

15CTAP-
C098412-
01

U
H
P
C

거
더
의

새
로
운

한
계

상
태

정
립

및

강
도

산
정

방
안

최
종
보
고
서

2017

국
토
교
통
부

국
토
교
통
과
학
기
술
진
흥
원

Infrastructure R&D Report

보안 과제(), 일반 과제(○) / 공개(○), 비공개()
국토교통기술촉진연구사업 제2차 연도 최종보고서

15CTAP-C098412-01

UHPC거더의 새로운 한계 상태 정립 및 강도 산정 방안 최종보고서

2017. 06. 23.

주관연구기관 / 고려대학교
공동연구기관 /

국토교통부

(전문기관) 국토교통과학기술진흥원

제 출 문

국토교통과학기술진흥원장 귀하

'UHPC거더의 새로운 한계 상태 정립 및 강도 산정 방안'(연구개발 기간 : 2015. 06. 24 ~ 2017. 06. 23) 과제의 최종보고서 10부를 제출합니다.

2017. 06. 23



주관연구기관명 :	고려대학교 산학협력단	(대표자)	고 제 상 (인)
공동연구기관명 :		(대표자)	(인)
참여기관명 :		(대표자)	(인)

주관연구기관책임자: 한 상 윤
공동연구기관책임자:
참여기관책임자:

국토교통부소관 연구개발사업 운영규정 제38조에 따라 최종보고서 열람에
동의합니다.

보고서 요약서

과제 고유 번호	15CTA0-C0984 12-01	해당 단계 연구 기간	2015.06.24. ~ 2017.06.23.	단계구분	2/2
연구사업명	중사업명	국토교통기술촉진연구사업			
	세부사업명	기초원천			
연구과제명	대과제명				
	세부과제명	UHPC거더의 새로운 한계 상태 정립 및 강도 산정 방안			
연구책임자	한상윤	해당단계 참여 연구원 수	총: 16 명 내부: 16 명 외부: 0 명	해당단계 연구개발비	정부: 200,000천 원 기업: 천 원 정부 외: 천 원 계: 200,000천 원
		총 연구기간 참여 연구원 수	총: 16 명 내부: 16 명 외부: 0 명	총 연구개발 비	정부: 400,000천 원 기업: 천 원 정부 외: 천 원 계: 400,000천 원
연구기관명 및 소속 부서명	고려대학교 산학협력단			참여기업명	
국제공동연구	상대국명:			상대국 연구기관명:	
위탁연구	연구기관명:			연구책임자:	
요약(연구개발성과를 중심으로 개조식으로 작성하되, 500 자 이내로 작성합니다)				보고서 면수	

연구의 목적 및 내용	○ 본 연구의 최종 목표는 초고성능 콘크리트(Ultra High Performance Concrete, 이하 UHPC)로 제작된 UHPC 거더에 대하여 새로운 한계상태를 정립하고, 이에 대한 강도 산정 방안에 대하여 연구한다. 연구 성과를 달성하기 위하여 아래의 세부 연구 목표를 추진하였다. - 고강도 재료인 UHPC 거더에 대한 플랜지 좌굴, 횡비틀림, 전단한계상태별 연구를 수행하여 새로운 강도 한계 상태를 제시한다. - 세장한 플랜지 및 거더에 대한 실험 연구를 통하여 좌굴 한계 상태와 좌굴 거동을 증명한다. - 거더와 바닥판에서 발생할 수 있는 좌굴 한계 상태에 대한 강도 산정 방안을 제시한다. - 해석 및 실험 연구를 통하여 연구 결과의 타당성 및 적합성을 입증한다. ① 압축 플랜지 및 압축 바닥판의 좌굴 - UHPC는 높은 압축강도를 지니기 때문에 구조 단면의 세장화가 가능하나, 단면의 세장화는 좌굴 문제가 발생시킬 수 있다. 거더의 플랜지나 교량의 바닥판은 매우 얇은 판부재로 제작이 가능하므로, 국부 좌굴 문제에 대한 검토가 필수적이다. - 본 연구에서는 UHPC 바닥판 및 압축 플랜지의 국부좌굴 문제에 대하여 실험적, 해석적으로 그 거동을 검증한다. - 연구 결과를 바탕으로, 플랜지의 국부좌굴에 대한 강도 산정 방안을 제시하여 경제적이고 합리적인 UHPC 판 부재 설계 기반을 구축한다. ② 횡비틀림 좌굴 - I형 거더의 상부(하부)플랜지가 휨모멘트에 의해 압축력을 받으면, 세장한 플랜지는 좌굴을 일으킬 수 있지만, 복부판에 의해 연속 지지되어 있어 강축방향으로 횡방향 변위를 일으키게 된다. 결론적으로 거더는 횡방향, 회전방향 변위를 보이며 극한상태에 이르는 횡-비틀림 좌굴 거동을 보이는데, 일반적으로 강재 거더에서 고려되었던 이러한 한계 상태는 세장한 부재인 UHPC거더에서도 필수적으로 검토하여야 할 항목이라 할 수 있다. - 본 연구에서는 비지지 길이별 한계상태에 대하여 실험적, 해석적 연구를 수행하고, 이를 기반으로 강도 산정 방안을 제시한다. ③ 복부판 전단 강도 - UHPC거더가 휨모멘트 및 전단력을 지지할 경우 복부판 요소는 압축과 인장을 동시에 받는 상태가 될 수 있으며, 세장한 복부판은 압축 응력에 의해 좌굴을 일으킬 가능성이 있다. - 인장 강도가 매우 작은 UHPC는 압축에 의한 좌굴 이전에 인장에 의한 균열로 파괴에 이를 수 있지만, 인장 부분에 대한 보강이 적절히 이루어진다면, 복부판의 파괴를 지배하는 거동은 압축강도에 의해 지배 될 가능성이 있다. - 따라서 본 연구에서는 실험적 해석적 연구를 통하여 복부판의 전단
------------------------	--

	강도와, 이를 보강할 수 있는 방안, 그리고 종합적인 분석을 통하여 전단 좌굴 발생가능성에 대하여 연구한다.
연구개발성과	○ UHPC 거더의 좌굴 한계상태 입증 - 고강도 재료로서 UHPC거더의 판, 거더 부재에 대한 좌굴 거동을 실험과 해석 연구를 수행하여 입증하였다. 이를 통하여 고강도 재료의 설계에 있어 반드시 고려하여야 할 좌굴 한계 상태에 대한 인식을 고취시킨다. ○ 새로운 한계 상태에 대한 강도 산정 방안 제시 - UHPC 판부재의 좌굴과 I거더에 대한 횡비틀림 좌굴 한계 상태를 정의하였고, 각각의 좌굴 한계 상태에 대한 강도 산정방안을 제시하였다. - 이를 통하여 UHPC거더의 설계/제작/시공에 있어 보다 세장하고 효율적인 단면 설계가 가능하도록 하였고, 세장한 부재에 대한 설계 가이드 라인을 제시를 통하여 더욱 경제적인 구조 부재의 설계가 가능하도록 하였다.
연구개발성과의 활용계획 (기대효과)	○ 활용계획 - 본 연구과제에서는 UHPC 거더의 새로운 한계상태와 각 한계상태별 강도 산정방안에 초점을 둔다. 이에 대한 결과는 활발한 기술 홍보를 통하여 국내외 기술자의 이목을 집중시키고, 안전한 설계 및 시공에 대한 요점을 고취시킬 수 있도록 할 것이다. - 나아가 초고성능 콘크리트 설계지침에 본 연구과제의 결과를 반영할 수 있는 기회를 만들 수 있도록 노력할 것이다. ○ 기대효과 [기술적 기대성과] - 본 연구 UHPC의 활용 가능성에 대한 새로운 지표를 마련하는 한편, 비균일 고강도 재료의 새로운 한계 상태에 대한 접근 방안을 제시한다. 이는 아직까지 전 세계적으로 연구가 진척되지 않은 분야로, 비단 UHPC뿐 아니라 다른 부재에 대한 활용 가능성을 증진 시킬 수 있는 효과를 가져올 것으로 판단된다. - 이러한 관점에서 본 연구는 UHPC거더의 강도 뿐 아니라, 고강도 재료의 거동 특성을 명확히하여, 교량이나 건축 구조물 뿐 아니라 해양, 항공, 터널 등 타 분야에 쓰일 수 있는 여러 가지 고강도 재료들의 강도를 산정할 수 있는 방안에 대한 초석을 마련 할 수 있을 것으로 기대 된다. - 요컨대, 본 연구는 차세대 건설 재료인 UHPC의 활용 가능성을 증진 시킴과 동시에, 요즈음 이슈되고 있는 고강도 재료에 관한 새로운 시각을 마련할 수 있는 계기가 될수 있을 것으로 판단된다. [사회 · 경제적 파급효과] - UHPC는 고강도 재료로서, 동일 강도를 갖는 구조를 설계할 때에 일반 콘크리트보다 적은 재료를 사용할 수 있으며, 이에 따라 자중이 감소하여 내진 설계에도 유리한 특징을 갖는다. 또한 재료의 감소는 이산화탄소 배출량 감소를 의미하므로, 지구 온난화등 환경 문제에 대한 문제점을 해결

	할 수 있는 대안으로 여길 수 있다. - 현재 전세계적으로 강재와 콘크리트 이외의 건설재료에 대한 관심이 높아져 가고 있다. 차세대 건축 재료는 대부분 고강도, 고연성을 갖는데, 사실상 이러한 연구는 재료 개발의 단계에 머물고 있다. - 향후 개발될 미래 건축 소재는 고강도화로 인하여 좌굴 문제에 대한 연구가 필수적일 것이며, 본 연구는 그러한 흐름의 초석을 마련 할 수 있을 것으로 판단된다. - 결론적으로, 필수적이지만 아직까지 이루어지지 않은 본 주제에 대한 연구가 수행 되었을 시, 세계적인 관심속에서 토목 분야의 기술 경쟁력을 갖추어, 기술 수출력 강화를 통한 경제적 이득을 취할수 있는 방안이 될 것이라 기대할 수 있다.				
핵심어 (5개 이내)	좌굴	초고성능콘크리트	한계상태	강도	실험

〈 SUMMARY 〉

Purpose & Contents	○ The final goal of this study is to establish a new limit state of Ultra-high performance concrete (hereafter called UHPC) in girder and strength calculation method. In order to achieve the research achievement, we pursued the following detailed research goals. - The new strength limit states were proposed by performing studys on flange buckling, lateral torsional buckling, and shear strength for UHPC girder which is high strength material. - The buckling limit and the buckling behavior were verified through experimental study on the slender flanges and girders. - This paper presents a method for estimating the strength of buckling limit in girder and deck plating. - Through the analysis and experimental study, the validity and suitability of the study results are verified. ① Local buckling of compression flange and compression deck - Since UHPC has high compressive strength, it is possible to construct the slender section, but the cross section of the UHPC can cause buckling problem. - Since the deck and flange of the girder can be made of a very thin plate member, it is necessary to examine the local buckling problem. - In this study, the behavior of local buckling problem of UHPC deck and compression flange is verified experimentally and analytically. - This study proposed a method for calculating the strength of the flange against local buckling and build a reasonable and economical basis for UHPC plate member design. ② Lateral-Torsional Buckling - If upper flange of I-girder is subjected to compression by bending moment,
-----------------------	---

	buckling is possible to be occurred in slender flange, but lateral displacement occurs in major axis due to web under continuously flange support. In conclusion, lateral and rotation displacement cause lateral-torsional buckling limit state in the girder. Generally, lateral-torsional limit state is considered in steel material. However, it is necessary to consider lateral-torsional limit state in UHPC because UHPC material section is more slender than normal concrete. - In this study, experimental and analytical studies are carried out on the limit state of unbraced lengths and a method of calculating the strength is presented. ③ Shear strength of web - If UHPC girder is subjected to bending moment and shear, compression and tension occur in the web at the same time. It is possible that buckling occur in slender web by compression, Generally, failure by tension crack is easy to occur in the UHPC girder before buckling by compression due to low tensile strength of UHPC material. However, buckling failure can be dominant for web failure if there is appropriate reinforcement for tension failure. - In this study, the shear strength of the web is analyzed through experimental analytical studies. In addition, it was analyzed the possibility of reinforcement of the girder against shear failure and investigated possibility of the shear buckling.
Results	○ Prove limit state of UHPC's buckling - As an high strength material, UHPC girder should be known for its failure mode accordance with specific element. Through this, in the design of high strength material, design of limit state must be considered. ○ Propose method of strength estimation about limit state of UHPC - The buckling strength limits state were defined for UHPC plate and I girders and estimating each strength limits state were presented. - Through this, it is possible to design a more effective and efficient sectional design for UHPC girder considering design / construction / construction. And it is possible to design more economical structural members by introducing design guideline for slender members.
Expected Contribution	○ Utilization plan - This research focuses on the new limit state and each strength under limit state calculation method of the UHPC girders. Through active technology promotion, following Results make possible to promote and focus the attention of national and international technicians and it can inspire the essential point about the safe design and construction. - Moreover, it will try to create an opportunity to reflect the results of this research in ultra high performance concrete design guidelines. ○ Expectation effectiveness

[Technical performance expectations] - This study can provide the new index for the availability of UHPC, it proposes a new approach for the state of non-uniform strength material at the same time. Because this field of study is not in progress yet, it is expected to bring the promoting effect of utilization possibilities in UHPC and other materials. - In view of this study, through clarifying behavior of the strength of the UHPC girder and high strength materials, it is expected to be laid the groundwork about the ways to estimate the strength of a number of high-strength material in any fields not only bridges and building structures but also other fields such as ocean, aviation, tunnels. - In summary, the study of UHPC promotes availability of the next generation of construction material, and it can be an opportunity to provide a new perspective on high strength materials. [Social and economic expectations] - As a high strength material, it needs less amount of UHPC than normal concrete for designing a structure, which requires same strength. Therefore, UHPC can reduce weight that is an advantage in seismic design. Moreover, in term of global warming, it can reduce carbon dioxide emission that is another advantage of using UPHC. - Beside steel and concrete, interesting in other construction materials is gradually increasing. The next generation of construction's trend is to use high strength, high ductility of construction material and this study is staying of the stage of material development. - This study is expected to provide an essential understanding of buckling, which is easily occur due to the increase in strength. - Even though it is an essential study, it has not been performed by other researcher yet. Researching on this subject, we expect to obtain advantage on this study through technological competitiveness of civil sector and enhancement of economic benefits output.					
Keywords	buckling	UHPC	Limits state	Ultimate strength	Experimental test

< Contents >

1. Outline of Research and Development Project	10
2. Domestic and overseas technology development status	16
3. Research contents and performance	17
4. Achievement of goals and contribution to related fields	103
5. Plan to utilize R&D achievements	105
6. Overseas science and technology information collected during the research process	106
7. Security rating of R&D achievement	110
8. Research facilities and equipment registered in the National Science and Technology Comprehensive Information System	110
9. Implementation of safety measures in laboratories based on R & D tasks	110
10. Representative Research Results of R & D Project	111
11. Others	111
12. References	112
Appendix: General vs UHPC PSC Bridge Design Example	116

< 목 차 >

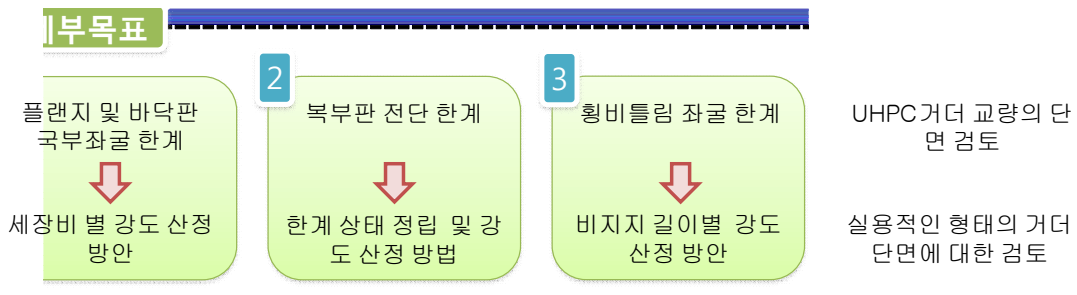
1. 연구개발과제의 개요	10
2. 국내외 기술 개발 현황	16
3. 연구 수행 내용 및 성과	17
4. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도	103
5. 연구개발성과의 활용 계획	105
6. 연구 과정에서 수집한 해외 과학기술 정보	106
7. 연구개발성과의 보안등급	110
8. 국가과학기술종합정보시스템에 등록한 연구시설·장비 현황	110
9. 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전 조치 이행 실적	110
10. 연구개발과제의 대표적 연구 실적	111
11. 기타 사항	111
12. 참고 문헌	112
부록: 일반 vs UHPC PSC 교량 설계 자료	116

제1장 연구개발과제의 개요

제1절 연구개발 목적

UHPC 거더의 새로운 한계 상태 정립 및 강도 산정 방안

- 압축 플랜지 및 바닥판의 국부좌굴 강도 한계 상태 정립 및 강도 산정 방안
- 횡-비틀림 좌굴 한계 상태 정립 및 비지지 길이별 강도 산정 방안
- 복부판 전단 강도 한계 상태 정립 및 강도 산정 방안
- 실험을 통한 UHPC 거더의 한계 상태 검증
- 상용화 가능한 UHPC 거더의 설계 안 제시



- 현재 우리나라에서 개발된 초고성능콘크리트(UHPC)는 최대 압축강도가 200MPa에 달해, 강도가 40MPa 정도인 일반 콘크리트에 비해 그 성능이 매우 뛰어나다 할 수 있다. 그러나 이러한 고강도 재료를 이용하여 구조물을 시공할 경우 세장해진 부재는 좌굴 안정성 문제에 봉착하게 되며, 본 연구에서는 각 좌굴에 대한 한계상태를 정의하는데 목표를 두고, 나아가 강도 산정 방안에 대한 고찰을 수행한다.
- 강구조물의 좌굴은 재료물성보다는 초기결함의 크기, 폭-두께비등의 기하학적특성에 의해 그 강도가 지배되는 경향이 있어, 본래의 재료강도를 모두 발휘 할 수 없는 경우가 발생된다. 이러한 좌굴은 강구조물 뿐 아니라 기타 고성능 재료를 이용한 박판화되고 세장화된 구조물의 두드러진 특징이다.
- 초고성능 콘크리트로 이루어진 구조물 또한 기존의 콘크리트보다 매우 큰 세장비를 갖는다. 이러한 경우 구조물은 비탄성 좌굴 영역에 있을 가능성이 매우 높으나, 압축과 인장 부분의 재료거동이 다른 초고성능 콘크리트의 경우에는 비균질한 재료 특성의 고려가 필요하므로, 면밀한 해석적 검토가 요구된다. 따라서 본 연구는 최종적으로 다음과 같이 크

계 두 가지의 성과를 목표로 한다.

1. 한계 상태별 거동 양상 분석 및 파괴 모드 기준 제시

플랜지 및 바닥판의 국부좌굴, 복부판 전단좌굴, 거더 전체의 횡좌굴은 폭두께비와 비지지 길이에 대하여 그 파괴 양상을 달리한다. 강재와는 다른 재료적 특성을 갖는 UHPC의 좌굴 거동은 또 다른 한계 세장비 및 한계 비지지 길이가 정의 되어야 할 필요가 있다.

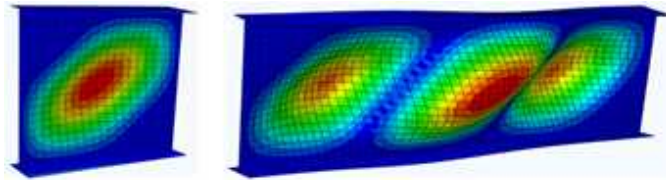


그림 1.1.1.복부판의 전단 좌굴 모드]

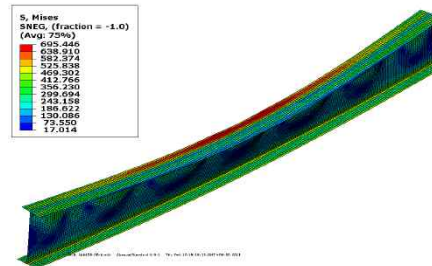


그림 1.1.2. 거더의 횡좌굴 모드

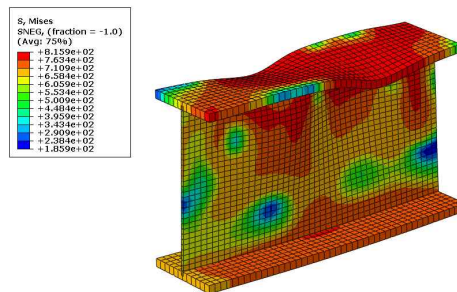


그림 1.1.3. 압축 플랜지 및 복부판의 국부좌굴 모드

2. 한계 상태별 강도 산정 방안 제시

한계상태가 정의되고, 각 한계상태별 파괴모드에 대한 기준이 마련된 이후 다양한 기하형태를 갖는 거더의 강도 산정 방안에 대한 고찰을 수행한다. 1차적으로 기존의 식 적용 가능성을 검토하고, 필요한 경우 이를 재료 성질에 부합하도록 수정할 수 있는 방안을 모색한다. 새로운 강도 산정 방안이 필요한 경우, 이를 도출하거나, 향후 심화 연구에 대한 방향성을 제시하도록 한다.

3. 실험을 통한 검증

신소재에 대한 강도 산정방안은 해석 뿐 아니라 실험을 통하여 그 정당성을 입증한다. 이와 더불어, 실험 과정에서 파악될 수 있는 제반 사항들을 종합하여, 시공시 문제가 될 수 있는 사항에 대한 대책을 강구하고, 최종적으로 신뢰할 수 있는 최종 연구 결과를 도출한다.

제2절 연구개발의 필요성

1. 연구개발과제의 설명

초고성능 콘크리트(이하 UHPC)는 기존의 콘크리트와 달리 굵은 골재를 사용하지 않으며, 다양한 혼화재와 강섬유를 혼합하여 제작한다. 이러한 UHPC는 기존의 콘크리트보다 연성도와 압축강도가 획기적으로 높으며, 인장강도와 휨강도에서도 높은 성능을 보인다. 강도는 강섬유의 형태나 혼입율에 따라 변화하나, 일반적으로 UHPC의 압축강도는 120MPa에서 높게는 300MPa로, 일반 구조용 강재 수준의 높은 강도를 보이며, 인장 변형률은 0.3% 정도로 우수한 성능을 보인다. 인장강도는 12MPa에서 20MPa로 압축 강도의 10%수준으로 비교적 낮다 할 수 있으나, 이는 기존 콘크리트에 비하면 획기적으로 발전된 형태라 할 수 있다.

UHPC의 주 재료는 시멘트, 고로슬래그, 플라이애시, 석영분말, 감수제, 결합재, 강섬유 등으로 제조 과정이나 재료는 일반 콘크리트와 비슷한 점이 많다. 그러나 압축강도는 일반 콘크리트의 5~7배로 재료의 고강도화는 곧 구조물의 세장화를 의미하며, 구조물의 기하학적 형태가 달라지는 경우 그 거동 분석은 기존의 콘크리트와는 다른, 새로운 재료에 대한 개념을 바탕으로 접근하는 것이 타당하다 할 수 있다.

본 연구에서는 재료의 고강도화를 통해 구조물이 세장해 짐으로써 발생하는 문제에 대한 집중적인 탐구를 수행하여 신개념 재료의 활용도 증진에 일조하고, 더불어 아직까지 많은 연구가 수행 되지 않은 분야에 대한 접근을 시도하여 국내 기술력 확보에도 큰 역할을 할 수 있을 것으로 기대된다.

2. 연구개발의 중요성

고성능/고강도 콘크리트에 대한 연구는 오래전부터 이루어져 왔으나 초고성능 콘크리트라는 용어는 1990년대에 들어 프랑스에서 처음 사용되었다. 이후 1990년대 중반부터 해외에서는 고성능 콘크리트 연구가 진행되어 왔다. UHPC에 대한 해외 문헌 조사에서, 국가 과학 기술 정보센터(NDL) 키워드 “UHPC”에 대한 연구 논문 검색결과 최근 20년 내에 약 300건이 검색되어 타 분야에 비해 매우 미비한 실정이라 할 수 있었다. 그러나 이마저도 대부분은 배합 방법, 크리프 특성, 재료 물성치, 건조수축 등 재료관련 연구이며, 이외에는 적용가능성, 국부적 사용, 균열 등 부수적인 연구가 주를 이루었고, 구조거동에 대한 연구는 특수한 구조물에 대해 한정되어 있거나, 휨 거동에 대한 연구가 대부분이었다.

현재 UHPC의 강도와 성능이 지속적으로 높아지고 있는 추세이며, 이에 따라 구조부재가 박판화되는 것이 기본적인 요구가 되고 있다. 일반적으로 콘크리트 구조설계에서는 콘크리트의 재료강도를 100% 발휘하는 것으로 보아 설계하는 것이 보편적인 인식이지만, 초고강도 콘크리트 연구개발이 되면서 구조부재가 상당히 세장해지고 있고, 좌굴 등의 영향으로 인하여 콘크리트의 재료강도를 모두 발휘하지 못할 가능성은 필연적이라 할 수 있다. 이에 박판화되고 있는 UHPC 구조부재에 대해 기하 재료 비선형성을 고려한 포괄적인 한계상태별 설계기준 정립이 반드시 필요하다.

3. 연구개발 단계(TRL에 근거하여 기술)

초고성능 콘크리트는 1970년대부터 개발 되어져 왔으나, 전술한 바와 같이 아직까지 재료 개발 단계에 머물러 있다. 교량, 빌딩, 플랜트 등 여러 분야에 대한 활용을 염두 할 때,

UHPC를 이용한 인프라 구조물의 설계 및 시공은 명확한 거동 분석과 강도 산정 기법이 없 이 이루어졌을 때 자칫 큰 인명 및 재산 피해로 이어질 수 있다는 점에서 기초 연구가 매우 중요하다 할 수 있다.

본 연구는 신형식 구조 재료로서의 UHPC에 대하여 해석적 접근을 통하여 구조 기술자 및 설계자에게 기술적 개념을 정립하는데 그 목적을 둔다.

또한, 균질하지 않은 재료 특성상, 해석적인 연구만으로는 연구 결과의 신뢰도를 보장할 수 없으므로, 실험을 통하여 그 연구 결과에 대한 적합성을 검증할 수 있도록 한다.

구분		표기	단계별 설명	
기초연구 단계	TRL 1	☐	TRL 1	이론적 연구단계
	TRL 2	☒	TRL 2	기술적 개념정립 단계
실험 단계	TRL 3	☒	TRL 3	실험적 증명 단계
	TRL 4	☐	TRL 4	실험실 성능평가 단계
시작품 단계	TRL 5	☐	TRL 5	유사환경 시험 단계
	TRL 6	☐	TRL 6	유사환경 기술시험 단계
실용화 단계	TRL 7	☐	TRL 7	실제환경 시작품 데모 단계
	TRL 8	☐	TRL 8	시제품 설치 및 성능시험 단계
사업화 단계	TRL 9	☐	TRL 9	현장적용/사업화 단계

제3절 연구개발 범위

1. 1차 연도

가. 개발 목표

(1) 주관연구기관(고려대학교):

- UHPC관련 선행연구 사례 조사
- 예비해석 및 해석 모델 결정
- 각 요소별 한계상태 정의
- 플랜지 국부좌굴 강도 산정 방안
- 실험체 제작

나. 개발 내용 및 범위

(1) 주관연구기관(고려대학교):

연구 목표	연구 내용 및 범위
■ 선행연구 사례 조사	- UHPC관련 연구 사례 조사 - 초고성능 콘크리트 구조 설계관련 기준 분석 - 타 재료 연구 방안 적용 방안 검토 - 재료 특성 파악
■ 예비해석 및 해석 모델 결정	- 구조해석 모델 하중 및 형상 결정 - 구조 요소별/Mesh별 수렴도 해석 - 지지조건 및 하중재하 방안 검토
■ 한계상태 정의	- 매개변수 해석을 통한 거더 극한 거동 분석 - 응력 분포 분석 및 비탄성/탄성 거동 영역 정의 - 좌굴 관련 한계 상태 정의
■ 강도 산정 방안 (플랜지 국부 좌굴)	- 거동 영역(탄성,비탄성)에 따른 강도 산정 방안 - 현행 설계 기준과 비교
■ 실험체 제작	- 플랜지 국부좌굴 강도 산정 방안에 대한 시험체 제작

2. 2차 연도

가. 개발 목표

(1) 주관연구기관(고려대학교):

- 비지지 길이별 극한 강도 해석
- 해석 결과 분석을 통한 탄성/비탄성 좌굴 영역 정의
- 한계 상태별(횡-비틀림 좌굴/전단좌굴) 강도 산정 방안 모색

- 각 영역별 강도 산정방안 모색
- 시제품 제작 및 실험 연구

나. 개발 내용 및 범위

(1) 주관연구기관(고려대학교):

연구 목표	연구 내용 및 범위
■ 비지지 길이별 극한 강도 해석	- 횡/비틀림 방향 변위 분석 - 좌굴 관련 한계상태 정의
■ 해석 결과 분석을 통한 탄성/비탄성 좌굴 영역 정의	- Compact/Noncompact 비지지 길이 확인 - 응력, 변위, 단면력 등 해석 결과 분석
■ 한계상태 별(횡-비틀림좌굴/전단좌굴) 강도 산정 방안 모색	- 한계 상태별 거동 영역(탄성,비탄성)에 따른 강도 산정 방안 모색 - 현행 설계 기준과 비교
■ 각 영역별 강도 산정 방안 모색	- 국부좌굴 관련 보강재 영향 분석 - 횡-비틀림 좌굴 관련 브레이싱 영향 분석
■ 실험체 제작	- 횡비틀림 좌굴 거동을 확인하기 위한 실험체 제작
■ 실험 연구	- 제안된 한계 상태별(국부좌굴, 횡비틀림좌굴, 전단)강도 산정식에 대한 실험을 통한 검증연구 - 연구 결과 검증 및 실용화 가능성 검토

제2장 국내외 기술 개발 현황

1. 국내 · 외의 관련 분야의 환경

- 전세계적으로 UHPC에 대한 대표적인 설계기준 또는 지침으로는 프랑스의 SETRA/AFG C Recommendations(SETRA/AFGC2002)과 일본의 JSCE 초고강도 섬유보강 콘크리트의 설계 시공지침(안)(JSCE, 2004), 독일 DAfStB의 UHPC 설계기준(안) (DAfStB, 2003), 미국의 UHPC 콘크리트 거더의 최적설계 방법(Park, 2003) 등이 있어, 각국에 맞는 UHPC 설계기준을 두고 있는 것으로 판단된다.
- 미국에서는 2000년대 UHPC가 도입되기 시작하여, 2002년부터 FHWA(Federal Highway Administration)으로부터 UHPC에 대한 연구가 시작되었으며, 이러한 연구들에 의하여 다양한 교각구조물이나, 프리캐스트, 프리스트레스트 거더, 교량 바닥판 등으로 다양하게 적용이 시도되고 있다.
- 독일에서는 1200만 유로 규모의 연구 프로그램이 2005에 시작되어 최근에 종료되었으며, 독일 연구 재단에 의해서 34개의 연구 프로젝트가 수행되었다. 본 프로그램을 통해서 재료의 규격화, 합리적, 경제적인 설계법 등이 연구되었으며, 최근에 UHPC를 이용한 교량이 건설되기에 이르렀다.
- 프랑스에서는 2002년에 UHPC에 대한 지침이 처음 개발되었으며, 이 설계기준에서는 UHPC의 재료적인 특성, 구조 설계, 내구성 등에 대한 부분이 수록되어 있으며, 일본에서도 유사한 설계지침을 개발한바 있다.
- 우리나라에서도 2012년 “초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계지침 및 해설(안)”을 한국 콘크리트학회에서 발간하기에 이르렀다. 이 지침서에는 설계 재료특성, 구조상세, 휨 및 압축, 전단과 비틀림, 정착과 이음, 프리스트레스트 및 프리캐스트 K-UHPC의 설계안이 정립되어 있다.

2. 국내 · 외의 환경 변화

- 국내의 환경 변화: 2016년 2월 22일부터 3월 22일까지 서울 내부 순환로 월곡 램프 구간에서 상부구조물을 떠받치는 텐던 20개 중 1개가 끊어져, 이를 수습하기 위한 보수공사가 진행되었다. 이는 본 사건에만 국한 되는 것이 아니라, 우리나라 사회간접자본(SOC)이 1970~80년대에 집중 건설돼 현재 노후화가 빠르게 진행 중이기 때문이며, 특히 1, 2종 시설물 중 사용연수가 30년을 경과한 시설물의 비율이 2014년 9.5%에서 오는 2024년에는 20% 이상 급증할 것으로 예상된다. 따라서, 교량의 내구년도 향상 및 기존의 교량에 대한 유지관리의 중요성이 매우 중요해지는 시점으로 SOC분야의 환경이 변화하고 있으며, 내구연한이 200년인 UHPC의 시장성도 더욱 중요해질 수 있을 것으로 판단된다.
- 국외의 환경 변화: 2015년 11월, 미국 아이오와 주 뷰캐넌 카운티의 페어뱅크 인근에 한국의 초고성능콘크리트(UHPC) 기술로 제작된 다리가 들어섰다. 다리길이는 15.8m, 폭 9.8m로 길지 않지만, 미국에서 한국의 UHPC 기술로 건설된 최초의 교량이라는 점에서 언론의 시선을 끌었다. 이는 K-UHPC를 이용한 최초의 교량 건설 사례로써 국내 기술로 만든 UHPC교량의 첫 성공사례라 할 수 있다.

제3장 연구 수행 내용 및 성과

제1절 플랜지 및 바닥판 국부좌굴 한계

1. 개요

UHPC 콘크리트 재료는 높은 압축강도와 인장강도 그리고 연성거동의 특징으로 인하여, 차세대 구조 재료로써 미래의 활용 가치는 매우 높다. 압축강도 180MPa급의 UHPC를 교량에 적용할 경우, 단면의 감소 및 구조물의 경량화가 가능하므로 기존 교량에 비하여 매우 세장한 교량 부재의 제작이 가능하다. 일반 콘크리트 부재를 활용한 교량의 판부재는 콘크리트의 강도가 매우 낮기 때문에, 사용하중에 대한 처짐이나 극한한계 상태의 하중 조건을 만족하도록 설계되고 있으며, 사용성과 강도 확보를 위하여 최소 두께 조건을 두고 있어, 교량의 바닥판의 경우 최소 두께는 약 200mm로 알려져 있다.(도로교 설계기준, 2014) 그렇기 때문에, 콘크리트 판 부재에 대한 설계에서는 좌굴에 대한 검토의 필요성이 없었다. 하지만, 최근에는 UHPC를 활용한 교량의 건설이 시도되고 있으므로, UHPC 판부재를 최소 두께 200mm를 만족하도록 설계할 경우, 매우 과한 설계가 될 수 있으므로 얇은 판에 대한 좌굴 강도 한계 상태에 대한 검토는 매우 중요해졌다. 본 연구에서는 UHPC로 제작된 I형 거더에 대한 실험 및 해석 연구를 수행하여, 좌굴로 인한 강도한계 상태를 정의하고, 적절한 좌굴강도 산정 방안을 마련하고자 한다.

2. 배경 이론

가. 탄성 판좌굴

UHPC 재료는 강재와 같이 입자가 작고 균질한 재료와 달리, 입자의 굵기가 상이하고 구성 재료의 분리가 쉽게 일어나기 때문에 압축과 인장 강도가 상이한 대표적인 불균일 재료이다. 합성 전후의 UHPC 거더 플랜지나 바닥판 부재는 세장한 단면으로 인하여, 좌굴의 위험성이 매우 높으나 관련 연구는 전무한 상태이다. 균일한 재료를 갖는 강재 거더의 경우, 플랜지 좌굴은 좌굴 한계 상태에서 면외 변위를 발생시키며, 이러한 면외 변위는 판 부재의 국부적인 휨을 발생시킬 수 있다. 그러므로 판 부재 면내에서 압축과 인장응력이 동시에 발생할 수 있으므로, UHPC 판 부재의 좌굴 거동은 압축강도와 인장강도가 동일한 강재 판 좌굴 거동과 다른 양상을 보일 수 있다.

강재의 좌굴 한계 상태는 단면의 세장비에 따라, 조밀, 비조밀, 세장 단면으로 나눌 수 있다. 조밀단면은 좌굴이 발생하지 않을 정도로 두꺼운 단면으로 재료만의 강도가 구조물의 강도로 평가될 수 있다. 탄성좌굴의 경우에는 구조부재의 기하학적인 영향이 지배되는 단면으로써 판의 세장비에 따라 좌굴강도가 산정된다. 비조밀단면은 재료의 항복과 좌굴이 동시에 발생하는 단면으로, 재료 및 기하비선형성이 혼재되어 있는 상태의 단면을 말한다.

탄성좌굴이 발생하는 세장한 UHPC 판은 기존의 탄성좌굴이론에서 강도의 산정이 가능하지만, 조밀과 비조밀단면 그리고 비조밀단면과 세장단면을 결정짓는 기준의 제시가 필요한 실정이다.

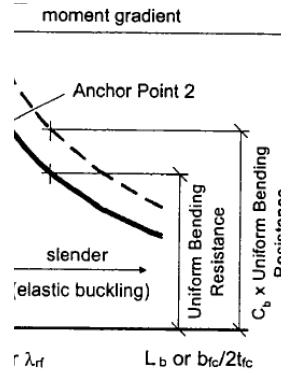


그림 3.1.1. 강재 거더의 국부좌굴 강도 (AASHTO 2014)

균일한 재료를 갖는 강재 거더의 플랜지 탄성 좌굴 강도는 판이론을 근거로 다음과 같이 산정이 가능하다.

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad \text{식 (3.1.1)}$$

여기서,

k : 탄성좌굴계수

E : 탄성계수

ν : 포아송비

t : 판부재의 두께

b : 판의 폭

여기서, 판좌굴 이론에 의하면 좌굴계수 k 는 판의 경계조건에 따라 결정되는 계수로써 I형 거더의 플랜지의 경우에는 힌지지지조건에서 0.425, 고정지지조건에서 1.277의 좌굴계수로써 제시되어 있다.

판의 경계조건을 결정짓는 변수는 복부판의 세장비로 알려져 있으며, 강재 거더의 경우에는 다음과 같이 제시되어 있다.

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{H}{t_w}}} \quad (0.35 \leq k_c \leq 0.76) \quad \text{식 (3.1.2)}$$

여기서,

k : 경계조건에 영향을 받는 좌굴계수

E : 탄성계수

ν : 포아송비

t : 판부재의 두께

b : 판의 폭

여기에서, 좌굴계수 k_c 의 범위는 실제 복부판의 사용범위를 만족하도록, 0.35~0.76사이의 값을 채택하도록 규정되어 있다. (도로교 설계기준, 2014)

상기에서 언급된 탄성좌굴계수 k 는 강재에 대해 이론이 정립되어 있는 것이므로 UHPC에 적용하기에는 어려움이 있다. 탄성좌굴계수 k 는 경계조건의 영향을 크게 받지만, 미소하게 포아송비(μ)의 영향을 받는 것으로 알려져 있으며, 복합재료가 많이 사용되고 있는 항공우주 연구분야에서는 널리 알려진 사실이다.

복합재료에 대한 탄성좌굴계수의 산정은 다음 식으로 가능하다. (NASA Technical Reports, 1941)

$$k = \frac{2}{\pi} \left\{ \frac{1 - \mu + \frac{1}{6} \left(\frac{\pi b}{\lambda} \right)^2 + \frac{\epsilon}{2} \left[\frac{c_1}{2} \left(\frac{\pi b}{\lambda} \right)^2 + c_2 + \mu c_3 \right] + \frac{\epsilon^2}{4} \left[\frac{c_4}{2} \left(\frac{\pi b}{\lambda} \right)^2 + c_6 - \mu c_7 \right]}{\frac{1}{3} + \frac{c_8 \epsilon}{2a_3} + \frac{c_9 \epsilon^2}{4a_3^2}} \right\} \quad \text{식 (3.1.3)}$$

여기서, k : 탄성 좌굴 계수

$\epsilon = \frac{4S_b b}{D}$; 지지조건에 대한 계수 (restrain coefficient)

$\epsilon = 0$; 힌지 지지조건

$\epsilon = \infty$; 고정 지지조건

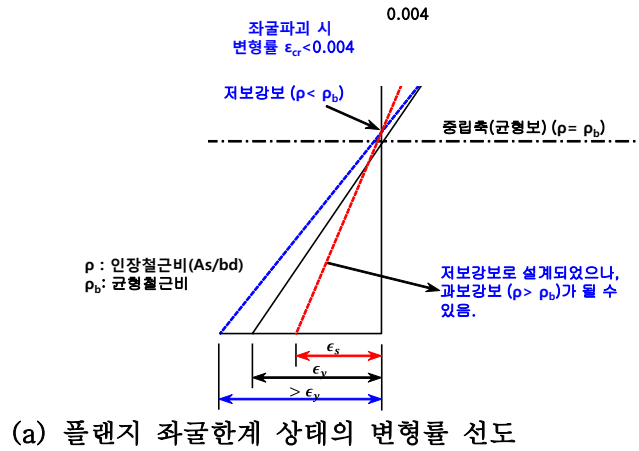
UHPC의 포아송비 0.2를 식에 대입하여 구하면, 힌지 지지조건과 고정 지지조건에 대한 좌굴계수 k 는 약 0.487, 1.387로 산정할 수 있다.

나. 좌굴을 고려한 UHPC 바닥판/플랜지의 휨강도 정의

콘크리트는 대표적인 취성적인 성질을 가진 건설재료로써, 구조물로 적용시 취성파괴보다는 연성파괴를 유도하게 된다. 연성파괴를 유도하기 위해서는 콘크리트 거더에 휨모멘트가 작용할 때 콘크리트의 압축단에서의 콘크리트 파괴를 방지하고 인장단 철근의 항복을 유도하게 된다. 콘크리트와 철근의 항복이 동시에 일어나는 경우의 철근비를 균형철근비라 정의하고, 설계에서는 균형철근비의 75%이하로 설계하여, 철근의 항복파괴를 유도한다.

그림 3.1.2와 같이 합성후 거더의 바닥판이나 플랜지에 좌굴이 발생하면, UHPC의 극한 변형률 0.004보다 낮은 변형률에서 좌굴이 발생할 것이다. 본 단면의 철근비는 정해져 있으므로, 좌굴시 변형률($\epsilon_{cr} < 0.004$)로써 설계된 단면의 인장단 철근의 항복여부를 검토해보면, 철근에서 항복하지 않는 경우가 발생할 수도 있다.

그러므로, 본 연구에서는 UHPC 판부재의 좌굴한계상태를 정의하고, 이를 단면 설계에 적절히 반영할 수 있도록 강도 산정 방안을 마련하는 것을 목적으로 한다.



휨모멘트(M)

과보강보 ($\rho > \rho_b$): 취성파괴

균형보 ($\rho = \rho_b$): 취성파괴

저보강보 ($\rho < \rho_b$): 연성파괴

좌굴 시 취성파괴

회전곡률(θ)

(b) 철근비에 따른 파괴 모드 비교

그림 3.1.2. UHPC 거더 플랜지의 휨 강도 한계 상태 정의

3. 구조 실험

본 연구에서는 K-UHPC설계지침에 규정되고 있는 압축강도 및 인장강도 성능에 준하는 배합비를 사용하여 제작된 I형 거더에 대해 실험체를 제작하였다. 실험체 제작과 함께 각 배치에 대하여 압축 및 휨인장 시험을 실시하였으며 이를 통하여 얻어진 물성치는 수치 해석에 이용되었다.

가. 실험체 설계

실험체는 730~740mm의 폭을 갖는 총 길이 8.2m의 UHPC 거더 실험체를 플랜지 두께를 변수로 제작하였다. 항복강도 1600MPa의 15.2mm의 직경을 갖는 7연선이 인장단의 철근으로 사용되었다. 강연선은 거더 단면의 압축부에서 파괴를 발생시킬 수 있도록, 균형철근비보다 큰 철근비를 갖도록 설계되었으며, 14~16개의 강연선을 하부 플랜지에 삽입하였다. 하부플랜지는 강연선을 삽입할 수 있도록 160mm의 두께를 가지며, 거푸집의 분리가 쉽도록 헌치를 갖도록 설계되었다.

복부판의 두께는 70~80mm로 설계되었고, 지점부의 전단파괴를 방지하기 위해서 가운데

테스트존을 제외한 양끝단 복부판은 20mm더 두껍게 설계되었다. 각 실험체의 제원은 그림 3.1.3 - 4, 표 3.1.1에 나타내었다.

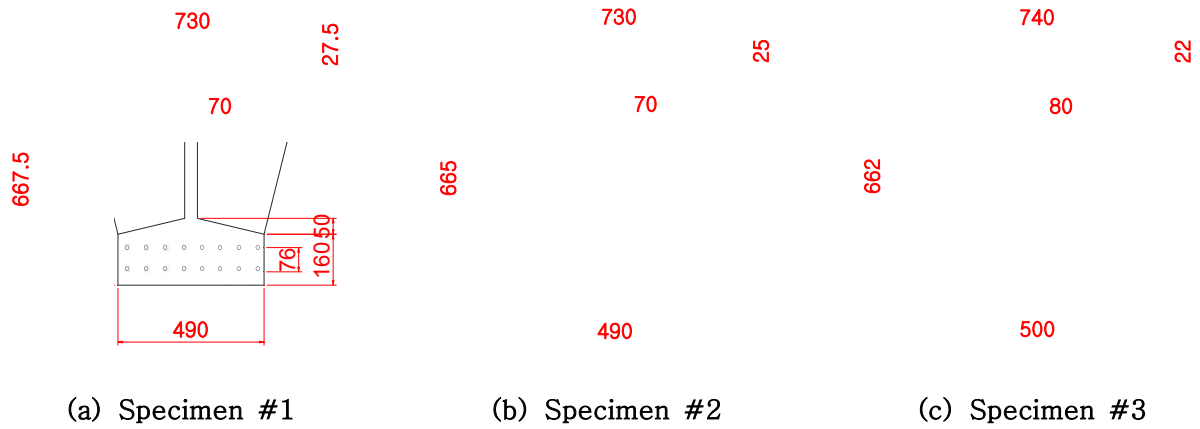


그림 3.1.3. 실험체 단면

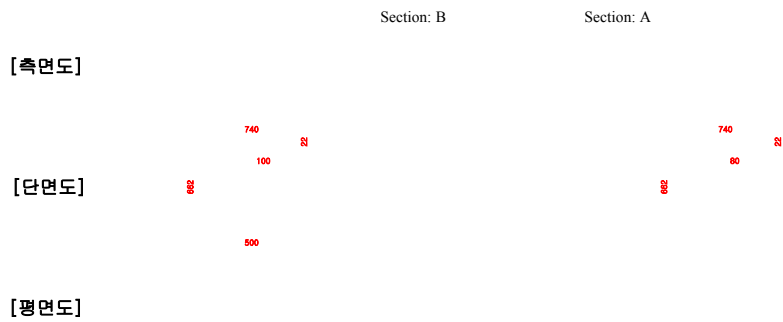


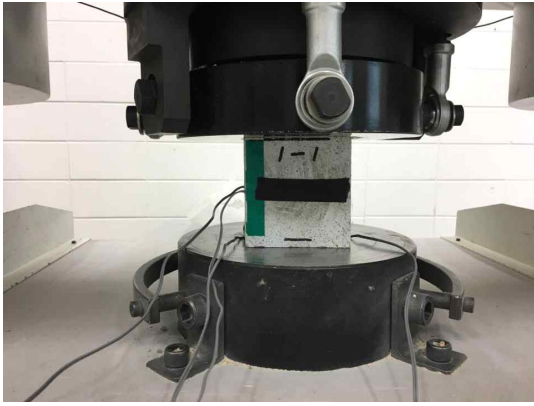
그림 3.1.4. 실험체 도면 (Specimen #3)

표 3.1.1. 실험체 제원

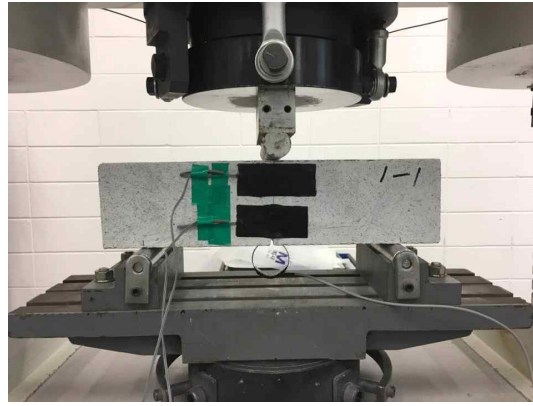
	b_f	t_f	D_e	Rebar		ρ_b	ρ_{test}	비고
Specimen #1	730	27.5	587.5	SWPC7 BL	Ø15.2 16EA	0.0141	0.0167	
Specimen #2	730	25	585		Ø15.2 14EA	0.0132	0.0148	
Specimen #3	730	22	582		Ø15.2 14EA	0.012	0.015	

나. 재료 실험

압축 시험 공시체는 $100 \times 100 \times 100\text{mm}$ 의 정육면체 공시체로 제작되고, 휨인장실험체는 $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ 의 직육면체 공시체로 제작되었다. 실험 공시체 예시는 그림 3.1.5와 같다.



(a) 압축실험



(b) 휨인장 실험

그림 3.1.5 재료실험

표 3.1.2는 각 압축 시편에서 얻어진 재료 물성치이다. 탄성계수는 K-UHPC설계 지침에 따라 응력-변형률 선도의 10~40%구간에서 각각 구한 후 평균값을 취하였으며, 할선 탄성계수와 극한 응력 또한 나타내었다.

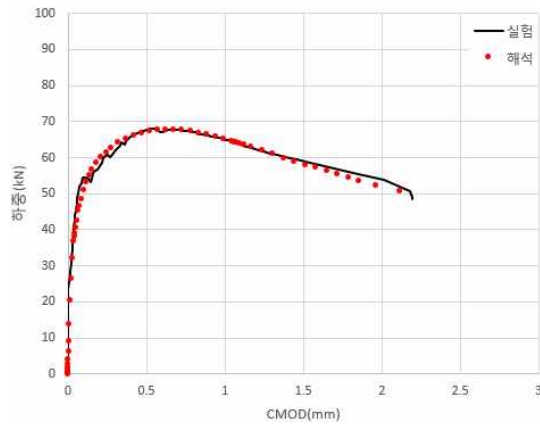
표 3.1.2. 압축 공시체 실험 결과

	Specimen #C1	Specimen #C2	Specimen #C3	Specimen #C4	Specimen #C5	Specimen #C6	Average
Maximum Stress	160.7	158.8	168.0	145.5	175.1	165.3	162.3
Secant Modulus	49,137	52,425	47,261	37,426	48,965	47,784	47,166
Tangent Modulus	41,971	33,949	46,598	-	43,126	39,056	40,940
Possion's ratio	0.21	0.25	0.22	0.20	0.24	0.20	0.22

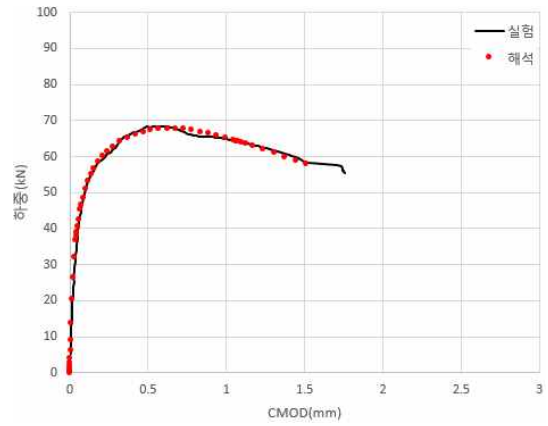
휨인장 실험체의 노치부에는 Extensometer를 사용하여 Crack Mouth Opening Displacement(CMOD)를 측정하였다.

표 3.1.2. 역해석에 의한 휨 인장 공시체의 재료 물성치

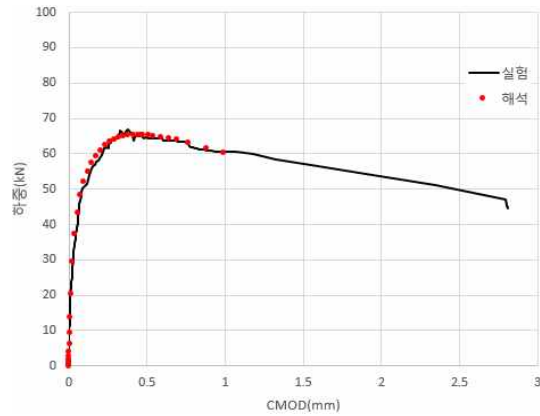
공시체	균열강도	인장강도	극한변위	한계변위
#M1	14	16	0.171	6.325
#M2	14	16	0.171	6.325
#M3	14.5	15.25	0.064	5.93
#M4	10	15	0.3	8
#M5	11	15	0.3	6
#M6	10.5	14.5	0.3	6
평균	12.33	15.29	0.22	6.43
Recommendation	9.5	13	0.3	5.3



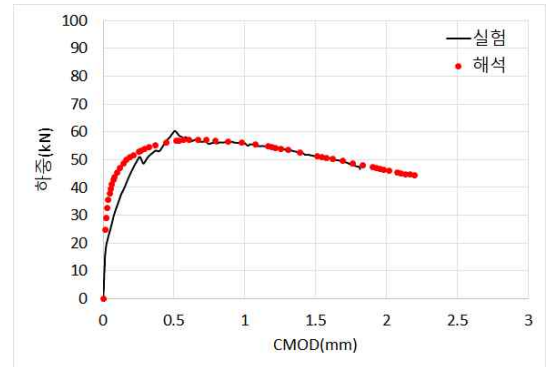
(a) #M1



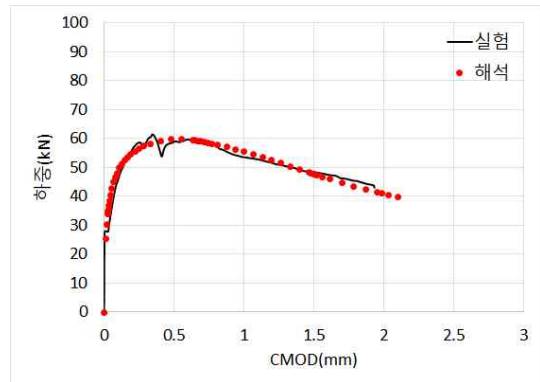
(b) #M2



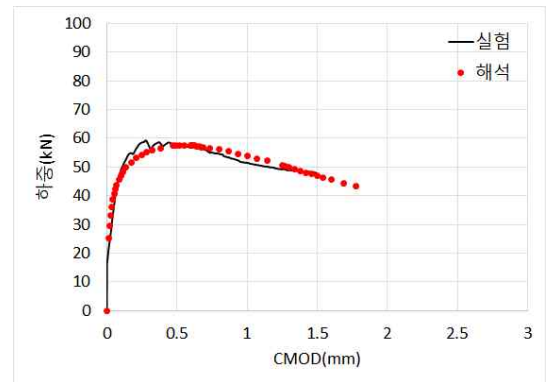
(c) #M3



(d) #M4



(e) #M5



(f) #M6

그림 3.1.6 하중-CMOD그래프의 실험/해석결과 비교

K-UHPC설계 기준에서는 초고성능 콘크리트의 인장 연화곡선을 균열 발생시점, 최대 인장응력 그리고 인장응력이 0이 되는 시점의 점으로 나타낸다. 이에 따라 역해석으로부터 얻어진 각 시험체의 물성치를 표 3.1.2에 나타내고, 평균값을 K-UHPC의 권장 설계 값과 비교한 결과 유사한 지점의 설계 강도보다 안전측의 결과가 나타났다.

다. 실험 결과

본 연구에서는 극한 모멘트를 공칭 모멘트 M_n 으로 나누어 정규화 하였다. 공칭모멘트 강도는 Yang 과 Joh의 제안식을 사용하여 산정하였다. 모멘트 강도는 그림 3.1.7과 같이 등가 직사각형 응력분포 계수 α 를 이용하여 단면에 발생하는 응력 분포를 단순화 하여 산정하였

으며, 이때 α 는 0.6~0.9사이의 값을 갖는다.

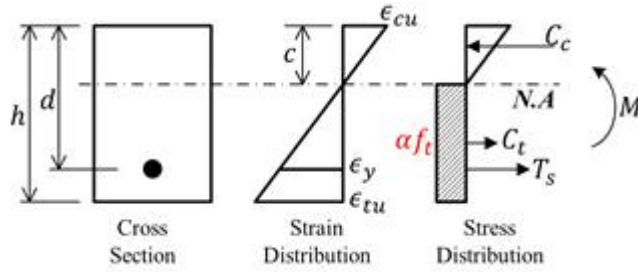


그림 3.1.7 등가직사각형 응력분포를 이용한 공칭 모멘트 강도 산정

최종적으로 식(4)를 이용하여 공칭 강도를 계산할 수 있다. 본 연구에서는 계수 α 를 0.5로 가정하였다.

$$M_n = \frac{1}{2} f_{cu} b c \times \frac{2}{3} c + \alpha f_t b (h - c) + A_s f_s (d - c) \quad \text{식 (3.1.4)}$$

이렇게 정규화된 극한 모멘트는 좌굴 거동 판단 요소 중 하나로 가정 될 수 있다. 예를 들어 시험체의 극한 모멘트 M_u 가 M_n 보다 작고, 압축 플랜지의 극한 변형률이 0.004보다 작을 경우 그 거동을 플랜지 국부좌굴 거동으로 가정할 수 있다.

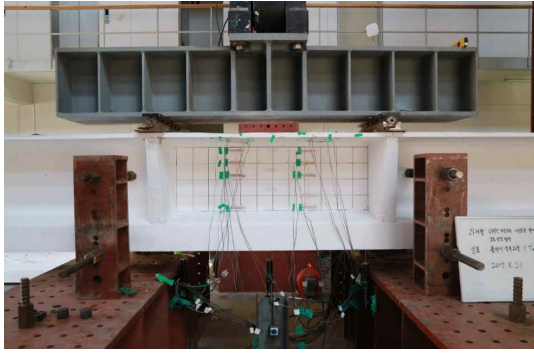
시험체의 하중 가력부와 지점부는 국부적인 파괴가 발생할 경우, 실험에 큰 영향을 미칠 수 있다. 따라서 하중 가력부와 지점부는 스티프너를 설치하였다. 또한, 정확한 하중이 가력되기 위해서는 횡변위를 구속해야 하므로 가운데 테스트존의 외측에는 힌지를 이용하여 횡변위를 구속하였다. 플랜지에 균일한 응력을 발생시키기 위해서 하중은 4점재하의 형태로 재하하였고, 하중 재하지점의 내측을 테스트존으로 가정하여 균일한 모멘트 분포상태가 발생될 수 있도록 하였다. 이러한 시험 방안에 대한 개요도를 그림 3.1.8에 나타내었다.

: 횡지지 지점

1000mm 1000mm

BMD

그림 3.1.8. 시험 개요도



(a) 하중조건

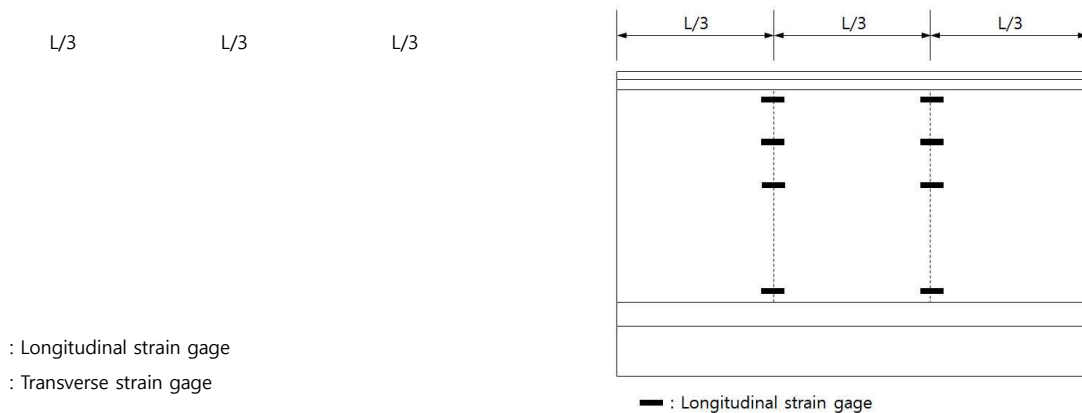


(b) 경계조건

그림 3.1.9. 하중 및 경계조건

압축 플랜지에 발생하는 응력은 좌굴을 유발할 수 있고, 판의 외측 변형을 유발할 수 있다. 따라서, 압축플랜지의 상단과 하단에는 변형률 게이지를 부착하여 그 거동을 측정하였고, 복부판에도 길이방향의 변형률 게이지를 부착하여 계측하였다.

정확한 파괴 거동을 추적하기 위해서 플랜지의 폭 방향으로 총 6개의 지점을 선택하여 수직, 수평의 변형률게이지를 각각 테스트존의 $L/3$, $2L/3$ 지점에 부착하였다. 또한 거더의 중앙부에 발생하는 수직방향의 변위를 LVDT를 이용하여 계측하였다.



(a) 플랜지 변형률 게이지 위치

(b) 복부판 변형률 게이지 위치

그림 3.1.10. 실험체 변형률 게이지 설치 위치

그림 3.1.11은 시편 #1, #2, #3에 대한 하중 변위 곡선을 나타낸다. 이때의 변위는 거더의 중앙지점에 위치한 변위계를 통하여 계측되었으며, 하중은 액츄에이터에서 발생하는 하중을 계측하였다.

하중 변위곡선에서 나타난 바와 같이 모든 실험체는 초기 선형 탄성적인 거동을 보이다 약 200kN에서 한번의 강성저하가 뚜렷하게 나타났다. 이는 인장플랜지의 항복에 의한 강성 변화로 인해 발생하는 현상이다. 실험체는 최대 하중까지 거의 선형적으로 증가하다가, 압축 플랜지의 파괴 혹은 전단파괴가 동시에 발생하면서 하중이 급격하게 떨어져 취성적인 파괴 형태를 보였다. 실험체 #1은 가장 플랜지의 두께가 두꺼운 실험체로 압축플랜지의 파괴와 함께 외측 복부판의 전단파괴가 동시에 발생하였으며, 실험체 #2와 #3은 압축플랜지의 파괴가 발생하여 실험을 종료하였다.

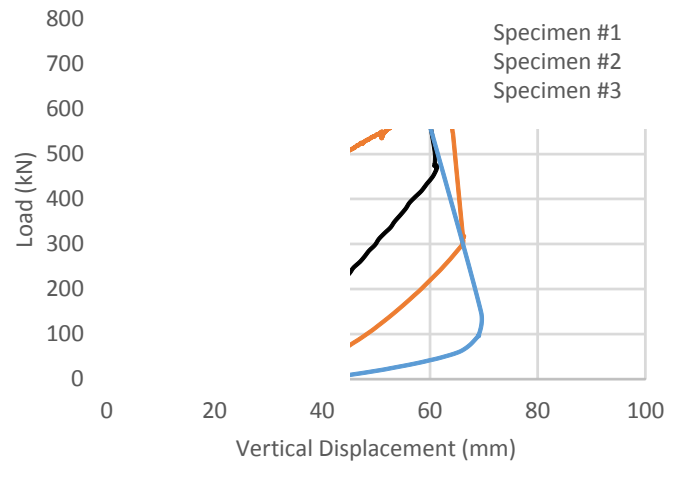


그림 3.1.11. 시험체의 하중-변위곡선

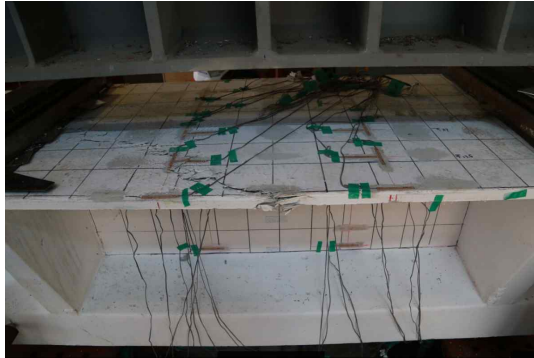
표 3.1.3. 실험에 의한 단면 강도 및 정적 강도 비교

Specimen	tf(mm)	maximum longitudinal Strain at ultimate strength	ρ_{test}	$M_n(kNm)$	$M_u(kNm)$	$\frac{M_u}{M_n}$
#1	27.5	0.00205	0.0167	1,843.5	1,103.2	0.598
#2	25	0.00283	0.0148	1,784.9	1,005.3	0.563
#3	22	0.0022	0.015	1,672.4	1,111.6	0.665

표 3.1.3은 실험에 의한 단면 강도 및 정적 강도를 비교한 결과와 최대 하중 상태의 최대 길이방향 플랜지 변형률을 나타낸 결과이다. 실험의 최대 강도는 정적강도로 추정된 강도에 비하여 약 0.598~0.665사이의 강도 값이 나왔으므로, 정적강도에 비하여 큰 하중 감소 현상이 나타남을 알 수 있다. 또한 이때의 압축플랜지 최대 변형률은 약 0.00205~0.00282로 나타나 시편의 최대 압축변형률 0.004에 비해 매우 낮은 변형률에서 파괴가 발생하였다. 그림 3.1.13은 압축플랜지에 발생하는 길이방향과 직각방향의 변형률 분포를 나타낸 것으로 하중 증가에 따라 선형적인 변형률의 증가가 계측되었으며, 직각방향의 변형률 분포에서 인장변형률이 계측되어 직각방향으로 단면의 면외변위에 의한 휨이 발생된 것으로 판단된다.



(a) Specimen #1 시험체 파괴모드
(전단+압축플랜지 파괴)

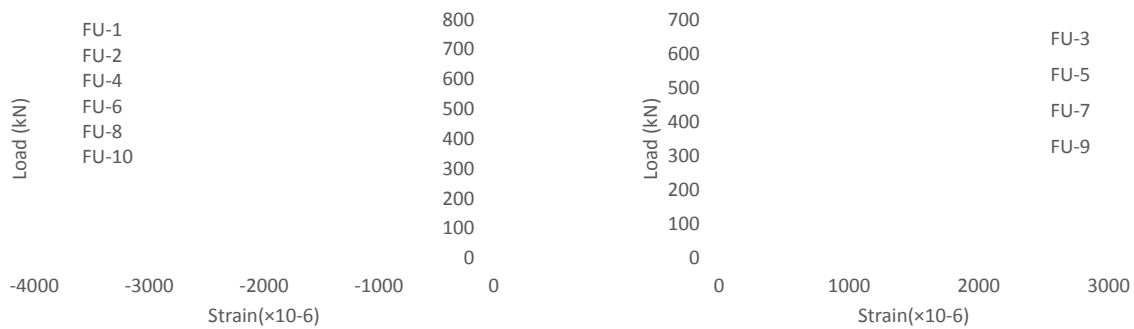


(b) Specimen #2 시험체 파괴모드
(플랜지 압축 파괴)



(c) Specimen #3 시험체 파괴모드
(플랜지 압축 파괴)

그림 3.1.12. 시험체 파괴 모드



(a) 길이방향 변형률 분포

(b) 직각방향 변형률 분포

그림 3.1.13 Specimen #1 압축플랜지 변형률 분포

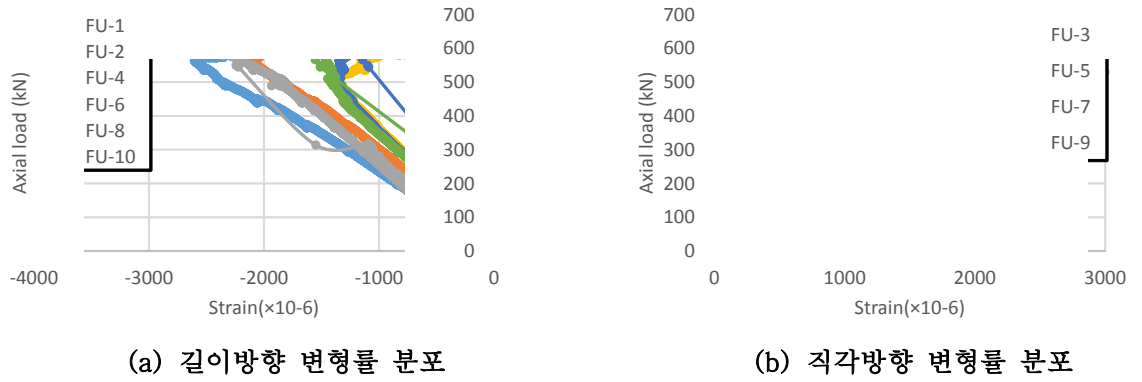


그림 3.1.14 Specimen #2 압축플랜지 변형률 분포

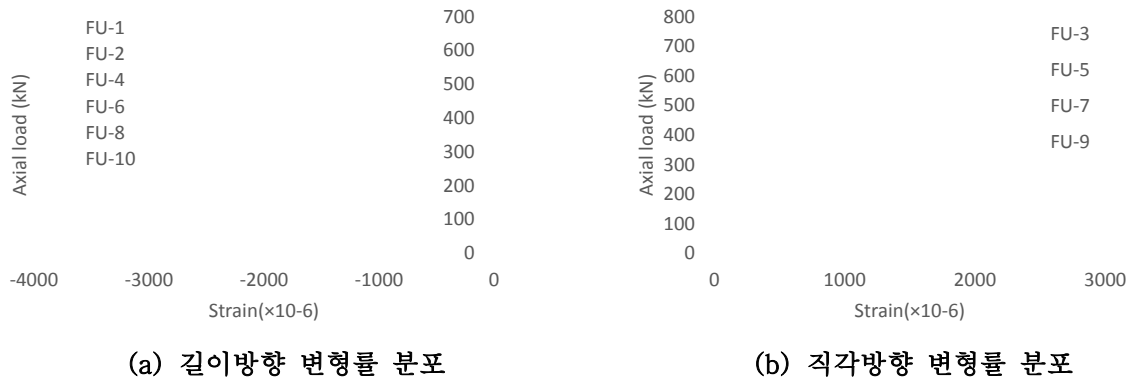


그림 3.1.15 Specimen #3 압축플랜지 변형률 분포

4. 구조해석

가. 강재 거더 플랜지의 탄성 좌굴 거동

일반적으로 강재 거더의 경우, 플랜지와 복부판의 상호작용이 플랜지의 좌굴강도에 영향을 미치는 것으로 알려져 있다. 이러한 I형 거더의 플랜지 국부좌굴에 복부판의 영향을 검토하기 위하여, 세장단면에 대한 플랜지 탄성 국부좌굴에 대한 3차원 탄성좌굴 해석(고유치 해석)을 수행하였다. 해석 프로그램은 ABAQUS 6.13이 사용되었으며 플랜지와 복부판은 3차원 쉘 요소(S4R)를 이용하여 모델링하였다. 거더의 경계조건은 단순지지조건을 사용하였으며, 플랜지에 등분포의 응력을 재하하기 위하여, 거더의 양단에 모멘트하중을 재하하였다.

본 연구에서는 다양한 단면 조건을 반영하여 해석을 수행하였고, 이를 플랜지와 복부판의 상호작용이 플랜지 탄성 국부좌굴에 미치는 영향을 검토하고자 한다. 플랜지의 세장비(λ_f) 범위는 7.5에서 50, 복부판의 세장비(λ_w) 범위는 20에서 200으로, 플랜지와 복부판이 조밀, 비조밀, 세장단면일 경우를 모두 검토할 수 있도록 총 126개의 다양한 단면을 선정하였다. 해석에 이용한 탄성계수를 205,000MPa와 포아송비 0.3으로 가정하였다.

$$b_f = 500\text{mm}$$

$$\frac{1}{2} \downarrow t_f (18 \text{ cases})$$

$$H = 1000\text{mm}$$

$$t_w (7 \text{ cases})$$

그림 3.1.16 탄성 국부좌굴 해석 모델의 단면 제원

표3.1.4 해석 모델의 단면 제원

bf(mm)	Dw(mm)	tf(mm)	tw(mm)	λ_f	λ_w
500	1000	5-33.3 (18cases)	5-50 (7cases)	7.5-50 (18cases)	20-200 (7cases)

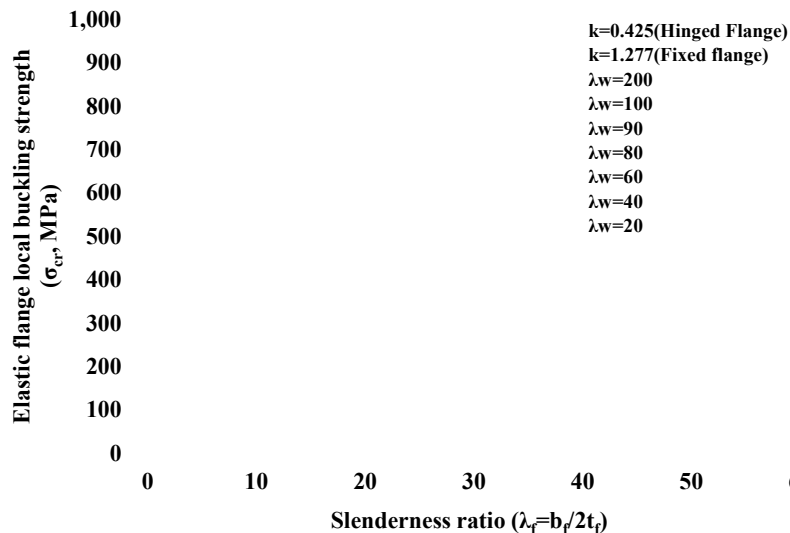


그림 3.1.17 복부판 및 플랜지의 세장비에 따른 탄성 좌굴 해석 결과

그림 3.1.17는 유한요소해석결과를 토대로 플랜지 세장비와 복부판의 세장비에 따라 산정된 플랜지 좌굴강도를 나타낸다. 또한, 해석결과와 고정 및 힌지지지된 플랜지에 대한 이론강도와 비교하였다.

비교결과, 복부판의 세장비(λ_w)가 20으로 매우 조밀한 경우에는 고정지지조건의 이론강도($k=1.277$ 일 때)와 유사하게 평가되었으며, 복부판의 세장비가 커질수록 좌굴강도가 점차 낮아지는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 좌굴모드에서 또한 확인할 수 있다.

복부판의 세장비가 80, 90, 100, 200으로 크고 플랜지의 세장비가 20이하로 작은 경우에는 복부판 휨 좌굴이 지배적이며, 이에 따라 이론적인 플랜지 국부좌굴 강도 보다 작은 고유값을 보이게 된다.

플랜지의 탄성좌굴에 대한 복부판의 영향을 고려하기 위하여, 해석결과를 토대로 탄성좌굴계수를 검토하였다. 탄성좌굴계수는 식 3.1.5과 같이 구할 수 있다.

$$k_{FEA} = \frac{12(1-\mu^2)(b_f/2t_f)^2 F_{cr,FEA}}{\pi^2 E} \quad \text{식.3.1.5}$$

또한, 유한요소해석결과를 바탕으로 식 3.1.5로부터 계산된 탄성좌굴계수는 AISC의 설계 탄성좌굴계수와 비교검토 하였다.

그림 3.1.18은 유한요소해석으로 산정된 플랜지 탄성좌굴계수(k_{FEM})와 식 1.6에 의해 계산된 탄성좌굴계수(k_c)를 복부판의 세장비에 따라 나타낸 결과를 고정 및 힌지지조건에서의 이론 좌굴계수와 비교하였다.

복부판의 세장비가 작아질수록 좌굴계수가 크게 산정되었으며, 그 반대인 복부판의 세장비가 커질수록 좌굴계수는 작아지는 것을 알 수 있다. 그러나, AISC의 식 2.5에 의해 계산된 탄성좌굴계수와 비교한 결과 플랜지의 세장비가 7.5인 경우와 복부판의 휨 좌굴이 발생하여 이론 좌굴계수 0.425보다 작게 산정된 경우를 제외하면, AISC 식에 의한 좌굴계수는 매우 보수적으로 평가되고 있다.

또한, 복부판의 세장비 뿐 아니라, 플랜지의 세장비도 플랜지 탄성좌굴계수에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 플랜지의 세장비가 증가할수록 고정 지지조건에 가까워지며, 플랜지의 세장비가 감소할수록 힌지 조건에 근접하였다. 이는 복부판에 의한 플랜지의 경계조건이 각 요소(플랜지, 복부판)의 세장비에 영향을 받는 다는 것을 의미하며, 결과적으로 좌굴 모드에 영향을 미치게 된다.

반면 AISC 식의 경우에는 변수로 플랜지의 세장비가 고려되어 있지 않으므로, 플랜지의 세장비에 상관없이 복부판의 세장비에 대해서만 탄성좌굴계수가 달라지게 된다. 따라서 보수적인 결과가 도출될 수 있다.

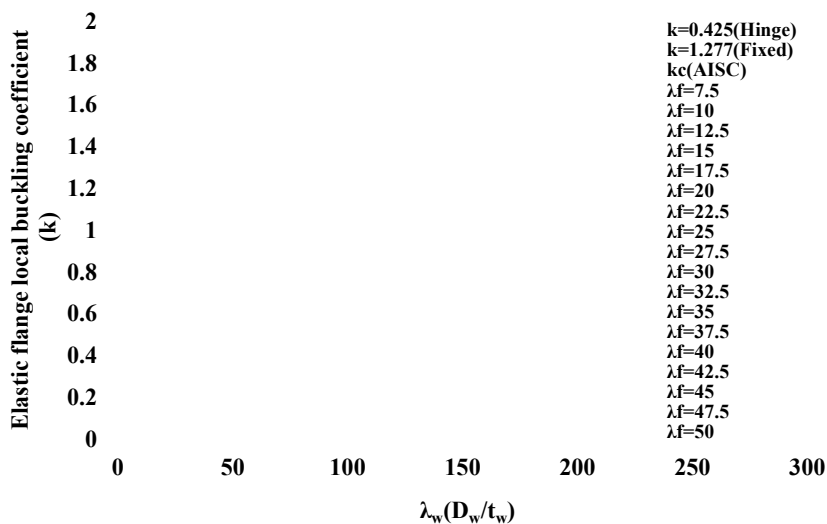


그림 3.1.18 복부판의 세장비에 따른 탄성 플랜지 국부좌굴 계수 비교

그림 3.1.18은 플랜지의 세장비에 따라 탄성좌굴계수를 나타낸 그래프이다. 플랜지의 세장비가 증가할수록 고정지지조건($k=1.277$)에 수렴하며, 플랜지의 세장비가 감소할수록 힌지조건($k=0.425$)에 수렴하는 것을 알 수 있다. 또한 플랜지의 세장비가 감소하거나, 복부판의 세장비가 증가할수록 힌지조건의 탄성좌굴계수보다 낮게 평가되었다.

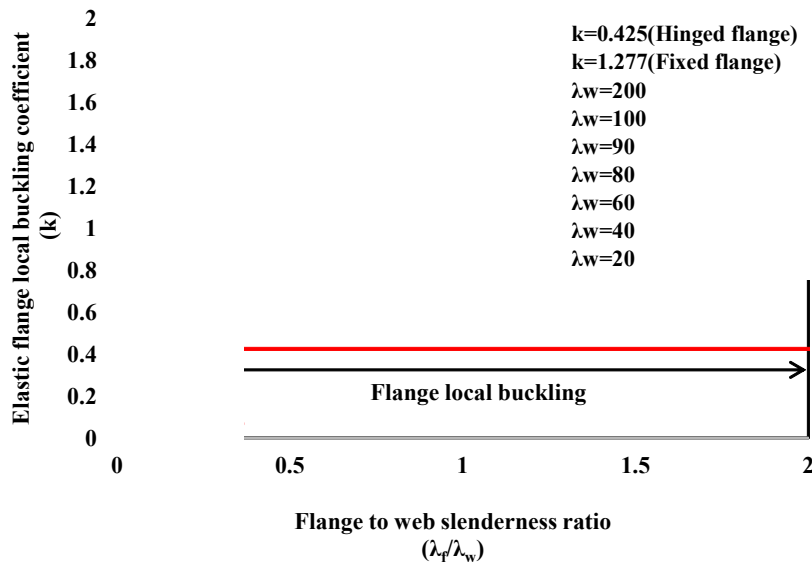


그림 3.1.19 플랜지-복부판 세장비비에 따른 탄성 좌굴 계수 평가

그림 3.1.19는 해석결과에 의한 플랜지 탄성좌굴계수(k_{FEM})을 플랜지와 복부판의 세장비비(λ_f/λ_w)에 따라 정리한 결과이다. 세장비비(λ_f/λ_w)에 따라 하나의 곡선으로 수렴되는 결과가 나타났으며, 플랜지 탄성좌굴계수는 플랜지와 복부판의 세장비비에 직접적인 연관이 있는 것으로 판단된다. 이는 플랜지와 복부판의 상호작용을 나타내는 결과이며, 또한 세장비비로써 지배적인 좌굴 모드를 판단할 수 있음을 반증한다.

세장비비가 약 1인 경우에는 복부판에 의하여 고정지지조건인 상태에 가까웠고, 세장비비가 그 이하인 경우에는 점차 탄성좌굴계수가 감소하다가 약 세장비비 0.125에서 힌지지조건인 탄성좌굴계수에 도달하였다. 그 이하의 세장비비에서는 탄성좌굴계수가 급격히 떨어지는 것으로 나타났다.

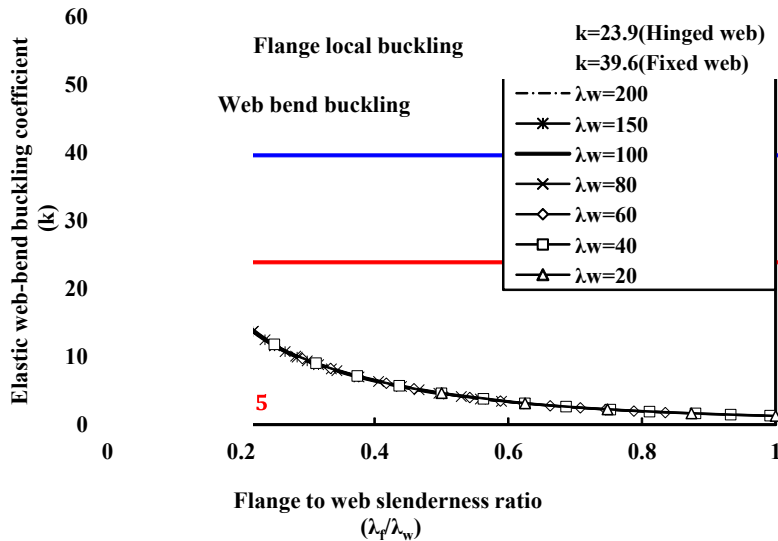


그림 3.1.20 플랜지-복부판 세장비비에 따른 복부판 휨 좌굴 계수 평가

그림 3.1.20는 해석결과로 도출된 복부판의 응력을 바탕으로 복부판의 휨좌굴계수와 플랜지와 복부판의 세장비비에 따라 정리한 결과이다. 세장비비가 0.15보다 작은 경우는 복부판 휨좌굴계수가 고정지지조건($k=39.6$)과 힌지조건($k=23.9$)사이에 위치하게 되어 전형적인 복부판의 휨 좌굴계수가 산정되었다.[9] 또한, 플랜지의 국부좌굴이 발생하는 세장비비가 0.125임을 감안하면, 세장비비 0.125에서 0.15에서는 플랜지와 복부판의 좌굴계수가 동시에 산정되는 구간임을 알 수 있다.

따라서, 플랜지의 국부좌굴에서 플랜지와 복부판의 상호작용은 세장비비에 관계가 깊은 것으로 판단되며, 세장비비(λ_f/λ_w) 0.125를 기준으로 플랜지 국부좌굴이 발생하며, 0.15를 기준으로 복부판 좌굴 모드가 결정됨을 알 수 있다. 세장비비 0.125에서 0.15구간에서는 플랜지와 복부판의 상호작용의 영향이 매우 큰 구간임을 유추할 수 있다.

나. UHPC 거더 플랜지의 탄성 좌굴 거동

앞서 배경 이론에서 설명하였듯이 플랜지의 좌굴강도는 경계조건의 영향, 탄성계수의 영향을 받는다. 플랜지의 경계조건은 플랜지가 단순지지되었는지, 고정지지되었는지에 따라서 좌굴강도에 영향을 미치며, 교량 거더에서는 복부판에 의하여 지지되는 플랜지의 조건에 영향을 받는 것으로 알려져 있다.

본 연구에서는 UHPC I형 거더에 대한 탄성 국부좌굴 강도를 해석적 기법으로 평가하였다. 플랜지의 경계조건에 따른 좌굴강도의 영향을 분석하기 위하여 복부판의 세장비에 따른 UHPC I형 거더의 탄성 좌굴강도를 분석하였다.

그림 3.1.21은 3차원 유한요소해석 모델을 보여주며, 해석모델의 제원은 플랜지 폭 1000mm, 높이 1000mm의 단면을 갖는 I형 보로 선정하였다. 해석변수는 복부판의 세장비와 플랜지의 세장비로 선정하였다. 플랜지의 세장비(λ_f)는 5~50, 복부판의 세장비(λ_w)는 20~200으로 다양한 형태의 단면으로 좌굴강도를 분석하였다.

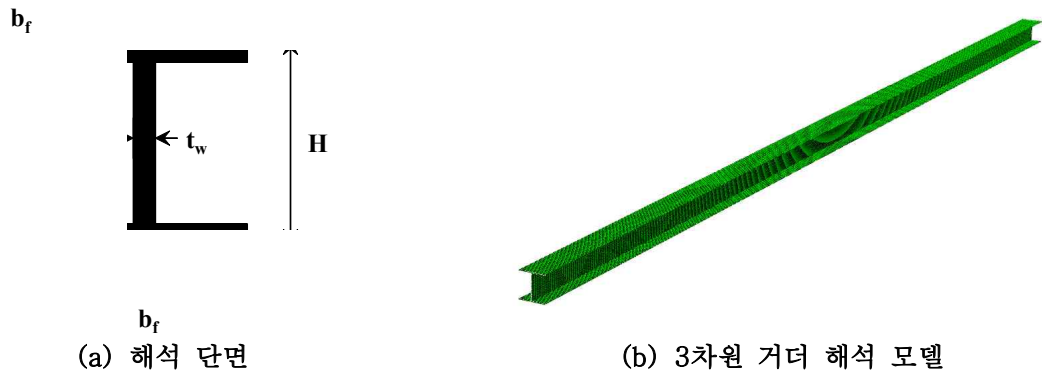


그림 3.1.21 유한 요소 해석 모델

하중은 거더의 도심위치에 모멘트 하중을 재하하여 전단면에 걸쳐서 균일한 모멘트를 받도록 재하하였으며, 횡비틀림 좌굴을 방지하고 탄성좌굴강도가 과대 평가되지 않도록 매개변수해석을 통하여 적절한 횡지지간격을 결정하였다. 일반적으로 횡지지간격은 탄성좌굴강도에 큰 영향을 미치므로, 횡비틀림이 발생하지 않는 최대 횡지지간격으로 해석을 수행하였다. 경계조건은 단순지지조건을 이용하였다.

UHPC I형 거더에 대한 탄성해석결과는 그림 3.1.22과 같으며, UHPC 거더에 대한 탄성좌굴 해석 결과와 이론식으로 도출된 좌굴강도를 표시하였으며, 강재에 대한 탄성좌굴강도와 비교하였다.

또한, 대표적인 좌굴모드는 그림 3.1.23과 같다. 해석결과에 대하여 고찰하여 보면, 탄성계수의 차이로 인하여 강재 거더에 비하여 UHPC거더의 판 좌굴강도는 더욱 낮게 평가되었다. 또한, 플랜지의 세장비가 커질수록 전체적으로 고정지지조건에 수렴하는 것으로 판단되며, 반대의 경우에는 힌지지조건에 이론 강도와 유사하게 나타났다. 그림 3.1.18와 같이 극단적으로 복부판의 두께가 얇고 플랜지의 세장비가 작은 경우에는 복부판의 휨좌굴에 의하여 좌굴강도가 낮게 평가되었다.

플랜지가 매우 세장하고, 복부판의 세장비가 매우 작은 경우는 판이 고정지지에 가까운 조건이다. 해석결과에 의하면 고정지지조건에 대한 좌굴계수는 1.387로써, 강재의 경우인 1.277보다 크게 평가되었다. 이는 포아송비의 영향으로 포아송비가 0.2인 경우에는 1.387에 근접해지고 포아송비가 0.3인 강재의 경우에는 1.277로 나타나 재료의 포아송비에 따라 좌굴계수가 상이함을 알 수 있었다. 기존 강재의 좌굴강도와 비교한 결과, 강재의 좌굴강도보다 UHPC의 좌굴강도가 낮게 평가되었다. 이는 UHPC의 탄성계수가 강재의 탄성계수보다 작기 때문으로, UHPC거더의 좌굴이 강재일 때보다 더 취약한 것으로 나타났다.

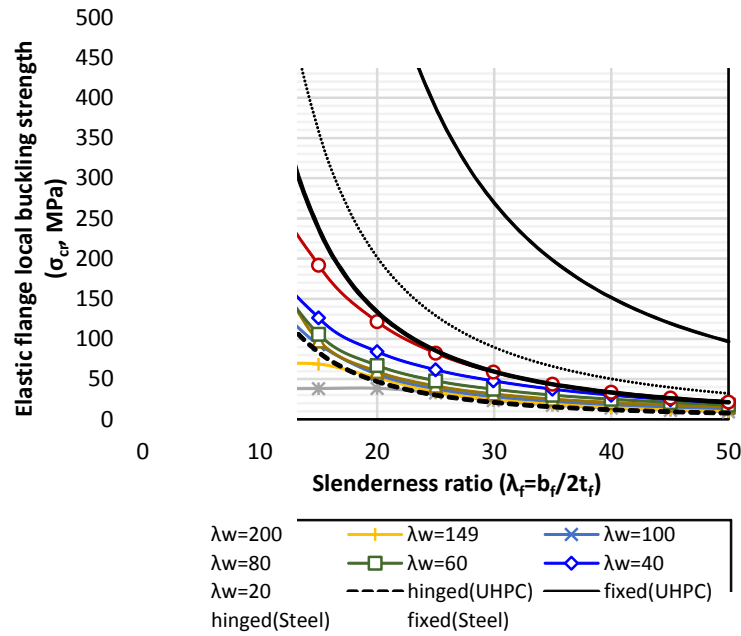


그림 3.1.22 플랜지 세장비에 따른 탄성 플랜지 좌굴 강도

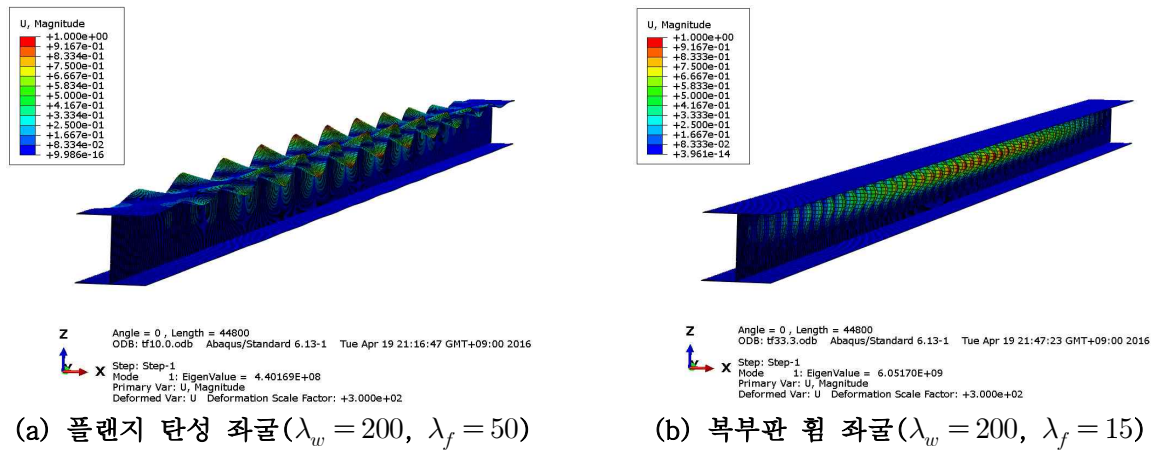


그림 3.1.23 탄성 좌굴 모드

그림 3.1.24 플랜지와 복부판의 세장비비에 따른 UHPC거더의 탄성좌굴 계수 비교

다. UHPC 판의 비탄성 좌굴 거동

UHPC 판의 비탄성 좌굴 거동을 분석하기 위하여, 3차원 쉘요소(S4R)를 이용하여 판을 모델링하고, 재료 및 기하 비선형 해석이 수행되었다. UHPC 재료는 “초공성능 콘크리트 k-UHPC 구조설계 지침(2012)”의 권장 설계 특성치를 따르도록 정의하였고, 상세한 재료 물성은 표 3.1.4에 나타내었다. 콘크리트 재료는 Concrete damaged plasticity (CDP) 방법을 이용하여 시뮬레이션하였다.

판의 길이방향을 따라 고정지지와 힌지지지 경계조건을 적용하여, 플랜지의 가운데를 지나 는 선으로 지지된 판을 모델링하였다. 하중은 판의 양끝단에 균일한 압축응력이 재하되도록 하였다(그림 3.1.25).

표 3.1.5. K-UHPC 재료의 권장 설계 물성치

구분	E_c (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{crk} (MPa)	f_{tk} (MPa)	w_u (mm)	w_{lim} (mm)	ϵ_u	ϵ_{lim}
권장 설계 특성치	45,000	180	9.5	13	0.3	5.3	$\phi_c f_{crk} / E_c + w_u / L_{eq}$	$\phi_c f_{crk} / E_c + w_{lim} / L_{eq}$

여기서, E_c : 탄성계수

f_{ck} : 압축강도

f_{crk} : 균열발생강도 특성값

f_{tk} : 인장강도

w_u : 휨 강성

w_{lim} : 비틀림 강성

ϵ_u : 비틀림 강성

ϵ_{lim} : 비틀림 강성

ϕ_c : 인장거동에 대한 재료저감계수

L_{eq} : 특성길이 ($G_F E_c / f_{tk}^2 = 1.01 \times 10^4 mm$)

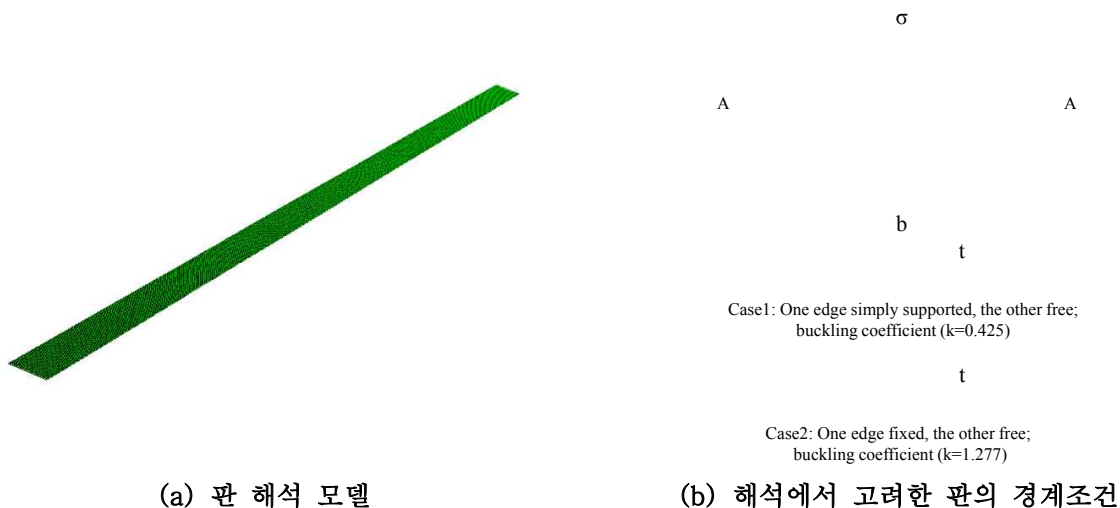


그림 3.1.25. 해석 모델 개요

그림 3.1.26은 플랜지의 세장비, 경계조건, 비선형 재료모델의 고려 유무에 따른 해석결과

를 나타내며, 그림 3.1.27은 대표적인 해석 모델에 대한 좌굴 모드를 보여준다.

해석 결과, 플랜지가 고정지지된 경우가 힌지로 지지된 경우보다 큰 좌굴강도를 보이는 것으로 나타났다. 힌지지지 조건인 경우에는 재료의 비선형성을 고려하지 않은 모델(GN-simply supported)과 고려한 모델(GMN-simply supported)의 좌굴강도는 유사하게 나타났으므로, 재료적인 비선형성의 영향이 크지 않았다.

하지만, 고정지지 조건의 해석모델의 경우, 재료비선형성을 고려하지 않은 모델(GN-fixed)과 고려한 모델(GMN-fixed)의 비탄성 좌굴강도의 차이는 매우 크게 나타났다. 이는 UHPC의 비선형적인 재료모델과 복부판에 의한 경계조건이 좌굴강도에 큰 영향을 미친다는 것으로 해석될 수 있다.

특히, 세장비가 10~36의 범위에 있는 UHPC판의 좌굴강도는 재료의 비선형성, 즉 인장강도가 압축강도에 비하여 매우 낮은 특징으로 인하여 좌굴강도는 매우 낮게 평가되었다. 세장비가 36이상인 경우에는 이론에 의한 탄성좌굴강도보다 크게 나타났으므로, 재료비선형성의 영향은 크지 않은 것으로 판단되며, UHPC 판좌굴강도를 산정함에 있어서 재료 비선형성의 영향이 미치는 범위를 적절하게 평가해야 할 것으로 판단된다.

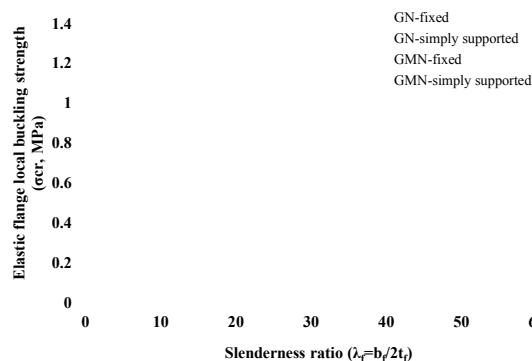
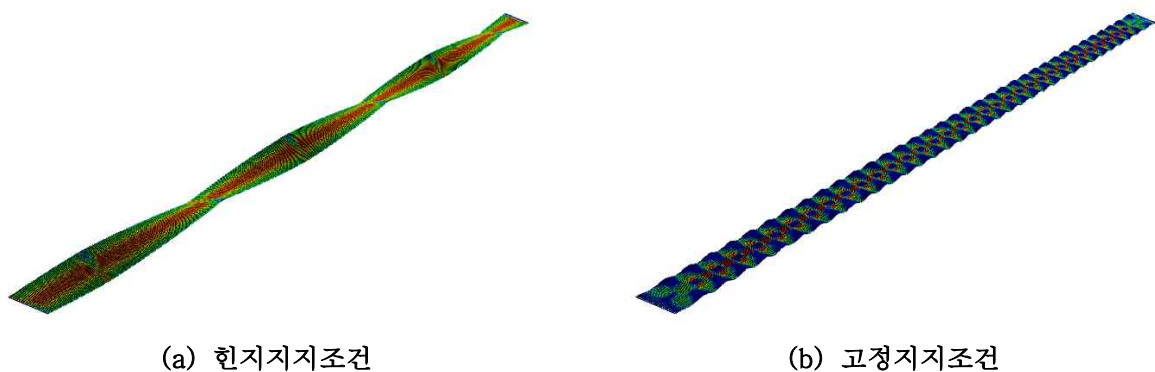


그림 3.1.26. 경계조건 및 판의 재료별 비선형 좌굴 해석 결과 비교



(a) 힌지지지조건

(b) 고정지지조건

그림 3.1.27. 비선형 해석 모델의 좌굴 모드 비교

라. UHPC 거더 플랜지/바닥판의 비탄성 좌굴 거동

본 연구에서는 UHPC I형, T형, 합성후 바닥판에 대한 압축 플랜지의 좌굴 한계 상태에 대한 평가를 수행하고, 적절한 설계식을 제시하기 위한 연구를 수행하였다.

압축플랜지의 압축파괴 및 좌굴 파괴를 유도하기 위하여, 거더 단면은 인장부 하단 철근을 과보강으로 삽입하여, 압축플랜지의 파괴를 유도하기 위한 해석 단면을 선정하였다. 따라서,

본 연구의 해석모델의 철근비는 압축단과 인장단이 동시에 항복 및 파괴가 발생하는 균형철근비의 보다 1.1배의 철근을 배근하여 압축플랜지의 좌굴강도를 평가하였다.

비탄성 좌굴 해석에서는 플랜지에 초기 결함으로 면외 변위를 발생시켜 비탄성 좌굴이 유도되도록 하였고, 초기결함의 크기는 강재 거더 플랜지의 제작 오차($b_f/150$)에 준하여 산정하였다.

(1) 해석 개요

구조해석은 3차원 쉘요소(S4R)를 이용하여 범용 구조해석 프로그램인 ABAQUS 6.13으로 수행하였다. 플랜지의 폭은 1000mm, 플랜지 상단으로부터 인장단 철근 도심까지의 복부판 유효깊이는 900mm로 하였고, 하부 플랜지의 두께는 200mm의 단면을 모델링하였고, 플랜지의 두께를 변수로 매개변수를 산정하였다.

하부 플랜지의 철근은 항복강도 1600MPa의 강연선이 삽입된 것으로 가정하였고, rebar로 하부 플랜지의 요소에 정의 하였다. 이 때, 강연선은 정적 강도 상태에서 하부 플랜지 철근이 항복하지 않도록, 균형 철근비의 1.1배로 정의하여 요소내에 균등하게 분포시켰다.

표 3.1.6. 매개변수 범위

$b_f(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$D_e(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	λ_f	λ_w	$\frac{\rho_{FEA}}{\rho_b}$
1000	10~100 (10가지)	900	45~180 (4가지)	5~50	5~20	1.1

해석에 이용한 UHPC의 설계 특성은 “초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계 지침(2012)”에서 추천하고 있는 재료 특성을 사용하였다. 해석에 이용한 압축강도와 인장강도 곡선은 그림 3.1.28와 같다. 재료 모델은 CDP모델을 이용하여 재료의 파괴를 정의하였다.

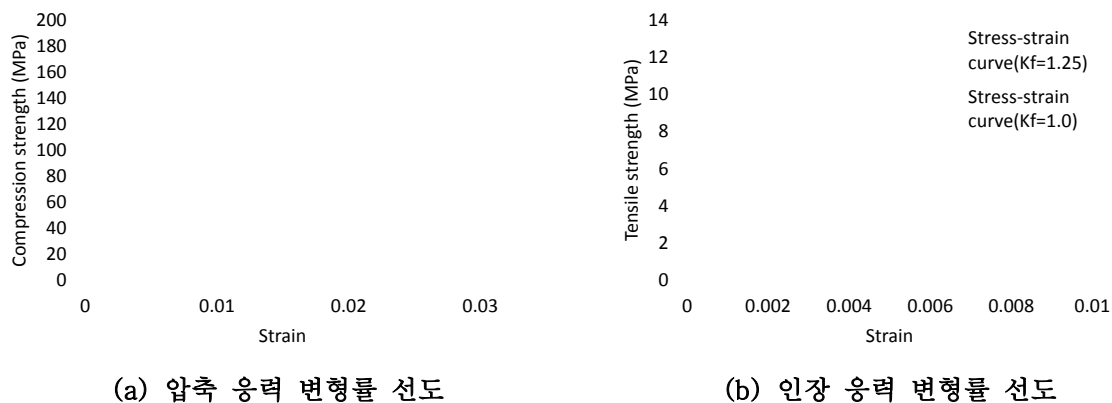


그림 3.1.28. 해석에서 고려된 UHPC의 재료 모델

UHPC 재료는 강섬유를 혼합하여 연성을 향상시킨 재료이지만, 강섬유의 방향에 따라 강섬유가 발휘할 수 있는 최대 인장 강도는 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 프랑스 AFGC-SETRA 지침에서는 이러한 섬유의 방향성의 차이를 고려하기 위하여 섬유 방향성 계수 K_f 를 이용하여 재료 시편과 현장의 섬유 방향성의 차이를 고려할 수 있도록 제시되어

있으며, 통상 축력, 휨, 전단을 받는 경우에는 1.25를 사용하며, 국부적으로 하중을 받는 경우에는 1.75를 사용하도록 권장되고 있다. 본 연구에서는 휨에 대한 섬유 방향계수 1.25를 사용하여, UHPC의 인장 강도를 정의하여 해석결과가 과대평가되지 않도록 하였다.

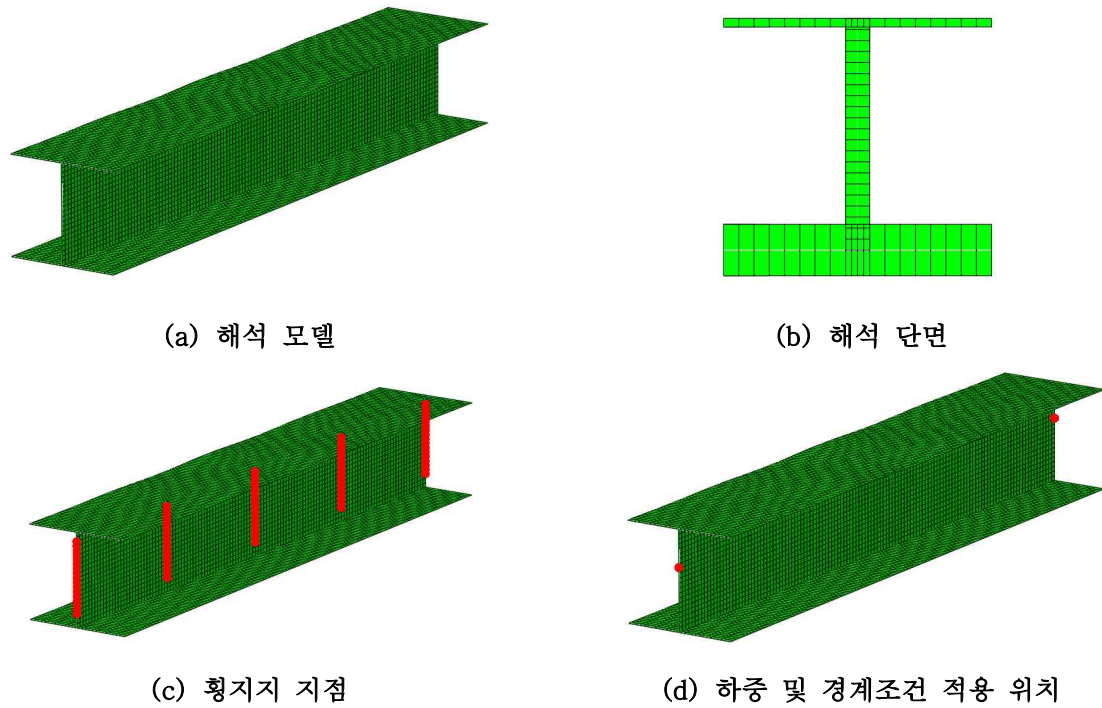
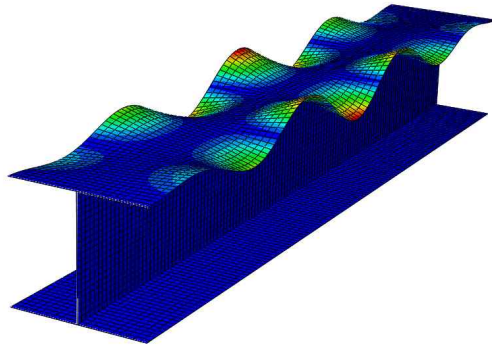


그림 3.1.29. 구조해석 모델 및 해석시 고려한 하중 및 경계조건

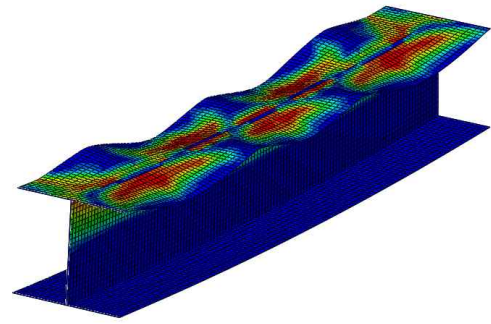
하중 및 경계조건은 그림 3.1.29와 같이 정의하여, 균일한 휨 모멘트를 받는 단순 거더로 모델링하여, 국부좌굴 강도를 평가하였다.

거더 플랜지의 초기 결함은 국부좌굴 강도에 영향을 미친다. 따라서, 적절한 초기결함을 통하여 기하비선형성을 정의하여야 한다. 단면의 강성이 큰 콘크리트의 경우 플랜지나 바닥 판에 대한 제작 오차는 규정되어 있지 않다. 강재의 경우, 제작 시 용접열이나 내외부 온도 차이로 인하여 단면이 쉽게 뒤틀릴 수 있는데, 플랜지 폭을 기준으로 $b_f/150$ 의 제작 오차 이내로 제작한다.

본 연구에서는 강재의 제작 오차에 준하여 초기 결함을 발생시켰다. 플랜지의 좌굴은 구조 물이 가지고 있는 유효좌굴 길이에 따라 좌굴이 발생할 가능성이 높다. 따라서, 보다 정확한 해석을 수행하기 위하여, 탄성좌굴해석을 통해 산정된 변형형상을 기하비선형해석에 이용하였고, 플랜지의 최대 면외 변위는 $b_f/150$ 이 되도록 하였다. (그림 3.1.30)



(a) 탄성 해석시 변형 형상



(b) 초기결함을 적용한 해석 결과

그림 3.1.30 해석 단면의 초기결함의 적용

(2) 해석 결과

그림 3.1.31은 재료 및 기하비선형 해석을 통해 얻어진 플랜지의 평균응력과 단면의 회전각의 관계를 나타낸 그래프이다. 그림 3.1.26 (a) - (d)는 재료와 기하비선형성을 모두 고려한 결과이고, 그림 3.1.26 (e) - (h)는 초기결함이 없는 재료비선형성만 고려된 해석결과이다. 재료비선형해석의 경우, MN (Material Nonlinear)으로 정의하였고, 재료 및 기하비선형 해석의 결과는 GMN (Geometrical and Material Nonlinear)으로 정의하였다. 이를 근거로 하여, 플랜지의 최대응력이 발생하는 하중 상태를 플랜지의 압축파괴 혹은 좌굴 파괴 시점으로 정의하였다. 따라서, 이렇게 산정된 플랜지의 강도를 세장비에 따라 나타내면 그림 3.1.32와 같다.

그림 3.1.32의 해석결과에 의하면, 세장비가 5에 근접할 때, 재료 비선형해석결과와 기하비선형해석으로 산정된 최대 강도는 거의 같아, 좌굴이 발생하지 않았다. 하지만, UHPC의 압축강도 180MPa에는 도달하지 못하여, 약 132~150MPa에서 최대 강도를 보였다. 그림 3.1.33은 플랜지 세장비가 5인 경우로 최대 강도 도달 시 플랜지에 발생하는 최대 주응력 상태를 보여준다. 플랜지에 최대 압축응력이 작용하였을 때, 플랜지와 복부판이 연결되는 지점에서 교축직각방향의 인장응력이 발생하여 인장강도를 초과하는 것으로 나타났다. 이러한 현상은 전단 지연 효과에 의한 것으로 판단된다.

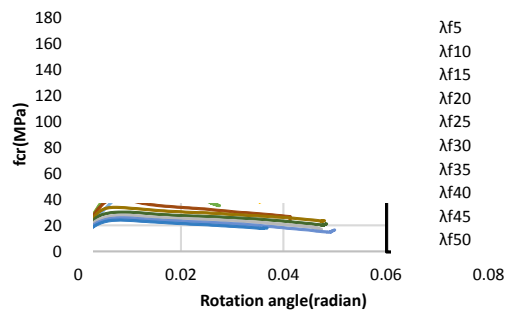
휨 이론에서 휨에 대한 기본가정에 의하면, 휨 이전에 평면이었던 거더의 단면은 휨 이후에도 그대로 유지된다고 가정된다. 하지만, 교량의 합성 후 단면의 바닥판과 같이 폭이 넓은 플랜지에서는 이러한 가정이 항상 받아들여지지 않는다. 플랜지에서 평면 내 전단변형작용으로 인하여 복부판에서 멀리 떨어진 플랜지 부분에서 길이 방향의 변위는 복부판 근처의 변위보다 지연된다. 이러한 현상은 전단지연현상이라고 알려져 있다. 더욱이 UHPC와 같은 콘크리트의 경우, 탄성계수 및 전단탄성계수가 강재의 비하여 매우 작은 재료이기 때문에, 이러한 전단 지연 현상이 두드러지게 나타나게 된다. 교량에서의 유효폭은 이러한 전단지연 현상을 고려하기 위하여, 단면의 폭을 실제 단면보다 줄임으로써 줄어든 유효폭내에서 균일한 응력이 발생하는 것으로 가정되며 이러한 전단 지연 현상을 간단히 대체한 방법이다.

3.1.4.1절의 UHPC거더의 탄성좌굴해석에서 수행된 결과에서는 플랜지의 경계조건, 즉 복부판의 폭두께비의 영향으로 인하여 플랜지의 탄성좌굴강도가 쉽게 변할 수 있음을 보였다. 하지만, 본 절의 기하비선형해석결과에서는 UHPC의 재료비선형인 특징이 두드러지며, 탄성좌굴 이론에서 고려되었던 복부판의 영향은 매우 미미해지게 되었다.

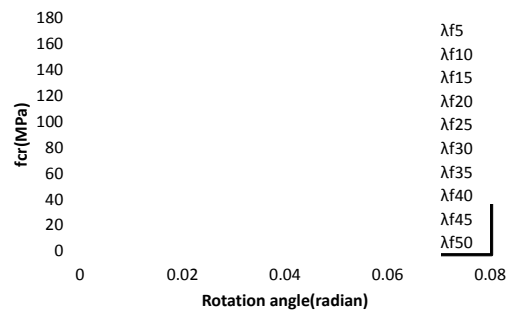
세장비가 약 5~ 45사이에서는 압축강도보다 작은 인장강도로 인하여, 좌굴강도는 매우 낮

아지다. 세장비 45이상에서는 고정지지조건의 좌굴강도에 근접한 결과가 나타났다.

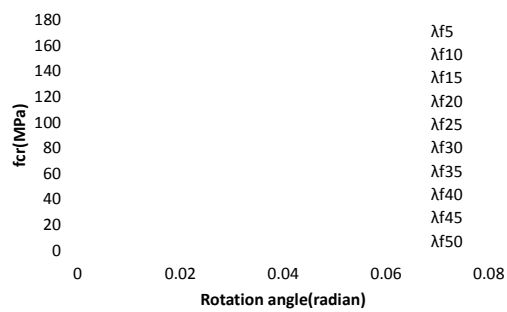
이러한 현상으로 미루어 볼 때, UHPC 플랜지가 매우 세장한 경우에는 탄성좌굴현상이 발생되며, 세장비가 약 5~45사이에서는 기하비선형과 재료비선형성이 동시에 발생하는 비조밀단면으로 분류할 수 있을 것으로 판단된다.



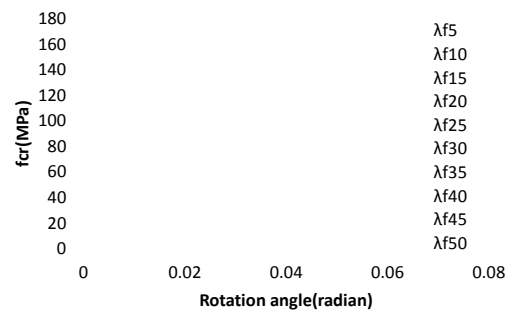
(a) $\lambda_w = 5$ 의 재료 및 기하비선형 해석 결과



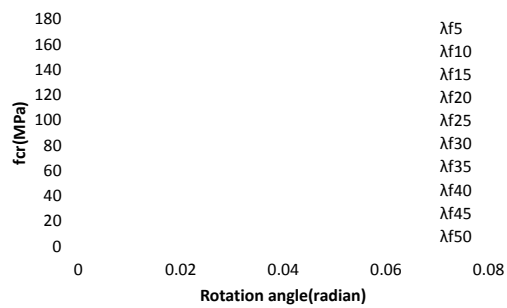
(e) $\lambda_w = 5$ 의 재료 비선형 해석 결과



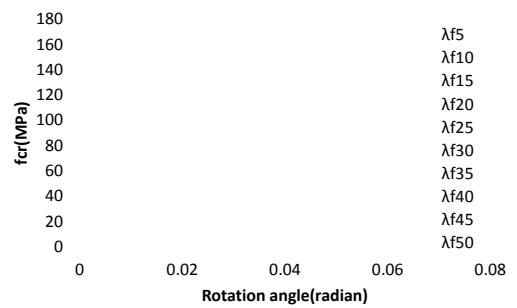
(b) $\lambda_w = 10$ 의 재료 및 기하비선형 해석 결과



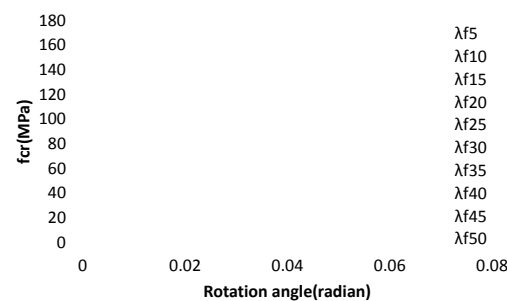
(f) $\lambda_w = 10$ 의 재료 비선형 해석 결과



(c) $\lambda_w = 15$ 의 재료 및 기하비선형 해석 결과



(g) $\lambda_w = 15$ 의 재료 비선형 해석 결과



(d) $\lambda_w = 20$ 의 재료 및 기하비선형 해석 결과



(h) $\lambda_w = 20$ 의 재료 비선형 해석 결과

그림 3.1.31. 해석 결과에 의한 플랜지 평균 응력과 회전각의 관계

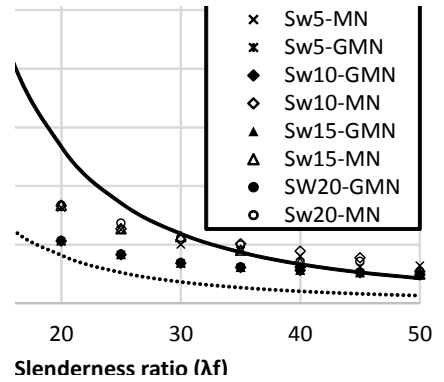


그림 3.1.32. 플랜지 세장비에 따른 압축 플랜지의 좌굴 응력 비교

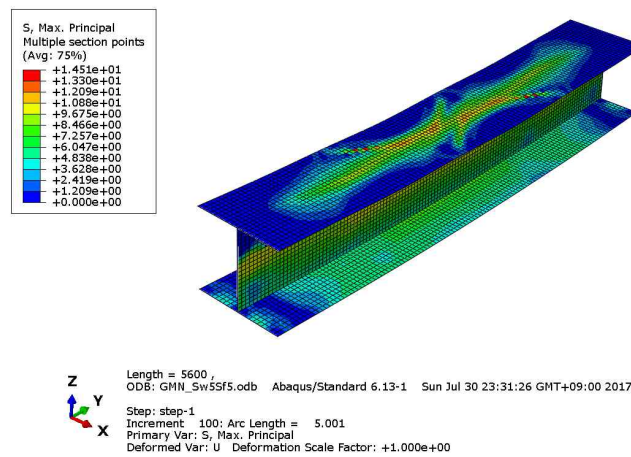


그림 3.1.33. 플랜지 세장비에 따른 압축 플랜지의 좌굴 응력 비교

마. UHPC거더 플랜지 국부 좌굴(FLB) 강도 산정 방안 제시

본 절에서는 3.1.4.3절의 구조해석 결과에 기초하여 UHPC거더 플랜지의 국부 좌굴 강도 산정 방안을 제시한다. 해석결과에 기초하여 최종적으로 조밀로 구분할 수 있는 세장비, 비조밀단면, 세장단면으로 구분하였다. 조밀단면의 경우, 세장비가 7.114를 기준으로 분류하였고, 비조밀단면은 세장비가 7.114에서 45.72까지로 정의하였다. 세장비가 45.72보다 큰 경우는 탄성좌굴이 발생하는 것으로 가정하였다. 그림 3.1.34의 해석결과를 통하여, 보강되지 않은 UHPC 거더 플랜지에 대한 좌굴강도 산정식을 식 3.1.6 - 8로써 제시하였다.

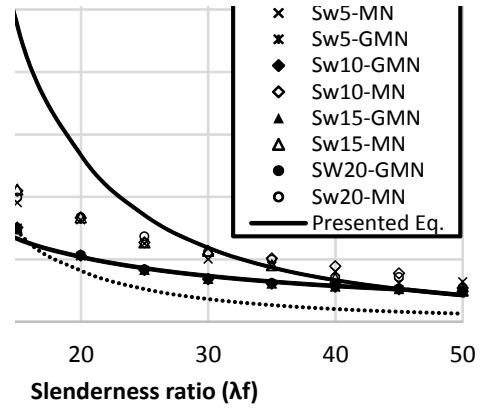


그림 3.1.34. 플랜지 세장비에 따른 압축 플랜지의 좌굴 응력 비교

$$\lambda < 7.114, \quad f_n = 0.7f_{ck} = 128MPa \quad \text{식 (3.1.6)}$$

$$7.114 \leq \lambda < 45.72, \quad f_{cr} = 677.07 \times \lambda^{-0.857} \quad \text{식 (3.1.7)}$$

$$45.72 \leq \lambda, \quad f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2) \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad \text{식 (3.1.8)}$$

바. UHPC 거더의 횡방향 보강 철근(배력 철근)이 플랜지 국부 좌굴(FLB) 강도에 미치는 영향

앞서 언급한 바와 같이, UHPC 바닥판과 같은 폭이 넓은 플랜지의 경우, 휨이 발생되지 않는 상태의 단면이 휨이 발생되고 나서도 평면을 유지하지 않으므로, 전단지연 현상에 의하여 재료의 극한강도를 모두 고려할 수 없다. 이러한 전단지연현상은 플랜지와 복부판이 접하는 부분에서 전단에 의한 인장응력이 발생하게 되고, 이를 방지하기 위하여 교축직각방향의 철근을 배근하는 방법의 보강이 가능하다. 현재 경험적인 설계방법에 의하면, 플랜지의 배력 철근은 플랜지 횡단면적에 대해서 약 0.4%이상의 배력철근을 배근하여 경험적으로 설계하고 있다. 따라서, 본 절에서는 시공단면에서 고려될 수 있는 배력철근을 UHPC 플랜지 단면에 적용하고, 이에 의한 보강효과를 확인하고자 한다. 단면은 복부판의 세장비가 5d인 경우에 대하여 해석을 수행하였고, 배력철근이 보강되지 않는 해석단면을 Sw5-MN ($\rho_s=0$)과 Sw5-GMN ($\rho_s=0$)으로 정의하였고, 배력철근이 0.5%보강된 단면을 Sw5-MN ($\rho_s=0.5$)과 Sw5-GMN ($\rho_s=0.5$)로 정의하여 결과를 비교하였다.

해석결과로부터 미루어볼 때, 배력철근을 배근한 경우가 보강하지 않은 단면의 좌굴강도보다 크게 나타났으나, 플랜지가 매우 세장한 세장비 40이상에서는 보강의 효과가 크지 않았다. 본 해석으로부터 알 수 있는 사실은, 배력철근에 의해서 플랜지의 전단지연효과는 향상되는 것으로 나타났으며, 따라서 비보강 해석에 기초한 해석결과로 도출된 제안식은 안전측의 설계를 유도함을 알 수 있다.

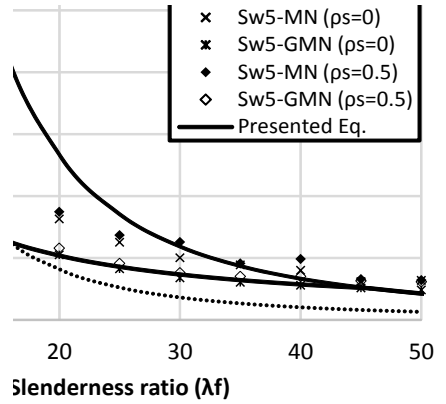


그림 3.1.35. 배력철근으로 보강된 플랜지와 보강되지 않은 플랜지의 좌굴 강도 비교

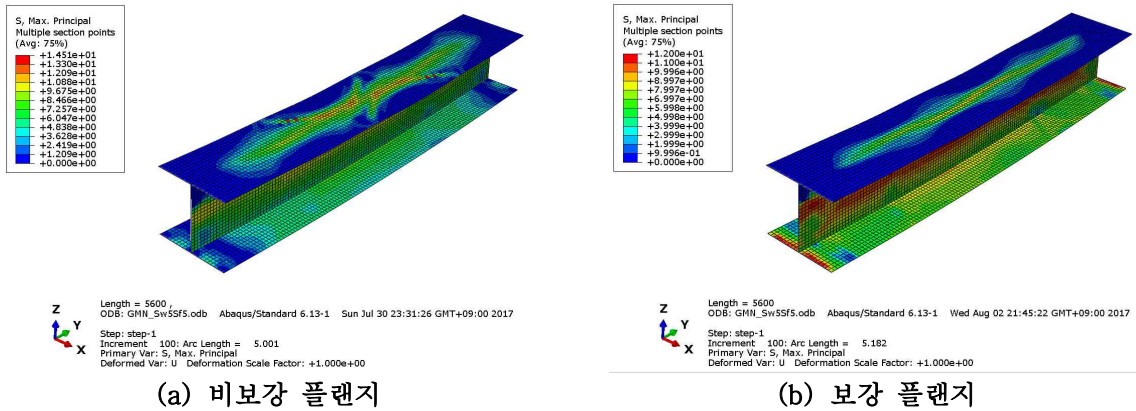


그림 3.1.36. 배력철근으로 보강된 플랜지와 보강되지 않은 플랜지의 최대 주응력 상태 비교

배력철근에 의해서 보강된 플랜지와 보강되지 않은 플랜지에 발생하는 플랜지의 최대 주응력 분포를 비교한 결과는 그림 3.1.36에 나타내었다. 보강플랜지의 경우, 인장응력의 감소 효과가 크게 일어나 보강철근에 의한 인장응력 방지가 가능한 것으로 판단된다.

5. 후속 연구 계획

본 과제에서는 UHPC 거더의 세장한 플랜지에서 발생할 수 있는 좌굴 한계상태에 대해 해석 및 실험 연구를 수행하였다. 탄성, 비선형 해석을 통해 좌굴에 대한 강도 산정 방안을 제시하고 실험으로 검증하였으나, 실험의 개체수가 적어 실 설계에 바로 적용하는 것은 무리가 있을 것이라 판단된다. 따라서, 추후 추가적인 실험 및 해석 연구를 통해 UHPC 거더의 플랜지에 대한 좌굴 한계상태에 대한 명확성을 확보할 계획이다.

제2절 횡비틀림 좌굴 한계

1. 개요

콘크리트와 강재는 건축 재료로써 널리 사용 되고 있으며, 재료적 특성상 콘크리트는 인장 균열이, 강재는 압축응력에 의한 좌굴이 파괴거동을 지배하는 것으로 알려져 있다. 보통 콘크리트의 인장강도는 1MPa 수준으로, 설계 및 해석 시 무시되는 것이 일반적이며, 압축강도가 낮아 동일 강도를 갖는 구조물 건설시 강재에 비해 재료가 월등히 많이 사용된다. 좌굴 거동은 재료적 특성보다 기하학적 형상에 의해 지배된다는 점을 상기하면, 콘크리트 부재의 강도는 좌굴보다는 균열이나 압축 파괴에 의해 결정되는 것이 타당함을 알 수 있다. 따라서 횡-비틀림 좌굴은 주로 강재 구조물에서 다루어져 왔다.

최근 고강도/고연성 재료들에 대한 개발이 이루어져, 180MPa이상의 압축강도를 갖는 고성능콘크리트(Ultra High Performance Concrete; UHPC)에 대한 관심이 높아지고 있다. 이는 20MPa에 가까운 인장강도를 지니고 있을 뿐 아니라, 연신율 또한 0.2~0.8% 수준으로, 기존의 콘크리트에 비해 매우 획기적인 재료성능을 지니고 있다. 고성능 재료의 사용은 부재의 세장화를 가능하게 하여, 구조물의 자중을 감소시키는 한편 심미적 효과까지 기대할 수 있는 장점을 지닌다.

그러나 앞서 언급한 바와 같이 세장한 부재는 압축응력에 의한 좌굴거동이 파괴를 결정 지을 수 있어, 일반 콘크리트 구조물 설계에서는 다루지 않아왔던 추가적인 한계상태 검토가 필요할 수 있다. 이는 고성능 콘크리트 뿐 아니라 다른 고강도 구조재료 또한 고려해야 할 사항이나, 현재까지 뚜렷한 연구가 진행되지 않았다.

2. 문헌연구

프리스트레스의 도입은 일반 콘크리트 거더의 장대화를 가능하게 하며, 프리캐스트 거더의 경우 포스트텐션 도입으로 인하여 시공기간을 단축할 수 있는 장점을 가진다. 그러나 좌굴 거동에 대한 충분한 이해나 검토 없이 장지간 거더를 무리하게 시공하여 횡-비틀림 좌굴에 의한 시공중 붕괴사례가 보고된바 있다(그림3.2.1, 그림3.2.2). 횡-비틀림 좌굴은 단면의 형상 뿐 아니라 부재의 길이 또한 강도에 영향을 미칠 수 있으나, 현재 국내외 콘크리트 설계 기준은 이러한 세장비 및 강도 산정 방안을 충분히 언급하고 있지 않다.



그림 3.2.1. Stability Failure of 2.3m deep precast prestressed concrete girders in Pennsylvania



그림 3.2.2. Stability failure of AASHTO Type V bridge girders in Arizona

1950년대부터 일반 콘크리트 거더에 대한 연구가 시작되어 현재까지 몇몇의 소수 연구들이 보고된 바 있다. 일반적으로 강재 휨 부재의 선형 탄성 횡-비틀림 좌굴 강도는 식 (3.2.1)을 이용하여 구해 질 수 있다. 그러나 이는 콘크리트 거더에 직접적으로 적용될 수 없으며, Revathi와 Menon은 그 이유를 다음과 같이 서술하고 있다.

- 콘크리트의 인장균열
- 철근의 강도기여
- 비선형 응력-변형률 관계
- 시간의존적 변형(크리프)

$$M_{ocr} = \frac{C_1 C_3}{C_2} \sqrt{BK} \quad \text{식 (3.2.1)}$$

where, M_{ocr} : 선형탄성 횡 비틀림 좌굴 모멘트
 C_1 : 하중 형태에 따른 계수
 C_2 : 경계조건에 따른 계수
 C_3 : 하중 재하점에 따른 계수
 B : 휨강성
 K : 비틀림강성

1959년 Hansell과 Winter에 의해 처음으로 사각형 단면에 대한 실험 연구가 진행되었으며, 이 연구에서는 총 5개의 실험체가 제작되었으나 횡-비틀림 좌굴은 관측되지 않았다. 이후 1961년 Sant와 Bletzacker에 의해 11개의 실험체를 고려한 연구가 이루어졌으며, 이 중 9개가 횡-비틀림 좌굴에 의해 파괴되었다. 이 연구에서는 길이-높이비 및 높이-폭 비로써 좌굴 강도가 지배 될 수 있음이 서술 되었다. 또한, 식(3.2.1)에서 휨강성 및 비틀림강성 산정시 수정탄성계수(Reduced Modulus, E_r)을 사용하는 것을 제안하였다.

한편 식(3.2.1)에서 기하학적 물성치인 단면2차모멘트와 비틀림상수를 재 계산하고자 하는 실험적 연구가 몇몇 수행되었다. Massey는 콘크리트의 인장 강도를 무시한 단면2차모멘트, 비틀림 상수 및 뒀상수를 제안하였고, P.Revathi 와 Menon은 Tavio의 식을 발전시켜 비틀림 상수를 결정할 수 있는 방안을 제안하였다. Hurff와 Kahn은 이축 휨을 고려한 단면 물성치 산정방안을 제시하였으며, Kalkan은 이전 연구에 실험을 추가하여 휨 및 비틀림 강성을 계산하는 방안을 고안하였다.

대부분의 좌굴 거동은 탄성 및 비탄성 좌굴로 구분 할 수 있으며 이러한 좌굴 거동에 대한 각각의 강도는 독립적인 식으로써 계산될수 있다. 그러나 앞서 언급한 대부분의 연구는 선형탄성 좌굴강도 산정식은 식(3.2.1)을 바탕으로 연구가 진행되었다. 따라서, 재료적 비선형성을 효과적으로 반영하지 못하고 있다. 이러한 약점을 극복하기 위하여 Girija와 Menon은 일반적인 세장비 $\bar{\lambda}$ 를 식(3.2.2)와 같이 제안하였다.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{M_{uf}}{M_{ocr}}} \quad \text{식 (3.2.2)}$$

이를 통하여 비탄성 및 탄성 좌굴의 경계를 구분할 수 있으며, 각 구간에 따라 강도를 다음과 같이 산정 할 수 있다.

$$\eta = \frac{M_u}{M_n} = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \bar{\lambda} \leq 0.5 \\ 0.84 + 0.64\bar{\lambda}(1 - \bar{\lambda}) & \text{for } 0.5 < \bar{\lambda} < 1.27 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}^2} & \text{for } 1.27 \leq \bar{\lambda} \end{cases} \quad \text{식 (3.2.3)}$$

M_u : 극한모멘트강도

M_n : 공칭 모멘트 강도

이는 실험과 잘 일치하는 결과를 보였으며, 가장 합리적인 방안으로 평가 될 수 있다.

이렇듯, 몇몇의 연구 결과가 일반콘크리트 거더에 대해서도 횡-비틀림 좌굴이 일어날 수 있음을 밝혔음에도 불구하고 설계 기준에서는 좌굴 거동이 명확히 언급되고 있지 않다. ACI318-14에서는 거더의 길이를 거더에서 가장 작은 폭의 50배로 제한하고 있을뿐 구체적인 강도 산정 방안에 대한 언급은 없다. 몇몇의 연구에서는 이 기준을 만족하는 거더에서 조차 횡 비틀림 좌굴이 일어날 수 있음을 실험적으로 검토한 바 있다.

한편, 고성능 콘크리트의 경우에는 일반 콘크리트보다 세장하게 시공/제작될 수 있음에도 불구하고 좌굴 한계상태에 대한 연구가 전무한 실정이다. 본 연구에서는 I형 UHPC거더에 대하여 실험적/해석적으로 좌굴 가능성을 검토하고 그 강도를 유추할 수 있는 방안을 제시하였다.

3. 구조해석

가. 구조해석 개요 및 모델

구조해석 프로그램은 Abaqus 6.13을 사용하였으며, 선형 탄성 좌굴 해석을 수행하였다. 각 모델은 4절점 Shell요소를 사용하여 모델링 하였으며, 그림 2.1과 같이 요소 비율은 가급적 가로:세로 비율을 1:1에 가깝도록 하였다. UHPC의 인장강도는 압축강도의 10~20% 수준으로, 휨에 의한 인장 균열을 방지하기 위하여 인장 플랜지에 강연선을 배치하였다. 실제 구조물에서는 강연선에 긴장력을 가하여 거더에 프리스트레스를 도입하는것이 인장 균열을 방지하는 대책이 될 수 있으나, 본연구는 전술한 바와 같이 탄성 좌굴 해석을 수행하므로, 긴장재는 항복강도 1600MPa를 갖는 강연선으로 가정하되, 긴장력은 가하지 않았다.

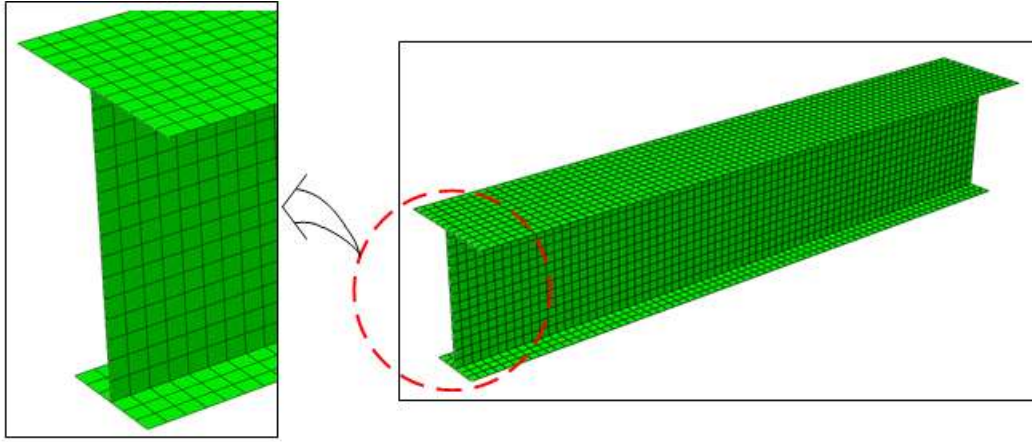


그림 3.2.3 구조 해석 모델 및 요소 비율

전절에 기술한 바와 같이 UHPC의 인장강도는 약 10~20MPa로 압축강도에 비하여 매우 작은 수준이나, 단면 강도에 기여하는 바가 없다 할 수 없다. 따라서 거더의 중립축은 이를 고려하여 산정 하여야 한다.(양인환 외, 2011) 다시 말해 각 모델의 중립축은 강연선과 UHPC의 인장 강도를 고려하여 산정 하였다.

또한, 하중 재하시 응력집중을 최소화 하기 위하여 단부에 Dummy element를 사용하여 보강 하였다. 이때 Dummy element가 부재 강도에 미치는 영향을 최소화 하기 위하여 상하부 플랜지중 두께가 작은 측에 대하여 플랜지 두께의 75%만큼의 지름을 갖는 원형 단면의 보 요소를 사용하였다.

중립축은 그림 3.2.4와 같이 압축플랜지의 상단과 긴장재가 항복에 이를때의 변형률을 기준으로 휨에 의한 길이방향 변형률이 0인 지점을 가정하였다. 이때 콘크리트의 압축 변형률은 0.004, 긴장재의 항복 변형률은 0.008을 사용하였다. 이에 따라 상부 플랜지로부터 중립축까지의 거리 c 는 비례식에 의하여 $\frac{h}{3}$ 으로 결정된다. 또한, 실험에 의한 선행연구 결과에 따라 (양인환 외, 2011) 인장부 콘크리트 인장 응력은 $0.2f_{ck}$ 로 가정한다.

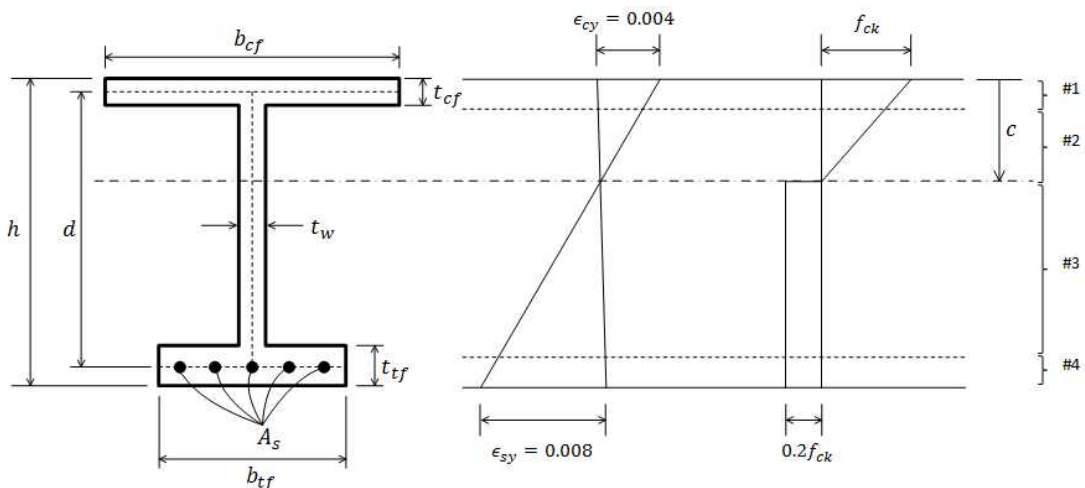


그림 3.2.4 휨을 받는 단면의 변형률 및 응력 분포

가정된 중립축을 바탕으로 다음과 같이 단면내 힘의 평형방정식을 만족할 수 있는 철근량

A_s 를 산정하였다. 압축플랜지와 긴장재가 동시에 항복할때의 중립축을 가정하였으므로 이때의 철근량 A_s 는 균형 철근량 A_{sb} 로 볼 수 있다. 단면은 압축플랜지(#1), 복부판 압축부(#2), 복부판 인장부(#3), 긴장재를 포함한 인장플랜지(#4)로 나누었으며 각각의 응력 작용면적, 응력 면적, 합력은 다음과 같다.

#1	작용면적	$b_{fc} \times t_{fc}$	식 (3.2.4)
	응력면적	$\frac{f_{ck} + \frac{f_{ck}}{c}(c - t_{fc})}{2} \times t_{fc}$	식 (3.2.5)
	합력	$\frac{f_{ck} + \frac{f_{ck}}{c}(c - t_{fc})}{2} \times b_{fc} \times t_{fc}$	식 (3.2.6)
#2	작용면적	$t_w \times (c - t_{fc})$	식 (3.2.7)
	응력면적	$\frac{\frac{f_{ck}}{c}(c - t_{fc})^2}{2}$	식 (3.2.8)
	합력	$\frac{\frac{f_{ck}}{c}(c - t_{fc})^2 t_w}{2}$	식 (3.2.9)
#3	작용면적	$(h - c - t_{ft}) \times t_w$	식 (3.2.10)
	응력면적	$0.2 f_{ck} \times (h - c - t_{ft})$	식 (3.2.11)
	#3 합력	$0.2 t_w f_{ck} (h - c - t_{ft})$	식 (3.2.12)
#4	작용면적 - Conc'	$b_{ft} \times t_{ft}$	식 (3.2.13)
	응력면적 - Conc'	$0.2 f_{ck} \times t_{ft}$	식 (3.2.14)
	합력 - Conc'	$0.2 f_{ck} b_{ft} t_{ft}$	식 (3.2.15)
	작용면적 - Steel	A_{sb}	식 (3.2.16)
	응력면적 - Steel	f_y	식 (3.2.17)

합력 - Steel	$A_{sb} f_y$	식 (3.2.18)
총합력 - Con'c + Steel	$0.2 f_{ck} b_{ft} t_{ft}^2 + A_{sb} f_y$	식 (3.2.19)

위의 결과로 얻어진 평형방정식은 식3.2.19과 같다. 식 3.2.19을 만족하는 A_{sb} 를 균형철근비로 산정한 후, 단면의 강도를 각 부분(#1~#4)에 작용하는 힘이 중립축까지의 거리를 팔길이로 하여 생성하는 모멘트로써 산정한다. 이를 산정하는 식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
& \therefore \left[\frac{f_{ck} + \frac{f_{ck}}{c}(c-t_{fc})}{2} \times b_{fc}^2 \times t_{fc} \right] \times \left(c - \frac{t_{fc}}{2} \right) \\
& + \left[\frac{\frac{f_{ck}}{c}(c-t_{fc})^3 t_w}{2} \right] \times \left(2 \times \frac{c-t_{fc}}{3} \right) \\
& + [0.2 t_w f_{ck} (h-c-t_{ft})^2] \times \left(\frac{h-c-t_{ft}}{2} \right) \\
& + [0.2 f_{ck} b_{ft} t_{ft}^2 + A_{sb} f_y] \times \left(h-c-\frac{t_{ft}}{2} \right)
\end{aligned} \quad \text{식 (3.2.20)}$$

본 해석에서는 식3.2.20로 산정된 강도 M_n 에 대한 선형탄성 좌굴 해석으로부터 얻어진 모멘트 M_{ocr} 과의 비 M_{ocr}/M_n 로써 결과를 도출하였다.

각 모델은 단순지지를 가정하였으며, 경계 조건은 그림1.3과 같다.

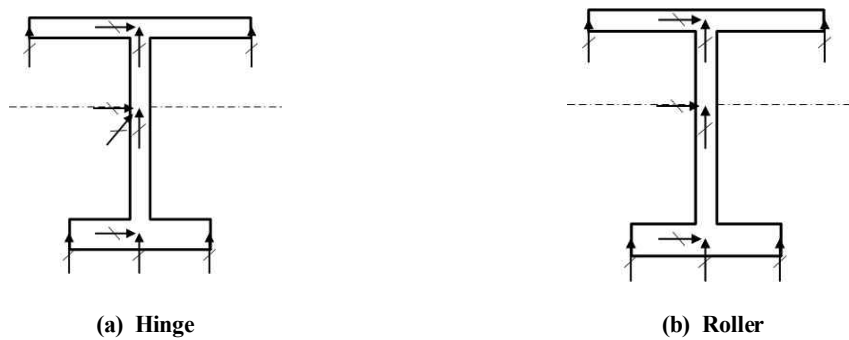


그림 3.2.5 경계조건

하중은 그림3.2.4의 응력분포와 같은 형태로 재하하였으며, 해석 및 단면 강도 산정을 위한 물성치는 표3.2.1과 같다.

표3.2.1 재료물성

Con'c 탄성계수(MPa)	45000	강선탄성계수(MPa)	210000
Con'c 압축강도(MPa)	180	강선헌복응력(MPa)	1600

구조해석은 2축대칭단면 두종류와 1축대칭단면 두종류로, 강재 거더 기준의 탄성 비지지 길이 L_r 에 대하여 각각 $1.0L_r \sim 4.0L_r$ 까지 10개의 비지지길이를 가지는 모델에 대하여 실시하였다. 총 60개 모델에 대하여 구조해석이 실시 되었으며, 각 단면의 치수는 그림3.2.6 및 표3.2.2와 같다.

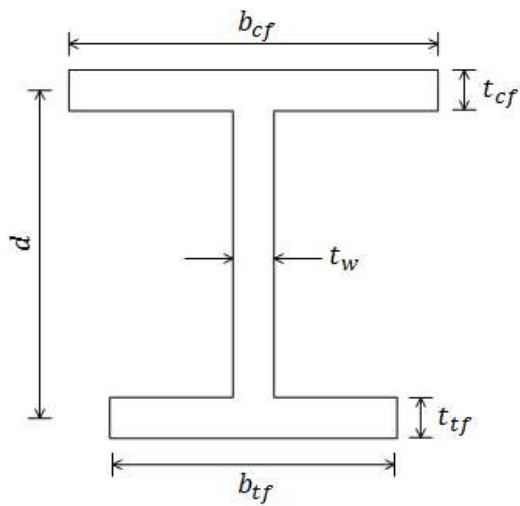


그림 3.2.6 단면제원

표3.2.2 단면제원(단위 : mm)

Sec#1	b_{cf}	500	t_{cf}	100
	b_{tf}	500	t_{tf}	100
	d	1300	t_w	120
Sec#2	b_{cf}	700	t_{cf}	150
	b_{tf}	700	t_{tf}	150
	d	1500	t_w	200
Sec#3	b_{cf}	900	t_{cf}	200
	b_{tf}	900	t_{tf}	200
	d	1700	t_w	250
Sec#4	b_{cf}	500	t_{cf}	100
	b_{tf}	200	t_{tf}	150
	d	1300	t_w	120
Sec#5	b_{cf}	700	t_{cf}	150
	b_{tf}	300	t_{tf}	250
	d	1600	t_w	200
Sec#6	b_{cf}	900	t_{cf}	200
	b_{tf}	400	t_{tf}	250
	d	1700	t_w	250

각 단면에 대한 모멘트 강도 M_n 과 단면 전체를 일반 구조용 강재로 가정했을 경우의 비탄성 비지지 길이 L_r , 그리고 이때의 균형철근비 및 철근량은 표3.2.3과 같다.

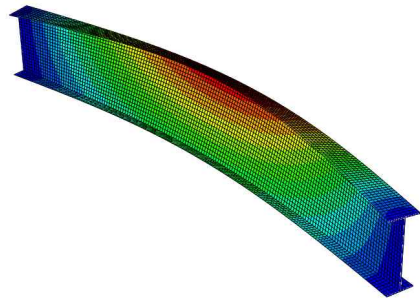
표3.2.3 각 단면별 비탄성 비지지길이, 모멘트 강도, 균형철근비, 철근량

Sec#1	M_n	12272.24 kN·m	ρ_b	0.0147
	L_r	9990.69 mm	A_{bs}	3589.71 mm ²
Sec#2	M_n	27485.77 kN·m	ρ_b	0.0142
	L_r	14111.48 mm	A_{bs}	6836.96 mm ²
Sec#3	M_n	50015.86 kN·m	ρ_b	0.0152
	L_r	18531.97 mm	A_{bs}	11173.44 mm ²
Sec#4	M_n	12423.55 kN·m	ρ_b	0.0190
	L_r	9966.532 mm	A_{bs}	4196.03 mm ²
Sec#5	M_n	27623.91 kN·m	ρ_b	0.0271
	L_r	9691.605 mm	A_{bs}	9691.605 mm ²
Sec#6	M_n	50466.50 kN·m	ρ_b	0.0205
	L_r	18504.39 mm	A_{bs}	13307.12 mm ²

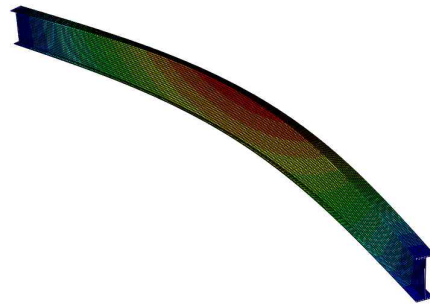
Sec#1 ~ Sec#3는 2축대칭단면, Sec#4 ~ Sec#6는 1축대칭단면이며, Sec#1과 Sec#4, Sec#2와 Sec#5, Sec#3과 Sec#6은 거의 동일한 모멘트 강도를 지닌다.

나. 구조해석 결과

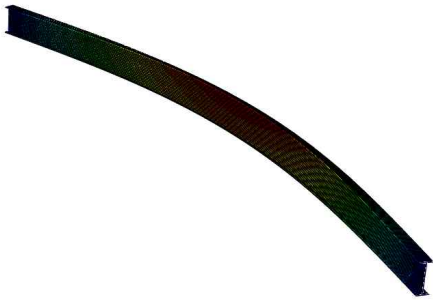
각 단면의 비지지 길이별 1차 좌굴 모드 및 M_{ocr} 은 그림3.2.7~2.12과 같다.



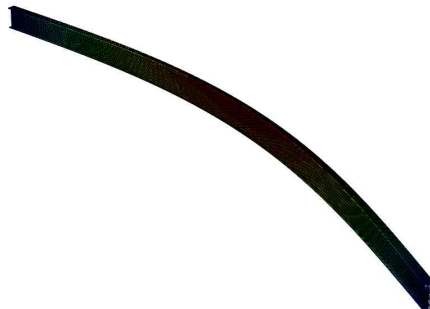
(a) $1.0 L_n, 1.67 M_n$



(b) $2.2 L_n, 0.65 M_n$

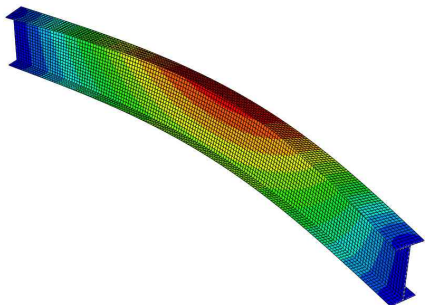


(c) $3.1 L_n, 0.35 M_n$

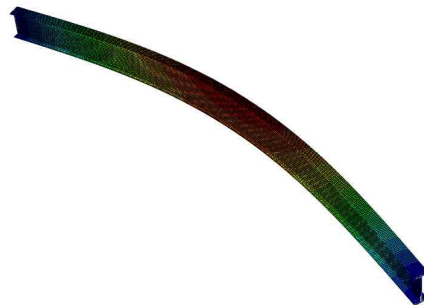


(d) $4.0 L_n, 0.30 M_n$

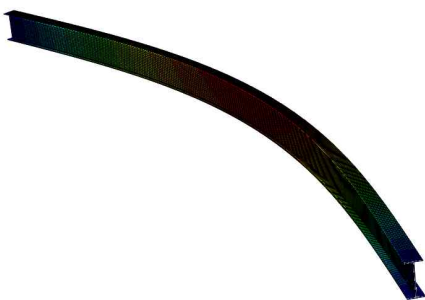
그림 3.2.7 1차 좌굴모드, Sec#1



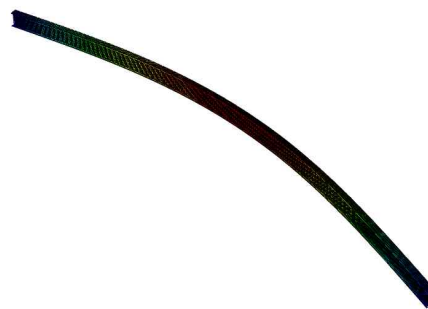
(a) $1.0 L_n, 1.75 M_n$



(b) $2.2 L_n, 0.51 M_n$

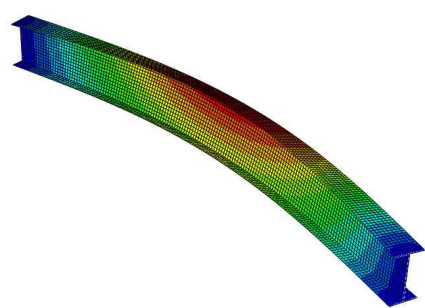


(c) $3.1 L_n, 0.28 M_n$

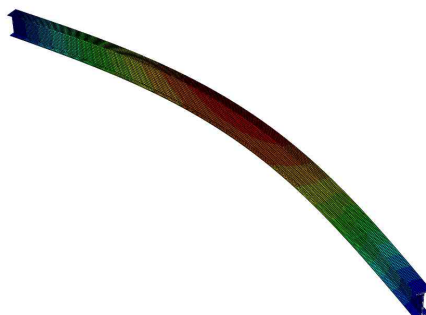


(d) $4.0 L_n, 0.18 M_n$

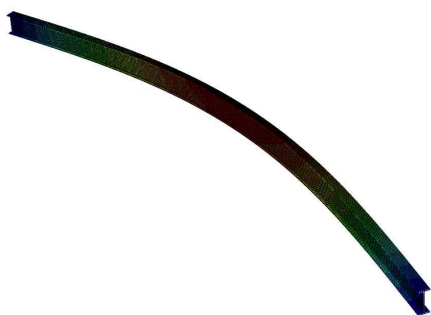
그림 3.2.8 1차 좌굴모드, Sec#2



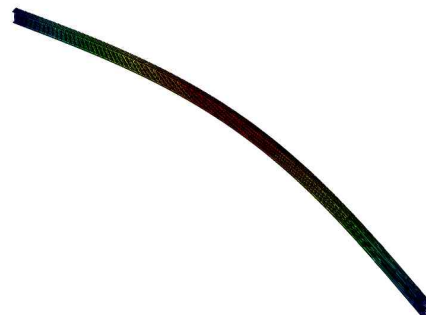
(a) $1.0 L_r, 1.85 M_n$



(b) $2.2 L_r, 0.55 M_n$

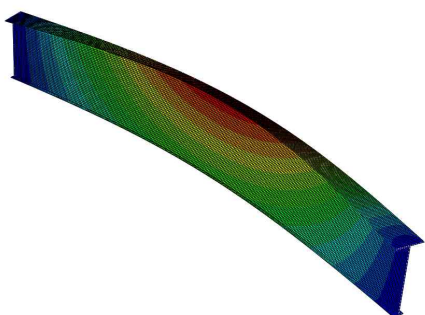


(c) $3.1 L_r, 0.30 M_n$

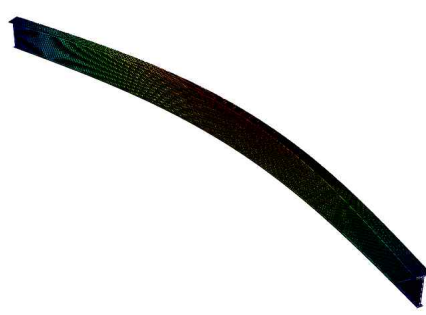


(d) $4.0 L_r, 0.19 M_n$

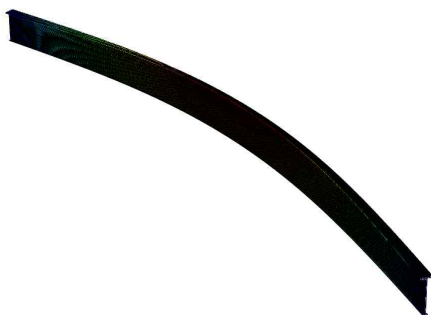
그림 3.2.9 1차 좌굴모드, Sec#3



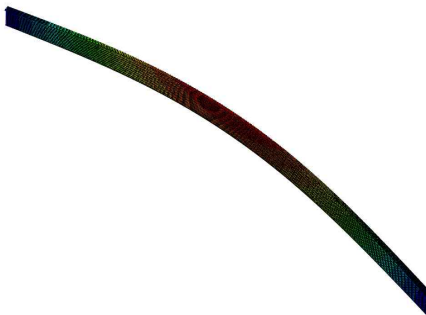
(a) $1.0 L_r, 1.75 M_n$



(b) $2.2 L_r, 0.51 M_n$



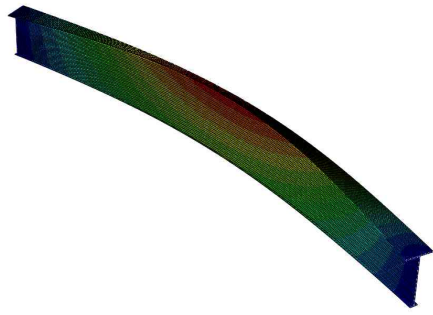
(c) $3.1 L_r, 0.28 M_n$



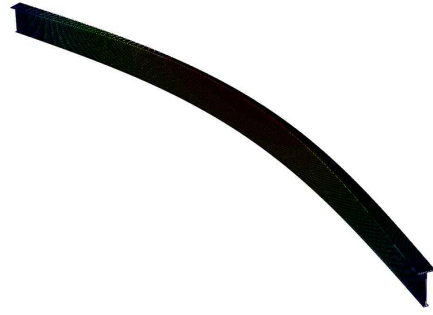
(d) $4.0 L_r, 0.18 M_n$

그림 3.2.10 1차 좌굴모드, Sec#4

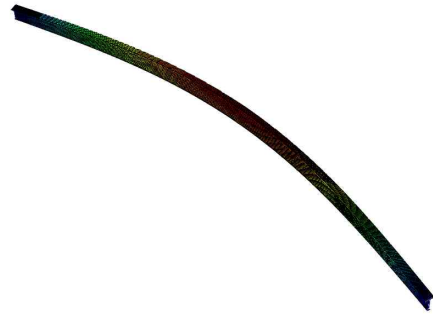
모든 단면에서 1차 모드는 횡 비틀림 모드로 나타났으며, 길이의 증가에 따라 고유치는 급격하게 감소하였다. 일반적으로 각 단면은 $1.6 L_r$ 부근에서부터 탄성 LTB 모멘트 M_{ocr} 이 M_n 보다 작아지기 시작했으며, 그 경향은 그림 3.2.14에 나타내었다.



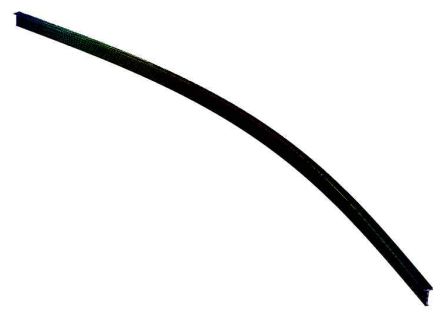
(a) $1.0 L_r, 1.76 M_n$



(b) $2.2 L_r, 0.85 M_n$

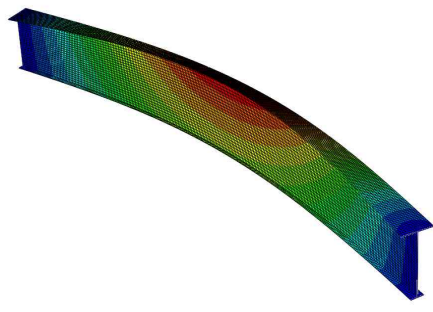


(c) $3.1 L_r, 0.66 M_n$

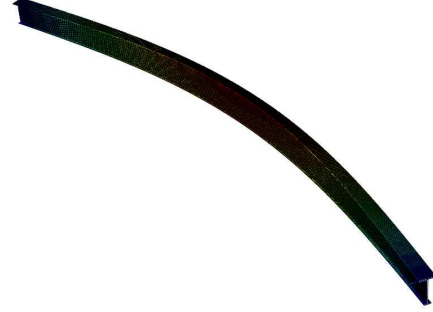


(d) $4.0 L_r, 0.57 M_n$

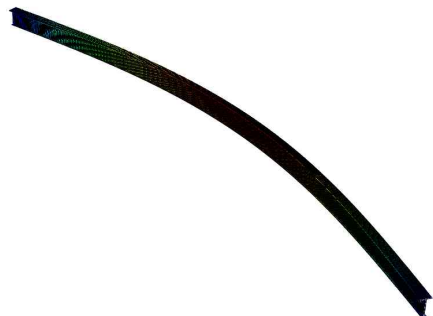
그림 3.2.11 1차 좌굴모드, Sec#5



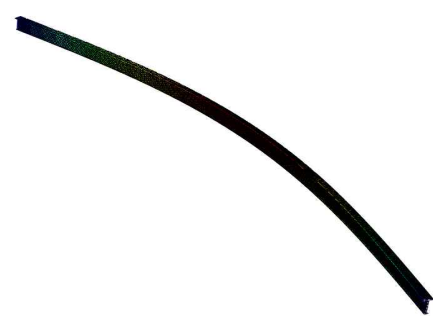
(a) $1.0 L_r, 2.18 M_n$



(b) $2.2 L_r, 0.85 M_n$

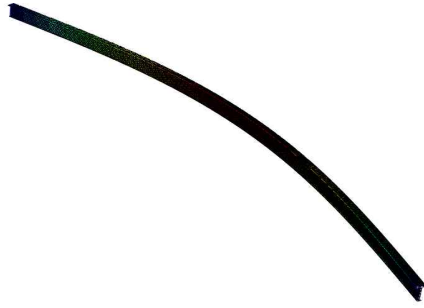


(c) $3.1 L_r, 0.55 M_n$

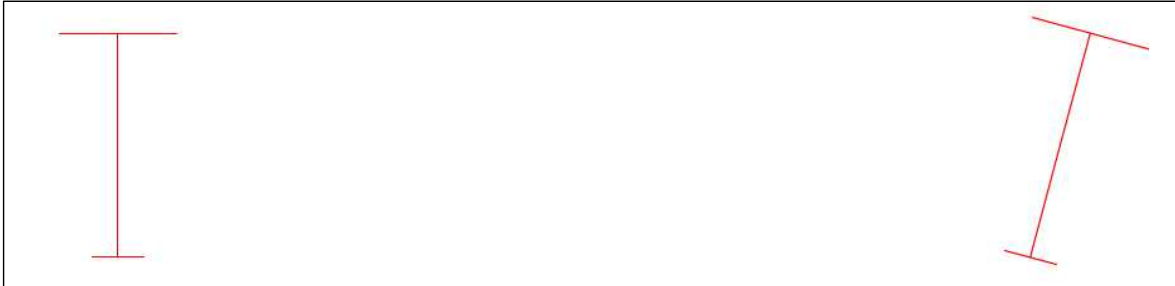


(d) $4.0 L_r, 0.40 M_n$

그림 3.2.12 1차 좌굴모드, Sec#6



(a) 전체 좌굴모드



(b) 지간중앙 단면의 변형 전후 형상(좌:변형전 우:변형후)

그림 3.2.13 횡 비틀림 좌굴모드

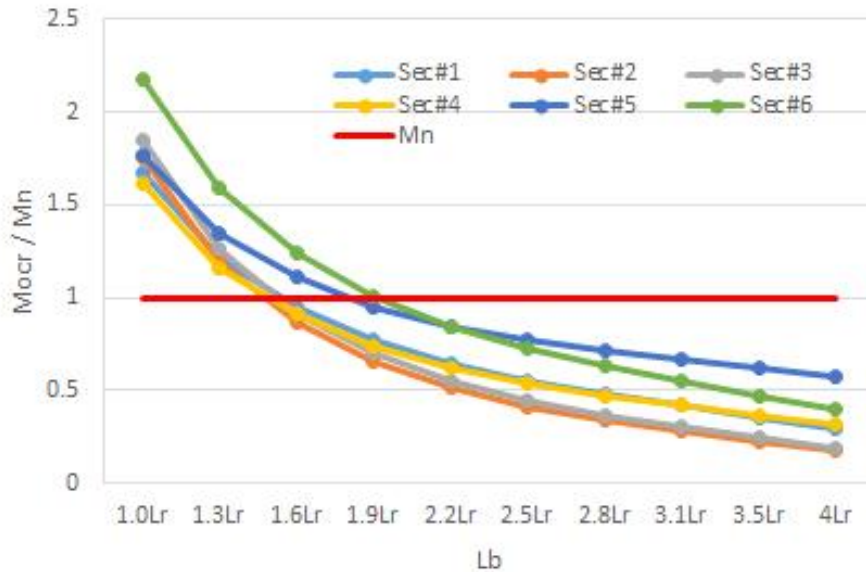


그림 3.2.14 구조해석 결과

그림 3.2.14는 각 단면의 비지지 길이별 M_{ocr} 을 나타낸 그래프이다. 단면에 따라 모멘트 강도의 차이를 보이고 있으나, 길이의 증가에 따라 강도가 감소하는 경향은 동일하게 나타나고 있다. 이때 기준이 되는 탄성 비지지길이(Non-compact Unbraced Length) L_r 은 현재 타 재료에 대한 기준이 없어 부득이하게 단면 전체를 강재로 가정하여 계산된 결과이며, 산정 과정에서 탄성계수 및 항복 강도가 포함되기 때문에 실제와 다를 수 있다.

각 단면에 대하여 길이 증가분에 대한 강도 감소 정도가 매우 비슷하다는 점으로 미루어 볼 때, 강재로 보강된 UHPC와 같은 합성단면에 대한 L_P 및 L_r 의 산정이 명확히 이루어진다면, 강구조물과 같이 통일된 식으로써 탄성 횡-비틀림 좌굴 강도를 계산할 수 있을 것으로 판단된다.

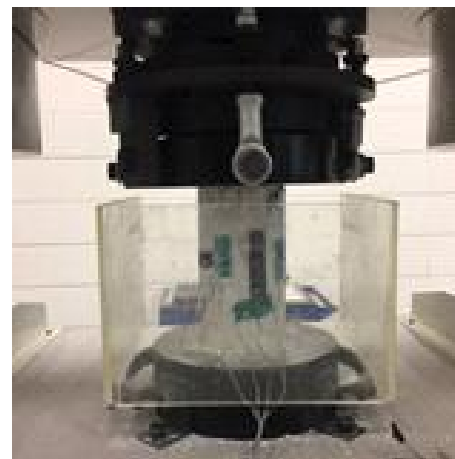
4. 시험연구

본 연구에서는 K-UHPC설계지침에 제시된 배합비를 사용하여 제작된 I형 거더에 대해 실험체를 제작하였다. 실험체 제작과 함께 각 배치에 대하여 압축 및 휨인장 시험을 실시 하였으며 이를 통하여 얻어진 물성치는 수치 해석에 이용 되었다.

압축 시험 공시체는 직경 10cm, 길이 20cm를 갖도록 제작 되었으며 그림3.2.15은 시험 전후 공시체 예시를 보여주고 있다.



(a) 시험전



(b) 시험후

그림3.2.15 압축시험

압축 실험을 통하여 시험체에서 얻어진 값은 표3.2.4에 나타내었다. 탄성계수는 K-UHPC 설계 지침에 따라 응력-변형률 선도의 10~40%구간에서 각각 구한후 평균값을 취하였으며, 할선 탄성계수와 극한 응력또한 나타내었다.

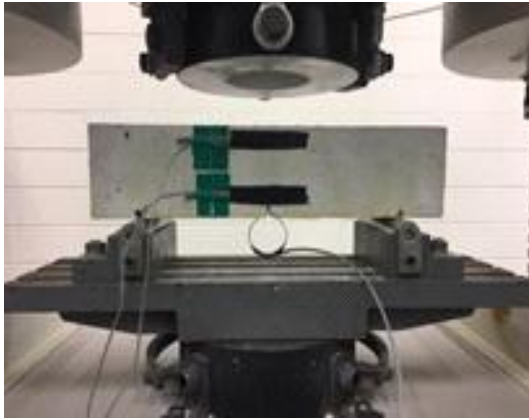
표 3.2.4. 재료 물성치

	Specimen #C1	Specimen #C2	Specimen #C3	Average
Maximum Stress	171.30 MPa	174.97 MPa	169.78 MPa	172.02 MPa
Young's Modulus	51494.74 MPa	48485.67 MPa	47839.66 MPa	49273.36 MPa
Secant Modulus	39159.34 MPa	43508.79 MPa	41776.89 MPa	41481.67 MPa

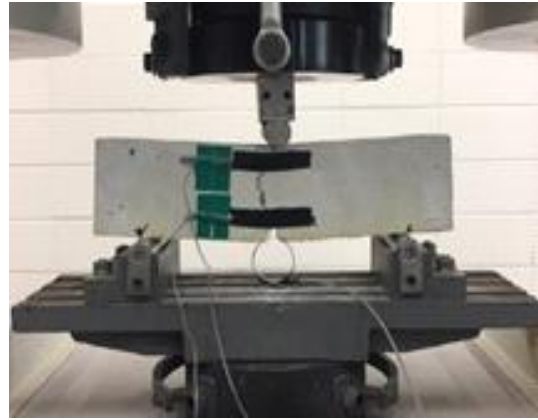
고성능 콘크리트의 인장축 응력-변형률 곡선은 직접 인장강도 시험으로써 정확히 얻어낼 수 있으나, 직접인장시험 방법은 가력 지그등 별도의 시험 장비가 필요하다. 본 연구에서는 휨 실험을 통하여 간접적으로 인장연화곡선을 유도하는 방법을 선택 하였다. 그림 3.2.4는 시험 체 중앙에 10mm의 노치를 도입한 100mm×100mm×400mm 직육명체 휨실험 시편의 시험 전후 모습을 나타내고 있다.

노치부에는 Extensometer를 사용하여 Crack Mouth Opening Displacement(CMOD)를 측정하였으며, 하중-CMOD관계는 그림 3.2.5에 나타내었다.

프랑스에서 발간된 초고성능콘크리트 설계 지침에서는 노치가 도입된 휨 시험체의 하중



(a) 시험전



(b) 시험후

그림 3.2.16. 휨 인장시험

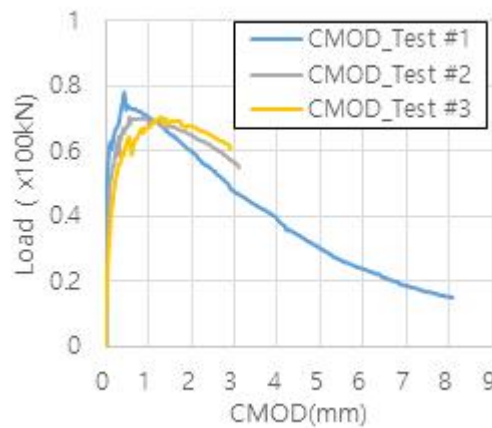


그림 3.2.17. 각 시험체의 하중-CMOD 선도

-CMOD곡선으로부터 인장연화곡선을 얻는 방법으로 역해석과 반복해석방법을 제시하고 있다. 본 연구에서는 Kwon에 의해 수행되었던 역해석 방법을 사용하여 각 시험체의 하중-CMOD곡선을 역추적하고, 이를 토대로 최종 인장 물성치를 도출하였다.

역해석에는 ABAQUS 6.14가 사용되었으며, 시험체는 3노드 쉘요소가 사용되었다. 그림 3.2.6에 역해석 모델을 나타내었으며 그림 3.2.19에 각 해석 결과와 시험결과를 비교 하였다.

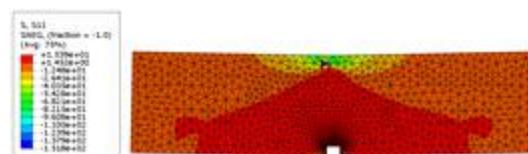
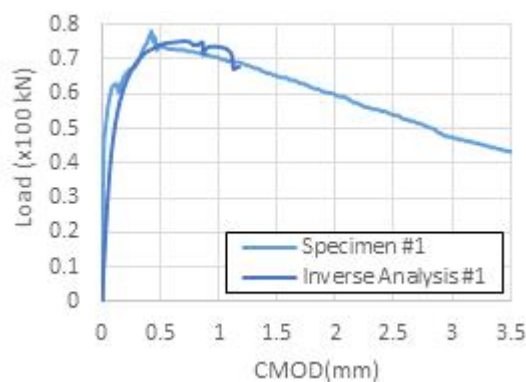
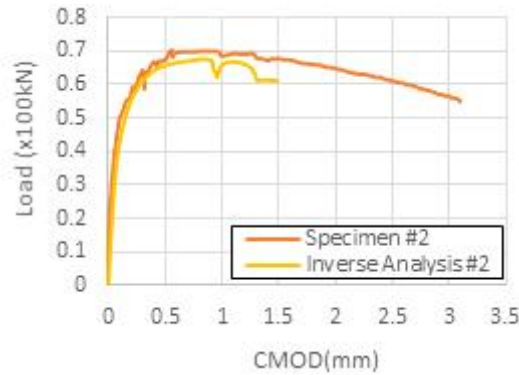


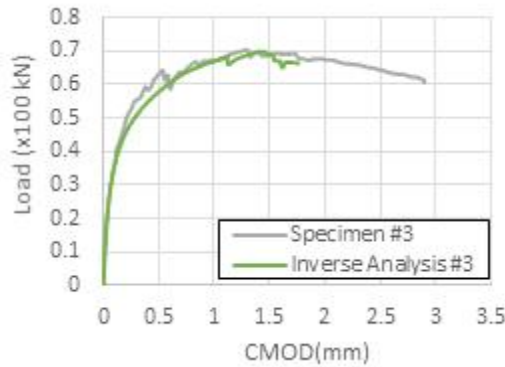
그림 3.2.18. 역해석 모델



(a) 역해석결과 -1



(b) 역해석 결과 -2



(c) 역해석 결과 -3

그림 3.2.19. 하중-CMOD그래프의 실험/해석결과 비교

K-UHPC설계 기준에서는 초고성능 콘크리트의 인장 연화곡선을 균열 발생시점, 최대 인장응력 그리고 인장응력이 0이 되는 시점의 점으로 나타낸다. 이에 따라 역해석으로부터 얻어진 각 시험체의 물성치를 표 3.2.5에 나타내고, 평균값을 이용하여 최종적으로 인장 연화곡선을 그림 3.2.20에 나타내었다.

표 3.2.5. 역해석 결과

Specimen #	ϵ_{cr}	ϵ_u	ϵ_{lim}	f_{crk} (MPa)	f_{tk} (MPa)
#1	0.000294	0.006287	0.12089	14.500	16.500
#2	0.000236	0.008284	0.04645	11.625	15.500
#3	0.000162	0.008210	0.04348	8.000	15.500
Average	0.000229	0.007594	0.07027	11.375	15.833
Recommendation	0.000289	0.011327	0.19530	9.500	13.000

5. 시험 결과

총 5개의 I형 UHPC시험체가 제작되었으며, 시험체 단면은 그림 3.2.21에 나타내었다. 시험체 단면은 과보강으로 설계 되었으며, 총 직경 15.6mm의 7연선 3개가 인장부 보강재로 사용되었다. 재료시험 결과 7연선의 항복응력은 1648MPa로 나타났으며, 모든 시험체는 중

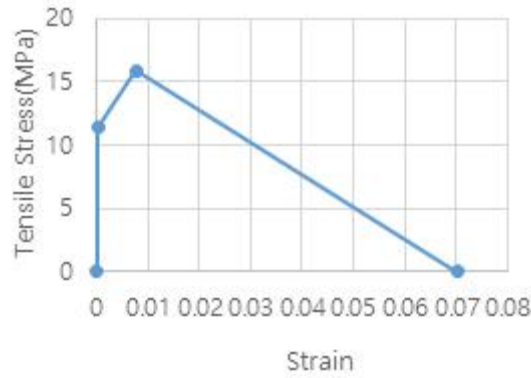


그림 3.2.20. UHPC의 인장 연화곡선

기양생 되어졌다. 모든 시험체는 동일 단면을 지니며 지간이 3000mm에서 7000mm로 서로 다르다. 따라서 시험체는 알파벳 T와 지간길이로 명명하였다. 시험전 각 시험체의 횡방향 초기결함을 측정하였다. 압축/인장플랜지의 횡방향 초기결함으로부터 회전방향 초기결함을 계산하여 도출 할 수 있다. 각 시험체의 제원과 초기결함을 표 3.2.3에 나타내었다.

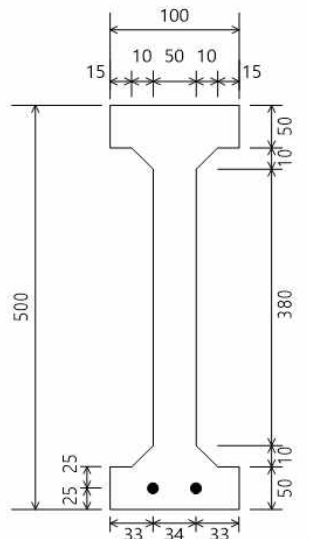


그림 3.2.21. 단면 제원

표 3.2.6. 시험체 제원 및 초기결함

Specimen	Unbraced Length(mm)	Initial imperfection (mm)		
		Compression Flange	Tension Flange	Rotational Angle(Deg)
T3000	3000	(Not measured)	(Not measured)	(Not measured)
T4000	4000	3.5	3.4	0.012
T5000	5000	4.0	1.5	0.286
T6000	6000	5.0	0.0	0.580
T7000	7000	2.0	1.0	0.115

본 연구에서는 극한 모멘트를 공칭 모멘트 M_n 으로 나누어 정규화 하였다. 공칭모멘트 강도는 Yang 과 Joh의 제안식을 사용하여 산정하였다. 모멘트 강도는 그림 3.2.22과 같이 등가 직사각형 응력분포 계수 α 를 이용하여 단면에 발생하는 응력 분포를 단순화 하여 산정하였으며, 이때 α 는 0.6~0.9사이의 값을 갖는다.

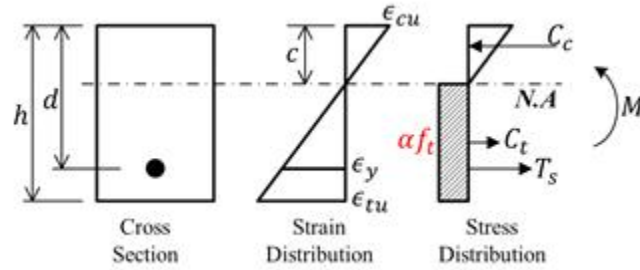


그림 3.2.22. 등가직사각형 응력분포를 이용한 공칭 모멘트 강도 산정

최종적으로 식(3.2.21)를 이용하여 공칭 강도를 계산할수 있다. 본 연구에서는 계수 α 를 0.6으로 가정하였다.

$$M_n = \frac{1}{2}f_{cu}bc \times \frac{2}{3}c + \alpha f_t b(h-c) + A_s f_s (d-c) \quad \text{식 (3.2.21)}$$

이렇게 정규화된 극한 모멘트는 좌굴 거동 판단 요소중 하나로 가정 될 수 있다. 예를들어 시험체의 극한 모멘트 M_u 가 M_n 보다 작고, 평면 외방향 변위가 나타났을 시에 그 거동을 횡-비틀림 거동으로 가정할 수 있다.

횡변위 및 비틀림 변위 발생으로 인하여 시험시에는 가력의 위치가 변화할 수 있다. 따라서 시험 중 가력점을 고정 시킬 수 있도록 안장형태의 지그를 설치하였다. 그러나 이런 형태의 하중 재하로, 액츄에이터이 지점과 가력부, 그리고 시험체의 가력지점까지 총 3개의 연속적 핀지점이 발생하여 구조계의 불안정 상태가 유도된다. 따라서 실험에서는 시험체의 압축 플랜지를 아랫방향으로 놓고, 하중을 아래에서 위로 가하는 형식을 선택 하였다. 이러한 시험 방안에 대한 개요도를 그림 3.2.23에 나타내었다.

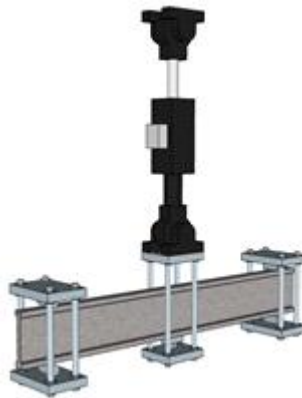
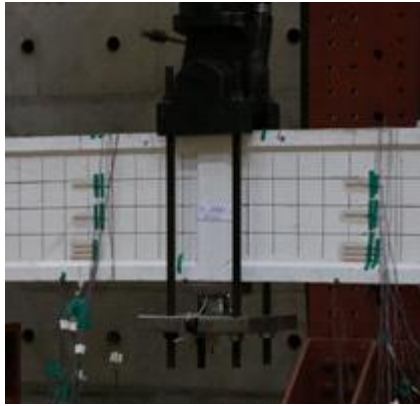


그림 3.2.23. 시험 개요도

하중 재하방향에 따라 각 지점에서는 상방향 변위가 구속될 필요가 있다. 따라서 양 지점은 추가적인 프레임과 롤러를 사용하여 상방향 변위를 구속하였고, 비틀림 및 횡방향 변위 구속을 위하여 강봉을 사용하였다. 하중재하 형태와 지점 형태는 그림 3.2.24에 나타내었다.



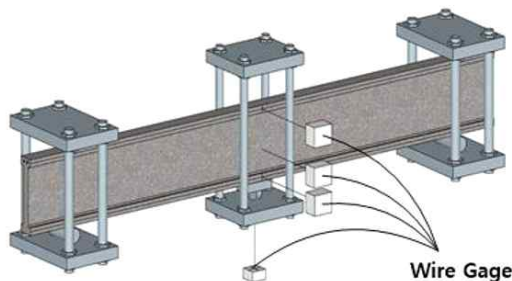
(a) 하중조건



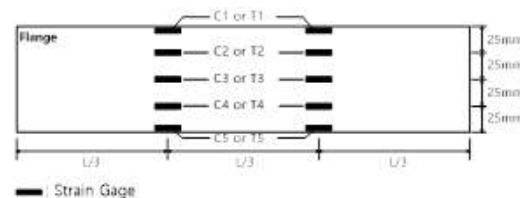
(b) 경계조건

그림 3.2.24. 하중 및 경계조건

횡방향 휨과 비틀림은 거더 내부에 매우 복잡한 응력상태를 초래한다. 일 예로, 횡방향 및 수직방향 휨이 동시에 작용할 경우 압축 및 인장 플랜지에 작용하는 응력은 불균일 분포를 띄게 된다. 결과적으로 압축 플랜지의 경우 압축응력의 중첩으로 압축 파괴를, 인장플랜지의 경우 인장응력의 중첩은 인장 균열을 야기할 수 있다. 정확한 파괴 거동을 추적하기 위해서 플랜지의 폭 방향으로 총 5개의 변형률게이지를 각각 $L/3$, $2L/3$ 지점에 부착하였다. 또한 거더의 중앙부에 발생하는 수직방향, 수평방향 변위 측정을 위하여 도심과 압축플랜지 하단에 줄변위계를 부착하였다. 부가적으로, 횡방향 변위의 측정은 압축 및 인장 플랜지에 부착된 줄변위계를 이용하여 얻을 수 있다. 계측계별 측정 위치는 그림 3.2.25에 나타내었다.



(a) 변위 측정

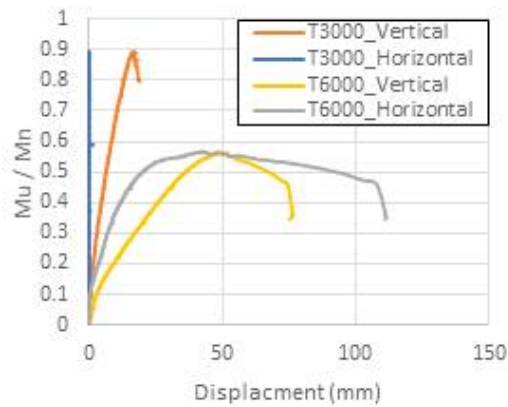


(b) 변형률 측정 (플랜지)

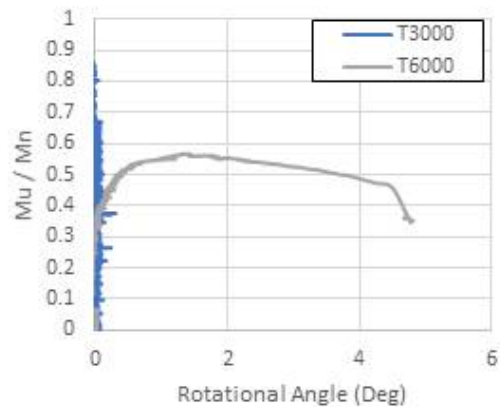
그림 3.2.25. 측정 변수별 측정 위치

그림 3.2.26는 T3000과 T6000의 하중 변위곡선을 나타낸다. Y축은 가해진 모멘트를 부재의 공칭 모멘트 강도로 나누어 정규화 하였으며, 횡방향 및 수직방향 변위는 앞서 언급한 바와 같이 각각 도심과 가력점에서 측정 되었다.

하중 변위곡선에 나타난 바와 같이 T3000 시험체의 경우 횡방향 변위 없이 부재가 파괴에 도달하였다. 반면 T6000 시험체의 경우에는 매우 큰 횡방향 및 회전 변위를 보였다. 총 5개의 시험체중 3개의 시험체 (T5000, T6000, T7000)가 횡방향 변위를 보였으며, 각 시험체는 공칭 모멘트 강도보다 낮은 극한 모멘트를 보였다. 각 시험체가 동일한 단면을 가지고 있으므로 수직방향 변위(주축 휨)에 대한 초기 강성은 각각의 비지지 길이에 의해 지배된다. 반면, 수평방향 휨에 대한 강성은 비지지길이 외에 초기 변형에 의한 영향이 있음을 알 수 있다. 만약 부재가 횡방향 변위 및 비틀림 변위를 보였다면, 이는 가해진 하중 및 단면에 발생하는 법선응력과 수직이며, 그 거동은 횡-비틀림 좌굴로 간주할 수 있다. 다시말해, 횡방향 및 비틀림 변위는 횡-비틀림 좌굴 즉 평면 외방향 거동에 영향을 미칠 수 있다.



(a) T3000 및 T6000의 하중변위곡선(수직 및 수평방향변위)



(b) T3000 및 T6000의 하중변위곡선(회전변위)

그림 3.2.26 시험체의 하중-변위곡선

그림 3.2.27와 3.2.28은 T3000과 T6000의 파괴모드를 보여준다. 5개의 시험체 모두 초기에는 경간 중앙 인장플랜지에서 휨균열이 발생하였으며, 이는 하중이 증가하며 대각선 방향으로 발전되었다. 이는 휨과 전단의 상호작용으로 간주할 수 있으며, 이때의 전단력은 휨 전단과 비틀림 모멘트에 기인한 것으로 해석 될 수 있다. 시험체가 휨전단에 대해 안전율을 충분히 확보했음을 감안할 때, 비틀림 모멘트에 의한 전단균열은 필연적인것이라 판단된다.

이러한 비틀림 및 횡방향 휨에 의한 영향은 그림 3.2.29에 나타낸 플랜지 폭방향 법선 변형률 분포로부터 정확히 추론될 수 있다. C1은 압축플랜지의 볼록한 부분의 변형률이며, C5는 반대로 압축플랜지의 오목한 부분에서의 법선 변형률이다. T3000 시험체의 경우 C1에서 C5에서 거의 동일한 값의 변형률 분포를 얻을 수 있는 반면, T6000의 경우에는 C1과 C5의 차이가 상대적으로 크게 발생함을 확인할 수 있다. 이는 플랜지의 법선 응력분포가 불균일 함을 의미하며, 횡방향 휨 및 비틀림 모멘트에 의한 휨의 영향으로 판단 할 수 있다. 최종적으로 T6000 시험체의 경우 극한 모멘트 강도는 공칭 모멘트 강도의 55%수준에서 파괴를 일으켰으며, 이는 횡-비틀림 좌굴에 의한 것이라 판단 할 수 있다.



그림 3.2.27. T3000 시험체 파괴모드

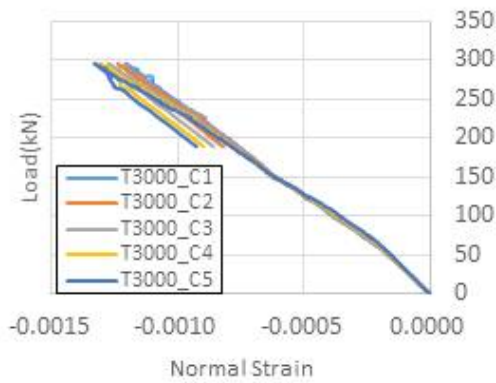


(a) 횡비틀림 좌굴

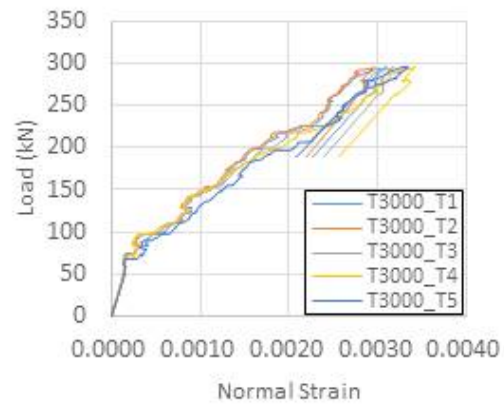


(b) 횡방향 변위

그림 3.2.28. T6000 시험체 파괴모드

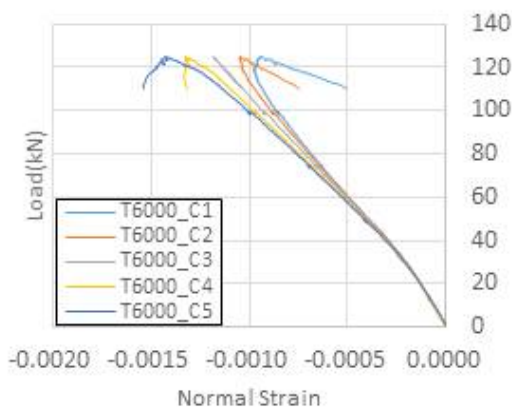


(a) T3000 법선 변형률 분포 (압축플랜지)

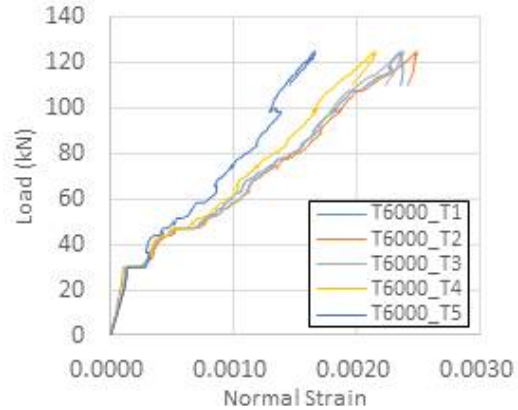


(b) T3000 법선 변형률 분포 (인장플랜지)

그림 3.2.29. T3000 법선 변형률 분포



(a) T6000 법선 변형률 분포 (압축플랜지)



(b) T6000 법선 변형률 분포 (인장플랜지)

그림 3.2.30. T6000 법선 변형률 분포

6. 비탄성 횡비틀림 좌굴 해석

시험결과를 바탕으로 다양한 부재에 대한 구조해석을 수행 하였다. 해석에는 Abaqus 6.13이 사용되었으며, 철근비, 단면형상, 비지지 길이 등이 매개변수로 채택 되었다. 재료 물 성치는 시험에서 얻어진 값을 사용하였으며, 재료-기하 비선형성이 모두 고려되었다. 단면 은 총 두가지를 고려하였으며, S1은 시험체와 동일한 단면, S2는 임의의 단면을 선택하였 다. 시험체는 과보강 된 반면 S2는 균형 철근비를 택하였다. 그림 3.2.31은 해석에서 고려

된 두 단면의 치수를 나타낸다. S1의 경우 비지지길이를 500mm간격으로 2500mm부터 10000mm까지, S2의 경우 1000mm간격으로 5000mm부터 20000mm까지 고려하였다.

각 부재는 8노드 솔리드 요소를 사용하여 모델링 하였으며, 철근의 경우 트러스 요소를 사용하였다. 하중 및 경계조건은 시험체와 동일하게 모사하였으며, 지점부 및 하중 가력부에 설치된 Bearing Stiffener는 4절점 쉘요소를 사용하여 모델링 하였다.

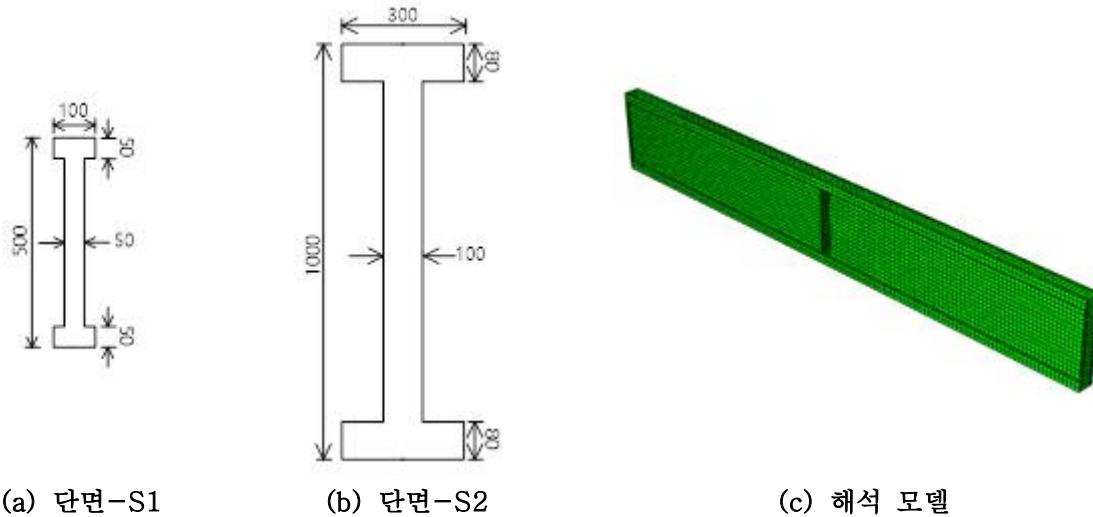
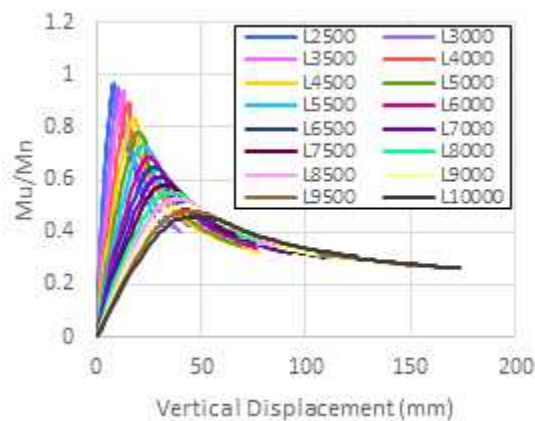
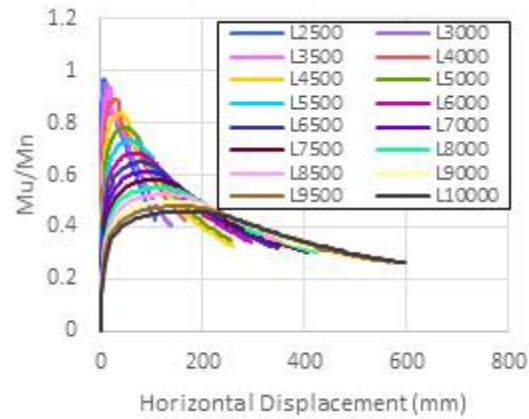


그림 3.2.31. 해석 단면 및 모델

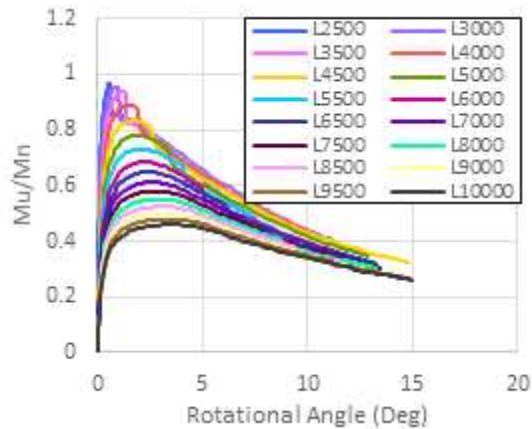
그림 3.2.32는 S1에 대한 하중 변위곡선을 나타낸다. S2의 하중-변위곡선은 S1과 같은 경향을 보였으므로 표기를 생략하였다. 두 단면 모두 비지지길이의 증가에 따라 극한 하중이 감소하는 반면, 횡방향 및 비틀림 변위는 증가함을 알 수 있다. S1단면의 경우 비지지 길이가 4000mm보다 작을 때 횡방향 및 비틀림 변위는 극한 강도 발현 전까지 매우 작았음을 주목할 때, 파괴 모드는 횡-비틀림 좌굴에 의해 지배되지 않음을 알 수 있다. 반면 상대적으로 길이가 긴 경우에는 횡방향 및 비틀림 방향 변위가 극한 하중 전에 발생하기 시작하며, 길이가 매우 긴 경우에는 평면외방향 변위에 대한 부재 강성이 크게 감소함을 알 수 있다.



(a) S1 단면의 각 부재별 수직방향 변위



(b) S1 단면의 각 부재별 휨방향 변위



(c) S1 단면의 각 부재별 회전방향 변위

그림 3.2.32. 단면 S1의 각 부재별 하중-변위 곡선

Girija와 Menon의 연구 결과에 따르면 임의의 단면의 가진 부재의 세장비는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{M_u / M_{ocr}} \quad \text{식 (3.2.22)}$$

UHPC거더의 극한 모멘트 강도는 $\eta = M_u / M_n$ 로 정규화시켜 나타낼 수 있으며, 이에따라 그림 3.2.33에 S1과 S2의 비선형 해석결과를 나타 내었다. Girija 와 Menon이 제시한 세장비 $\bar{\lambda}$ 로써 비탄성 좌굴강도를 정규화 할 경우 다양한 단면에 대한 좌굴 강도를 일반화 할 수 있음을 알 수 있다.

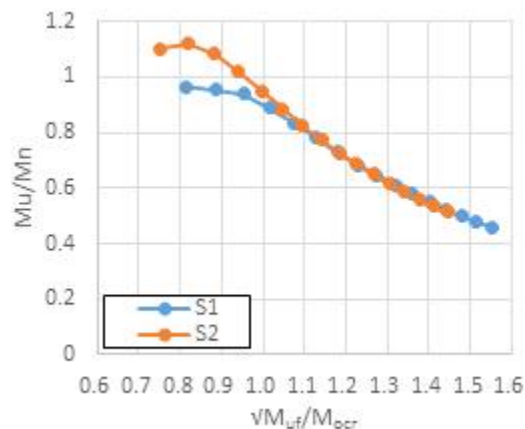


그림 3.2.33. 구조해석결과

7. UHPC거더의 LTB강도

가. 약축방향 휨에 대한 유효 단면 2차 모멘트

1절에서 언급한 바와 같이 좌굴거동은 기하학적 특성의 영향이 매우 크며, 세장비에 의해 탄성 및 비탄성 좌굴이 구분 되어 질수 있다. 이러한 분류 및 강도 산정 방안은 강구조물의 설계에서는 잘 정립되어 있으나, 세장비가 작은 콘크리트 구조의 경우, 사실상 그 대비책은 전무하다 할 수 있다. 전절에서는 Girija와 Menon이 제시한 $\bar{\lambda}$ 를 활용하여 비탄성 좌굴 거동에 대한 정규화 및 일반화가 가능함을 보였다. 그러나 $\bar{\lambda}$ 를 구성하는 M_{ocr} 을 산정하는 식에서 휨강성 및 비틀림 강성에 포함된 단면계수 I 및 J 를 구하는 방법은 논란의 여지가 있다.

콘크리트 단면의 경우 균열에 의해 단면의 일부가 구조적 강성을 발현하지 못할 수 있으므로, 이를 고려한 강도 산정이 필요하다. 그러나 실험 및 해석에서 대부분의 부재는 극한하중에 이를때까지 비틀림에 의한 변위가 적었으므로 비틀림 상수 J 는 전단면을 유효하다 가정하고 산정 할 수 있다.

한편, 휨강성의 경우 약축에 대한 단면 2차 모멘트 I 는 강축방향 모멘트에 의한 균열을 고려하여 수정될 필요가 있다. 현재까지의 연구들은 이러한 유효 단면 2차 모멘트를 약축방향 모멘트에 의한 균열을 가정하였으나, 사실상 횡-비틀림 좌굴 거동은 강축방향에 의한 균열이 먼저 발생하기 때문에 이러한 가정은 정확한 거동을 반영할 수 없다. 따라서 본 연구에서는 강축에 대한 모멘트에 의하여 발생하는 균열을 고려하여 약축방향 단면 2차 모멘트를 산정하는 반복 해석법을 제시한다.

그림 3.2.34은 이러한 반복 해석 방법에 대한 순서도를 나타내고 있다. 먼저 선형탄성좌굴 모멘트 강도를 가정하고 이를 균열 모멘트 M_{cr} 과 비교한다. 만약 가정된 모멘트 $M_{assumed}$ 가 M_{cr} 보다 크다면 강축방향 균열깊이를 계산한다. 이후 균열이 발생한 부분에 대한 단면을 제외하고 약축방향 단면 2차모멘트를 계산한다. 이렇게 구해진 유효 단면 2차모멘트를 활용하여 M_{ocr} 을 계산하고, $M_{assumed}$ 와 비교한다. 이러한 일련의 과정을 반복하여 그 오차 e 가 충분히 작아지면 $M_{assumed}$ 는 M_{ocr} 로 간주 할 수 있다.

그림 3.2.35에는 전단면에 대한 단면2차모멘트 I_g 와 반복해석에 의해 얻어진 유효 단면2차모멘트 I_{eff} 를 이용한 결과를 도시하였다. I_g 를 이용할 경우 선형탄성 좌굴강도가 크게 산정되는 반면, I_{eff} 를 이용하는 경우 매우 이상적인 좌굴 강도 곡선을 도출할 수 있다. 이를 이용하여 좌굴 강도식을 유도 할수 있다.

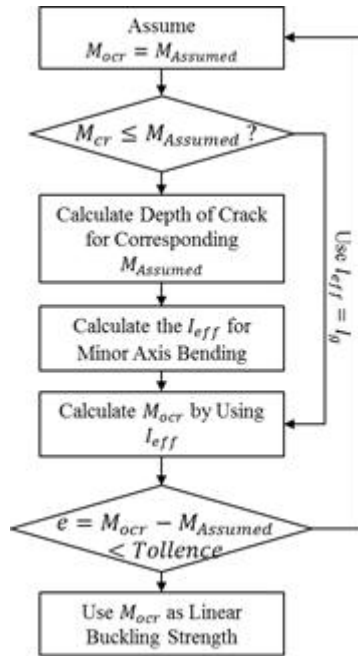


그림 3.2.34. 반복해석 순서도

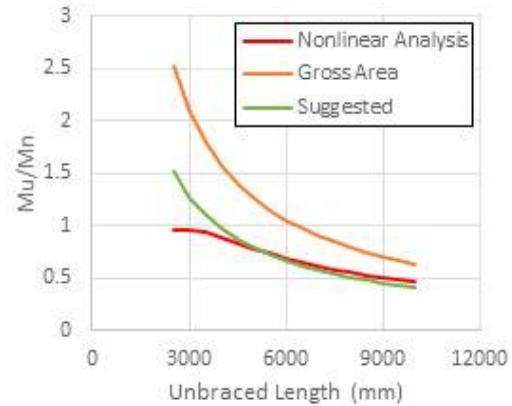


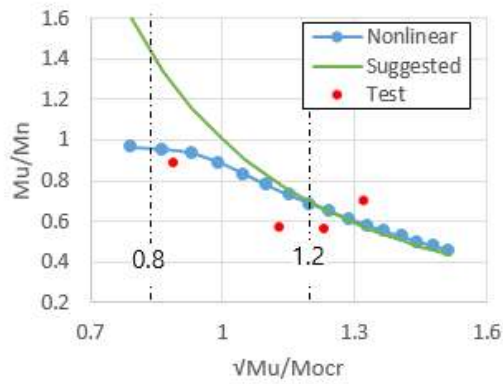
그림 3.2.35. 제안 방법의 검증

표 3.2.7. 단면2차모멘트와 선형탄성좌굴 강도

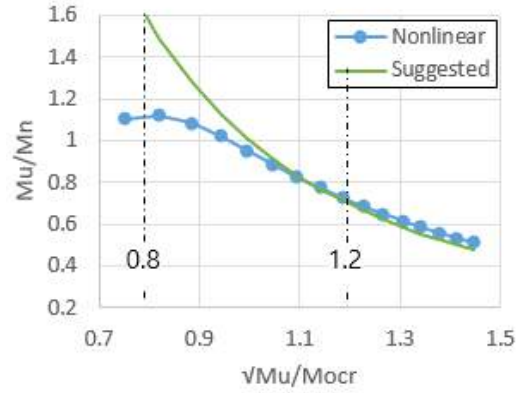
Length (mm)	Gross Area		Effective Area	
	(mm ⁴)	(kNm)	(mm ⁴)	(kNm)
2500	12,676,463	808.641	4,597,595	486.992
3000		673.868	4,663,242	408.714
3500		577.601	4,728,077	325.753
4000		505.401	4,792,040	310.740
4500		449.245	4,855,222	278.028
5000		404.320	4,917,686	251.830
5500		367.564	4,979,404	230.369
6000		336.934	5,040,448	212.462
6500		311.016	5,100,853	197.290
7000		288.800	5,161,023	184.285
7500		269.547	5,219,859	172.968
8000		252.700	5,278,449	163.065
8500		237.835	5,336,492	154.314
9000		224.622	5,393,924	146.523
9500		212.800	5,450,899	139.543
10000		202.160	5,507,356	133.250

나. 횡 비틀림 좌굴강도

본절에서는 실험 및 구조해석 결과에 기초하여 횡비틀림 좌굴강도 산정 방안을 제시한다. 그림 3.2.36은 두가지 다른 단면에 대한 좌굴 강도 곡선을 보여준다. 해석결과로부터 $\bar{\lambda}$ 가 0.8보다 작을 경우에는 좌굴이 일어나지 않음을 알 수 있고, 이는 실험 결과와 잘 일치한다. 반면, $\bar{\lambda}$ 가 1.2보다 큰 경우 비선형 해석 결과는 선형탄성 좌굴해석결과와 거의 일치한다. 최종적으로 좌굴강도 곡선은 좌굴이 일어나지 않는 구간과 비탄성좌굴이 거동을 지배하는구간, 탄성좌굴이 거동을 지배하는 구간이 세장비 $\bar{\lambda}$ 에 의해 구분될 수 있음을 보여준다.



(a) S1에 대한 좌굴강도곡선



(b) S2에 대한 좌굴강도곡선

그림 3.2.36. 좌굴강도곡선 (해석결과와 시험결과)

본절에서는 위의 결과를 바탕으로 세장비별 좌굴 강도 산정식을 식 (3.2.23)와 같이 제안한다.

$$\begin{aligned}
 & M_u = M_n & \text{for } \sqrt{M_u/M_{ocr}} < 0.8 \\
 & -0.75 \times \sqrt{\frac{M_u}{M_{ocr}}} + 1.6 = \frac{M_u}{M_n} = \eta & \text{for } 0.8 \leq \sqrt{M_u/M_{ocr}} \leq 1.2 \\
 & M_u = M_{ocr} = \frac{C_1 C_3}{C_2 L} \sqrt{EI_{eff} \times GJ_g} & \text{for } 1.2 \leq \sqrt{M_u/M_{ocr}}
 \end{aligned}
 \tag{3.2.23}$$

8. 향후 연구 계획

본 과제에서는 세장한 UHPC 거더에서 발생할 수 있는 횡-비틀림 좌굴 한계상태에 대해 해석 및 실험 연구를 수행하였다. 탄성, 비선형 해석을 통해 좌굴에 대한 강도 산정 방안을 제시하고 실험으로 검증하였으나, 실험의 개체수가 적어 실 설계에 바로 적용하는 것은 무리가 있을 것이라 판단된다. 따라서, 추후 추가적인 실험 및 해석 연구를 통해 UHPC 거더의 횡-비틀림 좌굴 한계상태에 대한 명확성을 확보할 계획이다.

제3절 복부판 전단 한계

1. 개요

콘크리트는 강재에 비해 면적당 강도가 작으므로, 강재와 같은 강도를 가지기 위해서는 일반적으로 두께가 두껍고, 단면적이 크게 설계되어야 한다. 세장하게 설계될 수 없는 콘크리트의 재료 특성상, 콘크리트 설계 시 좌굴은 검토의 대상이 아니었다. 하지만, 최근 강섬유의 효과로 연성성이 증가하고, 압축강도가 일반콘크리트의 3~5배인 신재료 초고성능 콘크리트(UHPC)가 개발되면서 그림 3.3.1과 같이 세장한 복부판을 가지는 UHPC 구조물이 설계되어 시공된 바 있다. 이에 따라, 복부판이 세장해질 수 있는 UHPC 거더의 전단좌굴 발생 가능성이 대두되고 있다. 하지만, 강섬유의 가교작용으로 인해 일반 콘크리트에 비해 확연히 뛰어난 인장성능을 보이는 UHPC도 압축강도에 비해 인장강도가 현저히 낮은 단점을 가지고 있기 때문에, 전단에 대한 별다른 보강이 되어있지 않으면 사인장에 의해 파괴가 발생한다. 따라서, 본 연구에서는 초고성능 콘크리트 I형 거더의 좌굴 한계상태에 대한 연구를 수행하기 위해, 수치해석을 통해 전단철근과 프리스트레스로 과보강 된 UHPC 거더의 전단강도와 UHPC 거더의 탄성 전단 좌굴강도를 고찰하였다.



(a) Grade Separation, France (2005)



(b) Saint Pierre La Cour Bridge, France (2005)



(c) Fedral Highway Administration Bridge, USA (2005)

그림 3.3.1. UHPC 구조물

2. 배경 이론

가. 콘크리트 전단파괴

콘크리트의 전단파괴는 전단응력과는 관계가 없다. 어느 경우이든 전단응력은 콘크리트의

직접전단강도보다 훨씬 작은 것이 보통이기 때문에, 전단파괴는 그림 3.3.2(a)와 같은 전단 응력 자체보다는 그림 3.3.2(b)와 같은 전단응력으로 인한 사인장 응력에 의해 발생한다.

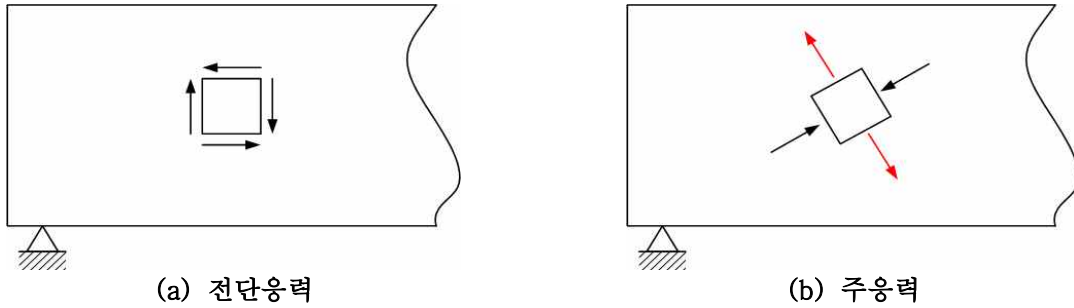


그림 3.3.2. 복부판의 응력 분포

위와 같은 사인장 응력에 의해 균열이 발생하고 이러한 균열이 확장되면서 최종적으로 유효 단면적이 감소하여 전단 파괴가 발생한다. 사인장 균열은 그림 3.3.3과 같이 휨전단 균열과 복부전단 균열로 구분할 수 있다. 휨전단 균열은 휨균열이 일어난 후에 발생하며, 휨 응력과 전단응력의 조합으로 휨 균열의 선단에서부터 경사져서 확장되어 간다. 이런 균열이 발생할 때 복부철근이 배치되어 있지 않다면, 휨 전단균열의 진전에 따라 콘크리트의 압축면적이 감소하면서 휨 압축력을 전달수 없게 되기 때문에 전단 압축 파괴가 발생한다. 이러한 파괴를 휨 전단파괴라고 하며, 전단력과 휨모멘트가 둘다 큰 경간이 긴 거더에 주로 발생한다.

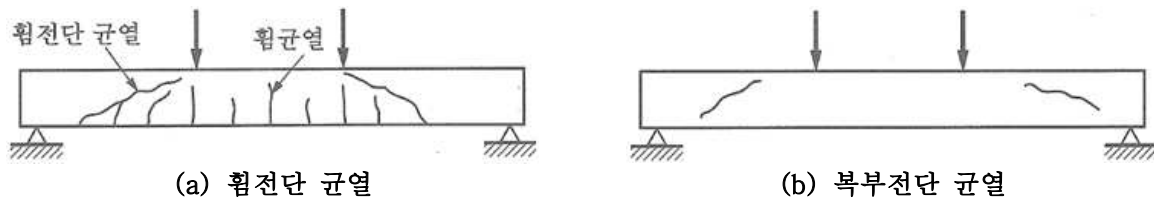


그림 3.3.3. 콘크리트 전단 균열

휨 균열의 발생 없이 복부판 중심에서부터 균열이 발생하는 것을 복부전단 균열이라 하고, 거더의 경간이 짧아 휨 모멘트가 작은 거더에 주로 발생한다. 이러한 균열은 콘크리트에 발생하는 주인장 응력이 콘크리트의 휨 인장강도와 같게 될 때 발생하기 시작한다. 이런 균열이 발생할 때 복부철근이 배치되어 있지 않다면, 다음 중의 어느 한 가지 형태로 파괴된다.

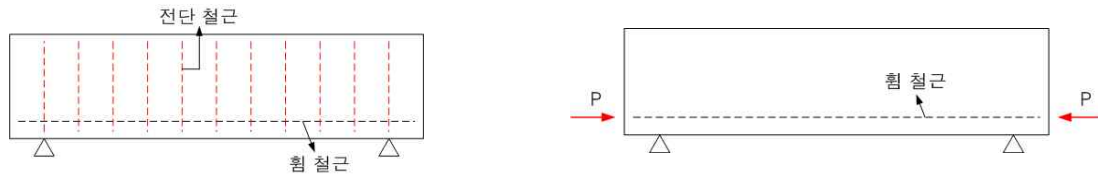
- 사인장 균열이 지점을 향하여 수평으로 발전함으로써 복부와 인장 플랜지를 분리시키는 전단인장 파괴
- 보가 타이드 아치 작용을 일으킴으로써, 사인장 균열에 평행하게 작용하는 큰 압축력으로 말미암아 복부가 파괴되는 복부압축 파괴
- 지점 근처의 2차적인 사인장 균열이 복부와 압축 플랜지를 분리시키는 복부전단 파괴

휨전단 균열과 복부전단 균열에 의한 파괴는 전단철근이 배치되어 있지 않다면 휨파괴와 다르게 급작스럽게 진행되므로 충분한 안정성이 확보되도록 설계하여야 한다.

나. 콘크리트 전단보강

일반 콘크리트 뿐만 아니라, UHPC도 압축강도에 비해 인장강도가 현저히 낮기 때문에,

적절한 전단보강이 이루어지지 않으면 단면이 비효율적으로 설계될 수 밖에 없다. 따라서, 콘크리트 거더 설계시 전단에 대해 보강을 하여 전단성능을 확보하는 것이 일반적이다.



(a) 전단 철근 보강

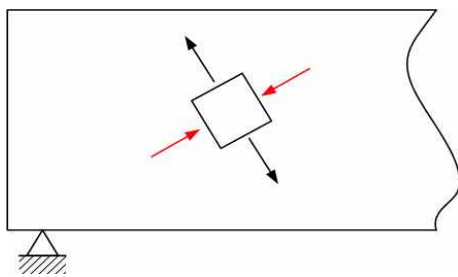
(b) 프리스트레스 보강

그림 3.3.4. 콘크리트 거더 전단보강 방법

전단보강 방법으로는 그림 3.3.4(a)와 같이 복부판에 거더 축의 직각방향으로 전단철근을 배치하는 방법이 주로 사용된다. 전단철근이 배치된 콘크리트 거더는 복부판에 사인장응력에 의한 균열이 발생하여 인장에 대한 콘크리트의 저항력이 상실된 후에도 전단철근이 사인장응력을 추가적으로 저항하여 전단성능을 향상시킨다. 또한, 휨 균열을 방지하기 위하여 도입되는 프리스트레스를 가력하는 방법도 전단성능 향상에 기여하는 것으로 기존 연구들에서 언급하고 있다. 프리스트레스에 의해 발생하는 압축응력은 전단에 의한 사인장응력을 상쇄할 수 있기 때문에, 전단성능을 향상시켜 준다.

다. 전단좌굴

복부판에 전단응력이 발생하면, 그림 3.3.5(a)와 같이 45° 방향으로 주압축, 주인장 응력이 발생한다. 콘크리트와 달리 압축강도와 인장강도가 동일한 강재는 주인장에 의해서 파괴되지 않는다며, 복부판이 세장할시 전단응력이 강재의 전단강도에 도달하기 전에 주압축 응력에 의해 그림 4(b)와 같이 복부판의 면외방향으로 변위가 발생하는데, 이러한 현상을 전단좌굴이라 한다.



(a) 복부판 주응력



(b) 전단좌굴

그림 3.3.5. 복부판 전단좌굴

전단좌굴은 부재가 세장하게 제작되는 강재에 주로 발생하는 한계상태이며 부재의 세장한 정도에 따라 그림 3.3.6과 같이 조밀, 비조밀, 세장 단면 세 부분으로 구분되어 정의된다. 세 단면에 대한 정의는 다음과 같다.

- 조밀 단면 : 전단면이 항복하기 전에 좌굴이 발생하지 않는 단면
- 비조밀 단면 : 일부분이 항복한 이후에 좌굴이 발생하는 단면
- 세장 단면 : 어느부분도 항복하기 이전에 탄성범위 내에서 좌굴이 발생하는 단면

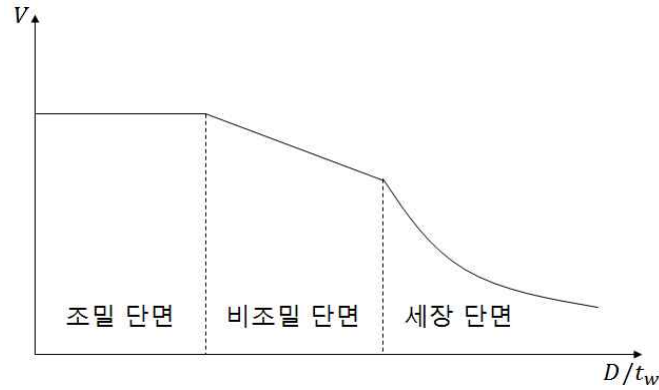


그림 3.3.6. 세장비에 따른 강재의 전단좌굴 강도

강재의 경우는 일반 콘크리트에 비해 면적당 강도가 현저히 높기 때문에, 세장하게 설계가 되면서 위와 같은 방법으로 좌굴에 대한 검토를 수행한다. 하지만, 일반 콘크리트는 적절한 강성을 가지려면 조밀 단면으로 설계되는 것이 불가피 하기 때문에 좌굴에 대한 검토가 불필요하다. 반면에, 신재료인 UHPC는 일반 콘크리트에 비해 3~5배에 달하는 압축강도를 발현할 수 있기 때문에, 세장한 복부판으로 설계 가능하다. 따라서, UHPC 거더의 복부판에 발생할 수 있는 전단좌굴에 대한 연구가 필요하다 판단된다. 하지만, UHPC도 인장강도가 압축강도에 비해 현저히 낮아 특별한 전단보강이 이루어지지 않으면, 사인장응력에 의해 파괴되기 때문에, 본 연구에서는 전단철근과 프리스트레스에 의해 보강이 이루어진 거더에 대한 연구를 수행하였다.

3. 설계기준 분석

가. 콘크리트 구조기준(2012)

교량에서 상부 구조물의 자중에 의한 하중을 지지하는 거더에는 일반적으로 휨과 전단이 동시에 발생하며, 경간이 짧은 거더의 경우 전단에 비해 휨의 영향은 미비하다. 휨으로 인하여 발생하는 응력을 무시한다고 가정하면, 그림 3.3.7(a)의 미소 면적에서의 응력 상태는 순수전단 상태인 그림 3.3.7(b)와 같이 표현할 수 있다. 콘크리트는 골재를 포함하고 있는 재료이므로, 전단보다 인장에 의해 파괴가 발생한다. 따라서, 콘크리트 거더는 순수전단 응력 상태일 때, 거더 길이 방향을 기준으로 45° 방향인 주축에서 인장 응력에 의해 인장축에 직각 방향으로 균열이 발생하며 파괴가 발생한다.

이러한 전단파괴에 대한 콘크리트 구조기준(2012)에서 제시하고 있는 전단강도 설계식은 식(3.3.1) ~ (3.3.4)와 같다. 콘크리트 거더의 전단강도 식 (3.3.1)은 콘크리트, 전단 보강재, 그리고 긴장력의 수직성분으로 구성된다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{식 (3.3.1)}$$

$$V_c = (0.29\lambda\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d \quad \text{식 (3.3.2)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \leq (2\lambda\sqrt{f_{ck}}/3)b_w d \quad \text{식 (3.3.3)}$$

$$V_p = P_p \sin\alpha_p \quad \text{식 (3.3.4)}$$

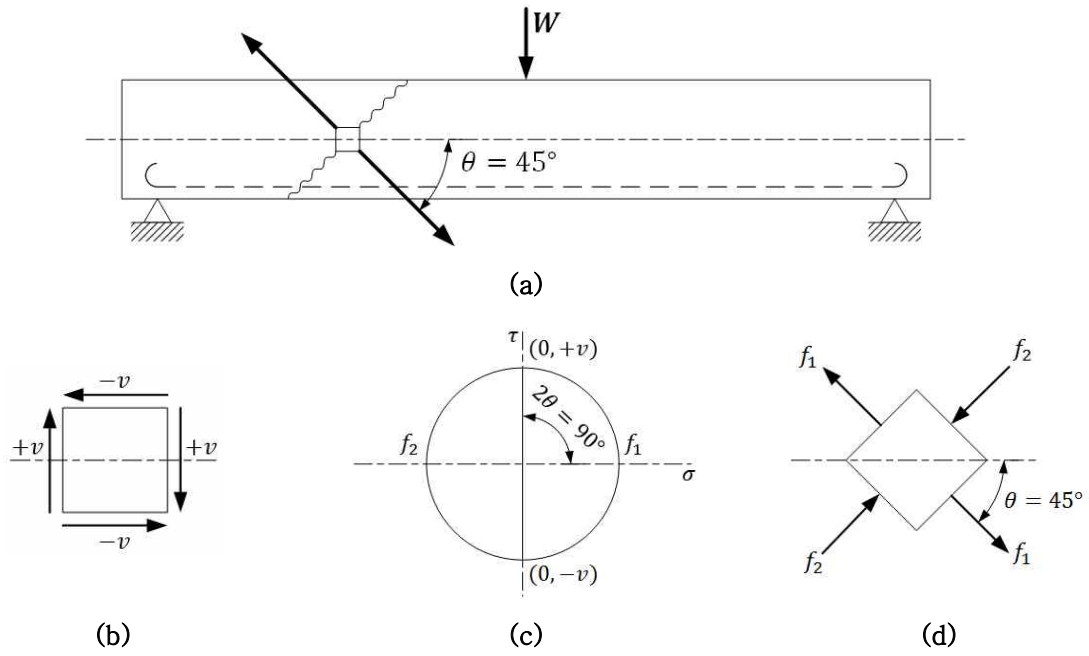


그림 3.3.7. RC 보

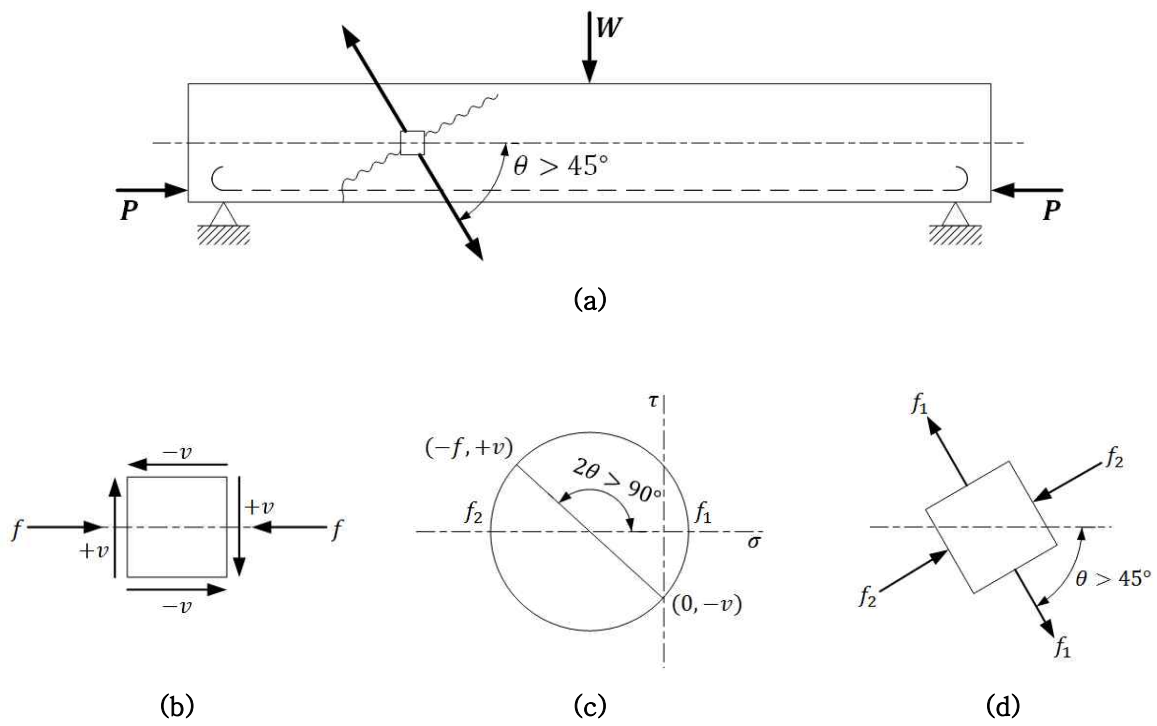


그림 3.3.8. PSC 보

여기서,	λ	=	콘크리트 재료계수
	f_{ck}	=	콘크리트 압축강도
	f_{pc}	=	단면 도심에서의 프리스트레스에 의한 압축응력
	b_w	=	복부판 두께
	d	=	단면의 유효높이
	A_v	=	전단 보강재의 단면적
	f_{yt}	=	전단보강재의 항복강도
	α	=	전단 보강재가 보의 축방향과 이루는 각도
	s	=	전단보강재의 배치 간격
	P_p	=	긴장재에 작용하는 총 긴장력
	α_p	=	축방향 긴장재와 부재축 사이의 각도

콘크리트 구조기준(2012)에서는 프리스트레스의 영향을 긴장력의 수직분력인 V_p 와 단면 도심에서의 프리스트레스 압축응력인 $0.3f_{pc}$ 를 V_c 에 추가하여 고려하고 있다. 프리스트레스 압축응력의 영향을 고려한 전단강도 설계식은 모어원 이론(Moar' s Circle Theory)을 통해 확립되어졌다(신형묵, 2007). RC 보와 달리 PSC 보에서는 그림 3.3.8(b)와 같이 순수 전단응력 상태에 프리스트레스에 의한 압축응력이 추가된다. 그림 3.3.8(b)의 응력상태를 도식화하면 그림 3.3.8(c)와 같이 나타낼 수 있다. 그림 3.3.7(c)와 그림 3.3.8(c)를 비교하면, 프리스트레스 압축응력에 의해 모어원이 압축쪽으로 이동하며, 주축과의 각도가 커지게 된다. 이로 인해 거더 복부판에 발생하는 주인장응력의 크기가 감소하며, 균열이 부재의 길이방향 축과 이루는 각도는 작아진다. 프리스트레스를 고려한 전단강도식의 도출 과정은 식 (3.3.5) ~ (3.3.9)와 같으며, 식 (3.3.5)과 같이 전단에 의해 복부판에 발생하는 주인장응력이 콘크리트의 인장강도 f_t 에 도달하면 전단파괴가 발생한다는 개념에서 확립되었다.

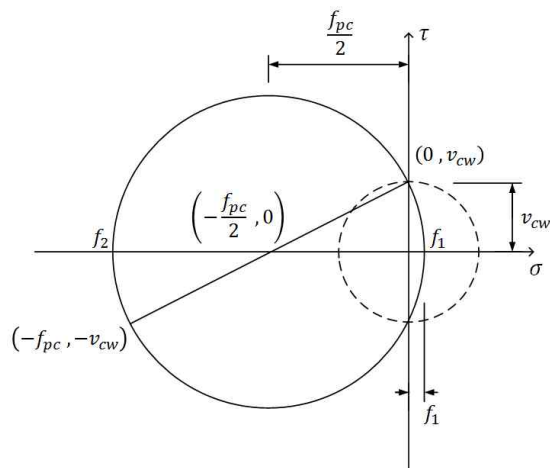


그림 9. 프리스트레스 Moar' s Circle

$$\sqrt{(v_{cw})^2 + \left(\frac{f_{pc}}{2}\right)^2} - \frac{f_{pc}}{2} = f_1 = f_t \quad \text{식 (3.3.5)}$$

위의 식에서 v_{cw} 로 정리하면,

$$v_{cw} = f_t \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{f_t}} \quad \text{식 (3.3.6)}$$

콘크리트의 인장강도 f_t 를 $0.29\sqrt{f_{ck}}$ 로 보면,

$$v_{cw} = 0.29 \sqrt{f_{ck}} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.29 \sqrt{f_{ck}}}} \quad \text{식 (3.3.7)}$$

위의 식을 근사적으로 나타내면,

$$v_{cw} = 0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc} \quad \text{식 (3.3.8)}$$

최종적으로, 프리스트레스 보강 콘크리트 거더의 콘크리트 전단강도 V_c 는 다음과 같이 나타낼 수 있으며, 콘크리트구조기준(2012)에서는 다음 식을 채택하고 있다.

$$V_c = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) b_w d \quad \text{식 (3.3.9)}$$

나. 초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계지침(2012)

K-UHPC 구조설계지침(2012)에서 제시하고 있는 전단강도 설계식은 JSCE(2005)를 준용하였다. 또한, 기본적인 개념은 콘크리트 구조기준(2012)의 설계식인 식 (3.3.1) ~ (3.3.4)와 동일하나, 사인장 강도(V_d)와 사인장 압축 강도(V_{wcd})를 구분하였다. 전단강도 산정시 V_{wcd} 와 V_d 중 작은 값을 사용한다. 또한, UHPC는 콘크리트 균열 이후에 강섬유의 가교 효과로 인해 인장에 대한 추가적인 저항력이 발생하기 때문에, 강섬유가 분담하는 전단강도 식 V_{fd} 이 추가되었다.

$$V_{wcd} = 0.84 f_{cd}^{2/3} \sin(2\beta_u) b_w d \quad \text{식 (3.3.10)}$$

$$V_d = V_{rpd} + V_{fd} + V_{sd} + V_{ped} \quad \text{식 (3.3.11)}$$

$$V_{rpd} = 0.18 \sqrt{f_{cd}} b_w d \quad \text{식 (3.3.12)}$$

$$V_{fd} = (f_{vd} / \tan \beta_u) b_w z \quad \text{식 (3.3.13)}$$

$$V_{sd} = \frac{A_w f_{yvd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{s_s} d \quad \text{식 (3.3.14)}$$

$$V_{ped} = P_{ed} \sin \alpha_p \quad \text{식 (3.3.15)}$$

여기서, f_{cd} = 설계압축강도
 β_u = 축방향과 사인장균열 면에 발생하는 각도
 f_{vd} = 설계평균 인장강도
 $= \frac{1}{K_f} \frac{1}{w_u} \int_0^{w_u} \sigma(w) dw$
 z = 압축응력의 합력 작용위치로부터 인장강재의 도심까지의 거리

양인환(2012)에서는 초고성능 전단강도에 대한 위의 예측식은 실험 결과와 근접하다고 평가하였다. K-UHPC 구조설계지침(2012)에서는 프리스트레스의 의한 영향에 대해 β_u 를 통해 균열 각도 변화에 의한 강도 증가를 나타내었다. 하지만, 프리스트레스 압축응력의 직접적인 영향에 대한 연구가 부족하여 설계식에 고려되지 않고 있다.

4. 구조해석

가. UHPC 재료모델 및 해석방법

본 연구에서는 유한요소 해석 프로그램인 Abaqus 6.13을 사용하여 전단철근과 프리스트레스로 과보강 된 초고성능 I형 거더의 전단좌굴 가능성에 대한 유한요소해석 연구를 수행하였다. 콘크리트는 압축강도와 인장강도가 다른 재료로써 재료모델에 따라 해석 결과가 상이하게 나타난다. Abaqus 6.13에서는 콘크리트 재료 물성치에 대해서 CDP(Concrete Damaged Plasticity)와 CSC(Concrete Smeared Crack) 모델을 제공하고 있는데, Linfeng Chen et al.(2010)은 CSC모델보다 CDP모델이 더 실험결과와 근접하다는 결론을 도출하였다. 따라서, 본 연구에서는 CDP모델을 사용하여 유한요소 해석을 수행하였다. CDP 모델의 재료특성 값을 표 3.3.1과 같이 Abaqus 6.13에서 제공하는 기본값을 사용하였고, 비선형 해석의 수렴성을 증진시키기 위해 $\mu = 0.00001$ 을 사용하였다.

표 3.3.1. CDP 재료 물성치

Material Property	Sign	Value
Dilation Angle	ψ	36°
Flow Potential Eccentricity	ϵ	0.1
Ratio of Compressive Yield Stress	σ_{b0}/σ_{c0}	1.16
Ratio of Tensile Meridian to Compressive Meridian	K_c	0.667
Viscosity Parameter	μ	0.00001

K-UHPC 구조설계지침(2012)에서는 초고성능 콘크리트의 인장응력-변형률 곡선(그림 3.3.10(c))을 인장응력-균열폭 곡선(그림 3.3.10(b))으로부터 등가점장 개념을 적용해 도출하였다. 또한, 각 재료특성에 대한 기본값을 표 2와 같이 제시하고 있으며, 등가점장(L_{eq})은 식 (3.3.16)를 사용하여 산정하도록 하고 있다. 유한요소 해석모델에서 콘크리트의 압축 및 인장 응력-변형률 곡선은 표 3.3.2의 값을 적용하여 그림 3.3.10(a)와 그림 3.3.10(c)를 사용하였고, 철근 및 긴장재의 응력-변형률 곡선은 항복 이후 일정한 응력을 유지하는 완전탄소성 모델(Perfect Elasto-Plastic Model)을 사용하였다. 해석 방법은 재료의 비선형형성과 균열 발생 이후, 거더의 정확한 전단거동을 평가하기 위하여 재료·기하 비선형을 사용하였다.

$$V_c = (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc})b_w d \quad \text{식 (3.3.16)}$$

여기서, h_{beam} 은 보의 높이, l_{ch} 는 재료의 특성길이이다.

표 3.3.2. UHPC 재료 물성치

Destination	Sign	Value	Unit
Compressive Strength	f_{ck}	180	MPa
Crack Strength	f_{crk}	9.5	MPa
Tensile Strength	f_{tk}	13	MPa
Modulus of Elasticity	E_c	45000	MPa

Crack Width(Ultimate)	w_u	0.3	mm
Crack Width(Limit)	w_{lim}	5.3	mm
Characteristic Length	l_{ch}	10100	mm

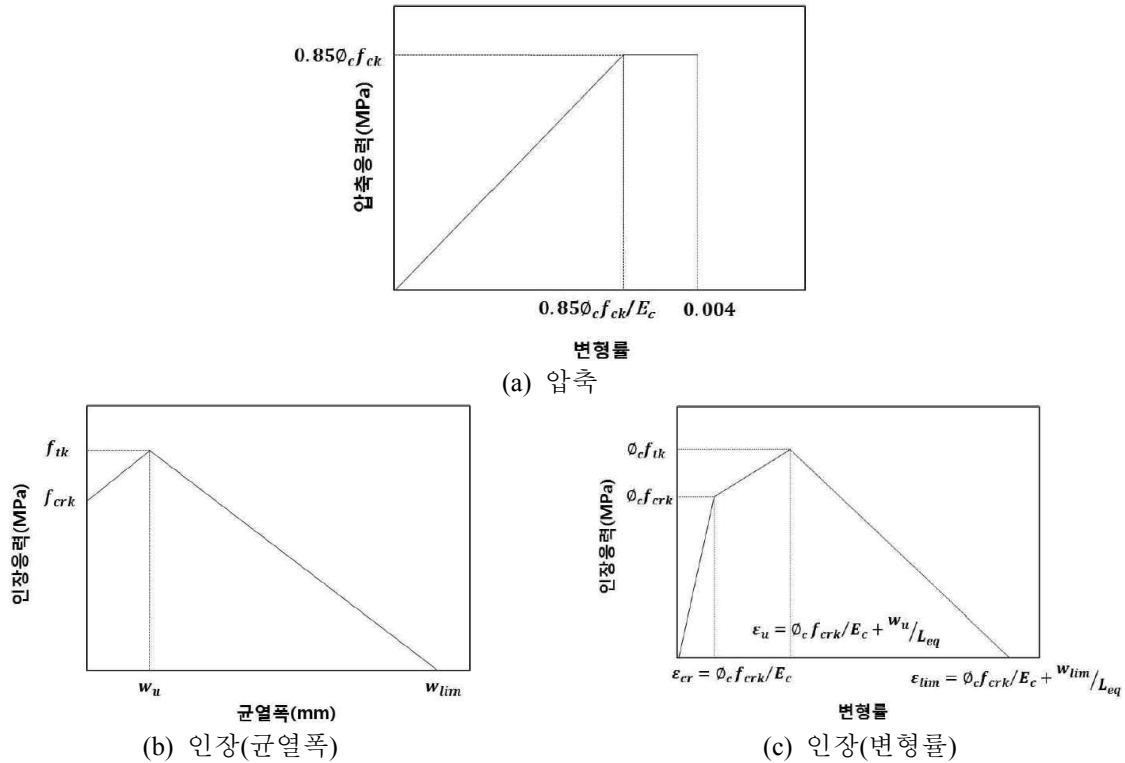
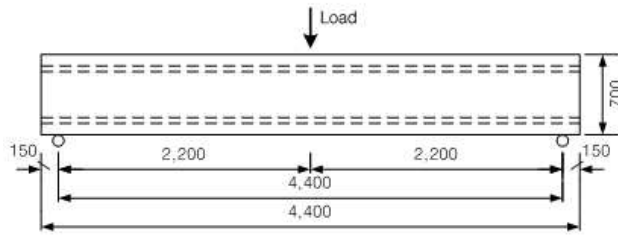


그림 3.3.10. K-UHPC 응력-변형률 그래프

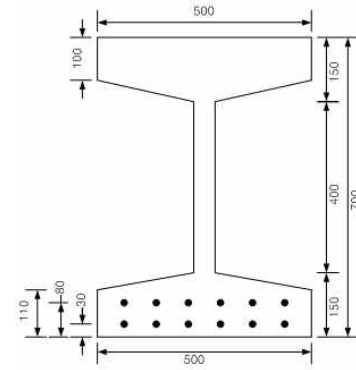
나. 해석모델 검증

앞서 언급한 재료 특성, 해석 방법을 검증하고, 본 연구에 적절한 요소를 선택하기 위해 양인환(2012)이 수행한 초고성능 콘크리트 보의 전단강도에 대한 실험 결과와 비교 검토하였다. Solid 요소와 Shell 요소를 사용하여 검증 연구를 수행하였는데, 각 요소별 검증 해석 모델 개요를 그림 3.3.12에 나타내었다. Abaqus 6.13에서는 “Rebar”와 “Embedded Region”을 콘크리트에 매립되는 강연선을 구현할 수 있는 기법으로 제시하고 있는데, “Rebar”는 각 요소에 포함되어 있는 강연선의 단면적을 동일한 강성을 발현할 수 있는 일정한 두께로 치환하여 적용하는 기법으로 주로 Shell 요소에 사용되며, “Embedded Region”은 강연선의 각 노드를 근접한 콘크리트의 노드와 연결하여 자유도를 구속하고 보 간값을 적용하는 기법으로 주로 Solid 요소에 사용된다. 본 검증연구에서는 Shell 모델에 “Rebar” 기법을 적용하고, Solid 모델에 Beam 요소로 구현한 강연선을 “Embedded Region” 기법을 적용하여 검증 연구를 수행하였다.

(Unit : mm)

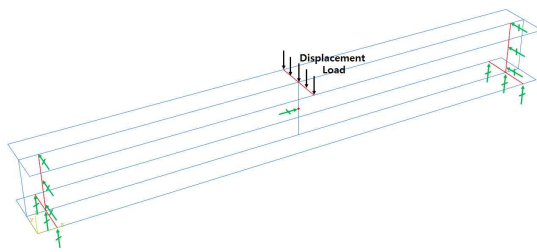


(a) 측면도

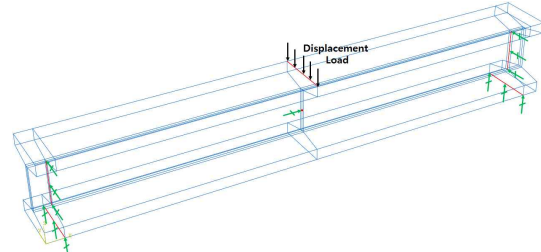


(b) 정면도

그림 3.3.11. 실험 단면(양인환 2012)



(a) Shell 요소



(b) Solid 요소

그림 3.3.12. 검증 해석모델 개요

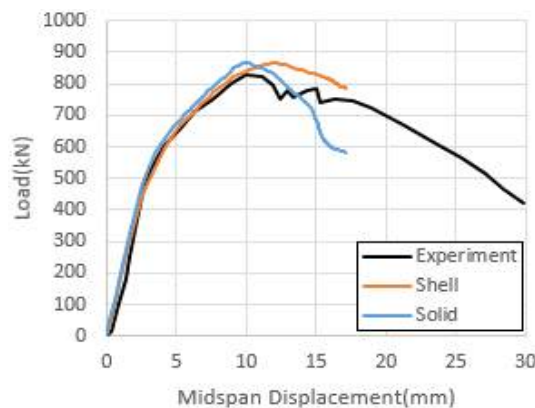


그림 3.3.13. P-Δ 그래프

Solid와 Shell 요소 검증모델의 해석결과와 양인환(2012)의 실험결과를 비교하여 그림 13에 나타내었다. Shell 요소는 두께방향의 강성과 현치부를 고려할 수 없기 때문에 발생변위가 크고, 전단강도 도달 이후의 거동이 Solid 요소와 상이하게 나타났지만, 전단강도는 두 요소 모두 실험결과와 5% 이하의 오차율을 보인다. 따라서, 본 연구에서는 해석시간의 단축을 위해 기본적으로 Shell 요소를 사용하였으나, 전단철근으로 보강한 해석모델의 경우 철근의 거동을 정확하게 파악하기 위하여 Solid 요소를 사용하였다.

다. 해석 모델

본 연구의 유한요소해석 모델의 개요는 그림 3.3.14와 같다. 또한, 앞서 언급한 재료 특성, 해석 방법을 적용하여 세장한 복부판을 가지는 UHPC I형 거더의 전단좌굴 가능성을 평가하기 위해 Abaqus 6.13을 사용하여 다음 3가지의 모델에 대한 해석 연구를 수행하였다.

① 탄성좌굴 : Shell 요소

② 전단철근 보강 : Solid 요소

③ 프리스트레스 보강 : Shell 요소

표 3.3.3. 경계 조건

	u_x	u_y	u_z
(1)	0	1	0
(2)	1	0	0
(3)	0	0	1

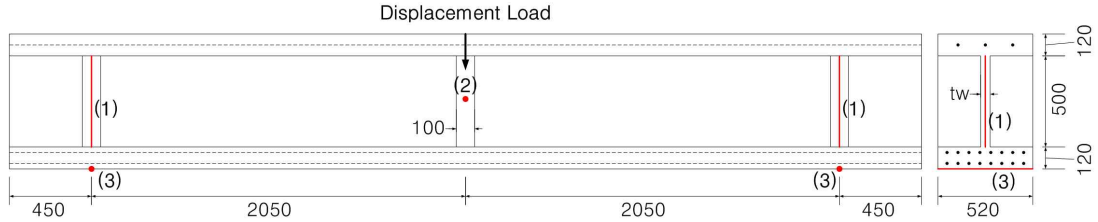


그림 3.3.14. 해석 모델 개요

전단파괴를 유도하기 위하여 하부 플랜지에 8개의 긴장재를 2열로 배치 하였고, 프리스트레스로 인하여 상부 플랜지에 발생할 수 있는 균열을 방지하기 위해 3개의 강연선을 상부 플랜지에 배치하였다. 긴장재는 항복강도 2040Mpa, 지름 15.2mm, 단면적 138.7mm²인 강연선을 사용하였고, 전단 보강재는 항복강도 1710MPa, 단면적 6.605mm²인 강연선을 사용하였다. 또한, 프리스트레스 응력 집중에 의한 파괴를 방지하기 위해 정착구를 전단철근으로 보강하였으며, 세장한 복부판으로 인해 발생할 국부파괴를 방지하기 위해 지점과 하중지점에 두께가 100mm인 스틱프너로 보강하였다. 하중은 상부 플랜지 중앙경간에 변위하중을 재하하여 반력으로 하중크기를 산정하였으며, 경계조건은 단순지지조건으로 표 3.3.3에 나타내었으며, 그림 3.3.12와 동일한 방식으로 적용하였다. x는 길이방향, y는 횡방향, z는 수직 방향을 나타낸다. 해석 변수는 복부판 높이와 두께로 산정되는 세장비(λ), 복부판 두께(t_w), 전단철근 개수(n_s), 프리스트레스 크기(pre)로 하였고, 프리스트레스는 긴장재 항복강도에 대한 비율로 도입하였다.

표 3.3.4. 해석 변수

Analysis Model	Analysis Parameter	Sign	Unit	Unit
① Elastic Buckling	Slenderness Ratio	λ	-	30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100
② Shear Rebar Reinforcement	Web Thickness	t_w	mm	10, 30, 50
	Shear Rebar Number	n_s	-	0, 50, 100, 150, 200
③ Prestress Reinforcement	Web Thickness	t_w	mm	10, 20, 30, 40, 50
	Prestress Size	pre	%	0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80

라. 해석 결과

(1) 탄성좌굴

그림 3.3.7에 나타낸 바와 같이 거더의 미소면적에 전단응력이 작용하면, 45° 방향으로 주압축 응력과 주인장 응력이 발생한다. 일반적으로 콘크리트는 압축강도에 비해 인장강도가 현저히 낮은 재료로써 이러한 주인장 응력에 의해 균열이 발생하여 파괴된다. 하지만, 주인장에 대한 충분한 보강이 이루어지면, 주압축에 의해 파괴가 발생할 수 있고, 세장한 복부판에서는 좌굴이 발생할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 전단철근 및 프리스트레스로 과보강

되고 세장한 복부판을 가지는 UHPC I형 거더의 좌굴 가능성에 대해 고찰하기 이전에 해석 모델의 좌굴강도 상한 한계점을 산정하기 위해 탄성좌굴 해석을 수행하였다. 해석변수와 해석방법은 앞서 언급한 내용을 적용하였고 그 결과값과 좌굴 형상을 그림 3.3.15과 그림 3.3.17에 나타내었다. 세장비에 따른 좌굴형상은 모두 동일하다.

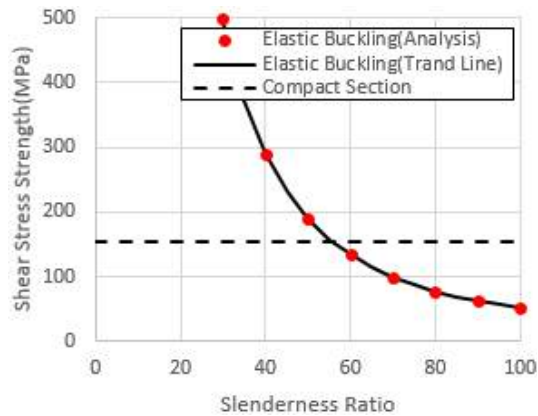


그림 3.3.15. 탄성좌굴 해석 결과

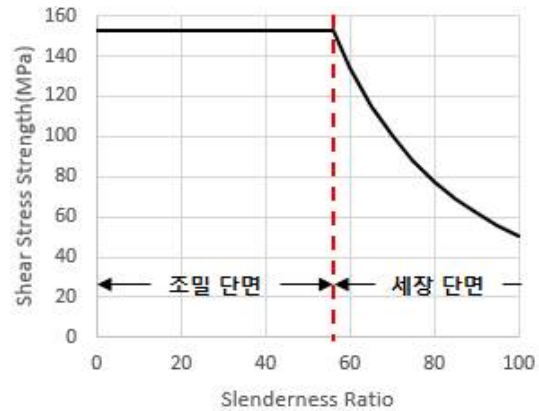


그림 3.3.16. 해석모델 좌굴 강도

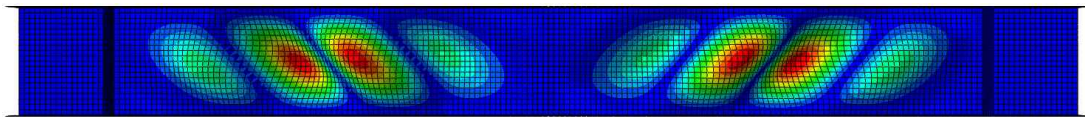


그림 3.3.17. 해석모델의 좌굴 형상

탄성좌굴 해석은 재료적 비선형성을 고려하지 못하고, 기하학적 형상에 의해서만 강도가 결정되기 때문에, 세장비가 낮아질수록 한계가 없이 강도가 증가한다. 하지만, 주인장에 대한 보강이 충분하여도, 전단에 의한 주압축 응력이 콘크리트의 압축강도에 도달하면 파괴가 발생한다. 좌굴이 발생하지 않고 이러한 파괴가 발생하는 단면을 조밀 단면이라 정의한다. 따라서, 탄성좌굴 해석 결과와 K-UHPC에서 제안하는 UHPC의 압축강도를 적용한 조밀단면 강도를 사용하여 해석모델의 좌굴 상한한계 강도를 그림 3.3.16에 나타내었다.

(2) 전단철근 보강

복부판에 전단철근 보강시 주인장 응력에 의해 균열이 발생하면, 주인장 응력이 전단철근으로 재분배 되어 전단에 대한 추가 저항력이 발생한다. 따라서, 본 연구에서는 그림 3.3.18과 같이 복부판에 배치하는 전단철근의 개수를 증가시키면서 수치해석을 수행하고, 전단좌굴 발생 가능성에 대해 고찰하였다. 전단 보강재는 세장한 복부판에 배치 가능하도록 지름이 작은 철근을 사용하였고, 같은 조건에서의 전단강도를 분석하기 위하여 복부판 두께에 상관없이 동일한 철근을 사용하였다.



그림 3.3.18. 전단철근 보강 해석모델

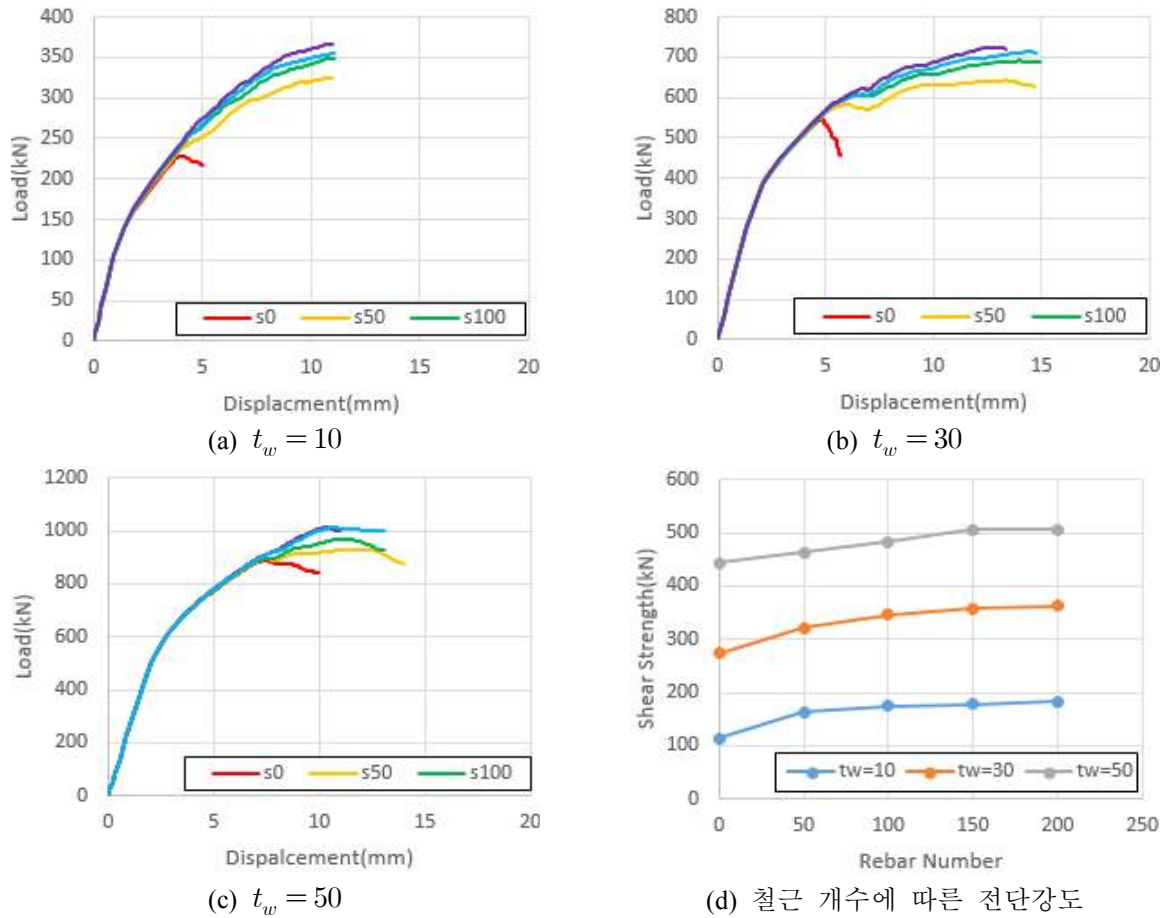
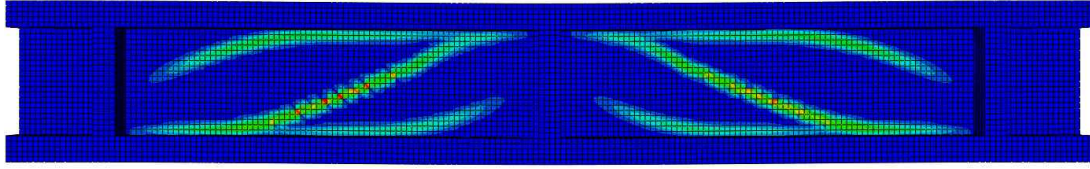
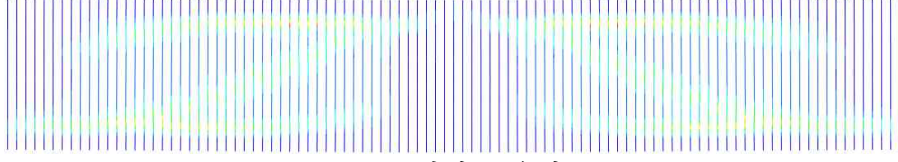


그림 3.3.19. 모델(전단철근 보강) 해석 결과

전단철근 보강 모델의 해석 결과를 그림 3.3.19에 나타내었다. 전단 보강재가 따로 배치되어 있지 않은 $s=0$ 해석 모델의 경우 균열이 진전되면서 강도가 감소하기 시작하나, 전단 보강재가 배치된 경우 균열 진전 후에도 추가 저항력이 발생하며, 전단철근 개수가 증가할수록 전단강도가 증가함을 확인할 수 있다. 하지만, 철근 개수에 비례해서 전단강도가 한계없이 증가하지 않으며, 일정 이상의 전단 보강재가 배치되면 강도 증진 전도가 미비해진다. 이는 콘크리트에 균열 발생후에 주인장 응력은 전단철근이 분담하나, 과보강된 보에서는 철근이 항복하기 이전에 균열에 의해 손상된 콘크리트 복부판에서 주압축 응력에 의해 파괴가 발생하기 때문이다. 이러한 파괴는 철근의 항복 이전에 콘크리트의 파열에 의한 파괴이기 때문에 취성적이며, 사인장 압축파괴라 정의된다. 사인장 파괴와, 사인장 압축 파괴는 파괴형상에서 육안으로 구분하기 힘들며, 일반적으로 극한강도 도달시의 보강철근의 항복여부에 따라 결정된다. 본 해석의 사인장 압축 파괴 여부를 판단하기 위하여 $s=100$ 일 때의 $t_w=10, 50$ 모델에 대한 결과를 그림 3.3.20, 3.3.21에 나타내었다. 아래 그림은 극한강도에 도달시의 콘크리트 균열과 철근의 항복정도를 나타낸다. $t_w=10, s=100$ 모델의 경우 철근의 항복이 발생하기 전에 거더가 극한강도에 도달했으며, $t_w=50, s=100$ 모델의 경우 극한강도 도달시 콘크리트 균열부의 철근이 모두 항복하였다. 따라서, $t_w=10, s=100$ 모델은 사인장 압축파괴가 발생한 것으로 판단할 수 있다.

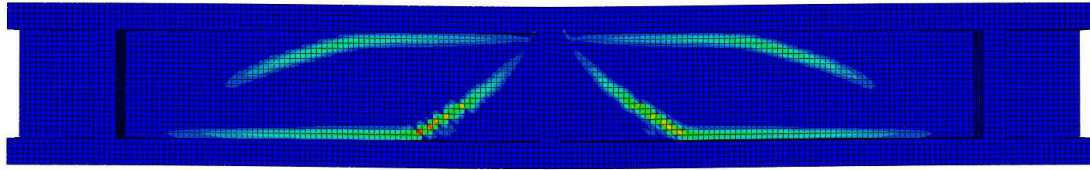


(a) 콘크리트 균열

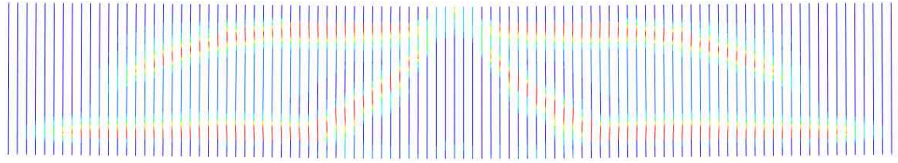


(b) 보강철근 응력

그림 3.3.20. $t_w = 10, s = 100$



(a) 콘크리트 균열



(b) 보강철근 응력

그림 3.3.21. $t_w = 50, s = 100$

K-UHPC 구조설계지침(2012)에서는 주인장 파괴에 대한 전단강도(V_d)와 사인장 압축 파괴에 대한 전단강도(V_{wcd})를 식 (3.3.9), (3.3.10)과 같이 제안하고 있다. 이를 앞서 도출한 전단 좌굴응력 강도(그림 3.3.16)와 비교하기 위하여 응력강도로 나타내면 식 (3.3.17), (3.3.18)과 같다. 또한, 설계식과 본 해석결과를 비교하여 그림 3.3.22에 나타내었다. 응력강도 비교 결과, 같은 단면적과 개수의 철근을 배치하였기 때문에, 복부판 두께가 작을수록 전단철근비가 높아지며 응력 강도 증진 효과도 높아짐을 확인할 수 있다. 하지만, 전단철근에 의해 증진된 강도가 사인장 압축파괴를 크게 초과하지는 못한다. $t_w = 10$ 인 모델의 응력강도는 K-UHPC에서 제안한 강도를 약간 초과하였는데, 이는 복부판에 비해 플랜지의 두께가 비교적 두꺼워 과대평가된 것으로 판단된다.

$$\tau_{wcd} = 0.84f_{cd}^{2/3} \sin(2\beta_u) \quad \text{식 (3.3.17)}$$

$$\tau_d = 0.18\sqrt{f_{cd}} + \frac{f_{cd}}{1.15\tan\beta_u} + \frac{A_w f_{yv} (\sin\alpha_s + \cos\alpha_s)}{s_s t_w} \quad \text{식 (3.3.18)}$$

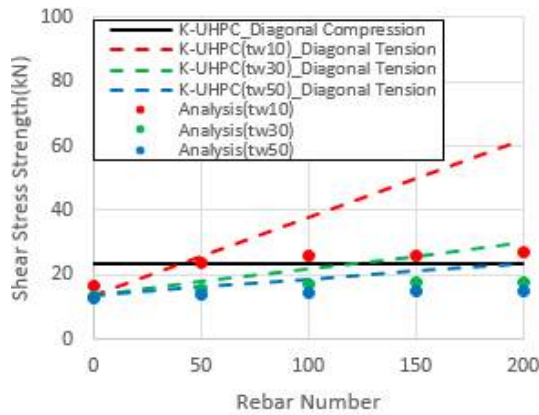


그림 3.3.22. K-UHPC 구조설계지침
vs 해석 결과

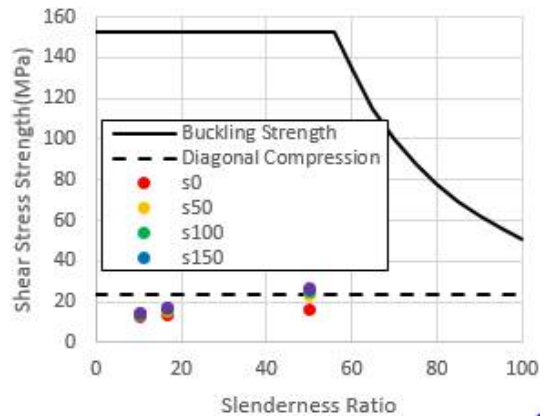


그림 3.3.23. 전단 강도(해석) vs 좌굴 강도

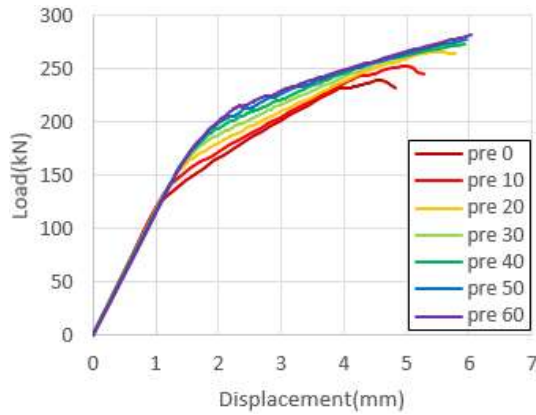
또한, 전단철근 보강 모델의 해석 결과를 앞서 도출한 좌굴 강도 그래프와 비교하여 그림 3.3.23에 나타내었다. K-UHPC에서 제안한 사인장 압축강도와 해석 결과는 좌굴 강도보다 확연히 낮게 평가되었는데, 이는 탄성 좌굴, 조밀 단면 좌굴 강도는 콘크리트의 균열에 의한 손상을 고려하지 못했기 때문이다. 따라서, 일반적인 복부판 세장비를 갖는 I형 거더에서는 전단철근에 의한 과보강이 이루어져도 좌굴이 발생하지 않을 것이라 판단된다.

(3) 프리스트레스 보강

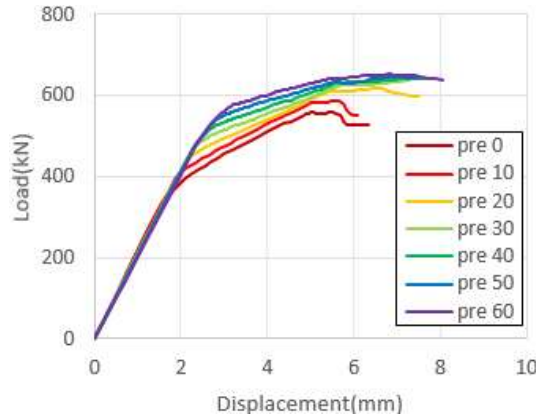
(가) 전단 강도

거더에 전단력이 발생하면 단면의 전단응력이 가장 큰 부분에서 주인장응력이 콘크리트의 인장강도에 도달했을 때 첫 균열이 발생하며, 균열은 단면의 강성을 감소시키게 된다. 일반 콘크리트와 달리 초고성능 콘크리트에서는 균열이 발생한 후에 주인장응력은 강섬유로 전이되며 강섬유에 작용하는 인장응력이 최대가 될 때까지 강도는 증가한다. 양인환(2012)은 초고성능 콘크리트 I형 거더의 전단거동에 대해서 처음 균열이 발생하여 강성이 급격하게 변하는 지점을 균열강도, 강도가 처음으로 감소하는 지점을 전단강도로 정의하였다. 이와 같은 전단거동은 프리스트레스가 도입된 거더에 대한 본 연구의 해석 결과인 그림 3.3.24에서도 동일하게 나타난다. 또한, 프리스트레스의 크기가 증가할수록 초기 강성은 동일하지만, 균열 강도와 전단강도가 증가함을 확인할 수 있다.

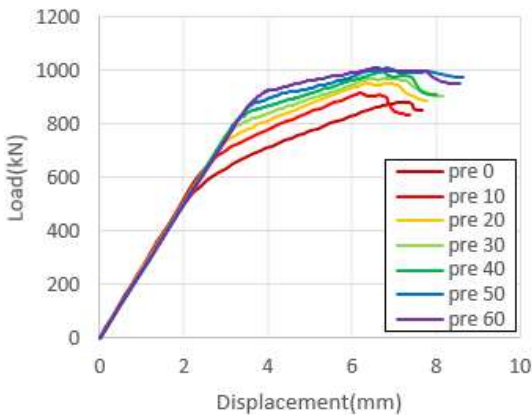
프리스트레스에 따른 강도 변화에 대한 경향을 분석하기 위하여, 표 3.3.4에 나타내었던 변수에 따른 균열강도와 전단강도의 결과값을 그림 3.3.25에 나타내었다. 긴장재에 가력한 프리스트레스가 동일하더라도, 변수인 복부판의 두께에 따라 단면2차 모멘트가 변하기 때문에, 프리스트레스에 의해 복부판에 발생하는 압축응력의 크기가 달라진다. 또한, 콘크리트 구조기준(2012)에서는 프리스트레스가 전단강도에 미치는 영향을 단면 도심의 압축응력(f_{pc})으로 표현하고 있기 때문에, 동일한 조건에서의 균열강도와 전단강도의 변화를 분석하기 위해서 프리스트레스에 의한 단면 도심의 압축응력을 산정하여 해석 결과를 정리하였다. 그림 3.3.25에서 단면 도심의 압축응력에 의한 강도 증가는 균열강도에 비해 전단강도가 낮게 도출되었음을 확인할 수 있다. 이는 초고성능 콘크리트가 균열 이후에 강성이 급격하게 감소하여, 재료적으로 비선형 거동을 보이기 때문이라 판단된다.



(a) $t_w = 10$

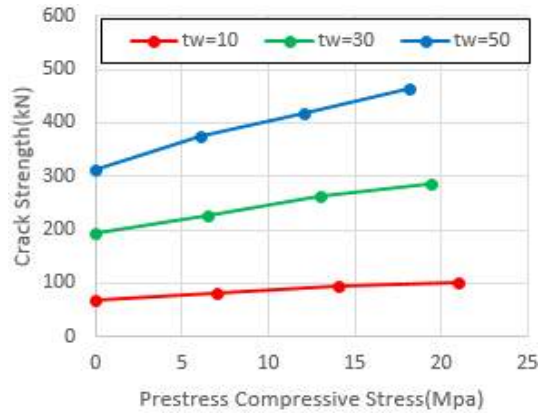


(b) $t_w = 30$

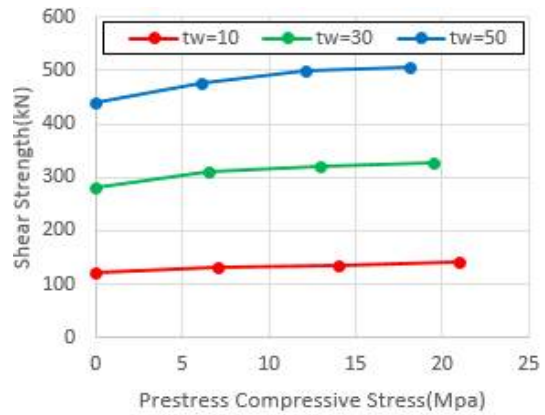


(c) $t_w = 50$

그림 3.3.24. 프리스트레스 보강 모델의 P-Δ 그래프



(a) 균열 강도



(b) 전단 강도

그림 3.3.25. 프리스트레스 압축 응력에 따른 강도

(나) 균열 형상

프리스트레스 압축응력은 전단거동에 대해서 강도뿐만 아니라 균열형상에도 영향을 미친다. Abaqus 6.13에서는 CDP모델을 사용한 경우, 콘크리트의 균열형상을 직접적으로는 확인할 수 없고, 소성변형률로 균열형상을 간접적으로 유추할 수 있기 때문에, 본 연구에서는 소성변형률을 사용하여 $t_w = 30$ 인 모델의 균열형상을 그림 3.3.26, 3.3.27에 나타내었다. 그림 3.3.7, 3.3.8에서 언급한 바와 같이, 프리스트레스가 증가할수록 균열이 부재의 길이방향 축과 이루는 각도가 작아지는데, 이를 본 연구의 해석 결과인 그림 3.3.27(a) ~ (c)에서도 확인할 수 있다. 또한, 그림 3.3.26(a) ~ (c)와 같이 초기균열 발생 위치가 복부판 상단으로 이동하는 현상이 나타난다. 이는 일반 콘크리트에 대한 기존 연구들에서 확인할 수 없었던 현상이며, 프리스트레스에 의한 단면의 압축응력 분포 때문에 발생한다고 판단된다.

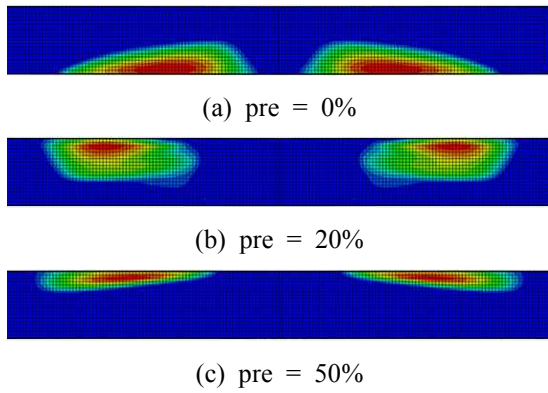


그림 3.3.26. 초기 균열 형상 ($t_w = 30$)

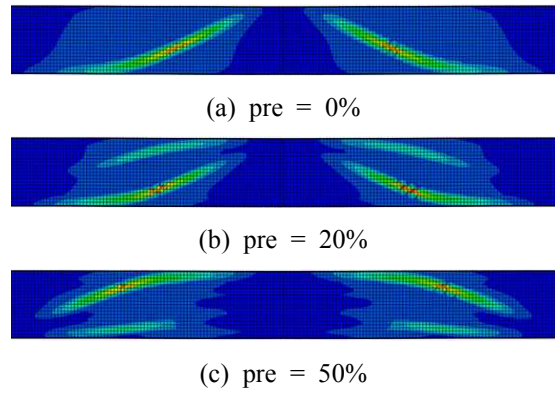


그림 3.3.27. 파괴 균열 형상 ($t_w = 30$)

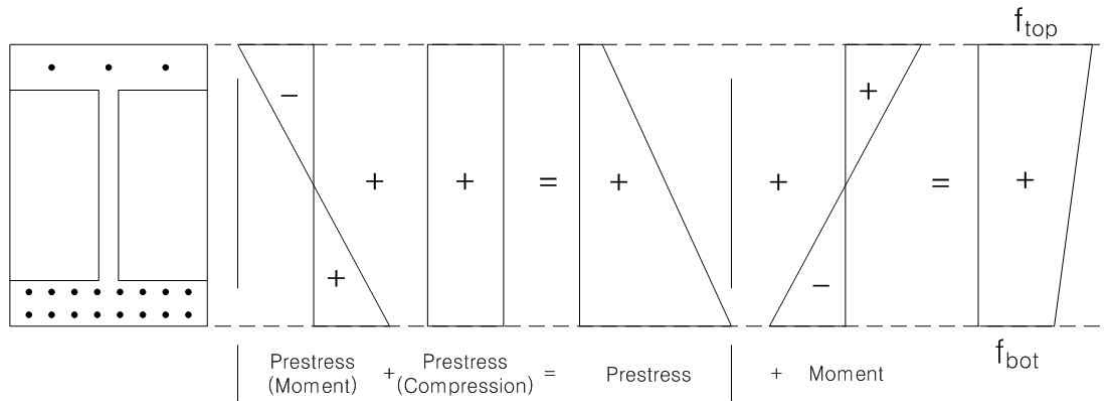


그림 3.3.28. PSC 거더 길이방향 응력 분포

하부플랜지에 프리스트레스 작용시 단면 도심과 긴장력의 위치 차이에 의해 부모멘트가 발생하기 때문에, 프리스트레스에 의해 거더 단면에 발생하는 응력은 불균등하게 분포됨을 그림 28에서 알 수 있다. 또한, 프리스트레스 가력 후, 하중이 재하되면 거더의 도심을 기준으로 모멘트에 의해서 하부에는 인장응력, 상부에는 압축응력이 발생한다. 최종적으로, 거더에 전단응력을 제외한 길이방향으로 발생하는 응력은 프리스트레스 응력과 모멘트 응력의 합으로 결정되기 때문에, 불균등하게 분포하게 된다. 본 논문에서는 이때의 상부와 하부에서의 응력 크기를 f_{top} 과 f_{bot} 으로 정의하였고, 그 크기는 긴장력, 모멘트, 단면특성에 따라 결정된다. 프리스트레스를 도입하지 않으면 모멘트에 의해 f_{top} 이 f_{bot} 보다 크게 되고, 프리스트레스가 증가하여 부모멘트가 균열이 발생할 때의 모멘트보다 크게 되면 f_{bot} 이 f_{top} 보다 크게 된다. 전단응력이 복부판에 걸쳐 동일하게 발생한다고 가정하면, $f_{top} > f_{bot}$ 일 경우 복부판 하부에서 초기균열이 발생하고, $f_{top} < f_{bot}$ 일 경우 복부판 상부에서 초기균열이 발생한다. 일반 콘크리트에 비해 압축강도가 현저히 높은 초고성능 콘크리트는 프리스트레스를 크게 도입할 수 있기 때문에, 초기균열 발생 위치가 복부판 상단으로 이동하는 현상이 발생할 수 있다.

(다) 설계기준 비교 검토 및 영향식 제안

콘크리트 구조기준(2012), K-UHPC 구조설계지침(2012)과 해석 결과를 비교 검토하였다. K-UHPC 구조설계지침(2012)에서는 균열 각도(β_u)로 프리스트레스의 영향을 고려하고, 일반 콘크리트에 대한 설계기준인 콘크리트 구조기준(2012)에서는 프리스트레스 압축응력의 영향을 콘크리트 인장응력강도에 $0.3f_{pc}$ 를 추가하여 고려한다. 하지만, 식 (3.3.9)는 일반 콘크리트의 인장강도를 사용하여 식 (3.3.6)을 근사화한 식이므로, 초고성능 콘크리트에

적용할 수 없기 때문에, 본 연구에서는 식 (3.3.6)을 사용하여 해석 결과와 비교검토하였다. UHPC의 인장강도는 K-UHPC 구조설계지침(2012)에서 제공하는 균열강도(f_{cr}) 9.5Mpa, 인장강도(f_t) 13Mpa를 사용하여, 단면 도심에서의 프리스트레스 압축 응력에 따른 응력강도 증가분을 그림 3.3.29에 나타내었다.

표 3.3.6. 응력강도 증가분 산정 방법

	콘크리트 구조기준(2012)	K-UHPC 구조설계지침(2012)
Crack Strength	$9.5(\sqrt{1+f_{pc}/9.5}-1)$	-
Shear Strength	$13(\sqrt{1+f_{pc}/13}-1)$	$\tau_{fd,pre=0 \sim 60} - \tau_{fd,pre=0} = \frac{f_{vd}z}{\tan\beta_u} - \frac{f_{vd}z}{\tan 40}$

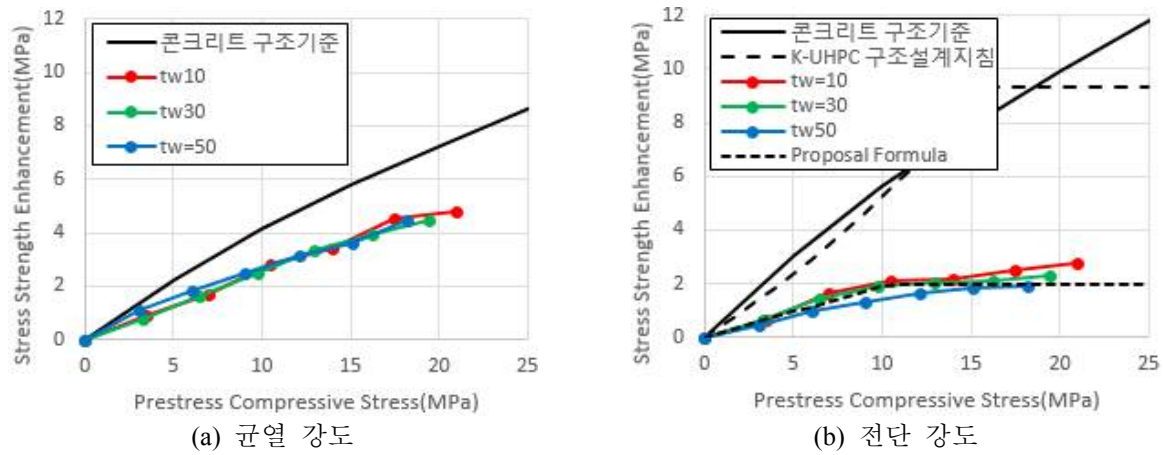


그림 3.3.29. 설계기준 vs 해석 결과

균열강도와 전단강도에 미치는 프리스트레스의 영향은 해석 결과가 설계기준보다 낮게 도출되었다. 이는 단면에서의 프리스트레스에 의한 압축응력의 분포가 불균일하기 때문이라 판단된다. 일반적으로 프리스트레스 보강은 모멘트에 의한 거더 하부의 휨 균열을 방지하기 위해 긴장재를 거더 하부에 배치하게 되며, 이는 긴장재와 단면 중심과의 편심으로 인해 부모멘트를 발생시킨다. 또한, 부모멘트로 인해 단면 도심을 기준으로 도심 상부에는 인장응력이 발생되어 도심 하부에 비해 프리스트레스 압축응력이 작게 도입된다. 따라서, 초기균열이 복부판 상부에서 발생하면서, 프리스트레스에 의한 전단강도 증진 효과가 감소하게 된다. 콘크리트 구조기준(2012)과 K-UHPC 구조설계지침(2012)에서 제안하고 있는 프리스트레스 영향식은 이러한 현상을 고려하고 있지 못하고 있다. 따라서, 본 연구에서는 해석 결과를 통해 콘크리트 구조기준(2012)의 영향식 형태와 곡선일치법(Curve Fitting Method)를 사용하여 새로운 프리스트레스 영향식을 다음과 같이 제안하고, 그림 3.3.29에 나타내었다.

표 3.3.6. 새로운 프리스트레스 영향 제안식

	Existing Formula	Proposal Formula
V_d		$V_{rpd} + V_{fd} + V_{sd} + V_{ped}$
V_{rpd}	$0.18\sqrt{f_{cd}}b_wd$	$0.18\sqrt{f_{cd}}b_wd + 0.13f_{pc} \leq 0.18\sqrt{f_{cd}}b_wd + 0.2$
V_{fd}	$(f_{vd}/\tan\beta_u)b_wz$	$f_{vd}b_wz$

(라) 좌굴 가능성 검토

프리스트레스 보강 모델의 해석 결과를 앞서 도출한 좌굴강도 그래프와 비교 검토하여 그림 3.3.30에 나타내었다. 하중을 재하하기 전에 작용하는 프리스트레스 압축응력에 의해 좌굴 강도는 감소하기 때문에, 앞서 도출된 값에서 pre=60% 모델에서 발생하는 프리스트레스 압축응력의 값만큼 감소시켜 나타내었다. 하지만, 좌굴 강도에 비해 프리스트레스의 영향에 의한 전단강도 증가가 미비하기 때문에, 일반적인 복부판 세장비를 가지는 프리스트레스 I형 거더에서는 좌굴이 발생하지 않을 것으로 판단된다.

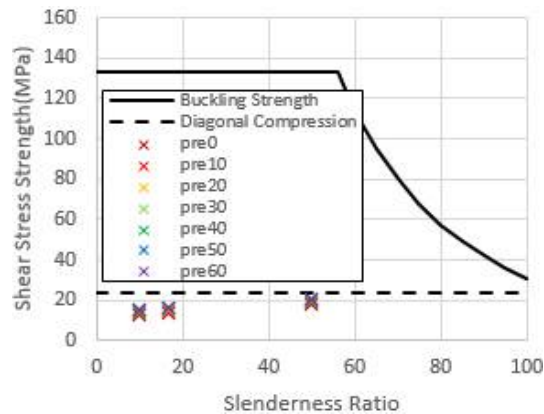


그림 3.3.30. 전단 강도(해석) vs 좌굴 강도

5. 실험

본 연구에서는 앞서 도출한 프리스트레스 보강된 모델의 해석 결과를 검증하기 위하여 실험 연구를 수행하였다. 전단강도에 미치는 프리스트레스의 영향을 분석하기 위해 프리스트레스를 도입한 거더와 도입하지 않은 거더 2개의 실험체에 대한 실험을 수행하였다.

가. 재료 실험

본 연구에서는 K-UHPC 구조설계지침(2012)에서 제안하고 있는 배합비를 사용하여 실험체를 제작하였고, 콘크리트 타설시 압축 공시체 6개, 휨인장 공시체 6개를 제작하여 재료 실험을 수행하였다. 압축 공시체는 K-UHPC에서 제안하는 $100\text{mm} \times 200\text{mm}$ 로 제작하였다. 6개의 공시체에 대한 응력-변형률 곡선을 그림 31, 각 공시체에 대한 압축강도, 탄성계수, 푸아송비와 그 평균값을 표 3.3.7에 나타내었다. 탄성계수는 K-UHPC 설계 지침에 따라 응력-변형률 선도의 10% ~40%구간에서 산정하였다.

표 3.3.7. 압축 재료 물성치

Specimen	Compressive Strength(MPa)	Elastic Modulus(MPa)	Poisson's Ratio
#C1	160.70	46356	0.298
#C2	151.13	42676	0.198
#C3	168.35	49713	0.219
#C4	170.18	48629	0.34
#C5	167.48	45705	0.23

#C6	157.52	41628	0.25
Average	163	45800	0.26

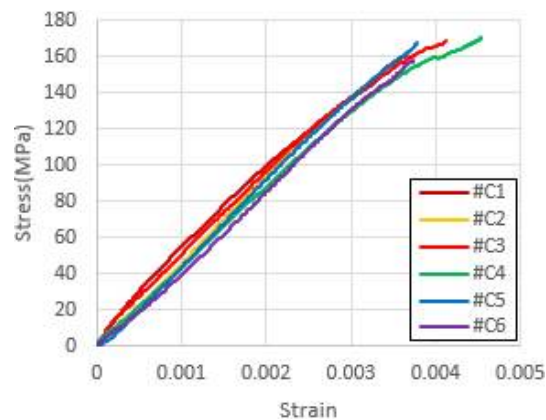


그림 3.3.31. 응력-변형률 그래프(압축)

재료 실험을 통해 인장연화곡선을 산정하는 방법은 일반적으로 직접인장, 휨인장 방법이 있다. 하지만, 직접인장 시험은 특별한 기계장치가 필요하기 때문에, 본 연구에서는 휨인장 시험결과를 역해석을 통하여 응력-CMOD 곡선을 산정하였다. 각 공시체에 대한 역해석을 수행하여 각각의 응력-CMOD를 산정하였으며, 평균값을 사용하였다. 대표적인 공시체 3개에 대한 역해석 결과를 그림 3.3.33에 나타내었다. 또한, 평균 응력-CMOD 곡선을 K-UHPC에서 제안하고 있는 등가점장(L_{eq}) 개념을 적용해 최종적으로 응력-변형률 곡선을 산정하여 그림 3.3.34에 나타내었다.

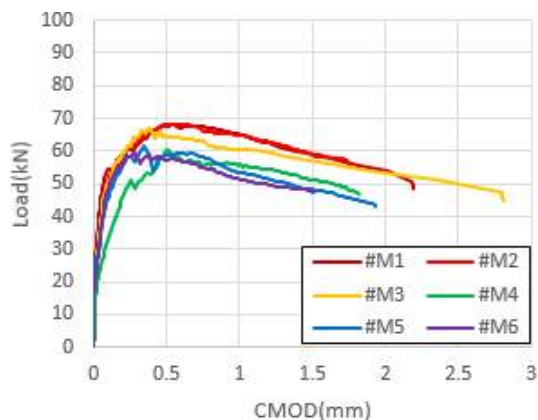
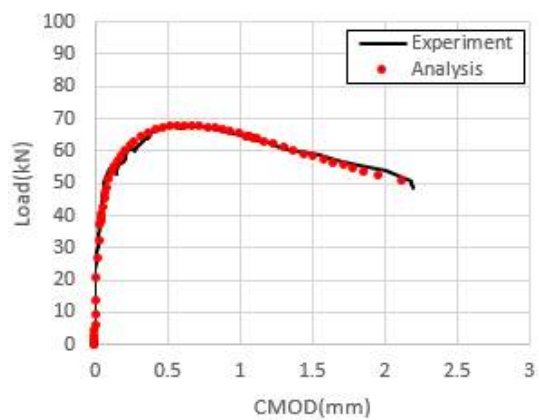
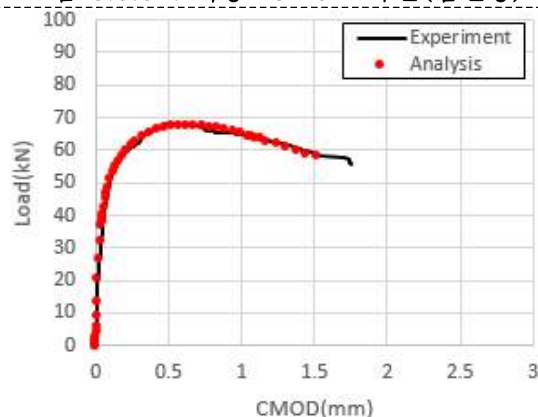


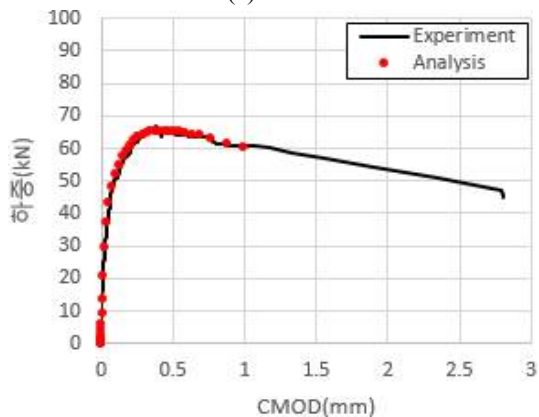
그림 3.3.32. 하중-CMOD 곡선(휨인장)



(a) #M1



(b) #M2

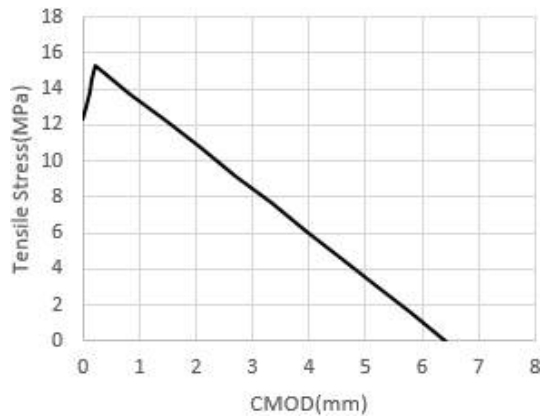


(c) #M3

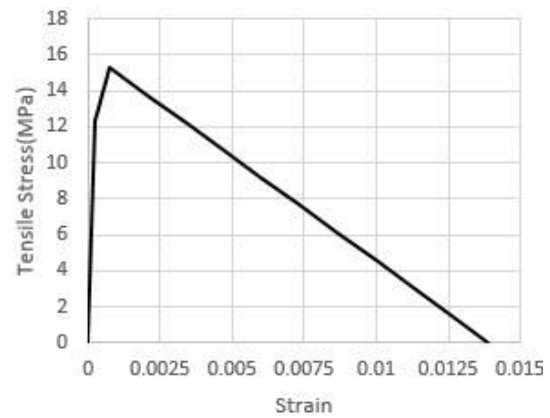
그림 3.3.33. 역해석 결과 vs 재료 실험 결과

표 3.3.8. 인장 재료 물성치

Specimen	Crack Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)	Ultimate CMOD (mm)	Limit CMOD (mm)
#M1	14	16	0.171	6.325
#M2	14	16	0.171	6.325
#M3	14.5	15.25	0.064	5.93
#M4	10	15	0.3	8
#M5	11	15	0.3	6
#M6	10.5	14.5	0.3	6
Average	12.33	15.29	0.22	6.43



(a) 평균 응력-CMOD 곡선



(b) 평균 응력-변형률 곡선

그림 3.3.34. 인장 재료 곡선

나. 실험 계획

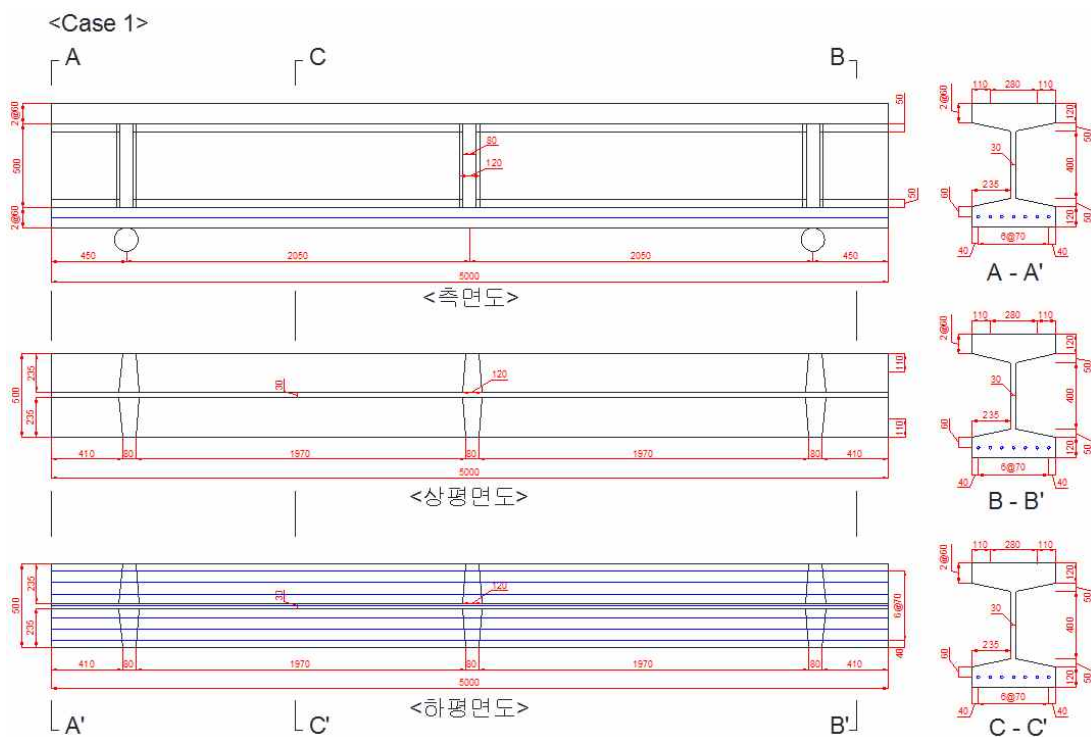


그림 3.3.35. 실험체 (Case 1) 도면

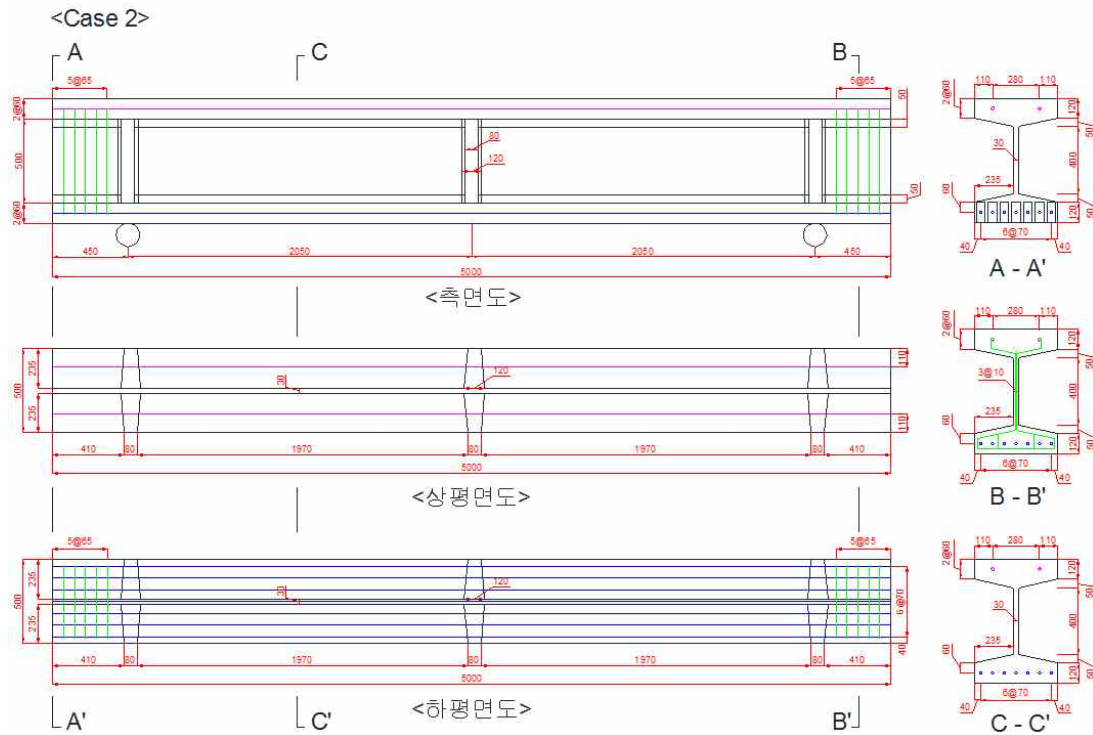


그림 3.3.36. 실험체(Case 2) 도면

실험체는 프리스트레스를 도입하지 않는 거더(Case 1)와 프리스트레스를 도입하는 거더(Case 2)를 제작하였다. 2가지 Case에 대한 측면도, 상평면도, 하평면도를 그림 3.3.35, 3.3.36에 나타내었다. 거푸집의 제거를 용이하게 하기 위해 플랜지와 다이아프램에 헌치부를 두었으며, 하부 플랜지에 휨파괴를 방지하고 프리스트레스를 도입하기 위해 7개의 긴장재를 1열로 배치하였다. 또한, Case 2의 경우 프리스트레스에 의한 응력집중으로 발생할 수 있는 정착구의 국부파괴를 방지하기 위해 정착구에 전단철근을 배치하였으며, 전단철근의 위치를 고정하기 위해 상부 플랜지에 위치 고정철근 2개를 배치하였다. 긴장재는 지름 15.2mm, 단면적 138.7mm², 0.2% 영구 연신을 강도 1600MPa인 강7연선을 사용하고, 정착구 전단철근은 지름 4.23mm, 단면적 14.05mm², 항복강도 400MPa인 철근을 사용하였다. 프리스트레스는 포스트텐션(Post-Tension) 방법을 사용하였다. 정착구에서의 응력집중을 방지하기 위해 두께 3cm인 강판을 하부 플랜지 외측면에 끼우고 인장 잭(Tension Jack)을 사용하여 각 긴장재당 9ton 크기의 긴장력을 도입하였다.

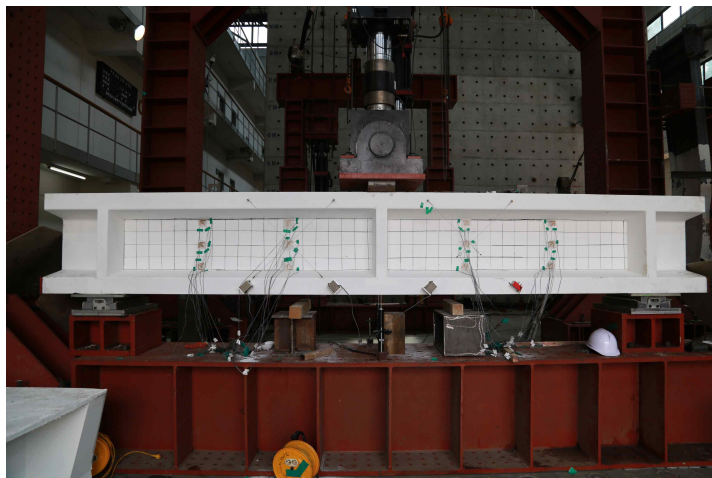


그림 3.3.37. 실험 개요



그림 3.3.38. 포스트텐션 방법

위와 같이 같이 실험체를 제작한 후에 실험을 수행하였으며, 실험 개요는 3.3.37과 같이 다이아프램 지점에 롤러 받침판으로 단순지지를 묘사하였으며, 중앙경간에 하중을 재하하

였다. 하중은 변위제어 방식으로 0.1mm/min 속도로 재하하였다. 프리스트레스에 의한 압축 응력과 정확한 거동을 측정하기 위해 변형률 게이지를 각 복부판의 3등분 지점에 높이 방향으로 3개씩 부착하였으며, 처짐을 측정하기 위해 중앙경간 하부플랜지에 LVDT를 배치하고, 전단에 의한 균열을 측정하기 위해 줄변위계 4개를 그림 3.3.38과 같이 배치하였다.

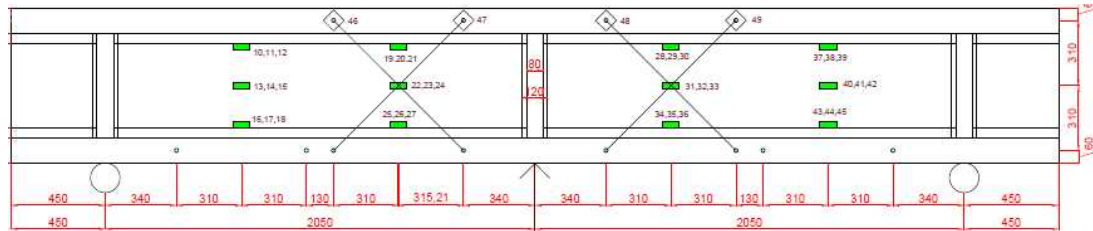


그림 3.3.38. 게이지 계획

다. 실험 결과 및 분석

실험체(Case 2)에 대해서 포스트텐션 방법으로 프리스트레스를 도입하였기 때문에, 복부판에 도입된 정확한 프리스트레스 압축응력의 크기를 산정하기 위하여, 변형률 게이지로부터 프리스트레스 도입에 따른 콘크리트에 작용하는 길이방향 응력의 크기를 그림 3.3.39에 나타내었다. 각 긴장재에 대한 긴장력 도입이 모두 완료한 후에 응력값은 일정하게 유지되었으며, 이는 즉시 손실이 발생한 이후이므로 평균값을 산정하여 검증 해석에 적용하였다.

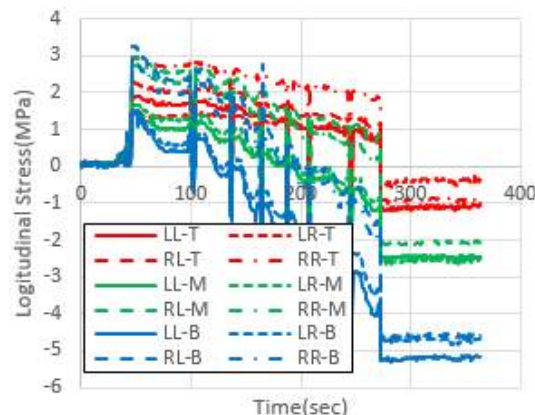


그림 3.3.39. 콘크리트 길이방향 프리스트레스 압축 응력

표 3.3.9. 프리스트레스에 의한 콘크리트 길이방향 응력 (MPa)

Gage Location	LL	LR	RL	RR	Average
Top	-1.01	-0.38	-1.05	-0.88	0.83
Middel	-2.44	-2.52	-2.06	-2.48	2.38
Bottom	-5.17	-4.71	-4.58	-4.63	4.77

해석 방법은 앞서 수행한 해석연구와 동일하게 수행하였다. 표 3.3.9의 평균값과 동일하도록 프리스트레스를 가력하였으며, 실험체에 대한 실험과 해석 하중-변위 곡선을 그림 3.3.40에 나타내었다. 하중-변위 곡선 분석 결과, 초기 기울기는 동일하나 Case 1이 균열에 의해 강성이 더 낮은 하중에서 변하게 된다. 이는 프리스트레스 압축응력이 거더의 전단에 대한 균열강도를 상당히 증진시킬 수 있다는 것을 나타낸다. UHPC는 강섬유의 가교작용으로 인해 균열이 발생한 후에도 추가 저항력을 발현하기 때문에 바로 파괴되지 않는다. Case 1과 Case 2 모두 균열 이후에도 강도가 증가하였으나, Case 2의 증가폭이 작아 최종적으로 전단강도에는 큰 차이가 나타나지 않는다. 이러한 현상은 앞서 수행하였던 해석 연구에 의해 도출된 내용과 동일하다. 실험체에 대한 해석 결과 또한 그림 3.3.40에 나타내었고,

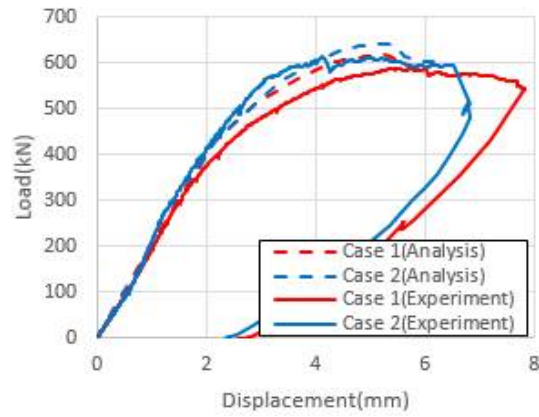
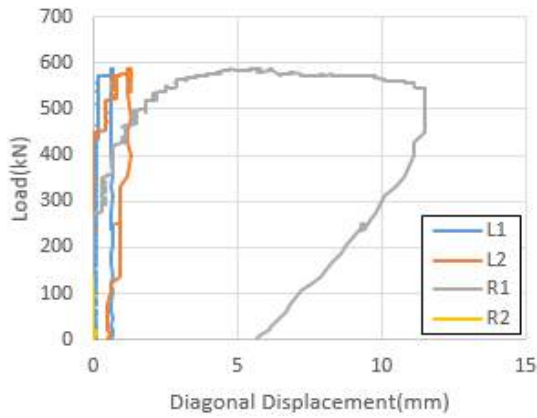
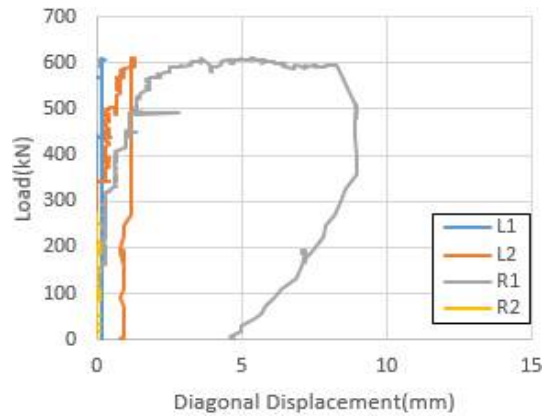


그림 3.3.40. 해석 vs 실험 (하중-변위 곡선)

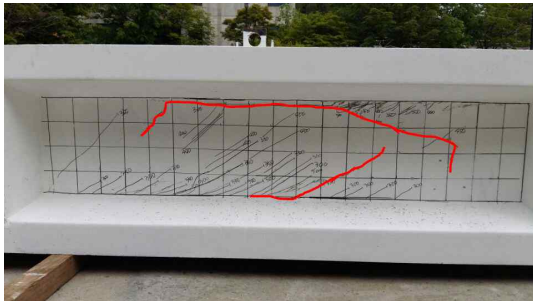


(a) Case 1

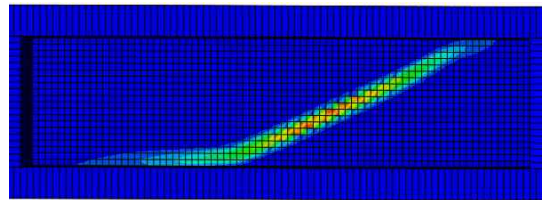


(b) Case 2

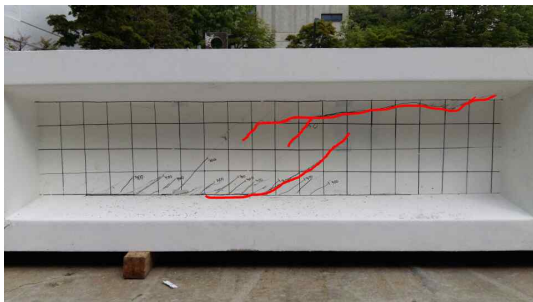
그림 3.3.41. 하중-줄변위계 변위



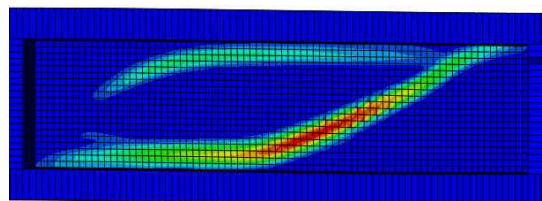
(a) Case 1(실험)



(b) Case 1(해석)



(c) Case 2(실험)



(d) Case 2(해석)

그림 3.3.42. 균열 형상

실험 결과와 거동 및 극한강도는 근접하게 도출되었다. 하지만, 균열강도와 처짐은 약간 상이하게 나타났는데, 이는 강섬유 뭉침으로 발생하는 균열 형상 차이에 의한 것으로 판단된다 (그림 3.3.42).

또한, 앞서 제안한 프리스트레스 영향식과 실험 결과값을 그림 3.3.43와 같이 비교검토한 결과, 콘크리트 구조기준(2012)과 K-UHPC 구조설계지침(2012)에 비해 본 연구의 제안식과 더 근접하였다. 하지만, 실험조건의 제약으로 큰 프리스트레스를 도입하지 못하고 실험체 개수가 적어 이에 대한 추가적인 연구가 필요하다 판단된다.

표 3.3.10. 프리스트레스에 의한 전단강도 증가분(실험)

Specimen	Shear Strength(V)	Shear Stress Strength(τ)	Strength Engancement	Prestress Centroid Compressive Stress
Case 1	293.95kN	14.41MPa	0.6MPa	2.38MPa
Case 2	306.26kN	15.01MPa		

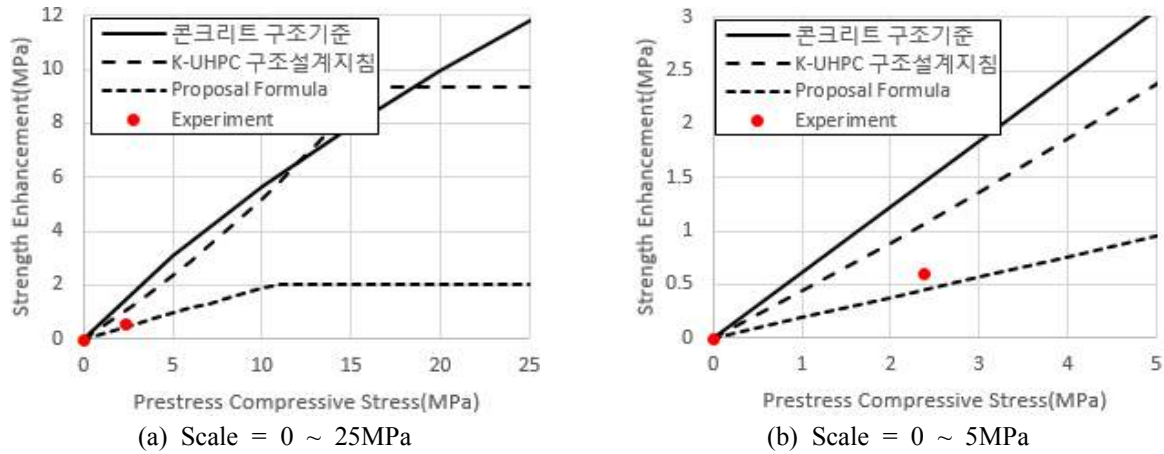


그림 3.3.43. 제안식 실험 검증

6. 결론

본 연구에서는 세장한 복부판을 가지는 UHPC I형 거더의 전단좌굴 한계상태에 대한 발생 가능성을 검토하기 위해, Abaqus 6.13을 사용하여 탄성좌굴 모델, 전단철근 보강 모델, 프리스트레스 보강 모델에 대한 해석 연구를 수행하고, 프리스트레스 보강 모델에 대한 실험 연구를 수행하였다. 본 연구의 주요 도출 내용은 다음과 같다.

1. 콘크리트의 기본적인 재료 성질을 바탕으로 조밀단면을 가지는 거더의 좌굴 응력강도를 산정하고, 세장비에 따른 탄성좌굴 해석 결과값과 통합하여 좌굴에 대한 상한한계 응력강도 곡선을 정의하였다.
2. 전단철근이 복부판에 배치될 경우 전단강도가 증가하나, 좌굴강도에 도달하기 이전에 복부판에 발생하는 균열에 평행하게 작용하는 압축력에 의해 사인장 압축파괴가 발생한다. 따라서, 일반적으로 사용되는 세장비의 복부판에서는 전단철근의 과보강으로 인한 좌굴은 발생하지 않을 것으로 판단된다.
3. 프리스트레스의 도입은 복부판에 전단에 의해 발생하는 사인장응력의 크기를 감소시켜주기 때문에, 전단강도 증진 효과를 보인다. 그러나, 증진효과는 균열강도에 대해 크게 나타나고 전단 극한강도에 대해서는 큰 효과가 나타나지 않는다. 이는 단면에 작용하는 압축응력의 불균형으로 인해 복부판 상부에는 보다 작은 압축응력이 발생하며, 복부판 상부에서 균열이 발생할 경우 프리스트레스의 효과를 충분히 보지 못하기 때문이라 판단된다. 따라서, 프리스트레스에 의한 전단강도 증가는 미비하므로, 좌굴강도에 도달하기 이전에 파괴가 발생하기 때문에, 일반적으로 사용되는 세장비의 복부판에서는 프리스트레스의 과보강으로 인한 좌굴은 발생하지 않을 것으로 판단된다.
4. K-UHPC 구조설계지침(2012)와 콘크리트 구조기준(2012)에서 제안하고 있는 전단강도에 대

한 프리스트레스 영향식은 과대평가 되있는 것으로 판단되어, 본 연구에서는 새로운 영향식을 제안하였고, 이는 실험결과와 매우 근접한 결과를 보여주었다. 하지만, 실험조건 제약으로 큰 프리스트레스를 도입하지 못하고 실험체 개수가 적어 제안식의 실용화를 위해서는 추가적인 연구가 필요하다 판단된다.

7. 향후 연구 계획

본 과제에서는 UHPC 거더의 세장한 복부판의 좌굴 발생 가능성에 대한 해석 및 실험 연구를 수행하였다. 인장성능이 크게 향상된 UHPC도 압축강도에 비해 인장강도가 현저히 낮기 때문에, 주압축에 의한 좌굴이 발생하기 이전에 주인장에 의한 균열이 먼저 발생한다. 또한, 철근으로 주인장에 보강이 이루어져 있어도 균열에 의해 손상된 복부판은 쉽게 압축에 의해 파괴가 발생하기 때문에, 좌굴은 발생하지 않을 것으로 판단된다. 하지만, 추후 UHPC 재료가 발전되고 더 세장한 복부판으로 설계가 가능해지면, 좌굴이 발생할 수 있다. 따라서, 향후 연구를 통해 복부판의 좌굴 한계상태에 대한 명확성을 확보할 계획이다.

제4절 UHPC 거더 교량의 단면 검토

1. 실용화가 가능한 설계단면의 검토

가. 개요

UHPC를 교량에 적용하기 위해서는 좌굴에 대한 검토가 매우 중요하다. 본 절에서는 UHPC를 PSC 거더 교량에 적용한 단면과 기존 압축강도가 약 40MPa인 일반 PSC 거더 교량을 설계하고, UHPC 바닥판과 거더를 설계하여 기존 거더와의 시공 상세를 비교하고, UHPC 거더 교량 적용 시 효과를 분석하였다.

본 절의 PSC 교량 설계는 바닥판 결정, PSC 거더 및 강연선의 설계가 기본적으로 수행되었으며, 하중은 구조물의 고정하중과 활하중을 고려하여 도로교로써 1등급의 교량으로 설계하였다. 또한, 사용하중 및 극한 하중을 이용하여 교량의 피로, 처짐 및 거더 인장플랜지의 균열 등을 제어할 수 있도록 설계하였고, 최종 바닥판과 거더의 합성 후 단면에 대하여 극한 강도를 평가하여 설계를 수행하였다. 크리프, 건조수축과 같은 2차적인 응력과 전단 설계 및 전단연결재 산정, 교량 이음부의 설계는 검토의 범위에 포함하지 않았다. 교량의 바닥판의 경우, 본 보고서의 수행된 내용을 근거로 좌굴 방지를 위한 최소 두께를 선정하였고, 좌굴과 전단지연 현상을 배제할 수 있는 바닥판의 유효폭을 산정하여 설계에 반영하였다.

나. PSC 거더의 설계 절차

본 절에서 검토되는 PSC 거더는 “도로설계편람 제5편 교량편”의 제 508장 프리스트레스트 콘크리트교 설계 예제에 기반하여 설계가 수행되었으며, 비교 설계로써 바닥판과 PSC 거더를 UHPC 재료를 활용하여 UHPC 교량의 설계를 수행하였다. 본 연구에서 구조의 검토는 다음의 단계를 따라 설계와 검토가 수행되었다.

① 바닥판

- 경험적 설계법 적용에 대한 설계조건 검토
- 철근 배근량 산정 (경험적 설계법)
- 캔틸레버 바닥판 설계 : 강도설계법을 적용
- 경간의 결정 및 최소 두께 검토
- 하중 및 단면력 산정
- 단면 설계
- 사용성 검토
- 피로 검토

② PSC 거더의 설계

- 단면 제계수 산정
- 고정하중 및 활하중 해석
- 활하중에 의한 전단력 및 모멘트 산정
- 고정하중 및 활하중에 의한 응력계산
- 프리스트레스에 의한 응력 계산

- 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정
- 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정
- 긴장재의 신축량 계산
- 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산
- 휨 극한 안전성 검토
- 균열모멘트 계산
- 처짐 계산

다. 3.4.3 PSC 설계 단면 요약

본 절에서 검토되는 PSC 합성거더교의 설계조건은 다음과 같다.

(1) 설계조건 결정

① 교량 제원

- 형식: PSC 합성거더교
- 교량등급: 1등교 (차량전용)
- 교장: 2@30m=60m
- 폭원: 10.75m
- 지간: 2.75 m

②하중

- 활하중: DB-24, DL-24
- 충격계수:

$$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

③ 사용재료

가. 콘크리트

	일반 PSC 교량	UHPC 교량
바닥판	27MPa	180MPa
PSC 거더	40MPa	180MPa

나. 강재

- i) 바닥판: SD400
- ii) PSC 거더
 - 쉬스 Ø66 사용

	일반 PSC 교량	UHPC 교량
강연선 (저릴랙세이션 강선)	SWPC7B 12.7mm 7연선	SWPC7B 15.2mm 7연선

④ 허용응력

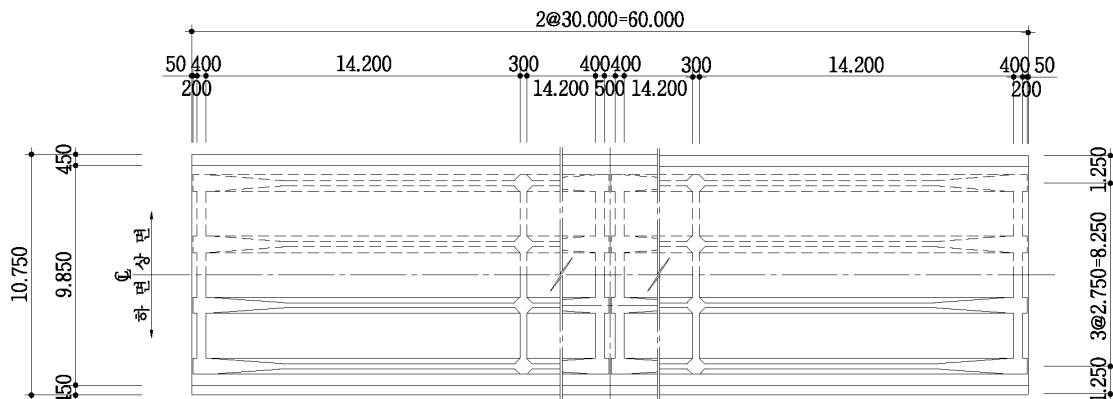
		일반 PSC 교량	UHPC 교량
바닥판		$f_{ca} = 0.4f_{ck} = 10.8 MPa$	$f_{ca} = 0.4f_{ck} = 72 MPa$
PSC 거더	프리스트레스 도입 시	$f_{ci} = 28 MPa$	$f_{ci} = 126 MPa$
	프리스트레스 도입 직후	- 허용 휨 압축응력: $0.55f_{ci} = 17.6 MPa$ - 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ci}} = 2.65 MPa$	- 허용 휨 압축응력: $0.55f_{ci} = 69.3 MPa$ - 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ci}} = 5.61 MPa$
	설계하중 작용 시	- 허용 휨 압축응력: $0.4f_{ck} = 16 MPa$ - 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ck}} = 3.2 MPa$	- 허용 휨 압축응력: $0.4f_{ck} = 72 MPa$ - 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ck}} = 6.71 MPa$
PS 강재		- 극한강도(f_{pu}) : 1900 MPa - 항복강도(f_{py}) : 1600 MPa i) 허용 최대 긴장응력 - $0.9f_{py} = 1440 MPa$ ii) 정착 직후 정착부에서의 응력 - $0.7f_{pu} = 1330 MPa$ iii) 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 - $0.8f_{py} = 1280 MPa$	

⑤ 탄성계수

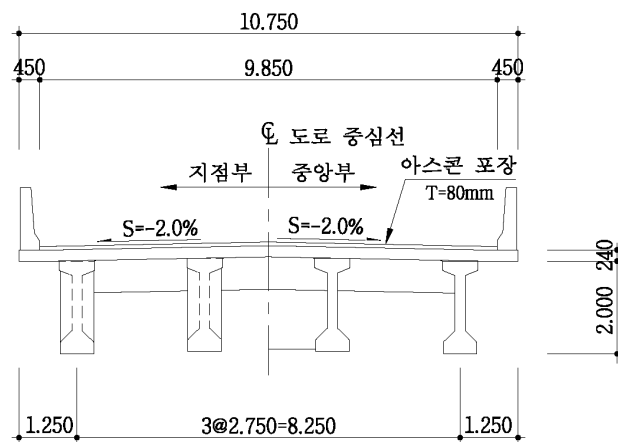
		일반 PSC 교량	UHPC 교량
콘크리트	바닥판	$E_c = 27,804 MPa$	$E_c = 45,000 MPa$
	PSC거더	$E_c = 30,891 MPa$	$E_c = 30,891 MPa$
철근 및 PS강선		$E_c = 2.0 \times 10^5 MPa$	

(2) 단면 가정

① 평면도 및 종단면도 (단위:mm)



② 횡단면도 (단위:mm)



③ 단면상세도 (단위:mm)

구 분	일반 PSC 교량	UHPC 교량
바닥판 캔틸레버		160
PSC 거더		

3.4.4 구조 설계 요약

3.4.4.1 바닥판 설계

일반 콘크리트의 바닥판은 경험적인 설계법으로 인하여 240mm 두께로 설계하였고,

UHPC 바닥판은 처짐 및 강도한계상태를 고려하여, 160mm로 설계하였다.

		일반 PSC 거더 교량	UHPC PSC 거더 교량
바닥판 두께		240mm	160mm
켄틸레버부 강도 한계 검토	작용 하중	$M_u = 60.748 \text{ kNm}$ (23.396 : 사용하중)	$M_u = 59.69 \text{ kNm}$ (23.11 : 사용하중)
	휨 강도	$M_d = 81.589 \text{ kNm}$ O.K.	$M_d = 69.29 \text{ kNm}$ O.K.
사용성 검토	처짐 검토	$1.2(S+3)/30 = 0.156 \text{ m}$ < 0.240 m O.K.	$1.2(S+3)/30 = 0.156 \text{ m}$ < 0.160 m O.K.
	휨 균열 검토	균열폭(ω)=0.183mm 허용 균열폭(ω_a): 0.253mm O.K.	균열폭(ω)=0.091mm 허용 균열폭(ω_a): 0.253mm O.K.
	피로 검토	$f_s = 63.7 \text{ MPa}$ < 150MPa O.K.	$f_s = 80.7 \text{ MPa}$ < 150MPa O.K.

3.4.4.2 PSC 거더 설계

	일반 PSC 거더 교량	UHPC PSC 거더 교량
PSC 거더		

가. 거더의 작용 응력 계산

① 일반 PSC 거더의 작용 응력

구분	모멘트 (kNm)	단면계수 (m4)	콘크리트 휨응력 (MPa)				PS강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상연	PSC 거더		PS강연선 도심위치	
				상연	하연		
거더자중	1837.0	0.313224		5.86			
		0.327971			-5.60		
		0.369583				-4.97	
합성 전 고정하중	2072.9	0.322482		6.43			
		0.365113			-3.68		
		0.413618				-5.01	-32.45
합성 후 고정하중	742.6	1.015084	0.73				
		1.476486		0.50			
		0.529609			-1.40		
		0.572382				-1.30	-8.40
활하중	2394.1	1.015084	2.36				
		1.476486		1.62			
		0.529609			-4.52		
		0.572382				-4.18	-27.08
계	7046.6		3.09	14.42	-17.20	-15.46	-67.92

(-) : 인장, (+) : 압축

② UHPC PSC 거더의 작용 응력

구분	모멘트 (kNm)	단면계수 (m4)	콘크리트 휨응력 (MPa)				PS강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상연	PSC 거더		PS강연선 도심위치	
				상연	하연		
거더자중	1035.9	0.112		9.23			
		0.166			-6.25		
		0.199				-5.20	-23.10
합성 전 고정하중	1395.2	0.116		12.08			
		0.190			-7.33		
		0.232				-6.01	-26.72
합성 후 고정하중	742.6	0.508	1.46				
		0.672		1.10			
		0.295			-2.52		
		0.327				-2.27	-10.10
활하중	2394.1	0.508	4.72				
		0.672		3.56			
		0.295			-8.12		
		0.327				-7.32	-32.55
계	5567.8		6.18	25.98	-24.21	-20.81	-92.47

(-) : 인장, (+) : 압축

나. 설계하중 작용시의 휨응력 검토

· 일반 PSC 거더

(단위 : MPa)

구분		프리스트레스 도입 직후			설계하중작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중 · 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.72	5.86	-0.86	-5.56	14.42	8.86
	하연	22.43	-5.60	16.83	18.55	-17.20	1.35
PS 콘크리트 허용응력		-1.41 < 계 < 17.60 O.K.			-3.16 < 계 < 16.00 O.K.		
바닥판		-			-	3.09	3.09
바닥판 콘크리트 허용응력		-			-0.68 < 계 < 10.8 O.K.		

(-) : 인장, (+) : 압축

· UHPC 거더

(단위 : MPa)

구분		프리스트레스 도입 직후			설계하중작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중 · 활하중)	계
PSC 거더	상연	-10.79	9.23	-1.55	-6.986	25.98	18.99
	하연	32.44	-6.25	26.20	21.008	-24.21	-3.20
PS 콘크리트 허용응력		-5.61 < 계 < 69.30 O.K.			-6.71 < 계 < 72.00 O.K.		
바닥판		-			-	6.18	6.18
바닥판 콘크리트 허용응력		-			-0.68 < 계 < 10.8 O.K.		

(-) : 인장, (+) : 압축

다. 휨 극한 안전성 검토

	일반 PSC 거더 교량	UHPC PSC 거더 교량
설계단면의 휨저항 강도	$\phi M_n = 15,432.8$ $> M_u = 11195.6 \text{ kNm}$ O.K.	$\phi M_n = 17,548.6$ $> M_u = 9,273.2 \text{ kNm}$ O.K.
균열모멘트	$\phi M_n = 14665.6 \text{ kNm}$ $> 1.2M_{cr} = 11843.3 \text{ kNm}$ O.K.	$\phi M_n = 12,663.1 \text{ kNm}$ $> 1.2M_{cr} = 8,538.8 \text{ kNm}$ O.K.

라. 처짐 검토

	일반 PSC 거더 교량	UHPC PSC 거더 교량
	· 허용 처짐	· 허용 처짐
처짐	$\delta_a = \frac{L}{800} = \frac{29.1 \times 10^3}{800} = 36.4 \text{ mm}$ $\delta = 7.8 \text{ mm} < \delta_a$; OK	$\delta_a = \frac{L}{800} = \frac{29.1 \times 10^3}{800} = 36.4 \text{ mm}$ $\delta = 12.6 \text{ mm} < \delta_a$; OK

다. 단위 지간 길이당 자중 비교

구 분	일반 PSC 교량	UHPC 교량	일반 교량 대비 자중 비율
단위 지간 길이 당 자중	- 바닥판: $0.24 \times 10.75 \times 25 = 64.5 \text{ kN/m}$ - 거더: $0.6577 \times 25 = 16.4425 \text{ kN/m}$ $\therefore$ 단위 지간 당 자중 합계 $= 80.9425 \text{ kN/m}$	- 바닥판: $0.16 \times 10.75 \times 25 = 43 \text{ kN/m}$ - 거더: $0.3684 \times 25 = 9.21 \text{ kN/m}$ $\therefore$ 단위 지간 당 자중 합계 $= 52.21 \text{ kN/m}$	$\frac{52.21}{80.9425} = 0.645$

※ 자세한 설계 사항은 부록 1의 상세 구조 설계 도서 참조.

3.4.5 소결

본 연구에서는 교량설계에 좌굴이 방지될 수 있는 UHPC 교량의 바닥판 최소두께를 적용하고, 도로교 설계기준의 강도설계법을 이용하여 교량 단면을 설계하였다. 동일한 지간의 일반 PSC거더 교량과 이에 상응하는 UHPC PSC 거더를 설계하여, 바닥판과 거더 설계시 강도 한계상태 및 사용성 한계 상태를 만족하는 설계안을 제시하였다. 지간장 30m의 UHPC 거더 합성 단면을 설계한 결과, 극한 강도 한계 상태에 대하여 고정하중, 활하중 등의 계수하중에 대하여 안전한 설계가 가능하였으며, 단면의 응력, 처짐, 균열, 피로 등 사용성 검토에서 설계기준에 부합하는 단면을 설계할 수 있었다.

일반적으로 교량의 설계에서 경험적인 설계법에 의하여 바닥판의 최소두께와 교량의 형고 등을 결정하는 것이 고전적인 설계방법이다. 이러한 경험적 설계법을 따를 경우, UHPC 교량의 설계는 매우 보수적인 설계를 유발할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 경험적인 설계법을 최대한 배제하고, 강도한계상태와 사용한계상태를 만족하는 UHPC 교량을 설계하였다.

또한, 본 연구과제의 바닥판 좌굴 한계상태를 만족하는 단면 설계를 통하여, 보다 세장한 단면의 설계가 가능함을 입증하였다. 그리하여, UHPC거더를 적용 할 경우, 일반 PSC교량에 비하여 약 64.5%수준의 단면을 설계할 수 있으며, 보다 최적화 된 설계를 통하여 자중저감의 효과를 극대화할 수 있을 것으로 판단된다.

교량의 상부구조의 자중저감 효과는 상부구조물의 재료비에만 영향을 미치는 것이 아니다. 상부구조물의 자중저감효과는 하부구조의 설계와 지반 구조물의 설계에 있어서 전반적인 구조단면 축소 및 효율적인 설계를 가능하게 하므로, 교량의 경제적인 설계를 유도할 수 있을 것으로 사료된다. 따라서, 앞으로 다양한 형태의 교량설계에 UHPC 교량을 적용하여 최적화 된 단면 상세를 찾는 것은 매우 중요할 것으로 판단된다.

제4장 목표 달성도 및 관련 분야 기여도

1. 목표 달성도

본 과제에서는 일반 콘크리트에 비해 강도와 성능이 뛰어난 UHPC가 개발되고 단면이 세장해짐에 따라 플랜지, 복부판, 단면 전체에 대해 발생할 수 있는 새로운 한계상태를 연구하였다. 좌굴 한계상태를 정립하고 강도 산정 방안을 제시하였으며, 최종적으로 실험에 의한 검증까지 완료하였으므로, 연구 목표를 모두 달성하였다고 판단된다.

연차	연구목표	주요연구내용	달성도(%)
1차 년도	■ 선행연구 사례 조사	- UHPC관련 연구 사례 조사 - 타 재료 연구 방안 적용 방안 검토 - 재료 특성 파악	100%
	■ 예비해석 및 해석 모델 결정	- 구조해석 모델 하중 및 형상 결정 - 구조 요소별/Mesh별 수렴도 해석 - 지지조건 및 하중재하 방안 검토	100%
	■ 한계상태 정의	- 매개변수 해석을 통한 거더 극한 거동 분석 - 응력 분포 분석 및 비탄성/탄성 거동 영역 정의 - 좌굴 관련 한계 상태 정의	100%
	■ 강도 산정 방안 (플랜지 국부 좌굴)	- 거동 영역(탄성,비탄성)에 따른 강도 산정 방안 - 현행 설계 기준과 비교	100%
2차 년도	■ 비지지 길이별 극한 강도 해석	- 횡/비틀림 방향 변위 분석 - 좌굴 관련 한계상태 정의	100%
	■ 해석 결과 분석을 통한 탄성/ 비탄성 좌굴 영역 정의	- Compact/Noncompact 비지지 길이 확인 - 응력, 변위, 단면력 등 해석 결과 분석	100%
	■ 한계상태 별(횡-비틀림좌굴/전 단좌굴) 강도 산정 방안 모색	- 한계 상태별 거동 영역(탄성,비탄성)에 따른 강도 산정 방안 모색 - 현행 설계 기준과 비교	100%
	■ 실험 연구	- 제안된 강도 산정식에 대한 실험연구 - 연구 결과 검증 및 실용화 가능성 검토	100%

2. 관련 분야 기여도

현재 국내외 UHPC 설계 분야의 개발 방향은 UHPC의 재료 배합 등의 재료 성능과 크리프, 건조수축 등의 장기거동 특성에서 기초적인 연구가 활발히 이루어지고 있다. 또한, 이러한 기초 연구를 바탕으로 실제 UHPC 재료를 1등급 도로교로써 교량 구조물에 적용하기 위한 시공과 관련한 연구 사례가 국내외에서 점차 늘어나고 있는 추세이다.

하지만, 현재의 연구사례나 시공 사례에서 UHPC 구조물의 적용에 가장 큰 걸림돌이 되고 있는 것은 UHPC 구조물을 얼마나 더 세장하게 경제적으로 시공할 수 있느냐의 문제이다. UHPC는 일반 콘크리트에 비하여 단가가 높은 고가의 건설재료이기 때문에, 이를 활발히 여

러 분야로 적용하기 위해서는 얼마나 얇고 세장하게 만들 수 있는냐는 문제가 있다. 하지만, 아직까지도 이러한 문제점을 해결하려는 시도는 매우 적다.

교량 설계분야에서도 바닥판이나 거더의 단면을 설계할 때, 아직까지 경험적인 설계법에 의존하여 최소두께와 최소 형고 높이 등을 만족하도록 권장되고 있다. 이러한 경험적인 설계 관습은 더욱 UHPC를 교량분야로 적용하기 위하여 많은 어려움을 유발하고 있다.

본 연구과제는 이러한 UHPC의 한계점을 개선하고, 더욱 세장하고 효율적이고 경제적인 UHPC 교량 부재의 제작을 위하여 매우 중요한 문제를 다루고 있다. 현재까지 고려된 적 없는 새로운 한계상태를 제시하여 보다 효율적인 단면 설계를 가능하게 하는 연구이므로, 매우 가치 있는 연구이다.

본 연구로부터 도출된 플랜지와 거더의 좌굴에 대한 강도 산정 방안은 기존의 설계법에 비하여 매우 세장한 단면의 UHPC 교량부재의 설계가 가능하게 하므로, 매우 중요한 연구사례임이 분명하다. 따라서, 본 연구로 인하여 UHPC 재료의 적용 범위를 증대시킬 수 있을 것으로 판단하며, 앞으로도 이와 관련된 문제에 대한 지속적인 연구의 우수사례로 평가될 수 있다.

제5장 연구개발성과의 활용계획

1. 연구결과의 활용방안

본 연구는 건설재료로서 UHPC의 활용에 앞선 기초 기술 개발 단계로, 재료 특성을 반영한 구조 부재에 대한 거동 및 강도에 대한 고찰을 통하여 현재까지 고려되지 않았던 새로운 한계 상태에 대하여 해석적으로 그 중요성을 입증하고, 결과적으로 향후 실제 건축물 적용에 대한 직/간접적인 결과를 제공한다는 측면에서 미래 원천기술 확보에 주력한다.

연구 결과로, 신소재인 UHPC를 활용한 건축 부재의 거동을 명확히 규명하고, 그에 대한 강도 산정 방안을 고찰함으로써, 재료 개발자, 설계자, 연구자들에게 고강도 소재 활용 방안의 기틀을 제공하는 한편, 고급 기술자를 양성하여 해당 분야에 대한 미래 지향적인 기반을 다진다.

최종적으로, UHPC의 활용 가능성을 마련하여 보다 안전하고 경제적인 설계가 이루어질 수 있는 토대를 제공하고자 한다.

2. 기대성과 및 파급효과

본 연구에서 다루는 과제는 고강도 재료에서 중요하게 다루어져야 함에도 불구하고 아직까지 국내외 연구자들에게 관심을 받고있지 못하다. 이러한 분야에 대한 연구는 국가적 측면의 경쟁력 확보 증진을 가능케 한다는 점에서 매우 뛰어난 결과물을 창출해낼 수 있을 것으로 기대 된다.

UHPC를 활용한 선유교는 신소재를 활용한 상징적인 의미로서 세계적으로 유명한 건축물로 인식되고 있으나, 안타깝게도 이에 대한 설계는 해외 기업에서 주도하여, 국내 기술력이 아직 다른 나라에 비해 미진함을 시사한다. 요컨대, 해외 기술 동향을 살펴볼 때 UHPC는 현재 건설 분야에서 주목받고 있는 핵심 재료이며, 기술선점을 통하여 막대한 경제적 효과를 볼 수 있을 것임에도 불구하고 우리나라는 관련 기술이 재료 개발 단계에 머물러 있어 연구개발이 시급한 실정이다. 또한, 앞으로도 초고성능 콘크리트의 압축강도가 지속적으로 증가할 것으로 예상되는 시점에서, 초고성능 콘크리트 부재의 박판화에 따른 구조물의 좌굴 안정성 문제가 매우 중요해질 것으로 판단된다.

따라서 건설 재료로서 신소재의 개발 및 활용은 침체된 건설 시장의 활성화를 촉진하여 선진화된 인프라 구축에 일조하는 한편 일자리 창출, 경기 회복 등 부수적인 경제적 효과까지 기대할 수 있을 것으로 전망 된다.

또한 본 연구를 통하여 현재까지 노동집약적인 이미지의 토목/건축 사업에 대하여 첨단 기술로서의 인식 전환을 꾀할 수 있을 것으로 판단된다.

제6장 연구 과정에서 수집한 해외 과학기술 정보

1. 플랜지 및 바닥판 국부좌굴 한계

UHPC 플랜지 및 바닥판 국부좌굴 한계 상태에 대한 기존 연구 사례를 조사한 결과, 비탄성 국부좌굴과 관련 연구는 전무한 것으로 조사되었다. 탄성 좌굴과 관련된 가장 유사한 연구사례는 NASA technical report에서 제시하고 있었다. 그 기술보고서에서는 복합재료에 대한 탄성 좌굴계수 산정 방법에 대한 내용으로, 포아송비가 탄성좌굴에 미치는 영향을 다음의 식으로 제시하였다.

$$k = \frac{2}{\pi} \left\{ \frac{1 - \mu + \frac{1}{6} \left(\frac{\pi b}{\lambda} \right)^2 + \frac{\epsilon}{2} \left[\frac{c_1}{2} \left(\frac{\pi b}{\lambda} \right)^2 + c_2 + \mu c_3 \right] + \frac{\epsilon^2}{4} \left[\frac{c_4}{2} \left(\frac{\pi b}{\lambda} \right)^2 + c_6 - \mu c_7 \right]}{\frac{1}{3} + \frac{c_8 \epsilon}{2a_3} + \frac{c_9 \epsilon^2}{4a_3^2}} \right\} \quad \text{식 (3.1.3)}$$

여기서, k : 탄성 좌굴 계수

$\epsilon = \frac{4S_b b}{D}$; 지지조건에 대한 계수 (restrain coefficient)

$\epsilon = 0$; 힌지 지지조건

$\epsilon = \infty$; 고정 지지조건

본 제안식에 UHPC의 포아송비 0.2를 식에 대입하여 구하면, 힌지 지지조건과 고정 지지조건에 대한 좌굴계수 k 는 약 0.487, 1.387로 산정할 수 있다.

본 연구에서는 식 (3.1.3)으로 구해진 탄성좌굴계수를 이용하여, 매우 세장한 플랜지 단면에 대한 탄성 좌굴 산정식인 식(3.1.7)에 적용하여 정해의 탄성좌굴강도를 추정할 수 있다.

$$\lambda < 7.114, \quad f_n = 0.7f_{ck} = 128MPa \quad \text{식 (3.1.5)}$$

$$7.114 \leq \lambda < 45.72, \quad f_{cr} = 677.07 \times \lambda^{-0.857} \quad \text{식 (3.1.6)}$$

$$45.72 \leq \lambda, \quad f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2) \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad \text{식 (3.1.7)}$$

그 외의 UHPC와 같은 비균질 재료에 대한 비탄성 판좌굴에 관련한 연구 사례는 찾을 수 없었으며, 따라서 본 연구결과의 독창성을 확인할 수 있었다.

2. 횡비틀림 좌굴 한계

일반적으로 UHPC와 같은 고강도 콘크리트를 활용한 거더는 프리스트레스를 도입하여, 전 단면을 유효하도록 설계하여 장경간의 교량에 적용할 수 있다. 하지만, 프리스트레스 도입과 더불어 장경간의 거더 시공은 횡비틀림 좌굴에 큰 영향을 미칠 수 있으나, 콘크리트 구조물

에 대한 좌굴 문제는 그동안의 편견이나 무관심으로 인하여 중요한 문제로 다루어지지 못하였다. 이는 콘크리트 재료가 개발된 이래 수십년간 사용하였음에도 불구하고, 비교적 최근에 서야 UHPC와 같은 고강도 콘크리트가 개발되었고, 그동안 콘크리트의 파괴는 인장파괴가 주요한 파괴모드라는 인식이 고착화되었기 때문이다.

본 연구과정 중 수집된 콘크리트 거더의 좌굴 문제에 대한 몇몇 사례와 횡비틀림 좌굴에 대한 연구 사례는 UHPC 거더의 좌굴에 대한 연구의 중요성을 입증하는 사례로 평가될 수 있다.



그림 3.2.1. Stability Failure of 2.3m deep precast prestressed concrete girders in Pennsylvania



그림 3.2.2. Stability failure of AASHTO Type V bridge girders in Arizona

또한, 기존의 콘크리트 거더에 대한 횡비틀림 좌굴 거동에 대한 연구사례에 기반하여, 본 연구에서는 UHPC 거더의 비지지길이에 따른 조밀, 비조밀, 세장단면에 대한 구분을 명확히 제시할 수 있었다.

선행 연구사례로써, Girija와 Menon은 일반적인 세장비 $\bar{\lambda}$ 를 식 (3.2.2)와 같이 제안하였다.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{M_{uf}}{M_{ocr}}} \quad \text{식 (3.2.2)}$$

이를 통하여 본 연구에서는 비탄성 및 탄성 좌굴의 경계를 구분할 수 있으며, 각 구간에 따라 강도를 다음과 같이 산정 할 수 있었다.

$$\begin{aligned} M_u &= M_n & \text{for } \sqrt{M_u/M_{ocr}} < 0.8 \\ -0.75 \times \sqrt{\frac{M_u}{M_{ocr}}} + 1.6 &= \frac{M_u}{M_n} = \eta & \text{for } 0.8 \leq \sqrt{M_u/M_{ocr}} \leq 1.2 \\ M_u &= M_{ocr} = \frac{C_1 C_3}{C_2 L} \sqrt{EI_{eff} \times GJ_g} & \text{for } 1.2 \leq \sqrt{M_u/M_{ocr}} \end{aligned} \quad \text{식(3.2.6)}$$

이는 실험과 잘 일치하는 결과를 보였으며, UHPC 거더의 횡비틀림 좌굴을 입증하고 콘크리트구조물의 안정성 문제에 대한 인식 재고를 꾀할 수 있을 것으로 판단된다.

3. 복부판 전단 한계

본 과제에서는 UHPC I형 거더의 전단좌굴 한계상태에 대한 연구를 수행하기 위하여, UHPC에 대한 해외 과학기술 정보를 수집하였다. 현재 전 세계적으로 UHPC 설계시 가장 많이 사용되는 프랑스(AFGC), 일본(JSCE) 설계기준을 참고하였으며, 전단철근 보강, 프리스트레스 영향, 좌굴강도에 대한 과학기술을 검토하여 다음에 나타내었다.

① Association Française de Génie Civil (AFGC) (2013), “Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes,” Recommandations provisoires, France.

- UHPC 거더의 사인장 파괴에 대한 전단강도를 다음과 같이 제안하고 있다.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_{cf}\gamma_E} k f_{ck}^{1/2} b_w h$$

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

- 사인장 압축파괴에 대한 전단강도 상한값을 다음과 같이 제안하고 있다.

$$V_{Rd,max} = 2.28 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

- 위의 식들은 K-UHPC 구조설계지침(2012)에 제안되고 있는 식들과 형식이 동일하며, 안전 계수 등의 차이만 보인다.

- AFGC(2013)에서는 전단철근 보강분($V_{Rd,s}$), 프리스트레스 영향(k), 사인장 압축강도($V_{Rd,max}$)를 고려하고 있으나 좌굴에 대해서는 고려하지 못하고 있다.

② Japan Society of Civil Engineering, (2006), “Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Concrete Structures, Draft,” Japanese Society of Civil Engineers, (JSCE), 2006.

- UHPC 거더의 사인장 파괴에 대한 전단강도를 다음과 같이 제안하고 있다.

$$V_{yd} = V_{rpd} + V_{fd} + V_{ped} + V_s$$

$$V_{rpd} = 0.18 \sqrt{f_{cd}} b_w \frac{d}{\gamma_b}$$

$$V_{fd} = \left(\frac{f_{vd}}{\tan \beta_u} \right) b_w \frac{z}{\gamma_b}$$

$$V_{s,\max} = \frac{A_v f_y d}{s}$$

- 사인장 압축파괴에 대한 전단강도 상한값을 다음과 같이 제안하고 있다.

$$V_{wcd} = 0.84 f_{cd}^{2/3} \sin(2\beta) b_w \frac{d}{\gamma_b}$$

- K-UHPC 구조설계지침(2012)에서는 위의 식들을 채택하여 사용하고 있다.
 - JSCE(2006)에서는 전단철근 보강분(V_s), 프리스트레스 영향(β_u), 사인장 압축강도(V_{wcd})를 고려하고 있으나 좌굴에 대해서는 고려하지 못하고 있다.
-

제7장 연구개발성과의 보안등급

본 과제의 연구개발성과인 UHPC I형 거더의 좌굴 한계상태에 대한 입증과 강도 산정 방안은 향후 신재료인 UHPC의 연구 발전에 활용될 수 있으므로 일반등급으로 분류한다.

보안등급 분류	보안	일반
		○
결정 사유	창의도전 연구 공고 및 2차 평가접수 안내서	

제8장 국가과학기술종합정보시스템에 등록한 연구시설·장비 현황

구입 기관	연구시설/연구장비명	규격 (모델명)	수량	구입 연월일	구입 가격 (천원)	구입처 (전화번호)	비고 (설치 장소)	NTIS장비 등록 번호

제9장 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전 조치 이행 실적

- 본 과제에 참여하고 있는 연구원들만 이용할 수 있는 자체적인 웹 서버를 구축하여 연구 정보를 공유하였으며, 실험 연구 수행 시에 헬멧 착용, 파편 피해 방지 철조망 배치, 안정적인 장치 사용 등의 안전 조치를 이행하였음.
- 실험 중에 안전사고를 예방하기 위한 장비(안전화 등)를 구비하고 있으며, 실험실 사용시 사용규칙을 준수하여, 안전모, 안전화, 장갑 등 안전 장비를 사용하여 안전사고에 대한 대응 조치를 취하였음.
- 본 기관의 연구활동자는 연구활동종사자에 대한 법정 안전교육을 6시간 이상 온라인 교육을 통하여 수강 신청하여, 연구실이나 실험시 안전 사고를 미연에 방지하고자 노력하고 있음.

제10장 연구개발과제의 대표적 연구 실적

번호	구분 (논문/ 특허/ 기타)	논문명/특허명/ 기타	소속 기관명	역할	논문 게재지/ 특허 등록 국가	영향력 지수	논문 게재일 /특허 등록일	사사 여부 (단독 사사 또는 중복 사사)	특기 사항 (SCI 여부/인용 횟수 등)
1	논문	Effect of Linearized Contact Spring in Track Dynamc System	고려대	3저자	Internation al Journal of Steel Structures , 16(4)	0.609	2016.12.31	단독	SCIE
2	논문	The Evaluation of the Previous Models Used to Study the Web Post-buckling	고려대	1저자	Internation al Journal of Steel Structures , 17(3)	0.609	2017.09.30. (2016.02.03 게재가)	단독	SCIE
3	논문	강합성 중공 RC 기둥의 기둥-기초 접합부에 대한 실험적 연구	고려대	2저자 /교신 저자	한국방재학 회논문집, 제16권, 1호		2016.02	중복	국내논문
4	논문	이축 대칭 I형 거더의 플랜지 탄성좌굴에 대한 플랜지와 복부판 세장비의 영향	고려대	1저자 /교신	한국산학기 술학회논문 집, 제17권, 제8호		2016.08.11	단독	국내논문
5	논문	프리스트레스 초고성능 콘크리트 I형 거더의 전단거동에 대한 해석 연구	고려대	1저자 /3저 자	한국방재학 회논문집, 제17권, 3호		2017.06	단독	국내논문

제11장 기타 사항

(7쪽 중 제7쪽)

제12장 참고 문헌

- [1] 국토해양부 (2012) 콘크리트 구조기준
- [2] 신현목 (2007) 프리스트레스트 콘크리트, 제 10판
- [3] 한국콘크리트학회 (2012) 초고성능 콘크리트 K-UHPC 구조설계지침.
- [4] 한국건설기술연구원, 하이브리드 사장교용 초고성능 콘크리트 시공성 향상 기술 개발, 2009.
- [5] 한국건설기술연구원, 하이브리드 사장교용 초고성능 콘크리트 인성 향상 기술 개발, 2009.
- [6] 한국건설기술연구원, 성능기반형 UHPC 제조 및 부재 제작 시방 기술 개발, 2010.
- [7] 한국건설기술연구원, 하이브리드 사장교용 초고성능 콘크리트 인성 향상 개발, 2010.
- [8] 한국건설기술연구원, 초고성능 콘크리트 활용 원천기술 개발, 2009.
- [9] 한국건설기술연구원, 초고성능 콘크리트 활용 기술 개발, 2010.
- [10] 한국건설기술연구원, 하이브리드 사장교 바닥판 개발, 2010.
- [11] 한국건설기술연구원, 하이브리드사장교 설계 및 시공시스템 기술 개발, 2010.
- [12] 류두열, 박정준, 김성욱, 윤영수(2011), CSA계 팽창재 및 수축 저감재의 혼입에 따른 UHPCC의 초기 수축 거동 평가, 한국콘크리트학회 논문집, 제23권 제4호, 2011년 8월, pp. 441~448.
- [13] 민경환, 신현오, 류두열, 윤영수(2011), FRP 시트 및 강섬유 보강 콘크리트의 저속 충격에서의 휨 및 편칭 파괴 거동, 한국콘크리트학회 논문집, 제23권, 제1호, 2011년 2월, pp. 31~38.
- [14] 강수태, 류금성(2011), UHPCC의 압축응력-변형률 관계에 대한 강섬유 혼입물의 영향, 한국콘크리트학회 논문집, 제23권, 제1권, 2011년 2월, pp. 67~75
- [15] 양인환, 조창빈, 이정우, 김병석(2014), 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 비틀림 거동 특성, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제1호, 2014년 2월, pp. 87~95.
- [16] 양인환, 조창빈, 이정우, 김병석(2012), 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 전단 거동에 관한 실험 연구, 대한토목학회논문집, 제32권 제1A호, 2012년 1월, pp. 55~64.
- [17] 양인환, 조창빈, 김병석(2010), 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 프리스트레스트 거더의 휨거동 실험 연구, 한국콘크리트학회 논문집, 제22권, 제6호, 2010년 12월, pp. 777~786.
- [18] 최현기, 배백일, 최창식(2014), 강섬유로 보강된 반응성 분체 콘크리트의 부착특성과 쪼갬인장강도, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제5호, pp. 651~660.
- [19] 유성원, 안영선, 차영달, 조창빈(2014), 강섬유로 보강된 초고성능 콘크리트 바닥판과 역T형 강거더 합성보의 휨거동 실험, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제6호, 2014년 12월, pp. 761~769.
- [20] 양인환, 조창빈, 강수태, 김병석(2009), 강섬유로 보강된 초고성능 콘크리트의 휨 거동에 대한 실험 연구, 한국콘크리트학회 논문집, 제21권, 제6호, 2009년 12월, pp. 737~744.
- [21] 강수태(2012), 노치 우무와 섬유혼입물에 따른 UHPCC의 휨인장강도 비교, 한국콘크리트학회 논문집, 제24권, 제5호, 2012년 10월, pp. 525~533.
- [22] 강성훈, 홍성걸(2014), 상온 양생한 초고성능 콘크리트(UHPC)의 경화 전과 후의 성능 관계, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제1호, 2014년 2월, pp. 23~24.
- [23] 이창홍, 김영진, 진원중, 최은석(2011), 접합 조건 및 횡구속 조건에 따른 초고성능 프리캐스트 PSC 교량 접합부의 전단 거동에 관한 실험적 연구, 대한토목학회논문집, 제31권, 제5A호, 2011년 9월, pp. 379~387.
- [24] 귀청용, 한상목(2014), 초고강도 섬유보강 콘크리트 분절형 박스 거더의 휨거동, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제2호, 2014년 4월, pp. 109~116.
- [25] 류두열, 박정준, 김성욱, 윤영수(2012), 초고성능 섬유보강 콘크리트(UHPFRC)의 재료 특성 및 예측모델: (1) 응결 및 수축 특성과 인장거동 평가, 대한토목학회논문집, 제32권, 제5A호, 2012년 9월, pp. 307~315.
- [26] 강수태(2013), 초고성능 섬유보강 콘크리트에 혼입된 강섬유의 부착강도 평가, 한국콘크리트학회 논문집, 제25권, 제5호, 2013년 10월, pp. 547~554.
- [27] 류두열, 박정준, 김성욱, 윤영수(2011), 초고성능 시멘트 복합체의 초기 재령 구속 수축 및 인장 크리프 특성, 한국콘크리트학회 논문집, 제23권, 제5호, 2011년 10월, pp. 581~590.
- [28] 국경훈, 신현오, 박임중, 윤영수(2010), 초고성능 콘크리트(UHPC)의 부착특성에 관한 연구, 한국콘크리트학회 논문집, 제22권, 제6호, 2010년 12월, pp. 777~786.

- 트학회 논문집, 제22권, 제6호, 2010년 12월, pp. 753~760.
- [29]이경찬, 조창빈, 최은석, 김지상(2014), 초고성능 콘크리트 바닥판과 역T형 강거더의 합성보를 위한 스테르드 및 퍼즐스트립 전단연결재에 관한 연구, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제2호, 2014년 4월, pp. 151~157.
- [30]이경찬, 곽종원, 박상혁, 김지상(2014), 초고성능 콘크리트 바닥판을 위한 스테르드 전단연결재의 정적 거동, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제5호, 2014년 10월, pp. 573~579.
- [31]선우윤호, 박성균, 곽임중, 윤영수(2011), 초고성능 콘크리트 하이브리드 사장교 바닥판 접합부 철근의 부착 성능에 대한 해석, 대한토목학회논문집, 제31권, 제3A호, 2011년 5월, pp. 207~214.
- [32]차수원, 김기현, 김성욱, 박정준, 배성근(2010), 초고성능 콘크리트의 수화발열 및 역학적 특성 모델, 한국콘크리트학회 논문집, 제22권, 제3호, 2010년 6월, pp. 389~397.
- [33]박종섭, 김영진, 조정래, 전세진(2013), 초고성능 콘크리트의 양생 조건에 따른 강도 발현 특성, 한국콘크리트학회 논문집, 제25권, 제3호, 2013년 6월, pp. 295~304.
- [34]김성욱, 최성, 이광명, 박정준(2011), 초고성능 콘크리트의 자기수축 특성, 한국콘크리트학회 논문집, 제23권, 제3호, 2011년 6월, pp. 295~301.
- [35]이창홍, 진원중, 최은석, 김영진(2011), 초고성능 프리캐스트 콘크리트 세그멘탈 교량 접합부에 대한 실험 연구, 한국콘크리트학회 논문집, 제23권, 제2호, 2011년 4월, pp. 235~244.
- [36]강수태, 박정준, 류금성, 김성욱(2008), 충전재의 입경 크기가 초고성능 콘크리트의 역학적 특성에 미치는 영향, 대한토목학회 논문집, 제28권, 제4A호, 2008년 7월, pp. 573~580.
- [37]최석환, 임범목, 오창국, 조창빈(2012), 콘크리트의 노치 및 비노치 구역에서의 균열폭 및 국부 변형률 정밀 측정기법, 한국콘크리트학회 논문집, 제24권, 제2호, 2012년 4월, pp. 205~214.
- [38]양인환, 김경철, 조창빈(2014), 힘을 받는 하이브리드 강섬유 보강 초고성능 콘크리트 보의 구조 거동, 한국콘크리트학회 논문집, 제26권, 제6호, 2014년 12월, pp. 771~778.
- [39]전세진, 김지상, 곽임중, 곽종원, 이정우, 조창빈(2012), K-UHPC 구조설계지침 구조편, 한국콘크리트학회 2012 가을 학술대회 논문집, pp. 869~870.
- [40]김지상, 전세진, 곽임중, 곽종원, 이정우, 조창빈(2012), K-UHPC 구조설계지침 재료편, 한국콘크리트학회 2012 가을 학술대회 논문집, pp. 867~868.
- [41]조창빈, 곽종원, 곽임중, 강재운, 이정우, 최은석(2012), K-UHPC 설계기술 개발, 한국콘크리트학회 2012 가을 학술대회 논문집, pp. 863~864.
- [42]고경택, 류금성, 박정준, 김성욱(2012), K-UHPC 재료 특성, 한국콘크리트학회 2012 가을 학술대회 논문집, pp. 861~862.
- [43]김창수, 김우중, 조경식, 이치동, 최영, 박성용(2012), K-UHPC를 적용한 교량의 설계 및 시공 사례, 한국콘크리트학회 2012 가을 학술대회 논문집, pp. 865~866.
- [44]이정우, 조창빈(2012), 스테르드가 없는 K-UHPC I형 거더의 전단거동 평가, 한국콘크리트학회 2012년 봄 학술대회 논문집, pp. 99~100.
- [45]이치동, 김우중, 조경식, 김종화(2011), UHPC-거더 사장보도교의 설계, 콘크리트학회지 제23권 5호, 2011년 9월, pp. 38~44.
- [46]AFGC/SETRA(2002), Ultra High Performance Fiber-reinforced Concretes, BFUP Groups.
- [47]CEB-FIP(2000), Structural Concrete: Textbook on Behavior, Design and Performance, Vol. 1, Sprint-Druck Stuttgart, 1999, pp. 43~46.
- [48]ACI Committee 440 (2006), Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, ACI 440.1R-06.
- [49]JSCE(2004), Recommendations for Design and Construction of Ultra High-Strength Fiber-Reinforced Concrete Structures, -Draft, 2004.
- [50]European Structural Polymeric Composites Group (1996), Structural Design of Polymer Composites: EUROCOMP Design Code and Handbook, Ed. John L. Clarke, 751 pages.
- [51]CEN(2002), Eurocode 2: Design of Concrete Structures, prEN 1992-1, pp. 37~29.
- [52]DAfStB UHPC(2003), State-of-the-art Report on Ultra-High-Performance Concrete-Concrete Technology and Design, German Association for Reinforced Concrete, Berlin, draft 3:2003.

-
- [53] SETRA-AFGC(2002), Ultra High Performance Fiber-Reinforced Concretes. Interim Recommendations, AFGC Groupe de travail BUP, ed. January 2002
- [54] FHWA (2006), Material property characterization of ultra high performance concrete, Federation Highway Administration Report, US Department of Transportation, VA. 2210~2296.
- [55] FHWA(2013), Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community, June 2013.
- [56] Wiens, U. and Schmidt, M.(2008), State of the art Report on Ultra High Performance Concrete of the German Committee for Structural Concrete (DAfStb), proceedings of the second international Symposium on Ultra High Performance concrete, Ed., Fehling, E., Schmidt, M., and Sturwald. S., Kassel University Press, Kassel, Germany, 2008, pp. 629-637.
- [57] Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by means of Three-point Bend Tests on Notched Beams, Materials and Structures, Vol. 18, No. 106, pp. 285~290, 1985.
- [58] Jee-Sang Kim, Byung-Suk Kim, Se-Jin Jeon, Chang-Bin Joh, Development of Design Guidelines of Ultra High Performance Concrete, Journal of the Korean Society of Civil Engineers, Vol.61, No.2, pp.61-68, 2013 (in Korean)
- [59] In Hwan Yang, Changbin Joh, Byung-Suk Kim, Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending, Engineering Structures, Vol.32, No.11, pp.3478-3487, 2010
- [60] Ilker Kalkan, Meryem Bocek, Sabahattin Aykac, Lateral Stability of Reinforced-Concrete Beams with Initial Imperfections, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, Vol.169, No.10, pp.727-740, 2016
- [61] Jonathan B. Hurff, Stability of Precast Prestressed Concrete Bridge Girders Considering Imperfections and Thermal Effects, Ph.D Dissertation, Georgia Institute of Technology, 2010
- [62] Zureick, A.H., Kahn L.F., Will, K.M Stability of Precast Prestressed Concrete Bridge Girders Considering Sweep and Thermal Effects, (Proposal) Submitted to Georgia Department of Transportation, 2005
- [63] Oesterle, R.G., Sheehan, M.J., Lotfi, H.R., Corley, W.G. Investigation of Red Mountain Freeway Girder Collapse, Final Report, CTLGROUP Project No.262291, Arizona Department of Transportation, Bridge Group, 2007
- [64] P. Revathi, Devdas Mendon, Estimation of Critical Buckling Moments in Slender Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.103, No.2, pp.296-303, 2006
- [65] William Hansell, George Winder, Lateral stability of reinforced concrete beams, ACI Journal Proceedings, Vol.59, No.9, pp.193-214, 1959
- [66] Jagadish K. Sant, Richard W. Bletzaker, Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams, Journal of the American Concrete Institute, Vol.58, No.12, pp.713-736, 1961
- [67] Campbell Massey, Lateral Instability of Reinforced Concrete Beams Under Uniform Bending Moments, ACI Journal Proceedings, Vol.64, No.3, pp.164-172, 1967
- [68] P. Revathi, Devdas Mendon, Estimation of Critical Buckling Moments in Slender Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.103, No.2, pp.296-303, 2006
- [69] Tavio Tengs. Effective torsional rigidity of reinforced concrete members, ACI Structural Journal, Vol.101, No.2, pp.252-260, 2004
- [70] Thomas T.C. HSU, Post-Cracking Torsional Rigidity of Reinforced Concrete Sections, ACI Journal Proceedings, Vol.70, No.5, pp.352-360, 1973
- [71] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., p.443, 2002
- [72] Jonathan B. Hurff, Lawrence F. Kahn, Lateral-Torsional Buckling of Structural Concrete Beams: Experimental and Analytical Study, Journal of Structural Engineering, Vol.138, No.9, pp.1138-1148, 2012
- [78] Ilker Kalkan, Lateral Torsional Buckling of Rectangular Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.111, No.1, pp.71-82, 2014
-

-
- [79] Ilker Kalkan, Meryem Bocek, Sabahattin Aykac, Lateral stability of reinforced-concrete beams with initial imperfections, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, Vol.169, No.10, pp.727-740, 2016
- [80] P. Revathi, Devdas Mennon, Slenderness Effects in Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.104, No.4, pp.412-419, 2007
- [81] K. Girija, Devdas Menon, Reduction in flexural strength in rectangular RC beams due to slenderness, Engineering Structures, Vol.33, No.8, pp.2398-2406, 2011
- [82] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2014
- [83] Korea Concrete Institute, Design recommendations for ultra-high performance concrete K-UHPC, KCI-M-12-003, Korea 2012 (in Korean)
- [84] Sung-Won Yoo, Jinkyoo F. Choo, Evaluation of the flexural behavior of composite beam with inverted-T steel girder and steel fiber reinforced ultra high performance concrete slab, Engineering Structures, Vol.118, No.1, pp.1-15, 2016
- [85] AFGC(French Association of Civil Engineers)/SETRA, Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Interim Recommendations, 2002
- [86] Seung Hee Kwon, Zhifang Zhao, Surendra P. Shah, Effect of specimen size on fracture energy and softening curve of concrete: Part II. Inverse analysis and softening curve, Cement and Concrete Research,
- [87] Doo-Yeol Yoo, Nemkumar Banthia, Mechanical properties of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete: A review, Cement and Concrete Composites, Vol.73, pp.267-280, 2016
- [88] Yang, In Hwan, Joh, Changbin, Prediction of Flexural Capacity of Steel Fiber-Reinforced Ultra High Strength Concrete Beams, Journal of Korean Society of Civil Engineers, Vol.30, No.3A, pp.317-328, 2010 (in Korean)
-

부록: 일반 vs UHPC PSC 교량 설계 자료

1. PSC 합성거더교 설계

1.1 설계조건 결정 및 단면 가정

(1) 설계조건 결정

① 교량 제원

- 형식: PSC 합성거더교
- 교량등급: 1등교 (차량전용)
- 교장: 2@30m=60m
- 폭원: 10.75m
- 지간: 2.75 m

②하중

- 활하중: DB-24, DL-24
- 충격계수:

$$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

③ 사용재료

가. 콘크리트

i) 바닥판

- $f_{ck} = 27\text{MPa}$

ii) PSC 거더

- $f_{ck} = 40\text{MPa}$

나. 강재

i) 바닥판: SD400

ii) PSC 거더

- SWPC7B 12.7mm 7연선, 저릴랙세이션 강선 사용
- 쉬스 $\emptyset 66$ 사용

④ 허용응력

가. 바닥판 콘크리트

- 허용 휨 압축응력: $f_{ca} = 0.4f_{ck} = 10.8\text{MPa}$

나. 프리스트레스 콘크리트 (PSC 거더)

i) 프리스트레스 도입시의 압축강도

- $f_{ci} = 28\text{MPa}$

ii) 프리스트레스 도입 직후

- 허용 휨 압축응력: $0.55f_{ci} = 17.6\text{MPa}$
- 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ci}} = 2.65\text{MPa}$

iii) 설계하중 작용시

- 허용 휨 압축응력: $0.4f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
- 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ck}} = 3.2 \text{ MPa}$

다. PS강재(저릴랙세이션 강재)

- 극한강도(f_{pu}) : 1900 MPa
- 항복강도(f_{py}) : 1600 MPa

i) 허용 최대 긴장응력

- $0.9f_{py} = 1440 \text{ MPa}$

ii) 정착 직후 정착부에서의 응력

- $0.7f_{pu} = 1330 \text{ MPa}$

iii) 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- $0.8f_{py} = 1280 \text{ MPa}$

⑤ 탄성계수

- 콘크리트

$$E_c = 27,804 \text{ MPa} \text{ (바닥판)}$$

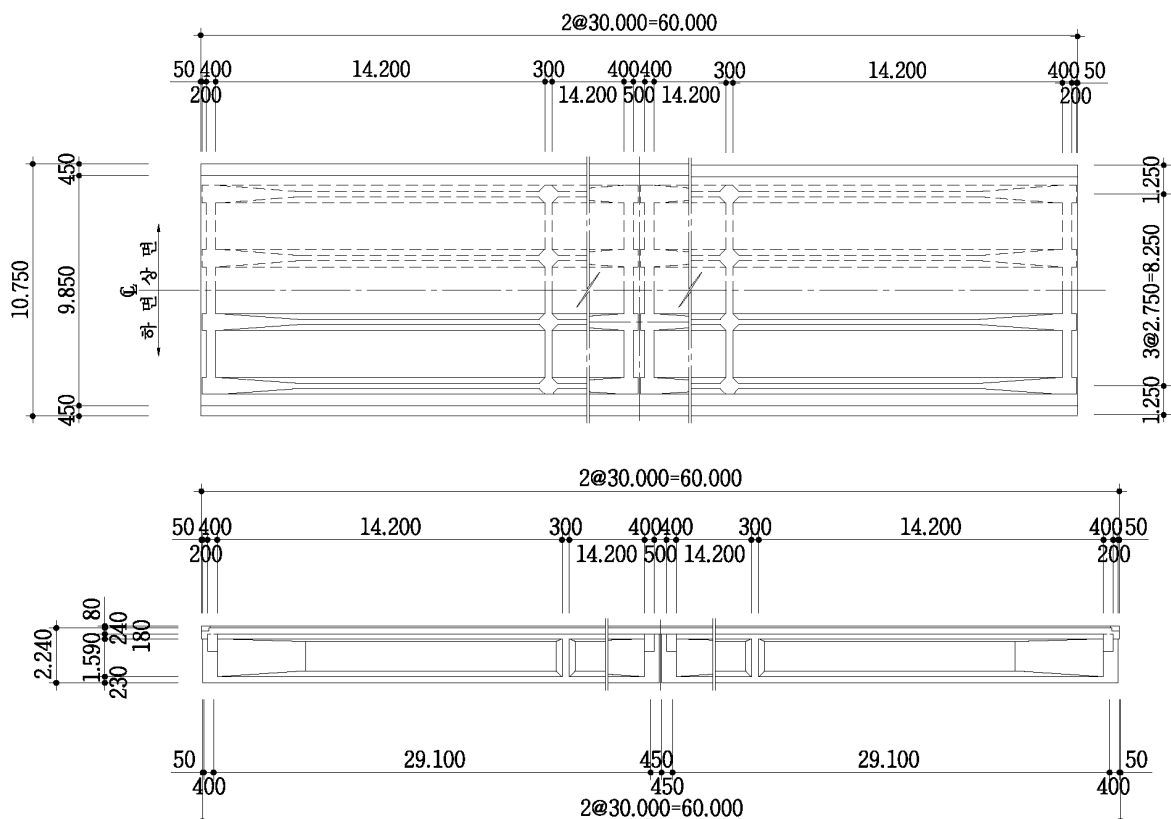
$$E_c = 30,891 \text{ MPa} \text{ (PSC거더)}$$

- 철근 및 PS강선

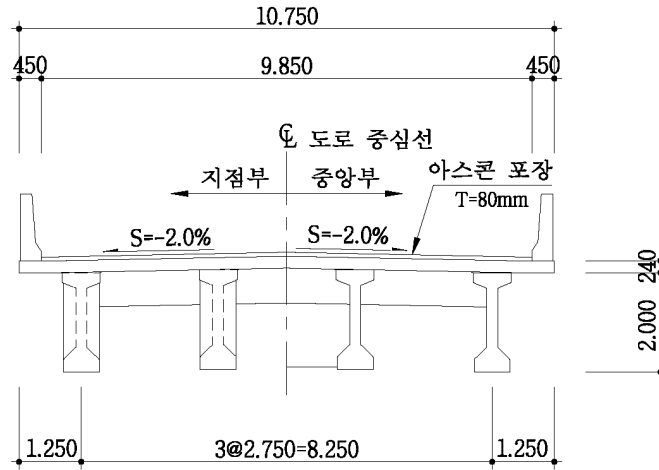
$$E_c = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$$

(2) 단면 가정

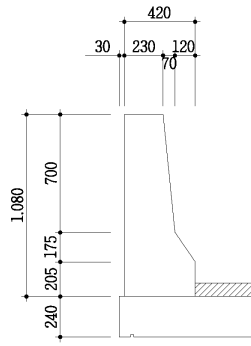
① 평면도 및 종단면도 (단위:mm)



② 횡단면도 (단위:mm)



③ 단면상세도 (단위:mm)



1.2 바닥판의 설계

(1) 중간 바닥판의 설계

① 경험적 설계법 적용에 대한 설계조건 검토

가. 지지부재들이 콘크리트로 된 경우

나. 콘크리트가 현장 타설되고 습윤 양생되어야 함

다. 주거터 플랜지부의 현치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정함

라. 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하

$$\text{유효지간} / \text{바닥판 두께} = 2.050 / 0.240 = 8.542$$

∴ 6 ~ 15 의 범위에 있으므로 OK

마. 바닥판 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 0.150 m 이상

$$0.008 + 0.140 + 0.008 = 0.156 \text{ m} \quad \therefore \text{OK}$$

바. 유효지간이 표준 차로폭 3.6m 이하

$$\text{유효지간} = 2.750 - 0.700 = 2.050 \text{ m} \quad \therefore \text{OK}$$

사. 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호 덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 0.240 m 이상

아. 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나, 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의

3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성이 된 경우

$$\text{중양분리대가 있는 구가 : 캔틸레버 부 길이} = 1.250 \text{ m (거터 중심으로부터의 거리)}$$

$$3 \times 0.240 = 0.720 \text{ m} < 1.250 \text{ m} \quad \therefore \text{OK}$$

자. 콘크리트의 28일 압축강도는 27 MPa 이상

차. 철근콘크리트의 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전 합성거동을 해야 함

② 철근 배근량 산정 (경험적 설계법)

경험적 설계법을 적용한다.

가. 경간방향 : 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

나. 경간방향에 직각방향 : 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

③ 사용 철근량

가. 바닥판 단면적 : $240 \times 1,000 = 240,000 \text{ mm}^2$

나. 주철근

- 하부철근량

콘크리트 바닥판 단면의 0.4% = 960 mm^2

사용철근량 $A_s = 993 \text{ mm}^2$ H16 $\times$ 5 EA (CTC 200 mm)

- 상부철근량

콘크리트 바닥판 단면의 0.3% = 720 mm^2

사용철근량 $A_s = 993 \text{ mm}^2$ H16 $\times$ 5 EA (CTC 200 mm)

다. 배력 철근

- 하부철근량

콘크리트 바닥판 단면의 0.3% = 720 mm^2

사용철근량 $A_s = 794 \text{ mm}^2$ H16 $\times$ 4 EA (CTC 250 mm)

- 상부철근량

콘크리트 바닥판 단면의 0.3% = 720 mm^2

사용철근량 $A_s = 794 \text{ mm}^2$ H16 $\times$ 4 EA (CTC 250 mm)

(2) 캔틸레버 바닥판 설계

강도설계법을 적용한다.

① 경간의 결정 및 최소두께 검토

가. 캔틸레버 바닥판의 지간 : (고정하중에 의한) $L = 0.900 \text{ m}$

(활하중에 의한) $L = 0.900 - 0.3 - 0.450 = 0.150 \text{ m}$

나. 바닥판의 최소두께

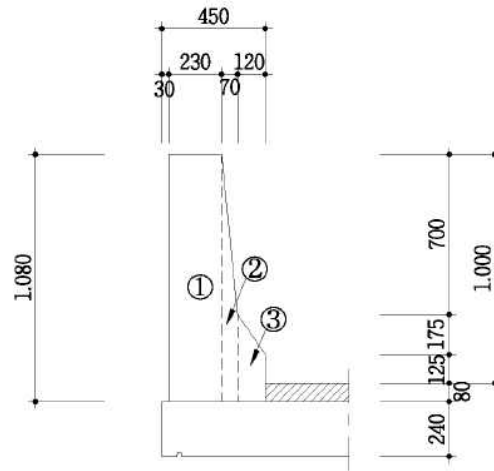
$$t_{\min} = 280L + 180 = 280 \times 0.150 + 180 = 222 \text{ mm}$$

다. 캔틸레버 바닥판의 두께 : $t = 240 \text{ mm} > t_{\min} = 222 \text{ mm} \therefore \text{OK}$

② 하중 및 단면력 산정

가. 고정하중

· 방호벽



(단위 : mm)

구 분	두께 (m)	길이 (m)	단위중량 (kN/m ³)	팔길이 (m)	모멘트 (kNm)
바닥판	0.240	0.900	25.00	0.450	2.430
포장	0.080	0.450	23.00	0.225	0.186
방호벽	①	1.080	25.00	0.755	4.689
	②	0.730	25.00	0.611	0.781
	③	0.293	25.00	0.516	0.453
ΣMd					8.539

나. 활하중 (Live Load) : DB-24, $P_\gamma = 96.0 \text{ kN}$

· 충격계수 (I)

$$I = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.150} = 0.374 > 0.3$$

$$\therefore I = 0.300$$

· 윤하중 분포폭 (E)

$$E = 0.8 \times x + 1.14 = 1.260 \text{ m}$$

(여기서, $x = 0.900 - 0.3 - 0.45 = 0.150$ 이므로, $x = 0.150$ 임)

$$\therefore M_l = P_\gamma(1+i)x/E = 96.0 \times (1+0.3) \times 0.150/1.260$$

$$= 14.857 \text{ kNm}$$

다. 방호벽에 작용하는 충돌하중

· 설계기준속도 $V = 100.0 \text{ km/hr}$

$$M_{co} = \left(\frac{V}{60}\right)^2 \times 7.5 + 2.5 = 23.333 \text{ kNm}$$

· 직선 구간에서는 벽의 상단에 횡방향으로 10 kN/m, 곡선 구간은 20 kN/m를 적용

$$M_{co} = P \times h = 10.000 \times 1.080 = 10.800 \text{ kNm} \text{ (직교)}$$

$$\therefore M_{co} = 23.333 \text{ kNm}$$

라. 방호벽에 작용하는 풍하중

부재의 단면형상 : 각형 $\omega = 3.000 \text{ kN/mm}^2$

$$\therefore M_w = \omega \times h \times l = 3.000 \times 1.000 \times 0.580 = 1.740 \text{ kNm}$$

마. 극한 하중(M_u)의 산정 : 사용하중에서 충돌하중은 제외하며, 풍하중의 영향은 30%를 고려함

려함

$$M_u = 1.3 \times M_d + 2.15 \times M_l = 43.043 \text{ kNm} \quad (23.396 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.3 \times M_d + 1.3 \times M_w = 13.363 \text{ kNm} \quad (9.061 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.3 \times M_d + 1.3 \times M_l + 0.650 \times M_w = 31.546 \text{ kNm} \quad (23.918 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.3 \times M_d + 1.3 \times M_l + 1.3 \times M_{co} = 60.748 \text{ kNm} \quad (23.396 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.2 \times M_d + 1.2 \times M_w + 1.2 \times M_{co} = 40.334 \text{ kNm} \quad (9.061 : \text{사용하중})$$

$$\therefore M_u = 60.748 \text{ kNm} \quad (23.396 : \text{사용하중})$$

③ 단면 설계

가. 주철근

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, M_u = 60.748 \text{ kNm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}, d = 180 \text{ mm}, d' = 60 \text{ mm}, \phi = 0.85, k_1 = 0.85$$

$$M_n = M_u / \phi = 0.85 \times b \times d \times a - 1/2 \times 0.85 f_{ck} \times b \times a^2 \quad \text{에서}$$

$$0.425 \cdot f_{ck} \times b \times a^2 - 0.85 \times f_{ck} \times b \times d \times a + M_u / \phi = 0$$

$$11,475 a^2 - 4,131,000 a + 71,468,235 = 0 : (a \text{에 대한 2차 방정식})$$

$$\therefore a = 18.223 \text{ mm}$$

$$\text{필요철근량} : A_s = 0.85 \times (f_{ck} / f_y) \times a \times b = 1,046 \text{ mm}^2$$

$$\text{최소철근량} : A_s = (1.4 / f_y) \times b \times d = 630 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : A_s = 1,433 \text{ mm}^2 \quad \text{H19} \times 5\text{EA} \quad (\text{CTC } 200 \text{ mm})$$

시공의 편의를 위하여 H19 철근을 200 mm 중심간격으로 상·하면에 직선 배치

$$M_d = 0.85^2 \times f_{ck} \times a' \times b \times (d - a' / 2) \leftarrow a' = 24.967 \text{ mm}$$

$$= 81.589 \text{ kNm} > M_u = 60.748 \text{ kNm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$p_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times \frac{27}{400} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 400} \\ = 0.0219$$

$$p_{\min} = 14 / f_y = 0.0035 < p = 0.0080 < p_{\max} = 0.0219$$

나. 배력 철근

· 주철근에 대한 배력 철근의 비율(ρ)

$$\rho_d = \frac{120}{\sqrt{L}} = \frac{120}{\sqrt{0.90}} = 126.5\% > \rho_{\max} = 67\%$$

$$\therefore \rho = 67.0\%$$

$$\text{필요철근량} : A_{sd} = A_s \times 0.67 = 1,046 \times 0.67 = 701 \text{ mm}^2$$

· 온도 및 건조수축에 대한 철근량 : 바닥판 단면의 0.2 %

$$\text{필요철근량} : A_{sd} = 1,000 \times 240 \times 0.002 = 480 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : A_{sd} = 794 \text{ mm}^2 \quad \text{H16} \times 4\text{EA} \quad (\text{CTC } 250 \text{ mm})$$

다. 캔틸레버 바닥판의 단부 철근량 : 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치

$$\text{필요철근량} : A_s = 1,046 \times 2 = 2,092 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : A_s = 2,865 \text{ mm}^2 \quad \text{H19} \times 10\text{EA} \quad (\text{CTC } 100 \text{ mm})$$

④ 사용성 검토

가. 처짐 검토

주철근이 차량 진행방향에 나란하거나 직각인 교량슬래브 : $1.2(S+3)/30$
 $1.2(S+3)/30 = 1.2(0.900+3)/30 = 0.156\text{ m} < 0.240\text{ m} \quad \therefore \text{OK}$

나. 휨 균열에 대한 검토

$$M_{ser} = 23.918\text{ kNm}, \quad p = 0.0080, \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 7.193$$

$$k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.287$$

$$x = kd = 51.660\text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{M_{ser}}{A_s(d-x/3)} \\ &= \frac{23.918 \times 10^6}{1433 \times (180.0 - 51.66/3)} \\ &= 102.5\text{ MPa} < 0.6f_y = 240\text{ MPa} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

$$A = 2 \times y \times b / \text{철근수} = 2 \times 60 \times 1000 / 5 = 24000\text{ mm}^2$$

$$R = d_1/d_2 = 188.533/128.533 = 1.467$$

균열폭(ω)

$$\begin{aligned} \omega &= 1.08 \times R \times f_s \times \sqrt[3]{(dc \times A)} \times 10^{-5} \\ &= 1.08 \times 1.467 \times 102.5 \times \sqrt[3]{(60 \times 24000)} \times 10^{-5} \\ &= 0.183\text{ mm} < \omega_a = 0.005 \times t_c = 0.253\text{ mm} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

다. 피로검토

SD 400은 철근의 응력범위가 150MPa이하일 경우에 피로를 고려하지 않아도 된다.

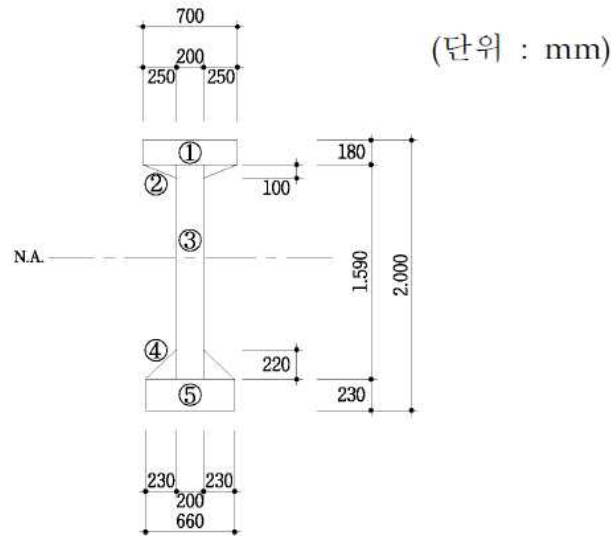
$$M = 14.857\text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{M}{A_s \times (d-x/3)} \\ &= 63.7\text{ MPa} \text{이므로 피로에 대하여 안전하다.} \end{aligned}$$

1.3 PSC 거더의 설계

(1) 단면 제계수 산정

① 총단면에 대한 단면 제계수의 계산



(단위 : m)

번 호	b	h	A	y	A × y	y'	A × y' ²	I ₀
①	0.700	0.180	0.126	0.090	0.011340	0.951	0.113955	0.000340
②	0.250	0.100	0.0250	0.213	0.005333	0.828	0.017127	0.000014
③	0.200	1.590	0.318	0.975	0.310050	0.066	0.001385	0.066995
④	0.230	0.220	0.0506	1.697	0.085853	-0.656	0.021755	0.000136
⑤	0.660	0.230	0.1518	1.885	0.86143	0.844	0.108133	0.000669
계			0.6714		0.698719		0.262355	0.068154

$$y_{t1} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.698719}{0.6714} = 1.041 \text{ m} : \text{거더 상단에서 도심까지의 거리}$$

$$y_{b1} = 1.041 - 2.000 = -0.959 \text{ m} : \text{도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

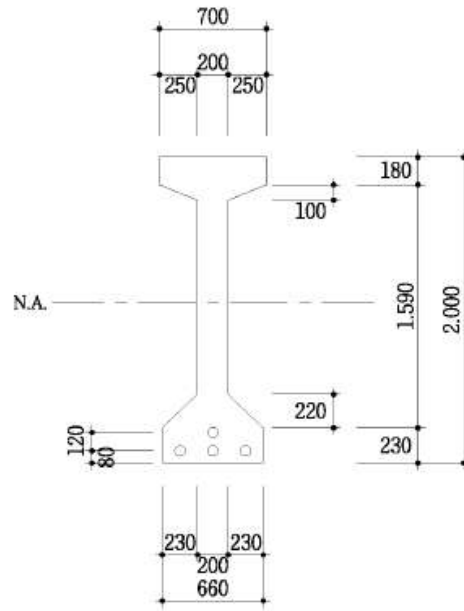
$$\begin{aligned} I_{x1} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\ &= 0.068154 + 0.262355 \\ &= 0.330509 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{x1}}{y_{t1}} = \frac{0.330509}{1.041} = 0.317492 \text{ m}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{x1}}{y_{b1}} = \frac{0.330509}{0.959} = 0.344639 \text{ m}^3$$

$$r_1^2 = \frac{0.330509}{0.6714} = 0.492268 \text{ m}^2$$

② 순단면에 대한 단면 제계수의 계산



(단위 : mm)

쉬스 $\Phi 66 \times 4EA$ ($A = 0.0137 \text{ m}^2$) ; 하단에서의 편심거리 = 0.110 m

구 분	A	y	A × y	y'	A × y' ²	I ₀
총단면	0.6714	1.041	0.698927	-0.018	0.000218	0.330509
쉬스관	-0.0137	1.890	-0.025893	-0.867	-0.010298	
계	0.6577		0.673034		-0.010081	0.330509

$$y_{t2} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.673034}{0.6577} = 1.023 \text{ m} \quad : \text{ 거더 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{b2} = 1.023 - 2.000 = -0.977 \text{ m} \quad : \text{ 도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

$$\begin{aligned} I_{x2} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\ &= 0.330509 - 0.01008 \\ &= 0.320428 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

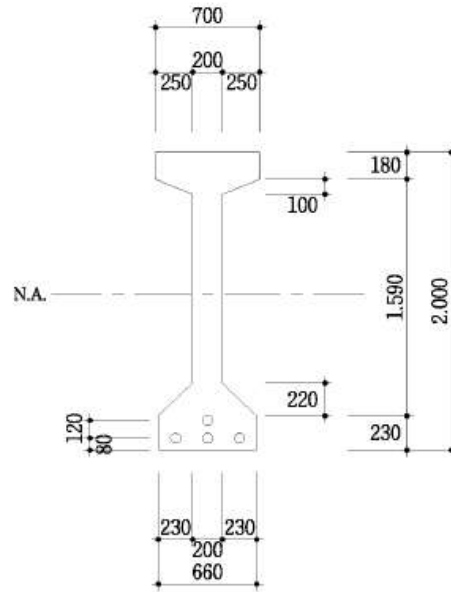
$$Z_{t2} = \frac{I_{x2}}{y_{t2}} = \frac{0.320428}{1.023} = 0.313224 \text{ m}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{x2}}{y_{b2}} = \frac{0.320428}{0.977} = 0.327971 \text{ m}^3$$

$$e_{p2} = 0.977 - 0.110 = 0.867 \text{ m}$$

$$Z_{p2} = \frac{0.320428}{0.867} = 0.369583 \text{ m}^3$$

③ PS강연선 환산단면에 대한 단면 제 계수의 계산



(단위 : mm)

$$\text{USE } \phi 12.7 \times 12EA = 98.71 \times 10^{-6} \times 12 = 0.001185 \text{ m}^2$$

$$n_p = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200,000}{8,500 \sqrt[3]{40 + 8}} = 6.474$$

$$A = 0.001185 \times 4EA \times 6.474 = 0.0307 \text{ m}^2$$

(단위 : m)

구 분	A	y	A × y	y'	A × y' ²	I ₀
순단면	0.6577	1.023	0.672827	0.039	0.001000	0.320428
PS강연선	0.0307	1.890	0.058023	-0.828	0.021047	
계	0.6884		0.730850		0.022048	0.320428

$$y_{t3} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.730850}{0.6884} = 1.062 \text{ m} \quad : \text{ 거더 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{b3} = 1.062 - 2.000 = -0.938 \text{ m} \quad : \text{ 도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

$$\begin{aligned} I_{x3} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\ &= 0.320428 + 0.022048 \\ &= 0.342476 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

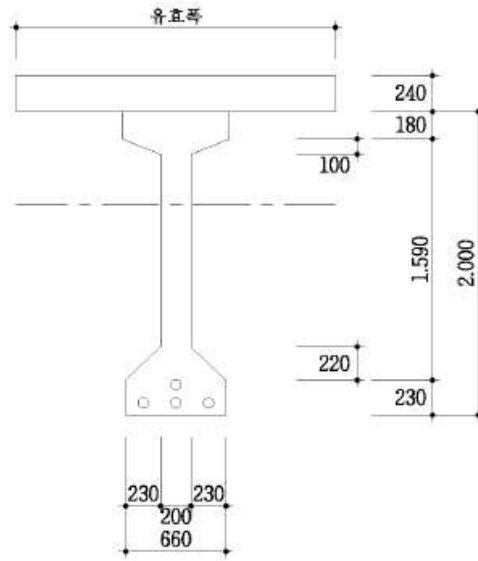
$$Z_{t3} = \frac{I_{x3}}{y_{t3}} = \frac{0.342476}{1.062} = 0.322482 \text{ m}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{x3}}{y_{b3}} = \frac{0.342476}{0.938} = 0.365113 \text{ m}^3$$

$$e_{p3} = 0.938 - 0.110 = 0.828 \text{ m}$$

$$Z_{p3} = \frac{0.342476}{0.828} = 0.413618 \text{ m}^3$$

④ 합성단면에 대한 단면 제 계수의 계산



(단위 : mm)

$$n_c = \frac{8,500 \sqrt[3]{27+8}}{8,500 \sqrt[3]{40+8}} = 0.900$$

가. 외측 거더

$$b_1 = 1.250 + 0.1 = 1.350 \text{ m}$$

유효폭 산정

(한쪽으로 내민 플랜지 두께의 6 배) $= 6 \times 0.240 + 1.350 = 2.790 \text{ m}$ $\lceil$ 작은 값 사

(보의 경간의 1/12) + b_1 $= 29.100 / 12 + 1.350 = 3.775 \text{ m}$ $\lceil$ 용

(인접 보와의 내측 거리의 1/2) + b_1 $= 2.550 / 2 + 1.350 = 2.625 \text{ m}$ $\lceil$ (2.625 m)

바닥판 단면적 : $A = 0.240 \times 2.625 \times 0.900 = 0.567 \text{ m}^2$

(단위 : m)

구 분	A	y	A × y	y'	A × y' ²	I ₀
PS강연선 환산단면	0.6884	1.302	0.896297	-0.534	0.196301	0.342476
바닥판	0.5670	0.120	0.068040	0.648	0.238086	0.002722
계	1.2554		0.964337		0.434387	0.345198

$$y_{st} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.964337}{1.2554} = 0.768 \text{ m} \quad : \text{바닥판 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{t4} = 0.768 - 0.240 = 0.528 \text{ m} \quad : \text{거더 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{b4} = 0.768 - 2.240 = -1.472 \text{ m} \quad : \text{도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

$$\begin{aligned} I_{x4} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\ &= 0.345198 + 0.434387 \\ &= 0.779585 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x4}}{y_{st}} = \frac{0.779585}{0.768} = 1.015084 \text{ m}^3$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x4}}{y_{st}} = \frac{0.779585}{0.528} = 1.476486 \text{ m}^3$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x4}}{y_{t4}} = \frac{0.779585}{0.768} = 1.015084 \text{ m}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{x4}}{y_{t4}} = \frac{0.779585}{1.472} = 0.529609 \text{ m}^3$$

$$e_{p4} = 1.472 - 0.110 = 1.362 \text{ m}$$

$$Z_{p4} = \frac{0.779585}{1.362} = 0.572382 \text{ m}^3$$

⑤ 단면제원 정리

구분	순단면	PS강연선 환산	바닥판 환산	
			내측	외측
A	0.6577	0.6884	1.2824	1.2554
y _{st}			0.755	0.768
y _t	1.023	1.062	0.515	0.528
y _b	-0.977	-0.938	-1.485	-1.472
I _x	0.320428	0.342476	0.790818	0.779585
Z _{st}			1.047442	1.015084
Z _t	0.313224	0.322482	1.535570	1.476486
Z _b	0.327971	0.365113	0.532538	0.529609
e _p	0.867	0.828	1.375	1.362
Z _p	0.369583	0.413618	0.575141	0.572382

A : 단면적 (m²)

y_{st} : 바닥판 상면~도심축 (m)

y_t : 거더 상면~도심축 (m)

y_b : 도심축~거더 하면 (m)

I_x : 단면 2차 모멘트 (m⁴)

Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (m³)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (m³)

Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (m³)

e_p : 도심축~PS강연선 도심 (m)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (m³)

(2) 고정하중 및 활하중 해석

① 고정하중 산정 및 고정하중에 의한 단면력 산정

가. 고정하중 산정

(가) 거더 중량

· 표준구간

$$w1 = 0.6714 \times 25.0 = 16.785 \text{ kN/m}$$

· 단부

$$w2 = 16.785 + (1.590 + 1.270)/2 \times 0.230 \times 25.0 \times 2EA = 33.230 \text{ kN/m}$$

· 가로보 구간 헌치부

$$h = (0.520 + 0.420)/2 = 0.470 \text{ m}$$

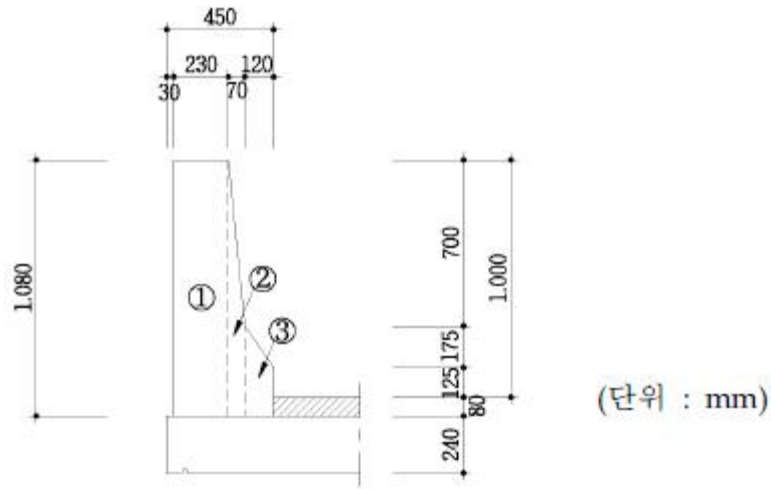
$$W = 0.300 \times 0.250 \times 0.470 \times 25.0 \times 2EA + (0.230 \times 0.250)/2 \times 0.470 \times 25.0 \times 4EA = 3.114 \text{ kN}$$

(나) 가로보 중량

· 내측 거더 (중양부) : $w = 0.700 \times 2.090 \times 0.300 \times 25.0 = 10.973 \text{ kN}$

· 외측 거더 (중양부) : $w = 10.973/2 = 5.487 \text{ kN}$

(다) 방호벽 중량



구분	A	x	A × x
①	0.248	0.305	0.0758
②	0.051	0.161	0.0082
③	0.035	0.066	0.0023
계	0.335		0.0863

· 도심 위치

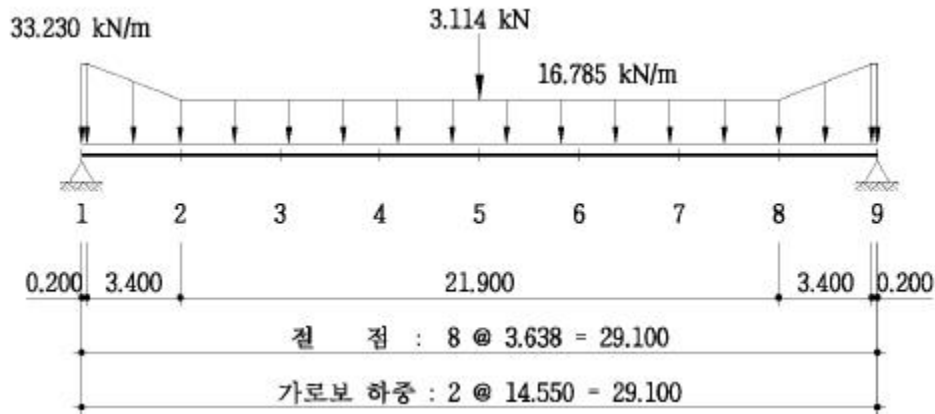
$$x = 0.0863 / 0.335 = 0.258 \text{ m}$$

· 방호벽중량

$$w = 0.335 \times 25.0 = 8.365 \text{ kN/m}$$

나. 고정하중에 의한 단면력 산정

(가) 거더 자중



$$V_1 = 16.785 \times 29.100 / 2 + 16.445 \times 0.200 + 16.445 / 2 \times 3.400 + 3.114 \times 0.5 EA = 277.0 \text{ kN}$$

$$V_2 = 277.0 - (16.785 \times 3.638 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400) = 184.7 \text{ kN}$$

$$V_3 = 277.0 - (16.785 \times 7.275 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400) = 123.7 \text{ kN}$$

$$V_4 = 277.0 - (16.785 \times 10.913 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400) = 62.6 \text{ kN}$$

$$V_5 = 277.0 - (16.785 \times 14.550 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400) = 1.6 \text{ kN}$$

$$M_2 = 277.0 \times 3.638 - (16.785 \times 3.638^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 3.538 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400 \times 2.304) = 820.6 \text{ kNm}$$

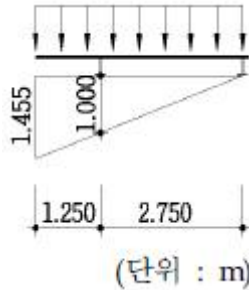
$$M_3 = 277.0 \times 7.275 - (16.785 \times 7.275^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 7.175 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400 \times 5.942) = 1,381.5 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 277.0 \times 10.913 - (16.785 \times 10.913^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 10.813 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400 \times 9.579) = 1,720.3 \text{ kNm}$$

$$M_5 = 277.0 \times 14.550 - (16.785 \times 14.550^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 14.450 + 0.5 \times 16.445 \times 3.400 \times 13.217) = 1,836.61 \text{ kNm}$$

(나) 합성 전 고정자중

㉔ 외측 거더



$$\text{단면적 (A)} = 1/2 \times (1.250 + 2.750) \times 1.455 = 2.910 \text{ m}^2$$

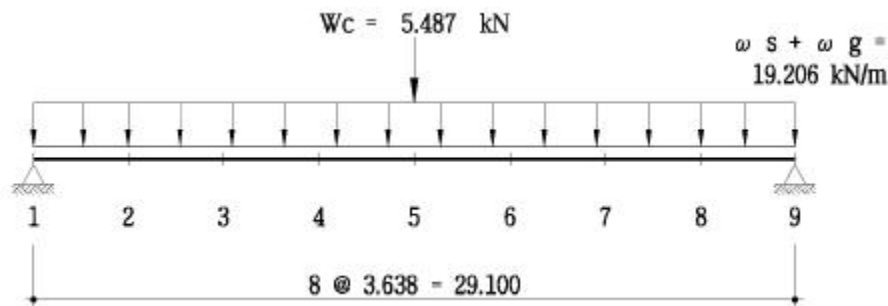
· 하중 산정

$$\text{바닥판 중량 } w_s = 0.240 \times 2.910 \times 25.0 = 17.460 \text{ kN/m}$$

거푸집 중량 : 바닥판 중량의 10%로 추정·계산

$$w_s = 17.460 \times 0.1 = 1.746 \text{ kN/m}$$

$$\text{가로보 중량 } w_c = 5.487 \text{ kN/m}$$



· 단면력 산정

$$V_1 = 19.206 \times 29.100 / 2 + 5.487 \times 0.5 EA = 282.2 \text{ kN}$$

$$V_2 = 282.191 - (19.206 \times 3.638) = 212.3 \text{ kN}$$

$$V_3 = 282.191 - (19.206 \times 7.275) = 142.5 \text{ kN}$$

$$V_4 = 282.191 - (19.206 \times 10.913) = 72.6 \text{ kN}$$

$$V_2 = 282.191 - (19.206 \times 14.550) = 2.7 \text{ kN}$$

$$M_2 = 282.191 \times 3.638 - (19.206 \times 3.638^2 / 2) = 899.4 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 282.191 \times 7.275 - (19.206 \times 7.275^2 / 2) = 1,544.7 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 282.191 \times 10.913 - (19.206 \times 10.913^2 / 2) = 1,935.9 \text{ kNm}$$

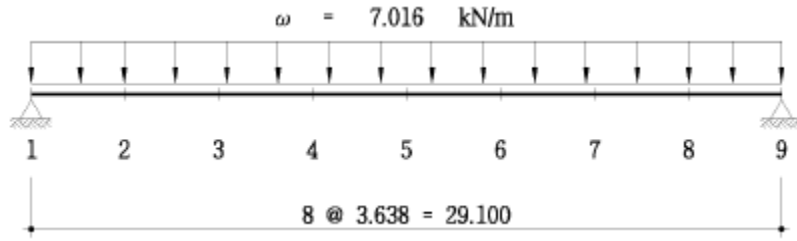
$$M_2 = 282.191 \times 14.550 - (19.206 \times 14.550^2 / 2) = 2072.9 \text{ kNm}$$

(다) 합성 후 고정자중

㉔ 내·외측 거더

$$\text{· 포장 중량 } w_p = 0.080 \times (10.750 - 0.450 \times 2EA) \times 23.0 = 18.124 \text{ kN/m}$$

- $$\begin{aligned} \cdot \text{ 합계} \quad w &= (w_b \times 2 + w_p - \text{거푸집중량}) / \text{거더의 수} \\ &= 8.365 \times 2 + 18.124 - (1.650 \times 2 + 1.746 \times 2) / 4 = 7.016 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



- 단면력 산정

$$V_1 = 7.016 \times 29.100 \times 1/2 = 102.1 \text{ kN}$$

$$V_2 = 102.076 - (7.016 \times 3.638) = 76.6 \text{ kN}$$

$$V_3 = 102.076 - (7.016 \times 7.275) = 51.1 \text{ kN}$$

$$V_4 = 102.076 - (7.016 \times 10.913) = 25.5 \text{ kN}$$

$$V_5 = 102.076 - (7.016 \times 14.550) = 0.0 \text{ kN}$$

$$M_2 = 102.076 \times 3.638 - (7.016 \times 3.638^2 / 2) = 324.9 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 102.076 \times 7.275 - (7.016 \times 7.275^2 / 2) = 557.0 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 102.076 \times 10.913 - (7.016 \times 10.913^2/2) = 696.2 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 102.076 \times 14.550 - (7.016 \times 14.550^2 / 2) = 742.6 \text{ kNm}$$

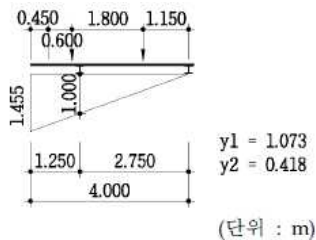
② 활하중에 의한 전단력 및 모멘트

가. 충격계수

$$I = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 29.1} = 0.217 < 0.3 \quad \therefore I = 0.217$$

나. 외측 거더

(가) 횡분배 계수

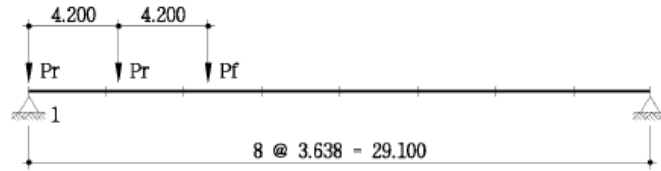


$$\text{회분배계수} = 1.073 + 0.418 = 1.491$$

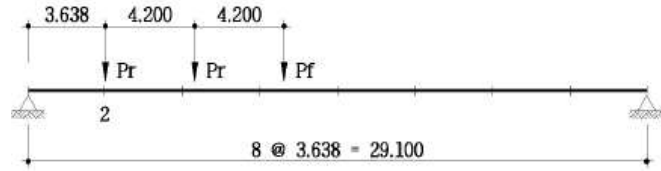
$$\therefore P_r = 1.491 \times 96 \times 1.217 = 174.197 \text{ kN}$$

$$P_f = 1.491 \times 24 \times 1.217 = 43.549 \text{ kN}$$

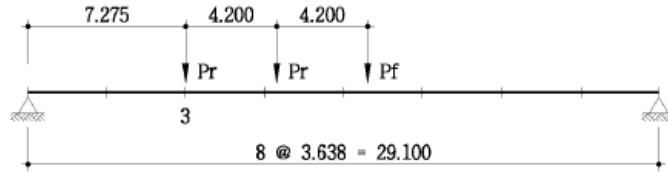
(나) 전단력 산정



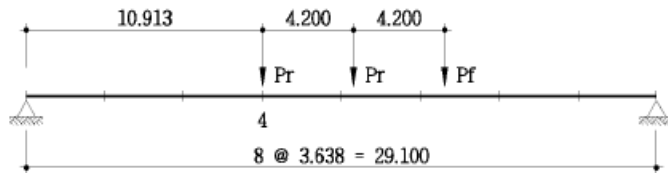
$$V_1 = (174.197 \times 29.100 + 174.197 \times 24.900 + 43.549 \times 20.700) / 29.100 = 354.2 \text{ kN}$$



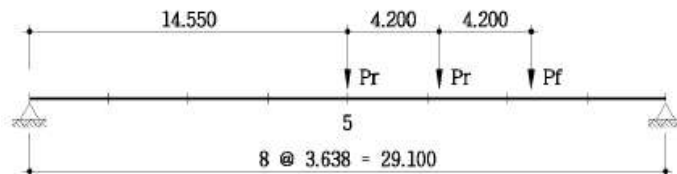
$$V_2 = (174.197 \times 25.463 + 174.197 \times 21.263 + 43.549 \times 17.063) / 29.100 = 305.2 \text{ kN}$$



$$V_3 = (174.197 \times 21.825 + 174.197 \times 17.625 + 43.549 \times 13.425) / 29.100 = 256.2 \text{ kN}$$

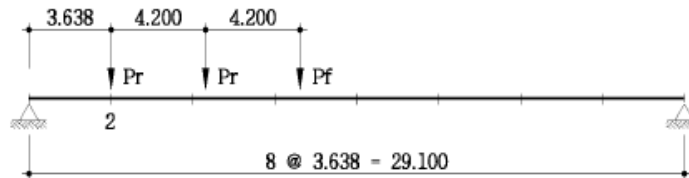


$$V_4 = (174.197 \times 18.188 + 174.197 \times 13.988 + 43.549 \times 9.788) / 29.100 = 207.3 \text{ kN}$$

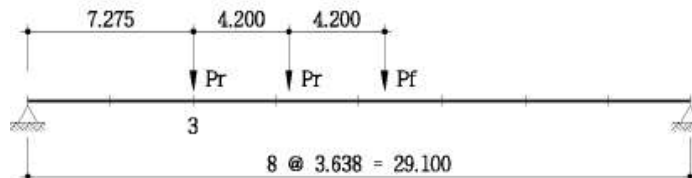


$$V_5 = (174.197 \times 14.550 + 174.197 \times 10.350 + 43.549 \times 6.150) / 29.100 = 158.3 \text{ kN}$$

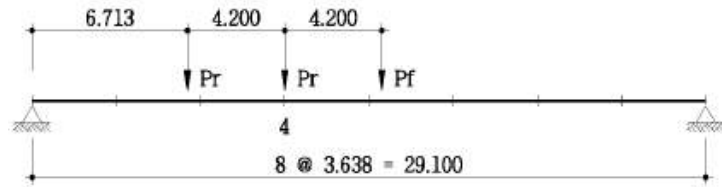
(다) 모멘트 산정



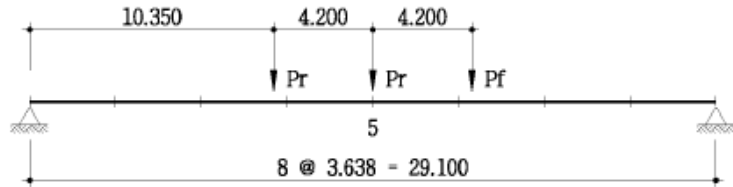
$$M_2 = 305.237 \times 3.638 = 1,110.3 \text{ kNm}$$



$$M_3 = 256.245 \times 7.275 = 1,864.2 \text{ kNm}$$



$$M_4 = (40.549 \times 22.388 + 174.197 \times 18.188 + 174.197 \times 13.988) / 29.100 \times 10.913 - 43.549 \times 4.200 = 2,284.5 \text{ kNm}$$



$$M_5 = (43.549 \times 18.750 + 174.197 \times 14.550 + 174.197 \times 10.350) / 29.100 \times 14.550 - 43.549 \times 4.200 = 2,394.1 \text{ kNm}$$

③ 단면력 집계

구분		절점	1	2	3	4	5
		거리	0.000	3.638	7.275	10.913	14.550
외 측 거 더	전단력 (kN)	거더자중	277.0	184.7	123.7	62.6	1.6
		합성전	282.2	212.3	142.5	72.6	2.7
		고정하중	102.1	76.6	51.0	25.5	0.0
		합성후	354.2	305.2	256.2	207.3	158.3
		활하중	1015.5	778.8	573.4	368.0	162.6
		계	0.0	820.6	1381.5	1720.3	1837.0
	모멘트 (kNm)	거더자중	0.0	899.4	1544.7	1935.9	2072.9
		합성전	0.0	324.9	557.0	696.2	742.6
		고정하중	0.0	1110.3	1864.2	2284.5	2394.1
		합성후	0.0	3155.2	5347.3	6636.8	7046.6
		활하중	0.0	1110.3	1864.2	2284.5	2394.1
		계	0.0	3155.2	5347.3	6636.8	7046.6

(3) 고정하중 및 활하중에 의한 응력계산

바닥판 및 PSC거더 $f = \frac{M}{Z}$

PS강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}, n = \frac{F_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^5}{30.831 \times 10^3} = 6.474$

① 외측 거더

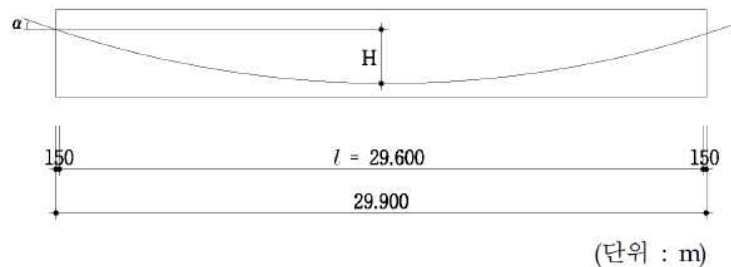
구분	모멘트 (kNm)	단면계수 (m ⁴)	콘크리트 휨응력 (MPa)				PS강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상연	PSC 거더		PS강연선 도심위치	
				상연	하연		
거더자중	1837.0	0.313224		5.86			
		0.327971			-5.60		
		0.369583				-4.97	
합성전 고정하중	2072.9	0.322482		6.43			
		0.365113			-3.68		
		0.413618				-5.01	-32.45
합성후 고정하중	742.6	1.015084	0.73				
		1.476486		0.50			
		0.529609			-1.40		
		0.572382				-1.30	-8.40
활하중	2394.1	1.015084	2.36				
		1.476486		1.62			
		0.529609			-4.52		
		0.572382				-4.18	-27.08
계	7046.6		3.09	14.42	-17.20	-15.46	-67.92

(-) : 인장, (+) : 압축

(4) 프리스트레스에 의한 응력 계산

① 단면내에서의 긴장재 위치 결정

PS강연선의 배치



· PS강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

강연선 번호	H _{end}	H _{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.500	0.200	1.300	29.600	0.00593499	0.17390	29.751
2	1.086	0.080	1.006	29.600	0.00459277	0.13512	29.691
3	0.700	0.080	0.620	29.600	0.00283053	0.08359	29.635
4	0.294	0.080	0.214	29.600	0.00097699	0.02891	29.604
계				118.400		0.42152	118.681
평균				29.600		0.10538	29.670

· 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이를 산출

$$y = a \cdot x^2 + 0.08 \quad (\text{강연선 ②,③,④})$$

$$= a \cdot x^2 + 0.20 \quad (\text{강연선 ①})$$

(단위 : m)

강연선 번호	0.000	3.638	7.275	10.913	14.800
1	0.200	0.279	0.514	0.907	1.500
2	0.080	0.141	0.323	0.627	1.086
3	0.080	0.117	0.230	0.417	0.700
4	0.080	0.093	0.132	0.196	0.294

② 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번호	긴장순서	긴장력 (kN)	긴장응력 (MPa)
1	1	1606.0	1355.27
2	2	1564.0	1319.83
3	3	1518.0	1281.01
4	4	1470.0	1240.51
평균		1539.5	1299.16

③ 프리스트레스의 즉시손실 및 긴장재의 초기응력 결정

가. PS강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

$x = L/2 = 29.670/2 = 14.835 \text{ m}$: 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 $\mu = 0.25 \text{ (1/rad)}$

파상 마찰계수 $\kappa = 0.005 \text{ (1/m)}$

$$\kappa \times x + \mu \times \alpha = 0.005 \times 14.835 + 0.25 \times 0.10538 = 0.10052$$

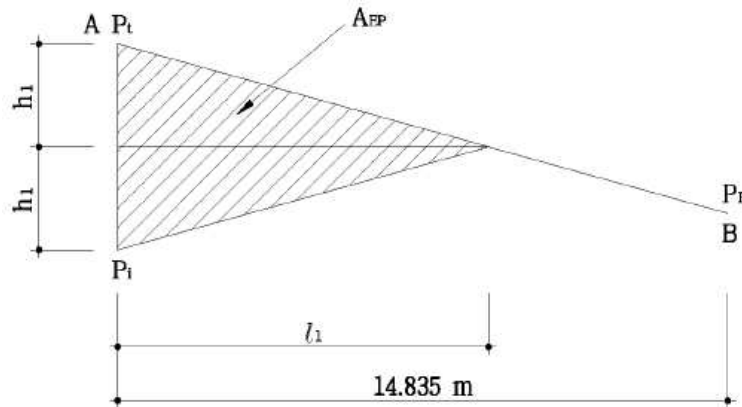
$$\therefore f_{pf} = f_{pt1}(1 - e^{-(\kappa x + \mu \alpha)}) = 1299.16 \times (1 - e^{-0.10052}) = 124.24 \text{ MPa}$$

나. 정착장치 활동량에 의한 손실량

· PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_p \times E_p}$$

$$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_p \times E_p = 0.006 \times 0.001185 \times 4EA \times 200,000 \times 10^3 = 5688.0 \text{ kNm}$$



마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

$$P_t = 1299.16 \times 0.001185 \times 4 \times 10^3 = 6158.0 \text{ kN}$$

$$P_B = (1299.16 - 124.24) \times 0.001185 \times 4 \times 10^3 = 5569.1 \text{ kN}$$

$$\Delta P_t = P_t - P_B = 6158.0 - 5569.1 = 588.9 \text{ kN}$$

$$l_1 : h_1 = 14.835 : 588.9, h_1 = l_1 \times 588.9 / 14.835$$

$$\begin{aligned} A_{EP} &= \frac{1}{2} \times l_1 \times h_1 \times 2EA \\ &= \frac{588.9}{14.835} \times l_1^2 \end{aligned}$$

$$\therefore l_1 = \sqrt{5688.0 \times \frac{14.835}{588.9}} = 11.986 \text{ m} < 14.835 \text{ m}$$

$\therefore$ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음.

다. 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} \right)$$

E_s : PS 강연선의 탄성계수

E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도

$$(= 8500 \sqrt[3]{f_{ci} + 8} = 8500 \sqrt[3]{32 + 8} = 29,070 \text{ MPa})$$

f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴

장재

도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pt} - f_{ps} = 1299.16 - 124.24 - 0 = 1174.92 \text{ MPa}$$

$$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1174.92 \times 0.001185 \times 4 \times 10^3 = 5569.1 \text{ kN}$$

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{5569.1 \times 10^{-3}}{0.6577} + \frac{5569.1 \times 0.867 \times 10^{-3}}{0.369583} = 21.53 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{dog} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = \frac{1837.0 \times 10^{-3}}{0.369583} = -4.97 \text{ MPa (인장)}$$

(M_d : 거더 자중에 의한 절점 5의 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{3}{4} \times 21.53 - 4.97 = 11.18 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{200,000}{29,070} \times 11.18 = 38.46 \text{ MPa}$$

라. PS강연선의 초기 긴장응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel} = 1299.16 - 124.24 - 0.00 - 38.46 = 1136.46 \text{ MPa}$$

④ 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

가. 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times f_{cir1} - 7 f_{cds}$$

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하

는 PS강연선 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

· 외측 거더

$$P_t = 1136.46 \times 0.001185 \times 4 \times 10^3 = 5386.8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} f_{cir1} &= \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}} \\ &= \frac{5386.8 \times 10^{-3}}{0.6577} + \frac{5386.8 \times 10^{-3} \times 0.867}{0.369583} - \frac{1837.0 \times 10^{-3}}{0.369583} \\ &= 8.19 + 12.64 - 4.97 = 15.86 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{cds} = 5.01 + 1.30 = 6.31 \text{ MPa (휨응력 참조)}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 15.86 - 7 \times 6.31 = 146.16 \text{ MPa}$$

나. 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\begin{aligned}\therefore \Delta f_{psh} &= 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r) \\ (H_r : \text{주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도} &= 70\%) \\ &= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ MPa}\end{aligned}$$

다. PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

– PS저릴랙세이션 강연선 사용.

$$\begin{aligned}\therefore \Delta f_{pr} &= 35 - 0.07 \times \Delta f_{pf} - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{pcr} + \Delta f_{psh}) \\ \Delta f_{pf} : \text{고려되는 시점인 } 0.7f_{pu} \text{ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량} \\ \Delta f_{pel} : \text{콘크리트 탄성수축에 의한 손실량} \\ \Delta f_{pcr} : \text{콘크리트 크리프에 의한 손실량} \\ \Delta f_{psh} : \text{콘크리트 건조수축에 의한 손실량}\end{aligned}$$

· 외측 거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 124.24 - 0.1 \times 38.46 - 0.05 \times (146.16 + 36.40) = 13.24 \text{ MPa}$$

라. PS강연선의 유효응력

(가) 외측 거더

· PS강연선의 유효인장응력

$$\begin{aligned}f_{pe} &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\ &= 1136.46 - 146.16 - 36.40 - 13.24 = 940.18 \text{ MPa}\end{aligned}$$

· 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{938.98}{1136.46} = 0.826$$

⑤ 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_\beta}{A_p \cdot E_p} \times \text{강연선길이}$$

강선 번호	긴장순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 ($L/2$, m)	Δl (m)
1	1	1606.0	1458.8	14.876	0.192
2	2	1564.0	1416.8	14.846	0.187
3	3	1518.0	1370.8	14.818	0.181
4	4	1470.0	1322.8	14.802	0.174

⑥ 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

가. 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

· 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1136.46 \times 0.001185 \times 4 \times 10^3 = 5386.8 \text{ kN}$$

$$f_{ct}(\text{상면응력}) = \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{5386.8 \times 10^{-3}}{0.6577} - \frac{5386.8 \times 10^{-3} \times 0.867}{0.313224} = -6.72 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하면응력}) = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{5386.8 \times 10^{-3}}{0.6577} + \frac{5386.8 \times 10^{-3} \times 0.867}{0.327971} = 22.43 \text{ MPa}$$

· 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$f_{cb}(\text{상연응력}) = \frac{M_d}{Z_{t2}} = \frac{1837.0 \times 10^{-3}}{0.313224} = 5.86 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하연응력}) = \frac{M_d}{Z_{b2}} = \frac{1837.0 \times 10^{-3}}{0.327971} = -5.60 \text{ MPa}$$

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$f_{ct}(\text{상연응력}) = -6.72 + 5.86 = -0.86 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하연응력}) = 22.43 - 5.60 = 16.83 \text{ MPa}$$

나. 유효 프리스트레스

· 외측 거더

$$f_{ct}(\text{상연응력}) = \eta \times f_{ct} = 0.827 \times -6.72 = -5.56 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하연응력}) = \eta \times f_{cb} = 0.827 \times 22.43 = 18.55 \text{ MPa}$$

(프리스트레스에 의한 콘크리트 응력)

다. 설계하중 작용시의 휨응력

· 외측 거더

(단위 : MPa)

구분		프리스트레스 도입 직후			설계하중작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중 · 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.72	5.86	-0.86	-5.56	14.42	8.86
	하연	22.43	-5.60	16.83	18.55	-17.20	1.35
PS 콘크리트 허용응력		-1.41 < 계 < 17.60			-3.16 < 계 < 16.00		
바닥판						3.09	3.09
바닥판 콘크리트 허용응력					-0.68 < 계 < 10.8		

(-) : 인장, (+) : 압축

(6) 휨 극한 안전성 검토

① 외력에 의한 극한 모멘트 계산

· 외측 거더

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3 \times (\sum \text{고정하중}) + 2.15 \times (\sum \text{활하중}) \\ &= 1.3 \times (1.837.0 + 2.072.9 + 742.6) + 2.15 \times 2394.1 = 11195.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

② 설계단면의 휨저항강도 계산

가. 외측거더

$$B = 2.625 \text{ m}$$

$b_1 = 0.200 \text{ m}$: 복부 두께

$d = 2.000 + 0.240 - 0.110 = 2.130 \text{ m}$: 바닥판 상단에서 강연선 도심간 거리

$A_p = 4 \times 0.001185 = 0.004740 \text{ m}^2$: PS강연선 총단면적

$f_{pe} = 940.2 \text{ MPa}$: PS강연선의 유효인장응력

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{940.2}{1900.00} = 0.495 < 0.5$$

$f_{pe} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900 = 1767.00 \text{ MPa}$ (가정치)

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$$x = \frac{0.00474 \times 1767}{0.85 \times 0.85 \times 27 \times 2.625} = 0.164 \text{ m}$$

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.164 = 0.140 \text{ m} < 0.240 \text{ m}$ $\therefore$ 직사각형 부재로 취급

$$\epsilon_p = \frac{d-x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

여기서, ϵ_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형률 (=0.003)

$$\epsilon_{pe} = \frac{2.130-0.164}{0.164} \times 0.003 + 0.0047 = 0.0407 > 0.015$$

($\frac{f_{pe}}{f_{pu}} < 0.5$ 인 경우에 있어 휨저항 강도를 계산할 때 PS강연선의 응력-변형률 관계는

$0.84f_{pu}$ 이하에

서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는 PS강연선의 최대응력이 $0.93f_{pu}$ 인

것으로 그 사이는 직선비례하는 것으로 가정함.)

$f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 1767.00 \text{ MPa}$ 로 사용함

극한저항모멘트

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \{A_p \times f_{ps} \times (d-a/2)\} \\ &= 0.85 \times 0.00474 \times 1767 \times 10^3 \times (2.130 - 0.140/2) = 14665.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\therefore \phi M_n > M_u = 11195.6 \text{ kNm}$$

※ f_{pe}/f_{pu} 가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times 1 - (\gamma_p/\beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu}/f_{ck})$$

여기서, $\gamma_p = 0.28$: PS강재 종류에 따른 계수 (저릴랙세이션 강재)

$$\beta_1 = 0.850$$

$$\rho_p = A_p/(b \times d) = \frac{0.001185 \times 4}{2.625 \times (2.240 - 0.110)} = 0.00085$$

$$f_{ps} = 1862.60 \text{ MPa}$$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot B$ 에서

$$a = \frac{0.00474 \times 1862.6}{0.85 \times 27 \times 2.625} = 0.147 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \quad \therefore \text{ 직사각형 부재로 취급}$$

연성한계 검토

$$q_p = \rho_p \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} : \text{ 사각형 단면에서의 강재지수}$$

$$= 0.00085 \times \frac{1862.60}{27.00}$$

$$= 0.059 \leq 0.36 \times \beta_1 = 0.306 \text{ (연성파괴로 되는 저보강보임.)}$$

따라서, 극한저항모멘트

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \{A_p \times f_{ps} \times (d_p - a/2)\} \\ &= 0.85 \times 0.00474 \times 1862.6 \times 10^3 \times (2.130 - 0.147/2) \\ &= 15432.8 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u = 11195.6 \text{ kNm} \quad \therefore \text{OK}$$

③ 균열모멘트 계산

가. 외측 거더

$$f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63 \sqrt{f_{ck}}$$

여기서, $f_{\text{외력}}$: 외력에 의한 응력

f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 응력

f_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 응력

M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트

$$\begin{aligned}f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}' &= -17.20 + 18.55 - \frac{M_{cr}'}{0.529609} \\ &= -0.63 \sqrt{40} = -3.98\end{aligned}$$

$$M_{cr}' = (1.35 + 3.98) \times 0.529609 \times 10^3 = 2822.8 \text{ kNm}$$

$$\therefore M_{cr} = 7046.6 + 2822.8 = 9869.4 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 14665.6 \text{ kNm} > 1.2 M_{cr} = 11843.3 \text{ kNm} \quad \therefore \text{OK}$$

(8) 처짐 계산

① 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

가. 자중, 고정하중에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_c \times I}$$

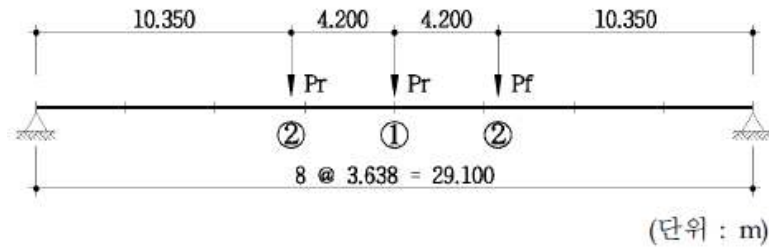
L : 전체 지간 = 29.100 m

E_c : 거더의 탄성계수 = $8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 30891 \text{ MPa}$

I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

구분	외측주형			내측주형		
	M (kNm)	I (mm ⁴)	δ (mm)	M (kNm)	I (mm ⁴)	δ (mm)
PSC 거더	1837.0	0.320428	16.4	1837.0	0.320428	16.4
합성전 고정하중	2072.9	0.342476	17.3	2001.0	0.342476	16.7
합성후 고정하중	742.6	0.779585	2.7	361.0	0.790818	2.7
계			36.4			35.8

나. 활하중에 의한 처짐



(가) 외측 거더

$$\delta_1 = \frac{P_r \times L^3}{48 \times E_c \times I_{c4}} = \frac{174.2 \times 29.100^3 \times 10^3}{48 \times 30891 \times 10^3 \times 0.779585} = 3.7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{P_r}{48 \times E_c \times I_{c4}} (3 \times L^2 \times 10.350 - 4 \times 10.350^3) \\ &\quad + \frac{P_f}{48 \times E_c \times I_{c4}} \{3 \times L^2 \times (L - 8.400 - 10.350) - 4 \times (L - 8.400 - 10.350)^3\} \\ &= \frac{174.2 \times 10^3}{48 \times 30891 \times 10^3 \times 0.779585} (3 \times 29.100^2 \times 10.350 - 4 \times 10.350^3) \\ &\quad + \frac{43.5 \times 10^3}{48 \times 30891 \times 10^3 \times 0.779585} \times \left\{ 3 \times 29.100^2 \times (29.100 - 8.400 - 10.350) \right. \\ &\quad \left. - 4 \times (29.100 - 8.400 - 10.350)^3 \right\} \\ &= 4.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore \delta = \delta_1 + \delta_2 = 3.7 + 4.1 = 7.8 \text{ mm}$$

③ 활하중 처짐검토

· 허용 처짐

$$\delta_a = \frac{L}{800} = \frac{29.1 \times 10^3}{800} = 36.4 \text{ mm}$$

· 외측 거더

$$\delta = 7.8 \text{ mm} < \delta_a \quad ; \quad \text{OK}$$

PSC 합성거더의 시공단계별 처짐은 콘크리트의 성질 및 프리스트레스 도입 시기, 바닥판 타설 시기 등 시공진행 과정에 의해서도 영향을 받는다. PSC 합성거더의 초기 재령에 긴장력이 도입되어 졌다고 가정하고, 약 2개월 후에 바닥판이 타설되어 합성작용을 한다고 가정할 때, 그리고 각각의 크리프 계수를 3.8, 2.4라 할 때, 외측 거더에 대한 시공단계별 처짐은 다음과 같다.

· 프리스트레스 도입시

$$\delta_{s1} = 16.4 - 42.4 = -26.0 \text{ mm} \text{ (상향)}$$

· 바닥판 타설후(크리이프, 건조수축의 영향 포함)

$$\delta_{s2} = 16.4 - 42.4 + 16.7 + (3.8 - 2.4) \times (16.4 - 42.4) = -45.7 \text{ mm} \text{ (상향)}$$

· 사용하중 작용시(최중)

$$\begin{aligned} \delta_{s3} &= 16.4 - 0.826 \times 42.4 + 16.7 + 2.7 + (3.8 - 2.4)(16.4 - 42.4) \\ &\quad + 2.4 \times (16.4 - 0.826 \times 42.4 + 16.7 + 2.7) \\ &= -13.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. UHPC거더 설계

2.1 설계조건 결정 및 단면 가정

(1) 설계조건 결정

① 교량 제원

- 형식: PSC 합성거더교
- 교량등급: 1등교 (차량전용)
- 교장: $2@30=60\text{m}$
- 폭원: 10.75m
- 지간: 2.75 m

②하중

- 활하중: DB-24, DL-24
- 충격계수:

$$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3$$

③ 사용재료

가. 콘크리트

- i) 바닥판
 - $f_{ck} = 180\text{MPa}$
- ii) PSC 거더
 - $f_{ck} = 180\text{MPa}$

나. 강재

- i) 바닥판: SD400
- ii) PSC 거더
 - SD300
 - SWPC7B 15.2mm 7연선, 저릴렉세이션 강선 사용
 - 쉬스 $\emptyset 66$ 사용

④ 허용응력

가. 바닥판 콘크리트

- 허용 휨 압축응력: $f_{ca} = 0.4f_{ck} = 72\text{MPa}$

나. 프리스트레스 콘크리트 (PSC 거더)

- i) 프리스트레스 도입시의 압축강도
 - $f_{ci} = 126\text{MPa}$
- ii) 프리스트레스 도입 직후
 - 허용 휨 압축응력: $0.55f_{ci} = 69.3\text{MPa}$
 - 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ci}} = 5.61\text{MPa}$

iii) 설계하중 작용시

- 허용 휨 압축응력: $0.4f_{ck} = 72MPa$
- 허용 휨 인장응력: $0.50\sqrt{f_{ck}} = 6.71MPa$

다. PS강재(저릴랙세이션 강재)

- 극한강도(f_{pu}) : 1900 MPa
- 항복강도(f_{py}) : 1600 MPa

i) 허용 최대 긴장응력

- $0.9f_{py} = 1440MPa$

ii) 정착 직후 정착부에서의 응력

- $0.7f_{pu} = 1330MPa$

iii) 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- $0.8f_{py} = 1280MPa$

⑤ 탄성계수

- 콘크리트

$$E_c = 45,000 MPa \text{ (바닥판)}$$

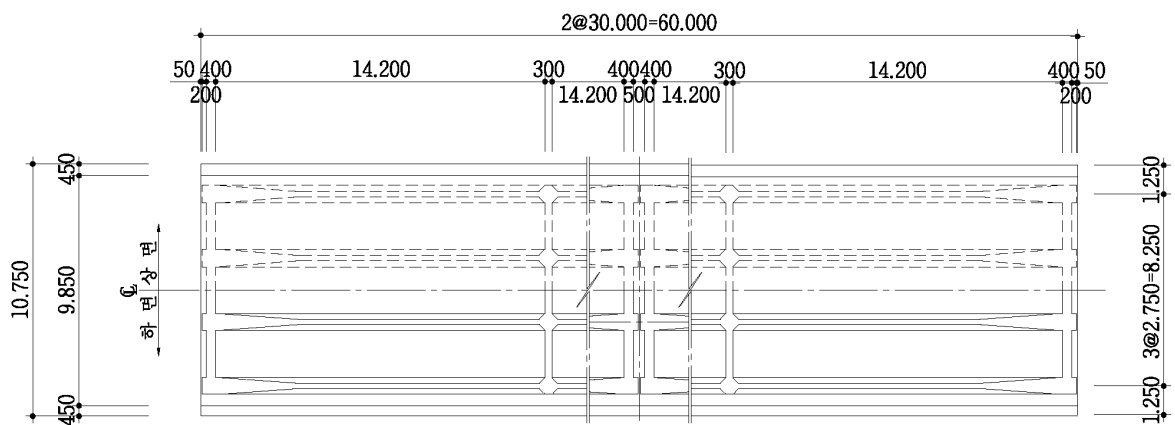
$$E_c = 45,000 MPa \text{ (PSC거더)}$$

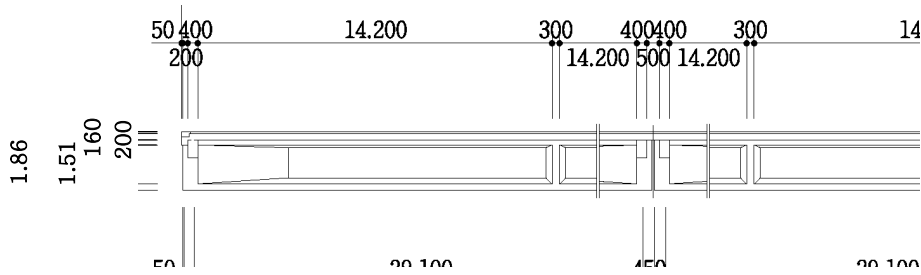
- 철근 및 PS강선

$$E_c = 2.0 \times 10^5 MPa$$

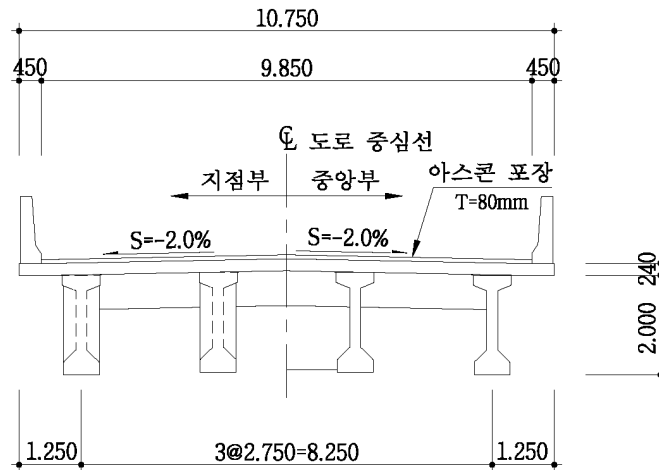
(2) 단면 가정

① 평면도 및 종단면도 (단위:mm)





② 횡단면도 (단위:mm)



③ 단면상세도 (단위:mm)

160

2.2 바닥판의 설계

(1) 중간 바닥판의 설계

① 경험적 설계법 적용에 대한 설계조건 검토

가. 지지부재들이 콘크리트로 된 경우

나. 콘크리트가 현장 타설되고 습윤 양생되어야 함

다. 주거터 플랜지부의 헨치와 같이 국부적으로 두껍게 한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정함

라. 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하

$$\text{유효지간} / \text{바닥판 두께} = 2.050 / 0.16 = 12.82$$

∴ 6 ~ 15 의 범위에 있으므로 OK

마. 유효지간이 표준 차로폭 3.6m 이하

$$\text{유효지간} = 2.750 - 0.700 = 2.050 \text{ m} \quad \therefore \text{OK}$$

바. 바닥판의 흠집, 마모면 그리고 보호 덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 0.240 m 이상
 사. 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 5배 이상이거나, 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의

3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성이 된 경우

중앙분리대가 있는 구가 : 캔틸레버 부 길이 = 1.250 m (거더 중심으로부터의 거리)

$$3 \times 0.160 = 0.480 \text{ m} < 1.250 \text{ m} \quad \therefore \text{OK}$$

아. 콘크리트의 28일 압축강도는 27 MPa 이상

자. 철근콘크리트의 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전 합성거동을 해야 함

② 철근 배근량 산정 (경험적 설계법)

경험적 설계법을 적용한다.

가. 경간방향 : 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

나. 경간방향에 직각방향 : 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

③ 사용 철근량

가. 바닥판 단면적 : $180 \times 1,000 = 180,000 \text{ mm}^2$

나. 주철근

- 하부철근량

$$\text{콘크리트 바닥판 단면의 } 0.4\% = 640 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } A_s = 794 \text{ mm}^2 \quad \text{H16} \times 4 \text{ EA (CTC 250 mm)}$$

- 상부철근량

$$\text{콘크리트 바닥판 단면의 } 0.3\% = 540 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } A_s = 794 \text{ mm}^2 \quad \text{H16} \times 4 \text{ EA (CTC 250 mm)}$$

다. 배력 철근

- 하부철근량

$$\text{콘크리트 바닥판 단면의 } 0.3\% = 540 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } A_s = 993 \text{ mm}^2 \quad \text{H16} \times 5 \text{ EA (CTC 200 mm)}$$

- 상부철근량

$$\text{콘크리트 바닥판 단면의 } 0.3\% = 720 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } A_s = 993 \text{ mm}^2 \quad \text{H16} \times 5 \text{ EA (CTC 200 mm)}$$

(2) 캔틸레버 바닥판 설계

강도설계법을 적용한다.

① 경간의 결정 및 최소두께 검토

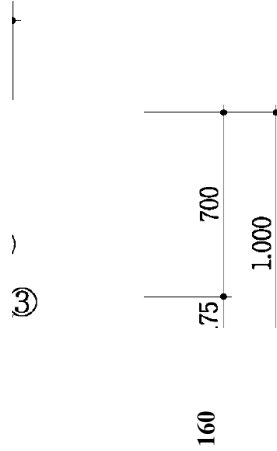
가. 캔틸레버 바닥판의 지간 : (고정하중에 의한) $L = 0.900 \text{ m}$

$$(\text{활하중에 의한}) L = 0.900 - 0.3 - 0.450 = 0.150 \text{ m}$$

② 하중 및 단면력 산정

가. 고정하중

- 방호벽



(단위 : mm)

구 분		두 겜 (m)	길이 (m)	단위중량 (kN/m ³)	팔길이 (m)	모멘트 (kNm)
바닥판		0.160	0.900	25.00	0.450	1.62
포 장		0.080	0.450	23.00	0.225	0.186
방호 벽	①	1.080	0.230	25.00	0.755	4.689
	②	0.730	0.070	25.00	0.611	0.781
	③	0.293	0.120	25.00	0.516	0.453
ΣMd						7.73

나. 활하중 (Live Load) : DB-24, $P_{\gamma} = 96.0 \text{ kN}$

· 충격계수 (I)

$$I = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.150} = 0.374 > 0.3$$

$$\therefore I = 0.300$$

· 윤하중 분포폭 (E)

$$E = 0.8 \times x + 1.14 = 1.260 \text{ m}$$

(여기서, $x = 0.900 - 0.3 - 0.45 = 0.150$ 이므로, $x = 0.150$ 임)

$$\therefore M_l = P_\gamma(1+i)x/E = 96.0 \times (1+0.3) \times 0.150/1.260$$

$$= 14.857 \text{ kNm}$$

다. 방호벽에 작용하는 충돌하중

- 설계기준속도 $V = 100.0 \text{ km/hr}$

$$M_{co} = \left(\frac{V}{60}\right)^2 \times 7.5 + 2.5 = 23.333 \text{ kNm}$$

· 직선 구간에서는 벽의 상단에 횡방향으로 10 kN/m, 곡선 구간은 20 kN/m를 적용

$$M_{co} = P \times h = 10.000 \times 1.080 = 10.800 \text{ } kNm \text{ (직교)}$$

$$\therefore M_{co} = 23.333 \text{ kNm}$$

라. 방호벽에 작용하는 풍하중

부재의 단면형상 : 각형 $\omega = 3.000 \text{ kN/mm}^2$

$$\therefore M_w = \omega \times h \times l = 3.000 \times 1.000 \times 0.580 = 1.740 \text{ kNm}$$

마. 극한 하중(M_u)의 산정 : 사용하중에서 충돌하중은 제외하며, 풍하중의 영향은 30%를 고려함

$$M_u = 1.3 \times M_d + 2.15 \times M_l = 42.0 \text{ kNm} \quad (22.59 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.3 \times M_d + 1.3 \times M_w = 12.31 \text{ kNm} \quad (8.251 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.3 \times M_d + 1.3 \times M_l + 0.650 \times M_w = 30.49 \text{ kNm} \quad (23.11 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.3 \times M_d + 1.3 \times M_l + 1.3 \times M_{co} = 59.69 \text{ kNm} \quad (22.59 : \text{사용하중})$$

$$M_u = 1.2 \times M_d + 1.2 \times M_w + 1.2 \times M_{co} = 39.36 \text{ kNm} \quad (8.25 : \text{사용하중})$$

$$\therefore M_u = 59.69 \text{ kNm} \quad (23.11 : \text{사용하중})$$

③ 단면 설계

가. 주철근

$$f_{ck} = 180 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, M_u = 59.69 \text{ kNm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}, d = 140 \text{ mm}, d' = 20 \text{ mm}, \phi = 0.85, k_1 = 0.65$$

$$M_n = M_u / \phi = 0.85 \times b \times d \times a - 1/2 \times 0.85 f_{ck} \times b \times a^2 \quad \text{에서}$$

$$0.425 \cdot f_{ck} \times b \times a^2 - 0.85 \times f_{ck} \times b \times d \times a + M_u / \phi = 0$$

$$76,500a^2 - 21,420,000a + 70,074,118 = 0 : (a \text{에 대한 2차 방정식})$$

$$\therefore a = 3.32 \text{ mm}$$

$$\text{필요철근량} : A_s = 0.85 \times (f_{ck} / f_y) \times a \times b = 1,269.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{최소철근량} : A_s = (1.4 / f_y) \times b \times d = 455 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : A_s = 1,433 \text{ mm}^2 \quad \text{H19} \times 5\text{EA} \quad (\text{CTC } 200 \text{ mm})$$

시공의 편의를 위하여 H19 철근을 200 mm 중심간격으로 상·하면에 직선 배치

$$M_d = 0.85^2 \times f_{ck} \times a' \times b \times (d - a' / 2) \leftarrow a' = 3.746 \text{ mm}$$

$$= 69.29 \text{ kNm} > M_u = 59.69 \text{ kNm} \quad \therefore \text{OK}$$

$$p_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times \frac{180}{400} \times 0.65 \times \frac{600}{600 + 400} \\ = 0.124$$

$$p_{\min} = 14 / f_y = 0.0035 < p = 0.009 < p_{\max} = 0.124$$

나. 배력 철근

· 주철근에 대한 배력 철근의 비율(ρ)

$$\rho_d = \frac{120}{\sqrt{L}} = \frac{120}{\sqrt{0.90}} = 126.5\% > \rho_{\max} = 67\%$$

$$\therefore \rho = 67.0\%$$

$$\text{필요철근량} : A_{sd} = A_s \times 0.67 = 1,270 \times 0.67 = 851 \text{ mm}^2$$

· 온도 및 건조수축에 대한 철근량 : 바닥판 단면의 0.2 %

$$\text{필요철근량} : A_{sd} = 1,000 \times 160 \times 0.002 = 320 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : A_{sd} = 993 \text{ mm}^2 \quad \text{H16} \times 5\text{EA} \quad (\text{CTC } 200 \text{ mm})$$

다. 캔틸레버 바닥판의 단부 철근량 : 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치

$$\text{필요철근량} : A_s = 1,270 \times 2 = 2,540 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : A_s = 2,865 \text{ mm}^2 \quad \text{H19} \times 10\text{EA} \text{ (CTC 100 mm)}$$

④ 사용성 검토

가. 처짐 검토

주철근이 차량 진행방향에 나란하거나 직각인 교량슬래브 : $1.2(S+3)/30$

$$1.2(S+3)/30 = 1.2(0.9+3)/30 = 0.156\text{m} < 0.16\text{m} \quad \therefore \text{OK}$$

나. 휨 균열에 대한 검토

$$M_{ser} = 23.11 \text{ kNm}, \quad \rho = 0.009, \quad n = \frac{E_s}{E_c} = 0.44$$

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} = 0.246$$

$$x = kd = 34.44\text{mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s(d-x/3)}$$

$$= \frac{23.11 \times 10^6}{1,433 \times (140 - 34.44/3)} = 125.47 \text{ MPa} < 0.6f_y = 240 \text{ MPa} \quad \therefore \text{OK}$$

$$A = 2 \times y \times b / \text{철근수} = 2 \times 20 \times 1,000 / 5 = 8,000 \text{ mm}^2$$

$$R_1 = d_1/d_2 = 156.254/126.754 = 1.233$$

균열폭 (w)

$$w = 1.08 \times R \times f_s \times \sqrt[3]{dc \times A} \times 10^{-5} = 0.091 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.253 \text{ mm} \quad \therefore \text{OK}$$

다. 피로검토

SD400은 철근의 응력범위가 150MPa이하일 경우에 피로를 고려하지 않아도 된다.

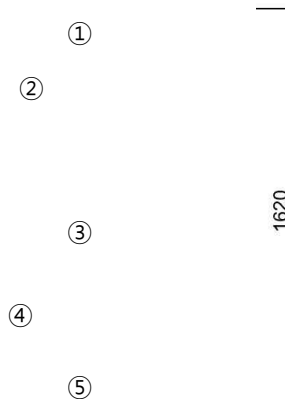
$$M = 14,857 \text{ kNm}$$

$$f_s = \frac{M}{A_s \times (d-x/3)} = 80.7 \text{ MPa} \text{ 이므로 피로를 고려하여 안전하다.}$$

2.3 PSC 거더의 설계

(1) 단면 제계수 산정

① 종단면에 대한 단면 제계수의 계산



(단위 : m)

번 호	b	h	A	y	$A \times y$	y'	$A \times y'^2$	I_0
①	0.300	0.200	0.060	0.100	0.006000	0.886	0.047147	0.000200
②	0.100	0.100	0.010	0.233	0.002333	0.753	0.005672	0.000006
③	0.100	1.190	0.119	0.795	0.094605	0.191	0.004361	0.014043
④	0.230	0.220	0.051	1.317	0.066623	-0.330	0.005518	0.000136
⑤	0.560	0.230	0.129	1.505	0.193844	-0.519	0.034634	0.000568
계			0.3684		0.363406		0.097332	0.014952

$$y_{t1} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.3634}{0.3684} = 0.986 \text{ m} : \text{거더 상단에서 도심까지의 거리}$$

$$y_{b1} = 0.986 - 1.620 = -0.634 \text{ m} : \text{도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

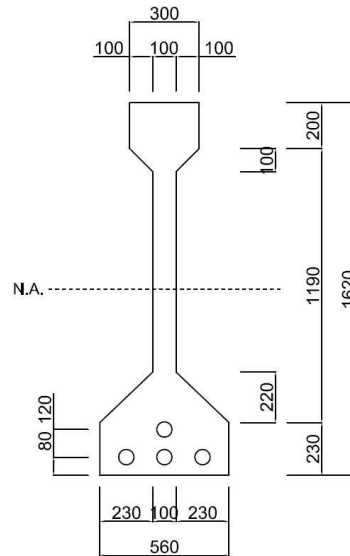
$$\begin{aligned} I_{x1} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\ &= 0.014952 + 0.097332 \\ &= 0.112 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{x1}}{y_{t1}} = \frac{0.112}{0.986} = 0.113828 \text{ m}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{x1}}{y_{b1}} = \frac{0.112}{-0.634} = -0.177229 \text{ m}^3$$

$$r_1^2 = \frac{0.112}{0.3684} = 0.30479 \text{ m}^2$$

② 순단면에 대한 단면 제계수의 계산



쉬스 $\Phi 66 \times 4EA$ ($A = 0.0137 \text{ m}^2$) ; 하단에서의 편심거리 = 0.110 m

구 분	A	y	A × y	y'	A × y' ²	I ₀
총단면	0.368	0.986	0.363	-0.020	0.000151	0.112
쉬스관	-0.014	1.510	-0.021	-0.544	-0.004051	
계	0.3547		0.342719		-0.003900	0.112285

$$y_{t2} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.342719}{0.3547} = 0.966 \text{ m} \quad : \text{거더 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{b2} = 0.97 - 1.62 = -0.654 \text{ m} \quad : \text{도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

$$\begin{aligned} I_{x2} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\ &= 0.112285 - 0.0039 \\ &= 0.108 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

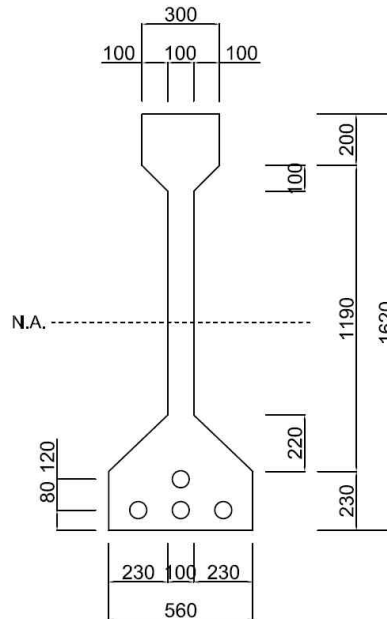
$$Z_{t2} = \frac{I_{x2}}{y_{t2}} = \frac{0.10838}{0.966} = 0.112 \text{ m}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{x2}}{y_{b2}} = \frac{0.10838}{0.654} = 0.166 \text{ m}^3$$

$$e_{p2} = 0.653779 - 0.110 = 0.544 \text{ m}$$

$$Z_{p2} = \frac{0.10838}{0.5438} = 0.199 \text{ m}^3$$

③ PS강연선 환산단면에 대한 단면 제 계수의 계산



$$\text{USE } \Phi 15.2 \times 12EA = 138.7 \times 10^{-6} \times 12 = 0.001664 \text{ m}^2$$

$$n_p = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200,000}{45,000} = 4.44$$

$$A = 0.001664 \times 4EA \times 4.44 = 0.030 \text{ m}^2$$

(단위 : m)

구 분	A	y	A × y	y'	A × y' ²	I ₀
순단면	0.3547	0.966	0.343	0.042	0.000622	0.108
PS강연선	0.030	1.510	0.045	-0.502	0.007454	
계	0.384289		0.387399		0.008076	0.108384

$$y_{t3} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.3874}{0.3843} = 1.008 \text{ m} \quad : \text{거더 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{b3} = 1.008 - 1.62 = -0.612 \text{ m} \quad : \text{도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

$$\begin{aligned} I_{x3} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\ &= 0.108384 + 0.00808 \\ &= 0.116 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

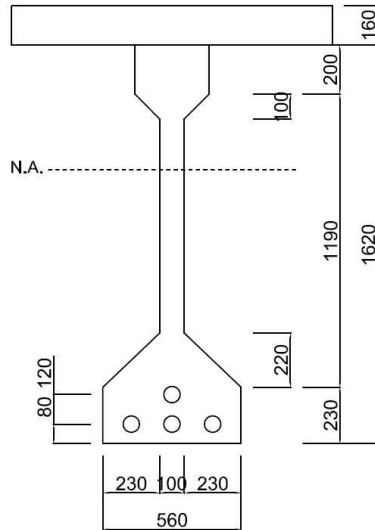
$$Z_{t3} = \frac{I_{x3}}{y_{t3}} = \frac{0.116}{1.008} = 0.116 \text{ m}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{x3}}{y_{b3}} = \frac{0.116}{0.612} = 0.190 \text{ m}^3$$

$$e_{p3} = 0.612 - 0.110 = 0.502 \text{ m}$$

$$Z_{p3} = \frac{0.116}{0.502} = 0.232 \text{ m}^3$$

④ 합성단면에 대한 단면 제 계수의 계산



$$n_c = \frac{45,000}{45,000} = 1.0$$

가. 외측 거더

$$b_1 = 1.250 + 0.1 = 1.350 \text{ m}$$

유효폭 산정

(한쪽으로 내민 플랜지 두께의 5

$$\text{배: 좌굴을 고려하지 않기 위한} = 5 \times 0.160 + 1.350 = 2.150 \text{ m} \quad \neg$$

플랜지 두께)

작은 값 사

(한쪽으로 내민 플랜지 두께의 6

$$= 6 \times 0.160 + 1.350 = 2.310 \text{ m} \quad \neg$$

용

배)

$$(\text{보의 경간의 } 1/12) + b_1 = 29.100 / 12 + 1.350 = 3.775 \text{ m} \quad \neg$$

(2.625 m)

$$(\text{인접 보와의 내측 거리의 } 1/2) + b_1 = 2.550 / 2 + 1.350 = 2.625 \text{ m} \quad \neg$$

b_1

=> 한쪽으로 내민 플랜지 두께의 5배는 좌굴을 방지하기 위한 최소 폭두께비 7보다 작은 값으로 기존의 유효폭 보다 작은 유효 폭으로 설계하였음.

$$\text{바닥판 단면적} : A = 0.160 \times 2.15 \times 1.00 = 0.344 \text{ m}^2$$

(단위 : m)

구 분	A	y	A × y	y'	A × y' ²	I ₀
PS강연선 환산단면	0.3843	1.1681	0.4489	-0.5334	0.1094	0.1165
바닥판	0.3440	0.0800	0.0275	0.5741	0.1134	0.0007
계	0.7283		0.4764		0.2149	0.1172

$$y_{st} = \frac{\sum(A \times y)}{\sum A} = \frac{0.4764}{0.7283} = 0.654 \text{ m} \quad : \text{바닥판 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{t4} = 0.654 - 0.160 = 0.494 \text{ m} \quad : \text{거더 상단에서 도심축까지의 거리}$$

$$y_{b4} = 0.654 - 0.16 - 1.65 = -1.126 \text{ m} \quad : \text{도심축에서 거더 하단까지의 거리}$$

$$\begin{aligned}
 I_{x4} &= \sum(I_0 + A \times y'^2) \\
 &= 0.1172 + 0.2149 \\
 &= 0.3321 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{x4}}{y_{st}} = \frac{0.3321}{0.635} = 0.5077 \text{ m}^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{x4}}{y_{t4}} = \frac{0.3321}{0.475} = 0.6721 \text{ m}^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{x4}}{y_{b4}} = \frac{0.3321}{1.145} = 0.2950 \text{ m}^3$$

$$e_{p4} = 1.126 - 0.110 = 1.016 \text{ m}$$

$$Z_{p4} = \frac{0.3321}{1.016} = 0.3269 \text{ m}^3$$

⑤ 단면제원 정리

구분	순단면	PS강연선 환산	바닥판 환산
			외측
A	0.3547	0.3843	0.7283
y _{st}			0.6541
y _t	0.9662	1.0081	0.4941
y _b	-0.6538	-0.6119	-1.1259
I _x	0.1084	0.1165	0.3321
Z _{st}			0.5077
Z _t	0.1122	0.1155	0.6721
Z _b	0.1658	0.1903	0.2950
e _p	0.5438	0.5019	1.0159
Z _p	0.1993	0.2320	0.3269

A : 단면적 (m ²)	Z _{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (m ³)
y _{st} : 바닥판 상면~도심축 (m)	Z _t : 거더 상면에 대한 단면계수 (m ³)
y _t : 거더 상면~도심축 (m)	Z _b : 거더 하면에 대한 단면계수 (m ³)
y _b : 도심축~거더 하면 (m)	e _p : 도심축~PS강연선 도심 (m)
I _x : 단면 2차 모멘트 (m ⁴)	Z _p : 강선 위치에 대한 단면계수 (m ³)

(2) 고정하중 및 활하중 해석

① 고정하중 산정 및 고정하중에 의한 단면력 산정

가. 고정하중 산정

(가) 거더 중량

· 표준구간

$$w1 = 0.3684 \times 25.0 = 9.21 \text{ kN/m}$$

· 단부

$$w2 = 9.21 + (1.590 + 1.270) / 2 \times 0.230 \times 25.0 \times 2EA = 25.655 \text{ kN/m}$$

· 가로보 구간 현치부

$$h = (0.520 + 0.420) / 2 = 0.470 \text{ m}$$

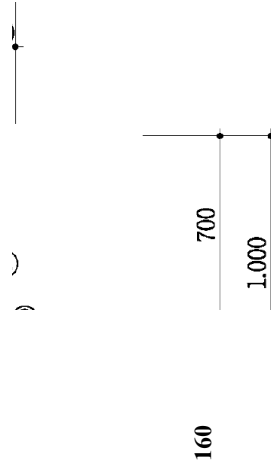
$$W = 0.300 \times 0.250 \times 0.470 \times 25.0 \times 2EA + (0.230 \times 0.250) / 2 \times 0.470 \times 25.0 \times 4EA = 3.114 \text{ kN}$$

(나) 가로보 중량

· 내측 거더 (중양부) : $w = 0.700 \times 2.090 \times 0.300 \times 25.0 = 10.973 \text{ kN}$

· 외측 거더 (중양부) : $w = 10.973 / 2 = 5.487 \text{ kN}$

(다) 방호벽 중량



구분	A	x	A × x
①	0.248	0.305	0.0758
②	0.051	0.161	0.0082
③	0.035	0.066	0.0023
계	0.335		0.0863

· 도심 위치

$$x = 0.0863 / 0.335 = 0.258 \text{ m}$$

· 방호벽중량

$$w = 0.335 \times 25.0 = 8.365 \text{ kN/m}$$

나. 고정하중에 의한 단면력 산정

(가) 거더 자중

25.655

9.21

$$V_1 = 9.21 \times 29.100 / 2 + 16.445 \times 0.200 + 16.445 / 2 \times 3.438 + 3.114 \times 0.5 EA = 167.1 \text{ kN}$$

$$V_2 = 167.1 - (9.21 \times 3.638 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438) = 102.1 \text{ kN}$$

$$V_3 = 167.1 - (9.21 \times 7.275 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438) = 68.6 \text{ kN}$$

$$V_4 = 167.1 - (9.21 \times 10.913 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438) = 35.1 \text{ kN}$$

$$V_5 = 167.1 - (9.21 \times 14.550 + 16.445 \times 0.200 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438) = 1.6 \text{ kN}$$

$$M_2 = 167.1 \times 3.638 - (9.21 \times 3.638^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 3.538 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438 \times 2.292) = 470.5 \text{ kNm}$$

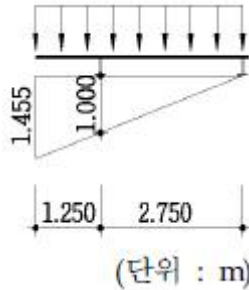
$$M_3 = 167.1 \times 7.275 - (9.21 \times 7.275^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 7.175 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438 \times 5.929) = 780.9 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 167.1 \times 10.913 - (9.21 \times 10.913^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 10.813 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438 \times 9.567) = 969.3 \text{ kNm}$$

$$M_5 = 167.1 \times 14.550 - (9.21 \times 14.550^2 / 2 + 16.445 \times 0.200 \times 14.450 + 0.5 \times 16.445 \times 3.438 \times 13.204) = 1,035.9 \text{ kNm}$$

(나) 합성 전 고정자중

㉓ 외측 거더



$$\text{단면적 (A)} = 1/2 \times (1.250 + 2.750) \times 1.455 = 2.910 \text{ m}^2$$

· 하중 산정

$$\text{바닥판 중량 } w_s = 0.160 \times 2.910 \times 25.0 = 11.64 \text{ kN/m}$$

거푸집 중량 : 바닥판 중량의 10%로 추정·계산

$$w_s = 11.64 \times 0.1 = 1.164 \text{ kN/m}$$

$$\text{가로보 중량 } w_c = 5.487 \text{ kN/m}$$

12.804

· 단면력 산정

$$V_1 = 12.804 \times 29.100 / 2 + 5.487 \times 0.5 EA = 189.04 \text{ kN}$$

$$V_2 = 189.04 - (12.804 \times 3.638) = 142.5 \text{ kN}$$

$$V_3 = 189.04 - (12.804 \times 7.275) = 95.9 \text{ kN}$$

$$V_4 = 189.04 - (12.804 \times 10.913) = 49.3 \text{ kN}$$

$$V_2 = 189.04 - (12.804 \times 14.550) = 2.74 \text{ kN}$$

$$M_2 = 189.04 \times 3.638 - (12.804 \times 3.638^2 / 2) = 602.9 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 189.04 \times 7.275 - (12.804 \times 7.275^2 / 2) = 1,036.4 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 189.04 \times 10.913 - (12.804 \times 10.913^2 / 2) = 1,300.6 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 189.04 \times 14.550 - (12.804 \times 14.550^2 / 2) = 1395.2 \text{ kNm}$$

(다) 합성 후 고정자중

㉓ 내·외측 거더

$$\cdot \text{포장 중량 } w_p = 0.080 \times (10.750 - 0.450 \times 2EA) \times 23.0 = 18.124 \text{ kN/m}$$

- 방호벽 중량 $w_b = 8.365 \text{ kN/m}$
- 합계 $w = (w_b \times 2 + w_p - \text{거푸집중량}) / \text{거더의 수}$
 $= 8.365 \times 2 + 18.124 - (1.11 \times 2 + 1.164 \times 2) / 4 = 7.582 \text{ kN/m}$

7.582

$$8 @ 3.638 = 29.100$$

- 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_1 &= 7.5815 \times 29.100 \times 1/2 &= 110.3 \text{ kN} \\ V_2 &= 110.3 - (7.582 \times 3.638) &= 82.7 \text{ kN} \\ V_3 &= 110.3 - (7.582 \times 7.275) &= 55.2 \text{ kN} \\ V_4 &= 110.3 - (7.582 \times 10.913) &= 27.6 \text{ kN} \\ V_5 &= 110.3 - (7.582 \times 14.550) &= 0.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 110.3 \times 3.638 - (7.582 \times 3.638^2 / 2) &= 351.1 \text{ kNm} \\ M_3 &= 110.3 \times 7.275 - (7.582 \times 7.275^2 / 2) &= 601.9 \text{ kNm} \\ M_4 &= 110.3 \times 10.913 - (7.582 \times 10.913^2 / 2) &= 752.4 \text{ kNm} \\ M_2 &= 110.03 \times 14.550 - (7.582 \times 14.550^2 / 2) &= 802.5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

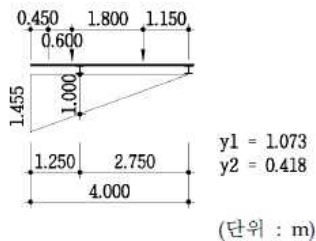
② 활하중에 의한 전단력 및 모멘트

가. 충격계수

$$I = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 29.1} = 0.217 < 0.3 \quad \therefore I = 0.217$$

나. 외측 거더

(가) 횡분배 계수

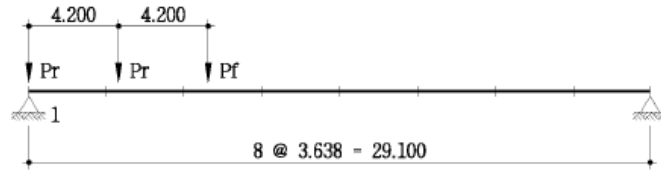


$$\text{횡분배계수} = 1.073 + 0.418 = 1.491$$

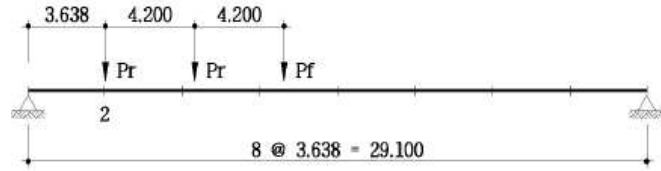
$$\therefore P_r = 1.491 \times 96 \times 1.217 = 174.197 \text{ kN}$$

$$P_f = 1.491 \times 24 \times 1.217 = 43.549 \text{ kN}$$

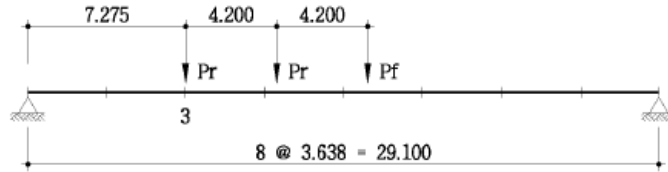
(나) 전단력 산정



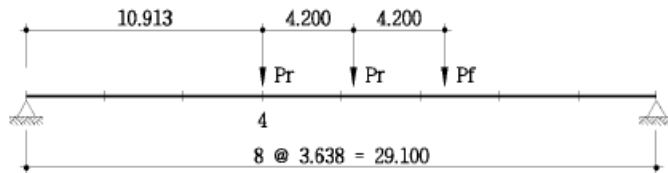
$$V_1 = (174.197 \times 29.100 + 174.197 \times 24.900 + 43.549 \times 20.700) / 29.100 = 354.2 \text{ kN}$$



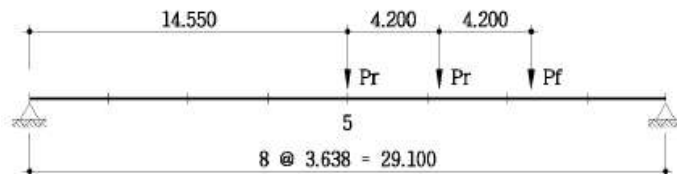
$$V_2 = (174.197 \times 25.463 + 174.197 \times 21.263 + 43.549 \times 17.063) / 29.100 = 305.2 \text{ kN}$$



$$V_3 = (174.197 \times 21.825 + 174.197 \times 17.625 + 43.549 \times 13.425) / 29.100 = 256.2 \text{ kN}$$

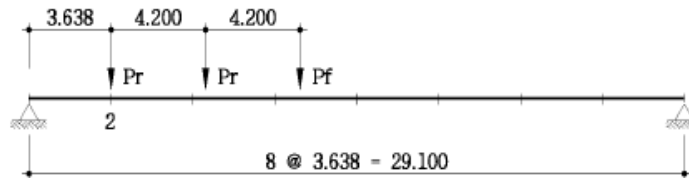


$$V_4 = (174.197 \times 18.188 + 174.197 \times 13.988 + 43.549 \times 9.788) / 29.100 = 207.3 \text{ kN}$$

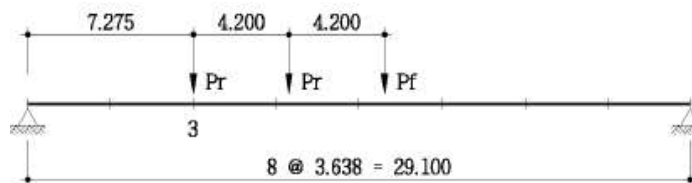


$$V_5 = (174.197 \times 14.550 + 174.197 \times 10.350 + 43.549 \times 6.150) / 29.100 = 158.3 \text{ kN}$$

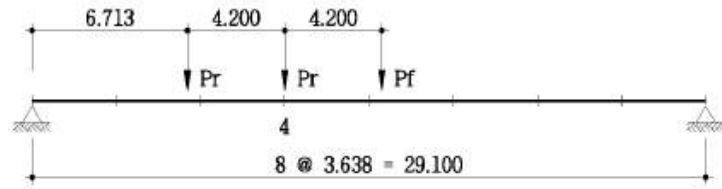
(다) 모멘트 산정



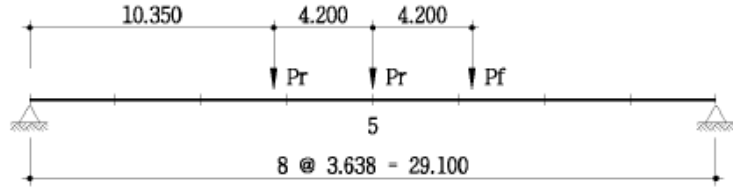
$$M_2 = 305.237 \times 3.638 = 1,110.3 \text{ kNm}$$



$$M_3 = 256.245 \times 7.275 = 1,864.2 \text{ kNm}$$



$$M_4 = (40.549 \times 22.388 + 174.197 \times 18.188 + 174.197 \times 13.988) / 29.100 \times 10.913 - 43.549 \times 4.200 = 2,284.5 \text{ kNm}$$



$$M_5 = (43.549 \times 18.750 + 174.197 \times 14.550 + 174.197 \times 10.350) / 29.100 \times 14.550 - 43.549 \times 4.200 = 2,394.1 \text{ kNm}$$

③ 단면력 집계

구분		절점	1	2	3	4	5
		거리	0	3.638	7.275	10.913	14.55
외 측 거 더	전단력 (kN)	거더자중	167.1	102.1	68.6	35.1	1.6
		합성전	189.0	142.5	95.9	49.3	2.7
		고정하중	110.3	82.7	55.2	27.6	0.0
		합성후	110.3	82.7	55.2	27.6	0.0
		고정하중	354.2	305.2	256.2	207.3	158.3
		활하중	820.7	632.5	475.9	319.2	162.6
		계	820.7	632.5	475.9	319.2	162.6
	모멘트 (kNm)	거더자중	0.0	470.5	780.9	969.3	1035.9
		합성전	0.0	602.9	1036.4	1300.6	1395.2
		고정하중	0.0	602.9	1036.4	1300.6	1395.2
		합성후	0.0	351.1	601.9	752.4	802.5
		고정하중	0.0	351.1	601.9	752.4	802.5
		활하중	0.0	1110.3	1864.2	2284.5	2394.1
		계	0.0	2534.9	4283.4	5306.7	5627.8

(3) 고정하중 및 활하중에 의한 응력계산

바닥판 및 PSC거더 $f = \frac{M}{Z}$

PS강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}, n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^5}{45 \times 10^3} = 4.44$

① 외측 거더

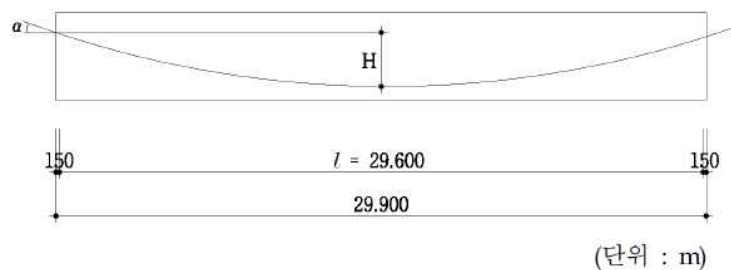
구분	모멘트 (kNm)	단면계수 (m ⁴)	콘크리트 휨응력 (MPa)				PS강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상연	PSC 거더		PS강연선 도심위치	
				상연	하연		
거더자중	1035.9	0.112		9.23			
		0.166			-6.25		
		0.199				-5.20	-23.10
합성전 고정하중	1395.2	0.116		12.08			
		0.190			-7.33		
		0.232				-6.01	-26.72
합성후 고정하중	742.6	0.508	1.46				
		0.672		1.10			
		0.295			-2.52		
		0.327				-2.27	-10.10
활하중	2394.1	0.508	4.72				
		0.672		3.56			
		0.295			-8.12		
		0.327				-7.32	-32.55
계	5567.8		6.18	25.98	-24.21	-20.81	-92.47

(-) : 인장, (+) : 압축

(4) 프리스트레스에 의한 응력 계산

① 단면내에서의 긴장재 위치 결정

PS강연선의 배치



· PS강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

강연선 번호	H _{end}	H _{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.15	0.2	0.95	29.6	0.0043371	0.12768	29.751
2	1.086	0.08	1.006	29.6	0.0045928	0.135118	29.691
3	0.7	0.08	0.62	29.6	0.0028305	0.083589	29.635
4	0.294	0.08	0.214	29.6	0.0009770	0.028911	29.604
계				118.4		0.375297	118.681
평균				29.6		0.093824	29.670

· 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이를 산출

$$y = a \cdot x^2 + 0.08 \quad (\text{강연선 ②,③,④})$$

$$= a \cdot x^2 + 0.20 \quad (\text{강연선 ①})$$

(단위 : m)

강연선 번호	0.000	3.638	7.275	10.913	14.800
1	0.2	0.257	0.430	0.716	1.150
2	0.08	0.141	0.323	0.627	1.086
3	0.08	0.117	0.230	0.417	0.700
4	0.08	0.093	0.132	0.196	0.294

② 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번호	긴장순서	긴장력 (kN)	긴장응력 (MPa)
1	1	1606.0	964.9
2	2	1564.0	939.7
3	3	1518.0	912.0
4	4	1470.0	883.2
평균		1539.5	925.0

③ 프리스트레스의 즉시손실 및 긴장재의 초기응력 결정

가. PS강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

$x = L/2 = 29.6/2 = 14.8 \text{ m}$: 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 $\mu = 0.25 \text{ (1/rad)}$

파상 마찰계수 $\kappa = 0.005 \text{ (1/m)}$

$$\kappa \times x + \mu \times \alpha = 0.005 \times 14.8 + 0.25 \times 0.0938 = 0.10052$$

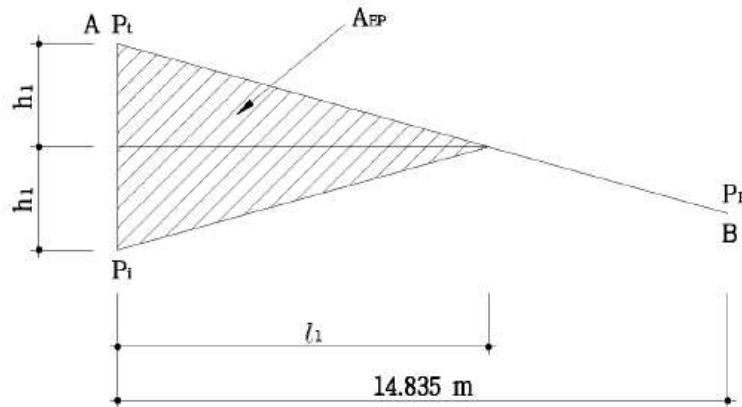
$$\therefore f_{pf} = f_{pt1}(1 - e^{-(\kappa x + \mu \alpha)}) = 925 \times (1 - e^{-0.09746}) = 85.89 \text{ MPa}$$

나. 정착장치 활동량에 의한 손실량

· PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_p \times E_p}$$

$$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_p \times E_p = 0.006 \times 0.001664 \times 4EA \times 200,000 \times 10^3 = 7,989.12 \text{ kNm}$$



마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

$$P_t = 925.0 \times 0.001664 \times 4 \times 10^3 = 6158.0 \text{ kN}$$

$$P_B = (925 - 85.9) \times 0.001664 \times 4 \times 10^3 = 5586.2 \text{ kN}$$

$$\Delta P_t = P_t - P_B = 6,158.0 - 5,569.1 = 571.8 \text{ kN}$$

$$l_1 : h_1 = 14.8 : 571.82, \quad h_1 = l_1 \times 571.82 / 14.8$$

$$\begin{aligned} A_{EP} &= \frac{1}{2} \times l_1 \times h_1 \times 2EA \\ &= \frac{571.82}{14.8} \times l_1^2 \end{aligned}$$

$$\therefore l_1 = \sqrt{7,989.1 \times \frac{14.8}{571.8}} = 14.4 \text{ m} < 14.8 \text{ m}$$

$\therefore$ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음.

다. 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} \right)$$

E_s : PS 강연선의 탄성계수

E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도
(= 45,000 MPa)

f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴

장재

도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pt} - f_{ps} = 925.0 - 85.9 - 0 = 839.1 \text{ MPa}$$

$$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 839.1 \times 0.001664 \times 4 \times 10^3 = 5586.2 \text{ kN}$$

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{5586.2 \times 10^{-3}}{0.3547} + \frac{5586.2 \times 0.544 \times 10^{-3}}{0.199} = 30.99 \text{ MPa (압축)}$$

$$f_{dog} = \frac{M_d}{Z_{p2}} = \frac{1035.9 \times 10^{-3}}{0.199} = -5.20 \text{ MPa (인장)}$$

(M_d : 거더 자중에 의한 절점 5의 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{3}{4} \times 30.99 - 5.2 = 18.04 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{200,000}{45,000} \times 18.04 = 40.10 \text{ MPa}$$

라. PS강연선의 초기 긴장응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel} = 925.0 - 85.89 - 0.00 - 40.10 = 798.97 \text{ MPa}$$

④ 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

가. 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times f_{cir1} - 7 f_{cds}$$

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강연선 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력

· 외측 거더

$$P_t = 798.97 \times 0.001664 \times 4 \times 10^3 = 5319.22 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} f_{cir1} &= \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}} \\ &= \frac{5319.22 \times 10^{-3}}{0.3547} + \frac{5319.2 \times 10^{-3} \times 0.54}{0.199} - \frac{1035.9 \times 10^{-3}}{0.2} \\ &= 15 + 14.51 - 5.2 = 24.31 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{cds} = 6.01 + 2.27 = 8.28 \text{ MPa (휨응력 참조)}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 24.31 - 7 \times 8.28 = 233.74 \text{ MPa}$$

나. 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\therefore \Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r)$$

(H_r : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70%)

$$= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ MPa}$$

다. PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

– PS저릴랙세이션 강연선 사용.

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{pf} - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{pcr} + \Delta f_{psh})$$

Δf_{pf} : 고려되는 시점인 $0.7f_{pu}$ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

· 외측 거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 85.9 - 0.1 \times 40.1 - 0.05 \times (233.74 + 36.40) = 11.47 \text{ MPa}$$

라. PS강연선의 유효응력

(가) 외측 거더

· PS강연선의 유효인장응력

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$$

$$= 798.97 - 233.74 - 36.40 - 11.47 = 517.36 \text{ MPa}$$

· 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{517.36}{798.97} = 0.648$$

⑤ 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_\beta}{A_p \cdot E_p} \times \text{강연선길이}$$

강선 번호	긴장순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 ($L/2$, m)	Δl (m)
1	1	1606.0	1458.8	14.876	0.137
2	2	1564.0	1416.8	14.846	0.133
3	3	1518.0	1370.8	14.818	0.129
4	4	1470.0	1322.8	14.802	0.124

⑥ 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

가. 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

· 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 798.97 \times 0.001664 \times 4 \times 10^3 = 5319.22 \text{ kN}$$

$$f_{ct}(\text{상면응력}) = \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{5319.22 \times 10^{-3}}{0.3547} - \frac{5319.22 \times 10^{-3} \times 0.54}{0.112} = -10.79 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하면응력}) = \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{5319.22 \times 10^{-3}}{0.35} - \frac{5319.22 \times 10^{-3} \times 0.5471}{0.166} = 32.44 \text{ MPa}$$

· 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$f_{cb}(\text{상연응력}) = \frac{M_d}{Z_{t2}} = \frac{1035.9 \times 10^{-3}}{0.112} = 9.24 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하연응력}) = \frac{M_d}{Z_{b2}} = \frac{1035.9 \times 10^{-3}}{0.166} = -6.25 \text{ MPa}$$

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$f_{ct}(\text{상연응력}) = -10.79 + 9.24 = -1.55 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하연응력}) = 32.44 - 6.25 = 26.20 \text{ MPa}$$

나. 유효 프리스트레스

· 외측 거더

$$f_{ct}(\text{상연응력}) = \eta \times f_{ct} = 0.648 \times -10.79 = -6.99 \text{ MPa}$$

$$f_{cb}(\text{하연응력}) = \eta \times f_{cb} = 0.648 \times 32.44 = 21.01 \text{ MPa}$$

(프리스트레스에 의한 콘크리트 응력)

다. 설계하중 작용시의 휨응력

· 외측 거더

(단위 : MPa)

구분		프리스트레스 도입 직후			설계하중작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중 · 활하중)	계
PSC 거더	상연	-10.79	9.23	-1.55	-6.986	25.98	18.99
	하연	32.44	-6.25	26.20	21.008	-24.21	-3.20
PS 콘크리트 허용응력		-5.61 < 계 < 69.30			-6.71 < 계 < 72.00		
바닥판						6.18	6.18
바닥판 콘크리트 허용응력					-0.68 < 계 < 10.8		

(-) : 인장, (+) : 압축

(6) 휨 극한 안전성 검토

① 외력에 의한 극한 모멘트 계산

· 외측 거더

$$M_u = 1.3 \times (\sum \text{고정하중}) + 2.15 \times (\sum \text{활하중})$$

$$= 1.3 \times (1,035.0 + 1,395.2 + 742.6) + 2.15 \times 2,394.1 = 9,273.2 \text{ kNm}$$

② 설계단면의 휨저항강도 계산

가. 외측거더

$$B = 2.15 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.100 \text{ m} : \text{복부 두께}$$

$d = 1.620 + 0.160 - 0.110 = 1.670 \text{ m}$: 바닥판 상단에서 강연선 도심간 거리

$A_p = 4 \times 0.001664 = 0.0067 \text{ m}^2$: PS강연선 총단면적

$f_{pe} = 517.4 \text{ MPa}$: PS강연선의 유효인장응력

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{517.4}{1900.00} = 0.272 < 0.5$$

$f_{pe} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900 = 1767.00 \text{ MPa}$ (가정치)

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B$ 에서

$$x = \frac{0.0067 \times 1767}{0.85 \times 0.65 \times 0.7 \times 180 \times 2.15} = 0.079 \text{ m}$$

=> 좌굴을 방지하는 최소 두께를 만족하나, 전단지연효과에 의한 강도 감소 효과를 고려하기 위하여 콘크리트의 강도를 70%로 산정하였음.

$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.079 = 0.0672 \text{ m} < 0.160 \text{ m}$ $\therefore$ 직사각형 부재로 취급

$$\epsilon_p = \frac{d-x}{x} \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

여기서, ϵ_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형률 (=0.0028 : 압축강도의 70%일 때의 변형률로 가정)

$$\epsilon_{pe} = \frac{1.67-0.079}{0.079} \times 0.0028 + 0.0026 = 0.0593 > 0.015$$

($\frac{f_{pe}}{f_{pu}} < 0.5$ 인 경우에 있어 휨저항 강도를 계산할 때 PS강연선의 응력-변형률 관계는

$0.84f_{pu}$ 이하에

서는 0에서부터 탄성비례하는 것으로, 변형률 0.015 이상에서는 PS강연선의 최대응력이 $0.93f_{pu}$ 인

것으로 그 사이는 직선비례하는 것으로 가정함.)

$f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 1767.00 \text{ MPa}$ 로 사용함

극한저항모멘트

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \{ A_p \times f_{pe} \times (d-a/2) \} \\ &= 0.65 \times 0.0067 \times 1767 \times 10^3 \times (1.67 - 0.04/2) = 12,633.1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\therefore \phi M_n > M_u = 9,273.2 \text{ kNm}$$

※ f_{pe}/f_{pu} 가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times 1 - (\gamma_p/\beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu}/f_{ck})$$

여기서, $\gamma_p = 0.28$: PS강재 종류에 따른 계수 (저릴랙세이션 강재)

$$\beta_1 = 0.850$$

$$\rho_p = A_p/(b \times d) = \frac{0.001185 \times 4}{2.625 \times (2.240 - 0.110)} = 0.00085$$

$$f_{ps} = 1862.60 \text{ MPa}$$

$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot B$ 에서

$$a = \frac{0.0666 \times 1887.8}{0.85 \times 0.7 \times 180 \times 2.15} = 0.0546 \text{ m} < 0.160 \text{ m} \quad \therefore \text{ 직사각형 부재로 취급}$$

연성한계 검토

$$q_p = \rho_p \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} : \text{사각형 단면에서의 강재지수}$$

$$= 0.00085 \times \frac{1887.8}{180}$$

$$= 0.019 \leq 0.36 \times \beta_1 = 0.306 \text{ (연성파괴로 되는 저보강보임.)}$$

따라서, 극한저항모멘트

$$\phi M_n = \phi \{A_p \times f_{ps} \times (d_p - a/2)\}$$

$$= 0.85 \times 0.0067 \times 1887.8 \times 10^3 \times (1.67 - 0.0546/2)$$

$$= 17,548.6 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u = 9,273.2 \text{ kNm} \quad \therefore \text{OK}$$

③ 균열모멘트 계산

가. 외측 거더

$$f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63 \sqrt{f_{ck}}$$

여기서, $f_{\text{외력}}$: 외력에 의한 응력
 f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 응력
 f_{cr}' : 균열이 발생되기 위하 추가적인 응력
 M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트

$$f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}' = -24.20 + 21.01 - \frac{M_{cr}'}{0.295}$$

$$= -0.63 \sqrt{180} = -8.45$$

$$M_{cr}' = (-3.21 + 8.45) \times 0.295 \times 10^3 = 1,547.8 \text{ kNm}$$

$$\therefore M_{cr} = 5,567.8 + 1,547.84 = 7,115.7 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 12,663.1 \text{ kNm} > 1.2 M_{cr} = 8,538.8 \text{ kNm} \quad \therefore \text{OK}$$

(8) 처짐 계산

① 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

가. 자중, 고정하중에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_c \times I}$$

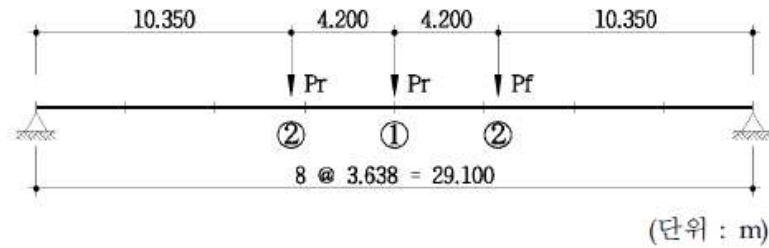
L : 전체 지간 = 29.100 m

E_c : 거더의 탄성계수 = $8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 30891 \text{ MPa}$

I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

구분	외측주형		
	M (kNm)	I (mm ⁴)	δ (mm)
PSC 거더	1035.9	0.108	17.31
합성전 고정하중	1395.2	0.116	21.70
합성후 고정하중	742.6	0.3320973	4.05
계			43.07

나. 활하중에 의한 처짐



(가) 외측 거더

$$\delta_1 = \frac{P_r \times L^3}{48 \times E_c \times I_{c4}} = \frac{174.2 \times 29.100^3 \times 10^3}{48 \times 45 \times 10^3 \times 0.3321} = 5.98 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{P_r}{48 \times E_c \times I_{c4}} (3 \times L^2 \times 10.350 - 4 \times 10.350^3) \\ &\quad + \frac{P_f}{48 \times E_c \times I_{c4}} \{3 \times L^2 \times (L - 8.400 - 10.350) - 4 \times (L - 8.400 - 10.350)^3\} \\ &= \frac{174.2 \times 10^3}{48 \times 45 \times 10^3 \times 0.779585} (3 \times 29.100^2 \times 10.350 - 4 \times 10.350^3) \\ &\quad + \frac{43.5 \times 10^3}{48 \times 45 \times 10^3 \times 0.779585} \times \left\{ 3 \times 29.100^2 \times (29.100 - 8.400 - 10.350) \right. \\ &\quad \left. - 4 \times (29.100 - 8.400 - 10.350)^3 \right\} \\ &= 6.63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore \delta = \delta_1 + \delta_2 = 5.98 + 6.63 = 12.6 \text{ mm}$$

③ 활하중 처짐검토

· 허용 처짐

$$\delta_a = \frac{L}{800} = \frac{29.1 \times 10^3}{800} = 36.4 \text{ mm}$$

· 외측 거더

$$\delta = 12.6 \text{ mm} < \delta_a \quad ; \quad \text{OK}$$

PSC 합성거더의 시공단계별 처짐은 콘크리트의 성질 및 프리스트레스 도입 시기, 바닥판 타설 시기 등 시공진행 과정에 의해서도 영향을 받는다. PSC 합성거더의 초기 재령에 긴장력이 도입되어 졌다고 가정하고, 약 2개월 후에 바닥판이 타설되어 합성작용을 한다고 가정할 때, 그리고 각각의 크리프 계수를 3.8, 2.4라 할 때, 외측 거더에 대한 시공단계별 처짐은 다음과 같다.

· 프리스트레스 도입시

$$\delta_{s1} = 18.7 - 84.98 = -66.2 \text{ mm} \text{ (상향)}$$

· 바닥판 타설후(크리이프, 건조수축의 영향 포함)

$$\delta_{s2} = 18.7 - 84.98 + 23.48 + (3.8 - 2.4) \times (18.7 - 84.98) = -135.51 \text{ mm} \text{ (상향)}$$

· 사용하중 작용시(최중)

$$\begin{aligned} \delta_{s3} &= 18.7 - 0.648 \times 84.98 + 23.48 + 4.38 + (3.8 - 2.4)(18.7 - 84.98) \\ &\quad + 2.4 \times (18.7 - 0.648 \times 84.98 + 23.5 + 4.38) + 12.62 \\ &= -108.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

주 의

1. 이 최종보고서는 국토교통부에서 시행한 국토교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.
2. 이 최종보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구개발 성과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀 유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 안 됩니다.