제 출 문

국토교통부장관 귀하

이 보고서를 "성능기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준개발" 과제의 보고서로 제출합니다.

2014. 10. 7

주관연구기관명 : (사)한국강구조학회
주관연구책임자 : 김 성 은
연 구 원 : 배두병, 심창수, 권영봉
이은택, 김철환, 한상철
송현상, 임유하, 강덕경
남정현, 박일규, 김동욱
임로스, 정인규, 이인호
채원탁

협동연구기관명 : (사)한국콘크리트학회
협동연구책임자 : 최 정 욱
연 구 원 : 윤석구, 박홍근, 박순규
정철헌, 이재훈, 임상익
윤석빈, 최진호, 이호준
양재연, 유태용, 배재현

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>11기술표준
화09-01</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2013.09.08. -
2014.09.07.</td><td>단 계 구 분</td><td>3차년도/
3차년도</td></tr>
<tr><td>연 구 사 업 명</td><td colspan="5">건설교통기술촉진연구사업</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>최 상 위
과 제 명</td><td colspan="4">성능기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준 개발</td></tr>
<tr><td>단위과제명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td>연 구 책 임 자</td><td>김 성 은</td><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 명
내부 : 9 명
외부 : 35 명</td><td>총연구비</td><td>정부 : 1,000,000 천원
기업 : 0 천원
계 : 1,000,000 천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">(사)한국강구조학회</td><td>참여기업명</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="5">상대국명 : 상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>공 동 연 구</td><td colspan="5">연구기관명 :(사)한국콘크리트학회 연구책임자 : 최정욱</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)</td><td>보고서면수</td><td>420p</td></tr>
<tr><td colspan="6">○ 신재료 및 다양한 합성구조 형식의 개발을 선도하는 성능 기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준 개발을 통해 구조관련 설계기준의 일관성 및 선진화를 위한 모델 코드 체계 개발
○ 강-콘크리트 합성구조 설계기준은 강재와 콘크리트 재료 분야에서 신재료로 개발된 항목을 반영하여 기존의 설계기준으로 제시된 국내 기준의 적용 범위를 확장하고 설계기준에서 다루지 못했던 합성 및 복합구조 형식을 일반적으로 설계 가능하도록 하는 모델 코드로서의 역할을 하는 기준으로 개발
○ 설계기준의 국제화를 위해 미국의 ACI, AISC, AASHTO LRFD의 체계, 유럽 통합설계기준인 Eurocode의 체계, 일본성능기반 합성구조 설계가이드라인 등을 분석하여 관련 근거를 확보하고 이를 기반으로 국내외 환경적 여건을 반영할 수 있는 재료 및 부재 기반의 설계기준 항목 개발
○ 설계기준의 지속적인 개선이 가능하도록 실험에 근거한 설계기준은 데이터베이스를 축적하여 공개하고 일반화된 성능 평가방법 및 시험법을 제시하여 새로운 재료와 구조형식이 이에 기반하여 적용될 수 있도록 하는 적용 대상 시설물에 국한되지 않는 일반화된 설계기준 개발
○ 최근 개발되어진 고성능 강재와 콘크리트를 적용한 합성 및 복합구조에 대한 성능기반 설계기준을 개발
- 국내외 합성구조 관련 설계기준 분석 및 기준화 방안 개발
- 합성구조 설계, 해석, 성능평가법 개발
- 성능기반 합성구조 설계기준 개발</td></tr>
<tr><td>색 인 어</td><td>한 글</td><td colspan="4">성능, 합성구조, 설계기준, 고성능소재, 표준</td></tr>
</table>

(각 5개 이상)	영 어	performance, composite structure, design specification, high-performance material, standard

요 약 문

Ⅰ. 제목

성능기반 강-콘크리트 합성구조 설계기준 개발

Ⅱ. 연구개발과제 개요

최근 토목/건축의 건설시장에 다양한 형태의 합성구조가 개발되어 사용되고 있으나 이를 합리적으로 수용할 수 있는 구조설계기준이 미비한 상태이다. 국내 설계기준(콘크리트구조설계기준, 강구조설계기준, 도로교설계기준, 철도교설계기준, 건축구조기준)에 제시된 합성구조 및 복합구조 설계식에 의한 동일부재에 대한 성능 평가의 결과에 차이가 있어 합성구조 및 복합구조 설계시 일관된 설계기준 제정이 요구되고 있다. 특히, 기존 설계기준의 적용범위를 넘어서는 고성능 재료개발과 이를 사용한 새로운 형태의 합성구조, 또는 설계기준에 정의되지 않은 다양한 형태의 상세를 사용하는 합성구조가 증가하는 추세에 있다. 따라서 새롭게 제안된 다양한 형태의 합성구조에 대한 구조적 안전성을 합리적으로 확보하기 위하여 일관성 있고 폭넓은 성능기반 합성구조 설계기준의 개발이 필요하다.
고성능 강재와 콘크리트를 적용한 합성 및 복합구조에 대한 성능기반 설계기준을 개발하기 위해 아래와 같은 연구를 수행할 필요성이 있다.

- 국내외 합성구조 관련 설계기준 분석 및 기준화 방안 개발
- 합성구조 설계, 해석, 성능평가법 개발
- 성능기반 합성구조 설계기준 개발

이러한 연구를 통해 신재료 및 다양한 합성구조 형식의 개발을 선도하는 요구성능을 정의하고 이를 구현하기 위한 설계 방안을 제시하여 구조관련 설계기준의 일관성 및 선진화를 위한 모델 코드를 제공하고자 한다. 강재와 콘크리트, 도로교/철도교, 건축구조 등 관련 기준들의 연관성을 체계화하고 국제 기준에 부합하는 일관성 있는 설계 기준 개발을 개발하는 것을 목적으로 한다.

Ⅲ. 연구개발 수행내용 및 결과

강-콘크리트 합성구조 설계기준은 강재와 콘크리트 재료 분야에서 신재료로 개발된 항목을 반영하여 기존의 설계기준으로 제시된 [콘크리트구조설계기준], [강구조설계기준], [KBC], [도로교설계기준], [철도교설계기준] 등의 국내 기준의 적용 범위를 확장하고 설계기준에서 다루지 못했던 합성 및 복합구조 형식을 일반적으로 설계 가능하도록 하는 모델 코드로서의 역할을 하는 성능기반 합성구조 설계기준으로 개발하였다.
구조 설계기준의 국제화를 위해 미국의 ACI, AISC, AASHTO LRFD의 체계, 유럽 통합설계기준인 Eurocode의 체계, 일본 성능기반 합성구조 설계가이드라인 등을 분석하여 관련

근거를 확보하고 이를 기반으로 국내의 환경적 여건을 반영할 수 있는 재료 및 부재 기반의 설계기준 항목을 개발하였다.
설계기준의 지속적인 개선이 가능하도록 실험에 근거한 설계기준은 데이터베이스를 축적하여 기술보고서로 작성하고 일반화된 성능 평가방법 및 시험법을 제시하여 새로운 재료와 구조형식이 이에 기반하여 적용될 수 있도록 하는 적용 대상 시설물에 국한되지 않는 일반화된 설계기준을 개발하였다.

Ⅳ. 최종 연구성과 및 적용실적

강-콘크리트 합성구조에 관한 기존 설계기준의 비교 분석과 연구 데이터베이스, 해석 및 실험적 연구를 통하여 아래와 같은 연구 결과를 도출하였다.

1. 구조관련 설계기준 표준화
- 토목과 건축 분야에서 사용 중인 국내 설계기준 비교 분석
- 국외 설계기준 분석
- 구조관련 설계기준 선진화 방안제시

2. 합성구조 설계 기준 분석
- 강구조와 콘크리트 구조 설계 기준 상이점 도출
- 현행 설계기준의 적용범위 한계 및 문제점 도출
- 고성능 강재와 고성능 콘크리트의 적용범위 및 기준화 타당성 분석

3. 신형식 합성구조 분석
- 고성능 강재와 고성능 콘크리트 기반 합성구조 설계기준 일반화 방안 개발
- 신형식 구조부재 설계항목 분석

4. 합성구조 설계기준 초안 개발 및 기술보고서 발간
- 합성구조 설계기준 항목 도출
- 합성구조 추가 성능검증 항목 도출
- 합성구조 설계기준(초안)개발
기준의 배경, 데이터베이스, 실험 및 해석, 예제를 포함한 기술보고서 발간

Ⅴ. 연구목표 달성 및 효과
성능 기반 합성구조 설계 기준은 콘크리트 구조설계기준과 강구조 설계 기준 뿐 아니라 도로교설계기준, 철도교 설계기준, KBC 등의 유관 설계 기준에서 다루는 상이한 접근 방식을 합리적으로 조정하고 신재료를 활용한 신형식 구조에 대한 일반화된 설계 방법을 모델 코드로서 제시하였다. 합성구조 설계기준 개발을 위한 검토된 설계 기준간의 충돌 문제, 선진국의 설계기준 체계 등을 활용하여 합리적인 구조분야의 설계 기준 체계를 제안할 수 있도록 하였다. 강-콘크리트 합성구조에 대한 독립적인 설계기준 초안을 개발하였고 이와 관

련된 내용을 기술보고서로 제시하여 향후 국가기준과업에서 공통기준으로 채택되어 사용될 수 있도록 하였다.

Ⅵ. 연구성과 활용계획

콘크리트 기반 및 강구조 기반의 설계기준이 각각 합성구조를 다루는 방법론의 차이로 인해 발생하는 기준 적용 범위의 한계를 극복하고 각각의 기준이 적절하게 사용될 수 있도록 참조할 수 있는 모델 코드로서의 기능이 기대된다. 또한, 표준화된 성능 평가 및 시험법의 제시를 통해서 고성능 소재를 이용한 신형식 구조의 연구 개발이 촉진되고 새로운 시장 창출 및 구조물 효율화에 기여할 것이다. 개발된 설계기준을 활용하기 위한 설계 매뉴얼 및 예제집, 교육 프로그램을 통해 국내 건설 기술자들의 기술 역량을 높이는데 기여하고 제안된 합성구조 설계기준은 실험 및 연구 데이터베이스를 구축하면서 제시되었기 때문에 국가기준 표준화 과업에서 합리적인 근거와 지속적인 수정 보완이 가능하도록 활용될 것으로 기대된다.

SUMMARY

I. Title

Performance based design codes on steel-concrete composite structures

II. Research Project Overview

Recent development of various composite structures in construction markets requires general design specifications to accommodate new material and details. Korean design provisions on composite and hybrid structures (concrete structural codes, steel structural codes, bridge design codes, railway bridge design codes, KBC) provide different results for the same composite members. High performance materials and their applications, which exceed scope of current design provisions, are increasingly adopted in construction projects. Therefore, it is necessary to develop a performance based design codes on steel-concrete composite structures to accommodate these new requirements and to provide reasonable evaluation of structural performance of various composite structures.

In order to develop the performance based design codes on composite structures including high performance steel and concrete, the following contents need to be performed.

- Investigation of design codes on composite structures and development of structural design codes system
- Development of design, analysis and performance evaluation methods
- Development of performance based design codes on composite structures

These research activities provide required performance for composite structures including new material and details and suggest unified and general model codes of structural design specifications which satisfy the international requirements on standards.

III. Research Results

This research project investigated performance based design codes of composite structures considering current available high performance materials such as steel and concrete and expands parameter ranges of current design codes of concrete, steel, bridge and buildings.

For the global standard of structural design codes, design philosophy and scopes of

ACI, AISC, AASHTO LRFD, Eurocodes and Japanese design guidelines were compared and discussed. From the investigation, contents of the design codes of composite structures were derived and the ranges of application for each provision are determined. Database of experimental research on composite members was built to provide a sound background of empirical equations and technical reports on flexural members, compression members and connections were written based on the research results. Generalized performance evaluation and test methods of composite members was suggested to allow the application of new material and structures.

IV. Research Outcome and its Utilization

From the investigation on existing design codes of steel-concrete composite structures, database, analytical and experimental research, the following results were derived.

1. Structural design codes
- Comparisons of philosophy and scope of current Korean design codes
- Investigation of international standards on structures
- Suggestions to globalize domestic structural design codes

2. Investigation on design codes on composite structures
- Comparison of design codes of composite structures based on steel structures and concrete structures
- Limitations of current design codes
- Possibility of application of current design codes for high performance materials

3. New composite structures
- Generalized design methods for composite structures using high performance steel and high performance concrete
- Design requirements for newly developed composite structures

4. Performance based design codes of composite structures and technical reports
- Contents of design codes of composite structures
- Contents of performance verification for composite structures
- Draft of design codes on composite structures

Technical reports including background, database, tests and analyses and design examples

V. Contribution of Research Outcome

The developed design codes of composite structures can provide generalized model codes for new material and structures to allow adjustment of design methods by different Korean design provisions for concrete, steel, highway, railway and buildings. Inconsistency of structural design codes can be resolved and Korean structural design specifications can satisfy international standard requirements. Draft design codes on steel-concrete composite structures were developed. Technical reports including detailed background of these provisions were published to support future works on national design standards.

VI. Utilization of Research Outcome

The design codes can lead the design provisions of composite members and connection in concrete-based and steel-based design specifications. Standardized performance verification and its test methods allowed to develop new structural systems using high performance material. The design codes can create new markets for structural engineering industry. Design manual and education programs for design engineers can improve capability of domestic design engineering. Accumulated database and its technical reports can be continuously utilized as a background of future design specifications. For the development of national design codes, this research outcome is expected to be utilized as sound background.

CONTENTS

Submit Letter ····· i
Summary ····· iv
Summary (English) ····· vii
Table of content ····· x
Table of content (English) ····· xii

Chapter 1. Research Overview ····· 1
Section 1 Research Objectives ····· 1
Section 2 Research Scopes ····· 2
Section 3 State of the Art of Research Topics ····· 4
Section 4 Importance of Research Project ····· 10

Chapter 2. Research Contents and Results ····· 18
Section 1 Annual Research Objectives and Contents ····· 18
Section 2 Research Procedure ····· 24
Section 3 Research Results ····· 36
Section 4 Design Codes on Composite Structures ····· 55
Section 5 Composite Beams ····· 64
Section 6 Composite Columns ····· 161
Section 7 Composite Connections ····· 211
Section 8 Database for Design Codes Development ····· 236

Chapter 3. Research Outcomes ····· 242
Section 1 Advance of structural/composite structural design codes ····· 242
Section 2 Composite Beams ····· 244
Section 3 Composite Columns ····· 284
Section 4 Composite Connections ····· 331
Section 5 Design Codes and Examples on Composite Structures ····· 331
Section 6 Experiments on Effective Width ····· 331
Section 7 Experiments on CFT Columns with Slender Sections ····· 331

Chapter 4. Research objective achievement and contribution ····· 149

Section 1 Research objective achievement ····· 408
Section 2 Technological Contribution ····· 410
Section 3 Economical Contribution ····· 411
Section 4 Political Contribution ····· 411

Chapter 5. Research Outreach and Further Research ····· 411
Section 1 Research Outreach ····· 411
Section 2 Further Research ····· 412

Reference ····· 414

목 차

제1장 연구개발과제 개요 ····· 1
제1절 연구개발의 목적 및 필요성 ····· 1
제2절 연구개발의 범위 및 특징 ····· 2
제3절 관련분야의 국내외 기술개발 현황 ····· 4
제4절 연구개발의 중요성 ····· 10
제2장 연구개발 수행 내용 및 결과 ····· 18
제1절 연차별 연구목표 및 내용 ····· 18
제2절 연구개발 수행과정 ····· 24
제3절 연구수행결과 ····· 36
제4절 합성구조 설계기준 분석 ····· 55
제5절 합성휨부재 ····· 64
제6절 합성 압축부재 ····· 161
제7절 합성연결부 ····· 211
제8절 설계기준 개발을 위한 실험 데이터베이스 구축 · 236

제3장 최종 연구성과 및 적용실적 ····· 242
제1절 구조설계기준/합성구조설계기준 선진화 방안 ····· 242
제2절 합성 휨부재 ····· 244
제3절 합성 압축부재 ····· 284
제4절 합성 연결부 ····· 331
제5절 성능기반 합성구조 설계기준 및 예제 ····· 357
제6절 강-콘크리트 합성거더 극한강도 평가시 유효폭 산정 실험 ····· 358
제7절 세장단면을 가진 CFT기둥의 편심압축실험 ····· 391

제4장 연구목표 달성 및 효과 ····· 408
제1절 연구개발 최종목표 달성도 ····· 408
제2절 연구개발 성과의 기술적 분석효과 ····· 410
제3절 연구개발 성과의 경제적 효과분석 ····· 411
제4절 연구개발 성과의 정책적 효과분석 ····· 411

제5장 연구성과의 활용 및 추가연구 필요성 ····· 411
제1절 연구성과 활용방안 ····· 411
제2절 연구성과 추가연구 필요성 ····· 412

참고문헌 ····· 414

부록 I. 연구성과

제1장 연구개발과제 개요

제1절 연구개발의 목적 및 필요성

구조설계 기준의 혁신을 선도하는 성능기반 합성구조 기준 개발

○ 기존 설계기준의 적용범위를 넘어서는 다양한 형태의 합성구조의 안전성을 합리적으로 확보하기 위한 합성구조 설계기준 개발

○ 최근 개발되어진 고성능 강재와 콘크리트를 적용한 합성 및 복합구조에 대한 성능기반 설계기준을 개발

- 국내외 합성구조 관련 설계기준 분석 및 기준화 방안 개발
- 합성구조 설계, 해석, 성능평가법 개발
- 성능기반 합성구조 설계기준 개발, 성능기반은 다양한 소재와 부재 조합을 갖는 합성구조의 설계를 가능하게 하는 표준시험법 기반의 성능검증을 통해서 설계기준이 없는 경우에도 설계를 가능하게 하는 것을 의미함



그림 1.1 연구 과제의 목표

제2절 연구개발의 범위 및 특징

○ 강-콘크리트 합성구조 설계기준은 강재와 콘크리트 재료 분야에서 신재료로 개발된 항목을 반영하여 기존의 설계기준으로 제시된 [콘크리트구조설계기준], [강구조설계기준], [KBC], [도로교설계기준], [철도교설계기준] 등의 국내 기준의 적용 범위를 확장하고 설계기준에서 다루지 못했던 합성 및 복합구조 형식을 일반적으로 설계 가능하도록 하는 모델코드로서의 역할을 하는 기준으로 개발

○ 설계기준의 국제화를 위해 미국의 ACI, AISC, AASHTO LRFD의 체계, 유럽 통합설계기준인 Eurocode의 체계, 일본성능기반 합성구조 설계가이드라인 등을 분석하여 관련 근거를 확보하고 이를 기반으로 국내의 환경적 여건을 반영할 수 있는 재료 및 부재 기반의 설계기준 항목 개발

○ 설계기준의 지속적인 개선이 가능하도록 실험에 근거한 설계기준은 실험 데이터베이스를 축적하여 공개하고 일반화된 성능 평가방법 및 시험법을 제시하여 새로운 재료와 구조형식이 이에 기반하여 적용될 수 있도록 하는 적용 대상 시설물에 국한되지 않는 일반화된 설계기준 개발

○ 기준안의 배경과 분석 내용을 설명하는 기술보고서를 작성하여 추후 합성구조 설계기준의 국가 기준화를 위한 기반을 형성할 뿐 아니라 국제화되고 있는 설계자를 위해 설계 예제를 제시하여 국내 설계 역량을 높이는데 기여

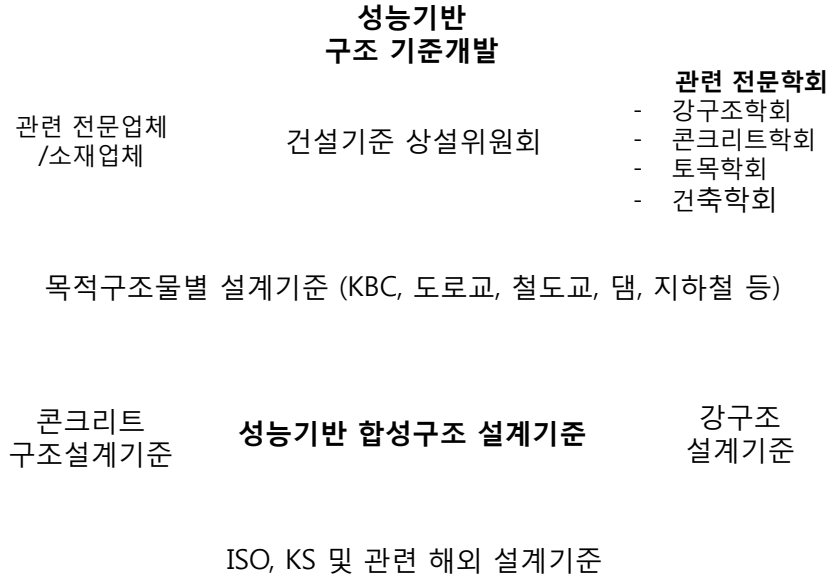


그림 1.2 성능기반 합성구조 설계기준의 체계

○ 설계기준의 범위 및 목표성과물은 다음과 같음.

핵심내용	목표	기술개발 범위	목표성과물
구조설계 기준 체계화	◦ 국내 구조관련 설계기준의 연관성 체계화	◦ 콘크리트구조설계기준, 강구조설계기준, KBC, 도로교설계기준, 철도교설계기준의 연계성 분석 및 개선 사항 도출	◦ 각 기준항목별 연계성 분석 보고서 ◦ 합성구조 설계기준의 타 기준과의 연계성 체계 분석서
	◦ 국제 설계기준과의 연계성 체계화	◦ ACI, AISC, AASHTO LRFD, EUROCODE, 일본의 관련 기준 및 설계항목 비교 분석 ◦ 기준의 근거가 되는 데이터 축적 및 통계분석	◦ 국제 기준 체계 분석서 ◦ 기준 항목별 근거 데이터베이스 및 통계 처리 데이터
	◦ 상시적인 설계기준 개선 체계 구축 (상설 위원회)	◦ 기준과의 상관성 체계 및 개선 방안 도출을 위한 영향 분석	◦ 설계기준 체계 개선 제안서
합성 휨 부재	◦ 휨을 받는 합성보를 비롯한 부재들의 설계기준 일반화 방안 개발	◦ 강-콘크리트 합성보, 합성바닥판, 하이브리드 거더, 이중합성, 강재매입형 합성보	◦ 극한강도, 사용성, 상세에 대한 설계기준 ◦ 경험식의 근거 데이터베이스
	◦ 고성능 재료를 활용한 합성 휨 부재 설계기준 개발	◦ HPC, HPS 등의 고성능 재료를 갖는 합성 휨부재	◦ 고성능 재료 활용한 합성 휨 부재의 설계기준 및 근거
합성 압축부재	◦ CFT 기둥 부재의 극한강도, 사용성, 내진/내화 성능 기준 개발	◦ 장단주 CFT 기둥 부재 (건물 및 교량) ◦ 이중강관 합성기둥, 중공 합성기둥	◦ CFT 기둥의 성능 기반 설계기준
	◦ SRC 기둥 부재의 극한강도, 사용성, 내진/내화 성능 기준 개발	◦ 강재비에 따른 강재매입형 합성 기둥 ◦ 고성능 재료 활용한 합성 기둥	◦ SRC 기둥의 성능 기반 설계기준
합성 연결부	◦ 합성 조인트에 대한 설계 기준 개발	◦ 보-기둥 연결부, 이종재료에 기반한 보의 연결부	◦ 보-기둥 합성 조인트에 대한 설계기준 ◦ 복합 조인트에 대한 성능기준
	◦ 전단연결부에 대한 설계기준 개발	◦ 기계적 전단연결재 및 연결부 ◦ 고성능 소재 및 국부 보강 효과에 대한 평가	◦ 전단연결부 설계기준(정적 및 피로)
모델 코드화	◦ 합성구조에 대한 성능기반 모델 코드 개발	◦ 휨부재, 인장부재, 압축부재, 연결부 및 특수 합성구조	◦ 선도적인 모델 코드화를 통해 설계기준의 상시적 개선이 가능하도록 하는 합성구조 모델 코드 ◦ 대상별 설계 예제집 ◦ 교육 프로그램

제3절 관련분야의 국내외 기술개발 현황

(1) 국내 기술 및 산업 동향

○ 현재 국내에서는 강교량설계에는 허용응력설계법, 콘크리트교량 설계시에는 강도설계법을 적용하고 있는 도로교설계기준(2010)을 사용하고 있으나, 최근 한계상태설계법에 기반한 도로교설계기준(2012)이 발간된 바 있다.

○ 대한건축학회에서 1973년에 허용응력설계법을 바탕으로 하는 강구조설계기준 및 동해설이 제정되었고, 한국강구조학회(KSSC)에서 1997년 한계상태설계법에 따른 강구조설계기준이 제정되었다. 그 이후 2003년 허용응력설계법에 의한 강구조설계기준이 전면 개정되고, 2004년 한계상태설계법이 개정된 바가 있다.

○ 2005년 발간된 건축구조설계기준(Korea Building Code, KBC 2005)은 AISC를 모태로 하여 많은 설계개념과 방법을 인용 채택해 왔다. 현재 AISC에서는 한계상태설계법과 허용응력설계법(ASD)을 통합하여 하나의 식에서 하중계수와 감소저감계수를 달리 적용하여 각 설계법을 적절히 선별하여 사용하는 방식을 선택하고 있다. 그러나, 최근 발간된 KBC-2009에서는 한계상태설계법(LRFD)만을 채택하도록 설계이론을 적용하여 새롭게 개정되었다.

○ 철근콘크리트 분야에서는 1970년대부터 허용응력설계기준에서 강도설계기준으로의 전환작업을 진행하여 토목과 건축에서 같이 사용하는데 전혀 문제가 없는 통합된 콘크리트구조설계기준을 만들게 되었다(김선희 등, 2009).

○ 구조재료별 설계기준은 콘크리트구조 설계기준, 강구조 설계기준, 구조물기초 설계기준으로 분류되어 있다. 도로시설 관련기준은 도로 설계기준, 도로교 설계기준, 터널 설계기준으로 분류되어 있으며, 철도시설 관련기준은 철도설계기준(노반편)과 철도설계기준(시스템편)으로 분류되어 있다. 수자원시설 관련기준은 하천 설계기준, 댐 설계기준, 항만 및 어항 설계기준으로 분류되어 있으며, 건축물 관련기준은 건축구조 설계기준, 건축전기설비 설계기준, 건축기계설비 설계기준으로 분류되어 있다.

○ 원자력시설 관련기준은 건설분야에서 제작한 기준이 없는 상황이며, 전력산업기술기준(KEPIC, Korea Electric Power Industry Code)이 있으나 구조물과 관련한 기준은 대부분 ACI, AISC, ASME 등의 해외기준의 번역본이다. 최근 발간된 “KEPIC SNG 강판콘크리트 구조” 기준은 합성구조를 활용한 공기 단축을 목적으로 개발된 성과물이다.

분야	연구개발 실적	주요 내용	연구 기관	비고
설계기준	도로교 설계기준	합성거더 집필	국민대	기준개발
	철도교 설계기준	강교 및 강합성교 집필	국민대	기준개발
	강구조 설계기준	강구조 설계기준 집필	국민대	기준개발
	강도로교 상세부 설계지침	강도로교 상세부 설계지침 집필	국민대	기준개발
	강합성 거더의 장기거동 설계지침	강합성 거더의 장기거동 설계지침 개발	국민대	기준개발
	교량설계핵심기술연구단	한계상태 설계기준 개발	서울대	기준개발
	좌굴혼합을 고려하기 위한 직접강도법 개발	직접강도법의 강도식 개발	영남대	설계법 개발
	성능중심 콘크리트 구조설계기준 개발	성능기반의 콘크리트 설계기준 개발	콘크리트 학회	기준개발
	고성능 콘크리트 설계 시공지침 및 매뉴얼 개발	고성능 콘크리트 지침 개발	콘크리트 학회	기준개발
	콘크리트 구조물에 대한 고장력 철근의 적용성 연구	고장력 철근의 기준 포함을 위한 연구	콘크리트 학회	기준개발
	휨-압축철근을 위한 Ultra-Bar (SD600)의 적용성 연구 및 스터럽과 타이 철근을 위한 Ultra-Bar(SD500 및 600)의 적용성 연구	고장력 철근의 기준 연구	콘크리트 학회	기준개발
	콘크리트관련 표준시방서 개정에 따른 근거자료 연구	표준시방서 개정	콘크리트 학회	기준개발
	고로슬래그 잔골재를 활용한 콘크리트 시공지침 개발에 관한 연구	콘크리트 시공 지침 확장	콘크리트 학회	기준개발
	고강도 기초볼트 실무적용 확대를 위한 콘크리트구조 설계기준 개정안 개발	고장력 기초볼트 기준 연구	콘크리트 학회	기준개발
	페로니켈슬래그 골재를 활용한 콘크리트시공지침 개발 2-콘크리트 배합 도출 및 현장 적용성 평가	콘크리트 시공지침 확장	콘크리트 학회	지침개발
	코일철근의 구조성능 비교 연구 및 설계/시공 기준(안) 개발	코일 철근의 기준 연구	콘크리트 학회	기준개발
	거푸집 공사 적용 기준 지침	거푸집 공사 지침 연구	콘크리트 학회	기준개발

분야	연구개발 실적	주요 내용	연구 기관	비고
설계기준	Super Bar 설계 시공 지침	super bar 설계 지침 연구	콘크리트 학회	기준개발
	상부강성을 고려한 구조물 기초설계방법	구조물 기초 설계 연구	콘크리트 학회	설계방법개발
	주요시설물내진설계기준의 재정비(건설교통부,2000)	공공건축물 생애주기비용 분석 모델 및 기법 개발	한국지진 공학회	기준개발
	SC(Steel-Concrete)구조 기술기준 개발	원전의 안전관련 구조물에 적용될 수 있는 강-콘크리트 합성구조에 대한 기술기준 개발	강구조 학회	설계기준 개발
합성 휨부재	고성능 강재를 이용한 Hybrid 합성거더의 강도평가	고성능 강재를 사용한 Hybrid 합성거더의 정모멘트부 극한휨강도	국민대	실용화 수준 개발
	고성능강재의 활성화	고강도강재 활성화를 위한 합성/복합구조 기획연구	국민대	실용화 수준 개발
	합성거더교의 장기거동 연구	합성거더교의 장기거동 영향평가	국민대	실용화 수준 개발
	콘크리트 사장교 설계지침 개발	교량용 고성능강 개발(내후성강, HSB600W) 콘크리트 앵커(고강도 기초볼트)의 구조설계기준, 시방서 개발	RIST	제품개발
	2200MPa급 PS강연선 설계 기반마련을 위한 연구	강합성 제품성 교량 개발 및 상용화	RIST	제품개발
	충전강관을 이용한 합성형 교의 해석 및 설계법 연구 (2003)	순수 휨을 받는 충전강관의 거동 및 내력 평가 법 제안	대우 건설	Concept설계
	장경간 프리스트레스트 강합성 라멘교량 개발 (지경부, 2008)	강합성 라멘교량 개발 및 상용화	RIST	제품개발
	장경간 강합성거더(SB거더) 기술개발(혜동브릿지, 2008)	강합성 아치교량 개발 및 상용화	RIST	제품개발
	조립식 충전강관 합성 부재를 이용한 신형식 교량 공법 개발 (2006~2008)	조립식 충전강관을 이용한 교량(단순교) 공법개발	대우 건설	실용화 수준 개발
	강재절감형 조립식 충전강관 연속교 공법 개발의 해석 및 설계법 연구 (2009~현재)	조립식 충전강관을 이용한 연속교 공법 개발로 기존 강교 대비 강재량 20% 이상 절감 교량 공법 개발	대우 건설	실용화 수준 개발
	강합성 2주형 고속철도 교량의 구조해석 및 상세 개발 (2005)	이중합성 철도교의 개발	RIST 중앙대	실용화 수준 개발
	TMC570 강재를 이용한 프리플렉스 보의 구조적 성능 평가	강재매입형 합성거더 개발	RIST 중앙대	실용화 수준 개발
합성 압축부재	조립식 내부 구속 중공 CFT 교각을 위한 교각 세그먼트	단일 중공 충전강관을 이용한 교각 개발	서울대	실용화 수준 개발

분야	연구개발 실적	주요 내용	연구 기관	비고
합성 압축부재	사각형 및 원형 CFT기둥의 압축강도	박판 강재스킨의 국부좌굴 및 콘크리트 구속효과를 고려한 충전형 합성기둥의 압축강도식 개발	영남대	실용화 수준 개발
	고강도강 적용 매입형 합성기둥 개발	800MPa급 고강도강재 및 100MPa급 고강도 콘크리트 적용 매입형 합성기둥의 편심압축 실험 및 장기하중실험	서울대	실용화 수준 개발
연결부	프리캐스트 콘크리트 교량 바닥판의 개발 및 실용화	프리캐스트 콘크리트 바닥판 및 연결구조 개발	대우 건설	제품개발
	강합성교 전단연결부 해석	대직경 스터드 전단연결재의 정적 및 피로 거동 평가 및 설계 기준화	중앙대	기준개발
	강합성 2주형 고속철도 교량의 구조해석 및 상세 개발	이중합성 전단연결부의 정적 및 피로거동 평가	RIST 중앙대	기준개발

○ 프리캐스트 바닥판을 강거더에 적용하기 위한 전단연결재의 정적강도 평가식 및 피로수명식에 관한 연구를 수행하였으며, 프리캐스트트 바닥판을 PSC거더에 적용하는 경우 슬립에 대한 충분한 저항력을 확보하기 위한 수평전단설계식도 제안하였다. 스터드 전단연결재가 적용되는 합성형 교량에서 시공성 향상을 위해 볼트 접합 스터드 전단 연결재를 개발하고 이를 적용한 인발시험을 통해서 설계에 이용하기 위한 전단연결재의 전단강도 설계식을 제안한 바 있다. 대직경 스터드 전단연결재의 실험적 연구를 통해 도로교설계기준의 전단연결재 적용범위를 확장한 바 있다.

그림 1.3 프리캐스트 바닥판 전단연결부와 대직경 전단연결재

○ 최근에는 도로교 및 철도교에 적용하기 위한 콘크리트 충진강관 거더 및 강거더에 활용하기 위해 ㄱ 형 perfobond 리브 전단 연결재를 제안하고 설계식을 도출하기 위한 push-out 실험을 수행한 바 있다.

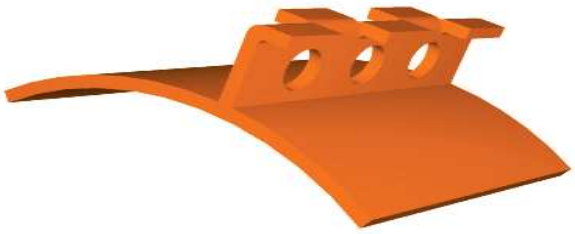


그림 1.4 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 형상

○ 국내의 복합교량 관련 연구는 합성형 교량과 관련되어 많이 진행되어 오고 있는데 특히 프리캐스트 바닥판을 중심으로 많은 성과들을 도출하고 있다. 또한 바닥판을 복합구조로 채택한 합성 바닥판에 대한 연구도 수년전부터 산/학/연(현대건설/중앙대/건설기술연구원)을 중심으로 진행되어 현장적용이 이루어졌다.

○ 건설핵심기술연구개발사업의 CTRM연구과제인 '공기단축형 복합구조시스템 건설기술개발'에서는 '급속시공 조립식 교량구조 시스템 설계 및 가설공법 개발'을 다루고 프리캐스트 바닥판과 조립식 교각, 기존 교량의 교체공법 등이 주로 연구되었다.

(2) 국외 기술 및 산업 동향

○ 강재와 콘크리트를 동일 단면내에 동시에 적용하거나, 한 지간 내에서 적용하는 적극적 형태의 복합구조 활용은 초창기에는 유럽을 중심으로 활발하게 논의되어 왔다. 복부 강재 트러스구조의 복합교량은 프랑스의 Arbois교에 적용된 것이 초기의 적용사례이며 다양한 시공법 개발을 통하여 여러가지 형태로 실용화에 이르고 있다. 특히 FCM이나 FSM은 물론, 자중 경감의 특징을 활용하여 PSM까지 적용함으로써 큰 효과를 거두고 있는데 Boulonnais교는 이러한 설계 및 시공 기술 개발의 성과가 적용된 대표적 교량이라 할 것이다. 최근에는 사장교의 보강형에 복부 트러스 구조의 합성단면을 적용하여 미관은 물론 환경 친화적인 효과까지 기대할 수 있는 교량들이 설계되고 있다.

○ 복합구조를 합성구조와 혼합구조의 개념으로 분류하면서 기술개발에 가장 많은 노력을 기울이고 있는 곳 중의 하나가 일본이라 할 것이다. 프랑스의 Cognac교를 시작으로 교량구조에 적용되기 시작은 파형강판은 PSC 박스거더의 복부를 대체할 수 있는 매우 효율적인 수단으로 인식되면서 지금 현재 사용중이거나 시공중인 교량이 50개를 상회하고 있다. 특히, 일본에서는 중지간 거더교를 주된 목표로 하였으며 많은 실적을 기록하고 있지만 이에 그치지 않고 지속적인 기술개발 투자를 통하여 Extradosed교와 사장교에 이르기까지 그 적용범위를 확장장장가고 있다. 최근에는 일본를 건설공단에서 신간선의 Kurobegawa 교에 이러한 구조형식을 채택함으로써 철도교에 대한 적용도 활성화될 전망이다.

○ 전통적으로 철골부재와 콘크리트재료의 조합으로 소위 합성구조에 대한 연구는 주로 일본에서 발전하여 근래 미국과 유럽에서 설계기준으로까지 발전한 분야이다. 철골구조적인

입자에서 접근한 설계방법으로 콘크리트는 압축재, 내화재 그리고 정착과 부착이 필요한 부재로 인식되어 접근되어 왔다.

○ CFT 구조시스템의 연구개발은 초기에는 일본을 중심으로 진행되었다. 1970~1980년대 말까지 대학 및 기업연구소를 중심으로 기본이론을 정립하는 연구를 수행하였고 현재는 기술표준화 및 실용화단계에 있다.(일본건축학회 1997; 2001, 일본신도시하우징협회 2002) 이들의 연구는 대부분이 CFT 기둥의 구조적 거동의 규명, 접합부 개발, 시공품질확보 및 내화성능과 관련된 분야에 집중되어 있다.

○ 중국의 경우도 매우 일찍 CFT 구조를 받아들여 상당한 시공실적을 갖고 있는 국가에 해당한다. 1960년대부터 CFT 기술에 관심을 갖기 시작하였고, 1980년대 중반까지 보급 및 적용단계를 거쳐서 현재는 공장, 일반 오피스건물, 교량 등에 400여건 이상의 시공사례가 있다.(중국 국가건축재료공업국표준 1989)

○ 미국의 경우는 일본이나 중국과 같이 일찍부터 CFT 구조가 활발하게 적용되지는 않았으나 최근 그 관심이 대폭 증대되고 있다(ASCE 2004; Tamboli 1999; Viest 1997). 1992년에 시작된 제5단계 미국-일본 공동내진연구 프로그램의 일환으로 CFT 구조에 대한 체계적 연구가 시작되었다. 이들의 연구는 CFT 압축재, CFT 휨-압축재의 역학적 거동을 규명하기 위한 부분과 양국의 건설관행에 적합한 접합부 개발에 집중되어 있다. 특히 미국의 연구자들은 일본의 경우보다 단순하면서도 저렴한 접합부 개발에 관심을 두고 진행되었으며 현재는 설계 가이드라인의 정립단계에 있다.

제4절 연구개발의 중요성

(1) 기술적 중요성

○ 최근, 토목/건축의 건설시장에 다양한 형태의 합성구조가 개발되어 사용되고 있으나 이를 합리적으로 수용할 수 있는 구조설계기준이 미비한 상태임.

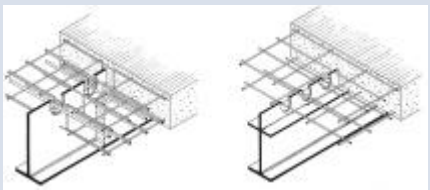
○ 현행 설계기준(콘크리트구조설계기준, 강구조설계기준, 도로교설계기준, 철도교설계기준, 건축구조기준)에 제시된 합성구조 및 복합구조 설계식에 의한 강도 평가에 차이가 있어, 합성구조 및 복합구조 설계시 일관된 설계기준 제정이 요구됨.

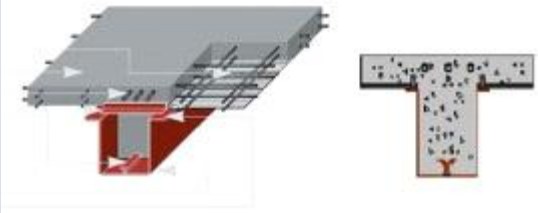
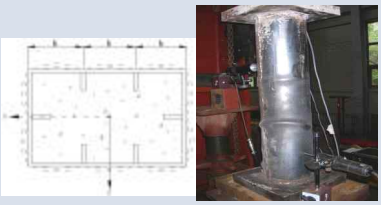
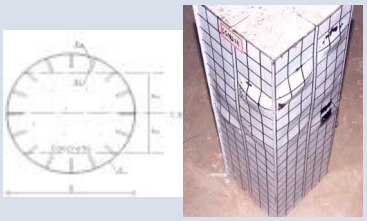
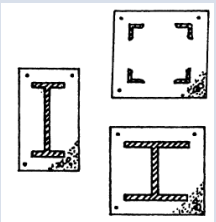
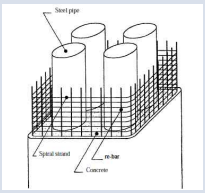
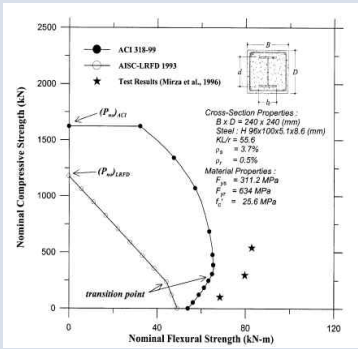
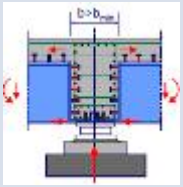
○ 기존 설계기준의 적용범위를 넘어서는 고성능 재료개발과 이를 사용한 새로운 형태의 합성구조가 나타나고 있음. 또한 기존 설계기준에 정의되지 않은 다양한 형태의 상세를 사용하는 합성구조가 나타나고 있음.

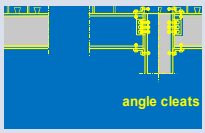
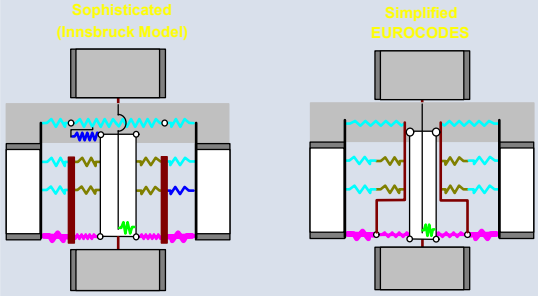
○ 따라서 새롭게 제안된 다양한 형태의 합성구조에 대한 구조적 안전성을 합리적으로 확보하기 위하여 일관성 있고 폭넓은 합성구조 설계기준의 필요성이 증가함.

○ 일관성 있고 합리적인 합성구조설계기준을 개발/제시함으로써, 다양한 재료 및 공법의 활용을 촉진하여 내구성 높고, 경제적인 엔지니어링을 실현하고자 함.

○ 합성구조의 창의적이고 합리적인 사용을 통하여 녹색 성장(자원절약, 경제성, CO2 저감)을 추구하는 사회적 요구에 부응하기 위함.

구조부재	새로운 구조형식	기술적 개선 사항
합성 휨부재	▪ 신형식 합성거더   	▪ 경제성 개선 ▪ 현장공사기간의 감소 ▪ 공사품질의 향상 및 시공오차 감소 ▪ 고성능 강재 및 고성능 콘크리트 등의 재료가 합성보에 사용될 경우에 현재의 설계기준의 적용 범위를 넘어섬 ▪ 합성보의 극한강도, 연성, 장기거동 및 사용성 검토를 위한 설계기준 개발 ▪ 신형식 합성보의 성능 정의 및 검증 방법에 대한 표준화 필요 ▪ 이종 재료 및 이종 구조형식의 연결을 위한 다양한 연결 방식에 대한 평가와 이 연결 방식이 구조부재에 미치는 영향 평가

구조부재	새로운 구조형식	기술적 개선 사항
합성 휨부재	▪ 빌딩구조물의 합성보  	▪ 신형식 합성보 개발시 성능 검증 및 기준화를 위한 절차 정의 ▪ 목적 시설물별 기준화를 위한 모델 코드화 ▪ 기준화를 위한 실험적 평가 데이터베이스 구축 및 공개
합성 압축부재	▪ CFT 부재   ▪ SRC 압축 부재  	▪ 합성 압축부재의 강구조설계기준과 콘크리트 구조 설계기준의 적용성 및 미비한 적용 범위에 대한 추가 기준 개발  ▪ 고성능, 고강도강-콘크리트 합성부재 구조안정성 확보 ▪ CFT, 중공기둥 및 SRC 등 합성구조의 경제성 개선 ▪ 강재 스킨의 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려한 강도산정법 개발 ▪ 구속 정도에 따른 콘크리트 압축강도를 고려한 강도산정법 개발
연결부	▪ 이종 합성구조의 연결부  ▪ 다양한 구조부재의 합성 연결부	▪ 연결구조의 파괴모드에 따른 일반화된 설계기준 Stud/Slab failure Stud Shank failure Slab failure ▪ 새로운 형태의 이종 합성부재의 연결부 성능 기준 및 평가 기술

구조부재	새로운 구조형식	기술적 개선 사항
연결부	▪ 보-기둥 합성 조인트 	▪ 표준화된 시험법 ▪ 다양한 상세를 반영할 수 있는 해석 및 설계 방법 

○ 유럽의 통합설계기준인 Eurocode에서는 합성구조를 건축/토목 공통으로 독립적인 Eurocode-4 기준으로 제정 및 활용

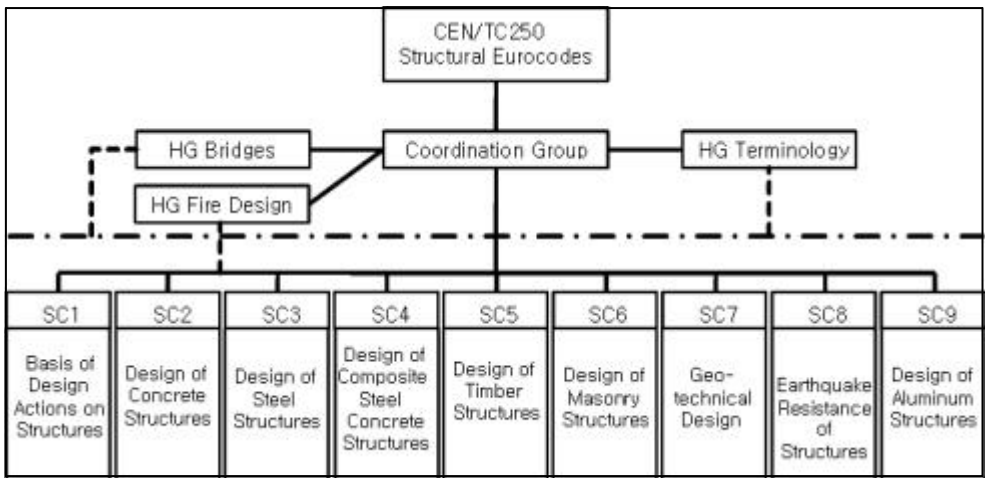


그림 1.5 유럽설계기준 작성을 위한 CEN/TC250 위원회의 프로젝트 수행 조직도

○ 일본에서는 다양한 합성구조의 개발에 따른 기준 반영을 위해 성능기반 합성구조 설계 가이드라인 개발

○ 국내의 경우, 현행 설계기준(콘크리트구조설계기준, 강구조설계기준, 도로교설계기준, 철도교설계기준, 건축구조기준)에 제시된 합성구조 및 복합구조 설계식을 설계자가 취사선택하여 사용하지만 각 설계지준에 의한 강도 평가에 차이가 있어, 합성구조의 합리적 사용에 장애가 되고 있음.

○ 현행 설계기준(콘크리트구조설계기준, 강구조설계기준, 도로교설계기준, 철도교설계기준, 건축구조기준)에 제시된 재료별 설계강도 규정의 결과값에 차이가 있어, 합성구조 및 복합구조 설계시 일관된 설계기준 적용 어려움(강구조설계기준에서는 합성구조의 콘크리트를 강재로 치환하고 콘크리트 구조설계기준에서는 강재를 철근처럼 다루는 차이점으로 인해

동일 구조물에 대해 서로 다른 수식 혹은 상세 기준을 제공하고 있음)

○ 초장대교량, 초고층 빌딩, 지하구조물, 해상구조물, 에너지 플랜트 등에서 다양한 형태로 개발 사용되는 합성(composite) 및 복합(hybrid) 구조의 설계를 위한 일관성 있고 폭넓은 설계기준 제시가 요구됨.

○ 최근 초고강도 강재 및 콘크리트의 개발과 이를 이용한 합성구조가 다양한 방식으로 나타나고 있지만, 현 설계기준에서는 이러한 합성구조에 대한 사용기준이 제시되고 있지 못함 (예, 초고강도 CFT 기둥, 다양한 합성보 및 합성구조시스템, 강판콘크리트 합성구조 등등). 이와 같은 예시에서 알 수 있듯이 경제성 확보를 위해 기존의 설계기준의 적용범위를 넘어서는 다양한 합성구조 시스템이 실무에 적용되고 있는 실정이지만 이에 대한 객관적인 성능검증기준 및 설계기준이 부족한 상황임.

○ 차세대 원전구조물의 형식으로 SC구조(강판 콘크리트 합성구조)가 개발되어 KEPIC 승인을 받은 상태이고 적용을 위한 다양한 연구개발이 진행되어 국제적으로 선도적인 역할을 할 수 있음(구조성능, 내화성능, 내진성능 등이 종합적으로 연구개발되어 기준화됨).

○ 최근 층고절감, 가격경쟁력 강화 등을 위해서 매우 다양한 합성보 구조 시스템이 실무에 적용되고 있는 실정이지만 이에 대한 객관적인 성능검증이 부족한 상황이기 때문에 이러한 구조시스템의 객관화되고 정량적인 성능검증(내진성능, 내화성능 등)을 위한 가이드라인이나 최소성능기준 필요함(최근의 합성보 공법 : TSC, TU, 그린빔, 에코빔, 스마트 빔 등등).

○ 합성보 시스템은 콘크리트 후타설의 반건식 공법이나 최근에는 공기단축을 위해 완전건식 부재끼리 합성하여 사용하는 보다 도전적인 합성구조 사용의 사례도 빈번히 발생하고 있어 이에 대한 최소성능기준이나 가이드라인 필요함. 예를 들어 Precast Concrete(기둥) + 철골(보) 시스템의 설계기준 또는 성능평가 기준 등.

(2) 경제-산업적 중요성

○ 국내 초고층 재료 및 부재의 시장규모는 2006년~2010년간 약 3,400억원 규모를 형성하며 2011년~2015년 약 4조원의 시장규모를 형성할 것으로 예측됨

○ 2015년까지는 전체 콘크리트 시장에서 초고강도 콘크리트가 약 10% 이상으로 확대되어 1조원 규모의 시장으로 성장할 것으로 판단되며, 2020까지는 25% 이상인 2.5조원 정도가 초고성능 콘크리트 관련 시장이 될 것으로 전망됨

표 1.1국내 초고층 재료 및 부재 분야의 시장 규모 (단위: 억원)

핵심 기술명	~2005	2006~2010	2011~2015
고강도강 실용화 기술	810	765	8,775
고성능 강-콘크리트 합성구조 기술	767	724	8,307
합계	1,577	1,489	17,082

※ 고강도강 자재비: 초고층 총공사비의 7.5%로 추정하며, 철골조는 전체 초고층시장에서 50%를 차지함을 반영
※ 합성부재(구조) 자재비: 합성구조에 포함된 경우에 한하며, 합성구조는 전체 초고층시장에서 10% 차지함을 반영



그림 1.6 국내 초고층 재료 및 부재의 시장규모

○ 해외 초고층 재료 및 부재 분야의 시장규모는 2000년대에 누적기준으로 30조원/5년 규모를 형성하며 2010년 이후에는 더욱 증가할 것으로 예측되고, 2015년 초고층 시장의 규모는 한국은 230억불, 세계시장은 약 5,600억불 수준에 이를 것으로 예측됨

○ CTBUH에 따르면 현존 최고 초고층 건축물인 Taipei 101은 2020년에는 20번째 높이의 건축물이 될 것으로 예상되며, 구조형식은 합성구조가 주를 이룰 것으로 예상됨

표 1.2 해외 초고층 재료 및 부재 분야의 시장 규모 (단위: 억원, 환율: 1$=1,200원 기준)

핵심 기술명	~2005	2006~2010	2011~2015
고강도강 실용화 기술	22,428	38,052	80,640
고성능 강-콘크리트 합성구조 기술	55,536	94,224	199,680
합계	77,964	132,276	280,320

※고강도강 자재비: 초고층 총공사비의 7.5%로 추정하며, 철골조는 전체 초고층시장에서 28%를 차지함을 반영
※합성부재(구조) 자재비: 합성구조에 포함된 경우에 한하며, 합성구조는 전체 초고층시장에서 32% 차지함을 반영

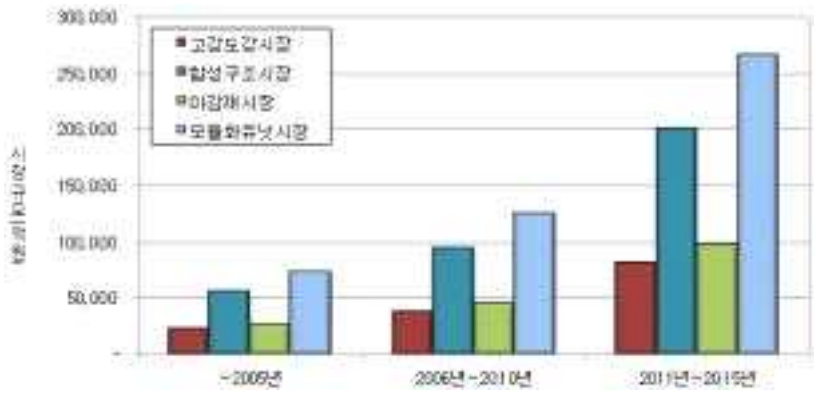


그림 1.7 해외 초고층 재료 및 부재 분야 시장규모

○ 시공성과 구조적 효율성을 갖춘 다양한 형태의 합성구조가 개발되고 설계 기준화될 수 있는 토대를 제공함으로써 새로운 사회적 요구사항인 경제성, 친환경성, 미적인 구조물 창출을 통해 건설 경쟁력 제고

○ 다양한 이종 재료간의 결합을 통한 경쟁력있는 구조시스템을 개발하여 국내 및 국제 건설시장에서의 새로운 수요 창출

표 1.3 국내 교량분야의 합성구조 공법 조사 (2008.10 조사)

구 분	업체명	공법명	공법 주요 핵심사항
강합성거더	삼현피에프	Precom	케이싱 콘크리트의 자중을 강재가 부담하도록한 프리스트레스 강합성 거더
		Precom 라멘	Precom 거더를 활용한 라멘공법
		Preflex	힌지장치 + 1회 프리플렉션 하중재하
	삼표이앤씨	Turn-Over	턴오버 공정을 통해 상부플랜지에 고강도 콘크리트를 타설하여 내력을 증가시킨 공법
		A-Preflex	거치시 거더의 자중을 보정 + 2회 프리플렉션
	노빌테크	MSP	콘크리트 패널과 I형 강재를 합성한 다단계 긴장공법
	동양 종합건업	C-Preflex S-Preflex	강선긴장 프리플렉스
		PFB 공법	강선긴장 강합성 공법
	스틸엔 콘크리트	e-Support PF	4점 재하방식 + 2회 릴리즈
		PF 라멘	Preflex 거더를 활용한 라멘공법 (자중부터 라멘형식)
		DPS	중앙부재 프리플렉션 후 현장에서 연결하여 PS강연선에 의해 프리스트레스를 도입하는 공법
	길교이앤씨	Preflex	5점 PF재하방식 + 2회릴리즈 (일반Type, 단부절취형)
		PF 라멘	Preflex 거더 활용한 라멘공법 (합성전 단순거동, 합성후 라멘거동)
		PSC 합성거더	분절방식에 의한 강선긴장 합성거더 (Pre + Post)
	동양RPF	RPF Beam	강선긴장 프리플렉스 공법
	신성건설	SCP	강재구속 PSC거더 (강재를 거푸집으로 활용)
	비비엠 코리아	CFT	콘크리트 충전 강관거더
	중산건설	Preflex	Up-Down Preflex Beam
	우경건설	CPI	압연강재와 고강도 강재를 활용한 Preflex 공법
	휘선건설	STC	이중합성 박스거더
	지아이에프	PCT	복부 트러스 강합성거더
	디지털건설	T-Bridge	고강도 강재의 열변형 특성을 이용한 강교량
	기타	스틸박스, 판형교, 트러스교,	

구 분	업체명	공법명	공법 주요 핵심사항
가교	스틸코리아	ATOM	H형강 하연에 강봉으로 프리스트레스 도입 (2006.10 SKO건설과 특허분쟁 무효처리됨)
		TSB	단면강성이 보강된 빔
	우경건설	DHB	겹보의 H형 압연강재와 가설용 받침 장치를 이용한 조립식 가교
	SKO 이엠씨	ATOM	H형강 하연 강봉에 의한 지압식 정착공법
	디지털건설	HEAT	라멘형식의 H형강 교량 하연에 열변형된 고강도 강재를 부착하여 프리스트레스를 도입하는 공법
	진현산업	T-B가설교량	Truss Bent를 이용한 가설교량
	리튼브릿지	LTB1	사장 케이블을 이용한 장지간 가설교량
		LTB2	사장교 타입 장지간 가설교량
		LTB3	관통홀이 형성된 가로보를 이용한 장지간 가설교량
		LTB4	모멘트 변화계를 이용한 조립식 장지간 가설교량
	케이이앤씨	TRUSS형 공법	블록으로 이루어진 TRUSS 형태를 현장에서 Pin 연결조립하여 가교양측면에 설치후 횡빔을 연결한 구조 형태임

(3) 녹색기술성

○ 고성능 콘크리트 및 강재를 활용하여 효율적인 구조 시스템을 형성함으로써 재료 절감에 따른 탄소배출량 감소 효과

○ 효율적 구조 부재 및 이를 이용한 시공을 통해 친환경적인 건설 기술을 유도할 수 있음

(4) 사회·문화적 중요성

○ 다양한 합성구조에 대한 설계 및 시공을 개발되는 설계기준을 통해 장려하고 이로 인해 저비용 고효율의 건설이 이루어질 뿐 아니라 새로운 시장 창출이 이루어질 수 있음

제2장 연구개발수행 내용 및 결과

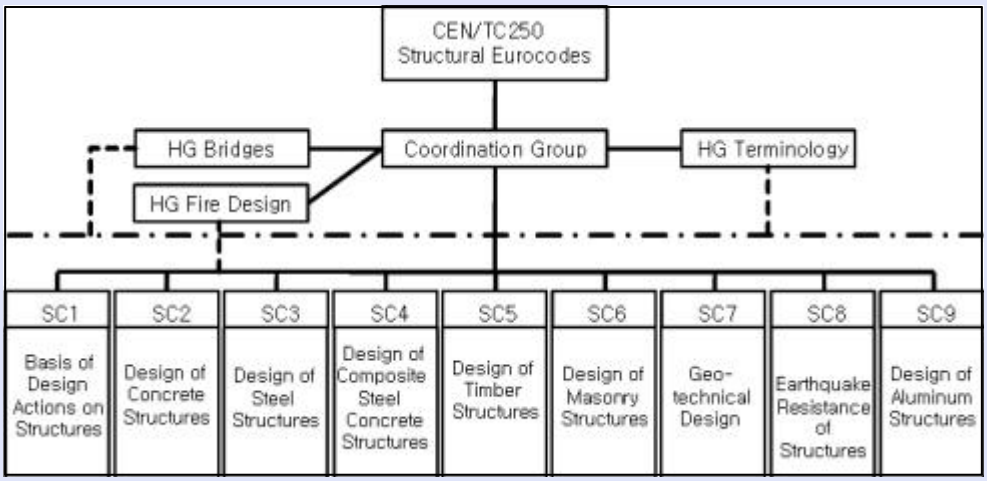
제1절 연차별 연구목표 및 내용

(1) 연구목표 및 내용(총괄)

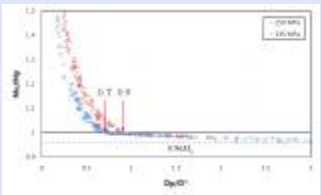
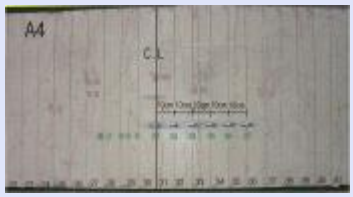
연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	▪ 구조관련 설계기준 선진화/표준화 방안 연구	▪ Eurocode, BS code, AASHTO LRFD등 유럽, 미국, 일본 등 국외 구조관련 설계기준 체계 분석 ▪ 토목, 건축 분야 등 국내 구조 관련 설계기준 체계 분석 ▪ 토목, 건축 분야 관련 국내 구조 관련 KS 규정 검토 ▪ 구조 관련 설계기준 선진화/표준화 방안 제시
	▪ 합성구조 설계기준 분석	▪ 강구조와 콘크리트구조 설계 기준 상이점 도출 ▪ 현행 설계기준의 적용범위 한계 도출 ▪ 현행 합성구조 설계 방법 문제점 도출 ▪ 고성능 강재와 고성능 콘크리트의 적용 범위 및 기준화 타당성 분석 ▪ 유지관리를 고려치 않은 설계기준 또는 설계상세 분석 및 개선 방향 제시
	▪ 신형식 합성구조 분석	▪ 고성능 강재와 고성능 콘크리트 기반 합성구조 설계기준 일반화 방안 개발 ▪ 신형식 구조부재 설계항목 분석
	▪ 합성구조 설계기준화 방안 개발	▪ 합성구조 설계기준 항목 도출 및 근거자료 축적 ▪ 합성구조 추가 성능검증 항목 도출 ▪ 합성구조 설계기준(초안) 개발
2차년도	▪ 고성능 소재 적용 합성구조 설계방법 개발	▪ 고강도 강재 및 콘크리트 합성부재 극한강도평가 ▪ 고강도 강재 및 콘크리트 합성부재 장기거동 평가 ▪ 합성부재 극한강도 및 장기거동에 대한 해석/설계를 통한 성능 평가방법 개발
	▪ 합성구조 접합부 및 전단연결 성능기준 개발	▪ 접합부 상세에 따른 구조성능 평가 ▪ 전단연결 상세에 따른 구조성능 평가
	▪ 합성구조 시스템 거동 평가 기준 개발	▪ 연속구조물의 회전능력 및 이음부 성능 평가 설계 기준 개발 ▪ 연속 붕괴(Progressive collapse) 방지 설계 기준 개발 ▪ 단위 합성소재/부재의 결합에 따른 시스템 거동 평가 설계 기준 개발
	▪ 합성구조 시험방법 표준화	▪ 합성구조 전단연결재 시험방법 표준화 ▪ 합성구조 바닥판 시험방법 표준화
	▪ 합성구조 설계기준개발	▪ 합성구조 설계기준(1차개정안) 개발
3차년도	▪ 합성구조 설계기준 작성	▪ 성능기반 설계기준 개발 ▪ 고성능 강재와 콘크리트 합성구조 설계기준 개발 ▪ 접합부 설계기준 개발 ▪ 내진 및 내화성능 기준 개발
	▪ 설계기준에 준하는 성능평가 가이드라인 및 표준시험법 개발	▪ 합성휨부재, 합성압축부재, 및 연결부 성능평가 가이드라인 개발 ▪ 전단연결재 및 합성바닥판 표준시험법 개발
	▪ 합성구조 설계 매뉴얼 및 예제집	▪ 합성구조 설계 매뉴얼 ▪ 합성구조 설계 예제집(건축/토목)
	▪ 합성구조 설계 교육 프로그램 개발 (E-contents)	▪ 설계기준 교육 프로그램 ▪ 예제집을 통한 교육 프로그램

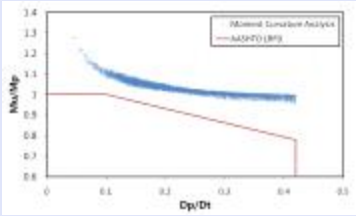
(2) 주요 목표 성과

○ 설계기준 선진화

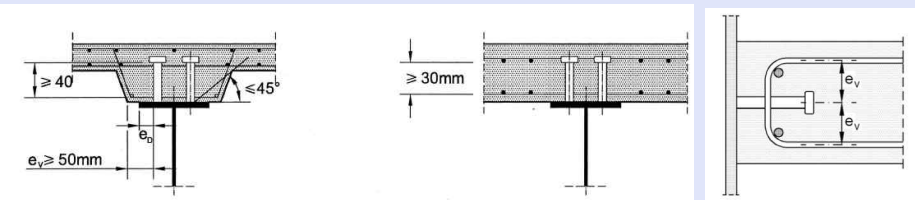
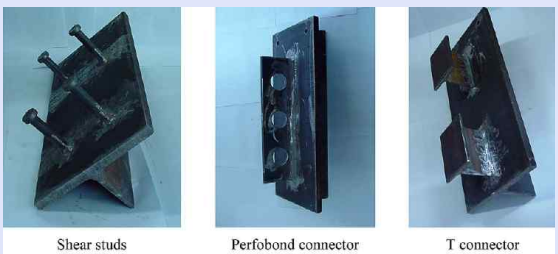
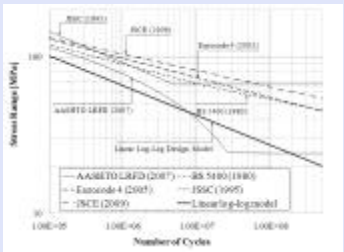
세부기술별 목표	구조 설계기준의 선진화
목표성능수준	◦ 선진화 : 국제 경쟁력 제고 - ISO 등 국제 체계와 부합 - 지속적인 개선 체계 구축 ◦ 표준화 : 기준의 표준 모델 구축 - 구조설계기준 체제와 과정의 일관성 - 정보의 객관성과 언어의 명료성  ◦ 성능기반 : 소통에 의한 기술 발전 선도 - 개방적인 체계구축에 의한 기술 발전의 능동적 반영 - 성능기반 설계 및 평가 방법 반영
설정근거	◦ 선진화 : ACI, AISC, AASHTO LRFD, IBC 등 미국의 구조설계기준과 일본의 관련 기준을 비롯하여 EUROCODE는 이미 상당 부분 일관성 있는 체계를 구축하여 기술시장 선점을 위한 국제표준화를 위한 지속적인 노력을 계속하고 있다. 반면에 국내의 설계 기준은 토목, 건축, 콘크리트구조 설계기준, 강구조설계기준 등이 복잡하게 얽혀 있어 오히려 기술발전의 장애가 되고 있어 국제 경쟁력 향상을 위하여 지속적으로 발전할 수 있는 선진화 모델의 구축이 필요. ◦ 표준화 : 시장에서 기술의 발전이 반영되기 위해서는 정보의 전달이 원활해야 하는 데 이를 위하여 구성 체제와 기술발전 반영을 위한 피드백 과정이 일관성 있게 구축된 표준화된 구조설계 모델의 구축이 필요. ◦ 성능기반 : 건설 산업에 종사하는 사람들 사이에 정량적 분석이 가능한 목표를 통하여 원활한 소통을 가능하게 하는 성능기반 설계 및 평가 방법은 세계적인 추세이며 이를 위하여 기술 발전에 기반을 둔 개방적인 체계 구축이 필요.

○ 합성 휨 부재

세부기술별 목표	성능기반 합성 휨부재 설계기준
목표성능수준	◦ 합성휨부재의 재료 적용 범위 확장 – 고성능 강재: HSB 강재 및 하이브리드 부재 – 고성능 콘크리트 : 콘크리트 구조설계기준의 적용 범위 수준 ◦ 합성휨부재의 연성도를 고려한 휨강도 평가식 일반화 – 합성휨부재 회전능력과 연성/취성 파괴를 고려한 휨강도 평가식 개발 – 합성휨부재 소성중립축 위치 변화에 따른 휨강도 평가식 개발 – 재료 특성과 헌치등 구조 단면 상세 변화에 따른 휨강도 평가식 개발 ◦ 연속 합성휨부재의 균열폭 제어를 위한 최소철근비와 균열폭 산정식 개발 – 종방향 철근의 지름과 배근간격 – 휨설계법 및 경험적설계법 – 콘크리트 슬래브 위치 및 전단연결부 철근 배근 상세 – 전단연결재 강성 및 배치간격 ◦ 건축구조용 합성보 구조에 대한 고강도 재료의 적용 범위 확장 – 고강도 강재: SM570 및 HSA800 – 고강도 철근: SD500 및 SD600 ◦ 고강도 재료의 합성효과를 고려한 건축구조용 합성보 설계법 마련 – 사용성 평가 – 변형률적합조건 및 소성응력분포 기반 단면 강도설계법 – 건축구조용 합성보의 고강도 재료 적용범위 기준화
설정근거	◦ 현재 설계기준의 합성휨부재 설계법 및 한계점 – 도로교설계기준 : 허용응력설계법, 고성능 강재 적용기준 항복점 450MPa 이하 – AASHTO LRFD: 하중저항계수설계법, 강재 특성 및 하이브리드 미고려(보수적), 고성능 강재 450MPa 이하, 균열폭 상세식 미흡, 장기거동 평가식 미흡 – Eurocode 4: 한계상태설계법, 고성능 강재 적용기준 항복점 460MPa 이하, 강재 특성 및 하이브리드 미고려  ◦ 최근의 연구개발 및 설계기준화 현황 – 고강도 강재 적용을 위한 휨강도평가 연구 활발 – 하이브리드 강거더를 적용한 합성거더 휨강도 평가 연구 – 합성거더와 콘크리트거더가 접합되는 복합거더 설계 – 합성거더 종방향 횡방향 균열발생 제어를 위한 장기거동 연구  

세부기술별 목표	성능기반 합성 휨부재 설계기준
설정근거	◦ 국내외에서 보다 합리적인 합성휨부재 휨강도 평가기준의 차이를 줄이기 위한 노력이 진행중  ◦ 건축구조용 합성보 설계 관련 현 강구조설계기준의 고강도 재료 적용 범위 - 합성압축재: 합성압축재의 경우 강재와 콘크리트의 변형률적합조건을 고려하여 강재 및 철근의 설계항복강도(압축)를 440MPa이하로 제한 - 합성보: 강재 및 철근의 압축 항복강도에 대한 제한이 없음. ◦ 고강도 강재 및 철근 적용에 따른 문제점 - 콘크리트와 고강도 강재 및 철근이 동시에 압축을 받는 경우, 콘크리트 변형능력 부족으로 재료간 완전한 합성효과를 기대하기 어려움. - 현재 강구조설계기준의 경우 합성효과를 고려하는 방법으로 변형률적합조건과 소성응력분포를 동시에 사용하도록 허용하고 있음. 하지만, 고강도 강재 및 철근이 사용될 경우, 두 방법에 의한 단면강도가 달라질 수 있음. ◦ 최근의 건축구조용 고강도 강재 및 철근 개발 현황 - 고강도 강재: 440MPa 급 SM570강재가 이미 널리 적용되고 있고, 최근 680MPa급 HSA800강재가 개발되어 향후 건축물에 적용될 예정임. - 고강도 철근: SD500 및 SD600 철근의 개발이 완료되어 설계기준에 반영될 예정이고, 이미 다수의 건설현장에 사용되고 있음. - 미국의 경우 Grade 100(항복강도 680 및 780MPa)의 고강도 철근이 개발되었고, 이의 설계기준화를 위한 다양한 연구가 진행되고 있음.

○ 합성 연결부

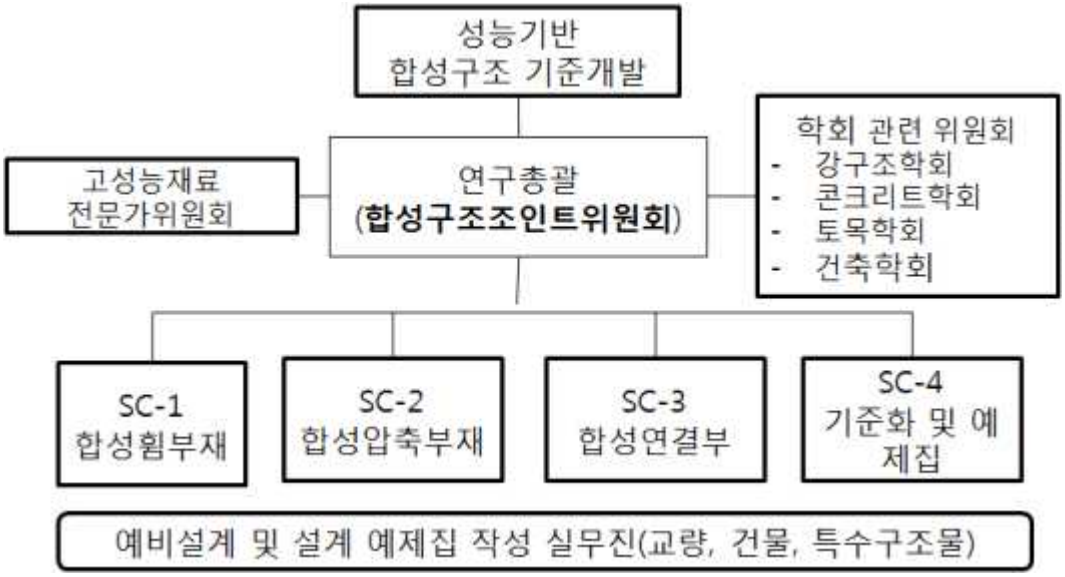
세부기술별 목표	성능기반 합성 연결부 설계기준
목표성능수준	◦ 전단연결부 및 복합 연결부의 재료 적용 범위 확장 - 고성능 강재: HSB 강재 - 고성능 콘크리트 : 콘크리트 구조설계기준의 적용 범위 수준 - 고강도 철근 및 형강 제품 : 국내 KS 포함 ◦ 전단연결부의 파괴모드별 강도 평가식 일반화 - 강재와 콘크리트의 상대적인 강도/강성비에 따른 강도 평가식 개발 - 연성 평가 ◦ 철근 배근 등의 구속조건에 따른 전단연결부의 거동 평가 - 철근배근, 복합형식, 부분적 구속에 따른 콘크리트 강도 증가 고려 ◦ 합성구조 형식 변화를 고려한 거더 연결부 설계 기준 개발 - 강판-콘크리트 합성 방법 및 Prestressing 도입 등 합성 방식 변화 고려 - I형, box형 등 기하학적 형식 변화 고려
설정근거	◦ 현재 설계기준의 전단연결부 설계 적용 범위 - 도로교설계기준 : 25mm 직경 스터드 전단연결재 - AASHTO LRFD: 스터드, ㄷ 형, 스터드 전단연결재의 최소항복점은 325 MPa, 인장강도는 400MPa - Eurocode 4: 25mm 직경, 스터드, 강판두께, 스터드간격, 배근 상세 제한규정  ◦ 최근의 연구개발 및 실용화 현황 - 고강도 콘크리트 사용에 따른 대직경/고강도 전단연결재 개발 활발 - 프리캐스트 바닥판 등의 조립식 구조의 연결구조 개발 및 연구 진행 활발 - 복합거더 등의 수직/수평 연결재를 동시에 사용한 복합 연결부 설계 - 이종 거더간의 복합 연결부를 위한 설계 기준 필요  ◦ 국제적으로 설계 기준간의 차이를 줄이고 일반화하려는 노력 진행중 

○ 합성 압축부재

세부기술별 목표	성능기반 합성 압축부재 설계기준
목표성능수준	◦ 압축부재에 대한 고강도재료 적용 범위 확대 - 고성능 강재: HSB 강재 - 고성능 콘크리트 : 콘크리트 구조설계기준의 적용 범위 수준 - 고강도 철근 및 형강 제품 : 국내 KS 포함 ◦ CFT 및 SRC 압축부재의 강도 평가식 개발 - 휨-압축 강도 및 강성 평가식 - 내진성능을 위한 연성 평가 ◦ 상세요건개발 - 강판의 폭두께비, 철근비, 횡철근비 등
설정근거	◦ 현재 설계기준의 고강도재료 적용범위 - 콘크리트구조설계기준 : 철근의 경우 적용범위를 항복강도 600MPa 철근으로 확대 개정중. 콘크리트강도에 대한 제한이 없음. 고강도 콘크리트 사용허용 - 강구조설계기준 : 합성기둥의 강재 항복강도 상한선 fsy = 440MPa, 콘크리트 fck = 70MPa (KBC2009 강구조편) (a) RCES (b) CCES (c) PCES (d) RCFT (e) CCFT ◦ 최근의 연구개발 및 실용화 현황 - 포스코에서 항복강도 650 ~ 750MPa 강재를 개발하고 있으며, KS규격을 추진중임. - 초고층 빌딩 시공기술개발연구단에서는 항복강도 650 ~ 750MPa 강재를 개발하고, 이 강재를 CFT, SRC 합성기둥에 실용화하기 위한 연구를 지속적으로 수행하고 있음. - 일본의 경우, 1998년 인장강도 780MPa급 강재와 90MPa급의 고강도 콘크리트를 이용한 CFT 기둥을 실제 고층건축물에 적용하였음. - 중국의 경우, 콘크리트 강도는 90MPa급으로 증가하고 있으나, 강재의 인장강도는 최대 570MPa급으로 정체된 편. 그러나, 한국보다 많은 적용 사례를 보유하고 있음. - 그 외 미국 등 해외에서 합성구조를 이용한 구조시스템은 주로 RC Core, SRC(CFT) Mega column, Outrigger, Belt truss(wall), Mega Brace, Link Beam등의 합성 부재들이 복합적으로 사용되는 하이브리드 시스템이 적용되고 있음.

제2절 연구개발 수행과정

(1) 연구개발 추진체계



○ 주관연구기관인 한국강구조학회와 공동연구기관인 한국콘크리트 학회로 구성

○ 한국강구조학회와 한국콘크리트학회의 합동위원회로 [합성구조 조인트 위원회]를 구성하여 상설 운영

- 양 학회의 합성구조 책임자 및 연구진 구성
- 과제수행일정 조정, 참여기관별 연구내용 및 범위 조정, 연구성과 자체평가
- 자체평가결과에 의거 연구진 재편성(탈락/재선정)
- 합성구조 조인트 위원회는 분기별 1회 개최하여 기준선진화, 합성휨부재, 합성압축부재, 연결부에 대한 토의를 진행하고 이를 성과집으로 만들어 2회/년 워크샵 및 공청회를 개최하여 연구결과를 검증함

○ 유관 학회의 [설계기준 위원회]와 협력 관계 유지 및 워크샵 등의 의견 교환 지속적 수행

- 국내전문가 그룹 및 주요 발주처: 연구추진방향 및 방법 자문, 성과물의 성능수준 검증, 개발기술 국내 홍보 등 (수시)
- 설계 전문가를 통한 예제집 검토 및 설계 성과물 도출
- 교육 프로그램 개발 및 진행을 통한 성과 확산

■ 연구진 워크샵 및 학술대회 특별세션을 통한 설계기준 토의 및 홍보

■ 연구진 회의 및 워크샵 개최

○ 합성구조 설계기준 워크샵 : 제 1차 워크샵

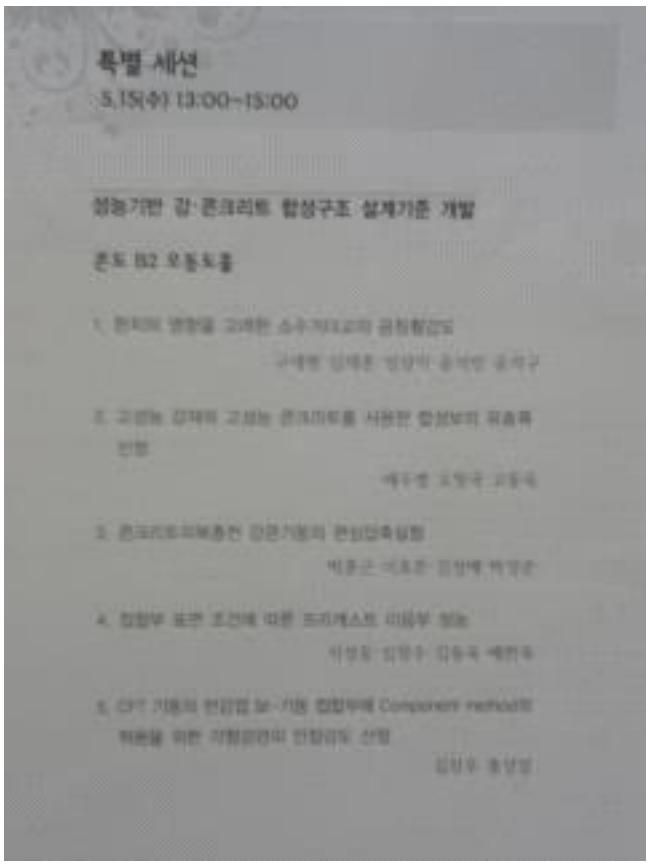
일정 및 장소	2012. 11. 07 (수) ~ 2012. 11. 09 (금) 전라북도 무주군 설천면 덕유산 리조트
내용	1분과 : 건설기준 선진화 / 표준화 배경 국내 구조관련 기준 현황 / 국가 기준 코드체계 정비 동향 해외기준 체계 분석 결과 2분과 : 합성압축부재 동향 설계기준 현황 설계기준의 주요 이슈 3분과 : 합성 연결부 관련 동향 연결부의 새로운 실무 동향 연결부 설계 기준의 주요 이슈 4분과 : 합성 휨부재 관련동향 고성능 소재의 합성구조 적용 현황 합성 휨부재 설계기준의 주요 이슈  
주요 결론	각분과별 연구내용 확인 및 토의 실험결과 데이터 베이스, 분과별 기술보고서, 설계기준 초안 및 예제 작성

○ 합성구조 설계기준 워크샵 : 제 2차 워크샵

<table>
<tr><td>일정 및
장소</td><td>2013. 02. 01 (목) ~ 2013. 02. 02 (금)
엘리시안 강촌 리조트</td></tr>
<tr><td>내용</td><td>
<table>
<tr><th>1일</th><th>시간</th></tr>
<tr><td>등록</td><td>12:00 ~ 13:30 (90분)</td></tr>
<tr><td>인사말</td><td>13:30 ~ 14:00 (30분)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">팀별 설계기준 개선안 발표 및 토의(1)</td><td>14:00 ~ 14:40 (40분)</td></tr>
<tr><td>14:40 ~ 15:20 (40분)</td></tr>
<tr><td>15:20 ~ 16:00 (40분)</td></tr>
<tr><td>16:00 ~ 16:40 (40분)</td></tr>
<tr><td>타설계기준에 반영여부 논의(2)</td><td>16:40 ~ 17:40 (60분)</td></tr>
<tr><td>마무리</td><td>17:40 ~ 18:00 (20분)</td></tr>
</table>
<table>
<tr><th>2일</th><th>시간</th></tr>
<tr><td rowspan="3">전체 설계기준 개선안 발표 및 토의(1)</td><td>10:00 ~ 10:50 (50분)</td></tr>
<tr><td>10:00 ~ 10:50 (10분)</td></tr>
<tr><td>11:00 ~ 12:00 (60분)</td></tr>
</table>

</td></tr>
<tr><td>주요 결론</td><td>- 연구 성과 진도 확인
- 분과별 연구 내용 진행 방향에 대한 토의</td></tr>
</table>

○ 합성구조 설계기준 워크샵 : 제 3차 워크샵

일정 및 장소	2013. 05. 14 (화) ~ 2013. 05. 16 (목) 전라남도 여수시 디오션 리도트
내용	한국콘크리트학회 학술발표회에서 특별세션 진행 - 부재별 연구 책임자 성과 발표 및 토의  특별 세션 5.15(수) 13:00~15:00  
주요 결론	- 연구 성과 발표 및 토의 - 각분과별 중간보고서 작성을 위한 내용 확립 및 정리

○ 합성구조 설계기준 워크샵 : 제 4차 워크샵

일정 및 장소	2013. 06. 12 (수) ~ 2013. 06. 14 (금) 6/13(목) 14:45-18:00 합성구조 특별세션 **제주도 제주시 연동 그랜드호텔**
내용	한국강구조학회 학술발표회에서 특별세션 진행 - 부재별 연구 책임자 성과 발표 및 토의  
주요 결론	- 연구 성과 발표 및 토의 - 기준안의 개선내용 발표 및 타당성에 대한 토의

순서	발표제목	발표자
1	사각형 콘크리트충전합성기둥의 강도에 관한 연구	권영봉(영남대학교토목공학과)* 정인규(영남대학교토목공학과)
2	퍼포본드 T형 전단연결재의 전단실험	심창수(중앙대학교사회기반시스템공학부) 정철헌(단국대학교토목환경공학과)* 이한주(단국대학교토목환경공학과) 주상훈(단국대학교토목환경공학과)
3	기술기준 분석을 통한 합성 휨부재의 설계식 제안	최상현(한국교통대학교철도시설공학과)* 배두병(국민대학교건설시스템공학부) 윤석구(서울과학기술대학교건설시스템디자인공학과) 오창국(국민대학교건설시스템공학부)
4	비연성 강합성거더의 공칭휨강도 안전율 재평가	윤석구(서울과학기술대학교건설시스템디자인공학과)* 임채훈(서울과학기술대학교건설시스템디자인공학과) 윤석빈(서울과학기술대학교건설시스템디자인공학과) 임상익(서울과학기술대학교건설시스템디자인공학과)
5	최대전단응력이 스터드 전단연결재 피로수명에 미치는 영향	심창수(중앙대학교사회기반시스템공학부)* 김동욱(중앙대학교사회기반시스템공학부) 이경찬(철도기술연구원) 이종혁(중앙대학교사회기반시스템공학부)
6	데이터베이스에 의한 콘크리트충전 각형강관기둥의 P-M조합강도 예측을 위한 구성방정식 개발	이철호(서울대학교건축학과)* 강기용(서울대학교건축학과) 김성용(서울대학교건축학과)
7	데이터베이스에 의한 콘크리트충전강관기둥의 부착강도에 대한 연구	김승원(뉴테크구조기술사사무소* 김철환(경북대학교건축공학부)
8	데이터베이스에 의한 콘크리트충전원형강판단면의 압축강도에 대한 연구	김승원(뉴테크구조기술사사무소)* 김철환(경북대학교건축공학부)

○ Steel-concrete Composite Construction VII 학회 참가 및 연구성과 발표

일정 및 장소	2013. 07. 30 (화) ~ 2013. 08. 02 (금) 호주 케언즈 팜코브 호텔
내용	 합성보, 합성기둥, 연결부에서 각각 대표적인 연구성과를 논문으로 발표함. 합성구조 관련 연구자들에게 연구과제의 개요를 설명하고 유사한 기준화 연구를 하는 그룹과 네트워크를 형성함. 발표내용 합성보: Nominal Flexural Strength of Conventional or Hybrid Composite Girders 합성기둥: The Squash Loads of the Concrete-Filled Tubular (CFT) Section Columns with Local Buckling 연결부: Design Codes on Stud Shear Connectors for New Details
주요 결론	- 합성구조 설계기준을 국가기준화하는 추세가 있고 유로코드-4가 가장 최근 제정된 기준으로 많은 연구자들이 참고하고 비교하는 대상이 됨. - 설계기준화를 위한 실험 결과 데이터베이스의 필요성이 많고 유용한 데이터가 논문 등에 나타나지 않는 경우가 많아서 연구자 네트워크를 통한 자료 공유의 공감대가 형성됨. 이태리와 뉴질랜드의 연구 그룹에서 합성연결 관련 연구 협력을 제안받았고 향후 진행예정임.

○ 합성구조 설계기준 워크샵 : 3차년도 제 1차 워크샵

일정 및 장소	2013. 10. 16 (수) ~ 2013. 10. 18 (금) 강원도 속초 델피노리조트 (설악)
내용	**1분과 : 건설기준 선진화 / 표준화 배경** 국내 구조관련 기준 현황 / 국가 기준 코드체계 정비 동향 해외기준 체계 분석 결과 **2분과 : 합성압축부재 동향** 설계기준 현황 설계기준의 주요 이슈 **3분과 : 합성 연결부 관련 동향** 연결부의 새로운 실무 동향 연결부 설계 기준의 주요 이슈 **4분과 : 합성 휨부재 관련동향** 고성능 소재의 합성구조 적용 현황 합성 휨부재 설계기준의 주요 이슈  
주요 결론	각분과별 연구내용 확인 및 토의 3차년도 연구성과 논문 발표

○ 합성구조 설계기준 워크샵 : 제 2차 워크샵

<table>
<tr><td>일정 및
장소</td><td>2014. 01. 20 (월) ~ 2014. 01. 22 (수)
한솔 오크밸리 리조트</td></tr>
<tr><td>내용</td><td>
<table>
<tr><th>1일</th><th>시간</th></tr>
<tr><td>등록</td><td>12:00 ~ 13:30 (90분)</td></tr>
<tr><td>인사말</td><td>13:30 ~ 14:00 (30분)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">팀별 설계기준 개선안 발표 및 토의</td><td>14:00 ~ 14:40 (40분)</td></tr>
<tr><td>14:40 ~ 15:20 (40분)</td></tr>
<tr><td>15:20 ~ 16:00 (40분)</td></tr>
<tr><td>16:00 ~ 16:40 (40분)</td></tr>
<tr><td>타설계기준에 반영여부 논의</td><td>16:40 ~ 17:40 (60분)</td></tr>
<tr><td>마무리</td><td>17:40 ~ 18:00 (20분)</td></tr>
</table>
<table>
<tr><th>2일</th><th>시간</th></tr>
<tr><td rowspan="3">전체 설계기준 개선안 토의</td><td>10:00 ~ 10:50 (50분)</td></tr>
<tr><td>10:00 ~ 10:50 (10분)</td></tr>
<tr><td>11:00 ~ 12:00 (60분)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">팀별 설계기준 개선안 발표 및 토의</td><td>14:00 ~ 14:40 (40분)</td></tr>
<tr><td>14:40 ~ 15:20 (40분)</td></tr>
<tr><td>15:20 ~ 16:00 (40분)</td></tr>
<tr><td>16:00 ~ 16:40 (40분)</td></tr>
<tr><td>타설계기준에 반영여부 논의</td><td>16:40 ~ 17:40 (60분)</td></tr>
<tr><td>마무리</td><td>17:40 ~ 18:00 (20분)</td></tr>
</table>
<table>
<tr><th>3일</th><th>시간</th></tr>
<tr><td rowspan="3">전체 설계기준 개선안 토의</td><td>10:00 ~ 10:50 (50분)</td></tr>
<tr><td>10:00 ~ 10:50 (10분)</td></tr>
<tr><td>11:00 ~ 12:00 (60분)</td></tr>
</table>


</td></tr>
<tr><td>주요 결론</td><td>- 연구 성과 진도 확인
- 분과별 연구 내용 진행 방향에 대한 토의</td></tr>
</table>

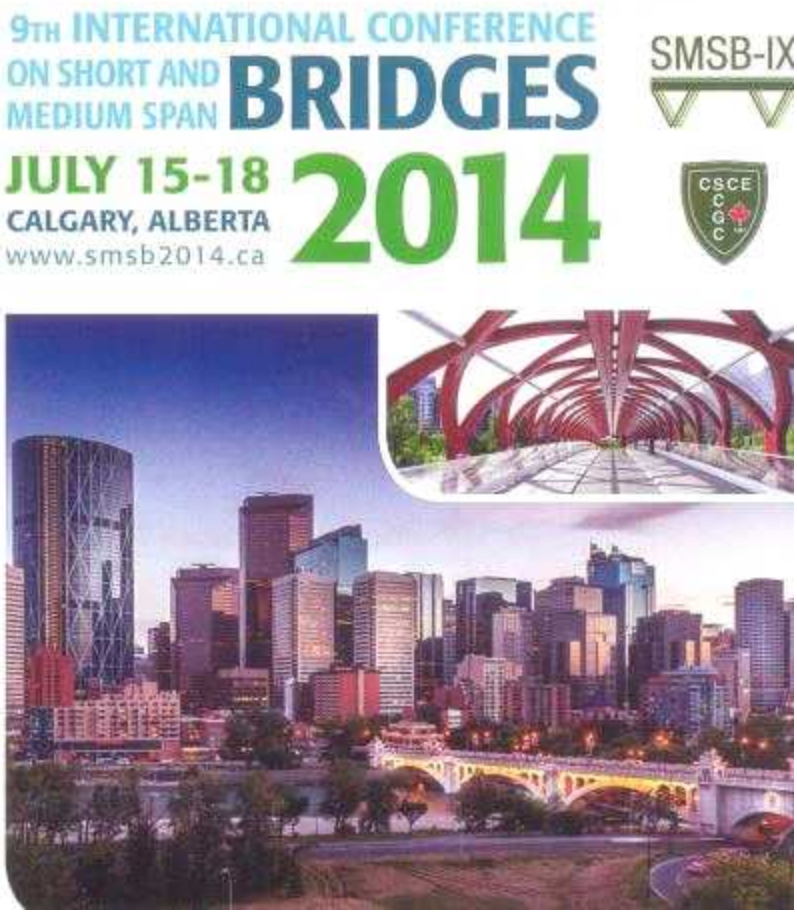
○ 합성구조 설계기준 기술강좌 : 3차년도 제 1차 기술강좌

일정 및 장소	2014. 2. 13 (금) 과학기술회관 대강당
내용	**1분과 : 건설기준 선진화 / 표준화 배경** 국내 구조관련 기준 현황 및 해외기준 체계 분석 결과 국가 기준 코드체계 정비 동향 설명 합성구조 설계기준 제시에 관한 배경 설명 **2분과 : 합성압축부재 설계기준 기술강좌** 설계기준 현황 설계기준의 주요 이슈 **3분과 : 합성 연결부 설계기준 기술강좌** 연결부의 새로운 실무 동향 연결부 설계 기준의 주요 이슈 **4분과 : 합성 휨부재 설계기준 기술강좌** 고성능 소재의 합성구조 적용 현황 합성 휨부재 설계기준의 주요 이슈  
주요 결론	각분과별 연구내용 실무진 대상 기술강좌

○ 합성구조 설계기준 기술공청회 : 제 1차 기술공청회

일정 및 장소	2013. 06. 12 (수) ~ 2013. 06. 14 (금) 제주도 제주시 연동 그랜드호텔
내용	한국강구조학회 학술발표회에서 기술공청회 진행 - 부재별 연구 책임자 기술 발표 및 실무자와의 질의 응답 
주요 결론	- 연구 성과 발표 및 토의 - 기준안의 개선내용 발표 및 타당성에 대한 토의

○ Short and Medium Span Bridges IX 학회 참가 및 연구성과 발표

일정 및 장소	2014. 07. 15 (화) ~ 2014. 07. 18 (금) 캐나다 알버타 캘거리
내용	 - 단중경간 교량분야의 최신 연구동향 및 기준에 관한 연구결과 교류 - 합성구조 설계기준에 대한 연구결과 발표
주요 결론	- 합성구조에 대한 연구가 지속적으로 증가되고 있고 연결부 및 신재료에 대한 적용 시도가 많음 - 유로코드 4의 영향이 상당히 국제적인 연구내용에 반영되고 있음

제3절 연구수행결과 (아래내용은 보고서 양식에 맞게 편집할 것)

(1) 구조설계기준/합성구조 설계기준 선진화 방안

1) 배경

○ 현재 국내의 설계기준은 실증실험 또는 검증 여건이 미비하고, 지적 재산권과 결부된 문제가 있으며, 국내 실정에 대한 적합성이 부족하기 때문에 외국의 기술 기준을 차용하고 있다.

○ 이러한 국내 상황으로 인하여 새로운 연구결과나 신재료, 신기술 및 신공법의 수용에 대한 한계가 있으며, 저탄소 녹색성장, Life Cycle Cost 등을 고려한 친환경 설계개념 등 환경변화에 대한 대응도 미비한 상황이다.

○ 위와 같은 문제들을 종합할 때 우리나라의 실정에 맞는 한국형 기준 정비 및 운영체계 정립이 시급하고 창조적인 수요자 중심의 융합기술을 수용할 수 있도록 진화할 필요가 있다.

○ 또한 건설산업이 국제 경쟁력을 확보하고 미래성장산업으로 도약하기 위해서 설계기준을 글로벌 스탠다드 수준으로 선진화할 필요도 있다.

○ 구조설계기준 선진화 방안을 제시하기 위해 다음 절차에 따른 연구를 수행한다; (1) 국내외 설계기준 철학 및 현황 분석; (2) 국내외 설계기준 체계 분석 및 선진화 체계 방안 수립; (3) 국내외 표준화 현황 분석 및 선진화 방안 수립; (4) 국내외 설계기준 관리체제 분석 및 관리 선진화 방안 수립.

(2) 설계기준 선진화의 의미

○ 설계기준의 선진화는 설계기준 자체의 선진화 뿐 아니라 설계기준 간의 합리적 구성을 나타내는 체계화, 설계기준의 통일성을 나타내는 표준화, 설계기준의 제/개정 등의 관리를 위한 체제 구축을 포함한다.

○ 이러한 선진화는 건설산업의 국제 경쟁력 확보를 위해 글로벌 스탠다드화를 고려해야 하며, 일본, 미국, 유럽연합 및 영국 등은 국제표준(ISO)과의 연계를 통한 해당 영역의 선점을 위하여 부단한 노력을 기울이고 있으나 우리는 자체 기준간의 연계성 정립을 통한 체계화 조차 미흡한 실정이다.

○ 설계기준 체계화란 관련된 설계기준들을 일정한 원칙에 따라 전문성 및 조화성 있게 조직/구성하는 것을 의미한다.

○ 설계기준 체계화의 목적은 설계기준의 전문성, 통일성 및 조화성을 확보하여 중복으로 인한 혼란을 방지함과 동시에 업무진행의 능률 및 연계성을 부여하고 기준간의 호환성 및 효율성을 극대화하는 데 있다.

○ 설계기준 체계화는 설계기준의 적용범위에 따라 구조재료별 및 시설종류별 상호 관련성에 따른 체계화를 포함한다. 구조재료별 분류는 콘크리트, 강구조, 합성구조 등이 있다. 시설종류별 분류는 도로, 철도, 수자원, 항만, 건축물 등이 있다.

○ 설계기준 표준화란 생산성 향상을 위해 시설물의 설계, 시공, 유지 관리 등 모든 과정에 통일적으로 적용할 수 있는 기준을 수립하는 것으로 정의할 수 있다.

○ 설계기준 표준화의 목적은 비용절감, 공기단축, 품질수준의 향상 뿐 아니라, 건설정보 기반을 구축하는데 있다.

○ 설계기준 관리체계 합리화란 설계기준들을 일정한 원칙에 따라 제정, 개정 및 관리할 수 있는 조직의 구성, 운영을 위한 시스템을 합리적으로 수립하는 것을 의미한다.

○ 설계기준 관리체계 합리화의 목적은 기준정비의 전문성, 통일성, 조화성 확보를 통하여 보다 합리적이고 효율적으로 관련 기준을 체계화, 표준화하고 이를 효과적으로 운영하는 데 있다.

(3) 국내외 설계기준 분석

1) 한계상태 설계법

○ 허용응력설계법은 100여년 이상 구조물의 설계에 사용된 설계법으로 오랜 기간 사용되어 설계경험과 자료가 충분하고 탄성이론을 적용하여 적용이 간편하다는 장점이 있으나, 단일 안전율의 사용으로 설계조건 변화 시 신뢰도도 변동한다는 점, 안전율이 과학적 근거 없이 주로 경험에 의존하여 선정되어 안전도가 임의적이라는 점, 구조물의 파괴, 파손, 붕괴에 대한 한계상태의 내하력을 중심으로 설계하지 않으므로 구조물의 내하력을 알 수 없다는 점 등의 단점으로 보다 합리적인 설계법인 한계상태설계법이 탄생하게 되었다 (한국강구조학회, 2007).

○ 한계상태(limit state)는 구조물 설계에서 요구하는 성능을 더 이상 발휘할 수 없는 상태를 말하며 일반적으로 사용하중에서 균열, 처짐, 및 진동 등의 허용한계에 해당하는 사용한계상태(serviceability limit state), 최대 저항 강도가 발휘되는 강도한계상태(strength limit state), 그리고 최종 붕괴가 발생하는 극한한계상태(ultimate limit state)의 세가지로 구분하고 있다(그림 2.1; 정영수 등, 2005).

○ 사용한계상태는 모든 설계기준에서 검증대상 한계상태로 규정하고 있다. 극한상태(ultimate state)에 대한 한계상태로서 ACI와 AASHTO LRFD는 강도한계상태를 근간으로 하고 있으나, 유럽의 Eurocode(EC) 2와 일본의 JSCE는 극한한계상태를 근간으로 하고 있다.

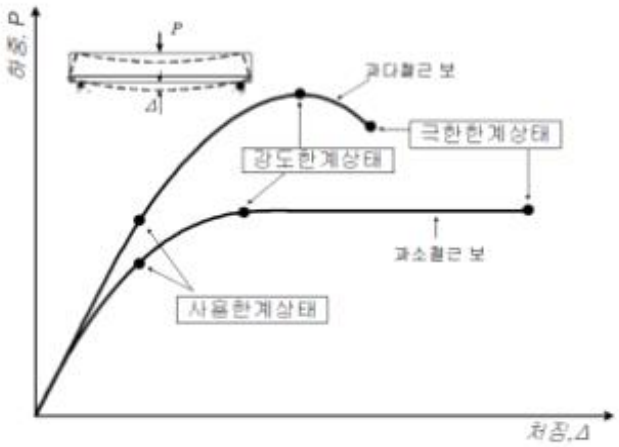


그림 2.1 한계상태의 개념도 (정영수 등, 2005)

○ ACI와 AASHTO-LRFD도 연속보의 모멘트재분배 등으로 극한한계상태를 일부 고려하고 있으나 기본적으로 강도한계상태를 극한상태로 하고 있으며, EC 2도 정정구조물의 휨에 대해서는 결국 강도를 검증하나 기본적으로 극한한계상태를 극한상태로 하고 있다. JSCE는 용어상으로는 극한한계상태를 근간으로 하고 있지만 내용상으로는 강도한계상태가 복합된 형태를 띠고 있다.

○ 이와 같은 적용개념의 차이는 강도의 해석개념에도 영향을 주게 되며, 특히 전단강도의 경우 ACI와 AASHTO-LRFD의 전단강도 계산식에 비하여 EC 2의 전단강도 계산식은 극한한계상태를 고려하는 전단강도해석개념이 추가되어 있다.

2) 신뢰도 기반 설계기준

○ 전통적으로 공학에서 구조물의 안전도는 다음과 같은 안전계수로 표현되어 왔다.

$$F.S. = \frac{C_{\min}}{D_{\max}} \qquad (2.1)$$

여기서, $C_{\min}$ 시스템 또는 구조물의 최소 보유성능(저항성능, 강도)
$D_{\max}$ 시스템 또는 구조물에 대한 최대 요구성능(작용외력, 하중, 부하)

○ 재래적 설계법에서는 식 (2.1)로 대별되는 안전율에 적용되는 성능을 경험적인 확정값을 사용하여 왔으나, 실제 보유성능 및 요구성능을 나타내는 지표들은 내재된 변동성, 정보

의 부정확성, 인적·통계적 오류 등으로 인하여 변동량이라고 보아야 하며 과학적인 접근을 위해서는 확률·통계적인 접근이 필요하다.

○ 구조시스템의 보유성능(C)이 요구성능(D) 보다 큰 경우, 즉 $C > D$ 인 경우 안전하다고 간주하며, 안전도 또는 신뢰도(reliability)는 주어진 조건 및 기간 동안 구조물이 설계자가 의도하고 있는 기능을 수행할 확률로 정의됨. 확률적으로 안전도, r,를 정의하면 다음과 같다.

$$r = P(M > 0) = P(C - D > 0) = 1 - P(C - D \leq 0) \quad (2.2)$$

여기서 M $(=C-D)$는 안전여유(safety margin)

○ P_F를 파괴확률(probability of failure)라 하면 신뢰도와의 관계는 다음과 같다.

$$r = P(C - D \leq 0) = 1 - P_F \quad (2.3)$$

○ 위험도(risk), R,는 위험요소의 크기를 나타내는 정량적인 값이며, 손상사건이 일어날 확률, p_f,에 손상의 평균기대값, $E[D]$,(사망자의 수 또는 피해액의 단위)을 곱한 값으로 정의된다.

$$R = p_f E[D] \quad (2.4)$$

○ 모든 공학 분야에서 계획(planning), 모델링(modeling), 해석(analysis), 설계(design), 운영(operation), 평가(evaluation)를 수행하는데 있어 이상화된 가정이나 조건을 사용하는 데 여기에 여러 가지 불확실성이 존재하며, 이러한 불확실성은 대개 필연적(inherent)이고 피할 수 없으므로 안전도를 확정적으로 나타낼 수 없다.

○ 이러한 불확실성을 다루기 위하여 확률 및 통계의 개념과 방법이 필요하며 신뢰도 이론(reliability theory)이 적용되기 시작하였다. 신뢰도 이론은 구조물에 대한 설계 외에 이미 전자, 기계, 조선 등의 분야에서 제품이나 구조물의 안전에 관계된 분석에 사용되어 왔다.

○ 신뢰도 해석이란 구조물에 가해지는 하중, 구조물의 재료, 구조해석 등의 여러 변수가 갖는 불확실성을 고려하여 구조물의 신뢰도를 구하는 것이며, 신뢰도기반 설계란 구조물의 신뢰도를 계산하여 이를 적정수준 이상으로 확보하도록 하는 것이다. 여기서 구조물의 신뢰도는 파괴확률을 의미하지만 종종 파괴확률을 구하는 것이 어렵기 때문에 신뢰도를 나타내는 지수, 즉 신뢰도지수(reliability index)로 표현되기도 한다.

○ 신뢰도 해석은 이용하는 자료의 정확도, 해석의 복잡성 등에 따라 4가지 단계(level)로 나눌 수 있다(Madson et al, 1986). 1단계는 각각의 변수의 불확실성을 하나의 값(특성값)으로 표현하는 것이며, 예를 들어 도로교량 설계시 적용하는 차량하중의 불확실성을 나타

내는 값, 즉 현행 우리나라 도로교 설계기준(2010)의 활하중 계수 2.15 또는 보통 철근콘크리트 부재에 휨모멘트가 작용했을 때의 부재 강도의 특성값인 0.85 등이 이에 해당한다. 2단계는 각 특성값의 불확실성을 정규분포로 가정하고 평균과 표준편차 또는 각 특성값 간의 상관계수(correlation coefficient)로 표현하는 것이다. 3단계는 각 특성값의 불확실성을 결합분포함수(joint distribution function)로 산정하고 신뢰도(reliability)를 이용하여 파괴확률을 계산하는 것이다. 4단계는 파괴의 결과로 나타나는 비용(cost), 경제성 등도 고려하는 것이다. 위험도는 신뢰도를 기반으로 산정되며 이 경우 각 설계 간의 불확실성과, 비용(cost) 및 효과(benefit)을 고려한 경제성 검토가 이루어질 수 있다.

○ 하중저항계수설계법(LRFD)은 설계기본변수(하중, 저항강도, 및 기하적 제원)에 부분안전계수(하중계수 및 저항계수)를 적용하여 구한 설계값을 기준으로 검증(verification)하는 설계기법이다. 부분안전계수(partial safety factor)의 수치 값은 그림 2.3에 나타낸 것과 같이 결정론적 방법(방법 a)이거나 확률론적 방법(방법 b) 또는 두 방법의 조합(방법 c)에 의해 결정한다. 이론적으로는 완전 확률론적 방법이 정확한 값을 산출할 수 있지만, 실제적 통계 자료의 부족으로 인해 이 방법을 적용하기 어렵다. 따라서 현행 신뢰도기반 설계기준들은 대부분 방법 a와 부분적으로 방법 b를 적용하여 부분안전계수를 산출한다.

○ 즉 통계자료를 비교적 어렵지 않게 얻을 수 있는 하중부분은 확률론적 방법 b를 적용하고, 통계자료를 얻기 어려운 저항부분은 경험적 요소가 큰 결정론적 방법 a를 적용한 후 보정(calibration) 하고 있다.

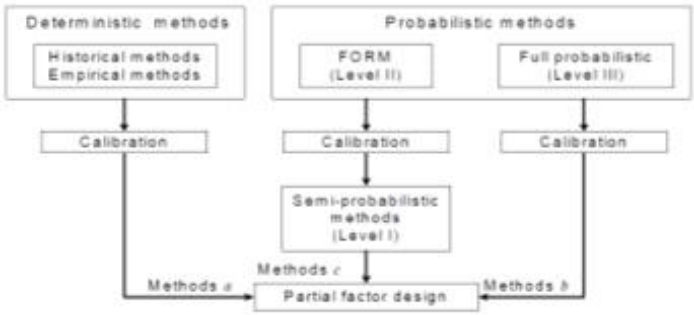


그림 2.2 신뢰도기반 안전계수의 결정 (정영수 등, 2005)

○ 확률론적 방법을 적용할 경우에서 신뢰도는 의도하는 수명 동안에 발생가능 파괴확률로 표현한다. 만약 계산된 파괴확률이 미리 설정한 목표파괴확률보다 크다면 그 구조물은 불안전하다고 간주한다. 현행 EC에서 적용하고 있는 신뢰도지수로 표현된 목표파괴확률은 표 2.1과 같다(정영수 등, 2005).

표 2.1 EC의 목표신뢰도지수 및 파괴확률 (정영수 등, 2006)

	목표신뢰도지수 (파괴확률)	
	1년	50년

극한한계상태	4.7 (1.30×10^{-6})	3.8 (7.20×10^{-5})
사용한계상태	2.9 (1.87×10^{-3})	1.5 (6.68×10^{-2})

○ 신뢰도기반 설계기준에서의 신뢰도는 그림 2.3에 나타낸 것과 같이 설계기본변수에 따른 부분안전계수에 의해 명시적으로 반영된다. 이 부분안전계수는 크게 하중계수와 강도감소계수(또는 저항계수)로 구성되며, 각 계수는 다시 기본 변수에 따라 세분화할 수 있다. 이 그림은 일반적으로 사용하고 있는 부분안전계수의 정의와, 현행 신뢰도기반 설계법들에서 명시적으로 적용하고 있는 부분안전계수를 정리한 것이다.

그림 2.3 부분안전계수의 구성 (정영수 등, 2005)

○ 그림 2.3에서 저항부분의 부분안전계수를 강도안전계수라고 한다면 현재 사용되는 강도안전계수의 형태는 부분안전계수 및 저항계수의 형태로 분류될 수 있다.

○ 부분안전계수 형태는 식 (2.5)와 같이 공칭저항능력을 부분안전계수로 나누어 설계저항능력을 결정하는 형태이며 유럽, 일본 등의 설계기준에서 적용하는 형태이다.

$$R_d = \frac{1}{\gamma} R_n \qquad (2.5)$$

○ 저항계수(강도감소계수) 형태는 식 (2.6)과 같이 공칭저항능력에 저항계수를 곱하여 설계저항능력을 결정하는 형태로 우리나라, 미국, 캐나다 등의 설계기준에서 적용하는 형태이다.

$$R_d = \phi R_n \quad (2.6)$$

3) 성능기반 설계기준

○ 성능기반설계(Performance Based Design, PBD)는 구조물이 위치할 지역적 특성이나 자체의 구조적 특성에 따라 발생할 수 있는 위험과 구조물에 대한 사회적, 경제적, 환경적 영향에 대한 분석을 통하여 구조물에 요구(demand)되는 성능에 맞추어 사용기간 동안 구조물의 안전이 보장되는 보유능력(capacity)을 갖도록 설계하는 설계 방법이다(이병국 등, 2008).

○ 구조물에 대한 요구성능은 안전성, 사용성, 복원성, 재사용성, 건설용이성, 사회성, 유지관리성 등 다양한 측면이 있을 수 있으며 이들 성능의 조합으로 최종적인 설계를 수행하게 된다. 각각의 요구성능에 대한 성능수준 및 성능목표에 대한 정의는 해당 구조물이 수행하는 기능의 중요성, 구조물의 보수나 업무 정지로 인해 발생하는 경제적, 역사적, 문화적 중요성 등 많은 요소들의 검토를 통하여 결정된다.

○ 유럽, 미국 등의 선진국에서는 사회기반시설물의 성능기반설계가 이미 도입되었거나 도입을 위한 체계 및 사회적 공감대가 이미 형성되어 있으며 홍콩, 뉴질랜드 등 일부 후발주자들 사이에서도 PBD 기반의 설계기준이 도입되고 있는 실정이다.

○ 일본에서도 PBD로의 전환을 위한 준비가 수년 전부터 진행되어와 2001년에는 “Guidelines for Performance-Based Design of Civil Engineering Steel Structures”가 발행되었고 2003년에는 “Code Platform ver1: Principles, Guidelines and Terminologies for Structural Design Code Drafting Founded on the Performance-Based Design Concept”이 발행 되었으며 2006년 합성구조를 위한 “Guidelines for Performance Verification of Steel-Concrete Hybrid Structure"가 제정되었다.

○ 해외 사례를 볼 때 현재 설계 기준의 고도화는 비선형 비탄성 해석, 신뢰성 설계, 중장기 성능 평가 및 Risk 관리로 구분할 수 있다. 일반적 의미의 PBD기반 설계 기술은 성능을 중점 관리 대상으로 하여 이러한 설계 고도화요소 등을 포함하고 있는 설계법인 경우가 많다. 특히 대표적인 성능기반설계 기준으로 볼 수 있는 Eurocode의 경우 신뢰성 지수를 기본적인 설계 기준 지수로 권장하고 있으며 구조물 형식별 설계공용수명과 건설 당시 및 50년 시점의 목표 신뢰지수를 제시하여 중장기 성능관리를 설계에 반영하고 있다.

4) 용도별 설계기준 현황 및 분석

▪ 교량

○ 교량은 그 사용 기간 동안 예상되는 모든 하중에 대한 거동을 예측하고, 이에 대해 안정성과 경제성을 확보할 수 있도록 설계되어야 한다. 설계자의 직관과 경험에 의존하던 기존의 교량 해석 및 설계 기술은 18세기 중반 이후에 이르러서야 비로소 역학적 이론을 토대로 하여 발전하였으며 강재 및 콘크리트의 역학적 거동에 대한 본격적인 연구가 시작되면서 선형 거동에 근거한 설계개념과 체계적인 설계기준이 작성되기 시작하였다. 최근의 현대적인 교량은 건설재료의 발전과 교량의 장대화 및 특수형식의 채택으로 기존 교량에 비해 거동 특성이 많이 달라지고 있다. 재료 및 시스템의 시간의존성과 비선형성이 중요하게 되었으며, 유연성과 저감쇠 특성으로 동적 거동과 피로거동이 주요 관심사가 되고 있다. 따라서 교량의 설계개념도 하중과 저항의 변동성을 고려한 신뢰도 기반과 성능기준의 설계기법으로 변천하고 있다(고현무, 2005).

○ 캐나다 온타리오주(OHBDC)에서는 1970년대 후반에 새로운 교량 설계기준을 개발하기로 하고 확률론적 한계상태에 근거한 설계방법을 도입하였다. OHBDC는 1979년에 처음 제정되었으며 1983년에 개정되었다. 그 후, 2000년도에는 OHBDC 교량설계기준은 기존 캐나다 교량설계기준과 통합하여 캐나다 전체의 교량설계기준으로 채택되었다.

○ 유럽연합위원회는(Commission of European Communities, CEC)는 1970년대에 건축 및 토목 구조물의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학분야에 대해 통일된 기술적 설계규정의 필요성을 제기하였다. 이에 따라 유럽의 건설설계 표준화위원회는 Eurocode를 제정하기 위하여 1990년 5월에 기술위원회(TC250)에 Structural Eurocode를 설치하였다.

○ 영국표준협회의 교량설계관련 위원회는 BS5400-3의 교량설계기준을 1982년에 한계상태이론에 근거한 교량설계 기준을 제정하였다. 또한 이를 보완하기 위한 교량설계기준업무그룹(WG3)을 발족하여 1995년에 공식적으로 초안을 발표하였고 2000년에 새로운 버전을 발표하였다. 독일도 1990년에 강구조 분야의 DIN18800에 부분안전계수의 개념을 도입하였다.

○ 일본의 콘크리트 표준 시방서 및 Eurocode 등은 하중저항계수설계법(LRFD)이란 용어 대신에 한계상태 설계법(LSD)을 제시하여 사용하고 있으나, 근본적 이론 배경은 하중저항계수설계법(LRFD)와 유사하다.

○ 미국의 AASHTO는 1970년대 초까지 전통적으로 재료의 변동성을 고려한 허용응력설계법(WSD)을 사용하였으나, 1970년대 초반이후부터 1980년대 말까지는 하중의 변동성을 고려한 하중계수설계법(LFD)을 사용하여 왔다. 그러나 하중의 변동성 이외에도 구조 요소들의 거동특성에 대한 변동성이 꾸준히 제기되어, 1980년 후반에는 기존의 하중계수 설계법(LFD)에 한계상태개념을 도입한 하중저항계수설계법이 제안되었으며, 1994년에 새로운 AASHTO LRFD 설계기준이 제시되어 기존의 설계법과 병용하였다. 1998년에는 LRFD 설계기준의 제2판이 작성되었으며 2010년 LRFD 설계기준으로 한정된 설계기준을 발간하였다. FHWA(Federal Emergency Management Agency)와 각 주의 교통국에서는 연수회 개최 등을 통하여 LRFD 설계기준의 적용을 위해 노력하였으며 현재 대부분의 주가 동참하고 있다.

○ 현재 국내에서는 강교량설계에는 허용응력설계법, 콘크리트교량 설계시에는 강도설계법을 적용하고 있는 도로교설계기준(2010)을 사용하고 있으나, 최근 한계상태설계법에 기반한 도로교설계기준(2012)이 발간된 바 있다.

▪ 건물

○ 미국 강구조학회(AISC)는 강구조구조물의 설계에 대한 일관된 기준을 만들 목적으로 1923년에 허용응력설계법(ASD)을 바탕으로 하는 첫번째 미국 강구조설계기준(AISC Specification)을 제정하였다. ASD는 1989년에 9판까지 계속해서 여러 번의 개정판이 만들

어졌으나 1978년 8판 이후에는 근본적인 변화는 없었다. 한편, 미국에서 한계상태설계법(LSD) 또는 하중-저항계수설계법(LRFD)은 초판이 1986년에 제정되었고, 1986년 이후 ASD와 LRFD, 2개의 설계기준을 사용하다가 2006년 ANSI/AISC 360-05 발간을 통하여 두 설계기법을 통합하여 다루었고 2010년에는 개정판인 ANSI/AISC 360-10을 발간하였다(오명호 등, 2007).

○ 한국의 경우 대한건축학회에서 1973년에 허용응력설계법을 바탕으로 하는 강구조설계기준 및 동해설이 제정되었고, 한국강구조학회(KSSC)에서 1997년 한계상태설계법에 따른 강구조설계기준이 제정되었다. 그 이후 2003년 허용응력설계법에 의한 강구조설계기준이 전면 개정되고, 2004년 한계상태설계법이 개정된 바가 있다.

○ 2005년 발간된 건축구조설계기준(Korea Building Code, KBC 2005)은 AISC를 모태로 하여 많은 설계개념과 방법을 인용 채택해 왔다. 현재 AISC에서는 한계상태설계법과 허용응력설계법(ASD)을 통합하여 하나의 식에서 하중계수와 감소저감계수를 달리 적용하여 각 설계법을 적절히 선별하여 사용하는 방식을 선택하고 있다. 그러나, 최근 발간된 KBC-2009에서는 한계상태설계법(LRFD)만을 채택하도록 설계이론을 적용하여 새롭게 개정되었다.

○ 철근콘크리트 분야에서는 1970년대부터 허용응력설계기준에서 강도설계기준으로의 전환작업을 진행하여 토목과 건축에서 같이 사용하는데 전혀 문제가 없는 통합된 콘크리트구조설계기준을 만들게 되었다(김선희 등, 2009).

▪ 원자력구조물

○ 1978년 고리1호기 원자력발전소(원전)이 우리나라 최초로 준공된 이후 30년 이상의 기간이 지나는 동안 무에서 시작한 원전구조물의 설계기술은 많은 발전을 거듭하여 왔다. 원전의 경우 일반 산업시설과 달리 안전성관련 구조물과 비안전성관련 구조물로 구분하여 다른 설계기준을 적용하고 있다. 여기서 안전관련 구조물이란 원전의 원자로냉각재 압력경계의 건전성 확보와 원자로의 안전정지 및 정지상태의 유지 및 방사선의 유출 방지와 직접적으로 관련하여 지진이나 내압발생 사고와 같은 원전 특유의 극심한 하중조건에 대하여 구조적 안전성을 유지해야 하는 구조물이다. 대표적인 안전관련 구조물은 원자로 격납건물이 있다. 반면 비안전성관련 구조물은 원전의 안전기능과 관계하지 않으므로 상대적으로 완화된 설계기준이 적용되며 설계수준은 일반 산업시설에 준한다(문일환 등, 2008).

○ 안전관련 구조물의 대부분은 콘크리트 구조물로 ACI 349의 규정을 준하여 설계하나, 격납건물 외벽의 경우는 “ASME Boiler and Pressure Vessel Code”를 준용한다. ACI 349는 일반적인 건물의 설계에 적용되는 ACI 318과 마찬가지로 강도설계법을 기준으로 하고 있으며, 냉각재상실사고, NSSS 안전방출밸브 하중, 파이프 제트 분사 및 충돌 하중 등 원전의 안전관련 구조물의 설계에 적용되는 하중들을 수록하고 있다. 안전관련 구조물 중 강

구조물의 경우는 AISC N690을 적용한다. AISC N690은 허용응력설계법에 근간하고 있으며, 2003년 일반구조물에 적용되고 있는 한계상태설계법에 기초한 AISC N690L, 2006년 개정판이 발간된 바 있으나, 현재까지는 적극적으로 적용되고 있지는 않은 상황이다. 비안전관련 구조물의 경우는 일반구조물과 마찬가지로 ACI 318 등을 적용한다.

▪ 철도구조물

○ 철도구조물에 대한 설계기준은 일반철도와 고속철도로 구분되어 있었으나, 2011년 철도설계기준(한국철도시설공단, 2011)이 발간되어 통합되었다. 철도설계기준은 일반 구조물의 경우와 마찬가지로 강교량은 허용응력설계에 기반한 설계법을, 콘크리트교량의 경우 강도설계법을 제시하고 있다.

○ 궤도의 경우 재래적인 자갈도상과 콘크리트도상으로 구분될 수 있다. 궤도에 적용되는 PC침목의 경우 “PC침목 설계시방서”에 따라 콘크리트 상하연의 허용응력초과 여부를 검토하며 강도설계법에 근거하여 균열모멘트, 극한모멘트 및 극한안전율을 검토한다. 일반선에 적용되는 충격계수의 경우 “PC침목 설계시방서“가 제시하고 있는 식을 적용할 경우 과다 설계될 우려가 있어, 일본 설계기준(철도종합기술연구소, 1997)이 제시하고 있는 충격계수식을 적용하고 있다. 레일 단면의 설계시는 레일저부 최대응력, 레일과 침목간 최대응력 등의 허용응력 초과 여부를 검토한다.

○ 도시철도의 경우 국토해양부의 “도시철도 표준화사업”의 일환으로 진행된 “도시철도 선로시스템 표준화” 연구과제를 통하여 “콘크리트 궤도 설계기준”이 제시된 바 있다(김태욱, 2004). 하중은 작용 방향에 따라 상하, 수평, 길이방향으로 구간에 따라 직선 및 곡선 방향으로 나누어 정적(정상분) 및 동적(변동분)부분을 산정하는 방법을 제시하였으며, 충격계수의 경우 현장계측 및 해석 결과를 이용하여 산정하였다. “콘크리트 궤도 설계기준”에서 제시하고 있는 일반적인 콘크리트 궤도구조를 구성하는 구성품에 대한 안정성 검토 항목이 있는데 레일의 경우 레일의 잔류응력 및 피로를 고려하여 허용응력을 산정한다. 침목 및 궤도슬래브의 경우도 마찬가지로 수직하중에 의한 지압응력과 휨모멘트에 의한 휨응력의 허용응력 만족 여부를 검토한다.

○ 고속철도에 적용되는 콘크리트궤도의 경우는 시스템이 다양하며 각 시스템 별로 개발된 국가가 상이하므로 설계법이 다양할 수 있으나, 경부고속철도 2단계에 적용된 Rheda 2000의 경우 독일의 설계기준을 적용하여 허용응력을 산정하고 있다(한국철도시설공단 등, 2011).

(4) 국내외 설계기준 체계 분석 및 선진화 방안

1) 해외 설계기준 체계 분석

○ 미국의 경우 외견상 재료별 기준과 용도별 기준으로 분류되어 있다.
- 재료별 기준은 콘크리트 기준(ACI), 강구조기준(AISC) 등으로 분류되어 있다.
- 용도별 기준은 도로기준(AASHTO), 철도기준(AREA), 항만구조기준(API) 등으로 분류되어 있다.

○ 일본의 경우는 국내의 경우와 유사한 체계를 가지고 있다.

○ 유럽설계기준의 경우, 유럽연합 집행위원회와 유럽기술위원회(CEN)의 합의에 바탕하여 1989년에 건물과 토목구조물에 관해 총 9개로 분류된 설계기준을 작성할 것을 결정하였다. 기술위원회 TC 250은 9개의 소위원회(SC)를 구성하였고, 사용 재료에 기반하여 구성된 9개의 프로젝트 수행팀(PT)과는 달리 재료와 관련이 없는 용어와 교량은 별도의 프로젝트 수행팀(PT)을 구성하였다 (그림 2.4참조).

○ 이중 합성구조와 관련해서는 아래와 같이 분류하였다.
EC 4. Design of composite steel and concrete structures
part 1-1: General rules and rules for building
part 1-2: General rules - structural fire design
part 2 : General rules and rules for bridges

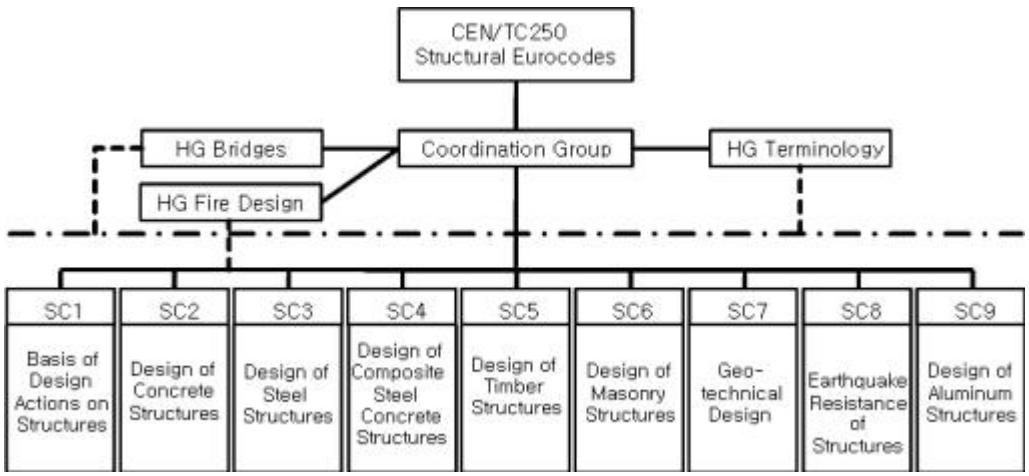


그림 2.4 조정된 유럽설계기준 작성을 위한 CEN/TC250 위원회의 프로젝트 수행 조직도

2) 국내 설계기준 체계 분석

○ 국내의 경우 미국, 일본과 마찬가지로 재료별 설계기준과 용도별 기준으로 분류되어 있으며, 용도별로는 도로시설 관련기준, 철도시설 관련기준, 수자원시설 관련기준, 건축물 관련기준으로 분류되어 있다. 이외에 기능적 측면에서 도시철도내진설계기준과 같은 내진 관

련기준이 있다(표 2.2 참조).

○ 구조재료별 설계기준은 콘크리트구조 설계기준, 강구조 설계기준, 구조물기초 설계기준으로 분류되어 있다.

○ 도로시설 관련기준은 도로 설계기준, 도로교 설계기준, 터널 설계기준으로 분류되어 있으며, 철도시설 관련기준은 철도설계기준(노반편)과 철도설계기준(시스템편)으로 분류되어 있다.

○ 수자원시설 관련기준은 하천 설계기준, 댐 설계기준, 항만 및 어항 설계기준으로 분류되어 있으며, 건축물 관련기준은 건축구조 설계기준, 건축전기설비 설계기준, 건축기계설비 설계기준으로 분류되어 있다.

○ 원자력시설 관련기준은 건설분야에서 제작한 기준이 없는 상황이며, 전력산업기술기준(KEPIC, Korea Electric Power Industry Code)이 있으나 구조물과 관련한 기준은 대부분 ACI, AISC, ASME 등의 해외기준의 번역본이다. 최근 발간된 “KEPIC SNG 강판콘크리트 구조” 기준도 안전관련 구조물에 적용되지 않고 있어 이 연구의 분류체계에서는 배제하였다.

표 2.2 국내 구조관련 기준현황

분류		현행설계기준
재료별 설계기준		콘크리트구조 설계기준
		강구조 설계기준
		구조물기초 설계기준
용도별 설계 기준	도로시설 관련기준	도로 설계기준
		도로교 설계기준
		터널 설계기준
	철도시설 관련기준	철도설계기준(노반편)
		철도설계기준(시스템편)
	수자원시설 관련기준	하천 설계기준
		댐 설계기준
		항만 및 어항 설계기준
	건축물 관련기준	건축구조 설계기준
		건축전기설비 설계기준
		건축기계설비 설계기준

3) 국내외 설계기준 체계 연관성 분석

○ 국내와 해외의 설계기준 체계 연관성은 일단 국내 설계기준들의 설계 철학 및 방법론의 통일성이 확보되어야 하는 선결 문제가 있다. 특히 최근 국내 건설산업의 침체와 국제화 분위기에 따라 건설시장의 국제화 및 개방화는 우리 국내 건설산업의 당면 과제가 되고 있

으며, 이러한 분위기를 감안할 때 ISO등의 기관에서 주도적으로 진행하고 있는 국제표준화 및 선진화의 고려는 필수 사항이다.

○ 과학·기술 및 경제 분야의 세계적 협력과 표준화 활동을 위한 비정부간 국제기관인 ISO의 설계표준 규정 중에서 건설설계분야와 직접적으로 관련있는 것은 'ISO 2394 : General Principles on Reliability for Structures'이다. 여기에서 ISO는 구조물 설계의 기본 요소에 구조 신뢰성에 관한 일반 원칙을 따를 것을 명시하고 있다(고현무, 2005).

○ 이러한 ISO의 원칙과 유럽, 미국, 일본 등 선진국의 performance 또는 reliability 기반 설계기준 고도화 추세를 감안할 때 국내 설계기준도 선진국과 동일한 방향으로 체계화 및 표준화되어야 할 것으로 판단된다.

○ 현재 설계기준 체계화가 가장 선진화되어 있는 것으로 알려진 EC의 경우 구조물 및 구성 부재의 주재료에 따라 일단 대분류되고 중분류에서 용도 및 기능별로 세분되어 체계를 갖추고 있는 반면 우리나라는 미국, 일본 등과 마찬가지로 재료별 설계기준과 용도별 기준이 명확한 상하위 구분 없이 독립적으로 존재하고 있다.

○ 일례로 EC의 합성구조와 관련한 기준 체계는 건물, 내화, 교량일반사항으로 분류되고, 이들 기준 내에 철도 및 도로 등 용도별 기준이 포함되어 있다. 국내의 경우 보통 철도교와 같은 특정 용도 구조물 설계에는 철도설계기준과 같은 용도별 기준이 우선시되며 재료별 기준이 보조적 기능을 하고 있다. 이러한 체계 구조로 인하여 그림 2.5와 같이 합성구조와 관련한 해당 사항이 강구조설계기준 등 재료별 설계기준과 철도교, 도로교 등 용도별 설계기준 모두에 수록되어 있는 상황이다.

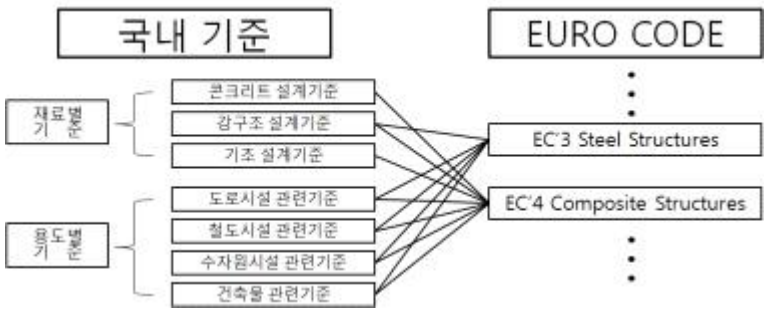


그림 2.5 국내외 설계기준 체계 연관성 (예시)

4) 국내 설계기준 선진화 방안

▪ 설계기준 체계 개선안

○ 해외 각국의 기준체계에 대한 분석과 국내 체계와의 비교를 통하여 1차적으로 그림 2.6

과 같은 체계 개선안을 도출하였다.

○ 도출된 개선안은 일단 재료별, 용도별로 구분되어 있는 현행 국내 설계기준 체계를 일단 반영하고 있으나, 향후 EC와 같이 도로, 철도, 건축 등은 재료별 설계기준의 하위 기준으로 흡수하고 원전구조물, 해양구조물 등의 특수구조물은 별도의 기준으로 두는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

○ 이러한 설계기준 체계를 완성하기 위해서는 현재 설계기준별로 별도로 운영되는 관리체계에 대한 일원화 및 효율화가 필요하다.

▪ 설계기준 관리체계 개선안

○ 미국의 경우 건설시방서협회(CSI)를, 유럽의 경우 유럽표준위원회(CEN)를 그리고 영국의 경우 영국표준기구(BSI)를 운영하고 있으며, 독립적인 기준체계 및 기준운영체계를 통하여 표준화된 코드체계를 활용하여 설계기준 등을 관리하고 있다. 또한 CSI, CEN, BSI의 상설조직 내에 분야별 전문위원회를 구성하여 운영하고 있다.

○ 우리의 경우도 이러한 기준운영체계를 확립을 통하여 기준 정비의 전문성, 통일성, 조화성을 확보할 필요가 있다.

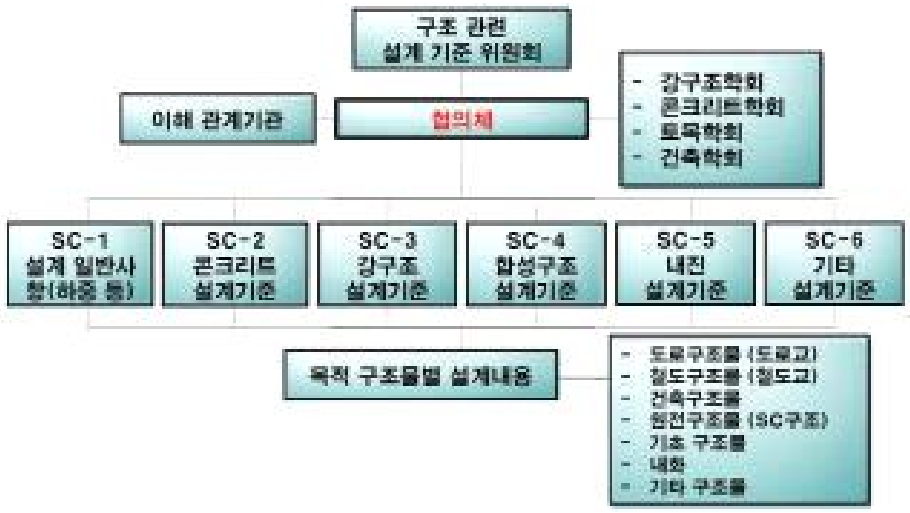


그림 2.6 국내 설계기준 체계 개선안

5) 국내 표준현황 및 설계기준 연계 방안

▪ 국내 건설관련 표준 체계 분석

○ 국내 건설관련 표준은 F(토건)로 분류되어 있으며 타 분야와 공통되는 표준, 즉 볼트

등이 B(기계), 강재 등이 D(금속), 시멘트 등이 L(요업), 고무 등이 M(화학) 등으로 분류되어 있다.

○ 그림 2.7은 현재 국내 표준인 KS의 체계이다. 그림에서 우리 표준은 학문 분야별로 분류가 되어 있으며, B(기계), F(토건), D(금속)의 구성을 보면 재료, 제조(건설)방법, 시험 및 검사 방법 등을 포함하고 있음을 알 수 있다. 참고로 표 2.3은 F(토건)의 세부 구성이다.

○ 영국의 경우 BS(British Standard)에 다양한 기술기준(예, 설계기준, 건설재료, 엔지니어링, 인프라, 현장관리, 시설물 유지관리 등)을 포함하고 있으며, 미국의 경우도 AISC, ASCE 등의 설계기준이 ANSI 규격화되어 있다.

○ 우리의 경우 콘크리트학회의 구조설계기준이 ISO 인증을 받아 국제표준의 자격을 갖춘 바 있으나, 국내에서는 적어도 건설관련 분야에서 국가 표준인 KS와 설계기준이 연계된 경우가 없다. 이러한 상황은 향후 국내설계기준의 운영체계 개선시 고려할 필요가 있다.

▫ A-기본	▫ B-기계	▫ C-전기	▫ D-금속	▫ E-광산	▫ F-건설
▫ G-일용품	▫ H-식료품	▫ I-환경	▫ J-생물	▫ K-섬유	▫ L-요업
▫ M-화학	▫ P-의료	▫ Q-품질경영	▫ R-수송기계	▫ S-서비스	▫ T-물류
▫ V-조선	▫ W-항공우주	▫ X-정보			

F-토건

건설일반	시험·검사·측량	재료·부재	시공
기타			

D-금속

금속일반	원재료	강재	주강·주철
신동품	주물	신재	2차제품
가공방법	분석	기타	

그림 2.7 국내 표준 체계

표 2.3 F(토건)의 구성

10XX - 일반 제도 토익 및 용어, 부위별 성능분류
15XX - 건축제도 통칙 및 내외장 재료 관련 용어, 치수, 구성재, 일반용어, 목재
16XX - 건축구조부재 내화성능 표준
17XX - 건물 자동제어 시스템 설계 기준
20XX - 개수로의 유량측정
21XX - 중량셔터의 검사표준, 구조설계 기본 및 하중결정. 구조용 목재의 허용응력 조정계수 흙의 간극수압 및 목구조 시험
22XX - 목조부재의 시험방법, 목재 시험방법 주택용 배관 및 냉난방 등 호칭치수, 기타 추가 재료(창호, 문 등) 폴리스틸렌 강화 목모 시멘트판 시험방법 및 측정방법 구조부재, 건축구조부재 시험방법
23XX - 가열 역청 포장 혼합물용 플랜트의 구비조건 흙의 시험방법 - 다짐, 압축, 압밀, 시료 채취방법 등 아스팔트 시험방법
25XX - 아스팔트, 도로용 부순 골재, 콘크리트, 석재, 구조용 경량골재 콘크리트, 슬래그, 화학혼화재, 방청재 등 추가 골재
26XX - 건축재료의 흡방습성 시험방법, 폼알데하이드 저감성능 시험방법
27XX - 경량기포 콘크리트 블록 숏크리트
28XX - 배연설비의 검사표준 콘크리트 공시채용 몰드 단일연소원에 의한 연소성능 시험방법 보온 보랭 공사 시공 표준
30XX - 목재 방부처리 등
31XX - 합성가공목재 - 합판, 플로어링 보드, 파티클보드, 마루판
32XX - 섬유판, 방수재, 접착제, 개스킷, 목제 플라스틱 합성재
35XX - 아스팔트 포장용 채움재, 흡음재, 석고, 점토, 경량골재, 못, 마무리 포장재
42XX - 프리스트레스트 콘크리트 슬래브

▪ 국내 설계기준 표준화 방안

○ OECD 보고서에 의하면 현재 세계무역의 80%가 표준에 영향을 받고 있으며, EU 무역의 50%는 강제규격 인증을 요구하고 있어 각 기업과 국가들은 신기술에 대한 연구개발과 연계하여 자신들의 신기술에 대한 표준 창출과 이를 국제 표준화하는데 사활을 건 경쟁을 벌이고 있다(이교선, 2012).

○ 특히 건설분야의 국제표준화는 건설산업 자체뿐만이 아니라 에너지, 자원, 정보, 경영, 환경, 안전 등에 관한 산업과도 밀접한 연관성을 가지며, 세계 건설시장의 완전 개방을 앞두고 상호이익을 위해 필요한 수단으로 부각되고 있다. 현재 국내 행정체계는 지식경제부 산하에 기술표준원이 있으며, 건설관련 설계기준은 국토해양부의 지원으로 되어 있으며 국내 표준화 보다는 ISO인증을 우선시 하고 있다(신수봉 등, 2012).

○ ISO인증을 받은 콘크리트설계기준의 예를 살펴볼 때 기준의 영문화, 한계상태설계법 적용 등의 기본 요건이나 관련 기술인들의 노력과 함께 ISO 19338 등 인증과 관련한 기준이 규정하고 있는 항목 요건을 만족시켜야 하는 것을 알 수 있다(이재훈, 2012).

○ 현재 합성구조와 관련한 ISO의 TC(Technical Committee)는 없으며, 콘크리트구조와 관련한 TC 71, 구조물의 설계와 관련한 TC 98, 강구조와 관련한 TC 167 등이 있는 상황이다. 합성구조관련 설계기준의 인증 요건을 제시한 ISO 규정도 없는 상황이나, ISO 19338 등 관련 규정을 참조하여 설계기준을 준비하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

○ 참고로 ISO 19338은 표 2.4와 같이 4장에서 8장까지 5개 부분, 69개 항목을 규정하고 있다.

6) 결론

○ 설계기준의 선진화는 설계기준 자체의 선진화 뿐 아니라 설계기준의 체계화, 표준화 및 관리 체제 구축을 포함하며, 국제표준(ISO)화를 위하여 부단한 노력을 기울이고 있는 해외 선진국의 예를 참조하여 글로벌 스탠다드화도 고려해야 한다.

○ 설계기준 선진화 방안 수립을 위하여 국내외 설계기준의 철학 및 현황을 분석하였으며, 분석 결과 미국, 유럽, 일본 등 주요 선진국의 기준은 구조물의 성능에 기반한 한계상태설계법을 채택해가고 있는 것으로 파악되었다. 이는 강도설계법이나 한계상태설계법을 인증의 기본 요건으로 채택하고 있는 ISO의 입장과 일치한다.

○ 국내외 설계기준 체계를 분석한 결과 설계기준 체계화가 가장 선진화되어 있는 것으로 알려진 EC의 경우 구조물 및 구성 부재의 주재료에 따라 일단 대분류되고 중분류에서 용도 및 기능별로 세분되어 체계를 갖추고 있는 반면 우리나라는 미국, 일본 등과 마찬가지로 재료별 설계기준과 용도별 기준이 명확한 상하위 구분 없이 독립적으로 존재하고 있는 것으로 파악되었다.

○ 해외 각국의 기준체계에 대한 분석과 국내 체계와의 비교를 통하여 체계 개선안을 도출하였며, 개선안은 일단 재료별, 용도별로 구분되어 있는 현행 국내 설계기준 체계를 일단 반영하고 있으나, 향후 EC와 같이 도로, 철도, 건축 등은 재료별 설계기준의 하위 기준으로 흡수하고 원전구조물, 해양구조물 등의 특수구조물은 별도의 기준으로 두는 것이 바람직할 것으로 판단된다. 이러한 설계기준 체계를 완성하기 위해서는 현재 설계기준별로 별도로 운영되는 관리체계에 대한 일원화 및 효율화도 필요하다.

○ 우리의 경우 콘크리트학회의 구조설계기준이 ISO 인증을 받아 국제표준의 자격을 갖춘

바 있으나, 국내에서는 적어도 건설관련 분야에서 국가 표준인 KS와 설계기준이 연계된 경우가 없으며 이러한 상황은 향후 국내설계기준의 운영체계 개선시 고려할 필요가 있다.

○ 현재 합성구조와 관련한 ISO의 TC는 없으며, 합성구조관련 설계기준의 인증 요건을 제시한 ISO 규정도 없는 상황이나, 콘크리트구조물에 대한 ISO 19338 등 관련 규정을 참조하여 설계기준을 준비하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

표 2.4 ISO 19338의 설계기준 인증 관련 조항

4. General Requirements 4.1 Overall structural concept 4.2 Structural intergrity 4.3 Design approach 4.4 Design service life 4.5 Workmanship, materials and quality assurance 5. Performance Requirements 5.1 General 5.2 Structural safety and ultimate limit states 5.3 Serviceability limit states 5.3.1 General 5.3.2 Deflection and cracking limit states 5.3.3 Vibration limit state 5.4 Durability limit state 5.5 Fire resistance limit state 5.6 Fatigue Limit State 6. Loadings and actions 6.1 General 6.2 Load factors 6.3 Action combination 6.4 Permanent loads 6.5 Variable loads 6.6 Accidental loads 6.7 Constuction loads 6.8 Impact load 6.9 Earthquake loads 6.10 Wind forces 6.11 Environmental actions 7. Assessment 7.1 Materials 7.2 Analysis of concrete structures 7.2.1 Analysis for ultimate limit state 7.2.2 Analysis ofr serviceability limit state 7.2.3 Analytical results 7.2.4 Experimental analysis 7.3 Strength calculations 7.3.1 General 7.3.2 Flexure and combined flexure and axial load 7.3.3 Shear and torsion 7.3.4 Bond, anchorage and splices 7.3.5 Bearing	7.4 Partial safety factors for materials 7.5 Resistance factors 7.6 Resistance criteria 7.7 Stability 7.7.1 General 7.7.2 Design for stability 7.8 Precast concrete and composite action 7.9 Prestressed concrete 7.9.1 Design of prestressed concrete structures 7.9.2 Prestress losses 7.9.3 Grouting of tendons 7.9.4 Design and detailing of the prestressing system 7.10 Design for earthquake resistance 7.11 Detailing requirements 7.11.1 Design standards for detailing a) Minimum diameters of hooks and bends and the types of end anchorage b) Minimum sizes of members c) Minimum longitudinal and transverse reinforcement for columns, beams, slabs and walls d) Requirements for curtailment or bending of longitudinal steel in beams and slabs e) Tolerances f) Maximum curvature of prestressing tendons and maximum ratio of area of tendon to area of duct g) Minimum diameters of longitudinal bars in columns and beams h) Maximum spacing of the transverse reinforcement I) Minimum spacing between longitudinal bars, and j) Maximum longitudinal reinforcement percentages for columns, beams and slabs 7.12 Fire and durability 8. Construction and quality control 8.1 Construction requirementse a) Requirement for concrete mix proportions b) Concrete placing and curing c) Quality control, sampling and testing d) Details of shoring and reshoring sequences e) Details of critical temporary conditions f) Stressing sequences for post-tensioned structures g) Constuctibility 8.2) Quality control

제4절 합성구조 설계기준 분석

(1) 합성구조설계기준의 현황 분석

1) 성능 중심 설계기준의 의미

○ 1995년 세계무역기구(WTO) 출범에 따라 교역에 있어 국제표준의 중요성이 부각되고 있고 현재 국제 교육의 80%가 이러한 표준의 영향을 받고 있다. WTO의 국제 표준은 “참가국들은 성능 관점에서 상품의 요구조건에 관한 기준을 정하여야 한다”.라고 규정하고 있다. 따라서 건설분야의 기술 서비스 시장에서 성능에 기초한 요구조건 즉 성능 중심 기준을 각국이 정해야 한다. 그림 2.8에 대표적인 체계의 예시를 제시하고 있다.

○ 성능중심 기준의 구성요건은 다음과 같다.

○ 요구성능을 표시하는 방법
- 성능의 종류, 성능을 측정할 수 있는 지표
- 성능을 측정할 수 있는 표준 방법
- 하중, 재료, 변형, 보유내력
- 요구되는 성능의 표시와 성능측정이 정량적으로 이루어질 수 있어야 함

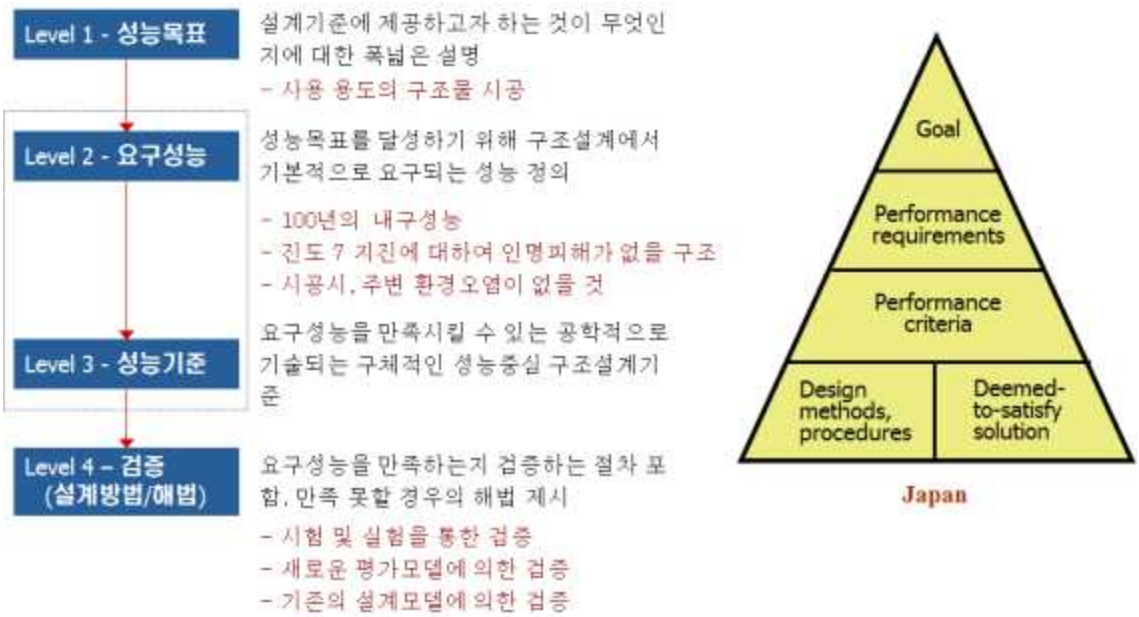


그림 2.8 성능기반 설계기준의 체계의 예시 (콘크리트학회, 2011)

2) 합성구조의 성능 정의

○ 설계 단계에서 경제성을 고려하여 다음 사항을 결정해야 한다
- 부재의 형상과 치수를 포함한 상세
- 철근 상세
- 사용되는 재료의 시방
- 시공방법
- 유지관리 방안

○ 요구 성능은 안전성, 사용성, 환경적 지속가능성, 미관 등이 제시되고 이를 만족시켜야 한다.

○ 구조물의 성능 검증은 구조물 혹은 구조부재의 요구성능에 따른 한계상황에 대해서 수행되어야 한다. 한계상태는 극한한계상태, 사용성한계상태, 피로한계상태로 구분된다. 한계상태에 대한 검증은 재료 강도와 하중에 대한 공칭값에 근거해서 수행되고 안전계수가 고려되어야 한다.

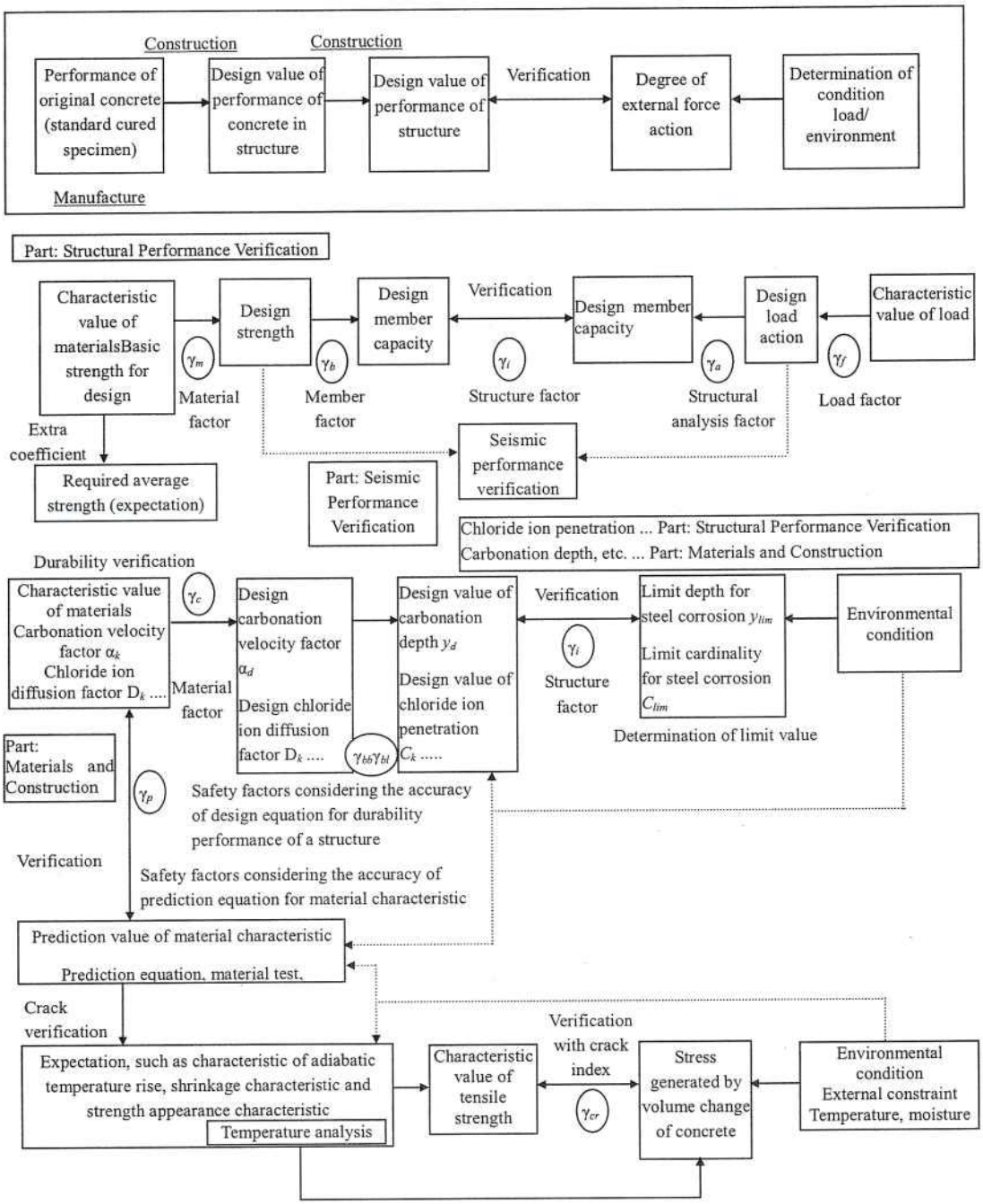


그림 2.9 Safety factors for verification of structural performance and durability

(2) 합성구조 설계기준

1) Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures

○ 유럽설계기준(Eurocode: EC)은 유럽연합(EU) 집행위원회 내의 유럽기준위원회(CEN)가 제정하였다. 이 유럽기준위원회는 유럽연합 회원 국가의 해당 당국으로부터 위임받은 단체이다. 유럽기준위원회는 각 회원 국가가 동일 제목으로 규정한 국가별 기술 규격을 유럽규격(EN)으로 통일시켜 제정하는 임무를 갖고 있다. 그러나 현재 유럽 예비기준은 동일 제목

으로 한 국가의 기준과 유럽 통합기준이 서로 중복되는 규정을 허용하고 있는 상태이다. 회원 국가 사이에는 서로 기준이 일치하지 않을 경우 이 부분을 보완할 수 있는 조정문서를 작성하고 있다. 조정문서에는 기술 규격을 일치시키기 위해 필요 조항을 포함한다.

○ 유럽연합 집행위원회는 이 유럽기준위원회를 통해 의무적으로 특정 기준을 적용하도록 할 수 있을 뿐만 아니라, 유럽 통합기준을 준수하도록 할 수도 있다. 유럽기준위원회는 상임 토건위원회와 함께 위임된 설계기준을 결정하고 집행한다. 상임 토건위원회에서는 유럽연합 회원국의 역할을 대신한다. 위임되지 않은 기술 규격의 경우에는 CEN이 기술 규격을 제정할 의무는 없다. 유럽통합설계기준 제정의 필요성에 대한 결정은 기술부(BT)에서 실시하지만 기술 기준이 충분히 논의되지 않은 조항에 대해서는 단순히 다수결로 기술기준을 결정하지 않는다. 기술부는 CEN회원 조직의 역할을 대신한다.

○ 유럽설계기준은 CEN에서 자체적으로 정한 기술 기준의 초안이나 다른 조직에서 이미 정한 초안을 기본으로 하여 제정된다. CEN이 자체적으로 초안을 제정할 경우 이를 회원 조직에 공개하며, 초안에 대한 청구기간은 6개월로 하고 있다. 기존의 알려진 문서를 위임받을 경우 초안의 공개 기간을 무시할 수 있다.

표 2.5 시방서 제정위원회 구성

회원국	독일, 프랑스, 이탈리아, 영국	스페인	벨기에, 그리스, 네덴마크, 핀란드, 아일랜드, 포르투갈, 스웨덴, 스위스	오스트리아	노르웨이, 룩셈부르크	아이슬랜드
비 중	10	8	5	3	2	1

○ 유럽연합 집행위원회와 유럽기술위원회(CEN)의 합의에 바탕하여 1989년에 건물과 토목구조물에 관해 총 9개로 분류된 설계기준을 작성 할 것을 결정하였다.

EN 1990 - Eurocode : 설계원칙
EN 1991 - Eurocode 1: 설계하중
EN 1992 - Eurocode 2: 콘크리트 구조 설계
EN 1993 - Eurocode 3: 강구조 설계
EN 1994 - Eurocode 4: 강합성 구조 설계
EN 1995 - Eurocode 5: 목구조 설계
EN 1996 - Eurocode 6: 조적 구조 설계
EN 1997 - Eurocode 7: 지반 설계
EN 1998 - Eurocode 8: 내진 구조 설계
EN 1999 - Eurocode 9: 알루미늄 구조 설계

○ 기술위원회 TC 250은 9개의 소위원회(SC)를 구성하였는데, 당시 유럽연합 정회원인 12

개국과 유럽자유뮤역협정 소속 6개 국가의 대표들로 기술위원회 TC 250과 각 소위원회(SC)를 구성하였다. 각 위원회의 워원장과 간사는 각 국가에 고루 배정하였다. 각 유럽코드(예비: preENV) 초안 작성은 각각 6명의 전문가로 구성된 프로젝트 수행팀(PT)에 의해 수행하기로 하였다. 각 기준의 채택은 유럽기술위원회의 내부 규칙에 의해 소위원회에서 투표로 결정하기로 하였다.

○ 사용 재료에 기반하여 구성된 9개의 프로젝트 수행팀(PT)과는 달리 재료와 관련이 없는 용어와 교량은 별도의 프로젝트 수행팀(PT)을 구성하였다. 이러한 기준 작성 조직은 합의된 후 매우 효과적으로 작동되고 있는 중이다.

○ 유로코드-4는 강-콘크리트 합성구조를 독립적인 기준체계로 설정하고 일반 및 건물구조, 교량, 화재 등으로 구분하여 기술하는 체계를 갖고 있다. EN 1994-1은 일반원칙 및 건물에 대한 기준이고 EN 1994-2는 합성형 교량을 포함한 강-콘크리트 합성 구조물의 안전성, 사용성, 내구성에 대한 기본 원리와 요구사항을 설명하는데, 이는 부분 안전 계수법(Partial factor method)과 함께 사용되는 한계 상태 설계개념에 근간을 두고 있다.

○ EN 1994-2는 EN 1994-1-1의 일반지침과 함께 강-콘크리트 합성 부재 및 합성 교량의 설계지침을 포함하고 있다. EN 1994-2는 설계에 대한 일반사항과 하중 산정, 각 부재별 설계를 위해 EN 1990, EN 1991, EN 1992, EN 1993과 함께 사용된다.

○ 부분 안전 계수(Partial factor)와 신뢰성 모수(Reliability parameter)에 대한 수치들은 허용수준의 신뢰성을 제공할 수 있는 기본 값들이 사용될 수 있다. 보통 그 값들은 적절한 수준의 작업성과 품질관리가 이루어진다는 가정 하에 선택되곤 한다. EN 1994-2이 다른 유럽 기준위원회(CEN/TCs)에 의해 기본 문서로 사용될 경우, 같은 값이 사용되어야 한다.

Part 1-1: 총칙 및 건물설계 일반
Part 1-2: 내화설계
Part 2: 교량

2) Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)

○ 미국 강구조학회의 설계기준에서는 합성부재의 설계 부분을 별도의 장으로 분리하여 제시하고 있다. 하중별 설계기준과 함께 하중전달, 합성 다이아프램, 강재 앵커에 대한 규정을 포함한다.

○ 목차 및 구성
I. 합성부재 (DESIGN OF COMPOSITE MEMBERS)
I1. 일반규정 (또는 총칙, General Provisions)
I2. 축력 (Axial Force)

1. 매입형 합성부재 (Encased Composite Members)
2. 충전형 합성부재 (Filled Composite Members)

I3. 휨 (Flexure)
1. 일반사항 (General)
2. 스터드앵커 또는 형강앵커를 갖는 합성보 (Composite Beams With
3. 매입형 합성부재 (Encased Composite Members)
4. 충전형 합성부재 (Filled Composite Members)
4a. 제한사항 (Limitations)
4b. 휨강도 (Flexural Strength)

I4. 전단 (Shear)
1. 충전형 및 매입형 합성부재 (Filled and Encased Composite Members)
2. 거푸집용 데크플레이트를 갖는 합성보 (Composite Beams With Formed Steel Deck)

I5. 휨과 축력의 조합 (Combined Flexure and Axial Force)

I6. 하중전달 (Load Transfer)
1. 일반 요구사항 (General Requirements)
2. 하중할당 (Force Allocation)
3. 하중전달메커니즘 (Force Transfer Mechanisms)
4. 상세 요구사항 (Detailing Requirements)

I7. 합성다이아프램과 컬렉터보 (Composite Diaphragms and Collector Beams)

I8. 강재앵커 (Steel Anchors)
1. 일반사항 (General)
2. 합성보에서의 강재앵커 (Steel Anchors in Composite Beams)
3. 합성요소에서의 강재앵커 (Steel Anchors in Composite Components)

I9. 특례 (Special Cases)

3) JSCE, Standard Specifications for Concrete Structures-2002, Structural Performance verification

○ 일본에서 제시된 성능기반 설계기준에서 콘크리트 구조에 대한 별도의 규정을 제시하고 있다. 특징적인 것은 성능에 대한 정의와 각 부재별로 성능을 어떻게 검증하는지에 대한 방법론을 제시하고 있다는 것이다.

○ 목차 및 구성

1. 일반
2. 합성구조에 대한 일반 요구사항
3. 설계방법
4. 시공중 사용된 강재단면을 포함한 완성 구조계에 대한 검토
5. 조인트와 코너부에 대한 구조성능

7. 충전 콘크리트의 건조수축과 크리프의 효과
8. SRC 부재
9. CFT 부재
10. 샌드위치 부재

4) JSCE, Guidelines for Performance Verification of Steel-Concrete Hybrid Structures

○ 일본에서 제시된 성능기반 설계기준에서 강-콘크리트 합성구조에 대한 가이드라인을 제시하고 있고 합성구조의 부재 형태별 성능 평가 항목 및 방안을 제시하고 있다.

○ 구성 및 목차

Part 1. 일반사항
총칙
성능 요구사항 및 검증 방법
하중
재료의 설계값
구조해석 및 응답 계산 방법
전단연결재
구조상세
시공
Part 2. 합성보
일반사항
성능 요구사항 및 검증 방법
하중
재료의 설계값
구조해석 및 응답 계산 방법
안전성 검증
사용성 검증
복구 가능성 검증
시간에 따른 성능 변화 검증
구조 상세
시공
Part 3. 합성 슬래브
Part 4. SRC 기둥
Part 5. CFT 기둥
Part 6. 복합 구조
부록
전단연결재

(3) 성능 기반 합성구조 설계기준 개발 방향

1) 일반 원칙

○ 설계기준의 기본 철학은 한계상태설계법으로 설정하고 극한한계상태, 피로한계상태, 사용성한계상태에 대한 재료 기반의 설계 검토 방안을 제시한다.

○ 구조설계기준이 목표로 하는 목표 신뢰성 지수가 동일하도록 설계식을 설정한다.

○ 재료 기반의 설계기준인 강구조설계기준, 콘크리트 구조설계기준과 일관성을 유지할 수 있도록 하고 양 설계기준이 포함하지 못하거나 실제 실험 평가와 상당한 차이를 보이는 설계 규정을 개선하도록 기준식을 개발한다.

○ 목적물 위주의 설계기준인 도로교설계기준, 철도교설계기준, KBC 등이 참조할 수 있는 모델 코드의 역할을 하도록 설계 적용 범위를 확장하고 다양한 합성구조에 적용 가능하도록 유연성을 갖춘다.

○ 설계기준이 포괄하지 못하는 새로운 재료나 형식에 대해서도 실무 적용이 가능하도록 성능 목표와 성능 검증 방법 등을 제시한다.

○ 표준 시험법과 통계 분석 방법을 함께 제시하여 목표 성능을 검증할 수 있도록 한다.

2) 성능 요구사항

○ 구조물의 중요도, 사용 목적 등에 따라서 합성구조나 구성 부재에 필요한 요구 성능을 제시해야 한다. 일반적으로 안전성, 사용성, 복구 가능성 등이 제시될 수 있고 시공성, 유지관리 편의성, 내구성 등이 추가로 제시될 수 있다. 일본에서 제시된 성능 요구사항의 예시를 표 2.6에 나타내었다.

○ 내구성에 대한 성능 요구사항은 유지관리의 유무에 따라 구조적 성능이 변하게 되는데 환경적 요인에 따라 재료의 열화로 발생하는 성능의 변화를 검증해야 할 필요성이 있다. 특히, 신규 건설에 비해 유지관리 시장이 확대되고 이에 따른 비용 증가가 주목할 만한 수준이 되고 있는 시점에 더욱 중요하게 된다. 시간에 따른 성능의 변화는 모든 성능 요구사항에 대해서 검증을 필요로 하게 된다.

표 2.6 성능 요구사항과 검증 항목

성능요구사항	Item of target performance	Verification item (limit state)	Example of verification index
Safety	Structure or member failure or collapse	Member failure	stress resultant
		Fatigue failure	stress resultant or stress
		Collapse of structure	Displacement and deformation of structure
		Instability of solid body	Displacement and deformation of structure or base
Serviceability	Comfortable use	Comfortable ride and comfortable walk	Acceleration and vibration frequency Displacement and deformation
		Appearance	Crack width corrosion of steel
		Noise and vibration	Noise and vibration
	Impact to the third party	Local damage Appearance	crack width and crack density
	Cover and penetration	Water tightness	Coeff. of permeability of structure crack width
		Air permeability	Air permeability of structure crack width
		Cover	Amount of leakage of material
		Penetration	Coeff. of permeability of structure crack width
Restorability	Recovery of performance	Difficulty of restoration	Damage situation of member or structure

제5절 합성휨부재

1) 합성보의 설계기준 현황

○ 국내 합성구조 설계기준인 KBC2009는 시방서를 기준으로 하여 구조물을 설계하는 사양중심의 구조설계에 머물러 있지만, EC4 및 JSCE2006은 요구성능 및 신뢰성을 기반으로 하는 성능기반설계을 전제로 설계기준체계가 구성되어 있다.

○ 성능기반설계는 다양한 분야에서 구조물에 요구되는 성능을 충족할 수 있도록 설계자가 성능요구에 맞는 적절한 재료, 구조형식 및 공법, 설계 및 검증 방법을 선택하여 구조설계를 수행한다는 점에서 기존의 사양중심설계보다 진보적인 설계방법이다. 또한 발전된 구조해석/설계 기술, 새로운 고성능/고강도 재료, 다양화된 구조물 요구성능 등에 대응하기 용이하다.

○ 국내의 경우 항복강도 440MPa를 크게 넘어서는 다양한 건축/토목 구조용 고강도강재가 개발되면서 고강도강재를 이용한 합성구조 설계기준에 대한 관심이 높아졌지만, 상대적으로 설계기준에서 고강도강재에 대한 사항이 충분히 다뤄지고 있지는 않다.

○ KBC2009, EC4, JSCE2006의 설계기준을 중심으로 국내외의 합성보 관련 설계기준 현황을 분석하였다. 설계기준 현황 분석은 각 설계기준의 기준체계, 사용재료, 구조해석, 단면휨저항평가 등을 비교하여 수행하였다.

○ AISC기준의 경우 설계기준체계 및 단면저항강도 평가 등이 KBC2009와 거의 유사하므로 KBC2009로 대체하였다. 그림 2.10은 설계원칙(또는 기준체계), 재료, 구조해석, 단면저항 등 주요 비교사항을 요약하여 보여준다.

항목	주요 사항	한국 KBDC 2012	한국 KBC2009 7장 (LRFD)	유럽 EN1994-1-1:2004	일본 JSCE 2006
설계원칙	• 검증 원칙	• 하중저항계수법	• 하중저항계수법	• 부분계수법	• 부분계수법
	• 안전계수	• 하중 + 강도감소계수	• 하중 + 강도감소계수	• 하중 + 재료 + 부재계수	• 하중+ 재료 + 부재 + 해석 + 시스템계수
재료	• 콘크리트 응력분포	• 비선형, 소성, 포물선+직사각형, 선형+직사각형 응력분포 • ε_{cu} = 0.003~0.0033	• 선형, 소성 응력분포 (단, 실험 또는 공인된 응력분포 가능) • ε_{cu} = 0.003	• 비선형, 소성, 포물선+직사각형, 선형+직사각형 응력분포 • ε_{cu} = 0.0026 ~ 0.0035	• 선형, 소성, 포물선+직사각형 응력분포 • ε_{cu} = 0.0025 ~ 0.0035
	• 강재/철근 응력분포	• 소성 또는 변형경화 응력분포	• 소성 응력분포	• 소성 또는 변형경화 응력분포	• 소성 응력분포(강재 압축좌굴 포함)
	• 고강도 재료	• ~70MPa 콘크리트, ~600MPa 강재	• ~70MPa 콘크리트, ~440MPa 강재	• ~60MPa콘크리트, ~460MPa 강재, ~600MPa 철근	• ~80MPa콘크리트, ~450MPa 강재, ~345MPa 철근
구조해석	• 모멘트재분배	• 탄성해석에 따른 모멘트 재분배 • 비탄성 해석에 의한 모멘트 재분배	• 제한된 재분배 • 중력하중에 의한 탄성 부모멘트 10% 재분배	• 균열단면강성을 이용한 선형탄성해석, 제한된 재분배 • 탄성모멘트의 40%까지 재분배 허용	• 명시적인 규정 없음.
단면저항	• 휨저항강도 평가 (응력분포 및 해석법) (부분합성효과)	• 소성응력법 및 변형률적합법(탄성 및 비선형 응력분포)에 의한 휨저항 • 좌굴, 연성, 하이브리드 단면 고려	• 소성응력법 및 변형률적합법(탄성 및 비선형 응력분포)에 의한 휨저항강도 평가 • 부분합성 고려 안함.	• 소성응력법(고강도강 보정) 및 변형률적합법(탄성 및 비선형 응력분포)에 의한 휨저항 • 전단연결재 부분/완전 합성효과 고려 • 휨-전단 상호작용 고려	• 소성응력법에 의한 휨저항강도 평가 (압축 강재는 좌굴응력 사용) • 부분합성 부재는 강재와 RC의 휨저항을 별도 계산 합

그림 2.10 KBDC2012, KBC2009, EC4, JSCE2006 합성보 설계기준 비교 요약

○ 설계 원칙

· EC4에 사용하는 부분계수는 재료계수와 부재계수로 구분된다. 재료계수는 강재, 콘크리트, 철근 등 합성보에 사용되는 주요 구조부재의 안전을 고려하여 특성강도(characteristic strength f_k)를 저감시키는 1.0보다 큰 계수로서, 콘크리트 설계기준인 EC2와 동일하게 콘크리트와 철근에 대하여 각각 γ_C= 1.5, γ_S= 1.15를 사용하여 합성보의 단면저항을 평가한다.

· 강재의 경우 부재의 파괴특성에 근거한 부재계수를 사용하고 있으므로, 그림 2.12에 나타낸 바와 같이 강재항복, 좌굴, 인장파단 등의 파괴모드에 대하여 각각 γ_{M0}= 1.0, γ_{M1}= 1.1, γ_{M2}= 1.25의 부재계수를 재료계수 대신 사용하고 있다.

· 합성보의 경우 콘크리트와 강재가 동시에 사용되므로, 그림 2.11에 나타낸 EC4의 합성보 설계원칙은 재료계수기반 콘크리트 설계기준 EC2와 부재계수기반 강구조 설계기준 EC3의 기준체계를 동시에 만족시킬 수 있는 방식으로 채택된 것으로 판단된다.

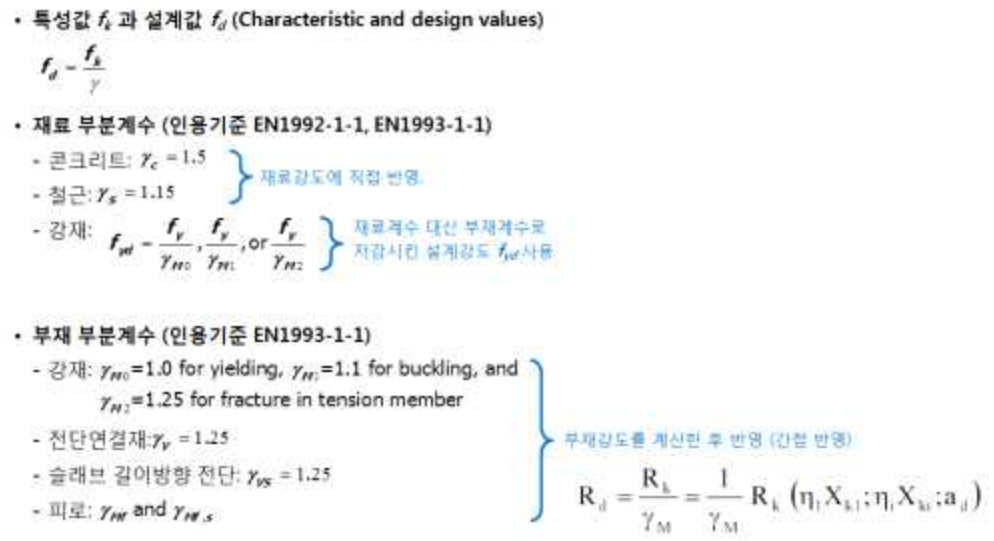


그림 2.11 EC4의 설계원칙

· 그림 2.12는 JSCE2006의 설계원칙을 보여주는데, 원칙적으로 EC4와 동일하게 재료계수와 부분계수를 동시에 사용하는 부분계수방법을 채택하고 있다. 하지만 EC4와 달리 JSCE2006에서 채택하고 있는 부분계수는 재료계수 γ_m, 하중계수 γ_f, 해석계수 γ_a, 부재계수 γ_b, 구조물계수 γ_i 등 총 5가지로 세분화되어 있다.

· 재료계수 γ_m은 재료강도 및 강성 등 물성의 불확실성을, 하중계수 γ_f는 설계하중의 변동을, 해석계수 γ_a는 구조해석의 불확실성을, 부재계수 γ_b는 치수오차, 파괴특성 등 공칭저항의 불확실성을, 구조물계수 γ_i 는 건물의 사회 및 경제적 중요성을 고려하는 부분계수들이다. 이 중 설계요구량에 곱하는 해석계수 γ_a와 하중계수 γ_f는 1.0보다 작은 값을 사용하고, 부재 또는 단면저항에 곱해지는 재료계수 γ_m 및 부재계수 γ_b는 1.0보다 큰 값을 사용한다.

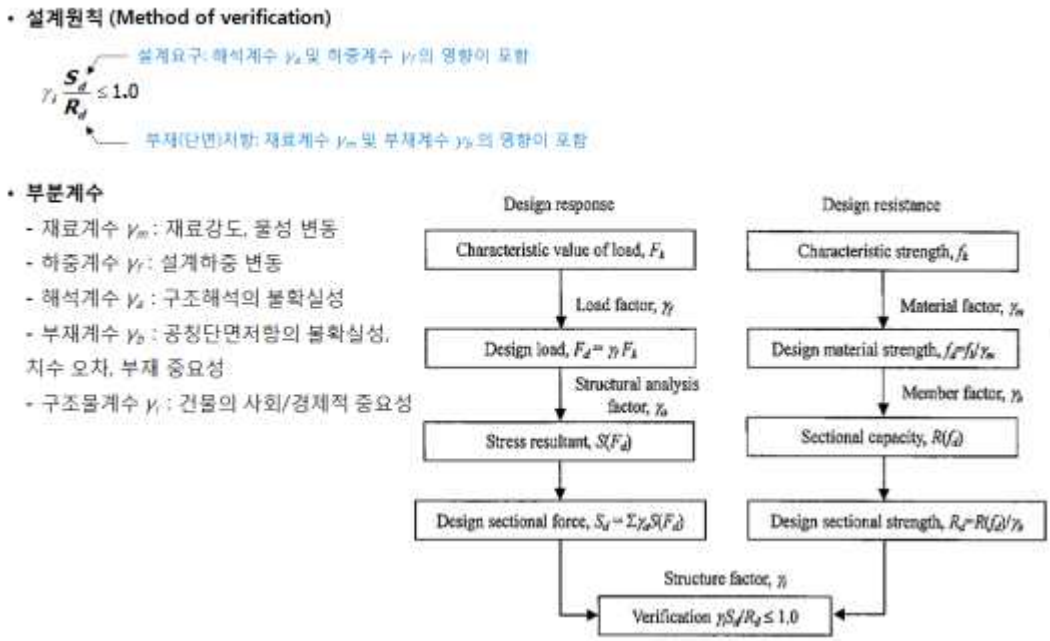


그림 2.12 JSCE2006의 설계원칙

2) 재료

○ 그림 2.13는 EC4에서 채택하고 있는 콘크리트 응력-변형률 분포를 보여주는데, 연관 콘크리트설계기준인 EC2에 제시된 콘크리트 재료모델과 동일한 모델을 사용하고 있다.

○ EC4의 콘크리트 재료모델의 특징은 사용목적에 따라 다양한 응력-변형률 관계를 제시하고 있다는 점이다. 예를 들어, 정교한 비선형해석을 통하여 검증을 수행하는 경우, 가장 정확한 비선형의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다. 반면 단면설계를 수행하는 경우에는 보다 단순화된 포물선-직사각형, 삼각형-직사각형, 직사각형(또는 소성응력분포) 등의 콘크리트 응력 분포를 사용할 수 있다.

○ 콘크리트의 극한압축변형률 ϵ_{cu2}을 콘크리트의 강도등급에 따라 차등적으로 정의하고 있다. 그림 2.14에 나타낸 바와 같이 콘크리트 특성압축강도가 12MPa $\le f_{ck} \le$ 50MPa인 경우 ϵ_{cu2} = 0.0035로서 일반적으로 우리나라에서 사용하고 있는 콘크리트 극한압축변형률 0.003보다 큰 값을 사용하고, 이후 콘크리트 특성압축강도가 $f_{ck} \le$ 90MPa로 증가되면서 극한압축변형률을 ϵ_{cu2} = 0.0026까지 감소시켜 적용하고 있다. 이러한 콘크리트의 극한압축변형률은 단면설계 시 단면저항강도 및 곡률연성도에 큰 영향을 미치므로, 특히 고강도강재가 적용되는 합성보의 단면저항 평가에 중요하다.

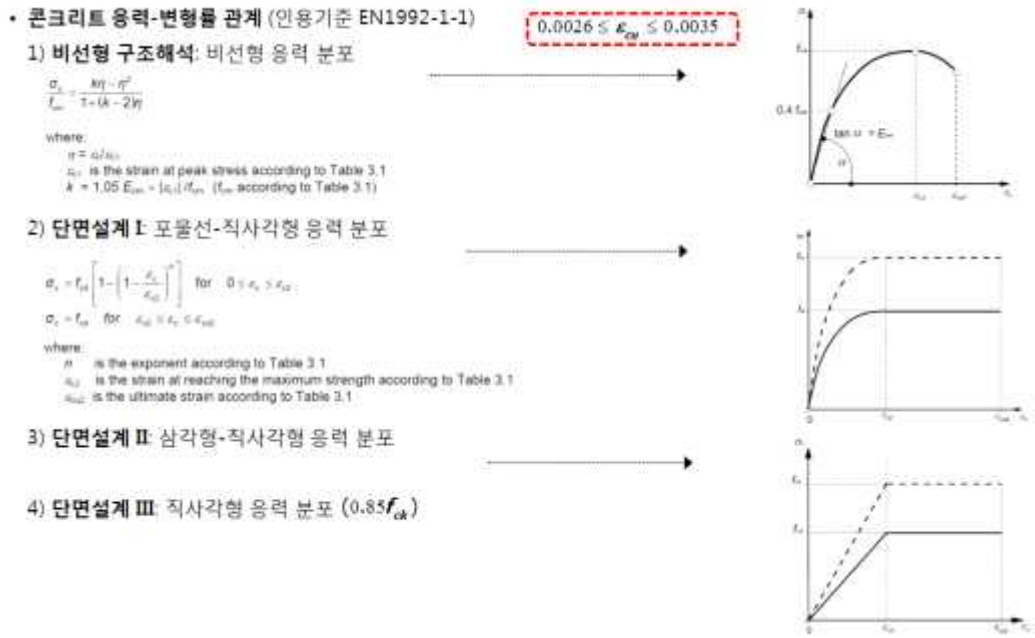


그림 2.13 EC4의 콘크리트 재료모델

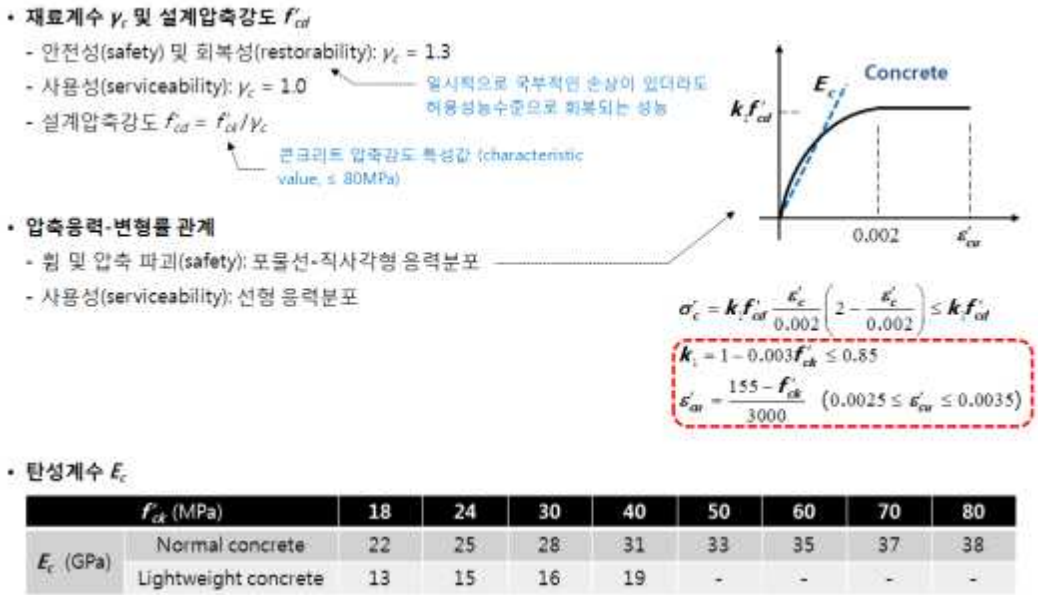
Strength classes for concrete															Analytical relation / Explanation
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	2.8
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8$(MPa)
f_{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	$f_{ctm}=0.30\cdot f_{ck}^{(2/3)}$ ≤C50/60 $f_{ctm}=2.12\ \ln(1+(f_{cm}/10))$ > C50/60
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ctk,0.05} = 0.7\cdot f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ctk,0.95} = 1.3\cdot f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	see Figure 3.2 $\varepsilon_{c1}(\%)=0.7\ f_{cm}^{0.31} \le 2.8$
ε_{cu1} (‰)	3.5									3.2	3.0	2.8	2.8	2.8	see Figure 3.2 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}(\%)=2.8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2.0									2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}(\%)=2.0+0.085(f_{ck}-50)^{0.53}$
ε_{cu2} (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}(\%)=2.6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2.0									1.75	1.6	1.45	1.4	1.4	for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $n=1.4+23.4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1.75									1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	see Figure 3.4 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}(\%)=1.75+0.55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	see Figure 3.4 for $f_{ck} \ge 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}(\%)=2.6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

그림 2.14 EC4의 콘크리트 특성값

○ 그림 2.15은 JSCE2006에서 사용하는 콘크리트 재료모델을 보여준다. 콘크리트에 사용하는 재료계수는 안전성(또는 극한한계상태) 및 사용성에 대하여 각각 γ_C= 1.3과 1.0을 사용한다. 그림 2.15에 제시된 바와 같이 원칙적으로 JSCE2006에서 사용하는 콘크리트 응력-변형률 관계는 포물석-직사각형 관계와 선형 관계 두 가지이다. 포물선-직사각형의 콘크리트 재료모델은 주로 변형적합조건을 이용한 단면저항평가에 사용하는 재료모델로서, EC4와 유사하게 콘크리트 특성압축강도 f_{ck}'에 따라 콘크리트의 극한압축변형률을 ϵ_{cu}' = 0.0025

- 0.0035까지 차등하여 적용한다(ϵ_{cu}' = (155 - f_{ck}')/3000).

○ 이와 달리 선형 재료모델은 주로 사용성 평가에 사용하는 콘크리트모델로서 그림 2.15에 제시된 콘크리트 탄성계수 E_c을 사용하여 콘크리트의 응력을 평가한다. 또한 그림 2.15에 나타낸 바와 같이 합성구조에 사용되는 콘크리트 특성압축강도의 범위는 f_{ck}' = 18 - 80MPa로 EC4의 콘크리트 특성압축강도 범위와 유사하다.



• 탄성계수 E_c

f_{ck}' (MPa)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (GPa)	Normal concrete	22	25	28	31	33	35	37	38
	Lightweight concrete	13	15	16	19	-	-	-	-

그림 2.15 JSCE2006의 콘크리트 재료모델

○ 그림 2.16는 EC4에 채택된 철근 재료모델을 보여준다. 원칙적으로 EC4의 철근 재료모델은 연관 콘크리트설계기준 EC2의 철근 재료모델과 동일하다. EC4에서는 항복이후의 변형경화 거동을 고려하는 이선형모델과, 항복이후의 변형경화 거동을 고려하지 않는 탄성-완전소성모델 등 두 가지모델을 선택적으로 사용할 수 있다. 다만, 변형경화로 인하여 철근의 응력이 지나치게 과평가되는 것을 방지하기 위하여 변형경화를 고려하는 이선형모델을 사용할 경우 철근의 설계극한인장변형률 ϵ_{ud}을 특성극한인장변형률 ϵ_{uk}의 90%로 제한하고 있다.

○ 탄성-완전소성의 재료모델을 사용하는 경우 철근의 극한인장변형률에 대한 별도의 제한을 두지는 않는다. EC4의 철근모델은 극한인장변형률을 포함하고 있으므로, 그림 2.16에 나타낸 바와 같이 EC4에 사용하는 철근은 연성등급에 따라 A, B, C 등 세 등급으로 구분한다. 각 철근등급에 따라 변형경화거동을 고려하는 이선형모델의 항복비 k(= f_{tk}/f_{yk}, 여기서 f_{tk}= 철근 특성인장강도, f_{yk}= 철근 특성항복강도)와 특성극한인장변형률 ϵ_{uk}가 설계기준에서 직접 규정된다. EC4의 합성구조에 사용되는 철근의 강도등급은 특성항복강도 f_{yk} = 400 - 600MPa 철근을 사용할 수 있도록 규정하고 있는데, KBC2009의 합성구조기준에서 사용하는 철근의 강도등급보다 높은 강도의 철근 사용을 허용하고 있다.

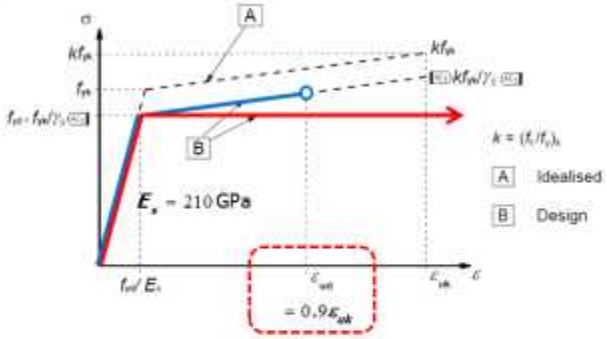
• **철근 응력-변형률 관계** (인용기준 EN1992-1-1)

1) **항복이후강성을 갖는 이선형모델**

- 항복 이후 변형경화거동 고려
- 변형률 제한 ε_{ud}

2) **탄성-완전소성 모델**

- 변형경화거동 고려하지 못함.
- 변형률 제한 없음.



• **철근 등급 및 특성값**

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics		
Class	A	B	C	A	B	C
Characteristic yield strength f_k or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600					
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	≥1.05	≥1.08	≥1.15 <1.35	≥1.05	≥1.08	≥1.15 <1.35
Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} (%)	≥2.5	≥5.0	≥7.5	≥2.5	≥5.0	≥7.5

그림 2.16 EC4의 철근 재료모델

○ 그림 2.17은 JSCE2006에 사용되는 철근 재료특성을 보여준다. 안전성(극한한계상태) 및 사용성 한계상태에 대한 철근의 재료계수는 γ_s = 1.0을 사용한다. 철근의 강도등급은 특성항복강도가 f_{yk} = 235, 295, 345MPa 등 세 종류의 철근을 합성보에 사용하도록 규정하고 있는데, 이러한 JSCE2006의 철근 특성항복강도 등급 제한은 EC4에서 f_{yk} = 400 - 600MPa의 고강도철근을 사용을 허용하는 것과 대조적이다.

○ 철근의 응력-변형률 관계는 원칙적으로 항복이후의 변형경화거동을 고려하지 않는 탄성-완전소성 모델을 사용하고, 철근의 극한인장변형률에 대한 제한을 두지 않는다. 탄성계수는 EC4에서 E_s = 210GPa를 사용하는 것과 달리 JSCE2006에서는 E_s = 200GPa를 사용한다.

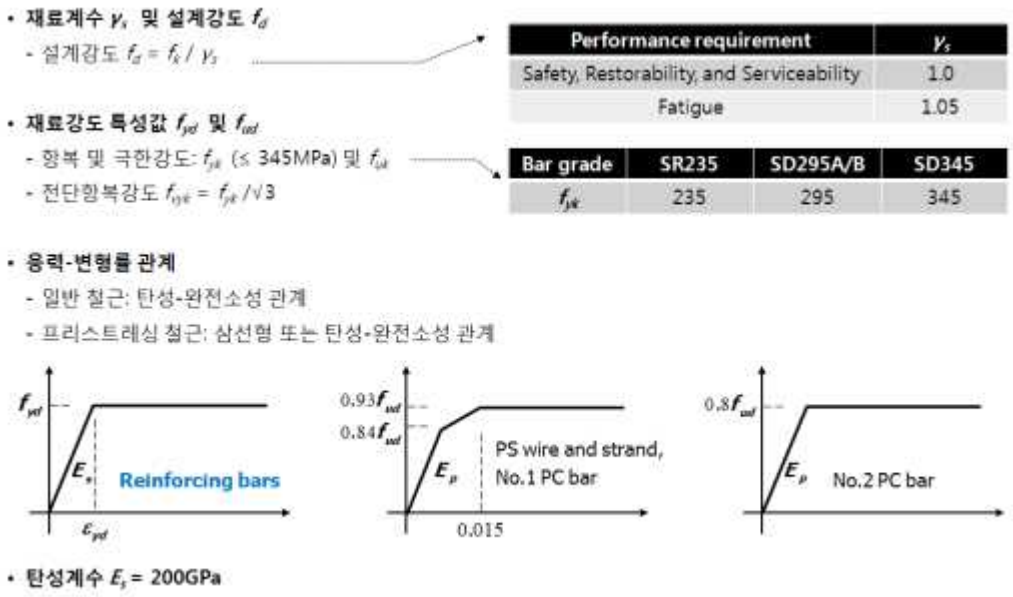


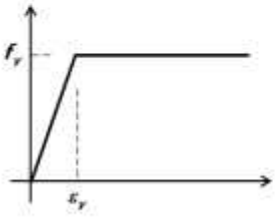
그림 2.17 JSCE2006의 철근 재료모델

○ 그림 2.18은 EC4에서 사용하는 강재의 종류와 재료모델을 정리하여 보여준다. 강재의 특성은 항복강도, 인장강도, 극한인장변형률, 탄성계수, 포아송비 등으로 정의한다. 강재의 특성항복강도는 f_{yk}= 235 - 460MPa 범위(두께 40mm 이하의 강재)에 있고, 극한인장강도의 하한값으로서 특성인장강도의 1.1배 이상 확보하도록 규정한다(즉, $f_{uk} \geq 1.1 f_{yk}$). 또한 강재의 연성능력을 확보하기 위하여 극한변형률 ϵ_{uk}가 항복변형률 ϵ_{yk}의 15배 이상 확보하도록 정하고 있다.

○ 인장강도 및 극한변형률에 대한 규정은 콘크리트와 강재보의 합성작용 시 강재의 조기 취성파단을 방지하고 소성변형 상태에서도 하중재하능력의 저하를 방지하기 위한 규정으로 판단된다. EC4에서는 강재의 응력-변형률 관계에 대한 명시적인 규정이 나타나지는 않지만, 일반적으로 그림 2.18에 나타낸 바와 같이 항복이후 변형경화가 없는 탄성-완전소성의 응력-변형률 관계를 바탕으로 합성보의 단면저항을 평가한다.

• **강재 재료 특성** (인용기준 EN1993-1-1)
- 항복 및 극한강도 f_y and f_u
- 극한강도 하한값 제한 $f_u / f_y \geq 1.1$
- 극한변형률 제한 ε_u (corresponding to f_u) $\geq 15\varepsilon_y$
- 탄성계수 $E = 210$ GPa
- 포아송비 $\nu = 0.3$

• **응력-변형률 관계 (소성응력분포)**



Standard and steel grade	Thickness t mm [1]			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq$ 80 mm	
	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)
EN 10025				
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	540	390	520
S 460 N/NL	460	570	430	550
S 275 M/ML	275	380	255[1]	360[1]
S 355 M/ML	355	470	335[1]	450[1]
S 420 M/ML	420	520	390[1]	500[1]
S 460 M/ML	460	550	430[1]	530[1]
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

[1] For flat products: 40 mm $< t \leq$ 63 mm only;
[2] t is the nominal thickness of the element

그림 2.18 EC4의 강재 재료모델

○ 그림 2.19는 JSCE2006에 제시된 강재 재료특성을 보여준다. EC4에서는 강재에 별도의 재료계수를 사용하는 대신 파괴특성에 따른 부재계수를 사용하는데 반하여, JSCE2006은 그림 2.19에 나타낸 바와 같이 극한한계상태 및 사용한계상태에 대하여 각각 γ_s = 1.05 및 1.0의 재료계수를 적용한다. 강재의 특성항복인장강도는 EC4와 거의 동일하게 f_{yk} = 235 - 450MPa 범위(두께 40mm 이하의 강재)이다. 강재의 응력-변형률관계는 항복이후 변형경화가 없는 탄성-완전소성 관계를 사용한다.

○ JSCE2006에서는 강재의 전단항복강도를 $f_{yk}/\sqrt{3}$ 으로 규정하고 있고, 강재 지압강도에 대해서도 $1.5f_{yk}$ 로 명시적으로 규정한다. JSCE2006기준과 EC4에서 가장 명확한 차이는 압축응력을 받는 강재의 좌굴모델이다. 그림 2.19의 나타낸 바와 같이, JSCE2006에서는 좌굴이 발생된 강재에 대하여 좌굴응력을 항복응력으로 하는 탄성-완전소성 모델을 사용하도록 정하고 있다. 그 이유는 강재에 좌굴이 발생된 합성보의 강재는 비콤팩트 단면으로서 좌굴이 발생되더라도 압축변형 요구량이 크지 않고, 좌굴이 발생된 강재가 스티프너로 보강된 경우 좌굴 이후 응력손실이 크지 않기 때문이다.

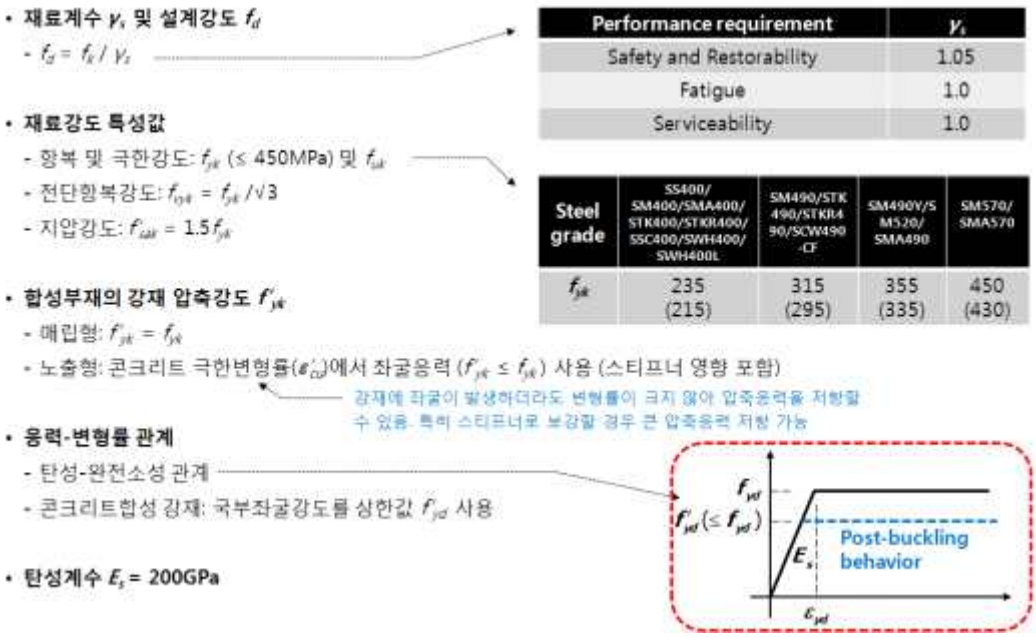


그림 2.19 JSCE2006의 강재 재료모델

○ 그림 2.20은 KBC2009, EC4, JSCE2006에서 사용하고 있는 콘크리트, 강재, 철근의 특성강도를 비교하여 보여준다. EC4에서 합성보에 허용하는 콘크리트의 특성압축강도는 f_{ck} = 20 - 60MPa으로서 유럽 콘크리트설계기준 EC2에서 허용하는 90MPa보다 훨씬 작고, 세 기준 중 가장 엄격한 콘크리트 강도제한을 규정하고 있다. KBC2009, EC4, JSCE2006 모두 강재의 특성항복강도로서 최대 440 - 460MPa까지 허용하지만, KBC2009기준의 경우 실험을 통하여 입증된 경우 원칙적으로는 그 이상의 고강도 강재의 사용까지도 허용하고 있다.

규정	콘크리트 f_{ck}	강재 f_y	철근 f_{yk}
EC4	20~60 MPa	235~460 MPa (215~430 MPa)	400~600 MPa
JSCE 2006	18~80 MPa	235~450 MPa (215~430 MPa)	235~345 MPa
KBC 2009	21~70 MPa	~440 MPa	~ 440MPa (단, 전단의 경우 400MPa 이하)
		실험 입증 시 고강도 적용 가능	

그림 2.20 KBC2009, EC4, JSCE2006의 재료강도 비교

3) 구조해석

○ EC4 및 JSCE2006 모두 다양한 구조해석방법의 사용을 허용하고 있다. 즉, 간편한 설계방법으로서 선형탄성해석을 사용하여 사용한계상태 및 극한한계상태의 구조해석을 수행하고, 단면강성을 변경하여 크리프, 균열, 수축의 영향을 포함하여 구조해석을 수행한다. 정밀한 검증이 요구되는 경우에는 재료 및 기하비선형을 고려한 정밀한 비선형해석을 사용할 수 있고, 재료의 시간의존적 특성을 고려할 수 있다. 구조해석 시 합성보의 단면특성, 슬래브 유효폭, 합성효과 등을 적절히 고려하여 구조물을 이상화할 것을 규정한다.

○ KBC2009, JSCE2006, EC4의 구조해석 관련 규정 중 가장 큰 차이를 나타내는 부분은 모멘트재분배에 대한 규정이다. JSCE2006의 경우 정밀한 비선형해석을 사용하는 경우를 제외하고 원칙적으로 모멘트재분배를 고려한 구조해석을 규정하고 있지 않은 반면, KBC2009는 선형탄성해석으로 구한 합성보의 부모멘트를 10% 재분배시킬 수 있는 규정을 제안하고 있다. 이와 달리 EC4는 상대적으로 모멘트재분배 규정을 체계적으로 제시하고 있다. EC4에서 허용하는 모멘트재분배 구조해석은 그림 2.21에 나타낸 선형탄성해석법(linear elastic analysis)과 그림 2.22에 나타낸 제한된 재분배를 고려한 선형탄성해석(linear elastic analysis with limited redistribution)이다.

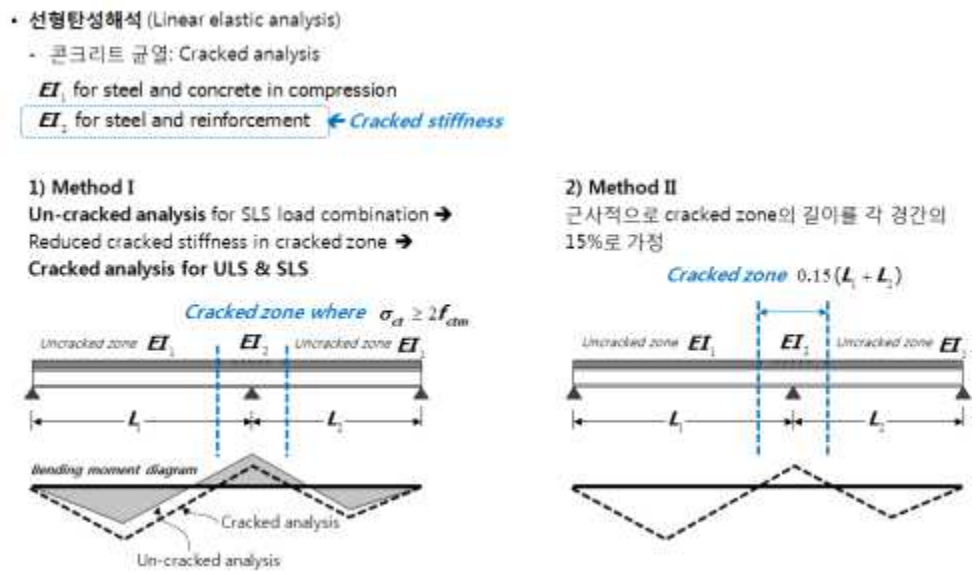


그림 2.21 EC4의 모멘트재분배를 고려한 구조해석

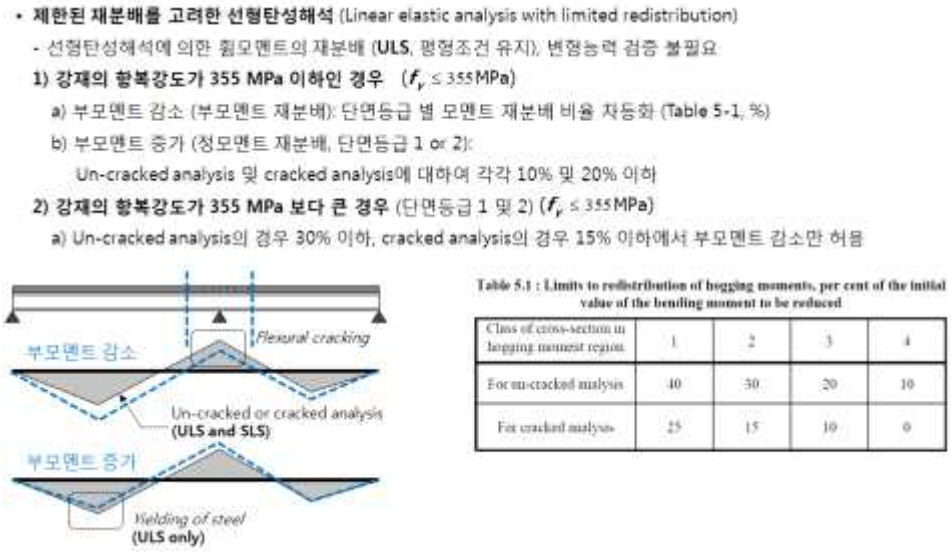


그림 2.22 EC4의 '제한된 모멘트재분배'

4) 단면휨저항

○ 그림 2.23은 KBC2009, EC4, JSCE2006에서 사용하는 합성보의 단면휨저항성능 평가 원칙을 보여준다. 세 기준 모두 원칙적으로 합성보의 단면휨저항성능 평가 시 소성응력분포법과 변형률적합법(재료의 탄성 및 비선형 응력-변형률 관계 사용)를 사용할 수 있다. 또한 합성보에 사용된 강재의 압축 플랜지 및 웨브의 판폭두께비에 따라 정의되는 단면등급, 즉 조밀단면(class 1 및 2) 및 비조밀단면(class 3 및 4) 단면을 고려하여 단면휨저항을 평가하도록 규정하고 있다. 그러나 단면저항성능을 평가하는 세부조항은 각 기준마다 차이를 보이는데, 각 기준 별 단면 휨저항 평가방법은 다음과 같다.

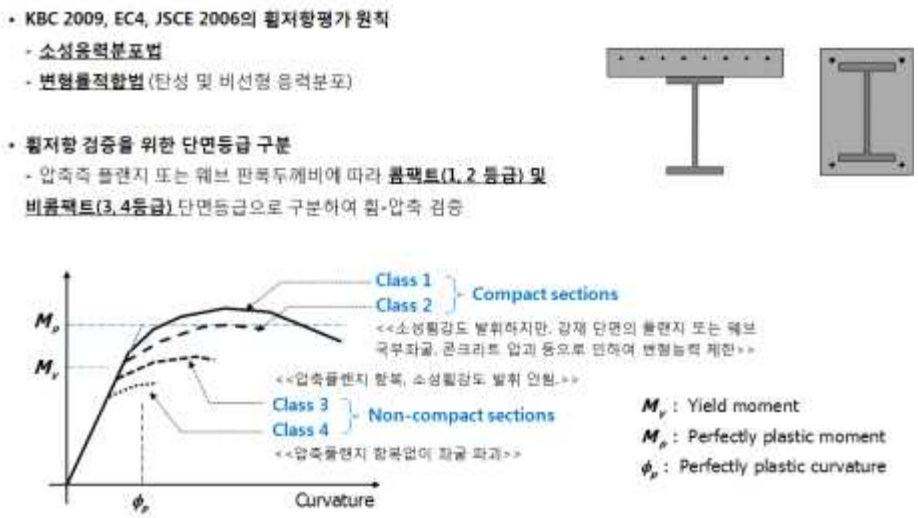


그림 2.23 KBC2009, EC4, JSCE2006의 단면휨저항 평가 원칙

○ 그림 2.24는 EC4에 제시된 합성보의 단면휨저항 평가를 위한 소성응력분포법을 보여준다. EC4에서 소성응력분포법은 class 1 및 2의 콤팩트단면(그림 2.23 참조)에 대해서만 적

용되는 방법으로, 콘크리트의 압축응력은 $0.85f_{cd}$(여기서 f_{cd}= 콘크리트 설계압축강도로서 특성강도를 재료계수로 나눈 값(= f_{cd}/γ_C))이고, 강재의 인장 및 압축 설계항복강도 f_{yd}는 특성항복강도 f_{yk}를 사용한다(축방향 인장 또는 압축항복에 대하여 부재계수 γ_{M0}= 1.0 적용, 강재의 변형경화 거동 무시). 다만, 강재의 특성항복강도가 f_{yk}= 420 및 460MPa인 경우, 콘크리트의 극한압축변형률 대비 강재의 항복변형률이 커지므로 소성응력법으로 계산된 소성휨저항(plastic bending resistance)을 최대 85%까지 저감시킨다.

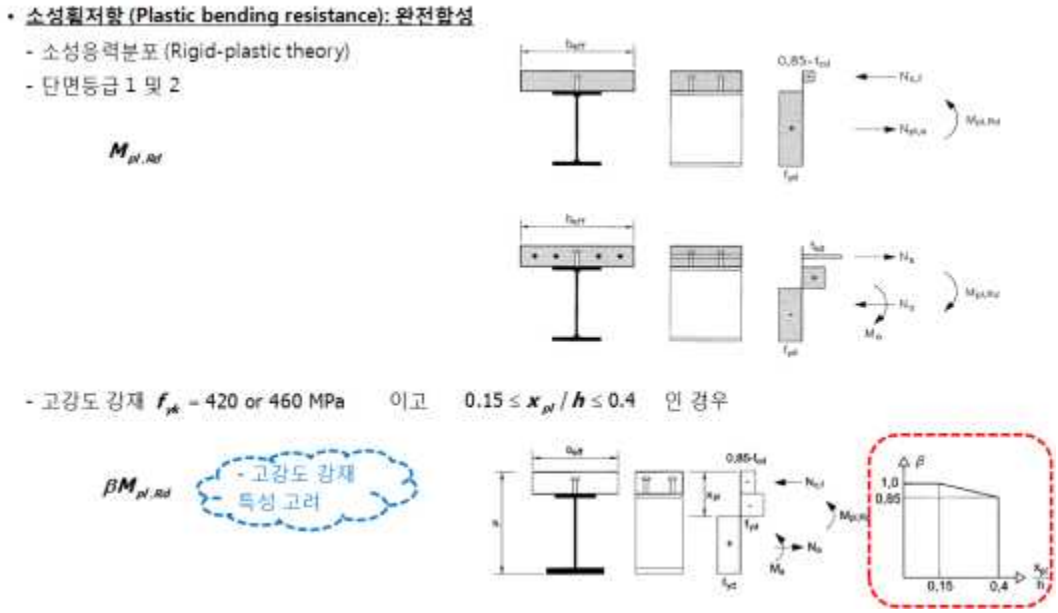


그림 2.24 EC4의 소성휨저항 평가: 완전합성보

○ 그림 2.25은 EC4에 제시된 부분합성 합성보에 대한 소성응력분포법을 보여준다. EC4에서는 콘크리트슬래브와 강재보 사이에 완전합성이 아닌 경우에 대해서도 적절한 저감계수를 적용하여 계산이 편리한 소성응력분포법을 사용하여 단면위 소성휨저항성능을 평가하도록 한다. 전단연결재에 의한 부분합성효과를 고려하는 계수로서, 소성응력으로 평가한 콘크리트슬래브의 최대 압축저항 대비 전단연결재의 전단저항성능의 비로 정의되는 η를 사용하여 콘크리트슬래브의 소성응력을 감소시켜 부분합성 합성보의 소성단면저항을 평가한다.

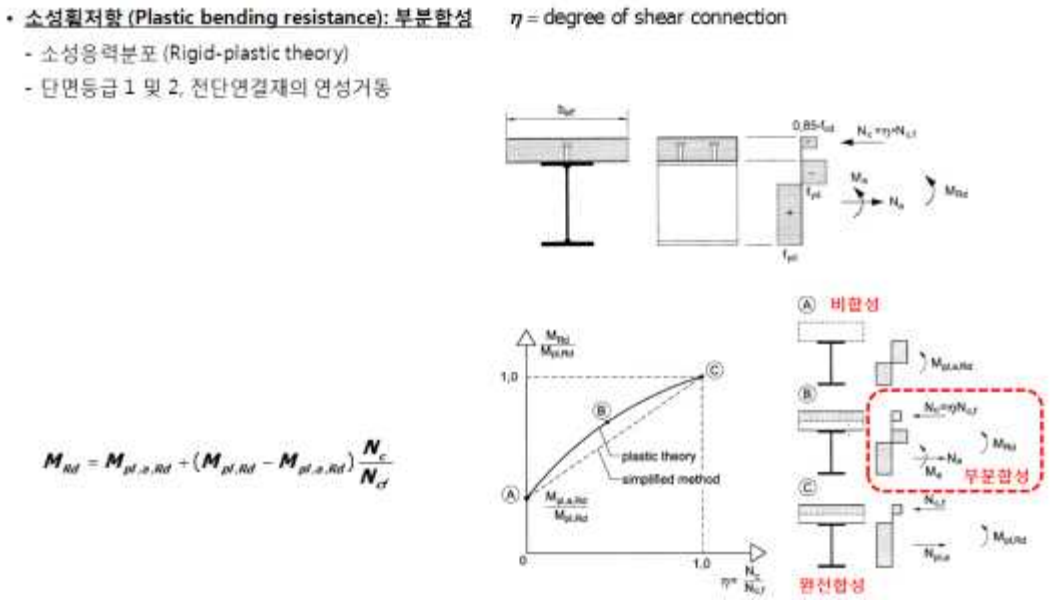


그림 2.25 EC4의 소성휨저항 평가: 부분합성보

○ 그림 2.26은 EC4에서 사용하는 탄성응력분포를 이용한 합성보의 탄성휨저항(elastic bending resistance) 평가방법을 보여준다. 탄성휨저항은 곡률에 의한 단면의 선형변형률분포를 가정하여 변형률로부터 정의되는 콘크리트, 강재, 철근의 응력을 바탕으로 계산되는 단면 휨저항성능을 가리킨다. 소성휨저항과 동일하게 정모멘트에 의하여 압축을 받는 슬래브 철근의 휨저항에 대한 기여는 무시하고, 부모멘트에 의하여 인장을 받는 슬래브 철근의 휨저항은 포함시킨다.

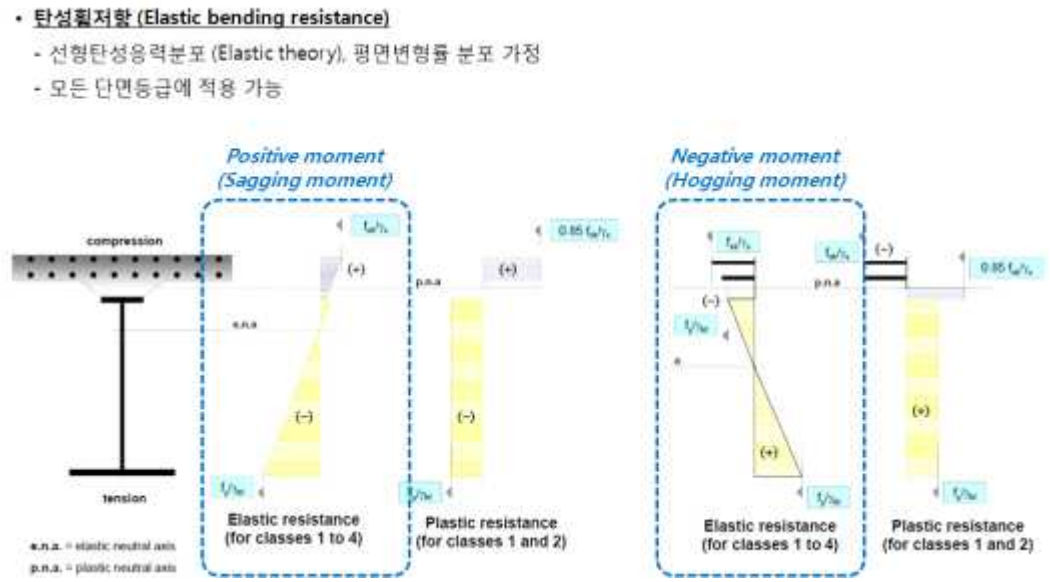


그림 2.26 EC4의 탄성휨저항 평가

○ 그림 2.27은 EC4에 제시된 비선형의 재료모델을 사용하는 합성보 단면 휨저항평가 방법을 보여준다. 탄성휨저항과 마찬가지로 합성보 단면에 대하여 평면변형률 분포를 가정하고, 변형률로부터 계산되는 콘크리트, 철근, 강재의 비선형 응력을 사용하여 단면의 휨저항성능을 평가한다. 실제 단면 휨저항평가에 많은 시간과 노력이 소요되므로 실무에서 쉽게 활용하기 어려운 단점이 있다.

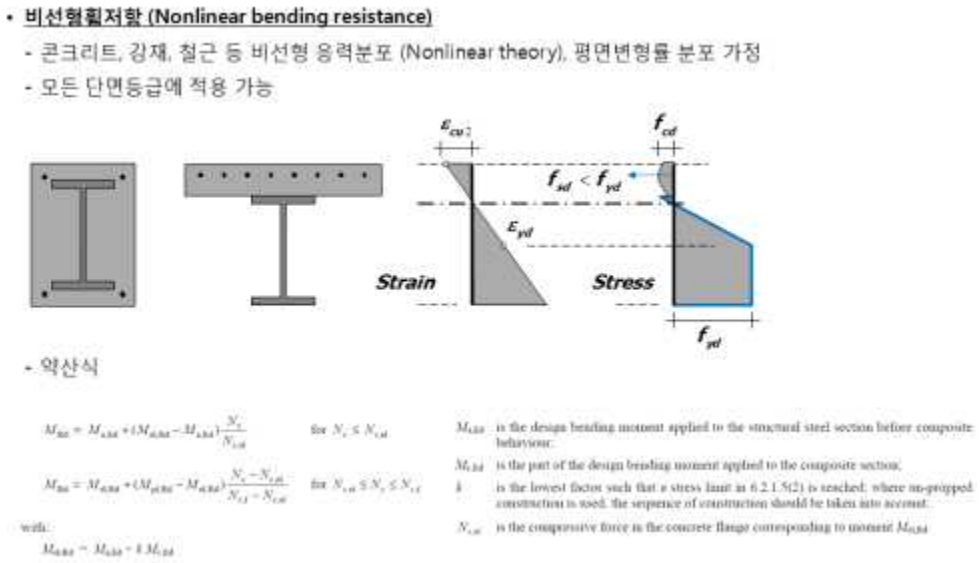


그림 2.27 EC4의 비선형휨저항 평가

○ 그림 2.28은 JSCE2006에 제시된 완전합성단면의 소성휨저항 평가방법을 보여준다. JSCE2006은 완전합성단면에 대해서만 소성휨저항 평가방법을 규정한다. 슬래브가 압축을 받는 정모멘트의 경우 슬래브 철근의 압축저항을 무시하고, 콘크리트와 강재의 소성응력에 의한 휨저항만을 평가한다. 이와 달리 슬래브가 인장을 받는 부모멘트의 경우 철근의 인장저항을 포함하여 단면 휨저항을 계산한다. JSCE2006 설계기준에서 단면휨저항 평가의 가장 큰 특징은 고강도강재 적용 여부, 완전 또는 부분합성 여부, 소성 및 연성파괴 여부(또는 단면등급)에 관계없이 모두 소성응력분포법을 적용하는 것이다. 비조밀 단면에서 좌굴에 의한 조기 단면파괴가 발생되는 경우에도 강재의 좌굴응력을 압축플랜지 및 압축웨브의 설계항복강도(f_d)로 가정하여 그림 2.28의 소성응력분포법을 적용한다.

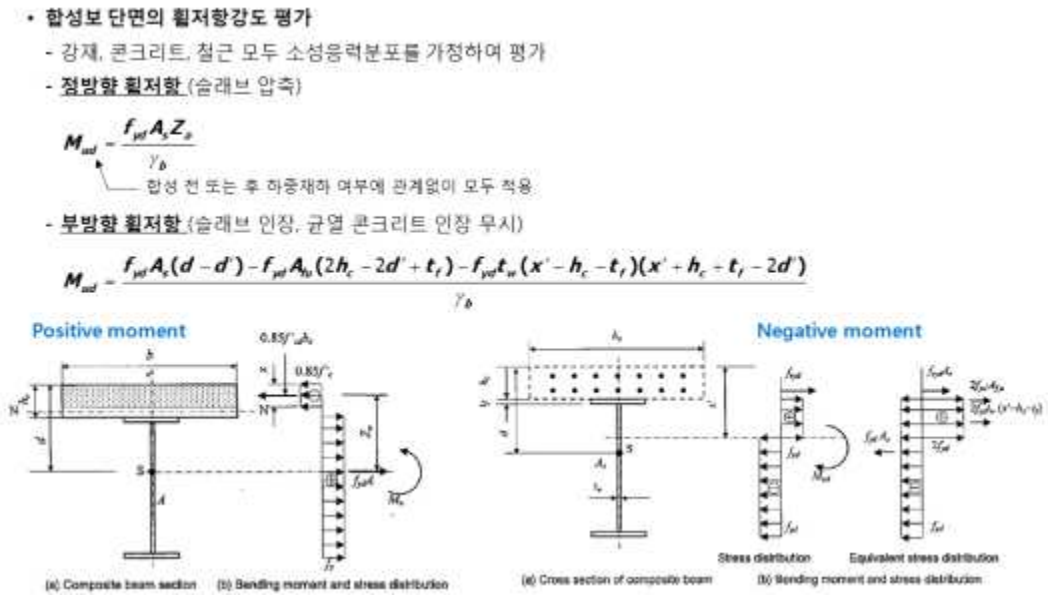


그림 2.28 JSCE2006의 소성휨저항 평가: 슬래브가 있는 합성보

○ 강재보가 철근콘크리트 내부에 완전히 매입되는 완전강합성보(steel-reinforced concrete beam)에 대하여 JSCE2006은 소성응력분포법 대신 합성보 단면의 평면변형률분포 가정에 근거한 비선형휨저항 평가방법을 사용하도록 규정한다(그림 2.29 참조). JSCE2006의 비선형휨저항평가 방법은 비선형 재료모델로부터 계산되는 강재, 콘크리트, 철근의 응력분포를 사용하여 합성보의 단면휨저항을 평가한다. 다만, 강재와 철근콘크리트 사이에 완전합성이 이루어지지 않은 경우, 부분합성보의 단면휨저항은 강재보만의 단면휨저항으로 평가한다.

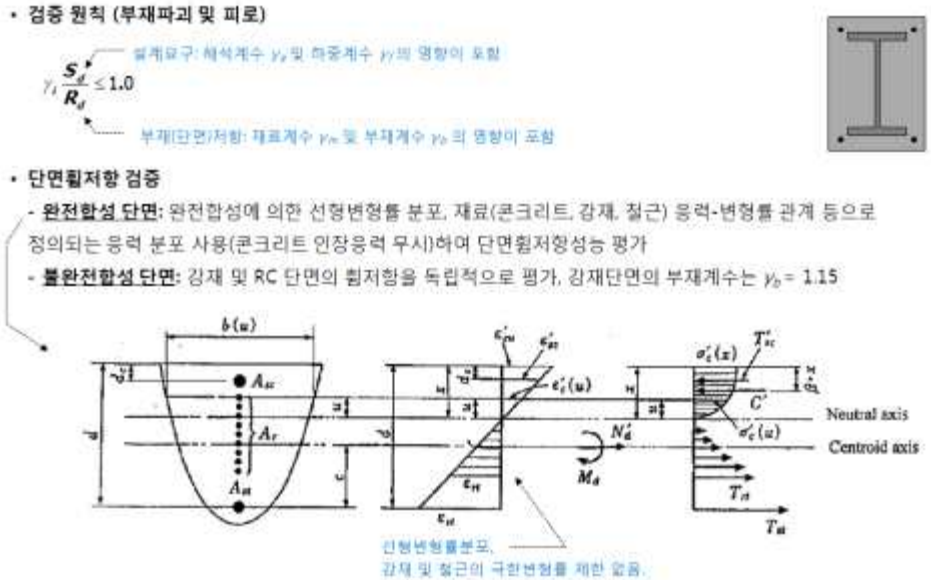
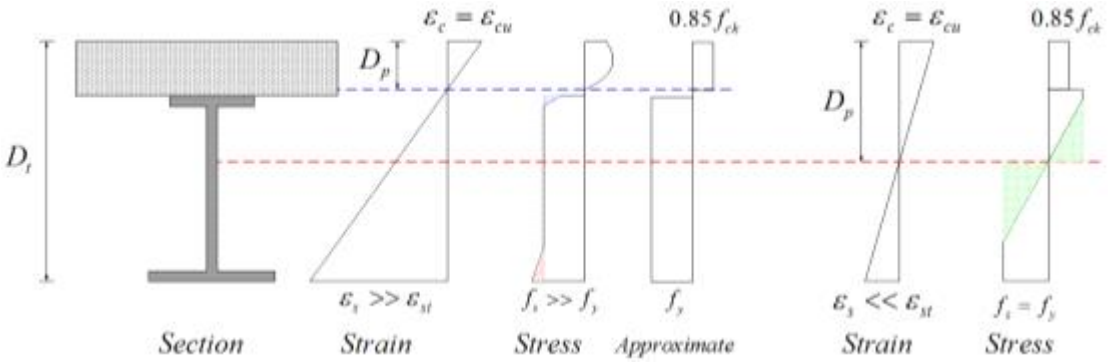


그림 2.29 JSCE2006의 비선형휨저항 평가: 강합성보

○ 정모멘트부 강합성거더의 공칭휨강도 재평가

· 정모멘트를 받는 합성거더 단면은 압축은 콘크리트가 인장은 강거더가 주로 저항하기 때문에, 강거더의 압축플랜지와 복부판에 좌굴이 발생하지 않는 조밀단면 또는 Class 1 단면처럼 거동한다. Class 1은 충분한 회전능력이 있어 소성해석시 필요한 소성힌지가 형성될 수 있는 단면을 말한다. 하지만 압축을 받는 콘크리트의 변형능력이 강재에 비해 작기 때문에, 최종 파괴시 합성단면의 연성도 또는 회전능력을 기준으로 휨강도가 소성모멘트보다 큰 연성단면과 소성모멘트보다 작은 비연성단면 두 가지로 구분하고 있다.

· 충분한 회전능력이 있는 연성단면과 달리, 비연성단면은 휨파괴시 강거더 하부플랜지에 발생하는 인장변형률의 크기가 변형율경화 변형률에 도달하기 이전에 압축을 받는 콘크리트가 극한변형률에 도달하기 때문에 급격히 파괴되는 취성적인 거동을 보인다. 이와 같은 이유로 여러 설계기준들에는 비연성단면의 취성 거동을 고려하여 휨강도에 안전계수를 고려한 공칭휨강도를 적용하도록 규정하고 있다.



(a) (b) (c)

그림 2.30 합성단면의 응력과 변형률

· 현행 도로교설계기준에 제시된 합성단면의 공칭휨강도 규정은 Wittry의 연구 결과에 기초하고 있다. Wittry는 비연성 합성단면의 휨강도가 연성요구 한계치에 근접하면 항복모멘트에 수렴한다는 가설을 토대로, 취성거동을 고려한 안전계수 0.85를 항복모멘트에 곱하는 방법으로 합성거더의 공칭휨강도를 제안한 바 있다. Rotter 등, Ansourian, Yakel 등, 그리고 Barth 등도 합성거더의 휨강도에 대한 연구들 수행하였지만, 비연성단면에 대해 안전율을 고려한 공칭휨강도에 대한 연구 결과는 제시하지 않았다. 현행 AASHTO LRFD에 제시된 비연성 합성거더의 공칭휨강도 규정도 연성도 한계치의 차이를 제외하면 Wittry가 제안한 안전율 도입방법을 그대로 따르고 있다.

· 비연성단면의 공칭휨강도 평가는 동일한 연성도를 갖는 합성단면의 경우 일관된 안전계수가 적용되는 것이 합리적이라 판단된다. 또한 합성거더에 적용되는 콘크리트와 강재의 재료가 변화되어도 합성거더에 요구되는 연성도 한계치 규정 역시 동일하게 적용될 필요성이 있다. 최근 국내에서 생산되는 고성능 강재 HSB600과 HSB800를 합성거더에 적용하는 경우에도 일반 구조용 강재를 적용한 합성거더의 연성도 한계치와 공칭휨강도 평가 방법이 동일하게 적용될 필요성이 있다.

· 정모멘트에 저항하는 합성거더의 응력분포는 그림 2.30과 같이 압축에 저항하는 콘크리트의 압축변형률 ε_c가 압축파쇄변형률 ε_{cu}에 도달하였을 때 인장에 저항하는 강거더의 하부플랜지의 변형률 ε_s가 변형률 경화 변형률(Strain-Hardening Strain) ε_{st} 보다 크다면, 소성중립축 부근의 항복강도에 도달하지 못한 응력들과 하부플랜지의 항복강도보다 큰 응력들이 서로 상쇄되어 전단면의 강재 응력 f_s는 모두 항복응력(Yield Stress) f_y에 도달한다고 가정할 수 있다. 이렇게 가정된 강합성거더의 응력분포는 직사각형으로 모두 단순화시킬 수 있기 때문에 강합성거더의 휨강도를 소성모멘트(Plastic Moment) M_p로 계산되어 질 수 있다. 이러한 단면들을 연성단면(Ductile Section)이라고 한다. 하지만 그림 2.30(c)와 같이 소성중립축(Plastic Neutral axis) D_p가 깊어진다면 인장에 저항하는 강재 거더의 하부플랜지 변형률 ε_s는 ε_{st}에 도달하지 못하게 되어 강재의 전단면이 항복한다고 가정할 수 없게 된다. 그 결과 실제 휨강도는 강재의 전단면이 항복한다고 가정하여 계산되어지는 소성모멘트보다 작아진다. 이러한 단면들을 비연성단면(Non-Ductile Section)이라고 한다.

· Ansourian은 정모멘트에 저항하는 강합성거더의 경우 모멘트-곡률 해석 없이 강합성거더의 단면의 연성을 평가할 수 있는 연성인자(Ductility Factor)를 제안하였는데, 압축에 저항하는 콘크리트 바닥판의 압축파쇄변형률 ε_{cu}을 $0.003mm/mm$, 인장에 저항하는 강재의 하부 플랜지의 변형률 경화가 시작할 때의 변형률 ε_{st}을 $0.012mm/mm$로 가정하면 식 (2.7)과 같은 결과를 얻을 수 있다.

$$D_{\lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sh}} D_t = \frac{0.003}{0.003 + 0.012} D_t = \frac{D_t}{5} \qquad (2.7)$$

· 이때 $D_{\lim}$이 소성중립축의 깊이보다 작다면 강합성거더의 휨강도는 소성모멘트로 산정될 수 있고 $D_{\lim}$이 소성중립축의 깊이보다 크다면 강합성거더의 휨강도는 소성모멘트보다 작아진다.

· Ansourian은 또한 소성모멘트가 확보되는 강합성거더의 최대 소성중립축 깊이와 강합성거더의 콘크리트 바닥판이 압축파쇄변형률에 도달하고 강거더의 하부 플랜지가 변형률 경화 변형률에 도달 했을 때의 실제 소성중립축 깊이의 비로 결정되는 최소연성계수(minimum ductility parameter, χ)를 최소연성계수 χ를 1.4이상으로 제안하였다. Ansourian의 연구 결과를 바탕으로 AASHTO LRFD에는 최소연성계수(χ)를 1.4대신 1.5를 사용하여 $D_{\lim}$에서 최소연성계수를 나눈 식(2.8)을 반영하여 연성을 평가하였다.

$$D^* = \frac{D_{\lim}}{1.5} = \frac{D_t}{1.5 \times 5} = \frac{D_t}{7.5} \qquad (2.8)$$

여기서, D^*는 연성보에 필요한 최소 소성중립축 깊이

· Wittry는 Ansourian의 연구에서 강재의 변형률 경화 변형률을 $0.012mm/mm$로 고정하여 연성을 평가한 것과 달리 항복강도가 250MPa와 345MPa인 일반 강재에 대하여 각각의 강재 특성을 반영한 변형률 경화 변형률을 $0.016mm/mm$과 $0.02mm/mm$로 다르게 가정하였다. 또한, 406개의 임의의 강합성거더 단면에 대한 모멘트-곡률 해석을 수행하여 극한모멘트(Ultimate Moment) M_u를 소성모멘트와 비교하였다. 해석결과 연성단면과 비연성단면을 나눌 수 있는 연성비(Ductility Ratio) D_p/D^*는 각 강재마다 다르다는 것을 확인하였고, 각 강재의 특성을 고려한 연성인자가 필요하다고 판단하였다. 따라서 AASHTO LRFD(2001)에 규정된 D^*에서 항복강도 250MPa의 강재의 경우 0.9, 항복강도 345MPa의 경우 0.7을 곱하여 새로운 연성인자 D'을 식(2.9)과 식(2.10)와 같이 제안하였고, 그림 2.31와 같이 연성비 D_p/D'이 1을 기준으로 연성단면과 비연성단면을 구분하였다.

$$D' = 0.9\frac{D_t}{7.5}, \text{ for 250MPa composite sections} \qquad (2.9)$$

$$D' = 0.7\frac{D_t}{7.5}, \text{ for 345MPa composite sections} \qquad (2.10)$$

· Wittry는 D_p/D'가 1 미만인 연성단면인 경우 강합성거더의 극한휨강도를 소성모멘트를 이용하여 산정하였지만, D_p/D'가 1 이상인 비연성단면인 경우 소성모멘트만을 이용하여 극한휨강도를 평가할 수 없기 때문에 기존에 사용하던 항복모멘트를 이용하여 극한휨강도를 평가할 수 있는 방법을 모색하였다.

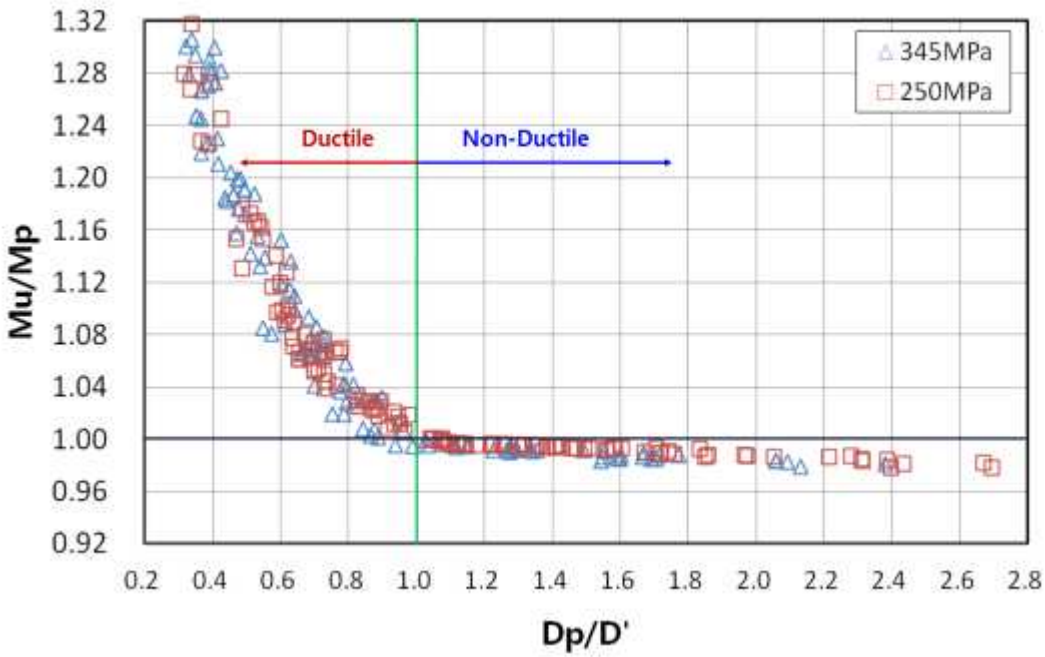


그림 2.31 합성거더의 M_u/M_u와 D_p/D'의 관계 (Wittry(1993))

· 그림 2.32와 같이 일반적인 교량단면을 대표할 수 있는 20개 단경간 합성단면의 극한모

멘트와 항복모멘트를 비교하여 비연성단면에서 그 분포를 확인하였다.

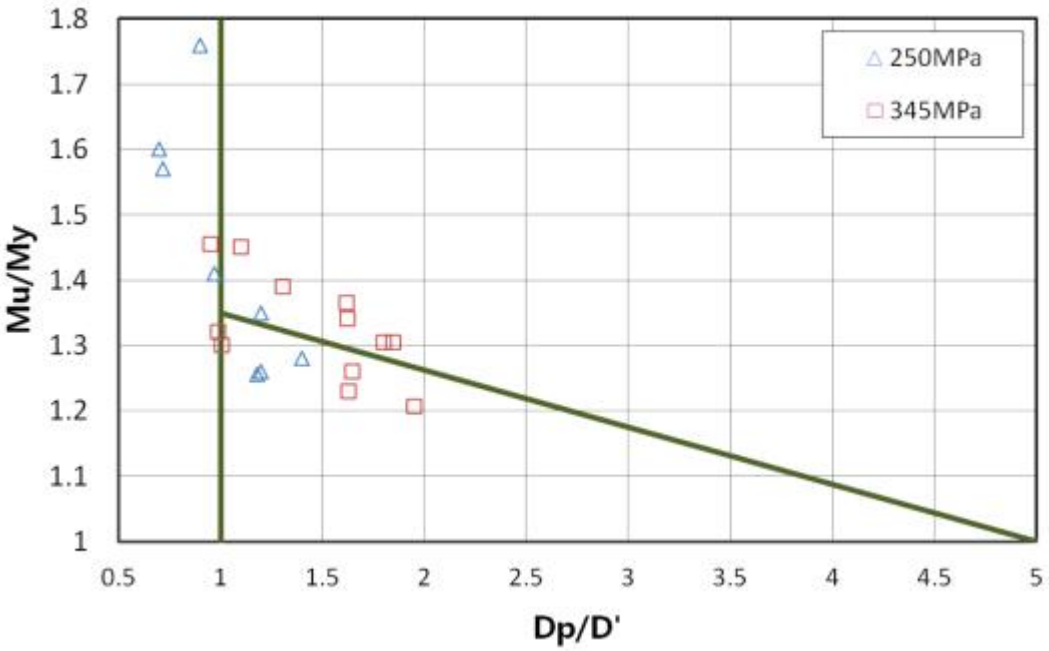


그림 2.32 비연성 단면에서의 M_u/M_u와 D_p/D'의 관계 (Wittry(1993))

· 해석결과 비연성단면에서 강합성거더의 극한모멘트는 항복모멘트에 비해 크다는 것을 확인하였고, 그 차이는 D_p/D'가 증가함에 따라 선형적으로 감소를 하다 D_p/D'가 5일 때 극한모멘트와 항복모멘트는 서로 같아진다고 가정하였다. 이에 따라 Wittry는 D_p/D'가 1.0에서는 소성모멘트로서 극한휨강도를 산정하고, D_p/D'가 5에서는 항복모멘트로서 극한휨강도를 산정할 수 있는 평가식을 식(2.11)와 같이 제안하였다. 이때 D_p/D'이 5인 경우 그 단면은 매우 취성적인 특성을 가지고 있다고 판단하여, D_p/D'가 5인 경우 항복모멘트에 ϕ=0.85를 적용한 ϕM_y를 극한휨강도로 산정하였다. 제안된 평가식은 그림 2.33와 같이 도식화 할 수 있다.

$$M_u = \frac{5M_p - \phi M_y}{4} + \frac{\phi M_y - M_p}{4}\left(\frac{D_p}{D'}\right) \qquad (2.11)$$

For $\frac{D_p}{D'} = 1.0$: $M_u = M_p$ (2.12)

For $\frac{D_p}{D'} = 5.0$: $M_u = \phi M_y$ (2.13)

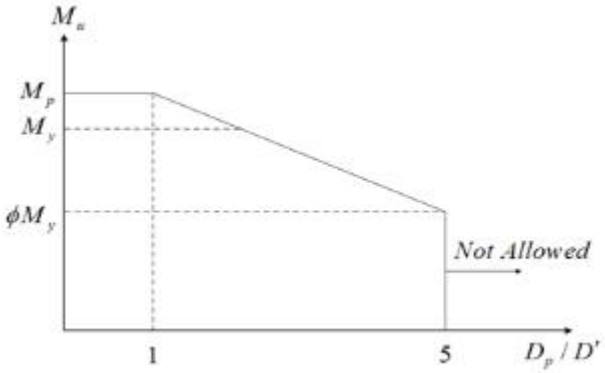


그림 2.33 비연성 단면 공칭휨강도 평가식 제안 그래프(Wittry(1993))

· Wittry가 제안한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식과 모멘트-곡률해석으로 얻어지는 휨강도는 그림 2.34와 같이 $1 \le D_p/D' \le 5$ 구간에서 선형적으로 휨강도비 M_u/M_p의 차이가 발생된다. 이러한 차이를 비연성단면에서의 안전율(Safety Factor)로 정의하였고, 그림. 2.35와 같이 $D_p/D' = 1$일 때 비연성단면의 안전율은 1.0이고 D_p/D'이 증가함에 따라 안전율은 선형적으로 증가하다 $D_p/D' = 5$인 비연성단면의 안전율은 소성모멘트 M_p에 대해 1.28이 된다.

· Wittry가 제시한 연성도 한계치 $D_p/D' = 5$는 강재의 종류에 따라 D'의 크기가 식 (2.9)과 식 (2.10)에 나타낸 바와 같이 다르기 때문에 동일한 합성단면에 적용한 강재가 바뀌는 경우 연성도 한계치에 차이가 발생하여 설계기준에 요구되는 일관성에 위배되는 문제점이 있다. 이러한 문제점은 AASHTO LRFD에 연성도 평가인자를 Eurocode 4에 제시된 방법과 유사하게 D_p/D_t을 적용하면서 해결하였다.

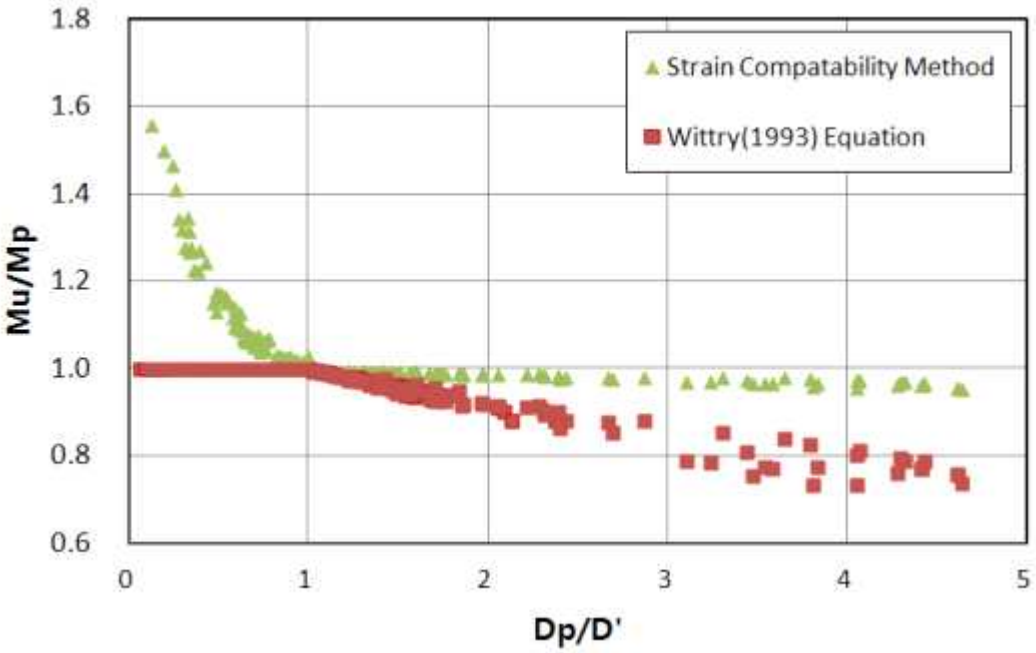


그림 2.34 $M_{u(wittry)}$와 M_u의 비교

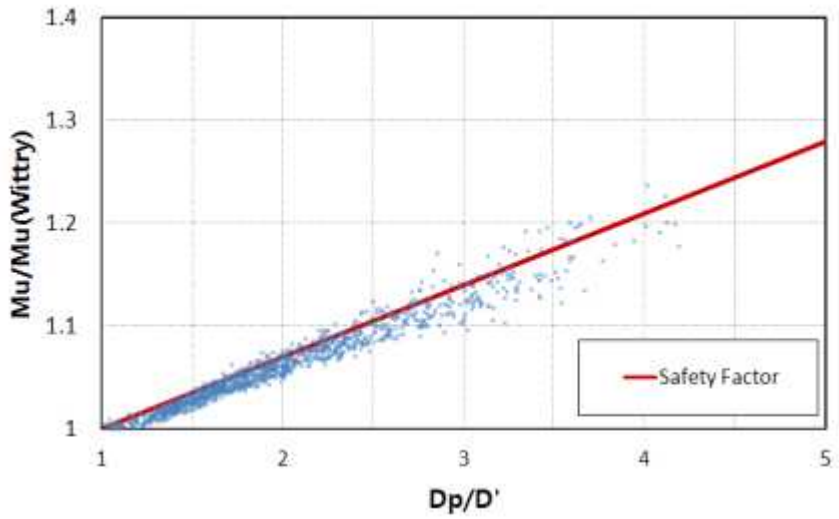


그림 2.35 wittry(1993)의 비연성 단면에 대한 안전율

· 현재 AASHTO LRFD에서 제안하고 있는 공칭휨강도 평가방법에서는 연성을 평가하기 위한 연성인자를 소성중립축 D_p과 강합성거더의 전체높이 D_t만을 이용하여 연성을 평가하고 있다. 연성비 D_p/D_t가 0.1을 기준으로 연성단면과 비연성단면을 구분하고 강합성거더 단면의 연성비 D_p/D_t를 0.42이하로 제한하였다. $D_p/D_t \leq 0.1$인 연성단면에서는 식(2.20)과 같이 강합성거더의 공칭휨강도를 소성모멘트로 산정하였고, $0.1 < D_p/D_t \leq 0.42$인 비연성단면에서는 Wittry가 제안한 안전율을 선형적으로 적용하여 식(2.21)와 같이 산정하고 있다. AASHTO LRFD에서 제안하는 공칭휨강도 평가는 그림 2.36과 같이 $D_p/D_t = 0.1$일 때 $M_n/M_p = 1$, $D_p/D_t = 0.42$ 일 때 $M_n/M_p = 0.78$로 도식화 할 수 있다.

$$D_p \le 0.1D_t \ : \ M_n = M_p \qquad (2.14)$$

$$D_p > 0.1D_t \ : \ M_n = M_p\left(1.07 - 0.7\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad (2.15)$$

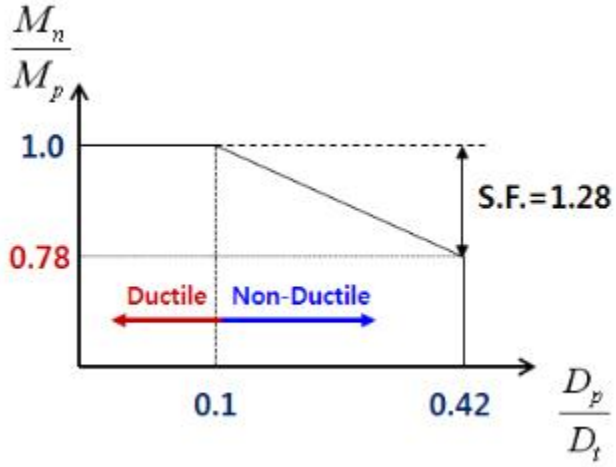


그림 2.36 AASHTO LRFD(2007)의 연성비와 공칭휨강도 관계

· 현재의 AASHTO LRFD의 공칭휨강도 평가방법은 Wittry가 연구한 내용들을 바탕으로 제안되어져 있다. 하지만 Wittry의 연구 내용 중 비연성단면에서의 휨강도를 평가하기 위해 수행한 D_p/D'에 따른 M_u/M_y를 연구한 내용에서 단지 20개의 강합성거더 단면을 이용하여 해석을 하였고 해석결과를 바탕으로 그 경향을 가정하였다. 20개의 강합성거더 단면으로는 그 경향을 정확히 파악할 수 없다는 판단 하에서 Wittry가 해석한 조건과 같은 200개의 강합성거더 단면을 해석하였고, 그림 2.37과 같이 D_p/D'가 5일 때 M_u/M_y는 1보다 큰 수치인 1.1로 평가되었다.

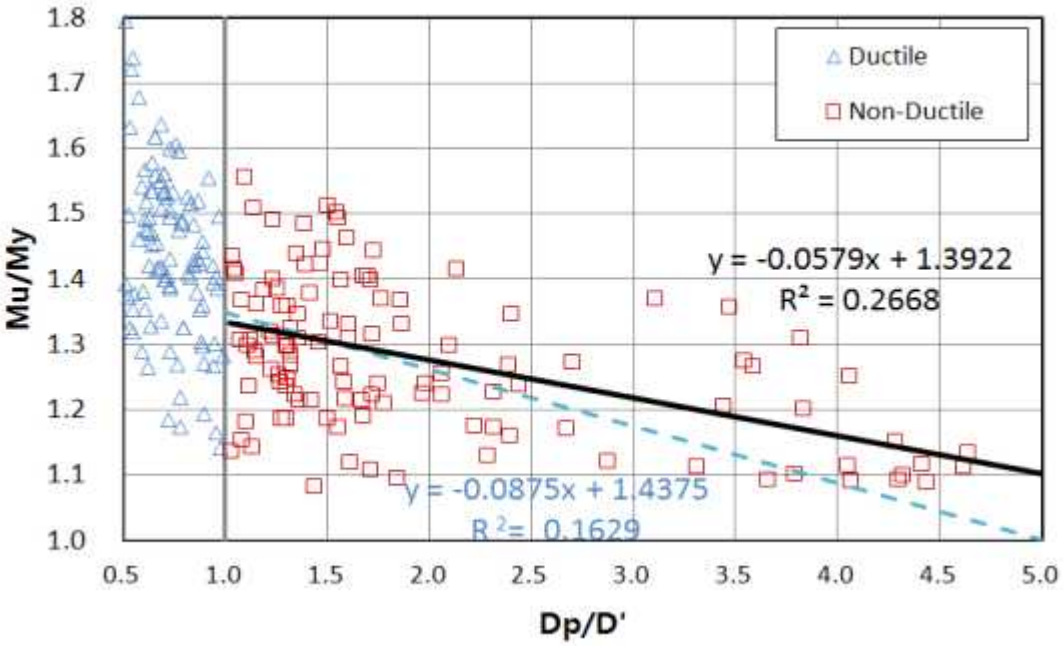


그림 2.37 200개의 비연성 단면에 대한 M_u/M_y와 D_p/D'의 관계

· 이러한 해석결과를 바탕으로 D_p/D'가 5일 때 M_u/M_y가 1이라는 가정을 기초로 제안된 Wittry의 공칭휨강도 평가식은 실제 휨강도를 보수적으로 평가하는 결과를 초래할 수 있다고 판단된다. 또한 Wittry의 연구결과를 그대로 수용한 현행 AASHTO LRFD의 공칭휨강도 평가식 또한 보수적일 수 있다.

○ 일반강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가

· 강합성거더의 공칭휨강도 평가를 위하여 콘크리트 설계압축강도 27MPa와 용접구조용 강재인 SM400, SM490, SM520을 사용한 강합성거더의 공칭휨강도에 대해 연구를 수행하였다. 콘크리트의 경우 설계압축강도를 27MPa로 고정하였으며, 이는 현행 도로교설계기준에 제시된 합성형교량의 콘크리트 최소 설계압축강도가 현장타설콘크리트인 경우 27MPa이기 때문이다. 이 경우 합성 단면의 소성립축의 깊이가 깊어져 연성도 또는 회전 능력이 가장 작은 합성단면이 된다.

· 강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위해서는 강합성거더의 극한모멘트 산정이 필요하다. 강합성거더의 극한모멘트 산정을 위해 본 연구에서 모멘트-곡률 해석(Moment-Curvature Analysis)을 이용하였다. 변형률에 따른 재료의 실제 응력을 산정하기 위하여 콘크리트의 경우 식(2.16)과 같이 Comitè Europèen du Bèton 1990에서 제안하고 있는 콘크리트 응력-변형률 모델을 사용하였고 콘크리트의 압축파쇄변형률 ϵ_{cu}은 0.003 mm/mm으로 가정하였다. 강재의 경우 표 2.7과 같이 재료의 물성을 가정하여 응력-변형률 모델을 사용하다.

표 2.7 해석에 사용된 강재의 물성

	SM400	SM490	SM520
Modulus of elasticity	205 GPa	205 GPa	205 GPa
Strain-hardening modulus	4,800 MPa	4,500 MPa	4,500 MPa
Yield strength	240 MPa	320 MPa	360 MPa
Tensile strength	400 MPa	490 MPa	520 MPa
Yield strain (mm/mm)	0.00117	0.00156	0.00175
Strain at strain-hardening (mm/mm)	0.016	0.02	0.015

$$f_c = \frac{0.85 f_{ck}(a - 206{,}600\varepsilon_c)\varepsilon_c}{1 + b\varepsilon_c} \qquad (2.16)$$

여기서,

$a = 39{,}000(0.85 f_{ck} + 7.0)^{-0.953}$;

$b = 65{,}600(0.85 f_{ck} + 10.0)^{-1.085} - 850$

· 강합성거더의 다양한 휨강도 평가를 위해 표 2.8와 같은 단면의 범위내에서 각각의 재료조합별 임의의 단면 2,000개를 추출하였다. 임의로 추출된 강합성거더의 단면은 실제로 사용가능성이 없는 단면이 선택되어질 수 있기 때문에 본 연구에서는 AASHTO LRFD에서 제안하고 있는 식(2.17)~(2.22)와 같이 단면비를 제한하여 사용가능한 단면에 대해서만 휨강도를 평가하였다.

표 2.8 해석에 사용된 단면의 범위

Parameter	Min. (mm)	Max. (mm)	Increment (mm)
Slab width	1500	3500	250
Slab thickness	200	300	10
Top flange width	200	600	100
Top flange thickness	15	40	5
Web thickness	10	24	2
Web height	500	2500	250
Bottom flange width	300	750	10
Bottom flange thickness	15	60	5

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad (2.17)$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \qquad (2.18)$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \qquad (2.19)$$

$$t_f \geq 1.1 t_w \qquad (2.20)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \qquad (2.21)$$

$$b_{eff} \leq 12.0 t_s + \frac{b_{fc}}{2.0} \qquad (2.22)$$

여기서, D : 거더 총 깊이(mm)

t_w : 복부판의 두께(mm)

b_f : 플랜지의 폭(mm)

t_f : 플랜지의 두께(mm)

I_{ye} : 압축플랜지의 단면2차모멘트(mm^4)

I_{yt} : 인장플랜지의 단면2차모멘트(mm^4)

b_{eff} : 콘크리트 바닥판의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께(mm)

b_{fc} : 압축플랜지의 폭(mm)

· 연성비에 따른 공칭휨강도 산정을 위해서 소성모멘트를 이용하여 공칭휨강도를 평가하기 위해서는 먼저 강합성거더의 실제 휨강도인 극한모멘트가 소성모멘트보다 작아지기 시작하는 연성비 D_p/D_t의 확인이 필요하다. 그림 2.39와 같이 극한모멘트와 소성모멘트의 휨강도비에 따른 연성비 분포를 확인한 결과 강재별로 M_u/M_p가 1보다 작아지기 시작하는 D_p/D_t가 각각의 강재별로 다르게 나타났으며 그 결과를 표 2.8과 같이 정리하였다. 하지만 연성한계치 D_p/D_t = 0.42에서 극한휨강도 M_u의 하한치는 $0.96M_p$로 수렴하였다.

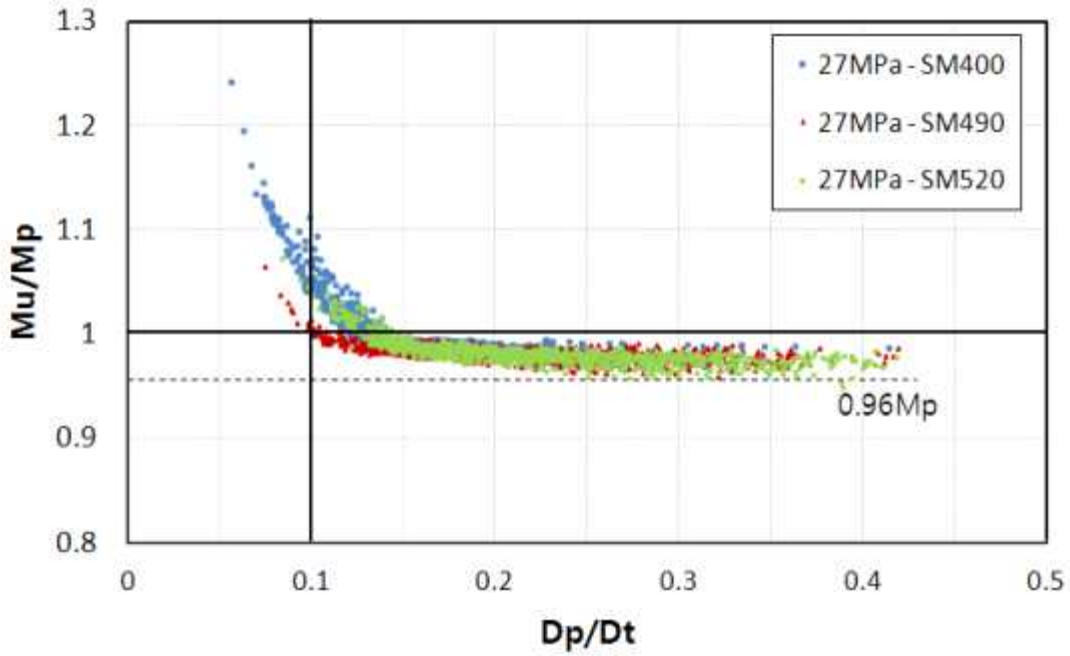


그림 2.38 용접구조용 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도(M_u/M_p)

· Wittry의 연성변수 D'은 M_u/M_p가 1.0일 때 소성중립축의 깊이를 나타내기 때문에 표 2.9에 나타낸 수치와 같으며, 이 수치를 이용하여 연성한계치 D_p/D'=5 일 때 D_p/D_t를 계산하면, SM400 강재와 SM520 강재를 적용한 합성단면의 경우 0.6, SM490 강재를 적용한 경우에는 0.5가 된다.

표 2.9 $M_u/M_p = 1$일 때의 D_p/D_t와 D'

	SM400	SM490	SM520
D_p/D_t	0.12	0.1	0.12
D'	$0.12D_t$	$0.10D_t$	$0.12D_t$

· 비연성 단면에 대해 공칭휨강도를 산정하기 위하여 극한모멘트와 항복모멘트의 휨강도비를 연성비 D_p/D_t에 따라 산정한 결과를 그림 2.39~2.41에 나타내었다. 그림에서 비연성 단면에서의 휨강도비 M_u/M_y는 연성비 D_p/D_t가 증가함에 따라 비선형적으로 감소하였고, 연성비 제한치인 D_p/D_t가 0.5 또는 0.6에서 휨강도비 M_u/M_y는 각각의 강재별로 표 2.10에 정리하였다.

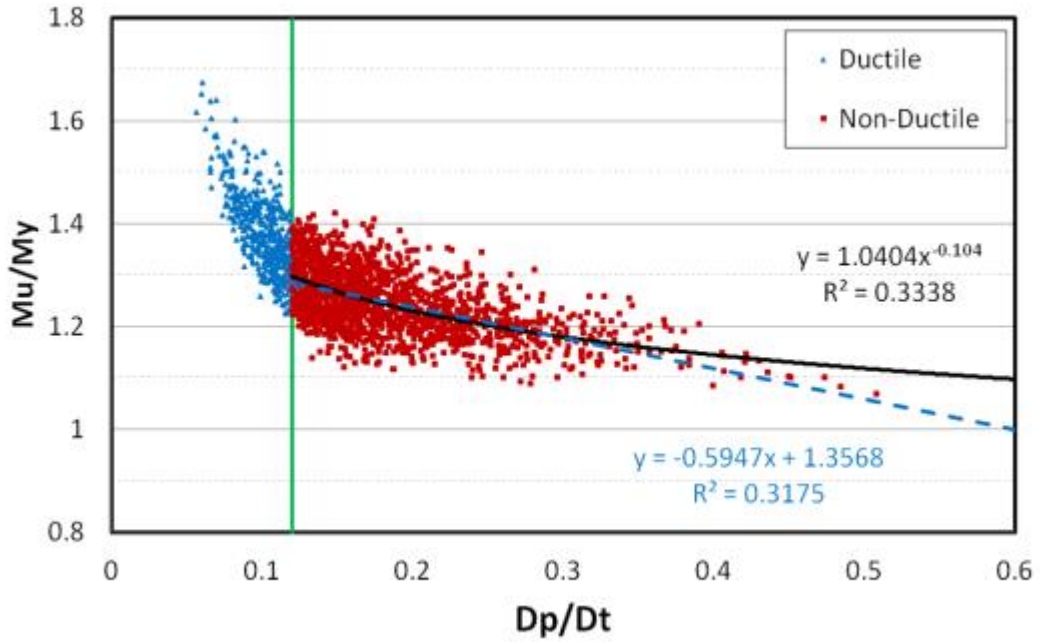


그림 2.39 SM400 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

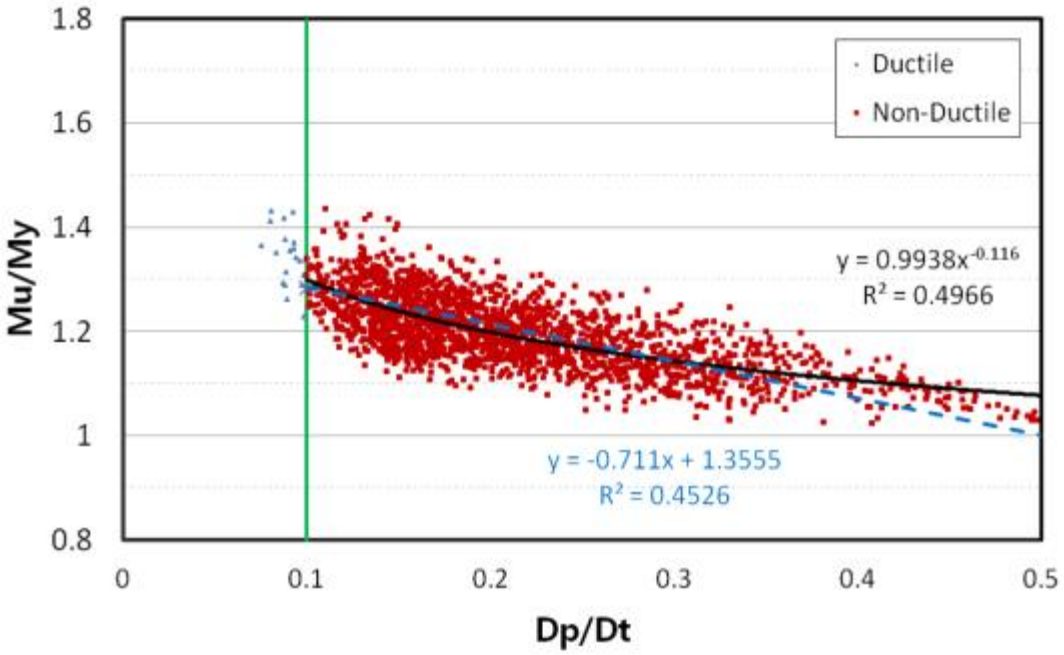


그림 2.40 SM490 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

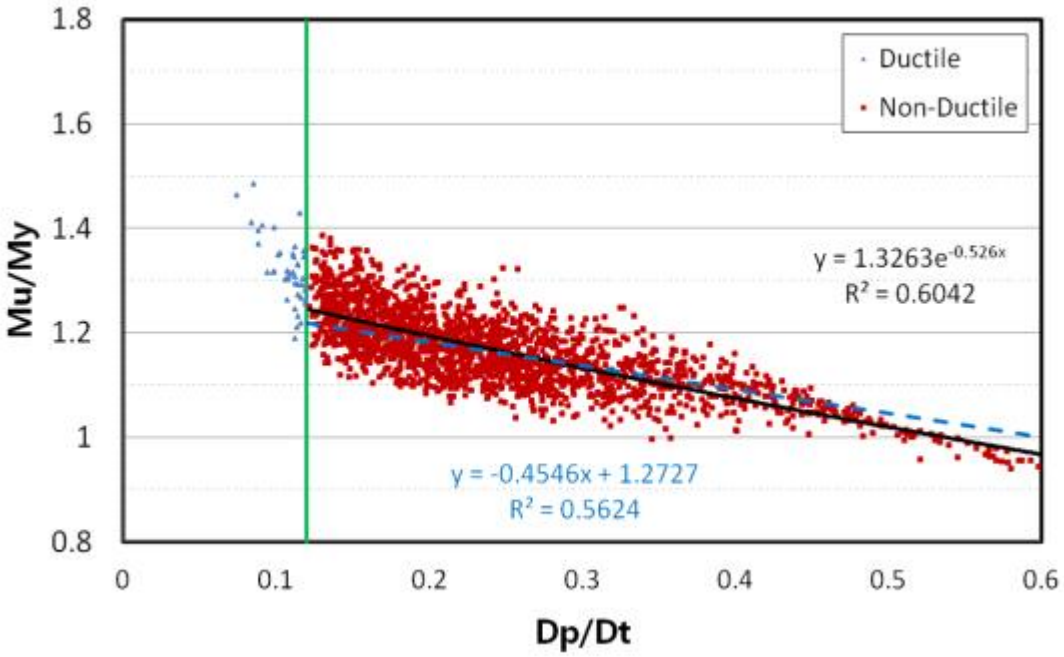


그림 2.41 SM520 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

표 2.10 M_u/M_y at $D_p/D^{'}$=5 and $D_p/D_t = 0.42$

	SM400	SM490	SM520	Average
$D_p/D^{'}=5$	-	1.077	-	1.047
$D_p/D^{'}=6$	1.097	-	0.967	
$D_p/D_t=0.42$	1.139	1.099	1.063	1.100

· 표 2.9과 표 2.10에 나타난 수치들을 토대로, 연성비 D_p/D_t와 Wittry가 제안한 방법과 유사하게 항복모멘트 M_y를 이용하고 연성한계치에서의 휨강도에 안전계수 0.85를 적용한 비연성단면에서의 공칭휨강도를 강재 종류별로 아래 식 (2.23)부터 식(2.28)까지 같이 표현할 수 있다.

(a) SM400, 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \le 0.12 \ : \quad M_n = M_p \tag{2.13}$$

$$0.12 < D_p/D_t \le 0.60 \ : \ M_n = \frac{0.60M_p - 0.12\phi 1.097M_y}{0.48} + \frac{\phi 1.097M_y - M_p}{0.48}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{2.14}$$

(b) SM490 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 \ : \ M_n = M_p \quad (2.25)$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.50 \ : \ M_n = \frac{0.50M_p - 0.10\phi 1.077M_y}{0.40} + \frac{\phi 1.077M_y - M_p}{0.40}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \quad (2.26)$$

(c) SM520 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 \ : \ M_n = M_p \quad (2.27)$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.60 \ : \ M_n = \frac{0.60M_p - 0.12\phi 0.967M_y}{0.48} + \frac{\phi 0.967M_y - M_p}{0.48}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \quad (2.28)$$

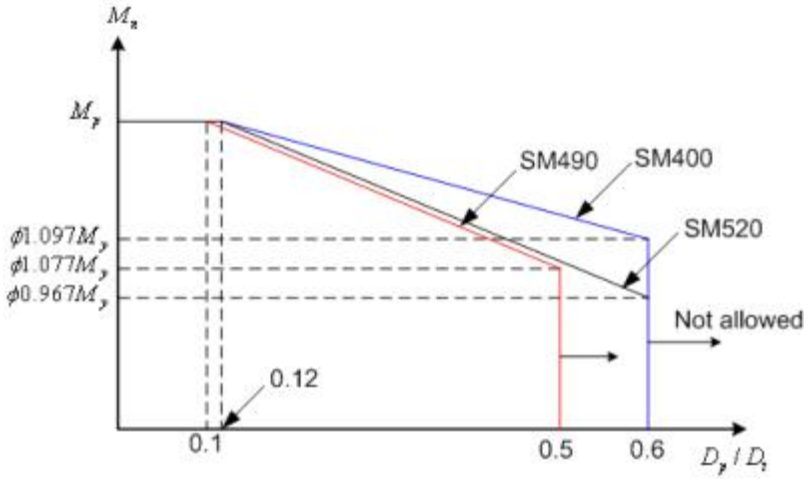


그림 2.42 연성비(D_p/D_t)의 따른 Wittry의 공칭휨강도 평가식

· 그림 2.42에 일반 강재별 합성거더의 공칭휨강도를 나타내었는데, 연성한계치를 Wittry가 사용한 D_p/D'=5를 적용하면, 실제 합성거더의 연성한계치가 그림에 나타낸 바와 같이 사용 강재별로 달라져 일관성을 상실하게 되며, 또한 현행 AASHTO LRFD에 제시된 연성한계치 D_p/D_t=0.42, Eurocode 4에 제시된 D_p/D_t=0.4 보다 매우 큰 수치가 적용된다. 실제 연성한계치 D_p/D_t가 0.6에 근접할수록 전체 단면에서 하부플랜지가 지나치게 커지기 때문에 실무에서는 적용되기 힘든 합성단면이 되는 문제점이 발생된다. 따라서 합성거더의 연성한계치에 일관성을 확보하기 위해서는 연성변수를 D_p/D' 대신에 강재의 종류에 상관없이 D_p/D_t를 적용하는 것이 합리적이라 판단된다. 그림 2.43에서 그림 2.45에 나타낸 바와 같이 합성거더의 극한휨강도와 공칭휨강도의 비 M_u/M_n는 공칭휨강도에 포함된 안전율을 나타내는데, Wittry의 연구결과와 달리 연성계수 D_p/D_t가 커짐에 따라 선형적으로 증가되다가 비선형적인 분포를 보임을 알 수 있다. 이러한 결과는 Yakel 등의 연구결과와 유사한 양상을 나타내는데, 결국 Wittry의 공칭휨강도 제안방법은 연성비 D_p/D_t가 증가됨에 따라 안전계수가 선형적으로 증가되지 않는 결과를 보인다는 것을 알 수 있다.

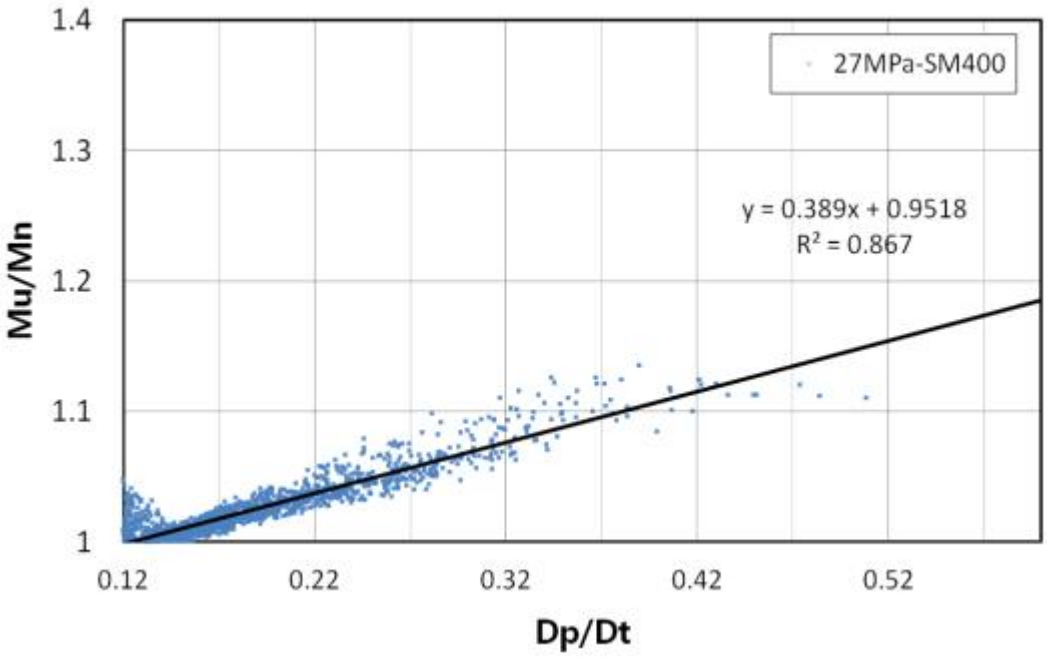


그림 2.43 SM400 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

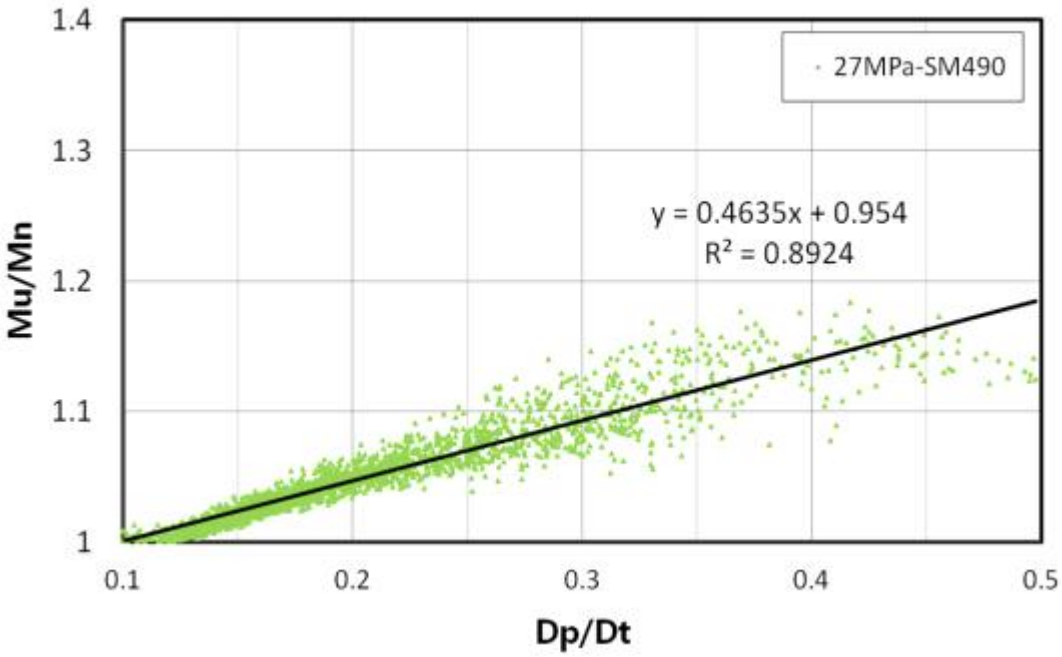


그림 2.44 SM490 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

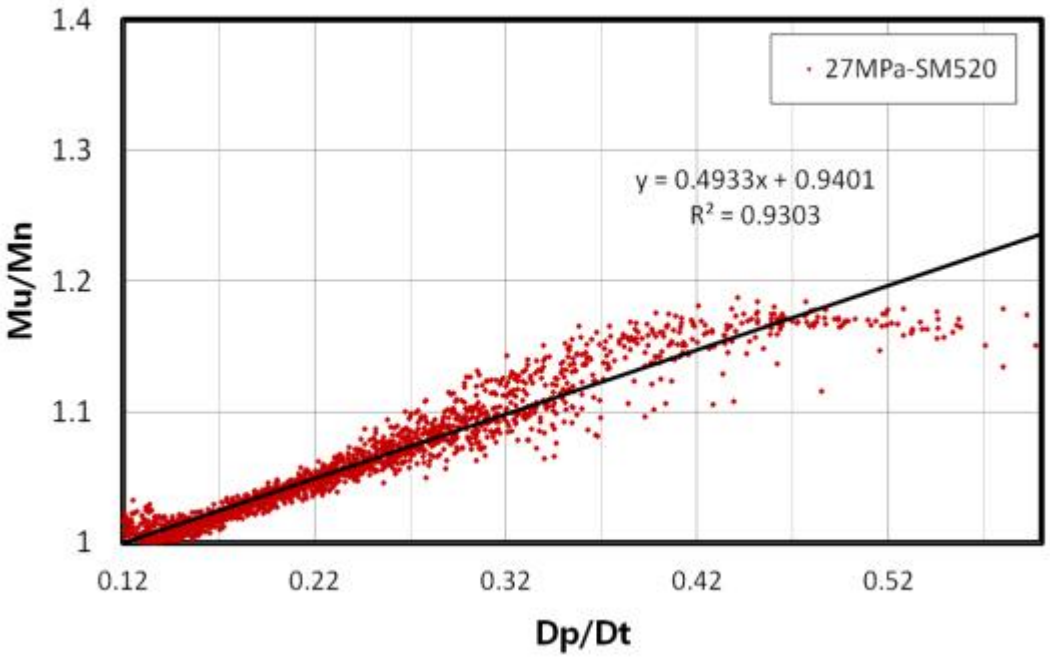


그림 2.45 SM520 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

· 연성한계치를 D_p/D_t=0.42로 가정한 상태에서 Wittry가 제안한 방법과 유사하게 표 2.10에 나타낸 수치와 연성한계치에서의 휨강도에 안전계수 0.85를 적용하여 비연성단면에서의 공칭휨강도를 강재 종류별로 구분해서 나타내보면 아래 식(2.29)부터 식(2.34)까지 같이 나타낼 수 있다.

(a) SM400, 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 \ : \ M_n = M_p \tag{2.29}$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.12\phi 1.139M_y}{0.30} + \frac{\phi 1.139M_y - M_p}{0.30}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{2.30}$$

(b) SM490 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 \ : \ M_n = M_p \tag{2.31}$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.10\phi 1.099M_y}{0.32} + \frac{\phi 1.099M_y - M_p}{0.32}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{2.22}$$

(c) SM520 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 \ : \ M_n = M_p \tag{2.33}$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.12\phi 1.063M_y}{0.30} + \frac{\phi 1.063M_y - M_p}{0.30}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{2.34}$$

· 비연성단면에 대한 휨강도비 M_u/M_n비를 그림 2.46에서 그림 2.48에 나타내었으며, 연성한계치 D_p/D_t=0.42에서 안전계수를 표 2.11에 정리하였다.

· 표 2.11에서 연성한계치를 D_p/D_t=0.42 를 적용하는 경우 모두 사용 강재의 항복강도가 증가되는 경우 안전계수가 약간씩 커지는 경향을 보임을 확인할 수 있다. 앞에서 언급하였지만, 일정한 연성한계치를 적용하는 경우 합성거더의 공칭휨강도는 사용 강재 변화에 따른 영향을 받지 않는 일정한 안전율이 도입되는 것이 합리적이다. 또한 연성한계치 D_p/D_t=0.42에서 합성단면의 극한휨강도는 사용강재에 따른 차이 없이 $0.96M_p$ 수준임을 고려해야 한다. 따라서 공칭휨강도에 일정한 안전계수를 도입하기 위해 세 가지 사용 강재별 합성거더의 공칭휨강도와 극한휨강도의 비를 연성도 D_p/D_t에 따라 비교하였으며, 그 결과 비연성 단면에서의 안전율은 D_p/D_t=0.1에서 1이고 D_p/D_t=0.42인 경우에는 1.18로 선형적으로 증가되는 그래프를 얻었다.

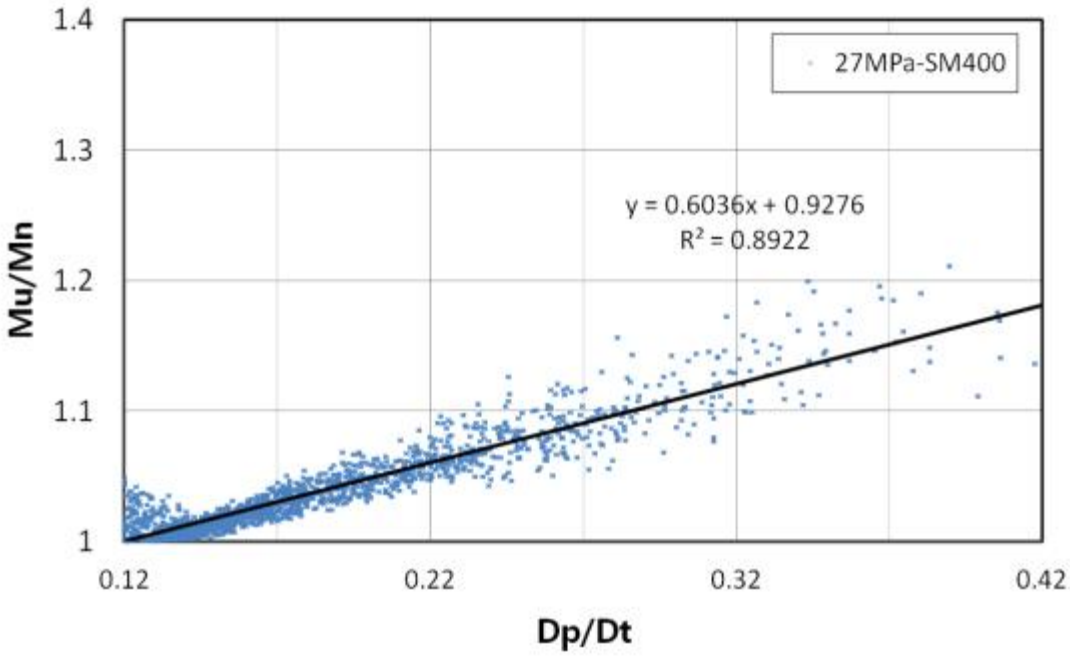


그림 2.46 SM400 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

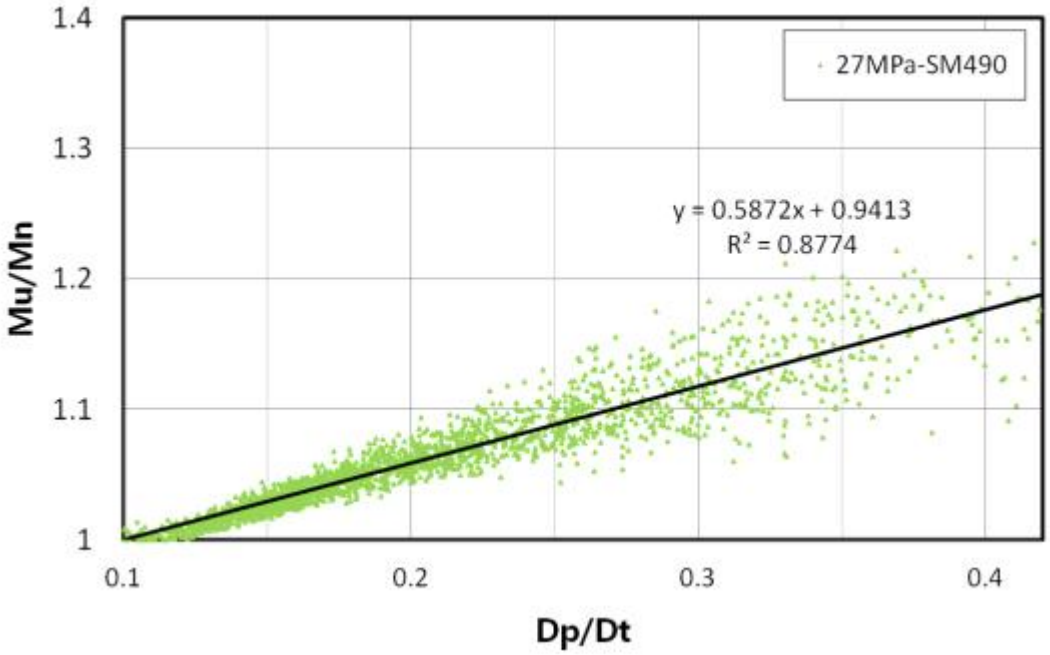


그림 2.47 SM490 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

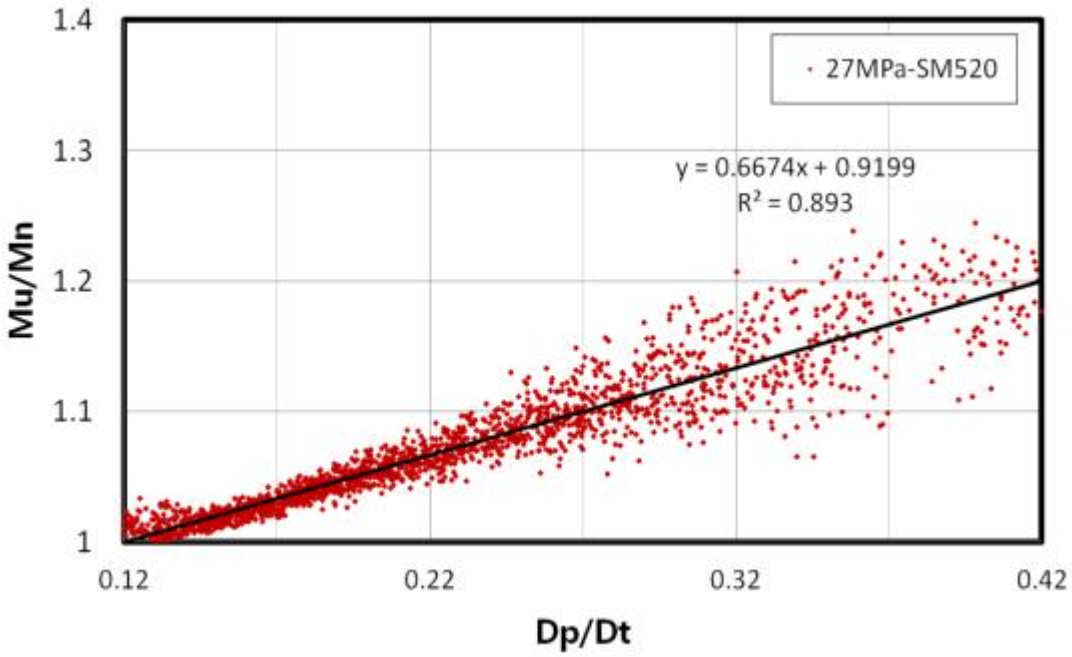


그림 2.48 SM520 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

표 2.11 M_u/M_n at $D_p/D_t = 0.42$

	SM400	SM490	SM520	Average
$D_p/D_t = 0.42$	1.181	1.188	1.200	1.180*

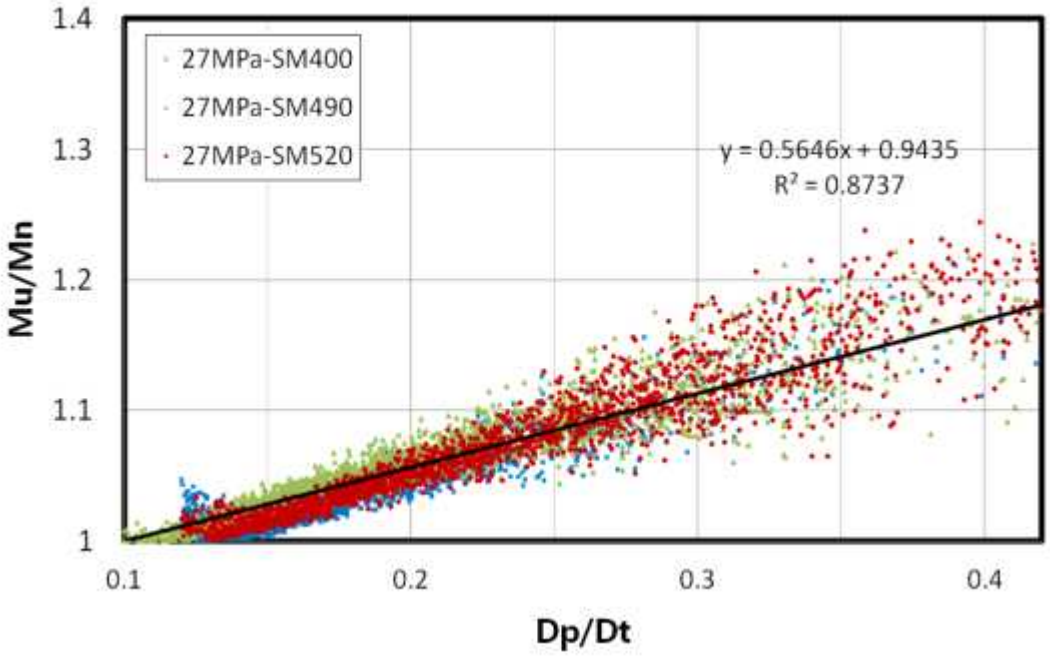


그림 2.49 용접구조용 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

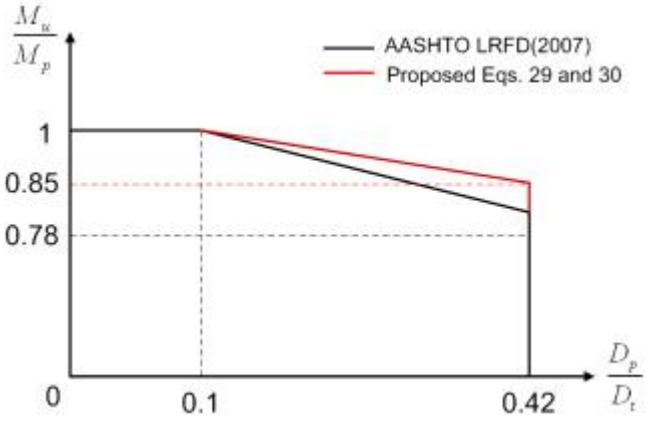


그림 2.50 제안된 평가식과 AASHTO LRFD's 평가식의 비교

$$D_p/D_t \le 0.1 \ : \ M_n = M_p \qquad (2.35)$$

$$0.1 < D_p/D_t \le 0.42 \ : \ M_n = M_p\left(1.047 - 0.47\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad (2.36)$$

· 위에 제시된 방법을 통해 얻은 선형적인 안전율을 AASHTO LRFD에서의 공칭휨강도 평가식과 같이 비연성단면 구간인 $0.1 \le D_p/D_t \le 0.42$에 적용한다면 그림 2.50과 같이 $D_p/D_t = 0.42$일 때, 휨강도비 M_n/M_p는 0.78에서 0.85로 공칭휨강도 평가식은 식 (2.35)와 식 (2.36) 같이 표현할 수 있다.

· 비연성 단면에서의 개선된 공칭휨강도 평가식과 극한모멘트를 비교하면 그림 2.51와 같이 $0.1 \leq D_p/D_t \leq 0.42$ 구간에서 극한모멘트와 공칭휨강도 비는 $1 \leq M_u/M_n \leq 1.13$으로 선형적인 안전율을 얻을 수 있다.

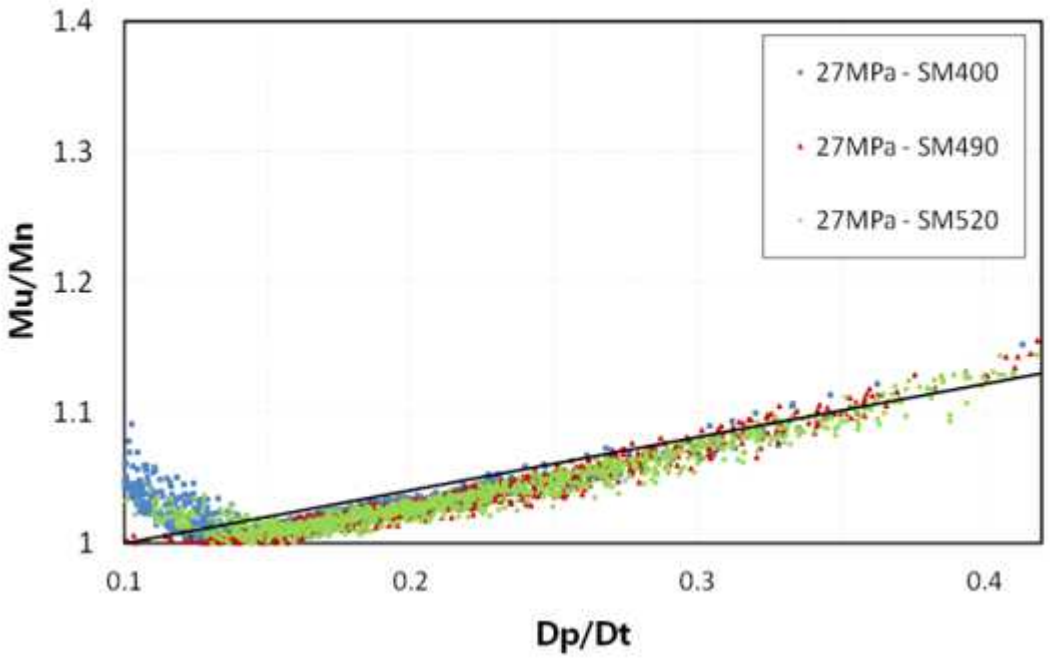


그림 2.51 제안된 평가식을 적용한 비연성 단면에 대한 안전율

○ HSB 강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도

· HSB 강재의 경우 일반강재와는 다르게 뚜렷한 항복점과 완전소성구간이 없이 비선형적으로 변형률에 따라 응력이 증가하는 특성이 있다. 따라서, HSB강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 산정을 위해 HSB강재의 물성을 표 2.12과 같이 가정한 후 연성비 D_p/D_t의 변화에 따른 공칭휨강도 M_n을 평가해보았다.

표 2.12 해석에 사용된 HSB강재의 물성

	HSB600	HSB800
Modulus of elasticity	205 *GPa*	205 *GPa*
Strain-hardening modulus	4,455 *MPa*	3,222 *MPa*
Yield strength	450 *MPa*	690 *MPa*
Tensile strength	600 *MPa*	800 *MPa*
Yield strain	0.002195	0.003366
Strain at strain-hardening	0.002195	0.003366

· 일반강재에 적용하였던 방법과 동일하게 연성비 D_p/D_t에 따른 항복모멘트에 대한 극한 휨강도의 비 M_u/M_y를 산정하였으며(그림. 2.52와 그림. 2.53 참조), D_p/D_t=0.42 일때 M_u/M_y를 표 2.13에 나타내었다.

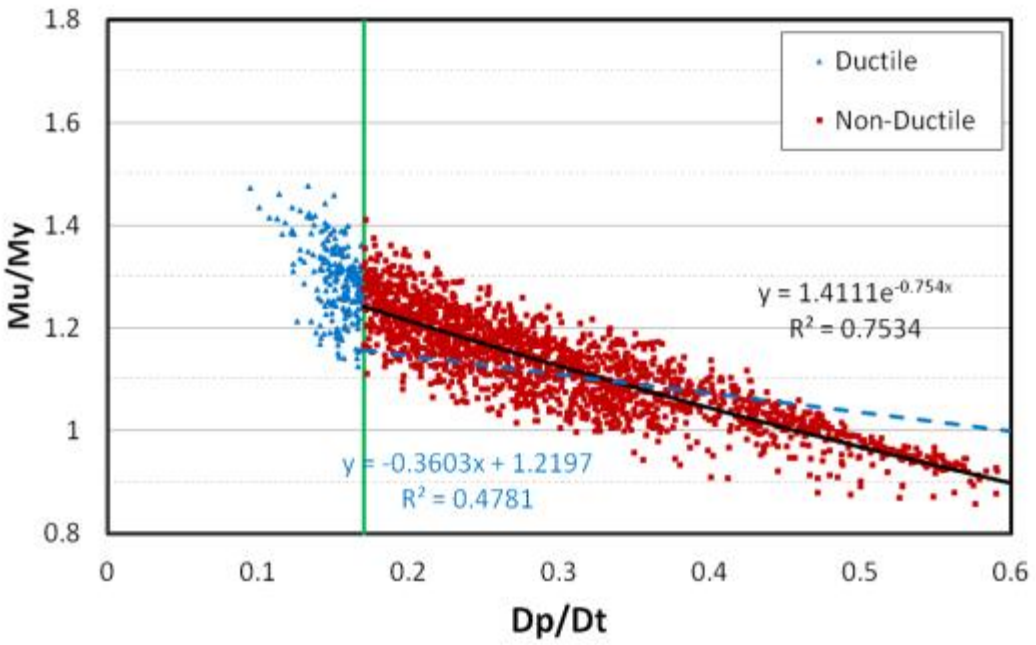


그림 2.52 HSB600 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

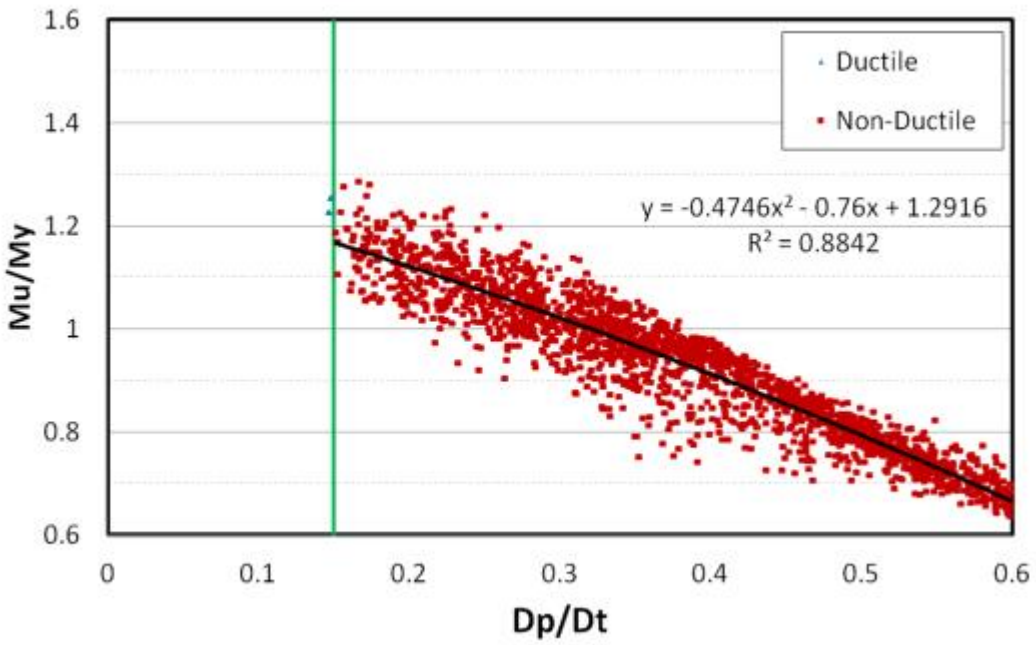


그림 2.53 HSB800 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

표 2.13 M_u/M_y at $D_p/D_t = 0.42$

M_u/M_y	HSB600	HSB800
$D_p/D_t = 0.42$	1.028	0.889

· 표 2.13에 나타낸 수치를 이용하고, Wittry가 제안한 방법에 따라 연성한계치 D_p/D_t =0.42에서 안전율 0.85를 고려한 공칭휨강도를 나타내면 아래 식(2.37)~(2.340)과 같이 나타낼 수 있다.

(a) HSB600 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 \ : \ M_n = M_p \tag{2.37}$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.10\phi 1.028M_y}{0.32} + \frac{\phi 1.028M_y - M_p}{0.32}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{2.38}$$

(b) HSB800 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.1 \ : \ M_n = M_p \tag{2.39}$$

$$0.1 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.1\phi 0.889M_y}{0.32} + \frac{\phi 0.889M_y - M_p}{0.32}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{2.40}$$

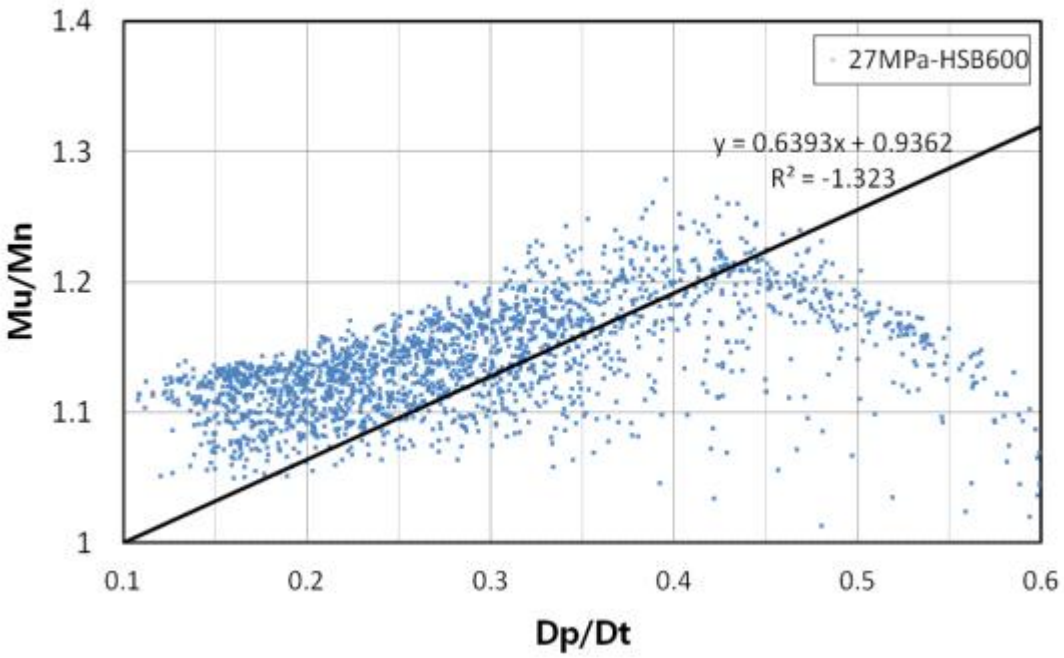


그림 2.54 HSB600 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

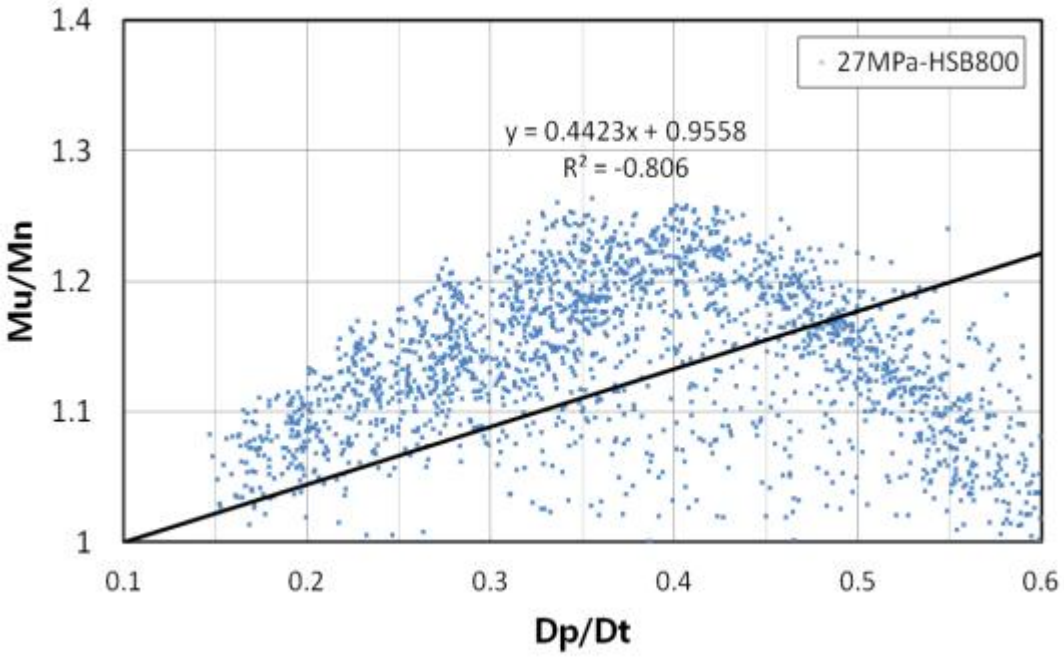


그림 2.55 HSB800 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

· 연성계수비 D_p/D_t가 0.1보다 큰 비연성 단면들에 대한 휨강도비 M_u/M_n를 그림 2.54와 그림 2.55에 나타내었는데, HSB 강재를 적용한 경우 일반 강재와 달리 휨강도비가 넓게 분포되어 있기 때문에 선형적으로 휨강도비가 변화된다는 가정에 근거한 Wittry의 방법을 적용하기 어렵다고 판단된다.

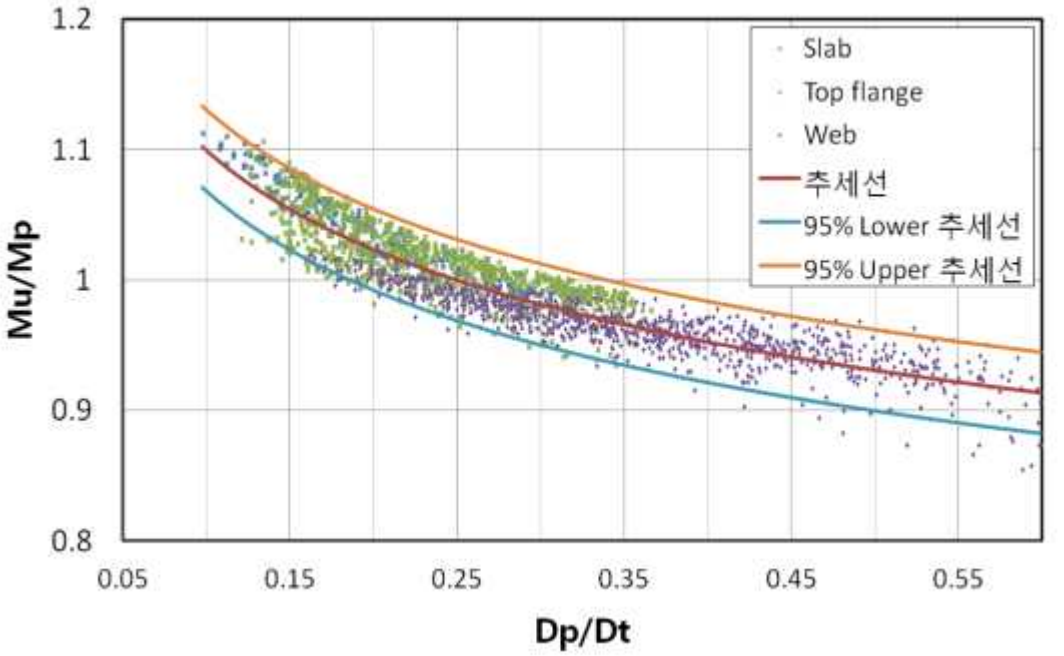


그림 2.56 HSB600 강재를 사용한 합성거더의 휨강도 분포에 대한 95% 하한 추세선

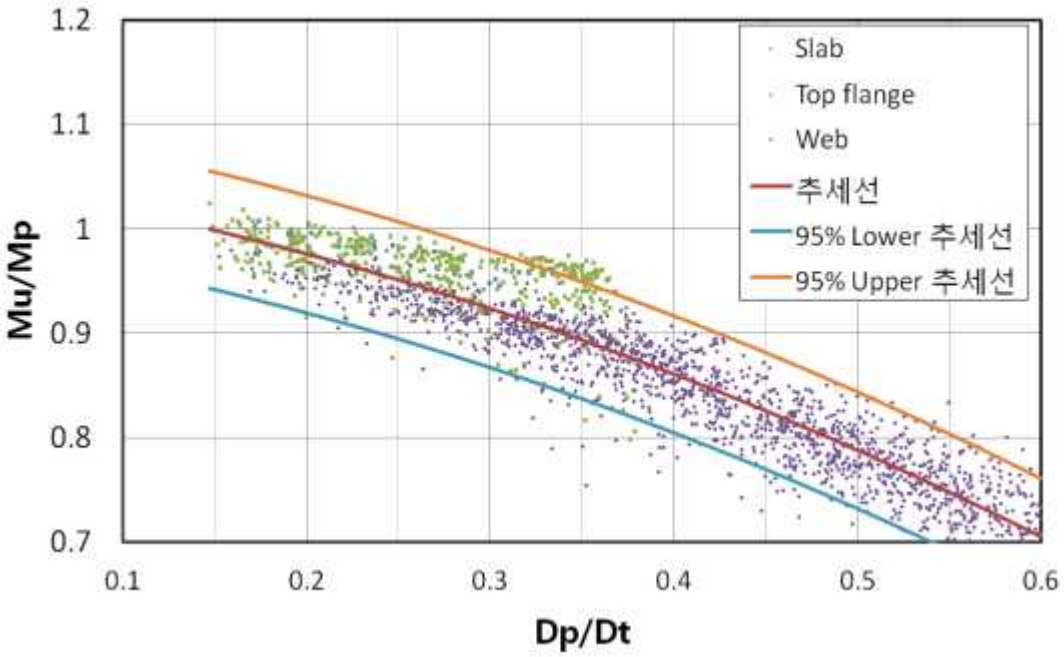


그림 2.57 HSB800 강재를 사용한 합성거더의 휨강도 분포에 대한 95% 하한 추세선

· HSB 강재를 적용한 합성거더의 경우에는 연성비에 따른 소성모멘트에 대한 극한휨강도의 비 M_u/M_p로부터 직접 공칭휨강도 식을 도출하는 방법을 적용하였다. 이를 위하여 그림 2.56과 그림 2.57에 나타낸 바와 같이 연성비 D_p/D_t에 따른 휨강도비 M_u/M_p를 산정하였으며, 연성비 D_p/D_t=0.42일 때 안전성을 고려한 휨강도비를 구하기 위하여 휨강도 분포의 95% 하한 추세선을 이용하였다. 이상과 같은 방법을 이용하여 연성한계치 D_p/D_t=0.42에서 휨강도비 M_u/M_p는 HSB600의 경우 0.917, HSB800의 경우 0.791을 얻었다. HSB강재를 사용한 강합성거더의 경우에도 일반 강재를 적용한 경우와 비연성단면 구간에서의 안전율 1.13을 동일하게 적용한다면, 그림 2.58과 같이 $D_p/D_t = 0.42$에서 M_n/M_p는 HSB600의 경우 0.81(0.917/1.13), HSB800의 경우 0.7(0.791/1.13)로 강합성거더의 공칭휨강도를 산정할 수 있다.

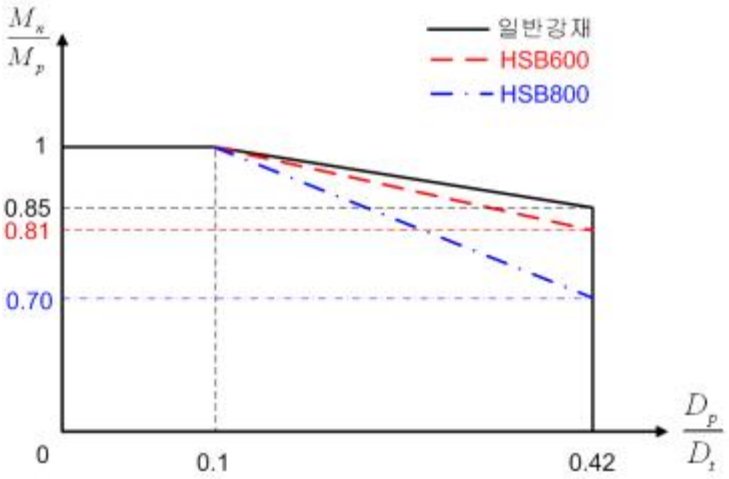


그림 2.58 HSB 강재를 사용한 합성거더의 제안식

$$D_p \le 0.1 D_t \ : \ M_u = M_p \qquad (2.41)$$

$$D_p > 0.1 D_t \ : \ M_u = M_p\left(1.056 - 0.56\frac{D_p}{D_t}\right) \ ; \ \text{HSB600} \qquad (2.42)$$

$$D_p > 0.1 D_t \ : \ M_u = M_p\left(1.091 - 0.91\frac{D_p}{D_t}\right) \ ; \ \text{HSB800} \qquad (2.43)$$

· AASHTO LRFD(2007)에서 제안하고 있는 정모멘트에 저항하는 강합성거더의 공칭휨강도 평가식과 이 연구에서 제안하고 있는 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 그림. 2.59~2.60과 같이 비교를 하였다. 일반강재 및 HSB강재를 사용한 강합성거더의 실제 휨강도 분포는 이 연구에서 제안하는 공칭휨강도 평가식에 대해 모두 만족함을 확인하였다. $D_p/D_t = 0.42$일 때 SM400, SM490, SM520강재의 공칭휨강도는 기존 평가식보다 약 1.13배 크게 평가되었고 HSB600강재의 경우 약 1.05배 향상되었다. 하지만 HSB800강재의 경우 기존 공칭휨강도 평가식보다 약 0.91배 감소되었다.

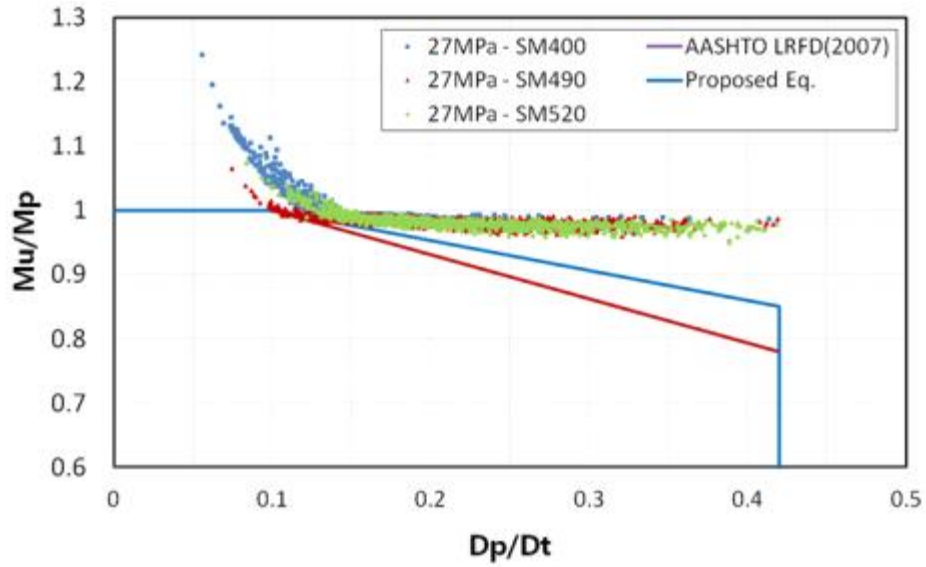


그림 2.59 용접구조용 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도 평가식 비교

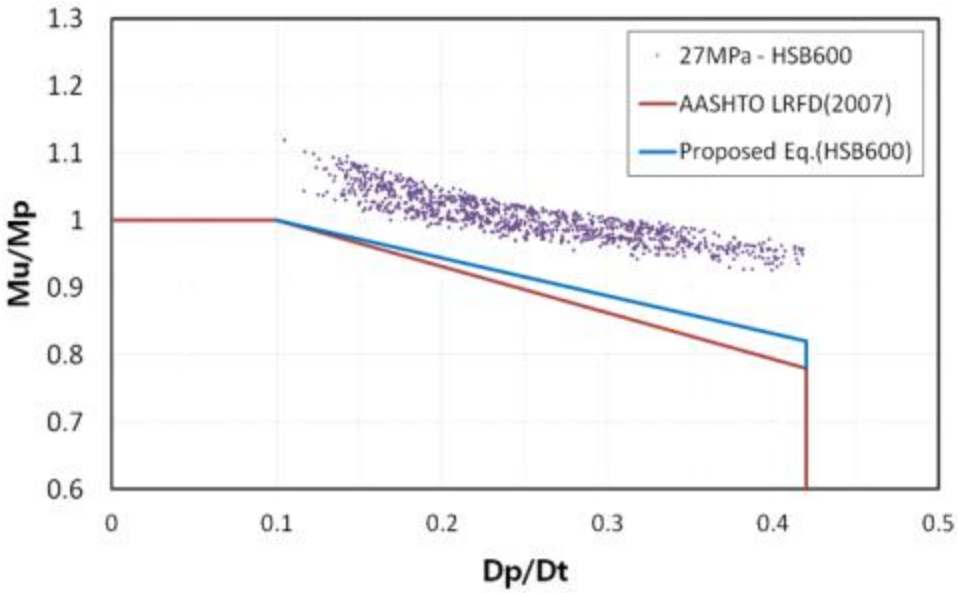


그림 2.60 HSB600 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도 평가식 비교

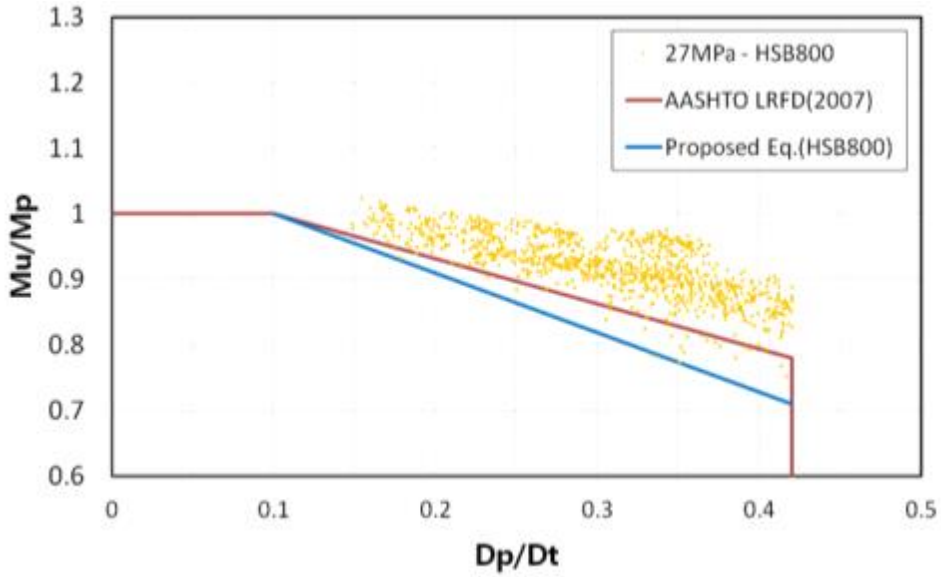


그림 2.61 HSB800 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도 평가식 비교

○ 합성거더의 극한휨강도 제안식

· 이 연구의 목적은 정모멘트를 받는 강합성거더의 휨강도를 재평가하고, 현장타설되는 콘크리트 설계압축강도가 27MPa인 경우 일반강재뿐만 아니라 고성능강재인 HSB600과 HSB800이 적용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 개발하는 것이다. 이를 위하여 강합성거더의 공칭휨강도에 대한 기존 연구결과를 고찰하였으며, 또한 모멘트-곡률해석 방법을 이용하여 다양한 단면을 갖는 강합성거더의 극한휨강도와 연성도를 평가하기 위한 변수해석을 수행하였다. 변수해석결과를 토대로 일반강재와 고성능강재가 적용된 강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위한 설계식을 제안하였다. 이 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같이 정리하였다.

1) 합성거더의 극한휨강도는, 연성비가 $D_p/D' = 5$일 때 항복모멘트에 수렴한다는 Wittry의 가정과 달리, 강재의 항복강도가 증가함에 따라 항복모멘트보다 큰 수준에서 차츰 작은 수준으로 감소되었다. 따라서, Wittry가 비연성 합성거더의 공칭휨강도 제안식은 항복강도가 낮은 일반강재를 적용한 경우에는 공칭휨강도가 보수적으로 평가되며, 항복강도가 큰 고강도강재를 적용할수록 공칭휨강도가 과다 평가될 수 있다.

2) 합성거더의 공칭휨강도 평가시 Wittry의 연성한계조건 $D_p/D' = 5$를 적용하게 되면, 실제 합성거더의 연성도 평가시 적용되는 연성비 D_p/D_t가 사용 강재에 따라 변화되며 일관된 연성한계치를 규정하기 어렵다. 따라서, Wittry의 연성한계조건을 따르고 있는 현행 도로교 설계기준(한계상태설계법)은 개선될 필요성이 있으며, 사용 강재와 관계없이 합성거더의 공칭휨강도를 연성비 D_p/D_t를 기준으로 평가하는 방법을 도입하는 것이 보다 합리적이라 판단된다.

3) 일반강재를 적용한 강합성거더의 경우 연성한계치 $D_p/D_t = 0.42$일 때 휨강도는 SM400 강재의 경우 $1.139M_y$, SM490 강재의 경우 $1.099M_y$, 그리고 SM520 강재의 경우 $1.063M_y$ 수준으로 평가되었다. 이 수치들과 Wittry의 방법과 동일하게 취성파괴에 대한 안전율 0.85를 곱한 결과를 이용하여 합성거더의 공칭휨강도 평가식을 새롭게 제안하였다. 이 경우 강재 변화에 따른 공칭휨강도에 대한 극한휨강도의 비 M_u/M_n는 연성한계치 D_p/D_t가 0.42일 때 SM400 강재의 경우 1.181, SM490 강재의 경우 1.188, 그리고 SM520 강재의 경우 1.2으로 안전율이 비슷한 수준을 보였다.

4) 따라서, 일반강재를 적용한 합성거더는 강재의 변화를 고려하지 않고 연성비 D_p/D_t가 0.1보다 큰 경우를 비연성단면이라고 가정한 상태에서 공칭휨강도 평가식을 새롭게 제안하였다. 새롭게 제안된 평가식을 이용하는 경우 비연성 구간인 $0.1 \le D_p/D_t \le 0.42$에서 극한모멘트와 공칭휨강도의 비로 표현되는 실제 합성거더의 안전율은 $1 \le M_u/M_n \le 1.13$으로 선형적으로 변화된다.

5) 고성능 강재 HSB600과 HSB800를 적용한 합성거더의 경우 Wittry의 공칭휨강도 산정방법을 적용하면 연성비 D_p/D_t에 따른 극한휨강도와 공칭휨강도의 비M_u/M_n의 분포가 선형적이지 않기 때문에 안전계수 산정이 어렵다. 따라서, HSB강재를 적용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식은 연성비 D_p/D_t에 따른 극한휨강도와 소성모멘트의 비 M_u/M_p 분포를 기준으로 95% 하한 추세선을 바로 적용하였으며, 연성한계치에서 극한모멘트와 공칭휨강도의 비로 표현되는 실제 합성거더의 안전율은 일반강재를 적용한 합성거더의 경우와 동일하게 1.13을 적용하였다.

6) 이 연구에서 제안한 일반강재 및 HSB강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 정리하면 다음과 같다.

$D_p \le 0.1D_t$; $\quad M_n = M_p$

$0.1 < D_p/D_t \le 0.42$;

$$M_n = M_p\left(1.047 - 0.47\frac{D_p}{D_t}\right) \text{ ; 일반강재} \tag{2.44}$$

$$M_n = M_p\left(1.056 - 0.56\frac{D_p}{D_t}\right) \text{ ; HSB600} \tag{2.45}$$

$$M_n = M_p\left(1.091 - 0.91\frac{D_p}{D_t}\right) \text{ ; HSB800} \tag{2.46}$$

○ 강-콘크리트 합성거더 극한강도 평가시 유효폭 산정

· 유효폭은 그림 2.62에 나와 있는 도표와 같이 합성 거더의 응력과 공칭휨강도, 처짐 등

에 영향을 주기 때문에 이에 따라 소요 전단 연결재와 웨브의 깊이, 철근의 배치 등의 변수가 변하게 되며 이로 인해 유효폭을 산정하는 것은 안전이나 경제적 효과를 기대 할 수 있다. 또한 유효폭은 상대적으로 폭이 넓은 콘크리트 슬래브에 발생하는 그림 2.63의 전단지연 효과를 고려함과 동시에 설계과정을 단순화하여 설계자들의 편리성을 도모한다. 하지만 여러 장점을 갖고 있는 유효폭이 필요 이상으로 작게 산정되는 경우 합성 거더의 단면이 과다 설계될 수 있어 적절한 유효폭의 평가가 이루어져야 한다.



그림 2.62 유효폭의 영향을 받는 설계 변수

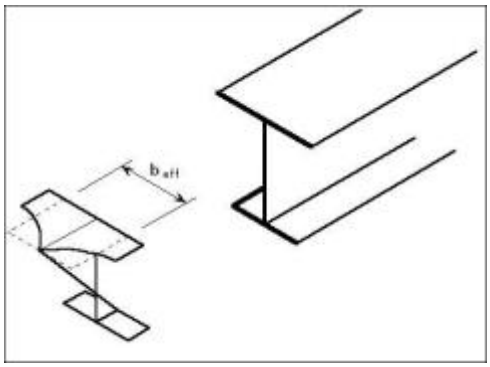


그림 2.63 전단지연

· 유효폭을 산정하는 것에 영향을 주는 요소로는 하중의 형태 및 위치, 경 간장에 대한 거더 간격의 비(b/L) 또는 합성 보의 단면 형상이 있으며 추가적인 부가 요소로는 슬래브의 두께, 거더와 슬래브의 탄성 계수 비, 거더와 슬래브의 포아송 비, 거더의 사이즈 등이 있다. 이 중 앞서 말한 세 가지의 영향이 가장 크며(D. Bae, 1991) 먼저 고려하게 된다. 앞서 말한 세 가지의 요소는 슬래브에 발생하는 응력과 변형률에 직접적인 영향을 미치며 응력과 변형률이 변하는 것에 따라 유효폭의 값은 다르게 산정된다.

· 표 2.14의 기존 해석법은 슬래브의 면내 거동과 휨에 의한 거동을 고려하여 유효폭을 구하였다. 탄성론에 입각한 이 해석은 슬래브를 Plate로 가정하여 유효폭을 산정하였으며 그로인해 슬래브의 두께만 고려되었을 뿐 두께 내에서의 응력 변화는 고려되지 않았다.

표 2.14 기존 유효폭 해석법

$D\nabla^4 w = q$ (Katman, 1924; Timoshenko and Goodier, 1970; Allen and Severn, 1961)

· 기존의 해석을 ABAQUS로 모델링 한다면 거더의 플랜지는 Beam으로, 거더의 웨브와 콘크리트 슬래브는 Shell로 모델링 되었기에 합성보에 가깝기보다 Stiffened Plate에 가까웠다.



그림 2.64 기존 해석모델

· 기존의 모델은 콘크리트 슬래브의 두께에 대한 응력의 분포 및 변화를 고려하지 않았으며, 이에 따라 슬래브의 유효폭이 거더 간격보다 작아지는 경향을 보였다. 또한 근래에 거더 간격이 더 넓은 형식의 교량이 가설됨에 따라 기존해석보다 넓은 거더 간격의 유효폭 산정이 요구되고 있으며 콘크리트 슬래브-강 거더 합성구조가 취약한 연속교 부모멘트부에 대한 합리적인 산정 또한 필요한 상황이다.

· 그림 2.65와 같이 합성 거더의 전단지연으로 인해 생기는 곡선응력분포의 면적을 높이 σ_{max}인 직사각형 면적으로 치환하여 유효폭을 구하게 된다. 이 과정에서 기존 해석과 다르게 슬래브의 두께를 고려하기 위해 유한요소 해석에서 슬래브를 Solid로 모델링하고 직사각형 면적으로 치환할 때 슬래브의 두께를 따라 형성되는 사다리꼴 모양의 응력선도에서 평균값($\frac{\sigma_{max}+\sigma_{min}}{2}$)을 이용하게 된다.

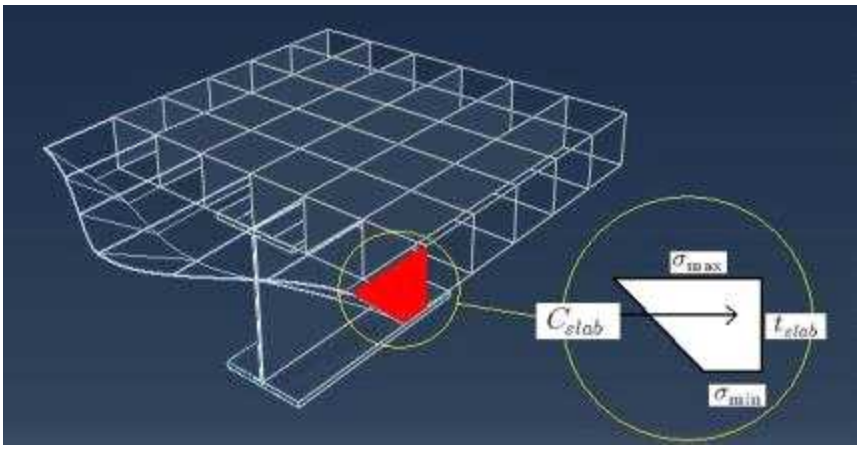


그림 2.65 슬래브의 응력분포

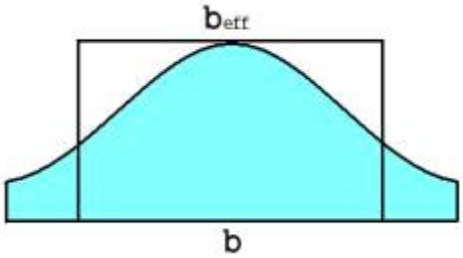


그림 2.66 직사각형으로 치환된 응력분포

· 위의 그림 2.66은 앞서 언급한 곡선모양의 응력분포의 면적을 높이 σ_{max}인 직사각형 면적으로 치환한 그림이다. 여기서 구한 직사각형의 폭이 b_{eff}이고 설계시 이 폭을 이용해 응력집중을 고려 할 수 있게 된다. (Oehlers, 1999)

· 그림 2.67에 보이는 것과 같이 유한요소 해석에서 슬래브를 여러 층의 엘리먼트로 나누고 각 요소에 작용하는 평균응력(σ_i)을 산정하여 해당면적(A_i)곱한 값을 모두 더해주면 슬래브 면에 작용하는 힘(C_{slab})를 구할 수 있게 된다. (Chiwanichakorn, M., 2004)

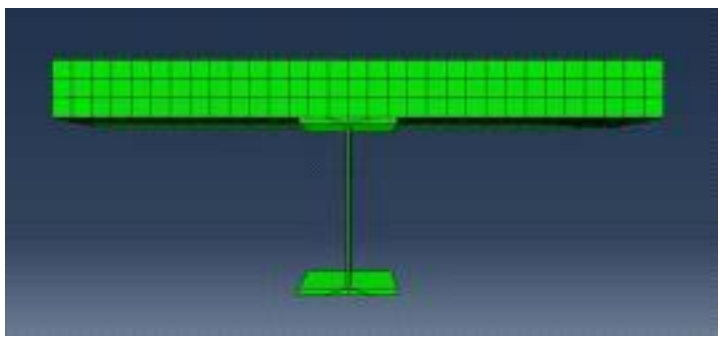


그림 2.67 합성구조 유한요소해석 모형

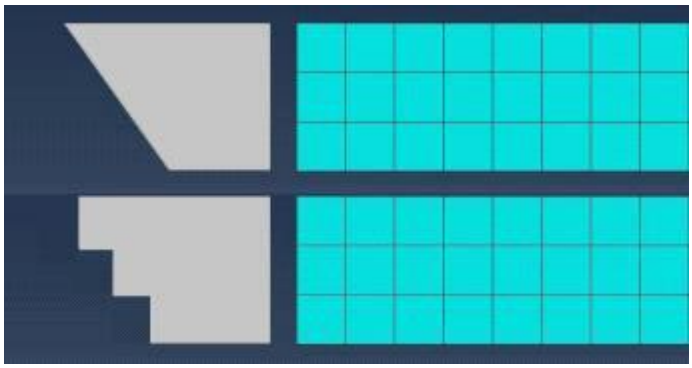


그림 2.68 실제 변형률 선도와 유한요소해석의 응력선도

· 위와 같은 방법으로 슬래브의 응력을 구하게 되면 그림 2.68의 아래쪽과 같이 응력의 분포가 계단 형으로 구해지겠지만 이는 식(2.47), (2.48)의 결과 값에 영향을 주지 않기 때문에 사용해도 무방하다고 판단된다. 정모멘트부에서 식 (2.47)을 사용하고 부모멘트부에서 식 (2.48)를 사용하게 된다. (Chiwanichakorn, 2004)

$$C_{slab} = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i \cdot A_i \tag{2.47}$$

$$b_{eff} = \frac{C_{slab}}{t_{slab} \times \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{2}}$$

$$T_{slab} = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i \cdot A_i \tag{2.48}$$

$$b_{eff} = \frac{T_{slab}}{t_{slab} \times (\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}) + q_{re,top} + q_{re,bot}}$$

· 연속보의 경우 콘크리트 슬래브와 강 거더로 구성되는 합성구조가 취약한 부모멘트를 발생시키기 때문에 정모멘트만 발생하는 단순보와는 다른 방법으로 유효폭을 산정하게 된다. 그 유효폭은 그림 2.69 Eurocode-4의 내용과 같이 구간을 정하여 직선보간 하게 된다.

1. $L_e = 0.85L_1$ for $b_{eff,1}$
2. $L_e = 0.25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$
3. $L_e = 0.70L_2$ for $b_{eff,1}$
4. $L_e = 2L_3$ for $b_{eff,2}$

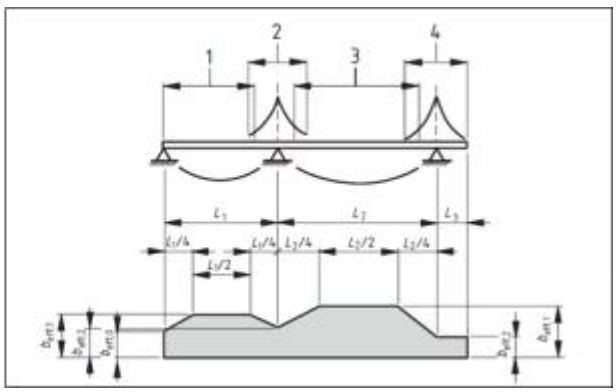


그림 2.69 부모멘트 구간을 고려하는 Eurocode4의 유효폭 산정

· 현재 국내외 합성구조 유효폭에 대한 설계기준이 서로 상이하고 특별한 형태 및 새로운 재로에 대한 기준이 명확하지 않아 서로 제각각의 값을 제시하고 있다. 동일한 합성 거더 교량에 대한 고려사항이 표 2.15와 같이 서로 상이하다. 표 2.15에서 보이는 것과 같이 AASHTO에서 고려하는 외측/내측 거더의 분류를 다른 설계기준은 하지 않으며 사용하중과/극한하중의 구분을 Eurocode-4에서만 하는 등의 내용이 그것이다.

표 2.15 설계기준 별 비교

구분	AASHTO	Canadian	Japan	EC4
등분포/집중하중	N	N	Y	N
외측/내측거더	Y	N	N	N
정모멘트/부모멘트	N	N	Y	N
I-거더/Box-거더	Y	N	N/A	NA
사용하중/극한하중	N	N	N	Y

· 단순지지 교량에 대해 각각의 설계기준들을 적용한 유효폭을 표 2.16에 정리하였다. 이를 한눈에 보기위해 경간 15m인 단순지지교량에 대해 각각의 설계기준들을 적용한 유효폭을 구해보면 그림 2.70과 같다. 아래의 결과를 보면 강구조 설계기준과 콘크리트 설계기준이 나머지 세 개의 설계기준과 비교하여 매우 상이한 결과 값을 제시한다. 이는 웨브와 상부 슬래브의 두께를 합성구조로 고려하지 않고 그림 2.71과 같이 설계기준 마다 각각의 재료에 따른 일방적인 유효폭을 제시하기 때문으로 판단된다.

표 2.16 설계기준 별 단순보의 유효폭 (l = 지간장, b = 거더간격 b_0 = 전단연결재 가로간격)

	유효지간 (L_e)	유효폭(b_{eff})	
도로교설계기준 (2012)	$L_e = 0.6\,l$	$b/l \leqq 0.05 \rightarrow \lambda = b$ $0.05 < b/l < 0.30 \rightarrow \lambda = [1.1-2(b/l)] \cdot b$ $0.30 \leqq b/l \rightarrow \lambda = 0.15l$	2λ
강구조설계기준 (2011)	$L_e = l$	1. 유효지간 거리의 1/4 2. 인접한보와의 평균간격 3. 바닥판평균 두께의 12배에 웨브 두께와 상부플랜지 폭의 1/2중 큰값을 합한 값	최솟값
콘크리트 설계기준 (2012)	$L_e = l$	1. 양쪽으로 내민 플랜지 두께의 8배에 웨브두께를 합한 값 2. 양쪽 슬래브의 중심 간 거리 3. 보 경간의 1/4	최솟값
AASHTO (2004)	$L_e = 0.6\,l$	1. 유효지간 거리의 1/4 2. 인접한보와의 평균간격 3. 바닥판평균 두께의 12배에 웨브 두께와 상부플랜지 폭의 1/2중 큰값을 합한 값	최솟값
EUROCODE4	$L_e = 0.7\,l$	$L_{e/8} < b \rightarrow b_{ei} = L_e/8$ $L_{e/8} \geqq b \rightarrow b_{ei} = b$	$b_0 + \sum b_{ei}$

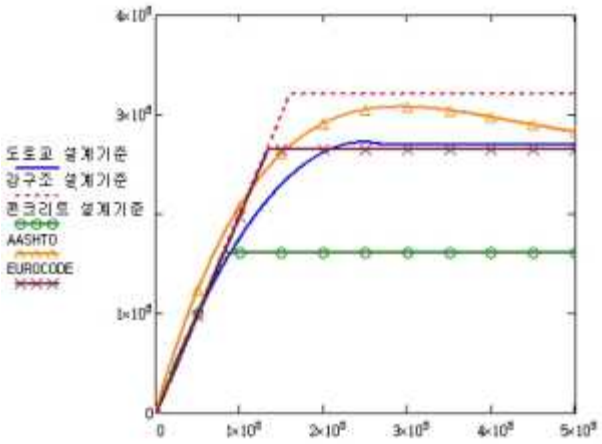


그림 2.70 기존 설계기준의 유효폭

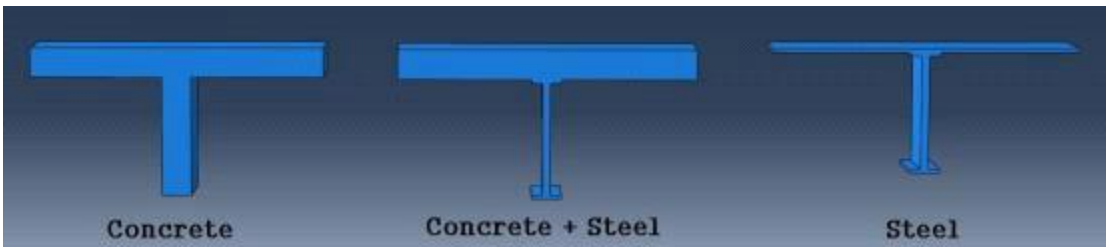


그림 2.71 재료에 따른 슬래브와 거더

· 유효폭을 결정하는 것은 설계 시 계산되는 휨과 전단, 처짐뿐만 아니라 강재비와 소요 전단연결재의 개수 등 광범위한 과정에 영향을 끼치고 있기 때문에 설계기준마다 제각각 상이한 결과를 보이는 유효폭에 대해 적절한 평가가 이루어지도록 그에 대한 연구가 필요하다고 판단된다.

○ 유효폭에 대한 유한요소 해석 및 결과

· 유한요소 해석 모델은 그림 2.72와 같으며 재원은 일반적인 값으로 표 2.17의 값을 이용한다. 고강도의 재료를 사용한 합성 거더의 유효폭을 산정할 때 표 2.17의 값이 변하되며 유효폭의 결과도 다르게 산정된다. 이에 따른 연구는 진행 중에 있다.

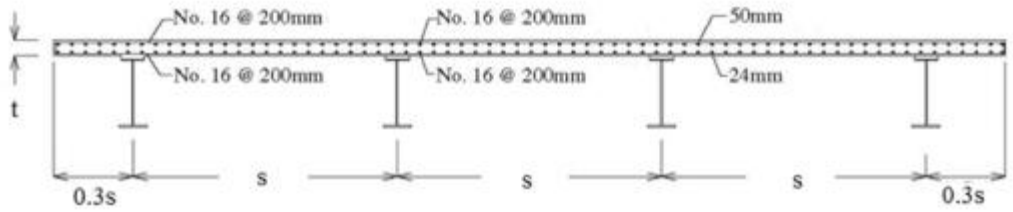


그림 2.72 유한요소해석 모델

표 2.17 유한요소해석 재원

콘크리트 슬래브	철근	강거더
$f_c' = 28\ (\mathrm{MPa})$	$f_{y,reinforcement} = 420\ (\mathrm{MPa})$	$f_{y,allothers} = 345\ (\mathrm{MPa})$

· 그림 2.72의 모델로 유한요소 해석을 통해 유효폭을 산정할 때 매개변수로는 거더간격(s), 슬래브의 두께(t), 교량 지간장(L_e)(단순보, 연속보)이 있으며 이는 아래의 표 2.18의 값을 사용하였다.

표 2.18 유한요소해석 매개변수

거더간격 (s)	슬래브 두께 (t)	교량 지간장 (L)	
		단순보	연속보
2.4m, 4.8m	175mm, 240mm	15m, 60m	L_1:20m, 60m(외측경간), $L_2 = L_1 \sim 1.5 \times L_1$(내측경간)

· 표 2.18의 매개변수는 “합성 거더 슬래브 유효폭 프로젝트 NCHRP 12-58의 실험 설계 매개변수”의 연구에서 정해진 값으로 일반적이고 극단적인 두 경우 모두가 보장되는 매개변수 값이다.

· 유한요소해석 모델은 ABAQUS를 이용하여 해석하였으며 해석 시 기존의 문제를 해결하기 위해 슬래브와 거더를 모두 그림 2.73과 같이 Solid로 모델링 하여 슬래브의 두께를 고려하였다.

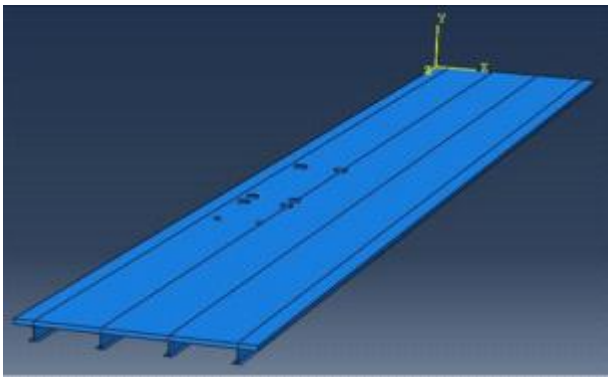


그림 2.73 ABAQUS 모델



그림 2.74 ABAQUS 모델

· 합성에 대한 모델링은 전단 연결재를 3 자유도를 갖는 스프링으로 모델링 하는 것이 더 현실성 있겠지만 Rigid link와 큰 차이를 보이지 않아 슬래브의 중앙과 거더 상부 플랜지의 중앙을 연결 Rigid link하였다. 철근의 배근은 smeared하여 슬래브 안에 판 형식으로 위치 시켰으며 인장방향으로 작용하도록 인장철근과 전단철근의 방향을 서로 수직이 되도록 배근 하였다.

· 도로교설계기준-한계상태 설계법(2012)에 제시된 표준트럭하중을 재하 하였으며 내측 거더와 외측 거더의 유효폭 산정과정에서 각각 전단지연의 영향을 크게 받는 재하위치에 트럭을 그림 2.76과 같이 위치시켰다.

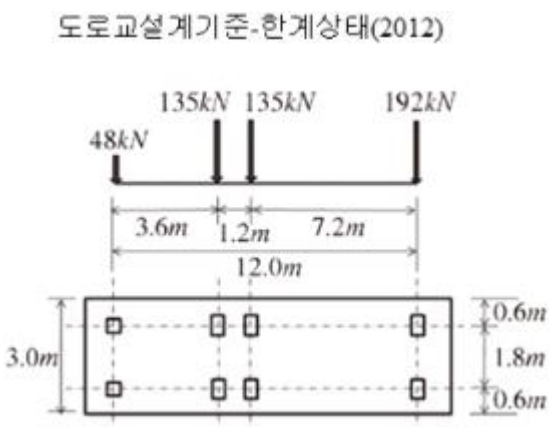


그림 2.75 표준트럭하중

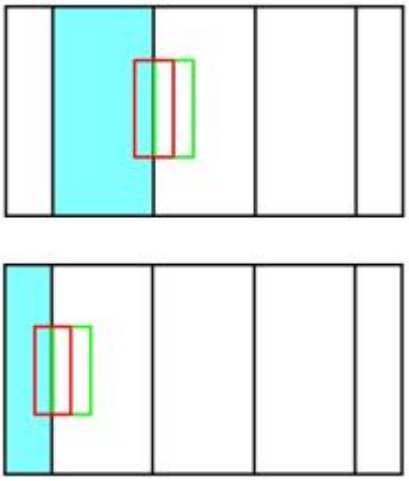


그림 2.76 단순교 표준트럭하중 재하위치

· 내측 거더와 외측 거더의 유효폭 산정결과는 두 결과 중 더 작은 b_{eff}값을 사용하게 된다. 연속교 부모멘트의 유효폭을 산정하는 경우 아래 그림 2.77과 같이 하중을 재하하며 산정결과는 단순교와 마찬가지로 두 결과 중 더 작은 b_{eff}값을 사용하게 된다.

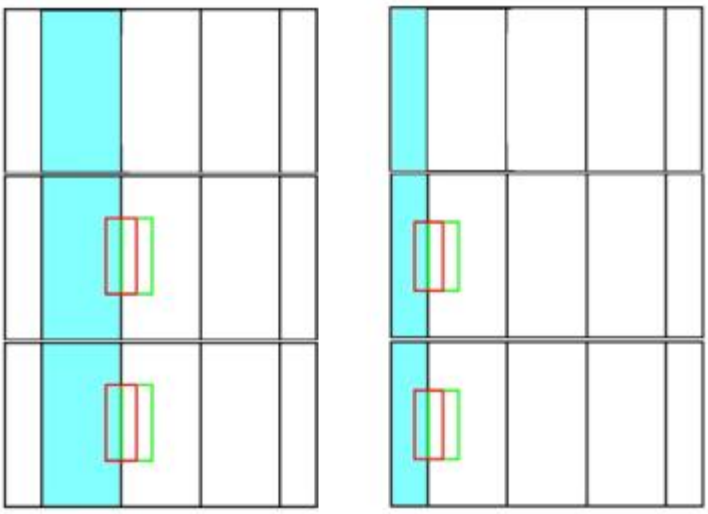


그림 2.77 연속교 표준트럭하중 재하위치

· 단순교 내측거더의 유효폭을 유한요소해석에 의해 구한 결과 교량의 지간이 늘어날수록 유효폭이 거더 간격과 동일해지므로 경간장의 증가에 따라 유효폭을 거더 간격으로 사용해도 무방할 것으로 보인다.

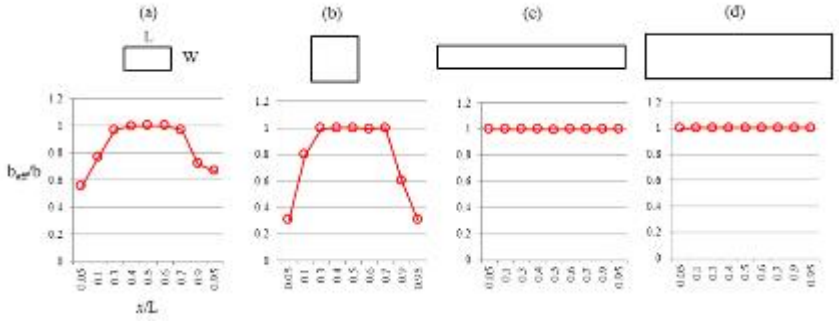


그림 2.78 단순교 외측거더 해석결과 (b_{eff} / b)

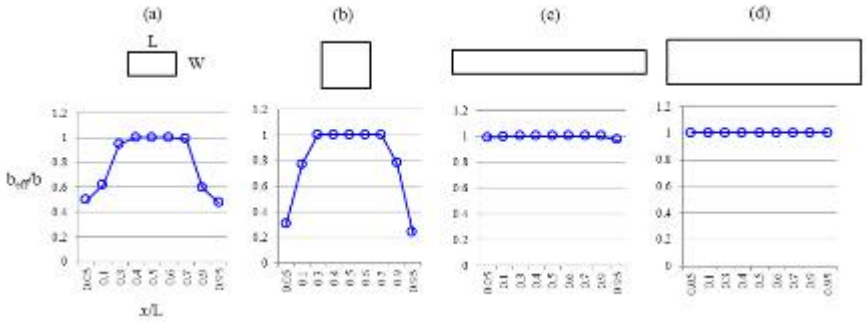


그림 2.79 단순교 내측거더 해석결과 (b_{eff} / b)

표 2.19 단순교의 재원

(m)	(a)	(b)	(c)	(d)
L	15	15	60	60
W	7.2	14.4	7.2	14.4

· 외측거더의 유한요소 해석결과 역시 내측거더와 비슷한 양상을 보인다. 그러므로 내측거더와 같이 유효폭을 경간 증가에 따라 거더 간격으로 사용해도 무방할 것으로 보인다.

표 2.20 단순교의 재원

(m)	(a)	(b)	(c)	(d)
L	15	15	60	60
W	7.2	14.4	7.2	14.4

· 고성능 재료를 적용한 단순보 해석 결과는 그림 2.80과 그림 2.81의 결과에서 보이는 것과 같이 단순보의 경우 고성능 강과 고성능 콘크리트를 사용한 해석결과는 큰 차이를 보이지 않았다. 그러므로 단순보의 경우 고성능의 재료를 사용하더라도 유효폭을 경간 증가에 따라 거더 간격으로 사용해도 될 것으로 판단된다.

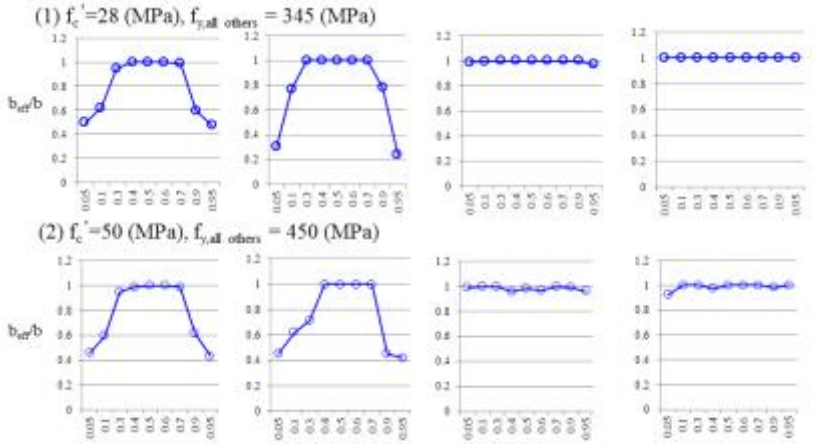


그림 2.80 단순교 내측거더 해석결과와 고강도 재료를 사용한 해석결과의 비교 (b_{eff} / b)

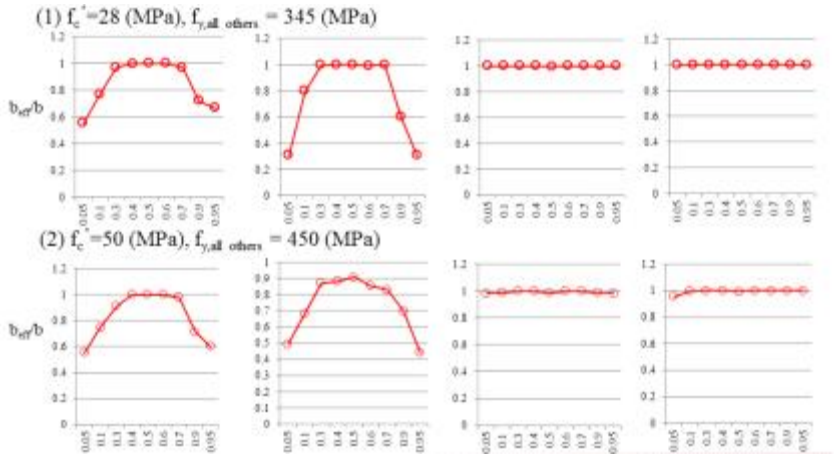
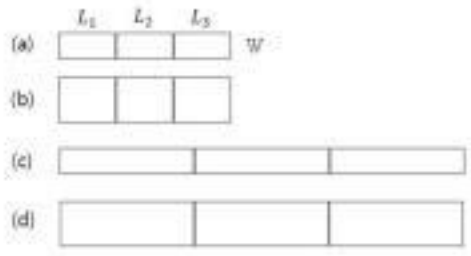


그림 2.81 단순교 외측거더 해석결과와고강도 재료를 사용한 해석결과의 비교 (b_{eff} / b)

· 연속교의 정모멘트부는 부모멘트부와 유사하였으며 기존의 설계기준들이 제시하는 유효폭 산정법에서 정모멘트부는 단순교의 유효폭과 같은 공식을 사용하게 되므로 생략한다.



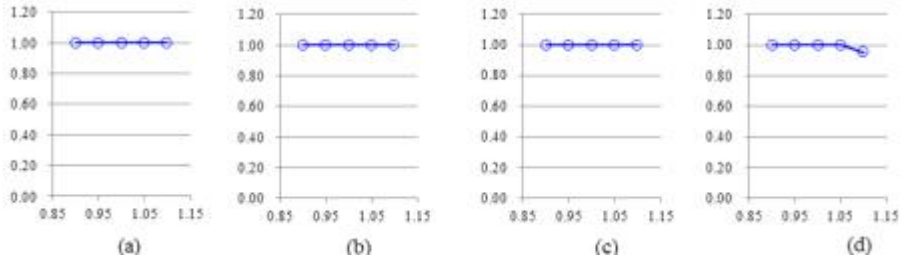


그림 2.82 연속교 내측거더 해석결과 (b_{eff} / b)

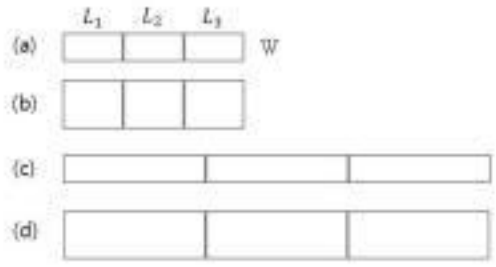
표 2.21 연속교의 재원

(m)	(a)	(b)	(c)	(d)
$L_1 = L_2 = L_3$	20	20	60	60
W	7.2	14.4	7.2	14.4

· 하중의 위치는 부모멘트가 가장 크게 발생하는 위치에 그림 2.75와 같이 표준트럭하중을 재하 하였으며 단순교의 경우와 같이 내측 거더에 더 큰 응력집중을 일으켜 작은 유효폭이 산정되는 유한요소해석 결과를 선택 하였다.

· 그림 2.82의 결과와 같이 유효폭과 거더 간격이 거의 일치하는 양상을 보였으며 이에 따라 내측거더 부모멘트 구간에서는 유효폭을 거더 간격으로 사용해도 무방할 것으로 판단된다.

· 하중의 위치는 부모멘트가 가장 크게 발생하는 위치에 표준트럭하중을 재하 하였으며 단순교의 경우와 같이 외측 거더에 더 큰 응력집중을 일으키는 유한요소해석 결과를 선택하였다. 연속교의 외측거더 부모멘트부 해석결과는 내측거더의 결과와 매우 유사하였으며 이에 따라 외측거더에서도 내측거더와 같이 유효폭을 거더 간격으로 사용해도 될 것으로 판단된다.



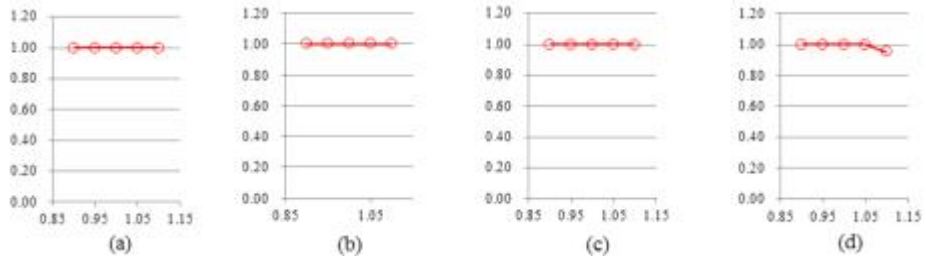


그림 2.83 연속교 외측거더 해석결과 (b_{eff} / b)

표 2.22 연속교의 재원

(m)	(a)	(b)	(c)	(d)
$L_1 = L_2 = L_3$	20	20	60	60
W	7.2	14.4	7.2	14.4

· 콘크리트 슬래브 두께 175mm, 거더간격 2400mm와 콘크리트 슬래브 두께 240mm, 거더간격 4800mm의 기존의 설계기준으로 구한 그림 2.84와 (3)①의 결과를 비교할 때 단순교 (내측거더, 정모멘트부)의 유효폭은 b_{eff} / b의 값이 경간장이 증가 할수록 1로 수렴하는 양상을 보이는 Eurocode-4와 도로교설계기준-한계상태설계법(2012)이 적합한 것으로 판단된다.

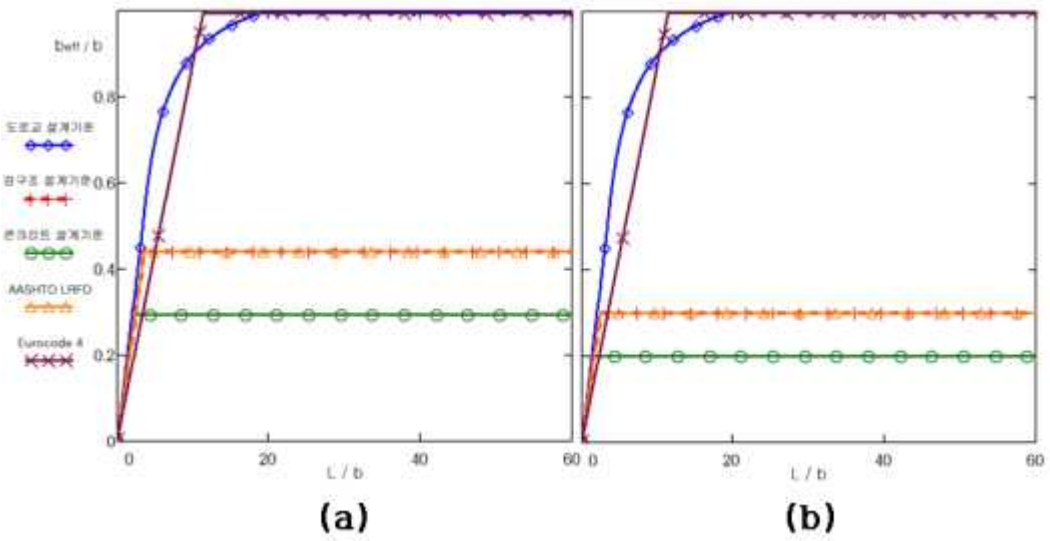


그림 2.84 설계기준별 단순교 내측거더 유효폭 (b_{eff} / b)

표 2.23 단순교의 재원

	슬래브 두께(t)	거더간격(s)
(a)	175	2400
(b)	240	4800

· 콘크리트 슬래브 두께 175mm, 거더간격 2400mm와 콘크리트 슬래브 두께 240mm, 거더간격 4800mm의 기존의 설계기준으로 구한 그림 2.85와 (3)②의 결과를 비교할 때 단순교 (외측거더, 정모멘트부)의 유효폭은 b_{eff}/b의 값이 경간장이 증가 할수록 1로 수렴하는 양상을 보이는 Eurocode-4와 도로교설계기준-한계상태설계법(2012)이 적합한 것으로 판단된다.

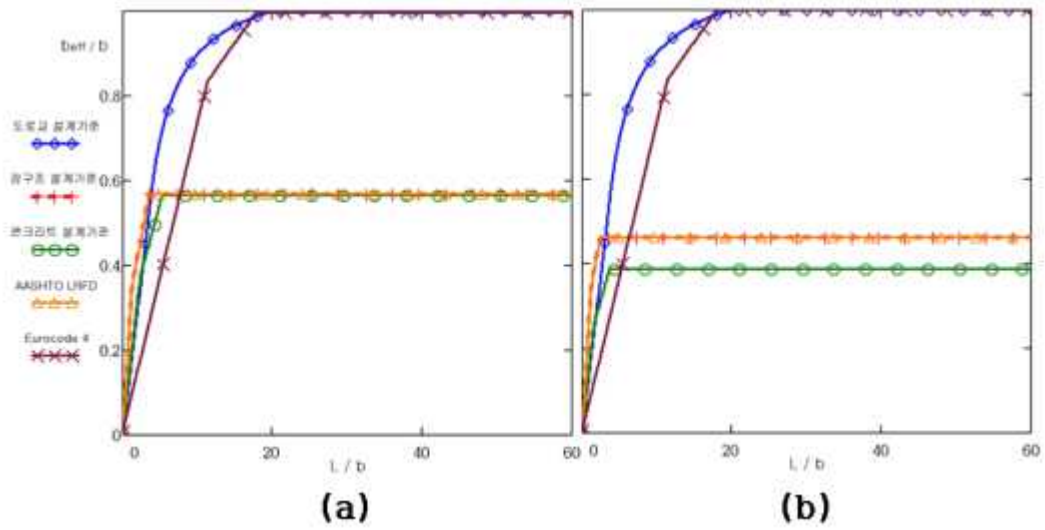


그림 2.85 설계기준별 단순교 외측거더 유효폭 (b_{eff}/b)

표 2.24 단순교의 재원

	슬래브 두께(t)	거더간격(s)
(a)	175	2400
(b)	240	4800

· 콘크리트 슬래브 두께 175mm, 거더간격 2400mm와 콘크리트 슬래브 두께 240mm, 거더간격 4800mm의 기존의 설계기준으로 구한 그림 2.86과 (3)③의 결과를 비교할 때 연속교 (내측거더, 부모멘트부)의 유효폭은 b_{eff}/b의 값이 경간장이 증가 할수록 1로 수렴하는 양상을 보이는 Eurocode-4가 적합한 것으로 판단된다.

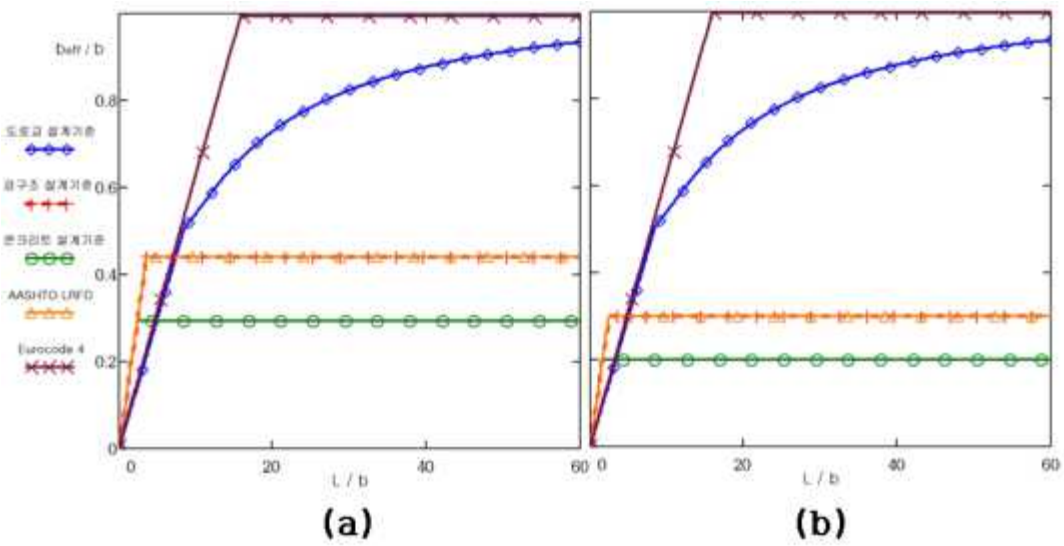


그림 2.86 설계기준별 연속교 내측거더 유효폭 (b_{eff} / b)

표 2.25 연속교의 재원

	슬래브 두께(t)	거더간격(s)
(a)	175	2400
(b)	240	4800

· 콘크리트 슬래브 두께 175mm, 거더간격 2400mm와 콘크리트 슬래브 두께 240mm, 거더간격 4800mm의 기존의 설계기준으로 구한 그림 2.87과 (3)④의 결과를 비교할 때 연속교 (외측거더, 부모멘트부)의 유효폭은 b_{eff} / b의 값이 경간장이 증가 할수록 1로 수렴하는 양상을 보이는 Eurocode-4가 적합한 것으로 판단된다.

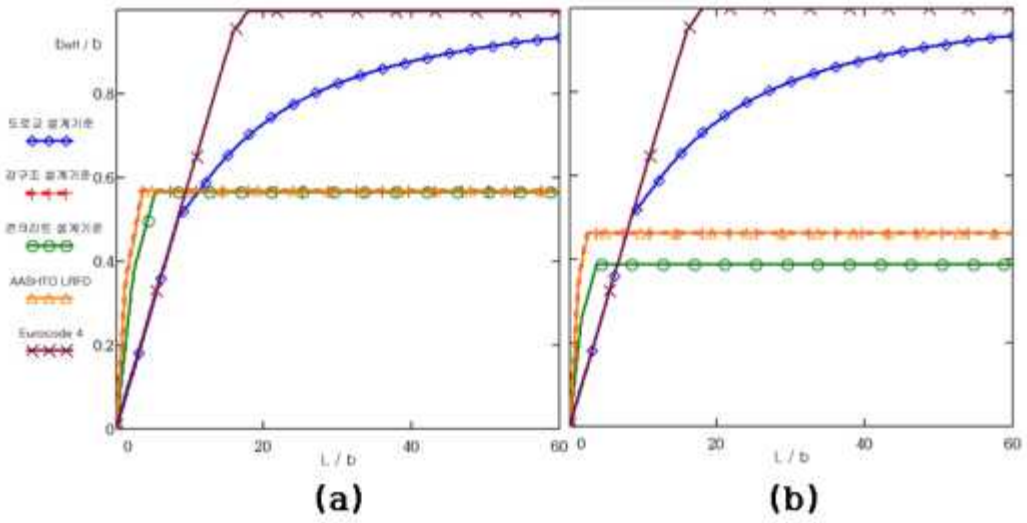


그림 2.87 설계기준별 연속교 외측거더 유효폭 (b_{eff} / b)

표 2.26 연속교의 제원

	슬래브 두께(t)	거더간격(s)
(a)	175	2400
(b)	240	4800

· 유한요소 해석의 결과를 통해 유효폭(b_{eff})으로 거더의 간격(b)에 매우 근접함을 알 수 있었으며 이를 통해 유효폭을 거더의 간격으로 사용하는 것이 적절하다고 판단되었다. 단순교와 연속교의 설계기준별 유료폭 비교를 토대로 유효폭이 거더의 간격에 수렴하는 Eurocode-4가 유한요소해석 결과와 유사하여 이 연구에서는 향후 유효폭 설계기준 작성 시 유효폭(b_{eff})을 거더의 간격(b)으로 수렴하는 결과를 제시하는 Eurocode-4를 반영하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

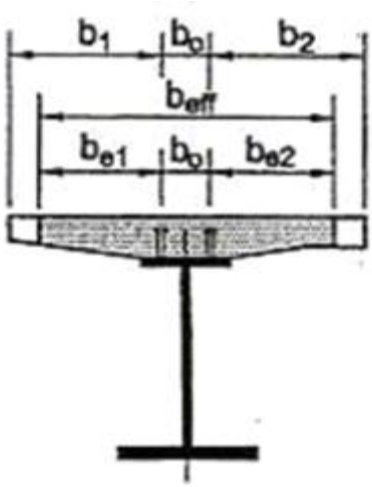


그림 2.88 Eurocode4 합성거더 모델

표 2.27 Eurocode-4 유효폭 산정식

At mid-span internal support	At an end support
$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$ $(b_{ei} = \frac{1}{8} l_e \le b_i)$	$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$ $(\beta_i = 0.55 + 0.025 l_e / b_{ei} \le 1.0)$

· 이론적으로 생각해본다면 유효폭(b_{eff})이 거더의 실제 간격(b)보다 작게 산정되겠지만 앞의 결과에서처럼 유효폭이 거더의 실제 간격보다 크게 산정되어 유효폭을 거더의 간격으로 사용하게 되는 결과가 발생하였다. 이러한 결과를 설명하기 위해 그림 2.89를 본다면 Solid로 모델링한 그래프의 결과에서 보이는 것과 같이 $\sigma_{\max}$와 $\sigma_{\min}$의 차이가 일정하지 않고 사다리꼴의 $\frac{\sigma_{\max}+\sigma_{\min}}{2}$ 값을 이용하기 때문에 유효폭(b_{eff})이 거더의 실제 간격(b)보다 작게 산정되는 경우가 발생 할 수 있다. 이것을 보기 쉽게 입체적인 그림으로 그린다면 그림 2.90과 같다 왼쪽 그림의 빨간 점으로 표시한 부분이 오른쪽그림의 직육면체 높이와 같게 되므로 거더의 간격(b)이 유효폭(b_{eff})보다 작아질 수 있는 것이다.

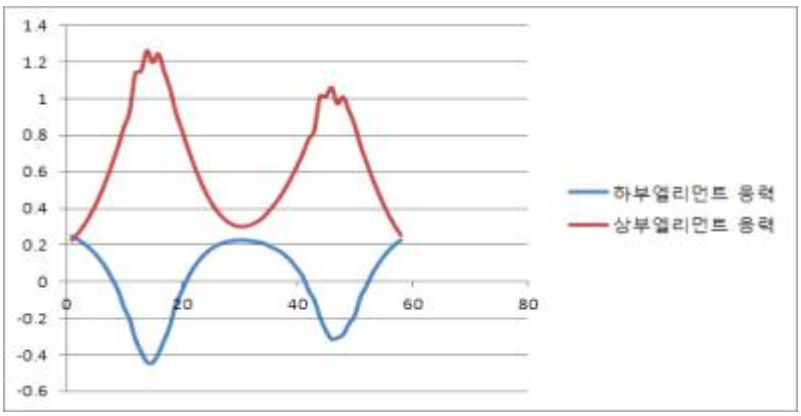


그림 2.89 Solid슬래브와 Shell슬래브의 응력분포

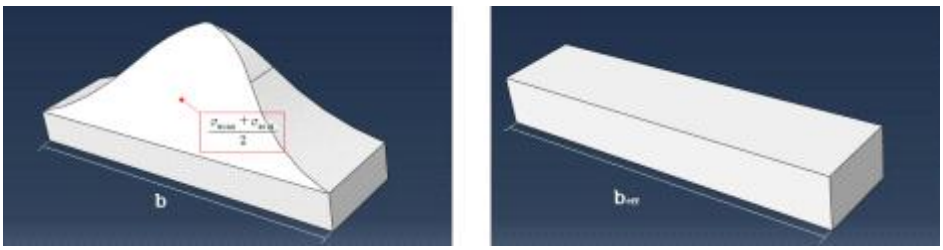


그림 2.90 입체적으로 표현된 Solid 슬래브의 응력분포

5) 고강도 강재 및 콘크리트 합성부재 장기거동

○ 콘크리트의 장기거동 검토시 그림 2.91과 같이 콘크리트는 시간에 따라 건조수축과 크리프에 의해 비선형 변형이 발생하고, 이런 변형을 합성 휨부재에서는 전단연결 구조에 의해서 구속하기 때문에 응력의 재분배와 변형의 증가가 발생한다.

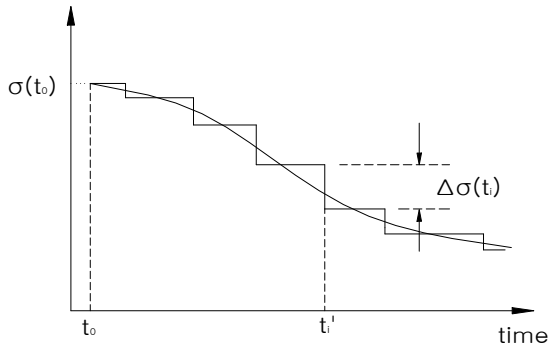


그림 2.91 시간 의존적인 응력 이력

콘크리트의 시간 의존적인 응력 이력이 그림 2.91과 같을 때 전체 변형률은 $\epsilon(t)$는

$$\epsilon(t) = \sigma(t_0)\frac{1+\phi(t,t_0)}{E(t_0)} + \triangle\sigma(t)\frac{1+\chi(t,t_0)\phi(t,t_0)}{E(t_0)} + \epsilon_{sh} \quad (2.49)$$

여기서, ϵ_{sh}는 건조수축에 따른 변형을 나타낸다. 이때 발생한 응력은 초기에는 작은 값이므로 시간 계수(aging coefficient) $\chi(t,t_0)$를 사용해서 크리프계수$\phi(t,t_0)$를 감소시킨 $\chi(t,t_0)\phi(t,t_0)$를 사용한다. 시간계수는 응력변화로 인하여 크리프가 χ만큼 작아지는 것을 고려한 것으로, 0.5에서 1사이의 값을 갖는다.

· 건조수축과 크리프에 의한 장기거동에 의한 영향을 설계에서는 응력의 관점에서 단순하게 고려하고 있고, 구조적 거동에 미치는 상한과 하한값을 주로 사용한다. 일반적으로 정모멘트부 합성 휨부재의 경우 상부 콘크리트는 압축력을, 하부 강재는 인장력을 받는다. 이때 탄성중립축의 경우는 콘크리트의 탄성계수에 따라 변화하고, 소성중립축의 경우는 콘크리트의 강도에 따라 결정된다. 따라서, 합성거더의 해석에서는 콘크리트의 시간에 따라 변화하는 탄성계수, 강도 및 장기거동의 영향이 매우 중요하다. 이러한 상태에서 시간이 흐르면 건조수축과 크리프에 의한 장기거동의 영향을 받아 응력의 재분배가 일어나는데, 콘크리트의 응력이 줄어드는 반면 강재의 응력은 늘어난다. 단기거동에 대해서는 콘크리트는 압축을 받고 선형탄성거동을 한다고 가정하고, 강재단면도 탄성영역에서 인장을 받는다고 가정하지만, 장기거동을 고려할 때는 콘크리트의 시간에 따른 응력-변형률 관계가 필요하다. 이때 콘크리트의 응력변화량이 다시 그 이후의 응력변화량에 연속적으로 영향을 끼치면서 크리프나 건조수축에 의한 최종 변화량 산정에 영향을 준다.

· 그림 2.92는 시공단계별 응력변화를 나타낸다. ①의 경우 합성전 콘크리트 슬래브와 강재의 자중 효과만을 고려할 때의 응력상태이고 ②의 합성 작용 후 장기거동 효과에 의한 응력, ③의 경우 실제 하중이 가해졌을 때의 응력상태를 나타낸다. 위의 세 가지 경우에 의한 응력을 모두 합하여 최종 응력변화를 도시할 수 있다. 설계는 상부 콘크리트와 하부 강재와의 완전결합을 가정하여 보수적인 설계를 수행한다. 설계시 장기거동 효과를 고려하여

극한강도를 재산정한다. 표 2.28를 통해 설계기준별 크리프와 건조수축의 비교를 정리하였다.

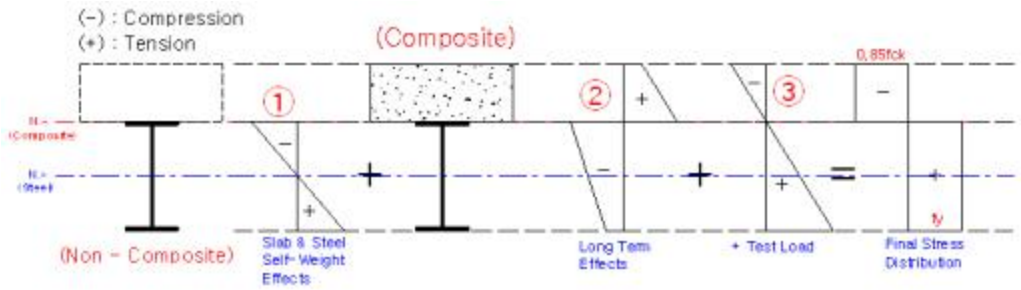


그림 2.92 시공단계별 응력변화

표 2.28 설계기준별 크리프와 건조수축 비교

	도로교설계기준	철도교설계기준	Eurocode 4
크리프계수 (ϕ_1)	2.0 (야쓰미 해법)	2.0	$\phi_1(t,t_0)$
	$n(1+\phi_1)$	$n(1+\phi_1)$	$n_L = n_0(1+\psi_L\phi_t)$
크리프계수 (ϕ_2)	$2\phi_1$	$2\phi_1$	단계별로 고려함
건조수축 최종 수축률	27×10^{-5}	27×10^{-5}	단계별로 고려함

· 실교량 계측을 통해 장기거동 실험연구를 수행한 결과를 통해 현 도로교설계기준에서 제시하고 있는 규정과 단계별로 건조수축과 크리프의 영향을 고려한 규정을 비교하였다. 콘크리트의 크리프 및 건조수축 변형에 대한 시간 의존적 변형특성은 CEB/FIP(1990) Model Code를 사용하여 산정하였다. 크리프계수 산정시 크리프 변형률 $\epsilon_{c\sigma}(t,t')$은 시간 t'에서 작용응력 $f_c(t')$에 의한 콘크리트의 순간 변형 및 크리프 변형을 함께 고려하여 식 2.50를 사용하여 구할 수 있다.

$$\epsilon_{c\sigma}(t,t') = f_c(t')\left[\frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\phi(t,t')}{E_{ci}}\right] \quad (2.50)$$

$$E_{ci} = 10{,}000\sqrt[3]{f_{cu}} \quad (2.51)$$

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}\ E_{ci} \quad (2.52)$$

여기서, E_{ci}는 콘크리트의 초기 접선탄성계수, $E_{ci}(t)$는 재령별 초기 접선탄성계수, $\phi(t,t')$는 재령별 크리프계수이다.

건조수축 변형률 산정시 콘크리트 건조수축 변형률은 대기의 평균상대습도, 부재의 크기 등을 고려하여 다음과 같이 구한다.

$$\epsilon_{sh}(t,t_s) = \epsilon_{sh0}\beta_s(t-t_s) \qquad (2.53)$$

여기서, t_s는 수축이 시작될 때의 콘크리트의 재령(일)이다.

· 실계측 대상교량은 경기도 양평군 옥천면 아신리에 위치한 아신교로, 트럭하중에 대하여 1등급이고, 하나의 지간이 27.25m로 이루어진 2경간 연속교로서, 교폭이 13.5m이고 주형수가 6개이다. 합성거더의 하부케이싱 콘크리트의 설계압축강도는 45MPa이고, 상부슬래브 콘크리트의 설계압축강도는 27MPa이다. 강거더에는 SM520강재를 적용하였고, 프리스트레스를 도입하는 프리스트레싱 강선으로 SWPC7B 15.2mm의 저릴렉세이션 강연선을 사용하였다. 그림 2.93에서 나타내듯이 하나의 지간당 총 6개의 거더가 있고, 그중 G1거더(외측)와 G3거더(내측)를 계측 대상으로 정하고 장기거동을 계측하였다. 계측은 하부케이싱 콘크리트 타설로부터 바닥판 포장전까지 110일에 걸쳐서 1시간 단위로 수행하였으며, 내측거더와 외측거더의 단부와 중앙부에서 변형률을 측정하였다. 하부케이싱 콘크리트는 타설 후 2일간 증기양생을 거쳤으며 이후 2일간은 건조상태로 양생을 실시하였다. 타설 후 4일간에 걸쳐 양생을 실시한 후 거푸집을 탈형하였고, 탈형한 날을 1일로 하여 17일에는 프리스트레스를 도입하였다. 그리고 31일째 되는 날에 거치를 실시하였는데, 거더가 콘크리트 타설시부터 단순지지상태로 되어 있었기 때문에 거치는 시공단계상에서 별다른 의미가 없었다. 계측상의 마지막 시공단계인 바닥판 타설은 74일째 실시하였고, 이 후 32일간의 장기거동계측을 끝으로 실험을 종료하여 총 110일에 걸친 계측을 통해 장기거동에 대한 실제 구조물의 영향을 파악할 수 있었다.

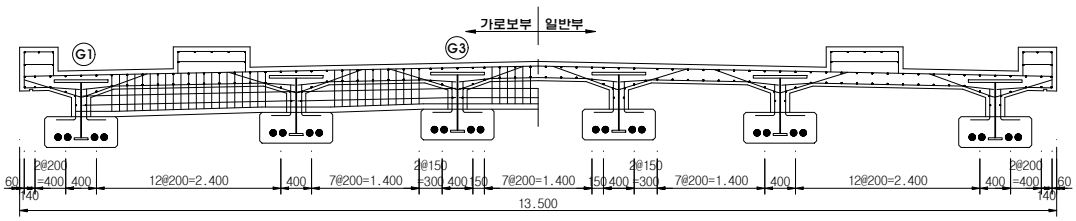


그림 2.93 아신교 중앙부 횡단면도

· 단계별 장기거동의 영향을 고려하는 방법과 도로교 설계기준에서 사용된 방법(야쓰미해법)의 결과 비교를 다음과 같이 나타내었다. 표 2.29와 표 2.30은 아신교 내측거더 중앙부를 대상으로 야쓰미 해법과 재령보정 유효계수방법에 의해 산정한 크리프계수와 건조수축율 값이다. 재령보정 유효계수방법을 적용한 경우, 거푸집 탈형으로부터 60일째 긴장하고, 20일후에 합성전 고정하중이 재하되는 프리스트레스트 합성거더의 표준공정을 적용하였다.

표 2.29 크리프 계수

하부 케이싱	AEMM				야쓰미해법			
	60일	80일	110일	20,000일	60일	80일	110일	20,000일
탈형	1.07	1.13	1.21	2.04	1.20	–	–	2.00
긴장	–	0.48	0.61	1.18				
합성전	–	–	0.51	1.13				
합성후	–	–	–	1.07				

바닥판	AEMM		야쓰미해법	
	110일	20,000일	110일	20,000일
합성전	1.24	2.58	–	2.00
합성후	–	1.63		

표 2.30 건조수축률

하부케이싱	60일	80일	110일	20,000일
AEMM	52.12	59.97	69.94	330.02
야쓰미해법	45	–	–	270

바닥판	110일	20000일
AEMM	60.24	426.25
야쓰미해법	–	270

· 표 2.24에 나타난 바와 같이, 재령보정 유효계수방법 적용시 표준공정을 도입한 경우에는 크리프계수가 야쓰미해법에 의한 값인 2.0에 인접한 값을 나타내고 있다.

표 2.31 케이싱하연 및 강재하연의 총손실응력과 총손실율

	케이싱하연		강재하연	
	최대값	최소값	최대값	최소값
시기	PS10 타설60	PS60 타설70	PS10 타설60	PS60 타설70
온도 및 습도	25°C 60%	15°C 75%	25°C 60%	15°C 75%
총 손실응력	-4.6MPa	-2.1MPa	201.9MPa	137.0MPa
총 손실율(%)	20.2%	8.9%	141.8%	106.8%

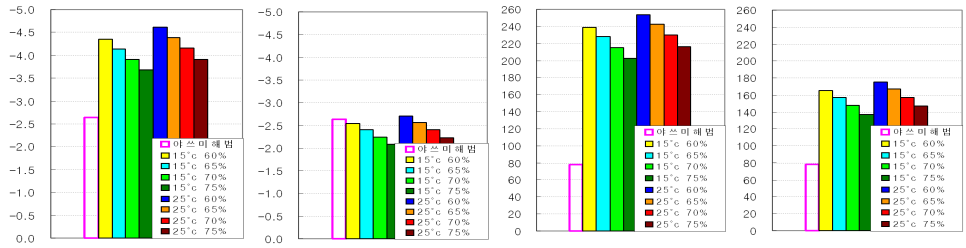


그림 2.94 총손실응력
(PS10 타설60은 PS긴장과 바닥판 타설을 거푸집 탈형으로부터 각각 10일과 60일 후에 수행하는 경우를 의미함)

· 합성거더의 장기거동을 평가하기 위하여 실제 교량을 대상으로 계측하고 모니터링한 실험결과와 건조수축과 크리프의 시간의존적 영향을 고려하는 재령보정 유효계수방법을 이용한 장기거동 해석결과를 현행 도로교 설계기준의 방법과 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다. 실제교량을 대상으로 시공단계별로 계측하고 모니터링한 장기거동 실험결과와 CEB/FIP(1990) Model Code를 적용한 방법에 의해 산정된 변형률이 동일한 경향을 나타내며 일치하는 것으로 보아 재령보정 유효계수 방법에 의한 해석이 합성거더의 시공단계별로 발생하는 여러 지속하중에 의한 장기거동의 영향을 적절히 고려하는 것으로 검증되었다.

· PS긴장시기와 타설시기 및 온도, 습도에 대한 변수 연구를 수행한 결과 케이싱하연의 경우는 전체적으로 프리스트레스 도입 직후의 장기거동 손실을 고려하지 못 하는 야쓰미 해법이 재령보정 유효계수 방법보다 2~5MPa 정도 총 손실응력(약 8~20%의 총 손실율에 해당함)을 작게 평가하고 있으나, 강재하연의 경우에는 상당히 과소평가하고 있음을 알 수 있다.

· 표준공정에 대하여 재령보정 유효계수방법을 적용하면 야쓰미 해법에 의한 크리프계수인 2.0과 거의 유사한 값이 산정된다. 표준공정을 따르는 경우 케이싱 콘크리트에서는 두 방법으로 산정한 누적응력값이 거의 일치하지만, 강재의 경우에는 손실응력을 과소 평가하는 야쓰미 해법에 의한 값이 훨씬 작게 산정되었다.

· 연구 결과를 종합해 볼 때, 표준공정이 도입될 때 뿐 아니라, 다른 공정이 도입되는 경우에도 응력손실을 과소 평가하는 야쓰미 해법을 사용하는 것보다는 재령보정 유효계수방법을 이용하여 응력손실을 산정하는 것이 더욱 타당하다고 판단된다.

· Eurocode 기준에서는 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향을 적절히 고려한다. 상하부 플랜지가 이중 합성인 부재를 제외하고, 크리프의 영향은 콘크리트의 탄성계수 비 n_L을 이용하여 고려한다. 탄성계수 비는 하중의 형태(첨자 L)에 따라 영향을 받으며 아래와 같다.

$$n_L = n_o(1+\Psi_L \Phi_t) \qquad (2.54)$$

여기서,

n_o: 단기간 하중에 대한 탄성계수비 E_a/E_{cm}

E_{cm}: 단기간 하중에 대한 콘크리트의 할선탄성계수

ϕ_t: 크리프계수 $\phi(t,t_0)$를 나타내며, 휨모멘트를 고려하는 시간의 콘크리트의 재령(t)과 하중이 작용되는 시간의 콘크리트 재령(t_0) 에 의하여 영향을 받는다.

Ψ_L: 하중의 형태에 따른 크리프 할증계수를 말하며, 지속 하중의 경우 1.1, 콘크리트 건조수축에 의한 1차 효과와 2차 효과의 경우 0.55, 그리고 프리스트레스에 의한 변형의 경우 1.5를 적용한다.

· 합성구조의 콘크리트가 여러 단계에 걸쳐서 타설되어 지속하중으로 작용하는 경우에는 크리프계수를 결정하기 위해 평균시간 t_0를 사용할 수 있다. 이러한 가정은 프리스트레싱 효과를 변형으로 부과하는 경우에도 적용할 수 있는데, 이 경우 프리스트레싱을 도입하는 시기의 콘크리트 재령은 14일을 초과해야 한다. 건조수축의 경우, 하중 적용 시기는 일반적으로 1일로 가정한다.

· 프리캐스트 슬래브 또는 전단연결재가 효력을 발생하기 전에 프리스트레싱이 도입되는 콘크리트 슬래브에 있어서 크리프 계수와 건조수축 값은 합성작용이 도입된 후부터 적용해야 한다. 시간 t_0에서 휨모멘트 분배가 크리프에 의해 심하게 변화되는 경우, 예를 들어 합성이나 비합성 경간으로 구성된 연속보 경우, 크리프의 시간 의존적인 2차 효과를 고려해야 한다. 다만, 모든 단면이 Class 1과 2로 구성된 구조의 극한한계상태에 대한 구조해석에는 이를 적용하지 않는다. 시간 의존적인 2차 효과에 대한 탄성계수비는 크리프 할증계수 Ψ_L에 0.55를 적용하여 산정한다.

· 콘크리트 플랜지의 크리프와 건조수축에 의해 야기되는 1차 효과와 2차 효과를 합당하게 고려해야 한다. 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의한 영향은 Class 1과 2의 단면을 갖는 합성부재의 피로해석을 제외한 극한한계상태 검증에서는 무시할 수 있으며, 이 경우 횡비틀림 좌굴이 발생하지 않아야한다.

· 콘크리트 슬래브에서 균열이 발생하였다고 가정된 구간에서 2차 효과를 계산할 때 건조수축에 의한 1차 효과를 무시할 수 있다. 합성기둥과 압축부재에 대하여 크리프의 영향을 고려하여야 한다. 플랜지에서 균열이 발생하지 않는 이중합성작용의 경우(즉, 프리스트레싱이 도입된 경우) 콘크리트의 건조수축과 크리프에 의한 영향은 보다 정밀한 해석을 통해 산정해야 한다. 주요 용도가 저장시설이 아니고, 변형에 의해 프리스트레스가 부과되지 않은 건물 구조에서, 합성 보의 크리프 효과는 장, 단기 하중에 대하여 콘크리트 면적 A_c를 등가 강재 단면적 A_c/n으로 대체함으로써 단순화하여 검토할 수 있다. 여기서, n은 콘크리트의 유효 탄성계수 $E_{c,eff}$를 $E_{cm}/2$로 하여 구한 공칭 탄성계수 비이다.

· 프리스트레스트 합성거더는 하부 콘크리트에 프리스트레싱(PS) 강선을 통해 압축력을

도입함으로써 하부 콘크리트의 인장저항능력을 높일 수 있는 거더 형식이다[1]. 본 연구에서는 강재 I-거더와 하부케이싱 콘크리트를 합성한 뒤 저릴렉세이션 PS 강선을 이용하여 콘크리트에 압축응력을 도입하고, 바닥판 콘크리트를 타설하여 제작되는 프리스트레스트 합성거더를 사용하였다. 특별히 강재에 거푸집을 매달아 콘크리트 타설시 그 자중이 강재에 가해지는 상태로 합성을 수행하여, 설계하중이 재하되는 단계에서는 강재와 콘크리트가 동시에 허용응력 상태에 도달할 수 있도록 효율성을 극대화시킨 형식을 사용하였다.

○ 재령보정 유효탄성계수방법을 이용한 변수해석 결과 분석

· 재령보정 유효탄성계수방법을 사용하여 시공단계별로 발생하는 여러 지속하중에 의한 장기거동 효과로 인해 유발되는 프리스트레스의 손실을 산정하고, 실제교량을 대상으로 시공단계별로 계측한 결과에 대해 야쓰미해법을 이용한 결과와 비교하고, 또한 온도, 습도, 프리스트레스 긴장시기, 바닥판 타설시기를 변수로 한 변수해석을 수행하여 유효성을 검증한 이전 연구결과를 간략하게 정리하였다.

· 크리프 및 건조수축과 같은 장기거동에 의해 프리스트레스트 콘크리트 구조물에 발생하는 압축응력의 손실은 내적평형을 고려하여 구할 수 있다. 이 때, 시간계수로 표현되는 유효 탄성계수 $\overline{E}$(Age Effective Modulus)를 이용하여 크리프, 건조수축을 계산하는 방법을 재령보정 유효탄성계수방법이라고 한다.

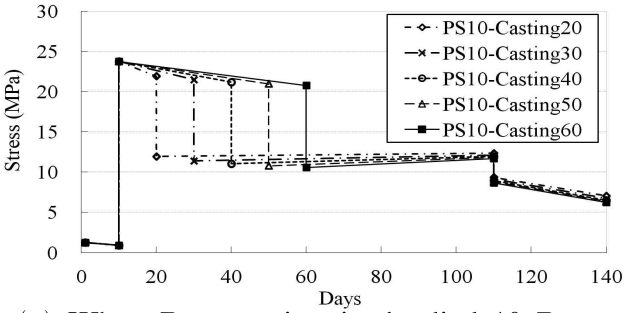
$$\overline{E} = \frac{E(t_0)}{1+\chi(t,t_0)\phi(t,t_0)} \qquad (2.55)$$

여기서, $\chi(t,t_0)$는 시간 계수(aging coefficient), $\phi(t,t_0)$는 크리프계수이다. 재령보정 유효탄성계수 방법은 CEB/FIP (1990)와 EuroCode-2 (2004)에서 합성단면편에서 응력산정 방법으로 제안하고 있다.

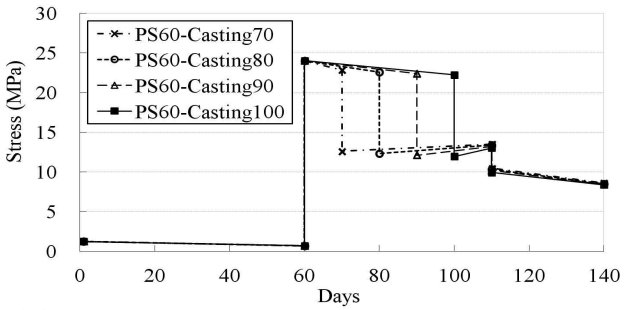
· 재령보정 유효탄성계수 방법을 다음과 같은 4가지 시공단계를 고려한다.
① 거푸집 탈형 후 프리스트레싱 강재 긴장력 도입 직전,
② 프리스트레싱 강재 긴장력 도입 후 거더를 교각에 적치하고 바닥판 콘크리트 타설을 위한 거푸집 조립이 완료되는 시점,
③ 거푸집 내에 바닥판 콘크리트를 타설한 후 양생이 종료되는 시점,
④ 바닥판 콘크리트 설계강도 발현 직후 2차 고정하중이 재하된 상태에서 최종단계까지 총 4단계에 적용한다.

· 변수해석은 27.25m인 실교량을 대상으로 하여, PS 긴장시기, 바닥판 타설시기, 온도 및 습도의 변수들을 조합하여 160가지 경우에 대해 실시하였고, 케이싱하연과 강재하연에서 총 손실응력이 가장 큰 경우(각각 그림 2.95(a),(c)와 그림 2.96(a),(c))와 가장 작은 경우(각각 그림 2.95(b),(d)와 그림 2.96(b),(d))를 PS긴장시기와 바닥판 타설시기에 따라 도시하였다. 콘크리트에 도입된 응력수준은 내·외측 거더 단부에 각각 9.65 MPa과 9.62 MPa,이고

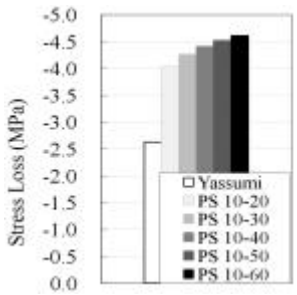
내·외측 거더 중앙부에 각각 22.68 MPa과 20.72 MPa이며, 강재비는 0.058이다.



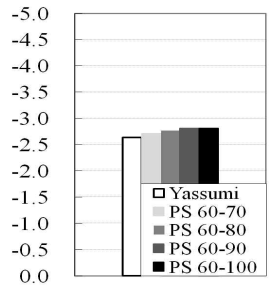
(a) When Prestressing is Applied 10 Days after Demolding (PS10)



(b) When Prestressing is Applied 60 Days after Demolding (PS60)



(c) Total Stress Losses (PS10)



(d) Total Stress Losses (PS60)

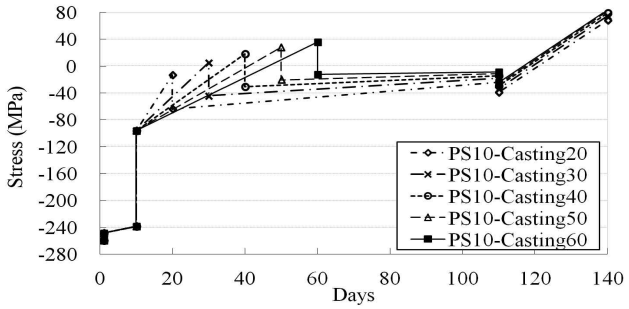
그림 2.95 Accumulated Stresses ((a),(b)) and Total Stress Losses ((c),(d)) at the Middle of Interior Girder (Casing Bottom)

· 변수해석에 사용된 변수는 표 2.32에 나타내었다. 총 160가지의 경우에 대해 변수해석을 수행하였다. 표 2.33의 PS10-Casting20(또는 PS10-20)은 거푸집 탈형으로부터 각각 10일째와 20일째(표 2.33에서는 +10 day로 표기)에 PS긴장과 바닥판 타설을 수행한 경우를 의미한다.

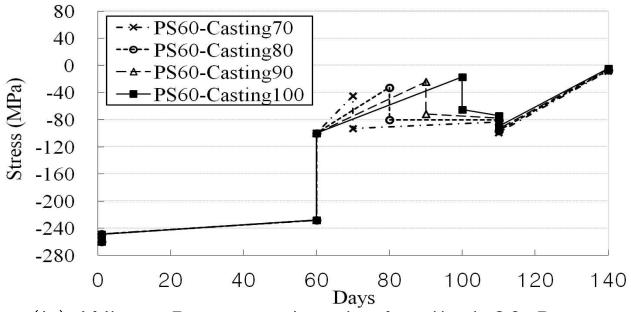
표 2.32 Variables

Time on Introduction of Prestress	Time on Casting of Deck	Temp.	Humidity
10 day	+ 10 day	15 ℃	60 %
20 day	+ 20 day	25 ℃	65 %
40 day	+ 30 day		70 %
60 day	+ 40 day		75 %
	+ 50 day		

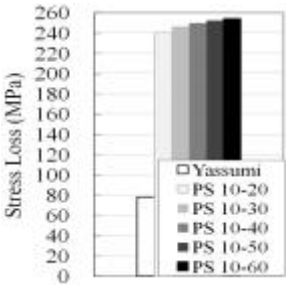
· 재령보정 유효탄성계수 방법을 이용한 해석이 프리스트레스트 합성거더의 시공단계별로 발생하는 여러 지속하중에 의한 장기거동의 영향을 적절히 고려하는 것으로 검증되었다. 총 손실응력 산정시 야쓰미해법이 재령보정 유효탄성계수 방법보다 과소평가하고 있음을 알 수 있다. 온도가 낮고 습도가 높을수록 장기거동에 의한 손실이 작게 발생된다. 그리고, 거푸집 탈형으로부터 최대한 프리스트레스의 도입을 늦추고, 프리스트레스 도입 후에는 최대한 빨리 바닥판을 타설하는 경우에 장기거동의 손실을 줄일 수 있다. 표준공정을 따르는 경우, 케이싱 콘크리트에서는 야쓰미 해법과 재령보정 유효탄성계수 방법으로 산정한 두 가지 누적응력값이 거의 일치하지만, 강재의 경우에는 야쓰미 해법에 의한 값이 훨씬 작게 산정된다. 그러므로, 표준공정이 도입될 때 뿐 아니라, 다른 공정이 도입되는 경우에도 응력손실을 과소 평가하는 야쓰미 해법을 사용하는 것보다는 재령보정 유효탄성계수방법을 이용하여 응력손실을 산정하는 것이 더욱 타당하다고 판단된다.



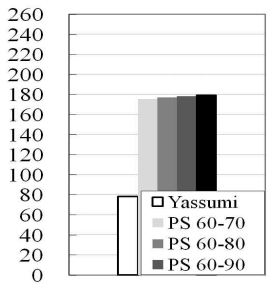
(a) When Prestressing is Applied 10 Days after Demolding (PS10)



(b) When Prestressing is Applied 60 Days after Demolding (PS60)



(c) Total Stress Losses (PS10)



(d) Total Stress Losses (PS60)

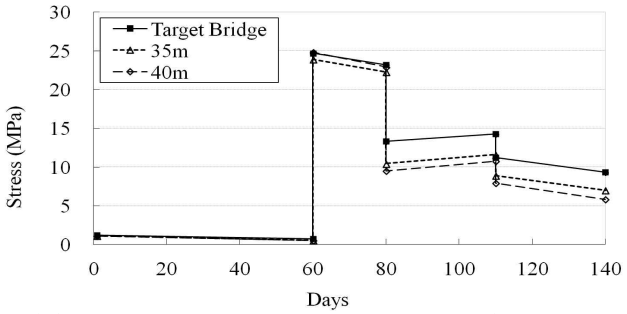
그림 2.96 Accumulated Stresses ((a),(b)) and Total Stress Losses ((c),(d)) at the Middle of Interior Girder (Bottom Surface of Steel)

· 케이싱 콘크리트의 탄성계수에 따른 단계별 누적응력을 비교해 보았다. PS긴장을 60일에 수행하고, 타설을 80일째에 수행한 표준공정을 적용하였고, 사용된 세 가지의 탄성계수 값은 ① 공시체 특성실험결과의 평균값인 30,870 MPa, ② CEB/FIP(1990) Model Code의 28일탄성계수(E_{28})인 37,485MPa, ③ 탄성 해석시에는 28일 탄성계수의 85%만 적용하라는 CEB/FIP(1990) Model Code의 규정에 따른 값인 31,862MPa과 같다. 여기서

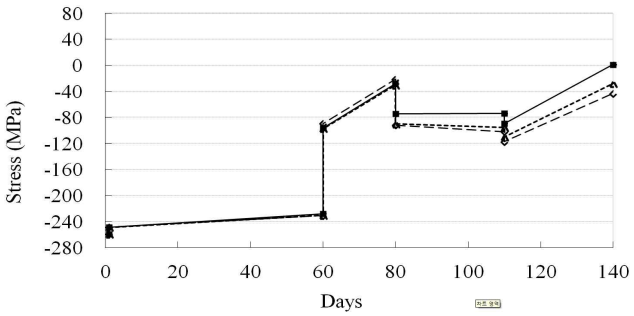
$E_{28} = E_{co}\left[(f_{ck} + \Delta f)/f_{cmo}\right]^{1/3}$
$f_{ck} = 45MPa, \Delta f = 8MPa,$
$f_{cmo} = 10MPa, E_{co} = 21500MPa.$

· 강재하연을 보면 적용하는 탄성계수가 커질수록 응력의 변동폭이 작아지는 것을 알 수 있다. 하지만, 응력의 차이가 미소하므로, 탄성계수의 차이가 응력에 미치는 영향은 그리 크지 않은 것으로 판단된다. 이에 따라, 본 연구에서는 CEB-FIP(1990) Model Code에 규

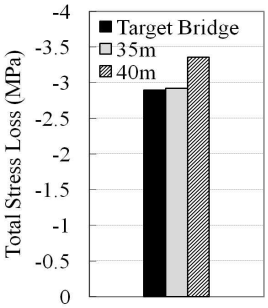
정된 값인 $E_c = 0.85E_{28} = 31{,}862MPa$ (③의 경우)을 적용하였다. 이 값은 공시체 특성실험결과의 평균값과 3%의 근소한 오차가 있다.



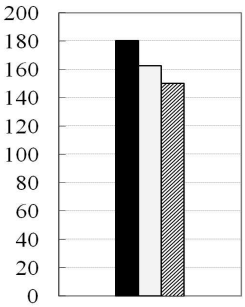
(a) At Middle of Interior Girder (Casing Bottom)



(b) At Middle of Interior Girder (Bottom Surface of Steel)



(c) At Middle of Interior Girder (Casing Bottom)



(d) At Middle of Interior Girder (Bottom Surface of Steel)

그림 2.97 Accumulated Stresses and Total Stress Losses at the Bottom of Casing and Steel Surface for Different Span Length

· 표준공정을 적용하여 슬래브 전장별로 단계별 발생응력과 손실응력을 산정하였다. 그림 2.97에 나타낸 바와 같이 슬래브전장이 길어질수록 케이싱콘크리트의 단면적이 커지므로 장기거동에 의한 인장의 손실응력(-)이 증가하는 것을 알 수 있다. 도시된 값들은 각각 내측중앙부 케이싱하연(그림 2.97(a),(c))와 내측중앙부 강재하연(그림 2.97(b),(d))에서의 발생응력과 총 손실응력값이다.

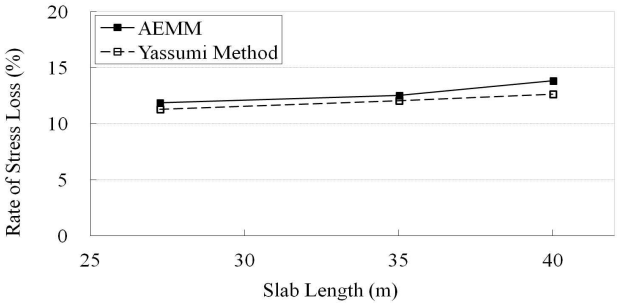
· 케이싱하연에서의 슬래브 전장별 손실율을 그림 2.98에 도시하였다. 그림. 2.98(a)의 왼쪽으로부터 첫 번째 표식이 27.25m의 실교량을 나타내고, 두 번째, 세 번째 표식이 각각 35m 표준교와 40m 표준교를 나타낸다. 이전 연구에서 밝혀진 것과 마찬가지로 야쓰미 해법이 프리스트레스의 손실에 대해 과소평가함을 알 수 있으며, 또한, 표준공정을 적용하였기 때문에 두 가지 해석법으로 산정된 손실율의 차이가 그리 크지 않은 것을 알 수 있다. 주목할 만한 사항은 손실율의 분포가 선형이라는 사실로, 만일 합성거더의 슬래브 전장이 27.25.m와 40m 사이라면 그러한 합성거더교의 손실율에 대해서는 선형보간법(linear interpolation)에 의하여 손실율을 유추해 낼 수 있을 것으로 판단된다.

강성비에 따른 슬래브 전장별 손실율을 나타내었다. 강성비 α는 다음의 식으로 산출하였다.

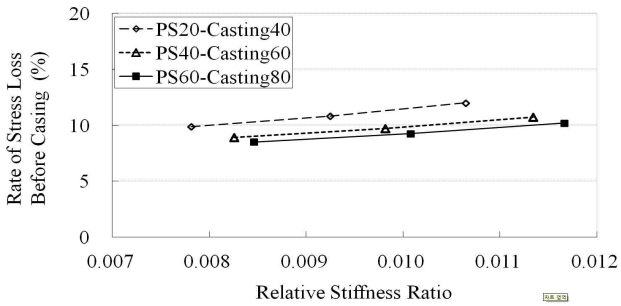
$$\alpha = \frac{A_a I_a}{A_v I_v} \qquad (2.56)$$

여기서, A_a, I_a는 각각 거더와 PS강선의 면적 및 단면2차모멘트이고, A_v, I_v는 각각 거더, PS강선과 콘크리트에 대한 면적 및 단면2차모멘트이다.

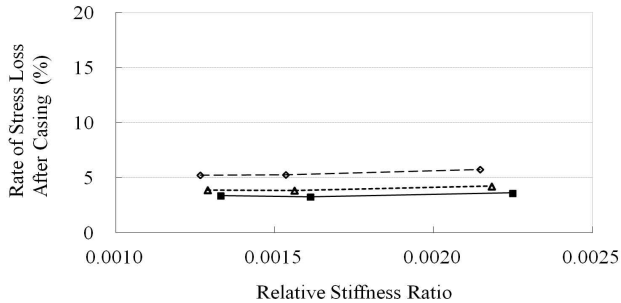
· 식 (2.56)에 나타내듯이 단면의 강성비를 전체단면의 강성에 대한 강재단면의 강성의 비율로 정의하고, 여러 가지의 서로 다른 시공단계를 함께 고려하여 각각에 대한 타설전 손실율 (그림 2.98(b)), 타설후 손실율(그림 2.98(c)) 그리고 총손실율(그림 2.98(d))을 각각 도시하였다. 여기서, 타설전 손실율과 타설후 손실율을 합하면 총손실율이 된다. 슬래브 전장에 따른 손실율의 경우와 마찬가지로 상대강성비에 대한 손실율 또한 전체적으로 선형분포를 하는 것으로 보아 손실율과 단면강성비가 정비례관계에 있음을 알 수 있다.



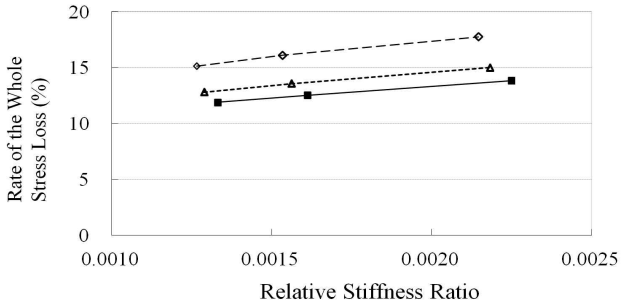
(a) At Middle of Interior Girder (Casing Bottom)



(b) Rate of Stress Loss Before Casting (Casing Bottom)

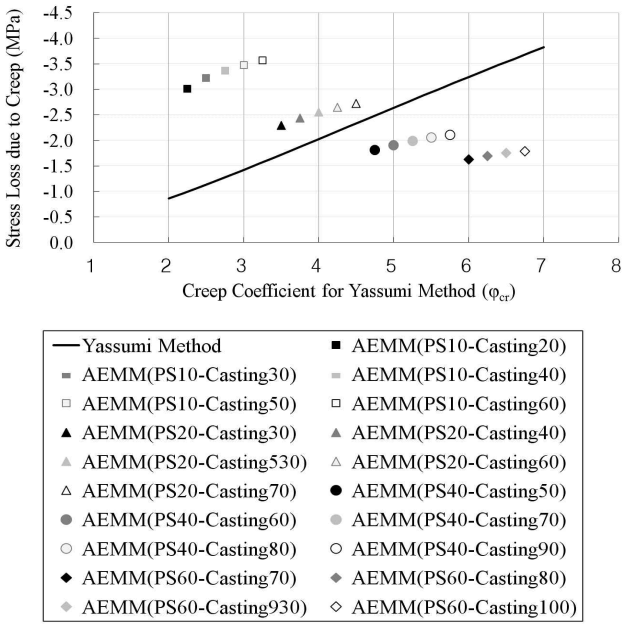


(c) Rate of Stress Loss After Casting (Casing Bottom)

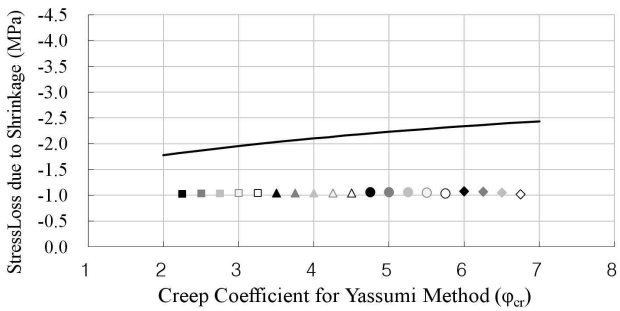


(d) Rate of the Whole Stress Loss (Casing Bottom)

그림 2.98 Rate of Stress Loss with respect to Slab Length and Relative Stiffness Ratio According to Various Construction Sequences



(a) Stress Loss due to Creep (Target Bridge)



(b) Stress Loss due to Shrinkage (Target Bridge)

그림 2.99 Stress Loss due to Creep and Shrinkage for the Target Bridge

· 프리스트레스트 합성거더의 장기거동 평가 시 재령에 따라 변하는 역학적인 성질을 실제 구조물의 거동과 동일하게 적용하려면 재령보정 유효탄성계수 방법을 이용하여 해석하는 것이 합당하나, 복잡한 알고리즘으로 인하여 실무에서는 야쓰미 해법을 이용하여 장기거동을 해석하는 것이 일반적이다. 이러한 이유로 이 연구에서는 야쓰미 해법에 의한 장기거동 해석 시 크리프계수의 보정을 통하여 야쓰미 해법의 시간이력을 고려하지 못하는 단점을 보완하는 방법을 제시하고자 한다. 야쓰미 해법의 크리프계수 보정은 재령보정 유효탄성계수 방법에 의하여 여러 시공단계별 재령일수에 따른 변수해석을 통하여 도출한 데이터를 근거로 수행하였다.

· 슬래브 전장이 27.25m인 실교량을 대상으로 야쓰미 해법을 이용하여 장기거동을 해석할 때, 콘크리트의 재령변화에 따른 시간이력에 대한 고려를 하려면 재령보정 유효탄성계수 방법에 의한 손실응력을 산정하고 이와 동일한 손실응력을 발생시키는 크리프계수를 산출하여 야쓰미 해법에 적용하는 것이 합리적이다. 구체적인 방법을 재령보정 유효탄성계수

방법과 야쓰미 해법에 대하여 시공단계별 공정일수에 따른 크리프에 의한 장기거동의 손실을 나타낸 그림 2.99 (a)를 이용하여 설명하면 다음과 같다.

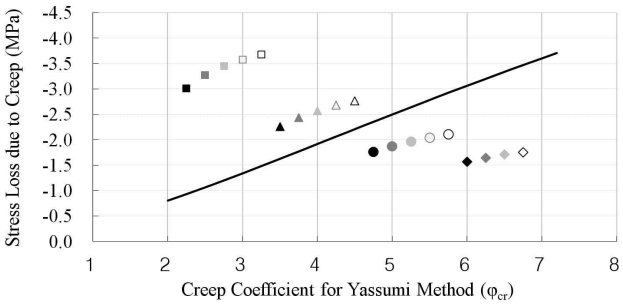
· 예를 들어, 거푸집 탈형으로부터 60일후에 프리스트레스를 도입하고 20일 후에 바닥판을 타설하는 표준공정 적용시에 야쓰미 해법을 이용하여 크리프계수를 산출한다면 적당한 크리프계수는 얼마인지 산정하는 방법을 그림 2.99(a)를 이용하여 알아보자. 그래프 상에서 AEMM (PS60-Casting80)을 나타내는 다이아몬드 모양의 표식에서부터 X축과 평행한 선을 긋고 이 선과 실선으로 표시된 야쓰미 해법을 나타내는 실선과의 교점을 찾는다. 이 교점은 상기한 공정에 대하여 야쓰미 해법에 의한 손실응력과 재령보정 유효탄성계수 방법에 의한 손실응력이 동일해지는 크리프 계수값을 표시한다. 즉, Y축상에서 손실응력 -1.7 MPa을 기준으로 크리프계수 3.4를 적용하면 야쓰미 해법을 이용하는 경우에도 시간이력을 고려한 재령보정 유효탄성계수 방법과 동일한 장기거동 해석결과를 얻을 수 있게 된다.

· 재령보정 유효탄성계수 방법을 이용하면 여러 가지 다른 조건의 시공단계에 대해서 건조수축에 의한 손실응력의 크기는 대동소이함을 알 수 있다. 또한 그래프상에서 야쓰미 해법을 나타내는 실선의 기울기가 그림 2.99(a)와 비교하여 확연히 작아진 것을 확인할 수 있는데, 이는 건조수축에 의한 장기거동 손실은 크리프계수에 따른 영향이 거의 없다는 것을 의미한다. 이러한 사실은 식 (2.57)에서 알 수 있듯이 콘크리트의 건조수축에 의한 응력을 계산할 때의 크리프계수(ϕ_{sh})는 콘크리트의 크리프에 의한 응력을 계산할 때의 크리프계수(ϕ_{cr})의 2배를 사용하기 때문이다.

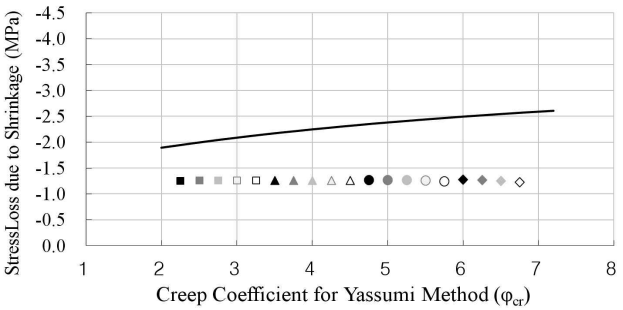
$$\phi_{sh} = 2\phi_{cr} \qquad (2.57)$$

· 그림 2.99(b)는 또한 야쓰미 해법이 건조수축에 의한 손실을 재령보정 유효탄성계수 방법에 비해 과대평가하고 있음을 보여준다. 따라서, 야쓰미 해법을 이용하여 건조수축에 대한 손실을 평가할 때에는 재령보정 유효탄성계수 방법에서 산정한 손실응력과 제일 적은 차이를 보이는 최소 크리프계수값인 2.0을 사용하는 것이 가장 적절할 것으로 판단된다.

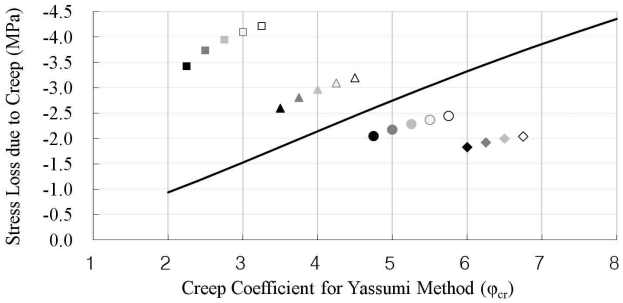
· 슬래브 전장이 35m와 40m인 표준교에 대해서도 동일한 그래프를 그리면 각각 그림 2.100(a),(b)와 (c),(d)와 같다. 35m와 40m의 표준교도 야쓰미 해법을 이용하여 장기거동을 해석할 때, 콘크리트의 재령변화에 따른 시간이력에 대한 고려를 하려면 그림 2.100을 이용하여 동일한 방법으로 크리프계수를 적용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.
만일, 대상 합성거더의 슬래브전장 길이가 실측된 대상교량(27.75m)보다는 길고 40m 표준교보다는 짧은 경우라면 선형보간(linear interpolation)을 이용하면 콘크리트의 재령변화에 따른 시간이력을 고려하되 야쓰미 해법을 이용하여 크리프계수값을 산정할 수 있다. 이는 슬래브 전장에 대하여 응력손실율이 선형으로 변화할 뿐 아니라, 상대강성비에 대해서도 타설전 손실율, 타설후 손실율, 총 손실율 모두 선형분포를 보이기 때문이다.



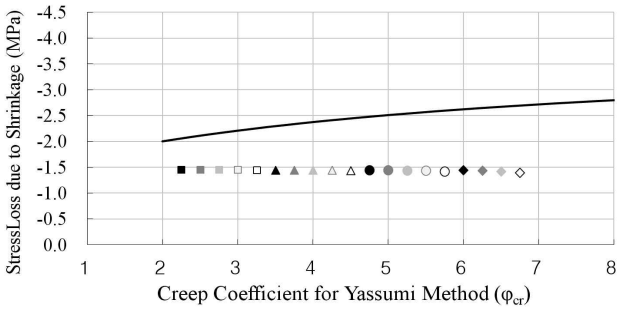
(a) Stress Loss due to Creep (35m Standard Bridge)



(b) Stress Loss due to Shrinkage (35m Standard Bridge)



(c) Stress Loss due to Creep (40m Standard Bridge)



(d) Stress Loss due to Shrinkage (40m Standard Bridge)

그림 2.100 Stress Loss due to Creep and Shrinkage for the 30m and 40m Standard Bridges

6) 연속보의 사용성과 소성 거동

○ 균열폭

· 합성휨 부재는 강도, 강성 증가와 같은 많은 장점이 있으나 그림 2.101과 같이 부모멘트부의 상부 콘크리트 바닥판에 균열이 발생할 가능성이 크다는 단점이 있다.

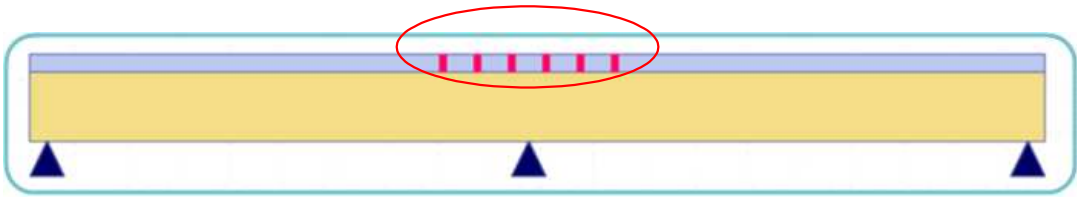


그림 2.101 부모멘트부 상부 콘크리트 바닥판 균열

· 부모멘트부 상부 콘크리트의 균열 발생을 억제하기 위해 프리스트레스를 도입하는 등의 여러 가지 방안이 강구되었지만, 프리스트레스의 손실로 인하여 경제적이지 않게 되어, 균열을 허용하되 균열폭을 허용한계 이하로 억제하는 방향으로 설계가 이뤄지고 있다.

· 균열폭을 제어하기 위한 기본적인 방안은 철근직경과 철근간격에 대한 규정을 정하는 것이다. 균열폭 계산을 위한 철근 콘크리트 모델은 철근에서의 전단응력-슬립의 관계를 제외하고는 인장을 받는 철근 콘크리트 부재의 탄성 거동에 근거를 두고 만들어져 있다. Eurocode의 경우 합성구조에 적용되는 균열폭 규정은 주로 콘크리트 구조의 규정인 Eurocode-2(1998)에 제시된 규정에 근거를 두고 있고, 이 규정을 바탕으로 합성보에 적용되도록 유도되었다.

· 표 2.33에서는 CEB-FIP(1990) Code의 β와 τ_{bk}값을 초기균열과 안정화된 균열로 나누어 기술하였고, 표 2.34는 설계기준별 균열폭 계산법 비교에 대해 기술하였다.

표 2.33 CEB-FIP(1990)의 β와 τ_{bk}

β와 τ_{bk}	초기균열(single crack)		안정화된 균열	
	β	τ_{bk}	β	τ_{bk}
단기거동, 일회성 하중	0.6	$1.8\ f_{ctm(t)}$	0.6	$1.8\ f_{ctm(t)}$
장기거동, 반복하중	0.6	$1.35\ f_{ctm(t)}$	0.38	$1.8\ f_{ctm(t)}$

표 2.34 설계기준별 균열폭 산정식 비교

	도로교설계기준	CEB-FIP (1990)	Eurocode 2 (1992)
균열폭 산정식	$\omega_{\max} = 1.08\ \beta_c f_s \sqrt[3]{d_c A}\ (10^{-5} mm)$ 여기서, $\omega_{\max}$는 최대균열폭	$\omega_k = l_{s,\max}(\epsilon_{s2} - \beta\epsilon_{sr2} - \epsilon_{cs})$ 여기서, ω_k는 설계균열폭 $l_{s,\max} = \frac{\sigma_{s2}\phi_s}{2\tau_{bk}(1+\alpha\rho_{s,ef})}$ 만약, $\rho_{s,ef}\sigma_{s2} < f_{ctm(t)}(1+\alpha_e\rho_{s,ef})$ $l_{s,\max} = \frac{\phi_s}{3.6\ \rho_{s,ef}}$ 만약, $\rho_{s,ef}\sigma_{s2} > f_{ctm(t)}(1+\alpha_e\rho_{s,ef})$ *주의: β와 τ_{bk}의 값은 초기균열과 안정화된 균열에 대하여 다음의 표1.4.2의 값을 갖는다.	$\omega_k = \beta S_{rm}\epsilon_{rm}$ ($\omega_k \le 0.3\ mm$) 여기서, ω_k는 설계균열폭 $\epsilon_{rm} = \frac{\sigma_s}{E_s}(1 - \beta_1\beta_2(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s})^2)$ $\sigma_s = \sigma_{se} + \frac{0.4 f_{ctm} A_{ct}}{\alpha A_s}$ $\alpha = \frac{AI}{A_a I_a}$ $S_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r}$ $k_2 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2\epsilon_1}$

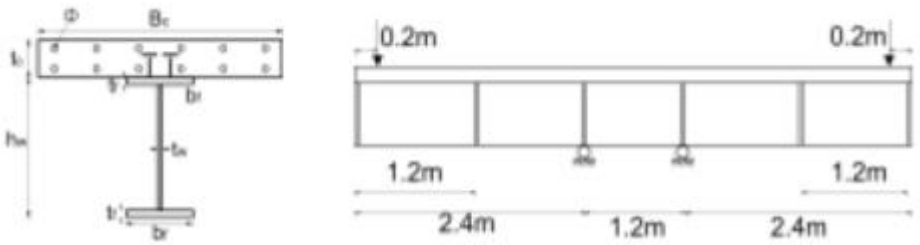


그림 2.102 합성거더의 단면형상

· 그림 2.102와 같은 단면형상을 갖는 합성거더를 이용하여 각 규정별 단면 해석을 통해 균열폭 및 균열간격을 산정한다.

· 규정별 균열폭 및 균열간격에 대한 해석 결과를 정리하면 표 2.35와 같고 도로교 설계기준은 ACI 318-99와 동일하다. 도로교설계기준을 적용하여 얻은 균열폭은 CEB-FIP(1990)의 규정치보다는 크고, Eurocode 2의 규정치보다는 작다는 것을 알 수 있

다. 평균 균열간격은 철근비가 증가할수록 감소하는 경향을 보인다.

표 2.35 합성거더의 단면재원 및 재료성질

종류	B_c (mm)	t_c (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	h_w (mm)	t_w (mm)	ρ (%)	ϕ (mm)
a1	1000	140	200	16	468	8	1.14	13
a2	1000	140	220	12	476	8	1.72	16
a3	1000	140	240	10	480	8	2.43	19

f_{28} (MPa)	f_{cbw} (MPa)	f_y (MPa)	E_c (MPa)	E_s (MPa)	n
30.24	2.93	400	28332	2×105	7

표 2.36 합성거더의 균열폭 및 균열간격

종류	규정	균열간격	균열폭
a1	CEB-FIP(90)	228.31	0.012
	EUROCODE	232.00	0.348
	ACI(99)	-	0.180
a2	CEB-FIP(90)	258.39	0.137
	EUROCODE	195.72	0.303
	ACI(99)	-	0.182
a3	CEB-FIP(90)	219.19	0.014
	EUROCODE	169.84	0.270
	ACI(99)	-	0.183

· Eurocode에서는 균열폭의 제한을 위해 EN 1992-1-1, 7.3.1(1)-(9)의 일반적 고려사항이 합성 구조물에 적용된다. 균열폭의 제한은 EN 1992-1-1, 4의 노출 등급에 의존한다. 균열폭 예측식은 EN 1992-1-1, 7.3.4에서 얻을 수 있으며, 여기에서 응력 σ_s는 인장 증강의 영향을 고려해서 계산해야 한다. 더 정밀한 방법이 사용되지 않을 경우 σ_s는 7.4.3(3)에 의해 계산될 수 있다. 간편하고 보수적인 대안으로, 7.4.2에 정의된 최소 철근 및 7.4.3에 정의된 한계를 넘지 않는 철근 간격 및 직경을 확보함으로써 균열폭을 허용폭 이내로 제한할 수 있다. 비록 슬래브가 연속이지만 건물 보가 단순보로 설계되고 균열폭 제어가 중요하지 않은 경우 6.1.2에 따라 콘크리트 슬래브의 유효폭 내에 배근되는 종방향 철근은 다음보다 작아서는 안된다.

- 동바리가 있는 경우 콘크리트 면적의 0.4%
- 동바리가 없는 경우 콘크리트 면적의 0.2%

· 단순보로 설계된 보의 철근은 내부 지점의 양쪽으로 0.25L 이상, 캔틸레버에 인접하여 0.5L 이상 연장되어야 하며, 여기에서 L은 각각 관련된 경간 또는 캔틸레버의 길이이다. 강재 박판은 고려하지 않아야 한다. 철근의 최대 간격은 합성 슬래브의 경우 9.2.1(5)를 따르고, 콘크리트 플랜지의 경우 EN 1992-1-1, 9.3.1.1(3)에 따라야 한다.

· 최소 철근 산정시 EN 1992-1-1, 7.3.2(1)에 따른 더 정밀한 방법이 사용되지 않을 경우, 텐던에 의한 프리스트레싱이 없고 변위의 구속(예를 들어 건조수축에 의한 1차 및 2차 영

향)에 의한 큰 인장을 받는 단면에서 하중의 영향이 추가적으로 있건 없건 합성 보의 슬래브에 대한 최소 철근 단면적 A_s는 다음과 같다.

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \qquad (2.58)$$

여기서,

$f_{ct,eff}$: 균열이 최초로 발생할 것으로 예상되는 시점에서 유효한 콘크리트 단면의 인강도의 평균값. $f_{ct,eff}$ 값은 균열이 발생할 것으로 예상되는 시점의 강도를 등급으로 고려하되 EN 1992-1-1, 표 3.1을 참조하여 f_{ctm}으로 볼 수도 있고, 표 11.3.1을 참조하여 f_{lctm}으로 볼 수도 있다. 균열 발생 시점의 콘크리트 재령이 28일보다 작다고 보기 어려울 때 3 N/mm2의 최소 인장강도가 사용될 수 있다.

k : 일정하지 않은 자기평형(self-equilibrating) 응력의 영향을 고려하는 계수로서 0.8을 사용할 수 있다.

k_s : 초기 균열이나 전단 연결의 국부 슬립에 의한 콘크리트 슬래브 축력의 감소의 영향을 고려하는 계수로서 0.9를 사용할 수 있다.

k_c : 균열 직전 단면의 응력 분포를 고려하는 계수로서 다음과 같다.

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)} + 0.3 \quad \le 1.0 \qquad (2.59)$$

여기서,

h_c : 헌치나 리브를 제외한 콘크리트 플랜지의 두께

z_0 : 균열이 발생하지 않는 콘크리트 플랜지 도심과 합성 단면 도심 사이의 수직거리로서 단기 하중에 대한 탄성계수비 n_0를 사용하여 구한다.

σ_s : 균열 직후 철근에서 허용되는 최대 응력. 이는 특성 항복강도 f_{sk}로 취할 수 있다. 그러나, 요구되는 균열폭을 만족시키기 위해 철근 직경에 의존하는 더 낮은 값이 필요할 수도 있다.

A_{ct} : (하중이나 건조수축의 1차 영향에 의한) 단면의 균열 직전 인장 구역의 단면적. 간략하게 유효폭 내의 콘크리트 단면적을 사용할 수도 있다.

· 최소 철근에 대한 최대 철근 직경은 다음과 같은 ϕ값에 따라 수정될 수 있다.

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \qquad (2.60)$$

여기서,

ϕ^* : 표 2.37에 주어진 최대 철근 직경

$f_{ct,0}$: 2.9 N/mm2의 기준 강도

표 2.37 이형 철근에 대한 최대 철근 직경

철근 응력 σ_s (N/mm^2)	설계 균열폭 w_k에 대한 최대 철근 직경 ϕ^* (mm)		
	$w_k = 0.4mm$	$w_k = 0.3mm$	$w_k = 0.2mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

· 적어도 요구되는 최소 철근의 반은 슬래브의 중간 높이와 더 큰 인장 변형률이 발생하는 면 사이에 배근해야 한다. 보 길이 방향에 직각으로 변화하는 두께를 가진 콘크리트 플랜지의 최소 철근을 결정하기 위해서는 국부 두께가 사용되어야 한다. 건물에서의 특성 하중조합에 대해 앞의 두 경우에 의한 최소 철근은 응력이 인장인 곳에 배근되어야 한다. 건물에서 H형 강재의 웨브를 감싼 콘크리트에 대한 최소 하부 종방향 철근은 k_c를 0.6으로, k를 0.8로 두고 식 (2.58)에 따라 결정되어야 한다.

· 하중에 의한 균열 제어시 적어도 7.4.2에 의한 최소 철근이 제공되었을 경우, 일반적으로 철근 간격과 직경을 제한함으로써 균열폭을 허용치로 제한할 수 있다. 최대 철근 직경과 최대 철근 간격은 철근 응력 σ_s나 설계 균열폭에 의존한다. 최대 철근 직경은 표 2.37에, 최대 철근 간격은 표 2.38에 주어져 있다.

표 2.38 이형 철근에 대한 최대 철근 간격

철근 응력 σ_s (N/mm^2)	설계 균열폭 w_k 에 대한 최대 철근 간격 (mm)		
	$w_k = 0.4mm$	$w_k = 0.3mm$	$w_k = 0.2mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

· 내력은 콘크리트 균열의 영향을 고려하여 탄성 해석에 의해 결정되어야 한다. 철근 응력은 균열 사이에서 콘크리트의 인장 증강의 영향을 고려하여 결정되어야 한다. 균열이 발생했으며 텐던에 의한 프리스트레싱이 없다고 가정된 콘크리트 슬래브가 있는 합성 보에서 철근 응력은 콘크리트를 무시한 합성 단면에 근거한 응력과 비교할 때 균열 사이의 콘크리트 인장 증강의 영향에 의해 증가한다. 하중에 의한 철근 인장응력 σ_s는 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (2.61)$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{\alpha_{st}\rho_s} \quad (2.62)$$

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \quad (2.63)$$

여기서,

$\sigma_{s,0}$: 합성 단면에 작용하는 내력에 의해 발생하는 철근 응력으로 인장측 콘크리트를 무시하고 계산한다.

f_{ctm} : 콘크리트의 평균 인장 강도로서, 일반 콘크리트의 경우 EN 1992-1-1, Table 3.1를 참조하여 f_{ctm}으로 볼 수도 있고, 경량 콘크리트의 경우 Table 11.3.1을 참조하여 f_{lctm}으로 볼 수도 있다.

ρ_s : 철근비. $\rho_s = (A_s / A_{ct})$

A_{ct}: 인장 구역내의 콘크리트 플랜지의 유효 단면적. 간략하게 유효폭 내의 콘크리트 단면적을 사용할 수 있다.

A_s : 유효 단면적 A_{ct} 내의 모든 종방향 철근 층의 총단면적

A, I : 인장측 콘크리트와 강재 박판을 무시한 유효 합성 단면의 단면적 및 단면2차모멘트

A_a, I_a: 구조용 강재 단면에 대응되는 단면적 및 단면2차모멘트

· 텐던에 의한 프리스트레싱이 없는 건물에서 σ_s를 결정하기 위해 일반적으로 준영구적 하중 조합이 사용되어야 한다.

○ 연속합성보의 소성 거동 및 해석방법

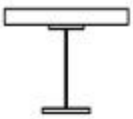
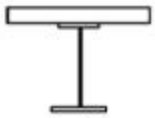
· Eurocode 4의 경우 연속 합성보에 대하여 다음과 같은 두 가지 해석 방법을 제시하고 있다. 참고로 내측 지점부 단면이 3 또는 4등급이고 인접한 경간 사이의 비가 0.6 미만일 때 탄성해석 시 정모멘트부의 설계모멘트는 소성모멘트(완전합성 가정)의 90%를 초과할 수 없다.

· 내측지점 인장부 단면의 균열을 무시하고 해석을 수행하고(비균열해석), 해석 결과에 따라 필요시 균열을 고려한 해석(균열해석)을 수행한다. 비균열해석 시 모든 단면의 강성은 $E_a I_1$ 을 적용한다. 여기서 E_a는 강재의 탄성계수, I_1은 인장부 콘크리트 단면을 고려한 강재의 등가단면이차모멘트를 의미한다. 균열해석은 내측 지점의 단면 상부와 같이 콘크리트에 인장이 발생하는 구역에서 최외측 콘크리트의 인장응력이 f_{ctm} 또는 f_{lctm}의 2배를 초과하는 경우 이러한 인장 영역한 강성을 $E_a I_2$로 적용하여 재해석하는 것을 의미한다. 이러한 강성 분포는 극한한계상태나 사용한계상태에서 적용이 가능하다. 여기서 I_2는 인장부 콘크리트 단면을 무시하고 철근만을 고려한 강재의 등가단면이차모멘트; f_{ctm}은 콘크리트의 축방향 평균인장강도 ; f_{lctm}은 경량콘크리트의 축방향 평균인장강도를 의미한다.

· 강재 단면 상부에 RC 콘크리트 플랜지가 있는 연속 합성보에 대하여 인접한 경간 길이의 비가 0.6 이상일 경우 간략해석이 가능하다. 간략해석은 내측 지점을 기준으로 좌우 경간 길이의 15%에 해당하는 상부 콘크리트의 강성을 $E_a I_2$로 하고 나머지 부분을 $E_a I_1$으로 한다.

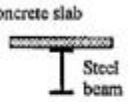
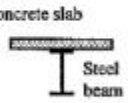
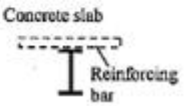
· 철도설계기준 및 도로교설계기준의 경우 합성 단면 해석 시 내측 지점 상부 콘크리트에 발생하는 인장구간에 대하여 단면의 고려 방법을 다음 표와 같이 설계자가 선택하도록 되어 있으며, 별도의 특별한 해석 방법을 제시하고 있지 않다.

표 2.39 철도설계기준 및 도로교설계기준의 단면의 고려 방법

휨모멘트의 종류	합성작용의 취급	적용
정	바닥판 콘크리트를 주거더 단면의 일부로 본다.	
부	1. 인장응력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 유효로 하는 경우. 바닥판의 콘크리트를 주거더 단면의 일부로 본다.	
	2. 인장응력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하는 경우. 바닥판 내의 교축방향 철근만을 주거더 단면의 일부로 본다.	

· 강구조설계기준 및 AISC의 경우 단순히 인장구간에 해당하는 콘크리트 단면을 무시하는 것으로 해석할 것을 제시하고 있다. 참고로 철근의 경우는 강성을 인정하고 있다.
· JSCE의 경우 철도설계기준 및 도로교설계기준과 마찬가지로 설계자가 선택하도록 되어 있으며, 별도의 특별한 해석 방법을 제시하고 있지 않다.

표 2.40 보와 슬래브의 합성작용에서 슬래브의 역할

Sign of bending moment	Role of the slab in the composite action with beam		Figure showing composite action
Positive	The concrete of the floor slab is assumed to be a part of beam.		
Negative	The tensile stress can be taken by the floor slab of concrete.	The floor slab concrete can be considered as a part of the beam.	
	The floor slab concrete is not capable to take the tensile stress developed in the slab.	The longitudinal reinforcement of the slab can be considered as a part of beam.	

· AASHTO는 내측거더에서의 모멘트재분배를 부록B에서 다루고 있으며 복부, 플랜지 등에 대한 조건을 제시하고 이를 만족할 경우 다음과 같이 재분배모멘트를 산정한다.

- 사용한계상태

$$M_{rd} = |M_e| - M_{pe} \qquad (2.64)$$

여기서

$0 \le M_{rd} \le 0.2|M_e|$

M_{pe} : 유효휨소성부모멘트(negative flexure effective plastic moment)

M_e : Service II 하중에 의하여 내측단면에 발생하는 임계 탄성모멘트 영역값(critical elastic moment envelop value)

- 강도한계상태

$$M_{rd} = |M_e| + \frac{1}{3} f_l S_{xc} - \phi_f M_{pe} \text{ 또는 } M_{rd} = |M_e| + \frac{1}{3} f_l S_{xt} - \phi_f M_{pe} \text{ 중 큰 값} \qquad (2.65)$$

여기서

$0 \le M_{rd} \le 0.2|M_e|$

f_l : 플랜지의 횡방향휨응력

ϕ_f : 휨강도계수

S_{xc} : 압축플랜지의 단면의 주축에 대한 탄성단면계수

S_{tc} : 인장플랜지의 단면의 주축에 대한 탄성단면계수

· AISC의 경우 합성단면의 공칭응력을 소성응력분포법(plastic stress distribution method) 또는 변형률적합법(strain compatibility method)으로 산정하도록 하고 있다.

· 소성응력분포법은 합성단면을 구성하는 강재의 인장이나 압축부가 항복응력에 도달하고 콘크리트 압축부가 압축이나 휨에 의해 0.85에 도달하였다고 가정하고 공칭강도를 결정한

다. 콘크리트가 충전된 원형중공단면(Round Hollow Structural Section)의 경우 콘크리트 구속효과를 고려하여 압축 또는 휨을 받는 콘크리트의 압축응력은 0.95까지 허용된다.

· 변형률적합법은 압축에 의한 콘크리트의 최대변형률을 0.003 in/in(mm/mm)로 고려하고 합성단면의 변형률 분포를 선형으로 가정한다. 강재와 콘크리트의 응력-변형률 관계는 실험이나 유사한 재료에 대한 연구 결과를 이용하여 결정한다. 이 방법은 불규칙단면(irregular section)이나 강재가 탄소성 거동을 하지 않을 경우에 적용한다. 강재가 콘크리트에 매립된 단면(encased member)에 대한 변형률적합법의 일반적인 적용 지침(guideliine)은 AISC Design Guide 6 이나 ACI 318에 제시되어 있다.

○ 소성휨강도

· 유로코드에서는 단면 등급 1 및 2와 프리스트레스트 부재의 경우 합성부재의 휨강도는 강성-소성 이론(rigid-plastic theory)을 이용하여 결정한다. 휨저항에 대한 탄성해석과 비선형이론은 모든 부재 등급에 대하여 적용이 가능하다. 탄성해석과 비선형이론의 경우 축방향 설계전단력의 적절한 분포를 고려하여 전단연결재와 횡철근이 6.6절(전단연결재의 설계)에 따라 설계되었다면 합성단면이 변형후에도 평면을 유지한다고 가정할 수 있다. 콘크리트의 인장강도는 무시하며, 곡선 강재가 사용된 경우 곡률의 영향을 고려해야 한다.

· 합성단면의 소성저항모멘트($M_{pl.Rd}$)의 계산시 다음과 같은 가정이 적용된다.

- 강재와 철근 및 콘크리트 간은 완전 상호작용(full interaction) 한다.
- 구조강재의 유효단면은 인장 또는 압축에서 설계인장응력(f_{yd})까지 응력이 작용한다.
- 축방향 철근(주철근)은 인장과 압축에서 설계인장응력(f_{sd})까지 응력이 작용한다. 이외의 경우 콘크리트 슬래브에서 압축을 받는 철근은 무시할 수 있다.
- 압축부 콘크리트의 유효단면은 $0.85f_{cd}$까지 저항하며, 소성중립축과 콘크리트 압축부 연단 사이의 응력은 등분포한다고 가정한다. 여기서 f_{cd}는 콘크리트의 설계압축강도이다.
- 통상적인 소성응력분포는 다음 그림과 같다.

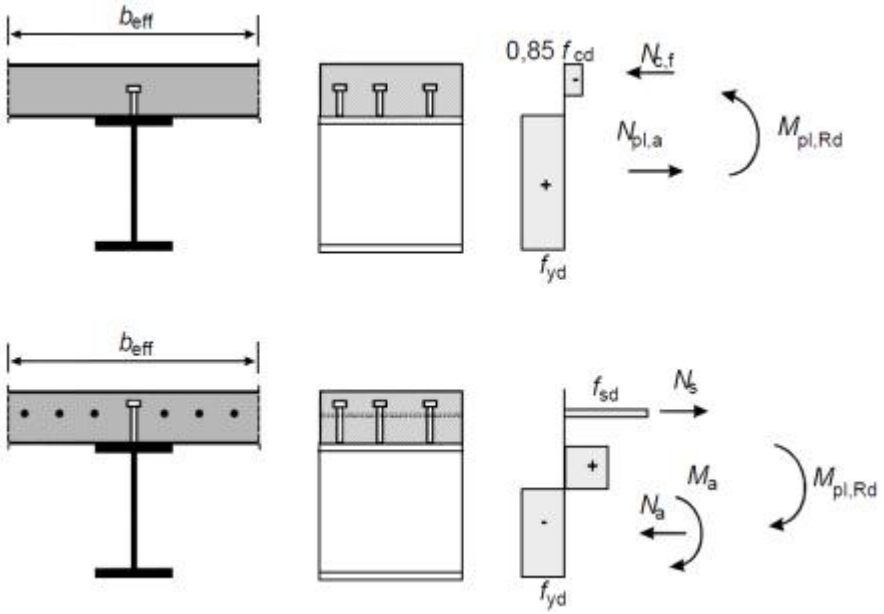


그림 2.103 중실 슬래브를 갖는 완전 합성보의 정모멘트 및 부모멘트에 대한 소성응력분포의 예

· S420(f_{yd}=420MPa) 및 S460(f_{yd}=460MPa) 강재의 경우 소성중립축과 콘크리트 압축부 연단 사이의 거리(x_{pl})와 부재 총높이(h) 사이의 관계가 $0.15 \leq x_{pl}/h \leq 0.4$일 경우 설계저항모멘트는 $\beta M_{pl,Rd}$로 계산하여야 한다. 여기서 β는 아래 그림과 같은 저감계수이다.

- 소성이론이 사용될 경우 인장을 받는 철근은 5.5.1(5)(인장철근에 대한 규정)에 따라 설계되어야 한다.

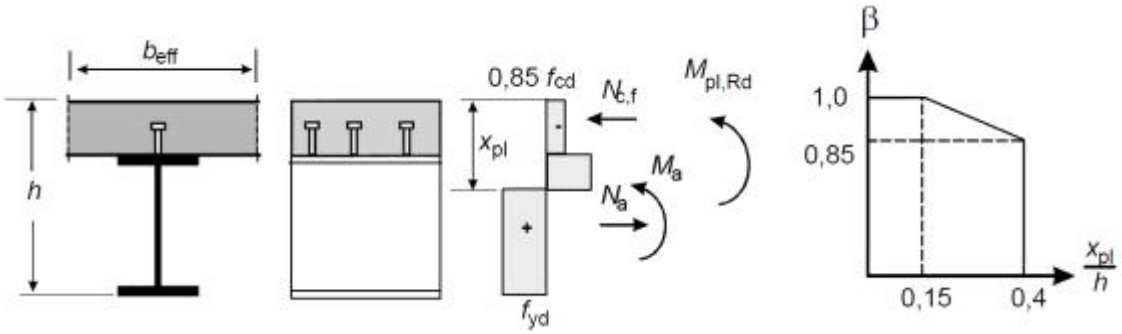


그림 2.104 $M_{pl,Rd}$ 의 계산에 사용되는 감소계수 β

· AISC에서는 동바리가 사용되지 않은 경우 강재는 콘크리트의 설계강도 f'_c가 75%에 도달하기 전까지 모든 하중을 단독으로 지지할 수 있어야 한다. 합성부재에 대한 기준은 크게 스터드 혹은 강재 channel 앵커를 사용한 합성부재(composite beams with steel headed stud or steel channel anchors: 콘크리트 슬래브와 강재 거더로 이루어진 전통적인 합성단면이 대표적이며 강재 또는 콘크리트의 경계가 다른 재료에 의해 완전히 둘러싸이지 않은 경우를 의미한다); 강재매립 합성부재(encased composite members); 콘크리트충전 합성부재(filled composite member)로 구분하여 기술되어 있다.

- 정모멘트 구간의 경우 $h/t_w = 3.76\sqrt{E/F_y}$, 즉 항복강도 이전에 국부좌굴이 발생하지 않는 한계 폭-두께비를 기준으로 공칭휨강도 M_n를 다음과 같이 제시하고 있다.

a) $h/t_w \le 3.76\sqrt{E/F_y}$일 경우 :
항복한계상태에서 M_n은 합성단면의 소성응력분포를 이용하여 계산한다(소성모멘트).
b) $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$일 경우 :
항복한계상태에서 M_n은 동바리의 영향을 고려하여 탄성응력의 중첩을 통하여 계산한다(항복모멘트).

- 부모멘트 구간의 경우 강재만을 고려하여 휨강도를 계산한다. 다음과 같은 조건이 만족할 경우 부모멘트 구간의 휨강도는 소성응력분포를 이용하여 소성모멘트를 계산할 수 있다.
  a) 강재보(steel beam)는 조밀단면이고 적절히 횡지지가 되어 있다.
  b) 부모멘트 구간에서 강재빔은 스터드나 앵커를 통해 콘크리트와 연결되어야 한다.
  c) 슬래브의 유효폭 내의 슬래브 주철근은 적절히 배치되어야 한다.

- 강재가 콘크리트에 매립되어 있는 강재매립형 합성부재의 경우 공칭휨강도 M_n은 다음 중 하나의 방법으로 결정되어야 한다.

  a) 동바리의 영향을 고려하여 탄성응력의 중첩을 통하여 계산한다(항복모멘트).
  b) 강재단면만의 소성응력분포를 이용하여 계산한다(소성모멘트).
  c) 합성단면의 소성응력분포 또는 변형률적합법을 이용하여 계산한다(소성모멘트). 이 경우 강재앵커가 적용되어야 한다.

- 콘크리트 충전형의 경우 국부좌굴에 따른 단면 분류를 고려하여 구분하여야 한다. 공칭휨강도 M_n은 다음과 같이 산정할 수 있다.

  - 조밀단면

  $$M_n = M_p$$

  여기서 M_p는 합성단면의 소성응력분포에 따른 모멘트이다.

  - 비조밀단면

  $$M_n = M_p - (M_p - M_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad (2.66)$$

여기서 λ, λ_p, λ_r은 각각 다음 표에서 결정되는 세장비; M_y는 인장플랜지의 항복과 압축플랜지의 최초항복에 대응하는 항복모멘트이다. 최초항복능력은 콘크리트의 최대압축응력이 $0.7f'_y$로 강재의 최대응력이 F_y로 제한될 때 선형탄성응력분포를 가정하여 계산하여야 한다.

표 2.41 부재 조건에 따른 세장비

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Flanges of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Webs of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	h/t	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

- 세장판단면의 경우 공칭휨강도 M_n은 최초항복모멘트로 계산하여야 한다. 압축플랜지 응력은 국부좌굴응력 F_{cr}로 제한되어야 한다. F_{cr}은 다음 식을 이용하여 계산한다. 콘크리트의 응력분포는 최대압축응력이 $0.7f'_y$로 제한되는 선형탄성이다.

각형충전단면

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad (2.67)$$

원형충전단면

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{\left(\left(\frac{D}{t}\right)\frac{F_y}{E_s}\right)^{0.2}} \qquad (2.68)$$

여기서 E_s는 강재의 탄성계수이다.

· JSCE는 합성전과 합성후를 구분하고 있으며, 합성후의 경우 compact 와 noncompact section으로 분리하여 규정을 제시하고 있다. 휨모멘트에 대한 검토는 설계모멘트 M_d와 모멘트에 대한 강도 M_{ud}가 Eq.6.2.1을 만족하도록 수행한다.

· 강재의 폭두께비에 따라 compact 와 noncompact section은 모멘트와 축력에 대한 검토는 분리하여 수행하는 것이 좋다. 축력의 영향이 작을 경우, 즉 모멘트의 영향이 지배적일 경우는 축력이 있는 단면의 설계휨모멘트강도가 설계모멘트보다 큰가를 검토한다.

· 합성단면의 형태에 따라 콘크리트슬래브와 강재거더(보)로 구성되는 일반적인 합성단면과 콘크리트 내부에 강재가 매립되는 강재매립형보로 구분하고 있으며, 강재매립형보는 steel reinforced concrete로 명명하고 있다. 강재매립형보의 해석은 강재를 등가단면으로 변환하고 다음의 가정을 통하여 수행한다. 참고로 철근과 강재의 응력-변형률 관계도는 아래 그림에 수록하였다.

- 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례한다.
- 콘크리트의 인장응력은 무시한다.
- 철근의 응력-변형률 관계는그림 2.105와 같다.
- 강재의 응력-변형률 관계는 그림 2.106과 같다.

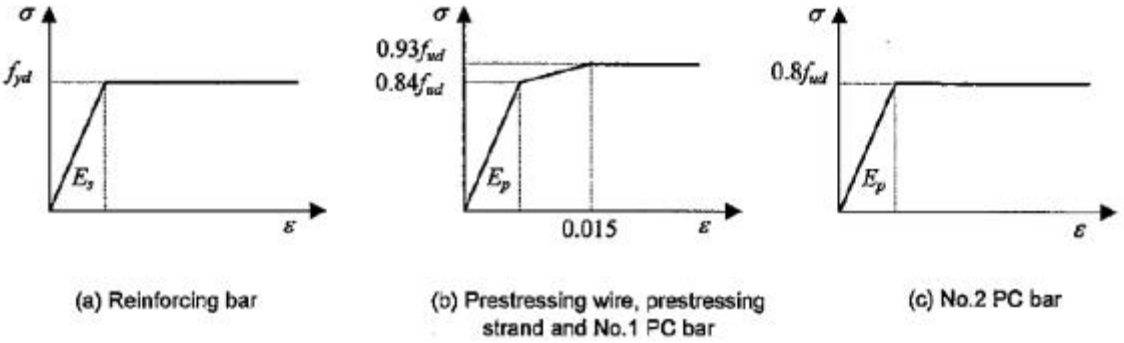


그림 2.75 철근 및 프리스트레싱 강재의 응력-변형률 관계

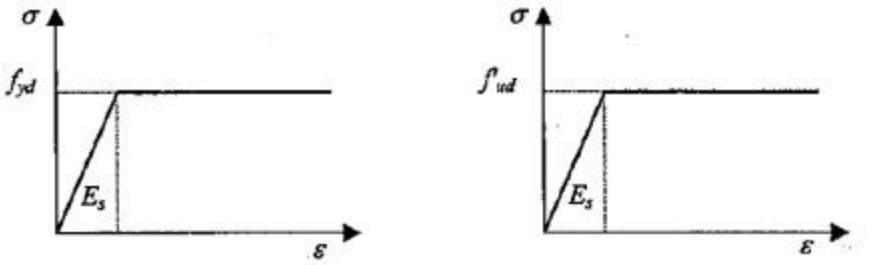


그림 2.76 구조용 강재의 응력-변형률 관계

· 합성전 단계에서의 검토에서 합성단면의 시공시 강재단면은 자체 자중, 거푸집, 콘크리트의 무게, 시공장비 등의 하중을 견뎌야 한다. 이러한 하중에 대한 안전성 검토는 식(2.69) 및 식(2.70)을 이용하여 수행한다. 인장측에 대한 검토는 식(2.69), 압축측에 대한 검토는 식(2.70)을 적용한다.

$$\gamma_i \frac{M_{d1}}{M_{sud,t}} \le 1 \qquad (2.69)$$

$$\gamma_i \frac{M_{d1}}{M_{sud,c}} \le 1 \qquad (2.70)$$

여기서

M_{d1} : 합성전 강재보의 설계휨모멘트

$M_{sud,t}$: 인장측 파괴에 대한 설계휨능력

$M_{sud,c}$: 압축측 파괴에 대한 설계휨능력

· Compact section의 합성후 검토에서 Compact section의 경우 휨모멘트에 대한 검토는

식(2.71)를 적용한다.

$$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}} \le 1 \qquad (2.71)$$

여기서,

M_d : 영구/변동하중의 작용으로 발생하는 설계휨모멘트, $M_d = M_{d1} + M_{d2} + M_l$

M_{d1}, M_{d2} : 합성작용 이전 및 이후의 영구하중으로 인한 설계휨모멘트

M_l : 변동하중에 의한 설계휨모멘트

M_{ud} : 합성단면의 설계휨모멘트강도

· 정모멘트구간의 경우 설계휨모멘트강도는 식(2.72)을 적용한다.

$x \le h_c$ 일 때

$$M_{ud} = A_s f_{yd} Z_a / \gamma_b \qquad (2.72)$$

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0.85 f'_{cd} b_e} \qquad (2.73)$$

$$Z_a = d - \frac{1}{2} x \qquad (2.74)$$

여기서

x : 중립축의 깊이

b_e : 슬래브의 유효폭

f'_{cd} : 콘크리트의 설계압축강도

Z_a : 중립축에서 압축블럭의 중심까지 거리, 즉 압축측 합력의 모멘트팔

d : 슬래브 상단에서 합성단면 중심까지의 거리

h_c : 슬래브 두께

γ_b : 부재계수(member factor)

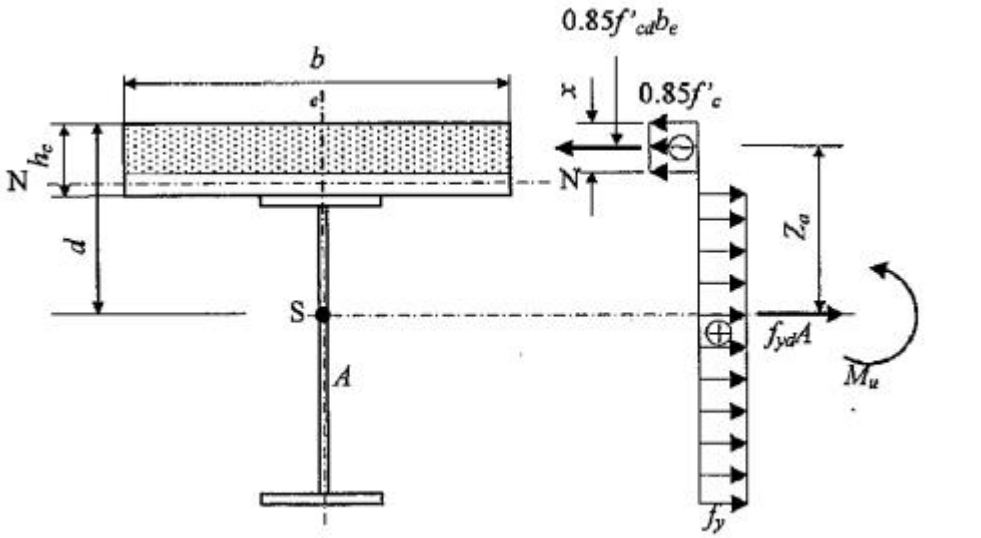


그림 2.107 정(positive)모멘트 구간에서 합성단면의 응력분포

· 부모멘트구간의 경우 설계휨모멘트강도는 식(2.75)을 적용한다.

$$x' = h_c + t_f + \frac{f_{yd}A_s - 2f_{yd}a_{fu} - f_{yd}A_r}{2f_{yd}t_w} \tag{2.75}$$

$$M_{ud} = \{f_{yd}A_s(d-d') - f_{yd}A_{fu}(2h_c - 2d' + t_f) - f_{yd}t_w(x' - h_c - t_f)(x' + h_c + t_f - 2d')\}/\gamma_b \tag{2.76}$$

여기서

f_{ryd} : 콘크리트 슬래브 주철근의 항복강도

A_{fu} : 상부플랜지의 단면적

d' : 슬래브의 상부 모서리에서 주철근까지의 거리

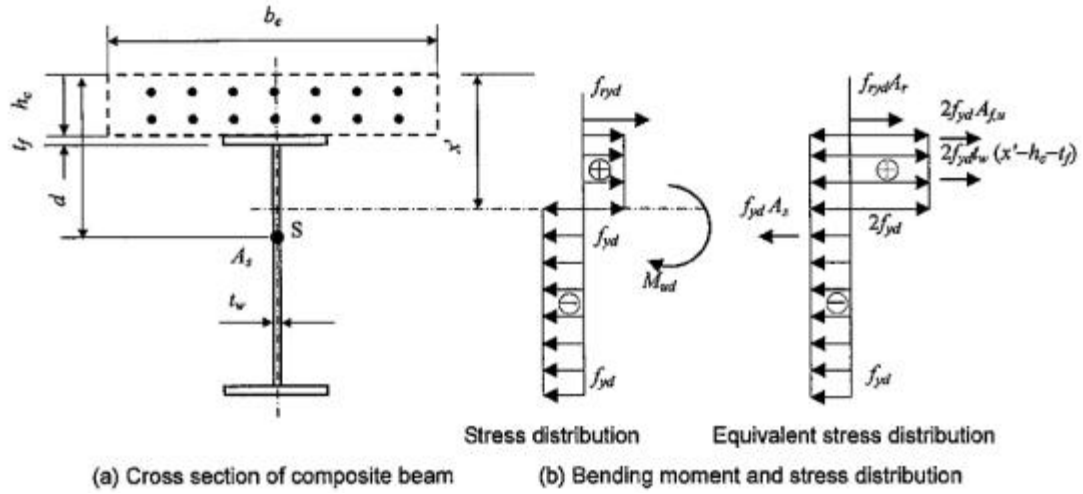


그림 2.108 부(negative)모멘트 구간에서 합성단면의 응력분포

· Noncompact section의 합성후 검토에서 변동하중을 받는 noncompact section을 가진 합성단면의 검토는 식(2.77).과 식(2.78)을 적용하여 수행한다. 이 경우 합성 이후 영구하중으로 인한 크리프의 영향은 작으므로 무시한다. 강재보 인장부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_{d1}}{M_{sud,t}} + \frac{M_{d2} + M_l}{M_{ud,t}} + \frac{M_{ds}}{M_{uds,t}}\right) \le 1 \tag{2.77}$$

· 강재보 압축부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_{d1}}{M_{sud,c}} + \frac{M_{d2} + M_l}{M_{ud,c}} + \frac{M_{ds}}{M_{uds,c}}\right) \le 1 \tag{2.78}$$

여기서

M_{ds} : 건조수축(shrinkage)의 영향으로 인한 설계휨모멘트

$M_{sud,t}$: 강재단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{ud,t}$: 합성단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{uds,t}$: 콘크리트의 건조수축의 영향을 고려한 강재단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{sud,c}$: 강재단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{ud,c}$: 합성단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{uds,c}$: 콘크리트의 건조수축의 영향을 고려한 강재단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

· 영구하중과 변동하중 모두를 받는 noncompact section을 가진 합성단면의 검토는 식(2.79)과 식(2.80)를 적용하여 수행한다. 이 경우 합성 이전 및 이후 영구하중으로 인한 크리프의 영향을 고려한다. 강재보 인장부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_d+M_{dcs}}{M_{udcs,t}}+\frac{M_l}{M_{ud,t}}\right)\le 1 \qquad (2.79)$$

· 강재보 압축부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_d+M_{dcs}}{M_{udcs,c}}+\frac{M_l}{M_{ud,c}}\right)\le 1 \qquad (2.80)$$

여기서,

M_d : 합성작용 이전 및 이후 영구하중으로 인한 설계휨모멘트

M_{dcs} : 크리프와 건조수축의 영향으로 인한 설계휨모멘트

M_l : 변동하중으로 인한 설계휨모멘트

$M_{ud,t}$: 합성단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{udcs,t}$: 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향을 고려한 합성단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{ud,c}$: 합성단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{udcs,c}$: 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향을 고려한 합성단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

· 강재단면의 국부좌굴 이전에 발생할 수 있는 콘크리트 슬래브의 상부모서리의 한계응력의 검토는 식(2.81)을 이용하여 수행한다.

$$\gamma_i\left(\frac{M_{d2}+M_l}{M_{ud,c}}+\frac{M_{ds}}{M_{uds,c}}\right)\le 1 \qquad (2.81)$$

여기서

$M_{ud,c}$: 합성단면 콘크리트 상부모서리의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{uds,c}$: 콘크리트의 건조수축의 영향을 고려한 합성단면 콘크리트 상부모서리의 한계응력시 설계휨모멘트강도

○ 최대 폭-두께비

· 대부분의 설계기준은 단면에 국부좌굴이 발생하지 않고 항복모멘트 또는 소성모멘트에 도달할 수 있도록 판형의 최대 폭-두께비를 제한하고 있다. 허용응력설계법을 적용하고 있

는 철도설계기준과 도로교설계기준의 경우 단면에 대한 별도의 구분 없이 폭-두께비에 대한 제한값을 제시하고 있으나, EuroCode와 AISC의 경우 단면의 소성 및 항복모멘트에 도달하는 능력을 기준으로 단면을 구분하여 제시하고 있다. EuroCode와 AISC의 단면 분류 차이는 다음 표와 같다.

표 2.42 Eurocode와 ANSI/AISC 360-10의 단면등급 비교

Eurocode	
Class	Description
1	A section can form a plastic hinge with the rotation capacity required from plastic analysis
2	A section can develop the plastic moment resistance with limited rotation capacity
3	A section can reach the yield strength at the extreme fibre of the steel assuming an elastic stress distribution
4	A section buckles locally before the attainment of yield stress in one or more parts

ANSI/AISC 360-10	
Class	Description
Compact	A section capable of developing a fully plastic stress distribution and possessing a rotation capacity of approximately three before the onset of local buckling
Noncompact	A section that can develop the yield stress in its compression elements before local buckling occurs but cannot develop a rotation capacity of three
Slender	A section possessing plate components of sufficient slenderness such that local buckling in the elastic range will occur

· AASHTO의 경우 AISC와 유사하게 compact와 noncompact, slender section으로 구분하고 있으며, slender element section의 정의는 AISC와 동일하나 압축부재로 국한하고 있다. 다음은 AASHTO에 수록된 각 단면에 대한 도해이다.

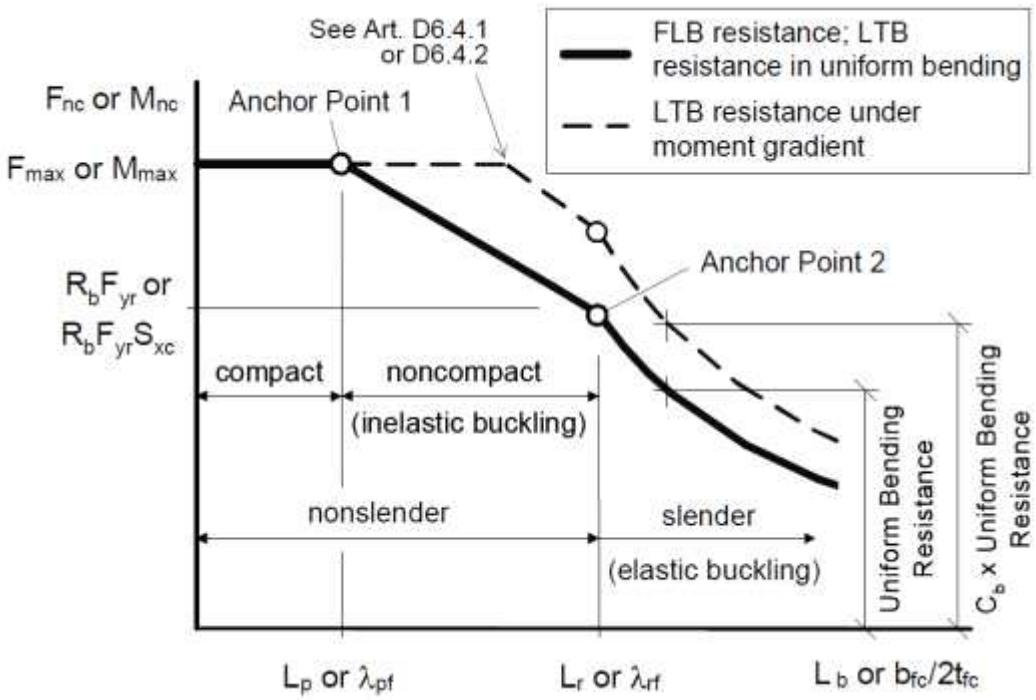


그림 2.109 AASHTO에 수록된 각 단면에 대한 도해

· 위와 같은 단면조건에서 축방향 압축력을 받는 판에 대한 최대 폭-두께비 규정을 비교하면 다음 표와 같다. 아래 표에서 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ 이다.

표 2.43 최대 플랜지의 폭-두께비 규정 비교(1)

단면구분		EURO CODE	철도교	도로교	AASHTO	강구조*, AISC**
Class 1 조밀* Compact**		자유돌출판 9ε (8.9) 양연지지판 33ε (32.6)				
Class 2		자유돌출판 10ε (9.9) 양연지지판 38ε (37.5)	자유돌출판 12.5ε 양연지지판 40ε	자유돌출판 12.9ε 양연지지판 39.3ε	자유돌출판 10.9ε 양연지지판 54ε ※ 비조밀단면의 한계는 자유돌출의 경우 16.1ε	자유돌출판 16.5ε 양연지지판 41.3ε
Class 3 비조밀 Noncompact		자유돌출판 14ε (13.8) 양연지지판 42ε (41.5)				
Class 4 세장판 Slender-element section						
참조	Elastic Modulus (GPa) Width	210 순거리 (용접부 제외)	205 총거리 (용접부 포함)	205 총거리 (용접부 포함)	205 적용 (강재는 A36) 총거리(용접부 포함)	205(강구조) 200(AISC) 순거리 (용접부 제외)

· JSCE의 경우 단면에 대한 분류를 정의하였을 뿐 폭-두께비 등에 대한 독자적인 수식은 제시하고 있지 않으며, 단지 Eurocode의 단면분류와 조밀 및 비조밀단면의 폭-두께비를 소개하고 있다.

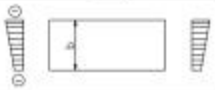
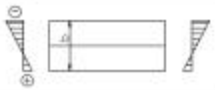
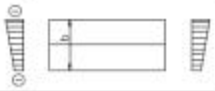
· 휨부재의 경우 다음 표와 같다. 참고로 Euro Code의 Filler Beam이란 AISC 구분으로는 매립부재(encased member)에 해당한다.

표 2.44 최대 플랜지의 폭-두께비 규정 비교(2)

단면구분	EURO CODE		철도교	도로교	AASHTO	강구조, AISC
	Steel	Filler Beam				
Class 1 조밀 Compact	자유돌출판 9ε 양연 지지판 72ε	자유돌출판 9ε				자유돌출판 12ε 양연지지판 111ε
Class 2	자유돌출판 10ε 양연지지판 83ε	자유돌출판 14ε	양연지지판 수평보강재 0, 146ε 수평보강재 1, 103ε 수평보강재 2, 135ε	양연지지판 수평보강재 0, 150ε 수평보강재 1, 256ε 수평보강재 2, 310ε	자유돌출판 10.9ε 양연지지판 54ε ※ 비조밀단면의 한계는 자유돌출의 경우 16.1ε	자유돌출판 93.5ε 양연지지판 168ε
Class 3 비조밀 Noncompact	자유돌출판 14ε 양연지지판 124ε	자유돌출판 20ε				
Class 4 세장판 Slender-element section						양연지지판 a/h ≤ 1.5, 345ε a/h > 1.5, 366ε (a 수직보강재 순간격)

· 위에 제시된 표에서 철도설계기준에 제시된 결과는 축방향 압축력과 휨모멘트를 받는 판요소에 대한 다음 표를 근거로 하고 있으며, 압축력이 없으며 판요소 양단의 응력비 $\Psi = f_2/f_1$은 -1로 가정하였다. 위 표에 제시된 결과에 대해서는 보다 세밀한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

표 2.45 철도설계기준에 제시된 축방향 압축력과 휨모멘트를 받는 판요소 구분

보강재 배치 및 수	Ψ의 범위	판의 최대폭-두께비 $(b/t)_o$	적용	
보강재가 없는 경우	$-1.0 \le \Psi \le 0.25$	$\frac{710-1020\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		①
	$0.25 < \Psi \le 1.0$	$\frac{455}{\sqrt{f_{cao}}}$		
판 폭의 중앙 부근에 1개의 보강재가 있는 경우	$-1.0 \le \Psi \le 0$	$\frac{940-285\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		②
	$0 < \Psi \le 1.0$	$\frac{940-285\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		
2개 이상의 보강재가 같은 간격으로 있는 경우	$-1.0 \le \Psi \le 1.0$	$\frac{325n+(1-\Psi)(345-11n)}{\sqrt{f_{cao}}}$		

· AASHTO는 축방향력을 받는 플랜지 또는 휩부재에 대한 구분이 없이 동일한 기준을 제시하고 있다.

· 참고로 Eurocode에 제시된 filler beam은 매립부재를 의미하며 다음과 같은 제한조건을

제시하고 있다.

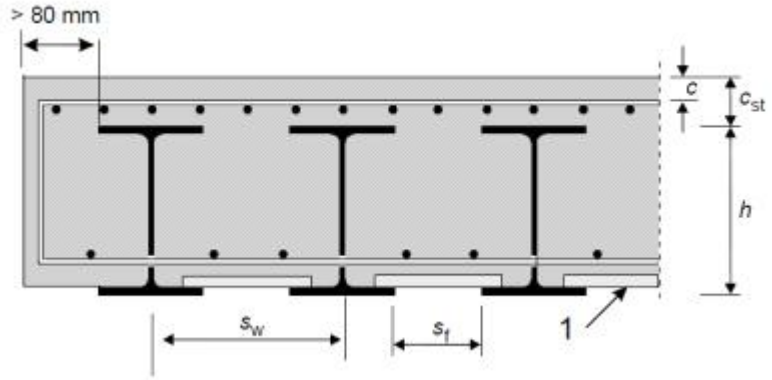


그림 2.110 매입형 합성보의 대표적인 단면

- 강재는 곡률이 없는 직선이어야 한다.
- 사교에서 사각은 30° 미만이어야 한다.
- 높이 h의 범위는 200 mm ≤ h <1100 mm
- S_w < h/3 + 600mm 또는 750mm 이어야 한다.
- 70mm ≤ C_{st} ≤150mm 또는 h/3 또는 $x_{pl}-t_f$ 이어야 한다.
  여기서 x_{pl} 은 소성 중립축과 압축콘크리트 연단 간의 거리; t_f는 강재 플랜지의 두께를 의미한다.
- 강재플랜지에서 바닥판(deck) 연단까지 거리는 80mm 이상 이어야 한다.
- S_f > 150mm 이어야 한다.
- 최하단 횡방향 철근은 적절히 정착되어야 한다.
- 하부플랜지 하면(soffit)은 노출되어 있다.

· 매립부재의 휨강도는 다른 합성부재와 마찬가지로 산정할 수 있으며, 고강도 강재가 사용될 경우 수직 전단력에 의한 저항모멘트 감소를 고려해야 한다.

· 참고로 AISC의 경우 다음 세가지 방법 중 하나를 이용하여 휨강도를 산정하도록 하고 있다.

- 동바리 효과를 고려하여 합성단면의 탄성모멘트를 중첩하여 산정한다. (항복모멘트). (ϕ_b = 0.9)
- 강재단면의 소성응력 분포를 사용한다. (ϕ_b = 0.9)
- 합성단면의 소성응력분포 또는 변형률적합법을 적용한다. (ϕ_b = 0.85)

제6절 합성 압축부재

○ 합성기둥은 크게 매입형(concrete-encased steel 또는 steel-reinforced concrete columns, 이하 SRC기둥)과 충전형(concrete-filled steel tube columns, 이하 CFT기둥)으로 구분할 수 있다.

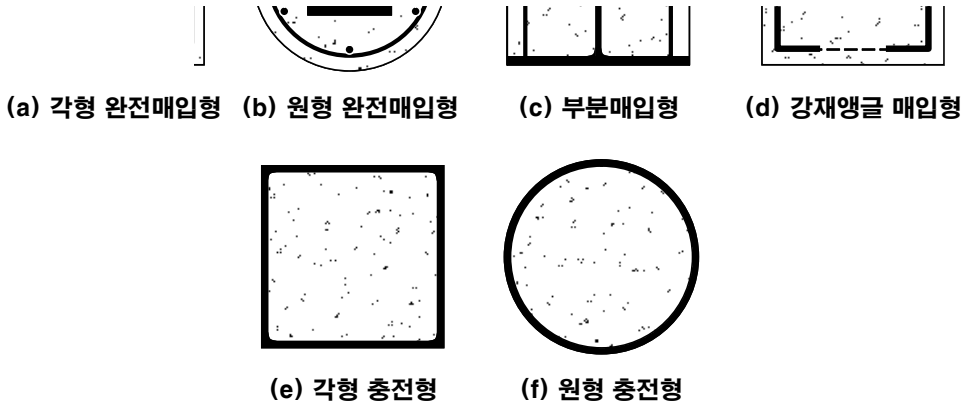


그림 2.111 합성기둥의 단면형태

○ 단면내부에 강재를 매입하는 형태의 강재매입형 합성기둥 또는 SRC기둥은 현장에서 거푸집 및 철근작업이 요구되지만, 콘크리트가 내부강재를 둘러싸고 있어 내화성능이 뛰어나고 강재단면의 국부좌굴이 방지되며, 다양한 형태의 대형기둥에 적용가능하다. 특히 최근에는 내부강재의 강도활용을 극대화하고 2축휨에 대한 성능을 확보하기 위하여, H형강을 단면중심에 배치하던 기존의 방식 대신, L형강(또는 강재앵글)을 단면의 네 모서리에 대칭배치하는 형태도 많이 이용되고 있다. SRC기둥은 단면형태에 따라 각형 및 원형으로 구분되며, 매입형태에 따라 완전 및 부분 매입형으로 구분된다.

○ 폐단면의 각형 및 원형 강관내부에 콘크리트를 채우는 형태의 콘크리트충전 강관기둥 또는 CFT기둥은 심부콘크리트가 강재의 국부안정성 확보에 기여하고 강재가 최외곽에 배치되므로 강재의 성능활용이 극대화되며, 강관의 횡구속효과로 인하여 심부콘크리트의 성능도 증가하게 되어, 합성기둥의 강도와 연성이 우수하다. 하지만 각형단면 또는 대형단면의 경우 강관의 국부좌굴로 인하여 심부콘크리트에 대한 높은 구속효과를 기대하기 어렵고(반대로 국부좌굴을 방지하기 위해서는 강관이 두꺼워져 경제성이 떨어짐), 내화피복이 요구되며, 강관제작, 밀실한 콘크리트채움, 접합부 상세 등에 어려움이 따른다. CFT기둥은 단면형태에 따라 각형 및 원형으로 구분된다.

표 2.46 단면성능 비교

구분	RC	강재	SRC	CFT
단면구성	Reinforced bar 	Steel Fire protection	Steel	Fire protection  Steel tube
단면크기	큰편	작음	보통	작음
내진성능	무난	우수	좋음	좋음
내화성능	우수	나쁨	우수	무난
시공성	무난	우수	무난	우수

철골	THK=85	THK=25	THK=25	H-600×600×70	THK=95	THK=24
콘크리트 강도(fck)	800kg/㎠	800kg/㎠	800kg/㎠	800kg/㎠	-	
철골강도(Fy)	SM 490 (Fy=3300kg/㎠)	SM 490 (Fy=3300kg/㎠)	SM 490 (Fy=3300kg/㎠)	SM 490 (Fy=3300kg/㎠)	SM 490 (Fy=3300kg/㎠)	
철골	38,500	24,500	22,000	15,000	47,500	
콘크리트	1,000	2,500	2,000	8,000	-	
합계	39,500/㎡	27,000/㎡	24,000/㎡	23,000/㎡	47,500/㎡	
비율	84%	57%	51%	49%	100%	

그림 2.112 합성에 따른 단면의 강도 비교 (S-project 기둥 설계)

(1) 합성기둥의 설계 기준

1) 매입형 합성기둥

○ ACI 318-11, ANSI/AISC 360-10, Eurocode 4 등 현행 설계기준의 합성기둥에 대한 주요 조항을 비교하여 표 2.47에 나타내었다.

표 2.47 합성기둥에 대한 현행 설계기준 비교 (SRC기둥을 중심으로)

관련조항		ACI 318-11	ANSI/AISC 360-10	Eurocode 4
강도감소계수		부재강도 감소계수 $\phi = 0.65$ (그 외 부재: 띠철근보강 SRC)	부재강도 감소계수 $\phi = 0.75$	재료강도 감소계수 ($\gamma_c = 1.5$, $\gamma_{ss} = 1.10$, $\gamma_{sl} = 1.15$,) ※ 한계상태별, 국가별로 다른 값을 사용하며, 재료의 공칭강도를 1.00이상의 계수로 나눈 설계강도를 사용
단면강도평가	축강도	$0.85 f_c' A_c + f_{ys} A_{ss} + f_{yl} A_{sl}$		
	휨-압축	변형률적합법	변형률적합법, 소성응력분포법 ※ 비정형단면 또는 강재가 탄소성거동을 보이지 않는 경우에는 반드시 변형률 적합법 사용 ※ H1방법도 포함	소성응력분포법
콘크리트	압축강도	$f_c' \geq 17$MPa (2500psi)	$21 \leq f_c' \leq 70$MPa	$20 \leq f_c' \leq 50$MPa
	횡구속효과	미고려	※ 원형 CFT만 고려 ($0.95 f_c'$ 사용가능)	※ 원형 CFT만 고려 ($1.0 f_c'$ 사용가능) ※ 단순설계법에서, 상대세장비 $\overline{\lambda}$가 0.5를 초과하지 않고 편심율이 $e/D < 0.1$이면, 다음과 같이 콘크리트의 강도증가 고려 ($\eta_c \geq 1.0$) $\left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_{ys}}{f_c'}\right)$ 대신 $\eta_a (\leq 1.0)$를 사용하여 강재의 강도를 낮추어 봄 ※ Eurocode 2에서는 횡구속효과가 고려된 콘크리트의 응력-변형률 관계식을 별도로 제시
	재료모델	등가응력블록	등가응력블록	등가응력블록
강재	항복강도	$f_{ys} \leq 345$MPa(50000psi)	$f_{ys} \leq 525$MPa (주철근도 $f_{yl} \leq 525$MPa)	$f_{ys} \leq 460$MPa
	강재비	관련조항 없음	$\rho_{ss} \geq 1\%$	강재기여도 $20 \leq \delta \leq 90\%$
	콘크리트 피복	관련조항 없음 (대신 철근에 대하여 제한)	(ACI 318에 따름)	40mm 또는 플랜지너비의 1/6 이상
	국부좌굴	SRC는 제한조건 없음 ※ CFT는 최대판폭두께비 제한 - 각형강관: $\frac{b}{t} \leq \sqrt{3} \sqrt{\frac{E_{ss}}{f_{ys}}}$ - 원형강관:	SRC는 고려할 필요없음 ※ CFT(압축지배) - 각형강관: $\frac{b}{t} \leq 2.26 \sqrt{\frac{E_{ss}}{f_{ys}}}$ - 원형강관:	- 완전매입형: 국부좌굴 무시 - 부분매입형: $\frac{b}{t} \leq 44 \sqrt{\frac{235}{f_{ys}}}$ ※ CFT - 각형강관: $\frac{b}{t} \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_{ys}}}$

		$\frac{b}{t} \leq \sqrt{8}\sqrt{\frac{E_{ss}}{f_{ys}}}$	$\frac{b}{t} \leq 0.15\frac{E_{ss}}{f_{ys}}$	- 원형강관: $\frac{b}{t} \leq 90\frac{235}{f_{ys}}$
	기타		조립형강재의 경우 콘크리트 경화전 형강재의 좌굴을 방지하기 위하여 띠판 등으로 서로 연결	
철근보강		나선철근 및 띠철근은 강재를 완전히 둘러싸야 함	강재는 반드시 연속된 주철근과 횡철근으로 보강 (기타 철근보강과 관련해서는 ACI 318에 따름)	(Eurocode 2에 따름)
횡철근	**최소 철근비**	(직경참조)	(직경 및 수직간격 참조)	
	직경	장변의 0.02배 이상, D10이상 D16이하 (등가면적을 가진 용접철망 사용가능)	D10이상 D13이하 (등가면적을 가진 용접철망 사용가능)	$d_{st} = \max[0.2d_{sl}, 6]$ (대안으로써, 직경이 4mm인 용접철망을 사용해도 됨)
	수직간격	min[$16d_{sl}$, $48d_{st}$, 0.5D]	D10의 경우 305mm이하 D13의 경우 406mm이하 최소단면치수의 0.5배 이하	min[$20d_{sl}$,400]
	나선철근	최소 체적비 ρ_{st} $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$		
주철근	**철근비**	$1 \leq \rho_{sl} \leq 8\%$	$\rho_{sl} \geq 0.4\%$	$0.3 \leq \rho_{sl} \leq 6\%$,
	직경	관련조항 없음	(ACI 318에 따름)	환경조건이 X0등급이고 종방향 철근이 설계에 고려되지 않는 경우, 최소 8mm
	배치 및 최소개수	모서리마다 배치, 띠철근 최소 4개, 나선철근 최소 6개	(ACI 318에 따름)	모서리마다 배치, 원형단면 최소 4개
	중심간 간격	최소단면치수의 1/20이하	(ACI 318에 따름)	환경조건이 X0등급이고 종방향 철근이 설계에 고려되지 않는 경우, 최소 250mm,
	콘크리트피복	최소 50mm(2in)	(ACI 318에 따름)	(Eurocode 2에 따름)
	강재와의 이격거리		$1.5d_{sl}$이상 38mm이하	0이 될수도 있음
세장효과	**축강도**	좌굴과 우발편심을 고려하여 축력제한 $(0.8 \times \phi P_n$, 띠철근)	휨좌굴 고려하여 축력제한 $P_n = P_o\left[0.658^{\frac{P_o}{P_e}}\right]$ $(P_o \leq 2.25P_e)$ $= 0.877P_e$ $(P_o > 2.25P_e)$	좌굴과 초기결함을 고려하여 축력제한 $\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\chi N_{\mathrm{pl,Rd}}} \leq 1.0$
	2차효과 (모멘트 확대계수)	횡지지, 비횡지지 구분하여 별도로 고려 횡지지: $M_c = \delta M_2$ 비횡지지: $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$	횡지지+비횡지지 $M_r = B_1 M_{nt} + B_2 P_{lt}$ $P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$	$\frac{M_{\mathrm{Ed}}}{\mu_{\mathrm{d}} M_{\mathrm{pl,Rd}}} \leq \alpha_{\mathrm{M}}$ ※ α_{M}은 강재의 전단면 소성강도를 쓰기위한 계수로써.

				S235와 S355 사이의 경우 0.9, 420과 S460 사이의 경우에는 0.8
	유효 휨강성, EI_{eff}	$\frac{0.2E_cI_c}{1+\beta_d}+E_{ss}I_{ss}$ (주철근 기여도 무시) ※ 모멘트확대시 강성저감계수 0.9추가 사용	$E_{ss}I_{ss}+0.5E_{sl}I_{sl}$ $+C_1E_cI_c$	내력결정시 $0.9(E_{ss}I_{ss}+E_{sl}I_{sl}$ $+0.5E_cI_c)$
장기효과		유효휨강성 계산시 크리프효과 반영 (β_d)	사용성 검토시만 고려 (콘크리트의 건조수축과 크리프에 의한 추가변형 고려해야 함)	크리프에 의한 콘크리트의 강성저감 고려 $E_{c,eff}=E_{cm}\frac{1}{1+(N_{G,Ed}/N_{Ed})\phi_t}$
하중전달 (시어커넥터)		콘크리트분담 축하중은 콘크리트에 직접지압을 주는 부재나 브래킷에 의해 전달 나머지분담 축하중은 강재에 직접연결하여 발현	하중전달영역의 위아래로, 부재 최소단면치수의 2.0배를 초과하지 않는 하중도입길이내에 설치, 길이방향 전단력을 전달하기 위해서는 강재 단면축에 대해 대칭형태로 최소 2면 이상 설치 강재와 콘크리트 사이의 하중전달은 전단연결과 직접지압 중 큰 값을 사용 (하중전달 메커니즘은 서로 중첩하면 안되며, SRC의 경우 직접부착작용을 사용해서는 안됨)	강재와 콘크리트간 경계면에서 설계전단강도 τ_{Rd}가 초과되는 경우, 하중도입부와 단면이 변하는 부분에서 전단연결재가 제공되어야 함
※ 수식에 사용된 기호는 각 설계기준 참조				

○ 안전계수: ACI 318-11과 ANSI/AISC 360-10에서는 재료강도의 불확실성, 설계와 실제 단면의 오차, 그리고 내력 추정 및 해석관련 불확실성 등을 일률적으로 고려하기 위하여 부재강도감소계수를 적용하고 있다. 이에 반해 Eurocode 4에서는 각 구조요소의 설계강도 결정시 재료강도감소계수를 적용하고 있다. 재료강도감소계수를 사용하면, 각 재료의 신뢰도를 보다 명확히 규정할 수 있고, 하중조건에 따라 재료의 기여도가 달라지므로 자연스럽게 부재의 강도가 재료의 강도감소계수에 따라 결정된다. 이에 따라 강재의 기여도가 높은 경우에는 강구조기준에서 사용하는 강도감소계수에 가까워지고, 콘크리트의 기여도가 높은 경우에는 콘크리트기준에서 사용하는 강도감소계수에 가까워져 통합형 합성구조설계기준이 가능하다. 또한 한계상태별 또는 목표성능별로 (서비스한계, 탄성한계, 파괴한계 등) 재료강도감소계수의 정의가 가능하여, 성능기반형 합성구조설계기준도 가능하다.

$$P_n=\phi P_o=\phi\left(0.85f_c'A_c+f_{ys}A_{ss}+f_{yl}A_{sl}\right) \tag{2.82}$$

$$P_n=0.85\frac{f_c'}{\gamma_c}A_c+\frac{f_{ys}}{\gamma_{ss}}A_{ss}+\frac{f_{yl}}{\gamma_{sl}}A_{sl} \tag{2.83}$$

○ 통합형 및 성능기반형 합성구조설계기준을 위해서는, 재료강도감소계수의 사용을 적극적으로 고려할 필요가 있다 (식 2.84의 ϕ_c, ϕ_{ss}, $\phi_{sl}(\leq 1.0)$).

$$P_n = 0.85(\phi_c f_c')A_c + (\phi_{ss} f_{ys})A_{ss} + (\phi_{sl} f_{yl})A_{sl} \quad (2.84)$$

○ 단면강도: 합성단면의 강도예측을 위해, ACI 318-11 (또는 ANSI/AISC 360-10)에서는 콘크리트의 극한압축변형률을 $\epsilon_{cu} =$ 0.003으로 가정한 후 변형률적합에 기반한 단면해석을 실시한다. 반면 Eurocode 4 (또는 ANSI/AISC 360-10)에서는 강재단면의 소성응력분포를 가정하여 합성단면의 강도를 예측한다. 변형률적합법은 횡구속효과를 무시하므로 SRC단면의 강도를 과안전측으로 과소평가할 수 있고, 강재의 소성강도를 사용한 소성응력분포법은 콘크리트의 조기압괴를 반영하지 못하여 SRC단면의 강도를 비안전측으로 과대평가할 수 있다. 따라서 SRC단면의 정확한 강도예측을 위해서는, 횡구속효과를 고려한 변형률적합법을 반드시 사용하여야 한다. 횡구속효과를 고려하는 것은 다소 어렵고 복잡한 일이지만, 정확한 단면강도예측이 가능하므로, 경제적인 설계 및 성능기반설계의 구현이 가능하다.

○ 세장효과: 중심축강도 산정시, ACI 318-11에서는 좌굴과 우발편심을 고려하여 강도를 제한하고 있고, ANSI/AISC 360-10에서는 휨좌굴을 고려하여 강도를 제한하고 있으며, Eurocode 4에서는 좌굴과 초기결함을 고려하여 강도를 제한하고 있다. 비록 대부분의 실제 기둥이 큰 편심을 받지는 않지만, 계산의 복잡함과 일반적으로 기둥의 파괴가 횡하중에 의해 이루어진다는 점을 고려한다면 (순간적으로 큰 편심작용), ACI 318-11과 같이 간단한 방법으로 축강도를 제한하는 것이 설계개념상 더 바람직할 수 있다.

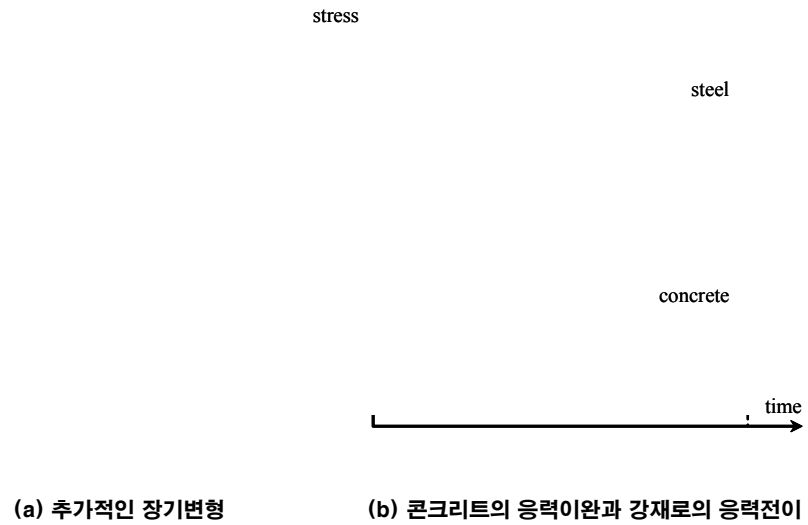
○ 2차효과를 고려하기 위한 모멘트 확대시, ACI 318-11에서는 횡지지 모멘트와 비횡지지 모멘트를 별도로 구분하여 검토하는 반면 (횡지지 골조에서의 모멘트 확대시에는 비횡지지 골조의 모멘트를 확대하지 않으며, 비횡지지 골조의 모멘트 확대시에는 비횡지지 골조의 모멘트만 확대하고 횡지지 골조의 모멘트는 확대하지 않고 더함), ANSI/AISC 360-10에서는 두 개의 모멘트 확대를 동시에 고려하고 있다. 횡지지 골조에서는 2차효과에 의한 모멘트 확대가 주로 기둥 중앙부에서 발생하는 반면, 비횡지지 골조에서는 주로 기둥 양단부에서 모멘트 확대가 발생함에도 불구하고, 위치에 상관없이 확대된 두 개의 모멘트를 중첩하는 것은 합리적이지 않고 확대모멘트를 과대평가하게 된다.

○ 유효휨강성: 현행 설계기준에서는 기둥의 2차탄성모멘트를 구하기 위하여, 1차탄성해석으로 얻은 모멘트를 확대하는 방법을 허용하고 있으며, 2차효과를 반영하기 위해 유효휨강성의 개념을 사용하고 있다. 기존연구에 따르면 (Kim et al. 2012), 비교적 높은 축력수준에 대하여 정의된 ACI 318-11과 ANSI/AISC 360-10의 유효휨강성 예측식은 일반적으로 안전측의 결과를 보이지만, 기둥에 작용하는 축력의 수준이 낮고 편심이 큰 경우 비안전측으로 과대평가하는 경향이 있다. 강성을 과대평가하면, 2차효과를 과소평가하게 되고, 이는 비안전측의 설계가 될 수 있다. 특히 Eurocode 4의 예측식은 모든 경우에 대하여 유효휨강

성을 비안전측으로 과대평가하는 경향이 있다. 따라서 안전측의 설계를 위해서는, 유효휨강성 예측시 축력수준과 편심효과를 반드시 반영하여야 하며, 이와 관련해서는 Mirza and Tikka (1999)의 제안식이 이용가능하다.

$$EI_{eff} = \left(0.313 + 0.00334\frac{L}{D} - 0.203\frac{e_0}{D}\right)E_c(I_g - I_{ss}) + 0.792E_{ss}I_{ss} + 0.788E_{sl}I_{sl} \quad (2.85)$$

○ 장기효과: 콘크리트의 크리프와 건조수축과 같은 장기변형은 합성기둥에 추가적인 2차 효과를 발생시켜 강도와 강성을 저감시킨다 (그림 2.113과 2.114). 또한 콘크리트의 장기변형은 콘크리트의 응력이완을 발생시키고, 이완된 응력은 강재와 철근으로 재분배되어, 예측치 못한 거동과 파괴가 발생할 수 있다. 이러한 장기효과를 고려하기 위하여, ACI 318-11과 Eurocode 4에서는 모멘트확대시 저감된 유효휨강성을 사용하고 있으며, ANSI/AISC 360-10에서는 사용성 검토시 반영하고 있다. 합리적 수준의 장기효과 반영은 안전측의 설계를 가능하게 하며, 특히 기둥축소량 예측시 중요하다.



(a) 추가적인 장기변형 (b) 콘크리트의 응력이완과 강재로의 응력전이

그림 2.113 장기효과

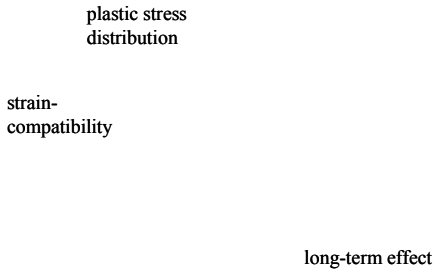


그림 2.114 상관강도에 대한 장기효과의 영향

○ 설계기준에서는 부재의 내진설계를 위한 특별상세를 제시하고 있다. 압축부재에 대한 내진특별상세는 주로 콘크리트의 횡구속을 위한 후프철근 관련조항이 주를 이루고 있다. 지진하중을 받는 SRC기둥에 대해서도, 피복박탈이후 심부콘크리트의 연성과 강도를 확보하고, 내부강재와 주철근의 좌굴을 방지하기 위한 조항이 주를 이룬다 (그림 2.115).

○ ACI의 경우, 합성압축부재에 대한 내진특별상세는 기본적으로 일반 RC기둥과 동일하며 같은 기준 (ACI 318-11) 내에서 다루고 있다. 반면 ANSI/AISC과 Eurocode의 경우에는, 별도의 기준 (각각 ANSI/AISC 341-10과 Eurocode 8)에서 합성부재에 대한 내진특별상세를 다루고 있다.

(a) ANSI/AISC 341-10 **(b) El-Tawil and Deierlein (1999)**

그림 2.115 SRC기둥에 대한 내진특별 후프상세의 예

○ 직접비교를 위하여, ACI 318-11은 휨-압축의 조합력을 받는 특수모멘트골조의 부재 (21.6 - Special moment frame members subjected to bending and axial load), ANSI/AISC 341-10은 고연성 부재 (Highly ductile members in Chapter D. General member and connection design requirements), 그리고 Eurocode 8은 구조연성도등급 DCH (Structural ductility class DCH (high) in 7. Specific rules for composite steel - concrete buildings)로 제한하여 정리하였다.

표 2.48 합성기둥의 내진특별상세에 대한 현행 설계기준 비교 (SRC기둥을 중심으로)

구분	ACI 318-11 (휨-압축의 조합력을 받는 특수모멘트골조의 부재)	ANSI/AISC 341-10 (고연성 부재)	Eurocode 8 (구조연성도등급 DCH, high)
적용대상	지진하중을 받고 계수축력이 $A_g f_c'/10$을 초과하는 부재	지진반응계수가 R=3이상인 구조물	구조연성도등급이 DCM (medium)이상인 구조물
단면	최소단면치수 300mm(12in) 단변은 장변의 0.4배 이상	관련조항 없음	완전매입형 합성기둥의 합성거동을 위해서, 단면치수는 최소 250mm이상
위험구간 (양단부 소성힌지영역)	휨항복 발생구간 $l_p \geq \max\left[D, \frac{L}{6}, 450\right]$ (18in)	휨항복 예상구간 $l_p \geq \max\left[\frac{L}{6}, D, 450\right]$	위험구간길이이 $l_p \geq \max\left[1.5D, \frac{L}{6}, 600\right]$ ※ 하부 2개층은 $0.5l_p$ 추가
횡철근비	나선 및 원형후프 철근 $\rho_{st} \geq 0.12\frac{f_c'}{f_{yt}}$ 각형후프철근의 A_{sh}는 아래의 두 값 이상 $= 0.3\frac{sb_c f_c'}{f_{yt}}\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$ $= 0.09\frac{sb_c f_c'}{f_{yt}}$	띠철근의 최소 A_{sh}는 $0.09h_{cc}s\left(1 - \frac{f_{ys}A_{ss}}{P_n}\right)\left(\frac{f_c'}{f_{yl}}\right)$ ※ 강재의 영향을 고려하여 요구후프철근량 감소	소성회전요구를 만족하고 콘크리트피복 박탈에 따른 강도손실을 보상하기 위해서는, 위험구간내에서 다음 식 만족 $\alpha\omega_{wd} \geq$ $30\mu_\phi \nu_d \epsilon_{sy,d}\frac{B}{b_{cc}} - 0.035$ 여기서, α = 유효횡구속계수 ω_{wd} = 역학적 체적비 μ_ϕ = 요구 곡률연성도계수 ν_d = 정규화된 설계축력 $= \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ $\epsilon_{sy,d}$ = 인장강재의 설계항복변형률
위험구간내 횡철근의 수직간격	$s \leq \min\left[\frac{B}{4}, 6d_{sl}, s_o\right]$ 여기서, $s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$ $(100 \leq s_o \leq 150\text{mm})$ h_x = 후프철근 또는 내부띠철근의 다리간 중심거리 (350mm이하) ※ 위험구간외에서는 $s \leq \min\left[6d_{sl}, 150\right]$	$s \leq \min\left[6d_{sl}, 150\right]$ ※ 위험구간외에서는 $2s$ 이하로 배근 ※ 0.2 P_n보다 큰 압축력을 받는 가새골조의 매입형 합성기둥은 전길이에 $s \leq \min\left[\frac{B}{4}, 100\right]$ ※ 횡철근의 다리간 중심거리는 350mm이하	$s \leq \min\left(\frac{b_{cc}}{2}, 175, 8d_{sl}\right)$ ※ 저층 하부는 $s \leq \min\left(\frac{b_{cc}}{2}, 150, 6d_{sl}\right)$ ※ 후프철근의 최소직경 d_{bw}는 다음 중 최대값 이상 $\left(0.35, d_{sl}\sqrt{\frac{f_{yl,d}}{f_{yt,d}}}, 6\right)$
SRC기둥의 구조강재 판폭두께비	관련조항 없음	관련조항 없음	플랜지 돌출부의 허용판폭두께비 (부분매입형 포함) $\frac{b}{t} \leq 9\sqrt{\frac{235}{f_{ys}}}$ ※ 구조연성도등급별로 규정하고 있음

			※ 횡구속 후프철근은 에너지소산영역에서의 국부좌굴을 지연시키므로, $s/c < 1.0$이면 허용판폭 두께비 증가 가능 ($s/c < 0.5$이면 50%,, $0.5 < s/c < 1.0$이면 선형보간) ※ 플랜지국부좌굴을 방지하기 위해서는, 후프철근의 직경은 $d_{st} \geq \sqrt{\left(\frac{bt_f}{8}\right)\left(\frac{f_{ys,d}}{f_{yt,d}}\right)}$
링크철근	관련조항 없음		부분매입형 합성기둥에는 용접연결되는 일자의 링크철근을 반드시 설치하여야 하며, 용접강도는 링크철근의 인장항복강도 이상이어야 함 ※ 링크철근의 직경은 6mm이상, 피복은 20mm이상 40mm이하
주철근	$1 \leq \rho_{sl} \leq 6\%$ ※ 부재길이의 중앙부 절반내에서 겹침이음	관련조항 없음 ※ 연결부로부터 1.2m이상 떨어진 곳에서 겹침이음	주철근간 거리는 200mm 이하
강기둥-약보를 위한 기둥의 휨강도	$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5}\Sigma M_{nb}$	$\frac{\Sigma M^*_{pcc}}{\Sigma M^*_{p,\exp}} \geq 1.0$	$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3\Sigma M_{Rb}$
전단강도	다음의 경우, 콘크리트의 전단기여도를 $V_c = 0$으로 보고, 횡철근이 전단력에 저항할 수 있도록 설계 - 전단력이 위험구간내 최대요구전단강도의 1/2이상인 경우 - 계수축력이 $A_g f_c'/20$ 이하인 경우	강재단면만의 전단강도, 철근콘크리트만의 전단강도, 또는 강재단면과 전단보강철근의 전단강도의 합으로 계산 (ANSI/AISC 360-10)	강재단면만 고려하여 산정
※ 수식에 사용된 기호는 각 설계기준 참조			

2) 충전형 합성기둥

○ 미국, 일본, 캐나다 등의 나라에서 한계상태 설계법을 근간으로 하여 설계를 하고 있으며, 대한건축학회에서 1997년 발행한 '강구조 한계상태 설계기준 및 해석'을 근간으로 국내에서도 한계상태설계법의 기준이 도입되었으나 설계식의 형태 및 적용 수치 등이 미국의 AISC-LRFD 설계식과 큰 차이를 발견하기 어렵고, 특히 합성기둥에서는 매립형 합성기둥으로 적용범위를 제한하고 있다. 이에 2003년 대한건축학회에서는 '콘크리트 충전 강관구조 설계기준'을 발행하였다.

○ AISC-LRFD 기준은 확률기초모델을 바탕으로 한 한계상태 설계법으로 중심 압축을 받는 각형 CFT 합성기둥의 설계압축강도 $P_u = \Phi_c P_n$ 를 기둥세장비에 따른 휨좌굴 한계상태로 부터 구하게 된다. 합성단면의 공칭강도는 강재가 압축으로 항복할 때 콘크리트는 압축으로 $0.85f_c'$의 응력에 도달한 것으로 가정하여 다음과 같이 구한다 ($\Phi_c = 0.75$).

$P_e \geq 0.44P_0$인 경우 $\quad P_n = P_0[0.658^{(\frac{P_0}{P_e})}]$ (2.86)

$P_e < 0.44P_0$인 경우 $\quad P_n = 0.877P_e$ (2.87)

여기서, $P_0 = A_s F_y + 0.85A_c f_c'$, $P_e = \pi^2(EI_{eff})/(KL)^2$, $EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$,

$C_3 = 0.6 + 2(\frac{A_s}{A_c + A_s}) \leq 0.9$.

- $A_s \geq 0.01A_g$, $F_y \leq 525MPa$
- 콘크리트의 설계기준은 압축강도는 $21 \leq f_c' \leq 70$조건을 만족해야 한다.
- CFT기둥에 사용되는 강관의 판폭두께비 b/t는 $2.26\sqrt{E/F_y}$ 이하이어야 한다.

○ AIJ-CFT Recommendations (2001)에서는 중심하중을 받는 각형 CFT 단주의 극한 설계 강도를 다음과 같은 식을 사용해서 구하도록 하고 있다.

$N_u = A_s\sigma_{scr} + 0.85A_c f_c'$ (2.88)

여기서, $\sigma_{scr} = \min(\sigma_{sy}, S \cdot \sigma_{sy})$, $\frac{1}{S} = 0.698 + 0.128(\frac{B}{t})^2 \frac{\sigma_{sy}}{E_s} \times \frac{4.00}{6.97}$

- $F_u \leq 590MPa$, $f_c' \leq 60MPa$, $b/t \leq 1.5 \times \frac{7.3 \times 10}{\sqrt{F_y^2}}$

○ EC4에서는 한계상태설계법에 근간을 둔 설계법으로 재료별 축방향 저항력에 부분안전계수를 곱하여 CFT기둥의 설계강도를 구한다.

$N_{Pl,\ Rd} = A_s F_y/\gamma_s + A_c f_c'/\gamma_c$ (2.89)

여기서, $\gamma_s = 1.1$, $\gamma_c = 1.5$

합성기둥에 사용하는 재료강도를 강재의 항복강도를 355MPa 이하로 콘크리트의 압축강도를 50MPa 이하로 제한하고 있고 판폭두께비는 $53\sqrt{235E_s/F_y}$ 이하로 제한하고 있다.

○ KBC 2009는 LRFD 2005와 동일한 설계식을 사용하며 다음과 같은 구조제한 규정을 두고 있다.

- $A_s \geq 0.01A_g,\ F_y \leq 440MPa,\ 21 \leq f_c' \leq 70MPa,\ b/t \leq 1.5\times\frac{7.3\times10}{\sqrt{F_y^2}}$

표 2.49 각국 강재관련 기준

인장강도	한국			일본	미국	유럽
	K.S	KBC2009	KBDC2012			
400MPa	SM400 SN400 SHN400	SS400 SM400 SN400 SHN400	SS400 SM400(A,B,C) SMA400 STK400	SM400 SN400	A709Gr.36, 50	
500MPa	SM490 SHN490 SM520 HSB500	SM490, SN490 SHN490, SMA490 SCW490-CF SM490TMC SM520 SM520TMC	SM490 SMA490 (A,B,C,TMC) HSB500 STK490 STK500 SM520(B,C,TMC)	SM490, SM520 SN490	A709Gr.50W A709HPS50W	S460
600MPa	SM570 HSB600	SM570 SM570TMC	SM570 SMA570 HSB600 (L,W)		A709HPS70W	S500 S550
800MPa	HSB800		HSB800 (L)		A709Gr.100	S620 S690
1000MPa						S890 S960

표 2.50 각국 내력식의 사용제한

적용범위	KBCS				AISC				Eurocode	
	2005		2009		1999		2005			
최소철근비 ($A_\delta$min)	3%		1%		4%		1%		2%-9%	
콘크리트강도 (f'_c)	20.5-55MPa		21-70MPa		21-55MPa		21-70MPa		20-50MPa	
강재강도 (F_{ymax})	415MPa		440MPa		415MPa		440MPa		450MPa	
형상	각형	원형	각형	원형	각형	원형	각형	원형	각형	원형
($B(D)/t_{\max}$)	$\sqrt{\frac{3E}{F_y}}$	$\sqrt{\frac{8E}{F_y}}$	$\sqrt{\frac{5.1E}{F_y}}$	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\sqrt{\frac{3E}{F_y}}$	$\sqrt{\frac{8E}{F_y}}$	$\sqrt{\frac{5.1E}{F_y}}$	$\frac{0.15E}{F_y}$	$52\sqrt{\frac{235}{F_y}}$	$90\frac{235}{F_y}$

3) 설계기준 비교

○ ACI 설계기준에서는 강재 강도에 대한 규정이 없고, 강재비에 대한 규정도 없다. AISC-LRFD 설계기준의 경우 강재 강도는 $f_y \leq 525MPa$로 제한하고 있으며, 강재비는 $\rho_s \geq 1\%$이다. Eurocode 4 설계기준의 경우 강재 강도는 $S235 \leq f_y \leq S460$으로 제한하고 있으며, 강재비는 강재의 강도를 강도로 나누어 산정하고 그 규정 범위는 $0.2 \leq \delta \leq 0.9$이다.

표 2.51 재료강도 상한

설계기준	콘크리트 강도(MPa)	강재 강도(MPa)	강재비
ACI	$17 \leq f_{ck}$	$f_y \leq 345MPa$	관련규정 없음
AISC-LRFD	$21 \leq f_{ck} \leq 70$	$f_y \leq 525MPa$	$\rho_s \geq 1\%$
Eurocode 4 (강도/슬럼프치)	$C20/25\ to\ C50/60$	$S235\ to\ S460$	$0.2 \leq \delta\left(=\frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}\right) \leq 0.9$

○ 판폭두께비: CFT의 경우 판폭두께비를 제한한다. 그 이유는 충전강관의 국부좌굴을 제어하기 위한 것이다. ACI 설계기준과 AISC-LRFD 설계기준은 최대하중 이후의 국부좌굴을 일부 허용한다. 하지만 Eurocode 4 설계기준은 최대하중 이후의 국부좌굴을 허용하지 않기 때문에 판폭두께비가 ACI와 AISC-LRFD보다 안전하게 평가된다.

표 2.52 판폭두께비

설계기준	각형강관			원형강관		
ACI	$\frac{b_s}{t} \leq \sqrt{\frac{3E_s}{f_y}}$			$\frac{h_s}{t} \leq \sqrt{\frac{8E_s}{f_y}}$		
AISC -LRFD	λ_p	λ_r	최대 허용값	λ_p	λ_r	최대 허용값
	$2.26\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.0\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.0\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.15\frac{E_s}{F_y}$	$0.19\frac{E_s}{F_y}$	$0.31\frac{E_s}{F_y}$
Eurocode 4	$\frac{h}{t} \leq 52\sqrt{\frac{235}{f_y}}$			$\frac{d}{t} \leq 90\frac{235}{f_y}$		

○ 축강도: 원형 CFT의 경우 콘크리트가 균일한 압축응력을 받는 경우 구속효과를 고려한다. ACI 318 설계기준은 구속효과를 고려하지 않고, AISC-LRFD 설계기준은 콘크리트 강도에 구속효과를 고려해 0.95라는 계수를 곱한다. Eurocode 4 설계기준의 경우 세장비를 고려하여 ηa와 ηc를 구하여 구속효과를 산정하고 강재의 경우 ηa를 사용하여 강도를 감소한다.

표 2.53 원형 CFT 콘크리트 구속효과에 따른 계수

ACI	$0.85f_{ck}$
AISC-LRFD	$0.95f_{ck}$
Eurocode 4	$\left(1+\eta_c\frac{t}{d}\frac{f_y}{f_{ck}}\right)A_c f_{ck}+\eta_a A_a f_y$ $\eta_a=0.25(3+2\overline{\lambda})\le 1.0$ $\eta_c=4.9-18.5\overline{\lambda}+17\overline{\lambda^2}\ge 0$

○ SRC는 구속효과를 고려하지 않는다. 그러므로 ACI 318 설계기준과 AISC-LRFD 설계기준 그리고 Eurocode 4 설계기준은 산정식이 같다. 하지만 ACI 318 설계기준과 AISC-LRFD 설계기준은 강도 산정식에 재료강도의 불확실성, 설계와 실제단면의 오차, 내력 추정 및 해석관련 불확실성을 고려하여 부재저항계수를 사용한다. Eurocode 4 설계기준의 경우 강도 산정식에 하중조건에 따라 재료의 기여도가 달라지므로 재료저항계수를 사용한다.

표 2.54 SRC 축강도 산정식

설계기준	축강도
ACI AISC-LRFD	$\phi_c P_o=\phi_c(A_s F_y+0.85A_c f_{ck}+A_{sr}F_{yr})$ 부재저항계수 : $\phi_c=0.75$
Eurocode 4	$N_{pl,Rd}=A_a\frac{f_{ya}}{\gamma_a}+\nu A_c\frac{f_{ck}}{\gamma_c}+A_s\frac{f_{ys}}{\gamma_s}$ 양생조건 : $\nu=1(CFT),\ 0.85(SRC)$ 재료저항계수 : $\gamma_a=1.00,\ \gamma_c=1.5,\ \gamma_s=1.15$

○ 합성단면의 휨강도를 결정하는데 ACI 318 설계기준은 변형률적합법을 사용한다. 변형률적합법이란 콘크리트 압축 변형률을 $\varepsilon_{cm}=0.003$으로 가정한 후 단면의 변형률이 선형적으로 변화시켜 휨강도를 결정하는 방법이다. 그림 2.116은 변형률적합법의 간략적인 개념도를 나타낸다.

그림 2.116 변형률적합법

○ 고강도 강재를 적용한 합성 기둥의 경우 변형률적합법으로 휨강도를 결정하면 휨강도가 과소평가 될 수 있다. 왜냐하면, 고강도 강재의 변형률이 콘크리트의 압축변형률 큰 경우 고강도 강재의 능력이 과소평가 될 수 있기 때문이다. 그림 2.117은 응력에 따른 콘크리트 변형률과 강재의 변형률을 나타낸다.

그림 2.117 콘크리트와 강재의 응력-변형률
곡선

○ Eurocode 4 설계기준은 합성단면의 휨강도를 결정하는데 소성응력분포법을 사용한다. 소성응력분포법이란 단면을 소성상태로 가정한 후 휨강도를 결정하는 방법인데, Eurocode 4 설계기준은 간략법으로 4개의 점을 다중선으로 연결하여 휨강도를 결정한다.

C

D

B

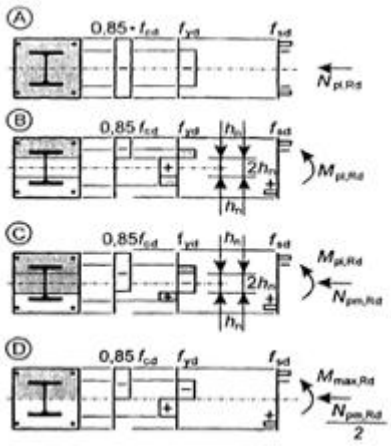


그림 2.118 소성응력분포법

○ AISC-LRFD의 설계기준은 합성단면의 휨강도를 결정하는데 2개의 성능점을 이용하는데 이후 간략법이라 명칭하겠다. 먼저 공칭축강도로 순수 축강도를 산정한 뒤, 합성단면의 소성휨모멘트강도로 순수 휨강도를 결정한다.

그림 2.119 간략법

○ 유효길이는 자체의 처짐곡선 내의 변곡점(즉, 모멘트가 0인 점) 사이의 거리이다. 유효길이 계수(k)는 지점조건에 따라서 다르다.

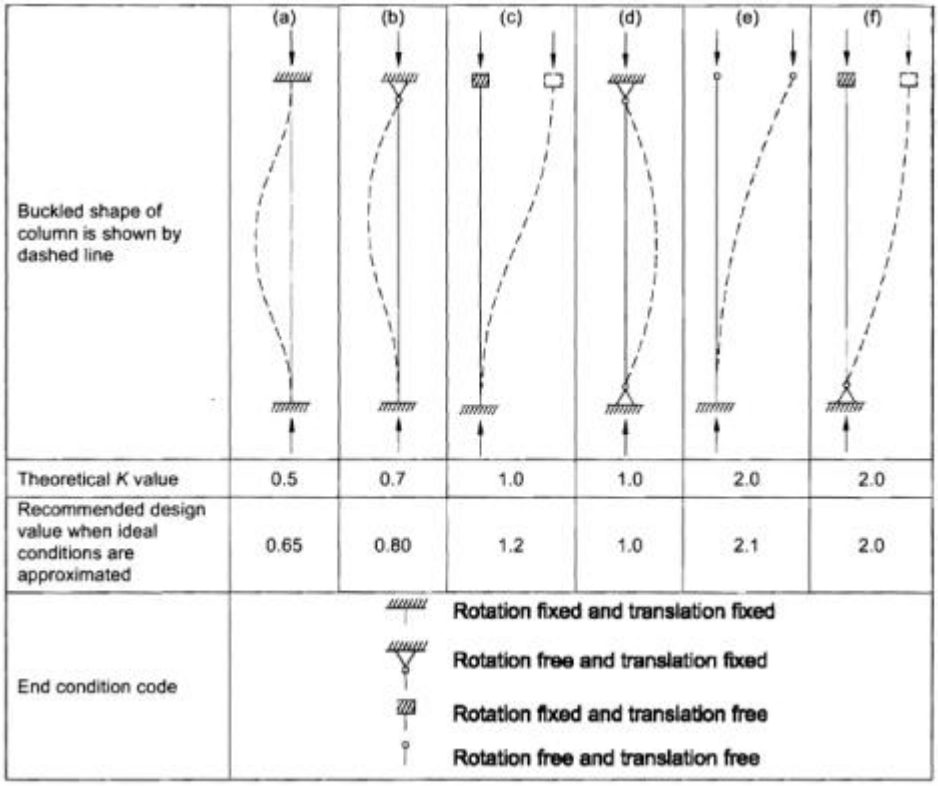
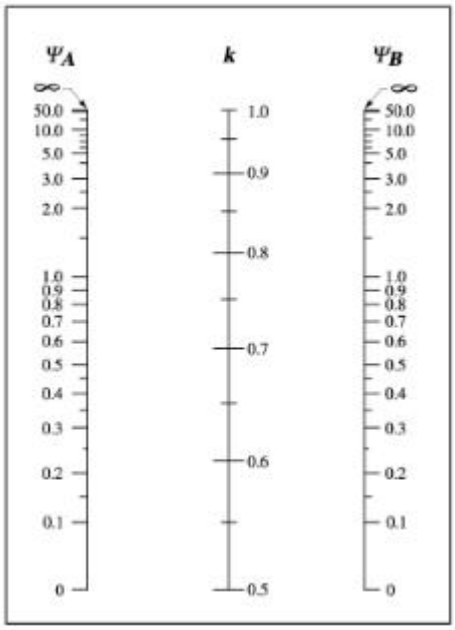


그림 2.120 유효길이

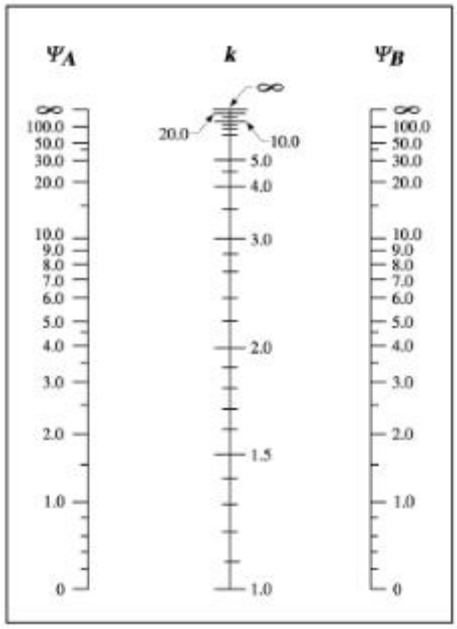
○ ACI 318 기준, AISC-LRFD 기준: ACI 318 기준과 AISC-LRFD는 유효길이 계수(k)를 산정할 때 alignment chart를 사용한다. alignment chart는 횡지지가 된 경우와 횡지지가 되지 않은 경우를 나누고 있으며, ACI 318의 경우 alignment chart의 ψ를 결정할 때 식 (2.90)를 사용하고, AISC-LRFD의 경우 alignment chart의 G를 결정할 때 식 (2.91)을 사용한다.

$$\psi = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_b I_b / L_b)} \tag{2.90}$$

$$G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} = \frac{\sum(EI/L)_c}{\sum(EI/L)_g} \tag{2.91}$$

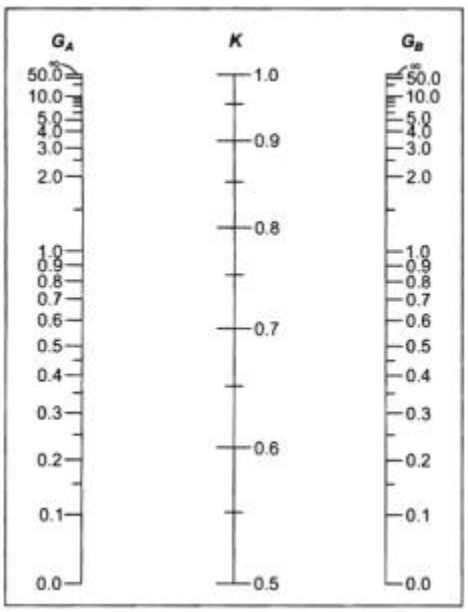


(i) Nonsway Frames

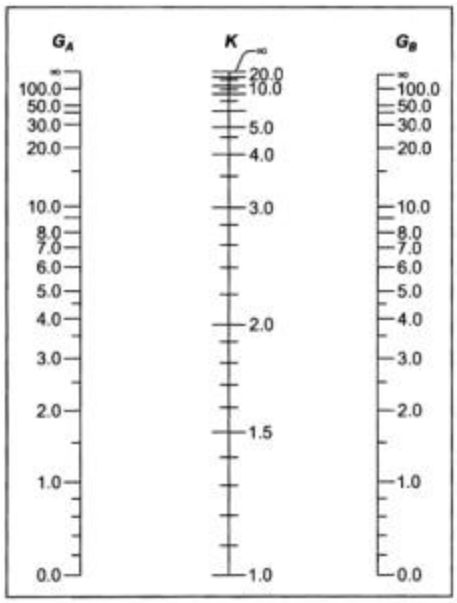


(ii) Sway Frames

(a) ACI 318



(i) sidesway inhibited (braced frame)



(ii) sidesway inhibited (moment frame)

(b) AISC-LRFD

그림 2.121 Alignment Chart

○ Eurocode 4 기준은 유효길이 산정시 ACI 318기준과 AISC-LRFD과 다르게 alignment chart를 사용하지 않고, 일반적으로 단일부재이고 단면형상이 일정할 때에는 유효길이 산정 방법와 유사하게 결정한다.

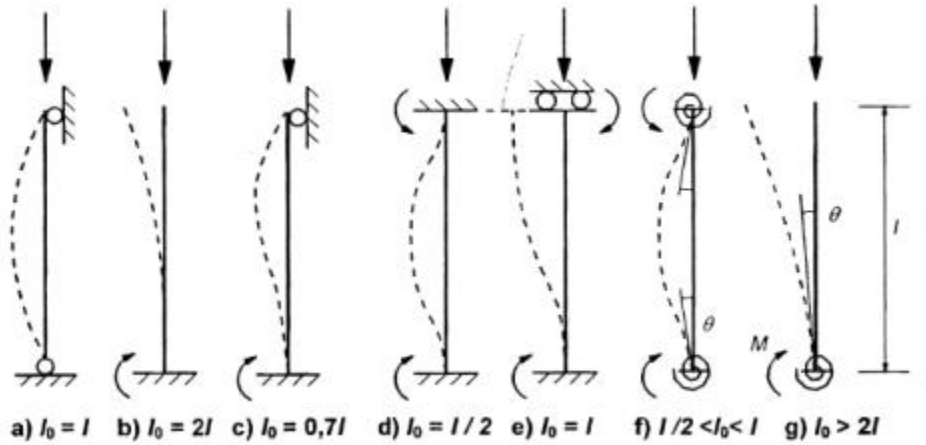


그림 2.122 Eurocode의 유효길이

○ 단일 부재가 아니라 압축을 받는 프레임의 경우 식 (2.92)을 만족하면, 횡지지된 부재의 경우 식 (2.93) 산정식으로 유효길이를 결정하고, 횡지지가 되지 않는 부재의 경우 식 (2.94) 산정식으로 유효길이를 결정한다.

$$\lambda \le \lambda_{\lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \qquad (2.92)$$

여기서, $\lambda = l_o / i \; (= kl_u / r)$

$A = 1/(1+0.2\varphi_{ef})$

$B = \sqrt{1+2w}$

$C = 1.7 - r_m$

$n = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$

$$l_o = 0.5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1+\frac{k_1}{0.45+k_1}\right) \cdot \left(1+\frac{k_2}{0.45+k_2}\right)} \qquad (2.93)$$

$$l_o = l \cdot \max\left\{\left(\sqrt{1+10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1+k_2}}\right), \left(1+\frac{k_1}{1+k_1}\right) \cdot \left(1+\frac{k_2}{1+k_2}\right)\right\} \qquad (2.94)$$

여기서, $k = (\theta/M) \cdot (EI/l)$

○ ACI 318 기준 (비횡구속): ACI 318 기준은 순수축강도의 세장효과를 고려할 때, 기둥의 좌굴 및 우발편심을 고려하여 순수축강도를 결정하고, 휨모멘트 강도의 경우 모멘트확대계수를 사용하여 휨모멘트강도를 저감한다. 식 (2.95)는 순수축강도 산정식이고, 식 (2.96)는 휨모멘트강도 산정식이고, 식 (2.97)은 유효강성 산정식이다.

$$P_n = \min[P_o,\ P_c],\ \left(P_c = \frac{\pi EI^2}{(kl_u)^2}\right) \tag{2.95}$$

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \left(\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0.75P_c}}\right) \tag{2.96}$$

$$EI = \frac{E_c I_g/5}{1+\beta_d} + E_s I_{sx}\,(\text{철근고려} X) \tag{2.97}$$

○ AISC-LRFD 기준: AISC-LRFD 기준은 순수축강도의 세장효과를 고려할 때, 휨좌굴을 고려하여 결정한다. 휨모멘트 강도의 경우 ACI 318와 유사하게 모멘트확대계수를 사용하여 휨모멘트강도를 저감한다. 식 (2.98)은 순수축강도 산정식이고, 식 (2.99)는 휨모멘트강도 산정식이고, 식 (2.100)은 SRC 기둥의 유효강성 산정식이고, (32.101)은 CFT 기둥의 유효강성 산정식이다.

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{\frac{P_{no}}{P_c}}\right]\left(\frac{P_{no}}{P_c} \le 2.25\right) \tag{2.98}$$
$$= 0.887 P_c \left(\frac{P_{no}}{P_c} > 2.25\right)$$

$$M_c = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = \frac{C_m}{1 - P_r/P_e} M_{nt} + \frac{1}{1 - \dfrac{P_{story}}{P_{estory}}} M_{lt} \tag{2.99}$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_{sl} E_{sr} + c_1 E_c I_c \tag{2.100}$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s E_{sr} + c_3 E_c I_c \tag{2.101}$$

여기서, $c_1 = 0.1 + 2\left[\dfrac{A_s}{A_c + A_s}\right] \le 0.3 (SRC)$,

$c_3 = 0.6 + 2\left[\dfrac{A_s}{A_c + A_s}\right] \le 0.9 (CFT)$

○ Eurocode 4 기준 (비횡구속): Eurocode 4 설계기준은 세장효과를 고려해 순수축강도를 산정할 때, 초기불완전성에 따른 기둥좌굴곡전을 제시하고 있다.

$$N_{Rd}(= P_n) = \chi N_{pl,Rd}(= P_o) \tag{2.102}$$

여기서, $\chi = \dfrac{\pi^2 EI_{eff}}{\Phi + (\Phi^2 - \lambda^2)^{0.5}} (\le 1.0)$

$\Phi = 0.5[1 + 0.34(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$

$$\lambda = \sqrt{N_{pl,Rd}(=P_o)/N_{cr}(=P_e)}$$

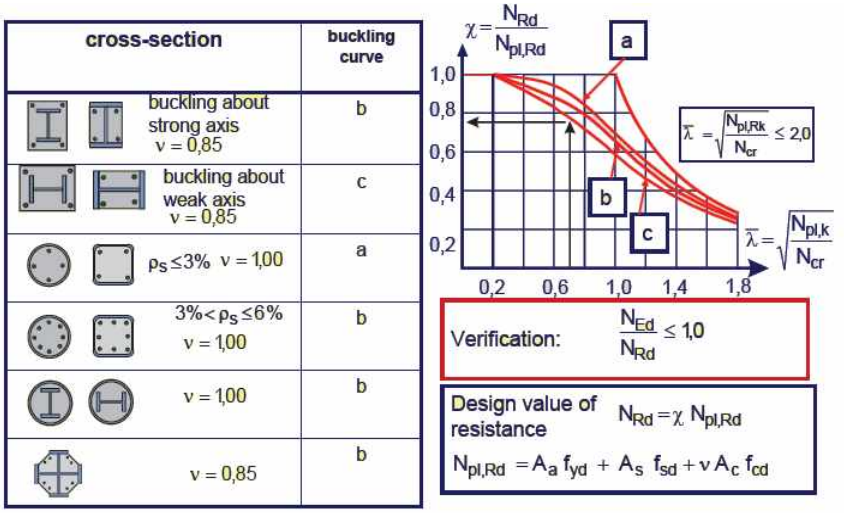


그림 2.123 Eurocode 4 설계기준의 세장효과를 고려한 축강도

○ 세장효과를 고려한 휨강도를 산정시 모멘트확대계수를 사용하여 단면의 휨모멘트 강도를 저감한다. 식 (2.103)는 휨강도 산정식이고 식 (2.104)은 유효강성 산정식이다.

$$M_{Ed}(=M_c) = \alpha_m \mu_d \frac{M_{pl,Rd}}{k} \qquad (2.103)$$

$$(EI)_{eff,II} = 0.9(E_a I_a + E_s I_s + 0.5 E_{cm} I_c) \qquad (2.104)$$

여기서, $\mu_d = \dfrac{M_{pl,N,Rd}}{M_{pl,Rd}}$

$\alpha_m = 0.9(\text{or } 0.8 \text{ for } S420 - S460)$

$k(=\delta_{ns}) = \dfrac{\beta}{1 - P_u/P_e} (\geq 1.0)$

4) 고연속구조물의 회전능력 및 이음부 성능 평가

○ 매입형 합성기둥 (SRC기둥)은 국내외 초고층 및 대형건물의 기둥부재로 널리 사용되고 있다 (그림 2.124).



(a) Taipei 101　　(b) International commerce centre　　(c) Shanghai world financial center

그림 2.124 합성기둥의 적용

○ 최근 국내에서는 800MPa급의 건축구조용 고강도강재가 개발되었으며(POSCO 제품명 PILAC-BT66, KS D 5994 등재명 HSA800, 그림 2.125 및 표 2.46 참조), 고층건물을 중심으로 100MPa급 이상의 고강도콘크리트가 사용되고 있다. 이에 따라 구조성능 증대 및 이에 따른 여러 가지 효과를 목적으로, 고강도재료의 합성기둥에 대한 적용이 기대되고 있다.

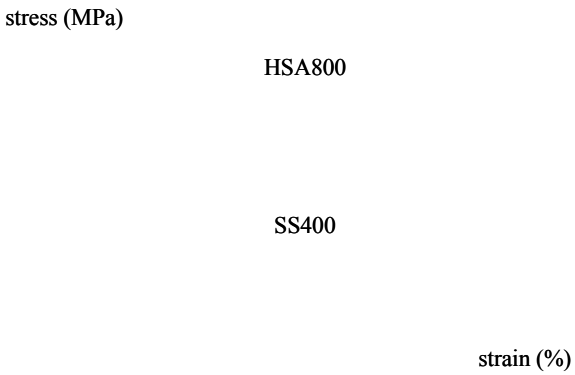


그림 2.125 800MPa급 건축구조용 고강도강재 (HSA800)

표 2.55 HSA800(PILAC-BT66)의 역학적 특성

<table>
<tr><th>구분</th><th>특성</th></tr>
<tr><td>화학조성</td><td>
<table>
<tr><td>C</td><td>Si</td><td>Mn</td><td>P</td><td>S</td></tr>
<tr><td>≤0.2</td><td>≤0.55</td><td>≤3.00</td><td>≤0.015</td><td>≤0.006</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>항복비</td><td>≤0.85</td></tr>
<tr><td>항복강도 (0.2% 영구변형률법)</td><td>650~770MPa</td></tr>
<tr><td>인장강도</td><td>800~950MPa</td></tr>
<tr><td>두께</td><td>25~100mm</td></tr>
<tr><td>샤르피 충격에너지</td><td>47J@-5℃</td></tr>
<tr><td>연신율</td><td>≥0.16 (9T~16T)
≥0.24 (16T~20T)
≥0.16 (20T~)</td></tr>
<tr><td>탄소당량</td><td>≤0.6</td></tr>
<tr><td>저온균열감수성</td><td>≤0.3</td></tr>
</table>

○ 일본의 경우, 1998년에 인장강도 780MPa급 고강도강재와 압축강도 90MPa급의 고강도콘크리트를 이용한 CFT기둥을 실제 고층건축물에 적용하였다. 중국의 경우, 콘크리트는 90MPa급 강재는 최대 570MPa급까지 실제 합성기둥에 적용되었다. 비록 적용강재의 강도가 최근 다소 정체된 편이지만, 중국은 한국보다 많은 적용사례를 보유하고 있다. 그 외 미국 등 해외에서는 주로 RC코어, SRC 또는 CFT 메가기둥, 아웃리거, 벨트트러스, 메가브레이스, 링크보 등의 하이브리드 시스템에 합성부재를 많이 적용하고 있다. 국내에서도 '초고층빌딩 시공기술 연구단'을 통해, 개발된 고강도강재를 실제 건물내의 SRC 및 CFT 합성기둥에 적용하기 위한 실용화 연구가 진행 중이다.

○ 콘크리트의 극한압축변형률은 강도와 크게 관계없이 최대 $\epsilon_{cu} \approx 0.003$정도로서(단기하중을 받는 경우), 항복강도 $f_{ys} = 600$MPa 이상의 고강도강재를 사용하는 경우, 또는 강재의 항복변형률 ϵ_{ys}가 콘크리트의 극한압축변형률 ϵ_{cu}를 초과하는 경우에는, 강재단면의 항복에 앞서 콘크리트가 먼저 압괴할 수 있다 (그림 2.126). 특히 매입형 합성단면이 휨과 압축을 동시에 받는 경우에는, 강재외부에 위치한 콘크리트에 더 큰 변형이 발생하므로 콘크리트의 조기압괴 및 박탈현상이 더욱 두드러진다. 강재항복 이전의 콘크리트 조기압괴는 강재의 강도를 충분히 활용할 수 없게 되는 결과를 초래하고 이는 합성기둥의 경제성을 크게 떨어뜨리므로, 매입형 합성기둥에 고강도강재를 사용하는 경우에는 콘크리트의 조기압괴에 대한 세심한 주의가 요구된다.

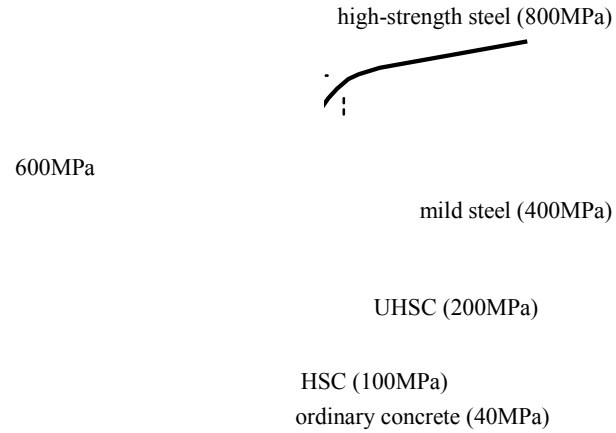


그림 2.126 강재 및 콘크리트의 응력-변형률 관계

○ 국내외 현행 설계기준에서는 이러한 이유와 더불어, 기존 실험연구결과의 부족으로 인하여 강재의 항복강도에 상한선을 두고 있다. 따라서 고강도강재의 합성기둥 적용을 위해서는, 합성단면내에서의 고강도강재와 콘크리트의 상관관계를 고려한 합리적 강도평가방법의 개발이 필요하다.

표 2.56 현행 설계기준의 적용재료 강도상한

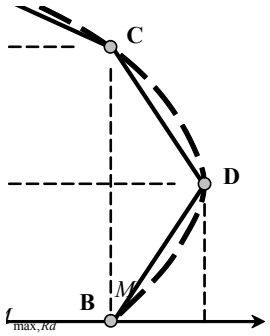
구조요소		ACI 318-11 (2011)	Eurocode 4 (2004)	ANSI/AISC 360-10 (2010)	AIJ-SRC (2001)
강재 항복강도	최대	350MPa	460MPa	525MPa	588MPa[(1)]
	최소	-	-	-	-
콘크리트 압축강도	최대	17MPa	20MPa	21MPa	58.8MPa
	최소	-	50MPa	70MPa	29.4MPa

[(1)]최대인장강도

○ KBC 2009 (2010) 강구조편에서는 합성단면의 강도평가 방법으로서, 등가의 강재기둥으로 치환한 후 이선형으로 단순화했던 기존의 방법 대신 (ANSI/AISC 360-10의 H1방법), 변형률적합법(strain-compatibility method, 그림 2.127(a))과 소성응력분포법(plastic stress distribution method, 그림 127(b))의 2가지 설계방법을 제시하고 있다. 변형률적합법과 소성응력분포법은 각각 ACI 318-11과 Eurocode 4의 방법에 기초한 것으로, 2가지 방법 모두 콘크리트의 등가응력블록($0.85f_{ck}$)을 가정하고 있고, 콘크리트의 극한압축변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003$을 가정하여 단면해석을 실시하거나 (ACI 318-11), 강재의 소성응력분포에 기반하여 강도를 산정한다 (Eurocode 4).

(a) ACI 318-11

A



(b) Eurocode 4

A

B

(c) ANSI/AISC 360-10

그림 2.127 현행
합성구조설계기준의 강도상관곡선

○ 600MPa 이상의 고강도강재를 매입형 합성단면에 적용하는 경우, 콘크리트 압괴 시 강재가 여전히 탄성상태에 머무르므로 강재단면의 완전소성을 가정한 Eurocode 4는 합성단면의 강도를 과대평가할 가능성이 있으며, 횡구속에 따른 콘크리트 극한 압축변형률의 증가를 무시한 ACI 318-11은 합성단면의 강도를 과소평가할 가능성이 있다 (그림 2.128).

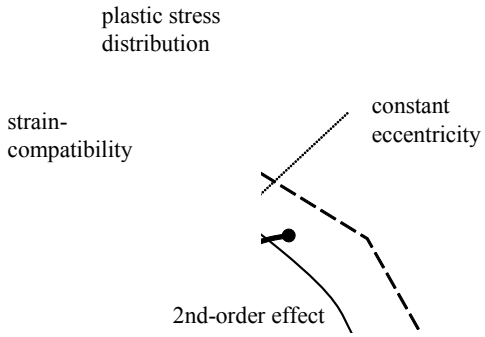


그림 2.128 변형률적합법과 소성응력분포법에 의한
강도상관곡선

○ 콘크리트 충전강관기둥(concrete filled steel tube column)은 강관의 구속효과(confinement effect)에 의해 충전콘크리트의 압축내력 상승과 충전된 콘크리트에 의해 강관은 국부좌굴이 지연되어 부재는 뛰어난 변형성능을 발휘한다. CFT기둥은 단면형상에 따라 크게 원형과 각형으로 크게 구분 지을 수 있으며, 같은 단면적을 가질 때, 원형 CFT기둥은 압축시 콘크리트가 삼축 응력상태로 되어 구속효과가 각형CFT기둥에 비해 우수하고, 많은 합성작용(composite action)을 기대 할 수 있다.

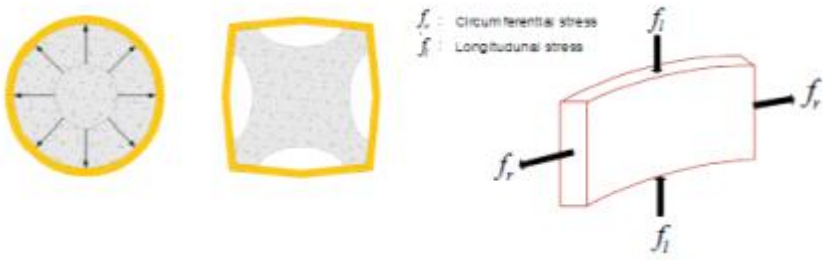


그림 2.129 CFT기둥의 단면형상에 따른 구속효과

○ 콘크리트충전 강관기둥은 원형 또는 각형각관 내부에 콘크리트를 충전한 기둥 시스템을 말하며, CFT 기둥은 외부 강관이 내부 콘크리트를 구속하기 때문에 강성, 변형능력, 내화성, 시공성 등에서 매우 우수한 성능을 발현한다. 따라서 일반 RC 기둥이나 SRC 기둥에 비해 설계적, 구조적, 시공적 측면에서 다음과 같은 특성을 가진

다.

① 설계적 측면

- 세장비가 크고 단면이 작은 기둥을 만들 수 있다.

- 내부에 콘크리트를 충전함으로써 생기는 기둥내력과 변형능력의 향상을 통해, 단일재로 구성된 기둥에 비해 필요한 강도를 확보하기 위해 비교적 작은 단면적만 필요하다.

- 유효면적을 최대한 확보할 수 있어 공간을 최대한 활용할 수 있다.

- 열용량의 영향으로 내화성능 확보가 용이하기 때문에 내화피복을 최소화할 수 있다.

② 구조적 측면

- CFT기둥은 강도가 콘크리트보다 약 10배가 큰 강재를 단면의 최외각에 위치시킴으로써 구조재료를 가장 효율적으로 사용할 수 있는 설계방법이다.

- 외부강관은 콘크리트의 부피팽창에 의한 횡구속력을 받아 이축응력상태가 되고, 내부 충전콘크리트는 강관의 구속에 의해 삼축응력상태가 되어 강도 증가에 기여한다.

- 채움효과로 인해 외부강관의 좌굴이 외부로 발생하도록 제약하므로 기둥의 내력을 향상시킨다.

- 단면상의 모든 축에 대해서 단면 2차모멘트가 같고 동일한 단부구속을 받으므로 기둥부재로서 가장 효율적이며, 강관의 경우에 압연형강에 비해 상대적으로 비틀림 강성이 우수하다.

③ 시공적 측면

- 거푸집이 필요하지 않아 노동력 절감 및 시공기간 단축이 가능하다.

- 동일 성능을 발현하기 위한 다른 기둥 시스템을 사용한 경우보다 단면적이 작고 최소한의 마감면적을 가지기 때문에 마감 비용이나 유지보수 비용이 감소한다.

④ CFT 기둥의 단점

- CFT는 폐단면을 가지기 때문에 반력, 전단력, 모멘트를 전달하는 보-기둥 접합부의 설계 및 시공이 까다롭고 접합부의 콘크리트 충전성을 확보하고 품질을 검사하는데 어려움이 따른다.

- 접합부에 대한 상세 개발이 불충분한 상태이다.

- CFT 보-기둥 접합부는 크게 내부 다이어프램 형식과 외부 다이어프램 형식으로 구분하며, 이 중 내부 다이어프램을 사용할 경우에는 콘크리트의 충전성을 확보하기가 어렵다.

○ 콘크리트 충전강관은 강관의 구속효과에 의해 충전 콘크리트의 압축내력 상승과, 충전 콘크리트에 의한 강관의 국부좌굴 보강효과에 의해 부재내력이 상승하고 뛰어난 변형성능을 발휘한다. 압축력이 작용 할 때 외부의 강관이 내부의 콘크리트를 3축 응력상태로 콘크리트를 구속하기 때문에 압축내력이 상승하며, 콘크리트는 강관의 국부좌굴을 지연하므로 뛰어난 연성능력을 발휘한다. 기둥부재로서 CFT는 구조 및 시공적인 측면에서 많은 장점을 가지고 있기 때문에 국내외 적으로 연구가 활발

히 진행되고 있다.

○ Hajar와 Goury (1996)는 각형과 원형 CFT 보-기둥의 삼차원(P_o , M_x , M_y) 단면강도를 다항식으로 표현한 내력식을 제안하였다. 이 식은 각 축에 해당하는 부재 내력앞에 c1, c2, c3, c4의 상수를 사용하여 CFT의 부재강도를 산출하고 있다. 이 식은 2.76과 같다. 기존 연구자 (Hen 1973, Lu and Kennedy 1994) CFT의 실험값을 가지고 예측식과 비교한 결과 오차 범위는 +5.4%～-11%이다. 특히 중심축력을 받는 단주에서 더 좋은 대응을 보였다.

$$c1(m_y^2+m_z^2)+c2p^2+c3(m_y^2p^2+m^{2_z}p^2)+c4m_y^2m_z^2=1 \qquad (2.105)$$

$$P_0=A_sF_y+A_cf_c' \qquad (2.106)$$

○ Hams and Saadeghvazii는 중심축력을 받는 CFT기둥의 비선형반응이란 논문을 발표하여, 삼차원 유한요소모델로부터 중심축력을 받는 CFT기둥의 구속된 콘크리트 응력-변형율 특성은 콘크리트의 재질적 특성 뿐만 아니라 기둥의 기하학적인 환경에도 많은 영향을 받는 것을 알아냈다. 정방향 및 원형 CFT 기둥의 강도, 강성, 연성, 콘크리트의 최대 압축강도 및 변형률, 최대하중시 강재의 최대 압축응력식을 제안하였다. 중심축압력을 받는 콘크리트 충전 강관단주의 최대내력산정은 다음과 같다.

$$P_n=A_sf_{sy}+A'_cf'_c \qquad (2.107)$$

여기서, $F_{sy}=R_1R_2f_y$, $R_1=1.08-0.045\ln(\frac{D}{t})$($R_1$: 이축효과에 의한 감소계수).

$R_1=1.08-0.045\ln(\frac{D}{t})$

○ CFT는 각형과 원형으로 크게 형상별로 구분할 수 있다. 단면형상이 다르기도 하지만 구조적 특성과 역학적 성질에서 많은 차이가 있다. 그 중 원형 CFT의 경우, 콘크리트 코어를 강관으로 둘러싸 구속하면 콘크리트 삼축 응력상태로 되어 역학적 성질이 매우 향상된다. 따라서 원형은 각형에 비해 뛰어난 구조적 특성을 발휘하여 콘크리트와 이를 둘러싸는 강관 사이에 생기는 구속효과로 인한 합성작용을 기대 할 수 있다.

· 이와 같은 구조적 성능의 향상에도 불구하고 현재 여러 나라의 설계규준에서는 단순누가 방식으로 합성기둥의 강도를 평가하므로 강관과 콘크리트 코어 상호간의 구속효과를 무시하거나 고려하더라도 모호하게 표현되어있다.

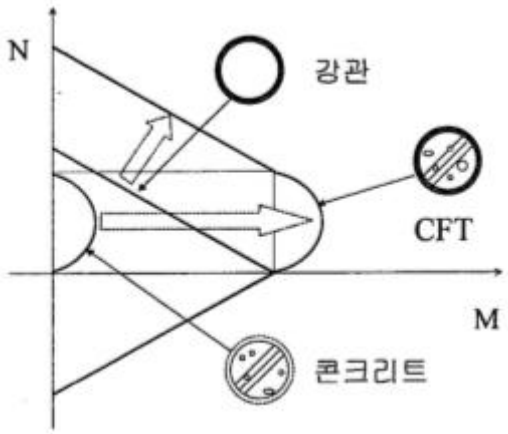


그림 2.130 단순누가강도 개념도

· 최근 경제성과 재료의 효율성으로 인해 고강도 재료가 개발되고 발전하고 있다. CFT에 고강도 강재와 콘크리트를 사용함으로서 구조적으로 많은 내력 향상을 기대할 수 있다. 일반적으로 보통강도의 재료를 사용한 CFT는 고강도에 비해 부재 단면이 커지게 되어 사용성 및 경제성 측면에서의 효율이 저하된다. 또한 고강도 강재와 콘크리트를 사용함으로서 구조적으로 많은 내력 향상을 기대할 수 있지만. 이에 따른 재료의 관한 연구는 명확하게 규명되지 않고 있으며, 고강도 재료를 적용한 CFT 연구는 대부분 콘크리트의 압축강도에 따른 연구로 국한되어 있으며, 지금까지 국내 건축설계기준(KBC)은 적용범위가 순차적으로 완화는 되고 있지만 그 범위에 벗어난 부재에 대해서는 적절한 방안은 아직 미비한 실정이다.

· 현재 국내 기준인 KBC 2009의 강구조 기준에는 고강도(600MPa급 이상) 강재에 대한 항복강도 및 판폭두께비에 대한 규정은 없는 상태이며, 각국의 주요 합성구조 설계식에서도 600MPa급 강재를 대상으로 하여 CFT합성기둥의 설계식을 제안하고 있는 실정이다.

· 600MPa 이상의 고강도 강재를 사용하는 경우에는 콘크리트의 극한 압축 변형률 0.003 이후에도 강재가 탄성상태에 머물러 있어서 강재단면의 완전소성을 가정한 EC4는 합성단면의 강도를 과대평가할 가능성 있으며, 횡구속이 잘 된 고강도 콘크리트를 적용한 경우 횡구속력 증가에 따른 콘크리트 극한 압축변형률의 증가를 무시한 ACI318은 합성단면의 성능을 과소평가할 가능성 있다.

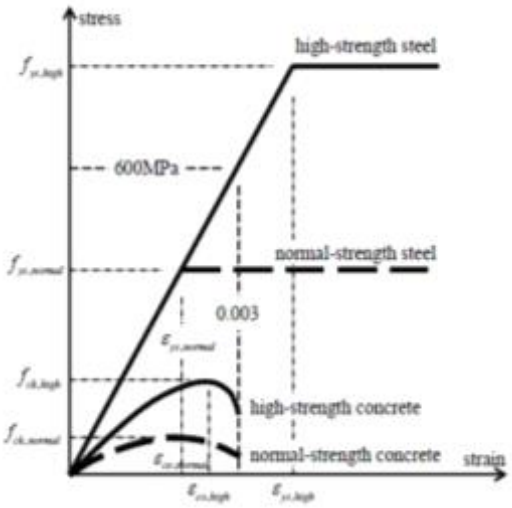


그림 2.131 고강도강재 및 고강도콘크리트의 응력-변형률

· 지금까지 국내 건축설계기준은 미국 강구조학회의 기준인 AISC-2005에서 많은 부분을 수렴(收斂)하고 있다. 7장 강구조에서는 '0706합성부재'를 한 파트로 작성되어 있으며, 설계시 최소 철근비 압축강도 인장강도와 폭두께비 규준범위를 제안하고 있다. 설계기준은 개정될 때마다 적용범위가 순차적으로 완화는 되고 있지만 그 범위에 벗어난 부재에 대해서는 적절한 방안은 아직 미비한 실정이다. 결과적으로 시공상 세부적 지침과 공사현장에서 CFT를 적용하기까지는 설계기준의 표기가 미흡하고 적용사례가 다양하지 않은 이유로 설계하는 판단근거가 부족하다.

○ 이상과 같은 문제점 이외에도 여러 가지 문제점들을 생각해 볼 때 아직까지 이러한 구조형식의 전반적인 체계는 확립되어 있지 않고 발전단계에 있다고 할 수 있다. 콘크리트 충전강관부재를 기둥부재로 건축구조물 설계에 적극적으로 적용하기 위해서는 형상에 따른 구조거동, 폭두께비의 영향, 압축강도와 인장강도의 성능이 밝혀져야 하고 이에 관한 연구활동이 보다 체계적으로 이루어져야할 것이다.

○ 콘크리트충전 기둥의 구조설계기준 비교검토

· 2010 AISC-LRFD vs. 2005 AISC-LRFD Spec. (KBC 2009)

① 2010 AISC-LRFD는 철골설계와 콘크리트설계의 충돌이 최소화되도록 2005 AISC-LRFD를 대폭 개정하였다. 예를 들어 압축재의 강도산정에 ACI318(2008)의 접근법과 상통하는 단면해석법(변형도적합법)을 도입하였다.

② 다년간 개정되지 않은 ACI 318 합성기준을 극복하기 위해 최근 연구성과(가령 Leon 2007, Ziemian 2010 등)를 반영하여 충전합성부재에 국부좌굴 조항의 합리화를 도모하는 등 가장 최근까지의 실험적 근거를 가진 기준으로 평가된다.

· 서로 포맷이 상이한 각 기준식의 비교평가 문제

① ACI, AISC-LRFD 기준에서는 재료강도의 불확실성, 해석과 강도공식의 불확실성, 부재파괴가 가져오는 결과의 파국성 등이 종합적으로 고려된 단일의 부재강도감소계수를 적용하나, EC4에서는 재료별 부분강도감소계수를 적용한다. 표 2.57은 ACI, AISC-LRFD와 EC4에서의 합성기둥의 압괴강도(squash load) 산정식 포맷을 정리한 것이다.

표 2.58 ACI, AISC-LRFD와 EC4의 강도감소계수를 적용한 식

ACI AISC-LRFD	부재강도감소계수	$\phi_c P_o = \phi_c(0.85A_c f_{ck} + A_s F_y + A_{sr} F_{yr})$
EC4	재료강도감소계수 (Partial Safety Factor;PSF)	$N_{pl,R_d} = \frac{0.85 f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{ys} A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{ya} A}{\gamma_a}$
Note: 공칭강도는 $\phi = 1.0$, PSF=1.0으로 하여 산정		

② 각 기준에서 제시하는 강도산정식의 평가에는 단순한 결정론적 공칭강도의 비교 외에도 적어도 FOSM (First Order and Second Moment) Reliability Analysis에 의한 설계식의 신뢰도 비교가 필요할 것으로 보인다. 이 작업에는 최소한 하중, 강재, 철근, 콘크리트의 평균 및 표준편차 정보가 필요하다. 이는 CFT기둥에 국한된 문제가 아닌 휨재등 다른 부재에도 적용되어야 함은 물론이다. 예를 들어, 특정 적재하중대 고정하중 비(L/D)에 대한 각 기준의 설계식이 확률론적으로 담보하는 신뢰도(reliability= probability of being safe)를 평가할 필요가 있다. 이 작업을 위한 소수 전문인원의 한시적 task force가 필요할 수도 있다고 사료됨.

· 단면구조성능

① 공칭강도의 산정: 합성단면의 공칭강도를 산정하는 데에는 변형률적합법(general method)과 소성응력분포법(간편법, 안전측이 아닐 수도 있음)의 두 가지 옵션이 있다 (그림 2.132 참고). 표 2.59는 ACI와 AISC-LRFD, EC4에서 공칭강도 산정법을 위해 사용되는 방법을 정리한 것이다.

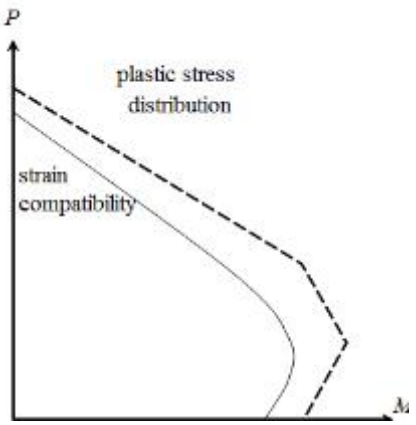


그림 2.132 소성응력분포법과 변형률적합법을 적용한 P-M 곡선

표 2.59 ACI, AISC-LRFD와 EC4의 공칭강도 산정법

ACI	AISC-LRFD	EC4
변형률적합법	소성응력분포법 /변형률적합법	소성응력분포법 /변형률적합법

소성응력분포법은 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트는 압축으로 $0.85f_{ck}$의 응력에 도달한 것으로 가정하여 공칭강도를 계산한다. 변형률적합법은 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포하고 압괴변형도는 통상 ϵ_{cu}=0.003으로 가정한다. 이 방법은 정확한 응력-변형률관계(구성방정식)만 주어지면 적합조건 및 평형조건을 만족시키므로, 모든 경우에 정해에 가까운 결과가 얻어져야 한다. 그러나 이하의 논의에서 보듯이 각 기준에서 제시하는 변형률적합법을 따를 경우 실험결과와 상당한 오차를 보이는 경우가 종종 발생한다. 이는 합성기둥의 실제 거동을 반영하는 구성방정식(가령 구속효과를 반영한 콘크리트의 압괴변형도 및 응력도-변형도 관계 또는 고강도강의 특유의 응력도-변형도 관계)을 각 기준에서 적절히 제시하지 못한 때문이므로 이에 대한 개선이 필요하다.

② 구속효과: AISC와 EC4의 소성응력분포법에서는 원형 CFT의 콘크리트가 중심축 압축응력을 받는 경우 구속효과를 고려한다. 표 2.60는 ACI, AISC-LRFD, EC4에서의 구속효과 고려방안을 요약한 것이다.

표 2.60 ACI, AISC-LRFD와 EC4에서 구속효과를 고려한 보정된 설계식

ACI	고려하지 않음
AISC-LRFD	$0.85f_{ck} \rightarrow 0.95f_{ck}$
EC4 (세장비에 따라 콘크리트 강도 상향, 철골 강도 하향)	$A_c f_{ck} \rightarrow A_c f_{ck}\left(1+\eta_c \frac{t}{d}\frac{f_y}{f_{ck}}\right)$, $A_a f_{yd} \rightarrow \eta_a A_a f_{yd}$ 여기서 $\eta_a = 0.25(3+2\bar{\lambda}) \le 1.0$, $\eta_c = 4.9-18.5\bar{\lambda}+17\bar{\lambda}^2 \ge 0$, $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R_d}}{N_{cr}}} < 0.5$

③ 재료강도 상한 및 강재비: 일반적으로 실험이나 타당한 해석적 고려에 의해 입증되지 않으면 재료강도나 강재비 등에 대한 상/하한을 부과하는 것이 구조기준의 보수성 확보라는 측면에서 타당하다. 그러나, 표 2.61에서 보듯이 ACI기준의 경우는 전혀 그러하지 않은데 이는 이 기준이 다소 낡은 기준임을 보여준다. 주로 사용성과 관련 강성산정에는 콘크리트강도가 상한을 초과해도 특별한 검증없이 활용할 수 있다 (AISC-LRFD).

표 2.61 재료강도 상한 및 강재비

	콘크리트 강도	강재 강도	강재비
ACI	관련규정 없음		
AISC -LRFD	$21 \le f_{ck} \le 70MPa$	$f_y \le 525MPa$ (KBC2009: $f_y \le 440MPa$)	$\rho_s \ge 1\%$
EC4	$f_c \le 60MPa$	$f_y \le 460MPa$	$0.2 \le \delta \le 0.9$ $\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,R_d}}$, 강관강도비

④ 판-폭 두께비 제한: 충전강관의 국부좌굴을 제어하기 위한 제한으로 최근 AISC-LRFD는 이의 세분화를 시도하여 가장 발전된 형태의 포맷을 보여주고 있다 (표 2.62 참고). ACI과 EC4는 단지 상한만 규정하고 있으며, ACI는 너무 보수적이고 EC4는 너무 낙관적이다 (강관기둥의 경우 두 기준간에 상한치가 무려 3배 정도의 차이를 보인다).

표 2.62 판-폭두께비 제한 값

	각형강관			원형강관		
ACI	$\frac{b_s}{t} \le \sqrt{\frac{3E_s}{f_y}}$			$\frac{h_s}{t} = \sqrt{\frac{8E_s}{f_y}}$		
AISC-LRFD	λ_p	λ_r	최 대 허용값	λ_p	λ_r	최 대 허용값
	$2.26\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.0\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.0\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.15\frac{E_s}{F_y}$	$0.19\frac{E_s}{F_y}$	$0.31\frac{E_s}{F_y}$
EC4	$\frac{h}{t} \le 52\sqrt{\frac{235}{f_y}}$			$\frac{d}{t} \le 90\frac{235}{f_y}$		

⑤ 판-폭두께비에 따른 CFT단면 단주강도: 표 2.63은 ACI, AISC-LRFD, EC4에서 규정하는 판-폭두께비에 따른 CFT단면의 단주강도를 나타낸 것이다. AISC-LRFD가 가장 정교한 형태를 띠고 있다. 그림 2.133은 판폭두께비에 따른 AISC-LRFD의 CFT단면 단주강도곡선을 나타낸 것이다.

표 2.63 판-폭두께비에 따른 CFT단면의 단주강도

기준	축력제한		비고
ACI	$\phi_c P_{n,\max} = 0.85 \times \phi_c P_o$		0.85(=최소편심고려)
AISC-LRFD	Compact sections	$P_{no} = P_p,\ C_2 = 0.85$(각형), 0.95(원형)	$P_p = F_y A_s + C_2 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$
	Non-compact sections	$P_{no} = P_p - \frac{P - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2}(\lambda - \lambda_p)^2$	$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$
	Slender sections	$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$	$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2}$(각형), $F_{cr} = \frac{0.72F_y}{((D/t)(F_y/E_s))^{0.2}}$(원형)
EC4	$N_{pl,R_d} = \frac{0.85 f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{ys} A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{ya} A}{\gamma_a}$		부분안전계수

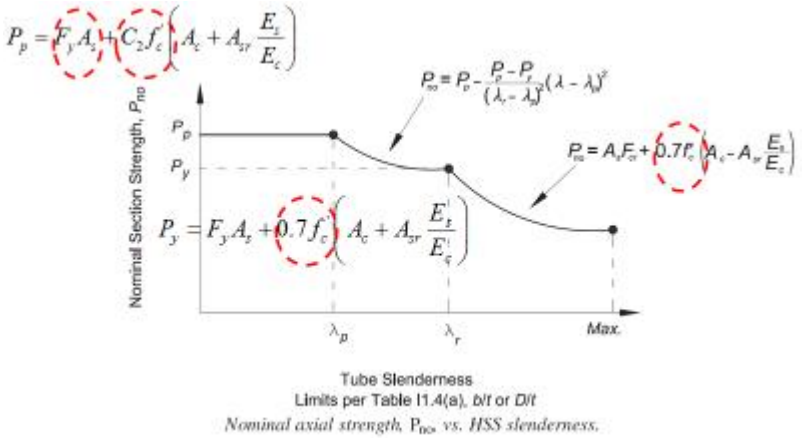


그림 2.133 판폭두께비에 따른 AISC-LRFD의 CFT단면 단주강도곡선

⑥ 유효휨강성: 합성단면기둥의 유효휨강성은 휨좌굴강도(장주/중간주) 산정의 필수정보로서 중요하다. 표 2.64는 기준별 유효휨강성 산정식을 요약한 것이다. AISC-LRFD에서는 강관기둥 내의 콘크리트 크립은 그 영향이 미미한 것으로 보고 무시하여 간편한 식을 제시하고 있다. 실험자료 확보를 통한 비교/검증이 필요하며, 강관 내 콘크리트 크립의 영향이 미미할 경우 이를 무시하거나 간단히 고려할 수 있는 방안의 모색이 바람직하다.

표 2.64 유효휨강성 산정식

ACI	$EI = \frac{0.2E_cI_g + E_sI_{se}}{1+\beta_d}$ 또는 $EI = \frac{0.2E_cI_g}{1+\beta_d} + E_sI_{sx}$ β_d: 구조물의 횡구속 여부에 따라 다르게 정의한다(크리프에 의한 강성감소의 효과 반영)
AISC -LRFD	$(EI)_{eff} = E_sI_s + E_sI_{sr} + C_2E_cI_c$ $C_2 = 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.9$
EC4	$(EI)_{eff} = E_aI_a + E_sI_s + 0.6E_{cm}I_c$ 크리프에 의한 강성감소 반영: $E_{c,eff} = E_{cm}\frac{1}{1+(N_{G,E_d}/N_{E_d})\phi_t}$

⑦ 길이효과: 휨좌굴을 고려한 합성기둥(장주/중간주)의 축강도 산정식으로서, AISC-LRFD에서는 강재기둥의 좌굴강도곡선(steel column curve)를 확대 사용하며 EC4는 Rondal-Maqua 방정식에 토대를 두고 다양한 형태의 좌굴강도곡선을 활용한다. 각 기준식의 적합성 내지 장단점은 추후 비교 및 검토를 요한다.

⑧ 내진 판-폭두께비: 3가지 비교기준 가운데 AISC-LRFD 만이 강관기둥의 내진 판-폭 두께비에 대한 규정이 있을 뿐, 타 기준에선 찾아볼 수 없다. 표 2.65는 AISC-LRFD 내진기준과 KBC 2009에서 규정한 내진 판-폭 두께비를 정리한 것이다. 여기에서 고연성(highly) 와 중간연성(moderately) 부재는 소성회전능력 2% rad 를 기준으로 구분하고 있다.

표 2.65 AISC-LRFD와 KBC의 내진 판-폭 두께비

		Highly ductile members λ_{bd}	Moderately ductile members λ_{md}
2010 AISC-LRFD Seismic. (유일한 언급 기준)	각형 강관	$\frac{b}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq 2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	원형 강관	$\frac{D}{t} \leq 0.076\frac{E}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq 0.15\frac{E}{F_y}$
KBC 2009 (2005 AISC Seismic)	각형 강관	$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{2E_s}{F_y}}$	
	원형 강관	관련규정 없음	

○ 직접강도법 (충전합성기둥의 설계법)

· AISC에서 채택하고 있는 충전합성기둥의 설계와 해석에 대한 현행 방법은 Varma와 Zhang (2009)의 연구에 근거하여 2010년에 개정되었다. AISC(2010)에서는 합성부재에 사용하는 재료는 콘크리트강도는 21 MPa – 70 MPa, 강재의 항복강도는 525 MPa 이하인 경우에 한하여 허용된다. 강재단면은 국부좌굴을 고려하기 위하여

판요소의 세장비에 따라서 조밀단면, 비조밀단면 및 세장판단면으로 구분하여 파괴하중을 정의하고 있다. 충전합성기둥 압축부재 단면의 판폭두께비 규정은 다음 표와 같다.

표 2.66 압축력을 받는 단면의 한계 판폭두께비

단면	판폭두께비	λ_p	λ_r	최대값
각형단면	b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.0\sqrt{E/F_y}$
원형단면	D/t	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$

1) 조밀단면 ($\lambda \le \lambda_p$)

$$P_{n0} = P_p \tag{2.108}$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f_c^{'}(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}) \tag{2.109}$$

여기서, A_s= 강재 단면적

A_{sr}= 철근 단면적

A_c = 콘크리트 단면적

F_y = 강재 항복강도

$f_c^{'}$ =콘크리트 압축강도

$C_2 = 0.85$ (각형)

$= 0.95$ (원형)

2) 비조밀단면 ($\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$)

$$P_{n0} = P_p - \frac{(\lambda-\lambda_p)^2}{(\lambda_r-\lambda_p)^2}(P_p - P_y) \tag{2.110}$$

$$P_y = A_s F_y + 0.7 f_c^{'}(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}) \tag{2.112}$$

3) 세장판단면 ($\lambda_r < \lambda$)

$$P_{n0} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c^{'}(A_c + A_{sr} - \frac{E_s}{E_c}) \tag{2.113}$$

각형단면 $$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \tag{2.114}$$

원형단면 $$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{((D/t)(F_y/E_s))^2} \tag{2.115}$$

합성기둥의 오일러 좌굴강도는 다음 식과 같다.

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(KL)^2} \tag{2.116}$$

여기서, $(EI)_{eff}$는 유효휨강성이며 아래식과 같다.

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \tag{2.117}$$

여기서 E_s= 강재 및 철근 탄성계수 (=200 GPa)

E_c = 콘크리트탄성계수(=$0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'}$ MPa)

I_s = 좌굴축에 대한 강재 단면2차모멘트

I_{sr} = 좌굴축에 대한 철근 단면2차모멘트

I_c = 좌굴축에 대한 콘크리트 단면2차모멘트

$$C_3 = 0.6 + 2(\frac{A_s}{A_s + A_c}) \le 0.9 \tag{2.118}$$

합성기둥의 공칭강도는 다음과 같다.

$P_{no}/P_e \le 2.25$ 일 때 $P_n = [0.658^{(\frac{P_0}{P_e})}] \cdot P_{n0}$ (2.119)

$P_{no}/P_e > 2.25$ 일 때 $P_n = 0.877 P_e$ (2.120)

LRFD인 경우 설계강도는 $\phi_c P_n$ ($\phi_c = 0.75$)이며, ASD인 경우 허용강도 P_n/Ω ($\Omega = 2.0$) 이다.

· Eurocode 4(2003)에서는 콘크리트충전합성단면의 강재단면 요소의 형상에 따라 판폭두께비 및 직경두께비한계를 정하여 콘크리트충전단면 부재의 축력과 모멘트 및 축력-모멘트 상관관계는 소성응력분포를 가정하여 결정한다. EC4의 저항모멘트 산정식은 콘크리트 압축강도와 강재의 항복응력이 각각 20-50 MPa, 335 MPa를 초과하지 않는 단면의 설계에 적용이 가능하다. 콘크리트충전단면의 경우 일반적으로 철근을 사용하지 않기 때문에 종방향보강재와 강재매입단면의 철근을 같은 방법으로 취급하여 관계식을 적용하는 것이 계산상 편리한 방법이다. 종방향 보강재가 부착된 콘크리트충전합성단면의 경우에는 강도계산상의 편의를 위하여 종방향 보강재를 철근과 동일하게 다루면, 콘크리트충전합성 단주의 파괴하중은 다음과 같다.

$$N_{pl,Rd} = f_{cd} \cdot A_c + f_{sd} \cdot A_s + f_{rd} \cdot A_r \tag{2.121}$$

여기서 f_{cd} : 콘크리트 설계강도

F_{sd} : 강재 설계강도

F_{rd} : 철근 또는 보강재 설계강도

A_c : 콘크리트 단면적

A_s : 강재 단면적

A_r : 철근 또는 보강재 단면적

· 압축부재의 세장비를 고려한 공칭강도는 다음 식으로 표현된다.

$$N_c = \chi \times N_{pl,Rd} \tag{2.122}$$

여기서 $\chi = \dfrac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$ (2.123)

$$\phi = 0.5 \times (1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2) \tag{2.124}$$

$$\alpha = 0.21 \text{ (좌굴곡선 } a) \tag{2.125}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}} \tag{2.126}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(kL)^2} \tag{2.127}$$

$$(EI)_e = E_s I_s + 0.8 E_c I_c \tag{2.128}$$

· 축력과 모멘트의 상관관계는 단순설계법에서는 그림 2.134과 같이 단순화하여 나타낼 수 있다. 이 관계는 최근 AISC(2010)에서도 조밀단면의 경우에 적용할 수 있도록 제시한 내용이다. 그림 2.135에는 그림 2.134의 각 점에서의 사각형충전단면의 응력분포도를 도시하였다.

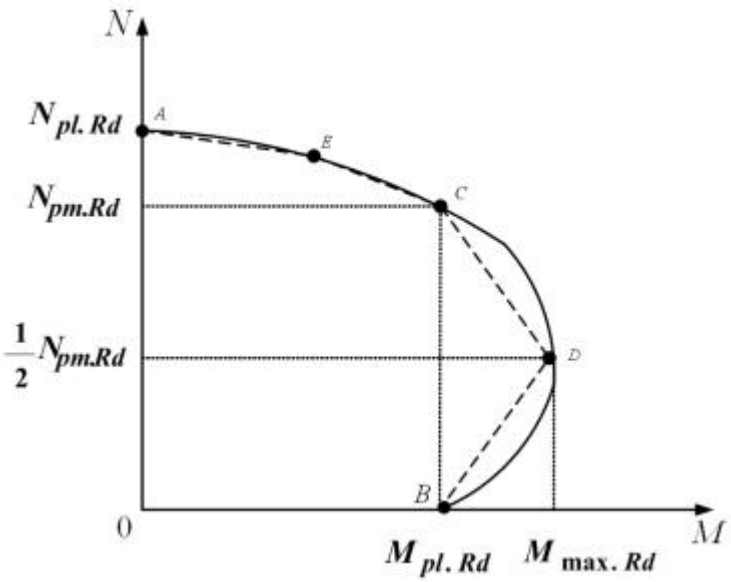


그림 2.91 축력-모멘트 상관관계 곡선

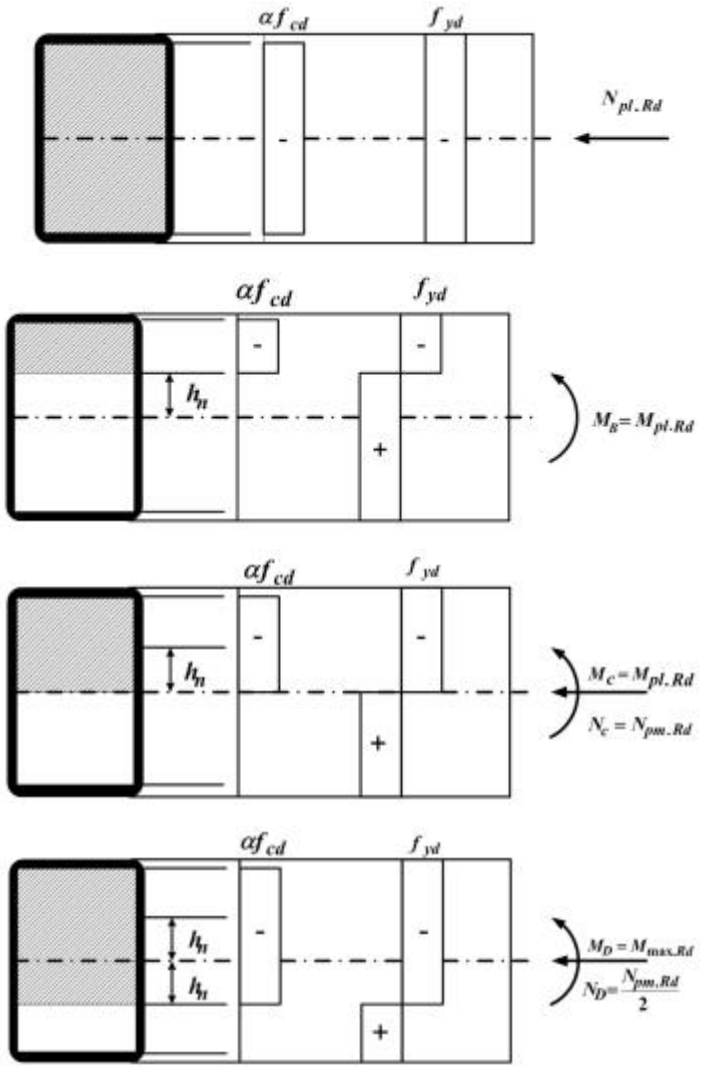


그림 2.135 상관관계 곡선상의 각 점의 응력분포

· 휨모멘트와 축력의 관계를 적용하는 방법은 그림 2.136에 도시되어 있다. 그림에서 N_c를 결정하면 축력-모멘트 상관관계 곡선 상에서 B점을 찾을 수 있고, 이점이 모멘트의 작용 없이 축력에 의한 파괴점이 된다. Johnson(1994)에 따르면 모멘트 AB는 축력에 의해서 발생하는 2차 효과에 의한 파괴시의 모멘트를 나타낸다. 이 2차적인 모멘트는 축력 N에 비례하고 선 O-B를 따라서 증가하게 된다. 설계하중 N에 대한 2차모멘트는 축력 N과 O-B의 교차점에 의한 CE가 된다. 따라서 축력 N에 상당하는 휨저항 성능은 CF이므로 EF가 작용모멘트에 대한 여유 가 된다. 따라서 모멘트확대계수를 적용한 최대모멘트 kM은 EF(모멘트 성능 M_s)를 초과해서는 안 된다.

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \geq 1.0 \qquad (2.129)$$

여기서 N : 설계압축하중

$$\beta = 0.66 + 0.44r \geq 0.44 \qquad (2.130)$$

여기서 r은 단부모멘트비이며 $-1 \le r \le 1$ 이다. 부재에 횡하중이 작용하는 경우 $r=1$이다.

· 주어진 축력 하에서 2차모멘트는 모멘트경사가 감소함에 따라서 감소하게 된다. 2차모멘트의 감소를 고려하기 위하여 선분 OEB 대신 GDB를 적용한다. 여기서 G점은

$$N_n = N_{pl,Rd}(1-r)/4 \le N \tag{2.131}$$

에 의해 정해진다. β에 따른 2차모멘트의 감소에 따라서 모멘트 저항은 EF에서 DF로 증가하게 된다. DF는 모멘트 성능 M_s가 되며, 그림 A3에서 다음 식 (A8)로 구할 수 있다.

$$M_s = M_d - M_c\left(\frac{N-N_n}{N_c-N_n}\right) \tag{2.132}$$

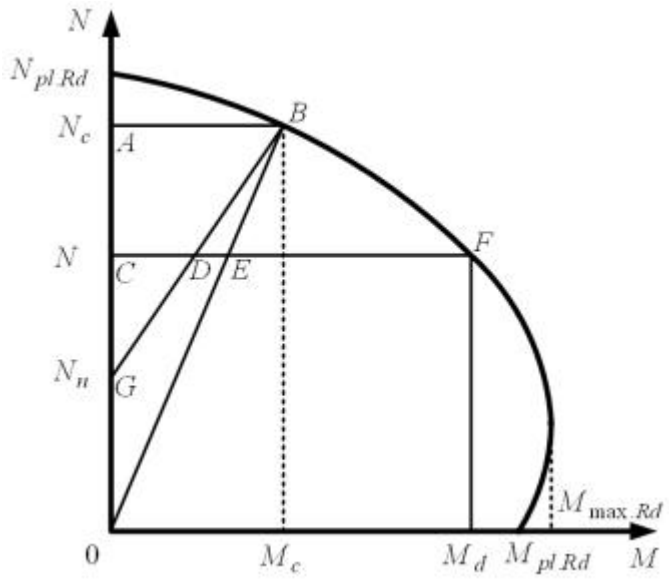


그림 2.136 축력-모멘트 설계 순서도

· 콘크리트가 완전 소성상태에 도달한다는 비보수적인 가정을 고려하여 Eurocode 4에서는 콘크리트가 완전 소성상태에 도달한다는 비보수적인 가정을 고려하여 소성모멘트 성능을 감소시키기 위하여 감소계수 α_M을 S235 and S355인 경우 0.9 그리고 S420 및 S460인 경우 0.8을 적용한다.

$$M_n = \alpha_M M_s \tag{2.133}$$

· 작용 모멘트에 대한 안전을 보증하기 위하여 모멘트저항성능 M_n이 최대모멘트보

다 작지는 않아야 한다.

$$\frac{M}{M_n} \le 1.0 \qquad (2.134)$$

· x-축, y-축 두 방향 모멘트가 동시에 작용하는 경우 휨에 대한 안정성 평가는 x-축, y-축 각 방향에 대하여 위의 식을 만족하는 외에 그림 A4에 도시한 바와 같이 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\frac{M_x}{M_{n,x}} + \frac{M_y}{M_{n,y}} \le 1.0 \qquad (2.135)$$

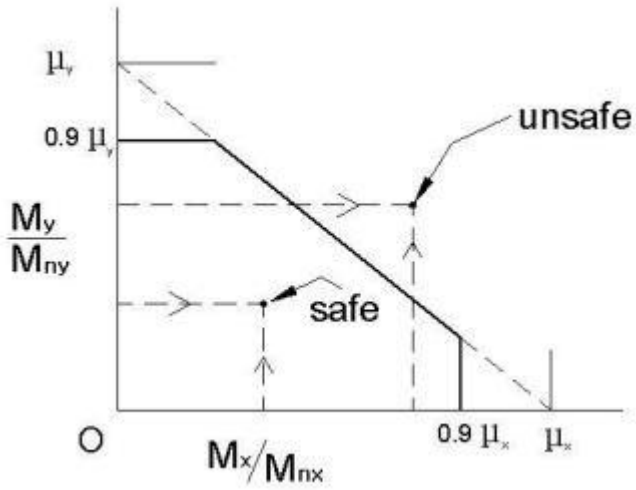


그림 2.137 축력과 2축 모멘트 상관관계

- 현행 EC4 의 경우 강재의 최대 직경-두께비 및 폭-두께비 제한을 두어 외부강재단면(steel skin)의 국부좌굴을 일반적인 경우에는 고려하지 않으며, 세장판단면을 사용하는 경우 적절하게 강재의 국부좌굴을 고려하여야 한다고만 규정하고 있다. 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려하는 일반적인 방법은 전단면 대신에 유효단면을 사용하는 것이나, 합성단면의 유효단면을 구할 수 있는 식은 거의 없으며, 강재 단면의 겨우 사각형단면의 경우 적절한 좌굴계수를 가정하여 유효단면을 산출하는 참고자료를 찾을 수는 있으나, 원형 단면의 경우 AISC규정을 제외하고는 관련 규정이 거의 없다. AISC(2010)에서는최근 연구를 근거로 강재단면의 사용한계를 세장판단면 까지 확장하여 강도식을 제시하고 있다. 본 연구에서는 강재외피의 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려하기 위하여 충전합성단면 단주의 파괴강도를 다음 식과 같이 제안하고자 한다. 편의상 철근은 생략하였다.

$$P_{n0} = A_c f_{cd} \cdot A_c + F_{sd} A_s \qquad (2.136)$$

여기서 F_{sd}는 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려한 강재의 설계강도, F_{cd}는 콘크리트 설계강도 그리고 A_s, A_c는 강재와 콘크리트의 단면적이다.

위 식의 P_{n0} 대신에 실험 최대하중 $P_{\max}$를 치환하고 정리하면 다음과 같은 강재 외피의 응력을 나타낼 수 있다.

$$F_{sd}/F_y = \frac{P_{\max} - K_c F_c A_c}{F_y A_s} \qquad (2.137)$$

· 식 (2.137)을 적용하여 계산된 실험결과 강재 강도를 기초로 하여 강재 외피의 설계강도를 강재분야의 선진 설계법인 직접강도법(direct strength method)에서 채택하고 있는 간단한 지수함수 형태로 제안할 수 있다. 이식의 형태는 기본적으로는 Winter의 유효폭식과 같은 형태를 유지한다. 다만, 유효폭식은 단면의 개별적인 요소에 적용하여 유효단면적을 구하고 이를 누적하는 방법을 사용하는 한편, 직접강도법은 강도식을 단면전체에 한 번에 적용하는 방법을 채택하고 있다. 따라서 응력수준에 따른 유효폭을 구하기 위한 반복적인 계산이 불필요하며, 요소 상호간의 구속정도를 합리적으로 고려할 수 있는 방법이다. 각형단면에 적용하는 강도식은 H형강과 같은 개단면에 적용하는 식과 동일하다. 그러나 원형강관과 각형강관의 국부좌굴 및 후좌굴 거동은 현저하게 다르므로, 또 판폭두께비와 직경두께비의 차이를 고려하여, 각각의 식으로 분리하는 것이 합리적이라 판단된다. 강재단면의 실험결과에 근거하여 국부좌굴과 기둥좌굴의 혼합작용이 발생하는 강재단면의 강도를 산정하기위하여 제안된 식을 충전합성단면의 강도를 구하는 식에 그대로 적용하면, 강재의 설계강도식은 다음과 같다.

각형단면;
$$F_{sd}/F_y = 1.0 \qquad (\lambda \le 0.816) \qquad (2.138)$$
$$F_{sd}/F_y = (1 - \frac{0.15}{\lambda})(\frac{1}{\lambda}) \quad (0.816 \le \lambda \le 2.0) \qquad (2.139)$$

원형단면;
$$F_{sd}/F_y = 1.0 \qquad (\lambda \le 0.420) \qquad (2.140)$$
$$F_{sd}/F_y = (1 - \frac{0.25}{\lambda^{0.8}})(\frac{1}{\lambda^{0.8}}) (0.420 \le \lambda \le 2.0) \qquad (2.141)$$

여기서 $\lambda = \sqrt{F_y/F_{crl}}$ (2.142)

F_y는 공칭항복응력

F_{crl}은 강재단면의 탄성국부좌굴응력

· 제안한 강도식과 EC3의 유효폭 식을 그림 2.138에서 간접적으로 비교하여 보았다. 직접강도법의 경우 세로축의 유효폭 대신에 설계강도 f_{sd}/F_y가 된다. 그림에서 보면 EC3의 보강판(EC-A 곡선)과 비보강판(EC-B 곡선)의 유효폭식과 제안된 강도식은 거의 유사하기는 하지만 제안식이 EC4에 비하여 약간 크게 강재의 설계강도를 산정하고 있는 것을 알 수 있다.

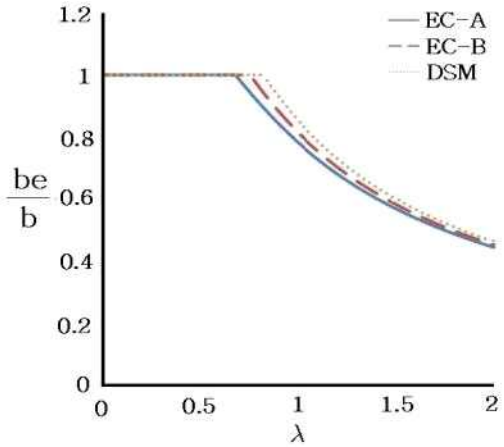


그림 2.138 설계강도식과 EC4
유효폭식 비교

강재단면의 탄성국부좌굴응력은 이론적인 식이나, 해석프로그램을 사용하여 구할 수 있다. 일반적으로 선진 설계기준에서는 수조해석결과를 설계기준에서 직접 적용하는 추세이므로, 단순한 단면이 아닌 모든 단면의 탄성국부좌굴응력은 프로그램을 사용하여 구하는 방법을 추천한다. 일반적으로 종방향보강재가 없는 원형 및 정사각형단면과 종방향보강재에 의해 분리되는 플랜지와 복부의 서브패널의 판폭두께비가 같은 보강단면의 경우에 이론식을 사용하여 구할 수 있다. 그러나 종방향보강재가 부착되지 않은 직사각형단면이나, 간격이 다르게 종방향보강재가 부착된 각형 단면 및 종방향보강재가 부착된 원형단면의 경우 구조해석프로그램을 사용하여 탄성국부좌굴응력을 구하여야 한다. 정사각형단면의 이론적인 탄성국부좌굴응력식은 다음과 같다.

$$F_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{b}{t}\right)^2 \qquad (2.143)$$

여기서, b는 단면폭 또는 서브패널폭, t는 두께이며 좌굴계수 K는 충전합성단면의 경우에 사각형 강재단면에 비하여 상당히 증가하지만 본 방법에서는 안전치로 강재단면에 적용하는 값인 4.0을 사용한다. 이는 단면이 정방형이 아니거나 종방향보강재의 간격이 동일하지 않은 경우 해석프로그램을 사용하여 탄성좌굴응력을 구하여야 하므로 강재단면의 좌굴계수를 적용하는 것이 유리하다고 판단된다.

· 일반적으로 보강재가 없는 원형단면의 경우 아래 식을 사용하여 탄성국부좌굴응력을 구할 수 있다. 종방향보강재가 부착된 원형단면의 경우에도 원주방향으로 좌굴파형의 개수가 많은 보강재가 부착되지 않은 원형강관과 유사하다고 간주하여 보수적으로 보강재가 부착되지 않은 원형강관과 동일한 식을 적용할 수는 있다. 그러나 일반적으로 종방향 보강재가 부착된 원형강관의 경우에는 좌굴파형의 개수가 증가한다 하더라도 오목 볼록이 엇갈려 발생하는 국부좌굴모드의 특성상 국부좌굴응력이 보강재에 의하여 상당히 증가하므로 구조해석프로그램을 사용하여 직접 탄성국부좌

굴응력을 구하는 것이 합리적인 강도를 산출하는데 필요하다.

· 원형강관의 이론적인 최소국부좌굴응력은

$$F_{crl} = \frac{2Et}{\sqrt{3(1-\nu^2)}\,D}\frac{(n^2-1)}{(n^2+1)} \quad (n\text{: 원주방향 좌굴파형 개수}) \qquad (2.144)$$

여기서, D는 직경, t는 두께이다. 위의 식은 n=2일 때 최소값을 갖게 되지만, 이 경우 기둥 길이 방향의 좌굴길이가 대단히 길기 때문에 실제 토목, 건축구조물에 사용하는 강관의 경우에는 거의 일어나지 않는 경우가 된다. 따라서 일반적인 원형강관에서 원주방향의 좌굴파형의 개수가 많고, 기둥 길이 방향의 좌굴길이가 짧은 경우를 가정하면 아래와 같은 탄성국부좌굴응력식을 얻을 수 있다.

$$F_{crl} = \frac{2Et}{\sqrt{3(1-\nu^2)}\,D} \qquad (2.145)$$

· 식 (2.145)은 원형강관 단면의 좌굴길이가 짧고 원주방향 좌굴파형의 개수가 많은 경우에 일반적으로 탄성좌굴응력으로 적용할 수 있다. 그러나 원형단면 기둥부재의 길이가 정해지는 경우 국부좌굴응력은 길이의 영향이 있으므로 앞에서 기술한 바와 같이 구조해석프로그램을 사용하여 탄성좌굴응력을 구하는 방법이 이론식을 적용하는 것보다 좀 더 합리적이라고 판단된다.

· 콘크리트 설계강도는 강재 단면의 국부좌굴강도 및 콘크리트와 강재의 하중분담비를 고려하여 다음과 같이 정하였다.

$$f_{cd} = K_c f'_c \qquad (2.146)$$

여기서, f'_c 는 콘크리트 압축강도

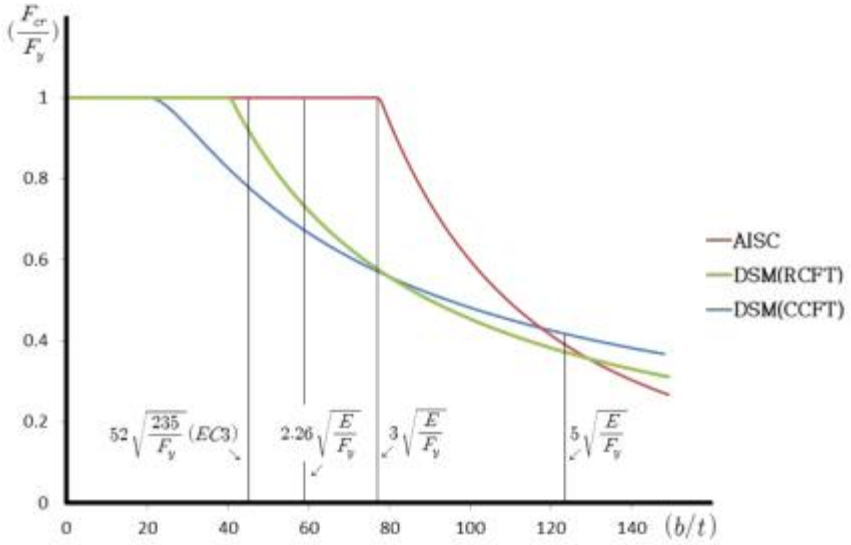
$$\text{계수 } K_c\text{는 } 0.85 \le K_c = 0.85(1+0.045\sqrt{\delta}\,\frac{f'_c}{f_{sd}}) \le 1.0 \qquad (2.147)$$

$$\delta = \frac{f'_c A_c}{f'_c A_c + f_y A_s} \qquad (2.148)$$

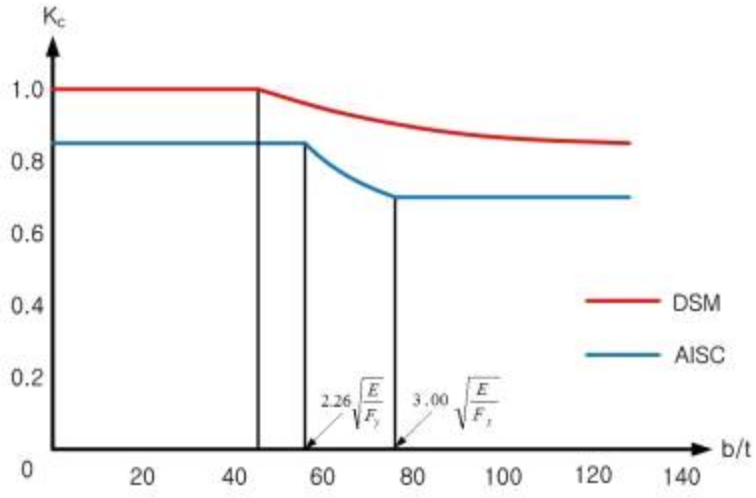
· 사각형충전합성단면에 대하여 제안한 강재의 설계 강도식 및 콘크리트 설계 강도식과 AISC(2010)의 기준강도를 그림 2.139(a)와 (b)에서 각각 비교하여 보았다. 그림 2.139(a)에서 보면, 각형단면(RCFT)의 제안식은 조밀단면의 경우 AISC의 기준강도와 같지만 EC4에서 제시한 한계 판폭두께비를 초과하고 AISC의 한계 판폭두께비까지의 범위의 비조밀단면과 세장판단면의 경우에 AISC와 비교하여 작은 값을 산출하고 있는 것을 알 수 있다. 이는 AISC에서는 직선적인 응력의 천이구간을 두는 강재단면과는 다르게 충전합성단면의 비조밀단면의 경우에는 좌굴이 발생한 이후 파괴시에는 후좌굴강도의 발현에 의하여 강재가 항복응력에 도달한다고 가정하기 때문이

다. 반대로 이 경우 파괴시의 콘크리트 강도는 상대적으로 상당히 감소시킨다.

· 그림 2.139(b)에서 보면 직접강도법의 콘크리트 설계강도가 AISC보다 높게 규정되어 있는 것을 알 수 있다. AISC의 경우 조밀단면의 경우 콘크리트 압축강도를 $0.85f'_c$로 규정하고 비조밀 단면의 $0.7f'_c$로 규정한 후 비조밀단면에서는 천이구간으로 규정한 반면에, 직접강도법에서는 강재의 탄성국부좌굴응력과 하중분담비 등을 고려하여 최대 $1.0f'_c$에서 최소 $0.85f'_c$로 정하였기 때문이다. 따라서 설계강도식만을 비교하여 충전단면의 설계강도를 비교하기는 쉽지 않다. 충전합성기둥의 압축강도는 뒤에서 직접 비교하였다.



(a) 강재 설계강도식 비교



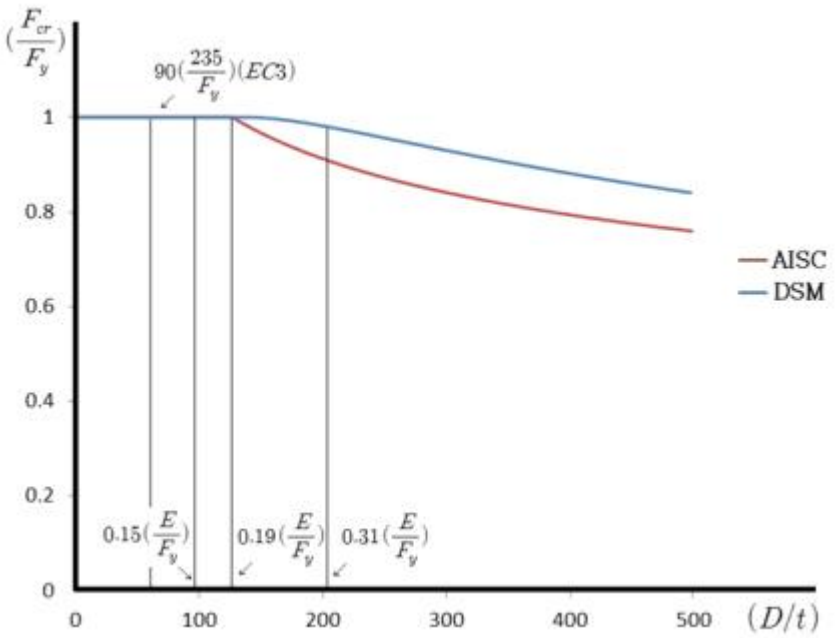
(b) 콘크리트 설계강도식 비교

그림 2.139 각형강관의 설계강도식과 AISC(2010) 비교

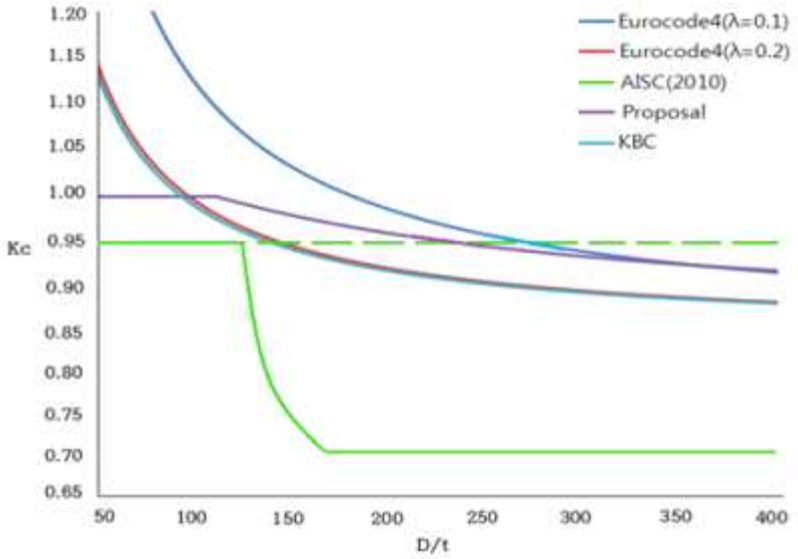
· 원형충전합성단면(CCFT)의 경우 그림 2.140(a)에서 보면, 반대로 직접강도법의 강재강도식이 AISC보다 약간 큰 강도를 제시하고 있는 것을 알 수 있다. 각형단면의

경우 AISC에서는 단면의 후좌굴강도는 고려하고 세장판단면의 후좌굴강도는 고려하지 않는 기준강도식을 적용하고 있기 때문에 상당한 차이가 있는 듯하지만 콘크리트의 설계강도가 서로 다르기 때문에 강재단면의 강도비교만으로 AISC가 제안식에 비하여 단적으로 보수적이다 또는 비보수적이다 라는 판단을 할 수는 없다. 그러나 원형강관의 경우에는 강재의 설계강도와 콘크리트의 설계강도 모두 제안식이 AISC보다 크므로 제안식에 의한 합성단면의 강도가 AISC보다 약간 크다는 것을 알 수 있다.

· 각 설계기준에서 적용하고 있는 원형강관의 콘크리트 설계강도를 그림 2.140(b)에서 비교하여 보았다. AISC설계기준(2010)과 비교하여 EC4나 제안식의 콘크리트 설계강도가 상당히 크게 제시된 것을 알 수 있다. 직경-두께비가 상당히 작은 경우 제안식의 콘크리트 설계강도는 콘크리트 압축강도를 초과할 수 없는 것으로 간주하였으므로 원형단면의 경우 후프텐션을 고려하여 편심이 작은 단주의 콘크리트 설계강도를 콘크리트 압축강도보다 큰 값을 허용한 EC4에 비하여 작으나, 상대세장비 ($\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$)가 0.1과 0.2 사이에서 직경-두께비가 증가함에 따라 상당히 합리적인 값을 제시하는 것을 알 수 있다. 그러나 EC4의 경우 콘크리트강도를 증가시킴과 동시에 소성이론에 의한 유효응력의 감소를 고려하여 강재의 설계강도를 감소시키고 있는 것을 고려한다면 강도의 크고 작음을 단적으로 판단할 수는 없다.



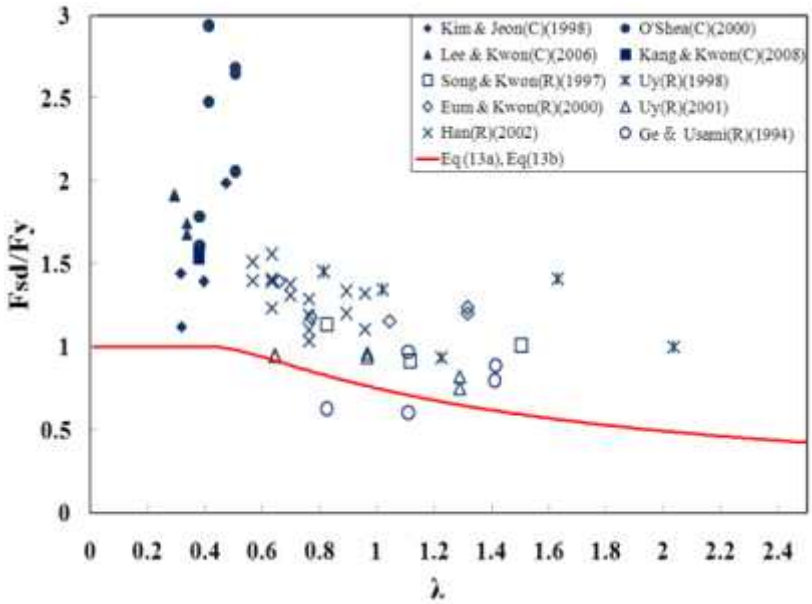
(a) 강재 설계강도식 비교



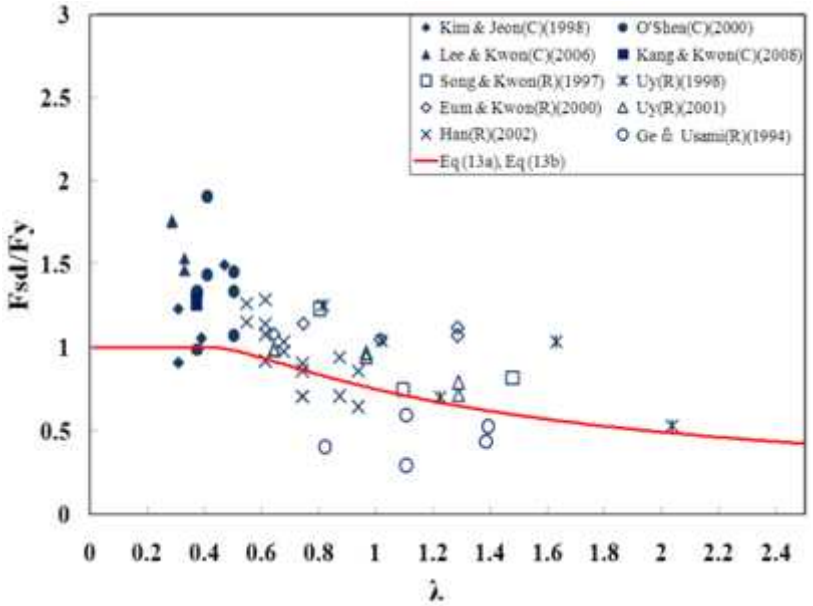
(b) 콘크리트 설계강도식 비교

그림 2.140 원형강관의 설계강도식 비교

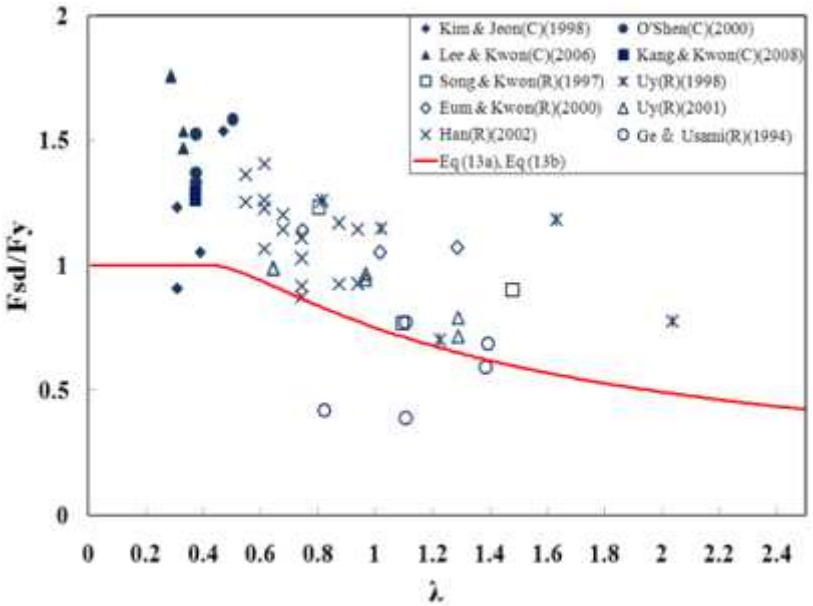
· 그림 2.141에서 원형단면의 강재 설계강도식과 여러 연구자들에 의하여 수행된 실험결과를 콘크리트강도를 다르게 적용하여 비교하여 보았다. 제안된 콘크리트 설계강도식을 사용하는 경우에 콘크리트 설계강도를 $f_{cd}=0.85f'_c$ 또는 $f_{cd}=1.0f'_c$를 사용하는 경우 보다 합리적인 강재 설계강도를 산출하고 있는 것으로 판단된다.



(a) $f_{cd}=0.85f'_c$



(b) $f_{cd} = f'_c$

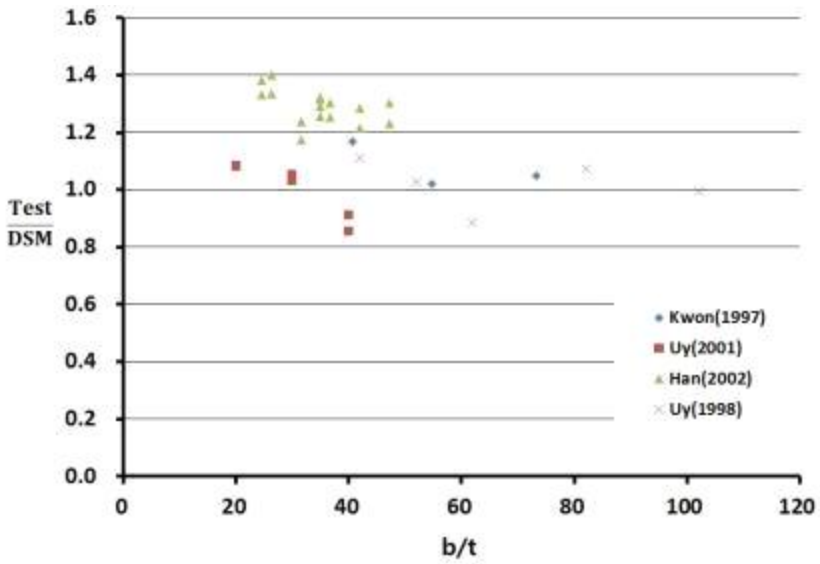


(c) $f_{cd} = o.85f'_c \le f'_c K_c (= 0.85(1 + 0.045\sqrt{\delta}\frac{f'_c}{f_{sd}})) \le f'_c$

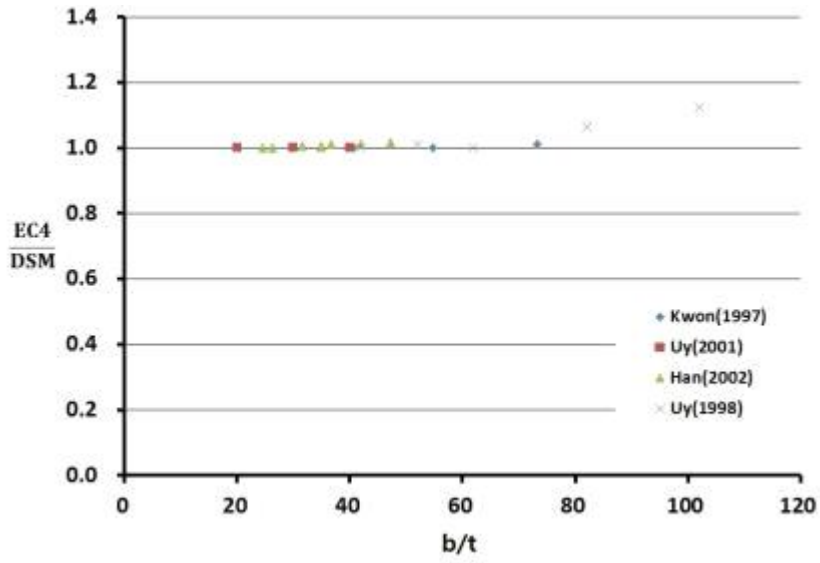
그림 2.141 강재 강도-세장비 변수 관계 각형강관의
설계강도식과 AISC(2010) 비교

· 각형충전합성 단주의 파괴강도를 그림 2.142(a),(b),(c)에서 실험결과, EC4 및 AISC와 비교하여 보았다. 그림 2.142(a)에서 알 수 있듯이 실험결과에 비하여 제안한 직접강도법에 의한 강도는 두 개의 단면을 제외하고는 단면의 판폭두께비와 상관없이 상당히 보수적인 것을 알 수 있다. 그림 2.142(b)에서 EC4와 비교한 결과를 보면 조밀단면의 경우 EC4와 직접강도법에 의해 산출된 강도는 같으며, 판폭두께비가 큰 세장단면의 경우에는 EC4에서는 국부좌굴을 고려할 명확한 방법을 제시하지 않고 있으므로 직접강도법에 비하여 약간 크게 강도를 산출하게 된다. 이러한 경향은

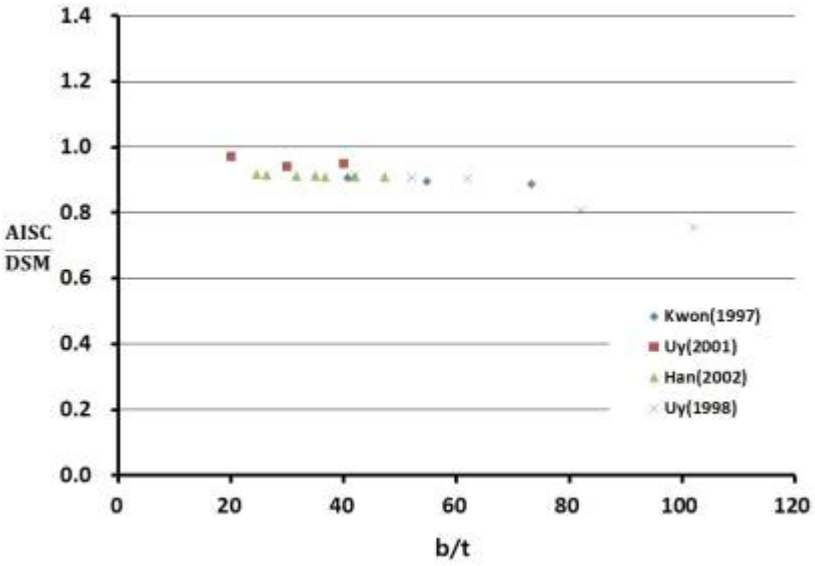
판폭두께비가 커질수록 더욱 커지게 되는 것을 보여준다. 그림 2.142(c)에서 알 수 있듯이 조밀단면에서는 AISC에 의한 강도는 직접강도법에 의해 산출된 강도의 약 85%가 된다. 이것은 AISC에서는 콘크리트 설계강도를 $f_{cd}=0.85f'_c$로 규정하고 있기 때문이다. 판폭두께비가 60보다도 더욱 커지게 되면 강도 차이는 더욱 커지는 것을 알 수 있다. 이것은 AISC에서는 세장판단면의 경우 콘크리트 설계강도를 $f_{cd}=0.7f'_c$로 규정하고 있으며, 비조밀단면은 조밀단면의 85%에서 세장판단면의 70%로 감소하는 변이구간이고, 강재의 설계강도도 앞에서 서술한 바와 같이 약간의 차이를 보이기 때문이다. 더 많은 실험결과와의 비교가 필요하기는 하지만 세장판단면의 경우 AISC는 EC4나 제안식 그리고 실험결과에 비하여 너무 보수적인 강도를 산출하게 되는 것으로 판단된다.



(a) 직접강도법과 실험결과 비교



(b) 직접강도법과 EC4 비교



(c) 직접강도법과 AISC 비교

그림 2.142 직접강도법과 설계기준 및 실험결과 비교

· 제안된 단주의 파괴강도를 적용하고 세장비에 따른 기둥좌굴에 근거한 합성기둥의 강도는 현행의 설계기준을 적용하여 일반적인 압축부재의 설계강도를 산출할 수 있다. 제안된 직접강도법의 파괴강도와 함께 도로교설계기준(2010)의 강재 기둥설계강도곡선을 적용한 충전합성기둥의 강도를 EC4(2004) 및 AISC(2010)에 의한 설계강도 그리고 이전에 여러 연구자들에 의하여 수행된 실험결과들을 비교하면 제안식을 사용하여 산출한 강도는 비교적 합리적인 것을 알 수 있다.

제7절 합성 연결부

○ 합성 연결부는 전단연결부와 합성조인트에 국한한다.

○ 합성구조에서 가장 중요한 대상은 전단연결구조라고 할 수 있는데 전단연결부(shear connection)와 전단연결재(shear connector)는 구분되어야 한다. 합성보에서의 합성작용의 구조적 거동을 보면 이를 구분할 수 있다. 합성작용은 스터드와 같은 기계적 전단연결재(mechanical shear connector)와 이를 받쳐주는 영역(bearing zone)인 콘크리트로 이루어지는데 이 두 가지를 합해서 전단연결부(shear connection)라고 한다.
○ 합성구조에서도 강도와 강성의 측면에서 구분되는 용어가 있는데 이를 혼동하는 경우가 많기 때문에 명확한 구분해야 한다. 우선, 일반적으로 전단연결재의 설계에서 말하는 완전합성(full shear connection)과 부분합성(partial shear connection)은 강도의 측면에서 합성 정도(degree of shear connection)를 구분한 것이다. 합성보에서 콘크리트 부분과 강재부분이 각각의 강도에 도달할 때까지 전단연결부에서 파괴가 일어나지 않도록 설계하면 완전합성(full shear connection)이라고 한다.

○ 강성의 측면에서 합성정도(degree of interaction)를 구분하면 완전결합(full interaction 혹은 complete interaction)과 부분결합(partial interaction 혹은 incomplete interaction)으로 나눌 수 있다. 이 구분은 콘크리트 부분과 강재부분의 경계면에서 상대변위(relative displacement 혹은 slip)가 발생하는지에 따른 분류이다.

○ 현재의 설계 기준이 내포하고 있는 것은 강도의 측면에서 완전합성(full shear connection)으로 설계된 합성부재는 강성의 측면에서도 완전결합(full interaction)으로 간주할 수 있다는 것이다. 이렇게 함으로써 합성단면의 해석에서 전단연결부의 강성을 고려할 경우 발생하는 어려움을 해소하였다. 실제 합성구조에서의 거동은 설계에서 고려되지 않지만 부착이나 마찰의 역할이 상당하기 때문에 이 가정은 현실적으로 합당하다고 볼 수 있다. 수평전단력이 매우 큰 비선형구간에서는 전단연결부의 거동을 고려하여야 합성부재의 전체거동을 제대로 모사할 수 있게 된다.

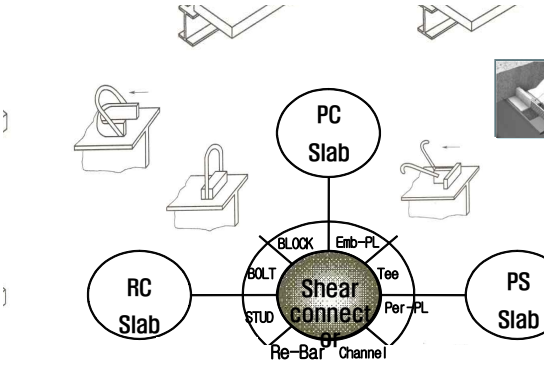


그림 2.143 전단연결부의 종류

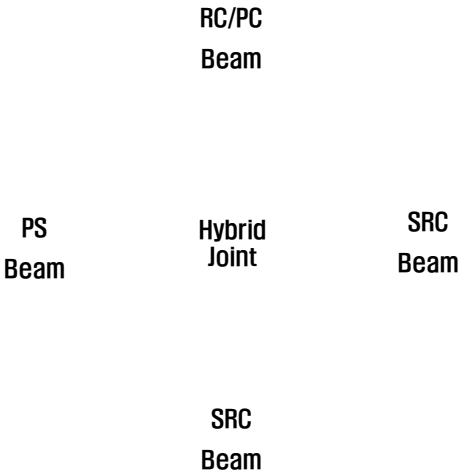


그림 2.144 하이브리드 거더 연결부의 종류

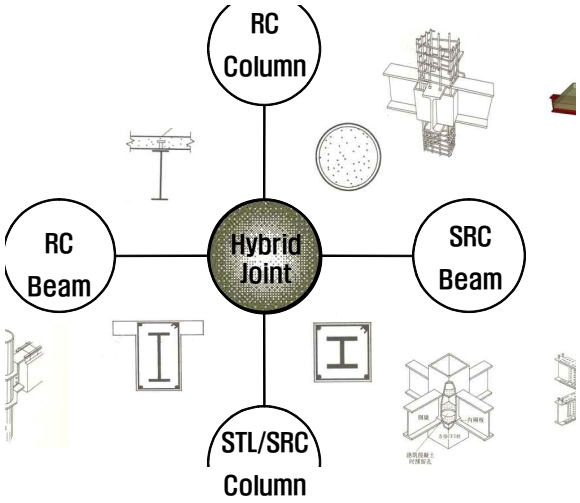


그림 2.145 합성조인트의 종류

(1) 합성 연결부의 설계 기준

1) 스터드 전단연결재

○ Viest가 1956년에 처음으로 일리노이 대학에서 h_s/d_s를 변수로 한 12개의 실험을 통해 스터드 전단연결재의 강도에 대한 평가를 수행하였고 Teraszkiewics (1961)와 Davies (1940~1966)가 연구를 진전시켜서 좀 더 많은 변수의 영향을 포함시켰다. Chapman이 두부를 갖는 스터드 연결재와 합성단면의 거동에 대해 연구를 수행하였고 (1964) Iyengar가 1977년에 이러한 사항들을 정리하였다. Johnson 과 Buckby는 영국의 설계 기준을 정립하였다. 대부분의 스터드 전단연결재의 강도 평가식은 경험식으로 제안되었고 콘크리트 압축강도는 cube 강도의 85%로 가정하여 제시되었다.

○ 1962년에 Slutter와 Driscoll이 식 (3.4.1)과 (3.4.2)를 제안하였다. 이 경험식에는 스터드 전단연결재를 갖는 전단연결부의 강도 상한값을 연결재의 전단 파괴 강도로 설정하였고 연결부 전단강도에 미치는 주요 변수로 연결재 직경과 콘크리트의 압축강도로 하였다. 이는 스터드 연결재의 재료 강도가 일정하다는 가정하에 평가된 것이다.

$$P_u = 71.1 d_s^2 . f_{cu}^{0.5} \le A_s . f_{su} \qquad (3.4.1)$$

when $f_{cu} \le 28MPa$, $h/d > 4.2$

$$P_u = 16.8 h_s d_s . f_{cu}^{0.5} \le A_s . f_{su} \qquad (3.4.2)$$

when $f_{cu} \leq 28MPa$, $h/d < 4.2$

○ 1965년 CP117에서는 전단강도와 콘크리트 압축강도사이의 선형 관계를 가정하였고 스터드 연결재의 항복강도 f_{sy}는 386 (N/mm2)보다 크고 인장강도 f_{su}는 494 (N/mm2)보다 작은 범위를 가정하였다.

○ 1971년 Ollgaard 등은 경량 콘크리트 및 일반 콘크리트를 갖는 h_s/d_s=3.25인 경우 48개의 push-out 실험을 통해서 식 (2.149)을 제안하였다. 실험에서는 콘크리트와 연결재 모두에서 파괴가 발생하였고 1993년 AISC 매뉴얼에 채택되어 사용되었다. 이 식은 단수화되어 상한값을 $(f_{cu}E_c)^{0.5} = 974$로 갖는 식 (2.150)와 같이 제안되었다. 이는 현재의 AASHTO LRFD, AISC-LRFD 등에서 제안하는 설계식과 동일한 형태로 이후 변화가 없었다.

$$P_u = 1.74A_s f_{cu}^{0.3} E_c^{0.44} \qquad (2.149)$$

$$P_u = 0.5 \times A_s (f_{cu}E_c)^{0.5} \qquad (2.150)$$

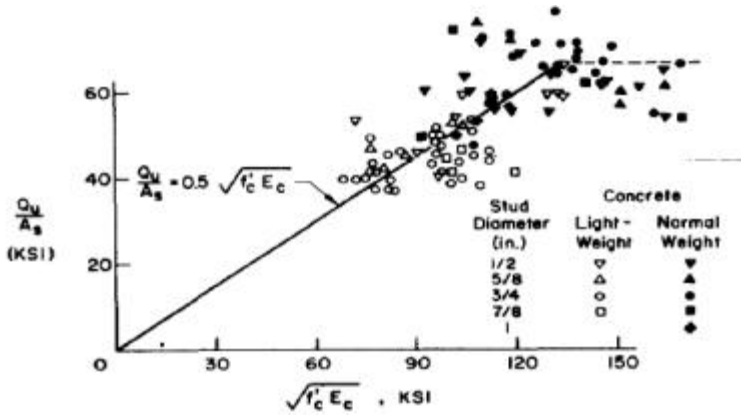


그림 2.146 Ollgaard 등의 제안식 평가

○ 1975년 DeVries와 Stark는 스터드 전단연결부의 전단강도가 식 (2.151)와 같이 고강도 콘크리트에서는 일정한 값을 갖는다고 제안하였다. 이는 연결재 파괴 모드가 되는 강도비 한계에서는 더 이상의 전단강도 증가가 지압영역의 콘크리트 강도 증가로부터 얻어질 수 없음을 의미한다.

$$P_u \leq 0.7A_s f_{su} \qquad (2.152)$$

○ 1978년까지는 유로코드의 초안에서 h_s/d_s>4.2 인 경우에 식 (2.150)와 동일한 제안을 하였다. 1980년 Oehlers는 합성보에서의 스터드 연결재의 극한강도를 식 (2.152)과 같이 제안하였다. AISC에서는 식 (3.4.7)과 같이 공칭 전단강도를 제안하였다.

$$P_u = 0.93A_s f_{su} \cdot K_e \cdot K_f \cdot K_h \qquad (2.152)$$

$$P_u = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} f_u \qquad (2.153)$$

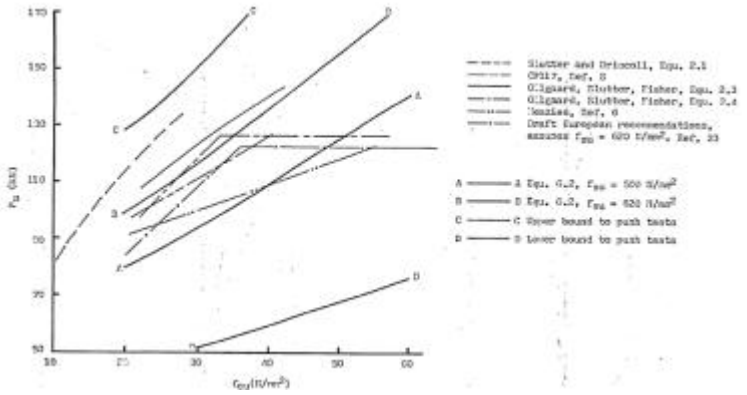


그림 2.147 19x100mm 스터드의 전단강도 (일반콘크리트에 대해)

○ 미국과 유럽에서 제시된 설계식은 크게 두 가지인데 이를 Pallares와 Hajjar (2010)가 391개의 실험 결과와 비교하여 그 타당성을 분석하였다. 그림 2.148에서 나타낸 바와 같이 현재의 설계기준은 새로운 재료와 상세를 반영하여 수정될 필요가 있다.

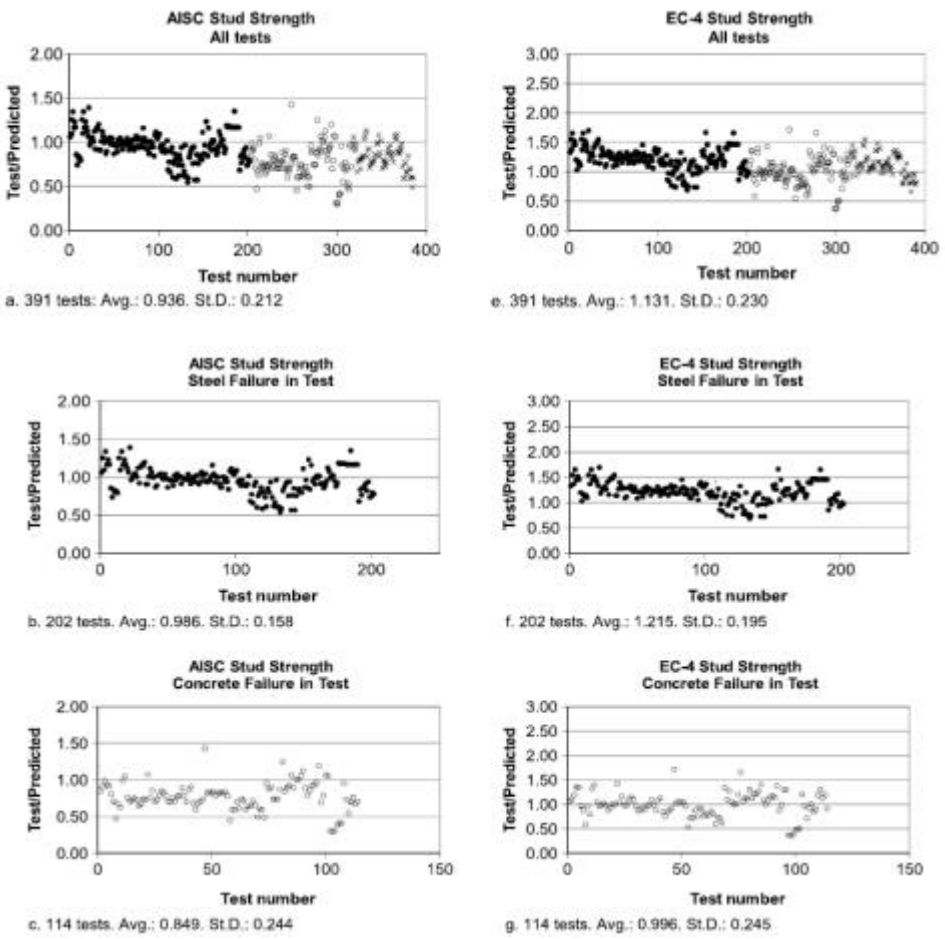
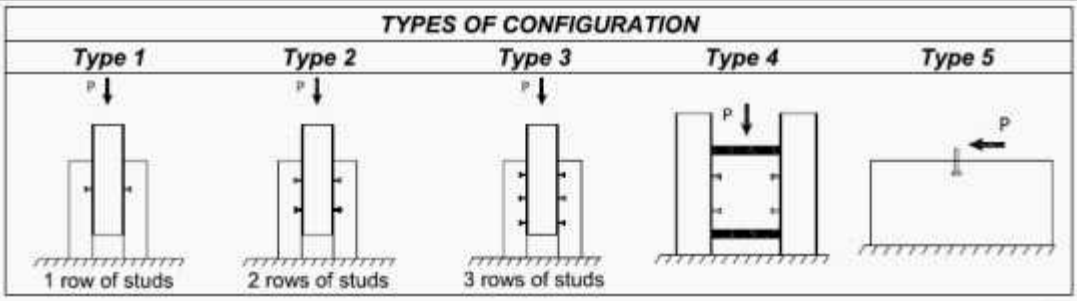


그림 2.148 설계기준과 실험결과의 비교 (Pallares와 Hajjar, 2010)

표 2.67 Push-out 실험 셋업과 실험내용 (Pallares와 Hajjar, 2010)



Reference	h_{sc}/d	# Tests	Type	Type of test	Type of concrete	Range of f'_c ksi (MPa)
Viest (1956) [7]	2.47, 2.55, 3.23, 3.22, 4.53, 4.67, 4.77, 5.50, 7.00	12	1	4 studs (2 per side) 8 studs (4 per side)	Normal: 12 tests Lightweight: 0 tests	3.19–4.39 (22.0–30.2)
Shoup and Singleton (1963) [40]	8.00, 6.30, 5.20, 6.67, 9.33, 9.65	9	2	8 studs (4 per side)	Normal: 9 tests Lightweight: 0 tests	3.43–4.89 (23.6–33.7)
Chapman and Balakrishnan (1964) [41]	2, 3.29, 4.67, 7.29	9	1	4 studs (2 per side)	Normal:9 tests Lightweight: 0 tests	3.64–6.10 (25.1–42.0)
Buttry (1965) [22]	2.00, 3.33, 3.50, 4.67, 5.38, 5.90, 7.38	22	1	4 studs (2 per side)	Normal:9 tests Lightweight: 13 tests	3.02–6.22 (20.8–42.9)
Chinn (1965) [9]	3.33, 3.38, 3.41, 4.00, 4.67, 5.38, 4.67	10	1	4 studs (2 per side)	Normal:8 tests Lightweight: 2 tests	3.99–5.48 (27.5–37.8)
Mainstone and Menzies (1967) [12]	4.67	11	1	4 studs (2 per side)	Normal:11 tests Lightweight: 0 tests	3.74–5.02 (25.8–34.6)
Davies (1967) [11]	4.67	19	1, 2, 3	4, 6, or 8 studs (2, 3, or 4 per side)	Normal:19 tests Lightweight: 0 tests	3.76–5.52 (25.9–38.0)
Steele (1967) [10]	3.50	18	1	4 studs (2 per side)	Normal:3 tests Lightweight: 15 tests	2.98–4.37 (20.5–30.1)
Dallam (1968) [24]	4.00, 4.67, 5.90, 7.38	17	1	4 studs (2 per side)	Normal:2 tests Lightweight: 15 tests	3.89–6.11 (26.8–42.1)
Baldwin (1970) [25]	3.50, 4.00, 4.67, 5.90, 7.38	26	1	4 studs (2 per side)	Normal:2 tests Lightweight: 24 tests	2.99–8.07 (20.6–55.6)
Menzies (1971) [42]	4.67	6	1	4 studs (2 per side)	Normal:6 tests Lightweight: 0 tests	2.47–7.33 (17.0–50.5)
Hawkins (1971) [44]	2.00, 2.33, 2.86, 3.00, 3.51, 4.00, 4.67	22	2	4 studs (2 per side) 8 studs (4 per side)	Normal:22 tests Lightweight: 0 tests	2.89–5.04 (19.9–34.7)
Ollgaard et al. (1971) [15]	3.50, 4.21	48	1, 2	4 studs (2 per side) 8 studs (4 per side)	Normal:18 tests Lightweight: 30 tests	2.67–5.08 (18.4–35.0)
Klingner and Mendonca (1982) [45]	11	8	5	"In the field"	Normal:8 tests Lightweight: 0 tests	4.28 (29.5)
Hawkins and Mitchell (1984) [34]	3.33	2	5	"In the field"	Normal:2tests Lightweight: 0 tests	1.97–8.98 (13.6–61.8)
Jayas and Hosain (1989) [26]	4.30	1	3	12 studs (6 per side)	Normal:1tests Lightweight: 0 tests	4.37 (30.1)
Zhao (1993) [46]	2.27, 2.96, 4.09	18	5	"In the field"	Normal:18 tests Lightweight: 0 tests	3.13–3.36 (21.6–23.1)
An and Cederwall (1996) [47]	3.51	8	2	8 studs (2 per side)	Normal:8 tests Lightweight: 0 tests	4.46–13.2 (30.7–90.9)
Gattesco et al. (1996) [35]	6.58	1	5	"In the field"	Normal:1 tests Lightweight: 0 tests	3.77 (25.9)
Saari et al. (2004) [39]	6.67	2	4	4 studs (2 per side)	Normal:2 tests Lightweight: 0 tests	4.44–5.04 (30.6–34.7)
Shim et al. (2004) [43]	5.68, 5.22, 4.70	17	2	8 studs (4 per side)	Normal:17 tests Lightweight: 0 tests	5.13–9.35 (35.3–64.4)
Anderson and Meinheit (2005) [4]	3.62, 4.21, 4.81, 5.32, 5.93, 9.84	105	5	"In the field"	Normal:105 tests Lightweight: 0 tests	5.15–7.15 (35.5–49.3)

○ 1965년 CP117에서는 전단강도가 콘크리트와 횡철근의 강도에 의존한다고 밝히고 있고 식 (2.154)와 같이 제시하였다. 이 식에서 상한값은 $v_{cu} \le 0.623 f_{cu}^{0.5}$로 주어졌고 하부 철근의 최소량은 $pf_y' > 0.5pf_y$으로 규정하였다.

$$v_{cu} = 0.233 f_{cu}^{0.5} + pf_y \qquad (2.154)$$

○ 1969년 Davies는 합성보에서 처음 발생하는 쪼갬 균열로부터 식 (2.155)의 경험식을 제시하였다.

$$v_{cu} = 0.354 f_{cu}^{0.5} + 1.2 p f_y \qquad (2.155)$$

○ 1972년에 Mattock와 Hawkins는 식 (3.4.9)의 하한값을 식 (2.156)과 같이 제안하였다. 이 식에서 최대 전단강도는 $v_{cu} = 0.25 f_{cu}$이고 최소 철근량은 $p f_y \geq 1.38 N/mm^2$이다.

$$v_{cu} = 1.38 + 0.8 p f_y \qquad (2.156)$$

○ 일반적으로 사용되는 스터드 전단연결부에서 가지는 변수 범위와 다르거나 새로운 구조 형식에 사용되는 경우에 대한 다양한 연구가 수행되고 있다. 프리캐스트 바닥판의 합성 작용을 확보하기 위한 스터드 전단연결부에 대한 연구가 Shim 등에 의해 수행되었다. 지압영역의 재료가 채움재로 사용되는 무수축 모르터이기 때문에 기존의 설계식에서 콘크리트 강도식을 바꾸고 상세에서 필요한 베딩층의 존재로 인한 강도 감소를 고려하였다. 식 (2.157)에 제안식이 제시되었다.

$$P_u = 0.22 \alpha_b . \beta_s . d_s^2 \sqrt{f_{cm} E_{cm}} \qquad (2.157)$$

여기서 변수 정의는 아래와 같다.

α_b: for bedding thickness effect, $\alpha_b = 1 - 0.086 (B_h - 20)$

β_s: the studs spacing effect.

$\beta_s = 0.093 (s/d_s) + 0.516$; for $3 \leq s/d_s \leq 5$

$\beta_s = 1.0$; for $s/d_s \geq 5$

s: pitch of stud connectors, mm.

f_{cm}: compressive strength of mortar (MPa).

E_{cm}: elastic modulus of mortar, $E_{cm} = 3.26 \times 10^3 \sqrt{f_{cm}}$, MPa.

○ 스터드 전단연결재의 최대 간격은 600mm를 넘지 않아야 하는데 이는 1967년 Slutter와 Fisher가 제안했지만 기술적인 검증은 수행하지 않고 수직 분리를 방지하기 위한 것으로 규정했다. 1966년 AASHTO 기준에는 보의 종방향 및 횡방향으로 직경의 6배로 최소 간격을 규정했다.

○ AASHTO LRFD(2007)에서 제시한 피로 설계 곡선(S-N) 은 다음 식 (2.158)과 같으며 이는 Slutter와 Fisher(1966)의 연구에 근거하고 있다. 그 후에 원래의 연구결과에 피로한계(Constant Amplitude Fatigue Limit, CAFL)를 24.2 MPa에 준하도록 추가하였다. 국내 도로교설계기준은 기본적으로 이 식을 따르지만, 반복횟수가 2,000,000을 초과하는 경우에 대해서는 응력변동폭을 48.4 MPa로 고정하여 사용하고 있다.

○ 유로코드-4(2005)의 경우 피로 S-N 곡선을 식 (2.159)와 같이 제시하고 있으며 별도의 피로한계는 제시하고 있지 않다. 일본강구조학회(JSSC)(1995)의 경우 유로코드-3(2005)에서 전단을 받는 강재(스터드는 해당하지 않음)에 해당하는 식에 피로 한계를 66.6 MPa로 높여서 사용하고 있다. 영국의 BS-5400: Part 10(1980)에서는 피로 S-N 곡선을 식 (2.161)와 같이 2단계의 기울기로 제시하고 있으며 응력을 전단연결재의 정적 극한 강도에 대한 비율로 환산하여 사용하고 있다. 따라서 전단연결재의 인장강도가 높아지면 자연스럽게 피로 강도도 높아지게 된다.

LRFD (2007) : $Z_r = (238 - 29.5\log N)d^2 \geq \frac{38.0}{2}d^2$ (2.158)

유로코드-4 (2005) : $\log N = 21.935 - 8\log S$ (2.159)

일본강구조학회 (1995) : $\log N = 15.816 - 5\log S$ (2.160)

BS5400 : part 10 : $\log N = 22.318 - m\log S_{BS}$ (2.161)

여기서,

$S_{BS} = 425[MPa] \times \Delta P / P_{Rd}$;

$N \leq 10^7$ 일 때, $m = 8$;

$N \geq 10^7$ 일 때, $m = 10$

○ 위의 설계 식들을 동시에 비교해 보면, AASHTO LRFD(2007)에서 제시한 피로 설계식이 다른 설계식들보다 낮은 응력변동폭을 제시하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 차이는 특히 하중 반복횟수가 커질수록 더욱 크게 벌어진다. 이렇게 낮은 응력변동폭으로 설계할 경우 많은 수의 전단연결재가 요구되며, 이는 기존 교량 바닥판의 급속 교체 및 급속 시공 시 공사 지연의 원인이 될 수 있다. AASHTO LRFD(2007)에 근거해서 설계 규정을 채택한 국내 도로교설계기준(2005) 역시 2백만회 수준의 반복횟수에서 다른 설계기준들보다 보수적인 응력변동폭을 제시하고 있다.

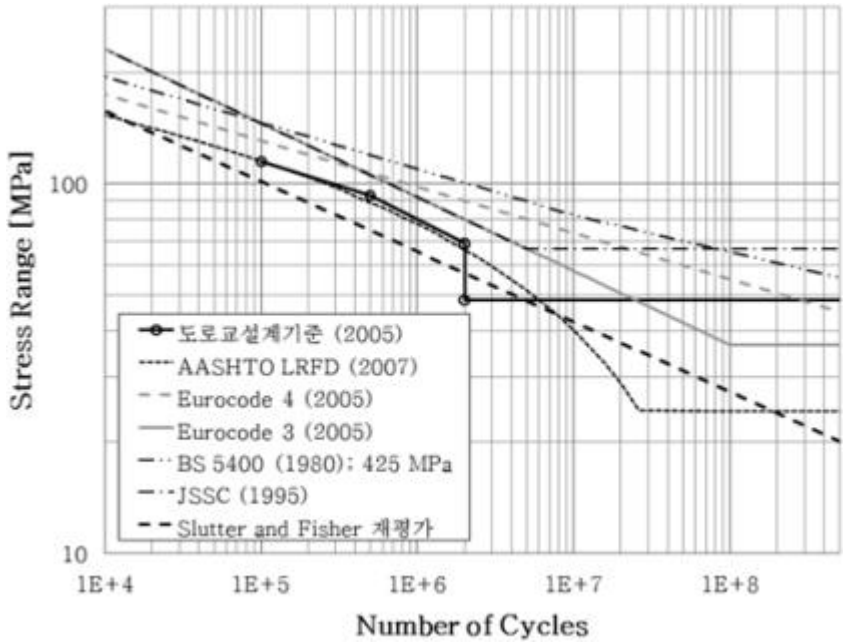


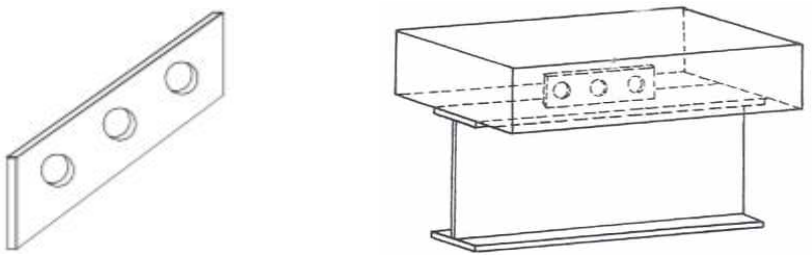
그림 2.149 전단연결재의 피로 S-N 곡선 비교

2) Perfobond 전단연결재

○ 1990년대 초반 이후부터 피로특성과 시공성이 우수한 perfobond 리브 전단연결재의 사용도 증가하고 있다(Oguejiofor 1994, Sara 2002). Perfobond 리브 전단연결재는 설치과정이 거더의 보강재나 접합부 등을 시공하는 방법과 유사하며, 이 방법은 현장 기술자들에게 매우 익숙한 시공방법이다. 전단연결재 설치후 검사과정에서도 스터드 전단연결재에서 요구되는 휨 시험의 생략이 가능하고, 거더에 설치된 후 연결재의 형상 및 크기 특성으로 스터드 전단연결재가 설치된 거더와는 달리 운반 도중에 발생할 수 있는 손상을 방지할 수 있다. 또한 표준화가 손쉽고 대량생산이 가능하며, 스터드 제작시 요구되는 복잡한 장비없이 어떤 장소에서나 소규모 제작장으로 생산이 가능하다.

○ 국외에서는 perfobond 리브 전단연결재의 설계식과 시공 예(Leonhardt 1987)가 소개되었으며, 1992년에 Veldanda(1992)등에 의해 perfobond 리브와 스터드 전단연결재의 성능비교를 위한 push-out 실험이 수행되었다.

○ 1992년에 Oguejiofor(1992)등에 의해 실물 크기의 합성보 실험이 수행되었다. Perfobond 리브 전단연결재는 그림 2.150에서와 같이 홀이 설치된 강재 플레이트를 용접에 의해 강거더에 부착한 형식으로 슬립을 발생시키는 전단력 방향으로 설치된다. 콘크리트와 강거더 사이에 작용하는 전단력에 대해 홀에 충진된 콘크리트가 2면 전단에 의해 저항하여 콘크리트와 강거더 사이의 상대변위 발생을 억제하는 기능을 한다. Perfobond 리브 전단연결재는 1992년에 합성형교(독일의 Third Caroni Bridge)에 처음 적용되었다.



(a) 형상 (b) 합성형교의 적용 예

그림 2.150 Perfobond 전단연결재의 형상 및 적용 예

○ 국내에서는 perforbond 리브 전단연결재의 머리 부분을 보완함으로서 정적내력이 더욱 향상되는 그림 2.151과 같은 형상의 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재에 대한 실험적 연구(정철헌 등, 2005)가 수행되어 전단강도 평가식이 제시되었다. ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재는 perfobond 리브 전단연결재에 비해서는 전단강도가 증가하고, ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 전단강도는 콘크리트의 강도, 홀의 개수 및 홀의 직경, 홀에 삽입되는 횡방향 철근량, 리브의 높이, 머리 부분 플레이트 등에 의해서 영향을 받는 것이 확인되었다(정철헌 등, 2005).

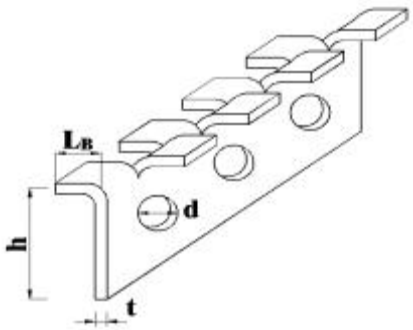


그림 2.151 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재

○ Leonhardt 등(1987)은 독일의 Third Caroni Bridge에 perfobond 리브 전단연결재를 적용하였으며, 이 전단연결재의 피로특성 및 정적하중 재하시 전단내력과 변형거동을 실험에 의해 검증하였다. 피로실험 결과를 스터드 전단연결재와 비교하였는데, perfobond 리브 전단연결재는 200만회 반복재하에서도 파괴에 도달하지 않는 것이 확인되었다. 피로실험후에 수행된 정적실험 결과 파괴형태는 홀 사이 간격이 크면 콘크리트가 파괴되고, 홀 사이 간격이 좁으면 강재의 전단파괴가 발생되었다. 실험결과에서 얻어진 최대하중으로부터 식(2.162) 및 식(2.163)과 같은 전단내력 평가식이 제안되었다.

$$D_{du,b} = 2 \cdot (\pi d^2/4) \cdot 0.9\beta_w \tag{2.162}$$

$$D_{du,s} = 1.44 A_s \beta_s \tag{2.163}$$

여기서, $D_{du,b}$는 콘크리트가 2면 전단파괴되는 경우의 홀당 수평전단내력(N), d는 직

경(mm), β_w는 콘크리트 입방체의 강도(N/mm^2), $D_{du,s}$는 홀과 홀 사이의 강재가 전단파괴되는 경우의 수평전단내력(N), A_s는 홀 사이 강판의 단면적(mm^2), β_s는 강판의 항복강도(N/mm^2)이다. 단, 윗 식의 적용조건으로 홀 내부의 콘크리트가 압축파괴가 되지 않도록 판 두께를 결정하고, 강판면에 수직한 방향으로 보강철근을 배치하여야 한다.

○ Oguejiofor 등(1994)은 I형 강거더에 perfobond 리브를 부착한 인발시험체에 대한 실험결과를 바탕으로 회귀분석을 수행하여 식(2.164)와 같이 perfobond 리브 전단연결재에 대한 강도평가식을 제안하였다.

$$Q = 0.590 A_{cc}\sqrt{f_c'} + 1.233 A_{tr} f_y + 2.871 n d^2 \sqrt{f_c'} \qquad (2.164)$$

○ Oguejiofor 등(1997)은 식(3.4.18)의 첫 번째 항을 길이방향 콘크리트 전체의 할렬에 대한 저항으로 보지 않고, 리브 높이와 리브 두께를 고려하여 리브 전면 콘크리트의 지압저항으로 재평가하여 perfobond 리브 전단연결재의 강도평가식을 식(2.165))와 같이 다시 제안하였다.

$$Q = 4.5 h t f_c' + 0.91 A_{tr} f_y + 3.31 n d^2 \sqrt{f_c'} \qquad (2.165)$$

○ 일본에서는 保坂(2000)등은 perfobond 리브의 두께, 리브에 설치된 홀내의 관통철근의 유무, 플랜지면에 배치되는 perfobond 리브의 개수 등의 영향을 분석하기 위하여 압발시험을 실시하였다. 실험결과, ①리브 강판의 두께가 최대 전단내력에 미치는 영향은 작지만 파괴메카니즘의 진행과정이 다르다는 사실, ②관통철근이 있는 경우 최대 전단내력이 향상되고, 최대 전단내력 이후 하중저하가 작다는 사실 등을 규명하였다. 保坂 등이 실시한 실험결과와 기존 연구자의 실험결과를 조합하여 관통철근 유무에 따른 회귀분석을 실시하여 관통철근이 있는 없는 경우에는 식(2.166)을, 관통철근이 있는 경우에는 식(2.167)을 제안하였다.

$$Q_u = 3.38 d^2 (t/d)^{1/2} f_c' - 39.0 \times 10^3 \qquad (2.166)$$
$$(22.0 \times 10^3 < d^2 (t/d)^{1/2} \times f_c' < 194.0 \times 10^3)$$

$$Q_u = 1.45\left\{(d^2 - \phi^2) f_c' + \phi^2 f_{st}\right\} - 26.1 \times 10^3 \qquad (2.167)$$
$$(51.0 \times 10^3 < (d^2 - \phi^2) f_c' + \phi^2 f_{st} < 488.0 \times 10^3)$$

○ Sara 등(2002)은 perfobond 리브 전단연결재에 대한 강도평가식을 식(2.168)과 같이 제안하였다. 식(2.168)에서 첫 번째 항은 콘크리트 슬래브에서 발휘되는 할렬인장저항 효과, 두 번째 항은 강재와 콘크리트의 경계면 부착의 효과, 세 번째 항은 전단연결재 홀에서 형성되는 콘크리트의 다웰효과, 그리고 네 번째 항은 횡방향 철근의 효과이다.

$$Q = 9bh\sqrt{f_c'} + 60b_f L_c + 20n\pi\sqrt{f_c'}(\frac{d}{2})^2 + 0.9A_{vf}f_y \quad (2.168)$$

○ 정철헌 등(2005a)은 원형강관 거더에 새로운 전단연결재인 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재를 적용하기 위한 연구를 수행하였다. ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재를 적용한 인발시험체에 대해 push-out 실험을 수행하여 주요 변수 각각에 대한 전단내력을 평가하였으며, 실험 및 해석적 결과를 토대로 전단강도 평가식을 식(2.169)와 같이 제안하였다.

$$Q(kN) = 4.5h_r tf_{ck} + 1.1nd^2\sqrt{f_{ck}} + 1.1A_{tr}f_y + 1.6mtBf_{ck} \quad (2.169)$$

여기서, $Q(kN)$는 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 개당 전단내력, $h_r(mm)$은 리브의 높이, $t(mm)$는 리브의 두께, $f_{ck}(MPa)$는 콘크리트 압축강도, n은 홀 개수, $d(mm)$는 홀의 지름, $A_{tr}(mm^2)$은 횡방향 철근 단면적, $f_y(MPa)$는 횡방향 철근의 항복응력, m은 리브 머리부분 플레이트의 개수, $B(mm)$는 머리부분 플레이트의 내민 길이이다.

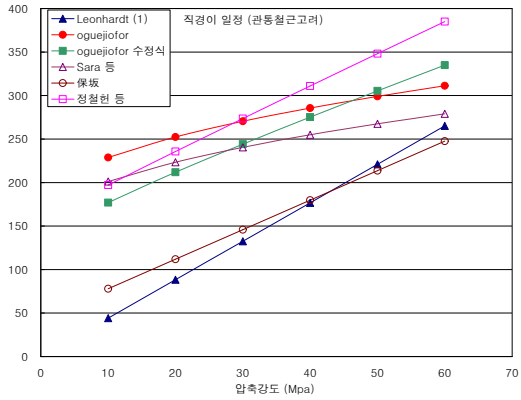
○ perfobond 리브 전단연결재에 대한 각 연구자의 내력평가식을 비교분석하였다. 합리적인 비교를 위하여 내력산정을 위한 전단연결재의 제원 및 형상을 표 2.68에 나타내었다.

표 2.68 내력평가를 위한 전단연결재의 제원

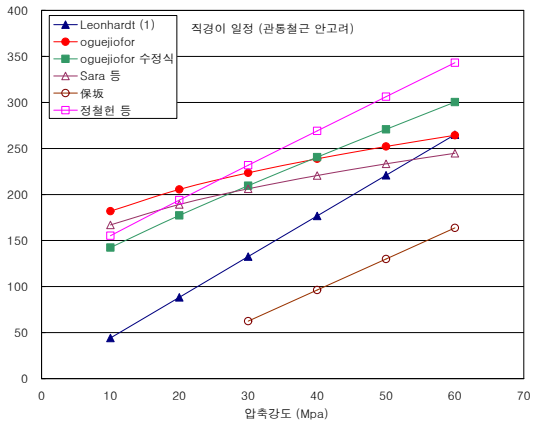
perfobond 전단연결재	홀의 개수	3
	홀의 직경(mm)	50
	리브의 두께(mm)	8
	리브의 길이(mm)	400
	리브의 높이(mm)	150
슬래브	두께(mm)	220
	길이(mm)	900
	압축강도(N/mm^2)	27
횡방향 철근	개수	8 - 11
	직경	-
	항복강도	-

○ 각 연구자의 perfobond 리브 전단연결재에 대한 내력평가식을 비교하면 그림 2.152 - 그림 2.153와 같다. 압축강도가 일정 수준 이상이 되면 전단연결재에 설치된 홀에 횡방향 관통철근의 배치 유무와 상관없이 큰 내력수준을 보여주고 있다. 이는 리브 윗부분에 보강된 머리 부분 플레이트가 전단강도에 기여하기 때문이다. 그림 2.153 압축강도가 일정하고, 홀의 직경 변화에 따른 내력변화로서 전반적으로 ㄱ형

perfobond 리브 전단연결재가 큰 내력수준을 보임을 알 수 있다.

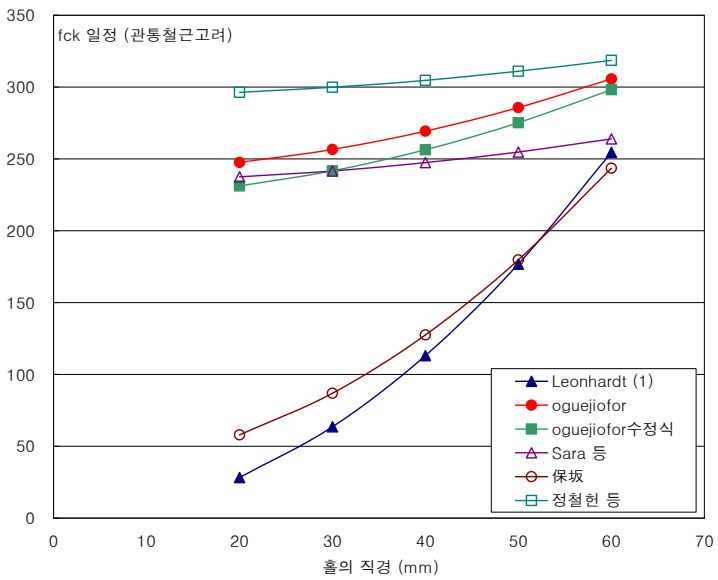


(a) Perfobond 리브의 홀내 관통철근 설치시

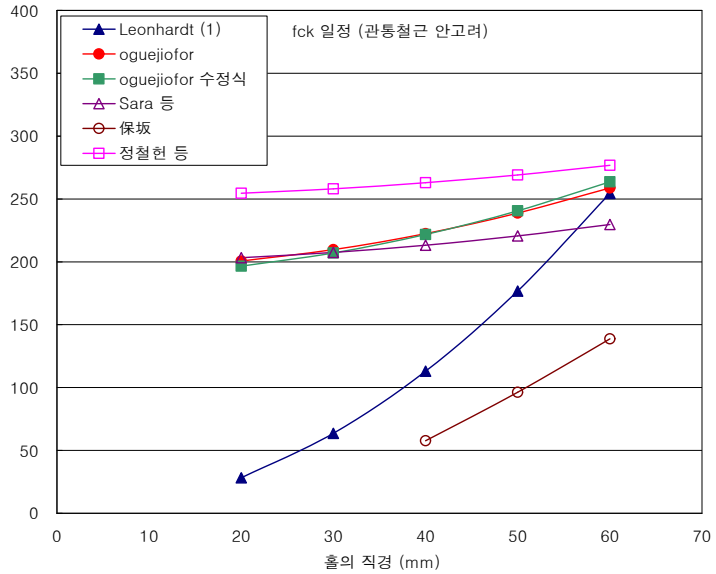


(b) Perfobond 리브의 홀내 관통철근 미 설치시

그림 2.152 압축강도 증가에 따른 전단강도의 변화



(a) Perfobond 리브의 홀내 관통철근 설치시



(b) Perfobond 리브의 홀내 관통철근 미 설치시

그림 2.153 Perfobond 리브에 설치된 홀의 직경 증가에 따른 전단강도의 변화

3) 합성접합부

○ 국내 실정에 맞는 성능기반 합성접합부에 관한 기준을 제정하기 위하여 합성구조의 접합부에 관한 유럽, 미국, 일본, 중국 등 외국의 관련기준을 비교, 검토하여 기본방향 설정과 주요 기준내용을 도출하고자 하였다.

표 2.69 합성접합부에 대한 설계기준 현황

구분	유럽	미국	일본	중국	한국
강재 관련 기준	Eurocode3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints	Specification for structural steel buildings, 2010	JSCE 1997: Design Code for steel structures in 1997	GB50017-2003 : Code for design of steel structures	강구조설계기준 2009 : 하중저항계수설계법
콘크리트 관련 기준	Eurocode2: Design of concrete Structures	ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete and commentary		GB 50010-2002 : Design code for concrete structure	KBC2007: 콘크리트설계기준
합성 관련 기준	Eurocode4 : Design of composite steel and concrete structures	Steel design guide series 8:Partially restrained composite connection,1996	JSCE2007 : Standard Specifications for steel and composite structures : Volume of Design 철골철근콘크리트구조계산규준, 1987	JGJ138-2001: Technical specification for steel reinforced concrete composite structures	-
기타	Eurocode8 : Design of structures for earthquake resistance ISO2394: General principles on reliability for structures	ANSI_AISC 341-05 : Seismic provision for structural steel buildings, 2005		GB50011-2001 : Code for seismic design of buildings	KBC 2009 :건축구조설계기준

○ 접합부는 부재와 부재 사이를 연결하는 부위나 구조를 지칭하는 것으로서 합성접합부는 강재와 콘크리트로 구성된 접합부를 의미한다. 합성접합부를 구성하는 기본요소에는 볼트, 리벳, 용접 등과 같이 강재와 강재를 연결하기 위한 것과 전단연결재, 앵커볼트 등과 같이 강재와 콘크리트를 연결하기 위한 장치가 있다. 합성접합부에는 보와 보, 보와 벽체, 보와 기둥 및 보와 기초의 접합부 등이 있다.

○ 볼트, 리벳, 용접 등의 기본접합요소의 설계에 관해서는 표 2.4와 같이 대부분 강재설계기준에서 다루어지고 있으며 전단연결재와 앵커볼트에 관해서는 나라마다 그

적용 기준에 있어 다소 차이가 있다.

표 2.70 접합부에 관한 기준

접합기본요소	유럽	미국	일본	중국	한국
볼트, 리벳, 용접	강재설계기준	강재설계기준	강재설계기준	강재설계기준	강재설계기준
전단연결재	합성설계기준	강재설계기준	강재설계기준	강재설계기준	강재설계기준
앵커볼트	합성설계기준	콘크리트설계기준	콘크리트설계기준	콘크리트설계기준	콘크리트설계기준

○ **유럽 기준:** 강재 및 콘크리트 설계기준이외에 합성구조에 관한 독립된 기준을 제시하고 있으며 접합부에 관한 독립된 chapter를 제공하고 있다. 보-기둥 접합부를 중심으로 구성되어 있으며 기둥-기초 접합부에 관해서는 원론적인 수준에서 취급하고 있으며 보-벽체 등에 관해서는 특별한 규정이 없다. 보-기둥 접합부를 rigid, semi rigid, hinge partial strength, full strength 등으로 구분하여 분류함으로써 체계가 비교적 명확하다. component based method에 근거하여 접합부의 강도, 초기강성을 분석하고 설계할 수 있는 방법을 제시하고 있다. 그러나 접합부의 회전성능 평가에 관해서는 실험 등 타당한 방법에 의하여 성능보유를 입증할 것을 요구하는 원론적인 수준에 머물고 있는 것으로 보인다.

○ **미국 기준:** 강재설계기준에서 보-기둥, 기둥-기초 접합부에 관해서 원론적인 수준에서 취급하고 있으며 보-벽체 등에 관해서는 특별한 규정이 없다. 보-기둥 접합부를 simple connection, fully restrained moment connection로 구분하여 별도의 규정 없이 원론적으로 취급하고 있다. partially restrained moment connection에 관해서는 실험에 근거한 경험식 위주로 강도 및 강성 분석을 위한 가이드라인을 별도로 제시하고 있는 정도이다. 접합부의 회전성능 평가에 관해서는 구조를 특수모멘트골조, 중간모멘트골조, 보통모멘트골조로 구분하여 실험 등 타당한 방법에 의하여 요구성능(Drift 4.0%, 3.0% 등)을 입증할 것을 요구하고 있다.

○ **일본 기준:** 강재 및 콘크리트 설계기준이외에 합성구조에 관한 별도의 기준을 보유하고 있다. 기존의 합성구조기준은 CES(Concrete embedded Steel structures)를 중심으로 구성되어 있으며 합성접합부에 관한 특별한 규정은 없는 것 같다. 최근에 성능기반 합성구조설계기준을 제시하여 비교적 체계가 있는 성능기반 설계방법의 틀을 제시하고 있다. 성능기반기준은 유럽의 부분저항계수 모형을 참고한 일종의 모델코드이다. 그러나 합성접합부에 관한 특별한 규정은 없고 기존의 합성구조설계기준에 포함된 설계방법을 준용하여 강도 및 강성을 분석할 수 있도록 되어있다.

○ **중국 기준:** 강재 및 콘크리트 설계기준이외에 합성구조에 관한 별도의 기준을 보

유하고 있으나 대부분 외국의 기준을 참고하여 제정된 것으로 보이며 아직 독자적인 면모는 보이지 않는다.

○ **한국 기준:** 상당 부분 미국 기준을 참고하여 제정된 것으로 강재와 콘크리트 설계에 관한 기준이 있다. 보-기둥 접합부에 관해서 강재설계기준에서 원론적인 수준에서 취급하고 있으며 기둥-기초, 보-벽체 등에 관해서는 특별한 규정이 없다. 부분강접합에 관해서도 특별한 규정이 없다. 접합부의 회전성능 평가에 관해서는 구조를 특수모멘트골조, 중간모멘트골조, 보통모멘트골조로 구분하여 실험 등 타당한 방법에 의하여 요구성능(Drift 4.0%, 3.0% 등)을 입증할 것을 요구하고 있다.

○ 접합부의 요구 성능: ISO 2393에 의하면 구조물은 일반적으로 사용한계상태 기능을 유지하고, 극한한계상태에서 파괴되지 않으며, 화재 등 돌발 상황에서 건전성을 유지할 수 있도록 설계될 것이 요구되고 있다. 최근에 일본에서 성능기반 합성구조 설계기준을 제시하여 비교적 다양한 요구 성능에 대하여 체계가 있는 성능기반 설계방법의 틀을 제시하고 있으나 현행 설계기준에서 실제적으로 적용되고 있는 것은 앞에서 언급한 성능 이외에 내구성능 정도가 추가된 것으로 볼 수 있다. 유럽의 기준은 균열제어 및 변형조절 등의 사용성능과 내구성능에 관한 일반적인 부재에 대하여 규정하고 있으나 합성접합부에 관해서는 특별한 규정이 되는 것은 없다. 다만 Component based approach에 의하여 초기강성을 분석할 수 있는 이론적인 식을 제공하고 있어 접합부의 사용성 분석에 보다 합리적인 접근이 가능하다는 장점이 있다. 또한 같은 방법으로 접합부의 강도를 분석할 수 있는 이론적인 식이 제공되고 있어 극한한계상태에서 안전을 합리적으로 검토할 수 있도록 되어 있다.

표 2.71 합성접합부에 대한 요구성능

구조일반			합성접합부
국제표준 ISO2394(1998)	일본 (JSCE2007)	미국/유럽 (AISC/EC)	유럽 (EC3&4)
service limit state ultimate limit state structural robustness	safety serviceability restorability durability social& environmental compatibility constructability.	safety serviceability durability:	strength rotation capacity initial stiffness

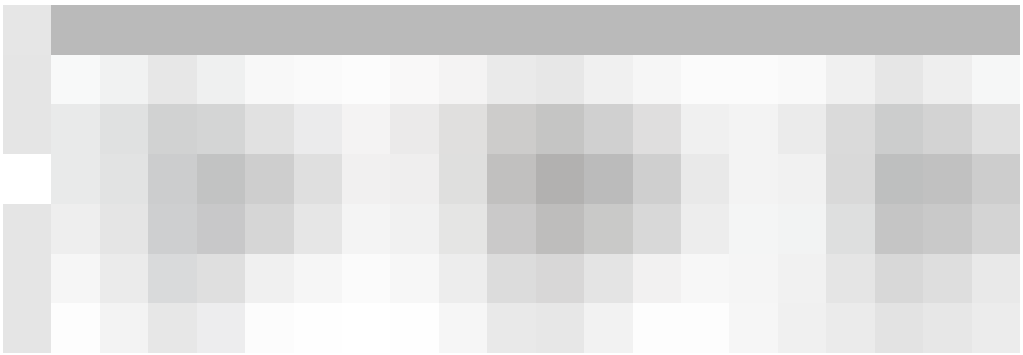


그림 2.154 합성접합부의 구분

표 2.72 유럽기준의 적용 범위

유럽기준의 적용법위	유럽기준의 적용법위
• Structural Types þ Composite SRC ü Composite CFT ü Composite CES ü Composite RCS • Joint Location Types þ Beam to Column þ Column To Foundation • Types of Joint Details þ Weld þ Bolted End-Plate(Flush, Partial Depth) þ Angle (Cleat, Contact Plate, Bracket) • Loading Conditions þ Monotonic (Linear & Nonlinear) þ Cyclic or Seismic þ Fire & Temperature Effects	• Classification of Joints þ Rigid þ Semi-Rigid (Partially Restraint Joint) þ Pin • Properties of Joints & Code Practice þ Strength : standard code þ Stiffness : standard code þ Rotation : numerical or experiment ü Energy : numerical or experiment • Joint Numerical Modeling ü Phenomenological Models þ Component-based Mechanical Models ü Tie-Strut model ü Finite Element Model

○ 합성접합부는 그림 2.155와 같이 강접합, 부분 강접합과 핀 접합으로 구분하고 있다. 용접에 의한 접합부, 단부평판에 의한 접합부와 앵글에 의한 접합부 등 강재접합부분에 대하여 저항강도 및 회전 강성 등을 분석할 수 있는 방법이 강구조설계기준에서 제시되고 있으며 콘크리트와 철근의 합성효과는 합성설계기준에서 추가적으로 규정하고 있다. 강 접합부는 보의 휨강도와 휨 강성에 비하여 접합부가 충분한 저항강도와 회전강성을 보유할 것을 요구하고 있으며 핀 접합에 대하여는 충분한 회전능력을 보유할 것을 요구하고 있다. 부분 강접합 설계 및 분석을 위한 구체적인 방법을 제공하여 실무자가 쉽게 사용할 수 있도록 하였다.

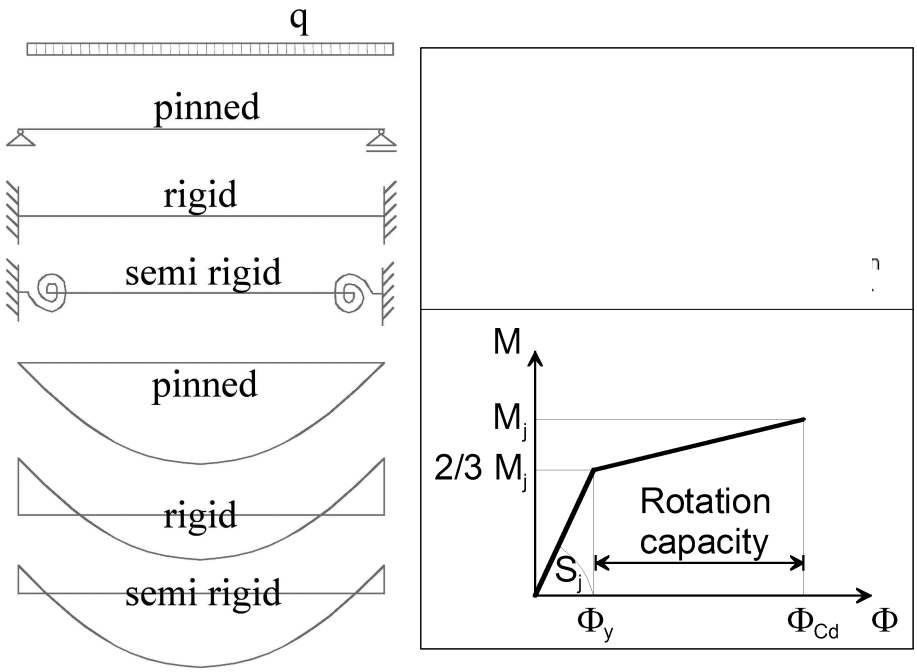
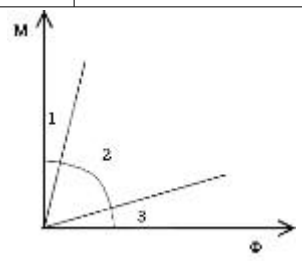


그림 2.155 합성접합부의 분류

○ 초기강성에 의한 분류방법: 접합부의 휨 강성과 보의 휨강성의 강대 강성비가 일정한 크기 이상이 되는 가를 기준으로 판정하도록 되어있다. 가새 구조의 경우 강성비가 8배 이상이 면 강접합이고 0.5배 이하이면 핀접합으로 분류되며 그 중간은 부분 강접합으로 분류된다. 비가새 구조의 경우는 강성비가 25배 이상이 면 강접합이고 0.5배 이하이면 핀 접합으로 분류되며 그 중간은 부분 강접합으로 분류된다.

표 2.73 초기강성에 의한 합성접합부의 분류방법

	Braced frames	Unbraced frames
1. Rigid connections	$S_{j,ini} \geq 8K$	$S_{j,ini} \geq 25K$
2. Semi-rigid connections	-	-
3. Pinned connections	$S_{j,ini} \leq 0.5K$	$S_{j,ini} \geq 0.5K$



$$K = E\frac{I_b}{L_b}$$

I_b : second moment of area of a beam L_b : span of a beam

○ 저항강도에 의한 분류방법: 접합부의 휨 강도가 접합부에 연결된 부재의 휨강도에 비하여 적지 않으며 Full strength connection, 25% 미만의 저항강도를 보유하고

있으면 핀접합, 그 사이 구간에 위치한 접합부는 Partial strength connection으로 분류된다. Pinned joint의 모멘트 강도는 full strength joint의 모멘트 강도의 0.25배보다 커지 않아야 한다.

- 기둥 끝단의 조인트

$M_{j,Rd} = M_{b,pl,Rd}$ or $M_{j,Rd} = M_{c,pl,Rd}$

- 기둥의 전체 길이내의 조인트

$M_{j,Rd} = M_{b,pl,Rd}$ or $M_{j,Rd} = 2M_{c,pl,Rd}$

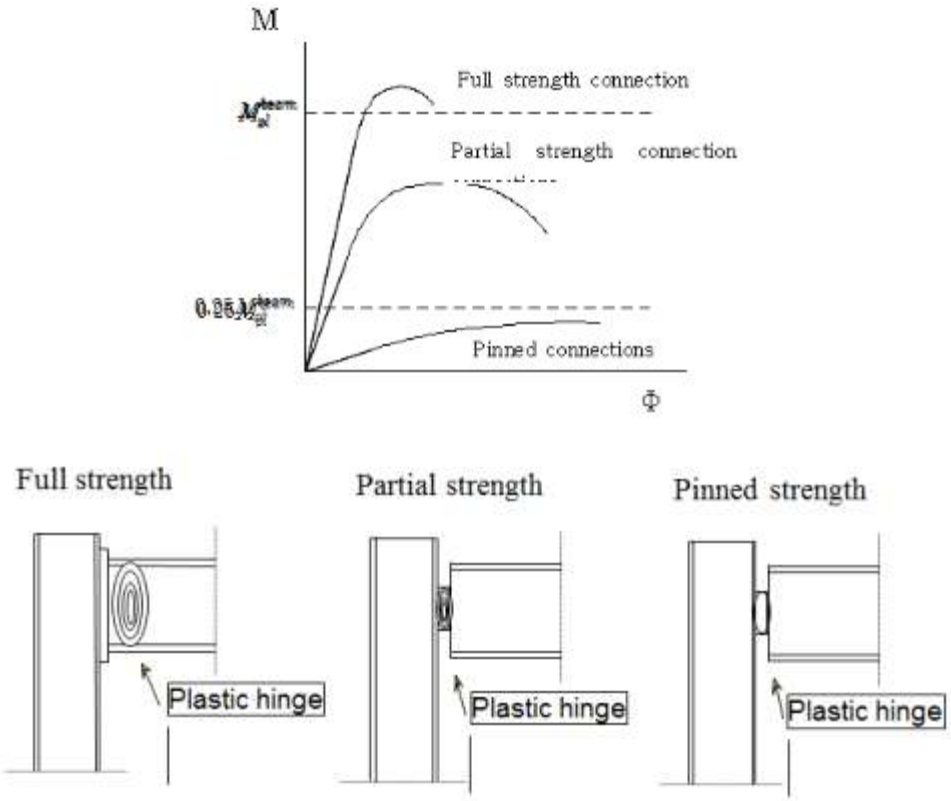


그림 2.156 저항강도에 의한 접합부 분류방법

○ 접합부의 휨과 회전의 관계를 나타내는 곡선은 그림 2.157와 같이 초기의 탄성구간과 소성회전 구간 그리고 그 중간의 비선형 구간이 세부분으로 구성된다. 탄성 구간은 저항강도의 2/3에 해당하는 구간으로 강성은 초기강성과 동일하다. 소성구간은 저항강도에 도달한 이후에 발생하고 비선형 구간은 식 2.170에 의해 구할 수 있다.

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(\frac{1,5M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}}\right)^{\Psi}} \qquad (2.170)$$

Ψ : 2,7 for *bolt joint*

Ψ : 1,7 for *contact plates joint*

S_j *is therefore dependent on* $M_{j,Sd}$

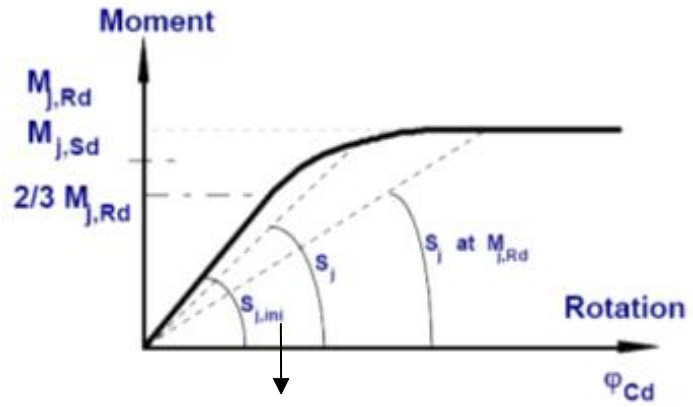


그림 2.157 합성접합부의 휨-회전 관계 곡선

○ Component Based Approach에 의한 합성접합부 해석 및 설계: 유럽기준에서는 합성접합부의 초기강성, 저항강도 및 회전능력을 분석하기 위하여 Component Based Approach에 의한 방법을 사용하고 있다. Component Based Approach는 그림 2.158과 같이 접합부를 인장, 압축, 전단을 받는 기본요소로 분해하여 기본요소의 저항강도와 스프링계수를 구하고 요소의 저항강도와 강성을 접합부 중심에 대하여 합성하여 접합부의 저항강도와 강성을 구하는 방식이다.

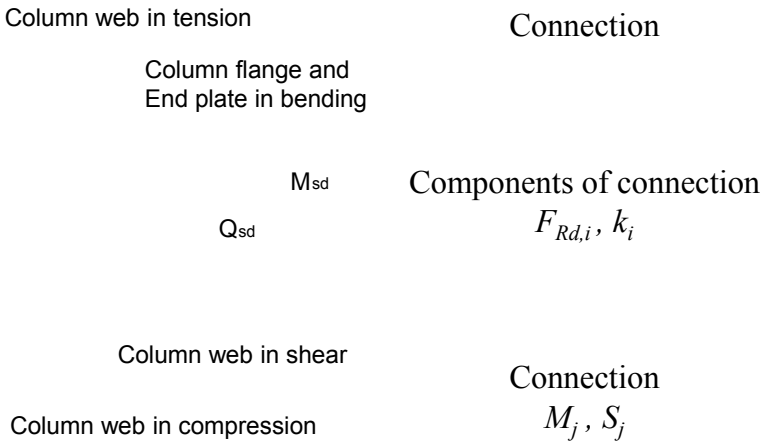
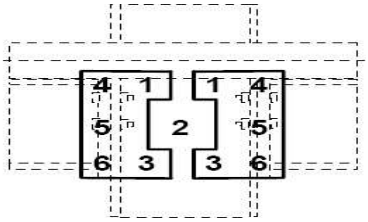


그림 2.158 Component Base Approach의 개념

○ 접합부의 저항강도와 초기강성을 산정하기 위하여 일반적인 합성접합부에서는 그림 2.159와 같이 접합부를 구성하는 기둥 웨브와 플랜지, 보의 플랜지, 접합볼트, 단부평판 등의 부위가 인장, 압축, 휨, 전단력을 받는가에 따라 기본요소가 구분된다.



Group	
1	panel in tension
2	panel in shear
3	panel in compression
4	connection in tension
5	vertical shear connection
6	connection in compression

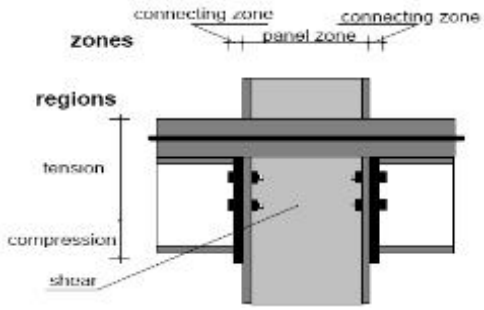


그림 2.159 SRC 접합부의 기본 요소 정의

○ 접합부를 구성하는 인장, 압축, 휨, 전단력은 각각 다른 강성 k를 갖는 스프링으로 해석되며, 구성 성분 상호간에 스프링의 직렬 및 병렬 연결로 힘을 전달하게 된다. 이러한 접합부의 연결을 component model 이라 하며, innsbruck에 의하여 접합부의 구성성분이 사실적으로 구현되었다. 제안된 이 모델은 보와 기둥, 보와 보사이의 모든 접합을 표현할 수 있으며, 접합부 주변의 슬라브의 거동 또한 해석이 가능하다. 하지만 Innsbruck의 모델은 복잡하게 구성되어 있으므로 Eurocode에서는 이를 간략화한 그림 2.160과 같은 모델을 제시하고 있다.

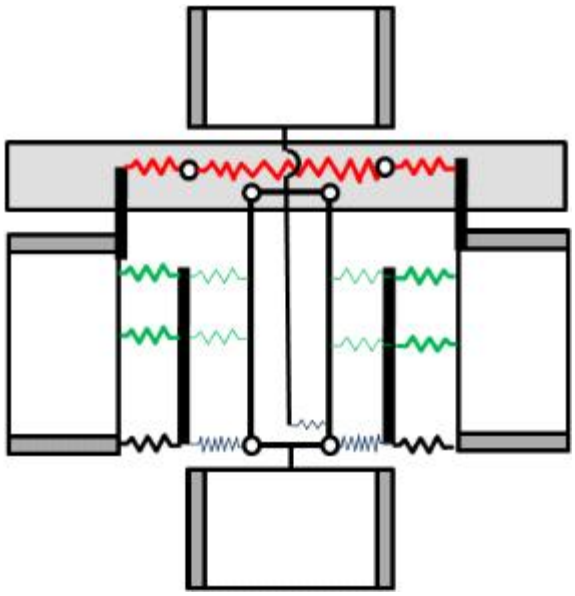
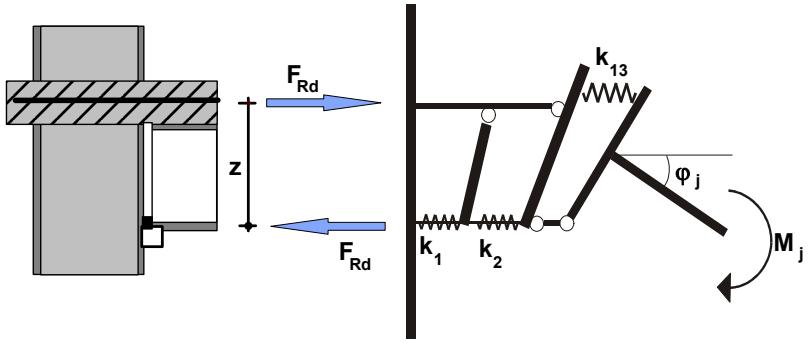


그림 2.160 simplified euro code
component model

○ 접합부의 저항강도는 기본요소의 저항력을 합성하여 구해진다. 예를 들어 저항휨모멘트 $M_{j,rd}$는 기본요소의 저항력이 $F_{i,rd}$이고 그 힘의 작용점까지의 가리가 z_i라고 하면 다음 식으로 구할 수 있다.

$$M_{j,rd} = \sum_i z_i F_{i,rd} \qquad (2.171)$$

○ 접합부의 초기강성도 초기강성을 합성하여 구한다. 예를 들어 휨모멘트에 의한 초기휨강도 $S_{j,ini}$ 는 다음 식으로 구하여 보자. 기둥 web의 전단 상수를 k_1이라하고 접합부로부터 전달되는 압축력에 저항하는 기둥 web의 상수를 k_2, 힘의 방향에 평행하게 작용하는 보 상단의 인장 상수를 k_{13}라 하면, 이 성분들이 직렬 연결되어 있으므로 접합부 전체의 변형각은 $(w_1+w_2+w_3)/z$ 가 될 것이다. 또한 접합부 전체의 모멘트는 F·z가 되므로 접합부의 휨모멘트에 의한 초기휨강도 $S_{j,ini}$ 는 2.172 식과 같이 구해진다.



$$S_{j,ini} = \frac{M}{\varphi_j} = \frac{Fz}{\frac{\Sigma w_i}{z}} = \frac{Fz^2}{\frac{F}{E}\Sigma\frac{1}{k_i}} = \frac{Ez^2}{\Sigma\frac{1}{k_i}} \qquad (2.172)$$

E : 강재의 탄성계수

k_i : 기본요소에 의한 등가 휨강도

z : 기존요소까지의 팔길이

○ 접합부의 휨모멘트에 의한 초기 휨강도 $S_{j,ini}$ 의 일반식은 식 2.173과 같다.

$$S_{j,ini} = \sum_i \frac{E_i z_i^2}{\mu\frac{1}{k_{e,i}}} \qquad (2.173)$$

E_i : 강재의 탄성계수

$k_{e,i}$: 기본요소에 의한 등가 휨강도

z_i : 기존요소까지의 팔길이

μ : 초기강성과 할선강성의 상대강성비 $S_{j,ini}/S_j$

○ Component based approach에 바탕을 둔 접합부의 성능해석 방법은 미국기준(부록 A & B 참조)에서 채택하고 있는 실험식에 의한 방법에 비하여 이론적 근거가 비교적 명확하여 그 원리를 비교적 용이하게 이해할 수 있어 다양한 접합부를 다루는 실무자에게 적용성이 높을 것으로 예상된다. 특히 국내에서 활발하게 개발되고 있는 다양한 종류의 합성접합부를 해석하고 설계하는 데에도 요긴하게 활용될 수 있을 것이다. 최근에 비선형 구조해석 Tool(MIDAS, Opensees 등)이 개발되고 있어 선형정적해석 뿐만 아니라 비선형 정적해석, 동적해석이 가능해지고 있어 component based approach를 적용할 수 있는 가능성이 증가하고 있다. 국내에서도 component based approach를 Strut-Tie 모델 등과 병용해서 발전시키면 복잡한 접합부를 실무적으로 설계하고 분석할 수 있는 가능성을 높일 수 있다.

○ 미국의 AISC Seismic Special Provision 2010에서는 부분 강접을 포함한 다양한 합성접합부에 대하여 내진성능을 입증할 수 있는 비교적 구체적인 방법을 제시하고 있다. 특수모멘트골조, 중간모멘트골조 등에 대하여 인증된 실험에 의하여 성능을 입증할 것을 요구하고 있다. 내진성능입증을 위한 하중프로토콜은 표 2.74과 같이

AISC와 ACI와 다소차이가 있는 데 그 이유는 강구조는 철근콘크리트구조에 비해 내진성능이 우수한 것이 실험 계획에 반영된 것으로 보인다.

○ 국내에서는 강구조설계기준과 KBC 2009에서 AISC Seismic Special Provision을 참고하여 내진성능 분석에 관하여 “공칭강도를 합리적 근거에 의한 해석과 실험에 의해 구하고, 특수모멘트골조, 중간모멘트골조 등 인증시험에 의하여 내진성능을 입증해야 하며 실험 횟수 및 변수는 접합부 인증위원회에서 결정한다.”는 등 비교적 상세히 기술하고 있다.

표 2.74 내진성능입증을 위한 하중프로토콜

회차	AISC 하중프로그램	ACI 하중프로그램
1	6 cycles at θ = 0.00375 rad	3 cycles at θ = 0.005 rad
2	6 cycles at θ = 0.005 rad	3 cycles at θ = 0.0075 rad
3	6 cycles at θ = 0.0075 rad	3 cycles at θ = 0.01 rad
4	4 cycles at θ = 0.01 rad	3 cycles at θ = 0.014 rad
5	2 cycles at θ = 0.015 rad	3 cycles at θ = 0.0175 rad
6	2 cycles at θ = 0.02 rad	3 cycles at θ = 0.022 rad
7	2 cycles at θ = 0.03 rad	3 cycles at θ = 0.0275 rad
8	2 cycles at θ = 0.04 rad	3 cycles at θ = 0.03.5 rad

○ 현재의 합성접합부에 대한 설계기준과 연구동향에 기반하여 성능기반 합성구조 설계기준을 다음 사항을 고려하여 작성하고자 한다.

1) 구조형식은 H 형강 SRC 구조의 보-기둥 접합부로 한정한다.
2) 설계식의 기본적인 Format은 일본 기준을 참고하여 부분재료계수 + 강도모델계수로 표현한다.
3) component based approach에 근거하여 설계 및 성능분석에 관한 구체적인 방법을 제시하고 있는 유럽기준을 근간으로 하여 기준을 제정한다.
4) 내진성능 등 추가적인 보완이 필요한 부분에 관하여 일부 미국 규정을 사용한다.
5) 유럽기준에서 접합부의 강재 접합 부분에 관한 설계기준을 내진성능기준의 부록으로 포함하여 실무자가 연속성 있게 사용할 수 있도록 배려한다.

제8절 설계기준 개발을 위한 실험 데이터베이스 구축

○ 합성보 (기술보고서에 전체 자료 수록하고 보고서에는 간략하게 제시하였음)

Researcher	Specimen	fck (MPa)	Properties of Steel						
			Cross-section	fy (MPa)	fu (MPa)	εy	εsh	Es (MPa)	Esh (MPa)
Ansourian, P	1	46.3	Top Flange	214	364	0.0010	0.013	205000	2365
			Web	290	421	0.0014	0.013	205000	2365
			Bottom Flange	214	364	0.0010	0.013	205000	2365
	2	20.1	Top Flange	366	540	0.0018	0.016	205000	6800
			Web	374	531	0.0018	0.016	205000	6800
			Bottom Flange	366	540	0.0018	0.016	205000	6800
	3	30.1	Top Flange	277	420	0.0014	0.012	205000	6400
			Web	340	458	0.0017	0.012	205000	6400
			Bottom Flange	277	420	0.0014	0.012	205000	6400
	4	50.3	Top Flange	277	420	0.0014	0.013	205000	2400
			Web	340	458	0.0017	0.013	205000	2400
			Bottom Flange	277	420	0.0014	0.013	205000	2400
Barnard, P. R.	SS1	51.02	Top Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
			Web	322.47	•	0.0016	0.023	205000	3521
			Bottom Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
	SS2	53.16	Top Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
			Web	322.47	•	0.0016	0.023	205000	3521
			Bottom Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
	SS3	38.82	Top Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
			Web	322.47	•	0.0016	0.023	205000	3521
			Bottom Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
	SS4	32.41	Top Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
			Web	322.47	•	0.0016	0.023	205000	3521
			Bottom Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
	SS5	49.23	Top Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
			Web	322.47	•	0.0016	0.023	205000	3521
			Bottom Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
	SS6	39.71	Top Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588
			Web	322.47	•	0.0016	0.023	205000	3521
			Bottom Flange	292.68	•	0.0014	0.018	205000	5588

○ 합성기둥 (기술보고서에 전체 자료 수록하고 보고서에는 간략하게 제시하였음)

Researcher	configuration					concrete	structural steel
	type	B (mm)	D (mm)	L (mm)	e(mm) oraxialratio	f_c (MPa)	steel shape
Ricles, J. M., and Paboojian, S. D. (1994)	full-encasement	406	406	2489	0.276	32.7	W8×40
	full-encasement	406	406	2489	0.261	34.5	W8×40
	full-encasement	406	406	1930	0.292	30.9	W8×40
	full-encasement	406	406	1930	0.29	31.1	W8×40
	full-encasement	406	406	1930	0.262	34.5	W8×40
	full-encasement	406	406	1930	0.252	35.8	W8×40
	full-encasement	406	406	1930	0.143	62.9	W8×40
	full-encasement	406	406	1930	0.14	64.5	W8×40

Researcher	configuration					concrete		structural steel							
	type	B (mm)	D (mm)	L (mm)	e (mm) oraxialratio	f_c (MPa)	E_c (MPa)	steel shape	h_s (mm)	b_s (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	steel type	f_{ys} (MPa)	f_{us} (MPa)
Oh, M. H, Ju, Y. K., Kim, M. H., and Kim, S. D. (2006)	partial	350	350	4440	0.3	35.1	27821	H	350	350	7	7	SM490	451	596
	partial	350	350	4440	0.4	35.1	27821	H	350	350	7	7	SM490	451	596
	partial	350	350	4440	0.3	35.1	27821	H	350	350	7	7	SM490	451	596
	partial	350	350	4440	0.4	35.1	27821	H	350	350	7	7	SM490	451	596

Researcher	configuration			concrete	structural steel				longitudinal rebar			
	type	D (mm)	L (mm)	fc (MPa)	steel shape	D (mm)	t (mm)	f_{ys} (MPa)	cover (mm)	bar size	#	f_{yl} (MPa)
Shim, C. S., Chung Y. S., and Yoon C. J. (2011)	PSRC6-S	600	2100	35	Tube	101.6	4	240	30	D13	8	300
	PSRC6-L	600	2100	35	Tube	101.6	4	240	30	D13	8	300
	PSRC6-N	600	2100	35	Tube	101.6	4	240	30	D13	8	300
	PSRC8-L-PO	800	2550	35	Tube	101.6	4	240	40	D13	8	300
	PSRC8-L-P2	800	2550	35	Tube	101.6	4	240	40	D13	8	300
	PSRC8-L-P4	800	2550	35	Tube	101.6	4	240	40	D13	8	300

○ 합성연결부 (기술보고서에 전체 자료 수록하고 보고서에는 간략하게 제시하였음)

Researcher	Stud				Reinforcement				Concrete		Slab			Strength	Notice
	Ds (mm)	hs (mm)	fy (MPa)	ft (MPa)	d (mm)	Pitch (mm)	fy (MPa)		fck (MPa)	Ec (MPa)	b (mm)	d (mm)	t (mm)	Qu(kN)/ (astud)	
Chang-Su Shim, Dong-Wook Kim (2010)	25	150	300	426	16	130	300	precast	35.5	23077	750	540	200	139	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	35.5	23077	750	540	200	172	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	35.5	23077	750	540	200	157	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	49.4	23077	750	540	200	176	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	49.4	23077	750	540	200	177	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	49.4	23077	750	540	200	187	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	57.6	23077	750	540	200	220	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	57.6	23077	750	540	200	228	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	57.6	23077	750	540	200	233	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	57.6	23077	750	540	200	206	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	57.6	23077	750	540	200	203	Mortar
	25	150	300	426	16	130	300	precast	57.6	23077	750	540	200	242	Mortar
Jun Okada, Teruhiko Yoda, Jean-Paul Lebet (2006)	22	100	350	450	10	130	460	precast	35	37900	650	600	150	229	
	22	100	350	450	10	130	460	precast	35	37900	650	600	150	198	
	22	100	350	450	10	130	460	precast	35	37900	650	600	150	210	
	22	150	350	450	14	130	460	precast	35	37900	1000	920	250	202	
	22	150	350	450	14	130	460	precast	35	37900	1000	920	250	196	
	22	150	350	450	14	130	460	precast	35	37900	1000	920	250	207	
	22	150	350	450	14	130	460	precast	49.5	37900	1000	920	250	208	
	22	150	350	450	14	130	460	precast	44.3	34400	1000	920	250	192	
	22	150	350	450	10	130	460	precast	49.5	37900	1000	920	250	201	
	22	150	350	450	10	130	460	precast	49.5	37900	1000	920	250	205	
	22	150	350	450	10	130	460	precast	44.3	34400	1000	920	250	190	
	22	150	350	450	10	130	460	precast	49.5	37900	1000	920	250	208	
Kent Larose, Kenneth J. Elwood (2006)	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	45.6	22014	750	500	185	115.5	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	45.6	22014	750	500	185	124.3	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	59.9	25231	750	500	185	126.5	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	63.1	25896	750	500	185	122.6	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	63.1	25896	750	500	185	135.9	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	53.7	23889	750	500	185	115.1	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	53.7	23889	750	500	185	116.0	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	60.9	25441	750	500	185	128.1	Mortar
	22		428.3	536	16	130	428.3	precast	60.9	25441	750	500	185	125.8	concrete
Chang-Su Shim, Pil-Goo Lee, Tae-Yang Yoon (2004)	25		322	415	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	139.4	
	25		325	441	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	171.6	
	25		336	423	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	157.1	
	25		322	415	16	180	300	precast	45.3	21942	650	600	200	176.4	
	25		325	441	16	180	300	precast	45.3	21942	650	600	200	176.7	
	25		336	423	16	180	300	precast	45.3	21942	650	600	200	187.3	
	27		322	415	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	173.5	
	27		325	441	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	190.2	
	27		336	423	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	195.1	
	27		322	415	16	180	300	precast	53.0	23733	650	600	200	208.2	
	27		325	441	16	180	300	precast	53.0	23733	650	600	200	238.5	
	27		336	423	16	180	300	precast	53.0	23733	650	600	200	186.9	
	30		322	415	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	142.2	
	30		325	441	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	186.8	
	30		336	423	16	180	300	precast	33.2	18784	650	600	200	197.1	
	30		322	415	16	180	300	precast	53.0	23733	650	600	200	222.8	
	30		325	441	16	180	300	precast	53.0	23733	650	600	200	240.0	
	30		336	423	16	180	300	precast	53.0	23733	650	600	200	234.0	

· 퍼포본드 연결재의 실험

Researcher	Specimen	T Type of perfobond rib shear connectors					Reinforcement				Concrete		Slab		
		L (mm)	hs (mm)	fy (MPa)		ft (MPa)	d (mm)	Pitch (mm)	fy (MPa)		fck (MPa)	28일 강도	b (mm)	d (mm)	t (mm)
정철헌,김종석	S-40L	400	150	235		400	13	130	400		40	36	900	600	220
	S-1HN	400	150	235		400	13	130							
	S-2HN	400	150	235		400	13	130							
	S-3HN	400	150	235		400	13	130							
	S-45ND	400	150	235		400	13	130							
	S-55HD	400	150	235		400	13	130							
	S-1R	400	150	235		400	13	130							
	S-2R	400	150	235		400	13	130							
	S-SD-1	400	150	235		400	13	130							
	S-SD-2	400	150	235		400	13	130							
	S-3F-1	400	150				13	130			30	25			
	S-3F-2	400	150	235		400	13	130				30			220
	S-3F-3	400	150				13	130							
	S-16L	160	150				13	130			40	36			220
	S-16LH	160	150				13	130							
	S-16LR	160	150				13	130							
	S-28L	280	150				13	130							
	S-28LH	280	150				13	130							
	S-28LR	280	150				13	130							
	S-52L	520	150				13	130							
	S-6RT	400	150				13	130							
	S-12RT	400	150	235		400	13	130							

Specimen	전단연결재 제원					홀에 삽입되는 횡철근 수	전단연결재 머리부분 플레이트 (mm x mm)	Strength	Crack Load
	L (mm)	hs (mm)	홀직경 (mm)	강재두께 (mm)	홀의 개수			Qu(kN)/(a stud)	Qcr(kN)/(a stud)
S-40L	400	150	0	9	0	0	108 x 8	641.9	350
S-1HN	400		50		1			652	300
S-2HN	400		50		2			676	500
S-3HN	400		50		3			711	510
S-45ND	400		45					723	520
S-55HD	400		55					800	450
S-1R	400		50					755.5	480
S-2R	400		50			2		923	500
S-SD-1	400		50			3		1020	500
S-SD-2	400		50			3		1004.5	500
S-3F-1	400		50			3		675	400
S-3F-2	400		50			3		816	600
S-3F-3	400		50			3			
S-16L	160		0		0	0		514.8	
S-16LH	160		50		1	0		492	
S-16LR	160		50		1	1		499.1	
S-28L	280		0		0	0		625.2	
S-28LH	280		50		2	0		713.5	
S-28LR	280		50		2	2		716.5	
S-52L	520		0		0	0		605.8	
S-6RT	400		50	6	3	3		762	480
S-12RT	400		50	12	3	3		1000	

○ 합성 접합부

Title	Researcher	Spec.	configuration	Column		Beam		Shear connector
			type	section		section		
Experiment behavior of end-plate beam-to-column composite joints under monotonical loading	L.Simoesda Silva RuiD.Simoes PauloJ.S.Cruz	E1	Internal Node	Steel	HEA220	Composite	IPE270	8EA
		E2	Internal Node	Steel		Composite		
		E3	External Node	Steel		Composite		
		E4	External Node	Steel		Composite		
		E5	External Node	Composite		Composite		
		E6	External Node	Composite		Composite		
		E7	Internal Node	Composite		Composite		
		E8	Internal Node	Composite		Composite		

Slab					Joint			concrete		reinforced
Width (mm)	Thick (mm)	Logitudianl Bar	Transversal Bar	Cover (mm)	EndPlate (mm)	Section	Connector	fc (MPa)	Ec (GPa)	fc (MPa)
900	120	10-Φ12	10-Φ8	20	12	IPE270	6-M20	27.6	31.3	508
								30.0	31.9	
								39.0	34.3	
								34.5	33.2	
								28.9	31.6	
								27.8	31.3	
								29.6	31.8	
								32.3	32.6	

structural steel								
steel shape	hs (mm)	bs (mm)	tw (mm)	tf (mm)	steel type	fys (MPa)	fus (MPa)	Ess (MPa)
S235								

Results						
Max.M left (kN.m)	FinalM (kN.m)	Rotat.With max.M-L (mrad)	Rotat.With max.M-R (mrad)	Initialstiffness left (kN.m/mrad)	Initialstiffness right (kN.m/mrad)	Failure mode
	-153.6		-7.6		62.5	column web instability
62.8	-70.5	45.3	-46.5	14.3	17.2	Column web panel in shear
-111.3		-43.9		27.0		Column web panel in shear
111.3		49.0		28.7		Column web panel in shear
-217.6		-22.2		43.1		Slab reinforcement in tension, beam bottom flange and web in compression
168.2		46.2		44.4		End plate and column flange in bending
	-219.8		-16.5		81.3	Slab reinforcement in tension, beam bottom flange in compression
126.1	-160.2	31.2	-32.4	22.2	27.2	Column web panel in shear

제3장 최종 연구성과 및 적용실적

제1절 구조설계기준/합성구조설계기준 선진화 방안

(1) 구조설계 기준 선진화

1) 건설공사기준의 코드체계 도입방안에 대한 검토

○ 국토부에서 2012년 6월에 추진한 건설공사기준의 코드 체계 도입방안에 대한 자문을 강구조학회와 콘크리트학회에서 각각 수행하였음.

· 유럽과 중국은 설계기준이 글로벌 표준이 될 수 있도록 분산되어 있는 설계기준을 표준화 코드로 통합해서 관리하고 있음
· 코드체계 단위는 개정 주기와 권한을 용이하게 하기 위하여 비교적 자세히 나누어져 있음. 유로코드는 58개로 구분되어 개정을 할 수 있음
· 설계기준간 상하관계를 분명히 하고, 중복성을 최소화함. 중국 코드는 국가표준 코드와 기술표준 코드의 상하기준을 분명히 구분, 유로코드는 빌딩, 교량, 타워, 탱크 등에 대하여, 하중, 기초설계, 내진설계를 반복제시하지 않음.
· 설계기준에서 강제적인 부분과 그렇지 않은 부분을 구분하여 설계자로 하여금 성능위주의 설계 자율성을 가질 수 있게 함. 유로코드는 설계기준 본문에서 반드시 지켜야 하는 의미로 Principal을 의미하는 (P)라는 기호를 부여하여, (P)없는 설계기준에 대하여 근거를 제시하면 다르게 사용할 수 있는 자율성의 근거를 보장하였음. 중국코드는 설계기준을 코드명, 코드명/T로 구분하여 코드명/T는 적절한 근거를 제시하는 경우 다르게 사용할 수 있는 자율성 부여
· 코드체계의 기본원칙을 아래와 같이 설정함.
  - 글로벌 설계기준과 부합되게 구축
  - 사용성, 중복성, 상충성, 개정 용이성, 확장성을 고려한 코드체계 구축
  - 성능중심의 설계기준을 지향하기 위한 코드체계 구성
· 코드체계의 개선방향을 아래와 같이 설정함.
  - 개정 용이성
· 현행 국내 설계기준(19개)을 개정이 용이하도록 공통편과 시설물편으로 구분하고, 59개(안)의 세부단위로 분류하여 코드체계 구성
  - 중복성 최소화
· 공통편과 시설물편으로 분리하고 하중, 재료, 부재설계, 기초설계, 내진설계 방법 등의 중복 부분을 최소화 시킴
  - 상충성 해결
· 공통편과 시설물편의 다소 상충하는 경우 시설물편에 별도의 주석이 없는 한 공통편의 위상을 우선시 함

- 사용자 편의성

· 공통편과 시설물편의 목차 순서는 사용자가 설계시 일반적으로 참조하는 순서와 동일한 순서로 작성되는 것을 원칙

- 코드추가 확장성

· 코드체계 코드명과 번호표기가 향후 충분히 확장될 수 있도록 여유분을 가질 수 있도록 구성

- 성능중심 지향(안)

· 코드명 또는 목차번호 뒤에(R)이라고 표기한 경우, 성능기준을 만족시키고, 타당한 다른 설계근거가 있는 경우 다른 설계방법으로 대체할 수 있음.

· 세부 코드별 구성내용을 아래와 같이 제시하였고 합성구조 설계기준을 독립적으로 설정하였음.

기본	대	중	소	개정년도	이름	코드명
KDS	10000				**공통편 공통기준**	**KDS 10000:2014**
		10100		2014	**구조설계 일반기준**	**KDS 10100:2014**
			10101	2014	콘크리트구조 설계기준	KDS 10101:2014
			10102	2014	강구조 설계기준 -허용응력설계법	KDS 10102:2014
			10103	2014	강구조 설계기준 -하중저항설계법	KDS 10103:2014
			10104	2014	합성구조 설계기준 (제정중)	KDS 10104:2014
		10200		2014	**지반설계 일반기준**	**KDS 10200:2014**
			10201	2014	기초 설계기준	KDS 10201:2014
			10202	2014	댐 및 제방 설계기준	KDS 10202:2014
			10203	2014	가설흙막이 및 옹벽 설계기준	KDS 10203:2014
			10204	2014	내진 및 진동기계기초 설계기준	KDS 10204:2014
			10205	2014	비탈면 설계기준	KDS 10205:2014
		10300		2014	**내진설계 일반기준**	**KDS 10300:2014**
		10400		2014	**녹색설계 일반기준 (계획중)**	**KDS 10400:2014**
KDS	20000			2014	**시설물편 공통기준**	**KDS 20000:2014**

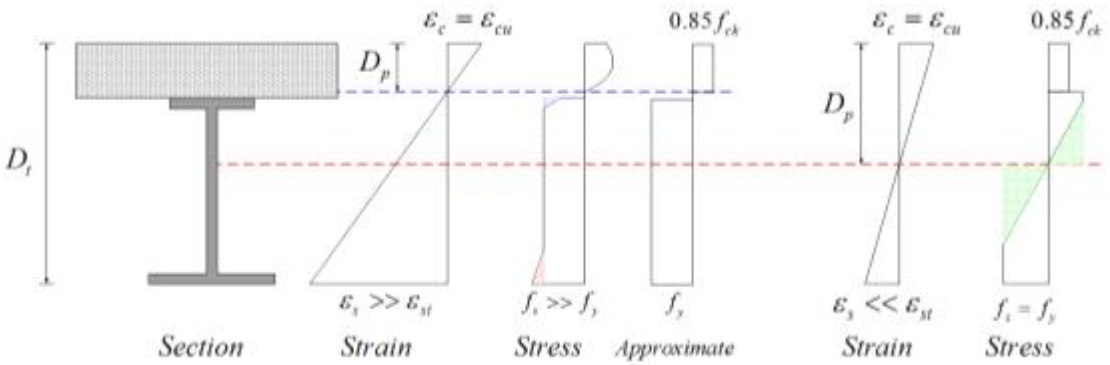
제2절 합성 휨부재

(1) 고강도 강재 및 콘크리트 합성부재 극한강도평가

○ 정모멘트부 강합성거더의 공칭휨강도 재평가

· 정모멘트를 받는 합성거더 단면은 압축은 콘크리트가 인장은 강거더가 주로 저항하기 때문에, 강거더의 압축플랜지와 복부판에 좌굴이 발생하지 않는 조밀단면 또는 Class 1 단면처럼 거동한다. Class 1은 충분한 회전능력이 있어 소성해석시 필요한 소성힌지가 형성될 수 있는 단면을 말한다. 하지만 압축을 받는 콘크리트의 변형능력이 강재에 비해 작기 때문에, 최종 파괴시 합성단면의 연성도 또는 회전능력을 기준으로 휨강도가 소성모멘트보다 큰 연성단면과 소성모멘트보다 작은 비연성단면 두 가지로 구분하고 있다.

· 충분한 회전능력이 있는 연성단면과 달리, 비연성단면은 휨파괴시 강거더 하부플랜지에 발생하는 인장변형률의 크기가 변형율경화 변형률에 도달하기 이전에 압축을 받는 콘크리트가 극한변형률에 도달하기 때문에 급격히 파괴되는 취성적인 거동을 보인다. 이와 같은 이유로 여러 설계기준들에는 비연성단면의 취성 거동을 고려하여 휨강도에 안전계수를 고려한 공칭휨강도를 적용하도록 규정하고 있다.



(a) (b) (c)

그림 3.1 합성단면의 응력과 변형률

· 현행 도로교설계기준에 제시된 합성단면의 공칭휨강도 규정은 Wittry의 연구 결과에 기초하고 있다. Wittry는 비연성 합성단면의 휨강도가 연성요구 한계치에 근접하면 항복모멘트에 수렴한다는 가설을 토대로, 취성거동을 고려한 안전계수 0.85를 항복모멘트에 곱하는 방법으로 합성거더의 공칭휨강도를 제안한 바 있다. Rotter 등, Ansourian, Yakel 등, 그리고 Barth 등도 합성거더의 휨강도에 대한 연구들 수행하였지만, 비연성단면에 대해 안전율을 고려한 공칭휨강도에 대한 연구 결과는 제시하지 않았다. 현행 AASHTO LRFD에 제시된 비연성 합성거더의 공칭휨강도 규정도 연성도 한계치의 차이를 제외하면 Wittry가 제안한 안전율 도입방법을 그대로 따르

고 있다.

· 비연성단면의 공칭휨강도 평가는 동일한 연성도를 갖는 합성단면의 경우 일관된 안전계수가 적용되는 것이 합리적이라 판단된다. 또한 합성거더에 적용되는 콘크리트와 강재의 재료가 변화되어도 합성거더에 요구되는 연성도 한계치 규정 역시 동일하게 적용될 필요성이 있다. 최근 국내에서 생산되는 고성능 강재 HSB600과 HSB800를 합성거더에 적용하는 경우에도 일반 구조용 강재를 적용한 합성거더의 연성도 한계치와 공칭휨강도 평가 방법이 동일하게 적용될 필요성이 있다.

· 정모멘트에 저항하는 합성거더의 응력분포는 그림 3.1과 같이 압축에 저항하는 콘크리트의 압축변형률 ε_c가 압축파쇄변형률 ε_{cu}에 도달하였을 때 인장에 저항하는 강거더의 하부플랜지의 변형률 ε_s가 변형률 경화 변형률(Strain-Hardening Strain) ε_{st} 보다 크다면, 소성중립축 부근의 항복강도에 도달하지 못한 응력들과 하부플랜지의 항복강도보다 큰 응력들이 서로 상쇄되어 전단면의 강재 응력 f_s는 모두 항복응력(Yield Stress) f_y에 도달한다고 가정할 수 있다. 이렇게 가정된 강합성거더의 응력분포는 직사각형으로 모두 단순화시킬 수 있기 때문에 강합성거더의 휨강도를 소성모멘트(Plastic Moment) M_p로 계산되어 질 수 있다. 이러한 단면들을 연성단면(Ductile Section)이라고 한다. 하지만 그림 3.1(c)와 같이 소성중립축(Plastic Neutral axis) D_p가 깊어진다면 인장에 저항하는 강재 거더의 하부플랜지 변형률 ε_s는 ε_{st}에 도달하지 못하게 되어 강재의 전단면이 항복한다고 가정할 수 없게 된다. 그 결과 실제 휨강도는 강재의 전단면이 항복한다고 가정하여 계산되어지는 소성모멘트보다 작아진다. 이러한 단면들을 비연성단면(Non-Ductile Section)이라고 한다.

· Ansourian은 정모멘트에 저항하는 강합성거더의 경우 모멘트-곡률 해석 없이 강합성거더의 단면의 연성을 평가할 수 있는 연성인자(Ductility Factor)를 제안하였는데, 압축에 저항하는 콘크리트 바닥판의 압축파쇄변형률 ε_{cu}을 $0.003mm/mm$, 인장에 저항하는 강재의 하부 플랜지의 변형률 경화가 시작할 때의 변형률 ε_{st}을 $0.012 mm/mm$로 가정하면 식 (3.1)과 같은 결과를 얻을 수 있다.

$$D_{\lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sh}} D_t = \frac{0.003}{0.003 + 0.012} D_t = \frac{D_t}{5} \qquad (3.1)$$

· 이때 $D_{\lim}$이 소성중립축의 깊이보다 작다면 강합성거더의 휨강도는 소성모멘트로 산정될 수 있고 $D_{\lim}$이 소성중립축의 깊이보다 크다면 강합성거더의 휨강도는 소성모멘트보다 작아진다.

· Ansourian은 또한 소성모멘트가 확보되는 강합성거더의 최대 소성중립축 깊이와 강합성거더의 콘크리트 바닥판이 압축파쇄변형률에 도달하고 강거더의 하부 플랜지가 변형률 경화 변형률에 도달 했을 때의 실제 소성중립축 깊이의 비로 결정되는 최

소연성계수(minimum ductility parameter, χ)를 최소연성계수 χ를 1.4이상으로 제안하였다. Ansourian의 연구 결과를 바탕으로 AASHTO LRFD에는 최소연성계수(χ)를 1.4대신 1.5를 사용하여 $D_{\lim}$에서 최소연성계수를 나눈 식(3.2)를 반영하여 연성을 평가하였다.

$$D^* = \frac{D_{\lim}}{1.5} = \frac{D_t}{1.5 \times 5} = \frac{D_t}{7.5} \qquad (3.2)$$

여기서, D^*는 연성보에 필요한 최소 소성중립축 깊이

· Wittry는 Ansourian의 연구에서 강재의 변형률 경화 변형률을 $0.012mm/mm$로 고정하여 연성을 평가한 것과 달리 항복강도가 250MPa와 345MPa인 일반 강재에 대하여 각각의 강재 특성을 반영한 변형률 경화 변형률을 $0.016mm/mm$과 $0.02mm/mm$로 다르게 가정하였다. 또한, 406개의 임의의 강합성거더 단면에 대한 모멘트-곡률 해석을 수행하여 극한모멘트(Ultimate Moment) M_u를 소성모멘트와 비교하였다. 해석결과 연성단면과 비연성단면을 나눌 수 있는 연성비(Ductility Ratio) D_p/D^*는 각 강재마다 다르다는 것을 확인하였고, 각 강재의 특성을 고려한 연성인자가 필요하다고 판단하였다. 따라서 AASHTO LRFD(2001)에 규정된 D^*에서 항복강도 250MPa의 강재의 경우 0.9, 항복강도 345MPa의 경우 0.7을 곱하여 새로운 연성인자 D'을 식(3.3)과 식(3.4)와 같이 제안하였고, 그림 3.2와 같이 연성비 D_p/D'이 1을 기준으로 연성단면과 비연성단면을 구분하였다.

$$D' = 0.9\frac{D_t}{7.5}, \text{ for 250MPa composite sections} \qquad (3.3)$$

$$D' = 0.7\frac{D_t}{7.5}, \text{ for 345MPa composite sections} \qquad (3.4)$$

· Wittry는 D_p/D'가 1 미만인 연성단면인 경우 강합성거더의 극한휨강도를 소성모멘트를 이용하여 산정하였지만, D_p/D'가 1 이상인 비연성단면인 경우 소성모멘트만을 이용하여 극한휨강도를 평가할 수 없기 때문에 기존에 사용하던 항복모멘트를 이용하여 극한휨강도를 평가할 수 있는 방법을 모색하였다.

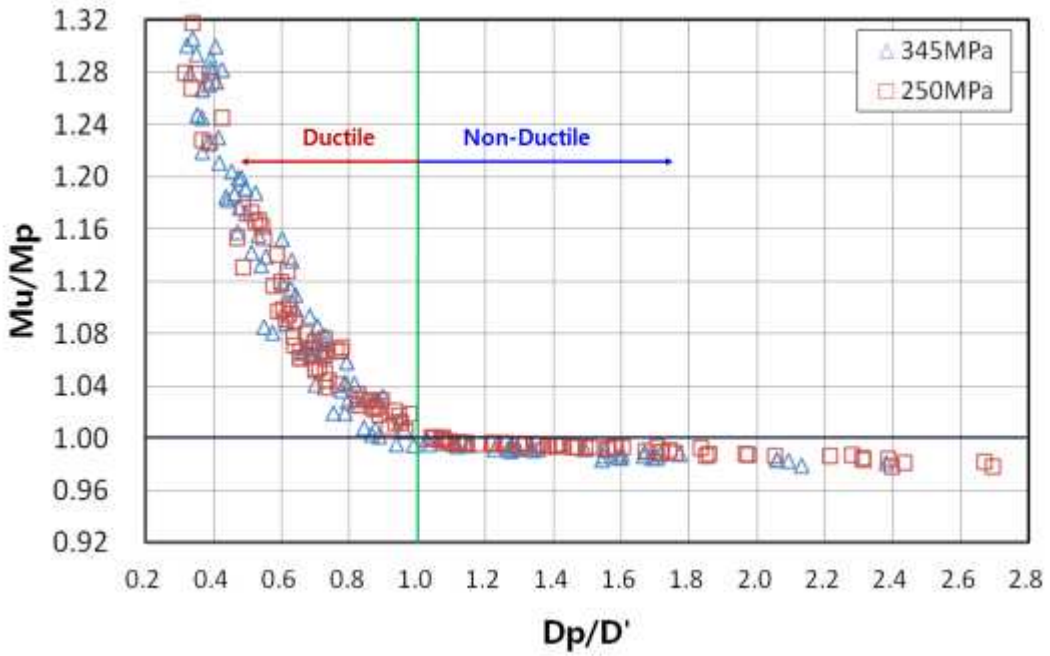


그림 3.2 합성거더의 M_u/M_u와 D_p/D'의 관계 (Wittry(1993))

· 그림 3.3과 같이 일반적인 교량단면을 대표할 수 있는 20개 단경간 합성단면의 극한모멘트와 항복모멘트를 비교하여 비연성단면에서 그 분포를 확인하였다.

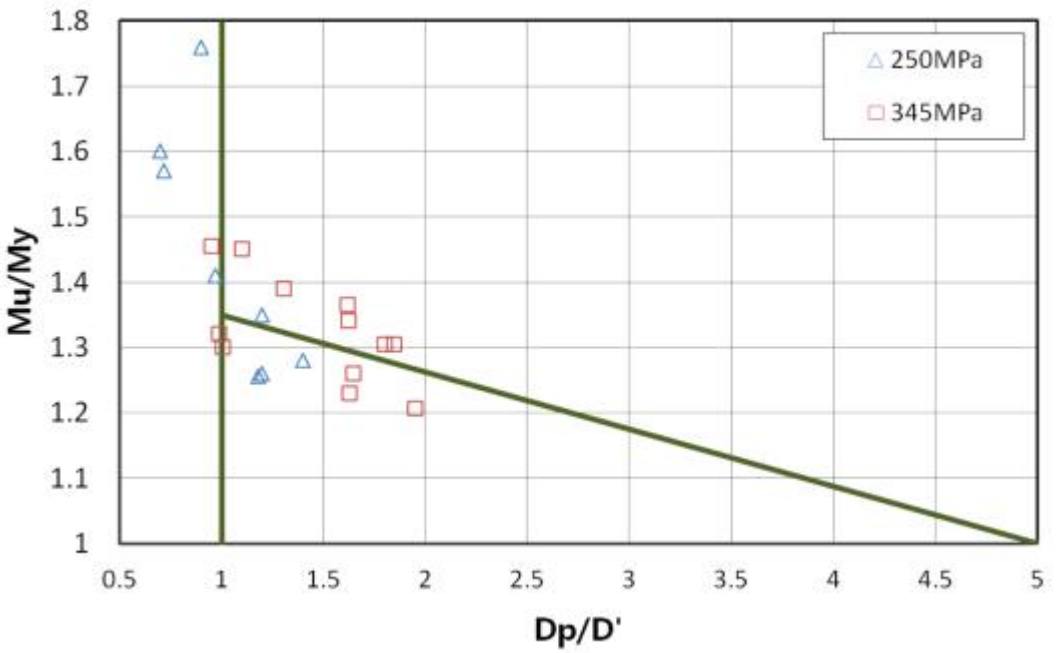


그림 3.3 비연성 단면에서의 M_u/M_u와 D_p/D'의 관계 (Wittry(1993))

· 해석결과 비연성단면에서 강합성거더의 극한모멘트는 항복모멘트에 비해 크다는 것을 확인하였고, 그 차이는 D_p/D'가 증가함에 따라 선형적으로 감소를 하다 D_p/D'가 5일 때 극한모멘트와 항복모멘트는 서로 같아진다고 가정하였다. 이에 따라

Wittry는 D_p/D'가 1.0에서는 소성모멘트로서 극한휨강도를 산정하고, D_p/D'가 5에서는 항복모멘트로서 극한휨강도를 산정할 수 있는 평가식을 식(2.5)와 같이 제안하였다. 이때 D_p/D'이 5인 경우 그 단면은 매우 취성적인 특성을 가지고 있다고 판단하여, D_p/D'가 5인 경우 항복모멘트에 ϕ=0.85를 적용한 ϕM_y를 극한휨강도로 산정하였다. 제안된 평가식은 그림 3.4와 같이 도식화 할 수 있다.

$$M_u = \frac{5M_p - \phi M_y}{4} + \frac{\phi M_y - M_p}{4}\left(\frac{D_p}{D'}\right) \qquad (3.5)$$

$$\text{For } \frac{D_p}{D'} = 1.0 \ : \ M_u = M_p \qquad (3.6)$$

$$\text{For } \frac{D_p}{D'} = 5.0 \ : \ M_u = \phi M_y \qquad (3.7)$$

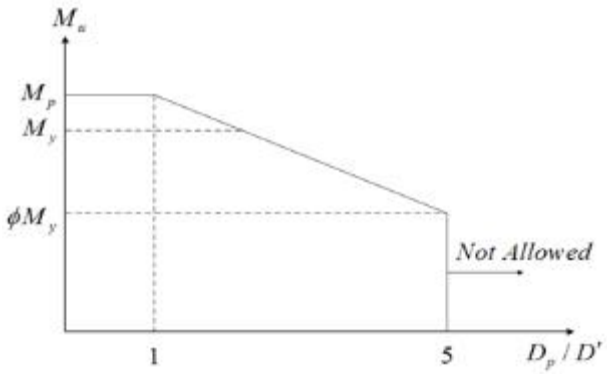


그림 3.4 비연성 단면 공칭휨강도 평가식 제안 그래프(Wittry(1993))

· Wittry가 제안한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식과 모멘트-곡률해석으로 얻어지는 휨강도는 그림 3.5와 같이 $1 \le D_p/D' \le 5$ 구간에서 선형적으로 휨강도비 M_u/M_p의 차이가 발생된다. 이러한 차이를 비연성단면에서의 안전율(Safety Factor)로 정의하였고, 그림. 2.6과 같이 $D_p/D' = 1$일 때 비연성단면의 안전율은 1.0이고 D_p/D'이 증가함에 따라 안전율은 선형적으로 증가하다 $D_p/D' = 5$인 비연성단면의 안전율은 소성모멘트 M_p에 대해 1.28이 된다.

· Wittry가 제시한 연성도 한계치 $D_p/D' = 5$는 강재의 종류에 따라 D'의 크기가 식 (3.3)과 식 (3.4)에 나타낸 바와 같이 다르기 때문에 동일한 합성단면에 적용한 강재가 바뀌는 경우 연성도 한계치에 차이가 발생하여 설계기준에 요구되는 일관성에 위배되는 문제점이 있다. 이러한 문제점은 AASHTO LRFD에 연성도 평가인자를 Eurocode 4에 제시된 방법과 유사하게 D_p/D_t을 적용하면서 해결하였다.

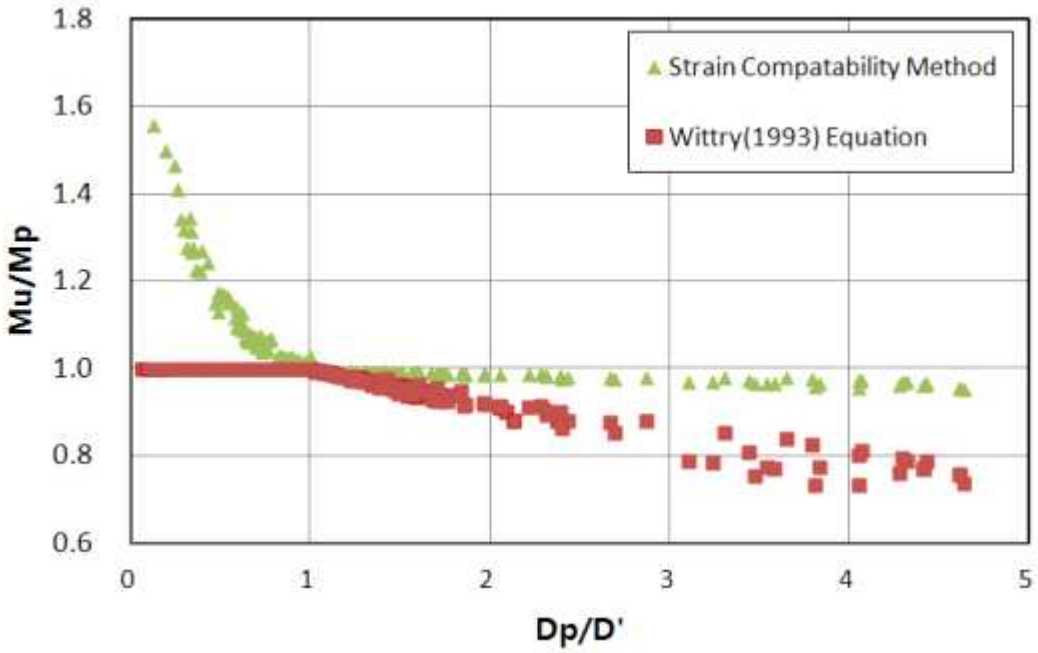


그림 3.5 $M_{u(wittry)}$와 M_u의 비교

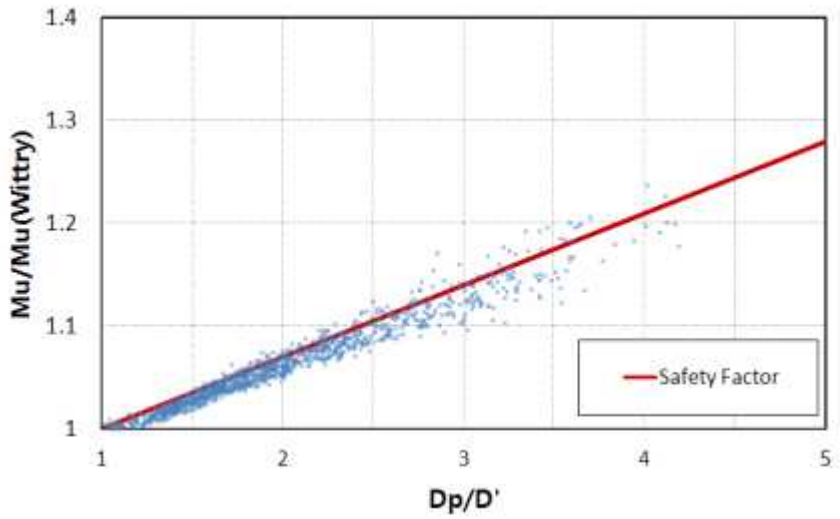


그림 3.6 wittry(1993)의 비연성 단면에 대한 안전율

· 현재 AASHTO LRFD에서 제안하고 있는 공칭휨강도 평가방법에서는 연성을 평가하기 위한 연성인자를 소성중립축 D_p과 강합성거더의 전체높이 D_t만을 이용하여 연성을 평가하고 있다. 연성비 D_p/D_t가 0.1을 기준으로 연성단면과 비연성단면을 구분하고 강합성거더 단면의 연성비 D_p/D_t를 0.42이하로 제한하였다. $D_p/D_t \leq 0.1$인 연성단면에서는 식(3.8)과 같이 강합성거더의 공칭휨강도를 소성모멘트로 산정하였고, $0.1 < D_p/D_t \leq 0.42$인 비연성단면에서는 Wittry가 제안한 안전율을 선형적으로 적용하여 식(2.9)와 같이 산정하고 있다. AASHTO LRFD에서 제안하는 공칭휨강도 평가는 그림 3.7과 같이 $D_p/D_t = 0.1$일 때 $M_n/M_p = 1$, $D_p/D_t = 0.42$ 일 때 $M_n/M_p = 0.78$로 도식화 할 수 있다.

$$D_p \le 0.1D_t \ : \ M_n = M_p \qquad (3.8)$$

$$D_p > 0.1D_t \ : \ M_n = M_p\left(1.07 - 0.7\frac{D_p}{D_t}\right) \qquad (3.9)$$

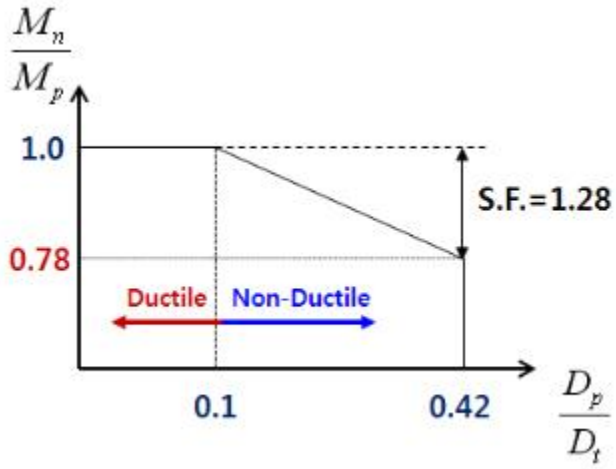


그림 3.7 AASHTO LRFD(2007)의 연성비와 공칭휨강도 관계

· 현재의 AASHTO LRFD의 공칭휨강도 평가방법은 Wittry가 연구한 내용들을 바탕으로 제안되어져 있다. 하지만 Wittry의 연구 내용 중 비연성단면에서의 휨강도를 평가하기 위해 수행한 D_p/D'에 따른 M_u/M_y를 연구한 내용에서 단지 20개의 강합성거더 단면을 이용하여 해석을 하였고 해석결과를 바탕으로 그 경향을 가정하였다. 20개의 강합성거더 단면으로는 그 경향을 정확히 파악할 수 없다는 판단 하에서 Wittry가 해석한 조건과 같은 200개의 강합성거더 단면을 해석하였고, 그림 3.8과 같이 D_p/D'가 5일 때 M_u/M_y는 1보다 큰 수치인 1.1로 평가되었다.

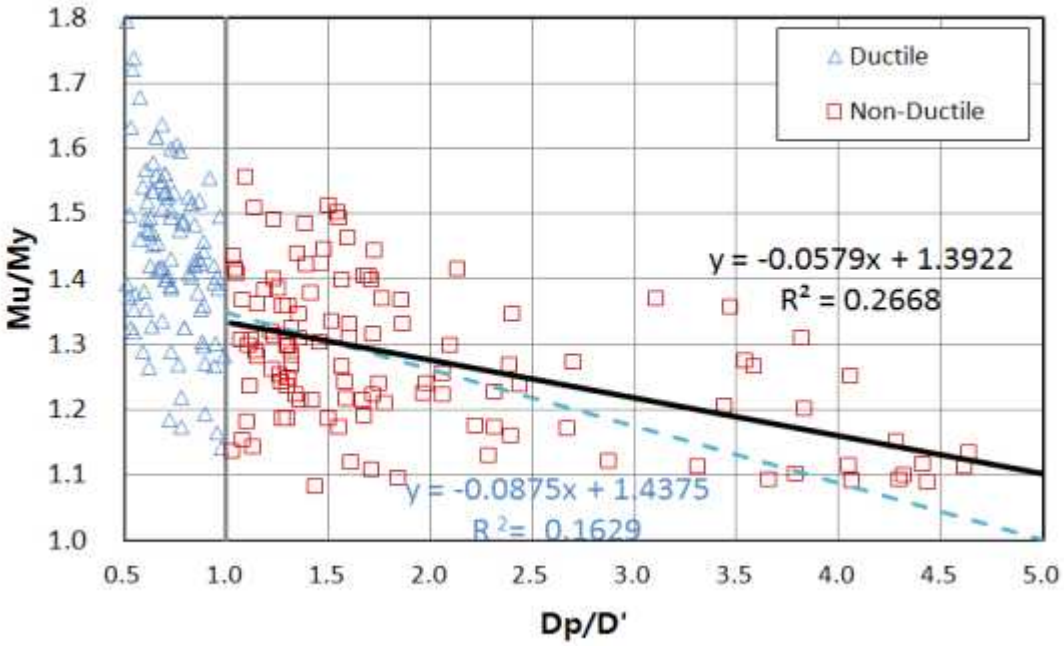


그림 3.8 200개의 비연성 단면에 대한 M_u/M_y와 D_p/D'의 관계

· 이러한 해석결과를 바탕으로 D_p/D'가 5일 때 M_u/M_y가 1이라는 가정을 기초로 제안된 Wittry의 공칭휨강도 평가식은 실제 휨강도를 보수적으로 평가하는 결과를 초래할 수 있다고 판단된다. 또한 Wittry의 연구결과를 그대로 수용한 현행 AASHTO LRFD의 공칭휨강도 평가식 또한 보수적일 수 있다.

○ 일반강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가

· 강합성거더의 공칭휨강도 평가를 위하여 콘크리트 설계압축강도 27MPa와 용접구조용 강재인 SM400, SM490, SM520을 사용한 강합성거더의 공칭휨강도에 대해 연구를 수행하였다. 콘크리트의 경우 설계압축강도를 27MPa로 고정하였으며, 이는 현행 도로교설계기준에 제시된 합성형교량의 콘크리트 최소 설계압축강도가 현장타설 콘크리트인 경우 27MPa이기 때문이다. 이 경우 합성 단면의 소성립축의 깊이가 깊어져 연성도 또는 회전 능력이 가장 작은 합성단면이 된다.

· 강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위해서는 강합성거더의 극한모멘트 산정이 필요하다. 강합성거더의 극한모멘트 산정을 위해 본 연구에서 모멘트-곡률 해석(Moment- Curvature Analysis)을 이용하였다. 변형률에 따른 재료의 실제 응력을 산정하기 위하여 콘크리트의 경우 식(2.10)과 같이 Comitè Europèen du Bèton 1990에서 제안하고 있는 콘크리트 응력-변형률 모델을 사용하였고 콘크리트의 압축파쇄 변형률 ϵ_{cu}은 0.003 mm/mm으로 가정하였다. 강재의 경우 표 3.1과 같이 재료의 물성을 가정하여 응력-변형률 모델을 사용하다.

표 3.1 해석에 사용된 강재의 물성

	SM400	SM490	SM520
Modulus of elasticity	205 GPa	205 GPa	205 GPa
Strain-hardening modulus	4,800 MPa	4,500 MPa	4,500 MPa
Yield strength	240 MPa	320 MPa	360 MPa
Tensile strength	400 MPa	490 MPa	520 MPa
Yield strain (mm/mm)	0.00117	0.00156	0.00175
Strain at strain-hardening (mm/mm)	0.016	0.02	0.015

$$f_c = \frac{0.85 f_{ck}(a - 206{,}600\varepsilon_c)\varepsilon_c}{1 + b\varepsilon_c} \qquad (3.10)$$

여기서,

$a = 39{,}000(0.85 f_{ck} + 7.0)^{-0.953}$;

$b = 65{,}600(0.85 f_{ck} + 10.0)^{-1.085} - 850$

· 강합성거더의 다양한 휨강도 평가를 위해 표 3.2와 같은 단면의 범위내에서 각각의 재료조합별 임의의 단면 2,000개를 추출하였다. 임의로 추출된 강합성거더의 단면은 실제로 사용가능성이 없는 단면이 선택되어질 수 있기 때문에 본 연구에서는 AASHTO LRFD에서 제안하고 있는 식(3.11)~(3.16)와 같이 단면비를 제한하여 사용가능한 단면에 대해서만 휨강도를 평가하였다.

표 3.2 해석에 사용된 단면의 범위

Parameter	Min. (mm)	Max. (mm)	Increment (mm)
Slab width	1500	3500	250
Slab thickness	200	300	10
Top flange width	200	600	100
Top flange thickness	15	40	5
Web thickness	10	24	2
Web height	500	2500	250
Bottom flange width	300	750	10
Bottom flange thickness	15	60	5

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad (3.11)$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \qquad (3.12)$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \qquad (3.13)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \qquad (3.14)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \qquad (3.15)$$

$$b_{eff} \leq 12.0t_s + \frac{b_{fc}}{2.0} \qquad (3.16)$$

여기서, D : 거더 총 깊이(mm)

t_w : 복부판의 두께(mm)

b_f : 플랜지의 폭(mm)

t_f : 플랜지의 두께(mm)

I_{ye} : 압축플랜지의 단면2차모멘트(mm4)

I_{yt} : 인장플랜지의 단면2차모멘트(mm4)

b_{eff} : 콘크리트 바닥판의 유효폭(mm)

t_s : 콘크리트 바닥판의 두께(mm)

b_{fc} : 압축플랜지의 폭(mm)

· 연성비에 따른 공칭휨강도 산정을 위해서 소성모멘트를 이용하여 공칭휨강도를 평가하기 위해서는 먼저 강합성거더의 실제 휨강도인 극한모멘트가 소성모멘트보다 작아지기 시작하는 연성비 D_p/D_t의 확인이 필요하다. 그림 3.9와 같이 극한모멘트와 소성모멘트의 휨강도 비에 따른 연성비 분포를 확인한 결과 강재별로 M_u/M_p가 1보다 작아지기 시작하는 D_p/D_t가 각각의 강재별로 다르게 나타났으며 그 결과를 표 3.3과 같이 정리하였다. 하지만 연성한계치 D_p/D_t = 0.42에서 극한휨강도 M_u의 하한치는 0.96M_p로 수렴하였다.

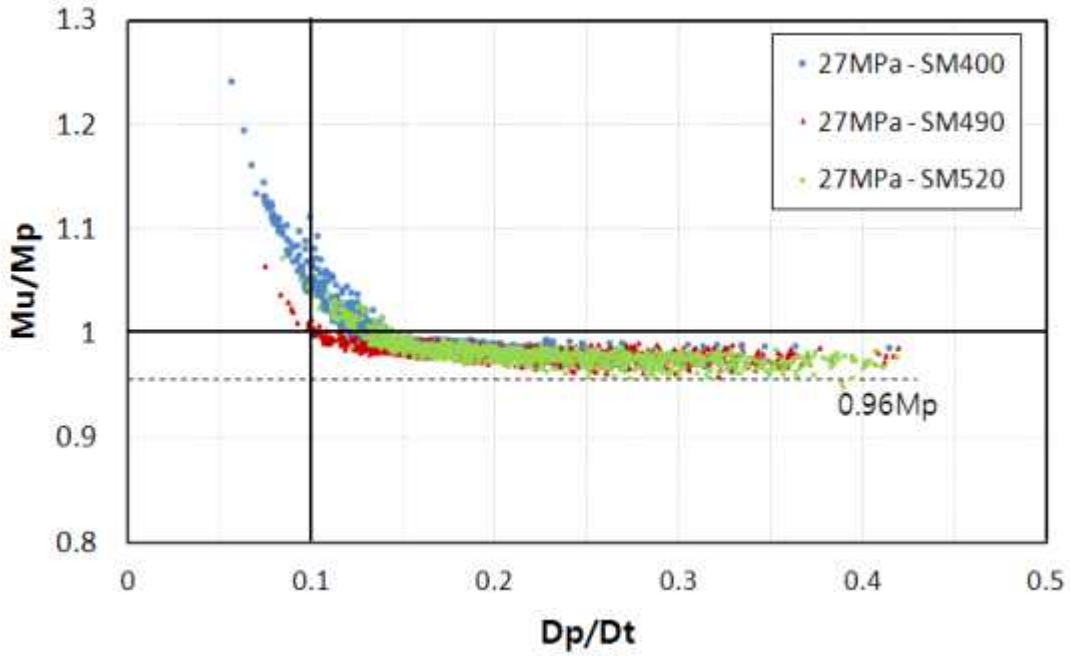


그림 3.9 용접구조용 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도(M_u/M_p)

· Wittry의 연성변수 D'은 M_u/M_p가 1.0일 때 소성중립축의 깊이를 나타내기 때문에 표 3.3에 나타낸 수치와 같으며, 이 수치를 이용하여 연성한계치 D_p/D'=5 일 때 D_p/D_t를 계산하면, SM400 강재와 SM520 강재를 적용한 합성단면의 경우 0.6, SM490 강재를 적용한 경우에는 0.5가 된다.

표 3.3 $M_u/M_p = 1$일 때의 D_p/D_t와 D'

	SM400	SM490	SM520
D_p/D_t	0.12	0.1	0.12
D'	0.12D_t	0.10D_t	0.12D_t

· 비연성 단면에 대해 공칭휨강도를 산정하기 위하여 극한모멘트와 항복모멘트의 휨강도비를 연성비 D_p/D_t에 따라 산정한 결과를 그림 3.10~3.12에 나타내었다. 그림에서 비연성 단면에서의 휨강도비 M_u/M_y는 연성비 D_p/D_t가 증가함에 따라 비선형적으로 감소하였고, 연성비 제한치인 D_p/D_t가 0.5 또는 0.6에서 휨강도비 M_u/M_y는

각각의 강재별로 표 2.4에 정리하였다.

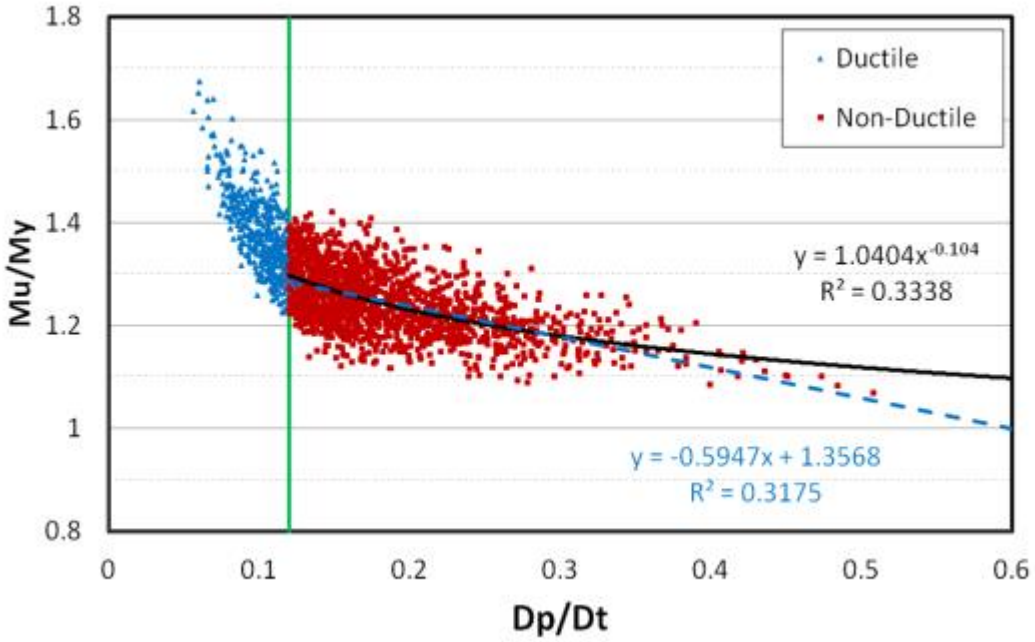


그림 3.10 SM400 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

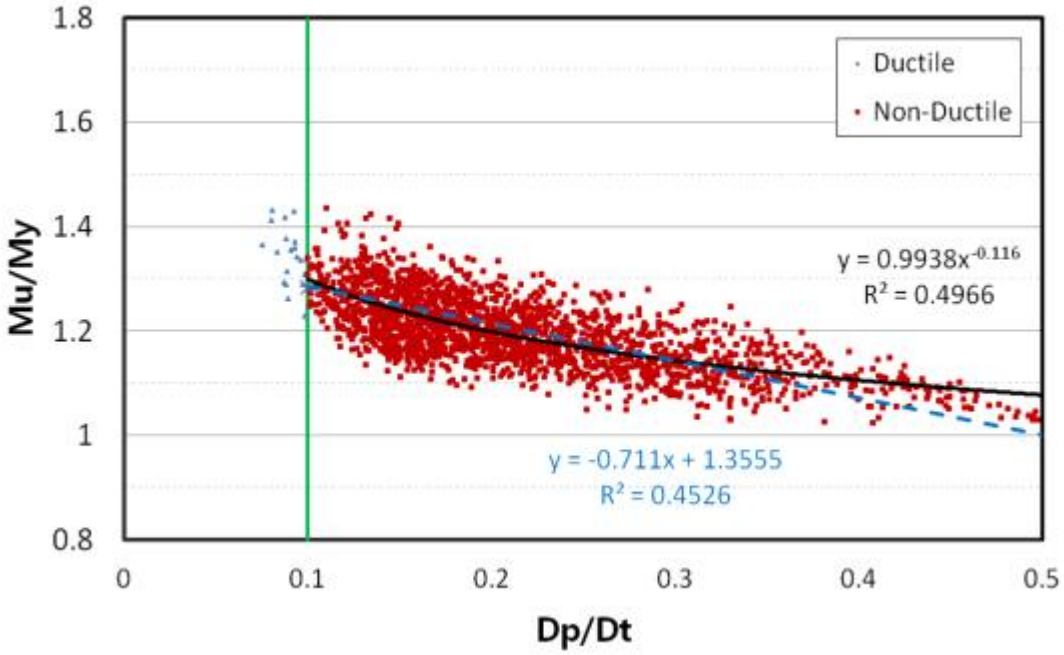


그림 3.11 SM490 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

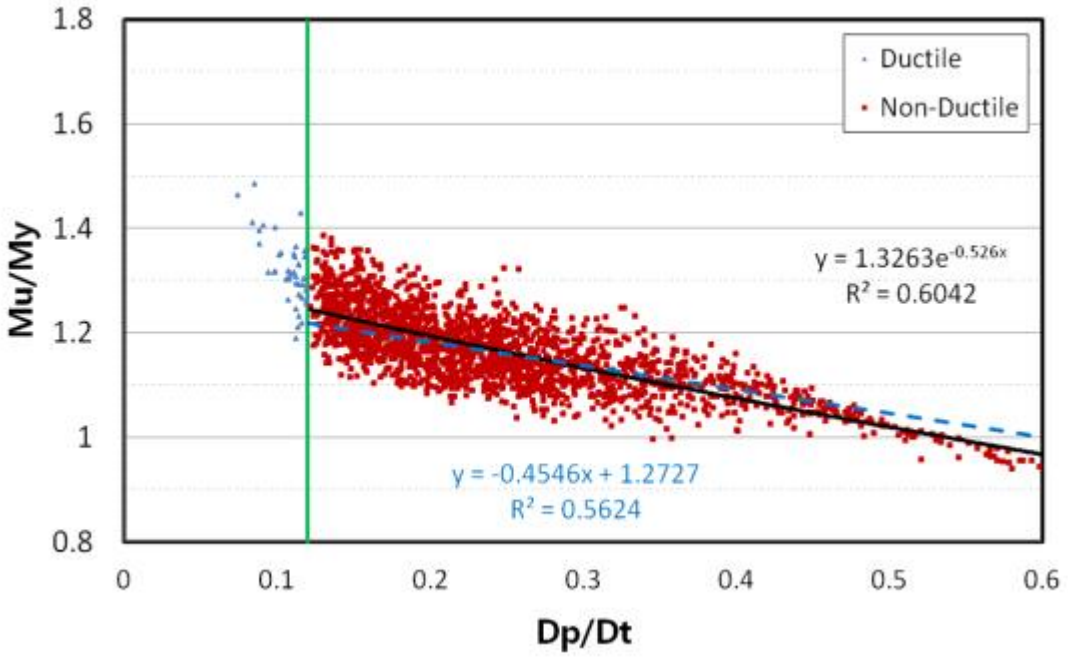


그림 3.12 SM520 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

표 3.4 M_u/M_y at $D_p/D^{'}$=5 and $D_p/D_t = 0.42$

	SM400	SM490	SM520	Average
$D_p/D^{'}=5$	-	1.077	-	1.047
$D_p/D^{'}=6$	1.097	-	0.967	
$D_p/D_t=0.42$	1.139	1.099	1.063	1.100

· 표 3.3과 표 3.4에 나타난 수치들을 토대로, 연성비 D_p/D_t와 Wittry가 제안한 방법과 유사하게 항복모멘트 M_y를 이용하고 연성한계치에서의 휨강도에 안전계수 0.85를 적용한 비연성단면에서의 공칭휨강도를 강재 종류별로 아래 식 (3.17)부터 식 (3.22)까지 같이 표현할 수 있다.

(a) SM400, 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \le 0.12 \ : \quad M_n = M_p \tag{3.17}$$

$$0.12 < D_p/D_t \le 0.60 \ : \ M_n = \frac{0.60M_p - 0.12\phi 1.097M_y}{0.48} + \frac{\phi 1.097M_y - M_p}{0.48}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.18}$$

(b) SM490 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 \ : \ M_n = M_p \tag{3.19}$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.50 \ : \ M_n = \frac{0.50M_p - 0.10\phi 1.077M_y}{0.40} + \frac{\phi 1.077M_y - M_p}{0.40}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.20}$$

(c) SM520 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 \ : \ M_n = M_p \tag{3.21}$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.60 \ : \ M_n = \frac{0.60M_p - 0.12\phi 0.967M_y}{0.48} + \frac{\phi 0.967M_y - M_p}{0.48}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.22}$$

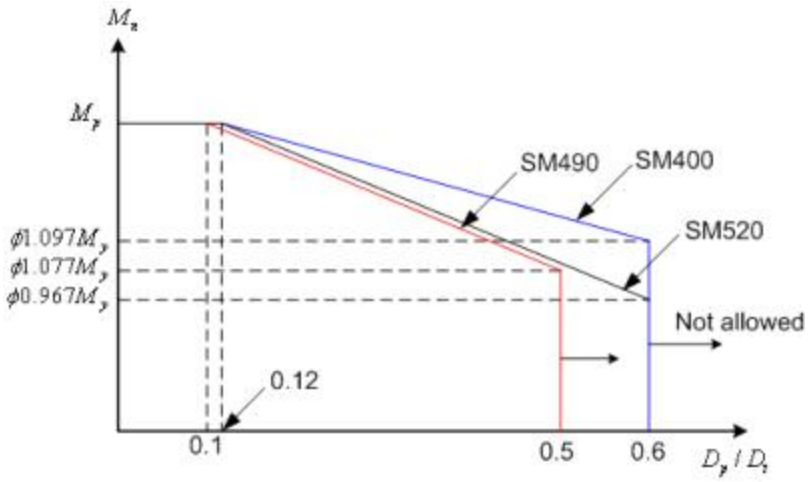


그림 3.13 연성비(D_p/D_t)의 따른 Wittry의 공칭휨강도 평가식

· 그림 3.13에 일반 강재별 합성거더의 공칭휨강도를 나타내었는데, 연성한계치를 Wittry가 사용한 $D_p/D^{'}$=5를 적용하면, 실제 합성거더의 연성한계치가 그림에 나타낸 바와 같이 사용 강재별로 달라져 일관성을 상실하게 되며, 또한 현행 AASHTO LRFD에 제시된 연성한계치 D_p/D_t=0.42, Eurocode 4에 제시된 D_p/D_t=0.4 보다 매우 큰 수치가 적용된다. 실제 연성한계치 D_p/D_t가 0.6에 근접할수록 전체 단면에서 하부플랜지가 지나치게 커지기 때문에 실무에서는 적용되기 힘든 합성단면이 되는 문제점이 발생된다. 따라서 합성거더의 연성한계치에 일관성을 확보하기 위해서는 연성변수를 $D_p/D^{'}$ 대신에 강재의 종류에 상관없이 D_p/D_t를 적용하는 것이 합리적이라 판단된다. 그림 3.11에서 그림 3.12에 나타낸 바와 같이 합성거더의 극한휨강도와 공칭휨강도의 비 M_u/M_n는 공칭휨강도에 포함된 안전율을 나타내는데, Wittry의 연구결과와 달리 연성계수 D_p/D_t가 커짐에 따라 선형적으로 증가되다가 비선형적인 분포를 보임을 알 수 있다. 이러한 결과는 Yakel 등의 연구결과와 유사한 양상을 나타내는데, 결국 Wittry의 공칭휨강도 제안방법은 연성비 D_p/D_t가 증가됨에 따라 안전계수가 선형적으로 증가되지 않는 결과를 보인다는 것을 알 수 있다.

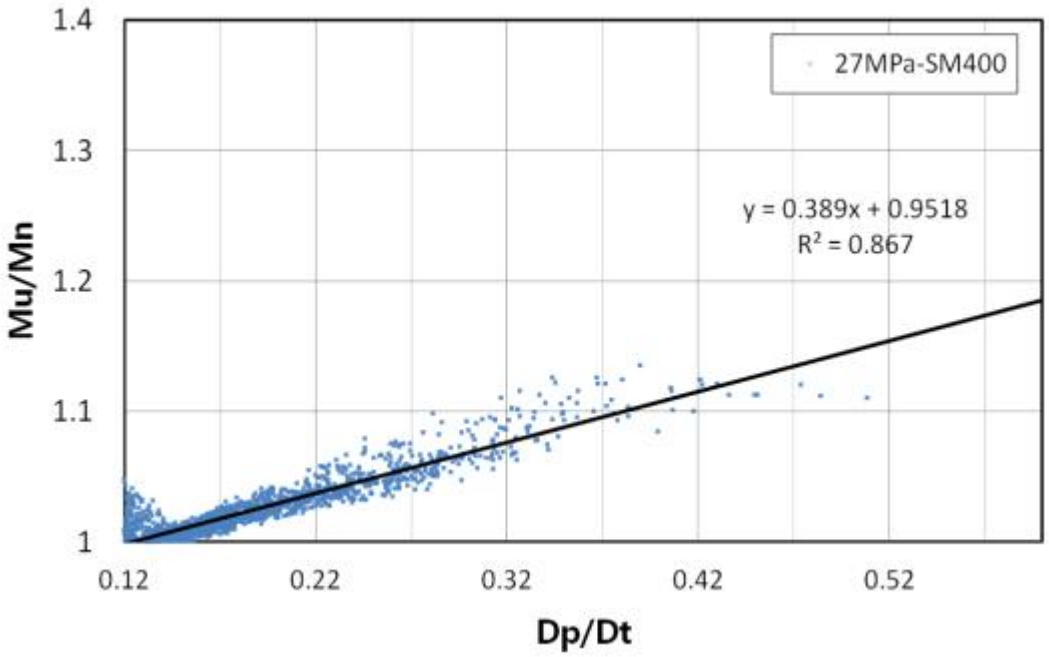


그림 3.13 SM400 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

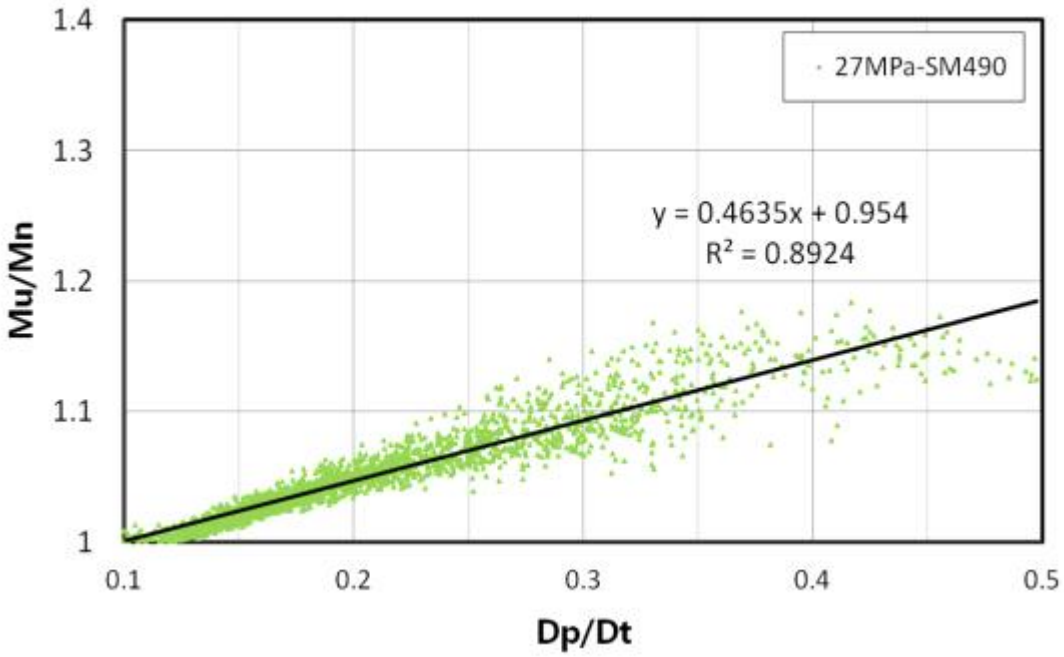


그림 3.14 SM490 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

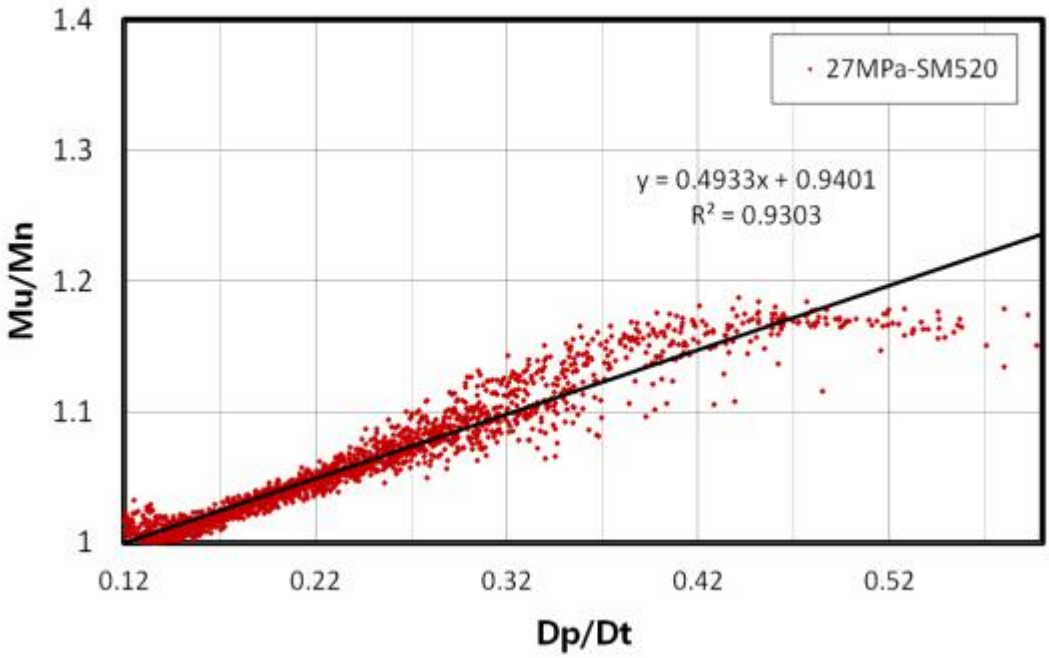


그림 3.15 SM520 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

· 연성한계치를 D_p/D_t=0.42로 가정한 상태에서 Wittry가 제안한 방법과 유사하게 표 3.4에 나타낸 수치와 연성한계치에서의 휨강도에 안전계수 0.85를 적용하여 비연성단면에서의 공칭휨강도를 강재 종류별로 구분해서 나타내보면 아래 식(3.23)부터 식(2.28)까지 같이 나타낼 수 있다.

(a) SM400, 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 \ : \ M_n = M_p \tag{3.23}$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.12\phi 1.139M_y}{0.30} + \frac{\phi 1.139M_y - M_p}{0.30}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.24}$$

(b) SM490 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.10 \ : \ M_n = M_p \tag{3.25}$$

$$0.10 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.10\phi 1.099M_y}{0.32} + \frac{\phi 1.099M_y - M_p}{0.32}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.26}$$

(c) SM520 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \leq 0.12 \ : \ M_n = M_p \tag{3.27}$$

$$0.12 < D_p/D_t \leq 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.12\phi 1.063M_y}{0.30} + \frac{\phi 1.063M_y - M_p}{0.30}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.28}$$

· 비연성단면에 대한 휨강도비 M_u/M_n 비를 그림 3.16에서 그림 3.18에 나타내었으며, 연성한계치 D_p/D_t=0.42에서 안전계수를 표 3.5에 정리하였다.

· 표 3.5에서 연성한계치를 D_p/D_t=0.42 를 적용하는 경우 모두 사용 강재의 항복강도가 증가되는 경우 안전계수가 약간씩 커지는 경향을 보임을 확인할 수 있다. 앞에서 언급하였지만, 일정한 연성한계치를 적용하는 경우 합성거더의 공칭휨강도는 사용 강재 변화에 따른 영향을 받지 않는 일정한 안전율이 도입되는 것이 합리적이다. 또한 연성한계치 D_p/D_t=0.42에서 합성단면의 극한휨강도는 사용강재에 따른 차이 없이 $0.96M_p$ 수준임을 고려해야 한다. 따라서 공칭휨강도에 일정한 안전계수를 도입하기 위해 세 가지 사용 강재별 합성거더의 공칭휨강도와 극한휨강도의 비를 연성도 D_p/D_t에 따라 비교하였으며, 그 결과 비연성 단면에서의 안전율은 D_p/D_t=0.1에서 1이고 D_p/D_t=0.42인 경우에는 1.18로 선형적으로 증가되는 그래프를 얻었다.

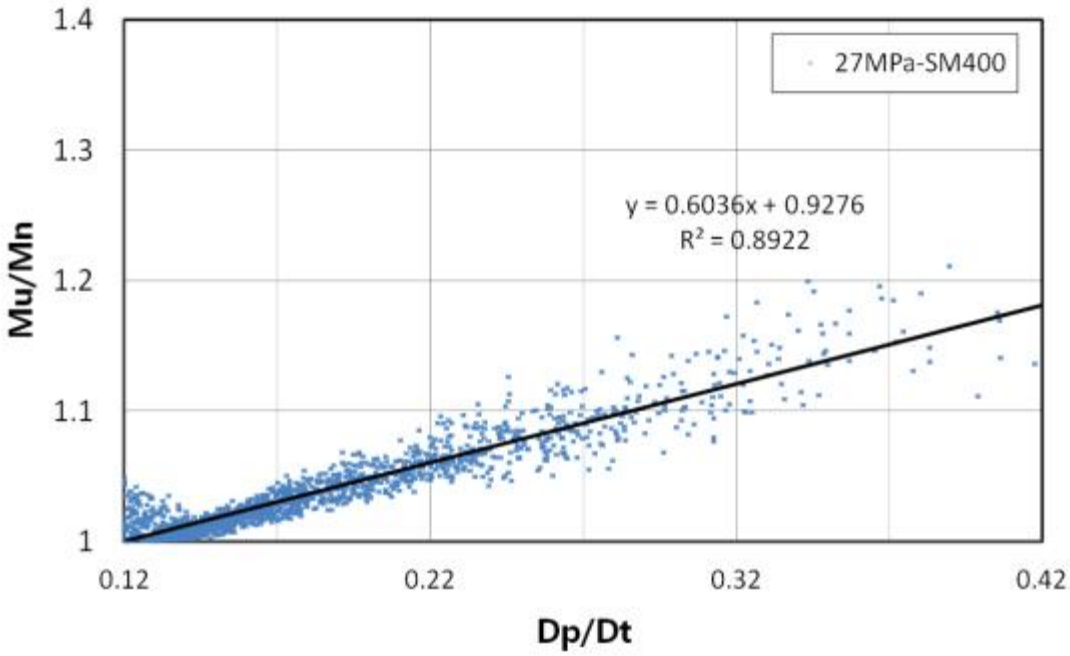


그림 3.16 SM400 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

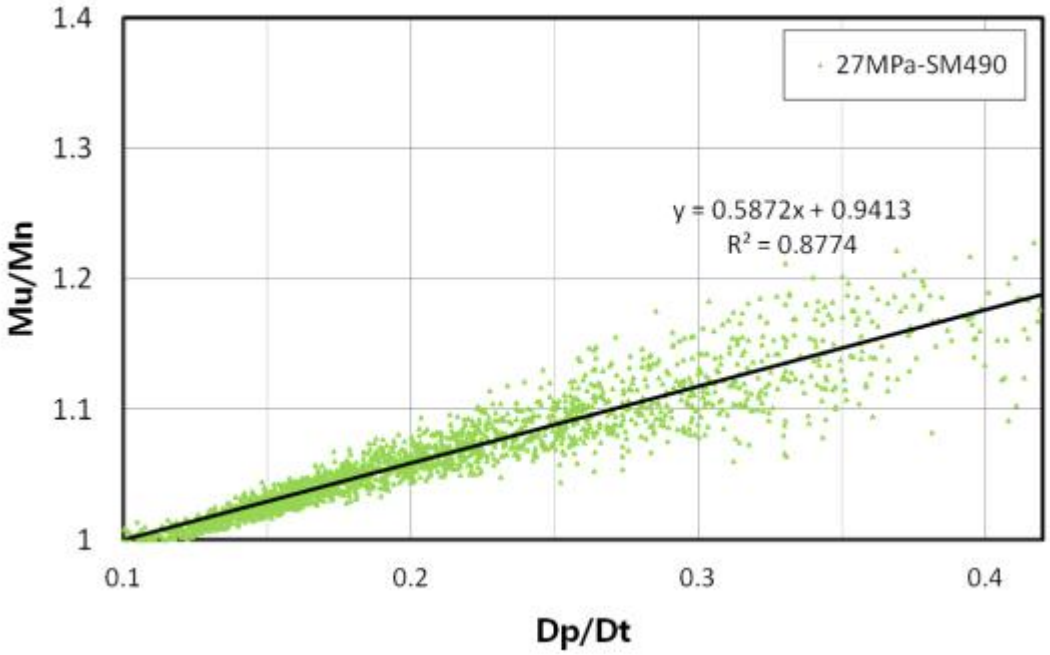


그림 3.17 SM490 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

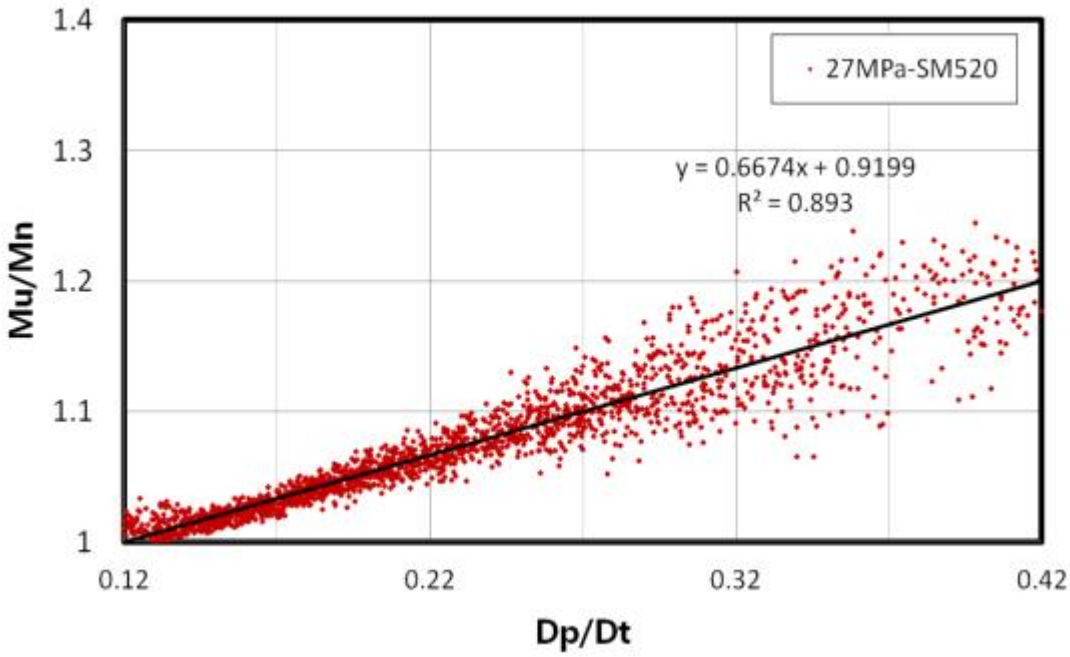


그림 3.18 SM520 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

표 3.5 M_u/M_n at $D_p/D_t = 0.42$

	SM400	SM490	SM520	Average
$D_p/D_t = 0.42$	1.181	1.188	1.200	1.180*

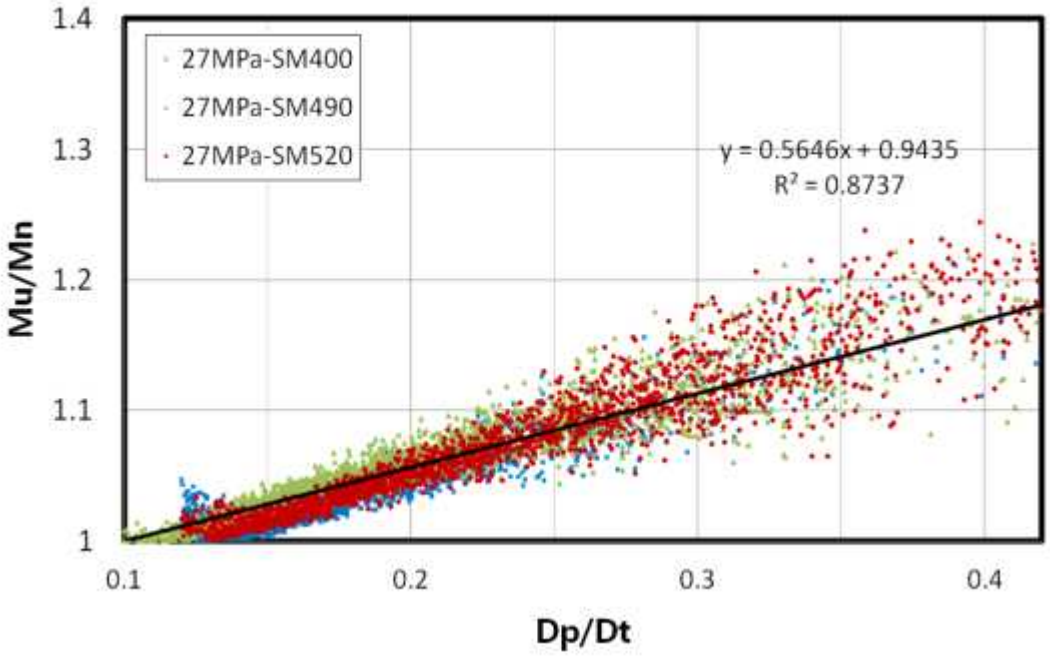


그림 3.19 용접구조용 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율 재평가

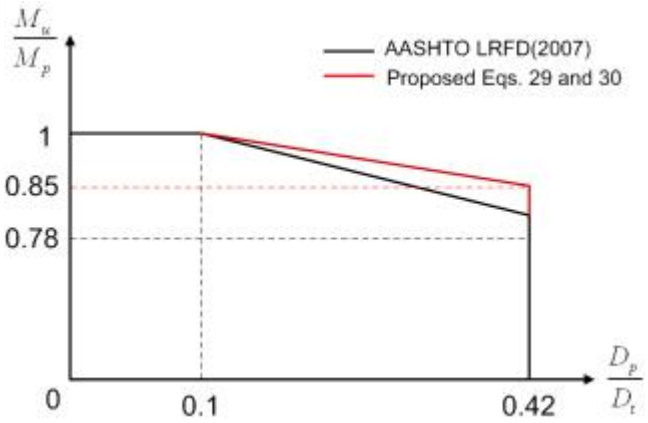


그림 3.20 제안된 평가식과 AASHTO LRFD's 평가식의 비교

$$D_p/D_t \le 0.1 \ : \ M_n = M_p \tag{3.29}$$

$$0.1 < D_p/D_t \le 0.42 \ : \ M_n = M_p\left(1.047 - 0.47\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.30}$$

· 위에 제시된 방법을 통해 얻은 선형적인 안전율을 AASHTO LRFD에서의 공칭 휨강도 평가식과 같이 비연성단면 구간인 $0.1 \le D_p/D_t \le 0.42$에 적용한다면 그림 2.20과 같이 $D_p/D_t = 0.42$일 때, 휨강도비 M_n/M_p는 0.78에서 0.85로 공칭휨강도 평가식은 식 (3.29)와 식 (3.30) 같이 표현할 수 있다.

· 비연성 단면에서의 개선된 공칭휨강도 평가식과 극한모멘트를 비교하면 그림 3.21와 같이 $0.1 \leq D_p/D_t \leq 0.42$ 구간에서 극한모멘트와 공칭휨강도 비는 $1 \leq M_u/M_n \leq 1.13$으로 선형적인 안전율을 얻을 수 있다.

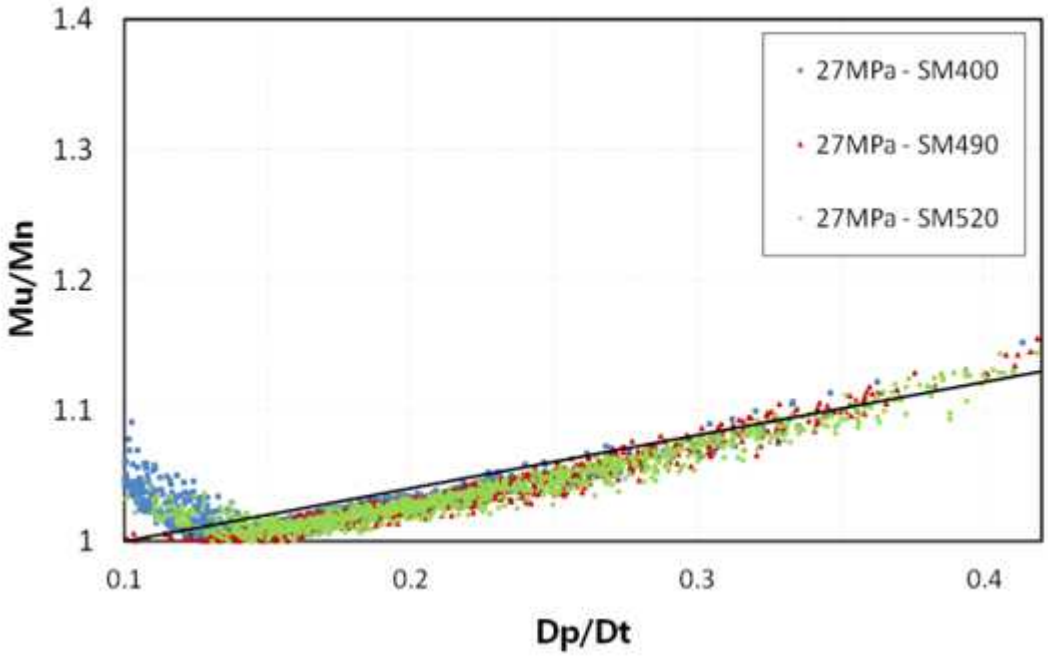


그림 3.21 제안된 평가식을 적용한 비연성 단면에 대한 안전율

○ HSB 강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도

· HSB 강재의 경우 일반강재와는 다르게 뚜렷한 항복점과 완전소성구간이 없이 비선형적으로 변형률에 따라 응력이 증가하는 특성이 있다. 따라서, HSB강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 산정을 위해 HSB강재의 물성을 표 3.6과 같이 가정한 후 연성비 D_p/D_t의 변화에 따른 공칭휨강도 M_n을 평가해보았다.

표 3.6 해석에 사용된 HSB강재의 물성

	HSB600	HSB800
Modulus of elasticity	205 *GPa*	205 *GPa*
Strain-hardening modulus	4,455 *MPa*	3,222 *MPa*
Yield strength	450 *MPa*	690 *MPa*
Tensile strength	600 *MPa*	800 *MPa*
Yield strain	0.002195	0.003366
Strain at strain-hardening	0.002195	0.003366

· 일반강재에 적용하였던 방법과 동일하게 연성비 D_p/D_t에 따른 항복모멘트에 대한 극한휨강도의 비 M_u/M_y를 산정하였으며(그림. 3.22와 그림. 3.23 참조), D_p/D_t =0.42 일때 M_u/M_y를 표 3.7에 나타내었다.

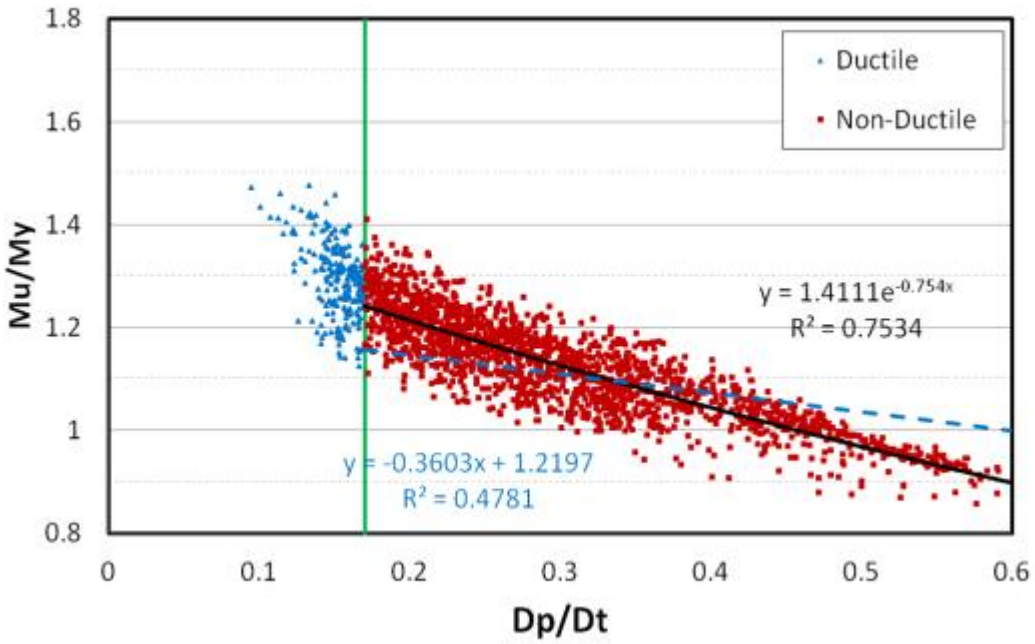


그림 3.22 HSB600 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

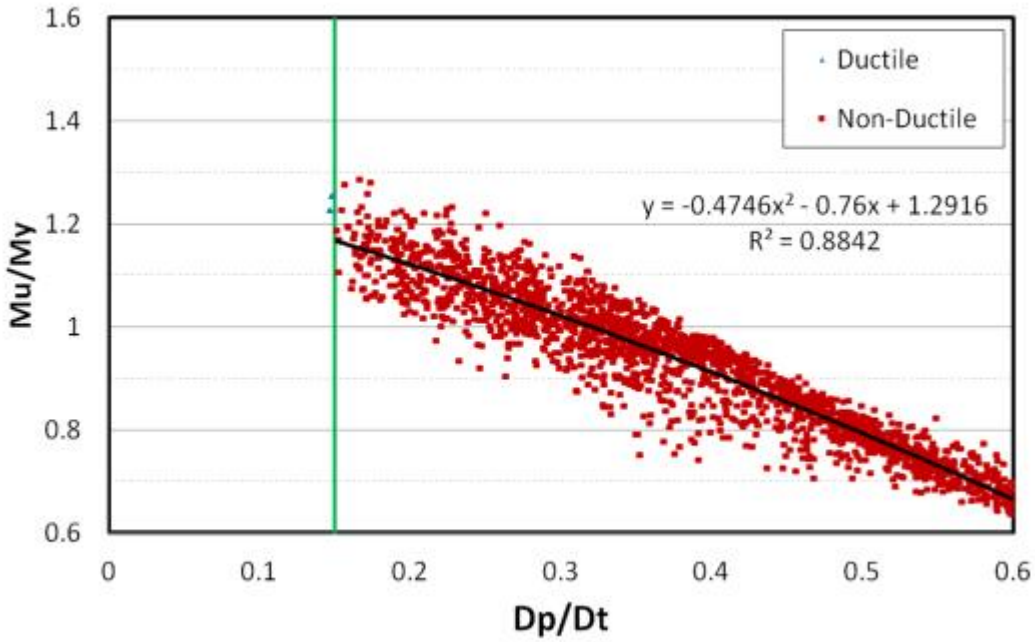


그림 3.23 HSB800 강재의 연성비에 따른 항복모멘트비 분포 및 추세선

표 3.7 M_u/M_y at $D_p/D_t = 0.42$

M_u/M_y	HSB600	HSB800
$D_p/D_t = 0.42$	1.028	0.889

· 표 3.7에 나타낸 수치를 이용하고, Wittry가 제안한 방법에 따라 연성한계치 D_p/D_t=0.42에서 안전율 0.85를 고려한 공칭휨강도를 나타내면 아래 식(3.31)~(3.34)과 같이 나타낼 수 있다.

(a) HSB600 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \le 0.10 \ : \ M_n = M_p \tag{3.31}$$

$$0.10 < D_p/D_t \le 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.10\phi 1.028M_y}{0.32} + \frac{\phi 1.028M_y - M_p}{0.32}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.32}$$

(b) HSB800 강재를 적용한 경우

$$D_p/D_t \le 0.1 \ : \ M_n = M_p \tag{3.33}$$

$$0.1 < D_p/D_t \le 0.42 \ : \ M_n = \frac{0.42M_p - 0.1\phi 0.889M_y}{0.32} + \frac{\phi 0.889M_y - M_p}{0.32}\left(\frac{D_p}{D_t}\right) \tag{3.34}$$

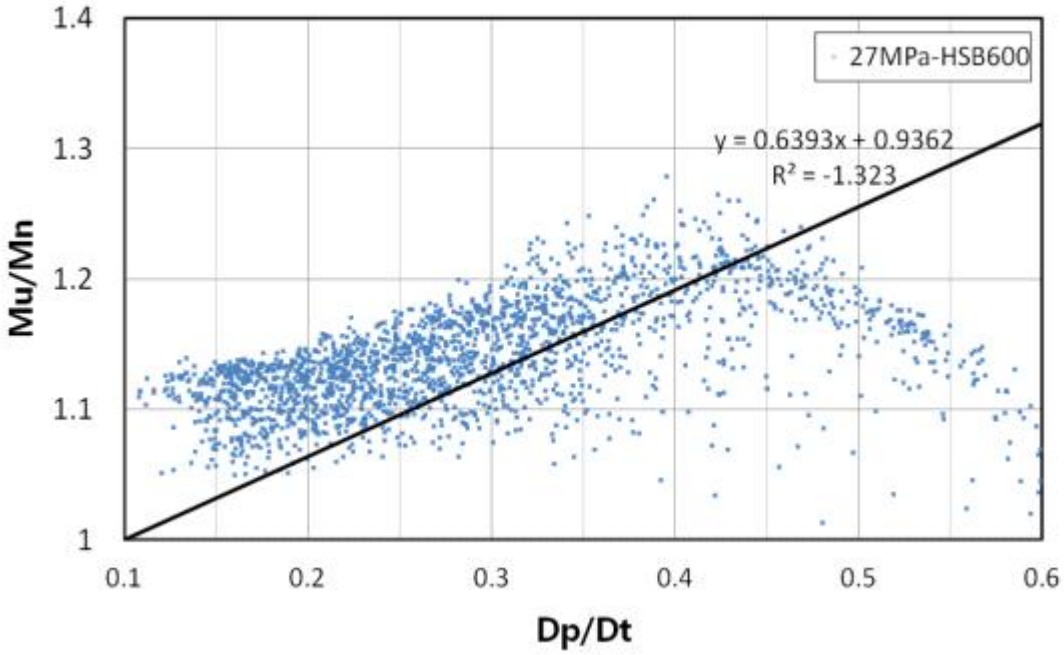


그림 3.24 HSB600 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

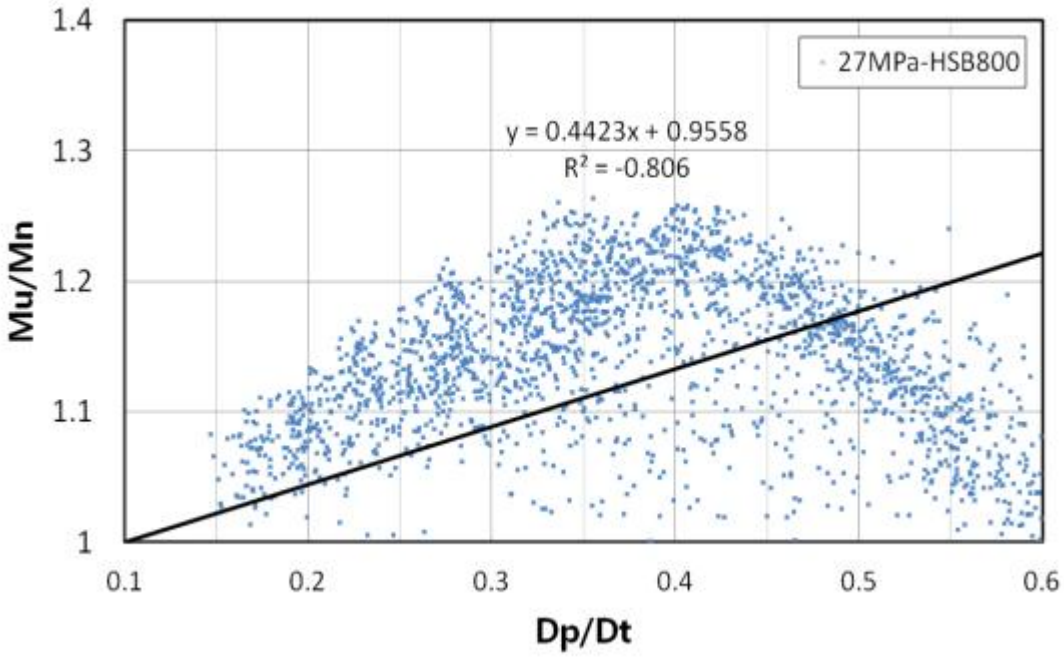


그림 3.25 HSB800 강재를 적용한 비연성 단면의 안전율

· 연성계수비 D_p/D_t가 0.1보다 큰 비연성 단면들에 대한 휨강도비 M_u/M_n를 그림 3.24와 그림 3.25에 나타내었는데, HSB 강재를 적용한 경우 일반 강재와 달리 휨강도비가 넓게 분포되어 있기 때문에 선형적으로 휨강도비가 변화된다는 가정에 근거한 Wittry의 방법을 적용하기 어렵다고 판단된다.

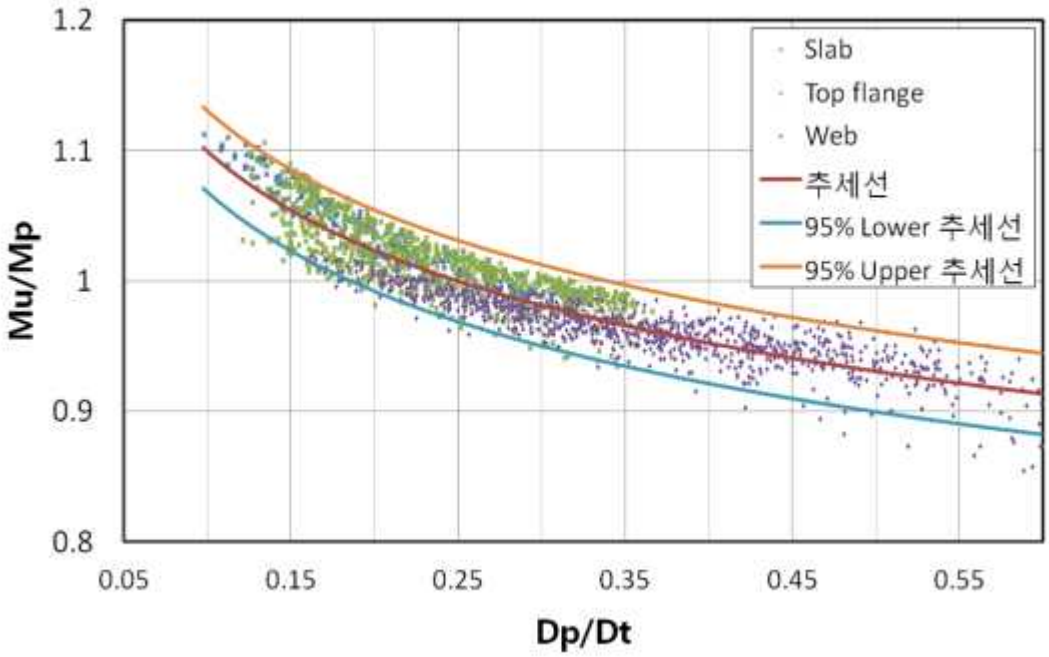


그림 3.26 HSB600 강재를 사용한 합성거더의 휨강도 분포에 대한 95% 하한 추세선

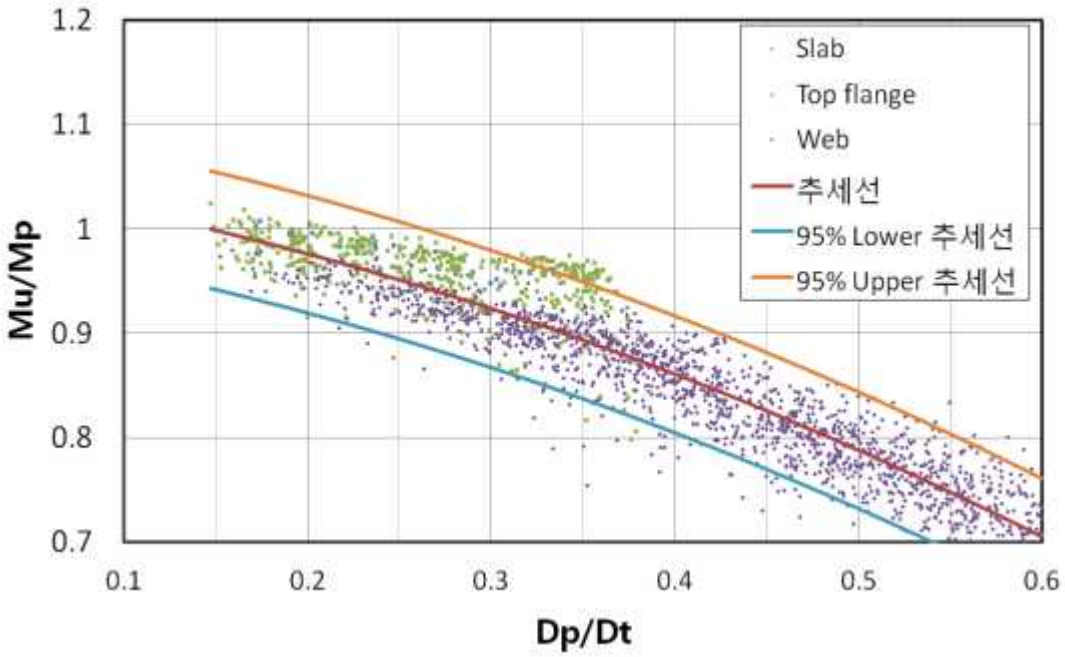


그림 3.27 HSB800 강재를 사용한 합성거더의 휨강도 분포에 대한 95% 하한 추세선

· HSB 강재를 적용한 합성거더의 경우에는 연성비에 따른 소성모멘트에 대한 극한 휨강도의 비 M_u/M_p로부터 직접 공칭휨강도 식을 도출하는 방법을 적용하였다. 이를 위하여 그림 3.26과 그림 3.27에 나타낸 바와 같이 연성비 D_p/D_t에 따른 휨강도비 M_u/M_p를 산정하였으며, 연성비 D_p/D_t=0.42일 때 안전성을 고려한 휨강도비를 구하기 위하여 휨강도 분포의 95% 하한 추세선을 이용하였다. 이상과 같은 방법을 이용하여 연성한계치 D_p/D_t=0.42에서 휨강도비 M_u/M_p는 HSB600의 경우 0.917, HSB800

의 경우 0.791을 얻었다. HSB강재를 사용한 강합성거더의 경우에도 일반 강재를 적용한 경우와 비연성단면 구간에서의 안전율 1.13을 동일하게 적용한다면, 그림 3.28과 같이 $D_p/D_t = 0.42$에서 M_n/M_p는 HSB600의 경우 0.81(0.917/1.13), HSB800의 경우 0.7(0.791/1.13)로 강합성거더의 공칭휨강도를 산정할 수 있다.

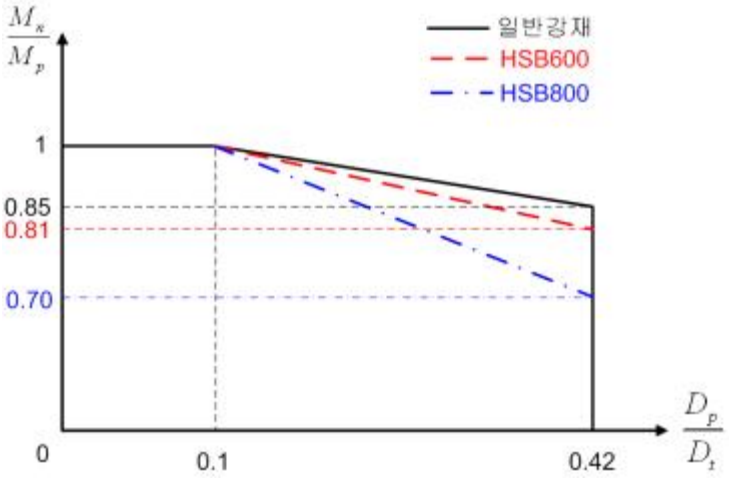


그림 3.28 HSB 강재를 사용한 합성거더의 제안식

$$D_p \le 0.1 D_t \ : \ M_u = M_p \qquad (3.35)$$

$$D_p > 0.1 D_t \ : \ M_u = M_p\left(1.056 - 0.56\frac{D_p}{D_t}\right) \ ; \ \text{HSB600} \qquad (3.36)$$

$$D_p > 0.1 D_t \ : \ M_u = M_p\left(1.091 - 0.91\frac{D_p}{D_t}\right) \ ; \ \text{HSB800} \qquad (3.37)$$

· AASHTO LRFD(2007)에서 제안하고 있는 정모멘트에 저항하는 강합성거더의 공칭휨강도 평가식과 이 연구에서 제안하고 있는 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 그림. 3.29~3.30과 같이 비교를 하였다. 일반강재 및 HSB강재를 사용한 강합성거더의 실제 휨강도 분포는 이 연구에서 제안하는 공칭휨강도 평가식에 대해 모두 만족함을 확인하였다. $D_p/D_t = 0.42$일 때 SM400, SM490, SM520강재의 공칭휨강도는 기존 평가식보다 약 1.13배 크게 평가되었고 HSB600강재의 경우 약 1.05배 향상되었다. 하지만 HSB800강재의 경우 기존 공칭휨강도 평가식보다 약 0.91배 감소되었다.

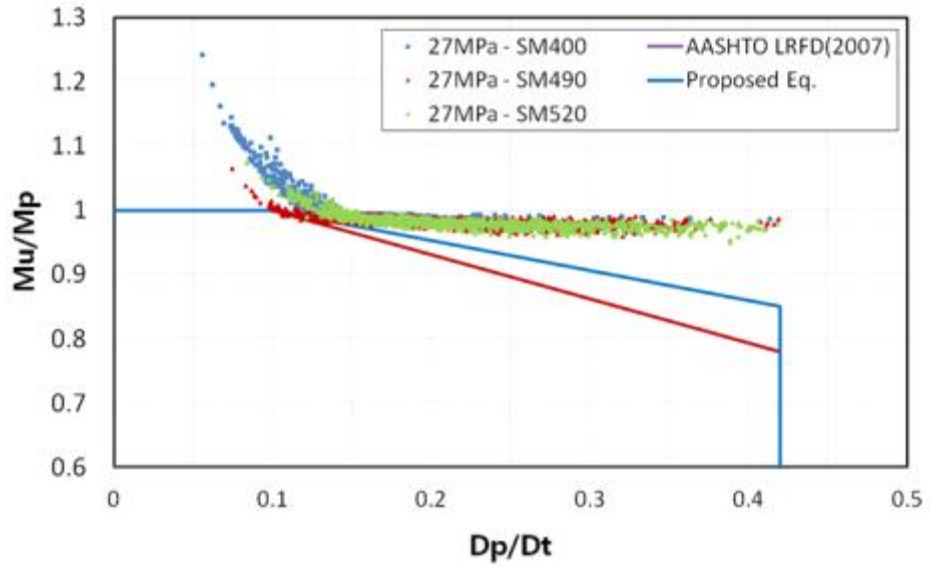


그림 3.29 용접구조용 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도 평가식 비교

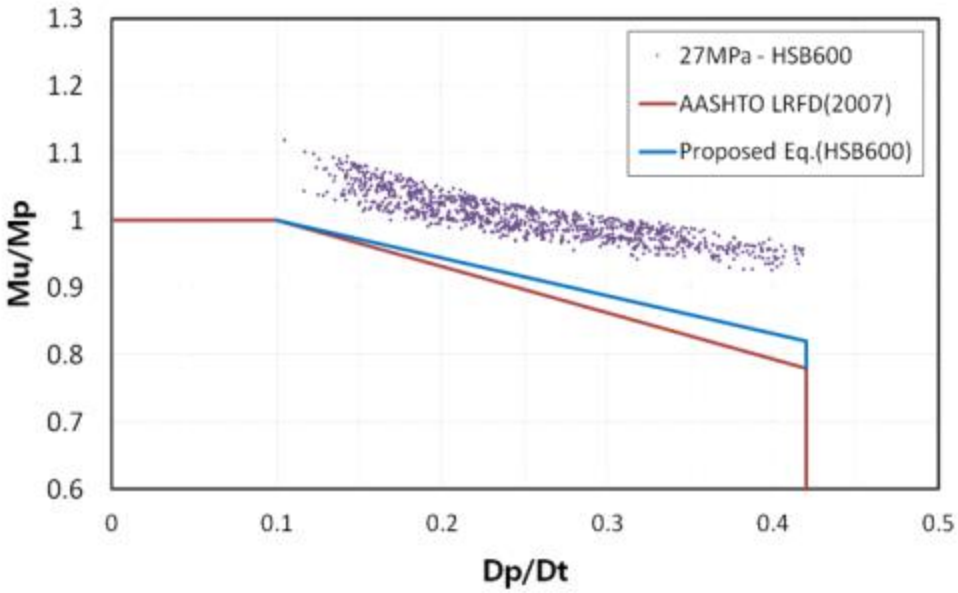


그림 3.30 HSB600 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도 평가식 비교

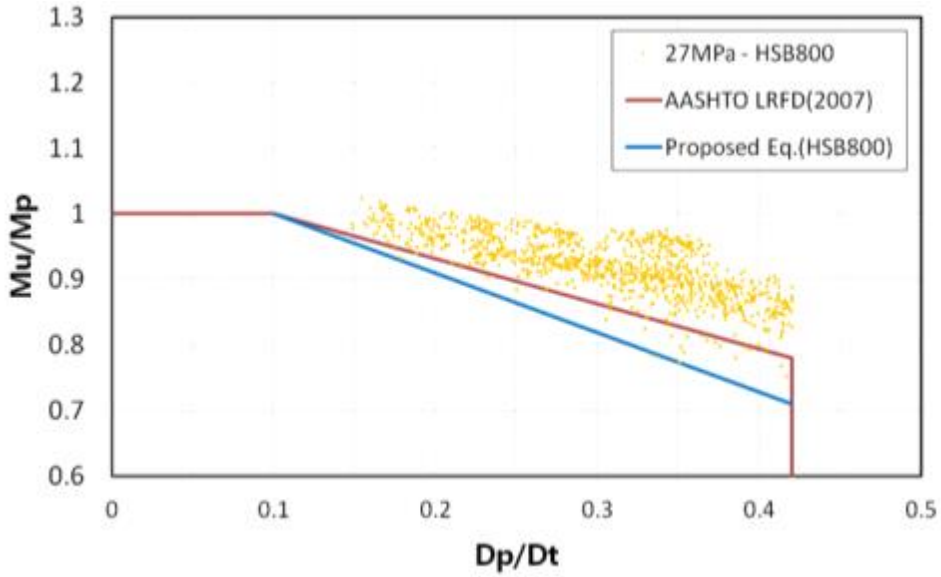


그림 3.31 HSB800 강재를 사용한 합성거더의 공칭휨강도 평가식 비교

○ 합성거더의 극한휨강도 제안식

· 이 연구의 목적은 정모멘트를 받는 강합성거더의 휨강도를 재평가하고, 현장타설되는 콘크리트 설계압축강도가 27MPa인 경우 일반강재뿐만 아니라 고성능강재인 HSB600과 HSB800이 적용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 개발하는 것이다. 이를 위하여 강합성거더의 공칭휨강도에 대한 기존 연구결과를 고찰하였으며, 또한 모멘트-곡률해석 방법을 이용하여 다양한 단면을 갖는 강합성거더의 극한휨강도와 연성도를 평가하기 위한 변수해석을 수행하였다. 변수해석결과를 토대로 일반강재와 고성능강재가 적용된 강합성거더의 공칭휨강도를 평가하기 위한 설계식을 제안하였다. 이 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같이 정리하였다.

1) 합성거더의 극한휨강도는, 연성비가 $D_p/D' = 5$일 때 항복모멘트에 수렴한다는 Wittry의 가정과 달리, 강재의 항복강도가 증가함에 따라 항복모멘트보다 큰 수준에서 차츰 작은 수준으로 감소되었다. 따라서, Wittry가 비연성 합성거더의 공칭휨강도 제안식은 항복강도가 낮은 일반강재를 적용한 경우에는 공칭휨강도가 보수적으로 평가되며, 항복강도가 큰 고강도강재를 적용할수록 공칭휨강도가 과다 평가될 수 있다.

2) 합성거더의 공칭휨강도 평가시 Wittry의 연성한계조건 $D_p/D' = 5$를 적용하게 되면, 실제 합성거더의 연성도 평가시 적용되는 연성비 D_p/D_t가 사용 강재에 따라 변화되며 일관된 연성한계치를 규정하기 어렵다. 따라서, Wittry의 연성한계조건을 따르고 있는 현행 도로교설계기준(한계상태설계법)은 개선될 필요성이 있으며, 사용 강재와 관계없이 합성거더의 공칭휨강도를 연성비 D_p/D_t를 기준으로 평가하는 방법을 도입하는 것이 보다 합리적이라 판단된다.

3) 일반강재를 적용한 강합성거더의 경우 연성한계치 $D_p/D_t = 0.42$일 때 휨강도는 SM400 강재의 경우 $1.139M_y$, SM490 강재의 경우 $1.099M_y$, 그리고 SM520 강재의 경우 $1.063M_y$ 수준으로 평가되었다. 이 수치들과 Wittry의 방법과 동일하게 취성파괴에 대한 안전율 0.85를 곱한 결과를 이용하여 합성거더의 공칭휨강도 평가식을 새롭게 제안하였다. 이 경우 강재 변화에 따른 공칭휨강도에 대한 극한휨강도의 비 M_u/M_n는 연성한계치 D_p/D_t가 0.42일 때 SM400 강재의 경우 1.181, SM490 강재의 경우 1.188, 그리고 SM520 강재의 경우 1.2으로 안전율이 비슷한 수준을 보였다.

4) 따라서, 일반강재를 적용한 합성거더는 강재의 변화를 고려하지 않고 연성비 D_p/D_t가 0.1보다 큰 경우를 비연성단면이라고 가정한 상태에서 공칭휨강도 평가식을 새롭게 제안하였다. 새롭게 제안된 평가식을 이용하는 경우 비연성 구간인 $0.1 \le D_p/D_t \le 0.42$에서 극한모멘트와 공칭휨강도의 비로 표현되는 실제 합성거더의 안전율은 $1 \le M_u/M_n \le 1.13$으로 선형적으로 변화된다.

5) 고성능 강재 HSB600과 HSB800를 적용한 합성거더의 경우 Wittry의 공칭휨강도 산정방법을 적용하면 연성비 D_p/D_t에 따른 극한휨강도와 공칭휨강도의 비M_u/M_n의 분포가 선형적이지 않기 때문에 안전계수 산정이 어렵다. 따라서, HSB강재를 적용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식은 연성비 D_p/D_t에 따른 극한휨강도와 소성모멘트의 비 M_u/M_p 분포를 기준으로 95% 하한 추세선을 바로 적용하였으며, 연성한계치에서 극한모멘트와 공칭휨강도의 비로 표현되는 실제 합성거더의 안전율은 일반강재를 적용한 합성거더의 경우와 동일하게 1.13을 적용하였다.

6) 이 연구에서 제안한 일반강재 및 HSB강재를 사용한 강합성거더의 공칭휨강도 평가식을 정리하면 다음과 같다.

$D_p \le 0.1D_t$; $\quad M_n = M_p$

$0.1 < D_p/D_t \le 0.42$;

$$M_n = M_p\left(1.047 - 0.47\frac{D_p}{D_t}\right) \text{ ; 일반강재} \tag{3.38}$$

$$M_n = M_p\left(1.056 - 0.56\frac{D_p}{D_t}\right) \text{ ; HSB600} \tag{3.39}$$

$$M_n = M_p\left(1.091 - 0.91\frac{D_p}{D_t}\right) \text{ ; HSB800} \tag{3.40}$$

○ 소성휨강도

· 유로코드에서는 단면 등급 1 및 2와 프리스트레스트 부재의 경우 합성부재의 휨강도는 강성-소성 이론(rigid-plastic theory)을 이용하여 결정한다. 휨저항에 대한 탄성해석과 비선형이론은 모든 부재 등급에 대하여 적용이 가능하다. 탄성해석과 비선형이론의 경우 축방향 설계전단력의 적절한 분포를 고려하여 전단연결재와 횡철근이 6.6절(전단연결재의 설계)에 따라 설계되었다면 합성단면이 변형후에도 평면을 유지한다고 가정할 수 있다. 콘크리트의 인장강도는 무시하며, 곡선 강재가 사용된 경우 곡률의 영향을 고려해야 한다.

· 합성단면의 소성저항모멘트($M_{pl.Rd}$)의 계산시 다음과 같은 가정이 적용된다.

- 강재와 철근 및 콘크리트 간은 완전 상호작용(full interaction) 한다.
- 구조강재의 유효단면은 인장 또는 압축에서 설계인장응력(f_{yd})까지 응력이 작용한다.
- 축방향 철근(주철근)은 인장과 압축에서 설계인장응력(f_{sd})까지 응력이 작용한다. 이외의 경우 콘크리트 슬래브에서 압축을 받는 철근은 무시할 수 있다.
- 압축부 콘크리트의 유효단면은 $0.85f_{cd}$까지 저항하며, 소성중립축과 콘크리트 압축부 연단 사이의 응력은 등분포한다고 가정한다. 여기서 f_{cd}는 콘크리트의 설계압축강도이다.
- 통상적인 소성응력분포는 다음 그림과 같다.

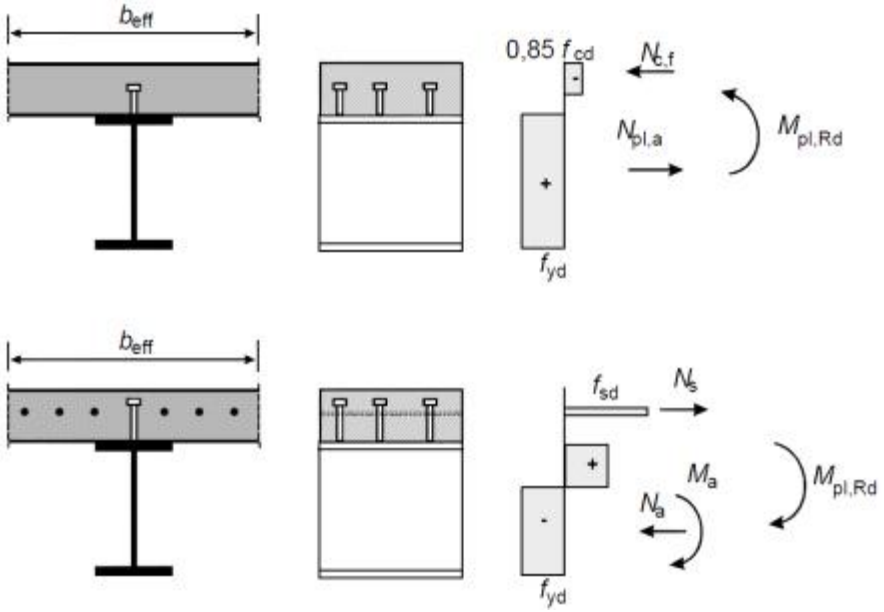


그림 3.73 중실 슬래브를 갖는 완전 합성보의 정모멘트 및 부모멘트에 대한 소성응력분포의 예

· S420(f_{yd}=420MPa) 및 S460(f_{yd}=460MPa) 강재의 경우 소성중립축과 콘크리트 압

축부 연단 사이의 거리(x_{pl})와 부재 총높이(h) 사이의 관계가 $0.15 \leq x_{pl}/h \leq 0.4$일 경우 설계저항모멘트는 $\beta M_{pl,Rd}$로 계산하여야 한다. 여기서 β는 아래 그림과 같은 저감계수이다.

- 소성이론이 사용될 경우 인장을 받는 철근은 5.5.1(5)(인장철근에 대한 규정)에 따라 설계되어야 한다.

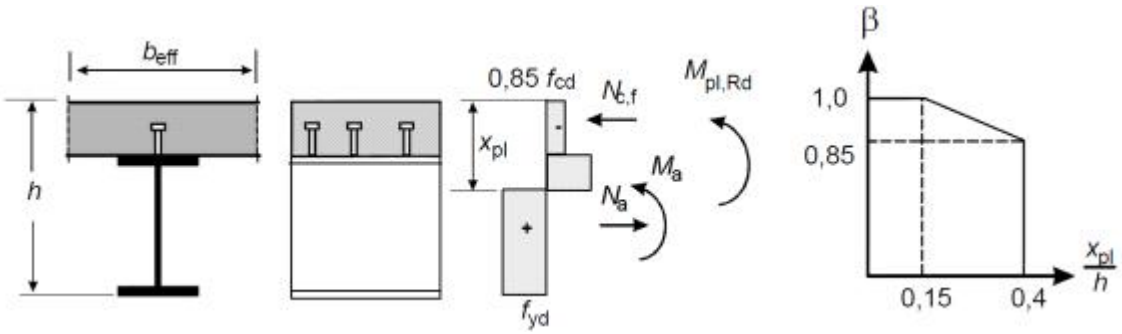


그림 3.74 $M_{pl,Rd}$ 의 계산에 사용되는 감소계수 β

· AISC에서는 동바리가 사용되지 않은 경우 강재는 콘크리트의 설계강도 f'_c가 75%에 도달하기 전까지 모든 하중을 단독으로 지지할 수 있어야 한다. 합성부재에 대한 기준은 크게 스터드 혹은 강재 channel 앵커를 사용한 합성부재(composite beams with steel headed stud or steel channel anchors: 콘크리트 슬래브와 강재거더로 이루어진 전통적인 합성단면이 대표적이며 강재 또는 콘크리트의 경계가 다른 재료에 의해 완전히 둘러싸이지 않은 경우를 의미한다); 강재매립 합성부재(encased composite members); 콘크리트충전 합성부재(filled composite member)로 구분하여 기술되어 있다.

- 정모멘트 구간의 경우 $h/t_w = 3.76\sqrt{E/F_y}$, 즉 항복강도 이전에 국부좌굴이 발생하지 않는 한계 폭-두께비를 기준으로 공칭휨강도 M_n를 다음과 같이 제시하고 있다.

a) $h/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$일 경우 :
항복한계상태에서 M_n은 합성단면의 소성응력분포를 이용하여 계산한다(소성모멘트).
b) $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$일 경우 :
항복한계상태에서 M_n은 동바리의 영향을 고려하여 탄성응력의 중첩을 통하여 계산한다(항복모멘트).

- 부모멘트 구간의 경우 강재만을 고려하여 휨강도를 계산한다. 다음과 같은 조건이 만족할 경우 부모멘트 구간의 휨강도는 소성응력분포를 이용하여 소성모멘트를 계산할 수 있다.

a) 강재보(steel beam)는 조밀단면이고 적절히 횡지지가 되어 있다.
b) 부모멘트 구간에서 강재빔은 스터드나 앵커를 통해 콘크리트와 연결되어야 한다.
c) 슬래브의 유효폭 내의 슬래브 주철근은 적절히 배치되어야 한다.

- 강재가 콘크리트에 매립되어 있는 강재매립형 합성부재의 경우 공칭휨강도 M_n은 다음 중 하나의 방법으로 결정되어야 한다.

a) 동바리의 영향을 고려하여 탄성응력의 중첩을 통하여 계산한다(항복모멘트).
b) 강재단면만의 소성응력분포를 이용하여 계산한다(소성모멘트).
c) 합성단면의 소성응력분포 또는 변형률적합법을 이용하여 계산한다(소성모멘트). 이 경우 강재앵커가 적용되어야 한다.

- 콘크리트 충전형의 경우 국부좌굴에 따른 단면 분류를 고려하여 구분하여야 한다. 공칭휨강도 M_n은 다음과 같이 산정할 수 있다.

- 조밀단면

$$M_n = M_p$$

여기서 M_p는 합성단면의 소성응력분포에 따른 모멘트이다.

- 비조밀단면

$$M_n = M_p - (M_p - M_y)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \qquad (3.60)$$

여기서 λ, λ_p, λ_r은 각각 다음 표에서 결정되는 세장비; M_y는 인장플랜지의 항복과 압축플랜지의 최초항복에 대응하는 항복모멘트이다. 최초항복능력은 콘크리트의 최대압축응력이 $0.7f'_y$로 강재의 최대응력이 F_y로 제한될 때 선형탄성응력분포를 가정하여 계산하여야 한다.

표 3.35 부재 조건에 따른 세장비

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Flanges of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Webs of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	h/t	$3.00\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

- 세장판단면의 경우 공칭휨강도 M_n은 최초항복모멘트로 계산하여야 한다. 압축플랜지 응력은 국부좌굴응력 F_{cr}로 제한되어야 한다. F_{cr}은 다음 식을 이용하여 계산한다. 콘크리트의 응력분포는 최대압축응력이 $0.7f'_y$로 제한되는 선형탄성이다.

각형충전단면

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad (3.61)$$

원형충전단면

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{\left(\left(\frac{D}{t}\right)\frac{F_y}{E_s}\right)^{0.2}} \qquad (3.62)$$

여기서 E_s는 강재의 탄성계수이다.

· JSCE는 합성전과 합성후를 구분하고 있으며, 합성후의 경우 compact 와 noncompact section으로 분리하여 규정을 제시하고 있다. 휨모멘트에 대한 검토는 설계모멘트 M_d와 모멘트에 대한 강도 M_{ud}가 Eq.6.2.1을 만족하도록 수행한다.

· 강재의 폭두께비에 따라 compact 와 noncompact section은 모멘트와 축력에 대한 검토는 분리하여 수행하는 것이 좋다. 축력의 영향이 작을 경우, 즉 모멘트의 영향이 지배적일 경우는 축력이 있는 단면의 설계휨모멘트강도가 설계모멘트보다 큰가를 검토한다.

· 합성단면의 형태에 따라 콘크리트슬래브와 강재거더(보)로 구성되는 일반적인 합성단면과 콘크리트 내부에 강재가 매립되는 강재매립형보로 구분하고 있으며, 강재매립형보는 steel reinforced concrete로 명명하고 있다. 강재매립형보의 해석은 강재를 등가단면으로 변환하고 다음의 가정을 통하여 수행한다. 참고로 철근과 강재의 응력-변형률 관계도는 아래 그림에 수록하였다.

- 변형률은 중립축으로부터의 거리에 비례한다.
- 콘크리트의 인장응력은 무시한다.
- 철근의 응력-변형률 관계는그림 2.75와 같다.
- 강재의 응력-변형률 관계는 그림 2.76과 같다.

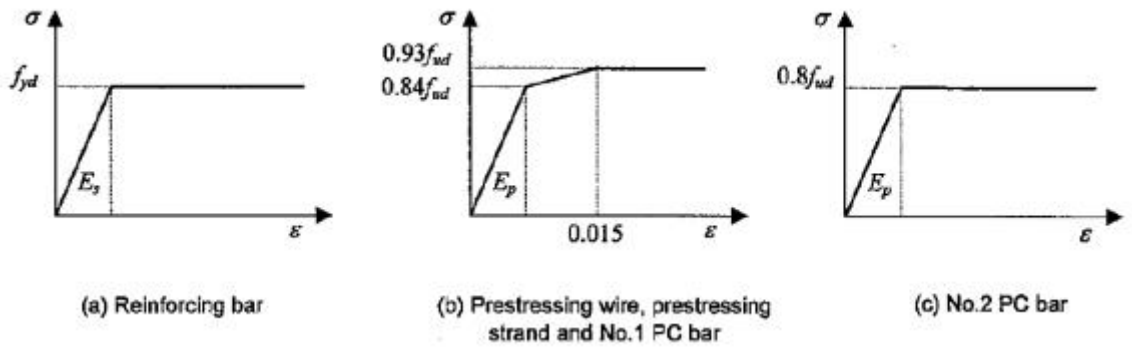


그림 3.75 철근 및 프리스트레싱 강재의 응력-변형률 관계

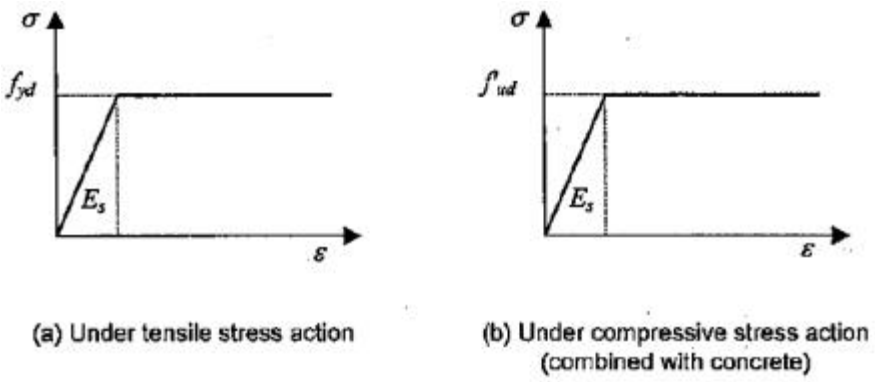


그림 3.76 구조용 강재의 응력-변형률 관계

· 합성전 단계에서의 검토에서 합성단면의 시공시 강재단면은 자체 자중, 거푸집, 콘크리트의 무게, 시공장비 등의 하중을 견뎌야 한다. 이러한 하중에 대한 안전성 검토는 식(2.63)및 식(2.64)을 이용하여 수행한다. 인장측에 대한 검토는 식(2.18), 압축측에 대한 검토는 식(2.64)을 적용한다.

$$\gamma_i \frac{M_{d1}}{M_{sud,t}} \le 1 \qquad (3.63)$$

$$\gamma_i \frac{M_{d1}}{M_{sud,c}} \le 1 \qquad (3.64)$$

여기서

M_{d1} : 합성전 강재보의 설계휨모멘트

$M_{sud,t}$: 인장측 파괴에 대한 설계휨능력

$M_{sud,c}$: 압축측 파괴에 대한 설계휨능력

· Compact section의 합성후 검토에서 Compact section의 경우 휨모멘트에 대한 검토는 식(2.65)를 적용한다.

$$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}} \le 1 \qquad (3.65)$$

여기서,

M_d : 영구/변동하중의 작용으로 발생하는 설계휨모멘트, $M_d = M_{d1} + M_{d2} + M_l$

M_{d1}, M_{d2} : 합성작용 이전 및 이후의 영구하중으로 인한 설계휨모멘트

M_l : 변동하중에 의한 설계휨모멘트

M_{ud} : 합성단면의 설계휨모멘트강도

· 정모멘트구간의 경우 설계휨모멘트강도는 식(3.66)을 적용한다.

$x \le h_c$ 일 때

$$M_{ud} = A_s f_{yd} Z_a / \gamma_b \qquad (3.66)$$

$$x = \frac{A_s f_{yd}}{0.85 f'_{cd} b_e} \qquad (3.67)$$

$$Z_a = d - \frac{1}{2}x \qquad (3.68)$$

여기서

x : 중립축의 깊이

b_e : 슬래브의 유효폭

f'_{cd} : 콘크리트의 설계압축강도

Z_a : 중립축에서 압축블럭의 중심까지 거리, 즉 압축측 합력의 모멘트팔

d : 슬래브 상단에서 합성단면 중심까지의 거리

h_c : 슬래브 두께

γ_b : 부재계수(member factor)

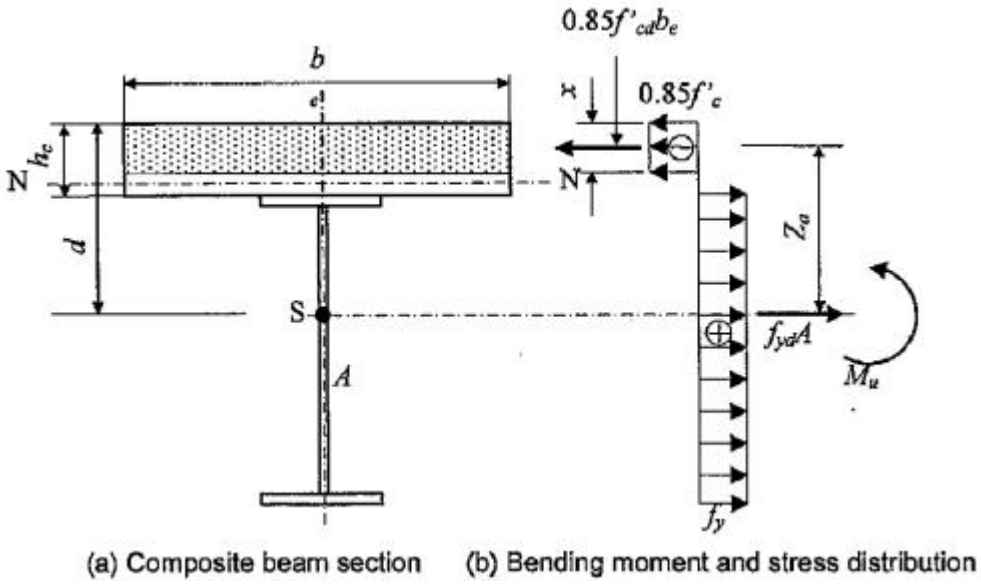


그림 2.77 정(positive)모멘트 구간에서 합성단면의 응력분포

· 부모멘트구간의 경우 설계휨모멘트강도는 식(2.25)을 적용한다.

$$x' = h_c + t_f + \frac{f_{yd}A_s - 2f_{yd}a_{fu} - f_{yd}A_r}{2f_{yd}t_w} \qquad (3.69)$$

$$M_{ud} = \{f_{yd}A_s(d-d') - f_{yd}A_{fu}(2h_c - 2d' + t_f) - f_{yd}t_w(x' - h_c - t_f)(x' + h_c + t_f - 2d')\}/\gamma_b \qquad (3.70)$$

여기서

f_{ryd} : 콘크리트 슬래브 주철근의 항복강도

A_{fu} : 상부플랜지의 단면적

d' : 슬래브의 상부 모서리에서 주철근까지의 거리

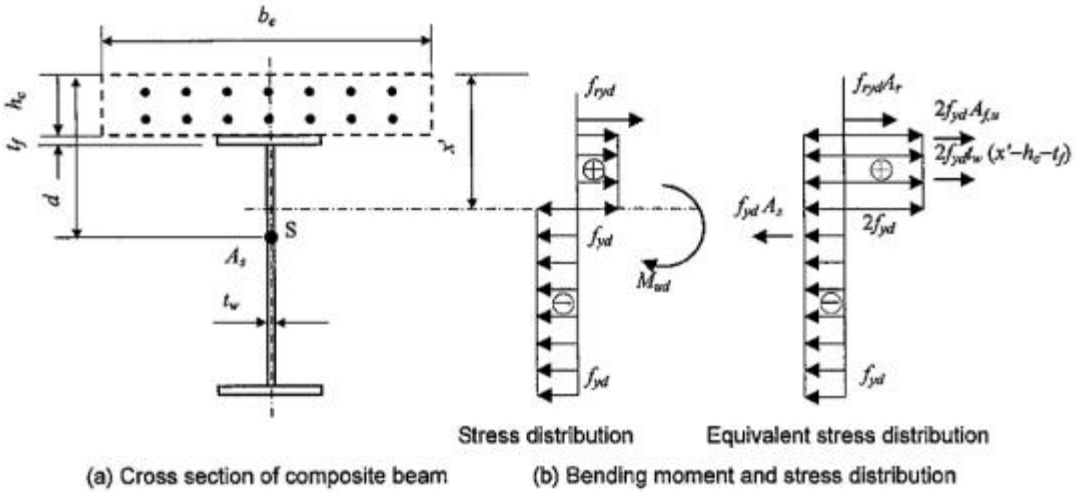


그림 2.78 부(negative)모멘트 구간에서 합성단면의 응력분포

· Noncompact section의 합성후 검토에서 변동하중을 받는 noncompact section을 가진 합성단면의 검토는 식(3.71).과 식(3.72)를 적용하여 수행한다. 이 경우 합성 이후 영구하중으로 인한 크리프의 영향은 작으므로 무시한다. 강재보 인장부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_{d1}}{M_{sud,t}}+\frac{M_{d2}+M_l}{M_{ud,t}}+\frac{M_{ds}}{M_{uds,t}}\right)\le 1 \qquad (3.71)$$

· 강재보 압축부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_{d1}}{M_{sud,c}}+\frac{M_{d2}+M_l}{M_{ud,c}}+\frac{M_{ds}}{M_{uds,c}}\right)\le 1 \qquad (3.72)$$

여기서

M_{ds} : 건조수축(shrinkage)의 영향으로 인한 설계휨모멘트

$M_{sud,t}$: 강재단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{ud,t}$: 합성단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{uds,t}$: 콘크리트의 건조수축의 영향을 고려한 강재단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{sud,c}$: 강재단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{ud,c}$: 합성단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{uds,c}$: 콘크리트의 건조수축의 영향을 고려한 강재단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

· 영구하중과 변동하중 모두를 받는 noncompact section을 가진 합성단면의 검토는 식(3.73)과 식(3.74)를 적용하여 수행한다. 이 경우 합성 이전 및 이후 영구하중으로 인한 크리프의 영향을 고려한다. 강재보 인장부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_d+M_{dcs}}{M_{udcs,t}}+\frac{M_l}{M_{ud,t}}\right)\le 1 \qquad (3.73)$$

· 강재보 압축부 모서리(edge)의 경우

$$\gamma_i\left(\frac{M_d+M_{dcs}}{M_{udcs,c}}+\frac{M_l}{M_{ud,c}}\right)\le 1 \qquad (3.74)$$

여기서,

M_d : 합성작용 이전 및 이후 영구하중으로 인한 설계휨모멘트

M_{dcs} : 크리프와 건조수축의 영향으로 인한 설계휨모멘트

M_l : 변동하중으로 인한 설계휨모멘트

$M_{ud,t}$: 합성단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{udcs,t}$: 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향을 고려한 합성단면 인장플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{ud,c}$: 합성단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{udcs,c}$: 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향을 고려한 합성단면 압축플랜지의 한계응력시 설계휨모멘트강도

· 강재단면의 국부좌굴 이전에 발생할 수 있는 콘크리트 슬래브의 상부모서리의 한계응력의 검토는 식(2.75)을 이용하여 수행한다.

$$\gamma_i\left(\frac{M_{d2}+M_l}{M_{ud,c}}+\frac{M_{ds}}{M_{uds,c}}\right)\le 1 \qquad (3.75)$$

여기서

$M_{ud,c}$: 합성단면 콘크리트 상부모서리의 한계응력시 설계휨모멘트강도

$M_{uds,c}$: 콘크리트의 건조수축의 영향을 고려한 합성단면 콘크리트 상부모서리의 한계응력시 설계휨모멘트강도

· 최대 폭-두께비

대부분의 설계기준은 단면에 국부좌굴이 발생하지 않고 항복모멘트 또는 소성모멘트에 도달할 수 있도록 판형의 최대 폭-두께비를 제한하고 있다. 허용응력설계법을 적용하고 있는 철도설계기준과 도로교설계기준의 경우 단면에 대한 별도의 구분 없이 폭-두께비에 대한 제한값을 제시하고 있으나, EuroCode와 AISC의 경우 단면의 소성 및 항복모멘트에 도달하는 능력을 기준으로 단면을 구분하여 제시하고 있다. EuroCode와 AISC의 단면 분류 차이는 다음 표와 같다.

표 3.36 Eurocode와 ANSI/AISC 360-10의 단면등급 비교

Eurocode	
Class	Description
1	A section can form a plastic hinge with the rotation capacity required from plastic analysis
2	A section can develop the plastic moment resistance with limited rotation capacity
3	A section can reach the yield strength at the extreme fibre of the steel assuming an elastic stress distribution
4	A section buckles locally before the attainment of yield stress in one or more parts

ANSI/AISC 360-10	
Class	Description
Compact	A section capable of developing a fully plastic stress distribution and possessing a rotation capacity of approximately three before the onset of local buckling
Noncompact	A section that can develop the yield stress in its compression elements before local buckling occurs but cannot develop a rotation capacity of three
Slender	A section possessing plate components of sufficient slenderness such that local buckling in the elastic range will occur

· AASHTO의 경우 AISC와 유사하게 compact와 noncompact, slender section으로 구분하고 있으며, slender element section의 정의는 AISC와 동일하나 압축부재로 국한하고 있다. 다음은 AASHTO에 수록된 각 단면에 대한 도해이다.

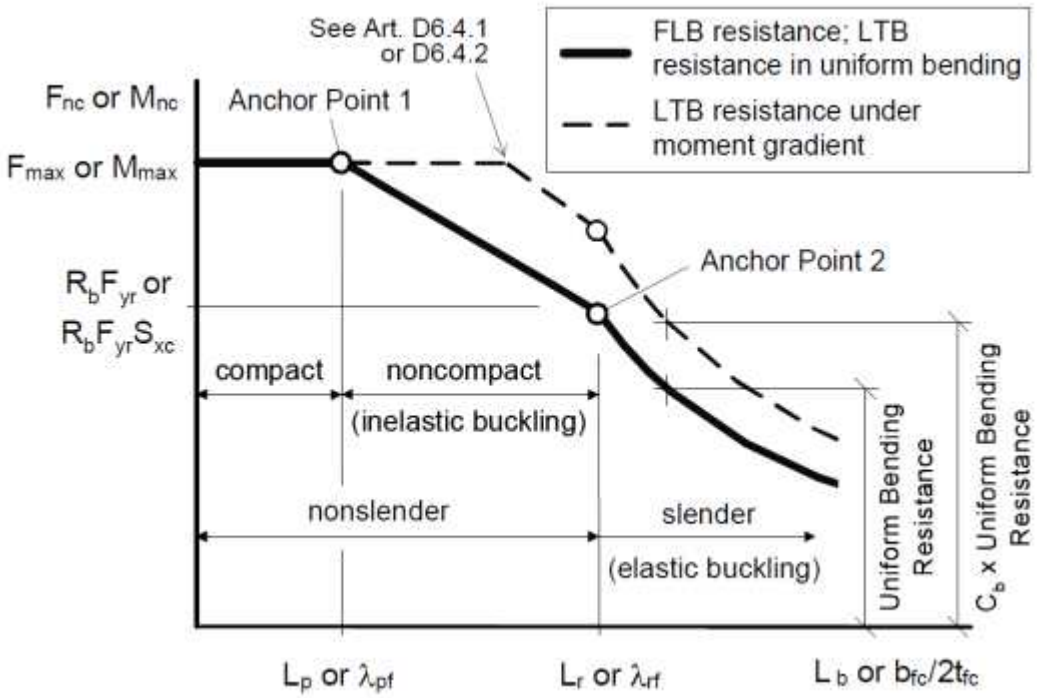


그림 3.79 AASHTO에 수록된 각 단면에 대한 도해

· 위와 같은 단면조건에서 축방향 압축력을 받는 판에 대한 최대 폭-두께비 규정을 비교하면 다음 표와 같다. 아래 표에서 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ 이다.

표 3.37 최대 플랜지의 폭-두께비 규정 비교(1)

단면구분		EURO CODE	철도교	도로교	AASHTO	강구조*, AISC**
Class 1 조밀* Compact**		자유돌출판 9ε (8.9) 양연지지판 33ε (32.6)				
Class 2		자유돌출판 10ε (9.9) 양연지지판 38ε (37.5)	자유돌출판 12.5ε 양연지지판 40ε	자유돌출판 12.9ε 양연지지판 39.3ε	자유돌출판 10.9ε 양연지지판 54ε ※ 비조밀단면의 한계는 자유돌출의 경우 16.1ε	자유돌출판 16.5ε 양연지지판 41.3ε
Class 3 비조밀 Noncompact		자유돌출판 14ε (13.8) 양연지지판 42ε (41.5)				
Class 4 세장판 Slender-element section						
참조	Elastic Modulus (GPa) Width	210 순거리 (용접부 제외)	205 총거리 (용접부 포함)	205 총거리 (용접부 포함)	205 적용 (강재는 A36) 총거리(용접부 포함)	205(강구조) 200(AISC) 순거리 (용접부 제외)

· JSCE의 경우 단면에 대한 분류를 정의하였을 뿐 폭-두께비 등에 대한 독자적인 수식은 제시하고 있지 않으며, 단지 Eurocode의 단면분류와 조밀 및 비조밀단면의 폭-두께비를 소개하고 있다.

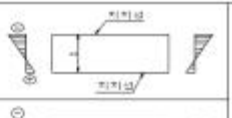
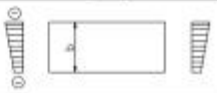
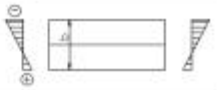
· 휨부재의 경우 다음 표와 같다. 참고로 Euro Code의 Filler Beam이란 AISC 구분으로는 매립부재(encased member)에 해당한다.

표 3.38 최대 플랜지의 폭-두께비 규정 비교(2)

단면구분	EURO CODE		철도교	도로교	AASHTO	강구조, AISC
	Steel	Filler Beam				
Class 1 조밀 Compact	자유돌출판 9ε 양연 지지판 72ε	자유돌출판 9ε				자유돌출판 12.2ε 양연지지판 111ε
Class 2	자유돌출판 10ε 양연지지판 83ε	자유돌출판 14ε	양연지지판 수평보강재 0, 146ε 수평보강재 1, 103ε 수평보강재 2, 135ε	양연지지판 수평보강재 0, 150ε 수평보강재 1, 256ε 수평보강재 2, 310ε	자유돌출판 10.9ε 양연지지판 54ε ※ 비조밀단면의 한계는 자유돌출의 경우 16.1ε	자유돌출판 93.5ε 양연지지판 168ε
Class 3 비조밀 Noncompact	자유돌출판 14ε 양연지지판 124ε	자유돌출판 20ε				
Class 4 세장판 Slender-element section						양연지지판 a/h ≤ 1.5, 345ε a/h > 1.5, 366ε (a 수직보강재 순간격)

· 위에 제시된 표에서 철도설계기준에 제시된 결과는 축방향 압축력과 휨모멘트를 받는 판요소에 대한 다음 표를 근거로 하고 있으며, 압축력이 없으며 판요소 양단의 응력비 $\Psi = f_2/f_1$은 -1로 가정하였다. 위 표에 제시된 결과에 대해서는 보다 세밀한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

표 3.39 철도설계기준에 제시된 축방향 압축력과 휨모멘트를 받는 판요소 구분

보강재 배치 및 수	Ψ의 범위	판의 최대폭-두께비 $(b/t)_o$	적용	
보강재가 없는 경우	$-1.0 \le \Psi \le 0.25$	$\frac{710-1020\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		①
	$0.25 < \Psi \le 1.0$	$\frac{455}{\sqrt{f_{cao}}}$		
판 폭의 중앙 부근에 1개의 보강재가 있는 경우	$-1.0 \le \Psi \le 0$	$\frac{940-285\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		②
	$0 < \Psi \le 1.0$	$\frac{940-285\Psi}{\sqrt{f_{cao}}}$		
2개 이상의 보강재가 같은 간격으로 있는 경우	$-1.0 \le \Psi \le 1.0$	$\frac{325n+(1-\Psi)(345-11n)}{\sqrt{f_{cao}}}$		

· AASHTO는 축방향력을 받는 플랜지 또는 휩부재에 대한 구분이 없이 동일한 기준을 제시하고 있다.

·참고로 Eurocode에 제시된 filler beam은 매립부재를 의미하며 다음과 같은 제한조건을 제시하고 있다.

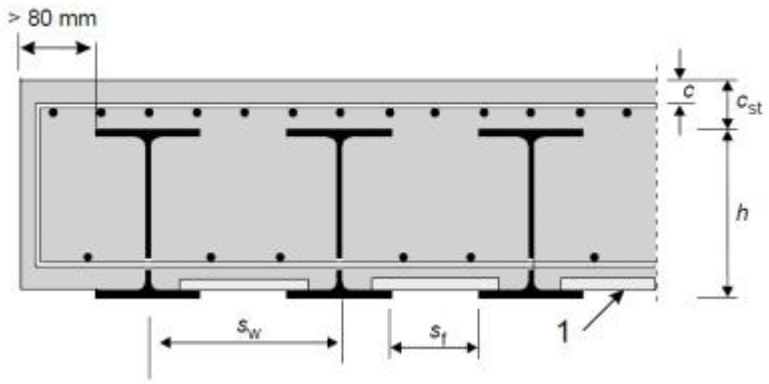


그림 3.80 매입형 합성보의 대표적인 단면

- 강재는 곡률이 없는 직선이어야 한다.
- 사교에서 사각은 30° 미만이어야 한다.
- 높이 h의 범위는 200 mm ≤ h <1100 mm

- s_w < h/3 + 600mm 또는 750mm 이어야 한다.
- 70mm ≤ C_{st} ≤150mm 또는 h/3 또는 $x_{pl}-t_f$ 이어야 한다.

여기서 x_{pl} 은 소성 중립축과 압축콘크리트 연단 간의 거리; t_f는 강재 플랜지의 두께를 의미한다.

- 강재플랜지에서 바닥판(deck) 연단까지 거리는 80mm 이상 이어야 한다.
- s_f > 150mm 이어야 한다.
- 최하단 횡방향 철근은 적절히 정착되어야 한다.
- 하부플랜지 하면(soffit)은 노출되어 있다.

· 매립부재의 휨강도는 다른 합성부재와 마찬가지로 산정할 수 있으며, 고강도 강재가 사용될 경우 수직 전단력에 의한 저항모멘트 감소를 고려해야 한다.

· 참고로 AISC의 경우 다음 세가지 방법 중 하나를 이용하여 휨강도를 산정하도록 하고 있다.

- 동바리 효과를 고려하여 합성단면의 탄성모멘트를 중첩하여 산정한다. (항복모멘트). (ϕ_b = 0.9)
- 강재단면의 소성응력 분포를 사용한다. (ϕ_b = 0.9)
- 합성단면의 소성응력분포 또는 변형률적합법을 적용한다. (ϕ_b = 0.85)

제3절 합성 압축부재

(1) 고연속구조물의 회전능력 및 이음부 성능 평가

○ 매입형 합성기둥 (SRC기둥)은 국내외 초고층 및 대형건물의 기둥부재로 널리 사용되고 있다 (그림 3.81).



(a) Taipei 101 (b) International commerce centre (c) Shanghai world financial center

그림 3.81 합성기둥의 적용

○ 최근 국내에서는 800MPa급의 건축구조용 고강도강재가 개발되었으며(POSCO 제품명 PILAC-BT66, KS D 5994 등재명 HSA800, 그림 3.82 및 표 3.40 참조), 고층건물을 중심으로 100MPa급 이상의 고강도콘크리트가 사용되고 있다. 이에 따라 구조성능 증대 및 이에 따른 여러 가지 효과를 목적으로, 고강도재료의 합성기둥에 대한 적용이 기대되고 있다.

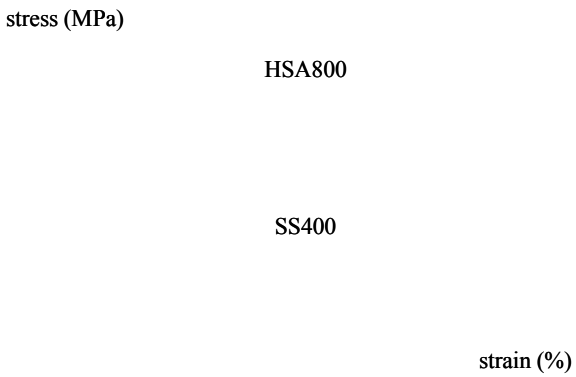


그림 3.82 800MPa급 건축구조용 고강도강재 (HSA800)

표 3.40 HSA800(PILAC-BT66)의 역학적 특성

<table>
<tr><th>구분</th><th colspan="5">특성</th></tr>
<tr><td>화학조성</td><td>C
≤0.2</td><td>Si
≤0.55</td><td>Mn
≤3.00</td><td>P
≤0.015</td><td>S
≤0.006</td></tr>
<tr><td>항복비</td><td colspan="5">≤0.85</td></tr>
<tr><td>항복강도 (0.2% 영구변형률법)</td><td colspan="5">650~770MPa</td></tr>
<tr><td>인장강도</td><td colspan="5">800~950MPa</td></tr>
<tr><td>두께</td><td colspan="5">25~100mm</td></tr>
<tr><td>샤르피 충격에너지</td><td colspan="5">47J@-5℃</td></tr>
<tr><td>연신율</td><td colspan="5">≥0.16 (9T~16T)
≥0.24 (16T~20T)
≥0.16 (20T~)</td></tr>
<tr><td>탄소당량</td><td colspan="5">≤0.6</td></tr>
<tr><td>저온균열감수성</td><td colspan="5">≤0.3</td></tr>
</table>

○ 일본의 경우, 1998년에 인장강도 780MPa급 고강도강재와 압축강도 90MPa급의 고강도콘크리트를 이용한 CFT기둥을 실제 고층건축물에 적용하였다. 중국의 경우, 콘크리트는 90MPa급 강재는 최대 570MPa급까지 실제 합성기둥에 적용되었다. 비록 적용강재의 강도가 최근 다소 정체된 편이지만, 중국은 한국보다 많은 적용사례를 보유하고 있다. 그 외 미국 등 해외에서는 주로 RC코어, SRC 또는 CFT 메가기둥, 아웃리거, 벨트트러스, 메가브레이스, 링크보 등의 하이브리드 시스템에 합성부재를 많이 적용하고 있다. 국내에서도 '초고층빌딩 시공기술 연구단'을 통해, 개발된 고강도강재를 실제 건물내의 SRC 및 CFT 합성기둥에 적용하기 위한 실용화 연구가 진행 중이다.

○ 콘크리트의 극한압축변형률은 강도와 크게 관계없이 최대 $\epsilon_{cu} \approx 0.003$정도로서(단기하중을 받는 경우), 항복강도 $f_{ys} = 600$MPa 이상의 고강도강재를 사용하는 경우, 또는 강재의 항복변형률 ϵ_{ys}가 콘크리트의 극한압축변형률 ϵ_{cu}를 초과하는 경우에는, 강재단면의 항복에 앞서 콘크리트가 먼저 압괴할 수 있다 (그림 3.83). 특히 매입형 합성단면이 휨과 압축을 동시에 받는 경우에는, 강재외부에 위치한 콘크리트에 더 큰 변형이 발생하므로 콘크리트의 조기압괴 및 박탈현상이 더욱 두드러진다. 강재항복 이전의 콘크리트 조기압괴는 강재의 강도를 충분히 활용할 수 없게 되는 결과를 초래하고 이는 합성기둥의 경제성을 크게 떨어뜨리므로, 매입형 합성기둥에 고강도강재를 사용하는 경우에는 콘크리트의 조기압괴에 대한 세심한 주의가 요구된다.

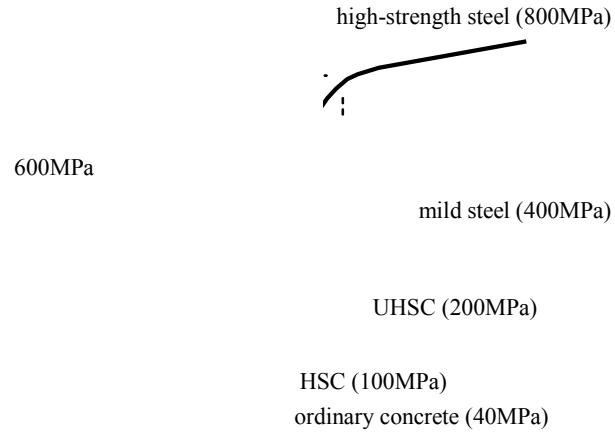


그림 3.83 강재 및 콘크리트의 응력-변형률 관계

○ 국내외 현행 설계기준에서는 이러한 이유와 더불어, 기존 실험연구결과의 부족으로 인하여 강재의 항복강도에 상한선을 두고 있다. 따라서 고강도강재의 합성기둥 적용을 위해서는, 합성단면내에서의 고강도강재와 콘크리트의 상관관계를 고려한 합리적 강도평가방법의 개발이 필요하다.

표 3.41 현행 설계기준의 적용재료 강도상한

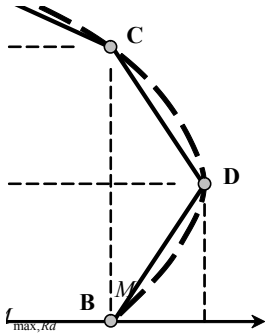
구조요소		ACI 318-11 (2011)	Eurocode 4 (2004)	ANSI/AISC 360-10 (2010)	AIJ-SRC (2001)
강재 항복강도	최대	350MPa	460MPa	525MPa	588MPa[(1)]
	최소	-	-	-	-
콘크리트 압축강도	최대	17MPa	20MPa	21MPa	58.8MPa
	최소	-	50MPa	70MPa	29.4MPa

[(1)]최대인장강도

○ KBC 2009 (2010) 강구조편에서는 합성단면의 강도평가 방법으로서, 등가의 강재기둥으로 치환한 후 이선형으로 단순화했던 기존의 방법 대신 (ANSI/AISC 360-10의 H1방법), 변형률적합법(strain-compatibility method, 그림 3.84(a))과 소성응력분포법(plastic stress distribution method, 그림 84(b))의 2가지 설계방법을 제시하고 있다. 변형률적합법과 소성응력분포법은 각각 ACI 318-11과 Eurocode 4의 방법에 기초한 것으로, 2가지 방법 모두 콘크리트의 등가응력블록($0.85f_{ck}$)을 가정하고 있고, 콘크리트의 극한압축변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003$을 가정하여 단면해석을 실시하거나 (ACI 318-11), 강재의 소성응력분포에 기반하여 강도를 산정한다 (Eurocode 4).

(a) ACI 318-11

A



(b) Eurocode 4

A

B

(c) ANSI/AISC 360-10

그림 3.84 현행 합성구조설계기준의
강도상관곡선

○ 600MPa 이상의 고강도강재를 매입형 합성단면에 적용하는 경우, 콘크리트 압괴시 강재가 여전히 탄성상태에 머무르므로 강재단면의 완전소성을 가정한 Eurocode 4는 합성단면의 강도를 과대평가할 가능성이 있으며, 횡구속에 따른 콘크리트 극한압축변형률의 증가를 무시한 ACI 318-11은 합성단면의 강도를 과소평가할 가능성이 있다 (그림 3.85).

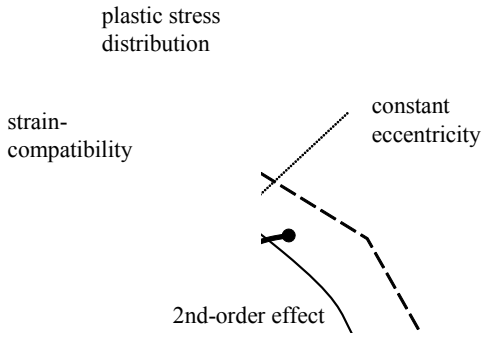


그림 3.85 변형률적합법과 소성응력분포법에 의한
강도상관곡선

○ 콘크리트 충전강관기둥(concrete filled steel tube column)은 강관의 구속효과(confinement effect)에 의해 충전콘크리트의 압축내력 상승과 충전된 콘크리트에 의해 강관은 국부좌굴이 지연되어 부재는 뛰어난 변형성능을 발휘한다. CFT기둥은 단면형상에 따라 크게 원형과 각형으로 크게 구분 지을 수 있으며, 같은 단면적을 가질 때, 원형 CFT기둥은 압축시 콘크리트가 삼축 응력상태로 되어 구속효과가 각형 CFT기둥에 비해 우수하고, 많은 합성작용(composite action)을 기대 할 수 있다.

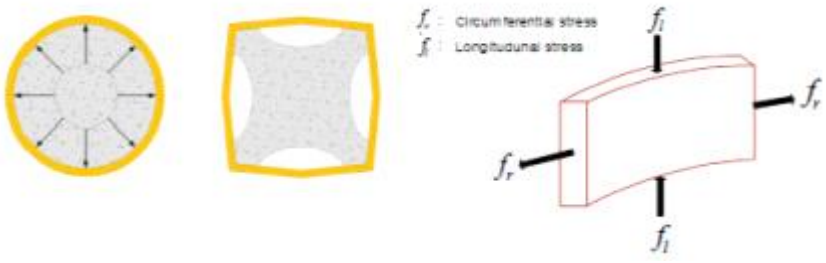


그림 3.86 CFT기둥의 단면형상에 따른 구속효과

○ 콘크리트충전 강관기둥은 원형 또는 각형각관 내부에 콘크리트를 충전한 기둥 시스템을 말하며, CFT 기둥은 외부 강관이 내부 콘크리트를 구속하기 때문에 강성, 변형능력, 내화성, 시공성 등에서 매우 우수한 성능을 발현한다. 따라서 일반 RC 기둥이나 SRC 기둥에 비해 설계적, 구조적, 시공적 측면에서 다음과 같은 특성을 가진

다.

① 설계적 측면

- 세장비가 크고 단면이 작은 기둥을 만들 수 있다.

- 내부에 콘크리트를 충전함으로써 생기는 기둥내력과 변형능력의 향상을 통해, 단일재로 구성된 기둥에 비해 필요한 강도를 확보하기 위해 비교적 작은 단면적만 필요하다.

- 유효면적을 최대한 확보할 수 있어 공간을 최대한 활용할 수 있다.

- 열용량의 영향으로 내화성능 확보가 용이하기 때문에 내화피복을 최소화할 수 있다.

② 구조적 측면

- CFT기둥은 강도가 콘크리트보다 약 10배가 큰 강재를 단면의 최외각에 위치시킴으로써 구조재료를 가장 효율적으로 사용할 수 있는 설계방법이다.

- 외부강관은 콘크리트의 부피팽창에 의한 횡구속력을 받아 이축응력상태가 되고, 내부 충전콘크리트는 강관의 구속에 의해 삼축응력상태가 되어 강도 증가에 기여한다.

- 채움효과로 인해 외부강관의 좌굴이 외부로 발생하도록 제약하므로 기둥의 내력을 향상시킨다.

- 단면상의 모든 축에 대해서 단면 2차모멘트가 같고 동일한 단부구속을 받으므로 기둥부재로서 가장 효율적이며, 강관의 경우에 압연형강에 비해 상대적으로 비틀림 강성이 우수하다.

③ 시공적 측면

- 거푸집이 필요하지 않아 노동력 절감 및 시공기간 단축이 가능하다.

- 동일 성능을 발현하기 위한 다른 기둥 시스템을 사용한 경우보다 단면적이 작고 최소한의 마감면적을 가지기 때문에 마감 비용이나 유지보수 비용이 감소한다.

④ CFT 기둥의 단점

- CFT는 폐단면을 가지기 때문에 반력, 전단력, 모멘트를 전달하는 보-기둥 접합부의 설계 및 시공이 까다롭고 접합부의 콘크리트 충전성을 확보하고 품질을 검사하는데 어려움이 따른다.

- 접합부에 대한 상세 개발이 불충분한 상태이다.

- CFT 보-기둥 접합부는 크게 내부 다이어프램 형식과 외부 다이어프램 형식으로 구분하며, 이 중 내부 다이어프램을 사용할 경우에는 콘크리트의 충전성을 확보하기가 어렵다.

○ 콘크리트 충전강관은 강관의 구속효과에 의해 충전 콘크리트의 압축내력 상승과, 충전 콘크리트에 의한 강관의 국부좌굴 보강효과에 의해 부재내력이 상승하고 뛰어난 변형성능을 발휘한다. 압축력이 작용 할 때 외부의 강관이 내부의 콘크리트를 3축 응력상태로 콘크리트를 구속하기 때문에 압축내력이 상승하며, 콘크리트는 강관의 국부좌굴을 지연하므로 뛰어난 연성능력을 발휘한다. 기둥부재로서 CFT는 구조 및 시공적인 측면에서 많은 장점을 가지고 있기 때문에 국내외 적으로 연구가 활발

히 진행되고 있다.

○ Hajar와 Goury (1996)는 각형과 원형 CFT 보-기둥의 삼차원(P_o , M_x , M_y) 단면강도를 다항식으로 표현한 내력식을 제안하였다. 이 식은 각 축에 해당하는 부재 내력앞에 c1, c2, c3, c4의 상수를 사용하여 CFT의 부재강도를 산출하고 있다. 이 식은 3.76과 같다. 기존 연구자 (Hen 1973, Lu and Kennedy 1994) CFT의 실험값을 가지고 예측식과 비교한 결과 오차 범위는 +5.4%～-11%이다. 특히 중심축력을 받는 단주에서 더 좋은 대응을 보였다.

$$c1(m_y^2+m_z^2)+c2p^2+c3(m_y^2p^2+m^{2_z}p^2)+c4m_y^2m_z^2=1 \qquad (3.76)$$

$$P_0=A_sF_y+A_cf_c' \qquad (3.77)$$

○ Hams and Saadeghvazii는 중심축력을 받는 CFT기둥의 비선형반응이란 논문을 발표하여, 삼차원 유한요소모델로부터 중심축력을 받는 CFT기둥의 구속된 콘크리트 응력-변형율 특성은 콘크리트의 재질적 특성 뿐만 아니라 기둥의 기하학적인 환경에도 많은 영향을 받는 것을 알아냈다. 정방향 및 원형 CFT 기둥의 강도, 강성, 연성, 콘크리트의 최대 압축강도 및 변형률, 최대하중시 강재의 최대 압축응력식을 제안하였다. 중심축압력을 받는 콘크리트 충전 강관단주의 최대내력산정은 다음과 같다.

$$P_n=A_sf_{sy}+A'_cf'_c \qquad (3.78)$$

여기서, $F_{sy}=R_1R_2f_y$, $R_1=1.08-0.045\ln(\frac{D}{t})$($R_1$: 이축효과에 의한 감소계수).

$R_1=1.08-0.045\ln(\frac{D}{t})$

○ CFT는 각형과 원형으로 크게 형상별로 구분할 수 있다. 단면형상이 다르기도 하지만 구조적 특성과 역학적 성질에서 많은 차이가 있다. 그 중 원형 CFT의 경우, 콘크리트 코어를 강관으로 둘러싸 구속하면 콘크리트 삼축 응력상태로 되어 역학적 성질이 매우 향상된다. 따라서 원형은 각형에 비해 뛰어난 구조적 특성을 발휘하여 콘크리트와 이를 둘러싸는 강관 사이에 생기는 구속효과로 인한 합성작용을 기대 할 수 있다.

· 이와 같은 구조적 성능의 향상에도 불구하고 현재 여러 나라의 설계규준에서는 단순누가 방식으로 합성기둥의 강도를 평가하므로 강관과 콘크리트 코어 상호간의 구속효과를 무시하거나 고려하더라도 모호하게 표현되어있다.

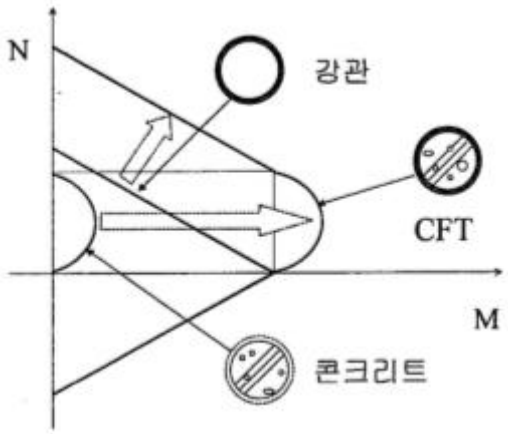


그림 3.87 단순누가강도 개념도

· 최근 경제성과 재료의 효율성으로 인해 고강도 재료가 개발되고 발전하고 있다. CFT에 고강도 강재와 콘크리트를 사용함으로서 구조적으로 많은 내력 향상을 기대할 수 있다. 일반적으로 보통강도의 재료를 사용한 CFT는 고강도에 비해 부재 단면이 커지게 되어 사용성 및 경제성 측면에서의 효율이 저하된다. 또한 고강도 강재와 콘크리트를 사용함으로서 구조적으로 많은 내력 향상을 기대할 수 있지만. 이에 따른 재료의 관한 연구는 명확하게 규명되지 않고 있으며, 고강도 재료를 적용한 CFT 연구는 대부분 콘크리트의 압축강도에 따른 연구로 국한되어 있으며, 지금까지 국내 건축설계기준(KBC)은 적용범위가 순차적으로 완화는 되고 있지만 그 범위에 벗어난 부재에 대해서는 적절한 방안은 아직 미비한 실정이다.

· 현재 국내 기준인 KBC 2009의 강구조 기준에는 고강도(600MPa급 이상) 강재에 대한 항복강도 및 판폭두께비에 대한 규정은 없는 상태이며, 각국의 주요 합성구조 설계식에서도 600MPa급 강재를 대상으로 하여 CFT합성기둥의 설계식을 제안하고 있는 실정이다.

· 600MPa 이상의 고강도 강재를 사용하는 경우에는 콘크리트의 극한 압축 변형률 0.003 이후에도 강재가 탄성상태에 머물러 있어서 강재단면의 완전소성을 가정한 EC4는 합성단면의 강도를 과대평가할 가능성 있으며, 횡구속이 잘 된 고강도 콘크리트를 적용한 경우 횡구속력 증가에 따른 콘크리트 극한 압축변형률의 증가를 무시한 ACI318은 합성단면의 성능을 과소평가할 가능성 있다.

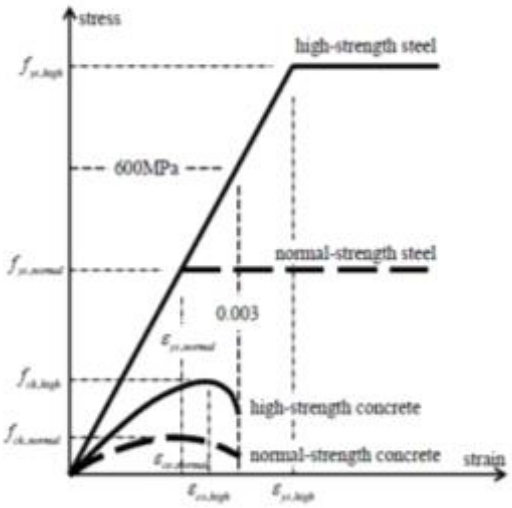


그림 3.88 고강도강재 및 고강도콘크리트의 응력-변형률

· 지금까지 국내 건축설계기준은 미국 강구조학회의 기준인 AISC-2005에서 많은 부분을 수렴(收斂)하고 있다. 7장 강구조에서는 '0706합성부재'를 한 파트로 작성되어 있으며, 설계시 최소 철근비 압축강도 인장강도와 폭두께비 규준범위를 제안하고 있다. 설계기준은 개정될 때마다 적용범위가 순차적으로 완화는 되고 있지만 그 범위에 벗어난 부재에 대해서는 적절한 방안은 아직 미비한 실정이다. 결과적으로 시공상 세부적 지침과 공사현장에서 CFT를 적용하기까지는 설계기준의 표기가 미흡하고 적용사례가 다양하지 않은 이유로 설계하는 판단근거가 부족하다.

○ 이상과 같은 문제점 이외에도 여러 가지 문제점들을 생각해 볼 때 아직까지 이러한 구조형식의 전반적인 체계는 확립되어 있지 않고 발전단계에 있다고 할 수 있다. 콘크리트 충전강관부재를 기둥부재로 건축구조물 설계에 적극적으로 적용하기 위해서는 형상에 따른 구조거동, 폭두께비의 영향, 압축강도와 인장강도의 성능이 밝혀져야 하고 이에 관한 연구활동이 보다 체계적으로 이루어져야할 것이다.

○ 콘크리트충전 기둥의 구조설계기준 비교검토

· 2010 AISC-LRFD vs. 2005 AISC-LRFD Spec. (KBC 2009)

① 2010 AISC-LRFD는 철골설계와 콘크리트설계의 충돌이 최소화되도록 2005 AISC-LRFD를 대폭 개정하였다. 예를 들어 압축재의 강도산정에 ACI318(2008)의 접근법과 상통하는 단면해석법(변형도적합법)을 도입하였다.

② 다년간 개정되지 않은 ACI 318 합성기준을 극복하기 위해 최근 연구성과(가령 Leon 2007, Ziemian 2010 등)를 반영하여 충전합성부재에 국부좌굴 조항의 합리화를 도모하는 등 가장 최근까지의 실험적 근거를 가진 기준으로 평가된다.

· 서로 포맷이 상이한 각 기준식의 비교평가 문제

① ACI, AISC-LRFD 기준에서는 재료강도의 불확실성, 해석과 강도공식의 불확실성, 부재파괴가 가져오는 결과의 파국성 등이 종합적으로 고려된 단일의 부재강도감소계수를 적용하나, EC4에서는 재료별 부분강도감소계수를 적용한다. 표 3.42는 ACI, AISC-LRFD와 EC4에서의 합성기둥의 압괴강도(squash load) 산정식 포맷을 정리한 것이다.

표 3.42 ACI, AISC-LRFD와 EC4의 강도감소계수를 적용한 식

ACI AISC-LRFD	부재강도감소계수	$\phi_c P_o = \phi_c (0.85 A_c f_{ck} + A_s F_y + A_{sr} F_{yr})$
EC4	재료강도감소계수 (Partial Safety Factor;PSF)	$N_{pl,R_d} = \frac{0.85 f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{ys} A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{ya} A}{\gamma_a}$
Note: 공칭강도는 $\phi = 1.0$, PSF=1.0으로 하여 산정		

② 각 기준에서 제시하는 강도산정식의 평가에는 단순한 결정론적 공칭강도의 비교 외에도 적어도 FOSM (First Order and Second Moment) Reliability Analysis에 의한 설계식의 신뢰도 비교가 필요할 것으로 보인다. 이 작업에는 최소한 하중, 강재, 철근, 콘크리트의 평균 및 표준편차 정보가 필요하다. 이는 CFT기둥에 국한된 문제가 아닌 휨재등 다른 부재에도 적용되어야 함은 물론이다. 예를 들어, 특정 적재하중대 고정하중 비(L/D)에 대한 각 기준의 설계식이 확률론적으로 담보하는 신뢰도(reliability= probability of being safe)를 평가할 필요가 있다. 이 작업을 위한 소수 전문인원의 한시적 task force가 필요할 수도 있다고 사료됨.

· 단면구조성능

① 공칭강도의 산정: 합성단면의 공칭강도를 산정하는 데에는 변형률적합법(general method)과 소성응력분포법(간편법, 안전측이 아닐 수도 있음)의 두 가지 옵션이 있다 (그림 2.89 참고). 표 2.43은 ACI와 AISC-LRFD, EC4에서 공칭강도 산정법을 위해 사용되는 방법을 정리한 것이다.

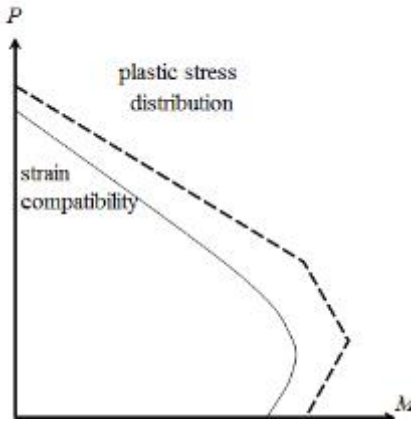


그림 3.89 소성응력분포법과 변형률적합법을 적용한 P-M 곡선

표 3.43 ACI, AISC-LRFD와 EC4의 공칭강도 산정법

ACI	AISC-LRFD	EC4
변형률적합법	소성응력분포법 /변형률적합법	소성응력분포법 /변형률적합법

· 소성응력분포법은 강재가 인장 또는 압축으로 항복응력에 도달할 때 콘크리트는 압축으로 $0.85f_{ck}$의 응력에 도달한 것으로 가정하여 공칭강도를 계산한다. 변형률적합법은 단면에 걸쳐 변형률이 선형적으로 분포하고 압괴변형도는 통상 ϵ_{cu}=0.003으로 가정한다. 이 방법은 정확한 응력-변형률관계(구성방정식)만 주어지면 적합조건 및 평형조건을 만족시키므로, 모든 경우에 정해에 가까운 결과가 얻어져야 한다. 그러나 이하의 논의에서 보듯이 각 기준에서 제시하는 변형률적합법을 따를 경우 실험결과와 상당한 오차를 보이는 경우가 종종 발생한다. 이는 합성기둥의 실제 거동을 반영하는 구성방정식(가령 구속효과를 반영한 콘크리트의 압괴변형도 및 응력도-변형도 관계 또는 고강도강의 특유의 응력도-변형도 관계)을 각 기준에서 적절히 제시하지 못한 때문이므로 이에 대한 개선이 필요하다.

② 구속효과: AISC와 EC4의 소성응력분포법에서는 원형 CFT의 콘크리트가 중심축 압축응력을 받는 경우 구속효과를 고려한다. 표 3.44는 ACI, AISC-LRFD, EC4에서의 구속효과 고려방안을 요약한 것이다.

표 3.44 ACI, AISC-LRFD와 EC4에서 구속효과를 고려한 보정된 설계식

ACI	고려하지 않음
AISC-LRFD	$0.85f_{ck} \rightarrow 0.95f_{ck}$
EC4 (세장비에 따라 콘크리트 강도 상향, 철골 강도 하향)	$A_c f_{ck} \rightarrow A_c f_{ck}\left(1+\eta_c \frac{t}{d}\frac{f_y}{f_{ck}}\right)$, $A_a f_{yd} \rightarrow \eta_a A_a f_{yd}$ 여기서 $\eta_a = 0.25(3+2\bar{\lambda}) \le 1.0$, $\eta_c = 4.9-18.5\bar{\lambda}+17\bar{\lambda}^2 \ge 0$, $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R_d}}{N_{cr}}} < 0.5$

③ 재료강도 상한 및 강재비: 일반적으로 실험이나 타당한 해석적 고려에 의해 입증되지 않으면 재료강도나 강재비 등에 대한 상/하한을 부과하는 것이 구조기준의 보수성 확보라는 측면에서 타당하다. 그러나, 표 3.45에서 보듯이 ACI기준의 경우는 전혀 그러하지 않은데 이는 이 기준이 다소 낡은 기준임을 보여준다. 주로 사용성과 관련 강성산정에는 콘크리트강도가 상한을 초과해도 특별한 검증없이 활용할 수 있다 (AISC-LRFD).

표 3.45 재료강도 상한 및 강재비

	콘크리트 강도	강재 강도	강재비
ACI	관련규정 없음		
AISC -LRFD	$21 \le f_{ck} \le 70MPa$	$f_y \le 525MPa$ (KBC2009: $f_y \le 440MPa$)	$\rho_s \ge 1\%$
EC4	$f_c \le 60MPa$	$f_y \le 460MPa$	$0.2 \le \delta \le 0.9$ $\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,R_d}}$, 강관강도비

④ 판-폭 두께비 제한: 충전강관의 국부좌굴을 제어하기 위한 제한으로 최근 AISC-LRFD는 이의 세분화를 시도하여 가장 발전된 형태의 포맷을 보여주고 있다 (표 3.46 참고). ACI과 EC4는 단지 상한만 규정하고 있으며, ACI는 너무 보수적이고 EC4는 너무 낙관적이다 (강관기둥의 경우 두 기준간에 상한치가 무려 3배 정도의 차이를 보인다).

표 3.46 판-폭두께비 제한 값

	각형강관			원형강관		
ACI	$\frac{b_s}{t} \le \sqrt{\frac{3E_s}{f_y}}$			$\frac{h_s}{t} = \sqrt{\frac{8E_s}{f_y}}$		
AISC-LRFD	λ_p	λ_r	최 대 허용값	λ_p	λ_r	최 대 허용값
	$2.26\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.0\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.0\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$0.15\frac{E_s}{F_y}$	$0.19\frac{E_s}{F_y}$	$0.31\frac{E_s}{F_y}$
EC4	$\frac{h}{t} \le 52\sqrt{\frac{235}{f_y}}$			$\frac{d}{t} \le 90\frac{235}{f_y}$		

⑤ 판-폭두께비에 따른 CFT단면 단주강도: 표 3.47은 ACI, AISC-LRFD, EC4에서 규정하는 판-폭두께비에 따른 CFT단면의 단주강도를 나타낸 것이다. AISC-LRFD가 가장 정교한 형태를 띠고 있다. 그림 3.90은 판폭두께비에 따른 AISC-LRFD의 CFT단면 단주강도곡선을 나타낸 것이다.

표 3.47 판-폭두께비에 따른 CFT단면의 단주강도

기준	축력제한		비고
ACI	$\phi_c P_{n,\max} = 0.85 \times \phi_c P_o$		0.85(=최소편심고려)
AISC-LRFD	Compact sections	$P_{no} = P_p,\ C_2 = 0.85$(각형), 0.95(원형)	$P_p = F_y A_s + C_2 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$
	Non-compact sections	$P_{no} = P_p - \frac{P - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2}(\lambda - \lambda_p)^2$	$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$
	Slender sections	$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c^{'}\left(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}\right)$	$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2}$(각형), $F_{cr} = \frac{0.72F_y}{((D/t)(F_y/E_s))^{0.2}}$(원형)
EC4	$N_{pl,R_d} = \frac{0.85 f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{ys} A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{ya} A}{\gamma_a}$		부분안전계수

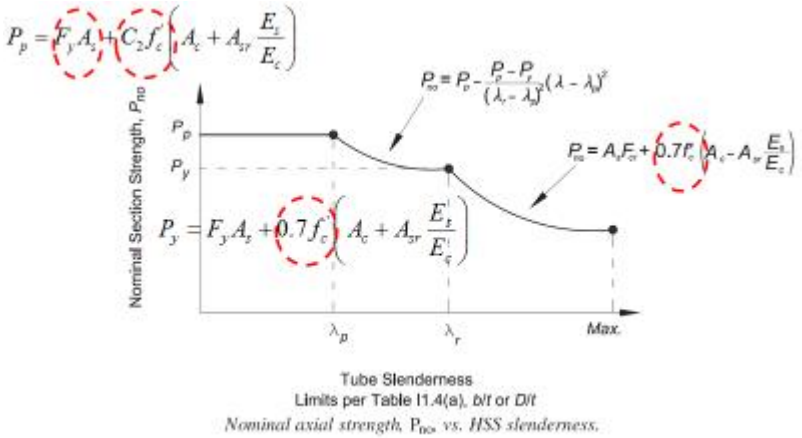


그림 3.90 판폭두께비에 따른 AISC-LRFD의 CFT단면 단주강도곡선

⑥ 유효휨강성: 합성단면기둥의 유효휨강성은 휨좌굴강도(장주/중간주) 산정의 필수정보로서 중요하다. 표 3.48은 기준별 유효휨강성 산정식을 요약한 것이다. AISC-LRFD에서는 강관기둥 내의 콘크리트 크립은 그 영향이 미미한 것으로 보고 무시하여 간편한 식을 제시하고 있다. 실험자료 확보를 통한 비교/검증이 필요하며, 강관 내 콘크리트 크립의 영향이 미미할 경우 이를 무시하거나 간단히 고려할 수 있는 방안의 모색이 바람직하다.

표 3.48 유효휨강성 산정식

ACI	$EI = \frac{0.2E_cI_g + E_sI_{se}}{1+\beta_d}$ 또는 $EI = \frac{0.2E_cI_g}{1+\beta_d} + E_sI_{sx}$ β_d: 구조물의 횡구속 여부에 따라 다르게 정의한다(크리프에 의한 강성감소의 효과 반영)
AISC -LRFD	$(EI)_{eff} = E_sI_s + E_sI_{sr} + C_2E_cI_c$ $C_2 = 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.9$
EC4	$(EI)_{eff} = E_aI_a + E_sI_s + 0.6E_{cm}I_c$ 크리프에 의한 강성감소 반영: $E_{c,eff} = E_{cm}\frac{1}{1+(N_{G,E_d}/N_{E_d})\phi_t}$

⑦ 길이효과: 휨좌굴을 고려한 합성기둥(장주/중간주)의 축강도 산정식으로서, AISC-LRFD에서는 강재기둥의 좌굴강도곡선(steel column curve)를 확대 사용하며 EC4는 Rondal-Maqua 방정식에 토대를 두고 다양한 형태의 좌굴강도곡선을 활용한다. 각 기준식의 적합성 내지 장단점은 추후 비교 및 검토를 요한다.

⑧ 내진 판-폭두께비: 3가지 비교기준 가운데 AISC-LRFD 만이 강관기둥의 내진 판-폭 두께비에 대한 규정이 있을 뿐, 타 기준에선 찾아볼 수 없다. 표 3.49는 AISC-LRFD 내진기준과 KBC 2009에서 규정한 내진 판-폭 두께비를 정리한 것이다. 여기에서 고연성(highly) 와 중간연성(moderately) 부재는 소성회전능력 2% rad를 기준으로 구분하고 있다.

표 3.49 AISC-LRFD와 KBC의 내진 판-폭 두께비

		Highly ductile members λ_{bd}	Moderately ductile members λ_{md}
2010 AISC-LRFD Seismic. (유일한 언급 기준)	각형 강관	$\frac{b}{t} \leq 1.4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t} \leq 2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	원형 강관	$\frac{D}{t} \leq 0.076\frac{E}{F_y}$	$\frac{D}{t} \leq 0.15\frac{E}{F_y}$
KBC 2009 (2005 AISC Seismic)	각형 강관	$\frac{b}{t} \leq \sqrt{\frac{2E_s}{F_y}}$	
	원형 강관	관련규정 없음	

○ 직접강도법 (충전합성기둥의 설계법)

· AISC에서 채택하고 있는 충전합성기둥의 설계와 해석에 대한 현행 방법은 Varma와 Zhang (2009)의 연구에 근거하여 2010년에 개정되었다. AISC(2010)에서는 합성부재에 사용하는 재료는 콘크리트강도는 21 MPa - 70 MPa, 강재의 항복강도는 525 MPa 이하인 경우에 한하여 허용된다. 강재단면은 국부좌굴을 고려하기 위하여

판요소의 세장비에 따라서 조밀단면, 비조밀단면 및 세장판단면으로 구분하여 파괴하중을 정의하고 있다. 충전합성기둥 압축부재 단면의 판폭두께비 규정은 다음 표와 같다.

표 3.50 압축력을 받는 단면의 한계 판폭두께비

단면	판폭두께비	λ_p	λ_r	최대값
각형단면	b/t	$2.26\sqrt{E/F_y}$	$3.0\sqrt{E/F_y}$	$5.0\sqrt{E/F_y}$
원형단면	D/t	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$

(1) 조밀단면 ($\lambda \le \lambda_p$)

$$P_{n0} = P_p \tag{3.79}$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f_c^{'}(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}) \tag{3.80}$$

여기서, A_s= 강재 단면적

A_{sr}= 철근 단면적

A_c = 콘크리트 단면적

F_y = 강재 항복강도

$f_c^{'}$ =콘크리트 압축강도

$C_2 = 0.85$ (각형)

$= 0.95$ (원형)

(2) 비조밀단면 ($\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$)

$$P_{n0} = P_p - \frac{(\lambda-\lambda_p)^2}{(\lambda_r-\lambda_p)^2}(P_p - P_y) \tag{3.81}$$

$$P_y = A_s F_y + 0.7 f_c^{'}(A_c + A_{sr}\frac{E_s}{E_c}) \tag{3.82}$$

(3) 세장판단면 ($\lambda_r < \lambda$)

$$P_{n0} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c^{'}(A_c + A_{sr} - \frac{E_s}{E_c}) \tag{3.83}$$

각형단면 $$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2} \tag{3.84}$$

원형단면 $$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{((D/t)(F_y/E_s))^2} \tag{3.85}$$

· 합성기둥의 오일러 좌굴강도는 다음 식과 같다.

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(KL)^2} \tag{3.86}$$

여기서, $(EI)_{eff}$는 유효휨강성이며 아래식과 같다.

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \tag{3.87}$$

여기서 E_s= 강재 및 철근 탄성계수 (=200 GPa)

E_c = 콘크리트탄성계수(=$0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c}$ MPa)

I_s = 좌굴축에 대한 강재 단면2차모멘트

I_{sr} = 좌굴축에 대한 철근 단면2차모멘트

I_c = 좌굴축에 대한 콘크리트 단면2차모멘트

$$C_3 = 0.6 + 2(\frac{A_s}{A_s + A_c}) \le 0.9 \tag{3.88}$$

합성기둥의 공칭강도는 다음과 같다.

$P_{no}/P_e \le 2.25$ 일 때 $P_n = [0.658^{(\frac{P_0}{P_e})}] \cdot P_{n0}$ (3.89)

$P_{no}/P_e > 2.25$ 일 때 $P_n = 0.877 P_e$ (3.90)

· LRFD인 경우 설계강도는 $\phi_c P_n$ ($\phi_c = 0.75$)이며, ASD인 경우 허용강도 P_n/Ω ($\Omega = 2.0$) 이다.

· Eurocode 4(2003)에서는 콘크리트충전합성단면의 강재단면 요소의 형상에 따라 판폭두께비 및 직경두께비한계를 정하여 콘크리트충전단면 부재의 축력과 모멘트 및 축력-모멘트 상관관계는 소성응력분포를 가정하여 결정한다. EC4의 저항모멘트 산정식은 콘크리트 압축강도와 강재의 항복응력이 각각 20-50 MPa, 335 MPa를 초과하지 않는 단면의 설계에 적용이 가능하다. 콘크리트충전단면의 경우 일반적으로 철근을 사용하지 않기 때문에 종방향보강재와 강재매입단면의 철근을 같은 방법으로 취급하여 관계식을 적용하는 것이 계산상 편리한 방법이다. 종방향 보강재가 부착된 콘크리트충전합성단면의 경우에는 강도계산상의 편의를 위하여 종방향 보강재를 철근과 동일하게 다루면, 콘크리트충전합성 단주의 파괴하중은 다음과 같다.

$$N_{pl,Rd} = f_{cd} \cdot A_c + f_{sd} \cdot A_s + f_{rd} \cdot A_r \tag{3.91}$$

여기서 f_{cd} : 콘크리트 설계강도

F_{sd} : 강재 설계강도

F_{rd} : 철근 또는 보강재 설계강도

A_c : 콘크리트 단면적

A_s : 강재 단면적

A_r : 철근 또는 보강재 단면적

· 압축부재의 세장비를 고려한 공칭강도는 다음 식으로 표현된다.

$$N_c = \chi \times N_{pl,Rd} \tag{3.92}$$

여기서 $\chi = \dfrac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$ (3.93)

$$\phi = 0.5 \times (1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2) \tag{3.94}$$

$$\alpha = 0.21 \text{ (좌굴곡선 } a) \tag{3.95}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}} \tag{3.96}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(kL)^2} \tag{3.97}$$

$$(EI)_e = E_s I_s + 0.8 E_c I_c \tag{3.98}$$

· 축력과 모멘트의 상관관계는 단순설계법에서는 그림 3.91과 같이 단순화하여 나타낼 수 있다. 이 관계는 최근 AISC(2010)에서도 조밀단면의 경우에 적용할 수 있도록 제시한 내용이다. 그림 3.92에는 그림 3.91의 각 점에서의 사각형충전단면의 응력분포도를 도시하였다.

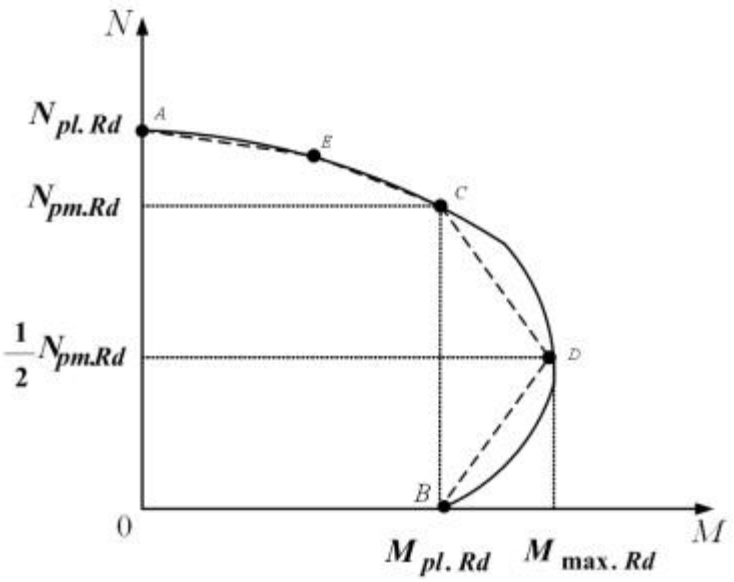


그림 3.91 축력-모멘트 상관관계 곡선

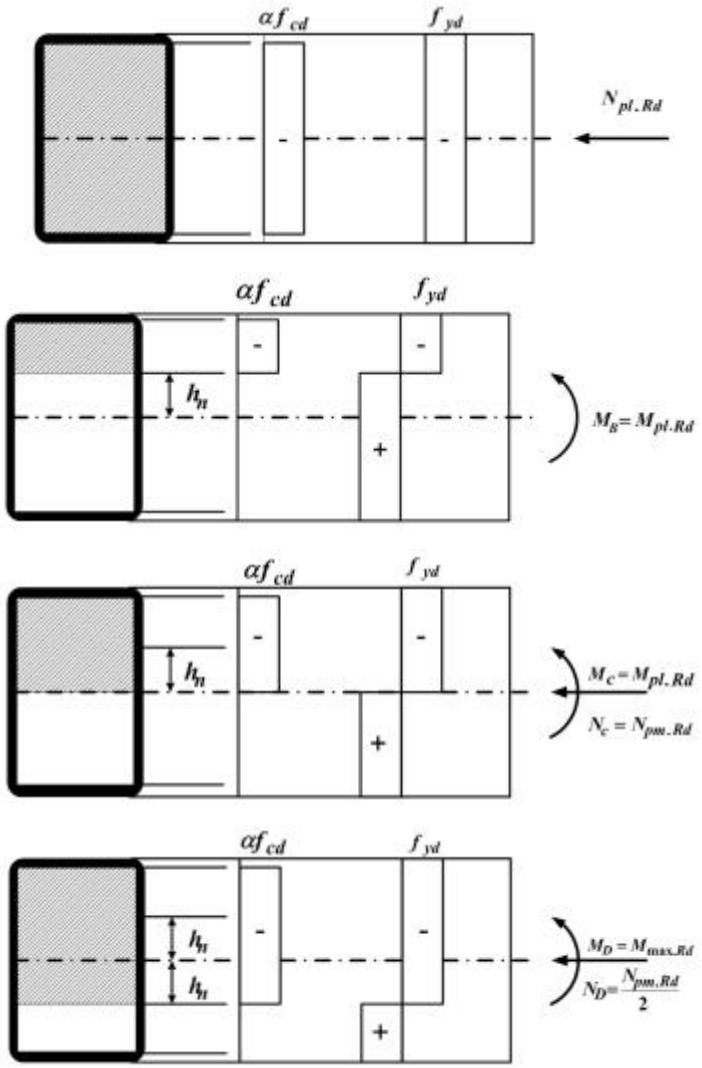


그림 3.92 상관관계 곡선상의 각 점의 응력분포

· 휨모멘트와 축력의 관계를 적용하는 방법은 그림 3.93에 도시되어 있다. 그림에서 N_c를 결정하면 축력-모멘트 상관관계 곡선 상에서 B점을 찾을 수 있고, 이점이 모멘트의 작용 없이 축력에 의한 파괴점이 된다. Johnson(1994)에 따르면 모멘트 AB는 축력에 의해서 발생하는 2차 효과에 의한 파괴시의 모멘트를 나타낸다. 이 2차적인 모멘트는 축력 N에 비례하고 선 O-B를 따라서 증가하게 된다. 설계하중 N에 대한 2차모멘트는 축력 N과 O-B의 교차점에 의한 CE가 된다. 따라서 축력 N에 상당하는 휨저항 성능은 CF이므로 EF가 작용모멘트에 대한 여유 가 된다. 따라서 모멘트 확대계수를 적용한 최대모멘트 kM은 EF(모멘트 성능 M_s)를 초과해서는 안 된다.

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \geq 1.0 \qquad (3.99)$$

여기서 N : 설계압축하중

$$\beta = 0.66 + 0.44r \geq 0.44 \tag{3.100}$$

여기서 r은 단부모멘트비이며 $-1 \leq r \leq 1$ 이다. 부재에 횡하중이 작용하는 경우 $r = 1$이다.

· 주어진 축력 하에서 2차모멘트는 모멘트경사가 감소함에 따라서 감소하게 된다. 2차모멘트의 감소를 고려하기 위하여 선분 OEB 대신 GDB를 적용한다. 여기서 G점은

$$N_n = N_{pl,Rd}(1-r)/4 \leq N \tag{3.101}$$

에 의해 정해진다. β에 따른 2차모멘트의 감소에 따라서 모멘트 저항은 EF에서 DF로 증가하게 된다. DF는 모멘트 성능 M_s가 되며, 그림 A3에서 다음 식 (A8)로 구할 수 있다.

$$M_s = M_d - M_c\left(\frac{N-N_n}{N_c-N_n}\right) \tag{3.102}$$

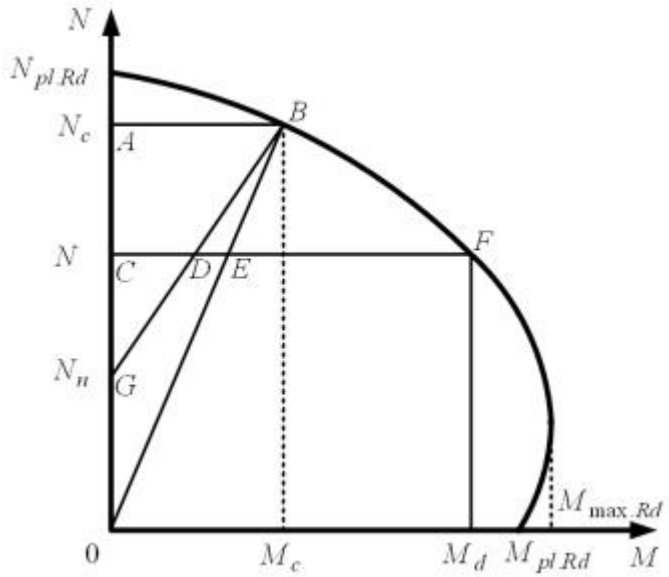


그림 3.93 축력-모멘트 설계 순서도

· 콘크리트가 완전 소성상태에 도달한다는 비보수적인 가정을 고려하여 Eurocode 4에서는 콘크리트가 완전 소성상태에 도달한다는 비보수적인 가정을 고려하여 소성모멘트 성능을 감소시키기 위하여 감소계수 α_M을 S235 and S355인 경우 0.9 그리고 S420 및 S460인 경우 0.8을 적용한다.

$$M_n = \alpha_M M_s \tag{3.103}$$

· 작용 모멘트에 대한 안전을 보증하기 위하여 모멘트저항성능 M_n이 최대모멘트보다 작지는 않아야 한다.

$$\frac{M}{M_n} \leq 1.0 \tag{3.104}$$

· x-축, y-축 두 방향 모멘트가 동시에 작용하는 경우 휨에 대한 안정성 평가는 x-축, y-축 각 방향에 대하여 위의 식을 만족하는 외에 그림 A4에 도시한 바와 같이 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\frac{M_x}{M_{n,x}} + \frac{M_y}{M_{n,y}} \leq 1.0 \tag{3.105}$$

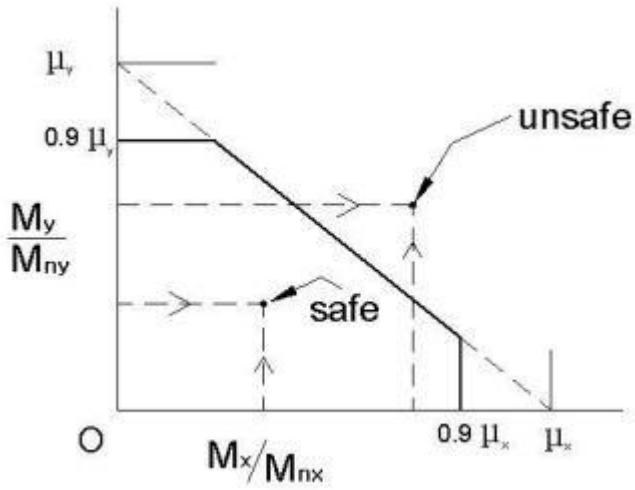


그림 3.94 축력과 2축 모멘트 상관관계

· 현행 EC4 의 경우 강재의 최대 직경-두께비 및 폭-두께비 제한을 두어 외부강재단면(steel skin)의 국부좌굴을 일반적인 경우에는 고려하지 않으며, 세장판단면을 사용하는 경우 적절하게 강재의 국부좌굴을 고려하여야 한다고만 규정하고 있다. 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려하는 일반적인 방법은 전단면 대신에 유효단면을 사용하는 것이나, 합성단면의 유효단면을 구할 수 있는 식은 거의 없으며, 강재 단면의 겨우 사각형단면의 경우 적절한 좌굴계수를 가정하여 유효단면을 산출하는 참고자료를 찾을 수는 있으나, 원형 단면의 경우 AISC규정을 제외하고는 관련 규정이 거의 없다. AISC(2010)에서는최근 연구를 근거로 강재단면의 사용한계를 세장판단면 까지 확장하여 강도식을 제시하고 있다. 본 연구에서는 강재외피의 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려하기 위하여 충전합성단면 단주의 파괴강도를 다음 식과 같이 제안하고자 한다. 편의상 철근은 생략하였다.

$$P_{n0} = A_c f_{cd} \cdot A_c + F_{sd} A_s \tag{3.106}$$

여기서 F_{sd}는 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려한 강재의 설계강도, F_{cd}는 콘크리트 설계강도 그리고 A_s, A_c는 강재와 콘크리트의 단면적이다.

위 식의 P_{n0} 대신에 실험 최대하중 $P_{\max}$를 치환하고 정리하면 다음과 같은 강재 외피의 응력을 나타낼 수 있다.

$$F_{sd}/F_y = \frac{P_{\max} - K_c F_c A_c}{F_y A_s} \tag{3.107}$$

· 식 (2.107)을 적용하여 계산된 실험결과 강재 강도를 기초로 하여 강재 외피의 설계강도를 강재분야의 선진 설계법인 직접강도법(direct strength method)에서 채택하고 있는 간단한 지수함수 형태로 제안할 수 있다. 이식의 형태는 기본적으로는 Winter의 유효폭식과 같은 형태를 유지한다. 다만, 유효폭식은 단면의 개별적인 요소에 적용하여 유효단면적을 구하고 이를 누적하는 방법을 사용하는 한편, 직접강도법은 강도식을 단면전체에 한 번에 적용하는 방법을 채택하고 있다. 따라서 응력수준에 따른 유효폭을 구하기 위한 반복적인 계산이 불필요하며, 요소 상호간의 구속정도를 합리적으로 고려할 수 있는 방법이다. 각형단면에 적용하는 강도식은 H형강과 같은 개단면에 적용하는 식과 동일하다. 그러나 원형강관과 각형강관의 국부좌굴 및 후좌굴 거동은 현저하게 다르므로, 또 판폭두께비와 직경두께비의 차이를 고려하여, 각각의 식으로 분리하는 것이 합리적이라 판단된다. 강재단면의 실험결과에 근거하여 국부좌굴과 기둥좌굴의 혼합작용이 발생하는 강재단면의 강도를 산정하기위하여 제안된 식을 충전합성단면의 강도를 구하는 식에 그대로 적용하면, 강재의 설계강도식은 다음과 같다.

각형단면;

$$F_{sd}/F_y = 1.0 \qquad (\lambda \le 0.816) \tag{3.108}$$

$$F_{sd}/F_y = (1 - \frac{0.15}{\lambda})(\frac{1}{\lambda}) \quad (0.816 \le \lambda \le 2.0) \tag{3.109}$$

원형단면;

$$F_{sd}/F_y = 1.0 \qquad (\lambda \le 0.420) \tag{3.110}$$

$$F_{sd}/F_y = (1 - \frac{0.25}{\lambda^{0.8}})(\frac{1}{\lambda^{0.8}}) (0.420 \le \lambda \le 2.0) \tag{3.111}$$

여기서 $\lambda = \sqrt{F_y/F_{crl}}$ (3.112)

F_y는 공칭항복응력

F_{crl}은 강재단면의 탄성국부좌굴응력

· 제안한 강도식과 EC3의 유효폭 식을 그림 3.95에서 간접적으로 비교하여 보았다. 직접강도법의 경우 세로축의 유효폭 대신에 설계강도 f_{sd}/F_y가 된다. 그림에서 보면 EC3의 보강판(EC-A 곡선)과 비보강판(EC-B 곡선)의 유효폭식과 제안된 강도식은 거의 유사하기는 하지만 제안식이 EC4에 비하여 약간 크게 강재의 설계강도를 산정

하고 있는 것을 알 수 있다.

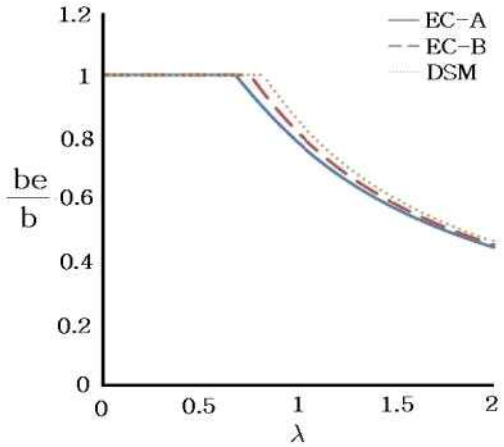


그림 3.95 설계강도식과 EC4 유효폭식 비교

· 강재단면의 탄성국부좌굴응력은 이론적인 식이나, 해석프로그램을 사용하여 구할 수 있다. 일반적으로 선진 설계기준에서는 수조해석결과를 설계기준에서 직접 적용하는 추세이므로, 단순한 단면이 아닌 모든 단면의 탄성국부좌굴응력은 프로그램을 사용하여 구하는 방법을 추천한다. 일반적으로 종방향보강재가 없는 원형 및 정사각형단면과 종방향보강재에 의해 분리되는 플랜지와 복부의 서브패널의 판폭두께비가 같은 보강단면의 경우에 이론식을 사용하여 구할 수 있다. 그러나 종방향보강재가 부착되지 않은 직사각형단면이나, 간격이 다르게 종방향보강재가 부착된 각형 단면 및 종방향보강재가 부착된 원형단면의 경우 구조해석프로그램을 사용하여 탄성국부좌굴응력을 구하여야 한다. 정사각형단면의 이론적인 탄성국부좌굴응력식은 다음과 같다.

$$F_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{b}{t}\right)^2 \qquad (3.113)$$

여기서, b는 단면폭 또는 서브패널폭, t는 두께이며 좌굴계수 K는 충전합성단면의 경우에 사각형 강재단면에 비하여 상당히 증가하지만 본 방법에서는 안전치로 강재단면에 적용하는 값인 4.0을 사용한다. 이는 단면이 정방형이 아니거나 종방향보강재의 간격이 동일하지 않은 경우 해석프로그램을 사용하여 탄성좌굴응력을 구하여야 하므로 강재단면의 좌굴계수를 적용하는 것이 유리하다고 판단된다.

· 일반적으로 보강재가 없는 원형단면의 경우 아래 식을 사용하여 탄성국부좌굴응력을 구할 수 있다. 종방향보강재가 부착된 원형단면의 경우에도 원주방향으로 좌굴파형의 개수가 많은 보강재가 부착되지 않은 원형강관과 유사하다고 간주하여 보수적으로 보강재가 부착되지 않은 원형강관과 동일한 식을 적용할 수는 있다. 그러나 일

반적으로 종방향 보강재가 부착된 원형강관의 경우에는 좌굴파형의 개수가 증가한다 하더라도 오목 볼록이 엇갈려 발생하는 국부좌굴모드의 특성상 국부좌굴응력이 보강재에 의하여 상당히 증가하므로 구조해석프로그램을 사용하여 직접 탄성국부좌굴응력을 구하는 것이 합리적인 강도를 산출하는데 필요하다.

· 원형강관의 이론적인 최소국부좌굴응력은

$$F_{crl} = \frac{2Et}{\sqrt{3(1-\nu^2)}\,D}\frac{(n^2-1)}{(n^2+1)} \quad (n\text{: 원주방향 좌굴파형 개수}) \qquad (3.114)$$

여기서, D는 직경, t는 두께이다. 위의 식은 n=2일 때 최소값을 갖게 되지만, 이 경우 기둥 길이 방향의 좌굴길이가 대단히 길기 때문에 실제 토목, 건축구조물에 사용하는 강관의 경우에는 거의 일어나지 않는 경우가 된다. 따라서 일반적인 원형강관에서 원주방향의 좌굴파형의 개수가 많고, 기둥 길이 방향의 좌굴길이가 짧은 경우를 가정하면 아래와 같은 탄성국부좌굴응력식을 얻을 수 있다.

$$F_{crl} = \frac{2Et}{\sqrt{3(1-\nu^2)}\,D} \qquad (3.115)$$

· 식 (3.115)은 원형강관 단면의 좌굴길이가 짧고 원주방향 좌굴파형의 개수가 많은 경우에 일반적으로 탄성좌굴응력으로 적용할 수 있다. 그러나 원형단면 기둥부재의 길이가 정해지는 경우 국부좌굴응력은 길이의 영향이 있으므로 앞에서 기술한 바와 같이 구조해석프로그램을 사용하여 탄성좌굴응력을 구하는 방법이 이론식을 적용하는 것보다 좀 더 합리적이라고 판단된다.
· 콘크리트 설계강도는 강재 단면의 국부좌굴강도 및 콘크리트와 강재의 하중분담비를 고려하여 다음과 같이 정하였다.

$$f_{cd} = K_c f'_c \qquad (3.116)$$

여기서, f'_c 는 콘크리트 압축강도

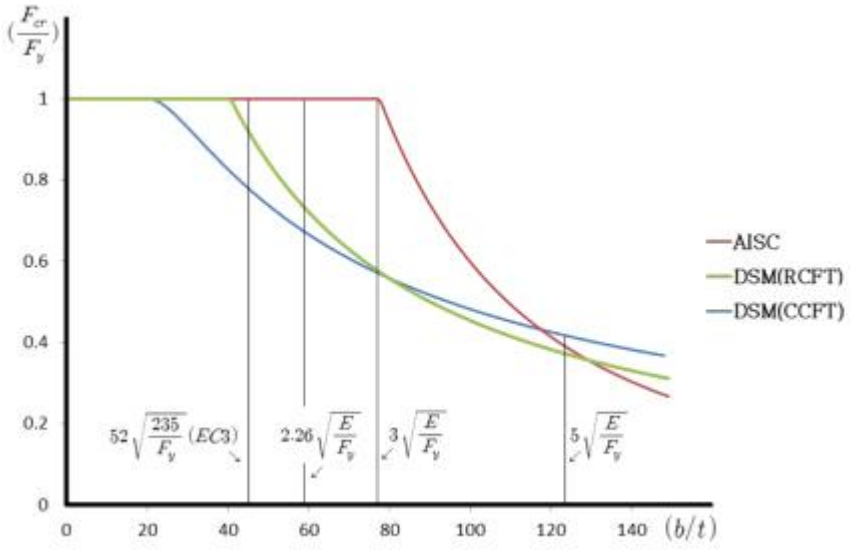
$$\text{계수 } K_c\text{는 } 0.85 \le K_c = 0.85(1+0.045\sqrt{\delta}\frac{f'_c}{f_{sd}}) \le 1.0 \qquad (3.117)$$

$$\delta = \frac{f'_c A_c}{f'_c A_c + f_y A_s} \qquad (2.118)$$

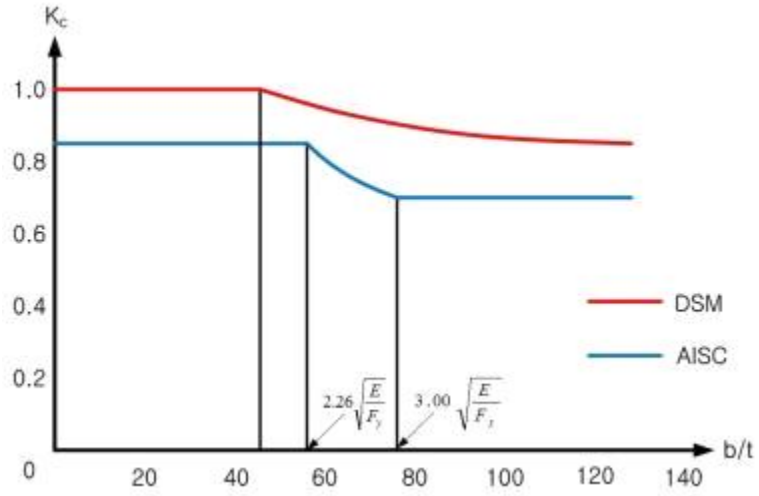
· 사각형충전합성단면에 대하여 제안한 강재의 설계 강도식 및 콘크리트 설계 강도식과 AISC(2010)의 기준강도를 그림 3.96(a)와 (b)에서 각각 비교하여 보았다. 그림 2.96(a)에서 보면, 각형단면(RCFT)의 제안식은 조밀단면의 경우 AISC의 기준강도와 같지만 EC4에서 제시한 한계 판폭두께비를 초과하고 AISC의 한계 판폭두께비 까지

의 범위의 비조밀단면과 세장판단면의 경우에 AISC와 비교하여 작은 값을 산출하고 있는 것을 알 수 있다. 이는 AISC에서는 직선적인 응력의 천이구간을 두는 강재단면과는 다르게 충전합성단면의 비조밀단면의 경우에는 좌굴이 발생한 이후 파괴시에는 후좌굴강도의 발현에 의하여 강재가 항복응력에 도달한다고 가정하기 때문이다. 반대로 이 경우 파괴시의 콘크리트 강도는 상대적으로 상당히 감소시킨다.

· 그림 3.96(b)에서 보면 직접강도법의 콘크리트 설계강도가 AISC보다 높게 규정되어 있는 것을 알 수 있다. AISC의 경우 조밀단면의 경우 콘크리트 압축강도를 $0.85f'_c$로 규정하고 비조밀 단면의 $0.7f'_c$로 규정한 후 비조밀단면에서는 천이구간으로 규정한 반면에, 직접강도법에서는 강재의 탄성국부좌굴응력과 하중분담비 등을 고려하여 최대 $1.0f'_c$에서 최소 $0.85f'_c$로 정하였기 때문이다. 따라서 설계강도식만을 비교하여 충전단면의 설계강도를 비교하기는 쉽지 않다. 충전합성기둥의 압축강도는 뒤에서 직접 비교하였다.



(a) 강재 설계강도식 비교

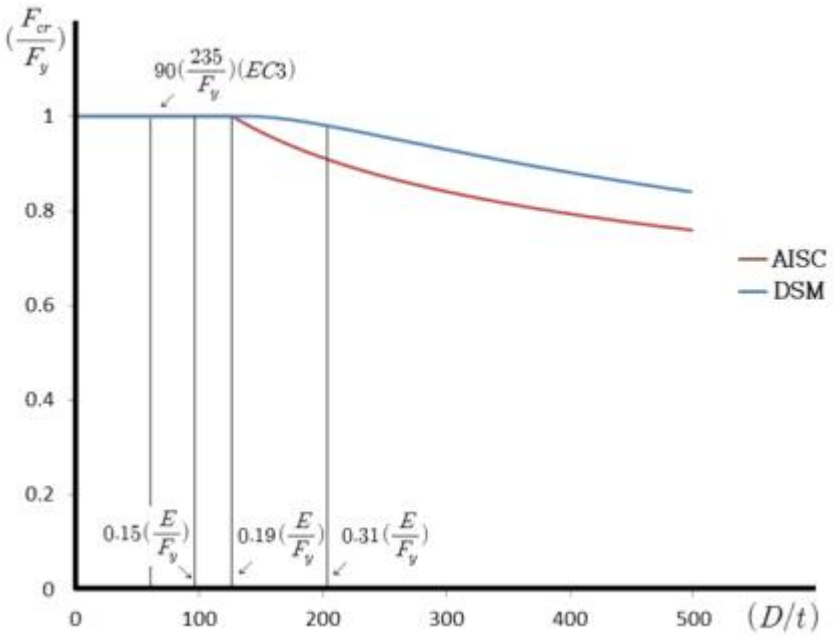


(b) 콘크리트 설계강도식 비교

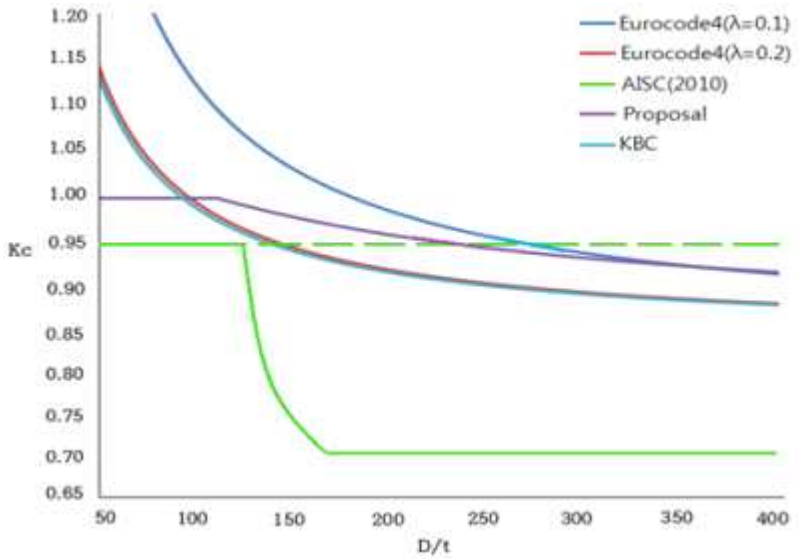
그림 3.96 각형강관의 설계강도식과 AISC(2010) 비교

· 원형충전합성단면(CCFT)의 경우 그림 3.97(a)에서 보면, 반대로 직접강도법의 강재강도식이 AISC보다 약간 큰 강도를 제시하고 있는 것을 알 수 있다. 각형단면의 경우 AISC에서는 단면의 후좌굴강도는 고려하고 세장판단면의 후좌굴강도는 고려하지 않는 기준강도식을 적용하고 있기 때문에 상당한 차이가 있는 듯하지만 콘크리트의 설계강도가 서로 다르기 때문에 강재단면의 강도비교만으로 AISC가 제안식에 비하여 단적으로 보수적이다 또는 비보수적이다 라는 판단을 할 수는 없다. 그러나 원형강관의 경우에는 강재의 설계강도와 콘크리트의 설계강도 모두 제안식이 AISC보다 크므로 제안식에 의한 합성단면의 강도가 AISC보다 약간 크다는 것을 알 수 있다.

· 각 설계기준에서 적용하고 있는 원형강관의 콘크리트 설계강도를 그림 2.97(b)에서 비교하여 보았다. AISC설계기준(2010)과 비교하여 EC4나 제안식의 콘크리트 설계강도가 상당히 크게 제시된 것을 알 수 있다. 직경-두께비가 상당히 작은 경우 제안식의 콘크리트 설계강도는 콘크리트 압축강도를 초과할 수 없는 것으로 간주하였으므로 원형단면의 경우 후프텐션을 고려하여 편심이 작은 단주의 콘크리트 설계강도를 콘크리트 압축강도보다 큰 값을 허용한 EC4에 비하여 작으나, 상대세장비 ($\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$)가 0.1과 0.2 사이에서 직경-두께비가 증가함에 따라 상당히 합리적인 값을 제시하는 것을 알 수 있다. 그러나 EC4의 경우 콘크리트강도를 증가시킴과 동시에 소성이론에 의한 유효응력의 감소를 고려하여 강재의 설계강도를 감소시키고 있는 것을 고려한다면 강도의 크고 작음을 단적으로 판단할 수는 없다.



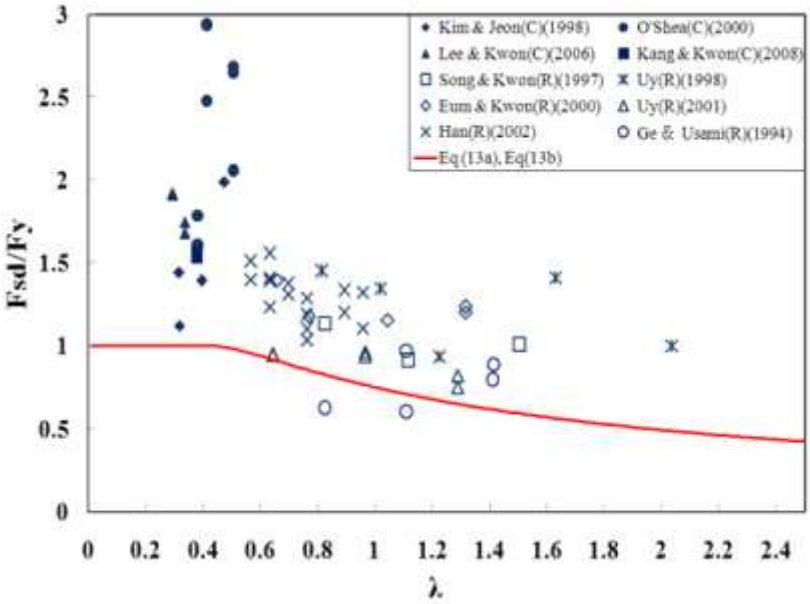
(a) 강재 설계강도식 비교



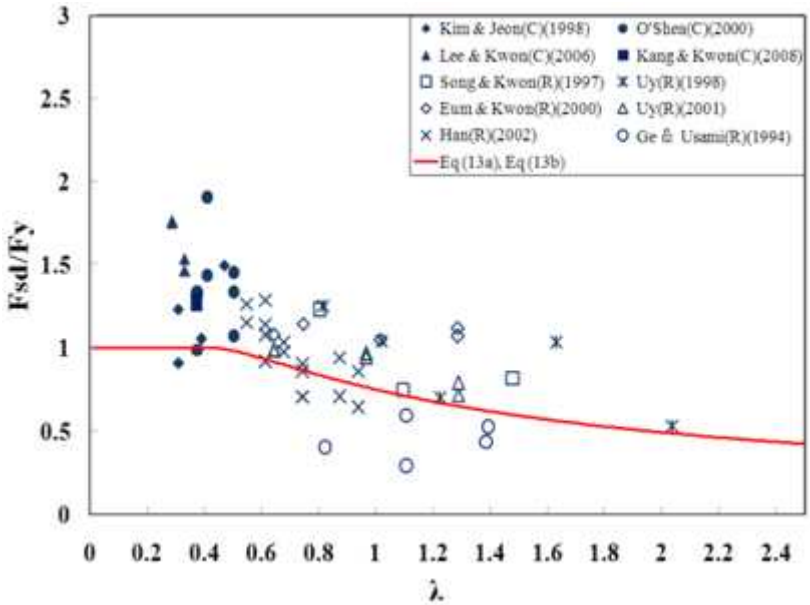
(b) 콘크리트 설계강도식 비교

그림 3.97 원형강관의 설계강도식 비교

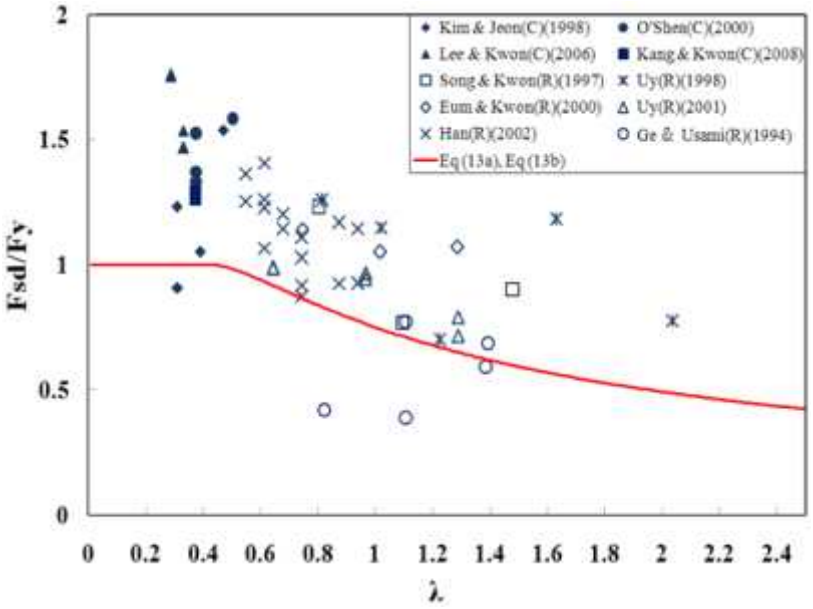
· 그림 3.98에서 원형단면의 강재 설계강도식과 여러 연구자들에 의하여 수행된 실험결과를 콘크리트강도를 다르게 적용하여 비교하여 보았다. 제안된 콘크리트 설계강도식을 사용하는 경우에 콘크리트 설계강도를 $f_{cd}=0.85f'_c$ 또는 $f_{cd}=1.0f'_c$를 사용하는 경우 보다 합리적인 강재 설계강도를 산출하고 있는 것으로 판단된다.



(a) $f_{cd} = 0.85 f'_c$



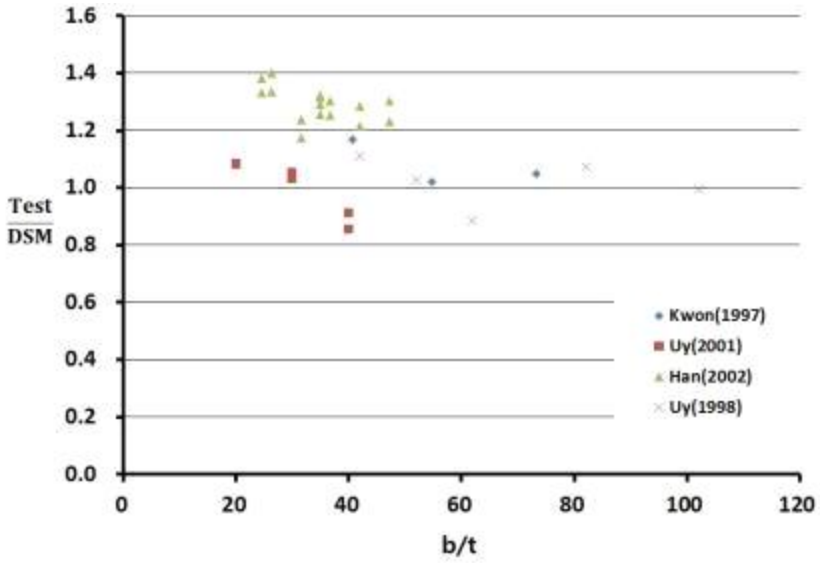
(b) $f_{cd} = f'_c$



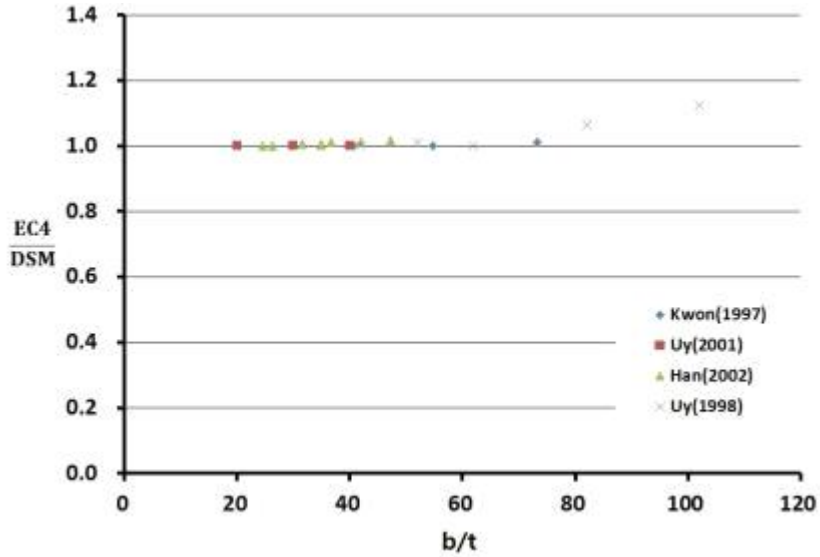
(c) $f_{cd} = o.85f'_c \le f'_c K_c (= 0.85(1 + 0.045\sqrt{\delta}\frac{f'_c}{f_{sd}})) \le f'_c$

그림 3.98 강재 강도-세장비 변수 관계 각형강관의
설계강도식과 AISC(2010) 비교

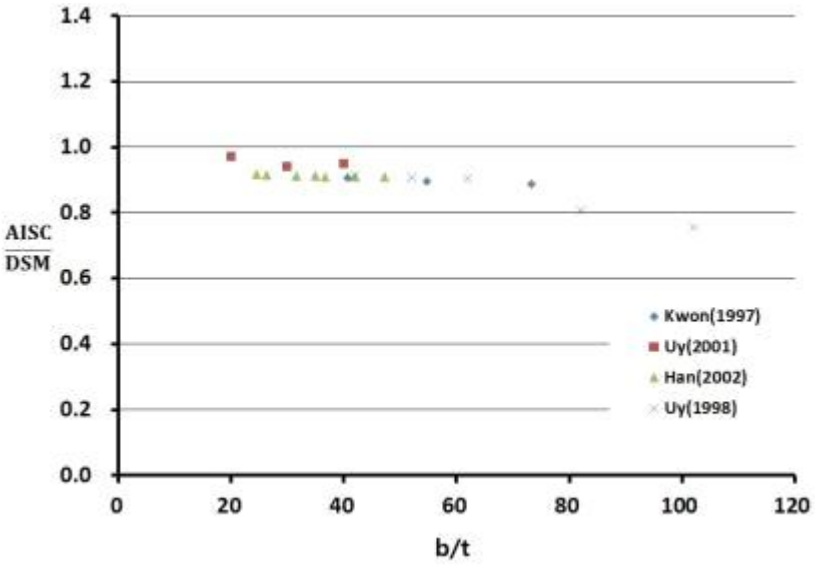
· 각형충전합성 단주의 파괴강도를 그림 3.99(a),(b),(c)에서 실험결과, EC4 및 AISC와 비교하여 보았다. 그림 3.99(a)에서 알 수 있듯이 실험결과에 비하여 제안한 직접강도법에 의한 강도는 두 개의 단면을 제외하고는 단면의 판폭두께비와 상관없이 상당히 보수적인 것을 알 수 있다. 그림 3.99(b)에서 EC4와 비교한 결과를 보면 조밀단면의 경우 EC4와 직접강도법에 의해 산출된 강도는 같으며, 판폭두께비가 큰 세장단면의 경우에는 EC4에서는 국부좌굴을 고려할 명확한 방법을 제시하지 않고 있으므로 직접강도법에 비하여 약간 크게 강도를 산출하게 된다. 이러한 경향은 판폭두께비가 커질수록 더욱 커지게 되는 것을 보여준다. 그림 3.99(c)에서 알 수 있듯이 조밀단면에서는 AISC에 의한 강도는 직접강도법에 의해 산출된 강도의 약 85%가 된다. 이것은 AISC에서는 콘크리트 설계강도를 $f_{cd} = 0.85f'_c$로 규정하고 있기 때문이다. 판폭두께비가 60보다도 더욱 커지게 되면 강도 차이는 더욱 커지는 것을 알 수 있다. 이것은 AISC에서는 세장판단면의 경우 콘크리트 설계강도를 $f_{cd} = 0.7f'_c$로 규정하고 있으며, 비조밀단면은 조밀단면의 85%에서 세장판단면의 70%로 감소하는 변이구간이고, 강재의 설계강도도 앞에서 서술한 바와 같이 약간의 차이를 보이기 때문이다. 더 많은 실험결과와의 비교가 필요하기는 하지만 세장판단면의 경우 AISC는 EC4나 제안식 그리고 실험결과에 비하여 너무 보수적인 강도를 산출하게 되는 것으로 판단된다.



(a) 직접강도법과 실험결과 비교



(b) 직접강도법과 EC4 비교



(c) 직접강도법과 AISC 비교

그림 3.99 직접강도법과 설계기준 및 실험결과 비교

· 제안된 단주의 파괴강도를 적용하고 세장비에 따른 기둥좌굴에 근거한 합성기둥의 강도는 현행의 설계기준을 적용하여 일반적인 압축부재의 설계강도를 산출할 수 있다. 제안된 직접강도법의 파괴강도와 함께 도로교설계기준(2010)의 강재 기둥설계강도곡선을 적용한 충전합성기둥의 강도를 EC4(2004) 및 AISC(2010)에 의한 설계강도 그리고 이전에 여러 연구자들에 의하여 수행된 실험결과들을 비교하면 제안식을 사용하여 산출한 강도는 비교적 합리적인 것을 알 수 있다.

○ 합성기둥의 표준시험법

· 합성단면이나 각 구조요소의 성능을 검증하기 위하여 별도의 표준시험법이 요구되지는 않으며, 콘크리트에 대한 압축강도시험법, 강재 및 철근에 대한 인장강도시험법, 스터드볼트에 대한 전단시험 등 기존의 시험법이 그대로 활용가능하다.

합성기둥의 성능평가를 위해서는 다음에 나열하는 실험이 가능하다.

① 순수압축실험: 부재단면의 도심에 종방향 하중을 작용시킴으로써, 부재의 파괴모드와 압축강도를 평가한다.

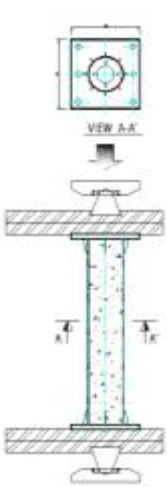
② 순수휨실험: 부재길이내에 횡방향으로 집중 및 분포하중을 작용하여, 부재의 파괴모드, 휨강도, 변형성능을 평가한다.

② 편심압축실험: 부재단면의 도심과 일정한 거리(편심거리)를 두고 종방향 하중을 작용시킴으로써, 휨-압축의 조합하중에 대한 부재의 파괴모드, 강도, 변형성능을 평가한다. 양단부의 하중편심방향에 따라 단곡률 및 복곡률의 변형형태가 가능하다.

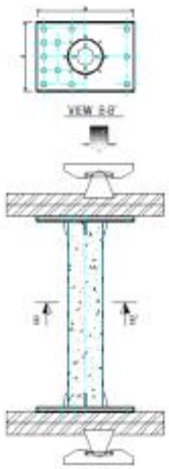
③ 횡하중 또는 반복하중 실험: 지진하중이나 풍하중 등의 횡방향 하중을 받는 부재의 파괴모드, 강도, 변형성능을 평가한다. 경우에 따라 종방향 하중과 동시 재하하며, 특히 반복하중에 대한 성능평가를 통해 부재의 에너지소산능력 등도 평가할

수 있다.

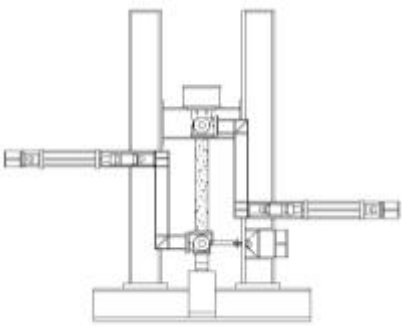
· 합성기둥의 실험에 있어 표준시험 규정은 없으며, 일반적으로 많이 사용하는 방법들은 아래와 같다. 양단 단순지지 조건에서 좌굴실험을 하는 경우에는 가력시 편심 및 단부의 회전에 대한 구속을 최소화 할 필요가 있으며, 한방향을 구속하고 구속방향에 대해 직각으로만 회전이 가능한 단부구조로 좌굴축을 미리 결정하며 단부구속을 최소화 할 수 있도록 핀 또는 지그(knife edge)를 사용할 수 있다. 또한 지그와 시험체를 확실히 부착시키기 위하여 시험체의 단부에 End plate를 씌워 Bolt로 체결한다. 편심 가력시에는 지그를 계획된 편심거리 만큼 이동하여 가력한다.
· 가력은 일반적으로 만능재료 실험기를 사용한다. 기둥부재의 변위를 측정하기 위하여 LVDT 등의 변위계를 기둥 중요부위에 설치하여 변위를 측정한다. 스트레인 게이지는 강관의 표면과 강관과 충전콘크리트의 경계면 등에 부착하여 변형도를 하중단계별로 측정을 한다.
· 아래 그림들은 합성기둥 실험을 위한 시험법을 나타내며, 그림 c의 수평가력 시험법은 보정계수를 추가하여야 하는 불편한 점이 있다.



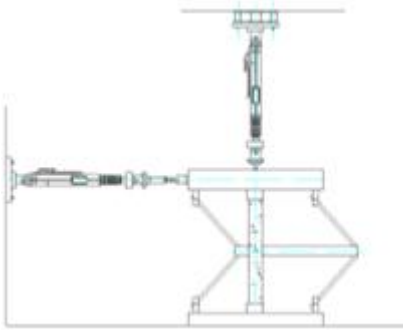
(a) 중심가력



(b) 편심가력



(c) 수평가력



(d) 수평＋중심가력

그림 3.100 실험방법

· 성능기반 합성기둥 설계기준안이 되기 위해서는, 다음에 나열하는 항목에 대하여

합성단면 또는 합성기둥의 성능의 결정에 대한 구체적 설계법이 마련되어야 한다.

① 강도성능: 좌굴, 비틀림, 초기결함, 우발편심 등이 고려된 합성단면 또는 합성기둥의 압축강도와 휨강도를 결정하며, 전단이 지배적인 부재의 전단강도를 결정한다. 특히 휨-압축의 조합하중을 받는 경우에는, 반드시 2차효과를 고려한다.

② 변형성능: 압축, 휨, 전단 또는 이의 조합하중을 받는 부재가 충분한 변형성능을 발휘할 수 있도록 상세를 결정한다.

③ 합성성능: 완전합성의 가정에 근간한 부재의 강도 및 변형성능을 확보할 수 있도록, 구조요소간 부착, 전단연결, 하중전달 등에 대한 상세를 결정한다.

· 성능기반 합성기둥 설계기준안에는 다음에 나열하는 항목이 반드시 포함되어야 하며, 이와 관련하여 상세한 지침 및 조항이 마련되어야 한다.

① 적용범위: 적용가능한 합성기둥의 단면형태 및 구성, 적용가능한 재료의 강도범위 등이 명시되어야 한다.

② 합성단면의 강도: 합성단면의 압축강도, 휨강도, 휨-압축의 상관강도, 전단강도 등, 강도성능(strength capacity)의 결정에 대한 구체적인 설계법이 명시되어야 한다.

③ 세장효과 (모멘트확대): 부재에 발생하는 2차효과를 고려하여 작용력, 즉 강도요구(strength demand)를 결정해야 하며, 이에 대한 구체적인 설계법이 명시되어야 한다. 특히 장기효과의 고려와 유효휨강성 결정에 대한 구체적 방법과 수식이 제시되어야 한다.

④ 내진상세: 위험단면이 가지는 변형성능(deformation capacity)과 해당 단면에 작용하는 변형요구(deformation demand)에 근거하여, 내진설계를 위한 실무적인 상세지침이 제공되어야 한다.

⑤ 기타 합성효과 등: 합성효과에 의하여 단면이 충분한 성능을 발휘할 수 있도록, 구조요소간 부착, 전단연결, 하중전달 등에 대한 실무적인 상세지침이 제공되어야 한다.

(2) 연속 붕괴(Progressive collapse) 방지 설계

○ 연속 붕괴 혹은 연쇄 붕괴(progressive collapse)는 구조물의 내외부에서 발생한 비정상하중에 의해 일부 구조 부재가 손상되어 전체 구조물의 붕괴가 발생되는 현상을 의미한다. 건물전체가 붕괴된 미국의 World Trade Center나 차량 폭탄 테러에 의한 부분 파괴된 Istanbul HSBC 본사를 비롯하여 국내외 많은 구조물이 폭탄, 차량 충돌, 가스 폭발 등으로 인해 연쇄붕괴가 발생된 사례가 있으며, 최근 이를 고려하여 연속 붕괴를 방지하는 설계 상세에 대한 연구가 활발하게 진행되었다.

○ 미국에서 GSA와 UFC (United Facilities Criteria)에서는 연쇄적인 반응을 야기할 수 있는 초기 사건을 붕괴를 유발할 수 있는 최대 바닥면적으로 정의하고 있다. AISC에서 발간한 “Facts for Steel Buildings - Blast and Progressive Collapse”에서는 극한 하중이 작용하는 상업 건물과 산업 건물에 적용 가능한 지침을 제공하고 있다. ACI 318에서는 구조적인 안정성을 확보하기 위한 상세 차원의 최소 규정을 제시하고 있다.

○ 그림 2.101 과 같은 골조 해석에서 기둥을 제거하는 방법의 해석을 통해서 기둥 및 보의 변형과 하중 저항 능력을 검토하여 연속 붕괴 방지에 대한 검토를 수행한다.

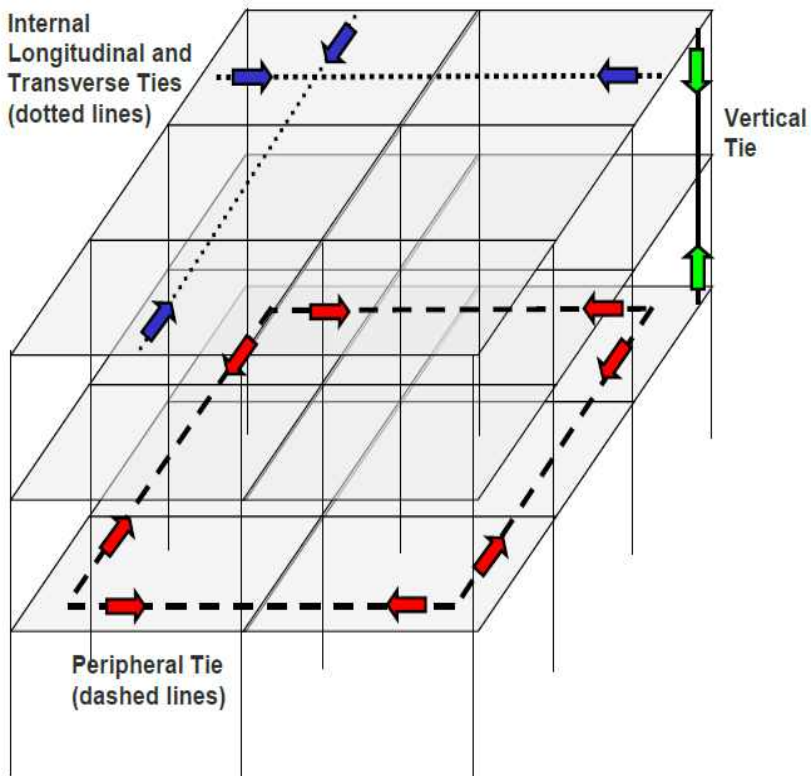


그림 3.101 Tie force를 계산하기 위한 골조 구조 개념

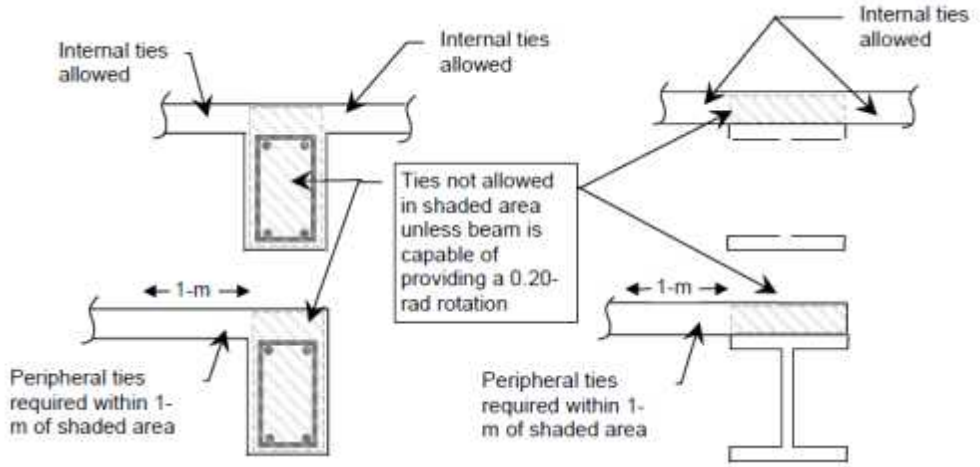


그림 3.102 보의 축방향과 평행한 지역의 타이 정착 제한 상세

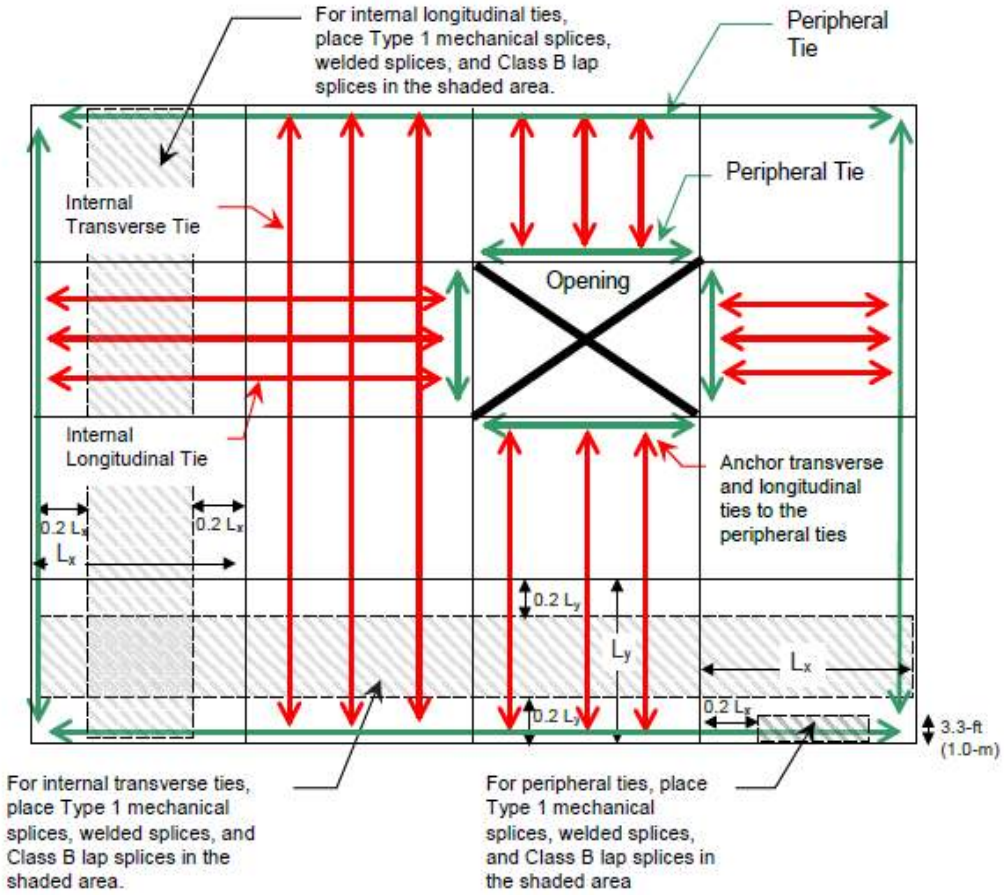


그림 3.103 내부 타이의 이음 위치

○ 붕괴 방지 설계를 위해서 하중을 지지하는 기둥을 제거하여 전체 시스템의 거동을 평가하는 개념을 주로 사용한다. 주로 거더 혹은 보의 회전 능력이 중요한 설계 항목으로 적절한 접합 상세를 제공하는 것이 중요하다.

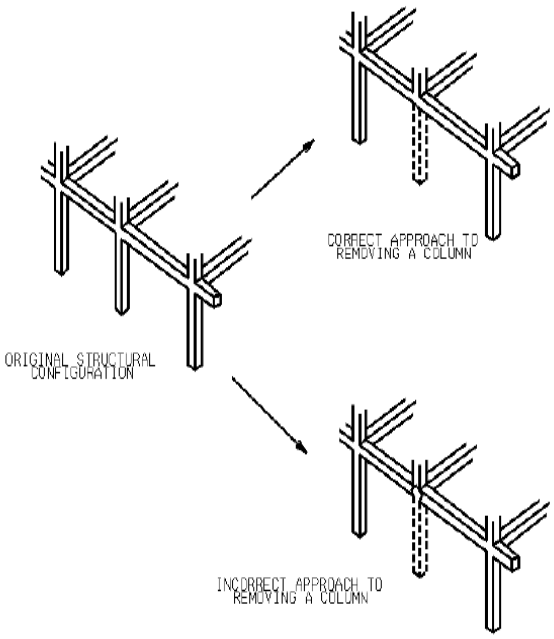


그림 3.104 하중경로의 대안 검토를 위한 기둥 제거 개념

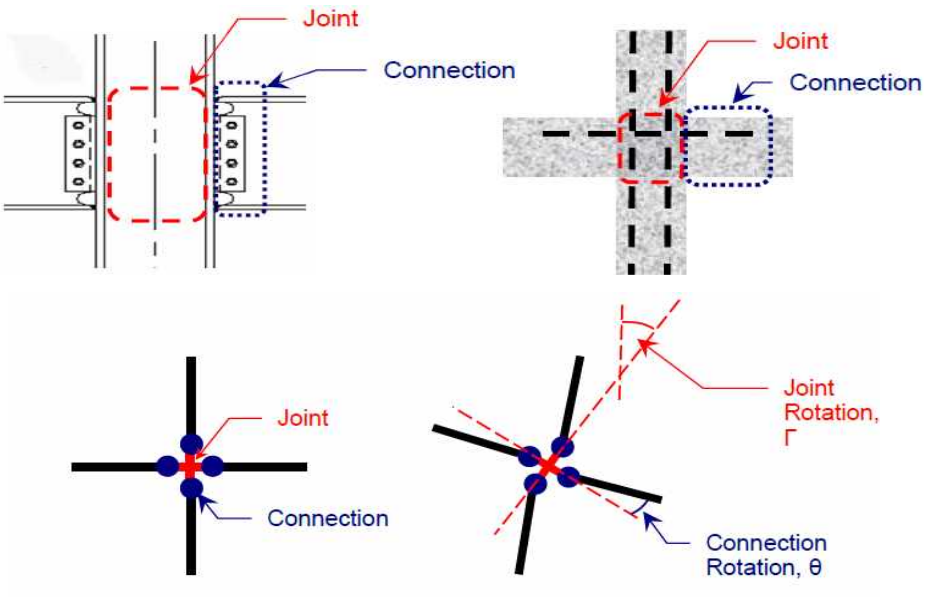
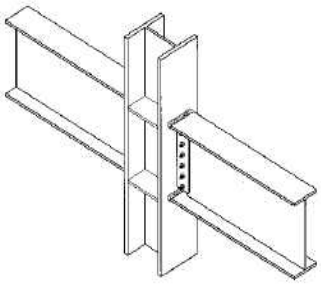


그림 3.105 조인트와 회전의 정의

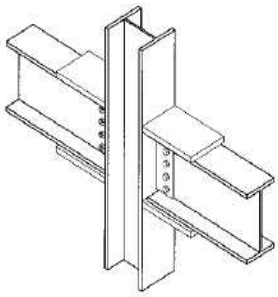
○ Special moment frame (SMF)의 연결 상세로 UFC에서 허용하는 연결 상세는 다음과 같다.

- Welded Unreinforced Flanges wih Welded Web (WUF-W)
- Bolted Flange Plate (BFP)
- Bolted Unstiffened End Plate (BUEP)
- Bolted Stiffened End Plate (BSEP)
- Reduced Beam Section (RBS)
- Kaiser Bolted Bracket

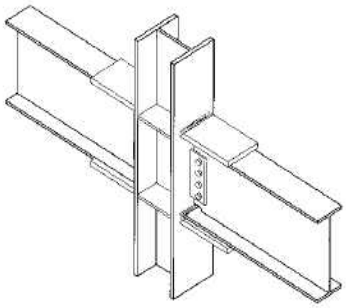
- Side Plate
- Slotted Web



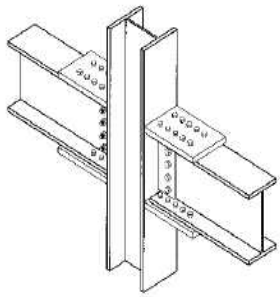
(a) WUF Connection



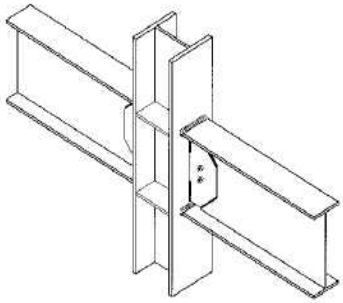
(b) Welded Flange Plate



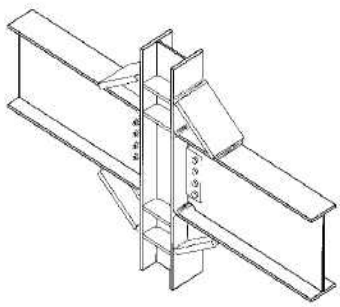
(c) Welded Cover Plated Flanges



(d) Bolted Flange Plate



(e) Free Flange



(f) Top and Bottom Haunch

그림 3.106 모멘트 접합부 상세

○ 합성 보통 모멘트 골조 (C-OMF)

· 합성 보통 모멘트 골조 (C-OMF)는 합성 또는 철근콘크리트 기둥과 구조용 강, 콘크리트 매입 합성 혹은 합성 보로 구성된 완전 구속 (FR) 연결부를 갖는 모멘트 골조에 적용한다.

· 강 또는 합성 부재의 경우, Specification의 요구사항 이외에 추가적인 요구사항은

없다. 철근콘크리트 기둥은 ACI 318 21장을 제외한 요구사항을 만족해야 한다.

○ 합성 중간 모멘트 골조 (C-IMF)

· 합성 중간 모멘트 골조 (C-IMF)는 합성 또는 철근콘크리트 기둥과 구조용 강, 콘크리트 매입 합성 혹은 합성 보로 구성된 완전 구속 (FR) 연결부를 갖는 모멘트 골조에 적용한다.

· 강과 합성 부재는 보통 연성부재에 대해 Sections D1.1의 요구사항을 만족해야 한다.

· 부가적으로 기둥 이음은 홈 용접이 이음에 사용되었을 때, 홈 용접은 완전 용입 홈 용접이어야 한다. 기둥 이음이 홈 용접이 아닌 경우, 기둥 이음은 더 작은 합성 기둥의 공칭 휨 강도 M_{pcc}와 적어도 같은 소요 휨 강도를 가져야 한다. 기둥 복부 이음의 소요 전단강도는 적어도 $\sum M_{pcc}/H$와 같아야 하고, 여기서 $\sum M_{pcc}$는 이음 상부와 하부에서 합성 기둥의 공칭 휨 강도의 합을 나타낸다. 합성 기둥의 경우, 공칭 휨 강도는 소요 축 강도 P_{rc}를 고려하여 Specification I장의 요구사항을 만족해야 한다.

○ 합성 특수 모멘트 골조 (C-SMF)

· 합성 특수 모멘트 골조 (C-SMF)는 합성 또는 철근콘크리트 기둥과 구조용 강 또는 콘크리트 매입 합성 혹은 합성 보로 구성된 완전 구속 (FR) 연결부를 갖는 모멘트 골조에 적용한다.

· 강과 합성 부재는 고연성 부재에 대해 제시된 요구사항을 만족해야 한다. 만약 철근콘크리트 피복두께가 최소 2in (50mm)이고 지진 변형하에서 소성힌지 발생이 예측되는 영역에 후프 철근으로 심부구속 되어 있다면, 보강된 콘크리트 매입 보는, 보통연성부재에 대해 Section D1.1의 요구사항을 만족해야 한다. 후프 철근은 ACI 318 21.5.3의 요구사항을 만족해야 한다.

○ 합성 부분 구속 모멘트 골조 (C-PRMF)

· 합성 부분 구속 모멘트 골조 (C-PRMF)는 제시된 요구사항을 만족하는 부분 구속 (PR) 모멘트 연결부에 연결된 구조용 강 기둥과 합성 보로 구성된 모멘트 골조에 적용한다.

· 강재 기둥은 고연성 부재에 대한 요구사항을 만족해야 하고 기둥 이음에 대한 요구사항도 함께 만족해야 한다.

(3) 단위 합성소재/부재의 결합에 따른 시스템 거동 평가

○ CFT 기둥-보 접합부

· 건축물의 고층화 및 대형화에 따라 구조물에는 보다 높은 강성, 경량, 시공의 용이성, 공기단축 등이 요구된다. 이에 따라 여러 가지 구조 방식 중 콘크리트충전 강관(CFT)과 같은 합성구조의 연구가 활발하게 진행되었다. CFT는 강관에 콘크리트를 충전한 구조물로서, 강관은 콘크리트를 구속하여 압축내력을 증가시키며, 콘크리트는 강관의 국부좌굴을 감소시켜 단면의 증가 없이 내력을 크게 증가시킬 수 있기 때문에 강성, 내력, 변형성능, 내화, 시공 등의 측면에서 우수한 성능을 발휘하는 구조시스템이다. 하지만 CFT기둥-보 접합부에서 콘크리트의 충전성을 확보하고 충전된 콘크리트의 품질을 검사하기가 쉽지 않아 실제 현장에 적용하는데 걸림돌이 되어 왔다. 강관기둥과 보의 접합부에는 일반적으로 접합부의 응력 집중이나 변형에 대한 보강을 위하여 다이아프램을 사용하는데, 외측다이아프램 형식을 채택할 경우에는 콘크리트의 충전성이 큰 문제가 되지 않지만, 내측 또는 관통 다이아프램을 사용할 경우에는 충전성에 주의해야 한다.

1) CFT기둥-보 접합부 설계

CFT기둥-보 구조의 접합부는 축방향력, 휨모멘트 및 전단력을 충분히 전달해야 하며, 접합부는 콘크리트의 충전성이 확보되는 것을 전제조건으로 한다. 또한 지침에서 규정하지 않은 접합부 형식에 대해서는 해석과 실험 등에 의해 접합부의 안전성이 확인되어야 한다.

2003년 한국강구조학회에서 발표한 「콘크리트충전 강관구조 설계지침」에서는 다음과 같이 규정하고 있다.

① 기둥-보 접합부 패널존의 전단설계: 기둥-보 접합부 패널존의 장기하중에 대한 전단내력은 다음 식으로 검토한다.

$$V_L = \frac{H'}{H}\frac{M_{B1}+M_{B2}}{d-t_f} \le 1.33 v_c \beta_j A_c + 0.33 F_v A_s \qquad (3.119)$$

여기서 V_L : 장기하중시의 전단력

H : 층고

H' : 기둥의 안목높이

M_{B1}, M_{B2} : 기둥-보 접합부에 보로부터 전달되는 휨모멘트

d : 강재보의 춤

t_f : 보플랜지의 두께

$v_c = 0.3\sqrt{f_{ck}}$: 콘크리트의 허용전단응력도

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도

β_j : 원형강관인 경우에는 $\frac{2D}{d-t_f}$ 또한 4 이하

각형강관인 경우에는 $\frac{2.5B}{d-t_f}$ 또한 4 이하

D : 원형강관의 외경

B : 각형강관의 폭

A_c : 콘크리트의 단면적

A_s : 강관부분의 단면적

F_v : 강관의 허용전단응력도

- 단기하중에 대한 전단내력은 장기하중에 대한 전단내력의 1.33배로 하여 검토한다.

- 양쪽 보 춤이 다른 경우: 양쪽 보 춤이 다른 경우에 대해서는 그림 2.107과 같이 다이아프램을 2개 사용할 때와 1개의 경사진 다이아프램을 사용할 때가 있을 수 있다. 이런 경우 양쪽 보 춤의 차이가 그다지 크지 않아서 다이아프램의 경사도가 급하지 않은 경우는 1개의 다이아프램으로 처리하는 것이 접합부 제작면에서 바람직하다. 외측 및 관통 다이아프램의 경우는 2개의 다이아프램을 설치하는 것은 더욱 번거로워지므로 그림 2.108과 같이 헌치를 두어 1개의 다이아프램을 설치하는 방법이 현실적이라고 볼 수 있다.

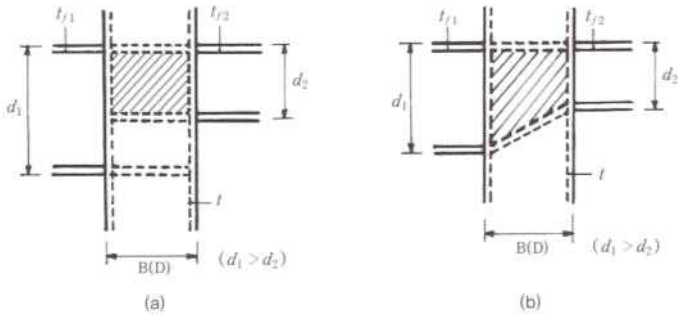


그림 3.107 양쪽 보의 춤이 다른 경우

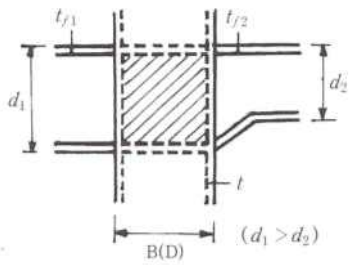


그림 3.108 외측 및 관통 다이아프램 형식의 경우

- 양쪽 보 춤이 다른 경우 다음과 같은 방법으로 패널존을 점검하면 안전측의 평가방법이 될 수 있다. 장기하중에 대하여

$$V_L = \frac{H_1'}{H_1}\frac{M_{B1}}{d_1 - t_{f1}} + \frac{H_2'}{H_2}\frac{M_{B2}}{d_2 - t_{f2}} \le 1.33 v_c \beta_j A_c + 0.33 F_s A_s \qquad (3.120)$$

여기서 원형강관의 경우 $B_j = \frac{2D}{d_1 - t_{f1}} \le 4$

각형강관의 경우 $B_j = \frac{2.5B}{d_1 - t_{f1}} \le 4$

- 단기하중에 대하여 장기하중에 대한 전단내력의 1.33배로 하여 검토한다.

② 다이아프램 설계

- 다이아프램의 판두께는 보의 플랜지 두께보다 얇아서는 안된다.
- 다이아프램의 허용인장력은 보의 인장플랜지만의 허용인장응력도보다 커야한다.
- 다이아프램의 판두께 보플랜지의 판두께보다 4mm이상 차이가 날 경우는 1:2.5의 완만한 경사를 두어 응력집중을 피해야 한다.
- 내측다이아프램 형식의 경우는 관통 다이아프램형식을 준한다.
- 다이아프램설계는 장기허용인장력에 대한 검토를 하면 단기허용인장력에 대해서는 검토할 필요가 없다.
- 이하에서 기술한 산정식에 적용되는 범위를 벗어난 경우에는 산정식에 따라 계산한 후 해석과 실험을 통하여 안전을 확인한 후에 설계하여야 한다.

2) 각형강관기둥 설계

① 외측 다이아프램: 그림 2.109에 나타낸 2가지 접합형식에 대한 다이아프램의 장기 허용인장력은 다음과 같다.

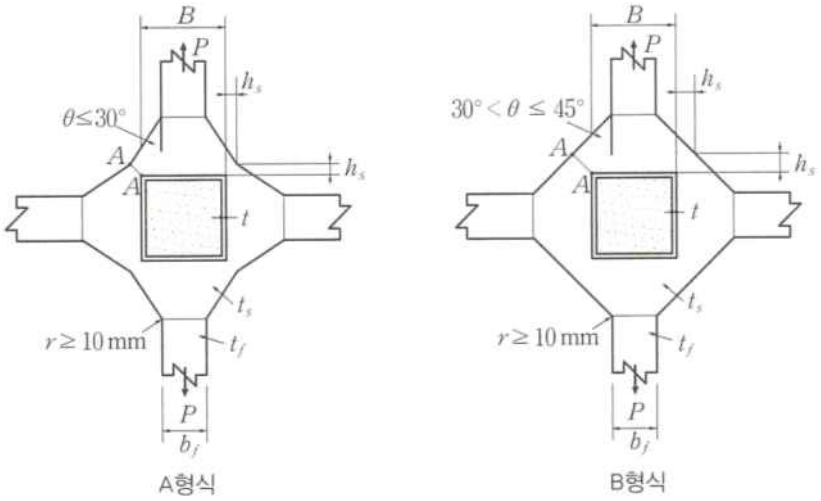


그림 3.109 외측 다이아프램 형식

- A형식: 장기허용인장력 P_a는 아래 두 식의 값 중에서 큰 값으로 한다.

$$P_a = 1.75\left(\frac{t}{B}\right)^{2/3}\left(\frac{t_s}{t+h_s}\right)^{2/3}\left(\frac{t+h_s}{B}\right)B^2\frac{F_{dt}}{Y} \tag{3.121}$$

$$P_a = 1.54h_s \cdot t_s \cdot F_{dt} + 1.33(4t+t_s)t \cdot F_{ct} \tag{3.122}$$

다만, 적용범위: $20 \le B/t \le 50$, $0.75 \le t_s/t \le 2.0$, t_s/t_f, $h_s/B \ge 0.1t_f/t_s$

- B형식: 장기 허용인장력 P_a는 $P_a = 1.54h_s \cdot t_s \cdot F_{dt} + 1.33(4t+t_s)t \cdot F_{ct}$에 따른다.

다만, 적용범위: $20 \le B/t \le 50$, $0.75 \le t_s/t \le 2.0$, t_s/t_f, $h_s/B \ge 0.15t_f/t_s$

여기서 b_f : 보 플랜지의 폭

B : 각형강관의 외경

h_s : 다이아프램의 치수

F_{ct} : 각형강관의 허용인장응력도 ($F_{ct} \le F_{dt}$)

F_{dt} : 다이아프램의 허용인장응력도

P : 보플랜지의 축방향력

P_a : 다이아프램의 장기허용인장력

t : 각형강관의 두께

t_f : 보 플랜지의 두께

t_s : 다이아프램의 판두께

Y : 다이아프램의 항복비, SS400과 SM400은 0.58, SM490은 0.64로 한다.

② 관통 다이아프램: 그림 2.110에 나타낸 접합형식의 장기허용인장력 P_a는 아래

식에 따른다.

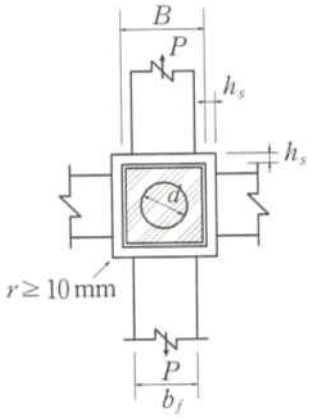


그림 2.110 관통
다이아프램 형식

$$P_a = 0.67(B+2h_s-d)^2\frac{b_f \cdot t_s}{d^2} \cdot F_{dt}(t_s \geq t_f) \qquad (3.123)$$

여기서 b_f : 보 플랜지의 폭 (cm)
d : 다이아프램 구멍의 직경 (cm)
B : 각형강관의 외경 (cm)
F_{dt} : 다이아프램의 허용인장응력도 (tf/cm^2)
h_s : 다이아프램의 칫수 (cm)
P : 보플랜지의 축방향력 (tf)
P_a : 다이아프램의 장기허용인장력 (tf)
t : 각형강관의 두께 (cm)
t_f : 보 플랜지의 두께 (cm)
t_s : 다이아프램의 판두께 (cm)

3) 원형강관기둥 설계

① 외측 다이아프램: 그림 2.111에 나타낸 4가지 접합형식에 대한 장기허용인장력 P_a는 다음과 같이 산정한다.

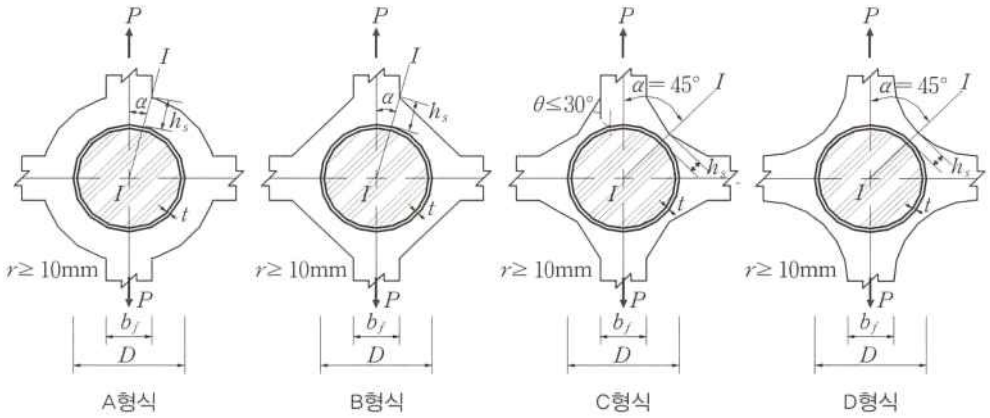


그림 2.111 외측 다이아프램 형식

- A형식과 B형식

$$P_a = 0.83 f_1(a) \cdot A_1 \cdot F_{dt} + 1.44 f_2(a) \cdot A_2 \cdot F_{ct} \qquad (3.124)$$

- C형식과 D형식

$$P_a = 1.18 A_1 \cdot F_{dt} + 1.02 A_2 \cdot F_{ct} \qquad (3.125)$$

여기서 $f_1(a) = \sqrt{2\sin^2 a + 1}$, $f_2(a) = \sin a$,

$$A_1 = h_s \cdot t_s \ , \ A_2 = \left\{ \left(0.63 + 0.88 \frac{b_f}{D} \right) \sqrt{D \cdot t} + t_s \right\} t$$

다만, 적용범위 : $20 \le \frac{D}{t} \le 50$, $\frac{h_s}{D_s} \le 0.3$, $0.25 \le \frac{b_f}{D} \le 0.75$

b_f : 보 플랜지의 폭

D : 원형강관기둥의 외경

h_s : I-I 단면에서 다이아프램의 폭

t : 원형강관의 두께

t_s : 다이아프램의 판두께

F_{dt} : 다이아프램의 허용인장응력도

F_{ct} : 강관의 허용인장응력도 ($F_{ct} \le F_{dt}$)

P : 보플랜지의 축방향력

P_a : 다이아프램의 장기허용인장력

α : 플랜지 재축선과 I-I 단면의 교각

I-I단면 : A형식과 B형식에서는 플랜지와 다이아프램의 외주와와의 교점과 강관의 도심을 지나며, 형식C과 형식D에서는 다이아프램의 최소단면을 지난다.

4) 단순접합부 설계

현재 CFT구조의 단순접합부 설계는 「강구조 허용응력도설계기준」에 준하여 설계하도록 되어있다.

보단부를 단순접합으로 가정하고 가셋 플레이트 등을 사용하여 강관기둥에 접합할 경우에는 보에 모멘트가 전달되지 않고 전단력만 전달되도록 설계한다. 또한 강관의 H형강의 접합은 T형강, ㄱ형강 또는 플레이트 등을 사용하여 접합된다.

① 그림 23은 T형강을 이용한 접합을 나타내며, 이 접합방식은 유효한 전단 능력과 유연성을 제공하며 강관 기둥면의 변형을 최소화한다.

기둥에 용접되는 T형강은 수직 끝부분만 용접하고, 상부 끝부분의 모서리만 약간 (2S)용접하여 모멘트 저항을 줄이도록 한다. 또한 T형강은 보의 중심을 기둥의 중심선에 맞추기 위해 기둥의 중심에서 약간 벗어나게 위치하며 T형강 플랜지의 크기가 거의 기둥의 폭과 같기 때문에 T형강의 용접 부위는 거의 코너에 위치하게된다. T형강 플랜지의 폭-두께비는 10이상으로 하여 관벽이 변형되지 않고 T형강의 플랜지가 변형되어 접합부의 유연성이 커지도록 한다.

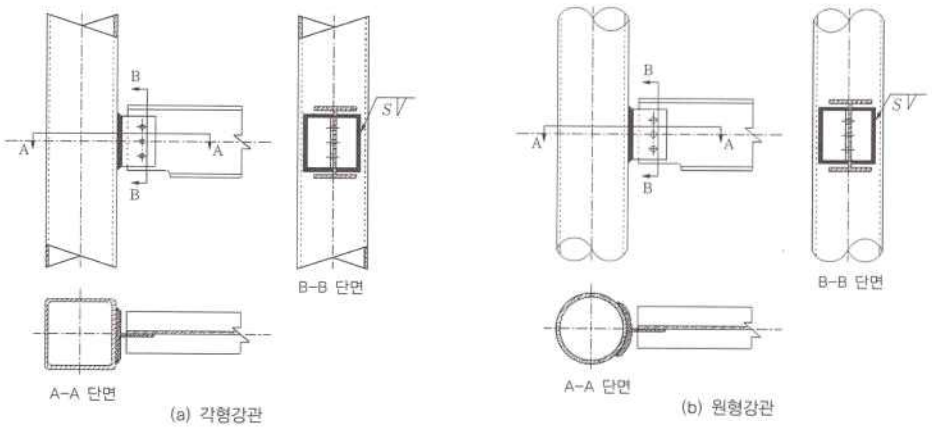


그림 3.112 T형강을 이용한 기둥-보 단순접합

② 그림 3.113은 한 쌍의 ㄱ형강을 사용하여 전단력이 전달 되도록 한 예이다. 이 접합방식은 일반적인 목적으로 사용되어지는 접합부에서는 가장 적절한 접합 방식이다. 또한 접합부에서 횡 비틀림의 발생이 거의 없다. ㄱ형강의 용접은 T형강의 용접과 같다. 볼트 및 플레이트의 설계는 「강구조 계산규준」의 전단접합에 따른다.

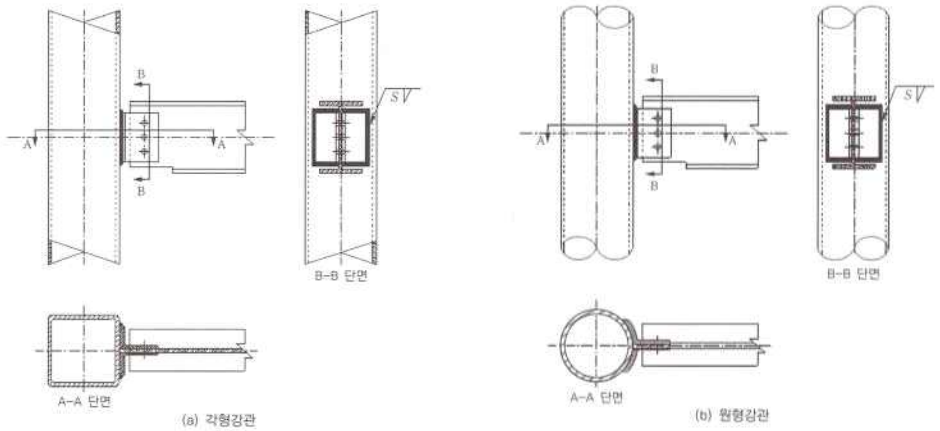


그림 3.113 T형강을 이용한 기둥-보 단순접합

③ 그림 3.114는 플레이트(전단탭)을 사용하여 전단력이 전달되도록 한 예이다. 이 방식은 가장 단순한 접합 방식으로 단지 기둥면의 중간에 전단탭 만을 위치시키는 접합 방식이다. 단점은 보 끝단 회전에 의한 기둥면의 국부적인 변형이 생긴다는 것이다. 따라서 다음과 같이 설계되어야 한다.

- 전단탭의 길이는 모멘트 전달을 줄이기 위해 형강 춤의 2/3이하가 되도록 한다.

- 이러한 접합부는 기둥이 충분한 횡지지를 받을 경우에 사용하고 기둥 하부는 기둥 내력의 60% 이하를 받도록 한다.

- 접합부의 근처에서 뒤틀림(warping)에 의해 파괴되기 쉬우므로 접합부 근처에서 보의 횡좌굴을 막기 위해 횡지지가 필수적이다.

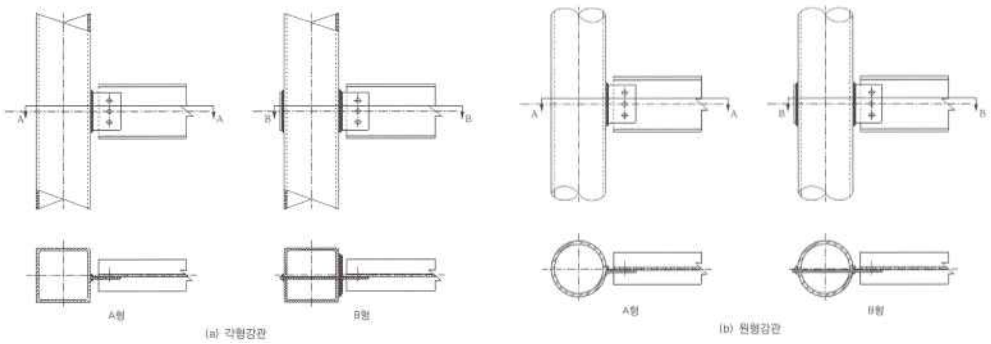


그림 3.114 플레이트를 이용한 기둥-보 단순접합

5) 주각부 설계

① 기본사항: 주각형식은 노출형 주각과 매입형 주각으로 하며, 주각은 충전강관에 작용하는 축방향력, 휨모멘트 및 전단력을 충분히 전달할 수 있도록 설계해야 한다.

② 노출형 주각

- 주각은 축방향력과 전단력을 지지하도록 설계한다.

- 주각은 축방향력을 지지하도록 강관구조의 베이스플레이트형상으로 설계한

다.

- 강관기둥이 부담하는 하중을 지지하는 베이스플레이트를 강관 주변을 따라 설치하는 방법으로 설계할 수 있다.

- 기둥단면이 대구경인 경우에는 다음과 같은 방법으로 설계할 수 있다. 강관기둥이 부담하는 축방향 하중을 최하층 강관기둥 내부에 스터드 볼트를 설치하여 다우엘 철근(dowel bar)을 통해 기초에 전달함으로써 베이스플레이트 없이 설계할 수 있다. 그러나 시공조립용 하중을 지지하기 위한 최소한의 베이스플레이트는 설치해야 한다. 강관기둥이 부담하는 축방향력은 다우엘 철근이 지지하도록 설계한다.

③ 매입형 주각

- 매입형 주각은 다음의 사항을 만족시키도록 설계해야 한다. 콘크리트 충전강관 기둥을 기초콘크리트에 충분히 매입함과 동시에 기둥과 기초콘크리트를 일체화시킨다. 외측 기둥과 모서리 기둥의 주각은 콘크리트의 피복두께 확보와 적절한 보강근의 배치에 유의한다. 강관기둥은 콘크리트가 충전됨으로써 지압력에 의한 강관벽의 국부변형은 고려할 필요가 없다.

- 기둥의 축방향력은 베이스플레이트와 기초콘크리트의 지압력 또는 앵커볼트의 인장저하에 의해 기초에 전달되는 것으로 보고, 베이스플레이트와 앵커볼트를 설계한다.

- 기둥의 휨모멘트와 전단력은 기둥과 기초 콘크리트 사이의 지압력 및 매입부에 배근된 보강근의 인장저항에 의해 기초에 전달되는 것으로 보고, 기초 콘크리트와 보강근을 설계한다.

6) CFT기둥-보 접합부 문제점

각형강관 CFT 기둥-보 접합부에는 내측 다이아프램형식과 관통 다이아프램형식이 가장 많이 사용되고 있다.

· 내측 다이아프램을 사용한 접합부에서 장스팬의 보를 사용할 경우 보플랜지의 두께가 기둥강관 두께에 비하여 상대적으로 두꺼워지게 되며 보와 맞닿는 강관표면에 과도한 인장응력이 발생하게 된다. 이러한 인장응력에 의해 기둥강관의 면외변형 국부좌굴, 용접부 파단 등의 현상이 발생할 수 있으며 접합부의 파단원인이 된다. 관통 다이아프램형식은 냉간성형 각형강관을 사용하는 경우 많이 채용되는 형식이며, 보 이음부 위치에서 강관을 절단한 후 다이아프램을 관통시켜 보플랜지와 직접 용접하기 때문에 응력전달이 명쾌하지만 제작상의 작업공수가 많아지고 용접량이 증가하는 단점이 있다. 또한 보플랜지와 다이아프램 접합면에서 형상변화에 의한 응력집중 현상으로 용접부위의 파단 위험성이 높아진다.

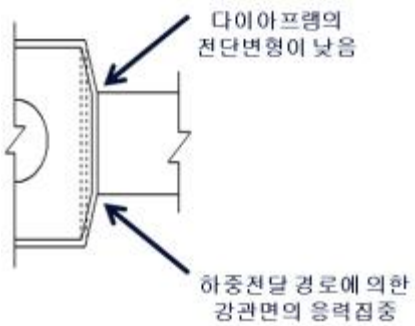


그림 3.115 내측 다이아프램
변형형상

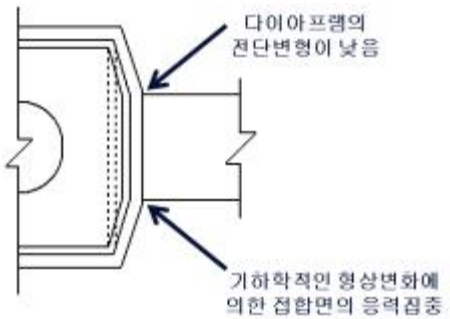


그림 3.116 관통 다이아프램
변형형상

· 미국 및 일본의 CFT 기둥-보 접합 디테일은 AISC Seismic Provision에서 제시되어 있듯이 기둥 관통형 보접합 디테일을 권장하고 있다. 이 관통형 접합디테일은 미국 일본과 같은 강진지역에 적합한 디테일이며, 미국 및 일본에서는 상·하 동일 관통형 디테일에 관한 설계법이 규준화 되어 상·하 동일하게 관통형 접합디테일을 사용하는 것이 일반화 되어 있는 실정이다.

· 한국 등 중·약진 지역에서 강진지역의 상세인 관통형 접합디테일을 그대로 적용한다는 것은 과다하게 설계되어 비경제적일 수 있기 때문에 중·약진 지역인 국내적용에 적합한 접합 디테일을 제시하고, 실험 및 해석을 통해 성능평가 및 검증 후 설계식을 제안하여 이를 실용화하는 방안이 필요하다.

제4절 합성 연결부

(1) 접합부 상세에 따른 구조성능 평가

○ 구조물은 접합부의 분류에 따라 탄성해석, 소성해석, 탄소성해석을 수행할 수 있다.

표 3.51 접합부 분류

	접합부 분류		
탄성해석	핀접합	완전강접모멘트접합	부분강접모멘트접합
소성해석	핀접합	완전강도접합	부분강접모멘트접합
탄소성해석	핀접합	완전강도/완전강접모멘트접합	부분강접모멘트접합 부분강도/완전강접모멘트접합

○ 탄성해석 : 부분강접모멘트접합부의 경우에 있어서는 그림 2.117과 같이 접합부의 설계휨모멘트에 상응하는 할선 회전강성 s_j의 값을 사용하여 구조해석을 한다.

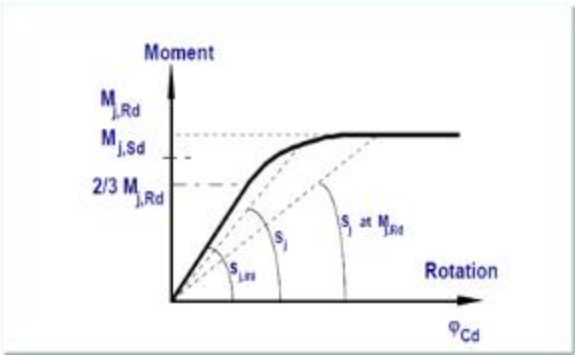


그림 3.117 부분강접모멘트접합부
휨모멘트-회전각

○ 접합부는 합성거동을 고려하여 핀접합부, 부분강접모멘트접합부, 완전강접모멘트접합부로 분류해야 한다. 접합부에 작용하는 휨모멘트를 거의 전달하지 않아 회전강성을 무시할 수 있는 경우 핀접합부, 휨모멘트를 완전히 전달하고 회강성이 무한대인 경우 완전강접모멘트접합부 그리고 휨모멘트를 부분적으로 전달하고 접합부의 회전강성이 구조물 해석에 영향을 주는 경우를 부분강접모멘트접합부로 한다.

○ 접합부의 분류는 그림과 같이 모멘트와 회전강성의 크기를 고려하여 결정한다.

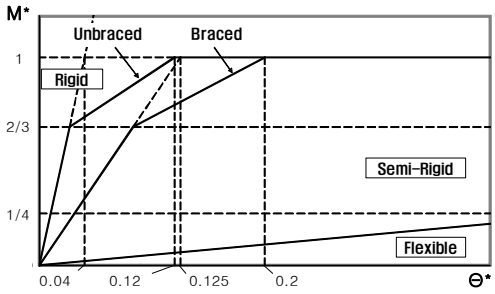


그림 3.118 접합부 분류

표 2.52 접합부 분류

접합부구분	구조 횡지지 유형		휨강도	강도구분
	가새구조	비가새구조		
완전강접모멘트접합부	$s_{j,ini} > 8k$	$s_{j,ini} > 25k$	100%	완전강도접합부
부분강접모멘트접합부	-	-	-	부분강도접합부
핀접합부	$s_{j,ini} < 0.5k$	$s_{j,ini} < 0.5k$	25%	핀접합부

○ 합성접합부의 회전강성은 철근의 영향를 고려하여 다음 식과 같이 결정되어야 한다.

$$s_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \qquad (3.126)$$

여기서
k_i : 요소 i의 강성
z : 휨모멘트 작용력의 중심 거리
μ : 강성수정계수

○ 요소의 강성은 요소기법(component based method)에 의하여 구한다. 강성수정계수 μ는 $M_{j,Sd}$가 $M_{j,Rd}$의 2/3보다 작을 때는 1.0이고, $2/3M_{j,Rd}$ 보다 크고 $M_{j,Rd}$보다 작을 때는 $(\frac{1.5M_{j,Sd}}{M_{j,Rd}})^{\psi}$이다. 여기서 ψ는 단부평판 볼트 접합부에서는 2.7, 접촉판 접합부에서는 1.7이다. 간편한 해석에서는 강성수정계수 μ는 단부평판 볼트 접합부에서는 2.0, 접촉판 접합부에서는 1.5을 사용할 수 있다.

○ 보-기둥 합성조인트 회전능력 실험

B.4.1 개론

(1) 별도의 승인된 해석을 적용할 수 없는 경우, 이 표준에 따라 설계하는 데 필요한 보-기둥 합성조인트 내진 성능 특성에 관한 정보를 얻을 수 있도록 실시된 실험에 근거해서 설계가 이루어져야 한다.

(2)실험 변수는 강재, 콘크리트, 그리고 철근의 기하학적, 역학적인 성질이다.

(3)보-기둥 합성조인트 내진 성능은 이 부록의 요구 조건에 따라 실시된 반복가력실험(cyclic load test)에 의해 결정될 수 있다.

B.4.2 실험 준비

(1) 실험은 그림1)와 같이 설계 대상 구조물에서 취해진 보-기둥 조인트를 포함한 부분 구조물로 실시되어야 한다.

(2) 실험 설치는 그림 B.4에 따르거나 그와 동등하게 해야 한다.

(3) 보나 기둥의 단부에서 역 대칭으로 작용하는 2개의 집중 하중을 실험체에 작용해야 한다.

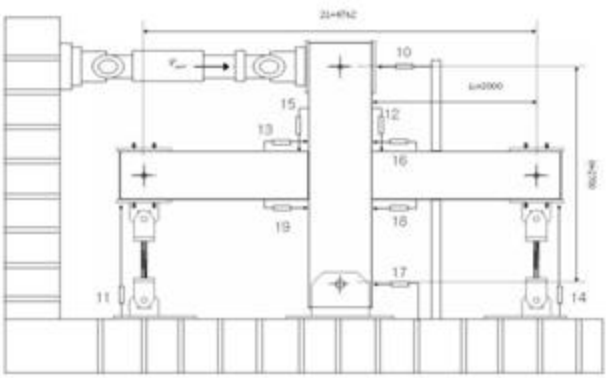


그림 B.5 실험 셋업

(4) 지점의 중심선과 보-기둥 끝단 사이의 거리는 100mm를 초과하지 않아야 한다.

(5) 하중과 지지 평판의 폭은 300mm를 넘지 않아야 한다.

(6)실험이 강도감소계수(α), 강성감소계수(κ), 연성도계수(μ), 에너소산계수(β)를 정하기 위해 이루어 질 때, 각 변수에 대하여 3회 실험의 2개 그룹에 대하여 실험을 실시해야

한다.

B.4.3 실험체 준비

(1)실험체는 실물 크기의 1/2 이상이 되어야 한다.

(2)실험체의 제작은 강구조와 철근콘크리트 표준시방서에 의하여 실시한다.

(3)강재와 철근의 인장강도와 항복강도는 실험체 일부에서 채취한 시편에 대하여 수행한 쿠폰 테스트(coupon test)로부터 값을 얻어야 한다.,

(4) 콘크리트의 압축강도를 결정하기 위하여, 실험체의 슬래브 콘크리트를 타설할 때 최소한 4개의 시편을 준비해야 한다. 각 시편의 편차 값이 10% 미만일 경우 각 그룹의 콘크리트 압축강도 f_{cm}는 평균으로 해야 한다. 압축강도의 편차가 10%를 초과하는 경우, 콘크리트 강도는 최대 측정값으로 해야 한다.

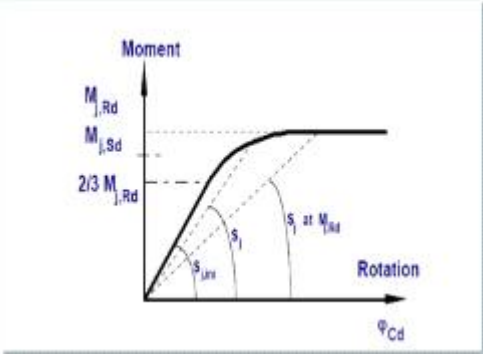
B.4.4 실험 가력 절차

(1) 각 그룹에서 세 실험의 시편 중 하나는 다른 2개의 시편에 가력되는 하중의 정도를 결정하기 위해 반복하중 없이 정적인 실험만 실시한다.

(2) 합성접합부에서 1시간 내에는 파단이 일어나지 않도록 하중이 서서히 증가되는 정적 실험 상태이어야 한다. 파단 하중 Wt, 은 합성접합부에서 파괴가 발생할 때의 에 작용하는 최대 하중과 보나 기둥의 자중을 합해서 구한다.

(6) 2차 실험에서 하중은 하중-제어 방법 과 변위-제어 방법 중 한 방법을 사용해서 적용할 수 있다.

B.4.5 저항력, 초기회전강성, 할선회전강성 및 회전능력의 결정



실험결과의 분석

(1) 저항력 : 합성 접합부의 휨모멘트 저항력$M_{j,Rd}$은 모든 실험값을 적절한 통계적인 모델을 이용해 5% 분위(fractile)로 계산해야 한다.

(2) 초기강성 : 합성 접합부의 회전에 관한 초기 강성은 실험계측 값에서 보와 기둥의 변형을 제외하고 접합부에서 발생한 회전의 크기만으로 결정하며, 모든 실험값을 적절한 통계적인 모델을 이용해 평균값으로 계산해야 한다.

(3) 회전능력 : 합성 접합부의 회전 능력은 저항력의 최고점을 지나 휨모멘트 저항력 $M_{j,Rd}$의 80%에 해당되는 점에 해당되는 회전량으로 하며 모든 실험값을 적절한 통계적인 모델을 이용해 5% 분위(fractile)로 계산해야 한다.

(4) 할선강성 : 실험 결과 구해진 휨모멘트 회전각 관계와 설계모멘트 값으로부터 할선강성을 구하며, 적절한 통계적인 모델을 이용해 평균값으로 계산해야 한다.

(2) 전단연결 상세에 따른 구조성능 평가

○ 국내에서 현재 사용하고 있는 스터드 전단연결재에 대한 강도 설계식은 미국의 AISC 기준을 따른 것으로 관련 데이터가 오래되었고 추가적으로 구축한 데이터베이스 분석에 근거하여 아래와 같이 변경된 식을 제안하고 이 제안사항이 강구조 설계기준에 반영되었다.

[강구조설계기준] 스터드 전단연결부의 정적강도 설계식 변경 안

현 재	6.10.10.4.3 공칭전단저항강도 콘크리트 바닥판 내에 매립된 스터드 전단연결재 한 개에 대한 공칭전단강도는 다음과 같다. $Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c' E_c} \le A_{sc}F_u$ (6.10.10.4.3-1)

	여기서, Asc = 스터드 전단연결재의 단면적 (mm2) Ec = 5.4.2.4에 규정된 콘크리트의 탄성계수 (MPa) Fu = 6.4.4에 규정된 스터드 전단연결재의 최소인장강도 (MPa)
변 경 안	6.10.10.4.3 공칭전단저항강도 콘크리트 바닥판 내에 매립된 스터드 전단연결재 한 개에 대한 공칭 전단강도는 다음과 같다. $Q_n = 0.27d^2\sqrt{f_c' E_c} \le 0.8A_{sc}F_u$ (6.10.10.4.3-1) 여기서, d= 스터드 전단연결재의 줄기직경 (mm) (25mm 이하) Ec = 5.4.2.4에 규정된 콘크리트의 탄성계수 (MPa) (500MPa 이하) Fu = 6.4.4에 규정된 스터드 전단연결재의 최소인장강도 (MPa)

[변경 이유]

현재의 AISC-LRFD와 AASHTO LRFD에서 규정하고 있는 스터드 전단연결재의 설계식은 상당히 오래된 실험결과에 근거하여 제시되어 최근 수행된 다수의 전단연결부 실험결과에 근거한 분석에 따르면 재료강도의 증가와 새로운 상세를 반영하는데 무리가 있고 특히 비안전측의 평가를 도출하는 경우가 많아 일정한 안전율을 확보하지 못하기 때문에 개정이 필요합니다.

Ollgaard, Slutter, Fisher (1971)

Balwin (1968), Buttry (1965), Dallam (1968)

Driscoll and Sluter (1962)

Davies and Teraszkiewics (1940-1966)

Viest (1920-1958)

그림 3.119 현재 설계기준의 배경 연구 및 경험식

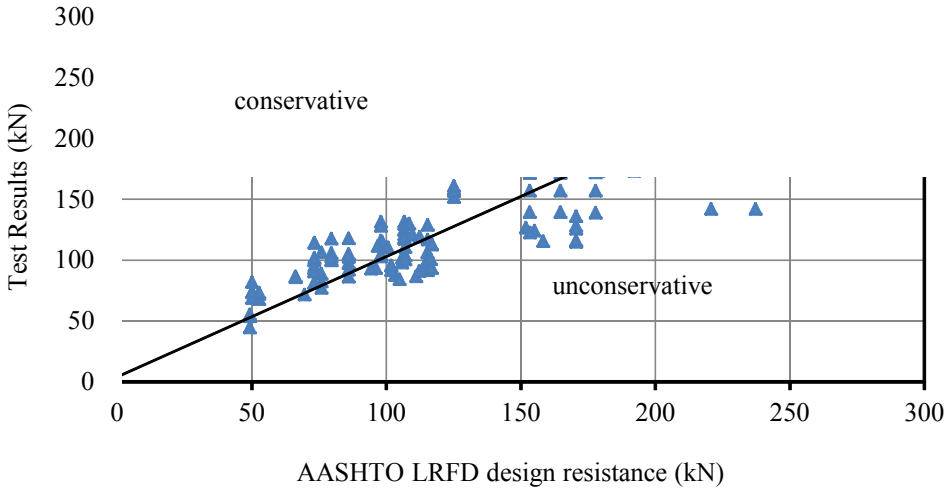


그림 3.120 현재의 설계기준과 164개의 실험결과 비교

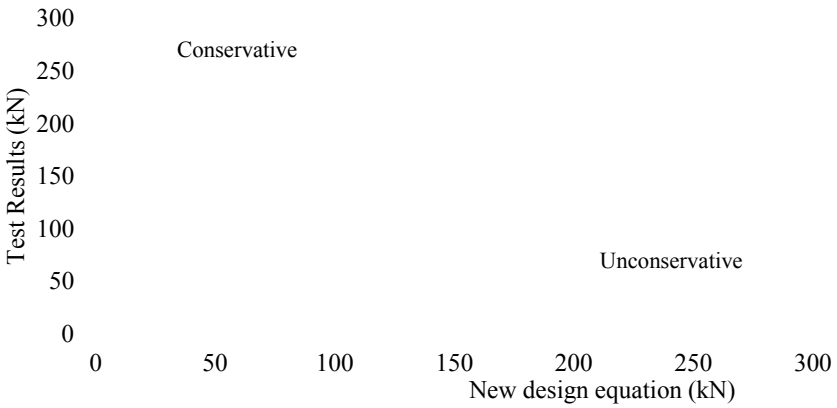
상대적으로 최근에 확립된 유로코드-4에서의 스터드 전단연결부의 정적 강도식은 대체로 적용 범위를 확장하고 새로운 상세에 대해서도 일정한 안전율을 확보하는 평가를 하는 것으로 나타났다. 다만, 재료 수준에서의 부분안전계수 개념이 현재 강구조 설계기준의 철학과 부합하지 않는 면이 있어 수정이 필요하고 전단연결부의 정적강도 상한값에 0.8을 곱하는 것은 재료의 항복강도를 근거로 정적강도를 설정한 의미를 지닌다. 콘크리트가 고강도화되면 상한값에 의해서 정적강도의 증가를 기대할 수 없는 경우가 되어서 이에 대한 고려가 필요합니다.

그림 3.121 유로코드-4의 설계식 검토

설계식의 수정은 전단연결재의 강도감소계수 0.85를 유지한 상태로 공칭강도식을 설

정하고 스터드 인장강도의 상한값에 0.8을 곱하는 경우와 그렇지 않은 경우를 비교하여 95% 신뢰도를 확보하는 방안을 도출하였다. 0.8을 곱하면 비안전측으로 되는 확률이 4.88%로 현재의 공칭강도의 개념에 부합하게 된다. 현재의 AISC의 기준식과 같은 상한값을 사용하면 5%를 초과하는 결과를 얻게 되어 공칭강도로 사용하기 힘들어지게 되고 $Q_n = 0.27d^2\sqrt{f_c' E_{c_u}}$ 의 상수값을 줄이는 것은 적절하지 않은 결과를 낳게 된다. 따라서, 위에서 제안한 형태의 정적 강도 평가식이 기준 개정안으로 적합한 것으로 판단된다.

(가) 상한값으로 Ascfu를 적용한 경우



(나) 상한값으로 0.8Ascfu를 적용한 경우

그림 ..122 새로운 설계기준의 적용성 검토

○ 스터드 전단연결부의 해석적 연구

· 현재의 전단연결부에 대한 설계기준은 크게 두 가지 파괴모드에 기반하여 상한값과 공칭 값을 제공하고 있다. 지압영역의 재료가 상대적으로 강도가 높은 경우에 스터드 전단연결재의 전단파괴를 가정하고 이를 상한 값으로 제시하고 있다. 지압 영역 파괴 이후의 연결재 파괴를 가정한 경우의 경험식이 제시되어 있는데 지압영역의 구속효과의 영향을 평가하였다. 분석 데이터에는 현장타설 콘크리트와 프리캐스트 바닥판의 스터드 전단연결재의 간격, 보강철근 및 강관에 의한 구속효과, 고강도 스

터드, 스터드직경 (13mm부터 30mm까지), 콘크리트의 압축강도 등을 고려하여 평가하였다.

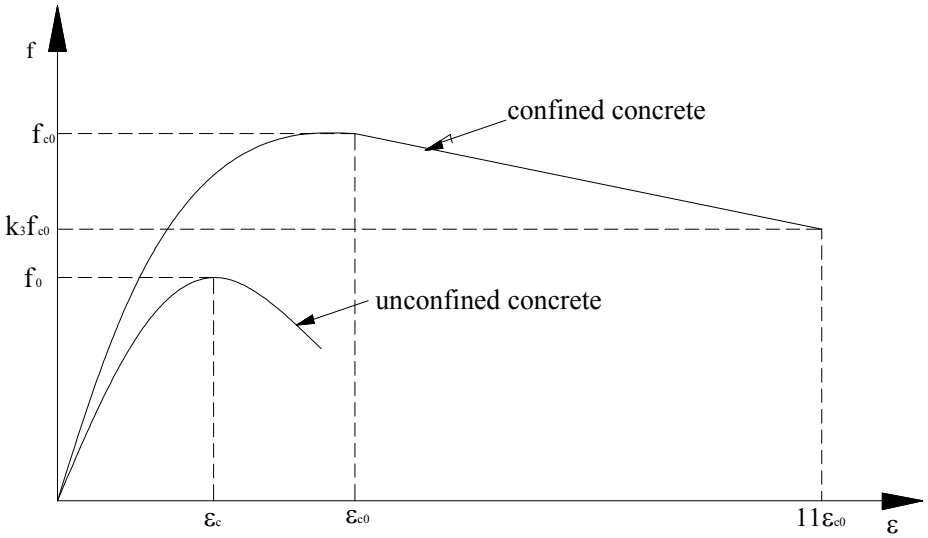


그림 3.123 콘크리트 구속효과에 따른 응력-변형률 곡선

· 횡방향 철근구속에 따른 영향은 콘크리트의 압축강도 증가, 연성의 증가, 내부 콘크리트 균열의 저감 등의 효과를 보여준다. 최근에 구속효과에 따른 많은 연구가 진행됨에 따라 많은 연구자들이 응력-변형률의 상관관계를 갖는 재료 모델을 제안하고 있으며 Sun(2004) 등에 의해 제안한 응력-변형률 곡선 모델을 사용하여 비선형 해석을 수행하였다. 구속효과에 의한 철근의 정착길이를 줄일 수 있으며, 횡방향 구속이 횡방향으로 팽창하려는 콘크리트를 구속함으로써 쪼갬에 대한 저항을 증진시키는 효과도 있다.

$f_{c0} = f_0 + 4.1 \times f_l$

여기서, f_{c0} : 구속된 콘크리트 또는 모르터의 강도 (MPa)

s : 횡방향 구속된 철근의 간격

f_l : 유효 횡방향 압력



그림 3.124 횡방향 구속 효과

· 해석에 사용된 3차원 비선형 유한요소해석은 범용 구조해석 프로그램인 ABAQUS 6.10을 이용하였다. 구조해석에 사용한 요소는 콘크리트와 철근 모두 8절점 솔리드 요소인 C3D8 요소를 사용하였다. 그림 2.125은 ABAQUS에서 제공하는 8절점 요소의 형상을 보여주고 있다.

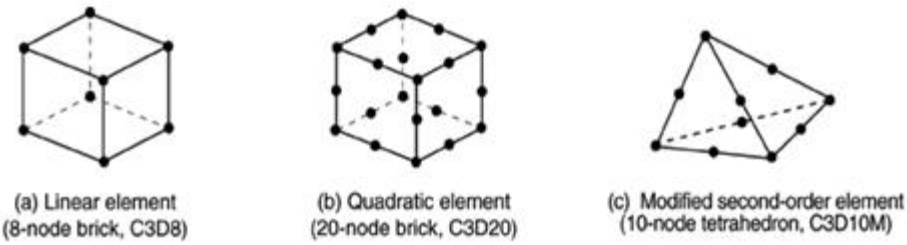


그림 3.125 유한요소 해서에 사용된 요소 비교

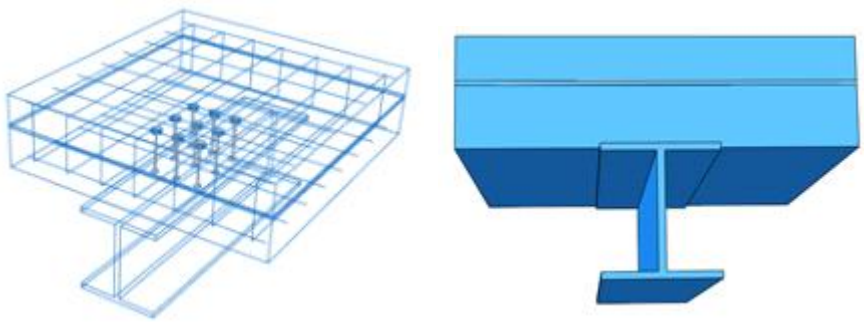


그림 3.126 유한요소모델의 형상(비구속)

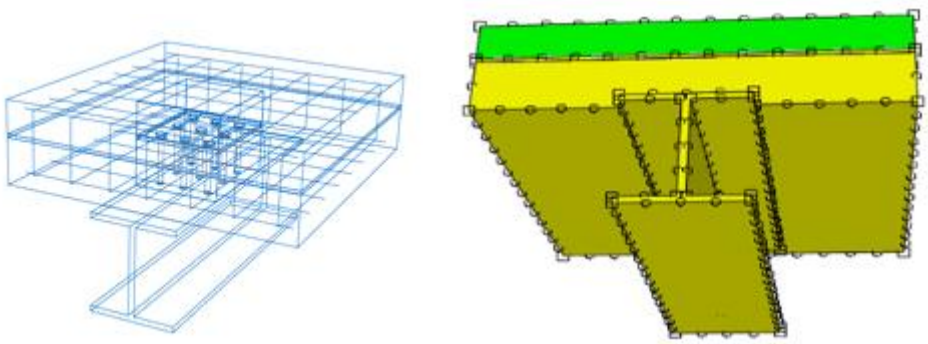


그림 3.127 유한요소모델의 형상(구속)

· 해석시 사용된 콘크리트의 압축강도는 44.3 MPa, 인장강도는 3.8 MPa 프아송 비는 0.18, 탄성계수는 34,400 MPa를 사용하였으며, 콘크리트 압축강도는 공시체 압축강도 실험을 통해서 도출되었으며, 탄성계수는 설계기준에 규정된 수식을 이용하여 얻은 값을 사용하였다.

표 3.53 재료성질

SP3-2Model	Concrete	Steel beam	Reinforcement	Studs
(MPa)	$f_c = 44.3$	$f_{ys} = 460$	$f_{ys} = 460$	$f_{yst} = 445$
(MPa)	$f_t = 3.8$	$f_{us} = 600$	$f_{us} = 600$	$f_{ust} = 530$
(MPa)	$E_{cm} = 34400$	$E_{st} = 2.10^5$	$E_{st} = 2.10^5$	$E_{st} = 2.10^5$

· 콘크리트의 구속효과에 대한 영향을 평가하기 위하여 유한요소 해석을 수행하였다. 비구속 콘크리트의 유한요소해석 결과와 실험결과 값을 비요하였을 때, 유한요소 해석 결과가 실험결과보다 13% 작은 수준으로 평가 되었으며, 최대변위 (7mm)에 도달하였을 때 스터드 한 개당 최대 강도는 186 kN 이었다.

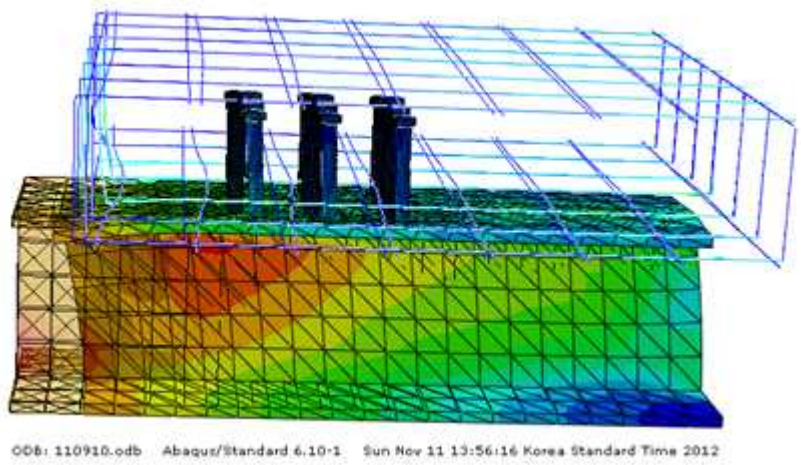


그림 3.128 비구속 해석 모델의 simulation형상

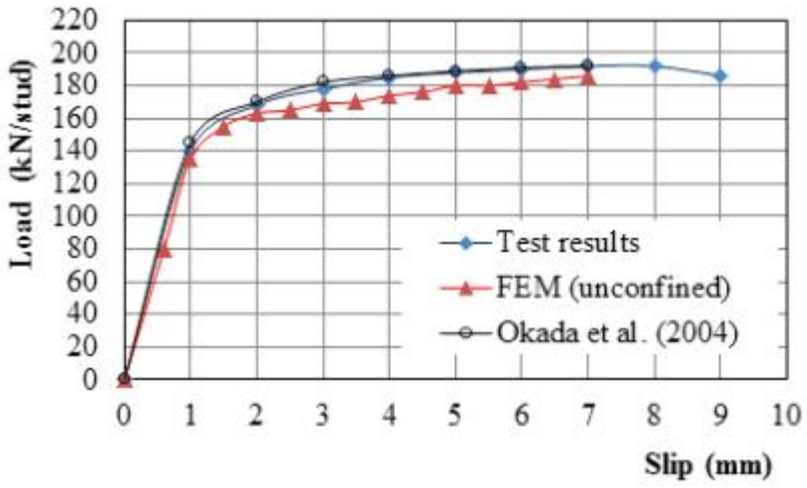


그림 3.129 하중-변위 곡선의 비교(비구속)

· 구속효과를 고려한 해석모델의 경우 스터드 전단연결재와 콘크리트 슬래브가 동시에 소성영역에 도달하는 모습을 보였다. 특히 스터드가 소성에 도달하고 콘크리트 균열이 발생하는 파괴모드 2의 형태를 보였다.

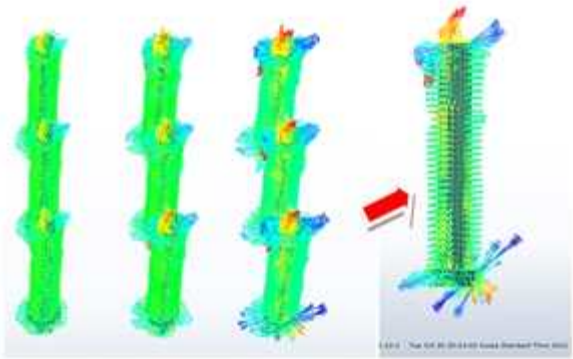


그림 3.130 스터드 전단연결재의 파괴모드(구속)

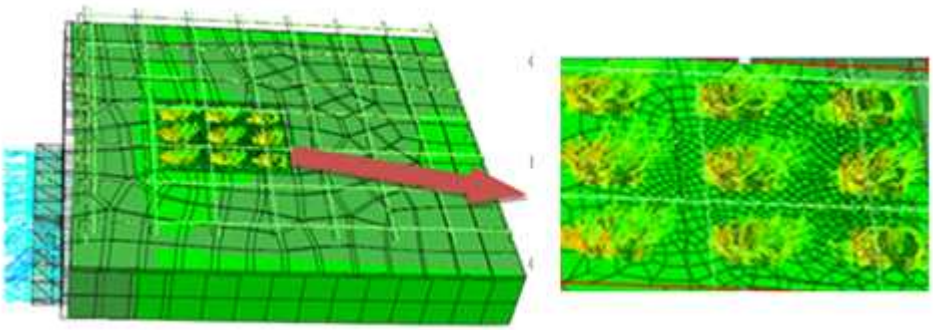


그림 3.131 콘크리트 표면의 균열 및 파괴 양상(구속)

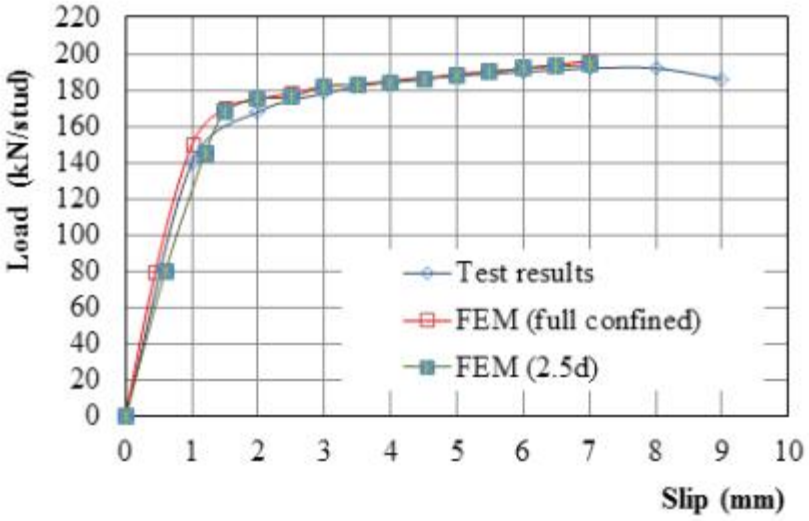


그림 3.132 하중-변위 곡선의 비교(구속)

· 스터드 한 개당 최대 전단 강도는 196 kN으로 실험결과와 유한요소 해석 결과는 유사한 수준을 보여주고 있다. 이는 콘크리트 구속에 의한 저항이 증가하여 콘크리트 지압영역의 강도가 향상된 것을 보여주었다. 기존의 전단연결부보다 높은 수평전단력에 저항할 필요가 있는 새로운 구조형식에 대응하기 위한 방안으로 구속효과를 통한 강도증진을 시도한 실험결과에 기반하여 그 효과를 평가하였다.

○ 스터드 전단연결부의 피로 설계 기준의 검토

· 유로코드-4(2005)의 경우 피로 S-N 곡선을 식 (2.128)과 같이 제시하고 있으며 별도의 피로한계는 제시하고 있지 않다. 일본강구조학회(JSSC)(1995)의 경우 유로코드-3(2005)에서 전단을 받는 강재(스터드는 해당하지 않음)에 해당하는 식에 피로 한계를 66.6 MPa로 높여서 사용하고 있다. 영국의 BS-5400: Part 10(1980)에서는 피로 S-N 곡선을 식 (3.15)와 같이 2단계의 기울기로 제시하고 있으며 응력을 전단연결재의 정적 극한 강도에 대한 비율로 환산하여 사용하고 있다. 따라서 전단연결재의 인장강도가 높아지면 자연스럽게 피로 강도도 높아지게 된다.

LRFD (2007) : $Z_r = (238 - 29.5\log N)d^2 \geq \frac{38.0}{2}d^2$ (3.127)

유로코드-4 (2005) : $\log N = 21.935 - 8\log S$ (3.128)

일본강구조학회 (1995) : $\log N = 15.816 - 5\log S$ (3.129)

BS5400 : part 10 : $\log N = 22.318 - m\log S_{BS}$ (2.130)

여기서,

$S_{BS} = 425[MPa] \times \Delta P / P_{Rd}$;

$N \leq 10^7$ 일 때, $m = 8$;

$N \geq 10^7$ 일 때, $m = 10$

· 최근의 연결부 상세의 변화는 고강도 재료의 사용, 전단 강도를 증진시키기 위해 대직경 스터드, 그룹 배치 사용, 콘크리트의 지압강도를 높이기 위한 구속 상세 채용, 프리캐스트 부재의 연결부로 활용 등이 있다. 이러한 변화는 1966년 Slutter & Fisher의 실험에 근거한 현재의 피로 설계 규정을 변경하기 위한 검토를 요구하고 있다.

· 특히, 교량 구조에서는 피로 설계가 연결재 설계를 지배하기 때문에 아래 그림과 같이 각 설계기준에서 제시하고 있는 피로 곡선의 차이는 최종적인 설계결과에 영향을 미치기 때문에 검토해서 추가적인 사항을 도출하였다.

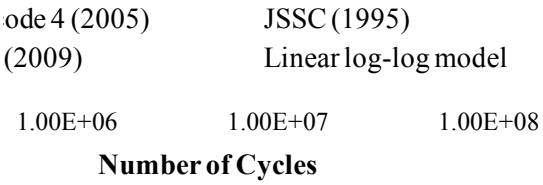


그림 3.133 피로 설계기준의 비교 (Lee et al. 2010)

· 대직경 스터드에 대한 연구결과에서 제시된 피로 결과를 모두 그려보면 아래 그래프와 같다. 유로코드의 설계식과 비교할 때 25mm 이상의 연결재 피로 강도가 비안전측의 결과를 보이는 것을 다수 확인할 수 있다. 이는 대직경 스터드의 용접이 자동용접기를 활용하는데 이 용접기의 용접 조건이 적절하지 않고 전류와 용접 시간을 조정하더라도 용접의 품질을 관리하는 것이 어려워지기 때문으로 판단된다. 따라서, 대직경 스터드의 사용을 허용하기 위해서 이에 대한 추가 고려가 요구된다.

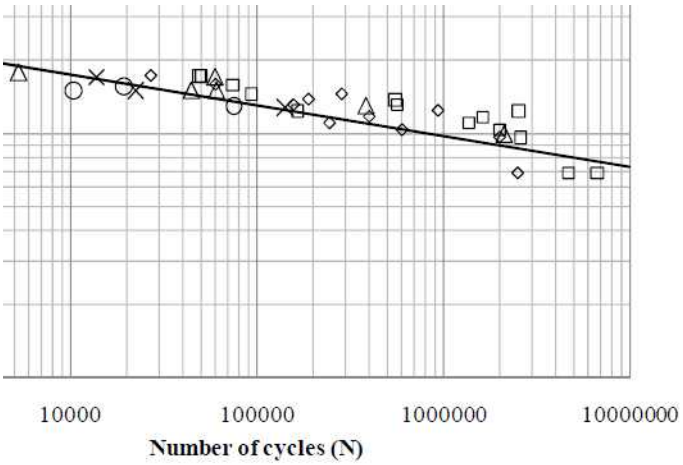


그림 3.134 대직경 스터드 연결재의 피로 강도 평가

· 프리캐스트 바닥판을 위한 전단연결부에서는 프리캐스트 부재에 미리 연결재를 위한 공간인 전단포켓을 만들어두고 바닥판을 거치한 후에 합성을 위해 무수축모르터를 타설하는 것이 일반적이다. 즉, 연결재의 지압영역이 일반적인 콘크리트가 아니고 고강도 무수축 모르터가 되는 것이다. 이에 따라서 연결재를 그룹 배치해야 하는 요구가 발생하고 연결재의 최소간격 규정인 직경의 5배보다 작은 간격을 갖는 것이 필요해지게 된다. 아래 그래프에 보는 바와 같이 간격이 좁아지면 대체적으로 피로강도가 감소하는 것을 알 수 있다. 물론, 유로코드나 현재 LRFD 설계기준을 적용할 때 무리는 없지만 전체적으로 설계기준을 확장할 때 이러한 스터드 최소간격 규정을 넘어서는 범위를 포함하기 위해서는 고려해야 한다.

그림 3.135 스터드 간격이 피로 강도에 미치는 영향 분석

· 스터드 전단연결재의 피로설계식을 적용할 수 있는 범위 설정에서 최대 전단력은 유로코드에서 정적강도의 60%를 넘지 않도록 하고 있다. 이는 일반적으로 교량에서 작용하는 사용하중에 의한 전단력이 정적강도의 30% 수준인 것을 감안하고 지압영역의 조기 압괴를 방지하기 위한 목적이다. 아래 그래프에서 보는 바와 같이 지압응력을 작용 전단력을 $2d^2$로 나눈 값을 사용할 때 지압응력이 지압영역의 재료 압축강도의 3배를 초과하면 상당한 수준의 피로강도 감소를 가져오기 때문에 이를 설계기준에서 제한할 필요가 있다. 고강도 재료를 사용하는 추세에서 정적강도는 증진시키지만 피로 강도는 거의 변화가 없게 되어 경제성을 높이기 힘들기 때문에 이러한 측면을 고려하도록 해야 한다.

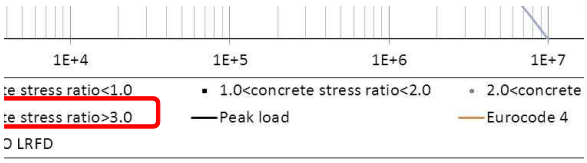


그림 3.136 지압영역에 작용하는 응력수준이 피로강도에 미치는 영향

· 현재의 피로 설계기준은 작용하는 전단응력의 범위만을 고려 대상으로 하고 최대 전단응력의 수준은 고려하지 않고 있다. 이는 스터드 연결재와 지압영역인 콘크리트의 상대적인 강도비에 따른 국부 손상의 영향을 무시하고 있는 것이다. Johnson (2000)의 연구에 따르면 Oehlers가 제안한 Peak Load Model이 146개의 관련 피로실험 데이터와 가장 잘 일치하는 결과를 보여준다. 그러나, 고성능 재료와 앞서 언급한 여러 가지 상세들을 포함해서 구축한 피로 실험데이터베이스를 근거로 비교하면 아래 그래프와 같이 모델을 수정 제시할 필요가 있다.

· 스터드 전단연결재의 잔류 피로강도는 바닥판 교체시에 기존의 연결재를 모두 제거하고 새롭게 용접하는 시간을 줄이기 위해서 연결재를 재활용하고자 할 때 매우 중요한 근거가 될 수 있다. 다만, 실험에 의한 잔류강도 곡선 도출이 상당히 많은 수의 실험을 필요로 하는 문제점을 안고 있다. 이를 교량이 주로 받는 사용하중에 의한 최대 응력 수준과 응력 범위로 국한하면 유효한 곡선을 도출할 수 있을 것이다. 이에 대한 추가적인 노력이 필요하다.

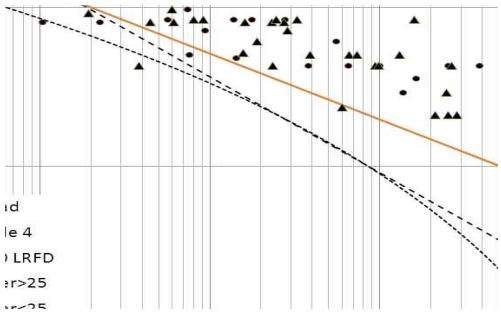


그림 3.137 Peak Load Model 비교

○ Perfobond 연결재의 설계 기준 도출

· 기존 전단실험을 통한 연구결과에 의하면 일반적으로 스터드 볼트인 경우에는 스터드 파단에 의해 파괴가 발생되고 퍼포본드 형식의 연결구조는 콘크리트 파단에 의해 파괴가 발생되는 것으로 알려져 있다. 퍼포본드 T형 전단연결재의 전단저항 메카니즘은 그림 3.139와 같다.
· 그림 2.139에서 ①항(본문 (식(6.1)의 첫 번째 항)은 리브 전면 콘크리트의 지압저항 기여 성분이다. 콘크리트 파괴가 주된 파괴모드인 경우에 접합부의 전단강도는 전단연결재에 의해서 콘크리트에 전달된 전단력의 특성과 분포형태, 콘크리트 특성과 슬래브의 크기에 의존한다.
· 그림 2.139에서 ④항(본문 식(6.1)의 두 번째 항)은 홀에 형성된 콘크리트의 다웰작용의 기여 성분이다. 퍼포본드 T형 전단연결재의 홀에서 형성되는 콘크리트 다웰효과는 이중 전단을 받는 볼트의 원리와 유사하다. 볼트의 전단강도는 공칭전단강도와 단면적 등을 곱하여 산출하는데 이는 콘크리트 다웰로 인한 내력을 평가하는데 적용이 가능하다. 따라서 콘크리트의 다웰로 인한 전단강도를 평균 전단응력, 홀의 단면적 및 홀의 수 등의 곱으로 표현하였다.
· 그림 2.139에서 ②항(본문 식(6.1)의 세 번째 항)은 횡방향 철근의 기여 성분이다. 퍼포본드 T형 전단연결재의 파괴는 콘크리트에 의한 파괴가 주된 파괴모드이므로 슬래브에 배근된 모든 횡방향 철근이 횡방향 철근량, 철근의 응력 등의 곱에 의해서 전단내력 증가에 기여하기 때문에, 횡방향 철근량과 철근의 항복강도로 구성된다.
· 식(6.1)은 홀의 개수와 직경, 리브의 두께, 횡방향 철근의 개수, 콘크리트 강도 등을 변수로 한 실험결과로부터 유도되었다. 본문 식(6.1)은 퍼포본드 T형 전단연결재의 길이가 400mm인 실험결과로부터 결정되었다. 그림 2.139은 본문 식(6.1)과 실험결과의 비교이다.

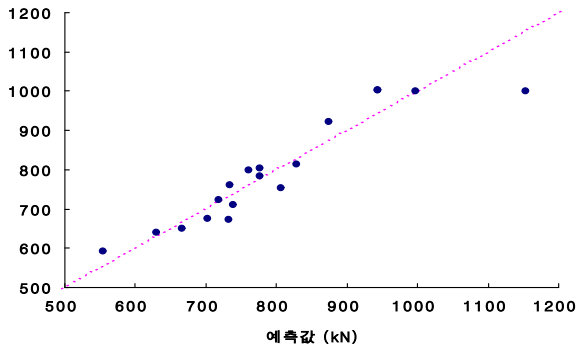


그림 3.138 퍼포본드 T형 전단연결재 전단강도 평가식의 평가

· 설계 전단 저항력은 횡방향 철근이 배근되는 바닥판의 균열을 억제시키는 수준에서 전단내력 강도평가식에 안전율을 0.5를 적용하여 결정하였다. 해석 표 ***은 퍼포본드 T형 전단연결재를 적용한 전단시험 결과이다. 해설 표 3.54에서 보면 각 시험체에서 발생한 실험에서 측정된 초기균열 하중과 전단내력 강도평가식인 식(6.1)에 의해서 평가된 전단내력을 비교하였다. 해석 표 3.54에서 보면 초기균열 하중은 전단내력에 0.45~0.74 수준을 보였으며, 바닥판에 횡방향 철근이 배근되는 경우에는 0.53~0.74 수준을 보였다. 따라서 교량 바닥판에는 횡방향 철근이 배근되는 점을 감안하여 설계 전단 저항력은 안전율을 고려하여 전단내력 강도의 0.5 수준으로 결정하였다.

표 3.54 초기균열 하중과 전단내력 강도평가식의 비교(참고문헌)

변수명	초기균열	전단내력평가식	초기균열/평가식	횡방향 철근 배근 유·무
S-40L	350	629.4	0.56	무
S-1HN	300	665.4	0.45	무
S-2HN	500	701.4	0.71	무
S-3HN	510	737.4	0.69	무
S-45HD	520	716.9	0.73	무
S-55HD	450	760.1	0.59	무
S-6RT	480	732.8	0.65	유
S-SD-1	500	942.6	0.53	유
S-1R	480	805.8	0.60	유
S-2R	500	874.2	0.57	유
S-SD-2	500	942.6	0.53	유
S-3F-1	400	732.3	0.55	유
S-3F-2	600	828.3	0.72	유
S-6RT-NR	410	553.8	0.74	유
S-3HN-NR	400	775.3	0.52	무
S-12RT-NR	600	996.7	0.60	유
S-3HN-NF	380	775.3	0.49	무

· Chung과 Lee(2005)의 연구결과에서 퍼포본드 전단연결재에 설치되는 홀의 직경이 증가하면 전단강도는 증가하지만, 일정 수준 이상부터는 오히려 전단강도가 감소하는 결과를 보였다. 이는 홀 사이의 간격이 감소함에 따른 콘크리트 다웰효과로 인한 응력장이 중첩되기 때문이다. 이 연구결과를 토대로 Chung과 Lee(2005)는 홀의 중심간 거리/홀 직경의 비율은 최소한 2.22배를 유지하는 상태에서 홀의 직경과 개수를 결정하는 것을 제안하였다. 참고로, Oguejiofor과 Hosain(1994)은 실험을 통해서 퍼포본드 리브 전단연결재의 홀의 중심간의 간격이 홀 지름의 2.25배를 넘어야 콘크리트의 다웰효과가 제대로 발휘됨을 제안하였다.

· 아래에 설계기준 초안에 반영한 퍼포본드 연결재의 강도식을 제시하였다.

(1) 퍼포본드 T형 전단연결재의 전단내력 강도평가는 다음식을 따르며, 설계전단 저항력은 횡방향 철근이 배근되는 바닥판의 균열을 억제시키는 수준에서 안전율을 0.5를 적용하여 산정한다.

$$P_u = 7.5A_{pt}f_{ck} + 2.4nd^2\sqrt{f_{ck}} + 1.8A_{tr}f_y \qquad (6.1)$$

$$P_{Rd} = \phi[0.5 \times (7.5 A_{pt} f_{ck} + 2.4 n d^2 \sqrt{f_{ck}} + 1.8 A_{tr} f_y)] \quad (6.2)$$

퍼포본드 T형 전단연결재의 설계 전단 저항력을 산정하기 위한 전단연결재의 형상 및 전단저항 메카니즘은 그림 ****과 같다. 그림 **에서 ①항은 리브 전면 콘크리트 슬래브의 지압저항, ②항은 홀에 배근되는 횡방향 철근의 전단강도, ③항은 콘크리트와 연결재의 부착효과(설계 시 무시), ④항은 리브에 설치된 홀에서의 다웰효과이다.

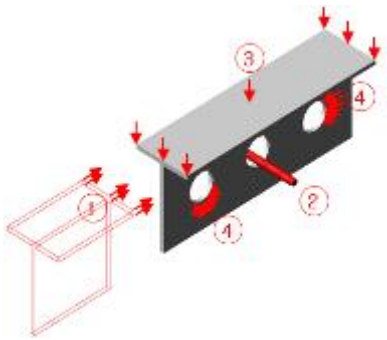


그림 2.139 퍼포본드 T형 전단연결재의 형상 및 전단저항 메카니즘

여기서,

A_{pt} : 퍼포본드 T형 전단연결재가 전면 콘크리트에 저항하는 성분으로 리브 전면의 연결재 단면적(mm^2)

f_{ck} : 바닥판 콘크리트 설계기준강도(MPa)

n : : 퍼포본드 T형 전단연결재에 설치되는 홀의 개수

d : : 퍼포본드 T형 전단연결재에 설치되는 홀의 직경(mm)
(적용 가능한 홀 직경 : 45~55mm)

A_{tr} : 퍼포본드 T형 전단연결재의 홀에 삽입되는 횡방향 철근의 단면적 (mm^2)

f_y : 홀에 삽입되는 횡방향 철근의 항복강도(MPa)

ϕ : 강도감소계수 (0.75)

(2) 퍼포본드 T형 전단연결재는 강성 연결재로 파괴모드가 콘크리트 슬래브에서 결정된다. 따라서 설계시 콘크리트의 전단강도를 검토하고 필요한 경우에는 콘크리트 슬래브를 보강하여야 한다.

(3) 이 설계 전단 저항력을 산정하는데 적용되는 퍼포본드 T형 전단연결재의 길이는 400mm에 해당한다.

(4) 퍼포본드 T형 전단연결재에 설치되는 (홀 중심간 거리/홀의 직경)의 비는 2.22배 이상을 적용한다.

(5) 피로에 대한 검토는 용접 상세의 피로범주를 고려하여 필요한 경우에 수행해야 한다.

· 인발시험체에 대한 push-out 실험에서 ㄱ 형 perfobond 리브 전단연결재(그림 3.140)의 전단강도에 영향을 미치는 요인중에서 전단하중 작용점 반대쪽의 전단연결재 리브 하단면 콘크리트도 전단강도에 일정 수준 기여하게 된다. 그림 3.141에서 보면 이 영역에서는 국부적으로 큰 지압응력과 할렬인장응력이 발생하게 되는데 이 전단강도 기여분이 지압응력과 할렬인장응력중에서 어느 응력이 지배적인지를 평가하기 위해서 유한요소해석을 수행하였다. 또한, 실험결과를 보면 홀의 직경이나 홀의 개수 증가에 따라 전단강도가 증가하다가 어느 시점에서 감소하게 되는데 이와 같은 영향을 해석을 통해서 평가하였다.

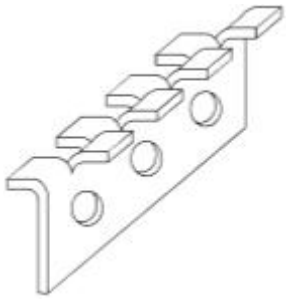


그림 3.140 ㄱ형 Perfobond 리브 전단연결재의 형상

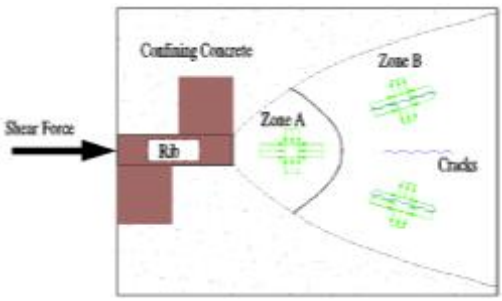


그림 3.141 리브 전면 콘크리트의 응력상태

· 해석에 사용된 3차원 비선형 유한요소해석 모델의 형상은 그림 3.142으로서 대칭성을 이용하여 실제 인발시험체의 1/2모델과 같으며, 유한요소해석은 범용 구조해석 프로그램인 ABAQUS 6.4를 이용하였다. 콘크리트 슬래브, ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재와 강관은 8절점 솔리드 요소인 C3D8 요소를 사용하고, 철근은 2절점 3차원 트러스 요소인 T3D2 형태를 갖는 embedded 요소를 사용하여 모델링하였다. 콘크리트와 강관의 경계면 및 콘크리트와 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 경계면에는 그림 3.143와 같이 contact 요소를 사용하여 모델링하였다. Contact 요소의 마찰계수와 부착강도는 각각 0.57MPa과 0.51MPa를 사용하였다.

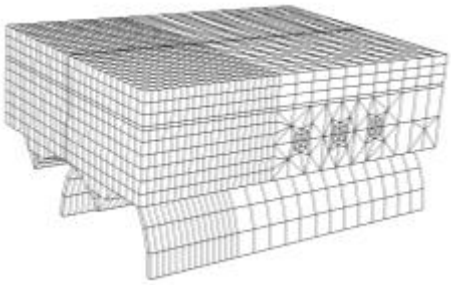


그림 3.142 유한요소모델의 형상

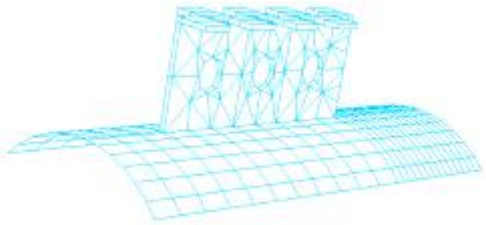
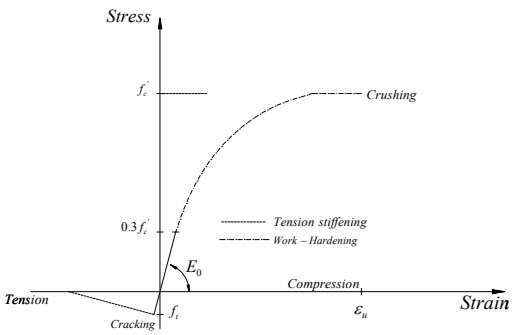


그림 3.143 Contact 요소

· 해석시 사용된 콘크리트의 압축강도는 공시체 압축강도로서 34.8MPa, 프아송 비는 0.18, 탄성계수는 콘크리트 설계기준에 따라 결정하였으며, 콘크리트의 유효응력이 $0.3f_c'$에 도달할 때까지 선형탄성거동을 한다고 가정하였다. 그림 3.144와 같이 콘크리트의 유효응력이 $0.3f_c'$를 넘어서면 콘크리트의 흐름법칙(flow rule)과 변형률경화법칙(strain hardening rule)에 의해 항복면이 결정되고 소성변형률이 계산되며, 콘크리트의 재료모델은 그림 2.145과 같이 수정 Hognestad 응력-변형률 곡선을 이용하였다.



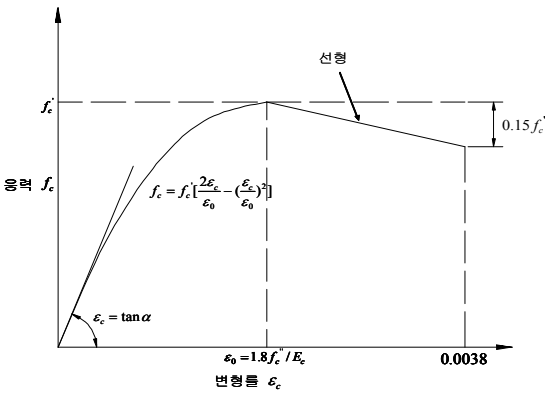


그림 3.144 콘크리트의 일축 응력-변형률 곡선 그림 3.145 수정 Hognestad 응력-변형률 곡선

· 콘크리트의 일축인장강도는 압축강도의 10%의 범위를 갖으며, 균열이 발생된 후의 콘크리트 거동은 그림 3.146과 같은 선형 인장강화효과에 의해 식 (3.131)~(3.133)과 같이 변형률 ε_i의 크기에 따라 균열 후의 인장응력이 계산된다.

$$f_i = f_{to}\,\varepsilon_i/\varepsilon_{to}, \qquad 0 \le \varepsilon_i \le \varepsilon_{to} \tag{3.131}$$

$$f_i = f_{to}\,(1-\varepsilon_i/\varepsilon_{tu}), \qquad \varepsilon_{to} \le \varepsilon_i \le \varepsilon_{tu} \tag{3.132}$$

$$f_i = 0, \quad \varepsilon_i > \varepsilon_{tu} \tag{3.133}$$

여기서, f_{to}는 콘크리트의 인장강도, f_i는 콘크리트의 응력, ε_{to}는 콘크리트의 인장강도에서의 변형률, ε_{tu}는 콘크리트의 인장파괴시의 변형률, f_t는 콘크리트의 인장응력이다.

· 철근과 강재의 탄성계수는 각각 2.0×10^5 MPa과 2.1×10^5MPa이며, 프아송 비는 0.3을 사용하였고 그림 2.147과 같이 각각의 항복강도가 350MPa, 300MPa 인 탄소성모델을 사용하였다.

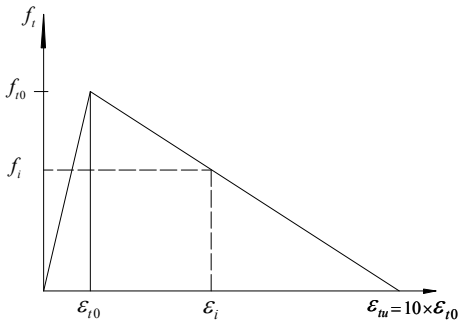


그림 3.146 콘크리트의 인장강화 모델 곡선

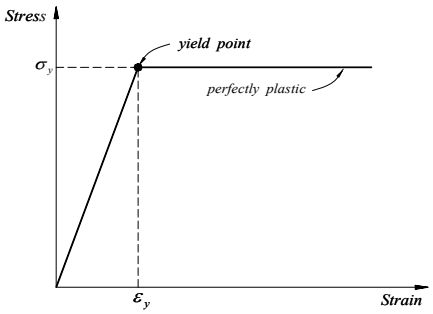
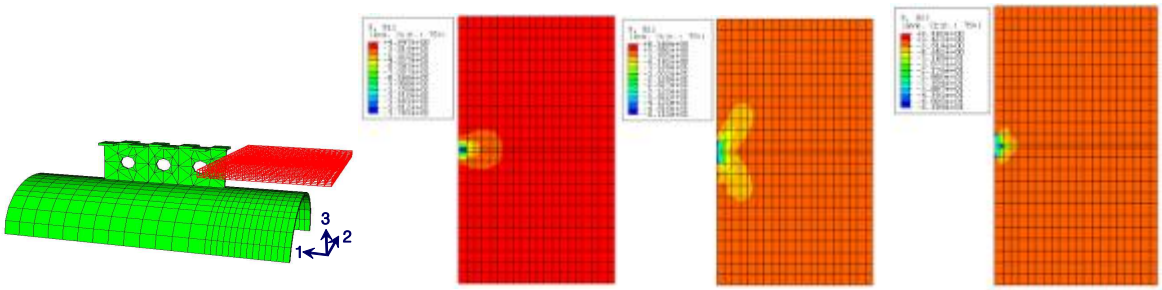


그림 3.147 철근의 응력-변형률

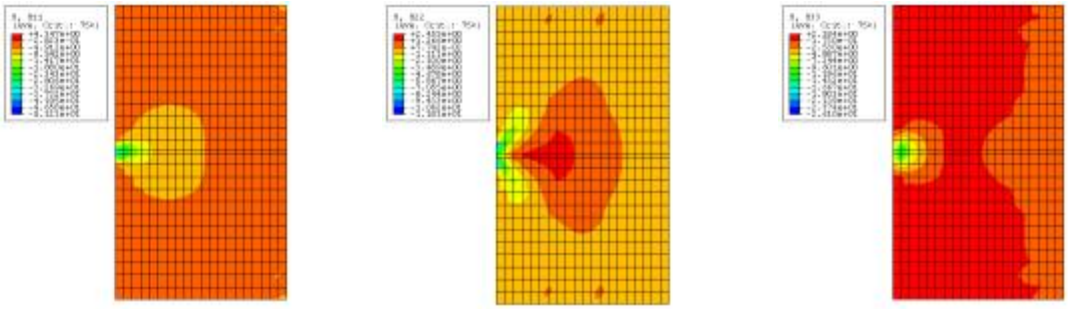
· Push-out 실험결과(Chung과 Lee, 2005), ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재를 갖는 인발시험체의 파괴는 전단연결재의 파괴에 앞서 콘크리트 슬래브에서 파괴가 결정된다. 따라서, 유한요소해석을 통해서 실험결과에서 나타나는 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 리브 전면 콘크리트의 극한응력상태를 고찰하였다. 그림 2.148(a)와 같은 형태를 갖는 강관과 콘크리트 경계면에 위치한 요소의 응력 상태를 나타낸 것이다. 모든 방향에서 리브 전면 콘크리트에 압축이 발생하여 리브 바로 앞부분에 삼축압축상태가 발생함을 확인하였다. 해석결과 리브 전면의 콘크리트에서 삼축압축상태가 발생되어 리브 바로 밑부분 콘크리트에서 일축압축강도의 대략 6배 정도의 지압응력이 발생하였다. 이로 인해서 실험결과에서와 유사하게 리브 바로 밑부분 콘크리트에서 지압파괴가 발생되는 것으로 판단된다.



(a) 요소의 위치 (b) 1방향 응력 (c) 2방향 응력 (d) 3방향 응력

그림 3.148 강관과 슬래브 경계면에 있는 단면의 응력 분포

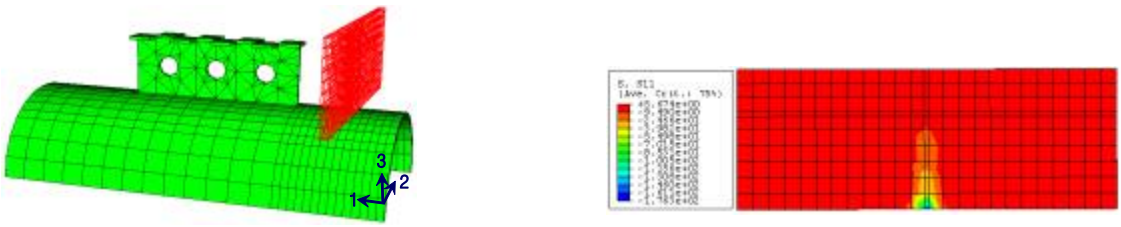
· 그림 3.149는 리브 중앙에서의 리브 전면 콘크리트의 응력 발생 형태를 나타내고 있다. 그림 3.149에서 보면, 각 방향의 응력이 모두 리브 바로 앞부분에서는 압축상태임을 나타내었다. 그림 3.149(b)의 2방향의 응력을 보면 리브 바로 전면에는 하중전달구역으로서 삼축압축상태가 되며, 이후에는 하중분배구역으로서 인장응력이 폭넓게 발생함을 볼 수 있다.



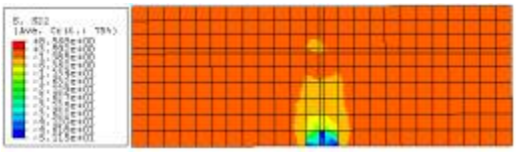
(a) 1방향 응력 (b) 2방향 응력 (c) 3방향 응력

그림 3.149 리브 중앙에 있는 단면의 응력 분포

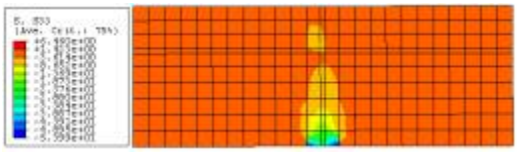
· 그림 3.150은 (a)와 같은 형태의 횡단면 요소의 리브와 바로 맞닿아 있는 부분의 횡단면의 응력 상태를 나타내고 있다. 모든 방향에서 압축응력이 집중적으로 발생하고 있음을 볼 수 있다.



(a) 요소의 위치 (b) 1방향 응력



(c) 2방향 응력



(d) 3방향 응력

그림 3.150 리브와 맞닿아 있는 횡단면의 응력 분포

· 그림 3.151는 슬래브 표면부의 최대주응력으로서 그림에서 간격이 좁은 영역이 리브 전면 콘크리트 부분이다. 그림 3.152은 실험 후 균열이 발생된 슬래브 표면부를 나타내고 있다. 인장응력이 발생하는 부분의 형태가 실험에서 관찰된 균열의 분포 형태와 유사하게 발생하는 것을 알 수 있다.

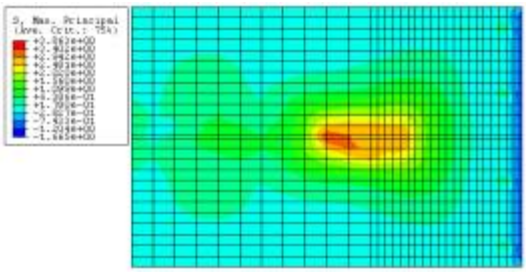


그림 3.151 슬래브 표면부의 최대주응력



그림 3.152 슬래브 표면부의 균열 상태

· Chung과 Lee(2005)의 실험결과에 의하면 홀의 직경이 40mm에서 50mm로 증가할 때 전단강도는 증가하나, 직경이 50mm에서 60mm로 증가하면서 오히려 전단강도가 감소하는 경향을 보여주었다. 이것은 홀 사이의 간격이 감소함에 따른 콘크리트 다웰효과로 인한 응력장이 중첩되기 때문인 것으로 판단된다. 따라서, 유한요소해석을 통해서 최대의 전단강도와 홀의 크기와의 관계를 분석하였다.

· 그림 3.153은 비선형 유한요소해석의 결과를 직경이 50mm인 경우에 대하여 무차원화하여 나타낸 것이다. 그림에서 보면 홀의 직경이 54mm인 경우에 최대값을 나타내고, 이후에 전단강도가 감소함을 볼 수 있다. 홀 직경이 50mm인 경우의 홀의 중심간 거리/홀 직경의 비는 2.4배, 홀 직경이 60mm인 경우의 비는 2배이며, 홀 직경이 54mm인 경우의 비는 2.22배이다. 홀의 중심간 거리/홀 직경의 비가 감소함에 따라 강도가 증가하다가, 비율이 2.22배보다 작아지면서 전단강도가 감소하는 것을 알 수 있다. 이 값은 Oguejiofor과 Hosain(1994)이 제시한 perfobond 리브 전단연결재의 홀 중심간의 간격이 홀 지름의 2.25배를 넘어야 콘크리트의 다웰효과가 제대로 나타난다는 실험결과와도 유사한 결과이다. 따라서, 홀의 중심간 거리/홀 직경의 비율은 최소한 2.22배를 유지하는 상태에서 홀의 직경과 개수를 결정하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

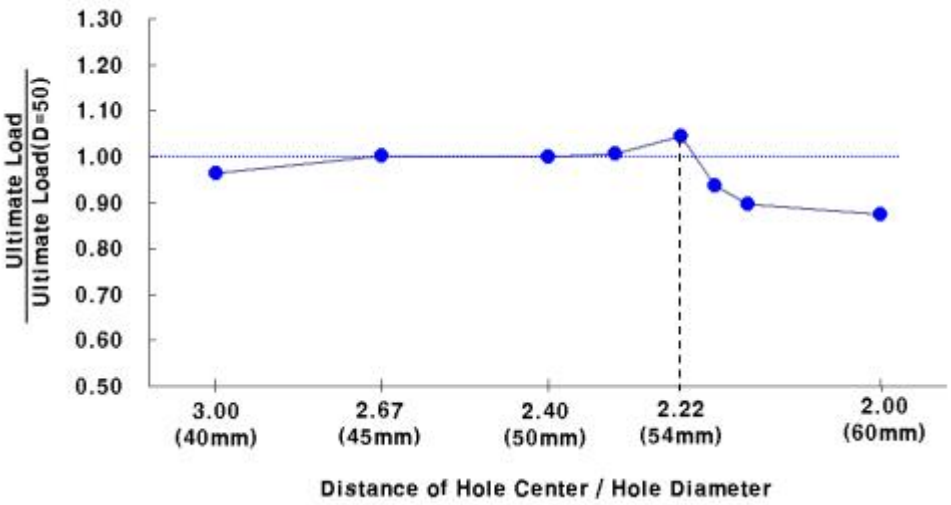


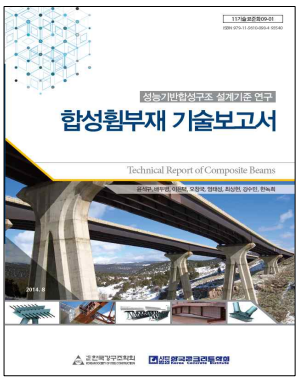
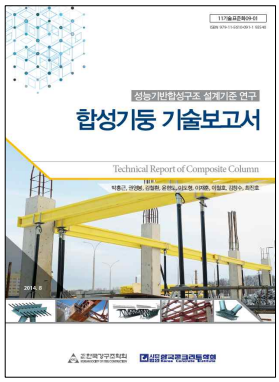
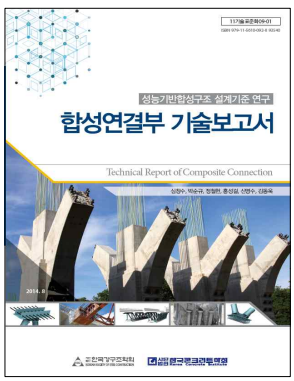
그림 3.153 홀 중심간 거리/홀 직경 비에 따른 해석결과

제5절 성능기반 합성구조 설계기준 및 예제

○ 합성구조 설계기준의 초안을 분석하고 실험데이터 베이스의 통계적 분석과 해석적 연구를 통해서 주요한 설계항목에 대한 개선안을 제시하고 이에 대한 설계예제를 추가하였음.

○ 각 합성부재별 설계 예제를 개발하여 기술보고서에 포함함.

○ 각 연구팀별 기술보고서를 보완하여 작성하였고 3권의 기술보고서를 출판함.

성능기반 합성구조 설계기준	기술보고서
표지 : 작년 것과 유사하게 표지를 만들 것	  

● 설계기준과 기술보고서는 연구성과물로 별권으로 제시함.

제6절 강-콘크리트 합성거더 극한강도 평가시 유효폭 산정 실험

(1) 서 론

유효폭은 그럼 3.153에 나와 있는 표와 같이 합성 거더의 응력과 공칭휨강도, 처짐 등에 영향을 주고 이에 따라 소요 전단 연결재와 웨브의 깊이, 철근의 배치 등의 변수가 변하게 되기 때문에, 유효폭을 산정하는 것은 설계에 영향을 미치는 중요 변수 중 하나이다. 이러한 유효폭은 상대적으로 폭이 넓은 콘크리트 슬래브에 발생하는 그림1.2의 전단지연 효과를 고려함과 동시에 설계과정을 단순화하여 설계자들의 편리성을 도모한다. 하지만 여러 장점을 갖고 있는 유효폭이 필요 이상으로 작게 산정되는 경우 합성 거더의 단면이 과다 설계될 수 있어 적절한 유효폭의 평가가 이루어져야 한다.

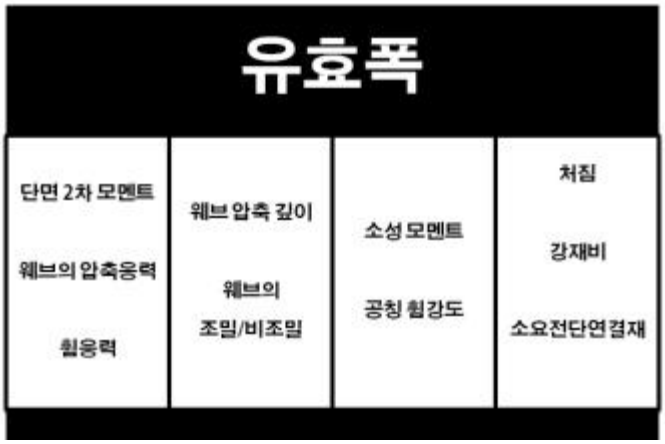


그림 3.154 유효폭에 영향을 받는 설계변수

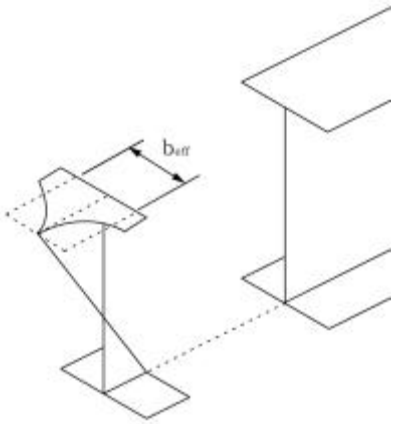


그림 3.155 전단 지연 현상

이러한 유효폭을 산정하는 것에 영향을 주는 요소로는 하중의 형태 및 위치, 경간장에 대한 거더 간격의 비(b/L) 또는 합성보의 단면 형상이 있으며 추가적인 부가 요소로는 슬래브의 두께, 스터드의 간격, 거더와 슬래브의 탄성계수비, 거더와 슬래브의 포아송비, 거더의 사이즈 등이 있다. 이 중 앞서 말한 세 가지 즉, 하중의 형태 및 위치, 경간장에 대한 거더 간격의 비의 영향이 가장 크다(D. Bae, 1991). 이러한 세 가

지의 요소는 슬래브에 발생하는 응력과 변형률에 직접적인 영향을 미치며 응력과 변형률이 변하는 것에 따라 유효폭의 값은 다르게 산정된다.

기존에는 표3.55에 제시된 식 즉, 슬래브의 면내 거동과 휨에 의한 거동을 고려하여 유효폭을 산정하였다.

$D\nabla^4 w = q$ (Katman, 1924; Timoshenko and Goodier, 1970; Allen and Severn, 1961)

표 3.55 기존 유효폭 해석법

탄성론에 입각한 이 해석은 슬래브를 판(Plate)으로 가정하여 유효폭을 산정하였으며 그로 인해 슬래브의 두께만 고려되었을 뿐 두께 내에서의 응력 변화는 고려되지 않았다.

기존의 해석을 상용 구조해석 프로그램인 ABAQUS로 모델링 한다면 거더의 플랜지와 웨브, 콘크리트 슬래브는 판(Plate) 또는 쉘(Shell)로 모델링 되었기에 합성보에 가깝기보다 보강된 판구조(Stiffende Plate)에 가까웠다. 기존의 모델은 콘크리트 슬래브의 두께에 대한 응력의 분포 및 변화를 고려하지 않았으며, 콘크리트 하부에 혹 발생할 수도 있는 인장력을 고려하지 않아 실제 값보다 높은 평균치의 압축력을 고려하는 경우가 있었다.
또한 근래에 거더 간격이 더 넓은 형식의 교량이 가설됨에 따라 내측슬래브의 응력분포가 이전과 상이해지고 콘크리트 슬래브-강 거더 합성구조가 취약한 연속교 부모멘트부에 대한 합리적인 산정 또한 필요한 상황이다.

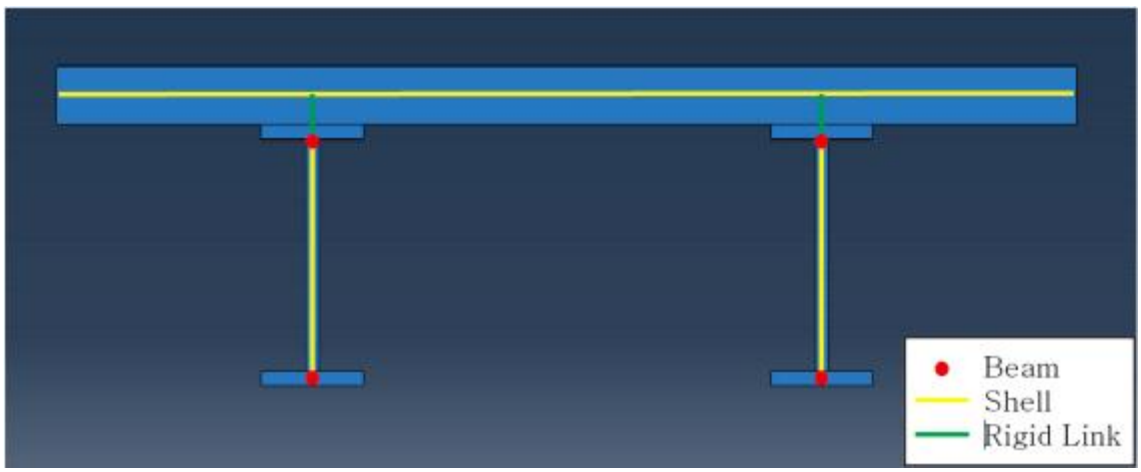


그림 3.156 기존 해석 모델링

이 연구에서 제안하는 유효폭 산정방법은 다음과 같다. 그림3.157과 같이 합성 거더의 전단지연으로 인해 생기는 곡선응력분포의 면적을 높이 σ_{max}인 직사각형 면적으로 치환하여 유효폭을 구하게 된다. 직사각형 면적으로 치환할 때 슬래브의 두께를 따라 형성되는 사다리꼴 모양의 응력선도에서 평균값($\frac{\sigma_{max}+\sigma_{min}}{2}$)을 이용하게 된다. 이

과정에서 기존 해석과 다르게 슬래브의 두께를 고려하기 위해 유한요소 해석에서 슬래브를 솔리드(Solid) 요소로 모델링하고 거더를 Shell로 모델링 한 다음 거더와 슬래브의 접촉면을 일체거동 하도록 한다.

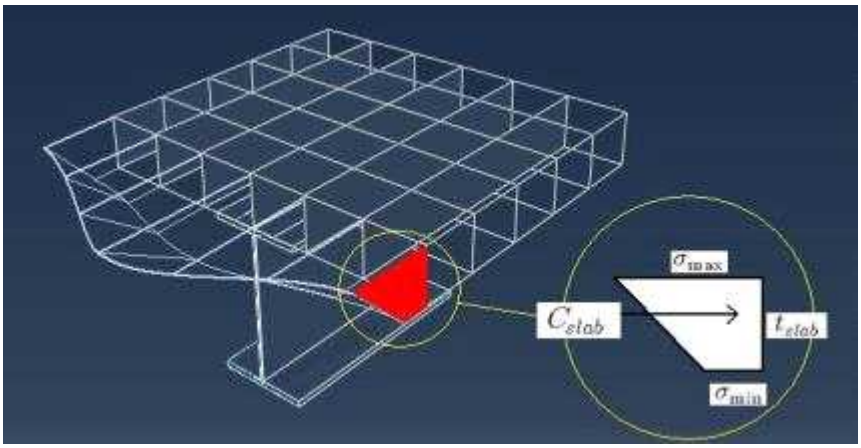


그림 3.157 슬래브의 응력분포

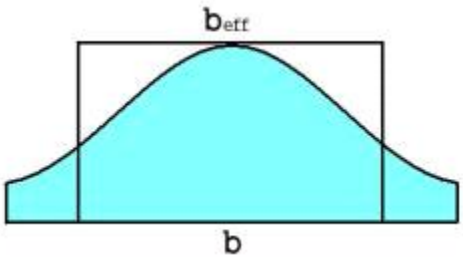


그림 3.158 직사각형으로 치환된
응력분포

위의 그림 3.158는 앞서 언급한 곡선모양의 응력분포의 면적을 높이 σ_{max}인 직사각형 면적으로 치환한 그림이다. 여기서 구한 직사각형의 폭이 b_{eff}이고 설계시 이 폭을 유효폭으로 정의하여 사용한다. (Deric J. O., 1999)

그림 3.159에 보이는 것과 같이 유한요소 해석에서 슬래브를 여러 층의 요소로 나누고 각 요소에 작용하는 평균응력(σ_i)을 산정하여 해당면적(A_i)곱한 값을 모두 더해주면 슬래브 면에 작용하는 압축력(C_{slab})를 구할 수 있게 된다(Chiwanichakorn, M., 2004).
슬래브와 거더의 접촉면은 ABAQUS Tie Constraint기능을 이용해 일체로 거동시키며, 그림 3.159와 같이 일체 거동하는 접촉면을 지정하고 그 외의 면적은 일반 접촉으로 구현한다.



그림 3.159 제시하는 해석 모델링

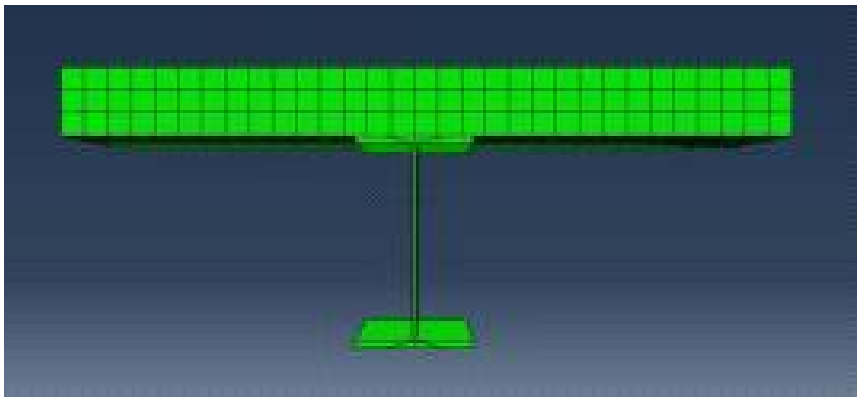


그림 3.160 합성구조 유한요소해석 모형

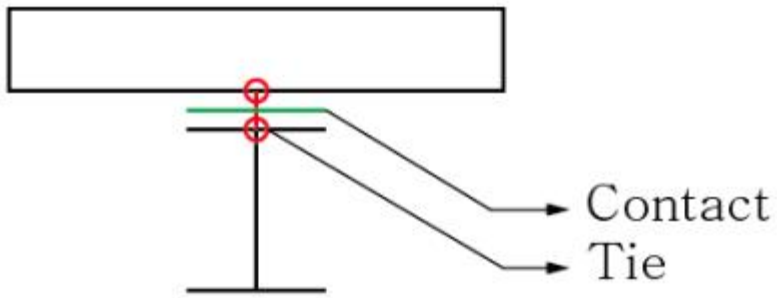


그림 3.161 Tie를 이용한 유한요소해석 연결부

제안한 모델링을 검토하기 위해 아래의 그림과 같이 스터드를 직접 모델링해 콘크리트 슬래브 안에 삽입한 모델링의 결과를 서로 비교하였다. 스터드의 헤드는 모양 그대로 육각형으로 표현하고 몸체는 원형 면적을 고려해 헤드와 마찬가지로 육각형으로 모델링 하였다. 콘크리트 슬래브의 진행방향 반대쪽에 발생하는 콘크리트 슬래브와 스터드의 박리는 그 영향이 작아 고려하지 않았다.

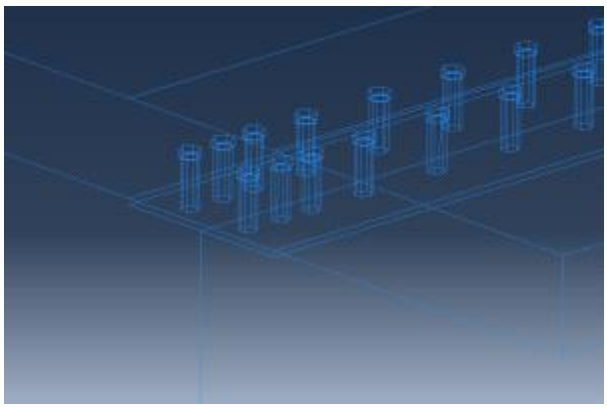


그림 3.162 스터드 모델링

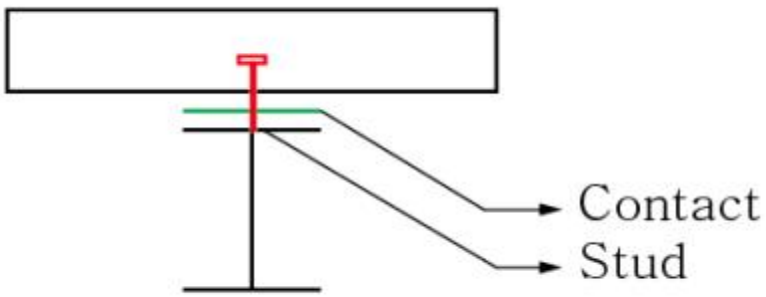


그림 3.163 스터드를 직접 모델링한 유한요소해석 연결부

위와 같은 방법으로 슬래브의 응력을 구하게 되면 그림3.164의 아래쪽과 같이 응력의 분포가 직사각형으로 요소 구성시 그 층에 의해 계단 형으로 구해지겠지만 이는 변형률의 직선 보간이 가능하다는 가정 하에 식(1.1), (1.2)의 결과 값에 주는 영향이 작기 때문에 사용해도 무방하다고 판단된다. 이때 콘크리트 하부에 발생하는 인장력을 제외하고 콘크리트 슬래브의 압축력만 고려하게 된다.
정모멘트부에서 식 (1.1)을 사용하고 부모멘트부에서 식 (1.2)를 사용하게 된다.
(Chiwanichakorn, M., 2004)

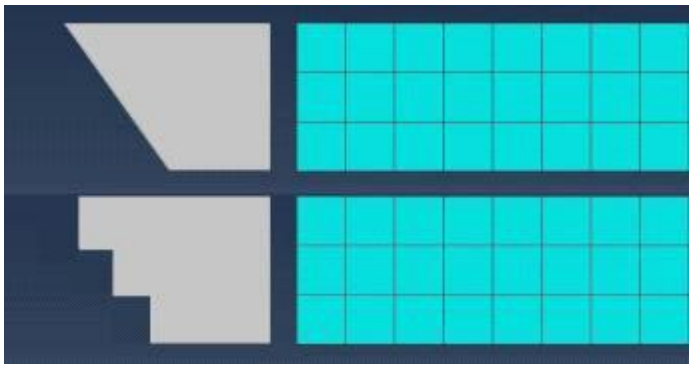


그림 3.164 실제 변형률 선도와
유한요소해석의 응력선도

$$C_{slab} = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i \cdot A_i$$

$$b_{eff} = \frac{C_{slab}}{t_{slab} \times \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{2}}$$

(1.1)

$$T_{slab} = \sum_{i=1}^{n} \sigma_i \cdot A_i \qquad (1.2)$$

$$b_{eff} = \frac{T_{slab}}{t_{slab} \times (\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}) + q_{re,top} + q_{re,bot}}$$

(2) 국내외 설계기준의 유효폭

1) 도로교 설계기준 (2010)

도로교 설계기준의 유효폭 관련 규정은 두 가지이며, 제3장 강교의 3.8.3.4절에 다음과 같이 명시되어 있다.

3.8.3.4 플랜지의 유효폭

응력과 변형을 계산하기 위한 플랜지의 폭 λ는 식 (3.8.7), (3.8.8)또는 그림 3.8.4에 의해 계산하도록 한다. 여기서, 주 거더 사이에 있는 플랜지의 폭을 강 , 주 거더의 등가 지간장을 갖로 놓는다. 등가 지간장 갖과 실제의 지간장 과의 관계 및 식 (3.8.7), 식 (3.8.8)의 적용방법을 표 3.8.1에 나타낸다. 여기서, 중간지점과 지간중앙부 사이의 유효폭은 표 3.8.1에 나타낸 바와 같이 직선적으로 변화한다고 본다.

$$\begin{array}{ll} b/l \le 0.05 & \lambda_L = b \\ 0.05 < b/l < 0.30 & \lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b \\ b/l \ge 0.30 & \lambda_L = 0.15\, l \end{array} \qquad (3.8.7)$$

$$\begin{array}{ll} b/l \le 0.02 & \lambda_S = b \\ 0.02 < b/l < 0.30 & \lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b \\ b/l \ge 0.30 & \lambda_S = 0.15\, l \end{array} \qquad (3.8.8)$$

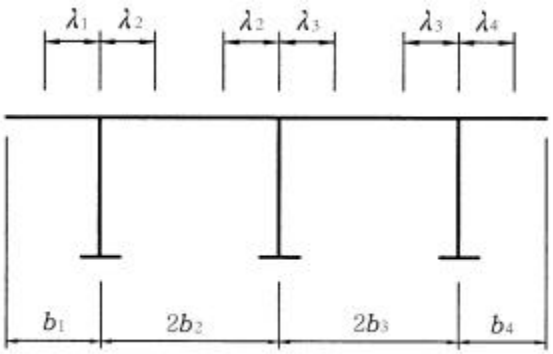
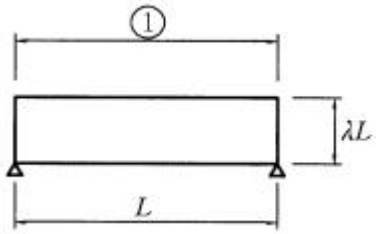
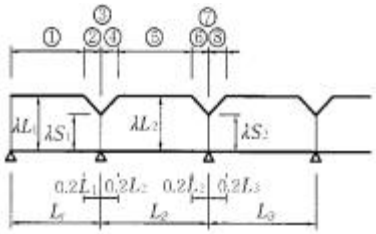
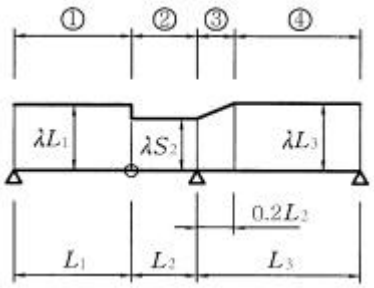


그림 5. 플랜지의 유효폭

표 1. 등가 지간장 적용식

	유효폭의 변화 상태	구간	등가지간장	적용식
단순거더		①	λ_L(거더전장) : $l = L$	(3.8.7)
연속거더		①	λ_{L_1}(지간중앙부) : $l = 0.8L_1$	(3.8.7)
		⑤	λ_{L_2}(지간중앙부) : $l = 0.8L_2$	(3.8.7)
		③	λ_{S_1}(중간지점) : $l = 0.2(L_1 + L_2)$	(3.8.8)
		⑦	λ_{S_2}(중간지점) : $l = 0.2(L_2 + L_3)$	(3.8.8)
		②④ ⑥⑧	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다	
게르버거더		①	λ_{L_1}(지간중앙부) : $l = 0.8L_1$	(3.8.7)
		④	λ_{L_3}(지간중앙부) : $l = 0.8L_3$	(3.8.7)
		②	λ_{S_2}(켄틸레버부) : $l = 2L_2$	(3.8.8)
		③	양단의 유효폭을 사용하여 직선적으로 변화한다	

식(3.8.7)과 식(3.8.8), 표 1에 사용된 λ는 바닥판의 유효폭을 의미하며 b는 실제 바닥판의 폭을 의미한다. l은 등가지간장으로 표 1에서 언급된 바와 같이 단순거더의 경우 실제지간을 사용한다.

본 보고서에서 사용하는 도로교 설계기준의 유효폭 제안식은 바닥판 두께에 제한받지 않는다. 바닥판 두께의 영향을 받는 3.8.3.3절에 정의된 유효폭은 AASHTO LRFD(2012), 강구조 설계기준(2009)과 동일하며 2.3에서 다룬다.

2) Eurocode4 (2005)

Eurocode4(2005)의 유효폭 관련 설계기준은 강-콘크리트 합성보의 바닥판 유효폭에 대하여 다음과 같이 정의한다.

L_e는 휨모멘트가 0이 되는 위치사이의 거리이며 b_{ei}는 웨브의 양쪽으로 콘크리트 플랜지의 유효폭 값이고 기하학적인 폭 b보다 작도록하여 $L_e/8$을 사용하도록 한다. b_0는 전단 연결재 사이의 중심간 간격이다. 내측 구간은 식 (3.3)을 사용하여 유효폭을 산정하고 외측 구간에서는 식 (3.4)를 사용하여 유효폭을 산정한다.

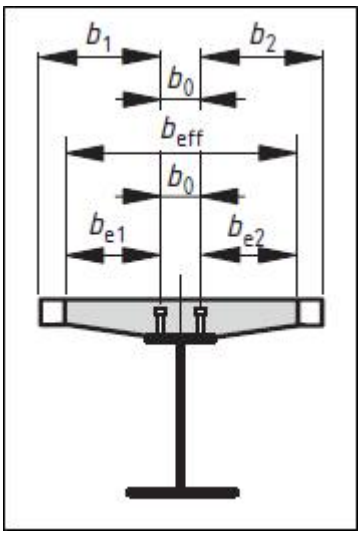


그림 6. Eurocode4 유효폭 변수

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (b_{ei} = l_e/8 \leqq b_i) \tag{3.3}$$

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (\beta_i = 0.55 + 0.025\frac{L_e}{b_i} \leqq 1.0) \tag{3.4}$$

식 (3.3)과 (3.4)에서 b_{eff}는 유효폭, L_e는 등가지간장이다.

Eurocode4의 유효폭 관련 설계기준은 도로교 설계기준과 마찬가지로 바닥판 두께와 관련이 없다.

3) AASHTO LRFD (2012), 강구조설계기준(2009)

AASHTO LRFD 설계기준에서는 합성거동을 하는 콘크리트-강 합성보의 유효폭을 다음과 같이 규정하며 이는 강구조 설계기준과 동일하고 본 논문에서 다루지 않는 도로교 설계기준 3.8.3.3의 유효폭 기준과 동일하다.

1) 거더의 내측보의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한

다.
- 등가지간장의 1/4
- 슬래브 평균 두께의 12배 + (복부 두께, 거더의 상부 플랜지 폭의 1/2)중에서 큰 값
- 인접한 보 사이의 평균 간격

2) 거더의 외측 보 플랜지 유효폭은 인접한 내측보의 유효폭의 절반과 다음 중 가장 작은 값의 합으로 한다.
- 등가지간장의 1/8
- 슬래브 평균 두께의 6배 + 복부 두께의 절반, 거더의 상부플랜지 폭의 1/4)중에서 큰 값
- 내민 부분의 폭

해당 기준들은 바닥판 두께에 관한 규정이 있으며, 이는 바닥판 두께가 거더 간격과 바닥판 내민 부분의 길이와 비교해 상대적으로 작을 경우 큰 영향을 받게 된다.

4) 콘크리트 설계기준 (2007)

콘크리트 설계기준은 합성보의 유효폭 규정을 콘크리트 T형보의 유효폭으로 규정하고 있다.

1) 내측 보의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다.
- 양쪽으로 각각 내민 플랜지 두께의 8배 + 웨브의 두께
- 양쪽 바닥판의 중심 간 거리
- 보 경간의 1/4

2) 외측 보의 플랜지 유효폭은 다음의 값들 중 가장 작은 값으로 한다.
- 한쪽으로 내민 플랜지 두께의 6배 + 웨브의 두께
- 보 경간의 1/12 + 웨브의 두께
- 인접한 보와의 내측거리의 1/2 + 웨브의 두께

콘크리트 설계기준은 T형보의 기준으로 강-콘크리트 합성보의 유효폭 설계기준을 대체하므로 바닥판 두께의 영향을 AASHTO LRFD 기준보다 크게 받으며 이는 합성보의 단면 변화에 따라 큰 차이를 보여 합성보 유효폭 설계기준에 적합하지 않을 것으로 판단된다.

(3) 유한요소해석 검증을 위한 시험체 선정

1) 참고 교량

실험체 선정을 위한 참고 교량은 아래의 그림 3.165와 같은 실제 시공된 길이 30m의 6 거더 콘크리트-강 합성교이다. 실험을 위해 제작하고자 하는 시험체는 2 거더 콘크리트-강 합성보이므로 참고하는 교량의 외측 거더의 소성중립축을 기준으로 소성중립축이 단면에서 위치하는 비율이 근사하도록 시험체를 선정하였다. 대부분의 경우 소성중립축이 거더의 상부플랜지에 위치하도록 설계하였다.

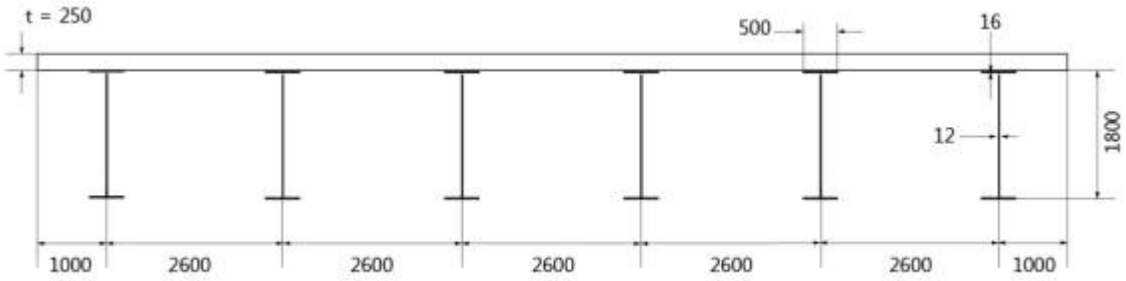


그림 3.165 참고 교량

교량의 재원은 아래의 표 3.1과 같으며 소성중립축 산정시 EC4와 비교하여 상대적으로 소성모멘트의 값이 높게 산정되는 AASHTO기준을 따라 설계하여 재하력을 결정하였으며, 유효폭은 EC4를 기준으로 산정하였다.

표 3.56 참고 교량 재원

콘크리트 슬래브	철근	강거더
$f_c' = 30\,(\mathrm{MPa})$	$f_{y,reinforcement} = 400\,(\mathrm{MPa})$	$f_{y,allothers} = 356\,(\mathrm{MPa})$

6거더 콘크리트-강 합성교의 중립축은 표 3.2와 같고 표에 있는 중립축 위치의 비율이란 그림3.2에 설명되어 있는 a/b값을 의미한다. 소성중립축의 위치는 AASHTO LRFD에서 참고한 식 (3.1)과 그림 3.3의 계수를 이용해 산정한다.

표 3.57 참고 교량 소성중립축 위치

참고교량 외측거더 중립축 fck=30Mpa fy=356Mpa			
Girder size :1800X500 t1=16,t2=12			
중립축	상부 플랜지	상부 플랜지 중립축 위치	상부 플랜지와 중립축 위치의 비율
250.73	16	0.73	0.04562

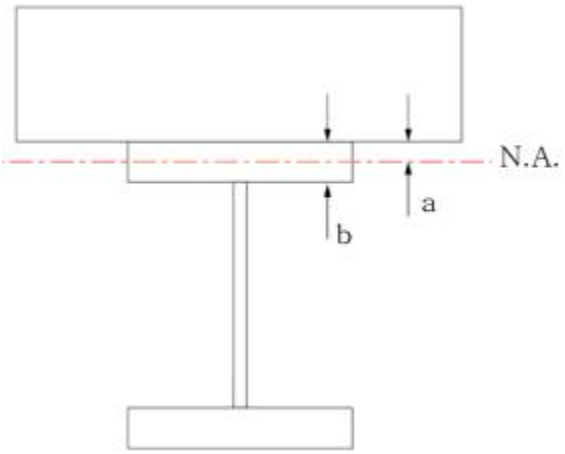


그림 3.166 소성중립축

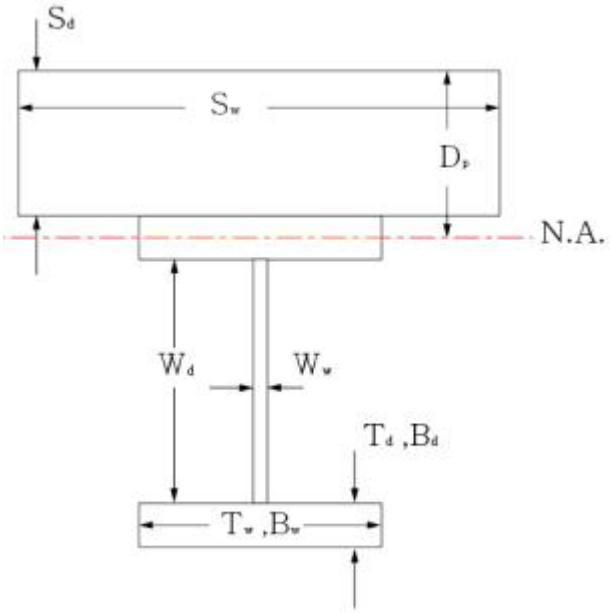


그림 3.167 소성중립축 산정계수

$$C_c = 0.85 f_{ck} S_w S_d$$
$$C_{s(tfc)} = f_y T_w (S_d + T_d - D_p)$$
$$T_{s(tft)} = f_y T_w (S_d + T_d - D_p)$$
$$T_{s(w)} = f_y W_w W_d$$
$$T_{s(b)} = f_y B_w B_d \quad (3.1)$$

압축력과 인장력이 같아야 하므로 식(3.1)을 이용한 식(3.2)에서 D_p값을 찾는다.

$$C_c + C_{s(tfc)} = T_{s(tft)} + T_{s(w)} + T_{s(b)} \quad (3.2)$$

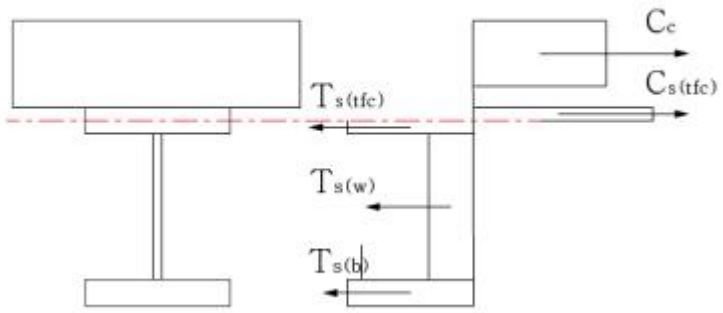


그림 3.168 단면의 압축, 인장력

2) 시험체 선정

두 개의 실험체가 제작되었으며 시험체의 지간은 각각 5m와 7m이다. 실험체 설계시 실험체의 중립축 위치를 실험체의 웨브에 위치하도록 조절하여 콘크리트 바닥판은 압축이 지배적인 단면일 것으로 예상되었다. 철근은 콘크리트 설계기준에 따라 배근하였으며 배근도는 다음과 같다.

5m 실험체의 거더는 400X200으로 일반적인 H형 강재의 규격을 따르며 상부와 하부의 플랜지 두께는 13mm, 웨브의 두께는 8mm 이다. 거더위의 스터드 사이 횡방향 간격은 80mm이다.

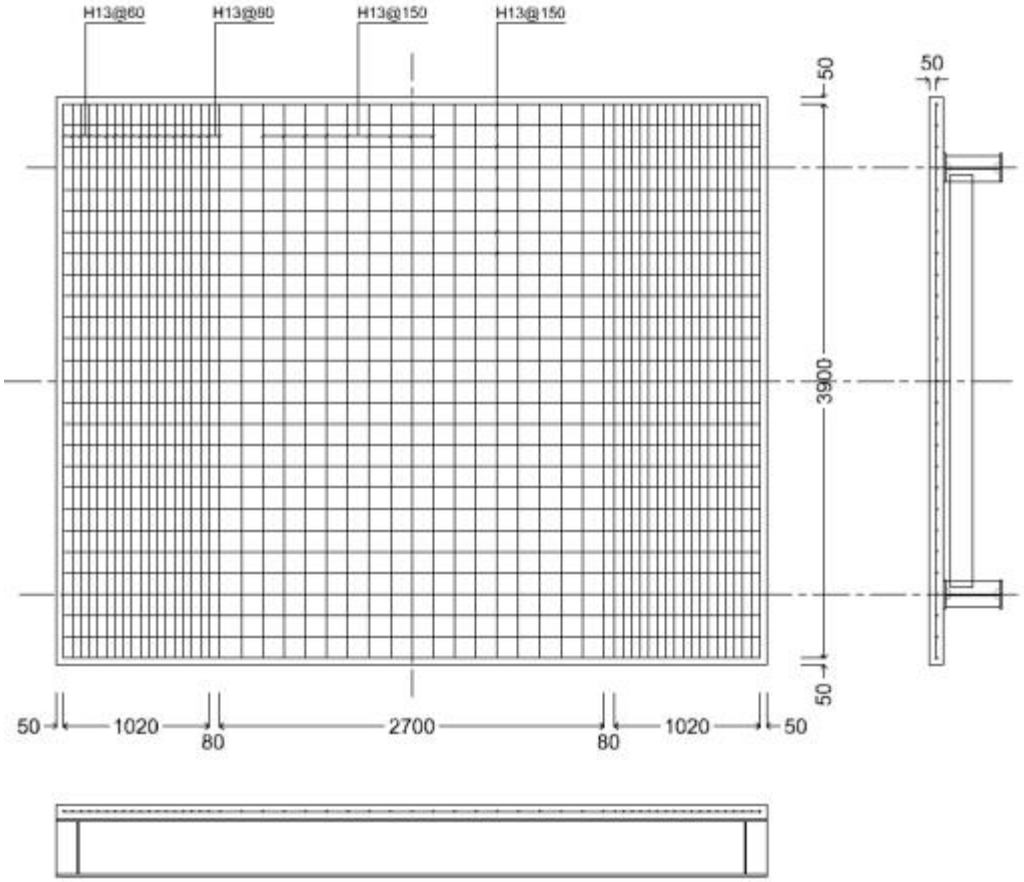


그림 3.169 5m 실험체 배근도

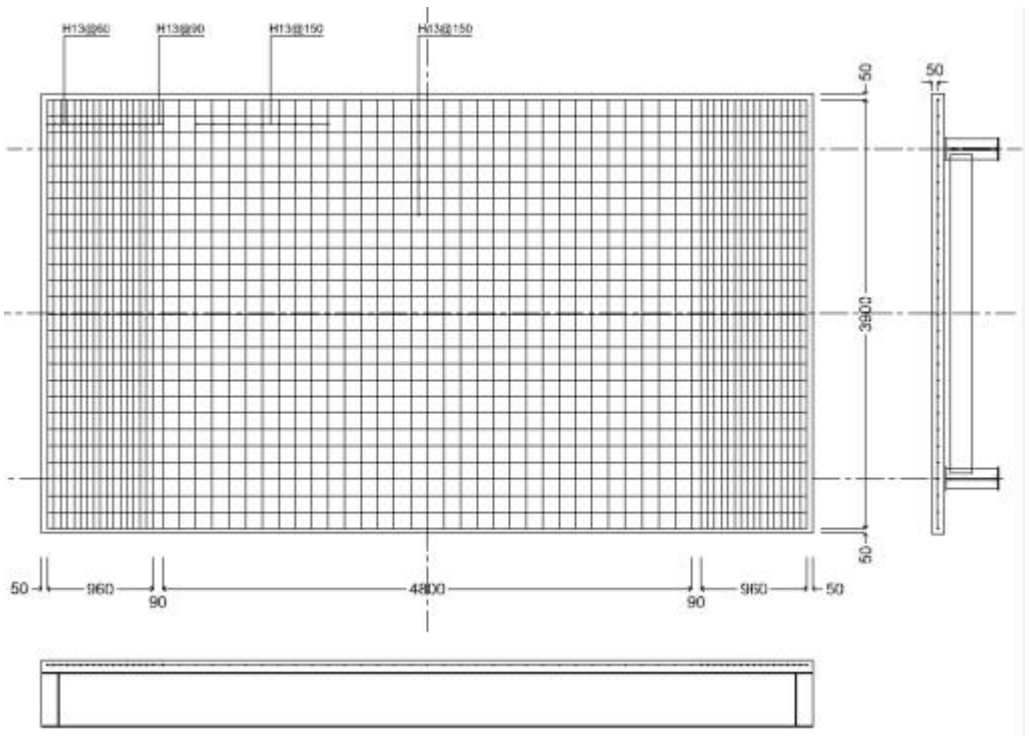


그림 3.170 7m 실험체 배근도



그림 3.171 5m 실험체 거더 상세

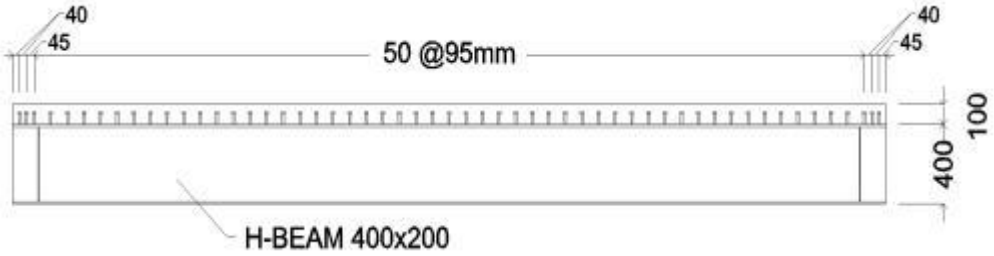


그림 3.172 5m 실험체 스터드 배치간격

5m 실험체의 종방향 스터드 간격은 위의 그림과 같으며 이는 설계 기준에 제안되어 있는 개수보다 전단연결재를 25% 더 많이 배열하여 연결재에서의 파괴를 방지하고 합성보의 완전한 합성을 고려하였다.

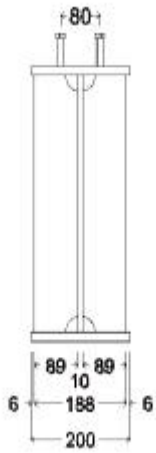


그림 3.173 7m 실험체 거더 상세

7m 실험체의 거더는 500X200으로 5m 실험체의 거더와 마찬가지로 일반적인 H형 강재의 규격을 따라 상부와 하부 플랜지 두께는 18mm이고 웨브의 두께는 10mm 이다. 스터드의 간격은 5m 실험체와 플랜지의 길이가 동일하도록 80mm로 선정하였으며 스터드의 개수를 25% 증가시켜 스터드의 파괴로 인한 비합성거동을 방지하였다.

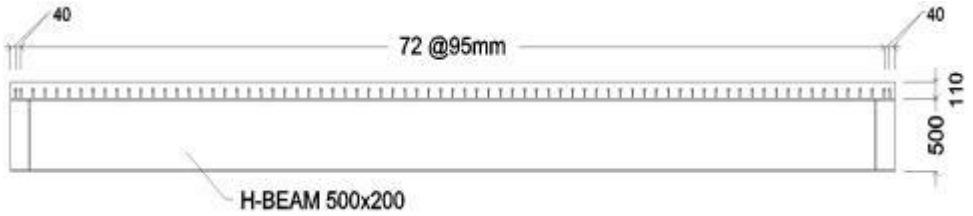


그림 3.174 7m 스터드 배치간격

거더는 실제 시공된 사례가 있는 합성교량의 중립축 위치 비율을 사용하여 SS400 400×200을 적용하였고 SS400의 항복응력은 245MPa이고 콘크리트 바닥판의 압축강도는 25MPa이다.

3) 시험체 게이지 부착 위치선정

시험체와 ABAQUS 모델의 응력과 처짐 값을 비교하기 위해 모델의 노드를 게이지 위치에 설정하였다. 콘크리트 게이지의 간격은 20cm로 부착하고 슬래브 하부의 거더가 위치하는 지점의 콘크리트 응력을 보기위해 거더의 상부플랜지에 스트레인 게이지를 10cm간격으로 부착하여 추후 보간을 통해 슬래브 하부의 콘크리트 응력을 산정한다.

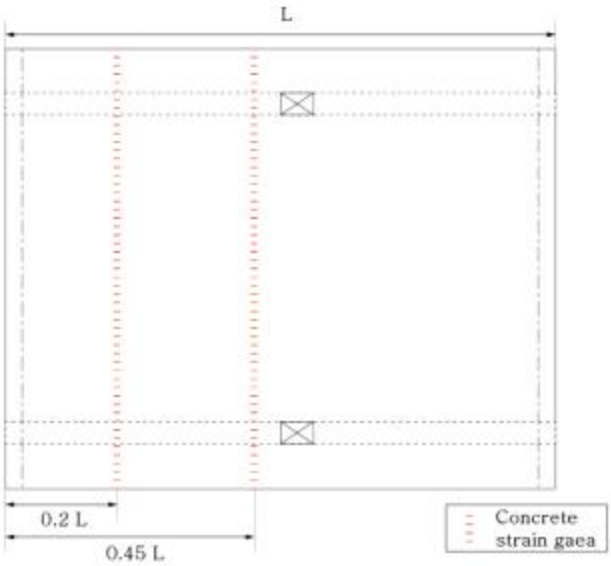


그림 3.175 슬래브 상부 게이지 부착위치

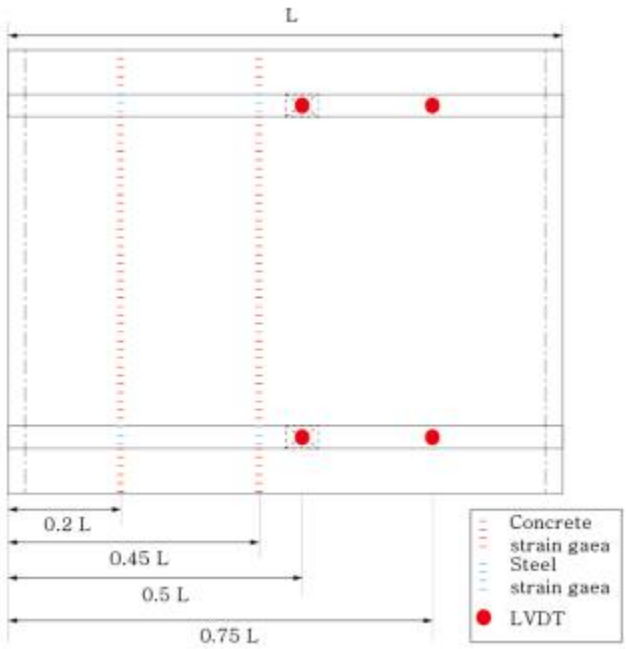


그림 3.176 슬래브 하부 게이지 부착위치

응력의 최대값은 지간의 중앙에서 발생할 것이나 하중의 재하위치로 인해 중앙경간의 응력확인이 어려운 관계로 하중 재하 지점 응력집중의 영향을 피할 수 있는 0.45 L 지점의 응력을 확인하여 비교하고, 추가적으로 0.2 L 지점의 응력을 확인하여 모델링과 비교한다. 또한 ABAQUS 모델링과 비교하기위해 실험체 거더의 처짐을 지간의 0.5 L 지점에서 확인한다.

4) 해석 결과 및 실험 검증

게이지를 통해 측정한 실험체의 응력분포와 실험체와 동일한 하중을 가력한 유한요소 해석 응력분포 결과값을 다음의 과정을 통해 비교 분석한다.

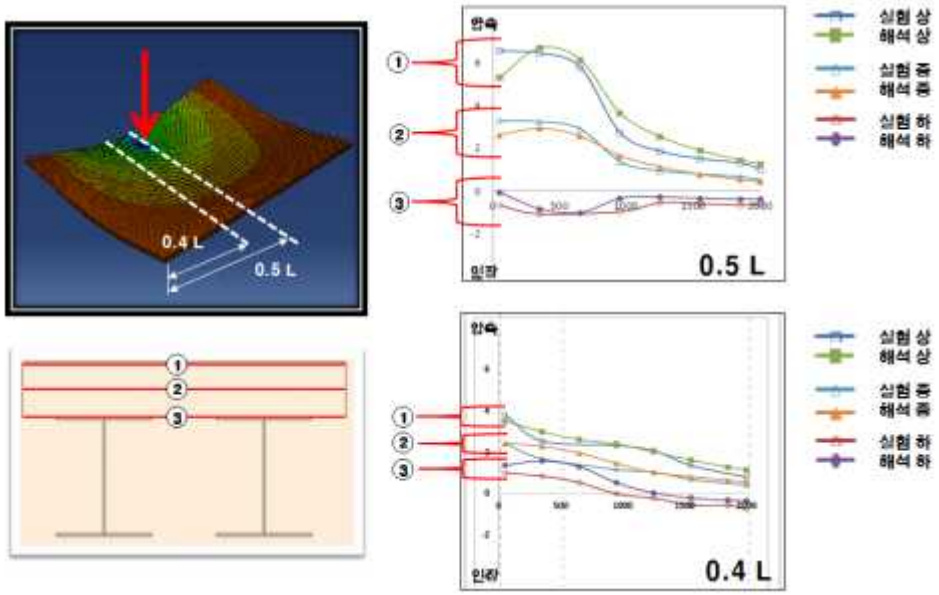


그림 3.177 5m 실험체 응력분포 (1 Point Load)

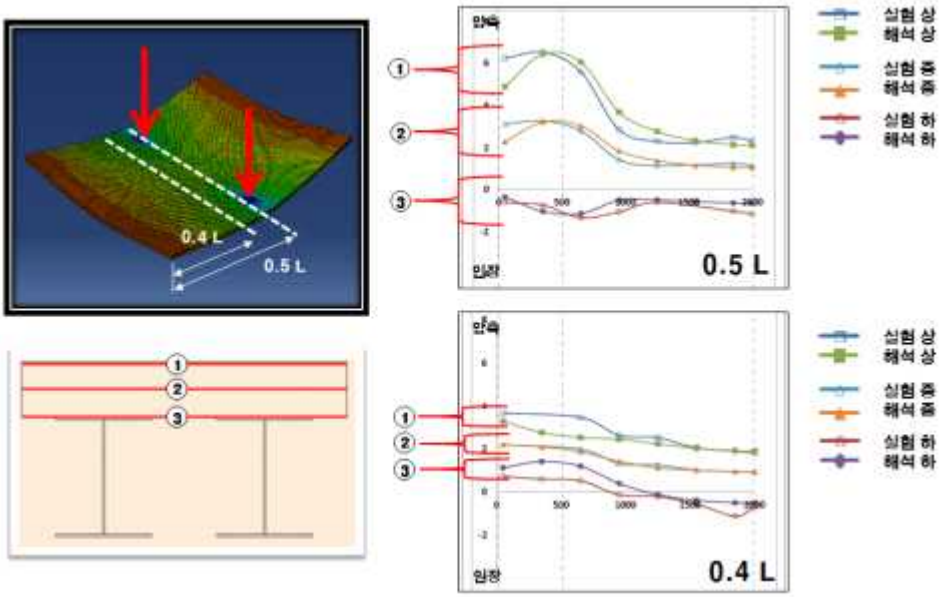


그림 3.178 5m 실험체 응력분포 (2 Point Load)

하중을 가력한 합성보의 콘크리트 바닥판 응력분포는 그래프를 통해 확인할 수 있다. 위쪽의 그래프는 0.5L 지점의 응력 분포를 비교한 값이며 아래쪽의 그래프는 0.4L 지점의 응력 분포를 비교한 것이다. 바닥판 상면과 중면, 하면을 각각 비교한 결과 유한요소 해석 결과가 실험을 통한 측정값과 유사하다는 것을 알 수 있다. 또한, 0.4L과 0.5L의 두 지점 모두 하면에 인장력이 발생하는 것을 확인할 수 있었다.

7m 실험체와 제안 해석의 바닥판 응력 분포 비교

5m 실험체와 동일하게 7m 실험체에서도 한쪽 거더 상부에 하중을 가력한 응력 분

포와 양쪽에 하중을 가력한 응력 분포를 그래프를 통해 확인할 수 있다. 전반적으로 실험체와 해석결과값의 응력분포가 유사하여 바닥판 내부 응력을 고려한 유한요소 해석의 신뢰성을 확인하였고 콘크리트 바닥판 하면을 나타내는 아래쪽 그래프에서 실험체와 제안한 방법으로 모델링하고 해석한 결과가 동일하게 인장력을 받는 것을 데이터를 통해 확인 할 수 있었다.

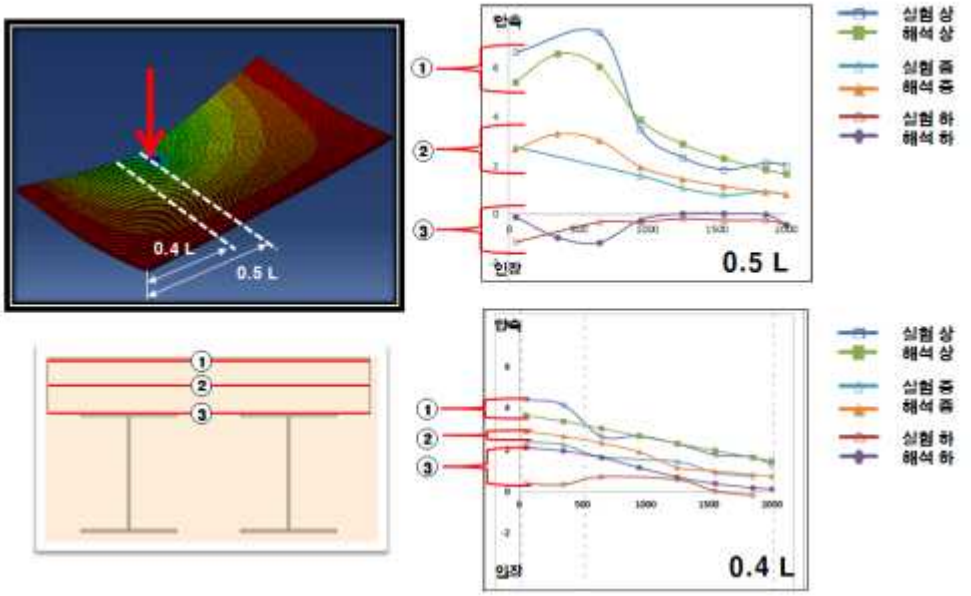


그림 3.179 7m 실험체 응력분포 (1 Point Load)

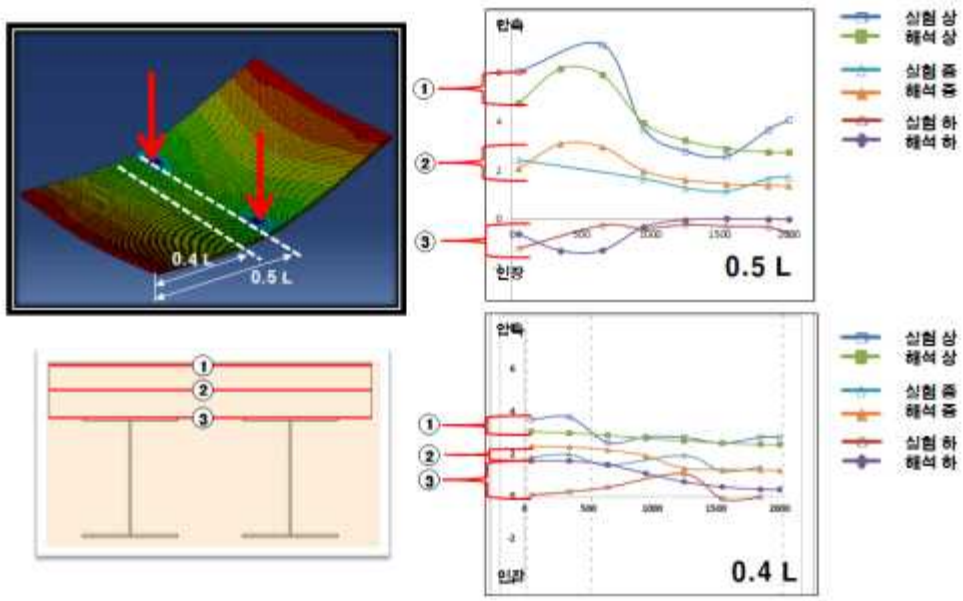


그림 3.190 7m 실험체 응력분포 (2 Point Load)

실제로 해석을 검증하기 위한 실험과정에서 합성보의 콘크리트 바닥판 하면에 인장력이 발생하여 균열이 발생한 것을 그림 3.191과 같이 확인할 수 있었다.

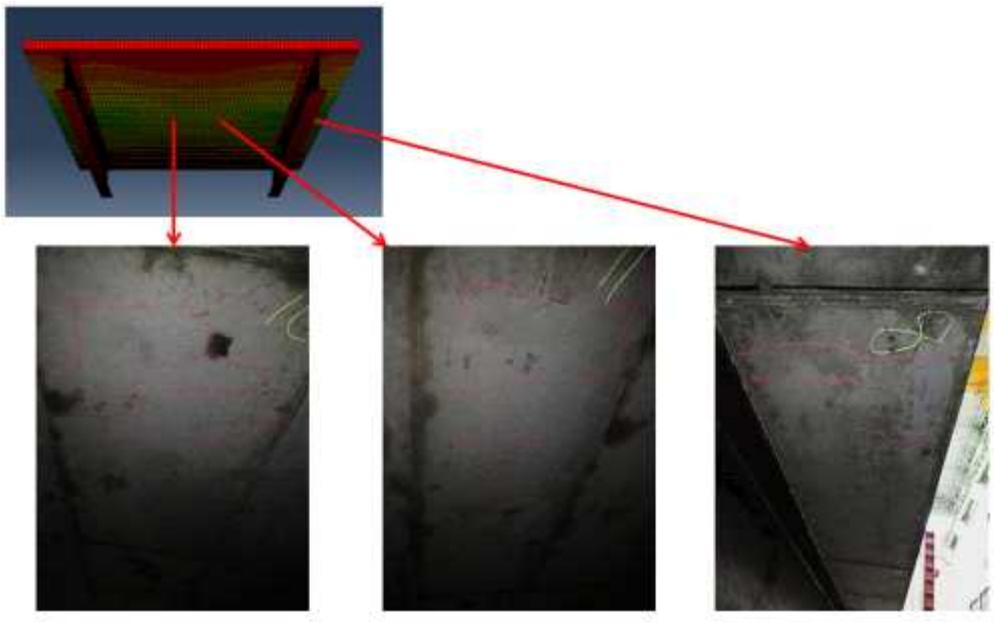


그림 3.191 실험체 콘크리트 바닥판 하면의 인장균열

하지만, 실제로 웨브위의 상부플랜지 응력을 살펴보면 그림4.6과 같은 양상을 보이며 플랜지가 위치하는 부분의 응력은 지간의 0.5L 지점에서 바닥판에 압축력이 발생하는 것을 확인할 수 있다. 실험체의 경우 0.5L 지점에 가력판이 위치하여 상부의 응력은 확인할 수 없으나 플랜지가 위치하는 바닥판 하면의 응력은 플랜지의 변형률값을 직선보간 하여 응력을 구할 수 있다. 4.2에 제시된 유효폭은 실험체와 비교하기 위해 실험체의 게이지가 부착되어있는 부분의 응력만을 사용하여 유효폭을 산정한 결과이나 추가적으로 설계기준과 비교하는 유효폭 산정값은 해당 지간에 위치하는 모든 노드를 대상으로 유효폭을 산정한 결과이므로 거더의 플랜지 위치의 응력변화가 반영되었다.

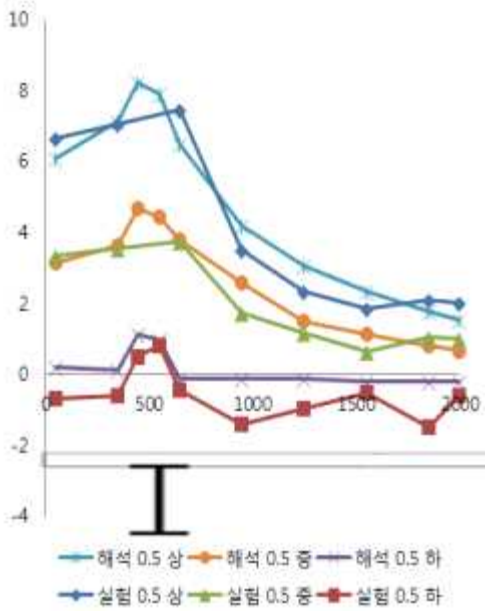


그림 3.192 가력판과 하부 플랜지 위치의 응력을 포함한 응력분포도

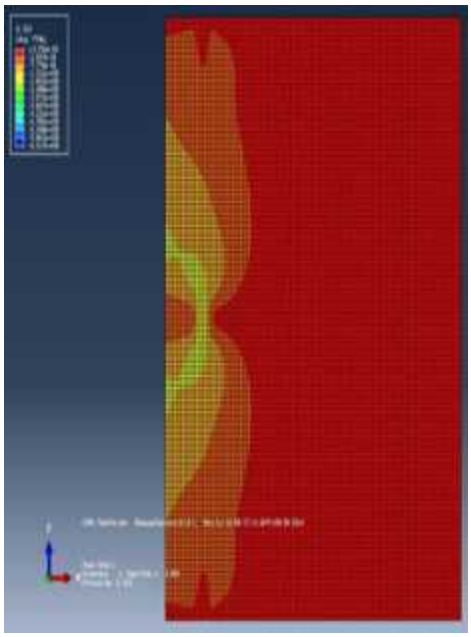


그림 3.193 유한요소해석 바닥판 하면

5) 실험과 유한요소 해석의 유효폭 비교

실험을 통해 구한 응력 분포와 기존의 유한요소해석 방법을 통해 산정한 응력 분포, 제안한 유한요소해석 방법을 통해 산정한 응력 분포를 이용하여 유효폭을 산정한 결과를 비교하였다. 그래프는 실제 폭과 산정된 유효폭의 비율이며 0.5L 지점과 0.4L 지점의 유효폭을 한쪽에 하중을 가력한 결과와 양쪽에 하중을 가력한 결과에 대하여 각각 산정하였다.

5m 실험체와 해석의 유효폭 비교

5m 실험체의 경우 전반적으로 제안한 유한요소 해석모델을 사용한 유효폭 산정값이 실험을 통해 산정된 유효폭 산정값에 더욱 근사한 것을 확인할 수 있다. 그래프를 보면 0.5L 지점에서는 큰 차이를 나타내지 않으나 0.4L 지점에서는 5%이상의 차이를 보이며 제안한 해석결과가 실험결과에 더 유사한 것을 확인할 수 있다. 유효폭은 더 작은 값을 사용하므로, 실제 폭과 유효폭의 비율이 한쪽에 하중을 가력한 경우가 더 작기 때문에, 한쪽에 하중을 가력한 경우의 0.5L 지점에서 산정된 값을 유효폭으로 사용하게 된다.

7m 실험체와 해석의 유효폭 비교

7m 실험체에서도 마찬가지로 세 가지의 유효폭 산정 결과를 비교한 결과 제안한 유한요소 해석모델을 통해 산정한 유효폭 값이 기존의 것과 비교하여 실험체의 유효폭 산정 결과와 더 유사한 것을 확인할 수 있었다. 마찬가지로 더 작은 유효폭이 발

생하는, 한쪽에 하중을 가력한 경우의 0.5L 지점의 유효폭을 사용하게 된다. 상대적으로 지간이 긴 7m 시험체의 유효폭 산정 결과에서 제안 해석이 기존해석과 비교하여 더 큰 차이를 보이며 실험결과에 근사하므로 이 결과는 바닥판 내부 응력 변화를 고려한 해석의 필요성을 확인할 수 있다.

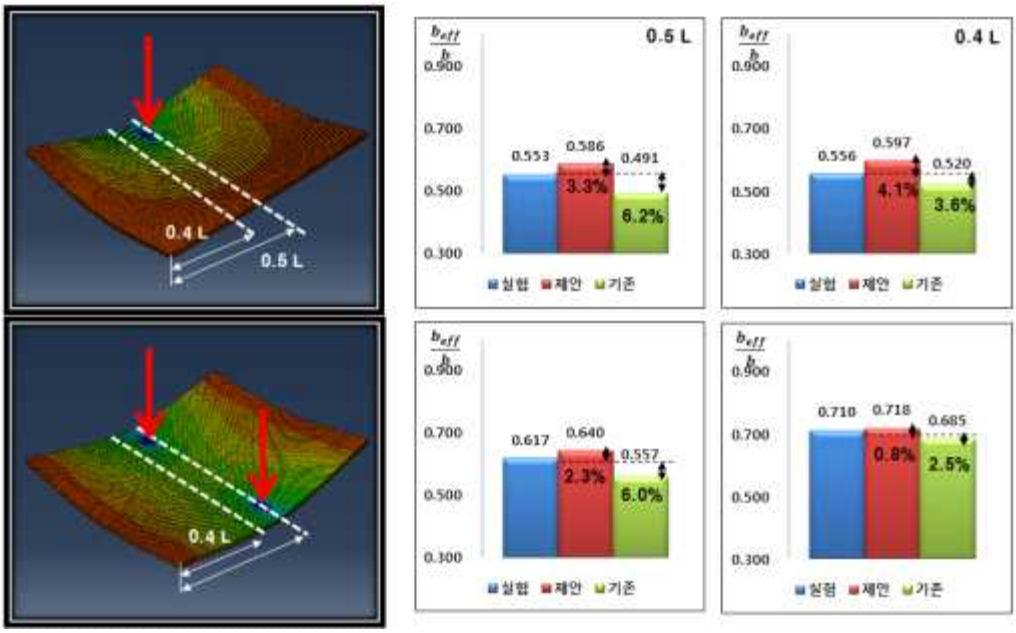


그림 3.194 5m 실험체와 해석의 유효폭 비율 비교

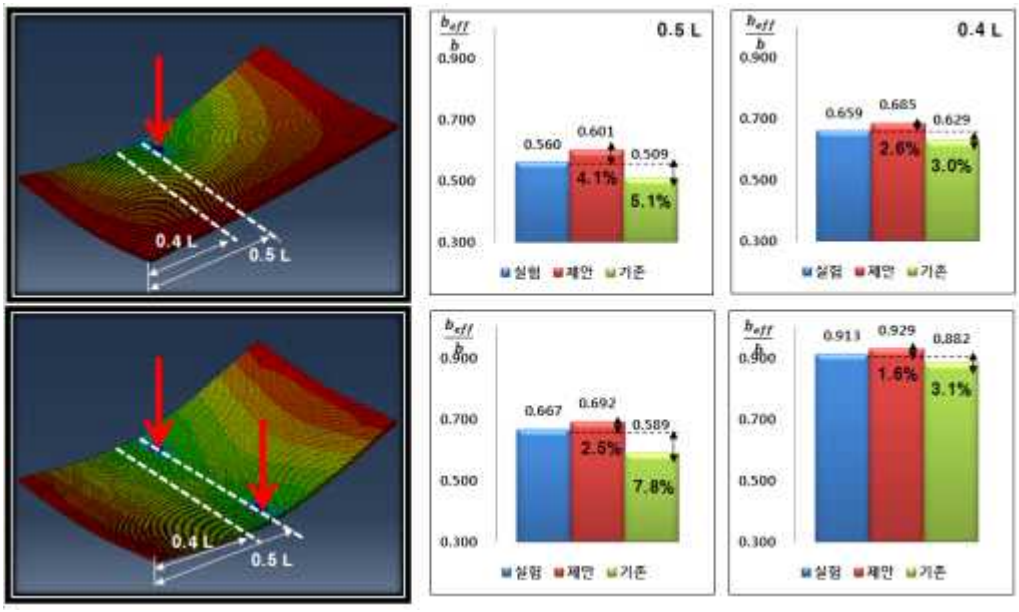


그림 3.195 7m 실험체와 해석의 유효폭 비율 비교

(4) 지간의 변화에 따른 합성보의 유효폭

1) 지간의 변화에 따른 합성보의 외측 거더 유효폭

5m 실험체와 동일한 단면을 사용한 합성보의 유효폭을 지간의 변화에 따라 산정한 결과, 기존 해석과 비교하여 바닥판 내부의 응력 변화를 고려한 제안 해석을 통해 산정된 유효폭 결과가 더 경제적인 것을 확인할 수 있다. 이는 기존 해석의 연결부가 노드에 묶여 있어 해당 스터드 위치의 콘크리트 바닥판에 응력이 집중된 결과로 판단된다.

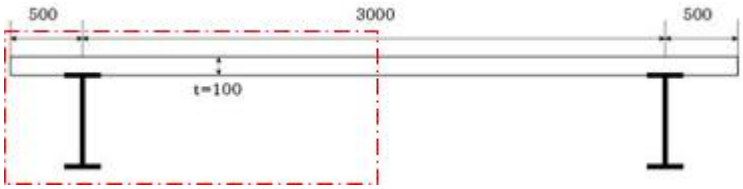


그림 3.196 외측 거더 유효폭 해석 모델의 단면

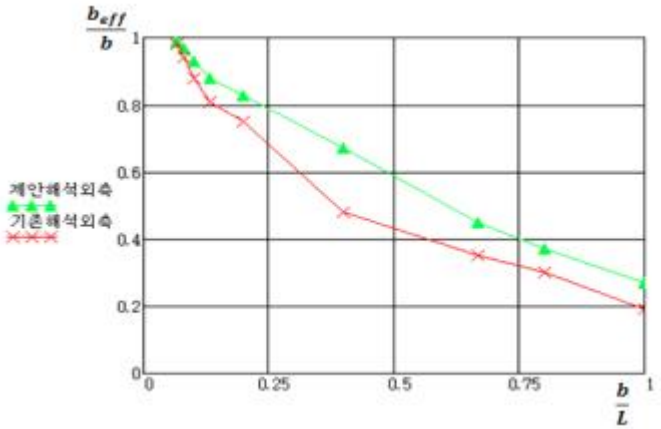


그림 3.197 외측 거더의 유효폭 (1)

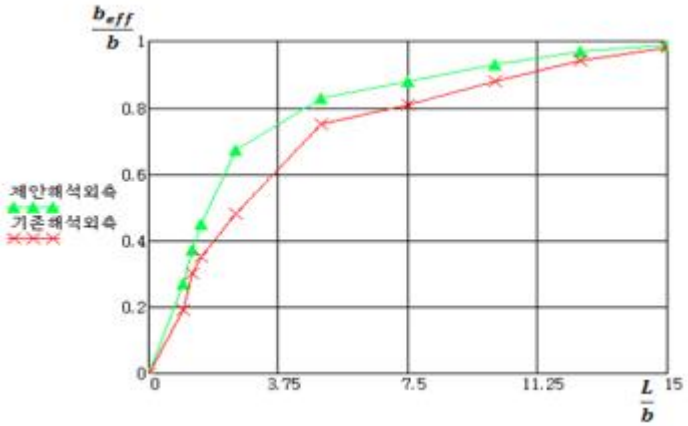


그림 3.198 외측 거더의 유효폭 (2)

그림 4.12는 그림 4.11과 동일한 데이터를 입력한 그래프이며, X축을 달리하여 폭과

비교해 상대적으로 긴 지간의 유효폭을 확인하기에 용이하다. 지간이 길어져도 실험을 통해 검증된 제안 해석으로 산정된 합성보의 유효폭이 기존의 해석보다 경제적인 것을 확인할 수 있다.

2) 지간의 변화에 따른 합성보의 내측 거더 유효폭

내측 거더 역시 실험체와 동일한 주 거더 간격을 사용하여 지간의 변화에 따라 유효폭을 산정하였으며 외측 거더와 동일한 이유로 기존 해석보다 제안 해석의 유효폭이 더 경제적인 것을 확인할 수 있다.

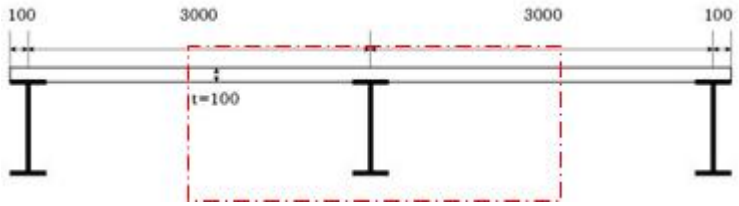


그림 3.199 내측 거더 유효폭 해석 모델의 단면

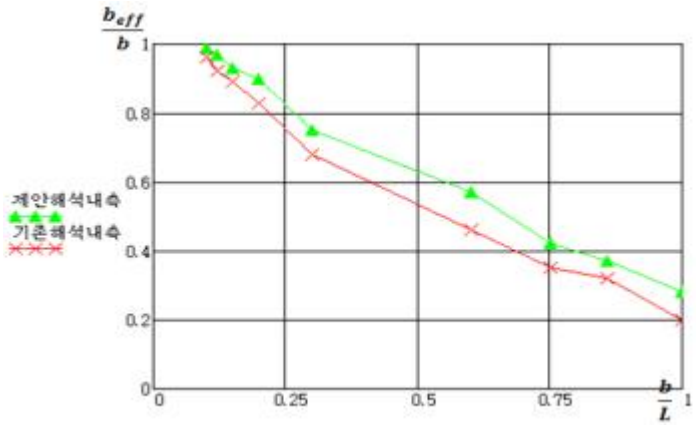


그림 3.200 내측 거더의 유효폭 (1)

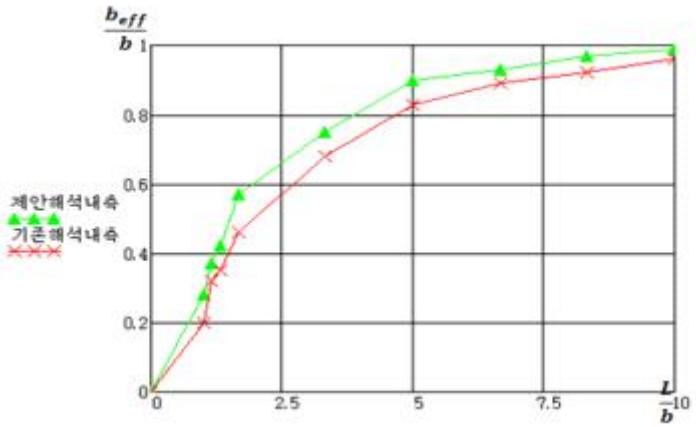


그림 3.201 내측 거더의 유효폭 (2)

그림 3.200와 그림 3.201는 외측 거더의 경우와 마찬가지로 동일한 데이터이며 보 길이의 변화와 무관하게 제안 해석이 기존 해석보다 경제적인 유효폭을 도출한다는 것을 확인할 수 있다. 또한, 합성보는 바닥판의 곡선모양 응력분포가 지간이 길어질수록 완만해져 그 유효폭이 증가하고 일정 범위 이상으로 지간이 길어지면 실제 폭으로 수렴한다는 것을 확인할 수 있다.

(5) 국내외 설계기준과 비교

1) 해석결과와 설계기준의 외측 거더 유효폭 비교

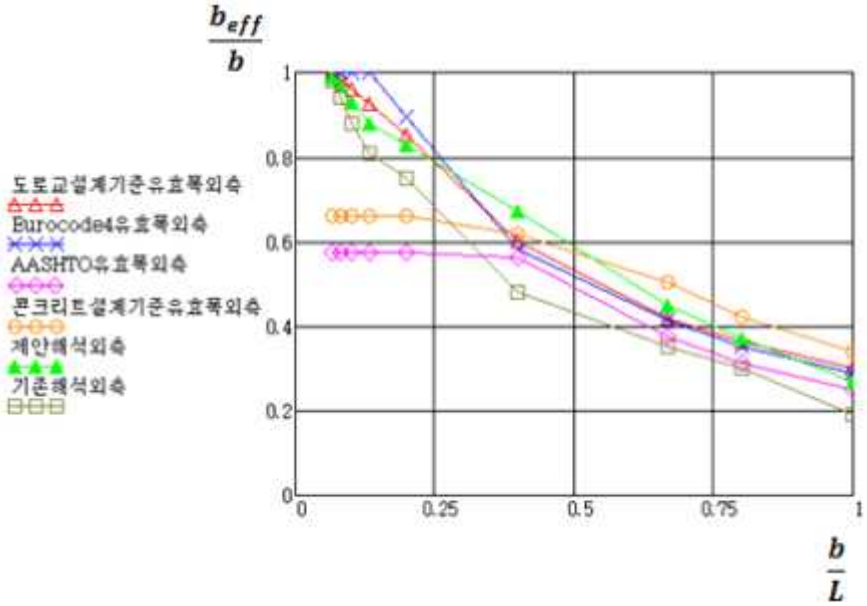


그림 3.202 제안해석의 외측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (1)

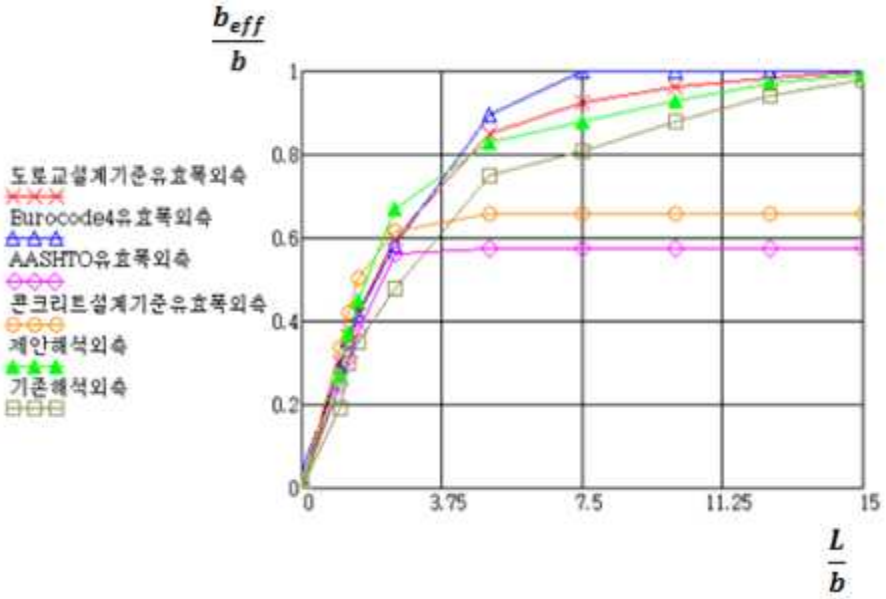


그림 3.203 제안해석의 외측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (2)

그림 3.202의 결과와 같이 제안 해석의 값은 상대적으로 지간이 짧은 합성보의 경우 도로교 설계기준(2012)과 Eurocode4(2005)에 근사한 것으로 판단된다. 콘크리트 설계기준에 가장 근사한 경우도 있으나 모든 설계기준보다 안전치에 있고 여타 구간에서 콘크리트 설계기준이 큰 차이를 보이기 때문에 콘크리트 설계기준은 제외한다.

상대적으로 지간이 긴 합성보의 경우 제안 해석결과의 값이 도로교 설계기준에 근사한 것을 확인 할 수 있으며 이는 Eurocode4(2005)를 제외하고 가장 경제적인 유효폭을 제시하는 값이다.

2) 해석결과와 설계기준의 내측 거더 유효폭 비교

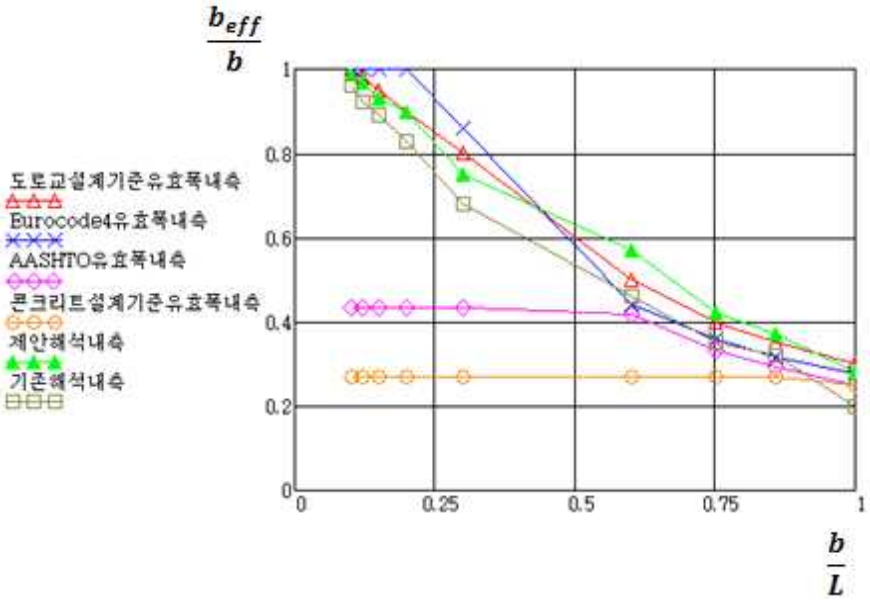


그림 3.204 제안해석의 내측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (1)

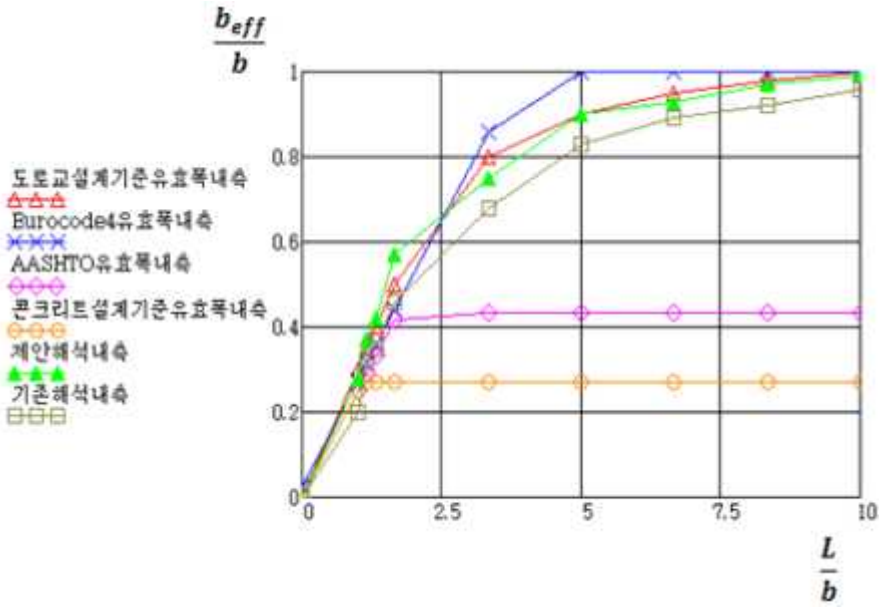


그림 3.205 제안해석의 내측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (2)

내측 거더의 유효폭을 비교한 결과 전반적으로 도로교 설계기준(2012)과 가장 유사한 경향을 보이며 바닥판 두께를 변수로 포함하는 AASHTO LRFD(2012), 강구조 설계기준(2009), 콘크리트 설계기준(2007)은 큰 차이를 보이는 것을 확인 할 수 있다. 따라서 고강도의 재료를 사용하면 콘크리트 바닥판의 두께가 감소할 수 있으므로 AASHTO LRFD, 강구조 설계기준, 콘크리트 설계기준은 적합하지 않을 것으로 판단된다.

(6) 실교량과 국내외 설계기준 비교

바닥판 내부 응력변화를 고려한 유효폭 산정의 신뢰성을 확인하기 위해 실제 시공된 사례가 있는 교량의 단면을 제안해석과 동일한 방법으로 모델링하여 해석을 수행하였다.

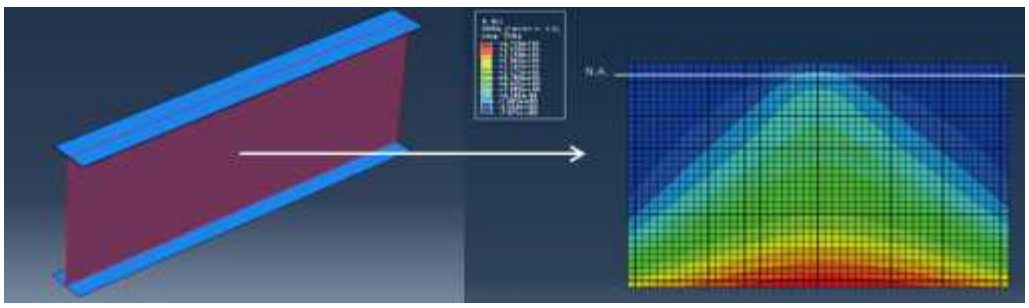


그림 3.206 실교량의 유한요소 해석 중립축 위치

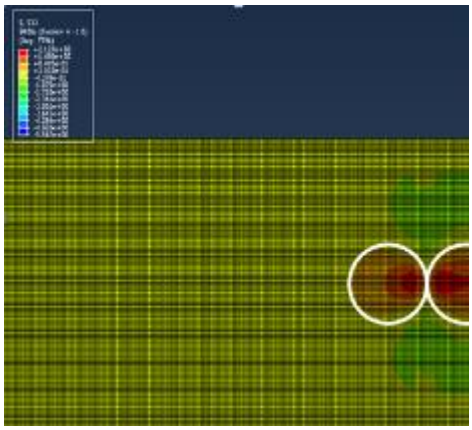


그림 3.207 실교량의 유한요소
해석 바닥판 하면 응력분포

실제 교량도 실험체와 마찬가지로 웨브의 상단에 탄성중립축이 위치하지만, 그림 4.21에서 확인되는 바와 같이 인장력이 발생하는 것을 알 수 있다. 원안에 표시된 부분이 인장력이며 실험체와 동일하게 플랜지가 위치하는 부분은 압축력이 발생하나 플랜지에서 횡 방향으로 멀어질수록 인장력이 발생한다.

1) 실교량과 설계기준의 외측 거더 유효폭 비교

실제 시공된 사례가 있는 교량의 단면을 사용하여 외측 거더의 유효폭을 산정한 결과 실험체 단면과 마찬가지로 도로교 설계기준(2012)과 가장 유사한 유효폭이 도출되는 것을 확인 할 수 있었다. 일부 구간의 경우 Eurocode4(2005)와 유사한 유효폭이 산정되는 경우가 있었지만 Eurocode4 (2005)는 전반적으로 해석결과와 비교하여 큰 유효폭이 산정되는 것을 확인할 수 있다.

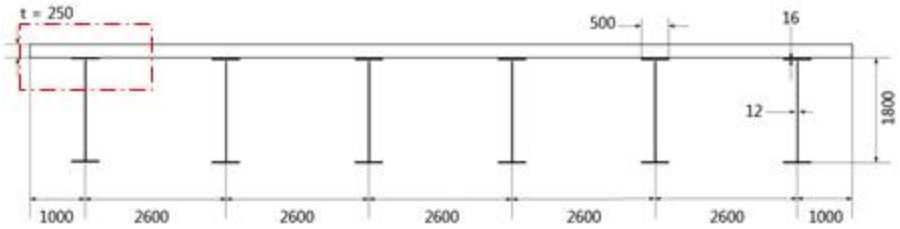


그림 3.208 실제교량 외측 거더 단면 (이동교)

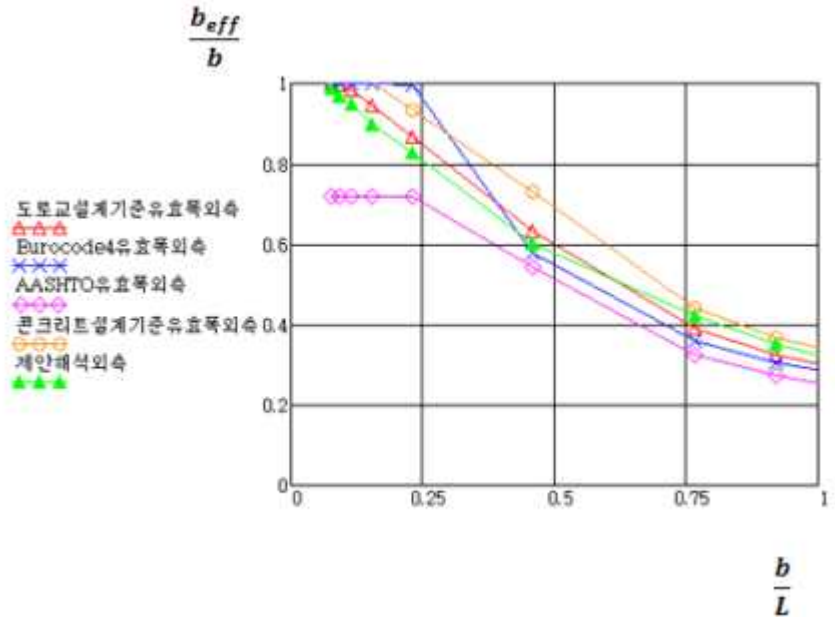


그림 3.209 실제교량의 외측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (1)

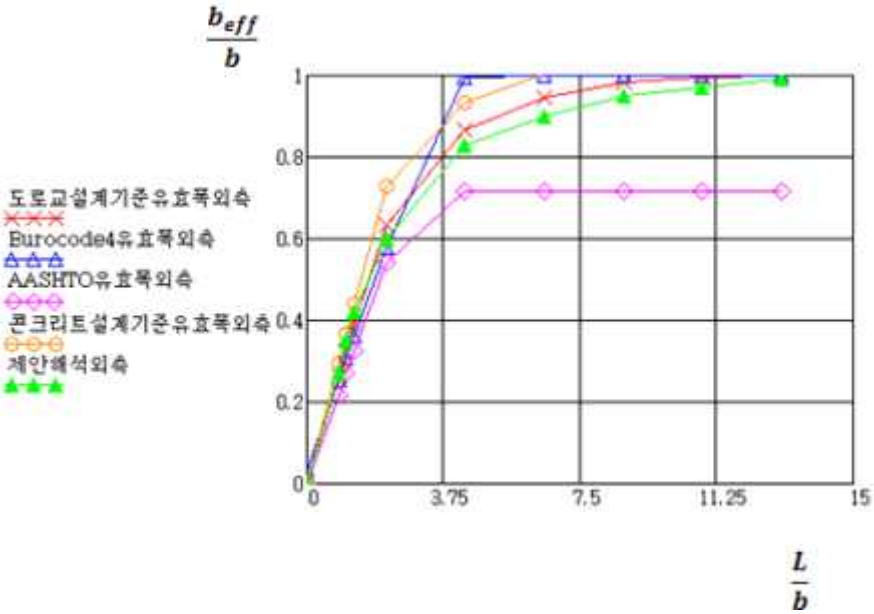


그림 3.210 실제교량의 외측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (2)

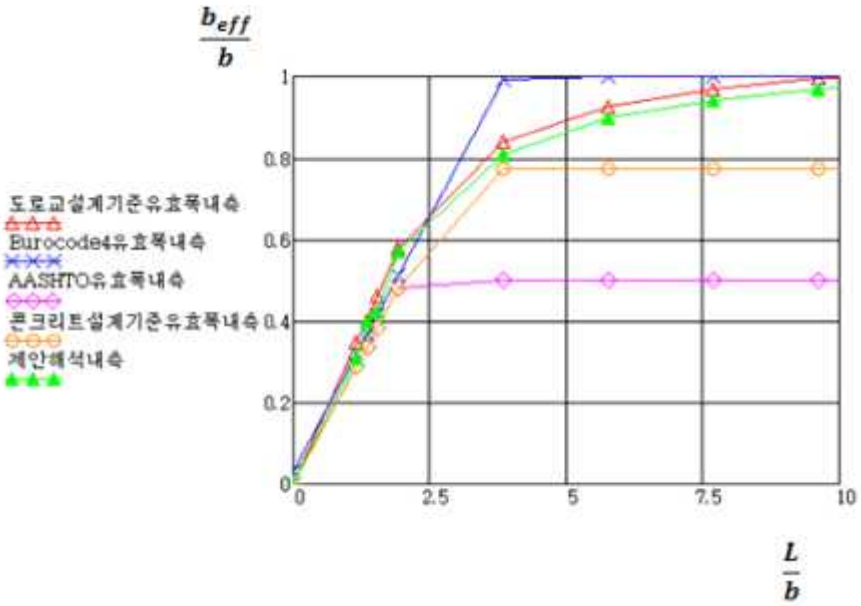


그림 3.211 실제교량의 내측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (2)

2) 실교량과 설계기준의 내측 거더 유효폭 비교

실교량의 단면을 사용하여 산정한 내측 거더의 유효폭을 설계기준과 비교한 결과도 외측 거더의 결과와 마찬가지로 도로교 설계기준(2012)과 가장 유사한 경향을 보이는 것을 확인할 수 있으며 Eurocode4(2005)를 제외한 설계기준은 과다 설계가 될 수 있는 가능성을 보여준다.

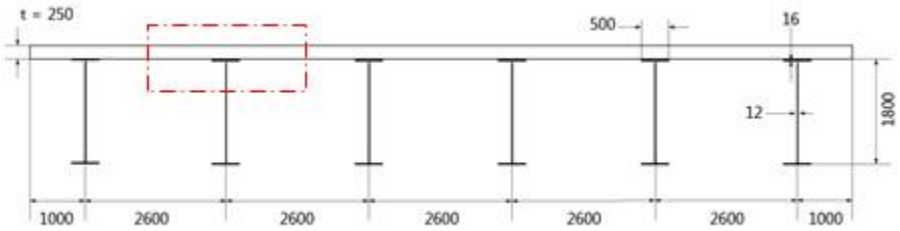


그림 3.212 실제교량 내측 거더 단면 (이동교)

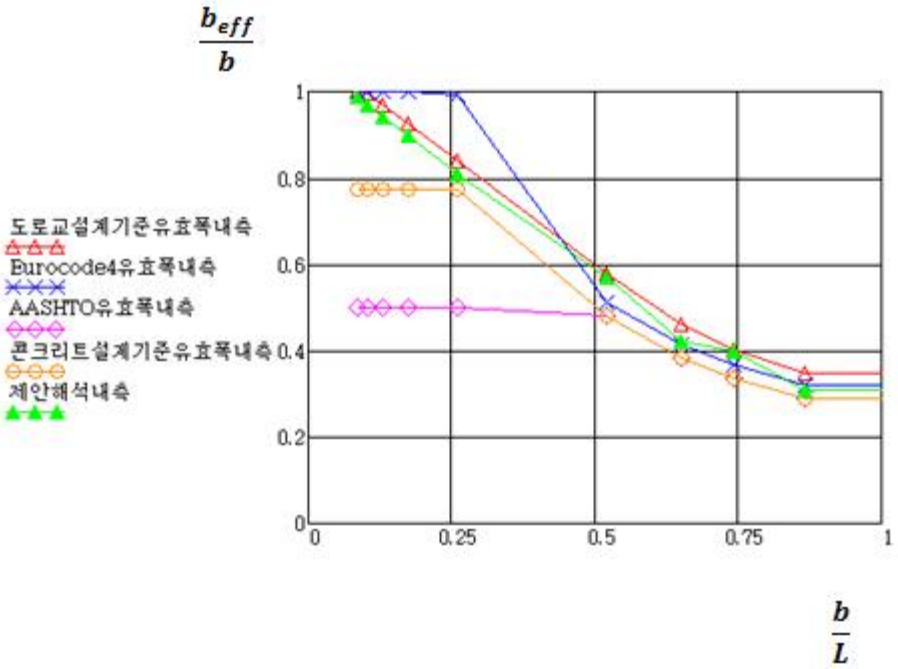


그림 3.213 실제교량의 내측 거더 유효폭과 설계기준의 비교 (1)

(7) 결론

본 보고서에서는 강-콘크리트 합성보의 설계시, 단면2차모멘트, 휨응력, 처짐, 강재비 등의 설계변수를 결정하는 유효폭 산정에 대한 새로운 해석방법을 제안하고, 상용 구조해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 해석한 결과와 실험 결과를 비교 검증하였다. 강-콘크리트 합성보에서 플랜지로 작용하는 넓은 콘크리트 바닥판에는 전단지연으로 인해 포물선 형태의 종방향 응력이 발생하는데, 이러한 분포응력을 설계에서 이용하기 위해 응력이 균등하게 분포한다고 가정한 유효폭의 개념을 도입하여 적용한다.

먼저, 콘크리트 바닥판의 응력 분포를 고려할 수 있는 해석 방법을 제안하고, 5m와 7m로 제작된 해석 및 실험 모델에 적용한 후, 콘크리트 바닥판의 상면, 중면, 하면에서의 응력분포를 비교하였다. 그 후 고성능 콘크리트와 고성능 강재를 사용한 강-콘크리트 합성보의 유효폭을 제안한 방법으로 해석하여 구한 뒤, 일반 재료를 사용하여 유한요소로 모델링한 구조의 유효폭과 비교하였으며, 추가로 실제 설계된 교량에 적용해 보았다. 마지막으로 제안한 방법으로 산정한 유효폭의 값을 국내외 설계기준에서 정의된 유효폭 값과 비교하여 가장 합리적이라고 판단되는 설계기준을 제안하였다. 이와 같은 연구과정을 통해 다음과 같은 결과를 도출할 수 있었다.

1) 콘크리트 바닥판의 중심에 판요소로 모델링하는 기존의 해석 방법 대신 본 연구에서 제안한 것과 같이 콘크리트 바닥판을 솔리드요소로 모델링함으로써, 바닥판 내부에 발생하는 응력의 변화를 고려해 주면, 실제와 더욱 근사한 응력분포를 고려할 수 있고, 더욱 신뢰할 수 있는 유효폭을 구할 수 있음을 해석과 실험 검증을 통해 확인하였다. 특별히, 제안하는 모델링을 이용하는 경우, 실험체콘크리트 바닥판의 하면에 발생하는 인장력의 영향을 효율적으로 고려할 수 있음을 확인할 수 있었다.

2) 최근의 설계에서 자주 적용되는 거더간 간격이 넓은 합성보나 고성능 재료를 사용한 합성보의 경우, 콘크리트 바닥판 하부에 인장력이 발생하는 구간이 증가할 수 있어, 본 연구에서 제안한 해석과 같이 콘크리트 바닥판의 내부응력을 고려하여 유효폭을 산정하는 것이 더욱 합리적일 것으로 판단된다.

3) 고강도의 콘크리트 바닥판과슬래브와 고강도의 강거더를 사용한 해석결과는 일반 콘크리트 슬래브를바닥판을 사용한 결과와 비교하여 상대적으로 큰 유효폭을 산정결과를 도출 하므로 일반 재료를 사용한 해석결과모델을를 통해 제안된 유효폭 산정식을 사용하여 설계하여도 무방할 것으로 판단된다.

4) 다양한 경간장을 갖는 교량에 대해 콘크리트 바닥판의 응력변화를 고려하여 유효폭을 산정한 결과 전체적인 유효폭 해석은 슬래브 내부 응력변화를 고려한 결과 도로교 설계기준(2012)에서 제시한 값과과 가장 유사하다는 것을 알 수 있었다. 하며 그 결과는 합성보의 경간이 증가 할수록 다른 설계기준과 비교하여 유로 코드를 제외하고 가장 경제적이다.

두 종류의 단순보 실험체를 이용한 실험 결과만을 이용하여 결론을 내리기에는 성급할 수 있으나, 현재 국내외 여러 설계 기준(예를 들어, Eurocode4(2005), 강구조설계기준(2009), 도로교설계기준(2012), AASHTO LRFD(2012), 콘크리트설계기준(2012) 등)이 동일한 구조물에 대해서 서로 상이한 유효폭 값을 주는 모순이 있기 때문에, 본 연구를 통해 여러 설계 기준을 비교해 보고, 그 중에서 가장 합리적이라고 판단되는 결과를 도출해 낸 것은 의미가 있을 것이다. 본 연구에서 적용된 단순보뿐 아니라, 추후에는 연속보의 정모멘트부와 부모멘트부, 사교, 사장교, 박스거더교 등에 대해서도 제안한 해석 방법을 적용한 연구를 진행하면, 더욱 의미 있는 결과를 도출할 수 있을 것이라고 판단된다.

제7절 세장단면을 가진 CFT기둥의 편심압축실험

(1) 서론

우수한 구조성능, 경제성, 시공성 등의 이유로 합성기둥의 적용이 활성화되고 있다. 향후 다양한 고강도/고성능 재료가 개발됨에 따라 합성기둥의 사용이 보다 더 활성화될 것으로 기대되고 있다. 최근 콘크리트구조기준[1]에서 단면해석을 수행하는 경우 항복강도 450MPa를 초과하는 고강도 강재의 사용이 허용되었으며, 합성기둥을 위한 보다 합리적인 설계 방법을 개발하기 위한 기준 연구도 활발하게 진행 중이다[2],[3].

고강도 강재를 적용한 CFT 기둥에 관한 연구는 여러 연구자들[4],[5],[6],[7]에 의해 수행되어 왔으며, 일본에서는 780 MPa 급 강재와 150 MPa 급 콘크리트를 적용한 각형 CFT 기둥이 현장에 적용된 사례가 있다[8]. 압축 상태에 있어서, 강관의 구속효과로 인하여 충전 콘크리트의 변형 능력이 개선되고, 콘크리트의 구속효과로 인하여 강관의 국부좌굴이 지연되기 때문에 CFT 부재는 우수한 구조성능을 발휘할 수 있다. 또한 강재가 단면의 최외곽에 배치됨에 따라 강재의 활용도가 극대화되므로, CFT 부재는 고강도 강재를 적용하기에 가장 이상적인 구조시스템이다. 시공적인 측면에서는, CFT 기둥에 고강도 강재를 적용할 경우 동일 강도 대비 강판의 두께를 줄일 수 있어서 용접량 및 양중무게를 감소시킬 수 있다. 고강도 콘크리트와 같이 사용하게 된다면 단면의 사이즈를 크게 줄일 수 있어 경제적이다.

CFT 기둥에 고강도 강재를 적용할 경우 예상되는 문제점으로는, 고강도 강재를 사용함에 따라서 강판의 두께가 작아지는데, 단면 크기에 비하여 얇은 강판을 사용하였을 때 높은 항복변형률로 인하여 강재가 항복하기 전에 강관의 탄성국부좌굴이 먼저 발생할 수 있다. 이러한 이유 때문에 현행 설계기준에서는 판재의 판폭두께비를 항복강도의 함수로서 분류 및 제한하고 있는데, 세장한 강관단면을 가진 CFT 기둥에 대해서는 단면의 압축강도를 합성단면의 소성강도보다 저감시키거나 아주 세장할 경우 사용을 금지하고 있다. 향후 고강도 강재의 유연한 활용도를 고려하였을 때, 이러한 조항들은 고강도 강재의 활성화에 장애가 될 수 있다.

또 하나의 문제점으로는 콘크리트의 조기 압괴가 발생할 수 있다. 항복강도가 600 MPa를 초과하는 고강도 강재의 경우 항복변형률이 0.003을 초과하여, 콘크리트의 변형 능력이 충분하지 않다면 콘크리트의 압괴가 선행될 수 있다. 이러한 이유 때문에 현행 설계기준에서는 압축 부재 설계 시 강재의 항복강도에 보수적으로 상한선을 두고 있다. 그러나 CFT 기둥의 경우 실제로는 강관에 의한 구속효과로 충전콘크리트의 변형 능력이 향상되기 때문에 이러한 상호작용도 고려되어야 하며, 이로 인해 설계기준의 항복강도 제한이 완화될 여지가 있다.

현재까지 많은 실험연구들이 수행되어 왔지만, 실제로 세장한 단면을 가진 각형 CFT 기둥의 연구는 원형 CFT 기둥에 비하여 매우 제한적이었다. 이유는 비슷한 수준의 단면 세장비를 보유하여도, 콘크리트에 대한 구속효과가 큰 원형 CFT 기둥이 구조성능 면에서 더 우수하기 때문이다. 특히 고강도 강재를 적용한 세장 단면의 각

형 CFT 기둥에 대한 연구는 거의 보고된 바가 없다. 홍건호 등[5]은 기존 실험체의 분석을 통해서, 강관이 항복강도 600~700 MPa인 조밀 단면과 비조밀 단면의 경우 설계기준(ANSI/AISC 360-10[9], 2장에서 설명)이 상당히 보수적임을 나타냈으며, 그 이유는 고강도 강관이 충전 콘크리트에 대한 구속효과를 더 발휘하기 때문으로 분석하였다.

일반 강재는 강관의 항복이 콘크리트의 압괴보다 먼저 발생함에 따라 콘크리트에 충분한 횡구속력을 제공하지 못하지만, 고강도 강재의 경우 보다 더 큰 축 변형률에서도 지속적인 횡구속력을 기대할 수 있다. 또한, 판재는 탄성 국부좌굴이 조기에 발생하여도 높은 후좌굴 강도(post-buckling reserve)를 발휘한다. 고강도 강재의 경우, 항복 후에도 항복영역(yield plateau) 없이 바로 변형률 경화(strain hardening)를 겪기 때문에, 이러한 재료적 특성이 후좌굴 거동에 미치는 영향에 대해서도 고려할 필요가 있다.

한편 세장한 단면을 가진 고강도 CFT 기둥의 구조성능을 개선하기 위한 방법으로 수직 스티프너의 보강을 생각해볼 수 있다. Tao et al.[10]은 일반강재를 적용한 세장단면의 각형 CFT 기둥에 대하여 압축실험을 수행하였으며, 스티프너의 설계식을 제안한 바 있다. 실험결과, 수직 스티프너의 보강은 강관의 국부좌굴을 지연함으로써 강도 증진 측면에서 효과적인 것으로 나타났다. 그러나 낮은 항복강도의 강재가 사용되어, 콘크리트의 압괴 후에 취성적인 파괴로 인하여 큰 변형능력이 발휘되지 않았다. 고강도 강재를 적용할 경우 주로 얇은 강판을 사용하기 때문에 스티프너의 사용은 유용할 것으로 보이며, 스티프너를 적용하였을 때의 거동 및 설계방법은 실험을 통해 검증될 필요가 있다.

(2) 실험계획

KBC 2009[12] 및 ANSI/AISC 360-10[9]에서는 CFT 기둥 강관의 판폭두께비에 대하여 제한을 두고 있다. Table 1은 각형 CFT기둥에 대한 분류를 나타내고 있다. 향후 KBC 2014도 이 포맷을 따르게 될 것이라고 예상되기 때문에, 본 연구에서는 ANSI/AISC 360-10에 의한 단면 분류를 토대로 실험체를 계획하였다. 기준에서 강재의 항복강도는 525 MPa로 제한되어 있다. λ_r은 결함이 없는 강관이 이론적으로 탄성국부좌굴 없이 항복강도를 발휘하기 위한 최대 판폭두께비에 해당한다. 반면 λ_p는 실제 초기 결함이나 잔류응력이 반영되었을 때, 강관이 탄성국부좌굴 없이 항복강도를 발휘하기 위한 최대 판폭두께비이다. Tort and Hajjar[13]에 따르면, 중심축압축을 받는 각형 CFT 기둥에서 강관이 국부좌굴을 시작하는 축변형률은 판폭두께비가 $b/t=\lambda_r$인 경우 항복변형률의 약 62%, 판폭두께비가 $b/t=\lambda_p$일 경우 항복변형률의 약 94%이다.

Table 3.58 Limitation of width-to-thickness ratio for RCFT

	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
ANSI/AISC 360-10	$2.26\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$3.00\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	$5.00\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
KBC 2009	$2.26\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$		

1) 실험 변수

Table 2와 Fig. 1은 각각 실험 변수와 실험체의 단면 상세를 보여준다. 본 연구의 주요 대상은 세장한 고강도 강관을 적용한 각형 CFT 기둥이다. 고강도 강관에는 인장강도 800 MPa 급이고, KS에 등재된 HSA800 강재와 유사한 재료 성질을 가진 ATOS80 강재를 사용하였으며, 실제 항복강도는 750 MPa 정도로 예상하였다. 이 때 λ_r = 49.6이므로 이를 기준으로 판폭두께비가 λ_r을 초과하여 58이 되도록 세장단면을 결정하였다. 기본 실험체인 E800에는 t_t = 5 mm인 ATOS80 강재를 적용하여 강관을 정사각형 단면(□ - 300 mm × 300 mm, b_t/t_t = 58)으로 설계하였다. 콘크리트의 강도는 가력기의 용량을 고려하여 70 MPa 급을 선택하였다.

Table 3.59 Test parameters of specimens

Specimens	e[(1)] (mm)	e/D[(2)]	L_k[(3)] (mm)	Steel tube							Concrete	Stiffener			
				B[(4)] (mm)	D[(5)] (mm)	t_t (mm)	b_t/t_t[(6)]	$F_{y,t}$ (MPa)	λ_p	λ_r	f_{ck} (MPa)	b_s (mm)	t_s (mm)	$F_{y,s}$ (MPa)	w/t_t[(7)]
E800	40	0.133	1,720	300	300	5	58.0	746	37.5	49.7	70.5	-	-	-	-
E400	40	0.133	1,720	300	300	5	58.0	301	59.0	78.3	70.5	-	-	-	-
E800s	40	0.133	1,720	300	300	5	58.0	746	37.5	49.7	70.5	60	5	301	30.0

(1) Eccentricity of axial load

(2) Eccentricity ratio

(3) Effective length of column or length between hinges

(4) Width of tube flange

(5) Depth of tube section

(6) Width-to-thickness ratio of the slender component, where $b_t = B - 2t_t$

(7) Width-to-thickness ratio of the subpanel, where $w = B/2$

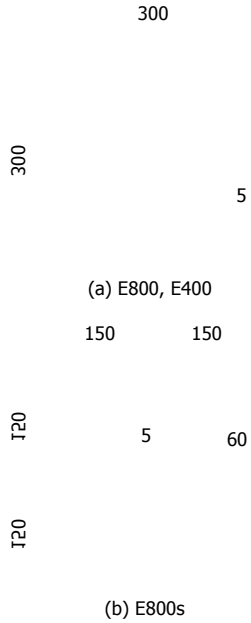


Fig. 3.214 Sectional dimensions of specimens

실험체 E400는 고강도 강재를 적용한 E1과의 비교를 위하여 SS400 강재를 사용하였다. 순수하게 강재의 항복강도로 인한 차이만을 보기 위해서 강관은 E1과 동일한 두께 및 단면 크기로 설계하였다. SS400의 실제 항복강도를 300 MPa 정도로 예상했을 때, λ_p = 59.1로서 b_t/t_t = 58.0 < λ_p이므로 조밀단면으로 볼 수 있다. 콘크리트는 E800과 동일한 70MPa로 설계하였다.

실험체 E800s는 E800에 수직 스티프너를 보강한 실험체이다. 스티프너를 판재의 중앙에 설치하게 될 경우 강판(subpanel)의 판폭두께비는 약 $w/t_t = 29$가 되어 $w/t_t < \lambda_p$ =37.4로서 조밀요소가 된다. 이 때 세장한 판재의 국부좌굴을 충분히 방지하기 위한 스티프너의 요구 단면2차모멘트 $I_{s,re}$는 Tao et al.[10]에 의해서 다음과 같은 경험식으로 제안되었다.

$$I_{s,re} = 3.1 \times 10^{-4} \left(\frac{w}{t_t} \right)^{3.5} \frac{F_{y,t}}{280} t_t^4 \qquad (3.134)$$

식(3.134)에서 w는 스티프너에 의해서 구획된 판재(subpanel)의 폭으로서 스티프너가 한 개 보강될 경우 $w = D/2$이며(D=합성단면의 한 변의 길이), t_t는 강관의 두께, $F_{y,t}$는 강관의 항복강도이다. 여기서 아랫첨자인 t는 강관을 의미한다.

스티프너에는 E400의 강관과 동일한 SS400(t_s = 5 mm) 강재를 사용하였으며, 식(3.134)을 참조하여 폭은 b_s = 60 mm로 설계하였다. E800s는 세장단면에 대한 스티프너의 보강 효과와 함께, 고강도 강관 및 일반 강재의 스티프너에 대하여 식(3.134)의 유효성을 검증하는 것이 목적이다. 스티프너의 설계법과 관련해서는 5장에서 다시 다루고자 한다.

모든 실험체는 편심율을 0.133(편심거리 40mm)으로 동일하게 설계하였다.

2) 실험체 제작

실험체에 사용된 강관은 모두 용접조립(built-up)으로 제작하였다. ATOS80 강재 간의 용접은 인장강도 830 MPa 급 용접봉인 K-120TG를 사용하여 개선용접을 하였다. 스티프너와 강관은 양면 모살용접으로 접합하였다. 실험체의 기둥 길이는 단면 크기 D= 300 mm의 3배인 L= 900 mm로 모두 통일하였으며, 기둥 단부에서의 응력집중을 완하하기 위해서 양단부에 높이 100 mm의 스티프너를 설치하였다. 한편 강판이 매우 얇아서, 용접 열로 인한 변형(initial imperfection)이 불가피하게 발생하였다. 특히 내부에서 스티프너를 용접한 판재의 중앙부는 손으로 만졌을 때 면외 방향으로의 치솟음이 확인될 정도로 초기결함이 발생하였다. 스티프너가 용접된 중앙선이 면외 방향으로 돌출된 정도는 약 1~3 mm 정도로 측정되었다.

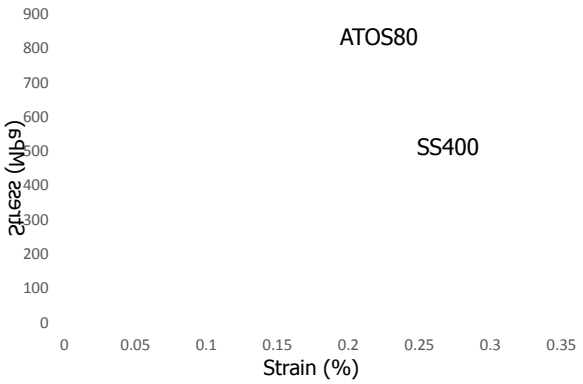


Fig. 3.215 Stress-strain relationships of tensile coupons

Table 3.59에 나타나 있는 콘크리트 강도는 재령 36일째의 공시체 강도로서, 실제 실험은 재령 34~35일째에 모두 수행되었다. 콘크리트 공시체의 압축강도 평균값은 70.5 MPa 였다. SS400 강재의 항복강도는 301 MPa, 인장강도는 466 MPa, 연신율은 33.8%로 나타났다. 한편, ATOS80 강재의 항복강도는 746 MPa, 인장강도는 835MPa, 연신율은 21.6%로 나타났다. 강재의 항복강도는 0.2% 영구변형률의 개념으로 정의하였다. Fig. 3.215는 ATOS80와 SS400의 인장시편의 시험결과를 각각 하나씩 나타낸 것으로, ATOS80 강재는 분명한 항복영역 없이 변형 경화하는 특성을 나타냈다.

3) 실험 방법

Fig. 3.216은 실험체와 함께 가력 기기와 계측장치들을 보여준다. 실험에는 1,000 ton 용량의 UTM을 사용하였으며 기둥 실험체 양단에 나이프엣지를 연결하여 가력점이 힌지조건이 되도록 하였다. 양 힌지간 거리는 모든 실험체에서 1,720 mm이다. 실험은 변위제어로서 UTM의 가력속도를 0.005 mm/sec로 설정하였다.

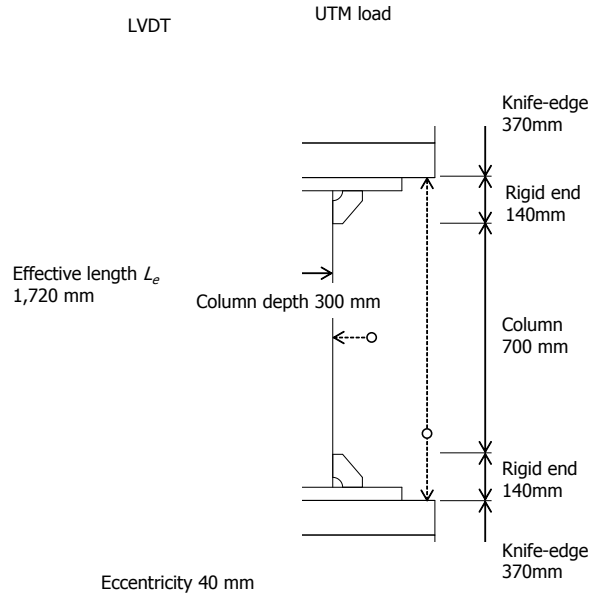


Fig. 3.216 Test setup

강관과 충전콘크리트가 동시에 재하 되도록, 상부 엔드플레이트의 콘크리트 타설구에서 발생한 콘크리트의 처짐(수축 현상)을 보완하기 위해 실험 1주일 전에 고강도 에폭시를 타설구에 충전하여 면을 고르게 하였다. 강관은 엔드플레이트에 용접된 반면, 강관 내부에 있는 수직 스티프너는 현실적으로 상하부 엔드플레이트와 모두 용접하는 것이 불가능하였다. 따라서 스티프너가 엔드플레이트와 충분히 맞닿게 제작하여 압축력은 전달 되도록 유의하였다. 본 편심압축실험은 작은 편심율로 진행되었기 때문에 실험체가 최대강도에 도달할 때까지는 단면 내 모든 요소가 압축 변형을 겪을 것으로 예상되었으며, 따라서 스티프너에 인장력이 원활하게 전달이 안 되는 점은 큰 문제가 되지 않을 것으로 예상하였다.

LVDT 변위계는 수직 방향으로 2개 설치하여 축방향의 압축과 인장 변형을 계측하였고, 수평방향으로도 4개의 변위계를 설치하였다(Fig. 3 참조). 또한 변형률 게이지를 강관 표면에 부착하여 수직 및 수평방향의 변형률을 계측하였다.

(3) 실험결과

1) 하중-횡변위 관계

Fig. 3.217는 모든 실험체들의 하중-횡변위 관계를 보여준다. 세로축은 UTM의 하중을 나타냈으며 가로 축의 횡변위는 기둥길이의 중앙부 인장측에서 계측한 변위이다. 가력은 실험체의 하중재하능력이 최대강도의 70% 이하로 저하될 때 종료하였다. 주요 실험결과는 Table 3.60에 요약하였다.

Fig. 3.217에서, 모든 실험체의 초기 강성은 비슷하였으나 최대강도는 E800s(고강도 강관 + 스티프너), E800(고강도 강관), E400(일반 강관)의 순으로 컸다. 특히 E400는

강관 플랜지의 국부좌굴과 조기항복 이후 E800과 E800s에 비하여 강성이 크게 저하되었다. 강성 측면에서는 E800과 E800s는 큰 차이를 보이지 못하였다.

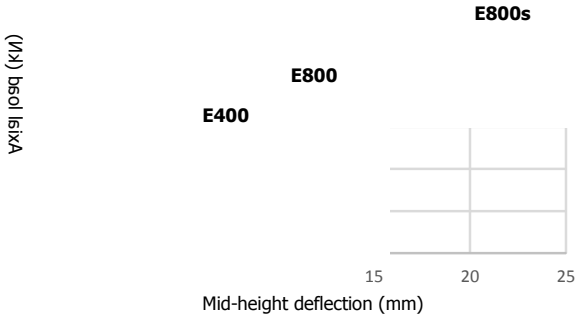


Fig. 3.217 Axial load to mid-height deflection relationship of specimens

Table 3.60 Summary of test results

Specimens	Stiffness		Strength		Ductility	
	δ_y (mm)	K_e (kN/mm)	δ_c (mm)	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	$\mu^{(1)}$
E800	2.12	3,062	3.63	6,491	8.17	3.85
E400	3.44	1,324	4.42	4,553	6.92	2.01
E800s	2.67	2,671	4.64	7,131	13.27	4.97

(1) Ductility $\mu = \delta_{max}/\delta_y$

최대강도가 발현되는 시점은 고강도 강관을 적용한 E800의 경우 δ_c = 3.63 mm 였으나, 고강도 강관에 스티프너를 보강한 E800s의 경우 δ_c = 4.64 mm로 발현 시점이 지연되었다. 이유는 강관의 국부좌굴 지연으로 콘크리트에 대한 구속효과가 증가하였기 때문이다. 일반 강관을 적용한 E400은 δ_c = 4.42 mm에서 최대강도를 발현하였다.

실험체의 항복변위 δ_y는 최대하중의 75% 지점과 원점을 잇는 직선(기울기 K_e)이 최대하중에 도달했을 때의 변위로 정의하였다. 그리고 최대변위 δ_{max}는 최대하중 후에 하중재하능력이 최대하중의 85% 수준으로 감소하였을 때의 횡변위이다. 연성도를 나타내는 $\mu = \delta_{max}/\delta_y$는 스티프너를 보강한 E800s가 μ = 4.97로 가장 우수하였다. 스티프너가 없는 E800은 μ = 3.85였고, 일방 강재를 적용한 E400은 μ = 2.01로 가장 작았다.

2) 파괴모드

Fig. 3.218은 실험이 종료한 후의 실험체의 파괴양상을 나타낸다. E800과 E800s의 경우 기둥 중앙부 근처에 국부좌굴이 발생하였고, E400에서는 기둥 상부에 국부좌굴

이 집중하였다. 국부좌굴은 강관의 압축 플랜지(그림의 붉은 음영)를 시작으로 발생하여, 인근 웨브까지 전파되었다.

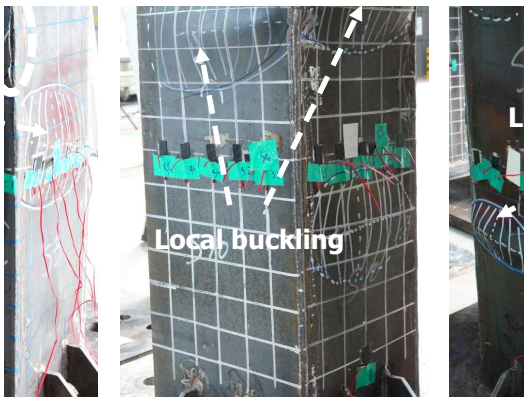


Fig. 3.218 Failure modes

세장 단면인 E800에서는 최대강도 이전에 강관의 탄성국부좌굴이 육안으로 목격되었지만(약 P= 4,000 kN) 큰 강성저하 없이 하중이 증가하였다. 일반 강재를 적용한 E400은 하중이 약 P= 2,000 kN 부근에서 국부좌굴이 육안으로 확인되었는데, 이 시점에서 강성이 크게 저하되었음을 Fig. 3.217에서 확인할 수 있다. 강관의 국부좌굴과 항복이 맞물리면서 강관의 기여도가 급격하게 저하됐기 때문이다.

Fig. 3.219는 E800s의 중앙부에 부착한 변형률 게이지의 계측결과를 하중 단계별로 나타낸 것이다. 가로축은 단면의 중심으로부터의 거리(압축대는 음수방향)이고, 세로축은 압축변형률을 나타낸다. E800과 E400은 조기에 국부좌굴이 발생하여 정확한 변형률을 계측할 수 없었으므로 제외하였다. E800s의 경우 최대하중의 80%까지는 어느 정도 변형률 분포의 선형성을 확인할 수 있다. 그러나 선형성이 명확하지 않은 이유는 편심율이 작고, 기둥의 상대 세장비가 작아서(춤이 커서) 기둥 중앙부까지 응력이 균일하게 전달되지 않았기 때문으로 판단된다.

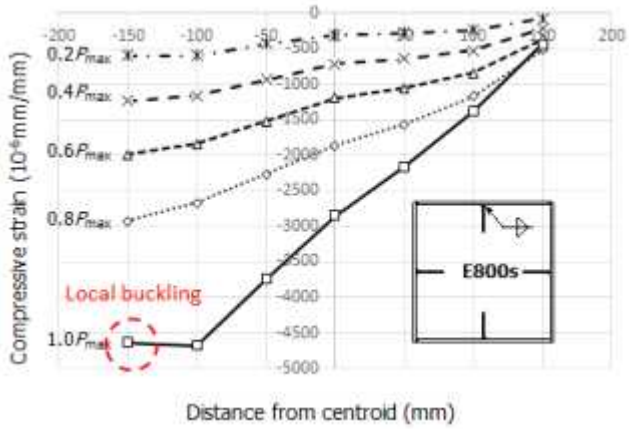


Fig. 3.219 Variation of vertical strains in cross section

최대하중에 도달했을 때, 변형률 분포는 더 이상 선형적이지 않음을 확인할 수 있다. 이는 압축 플랜지에서 국부좌굴이 발생하였음을 가리킨다. 강관의 웨브 및 인장 플랜지의 변형률 분포로부터, 최대하중 시의 압축 플랜지의 압축변형률을 유추하면 약 0.0053(E800s)이다. 이는 콘크리트의 일반적인 압괴변형률이 0.003을 크게 초과하는 값으로서, E800s에서 콘크리트에 대한 구속효과가 상당히 발휘되었음을 나타낸다.

E800s의 압축 플랜지의 국부좌굴은 압축변형률 0.0041(P= 7,000 kN 부근)에서 발생하였다. Tort and Hajjar[13]은 중심축 압축을 받는 각형 CFT 기둥에 대하여 강관이 국부좌굴을 시작하는 시점(변형률 ϵ_{cr})을 경험적으로 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_y} = 3.14 \times \left(\frac{D}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} \right)^{-1.48} \qquad (3.135)$$

E800s에서는 Fig. 5(c)와 같이 subpanel 단위로 국부좌굴이 발생하였다. 따라서 식(3.135)에 $D = w$ = 150 mm, F_y = 746 MPa, $\epsilon_y = F_y/E_s$ = 0.00364를 대입하면, 국부좌굴이 발생하는 변형률은 ϵ_{cr} = 0.0048이다. 이는 실험결과보다 다소 큰 값이다. 단, 식(3.135)도 매우 한정된 실험결과로부터 유도된 예측식이기 때문에 정해로 볼 수는 없으며, 강관의 국부좌굴 시점(특히 고강도 강관 또는 스티프너에 의해 구획된 subpanel의 비탄성국부좌굴)에 대한 보다 더 심층적인 연구가 필요하다. 만약에 subpanel이 예상보다 조기에 국부좌굴이 발생한 것이면, 스티프너의 강성이 충분하지 못했음을 의미한다.

한편 고강도 강관을 적용한 실험체 중 일부에서 용접부의 파단이 발생하였다. E800에서는 최대하중 후 P= 5,000 kN 일 때(최대하중의 약 77%), E800s에서는 최대하중 후 P= 5,500 kN일 때(최대하중의 약 77%) 강관 용접조립부의 용접 파단이 발생하였다. 파단 시점이 이미 최대하중의 80% 이하여서 구조성능에 큰 영향을 미치지는 않았지만, 고강도 강재를 활용 시 유의해야 되는 사항이다.

3) 모멘트-곡률 관계

Fig. 3.220은 실험체의 모멘트-곡률 관계를 보여준다. 가로축의 곡률은 $\phi_m = \Delta_m(\pi/L_k)^2$이며 Δ_m은 기둥 중앙부에서의 횡변위이다. 곡률 계산 시 기둥 중앙부에서의 강재 또는 철근의 변형률 값을 이용하는 것이 정확하지만 본 실험에서는 강관의 국부좌굴이 발생하여 정확한 변형률 값을 얻지 못하였다. 따라서 근사적인 방법으로서, 기둥의 횡변형 형상이 sine 곡선을 유지한다고 가정하여, 기둥 중앙부의 횡변위로부터 곡률을 계산하였다. 세로축의 모멘트는 2차효과를 고려하여 기둥 중앙부 단면에 실제로 작용한 모멘트로서 식(3.136)과 같다.

$$M = P(e + \Delta_m) \qquad (3.136)$$

Fig. 3.220은 Fig. 3.217의 하중-횡변위와 유사한 경향을 나타내고 있지만, 강관의 효과로 인해, 최대축력 후에도 모멘트가 유지되거나 증가하는 경향을 보이고 있다.

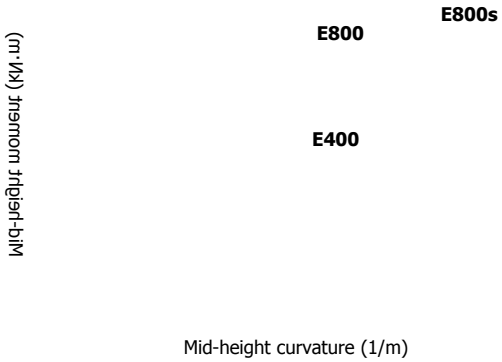


Fig. 3.220 Moment-curvature relationships

(4) 결과분석

1) 단면해석

실험체의 분석을 위하여 단면해석을 실시하였다. Sakino et al.[6]에 의하면 각형 CFT 기둥의 경우 콘크리트에 대한 구속효과를 변형능력에만 반영할 뿐, 강도 증진 효과는 고려하지 않는다. 따라서 콘크리트의 응력-변형률 관계에서 횡구속효과를 고려하지 않는 기준안 3장의 재료모델을 사용하였다.

본 연구에서는 국부좌굴을 경험한 강재의 실제 기여도를 보수적으로 평가하기 위해 $\epsilon \geq \epsilon_{co}$에 대해서도 $\sigma_c = f_{ck}$로 단순화시켰다. 강관은 판폭두께비에 다른 단면 분류와 관계없이 탄성완전소성 거동을 가정하였으며, 스티프너의 기여도는 모델링에서 제외하였다. 단면해석에는 변형률적합법을 사용하였으며, 기둥 중앙부에서의 곡률과 횡변위의 관계를 $\phi_m = \Delta_m(\pi/L_k)^2$과 같이 가정하여 기둥효과를 반영하였다. 해석은 강성

및 최대강도를 비교하기 위한 것이기 때문에 압축연단의 변형률 0.005까지만 나타낸다.

Fig. 3.221은 Fig. 3.217의 하중-횡변위 관계를 실험체 별로 단면 해석과 비교한 것이다. 이해를 돕기 위해 스티프너를 보강하지 않은 실험체에서 육안으로 관측한 첫 국부좌굴의 발생시점을 표시하였다. Fig. 3.221에서 단면해석은 대체로 모든 실험체와 유사한 초기강성을 나타내고 있으며, 최대강도는 변형률 0.005에서 거의 최대치에 수렴함을 알 수 있다. 고강도 강관을 적용한 E800, E800s의 경우 전체적으로 거의 유사한 거동을 나타내고 있으며, 스티프너의 유무가 큰 차이를 나타내지 않고 있다. 한편, 일반 강재를 적용한 E400의 경우 강도 측면에서는 단면해석과 거의 유사하지만, 강성 측면에서는 국부좌굴 발생 이후 단면해석보다 비안전측인 거동을 보이고 있다.

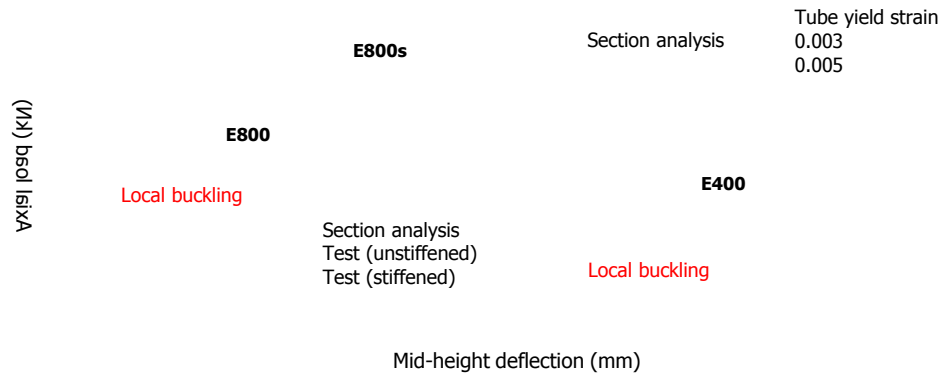


Fig. 3.221 Comparisons of test results and numerical analysis

이는 고강도 강관을 적용할 경우 단면이 세장하여도 재료의 소성거동을 가정한 단면해석으로 전체거동을 예측할 수 있지만, 일반 강관을 적용할 경우 조밀 단면이라 할지라도 재료의 소성거동을 가정한 단면해석이 강성측면에서 비안전측일 수 있음을 나타낸다. 이는 고강도 강관일 경우 조기에 탄성국부좌굴이 발생하여도 높은 항복강도에 의해 큰 강성저하가 나타나지 않지만, 일반 강관일 경우 조기 국부좌굴과 조기 항복이 맞물려서 강관의 기여도가 급격하게 저하되기 때문으로 판단된다.

2) 휨-압축 강도

Fig. 3.222는 실험체의 휨-압축 조합강도 평가를 위해 실험결과를 AISC 기준에 의한 예측(P-M 곡선)과 비교한 것이다. 그림에는 세장 단면을 포함한 모든 단면에 사용가능한 Method 1과 조밀 단면일 경우만 사용가능한 Method 2를 나타냈다. 스티프너를 보강할 경우 강관을 조밀 단면처럼 취급할 수 있다고 판단하였다. 단, 강도에 대한 스티프너 자체의 기여도(E4와 E5에서 단면압축강도에 대한 스티프너의 기여도는 각각 4%와 3%)는 미미하다고 판단하여 계산 과정에서 무시하였다. 기준에 제시

된 것처럼, 기둥의 좌굴효과를 반영하기 위해서 각 성능점의 축력을 일정 비율 저감시켜 나타냈다. 그 결과, E800, E800s는 약 3%, E400은 약 2% 축력이 저감되었다.

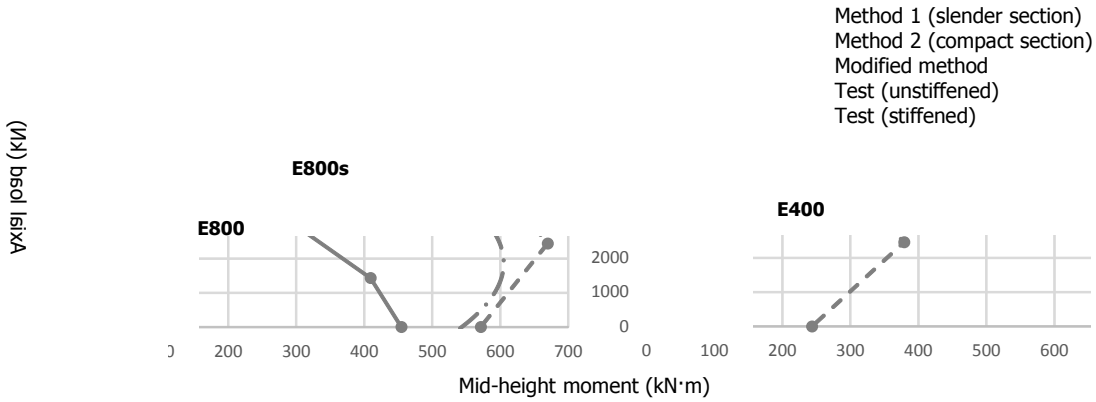


Fig. 3.222 Axial load-moment capacity

스티프너를 보강하지 않은 E800, E400은 소성응력분포를 가정한 Method 2를 만족하지 못하였다. 일반적으로 소성거동이 허용되는 E400(조밀단면 + 일반강재)이 강도를 만족하지 못한 이유는 고강도 콘크리트의 크기효과가 원인으로 판단된다. 반면 스티프너를 보강한 E800s는 Method 2를 만족하였다. 한편 E800은 공칭강도인 Method 1을 크게 상회하였다. AISC 기준에서 정의하는 조밀 단면의 판폭두께비는 강재의 탄성국부좌굴을 방지한다는 점에서는 의미가 있지만, 후좌굴 강도를 고려하지 않기 때문에 압축강도 측면에서는 보수적이라 판단된다.

Fig. 3.223은 합성구조 설계기준안에 제시된 세장 단면을 가진 CFT기둥을 위한 간략법을 나타낸다. 기존의 Method 1과 다른 점은 압축대의 강재응력을 선형분포가 아닌 등분포의 좌굴응력을 가정한 점이다. 콘크리트의 응력은 AISC기준과 동일하게 0.85fck를 사용하였다. Fig. 9에 나타나 있듯이 E800은 제안된 강도예측과 거의 일치하였다.

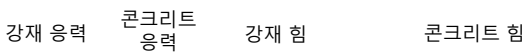
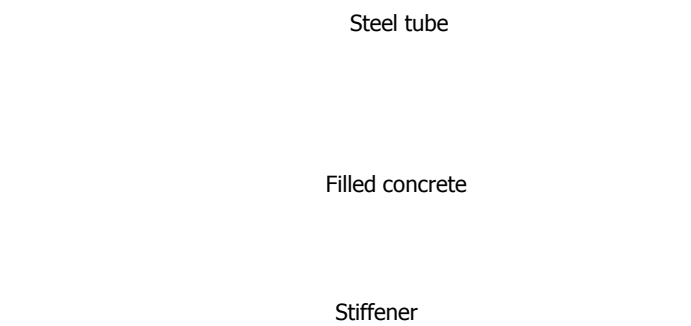


Fig. 3.223 Modified plastic stress distribution method for slender section

(5) 스티프너 설계

스티프너의 설계식 식(3.134)은 실험 결과에 의해서 경험적으로 유도되었으며, 이 때 사용된 강관과 스티프너는 모두 낮은 항복강도의 강재이다. 따라서 고강도 강관으로 제작된 CFT 기둥에 식(3.134)를 적용하였을 때 스티프너의 강성이 적절한지에 대한 검증이 필요하다. 또한 고강도 강관에 대한 스티프너의 재료로서 일반강재를 사용하면 보다 더 경제적인 설계가 가능하지만 선행연구만으로는 그 타당성 여부가 불분명하다. 스티프너는 주로 순수 강구조의 냉간성형 강재에서 사용되어 왔으며, 스티프너의 설계법도 이를 전제로 하여 발전하였다. 이에 따라 충전형 강관 내부에 스티프너를 용접하는 경우도 통상적으로 강관과 동일 혹은 더 높은 강도의 강재가 사용되어 왔다.



(a) Local buckling modes (b) Local buckling length

Fig. 3.224 Deformed shape and length of local buckling

Fig. 3.224는 충전콘크리트에 의해 구속된 강관의 좌굴모드를 보여준다. Uy[15]에 의하면, 각형 충전형 기둥에서 탄성국부좌굴의 좌굴길이(half wavelength)는 발생 초기에 기둥의 폭과 거의 유사하다. 즉, 그림에서 $2KL = B$임을 가정할 수 있다. 한편, 콘크리트에 의해서 면외방향으로의 변형이 구속된 스티프너는 그림의 좌굴모드에 대하여 유효좌굴길이 KL에 상응하는 저항력 $P_{cr,s}$을 갖는다.

$$P_{cr,s} = \frac{\pi^2 E_t I_s}{(KL)^2} \qquad (3.137)$$

식(3.137)에서 I_s는 스티프너의 강축에 대한 단면2차모멘트(=$t_s b_s^3/12$), E_t는 스티프너

의 비탄성 접선계수(tangent modulus)이다. 일반강재인 스티프너는 고강도 강재인 강판보다 먼저 항복한 상태이기 때문에 탄성계수 E_s 대신에 E_t를 적용하여야 한다. 일반강재의 항복참구간에서 접선계수는 0을 나타내지만, Nadal[16], Donnell[17] 등에 의해 제시된 슬립밴드 이론에 따르면, 비탄성계수는 탄성계수 E_s와 경화접선계수 E_{st}의 중간 값을 가진다. 예로서, Fig. 12는 SS400 시편의 슬립밴드 이론에 따른 접선계수를 나타낸 것이다.

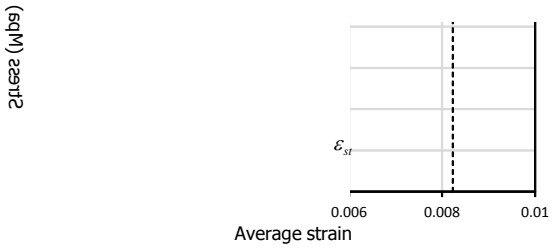
식(3.137)의 좌굴강도가 저항해야 하는 하중은 강판에서 코너의 유효좌굴폭(effective width)를 제외한 중앙부 좌굴구간(buckled region)에 작용하는 압축력이다. 그러나 유효좌굴폭을 정확하게 예측하기란 쉽지 않고, 강관의 비탄성변형이 커질수록 유효좌굴폭도 점차 감소하기 때문에 판재 전체에 작용하는 압축력을 고려하는 것이 보수적인 대안이다. 따라서 판재가 항복강도 $F_{y,t}$을 발휘하기 위해 수직 스티프너가 저항해야 하는 좌굴하중은 다음과 같다.

$$P_{demand} = F_{y,t}(Bt_t) \tag{3.138}$$

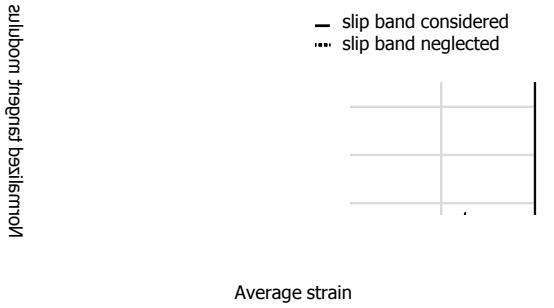
식(3.138)은 스티프너 자체에 작용하는 압축력을 무시하였다. 결국 스티프너의 유효2차모멘트는 다음을 만족하도록 구하면 된다.

$$P_{cr,s} \geq P_{demand} \tag{3.139}$$

식(3.139)을 통해 I_s를 구하기에 앞서 E_t를 적절하게 정의할 필요가 있다. 원칙적으로 스티프너 소재의 물성을 Fig. 12와 같이 알고 있다면, 설계하고자 하는 요구 변형률에 따른 접선계수를 찾을 수 있다. 요구 변형률은 1) 강관의 항복변형률, 2) 콘크리트의 압괴변형률, 3) subpanel의 좌굴변형률 등이 될 수 있다. 물론 식(6)의 요구 하중도 엄밀하게는 국부좌굴을 지연하고 싶은 요구 변형률에 따라 다르게 정의될 수 있다. 참고로, Tao et al.은 콘크리트압괴(최대강도) 시의 국부좌굴 발생여부로 스티프너 강성의 적절성을 판단하였다.



(a) Result of coupon test



(b) Tangent modulus

Fig. 3.225 Inelastic tangent modulus of SS400 steel

먼저 Tao et al.이 경험적으로 제안한 식(1)에 사용된 실험결과를 토대로 접선계수를 역으로 구하면 약 E_t = 0.134E_s가 얻어진다. Fig. 3.225(b)와 비교하면 어느 정도 합리적인 값이라 판단된다. 이 때, 식(3.139)을 만족하는 스티프너의 요구 단면2차모멘트 $I_{s,re}$는 다음과 같다.

$$I_{s,re} = 7.38 \times 10^{-6} w^3 F_{y,t} t_t \qquad (3.140)$$

유도된 식(3.140)은 경험식인 식(3.134)과 동일한 변수로 구성되어 있으며, 각 변수의 지수도 상당히 유사함을 알 수 있다. 이는 간단한 역학적인 규칙으로부터 스티프너의 거동을 설명할 수 있음을 나타낸다. Tao et al.의 실험에서 사용된 스티프너의 강성과 식(3.134)에 의한 강성, 식(3.140)에 의한 강성을 정리하면 Table 3.61과 같다. 유도된 식(3.140)은 Tao et al.의 실험체에 대하여 식(3.134)과 거의 유사한 예측을 보이고 있다. 단면2차모멘트 I_s는 스티프너의 폭 b_s의 세제곱에 비례하기 때문에 실제로 설계될 스티프너의 폭은 더 유사하다. 예로서 E4의 스티프너 폭을 계산하면, 식(3.134)에 의하면 $b_s \geq$ 57 mm이고 식(8)에 의하면 $b_s \geq$ 61 mm이다. 본 연구에서 b_s = 60 mm로 설계된 스티프너는 고강도 강관에 충분한 강성을 제공하였다.

Table 3.61 Comparisons of stiffener rigidities of specimens

Specimens	Properties of specimens									Prediction	
	B (mm)	w (mm)	t_t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	$F_{y,t}$ (MPa)	$F_{y,s}$ (MPa)	I_s (mm^4)	Performance of stiffeners[1]	eq.(1) (mm^4)	eq.(8)[2] (mm^4)
SCFT25-1[3]	250	125	2.5	35	2.5	234	234	8,932	Sufficiently strong	8,960	8,432
SCFT25-2[3]	250	125	2.0	35	2	234	311	7,146	Not strong	8,960	8,432
SCFT19-1[3]	190	95	2.5	25	2,5	234	234	3,255	Sufficiently strong	3,429	3,702
SCFT19-2[3]	190	95	2.0	25	2	234	311	2,604	Not strong	3,429	3,702
SCFT13-3[3]	130	65	2.5	15	2.5	234	234	703	Sufficiently strong	909	1,186
E800s	300	150	5	60	5	746	301	90,000	Sufficiently strong	76,339	92,905

[1] Whether strains at the stiffener-plate juncture and the corner of the tube were the same when the specimen reached the ultimate strength, that is, the stiffener was sufficiently strong

[2] E_t=0.134E_s assumed

[3] Tao et al.

그러나 식(3.134)은 매우 한정된 실험 결과로부터 유도된 것이기 때문에, 기존 실험 변수에서 벗어나는 범위에 대해서도 효과적이라고 보기는 어렵다. 식(3.134) 또는 식(3.140)의 검증을 위해서 보다 더 광범위한 변수에 대한 실험 및 해석연구가 이루어져야 할 것이다.

(6) 결 론

세장 단면의 고강도 강관을 적용한 각형 CFT 기둥의 편심압축 성능을 평가하기 위한 실험연구를 수행하였다. 고강도 강관과의 비교를 위해서 일반 강재를 적용한 실험체의 편심압축 성능도 평가하였으며, 세장 단면의 국부좌굴을 방지하기 위하여 스티프너를 보강한 실험체의 구조성능도 평가하였다. 본 연구를 통해 얻어진 결론을 요약하면 다음과 같다.

1) 세장 단면의 고강도 강관을 적용한 E800은 탄성국부좌굴이 조기에 발생하였지만 큰 강성저하 없이 하중이 증가하였다.
2) 반면에 조밀 단면과 일반 강재를 적용한 E400은 국부좌굴 후 강성이 크게 저하되었다. 일반 강관을 사용할 경우 조밀 단면일지라도, 국부좌굴과 조기항복으로 휨-압축 시 압축 플랜지의 기여도가 상당히 저하됨을 의미한다.
3) 고강도 강관에 스티프너를 보강한 E800s의 경우 최대강도 시까지 국부좌굴을 효과적으로 제어할 수 있었다. 그러나 고강도 강관의 높은 후좌굴강도에 의하여, 스티프너가 없는 E800과 큰 거동 차이를 보이지 못하였다.
4) 실험결과는 ANSI/AISC 360-10에 의한 휨-압축 조합강도와 비교되었다. 스티프너를 보강한 E800s의 경우 소성응력분포를 가정한 Method 2를 만족하였다. 반면 세장

단면의 E800은 공칭강도는 Method 1을 크게 초과하였다. 한편, 합성구조 설계기준안에 제시된 간략법은 E800의 강도를 합리적으로 예측하였다.

5) 본 실험체의 변수가 기존의 스티프너 설계식의 범위를 벗어났기 때문에 스티프너의 설계식을 역학적으로 유도하였다. 제안된 방법은 시티프너의 강성을 적절하게 예측하였다.

제4장 연구목표 달성 및 효과

제1절 연구개발 최종목표 달성도

구분 / 개발내용		연구개발기간 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	진도(%)
고성능 소재 적용 합성구조 설계방법 개발	고강도 강재 및 콘크리트 합성 휨부재 극한강도/장기거동 평가													100%
	합성부재 극한 강도 및 장기거동에 대한 해석/설계를 통한 성능평가방법 개발													100%
합성구조 접합부 및 전단연결 성능 기준 개발	접합부 상세에 따른 구조성능 평가													100%
	전단연결 상세에 따른 구조성능 평가													100%
합성구조 시스템 거동 평가 기준 개발	연속구조물의 회전능력 및 이음부 성능평가 설계 기준개발													100%
	연속붕괴 방지 설계기준 개발													100%
	단위 합성소재/부재의 결합에 따른 시스템 거동 평가 설계 기준개발													100%
합성구조 시험방법 표준화	합성구조 전단연결재 시험방법 표준화													100%
	합성구조 바닥판 시험방법 표준화													100%
합성구조 설계 기준 개발	합성구조 설계기준 (1차 개정안)개발													100%
총 진도율														100%

. . . . . 당초계획

——————— 실 적

목 표	달 성 도 (%)	내 용
고성능 소재 적용 합성구조 설계방법 개발	100%	고강도 강재 및 콘크리트 합성 휨부재 극한강도/장기거동 평가
	100%	합성부재 극한 강도 및 장기거동에 대한 해석/설계를 통한 성능 평가방법 개발
합성구조 접합부 및 전단연결 성능 기준 개발	100%	접합부 상세에 따른 구조성능 평가
	100%	전단연결 상세에 따른 구조성능 평가
	100%	연속구조물의 회전능력 및 이음부 성능평가 설계 기준개발
합성구조 시스템 거동 평가 기준 개발	100%	연속붕괴 방지 설계기준 개발
	100%	단위 합성소재/부재의 결합에 따른 시스템 거동 평가 설계 기준개발
합성구조 시험방법 표준화	100%	합성구조 전단연결재 시험방법 표준화
	100%	합성구조 바닥판 시험방법 표준화
합성구조 설계 기준 개발	100%	합성구조 설계기준(1차 개정안)개발

제2절 연구개발 성과의 기술적 효과분석

○ 합성 휨부재

▪ 경제성 개선

▪ 현장공사기간의 감소

▪ 공사품질의 향상 및 시공오차 감소

▪ 고성능 강재 및 고성능 콘크리트 등의 재료가 합성보에 사용될 경우, 적용 범위를 넘어서는 현재의 설계기준개선

▪ 합성보의 극한강도, 연성, 장기거동 및 사용성 검토를 위한 설계기준 개발

▪ 신형식 합성보의 성능 정의 및 검증 방법에 대한 표준화

▪ 이종 재료 및 이종 구조형식의 연결을 위한 다양한 연결방식에 대한 평가와 이 연결 방식이 구조부재에 미치는 영향 평가

▪ 신형식 합성보 개발시 성능 검증 및 기준화를 위한 절차 정의

▪ 목적 시설물별 기준화를 위한 모델 코드화

▪ 기준화를 위한 실험적 평가 데이터베이스 구축 및 공개

○ 합성 압축부재

▪ 합성 압축부재의 강구조설계기준과 콘크리트 구조 설계기준의 적용성 및 미비한 적용 범위에 대한 추가 기준 개발

▪ 고성능, 고강도강-콘크리트 합성부재 구조안정성 확보

▪ CFT, 중공기둥 및 SRC 등 합성구조의 경제성 개선

▪ 강재 스킨의 국부좌굴 및 후좌굴강도를 고려한 강도산정법 개발

▪ 구속 정도에 따른 콘크리트 압축강도를 고려한 강도산정법 개발

○ 합성 연결부

▪ 연결구조의 파괴모드에 따른 일반화된 설계기준 개발

▪ 새로운 형태의 이종 합성부재의 연결부 성능 기준 및 평가 기술 개발

▪ 표준화된 시험법 개발

▪ 다양한 상세를 반영할 수 있는 해석 및 설계 방법 개발

제3절 연구개발 성과의 경제적 효과분석

○ 시공성과 구조적 효율성을 갖춘 다양한 형태의 합성구조가 개발되고 설계 기준화 될 수 있는 토대를 제공함으로써 새로운 사회적 요구사항인 경제성, 친환경성, 미적인 구조물 창출을 통해 건설 경쟁력 제고

○ 다양한 이종 재료간의 결합을 통한 경쟁력있는 구조시스템을 개발하여 국내 및 국제 건설시장에서의 새로운 수요 창출

○ 국내의 건축 토목 분야의 합성구조를 전문으로 하는 중소기업의 기술 전문화를 촉진하고 이를 통해 새로운 시장 창출 및 일자리 창출에 기여할 수 있음.

제4절 연구개발 성과의 정책적 효과분석

○ 개발된 합성구조 설계기준안의 국가 기준화를 위한 추가적인 연구개발이 가능하고 제시된 성능 정의와 이를 검증하기 위한 표준시험법에 기반하여 다양한 강-콘크리트 합성구조의 특화된 기술 개발이 추진될 수 있어 창조경제 정책에 부합하고 새로운 일자리 창출 및 사업화 기반 제공이 가능함.

○ 국가건설 기준 표준화 과업에서 공통기준으로 합성구조 설계기준이 활용될 수 있음.

○ 강-콘크리트 합성구조의 기준화와 유사한 방식으로 복합소재와 일반적인 건설소재와의 합성을 포함한 기준 확장 혹은 신규 기준 개발 연구개발이 수행될 수 있음.

제5장 연구성과의 활용 및 추가연구 필요성

제1절 연구성과 활용방안

○ 성능 기반 합성구조 설계 기준은 콘크리트 구조설계기준과 강구조 설계 기준 뿐 아니라 도로교설계기준, 철도교 설계기준, KBC 등의 유관 설계 기준에서 다루는 상이한 접근 방식을 합리적으로 조정하고 신재료를 활용한 신형식 구조에 대한 일반화된 설계 방법을 모델 코드로서 제시할 수 있을 것으로 기대됨

○ 합성구조 설계기준 개발을 위한 검토된 설계 기준간의 충돌 문제, 선진국의 설계기준 체계 등을 활용하여 합리적인 구조분야의 설계 기준 체계를 제안하고 현재 국토부에서 진행하고 있는 설계기준에 대한 코드체계 정비 사업의 후속조처로 합성구조에 대한 독립적인 설계기준 체계로 활용될 수 있음.

○ 콘크리트 기반 및 강구조 기반의 설계기준이 각각 합성구조를 다루는 방법론의 차이로 인해 발생하는 기준 적용 범위의 한계를 극복하고 각각의 기준이 적절하게 사용될 수 있도록 참조할 수 있는 모델 코드로서의 기능이 기대됨

○ 표준화된 성능 평가 및 시험법의 제시를 통해서 고성능 소재를 이용한 신형식 구조의 연구 개발이 촉진되고 새로운 시장 창출 및 구조물 효율화에 기여할 것으로 기대되고 현재 건설연구인프라 운영원에서 진행하고 있는 실험표준화 연구 프로젝트와의 연계가 가능함.

○ 개발된 설계기준을 활용하기 위한 설계 매뉴얼 및 예제집, 교육 프로그램을 통해 국내 건설 기술자들의 기술 역량을 높이는데 기여함

○ 제안된 [성능 중심 합성구조 설계기준]은 실험 및 연구 데이터베이스를 구축하면서 제시되기 때문에 국가 기준으로 추진될 때 합리적인 근거와 지속적인 수정 보완이 가능하도록 활용될 것으로 기대됨

○ 각종 설계기준의 일부로 합성구조설계기준이 포함되어 있는 관계로, 결과치의 혼선이 일어나고 있는 현실을 극복하고, 표준화된 설계기준의 마련됨으로서 다양한 재료 및 공법의 활용을 촉진하여 내구성 높고, 경제적인 엔지니어링을 실현할 수 있음

○ 다양한 재료 및 공법의 활용을 촉진하여 관련 산업의 발전에 기여할 수 있음

○ 다양한 구조물에 폭 넓게 적용할 수 있는 설계기준체계의 마련으로 국내뿐만 아니라, 국제경쟁력 제고에도 기여할 수 있음

○ 합성구조의 창의적이고 합리적인 사용을 통하여 녹색 성장(자원절약, 경제성, CO2 저감)을 추구하는 사회적 요구에 기여함

제2절 연구성과 추가연구 필요성

설계기준 과업으로 개발되고 있는 “강-콘크리트 합성구조 설계기준”의 결과물을 바탕으로 국가기준화를 위해 건설공사 설계기준 표준화 과업에서 추구하는 코드체계화에 맞는 공통편, 시설물편, 사업편 기준 개발
합성구조는 코드체계로 개편되는 공통기준인 강구조 설계기준과 콘크리트 구조 설계기준에서 다루지 않는 영역을 범위로 설정하고 설계기준 코드체계화를 진행하고 있기 때문에 시급하게 국가기준화하는 절차를 수행하여 국가기준의 체계를 완성해야 함

합성구조 설계기준은 교량(도로교, 철도교), 가시설물, 내진설계 뿐 아니라 에너지 시설물(원전 SC구조, 모듈러 LNG 탱크, 복합 풍력타워), 국방시설물(방호구조)에도 적용될 수 있는 확장성이 큰 기준으로 산업간 융합기술로도 효용성이 큰 분야임

○ 합성구조 설계기준을 건설공사 코드체계화에 따라 공통기준으로 KDS 14 40 00을 개발하여 건설공사 설계·시공기준 표준화의 체계에 맞는 국가기준화

○ 시설물편 및 사업편에 합성구조에 해당하는 기준 및 표준시방서를 개발하여 설계의 다양성을 확보

○ 타 산업분야와의 연계를 위한 기준 연계성 및 융합기술 개발의 기반 제공

참고문헌

保坂鐵失ほか (2000) “孔あき鋼板ジベルのせん斷 特性に關する實驗的研究,” 構造 工學論文集, Vol. 46A.

AASHOTO, "AASHOTO LRFD Bridge Design Specifications" (2010).

ANSI/AISC 360 (2010) Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, USA.

Bae, D., "Effective Slab Width In Multi-Girder Composite Bridges," Ph.D. Thesis, Lehigh University, (1991) .

Badie S.S, Tadros, Kakish M.K, Splittgerber H.F, Baishya D.L. (2002), “Large Shear Studs for Composite Action in Steel Bridge Girders”, J. of Bridge Engineering,Vol.7,No.3, May,pp.195-203.

C.E.C (1992), “Directorate General for Environment, Nuclear Safety, and Civil Protection-1992”, Commission of the European Communities.

Chapman J.C. (1964). "Composite construction in steel and concrete- the behavior of composite beams”. Structural Engineer, Vol.42,no.4, April 1964, pp.115-125.

Cheol-Ho, L., Ki-Yong, K., Sung-Yong, K., and Cheol-Hoe, K. (2013). Review of structural design provisions of concrete filled tubular columns (in Korean, to be published in the Journal of the KSSC).

Davies C. (1967) “Steel concrete composite beams with flexible connectors: a survey of research”. Concrete. December, pp.425-430.

Dongyan Xue, Yuqing Liu, Zhen Yu, Jun He (2011), “Static behavior of multi-stud shear connectors for steel-concrete composite bridge”, Journalof Constructional Steel Research, 2011.09.

Ellobody, E., and Young, B. (2011). “Numerical simulation of concrete encased steel composite columns.” Journal of Constructional Steel Research, 67, 211-222.

Ellobody, E., Young, B., and Lam, D. (2011). “Eccentrically loaded concrete encased steel composite columns”, Thin-Walled Structures, 49(1), 53-65.

Eurocode0 (EN 1990), “Basis of structural design”, CEN-European Committee for standardization,2004.

Eurocode4 (EN 1994), “Design of composite steel and concrete structures”, CEN-European Committee for standardization,2004.

Hanswille Gerhard, Markus Porsch, Cenk Ustundag (2007), “Resistance of headed studs subjected to fatigue loading. Part I: Experimental study”, Journal of constructional steel research, 63(2007)475–484.

Iyengar H.S (1977). “State-of-the-art report on composite or mixed steel-concrete construction for buildings”, American society of civil engineers, 1977.

Johnson R.P. & Buckby R.J. (1979). “Composite structures of steel and concrete”, Vol.2: Bridges, Granada, London, 1979

Johnson, R.P. (1975). “Composite structures of steel and concrete”. Cros by Lock wood Staples, Vol.1,1975.

Johnson, R.P. and Anderson, D. (1993), “Designer’s handbook to Eurocode-4. Part 1.1: Design of composite steel and concrete structures”, Wiltshire: MHL Typesetting Ltd.

Kwon Y. B., Kim N. K. and Hancock G. J., “Compression tests of welded section columns undergoing buckling interaction”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 63, 2007, pp1590-1602.

Krister Cederwall, Li An (1996), Push-out Tests on Studs in High Strength and normal strength concrete, Journal of Constructional Steel Research, Vol.36, No.1, pp.15-29,1996.

Lam Dennis (2006), “Capacities of headed stud shear connectors in composite steel beams with precast hollowcore slabs”, Journal of Constructional Steel Research. Vol.63(2007, pp.1160–1174

Lam Dennis, El-Lobody Ehab (2005), “Behavior of Headed Stud Shear Connectors”, ASCE Engineering Journal, 10.1061/(ASCE)0733-9445 (2005) 131-1(96).

Larose K.E., (1995), “Performance of Shear Stud Clusters for Precast Concrete Bridge Deck Panels”, Saskatchewan Institute of Applied Science and Technology, Canada.

Luis P., Jorome F.H (2010). “Headed steel stud anchors in composite structures. Part I: shear”, Journal of Constructional steel research .66.2012, pp.198-212.

Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P. and Harre, W. (1987) Neues, vorteilhaftes verbundmittel fur stahlverbund-tragwerke mit hoher dauerfestigkeit (New improved shear connector with high fatigue strength for composite structures), Beton und Stahlbetonbau Heft, 12, pp. 325-331.

Mainstone R.J, Mice, Menzies J.B (1967), “Shear connectors in steel-concrete composite beams for bridges-I: Static and fatigue tests on push-out specimens”, IRRD24210.

Mander J. B, Priestley M. J. N, and Park R. (1988). “Theoretical stress-strain model for confine concrete”, Journal of Structure Engineer, 114(8), pp.1804-1826.

Menzies J.B (1971), “CP 177 and shear connector in steel concrete composite beams made with normal-density or lightweight concrete”, Institution of Structural Engineers Journal, VOL 49, 1971
Nguyen Huu Thanh, Kim Seung Eock (2009), “Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors”, Journal of Constructional Steel Research ,Vol.65, pp. 1909-1920.

Oehlers D.J (1980), “Stud shear connectors composite beams”, Engineering of the University of Warwick Express.

Okada,JunYoda, Teruhiko Lebet Jean-Paul (2004),“Astudy of the grouped arrangements of stud connections on shear strength behavior”, Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, Vol.23, No.776/I-68, pp.81-95.

Oguejiofor, E.C., and Hosain, M.U. (1992) Behaviour of perfobond rib shear connectors in composite beam : full size tests, Canadian Journal of Civil Engineering, 19(2), pp. 224-235.

Oguejiofor, E.C. and Hosain, M.U. (1997) Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors, Computers & Sturctures Vol. 62, No. 4, pp. 617-624.

Ollgaard J.G., Slutter R.G., and Fisher J.W. (1971), “Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete”, AISC Engineering Journal, April, pp.55-64.

Oguejiofor, E.C. and Hosain, M.U. (1994) A parametric study of perfobond rib shear connectors, Can. J. Civ. Eng. 21, pp. 614-625.

Sara, B.M., and Bahram, M.S. (2002) Perfobond shear connector for composite construction, Engineering Journal, First Quarter, pp. 2-12.

Seok-Goo Youn, Doobyong Bae, Young-Jin Kim(2008), "Ultimate Flexural Strength of Hybrid Composite Girders using High-performance Steel of HSB600 at Sagging Bending" ASCE, Composite Construction in Steel and Concrete VI, Proceedings of the 2008 Composite Construction in Steel and Concrete Conference VI

Shim C.S (2004), “Experiments on Limit State Design of Large Stud Shear Connectors”, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol.8, No.3 (May2004), pp.313-318.

Shim C.S, Chang S.P, Lee P.G (2001), “Design of shear connection in composite steel and concrete bridges with precast decks”, Journal of Constructional Steel Research,57, pp.203-219.

Shim C.S, Lee P.G, Yoon T.Y (2004), “Static behavior of large stud shear connectors”, Engineering Structures Vol.26(2004), pp.1853–1860.

Shim C.S, Park J.S, Jeon S.M, Kim D.W (2007), “An Experimental Study on group stud shear connection”, Proc. of 5th International Conferenceon Advances in Steel Structures, pp.932-937.

Shim C.S. and Kim D.W. (2010), “Structural Performance of Composite Joints using Bent Studs”, International Journal of SteelStructures, Vol.10, No1,1-13.

Shim C.S. Kim J.H., Chung C.H. and Chang S.P. (2000), “The Behavior of Shear Connection in Composite Beam with Full-Depth Precast Slab”, Structures and Buildings, The Institution of Civil Engineers, Jan., Vol.140, pp.101-110.

Teraszkiewics J.S. (1967) “ Static and Fatigue behavior of simply supported and

continuous composite beam of steel and concrete". University of London. Sept,1067.

Veldanda, M.R., and Hosain, M.U. (1992) Behavior of perfobond rib shear connectors in composite beam : push-out tests, Canadian Journal of Civil Engineering, 19(1), pp. 1-10.

Viest I.M (1960). "Review of research on composite steel concrete beam". Journal of the Structural Division ASCE. ST6,June,pp.1-21

Weichen Xue, Min Ding, Hua Wang, Ziwen Luo(2008), "Static Behavior and Theoretical Model". ASCE Engineering Journal, 10.1061/ASCE 1084-0702 (2008) 13:6(623).

국토해양부 (2009). 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준.

박홍근, 이재훈, 윤현도, 이도형(2013) 합성 압축부재의 설계기준안, 한국콘크리트학회 2013 가을 학술대회 논문집, 한국콘크리트학회, pp.23-24.

심창수, 정영수, 박지호, 방창영(2007), 진동대 실험을 통한 원형 합성 기둥의 내진 성능 평가, 한국지진공학회논문집, 제 11권 제 5호

심창수, 윤재영, 정영수(2008), 합성교각의 설계 단면 및 상세에 관한 연구, 대한토목학회 정기학술 대회, pp 1307-1310

엄진호, 송준엽, 권영봉. "용접박스단면 교각의 거동에 관한 실험적 연구", 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 2권 6-A호, 2001, pp 837-848.

이철호, 강기용, 김성용, 구철회(2013) 각형 콘크리트충전 강관기둥 부재의 구조설계기준 비교연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제25권, 제4호 pp.389-398.

정철헌, 이홍수 (2005a) ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 전단강도 평가. 대한토목학회논문집, 제25권 제5A호, pp. 879~888.

정철헌, 이홍수, 유성근, 최외호 (2005b) 원형강관 거더와 콘크리트 바닥판 사이 ㄱ형 perfobond 리브 전단연결재의 실험적 연구. 대한토목학회논문집, 제25권 제1A호, pp. 201~212.

한국도로교통협회, "도로교설계기준(한계상태설계법)," 국토해양부, (2012).

한국강구조학회, "강구조설계기준," 국토해양부, (2009).

한국콘크리트학회 "콘크리트구조설계기준," 국토해양부, (2007).

한국콘크리트학회 "콘크리트구조설계기준," 국토해양부, (2007).

주 의

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 건설교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.