건설교통R&D정책인프라사업 최종보고서

08정책인프라 C02-05

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안 연구

최종보고서

2010. 5. 31.

주관연구기관 / (주)지아이에프
위탁연구기관 / 연세대학교 산학협력단

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

Land Transport and Maritime R&D Report

제 출 문

국토해양부장관 귀하

이 보고서를 "트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안 연구" 과제의 보고서로 제출합니다.

2010 . 5 . 31

주관연구기관명 : (주)지아이에프
주관연구책임자 : 원 대 연
연 구 원 : 천 성 봉
" : 김 태 영
" : 심 영 표
" : 김 인 순
위탁연구기관명 : 연세대학교 산학협력단
위탁연구책임자 : 임 윤 묵
연 구 원 : 김 근 휘
" : 송 수 영
" : LKHAGVA ENKHBAATAR

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>08정책인프라
C02-05</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>'09.8.31 ~
'10.5.31</td><td>단 계 구 분</td><td>2/2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="4">건설교통 R&D 정책인프라 사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="4">트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안 연구</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">원 대 연</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총 : 9명
내부 : 9명
외부 : 0명</td><td>해당단계
연 구 비</td><td>정부:101,875천원
기업:84,896천원
계:186,771천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 19명
내부 : 19명
외부 : 0명</td><td>총연구비</td><td>정부:180,000천원
기업:150,000천원
계:330,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">(주)지아이에프
기술개발부</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">(주)지아이에프</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="5">상대국명 : 상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>위 탁 연 구</td><td colspan="5">연구기관명 : 연세대학교 산학협력단 연구책임자 : 임 윤 묵</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)</td><td>보고서면수</td><td></td></tr>
</table>

본 연구를 통하여 별도의 동바리와 거푸집없이 장지간 바닥판 시공이 가능한 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안에 관하여 연구하였다.

(1) 바닥판의 두께를 증가시키지 않고 장지간 바닥판 시공이 가능하도록 프리텐셔닝을 도입한 중앙부 트러스 하프 프리캐스트 패널 및 캔틸레버부 트러스 하프 프리캐스트 패널의 설계, 제작

(2) 프리캐스트 패널의 교축직각방향 및 교축방향으로 구조적으로 연속화시킬 수 있는 연결구조의 설계, 제작 및 실험을 통한 검증

(3) 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 가설단계별 안정성 및 시공성 검증

(4) 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 정적 재하 실험을 통한 성능 평가

(5) 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 설계 기법 확립

색 인 어 (각 5개 이상)	한 글	트러스 구조, 프리텐셔닝, 하프 프리캐스트 패널, 패널 두께, 교량 바닥판
	영 어	Truss Structure, Pre-Tensioning, Half Precast Panel, Thickness of Panel, Slab System

요 약 문

Ⅰ. 제목

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안 연구

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

일반적으로 건설현장에서 바닥판을 시공하는 공법에는 거푸집을 제작하여 현장에서 직접 콘크리트를 타설하는 현장타설공법과 공장이나 현장에서 미리 적당한 크기로 바닥판 콘크리트의 일부 또는 전부를 제작하여 조립하는 프리캐스트 공법이 있다.

최근에는 현장에서 동바리 및 거푸집 공사를 없앨 수 있고, 부재의 공장생산으로 품질관리 및 노동 생산성을 향상시킬 수 있는 프리캐스트 공법이 교량 바닥판 공법에 두드러 지게 적용되고 있다.

완전 프리캐스트 바닥판의 경우에는 이음부 부분이 취약한 구조적 특징이 있고, 하프 프리캐스트 공법은 프리캐스트 비율은 적으나 경량화로 운반이 쉬우며 현장타설 콘크리트로 바닥판의 연속화가 자연스럽게 이루어지기 때문에 별도의 이음부에 대한 복잡한 형식이 필요하지 않다.

종래의 하프 프리캐스트 패널은 대략 70mm~120mm 두께의 얇은 판구조로 패널자체의 강성이 작아 그 적용경간이 4.0m 이내로 제한된다.

따라서 본 과제에서는 종래의 프리캐스트 패널 두께의 대폭적인 증가 없이도 장경간 바닥판 시공에 적용할 수 있는 트러스 하프 프리캐스트 PC 패널의 개발과, 이 패널들을 서로 구조적으로 연속화 시키는 방법으로 캔틸레버부에 별도의 지보공 없이도 상부공 작업을 할 수 있도록 하는 패널간 연결구조 기술을 이용한 교량 바닥판의 실용성 검토를 목표로 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

바닥판의 두께를 증가시키지 않고 장지간 바닥판 시공에 적용할 수 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시스템의 실용성 검토를 위하여 다음의 내용을 연구한다.

1. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 설계

(1) LOOP 철근을 이용한 교축방향 패널간 이음구조 설계
(2) 캔틸레버부 패널과 중앙부 패널간의 교축직각 방향 이음 설계
(3) 시험체의 설계

2. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 제작

(1) 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집의 설계 및 제작
(2) 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

3. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 시험

(1) 캔틸레버부 패널 가설 하중 재하 실험
(2) 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 측정
(3) 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 정적 재하 실험
(4) 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 정적 재하 실험

4. 시험체 시험결과 분석 및 설계 기법 제안

(1) 캔틸레버부 초기 캠버량 결정
(2) 교축직각 및 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토
(3) 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 검토
(4) 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 구조성능 검토
(5) 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계 방법

Ⅳ. 연구개발결과

1. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 설계

(1) LOOP 철근을 이용한 교축방향 패널간 이음구조 설계

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 교축방향 연속성을 확보하기 위하여 루프 철근을 이용하여 도로교 설계기준의 규정을 충족시키는 교축방향 패널간의 이음구조를 설계하였다.

(2) 캔틸레버부 패널과 중앙부 패널간의 교축직각 방향 이음 설계

동바리와 거푸집 없이 캔틸레버부 시공이 가능하도록 캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널을 구조적으로 연속화 시킬 수 있는 바닥판의 교축직각방향 이음부를 설계하였다.

(3) 시험체의 설계

가설단계 및 완성 구조계에서의 성능 및 안정성 검토를 위한 시험체 제작을 계획하고 설계하였다.

2. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 제작

(1) 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집의 설계 및 제작

대량생산과 프리텐션 긴장력 도입이 가능한 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강제 거푸집을 설계하고 제작하였다.

(2) 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

가) 캔틸레버부 패널 시험용 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널간의 교축직각방향 연결구조의 검토와 캔틸레버부에서의 가설하중 재하 시험을 통한 처짐, 탄성복원, 캠버 확인을 위하여 캔틸레버부 프리캐스트 패널을 제작하였다.

나) 합성바닥판 시험용 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

교축방향 이음부가 있는 경우 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 정적 재하 성능을 확인하기 위한 프리캐스트 패널 1SET를 제작하였다.

다) 합성바닥판 시험용 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

교축방향 이음부가 없는 경우 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 정적 재하 성능 확인과 중앙부 프리캐스트 패널의 장기변형을 측정하기 위한 프리캐스트 패널 1SET를 제작하였다.

3. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 시험

(1) 캔틸레버부 패널 실험

캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널간의 교축직각방향 연결구조의 검토와 캔틸레버부에서의 가설하중 재하를 통한 처짐, 탄성복원, 캠버 확인을 위하여 캔틸레버부 프리캐스트 패널 실험을 실시하였다.

(2) 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 측정

실교량에 적용시 프리캐스트 패널이 많은 매수가 제작되어 거치해 두기 때문에 2개월간 야외에 적치시킨 상태에서 변형량을 측정하였다.

(3) 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 정적 재하 실험

교축방향 이음부가 있는 경우 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 부모멘트 및 정모멘트에 대한 성능을 확인하기 위하여 정적 재하 실험을 실시하였다.

(4) 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 정적 재하 실험

교축방향 이음부가 없는 경우 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 부모멘트 및 정모멘트에 대한 성능을 확인하기 위하여 정적 재하 실험을 실시하였다.

4. 시험체 시험결과 분석 및 설계 기법 제안

(1) 캔틸레버부 초기 캠버량 결정

실험결과 캔틸레버부 패널의 초기 캠버량은 40㎜~50㎜를 적용시켜야 한다.

(2) 교축직각 및 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토

교축직각방향 이음부의 구조는 캔틸레버부 패널 가설 하중 재하 실험을 통하여 시공성 및 안정성을 확인하였다.

교축방향 이음부의 구조는 교축방향 이음부가 있는 시험체의 정적재하실험을 통하여 바닥판이 교축방향으로 일체로 거동함을 확인하였다.

(3) 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 검토

중앙부 프리캐스트 패널을 2개월간 외부에 노출시킨 상태에서의 변형량을 측정한 결과 중앙부에서 4.123㎜의 상향 변형이 발생하였다.

(4) 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 구조성능 검토

교축방향 이음부가 있는 시험체의 경우 부모멘트 위험단면은 설계공칭단면력 대비 117%의 성능을 확인하였고 정모멘트 위험단면은 설계공칭단면력 대비 181%의 성능을 확인하였다.

교축방향 이음부가 없는 시험체의 경우 부모멘트 위험단면은 설계공칭단면력 대비 130%의 성능을 확인하였고 정모멘트 위험단면은 설계공칭단면력 대비 127%의 성능을 확인하였다.

(5) 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계 방법

실험결과를 반영하고 국내 설계기준을 만족시키는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 설계방법을 정립하였다.

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

1. 시장진입을 위한 전략

본 연구기술인 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 공법은 주관기관인 (주)지아이에프가 보유하고 있는 특허기술인 PCT거더(Prestressed Composite Truss Girder)교의 바닥판 시스템으로 사용할 목적으로 개발한 기술이다. 따라서 우선적인 시장 진입의 초기 단계로는 PCT 거더교의 교량 바닥판 시스템으로의 적용을 목표로 한다. 추후 소수주거더교 및 기타 교량 구조로의 적용성을 추가적인 기술개발 및 보완을 통하여 넓히고자 한다.

2. 연구성과의 활용방안

(1) 트러스 상현재를 이용한 현장배근 작업으로 신속한 바닥판의 완성을 요하는 급속시공

(2) 교량의 횡단구배에 대한 적용성이 좋음

(3) 교통이 혼잡하여 장기간의 차량 통행 금지가 곤란한 지하차도 등의 Floor 시공

(4) 건축구조의 복합 PC 공법으로 적용 가능

3. 추가연구의 필요성

후속연구로 윤하중에 대한 피로 내구성 검증, 소수 주거더 형식 및 기타 거더교 형식으로의 적용성을 넓히기 위한 연구, 패널부와 주거더와의 접합(주거더 위 거치시의 받침 구조 형식)에 대한 연구가 필요하다.

SUMMARY

Ⅰ. Title

The Capacity evaluation and design method research of truss half prestress slab system

Ⅱ. Objective and Necessity of Study

There are two ways to build the slab in construction site. One is the in-situ concrete method to place the concrete at site directly. Another is the precast method to

They use generally in-situ concrete method to assemble part or whole slab that manufactured as suitable size at factory or site.

Recently precast method is remarkably used as bridge slab construction method because it is more easy to control the quality and to increase productivity.

Full precast slab system has weakness at joint, half precast slab system has disadvantage in low precast ratio but has advantages that is easy to transport because of light weight and need no complex joint because in-situ placing concrete makes slab continuous.

Traditional half precast panel has thin thickness of around 70mm~120mm, low stiffness limit length of panel within 4.0m

In this research, our aim is to develop truss half precast panel which can be applied long span slab system without drastical thickness increase, to examine practicality of bridge slab system which has joint structure to make possible superstructure work without supporting.

Ⅲ. Contents and Scope of Study

To examine practicality of truss half precast slab system, we will research following contents.

1. Design truss half precast panel specimens

(1) Design longitudinal joint structure between panels using loop reinforcement

(2) Design transverse joint structure between cantilever panel and central panel

(3) Design specimens

2. Manufacture truss half precast panel specimens

(1) Design and manufacture steel mold for central precast panel

(2) Manufacture truss half precast panels

3. Test truss half precast panel specimens

(1) Erection loading test on cantilever panel

(2) Measure long term deformation of central precast panel
(3) Static loading test on truss half precast slab system with longitudinal joint
(4) Static loading test on truss half precast slab system without longitudinal joint

4. Analysis test results and propose design method

(1) Decide initial camber of cantilever panel
(2) Review validity of longitudinal joint and transverse joint
(3) Review long term deformation of central precast slab
(4) Review structural capacity of truss half precast slab system
(5) Design method of truss half precast slab system

Ⅳ. Study Development Result

1. Design for truss half precast panel specimens

(1) Design for longitudinal joint structure between panels using loop reinforcement

Design for longitudinal joint between panels using loop rebar is performed to procure longitudinal continuity of truss half precast slab system according to the Korean CODE.

(2) Design transverse joint structure between cantilever panel and central panel

Design for transverse joint between cantilever precast panel and central precast panel is performed to construct without supporting and cast.

(3) Design specimens

Design for specimens is performed to examine capacity and stability at the erection state and service state.

2. Manufacture truss half precast panel specimens

(1) Design and manufacture steel mold for central precast panel

Steel mold for central precast panel was designed and manufactured which makes possible to product large quantities and to introduce pre-tesion.

(2) Manufacture truss half precast panels

3 set of precast panels were manufactured for several tests.

3. Test truss half precast panel specimens

(1) Erection loading test on cantilever panel

To examine transverse joint between cantilever panel and central panel, erection loading test on cantilever panel was performed. Elastic deflection and chamber were also measured.

(2) Measure long term deformation of central precast panel

When applied in site, central precast panels are stored during long period. Central panel deformations were measured during 2 months stored in the yard.

(3) Static loading test on truss half precast slab system with longitudinal joint

For estimate negative moment capacity and positive moment capacity of truss half precast slab system with longitudinal joint, static loading test was performed.

(4) Static loading test on truss half precast slab system without longitudinal joint

For estimate negative moment capacity and positive moment capacity of truss half precast slab system without longitudinal joint, static loading test was performed.

4. Analysis test results and propose design method

(1) Decide initial camber of cantilever panel

Based on test results, 40㎜~50㎜ camber is suitable for initial camber of cantilever panel

(2) Review validity of longitudinal joint and transverse joint

Construction possibility and stability of transverse joint were verified by erection loading test on cantilever panel.

Static loading test on truss half precast slab system with longitudinal joint showed in a body motion.

(3) Review long term deformation of central precast slab

Deformation amount of central precast panel was 4.123㎜ on upper direction during 2 months storing in the yard.

(4) Review structural capacity of truss half precast slab system

In static loading test on truss half precast slab system with longitudinal joint, test capacity of negative bending moment was 117% by design nominal bending moment and test capacity of positive bending moment was 181%.

In static loading test on truss half precast slab system without longitudinal joint, test capacity of negative bending moment was 130% by design nominal bending moment and test capacity of positive bending moment was 127%.

(5) Design method of truss half precast slab system

We propose design method of truss half precast slab system considering test results and satisfying Korean Code.

Ⅴ. The Applicable Plan of Study Result

1. Strategy for market entry

Firstly, we aim to apply truss half precast slab system to PCT girder bridge (Prestressed Composite Truss Girder bridge) which is the patent technology of Girder innovation forever Co., Ltd. Later, with additional development and supplementation,

truss half precast slab system will be applied to other bridge structure widely

2. Application plan of reearch reault

(1) Rapid slab construction using truss girder upper chord at in-situ arrangement of rebar
(2) application to transverse grade of bridge
(3) Construction floor of underground road that it is difficult to ban on vehicle traffic during long period
(4) Application to mixed prestressed concrete construction method of building construction

3. Necessity of further research

It is necessary to verify of fatigue durability to wheel load, to research for extension to other bridge type and to research of joint between panel and girder.

CONTENTS

CHAPTER 1 Introduction of research ····· 1

1-1. Necessity of research ····· 1
1-2. Core technology of research ····· 3

CHAPTER 2 Current state of domestic/foreign technology ····· 6

2-1. Current state of domestic/foreign research ····· 6
2-2. Distinction of research project ····· 8

CHAPTER 3 Contents and results of research ····· 13

3-1. Objectives and contents of research ····· 13
1. Final objectives ····· 13
2. Objectives and contents by year ····· 14
3-2. Results of research ····· 15
1. Design of truss half precast panel specimens ····· 15
2. Manufacture of truss half precast panel specimens ····· 24
3. Tests of truss half precast panel specimens ····· 32
4. Analysis of tests results and proposal of design scheme ····· 64

CHAPTER 4 Level of objective achievement and contribution for related fields ····· 69

4-1. Level of objective achievement ····· 69
4-2. Level of contribution of technology development ····· 70
1. Technological aspect ····· 70

2. Social/economical aspect ····· 70
4-3. Level of performance indicator ····· 71

CHAPTER 5 Applicable planning of research result ····· 73

5-1. Strategy for market entry ····· 73
1. Related market and technology state ····· 73
2. State of domestic/foreign enterprise related slab system ····· 74
3. Development strategy for market entry ····· 75
4. Revenue prospect ····· 79
5-2. Application plan of research result ····· 80
5-3. Necessity of further research ····· 81

CHAPTER 6 Overseas science and technology information collected from this research ····· 82

CHAPTER 7 References ····· 83

APPENDIX
APPENDIX 1 <Drawing and design of steel cast for the central part precast panel>
APPENDIX 2 <Drawing and design of truss half precast slab system>
APPENDIX 3 <Patent cooperation treaty statement>
APPENDIX 4 <Presentation paper in 2010 COSEIK Annual Conference>
APPENDIX 5 <Specification for truss half precast slab deck system>

목 차

제1장 연구개발 과제의 개요 ····· 1

1절 연구개발의 필요성 ····· 1
2절 연구개발 핵심기술 ····· 3

제2장 국내외 기술개발 현황 ····· 6

1절 국내외의 연구현황 ····· 6
2절 연구개발과제의 차별성 ····· 8

제3장 연구개발 수행 내용 및 결과 ····· 13

1절 연구개발의 목표 및 내용 ····· 13
1. 연구개발의 최종 목표 ····· 13
2. 연차별 연구 목표 및 내용 ····· 14
2절 연구개발 수행결과 ····· 15
1. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체의 설계 ····· 15
가. LOOP철근을 이용한 교축방향 패널간 이음구조 설계 ····· 15
나. 캔틸레버부 패널과 중앙부 패널간의 교축직각 방향 이음 설계 ····· 17
다. 시험체의 설계 ····· 19
2. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체의 제작 ····· 24
가. 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집의 설계 및 제작 ····· 24
나. 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작 ····· 25
(1) 캔틸레버부 패널 시험용 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작 ····· 25
(2) 합성바닥판 시험용 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작 ····· 27
(3) 합성바닥판 시험용 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작 ····· 30
3. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 실험 ····· 32
가. 캔틸레버부 프리캐스트 패널 실험 ····· 32

(1) 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중 재하 실험 ····· 32
(2) 캔틸레버부 프리캐스트 패널 하중 재하 실험 ····· 35
나. 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 측정 ····· 38
다. 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 실험 ····· 41
(1) 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시공 ····· 41
(2) 예비 해석을 통한 실험결과의 예측 ····· 44
(3) 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 정적 재하 실험 ····· 48
라. 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 실험 ····· 53
(1) 캔틸레버부 패널 한쪽 거치시 중앙부 패널 수평이동 측정 ····· 53
(2) 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시공 ····· 55
(3) 예비 해석을 통한 실험결과의 예측 ····· 58
(4) 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 정적 재하 실험 ····· 58
4. 실험체 실험결과 분석 및 설계 기법 제안 ····· 64
가. 캔틸레버부 초기 캠버량 결정 ····· 64
나. 교축직각 및 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토 ····· 64
(1) 교축직각방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토 ····· 64
(2) 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토 ····· 65
다. 중앙부 프리캐스트 패널 장기 안정성 검토 ····· 66
라. 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 구조성능 검토 ····· 67
마. 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계 방법 ····· 68
바. 국제 특허 출원 ····· 68
사. 학술대회 발표 ····· 68

제4장 목표 달성도 및 관련분야 기여도 ····· 69

1절 연구개발 목표 달성도 ····· 69
2절 기술발전 기여도 ····· 70
1. 기술적 측면 ····· 70
2. 사회·경제적 측면 ····· 70
3절 성과지표 달성도 ····· 71

제5장 연구개발 결과의 활용계획 ····· 73

1절 시장진입을 위한 전략 ····· 73
1. 관련 시장 및 기술 동향 ····· 73
2. 바닥판 관련 국내외 기업동향 ····· 74
3. 시장진입을 위한 전략 수립 ····· 75
4. 수익전망 ····· 79
2절 연구성과의 활용방안 ····· 80
3절 추가연구의 필요성 ····· 81

제6장 연구개발 과정에서 수집한 해외과학 기술정보 ····· 82

제7장 참고 문헌 ····· 83

부 록

부록 1 <중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집 설계도면 및 계산서>
부록 2 <트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계도면 및 구조계산서>
부록 3 <국제특허출원 명세서>
부록 4 <2010년 한국전산구조공학회 정기학술대회 발표논문>
부록 5 <트러스 하프 프리캐스트 바닥판 특별 시방서>

제1장 연구개발 과제의 개요

1절 연구개발의 필요성

교량 바닥판은 그림 1-1에서와 같이 차량하중을 직접 받고, 동결·융해, 습윤·건조를 반복하며, 염화칼슘 등 열화 및 부식 촉진 재료와 접촉하므로 교량의 주요 구조 부재중 가장 손상이 많이 발생하는 요소이다. 특히 국내의 경우에는 비교적 중차량의 통행이 빈번하므로 활하중에 의한 바닥판 피로손상도가 매우 심각하다.

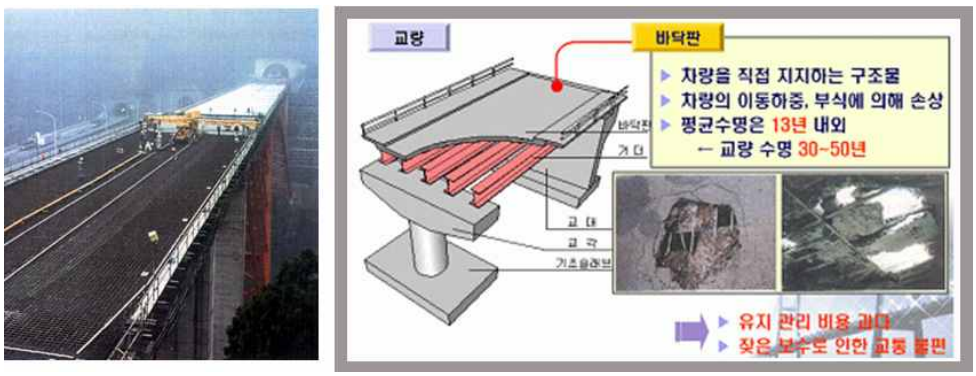


그림 1-1 교량 바닥판 개요

국내에서는 교량 거더(Girder)에 대한 연구 개발은 매우 활발하게 진행되어 거더의 합리화 및 생산성 향상은 어느 정도 성과를 거두고 있으나, 바닥판은 아직도 재래적인 구조형식과 시공 방법에 머무르고 있어 교량 공사비가 과다 지출되고 큰 품질 편차를 초래하고 있는 실정이고, 또한 교량의 주형을 간소화 시키는 최근의 교량형식인 장지간 바닥판 형식에 대응할 수 있는 교량 바닥판의 개발이 필요하다. 선진외국의 경우에는 이러한 바닥판 연구의 중요성을 인식하고 이미 1980년대부터 재료적인 측면과 구조형식적인 측면에서 새로운 바닥판 시스템을 개발하고 새로운 기준을 작성하는 작업을 지속적으로 추진해 오고 있다. 일본의 경우에는 바닥판 품질향상 및 내구성 확보를 위해 프리캐스트 바닥판 및 연결부 개발, 강·콘크리트 합성바닥판 개발, FRP·콘크리트 합성 바닥판 개발 등에 대한 노력을 해오고 있으며, 미국의 경우에도 국가연구개발 사업을 통해 HPC (High Performance Concrete)를 활용하는 고내구성 콘크리트 바닥판 개발, FRC (Fiber Reinforced Concrete)를 활용하는 고인성 콘크리트 바닥판 개발, FRP (Fiber Reinforced Polymer) 판·FRP보강근·FRP텐던 등을 콘크리트 바닥판과 결합하는 고내구성 바닥판 개발 등에 대한 연구 및 시험 시공을 지속적으로 추진하고 있다. 그러나 국내의 경우에는 다양한 바닥판 구조에 대한 연구 실적은 외국에 비해 부족한 실정이다.

교량바닥판은 거더교 형식 교량의 상부구조를 가리키는 것으로서, 거더교 형식 교량은 전체 교량의 약 30%정도를 차지하고 있다. 이 중 바닥판은 약 90%정도가 철근콘크리트 바닥판(RC바닥판)이 적용되어져 있고, 바닥판 공사비는 교량공사비의 약 30%정도를 차지한다. 언급한 바와 같이 기존의 이러한 RC바닥판은 각종 하중 등에 대해 매우 취약한 형식이기 때문에 최근에는 품질 표준화, 경제적인 시공 등이 가능한 프리캐스트 바닥판에 대한 연구 개발이 활발히 이루어지고 있다. 특히 최근의 교량 구조가 주형의 구조를 단순화 시킨 장경간의 바닥판 형식이 증가하고 있어, 이에 대응할 수 있는 바닥판 형식의 개발이 필요하다. 일반적으로 건설현장에서 바닥판을 시공하는 공법에는 거푸집을 제작하여 현장에서 직접 콘크리트를 타설하는 현장 타설 공법과, 공장이나 현장에서 미리 적당한 크기로 바닥판 콘크리트를 일부 또는 전부로 제작하여 조립하는 프리캐스트 공법이 있다.



사진 1-1 교량 바닥판의 개념변화

현장 타설 공법은 단면 형상에 대한 적합성과 재료운반의 용이성, 그리고 지역 조건의 영향을 받지 않는 장점 등으로 현재까지 국내에서 빈번히 적용되어져 왔으나, 동바리 설치와 거푸집 제작에 따른 많은 전문 인력과 자재 및 시공기간이 소요되는 문제점으로 인해 차츰 그 경쟁력을 잃어가고 있는 실정이다. 반면 최근에는 사진 1-1에서와 같이 현장에서의 동바리 및 거푸집 공사를 없앨 수 있고, 부재의 공장생산으로 품질관리 및 노동 생산성을 향상시킬 수 있는 프리캐스트 공법이 교량의 바닥판 공법에 두드러지게 적용되고 있다. 프리캐스트 공법은 바닥판을 공장에서 제작하게 되어 급속시공, 인건비 절감효과 및 품질확보와 같은 많은 장점을 가지지만, 완전 프리캐스트 바닥판의 경우에는 이음부 부분이 취약한 구조적 문제점과 바닥판 전체가 프리캐스트화 됨에 따라 가설시 중량이 무거운 점, 그리고 거더단 바닥판의 지간이 짧은 경우(3~4m)에 적합한 적용성의 한계를 지니고 있다. 반면 하프 프리캐스트 공법은 프리캐스트비율은 적으나 경량화로 운반이 용이하다는 점과, 현장타설 콘크리트로 바닥판의 연속화가 자연스럽게 이루어질 수 있다는 이점 등이 있으나 거더간 바닥판 지간이 길어질 경우 프리캐스트 패널의

강성 부족으로 패널 자체의 보강이 필요하며 결과적으로 패널의 두께를 증가시켜야 하는 문제점을 안고 있다.

2절 연구개발 핵심기술

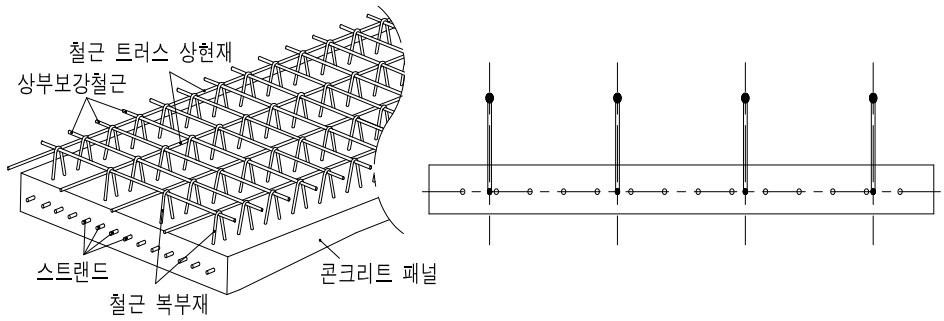
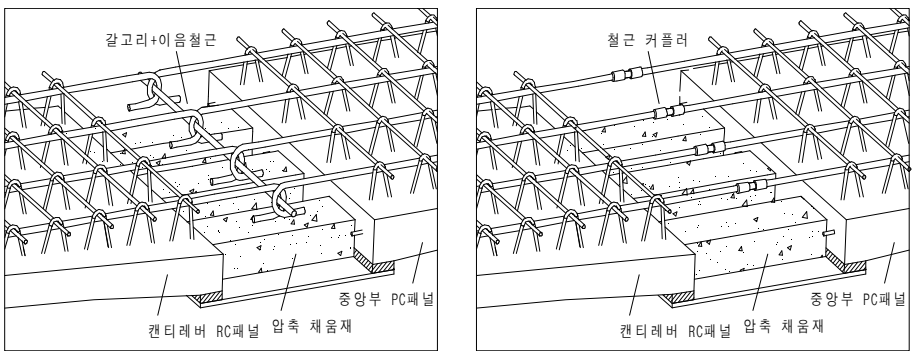
연구개발 핵심기술은 프리텐셔닝방식을 도입한 하프 프리캐스트 패널 공법이다. 하프 프리캐스트 패널은 그 두께가 최종 바닥판 두께의 1/3 ~ 1/2 정도로 프리텐셔닝방식에 의해 프리스트레스를 도입한 프리캐스트 패널로 동바리와 거푸집의 기능을 겸하도록 거더 지간위에 걸쳐놓는 프리캐스트판이다. 따라서 프리캐스트 패널을 거더 지간 위에 거치하게 되면 이 패널을 작업대로 하여 배근을 실시한 다음 현장치기 콘크리트를 채워 연속된 바닥판을 구축하는 공법을 말한다. 이 핵심기술은 기존에 사용되고 있는 프리캐스트 바닥판이 일반적으로 갖고있는 문제점들을 해결한 공법이다. 기존 프리캐스트 바닥판은 ①프리캐스트 패널의 강성이 작아 지간장을 크게 할 수 없었고, ②프리캐스트판끼리를 종방향으로 결합하는 연결방법이 없었고, ③최 외측부에 적용성을 고려할 경우 기존의 현장 타설에 비하여 용이하지 않았다.

본 연구개발 핵심기술은 위에서 설명한 첫 번째 지간장에 대한 한계를 극복하기 위하여 프리텐션닝 방식을 도입하여 하프 프리캐스트 패널을 제작하므로 패널의 두께 변화 없이 패널의 강성을 증가시키게 된다. 이러한 지간장이 늘어난 패널의 활용도는 최근 높은 효율성의 교량 거더 구조에 따라 거더 구조를 간소화 시킨 소수 주거더 형식의 교량에 적용할 수 있다. 두 번째 종방향 연결은 종방향 연결부의 세부 구조를 개발하여 전체 바닥판을 제작하기 이전에 현장에서 연결부를 완성하고 전체 바닥판을 제작하는 2단계 방법을 사용하여 종방향 연결을 효과적으로 할 수 있도록 고안 하였다. 또한 세 번째 최 외측부에 일반적으로 사용하는 지보공 없이 캔틸레버부를 내측부 바닥판과 연결하여 문제를 해결하였다.

즉, 연구개발 기술은 종래의 하프프리캐스트 바닥판에서 바닥판의 두께를 증가시키지 않고도 장지간 바닥판 시공에 적용할 수 있는 프리캐스트 바닥판 시스템 일명 '하프 트러스 프리캐스트 프리스트레스 콘크리트 패널'의 개발 및 패널의 종방향 연결, 중앙부 하프 트러스 프리캐스트 패널과 캔틸레버부 패널을 교축직각방향으로 구조적으로 연속화시키는 연결 구조 기술이다. 사업화 기술의 개요를 아래 표 1-1에 정리하였다.

표 1-1 연구개발 핵심기술 개요

핵심기술명 1	트러스 하프 프리캐스트 패널 제작
핵심기술개요	패널 자체의 보강 및 장경간 적용성 향상을 위한 하나의 방안으로 그림 1-2에서와 같이 종래의 패널 상면에 철근 트러스를 배치하여 패널의 강성을 키운 트러스 보강형 프리스트레스트 패널이 있다. 그러나 이 트러스 보강형 프리스트레스트 패널은 종래의 보 구조의 프리스트

	레스트 패널과는 달리, 트러스 구조형식에서 프리스트레스가 도입되는 구조이다. 이로 인해 그림 1-2에서와 같이 콘크리트 패널부에서는 트러스 구성부재의 상호 구속으로 인하여 도입 압축력의 손실이 발생하게 되는 문제점을 가진다. 이러한 문제점은 종래의 보 구조형식에서 소정의 압축력이 콘크리트 패널부에만 손실 없이 도입 되도록 하고, 압축력이 도입된 후에는 철근 트러스를 구성하여 강성이 증가된 트러스 구조로 바닥판 타설 하중을 지지하는 구조로 하여 해결할 수 있다.  그림 1-2 트러스 구조의 PC패널
핵심기술명 2	트러스 하프 프리캐스트 패널간 구조적 연속화 연결 구조
핵심기술개요	종래의 프리캐스트 패널을 이용한 바닥판 시공에서의 문제점은 캔틸레버부 패널이 중앙부 패널과 연속되지 않아 생기게 된다. 트러스 구조의 프리캐스트 패널을 이용하여, 중앙부와 캔틸레버 패널을 연결부에서 상호 힘의 전달이 이루어지도록 연결시키면 패널간 구조적 연속화를 확보할 수 있다. 구조적 연속화를 위하여 트러스 구조의 특성을 이용하였다. 트러스 구조는 외력에 대해 각 구성부재의 축력으로 저항하게 된다. 특히 작용 모멘트에 대해 상/하현재의 인장과 압축으로 저항하게 되므로 이러한 트러스 구조특성을 이용하여 각각 독립된 트러스 패널의 상현재-상현재, 하현재-하현재간에 원활한 힘의 전달이 이루어지도록 하는 연결 구조를 개발하였고, 그림 1-3에 트러스 패널간의 개략적인 연결 구조를 나타내었다.  그림 1-3 패널간 개략적인 연결구조

지적재산권 신청상태	핵심기술 1 : 특허등록 신청(출원)상태 출원번호 : 10-2007-2105601 핵심기술 2 : 특허등록 신청(출원)상태 출원번호 : 10-2007-2105612
권리자 및 기술확보상태	권리자 : (주)지아이에프 - 주관기관 트러스 프리캐스트 패널을 제작하여 시공성 및 구조 성능 확인하여 관련 기술력을 확보하고 있음
개발방법 및 기술체계	중소기업기술혁신과제의 일반과제로 선정되어 총사업비 9,600(천원)에서 2006.08~2007.07기간동안 위의 핵심기술을 확보하였다. 핵심기술 확보를 위한 시험은 포항산업과학원을 위탁기관(위탁연구비 15,000(천원))으로 선정하여 공동으로 과제에 참여하였다.

제2장 국내외 기술개발 현황

1절 국내외의 연구현황

프리캐스트 바닥판의 실용화와 관련한 연구가 국내에서는 1992년 “한국건설기술연구원”을 중심으로 본격화되기 시작하여 프리캐스트 바닥판과 관련된 설계기법을 체계화시키고, 프리캐스트 바닥판 구조의 취약점으로 인식되어 온 프리캐스트 바닥판간의 이음구조 형태에 관한 이론을 확립하기위하여 다양한 방향으로 연구가 수행되었다. 한국건설기술연구원과 (주)대우건설 등에서 프리캐스트 콘크리트 교량바닥판 및 접합부 거동에 관한 연구를 통해 프리캐스트 바닥판의 시공사례 등을 분석하여 그 구조특성을 검토하였고, 이 후 프리캐스트 콘크리트 바닥판의 실용화 연구가 거의 완료 되어, 현재에는 현장이음이 없이 교축방향으로 프리스트레스가 도입되는 프리캐스트 합성 바닥판을 이용한 합성형교가 실용화 되고 있다. 그러나 이러한 완전 프리캐스트 바닥판에 비해 경량화 및 이음부 연속성 확보가 용이하고, 상대적으로 공사비가 저렴한 특징을 갖는 하프 프리캐스트 바닥판에 대한 연구는 매우 부족한 실정이다. 즉, 국내에서는 하프 프리캐스트 공법보다는 완전 프리캐스트 공법에 대한 연구가 상대적으로 많은 진척을 이루고 있고, 최근에는 실 교량에의 적용이 점차 늘어나고 있다. 반면, 하프 프리캐스트 바닥판은 다수의 주형을 갖는 주 거더 경간이 짧은 교량을 대상으로 일부분 적용 되고 있다. 이와 관련해서는 Lattice Bar를 부착하여 RC패널의 강성을 키우고, 현장 타설 콘크리트와의 접합부 성능을 향상 시킨 LB-DECK이 특허 출원되어 있다. 국내에서는 프리스트레스를 도입한 하프 프리캐스트 패널을 이용한 하프 프리캐스트 바닥판 공법은 아직 실 교량에 적용된 사례를 찾아보기 힘들다.

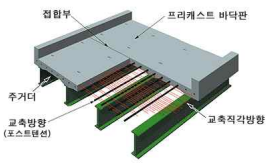
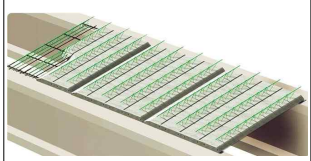
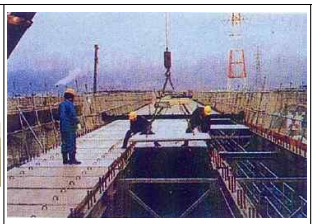
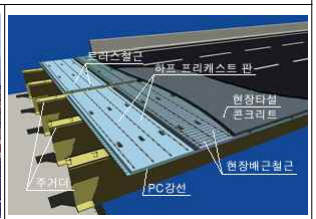
외국의 경우, 프리캐스트 패널을 이용한 교량바닥판의 설계 및 시공은 제 2차 세계대전이후 파괴된 교량의 신속하고 경제적인 복구의 한 방안으로서 유럽에서 처음 시작되었고, 그 이후 미국과 일본 등지에서 70년대 이후부터 활발하게 진행되었다. 미국의 경우 1950년대 초반에 이미 프리스트레스트 콘크리트 패널이 Illinois Tollway에 위치 한 여러 교량의 하부 바닥판으로 사용되었다. 이러한 시스템은 초기에는 철근 콘크리트 패널을 주로 거푸집 대용으로 사용하였으나, 70년대 이후에는 프리스트레스를 도입한 PC 패널이 미국 내의 교량 바닥판에 광범위하게 사용되어 왔다. 1975년 교량 바닥판으로 PC패널을 이용하는 것에 대한 연구 현황 분석이 Barker에 의해 이루어졌고, Kluge와 Sawyer PC패널이 효과적인 교량 바닥판을 구성할 수 있다는 결론에 도달했다. 한편 1970년 Jones와 Furr는 Grayson County는 적정한 교축방향의 패널의 폭을 산정하였다. 1974년 Barnoff와 Rainey는 PC패널과 현장타설 슬래브사이에 기계적인 전단연결재가 있는 경우와 없는 경우의 합성형 바닥판에 대해 실험을 수행하였다. 또한 교축 직각방향으로 존재하는 패널간 연결부에 대한 다양한 형상에 대해 연구하였다. 그들은 패널 상부 표면에 요철을 둠으로써 패널과 현장타설 콘크리트 슬래브사이의 합성작용을 일

으키는 데 충분하다고 지적하였다. 1982년 Callis 등에 의해서 Florida의 Punta근처에 있는 Peace River 교량에 대한 현장실험이 합성 바닥판 교량의 슬래브 거동에 미치는 바닥판 균열의 효과를 결정하기 위해 수행되었다. 비교적 최근인 1990년에 Fang 등은 통상의 현장 타설 콘크리트 바닥판과 PC패널을 포함한 합성 바닥 판에 대한 아치작용에 대해 연구하였다. 유럽의 경우에는 국내의 LB-DECK과 유사한 OMNIA-DECK 패널이 개발되어 Steel-Plate Girder 교량에 적용되어 있다. 한편 일본의 경우에는 본 연구기술과 가장 유사한 구조형식인 트러스 구조에 프리스트레스를 도입하는 것을 특징으로 하는 PC패널이 개발되어 실용화를 위한 연구를 서두르고 있다. 표 2-1, 표 2-2에 프리캐스트 바닥판 연구동향 및 교량바닥판으로의 적용현황을 간략하게 나타내었다.

표 2-1 프리캐스트 바닥판 연구 동향

연구수행기관	연구개발의 내용	연구개발성과의 활용현황
한국건설기술연구원	프리캐스트 콘크리트 바닥판	프리캐스트 바닥판의 내구성 검토 및 이음부 연결구조에 대한 이론적 확립으로 실제 교량에 적용 예정
日本 京都大學校	철근 트러스를 배치한 트러스 구조의 하프 PC패널의 적용성 검토	PC패널의 강성을 키운 트러스 구조로 장지간의 바닥판 시공에 적용성이 좋고, 실험을 통한 내하력 검증으로 실 교량에 적용 예정

표 2-2 프리캐스트 교량 바닥판 적용 현황

풀 프리캐스트 바닥판 (Full Precast Deck Slab)	하프 프리캐스트 바닥판 : 프리캐스트 패널 + 현장타설 콘크리트 (Half Precast Deck Slab)		
			
RC구조 바닥판 전체 프리캐스트화 주형과의 이음구조 복잡 횡단구배 적응성이 나쁨	RC구조 바닥판 일부 프리캐스트화 횡단구배 적응성 양호 트러스 철근 배치 ⇒ 중소지간 바닥판 적용	PC구조 프리텐션 방식으로 프리스트레스 도입 판 두께가 얇아 장지간 적용 시 패널 보강 필요	PC구조 강성이 큰 트러스 구조로 하중지지 트러스 구조에서 프리스트레스 도입 ⇒프리스트레스 손실 발생 (약10~20%)

2절 연구개발과제의 차별성

교량의 바닥판과 관련된 특허는 바닥판 부재를 공장에서 제작하여 현장에서 조립할 수 있도록 시공성에 중점을 두는 프리캐스트화와 강-콘크리트 합성바닥판과 같이 고강도와 경량화를 구현하는 기술이 주를 이루고 있다. 교량 바닥판 관련하여 수행된 대표적인 연구 과제는 표 2-3에 나타내었고, 본 연구기술의 특허 출원 내용은 표 2-4, 2-5에 정리 하였다. 또한 보유 핵심기술과 기타 유사 기술과의 차이점은 표 2-8에 나타내었다. 교량 바닥판시공 중 캔틸레버부의 무지보 시공과 관련한 기술은 바닥판의 프리캐스트화의 정도, 하중지지성능, 거더와의 연결구조 등과 관련된 기술이 등록되어 있다. 대부분의 프리캐스트 바닥판은 풀 프리캐스트 바닥판과 관련된 특허 사항이고, 하프 프리캐스트 바닥판과 관련해서는 프리캐스트 패널부가 RC구조이며, 트러스 형상의 철근을 갖는 경우에도 압축력의 도입방식이 본 과제와 관련한 개발기술과는 상이한 것으로서 특별한 분쟁이 예상되지 않는다.

표 2-3 교량바닥판 관련 대표적인 선행 연구과제

부처명	사업명	과제명	핵심기술명	예산 (억원)
한국건설기술 연구원	한국건설기술 연구원	장수명 합리화 바닥판 개발	프리캐스트 바닥판 강-콘크리트 합성 바닥판 바닥판 이음 개발	16.6
건설교통기술 평가원	건설핵심기술 연구개발사업	프리캐스트 콘크리트 교량바닥판의 개발 및 실용화	풀 프리캐스트 콘크리트 교량바닥판 및 바닥판 이음 개발	6.3

본 연구기술에 대한 지적재산권 보호를 위해 개발기술에 대한 특허를 출원중이다. 사업화 대상기술은 현재 10-2007-2105601, 10-2007-2105612로 특허출원중인 기술이며, 트러스 하프 프리캐스트 프리스트레스트 콘크리트 패널에 관한 기술이다(표 2-4, 2-5). 특허 출원 제 10-2007-2105601호는 하현재, 복부재, 상현재의 구성으로 이루어진 프리캐스트 콘크리트 패널에 관한 기술로서, 청구항에서도 이와 관련된 구조에 관하여 권리범위를 설정하고 있다.

본 연구기술의 두 번째 특허출원기술인 제10-2007-2105612호는 트러스 하프 프리캐스트 패널을 이용한 패널 간 캔틸레버부의 연결구조에 관한 것으로서, 특히 철근 커플러를 사용하여 이음철근 및 모르터 혹은 강재의 채움재를 설치하여 연결하는 구조에 관하여 권리범위를 청구하고 있다(표 2-5). 또한 사업화 대상기술과 관련성이 있는 것으로 조사된 한국특허는 다음 표 2-6과 같으며, 해외 선행 기술 리스트는 표 2-7에 나타내었다.

표 2-4 특허 출원 항 제10-2007-2105601호 내용

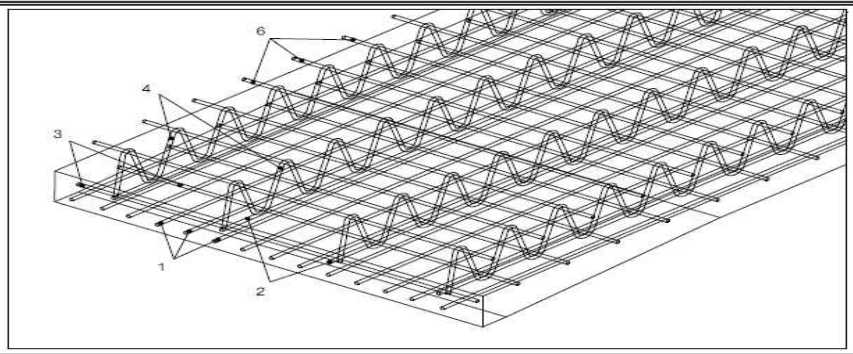
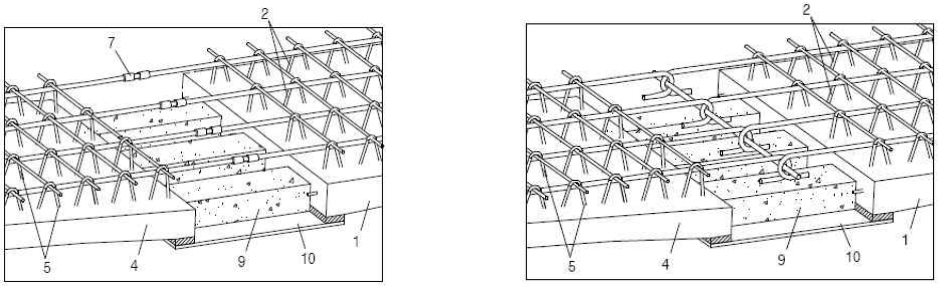
<table>
<tr><th>청구항</th><th>구성요소</th><th>설명</th><th>관련기술</th></tr>
<tr><td rowspan="3">청구1항</td><td>하현재
(위치, 형상)</td><td>콘크리트 패널 상부에 현장 콘크리트가 타설되는 압축력이 도입된 콘크리트 패널 하현재
- 하현재의 압축력은 패널 상부의 철근 트러스가 설치되기 전의 보 구조형식에서 패널부에만 도입되도록 함</td><td>하현재, 복부재, 상현재의 구조에 관한 하프 프리캐스트 콘크리트 패널</td></tr>
<tr><td>복부재
(위치, 형상)</td><td>철근 트러스 복부재
- 압축력이 도입된 후에 패널 내에 미리 매설하여 패널 상면으로 노출시킨 트러스 형상으로 절곡한 철근</td><td rowspan="2">연결방식</td></tr>
<tr><td>상현재
(위치, 형상)</td><td>철근 상현재
- 복부재의 상부 격점과 일체화 시킨 현상 타설 슬래브의 상부 철근을 상현재로 하는 트러스 구성</td></tr>
<tr><td colspan="4">도면</td></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td colspan="4">도면설명
1: 패널 내부에 삽입된 스트랜드
2: 패널내 배근된 휨철근
3: 패널내 횡방향으로 배근된 보강철근
4: 철근 트러스 복부재
6: 현장 타설 슬래브의 상부에 배근되는 횡방향 보강철근</td></tr>
<tr><td>비고</td><td colspan="3">각각의 Element에 특징이 있는것이 아닌 상현재, 복부재, 하현재의 유기적인 구조가 특징인 특허기술</td></tr>
</table>

표 2-5 특허 출원 항 제10-2007-2105612호

<table>
<tr><th>청구항</th><th>구성요소</th><th>설명</th><th>관련기술</th></tr>
<tr><td rowspan="3">청구1항</td><td>패널 구조</td><td>콘크리트 패널 상면으로 트러스 철근을 배치하여 강성 및 내하력을 증대시킨 트러스 구조형식의 프리캐스트 패널을 사용하여
- 캔틸레버부에 별도의 지보공을 설치하지 않고도 현장타설 하중을 지지할 수 있도록 캔틸레버 트러스 패널과 중앙부 트러스 패널의 상/하현재가 연결부에서 각각 인장/압축력을 전달하여 연속적인 트러스 패널 구조가 되도록 하는 연결방식에 있어서</td><td>콘크리트 패널</td></tr>
<tr><td>연결방식(1)</td><td>연결부 중앙에서 철근 상현재는 철근 커플러를 사용하여 연결하거나 또는 철근 갈고리와 이음철근을 이용하여 연결하는 방식</td><td rowspan="2">연결방식</td></tr>
<tr><td>연결방식(2)</td><td>하현 콘크리트 패널에서는 패널 간 연결부 사이에 무수축 모르터 혹은 강재의 채움재를 설치하여 이 채움재를 통하여 하현재에서의 힘전달이 이루어지도록 하여 패널을 연속시키는 연결방식</td></tr>
<tr><td colspan="4">도면</td></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td colspan="4">도면설명
1: 중앙부 트러스 프리캐스트 패널 콘크리트 하현재
2: 중앙부 트러스 프리캐스트 패널 철근 복부재
4: 캔틸레버부 트러스 프리캐스트 콘크리트 패널 하현재
5: 캔틸레버부 트러스 프리캐스트 패널 철근 복부재
7: 철근 커플러
9: 채움재
10: 공장 제작되는 트러스프리캐스트 패널</td></tr>
<tr><td>비고</td><td colspan="3">패널 간의 연결구조가 특징인 특허출원기술</td></tr>
</table>

국내 특허 조사결과 10-2007-2105601 출원기술과 유사한 선행기술을 발견하지 못하였고, 특징적인 구조인 하현재, 상현재, 복부재의 형태와 유사한 선행기술은 검색되지 않았다. 그리고 다른 평가대상기술 10-2007-2105612와는 목적, 구성, 효과 측면에서 동일한 선행문헌은 발견되지 않았지만 한국등록특허 0556721호, 0362993호, 0323828호 등에서

갈고리 형태로 패널 간의 연결하는 방법과 채움재를 이용하고 커플러를 이용한 연결방식에 관한 기술을 개시하고 있으나, 세부적인 구성에 있어서 다른 것이다. 또한 국외 특허 조사결과 역시 직접적으로 동일하거나 유사한 선행기술을 발견하지는 못하였으나, 일본등록 4093427호에서 10-2007-2105601과 유사한 구조의 패널에 관하여 개시하고 있으나, 그 세부적인 형상 및 구조는 상이하며, 구체적으로 본 연구개발 기술과는 다른 것으로 판단된다.

표 2-6 국내 선행 기술 리스트

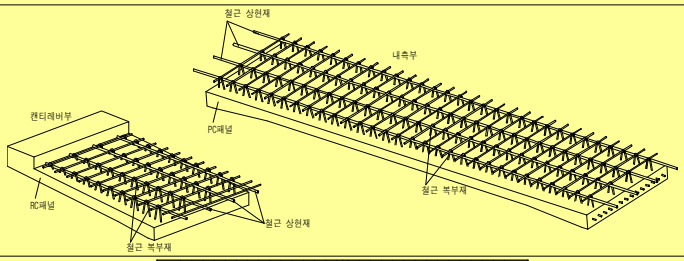
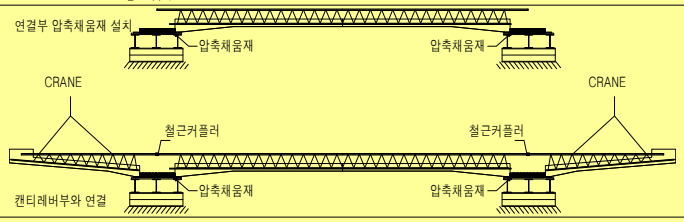
순번	등록/공개번호	명칭 / 관련성 여부	출원인
1	10-0556721	일정길이로 분할된 단위 프리스트레스트 합성보를 프리케스트 연결이음 장치로 연결하여 제작한프리스트레스트 합성보 및 이를 이용한 교량설치 방법 /10-2007-2105612 관련도A	스틸엔콘크리트
2	10-0362993	프리캐스트 철근콘크리트 바닥판, 이를 구비한 이중합성연속교량 및 그 시공 방법 /10-2007-2105612 관련도 A	장승필
3	10-0323828	교량단부용프리캐스트콘크리트바닥판부재 및 이를 이용한 교량단부에서의 바닥판시공 방법 /10-2007-2105612 관련도 Y	대우건설

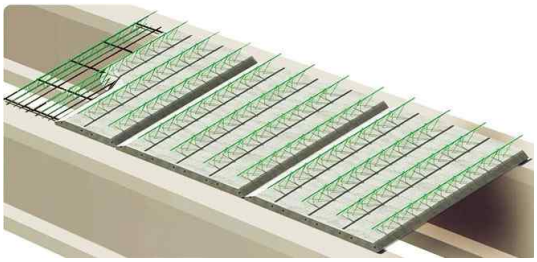
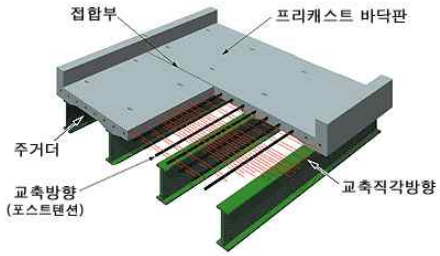
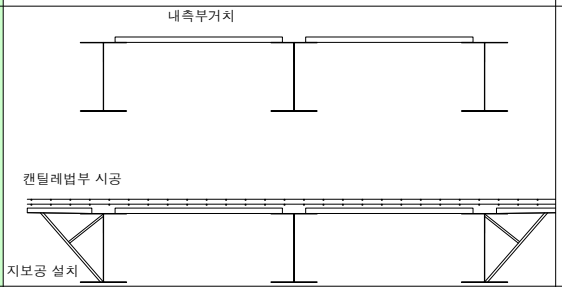
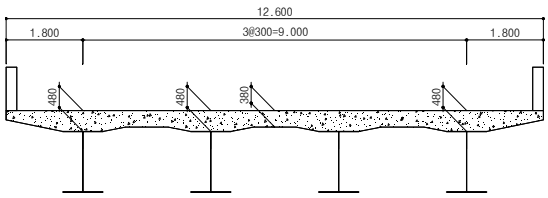
표 2-7 국외 선행 기술 리스트

순번	등록/공개번호	명칭 / 관련성 여부	출원인
1	JP	고강도 철근 콘크리트 프리캐스트 판 /10-2007-2105601 관련도 Y	KUMAGAI GUMI / GAIAATO KUMAGAI/ GEOSTR
2	JP	프리스트레스트 콘크리트 부재 및 그 제조 방법 /10-2007-2105601 관련도 A	株式會社ピーエス三菱
3	JP	프리캐스트 포장판의 결합 방법 /10-2007-2105612 관련도 A	佐藤 良一阿部 洋一熊倉 正志

표 2-8에 본 연구기술이 가지는 타 기술과의 차별성 및 기술적 우위를 간략하게 도시화 하여 나타내었다.

표 2-8 보유 기술과 유사 기술과의 차이점 및 기술적 우위

보유 기술	트러스 하프 프리캐스트 바닥판 ((주)지아이에프)
바닥판구분	하프 프리캐스트 패널 바닥판(Half Precast Deck Slab)
일반도	
개념도 및 단면	
기술적 차이점	• 내측부 : 프리스트레스트 콘크리트(PC) 구조 캔틸레버부 : 철근 콘크리트(RC) 구조 • 보구조에서 프리스트레스 도입 후 트러스 구조 형성 ⇒ PS도입 효율 향상 • 장지간 바닥판(5.0m~7.0m) 적용 • 캔틸레버부 시공시 무지보 상태에서 시공

보유 기술	고강도 프리캐스트 패널(LB-DECK) 바닥판 (신기술 보유 : (주)효성엘비데크)	풀 프리캐스트 콘크리트 바닥판 (신기술 보유 : (주)대우건설)
바닥판 구분	하프 프리캐스트 패널 바닥판 (Half Precast Deck Slab)	풀 프리캐스트 바닥판 (Full Precast Deck Slab)
일반도		
개념도 및 단면		
기술적 차이점	• 철근 콘크리트(RC) 구조 • 중소지간 바닥판(2.0m~3.0m) 적용 • 캔틸레버부 시공시 별도의 지보공 필요	• 철근 콘크리트(RC) 구조(교축직각방향) • 바닥판 전체 프리캐스트화 ⇒ 가설 시 중량이 무거움 • 횡단구배 변화에 대한 적응성이 나쁨 • 주거더와의 이음구조 복잡 • 중소지간 바닥판(3.0m~4.0m) 적용

제3장 연구개발수행 내용 및 결과

1절 연구개발의 목표 및 내용

1. 연구개발의 최종 목표

연구개발 기술인 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판의 실용화를 목표로 하여, 실무 설계시 적절하지 못한 설계가 이루어지지 않도록 기술이 가지는 구조 성능 및 특성을 추가적으로 실험을 통하여 규명하고, 이를 바탕으로 최적의 설계기준 및 방안을 정립 하고자 한다. 따라서 추가기술 개발의 내용은 기술의 실용화를 위하여 실규모 및 모형의 시험체를 다수 제작하여 연구개발 기술의 구조적 특성을 추가적으로 명확히 파악하고, 실제 시공상 일어날 수 있는 시공상의 문제점을 사전에 규명하여 설계 및 시공상의 기법을 확립하고자 한다. 이를 위하여 비합성 패널 상태에서의 구조거동 특성 분석,교축방향 및 교축직각방향으로의 이음구조 성능 평가, 프리캐스트 패널의 변형에 대한 장기 안정성 평가, 현장 타설 콘크리트 치기 후 합성 바닥판의 구조 성능 및 특성을 분석하여 트러스 프리캐스트 패널의 설계기법 및 기준을 정립하고자 한다. 연구개발 계획 및 내용은 다음과 같다.

■ 비합성 상태 패널 구조 성능 및 이음성능 평가
- 트러스 철근을 갖는 프리캐스트 패널의 구조 성능 평가
- 무지보 캔틸레버 시공을 위한 교축직각방향 패널간 이음구조 성능 확인
- 캔틸레버부에서의 하중 편재하시 발생하는 처짐에 대한 탄성 복원 범위 규명
- 얇고 긴 하프 트러스 프리캐스트 패널의 변형에 대한 장기 안정성 검토

■ 현장 타설 콘크리트와 합성 후 합성 트러스 패널 바닥판의 구조 성능 평가

■ 트러스 프리캐스트 패널 바닥판의 설계기법 확립
- 프리캐스트 패널 및 패널 바닥판에 대한 실험 및 검토를 바탕으로 실무에서의 설계에 직접적으로 적용할 수 있는 설계 기법의 정립
- 기존 바닥판 설계 체계를 기준으로 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판 설계시 제기되는 문제점 등을 파악하고 이에 대한 해결방안 검토

2. 연차별 연구 목표 및 내용

연 차	연구목표	주요 연구내용
1 차 년 도	▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 설계	▪ 중앙부 PC 트러스 패널 설계 ▪ 캔틸레버부 RC 트러스 패널 설계 ▪ 캔틸레버부 패널과 중앙부 패널간의 교축직각 방향 이음 설계 ▪ LOOP철근을 이용한 교축방향 패널간 이음구조 설계
	▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 제작	▪ 패널 부재의 제작장 설계 및 제작 ▪ 프리텐셔닝 방식의 프리스트레싱 도입을 위한 정착장치 설계 및 제작 ▪ 트러스 패널 프리캐스트 공장제작
	▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 시험	▪ 중앙부 PC 패널을 3개월 정도 대기중에 노출시켜 변형에 대한 장기 안정성 검토
2 차 년 도	▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 시험	▪ 프리캐스트 패널 시험체에 대한 수치해석 시뮬레이션을 실시하여 가설단계별 재하실험과 정적 휨파괴 시험의 결과 예측 ▪ 중앙부 PC 패널을 3개월 정도 대기중에 노출시켜 변형에 대한 장기 안정성 검토 ▪ 캔틸레버부와 중앙부 패널간의 이음구조 및 시공성 확인 ▪ 캔틸레버부에서의 하중 재하 시험 ▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판의 가설 단계별 재하 실험 ▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판의 정적 휨파괴실험
	▪ 시험체 시험 결과 분석 및 설계 기법 제안	▪ 패널의 트러스 구조의 구조 특성 파악 ▪ 캔틸레버부 하중 재하 실험결과를 바탕으로 초기 캠버량 결정 ▪ 시험결과를 바탕으로 교축직각 및 교축방향으로의 패널간 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토 ▪ PC패널의 변형 장기안정성 검토 ▪ 트러스 패널 바닥판의 구조 성능 검토 ▪ 트러스 패널 바닥판 구조 실험 및 수치 해석을 통해 내하력, 파괴 메카니즘 등에 대한 검증 ▪ 실험 결과의 합리적인 분석 및 고찰을 통하여 구조 특성 및 성능을 가장 잘 포현할 수 있는 설계 수법 제안 ▪ 국내에 출원한 특허를 바탕으로 국제 특허 출원 작성 ▪ 연구내용의 학술지, 학회 논문 발표 ▪ 최종보고서 작성

2절 연구개발 수행결과

1. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체의 설계

가. LOOP철근을 이용한 교축방향 패널간 이음구조 설계

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 교축방향 패널간 이음구조에는 바닥판의 연속성을 확보하기 위하여 루프 철근을 적용하였다. 루프 이음 자체에 대한 상세 설계 규정이 현행 국내 설계기준에는 제시되어 있지 않기 때문에 국내 도로교 설계기준의 180° 표준 갈고리 정착의 개념을 이용하여 루프 이음 상세에 대한 설계를 수행하였다.

2005년도 도로교설계기준 제 4장 콘크리트교 편에서는 180° 표준 갈고리에 대하여 다음과 같이 규정하고 있다. 구부린 반원 끝에서 철근공칭지름의 4배 이상, 또한 60mm 이상 더 연장하여야 한다. 표준갈고리의 구부린 끝에서 직선으로 연장되는 부분의 최소길이는 콘크리트와의 효과적인 부착을 확보하고 가공이 편리하도록 하기 위한 것이다. 180° 갈고리로 구부릴 때 내면반지름에 대하여는 철근 크기에 따라 최소내면반지름에 대한 규정을 제시하고 있다. 철근의 지름이 10mm~25mm인 경우 최소 내면반지름은 철근공칭지름의 3배, 철근 지름이 29mm~35mm인 경우 최소 내면반지름은 철근공칭지름의 4배 그리고 철근 지름이 38mm이상인 경우에는 철근공칭지름의 5배가 된다. 구부리는 반지름은 철근 주위에 콘크리트가 잘 이동할 수 있고, 철근의 재질에 손상이 없으며, 갈고리가 효과적으로 작용할 수 있도록 KS D 3504 철근콘크리트용 봉강의 굽힘시험에 규정되어 있는 반지름보다 약간 더 큰 값으로 규정한 것이다. 구부림 가공을 할 때에는 철근의 재질에 손상이 가지 않도록 주의하여야 한다.

표준갈고리의 정착길이를 산정할 때는 기본정착길이에 적용 가능한 모든 보정계수를 곱하여야 한다. 갈고리 철근의 정착길이는 갈고리 철근 묻힘길이로 규정하고 있으며, 묻힘길이는 위험단면으로부터 갈고리의 최측단까지의 길이로 나타낸다. 즉 묻힘길이는 위험단면과 갈고리 시작점 사이의 직선 매입길이에 갈고리 철근의 구부린 내면반지름과 철근지름을 합한 거리로 구하며, 이 묻힘길이가 정착길이 이상이 되도록 하여야 한다.

기본정착길이에 곱하여야 하는 보정계수는 다음과 같다.

(1) 철근의 항복강도

f_y=400MPa 이외의 철근 $\frac{f_y}{400}$

(2) 콘크리트 피복두께

D35 이하 철근에서 갈고리 평면에 수직인 측면 피복두께가 70mm 이상이며, 90°갈고리에 대하여 갈고리를 지나 연장된 철근의 피복두께가 50mm 이상인 경우 0.7

(3) 띠철근 또는 스터럽

D35 이하 철근으로 가공된 갈고리의 전 정착구간 l_{dh}를 갈고리 철근지름의 3배 이하 간격으로 띠철근 또는 스터럽이 둘러싼 경우 0.8

(4) 배근된 철근량이 소요철근량을 초과하는 경우

f_y를 전부 발휘하는 정착을 특별히 요구하지 않는 단면에서 휨철근이 소요량 이상 배근된 경우 $\left(\frac{\text{꼿뒷}A_s}{\text{ㄴ}\varepsilon A_s}\right)$

(5) 경량 콘크리트 1.3

(6) 에폭시 도막된 갈고리철근 1.2

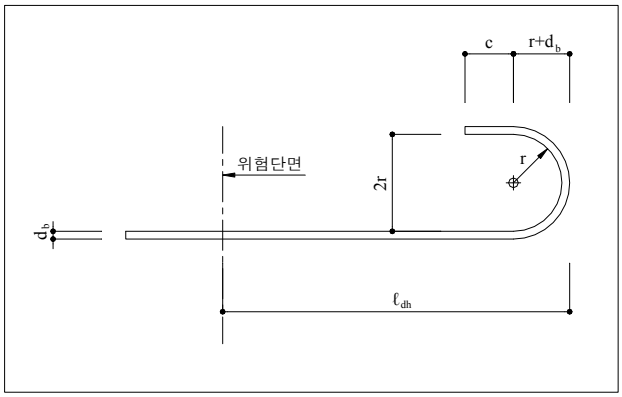


그림 3-1 180° 표준갈고리 설계기준

트러스 하프 프리캐스트 패널 제작에 사용하는 콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}는 40MPa이다. 루프이음 철근으로 항복강도 f_y 400MPa인 지름 16mm 철근을 적용하였다. 2005년도 도로교 설계기준에 따라 트러스 하프 프리캐스트 패널의 루프이음 철근을 검토하면 다음과 같다.

(1) 연장길이 c

연장길이의 최소값은 $4d_b = 4\times16 = 64\text{mm}$ 이상이어야 하며 또한 60mm 이상이어야 한다. 따라서 최소값 이상으로 설계값으로 65mm를 사용하였다.

(2) 굽힘반경 r

사용철근의 지름이 16mm 이므로 최소내면반지름은 $3d_b = 3\times16 = 48\text{mm}$ 이며 설계값으로 50mm를 사용하였다.

(3) 정착길이 l_{dh}

먼저 기본정착길이 $l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f_{ck}}} = \frac{100\times16}{\sqrt{40}} = 253\text{mm}$ 이며, 고려할 만한 보정계수는 없다.

따라서 정착길이 $l_{dh} = l_{hb} = 253\text{mm}$이며 설계값으로 300mm를 적용하였다.

이상의 설계값을 적용한 트러스 하프 프리캐스트 패널의 루프이음부를 도시하면 다음과 같다.

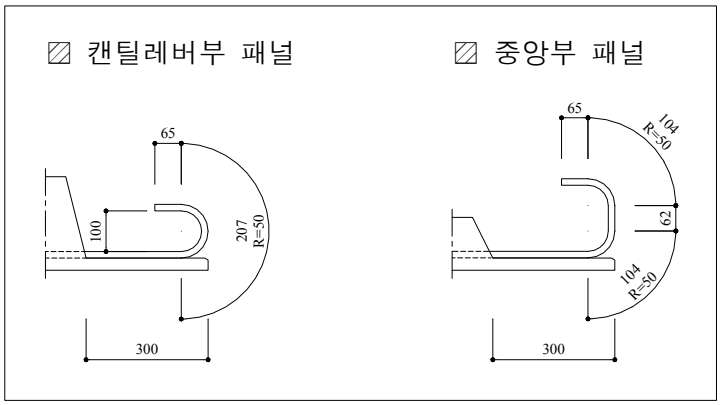


그림 3-2 트러스 하프 프리캐스트 패널의 교축방향 루프 이음부

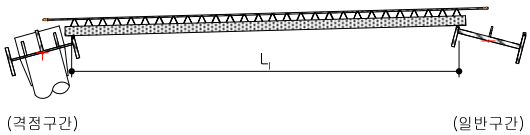
나. 캔틸레버부 패널과 중앙부 패널간의 교축직각 방향 이음 설계

트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판 공법에서 캔틸레버부 패널과 중앙부 패널간의 구조적 연속화를 위하여 트러스 구조의 특성을 이용하였다. 트러스 구조는 외력에 대해 각 구성부재의 축력으로 저항하게 된다. 특히 작용모멘트에 대한 상/하현재의 인장과 압축으로 저항하게 되므로 이러한 트러스 구조특성을 이용하여 각각 독립된 트러스 패널의 상현재-상현재, 하현재-하현재간에 원활한 힘의 전달이 이루어지도록 하는 연결구조를 개발하였다.

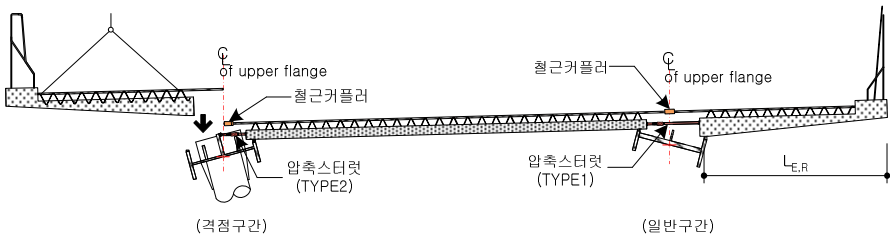
실제 교량에서의 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판 시공은 1단계로 중앙부 프리캐스트 패널을 거치하고 2단계로 캔틸레버부 프리캐스트 패널을 거치한다. 이때 캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널의 트러스 거더 상현철근은 커플러를 이용하여 연결하고, 패널간의 콘크리트 부에는 압축스터럿을 거치한다. 3단계에서는 중앙부 프리캐스트 패널과 캔틸레버부 프리캐스트 패널 사이에 교축직각방향이음부에 전단철근을 배치한 후 이 부분에 채움콘크리트를 타설한다. 4단계에서는 3단계에서 타설한 채움콘크리트에서 소정의 강도가 발현되면 압축스터럿을 제거하고 현장치기 바닥판 부분의 철근을 배근한다. 5단계에서는 현장치기 바닥판 콘크리트를 타설하고 6단계에서 방호벽 및 포장을 시공하여 마무리하게 된다. 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판 공법의 시공순서를 그림 3-3에 나타내었다.

가설단계에서 캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널 간의 교축직각방향 이음부의 힘의 전달을 살펴보면 3단계에 타설되는 채움콘크리트가 소정의 강도가 발현되기 전까지는 트러스거더의 상현철근에 의하여 인장력이 전달되며, 압축스터럿에 의하여 압축력이 전달되게 되게 된다. 또한 채움콘크리트부에 소정의 강도가 발현된 후에는 트러스 거더의 상현철근에 의하여 인장력이 전달되며, 채움콘크리트에 의하여 압축력이 전달되게 된다.

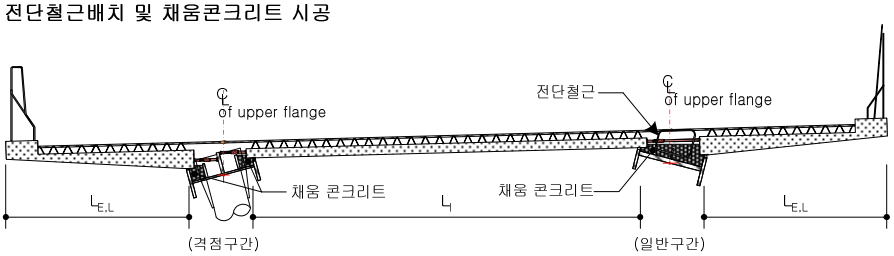
1 단계 : 내측프리캐스트 패널거치



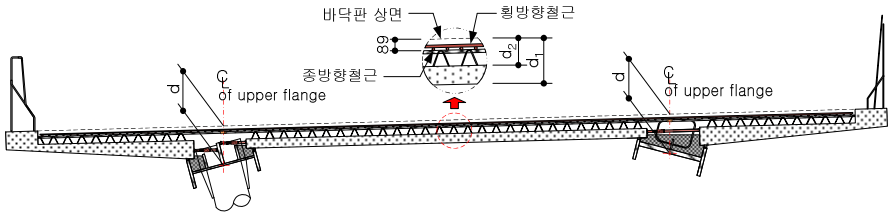
2 단계 : 외측프리캐스트 패널거치



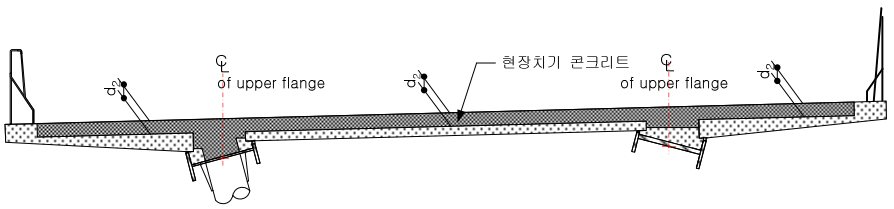
3 단계 : 전단철근배치 및 채움콘크리트 시공



4 단계 : 현장치기 바닥판 부분의 철근 배근



5 단계 : 현장치기 바닥판 콘크리트 시공



6 단계 : 방호벽 및 포장시공

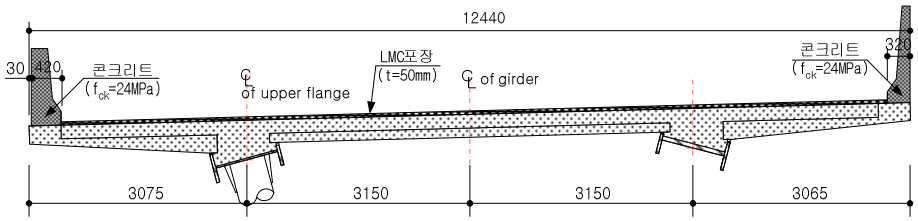


그림 3-3 합성바닥판 시공개요도

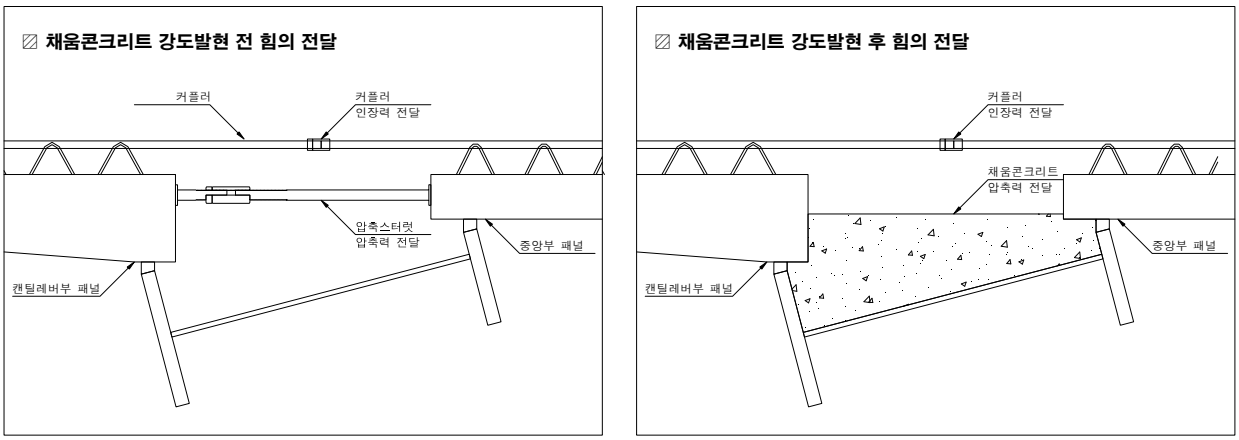


그림 3-4 가설단계별 교축직각 방향 이음부에서의 힘의 전달

다. 시험체의 설계

본 연구과제를 수행함에 있어 실험을 통하여 검토하고자 하는 사항은 다음과 같으며, 이를 위하여 총 3세트의 시험체를 제작하였다.

- 캔틸레버부에서의 하중재하시험을 통한 처짐, 탄성 복원, 캠버 확인
- 캔틸레버부와 중앙부 패널간의 이음구조 및 시공성 확인
- 중앙부 PC 패널의 장기 안정성 검토
- 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판의 가설 단계별 안정성 확인
- 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판의 정적 휨 성능

트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판에는 교축방향 이음구조와 교축직각방향 이음구조가 있다. 이중에 교축방향 이음구조 유무에 따른 성능 차이를 실험으로 확인하기 위하여 교축방향이음부가 있는 시험체 1SET와 교축방향이음부가 없는 시험체 1SET를 제작하는 것으로 계획하였다.

실제 교량에 적용되는 트러스 하프 프리캐스트 패널의 콘크리트 폭원은 시공성을 고려하여 2m로 설계하였으며, 루프철근까지 포함하면 2.3m이다. 실 규격으로 교축방향이음부가 있는 시험체를 실험하기 위해서는 시험체의 폭원이 4.3m가 되기 때문에 실험을 진행함에 있어 많은 제약이 따른다. 효율적으로 실험을 진행하기 위하여 실 규격에서 폭원을 조정하였다.

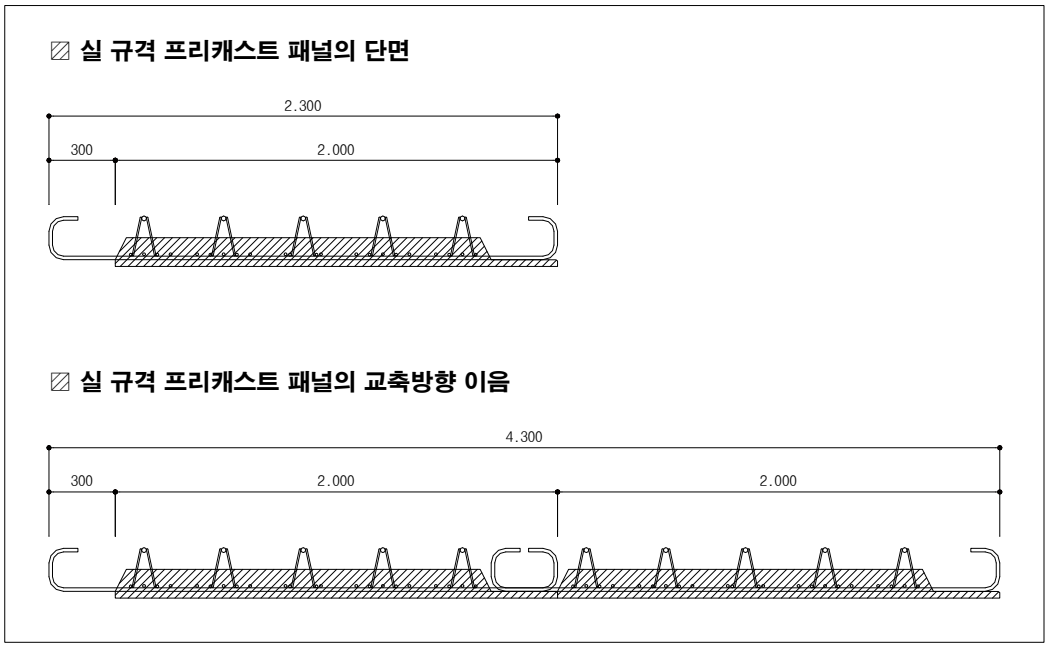


그림 3-5 실규격 프리캐스트 패널

교축방향 이음부가 있는 시험체는 루프철근과 t=30mm 콘크리트 구간이 있는 패널과 루프철근만 있는 패널로 설계하였고 단면은 그림 3-6과 같다.

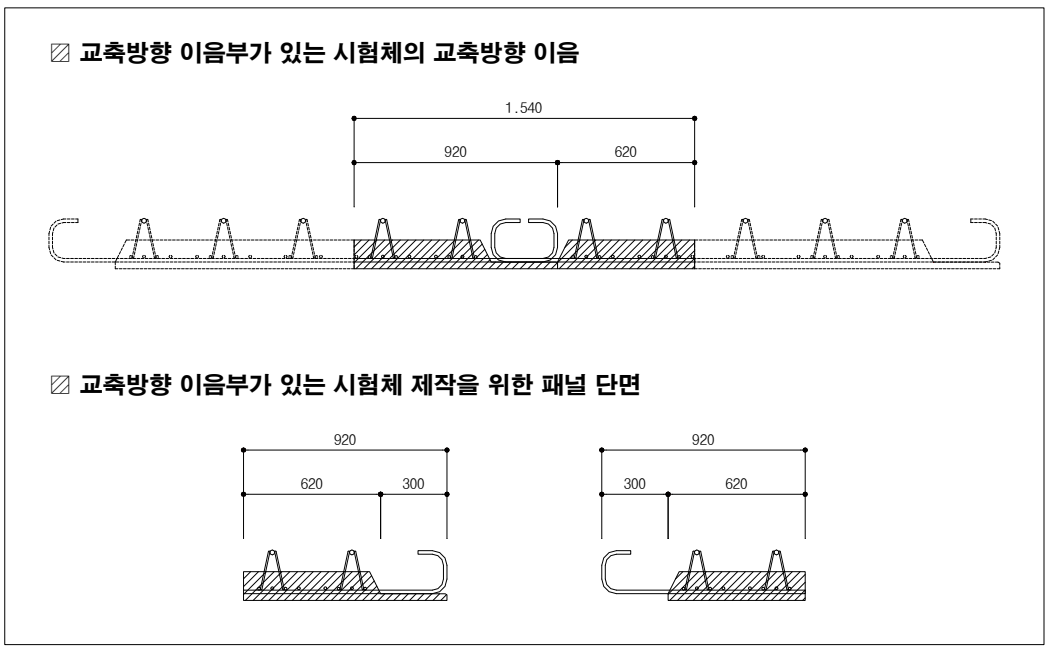


그림 3-6 교축방향 이음부가 있는 시험체 단면

교축방향 이음부가 없는 시험체는 실규격 패널에서 교축방향 이음구조만을 제거한 단면으로 설계하였다.

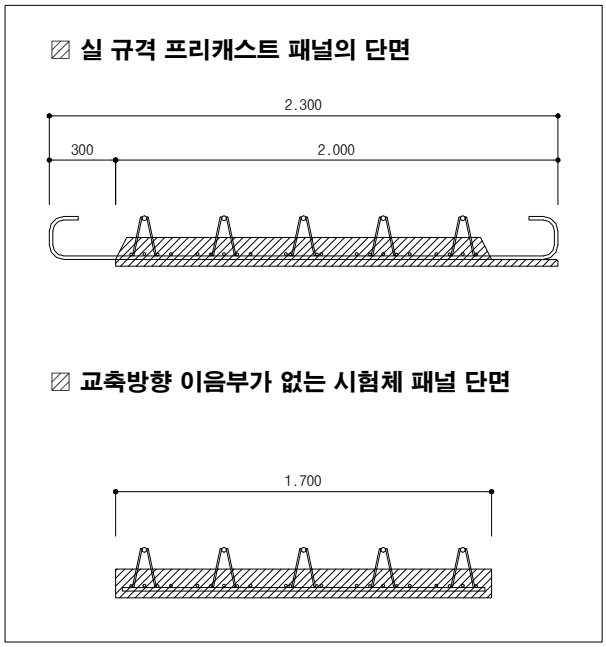


그림 3-7 교축방향 이음부가 없는 시험체 단면

캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널간의 교축직각방향 연결구조는 본 연구과제의 핵심기술 중 하나로 매우 중요한 구조로 이론상으로 검토하였으나 실물 적용시 시행착오를 겪을 수 있고, 필요에 따라서는 연결구조의 변경 혹은 수정을 할 수도 있는 사안이라 판단하였기 때문에 용이한 실험진행을 위해 구조계를 단순화하여 PCT 거더의 상현강재와 중앙부 프리캐스트 패널의 상현철근을 모사한 거치대와 교축방향 이음부가 있는 캔틸레버부 패널 1SET를 제작하여 합성바닥판 성능 실험에 앞서 캔틸레버부에서의 하중재하시험을 통한 처짐, 탄성 복원, 캠버 확인과 캔틸레버부와 중앙부 패널간의 이음구조 및 시공성 확인을 실시하는 것으로 계획하였다.

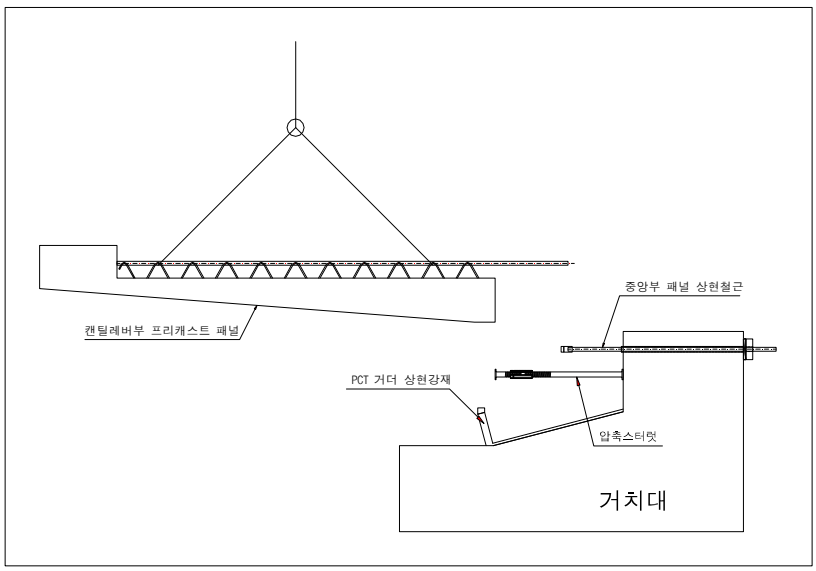


그림 3-8 캔틸레버부 패널 실험 개념도

캔틸레버부 패널의 재하시험에는 통상의 가력장비를 사용하는 대신 가설단계별 하중 재하의 모사한 등가 하중 블록을 제작하였다. 가설단계 하중으로는 현장타설 콘크리트 하중, 작업하중, 데크피니셔 하중이 있다.

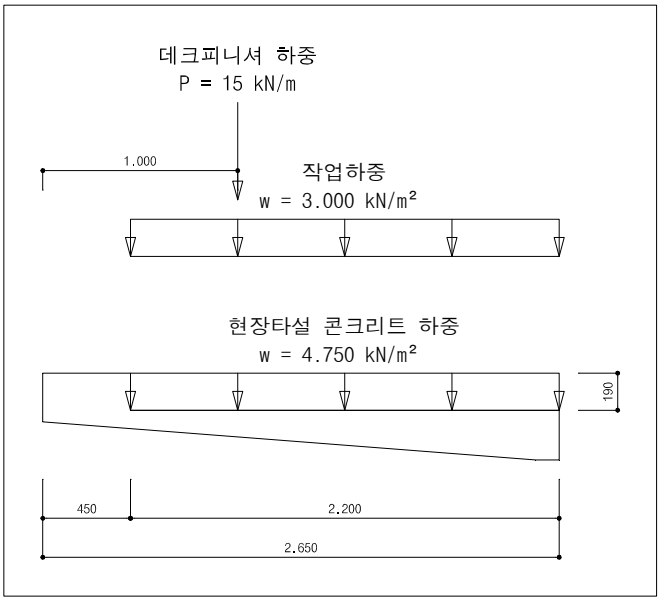


그림 3-9 가설단계별 하중의 크기

패널의 상부에 트러스 거더가 돌출되어 있어서 돌출된 트러스 거더 사이에 하중전달을 위하여 고무판 위에 H형강을 거치시키고 등가 하중 블록을 올려 놓아 재하시키도록 설계하였다. 또한 등가 하중 블록을 각각의 패널에 재하 할 수 있도록 각각 2개로 나누어 제작하였다.

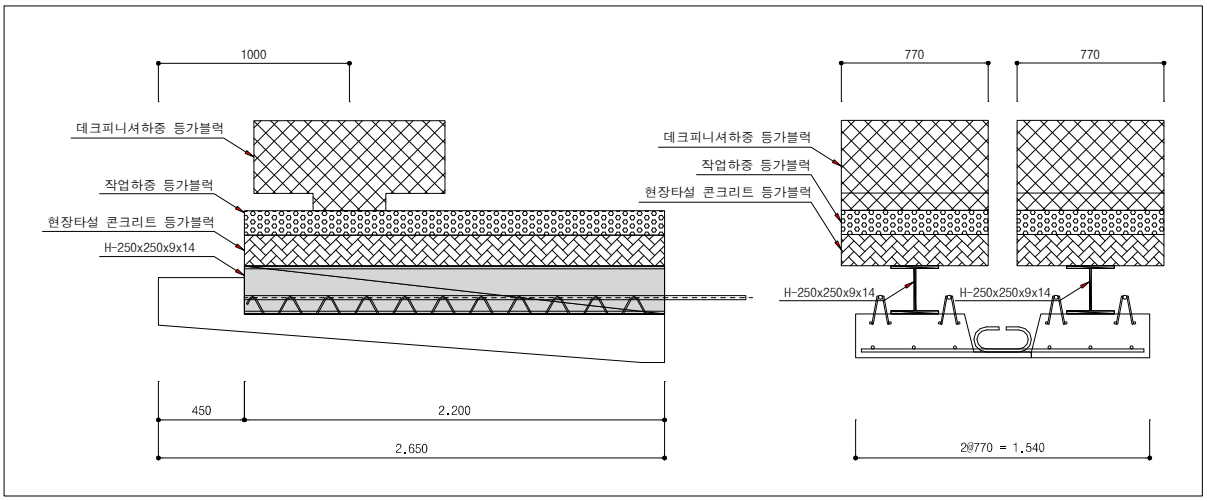


그림 3-10 가설단계 하중 등가 하중 블록 재하 개요도

가설단계별 등가 하중 블록은 하중의 크기와 동일한 중량을 갖도록 설계하였다.

(1) 현장타설 콘크리트 하중 등가 하중 블록

현장타설 하중은 하중분산용 H형강의 중량과 등가 하중 블록의 중량을 합하여 모사하였다.

- 현장타설 콘크리트 하중 = 0.19m×25kN/㎥×2.2m×0.77m = 8.047 kN
- H형강(250×250×9×14) 중량 = 0.754kN/m×2.2m = 1.593 kN

현장타설 콘크리트 등가 하중 블록 = 0.163m×23.5kN/m×2.2m×0.77m = 6.489 kN

1.593 kN + 6.489 kN = 8.082 kN

(2) 작업하중 등가 하중 블록

- 작업하중 = 3kN/㎡×2.2m×0.77m = 5.082 kN
- 작업하중 등가 하중 블록 = 0.128m×23.5kN/m×2.2m×0.77m = 5.096 kN

(3) 데크피니셔하중 등가 하중 블록

데크피니셔하중 = 15kN / 2EA = 7.500 kN

데크피니셔하중 등가 하중 블록 = (1m×0.471m-0.09m×0.31m×2EA)×23.5kN/m×0.77m = 7.513 kN

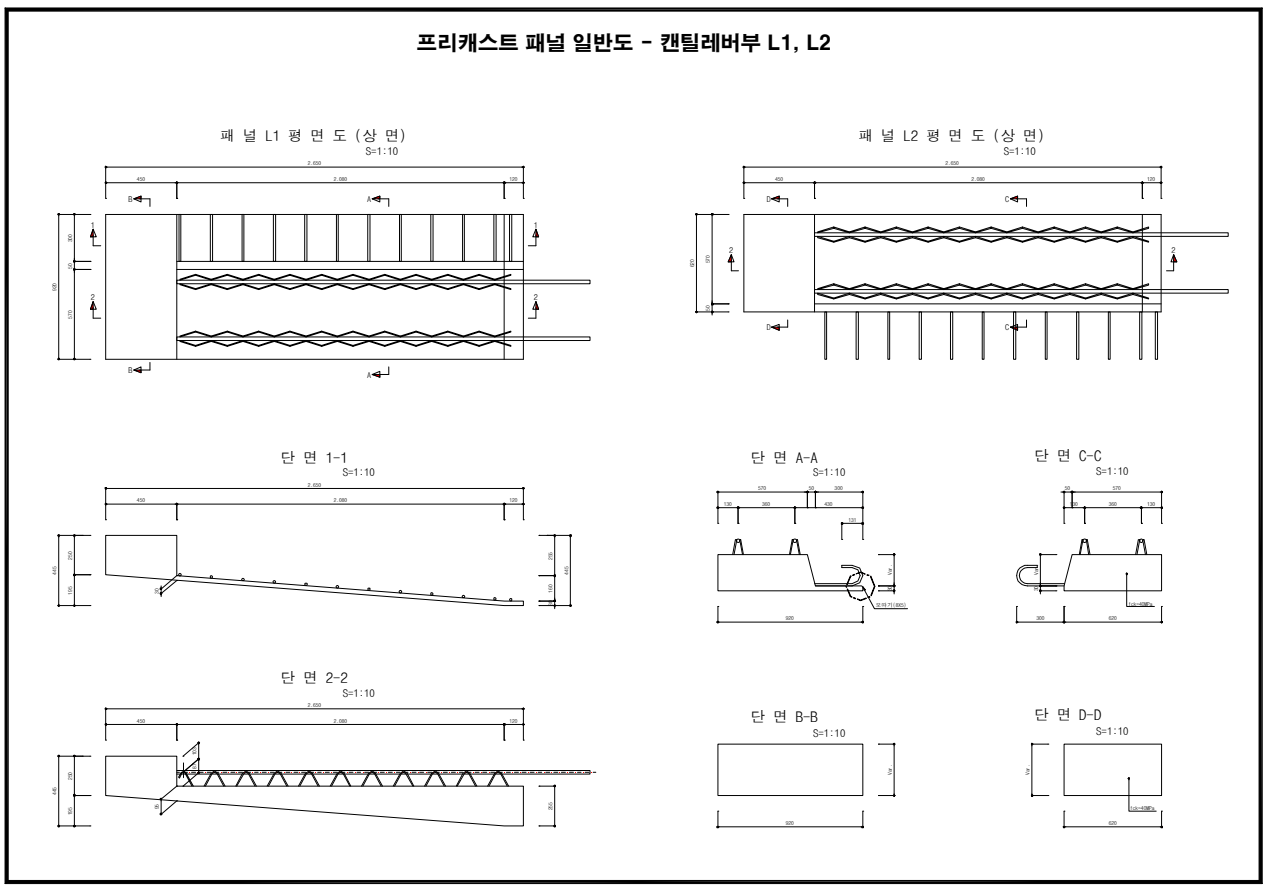


그림 3-10 캔틸레버 실험용 캔틸레버부 프리캐스트 패널 일반도

2. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체의 제작

가. 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집의 설계 및 제작

PCT 거더교의 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판 시스템에서 교량 폭원의 변동에 대해서는 캔틸레버부 프리캐스트 패널의 길이를 조절하여 대응하며 중앙부 프리캐스트 패널의 규격은 변화시키지 않는다. 또한 중앙부 프리캐스트 패널은 장지간을 실현하기 위하여 프리텐셔닝 방식의 프리스트레스를 도입하였다.

프리텐셔닝 방식으로 프리스트레스를 도입시 긴장력을 지지하고, 동일한 크기의 프리캐스트 패널을 다수 제작하기 위해서는 강재 거푸집을 사용하는 것이 효율적이기 때문에 이를 설계, 제작하였으며 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집의 설계 도면 및 계산서를 부록 1에 수록하였다.



사진 3-1 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집 제작 광경

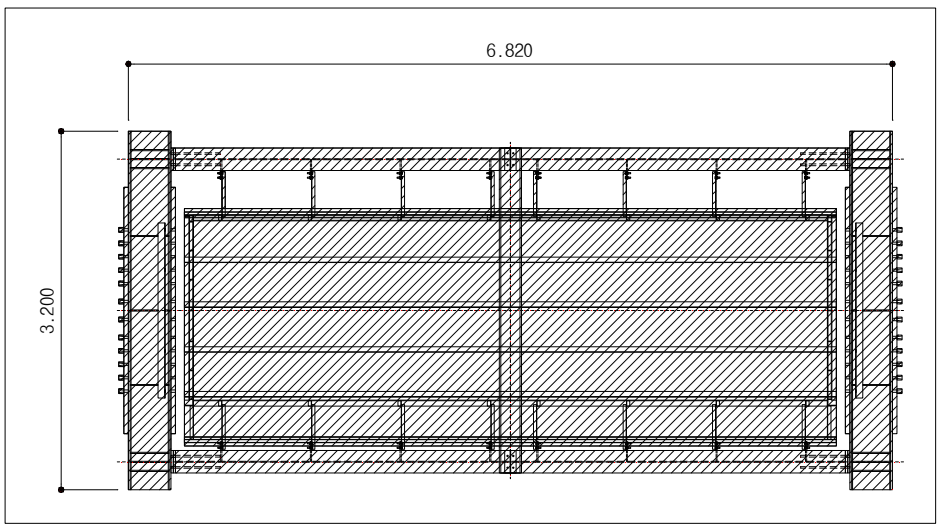


그림 3-11 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집 평면도

나. 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

(1) 캔틸레버부 패널 시험용 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널간의 교축직각방향 연결구조의 검토와 캔틸레버부에서의 하중재하 시험을 통한 처짐, 탄성 복원, 캠버 확인을 목적으로 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 패널 1SET, PCT 거더의 상현강재와 중앙부 프리캐스트 패널의 트러스 거더 상현철근을 모사한 거치대, 가설단계의 하중을 재하하기 위한 등가 하중 블록을 제작하였다.

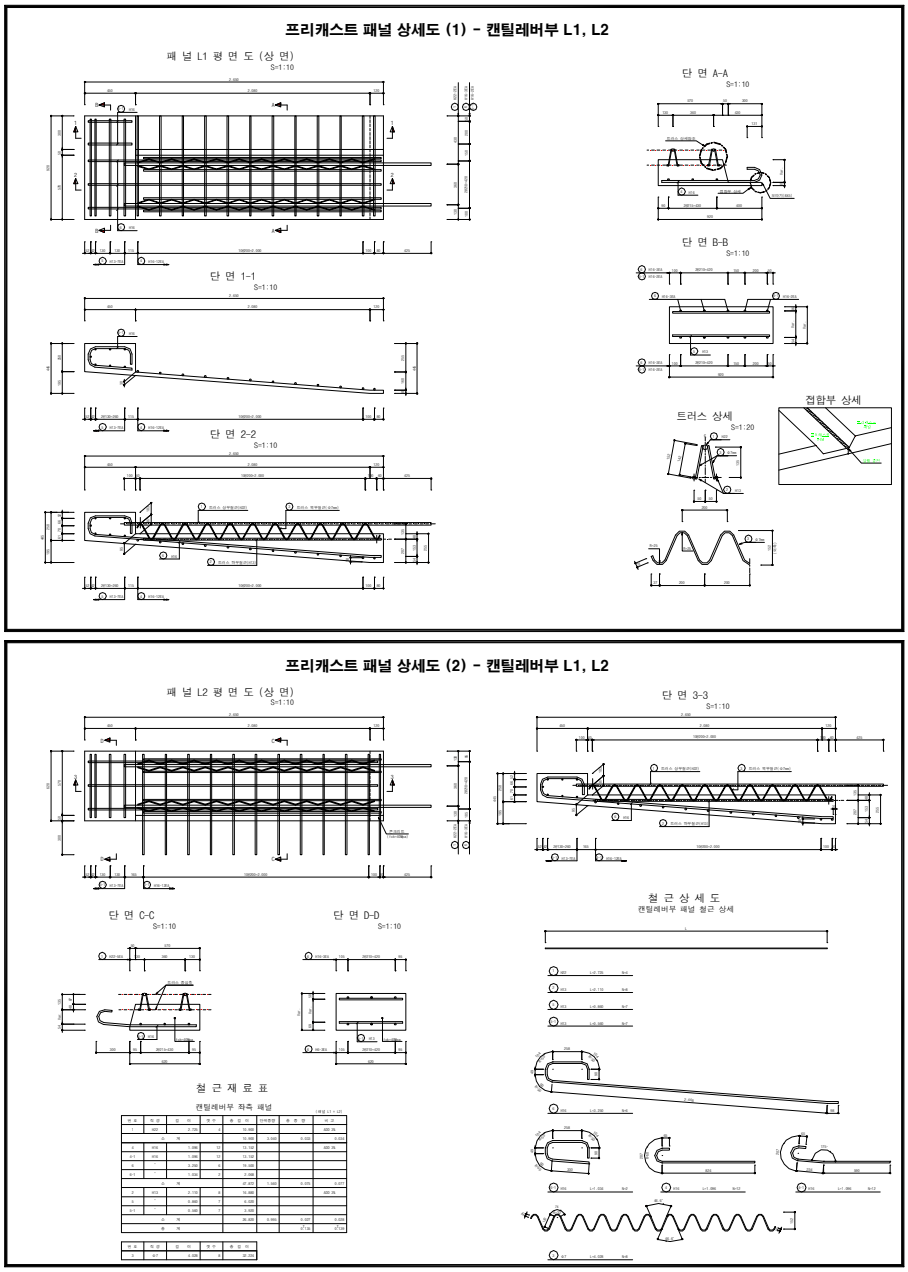


그림 3-12 캔틸레버부 프리캐스트 패널 상세도

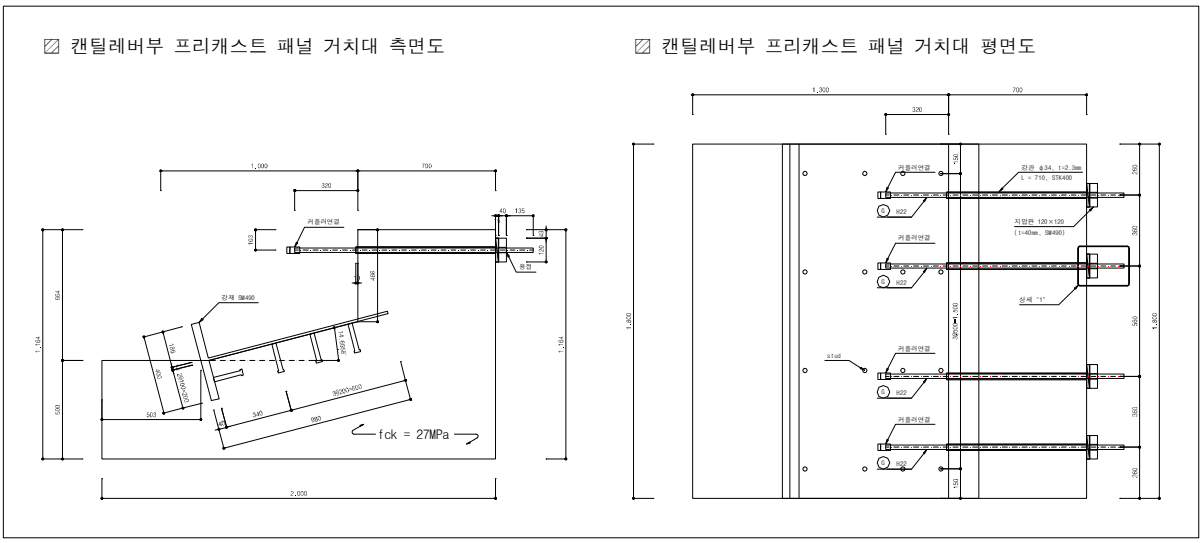


그림 3-13 캔틸레버부 프리캐스트 패널 거치대 제작도

구분	프리캐스트 패널	거치대	등가 하중 블록
거푸집			
콘크리트타설			
제작완료			

사진 3-2 시험체 제작 과정

(2) 합성바닥판 시험용 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

교축방향 이음부가 있는 경우 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 정적 재하 시험을 하기 위하여 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 패널 1SET를 제작하였다.



(a) 캔틸레버부 패널 거푸집 제작 및 철근 조립



(b) 캔틸레버부 패널 콘크리트 타설 완료



(c) 캔틸레버부 패널 제작 완료

사진 3-3 교축방향 이음부가 있는 캔틸레버부 프리캐스트 패널 제작 과정



(a) 중앙부 패널 강재거푸집에
철근 일부 조립 후 강선 배치



(b) 중앙부 패널 강선 긴장
(프리텐션 프리스트레스 도입)



(c) 중앙부 패널 긴장력 도입 후 철근 배근 완료



(d) 중앙부 패널 콘크리트 타설 완료



(e) 중앙부 패널 제작 완료

사진 3-4 교축방향 이음부가 있는 중앙부 프리캐스트 패널 제작 과정

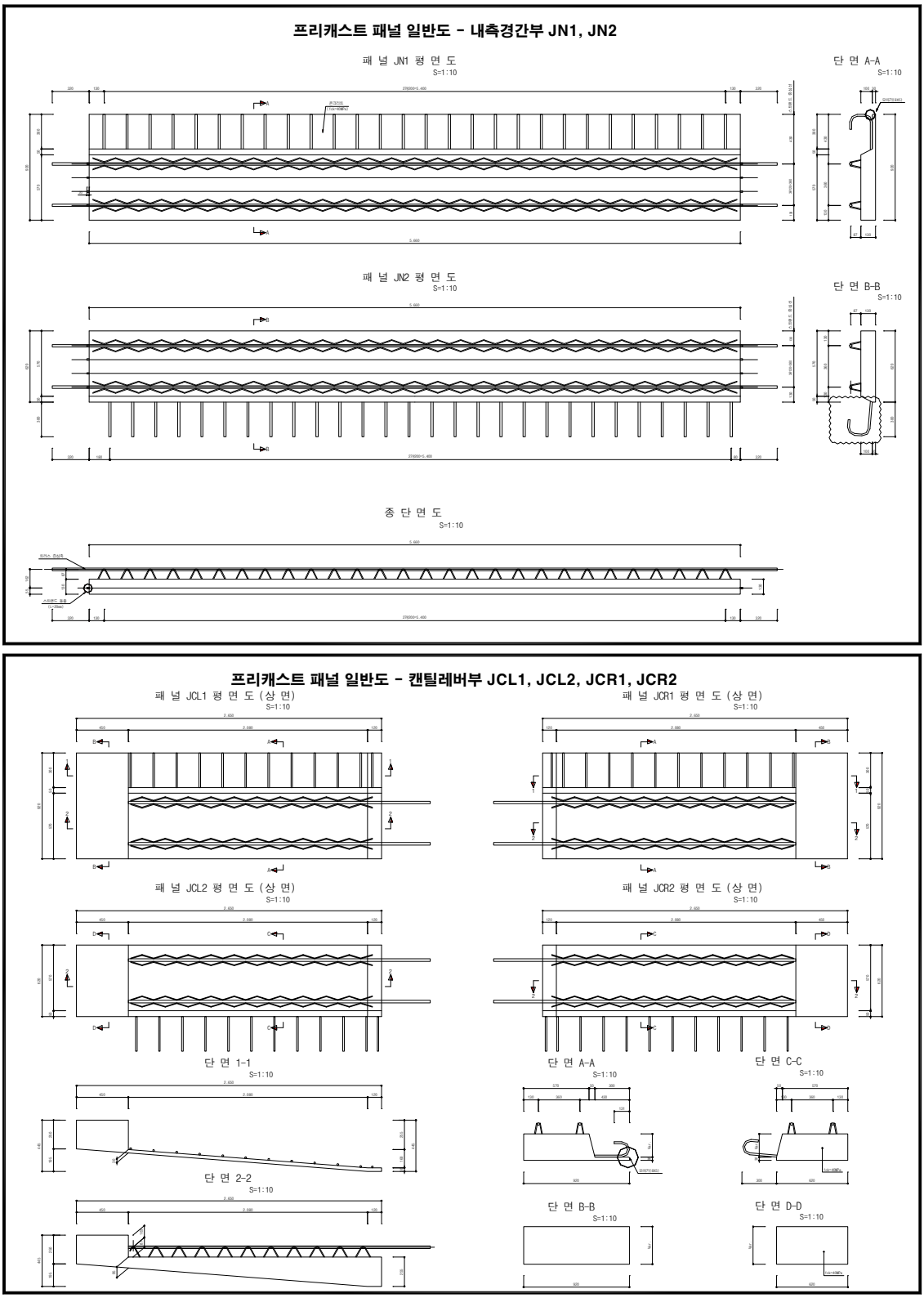


그림 3-14 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 패널 일반도

(3) 합성바닥판 시험용 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작

교축방향 이음부가 없는 경우 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 정적 재하 시험과 중앙부 프리캐스트 패널의 장기 변형을 측정하기 위하여 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 패널 1SET를 제작하였다.



(a) 캔틸레버부 패널 거푸집 제작 및 철근 조립



(a) 중앙부 패널 강선 긴장 및 철근 조립 완료



(b) 캔틸레버부 패널 콘크리트 타설 완료



(b) 중앙부 패널 콘크리트 타설 완료



(c) 캔틸레버부 패널 제작 완료



(c) 중앙부 패널 제작 완료

사진 3-5 교축방향 이음부가 없는 프리캐스트 패널 제작 과정

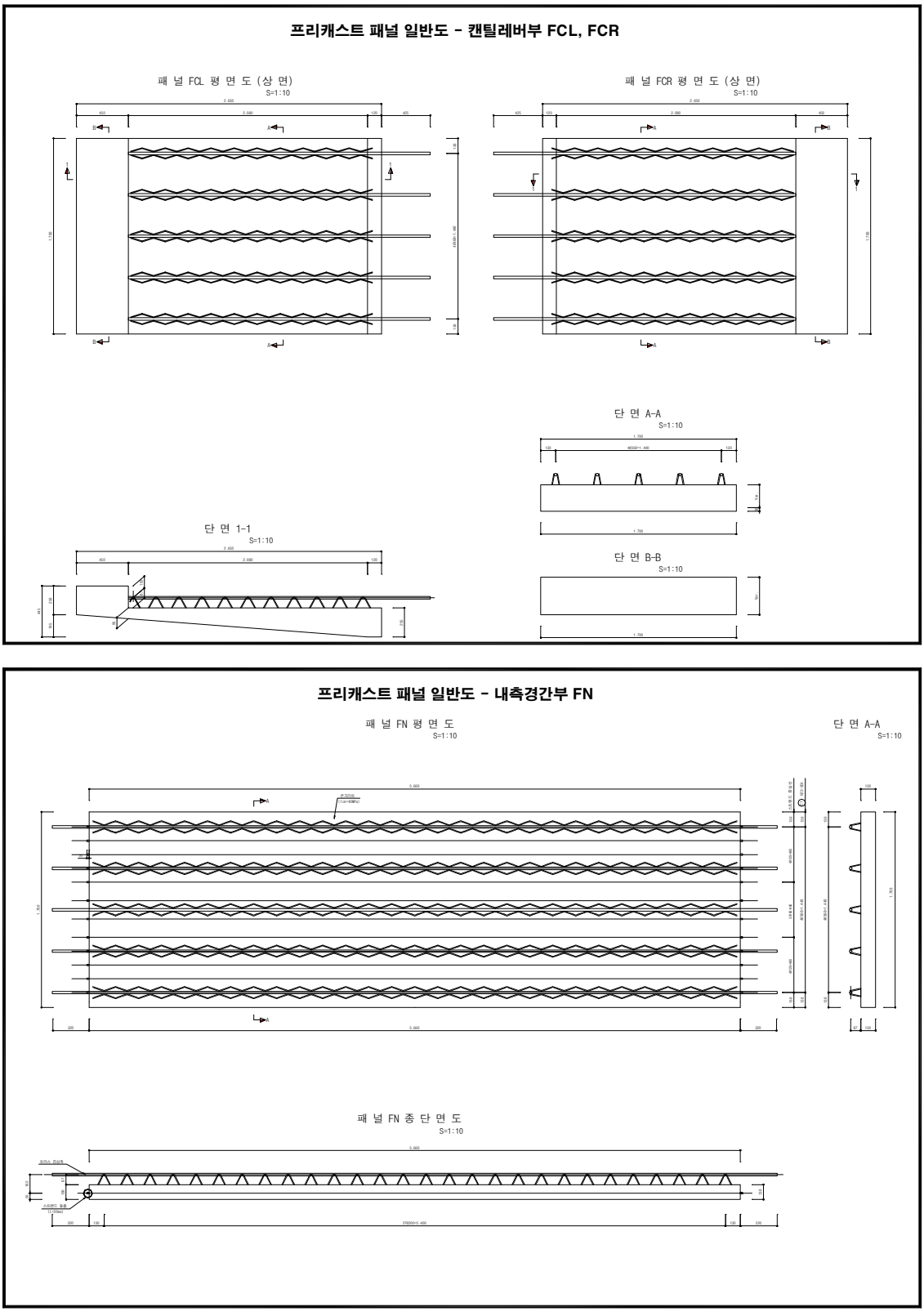


그림 3-15 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 패널 일반도

3. 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 실험

가. 캔틸레버부 프리캐스트 패널 실험

(1) 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중 재하 실험

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 가설 단계에서 교축직각 방향 이음구조가 실제 시공 가능여부를 판단하고 시공중 캔틸레버 패널의 거치 오류에 의한 과도한 끝단 처짐의 수정방법을 정량적으로 제시할 수 있도록 기초 데이터를 수집하는 것이 본 실험의 목적이다.

실험 순서는 다음과 같다.

(가) 거치대에 캔틸레버부 패널을 수평 상태로 거치

거치대와 패널 사이에 압축스터럿을 지지한 상태에서 캔틸레버부 패널을 거치대에 위치 시키고 커플러를 연결하였다. 유압잭을 이용하여 패널 위에 올려 놓은 수평계를 확인하여 수평상태로 거치하였다.

(나) 캔틸레버부 패널 자중 재하

유압잭의 유압을 제거하여 캔틸레버부 패널의 자중이 재하하였다.

(다) 캔틸레버부 패널을 수평 상태로 복원 시킴

자중이 재하된 캔틸레버 패널에 유압을 가하여 수평계를 확인하며 수평상태로 복원시켰다.

(라) 캔틸레버부 패널에 캠버 50mm 적용

수평상태의 캔틸레버부 패널에 유압을 추가하여 정밀레벨 측정값 기준으로 50mm 연직상향 캠버를 적용하였다.

(마) 캔틸레버부 패널 자중 재하

캠버가 적용된 상태에서 유압잭의 유압을 제거하여 캔틸레버부 패널의 자중을 재하하였다.

캔틸레버부 프리캐스트 패널의 수평상태, 자중재하, 캠버 적용 등을 위하여 유압잭을 배치하였고, 캔틸레버 끝단에 자를 부착하여 정밀레벨로 캔틸레버부 끝단에서의 연직변위의 변화를 측정하였다. 또한 캔틸레버부 프리캐스트 패널 거치시 상현강재와 캔틸레버부 패널 사이의 탄성재의 변화량과 캔틸레버부 끝단에서의 연직변위를 측정하기 위하여 토탈스테이션 타겟을 설치하였다. 실험 장치의 세팅 개요를 그림 3-16에 도시하였으며 사진 3-6은 실험 진행 모습이다.

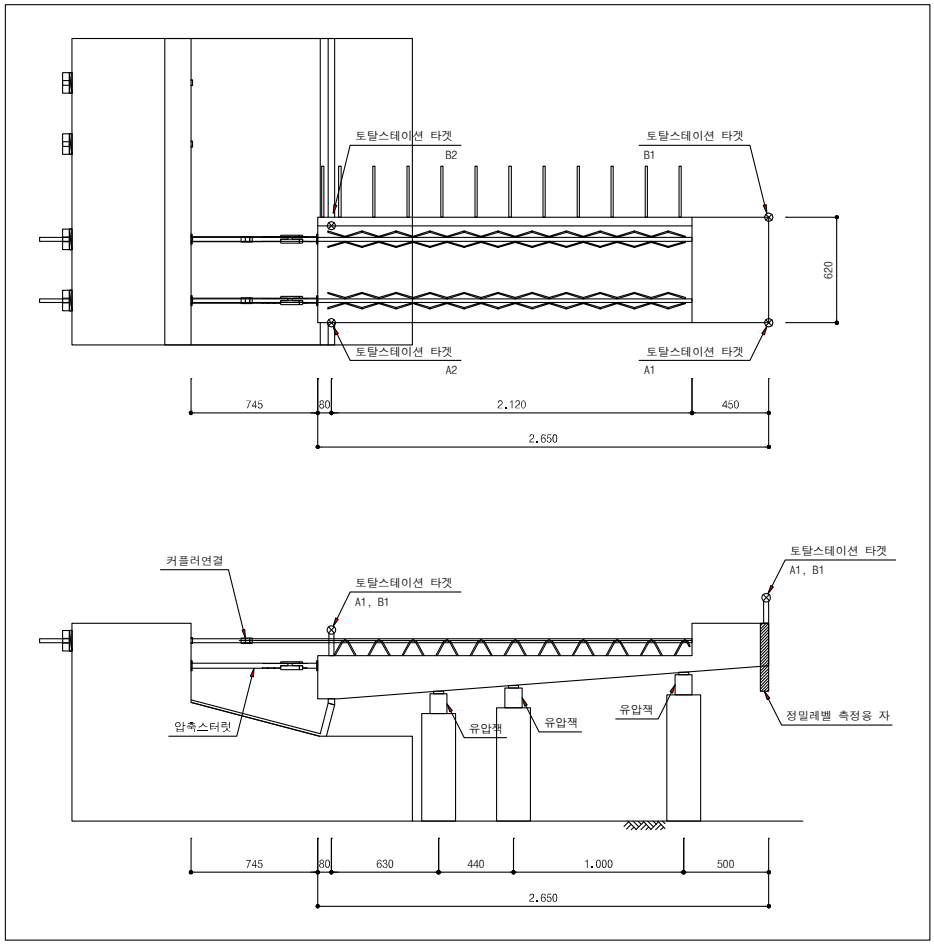


그림 3-16 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중 재하 실험 개요도



사진 3-6 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중 재하 실험 광경

실험은 2회 진행하였으며 실험에서 얻어진 데이터는 다음의 표 3-1과 같다.

표 3-1 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중재하 실험 원본 데이터

CASE (1회차)		정밀레벨 (cm)	토탈스테이션 (m)			
			A1	B1	A2	B2
1-1	수평1	20.60	101.1868	101.1906	100.9982	101.0820
1-2	자중1	23.70	101.1510	101.1520	100.9932	101.0746
1-3	수평2	21.40	101.1786	101.1812	100.9934	101.0764
1-4	캠버	16.40	101.2290	101.2302	100.9954	101.0772
1-5	자중2	19.40	101.1988	101.1988	100.9904	101.0710

CASE (2회차)		정밀레벨 (cm)	토탈스테이션 (m)			
			A1	B1	A2	B2
2-1	수평1	20.50	101.1876	101.1892	100.9996	101.0814
2-2	자중1	23.70	101.1518	101.1486	100.9964	101.0742
2-3	수평2	21.00	101.1826	101.1824	100.9958	101.0762
2-4	캠버	16.00	101.2324	101.2334	100.9882	101.0762
2-5	자중2	18.60	101.2062	101.2044	100.9874	101.0722

각 회차에서 수평1의 상태를 기준으로 하고 단위를 mm 로 통일하면 표 3-2와 같이 정리할 수 있다. 표에서 음(-)의 값은 연직 하향을 나타내며 양(+)의 값은 연직 상향을 나타낸다.

표 3-2 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중재하 실험 수정데이터

CASE (1회차)		정밀레벨 (mm)	토탈스테이션 (mm)			
			A1	B1	A2	B2
1-1	수평1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1-2	자중1	-31.0	-35.8	-38.6	-5.0	-7.4
1-3	수평2	-8.0	-8.2	-9.4	-4.8	-5.6
1-4	캠버	42.0	42.2	39.6	-2.8	-4.8
1-5	자중2	12.0	12.0	8.2	-7.8	-11.0

CASE (2회차)		정밀레벨 (mm)	토탈스테이션 (mm)			
			A1	B1	A2	B2
2-1	수평1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2-2	자중1	-32.0	-35.8	-40.6	-3.2	-7.2
2-3	수평2	-5.0	-5.0	-6.8	-3.8	-5.2
2-4	캠버	45.0	44.8	44.2	-11.4	-5.2
2-5	자중2	19.0	18.6	15.2	-12.2	-9.2

수평상태에서 자중을 재하했을 때의 연직 변위 변화량, 캠버상태에서 자중을 재하했을 때의 연직 변위 변화량, 수평상태에서 캠버 적용시 변화량을 산정하고, 토탈스테이션 측정값 중 캔틸레버 끝단에서 탄성재의 변화량을 고려하여 보정하면 표 3-3과 같다.

표 3-3 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중재하 실험시 연직 변화량

CASE (1회차)	정밀레벨 (mm)	토탈스테이션 (mm)					
		원 데이터				탄성재 변위 보정	
		A1	B1	A2	B2	A1-A2	B1-B2
자중1 - 수평1	-31.0	-35.8	-38.6	-5.0	-7.4	**-30.8**	**-31.2**
자중2 - 캠버	-30.0	-30.2	-31.4	-5.0	-6.2	**-25.2**	**-25.2**

CASE (2회차)	정밀레벨 (mm)	토탈스테이션 (mm)					
		원 데이터				탄성재 변위 보정	
		A1	B1	A2	B2	A1-A2	B1-B2
자중1 - 수평1	-32.0	-35.8	-40.6	-3.2	-7.2	**-32.6**	**-33.4**
자중2 - 캠버	-26.0	-26.2	-29.0	-0.8	-4.0	**-25.4**	**-25.0**

정밀레벨 데이터와 토탈스테이션 측정값중 A1, B1 데이터는 캔틸레버 끝단에서의 값으로 탄성재의 처짐값인 A2, B2의 값을 고려하여 보정하여야 캔틸레버부 프리캐스트 패널 전체의 거동을 파악할 수 있다. 탄성재 변위 보정값을 분석해 보면 수평상태에서 패널 자중을 재하하였을 때 31mm~33mm의 연직 하향 변위가 발생하였으며 50mm 캠버를 적용한 상태에서 패널 자중을 재하하였을 때 25mm 정도의 연직 하향 변위가 발생하여 연직 상향으로 25mm정도의 캠버를 확보한 상태라고 판단할 수 있다.

수평상태에서 자중을 재하하는 경우와 캠버상태에서 자중을 재하하는 경우 연직 변위가 6~7mm 차이가 발생하는 원인은 압축스터럿의 길이 변화라고 판단된다. 패널을 처음 수평 거치할 때 압축스터럿의 길이는 745mm인데 패널에 캠버를 적용하는 경우 압축스터럿과 패널간의 이격이 약간 발생하여 압축스터럿의 길이를 약간 늘리게 되는데 이 때문에 패널 자중에 의한 연직 변위가 덜 발생하게 되는 것으로 사료된다.

(2) 캔틸레버부 프리캐스트 패널 하중 재하 실험

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 가설단계에서 교축직각방향 이음부 타설후 압축스터럿을 제거한 후 바닥판 합성을 위한 현장타설 콘크리트를 시공하게 된다. 교축직각방향 이음부를 타설한 상태의 구조계에서 재하되는 하중은 현장타설콘크리트 하중, 작업하중, 데크피니셔 하중 등이다. 본 실험에서는 이러한 하중이 재하되었을 때 구조계의 안정성을 확인하고자 한다.

해당 상태의 구조계를 형성하기 위하여 교축직각방향 이음부에 몰탈을 타설하였다.

사용 몰탈의 기준강도는 55MPa였으며, 타설시 압축강도 실험을 위하여 50㎜×50㎜×50㎜ 큐브 공시체 9개를 제작하였다.



(a) 거푸집 설치 (b) 몰탈 타설 (c) 거푸집 탈형

사진 3-7 교축방향 이음부 시공과정

몰탈 타설 5일 후 3개의 공시체에 대하여 압축강도실험을 수행하였으며 강도는 각각 39.3MPa, 39.4MPa, 34.9MPa로 측정되었고 평균값은 37.9MPa이다. 가설단계 하중에 저항하기 위해 필요한 콘크리트의 압축강도는 5MPa 이므로 강도는 충분히 발현되었음을 알 수 있다. 이 후 압축스터럿을 제거하였으며, 하중재하 및 제하, 그에 따른 측정 순서는 다음과 같다.

(가) 현장타설 콘크리트 하중 재하

현장타설 콘크리트 등가 하중에 해당하는 H형강과 현장타설 콘크리트 등가 하중 블록을 순차적으로 재하, 측정하였다.

(나) 작업하중 재하 및 제하

기 제작한 작업하중 등가 블록 하중을 재하하고 측정한 후 블록을 제거한 후 다시 측정하였다.

(다) 데크피니셔 하중 재하 및 제하

데크피니셔 하중과 동일한 중량의 블록을 재하한 상태를 측정하고 나서 블록을 제거하고 측정하였다.

(라) 현장타설 콘크리트 하중 제하

앞에서 재하한 현장타설 콘크리트 등가 하중 블록과 H형강을 차례로 제거하면서 측정하였다.



(a) 하중 재하 전



(b) 현장타설 콘크리트 등가 하중 재하



(c) 작업하중 등가 하중 재하



(d) 데크피니셔 하중 등가 하중 재하

사진 3-8 가설단계별 하중 재하

실험은 1회 진행하였으며 실험에서 얻어진 데이터는 다음의 표 3-4와 같다.

표 3-4 캔틸레버부 프리캐스트 패널 재하 실험 원본 데이터

CASE		정밀레벨 (cm)	토탈스테이션 (m)			
			A1	B1	A2	B2
1	자중	26.65	101.0664	101.0670	100.8586	100.9434
2	H-beam	26.45	101.0684	101.0690	100.8588	100.9434
3	H-beam+현타	26.75	101.0654	101.0662	100.8586	100.9434
4	H-beam+현타+작업	27.00	101.0632	101.0638	100.8586	100.9436
5	H-beam+현타	26.80	101.0652	101.0656	100.8586	100.9436
6	H-beam+현타+데크	27.35	101.0598	101.0604	100.8584	100.9436
7	H-beam+현타	26.85	101.0646	101.0652	100.8586	100.9434
8	H-beam	26.55	101.0676	101.0682	100.8586	100.9432
9	자중	26.45	101.0684	101.0690	100.8586	100.9432

각 단계에서 자중 상태를 기준으로 하고 단위를 mm 로 통일하면 표 3-5와 같이 정리할 수 있다. 표에서 음(-)의 값은 연직 하향을 나타내며 양(+)의 값은 연직 상향을 나타낸다.

표 3-5 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중재하 실험 수정데이터

CASE		정밀레벨 (mm)		토탈스테이션 (mm)					
				A1		B1		A2	B2
		측정값	전단계와의 차이	측정값	전단계와의 차이	측정값	전단계와의 차이		
1	자중	0.0	-	0.0	-	0.0	-	0.0	0.0
2	H-beam	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	0.2	0.0
3	H-beam+현타	-1.0	-3.0	-1.0	-3.0	-0.8	-2.8	0.0	0.0
4	H-beam+현타+작업	-3.5	-2.5	-3.2	-2.2	-3.2	-2.4	0.0	0.2
5	H-beam+현타	-1.5	2.0	-1.2	2.0	-1.4	1.8	0.0	0.2
6	H-beam+현타+데크	-7.0	-5.5	-6.6	-5.4	-6.6	-5.2	-0.2	0.2
7	H-beam+현타	-2.0	5.0	-1.8	4.8	-1.8	4.8	0.0	0.0
8	H-beam	1.0	3.0	1.2	3.0	1.2	3.0	0.0	-0.2
9	자중	2.0	1.0	2.0	0.8	2.0	0.8	0.0	-0.2

데이터를 살펴 보면 자중상태에서는 탄성재가 연직력을 지지하였으나 이번 실험에서는 몰탈이 연직력을 지지하기 때문에 A2, B2 지점에서의 연직 변위는 거의 변화하지 않았다. 2단계에서 변위가 상향으로 발생한 것은 H-beam을 패널 위에 거치시키는 과정에서 패널에 약간의 충격이 가해졌기 때문이라고 사료된다.

2단계에서 3단계 변화값과 7단계에서 8단계 변화값이 각각 3mm 씩으로 동일하며, 3단계에서 4단계 변화값은 2.5mm, 4단계에서 5단계 변화값은 2.0mm로 0.5mm 차이가 나고, 5단계에서 6단계 변화값은 5.5mm, 6단계에서 5단계 변화값은 5mm로 마찬가지고 0.5mm 차이가 난다. 따라서 교축방향 이음부를 타설한 구조계가 가설 하중에 의한 하중에 대하여 탄성거동을 한다고 볼 수 있다.

나. 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 측정

트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판에서 중앙부 프리캐스트 패널은 비교적 얇은 프리캐스트 패널에 프리텐셔닝 방식에 의해 프리스트레스가 도입되고, 트러스 철근이 배치되어져 있기 때문에 견고하지만, 두께에 비해 매우 긴 구조체이다. 실교량에 적용하는 경우 프리캐스트 패널을 많은 매수 제작하여 거치해 두게 될 것이다. 이 경우 크리프 등에 의하여 변형이 발생할 수 있기 때문에 2개월 정도 야외에 적치시킨 상태에서 변형량을 측정하였다.

대상 패널은 실제 교량시공에 사용될 패널과 가장 유사한 교축직각방향 이음부가 없는 시험체 중 중앙부 프리캐스트 패널을 사용하였으며, 실제 시공시 패널이 지지될 지점간격을 적용하였다. 계측은 정밀레벨로 측정하였으며 정밀레벨 측정을 위하여 시험체의 지점 2곳과 중앙부에 계측용 자를 부착하였으며, 지점부가 침하될 경우를 대비하여 인근의 기준점을 선정하여 계측용 자를 부착하였다.

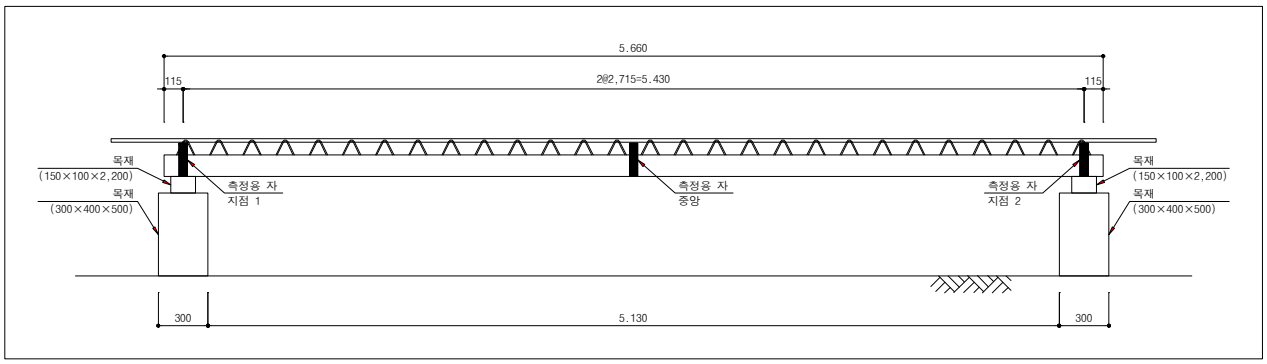


그림 3-17 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 측정 실험 개요

계측은 거치 후 6일차, 12일차, 18일차, 32일차, 60일차에 측정하였으며 각 회차마다 2회 측정하여 평균을 내었다. 본 계측값은 모두 상대변위로 각 측정시 기준값에 대한 상대값으로 표현하여야 하며, 각 일차 측정치는 6일차 측정값을 기준값(0)으로 하여 변동량을 산정하였다. 변동량이 양(+)의 값인 경우 연직 상향으로의 변화이며 음(-)의 값인 경우 연직하향 변화를 나타낸다.

표 3-6 중앙부 패널 장기 변형 계측값

6일차 측정	기준	지점1	중앙	지점2
1회	54.090	110.380	76.550	56.200
2회	54.010	110.380	76.560	56.220
평균	54.050	110.380	76.555	56.210
기준과의 차	0.000	56.330	22.505	2.160

12일차 측정	기준	지점1	중앙	지점2
1회	63.190	119.670	84.430	65.190
2회	63.150	119.680	84.390	65.190
평균	63.170	119.675	84.410	65.190
기준과의 차	0.000	56.505	21.240	2.020
6일차 대비 변동량	0.000	-0.175	1.265	0.140
	지점 1, 지점 2 평균값			-0.018
	지점간 평균값과 중앙값과의 차이			**1.283**

18일차 측정	기준	지점1	중앙	지점2
1회	26.300	82.350	46.590	28.490
2회	26.290	82.350	46.450	28.490
평균	26.295	82.350	46.520	28.490
기준과의 차	0.000	56.055	20.225	2.195
6일차 대비 변동량	0.000	0.275	2.280	-0.035
	지점 1, 지점 2 평균값			0.120
	지점간 평균값과 중앙값과의 차이			**2.160**

32일차 측정	기준	지점1	중앙	지점2
1회	35.520	91.290	54.520	39.375
2회	35.520	91.390	54.470	39.375
평균	35.520	91.340	54.495	39.375
기준과의 차	0.000	55.820	18.975	3.855
6일차 대비 변동량	0.000	0.510	3.530	-1.695
	지점 1, 지점 2 평균값			-0.592
	지점간 평균값과 중앙값과의 차이			**4.123**

60일차 측정	기준	지점1	중앙	지점2
1회	32.500	87.890	52.700	
2회	32.510	87.830	52.710	
평균	32.505	87.860	52.705	
기준과의 차	0.000	55.355	20.200	
6일차 대비 변동량	0.000	0.975	2.305	
	지점 1, 지점 2 평균값			0.975
	지점간 평균값과 중앙값과의 차이			**1.330**

실험 중간에 지점2에 부착한 측정용 자가 시험체에서 박리되어 60일차의 지점2의 값은 측정하지 못하였다. 중앙부 프리캐스트 패널의 시간에 따른 중앙부 처짐을 도시하면 그림 3-18과 같다.

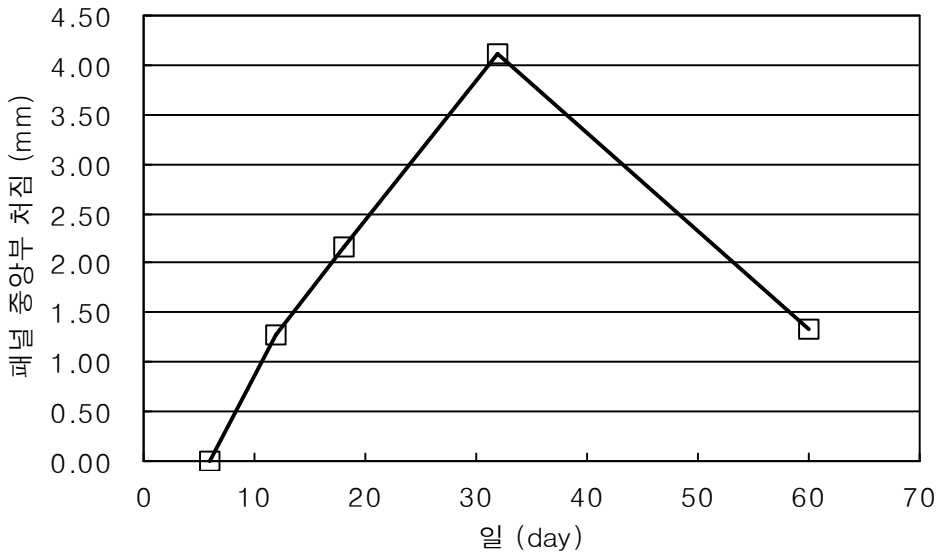


그림 3-18 중앙부 프리캐스트 패널의 장기 변형

32일차까지는 중앙부 변형이 4.123㎜까지 증가하다가 60일차에서 감소한 것으로 나오지만 중앙부 프리캐스트 패널의 장기 변형은 프리스트레싱 긴장력에 의한 크리프 처짐의 영향이 우세하다고 판단되므로 60일차의 실험값은 신뢰할 수 없다고 판단된다.

다. 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 실험

(1) 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 제작

교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 정적 휨 성능 평가를 위하여 기 제작한 JCL1, JCL2, JCR1, JCR2, JN1, JN2 패널을 사용하여 실제 시공 순서와 동일한 방법으로 실험체를 시공하였다.



(a) 중앙부 프리캐스트 패널 거치



(b) 캔틸레버부 프리캐스트 패널 거치



(c) 실링제 시공



(d) 교축직각방향 이음부 철근 배근



(e) 이음부 콘크리트 타설



(f) 이음부 콘크리트 양생포 설치



(g) 현장배근 철근 배근



(h) 현장타설 콘크리트 시공

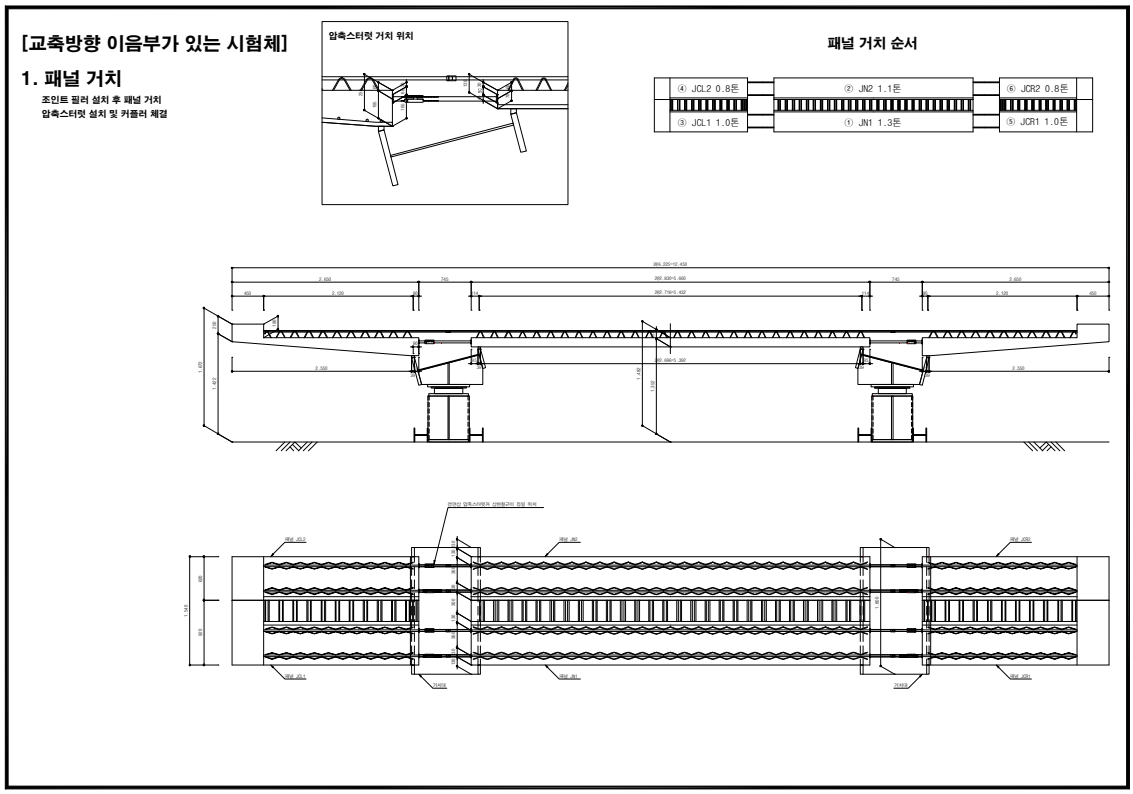


(i) 현장 타설 콘크리트 양생포 설치

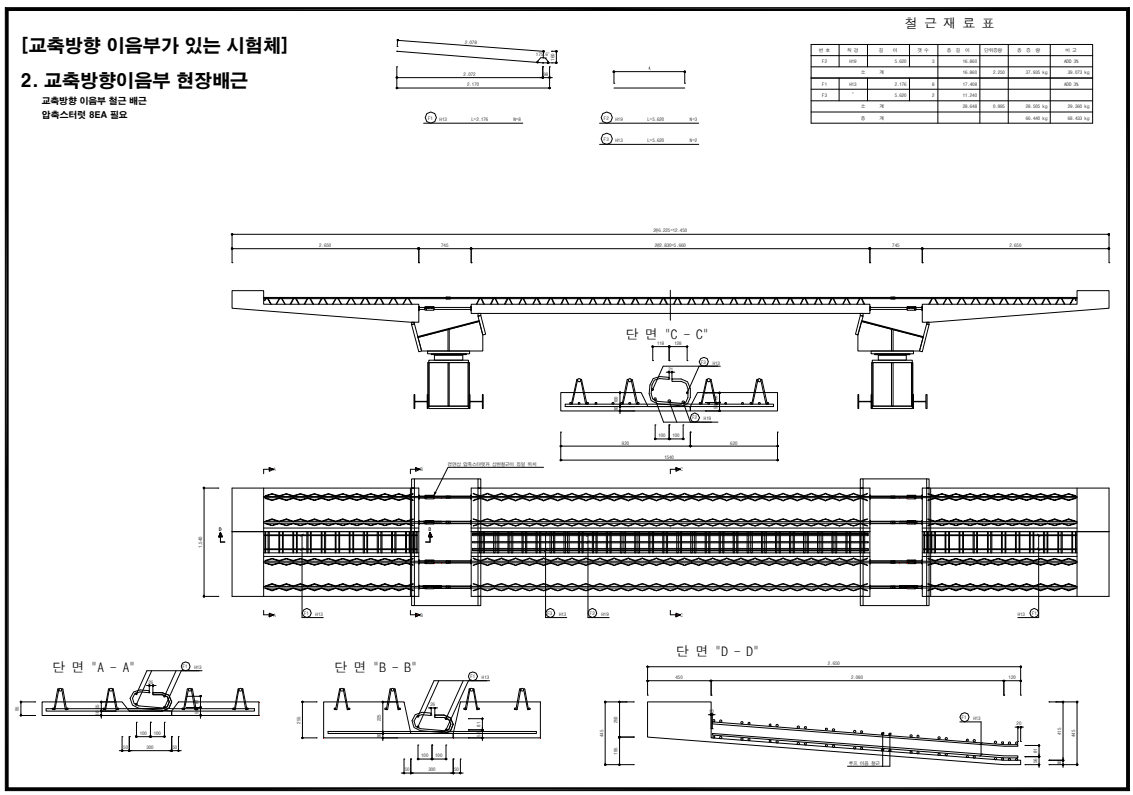


(j) 바닥판 완성

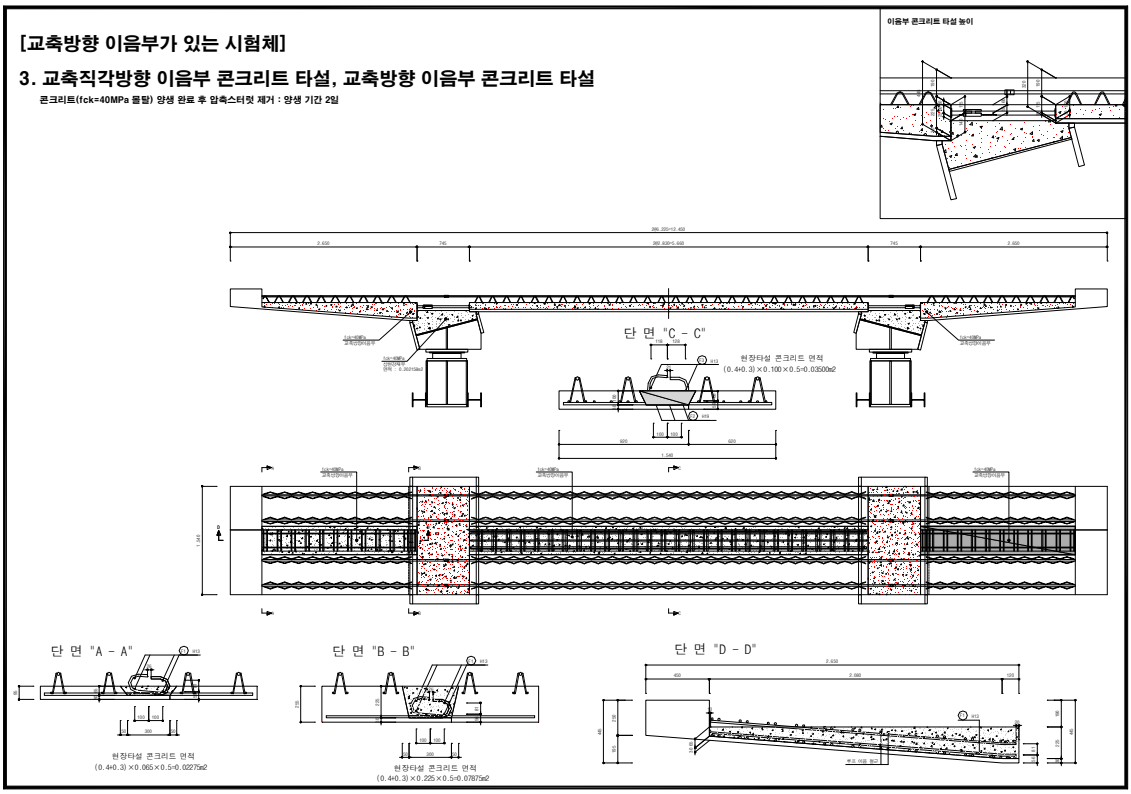
사진 3-9 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 제작



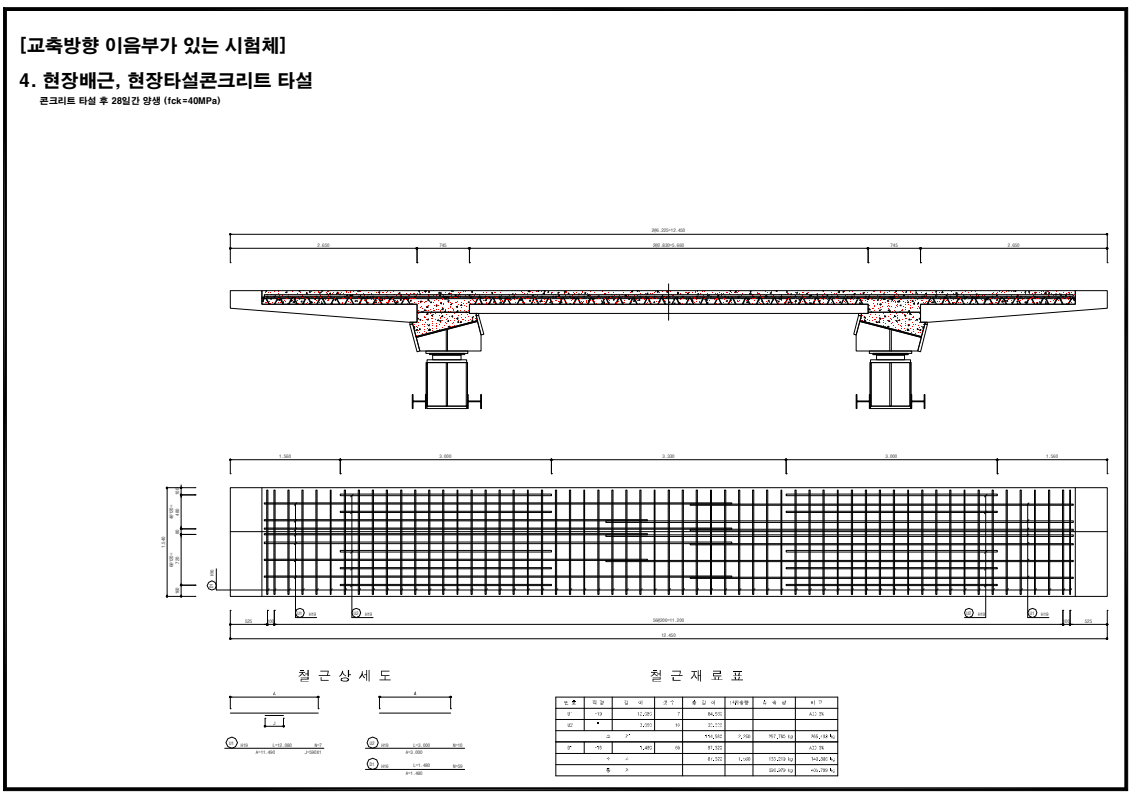
(a) 프리캐스트 패널 거치



(b) 교축방향 이음부 현장배근



(c) 이음부 콘크리트 타설



(d) 현장 배근, 현장타설 콘크리트 타설

그림 3-19 교축방향 이음부가 있는 시험체 제작 순서도

(2) 예비 해석을 통한 실험결과의 예측

트러스 하프 프리캐스트 바닥판은 PCT 거더의 상현강재 위에 시공되며 내민보가 있는 2점 지지 단순보로 구조계를 단순화할 수 있다. 그림 3-20에서 정모멘트의 위험단면은 ①이 되며, 부모멘트의 위험단면은 ②와 ③이 되는데 그 중에서 ②의 단면 높이가 더 낮기 때문에 부모멘트의 임계위험단면은 ②가 된다.

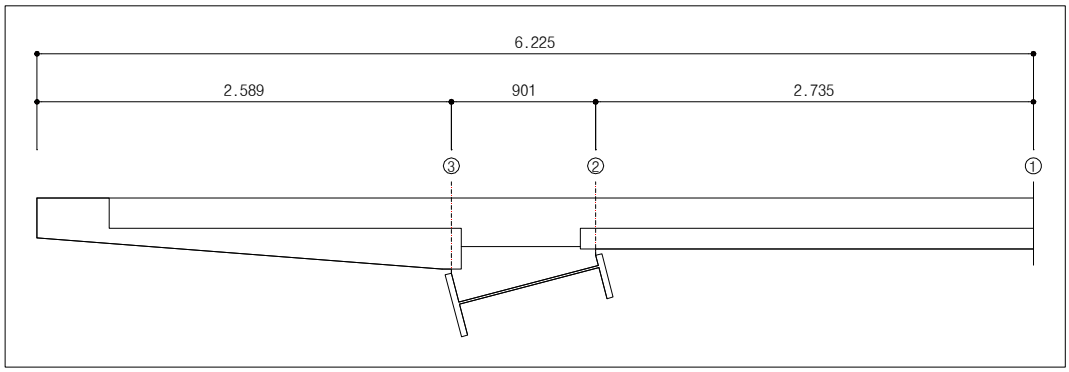


그림 3-20 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 휨모멘트 위험단면

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 부모멘트 저항 능력을 검증하기 위해서는 캔틸레버부에 대칭 형태로 하중을 재하하여야 하며, 정모멘트 저항 능력을 검증하기 위해서는 바닥판 중앙부에 하중을 재하하여야 한다.

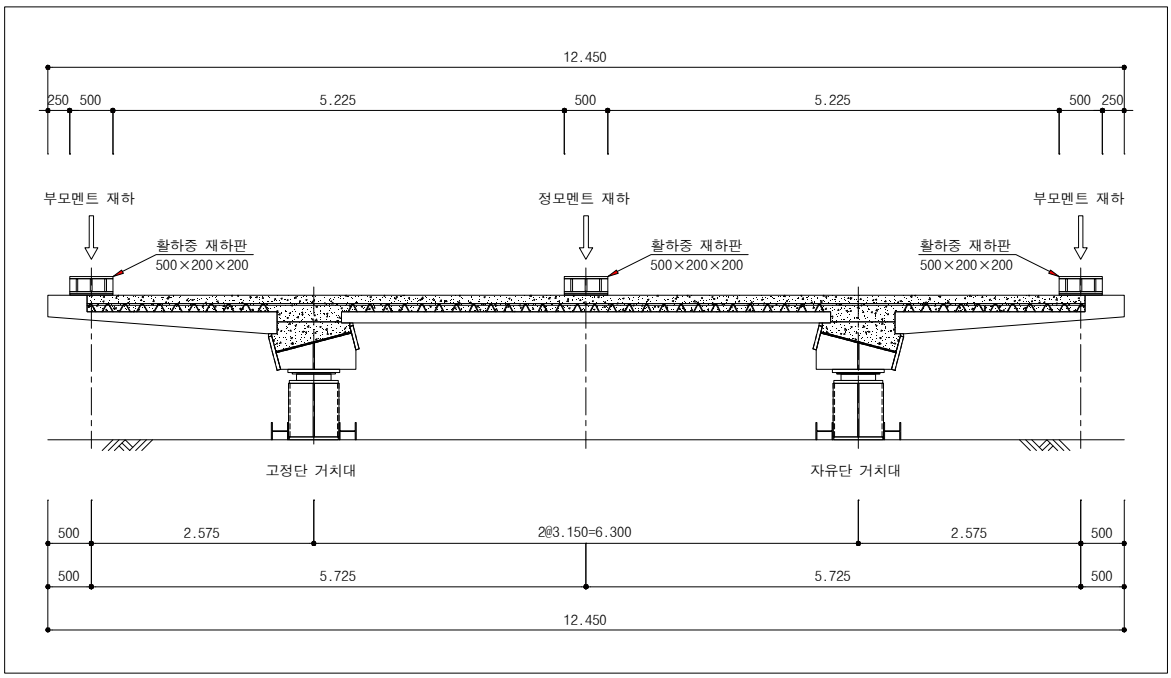
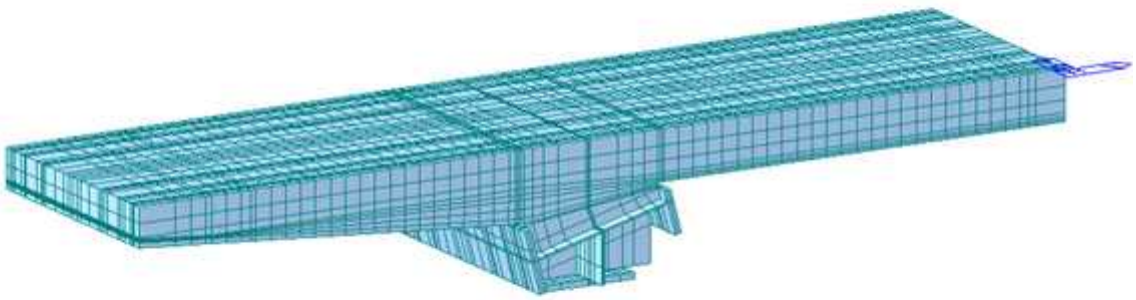


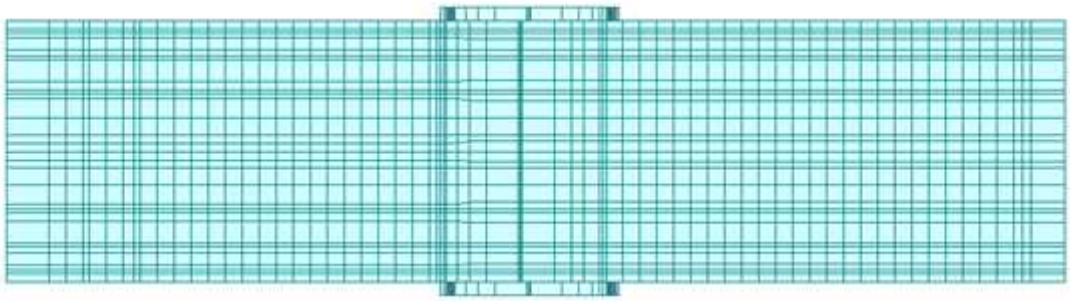
그림 3-21 교축방향 이음부가 있는 시험체 정적 재하 실험 개요도

교축방향 이음부가 있는 하나의 시험체로 부모멘트 저항능력과 정모멘트 저항능력을 검증하기 위하여 일단 부모멘트 재하 시험을 진행하고 이후 정모멘트 재하 시험을 진행하는 것으로 계획하였다. 구조물이 대칭이기 때문에 캔틸레버 양단에 동일한 하중을 재하하여야 하며 내민보에 하중을 재하하게 되면 지점과 지점사이 내측지간에도 부모멘트가 발생하게 된다. 이 때 정모멘트에 저항하여야 하는 지간 중앙부도 부모멘트에 의하여 손상이 발생하기 때문에 지간중앙부에도 동시에 재하하여 부모멘트를 상쇄시켜야만 한다. 지간 중앙에 발생하는 부모멘트를 상쇄시킬 수 있는 정모멘트 재하량을 판단하기 위하여 전산구조해석을 실시하였다.

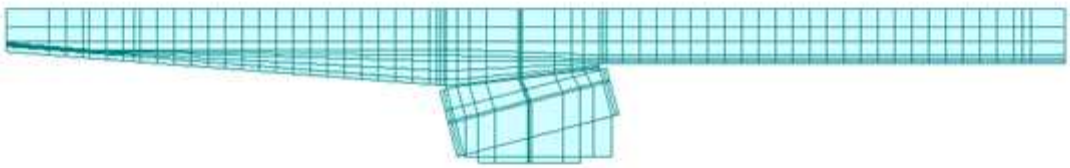
해석에는 솔리드 요소를 사용하였으며, 1.54m의 폭원으로 대칭으로 고려하여 실험체의 반(12.45 / 2 = 6.255m)만을 모델링하였고, 철근과 강선은 고려하지 않았다.



(a) 모델링 전체 형상



(b) 모델링 상면

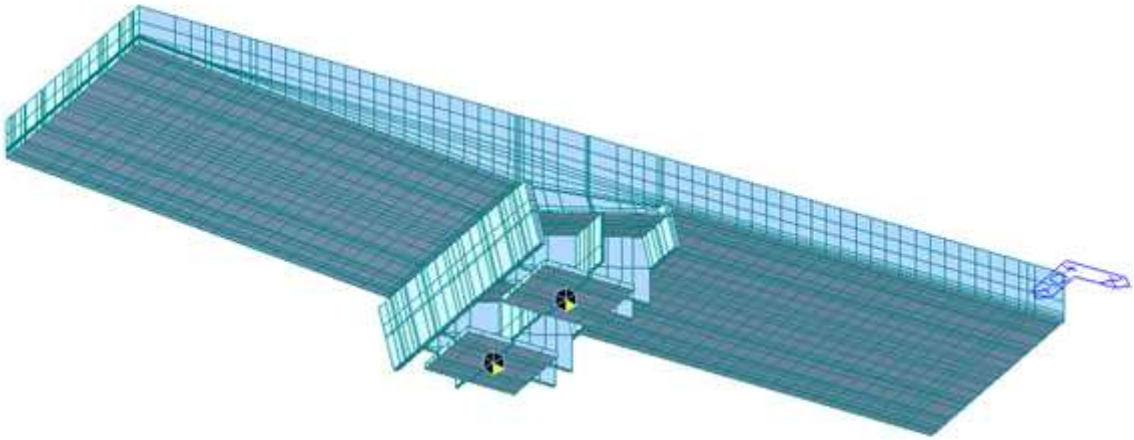


(c) 모델링 측면

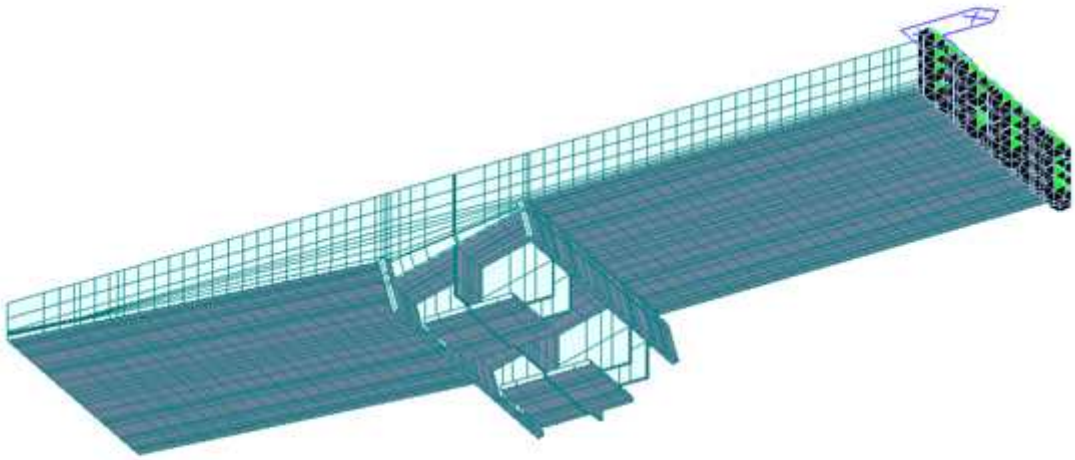
그림 3-22 교축방향 이음부가 있는 바닥판 시험체 모델링 메쉬

지점은 실험시 사용할 400㎜×300㎜ 탄성패드를 탄성패드 중앙부에 압축전담스프링

을 이용하여 모델링하였으며 압축스프링 계수는 업체에서 제공하는 값인 41,678 tonf/m를 적용하였다. 대칭모델이기 때문에 내측지간 중앙부 단면의 x방향 변위를 고정하였다.



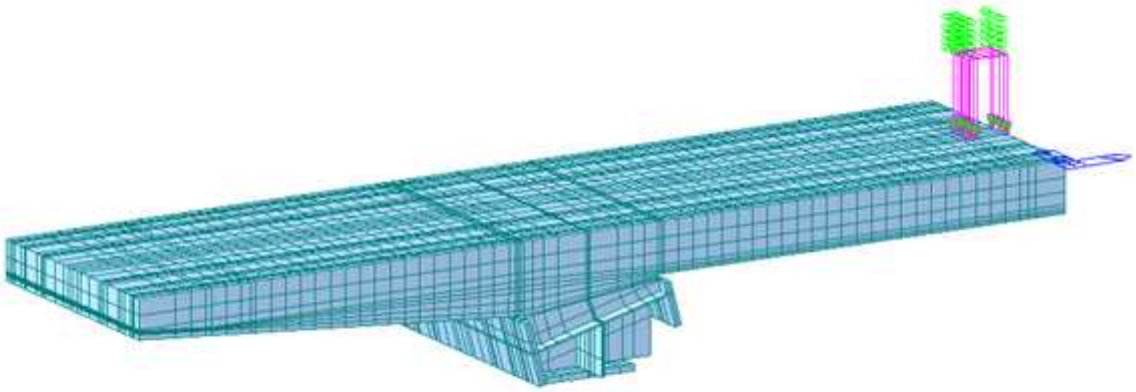
(a) 압축전담 스프링 지점 모델링



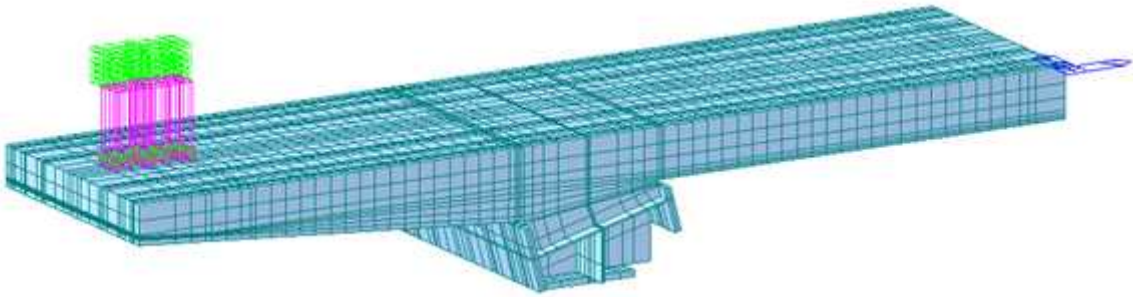
(b) 대칭 단면 지점 모델링

그림 3-23 모델링 지점 조건

하중 경우는 총 2가지로 먼저 정모멘트 재하하중으로 0.25m×0.2m 면적에 10kN/㎡를 재하하여 0.5kN을 재하하였고, 두 번째로는 부모멘트 재하하중,으로 0.5m×0.2m 면적에 10kN/㎡를 재하하여 1kN를 재하하였다.



(a) 정모멘트 재하 경우



(b) 부모멘트 재하 경우

그림 3-24 하중 경우 모델링

해석결과를 이용하여 각 위험 단면에서의 단면력을 산정하면 다음과 같다.

표 3-7 교축방향 이음부가 있는 시험체의 유한요소 해석 결과

하중 경우	단면력 (kN · m)		
	정모멘트 위험단면	부모멘트 위험 단면	
	위치 1	위치 2	위치 3
정모멘트 1kN 재하	-1.513	-0.217	0.000
부모멘트 1kN 재하	2.575	2.575	2.089

해석결과를 보면 시험체가 내민보를 지닌 단순지지보로 간주하는 것이 타당하며, 최대 정모멘트 크기를 이용하여 지점간 거리를 역산해 보면 다음과 같다.

$$M_{P=} \ (P_P \cdot L)/4$$
$$L = \ (4 \cdot M_P)/P_P \ = (4 \times 1.513)/1 \ = \ 6.052\,m$$

그림 3-21을 살펴보면 6.052m는 실험과 해석상의 지점간 거리인 6.3m에 비하여 0.248m 짧은 지간거리이다. 또한 최대 부모멘트 크기를 이용하여 지점의 위치를 역산

해 보면 다음과 같다.

$M_N = P_N \cdot a$

$a = M_N / P_N = 2.575/1 = 2.575m$

2.575m는 실험과 해석상의 부모멘트 재하하중과 지점간의 거리와 동일한 값이다.

부모멘트 재하시 내측지간 중앙부에 발생하는 부모멘트를 상쇄시키는 정모멘트 재하 하중의 비는 다음과 같다.

$P_P/P_N = 2.575/1.513 = 1.702, \therefore P_P \cong 1.7P_N$

따라서, 캔틸레버부 재하 하중의 1.7배의 하중을 지간중앙에 재하하여야 내측지간 중앙부에 부모멘트를 상쇄시킬 수 있다.

부모멘트 재하하중 1kN, 정모멘트 재하하중 1.7kN 일 때 위치 2에 발생하는 외력 모멘트는 2.575-0.217×1.7=2.2061kN·m이므로 트러스 거더 상부철근을 고려하는 경우 시험체의 단면 공칭 저항 모멘트 454.070 kN·m와 같은 크기의 외력 모멘트를 발생시키기 위한 하중은 454.070/2.2061 = 205.825kN이 되며, 트러스 거더 상부철근을 고려하지 않는 경우 시험체의 단면 공칭 저항 모멘트 339.600kN·m와 같은 크기의 외력 모멘트를 발생시키기 위한 하중은 339.600/2.2061 = 153.937kN이 된다. 또한 시험체의 정모멘트에 대한 내측 지간 (위치 1)의 단면 공칭 저항 모멘트는 -466.560kN·m 이며, 단면 공칭 저항 모멘트에 도달하기 위한 정모멘트 재하 하중을 산정하면 466.560/1.513 = 308.367kN이 된다.

(3) 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 정적 재하 실험

정모멘트 재하를 위하여 지간중앙부에는 하중컨트럴과 변위컨트럴이 가능한 2,000kN 용량의 액츄에이터를 사용하였으며, 부모멘트 재하에는 1,000kN 용량의 유압실린더를 사용하고 재하 하중의 측정을 위하여 로드셀을 거치 시켰다.

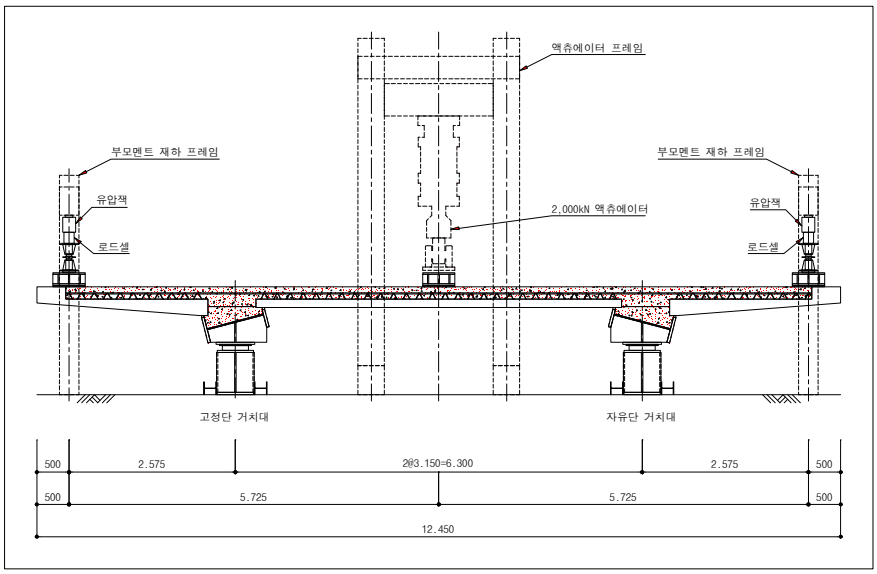


그림 3-25 교축방향 이음부가 있는 시험체의 정적 재하 개요도

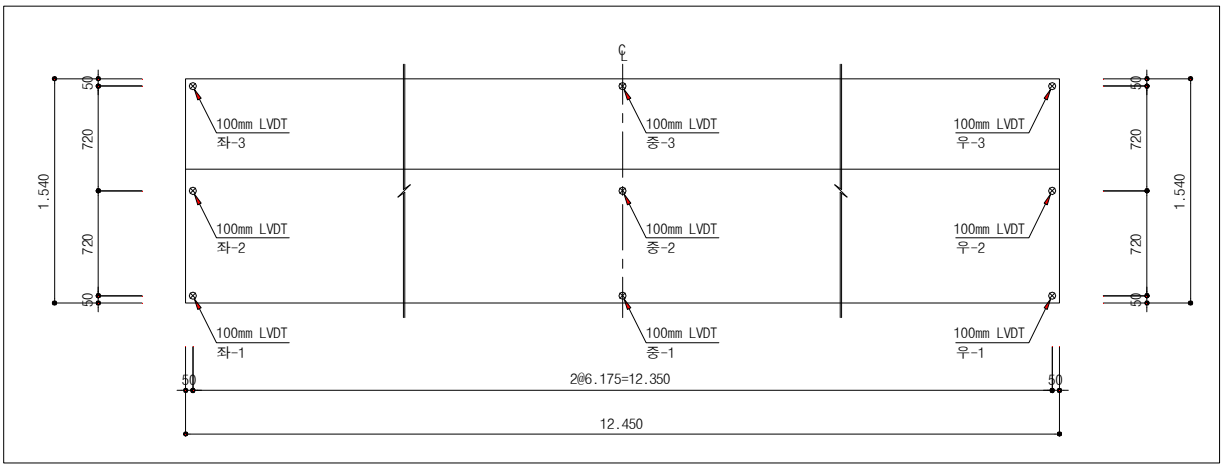


그림 3-26 교축방향 이음부가 있는 시험체 처짐 측정 위치 (바닥판 하면)

정적 재하 실험시 캔틸레버 끝단과 내측지간 중앙부에서의 변위를 측정하기 위하여 그림 3-26과 같이 100㎜ 용량의 LVDT 9개를 배치하였다.

본 실험에 앞서 부모멘트 재하 가능 하중을 확인하고 재하 하중 단계 설정을 위하여 부모멘트 재하 유압실린더에 유압펌프를 이용하여 유압펌프 지시계 최소 눈금 20bar 씩 가압하였을 때 로드셀로 약 2.5톤의 하중이 측정되었다. 이에 따라 정적 재하 실험의 하중 재하 단계를 다음과 같이 설정하였다.

(가) 부모멘트 정적 재하 실험

단계별로 부모멘트 재하하중 2.5톤, 정모멘트 재하하중 4.25톤(=1.7×2.5) 씩 재하하여 시험체의 부모멘트에 대한 성능 확인

(나) 정모멘트 정적 재하 실험

부모멘트 재하실험 이후 부모멘트 재하하중을 유지시킨 상태에서 정모멘트부 재하하중을 3톤씩 재하하여 시험체의 정모멘트에 대한 성능 확인

이상의 기준으로 교축방향 이음부가 있는 시험체에 대한 정적 재하 실험을 실시하였으며, 하중 실측값을 표 3-8에 정리하였다. 사진 3-10은 교축직각방향 이음부가 있는 시험체의 정적 재하 실험 광경이다.



(a) 부보멘트 재하부 처짐계 설치 (b) 정모멘트 재하부 처짐계 설치



(c) 계측 장비



(d) 정적 재하 실험 광경

사진 3-10 교축방향 이음부가 있는 시험체 정적 재하 실험

표 3-8 교축방향 이음부가 있는 시험체 하중 재하 단계

	재하 단계	균열 측정 단계	재하하중				실측하중			비고
			좌측 (bar)	우측 (bar)	이론하중 (톤)	중앙 (톤)	좌측 (톤)	우측 (톤)	중앙 (톤)	
부모멘트재하	0	0	0	0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.22	
	1	0	20	20	2.5	4.25	3.44	3.33	4.10	
	2	1	40	40	5.0	8.50	4.92	5.06	8.34	균열발생
	3	2	60	60	7.5	12.75	6.88	6.86	12.52	
	4	3	80	80	10.0	17.00	9.92	10.12	16.78	
	5	4	100	100	12.5	21.25	12.20	12.59	21.10	
	6	5	120	120	15.0	25.50	14.60	14.45	25.36	
	7	6	140	140	17.5	29.75	16.88	18.05	29.50	
정모멘트재하	8	7	140	140	17.5	37.00	17.28	17.98	36.80	
	9	8	140	140	17.5	40.00	17.76	18.65	39.82	균열발생
	10	9	140	140	17.5	43.00	18.28	19.38	42.68	
	11	10	140	140	17.5	46.00	18.72	19.98	45.80	
	12	11	140	140	17.5	49.00	19.16	20.65	48.74	
	13	12	140	140	17.5	52.00	19.68	21.38	51.72	
	14	13	140	140	17.5	55.00	20.12	22.24	54.78	
	15	14	140	140	17.5	58.00	20.72	23.18	57.74	
	16	15	140	140	17.5	61.00	21.24	23.84	60.68	
	17	16	140	140	17.5	64.00	21.72	22.51	63.74	
	18	17	140	140	17.5	67.00	22.28	22.24	66.78	
	19	18	140	140	17.5	변위컨트럴	22.80	22.91	70.12	
	20	19	140	140	17.5	변위컨트럴	23.04	26.04	74.48	
	21	20	140	140	17.5	변위컨트럴	23.16	27.57	76.22	
	22	21	140	140	17.5	변위컨트럴	23.36	28.11	77.82	
	23	22	140	140	17.5	변위컨트럴	23.60	27.04	80.50	
	24	23	140	140	17.5	변위컨트럴	23.56	27.17	82.26	
	25	24	140	140	17.5	변위컨트럴	23.56	27.31	83.74	
	26	25	140	140	17.5	변위컨트럴	23.28	27.31	85.16	
	27	26	140	140	17.5	변위컨트럴	21.32	26.64	84.62	
	28	27	140	140	17.5	변위컨트럴	21.00	26.51	82.84	

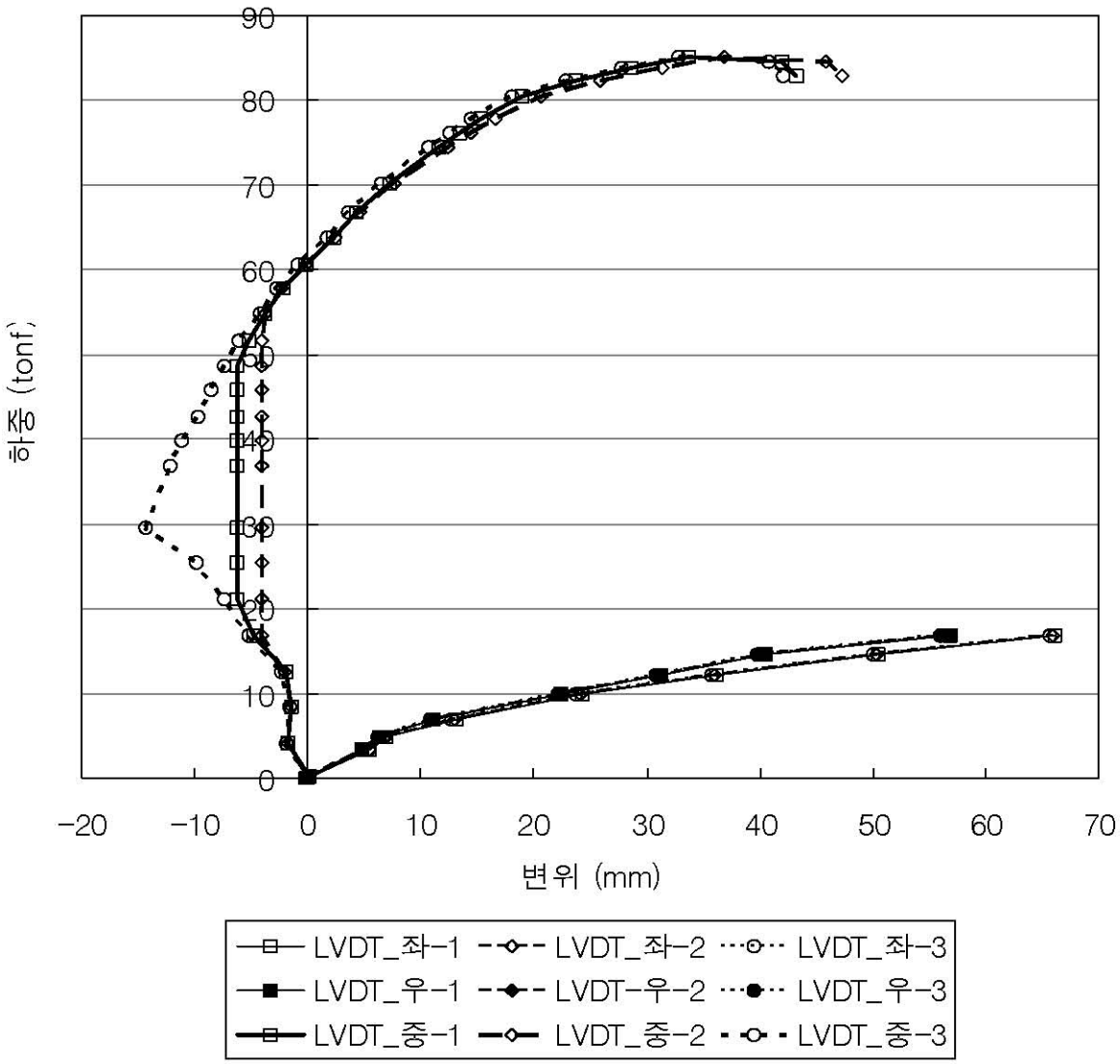


그림 3-27 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 하중-변위 곡선

교축직각방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체의 정적 재하 실험결과 전체를 하중-변위 곡선으로 나타내면 그림 3-27과 같다. 실험 도중 중앙부 LVDT 1과 중앙부 LVDT 2가 계측범위를 일부 벗어났으나 계측범위 내의 값들을 비교해 보면 중앙부 LVDT 3과 거의 유사한 값을 나타냄을 알 수 있다. 이 데이터를 부모멘트 재하와 정모멘트 재하로 구분하여 부모멘트 재하 하중과 캔틸레버부의 변위에 대한 그래프를 작성하면 그림 3-28, 정모멘트 재하하중과 내측 지간 중앙부의 변위에 대한 그래프를 작성하면 그림 3-29와 같다.

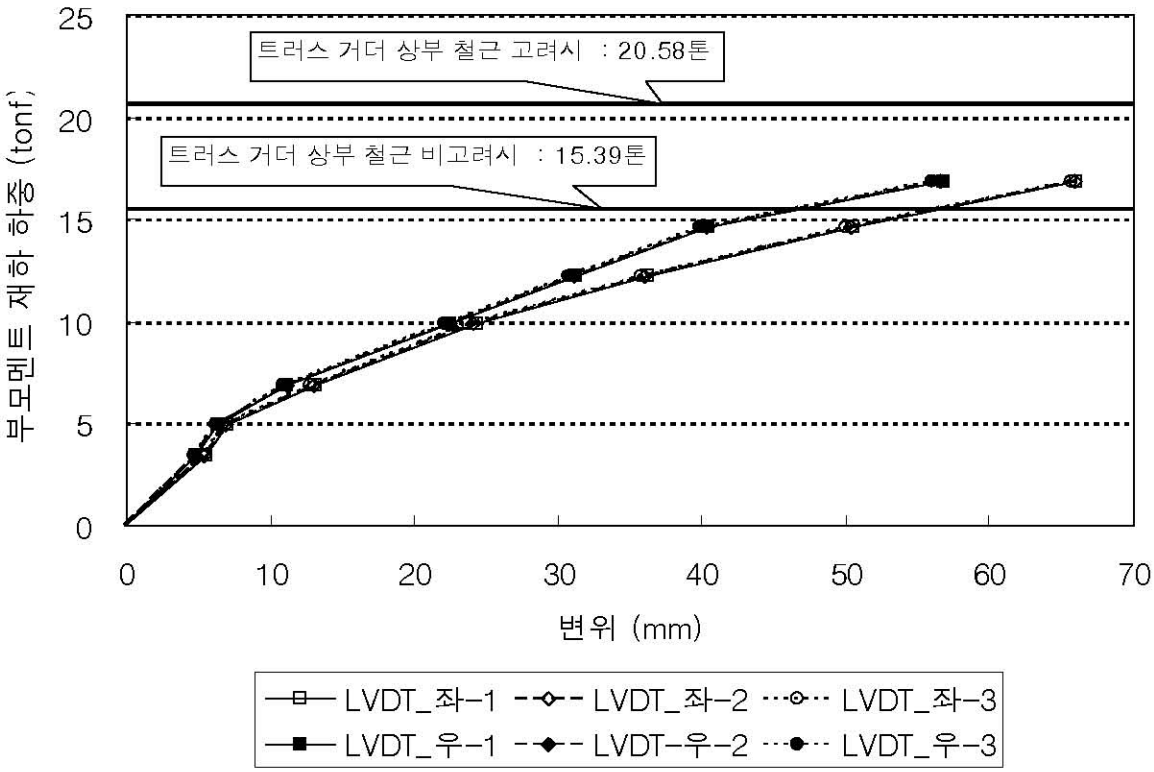


그림 3-28 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 부모멘트 재하 하중-변위 곡선

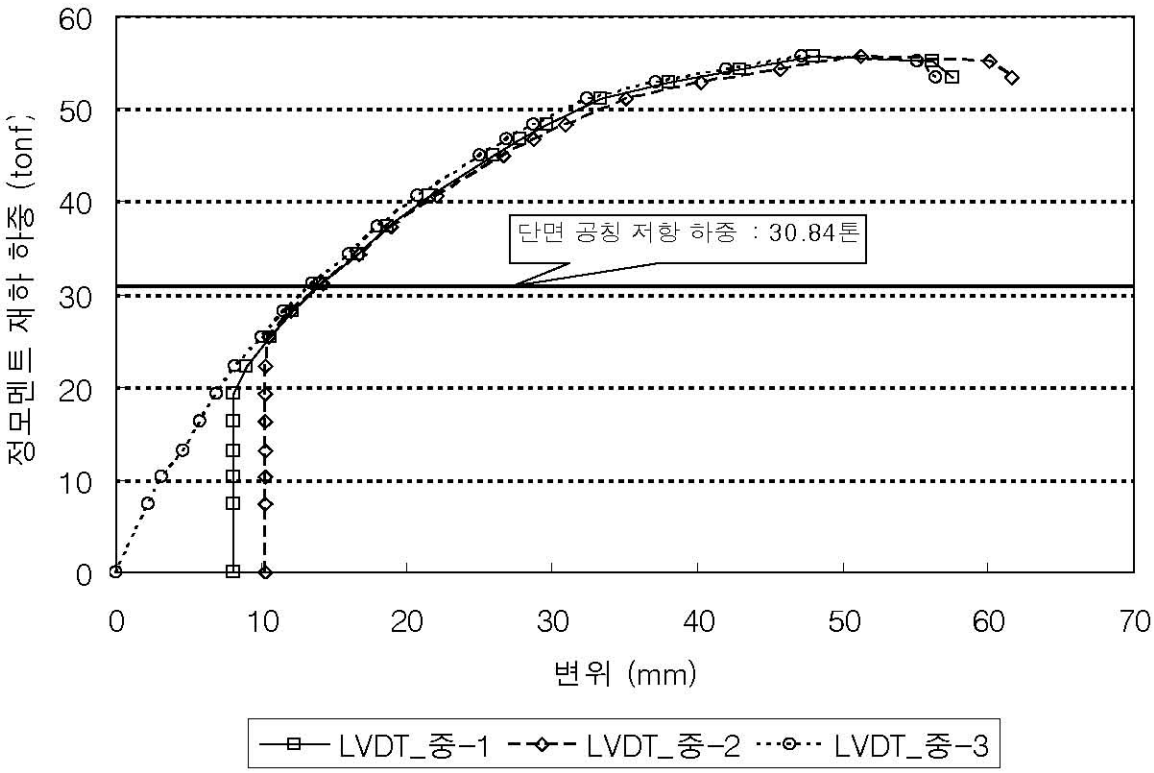


그림 3-29 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 정모멘트 재하 하중-변위 곡선

교축방향 이음부가 있는 시험체의 부모멘트에 대한 단면 공칭 저항 모멘트는 트러스 거더의 상부 철근을 고려하는 경우 454.070kN·m이며, 부모멘트 재하 하중이 20.58톤일 때 동일한 크기의 외력 모멘트가 발생한다. 트러스 거더 상부 철근을 무시하는 경우 부모멘트에 대한 단면 공칭 저항 모멘트는 339.600kN·m이고, 부모멘트 재하하중이 15.39톤일 때 동일한 크기의 외력 모멘트가 발생한다. 실제 실험 진행시 좌측하중이 16.88톤, 우측하중이 18.05톤에 도달하였을 때까지 진행하였으며, 트러스 거더 상부 철근을 무시하는 경우에 대한 단면 공칭 저항 모멘트 이상의 성능을 발휘함을 확인할 수 있었다.

정모멘트에 대한 단면 공칭 저항 모멘트는 -466.560kN·m이며, 정모멘트 재하 하중이 30.84톤일 때 동일한 크기의 외력 모멘트가 발생한다. 최대 재하 정모멘트 하중은 55.66톤이었으며 이는 단면 공칭 저항값의 1.8배에 해당한다.

교축방향 이음부가 있는 시험체임에도 불구하고 좌측 캔틸레버부, 중앙부, 우측 캔틸레버부 모두에서 교축방향으로 떨어져 있는 3개 위치 변위값이 거의 동일하게 발생하였다. 따라서 교축방향 이음부가 있는 시험체가 일체로 거동한다고 볼 수 있다.

라. 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 실험

(1) 캔틸레버부 패널 한쪽 거치시 중앙부 패널 수평이동 측정

실제 교량에서의 시공에서는 중앙부 패널 거치 후 크레인 등을 이용하여 캔틸레버부 패널을 설치하는 과정에서 양쪽 모두의 캔틸레버부 패널과의 커플러 체결작업이 완료된 후 캔틸레버부 패널의 거치를 완료할 계획이나 수평이동이 가장 많이 발생할 수 있는 조건인 캔틸레버부 패널을 한쪽만 거치하였을 경우에 대하여 중앙부 패널의 수평이동량을 측정하였다.

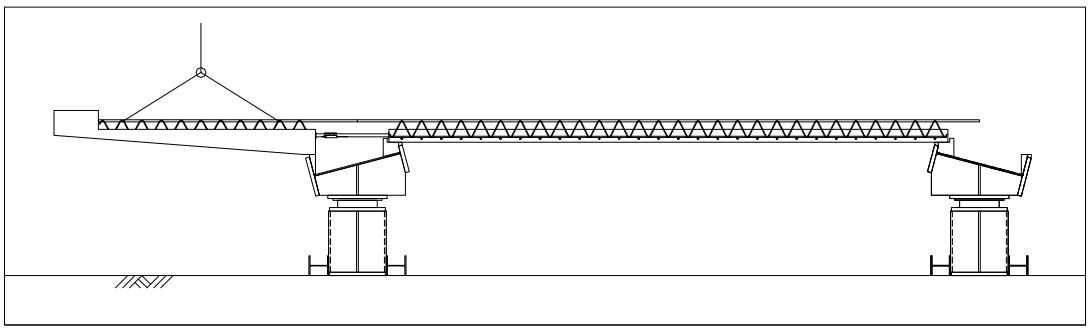


그림 3-30 캔틸레버 패널 한쪽 거치시 중앙부 패널 수평이동 측정 개요도

패널의 수평이동을 최대화 할 수 있도록 거치대의 상현강재부에 EPS를 부착시키지 않았으며 대신 패널의 레벨을 맞추기 위하여 두께 14mm의 패널 받침을 거치대의 상현강재부에 용접하였다. 내측패널 받침은 캔틸레버 패널을 한쪽만 거치시 내측패널의 수평이동이 과다하게 발생하여 낙하하는 것을 방지할 수 있도록 제작하였다.

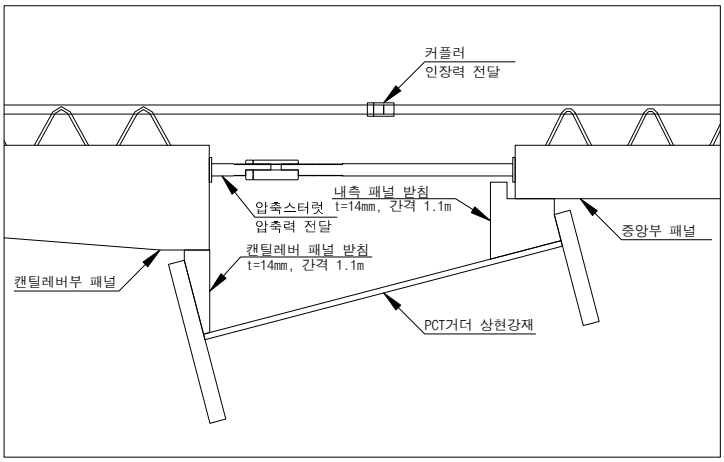


그림 3-31 캔틸레버 패널 한쪽 거치시 중앙부 패널 수평이동 측정 거치 상세도



사진 3-11 캔틸레버 패널 한쪽 거치시 중앙부 패널 수평이동 측정

캔틸레버부 패널의 한쪽 거치시 4mm, 6mm의 수평이동이 측정되었으며, 이는 시공 오차 이내의 값이므로 특별한 문제는 없을 것으로 판단된다.

(2) 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 제작

교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 정적 휨 성능 평가를 위하여 기 제작한 FCL, FCR, FN 패널을 사용하여 실제 시공 순서와 동일한 방법으로 실험체를 시공하였다.



(a) 중앙부 프리캐스트 패널 거치



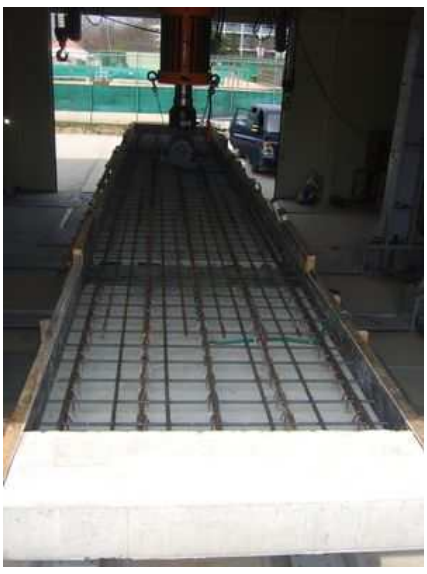
(b) 캔틸레버부 프리캐스트 패널 거치



(c) 교축직각방향 이음부 콘크리트 타설



(d) 교축직각방향 이음부 콘크리트 양생



(e) 현장배근 철근 배근



(f) 현장타설 콘크리트 시공

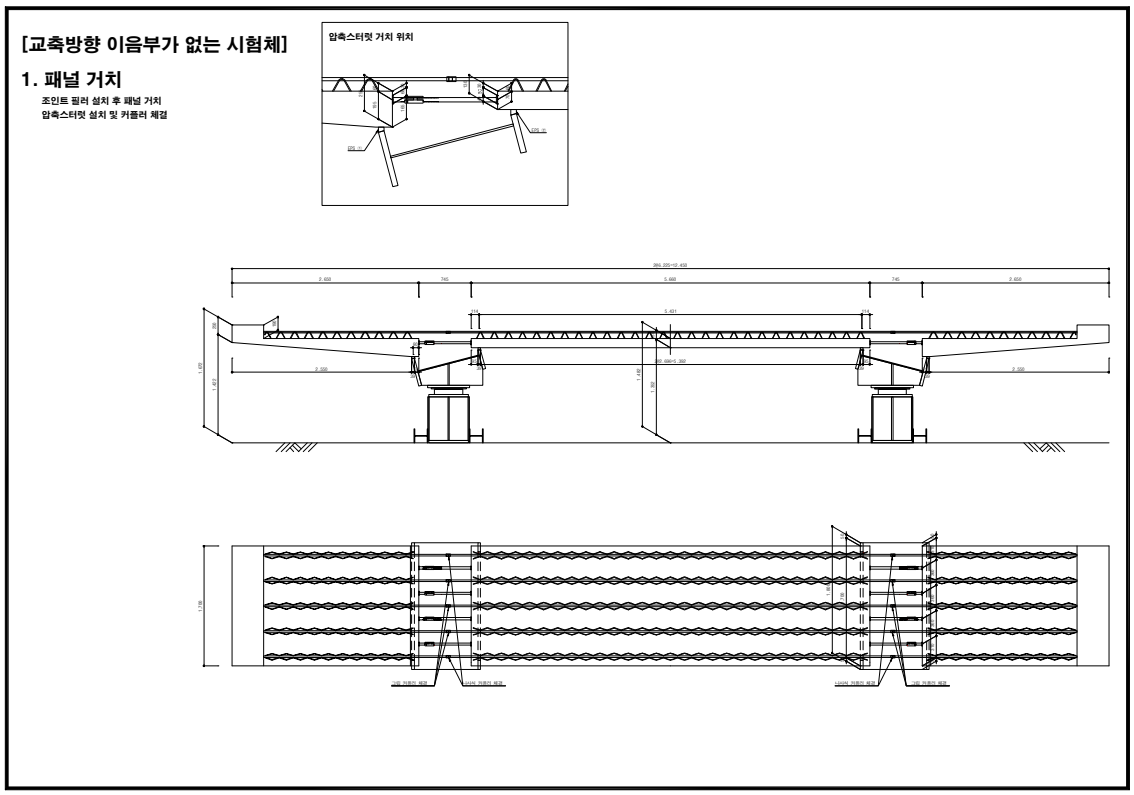


(g) 현장타설 콘크리트 양생

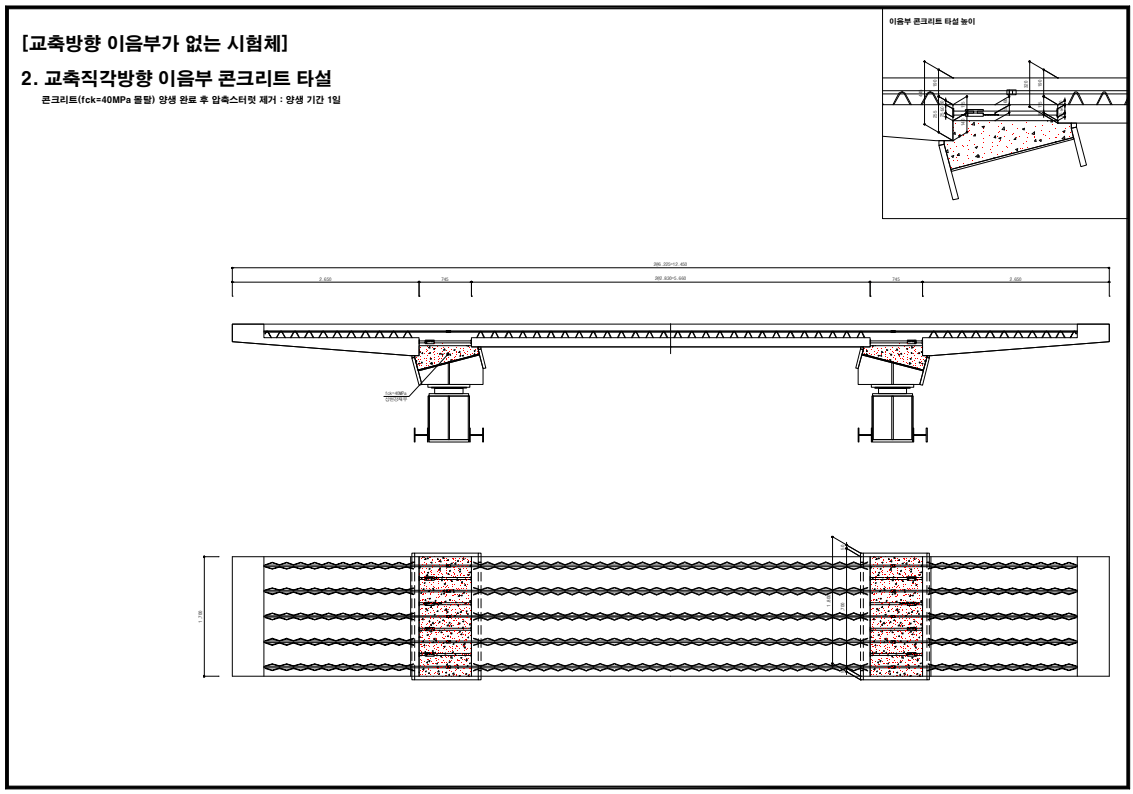


(h) 바닥판 완성

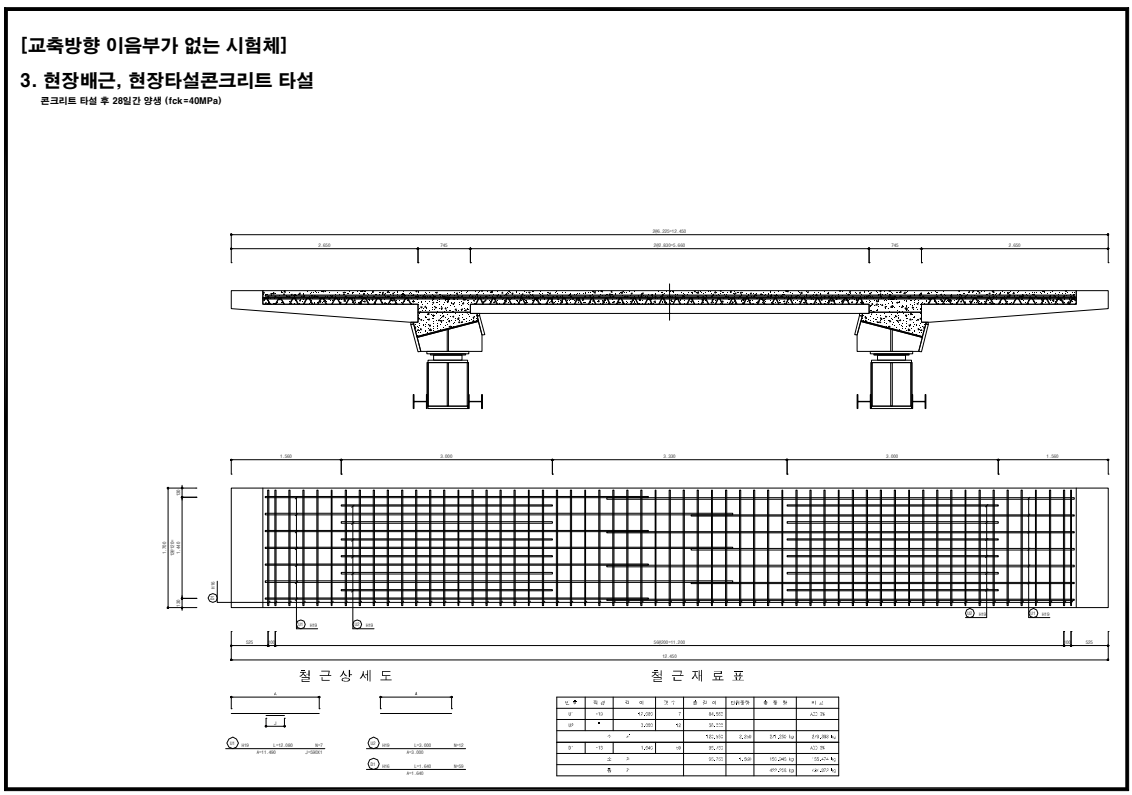
사진 3-12 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 제작



(a) 프리캐스트 패널 거치



(b) 이음부 콘크리트 타설



(c) 현장 배근, 현장타설 콘크리트 타설

그림 3-32 교축방향 이음부가 없는 시험체 제작 순서도

(3) 예비 해석을 통한 실험결과의 예측

교축방향 이음부가 없는 시험체에 대해서 교축방향 이음부가 있는 시험체와 마찬가지로 유한요소 해석을 수행하였으며 차이점은 폭원을 1.7m로 하였다. 해석결과를 이용하여 각 위험 단면에서의 단면력을 산정하면 다음과 같다.

표 3-9 교축방향 이음부가 없는 시험체의 유한요소 해석 결과

하중 경우	단면력 (kN · m)		
	정모멘트 위험단면	부모멘트 위험 단면	
	위치 1	위치 2	위치 3
정모멘트 1kN 재하	-1.513	-0.208	0.000
부모멘트 1kN 재하	2.575	2.575	2.089

부모멘트 재하하중 1kN, 정모멘트 재하하중 1.7kN 일 때 위치 2에 발생하는 외력 모멘트는 2.575-0.208×1.7=2.2214kN · m 이므로 트러스 거더 상부철근을 고려하는 경우 시험체의 단면 공칭 저항 모멘트 511.130 kN · m와 같은 크기의 외력 모멘트를 발생시키기 위한 하중은 511.130/2.2214 = 230.094kN이 되며, 트러스 거더 상부철근을 고려하지 않는 경우 시험체의 단면 공칭 저항 모멘트 368.270kN · m와 같은 크기의 외력 모멘트를 발생시키기 위한 하중은 368.270/2.2214 = 165.783kN이 된다. 또한 시험체의 정모멘트에 대한 내측 지간 (위치 1)의 단면 공칭 저항 모멘트는 -650.540kN · m 이며, 단면 공칭 저항 모멘트에 도달하기 위한 정모멘트 재하 하중을 산정하면 650.540/1.513 = 429.967kN이 된다.

(4) 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체 정적 재하 실험

정모멘트 재하를 위하여 지간중앙부에는 하중 제어와 변위 제어가 가능한 2,000kN 용량의 액츄에이터를 사용하였으며, 부모멘트 재하에는 500kN 용량의 유압실린더를 사용하고 재하하중의 측정은 로드셀을 이용하였다

정적 재하 실험시 캔틸레버 끝단과 내측 지간 중앙부에서의 변위를 측정하기 위하여 그림 3-30과 같이 처짐계를 9개소에 배치하였다.

본 실험에 앞서 부모멘트 재하 가능 하중을 확인하고 재하 하중 단계 설정을 위하여 부모멘트 재하 유압실린더에 유압펌프를 이용하여 유압펌프 지시계 최소 눈금 20bar 씩 가압하였을 때 로드셀로 약 1.4톤의 하중이 측정되었다. 이에 따라 정적 재하 실험의 하중 재하 단계를 다음과 같이 설정하였다.

(가) 부모멘트 정적 재하 실험

단계별로 부모멘트 재하하중 1.4톤, 정모멘트 재하하중 2.38톤(=1.7×1.4) 씩 재하하여 시험체의 부모멘트에 대한 성능 확인

(나) 정모멘트 정적 재하 실험

부모멘트 재하실험 이후 부모멘트 재하하중을 유지시킨 상태에서 정모멘트부 재하하중을 4톤씩 재하하여 시험체의 정모멘트에 대한 성능 확인

이상의 기준으로 교축방향 이음부가 있는 시험체에 대한 정적 재하 실험을 실시하였으며, 하중 실측값을 표 3-10에 정리하였다. 사진 3-13은 교축직각방향 이음부가 있는 시험체의 정적 재하 실험 광경이다.

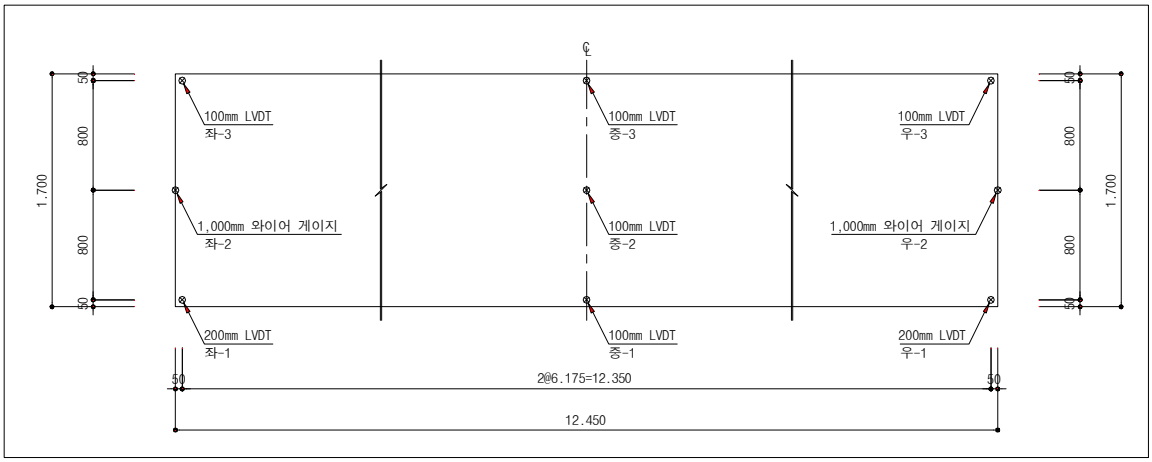
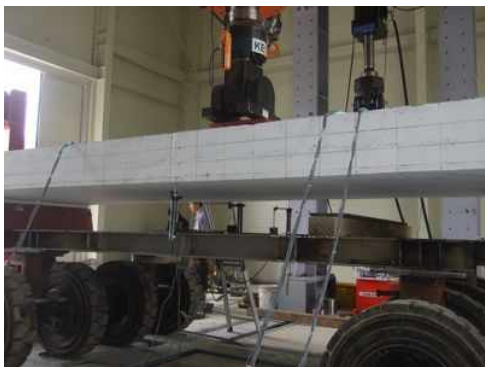


그림 3-33 교축방향 이음부가 없는 시험체 처짐 측정 위치 (바닥판 하면)



(a) 부모멘트 재하부 처짐계 설치



(b) 정모멘트 재하부 처짐계 설치



(c) 실험 광경

사진 3-13 교축방향 이음부가 없는 시험체 정적 재하 실험 광경

표 3-10 교축방향 이음부가 없는 시험체 하중 재하 단계

	재하 단계	균열 단계	재하하중				실측하중			비고
			좌측 (bar)	우측 (bar)	이론하중 (톤)	중앙 (톤)	좌측 (톤)	우측 (톤)	중앙 (톤)	
부모멘트재하	0	0	0	0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	
	1	0	40	20	1.4	2.38	1.44	1.07	2.26	
	2	0	60	40	2.9	4.93	2.36	2.20	4.66	
	3	0	80	60	4.3	7.31	3.12	3.86	7.10	
	4	0	100	80	5.8	9.86	4.40	4.80	9.66	
	5	1	120	100	7.2	14.79	5.16	6.39	14.60	균열발생
	6	2	140	120	8.7	14.79	6.40	7.06	14.60	
	7	3	160	140	10.1	17.17	7.64	8.79	16.92	
	8	4	200	160	11.6	19.72	9.48	9.99	19.58	
	9	5	220	180	13.0	22.10	10.44	11.52	21.86	
	10	6	260	200	14.4	24.48	11.96	13.59	24.22	
	11	7	300	220	15.9	27.03	13.60	14.52	26.82	
	12	8	340	240	17.3	29.41	15.56	15.45	29.24	
	13	9	360	260	18.8	31.96	16.76	17.12	31.78	
	14	10	400	280	20.2	34.34	18.48	18.12	34.10	
	15	11	420	300	21.7	36.89	19.72	19.98	36.66	
	16	12	440	320	23.1	39.27	20.60	21.58	39.10	
정모멘트재하	17	13	440	320	23.1	43.00	21.08	22.31	42.72	
	18	14	440	320	23.1	47.00	21.56	23.18	46.68	균열발생
	19	15	440	320	23.1	51.00	21.96	23.84	50.74	
	20	16	440	320	23.1	55.00	22.24	24.58	54.84	
	21	17	440	320	23.1	59.00	22.52	25.51	58.74	
	22	18	440	320	23.1	63.00	22.88	26.44	62.82	
	23	19	440	320	23.1	67.00	23.24	27.37	66.86	
	24	20	440	320	23.1	71.00	23.60	28.44	70.86	
	25	21	440	320	23.1	75.00	23.92	29.57	74.72	
	26	22	440	320	23.1	79.00	24.24	30.64	78.80	
	27	23	440	320	23.1	83.00	24.52	31.63	82.82	
	28	24	440	320	23.1	87.00	24.60	32.43	86.82	
	29	25	440	320	23.1	91.00	24.80	32.90	90.82	
	30	26	440	320	23.1	91.58	24.80	33.03	91.90	
	31	27	440	320	23.1	92.86	24.80	33.17	92.84	
	32	28	440	320	23.1	92.72	24.84	33.30	93.76	
	33	29	440	320	23.1	92.72	24.60	32.97	92.76	
	34	30	440	320	23.1	92.72	24.36	32.70	91.76	

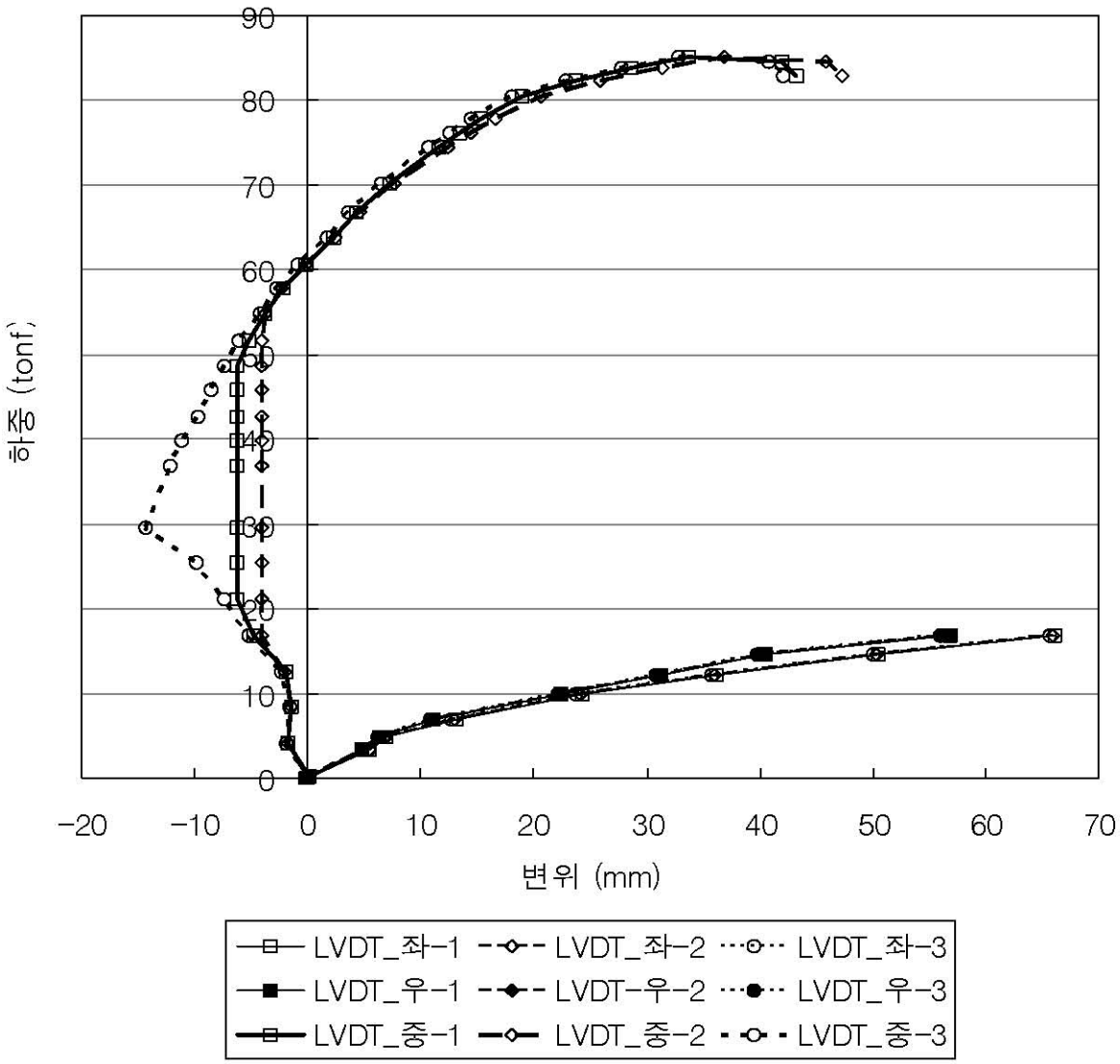


그림 3-27 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 하중-변위 곡선

교축직각방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시험체의 정적 재하 실험결과 전체를 하중-변위 곡선으로 나타내면 그림 3-27과 같다. 실험 도중 중앙부 LVDT 1과 중앙부 LVDT 2가 계측범위를 일부 벗어났으나 계측범위 내의 값들을 비교해 보면 중앙부 LVDT 3과 거의 유사한 값을 나타냄을 알 수 있다. 이 데이터를 부모멘트 재하와 정모멘트 재하로 구분하여 부모멘트 재하 하중과 캔틸레버부의 변위에 대한 그래프를 작성하면 그림 3-28, 정모멘트 재하하중과 내측 지간 중앙부의 변위에 대한 그래프를 작성하면 그림 3-29와 같다.

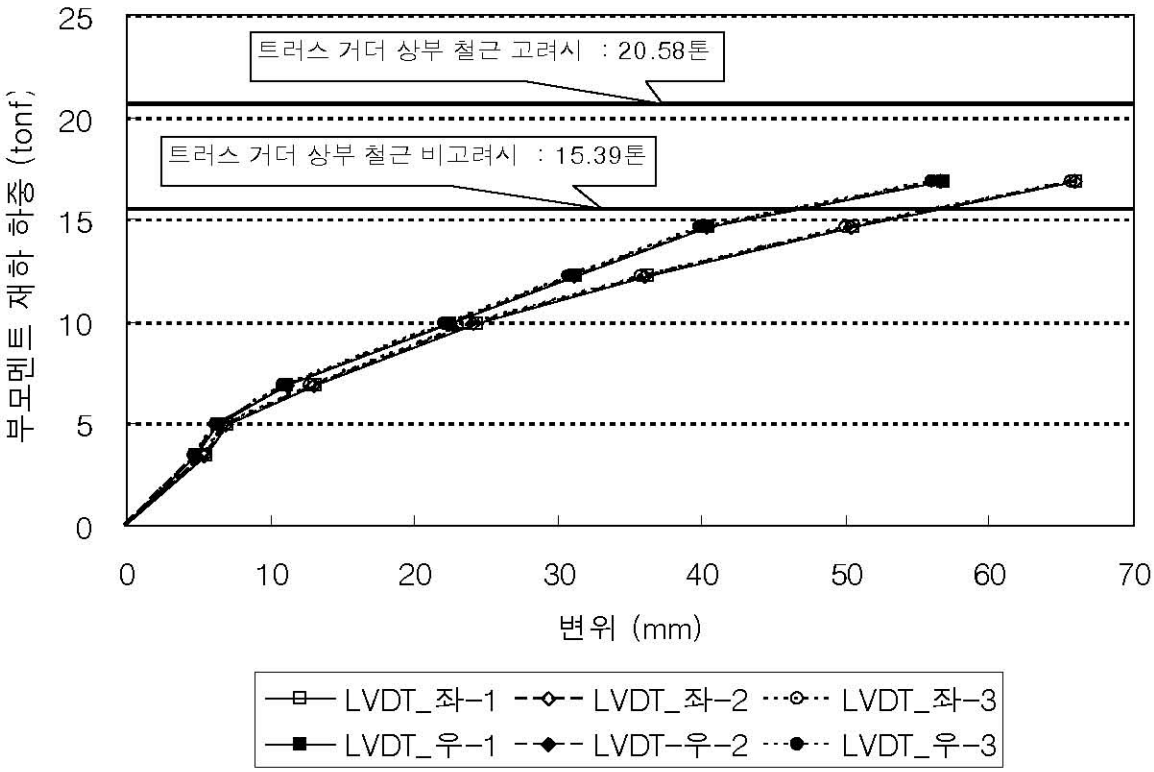


그림 3-28 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 부모멘트 재하 하중-변위 곡선

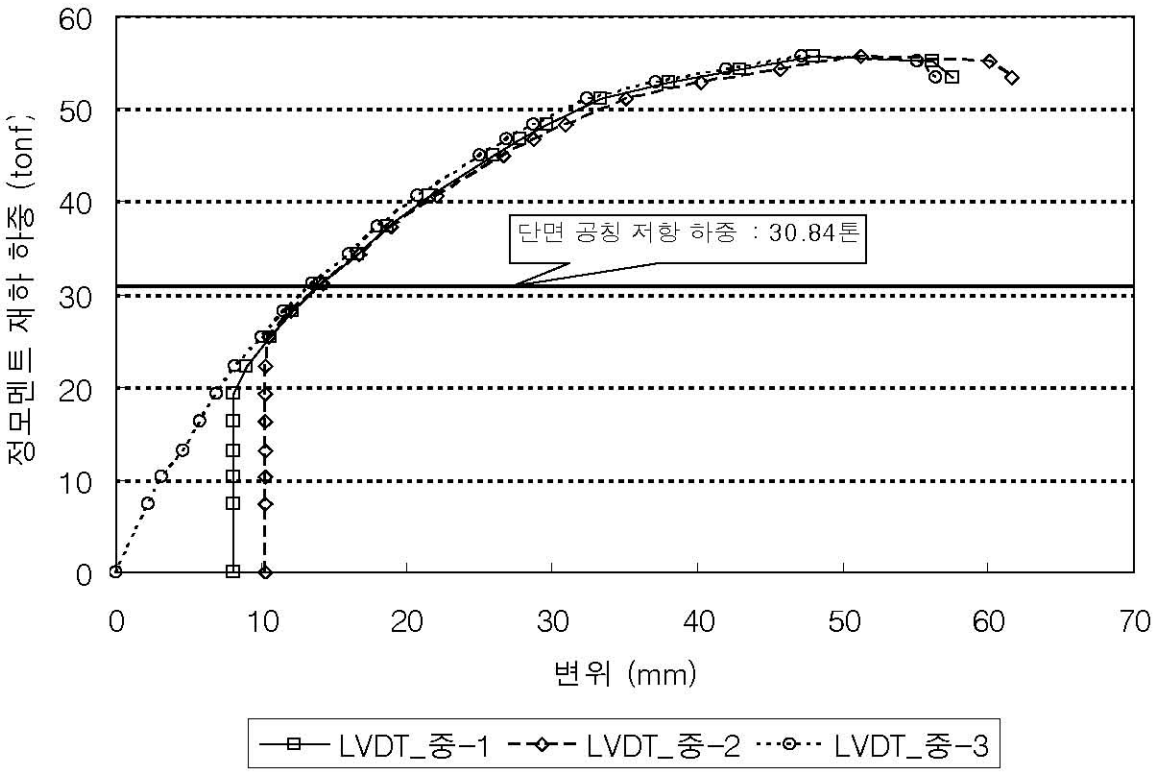


그림 3-29 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 정모멘트 재하 하중-변위 곡선

교축방향 이음부가 있는 시험체의 부모멘트에 대한 단면 공칭 저항 모멘트는 트러스 거더의 상부 철근을 고려하는 경우 511.130kN·m이며, 부모멘트 재하 하중이 23.01톤일 때 동일한 크기의 외력 모멘트가 발생한다. 트러스 거더 상부 철근을 무시하는 경우 부모멘트에 대한 단면 공칭 저항 모멘트는 368.27kN·m이고, 부모멘트 재하하중이 16.58톤일 때 동일한 크기의 외력 모멘트가 발생한다. 실제 실험 진행시 좌측하중이 20.60톤, 우측하중이 21.58톤에 도달하였을 때까지 진행하였으며, 트러스 거더 상부 철근을 무시하는 경우에 대한 단면 공칭 저항 모멘트 이상의 성능을 발휘함을 확인할 수 있었다.

정모멘트에 대한 단면 공칭 저항 모멘트는 -650.540kN·m이며, 정모멘트 재하 하중이 43.00톤일 때 동일한 크기의 외력 모멘트가 발생한다. 최대 재하 정모멘트 하중은 54.66톤이었으며 이는 단면 공칭 저항값의 1.27배에 해당한다.

교축방향 이음부가 있는 시험체임에도 불구하고 좌측 캔틸레버부, 중앙부, 우측 캔틸레버부 모두에서 교축방향으로 떨어져 있는 3개 위치 변위값이 거의 동일하게 발생하였다. 따라서 교축방향 이음부가 있는 시험체가 일체로 거동한다고 볼 수 있다.

4. 시험체 시험결과 분석 및 설계 기법 제안

가. 캔틸레버부 초기 캠버량 결정

표 3-3의 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중재하 실험시 연직 변화량을 보면 캔틸레버부 패널이 수평인 상태에서 캔틸레버부 패널의 자중이 가해지는 경우 30.8㎜～33.4㎜의 처짐이 발생하였고, 캔틸레버부 패널 끝단의 상향 캠버를 50㎜ 적용시킨 후 캔틸레버부 패널의 자중이 가해지는 경우 25㎜～25.4㎜의 처짐이 발생하였다. 그리고 표 3-5의 캔틸레버부 프리캐스트 패널 자중 재하 실험 데이터를 분석해보면 현장타설 콘크리트 자중에 의한 처짐이 3.8㎜ 발생함을 알 수 있다. 따라서 캔틸레버부 패널이 수평인 상태에서 캔틸레버부 패널의 자중이 가해지고 현장타설 콘크리트 자중이 가해지는 경우 34.6㎜～37.2㎜의 처짐이 발생하며, 캔틸레버부 패널 끝단 상향 캠버가 50㎜ 주어진 후 캔틸레버부 패널 자중과 현장탄설 콘크리트 자중이 재하되는 경우 28.8㎜～29.2㎜의 처짐이 발생하여 상향캠버는 20.8㎜～21.2㎜ 잔존하게 된다.

캔틸레버부 패널의 초기 캠버량은 캔틸레버부 패널이 수평인 상태에서 패널 자중과 현장타설 콘크리트 자중인 상태에서 발생한 처짐의 최대값 37.2㎜ 보다는 크게 적용 시켜야 할 것이고, 캔틸레버부 패널 끝단 상향 캠버가 50㎜ 가 적용된 상태에서 패널 자중과 현장타설 콘크리트 자중이 재하되면 20.8㎜～21.2㎜의 캠버가 잔존하는데 최종적으로는 포장, 방호벽, 중앙분리대 등의 추가 고정하중에 의하여 추가 처짐이 발생할 것이므로 캔틸레버부 패널 끝단 거치시 초기 캠버량은 40㎜～50㎜의 범위로 하는 것이 합리적이라고 사료된다.

나. 교축직각 및 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토

(1) 교축직각방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 가설시 교축직각방향 이음 구조에 대한 검토는 캔틸레버부 프리캐스트 패널의 자중 재하 실험과 캔틸레버부 프리캐스트 패널 재하 실험을 통하여 검증하였다.

프리캐스트 패널 거치시에는 캔틸레버부 프리캐스트 패널의 트러스 거더 상부 철근과 중앙부 프리캐스트 패널의 트러스 거더 상부 철근을 커플러로 연결하여 인장력을 전달하고, 캔틸레버부 프리캐스트 패널과 중앙부 프리캐스트 패널의 콘크리트 부에 압축스터럿을 거치시켜 압축력을 전달하는 구조로 설계하였으며, 캔틸레버부 프리캐스트 패널의 자중 재하 실험을 통하여 패널 거치 후 패널 자중 재하시, 캠버 적용시 설계가 타당함을 검증하였다.

교축직각방향 이음부에 타설한 콘크리트가 강도가 발현된 후에는 압축스터럿을 제거하게 되며, 인장력은 철근 커플러에 의해 전달되고 압축력은 교축직각방향 이음부 콘크리트에 의하여 전달되게 되는데 이 부분에 대한 설계의 타당성은 캔틸레버부 패널 재하 실험을 통하여 가설 단계 하중에 의한 처짐과 탄성복원을 확인함으로써 검증하였다.

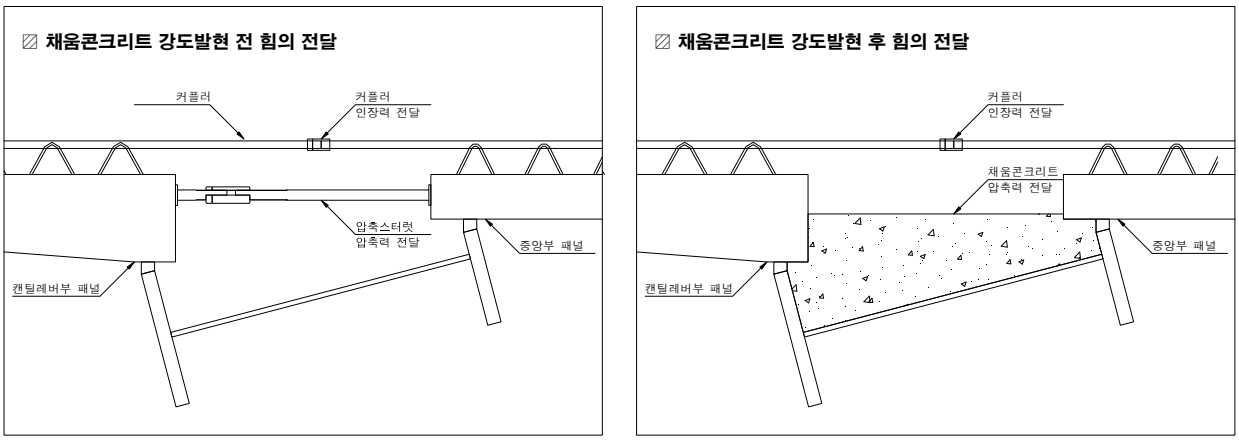


그림 3-37 가설단계별 교축직각방향 이음부에서의 힘의 전달

(2) 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토

트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시공시 교축방향 이음 구조는 루프 철근을 이용하여 바닥판의 연속성을 확보하도록 설계하였다. 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성은 교축방향 이음부가 있는 시험체의 정적 재하 실험과 교축방향 이음부가 없는 시험체의 정적 재하 실험을 통하여 검증하였다.

교축방향 이음부가 있는 시험체의 정적 재하 실험시 시험체 하부에 캔틸레버 양끝단과 바닥판 중앙부에서 각각 교축방향으로 떨어진 3개소의 변위를 측정하였는데 측정결과 교축방향으로의 차이가 없는 것으로 나타나 바닥판이 교축방향으로 일체로 거동함을 확인할 수 있었다.

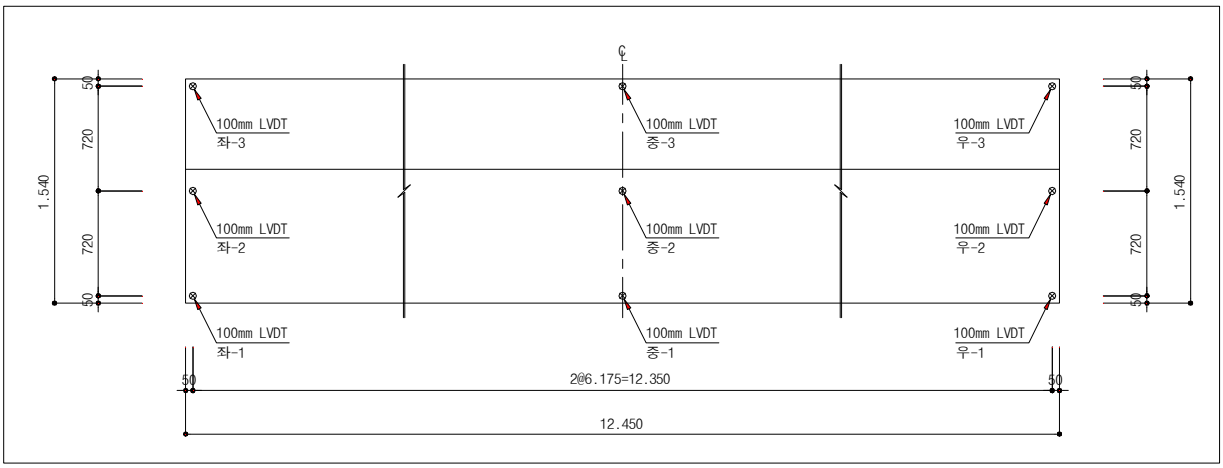
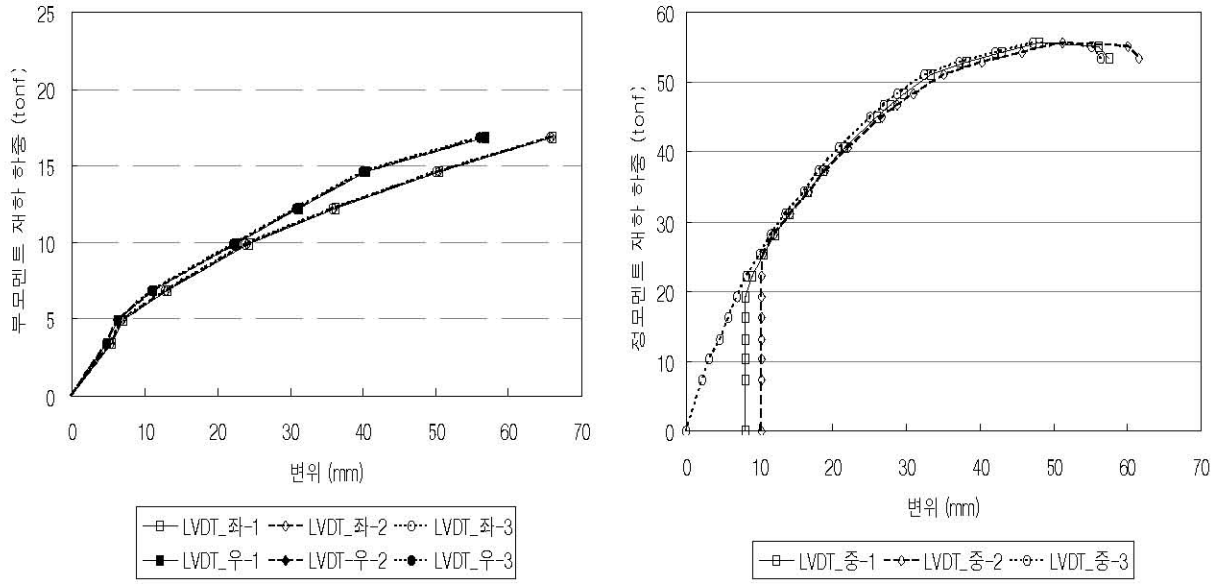


그림 3-38 교축방향 이음부가 있는 시험체 처짐 측정 위치 (바닥판 하면)



(a) 캔틸레버부 (b) 중앙부

그림 3-39 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 재하 하중-변위 곡선

다. 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 검토

폭 1.7m, 길이 5.66m, 두께 0.13m인 중앙부 프리캐스트 패널을 실제 시공되는 지점간 거리 5.43m를 적용시켜 거치시킨 후 2개월간 외부에 노출시킨 상태에서 지점대비 중앙부의 연직변위 변화량을 측정하였다. 거치 32일 후 측정결과와 거치 6일 후 측정결과, 즉 26일간의 연직 변위 변화량은 연직 상향으로 4.123㎜ 발생하였으며 주로 패널에 도입된 프리스트레스 힘에 의한 것으로 판단된다.

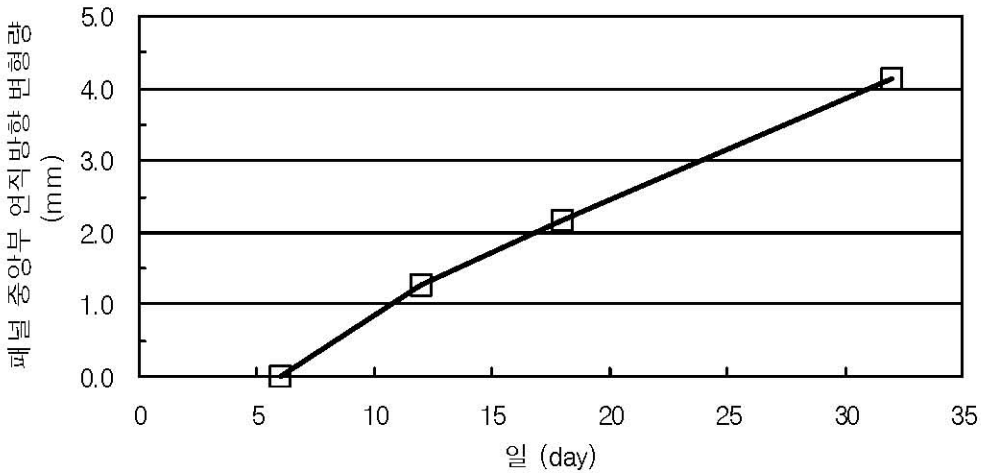
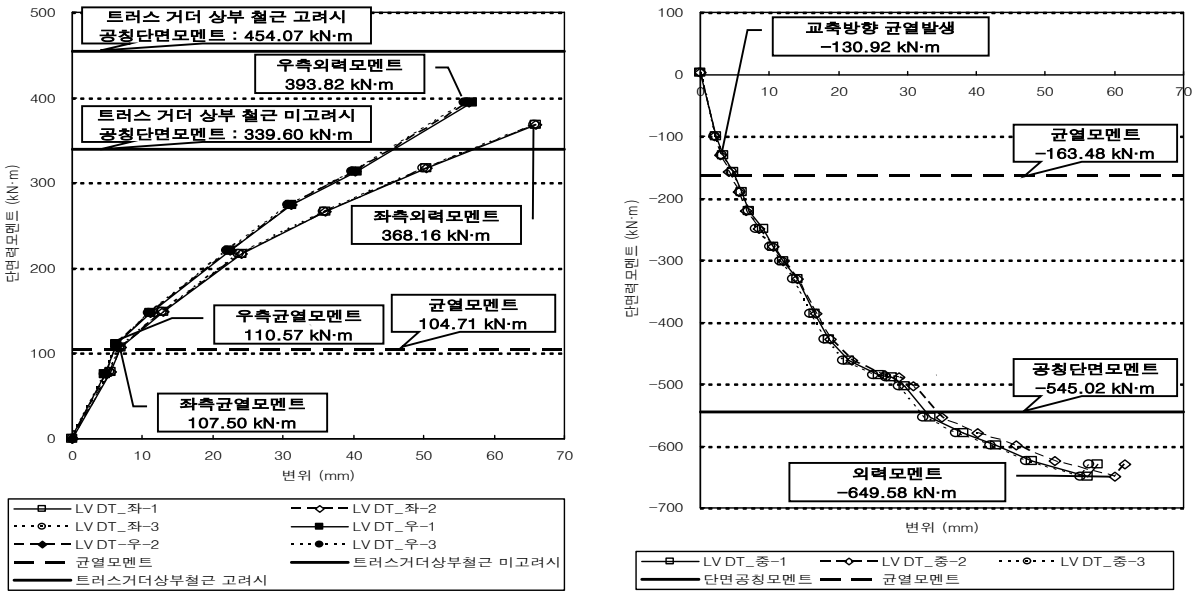


그림 3-40 중앙부 프리캐스트 패널 연직방향 변화량

라. 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 구조성능 검토

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 구조성능은 교축직각방향 이음부가 있는 시험체의 정적 재하실험과 교축직각방향 이음부가 없는 시험체의 정적재하실험을 통하여 검증하였다. 부모멘트 단면에 대한 재하 실험시 캔틸레버부의 변위가 크게 발생하여 안전상의 이유로 트러스 거더 상부철근 미고려시의 단면력 이상을 확인하는 수준까지 진행하였으며 정모멘트 단면에 대한 재하실험은 변위컨트럴에 의하여 중앙부 하중이 더 이상 증가하지 않을 때까지 실험하였다.

교축직각방향 이음부가 있는 시험체의 정적 재하실험에서 부모멘트 단면의 성능을 트러스 거더 상부 철근을 고려하지 않을 경우의 설계단면력의 108% 수준까지 확인하였으며, 정모멘트 위험 단면의 성능은 설계단면력 대비 119% 였다.



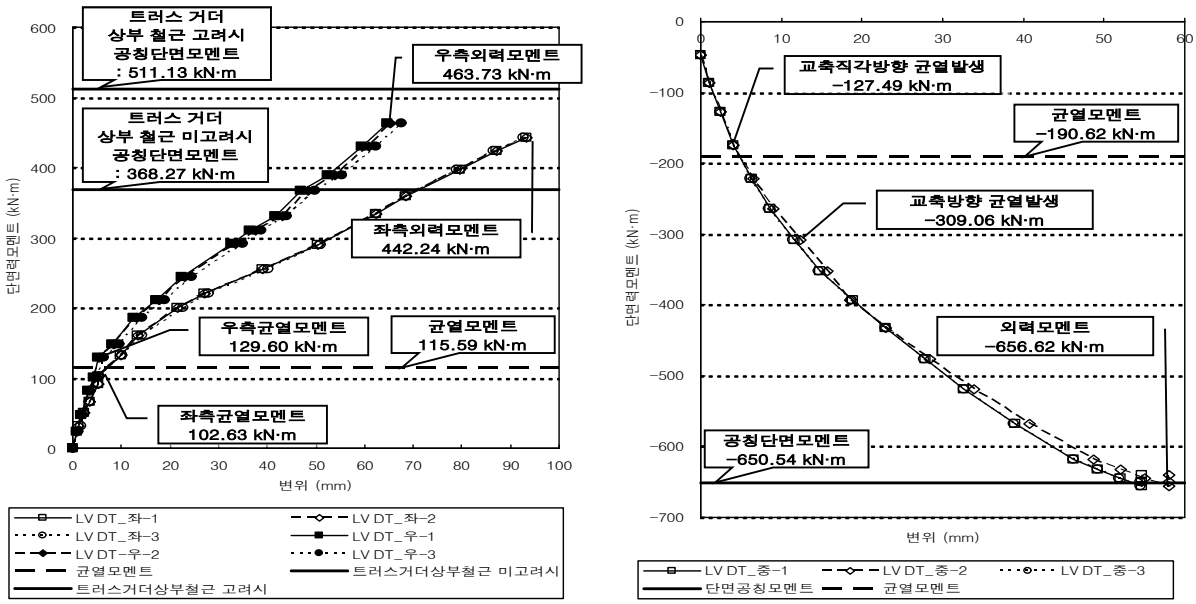
(a) 캔틸레버부 (b) 중앙부

그림 3-41 교축직각방향 이음부가 있는 시험체 모멘트-변위 곡선

표 3-11 교축직각방향 이음부가 있는 시험체의 단면 성능

구 분		설계값 단면모멘트 (kN・m)	실험값 단면모멘트 (kN・m)	실험값/설계값
부모멘트단면 (트러스 거더 상부 철근 미고려시)	좌	339.6	368.2	108%
	우	339.6	393.8	116%
정모멘트단면		-545.0	-649.6	119%

교축직각방향 이음부가 없는 시험체의 정적 재하실험에서 부모멘트 단면의 성능을 트러스 거더 상부 철근을 고려하지 않을 경우의 설계단면력의 120% 수준까지 확인하였으며, 정모멘트 위험 단면의 성능은 설계단면력 대비 100% 였다.



(a) 캔틸레버부 (b) 중앙부

그림 3-42 교축직각방향 이음부가 없는 시험체 모멘트-변위 곡선

표 3-12 교축직각방향 이음부가 없는 시험체의 단면 성능

구 분		설계값 단면모멘트 (kN · m)	실험값 단면모멘트 (kN · m)	실험값/설계값
부모멘트단면 (트러스 거더 상부 철근 미고려시)	좌	368.3	442.2	120%
	우	368.3	463.7	126%
정모멘트단면		-650.5	-652.6	100%

마. 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계 방법

이상의 실험결과와 국내 각종 설계기준을 반영하여 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 가설단계, 완성계에 대한 구조계산서 및 도면을 작성하여 부록 2에 수록하였다.

바. 국제 특허 출원

트러스 하프 프리캐스트 바닥판은 주관연구기관인 (주)지아이에프가 보유하고 있는 특허기술인 PCT거더(Prestressed Composite Truss Girder)교의 바닥판 시스템으로 사용할 목적으로 개발한 기술이다. 트러스 하프 프리캐스트 바닥판을 적용하기 위하여 PCT 거더의 일부분을 개선하여 PCT(Patent Cooperation Treaty) 출원하였으며(출원번호 : PCT/KR2010/002133), 그 명세서를 부록 3에 수록하였다.

사. 학술대회 발표

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 캔틸레버부 프리캐스트 패널 가설 방법과 관련된 논문을 2010년 4월 한국전산구조공학회 정기학술대회에서 발표하였으며 부록 4에 수록하였다.

제4장 목표달성도 및 관련분야에의 기여도

1절 연구개발 목표 달성도

연구목표	주요 연구내용	달성도 (%)
▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 설계	▪ LOOP철근을 이용한 교축방향 패널간 이음구조 설계	100
	▪ 캔틸레버부 패널과 중앙부 패널간의 교축직각 방향 이음 설계	100
	▪ 시험체의 설계	100
▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 제작	▪ 중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집의 설계 및 제작	100
	▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 제작	100
▪ 트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 시험	▪ 캔틸레버부 패널 자중 재하 실험 및 가설 하중 재하 실험	100
	▪ 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 측정	33
	▪ 교축방향 이음부가 있는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 정적 재하 실험	100
	▪ 교축방향 이음부가 없는 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 정적 재하 실험	100
▪ 시험체 시험 결과 분석 및 설계 기법 제안	▪ 캔틸레버부 초기 캠버량 결정	100
	▪ 교축직각 및 교축방향 이음 구조에 대한 설계 타당성 검토	100
	▪ 중앙부 프리캐스트 패널 장기 변형 검토	33
	▪ 트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 구조성능 검토	100
	▪ 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계 방법	100
	▪ 국제 특허 출원 작성	100
	▪ 연구내용의 학술지, 학회 논문 발표	100

2절 기술발전 기여도

1. 기술적 측면

(1) 트러스 구조형식의 하프 PC패널 및 합성 바닥판의 정적 거동 특성에 대한 분석 기술 확보

(2) 트러스 구조의 특성을 이용한 패널간 연결구조에 대한 기술 확보
- 상현 인장력 하현 압축력 전달을 통한 트러스 구조 연속화 메카니즘에 대한 기술 확보

(3) 캔틸레버부 연결구조 하중지지력 및 무지보 캔틸러버 시공시 작업하중 등과 같은 하중 편재하에 대한 처짐 탄성복원에 대한 거동 특성에 대한 기술력 확보
- 실제 무지보 캔틸레버부 시공시 시공 캠버량에 대한 자료로 활용

(4) 교축방향으로의 LOOP철근 이음구조의 적용성 확인

2. 사회·경제적 측면

(1) 공장제작을 통한 품질향상 및 신속한 시공 기술 확보

(2) 바닥판 손상의 주요원인인 균열에 대한 저항성 향상

(3) 장경간화에 따른 사하중 경감에 의한 하부구조 보강 최소화 및 비용 절감

3절 성과지표 달성도

성과목표	성과지표		측정방법	최종목표치	가중치(0~1)	달성치(0~1)
트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 설계	1-1	중앙부 PC 트러스 패널	- PC구조 - 패널부 두께 130mm	중앙부 PC 트러스 패널 설계	0.05	0.05
	1-2	캔틸레버부 RC 트러스 패널	- RC구조 - 패널부 두께 250mm	캔틸레버부 RC 트러스 패널 설계	0.05	0.05
	1-3	교축직각방향 이음	- 상현 인장력 전달 기구 - 하현 압축력 전달기구	철근 커플러 및 압축스터럿 설계	0.05	0.05
	1-4	교축방향 이음	LOOP 철근 이음 적용	LOOP철근이음 설계	0.05	0.05
트러스 하프 프리캐스트 패널 시험체 제작	2-1	패널 부재 제작장 설계 및 제작	패널 부재의 제작장 설계 및 제작	강재거푸집 1기	0.05	0.05
	2-2	교축직각방향 이음	압축스터럿 제작	압축스터럿 제작	0.05	0.05
	2-3	패널 시험체 제작	패널 시험체 제작	시험체 2SET 제작 (종방향이음부有:1SET 종방향이음부無:1SET)	0.10	0.10
캔틸레버부 무지보 시공을 위한 패널간 교축직각 방향 연결구조 구조거동	3-1	상현 철근 커플러 (압착식 현장채움)	실대형 시험체 제작시 현장 시공을 통한 시공 편의성 및 구조 성능 검토	철근 커플러 (나사식 철근커플러)	0.05	0.05
	3-2	하현 압축채움재 800mm *100mm * 100mm 무수축 콘크리트		무수축 콘크리트, 강재 빔 제작	0.05	0.05

성과목표	성과지표		측정방법	최종목표치	가중치(0~1)	달성치(0~1)
트러스 하프 프리캐스트 패널 구조 거동 분석 및 변형에 대한 장기 안정성 평가	4-1	윤하중 분포폭을 고려한 사용하중 재하(DB24하중)	윤하중 분포폭을 고려한 사용하중 재하(DB24하중)	윤하중 분포폭을 고려한 사용하중 재하(DB24하중)	0.10	0.10
	4-2	변형 장기안정성 15mm	장기간에 걸친 시험체 거치를 통한 변형의 장기 안정성 검토 : 10mm	변형 장기안정성 10mm	0.05	0.02
캔틸레버부 하중편재하시 처짐에 대한 탄성 복원 검토	5-1	작업 하중 편재 1.0 tonf/m	작업 하중 편재 1.5 tonf/m	작업 하중 편재 1.5 tonf/m	0.05	0.05
	5-2	탄성처짐량 30 mm	탄성처짐량 30 mm	탄성처짐량 300 mm	0.05	0.05
	5-3	시공 캠버 30 mm	시공 캠버 30 mm	시공 캠버 300 mm	0.05	0.05
LOOP철근을 이용한 교축방향으로의 패널간 이음 구조 성능 평가	6-1	작업 하중 편재 1.0 tonf/m	작업 하중 편재 1.5 tonf/m	작업 하중 편재 1.5 tonf/m	0.05	0.05
	6-2	LOOP철근이음		LOOP 철근이음	0.05	0.05
현장타설 콘크리트와의 합성 후 합성 트러스 패널 바닥판의 구조 성능 평가	7-1	극한 저항 모멘트 40 tonf	극한 저항 모멘트 50 tonf-m	극한저항 모멘트 50 tonf-m	0.10	0.10
계					1.00	0.98

제5장 연구개발결과의 활용계획

1절 시장진입을 위한 전략

본 연구기술이 적용되는 교량 바닥판은 SOC 기반사업인 도로 및 교량 건설 산업에 포함되기에, 일반적인 수요처는 정부부처, 도로공사, 지자체 등이 주도하여 발주자가 될 것이며, 정부 입찰방식에 의하여 종합 건설회사 들이 계약자가 되는 동시에 시공사의 역할을 하고 TK(Turn Key) 방식 또는 대안 설계 시공 방식의 형태로 교량 건설을 하게 된다. 교량바닥판의 기술을 보유한 업체는 종합 건설회사 등 시공사의 벤더 역할로서 설계 및 교량바닥판 시공에 참여하는 실정으로, 마케팅 대상인 주요 수요처는 하기와 같이 교량전문 종합 건설회사 또는 설계에 반영시킬 수 있는 엔지니어링 업체 등이다. 따라서 여기에서는 사업화 대상기술의 실용화를 위한 시장 진입을 위하여 관련기술의 동향, 경쟁성을 검토하고 초기 시장진입을 위한 전략을 수립한다.

1. 관련 시장 및 기술 동향

현재 국내에서 교량바닥판 건설은 시공사들이 현장타설공법과 현장 Site의 여유 공간에서 바닥판을 단순히 자체 제작하여 시공하는 것이 대부분(약 95%) 차지하고 있으며, 사업화 대상기술과 같이 특화된 기술 등으로 교량 바닥판을 시공하는 경우는 극히 소수 업체로 국한된다. 즉, 주로 현장에서 교량바닥판을 단순 자체 제작 시공하는 업체들이 대부분으로 종합 건설 시공사인 (주)현대건설, (주)대림건설, (주)동부건설 등을 예를 들 수 있다. 다만 (주)대우건설은 자체 개발한 신기술 DPS(Daewoo Precast concrete deck System for rapid construction)공법을 적용하여 Full depth Deck 교량바닥판(풀프리캐스트 바닥판)을 시공 중에 있다. (주)효성엘비데크는 목재 합판의 거푸집 단순 대용으로 콘크리트로 양생된 자체 개발 기술인 LB DECK바닥판으로 시공하고 있으나, 주거더간 지간장이 2m~3m로 비교적 짧은 경우에만 적용가능하다. 한편 (주)국민씨아이는 섬유강화복합소재로 된 FRP교량바닥판을 개발하여 현재 시공 중에 있으나 단가가 고가이며, 대형 교량에는 적용하기 어려운 점이 있다.

현재의 교량바닥판의 경우에 한하여 국내외의 시장 및 기술 동향을 살펴보면, 향후 건설 산업은 시공사가 자체 기술로만 고집하여 시공하는 것을 지양하고 각 공정 분야별, 목적물 분야별 Kit 및 Segment 형태로 세분화 및 전문화하는 추세로 향하고 있음을 알 수 있다. 특히 교량건설 산업에서 바닥판의 Segment 형식으로 시공하는 것은 시공성 용이, 공기단축, 인건비절감, 교통 혼잡회피 등의 장점과, 국내 교량의 건설 년도 측면에서 노후화된 교량이 많음으로 인해 향후 보수 시장과 더불어 신설 및 확장 시장도 성장할 것으로 예상된다.

이러한 시장성 및 교량 바닥판으로의 수요증가와는 달리 국내에서는 아직까지 교량

바닥판에 대한 기술 축척이 초기 단계에 머물러 있다고 할 수 있다. 따라서 현재는 교량 바닥판 시장에서 소수 업체들이 자체기술로 제작한 것으로 시공을 하고 있고, 초기 시장 진입기 상태로 시장점유율도 미소한 상태로서 보유 사업화 대상기술을 적극 마케팅 및 발주자 입장에서 인정받을 수 있는 공법이 될 경우 상당히 경쟁력이 있을 것으로 판단된다.

한편으로는 국내의 교량 현황을 보면 20년이 경과된 교량이 상당히 많으며 현재까지도 사용 중에 있어, 1980년 이후에는 산업 발전에 따른 중차량 통행 및 교통량의 증가로 인하여 교량 바닥판이 상당히 노후화되어 교체 및 보수 공사를 해야 할 필요가 많다. 이에 따른 노후화된 교량의 바닥판 교체 및 유지 보수가 신설, 확충되는 교량의 바닥판 보다 수요가 급증하리라 판단되며, 경기 침체 및 자재비 등의 급상승으로 인해 시공비 절감, 공기 단축, 효율적인 시공성, 친환경적인 공법이 적용될 수 있는 신기술에 대한 수요가 증가하리라 판단된다. 노후화된 교량 바닥판은 지속적인 안전 점검을 수행하면서 신설, 확충보다는 교체 수요가 더욱 증가하리라 전망된다.

2. 바닥판 관련 국내외 기업동향

하프 프리캐스트 교량바닥판 공법을 포함한 교량 바닥판과 관련하여 국내에서는 수개 관련 업체가 유사 신기술 및 공법으로 이미 정부로부터 신기술을 지정받아 설계 및 시공에 적용되어 실적을 올리는 상황이며 가장 대표적인 관련업체의 기술 및 특징을 아래에 나타내었다.

가. (주)효성엘비데크 - 하프프리캐스트 바닥판

(주)효성엘비데크의 LB-DECK공법(Lattice Bar)은 기존의 교량 바닥판 시공 시 적용되고 있는 현장타설공법(즉, RC: Reinforced Concrete 공법) 중에서, 교량 바닥판에 지지해 주던 목재 합판의 거푸집 대용으로 콘크리트로 생산된 LB-DECK바닥판을 사용하여 상부에 현장타설 시공함과 동시에 상부의 현장타설 콘크리트가 완전히 양생 후에는 합판 거푸집처럼 분리 해체하지 않고 상부 현장타설 바닥판과 일체화되는 공법이다.

한편, (주)효성엘비데크는 2003년부터 설계적용 및 시공을 시작하여 2007년 말까지 국내 200여 이상 교량개소에 자사 LB-DECK 공법을 적용하여 교량바닥판을 시공 완료 및 진행 중에 있으며, 2007년에 90,000m^2 시공 실적과 2008년에는 50~60개소에서 140,000m^2를 예상 시공 목표로 하고 있으며, 2007년 시공 실적은 약 72억원 이며, 2008년 예상 실적은 112억원 정도로 판단하고 있다.

나. (주)대우건설 - 풀프리캐스트 바닥판

(주)대우건설은 2004년 2월에 신기술 제405호로 지정받은 DPS (Dae -woo Precast concrete deck System for rapid construction) 공법을 보유하고 있으며, 본 공법 내용은 프리캐스트 콘크리트 바닥판간 이음부에 교축방향 일괄가설 긴장재를 이용하여 최적 유

효 프리스트레스 압축력을 도입하고, 강거더와 프리캐스트 콘크리트 교량 바닥판의 합성을 위하여 제안된 정적 및 피로 설계식에 의해 등간격으로 배치된 전단연결재, 간격재 및 탄성재를 이용하여 프리캐스트 콘크리트 바닥판과 강거더를 합성시켜 단순교 및 연속교의 교량 바닥판을 설치하는 기술이다.

현재까지 (주)대우건설은 국내에 본 DPS 공법을 적용하여, 설계적용 및 교량을 준공하고 있으며, 강합성 거더교에 적용된 프리캐스트 바닥판은 15개소에 총 교면적은 293,819m²이며, PSC 거더교에 적용된 프리캐스트 바닥판은 23개소에 총 교면적 197,500m²를 시공하였다.

(주)대우건설은 DPS공법을 적용한 가격은 품셈기준 설계가가 m²당 약 30만원 정도이고, 한편 현재 신기술지정 진행 중인 Half deck 바닥판(교량바닥판의 거더로 지지되지 않는 부분의 두께를 반으로 줄인 공법)의 경우 약 20만원 정도로서, 2007년말까지 총 시공 실적은 1,375억원 이상으로 나타난다.

다. (주)국민씨아이 - 복합소재 바닥판

(주)국민씨아이는 유리섬유를 사용한 제형중공단면의 복합소재 프리캐스트 교량 바닥판인 델타데크를 개발하여 2003년 신기술 374호로 지정받아, 2000년부터 설계적용 및 시공을 시작하여 2007년 말까지 교량 9개소에 교면적 14,326m² 시공 실적으로 m²당 약 49.2만원일 경우 약 70.5억원 정도 예상실적과 또한 11개소에 설계를 적용하여 시공 예정에 있다.

3. 시장진입을 위한 전략 수립

(주)대우건설은 DPS공법을 적용한 Full depth Deck의 가격은 품셈기준 설계가가 m²당 약 30만원 정도이고, 한편 현재 신기술지정 진행 중인 Half deck 바닥판(교량바닥판의 거더로 지지되지 않는 부분의 두께를 반으로 줄인 공법)의 경우 약 20만원 정도로 예상된다. (주)효성엘비데크는 LB-DECK공법을 적용한 교량바닥판의 LB-DECK 가격은 품셈기준 설계가로 m²당 약 7~8만원 정도이며, (주)국민씨아이는 m²당 약49.2만원 정도이다. 주관기관인 (주)지아이에프가 보유하고 있는 사업화 대상 기술인 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판의 경우는 m²당 약25만원(순수 바닥판 가격은 18만원, 설치 및 현장타설비 7만원 추가) 정도로 상기 관련 업체들의 가격을 비교해 볼 때 가격면에서는 충분한 경쟁력이 있다고 할 수 있다(표 5-1).

본 연구기술인 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판 공법은 주관기관인 (주)지아이에프가 보유하고 있는 특허기술인 PCT거더(Prestressed Composite Truss Girder)교의 바닥판 시스템으로 사용을 목적으로 개발한 기술이다. 따라서 우선적인 시장 진입의 초기 단계로는 PCT거더교의 교량 바닥판 시스템으로의 적용을 목표로 한다. 추후 소수거더교 및 기타 교량 구조로의 적용성을 추가적인 기술개발 및 보완을 통하여 넓히고자 한다. 또한 보유 핵심 기술의 구조적인 특성으로 미루어 교량 구조의 특성에 맞는 적절한 기술적인 보완 및 시공법의 개발을 통하여 모든 교량 바닥판 시스템으로 적용이 가능한

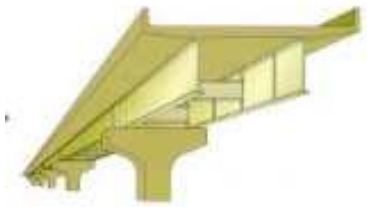
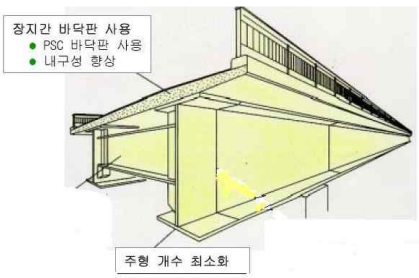
교량 바닥판 시스템을 구축하여 시장 점유율을 높이고자 한다. 기본적인 시장 진입 및 시장 점유 전략은 표 5-2와 같다.

표 5-1 프리캐스트 패널 바닥판 간략 내역 산출서 경제성 분석자료(금토대교) (천원)

공 종 명	규 격	수량	단위	재 료 비		노 무 비		경 비		합 계	
				단 가	금 액	단 가	금 액	단 가	금 액	단 가	금 액
금토대교	개략 공사비	1	식		4,023,909		4,637,236		3,367,950		12,029,096
상부공 단위 면적당 공사비										162 만원	
나사식 철근이음 (COUPLER)	D19	880	개	6,285원	5,530					6,285원	5,530
나사식 철근이음 (COUPLER)	D29	1519	개	8,860원	13,458					8,860원	13,458
프리캐스트 고무받침		2275	M	1,638원	3,726	81원	184			1,719원	3,910
프리캐스트 접합부방수		3936	M	1,800원	7,084	2,382원	9,375			4,182원	16,460
프리캐스트 패널 제작 및 설치	방음벽측 RC판넬	190	NR	246	46,882	390	74,225	478	90,976	1,116	212,084
프리캐스트 패널 제작 및 설치	방호벽측 RC판넬	190	NR	242	46,007	378	71,999	476	90,545	1,097	208,553
프리캐스트 패널 제작 및 설치	중분대측 RC판넬	380	NR	238	90,471	373	141,943	475	180,747	1,087	413,161
프리캐스트 패널 제작 및 설치	중앙부 PC판넬	380	NR	434	165,081	1,019	387,273	511	194,349	1,965	746,704
프리캐스트 제작대		1	SUM	92,381	92,381	77,739	77,739	7,088	7,088	177,210	177,210
					451,636		762,741		563,708		1,778,086
					25%		43%		32%		100%
현장타설콘크리트 공정포함				1,852,480			패널바닥판/상부공 단위면적당 공사비				15.4% 25 만원

본 연구기술인 트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판은 이미 2008년 4월 서울지방국토관리청에서 발주한 “안양~성남 고속도로 민간투자사업”에서 교량명 금토대교(3경간 연속교)의 바닥판 구조에 설계 적용되어 있다. 설계 적용된 교량 바닥판의 교면은 7,537m²로서 m²당 약 25만원일 경우 약 18.8억원 정도 예상 실적이 될 수 있다. 향후, 자사가 이미 개발하여 건설 산업 현장에서 시공 적용되고 있는 PCT(Prestressed Composite Truss) 거더교의 시공 실적에서 이미 시공 완료된 교량 6개소에 본 하프 프리캐스트 트러스 바닥판이 적용될 경우 총 교량 교면적 8,203m²의 예상 실적은 약 20.5억원이 될 수 있으며, 현재 시공 중에 있는 교량 6개소 교면적 8,693m²에 적용될 경우 역시 약 21.7억원의 추가 예상 실적이 될 것이며, 설계 완료되어 공사 예정인 17개소 교량에 적용될 경우 향후 예상 실적은 수 배 이상으로 추정할 수 있다. 표 5-3에 (주)지아이에프의 PCT 거더교 설계 및 시공 실적을 나타내었다.

표 5-2 시장진입 전략

1. 시장진입 1단계 : PCT 거더교 바닥판 적용	
PCT 거더교의 교량 바닥판 시스템으로의 적용	
2. 시장진입 2단계 : 장경간 바닥판 적용성 확대	
소수주형 및 기타 장경간 바닥판 시스템으로의 확대 적용	
3. 시장진입 3단계 : 중소장경간 바닥판 적용성 확대	
2m~5m의 중소경간 바닥판 시스템으로의 적용성 확대	

해외는 본 유사 신기술 및 공법 개발이 1970년 이후로부터 지속적으로 이루어진 바, 현재는 미국, 유럽 및 일본(TOBISHIMA) 등 자국의 기술 및 공법으로 교량 건설 산업에 상당히 적용하고 있는 실정이며, 교량 바닥판과 관련된 신기술 및 공법이 한국의 기술로써, 국내에 정착이 되지 않을 경우 외국 신기술과 공법에 밀려날 경향이 크다고 판단된다.

표 5-3 (주)지아이에프의 PCT거더교 설계 및 시공 실적

구분	공사명	발주처	설계년도	교량명
시공완료	순창~운암(4공구) 도로 확장공사	익산지방국토관리청	2004. 7	마암교
	양구개발촉진지구 비봉교(군도4호선) 가설공사	양 구 군	2005. 12	비봉교
	지(410호) 도화목 수해복구공사	강원도 도로관리사업소	2006. 10	대기교
시공중	춘천~동홍천간 고속도로 건설공사	한국도로공사	2007. 4	동산4교
	인천 제2연육교 연결도로 건설공사	한국도로공사	2006. 10	본선2교
시공준비	청북~고덕간 도로 확포장공사	경기도건설본부	2007. 5	동연교
	고속국도 제27호 전주~남원간 고속도로건설공사	한국도로공사 전주~남원건설사업단	2007. 10	삼거교
	동읍~한림간 도로 확포장공사	경 상 남 도	2005. 5	신천교
	부항다목적댐 건설공사	한국수자원공사	2006. 2	유촌2교
	인주지방산업단지(1공구) 해안진입도로 개설공사	아 산 시	2006. 3	인주산단교
	음성~충주간 고속도로 건설공사	한국도로공사	2006. 6	남한강교
	성남판교지구 택지개발사업 특수구조물공사(교량2차)	한국토지공사	2007. 2	널다리교
	소사~녹산간 도로 개설공사	부산·진해경제자유구역청	2005. 8	소사교
	장남교 가설공사	경기도도로사업소	2007.11	장남교
설계완료	유치~이양간 지방도 4차로 확●포장공사	전 라 남 도	2005. 1	이양1교
	광명경전철 민간투자사업	주식회사 광명그린라인	2005. 2	
	인천경전철 민간투자사업	인천경전철주식회사(가칭)	2005. 5	
	인천 제2연육교 연결도로 건설공사	한국도로공사	2005. 5	영종IC교
	고색사거리~수원시계간 도로 개설공사	수 원 시	2005. 6	황구지천교
	동부권 광역자원회수시설 건설공사	이 천 시	2005.	안평교
	청양~우성(2공구) 도로 건설공사	대전지방국토관리청	2005. 8	동대4교
	인천 제2연육교 연결도로 건설공사	한국도로공사	2005. 9	본선4교
	주문진~속초간 고속도로 건설공사	한국도로공사	2005. 10	척산1교
	주상~한기리2 국도 건설공사	부산지방국토관리청	2005. 11	감천1교
	하동~남해간 국도 확장공사	부산지방국토관리청	2005. 12	덕천교
	화순동면~송광봉산 도로확장공사	익산지방국토관리청	2006. 2	신문덕교
	화순동면~송광봉산 도로확장공사	익산지방국토관리청	2006. 2	송재교
	영덕~오산간 광역도로 건설사업	한국토지공사	2006. 6	서천교
	춘천~양양간 고속도로 건설공사	한국도로공사	2006. 12	장평2교
	순창~운암(3공구) 도로 확장공사	익산지방 국토관리청		나래육교
	동해~삼척간 고속도로 건설공사	한국도로공사	2006. 12	지흥1교
	청북~고덕간 도로 확포장공사	경기도건설본부	2007. 2	동연교
	부전~쌍치간 도로 개설공사	익산지방국토관리청	2006. 12	부전2교
	인천 제2연육교 연결도로 건설공사	한국도로공사	2006. 10	영종IC5교
	태백~미로(2-1공구) 국도건설공사	원주지방국토관리청	2007. 4	석공교
	김해시 국도대체우회도로 건설공사	부산지방국토관리청	2007. 8	감분교
	거제~통영간 고속도로 건설공사	한국도로공사	2007. 7	장평교
	서울~포천간 고속도로 건설공사 민간투자사업	한국도로공사	2007. 8	사로교
	대변항 다기능어항 실시설계	부산지방해양수산청 (부산항건설사무소)	2007. 9	죽도물양장 보도육교
	고속국도 제10호선 냉정~부산간 확장공사	한국도로공사	2007. 9	김해JCT1교
설계중	안양~성남 고속도로 민간투자사업	서울지방국토관리청	2008. 4	금토대교
	옥동~농소(울산대도시권 교통개선) 국도개설공사	부산지방국토관리청	2008. 5	오산대교

4. 수익전망

가. 매출전망

유사기업인 효성엘비데크의 시장 점유율을 파악해 본 결과 2005년 초기초기 시장 점유율이 1.3%, 2006년 2.1%, 2007년 2.3%를 차지하고 있는 상황이다. 또한 다른 관련 기업의 점유율은 기업규모나 점유율의 편차가 크기 때문에 (주)지아이에프를 대변하기가 곤란하다고 판단되어, 관련한 전문가들의 자문 및 (주)지아이에프의 기존 영업활동을 통해 유추한 향후 시공 규모 등을 고려하여 매출액을 추정하였다.

표 5-4 (주)지아이에프의 시장점유율 및 매출액 추정

구 분	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
시장점유율	1.5%	4.0%	5.0%	6.0%	6.0%	7.0%	7.0%	8.0%	8.0%
매출액 (억원)	37.2	101.9	130.9	161.5	166.0	199.1	204.7	240.5	247.2

나. 원가구조분석

본 기술의 원가구조 분석을 위해 매출원가를 재료비, 노무비, 그리고 제경비로 구분했다. 과목별 비율에 대한 추정에는 (주)지아이에프의 손익계산서, 유사업체의 손익계산서, 해당산업의 표준원가 비율 등이 고려될 수 있다. 그러나 여기에서는 (주)지아이에프가 시공한 유사 교량의 실제 원가구조를 활용하기로 한다.

매출원가는 재료비, 노무비, 제경비 등으로 구분해 볼 수 있는데 (주)지아이에프가 수행된 유사 교량의 원가 구조를 분석해 본 결과, 매출원가 중에서 재료비가 차지하는 비중은 약 33.5%, 노무비는 약 38.6%, 그리고 제경비가 약 28.0%로 나타났다. 이에 따른 원가구조의 추정 결과는 표 5-5와 같다.

표 5-5 추정 원가구조 (단위 : 백만원)

구 분	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
재료비	997.1	2,733.4	3,512.5	4,333.0	4,454.3	5,342.2	5,491.8	6,452.0	6,632.7
노무비	1,149.1	3,150.1	4,047.8	4,993.4	5,133.2	6,156.4	6,328.8	7,435.5	7,643.7
제조경비	834.6	2,287.8	2,939.9	3,626.6	3,728.2	4,471.3	4,596.5	5,400.3	5,551.5
매출원가	2,980.8	8,171.3	10,500.2	12,953.0	13,315.7	15,970.0	16,417.1	19,287.8	19,827.8

추정 결과, 재료비는 1년차인 2008년에는 9억9,710만원이 발생한 후 꾸준히 증가하여 경제적 수명의 마지막 해인 9차년도에는 66억3,270만원이 소요될 것으로 예상되었다. 또한 노무비는 11억4,910만원으로 시작하여 9차년도에는 76억4,370만원까지 증가하는 것으로 예상된다.

다. 손익분기점 분석

비용 구조는 고정비와 변동비로 이루어진다. 고정비란 생산량과 독립적으로 일정하게 지출되는 비용을 의미하며, 변동비는 생산량에 따라 증감하는(변동되는) 비용을 의미한다. 손익분기점이란 고정비와 변동비를 합한 총비용과 매출액이 동일해지는 지점을 의미한다.

손익분기점 분석을 위해서는 제품에 대한 고정비와 변동비를 추정해야하는데 업종 또는 회사에 따라서 동일한 비용을 변동비로 처리할 수도 있고 고정비로 처리할 수도 있기 때문에 고정비와 변동비의 분류에 대한 명확한 기준은 존재하지 않는다.

일반적인 의미에서 매출원가 중 재료비와 노무비는 변동비에 해당한다. 그러나 매출원가 중 제경비의 경우, 일정 부분은 변동비에 해당하고 일정 부분은 고정비에 해당한다. 판매 및 일반관리비의 경우에도 일정 부분은 변동비에 해당하고 일정 부분은 고정비로 추정하는 것이 타당하다. 위의 사항들을 고려하여 손익분기점 분석을 실시하면 각각의 시나리오에 따라 다음과 같은 결과를 추정할 수 있다.

표 5-6 추정 손익분기점 분석 (단위 : 백만원)

구 분	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016
매출액	3716.7	10188.7	13092.5	16150.9	16603.1	19912.7	20470.2	24049.6	24723.0
변동비	2681.0	7349.4	9444.0	11650.1	11976.3	14363.5	14765.7	17347.6	17833.3
고정비	634.7	422.0	513.7	610.4	624.7	729.2	746.9	860.0	881.2
총비용	3315.7	7771.3	9957.7	12260.4	12600.9	15092.8	15512.6	18207.6	18714.6

추정 결과, 변동비는 1차년도인 2008년에는 26억8,100만원이 발생한 후 지속적으로 증가하여 경제적 수명의 마지막 해인 9차년도에는 178억3,330만원이 발생한다. 또한 고정비는 6억3,470만원으로 시작하여 9차년도에는 8억8,120만원이 발생하는 것으로 추정된다.

그림 5-1은 본 기술의 손익분기점 분석 결과를 그래프로 표현한 것이다. 고정비와 변동비 모두 지속적으로 증가 추세에 있으나, 고정비는 시간의 흐름에 따라 완만한 증가를 나타내고 변동비는 매출액의 증가에 따라 가파른 증가를 나타내는 것을 확인할 수 있다.

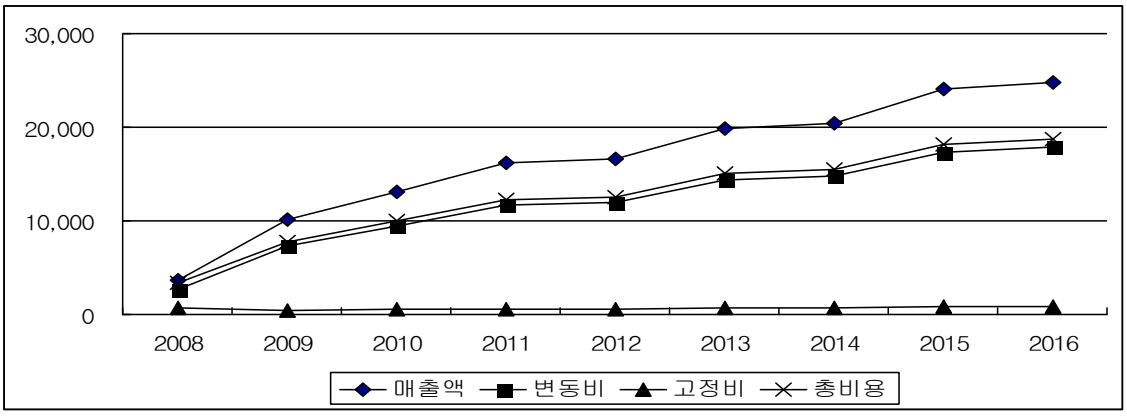


그림 5-1 추정 손익분기점 분석

2절 연구성과의 활용방안

본 연구성과의 활용방안은 다음과 같다.

■ 트러스 상현재를 이용한 현장배근 작업으로 신속한 바닥판의 완성을 요하는 급속시공
- 도심지역 통과 교량구조물의 바닥판 시공
- 노후 바닥판의 일부 또는 전부의 신속한 교체
- 동바리 및 거푸집에 대한 현장 제약 발생시
- 교통 혼잡이 예상되는 도심지역 통과 교량구조물의 바닥판 시공

■ 교량의 횡단구배에 대한 적용성이 좋음
- 주더거위에서의 패널 거치시 받침 구조 형식 변경으로 횡단 구배 고려가 가능
- 받침구조 형식에 대한 설계 및 시공에 대한 관련 연구 필요

■ 교통이 혼잡하여 장기간의 차량 통행 금지가 곤란한 지하차도 등의 Floor 시공

■ 건축구조의 복합 PC공법으로 적용 가능
- 주차장 건물의 슬래브 시스템으로의 적용가능
- 스포츠 센터의 수영장과 같이 부식 및 화학약품에 대한 내성을 요하는 슬래브 시스템

3절 추가연구의 필요성

본 연구를 통하여 트러스 프리캐스트 바닥판의 구조 특성 및 하중 지지력에 대한 구조성능을 확인하여, 실교량으로의 적용을 위한 주요한 부분은 대부분 해결되었다.

개발 기술과 관련된 후속 연구로는 윤하중에 대한 피로 내구성 검증, 소수 주거더 형식 및 기타 거더교 형식으로의 적용성을 넓히기 위한 연구로 전망할 수 있으며, 특히 패널부와 주거더와의 접합(주거더 위 거치시의 받침 구조 형식)에 대한 연구가 필요하다. 그리고 현장에서 캔틸레버부 패널의 레벨 조정을 용이하게 할 수 있도록 실제 중앙부 패널과 캔틸레버부 패널을 연결한 상태에서 선행 캠버 실험을 수행할 예정이다.

또한 현장에서 본 공법을 이용하여 시공시 적용할 시방서와 유지관리지침을 작성하여야 하며, 고교각 교량에서 트러스 하프 프리캐스트 패널을 신속하게 배치할 수 있는 가설공법의 개발이 필요하다.

제6장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술 정보

- 해당사항 없음 -

제7장 참고문헌

1) 국토해양부, “터널 및 교량현황”, 2008
2) 국토해양부 도로보수 현황, 2003～2007
3) 건설교통부 제정, 도로교 표준시방서, 2000
4) 건설기술연구원, 장수명 합리화 바닥판 개발 : 프리캐스트 바닥판, 2005
5) 건설기술연구원, 장수명 합리화 바닥판 개발 : 강-콘크리트 합성바닥판, 2005
6) 김태훈, 김인규, 김영진, 김성운, 프리캐스트 콘크리트 바닥판을 이용한 합성형교의 설계 및 시공, 전산구조공학회지, Vol. 20, No. 2, 2007
7) 대우건설기술연구소, 한국도로공사연구소, 신형식 강합성형 교량 개발에 대한 연구, 도로연 01-30, 2002
8) 대우건설, 한국시설안전공단, 비엔지컨설턴트, PC 거더 교량 연속화 공법개발, 2005
9) 도로업무편람 2002～2008
10) 심창수, 이필구, 장성욱, 장승필, 프리캐스트 바닥판을 갖는 강-콘크리트 합성보의 정적 및 피로거동, 대한토목학회 논문집, 1999
11) 이성우, 섬유강화 복합소재 교량바닥판 ‘델타테크’의 개발과 현장적용, 전산구조공학회지, Vol. 18. No. 3, 2005
12) 정연주, 합성 교량 바닥판의 개발 동향, 통권 228호, 38~43, 한국건설기술연구원, 2002.
13) 한국강구조학회 & 한국콘크리트학회, 합성구조 신기술 및 신개발, 2003.
14) 한국건설기술연구원, Semi-Fabricated 합성바닥판의 개발-BARD 공법, 건설기술정보, 통권222호, 29-30, 2002
15) 한국도로공사, "교량 예방적 유지관리 방안 연구”, 2005
16) PCT(Prestressed Composite Truss) 거더, (주) 지아이에프
17) Ross Bryan Associates, Inc., Recommended Practice for Precast Prestressed Concrete Composite Bridge Deck Panels, PCI, 1988
18) 岡本 浩, 프리캐스트 합성상판의 고도화에 대한 연구, 일본 京都대학교, 2003

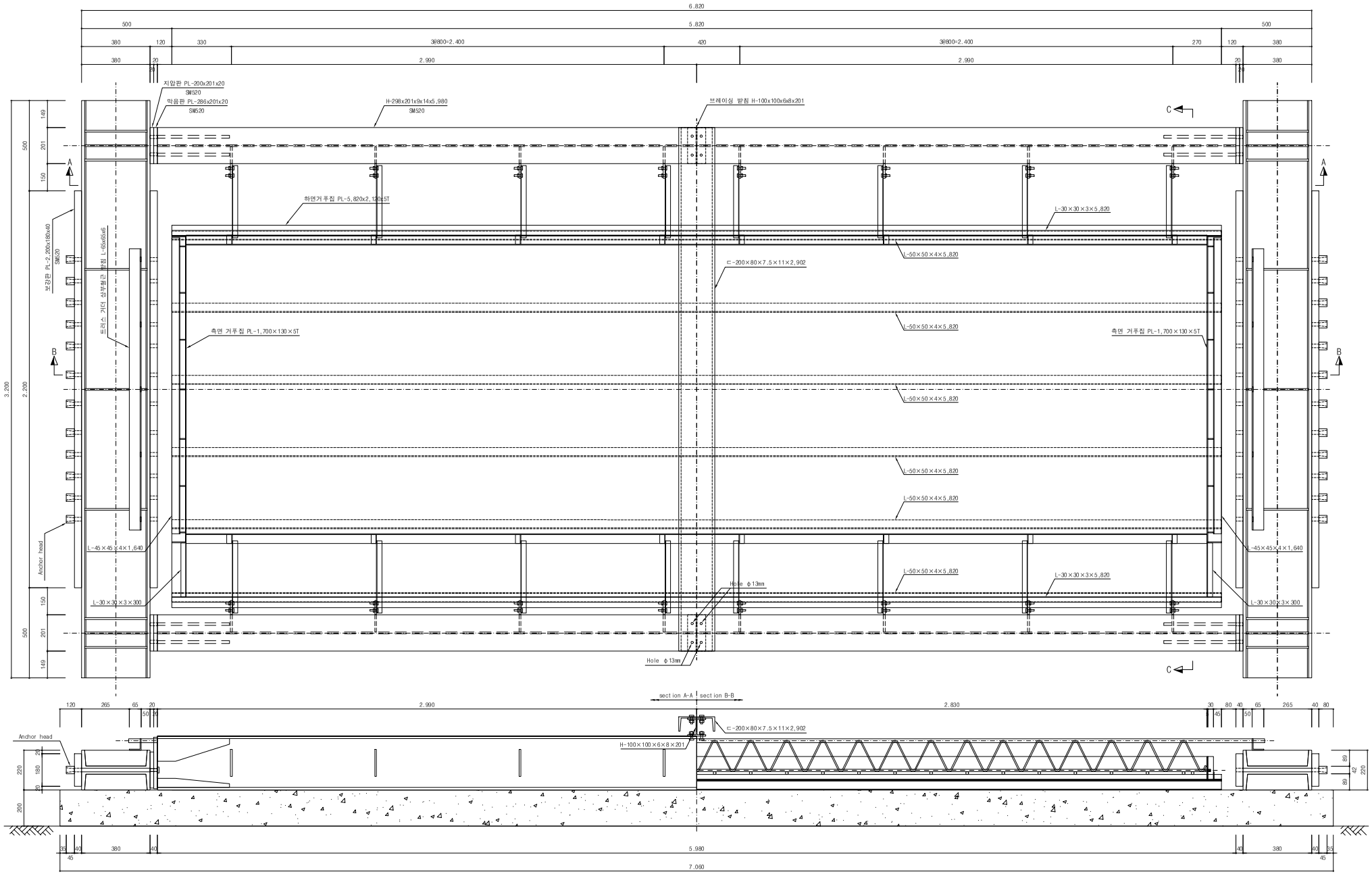
트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안연구

부 록 1

중앙부 프리캐스트 패널 제작용 강재 거푸집 설계도면 및 계산서

중앙부 패널 제작용 강재거푸집 일반도

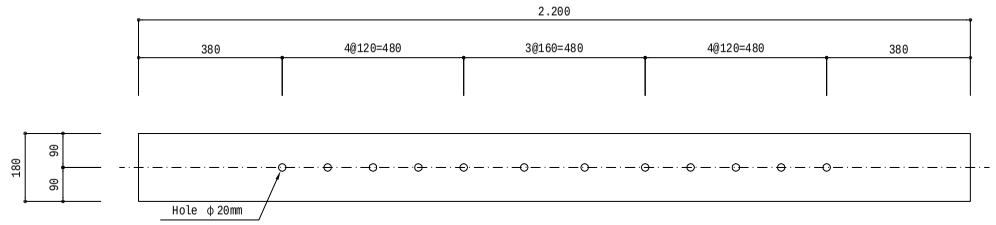
s = 1:10

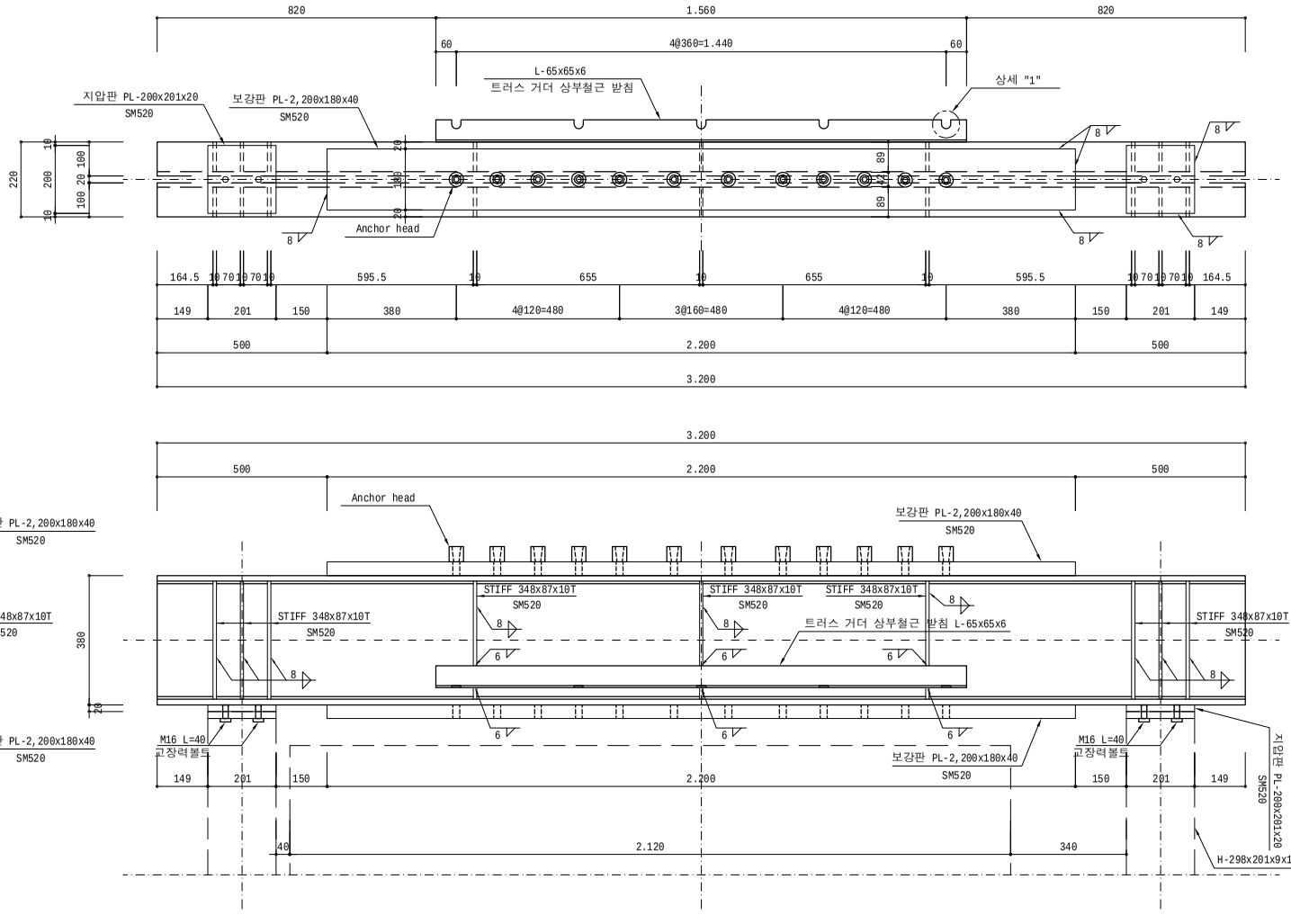


중앙부 패널 제작용 강재거푸집 상세도(1)

s = 1:10

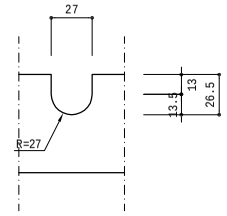
보강판





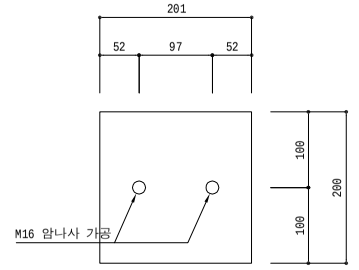
상세 "1"

S=1:40



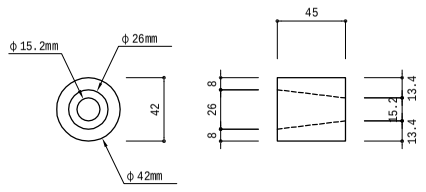
지압판

S=1:20



ANCHOR HEAD

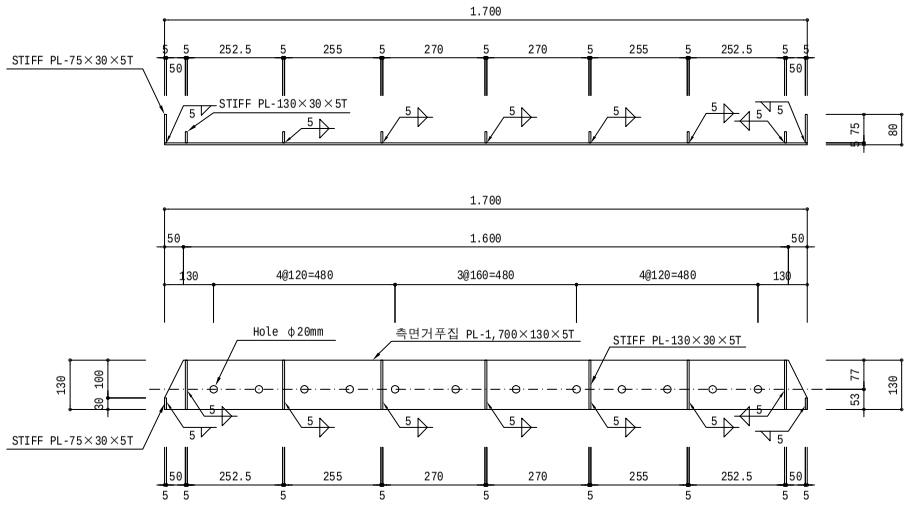
S=1:40



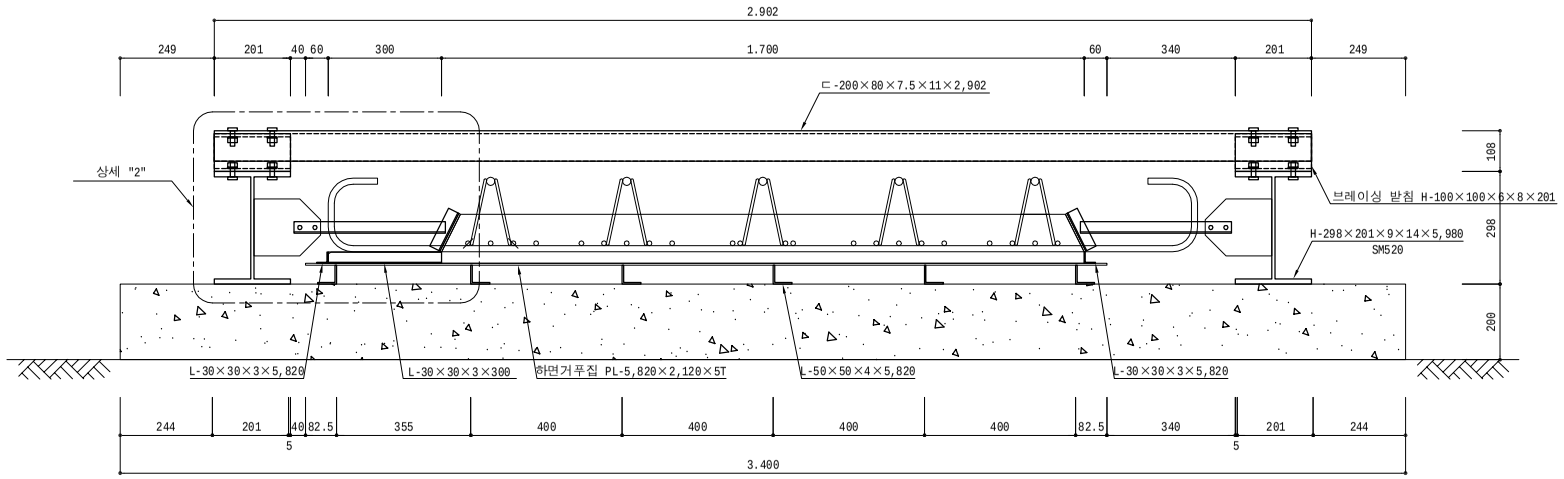
중앙부 패널 제작용 강재거푸집 상세도(2)

s = 1:10

측면거푸집

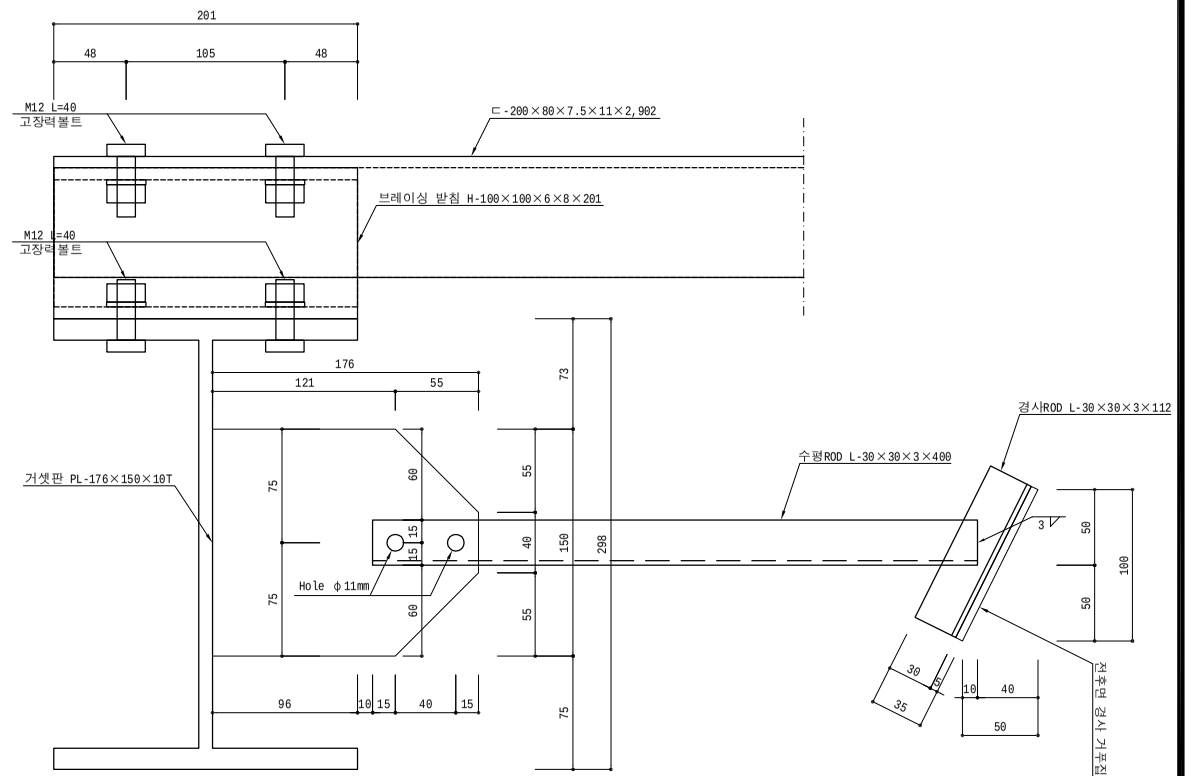


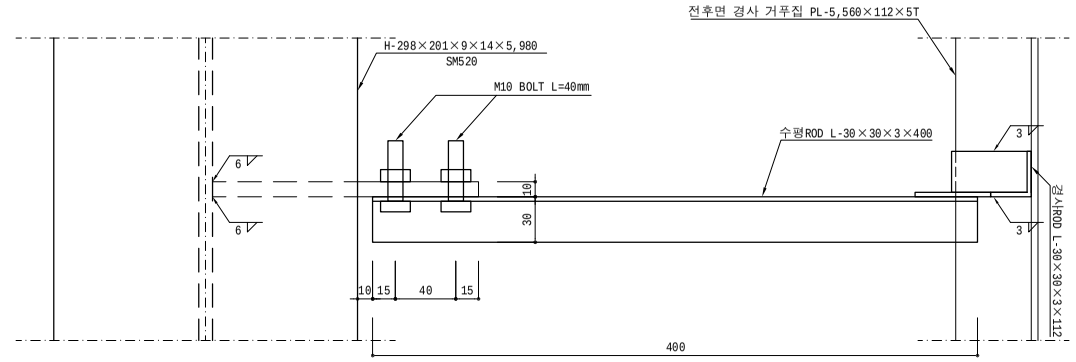
단면 C-C

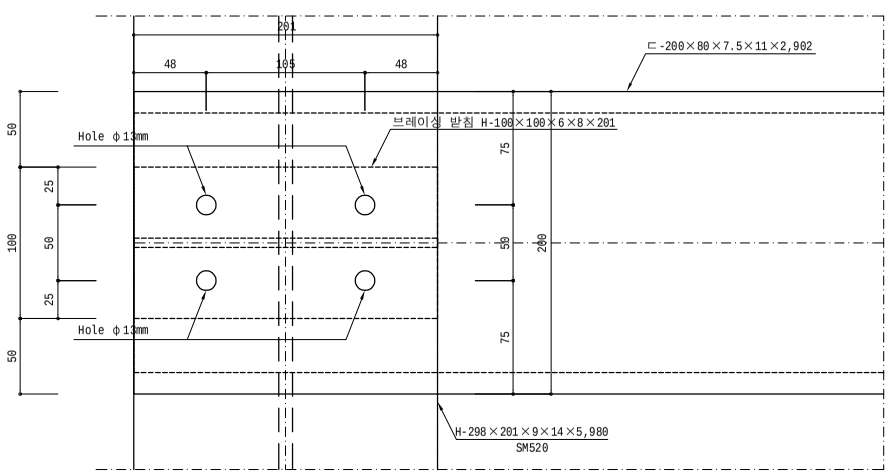


상세 "2"

S=1:40



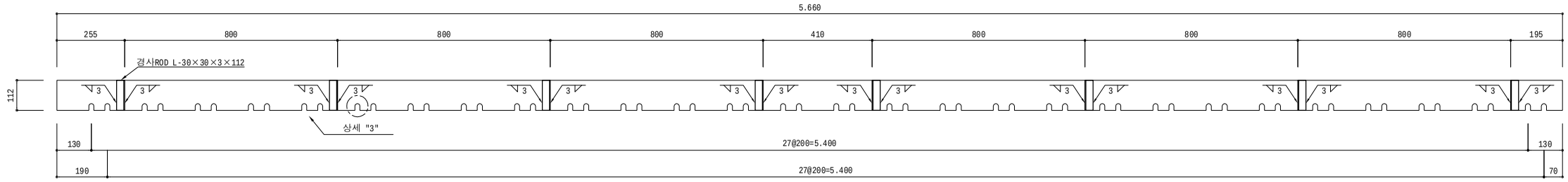




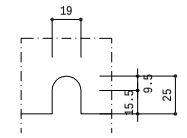
중앙부 패널 제작용 강재거푸집 상세도(3)

s = 1:10

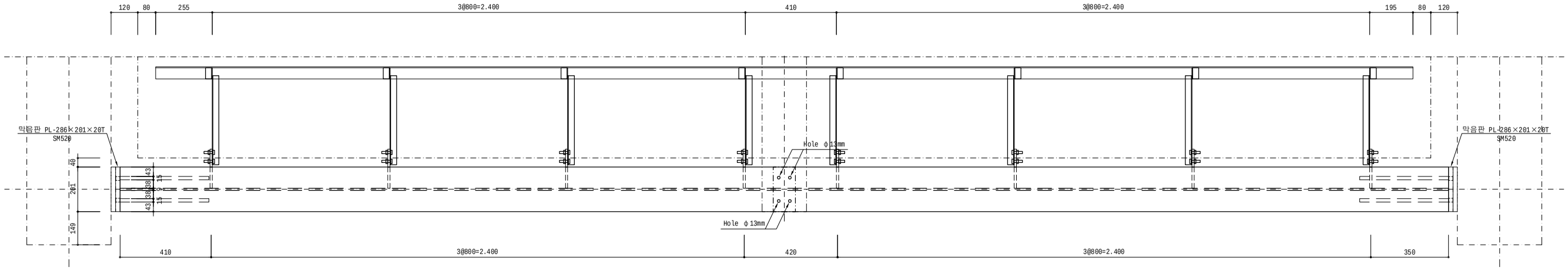
전후면 경사 거푸집



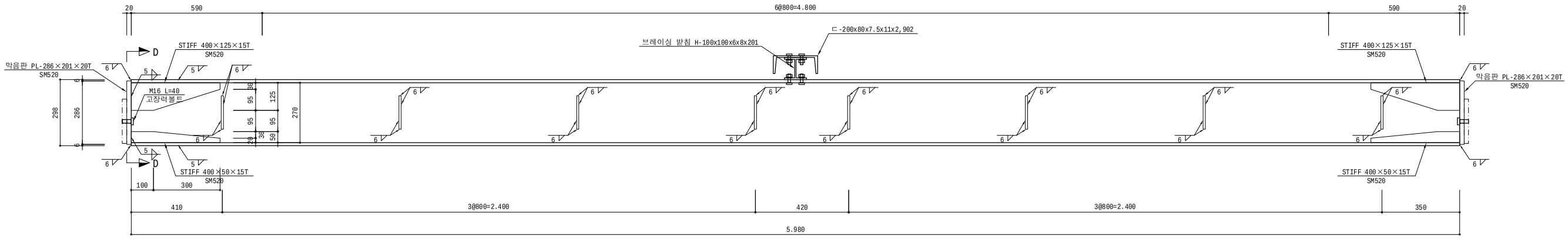
상세 "3"
S=1:40



H형강 평면도

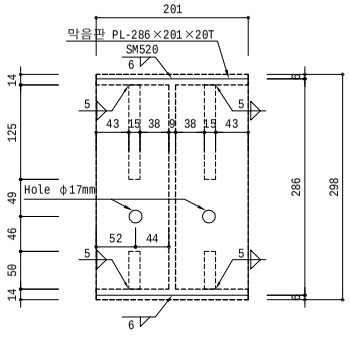


H형강 측면도



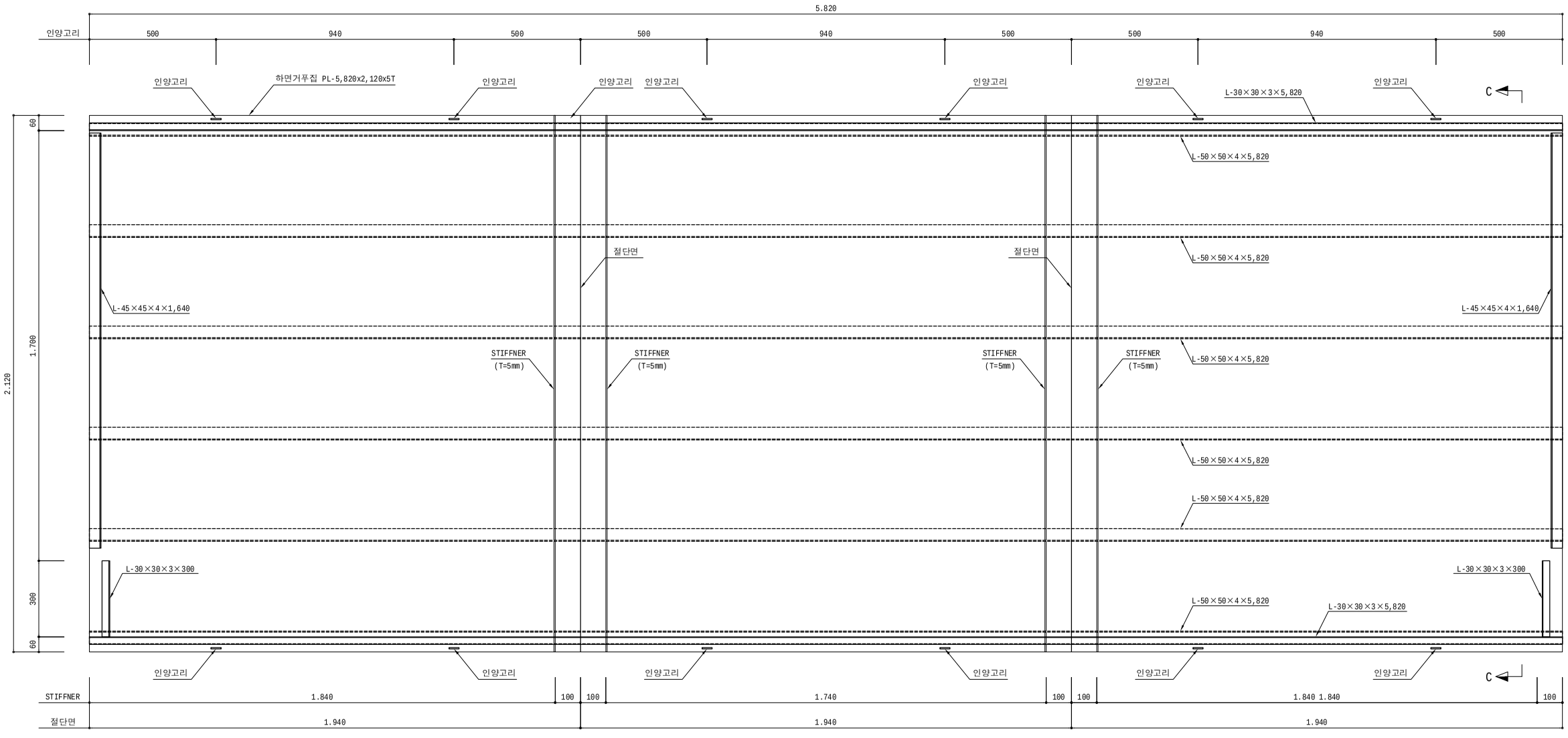
단면 D-D

S=1:20

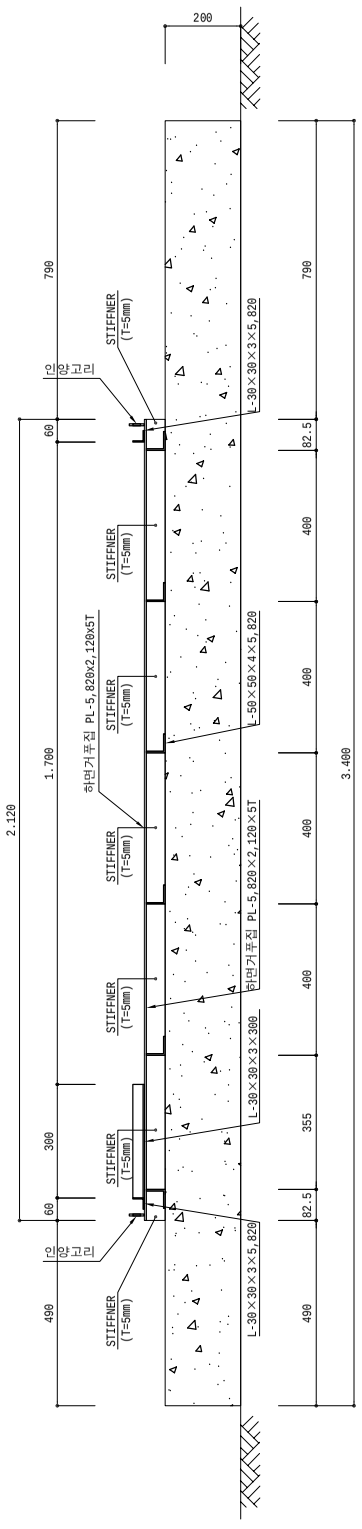


중앙부 패널 제작용 강재거푸집 하면 거푸집 절단도

s = 1:10

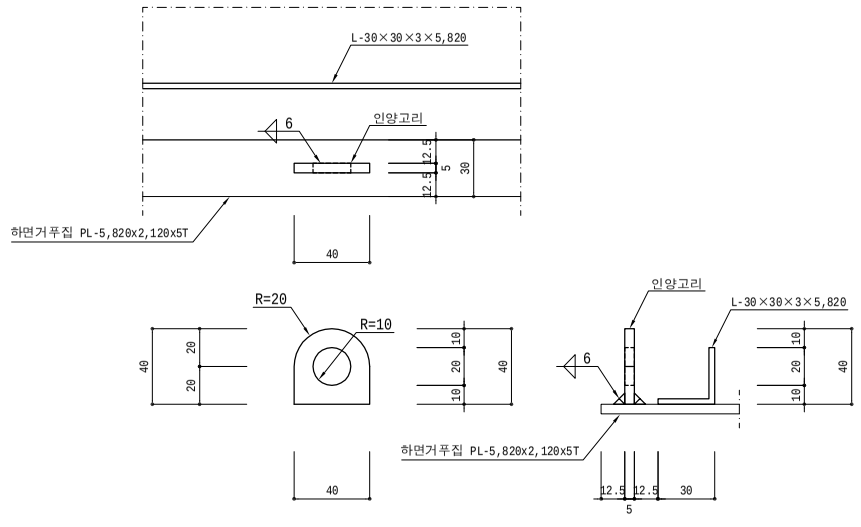


C-C 단면

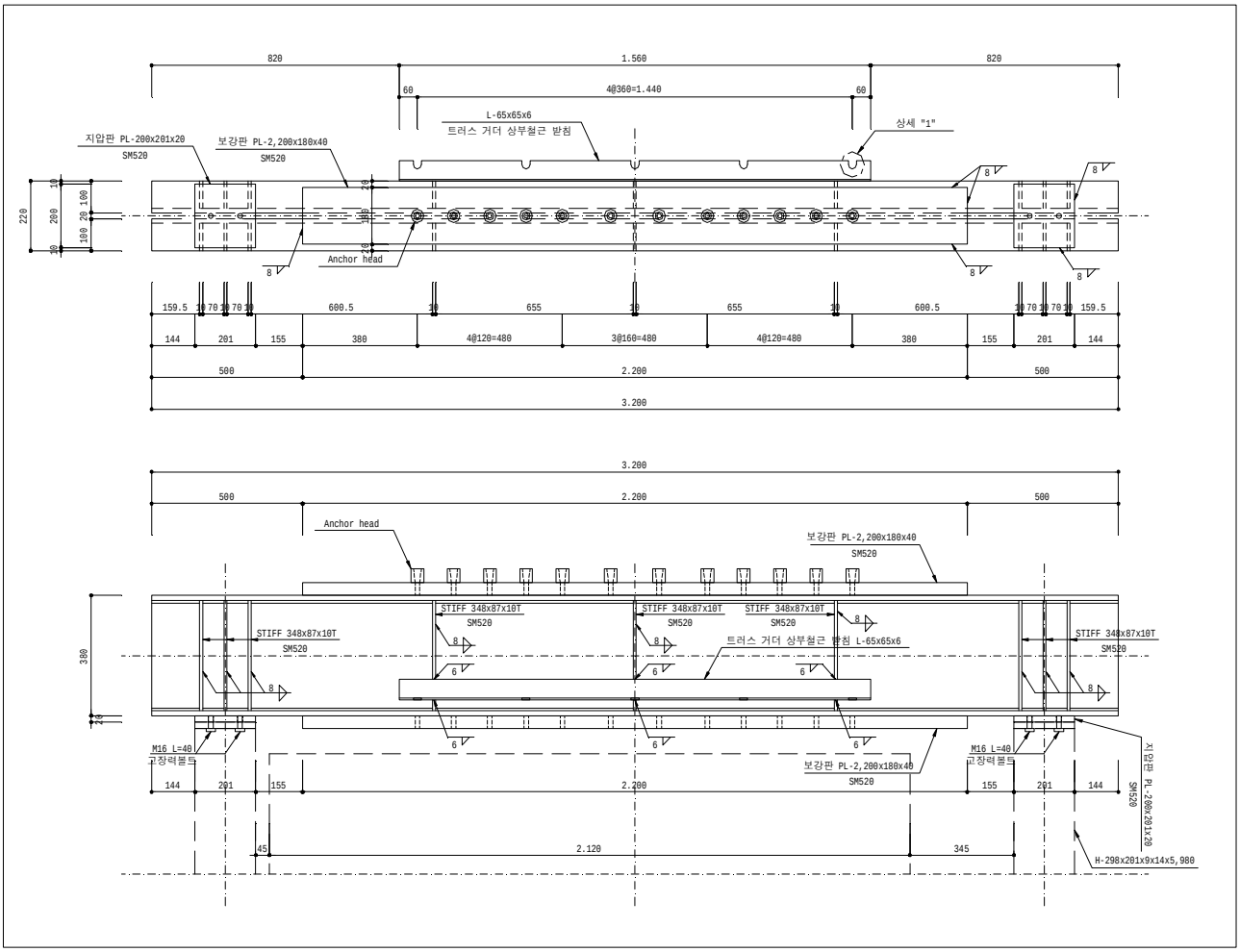


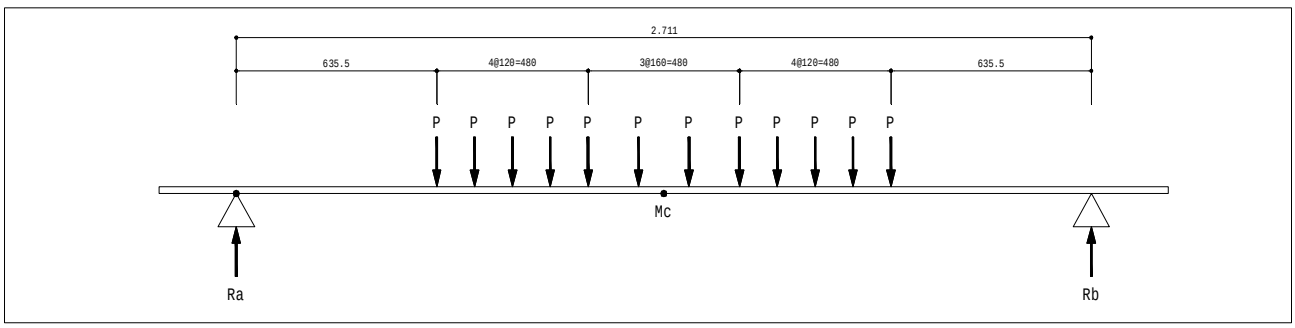
인양고리 상세

S=1:50



▨ ㄷ형강 검토





$R_a = b \cdot P/L$

$M_c = b \cdot P/2$

$$d_{\max} = \frac{Pb(L^2 - b^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}LEI} \qquad a \geq b$$

1. 사용강선 (SWPC7B 12.7 mm)

A_p = 98.71 mm^2 N_p = 12 EA f_{pu} = 1900 MPa

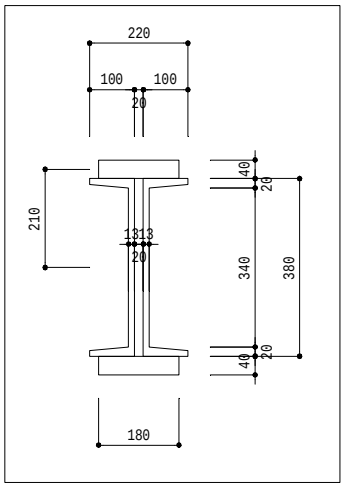
f_{pi} = 1425 MPa P_i = 140662 N

2. 단면특성

E = 210000 MPa β = 1 (양단힌지)

L = 2711 mm 유효좌굴길이 ℓ = 2711 mm

3. 단면계수



강종 : SM520

ㄷ-channel (380 × 100 × 13 × 20)

A = 8571 mm^2

I_{xc} = 176000000 mm^4

보강판 (2200 × 180 × 40)

A = 7200 mm^2

I = 960000 mm^4

d = 210 mm

I_{xr} = 318480000 mm^4

SUMMATION (ㄷ형강 2EA, 보강판 2EA)

I_x = (Ixc + Ixr)×2 = (176000000+318480000)×2

= 988960000 mm^4

A = 15771 mm^2

4. 처짐 및 응력산정

$f_c = M_c \cdot y / I_x$ y = 380/2 + 40 = 230 mm

i	a (mm)	b (mm)	M_c (N · mm)	δ_{max} (mm)	f_c (MPa)
1	2075.5	635.5	44695350.5	0.186	10.395
2	1955.5	755.5	53135070.5	0.214	12.357
3	1835.5	875.5	61574790.5	0.237	14.320
4	1715.5	995.5	70014510.5	0.256	16.283
5	1595.5	1115.5	78454230.5	0.270	18.246
6	1435.5	1275.5	89707190.5	0.280	20.863
7	1435.5	1275.5	89707190.5	0.280	20.863
8	1595.5	1115.5	78454230.5	0.270	18.246
9	1715.5	995.5	70014510.5	0.256	16.283
10	1835.5	875.5	61574790.5	0.237	14.320
11	1955.5	755.5	53135070.5	0.214	12.357
12	2075.5	635.5	44695350.5	0.186	10.395
sum			795162286	2.886	184.928

판두께 = 20+40 = 60 mm

≤ 200.0 MPa O.K

92.46%

(압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우 및 박스형 단면, π형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)

플랜지 두께 검토

b / 16 = 87 / 16 = 5.4 ≤ t = 20 ∴ O.K

복부재 검토

b = 340 mm t = 13 mm Aw = 8840 mm

플랜지상단 y = 380/2 + 40 = 230 mm

복부상단 y = 380/2 - 20 = 170 mm

f_1 = 184.928 / 230 × 170 = 136.686 MPa

f_2 = -136.686 MPa

$\phi = (f_1 - f_2)/f_1 = (136.686-(-136.686)) / 136.686 = 2$

$i = 0.65(\phi)^2 + 0.13(\phi) + 1.0$

= 0.650 × (2.0)^2 + 0.130 × (2.0) + 1.0 = 3.860

i : 응력구배계수 ϕ : 응력구배

f_1 ,f_2 : 보강된 판의 양연의 응력

(단,$f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

복부판 두께 검토

b / (80 · i) = 340 / (80 · 3.86) = 1.1 ≤ t = 13 ∴ O.K

b / 220 = 340 / 220 = 1.5 ≤ t = 13 ∴ O.K

b / (46 · i) = 340 / (46 · 3.86) = 1.9 ≤ t = 13 ∴ O.K

r = sqrt(I_x / A)= 250.415 mm

ℓ /r = 10.826 fcag = 210.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

t ≥ b/(32.4 · i) 이므로 fcal = 210.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 210.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 210.0 MPa : 허용축방향 압축응력

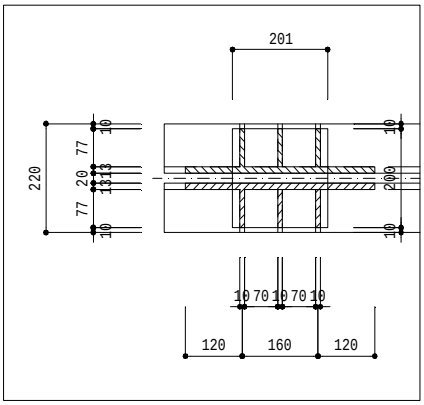
f = f_1 = 136.686 MPa ≤ 210.0 MPa ∴ O.K

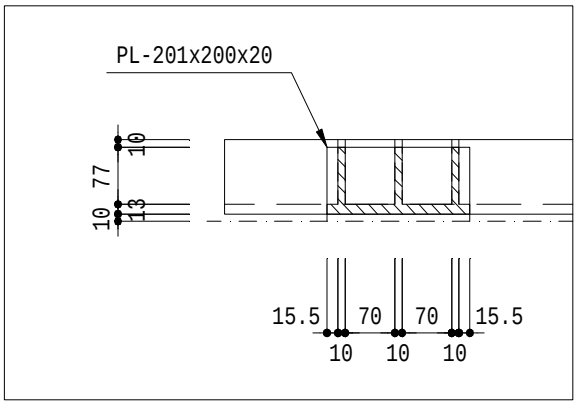
전단검토

v = V / Aw = Pi · Np / 2 / Aw = 140662 · 12 / 2 / 8840 = 95.472 MPa ≤ va = 120 MPa ∴ O.K

79.6%

5. 지점부 검토





대칭단면이므로 반쪽만 고려 강종 : SM520

$R = P_i \cdot N_p / 2 / 2 = 140662 \times 12 / 2 / 2 = 421986$ N

A_w = 201 × 13 = 2613 mm^2

A_s = 77 × 10 × 3 EA = 2310 mm^2

$A_w + A_s$ = 4923 mm^2 > 3927 mm^2 = $1.7 \cdot A_s$

⇒ A_e = 3927 mm^2

$A_{we} = A_e - A_s$ = 1617 mm^2 , B_e = 124 mm

	A	I	d	A · d^2	I_x
복부재	1612	22702.33333	16.5	438867	461569.3333
수직보강재	2310	1141332.5	61.5	8736997.5	9878330
계	3922				10339899.33

$r_x = \text{sqrt}(I_x / A) =$ 51.346 mm

ℓ = (380-20×2)/2= 170 mm (좌굴길이는 복부판 높이의 1/2)

ℓ / r_x = 170 / 51.346 = 3.3

허용축방향 압축응력

le/r = 3.300 ⇒ fcag = 210.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

b / 10.7 ≤ t ⇒ fcal = 210.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 210.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 210.0 MPa : 허용축방향 압축응력

f = R / A = 107.595 MPa ≤ 210.0 MPa O.K

6. 지압판 두께 검토 (201 × 200 × 20) A = 40200 mm^2

등분포 응력 w = P / A = Pi × Np / 2 / A = 20.994 MPa

ℓ = 77 mm 강종 : SM520

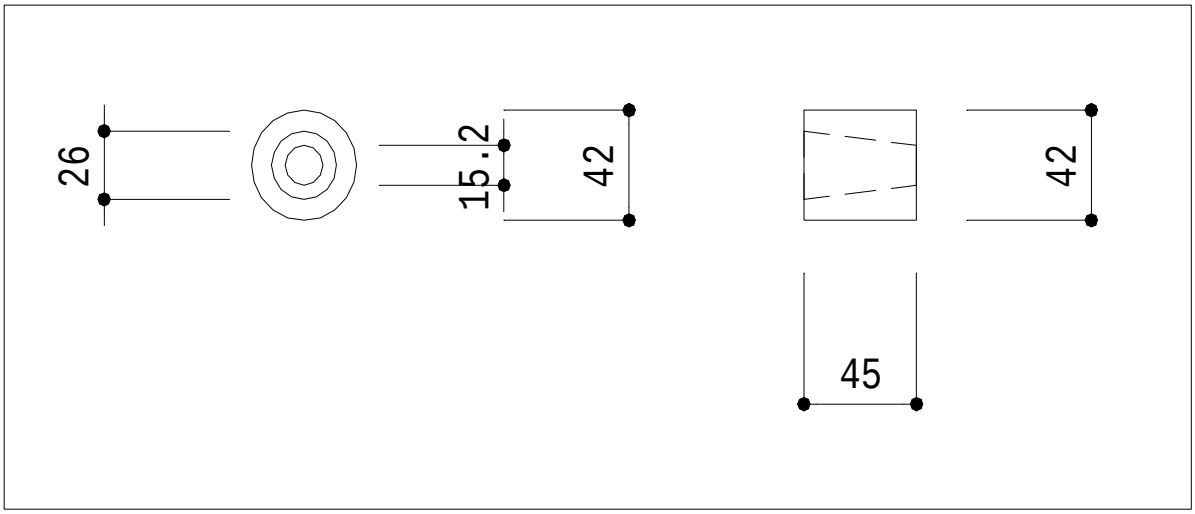
M = w · ℓ^2/2 = 20.994 · 77^2/2 = 62236.713 N · mm/mm f_a = 210.0 MPa

t^2 > 6 · M / fa = 6 · 62236.713 / 210 = 1778

t > 42.2 mm t = 20 mm 이므로 N.G

⇒ 지압판이 캔틸레버 형태의 힘을 받는 것이 아니고 H형강 막음판과 맞닿아 있으므로
지압판 20mm, H형강 막음판 20mm 사용

7. 앵커헤드 두께 검토



외경 = 42 mm 내경1 = 26 mm 내경2 = 15.2 mm

A = 1203.984 mm^2 두께 t = 45 mm

등분포 응력 w = P / A = Pi / A = 116.83 MPa

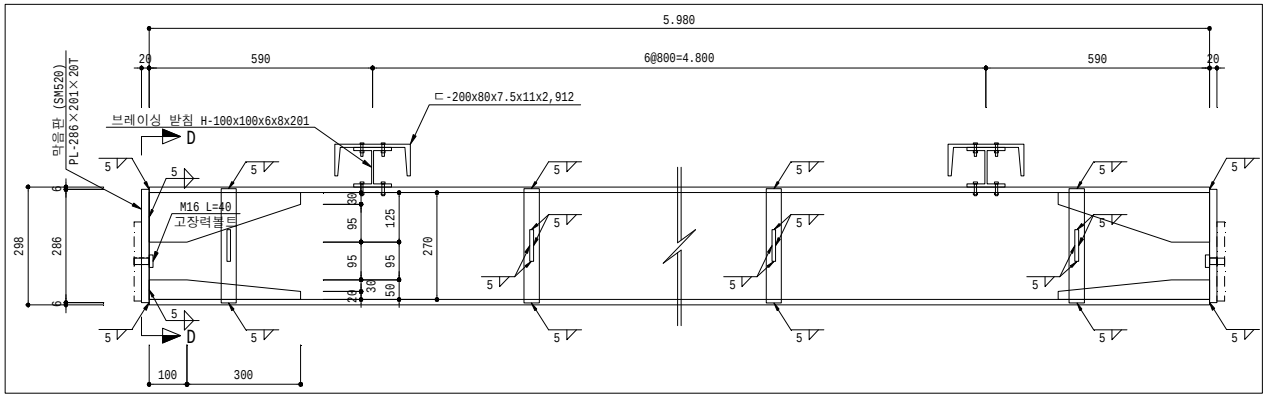
ℓ = 13.4 mm 강종 : SM520

M = w · ℓ^2/2 = 116.83 · 13.4^2/2 = 10488.997 N · mm/mm f_a = 200.0 MPa

t^2 > 6 · M / fa = 6 · 10488.997 / 200 = 315

t > 17.7 mm t = 45 mm 이므로 O.K

▨ H형강 검토



1. 사용강선 (SWPC7B 12.7 mm)

A_p = 98.71 mm^2 N_p = 12 EA f_{pu} = 1900 MPa

f_{pi} = 1425 MPa P_i = 140662 N R = 843971 N

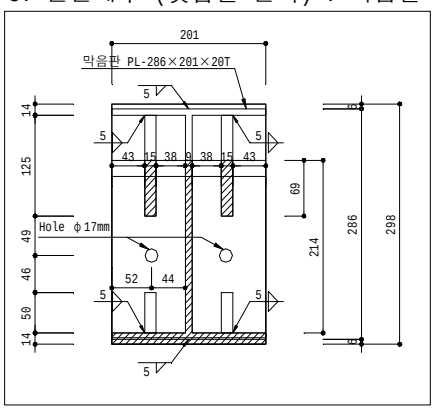
2. 단면특성

E = 210000 MPa β = 1 (양단힌지)

L = 400 mm 유효좌굴길이 ℓx = 400 mm (강축)

유효좌굴길이 ℓy = 400 mm (약축)

3. 단면계수 (빗금친 면적) : 막음판 20mm 구간에서 하중이 45° 로 퍼진다고 가정



H형강 (298 × 201 × 9 × 14)

A = 6810 mm^2 강종 : SM400

I_x = 51388841 mm^4

I_y = 14700847 mm^4

r_x = sqrt(I_x / A)= 86.868 (강축)

r_y = sqrt(I_y / A)= 46.462 (약축)

$\ell x / r_x$ = 400 / 86.868 = 5

$\ell y / r_y$ = 400 / 46.462 = 9

허용축방향 압축응력 (강축)

ℓ /r = 5.000 ⇒ fcag = 140.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

b / 13.1 ≤ t ⇒ fcal = 140.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 140.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 140.0 MPa : 허용축방향 압축응력

f = R / A = 123.931 MPa ≤ 140.0 MPa O.K 88.52%

허용축방향 압축응력 (약축)

ℓ /r = 9.000 ⇒ fcag = 140.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

b / 13.1 ≤ t ⇒ fcal = 140.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 140.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 140.0 MPa : 허용축방향 압축응력

f = R / A = 123.931 MPa ≤ 140.0 MPa O.K 88.52%

플랜지 두께 검토

b / 16 = 96 / 16 = 6 ≤ t = 14 ∴ O.K

복부재 검토

b = 270 mm t = 9 mm Aw = 2430 mm

f_1 = 123.931 MPa

f_2 = 123.931 MPa

$\phi = (f_1 - f_2)/f_1 = (123.931-(123.931)) / 123.931$ = 0

$i = 0.65(\phi)^2 + 0.13(\phi) + 1.0$

= 0.650 × (0.0)^2 + 0.130 × (0.0) + 1.0 = 1.000

i : 응력구배계수 ϕ : 응력구배

f_1 ,f_2 : 보강된 판의 양연의 응력

(단,$f_1 \geq f_2$ 이며 압축응력을 정(+)으로 한다.)

복부판 두께 검토

b / (80 · i) = 270 / (80 · 1) = 3.4 ≤ t = 9 ∴ O.K

b / 220 = 270 / 220 = 1.2 ≤ t = 9 ∴ O.K

b / (56 · i) = 270 / (56 · 1) = 4.8 ≤ t = 9 ∴ O.K

r = sqrt(I_x / A)= 86.868 mm

ℓ /r = 9

t ≥ b/(39.6 · i) 이므로

fcag = 140.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

fcal = 140.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 140.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 140.0 MPa : 허용축방향 압축응력

f = f_1 = 123.931 MPa ≤ 140.0 MPa ∴ O.K

▨ 자중 산정

① 전후면 경사 거푸집 0.112 × 5.660 × 0.005 × 78.5 kN/m3 = 248.814 N

0.800 = 35.168 N

② 경사 ROD 8 EA L- 30 × 30 × 3 L = 0.112 m w = 13.6 N/m

0.112 × 13.600 × 8 EA = 12.186 N

③ 수평 ROD 8 EA L- 30 × 30 × 3 L = 0.400 m w = 13.6 N/m

0.4 × 13.600 × 8 EA = 43.520 N

④ 거셋판 0.080 × 0.080 × 0.01 × 78.5 kN/m3 × 8 EA = 40.192 N

▨ 수평 ROD - 거셋판 연결 볼트 검토

경사거푸집 지지 ROD 1개소당 하중 (8 개소) 7.075

0.1413428

(248.814 + 12.186 + 43.52) / 8 0.125 = 38.065 N

볼트단면적 (M 6) π × 6^2 / 4 = 28.274 mm2

전단응력 v = V / A = 38.065 / 28.274 = 1.346 MPa

▨ 용접 검토

						유효길이	목두께 s	a=s/√2	Ae=a×ℓ	f=P/Ae	
경사 ROD	248.814	/ 7.08 =	35.168	N		112	3	2.121	237.552	0.148	MPa
수평 ROD	261.000	/ 7.08 =	36.89	N		30	3	2.121	63.63	0.58	MPa
거셋판	344.712	/ 7.08 =	48.723	N		80	5	3.536	282.88	0.172	MPa

▨ 볼트 검토

90.874

P1 = 35.168 + 12.186 = 47.354 N d1 = 0.365 m M1 = 17.284 N · m

P2 = 43.520 N d2 = 0.345 m M2 = 15.014 N · m

P = 807.466 N d = 0.040 m SUM = 32.299 N · m

R1 = -876.580 N

R2 = 785.706 N 33.246 N · m

-90.874 N

D = 6 mm A = 28.274 mm2

v = -31.003 MPa KS B 1002 육각볼트의 호칭지름 6mm, 강도 8.8

인장강도 800MPa, 항복응력 640MPa, 항복전단응력 640/(3√3) = 369.5 MPa

▨ 거셋판 검토

단면검토

거셋판 자중 0.176 × 0.150 × 0.01 × 78.5 kN/m3 = 20.724 N

M1 = 0.912 N · m d = 0.088 m

M1 = 33.246 N · m P1 = 90.874 N d = 0.045 m

M1 = 12.813 N · m d = 0.096 m

SUM = 46.971 N · m

I = 2.813E-06 m4

y = 0.075 m

f = 1.253 MPa

용접검토

휨

목두께 s 0.006

유효목두께 a 0.004

I = 2.386E-06 m4

y = 0.075 m

f = 1.476 MPa

fa = 140

f/fa)^2 0.0001112

전단

V = 90.874 + 20.724 = 111.598 N

A = = 0.001 m

v = = 87.680 MPa

va = = 110.000 MPa

(v/va)^2 = = 0.635

▨ 하면 거푸집 자중 산정

1. PIECE A

① PLATE		1.94	×	2.120	×	0.005	×	78.5	kN/m3	= 1614.274 N
	-	1.52	×	0.200	×	0.005	×	78.5	kN/m3	= 119.320 N
										sub total = 1494.954 N
② L-50×50×4				1.94	×	2	×	30.6	N/m	= 118.728 N
				1.74	×	4	×	30.6	N/m	= 212.976 N
										sub total = 331.704 N
③ L-45×45×4				1.64	×	1	×	27.4	N/m	= 44.936 N
										sub total = 44.936 N
④ L-30×30×3				1.94	×	2	×	13.6	N/m	= 52.768 N
				0.3	×	1	×	13.6	N/m	= 4.080 N
										sub total = 56.848 N
										TOTAL = 1928.442 N

2. PIECE B

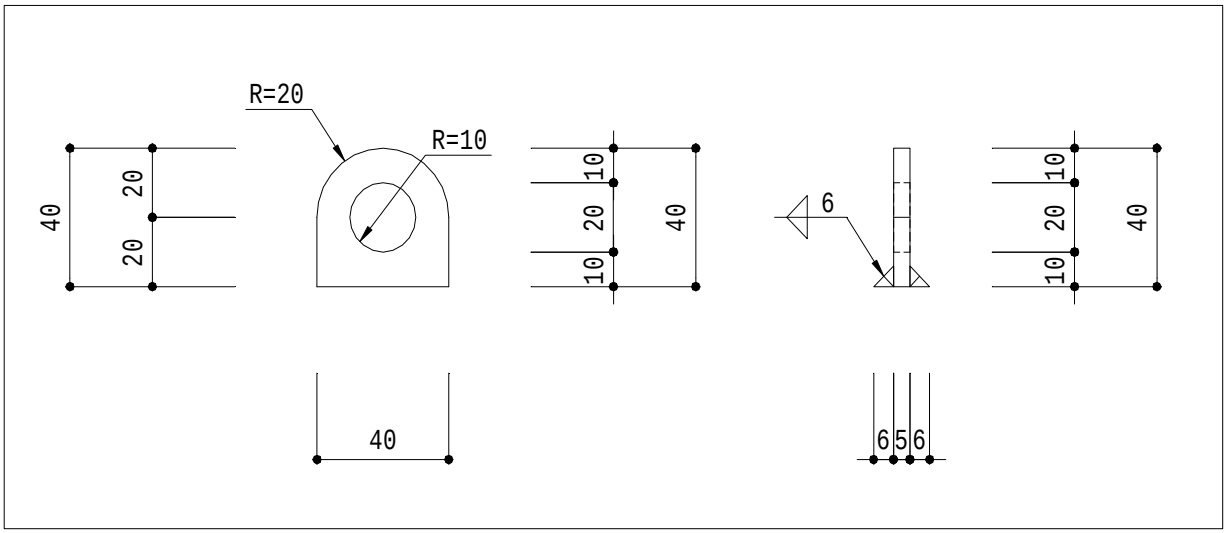
① PLATE		1.94	×	2.120	×	0.005	×	78.5	kN/m3	= 1614.274 N
	-	0	×	0.000	×	0	×	78.5	kN/m3	= 0.000 N
										sub total = 1614.274 N
② L-50×50×4				1.94	×	6	×	30.6	N/m	= 356.184 N
				0	×	0	×	30.6	N/m	= 0.000 N
										sub total = 356.184 N
③ L-45×45×4				0	×	0	×	27.4	N/m	= 0.000 N
										sub total = 0.000 N
④ L-30×30×3				1.94	×	2	×	13.6	N/m	= 52.768 N
				0	×	0	×	13.6	N/m	= 0.000 N
										sub total = 52.768 N
										TOTAL = 2023.226 N

3. PIECE C

① PLATE		1.94	×	2.120	×	0.005	×	78.5	kN/m3	= 1614.274 N
	+	1.52	×	0.200	×	0.005	×	78.5	kN/m3	= 119.320 N
										sub total = 1733.594 N

② L-50×50×4	1.94	×	2	×	30.6	N/m	=	118.728	N
	2.14	×	4	×	30.6	N/m	=	261.936	N
						sub total =		380.664	N
③ L-45×45×4	1.64	×	1	×	27.4	N/m	=	44.936	N
						sub total =		44.936	N
④ L-30×30×3	1.94	×	2	×	13.6	N/m	=	52.768	N
	0.3	×	1	×	13.6	N/m	=	4.080	N
						sub total =		56.848	N
						TOTAL =		2216.042	N
						GRAND TOTAL =		6167.710	N

▨ 인양고리 검토



인양 고리 1개소당 하중	2216.042	/	4	EA		=	554.011	N
단면의 전단응력 산정	10	mm	×	5	mm	=	50.000	mm2
	554.011	/	50.000			=	11.080	MPa
용접 검토	유효길이	40	mm					
	용접치수	6	mm					
	유효목두께	4.243	mm					
	용접 면적	40	×	4.243	× 2	=	339.440	MPa
	전단응력	554.011	/	339.440		=	1.632	MPa

부 록 2

트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계도면 및 구조계산서

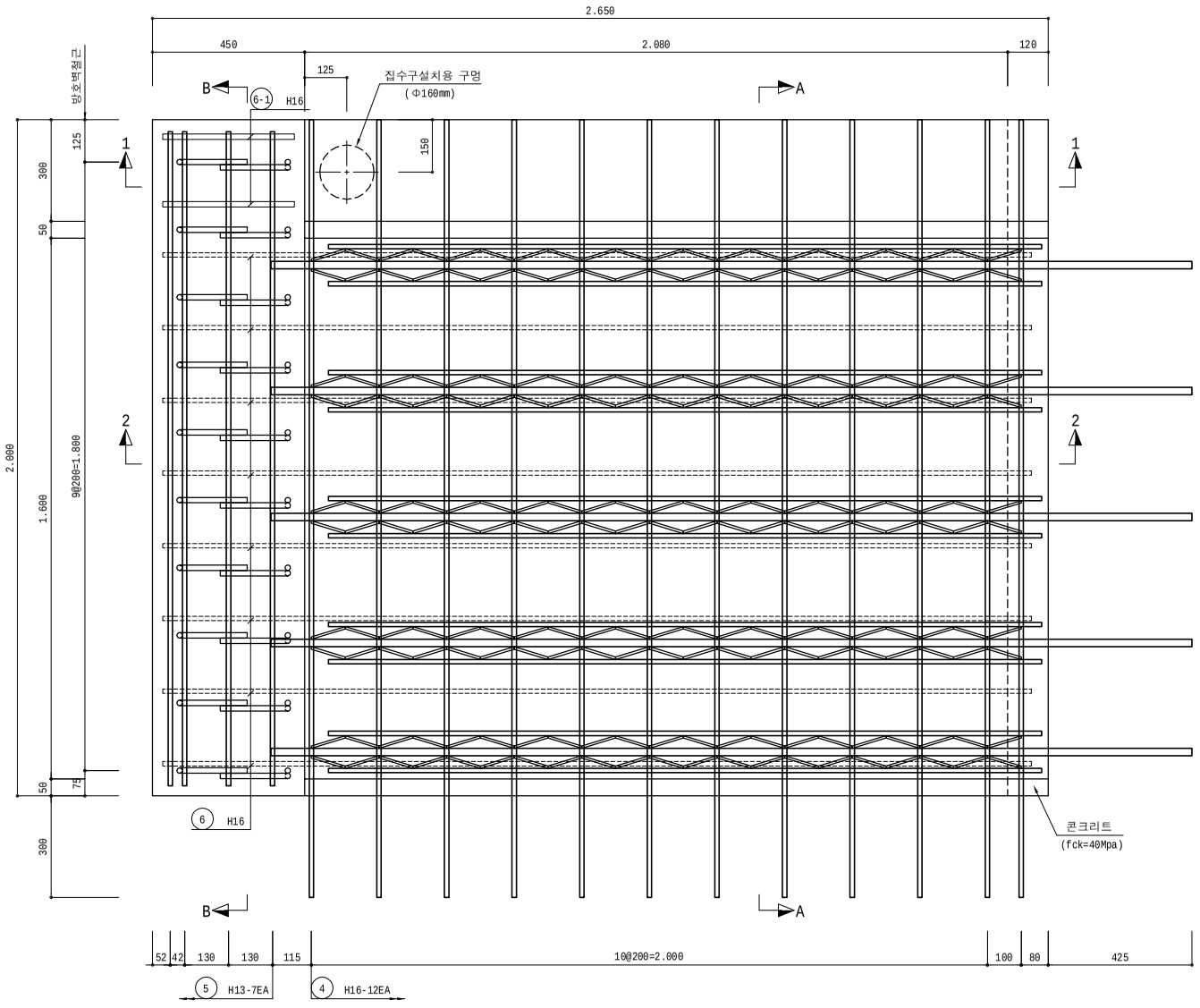
트러스 하프 프리캐스트 패널 상세도(1)

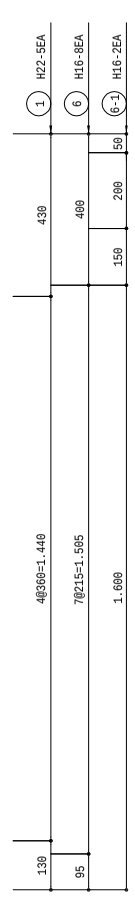
S = 1:10

설 계 법 : 극한강도설계법
콘크리트 설계기준 강도 : f_{ck} = 40MPa
철 근 항 복 강 도 : f_y = 400MPa
설 계 하 중 : DB-24, DL-24

평 면 도 (상 면)

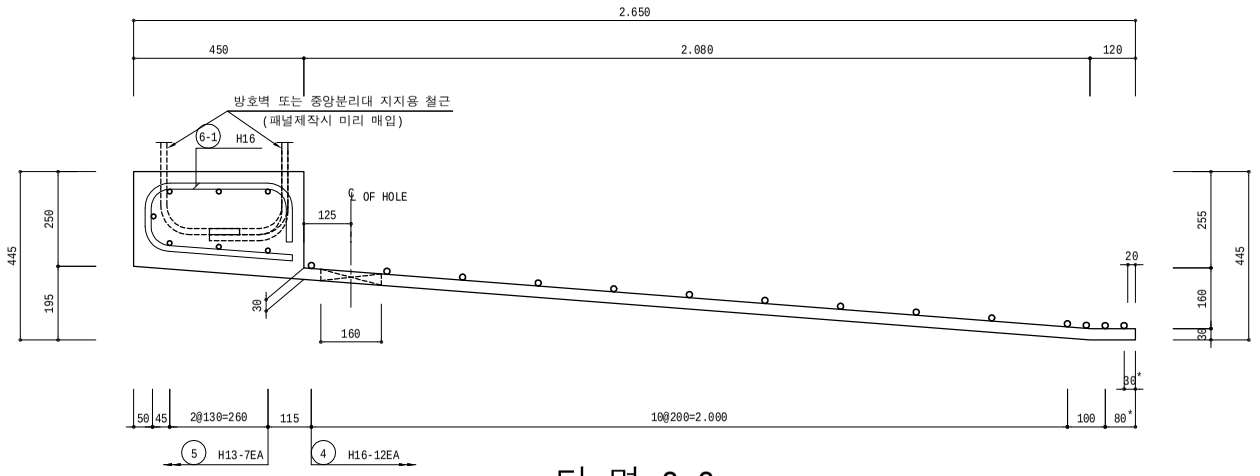
S=1:10





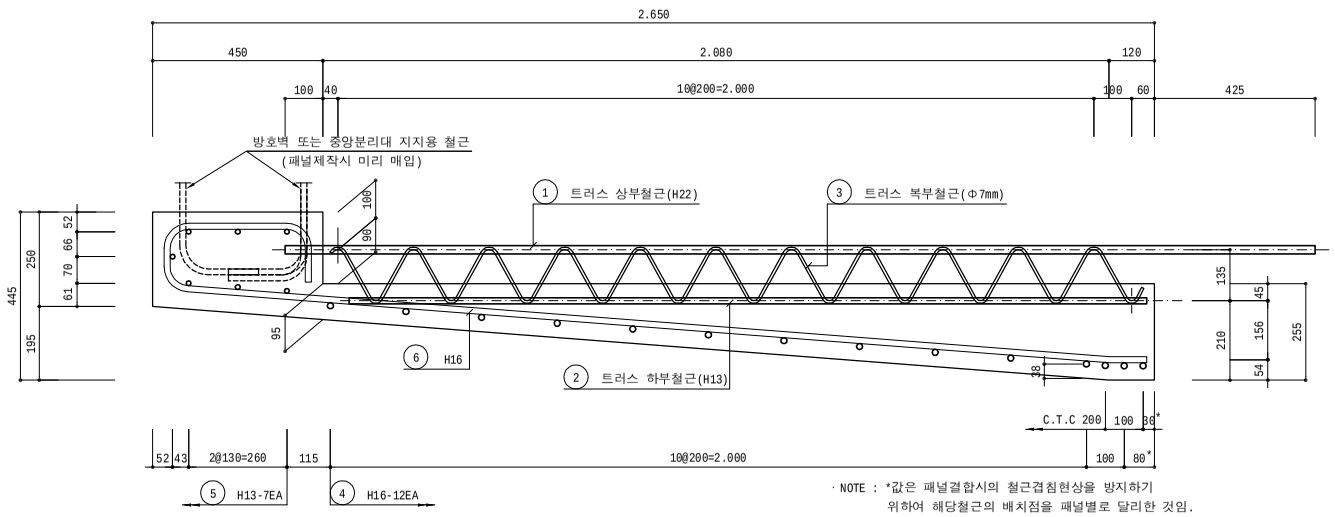
단 면 1-1

S=1:10



단 면 2-2

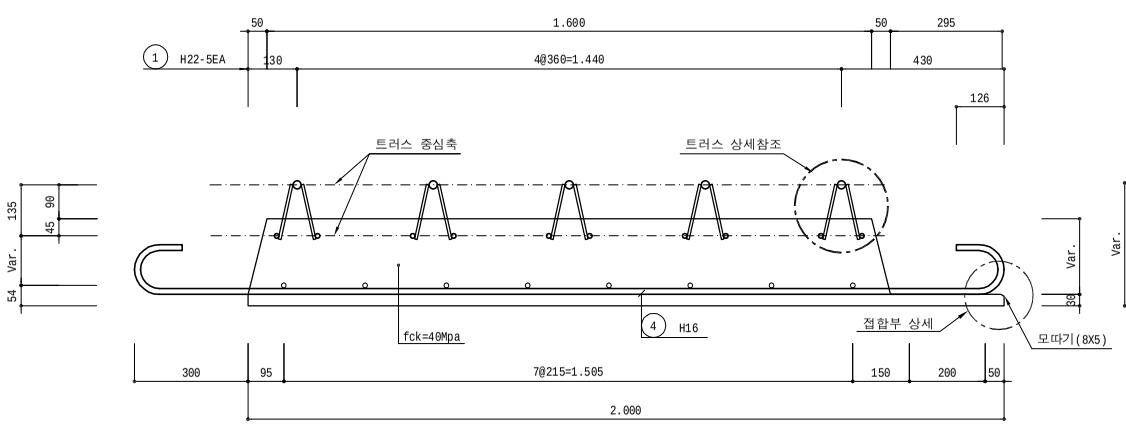
S=1:10



· NOTE : *값은 패널결합시의 철근겹침현상을 방지하기 위하여 해당철근의 배치점을 패널별로 달리한 것임.

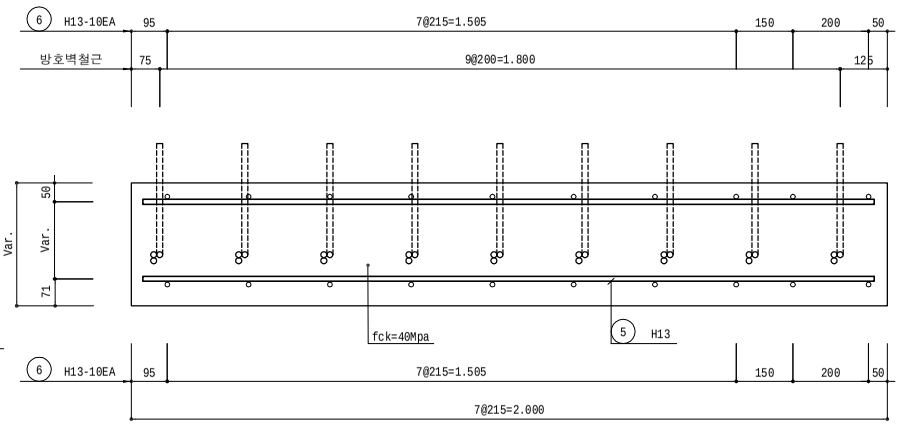
단 면 A-A

S=1:10



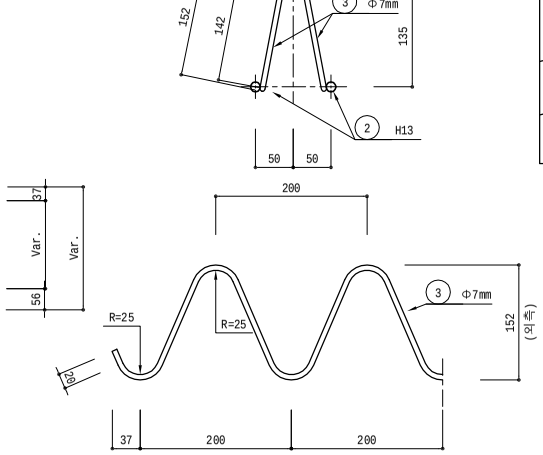
단 면 B-B

S=1:10

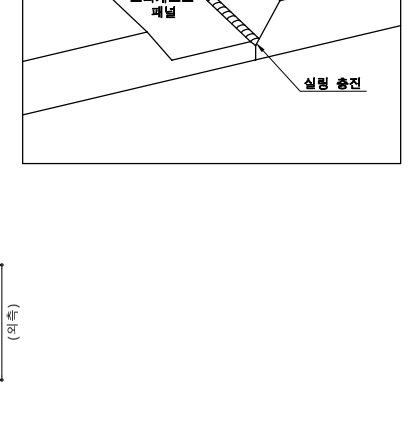


트러스 상세

S=1:20



접합부 상세



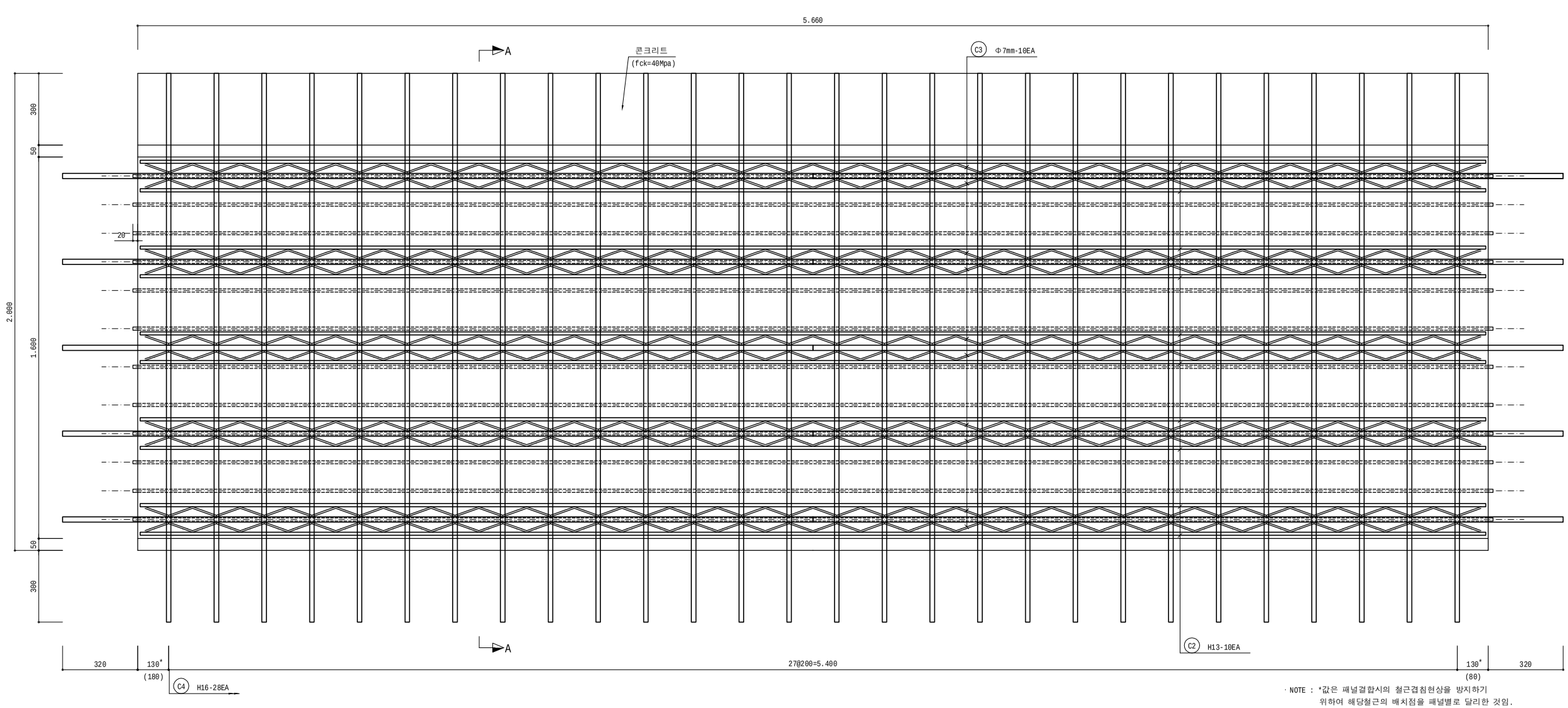
트러스 하프 프리캐스트 패널 상세도(2)

S = 1:10

설 계 법	: 극한강도설계법
콘크리트 설계기준 강도	: f_{ck} = 40MPa
철 근 항 복 강 도	: f_y = 400MPa
설 계 하 중	: DB-24, DL-24

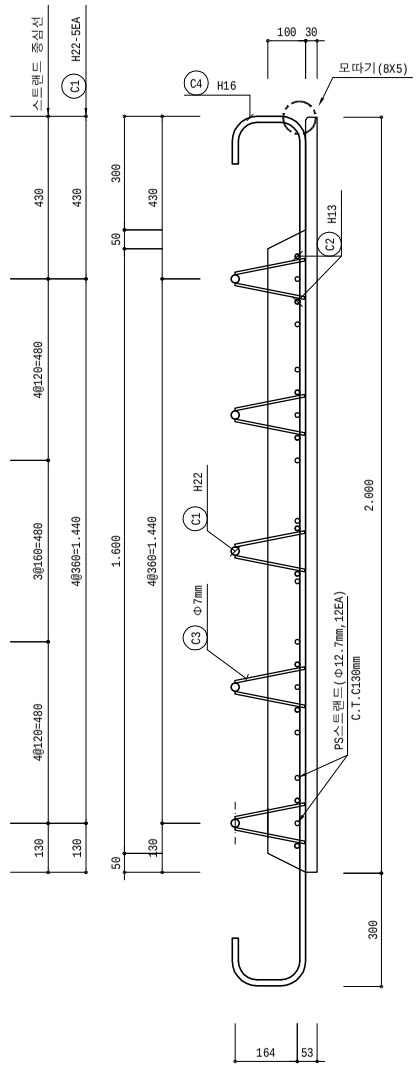
평 면 도

S=1:10



단 면 A-A

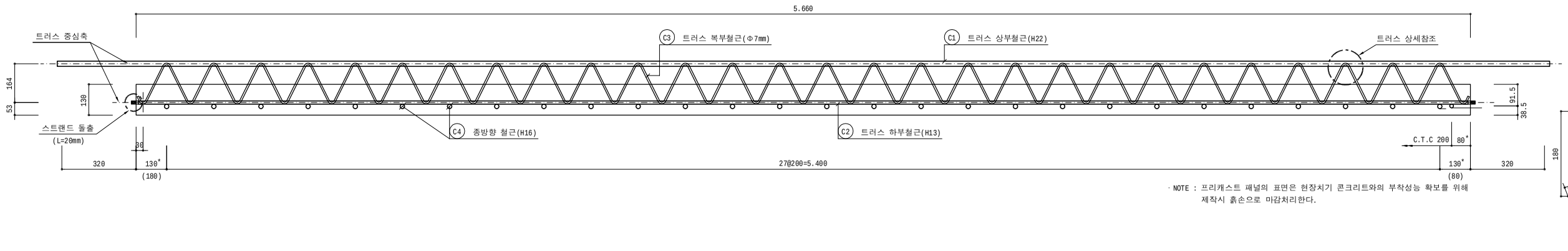
S=1:10



· NOTE : *값은 패널결합시의 철근겹침현상을 방지하기 위하여 해당철근의 배치점을 패널별로 달리한 것임.

종 단 면 도

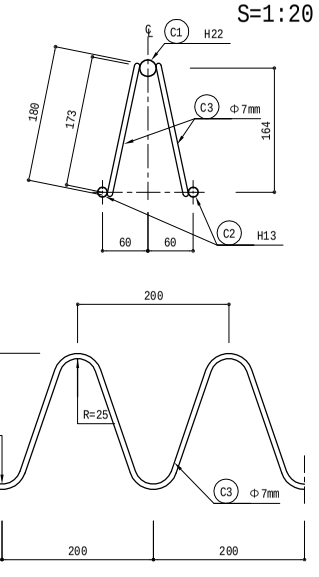
S=1:10



· NOTE : 프리캐스트 패널의 표면은 현장치기 콘크리트와의 부착성능 확보를 위해 제작시 흙손으로 마감처리한다.

트러스 상세

S=1:20



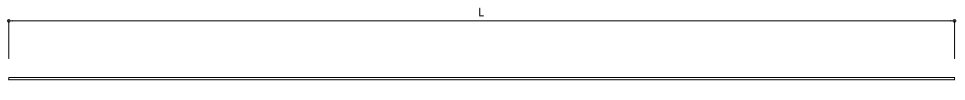
트러스 하프 프리캐스트 패널 상세도(3)

S = 1:10

설 계 법	: 극한강도설계법
콘크리트 설계기준 강도	: f_{ck} = 40MPa
철 근 항 복 강 도	: f_y = 400MPa
설 계 하 중	: DB-24, DL-24

철 근 상 세 도

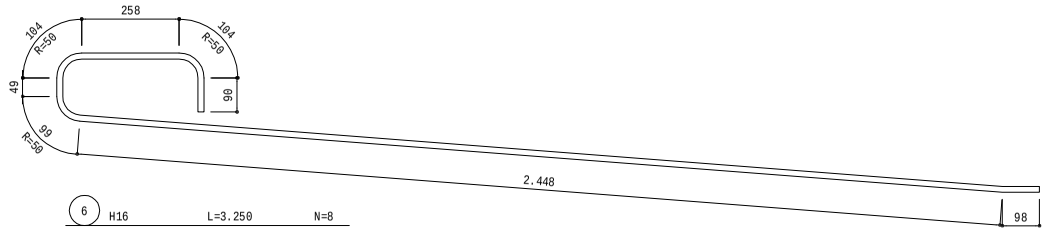
외측 패널 철근 상세



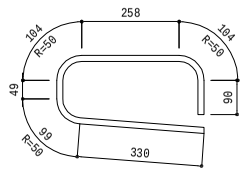
① H22 L=2.725 N=5

② H13 L=2.110 N=10

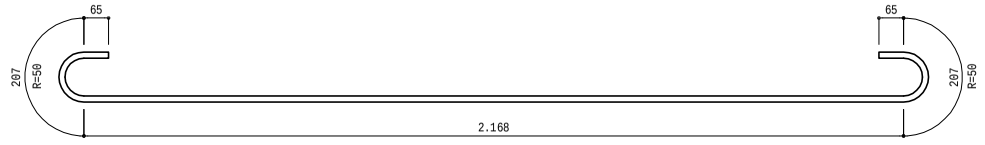
⑤ H13 L=1.935 N=7



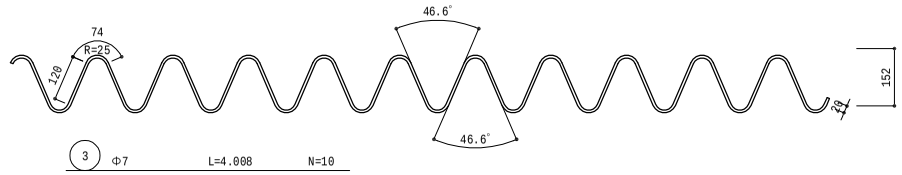
⑥ H16 L=3.250 N=8



⑥-1 H16 L=1.034 N=2



④ H16 L=2.712 N=12



③ Φ7 L=4.008 N=10

철 근 재 료 표

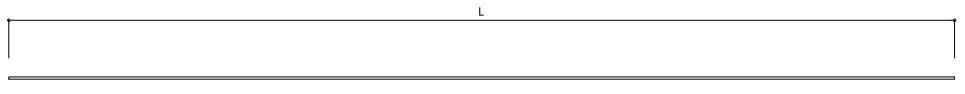
외측 패널

(패널 1개당)

번 호	직 경	길 이	갯 수	총 길 이	단위중량	총 중 량	비 고
1	H22	2.725	5	13.625			ADD 3%
소 계				13.625	3.040	0.041	0.042
4	H16	2.712	12	32.544			ADD 3%
6	"	3.250	8	26.000			
6-1	"	1.034	2	2.068			
소 계				60.612	1.560	0.095	0.097
2	H13	2.110	10	21.100			ADD 3%
5	"	1.935	7	13.545			
소 계				34.645	0.995	0.034	0.035
총 계						0.160	0.174

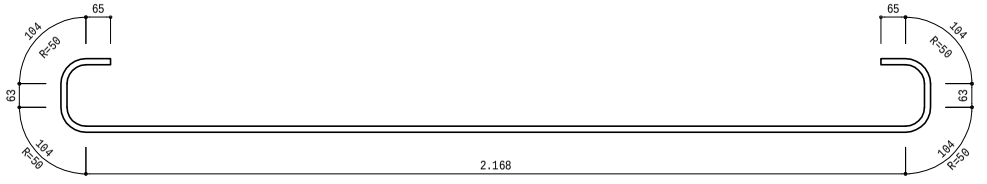
번 호	직 경	길 이	갯 수	총 길 이
3	Φ7	4.561	10	45.610

내측 패널 철근 상세



C1 H22 L=6.330 N=5

C2 H13 L=5.640 N=10



C4 H16 L=2.840 N=28

내측 패널

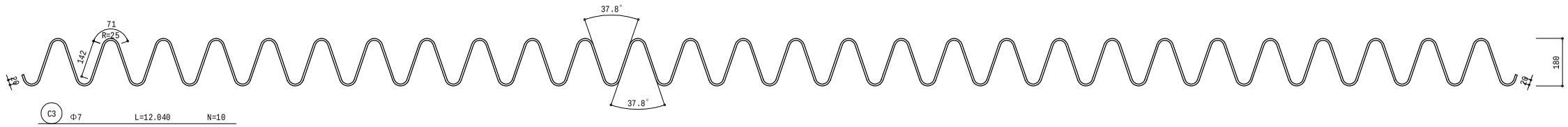
(패널 1개당)

번 호	직 경	길 이	갯 수	총 길 이	단위중량	총 중 량	비 고
C1	H22	6.330	5	31.650			ADD 3%
소 계				31.650	3.040	0.096	0.099
C4	H16	2.840	28	79.520			ADD 3%
소 계				79.520	1.560	0.124	0.128
C2	H13	5.640	10	56.400			ADD 3%
소 계				56.400	0.995	0.056	0.058
총 계						0.276	0.285

번 호	직 경	길 이	갯 수	총 길 이
3	Φ7	12.040	10	120.400

PS 스트랜드	길 이	갯 수	총 길 이
Φ12.7mm	7.200	12	86.400

커플러 수량	
H22	10



C3 Φ7 L=12.040 N=10

트러스 하프 프리캐스트 패널 바닥판 시공순서도

S = 1:20

1 단 계

주거더 거치

⇓

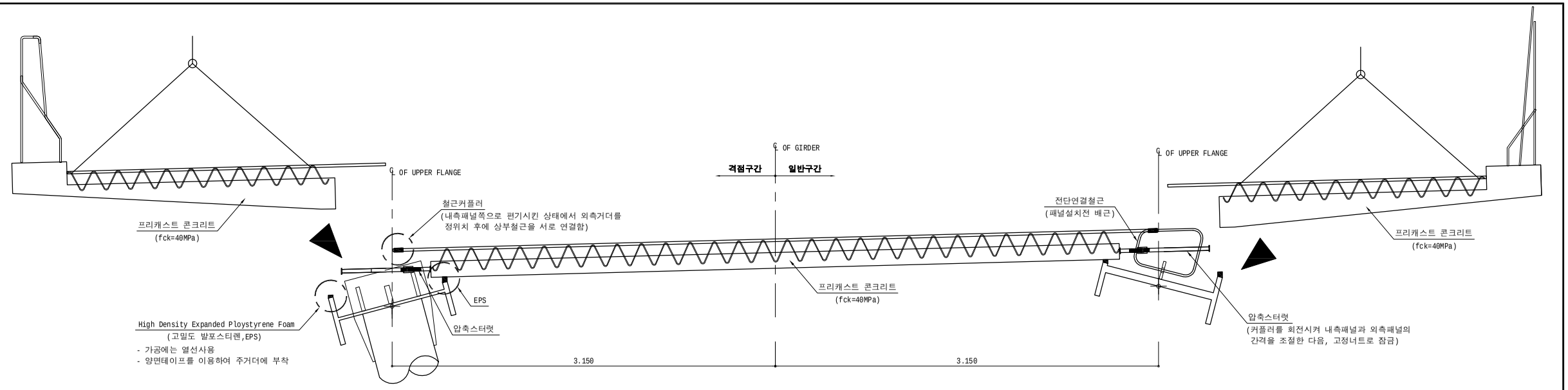
EPS 베드 설치

⇓

내측패널 설치

⇓

외측패널 설치



2 단 계

NOTE : 채움콘크리트를 친 다음 7일이 경과된 다음에 현장 배근작업을 실시하고, 압축스터럿은
현장배근 작업이 완료된 다음에 제거하도록 한다.

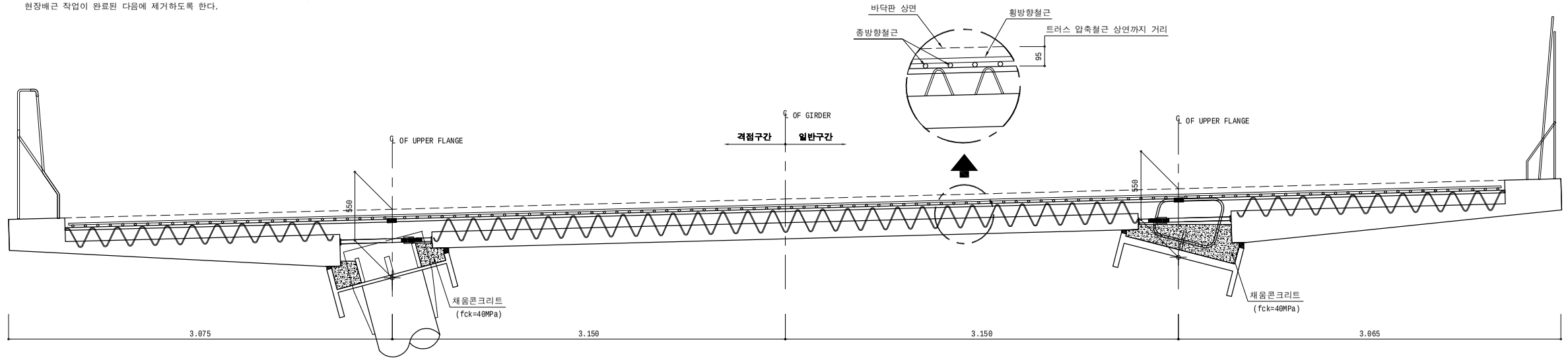
채움콘크리트 시공

⇓

압축스터럿 제거
(7일 경과후)

⇓

바닥판 현장철근 배근



3 단 계

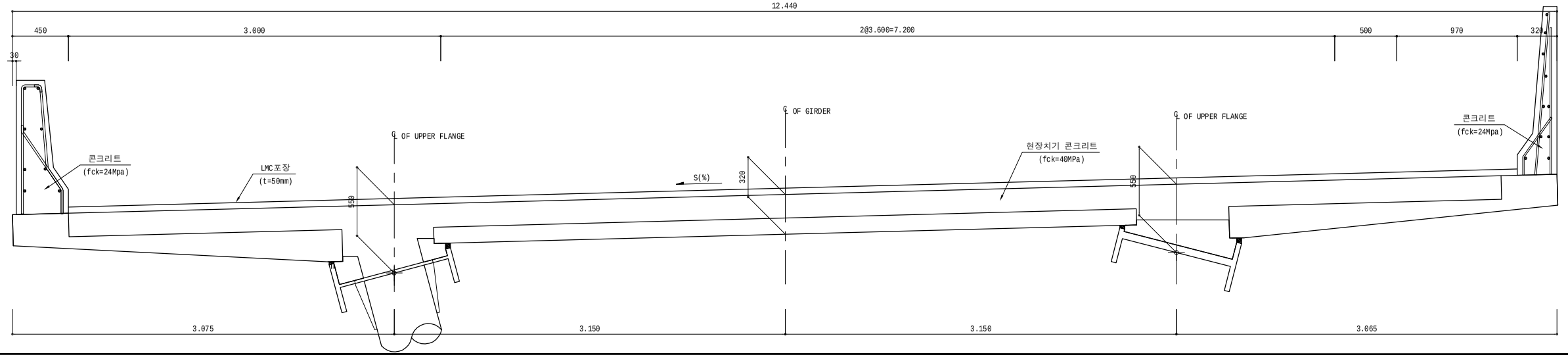
바닥판 콘크리트 시공

⇓

방호벽 콘크리트 시공

⇓

포장시공

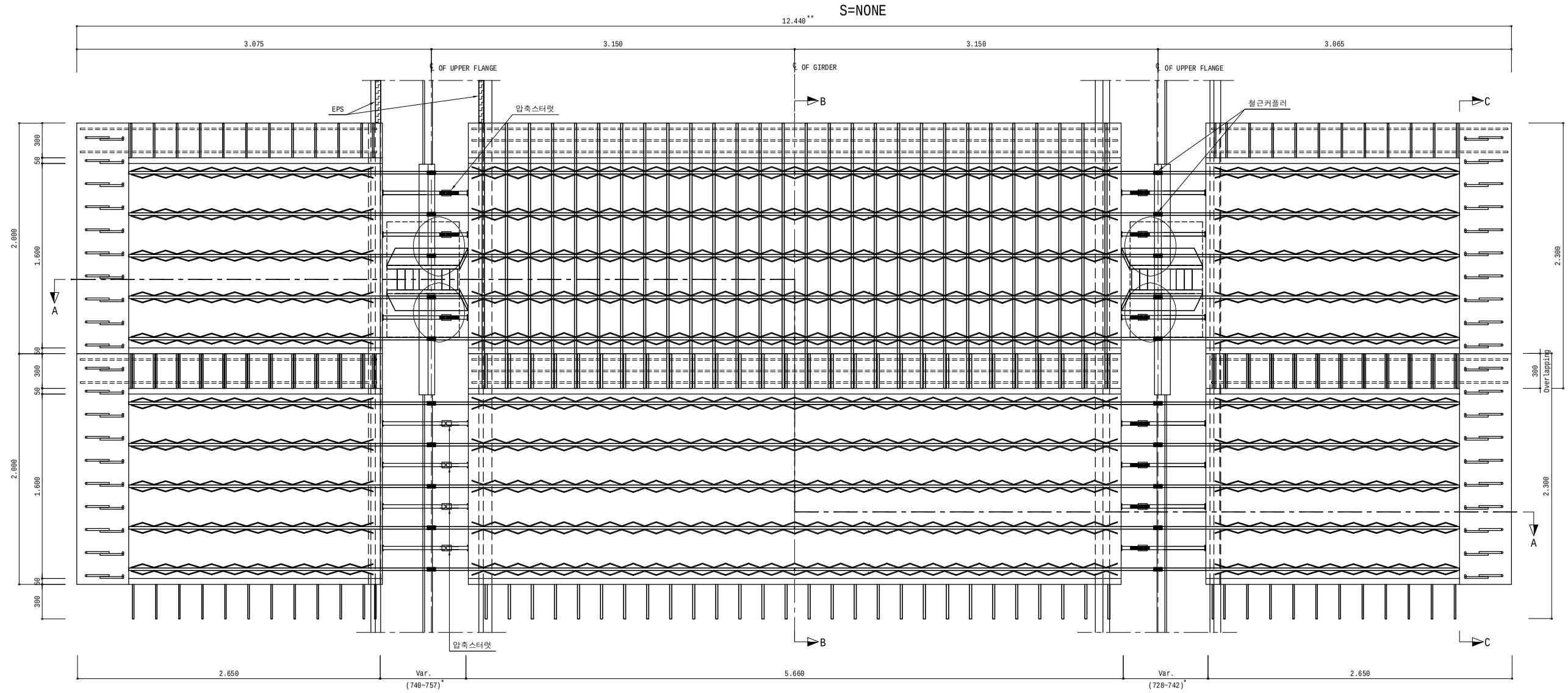


트러스 하프 프리캐스트 패널 설치도

S = NONE

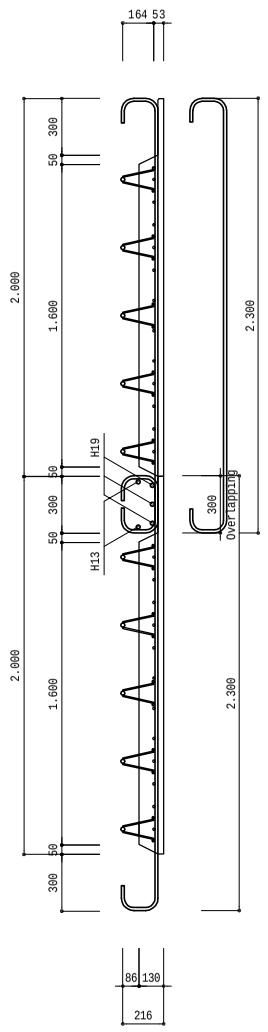
평 면 도

S=NONE



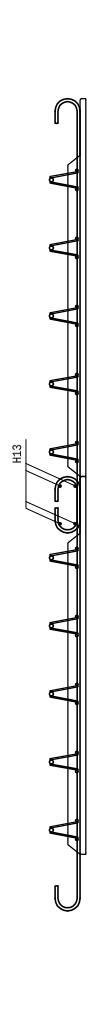
단 면 B-B

S=NONE



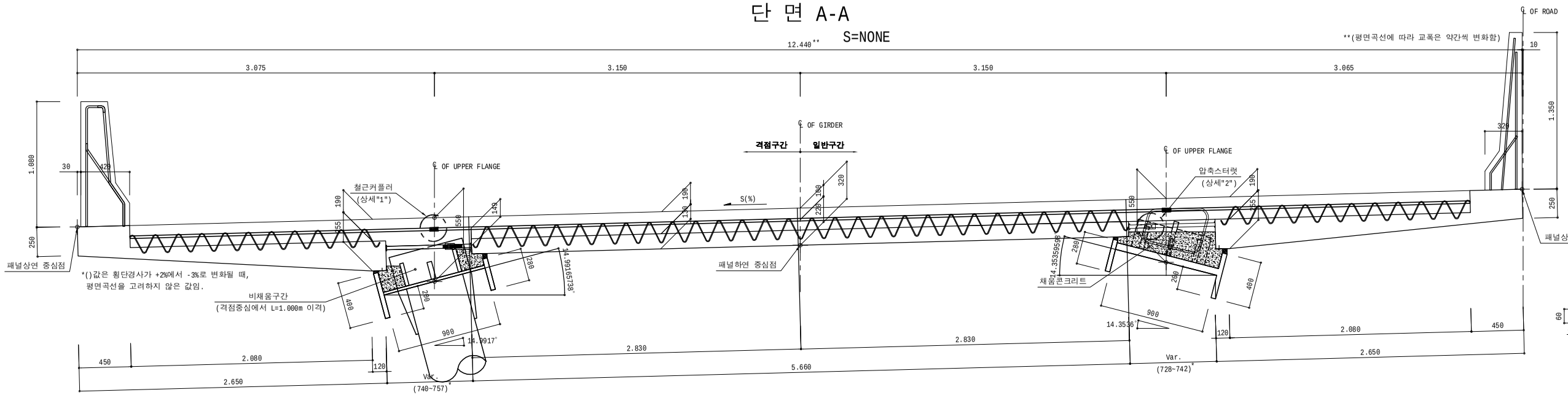
단 면 C-C

S=NONE



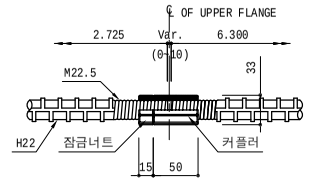
단 면 A-A

S=NONE



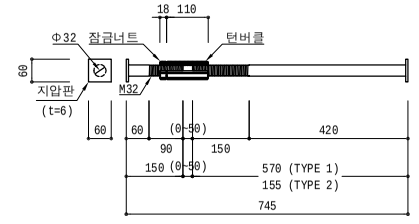
상 세 "1"

S=NONE



상 세 "2"

S=NONE



트러스 하프 프리캐스트 패널 설치 개념도

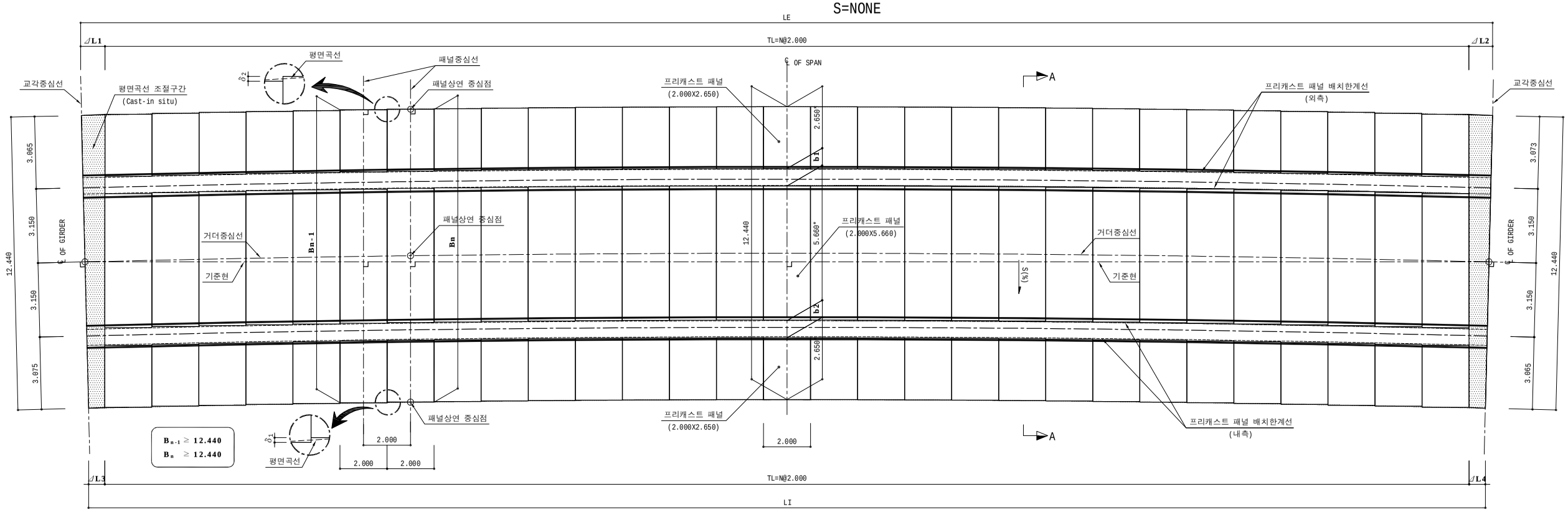
S = NONE

NOTE

1. 프리캐스트 패널은 기준현과 직각이 되도록 배치.
2. 내측패널은 패널하연 중심점이 거더중심선과 일치하도록 배치.
3. 외측패널은 패널상연 중심점이 패널중심축과 평면곡선과의 교차점에 일치하도록 배치.

평 면 도

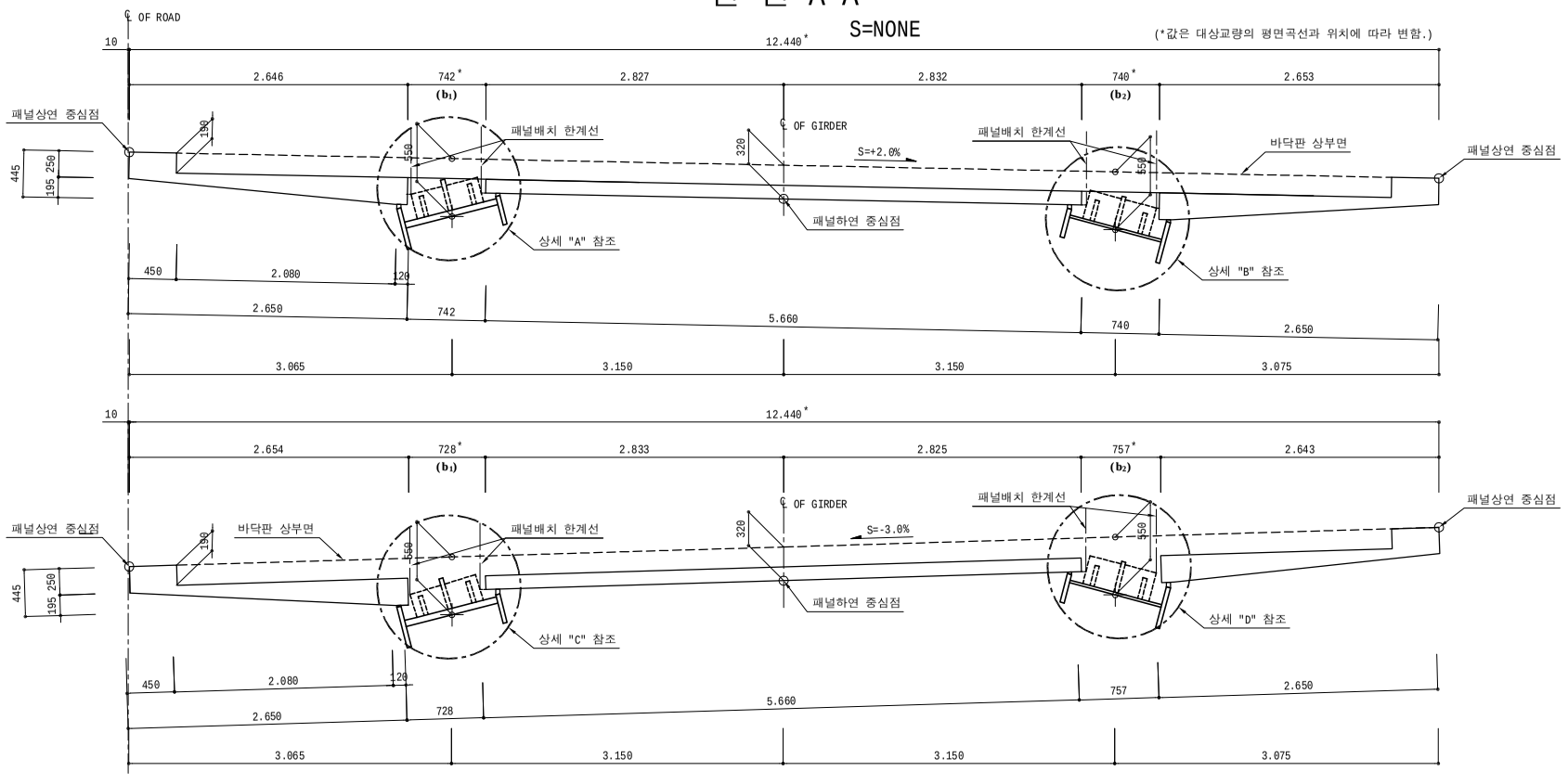
S=NONE



단 면 A-A

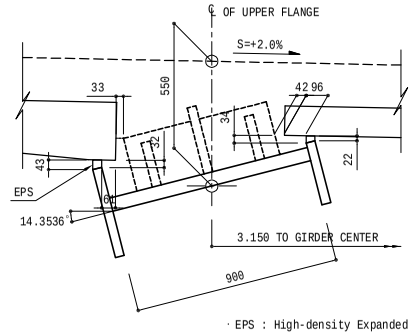
S=NONE

(*값은 대상교량의 평면곡선과 위치에 따라 변함.)



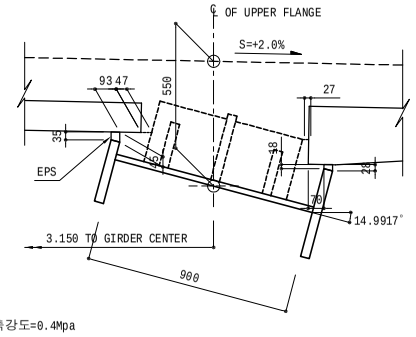
상 세 "A"

S=NONE



상 세 "B"

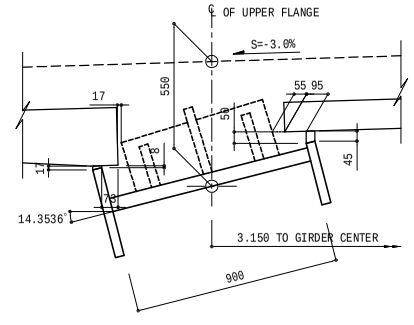
S=NONE



· EPS : High-density Expanded Polystyrene Foam, 최소압축강도=0.4Mpa

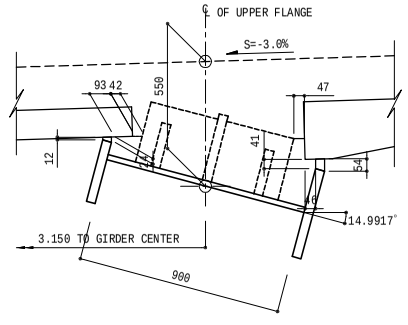
상 세 "C"

S=NONE



상 세 "D"

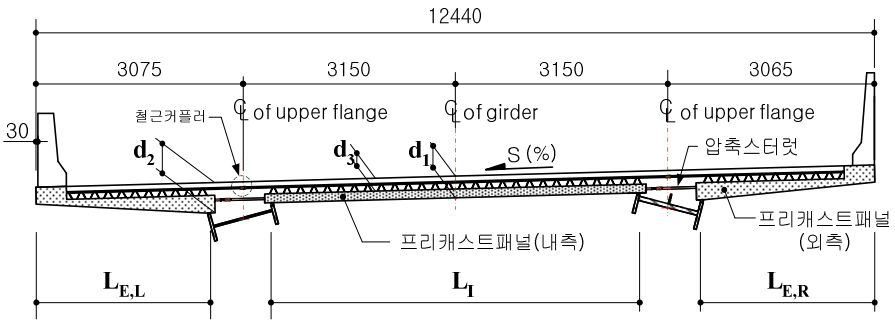
S=NONE



트러스 하프 프리캐스트 바닥판 설계

1. 설계조건

1.1 합성바닥판 구성



1) 설계경간장

$L_{E,L}$ = 2.584 (m) : 외측 프리캐스트 경간장(방호벽측)

$L_{E,R}$ = 2.586 (m) : 외측 프리캐스트 경간장(중앙분리대측)

L_I = 5.470 (m) : 내측 프리캐스트 경간장

2) 바닥판 두께

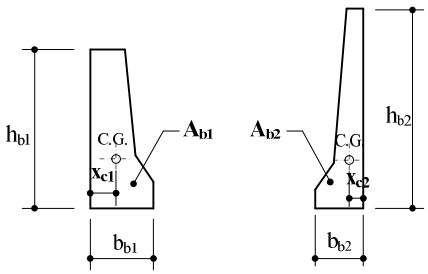
d_1 = 0.320 (m) : 내측경간부 ≥ $d_{min,1}$ = 0.2941 (m) (O.K)

d_2 = 0.445 (m) : 캔틸레버 단부 ≥ $d_{min,2}$ = 0.3873 (m) (O.K)

d_3 = 0.190 (m) : 현장치기부 콘크리트 두께

3) 방호벽 및 중앙분리대 제원

구 분	방호벽	중분대
$A_b(m^2)$	0.322	0.241
$X_c(m)$	0.160	0.102
$h_b(m)$	1.050	1.320
$b_b(m)$	0.420	0.320



(방호벽) (중분대)

4) 교면포장

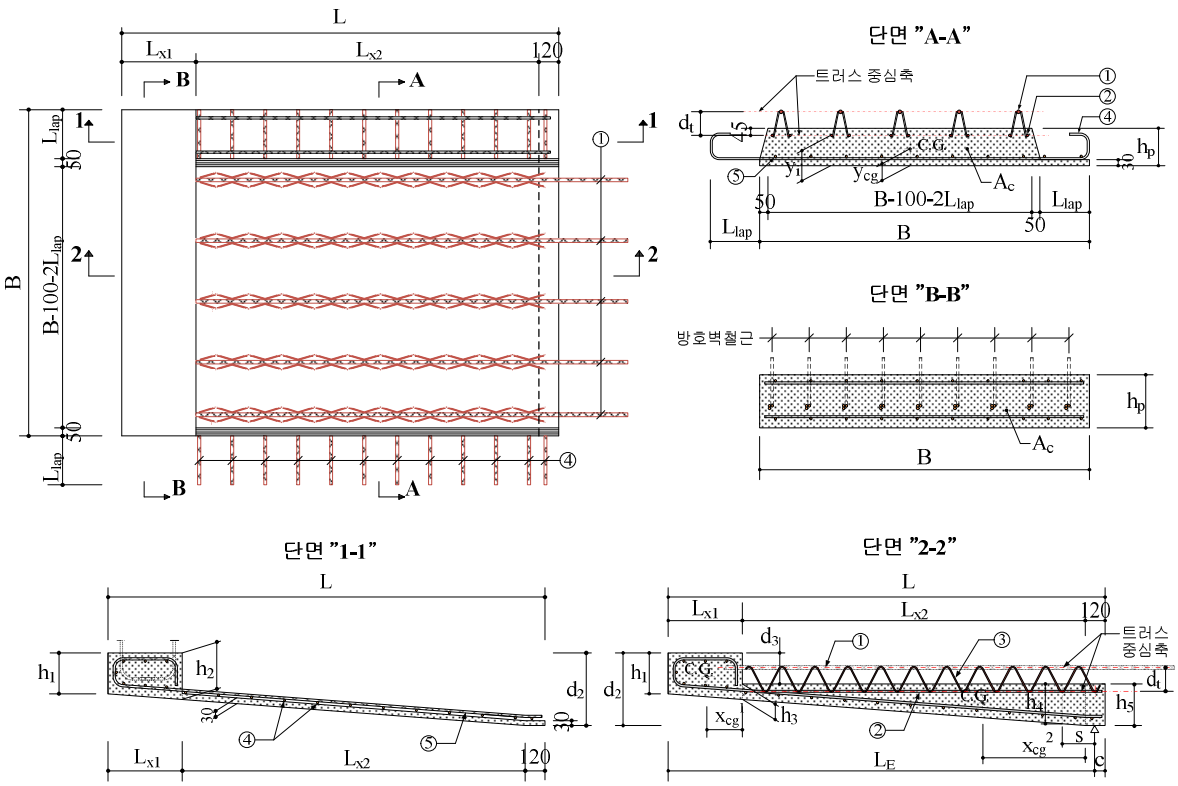
$T_{asp.}$ = 0.050 (m) : LMC포장

5) 횡단기울기(S%)

S = 2.0 ~ -3.0 (%)

1.2 프리캐스트 패널제원

1) 외측패널 : B x L = 2.000 x 2.650 (m)



ㄱ) 단면적 및 체적 s = 200 mm

구분	h(m)	$A_c(m^2)$	$y_{cg}(m)$	$I_{cg}(m^4)$	$L_x(m)$	$X_{cg}(m)$	$V(m^3)$	$W_P(kN)$
단면A-A	0.095	0.1673	0.0452	0.0001	2.080	0.887	0.915	22.876
	0.255	0.4313	0.1238	0.0024				
	0.244	0.4131	0.1184	0.0021	1.940	0.833		
단면 B-B	0.250	0.5000	-	-	0.450	0.220		
	0.285	0.5700	-	-				

여기서, y_{cg} : 패널하단에서 콘크리트 도심축까지의 연직거리

I_{cg} : 도심축에 대한 콘크리트 단면의 단면2차모멘트

X_{cg} : 해당영역의 우측연단에서 콘크리트 무게중심까지의 수평거리

s : 지점에서 첫번째 트러스 격점(하단) 까지의 거리

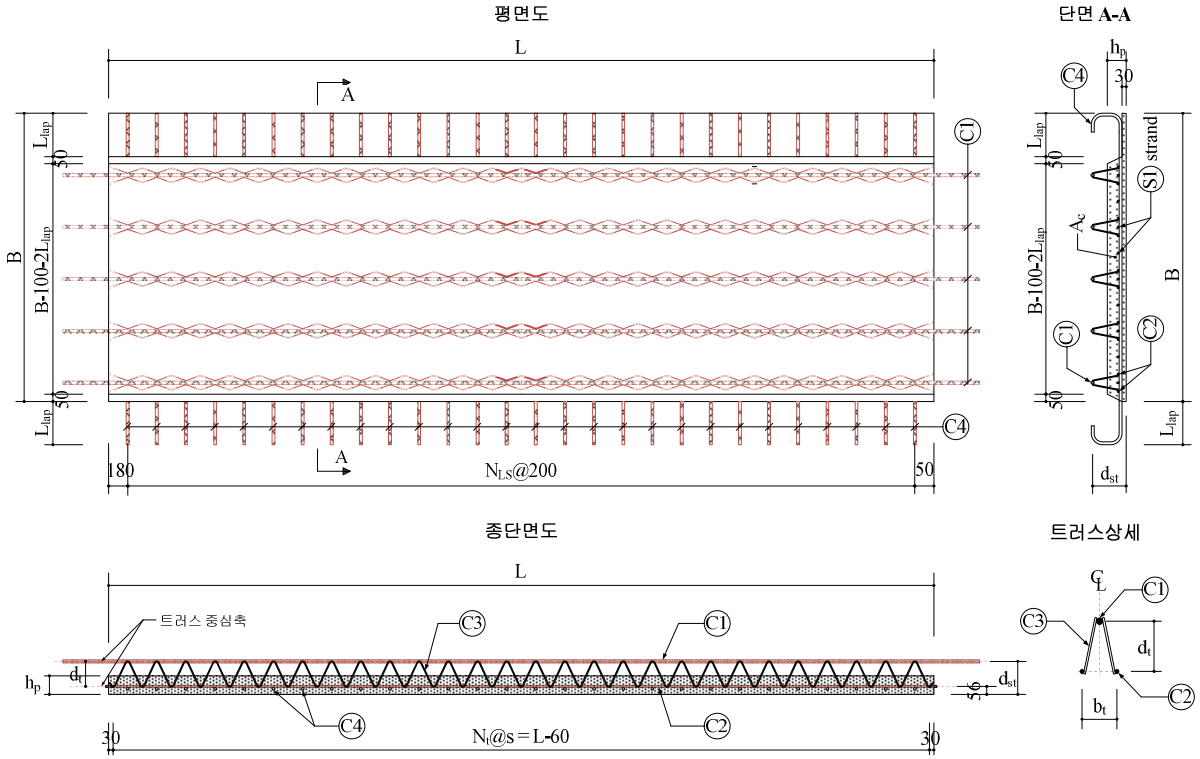
ㄴ) 사용철근

구분			D(mm)	$A_S(mm^2)$	개수(EA)	$y_i(m)$
트러스근	상단근	①	H 22	387.10	5	0.342
	하단근	②	H 13	126.70	10	0.207
	복부근	③	ϕ 7	38.48	10	-
종방향철근		④	H 16	198.60	12	0.038
횡방향철근		⑤	H 16	198.60	10	0.054

y_i : 패널하면에서 해당철근 중심까지의 거리

N_w : 복부근의 열수

2) 내측패널 B x L = 2.000 x 5.660 (m)



ㄱ) 단면적 및 체적

구분	h_p(m)	A_c(m^2)	y_{cg}(m)	I_{cg}(m^4)	L(m)	V(m^3)	W_p(kN)
단면A-A	0.130	0.225	0.062	0.0003	5.660	1.274	31.838

여기서, y_{cg} : 패널하단에서 콘크리트 도심축까지의 연직거리

I_{cg} : 도심축에 대한 콘크리트 단면의 단면2차모멘트

s : 트러스 격점간격 (= 200 mm)

ㄴ) 사용강재

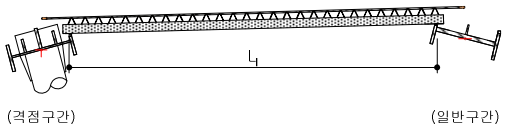
구분			D(mm)	A_S(mm^2)	개수(EA)	y_i(m)
트러스근	상단근	C1	H 22	387.10	5	0.217
	하단근	C2	H 13	126.70	10	0.055
	복부근	C3	ϕ 7	38.48	10	-
종방향철근		C4	H 16	198.60	28	0.038
PS스트랜드		S1	ϕ 12.7	98.71	12	0.055

y_i : 패널하면에서 해당철근 중심까지의 거리

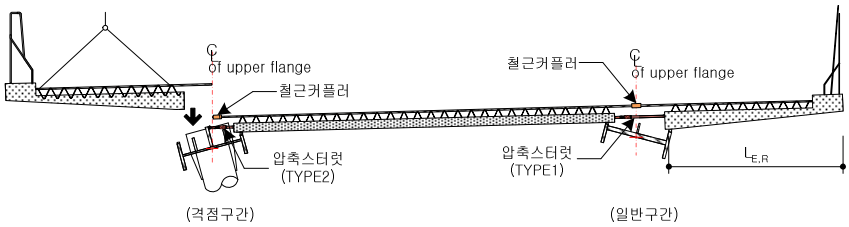
N_w : 복부근의 열수

1.3 합성바닥판 시공개요도

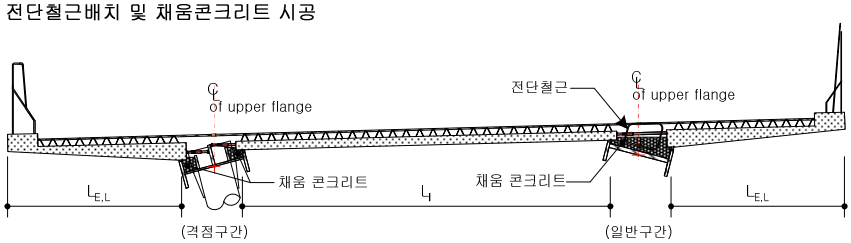
1 단계 : 내측프리캐스트 패널거치



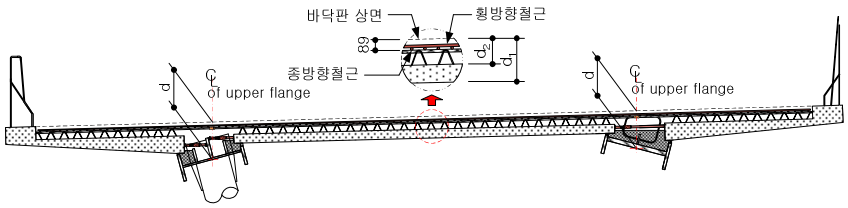
2 단계 : 외측프리캐스트 패널거치



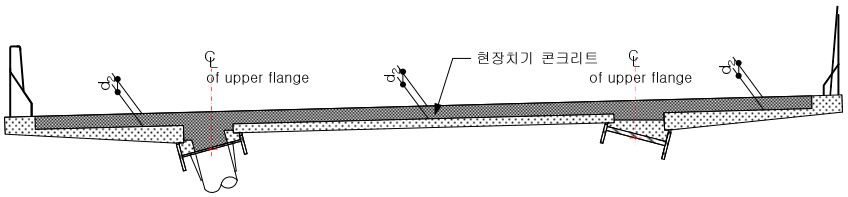
3 단계 : 전단철근배치 및 채움콘크리트 시공



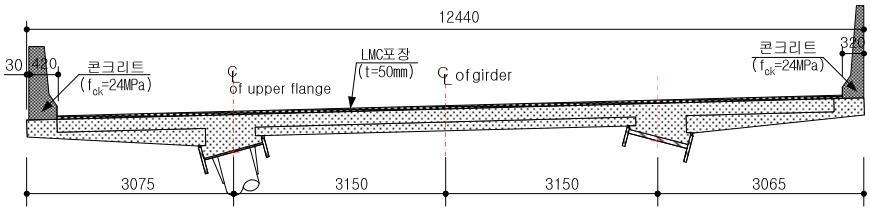
4 단계 : 현장치기 바닥판 부분의 철근 배근



5 단계 : 현장치기 바닥판 콘크리트 시공



6 단계 : 방호벽 및 포장시공



1.4 설계기준

1) 바닥판 설계 휨모멘트

ㄱ) 단순판 및 연속판 : (L = 0.6~7.3m)

$M_L = (L + 0.6) P_r / 9.6$ (kN·m/m) (도. 설. 3.6.1)

여기서, L : 바닥판 지간(m)

P_r : 트럭의 1후륜하중(kN)

- DB24 = 96 kN
- DB18 = 72 kN
- DB13.5 = 54 kN

* 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 정·부의 휨모멘트 크기는 위의 값의 0.8배를 취한다

ㄴ) 캔틸레버 바닥판 <- 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

$M_L = P_r \cdot X / E$ (kN·m/m) (도. 설. 3.6.4)

여기서, X : 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

E : 윤하중 분포폭(=0.8X+1.14) (도. 설. 3.6.3)

ㄷ) 배력철근

: 정모멘트 구간에 필요한 주철근에 대한 비율로써 다음 식을 이용하여 산정한다.

① 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우

백분율 = 120/sqrt(L) 과 67% 중 작은 값 이상 (도. 설. 3.6.3)

여기서, L : 바닥판 지간(m)

② 배근되는 배력철근량은 온도 및 건조수축에 대한 철근량 이상이어야 한다. 이때 바닥판 단면에 대한 온도 및 건조수축 철근량의 비는 0.2%이다.

2) 바닥판의 최소두께

: 차도부분 바닥판의 최소두께는 표 3.6.1로부터 얻어지는 값과 220mm중에서 큰 값으로 한다.
단, 바닥판 지간방향으로 프리스트레스를 도입한 경우에는 표 3.6.1에서 구한 값의 90%를 취한다.

표 3.6.1 차도부분 바닥판의 최소두께(mm)

판의 구분	바닥판 지간의 방향		
	차량 진행방향에 직각		차량 진행방향에 평행
단순판	40L+130		65L+150
연속판	30L+130		50L+150
캔틸레버판	0<L≤0.25	280L+180	240L+150
	L>0.25	80L+230	

여기서, L은 (도설 3.6.1.3)에서 규정하고 있는 바닥판의 지간(m)

3) 철근의 지름 및 배근

① 철근은 이형철근을 쓰며 D13, D16, D19 및 D22를 표준으로 한다.

② 철근은 피복두께

- 상단철근 : 50mm
- 하단철근 : 30mm

③ 철근의 중심간격은 100mm이상 또 300mm 이하로 한다. 다만, 바닥판 지간방향의 인장주철근의 중심간격은 바닥판의 두께를 넘어서는 안된다.

④ 철근은 단면의 압축측에 인장측 철근의 1/2을 배치하는 것을 원칙으로 한다.

4) 허용균열폭

표 4.4.3 허용균열폭 w_a(mm) t_c : 최외단 인장주철근의 덮개(mm)

강재의 종류	강재의 부식에 대한 환경조건			
	건조한 환경	일반환경	부식성 환경	극심한 부식성환경
철근	$0.006t_c$	$0.005t_c$	$0.004t_c$	$0.0035t_c$
PS강재	$0.005t_c$	$0.004t_c$	-	-

- 균열폭의 검토(인장철근의 강도가 300MPa이상인 경우)

$$w = 1.08R \times f_s (d_c \times A)^{(1/3)} \times 10^{-5} \quad \text{(도. 설. 4.4.5.1)}$$

여기서, R : 1.35(슬래브의 경우)

fs : 사용하중에서 계산된 철근의 응력(MPa)

d_c : 최대인장연단에서 연단에 가장 가까이 놓여 있는 철근 중심에서 표면까지의 거리(mm)

A : 주인장 철근주위의 인장부 콘크리트 단면적을 철근개수로 나눈 유효인장단면적(mm^2)

1.5 사용재료 및 허용응력

1) 콘크리트

ㄱ) 허용응력 (MPa)

구분	f_{ck}	f_{ci}	f_{ca}'	f_{ca}	f_{ta}	f_{cr}
프리캐스트패널	40.00	36.00	21.60	16.00	-3.16	-3.98
현장치기부	40.00	36.00	21.60	16.00	-3.16	-3.98

여기서, f_{ck} : 설계기준강도

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축응력($=0.9f_{ck}$)

f_{ca}' : 일시적 압축응력 ($=0.60f_{ci}'$)

f_{ca} : 허용압축응력 ($=0.40f_{ck}$)

f_{ta} : 허용인장응력 ($=0.5\sqrt{f_{ck}}$)

f_{cr} : 균열발생응력 ($=0.63\sqrt{f_{ck}}$)

ㄴ) 물리상수

구분	단위중량 (kN/m^3)	포아송비	탄성계수(MPa)	
			프리스트레스 도입시	사용하중상태
프리캐스트패널	25.0	0.167	27500	28571
현장치기부			27500	28571

2) 철근

ㄱ) 허용응력 (MPa)

철근종류	SD30	SD35	SD40
항복점 응력	300	350	400
허용인장응력	150	160	160
허용압축응력	150	175	180

(도. 설. 표3.6.2)

ㄴ) 물리상수

단위중량(kN/m^3)	탄성계수(MPa)
78.5	200000

3) PS강연선

: 저릴랙세이션 7연선 스트랜드 사용(SWPC7B)

ㄱ) 허용응력 (MPa)

f_{pu}	f_{py}	f_{pi}	f_{pa}
1900	1600	1425	1280

여기서, f_{pu} : 인장강도

f_{py} : 0.2%영구 연신율에 대한 응력

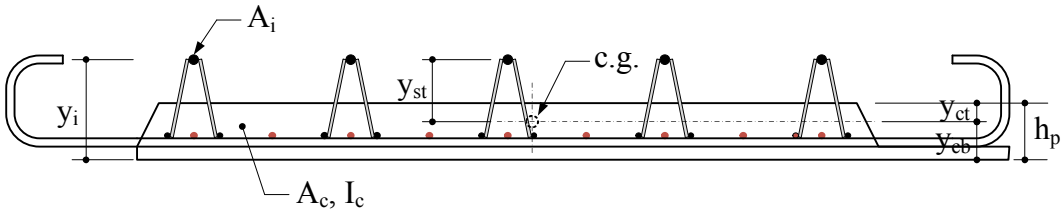
f_{pi} : 프리스트레스 도입직전응력($=0.75f_{pu}$)

f_{pa} : 손실이 일어난 후 사용상태의 응력($=0.8f_{py}$)

ㄴ) 물리상수

단위중량 (kN/m^3)	탄성계수 (MPa)	연신율 (%)	릴랙세이션율 (%)
78.5	200000	3.5이상	3.0이하

2. 프리캐스트 패널 단면제원



A_c : 콘크리트 단면의 단면적

I_c : 콘크리트 단면도심축에 대한 콘크리트 단면의 단면2차모멘트

$I_{xc} = I_c + A_c(y_c - y_{cb})^2$ (콘크리트 단면)

$= A_i(y_i - y_{cb})^2$ (강재단면)

2.1 캔틸레버부

1) 지점부

탄성계수비(n) = 7.00

구 분		A_i (m^2)	y_i (m)	$A_i \cdot y_i$ (m^3)	I_c (m^4)	I_{xc} (m^4)
콘크리트		0.4313	0.1238	0.0534	0.0024	0.00242
트러스철근	상단	0.0135	0.3420	0.0046	-	0.00061
	하단	0.0076	0.2070	0.0016	-	0.00005
횡방향철근		0.0119	0.0540	0.0006	-	0.00007
$\sum A_i =$		0.4644	$\sum(A_i \cdot y_i) =$	0.0602	$\sum I_{xc} =$	0.0031

$\therefore\ y_{cb} = \sum(A_i \cdot y_i)/\sum(A_i) = 0.130$ (m)

$y_{ct} = h_p - y_{cb} = 0.125$ (m)

$y_{st} = y_{i,top} - y_{cb} = 0.212$ (m)

2) 지점부에서 첫번째 트러스 격점구간 중간위치

탄성계수비(n) = 7.00

구 분		A_i (m^2)	y_i (m)	$A_i \cdot y_i$ (m^3)	I_c (m^4)	I_{xc} (m^4)
콘크리트		0.4131	0.1184	0.0489	0.0021	0.00212
트러스철근	상단	0.0135	0.3310	0.0045	-	0.00058
	하단	0.0076	0.1960	0.0015	-	0.00004
횡방향철근		0.0119	0.0540	0.0006	-	0.00006
$\sum A_i =$		0.4462	$\sum(Aiyi) =$	0.0555	$\sum I_{xc} =$	0.0028

$\therefore\ y_{cb} = \sum(A_i \cdot y_i)/\sum(A_i) = 0.124$ (m)

$y_{ct} = h_p - y_{cb} = 0.120$ (m)

$y_{st} = y_{i,top} - y_{cg} = 0.207$ (m)

2.2 내측경간부

1) 프리스트레스 도입시

탄성계수비(n) = 7.27

구 분		A_i (m^2)	y_i (m)	$A_i \cdot y_i$ (m^3)	I_c (m^4)	I_{xc} (m^4)
콘크리트		0.2250	0.0623	0.0140	0.0003	0.00031
트러스철근	상단	0.0141	0.2170	0.0031	-	0.00030
	하단	0.0079	0.0550	0.0004	-	0.00000
PS스트랜드		0.0074	0.0550	0.0004	-	0.00000
$\sum A_i =$		0.2545	$\sum(A_i y_i) =$	0.0179	$\sum I_{xc} =$	0.00062

$\therefore \quad y_{cb} = \sum(A_i \cdot y_i)/\sum(A_i) = 0.070$ (m)

$y_{ct} = h_p - y_{cb} = 0.060$ (m)

$y_{st} = y_{i,top} - y_{cg} = 0.147$ (m)

2) 사용하중작용시

탄성계수비(n) = 7.00

구 분		A_i (m^2)	y_i (m)	$A_i \cdot y_i$ (m^3)	I_c (m^4)	I_{xc} (m^4)
콘크리트		0.2250	0.0623	0.0140	0.0003	0.00031
트러스철근	상단	0.0135	0.2170	0.0029	-	0.00029
	하단	0.0076	0.0550	0.0004	-	0.00000
PS스트랜드		0.0071	0.0550	0.0004	-	0.00000
$\sum A_i =$		0.2533	$\sum(A_i y_i) =$	0.0178	$\sum I_{xc} =$	0.00061

$\therefore \quad y_{cb} = \sum(A_i \cdot y_i)/\sum(A_i) = 0.070$ (m)

$y_{ct} = h_p - y_{cb} = 0.060$ (m)

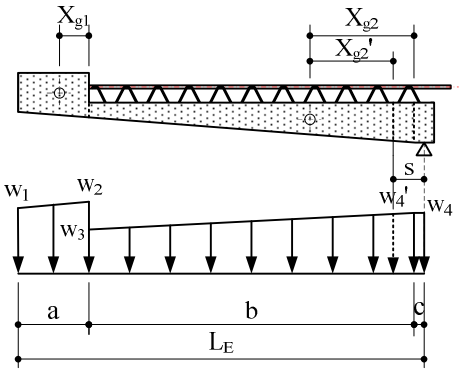
$y_{st} = y_{i,top} - y_{cg} = 0.147$ (m)

3. 시공단계별 단면력 산정

3.1 비합성 상태

1) 캔틸레버부

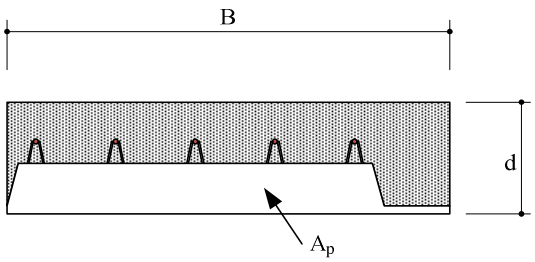
① 프리캐스트 패널자중



w_1 = 12.500 kN/m　w_2 = 14.250 kN/m
w_3 = 4.183 kN/m　w_4 = 10.783 kN/m
w_4' = 10.328 kN/m
a = 0.450 m　b = 2.080 m
b' = 1.940 m
c_L = 0.054 m　c_R = 0.056 m
$L_{E,L}$ = 2.584 m　$L_{E,R}$ = 2.586 m
X_{g1} = 0.220 m　X_{g2} = 0.887 m
X_{g2}' = 0.833 m

$\therefore$ $M_{d1} = 0.5a\cdot(w_1+w_2)\cdot(x_{g1}+b+c)+0.5b\cdot(w_3+w_4)\cdot(x_{g2}+c)+w_4\cdot c^2/2$ = -28.831 kN·m (방호벽측)
= -28.876 kN·m (중분대측)
$M_{d1}' = 0.5a\cdot(w_1+w_2)*(x_{g1}+b')+0.5b'\cdot(w_3+w_4')*x_{g2}'$ = -24.726 kN·m (방호벽측)

② 현장치기 콘크리트 자중



위치	d (m)	A_t (m^2)	A_p (m^2)
시점	0.285	0.570	0.167
종점	0.445	0.890	0.431
격점	0.434	0.868	0.413

B = 2.000 m
$A_t = B\cdot d$
$w = (A_t-A_p)\gamma_c$

w_3 = 10.068 kN/m　w_4 = 11.468 kN/m
w_4' = 11.373 kN/m
X_{g2} = 1.017 m　X_{g2}' = 0.950 m

$\therefore$ $M_{d2} = 0.5b*(w_3+w_4)*(x_{g2}+c)+w_4*c^2/2$ = -24.014 kN·m (방호벽측)
= -24.060 kN·m (중분대측)
$M_{d2}' = 0.5b'*(w_3+w_4')*x_{g2}'$ = -19.764 kN·m (방호벽측)

③ 작업하중

w_w = 3.000 kN/m^2

$\therefore$ $M_{w1} = w_w*B*(b+c)^2/2$
= -13.662 kN·m (방호벽측)
= -13.687 kN·m (중분대측)

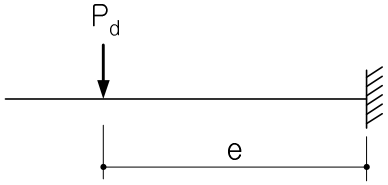
$M_{w1}' = w_w*B*b'^2/2$
= -11.291 kN·m (방호벽측)

④ 데크피니셔

P_d = 12.000 kN e = 1.584 m

∴ M_{w2} = $-P_d*e$ = -19.008 kN·m

M_{w2}' = $-P_d*(e-s)$ = -16.608 kN·m



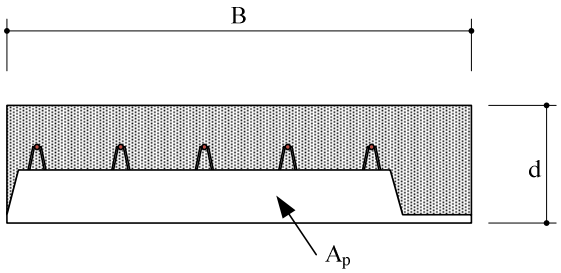
2) 내측경간부

① 프리캐스트 패널자중

w_p = 5.625 kN/m L_I = 5.470 m

∴ M_{d1} = w_p*L_I^2/8 = 21.038 kN·m

② 현장치기 콘크리트 자중



B = 2.000 m

d = 0.320 m

A_t = 0.640 m^2 (= B x d)

A_p = 0.225 m^2

w_{cc} = 10.375 kN/m

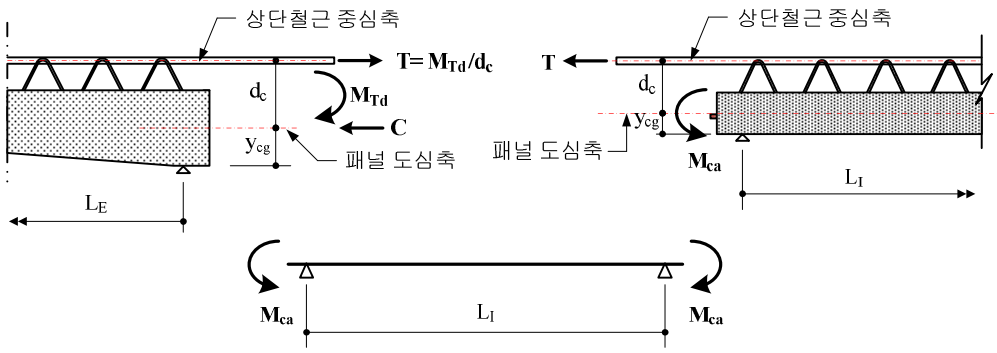
∴ M_{d2} = $w_{cc}*L_I$^2/8 = 38.804 kN·m

③ 작업하중

w_w = 3.000 kN/m^2

∴ M_{w1} = w_w*B*L_I^2/8 = 22.441 kN·m

④ 캔틸레버부 패널로부터의 전달모멘트



$d_{c,E}$ = 0.212 (m) $d_{c,I}$ = 0.147 (m) $A_{s,top}$ = 0.0019 (m^2)

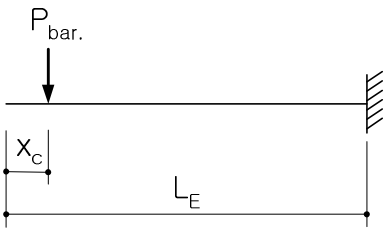
			(시공중)		(사용하중)		
M_{Td}	= $M_{d1}+M_{d2}$	=	-71.853	kN·m	-52.845	kN·m	(방호벽측)
			-71.944	kN·m	-52.936	kN·m	(중분대측)
T	= $M_{Td}/d_{c,E}$	=	338.510	kN	248.961	kN	(방호벽측)
		=	338.936	kN	249.387	kN	(중분대측)
∴ M_{ca}	= $-T * d_{c,I}$	=	-49.710	kN·m	-36.559	kN·m	(방호벽측)
		=	-49.772	kN·m	-36.622	kN·m	(중분대측)

3.2 합성 상태

: 단위m폭당의 단면력임

1) 캔틸레버부

① 방호벽 및 중분대



A_b = 0.322 m^2 (방호벽측)
= 0.241 m^2 (중분대측)
X_c = 0.190 m (방호벽측)
= 0.102 m (중분대측)
L_E = 2.584 m (방호벽측)
= 2.586 m (중분대측)

$P_{bar.} = A_b * \gamma_c$ = 8.050 kN/m (방호벽측)
= 6.025 kN/m (중분대측)

∴ $M_{bar.} = -P_{bar} * (L_E - X_c)$ = -19.272 kN·m/m (방호벽측)
= -14.966 kN·m/m (중분대측)

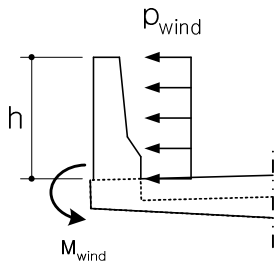
② 포장

$w_{pav.}$ = 1.175 kN/m^2

∴ $M_{pav.} = -w_{pav}*(L_E-b_b-0.03)^2/2$ = -2.675 kN·m/m (방호벽측)
$= -w_{pav}*(L_E-b_{b2})^2/2$ = -3.017 kN·m/m (중분대측)

③ 풍하중

: 활하중 재하시에 대해서만 고려

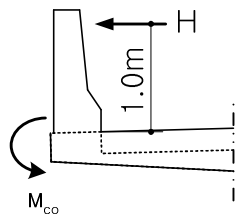


P_{wind} = 1.500 kN/m^2
h = 1.000 m (방호벽측)
1.270 m (중분대측)

∴ $M_{wind} = -P_{wind} *h*(h/2+T_{asp}+h_1/2)$ = -1.013 kN·m/m (방호벽측)
= -1.543 kN·m/m (중분대측)

④ 충돌하중

- 수평충돌력(H)

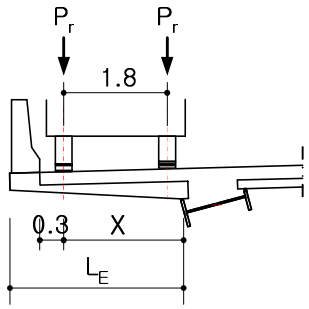


H = $(V/60)^2$ x 7.5 + 2.5
= 23.3 kN/m ≥ 10.0 kN/m

단, 곡률반지름 R<200m인 곡선부에 대해서는
위에서 계산한 값의 2배로 한다.

∴ $M_{co} = -H *(1.0+T_{asp}+h_1/2)$ = -27.417 kN·m/m

⑤ 윤하중



X_1 = 1.834 m X_2 = 0.034 m (방호벽측)

X_1 = 1.964 m X_2 = 0.164 m (중분대측)

Pr = 96 kN (DB-24)

i = 0.3 (충격계수)

$M_L = -P_r \cdot X \cdot (1+i) / E$ (k·Nm/m)

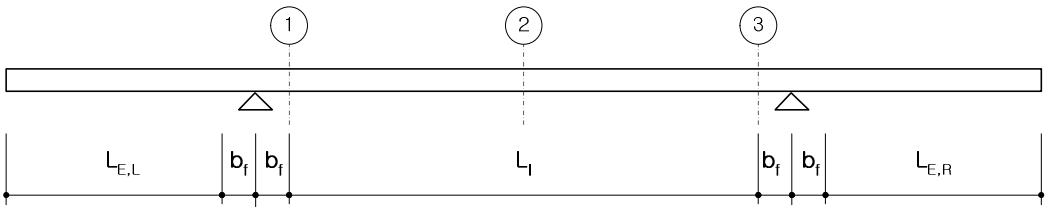
여기서, X : 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

E : 윤하중 분포폭(=0.8X+1.14)

구분	E(m)		Ml(kN·m/m)	
	방호벽측	중분대측	방호벽측	중분대측
P_{r1}	2.607	2.711	-87.789	-90.405
P_{r2}	1.167	1.271	-3.635	-16.101
∴ M_{L+I} =			-91.424	-106.506

2) 내측경간부

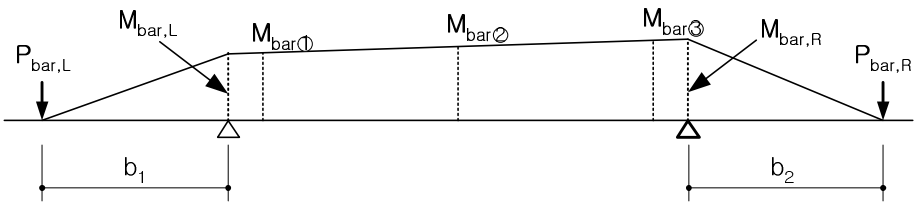
: 내민보를 갖는 단순지지보로 가정하여 단면력을 산출함



L = 6.300 m b_f = 0.415 m

① 방호벽 및 중분대

: 복부재 및 상현재의 구속효과를 고려하여 감소계수0.8적용



$P_{bar,L}$ = 8.050 kN/m b_1 = 2.394 m $M_{bar,L}$ = -15.417 k·Nm/m

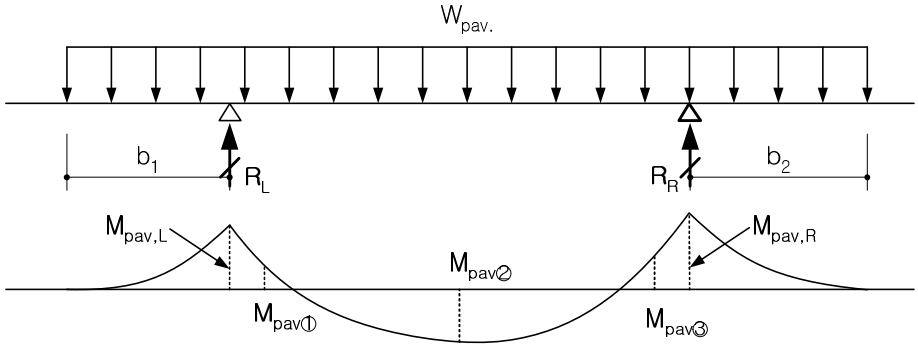
$P_{bar,R}$ = 6.025 kN/m b_2 = 2.484 m $M_{bar,R}$ = -11.973 k·Nm/m

∴ $M_{bar,①}$ = -15.190 k·Nm/m

$M_{bar,②}$ = -13.695 k·Nm/m

$M_{bar,③}$ = -12.200 k·Nm/m

② 포장



w_{pav} = 1.175 kN/m^2 b_1 = 2.549 m b_2 = 2.681 m

R_L = 6.632 kN/m

∴ $M_{pav,①}$ = -2.409 k·Nm/m

$M_{pav,②}$ = 1.809 k·Nm/m

$M_{pav,③}$ = -2.761 k·Nm/m

③ 윤하중

: 복부재 및 상현재의 구속효과를 고려하여 감소계수 0.8적용

L = 5.470 m

Pr = 96 kN (DB-24)

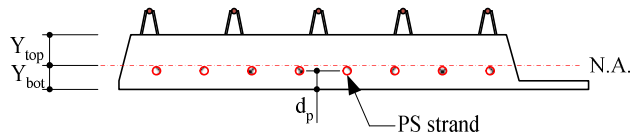
i = 0.3 (충격계수)

∴ M_{L+i} = $0.8 \cdot (L + 0.6) \cdot P_r \cdot (1+i) / 9.6$ = 63.128 k·Nm/m

4. 프리캐스트 패널설계

4.1 필요스트랜드량 산정

1) 프리캐스트 패널에 발생하는 인장응력의 크기



① 단면제원

ㄱ) 비합성 상태

Y_{top}	=	0.060 m	I_{panel}	=	0.0006 m^4	Z_{top}	=	0.0104 m^3
Y_{bot}	=	0.070 m	A_{panel}	=	0.2545 m^2	Z_{bot}	=	0.0088 m^3
Y_s	=	0.147 m	n	=	7.000	Z_s	=	0.0042 m^3

ㄴ) 합성 상태 (콘크리트 순단면 적용)

B	=	2.000 m	I_{com}	=	0.0055 m^4	Z_{top}	=	0.0287 m^3
d	=	0.320 m				Z_{bot}	=	0.0341 m^3

② 시공단계별 응력(MPa)

(+:압축, -:인장)

작용하중		패널자중 ①	현장치기 ②	전달하중 ③	전달하중 ④	작업하중 ⑤	방호벽 ⑥	포장 ⑦	활하중 ⑧
M(kN·m)		21.038	38.804	-36.591	-49.741	22.441	-27.390	3.619	126.256
응력	상연	2.02	3.72	-4.49	-6.10	2.15	0.95	-0.13	-4.39
	하연	-2.39	-4.40	3.17	4.31	-2.54	0.80	-0.11	-3.70

ㄱ) 시공중 패널하연의 최대발생응력 (MPa)

	하중조합	$f_{top,t}$	$f_{bot,i}$
CASE1	①+②+③+⑤	3.41	-6.16
CASE2	①+②+④+⑤	1.79	-5.02

ㄴ) 사용하중 상태에서의 패널에 생기는 최대응력

$f_{top,s}$ = ①+②+③+⑥+⑦+⑧ = -2.31 (MPa)

$f_{bot,s}$ = ①+②+③+⑥+⑦+⑧ = -6.62 (MPa)

2) 필요 스트랜드량 계산

ㄱ) 사용강선 (SWPC7B 12.7 mm)

A_p = 98.71 mm^2 N_p = 12 EA d_p = 0.055 m

f_{pi} = 1425 MPa

ㄴ) 스트랜드 긴장력 가정

- 프리스트레스 손실률 가정 loss = 14.3 %
- P_f^{try} = $f_{pi}*A_p*(1-loss/100)$ = 121 kN ← 스트랜드 1개당

ㄷ) 필요긴장력 추정

- e_p = 0.015 m (편심거리)
- $P_{req.}$ = $-f_{bot}/(1/A_p+e_p/Z_{bot})$ = 1166 kN
- $N_{req.}$ = P_{req}/A_p = 9.7 EA ≤ $N_{used.}$ = 12 (O.K)

3) 프리스트레스 손실량계산

$\Delta f = SH+ES+CR_C+CR_S$

SH : 콘크리트의 건조수축에 의한 손실

ES : 탄성수축에 의한 손실

CR_C : 콘크리트의 크리프에 의한 손실

CR_S : 프리스트레싱 강재의 리락세이션에 의한 손실

ㄱ) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실

RH = 70 %

∴ SH = 119 - 1.05 RH = 45.5 MPa

ㄴ) 탄성수축에 의한 손실

n = E_P/E_{Ci} = 7.27 (탄성계수비)

M_p = 25.24 kN·m ← 릴리즈시에 3%의 응력손실이 일어난 것으로 가정

f_{cir} = $P_i/A_{Panel}+(M_p/I_{panel})*(Y_{bot}-d_p)$

= 7.06 MPa

∴ ES = $n·f_{cir}$ = 51.35 MPa

ㄷ) 콘크리트의 크리프에 의한손실

$M_{d,nc}$ = 23.25 kN·m : 바닥판 합성전 고정하중에 의한 단면력

$M_{d,co}$ = -23.77 kN·m : 바닥판 합성후 고정하중에 의한 단면력

$f_{cds,nc}$ = -0.58 MPa $f_{cds,co}$ = 0.46 MPa

f_{cds} = $f_{cds,nc}$ + $f_{cds,co}$ = -0.12 MPa

∴ CR_C = $12*f_{cir}-7*f_{cds}$ = 83.89 MPa

ㄹ) 프리스트레싱 강재의 릴랙세이션에 의한 손실

∴ CR_S = $35-0.1*ES-0.05*(SH+CR_C)$ = 23.39 MPa

ㅁ) 유효프리스트레스

Δf = 204.14 MPa → Loss = 14.3 % (초기가정치 14.3 %)

f_{pe} = $f_{pi}-\Delta f$ = 1221 MPa ≤ f_{pa} = 1280 MPa (O.K)

4.2 시공단계별 응력검토

1) 스트랜드 릴리즈시

$f_{re.} = f_{pi}*(1-0.03)-ES = 1331$ MPa
$P_i = A_p*f_{re}*N = 1576$ kN
$M_i = P_i*e_p = -24.30$ kN·m
$\therefore f_{cir} = P_i/A_{panel}+M_i/Z = 3.86$ MPa (O.K)
$= 8.95$ MPa (O.K)

허용응력		
f_{ta}' =	0.00	MPa
f_{ca}' =	21.60	MPa

2) 바닥판 시공중(비합성상태)

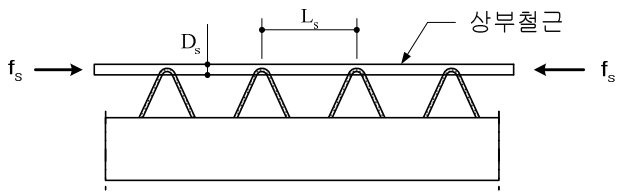
① 콘크리트

$f_{pe} = 1221$ MPa
$P_e = A_p*f_{pe}*N = 1446$ kN
$M_p = P_e*e_p = -22.29$ kN·m
$f_{top,p} = P_e/A_{panel}+M_p/Z_{top} = 3.54$ MPa
$f_{bot,p} = P_e/A_{panel}-M_p/Z_{bot} = 8.21$ MPa
$\therefore f_{top} = f_{top,p} + f_{top,i} = 6.95$ MPa (O.K)
$f_{bot} = f_{bot,p} + f_{bot,i} = 2.05$ MPa (O.K)

허용응력		
f_{ta} =	0.00	MPa
f_{ca} =	16.00	MPa

② 상부철근

ㄱ) 단면제원



$D_s = 22$ mm
$L_s = 200$ mm
$r = 5.5$ mm ($= D_s/4$)
$\lambda = 0.52$ [$=(1/\pi)*sqrt(f_y/E)*(L_s/r)$]
$f_y = 400$ MPa

ㄴ) 응력검토

$M = M_{d1} + M_{d2} + M_{w1}+M_{ca} = 45.69$ kN·m
$T = = -338.9$ kN
$f_{s,M} = M*n/Z_s = 75.64$ MPa
$f_{s,T} = T*n/A_{panel} = -9.32$ MPa
$\therefore f_s = f_{s,M}+f_{s,T} = 66$ MPa ≤ $f_{ca} = 180$ MPa (O.K)

$f_{cr}/f_y = 1.00$ ($\lambda \le 0.2$) $\therefore f_{cr} = 331$ MPa
$f_{cr}/f_y = 1.109-0.545\lambda = 0.83$ ($0.2<\lambda \le 1.0$) 195
$f_{cr}/f_y = 1.0/(0.773+\lambda^2) = 0.96$ ($1.0<\lambda$)

3) 활하중 재하시(합성상태)

$\therefore f_{top} = f_{top,p} + f_{top,s} = 1.23$ MPa (O.K)
$f_{bot} = f_{bot,p} + f_{bot,s} = 1.59$ MPa (O.K)

허용응력		
f_{ta} =	-3.16	MPa
f_{ca} =	16.00	MPa

4.3 합성단면의 극한저항모멘트 검토

1) 설계 휨모멘트

M_d = 자중+현장치기+전달하중+방호벽+포장 = -13.67 kN·m

M_{L+i} = 126.26 kN·m

$\therefore M_u = 1.3M_d + 2.15\,M_{(L+I)}$ = 253.68 kN·m

2) 극한저항 모멘트

$\therefore \phi M_n = \phi^*[A_{p*}f_{ps*}d_{p*}\{1-0.59*(\rho_p*f_{ps}/f_{ck} + (d/d_p)*\rho*f_y/f_{ck})\}$ (ϕ=0.90)

$+ A_{s*}f_{y*}d_*\{1-0.59*(\rho*f_y/f_{ck} + (d_p/d)*\rho_p*f_{ps}/f_{ck})\}]$

= 585.49 kN·m ≥ 253.68 kN·m (O.K)

여기서, A_p = 0.0012 m^2 A_s = 0.0013 m^2

d_p = 0.265 m d = 0.265 m

ρ_p = 0.002 ρ = 0.002

f_{ck} = 40 MPa

f_y = 400 MPa (SD40)

f_{ps} = 1810 MPa

f_{pu} = 1900 MPa

γ_p = 0.280 (PS강재에 따른 계수)

β_1 = 0.766

$f_{ps,1} = f_{pu}\cdot[1-(\gamma_p/\beta_1)\{\rho_p\cdot f_{pu}/f_{ck}+(d/d_p)(\rho f_y/f_{ck})\}]$ = 1810 MPa

$f_{ps,2} = (70L_x/D + 2*f_{pe}/3)$ = 16412 MPa

L_x = 2830 mm

D = 12.7 mm

f_{pe} = 1221 MPa

4.4 철근 및 PS강재의 제한(연성한계)

1) 최대 PS강재량

$q_p = \rho_p*f_{ps}/f_{ck}$ = 0.1011 ≤ $0.36\cdot\beta_1$ = 0.2758 (O.K)

2) 최소 강재량

ϕM_n = 585.49 kN·m ≥ $1.2M_{cr}$ = 366.18 kN·m (O.K)

여기서, $M_{cr} = (f_{ru}+f_{pcc})/Z_c$ = 305.15 kN·m

f_{ru} = 3.98 MPa

f_{ppc} = 6.43 MPa

Z_c = 0.0341 m^3

Note : 검토단면의 휨강도(ϕM_n)가 외력에 의한 극한모멘트(M_u)의 4/3배 이상인 경우에는 상기 규정을 따르지 않아도 된다. ($\phi M_n/M_u$ = 2.308 ≥ 1.3333)

4.5 캔틸레버 패널의 허용응력 검토

1) 단면제원(지점부 단면)

Y_{top}	= 0.125 m	I_{panel}	= 0.0031	m^4	Z_{top}	= 0.0251	m^3
Y_{bot}	= -0.130 m	A_{panel}	= 0.4644	m^2	Z_{bot}	= -0.0242	m^3
Y_s	= 0.212 m	n	= 7.00		Z_s	= 0.0148	m^3

2) 발생응력

① 단면력

$M = M_{d1} + M_{d2} + \min(M_{w1}, M_{w2}) = -71.944$ kN·m

② 응력검토

ㄱ) 콘크리트

허용응력	
f_{ta} =	-3.16 MPa
f_{ca} =	16.00 MPa

∴ f_{top} = -2.87 MPa ≥ f_{ta} = -3.16 MPa (O.K)

f_{bot} = 2.97 MPa ≤ f_{ca} = 16.00 MPa (O.K)

ㄴ) 상단철근 (+ : 압축, - : 인장)

∴ $f_s = T_{CA}/A_{s,top}$ = -175.1 MPa ≥ f_{sa} = -180 MPa (O.K)

여기서, T_{CA} = -338.9 kN : 캔틸레버 지점에서 트러스 상단철근에 발생하는 인장력

$A_{s,top}$ = 0.0019 m^2 : 트러스 상부철근의 총 단면적

4.6 철근겹이음부 패널의 응력 검토

1) 단면제원(지점부 단면)

t	= 0.030 m	I_c	= 2.250E-06	m^4	Z	= 1.500E-04	m^3

2) 발생응력

① 단면력

$M = \gamma_c*(d-t)*L_{lap}^2/2$ = 0.4669 kN·m d_{max} = 0.445 m L_{lap} = 0.300 m

② 응력검토

f_{top} = -3.11 MPa ≤ f_{ta} = -3.16 MPa (O.K)

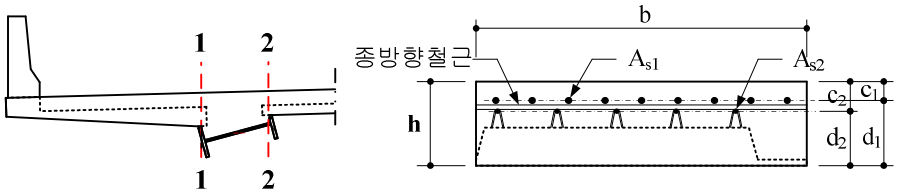
Note : 현장치기부 콘크리트를 한번에 시공할 경우에는 겹침부 패널상연에 비교적 큰 인장응력이 발생함. 해당구간이 무근콘크리트인 점을 감안하여 콘크리트를 2회로 나누어서 시공함

▶ 1차 콘크리트 치기시의 높이

d_1 = 0.255 m M = 0.2531 kN·m

f_{top} = -1.69 MPa ≤ f_{ta} = -3.16 MPa (O.K)

5. 합성단면(RC) 설계



5.1 캔틸레버부 : 단면"1-1"

1) 설계조건 (N_s)

- 상부철근(A_{s1})의 가정 : H 19 @ 120 → A_{s1} = 286.6 mm^2 x 18 = 0.0052 m^2

f_{ck} = 40 MPa b = 2.000 m d_1 = 0.385 m A_{s1} = 0.0052 m^2

f_y = 400 MPa h = 0.445 m d_2 = 0.342 m A_{s2} = 0.0019 m^2

∴ d = 0.373 m A_s = 0.0071 m^2

ϕ = 0.85 β_1 = 0.766

2) 설계휨모멘트(M_u) - (폭 2 m 당)

M_d = -88.901 kN·m : 고정하중에 의한 휨모멘트

M_{L+I} = -213.012 kN·m : 활하중에 의한 휨모멘트

M_{co} = -54.833 kN·m : 충돌하중에 의한 휨모멘트

M_w = -3.086 kN·m : 풍하중에 의한 휨모멘트

구분	하중조합	M_u
CASE1	$1.3M_d+2.15M_{L+I}$	-573.548
CASE2	$1.3M_d+1.3M_{L+I}+1.3M_{co}$	-463.771
CASE3	$1.3M_d+1.3M_{L+I}+0.65M_w$	-394.493

∴ M_u = -573.548 kN·m

3) 극한저항모멘트(ϕM_n)

a = $A_s \cdot f_y/(0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 0.0417 m

ϕMn = $\phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d-a/2)$ = 850.02 kN·m ≥ M_u = 573.548 kN·m (O.K)

4) 사용철근량 검토

① 최소철근량 검토

$A_{s,min}$ = $(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y)bd$ = 0.0030 m^2 ≤ 0.0071 m^2 (O.K)

$A_{s,min}$ = $(1.4/f_y)bd$ = 0.0026 m^2 ≤ 0.0071 m^2 (O.K)

$A_{s,min}$ = $0.002 \cdot bd$ = 0.0015 m^2 ≤ 0.0071 m^2 (O.K)

② 철근비 검토

ρ = $A_s/(bd)$ = 0.010 ≤ ρ_{max} = $A_{s,max}/(bd)$ = 0.029 (O.K)

c = 600d/(600+fy) = 0.2240 m a = $\beta_1 c$ = 0.1716 m

C_b = $0.85f_{ck} \cdot a \cdot b$ = 11666 kN $A_{s,max}$ = $0.75T_b(=C_b)/f_y$ = 0.0219 m^2

5) 사용성 검토

① 대상단면력

: 바닥판 합성후에 작용하는 고정하중과 활하중에 의한 단면력에 대해 검토한다

M_{max} = $M_{bar}+M_{pav}+M_{wind}+M_{L+I}$ = -228.8 kN·m (방호벽측)

= -252.1 kN·m (중분대측)

② 철근응력($f_{s,max}$)

: 현장배근철근만을 고려(트러스 상단근은 무시)

ρ = $A_{s1}/(bd_1)$ = 0.0067 n = 7.0001

k = -nρ+sqrt((nρ)^2+2nρ) = 0.263

j = 1-k/3 = 0.912

$f_{s,max}$ = $M_{max}/(\rho bjd_1^2)$ = 139 MPa ≤ $0.6f_y$ = 240 MPa (O.K)

③ 균열폭 검토

ㄱ) 허용균열폭

w_a = $0.005 \cdot t_c$ = 0.253 mm (t_c = 50.5) : 일반환경

ㄴ) 최대균열폭

∴ w = $1.08R \cdot f_{s,max}(d_c \cdot A)^{(1/3)} \times 10^{-5}$ = 0.189 mm ≤ w_a = 0.253 mm (O.K)

R = 1/(1-k) = 1.3567

d_c = 60.0 mm

A = $2 \cdot b \cdot d_c/N_s$ = 13333 mm^2

④ 피로에 대한 검토

$f_{s,max}$ = 118 MPa ≤ 150 MPa → 피로를 고려하지 않아도 됨

5.2 내측경간 단부 : 단면"2-2"

: 합성후 고정하중과 활하중에 의한 단면력에 대해서 검토(트러스 상부철근은 무시)

1) 설계조건

f_{ck} = 40 MPa b = 2.000 m d_1 = 0.260 m A_{s1} = 0.0052 m^2

f_y = 400 MPa h = 0.320 m d_2 = 0.217 m A_{s2} = 0.0000 m^2

- 상부철근(A_{s1})의 가정 : H 19 @ 120 → A_{s1} = 286.6 mm^2 x 18 = 0.0052 m^2

∴ d = 0.260 m A_s = 0.0052 m^2 (N_s)

ϕ = 0.85 β_1 = 0.766

2) 설계휨모멘트(M_u) - (폭 2 m 당)

M_{bar} = -30.38 kN·m : 방호벽에 의한 휨모멘트

M_{pav} = -4.82 kN·m : 포장에 의한 휨모멘트

M_{L+I} = -126.3 kN·m : 활하중에 의한 휨모멘트

∴ M_u = $1.3M_d+2.15M_{L+I}$ = -317.21 kN·m

3) 극한저항모멘트(ϕM_n)

a = $A_s \cdot f_y/(0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 0.0303 m

ϕMn = $\phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d-a/2)$ = 429 kN·m ≥ M_u = 317 kN·m (O.K)

4) 사용철근량 검토

① 최소철근량 검토

$A_{s,min}$ = $(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y)bd$ = 0.0021 m^2 ≤ 0.0052 m^2 (O.K)

$A_{s,min}$ = $(1.4/f_y)bd$ = 0.0018 m^2 ≤ 0.0052 m^2 (O.K)

$A_{s,min}$ = $0.002 \cdot bd$ = 0.0010 m^2 ≤ 0.0052 m^2 (O.K)

② 철근비 검토

ρ = $A_s/(bd)$ = 0.0099 ≤ ρ_{max} = $A_{s,max}/(bd)$ = 0.0293 (O.K)

c = 600d/(600+fy) = 0.156 m a = $\beta_1 c$ = 0.1195 m

C_b = $0.85f_{ck} \cdot a \cdot b$ = 8125.7 kN $A_{s,max}$ = $0.75T_b(=C_b)/f_y$ = 0.0152 m^2

5) 사용성 검토

① 대상단면력

M_{max} = $M_{bar}+M_{pav}+M_{L+I}$ = -161.5 kN·m

② 철근응력($f_{s,max}$)

: 현장배근철근만을 고려(트러스 상단근은 무시)

ρ = $A_s/(bd)$ = 0.0099 n = 7.0001

k = -nρ+sqrt((nρ)^2+2nρ) = 0.310

j = 1-k/3 = 0.897

$f_{s,max}$ = $M_{max}/(\rho b j d_1^2)$ = 134.23 MPa ≤ $0.6f_y$ = 240.00 MPa (O.K)

③ 균열폭 검토

ㄱ) 허용균열폭

w_a = $0.005 \cdot t_c$ = 0.253 mm (t_c = 50.5) : 일반환경

ㄴ) 최대균열폭

∴ w = $1.08R \cdot f_{s,max}(d_c \cdot A)^{(1/3)} \times 10^{-5}$ = 0.195 mm ≤ w_a = 0.253 mm (O.K)

R = 1/(1-k) = 1.4485

d_c = 60.0 mm

A = $2 \cdot b \cdot d_c/N_s$ = 13333 mm^2

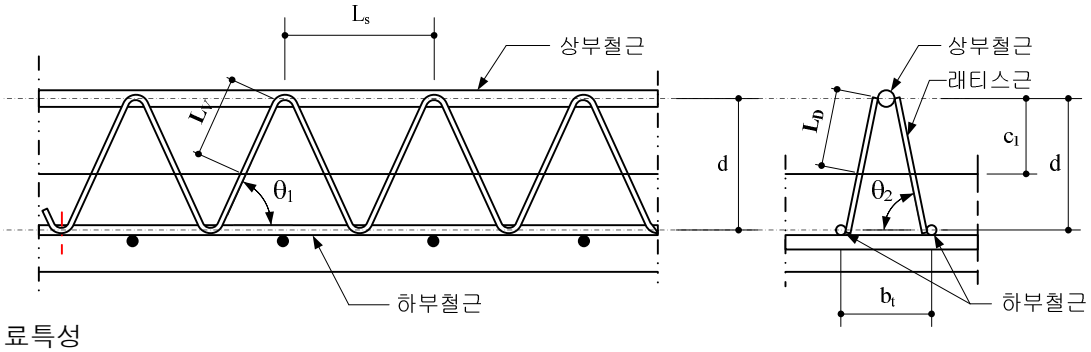
④ 피로에 대한 검토

f_s = 105 MPa ≤ 150 MPa → 피로를 고려하지 않아도 됨

6. 래티스근의 안전성 검토

: 원형철선 사용

6.1 재료특성 및 제원



1) 재료특성

D (mm)	A_w (mm^2)	r (mm)	f_{sa} (MPa)	f_y (MPa)	f_{pu} (MPa)	E (MPa)
7.0	38.485	1.75	150	300	400이상	200000

r : 회전반경

2) 제원

구분	d (mm)	L_s (mm)	b_t (m)	c_1 (mm)	θ_1 (°)	θ_2 (°)	L_v (mm)	b_1 (mm)	L_d (mm)
캔틸레버	135.0	200	100	87	53.47	69.68	108	64	113
내 측	162.0		120		58.31	69.68	102	64	107

3) 허용좌굴응력

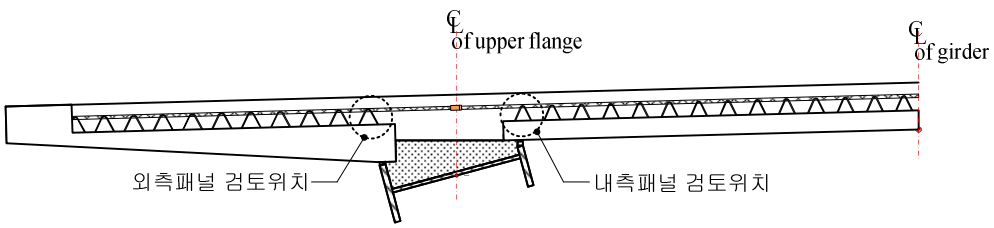
		(캔틸레버)		(내측부)
λ	$= (1/\pi)*\sqrt{(f_y/E)}*(L_d/r)$	= 0.796		= 0.755
f_{cr}/f_y	= 1.00	= 1.000	($\lambda \le 0.2$)	= 1.000
f_{cr}/f_y	= 1.109-0.545λ	= 0.675	($0.2<\lambda \le 1.0$)	= 0.697
f_{cr}/f_y	$= 1.0/(0.773+\lambda^2)$	= 0.711	($1.0<\lambda$)	= 0.744

$\therefore$ f_{cr} = 203 MPa (캔틸레버) 209 MPa (내측부)

6.2 축력에 대한 안정성 검토

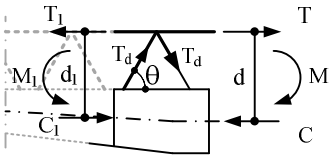
: 비합성상태에서 발생하는 최대 축력에 대해 검토함

1) 검토위치



2) 작용력 및 응력검토

ㄱ) 외측패널



$$T = C = \frac{M}{d}$$

$$\Delta T = T - T_1$$

$$T_d = \frac{\Delta T}{2\cos\theta}$$

M = -71.85 kN·m

M_1 = -61.10 kN·m

d = 0.212 m

d_1 = 0.207 m

T = 339 kN T_1 = 296 kN → ΔT = 43 kN

∴ T_d = 36 kN (θ_1 = 53.47 °)

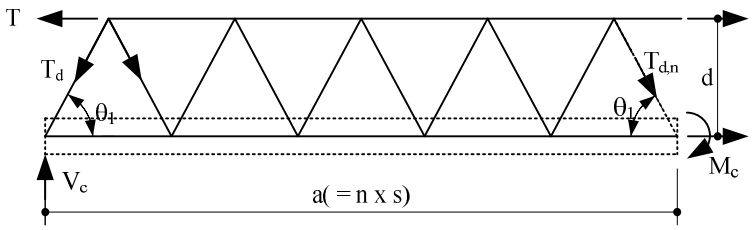
$f_d = T_d/(N_t * A_w * \sin\theta_2)$ = 99 MPa ≤ f_{sa} = 150 MPa (O.K)

(N_t : 해당패널에 배치된 복부철근의 열수)

ㄴ) 내측패널

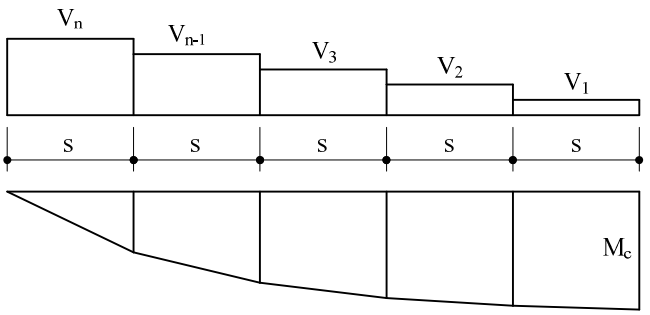
① 작용력 산정

- 캔틸레버 패널로부터 전달되는 인장력에 의한 축력



$$T_d = -\frac{V_c}{\sin\theta_1}$$

$$V_c = \frac{(T - T_s)d + M_c}{2a}$$



$V_n = V_c$ $V_1 = V_c/n$

$$M_c = \sum_{i=1}^{n} i \times V_i \times s\left(\frac{s}{2} + (i-1)s\right)$$

T = 339 kN d = 0.155 m n = 7.00 Z_s = 0.0042 m^3

d_{cg} = 0.147 m s = 0.20 m

$T_s^T = T * A_{s,top} * n/A_{com}$ = 18.02 kN N = 14 EA a = 2.80 m

$T_c^T = T - T_s$ = 320.49 kN V_c = 8.43 kN V_1 = 0.60 kN

$M_T = T * d_{cg}$ = 49.71 kN·m

$f_s^M = M_T * n/Z_s$ = 82.29 MPa

$T_s^M = f_s^M * A_{s,top}$ = 159.28 kN

$T_s = T_s^T + T_s^M$ = 177.30 kN

$M_c = M_T - T_s * d$ = **22.28** kN·m M_c^{cal} = **23.19** kN·m

∴ $T_{dn}^1 = V_c/\sin\theta_1$ = 9.91 kN

- 내측패널에 가해지는 하중으로 인해 생기는 축력

w = $w_p + w_{cc} + w_w$ = 19.00 kN/m R_d = 51.97 kN (지점반력)

$M = R_d*s - w*s^2/2 = 10.01$ kN·m

$f_s^M = M * n/Z_s = 16.58$ MPa

$T_s^M = f_s^M * A_{s,top} = 32.08$ kN

$\therefore T_{dn}^2 = T_s^M/(2*\cos\theta_1) = 30.54$ kN ($\theta_1 = 58.31$ °)

② 응력검토

$T_{dn} = T_{dn}^1 + T_{dn}^2 = 40.45$ kN ($\theta_2 = 69.68$ °)

$f_d = T_{dn}/(N_t*A_w*\sin\theta_2) = 112$ MPa ≤ $f_{sa} = 150$ MPa (O.K)

(N_t : 해당패널에 배치된 복부철근의 열수)

6.3 합성후 패널경계면에서의 수평전단력에 대한 검토

: 패널과 현장치기 콘크리트 경계면에서의 수평전단력에 대해 검토함

1) 하중산정 ($b_e = 1.70$ m 기준)

ㄱ) 고정하중에 의한 전단력

작용하중	캔틸레버	내측
방호벽	13.69	-
포 장	4.26	5.46

(단위:kN)

$P_{bar.} = 8.05$ kN $b_E = 2.134$ m

$w_{pav.} = 1.175$ kN/m^2 $b_I = 2.735$ m

ㄴ) 활하중에 의한 전단력

① 캔틸레버 구간

$\therefore V_{(L+I)} = b_e·P_{r(L+I)} / E_1 = 81.37$ kN $P_{r(L+I)} = 124.8$ kN $E_1 = 2.6072$ m

② 내측 구간

$\therefore V_{(L+I)} = b_e·M_{(L+I)}/(L_I/2-0.9) = 58.48$ kN $M_{(L+I)} = 63.128$ kN·m $L_I = 5.47$ m

2) 합성단면제원

① 캔틸레버 구간

구 분	A	y	A·y	$A·(y-y_{cg})^2$	I
패널	0.434	0.128	0.0553	0.0039	0.0023
현장치기	0.323	0.350	0.1131	0.0053	0.0010
Σ	0.757		0.1683	0.0092	0.0033

n = 1.00

$h_1 = 0.255$ m

$h_2 = 0.190$ m

$y_{cg} = \Sigma A·y/\Sigma A = 0.223$ m $d_{cv} = 0.095$ m $Q = A_p*d_{cv} = 0.0412$ m^3

$I_{com} = \Sigma A·(y-y_{cg})^2+\Sigma I = 0.012$ m^4

② 내측 구간

구 분	A	y	A·y	$A·(y-y_{cg})^2$	I
패널	0.221	0.065	0.0144	0.0020	0.0003
현장치기	0.323	0.225	0.0727	0.0014	0.0010
Σ	0.544		0.0870	0.0034	0.0013

n = 1.00

$h_1 = 0.130$ m

$h_2 = 0.190$ m

$y_{cg} = \Sigma A·y/\Sigma A = 0.160$ m $d_{cv} = 0.095$ m $Q = A_p*d_{cv} = 0.021$ m^3

$I_{com} = \Sigma A·(y-y_{cg})^2+\Sigma I = 0.005$ m^4

3) 수평전단내력

$V_u = 1.3V_D+2.15V_{L+I}$ = 198 kN (캔틸레버구간)
= 133 kN (내측구간)

$\therefore V_{uh} = V\cdot Q\cdot s/I_{com}$ = 131 kN (캔틸레버구간) ≤ ϕV_n = 174 kN (O.K)
= 120 kN (내측구간) = 167 kN (O.K)

$\phi V_n = \phi A_{vf} f_y(\mu\sin\theta_1+\cos\theta_1)$ = 174 kN
= 167 kN

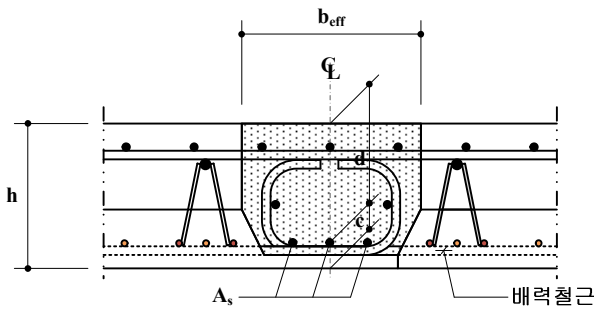
여기서, A_{vf} = 0.0008 m^2 (s 사이에 배치된 총 래티스근의 면적,20EA)
μ = 0.6 (일부러 거칠게 하지 않은 콘크리트에 새로친 콘크리트)
f_y = 300 MPa
θ_1 = 53.47 ° (캔틸레버구간)
= 58.31 ° (내측구간)
ϕ = 0.7

7. 종방향 이음부 설계

: 합성후 고정하중과 활하중에 의한 단면력에 대해서 검토(트러스 상부철근은 무시)

7.1 단면설계

1) 설계조건



b_{eff} = 0.40 m
h = 0.32 m
d = 0.26 m
c = 0.056 m
A_s = 0.0009 m^2
(H 19 x 3 EA)

f_{ck} = 40 MPa f_y = 400 MPa ϕ = 0.85 β_1 = 0.766

2) 설계휨모멘트(M_u) - (폭 0.40 m 당)

M_{bar} = -5.48 kN·m : 방호벽에 의한 휨모멘트
M_{pav} = 0.72 kN·m : 포장에 의한 휨모멘트
M_{L+I} = 25.25 kN·m : 활하중에 의한 휨모멘트

$\therefore M_u = 1.3M_d+2.15M_{L+I}$ = 48.11 kN·m

3) 극한저항모멘트(ϕM_n)

$a = A_s \cdot f_y/(0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 0.0253$ m

$\phi Mn = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d-a/2) = 73.50$ kN·m $\geq M_u = 48.11$ kN·m (O.K)

4) 사용철근량 검토

① 최소철근량 검토

$A_{s,min} = (0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y)bd = 0.0004$ $m^2 \leq 0.0009$ m^2 (O.K)

$A_{s,min} = (1.4/f_y)bd = 0.0004$ $m^2 \leq 0.0009$ m^2 (O.K)

$A_{s,min} = 0.002 \cdot bd = 0.0002$ $m^2 \leq 0.0009$ m^2 (O.K)

② 철근비 검토

$\rho = A_s/(bd) = 0.0081 \leq \rho_{max} = A_{s,max}/(bd) = 0.0293$ (O.K)

$c = 600d/(600+fy) = 0.1584$ m $a = \beta_1 c = 0.1213$ m

$C_b = 0.85 f_{ck} \cdot a \cdot b = 1650.1$ kN $A_{s,max} = 0.75 T_b (=C_b)/f_y = 0.0031$ m^2

5) 사용성 검토

① 대상단면력

$M_{max} = M_{bar}+M_{pav}+M_{L+I} = 20.50$ kN·m

② 철근응력($f_{s,max}$)

: 현장배근철근만을 고려

$\rho = A_s/(bd) = 0.0081$ $n = 7.00$

$k = -n\rho+sqrt((n\rho)^2+2n\rho) = 0.285$

$j = 1-k/3 = 0.905$

$f_{s,max} = M_{max}/(\rho bjd^2) = 100$ MPa $\leq 0.6 f_y = 240$ MPa (O.K)

③ 균열폭 검토

ㄱ) 허용균열폭

$w_a = 0.005 \cdot t_c = 0.233$ mm ($t_c = 46.5$) : 일반환경

ㄴ) 최대균열폭

∴ $w = 1.08R \cdot f_{s,max}(d_c \cdot A)^{(1/3)} x10^{-5} = 0.142$ mm $\leq w_a = 0.233$ mm (O.K)

$R = 1/(1-k) = 1.3995$

$d_c = 56.0$ mm

$A = 2 \cdot b \cdot d_c/N_s = 14933$ mm^2

④ 피로에 대한 검토

$f_s = 123$ MPa ≤ 150 MPa → 피로를 고려하지 않아도 됨

6) 배력철근량 산정 (단위m당 기준)

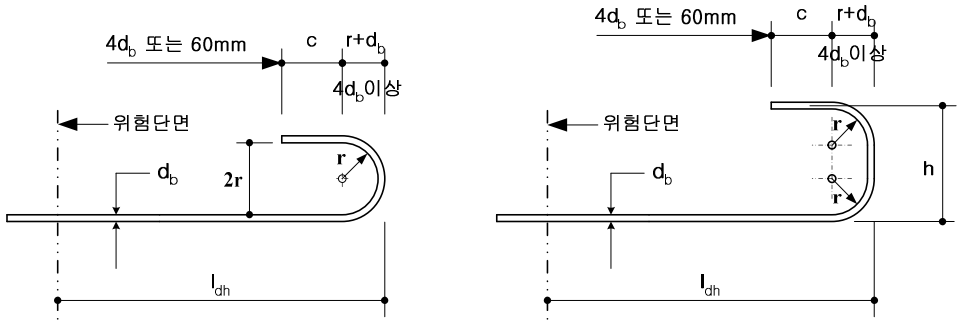
백분율 = $120/sqrt(L) = 51.308$ % ≤ 67 % → 51.308 % 적용

배력철근량(A_{sl}) : H 16 @ 200 → $A_{s,l} = 198.6$ mm^2 x 6 = 0.0012 m^2

∴ $A_{sl}^{used} = 0.0012$ $m^2 \geq A_{sl}^{req.} = 0.0011$ m^2 (O.K)

7.2 배력철근(루프철근) 겹침길이

1) 표준갈고리 설치 규정 : 180° 갈고리 적용



→ 내측경간부 표준갈고리는 패널의 종방향연결구조를 고려하여 원호사이에 직선구선을 두었음

① 기본정착길이

$l_{dh} = 100d_b/\sqrt{f_{ck}}$ (mm) (도. 설. 4.3.10)

여기서, f_{ck} : 콘크리트 설계기준강도(MPa)

② 보정계수

- 철근의 항복강도 : f_y=400MPa 이외의 철근 $f_y/400$
- 갈고리 전 정착구간 l_{dh}를 갈고리 철근지름의 3배이하 간격으로 띠철근 또는 스터럽이 둘러싼 경우 0.8
- 배근된 철근량이 소요철근량을 초과하는 경우 (소요 A_s/ 배근 A_s)
- 에폭시 도막된 갈고리 철근 1.2

2) 겹침길이 검토

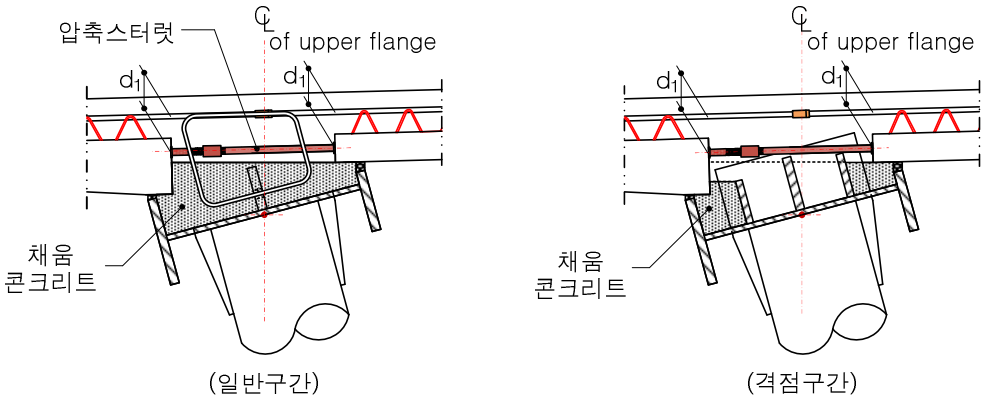
구 분	철근직경 (d_b,mm)	기본정착길이 (l_{dh},mm)	보정계수 (k)	소요정착길이 (l_d,mm)	겹이음길이 (l_{lap},mm)	굽힘반경 (r,mm)	연장길이 (c,mm)
내측경간부	16	253	0.93	234	300	48	64
캔틸레버부	16	253	0.75	189	300	48	64

∴ 시공성 검토 : 겹이음부 상부에서 횡방향 주철근을 삽입할 수 있는 공간이 확보되는지를 검토함

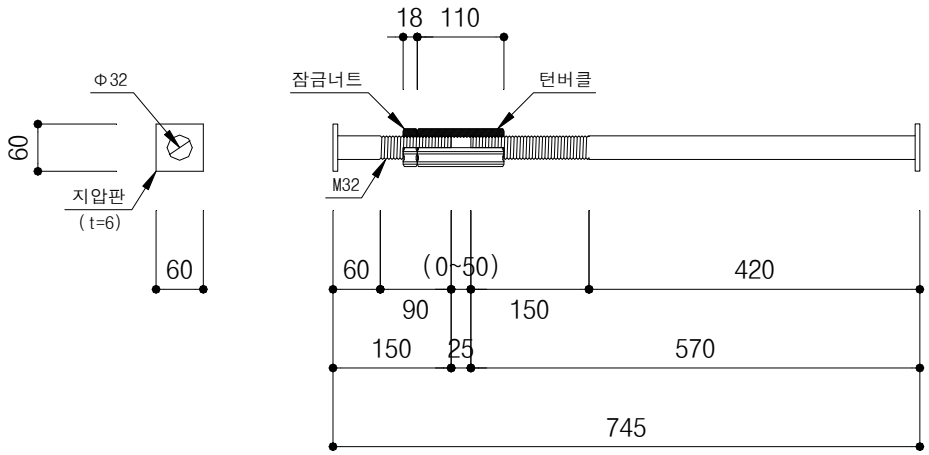
r = 50 mm → $c + r + d_b$ = 131 mm ≤ $l_{lap}/2 - 15$ = 135 mm (O.K)

c = 65 mm

8. 압축스터럿 설계



압축스터럿 상세도



1) 압축스터럿 제원

D	=	32	mm (직경)	d_1	=	0.147	m
L	=	775	mm (유효길이)	N	=	3	EA
r	=	8	mm (=D/4)	A_{c1}	=	0.0108	m^2
λ	=	1.38	[=(1/π)*sqrt(f_y/E)*(L/r)]	A_{s1}	=	0.0024	m^2
f_y	=	360	MPa	f_{sa}	=	160	MPa

2) 작용압축력

M = M_{d1} = -28.88 kN·m

C = M/d_1 = 197 kN

∴ f_s = C/A_{s1} = 81 MPa ≤ f_{ca} = 135 MPa (O.K)

f_{cr}/f_y = 1.00 (λ ≤ 0.2) ∴ f_{cr} = 135 MPa

f_{cr}/f_y = 1.109-0.545λ = 0.36 (0.2<λ ≤ 1.0)

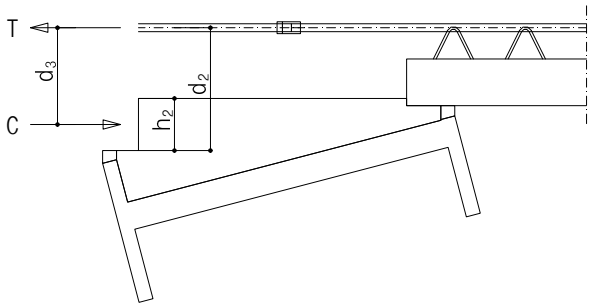
f_{cr}/f_y = $1.0/(0.773+\lambda^2)$ = 0.37 (1.0< λ)

3) 콘크리트 지압응력 검토

∴ f_b = C/A_{c1} = 18.21 MPa ≤ f_{ba} = 20.00 MPa (O.K)

($f_{ba} = 0.5f_{ck}$)

9. 채움콘크리트 타설 높이 검토



1) 제원

h_2 = 0.140 m　　B = 2.000 m

d_2 = 0.342 m　　Ac_2 = 0.280 m^2

d_3 = d_2-h_2/2 = 0.272 m

2) 콘크리트 지압응력 검토

M = M_{d1} = -71.944 kN·m

C = M/d_3 = 264 kN

∴ f_s = C/A_{c2} = 0.945 MPa ≤ f_{ba} = 10.00 MPa (O.K)

($f_{ba} = 0.25f_{ck}\ sqrt(A_c/A_b) \le 0.5f_{ck}$)

A_c : 지지하는 콘크리트의 전면적

A_b : 지압을 받는 재하면적

3) 콘크리트 휨응력 검토

n = 7　　A_s = 0.0019 m^2

ρ = $A_s/(bd_2)$ = 0.0028

k = -nρ+sqrt((nρ)^2+2nρ) = 0.180

kd_2 = 0.062 m ≤ h_2 = 0.140 m　　삼각형 분포 성립 ∴ O.K

j = 1-k/3 = 0.940

f_c = $2M/(kjbd_2^2)$ = 1.816 MPa ≤ $0.4f_{ck}$ = 16 MPa (O.K)

트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안연구

부 록 3

국제특허출원 명세서

Description

Title of Invention: WEB MEMBER OF COMPOSITE TRUSS GIRDER AND NODE CONNECTING STRUCTURE OF COMPOSITE TRUSS GIRDER USING THE SAME

Technical Field

[1] The present invention relates to a web member of a composite truss girder that uses a steel tube for structural purposes as the web member and a node connecting structure of a composite truss girder using the same, which allows an outer diameter of the steel tube used as the web member to be kept as a single value over the entire span of a target bridge.

Background Art

[2] Cross-Reference to Related Application

[3] This application claims priority to Korean Patent Application No. 10-2009-0034087 filed in Republic of Korea on April 20, 2009, the entire contents of which are incorporated herein by reference.

[4] A web member of a composite truss girder plays a structural role of converting a vertical force in a gravity direction, generated by a weight of the girder itself, an overburden load and a travelling load such as a vehicle load, into an axial force in a node region and transferring it to a bridge bearing.

[5] The magnitude of an axial force generated at the web member by a travelling load is constant over the entire span of a bridge, but the magnitude of an axial force generated at the web member by a weight of the girder itself and an overburden load of kerbs and pavement is increased as the distance between the web member and the bridge bearing is shorter.

[6] In these reasons, dimensions (e.g., outer diameter and thickness) of the steel tube serving as the web member of a composite truss girder are generally set into three to five different types over the entire span of the bridge when a bridge is designed and constructed.

[7] Chords (upper and lower chords) used in a composite truss girder are coupled with the web member through a node. In a composite truss girder in which the chords are entirely made of concrete and only the web member is made of steel, a node structure with rigid connection in which a web member is directly buried in the chord is usually used.

[8] In the node structure in which the web member and chords are treated with rigid connection, a bending moment generated at the chord is partially transferred to the web member. Here, the magnitude of the bending moment transferred to the web member is

increased as a diameter of the steel tube used as the web member is greater.

[9] At this time, the steel tube should be designed to resist the axial force and the bending moment at the same time. Here, as the diameter of the steel tube is greater, the stress caused by the bending moment is increased, so it is required to use a steel tube with a greater diameter.

Disclosure of Invention

Technical Problem

[10] A ready-made steel tube mass-produced using a rolled coil in a factory is usually used for a web member of a composite truss girder. However, on occasions, a manufactured steel tube made by directly rolling a steel plate for structural purposes may be used.

[11] The manufactured steel tube is advantageous in that a designer may select strength, thickness and diameter of a steel plate as desires, but the manufactured steel tube is much more expensive than the ready-made steel tube, and also the manufactured steel tube does not ensure uniform quality.

[12] The ready-made steel tube is cheaper than the manufactured steel tube, but its dimensions (strength, diameter and thickness) are already set, so a designer has a limitation in selecting the dimension of a steel tube. Also, in order to optimize an amount of steels used for the web member and the connecting structure, the entire span of a subject bridge should be divided into three to five regions, and steel tubes with different dimensions should be used for each region.

[13] If the dimension of a steel tube used for the web member is changed over the entire span of a subject bridge, a connecting structure at a truss node region where the web member encounters the chord should be changed accordingly. Thus, as the number of kinds of steel tubes is increased, the costs required for making and assembling the web member and the connecting structure are increased.

[14] In addition, a diameter of a steel tube located at the center of the span is significantly different from a diameter of a steel tube located near the bridge bearing in case they are designed suitably for a section force applied to each steel tube, which deteriorates an appearance. If the difference in diameter of the steel tubes is decreased to improve the appearance, an amount of used steel tubes is greater than an amount actually demanded in consideration of stress, which deteriorates economics.

[15] Meanwhile, in a conventional composite truss girder, it was designed to resist a section force (namely, the axial force and the moment) applied to the web member only by the steel tubes, so there was a structural limit in that the diameter of the steel tube is increased as the section force applied to the steel tube is greater.

[16] If the diameter of the steel tube used for the web member is increased, a size of the

node where the web member encounters the chord should be increased accordingly. However, if the size of the node is increased, a volume of concrete used as the chord is also increased, and a size of the connecting structure made of steel for connecting the web members with each other at the node region is also increased, so a amount of consumed steel is increased, which deteriorate the economics.

[17] In this reason, the web member used in a composite truss girder is generally designed to have a diameter of 500 mm or less. In some cases, an external unbonded tendon causing an upward force is used together so as to decrease the diameter of the web member. However, if the span length exceeds 110 meters, the demanded length of steel tubes based on structural calculation is greatly increased, which can be hardly applied to a composite truss girder.

Solution to Problem

[18] The present invention is directed to developing a web member structure in which manufactured steel tubes with only one dimension are used for web members of a composite truss girder over the entire span of a subject bridge and also an amount of steel consumed for the web members may be optimized to a demanded value based on structural calculation, thereby saving costs for making the web members and the connecting structure and also reducing processes and costs used for purchasing steel tubes.

[19] The present invention is also directed to developing a web member structure in which a diameter of steel tubes used for the web member is limited within 500 mm though a span length of the composite truss girder exceeds 110 meters, and which may resist an axial force and a moment applied to the web member, thereby allowing to expand an available span length of the composite truss girder even to 200 meters.

[20] In one aspect of the present invention, there is provided a web member of a composite truss girder, in which an additional structural steel is disposed in a steel tube and then the additional structural steel and the steel tube are structurally integrated at an end of the web member such that the steel tube and the structural steel disposed in the steel tube may share the section force applied to the web member with magnitudes intended by a designer.

[21] In other words, a designer may control the magnitude of a section force resisted by the steel tube over the entire span of a subject composite truss girder, so steel tubes of the same dimension may be used for the entire bridge. In addition, the other section force exceeding a resisting ability of the steel tube may be resisted by the structural steel disposed in the steel tube.

[22] The change of a section force according to the location of the web member may be coped with by adjusting dimensions of the structural steel disposed in the steel tube.

[23] Meanwhile, the section force applied to each web member is divided to the steel tube and the inner steel member with given magnitudes through the end connecting plate installed at an end of the web member. However, when a compression force is applied to the web member, the steel disposed in the steel tube shows a structural behavior vulnerable to buckling. To reinforce it, the steel tube is filled with concrete such that the steel tube and the inner steel member behavior integrally.

[24] In case a tensional force is applied to the web member, the steel tube and the inner steel member do not cause buckling, but the steel tube is filled with concrete so as to improve a resistance of the steel tube against a bending moment transferred to the web member by burying the steel tube in the chord.

Advantageous Effects of Invention

[25] If the web member and the node connecting structure according to the present invention are applied to a composite truss girder, it is possible to use manufactured steel tubes of only one dimension as web members over the entire span of a subject bridge. Thus, the following effects are expected: firstly saving a cost for purchasing the steel tubes, secondly greatly reducing costs required for making the node connecting structure by simplifying the node connecting structure, and thirdly improving an appearance of a bridge by exposing steel tubes with a regular size.

[26] In addition, since the change of a section force according to the location of the web member may be coped with by adjusting dimensions of the structural steel disposed in the steel tube, it is easy to control stresses applied to each web member over the entire bridge in a substantially equivalent level, so an amount of consumed steel may be greatly reduced rather than the cases of conventional composite truss girders using only steel tubes as web members.

Brief Description of Drawings

[27] Other objects and aspects of the present invention will become apparent from the following description of embodiments with reference to the accompanying drawing in which:

[28] Fig. 1 is sectional view showing a web member of a composite truss girder according to the present invention;

[29] Fig. 2 is a perspective view showing a node of a composite truss girder according to the present invention;

[30] Fig. 3 is a diagram illustrating the flow of force at a node connecting structure according to the present invention;

[31] Fig. 4 is a diagram showing an additional moment generated due to the discord of axial lines of the web members at the node;

[32] Figs. 5a to 5c illustrate the sequence of making the web member according to the

present invention; and

[33] Figs. 6a to 6c show examples of constructing a composite truss girder using the web members according to the present invention.

[34] <Brief Description of Reference Numeral in Drawings>

[35] 10: web member 11: external steel tube

[36] 12: inner steel member 13: end connecting plate

[37] 14: side connecting plate 15: hole

[38] 16: lower chord 20: upper chord

Best Mode for Carrying out the Invention

[39] Hereinafter, preferred embodiments of the present invention will be described in detail with reference to the accompanying drawings. Prior to the description, it should be understood that the terms used in the specification and the appended claims should not be construed as limited to general and dictionary meanings, but interpreted based on the meanings and concepts corresponding to technical aspects of the present invention on the basis of the principle that the inventor is allowed to define terms appropriately for the best explanation. Therefore, the description proposed herein is just a preferable example for the purpose of illustrations only, not intended to limit the scope of the invention, so it should be understood that other equivalents and modifications could be made thereto without departing from the spirit and scope of the invention.

[40] Fig. 1 is a sectional view showing a web member according to the present invention. The web member 10 according to the present invention includes an external steel tube 11, an inner steel member 12 and an end connecting plate 13.

[41] As shown in Fig. 1, the web member 10 according to the present invention is configured to distribute an axial force transferred through the end connecting plate 13 respectively to the external steel tube 11 and the inner steel member 12. By using this configuration, the external steel tube 11 may cope with the change of a section force applied to the web member 10 at each location while keeping the dimensions of the external steel tube 11 constantly by changing only size and thickness of the inner steel member 12 buried in the steel tube.

[42] Also, seeing a sectional shape, the end connecting plate 13 is partially inserted into the external steel tube 11, so there is no need of forming slots at both ends of the external steel tube 11 for the attachment of the end connecting plate 13. In this reason, a manufacture cost of the external steel tube 11 may be reduced.

[43] Fig. 2 is a perspective view showing a detailed structure of a node that connects the web members 10 according to the present invention with each other. Seeing the detailed structure of the node according to the present invention, a side connecting plate 14 with a predetermined thickness is welded to both sides of the upper or lower

end connecting plate 13 of web members 10 adjacent to each other, and a plurality of holes 15 with a predetermined size are formed in front and rear portions of the side connecting plate 14.

[44] Fig. 3 is a diagram showing the process of transferring a force at the node, generated when the detailed structure of the node according to the present invention is applied. Seeing both web members 10 coupled by the side connecting plate 14, a compression force C is applied to one web member and a tensional force T is applied to the other web member in the structural aspect. Hereinafter, in the following explanation, it is assumed that a compression force C is applied to the right web member for the convenience.

[45] An axial force C1 applied to the external steel tube 11 and an axial force C2 applied to the inner steel member 12 of the web member, which receives a compression force, are combined together into one force (C=C1+C2). The force C applied to the end connecting plate 13 is transferred again to the side connecting plate 14 through the welding surface.

[46] The force C transferred to the side connecting plate 14 is divided into a horizontal force Ch and a vertical force Cv, respectively. The horizontal force Ch is transferred to the concrete chords 16, 20 through a bearing pressure of the concrete located at the front of the end connecting plate 13.

[47] Meanwhile, the vertical force Cv is combined with a part of a shear force transferred through the concrete chords 16, 20 (Tv=Cv+V) and then transferred again to the end connecting plate 13 installed at the left web member 10 through the side connecting plate 14. In this process, a tensional force is generated at the left end connecting plate 13 in an inclined direction of the web member, and a horizontal force Th is generated at the side connecting plate 14.

[48] The horizontal force Th is transferred to the concrete chords 16, 20 through a bearing force (R=Th+Ch) of the concrete located at the front of the end connecting plate 13, and the tensional force T transferred to the left end connecting plate 13 is divided into a force applied to the external steel tube 11 of the left web member and a force applied to the inner steel member 12, respectively.

[49] As understood from the above explanation, in the detailed structure of the node according to the present invention, the side connecting plate made of steel resists the vertical force causing a harmful behavior toward the concrete chords, and the bearing force of the concrete located at the front of the end connecting plate resists the horizontal force of the node. In this way, the safety of the concrete chords located at the node region is greatly improved rather than existing node structures.

[50] Meanwhile, it is most advantageous in aspect of the structural behavior that axial lines of the web members located at both sides of the node encounter the axial line of

the chord at one point. However, in actual structures, three axial lines are frequently not encountered at one point due to diameter and angle of the external steel tube used for the web member or a sectional shape of the chord.

[51] As shown in Fig. 4, if the axial lines of the above three members do not encounter at one point, an eccentricity e is generated. As a result, an additional bending moment M is generated at the node region due to the vertical force applied to both web members.

[52] A plurality of holes 15 with a predetermined size are formed at the front and rear portions of the side connecting plate 14 such that the side connecting plate 14 and the concrete chords 16, 20 surrounding the side connecting plate 14 may integrally make a rotational strain with respect to the bending moment M. At this time, the size and number of prepared holes are determined to make a resistance against a coupling force R caused by the bending moment M.

[53] Figs. 5a to 5c illustrate the sequence of making the web member according to the present invention.

[54] First, the external steel tube 11, the inner steel member 12 and the end connecting plate 13 are prepared with suitable shapes. After that, the external steel tube 11 and the end connecting plate 13 are welded with each other as indicated by the reference numeral 18, and then the inner steel member 12 and the end connecting plate 13, inserted into the external steel tube 11, are welded with each other as indicated by the reference numeral 19.

[55] Figs. 6a to 6c illustrate examples of constructing a composite truss girder using the web members according to the present invention.

[56] First, a web member 10 prepared in a factory are carried to a bridge construction spot, and then the side connecting plate 14 is welded to the end connecting plate 13 of the web member, thereby forming a truss web framework.

[57] And then, a lower concrete chord 16 is constructed, and then the lower chord 16 is integrated with the truss web framework.

[58] After that, each web member 10 is filled with concrete, and then an upper concrete chord 20 is constructed to completely make a composite truss girder.

[59] The web member of a composite truss girder, the node connecting structure and the method for constructing a composite truss girder according to the present invention have been described in detail. However, it should be understood that the detailed description and specific examples, while indicating preferred embodiments of the invention, are given by way of illustration only, since various changes and modifications within the spirit and scope of the invention will become apparent to those skilled in the art from this detailed description.

Claims

[Claim 1] A web member of a composite truss girder, comprising:
a steel tube;
an end connecting plate welded to an end of the steel tube; and
an inner steel member inserted into the steel tube along a length direction of the steel tube and having an end welded to the end connecting plate,
wherein the steel tube and the inner steel member resist together an external force applied thereto.

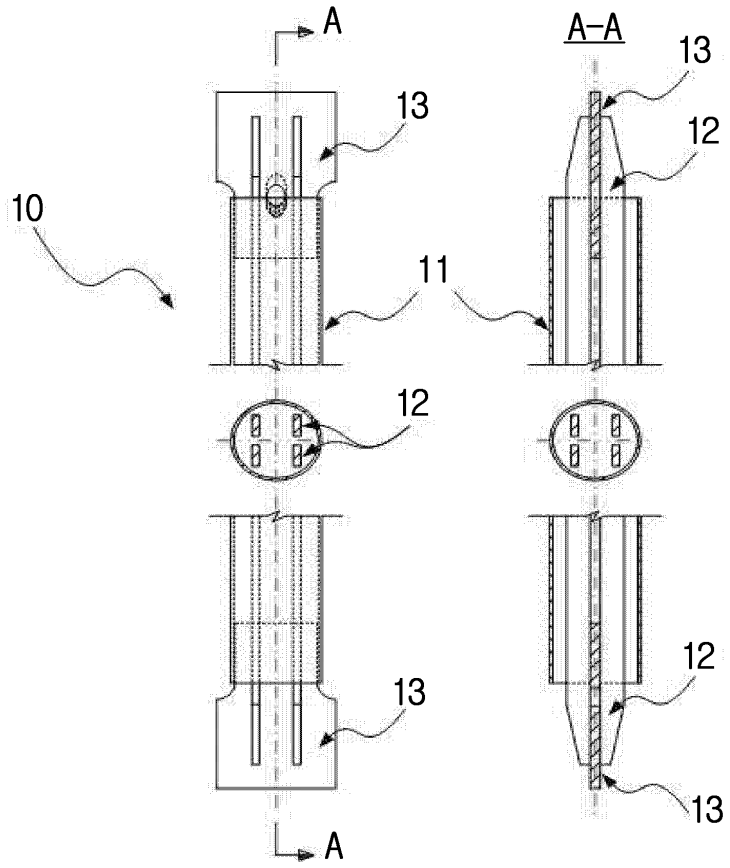
[Claim 2] The web member of a composite truss girder according to claim 1, wherein the steel tube is filled with concrete such that the steel tube and the inner steel member give a structural behavior together to integrally resist buckling and bending.

[Claim 3] A node connecting structure of a composite truss girder, comprising:
a steel tube;
an end connecting plate welded to an end of the steel tube;
an inner steel member inserted into the steel tube along a length direction of the steel tube and having an end welded to the end connecting plate; and
a side connecting plate welded to both sides of the end connecting plate,
wherein the steel tube and the inner steel member resist together an external force applied thereto, and
wherein the end connecting plate and the side connecting plate are buried in a concrete chord to form a rigid node.

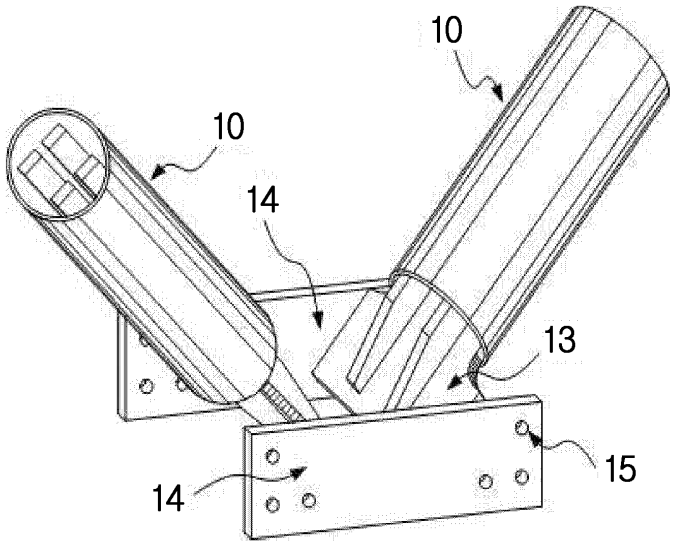
Abstract

A web member of a composite truss girder includes a steel tube, and an additional structural steel is disposed in the steel tube. The steel tube and the structural steel are structurally integrated at an end of the web member to share a sectional force applied to the web member with magnitudes intended by a designer. The steel tube is filled with concrete to improve a resistance of the web member against an axial force and a moment applied to the web member. As a result, manufactured steel tubes with one dimension may be used as web members of the entire bridge, thereby saving a cost for purchasing the steel tubes, reducing a manufacture cost by simplifying the node connecting structure and improving an appearance by using the steel tubes of regular size.

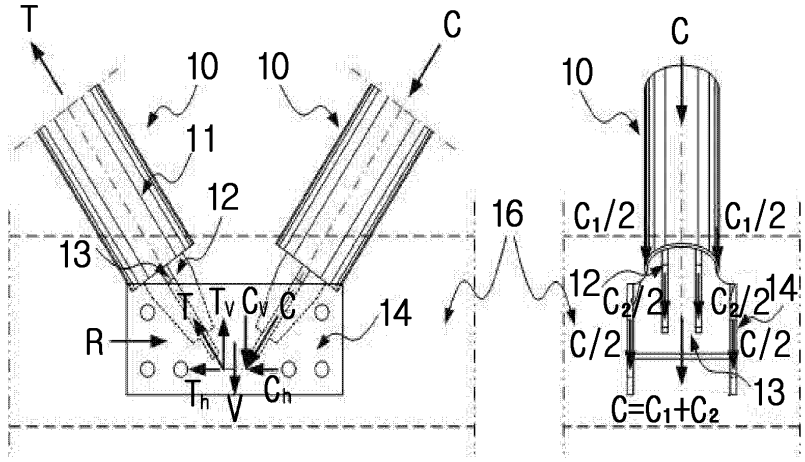
[Fig. 1]



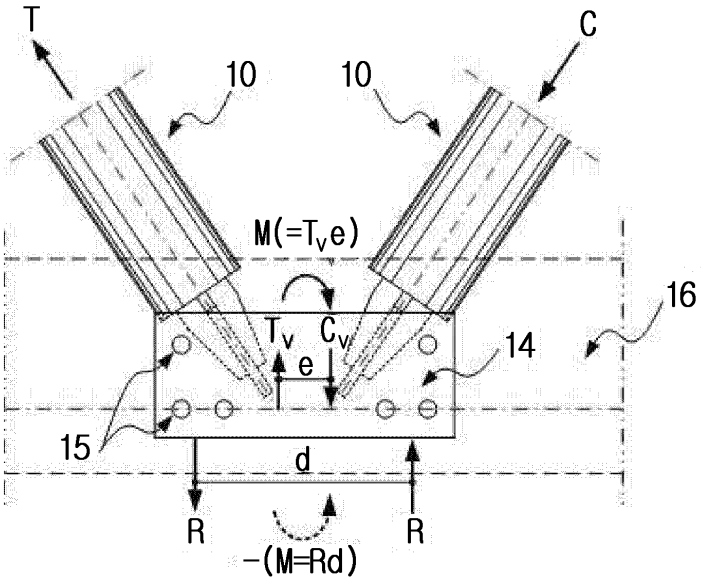
[Fig. 2]



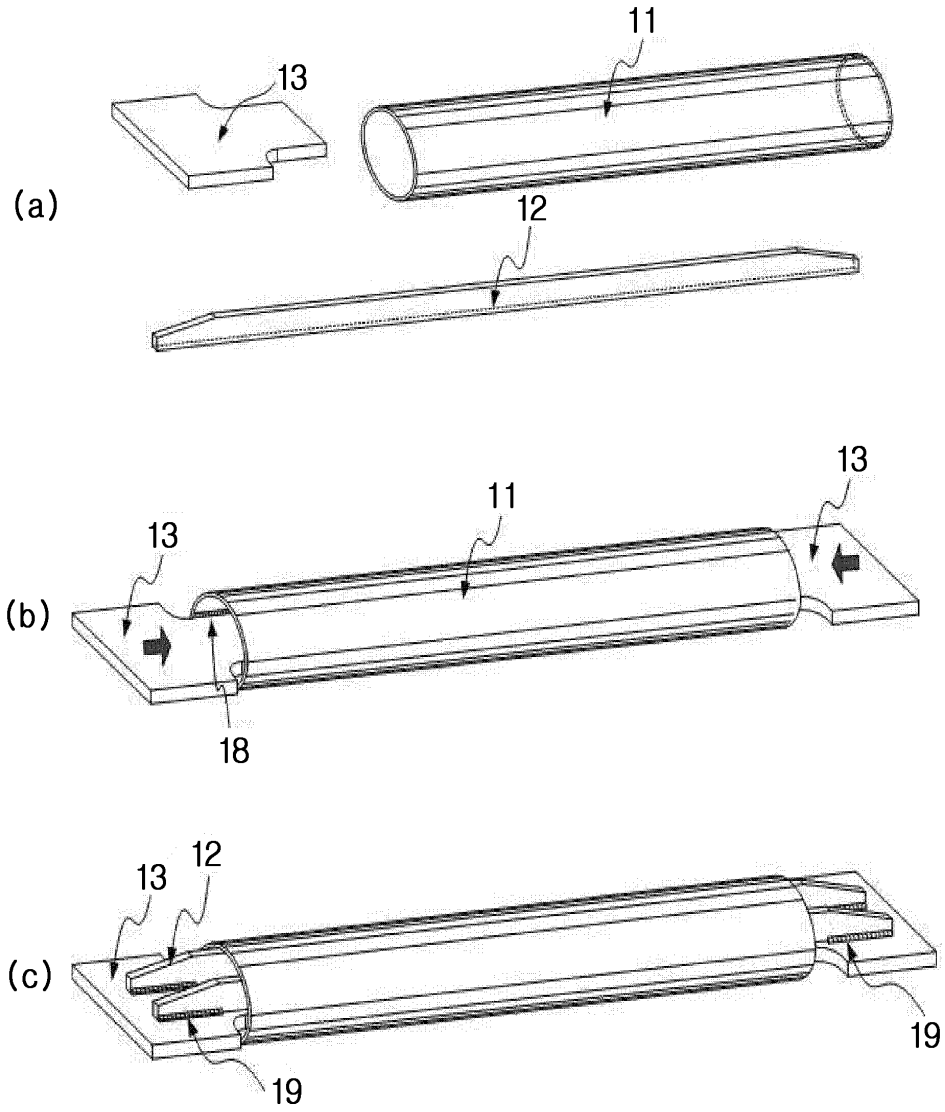
[Fig. 3]


T
C
10
10
11
12
13
16
14
R
T_h
V
C_h
$C_1/2$
$C_2/2$
C/2
$C=C_1+C_2$

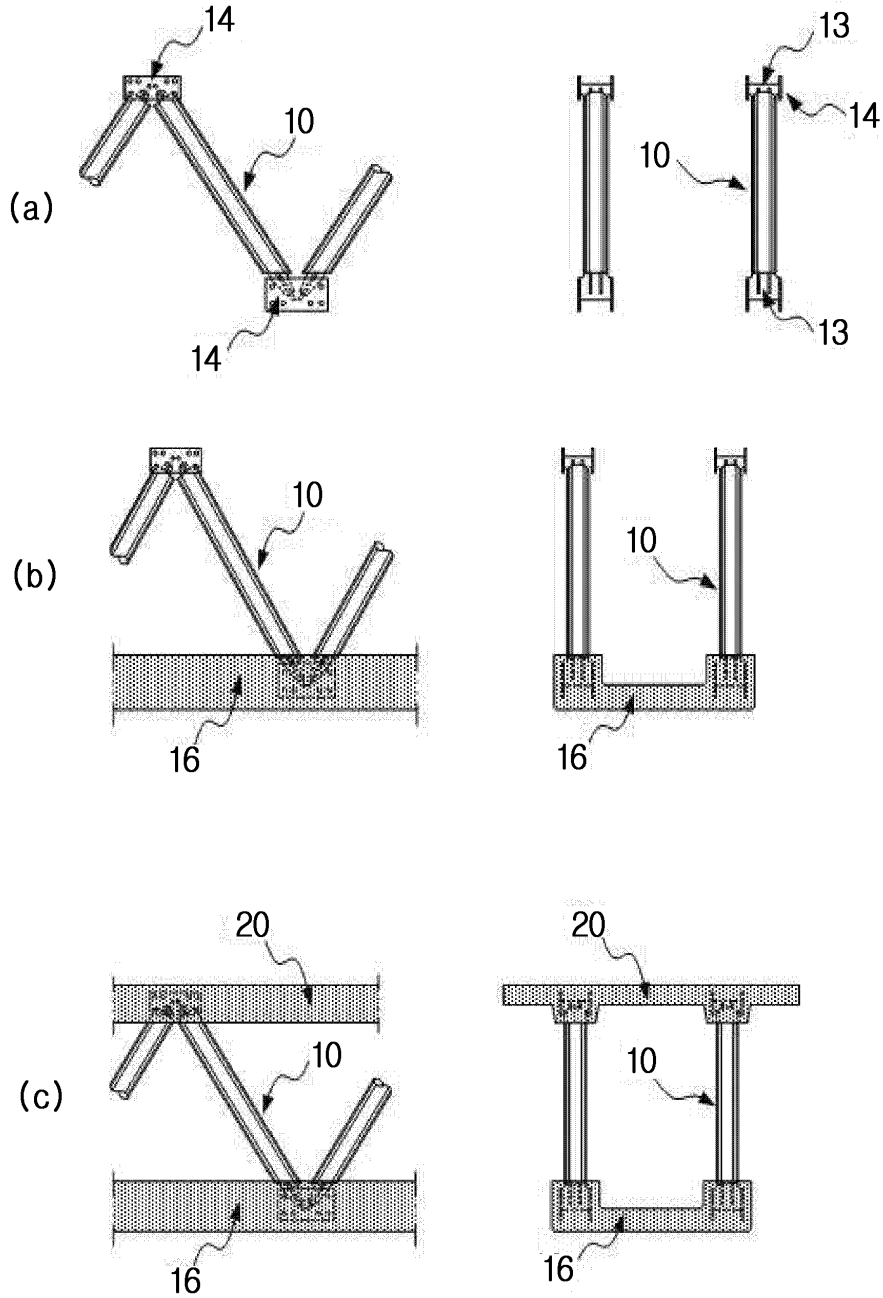
[Fig. 4]


T
C
10
10
M(=T_ve)
16
14
15
d
R
R
-(M=Rd)

[Fig. 5]



[Fig. 6]



트러스 하프 프리캐스트 바닥판의 성능평가 및 설계방안연구

부 록 4

2010년 한국전산구조공학회
정기학술대회 발표논문

장폭 외측 프리캐스트 패널 캠버 조정을 위한 가설구조의 해석모델

Analytical Modelling of Construction Structure Controlling Camber of Long-width Exterior Precast Panel

원 태 건* • 원 대 연** • 김 인 순*** • 임 윤 묵****
Won, Tae Gun • Won, Dae Yon • Kim, In Soon • Lim, Yun Mook

요약

일반 교량에 주로 사용되는 콘크리트 바닥판 시공을 위해서는 동바리, 거푸집 등을 설치하고 철근 배근 후 콘크리트를 타설하는 방법이 사용되어왔다. 그러나 기존 콘크리트 바닥판 시공은 계절 및 기후의 영향을 많이 받는다. 또한 시공과정에서 많은 인력이 요구되고 시공 안전성 확보를 위한 노력이 필요한 실정이다. 이러한 문제점을 극복하기 위하여 최근에 프리캐스트 바닥판을 이용한 교량 시공이 늘어나고 있는 추세이다. 프리캐스트 바닥판은 공장에서 선제작한 후 현장에서 조립하여 시공한다. 따라서 프리캐스트 바닥판 시공은 계절 및 기후의 영향을 최소화 하여 공기를 단축할 수 있고, 공장제작에 따른 양호한 품질도 보장된다. 또한 인력이 적게 요구되면서 시공 안전성도 확보할 수 있다. 그러나 이러한 기존의 프리캐스트 바닥판은 패널의 폭이 좁고 외측 캔틸레버부의 시공 시 별도의 지보공이 필요한 단점을 갖고 있었다. 이러한 단점을 보완하기 위해 장폭 외측 프리캐스트 바닥판이 제안되었다. 장폭 외측 프리캐스트 바닥판은 패널의 폭을 늘려서 장폭의 바닥판을 만들고, 가설구조물을 이용하여 지보공 없이 시공이 가능하게 고안되었다.

본 연구에서는 장폭 외측 프리캐스트 패널 캠버 조정에 사용 될 가설구조의 현장적용을 위하여, 실험 후 유한요소해석을 수행하여 비교 및 검증하였다.

Keywords: *프리캐스트 바닥판, 캠버, 장폭 외측, 가설구조물, 지보공*

1. 서 론

프리캐스트 바닥판의 장점은 현장 제작하는 철근콘크리트 바닥판에 비해 공장 제작으로 인해 양호한 품질을 보장하고 시공성이 좋으며, 공기단축이 가능한 것이다. 하지만 기존 프리캐스트 패널은 다중거더 위에 설치함으로서 작은 크기로 분절 시공되고, 캔틸레버구조인 외측부는 지보공을 사용한 상태로 가설이 가능하다.

반면 장폭 프리캐스트 바닥판은 기존 프리캐스트의 장점을 가지면서도 소수 주형 거더 위에 설치함으로서 패널 폭이 넓으므로 접합개소가 적고, 외측부 캔틸레버 패널은 캠버관리용 가설구조물을 이용하여 무지보공 상태로 시공이 가능하다. 무지보공 상태의 장폭 캔틸레버 패널은 하중 재하에 따른 처짐이 민감하므로 캠버관리가 중요하다.

본 연구에서는 실험을 통하여 장폭 외측 프리캐스트 패널 자중으로 인한 처짐량을 파악한 후 유한요소해

* 학생회원 • 연세대학교 토목공학과 석사과정 Email: wjh5254@hanafos.com
** (주)지아이에프 대표이사 Email: dywon@gifenc.co.kr
*** (주)지아이에프 기술연구소 차장 Email: rhythm73@paran.com
**** 연세대학교 토목환경공학과 교수 Email: yunmook@yonsei.ac.kr

석으로 검증하였다. 이를 통해 현장에서 장폭 외측 프리캐스트 패널 시공 시 캠버량 관리를 정확하고 용이하게 할 수 있을 것으로 기대한다.

2. 장폭 프리캐스트 바닥판

장폭 프리캐스트 바닥판은 그림 1에 나타난 바와 같이 내측부가 프리스트레스트 콘크리트(PC) 구조이고 외측부(캔틸레버부)는 철근 콘크리트(RC) 구조로 구성되어 있다. 또한 폭이 5.0m~7.0m인 장폭 구조에 적용이 가능하다. 가설방법은 그림 2와 같이 크레인을 이용하여 내측부 거치 후 외측부를 시공 하며, 횡경사 조절을 위하여 외측부 캠버 조정은 길이 조정이 가능한 막대형태의 압축스트럿을 사용한다. 내·외측패널의 상현재 연결은 그림 2에서 보듯이 상현철근 사이에 커플러를 이용하여 이어준다. 하현재는 길이 조정이 가능한 막대형태의 압축스트럿을 이용하고 내·외측 패널 하단면 사이에 설치함으로서 압축력을 받게 한다. 내·외측 패널이 연결 된 이후에는 패널 위에 콘트리트를 타설하여 완전한 바닥판을 형성한다.

3. 장폭 외측 프리캐스트 패널

3.1 장폭 외측 프리캐스트 패널 실험체

장폭 외측 프리캐스트 패널의 처짐은 그림 3과 같이 2.65m의 긴 지간장을 가진 캔틸레버구조이므로 하중에 민감하게 반응한다. 민감한 거동을 하는 외측부 프리캐스트 패널의 횡방향 경사를 맞추기 위해 그림 4에서처럼 압축스트럿을 설치하고 스트럿 길이를 조정한다. 다시 말해서 압축스트럿을 늘이며 외측 패널끝단이 올라가고, 줄이면 내려오므로 캠버량을 조절할 수 있다. 그림 3과 그림 4는 본 연구에서 사용한 실험체를 나타낸다. 본 연구에서는 외측부 거동만을 보기위해 내측부는 벽체 형태의 지지대를 제작하고 외측부는 패널형태로 제작한 후 실험을 수행하였다.

3.2 실험을 통한 자중 재하 시 장폭 프리캐스트 패널

3.2.1 실험목적

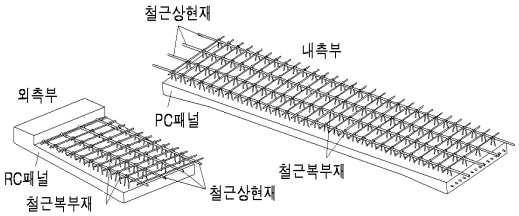


그림 1 장폭 프리캐스트 패널 일반도

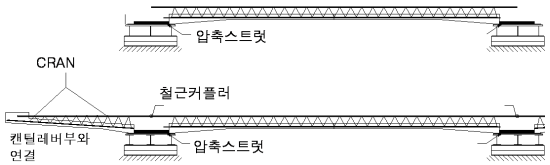


그림 2 장폭 프리캐스트 거치 순서도

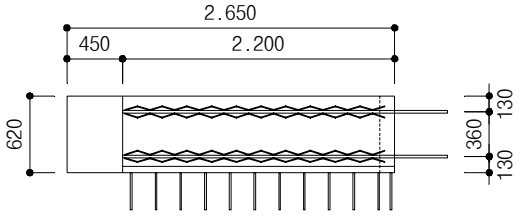


그림 3 실험체 패널 평면도

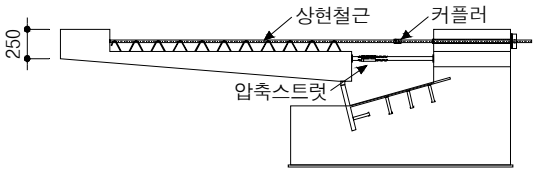


그림 4 실험체 패널 횡단면도

본 실험의 목적은 패널 수평상태에서 자중 재하 시 패널 끝단에 처짐을 파악하고, 이때의 처짐량만큼 캠버를 부여하여 캠버상태에서 자중 재하 시 패널이 수평으로 복원되는지를 확인하는 것이다. 즉, 수평상태, 캠버상태 두 경우 모두 자중 재하에 의해 일정한 변위가 발생하는 지를 확인하였다. 이 변위 값은 유한요소해석에 의한 패널 자중 재하 시의 처짐 값과 비교 시에 사용된다.

3.2.2 실험절차

유압잭을 이용하여 패널 거치 시에 압축스트럿과 상현철근 사이의 거리를 설계 값인 150mm로 맞추고, 수평계를 이용하여 종·횡방향 모두 수평 상태로 조정한다. 수평상태의 패널을 상현강재와 패널 사이의 완충재인 EPS(Expanded Polystyrene Styrofoam)에 거치한다. 커플러를 이용하여 상현강재를 연결하고 압축스트럿을 패널하단에 설치한다. 설치가 완료되면 초기 값 측정을 위해 광파측량기와 정밀레벨기로 패널 끝단의 위치를 측량하고 데이터로거를 이용하여 무응력 상태의 변형률 값을 읽는다.

유압잭의 유압을 제거하여 패널이 자중 상태에 이르면 측량기로 변위 측량과 데이터로거로 변형률을 측정한다. 그 후에 자중 처짐량 만큼 패널 끝단에 캠버를 부여한다. 캠버 부여가 완료되면 자중을 재하 한 후 측량과 측정을 재수행한다.

3.3 해석프로그램을 이용한 모델링 형상

장폭 하프 프리캐스트 패널 거동의 실험 결과를 해석프로그램을 이용하여 검증하였다. 모델링은 그림 5와 같이 수행하였다, 그림 5에서 트러스 부재와 압축스트럿은 beam 요소를 사용하였고, 캔틸레버받침 역할을 하는 EPS는 spring 요소를 사용하였으며, 나머지 부재는 모두 solid 요소를 사용하였다.

그림 5에서 보면 트러스 beam 부재의 격점부와 캔틸레버 패널의 solid 요소는 node를 공유하고 있으며, 트러스 부재의 단면력은 공유된 node를 통해 캔틸레버 패널에 전달된다. 실험모형에서 벽체 내부에 파이프를 설치하고 트러스 상현철근을 관통시켰기에 파이프와 상현철근 사이에는 유격이 존재한다. 이를 표현하기 위해 gap element로 초기 변위가 발생하도록 하였고, 1mm 변위가 발생한 후에는 철근의 강성만큼 저항하도록 모델링 하였다. 상현강재 위에 캔틸레버 패널을 받혀주기 위하여 총 4개의 EPS spring을 사용하였다. EPS 제조업체에서 제공한 물성치는 spring 강성 값이 360 N/mm이나 실제 실험에서는 평균 180 N/mm 강성만 받으므로 해석모델링을 보정 하였다. 표 1에서 각 부재별 물성치는 도로교설계기준 내용을 참조하였다.

4. 장폭 외측 프리캐스트 패널의 자중 재하 시 결과

4.1 해석 모델링의 하중 재하 확인

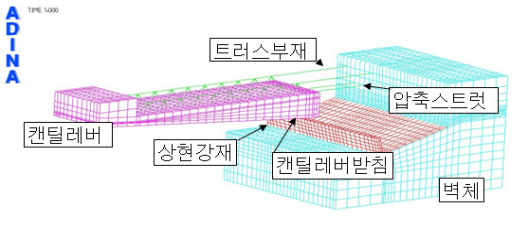


그림 5 모델링 형상

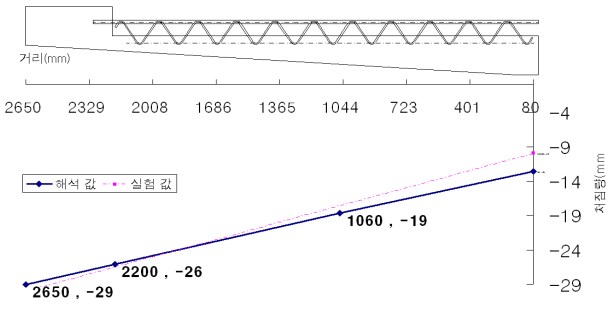


그림 6 자중 재하 시 패널의 처짐량

부재	재료	탄성계수(MPa)	포아송비	밀도(kg/m3)
캔틸레버	Cocrete_40MPa	29310	0.1667	2500
벽체기초	Concrete_27MPa	25450	0.1667	2500
상현강재	Steel_SM570	210000	0.3000	7850
트러스부재	Rebar_SD40	200000	0.2000	7850
압축스트럿	Steel Bar	200000	0.2000	7850

표 1 모델링 물성치

체적에 단위하중을 고려한 수계산 값은 패널 7.824 kN, 상현강재 3.458 kN, 벽체 57.813 kN, 트러스철근 0.886 kN, 압축스트럿 0.081 kN으로 총합이 70.062 kN이다. 또한 해석 수행 후 총 반력은 70.080 kN으로 수계산 값과 유사하므로 하중이 적절하게 재하 되었음을 확인하였다.

4.2 외측 프리캐스트 패널의 해석 값과 실험 값의 처짐량 비교

그림 6에서 패널은 자중 재하 시에 선형 처짐 형상을 보인다. 실선과 표기된 값은 해석 처짐 값이며 점선은 실험에 의한 처짐 값이다. 지지점인 EPS에서의 처짐은 해석에서 12.7mm이고 실험에서 10mm로 2.7mm의 작은 값 차이가 발생하고 있다. 이는 해석프로그램 상에서 EPS 강성 값이 비슷하게 사용되었으나 조금 작게 사용되었음을 나타낸다. 또 패널 끝단에서의 처짐은 해석에서 29mm발생하였고 실험에서는 30mm로 자중 재하 시 비슷한 거동을 보이므로 유한요소해석과 실험이 유사함을 보이고 있다.

5. 결 론

장폭 외측 프리캐스트 바닥판은 상현재인 철근은 인장력을 받고 하현재인 철근콘크리트 합성 부재가 압축력을 받으며, 복부사재인 철근이 상현재와 하현재 사이의 힘을 전달하는 트러스 구조이다. 또한 내·외측 패널간의 연결은 커플러를 이용하여 상현재를 연결한 후 하현재인 압축스트럿을 조절하여 외측 패널 캠버량 조정이 가능하다. 이 때 외측부 패널은 캔틸레버 상태로 시공하므로 별다른 지보공 없이 시공이 가능하다.

본 연구에서는 장폭 외측 프리캐스트 패널의 자중 재하 시 거동에 대하여 실험을 수행하고 해석프로그램을 이용하여 검증하였다. 추후 연구를 통해, 본 연구에서 검증된 해석 모델을 실제 패널 규모로 확장하여 콘크리트 타설 하중, 작업하중 및 데크피니셔 하중에 대해 거동을 파악한다. 또한 적정 캠버량과 효율적인 압축스트럿 개수를 산정할 수 있을 것으로 기대한다. 이를 통해 추가 하중에 대한 실험을 수행하지 않더라도, 해석프로그램의 결과 값을 이용하여 최적 캠버량을 찾아냄으로서 교축 횡방향 경사를 맞추는 것이 가능하게 될 것이다.

참고문헌

국토해양부 (2008) 터널 및 교량현황

한국건설기술연구원 (2006) 장수명 합리화 바닥판 개발 : 프리캐스트 콘크리트 바닥판

건설기술연구원 (2005) 장수명 합리화 바닥판 개발 : 강-콘크리트 합성바닥판

대우건설, 한국시설안전공단, 비엔지컨설턴트(2005) PC 거더 교량 연속화 공법개발

한국강구조학회 & 한국콘크리트학회(2003.), 합성구조 신기술 및 신개발

한국건설기술연구원(2002), Semi-Fabricated 합성바닥판의 개발-BARD 공법, 통권222호, **건설기술정보**, pp.29~30

한국건설기술연구원(2008), 도로교설계기준해설, pp.84~85

부 록 5

트러스 하프 프리캐스트 바닥판 특별 시방서

트러스 하프 프리캐스트 바닥판 특별 시방서 [PCT 거더교]

2010

(주)지아이에프

차 례

제 1 장 일반사항 ····· 1
1.1 정의 ····· 1
1.2 적용범위 ····· 1
1.3 용어설명 ····· 1

제 2 장 설계원칙 ····· 2
2.1 기본원칙 ····· 2
2.2 교량에 적용되는 법규 ····· 2

제 3 장 설계 ····· 3
3.1 트러스 하프 프리캐스트 패널의 규격 ····· 3
3.2 트러스 거더 규격 ····· 3
3.3 콘크리트강도 ····· 3
3.4 설계하중 및 하중조합 ····· 3
3.5 세부검토사항 ····· 4

제 4 장 프리캐스트 패널의 재료 ····· 6

제 5 장 시공계획 및 관리 ····· 8

제 6 장 프리캐스트 패널의 제작 ····· 9

제 7 장 운반 및 설치 ····· 12

제 8 장 완제품 시험관리 ····· 14

첨부 #1 그림 ····· 18

제 1 장 일반사항

1.1 정의

트러스 하프 프리캐스트 바닥판은 최종 교량바닥판 두께의 일부에 해당하는 중앙부와 캔틸레버부 트러스 하프 프리캐스트 패널을 공장에서 선제작하여 지보공 없이 교량의 거더에 거치한 후 현장배근 철근과 현장타설 콘크리트 타설에 의하여 완성되는 교량 바닥판 시스템이다.

1.2 적용범위

본 트러스 하프 프리캐스트 바닥판은 PCT(Prestressed Composite Truss) 거더교에 적용한다.

1.3 용어설명

- 트러스 거더 : 상현철근, 하현철근 및 레티스근으로 구성된 거더
- 상현철근 : 트러스 거더의 상현재에 해당하는 철근
- 하현철근 : 트러스 거더의 하현재에 해당하는 철근
- 레티스근 : 트러스 거더의 복부재에 해당하는 철근
- 중앙부 프리캐스트 패널 : 트러스 거더를 일정 깊이에 매입시킨 프리캐스트 콘크리트 패널로 PCT 거더의 상현재와 상현재 사이에 거치시킴
- 캔틸레버부 프리캐스트 패널 : 트러스 거더를 일정 깊이에 매입시킨 프리캐스트 콘크리트 패널로 PCT 거더 상현재의 외측부에 거치시킴.
- 압축스트럿 : 중앙부 프리캐스트 패널과 캔틸레버부 프리캐스트 패널의 가설시 발생하는 모멘트 중 압축력을 전달하는 부재

제 2 장 설계원칙

2.1 기본원칙

구조물의 설계와 시공은 전 과정에 걸쳐 구조물의 안전성, 사용목적에 대한 적합성, 시공 및 유지관리의 용이성, 경제성, 친환경성 등을 고려하여야 한다. 구조물의 설계계산은 가장 불리하게 재하 된 정적하중 및 동적하중으로 인한 구조물의 응력, 변형, 안정, 피로 등의 제반 구조거동을 검토하여 적당한 안전도를 확보해야 한다.

2.2 교량공사에 적용되는 법규

2.2.1 건설산업 기본법
2.2.2 건설기술 관리법
2.2.3 산업안전 보건법
2.2.4 대기환경 보전법
2.2.5 수질환경 보전법
2.2.6 폐기물 관리법
2.2.7 소음, 진동 규제법
2.2.8 환경영향 평가법
2.2.9 근로 기준법

제 3 장 설계

3.1 트러스 하프 프리캐스트 패널의 규격

3.1.1 트러스 하프 프리캐스트 패널의 단면은 (그림1), (그림2)의 예시도와 같이 표준폭을 2,000㎜로 하되, 프리캐스트 패널이 설치되는 상부구조의 현장여건에 따라 필요시 별도로 결정 할 수 있다.

3.1.2 중앙부 프리캐스트 패널의 두께는 130㎜, 캔틸레버부 프리캐스트 패널의 두께는 255㎜를 표준으로 하고, 현장여건에 따라 별도로 결정 할 수 있다.

3.1.3 프리캐스트 패널 내에 배근되는 철근은 길이방향의 외측피복이 10㎜를 넘지 않도록 한다. 또한 중앙부 프리캐스트 패널의 긴장력 도입시 스트랜드가 패널외부로 20㎜ 돌출되도록 한다. (그림3)

3.2 트러스 거더 규격

3.2.1 프리캐스트 패널 제작 시 매설되는 레티스근은 인증된 공인시험기관에서 수행한 인장시험에 대한 시험 성적 결과가 첨부된 제품을 사용하여야 한다.

3.2.2 트러스 거더의 상현철근, 하현철근 및 레티스근의 규격은 프리캐스트 패널의 지간 및 설계 하중 등을 종합적으로 분석하여 결정하여야한다.

3.2.3 트러스 거더의 높이는 구조적측면의 공학적 특성 이외에, 바닥판 상부철근의 현장설치를 위한 조립용 지지대로 활용됨을 감안하여 결정한다.

3.2.4 트러스 거더의 규격 및 허용오차는 (그림4)와 같다.

3.3 콘크리트의 강도

3.3.1 프리캐스트 패널에 사용되는 콘크리트는 프리캐스트 패널자체의 구조적인 거동에 요구되는 강도의 크기와는 상관없이 균열발생에 대한 저항성 확보를 위하여 40 MPa를 기준으로 하되 필요시 별도의 검토결과를 토대로 변경할 수 있다.

3.4 설계하중 및 하중조합

3.4.1 설계하중

3.4.1.1 고정하중 : 프리캐스트 패널의 자중과 현장에서 추가되는 현장배근 철근 및 현장타설 콘크리트의 자중을 고려한다.

3.4.1.2 작업하중 : 철근운반 및 부분적인 적재와 콘크리트 다짐용 Vibrator 등의 사용을 감안하여 3kN/㎡을 고려한다.

3.4.1.3 데크피니셔하중 : 현장타설 콘크리트 타설후 면고르기 작업에 사용되는 데크피니셔의 중량을 고려한다.

3.4.2 하중조합

프리캐스트 패널의 설계시 고려하는 각종하중의 조합 및 하중계수, 강도 저감계수 등은 도로교 설계기준에 명시된 기준을 준용하는 것을 원칙으로 하되, 개별 현장의 여건상 풍하중을 포함한 특수하중의 적용이 필요한 경우에는 별도의 검토를 토대로 설계에 반영하여야 한다.

3.5 세부검토사항

3.5.1 합성전의 안전성검토

프리캐스트 패널 설치 후 바닥판 콘크리트가 경화되기 전까지의 안전성 검토는 3.4에 명시된 내용을 토대로 아래와 같이 검토한다.

3.5.1.1 휨

1) 바닥판 콘크리트 타설시 재하되는 하중에 의하여 발생되는 프리캐스트 패널 중앙부의 최대모멘트를 기준으로 검토한다.

2) 프리캐스트 패널의 저항 단면력은 트러스 거더의 상부철근에 발생하는 축력과 패널안에 기 매설된 하현철근의 인장력의 조합에 의한 Couple 모멘트를 기준으로 한다.

3.5.1.2 전단

1) 콘크리트 타설시 프리캐스트 패널의 단부에 발생하는 최대전단력을 기준으로 검토한다.

2) 프리캐스트 패널의 저항 단면력 산정 시 콘크리트 만에 의한 전단저항력을 고려한다.

3.5.1.3 균열

1) 도로교 설계기준에 따른다.

3.5.2 합성후안전성 검토

3.5.2.1 프리캐스트 패널의 합성 후 안전성 검토는 실물 파괴실험을 통하여 입증된 프리캐스트 패널과 바닥판 콘크리트와의 완전 일체화에 대한 실험결과와는 별도로 프리캐스트 패널과 현장 타설 콘크리트의 접합면에 작용하는 수평 전단 저항력을 기준으로 검토한다.

3.5.2.2 위와 같은 경우 접합면의 마찰력에 의하여 발생하는 전단저항력은 무시하고, 트러스 거더의 레티스근에 의한 저항력만을 기준으로 한다.

3.5.2.3 프리캐스트 패널 내의 인장 주철근은 구조적 기여부재로 간주 하며, 프리캐스트 패널 제작시 사용된 것으로 부족한 철근량은 현장 타설시 추가 배근한다.

제 4 장 프리캐스트 패널의 재료

4.1 상세도와 처리 및 운반에 관한 자재표준규정은 본 시방에서 요구하는 규정을 제외하고는 KS 규정을 따라야 한다.

4.2 표준규정은 다음과 같다.

4.2.1 콘크리트는 프리캐스트 패널의 바닥면을 형성하고, 강도 40 MPa이상을 가지는 콘크리트로 배합 설계한다.

4.2.2 배합설계는 KS 요구사항을 준수하여야 한다.

4.2.3 콘크리트의 총 염화물 함유량은 잔골재 중량의 0.04%를 초과 할 수 없다.

4.3 콘크리트는 제공자가 품질에 대한 승인을 받은 것이어야 한다.

4.4 콘크리트 시험은 KS 규정에 따라 시행한다.

4.5 시험공시체는 1일 9개의 공시체를 제작한다.

4.6 각각의 콘크리트 공시체는 한 배치에서 채취하고, 무작위로 다른 시간대에 제작하고, 당일 하루의 평균으로 표시한다.

4.7 프리캐스트 패널의 바닥콘크리트에 있는 보강철근은 KS 규격에 의한 SD40 철근을 사용한다.

4.8 철근의 보관은 깨끗한 곳에 잘 보관 하도록 하고, 다른 자재들에 의해 더럽혀 지지 않도록 해야 한다.

4.9 트러스 거더의 사용기준은 다음과 같다.

4.9.1 트러스 거더는 KSD 3554(연강선재)에 적합한 선재에 냉간 가공을 한 보통철선(KSD 3552)으로 선지름이 6㎜～14㎜인 표면이 매끄럽고 단면이 원형인 SWM-P철선이다.

4.9.2 트러스 거더의 표면에는 흠, 갈라짐, 기타 해로운 결정 혹은 유류, 녹 등 용접을 방해하는 부착물이 없어야 한다.

4.9.3 트러스 거더는 KS D 3552에서 규정하는 SWM-P의 기계적 성질을 만족하여야 하며, 인장시험, 선지름 등의 시험 및 제반 기계적 특성을 규명한 후 사용함을 원칙으로 한다.

4.9.4 트러스 거더의 기계적 시험은 KS B 0802, KS B 0803,KS B 0804에 따른다.

4.9.5 철선의 항복강도는 460 MPa이상이 되어야 한다.

4.9.6 트러스 거더의 용접은 전기스포트 용접방식을 사용하고, 용접부의 전단강도는 완제품 시험에 재하되는 하중에서 이탈되지 않아야 한다.

제 5 장 시공계획 및 관리

5.1 시공자는 공사 시작 전에 공정표에 따라 시공계획서를 작성하여 공사감독의 승인을 얻는다.

5.2 시공계획서에 포함되어야 할 내용은 다음과 같다.

- 공사개요
- 예정공정표
- 인원. 장비 투입계획
- 프리캐스트 패널 제작계획 : 프리캐스트 패널 제작도면 및 구조계산서
- 프리캐스트 패널의 설치 및 배치계획
- 품질관리 및 안전관리계획

5.3 프리캐스트 패널의 생산계획 : 제작기간, 공장의 생산능력 및 기간, 부재의 저장계획, 운반계획, 배치계획 등을 종합적으로 검토하여 작성한다.

5.4 공정계획 : 현장여건을 충분히 고려하여 장비 및 인원계획 등 후속공정에 차질이 발생하지 않도록 한다.

제 6 장 프리캐스트 패널의 제작

6.1 프리캐스트 패널의 주문은 설치할 교량에 맞는 DECK의 타입, 형상, 트러스 거더의 설치간격 및 크기, 철근의 배근, 특히 사교 및 곡교의 단부 처리 및 철근 간섭처리, 상부주철근 피복두께 확인, PCT 거더교와의 이음부를 포함한 일체의 시공상세도를 작성하여 주문 제작하여야 한다.

6.2 전 제작과정은 고품질과 견실한 제품을 제공하도록 관리되어야 하므로 엄격한 품질관리에 의한 전용공장에서 생산되어야 한다. 특히 주의해야 할 것은 콘크리트의 바른 품질을 제공하는 것이고, 콘크리트의 초기경화 시 프리캐스트 패널에 손상을 주지 않도록 해야 한다.

6.3 몰드는 콘크리트 타설 할 때와 옮길 때 및 들어 올릴 때 변형이 생기지 않도록 충분히 견고해야 한다. 또한 프리캐스트 패널의 하부 마감면에 하자가 없도록 설계, 제작해야 한다. 완성된 프리캐스트 패널의 두께는 허용한계 기준(- 5㎜이내)에 따라 제작 되어야 한다.

6.4 몰드를 사용한 후에는 청소를 해주어야 하고, 특히 콘크리트와 맞닿는 부분은 전 표면을 면밀히 청소해 주어야 한다.

6.5 트러스 거더와 보강철근은 최소의 부피를 갖는 스페이서를 사용하여 몰드에 놓이기 전에 견고하게 조립이 되어 있어야 한다. 스페이서는 정확한 피복을 유지 할 수 있는 것이어야 한다.

6.6 콘크리트의 바이브레이션은 철근조립품에 영향을 미치지 않도록 외부진동 방법을 원칙으로 한다.

6.7 콘크리트를 타설 한 후, 프리캐스트 패널의 마무리 제작 과정에서 양생되지 않은 콘크리트와 철근조립품에 손상이 가지 않도록 관리해야 한다.

6.8 프리캐스트 패널의 상부표면은 현장타설 콘크리트와의 접착에 유리하도록 레이턴스를 제거하고, 거친 면마무리를 해야 한다.

6.9 콘크리트를 타설 한 프리캐스트 패널은 그것이 충분히 양생되기 전까지는 바닥몰드 혹은 바닥판으로부터 분리되어서는 안 된다.

6.10 프리캐스트 패널의 탈형 시 강도는 15MPa이상이어야 한다. 프리캐스트 판넬의 반출은 설계 강도의 80%이상의 강도발현을 확인 후 반출한다.

6.11 양생: 증기양생을 원칙으로 하며 증기양생은 다음과 같이 실시한다.

6.11.1 콘크리트 타설 후 일정시간 경과된 후에 증기양생을 실시한다.

6.11.2 온도상승 속도는 시간당 20℃ 이하로 하고, 최고온도는 65℃로 한다.

6.11.3 양생실의 온도는 서서히 내려 외기의 온도와 큰 차가 없도록 하고 나서 제품을 꺼낸다.

6.12 품질검사 및 관리 : 품질관리는 품질관리 책임자를 정하여 실시한다. 제작된 프리캐스트 판넬은 공장에서 출하하기 전에 완제품시험 및 외관검사를 면밀히 하여야 한다.

6.13 현장검수 : 프리캐스트 패널 인도의 책임구분으로 부재 제작공장의 책임범위를 공사 현장으로의 반입까지로 하고 운반차량으로부터 하차시킨 이후에는 현장 측의 책임범위로 하는 것이 일반적이다. 따라서 현장에서는 부재의 반입 시 검수를 하여야 한다. 판넬은 제조공정에서 검사를 마치고 반입되지만 부재의 현장반입시 전수검사를 원칙으로 하며 검사항목은 다음과 같다.

- 운반중 손상 여부
- 제작일, 공시체 강도 및 시험일자
- 제원별 치수검사 (두께오차기준 : -5㎜)
- 하부표면균열 및 철근노출상태
- 슬래브 접촉부 레이턴스 제거 및 거친면 마무리 정도
- 트러스 거더의 용접 및 정열상태, 녹 발생, 휨 발생 여부등.

6.14 규정한 허용치에 부합하지 않은 프리캐스트 패널은 폐기처리 한다.

6.15 공장에서 프리캐스트 패널의 저장은 깨끗하고 편평하며 평탄한 곳에 견고히 야적 하도록 한다. 야적은 초과응력이나 레티스근이 손상되지 않도록 7단을 초과하여 적치하지 않도록 한다.

6.16 공장 생산된 패널은 녹의 방지에 대한 조치를 하여야 하며, 야적 할 경우 프리캐스트 패널의 각층 사이에는 목재를 사용하여 트러스 거더에 직접적으로 하중이 전달되는 것을 피하도록 한다.

6.17 출하 : 출하에 앞서 공급자는 현장책임자와 자재의 현장 야적 유무, 설치 순서, 설치 공정 등을 충분히 협의하여 현장설치에 차질이 없도록 하고, 출하시 패널의 제조년월일, 생산현장, 적재량, 패널의 종류가 표시된 물품명세서 등을 확인하고 현장책임자에게 전달하여야 한다. 출하시의 적재는 도로교통법상의 적재규정에 위반되지 않도록 한다.

제 7 장 운반 및 설치

7.1 교량구조물에 설치되는 프리캐스트 패널의 모든 관리와 운반은 바닥판의 손상, 변위, 과응력 및 균열이 최소화 되도록 체계적으로 관리해야 한다. 또한 기설치된 프리캐스트 패널에 충격이 가지 않도록 주의해야 하며, 특히 철근, 프리캐스트 판넬 등 중량물 적치와 슬래브 타설을 위한 데크피니셔 레일(포스트)이 패널에 직접 하중이 전달되지 않도록 하여야한다.

7.2 공정상(몰드에서 분리하는 것도 포함) 프리캐스트 패널을 들어 올리거나, 운반 및 현장에서 이루어지는 작업에 사용되는 장치는 프리캐스트 패널과 트러스 거더에 영향을 미치지 않는 것을 사용한다.

7.3 프리캐스트 패널의 야적은 트러스 거더에 직접적인 하중이 가해지지 않는 방법을 사용 하여야 하며, 트러스 거더에 하중이 직접적으로 전달이 될 경우에는 위로 6단을 초과하여 적치하지 않도록 한다.

7.4 프리캐스트 패널 위에 건설장비 및 과중한 자재를 상재해서는 안 된다.

7.5 슬래브 콘크리트 타설시 시멘트풀이 흘러나오지 않도록 모든 조인트에 시멘트 몰탈 또는 실리콘 코킹을 실시한다.

7.6 프리캐스트 패널이 설치되는 양쪽지점에는 균등하게 지지되어야 하며, 외력에 저항할 수 있는 마찰력과 콘크리트 타설시 수밀성을 동시에 만족할 수 있어야 하므로 적절한 압축성과 마찰력을 가지는 EPS(expendable polstyrene)를 설치한다. 양쪽지점에 설치되는 EPS의 압축강도는 0.300MPa 이상이어야 한다.

7.7 프리캐스트 패널 설치 시 PCT 거더 상현강재 위에 부착된 EPS로부터 중앙부 패널의 경우 95㎜, 캔틸레버부 패널의 경우 60㎜의 여유장을 확보하는 것을 원칙으로 한다.

7.8 곡선교에 프리캐스트 패널을 설치하는 경우 곡선반경이 큰 교량은 설치구간 내의 변위를 무시 할 수 있을 정도이므로 직선으로 간주하여 설치하여도 무방하다. (그림5 참조)

7.9 트러스 거더에 발생한 들뜬 녹은 제거해야 한다.

7.10 PCT(Prestressed Composite Truss) 거더교에서의 시공순서는 그림 6을 참조한다.

제 8 장 완제품 시험관리

8.1 시험장치는 프리캐스트 패널이 교량바닥판 작업 중 영구거푸집(임시상태)으로 거동 할 때 작용할 수 있는 하중을 적절히 표현할 수 있는 방법으로 기준하중을 지탱하고 적용 할 수 있도록 해야 한다.

8.2 하중시스템은 일정하게 사하중을 재하하거나 프리캐스트 패널길이를 적절히 나누어 최대 4곳에 하중을 재하 할 수 있는 Jack을 사용한다.

8.3 시험에 사용할 프리캐스트 패널은 당해 공사용 제작 자재를 사용한다.

8.4 시험용 샘플은 교량단위별로 무작위로 선택하여 3개 이상 시험하고, 시험하중은 해당 교량 여건에 맞추어 설계에 포함된 다음의 요소를 반영해야 한다.

8.4.1 프리캐스트 패널의 자중 및 현장 타설 콘크리트 자중

8.4.2 3 kN/㎡의 작업하중

8.4.3 데크피니셔 하중

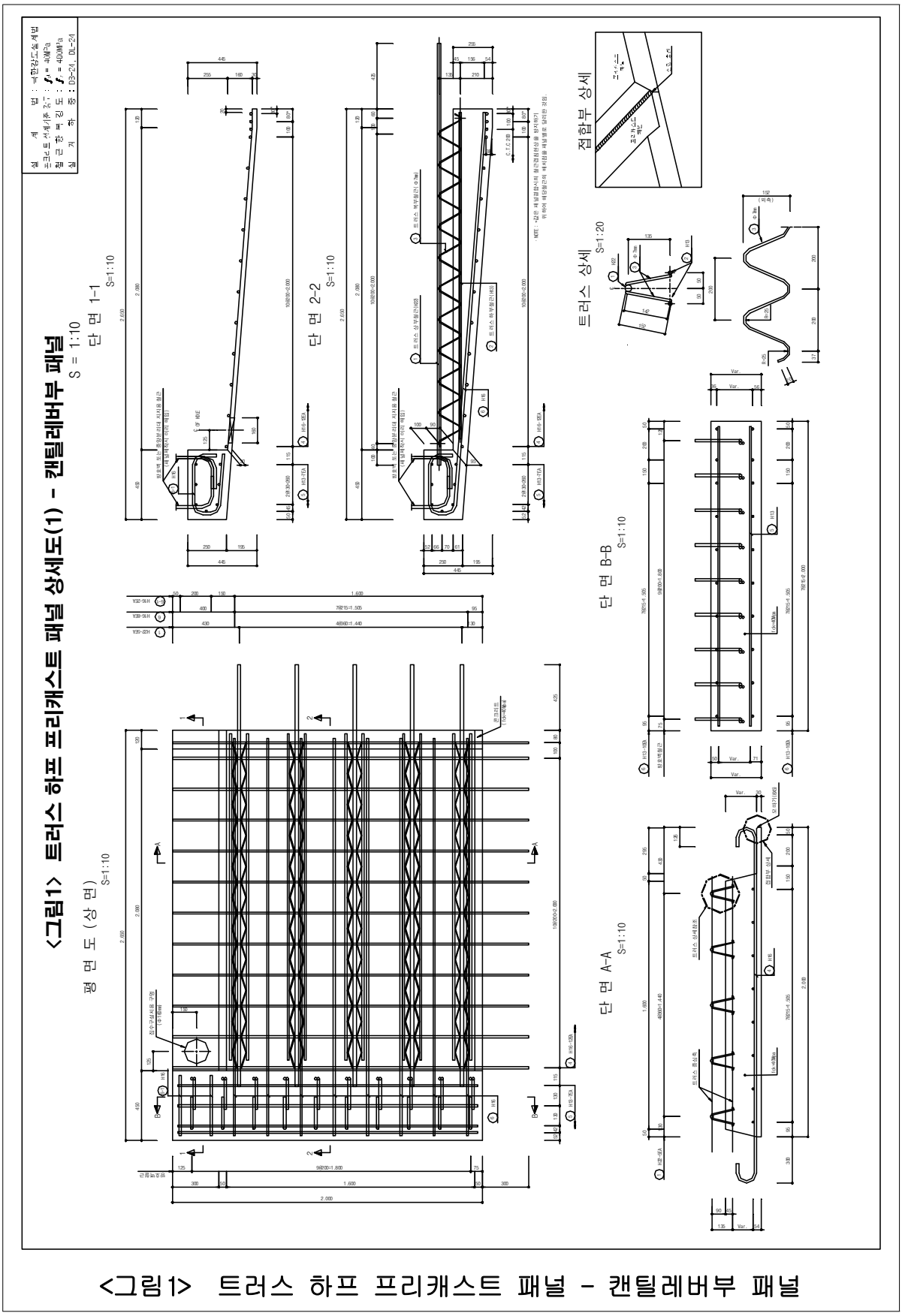
8.5 타당한 프리캐스트 패널의 시험결과는 다음과 같다.

8.5.1 변형은 시험하중 하에서 지간을 400으로 나눈 값보다 초과하지 않아야 한다.

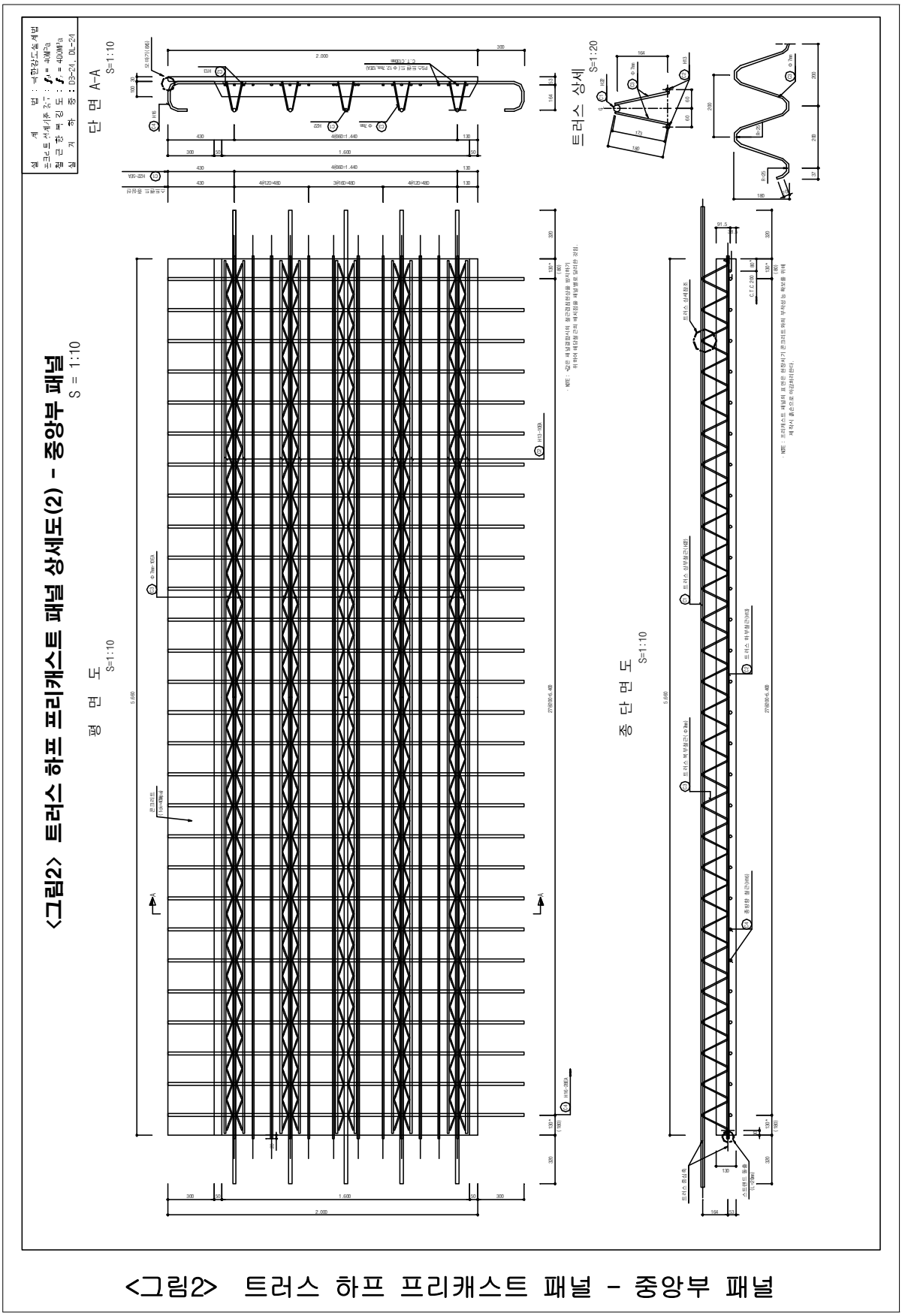
8.5.2 균열 폭은 시험하중 하에서 본 시방 규정 균열폭 0.1㎜를 넘지 않아야 한다.(콘크리트표준시방서)

8.6 프리캐스트 패널의 제작에 사용하는 재료시험은 공인 시험기관에서 실시한다.

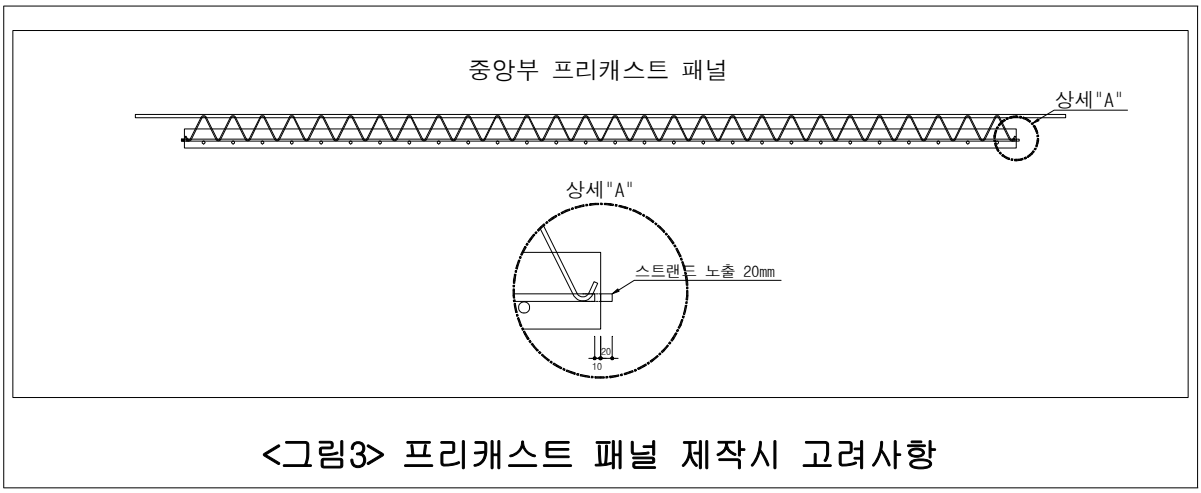
첨부#1 그림



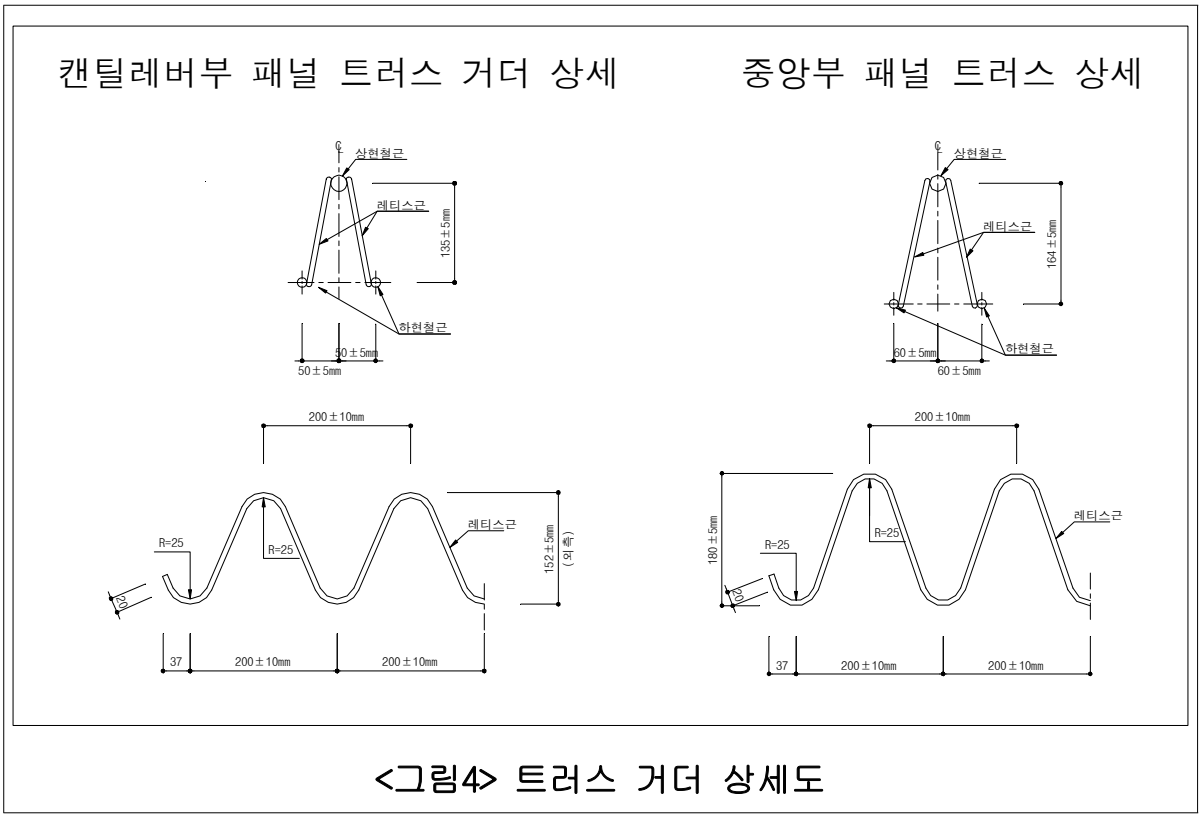
<그림1> 트러스 하프 프리캐스트 패널 - 캔틸레버부 패널



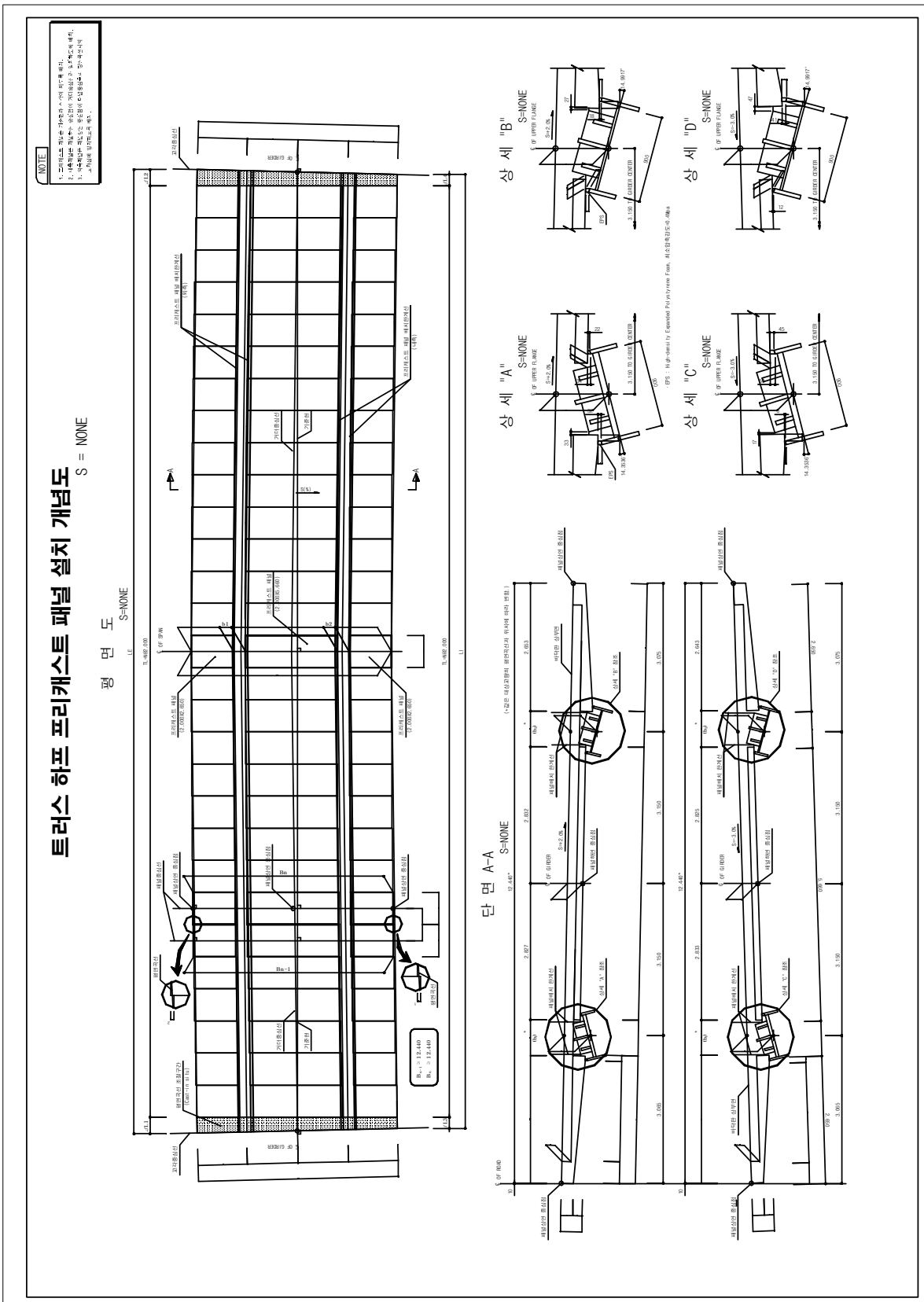
<그림2> 트러스 하프 프리캐스트 패널 - 중앙부 패널



<그림3> 프리캐스트 패널 제작시 고려사항

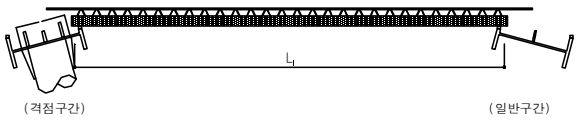


<그림4> 트러스 거더 상세도

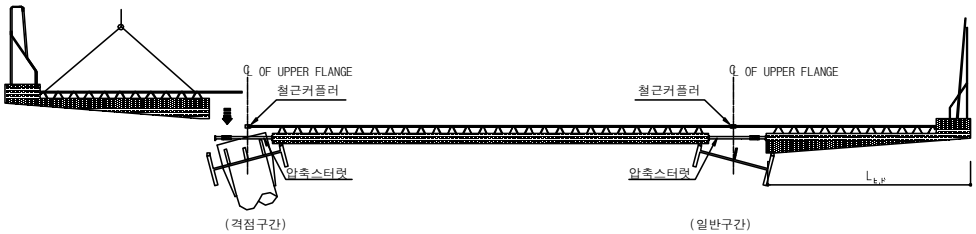


<그림5> 곡선교에서 트러스 하프 프리캐스트 패널 설치 개념도

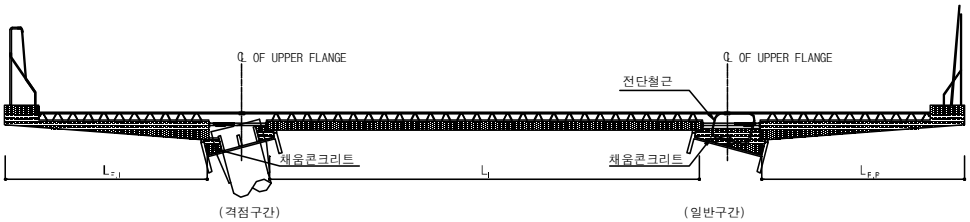
1단계 : 중앙부 프리캐스트 패널 거치



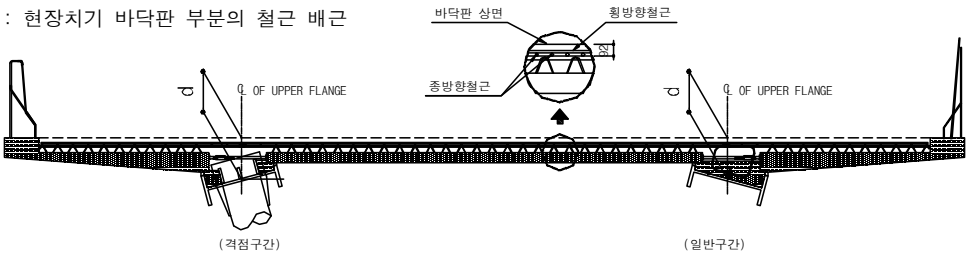
2단계 : 캔틸레버부 프리캐스트 패널 거치



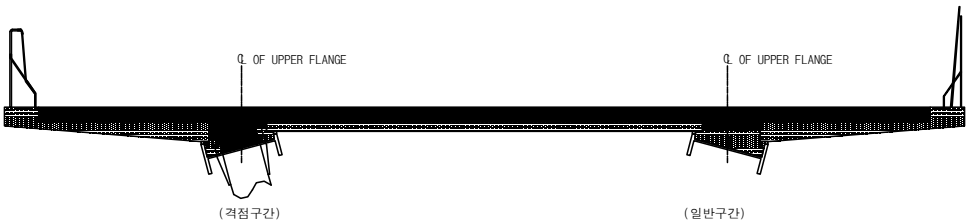
3단계 : 전단철근배치 및 채움콘크리트 시공



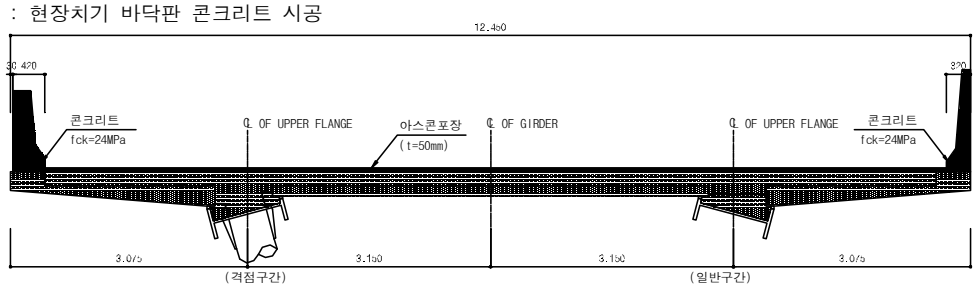
4단계 : 현장치기 바닥판 부분의 철근 배근



5단계 : 현장치기 바닥판 콘크리트 시공



5단계 : 현장치기 바닥판 콘크리트 시공



<그림6> 트러스 하프 프리캐스트 바닥판 시공순서도