creative commons

COMMONS DEED

저작자표시-비영리 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 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

dCollection

[UCI]I804:24011-200000235931

2008년 2월
碩士學位論文

가로거더공법을 이용한 장지간 H형강 강합성교량 개발

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

土 木 工 學 科

徐 元 柱

가로거더공법을 이용한 장지간 *H*형강 강합성교량 개발

Development of Long-span H-rolled Beam Steel-concrete Composite Bridge using Cross Girder Method

*2008*年 *2*月 日

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

土 木 工 學 科

徐 元 柱

가로거더공법을 이용한 장지간 *H*형강 강합성교량 개발

指 導 敎 授　朴 正 雄

이 論文을 工學碩士學位 論文으로 提出함.

*2008*年 *2*月　日

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

土 木 工 學 科

徐　元　柱

徐元柱의 碩士學位 論文을 認准함

委員長　朝鮮大學校 敎授　_____ (印)

委　員　朝鮮大學校 敎授　_____ (印)

委　員　朝鮮大學校 副敎授 _____ (印)

*2008*年 *2*月　日

朝 鮮 大 學 校　大 學 院

목 차

ABSTRACT

제 *1* 장 서 론 ····· *1*
1.1 연구배경 및 목적 ····· *1*
*1.2 H*형강교량 연구 동향 ····· *2*
1.3 연구내용 및 범위 ····· *9*

제 *2* 장 가로거더공법 개발 ····· *11*
2.1 개 요 ····· *11*
2.2 기존연속화 공법 ····· *12*
2.3 가로거더공법을 이용한 연속화 공법 ····· *13*

제 *3* 장 유한요소법의 적용을 위한 모델링기법 ····· *18*
3.1 개 요 ····· *18*
3.2 강바닥판의 *I- beam*과 콘크리트 슬래브의 부착성 검토 ····· *19*
3.3 강바닥판 모델링 및 하중분배 ····· *24*
3.3.1 하중분배개념 ····· *24*
3.3.2 해석모델 ····· *24*
3.3.3 해석결과 및 고찰 ····· *26*

제 *4* 장 유한요소법에 의한 시공단계별 수치해석 ····· *30*
4.1 개 요 ····· *30*
4.2 교량제원 및 모델링 ····· *32*
*4.3 H*형강 주형의 휨 모멘트와 전단력 및 단면력 검토 ····· *40*
4.4 가로거더의 휨 모멘트 및 전단력 ····· *46*

제 *5* 장 결 론 ····· *49*

참 고 문 헌 ····· *50*

그 림 목 차

그림 *1.1* 단경간 비합성 교량의 설계 ····· *5*
그림 *1.2* 단경간 합성 교량의 설계 ····· *6*
그림 *1.3* 일본의 중소지간 교량의 설계 표준화예 ····· *7*
그림 *1.4* 호주의 중소지간 교량의 설계 표준화예 ····· *8*
그림 *2.1* 연속화 시공방법 ····· *13*
그림 *2.2* 가로거더 형상 ····· *15*
그림 *2.3* 가로거더에 바닥판 패널거치 ····· *15*
그림 *2.4* 가로거더와 바닥판 패널 볼트체결 ····· *16*
그림 *2.5* 강바닥판 패널과 연결패널이 횡방향으로 연결된 상태 ····· *16*
그림 *2.6* 콘크리트 양행후 볼트 체결 ····· *17*
그림 *2.7* 시공단계별 모멘트 선도 ····· *17*
그림 *3.1* 강합성 교량의 단면치수 ····· *20*
그림 *3.2* 강합성 바닥판 ····· *21*
그림 *3.3 I*형강과 콘크리트 바닥판 모델링 ····· *22*
그림 *3.4* 경계조건 및 휨모멘트 선도 ····· *22*
그림 *3.5* 최대 모멘트 선도 ····· *23*
그림 *3.6* 단순*Beam*의 경계조건 및 휨모멘트선도 ····· *25*
그림 *3.7 Con's-shell*의 모델 형상 ····· *26*
그림 *3.8 Con's-solid*의 모델 형상 ····· *26*
그림 *3.9* 하중재하 위치 및 모멘트 선도*(Con's-shell)* ····· *28*
그림 *4.1* 기존공법 시공순서 및 모멘트선도 ····· *31*
그림 *4.2* 가로거더 공법 시공 순서 및 모멘트선도 ····· *31*
그림 *4.3* 해석교량 단면 ····· *33*
그림 *4.4* 해석교량 단면 모델링 ····· *34*
그림 *4.5* 주형 거치시 전단키 모델링 ····· *34*
그림 *4.6* 고정하중의 단면력도 및 검토 위치 ····· *35*
그림 *4.7 DB-24* 하중의 지점별 최대 내하력 선도 ····· *36*
그림 *4.8 DL-24* 하중의 지점별 최대 내하력 선도 ····· *37*
그림 *4.9* M_1*(DB-24)*하중의 재하 ····· *38*

그림 4.10 M_2(DL-24)하중의 재하 ····· 38
그림 4.11 S_0(DB-24)하중의 재하 ····· 39
그림 4.12 경계조건 ····· 39
그림 4.13 주요 단면력 검토위치 ····· 40
그림 4.14 전체모델에 대한 휨모멘트 및 전단력선도 ····· 41
그림 4.15 모멘트선도 변화(내측) ····· 44
그림 4.16 가로거더의 최대 하중위치결정 모델 ····· 46
그림 4.17 가로거더의 주요지점 ····· 46
그림 4.18 가로거더의 최대/최소 모멘트선도 ····· 47

표 목 차

표 3.1 강합성 교량의 단면치수 ····· 20
표 3.2 I형강의 요소(Beam/Plate)에 따른 최대모멘트 및 처짐 ····· 23
표 3.3 I-Beam에 의한 하중분배 해석조건·····25
표 3.4 Con's-shell의 하중분배계수 ····· 27
표 3.5 Con's-solid의 하중분배계수 ····· 27
표 4.1 시공단계별 휨모멘트선도····· 42
표 4.2 시공단계별 전단력선도····· 42
표 4.3 가로거더공법 모멘트 및 전단력(내측거더)····· 43
표 4.4 기존공법 모멘트및 전단력(내측거더)····· 43
표 4.5 기존공법과 가로거더공법의 모멘트집계(내측)····· 44
표 4.7 기존공법의 최종응력 ····· 45
표 4.8 가로거더공법의 최종응력 ····· 45
표 4.9 가로거더공법의 내하력(DB-24편측재하)_내측가로거더 ····· 47
표 4.10 가로거더공법의 내하력(DB-24중앙재하)_내측가로거더 ····· 48
표 4.11 가로거더 제원 ····· 48

ABSTRACT

Development of Long-span H-rolled Beam Steel-concrete Composite Bridge using Cross Girder Method

Seo Won-Ju
Advisor : Prof. Park Jeong-Ung Ph.D.
Department of Civil Engineering
Graduate School of Chosun University

In the composite steel bridge using H-beam for main girder, moments of inner spots occurr more highly than moments between spots. So, the magnitude of cross-section of H-beam is decided by moment of inner spots. Then, the limit span of the composite steel bridge using H-beam is about 20 meters. In this study, we propose the cross girder method for long-span H-rolled beam steel-concrete bridge. To verify effect of decreasing moment of inner spots according to construction sequence, we carry out structure analysis by using FEM and get the following conclusions.

First, the cross girder method was proposed to decrease moment of inner spots by structure analysis according to construction sequence. And bending moment of inner spot decreased to 21%, but bending moment of between spot increased to 7%. It means that if the cross girder method is applied with same cross-section, the longer span can be set up. So, we can construct more economical bridge. Also, it is verified that cross girder has sufficient load carrying capacity by cross girder analysis.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

건설교통부의 통계자료에 의하면 1900년대 이후에서 2005년까지 완공된 도로교의 수는 총 22,378개소(연장 1966.7km)에 달하며 이 중 지간장 21m～30m 사이의 교량은 3,295개소(연장 406.5km, 20.7%)이다. 특히 2000년 이후에 건설된 총 5,943개소의 교량에 대해 지간장 21m～30m 사이의 교량은 1,437개소이며 전체연장대비 26.7%로 나타나 현재도 가장 많이 건설되고 있는 것으로 나타났다.

소규모 교량 중 지간장 20m를 포함하는 20m～30m사이의 지간장을 가지는 교량에 대해 형식별 시공된 교향현황을 보면 PSC Beam 교량(IPC 포함, 72.2%)이 가장 많이 적용된 것으로 나타났으며 특히 2000년도 이후 시공 완료된 교량의 경우 PSC Beam 교량이 81.4%로 한 가지 형식에 대한 집중도가 상당히 높은 것으로 나타났다. 이러한 형식 편중은 선택의 폭을 좁게 하여 결과적으로 비효율적인 교량이 설계되는 결과를 초래하고 있다.

현재 강교량에 적용하는 교량 형식이 상당히 편중되게 나타나는 원인은 강교량을 적용하기에는 콘크리트형식 교량에 비해 경제성이 다소 떨어지는 것이 주요 원인으로 분석되었고, 그 외에 콘크리트 및 PC 교량의 경우 이미 표준화가 되어있어 시공 및 설계가 간편하며, 바닥판과 교각 및 교대의 시공이 모두 콘크리트 형식으로 상부구조 또한 콘크리트 형식을 선호하는 경향이 있기 때문이다. 또한 기존의 강교량의 경우 많은 보강재 및 가로보와 같은 브레이싱으로 인해 설계, 시공의 어려움도 원인 중의 하나이다.

그러나 선진 외국의 경우 단경간 강교량 형식으로 압연형강을 적용한 판형교 설계기술 연구를 통해 주부재 제작의 단순화와 표준화로 강교량의 경제성 우위를 확보하였고 이는 또한 판형교의 장점을 최대한 살려 신속시공과 유지보수가 간편한 강교량을 적용하고 있다. 그러므로 국내의 경우에서도 H형강을 적용한 새로운 형식의 기술개발이 필요하다.

따라서 본 연구는 지간장 20～30m의 중·소규모 교량에 적용이 가능한 H형강 강합성교량을 개발하기 위해 가로거더공법을 제안하고 이에 대한 기초연구를 수행하여 그 타당성을 검토하고자한다. 가로거더공법은 교각 또는 교대 상부에 가로거더를 설치하여 고정하중에 대해서는 단순교, 활하중에 대해서는 연속교로 거동하도록 하는

공법으로 이 공법을 사용하면 중앙지점부의 부모멘트를 감소시켜 기존공법에 비해 장지간 교량을 설계할 수 있다.

*1.2 H*형강교량 연구동향

연속경간을 가지는 H형강 보(Beam)의 적용은 시공이 간편하고 유지관리비용이 저렴하여 빌딩 및 교량 구조물로 널리 사용되고 있다. H형강보를 적용한 교량의 일반적인 상부 구조형식은 H형강 보가 설치된 후 콘크리트 슬래브를 타설하여 강합성 거동을 유도하고 있다. 여러 개의 H형강이 사용되는 다주형 교량의 경우 여러 개의 형강을 설치하고 각각의 형강은 가로보가 일정한 간격으로 설치되어 횡지지를 제공한다. 이때, 가로보 설치간격은 시공 중 H형강의 횡-비틀림 좌굴강도(Lateral-torsional buckling strength) 산정을 위한 비지지 길이(Unbraced length)를 나타낸다. 슬래브가 타설된 후, 교량은 강합성 거동을 나타내어 H형강의 횡-비틀림 좌굴 강도는 크게 증가하게 된다.

H형강을 이용한 교량에서 연속화 및 장지간화를 위한 연구는 본 연구와 같이 중간지점부의 가로거더 설치에 관해서는 현재까지 국내의 연구실적은 없고, 외국의 경우 2005년 일본 신일본제철에서 개발한“신형식 강교량의 연구”에서 가로거더를 이용한 교량의 합리화를 검토하였다. 아직 시공실적은 없으나 기본적인 가로거더의 역학적 메카니즘은 적용 가능하다고 판단된다. 이 방법은 가로거더와 거더의 연결에 있어 상부플랜지만 볼트이음하고, 복부 및 하부 플랜지는 가로거더를 콘크리트 타설 후 지압판에 의한 접촉에 의한 하중전달 구조를 이용하였다. 그러나 지점부의 반복적인 모멘트에 의해 피로에 의한 콘크리트의 파괴와 콘크리트 타설에 의한 양생 및 거푸집 제작이 필요로 하는 문제점이 있다. 본 연구에서는 이러한 문제점을 보완하기 위해 상부플랜지, 복부판, 하부플랜지를 볼트이음을 적용함으로서 시공성과 콘크리트의 피로문제를 해결하고자 한다.

또한 H형강을 이용한 교량개발에 있어서는 표준화와 시공성을 향상시키기 위한 가로보의 생략에 따라 횡-비틀림 좌굴강도 및 표준화에 초점을 두고 연구가 수행되었다. 최초로 정리되어 발표된 횡-비틀림 좌굴 강도 산정식은 Timoshenko and Gere가 1961년에 발표한 서적에 기술되었다. 제안된 횡-비틀림 좌굴강도 산정식은 양단이 단순 지지되어 비지지 경간내 균일한 모멘트가 작용하는 보의 탄성 횡-비틀림 좌굴 저항모멘트를 구하는 데 사용된다. 이 개념은 미국, 유럽 및 호주 등

선진외국의 횡-비틀림 좌굴강도를 계산하는 설계식의 근간을 이루고 있다. 또한, 세계 각국은 형강과 표준화된 Built-up(Plate 거더교) 강교량을 개발하여 적용하고 있으며, 설계표준화 및 제작 단순화와 유지보수 등의 비용을 적용하여, 30%이상을 강교량 형식이 점유하고 있다. 미국, 일본, 유럽, 호주의 강교량 개발 현황을 가로보 설치 등의 상세 규정을 언급하며 정리해 보면 다음과 같다.

(a) 미 국

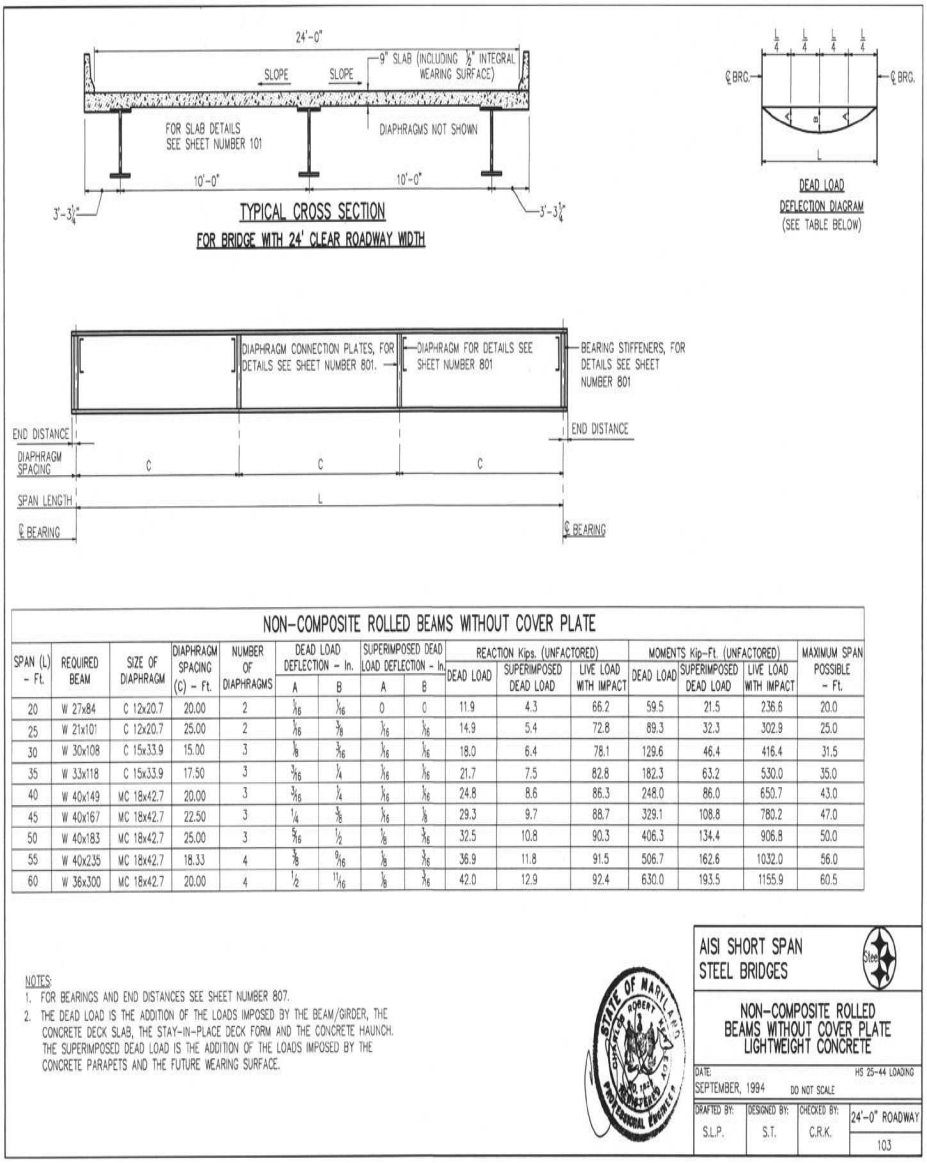
건축 및 교량에 사용되는 H형강 보의 휨강도(Flexural strength)를 산정하기 위해서 크게 세 가지 경우를 검토하고 있다. 강재의 재료적 특징과 관련된 항복강도(Yielding strength), H형 부재의 복부와 플랜지의 국부좌굴(Local buckling), 및 횡-비틀림 좌굴강도(Lateral-torsional buckling strength)이다. 설계자는 구조물의 주부재인 주형에 적절한 횡방향 구속을 제공하고, 복부와 플랜지가 국부좌굴에 취약하다면 보강재를 강재의 단면에 설치하여, 강재가 가지고 있는 최대한의 휨강도를 발휘할 수 있도록 설계해야 한다. 가로보 등의 횡방향 구속부재가 적절하게 설치되지 않은 경우, 주형은 횡-비틀림 좌굴강도가 지배하게 된다.

오랜 기간 동안 미국의 교량설계에 적용되어온 AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) 설계규정(Standard, Load Factor Design)은 H형강 보(Beam) 및 플레이트 거더(Plate Girder)를 사용한 교량에 있어서 횡지지 부재(가로보 등)의 설치 간격을 1945년까지는 6m(20ft), 1945년 이후에는 7.6m(25ft)로 경험적으로 제한하고 있다. 따라서, 슬래브가 설치되기 전 또는 슬래브가 설치되어 있으나 부모멘트가 지배적인 경간의 주형의 경우, 가로보 설치간격을 비지지 길이로 정의하고 횡-비틀림 좌굴강도를 산정한다. 산정된 모멘트 저항강도가 M_y를 넘는 경우 M_y 값을 사용하도록 하고 있다.

AISI(American Iron and Steel Institute)는 AASHTO Standard Specifications에 따른 강교량 설계 표준화를 실시하여 제공하고 있다 (AISI, 1995). 그림 1.1은 전단 연결재가 사용되지 않은 비합성(Non-composite) 강교량의 표준화 예로서 경간 길이는 25ft～60ft를 가지는 경우이다. 각 경간별 대표적으로 사용가능한 H형강 종류와 횡지지 부재(Diaphragm) 적용 간격, 작용 하중 및 반력 등을 나타내고 있다. 그림 1.2는 전단 연결재가 사용된 강합성형 교량 표준화예로서 주형으로 H형강이 사용되었다.

H형강 보 및 플레이트 거더를 사용하는 교량에 있어서 지점 사이 구간에 설치된

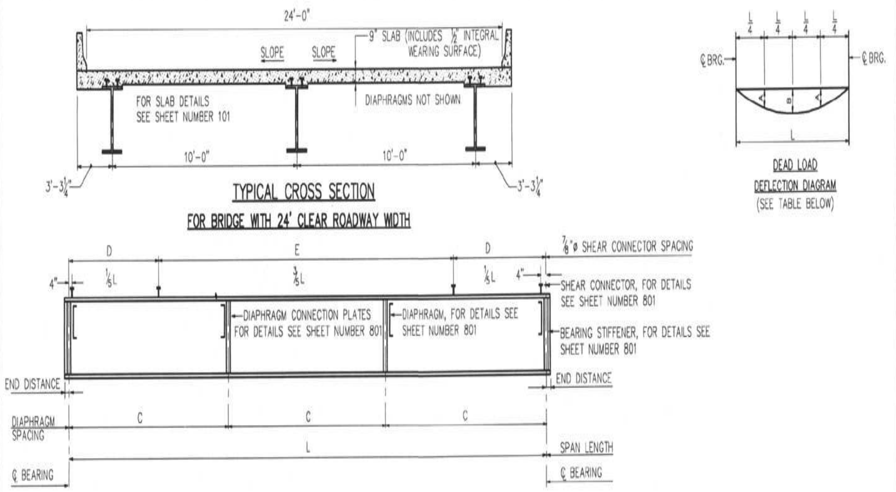
가로보 등의 횡지지 부재의 가장 큰 역할은 횡방향 하중(풍하중 등)에 대한 지지와 횡-비틀림 좌굴 방지이다. 부가적으로 슬래브에 작용하는 상부하중을 여러 주형에 고르게 분포시키거나, 강합성 교량의 안정적인 형태를 구성해 주는 것으로 알려져 왔다. 가로보의 기능에 대해 많은 연구자들이 실내실험 및 실교량 재하실험을 통하여 그 기능을 적극적으로 분석하고 있다. Nebraska 대학의 Azizinanimi 및 Auburn 대학의 Stallings 등은 교량에 슬래브가 설치된 후에는 현재 사용되고 있는 가로보 등의 브레이싱은 활하중 재하에 대해서 하중을 고르게 분배시키는 데 크게 기여하지 못하며 슬래브가 지배적인 역할을 하는 것으로 나타나고 있다. (Walker, 1987, Azizinamini 등, 1994, Moore 등, 1990, Stallings 등,1996,1999). 또한, 3경간 연속교에서 내부 지점부를 제외한 곳에 설치된 횡지지 부재를 제거하더라도, 실교량에서 계측된 응력이 AASHTO (Standard, 1996) 허용응력을 초과하지 않는 것으로 나타났다. 이러한 최근의 연구 결과를 토대로 새로운 AASHTO LRFD(Load and Resistance Factor Desing) Bridge Design Specification은 다이아프램 등의 횡지지 부재의 최대 설치간격에 대한 규정을 두지 않고 있다. 따라서, 설계자가 합리적으로 교량형식 및 비지지 길이에 따라 횡-비틀림 좌굴 강도를 산정하도록 하고 있다. AASHTO Standard에서 비합성 교량 및 부모멘트 구간의 강합성 교량의 횡-비틀림 좌굴 강도식의 활용을 극대화하는 방향으로 AASHTO LRFD는 발전하고 있다. 현재 미국은 AASHTO Standard 설계기준은 기존 시공된 교량의 유지보수에만 적용하도록 하고 있으며, 모든 신설교량은 AASHTO LRFD Bridge Design 설계기준으로 설계 및 시공이 진행되고 있다.



NON-COMPOSITE ROLLED BEAMS WITHOUT COVER PLATE

SPAN (L) - Ft.	REQUIRED BEAM	SIZE OF DIAPHRAGM	DIAPHRAGM SPACING (C) - Ft.	NUMBER OF DIAPHRAGMS	DEAD LOAD DEFLECTION - In.		SUPERIMPOSED DEAD LOAD DEFLECTION - In.		REACTION Kips. (UNFACTORED)			MOMENTS Kip-Ft. (UNFACTORED)			MAXIMUM SPAN POSSIBLE - Ft.
					A	B	A	B	DEAD LOAD	SUPERIMPOSED DEAD LOAD	LIVE LOAD WITH IMPACT	DEAD LOAD	SUPERIMPOSED DEAD LOAD	LIVE LOAD WITH IMPACT	
20	W 27x84	C 12x20.7	20.00	2	1/16	1/16	0	0	11.9	4.3	66.2	59.5	21.5	236.6	20.0
25	W 21x101	C 12x20.7	25.00	2	1/16	3/8	1/16	1/16	14.9	5.4	72.8	89.3	32.3	302.9	25.0
30	W 30x108	C 15x33.9	15.00	3	1/8	3/16	1/16	1/16	18.0	6.4	78.1	129.6	46.4	416.4	31.5
35	W 33x118	C 15x33.9	17.50	3	3/16	1/4	1/16	1/16	21.7	7.5	82.8	182.3	63.2	530.0	35.0
40	W 40x149	MC 18x42.7	20.00	3	3/16	1/4	1/16	1/16	24.8	8.6	86.3	248.0	86.0	650.7	43.0
45	W 40x167	MC 18x42.7	22.50	3	1/4	3/8	1/16	1/8	29.3	9.7	88.7	329.1	108.8	780.2	47.0
50	W 40x183	MC 18x42.7	25.00	3	5/16	1/2	1/8	3/16	32.5	10.8	90.3	406.3	134.4	906.8	50.0
55	W 40x235	MC 18x42.7	18.33	4	3/8	9/16	1/8	3/16	36.9	11.8	91.5	506.7	162.6	1032.0	56.0
60	W 36x300	MC 18x42.7	20.00	4	1/2	11/16	1/8	3/16	42.0	12.9	92.4	630.0	193.5	1155.9	60.5

그림 1.1 단경간 비합성 교량의 설계(AISI, 1995)



COMPOSITE ROLLED BEAMS WITHOUT COVER PLATE

SPAN (L) - Ft.	REQUIRED BEAM	SIZE OF DIAPHRAGM	DIAPHRAGM SPACING (C) - Ft.	NUMBER OF DIAPHRAGMS	DEAD LOAD DEFLECTION - In. A	DEAD LOAD DEFLECTION - In. B	SUPERIMPOSED DEAD LOAD DEFLECTION - In. A	SUPERIMPOSED DEAD LOAD DEFLECTION - In. B	SHEAR CONNECTOR MAX. SPACING - In. D	SHEAR CONNECTOR MAX. SPACING - In. E	REACTION-Kips. (UNFACTORED) DEAD LOAD	REACTION-Kips. (UNFACTORED) SUPERIMPOSED DEAD LOAD	REACTION-Kips. (UNFACTORED) LIVE LOAD WITH IMPACT	MOMENTS Kip-Ft. (UNFACTORED) DEAD LOAD	MOMENTS Kip-Ft. (UNFACTORED) SUPERIMPOSED DEAD LOAD	MOMENTS Kip-Ft. (UNFACTORED) LIVE LOAD WITH IMPACT
30	W 21x68	C 12x20.7	15.00	3	7/16	5/8	1/16	1/16	4	6	21.8	7.2	81.6	156.6	52.2	416.4
35	W 24x84	C 15x33.9	17.50	3	1/2	11/16	1/16	1/16	5	7	25.5	8.5	82.8	214.6	71.0	530.0
40	W 30x99	C 15x33.9	20.00	3	1/2	3/4	1/16	1/16	5	7	29.8	9.7	86.3	298.0	96.6	650.7
45	W 30x116	C 15x33.9	22.50	3	11/16	15/16	1/16	1/8	5	7	33.5	10.9	88.7	377.2	122.3	780.2
50	W 33x130	C 15x33.9	25.00	3	3/4	1 1/16	1/8	1/8	6	7	37.3	12.1	90.3	465.6	150.9	906.8
55	W 40x149	MC 18x42.7	18.33	4	13/16	1 1/8	1/8	3/16	6	8	42.9	13.3	91.5	589.9	182.6	1032.0
60	W 40x167	MC 18x42.7	20.00	4	1	1 3/8	1/8	3/16	6	8	48.9	14.5	92.4	733.5	217.4	1155.9
65	W 40x183	MC 18x42.7	21.67	4	1 3/16	1 11/16	3/16	1/4	7	8	53.9	15.7	93.1	876.7	255.1	1278.8
70	W 36x210	MC 18x42.7	23.33	4	1 5/8	2 5/16	1/4	3/8	6	8	58.1	16.9	93.7	1016.7	295.8	1400.6
75	W 36x230	MC 18x42.7	25.00	4	1 7/8	2 11/16	5/16	7/16	6	8	62.2	18.1	94.1	1167.2	339.6	1521.4
80	W 36x260	MC 18x42.7	20.00	5	2 1/4	3 3/16	3/8	1/2	6	8	70.4	19.3	94.5	1408.0	386.4	1641.3
85	W 36x300	MC 18x42.7	21.25	5	2 7/16	3 1/2	3/8	9/16	7	8	74.8	20.5	94.7	1589.5	436.2	1760.4
90	W 36x328	MC 18x42.7	22.50	5	2 3/4	3 15/16	1/2	11/16	7	8	79.2	21.7	94.9	1782.0	489.0	1878.7
95	W 36x359	MC 18x42.7	23.75	5	2 1/8	4 7/16	9/16	3/4	7	8	83.6	22.9	95.1	1985.5	544.9	1996.3

NOTES:
1. FOR BEARINGS AND END DISTANCES SEE SHEET NUMBER 807.
2. THE DEAD LOAD IS THE ADDITION OF THE LOADS IMPOSED BY THE BEAM/GIRDER, THE CONCRETE DECK SLAB, THE STAY-IN-PLACE DECK FORM AND THE CONCRETE HAUNCH. THE SUPERIMPOSED DEAD LOAD IS THE ADDITION OF THE LOADS IMPOSED BY THE CONCRETE PARAPETS AND THE FUTURE WEARING SURFACE.

AISI SHORT SPAN STEEL BRIDGES

COMPOSITE ROLLED BEAMS WITHOUT COVER PLATE NORMAL WEIGHT CONCRETE

DATE: SEPTEMBER, 1994 | DO NOT SCALE | HS 25-44 LOADING

DRAFTED BY: S.L.P. | DESIGNED BY: S.T. | CHECKED BY: C.R.K. | 24'-0" ROADWAY | 104

그림 1.2 단경간 합성 교량의 설계 예(AISI, 1995)

(b) 일 본

미국의 경우와 마찬가지로 일본 또한 형강을 사용하여 표준보(H-BB, H-BB-C)를 제작 적용하고 있으며, 브레이싱 및 보강재를 축소하고 가로보 형태의 부재 적용, 교폭 및 지간별 가로보 배치를 표준화 하여 설계하중(활하중), 교폭, 지간에 따른 적용 가능 표준보의 일란표(그림 1.3)를 제공함으로서 간단하게 설계 및 시공이 가능하도록 하고 있다.

개정된 일본의 설계기준(도로교 시방서 · 동해설, 2002)의 8장를 자세히 살펴보면, "상판에 의한 하중분배작용을 고려하는 설계를 실시하는 경우에는 입체 유한요소법 해석 등을 이용하고 그에 대한 영향을 적절하게 평가하여야 한다." "구조의 간소화 등을 목적으로 가로보, 대경구 또는 횡구의 일부 또는 전부를 생략한다면, ~중략~, 횡하중에 대해서 상판의 안전성을 확보함과 더불어 7장에 규정하는 교량 전체의 입체적인 기능이 확보 되는 설계를 실시하여야 한다."로 규정하고 있어 가로보 등의 횡형의 최대간격을 제안하고 않고 합리적인 설계를 유도하고 있다.

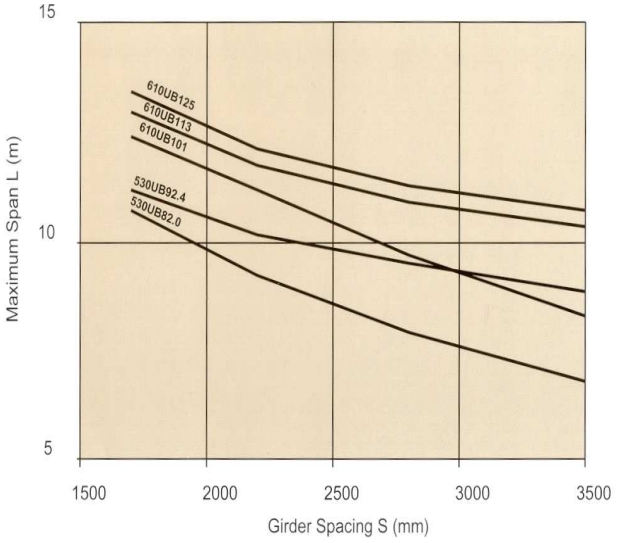
標準	主				鋼			重	
支間	H形鋼サイズ	長さ	本数	間隔	主桁	分配横桁	横桁その他	沓	
m	mm	m	本	m	kgf	kgf	kgf	形式	重量kgf
10	890×299×15×23	10.4	2	2.800	4,368	—	983	TSS-45	196
11	890×299×15×23	11.4	2	2.800	4,788	—	988	TSS-45	196
12	890×299×15×23	12.4	2	2.800	5,208	—	922	TSS-45	196
13	890×299×15×23	13.4	2	2.800	5,628	—	1,154	TSS-45	196
14	890×299×15×23	14.4	2	2.800	6,048	—	1,160	TSS-45	196
15	890×299×15×23	15.4	2	2.800	6,468	—	1,170	TSS-45	196
16	890×299×15×23	16.4	2	2.800	6,888	—	1,181	TSS-60	260
17	890×299×15×23	17.4	2	2.800	7,308	—	1,197	TSS-60	260
18	900×300×16×28	18.4	2	2.800	8,832	—	1,202	TSS-60	260
19	912×302×18×34	19.4	2	2.800	10,980	—	1,368	TSS-60	260
20	912×302×18×34	20.4	2	2.800	11,546	—	1,390	TSS-60	260
21	890×299×15×23	21.4	3	1.800	13,482	550	1,632	TSS-45	294
22	900×300×16×28	22.4	3	1.800	16,128	550	1,640	TSS-45	294
23	900×300×16×28	23.4	3	1.800	16,848	550	1,664	TSS-45	294
24	912×302×18×24	24.4	3	1.800	20,716	550	1,672	TSS-45	294
25	912×302×18×24	25.5	3	1.800	21,565	550	2,086	TSS-45	294

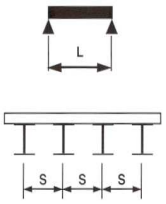
그림 1.3 일본의 중소지간 교량의 설계표준화 예

(c) 호 주

호주는 강구조 및 강합성 구조물의 설계와 시공에 있어서 시드니 대학을 비롯한 유명 대학 연구자들의 최신의 연구결과를 설계규정에 적극적으로 반영하고 있어 국제적으로 유사 연구에 많은 도움을 주고 있다. Australian Bridge Design Code에 근거하여 합성형 도로교를 설계하기 위하여 Standard Beams을 사용하고 있으며, 주형을 Universal Beam(UB, 형강)과 Welded Beam(WB, Built-up)으로 나누어 생산, 제작하고 있다. 경간길이(Span length) 35m까지 사용하는 Standard Beam(UB, WB)은 설계하중계수(Design Load Factor)와 주형간격별 콘크리트 바닥판 (Reinforced Concrete Deck Slab) 두께를 제시하고 있으며, Standard Beam에 대한 주형간격별 최대 지간길이를 도표(그림 1.4)로 나타내고 있어, 설계자는 지간길이에 따라 표준보를 선택하여 사용할 수 있다.

가로보 등의 브레이싱(Bracing)과 보강재(Stiffener)는 원칙적으로 지점부에 설치하도록 하고 있으며, 그 외 구간에는 생략하였다. 중간 브레이싱을 두는 경우는 거더의 가설시와 상부 바닥판의 시공 중에 필요할 경우 설치하도록 하였으며 최종적으로 강합성 교량 완성 후 제거 가능토록 하고 있다.





Girder Size	Max Span for Girder Spacing S (mm)			
	1700	2200	2800	3500
610UB125	13.4	12.1	11.3	10.7
610UB113	12.9	11.7	10.9	10.3
610UB101	12.4	11.2	9.7	8.3
530UB92.4	11.2	10.1	9.5	8.8
530UB82.0	10.7	9.2	7.9	6.8

그림 1.4 호주의 중소지간 교량의 설계표준화 예

(d) 유 럽

유럽의 경우 압연형강을 적용한 교량이 많이 신설되고 있으며, 교량에 슬래브가 설치되기 전과 설치 후의 경우를 고려하여 브레이싱 및 보강재 사용의 최소화을 유도하고 있다. 특히 전단연결재가 설치된 거더 상부에 콘크리트 바닥판이 시공된 경우 거더는 횡지지 및 회전지지를 가지게 되어 횡-비틀림 좌굴 강도가 증가되고 뒤틀림에 대한 검토를 하도록 제안하고 있다. 또한, 미국과 마찬가지로 중소지간 교량의 표준화를 위해 프로그램을 개발하여 사용하고 있다.

1.3 연구내용 및 범위

본 연구는"초간편 H형강 교량의 개발"의 연구내용은 ①구조적 안전성을 확보하고, 가로보를 생략한 단순구조를 갖는 최적화 H형강 거더시스템의 개발 ②가설시 H형강 거더의 횡-비틀림 좌굴을 방지하고 조립시공이 가능한 초간편 강합성 바닥판의 개발 ③교량받침을 최소화하기 위한 연속화 및 장지간화 공법 개발 중 세 번째 "연속화 및 장지간화 공법 개발"에 관한 기초연구이다.

본 연구에서는 3경간 연속교에 대해 유한요소법을 통해 가로거더공법과 기존교량공법에 대해 시공단계별 내하력을 비교 검토하여 가로거더공법에 의한 지점부의 부모멘트를 감소효과에 의한 H형강교량의 장지간화 가능성을 검증하고자한다.

먼저 제2장에서는 가로거더공법에 대한 이해를 돕기 위해 기존공법과 비교하여 가로거더공법의 시공방법에 대해 설명하였다.

제3장에서는 유한요소법을 적용하기 위한 모델링기법을 정립하기 위해 I형강과 콘크리트의 부착에 대한 영향, 강합성 바닥판의 강판과 I형강, 콘크리트와의 모델기법에 대해 검토하였다. 또한, 최종적인 표준화에 따른 구조해석을 위한 하중분배계수를 유도하고 이를 비교하여 모델링기법의 타당성을 검토하였다.

제 4장에서는 유한요소법을 이용한 시공단계별 구조해석을 실시하여 첫 번째 단계에서는 합성전 강 자중과 콘크리트 Slab의 자중에 의한 내하력, 두 번째 단계에서는 합성후 사하중에 의한 내하력, 세 번째 단계에서는 합성후 활하중에 의한 내하력을 기

존공법과 비교 하였고 단면력 또한 검토하였다. 그리고 마지막으로 가로거더의 내하력을 검토 하였다.

제5장에서는 연구결과를 요약하여 기술한다.

제 2 장 가로거더공법

2.1 서 론

가로거더공법은 모듈화된 종방향 바닥판 패널에 용접된 H형강 주형을 전단키를 사용하여 지점부에 설치된 횡방향 가로거더에 단순보 지지방식으로 설치하고, 종방향 H형강 주형과 가로거더를 연속화 시킨 후 바닥판 콘크리트를 타설한다. 시공성이 좋은 형강 제품을 가공하지 않고 사용하여 경제적인 강합성 교량을 시공할 수 있도록 하는 공법이다. 이러한 가로거더공법을 사용함으로서 지점부에 설치되는 교량받침 개수를 줄일 수 있어 유지관리가 효율적이고 하부구조를 경량화 할 수 있을 뿐 아니라 교량의 장지간화와 낮은 형고로 시공할 수 있다. 또한 지점부의 부모멘트의 감소는 지점부의 바닥판의 인장응력을 감소시켜 유지관리 및 시공성이 향상된다.

연속화 및 장지간화 공법 개발의 최종 연구목표는 거더의 횡하중 저항성을 확보하면서 교량받침의 수를 감소시켜 하부구조를 경량화하며, 연속교량 제작시 지점부 부모멘트를 감소시켜 H형강 거더를 사용하면서 경제적이며 장지간인 연속교량이 가능하도록 지점부 가로거더를 개발하는데 있다.

H형강 거더를 이용하여 연속교 설계시 처음부터 연속 거더 구조로 하면 지점부의 부모멘트에 의해 하부플랜지의 압축응력에 의해 단면이 결정되어 기존의 H형강 거더의 경우 지간장 20m 정도가 한계이다. 이러한 문제점을 보완하기 위해 강재의 자중을 단순거더, 콘크리트 자중과 활하중에 대해서는 연속거더 구조로 하기 위한 가로거더 공법을 개발한다. 이 공법을 적용함으로서 거더의 단면을 결정하는 중간지점의 부모멘트를 감소시켜 장지간 교량을 시공할 수 있을 뿐 아니라 지점부의 콘크리트바닥판의 인장응력을 감소시켜 바닥판의 내하력을 향상시키고, 시공이 간단할 뿐 아니라 사후관리를 용이하게 할 것으로 판단된다.

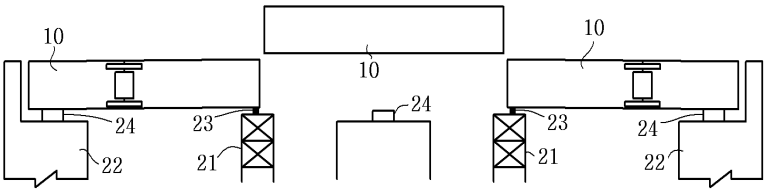
2.2 기존 연속화공법

강재거더를 이용한 교량의 연속화 시공방법을 개략적으로 나타내면 그림 2.1과 같다. 그림 2.1(a)는 먼저 세그먼트화되어 결합된 강재거더(10)의 양 단부를 지지하도록 가설벤트(21)에는 미리 임시 교량받침(23)을 설치하고 교대에는 영구 교량받침을 설치하게 한다. 다음 강재거더를 교량 받침상면에 거치함으로서 강재거더가 단순지지 방식으로 거치되도록 한다. 그림 2.1(b)는 강재거더와 강재거더를 볼트연결 또는 용접 접합에 의해 연결시켜줌으로서 거더를 연속화 시킨다. 그림 2.1(c)는 마지막으로 강재거더 상부면에 거푸집을 만들고 콘크리트를 타설, 양생시킴으로서 바닥판을 형성시킨다.

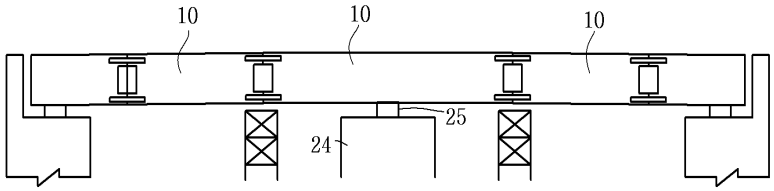
이와 같이 종래의 연속교 시공방법으로 시공하는 경우 중앙부 지점부의 부모멘트가 강재거더의 단면을 결정하게 됨으로 이를 저항할 수 있도록 일반적으로는 강판을 절단하고 이를 용접하는 플레이트거더(Built-up Plate)를 사용하게 된다. 이러한 플레이트 거더를 이용한 교량은 강재를 절단하고 용접하는 제작공정을 포함되고, 국부좌굴에 대해 저항할 수 있도록 수직보강재와 수평보강재를 일정한 간격으로 설치해야 함으로 제작비용이 고가이고, 타 공법에 비해 경쟁력이 떨어진다.

한편, H형강을 이용한 교량의 경우는 시공 및 제작 단가면에서는 유리하나 형강제품의 단면크기가 제한적이므로 지간장 20m내외가 한계이다.

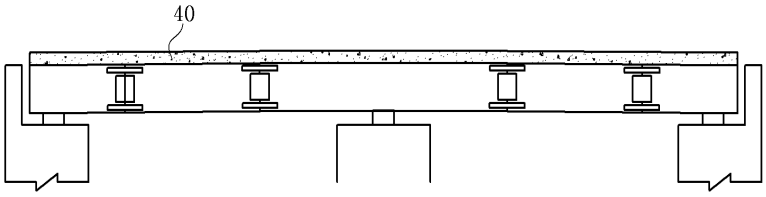
따라서 H형강을 이용한 연속교 교량을 가설하기 위해서는 기존의 연속교방법을 벗어난 가로거더공법과 같은 연속화공법의 개발이 필요하다.



(a) 중간주형 거치



(b) 거치 후 연결부 볼트체결



(c) 바닥판 콘크리트 시공완료

그림 2.1 연속화 시공방법

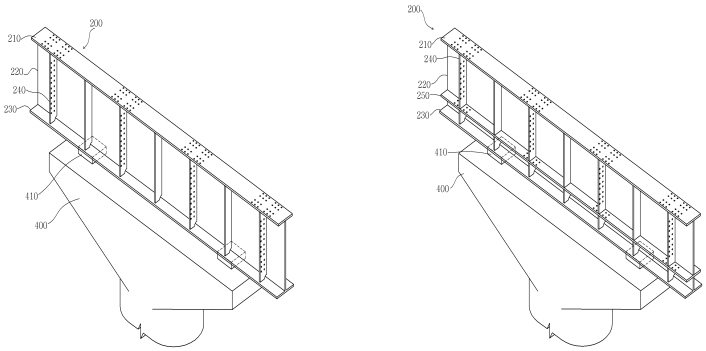
2.3 가로거더공법을 이용한 연속화공법

가로거더공법을 이용한 연속화를 위해서는 종방향 강합성 바닥판의 주형과 가로거더가 시공공정에 따라 효율적으로 연결될 수 있도록 기본적인 형상을 개발해야한다. 가로거더의 형상은 2가지 타입으로 고안하였다. 이러한 가로거더 형상은 시공성, 현장설치조건, 체결방법, 체결시기, 강바닥판과의 연결 등을 고려하여 결정된다. 그림 2.2와 같이 하중에 의한 내하력에 따라 Type 1과 Type 2로 나누어진다. Type 1은 기본적으로 H형강을 이용하고, Type 2는 플레이트 거더와 같은 Built-Up재를 이용하게 된다. 두 가지 타입 모두 강합성 바닥판의 거더가 연결되는 상부플랜지와 하부플랜지와 복부에 볼트체결하기 위한 볼트구멍을 설치되어야하고, 교량받침이 설치되는 위치에는 수직보강재가 설치되게 된다. 이후 가로거더의 역학적 내하력에 대해서 유한요소법을 이용한 구조해석을 통해 면밀히 검토하였다.

가로거더와 강합성 바닥판의 시공은 다음과 같다. 가로거더 형상은 Type2를 사용하고, 가로거더가 교각 또는 교대위에 설치하는 경우는 전도방지를 위한 지그가 설치

되어야한다. 그림 2.3은 전도방지를 위한 지그가 설치된 가로거더에 종방향의 모듈화된 강바닥판 패널의 주형(H형강)을 전단키(전단판)를 사용하여 놓이도록 거치한 것이다. 이때 전단키는 강재의 자중을 지탱해야한다. 이때까지 힘의 전달은 강의 자중에 대해서는 단순지지 형식이다. 다음 그림 2.4와 같이 가로거더와 강바닥판 패널에 연결된 주형의 상부플랜지, 복부와 하부플랜지를 볼트 연결하여 휨모멘트가 전달되어 완전한 연속화가 된다. 강합성 바닥판은 강바닥판 패널과 연결패널을 횡방향으로 서로 연결되어 강합성 바닥판이 이루어진다. 그림 2.5는 강바닥판 패널에 연결패널을 연결하고, 종방향 배력철근을 연결하는 것을 보여주고 있다. 그림 2.6은 콘크리트가 양성된 후 단면을 보여주고 있다. 추후 포장 사하중과 활하중에 대해서 연속교로서 하중을 받는다.

그림 2.7은 3경간 강합성 교량의 시공단계별 중앙경간과 지점부에 발생하는 모멘트 선도를 개략적으로 보여주고 있다. Step1에서는 제1경간의 교대와 교각 위에 교량받침이 설치되어 있고 그 위에 횡방향으로 가로거더가 설치되어있다. 이때 강바닥판 패널에 용접된 H형강 주형을 전단키를 이용해 강바닥판 패널이 단순보형태로 설치되고 있음을 알 수 있다. 이때 모멘트는 단순 지지보에서 강의 자중에 의해 정모멘트만 발생한다. Step2에서는 볼트를 체결한 후 바닥판 콘크리트를 타설한다. 이때 기존공법과 동일하게 콘크리트 자중에 의해서 우측과 같이 연속보의 모멘트선도를 나타낸다. 그림 Step3에서는 포장 및 활하중 재하 한다. 기존공법과 동일하게 최종적으로는 오른쪽 모멘트선도와 같이 연속교가 된다. 따라서 강자중에 의해 부모멘트가 발생하지 않음으로 지점부의 부모멘트를 감소시킬 수 있다.



(a) Type 1 (b) Type 2

그림 2.2 가로거더 형상

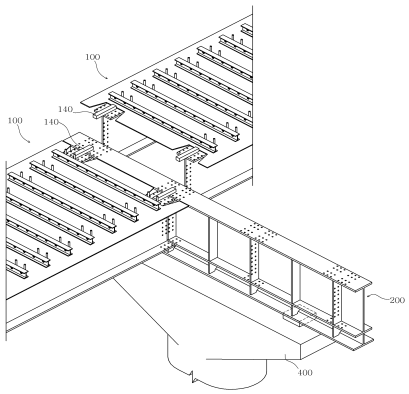


그림 2.3 가로거더에 바닥판 패널 거치

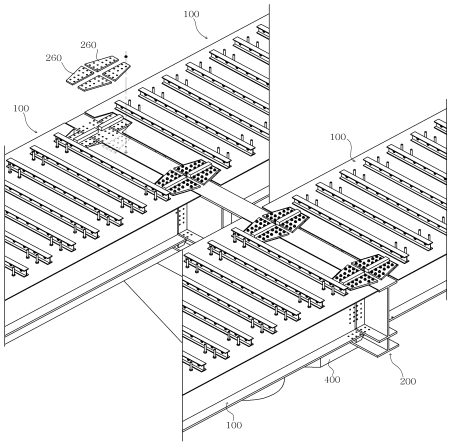


그림 2.4 가로거더와 바닥판 패널
볼트체결

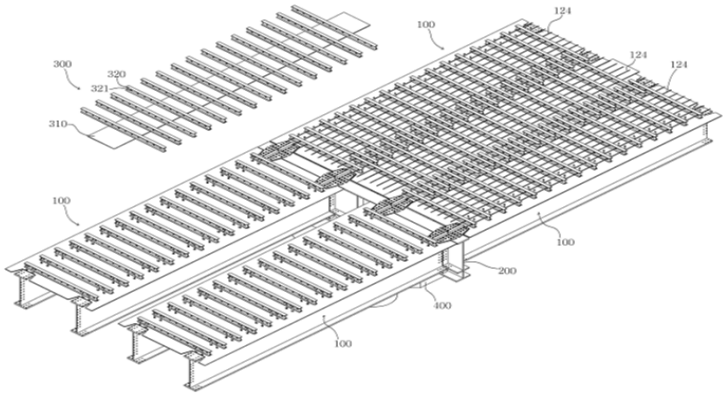


그림 2.5 강바닥판 패널과 연결패널이 횡방향으로 연결된 상태

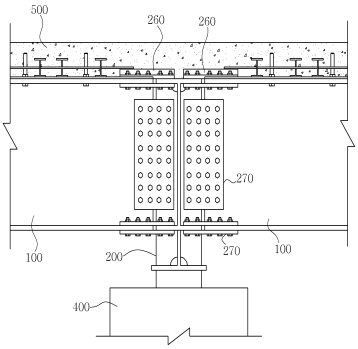


그림 2.6 콘크리트 양생 후 단면

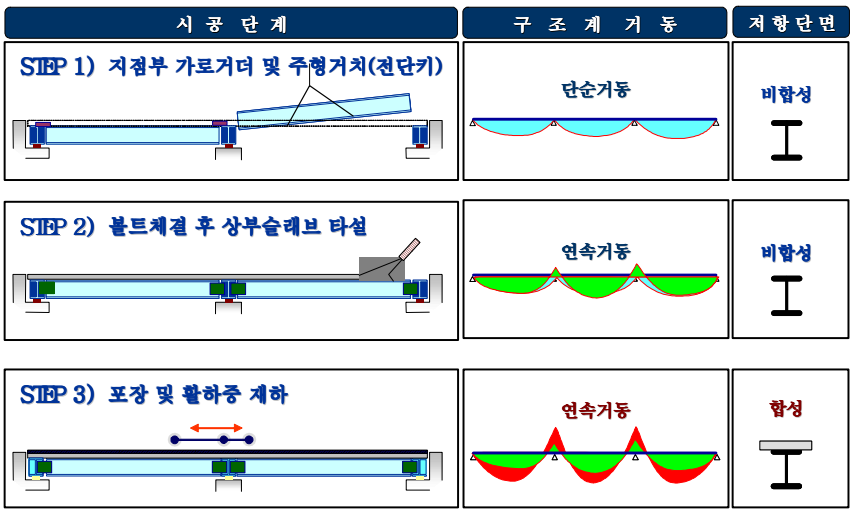


그림 2.7 시공단계별 모멘트선도

제 3장 유한요소법의 적용을 위한 모델링기법

3.1 개요

강교량의 역학적 거동을 분석하기 위해 사용하는 해석법으로는 매트릭스 구조해석법과 유한요소법이 있다. 두 해석방법은 동일한 기본개념과 과정을 적용하기 때문에 이 양자를 구분하는 것은 어렵지만 그 차이점이 있다면 개별요소의 강성을 유도하는 과정이다. 매트릭스 구조해석법은 개별요소의 강성을 재료강도와 기본적인 구조역학이론으로 결정하므로 비교적 단순한 형태의 봉(rod), 빔(beam) 그리고 강절뼈대구조(frame)에 적용한다. 반면, 유한요소법은 평판(Plate)이나 쉘(shell)구조와 같이 보다 복잡한 기하학적 형상을 갖는 요소에 적용이 가능하다. 이러한 요소들에 대한 힘-변위관계를 유도하는 과정에는 가상일의 원리(principles of virtual work)개념을 사용된다. 본 연구에서는 교량의 세부적인 응력분포를 검토하기 위해서 유한요소법을 이용한 범용해석 Tool인 MIDAS Civil를 이용하였다.

교량 해석시 사용되는 유한요소는 주로 보요소(Beam element), 판요소(Plate Element), 입체요소(Solid Element) 로 이루어진다. 이러한 요소 중 적절한 요소를 선택함으로서 해석시간의 단축과 구조물의 실제거동에 가까운 해석결과를 얻을 수 있다. 따라서 본 절에서는 본 해석에 들어가기 전에 사용한 요소가 실제거동에 가까운 해석결과를 재현할 수 있는지 검토한다.

3.2 강바닥판의 *I-beam*과 콘크리트 슬래브의 부착성 검토

수치해석에 사용한 교량의 단면치수 및 교량단면을 그림 3.1과 표 3.1에 보여주고 있고, 아래에 주요제원에 대해 기술하였다. 교량의 주요 제원 및 재료에 대한 물성치는 아래와 같다.

- 형식: H형강 강합성 거더교
- 지간: 3경간 연속교(L=3@25=75m)
- 교량 폭: B=7.9m
- 교량사각: Θ=90°(직교)
- 교량등급: 1등교(설계하중 =DB-24, DL-24)
- 주형: H800 x 300 x 14 x 26 (SM520) - 단 면 계 수 (Z) : 7,290cm^3 - 전단유효단면적 (Aw) : 104.72cm^2
- 바닥판 강재 두께 : 6mm (SM520)
- 유공I형강: 100× 75× 5× 8(SS400), 종방향 300~400mm 간격
- 강재: SM520 - 허용 휨 응력(fa) = 210 MPa
  - 허용 전단응력(va) = 110 MPa
- 강종 (SS400)- 단위중량 = 0.0000785 N/mm^3 - 항복강도 = 240 MPa
  - 탄성계수 = 210 GPa - 허용응력 = 140 MPa
  - 포아슨비 = 0.3 - 연신율 = 17%
- 슬래브 콘크리트 두께 : 150mm
- ASP.포장 두께 : 80mm

- 사용재료 및 물리상수

- 콘크리트

  콘크리트 단위중량 = 0.000025 N/mm^3

  설계기준강도 : $f_{ck} = 270 kgf/cm^2$

  탄성계수 $E_c = 4270 \times^{1.5} \times \sqrt{f_{ck} = 277,345} kgf/cm^2$:

- 철근(SD 40)

  항복응력 : $f_{ck} = 4,000 kgf/cm^2$ 탄성계수 : $E_s = 2,000,000 kgf/cm^2$

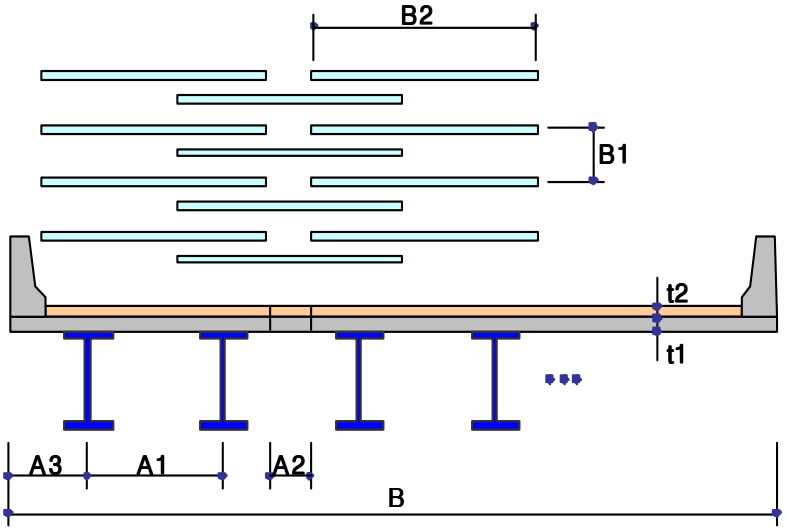


그림 3.1 강합성 교량의 단면 치수

표 3.1 강합성 교량의 단면 치수(그림 3.1)

교량연장 L	25m
지간 L	24.3m
차선 수	2EA
A1	1.5m
A2	0.4m
A3	0.2m
Main 거더 수	6EA
B	7.9m
B1	0.4m
B2	2.6m
pavement	0.05m
t1	0.006m
t2	0.15m

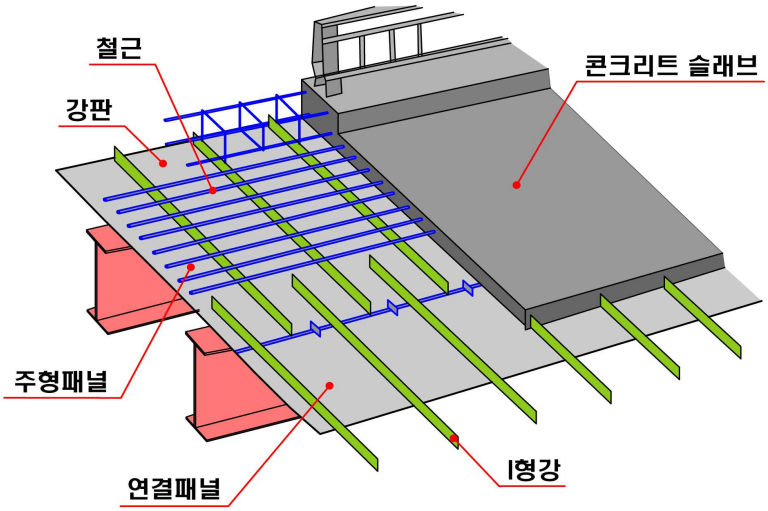
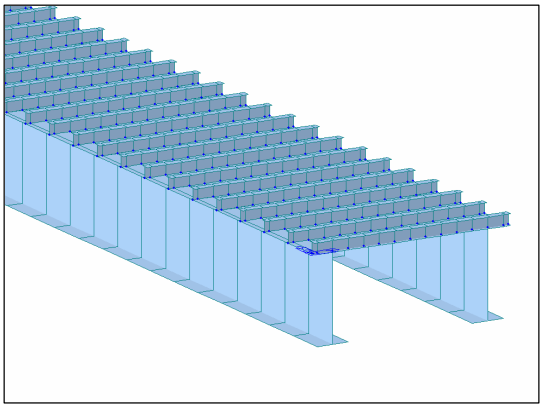


그림 3.2 강합성 바닥판

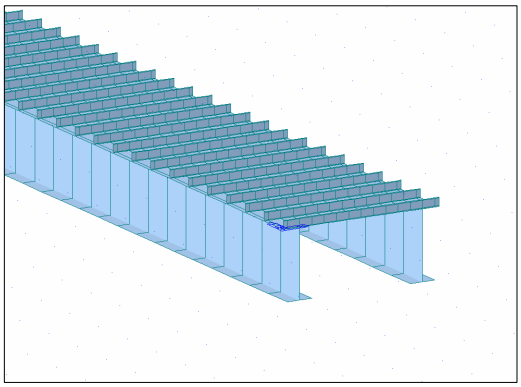
강합성 바닥판은 그림 3.2와 같이 주형(H거더)위에 6mm의 강바닥판이 용접되어 있고, 그 위에 교량직각방향으로 I형강이 용접된다. 다음 I형강과 6mm 강바닥판으로 구성된 구조물(거푸집 대용)을 이용하여 콘크리트를 타설하여 강합성 바닥판을 구성하게 된다. 이때 I형강과 콘크리트가 부착하게 되는데 이를 구현하기 위해서는 많은 모델링하는 시간과 해석시간이 필요하게 된다. 따라서 강바닥판의 I형강과 콘크리트의 부착 유무에 따라 교량의 역학적 거동을 검토하여 적절한 모델링기법을 사용하고자한다.

그림 3.3은 콘크리트 바닥판을 Solid요소로 모델링하고 I형강을 Beam요소나 Plate요소로 모델링하여 부착에 대한 모델링을 묘사하였다. 그림 3.3(a)는 I형강을 Beam요소로 모델링하여 I형강과 Solid요소(콘크리트 바닥판)가 절점이 공유되지 않아 부착되지 않은 것으로 판단되고, 그림 3.3(b)는 I형강을 Plate 요소를 모델링하여 I형강과 Solid요소(콘크리트바닥판)가 절점이 공유가 되어 부착이 된 것으로 판단하여 모델링을 하였다.

그리고 그림3.4는 경계조건과 DB24 하중조건에서 구조해석을 할 수 있었다. 결과를 표3.2에서 최대모멘트 및 처짐을 볼 수 있다. 표에서 볼 수 있듯이 중앙부에서 최대 모멘트 및 최대 처짐의 비율이 96.31%과 103.81%로 Beam요소로 한 모델링과 plate요소로 한 모델링이 거의 근접한 결과를 얻을 수가 있었다. 이 결론으로 횡방향 거더를 Beam요소로 모델링을 하기로 결정하였다.



(a) I형강을 Beam요소로 모델링



(b) I형강을 Plate요소로 모델링

그림 3.3 I형강과 콘크리트 바닥판 모델링

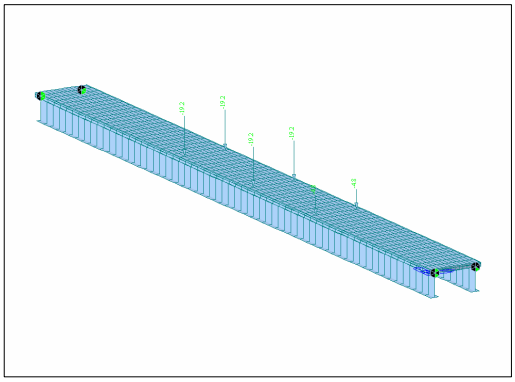
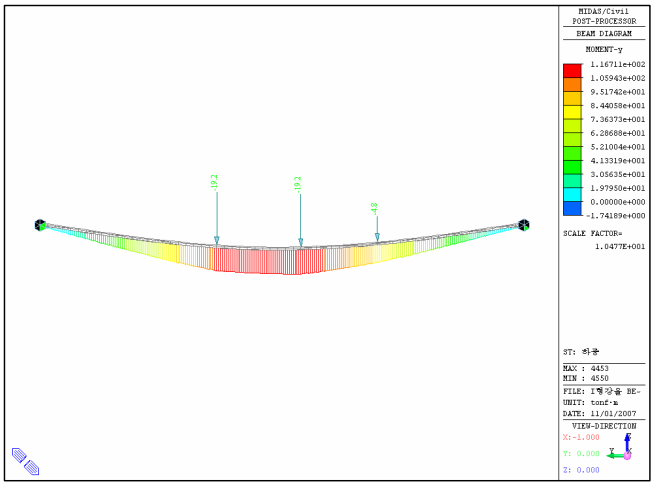
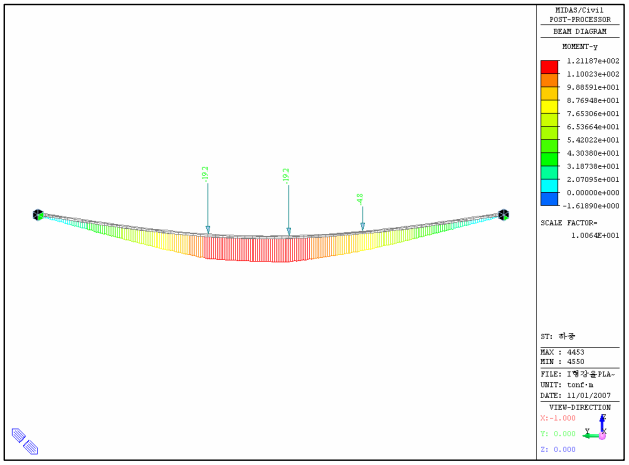


그림 3.4 경계조건과 하중조건(DB24하중 재하)



(a) I형강을 Beam요소로 모델링



(b)I형강을 Plate요소로 모델링

그림 3.5 최대모멘트 선도

표 3.2 I형강의 요소(beam/plate)에 따른 최대모멘트 및 처짐

	Model_I_B (Beam 요소)	Model_I_P (Plate 요소)	비율(Beam/Plate 요소)
중앙부 최대 모멘트 (kN-m)	1,144	1,188	96.31 %
중앙부 최대 처짐(mm)	-125.2	-120.6	103.81%

3.3 하중분배 및 강바닥판 모델링

3.3.1 하중분배의 개념

하중분배란 교량에 작용하는 임의의 하중을 각 주형으로 분배하는 현상을 말한다. 다시 말하면 하중이 직접 작용된 주형으로부터 슬래브나 가로보에 의해 인접한 주형에 하중이 전달되는 과정(Jaeger 와 Bakht. 1989)을 말한다. 하중분배계수는 단일 또는 그 이상의 차량하중을 받는 교량의 복잡한 3차원적 거동에 대한 해석을 평면내의 단순보의 해석문제로 간단하게 해준다. 이는 횡방향으로 분산 재하되는 두 열의 트럭하중 중 단지 한 열만을 고려하여 구한 단순보 또는 연속보에서 발생하는 최대휨모멘트 M_{max}에 하중분배계수를 곱하여 주형에 대한 최대설계모멘트 M_{dmax}를 구하는 것이다. 따라서 복잡한 3차원 거동을 단순보나 연속보의 거동으로 단순화함으로서 설계시간과 구조해석을 간략화 할 수 있다.

하중분배계수의 계산은 단순보에 하중의 1/2만 고려하여 구한 휨모멘트 값으로 실제 3차원구조해석에 구한 휨모멘트로 나누어 계산할 수 있다. 이때 3차원구조해석은 아래 3.2절에서 기술하는 것과 같이 차선별, 하중별, 중앙재하, 편측재하 등을 실시하여 다양한 조건에서 휨모멘트를 구해야한다.

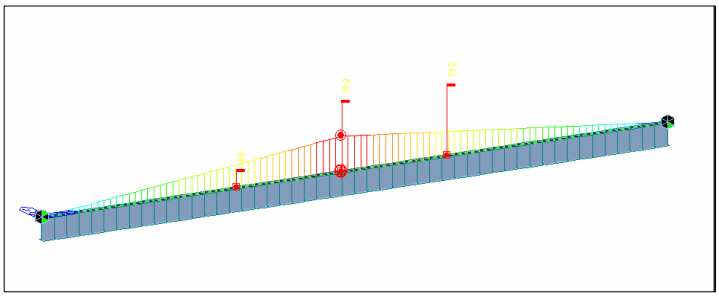
3.3.2 해석모델

강합성 H형강 거더교량에 대한 하중의 횡분배 효과를 검증하기 위해 구조해석 프로그램인 Midas. Civil를 이용하여 25m 단순교에 대해 하중형태(DB-24, DL-24) 및 차선별(1차선, 2차선, 중앙재하, 편측재하) 해석을 실시하였다. 또한 바닥판에 대해도 표3.3과 같이 다르게 모델링하여 구조해석을 실시하였다. 그 중 Con′s-Solid는 6mm 강바닥판과 콘크리트 바닥판을 분리하였으며, 하중분배를 원활히 할 수 있는 I-Beam 을 모델링하였다.

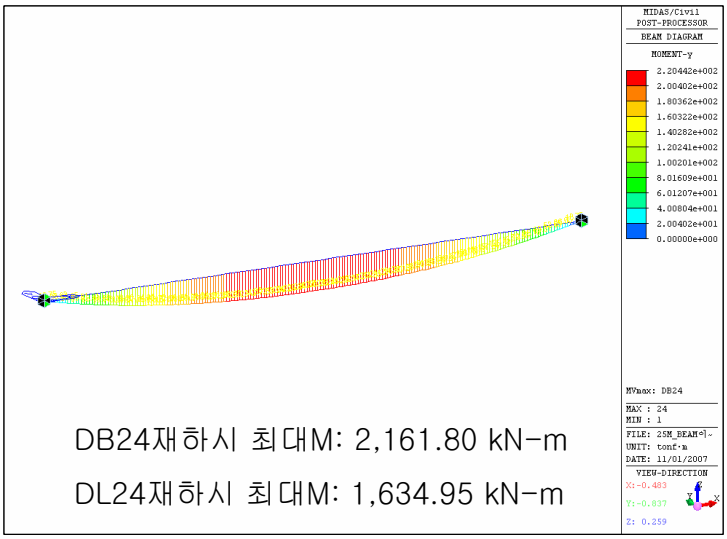
그림 3.6은 하중분배계수를 유도하기 위한 단순 Beam요소에 대한 경계조건, 하중조건 및 휨모멘트선도를 보여주고 있다.

표 3.3 I-Beam에 의한 하중분배 해석조건

구분	콘크리트바닥판	강바닥판	H형강거더	I-Beam
Con's-Shell	Shell요소	-	Beam요소	-
Con's-Solid	Solid요소	Shell요소	Beam요소	Beam요소



(a) 경계조건 및 하중조건(DB24)



(b) 최대 휨모멘트

그림 3.6 단순Beam의 경계조건 및 휨모멘트선도

그림 3.7은 Con's-Shell의 모델형상을, 그림 3.8은 Con's-Solid의 모델형상을 보여주고 있다. 경계조건을 단순지지가 되도록 하였다. 또한 해석에 사용한 기계적 물성치는 3.2절의 값을 사용하였다.

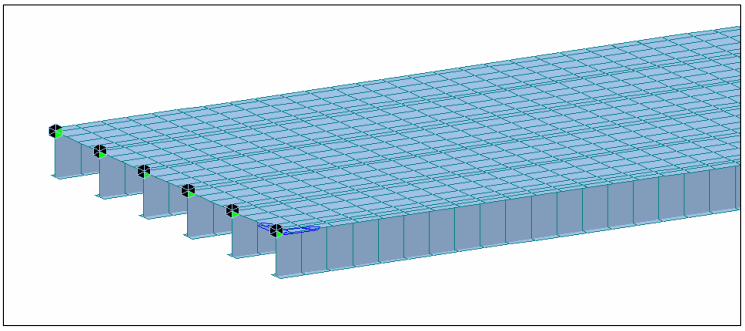


그림 3.7 Con's-Shell의 모델형상

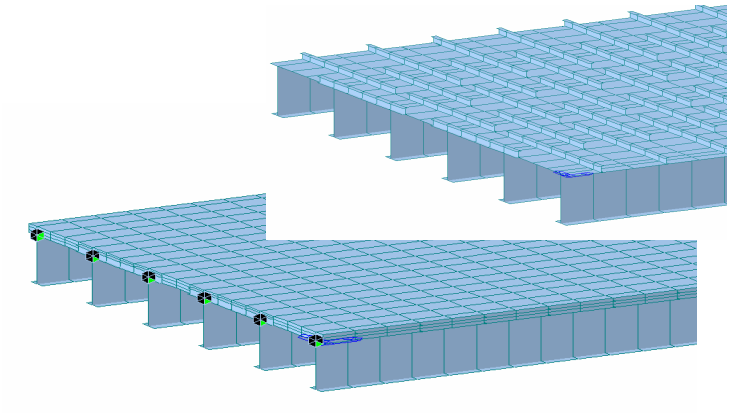


그림 3.8 Con's-Solid의 모델형상

3.3.3 해석결과 및 고찰

그림 3.9는 대표적으로 Con's-Shell의 차선별, 하중별 하중재하모습과 모멘트선도를 보여주고 있다. 그 결과로부터 하중분배계수를 구할 수 있다. 2개의 해석모델에 대해 하중분배계수를 계산하여 표 3.4에 Con's-Shell의 하중분배계수를 표 3.5 Con's-Solid의 하중분배계수를 보여주고 있다. 결과에 의하면 Con's-Solid의 하중

분배계수가 더 작게 나타나 하중분배가 잘되고 있는 것을 알 수 있었다.

따라서 이하 교량모델링에서는 Con's-Solid와 같이 콘크리트는 Solid요소, I형강은 Beam요소, 강바닥판은 Shell요소, H주형 거더는 Beam요소를 사용한다.

표 3.4 Con's-Shell의 하중분배계수

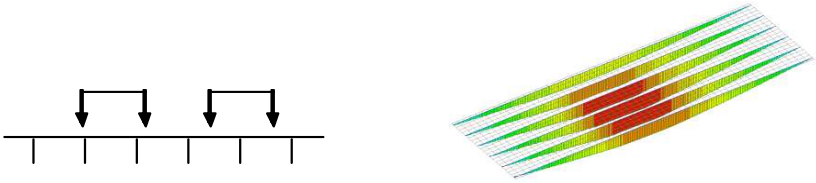
하중 (H거더의 Mmax)	하중	분배율(Mmax)
DB-24(110.22t · m)	외측(편측2차선 재하시)	0.341 (37.58t · m)
	내측(편측2차선 재하시)	0.358 (39.43t · m)
	외측(중앙2차선 재하시)	0.308 (33.99t · m)
	내측(중앙2차선 재하시)	0.334 (36.84t · m)
DL-24(83.36t · m)	외측(편측2차선 재하시)	0.339 (28.22t · m)
	내측(편측2차선 재하시)	0.244 (29.19t · m)
	외측(중앙2차선 재하시)	0.307 (25.63t · m)
	내측(중앙2차선 재하시)	0.328 (27.36t · m)

표 3.5 Con's-Solid의 하중분배계수

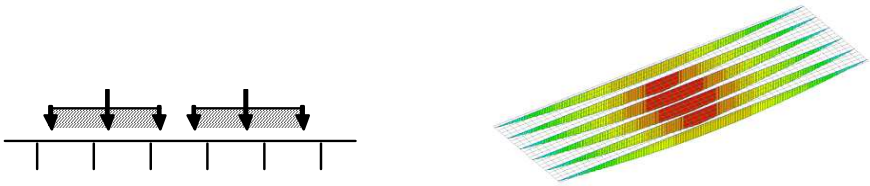
하중	하중	분배율(Mmax)
DB-24	외측(편측2차선 재하시)	0.289 (31.87t · m)
	내측(편측2차선 재하시)	0.287 (31.62t · m)
	외측(중앙2차선 재하시)	0.264 (29.15t · m)
	내측(중앙2차선 재하시)	0.269 (29.65t · m)
DL-24	외측(편측2차선 재하시)	0.285 (23.79t · m)
	내측(편측2차선 재하시)	0.281 (23.39t · m)
	외측(중앙2차선 재하시)	0.261 (21.78t · m)
	내측(중앙2차선 재하시)	0.264 (22.01t · m)

(a) DB-24 2차선 중앙재하

(b) DB-24 1차선 편측재하



(c) DB-24 2차선 편측재하



(d) DL-24 2차선 중앙재하

(e) DL-24 1차선 편측재하

(f) DL-24 2차선 편측재하

그림 3.9 하중재하 위치 및 모멘트선도(Con's-Shell)

이상과 같이 유한요소법을 이용한 범용해석 Tool인 MIDAS Civil를 이용하여 다양한 모델에 대해 수치해석을 실시하여 실제거동에 가까운 해석결과를 재현할 수 있는지 검토한 결과 다음과 같은 결과를 구할 수 있었다.

1) 콘크리트 바닥판을 Solid요소로 모델링하고 I형강을 Beam요소 또는 Plate요소를 모델링하여 콘크리트와 I형강과의 부착이 교량의 거동에 미치는 영향을 검토한 결과 그 영향이 미소한 것으로 나타났다. 따라서 이하 I형강은 Beam요소로 모델링하였다.

2) 계산을 간략하게 하기 위해서 콘크리트 바닥판을 Shell, H형강을 Beam요소, I형강은 무시하여 모델링(Con's-Shell)한 결과와 콘크리트를 Solid요소, 강바닥판을 Shell요소, I형강을 Beam요소로 모델링(Con's-Solid)한 결과를 하중분배계수로 비교분석한 결과 Con's-Solid 하중분배가 원활히 나타나 실제 교량의 거동을 잘 보여준 것으로 나타났다.

3) 또한 차선별 하중은 DB하중, DL하중 모두 편측 2차선인 경우에 내측과 외측거더에 제일 큰 하중이 작용하였다.

제 4 장 유한요소법에 의한 시공단계별 수치해석

4.1 개요

기존 교량의 경우 고정하중과 활하중에 의해 지점부에 발생하는 부모멘트가 H형강의 단면이 결정되고, 시판되는 형강의 경우 경제적인 지간장은 20m내외이다. 또한 H형강의 경우 플레이트거더와 다르게 형강 단면이 다르면 서로 다른 단면을 체결하기가 어렵기 때문에 하중의 크기에 따라 단면을 변화시킬 수 없다. 따라서 본 연구에서는 이러한 문제점을 해소하고 장지간 형강교량을 개발하기 위한 가로거더공법을 제안하고, 시공단계별 해석을 실시하여 고정하중에 의해 단순지지거동에 따른 중앙 지점부 부모멘트 감소에 대한 효과와 주형 및 가로거더의 내하력을 검토하고자 한다.

그림 4.1은 기존공법에 대한 시공단계별 모멘트선도의 변화 및 단면형상을 보여주고 있다. Step 1에서 벤트를 이용하여 주형을 거치하고 볼트를 체결한다. 이때부터 연속교로 거동을 하고 단면은 비합성 단면이다. 이때 지점부의 부모멘트는 전체모멘트의 44%를 차지한다. Step 2에서 바닥판 콘크리트를 타설하여 강의 자중에 콘크리트의 하중이 추가되며 이때의 단면도 비합성 단면이며 연속적으로 거동하게 된다. 또한 지점부의 모멘트는 더욱 증가되는 것을 알 수 있다. Step 3은 마지막 단계로서 하중은 포장과 활하중을 받으며 합성단면이며 연속으로 거동이다. 기존공법은 이와 같은 시공순서에 의해 지점부의 부모멘트가 주형거치에서부터 크게 발생하여 주형의 단면 및 지간을 결정하는 중요한 인자가 된다.

그림 4.2 가로거더공법에 대한 시공순서와 휨모멘트 및 단면을 개략적으로 보여주고 있다. Step 1에서는 지점부와 지점부에 거치된 가로거더에 주형을 전단키(전단판)를 이용하여 거치하면, 주형은 단순 지지되어 단순교와 같은 거동을 하며, 이 때 단면은 비합성 단면이다. Step 2는 주형과 가로거더를 볼트체결하고 강바닥판 위에 콘크리트를 타설하여 연속 거동하도록 하여, 이때부터 지점부에 부모멘트가 발생하며 단면은 비합성이다. Step 3은 기존공법과 같이 하중은 포장과 활하중이고 단면은 합성으로 거동한다. 따라서 가로거더공법은 Step 1의 지점부 부모멘트가 발생하지 않으므로 지점부 부모멘트가 감소하고 중앙부의 정모멘트는 약간 증가한다.

따라서 본 절에서는 기존공법과 가로거더공법에 의한 시공단계별 해석을 실시하여 지점부의 부모멘트 감소효과를 정량적으로 보여주고, 주형과 가로거더의 안전성을

평가하고자 한다.

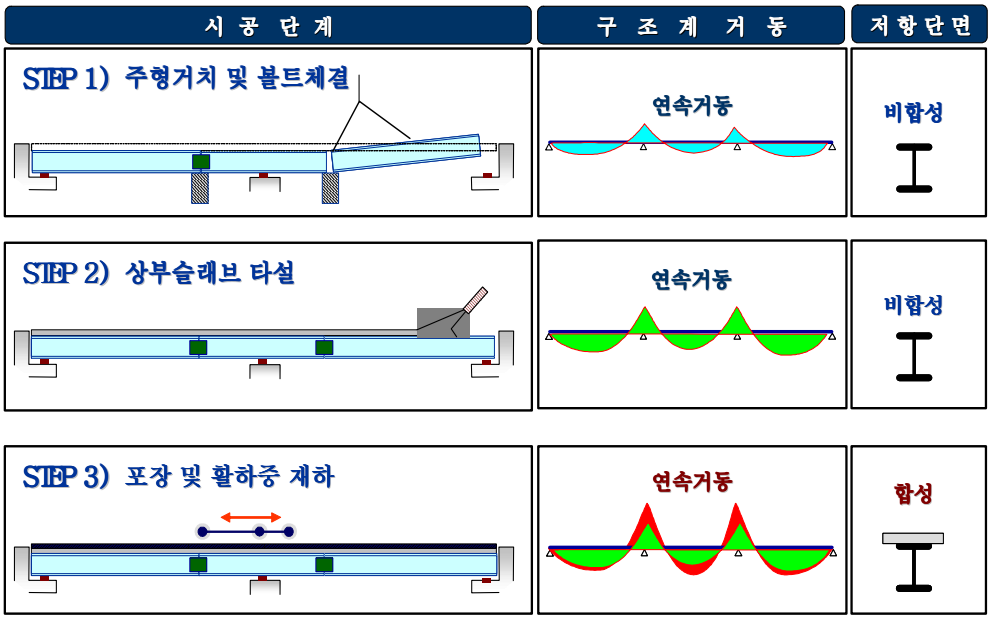


그림 4.1 기존공법 시공순서 및 모멘트선도

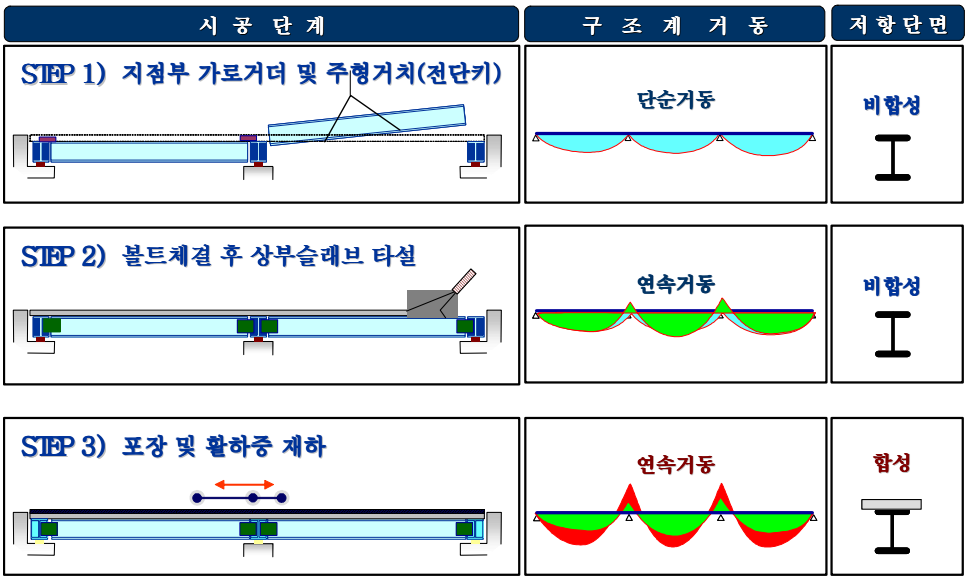


그림 4.2 가로거더공법 시공순서 및 모멘트선도

4.2 교량제원 및 모델링

수치해석에 사용한 교량의 교량단면을 그림 4.3에 보여주고 있고, 주요 단면 치수는 3절의 표 3.1을 사용하였다. 교량의 주요 제원 및 재료에 대한 물성치는 아래와 같이 주형(주거더)을 H형강을 사용하면서 하부에 6mm강판을 사용한 강합성교량이다. 기존공법과 가로거더공법에 관계없이 같은 교량의 단면 및 물성치를 사용하였다.

그림 4.4는 3절의 기본 모델링해석에 대한 연구를 바탕으로 구한 결과로부터 모델링한 해석교량 단면을 보여주고 있다. (a)는 주형과 6mm강판을 모델링한 것이고, (b)는 주형과 6mm 강판위에 I형강을 모델링 한 것으로 보여주고 있다. 마지막으로 (c)는 (b)의 모델에 콘크리트를 Solid요소로 모델링한 것을 보여주고 있다. 기존공법은 H형강 주형이 연속으로 거동하지만 가로거더공법의 경우 H형강 주형거치시 단순으로 거동하므로 그림 4.5와 같이 Midas의 Beam and release기능을 사용하였다. 또한 H형강 주형과 가로거더는 Beam요소로 모델링하였다.

- 형식: H형강 강합성 거더교
- 지간: 3경간 연속교(L=3@25=75m)
- 교량 폭: B=7.9m
- 교량사각: Θ=90°(직교)
- 교량등급: 1등교(설계하중 =DB-24, DL-24)
- 주형: H800 x 300 x 14 x 26 (SM520) - 단 면 계 수 (Z) : 7,290cm^3
  - 전단유효단면적 (Aw) : 104.72cm^2
- 바닥판 강재 두께 : 6mm (SM520)
- 유공I형강: 100× 75× 5× 8(SS400), 종방향 300~400mm 간격
- 강재: SM520 - 허용 휨 응력(fa) = 210 MPa
  - 허용 전단응력(va) = 110 MPa
- 강종 (SS400)- 단위중량 = 0.0000785 N/mm^3 - 항복강도 = 240 MPa
  - 탄성계수 = 210 GPa - 허용응력 = 140 MPa
  - 포아슨비 = 0.3 - 연신율 = 17%
- 슬래브 콘크리트 두께 : 150mm, 콘크리트 단위중량 = 0.000025 N/mm^3
- ASP.포장 두께 : 80mm

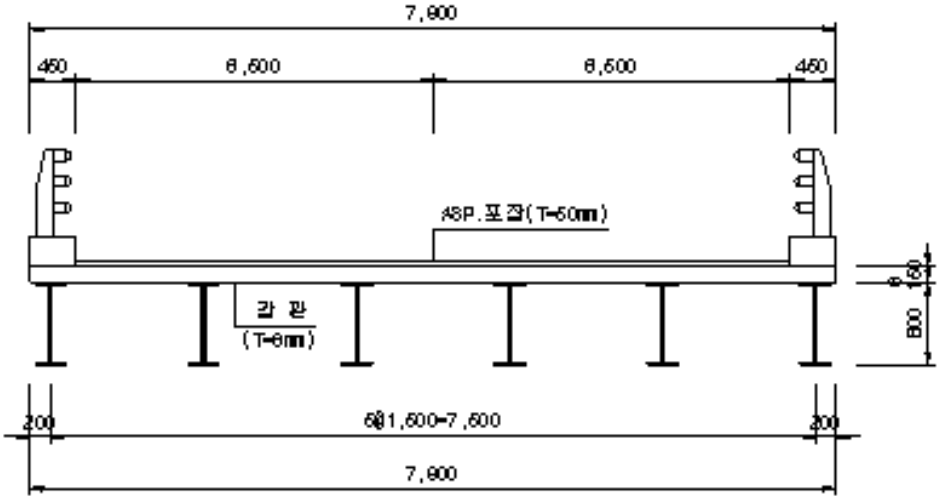
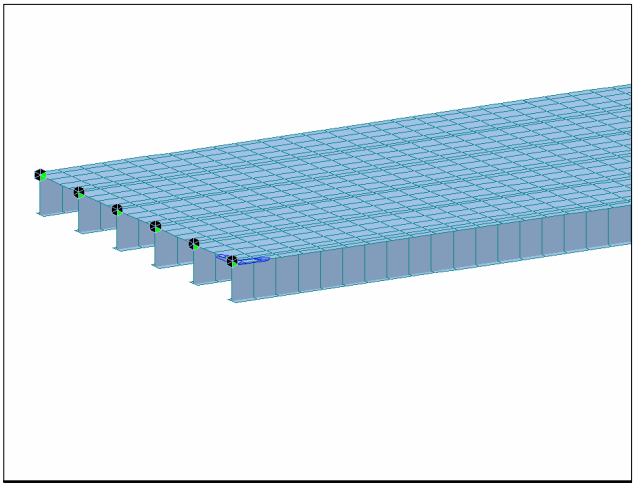
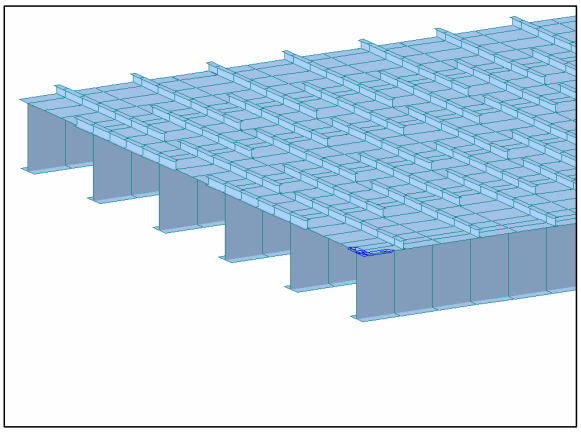


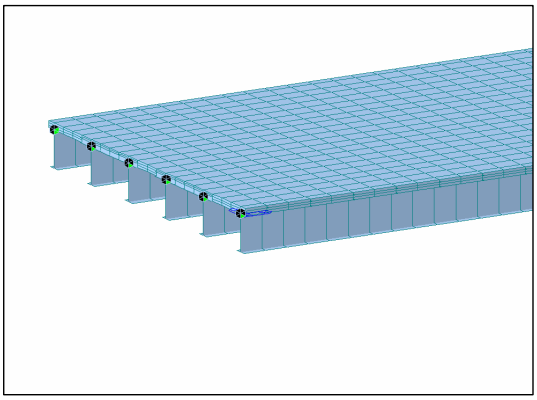
그림 4.3 해석교량 단면



(a) 주형+ 6mm강판 모델링



(b) 주형+ 6mm강판+I형강 모델링



(c) 주형+ 6mm강판+I형강 모델링

그림 4.4 해석교량 단면모델링

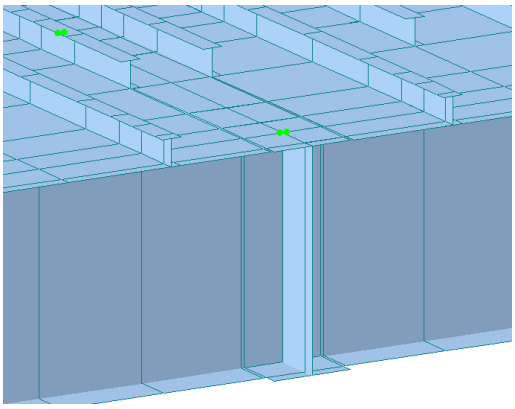


그림 4.5 주형 거치시 전단키 모델링

그림 4.6은 고정하중에 대한 단순교와 연속교에 대해 모멘트선도와 전단력을 보여주고 있다. 이때 숫자(0,1,2,3)는 모멘트와 전단력이 최대가 되는 위치를 보여주고 있다. 이와 같이 고정하중의 경우는 쉽게 하중 및 위치를 구할 수 있으나 활하중의 경우는 매우 복잡하다. 한편 교축직각방향의 하중의 위치에 대해서는 3절에서 구한 해석결과로부터 2차선 편측재하가 최대값임을 알 수 있으므로 이하 해석에는 2차선 편측재하를 사용하였다. 주요 지점(그림 4.6의 숫자 위치)에서의 최대 모멘트 및 전단력값을 결정하기 위해 그림 4.7-8과 같이 1차선 Beam요소를 이용하여 차선하중을 지정하여 수치해석을 실시하여 하중의 종류와 위치를 결정하였다. 결과에 의하면 모멘트선도는 지점2(M_2)에서만 DL-24하중이 최대를 나타났고, 그밖에 지점의 모멘트 와 모든 전단력에서는 전 지점에서 DB하중이 최대값을 나타났다.

그림 4.9-11은 앞에서 결정된 하중위치를 3차원으로 모델링한 교량에 충격하중을 고려하여 재하한 것이다. 그림 4.9는 주요 지점 1에서의 최대모멘트(M_1)으로 DB-24하중을 재하하고, 그림 4.10은 주요 지점 2에서의 최대모멘트(M_2)으로 DL-24하중을 집중하중과 등분포하중으로 분류하여 재하한 것을 보여주고 있다. 또한 그림 4.11은 주요 지점 0에서의 최대 전단력(S_0)가 되도록 DB-24하중을 재하한 것을 보여주고 있다.

그림 4.12(a),(b)는 해석시 경계조건을 보여주고 있다. 4.12(c)는 주형거치시 경계조건으로 실제 현장과 같이 가로거더의 전도방지를 위해 교축방향의 변위를 구속한 경우이다.

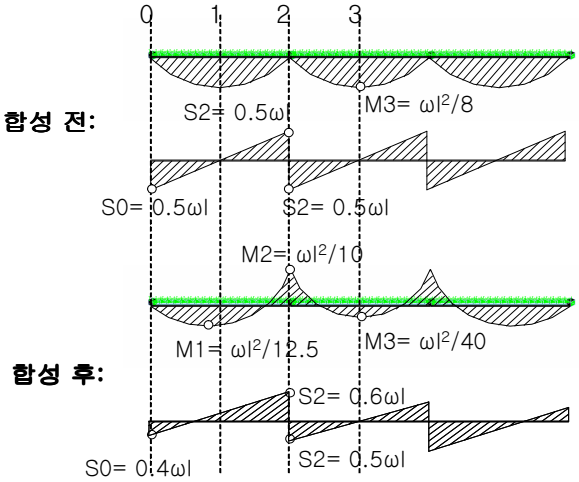
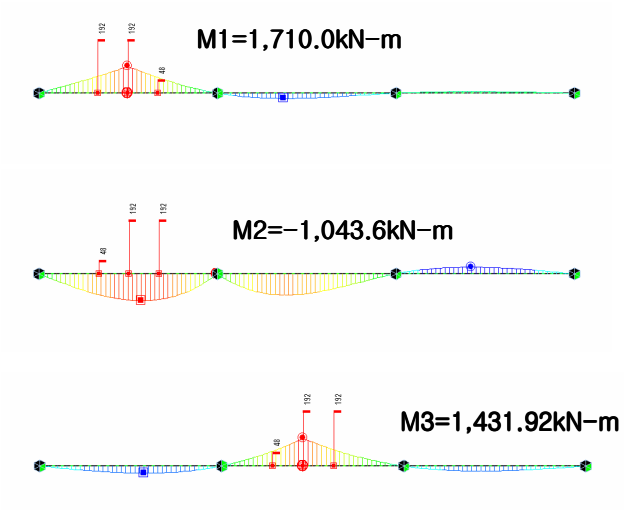
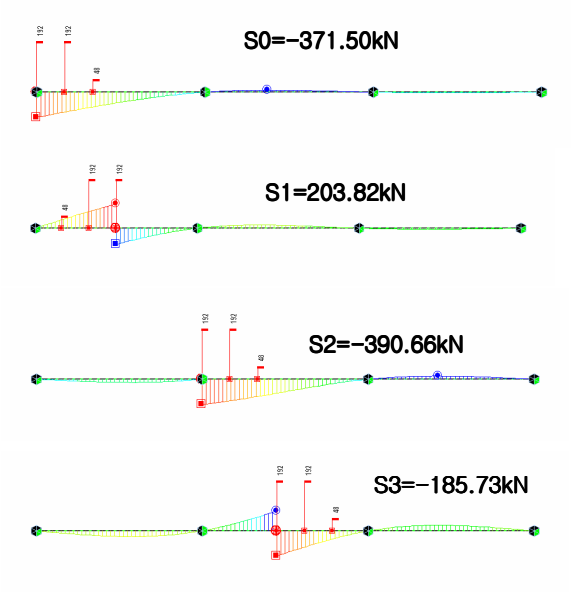


그림 4.6 고정하중의 단면력도 및 검토위치

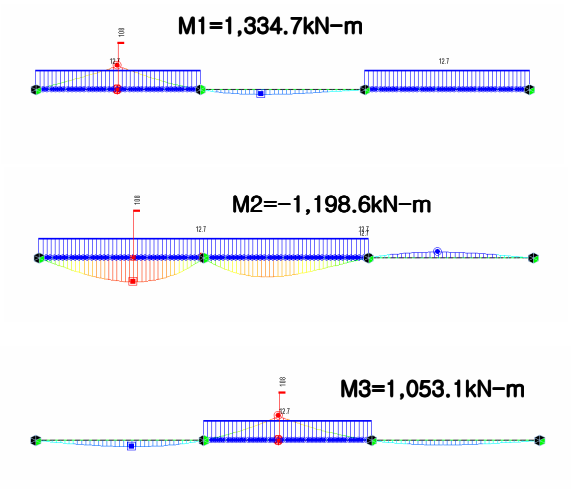


(a) 지점별 최대 모멘트선도

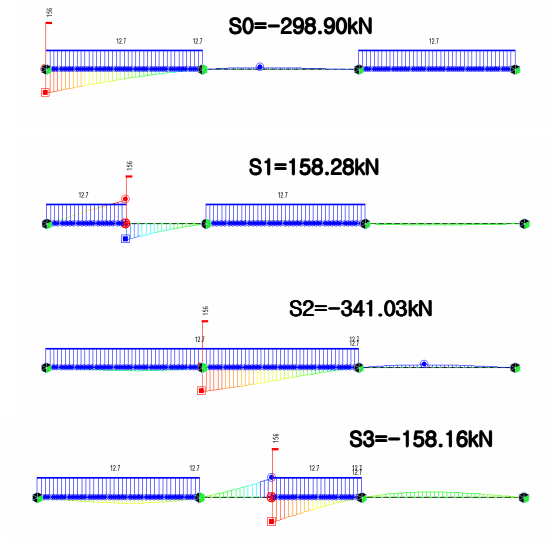


(b) 지점별 최대 전단력선도

그림 4.7 DB-24하중의 지점별 최대 내하력선도



(a) 지점별 최대 모멘트선도



(b) 지점별 최대 전단력선도

그림 4.8 DL-24하중의 지점별 최대 내하력선도

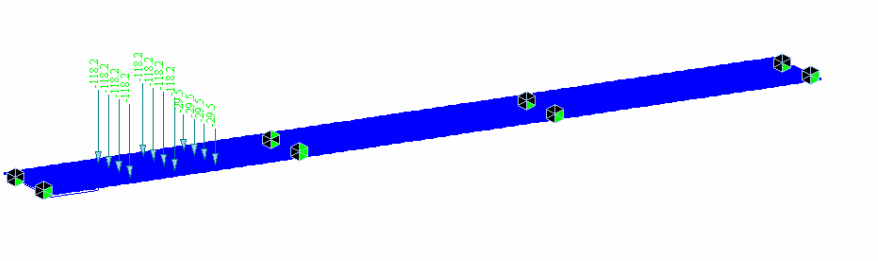
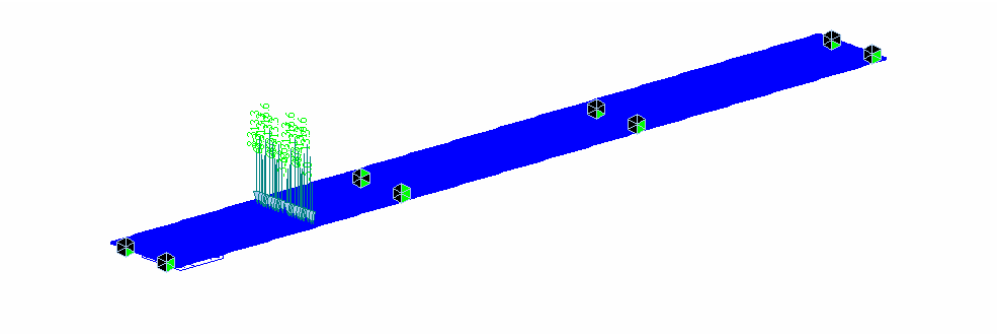
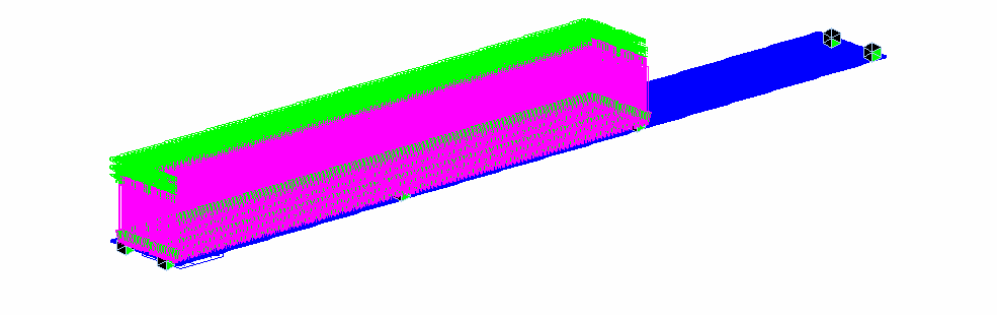


그림 4.9 M_1(DB-24)하중의 재하



(a) 집중하중



(b) 등분포하중

그림 4.10 M_2(DL-24)하중의 재하

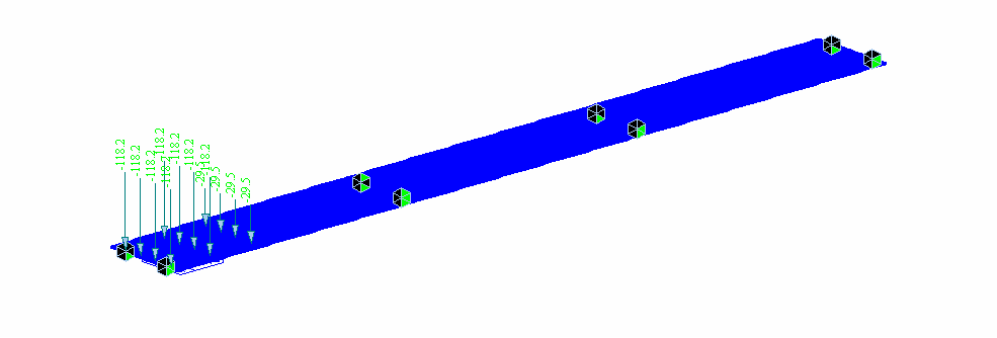
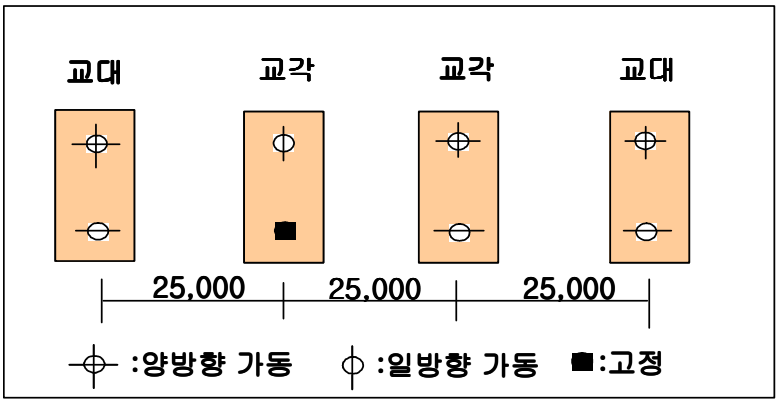
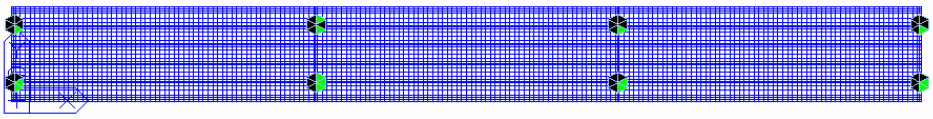


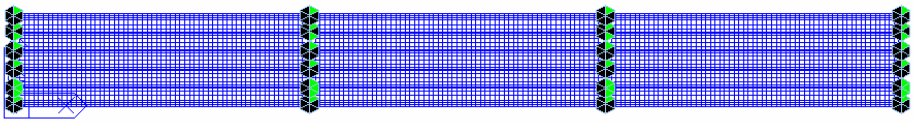
그림 4.11 S_0(DB-24)하중의 재하



(a) 교량의 경계조건



(b) 해석경계조건 - 주형거치 후



(c) 해석경계조건 - 주형거치 시

그림 4.12 경계조건

4.3 *H*형강 주형의 휨모멘트와 전단력 및 단면력 검토

기존공법과 가로거더공법에 대해 시공단계별 해석을 실시하고 그림 4.13과 같은 주요 단면력 위치에서의 휨모멘트선도와 전단력선도를 비교하여 가로거더공법의 유효성을 나타내고자 한다. 그림 4.14는 3차원 구조해석에서 구한 대표적인 모멘트선도와 전단력선도를 보여주고 있다. 이러한 선도는 각 주형에 따라 그 값이 다르므로 자중, 활하중에 대한 최대 모멘트와 전단력을 구하여 검토하였다. 표 4.1은 기존공법과 가로거더공법에 대한 시공단계별 휨모멘트선도의 형상을 정리한 것이고, 표 4.2는 전단력선도 형상을 보여주고 있다. 교량의 주형단면에 주요한 영향을 주는 모멘트선도를 보면 기존공법과 가로거더공법의 차이는 주형의 자중을 단순거동 하도록 하여 지점부의 부모멘트를 감소시키는 것이다. 이것은 결과적으로 부모멘트 약 21%감소로 나타나며 주형의 단면결정에 중요한 영향을 준다. 이를 통해 H형강 교량의 장지간화를 도모할 수 있다.

한편 전단력선도는 단면결정에 있어서 휨모멘트보다 적은 영향을 준다. 전단력선도의 형상은 자중에 대해서는 전형적인 형상을 보여주고 있고, 활하중에 대해서는 윤하중의 재하형태에 따라 변화되고 있는 것을 알 수 있다.

표 4.3과 표 4.4는 기존공법과 가로거더공법에 대한 전단력과 휨모멘트선도 값이고 내측거더의 값이 외측거더의 값에 비해 크므로 내측의 값을 사용하였다. 결과를 보면 주요 지점 1에서는 가로거더공법에 의해 7%의 휨모멘트가 증가하나 주요지점 2에서의 부 모멘트는 21%가 감소하여 부모멘트가 감소효과가 있음을 확인할 수 있었다(표 4.5, 그림 4.15). 이것은 단면결정에 있어서 매우 중요한 의미를 가지고 이를 통해 기존공법보다 장지간 H형강 교량을 실현할 수 있다.

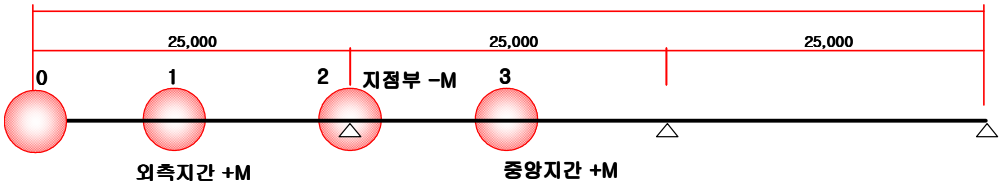
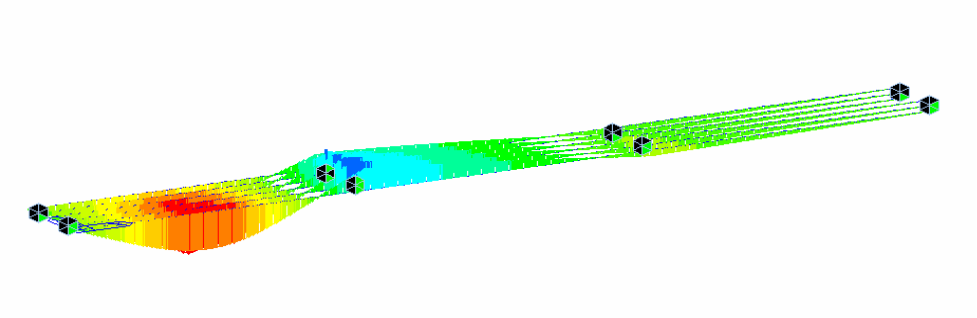
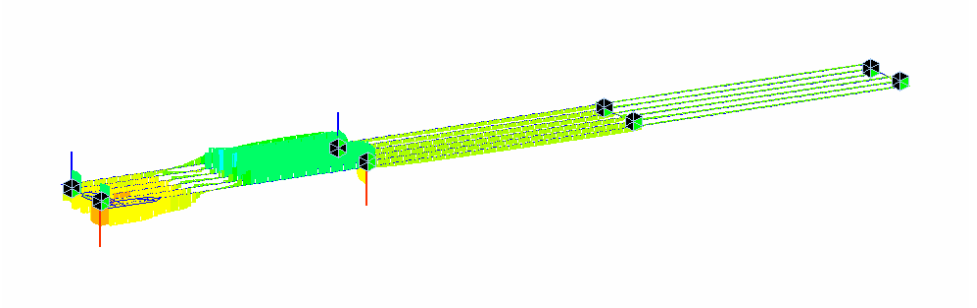


그림 4.13 주요 단면력 검토위치



(a)M_1휨모멘트선도(합성단면)



(b) S_1전단력선도(합성단면)

그림 4.14 전체모델에 대한 휨 모멘트 및 전단력선도

표 4.1 시공단계별 휨모멘트선도

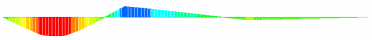
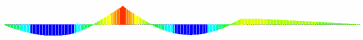
단면	하중	가로거더공법	기존공법
비합성	강자중		
	콘크리트자중		
합성	방호벽,포장		
	M1(DB-24)		
	M2(DL-24)		
	M3(DB-24)		

표 4.2 시공단계별 전단력선도

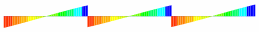
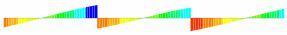
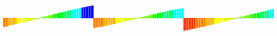
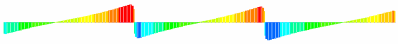
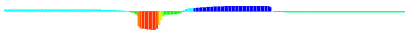
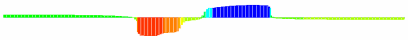
단면	하중	가로거더공법	기존공법
비합성	강자중		
	콘크리트자중		
합성	방호벽,포장		
	S0(DB-24)		
	S1(DB-24)		
	S2(DB-24)		
	S3(DB-24)		

표 4.3 가로거더공법 모멘트 및 전단력(내측거더)

			0	1	2	3
Moment (kN.m)	고정하중	합성 전 (강재+con's)	0.000	386.160	-343.890	248.620
		합성 후	0.000	97.890	-123.070	29.830
		소계	0.000	484.050	-466.960	278.450
	활하중	DB-24	0.000	377.980		320.090
		DL-24			-289.610	
		활하중 max	0.000	377.980	-286.910	320.090
	TOTAL		0.000	862.030	-756.570	598.540
Shear (kN)	고정하중	합성 후1	-96.400	13.710	-121.510	0.000
		합성 후2	-37.420	9.800	-48.950	0.000
		소계	-133.820	23.510	-170.460	0.000
	활하중	DB-24	-94.040		-108.630	13.230
		DL-24		69.980		
		활하중 max	-94.040	69.980	-108.630	13.230
	TOTAL		-227.860	93.490	-279.090	13.230

표 4.4 기존공법 모멘트 및 전단력(내측거더)

			0	1	2	3
Moment (kN.m)	고정하중	합성 전	0.000	324.240	-540.86	111.370
		합성 후	0.000	97.890	-123.070	29.830
		소계	0.000	422.130	-663.930	141.620
	활하중	DB-24	0.000	377.980		320.090
		DL-24			-289.610	
		활하중 max	0.000	377.980	-289.610	461.290
	TOTAL		0.000	800.110	-953.540	461.710
Shear (kN)	고정하중	합성 후1	-88.690	22.100	-122.620	0.000
		합성 후2	-37.420	9.800	-48.950	0.000
		소계	-126.110	31.900	-171.570	0.000
	활하중	DB-24	-94.040		-108.630	13.230
		DL-24		69.880		
		활하중 max	-94.040	69.880	-108.630	13.230
	TOTAL		-220.150	101.780	-280.200	13.230

표 4.5 기존공법과 가로거더공법의 모멘트 집계(내측)

구 분			기존 공법				가로거더공법			
			0	*1*	*2*	*3*	*0*	*1*	*2*	*3*
Moment (kN·m)	고정하중	합성 전	0.00	324.95	-540.86	111.79	0.00	386.16	-343.89	248.62
		합성 후	0.00	97.89	-123.07	29.83	0.00	97.89	-123.07	29.83
		소계	0.00	422.84	-663.93	141.62	0.00	484.05	-466.96	278.45
	활하중	*DB-24*	0.00	377.98		320.09	0.00	377.98		320.09
		DL-24			-289.61				-289.61	
		활하중 *Max.*	0.00	377.98	-289.61	320.09	0.00	377.98	-289.61	320.09
	TOTAL		*0.00*	*800.11*	*-953.54*	*461.29*	*0.00*	*862.03*	*-756.57*	*598.54*

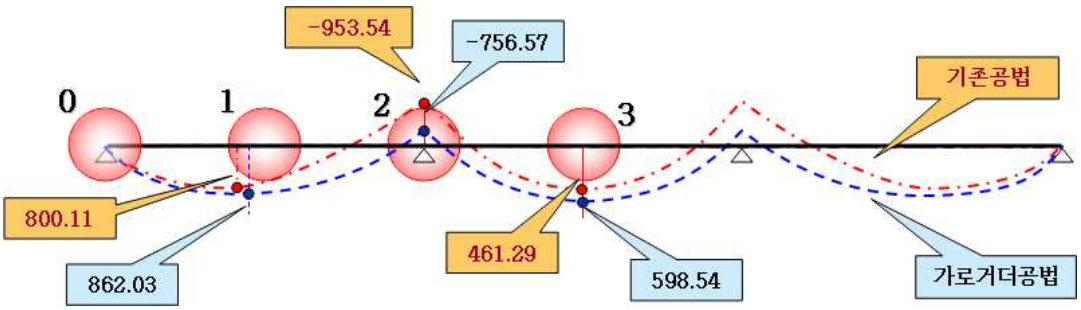


그림 4.15 모멘트선도 변화(내측)

단면력 검토도 동일하게 시공 단계별로 해석을 수행하여 최종응력 값을 아래 표 4.7(가로거더공법)과 표 4.8(기존공법)에서 보여주고 있다. 지금까지 Beam요소로 모델링을 하였으나 보다 정확한 단면력 검토를 위해서 Beam요소를 Plate요소로 변경하여 모델링을 하였다. 그리고 H형강 상부 플레이트의 두께는 상부플랜지와 판두께를 합친 32mm의 두께로 계산 하였다. 결과에 의하면 기존공법에 비교하여 가로거더공법이 부모멘트를 발생하는 2번위치에서 H형강 하단 휨응력이 감소하였으나 최대응력이 작용하는 위치는 최대 정모멘트가 발생하는 1번위치 H형강 하단에서 가장 큰 응력이 발생하였다. 2번 위치에서 가장 큰 응력값을 기대했었지만 1번 위치에서 가장 크게 발생함을 얻을 수가 있었다.

표 4.7 기존공법의 최종응력

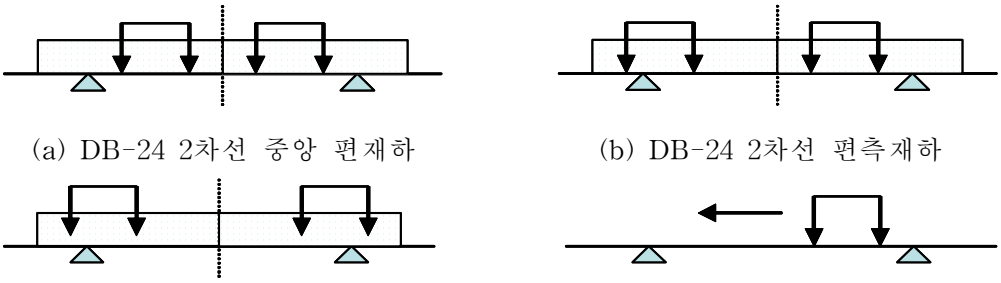
구분		0	1	2	3	허용응력(Mpa)
rebar 휨응력	f_{br}					160
concrete 휨응력	f_{bc}		-8.20	8.52	-6.61	16
plate 휨응력	f_{bp}		-60.31		-31.87	210
H형강 상단 휨응력	f_{bht}		-59.29	91.86	-29.22	210
H형강 하단 휨응력	f_{bhb}		157.16	-119.43	96.27	210
H형강 복부 전단응력	f_{sh}		-8.81	28.5	-10.88	120

표 4.8 가로거더공법의 최종응력

구분		0	1	2	3	허용응력(Mpa)
rebar 휨응력	f_{br}					160
concrete 휨응력	f_{bc}		-8.20	8.52	-6.61	16
plate 휨응력	f_{bp}		-54.77		-35.04	210
H형강 상단 휨응력	f_{bht}		-54.06	66.7	-32.59	210
H형강 하단 휨응력	f_{bhb}		164.66	-97.79	116.31	210
H형강 복부 전단응력	f_{sh}		16.7	23.96	-19.00	120

4.4 가로거더의 휨모멘트 및 전단력

가로거더의 내하력을 평가하기 위해 최대 모멘트와 전단력이 작용하는 위치를 먼저 결정해야한다. 그러기 위해 그림 4.16과 같이 DB-24하중을 4가지 조건으로 하여 최대 · 최소 모멘트와 전단력이 나오는 하중조건을 찾게 되었다. 그림 4.17은 지점부와 H형강 주형이 연결되는 위치를 보여주고 있으며 그 위치에서의 결과 값을 가지고 내하력을 비교 검토하였다. 그림 4.18은 각 하중별 최대 · 최소 모멘트선도와 전단력 선도 결과 값을 보여주고 있다. 그 결과에 의하면 DB-24 2차선 중앙 편재하가 최대 모멘트와 전단력을 나타내어 이를 바탕으로 3차원 유한요소해석을 실시하여 모멘트와 전단력이 큰 내측부 가로거더의 모멘트 값과 전단력 값을 구하고 DB-24 2차선 편측재하 했을 때의 모멘트와 전단력 값을 비교 하였다. 표 4.9는 DB-24 중앙 편재하, 표 4.10는 DB-24 편측재하의 결과 값을 각각 보여주고 있다. 그 결과로부터 DB-24 중앙 편재하 일 때는 활하중에 의한 중앙에서 정모멘트가 가장 크게 발생 하였다. 그리고 사하중에 의한 부모멘트는 지지점에서 너무 크게 발생하였고 DB-24중앙 재하 일 때 보다 DB-24편측 재하일 때 지지점에서의 부모멘트가 2배정도 크게 발생하여 DB-24 편측재하일 때, 지지점에서 가장 큰 모멘트가 발생함 얻을 수가 있었다.



(a) DB-24 2차선 중앙 편재하 (b) DB-24 2차선 편측재하

(c) DB-24 2차선 외측 편재하 (b) DB-24 1차선 이동재하

그림 4.16 가로거더의 최대 하중위치결정 모델

그림 4.17 가로거더의 주요지점

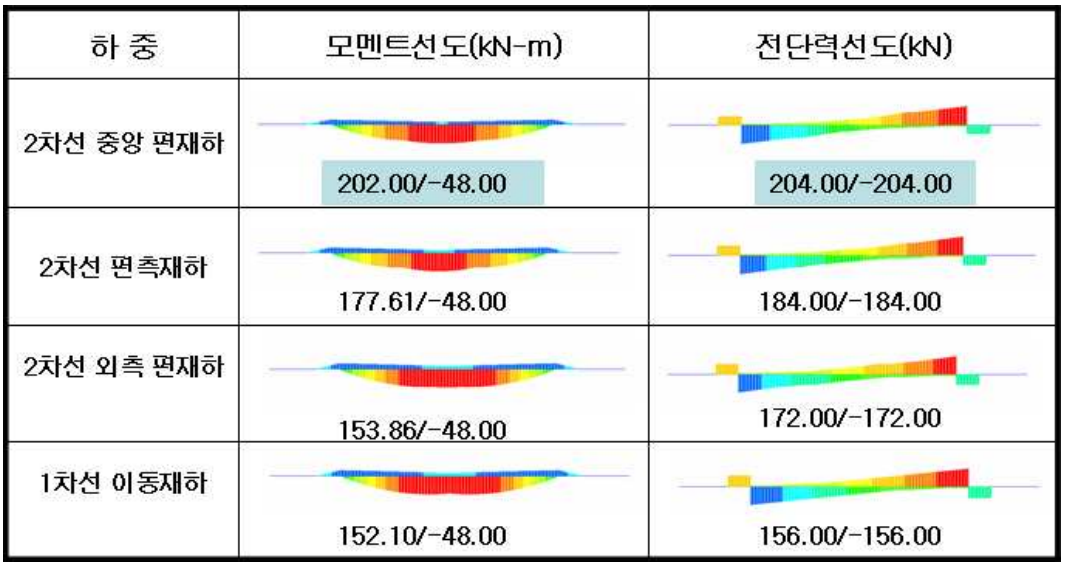


그림 4.18 가로거더의 최대/최소 모멘트선도

표 4.9 가로거더공법의 내하력(DB-24중앙재하)_내측가로거더

(a) 모멘트

Moment	(kN.m)	G1	지지점	G2	G3	G4	G5	지지점	G6
고정하중	1.합성전	-0.04	-84.12	-59.62	56.50	56.51	-59.59	-84.16	-0.04
	2.합성전	-0.01	-122.21	-75.72	142.62	142.65	-75.54	-122.42	-0.01
	3.합성후	2.97	-112.37	-107.99	-51.27	-51.27	-92.01	-112.47	2.96
	4.소계	2.92	-318.70	-243.33	147.85	147.89	-227.14	-319.05	2.91
활하중	활하중Max	-0.27	-44.04	18.02	150.75	150.78	18.02	-34.29	-0.27
	Total	2.65	-362.74	-225.31	298.60	298.67	-209.12	-353.34	2.64

(b) 전단력

Shear	(kN)	G1	지지점	G2	G3	G4	G5	지지점	G6
고정하중	1.합성전	61.51	-164.70	-79.92	-1.51	76.20	164.71	164.71	-0.40
	2.합성전	90.59	-316.10	-146.41	-0.66	145.07	316.10	316.10	-0.07
	3.합성후	130.61	-130.75	-47.62	-9.44	34.80	130.77	130.77	-24.43
	4.소계	282.71	-611.55	-273.95	-11.61	256.07	611.58	611.58	-24.90
활하중	활하중Max	23.08	-310.23	-181.23	-88.21	162.27	310.33	310.33	-2.76
	Total	305.79	-921.78	-455.18	-99.82	418.34	921.91	921.91	-27.66

표 4.10 가로거더의 내하력(DB-24편측재하)_내측가로거더

(a) 모멘트

Moment	(kN.m)	G1	지지점	G2	G3	G4	G5	지지점	G6
고정하중	1.합성전	-0.04	-84.19	-59.62	56.60	56.51	-59.59	-84.16	-0.04
	2.합성전	-0.01	-122.21	-75.72	142.62	142.65	-75.54	-122.42	-0.01
	3.합성후	2.97	-112.37	-92.05	-51.27	-51.27	-92.01	-112.47	2.96
	4.소계	2.92	-318.77	-227.39	147.95	147.89	-227.14	-319.05	2.91
활하중	활하중Max	0.90	-85.00	-52.49	102.14	116.04	13.08	-38.62	-0.21
	Total	3.82	-403.77	-279.88	250.09	263.93	-214.06	-357.67	2.70

(b) 전단력

Shear	(kN)	G1	지지점	G2	G3	G4	G5	지지점	G6
고정하중	1.합성전	61.51	-164.70	-78.92	-1.51	76.20	164.71	164.71	-0.40
	2.합성전	90.59	-316.10	-146.41	-0.66	145.07	316.10	316.10	-0.07
	3.합성후	130.61	-130.75	-47.62	-9.44	34.80	130.77	130.77	-24.43
	4.소계	282.71	-611.55	-272.95	-11.61	256.07	611.58	611.58	-24.90
활하중	활하중Max	40.71	-313.21	-196.54	-42.06	125.88	262.57	262.57	-2.61
	Total	323.42	-924.76	-469.49	-53.67	381.95	874.15	874.15	-27.51

가로거더에 작용하는 최대 · 최소모멘트와 전단력으로부터 내측부 가로거더에 대한 응력을 검토하였다. 가로거더의 단면제원은 표 4.11과 같다. 응력검토는 식(4.1)-식(4.3)으로 사용 하였다. 계산한 결과 가로거더가 충분한 내하력을 가지고 있는 것을 알 수 있었다.

표 4.11 가로거더 제원

구 분	내 용
H형강_규격(mm)	H-800 x 300 x 14 x 26
단면계수 Z(cm^3)	7,290
전단유효단면적 Aw(cm^2)	104.72
허용 휨응력 fa (MPa)	210
허용 전단응력 va (MPa)	110

(1) 휨응력 검토

$fb=M/Z=(403.77/7290)*10^6=55.39MPa < 210MPa$ O.K. (4.1)

(2) 전단응력 검토

$fv=S/Aw=(924.76/104.72)*100^2=88.31MPa < 110MPa$ O.K (4.2)

(3) 합성응력 검토

{(fb/fa)^2+(fv+fa)^2}=(0.264)^2+(0.803)^2=0.845 < 1.2 O.K (4.3)

제 5 장 결 론

H형강을 주형으로 하는 강합성 교량은 정모멘트보다 지점부의 부모멘트가 크게 발생된다. 따라서 주형단면의 크기는 지점부 부모멘트에 의해 결정되므로 지간장의 길이는 20m가 한계이다. 본 연구에서는 H형강을 주형으로 하는 교량의 장지간화를 위해 가로거더공법을 사용하여 지점부의 부모멘트 감소효과를 검증하고자 유한요소법으로 구조해석을 실시함으로 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 콘크리트 속에 있는 I형강이 콘크리트부착에 있어 교량거동에 미치는 영향을 검토하기 위해 콘크리트 바닥판을 Solid요소로 I형강을 Beam 또는 Plate요소로 모델링하였다. 여기서 Beam은 부착하지 않는 것으로 Plate는 부착하는 것으로 비교한 결과, 콘크리트와 I형강의 부착여부는 교량 거동에 미치는 영향이 미소한 것으로 나타났다.

2) 콘크리트 바닥판을 Shell요소, H형강 주형을 Beam요소로 구성된 Con's-Shell과 콘크리트 바닥판을 Solid요소, 강바닥판을 Shell요소, H형강과I형강을 Beam요소로 구성된 Con's-Solid에대해 수치해석한 값을 하중분배계수로 비교분석한 결과 Con's-Solid 모델이 하중분배가 원활히 나타나 실제교량 거동에 유사함을 알 수 있었다.

3) 가로거더공법을 사용하면 휨모멘트가 정모멘트구간에서는 7% 상승하였으나 부모멘트구간에서는 21% 감소하였다. 이것은 가로거더공법을 사용할 경우 장지간 교량을 설치하고 단면을 감소할수 있어 경제적인 교량을 설치할 수 있다.

4) 가로거더에 대한 내하력을 검토한 결과 H형강 주형을 사용하여도 충분한 내하력이 확보되는 것을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부, “2005 교량현황조서”, 2005.
2. 김규석, “강구조학”, 기문당, 2000.
3. 김상섭, “고장력 볼트 및 T/S 볼트의 품질관리”, 대건사, 1994.
4. 김도훈, 서동기, 김성배, 김상모, 이창남(2003), TSC 합성구조 바닥판의 진동에 대한 사용성 평가, 대한건축학회 학술발표논문집, 23권 2호, pp7~10.
5. 김영진, 정철헌, 김철영(1997), “현장타설 철근콘크리트 바닥판의 손상과 대책”, 콘크리트 학회지, 제9권, 4호, 57-65.
6. 김용희, 이갑중, 문태경(1997), “강·콘크리트 합성바닥판에 있어서 전단연결재 설계에 관한 기초적 연구”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 153-156.
7. 대한건축학회, “강구조 한계상태설계기준 및 해설”, 1998.
8. 박상철, 김필중, 김규석(1983), 스터드의 내력에 관한 실험적 연구(Ⅰ), 대한건축학회지 27권 113호 pp.55～59.
9. 선병택, 송현수(1981), 이형철근을 이용한 합성보의 Shear Connector내력에 관한 연구, 대한건축학회지 25권 101호 pp.47-51.
10. 윤동용, 이성철, 은성운(2005). “단경간 H형강 교량의 가로보와 활하중 횡분배” 2005년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집.
11. 장승필, 심창수, “합성구조론 ”, 구미서관, 2005.
12. 정영수, 박창규, 김용곤, 이원표(2001), “I형강 합성바닥판의 정적성능 평가”, 콘크리트학회 논문집, 13권, 5호, 430-437.
13. 정영수, 심창수, 김대호, 김병석(2003), “I형강 합성 중공바닥판의 실험적 연구”, 대한토목학회 논문집, 23권, 6A호, 1105-1112.
14. 정철헌, 이홍수(2005), “ㄱ형 perfobond리브 전단연결재의 전단강도 평가”, 대한토목학회논문집, 25권 제5A호, 879-888.
15. 최신 플레이트거더교 설계, 이윤경감수, 도서출판 과학기술, 2002.
16. 표현석, 김성배, 김상모, 이창남, 김상섭, 김규석(2004), TSC 기둥-보 접합부의 거동에 관한 실험적 연구, 대한건축학회 학술발표논문집, 24권 1호, pp63~66.
17. 한상윤, 정헌수, 김덕재(1987), 합성보에 있어서 이형철근을 사용한 Shear Connector의 내력에 관한 실험적 연구, 대한건축학회학술대회 논문집 7권 제1호, pp.445～448.

18. 한국건설기술연구원, “장수명 합리화 교량바닥판 개발(1)”, 2002.
19. 한국건설기술연구원, “장수명 합리화 교량바닥판 개발(1)”, 2003.
20. 한국건설기술연구원, “장수명 합리화 교량바닥판 개발-강·콘크리트 합성 바닥판”, 2004.
21. 한국건설기술연구원, “장수명 합리화 교량바닥판 개발-강·콘크리트 합성 바닥판”, 2005.
22. 한국도로교통협회, 도로교 설계기준, 2005.
23. 허병욱, 배규웅, 문태섭(2004), 매입형(슬립플로어) 합성보의 휨성능 평가-춤이 깊은 데크플레이트와 비대칭 H형강 철골보, 한국강구조학회 논문집, 16권 2호 pp235～246.
24. 박정웅, 이선호, 윤기용, 박종섭, 김상섭, H형강을 이용한 초간편 장지간 강합성교량개발에 관한 기초연구, 강구조학회발표, 2007
25. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2004). LRFD Bridge Design Specifications, Second Edition, Washington, D.C.
26. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1996). Standard Specifications for Highway Bridges, Fifteenth Edition, Washington, D.C.
27. Chen, W. F., and Atsuta, A. (1977). Theory of Beam-Columns, Vol. 2, Space Behavior and Design, McGraw-Hill, New York, NY.
28. Cross, H., and Morgan, N. (1958). Continuous frames of reinforced concrete. Fourteenth Ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
29. El-Mezaini, N., Balkaya, C., and Citipitioglu, E. (1991). "Analysis of frames with nonprismatic members." Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(6), 1573-1592.
30. Eurocode 4-1, “Design of Steel-Concrete Composite Structures”, ENV-1994-1-1, European Committee for Standardization, 2002.
31. Fertis, D. G., and Keene, M.E. (1990). "Elastic and inelastic analysis of nonprismatic members." Journal of Structural Engineering, ASCE, 116(2), 475-489.
32. Krajcinovic, D. (1969). "A consistent discrete elements technique for

thin-walled assemblages." International Journal of Solids and Structures, Vol. 5.

33. Martin, H. C. (1965). "On the derivation of stiffness matrices for the analysis of large deflection and stability problems," Proceeding Conference of Matrix Methods for Structures and Mechanics, AFFDL TR 66-80, Wright-Patterson AFB, OH.
34. Oguejiofor, E.C., and Hosain, M.U., "Behaviour of Perfobond Rib Shear Connectors in Composite Beams : Full Size Tests", Canadian Journal of Civil Engineering, 19(2), 224-235, 1992.
35. Park J. S. and Kang Y. J. (2004 a). "Flexural-Torsional Buckling of Stepped Beams Subjected to Pure Bending." Journal of Civil Engineering, KSCE Vol. 8, No. 1, pp75-82.
36. Timoshenko, S. P. and Gere, J. M. (1961), Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, New York, NY.
37. Tong, G., and Chen, S. (1988). "Buckling of laterally and torsionally braced beams." Journal of Constructional Steel Research, 11, 41-55.
38. Trahair, N. S. (1993). Flexural-Torsional Buckling of Structures, CRC Press, Boca Raton, Fla.
39. Trahair, N. S. and Kitipornchai S. (1971). "Elastic lateral buckling of stepped I-beams." Journal of Structural Division, ASCE, 97(10), 2535-2548.
40. Valente, I., and Cruz, P.I.S., "Experimental Analysis of Perfobond Shear Connection between Steel and Lightweight Concrete", Journal of Constructional Steel Research, 60, 465-479, 2004.
41. Veldanda, M.R., and Hosain, M.U., "Behavior of Perfobond Rib Shear Connectors in Composite Beams : Push-Out Tests", Canadian Journal of Civil Engineering, 19(1), 1-10, 1992.
42. Ivan M. Viest, Joseph P. Colaco et. al(1997), Composite Construction Design For Buildings, ASCE, McGraw-Hill.
43. Yam, C.P., "Design of Composite Steel Concrete Structures", Surrey University, 1981.
44. 日本土木學會, "道路橋 床版의 新技術 性能調査形 設計-第2片 合成床版", 日本

土木學會, 剛構造委員會, 131-162, 2000.
45. 日本建築學會(1987), 鐵骨철근コンクリト構造計算規準?同解說,
46. 水上繁樹, 藤川敬人, 櫻井信彰(2005), “新形式形鋼橋梁の研究”, 新日?技報, 弟382?, 33-38.

저작물 이용 허락서

학 과	토목공학과	학 번	20067053	과 정	석 사
성 명	한글: 서 원 주 한문 :徐 元 柱 영문 : seo won ju				
주 소	전남 광양시 중동 1524-8번지				
연락처	E-MAIL : happywonju@hanmail.net				
논문제목	한글 : 가로거더공법을 이용한 장지간 H형강 강합성교량 개발 영어 : Development of Long-span H-rolled Beam Steel-concrete Composite Bridge using Cross Girder Method				

본인이 저작한 위의 저작물에 대하여 다음과 같은 조건아래 조선대학교가 저작물을 이용할 수 있도록 허락하고 동의합니다.

- 다 음 -

1. 저작물의 DB구축 및 인터넷을 포함한 정보통신망에의 공개를 위한 저작물의 복제, 기억장치에의 저장, 전송 등을 허락함
2. 위의 목적을 위하여 필요한 범위 내에서의 편집·형식상의 변경을 허락함. 다만, 저작물의 내용변경은 금지함.
3. 배포·전송된 저작물의 영리적 목적을 위한 복제, 저장, 전송 등은 금지함.
4. 저작물에 대한 이용기간은 5년으로 하고, 기간종료 3개월 이내에 별도의 의사 표시가 없을 경우에는 저작물의 이용기간을 계속 연장함.
5. 해당 저작물의 저작권을 타인에게 양도하거나 또는 출판을 허락을 하였을 경우에는 1개월 이내에 대학에 이를 통보함.
6. 조선대학교는 저작물의 이용허락 이후 해당 저작물로 인하여 발생하는 타인에 의한 권리 침해에 대하여 일체의 법적 책임을 지지 않음
7. 소속대학의 협정기관에 저작물의 제공 및 인터넷 등 정보통신망을 이용한 저작물의 전송·출력을 허락함.

동의여부 : 동의(○) 반대( )

2008년 02월 일

저작자: 서 원 주 (서명 또는 인)

조선대학교 총장 귀하

감사의글

대학원 2년도 이제 막을 내리고 있는 중이다. 누구나 이시간이 되면 느끼듯이 나도 역시 시간이 참 빠르게 왔구나 생각이 든다. 지금 이 순간까지 무사히 마칠 수 있게 되어서 하나님께 감사가 된다. 그리고 나와 늘 함께 해준 형제, 자매님들께 또한 감사를 드린다. 그들의 기도가 있었기 때문에 내가 지금까지 잘 살아왔다.

이 논문을 쓰기위해 수고해 주신 지도교수 박정웅 교수님께 감사를 드립니다. 부족한 저를 이끌어 주셔서 내가 끝까지 포기하지 않고 열심히 달려왔다. 논문 마무리를 하기 위해 조언을 아낌없이 해주신 심태섭, 박길현 교수님께도 또한 감사를 드린다. 그리고 지금도 여러 가지 일들로 인해 수고하고 있는 대학원생들에게 “수고한다” 말을 전하고 싶다. 그들의 수고가 있었기 때문에 내가 좀 더 열심히 공부를 할 수 있었다. 졸업하기까지 잘 챙겨준 동기들게 또한 고맙다. 그리고 앞으로 들어올 후배들의 열심히 할려는 모습이 기억에 많이 남는다. 좋은 결과와 밝은 미래를 기대해 본다.

그리고 지금까지 육체적으로 성장하기 위해 수고해 주신 부모님과 할머니께 감사를 드린다. 그들은 수고와 보살핌에 대해 감사를 드리고 더욱 건강하게 자라도록 하겠다. 그리고 지금까지 몸 건강히 잘 살아온 형이 있어서 고맙다.

앞으로 해야 할 일들이 나를 기다리고 있다. 이제 새로운 마음으로 시작하여 나에게 주어질 것을 바라며 끝가지 최선을 다하자.