness is good at 16mm. Slit radius is good at 35R. Connected length of transverse rib is good at 70%. Inner rib is better than bulk head plate on retrofit effect.

강바닥판 구조상세부의 정적거동 및 보강상세에 관한 해석적 연구

신 동 호

한국해양대학교 대학원
토목환경공학과

요 약

강바닥판 교량은 종리브와 횡리브로 강재 바닥강판을 보강하여 바닥판으로 사용하고 그 위에 포장(surfacing)을 한 교량으로서 철근 콘크리트 바닥판을 사용하는 경우와 비교해 중량이 1/2~1/3정도 밖에 되지 않으며, 주거더와 함께 일체로 거동하게 되므로 일반교량과 비교할 때 같은 지간과 교폭, 같은 하중하에서 재료를 55%까지 절감할 수 있다고 알려져 있다. 또한, 제작의 거의 전 과정을 공장제작하게 되므로 품질의 신뢰성을 높일 수 있고, 현장 조립의 간편성과 교량가설 후의 콘크리트 타설 등의 공정이 없으므로 그 만큼 공기를 단축시킬수 있을 뿐 아니라 상대적으로 형고를 낮출 수 있어 미관을 향상시키는 등 많은 장점을 가지고 있다. 그러나 비교적 얇은 강판을 사용하여 종·횡리브 및 가로보 등과 용접을 이용하여 조립된 구조이기 때문에 접합부 등 여러 구조상세에서 발생하는 응력 상태가 매우 복잡하고 용접에 의한 결함과 변형이 발생할 가능성이 존재하며 일반적인 강교량과는 다른 유형의 손상이 발생하는 등 아직도 해결되어야 할 문제가 많이 남아있다. 따라서 본 연구에서는 강바닥판 교의 피로균열이 빈번히 발생해 가장 문제가 되는 U-rib와 횡리브 연결 상세부와 데크 플레이트와 종리브 연결부의 발생응력을 최소화할 수 있도록 이에 가장 큰 영향을 미칠 것이라 판단되는 데크 플레이트 두께, 횡리브 스킨립 상세, 횡리브 연결길이, 벌크헤드 플레이트나 수직 리브와 같은 보강상세의 부착에 따른 변수로 정밀 구조해석을 수행하여 다음과 같은 결과를 도출하였다. 데크 플레이트 두께로는 현재 14mm 이상으로 되어있는데 16mm가 타당할 것으로 판단되며, 횡리브 스킨립은 현재 20R로 되어 있는 것을 35R, 횡리브 연결길이는 70%가 타당할 것으로 판단

된다. 그리고 보강상세로서 벌크헤드 플레이트는 전체적으로 주응력 경감에는 효과를 가져오나 피로균열이 빈번히 발생하는 용접 지단부에서는 오히려 응력집중을 더욱 유발함을 알 수 있었다. 그러나 수직리브는 용접 지단부에서 응력집중을 경감시키는 효과를 나타내었다. 따라서 향후에는 벌크 헤드 플레이트의 보강보다는 수직 리브의 보강이 타당할 것으로 판단된다.

목 차

ABSTRACT	i
요약	ii
목차	iv
표 목차	vi
그림 목차	vii
제 1장. 서 론	1
1.1 연구 배경 및 목적	1
1.2 연구동향	4
1.3 연구 내용 및 구성	9
제 2장 강바닥판 포장 내구성 확보를 위한 필요조건	10
제 3장 강바닥판 피로손상에 따른 원인분석	15
3.1 강바닥판 피로손상	15
3.2 강바닥판 피로손상 원인 규명	22
3.3 소 결	33
제 4장 강바닥판 구조 상세부의 데크 플레이트 두께, 횡리브 슬릿트 곡률, 연결길이에 따른 정적거동	34
4.1 데크 플레이트 두께에 따른 정적 거동	34
4.2 횡리브 슬릿트 곡률에 따른 정적 거동	38
4.3 횡리브 연결길이에 따른 정적 거동	44
4.4 소 결	49
제 5장 강바닥판 보강상세 영향 분석	50
5.1 수직 리브 부착에 따른 영향 분석	50
5.2 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 영향 분석	56
5.3 소 결 - 두 보강 상세의 비교 검토	61

제 6 장 결 론 - 강바닥판 피로손상 대책	62
6.1 종리브와 데크 플레이트 연결부.....	62
6.2 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부.....	63
6.3 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부.....	64
참고 문헌	65

표 목차

표 1-1 M 교량의 피로균열 발생 예	4
표 2-1 바닥강판 최소두께 유도	12
표 3-1 강바닥판교 피로손상 분석 정리표	17
표 3-2 데크 플레이트 하중 재하별 최대 주응력	25
표 3-3 종리브 측 하중 재하별 주응력	29
표 3-4 횡리브 측 하중 재하별 주응력	31
표 4-1 데크 플레이트 상면 최대 주응력	37
표 4-2 슬릿트 기하 형상	38
표 4-3 슬릿트 곡률 변화에 따른 종리브 측 주응력 범위	41
표 4-4 슬릿트 곡률 변화에 따른 횡리브 측 주응력 범위	43
표 4-5 횡리브 연결길이 기하형상	44
표 4-6 횡리브 연결길이에 따른 종리브 측 주응력 범위	45
표 4-7 횡리브 연결길이에 따른 횡리브 측 주응력 범위	47
표 4-8 고 내구성 강바닥판 상세	49
표 5-1 수직 리브 부착에 따른 종리브 측면 주응력 범위 비교	52
표 5-2 수직 리브 부착에 따른 횡리브 측면 주응력 범위 비교	54
표 5-3 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브 측면 주응력 범위 비교	58
표 5-4 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 횡리브 측면 주응력 범위 비교	59

그림 목차

그림 1-1 장대교량 전경	2
그림 1-2 강바닥판의 구조상세	2
그림 1-3 종리브 현장 이음부의 개선된 구조상세	6
그림 1-4 실험의 개략도	7
그림 1-5 윤하중으로 발생하는 면외변형	7
그림 1-6 종리브와 횡리브 교차부의 모델	8
그림 2-1 데크 플레이트의 처짐 형상	10
그림 2-2 보강된 데크 플레이트의 처짐 형상	10
그림 2-3 종리브의 강성과 종리브의 시간장 (횡리브 간격)	14
그림 3-1 강바닥판교 피로균열 예	15
그림 3-2 강바닥판교 내력작용 예	16
그림 3-3 A교 종리브 맞대기 이음부 피로균열	18
그림 3-4 A교 종리브와 데크 플레이트 연결부 피로균열	18
그림 3-5 B교 종리브와 격벽판 피로균열	19
그림 3-6 종리브 형상	19
그림 3-7 Hasetal교와 Sinntal교의 피로균열 형태	20
그림 3-8 일본의 M교량 피로균열	20
그림 3-9 도개교 종리브의 형상	21
그림 3-10 피로균열 발생부위	21
그림 3-11 남향대교 소블럭 형상과 종리브 상세도	23
그림 3-12 종리브와 데크 플레이트 관통 균열	24
그림 3-13 데크 플레이트 하중 재하도 및 응력 관측 지점	24
그림 3-14 강바닥판 모델링 형상	25
그림 3-15 하중 재하별 데크 플레이트 변형 형상	25
그림 3-16 종리브와 횡리브 연결부 피로균열	26
그림 3-17 종리브 측 균열	27
그림 3-18 하중 재하도 및 종리브 측 관측점	28
그림 3-19 element 분할 형상	29
그림 3-20 횡리브 측 균열	30
그림 3-21 하중 재하도 및 횡리브 측 관측점	31
그림 4-1 데크 플레이트 하중 재하 조건 및 응력 관측 지점	35

그림 4-2	축하중 상태에서의 경사단면 응력	36
그림 4-3	테크 플레이트 두께에 따른 최대 주응력	36
그림 4-4	하중 재하도 및 종리브 측 관측점	39
그림 4-5	포락선 정의	40
그림 4-6	슬릿트 곡률 변화에 따른 종리브 측 주응력 범위	40
그림 4-7	종리브와 횡리브 연결부 횡리브 측 관측 지점	42
그림 4-8	슬릿트 곡률 변화에 따른 횡리브 측 주응력 범위	43
그림 4-9	횡리브 연결길이에 따른 종리브 측 주응력 범위	45
그림 4-10	종리브 상세도	46
그림 4-11	횡리브 연결길이에 따른 횡리브 측 주응력 범위	48
그림 5-1	Bronx-whitestone 교량의 종리브 형상	50
그림 5-2	수직 리브가 부착된 제안된 종리브 형상	51
그림 5-3	수직 리브가 부착된 강바닥판 형상	52
그림 5-4	수직 리브 부착에 따른 종리브 측 주응력 범위	53
그림 5-5	수직 리브 부착에 따른 횡리브 측 주응력 범위	55
그림 5-6	벌크 헤드 플레이트가 부착된 제안된 종리브 형상	56
그림 5-7	벌크 헤드 플레이트가 부착된 강바닥판 형상	57
그림 5-8	벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브 측 주응력 범위	58
그림 5-9	벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 횡리브 측 주응력 범위	60

1장. 서 론

1.1 연구 배경 및 목적

강바닥판 교량은 종리브와 횡리브로 강재 바닥강판을 보강하여 바닥판으로 사용하고 그 위에 포장(surfacing)을 한 교량으로서 철근 콘크리트 바닥판을 사용하는 경우와 비교해 중량이 1/2~1/3정도 밖에 되지 않으며, 주거더와 함께 일체로 거동하게 되므로 일반교량과 비교할 때 동일 지간과 교폭, 동일 하중하에서 재료를 55%까지 절감할 수 있다고 알려져 있다. 또한, 제작의 거의 전 과정을 공장제작하게 되므로 품질의 신뢰성을 높일 수 있고, 현장 조립의 간편성과 교량가설 후의 콘크리트 타설 등의 공정이 없으므로 그 만큼 공기를 단축시킬수 있을 뿐 아니라 상대적으로 형고를 낮출 수 있어 미관을 향상시키는 등 많은 장점을 가지고 있다.

강바닥판에 대한 최초의 연구는 1930년대 독일의 K. Schaechterle에 의해서 병렬로 배치된 역 T형 보에 강판을 부착한 바닥판과 미국 AISC(American Institute of Steel Construction)에서 자중을 감소시킬 목적으로 Battledeck Floor라고 하는 강바닥판 구조를 도입한 것이 시초이다. 이러한 강바닥판은 모두 용접구조로서 당시에는 용접기술이 미숙한 점도 있어서 반드시 경제적이 아니어서, 사용량이 많지 않았다. 그러나 제 2차 세계대전 이후, 용접기술과 설계기술의 발달 및 공장 제작에 따른 현장용접의 감소 등으로 유럽을 중심으로 폐허가 된 교량의 복구에 강바닥판이 대대적으로 사용되었다. 이때부터 유럽, 미국 등에서는 강바닥판의 설계 및 해석에 대한 연구가 활성화되었고 실험적인 연구도 본격화되었다.

일본에서는 1945년에 강바닥판 교량이 처음 사용된 이래 1959년부터 본격적으로 사용되었으며, 혼슈시코쿠(本州四國) 연락교의 장대교량 대부분에 강바닥판이 사용되었다.

한편, 국내에서는 1973년 준공된 남해대교를 시점으로 강바닥판이 사용되기 시작하였으나 설계 및 시공기술의 미비로 강바닥판 교량의 시공 실적이 거의 없었으나 최근 국가 경제의 발전과 교통량의 증대 및 경제성과 공기 단축의 필요성이 부각됨에 따라 강바닥판으로 계획 또는 시공된 교량이 크게 증가하여 영종대교, 광안대교 등과 같은 장대교량이나 도시고가도로 등에서도 사용되고 있으며 그 사용실적이 점차 늘어나고 있는 실정이다.

강바닥판 교량은 주로 그림 1-1과 같은 장대교량에서 적용되는데, 그림 1-2와 같이 비교적 얇은 강판을 사용하여 종·횡리브 및 가로보 등과 용접을 이용하여 조립된 구조이기 때문에 접합부 등 여러 구조상세에서 발생하는 응력 상태가 매

우 복잡하고 용접에 의한 결함과 변형이 발생할 가능성이 존재하며 일반적인 강교량과는 다른 유형의 손상이 발생하는 등 아직도 해결되어야 할 문제가 많이 남아 있다.



그림 1-1 장대교량 전경

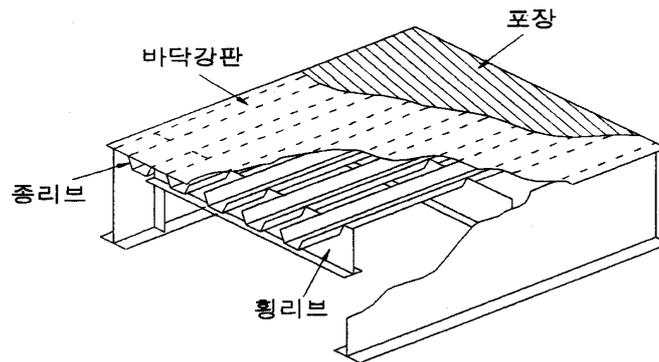


그림 1-2 강바닥판의 구조상세

특히 차량하중을 직접 전달 받는 **deck-plate system** 에서는 피로 균열이 발생할 가능성이 많아, 실제로 이미 건설되어 있는 영국의 **Severn**교와 **Wye**교에서 피로 손상사례가 보고되었고, 1980년대 후반에 이르러 유럽, 영국 등의 강바닥판 교량에서도 피로손상이 발견되었다. 국내에서는 1993년 남해대교에서 강바닥판 종리브의 현장용접 연결부등에서 피로균열이 보고되었고(건설교통부 안전진단보고서, 2001), 또 서부산 낙동강교에서도 피로균열이 발견되는 등 여러 교량에서 피로균열이 보고되고 있다(한국도로공사 안전진단보고서, 2000). 또한 현재 공용중에 있는 교량에서도 교통량의 증가와 차량 하중의 증가로 높은 변동응력이 예상되므로 피로손상의 발생 가능성이 더욱 커질 것으로 예상된다.

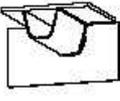
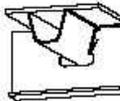
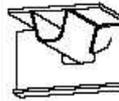
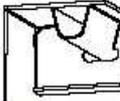
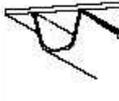
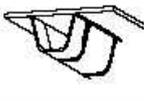
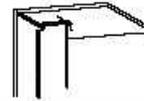
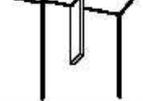
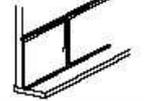
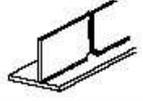
이러한 강바닥판의 피로손상은 우리가 기억하고 싶지는 않지만 성수대교의 붕괴와 같은 교량의 낙교까지는 아니더라도 피로균열을 방치할 경우 구조물의 강성을 저하시켜 포장의 손상뿐만 아니라, 노면 함몰 등으로 인한 평탄성의 결여 및 교량 내구성의 저하 등이 발생할 가능성이 있다. 따라서 그 발생 원인을 파악 후 그에 대한 대책을 수립하는 것은 교량 유지관리에서 중요한 이슈가 된다. 그러므로 국내에서도 강교량의 피로문제가 매우 중요한 사항으로 점차 인식되면서, 여러 구조상세에 대한 피로 실험을 수행하는 등 부분적으로 연구가 이루어지고 있으나, 강바닥판 구조에 대해서는 선진국에 비해 미비한 실정이다. 강바닥판의 피로 문제는 종리브의 형상, 횡리브와 종리브 교차용접을 위한 스킵부 처리 등의 구조상세 문제뿐만 아니라, 바닥강판에서 발생하는 국부 응력 특성도 매우 중요한 의미를 갖는데, 이는 강바닥판 포장(**surfacing**)이 상당한 영향을 미치기 때문이다. 포장은 차량의 바퀴하중을 분산시키는 작용을 하며, 비교적 무게가 가벼운 강바닥판에 질량을 증가시키는 효과가 있어서, 부분적으로 강바닥판과 합성작용이 기대되므로 강바닥판 구조의 국부적인 응력 평가에 포장과의 공동작용을 고려하여야 한다. 그러나 포장은 물성치가 극히 복잡한 양상을 나타낼 뿐 아니라, 물성이 다른 다층 구조이기도 하므로 거동이 매우 복잡하고, 볼트 이음부의 경우 포장두께 부족 등으로, 포장이 손상되거나 교량의 내구성을 저하시킬 수도 있다. 이러한 문제들은 제작의 정도, 적용재료 및 시공성 등이 큰 영향인자라고 볼 수 있다.

국내의 강바닥판 관련 연구는 아주 미미한 편이며, 국내외의 기존 자료조차도 제대로 정리 분석이 되어있지 못해 강바닥판의 실제 설계 및 시공에 도움이 되지 못하고 있는 실정이다. 그러므로 이러한 문제점들을 정확히 파악하고, 가장 적절한 구조상세를 선택하여, 올바른 시공 및 품질 관리를 할 수 있는 지침을 제시할 수 있는 연구가 필요하다. 따라서, 본 연구에서는 강바닥판 교량의 피로균열이 빈번히 발생해 가장 문제가 되는 **U-rib**와 횡리브 연결 상세부와 데크 플레이트와 종리브 연결부의 발생응력을 최소화할 수 있도록 이에 가장 큰 영향을 미칠 것이라 판단되는 데크 플레이트 두께, 횡리브 스킵부 상세, 횡리브 연결길이, 벌크 헤드 플레이트나 수직 리브와 같은 보강상세의 부착에 따른 변수로 정밀 구조해석을 수행하여 고 내구성의 강바닥판 시스템을 제시하고자 한다.

1.2 연구동향

공용중인 교량의 강바닥판에서 피로균열이 관측된 것은 1980년대 후반으로서 독일, 영국 등 유럽과 일본을 중심으로 많은 손상사례가 보고되어 왔고, 현재도 강바닥판의 손상사례는 아래 표 1-1에서 비록 M 교량(일본)이 수십년 공용된 교량이지만 발생하고 있는 실정이다.

표 1-1 M 교량의 피로균열 발생 예

Mark	①	②	③	④	⑤
Number of cracks	3	5	3	7	22
Kind of Cracks					
Photo					
Location	Fillet weld at connection of trough rib and end diaphragm	Fillet weld at connection of trough rib and transverse rib / on weld toe of transverse rib	Fillet weld at connection of trough rib and transverse rib / from silt of transverse rib side	Fillet weld of transverse rib and web of box girder	Fillet weld of deck plate and trough rib / on root of weld
Mark	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
Number of cracks	2	84	3	28	3
Kind of Cracks					
Photo					
Location	Site butt weld of trough rib / along bead direction	Fillet weld of deck plate and V-stiffener / on weld toe of deck plate	Fillet weld of hunger plate stiffener	Butt weld of main girder stiffener	Site butt weld of longitudinal rib / along bead direction

그래서 각 국에서는 강바닥판의 구조상세에 대해 피로균열의 발생원인을 규명하고 피로손상의 방지와 피로강도 향상을 위한 여러 구조상세를 선정하고, 이에 대한 응력해석이나 구조상세를 모델화한 시험체를 이용한 피로시험을 실시하여 피로거동을 분석하는 등 많은 연구가 진행되고 있다. 본 절에서는 이러한 각국의 실험적 연구 및 해석적 연구결과를 강바닥판 구조상세별로 정리하여 나타내었다.

(1) 종리브와 데크 플레이트 연결부

Maddox(1974)는 운하중에 의한 종리브의 교축직각방향의 휨을 받는 경우에 대한 피로거동을 검토하였다. 그 결과, 대부분의 시험체에서 피로균열은 용접 루트부에서 발생하여 목두께 방향으로 진전하여 파단된다는 결과를 얻었다.

牛尾 등(1985)은 종리브와 데크 플레이트 용접부를 대상으로 피로시험을 실시하여 용접방법에 따른 피로강도를 평가하였다. 그 결과, 용접 루트부의 불용착부를 기점으로 하여 비드 표면으로 진전하는 균열의 발생 가능성이 있음을 보였다. 또한, 이 부위에서의 피로강도는 용접방법, 종리브의 개선각도 등과 같은 변수의 영향은 받지 않고, 단지 목두께 부분의 평균응력에 좌우되며 목두께의 크기가 주된 영향을 미친다고 보고하였다.

龜井 등(1987)은 데크 플레이트와 종리브의 교축직각방향 휨응력의 특성을 검토하고 종리브와 데크 플레이트의 필렛용접 지단부의 피로손상도를 계산하였다. 이로부터 필렛용접 지단부의 피로손상도와 피로수명을 예측하고 강바닥판의 교축직각 방향의 거동을 분석하였다.

三木 등(1995)은 대형시험체의 피로실험과 국부적인 구조해석을 통하여 데크 플레이트·종리브의 용접시 종리브 판두께의 75% 이상의 용입을 확보하면 데크 플레이트의 두께를 관통하는 피로균열의 위험성을 감소시킬 수 있다는 것을 밝혀냈다.

이종관 등(1999)에 의하면 데크 플레이트의 두께가 14mm에서 데크 플레이트를 관통하는 균열이 나타났고 하중직하부의 교차부에서 응력집중을 감소시키는 방법으로서 관통균열을 감소하는데는 데크 플레이트의 두께를 증가시키는 방법이 유효적이라고 제안하였다.

Kagata Mamoru 등(2004)은 강바닥판 포장 재료를 기존 구스아스팔트에서 SFRC로 교체함으로써 포장 강성의 증대를 도모함으로써 강바닥판 피로내구성의 향상을 제안하였다.

(2) 종리브의 현장용접연결부

佐伯 등(1983)은 종리브의 현장용접 연결부에 대해서 피로시험을 수행하여 연결형식이나 현장 시공조건에 따른 피로거동을 조사하였다. 시험결과, 현장용접 연결부에 있어 종리브와 동일한 판두께의 강판을 뒷댐판으로 사용한 맞대기 용접연결이나 다이아프램을 삽입하여 뒷댐판으로 사용한 맞대기 용접연결이 피로강도에 유리하다는 결과를 얻었다. 또한, 강판을 뒷댐판으로 사용할 경우, 1~5mm정도 범위에서의 종리브 곡부의 편차는 피로강도를 저하시키는 요인이 되지 않는다고 보고하였다.

近藤 등(1983)은 피로강도의 저하요인이 되는 단차와 용접부 루트 간격에 주목하

여 실물크기의 종리브를 갖는 시험체에 대해 휨실험을 실시하였으며, 용접시공상태를 고려한 실험도 병행하였다. 그 결과, 균열은 용접 루트부에서 발생하였으며 내부 결함의 존재가 피로강도에 큰 영향을 미치는 것을 확인하였다. 또한, 1mm 정도의 단차를 두고 상향자세로 용접한 경우 피로강도는 가장 낮다고 보고하였다. 한편, 루트 간격을 없애고 불용착부를 가진 경우는 없는 경우에 비해 피로강도가 45%정도 저하됨을 제시하였다. 이로부터, 설계기준에서는 허용응력도를 만족하는 충분한 루트간격을 확보하고 세밀한 시공관리와 숙련된 용접공에 의해 용접부에 불용착부가 생기지 않도록 하고 있다.

Mori 등은 강바닥판의 종리브 현장이음부에는 종래의 구조상세에 대해 핸드홀로 인한 단면결손으로 종리브 복부 이음판의 부담을 절감시키기 위해 그림 1-3과 같이 종리브 현장이음부의 하부만 핸드홀을 이용하는 구조상세를 제시하고 있다.

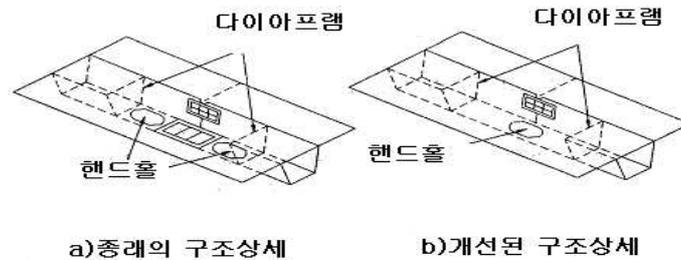


그림 1-3 종리브 현장 이음부의 개선된 구조상세

大橋 등은 종리브 현장용접에 대한 피로실험을 실시하여 종리브의 현장이음은 종리브 지간중앙에서 $L/4$ (L : 종리브 지간장) 이상 떨어진 지점에서 실시하여야 한다는 결과를 얻었다.

(3) 횡리브와 종리브 교차부

藤源 등(1987)은 횡리브와 종리브의 교차부를 재현한 대형시험체를 이용하여 횡리브의 면내응력에 중점을 두고 정적 및 피로시험을 실시하였다. 그 결과, 응력집중이 큰 부위는 슬릿트부로서 횡리브 웨브 높이를 증가시키면 이 부위에 응력이 감소됨을 밝혔다. 또한, 피로균열은 응력집중이 큰 슬릿트 곡률부, 종리브와 횡리브 교차부의 돌림용접 지단부, 그리고 데크 플레이트와 횡리브 용접지단부로 발생하는 3종류의 균열 양상을 나타내었다.

北原 등(1988)은 2가지 형태의 횡리브 절취형상에 대해 FEM에 의한 탄성응력 해석을 실시하고 정적시험 및 피로시험으로부터 종리브와 횡리브 교차부에 대한 피로거동을 검토하였다. 그 결과, 횡리브의 절취부 형상을 달리함으로써 횡리브

슬릿트 주변부의 응력집중을 감소시킬 수 있음을 밝혔다. 한편, 횡리브의 응력전달기구를 명확히 하기 위해 횡리브 높이의 영향을 조사하였다. 이로부터 단면결손에 의한 횡리브의 응력증가를 줄이기 위해서는 횡리브 높이를 종리브 높이의 2배 이상으로 하는 것이 바람직하다고 하였다.

三木(1995)등은 강바닥판 횡리브 웹에 발생하는 면외변형 거동을 실험적으로 재현하기 위해 그림 1-4과 같은 3대의 **load jack**을 이용하여, 교량을 통과하는 이동하중을 재현시킬 수 있는 재하시스템을 구축하여, 실물대형시험체에 대한 정적 및 피로실험을 실시하였다. 또한 그림 1-5에 나타난 것과 같이 차량 운하중의 통과로 인한 종·횡리브 교착부에 발생하는 면외응력의 영향에 대해서도 실험을 실시하였다.

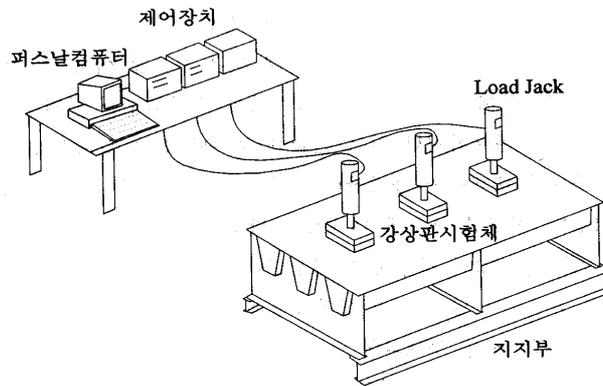


그림 1-4 실험의 개략도

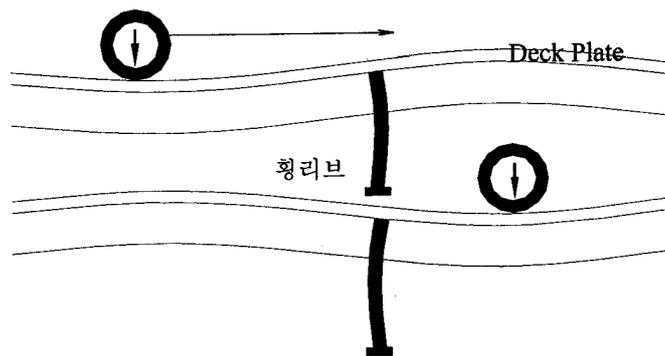


그림 1-5 운하중으로 발생하는 면외변형

사용된 시험체는 실물크기의 시험체로 리브개수 및 크기에 따라 5가지로 하고 교착부 형상에 대해서는 그림 1-6와 같이 3개의 모델로 구분하였다. 이 실험 결

과를 통해 윤하중이 통과할 때 종·횡리브 교차부의 횡리브 스캘럽주위에서는 면내응력 성분과 면외휨응력 성분의 크기가 거의 비슷하며 슬릿부에서는 면내응력 성분보다 면외응력 성분이 더 크게 작용한다는 결과를 얻었다.

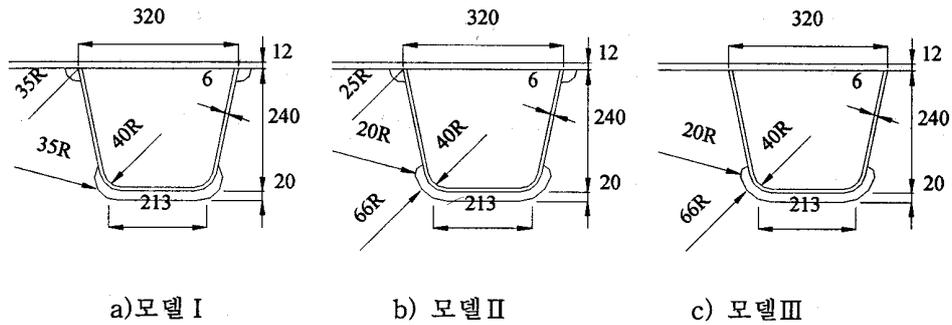


그림 1-6 종리브와 횡리브 교차부의 모델

또한 정적실험을 통해 강판에 재하되는 하중의 위치에 따라 교차부에 작용하는 응력의 영향면을 작성함으로써 교차방향으로는 횡리브 위치에서 약 10cm 떨어진 지점사이에 재하될 때 면내응력이 최대가 되고 약 50cm정도 떨어져 재하할 경우 면외응력 성분이 최대가 된다는 결론을 얻었다. 교차직각방향으로 재하시킬 경우는 종리브웹 바로위에 하중중심이 재하된 경우 최대응력이 발생하였다.

寺尾 등(1996)은 종리브와 횡리브 교차부의 데크 플레이트측 스캘럽 크기와 스캘럽 유무, 데크 플레이트의 두께 등을 변수로 하여 피로시험을 실시하였다. 그 결과, 데크 플레이트에 발생하는 응력은 데크 플레이트의 두께를 증가시킴으로서 감소하지만 종리브와 횡리브의 응력변화에는 거의 영향이 없으며, 스캘럽을 메운 경우에 균열의 발생개소는 줄어들지만 피로수명에는 큰 차이는 없다고 보고하였다.

공병승 등(2002)은 종리브와 횡리브 교차부의 내구성 증진을 위하여 미국의 Williamsburg 교량에서 소개된 벌크 헤드 플레이트 부착에 의한 내구성 증진 방향을 도출하였다.

1.3 연구 내용 및 구성

본 연구에서는 남향대교의 강바닥판 소블럭을 대상으로 구조해석을 수행하여 강바닥판 주요 피로균열 발생 개소인 종리브와 횡리브 연결부, 종리브와 데크 플레이트 연결부에 대하여 피로균열 발생 원인에 대하여 검토하고, 데크 플레이트 두께, 횡리브 슬릿트, 횡리브 연결길이를 매개 변수로 구조해석을 수행하여 최적의 강바닥판 상세를 도출하였다. 또한 현재 강바닥판 보강 상세로 대두되고 있는 벌크 헤드 플레이트와 수직 리브를 평가하였다. 본 논문은 다음의 제 6장으로 구성되어 있다.

제 1장에서는 강바닥판에 대한 기존의 연구결과와 보고서 등을 참고로 하여 각국의 연구동향을 제시하고 연구의 목적과 내용을 서술하였다.

제 2장에서는 강바닥판 합리화에 따라 범할수 있는 포장 내구성 저하를 대처하기 위한 강바닥판 포장 내구성 확보에 필요한 조건을 서술하였다.

제 3장에서는 강바닥판 피로균열의 원인을 규명하였다.

제 4장에서는 피로저항성이 향상된 강바닥판을 도출하기 위하여 데크 플레이트 두께, 횡리브 슬릿트 곡률, 횡리브 연결길이를 매개변수로 하여 고 내구성의 상세를 도출하였다.

제 5장에서는 현재 강바닥판 보강 상세로서 관심받고 있는 **Williamsburg** 교량의 벌크 헤드 플레이트와 **Bronx-Whitestone** 교량의 수직 리브의 보강 효과를 연구 대상 교량에 적용하여 그 효율성을 검토하였다.

제 6장에서는 본 연구에서 얻어진 강바닥판 구조상세부의 정적 및 보강 평가 결과를 각 상세별로 정리하고 추후 연구방향에 대해 서술하였다.

제 2장 강바닥판 포장 내구성 확보를 위한 필요조건

국내·외적으로 합리화 흐름이 있다. 합리화란 구조계를 이루는 주부재수의 강성을 증가시켜 2차부재를 줄임으로서 과거에 비해 재료비보다 인건비가 증가된 현 실정을 반영한 흐름이라고 할 수 있다.

물론 이와 같은 흐름이 강바닥판에도 적용되어 연구가 진행되고 있다. 그 예로 **Mori** 등은 강바닥판의 부재를 두껍게 함으로서 종래 구조에 비해 단순화시키고, 부재수 및 그에 따른 용접량을 절감함으로써 제작시 비용을 절감하는 것이 가능하다는 점에 주목하여 연구를 수행하였다.

그러나 이러한 시도는 물론 합리화 방안에서 보면 유익하나 포장면에서 살펴보면 경우에 따라서는 포장에 열화현상을 발생시킬 수 있는 요인이 된다. 따라서 본 장에서는 이러한 점에 착안하여 강바닥판 포장 내구성 확보를 위한 필요조건을 기술하였다.

강바닥판은 그림 2-1에서 보듯이 데크 플레이트가 강성이 부족하므로 그림 2-2와 같이 종리브와 횡리브로 보강하는 개념을 적용하였다.



그림 2-1 데크 플레이트의 처짐 형상



그림 2-2 보강된 데크 플레이트의 처짐 형상

이런 강바닥판은 콘크리트 바닥판에 비교해서 다음과 같은 특징을 갖고 있다.

- ① 포장을 포함한 자중의 거의 1/2정도로 가볍다. 이 때문에 사하중의 영향이 큰 긴 지간의 강교(연속교의 경우는 지간이 약 80m 이상)에 적용하는 경우에는 공사비를 절감시킨다. 다만 바닥판만으로 한정하는 경우에 현저하게 고가이다.
- ② 강바닥판은 단순히 바닥판으로 작용할 뿐만 아니라 주형의 상부 플렌지나 트러스의 상현재 등으로 유효하게 기능을 할 수 있다. 콘크리트의 바닥판에도 이러한 기능을 어느 정도 겸하는 이른바 합성 구조이지만 큰 부(-)의 휨모멘트에는 대처할 수 없기 때문에 적용 범위가 한정된다.
- ③ 형고를 심하게 제한하는 경우에 주형의 높이를 콘크리트 바닥판의 두께만큼 크게 할 수 있다.
- ④ 현장타설 콘크리트가 없고 공장에서 제작한 부재를 연결하여 가설하기 때문에 현장에서의 공기를 단축할 수 있다.
- ⑤ 포장 재료나 시공 방법의 선택에 신중을 기할 필요가 있다. 특히, 포설할 때 220°C~230°C인 고온의 혼합물을 사용하는 경우에는 강바닥판이나 이에 접속한 교체에 응력이나 변형에 따르는 지장이 생기지 않도록 배려할 필요가 있다.
- ⑥ 강성이 적고 윤하중에 의한 국부변형이 크다.

이들 중에는 포장에 관하여 특히 유의하지 않으면 안 되는 것은 ⑥으로서 강바닥판 포장에서 윤하중에 의한 변형에 기인하여 파손되는 사례가 아주 많다.

따라서, 강바닥판 구조를 설계할 때는 각 부분의 변형에 의한 포장에 미치는 영향이 포장 재료의 성능 한계를 넘지 않도록 하는 점이 중요하다.

변형에는 데크 플레이트의 철판 두께, 포장의 두께, 포장과 데크 플레이트의 접착 상태, 종리브의 형상이나 간격, 횡리브의 간격 등의 조건에 관계가 있으며 여기에서는 포장에 대해서 문제가 되는 구조적인 부분에 대하여 기술한다.

(1) 데크 플레이트의 두께

차도부의 데크 플레이트의 두께에 관하여 도로교 설계기준의 규정이 윤하중에 의한 처짐이 지간(종리브 복부의 중심 간격)의 1/500이하로 한다는 조건으로부터 유도한 식에 토대를 두고 있다. 이것은 이 조건을 만족시키는 강바닥판 포장이 건전하게 공용되고 있다고 하는 조사 결과에 의하고 있는데, Kloeppe(1958)로부터 제안된 아래의 (2.1) 공식으로부터

$$w_m = \frac{5}{6} \frac{1}{384} \frac{pb^4}{EI} \quad (2.1)$$

여기서, w_m = 운하중 아래 데크 플레이트의 최대 처짐
 p = 운하중에 의한 등분포 하중
 b = 데크 플레이트의 지간
 $I = t^3/12$, t = 데크 플레이트 두께

처짐이 지간(중리브 복부 중심 간격)의 1/500이하로 한다는 조건을 대입하면 아래의 (2.2)공식으로 된다.

$$w_m = \frac{5}{6} \left(\frac{12}{384}\right) \left(\frac{pb^4}{Et^3}\right) \leq \frac{b}{500} \quad (2.2)$$

이 (2.2)식을 정리하면 아래의 (2.3)식으로 된다.

$$t \geq 3 \sqrt{\frac{1875}{144} \cdot \frac{P}{E} \cdot b} \quad (2.3)$$

위의 (2.3)식으로부터 바닥강판 최소두께 규정인 $t \geq 0.043b$ 의 유도과정은 아래 표 2-1과 같다.

표 2-1 바닥강판 최소두께 유도

조건: 강바닥판 포장 건전한 공용상태 조사 결과→운하중에 의한 처짐 지간 1/500이하 조건 유도				
기본식	대입값	정리식	비교	
			일본	미국
$t \geq 3 \sqrt{\frac{1875}{144} \cdot \frac{P}{E} \cdot b}$ <p>여기서 t - 데크 플레이트 두께 b - 데크 플레이트 지간</p>	$P = \frac{\text{운하중}}{\text{타이어면적}}$ $= \frac{9600 \times (1+0.3)}{50 \times 20}$ $= 12.48 \text{ kgf/cm}^2$ $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$	$t \geq 0.043b$	$t \geq 3 \sqrt{\frac{125}{16} \cdot \frac{P}{E} \cdot b}$ <p>운하중에 의한 처짐 지간 1/300이하 조건 기본식</p>	<p>국내가 더 엄격한 기준임</p>

한편, 혼슈시꼬꾸연락교의 표면 포장 기준에는 데크 플레이트와 포장이 합성된 상태에 대하여 포장면의 최소곡률반경 **20m**, 리브 사이의 허용처짐량이 **0.4mm**로 규정되어 있다.

혼슈시꼬꾸연락교의 표면 포장 기준으로 설계하여 시공하고 약 10년의 공용기간이 지난 후에 강바닥판 포장을 조사한 결과 건전한 상태에 있다고 보고되고 있다. 이러한 점에서 혼시 기준과 도로교 설계기준을 기준한 바닥강판 최소두께 규정인 $t \geq 0.043b$ 의 데크 플레이트 두께를 갖추고, 양호한 재료를 사용하며 적절하게 시공이 이루어진 강바닥판에서는 데크 플레이트 지간부의 종리브 복판 위에서 균열의 발생을 충분히 억제할 수 있다는 점을 시사하고 있다. 또한 데크 플레이트와 포장의 접착이 충분한 경우 데크 플레이트의 곡률 반경을 **20m** 이상 얻을 수 있으며 역으로 이러한 접착이 불충분한 경우에는 곡률 반경이 감소하여 포장이 파손될 위험성이 높아진다.

(2) 종리브의 종류와 배치 간격

강바닥판에 사용되고 있는 종리브는 폐단면과 개단면으로 대별할 수 있다. 폐단면의 종리브는 구조상의 이점에 더해 종리브용 U형강의 압연제품이 만들어지고 있는 제작상의 이점 때문에 사용 사례가 증가하고 있다.

강바닥판 포장과 종리브와의 관계에 문제가 되는 것은 주형에 인접한 종리브와 운하중으로 생기는 변위가 원인이 되어 주형의 복부 바로 위의 포장에 발생하는 교축 방향의 균열이다. 이러한 균열을 억제하는 방법으로는 다음과 같다.

- ① 운하중의 집중적인 위치가 주형의 복부 바로 위와 일치하지 않도록 주형을 배치한다.
- ② 종리브의 지간을 크지 않도록 한다.
- ③ 주형과 이들에 인접한 종리브와의 간격을 일반 부분의 데크 플레이트의 지간보다도 더 작게 하여 판작용에 의한 곡률을 감소시킨다.

③에 대한 종리브의 복부 위치는 데크 플레이트와 종리브를 용접할 수 있도록 주형의 복부로부터 **150~250mm** 거리를 두거나, **200mm** 정도로 하는 것이 많다.

(3) 횡리브의 배치 간격

강바닥판의 포장에서는 주로 종리브의 복부 바로 위와 주형의 복부 바로 위에서 균열 발생이 문제가 된다. 포장 재료의 선택과 시공이 적절하다는 전제를 하면 전항 (1)에서 기술한 것과 같이 교통 하중에 대응하여 강판의 두께를 정하면 이러한 균열을 방지할 수 있으나, 단면 성능이 좋은 종리브를 사용하면 횡리

브의 간격을 크게 할 수 있고 강재의 사용량이나 제작공수가 적어져서 효율적인 강교가 되지만, 포장의 내구성이란 면에서는 나쁜 결과가 되는 경우가 많으므로 포장 균열 방지를 위해 종리브 강성 대비 횡리브 배치 간격을 고려해야한다.

기존에는 교면포장의 균열 억제를 배려한 경우에 종리브의 강성과 횡리브의 간격과의 관계를 주형 복부 바로 위의 데크 플레이트의 곡률 반경을 **20m** 이상으로 설정하고 또한 종리브의 처짐량을 **0.4mm** 이하로 정한 혼슈시꼬꾸엔락교의 표면 포장 기준을 만족하는 조건으로 그림 2-3의 도표를 이용하였었다. 그러나 이러한 도표는 데크 두께가 **12mm**을 기준으로 작성되었으므로 향후 이에 대한 수정이 필요할 것으로 판단된다.

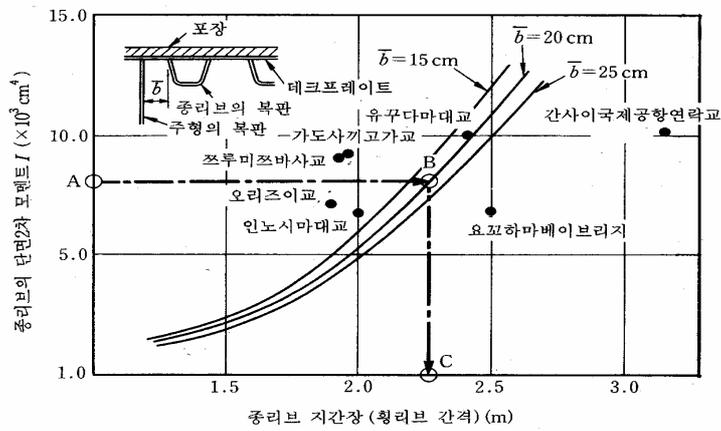


그림 2-3 종리브의 강성과 종리브의 지간장 (횡리브 간격)

기존에는 강바닥판 포장이 표층의 개질 아스팔트와 기층의 구스 아스팔트로 이루어져 있는데 이러한 포장은 여름철 연화를 감안하여 포장에 의한 하중의 분포를 고려하지 않는 도로교 설계기준(2003)의 내용이 증명하듯이 강성이 미비한 실정이다. 따라서 만약에 기존의 포장에 대하여 강성이 증대된다면 포장자체의 내구성 증진을 이루어 포장 균열 제어에 효율적일 것이다. 또한 포장의 강성이 증대됨으로서 종리브와 데크 플레이트 연결부뿐만이 아니고 전체 시스템 강성 증대를 이뤄 강바닥판 피로균열 제어에 도움이 될 것이다. 이러한 개념으로 도입된 것이 SFRC (Steel Fiber Reinforced Concrete)라는 포장 재료로서 현재 일본의 Yokohama Baby Bridge에 적용되어 있다. 그리고 SFRC포장에 대한 효과를 검증하기 위하여 지속적인 재하시험 및 모니터링을 하면서 체계적인 연구가 진행 중에 있다. 따라서 향후 포장재료로서 SFRC포장을 적용한다면 강바닥판의 내구성 증진이 향상될 것으로 판단된다.

제 3장 강바닥판 피로손상에 따른 원인분석

3.1 강바닥판 피로손상

(1) 강바닥판 구조 상세부의 일반적인 피로손상

외국에서 보고된 강바닥판 피로손상의 사례 및 피로손상 가능성이 매우 높은 부위를 나타내면 그림 3-1과 같다. 남광현(2001)

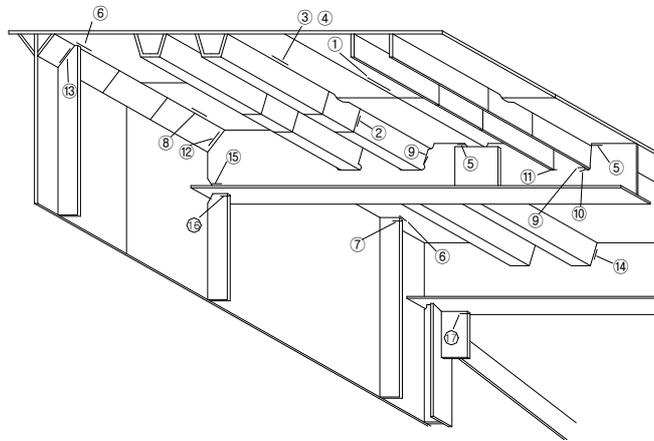


그림 3-1 강바닥판교 피로균열 예

강바닥판은 본래 철근 콘크리트 바닥판과 같이 운하중을 직접 받는 부재로서 피로균열이 발생할 가능성이 많은 구조부재이다. 즉 강바닥판교의 일반 부재는 차량이 한 대 통과할 때마다 1회의 응력변동을 받게 되나, 바닥판 시스템은 바뀌 하나가 통과할 때마다 응력 변동이 발생하게 되어 그때마다 피로피해가 누적되며 피로손상이 발생한다. 피로손상에 따른 내력 작용 형태는 그림 3-2에 나타내었다. 이러한 내력작용과 관련된 균열 발생 형태를 정리하면 표 3-1과 같다.

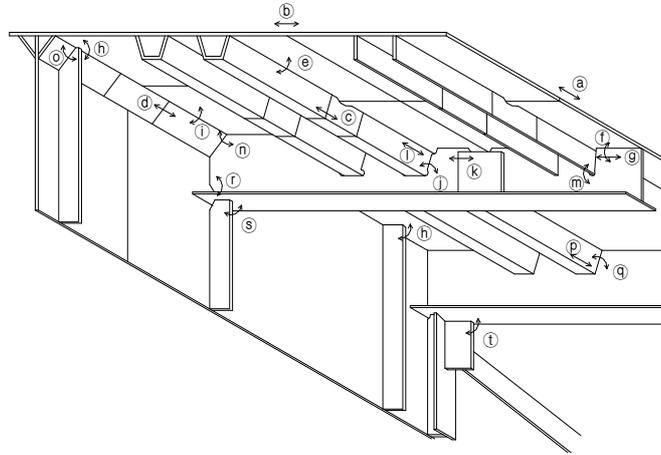


그림 3-2 강바닥판교 내력작용 예

이들 피로손상이 발생하더라도 교량이 붕괴되는 것과 같은 중대한 상황에는 바로 연결되지는 않지만, 그대로 방치해두면 포장의 손상, 평탄성 결여 등으로 인해 교량으로서의 기능저하가 발생되며, 교량의 내구성이 저하하게 된다. 따라서, 피로 취약 상세부에 대한 균열저감 대책 및 최적 상세부 개발은 강바닥판 교량의 사용성 및 내구성 측면에서 중요한 요인이 된다.

(2) 국내 피로손상 사례

국내 교량에서 피로균열 발생이 보고된 교량은 우리나라 최초의 현수교인 A교와 강바닥판교의 B교이다. A교의 피로균열은 그림 3-3, 그림 3-4에서 나타냈 것과 같이 종리브 맞대기 이음부와 종리브와 데크 플레이트 연결부이다. 또한 그림 3-5의 B교에서는 종리브와 격벽판에 균열이 발생하였다.



그림 3-3 A교 종리브 맞대기 이음부 피로균열

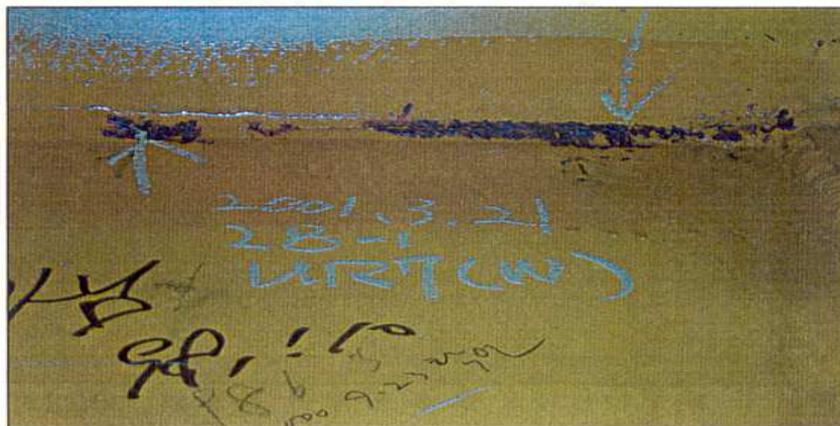


그림 3-4 A교 종리브와 데크 플레이트 연결부 피로균열

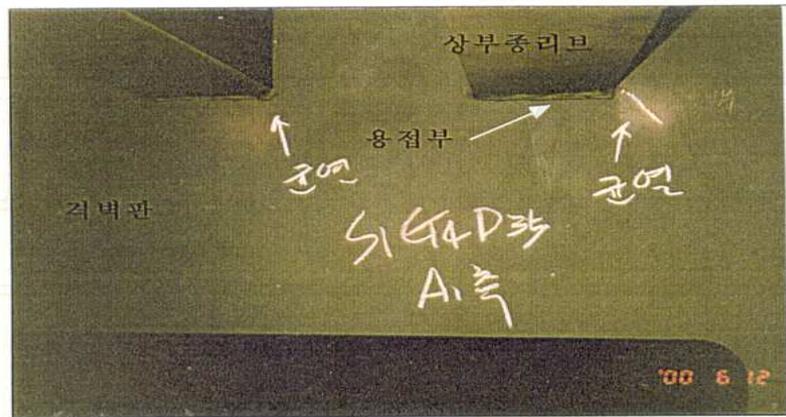


그림 3-5 B교 종리브와 격벽판 피로균열

위의 A교와 B교 이외에도 국내 강바닥판 교량 현황상 향후 공용연수의 증가 및 교량에 적용된 강바닥판 구조상세와 공용조건 등을 고려한다면 앞으로도 강바닥판에 피로균열이 발생할 가능성은 높을 것으로 생각된다.

(3) 국외 피로손상 사례

피로균열이 발생한 대표적인 교량으로는 독일의 **Haseltal교**(1960), **Sinntal교**(1968)와 영국의 **Severn Crossing교**(1966), 일본의 **M교량**(2003) 등을 들 수 있다. 그림 3-6에 독일의 **Haseltal교**(1960), **Sinntal교**(1968) 그리고 영국의 **Severn Crossing교**의 종리브 단면형상을 나타내었다. 이들 교량은 종리브가 횡리브를 통과하지 않는 불연속 리브이다. 그러나 M 교량은 종리브가 횡리브를 관통하는 연결상세를 하고 있다.

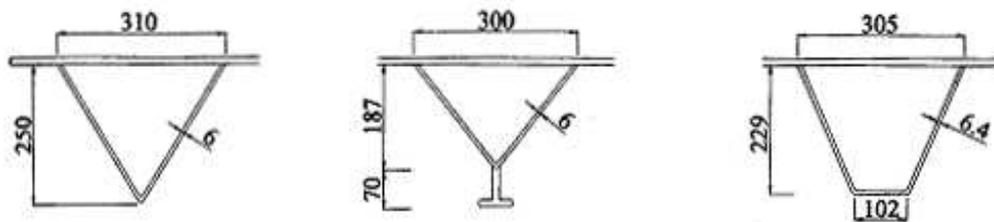


그림 3-6 종리브 형상

Haseltal교, Sinntal교와 **M 교량**의 경우 균열은 종리브·횡리브 교차부에서 발생했으며 **Haseltal교, Sinntal교** 균열형태는 그림 3-7과 같고, **M교량**의 균열은 그림 3-8과 같다.

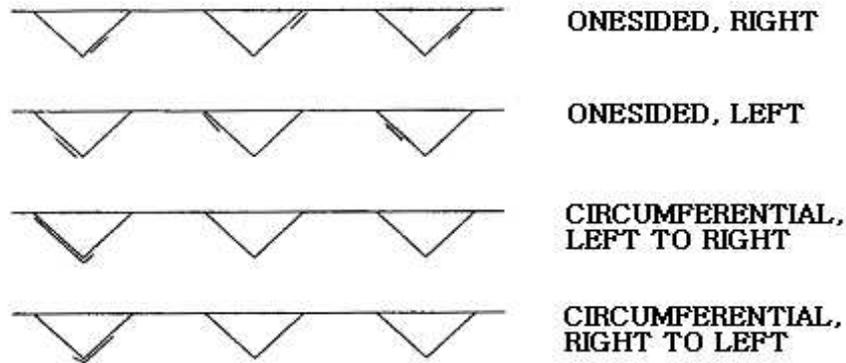


그림 3-7 **Haseltal교**와 **Sinntal교**의 피로균열 형태

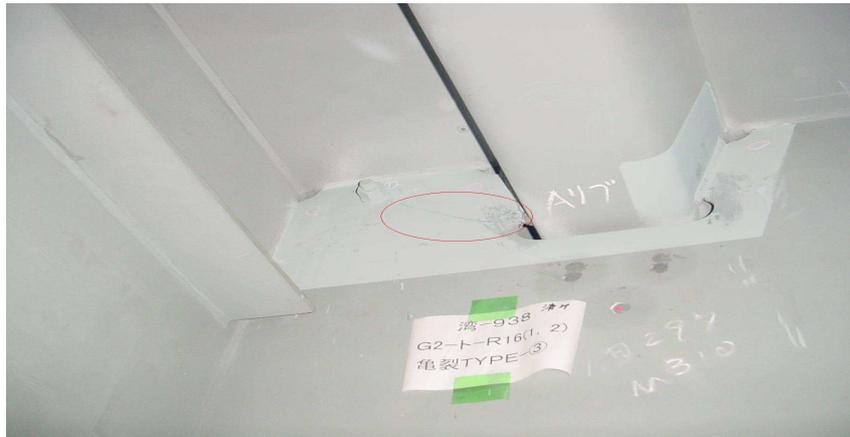


그림 3-8 일본의 **M교량** 피로균열

Haseltal교와 **Sinntal교**의 균열은 같은 시기에 건설된 다른 교량에서는 발견되지 않았는데 그 이유는 다른 교량은 회전구속을 최소화시킬 목적으로 하부 스캘럽을 두었고 종리브 또한 횡리브를 통과하는 연속리브로 건설하였기 때문이다. 한편, 하부 스캘럽을 두고 종리브가 횡리브를 통과하는 연속리브로 건설된 일본의 **M교량**에서 최근에 피로균열이 발생하는 것으로 알 수 있듯이 아직도 종리브와 횡리브 교차부가 피로에 대하여 안전하지 않다는 점을 보여주고 있다. 그리고

M 교량에서 적용된 일본 하부 스켈럽 규정이 국내의 설계기준과 동일함으로 종리브·횡리브 연결부의 피로 균열제어를 위해서는 새로운 설계 규정이 시급히 필요함을 알 수 있다.

Severn교의 경우는 시공중 종리브 하부에 부착한 임시 다이아프램 용접부와 종리브·횡리브 및 데크 플레이트·종리브 용접 연결부에서 균열이 발생하였다.

또 다른 피로균열이 그림 3-9와 같은 종리브 형상을 가진 1997년 네덜란드 도개교에서 그림 3-10의 A위치에서 포장체 표면에 두 개의 종방향 균열이 차선에 서 발생하였다. 포장체를 제거하자 강바닥판 표면에 약 50~600mm 길이의 균열이 다양하게 존재하였다. 이러한 균열형태는 기존에 알려진 균열과는 다른 양상의 것이었으며 포장층과 데크 플레이트 상에 피로균열을 피하기 위해서는 강판의 두께가 적어도 14mm 이상이어야 하며, 용접시 종리브 판두께의 75%이상의 용입이 확보되고, 포장의 두께는 70mm 이상 확보해야 종리브와 데크 플레이트 연결부의 피로손상 가능성을 줄일 수 있음이 밝혀졌다. 이것을 증명하듯 일본 강바닥판 규정이 12mm 이상인데, 현재 일본 바닥강판에 피로균열이 다수 검출되고 있는 실정이다. 참고로 네덜란드 도개교 교량의 강판 교체시 두께를 12mm에서 28mm로 대폭 늘렸다.

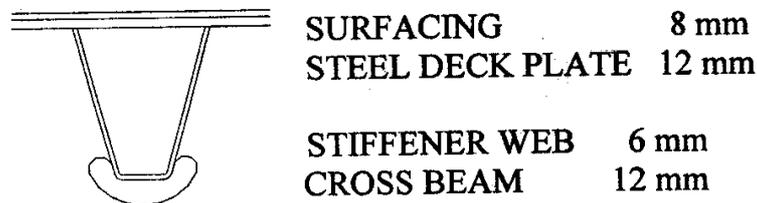


그림 3-9 도개교 종리브의 형상

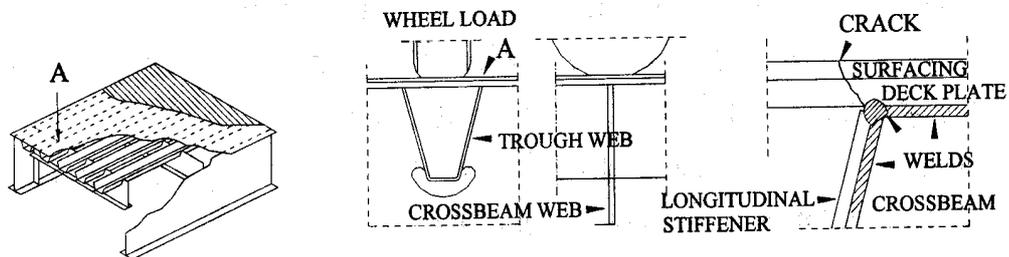


그림 3-10 피로균열 발생부위

3.2 강바닥판 피로손상 원인 규명

위의 3.1절의 강바닥판 피로균열 개소를 보면 종리브와 횡리브 연결부, 종리브 맞대기 이음부, 종리브와 데크 플레이트 연결부, 데크 플레이트의 현장 이음부, 수직 보강재 연결부, **Corner Plate** 연결부임을 알 수 있다. 그러나 본 연구에서는 종리브와 횡리브 연결부, 종리브와 데크 플레이트 연결부만을 관심 대상으로 한다. 그러한 이유로는 **Corner Plate** 연결부와 수직 보강재 연결부는 일반적인 상세가 아니고, 종리브 맞대기 이음부와 데크 플레이트의 이음부는 현장 용접으로 일반적인 용접 상세라기 보다는 현장 조건에 따라서 품질이 결정되는 인자로서 본 연구와 같은 해석적인 연구로는 다소 한계성을 지녔기 때문이다. 따라서 종리브와 횡리브 연결부, 종리브와 데크 플레이트 연결부 상세에 대하여 원인규명 및 고 내구성 상세를 도출하기 위하여 파라메타 해석을 수행하였다.

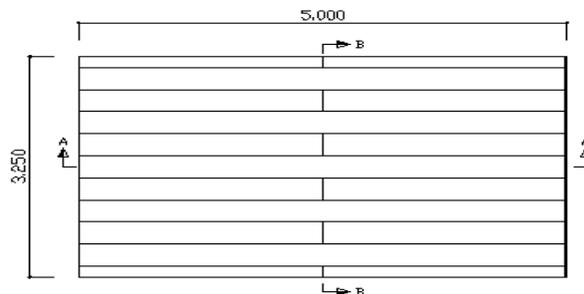
3.2.1 종리브와 데크 플레이트 연결부

종리브와 데크 플레이트 연결부의 피로균열은 종리브 용접 루트부로부터 발생하여 데크 플레이트로 진전, 관통하는 위험성이 있는 것으로, 더욱이 이러한 균열은 실구조물인 경우 포장 등으로 인해 발견이 곤란하기 때문에 매우 위험한 균열이다. 따라서 종리브와 데크 플레이트 연결부의 피로 손상 원인에 대하여 구조해석을 통하여 해석적으로 원인분석을 고찰하였다.

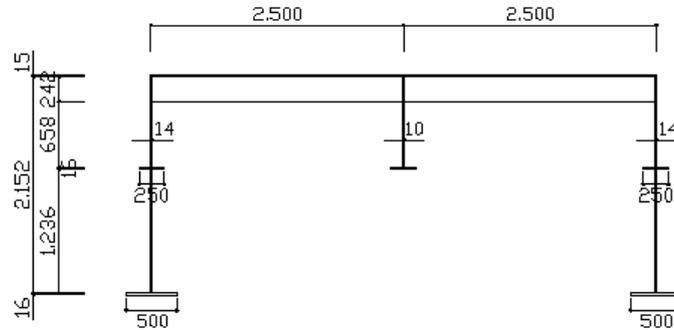
(1) 대상 교량

현재 시공중에 있는 남향대교를 대상으로 그림 3-11과 같은 5개의 종리브와 가운데의 1개 횡리브, 2개의 양쪽 끝단 가로보의 소블력을 대상으로 하였다. 본 남향대교는 기 시공된 강바닥판 교량과는 달리 강바닥판 두께가 15mm인 것이 특징이다.

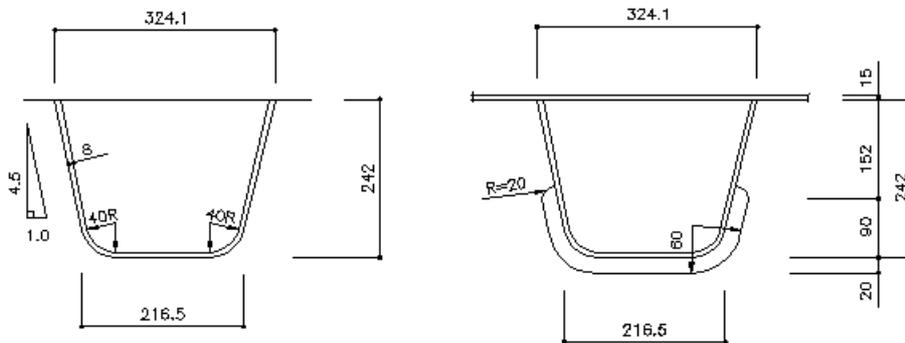
향후 모든 연구는 본 절과 같이 남향대교 소블력을 대상으로 실시하였다.



(a)-평 면 도



(b)-측 면 도



(c)-종리브 상세도

그림 3-11 남향대교 소블럭 형상과 종리브 상세도

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하조건 및 응력 관측점

종리브와 데크 플레이트 연결부의 그림 3-12와 같은 데크 플레이트 루트부에서 응력집중에 의한 데크 플레이트 관통 균열 원인 분석을 위하여 하중조건을 소블럭 가로보 사이의 가운데 횡리브에 대하여 아래 그림 3-13과 같이 재하하였다. 이때 재하 면적은 500mm×200mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 이는 2등급 후륜하중인 7,200kgf인데, 도로교 설계기준에서 '차륜의 접지압이 필요한 경우에 접지면적은 차륜의 중량에 비례하므로 5P/36(cm²)으로 하고 이 면적에 차륜하중

이 등분포로 작용하는 것으로 하였는데 이는 전륜 후륜 구분없이 $70.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ 의 접지압으로 한다'는 조항으로부터 도출하였다. 본 절에서는 1등급의 재하면적인 $580\text{mm}\times 230\text{mm}$ 은 고려되지 않았는데 본 연구가 종리브와 데크 플레이트 관통균열 원인 분석에 대한 재하하중 위치의 비교 연구이기 때문에 1, 2등급의 구분은 의미가 없으므로 본 재하 면적에 대해서만 해석을 수행하였다. 그리고 응력 관측점은 종리브와 데크 플레이트의 연결부에 관심을 가지고 그림 3-13 위치의 횡리브를 정하였다.

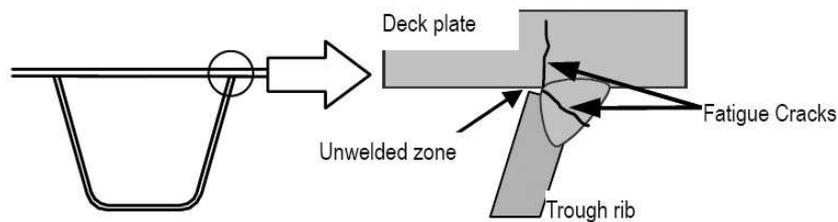


그림 3-12 종리브와 데크 플레이트 관통 균열

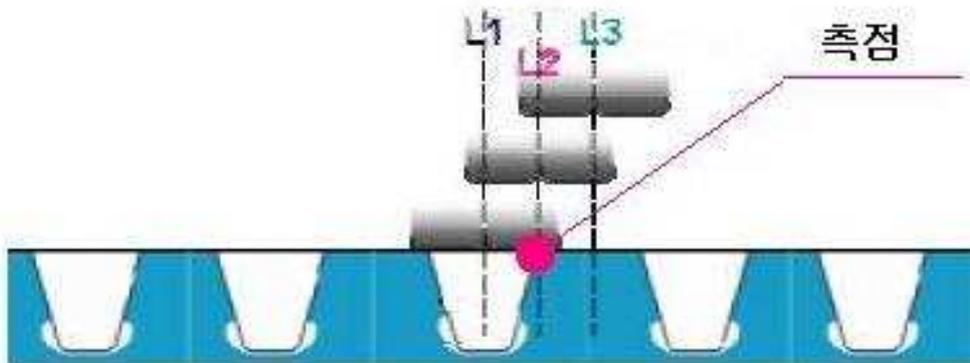


그림 3-13 데크 플레이트 하중 재하도 및 응력 관측 지점

(나) 유한요소해석 모델링

치수는 그림 3-11을 그대로 적용하였고, 탄성계수는 $2,100,000\text{kgf}/\text{cm}^2$, 포아송비는 0.3을 적용하였으며, 경계조건은 양단 힌지 조건이고, 요소 개수는 35,595개이다.

모델링 형상은 아래 그림 3-14와 같다.

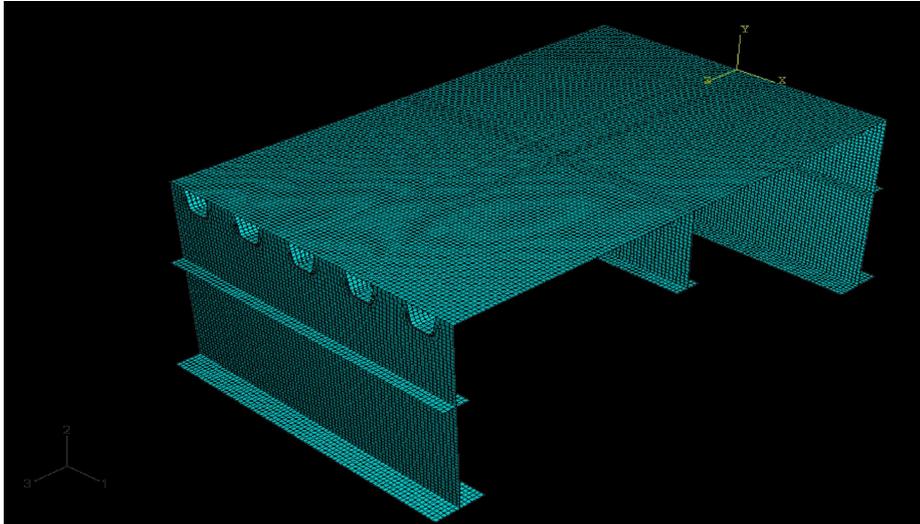


그림 3-14 강바닥판 모델링 형상

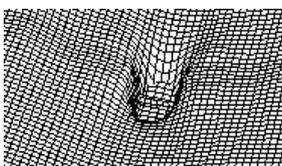
(3) 해석 결과 및 고찰

강바닥판 종리브와 데크 플레이트 연결부의 피로손상 원인 규명을 위하여 그림 3-13과 같은 L1, L2, L3에 하중을 재하하고, 종리브와 횡리브 데크 플레이트가 만나는 점을 관측점으로 하여 데크 플레이트 상면 주응력을 비교하여 보았다.

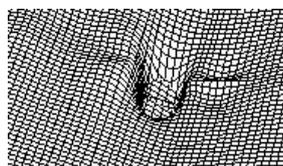
표 3-2 데크 플레이트 하중 재하별 최대 주응력 (kgf/mm²)

	L1	L2	L3
최대 주응력	9.21	7.82	0.90

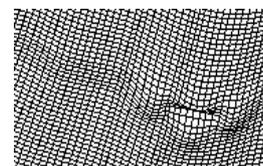
위의 표로부터 하중 재하별 종리브와 데크 플레이트 연결부의 최대 주응력이 달라짐을 알 수 있었다. 따라서 이 원인을 분석해 보고자 하중 재하별 데크 플레이트 변형형상을 그림 3-15에 나타내었다.



(a)- L1위치 변형도



(b)- L2위치 변형도



(c)- L3위치 변형도

그림 3-15 하중 재하별 데크 플레이트 변형 형상

그림 3-15로부터 데크 플레이트 변형이 L1, L2, L3순서로 커짐을 알 수 있다. 또한 이 순서는 데크 플레이트의 최대 주응력의 크기와도 같은 순서이다. 따라서 데크 플레이트의 국부적인 응력 집중의 원인은 데크 플레이트의 국부적인 변형이 원인인 된다고 판단된다. 따라서 종리브로부터 데크 플레이트로 관통하는 균열을 제어하기 위해서는 하중 직하부에서 데크 플레이트의 국부적인 변형을 제어해야 할 것이다.

3.2.2 종리브와 횡리브 연결부

종리브와 횡리브 연결부의 피로손상은 그 동안 많은 보고가 있었다. 이 연결상세에서는 종리브가 횡리브를 관통하는 상세이므로 횡리브 하단에 시공성을 고려하여 슬릿트를 설치한다. 그러나 이러한 슬릿트는 강바닥판의 내구성을 저하시키는 원인이 되어 그림 3-16과 같은 피로균열을 유발한다. 선행 연구자들에 의하여 슬릿트가 없는 전체 용접된 연결상세가 슬릿트가 있는 상세보다 상세 자체의 비교에서는 유리하다는 결론이 보고 되었다. 그러나 종리브 하단을 용접하는데 있어서 용접비용은 문제가 안된다고 하더라도 현 시공 체제에서는 반 자동화 용접이므로 시공성에서 크게 문제가 된다. 따라서 이 연결상세에 대하여 자동화 용접 기술이 구축되기 전까지는 슬릿이 있는 상세가 필요할 것으로 판단된다.

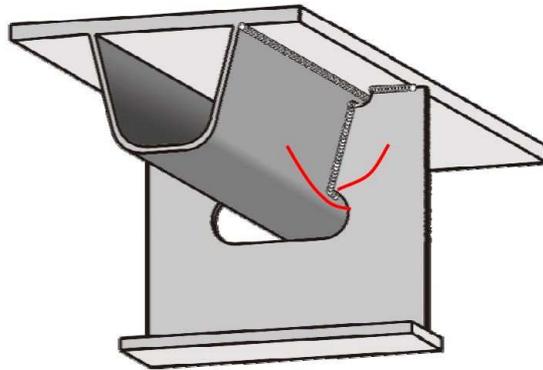


그림 3-16 종리브와 횡리브 연결부 피로균열

종리브와 횡리브 연결부 피로균열이 종리브 측과 횡리브 측으로 발생하므로 두 균열 양상의 원인 분석을 두 부분으로 나누어서 고찰하였다.

3.2.2.1 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량

대상 교량으로는 3.2.1절의 원인 분석과 같이 그림 3-11의 남향대교 소블럭을 대상으로 하였으나, 강바닥판 두께는 16mm이다. 寺尾 등(1996)이 데크 플레이트에 발생하는 응력은 데크 플레이트의 두께를 증가시킴으로서 감소하지만 종리브와 횡리브의 응력 변화에는 거의 영향이 없다는 연구 보고를 바탕으로 4.1장의 데크 플레이트 두께에 따른 정적 거동에서 추천 두께인 16mm 결과를 선택하였다.

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 그림 3-17과 같은 종리브 측 균열 원인 분석을 위하여 하중 조건을 그림 3-18과 같이 재하하였다. 이때 재하 면적은 500mm×200mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 이는 2등교 후륜하중인 7,200kgf를 재하한 것으로서 원인 분석을 위하여 굳이 1,2등교의 구분은 필요하지 않다. 그리고 응력 관측 지점은 그림 3-18과 같은데, 종리브와 횡리브가 만나는 점에서 하단으로 1cm 밑을 측정점으로 하였다.

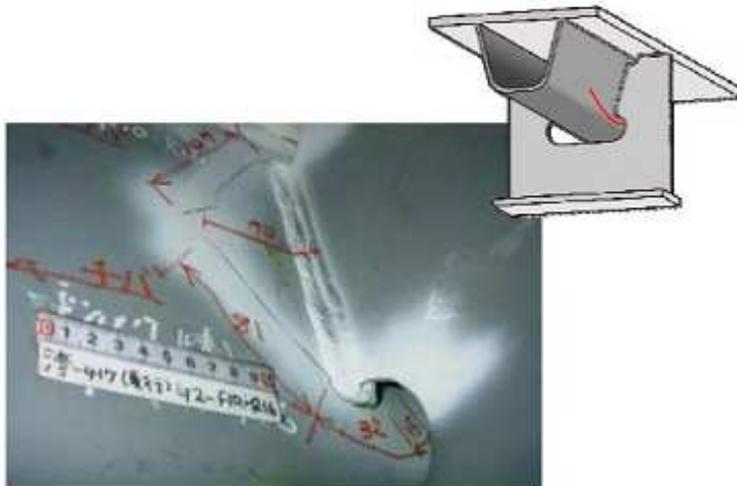


그림 3-17 종리브 측 균열

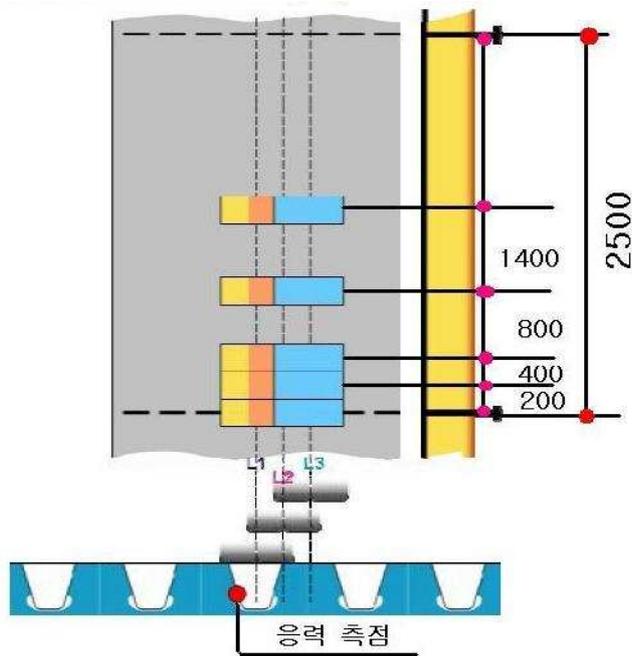


그림 3-18 하중 재하도 및 종리브 측 관측점

(나) 유한요소해석 모델링

치수는 그림 3-11을 그대로 적용하였고, 탄성계수는 $2,100,000\text{kgf}/\text{cm}^2$, 포아송 비는 0.3을 적용하였으며, 경계조건은 양단 힌지 조건이다. 본 절의 원인 분석을 위해서는 종리브와 횡리브 연결상세가 곡률을 포함하고 있고, 용접에 의해 연결되는 부분이므로 각장의 영향을 받는 부분이라고 할 수 있다. 물론 전 절의 종리브와 데크 플레이트 연결부분도 용접에 의해 연결되는 상세이지만 데크 플레이트 상면의 응력을 비교함으로써 비교해석이 가능하므로 전절에서는 굵이 **element** 크기가 민감한 요인이 되지 않았었다.

따라서 8절점 요소를 사용하여 구성한 경우 요소 한 변의 길이가 곡률반경의 1/10, 4절점 요소를 사용한 경우 1/20이하로 하면 계산된 값이 거의 안정되고, 충분한 정도의 집중된 응력을 얻을 수 있으므로(조재병, 1995), 본 절에서는 응력 측정 부분에 대하여 곡률부는 곡률반경의 1/10이하로 곡률외의 부분은 각장 크기와 8절점 요소사용을 고려하여 5mm로 **element** 크기를 분할하였다.

모델링 전체 형상은 그림 3-14와 동일하고 응력 측정 부근의 **element** 형상은 그림 3-19와 같다.

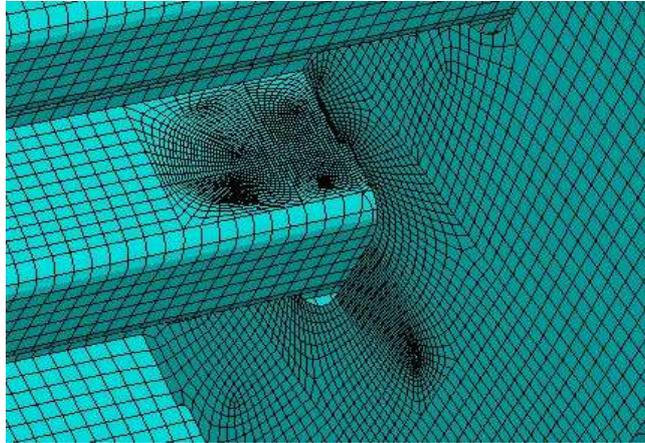


그림 3-19 element 분할 형상

(3) 해석 결과 및 고찰

강바닥판 종리브와 횡리브 연결부의 종리부측 피로손상 원인 규명을 위하여 L1-1~ L3-5까지 총 15가지의 하중 재하에 대하여 주응력을 정리하면 표 3-3과 같다. 여기서 **Max**는 최대 주응력, **Min**은 최소 주응력을 뜻한다.

표 3-3 종리브 측 하중 재하별 주응력 (kgf/mm²)

거리	위치	Max	Min	위치	Max	Min	위치	Max	Min
0mm	L1-1	2.01	-0.25	L2-1	1.80	-0.27	L3-1	-0.71	-0.065
200mm	L1-2	3.36	-0.48	L2-2	4.11	-0.33	L3-2	2.96	-0.02
400mm	L1-3	3.38	-0.25	L2-3	4.65	0	L3-3	3.67	0
800mm	L1-4	2.77	-0.49	L2-4	4.74	0	L3-4	4.30	0
1400mm	L1-5	1.79	-0.65	L2-5	4.20	0	L3-5	4.33	0

위의 표로부터 명확하게 드러나는 점은 L1라인보다 L2라인의 주응력이 크다는 것이다. 이러한 원인으로서는 L2라인에 하중이 재하될때 L1라인에서는 발생하지 않는 비틀거동이 종리브에 발생하기 때문이다. 또한 L1, L2, L3 각 라인이 관측점에서 거리가 멀어질수록 응력이 증가하는 현상을 볼 수 있다. 이러한 원인으로서는 하중이 관측점에서 멀어질수록 횡리브에 면외 거동이 발생하기 때문에 횡리브의 면외변형에 의한 구속력으로 L1-1에서 L1-5로 갈수록 응력이 증가한다.

3.2.2.1 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량

대상 교량은 3.2.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 **ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)**을 적용하여 8절점 쉘요소인 **S8R**요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 **STR165**요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 그림 3-20과 같은 횡리브 측 균열 원인 분석을 위하여 하중 조건을 그림 3-21과 같이 재하하였다. 재하 면적은 $500\text{mm} \times 200\text{mm}$ 으로서 재하하중은 $0.072\text{kgf}/\text{mm}^2$ 이다. 여기서 $0.072\text{kgf}/\text{mm}^2$ 는 도로교 설계기준에서 설계하중의 접지압이 필요한 경우 권장하는 값이다. 그리고 응력 관측 지점은 그림 3-21과 같은데, 종리브와 횡리브가 만나는 슬릿트 상단에서 위쪽으로 10mm , 종리브에서 횡리브 쪽으로 10mm 가 관측점이다.

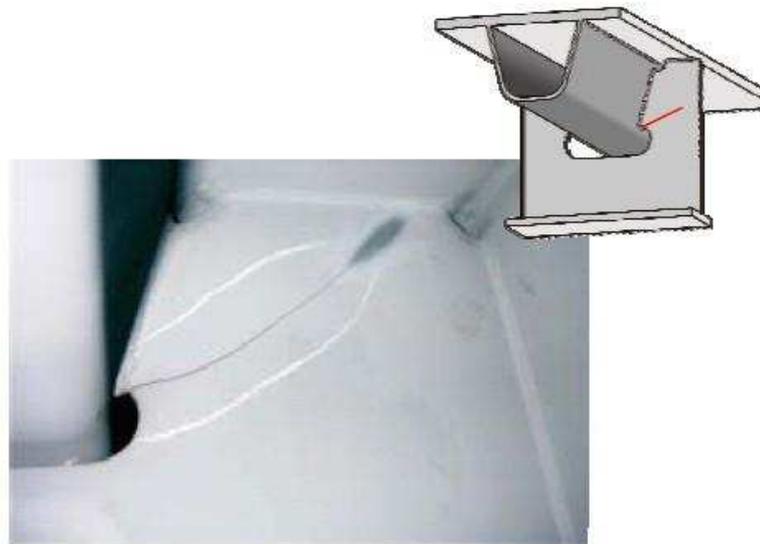


그림 3-20 횡리브 측 균열

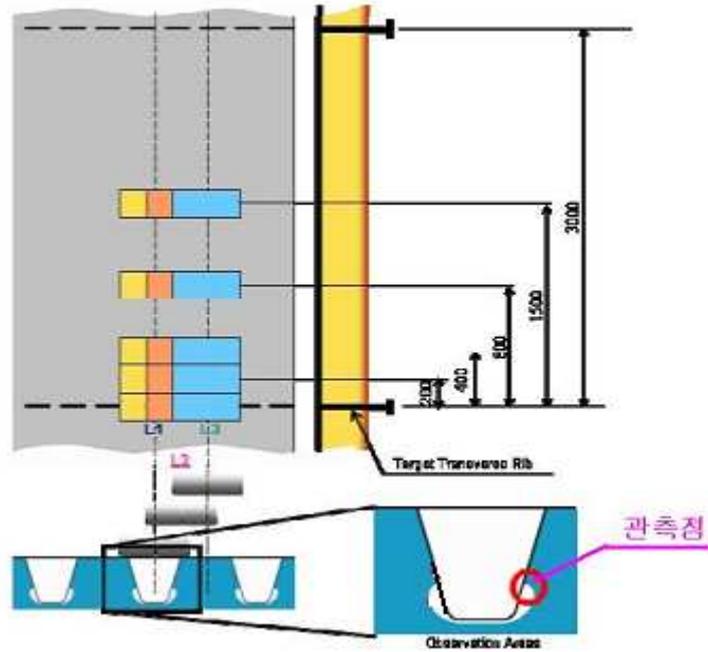


그림 3-21 하중 재하도 및 횡리브 측 관측점

(나) 유한요소해석 모델링

해석 모델링은 종리브 측 피로균열 원인 분석과 동일하다.

(3) 해석 결과 및 고찰

강바닥판 종리브와 횡리브 연결부의 횡리브측 피로손상 원인 규명을 위하여 L1-1~ L3-5까지 총 15가지의 하중 재하에 대하여 주응력을 정리하면 표 3-4와 같다. 여기서 **Max**는 최대 주응력, **Min**은 최소 주응력을 뜻한다.

표 3-4 횡리브 측 하중 재하별 주응력 (kgf/mm²)

거리	위치	Max	Min	위치	Max	Min	위치	Max	Min
0mm	L1-1	1.95	-3.67	L2-1	1.80	-3.60	L3-1	-0.81	-1.77
200mm	L1-2	2.72	-3.49	L2-2	2.71	-4.36	L3-2	1.45	-3.13
400mm	L1-3	2.49	-3.08	L2-3	3.02	-3.83	L3-3	2.09	-2.85
800mm	L1-4	2.07	-2.38	L2-4	2.77	-2.89	L3-4	2.19	-2.24
1400mm	L1-5	1.43	-1.43	L2-5	2.09	-1.82	L3-5	1.83	-1.56

위의 표로부터 L1, L2, L3 각 라인이 횡리브 측 관측점에서 멀어질수록 응력이 증가하는 경향이 발생한다. 이것은 관측점에서 거리가 멀어질수록 횡리브에는 면외변형이 발생하기 때문이다. 또한 L1라인보다 L2라인이 다소 응력이 크게 발생하는 경향을 나타내는데 이것은 종리브의 면외비틀림에 의한 종리브의 구속으로 횡리브 측에 응력 집중이 발생하는 것으로 판단된다.

3.3 소 결

강바닥판 종리브와 데크 플레이트 연결부와 종리브와 횡리브 연결부의 피로손상원인은 다음과 같다.

(1) 종리브와 데크 플레이트 연결부

강바닥판 종리브와 데크 플레이트 연결부의 피로손상 원인은 하중직하부에서의 데크 플레이트의 국부적인 변형이 원인이 되어 응력 집중이 발생하는 것으로 나타났다.

(2) 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부의 피로 손상 원인은 종리브의 비틀거동에 의한 영향과 횡리브의 면외거동에 의한 횡리브의 구속력으로 인하여 종리브에 응력집중이 발생하여 피로손상을 유발하는 것으로 판단된다.

(3) 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부의 피로 손상 원인은 횡리브의 면외 거동에 의한 영향과 종리브의 비틀거동에 의한 종리브의 구속력으로 인하여 횡리브에 응력집중이 발생하여 피로손상을 유발하는 것으로 판단된다.

제 4장 강바닥판 구조 상세부의 데크 두께, 횡리브 슬릿트 곡률, 연결길이에 따른 정적거동

4.1 데크 두께에 따른 정적 거동

3장에서 종리브와 데크 플레이트 연결부의 피로손상 원인을 분석해 본 결과 데크 플레이트와 종리브 연결부의 피로균열 발생원인은 데크 플레이트의 국부 변형에 의한 응력집중이다. 이에 따른 피로균열 제어를 위하여 1995년 동경공업대학에서는 대형시험체의 피로실험과 국부적인 구조해석을 통하여 데크 플레이트·종리브의 용접시 종리브 판두께의 75%이상의 용입을 확보하면 데크 플레이트의 두께를 관통하는 피로균열의 위험성을 감소시킬 수 있다는 것을 밝혀냈다. 그러나 “강바닥판의 데크 플레이트와 종리브, 횡리브의 용접교차부에 대한 피로강도실험(이종관 등, 1999)”에 의하면 데크 플레이트·종리브의 용접시 종리브 판두께의 75%이상의 용입을 확보하더라도 시험체에서 데크 플레이트를 관통하는 균열이 보고되었고, 또한 네델란드에서도 현재 도로교 설계기준에서 최소두께로 규정하고 있는 14mm의 두께에서 종리브와 데크플레이트 연결부에 피로균열이 보고된 사례가 있다. 따라서 본 장에서는 데크 플레이트를 관통하는 균열을 제어하는 방법으로 데크 플레이트의 국부변형에 의한 응력집중제어에 유효한 데크 두께 증가를 변수로 데크 플레이트 상면 최대 주응력을 비교함으로써 합리적인 데크 두께를 제안하였다.

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상교량은 기존과 같이 그림 3-11의 남향대교 소블럭을 대상으로 하였으며, 데크 플레이트 두께 증가에 따른 영향을 분석하기 위하여 데크 두께를 12mm, 13mm, 14mm, 15mm, 16mm, 17mm, 18mm, 19mm, 20mm의 총 9개의 데크 플레이트 두께 변수로 해석적 연구를 수행하였다.

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 데크 플레이트 연결부의 그림 3-12와 같은 데크 플레이트 루트부에서 응력집중에 의한 데크 플레이트 관통 균열 제어를 위한 합리적인 데크 플레이트 두께 제안을 위하여 3.2.1절에서 데크 플레이트의 응력집중은 데크 플레이트의 국부적인 변형이 원인임을 고려하여 하중 재하를 가로보 사이의 가운데 횡리브에 대하여 그림 4-1과 같이 재하 하였다. 이때 재하 면적은 500mm×200mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 그리고 응력 관측점은 종리브와 데크 플레이트의 연결부에 관심을 가지고 그림 4-1의 측점을 정하였다.

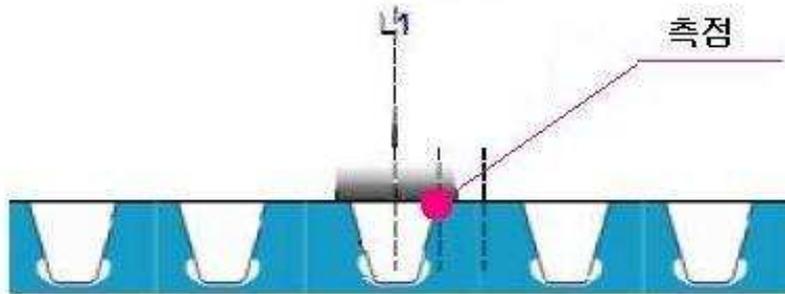


그림 4-1 데크 플레이트 하중 재하 조건 및 응력 관측 지점

(나) 유한요소해석 모델링

치수는 그림 3-11을 그대로 적용하였고, 탄성계수는 2,100,000kgf/cm², 포아송비는 0.3을 적용하였으며, 경계조건은 양단 힌지 조건이고, 요소 개수는 35,595개이다. 모델링 형상은 그림 3-14와 동일하다.

(3) 해석 결과 및 고찰

현재 국내 설계기준에서는 데크 플레이트의 최소 두께가 14mm로 되어 있다. 그러나, 네델란드에서는 현재 도로교 설계기준에서 최소두께로 규정하고 있는 14mm의 두께에서 종리브와 데크플레이트 연결부에 피로균열이 보고된 사례가 있다. 또한 14mm의 판두께에 75%이상의 용입을 확보하더라도 피로균열이 발생하였으므로(이종관 등, 1999) 데크 두께의 증가는 불가피할 것으로 판단된다. 따라서 데크 두께 14mm를 기준으로 데크 플레이트와 종리브 연결부의 피로 강도 등급을 한 단계 향상 시킬 수 있는 두께를 제안하고자 한다.

피로 설계 곡선에서는 이음 1등급의 기본 허용 응력 범위의 차이를 약 25%로 하고 있다. 따라서 남항대교의 강바닥판 소블럭에 데크 플레이트의 두께를 변수

로 ABAQUS을 사용한 구조해석 결과를 이용해서 비록 피로등급은 공칭응력이 기준으로 주응력과는 개념이 다르지만 피로등급 데이터들이 대부분 축하중 상태에서의 데이터로서 축하중 상태에서의 공칭응력은 그림 4-2와 같이 그 자체가 주응력이고(설계시 편의를 위하여 공칭응력 기준으로 정해졌음, 대부분의 구조물에서는 주거동 방향의 공칭응력과 주응력이 별 차이가 없으므로, 그러나 공칭응력과 주응력이 많이 차이가 날 경우는 허용 피로응력은 그대로 사용하고 공칭응력 대신 주응력을 사용해야함) 또한, 실제 피로균열은 주응력에 직각 방향으로 발생하듯이 주응력이 저감된다면 피로 내구성도 향상되므로 주응력을 25% 저감시 피로균열 발생확률도 25% 저감되는 관점에서 피로등급 개념을 적용하였다. 따라서 아래의 표 4-1에서 14mm을 기준으로 응력 저감 효과가 25%되는 데크 플레이트 두께는 16mm임을 알 수 있다. 또한 그림 4-3에서 보면 알 수 있듯이 데크 두께가 15mm~16mm을 기점으로 응력 저감 효과가 달라짐을 고려할 때 강바닥판의 데크 플레이트와 종리브의 연결부 피로등급을 한단계 향상시키고, 자원의 효율적 사용이란 측면에서 16mm은 적절하다고 판단된다.

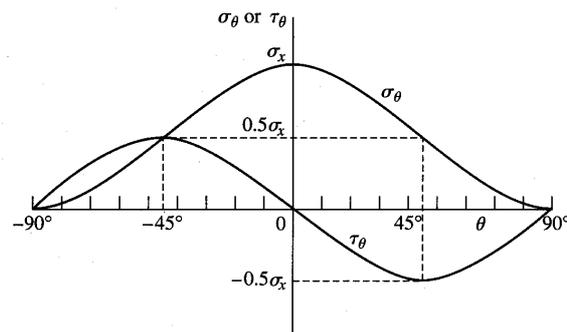


그림 4-2 축하중 상태에서의 경사단면 응력

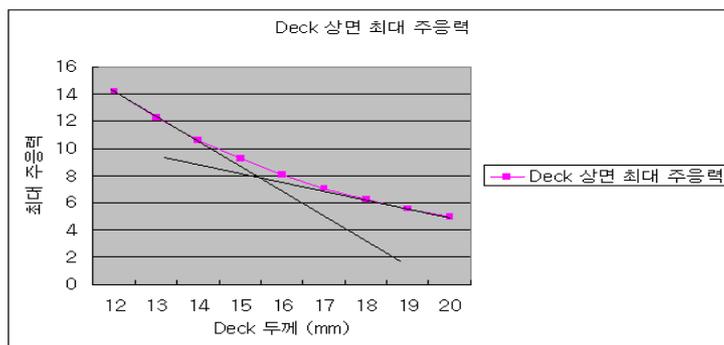


그림 4-3 데크 플레이트 두께에 따른 최대 주응력

표 4-1 데크 플레이트 상면 최대 주응력

두께	데크 플레이트 상면 최대 주응력	14mm기준 비율
12mm	14.22	-
13mm	12.22	-
14mm	10.57	0%
15mm	9.21	14%
16mm	8.06	24%
17mm	7.09	33%
18mm	6.26	41%
19mm	5.56	47%
20mm	4.95	53%

따라서 데크 플레이트 두께로 16mm을 제안한다. 그러나 이종관 등(1999)의 연구에서 데크 플레이트가 19mm에서 23ton재하시 400만 Cycle에서 피로균열이 하중 직하부에서 발생하였으나 균열의 크기가 매우 작으며 진전속도가 현저히 낮아 구조적으로 안정하다고 판단하고 데크 플레이트 두께로 19mm을 제안하였었다. (여기에서는 포장 강성에 대한 고려가 되지 않았으므로 포장 강성을 고려하면 실제로 23ton 하중하에 19mm에서는 데크 플레이트에 피로균열의 발생가능성은 미약할 것으로 판단된다.). 그러나 충격계수를 고려한 1등급의 축하중이 대략 12ton, 일본의 피로하중이 10ton, 무엇보다도 실제 교통하중을 고려할 때 23ton의 축하중은 너무 과한 것으로 판단된다. 따라서 16mm와 19mm의 데이터를 선형관계로 가정하고 하중과 응력 저감효과를 관계지어 추론하면, 14mm기준에서 16mm에 대한 19mm의 응력 저감효과는 2배이고, 또한 하중을 23ton에서 12ton으로 1/2배 하면, 23ton하중하에 19mm데크 플레이트 결과는 12ton하중하에 16mm데크 플레이트와 상동할 것으로 판단된다. 따라서 16mm의 데크 플레이트 두께가 타당함이 예측된다.

또한 14mm에서 16mm로 데크 플레이트의 두께가 증가될 때 그에 따른 강제가격의 증가는 후판이 12.0 ≤ T ≤ 20.0에서는 톤당 가격이 동일하기 때문에 두께 증가에 따른 가격 증가는 총 공사비를 기준으로 미약할 것으로 판단된다. 실제 100m×10m의 면적을 대상으로 서울기준으로 비교해 본 결과 15.7ton이 증가하여 공사비는 10,676,000원의 증가가 발생하는 것으로 나타났다.

이상 구조적으로나 경제적으로 데크 플레이트 두께는 16mm가 합리적임을 알 수 있다. 그러므로 향후 슬릿트 곡률, 횡리브 연결길이, 보강상세의 변수해석에서는 데크 플레이트 두께를 16mm로 고정하고 수행하였다.

4.2 횡리브 슬릿트 곡률에 따른 정적 거동

슬릿트 곡률변화에 따라 종리브와 횡리브 연결부 종리브 측과 횡리브 측의 응력경향은 영향을 받을 것으로 판단된다.

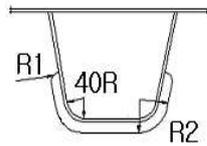
따라서 슬릿트 곡률 변수에 따른 응력 경향을 분석하기 위하여 3장에서 알아본 종리브 측의 피로손상 원인인 종리브의 비틀거동과 횡리브의 구속력, 횡리브 측의 피로손상 원인인 횡리브의 면외거동과 종리브의 비틀거동에 따른 종리브의 구속 영향을 모두 고려할 수 있는 재하조건인 L1-1~L1-5, L2-1~L2-5, L3-1~L3-5의 총 15개 재하조건에 다음과 같은 조건하에서 구조해석을 하였다.

4.2.1 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상 교량으로는 그림 3-11의 남향대교 소블럭을 대상으로 하였으며, 데크 플레이트 두께로는 4.1절의 연구 성과를 반영하여 16mm로 정하였다. 여기서 종리브와 횡리브 연결부 슬릿트를 표 4-2의 20R에서 40R까지 변수로 수행하였다.

표 4-2 슬릿트 기하 형상

	R1(mm)	R2(mm)	기하형상
CASE 1	20	68	
CASE 2	25	73	
CASE 3	30	78	
CASE 4	35	83	
CASE 5	40	88	

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 종리브 측 피로 내구성 향상을 위한 슬릿트 기하형상을 변수로 해석적 연구를 수행하기 위하여 하중 조건을 그림 4-4과 같이 재하하였다. 이때 재하 면적은 500mm×200mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 그리고 응력 관측 지점은 그림 4-4와 같은데, 종리브와 횡리브가 만나는 점에서 하단으로 1cm밑을 측정점으로 하였다.

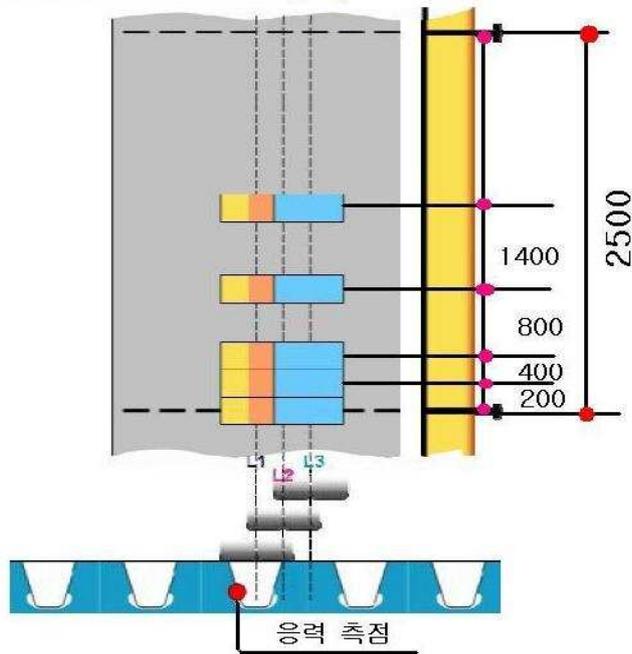


그림 4-4 하중 재하도 및 종리브 측 관측점

(나) 유한요소해석 모델링

유한요소해석 모델링은 3.2.2.1절의 원인분석과 동일하다. 본 절에서도 관심부위는 8절점 요소를 사용하였으므로 곡률부에서는 요소 한 변의 길이가 곡률반경의 1/10, 그리고 본 연결상세가 용접부이므로 각 장의 크기를 고려하여 대략 6mm로 가정하고 8절점 shell요소를 감안해 각장의 1/2의 크기를 묘사할 수 있도록 5mm로 요소 한 변의 길이를 분할하였다. 여기서 용접부의 각장 크기의 1/2로 나눈 이유는 용접부 각장의 1/2정도로 요소 사이즈가 분할되어야 용접부를 유한요소해석 하는 경우 해석 데이터가 신뢰도를 갖는다는 IIW(1993)의 기준에 따른 것이다.

(3) 해석 결과 및 고찰

(가) 해석 결과 데이터 정리 양식

본 절부터는 해석 결과 데이터를 그림 4-5와 같이 포락선을 사용한 주응력 범위를 사용하였다. 그러한 이유는 다음과 같다.

- ① 슬릿트 곡률변화에 따른 각 곡률별 슬릿트 응력 경향을 한 도표와 한 그림으로 표현함으로써 쉽게 파악할 수 있음.

② 관측지점에 제일 가혹한 하중 상태가 L1, L2, L3이므로 주응력 범위= 최대 주응력포락선 - 최소주응력포락선으로 고려함으로서 소블럭을 대상으로 하는 본 해석에서 고려치 못할 실교량이 연속교이므로 발생할 수 있는 부모멘트부에서의 영향을 고려할 수 있고, 또한 관측점에서 같은 거리에 있는 L1, L2, L3의 최대값과 최소값을 사용함으로 모든 가능한 하중 조건이 고려된 응력 범위이다.

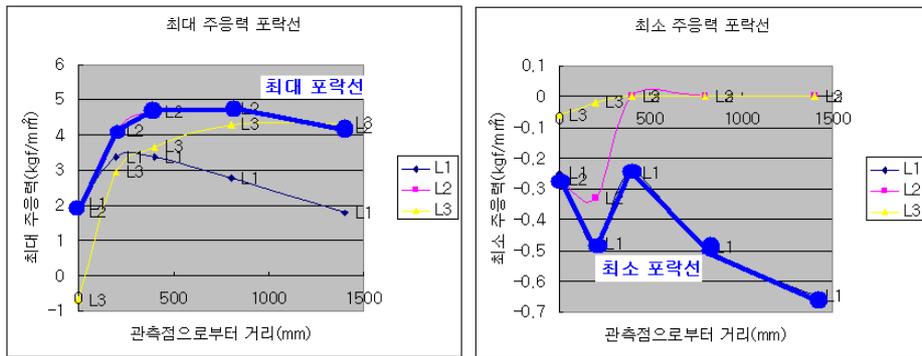


그림 4-5 포락선 정의

(나) 주응력 범위에 의한 해석 결과 및 고찰

슬릿트 곡률 변화에 따른 강바닥판 종리브와 횡리브 연결부의 종리브측 관점에서 최적 슬릿트 곡률을 알아보기 위하여 하중 재하 조건 15가지에 대하여 주응력 범위를 그림 4-6과 표 4-3에 나타내었다.

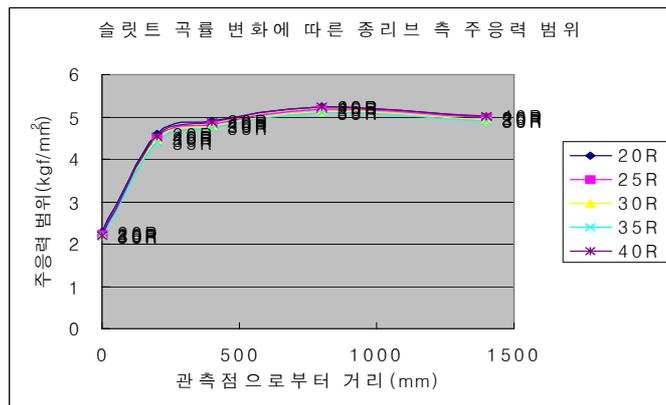


그림 4-6 슬릿트 곡률 변화에 따른 종리브 측 주응력 범위

표 4-3 슬릿트 곡률 변화에 따른 종리브 측 주응력 범위 (kgf/mm²)

거리(mm)	20R	25R	30R	35R	40R	감소율(35R/20R)
0	2.28	2.23	2.19	2.16	2.19	5.26%
200	4.59	4.52	4.46	4.40	4.53	4.14%
400	4.90	4.83	4.78	4.73	4.86	3.47%
800	5.23	5.18	5.13	5.10	5.25	2.49%
1400	4.98	4.98	4.92	4.90	5.02	1.61%

위의 표 4-3을 보면 35R까지는 슬릿트 곡률 증가에 따른 하중 재하 위치에 따라 1.61%에서 5.26%까지 응력 감소를 보이다가 40R부터는 응력 증가가 이루어짐을 볼 수 있다. 이것은 종리브 측에서 곡률 증가에 따른 응력 감소 효과가 있다가 35R과 40R사이에서 곡률증가에 따른 이점보다 횡리브 단면 감소로 인한 강성 부족이 더 영향을 받기 때문인 것으로 판단된다. 즉 35R과 40R 사이에 곡률증가에 따른 응력 감소 효과와 단면 감소에 따른 강성 부족으로 인한 저항성 감소의 경계가 있는 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 35R의 슬릿트 곡률을 추천하나 향후 35R에서 40R까지 변화해 가며 최적 곡률을 찾아야 할 것이다.

4.2.2 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상 교량과 변수 조건은 4.2.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 피로 내구성 향상을 위해서 슬릿트 기하형상을 변수로 해석적 연구를 수행하기 위한 하중 조건은 그림 3-21과 같다. 이때 재하 면적은 $500\text{mm} \times 200\text{mm}$ 으로서 재하하중은 $0.072\text{kgf}/\text{mm}^2$ 이다.

응력 관측 지점은 그림 3-21과 같은데, 상세한 위치는 그림 4-7과 같이 종리브와 횡리브가 만나는 슬릿트 상단에서 위쪽으로 10mm, 종리브에서 횡리브 쪽으로 10mm가 관측점이다.

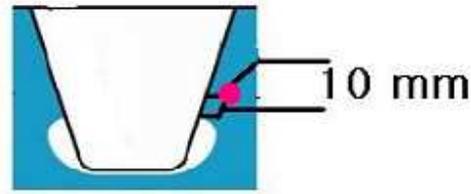


그림 4-7 종리브와 횡리브 연결부에서의 해석대상 위치

(나) 유한요소해석 모델링

유한요소해석 모델링은 4.2.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(3) 해석 결과 및 고찰

슬릿트 곡률에 따른 종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 관점에서의 최상의 슬릿트 곡률을 도출하기 위하여 그림 4-8과 표 4-4에 주응력 범위를 나타내었다.

표 4-4 슬릿트 곡률 변화에 따른 횡리브 측 주응력 범위 (kgf/mm²)

거리(mm)	20R	25R	30R	35R	40R	감소율(40R/20R)	감소율(35R/20R)
0	5.62	5.40	5.19	4.97	4.82	14.23%	11.57%
200	7.08	6.81	6.58	6.31	6.21	12.29%	10.88%
400	6.85	6.59	6.37	6.10	5.46	20.29%	10.95%
800	5.66	5.47	5.31	5.11	5.06	10.60%	9.72%
1400	3.91	3.81	3.72	3.61	3.63	7.16%	7.67%

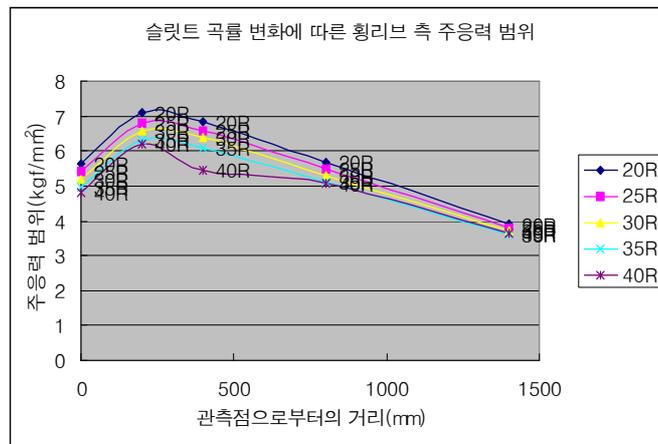


그림 4-8 슬릿트 곡률 변화에 따른 횡리브 측 주응력 범위

종리브 측에서는 35R과 40R을 경계로 응력 감소가 증가로 바뀌었는데 위의 표 4-4로부터 횡리브 측에서는 슬릿트 곡률이 20R~40R까지 증가할수록 응력이 계속 감소하는 경향을 나타내었다. 이것은 횡리브 측에서는 단면감소에 따른 강성 감소보다 관측 대상이 횡리브이고 또한 슬릿트 곡률 증가도 횡리브이므로 횡리브 슬릿트의 곡률 변화에 따른 관측대상인 횡리브가 슬릿트 곡률에 민감하게 영향을 받기 때문인 것으로 판단된다.

횡리브 측면에서는 40R일때 관측지점에서 400mm떨어진 지점에서 최대 20.29%의 응력 감소를 보이고 평균적으로 12.91%의 응력감소를 이루어 최적 슬릿트 곡률이지만 40R이 선택된다면 종리브 측면에서는 타당하지 않으므로 종리브와 횡리브를 모두 고려하여 평균적으로 10.46%의 응력 감소를 보이는 35R을 최적 슬릿트 곡률로 정하였다. 따라서 이후에 슬릿트 곡률은 35R로 정하고 구조 해석을 수행하였다. 그러나 4.2.1절에서도 언급하였듯 35R과 40R사이에 종리브 측 응력이 감소에서 증가로 바뀌는 경계가 존재하므로 향후 이에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

4.3 횡리브 연결길이에 따른 정적 거동

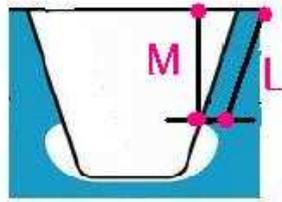
현재 남향대교 강바닥판의 횡리브 연결길이는 52%로 되어 있다. 그러나 현재 강도로교 상세부 설계지침에서의 연결상세를 고려하면 70%를 제시하고 있다. 따라서 연결길이의 변화에 따른 종리브 횡리브 연결부의 최적 연결길이를 제시할 필요성이 대두된다. 따라서 본 절에서는 강바닥판 종리브 횡리브 연결길이를 현재 상세이며, 또한 최대인 70%에서 60%, 50%로 3가지로 구분하여 구조해석을 수행하였다.

4.3.1 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상 교량으로는 그림 3-11의 남향대교 소블럭을 대상으로 하였으며, 기존연구 성과를 반영하여 플레이트 두께는 16mm, 슬릿트 곡률은 R1-35로 정하였다. 여기서 종리브와 횡리브 연결부 횡리브 연결길이는 다음 표 4-5의 50%~70%까지 변수로 해석을 수행하였다.

표 4-5 횡리브 연결길이 기하형상

	L (mm)	M (mm)	기하형상
50 %	121.91	119	
60 %	146.3	142.8	
70 %	170.7	165.5	

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 종리브 측 피로 내구성 향상을 위한 횡리브 연결길이를 변수로 해석적 연구를 수행하기 위하여 하중 조건을 그림 4-4와 같이 재하하였다. 이때 재하 면적은 580mm×230mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 본 절에서 재하조건이 1등급로 바뀐 이유는 향후 실험 연구와의 상호 비교를 위하

여 재하조건을 1등교로 변경하였다. 그리고 기존연구와 같이 응력 관측 지점은 그림 4-4와 같은데, 종리브와 횡리브가 만나는 점에서 하단으로 1cm 밑을 측정점으로 하였다.

(나) 유한요소해석 모델링

유한요소해석 모델링은 비록 연결길이가 슬릿트 곡률이 변화했으나 본 절에서도 관심부위는 8절점 요소를 사용하였으므로 곡률부에서는 요소 한 변의 길이가 곡률 반경의 1/10, 그리고 본 연결상세가 용접부이므로 각 장의 크기를 고려하여 대략 6mm로 가정하고 8절점 shell요소를 감안해 각장의 1/2의 크기를 묘사할 수 있도록 5mm로 요소 한 변의 길이를 분할한 것은 3.2.2.1절의 원인분석과 동일하다.

(3) 해석 결과 및 고찰

횡리브 연결길이에 따른 종리브와 횡리브 연결부의 종리브 측 관점에서의 최적의 횡리브 연결길이를 도출하기 위하여 그림 4-9와 표 4-6에 주응력 범위를 나타내었다.

표 4-6 횡리브 연결길이에 따른 종리브 측 주응력 범위 (kgf/mm²)

거리(mm)	50%	60%	70%	감소율 (70%/50%)
0	2.75	2.22	1.67	39.27%
200	5.53	4.73	3.86	30.20%
400	5.89	5.28	4.47	24.11%
800	6.29	6.01	5.46	13.20%
1400	5.60	5.62	5.15	8.04%

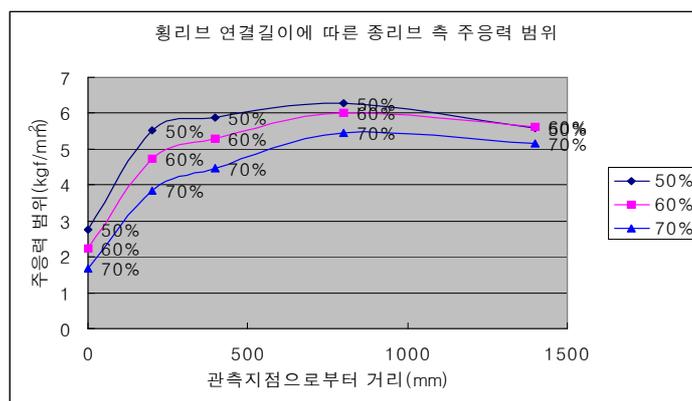


그림 4-9 횡리브 연결길이에 따른 종리브 측 주응력 범위

횡리브 연결길이가 길어질수록 관측점으로부터의 하중 재하 거리에 따라 차이는 있지만 평균적으로 22.96%에서 최대 39.27%의 응력 경감효과가 있는 것으로 나타났다. 이것은 연결길이가 길어질수록 횡리브의 강성이 증가하므로 당연한 결과라고 할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 종리브 관점에서 횡리브 연결길이에 따른 최적상세로 70%의 연결길이를 제안한다.

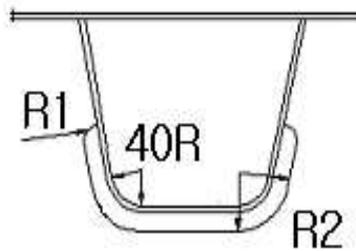


그림 4-10 종리브 상세도

4.3.2 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상 교량과 변수 조건은 4.3.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 피로 내구성 향상을 위한 횡리브 연결길이를 변수로 해석적 연구를 수행하기 위하여 하중 조건은 그림 3-21과 같다. 이때 재하 면적은 580mm×230mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 본 절에서 재하조건이 1등교로 바뀐 이유는 향후 실험 연구와의 상호 비교를 위하여 재하조건을 1등교로 변경하였다. 그리고 기존연구와 같이 응력 관측 지점은 그림 3-21과 같은데, 상세한 위치는 그림 4-7과 동일하다.

(나) 유한요소해석 모델링

유한요소해석 모델링은 4.3.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(3) 해석 결과 및 고찰

횡리브 연결길이에 따른 종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 관점에서의 최상의 횡리브 연결길이를 도출하기 위하여 그림 4-11과 표 4-7에 주응력 범위를 나타내었다.

표 4-7 횡리브 연결길이에 따른 횡리브 측 주응력 범위 (kgf/mm²)

거리(mm)	50%	60%	70%	감소율 (70%/50%)
0	6.04	5.07	4.41	26.99%
200	7.71	6.63	5.91	23.35%
400	7.32	6.39	5.80	20.77%
800	5.94	5.23	4.80	19.19%
1400	3.73	3.32	3.07	17.69%

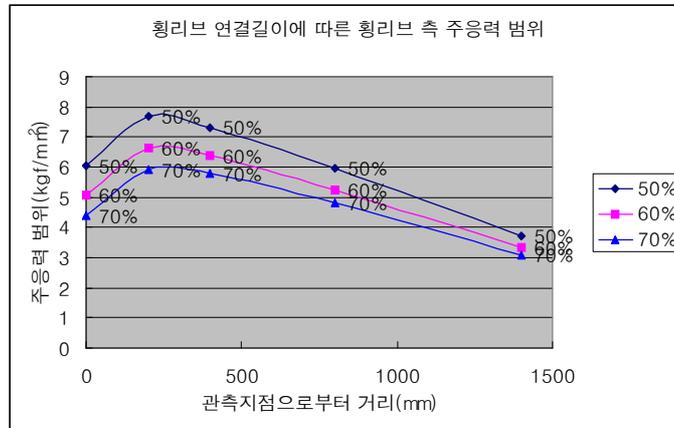


그림 4-11 횡리브 연결길이에 따른 횡리브 측 주응력 범위

종리브 측과 마찬가지로 횡리브 연결길이가 증가함에 따라 횡리브 측도 응력이 감소함을 나타내었다. 이것은 연결길이가 길어질수록 R2 곡률 인정에 의한 단면 감소가 적어져 강성이 증가하기 때문에 지극히 정상적인 현상이다. 그러나 R1의 곡률만 인정하고 R2의 곡률을 무시해 연결길이에 따른 횡리브 측 주응력 범위를 산정한다면 횡리브 측의 연결길이에 따라 단면 강성이 변화가 적어져 연결길이가 길어짐에 따라 횡리브의 면외거동 영향에 의하여 주응력 범위는 커진다(suganuma, 2003). 그러나 최준혁(1999)에 의하면 슬릿트 곡률 주변부를 대상으로 연구결과 슬릿트 곡률이 커질수록 슬릿트 곡률 주변부에 응력경감을 발생한다고 보고하였다. 따라서 슬릿트 용접지단부만 고려한다면 R1의 곡률만 인정하고 R2의 곡률은 무시하는게 좋을 것으로 판단되나 슬릿트 곡률 주변부를 전체적으로 고려시 R1과 R2의 곡률을 인정한 후 횡리브 연결길이를 최대로 하는 것이 슬릿트 곡률 주변부 전체적으로 내구성 향상에 이로울 것으로 판단된다. 따라서 본 절에서는 횡리브 상세를 전절의 R1-35, R2-83에 연결길이 70%를 제안한다.

4.4 소 결

강바닥판 데크 플레이트 두께가 증가할수록 데크 플레이트에는 응력 저감효과가 발생하나, 주응력 범위가 25%저감되는 데크 플레이트 두께인 16mm을 기존 실험 보고와 비교해 추론해 보면 구조적으로 안정될 것으로 판단되며, 또한 15mm~16mm에서 응력 저감효과가 둔화되고, 데크 플레이트 두께 증가에 따른 공사비의 증가가 미약함으로 데크 두께는 16mm가 적당할 것으로 판단된다.

강바닥판 슬릿트 곡률이 횡리브 측면에서는 20R에서 40R까지 증가할수록 응력 저감이 되나 종리브 측면에서는 35R과 40R사이에서 응력이 저감에서 증가로 변화하므로 슬릿트 곡률로는 35R이 적당할 것으로 판단된다.

강바닥판 횡리브 연결길이는 50%, 60%, 70%로 증가할수록 종리브 횡리브 연결부에서 종리브 측과 횡리브 측 모두 응력이 저감되었다. 그러나 R2 곡률인정에 의해 횡리브 연결길이가 70%이상은 본 상세에서 불가능하므로 횡리브 연결길이를 70%가 제안된다.

이상의 연구 결과에 의하여 고 내구성 강바닥판 상세로서 표 4-8을 제안하는 바이다.

표 4-8 고 내구성 강바닥판 상세

	데크 플레이트 두께	슬릿트 곡률		연결길이
추 천	16mm	R1	R2	70%
		35mm	83mm	

제 5장 강바닥판 보강상세 영향 분석

5.1 수직 리브 부착에 따른 영향 분석

미국에서 1939년에 건설되어 공용되던 **Bronx-whitestone** 교량이 최근 콘크리트 바닥판의 파손으로 바닥판을 교체하면서 **Bronx-whitestone** 교량은 강바닥판으로 대체되었다. 그러나 강바닥판에는 새로운 보강 상세인 수직 리브가 적용되어 2006년 완공을 위해 건설중에 있다. 따라서 본 장에서는 전 절에서 제안된 강바닥판 제안 상세에 수직 리브를 부착시 보강 효과를 검토해 보았다.

5.1.1 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상 교량은 기존과 동일하게 그림 3-11의 남향대교 소블럭을 대상으로 하였으며, 기존 연구 성과를 반영하여 데크 플레이트 두께는 16mm, $R1=35mm$, 연결길이 70%를 적용하였다. 수직 리브 상세는 그림 5-1과 같은 **Bronx-whitestone** 교량에서 적용된 형상을 적용하였으나, 종리브 높이가 남향대교에 비해 높아 수직 리브의 길이를 그림 5-2와 같이 남향대교 종리브에 맞도록 축소하였다.

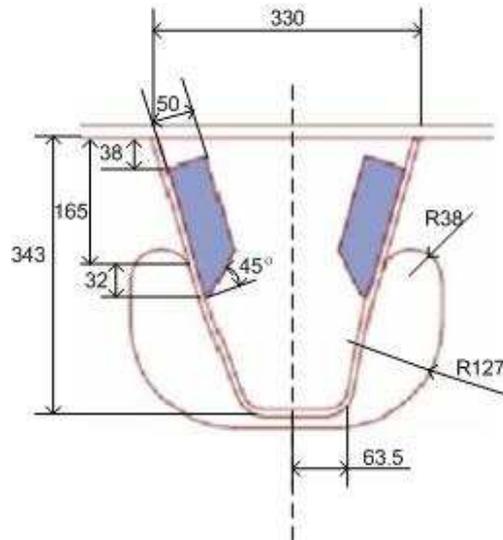


그림 5-1 **Bronx-whitestone** 교량의 종리브 형상

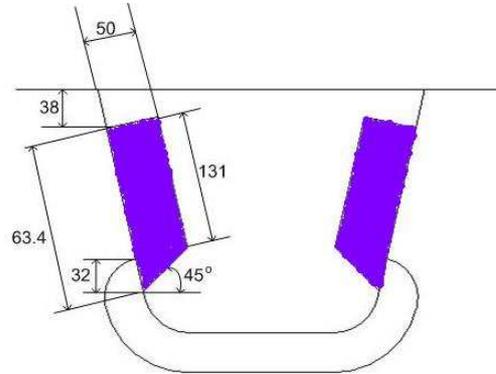


그림 5-2 수직 리브가 부착된 제안된 종리브 형상

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 **ABAQUS 6.4**(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 **S8R**요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 **STR165**요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 종리브 측 피로 내구성 향상을 위한 수직 리브 보강상세 영향을 파악하기 위하여 해석적 연구를 그림 4-4와 같은 하중 조건에서 수행하였다. 이때 재하 면적은 $580\text{mm} \times 230\text{mm}$ 으로서 재하하중은 $0.072\text{kgf}/\text{mm}^2$ 이다. 기존연구와 같이 응력 관측 지점은 그림 4-4와 같은데, 종리브와 횡리브가 만나는 점에서 하단으로 1cm 밑을 측정점으로 하였다.

(나) 유한요소해석 모델링

본 절에서는 그림 5-3과 같이 리브가 부착된 상세이다. 그러나 유한요소해석 모델링은 전과 같이 곡률부 $1/10$, 각장 크기의 $1/2$ 의 크기로 응력 측정 지점을 분할하였다. 그 형상은 그림 3-19와 동일하다.

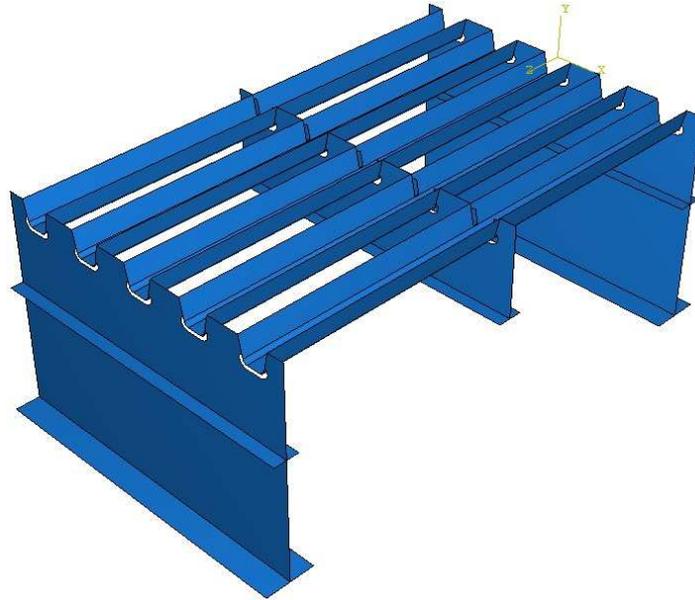


그림 5-3 수직 리브가 부착된 강바닥판 형상

(3) 해석 결과 및 고찰

수직 리브 부착에 따른 종리브와 횡리브 연결부의 종리브 측에서의 영향을 분석하기 위하여 그림 5-4와 표 5-1에 수직 리브가 부착되지 않은 상세의 주응력 범위와 부착된 상세의 주응력 범위를 비교하여 나타내었다.

표 5-1 수직 리브 부착에 따른 종리브 측면 주응력 범위 비교 (kgf/mm²)

	기존상세 (15mm→16mm) 16t/20R/52%	보강상세 없는 제안상세 16t/35R/70%		16t/35R/70%	
		주응력 범위	주응력 범위	수직 리브 부착	
	감소율			주응력 범위	감소율
0 mm	2.24	1.67	25.4%	1.66	25.9%
200 mm	4.81	3.86	19.8%	3.81	20.8%
400 mm	5.37	4.47	16.8%	4.34	19.2%
800 mm	6.11	5.46	10.6%	5.10	16.5%
1400 mm	5.70	5.15	9.6%	4.73	17.0%
평균	-	-	16.44%	-	19.88%

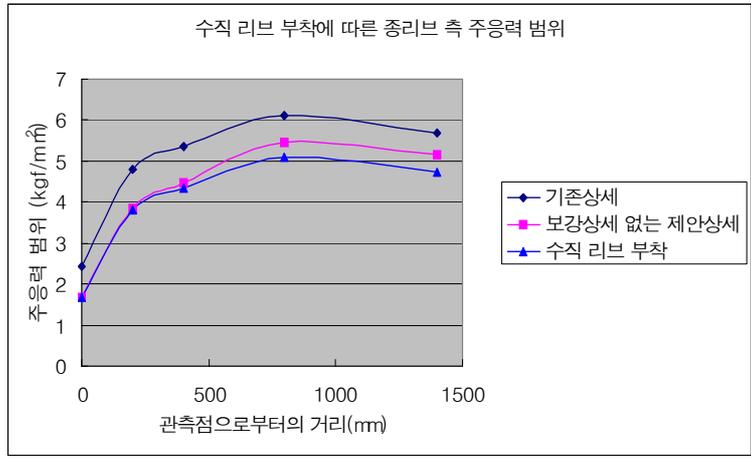


그림 5-4 수직 리브 부착에 따른 종리브 측 주응력 범위

위의 표 5-1을 보면 기존 남향대교 상세에서 데크 플레이트 두께를 상호 비교 목적으로 16mm로 증가한 상세와 보강상세 없는 제안상세, 제안 상세에 수직 리브를 부착한 상세를 비교해 본 결과 기존상세보다 보강상세 없는 제안상세는 평균 16.44%의 응력 경감이 발생하였고, 수직 리브 부착에 의하여 19.88%의 응력 경감이 발생하였다. 본 해석 결과에 의하면 수직 리브 부착에 의하여 제안 상세보다 평균 3%의 응력 경감이 발생하여 응력 경감이 발생하긴 하였으나 본 수직리브의 제원으로는 그다지 실효성이 없는 것으로 판단된다. 따라서 향후 강바닥판에 수직리브 보강효과를 고려한다면 수직리브의 면적 등과 같은 변수로 최적 형상이 연구된다면 보다 더 내구성이 뛰어난 강바닥판의 개발이 이루어질 것이다.

5.1.2 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상 교량과 변수 조건은 5.1.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 피로 내구성 향상을 위한 수직 리브 보강상세 영향을 파악하기 위하여 해석적 연구를 그림 3-21과 같은 하중 조건에서 수행하였다. 이때 재하 면적은 580mm×230mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 그리고 기존 연구와 같이 응력 관측지점의 상세한 위치는 그림 4-7과 같다.

(나) 유한요소해석 모델링

유한요소해석 모델링은 5.1.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(3) 해석 결과 및 고찰

수직 리브 부착에 따른 종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 관점에서의 보강 효과를 검토하기 위하여 그림 5-5와 표 5-2에 수직 리브가 부착되지 않은 상세의 주응력 범위와 부착된 상세의 주응력 범위를 비교하여 나타내었다.

표 5-2 수직 리브 부착에 따른 횡리브 측면 주응력 범위 비교 (kgf/mm²)

	기존상세 (15mm→16mm) 16t/20R/62%	보강상세 없는 제안상세 16t/35R/70%		16t/35R/70%	
		주응력 범위	주응력 범위	감소율	수직 리브 부착
	주응력 범위				감소율
0 mm	5.64	4.41	21.8%	4.31	23.6%
200 mm	7.36	5.91	19.7%	5.73	22.1%
400 mm	7.09	5.80	18.2%	5.57	21.4%
800 mm	5.73	4.80	16.2%	4.54	20.8%
1400 mm	3.58	3.07	14.2%	2.94	17.9%
평균	-	-	18.0%	-	21.2%

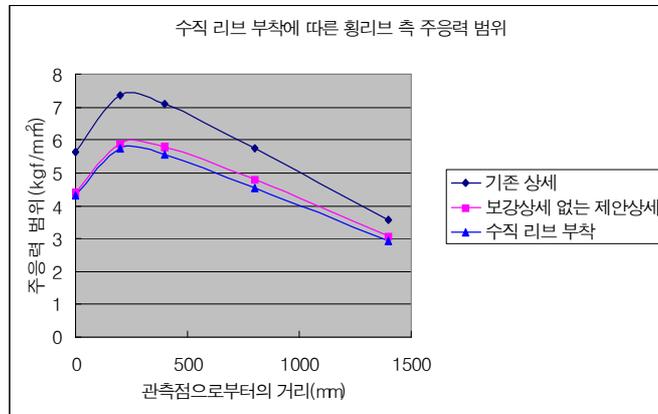


그림 5-5 수직 리브 부착에 따른 횡리브 측 주응력 범위

위의 표 5-2을 보면 기존 남향대교 상세에서 데크 플레이트 두께를 상호 비교 목적으로 16mm로 증가한 상세와 보강상세 없는 제안상세, 제안 상세에 수직 리브를 부착한 상세를 비교해 본 결과 기존상세보다 보강상세 없는 제안상세는 평균 18%의 응력 경감이 발생하였고, 수직 리브 부착에 의하여 21.2%의 응력 경감이 발생하였다. 본 해석 결과에 의하면 종리브, 횡리브의 수직 리브 부착에 의하여 제안상세보다 평균 3%의 응력 경감이 발생하였으나 경제성 대비 효율성은 본 수직리브의 제원으로는 그리 없는 것으로 판단된다. 따라서 향후 강바닥판에 수직리브 보강효과를 고려한다면 수직리브의 면적 등과 같은 변수로 최적 형상이 연구된다면 보다 더 내구성이 뛰어난 강바닥판의 개발이 이루어질 것이다.

5.2 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 영향 분석

Williamsburg 교량은 1903년에 개통되어 공용되다가 콘크리트 바닥판이 2001년 강바닥판으로 교체되었다. 강바닥판은 벌크 헤드 플레이트라는 보강상세가 적용되어 현재 공용중에 있다. 따라서 본 절에서는 4장에서 제안된 강바닥판 최적 상세에 벌크 헤드 플레이트를 부착해 보강효과를 검토해 보았다.

5.2.1 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수 조건

대상 교량은 기존과 동일하게 그림 3-11의 남향대교 소블럭을 대상으로 하였으며, 기존 연구 성과를 반영하여 데크 플레이트 두께는 16mm, R1=35mm, 연결길이 70%를 적용하였다. 벌크 헤드 플레이트는 그림 5-6과 같은 형상과 제원으로써 Williamsburg 교량에 적용된 상세보다 형상적으로 안정되고 보강효과가 탁월하다고 공병승 등(2004)에 의해 보고된 제원을 적용하였다.

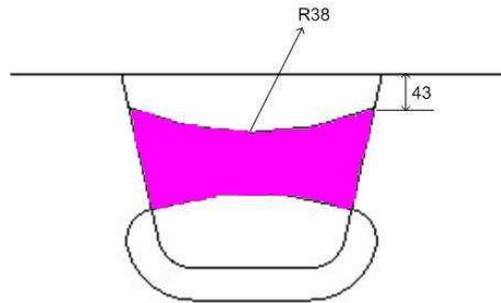


그림 5-6 벌크 헤드 플레이트가 부착된 제안된 종리브 형상

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 종리브 측 피로 내구성 향상을 위한 벌크 헤드 플레이트 보강상세 영향을 파악하기 위하여 해석적 연구를 그림 4-4와 같은 하중 조건에서 수행하였다. 이때 재하 면적은 580mm×230mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 기존연구와 같이 응력 관측 지점은 그림 4-4와 같은데, 종리브와 횡리브가 만나

는 점에서 하단으로 1cm 밑을 축점으로 하였다.

(나) 유한요소해석 모델링

본 장에서는 그림 5-7과 같이 벌크 헤드 플레이트가 부착된 상세이다. 그러나 유한요소해석 모델링은 전과 같이 곡률부 1/10, 각장 크기의 1/2의 크기로 응력 측정 지점을 분할하였다. 그 형상은 그림 3-19와 같다.

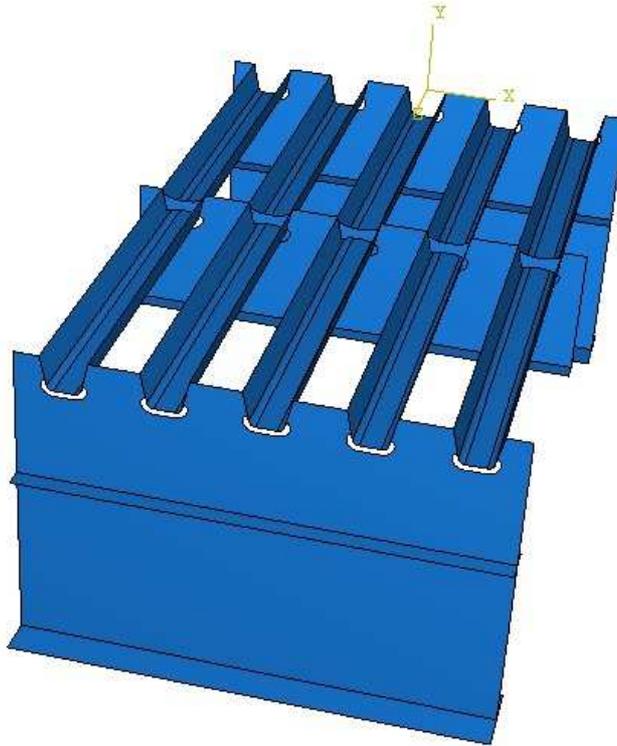


그림 5-7 벌크 헤드 플레이트가 부착된 강바닥판 형상

(3) 해석 결과 및 고찰

벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브와 횡리브 연결부의 종리브 측에서의 영향을 분석하기 위하여 그림 5-8과 표 5-3에 벌크 헤드 플레이트가 부착되지 않은 상세의 주응력 범위와 부착된 상세의 주응력 범위를 비교하여 나타내었다.

표 5-3 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브 측면 주응력 범위 비교 (kgf/mm^2)

	기존상세 (15mm→16mm) 16t/20R/62%	보강상세 없는 제안상세 16t/35R/70%		16t/35R/70% 벌크 헤드 플레이트 부착	
	주응력 범위	주응력 범위	감소율	주응력 범위	감소율
	0 mm	2.24	1.67	25.4%	2.03
200 mm	4.81	3.86	19.8%	4.15	13.7%
400 mm	5.37	4.47	16.8%	4.64	13.6%
800 mm	6.11	5.46	10.6%	5.69	6.9%
1400 mm	5.70	5.15	9.6%	5.36	6.0%
평균	-	-	16.44%	-	9.92%

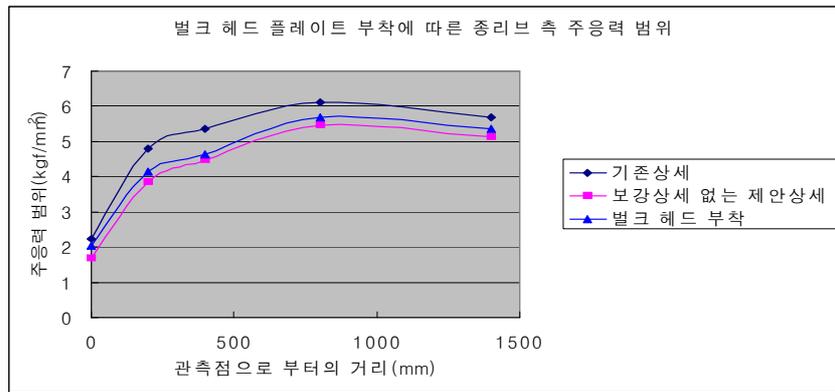


그림 5-8 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브 측 주응력 범위

위의 표 5-3과 그림 5-8로부터 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브와 횡리브 스캘럽에서 종리브 측으로 10mm 하단 위치 관측점에서의 보강효과는 없는 것으로 나타났다. 오히려 이 관측 지점에서는 보강 효과보다는 응력 집중이 더 생겨서 구조적으로 안 좋은 결과를 도출하였다. 이러한 결과는 배두병 등(2001)이 'U리브를 이용한 강바닥판의 최적 상세에 관한 해석적 연구'에서 벌크 헤드 플레이트를 부착시 슬릿트 종리브 측 응력변화를 고찰하며, 벌크헤드 플레이트가 부착 되었을때 종리브의 응력이 다소 증가하는 것을 보고하였었다. 따라서 기존 연구 결과나 본 연구 결과를 통해 본다면 벌크 헤드 플레이트의 강바닥판의 적용은 종리브 측에서는 내구성 저하를 유발할 것으로 판단된다. 이렇게 응력 집중이 발생하는 이유로는 벌크 헤드 플레이트로 양쪽 횡리브를 연결하면서 하중 전달형으로 이어주면서 연결부 근처인 응력 관측점에서 국부적인 응력집중이 발생하는 것으로 판단된다.

5.2.2 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 대상 교량 및 변수조건

대상 교량과 변수 조건은 5.2.1절의 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(2) 유한요소해석

범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.4(Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.)을 적용하여 8절점 쉘요소인 S8R요소를 메인 요소로 선택하고, 부분적으로 6절점 쉘 요소인 STR165요소를 사용하여 구조검토를 수행하였다.

(가) 재하 조건 및 응력 관측점

종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 피로 내구성 향상을 위한 벌크 헤드 플레이트 보강상세 영향을 파악하기 위하여 해석적 연구를 그림 3-21과 같은 하중 조건에서 수행하였다. 이때 재하면적은 580mm×230mm으로서 재하하중은 0.072kgf/mm²이다. 그리고 기존 연구와 같이 응력 관측지점의 상세한 위치는 그림 4-7과 같다.

(나) 유한요소해석 모델링

유한요소해석 모델링은 5.2.1절의 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부와 동일하다.

(3) 해석 결과 및 고찰

벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브와 횡리브 연결부의 횡리브 측 관점에서의 보강 효과를 검토하기 위하여 그림 5-9와 표 5-4에 벌크 헤드 플레이트가 부착되지 않은 상세의 주응력 범위와 부착된 상세의 주응력 범위를 비교하여 나타내었다.

표 5-4 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 횡리브 측면 주응력 범위 비교 (kgf/mm²)

	기존상세 (15mm→16mm) 16t/20R/62% 주응력 범위	보강상세 없는 제안상세 16t/35R/70% 주응력 범위		16t/35R/70% 벌크 헤드 플레이트 부착 주응력 범위	
		주응력 범위	감소율	주응력 범위	감소율
	0 mm	5.64	4.41	21.8%	5.41
200 mm	7.36	5.91	19.7%	6.28	14.7%
400 mm	7.09	5.80	18.2%	6.53	7.9%
800 mm	5.73	4.80	16.2%	5.31	7.3%
1400 mm	3.58	3.07	14.2%	3.19	10.9%
평균	-	-	18%	-	8.98%

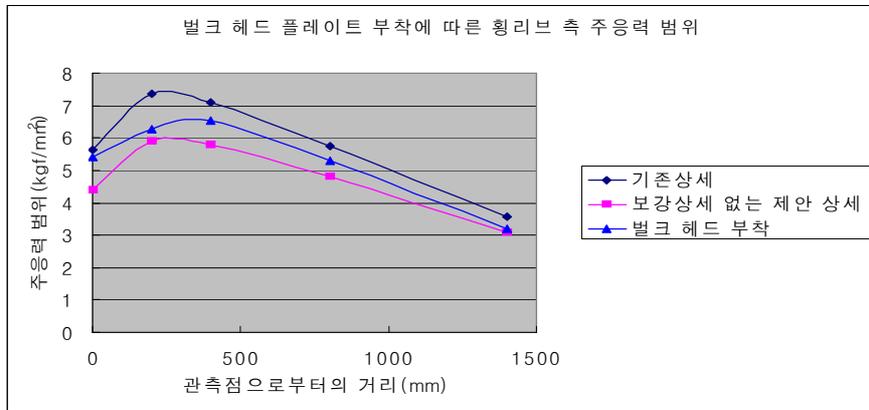


그림 5-9 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 횡리브 측 주응력 범위

위의 표 5-4와 그림 5-9로부터 벌크 헤드 플레이트 부착에 따른 종리브와 횡리브 스캐럽에서 그림 4-7과 같은 횡리브 측 관측점에서의 보강효과는 없는 것으로 나타났다. 오히려 이 관측 지점에서는 보강 효과보다는 응력 집중이 더 생겨서 구조적으로 안 좋은 결과를 도출하였다. 이러한 결과는 배두병 등(2001)이 'U리브를 이용한 강바닥판의 최적 상세에 관한 해석적 연구'에서 벌크 헤드 플레이트를 부착시 횡리브 슬릿트의 응력 분포 변화를 가져와 전체적으로 최대 주인장 응력이 작아지지만, 슬릿트 상부에 강한 응력 집중현상이 생기게 된다고 보고한 내용과 일치하고 있다.

강바닥판의 종리브 횡리브 연결부의 슬릿트부에서 일반적으로 가장 취약한 부분이 종리브와 횡리브의 스캐럽 용접 지단부이므로 벌크 헤드 플레이트 부착에 의하여 전체적으로 최대 주응력이 저감된다고 하더라도 그림 4-7과 같은 용접 지단부의 응력이 증가된다면 벌크 헤드 플레이트의 효율성은 재고되어야 할 것으로 판단된다.

따라서 기존 연구 결과와 본 연구 결과를 통해 본다면 벌크 헤드 플레이트의 강바닥판 적용은 횡리브 측에서 내구성 저하를 유발할 것으로 판단된다. 이렇게 응력 집중이 발생하는 이유로는 벌크 헤드 플레이트로 양쪽 횡리브를 연결하면서 하중 전달형으로 이어주면서 연결부 근처인 응력 관측점에서 국부적인 응력집중이 발생하는 것으로 판단된다.

5.3 소 결 - 두 보강 상세의 비교 검토

벌크 헤드 플레이트와 수직 리브의 효율성을 검토해 본 결과 벌크 헤드 플레이트는 종리브 측면과 횡리브 측면 모두에서 응력 집중을 유발하였다. 비록 벌크 헤드 플레이트의 보강에 의하여 횡리브 측면에서 전체적인 응력 저감효과를 보인다고 할지라도 강바닥판 횡리브에서 가장 내구성이 취약한 종리브와 횡리브의 스캘럽 용접 지단부에서 국부적인 응력집중이 발생함으로 인하여 강바닥판에 벌크 헤드 플레이트의 적용은 재고되어야 할 것으로 판단된다.

그러나, 수직 리브 부착에 의해서는 종리브 측면과 횡리브 측면에서 모두 응력 저감을 나타내었다. 이렇듯 두 보강상세의 상반된 결과는 벌크 헤드 플레이트는 양쪽 횡리브를 하중 전달형으로 이어주면서 연결부 근처인 용접지단부에서 국부적인 응력 집중을 야기시키나, 수직 리브 보강상세는 비하중 전달형으로 부착을 통해 강성의 증대를 이루어 보강효과는 있으나, 양쪽 횡리브를 연결하지 않아 하중 전달에 의한 연결부에서의 응력집중이 발생하지 않기 때문에 다음과 같은 결과가 나타나는 것으로 판단된다.

따라서 향후에는 본 수직 리브의 제원을 변수해석을 통해 최적의 수직 리브 제원을 찾아낸다면 보다 강바닥판의 내구성이 향상될 것으로 판단된다.

제 6 장 결 론 - 강바닥판 피로손상 대책

6.1 종리브와 데크 플레이트 연결부

(1) 데크 플레이트 두께

강바닥판 종리브와 데크 플레이트 연결부의 피로손상 원인은 하중직하부에서의 데크 플레이트의 국부적인 변형이 원인이 되어 응력 집중이 발생한다. 따라서 데크 플레이트 국부변형 제어로 데크 플레이트의 두께를 증가시키면 피로손상의 감소를 야기시킬수 있을 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 강바닥판의 데크 플레이트 두께를 기존 14mm에서 16mm로 증가시키는 방향을 제안한다. 또한 2mm의 데크 플레이트 두께 증가는 공사비의 증가에 미약한 것으로 나타났다.

(2) 포장

강바닥판의 포장은 표층의 개질 아스팔트와 기층의 구스 아스팔트로 이루어져 있으며, 현재는 이러한 포장에 대하여 여름철 연화를 감안하여 포장에 의한 하중의 분포를 고려하지 않고 있다. 그러나 만약에 기존의 포장에 대하여 강성이 증대된다면 종리브와 데크 플레이트 연결부뿐만이 아니고 포장 강성의 증대를 통해 전체 시스템의 강성 증대를 이뤄 강바닥판 피로균열 제어에 도움이 될 것이다. 이러한 개념으로 도입된 것이 SFRC (Steel Fiber Reinforced Concrete)라는 포장 재료로서 현재 일본의 Yokohama Baby Bridge에 적용되어 있다. 그리고 SFRC포장에 대한 효과를 검증하기 위하여 지속적인 재하시험 및 모니터링을 하면서 체계적인 연구가 진행 중에 있다. 따라서 향후 포장재료로서 SFRC포장을 적용한다면 강바닥판의 내구성 증진이 향상될 것으로 판단된다.

6.2 종리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 슬릿트 곡률

슬릿트 곡률을 증가함에 따라 35R까지는 하중 재하 위치에 따라 1.61%에서 5.26%까지 응력 감소를 보이다가 40R부터는 응력 증가가 이루어짐을 볼 수 있다. 이것은 종리브 측에서 곡률 증가에 따른 응력 감소 효과가 있다가 35R과 40R사이에서 곡률증가에 따른 이점보다 횡리브 단면 감소로 인한 강성 부족이 더 영향을 받기 때문인 것으로 판단된다. 즉 35R과 40R 사이에 곡률증가에 따른 응력 감소 효과와 단면 감소에 따른 강성 부족으로 인한 저항성 감소의 경계가 있는 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 35R의 슬릿트 곡률을 추천하나 향후 35R에서 40R까지 변화해 가며 최적 곡률을 찾아야 할 것이다.

(2) 연결길이

횡리브 연결길이가 길어질수록 관측점으로부터의 하중 재하 거리에 따라 차이는 있지만 평균적으로 22.96%에서 최대 39.27%의 응력 경감효과가 있는 것으로 나타났다. 이것은 연결길이가 길어질수록 횡리브의 강성이 증가하므로 당연한 결과라고 할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 종리브 관점에서 횡리브 연결길이에 따른 최적상세로 70%의 연결길이를 제안한다.

(3)보강 상세

강바닥판의 보강상세로서 현재 공용중에 있는 벌크 헤드 플레이트와 수직리브의 효율성을 검증해 본 결과 벌크 헤드 플레이트는 내구성을 오히려 저하시키고 수직리브는 효율성이 있는 것으로 나타났다. 벌크 헤드 플레이트의 보강에 의하여 슬릿트 전체적으로는 응력이 저감되는 경향이 나타나지만 본 연구에서와 같이 응력집중이 피로손상에 직접적으로 문제가 되는 종리브 측 용접지단부에서는 큰 응력 집중이 발생하였는데, 이것은 벌크 헤드 플레이트 부착에 의하여 양쪽 횡리브를 하중 전달형으로 이어주면서 연결부 근처인 용접 지단부에서 국부적인 응력 집중이 발생하는 것으로 판단된다. 그러나 수직 리브 보강상세는 비하중 전달형으로 보강효과는 있으나 하중 전달에 의한 연결부에서의 응력집중이 발생하지 않기 때문에 종리브 측 용접 지단부에서는 수직 리브의 부착이 내구성 증진에 효율적일 것으로 판단된다.

6.3 횡리브 관점에서의 종리브와 횡리브 연결부

(1) 슬릿트 곡률

종리브 측에서는 35R과 40R을 경계로 응력 감소가 증가로 바뀌었는데 횡리브 측에서는 슬릿트 곡률이 20R~40R까지 증가할수록 응력이 계속 감소하는 경향을 나타내었다. 이것은 횡리브 측에서는 단면감소에 따른 강성 감소보다 관측 대상이 횡리브이고 또한 슬릿트 곡률 증가도 횡리브이므로 횡리브 슬릿트의 곡률 변화에 따른 관측대상인 횡리브가 슬릿트 곡률에 민감하게 영향을 받기 때문인 것으로 판단된다.

횡리브 측면에서는 40R일때 관측지점에서 400mm떨어진 지점에서 최대 20.29%의 응력 감소를 보이고 평균적으로 12.91%의 응력감소를 이루어 최적 슬릿트 곡률이지만 40R이 선택된다면 종리브 측면에서는 타당하지 않으므로 종리브와 횡리브를 모두 고려하여 평균적으로 10.46%의 응력 감소를 보이는 35R을 최적 슬릿트 곡률로 정하였다.

(2) 연결길이

종리브 측과 마찬가지로 횡리브 연결길이가 증가함에 따라 횡리브 측도 응력이 감소함을 나타내었다. 이것은 연결길이가 길어질수록 R2 곡률 인정에 의한 단면 감소가 적어져 강성이 증가하기 때문에 지극히 정상적인 현상이다. 따라서 횡리브 연결길이를 70%의 연결길이를 제안한다.

(3) 보강 상세

강바닥판의 보강상세로서 현재 공용중에 있는 벌크 헤드 플레이트와 수직리브의 효율성을 검증해 본 결과 벌크 헤드 플레이트는 내구성을 오히려 저하시키고 수직리브는 효율성이 있는 것으로 나타났다. 벌크 헤드 플레이트의 보강에 의하여 슬릿트 전체적으로는 응력이 저감되는 경향이 나타나지만 본 연구에서와 같이 응력집중이 피로손상에 직접적으로 문제가 되는 횡리브 상세의 용접지단부에서는 큰 응력 집중이 발생하였는데, 이것은 벌크 헤드 플레이트 부착에 의하여 양쪽 횡리브를 하중 전달형으로 이어주면서 연결부 근처인 용접 지단부에서 국부적인 응력 집중이 발생하는 것으로 판단된다. 그러나 수직 리브 보강상세는 비하중 전달형으로 보강효과는 있으나 하중 전달에 의한 연결부에서의 응력집중이 발생하지 않기 때문에 종리브 측 용접 지단부에서는 수직 리브의 부착이 내구성 증진에 효율적일 것으로 판단된다.

참고 문헌

- (1) 건설교통부(2000), 도로교 설계기준
- (2) 건설교통부(1997), 강도로교 상세부 설계지침
- (3) 건설교통부(2001), 남해대교 정밀안전진단보고서
- (4) 남광현(2000), "교면포장의 설계와 시공", 과학기술
- (5) 남광현(2001), "강상판의 피로설계", 과학기술
- (6) 공병승, 오순택, 배두병(2003), "강바닥판교의 설계 및 시공성 향상 방안 연구", 삼성중공업
- (7) 배두병, 전진수, 이기장, 최준호(2001), "u리브를 이용한 강바닥판의 최적상세에 관한 해석적 연구", 대한토목학회 2001 학술 발표회 논문집
- (8) 이종관, 이춘학, 윤태양, 장승필(2001), "강바닥판의 데크 플레이트와 종리브, 횡리브 용접부의 피로강도에 대한 실험", 대한토목학회 2001 학술발표회 논문집
- (9) 조재병(1995), "계산에 의한 강구조의 단계별 피로수명 추정법", 한국강구조학회논문집, 제7권, pp. 234-235
- (10) 최준혁(1999), "강바닥판 구조상세부의 정적 및 피로거동", 박사학위논문
- (10) 한국도로공사(2000), 서부산 낙동강교 정밀안전진단보고서
- (11) Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc. (2004). ABAQUS/Standard User's Manual. ver 6.4
- (12) Hisatada Suganuma(2005), "Development of orthotropic steel deck system with high fatigue resistance", doctoral dissertation
- (13) IIW(1993), "Recommendations concerning stress determination for fatigue analysis of welded components"
- (14) 龜井正博, 山本正雄, 鈴木智巳, 神野勝保夫, 山内崇賢. (1987). "鋼床版Uトラフの局部強度", 三菱重工技報, Vol. 24, No. 4.7月, 340-345.
- (15) 近藤明雅, 山田健太郎, 青水尚夫, 菊池洋一. (1983). 鋼床版閉斷面縦リブ現場溶接継手の疲勞強度," 土木學會論文報告集, 第 340号, 12月.
- (16) 藤原 稔, 西川和廣. (1981). "鋼床版の横リブの疲勞強度に關する實驗的研究", 第17回日本道路會議論文集.
- (17) 北原俊男, 和田三夫, 渡辺 昇. (1988). "鋼床版の横リブ設計法の研究", 往友重機械技報, 36(106)
- (18) 寺尾圭史, 鈴木克彌. (1996). "鋼床版横リブ閉斷面縦リブ溶接部構造詳細の檢討", 横河ブリッジ技報, No. 25, 1月, 87-95
- (19) 三木千壽, 館石和雄, 奥川淳之, 藤井俗司. (1995). "鋼床版縦リブ・横リブ交着部の局部應力と疲勞強度", 日本土木學會論文集, No. 519, 127-137.

- (20) 牛尾, 植田, 村田. (1985). “トラフリブとデツキプレートとの接合部の彼勞強度特性.” 關西道路研究會會報.
- (21) 佐伯彰一, 西川和廣. (1983). “鋼床版閉斷面縦リブ現場溶接繼手の疲勞試験.” 土木技術資料, 25-3.
- (22) **KLöppel, K.: über zulässige Spannungen im Stahlbau. Stahlbau-Tagung Baden-Baden, 1954. Stahlbau Verlag, Köln, 1958.**

감사의 글

학부 3학년에 연구실에 들어와 벌써 이렇게 감사의 글을 쓰고 있는 제가 있기 까지 그동안 많은 분들의 도움을 받았습니다. 무엇보다 가장 먼저 제에게 토목이 무엇인지를 깨닫게 해주시고, 가르침을 주시며 타지 생활하는 저를 항상 걱정어린 관심으로 보살펴주신 지도교수님 경갑수 교수님께 감사의 마음을 전합니다. 그리고 학부 때부터 지금까지 참된 토목인으로서의 중심을 잡을수 있도록 가르침을 주신 김도삼 교수님, 김태곤 교수님, 이중우 교수님, 김태형 교수님께 감사의 마음을 전합니다.

대학원에 진학하여 구조 공학인이 될 수 있도록 학문적인 가르침을 주신 건축 공학과의 송화철 교수님과 해양개발공학부의 최경식 교수님께도 머리숙여 깊은 감사의 마음을 전합니다.

연구실에서 4년이란 시간을 보냈습니다. 그중에 고마우신 선배님과 후배님들이 있습니다. 먼저 박사과정에 권순철 형님, 졸업하신 반영직 형님, 박진우 형님, 졸업한 후배 강지윤, 동기 이준호, 후배 박경진, 박혜연, 신창원, 이종엽, 이남우에게 감사의 마음을 전합니다. 무엇보다 특히 권순철 형님께는 많은 도움을 받았습니다. 다시 한번 감사의 마음을 전합니다. 그리고 프로젝트 수행차 저희 연구실에서 저희들과 2년을 함께 하시며 저에게 많은 지식을 전달하여 주신 허상구 부장님께도 깊은 감사를 전합니다.

그 동안 강바닥관 연구회 활동을 하면서 강바닥관 위원회 위원님들께도 많은 도움을 받았습니다. 동서대학교 공병승 교수님, 삼보기술단 최성권 이사님, 엔비코 컨설턴트 윤정현 이사님, 서영 기술단 이우근 부장님, 포스코 건설 정진일 과장님, 청석 엔지니어링 이원철 이사님, 삼성 중공업 강경은 차장님, 현대중공업 설승욱 차장님, C.T.C. 진준창 이사님, POSCO 최장렬 대리님, 한국시설안전기술공단 차철준 부장님, 두산 메카텍 최은수 차장님, 현대스틸산업주식회사 명창남 부장님, 삼안 이준희 이사님, RIST 이대용 연구원님, 신재철 연구원님, 현대스틸산업주식회사 이종영 설계팀장님, 한국도로공사 최인구 과장님, 한진중공업 박우철 차장님 다시 한번 모든 분께 감사의 마음을 전합니다.

논문의 성과가 나오기까지는 '부산지역 해상 교량의 내구성 향상을 위한 지역 인력양성팀'의 도움이 많았습니다. 먼저 지도 교수님이신 경갑수 교수님, 동서대학교 토목공학과 공병승 교수님, 동서대학교 황대형 형님, 한국해양대학교 해양시스템공학부 박주용 교수님, 최동환 동생 등등 관계자 여러분께 깊은 감사를 전합니다.

또한 저를 믿고 언제나 저에게 힘이 되어 주시는 고향에 계시는 저의 가족들에게 감사의 마음을 전합니다.

마지막으로 논문 연구에 많은 지원과 격려를 해주신 산업자원부, 한국산업기술재단, 부산테크노파크의 '지역혁신 인력양성 사업' 관계자 여러분께 진심으로 감사합니다.