제 출 문

국토해양부 장관 귀하

이 보고서를 "내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각 실용화 연구"과제의 최종 보고서로 제출합니다.

2011 .02 .12

주관연구기관명 : 협성엔지니어링
주관연구책임자 : 김 진 경
연 구 원 : 강영종 교수
" : 조학연
" : 이강돈
" : 김상운
" : 현정환
" : 김정훈
" : 김종민
" : 원덕희
" : N. N. Duong
" : 이기세
" : Meng Lingying
" : 윤나리

보고서 요약서

<table>
<tr><td rowspan="2">과제고유번호</td><td rowspan="2"></td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>10.08.13~11.02.12</td><td>단 계 구 분</td><td>2/2</td></tr>
<tr><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 사 업 명</td><td>중 사 업 명</td><td colspan="4">R&D 정책 · 인프라 사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="4">기술 창업-사업화 지원 분야</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 과 제 명</td><td>대 과 제 명</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="4">내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각 실용화 연구</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연 구 책 임 자</td><td rowspan="2">김진경</td><td>해당단계
참 여
연구원수</td><td>총 : 13명
내부 : 6명
외부 : 7명</td><td>해당단계
연 구 비</td><td>정부 : 98,199천원
기업 : 72,126천원
계 : 170,325천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참 여
연구원수</td><td>총 : 26명
내부 : 12명
외부 : 14명</td><td>총연구비</td><td>정부 : 200,000천원
기업 : 140,000천원
계 : 340,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="2">협성엔지니어링</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">협성엔지니어링</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="2">상대국명 :</td><td colspan="3">상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>위 탁 연 구</td><td colspan="5">연구기관명 : 고려대학교 연구책임자 : 강영종</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약</td><td>보고서면 수</td><td>228</td></tr>
<tr><td colspan="6">본 연구에서 내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각을 실용화하기 위해서는 지금까지의 성능 검증 연구와는 다르게 실용화에 필요한 연구를 수행해야 한다. 현재까지는 교각의 성능 연구에만 집중을 한 반면 본 연구에서는 이 교각이 현장에 적용되기 위해서 필요한 연구를 해야 한다. 교각-코핑(기초) 접합부 혹은 시공기법 등 교각을 설계 및 시공하기 위해서 가장 필요한 연구를 수행하며 이론적인 연구와 실험적인 연구를 동시 수행한다. 그리고 전용 설계 프로그램을 개발한다. 또한 Mock-up Test를 통하여 교각의 장단점을 분석하여 보완한다. 이러한 연구들을 바탕으로 설계 및 시공지침서를 작성하여 실용화를 앞당긴다.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색 인 어
(각 5개 이상)</td><td>한 글</td><td colspan="4">내부구속, 교각, 설계법, 시공법, 접합부</td></tr>
<tr><td>영 어</td><td colspan="4">Internally Confined, Pier, Design Method, Construction Method, Joint</td></tr>
</table>

요 약 문

Ⅰ. 제 목

내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각 실용화 연구

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각의 실용화를 위하여 접합부 연구, 전용 프로그램 개발, 내부 강관 두께 감소 연구, 다양한 분야에 적용성 연구 등의 실용화와 관련된 연구를 수행한다. 또한 현재 미비된 이론적 연구를 진행하여 본 교각의 성능을 보완한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각의 실용화를 목표로 하여 1차년도에는 접합부 연구 및 고강도 콘크리트 적용성 연구를 수행하며, 2차년도에는 전용 설계 및 거동 특성 분석 프로그램을 개발하며, 다양한 교각 타입에 적용할 수 있도록 시공법을 연구한다. 그리고 1차년도와 2차년도 연구에서 제시한 설계 및 시공 방법을 토대로 하여 Mock-up 시공을 하여 제시된 방법의 장단점 분석을 통하여 그 내용을 보완한다. 그리고 마지막으로 설계 및 시공 지침서를 작성함으로써 실용화 연구를 마무리하여 현장에 적용할 수 있는 기반을 갖춘다.

Ⅳ. 연구개발결과

- 거푸집의 적용성 검토
- 교각의 구성인자에 따른 내진성능 분석
- 고강도 콘크리트 적용시 교각의 거동 분석
- 교각-코핑 접합부 형식 제안 및 검증
- 교각-기초 접합부 형식 제안 및 검증
- P-M 상관도 프로그램 및 설계 Sheet 작성
- 최적 설계법 연구
- 실규모의 시험체 거동 분석을 통한 표준모델 제시
- 설계 및 시공 지침서 작성
- 설계 업체와의 공동 업무 추진 협약 체결

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

본 기술의 실용화 연구에 대한 기술개발로 더욱 장대화되고 복잡해지고 있는 토목구조물의

경제적이 안전한 설계를 가능하게 할 것이다. 전용해석 프로그램 개발로 교각의 거동 평가와 설계를 간편하게 할 수 있는 툴을 만들며, Mock-up Test를 통하여 기존에 제시한 설계 및 시공 방법들의 장단점을 분석한다. 이러한 보완을 통하여 설계 및 시공 지침을 제시한다.

SUMMARY

Ⅰ. Title

A Study on Field Construction of Internally Confined Hollow RC Pier

Ⅱ. The purpose and necessity of this research and development

For the experimental study of the internally confined hollow reinforced concrete member(ICH-RC) the research related commercialization, such as research of connection part, development of program, research of the decrease of the steel tube's thickness, research of the applicability in multi-field has been carried out. Presently, the incomplete theoretical research has been proceeded and the performance of the bridge pier has been supplemented.

Ⅲ. Contents and Scope of Research

In the first year, perform the research for the application of high strength concrete to achieve commercialization of ICH-RC. In the second year, development of exclusive program of design and behavior characteristic analysis program will be carried out and also the research about the construction methods will be performed to apply various type of columns. Base on the design and construction method, suggested at the first and second year, the results of research can be supplemented by analysis of pros and cons through performing the Mock-up construction. Finally, the commercialization research will be finished by drawing up the guide-line to apply on the construction site.

Ⅳ. Research and development result

- Check formwork applicability
- Analysis on the applicability of joint construction of existing pier
- According to the configuration parameters of the pier analysis seismic performance
- Applied behavior analysis of high strength concrete piers
- Pier - coping joints type proposed and verified
- Pier - founding joints type proposed and verified
- Developing the Program for P-M Interaction Curve and Compiling Design Sheet
- Design method optimization
- Suggestion of Standard Model through the Experimental Study of Full-size Model
- Compiling Design and Construction Guide
- Conclude a Convention of Co-works with Design Firms

Ⅴ. Planning of research and development result

Commercialization study of this technology for the development of Pole becoming more complex and as a safe and economic design of engineering structures will allow. Behavior analysis program dedicated to the development of bridge assessment and design tools that can be easily creates, Mock-up Test and the existing design and construction of the proposed method analyzes the pros and cons. Through these supplementation design and construction guidelines are proposed.

CONTENTS

Chapter 1 Introduction 9
Section 1 Introduction 9
Section 2 Importance of Project 12
Section 3 Scope of Project 18

Chapter 2 The Present Condition of The Technology 21
Section 1 Domestic Trend of the Technology 21
Section 2 International Trend of the Technology 27
Section 3 Conclusion of Technological Trend 28

Chapter 3 Results of the Research 31
Section 1 Introduction 31
Section 2 optimization of design method 33
Section 3 Development of Design Programs 79
Section 4 Study of Construction Method 105
Section 5 Suggestion of Standard Model through the Experimental Study of Full-size Model 141
Section 6 Compiling Design and Construction Guide 154
Section 7 Conclude a Convention of Co-works with Design Firms 157

Chapter 4 Achievement and Contribution of this Research 165

Chapter 5 Plans for Practical Application of the Results 168

Chapter 6 References 171

Chapter 7 Appendix 173
Section 1 Program for P-M Interaction Curve 173
Section 2 Design and Construction Guide 189
Section 3 Design Example 198

목 차

제1장 연구개발과제의 개요 9
제1절 연구 개발 개요 9
제2절 연구 개발의 중요성 12
제3절 연구 개발 범위 18

제2장 국내외 기술개발 현황 21
제1절 국내 기술 및 산업 동향 21
제2절 국외 기술 및 산업 동향 27
제3절 종합 결론 및 타 산업 그리고 국내외 연계 협력 가능성 28

제3장 연구개발 수행 내용 및 결과 31
제1절 서론 31
제2절 최적 설계법 연구 33
제3절 설계 프로그램 개발 79
제4절 시공법 연구 105
제5절 실규모의 시험체를 통한 거동 분석 141
제6절 설계 및 시공 지침서 작성(예제집) 154
제7절 설계 업체와의 공동 업무 추진 협약 157

제4장 목표 달성도 및 관련 분야 기여도 165

제5장 연구개발 결과의 활용 계획 168

제6장 참고 문헌 171

제7장 참고 문헌 173
제1절 P-M 상관도 프로그램 173
제2절 설계 및 시공 지침서 189
제3절 설계 예제집 198

제 1장 연구개발과제의 개요

제1절 연구 개발 개요

산악 지역이 국토의 70%이상을 차지하는 우리나라는 중부와 남부를 연결하는 고속도로와 고속 철도의 건설로 전국 1일 생활권을 이루었으나, 중부 내륙지역은 지형의 영향으로 고속도로 건설이 늦어져, 실질적인 시간 단축이 이루어지지 않고 있는 실정이다. 철도의 경우 지형적인 영향으로 우회하여 건설된다. 이러한 단점을 극복하려면 기존의 교각보다 더욱 높은 고교각을 이용한 장대교량을 계곡 사이에 건설함으로서, 산악지형에도 고속도로 및 고속 철도의 건설이 가능하게 할 수 있을 것이다. 또한 도시 지역의 교통량의 증가로 도시고속화도로 건설시 고교각 설계 및 시공 방법은 꼭 필요하다. 고가교의 필요성이 점차 증대되고 있으며, 이러한 고가교의 효율적인 기능 수행과 안전하고 경제적인 설계 및 시공을 위해서는 고가교 건설의 핵심인 고교각의 정확한 거동 파악 및 연구가 꼭 필요한 실정이다. 고교각은 일반 교각에 비해 큰 세장비를 가지고 있어 좌굴에 대한 검토가 필수적이며, 교각의 높은 형고로 인해 풍하중 및 지진하중 등의 횡하중에 큰 영향을 받는다. 이에 따라 일반적인 교각의 설계 및 해석 방법을 사용하여 고교각을 건설한다면 과도한 공사비에 따른 경제적 부담을 초래하며, 안전성 측면에서도 상당히 취약할 것으로 판단된다.

현재 국내의 도로교 및 철도교 설계 기준에서는 지진과 같은 횡하중에 대해 교각 소성 힌지부의 연성을 확보하기 위해서 횡철근비를 규정하고 있다. 이 횡철근비 기준을 만족하는 일반 철근 콘크리트 교각은 비교적 저렴한 건설비용과 현재까지 쌓아온 시공 경험으로 많은 시공이 이루어져 왔다. 그러나 고교각의 설계에 있어서도 별도의 설계 기준이 정립되어 있지 않으며 많은 대규모 교각의 적용에 있어서 불합리한 횡철근비 기준이 사용되고 있으며, 이는 현장에서의 시공의 어려움과 비용 상승으로 이어지고 있다.

이에 비용면에서는 불리하나 우수한 소성 변형능력과 신속한 건설이라는 장점을 가진 강교각이 도시 지역의 교량을 중심으로 주목을 받았다. 그러나 강교각은 일반적으로 극한 내하력에 비해 재하하중이 작고 교각을 구성하는 판을 두께에 비해 폭이 큰 특징을 가지고 있다. 이러한 특징 때문에 지진시 국부좌굴에 취약한 면을 갖게 되며, 낮은 휨강성으로 고교각에 적용에는 어려움이 있다. 이에 대한 보강으로 강교각에 콘크리트를 채운 충전교각이 대두되었다. 충전교각은 충전 콘크리트의 내하력과 강판의 국부좌굴 방지 효과로 인해 단면의 증가 없이 내하력이 증가되고, 기존 콘크리트 교각에 비해서 사하중이 작교 연성 능력이 비교적 우수하다. 하지만, 이러한 충전교각은 건설비가 매우 높으며, 고교각으로 시공하였을 경우 단면이 커져 그 시공에 어려움이 있다. 또한, 국내에 시공된 고교각의 경우 고교각에 대한 연구 없이 일반 교각의 설계 개념을 그대로 적용하여 상당히 비경제적인 시공이 되어오고 있다.



그림 1-1 국내에 시공된 고교각

국외의 합성 기둥에 관한 연구는 1901년 “스웰”(swell)이 부식방지용 콘크리트를 채운 가오간을 기둥으로 사용한 것부터 시작되었다. 이후 합성기둥에 대한 연구는 극한 내하력에 대한 연구를 중심으로 영국 및 미국 등에서 활발하게 진행되어 왔다. 한편 강교각 및 충전교각에 대한 연구는 강진 다발지역인 일본에서 활발히 진행되어 왔다. 1980년대와 1990년대 Nakai, Kitaka, Yosikawa 및 Usami 등에 의해 강교각 및 강합성 교각에 대한 다양한 연구 및 실험이 수행되었다.(Kitaka, 1998) 이들의 연구는 주로 사각형 단면을 갖는 강교각 및 충전교각을 중심으로 유사 정적실험과 수치해석을 이용하여 강진지역에 적절한 강성 및 연성을 확보할 수 있는 강교각 및 충전교각을 설계하는 방법과 기존의 강교각을 적절히 보강하는 방법을 개발하는 것이다.

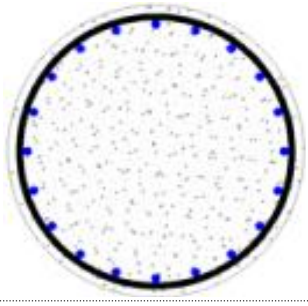
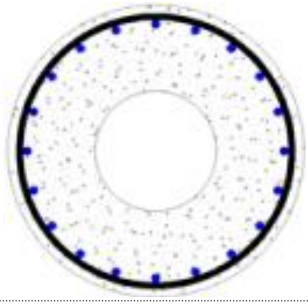
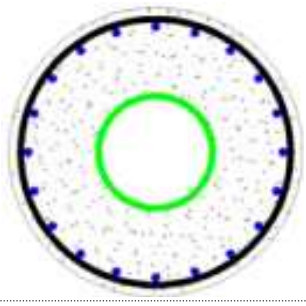
또한 미국에서는 중공교각에 대한 연구도 활발히 진행되어 왔다. 구조적응로 콘크리트 자중이 문제시 되는 곳이나, 상대적으로 콘크리트의 재료비가 높은 경우에 중공 단면의 기둥이 구조물에 사용되어 왔는데, 이러한 중공 단면의 기둥은 역학적으로 모멘트 저항 능력이 일반 기둥에 비해 떨어지지 않아 그 활용가치가 큰 것으로 평가되어 왔다. 그러나 중공기둥은 기둥 안쪽단면이 충분한 구속력을 발휘하지 못해 안쪽면이 파열되면서 취성적 거동을 보이게 된다. 이에 M.J.N Priestly는 높은 축력비에서 사용할 경우 충분한 고려가 이루어져야 한다고 주장하였다. 또한 그의 논문에서 실험을 통해 중공단면의 기둥은 횡철근의 구속을 받지만 중공 단면의 안쪽에서 콘크리트를 고속하지 못하여 일반 콘크리트 기둥과 같은 삼축 압축 조건의 콘크리트를 만들지 못한다고 하고, 중공 단면의 연성은 기둥 단면의 중립축의 위치에 따라 큰 영향을 받으며, 횡철근의 영향은 상대적으로 미비하다고 하였다. Scott et al, (1982)의 연구결과에서는 극한 변형률을 횡철근 파괴시의 종방향 콘크리트의 변형률로 정의하였다. 이러한 정의에 따라 Mander et al,(1984)는 극한 변형률을 계산하기 위하여 구속되는 콘크리트가 파괴 시까지 흡수하는 에너지는 횡철근의 파괴 에너지와 동일하다는 가정 하에서 식을 제안하였으나, 강관을 삽입한 중공기중에 대한 연구는 이루어지지 않았다. 가까운 일본에서도 대규모 교량의 건설에 있어서 중공기둥의 장점을 받아들여 많은 시공에 채용되고 있다. 하지만 일본에서도 정밀한 동적응답해석이 필수적으로 요구되며 안쪽면의 붕괴거동을 고려하고 있다.

미국의 아쉬토 교량 설계 기준(AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007)에 관련된 충전교각과 관련된 규정에서는 6.9절에 콘크리트 충전 강관(Tube)에 대해서는

부재의 두께에 대한 규정을 두고 있으나, 교량의 교각은 강관으로 보기에는 그 단면이 크고 또한 튜브처럼 공장에서 제작되어 나오는 것이 아니라 여러 판재를 용법하여 제작함으로 직접 적용하기에는 문제가 있는 것으로 판단된다. 또한 6.12절에서도 콘크리트 충전 강관에 대해서 언급하고 있으나, 역시 트러스 구조나 프레임 구조에 적용할만한 단면에 대한 규정으로 교량의 교각을 위한 것은 아닌 것으로 판단된다.

일본의 경우, 충전교각의 일반적인 장점과 내진성능의 우수함이 일찍부터 인식되어 축적된 연구성과와 더불어 설계에 관련된 규정을 정비하여 한신고속도로공단의 합성교각설계지침을 규정하였다. 그러나 일본에서도 강관이 삽입된 중공기둥이나 고교각을 위한 연구는 이루어지지 않았다.

표 1-1 철근 콘크리트 기둥의 형상도

		
중실 철근콘크리트 기둥 단면	중공 철근 콘크리트 기둥 단면	내부 구속 중공 철근 콘크리트 기둥 단면

국내에서는 현재 철근 콘크리트(Reinforced Concrete, RC) 교각이 가장 많이 설계 및 시공이 되고 있다. 이 교각은 고교각화 될 경우 단면이 매우 커지고 자중이 증가해 과도한 설계 지진력을 발생시킨다. 이러한 단점을 극복하기 위해서 기존의 철근 콘크리트 교각 단면에 중공부가 있는 중공 철근 콘크리트 교각 단면이 제시되었다. 중공 RC 교각은 자중 및 재료의 감소, 수화열의 억제를 위하여 경제적이고 구조적인 측면에서 고속도로 및 일반 도로의 교량에 다수 적용되어 설계 및 시공 되고 있는 실정이다. 그러나 이러한 중공 RC 교각 단면은 외측은 횡철근에 의해 구속되어 있으나, 내측면의 콘크리트에는 구속력이 작용하지 않는다. 이 때문에 내측면이 외측면보다 빠른 파괴로 인해 파괴 상태를 예측 할 수 없을뿐더러 낮은 연성거동을 할 가능성이 있다. 이러한 단점을 극복하기 위해 중공 내면에 구속력을 작용시켜 콘크리트를 3축 구속상태로 만들어 주는 것이 필요하여 부재 내부에 강관을 삽입하여 내부 구속력을 발생시킴으로써, 중공부재 내의 콘크리트를 3축 구속 상태로 존재하게 하는 내부 구속 중공 RC 단면이 개발 되었다.(고려대학교(2005), 강관 삽입 중공 RC 고교각 개발)

국내외적으로 연구 및 현장적용이 되지 않은 내부 구속 중공 RC는 탁월한 연성능력을 갖는 동시에 경제성 면에서도 매우 유리하다. 이 교각 형식이 실용화 된다면, 현재 시공되고 있는 중공 교각의 단점을 극복하여 이를 대체할 것으로 판단되며, 새로운 형식 적용으로 인한 국내 건설 기술의 진보 및 안전하고 경제적인 국가기간망의 확충 및 유지, 나아가 신기술의 해외 수출로 인한 해외 건설시장의 확대를 기대할 수 있을 것이다.

제 2절 연구개발의 중요성

1. 기술적 중요성

내부 구속 중공 철근 콘크리트(Internally Confined Hollow Reinforced Concrete, ICH RC) 기둥 단면은 그림 2와 같이 기존의 중공 철근 콘크리트 기둥 단면의 중공부에 강관을 삽입한 기둥 단면이다. 이는 중공 철근콘크리트 기둥의 중공부의 취성파괴를 내부 튜브의 보강으로 인하여 단면내측에서의 파괴를 지연시키고, 높은 축력비에서 중공 내측 단면의 붕괴 거동을 고려해서 개선시킬 수 있다.

본 기술은 중공 철근 콘크리트 기둥이 갖는 내부 거푸집 설치 문제 및 중공면 내측 콘크리트부의 취성적 거동 문제를 극복하기 위해서 내부 튜브를 설치하는 것을 제안하였다. 강관을 중공면에 삽입 설치하여 콘크리트와 일체화시켜 보강하는 구조를 통해 중공 단면 기둥의 내부에서 내측부 콘크리트의 구속력을 발휘하게 하여 일반 중공 단면 콘크리트 기둥의 2축 구속 상태를 3축구속화 시킴으로서 기둥 단면의 감소와 재료비의 감소를 유도할 뿐만 아니라, 콘크리트 타설시 강관을 내부 거푸집으로 사용할 수 있어 시공이 용이하고, 기둥이 완성된 이후에는 강관의 아치 작용을 통해 단면 내측에서 콘크리트 압축파괴를 지연시킬 수 있으면서 연성능력을 향상시켜 주기 위한 향상된 기둥이다.

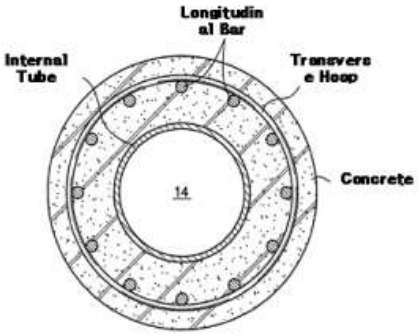


그림 1-2 ICH RC 단면의 구성

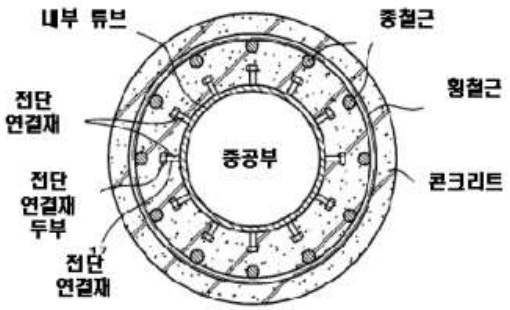


그림 1-3 전단연결재로 시공된 ICH RC 기둥의 평면도

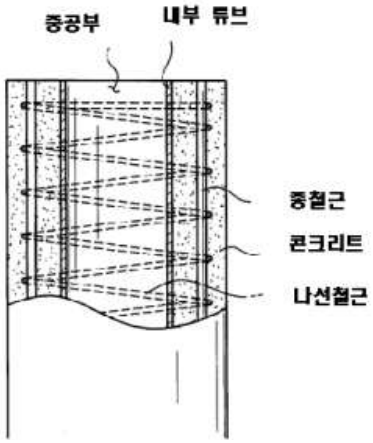


그림 1-4 나선 철근을 적용한 ICH RC

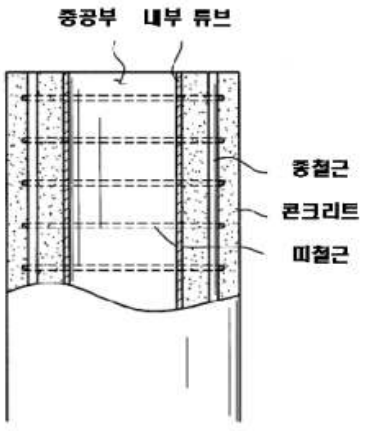


그림 1-5 띠철근을 적용한 ICH RC

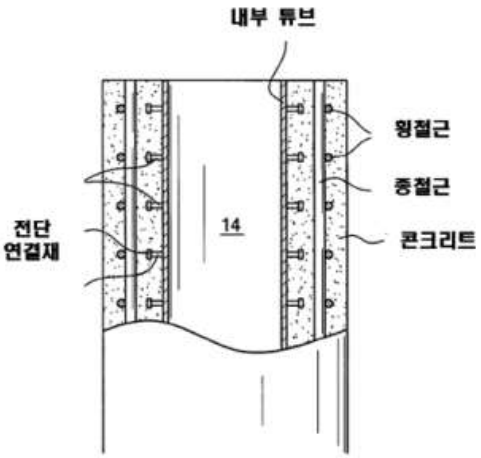


그림 1-6 전단연결재로 시공된 ICH RC 기둥의 절단측면

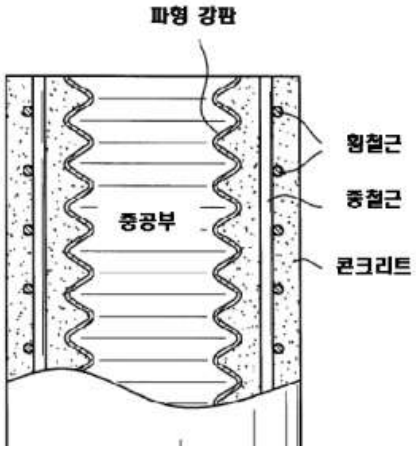


그림 1-7 파형강관을 삽입한 ICH RC

본 기술은 내부 튜브와 콘크리트의 연결 방법, 횡철근의 적용방법, 내부 튜브의 형식에 따라서 구분 될 수 있다. 첫 번째로 내부 튜브와 콘크리트 연결방법은 두 가지로 나뉠 수 있는데 그림 2와 같이 콘크리트와 내부 튜브가 마찰에 의하여 접합하는 경우와 그림 1-3과 같이 콘크리트와 내부 튜브가 전단 연결재에 의하여 연결되는 경우가 있다. 전단 연결재에 의하여 연결되는 것이 콘크리트와 강관사이의 부착력 증가로 인하여 더 큰 구속력을 발휘할 수 있다고 연구되어졌으나, 설계자의 선택에 의하여 전단 연결재 없이 설계 및 시공 가능하며 성능차이에서는 큰 차이가 없다고 연구되어 졌다.(고려대학교, 2005) 두 번째로 횡철근의 적용방법이 있다. 이 방법은 현재 설계 및 시공되고 있는 방법으로 나선철근과 띠철근을 적용하는 방법이 있다. 세 번째로 내부 튜브의 형식에 따른 구분이 있다. 이는 그림 1-6과 1-7로서 구분 가능 하다. 그림 1-7은 파형강관을 삽입한 내부 구속 중공 RC 기둥으로 동일한 축력 작용 시 일반 Flat한 강관에 비해 더욱 얇은 두께로 좌굴 및 항복파괴에 대한 저항하는 장점을 가지고 있다.

내부 구속 중공 RC 교각의 구조는 그림 1-8과 같이 콘크리트와 콘크리트를 고속하는 횡방향 철근, 인장에 저항하는 종방향 철근 및 내부에서 콘크리트를 구속하는 강관으로 구성되며, 삽입된 내부 강관은 내부 구속력을 발생시켜 콘크리트를 구속하는 기능 이외에 추가로 축력과 모멘트에 저항하는 기능을 하게 된다.

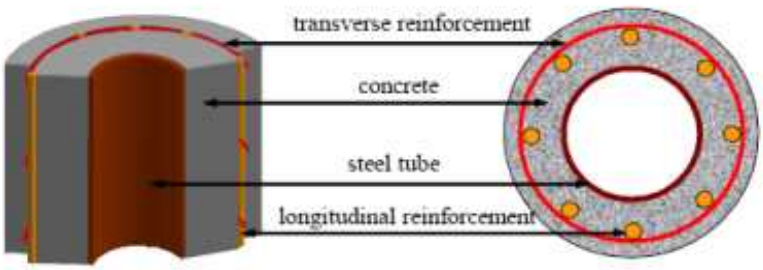


그림 1-8 내부 구속 중공 RC 기둥의 구조

콘크리트가 구속되었을 때, 콘크리트의 강도와 연성은 크게 향상된다. 그림 9는 구속된 콘크리트와 구속되지 않은 콘크리트의 응력-변형률 관계의 차이를 보여준다. 콘크리트의 강도 연성은 구속 응력에 크게 의존하며, 일반적인 RC부재에서 이러한 구속 응력은 횡철근에 의하여 결정된다. 최근의 연구자들에 의해 구속된 콘크리트의 단면에 따라 강도와 연성에 대해 여러 가지 서로 다른 해석 모델이 제시되었으며, 다양한 응력-변형률 관계에 대한 경험식이 제시되었다. 이러한 연구 결과 중 Mander 등(1984)에 의해 제안된 구형단면과 원형 단면의 콘크리트에 모두 적용 가능한 응력-변형률 관계를 정의할 수 있는 통합모델이 널리 사용되고 있다.

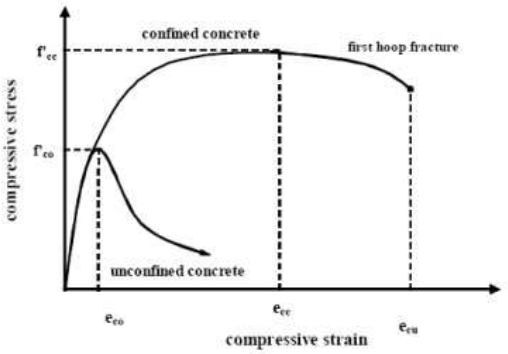


그림 1-9 구속된 콘크리트와 비구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계(Poovics, 1973)

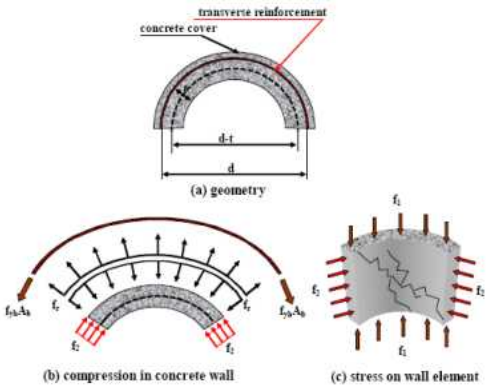


그림 1-10 중공 RC 기둥 내 콘크리트의 2축 구속 상태

중공 RC 기둥은 매우 경제적이나 기둥내의 콘크리트가 3축 구속 상태가 아닌 2축 구속 상태이기 때문에 기둥의 연성 능력을 보장할 수 없다. 비록 2축 구속된 콘크리트가 비구속된 콘크리트에 비해서 향상된 거동을 보이지만, 그 연성과 강도의 향상 정도가 크지 않기 때문에 중공 RC 기둥에서 큰 연성을 향상을 기대하기는 어렵다. 그림 1-10은 중공 RC 기둥에서 콘크리트의 2축 구속 상태를 보여준다. 콘크리트 요소에는 축방향(axial) 응력과 원주 방향(circumferential)의 응력이 작용하나 방사 방향으로는 구속 응력이 존재하지 않아 콘크리트 요소는 2축 구속 상태가 되어 취성파괴가 발생할 가능성이 있다.

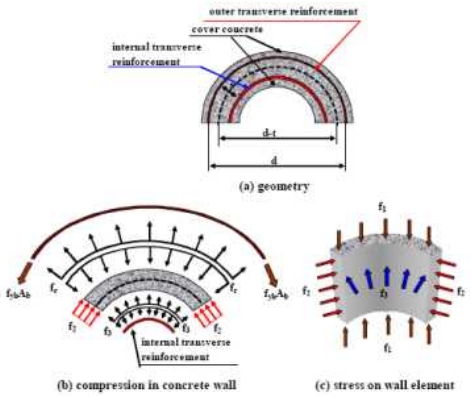


그림 1-11 내측에 배근된 횡철근에 의한 콘크리트의 3축 구속 상태

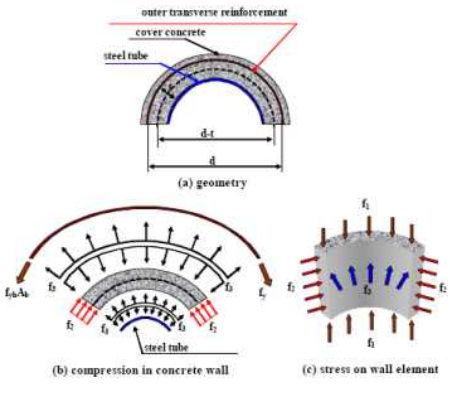


그림 1-12 내부 구속 중공 RC 부재 내 콘크리트의 3축 구속 상태

그림 1-11은 중공 RC 부재에서 내측에 추가로 배근된 횡방향 철근에 의해 콘크리트 요소가 3축구속된 상태를 보여준다. 이러한 내측 횡방향 철근은 방사방향으로 구속 응력을 제공하여 콘크리트를 3축 구속 상태로 만들어 준다. 하지만 이러한 형태의 기둥에서 내측에 배근된 횡방향 철근이 압축력을 받게 되며, 내측의 피복 콘크리트가 탈락할 경우에 내측에 횡방향 철근이 쉽게 좌굴하게 되어 취성파괴가 발생하게 된다. 또한 내측의 횡방향 철근은 강관과 달리 연속적으로 존재하지 않기 때문에 연속적인 구속력을 제공하지 못한다. 따라서 내부 구속력을 발생시키기 위해서는 그림 1-12와 같이 중공 RC 기둥 안쪽에 강관을 삽입하여 콘크리트를 구속하는 방법이 가장 효과적이라고 판단된다. 이러한 경우에는 삽입된 강관에 의해서, 연속적인 구속응력을 제공하여 콘크리트를 3축 구속 상태로 만들어 준다. 이러한 구속 효과에 의해서 콘크리트의 강도와 연성이 향상되게 된다.

중공 RC단면에 강관을 삽입한 내부 구속 중공 RC 교각 단면은 중실 RC 교각, 중공 RC 단면에 비하여 뛰어난 성능을 가지고 있다. 그림 13은 기존 연구자인 강영종 등(2004)에 의하여 실험 연구된 각 단면의 하중-변위 포락선을 나타낸 것이다. 횡하중에 저항하는 능력을 나타낸 것으로 다른 교각 단면에 비해서 더 큰 하중에 저항하는 것을 볼 수 있었으며, 파괴시까지 횡변위가 가장 큰 것을 볼 수 있다. 또한 그림 1-14는 각 단면의 극한에너지를 비교한 것으로 중공 RC 교각 단면이 가장 작은 것을 볼 수 있으며, 세 가지 단면 중 ICH RC 단면이 가장 성능이 뛰어난 것으로 나타났다. (고려대학교, 강관삽입 중공 RC 고교각 개발)

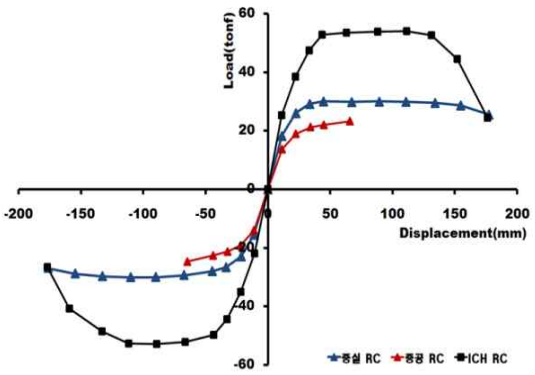


그림 1-13 실험에 의한 하중-변위 포락선 비교

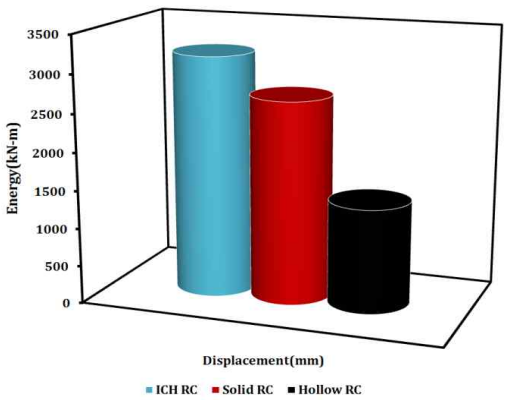


그림 1-14 각 단면의 극한에너지 비교

본 교각 단면이 실용화되지 못한 이유는 우리나라 건설 시장의 보수적인 성향 때문이라고 판단된다. 교량의 상부구조의 경우에는 새로운 기술이 계속 개발되어 적용되는 반면 하부구조인 교각은 그렇지 못한 실정이다. 그러나 지진발생시 교량이 파괴되지 않고 유지시키는 것은 교각이며, 교각이 성능이 뛰어나면 교량의 수명이 증대되고 안전해 지는 것이다.

본 ICH RC 교각은 연구되어진 바와 같이 성능이 매우 뛰어나고, 기존에 시공되어지

는 교각에 비해 이질감이 적은 철근콘크리트 교각에 기반을 두었기 때문에 실용화에 성공한다면, 다수의 현장에 적용될 것으로 판단되며 중공 RC 교각 시장을 장악할 것으로 판단된다. 또한 국내·외적으로 최초로 제시된 교각인 본 교각 형식은 국내에서의 사업화 성공에 이어 국외 진출이 용이할 것으로 판단된다.

국토해양부 건설 기술 핵심 연구(2002~2004)에 의하여 개발된 기존의 교각의 장단점을 극복한 진보된 건설 기술을 사장 시키지 않기 위해서는 세부적인 추가 연구개발이 더 필하다. 몇 가지 예를 들면 첫 번째로 본 교각은 코핑부와 기둥부의 접합방법이 제시되어 지지 않았으며, 교각-기초부 접합방법 연구 또한 필요하다. 이 밖에도 구체적인 횡철근과 강관과의 두께 및 교각 직경 대비 중공부의 직경 등을 현장에 적용할 수 있도록 연구가 필요하다. 그리고 본 사업의 취지인 신기술의 사장화를 방지할 수 있는 가장 좋은 기회라 할 수 있다.

2. 경제 산업적 중요성

내부 구속 중공 RC 교각의 가장 큰 단점은 중공부에 강관이 삽입되어 있다는 것이다. 그림 1-15와 같이 중량의 경우에 중실 RC 보다 경량이지만 재료비가 삽입되는 강관으로 인하여 가격의 상승으로 이어지는 것을 볼 수 있다. 그러나 이는 강관의 가격이 상대적으로 저렴한 파형강관으로 대체할 시 강관의 두께가 매우 얇게 되어 그 가격이 상대적으로 줄어들게 되며, 또한 근래에 많이 생산되고 있는 FRP 관을 사용한다면 경제성이 점점 상승할 것으로 판단된다.

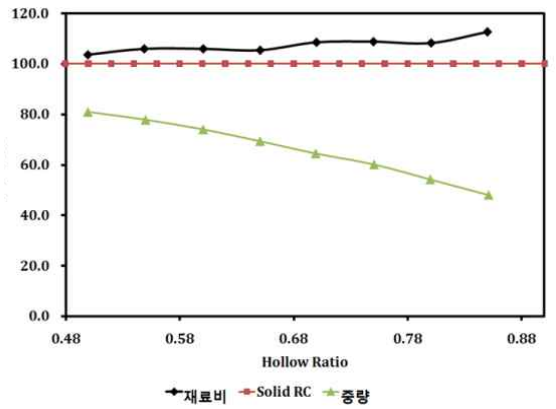


그림 1-15 중공비에 따른 재료비 및 교각 총중량(강영종 등 2007)



그림 1-16 GFRP관의 특성

그림 1-16와 같은 유리 섬유 복합관의 경우에는 최대직경 2400mm 그리고 최대 길이 12m까지 생산이 되는 것으로 조사되었다.(자료제공 : 한국화이바) 또한 강관에 비하여 FRP관의 경우에는 내부 보호층은 불포화 폴리에스테르 수지와 KS인증 제품의 유리장섬유를 사용하여 산,알칼리 성분의 혹독한 조건에 대해서도 반응성이 없어 그 성능이 매우 뛰어난 것을 볼수 있으며, 방탄재료인 유리장섬유와 코아층의 최적 충진층은 관지름의 최대 24%까지 변형되더라도 다시 복원되는 우수한 고탄성을 지니고 있으며, 활하중

DB 24를 견딜 수 있게 설계되었다. 이 재료는 시공성에서도 매우 좋은데 무게가 주철관의 1/3~1/4정도로 가벼워 대량 운반 및 취급이 용이하고 관접합이 단순이음 방식으로 공사기간 및 시공비가 절감되는 장점을 가지고 있다. 이와 같이 기존의 강재에서 벗어나서 교각분야에 새로운 재료를 도입하여 고갈되어 가는 자원에 대한 대안을 제시해 줄 수 있는 시공법이라 볼 수 있다.

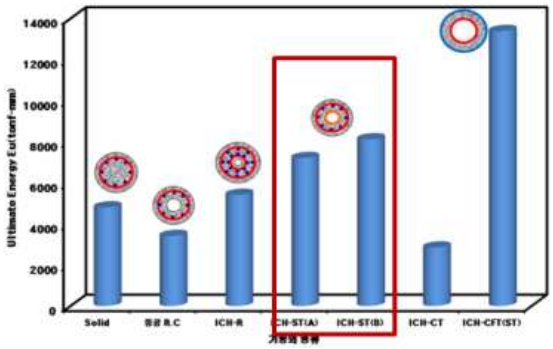


그림 1-17 흡수에너지 비교

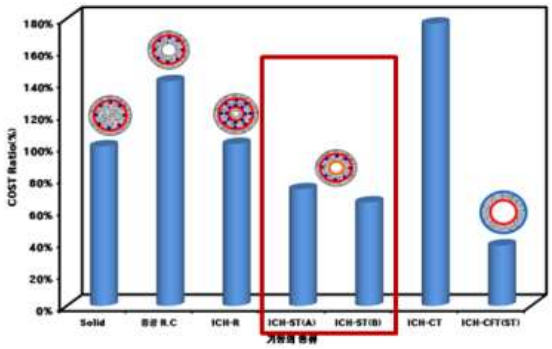


그림 1-18 흡수에너지당 건설비

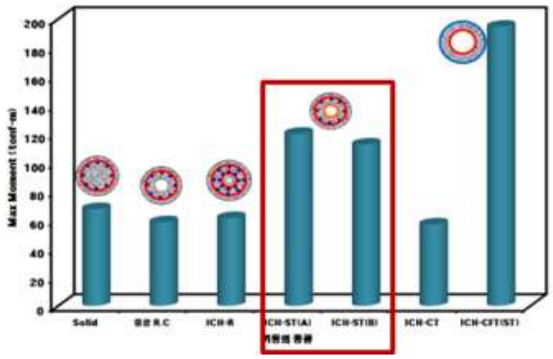


그림 1-19 최대모멘트 비교

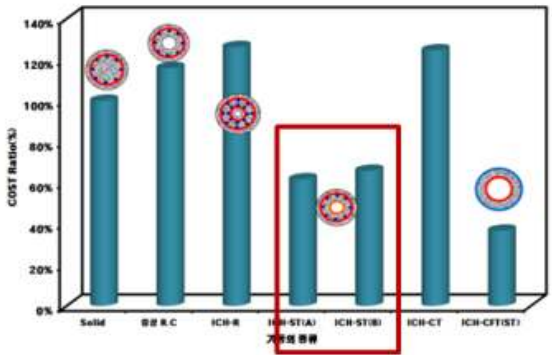


그림 1-20 최대모멘트당 건설비 비교

기존 연구자 강영종 등은 「강관삽입 중공 RC 고교각 개발」연구에서 여러 가지 타입의 교각을 실험 연구를 통하여 비교 하였다. 이를 흡수에너지 및 최대 모멘트를 비교한 것이 그림 1-17과 그림 1-19에 나타낸 것이다. 이러한 실험 결과를 바탕으로 건설비를 산출한 결과 그림 1-18의 흡수에너지당 건설비 그리고 그림 1-20의 최대 모멘트당 건설비를 비교해 보면 건설비가 매우 적은 것을 볼 수 있다. 이 비교 연구에서는 중실 RC와 중공 RC 그리고 내측에 횡철근 및 종철근을 삽입한 이중구조의 중공 RC와 비교하였을 때 그 성능이 매우 뛰어나며 건설비도 매우 적어지는 것을 볼 수 있었다. 이렇듯 단위 면적당 건설비는 더 많이 들지만 성능당 건설비는 작기 때문에 지진에 대하여 기존 교각에 비해서 더욱 대응하기 쉬워지고 구조물을 더욱 안전하게 만들 수 있을 것이다.

3. 사회 문화적 중요성

본 기술이 실용화됨에 따라서 건축 기둥에 큰 영향을 미칠 것으로 판단된다. 건축에서의 기둥은 상부에서 재하되는 하중을 축방향 압축을 통하여 하부로 전달하는 수직 구조 요소이며, 지진등의 횡하중에 저항하여 구조물 전체를 유지해주는 요소이다. 최근 구

조물이 점차 고층화됨에 따라서 기둥의 성능에 따라서 구조물 전체가 좌지우지 되며, 지진 하중에 대해 모두 저항해 주기 때문에 내진성능이 뛰어난 기둥에 대한 관심이 증대되고 있다. 또한 고층화에 따라서 기둥의 규모 또한 증대되어 재료비의 감소, 자중의 감소가 요구된다. 이러한 요구사항을 만족하는 내부 구속 중공 RC 기둥은 실용화시 기둥이 필요한 모든 구조물에 적용될 것으로 판단된다.

본 기술은 현재의 기둥의 단점을 극복하기 위하여 제안된 형식이지만 기존의 설계 및 시공방법을 따라서 설계, 시공이 가능한 장점을 가지고 있다. 그러나 현장에 적용하기 위해서는 현재 건설시장의 보수적인 성향을 없애야 할 것이다. 현재 우리나라 건설시장은 보수적 성향이 강해서 신기술에 적용을 꺼려하는 특징이 있다. 이러한 분위기로 인해 현장에 적용할 수 있는 기회가 박탈당하는 일이 비일비재하다. 이러한 분위기를 없애기 위해서는 정부 및 관련 기관의 도움이 필요하다.

현재 국외에서는 건설비용이 감소되는 신기술이 적용될 경우 인센티브를 정부에서 줌으로서 신기술을 장려하고 있다. 그러나 우리나라의 경우 이러한 경우가 전혀 없어 신기술에 대한 필요성이 없는 상태로 이어지고 있다. 예를 들어 건설 공사 발주 시 신기술을 도입한 업체에게 많은 인센티브를 주어 더욱 건설기술의 발전을 유도하는 방향으로 정부가 이끌어 나가야 할 것이다. 이를 위해 관련 공공기관에 신기술의 장점에 따른 기술 및 경제적 효과를 분석, 홍보 하여 신기술에 대한 이질감을 없애도록 노력할 것이다.

본 기술은 강관을 삽입한 중공 RC 교각이다. 최근 화석 자원의 고갈로 인하여 새로운 대체 연구가 활발하게 진행되고 있다. 그중에서 강관을 대체할 수 있는 가장 선두적인 재료가 FRP 이다. FRP는 요구 강도를 만족하는 기술적 발달이 되어 현재 많은 건설 분야에서 적용되고 있다. 본 연구가 개발된 이후 후속 연구로서 내식성이 훌륭하고, 요구 강도 성능이 좋은 FRP 관을 삽입한 내부구속 중공 RC 교각을 제작한다면 강관의 사용으로 인한 재료비의 상승을 감소시킬 수 있을 것이며, 신재료의 적용으로 인한 건설 기술의 발달을 유도 할 것으로 판단된다.

이 밖에도 본 기술의 단면과 유사한 콘크리트 충전 기둥에 중공부를 만들고 내부 튜브를 삽입한 내부 구속 중공 CFT 교각이 현장에 적용할 수 있는 기회를 부여할 것으로 판단된다. 기존의 콘크리트 충전 기둥의 단점인 자중이 크다는 것을 극복한 단면으로서 CFT 기둥에 비해서 내진성능이 우수하여 현장에 적용된다면 많은 수요가 있을 것으로 판단된다.

제 3절 연구 개발 범위

1. 최종 목표

고려대학교(2005)에 의하여 개발된 내부 구속 중공 철근콘크리트(Internally Confined Hollow RC ; ICH RC) 교각을 고려대학교에서 통상 실시권을 이전받아 수행되는 과제로서 기존의 RC 교각의 구속 콘크리트의 구조적 안정성과 중공 RC 교각의 경량화 및 수화열 억제 등의 장점을 가지고 있으며, 중공 RC 교각과 RC 교각의 단점을 극복한 교각 단면으로 실험 및 해석 연구를 통하여 그 성능이 입증되었으나, 이를 현장에 적용하기에

는 미비한 부분이 많이 있다. 기존 연구는 원형 ICH RC 교각의 재료 비선형 모델 및 성능 검증에 국한되어 있으며, 기둥-기초(코핑)접합부 연구가 전혀 진행되어 있지 않았다. 추가적인 연구를 통하여 설계 및 시공분야에서 현장에 적용할 수 있도록 보완 연구를 진행하는 것을 최종 목표로 한다.

가. 1차년도

1차년도에는 기초 이론 정립 연구를 통하여 기존 공법과 비교하여 장단점을 분석하여 현재 적용되고 있는 설계 및 시공법의 적용성을 검토하여 기존의 설계 및 시공 규정을 사용할 수 있도록 한다. 그리고 국내외 연구 현황 및 설계 및 시공 사례를 조사하여 현실적인 설계 및 시공법을 연구한다. 그리고 현재 ICH RC 부재의 거동을 평가할 때 보통 콘크리트일 때의 구속효과만 적용하였으나, 고강도 콘크리트를 적용하였을 경우에 거동 특성이 매우 많이 달라지기 때문에 그에 대한 정확한 거동을 파악하기 위하여 고강도 콘크리트 일 때의 재료모델을 제안하며 이 모델을 검증한다.

교각의 성능은 이미 기존의 연구에서 의해서 검증이 되었다. 그러나 교각-교각 접합부, 교각-코핑 접합부는 아직 연구가 되어 있지 않은 상태로 해석 연구를 통하여 설계법을 제안하고, 실험 연구를 통하여 접합부의 시공법 검증을 하였다. 1차년도에는 주로 기본 이론적인 연구와 접합부 연구를 주로 수행하였다.

연 차	연구목표	주요 연구내용
1차년도	▪ 기초 이론 정립	▪ 거푸집 공법의 장단점 분석 및 적용성 ▪ 기존 교각의 접합부 시공 방법 검토 ▪ 기둥의 적용의 다양성을 위하여 교각 화재시 혹은 건축 기둥의 화재시 거동 분석
	▪ 고강도 콘크리트 적용 연구	▪ 고강도콘크리트 적용시 거동 특성 분석 ▪ 시험결과를 얻었으며, 프로그램 개발을 위한 데이터 베이스 구축
	▪ 접합부 연구 1(해석 연구)	▪ 해석 방법의 연구 ▪ 제안한 교각-코핑(기초)접합부 해석을 통한 검증 ▪ 시험체 해석
	▪ 접합부 연구 2(실험 연구)	▪ 교각-코핑(기초)접합부 실험연구의 중복성을 위해 두가지 통합하여 3개로 시험체 줄이고 크기를 늘림. ▪ 시험을 통하여 거동 특성 분석하여 최적 접합방법 제안

나. 2차년도

1차년도 연구를 바탕으로 더욱 심층적으로 현장에 적용할 수 있는 연구를 수행한다.

주로 설계법 연구와 시공법 연구를 수행하며, 설계법 연구로는 내부 튜브 두께 감소 방안 연구를 수행하였으며, 전용 설계 프로그램을 개발(설계 sheet) 그리고 설계 지침서를 작성하여 쉽게 설계 할 수 있도록 한다. 시공법 연구로는 다양한 교각 형식에 맞는 접합부 형식을 제안하며, 실교각에 적용하였을 경우의 경제성 분석을 하였고 Mock-up Test를 통하여 제안된 설계 및 시공법의 적용성을 검토하였다. 이를 종합하여 시공지침서를 작성하였다.

이밖에도 설계 예제집 및 설계 도면을 작성하였으며, 과제가 종료된 뒤에도 지속적으로 현장적용을 노력하기 위하여 설계 업체들과의 협약을 통하여 턴키 등의 건설 사업의 설계에 반영하기 위하여 지속적으로 노력한다.

2차년도 연구를 통하여 현장에 적용할 수 있는 모든 기반 사항을 갖춘다.

연 차	연구목표	주요 연구내용
2차년도	▪ 최적 설계법 연구	▪ 내부 튜브 두께 감소 방안 연구
	▪ 설계 프로그램 개발	▪ 전용 설계 프로그램 개발
	▪ 시공법 연구	▪ 최적의 시공법 제시 ▪ 다양한 교각 형식에 맞는 접합부 거동 분석(문형, 파이형 등)
	▪ 거동 분석 및 검증 연구	▪ Mock-up Test
	▪ 설계 업체와의 공동 협약	▪ 현장적용을 위한 설계 업체들과의 협약을 통해 현장 적용 가능성 높임.
	▪ 설계 및 시공 지침서 작성	▪ 설계 지침서 작성 ▪ 시공 지침서 작성 ▪ 설계 예제집
	▪ 보고서 작성	▪ 2차년도 보고서 작성

제 2장 국내외 기술개발 현황

제 1절 국내 기술 및 산업 동향

1. 건설업

건설업은 종합건설업자가 지반조성, 교량, 터널, 댐, 산업플랜트 등의 토목시설(건물제외)을 건설하는 산업 활동으로서, 토목건설 활동과정에서 전문건설업자가 전문적으로 수행하는 포장공사, 철도궤도공사 등은 전문직별 공사업으로 분류한다.

표 2-1 건설 공사의 종류 및 업종별 분류

구분		업종별 내용
일반건설	토목공사	도로, 항만, 교량, 철도, 공항, 댐, 관개수로, 하천, 택지조성, 상하수도, 사방, 간척, 매립공사 등 건축공사
	건축공사	주건용, 사무실용, 농업용, 공업용, 상업용건물, 병원, 학교, 극장, 교회, 사찰, 체육관, 창고, 격납고 등의 건물과 이에 부수되는 시설물 신축, 개축, 증축, 유지보수공사 등 토목건축공사
	토목건축공사	토목공사와 건축공사가 복합된 공사
특수건설	철강재설치공사	철골의 제작, 조립, 설치, 제거공사 준설공사
	준설공사	항만, 항로, 운하를 준설하는 공사, 선박의 입출항을 위한 하천 준설공사와 이에 부대되는 매립, 간척, 항만시설설치 등의 토목공사 포장공사
	포장공사	역청제, 콘크리트도로, 활주로 등을 포장하는 공사, 조경공사
	조경공사	수경시설, 녹지시설, 휴게시설, 운동시설, 유희시설, 경관시설공사 등
전문건설	전문건설	목공사, 토공사, 미장공사, 석공사, 도로공사, 조적공사, 창호공사, 철근콘크리트공사, 철물공사, 설비공사, 상하수도설비공사, 보링공사, 포장유지보수공사, 수중공사, 조경시설물설치공사 등

자료 : 한국신용평가정보, 국내건설산업, 2009. 6.30.

2. 토목 건설업의 산업 동향

정부는 2009년 SOC예산(안)을 당초 건교부 계획(17.8조)보다 1조 1천억 증액한 18.9조원(도로 7.5, 철도 3.5 도시철도 1.2 해운, 항만 2.0 물류 1.1 지역개발 3.1 등)으로 확정(9.21)하여 국회에 제출하였으며, 이에 따라 2009년 SOC 예산(안)은 전년대비 5천억원(2.7%) 증가하였다. 2008년 2월 건설산업연구원의 건설기업 경기실사지수(CBSI)는 82.8로 상승추세이나 기준선인 100에 미달하고 있어 체감경기는 부진한 상황이며, 건설수주는 2007년 3/4분기 들어서도 공공부문이 계속 호조를 이루고 있는 반면, 민간 부문은 주택수주부진의 영향으로 증가율이 급감하였다. 공종별로는 역시 토목이 상반기 호조를 이어가고 있는 반면, 건축은 부진함을 보이고 있다. 업체 규모별 체감경기 양극화도 작년에 비해 크게 달라지지 않고 여전히 심각한 모습을 보이고 있다. 2008년 9월 체감경기지수

가 업체규모별로 보면 대형업체가 100.0을 기록하고, 중소업체가 52.0을 기록함으로써 업체규모별 양극화는 건설산업에 양극화문제가 심각해진 '04~'06년과 비교해 볼 때 여전히 매우 심각함을 보이고 있으며 서울업체와 지방업체의 체감경기지수도 각각 88.5, 48.5를 기록해 지역별 소재업체의 체감경기양극화도 심각한 수준이다.

2007년 기준으로 건설경기 선행지표인 건설수주의 경우 토목이 토지조성, 상하수도 등의 수주 호조로 전년 동기 대비 27.5% 증가하였으며, 동행지표인 건설기성의 경우 07년 8월 일반토목을 중심으로 전년 동기 대비 7.0% 증가하여 토목이 계속해서 건축보다 높은 증가율을 기록하고 있다.

3. 건설업의 시장 현황

2008년 국내 건설 수주는 토목 수주가 공공과 민간부문 모두 호조를 보였으나, 주택경기의 침제로 민간 건축 수주가 크게 부진하여 전체적인 수주는 2007년 대비 6.1% 감소한 120조 851억원을 기록하였으며, 공공부문 토목수주는 국토균형개발사업의 착공으로 인한 도로 및 철도공사 수주가 증가하였으며, 공공건축 수주는 2기 신도시, 뉴타운 등 신도시 관련 수주물량 증가에 기인한다.

민간 부문의 토목 수주 증가에도 불구하고 건축수주 감소는 세계경기 침체 및 물가상승에 따른 구매능력 약화, 경기 하강으로 인한 주택가격 하락 기대심리, 주요 건자재 가격상승 및 기업의 증설투자 지연 등이 원인이 된 것으로 보인다.

2008년 토목건설 부문은 혁신도시 착공 완료를 비롯한 국토균형발전개발 사업들의 부지조성증가 및 2007년 증가한 민자 사업의 기성진척, 공공 SOC 투자 증가로 성장세를 유지하였다.

표 2-2 국내 건설 수주액 추이(단위: 10억원, %)

항목		2004년	2005년	2006년	2007년	2008년	증가율
수주액		94,572	99,384	107,318	127,911	120,084	-6.12
형태별	토목	32,224	30,396	28,382	36,192	41,258	14.00
	건축	62,349	68,988	78,936	91,719	78,827	-14.06
발주처별	공공	33,765	31,826	29,520	37,089	41,849	12.83
	민간	60,808	67,559	77,799	90,823	78,235	-13.86

자료 : 대한건설협회

표 2-3 국내 건설 투자 추이 (단위: 조원)

항목	2003년	2004년	2005년	2006년	2007년	2008년
건축	95.0	97.2	95.8	96.5	96.5	92.3
토목	58.9	58.8	59.6	59.7	61.9	62.7
총건설투자	153.9	156	155.4	156.2	158.4	155
증가율	8.5	1.3	△0.4	0.5	1.4	△2.1

자료 : 한국은행

4. 교각 건설 시장의 현황

2007년 말 기준 전국 교량은 전년대비 1,118개가 증가하여 24,923개(연장 2,289km)가 되었으며, 터널은 132개가 증가하여 1,064개소(연장 754km)인 것으로 조사되어져 있다. 연도별로 교량의 수는 빠르게 증가세를 보이고 있는데, 우리나라의 교량 수는 1987년에는 12,181개, 1997년에는 14,939개, 2007년말에 24,923개로 조사되어, 2007년에는 1997년에 비해 10년 만에 약 10,000개, 67%의 증가율을 나타내고 있다. 또한 빠른 교량 개소의 증가는 도로망이 지속적으로 확충되고 도로 선형이 개 선된 것에 근본적인 원인 있으며, 동시에 지상의 절토량과 성토량을 줄임으로써 환경 친화적인 도로망 건설을 추구한 결과인 것으로 판단된다.

도로의 종류별로 교량 분포를 살펴보면, 고속국도 6,882개(27.6%), 일반국도 5,745개(23.1%), 지방도 4,355개(17.5%) 등의 순으로 나타나고 있다.

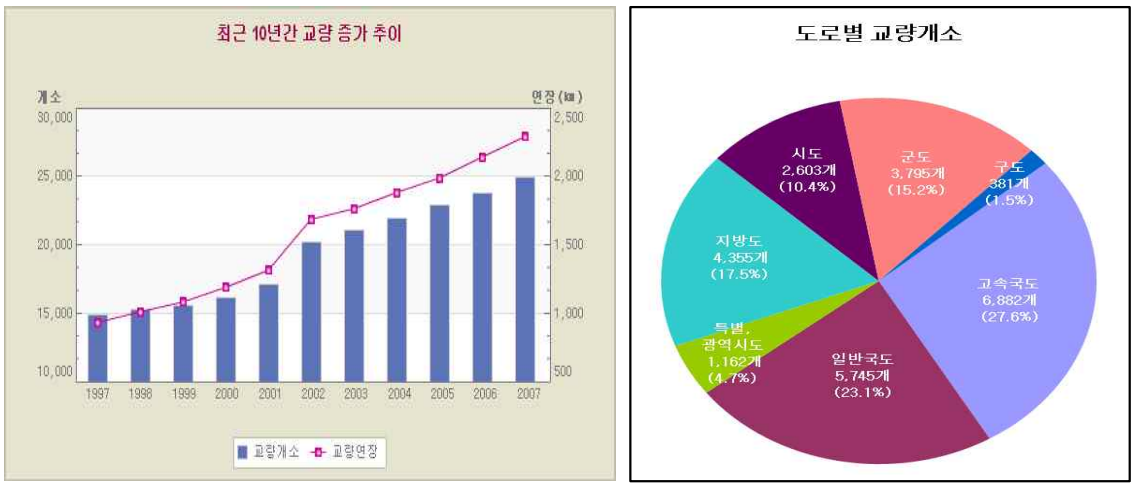


그림 2-1 교량 증가 추이 및 도로별 교량 개소

지역별로는 경기도가 교량수 3,754개소, 연장 345km로 전국 광역시도 중에서 가장 교량이 많은데, 이는 도로현황 조사에서와 같이 수도권에 도로 노선이 많고 도로 점유면적이 가장 넓은데 기인한 것으로 보인다. 제주특별자치도의 경우 교량수 308개소, 연장 9km로서 교량수는 인천광역시(301개소, 연장 62km)와 비슷하지만 연장이 평균 30m로서

매우 짧은 소하천 교량이 대다수 차지한다. 도로별로 교량의 하부구조(교각)를 살펴보면 중력식, 벽식, T형, 라멘식, 구주식 등의 교량이 대부분을 차지하고 있다. 이는 우리나라의 지형이 산악지역이 많은 것이 원인이며, 최근에 건설되는 고가교에 벽식, 중력식 등의 고교각 형태 등이 많이 적용되고 있는 실정임.

표 2-4 교량 하부구조별 교량 현황

구분	고속국도	일반국도	광역시도	국지도	지방도	시도	군도	구도	합계
중력식	39	304	176	186	717	524	1,367	119	3,432
벽식	123	494	74	166	533	236	490	73	2,189
구주식	410	217	72	20	32	39	24	4	818
T형	1,519	1,000	237	170	509	267	494	30	4,226
라멘식	850	970	267	134	395	391	314	48	3,369
아치식	2	8	4	1	15	9	19	-	58
V형	20	6	11	2	12	12	9	1	73
반중력식	26	231	52	11	42	114	147	9	632
합 계	2,989	3,230	893	690	2,255	1,592	2,864	284	14,797

자료 : 2008 도로설계편람, 국토해양부

전국 교량을 교량하부구조로 구분하면 중력식이 전체 교량의 23%, 벽식이 15%, T형이 28%, 라멘식 교각이 23%를 차지하고 있다. 우리나라의 경우 도로 직선화 작업으로 고가교의 비율은 점가 늘어나고 있으며, 도로건설에서 교량이 차지하는 사업금액도 지속적으로 증가하는 추세이다. 빠른 교량 개소의 증가와 도로 선형화 작업, 도시고속화도로의 건설요구에 다라 고가교의 건설요구도 지속적인 증가 추세를 보인다.

산악지역이 국토의 70% 이상을 차지하는 우리나라의 경우 환경적 요인으로 인해 기존의 교각보다 더욱 높은 고교각을 이용한 장대교량을 계곡 사이에 건설함으로써, 산악지형에도 고속도로 및 고속 철도의 건설이 가능하게 되었으며, 도시 지역의 경우에도 교통량의 증가로 도시 고속화 도로 건설시 고가교의 필요성이 점차 증대되고 있는 실정이다.

2007년 국비기준으로 1,600여개의 교량이 전국적으로 건설되었으며, 2조 5천억원 이상의 사업비가 투자되었고, 민자사업(국비예산의 20%)까지 감안한다면 년간 3조원 이상의 사업비가 투자되고 있는 실정이며. 사업비를 기준으로 2006년 대비 20% 이상 증가한 수치로 국가적 정책에 힘입어 사업규모는 유지 또는 증가가 예상된다.

표 2-5 교량건설 건수 및 사업금액 현황(국비기준) (단위 : 개소, 10억원)

구분		2003년	2004년	2005년	2006년	2007년
도로교량	건수	1,387	1,261	962	939	1,533
	금액	1,824.90	1,578.40	2,514.30	1,799.40	2,283.0
철도교량	건수	77	58	64	52	80
	금액	252.2	150.5	222.7	190.2	260.4
합 계	건수	1,464	1,319	1,026	991	1,613
	금액	2,077	1,729	2,737	1,990	2,543

자료 : 통계청

국비를 기준으로 조사된 교량 건설금액을 기초로 국내 고교각 건설 시장을 판단하면, 2007년 기준으로 500억원 정도의 시장이 형성되어 있는 것으로 분석되었으며, 민자 사업까지 감안한다면 년간 600억원 정도의 시장으로 조사되었다. 2004년 시장이 잠시 위축되었으나, 정부의 SOC 강화정책에 힘입어 지속적으로 증가하는 것으로 조사되었다.

표 2-6 고교각 건설 시장규모(국비기준)(단위 : 억원)

구분	2003년	2004년	2005년	2006년	2007년
도로교각	370	320	500	360	460
철도교각	50	30	40	40	50
합 계	420	350	540	400	510

산출근거 : 연간 교량건설 사업비의 20%를 도로교각 건설비로 산정 후, 10%를 철도교각건설비로 산출함(전체 교량건설비의 2% 적용)

자료 : 통계청자료 참조

5. 국내 고교각 설계 및 시공 기술 개발 현황

국내 고교각 설계 및 시공 기술의 개발은 소수의 기업만이 대학과의 공동기술개발사업을 통해 기술개발업무를 진행하였다.

- (주)동성엔지니어링은 2003년부터 고려대학교와 공동으로 “강관삽입중공 RC 고교각 개발” 사업을 진행하였음.
- (사)한국콘크리트학회는 2002년부터 2006년까지 건설신기술연구개발사업의 일환으로 “고성능 콘크리트 고교각의 개발 및 실용화 기술개발” 사업을 진행한 실적이 있음.
- (주)도담이엔시가 2006년 9월 “중공합성교각(hollow type composite pier)”이라는 명칭으로 특허를 출원하고 2007년 8월 국내특허로 등록하였음.

- 삼성물산(주)은 2005년 8월 “내부구속 중공 콘크리트 충전 강관기둥”이라는 명칭으로 특허를 출원하여 2007년 7월 국내 특허로 등록하였음.
- 공기단축복합건설기술개발연구센터에서 건설기술핵심기술개발사업의 일환으로 “조립식내부구속중공 CFT 교각 개발” 사업을 진행하였다.
- 한국건설기술연구원은 2009년 7월 본원에서 교량건설시의 시공비 절감과 교량의 외형적 아름다움을 배가시키는 신형식 교량용 거더(CFTA 거더:Concrete-Filled and Tied Steel Tubular Arch Girder)의 성능검증 결과를 제시였다.

국내 도로 및 교량 전문 건설업체들의 관련사업 수행 및 기술개발 동향은 다음과 같다.

- 삼표이앤씨㈜는 2008년 기존의 강교 및 강합성 교량 형식에 비해 강재량을 줄일 수 있어 공사비의 25~30%의 절감 효과를 볼 수 있는 경제적인 공법을 개발함.
- 현대건설은 교량 가설 신공법인 ‘경사인양시스템’을 개발하였음. 이 공법은 생활에서 흔히 볼 수 있는 고층 아파트의 이사짐 이동원리를 공학적으로 구현한 것으로서, 지상에서 조립된 트러스 1경간(교량의 기둥과 기둥 사이, 약 750ton 하중)을 연속압출 위치까지 이동시키기 위한 중량물 입체 이동시스템임.
- 대림산업은 2009년 2월, 한라콘크리트와 라파즈한라시멘트, 이코넥스, 한국 그레이스와 공동으로 국내 최초로 275MPa 수준의 초고강도 콘크리트 제조기술 개발에 성공함.

6. 종합 정리

국토종합계획에 따르면 물류비용 절감 및 국민불편 해소를 위한 국도 애로구간을 정비, 통일에 대비한 교통망 형성과 아시아 하이웨이와 연계를 도모하고 고속도로망은 2004년 총연장 2,923Km를 2020년까지 6,000Km로 확충할 계획을 수립하고 있다. 전체 토목시장에서 도로건설 투자부문이 약 1/3에 이르므로, 정부의 도로부문 재정지출 증가폭 감소는 부정적인 측면이 있지만 민간자본의 유치를 통한 민영화, 도록확보율이 국제추세치의 85%임을 감안하면 지속적으로 도로건설이 이루어져야할 것으로 판단된다.

국토균형개발과 행정복합도시, 혁신도시, 수도권 신도시와 관련한 도로건설 사업이 마무리 단계에 들어가는 2010년 이후에는 도로건설 시장규모는 15조원 수준에서 정체상태를 보일 것으로 전망되지만, 신 건설기법의 요구는 끊임없이 요구되어질 것으로 예측되며, SOC 분야 중기재원 배분 방향을 기초로 한 국내 교량건설 시장은 2012년 약 4조원까지 성장할 것으로 예상되며, 이후 4조원 내외의 시장규모는 당분간 지속될 것으로 보인다.

도로교량 부문은 2012년까지 연간 4.2%의 성장세를 지속하고, 철도부문은 이보다 높은 8%대의 시장성장이 예상되고, 국내 고교각 건설시장은 2008년 기준 510억 원 정도로 민자사업까지 감안한다면 년간 600억 원 정도의 시장으로 조사되었으며, 점진적인 고가교 건설의 증가로 인해 2012년 국비기준으로 600억 원, 민자까지 감안한다면 750억 원대 시장으로 성장할 것으로 전망된다.

이러한 국내 상황에 맞추어 성능이 뛰어나 고교각이 개발된다면 시장 점유율을 늘리기에는 매우 높을 것으로 판단된다.

제 2절 국외 기술 및 산업 동향

1. 해외 고교각 설계 및 시공 기술 개발 현황

미국, 러시아, 일본 등의 기업들이 선도적으로 연구 개발하고 있는데, 러시아의 Yurkevich Engineering Bureau社, 미국의 W. Lease Lewis社, Hexcel社, Hardcore Composites社, Sonoco Products社, Ericksen Roed & Associates社, 일본의 NIC Engineering社, Nippon Steel社 등이 최근에 주로 특허출원을 진행하고 있는 것으로 조사되었다.

2. 해외 교량 건설사의 동향

교각에 한정된 기술개발보다 교량전체의 건설공기 단축이나 원가절감을 위한 노력을 지속하고 있는 추세이다.

- 일본의 Maeda社의 RI-Bridge 공법은 강형의 상부구조와 교각 하부구조를 강결하여 라멘 형식으로 하는 상하부 일체 구조 교량의 구축 공법으로서, 강형상부 구조와 철골 콘크리트 복합 구조 교각을 강결하는 것으로 기존 강결형식 교량과 비교해 대폭적인 공사기간 단축이 가능함.
- 2008년에는 대규모 가마감을 생략 할 수 있는 것과 동시에, 드라이 업을 필요로 하지 않는 RC교각의 내진 보강 공법으로, 보강용 강재를 내포한 고내구성 프리캐스트 패널을 기중에서 링 상태에 조립해 수중에 신설해, 기설 교각과의 사이에 수중불분리성 콘크리트(또는 모르타르)를 충전하고, 기설 교각과 일체화시키는 내진 보강 공법을 개발함.
- 日經BP사는 아라미드 섬유(aramid fiber)를 1방향 또는 2방향으로 짠 것 (상품명 : 피브라시트)을 구조물의 표면에 수지를 함침 시키면서 붙여 FRP층을 형성해, 구조물을 보강/보수하는 기술을 제안함 .



그림 2-2 아리미드섬유, 탄소섬유 등을 활용한 교각의 내진성 보강 사례

- 일본의 Obayashi Road社는 강관·콘크리트 복합 구조의 특성을 살려, 구조에 적합한 “하이브리드·슬립 폼 장치 공법”을 실시하여, 작업 안전성의 확보, 대폭적인 비용절감과 공기 단축을 구현하였음.



그림 2-3 하이브리드 슬립 폼 장치와 시카우라(일본) 교각 시공현장

제 3절 종합 결론 및 타산업 및 국내외 연계, 협력 가능성

1. 연구개발과제의 차별화 방안

강관삽입중공 RC 고교각 개발의 경우에는 새로운 타입의 고교각을 개발하여 성능을 검증하는 연구가 주였던 반면 본 연구의 경우에는 실용화를 목적으로 실제 교각이 시공이 되기 위한 연구를 구체적으로 수행한다. 연구의 예로는 보통 콘크리트에 대한 구속효과를 고려하였으나, 현재 고강도 콘크리트가 많이 사용되는 상황에서 그에 대한 재료모델을 개발하여야 하며, 그리고 코핑-교각 접합부 및 교각-기초 접합부에 대한 연구를 수행할 것이다. 또한 이력거동 프로그램을 개발하여 더욱 효과적인 설계를 할 수 있도록 연구할 예정이다. 또한 최적 설계 및 시공법을 개발하여 현장에 적용한다.

2. 타 산업 및 국내외 연계, 협력 가능성

본 교각에서 내부 강관으로 FRP관을 삽입 할 가능성이 매우 높다 이렇게 되면, 교각에 새로운 재료의 관을 사용할 수 있으며 이와 같이 FRP산업에 큰 영향을 끼쳐서 교각 분야에 새로운 재료가 진출하는 것을 도울 수 있을 것이다. 그리고 동반적으로 FRP 파이프 산업을 더욱 발전시킬 수 있을 것이다.

3. 종합 결론

표 2-7 종합 의견의 SWAT 분석

강점	▪ 교각의 강도 증진에 따른 단면적의 감소 유도 가능 ▪ 축력 및 연성도 증가로 인한 내진 성능 향상 ▪ 단면적 감소로 인한 재료비 절감 ▪ 선진화된 기술로 해외 진출 용이 ▪ 교각의 성능 향상으로 인한 안전도 상승 ▪ 신뢰성 확보를 통한 안전성 ▪ 내측 중공부 거푸집 탈영이 없어 공기 단축가능	**약점**	▪ 신기술의 현장 적용을 꺼려하는 기업의 움직임 ▪ 연구 개발을 마친 후에 실용화 되기까지 시간이 필요함 ▪ 시공 사례 전무로 인한 현장 부설 사례 및 경험의 부족 ▪ 기존의 중공 RC 교각에 비해서 동일 직경을 사용할 경우 강관을 삽입함으로서 재료비의 상승 초래 가능 ▪ 체계적인 기반 기술 미비
기회 요인	▪ 국내 기술 수준 향상으로 세계 시장 진출 촉진 ▪ 교량의 노후화로 인하여 교량 교체 시기임. ▪ 건설 후진국으로의 진출이 용이 ▪ 새로운 설계법의 적용으로 인한 선진화된 설계방법 보유 ▪ 국내외적으로 유일하게 보유하고 있는 기술임.	**위협 요인**	▪ 개발이 늦어질 경우 국내외 시장에서 도태될 우려가 높거나 국외에서 먼저 실용화 시킬 가능성 농후. ▪ 선진국의 앞선 기술과 후발 주자들의 연구 개발 증대 ▪ 건설 전문 인력의 부족과 효율적 인력 양성 체계 미흡 ▪ 보수적인 국내의 건설업계 움직임.

본 교각 형식은 강도 증진, 축력 및 연성도 증가로 인한 내진 성능 향상, 교각의 성능 향상으로 인한 안전도 상승, 신뢰성 확보를 통한 안정성, 중공부 거푸집 탈영이 없어 공기 단축이 가능한 장점들을 가지고 있다. 그러나 현재까지 현장에 적용된 적이 없기 때문에 현장에 적용하려는 움직임이 매우 부족하며, 현장 부설 사례 및 경험이 부족한 것이 단점으로 여겨진다. 그러나 이러한 것들은 신기술들이 가지고 있는 한계라 시간을 갖고 극복하려는 노력을 한다면 실용화 시킬 수 있을 것이다.

위와 같은 장단점을 보유하고 있지만 새로운 기술이다 보니 선진화된 기술을 보유하고 있는 것이 특징이며, 건설 후진국으로 진출이 매우 용이할 것으로 판단된다. 또한 국내에

서 개발된 형식으로서 국내외적으로 유일하게 보유하고 있는 장점을 가지고 있다. 그러나 보수적인 국내의 건설업계의 움직임으로 인해 도태될 우려가 높거나 국외에서 먼저 실용화 시킬 가능성이 농후한 것이 특징이다.

현장에 적용할수록 많은 노력을 기울여 본 기술이 도태되거나 다른 국가에 빼앗기는 일이 없어야 할 것이다.

제 3장 연구 개발 수행 내용 및 결과

제 1절 서 론

내부 구속 중공 RC 교각의 연구는 2002년부터 연구가 이루어져 왔다. 이론 및 해석 그리고 실험 연구를 바탕으로 본 교각 형식의 성능이 검증되었으며, 많은 이론에 의하여 거동 분석이 이루어졌다.

고려대학교(2005)에 의하여 원형 ICH RC 교각의 구속 효과 및 삽입 강관의 파괴 거동에 대하여 이론 및 실험 연구를 통하여 정립되었다. 또한 기둥의 좌굴 안정성 연구 및 연성 평가 방법의 정립 그리고 교각의 구속 콘크리트 이론을 정립하여 신뢰성을 확보하고 수치적 해석이 가능하도록 하였다. 그리고 시험을 통하여 내부 튜브의 종류(파형강관, 플랫 강관, PVC 등)를 다양하게 하여 성능을 검증하였다. 중실 RC 교각과 중공 RC 모델을 동시에 분석함으로써 성능을 비교 분석하였다.

선행 연구는 이론적 연구 및 성능 검증 연구에 국한되어 연구되어 짐으로써 실제 현장에 적용하도록 하는 세부적인 연구가 이루어지지 않았다. 그래서 이러한 부족한 부분을 극복하기 위해서 본 과제에서는 1차년도에 고강도 콘크리트를 적용하였을 경우에 ICH RC 부재의 거동 특성 및 재료 모델에 대해서 연구를 진행하였으며, 기초 접합부, 코핑 접합부를 해석 및 실험 연구를 통하여 검증하고 최적 방법을 제안하였다. 또한 현장에 적용하기 위한 시스템 거푸집의 적용성을 연구를 통하여 거푸집 적용방법을 적용하였다.

2차년도에는 선행 연구와 1차년도 연구를 바탕으로 실제 현장에 적용할 수 있는 연구를 진행하여 현장 적용에 필요한 모든 기반을 마련한다.

- 최적 설계법 연구

- 최적 심부 구속 철근량 산정 : 최적 심부 구속 철근량 산정 및 내부 튜브 두께 감소 유도
- 내부 튜브 감소 연구 : 구속력 평가 연구를 진행하여 최적 내부 튜브 산정식 도출)

- 설계 프로그램 개발

- P-M 상관도
- 설계 Sheet 작성 : 기존에 복잡한 알고리즘들과 이론을 엑셀 Sheet에 옮겨 놓아 쉽게 단면을 설계하고 변위 연성도를 평가 할 수 있음.

- 시공법 연구

- 다양한 교각 형식의 접합부 파괴 모드 분석
- 각 부분별 시공 방법 정립

- 실규모의 시험체를 통한 거동 분석

- 실규모 시험체를 제작해 봄으로써 시공방법 재정립 및 장단점 분석

- 설계 및 시공 지침서 작성

- 설계 및 시공 지침서 작성
- 설계 예제집 작성 : 구조 계산서 작성을 통한 예제집 작성

- 설계 업체와의 공동 업무 추진 협약 체결

- 설계 업체와 턴키등의 건설 사업에 설계에 반영하기 위한 협약 체결

제 2절 최적 설계법 연구

1. 최적 심부 구속 철근량 산정 연구

가. 내진성능 평가 방법

교각의 내진성능 평가 방법 중의 하나인 변위 연성도($\mu_{\triangle}$)는 주어진 최대 응답 변위와 항복변위의 비로 나타내며, 비교적으로 계산이 간단하여 거동 특성 분석에 널리 이용되고 있다. 또한 구조물 전체의 응답을 나타내고 안전한 소성변위를 정의하는데 매우 중요한 지표이다. 항복 및 파괴상태에 따라 항복시점까지 나타나는 최대 응답 변위를 $\triangle y$, 파괴 상태까지 도달한 최대응답변위를 $\triangle u$라 하면 식 (3.2.1)과 같이 정의 가능하다.

$$\mu_{\triangle} = \frac{\triangle u}{\triangle y} \tag{3.2.1}$$

서로 다른 기둥 구조물의 극한 변위가 동일하더라도 항복 변위가 다르면 연성도가 상이하므로 변위 연성도를 비교하는데 있어서 먼저 항복변위 및 극한 변위를 명확히 정의할 필요가 있다.

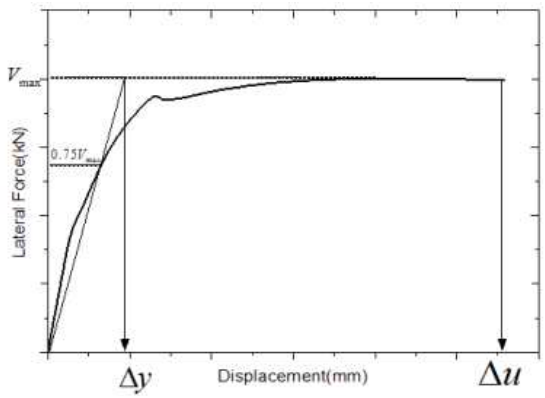


그림 3.2-1 변위 연성도

그림 3.2-1에서 항복변위($\triangle y$)는 Park R.(1988)에 의해 제안된 방법으로 항복 변위를 최대 횡방향 하중의 75%에 대한 할선강선과 최대 횡하중에 대한 수평선의 교점에 대한 변위를 항복 변위로 정의한다. 최대 변위값과 최대 횡하중의 80%에 대한 수평 교점에 대한 변위 큰 값 혹은 감소구간이 없을 경우에는 가장 큰 변위를 최대 응답 변위로 한다.

나. 매개변수 연구

(1) 교각 형식별 비교 분석

해석 모델은 중실 RC, ICH RC, 중공 RC로 콘크리트 구조 설계 기준(2007)에 의하여 설계하였다. 기둥의 직경은 2500mm, 높이는 10,000mm로 세장비를 34(장주)로 설계하였다.

표 3.2-1 해석 모델의 제원(unit : N, mm)

형식	Solid RC	ICH RC	Hollow RC
기둥 직경	2500	2500	2500
중공비	0.0	0.7	0.7
세장비	34	34	34
내부강관두께	0.0	5.9	0.0
콘크리트 강도	27	27	27
종철근비	0.01327	0.01324	0.01339
종철근비 검토	OK	OK	OK
횡철근비	0.00936	0.00936	0.00936
최소횡철근비	0.00926	0.00926	0.00926
횡철근비 검토	OK	OK	OK

ICH RC와 중공 RC는 기둥 외경과 중공부 직경 비율인 중공비를 0.7로 선정하여 비교하였다. 종철근비는 약 0.013으로 맞추었다. 또한 횡철근비는 심부 구속 철근량 산정식에 의거하여 산정을 하였다.

단면 형식별 비교 분석은 구속 콘크리트의 재료모델, P-M상관도, 하중-변위 포락곡선, 변위 연성도를 통하여 비교 분석하였다.

그림 3.2-2는 단면별 구속 콘크리트 재료 모델을 비교한 것이다. 각 단면이 가진 제원에 의하여 구속된 콘크리트의 강도를 나타낸 것이다. 중실 RC 단면은 횡철근 ICH RC 부재는 횡철근과 내부강관으로 인하여 구속 콘크리트가 3축구속상태가 되는 반면에 중공 RC의 경우에는 내측 중공부가 구속되어 있지 않기 때문에 구속 콘크리트가 2축 구속상태가 되어 상대적으로 최대 응력과 최대 변형률이 다른 두 가지 형식 대비해 그 크기가 작은 것을 볼 수 있다.

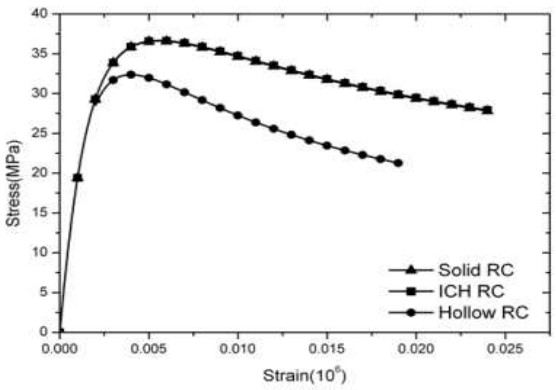


그림 3.2-2 교각별 구속 콘크리트 재료 모델

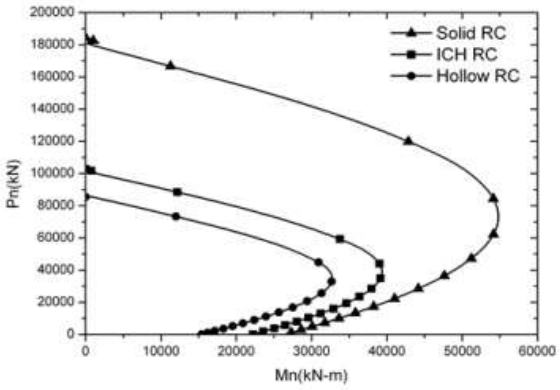


그림 3.2-3 단면별 P-M 상관도

그림 3.2-3은 단면별 P-M 상관도를 그린 것으로 중실 RC가 가장 큰 성능을 발휘하는 것으로 나타났으며, 이에 대비 ICH RC와 중공 RC는 그 성능이 작은 것으로 나타났다. 이는 제원 선정 시 직경을 동일하게 하고 종철근비를 동일하게 맞추기 위해서 약 2배의 종철근이 배근되고, 콘크리트 단면이 넓기 때문에 그 성능이 매우 크게 발휘되는 것을 볼 수 있다. 동일한 이유로 그림 3.2-4의 하중-변위 포락선 역시 중실 RC가 그 성능이 가장 좋게 나타난 것으로 판단된다.

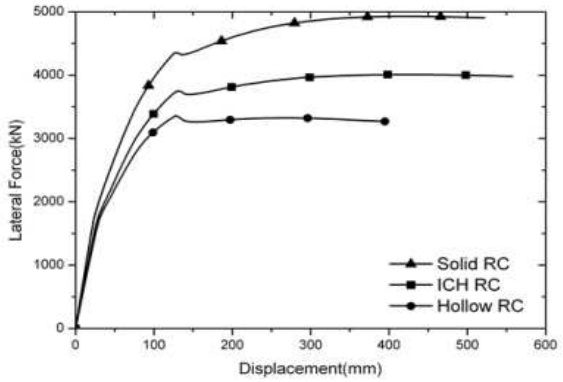


그림 3.2-4 교각별 하중-변위 포락곡선

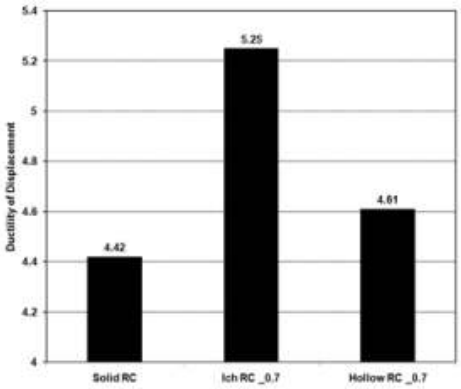


그림 3.2-5 변위 연성도 비교

설계 기준하에 설계된 중실 RC는 강도 및 강성에 대한 성능은 월등히 상승하지만 축력이 크게 요구되지 않는 교각에 사용될 경우에는 필요 이상의 설계력이 산정될 가능성이 매우 크다고 볼 수 있다. 예를 들어 철도교의 경우 최대 변위를 제어하기 위하여 일정한 직경이 확보되어야 하고 내진성능이 좋아야 한다. 이러한 교각들에는 적재적소에 맞는 ICH RC 혹은 중공 RC 단면을 선택하여 시공한다면 경제성 있는 건설을 할 수 있을 것으로 판단된다.

(2) 중공비, 종철근비, 내부 강관 두께

표 3.2-2~3.2-4는 중공비별 해석 모델의 제원을 나타낸 것으로 공통 제원은 직경 2500mm, 세장비 34, 콘크리트 강도 27MPa 등으로 산정하였다. 표 3.2-2는 내부 튜브 두께를 횡철근비가 바뀜에 따라서 이에 맞게 산정한 것이며, 표 3.2-3은 종철근비를 일정하게 산정되도록 종철근의 개수를 조절하였으며, 표 3.2-4는 종철근비와 내부 튜브 두께를 기존 기준을 벗어나지 않는 범위에서 고정을 시켰다. 여기에서 최소 횡철근비는 콘크리트 구조 설계 기준에 맞는 심부 구속 철근비 산정식을 적용하여 산정하였으며, 이를 적용하여 해석을 수행하였다.

표 3.2-2 중공비별 해석 모델 제원(종철근비 변화)

중공비	내부강관두께	종철근비	종철근비 검토	횡철근비	최소횡철근비	횡철근비 검토
중실RC	-	0.011	OK	0.00935	0.00925	OK
0.2	1.7	0.01141	OK	0.00935	0.00925	OK
0.4	3.4	0.01283	OK	0.00935	0.00925	OK
0.5	4.2	0.01416	OK	0.00935	0.00925	OK
0.6	5	0.01622	OK	0.00935	0.00925	OK
0.7	5.9	0.01957	OK	0.00935	0.00925	OK
0.8	7.9	0.02561	OK	0.01106	0.01098	OK
0.9	19.5	0.03762	OK	0.02433	0.02422	OK

표 3.2-3 중공비별 해석 모델 제원(종철근비 일정)

중공비	내부강관두께	종철근비	종철근비 검토	횡철근비	최소횡철근비	횡철근비 검토
중실RC	0	0.011	OK	0.00936	0.00926	OK
0.2	1.7	0.01107	OK	0.00936	0.00926	OK
0.4	3.4	0.01114	OK	0.00926	0.00936	OK
0.5	4.2	0.01104	OK	0.00936	0.00926	OK
0.6	5	0.01121	OK	0.00936	0.00926	OK
0.7	5.9	0.01122	OK	0.00936	0.00926	OK
0.8	7.9	0.0113	OK	0.01106	0.01099	OK
0.9	19.5	0.01107	OK	0.02433	0.02423	OK

표 3.2-4 중공비별 해석 모델 제원(종철근비, 내부튜브두께 일정)

중공비	내부강관두께	종철근비	종철근비 검토	횡철근비	최소횡철근비	횡철근비 검토
중실RC	0	0.011	OK	0.00936	0.00926	OK
0.2	19.5	0.01107	OK	0.00936	0.00926	OK
0.4	19.5	0.01114	OK	0.00926	0.00936	OK
0.5	19.5	0.01104	OK	0.00936	0.00926	OK
0.6	19.5	0.01121	OK	0.00936	0.00926	OK
0.7	19.5	0.01122	OK	0.00936	0.00926	OK
0.8	19.5	0.0113	OK	0.01106	0.01099	OK
0.9	19.5	0.01107	OK	0.02433	0.02423	OK

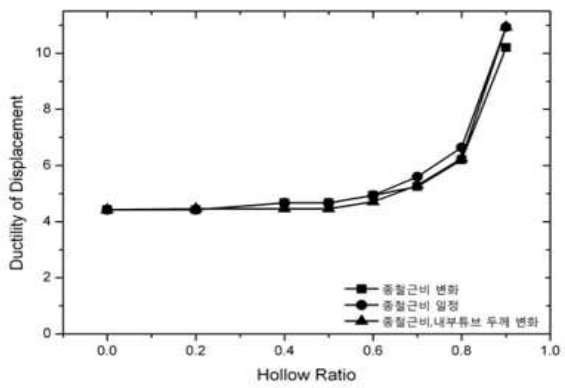


그림 3.2-6 중공비에 따른 변위 연성도 변화

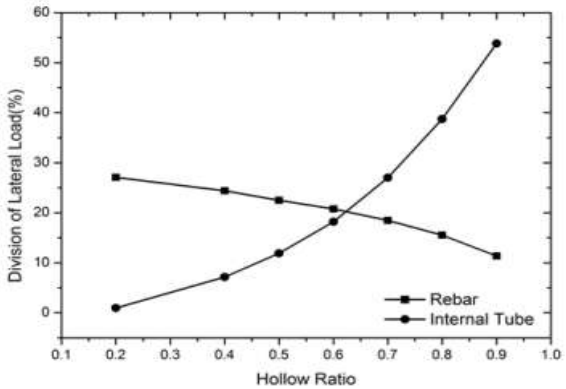


그림 3.2-7 종철근과 내부 튜브의 하중 분담율

그림 3.2-6은 중공비에 따른 변위 연성도 변화를 나타낸 것으로 중공비가 커질수록 변위 연성도가 커지는 것을 볼 수 있다. 이는 중공비가 커질수록 내부 튜브가 전체 거동성에 가지는 성능 분담이 점점 커진다고 볼 수 있다. ICH RC가 횡하중을 받을 경우 최종 파괴모드의 경우 횡철근이 파괴되어 종철근이 좌굴 혹은 파단되는 현상을 보인다. 이때 중공비가 커질수록 하중 분담율이 그림 3.2-7과 같이 내부 튜브의 역할이 점점 커지는 것을 볼 수 있다.

그림 3.2-6에서 변위 연성도가 중공비가 0.5일 때까지 일정하게 유지되다가 중공비 0.6부터 그 증가율이 급격히 커지는 것을 볼 수 있는데 이는 바로 내부 튜브의 하중 분담율이 중공비 0.6을 기준으로 하여 종철근보다 커지기 때문에 종철근이 파괴되지 않도록 내부 튜브가 저항을 함께 저항하여 주기 때문에 변형 성능이 향상되는 것으로 판단된다.

이처럼 중공비가 변위 연성도에 큰 영향을 미치는 반면 종철근비는 그림 3.2-6에서 보는 바와 같이 그래프의 기울기 등이 미세한 차이는 있지만 전체적인 거동에서는 거의 영향을 미치지 못하는 것으로 나타났다. 그리고 내부 튜브의 두께의 경우에는 중공비가 작을 경우, 즉 하중 분담율이 적을 경우에는 큰 영향을 미치지 못하나 하중 분담율이 커질수록 변위 연성도에 미치는 영향성이 커지는 것으로 판단된다.

표 3.2-5는 횡철근비에 따른 모델 제원을 나타낸 것이다. 공통 제원으로는 직경 및 콘크리트의 강도를 동일하게 하였으며, 중실 RC 그리고 중공비를 0.2~0.9까지 7단계로 나누어 해석을 수행하였으며, 내부 튜브의 두께는 횡철근비에 따라서 산정되는 값을 넣었으며, 횡철근비는 0.009~0.033으로 10단계로 나누어 해석을 수행하였다.

표 3.2-5 횡철근비에 따른 모델 제원

중공비	직경	내부튜브두께	종철근비	횡철근비	콘크리트 강도
중실RC	2000	-	0.0116	0.009-0.033	27
0.2	2000	1.4-4.8	0.0120	0.009-0.033	27
0.4	2000	2.7-9.5	0.0134	0.009-0.033	27
0.5	2000	3.4-11.8	0.0147	0.009-0.033	27
0.6	2000	4.1-14.2	0.0166	0.009-0.033	27
0.7	2000	4.7-16.6	0.0197	0.009-0.033	27
0.8	2000	5.4-18.9	0.0251	0.009-0.033	27
0.9	2000	6.1-21.3	0.0363	0.009-0.033	27

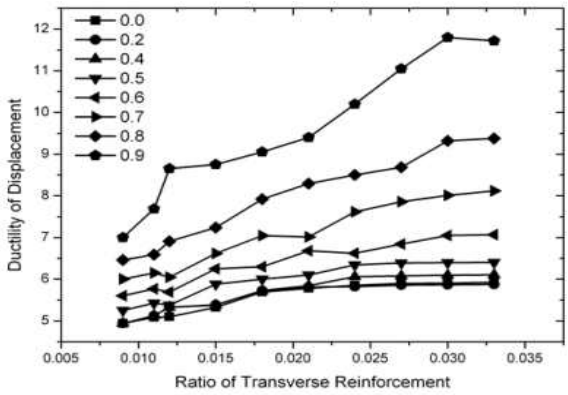


그림 3.2-8 횡철근비에 따른 변위 연성도 변화

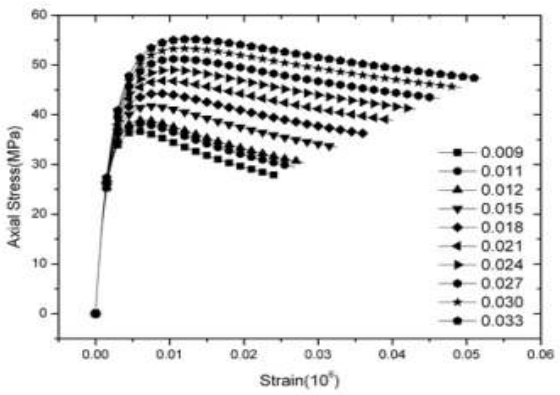


그림 3.2-9 횡철근비에 따른 구속 콘크리트 재료 모델(중공비 0.7)

그림 3.2-8은 횡철근비에 따른 변위 연성도 변화를 나타낸 것이다. 중실 RC와 중공비 0.4까지는 횡철근비가 증가할수록 변위 연성도 증가율의 차이가 거의 없는 것으로 나타났다. 그러나 중공비 0.6이상부터는 현저하게 큰 기울기를 가지고 변위연성도가 상승하는 것을 볼 수 있다. 이는 그림 3.2-9와 같이 횡철근비가 상승함에 따라 구속 콘크리트의 최대 강도 및 최대 변형률이 상승함으로써 기둥의 연성도가 상승하기 때문이라 판단된다.

구속 콘크리트의 연성도 증가 이외에도 4.1절에서 언급한 중공비에 따라 내부 튜브의 분담율이 증가하는 원인으로 증가하게 되며, 또한 횡철근비가 증가함에 따라 내부 튜브의 두께가 상대적으로 두꺼워진다. 이렇게 3가지의 원리가 적용이 되는 중공비 0.6 이상부터 횡철근비에 따른 변위연성도의 증가량이 커진 것으로 판단된다.

(3) 콘크리트 강도에 따른 거동 분석

콘크리트 강도에 따른 거동의 해석 모델은 4.2절의 중공비 0.7을 선정하여 21MPa, 24MPa, 27MPa, 30MPa로 구분하여 해석을 수행하였다. 기본적인 제원은 표 3.2-5와 동일하다.

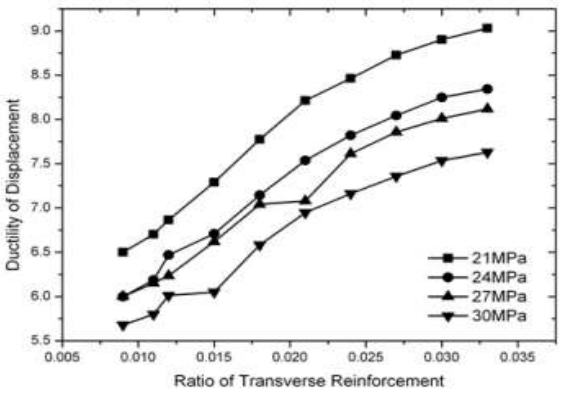


그림 3.2-10 콘크리트 강도에 따른 변위 연성도 변화(중공비 0.7)

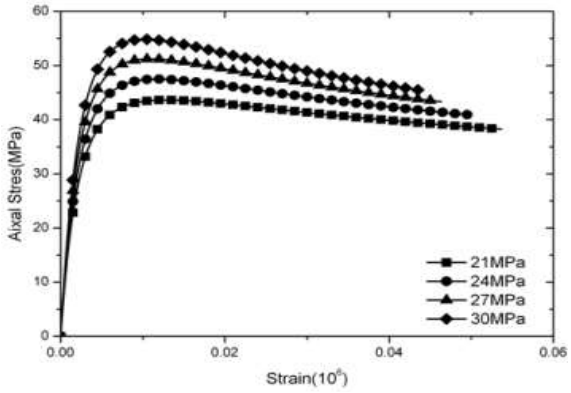


그림 3.2-11 콘크리트 강도에 따른 구속 콘크리트 변화(중공비 0.7)

그림 3.2-10은 콘크리트 강도에 따른 변위 연성도 변화를 나타낸 것으로 콘크리트 강도가 커질수록 변위 연성도가 작은 것을 볼 수 있다. 그러나 전체적으로는 횡철근비에 따라 변위 연성도가 증가하는 경향은 거의 유사한 것을 알 수 있었다. 콘크리트 강도가 커짐에 따라서 변위 연성도가 작은 이유는 바로 콘크리트의 특성에 있다. 콘크리트는 기본적으로 강도가 커질수록 취성화되는 경향성을 보이는데 이는 최대 강도는 증가하지만 극한 변형률이 작아지는 경향을 가지는 특징을 지닌다. 이는 그림 3.2-11의 구속 콘크리트 재료모델을 보면 알 수 있다. 콘크리트 강도가 증가함에 따라 최대 강도는 커지지만 극한 변형률은 작아지는 것을 볼 수 있다. 여기에서 각 강도에 따른 극한 변형률은 21MPa (0.05369), 24MPa (0.04965), 27MPa (0.04633), 30MPa (0.04353)이다. 이러한 이유로 콘크리트 강도가 커질수록 취성화되기 때문에 이를 적용한 기둥도 변위 연성도가 떨어지게 되는 것으로 판단된다.

표 3.2-6 강도별 동일한 극한 변형률을 얻기 위한 횡철근비(중공비 0.7)

	21MPa	24MPa	27MPa	30MPa
횡철근비	0.011	0.013	0.015	0.017
극한변형률	0.03293	0.03246	0.03253	0.03296

표 3.2-6은 강도별 구속 콘크리트가 동일한 극한 변형률을 얻기 위한 횡철근비를 나타낸 것이다. 콘크리트의 강도가 증가할수록 동일한 극한 변형률을 얻기 위해서는 더 많은 횡철근이 필요하다는 것이며, 이는 동일한 변위 연성도를 얻기 위해서 더 많은 횡철근량이 필요하다는 것을 알 수 있다.

(4) 소결

내부 구속 중공 철근콘크리트 부재(ICH RC, Internally Confined Hollow RC member)의 내진성능 평가를 위하여 변위 연성도 평가 방법을 이용하여 매개변수를 연구를 수행하였으며, 이 연구의 결과는 다음과 같이 정리할 수 있다.

1) ICH RC 부재는 중실 RC에 비해 중공부로 인하여 축력에 대한 저항성은 저평가 되지만 강관이 삽입됨으로써 변위 연성도가 증대되어 내진성능이 우수해 지는 것으로 평가된 바 축력이 크게 요구되지 않으면서 내진성능을 필요로 하는 단면에 적용한다면 매우 효율적이라 판단된다.

2) 중공비가 커질수록 내진성능이 비선형적으로 향상되는 것을 볼 수 있는데, 이는 중공비가 커지면서 내부 튜브의 하중 분담율이 커져 종철근이 더욱 오래 견디도록 유도하기 때문이다. 이때의 가장 효율적인 중공비는 0.6~0.8의 단면을 적용하는 것이 유리할 것으로 판단된다.

3) 종철근량의 증가와 내부 튜브 두께의 증가로 축강도 및 모멘트 강도는 증가할 수 있으나, 항복변위와 극한 변위가 일정하게 증가하기 때문에 그 비율인 변위 연성도는 영향을 받지 않고 동일하다. 그러나 내부 튜브의 경우에는 제한적으로 중공비 0.6 이상처럼 하중 분담율이 커질수록 변위연성도가 미소하게 증가하게 하는 역할을 하는 것으로 판단된다.

4) 횡철근비가 증가 할수록 구속 콘크리트의 강도 및 연성도 증가로 인한 기둥의 변위 연성도 증가와 동시에 내부 튜브 하중 분담율의 증가로 인하여 중공비가 커짐에 따라서 변위 연성도 증가량이 커짐을 볼 수 있다.

5) 콘크리트 강도가 증가함에 따라 변위 연성도가 작아지는데 이는 콘크리트 강도가 커질수록 취성화되는 성질을 가지고 있어 최대 강도는 증가하나 극한 변형률은 작아진다. 이러한 이유로 동일한 구속효과를 발휘하기 위해서는 더 많은 횡철근이 필요할 것으로 판단된다.

다. 심부 구속 철근량 산정 연구

(1) 서론

최근 지진의 발생빈도가 과거에 비해서 증가하면서 교량 구조물에도 내진성능에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 그 중 교량 하부 구조물의 경우에는 횡방향 하중에 대하여 저항하기 위하여 소성힌지 부분에 심부 구속 횡철근을 배근하여 횡방향 구속 효과를 증대시키고 있다. 이것은 심부 구속 횡철근을 배근을 통하여 교각에 필요한 강성 및 연성을 확보하여 내진성능을 향상시키고자 하는 것이다.

국내외적으로 가장 널리 적용되고 연구되어진 철근 콘크리트 교각의 경우에는 Consider(1903)를 시작으로 하여 횡구속 효과와 콘크리트 강도 연구 그리고 재료 강도 횡구속 철근의 형태, 축하중비 등의 매우 다양한 연구를 매우 많은 연구자들에 의하여 연구가 되어졌다.

국내에서는 1992년 도로교 표준시방서에 교량의 내진 설계 기준이 처음 도입되었으나, 이는 미국의 AASHTO 기준을 바탕으로 내진 설계 기준이 제정되었다.

$$\rho_s = 0.45\left[\frac{A_g}{A_s} - 1\right]\frac{f_{ck}}{f_{yh}},\ \rho_s = 0.12\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \tag{3.2.2}$$

식 (3.2.2)은 도로교 설계 기준(2005, 2010)과 AASHTO - LRFD 4th Ed.(2007)과 동일한 기준을 사용하고 있다.

그러나 이는 중실 RC 단면에 국한된 식으로서 다른 형식들에 적용될 경우에는 잘 맞지 않을 것으로 판단된다. 다른 단면 중 한택희 등(2007)에 의해 제안된 강합성 중공 RC 교각(Composite Hollow RC Pier)의 경우에는 그림 3.2-12와 같이 중공 RC 교각 내측에 강관을 삽입하여 구속 콘크리트를 3축 구속 상태로 만들어 주며 또한 연성도와 강도가 증대된다. 연성도의 경우에는 중실 RC에 비해 중공비가 커질수록 변위 연성도가 증가하는 경향성을 보인다고 연구되어 졌다.(최준호 등 2007) 이렇듯 식 (3.2.2)을 그대로 적용하여 설계 하였을 경우에는 요구 변위연성도보다 더욱 크게 설계되어 질 수 있기 때문에 이에 대한 수정이 반드시 필요한 실정이다.

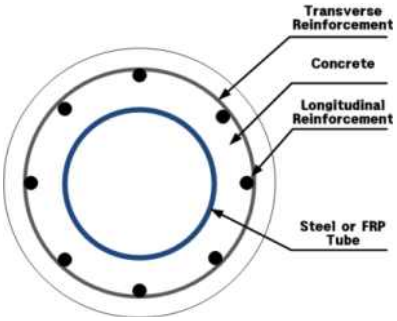


그림 3.2-12 내부 구속 중공
RC 기둥의 단면

본 연구에서는 Priestley, Mander 등(1996)에 의해 제안된 곡률 및 변위 연성도 산정 방법을 이용하였다. 이 내용은 3.3절에 자세하게 언급되었다.

본 프로그램을 이용하여 제안된 단면의 연성도를 평가하였으며, 중실 RC 교각과 비슷한 수준의 연성도를 발휘하기 위한 산정식을 제안하였으며, 이를 해석을 통하여 검증하였다.

(2) 설계 기준 적용시 거동 분석

본 절에서는 식 (3.2.2)을 통하여 산정된 심부 구속 횡철근량을 적용하였을 경우와 중실 RC와 동일한 횡철근량을 적용하였을 경우에 대하여 거동 분석을 하였으며, 변위 연성도 변화에 가장 큰 영향을 미치는 인자를 도출해 냈다.

(가) 설계기준에 맞는 심부 구속 횡철근량 적용

표 3.2-7은 중실 RC 단면과 중공비를 0.2~0.9까지 갖는 강합성 중공 RC 단면에 대한 제원을 나타낸 것으로서 종철근량과 횡철근량의 경우 도로교 설계기준에 맞게 설계되었으며 피복 콘크리트 두께는 60mm로 모두 동일하게 설정하였다. 또한 내부 튜브의 두께는 한택희 등(2007)이 제안한 항복파괴 조건과 좌굴파괴 조건을 이용하여 산정하였다. 이러한 모델 제원에 공통적으로 표 3.2-8과 같은 재료 물성치를 적용하여 해석을 수행하였다.

표 3.2-7 해석 모델 제원(unit : mm,N)

중공비	중실 RC	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
직경	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
중공부 직경	-	473.2	952.0	1183.2	1419.8	1656.6	1892	2113.6
피복콘크리트두께	60	60	60	60	60	60	60	60
종철근비(e-2)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
종철근비 검토	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
최소횡철근비(e-3)	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	8.35	17.72
설계횡철근비(e-3)	7.21	7.21	7.21	7.21	7.21	7.21	8.43	17.74
횡철근비 검토	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
내부튜브두께	-	1.4	2.7	3.4	4.1	4.7	6	14.2
세장비	23	23	23	23	23	23	23	23

표 3.2-8 모델의 재료물성치(unit:mm,N)

콘크리트 강도	21
철근강도	350
내부튜브 강도	235
강관 탄성계수	210000
철근 탄성계수	200000
콘크리트 탄성계수	26115

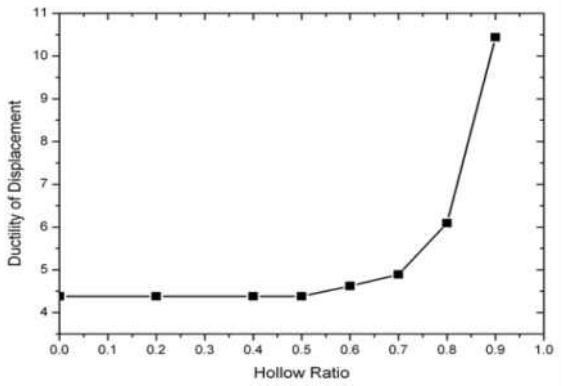


그림 3.2-13 중공비별 변위 연성도 변화

그림 3.2-13은 중공비별 변위 연성도 변화를 나타낸 것이다. 중실 RC의 경우 해석 결과를 보면 변위 연성도가 5이하로 요구성능인 5보다 작은 것을 볼 수 있는데 이는 서론에서 언급한 바와 같이 안전측으로 값을 도출해 내기 때문이다. 실제로는 5이상의 변위 연성도가 발휘될 것으로 판단된다.

중공비가 0.5까지는 중실 RC와 동일한 변위 연성도를 나타내는 것을 볼 수 있으며, 중공비 0.6에서 0.9로 갈수록 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다. 이는 표 3.2-7에서 볼 수 있듯이 횡철근의 증가가 영향을 미친 것으로 판단된다.

(나) 중실 RC 와 동일한 심부 구속 횡철근량 적용

중실 RC와 동일한 심부구속 횡철근량을 적용하였을 경우에 대하여 분석하기 위하여 횡철근비를 0.00721로 동일하게 적용하였으며, 다른 제원은 표 3.2-7와 3.2-8과 동일하게 적용하였다.

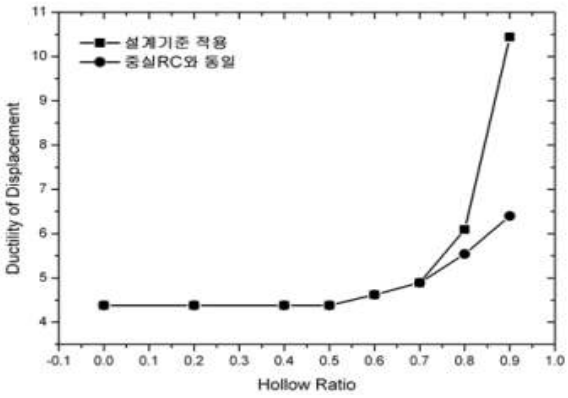


그림 3.2-14 중공비별 변위 연성도 변화 비교

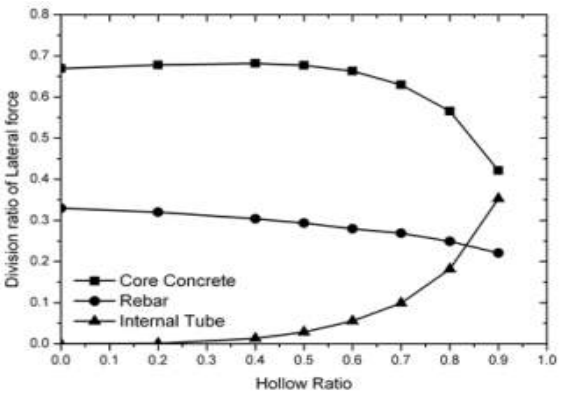


그림 3.2-15 중공비에 따른 최대 하중시 분담비 비교

그림 3.2-14는 중공비별 변위 연성도 변화를 비교한 것으로 설계 기준 적용에 비해서 중실 RC와 동일하게 설계한 것을 비교하여 보면 중공비 0.7까지는 2가지 경우 모두 횡철근량이 동일하기 때문에 같은 결과가 나왔으나 설계 기준을 적용한 것이 급격하게 증가하는 것에 비하여 후자의 경우에는 증가량이 감소한 것을 볼 수 있다. 이는 횡철근량의 증가 이외에 변위 연성도에 미치는 인자가 있는 것으로 판단된다.

그림 3.2-15는 최대 횡하중 시 구성요소들이 분담하고 있는 내력비을 나타낸 것이다. 중실 RC의 경우에는 구속 콘크리트와 종방향철근이 거의 모든 힘에 저항하는 것으로 나타났으나, 강합성 중공 RC에서는 강관이 삽입되어 있기 때문에 중공비가 증가한다는 것을 중공부 직경이 커지는 것인데 이는 콘크리트의 면적이 감소하고 내부 강관과 종방향철근과 거리가 가까워진다는 것이다. 이에 따라서 구속 콘크리트가 저항하는 비율은 감소하고 강관이 저항하는 비율이 증가하는 것을 볼 수 있다.

표 3.2-8는 중공비별 구속 콘크리트 재료모델 중 최대 응력시 변형률, 최대 응력, 극한 변형률을 나타낸 것으로 동일한 횡철근량과 내부튜브의 두께가 필요 두께 이상으로 설계되었기 때문에 구속 콘크리트는 3축 구속 상태에 놓이게 되어 재료모델이 모두 동일한 것으로 나타났다.

표 3.2-8 중공비별 구속 콘크리트 재료모델(중실 RC와 동일)

	Strain at peak stress	Peak Axial Stress(MPa)	Ultimate Strain
중실 RC	0.0055	28.3428	0.0239
0.2	0.0055	28.3544	0.0239
0.4	0.0055	28.3652	0.0239
0.5	0.0055	28.3710	0.0239
0.6	0.0055	28.3768	0.0239
0.7	0.0055	28.3818	0.0239
0.8	0.0055	28.3877	0.0239
0.9	0.0055	28.3935	0.0239

표 3.2-9 내부튜브 두께 변화에 따른 변위연성도

내부튜브두께	5.4	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
변위연성도	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55

표 3.2-9는 중공비 0.8 모델의 최소 두께 5.4mm를 기준으로 8.5mm까지 증가 시켜 해석을 해본 결과 변위 연성도가 모두 동일한 것으로 나타났다. 이는 변위 연성도가 구성 인자의 하중 분담률에는 영향을 받지만 해당 인자의 강도에는 영향을 받지 않는 것을 볼 수 있다.

다음으로는 단면직경이 변위 연성도에 미치는 영향성을 평가하기 위하여 연구를 수행하였다. 표 3.2-10에서 보는 바와 같이 직경을 700mm~3500mm로 선정하였으며, 직경별로 중공비를 0~0.9까지 변화 시키면서 해석을 수행하였다. 각 단면직경별로 종철근비와 횡방향 철근비는 중실 RC 기준으로 동일하게 하였으며, 세장비는 23으로 설정하였다.

표 3.2-11 단면직경에 따른 모델 제원

	중공비	종철근비	횡방향철근비	세장비
D700	중실RC~0.9	0.011	0.0123	23
D1000	중실RC~0.9	0.011	0.0078	23
D2000	중실RC~0.9	0.011	0.0072	23
D2500	중실RC~0.9	0.011	0.0072	23
D3000	중실RC~0.9	0.011	0.0072	23
D3500	중실RC~0.9	0.011	0.0072	23

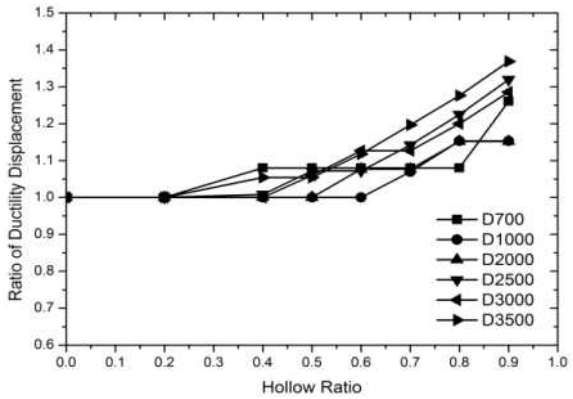


그림 3.2-16 단면직경에 따른 변위연성도비(중실 RC 기준)

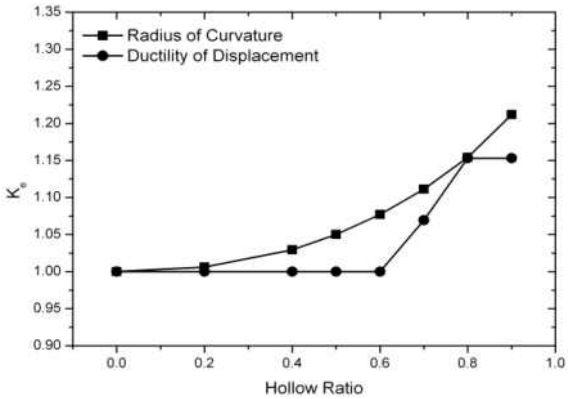


그림 3.2-17 중공비별 변위연성도와 곡률 반경 변화 비교(D1000)

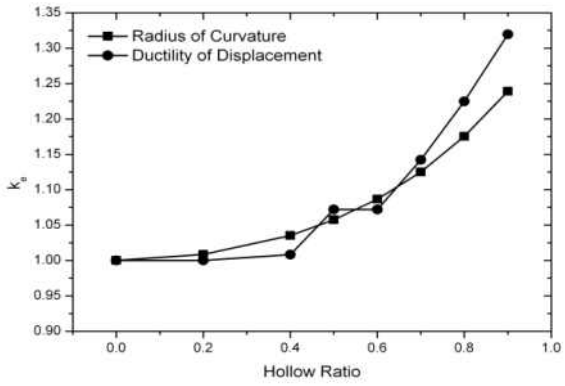


그림 3.2-18 중공비별 변위연성도와 곡률 반경 변화 비교(D2500)

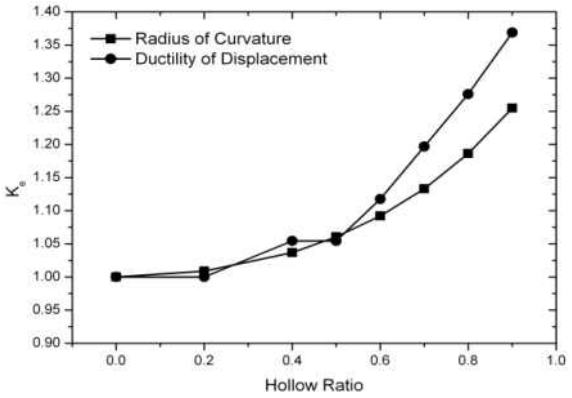


그림 3.2-19 중공비별 변위연성도와 곡률 반경 변화 비교(D3500)

각 모델별로 해석을 수행한 결과 그림 5와 같이 변위연성도 변화가 나타났는데 직경이 작을수록 약간의 연성도 변화가 있지만 전체적으로 직경이 커질수록 변위 연성도 증가량이 커지는 것을 볼 수 있다.

그림 3.2-16의 결과 값을 식(3.2.3)로 산정된 곡률반경과 비교를 하였다. 곡률반경(r)은 콘크리트 구조 설계 기준(2007)의 식 17.4.1을 이용하였다.

$$r = \sqrt{\frac{0.2E_cI_g + E_sI_s}{0.2E_cA_g + E_sA_s}} \tag{3.2.3}$$

그림 3.2-17~19는 중공비별 변위연성도와 곡률 반경 변화를 비교한 것이다. 곡률반경과 변위 연성도 변화가 완전히 일치하지 않지만 전체적인 상승 추이를 비교하면 거의 유사한 것을 볼 수 있다. 여기에서 K_e는 중실 RC의 값을 기준으로 나타낸 것을 의미한다.

중공비 변화에 따른 변위 연성도 변화는 곡률 반경과 구성요소의 하중 저항 분담률 등의 복합적인 작용에 의해서 증가하는 것으로 볼 수 있으나, 그 중에서 곡률반경이 변위 연성도 증가 추이와 거의 유사한 것으로 보아 가장 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

(3) 심부 구속 횡방향 철근량 산정 수정식 제안

본 절에서는 앞절에서 매개 변수해석을 통하여 가장 큰 영향을 미치는 것으로 판단되는 곡률반경과 축력 비율을 이용하여 수정식을 제안하였다.

(가) 수정식의 제안

수정식 제안의 기본적인 특징은 강합성 중공 RC 교각이 중실 RC 교각과 성능이 유사하게 발휘 되도록 하기 위하여 기존의 중실 RC 교각의 심부 구속 횡방향 철근량 산정식을 기본으로 하여 감소 계수 γ를 곱하여 줌으로써 그림 3.2-14와 같이 중실 RC교각 보다 과도한 변위 연성도를 감소 시켜 중실 RC와 유사한 성능을 내도록 하여 과도한 횡철근 보강 및 이에 따른 내부튜브 두께의 증가를 방지하여 경제성을 확보할 수 있도록 식

(3.2.4)와 같이 수정식을 제안하였다.

$$\gamma \times \left(0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\left(\frac{f_{ck}}{f_y}\right), 0.12\left(\frac{f_{ck}}{f_y}\right)\right) \tag{3.2.4}$$

여기서, A_g:단면 전체 면적, A_c:구속콘크리트 면적, f_{ck}:콘크리트강도, f_y:횡방향철근 강도, γ : 감소 계수

축력비를 고려하지 않았을 경우

$$\gamma = \left(\frac{r_s}{r_H}\right)^{1.108\ln D - 6.659} \tag{3.2.5}$$

여기서, r_s : 중실 RC의 곡률 반경, r_H : ICH RC의 곡률반경, D : 구속 콘크리트 직경

표 3.2-12 감소 계수 적용 모델

	횡방향 철근비	감소 계수	곡률반경	곡률 반경비	내부튜브두께
중실 RC	0.0072	-	625.00	-	-
0.2	0.0070	0.9812	630.92	0.9906	1.4
0.4	0.0066	0.9218	650.84	0.9603	2.6
0.5	0.0063	0.8785	666.62	0.9376	3.2
0.6	0.0059	0.8253	687.64	0.9089	3.7
0.7	0.0055	0.7654	713.90	0.8755	4.2
0.8	0.0050	0.6973	747.77	0.8358	4.5
0.9	0.0044	0.6248	789.75	0.7914	4.8

표 3.2-12는 식 (3.2.5)를 이용하여 산정된 것으로서 곡률반경 비를 이용하여 산정하였다. 산정된 모델에 대해서 해석을 수행하였다.

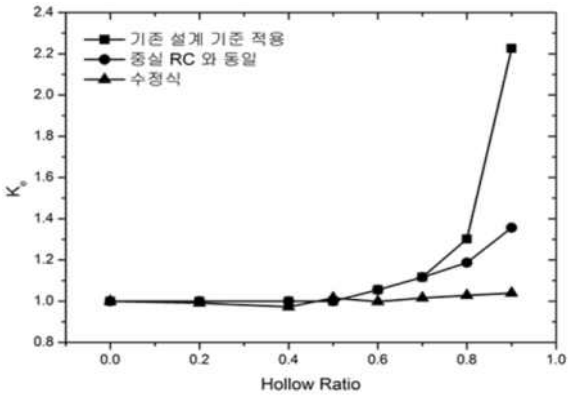


그림 3.2-20 기존 설계 기준과의 비교

표 3.2-13 횡철근량과 내부 튜브 두께 변화율

	횡방향 철근비		내부튜브두께	
	중실 RC 기준	도로교설계기준	중실 RC 기준	도로교설계기준
중실RC	0.0%	0.0%	-	
0.2	2.8%	2.8%	0.0%	0.0%
0.4	8.3%	8.3%	3.7%	3.7%
0.5	12.5%	12.5%	5.9%	5.9%
0.6	18.1%	18.1%	9.8%	9.8%
0.7	23.6%	23.6%	10.6%	10.6%
0.8	30.6%	40.2%	16.7%	25.0%
0.9	38.9%	75.2%	21.3%	66.2%

그림 3.2-20은 현행 설계 기준으로 설계하였을 경우에 중공비에 따른 변위 연성도 변화를 나타냈으며, 또한 중실 RC와 횡철근량을 동일하게 산정하였을 경우 그리고 수정식을 적용하였을 경우 이 세가지에 대해서 비교한 그래프 이다. 수정식을 적용하였을 경우에 변위 연성도가 중실 RC와 같이 그 성능이 일정한 것으로 나타났다. 이는 과도한 횡철근량과 내부 튜브두께를 감소시킨다는 것인데 중공비가 커질수록 중실 RC 기준 횡철근량으로는 최대 38.9%의 감소율이 있었으며, 도로교 설계 기준으로 설계 하였을 경우와는 75%가 감소하는 것으로 나타났다.

그리고 내부 튜브 두께 역시 횡철근의 양이 감소하면서 중실 RC 와 동일한 횡철근량 적용 대비 21% 감소 하였으며, 도로교 설계 기준으로 산정된 횡철근량 대비 66% 내부 튜브의 두께가 감소하는 것을 볼 수 있었다. 이는 현행 설계 기준을 직접 적용하였을 경우에 대비해 경제성이 매우 좋아지는 거라 볼 수 있다.

축력비를 고려하였을 경우

$$\gamma = \left(1 - 0.76\frac{P}{f_{ck}A_c + f_yA_s}\right)\left(\frac{r_s}{r_H}\right)^{1.108\ln D - 6.659} \tag{3.2.6}$$

여기서, P : 축력, f_{ck} : 콘크리트 압축강도, A_c : 콘크리트 면적, f_y : 내부튜브의 강도, A_s : 내부튜브 단면적,

식 (3.2.6)은 축력비를 고려하였을 경우의 감소 계수식이다. 그림 3.2-21은 수정식을 적용하기 이전에 축력비에 따른 변위 연성도 변화를 나타낸 것이다. 변위 연성도가 전체적으로 축력비가 상승할수록 상승하는 것을 볼 수 있다. 이 모델에 대해서 수정식을 적용하여 해석을 수행한 결과 그림 3.2-22와 같이 변위 연성도가 중실 0% 수준으로 연성도를 감소 시켜주는 것을 볼 수 있다.

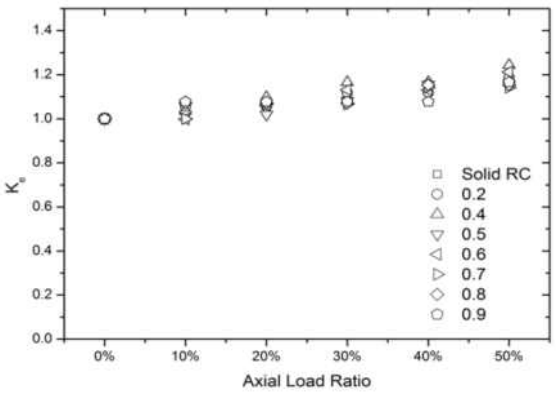


그림 3.2-21 축력비에 따른 변위 연성도 변화

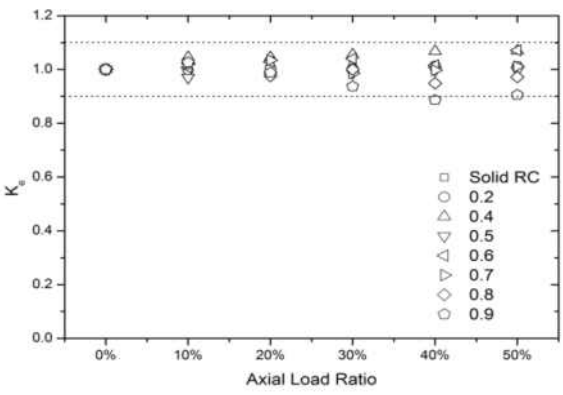


그림 3.2-22 축력비에 따른 변위 연성도 변화(수정식 적용)

(나) 매개변수 연구

표 3.2-14는 직경, 콘크리트 강도, 횡방향 철근 강도별 모델의 제원을 나타낸 것으로 중공비 0.0~0.9로 변경시킬 때 산정되는 횡철근비 및 내부 튜브 두께를 넣었으며, 전체 모델의 종철근비와 세장비는 각각 0.02와 23으로 설정하였다.

표 3.2-14 각 변수별 모델의 제원

		종철근비	횡철근비	내부튜브두께	세장비
직경	D700	0.02	0.0123~0.01221	0.6~2.2	23
	D1500	0.02	0.0072~0.00527	0.8~3.0	23
	D2000	0.02	0.0072~0.00482	1.1~4.0	23
	D2500	0.02	0.0072~0.00449	1.4~4.8	23
	D3000	0.02	0.0072~0.00423	1.7~5.7	23
	D3500	0.02	0.0072~0.00403	1.9~6.5	23
	D4000	0.02	0.0072~0.00386	2.2~7.3	23
콘크리트 강도	21MPa	0.02	0.0072~0.00449	1.4~4.8	23
	24MPa	0.02	0.0082~0.00514	1.5~5.2	23
	27MPa	0.02	0.0092~0.00579	1.7~5.5	23
	30MPa	0.02	0.0102~0.00645	1.8~5.8	23
횡방향철근 강도	300MPa	0.02	0.0084~0.00524	1.4~4.8	23
	350MPa	0.02	0.0072~0.00449	1.4~4.8	23
	400MPa	0.02	0.0063~0.00393	1.4~4.8	23
	500MPa	0.02	0.0050~0.00314	1.4~4.8	23

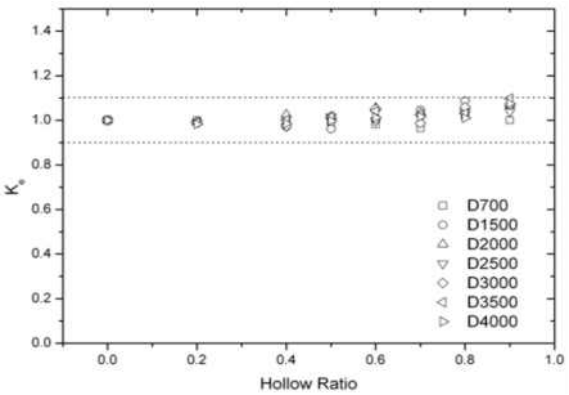


그림 3.2-23 직경에 따른 변위 연성도 변화

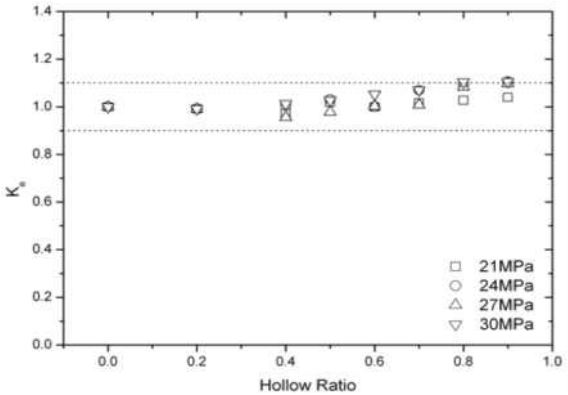


그림 3.2-24 콘크리트 강도에 따른 변위 연성도 변화

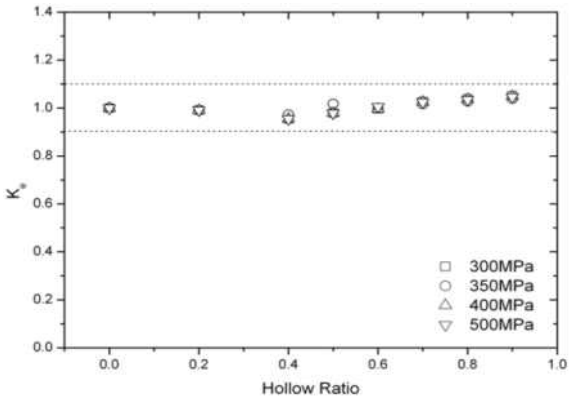


그림 3.2-25 횡방향 철근 강도별 변위 연성도 변화

그림 3.2-23~25는 직경, 콘크리트 강도, 횡방향 철근 강도에 따라서 변위 연성도를 나타낸 것으로서 변위 연성도가 중실 RC 기준으로 ±10%로 설정하였던 오차 범위 안에 들어오는 것으로 나타났다.

제안된 수정식이 각 항복별로 중실 RC와 유사한 변위 연성도를 보이는 것으로서 과도한 횡철근량 배근 및 최적 내부 튜브 산정으로 경제성 있는 내부 구속 중공 RC 교각을 설계할 수 있을 거라 판단된다.

(다) 소결

본 연구에서는 내부 구속 중공 RC 교각의 최적 심부 구속 철근량 산정 연구로서 중실 RC 교각 수준으로 변위 연성도가 발휘되도록 유도하는 수정식을 제안하였다.

(1) 내부구속 중공 RC 교각은 기존 도로교 설계 기준에 맞추어 설계를 할 경우 중공비가 커질수록 심부 구속 횡방향 철근이 과다 설계됨으로써 변위 연성도가 필요이상으로 발휘 된다.

(2) 중실 RC 교각과 동일한 횡방향 철근량을 적용하여 설계를 하였을 경우에 중공비가 증가 할수록 변위 연성도가 증가하는 것을 보이며, 이는 부재의 강성이 작아짐으로써 연성도가 증대되고 또한 내부 튜브의 직경이 커짐으로써 내부 튜브의 하중 분담률이 증가하고 이와 동시에 종철근의 하중 분담율을 감소시켜 교각의 연성도를 증가 시킨다.

(3) 곡률 반경비와, 축력재하비로 구성된 수정식은 변위 연성도가 중실 RC 교각 수준으로 발휘 하였으며, 그 오차는 ±10% 이내 이다.

(4) 횡방향 철근비가 도로교 설계 기준에 비해 약 2%~75%, 중실 RC에 비해 약 2%~39% 감소되는 것으로 나타났으며, 내부 튜브 역시 각각 3%~66%, 3%~21% 씩 감소된다.

(5) 본 연구를 통하여 강합성 중공 RC 교각이 변위 연성도 5를 발휘할 수 있는 수정설계식을 제안함으로써 교각의 과다 설계를 방지하고 경제성을 확보하도록 하였으며, 설계를 간편하게 할 수 있도록 하였다.

2. 내부 튜브 두께 감소 방안 연구

가. 서론

현재 기둥부재에 관한 연구는 많이 진행되어 왔지만 거의 중실단면에 대한 연구이거나 중공단면의 외부 구속력을 평가하는 데에 국한되어 있고 중공부로 작용하는 구속력의 특성을 정립한 연구가 미비한 실정이다. 본 연구에서는 내부 구속 중공 RC 부재의 변수를 콘크리트의 중공비와 직경, 내부튜브의 두께로 정하고 각각의 변수가 내부 튜브 삽입에 따른 콘크리트의 구속력에 대해 어떠한 영향을 미치는지 해석적 연구를 통해 수행하였다.

내부 구속 중공 RC 부재의 외부 구속력 산정 방법은 그림 3.2-26의 자유물체도에 의하여 산정가능하다.

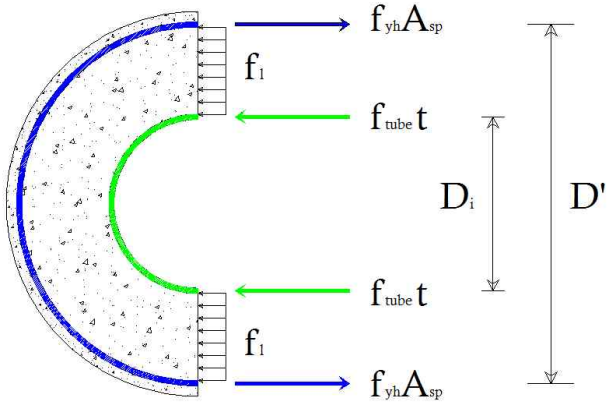


그림 3.2-26 ICH RC 부재내에서 콘크리트에 작용하는 구속 응력

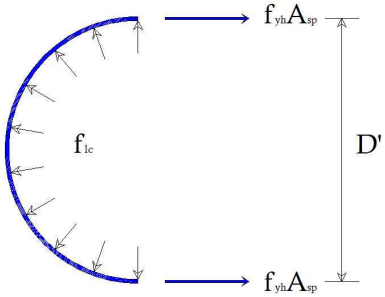


그림 3.2-27 횡철근에 작용하는 응력

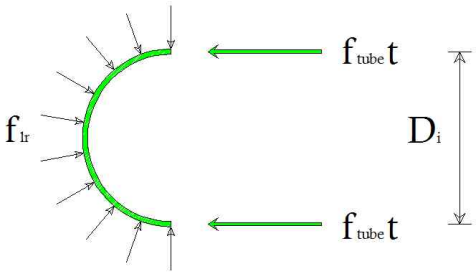


그림 3.2-28 내부 튜브에 작용하는 응력

$$f_l = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D's} \tag{3.2.7}$$

항복 파괴 조건

ICH RC 부재에서 재료의 성질이 일정하다면 내부 튜브의 항복과 좌굴 조건은 내부 튜브의 두께에 지배되므로 파괴 형태는 내부 튜브의 두께를 조절함으로써 제어될 수 있

다. 내부 튜브의 항복 파괴 조건은 식 (3.2.9)와 같이 표현되며 내부 튜브의 파괴 이전에 외부 튜브의 파괴를 유도하기 위해서는 내부 튜브에 작용하는 응력이 내부 튜브의 항복강도보다 작아야 한다. 이러한 조건에 의해 내부 튜브의 항복 파괴가 일어나지 않기 위한 최소 두께 조건은 식 (3.2.12)과 같이 나타낼 수 있다. 여기서 t_y는 내부 튜브가 항복파괴되지 않을 최소두께이며, t는 내부 튜브의 두께, f_{yt}는 내부 튜브의 항복강도이다. (한택희 등, 2007)

$$f_{tube} = \frac{f_l D_i}{2t} \tag{3.2.8}$$

$$\left\{ f_l (D' - D_i) + 2\frac{f_l D_i}{2t} t \right\} s = 2 f_{yh} A_{sp} \tag{3.2.9}$$

$$f_l = \frac{2t}{D_i} f_{tube} = \frac{2 f_{yh} A_{sp}}{D' s} \tag{3.2.10}$$

$$f_{tube} = \frac{D_i f_{yh} A_{sp}}{D' s t} \tag{3.2.11}$$

$$t = \frac{D_i f_{yh} A_{sp}}{D' s f_{tube}} \tag{3.2.12}$$

여기서, f_{yh} : 횡철근의 항복강도, A_{sp} : 횡철근의 단면적, D' : 구속 콘크리트의 외경, s : 횡철근의 간격, f_{tube} : 내부튜브의 항복강도. D_i : 구속 콘크리트 내경, t : 내부튜브 두께

좌굴 파괴 조건

ICH RC 교각의 내부에 삽입된 튜브는 내측 방향으로의 변위 발생이 가능하지만 튜브의 외측 방향으로는 콘크리트에 의해 구속되어 변위 발생이 불가능한 일방향 구속 상태(unilaterally restrained)가 된다. 이러한 경계 조건으로 인하여, 내부에 삽입된 튜브는 일반적인 아치나 링의 바이퍼케이션(bifurcation) 좌굴과는 다른 얕은 아치의 스냅-스루(snap-through) 좌굴과 같은 형상을 보인다. 이 때의 좌굴 강도(f_{cr})는 식 (3.2.13)과 같이 나타낼 수 있다. 여기서, R은 내부 튜브의 반지름, E는 튜브의 탄성계수, I는 내부 튜브의 단면이차모멘트이다. 좌굴 파괴가 발생하지 않을 조건은 식 (3.2.14)와 같으며 이를 정리하면 식 8과 같은 좌굴 파괴 방지를 위한 최소 두께(t_{bk})에 관한 식을 얻을 수 있다. (한택희 등, 2007)

$$f_{cr} = 2.27\frac{EI}{R^2 t} \quad \text{or} \quad f_{cr} = \frac{2.27}{3}\frac{t^2 E}{D_i^2} \tag{3.2.13}$$

$$\frac{2.27}{3}\frac{t^2E}{D_i^2} > \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D's} \tag{3.2.14}$$

$$t > \sqrt{\frac{6}{2.27}\frac{D_i^2 f_{yh}A_{sp}}{D'Es}} = t_{bk} \tag{3.2.15}$$

여기서, f_{yh} : 횡철근의 항복강도, A_{sp} : 횡철근의 단면적, D' : 구속 콘크리트의 외경, s : 횡철근의 간격, f_{tube} : 내부튜브의 항복강도. D_i : 구속 콘크리트 내경, t : 내부튜브 두께, E : 튜브의 탄성계수

한택희 등(2007)에 의하여 산정된 내부 튜브 두께 산정식은 기본적인 가정을 가지고 있는데, 이는 식 (3.2.16)과 같이 외부 구속력과 내부 구속력을 동일하게 가정을 하였다. 중공부가 원형인 ICH RC 교각의 경우에는 단면 자체의 아치 액션에 의하여 일정 부분 자체 구속효과를 발휘하게 된다. 이러한 아치 액션이 존재하기 때문에 내부와 외부에 발생하는 구속력이 다를 가능성이 매우 크다.

$$f_l = f_{lc} = f_{lr} \tag{3.2.16}$$

본 연구에서는 해석적인 방법을 통하여 내외부 구속력을 평가하여 새로운 내부 튜브 산정식을 제안하였다.

나. 해석 방법 연구

(1) 철근콘크리트 구조 해석 방법

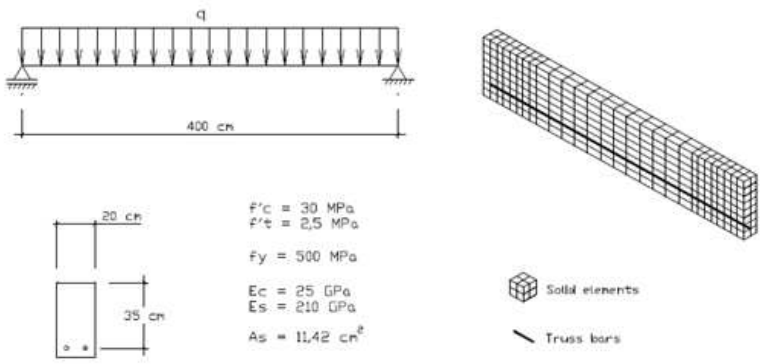


그림 3.2-28 Antonio F. Barbosa and Gabriel O. Ribeiro(1998)의
콘크리트 모델

Antonio가 ansys 프로그램을 사용하여 단순보에 철근을 삽입하여 상단에 등분포 하중을 재하하여 콘크리트 속 철근으로 인해 콘크리트의 응력 분포를 제시하였다. 이와 같은

모델을 Abaqus을 통하여 결과 값을 비교하였다.

콘크리트 모델은 Solid 요소(C3D8R)를 사용하였으며, 철근은 트러스 요소(T3D2)를 적용하여 모델을 하였으며, 철근과 콘크리트는 Embedded Region으로 처리하였다.

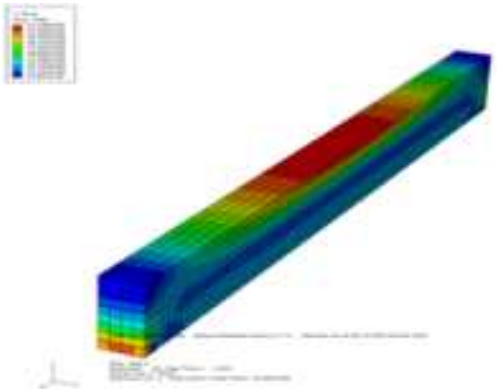


그림 3.2-29 해석 결과(Contour)

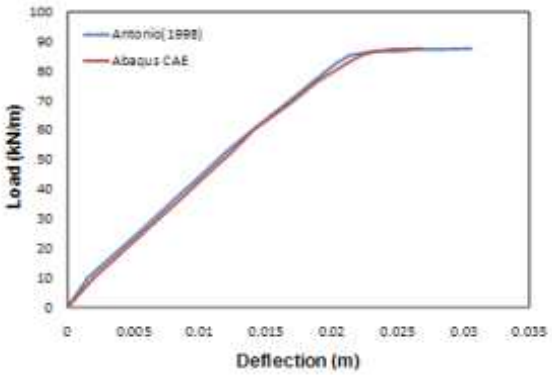


그림 3.2-30 해석 결과 비교

그림 3.2-30은 Antonio가 제시한 RC구조물의 하중-변위 곡선으로 본 연구에서 Abaqus를 이용하여 같은 모델을 해석한 결과로 하중-변위 곡선을 그린 결과와 거의 흡사한 결과(오차율 약 1%)를 보여주고 있다.

(2) 내부 강관과 구속 콘크리트 접촉면 해석 방법 연구

내부 강관과 구속 콘크리트 접촉면 해석 방법 연구를 위하여 임석빈 등(2006)의 실험치를 토대로 하여 CFT 모델의 재료 모델을 해석치와 비교하면서 간접적으로 구속 콘크리트 접촉면 해석 방법을 도출해 냈다.

해석한 공시체의 단면 제원 및 재료 물성치는 표 3.2-15의 값을 사용하였고 유한 요소 해석 시 사용한 요소는 중공 콘크리트에서는 solid 요소(C3D8R)를 이용하였으며, 내·외부 튜브는 shell 요소(S8R)를 이용하였다. 해석 결과 비교 대상은 기존연구(임석빈 등, 2006)에서 수행된 실험의 결과와 비교하였고 비교대상은 콘크리트 압축강도 30MPa-내부 튜브 두께 1mm와 압축강도 23.9MPa-내부 튜브 두께 0.8mm 두 가지에 대하여 수행하였다.

표 3.2-15 재료 물성치 및 단면 제원

	탄성계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	강도 (MPa)	포아송 비	직경 (mm)	길이 (mm)
콘크리트	25000	23	30	0.18	100	200
강관	210000	77	250	0.3	100	200

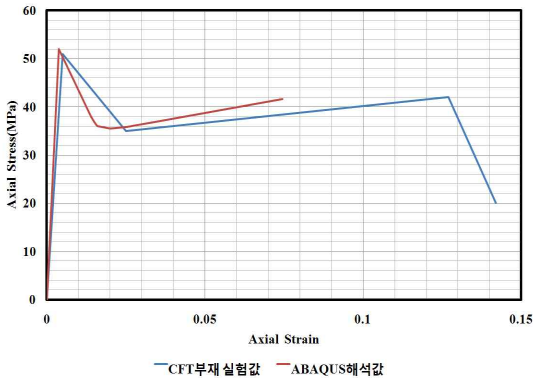


그림 3.2-31 CFT 부재 해석 결과(30MPa-1mm)

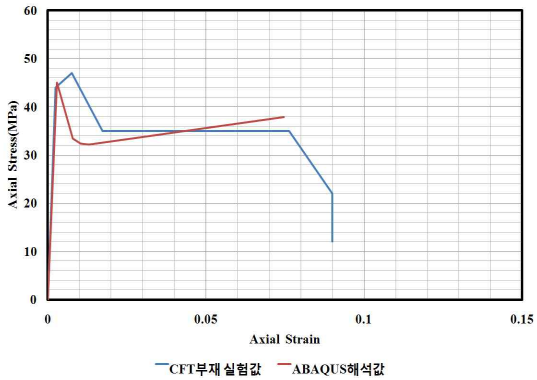


그림 3.2-32 CFT 부재 해석 결과(23.9MPa-0.8mm)

그림 3.2-31와 3.2-32에서 알 수 있듯이 유한 요소 해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 해석할 경우 실험에 의한 결과와 유사한 것을 알 수 있다. 실험 결과를 보면 일정한 점까지 응력이 증가하다가 그 점을 지나면서 응력이 감소하는 것을 알 수 있다. 그 후에 부재가 파괴가 되는 시점까지 일정한 응력을 받으면서 변형률만 증가하게 된다. 이러한 패턴의 그래프는 ABAQUS를 이용하여 해석할 경우 모두 나타낼 수 있고 그 결과 또한 신뢰할 수 있을 것으로 판단된다.

일반적으로 강관과 콘크리트의 부착응력은 장기거동성을 고려할 경우 0.015MPa로 거의 응력이 0에 가깝다. 이값을 고려하여 해석을 수행하여도 무마찰을 고려하여 해석을 수행한 것과 비교하여 그 결과값의 차이가 전혀 없기 때문에 편의성을 위하여 내부 강관과 콘크리트를 마찰이 0인 옵션을 사용하여 해석을 수행한 것의 결과가 실험치와 거의 유사한 거동을 보이는 것으로 보아 무마찰 옵션을 사용하여도 무방할 것으로 판단되어진다.

(3) 압축을 받는 ICH RC 교각의 거동 분석

(가) 구속 콘크리트의 구속력 평가

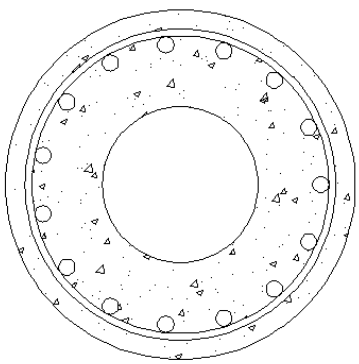


그림 3.2-32 중공 RC 모델 개요

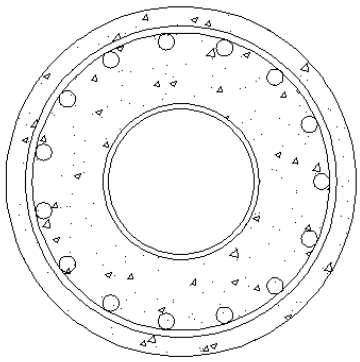


그림 3.2-33 ICH RC 모델 개요

그림 3.2-32와 같은 중공 RC 모델에 대해서 압축 거동을 분석하여 내·외부 구속 응력을 분석하여 보았다. 표 3.2-16의 중공 RC 모델의 제원을 적용하여 해석을 수행하였으며, 비구속 콘크리트의 강도는 그림 3.2-34와 같이 30MPa을 적용하였다.

표 3.2-16 중공 RC 모델의 개요(unit : mm, N)

중공비	fl	D	fyh	Asp	s
0.1	10	400	350	507	89
0.2	10	400	350	507	89
0.3	10	400	350	507	89
0.4	10	400	350	507	89
0.5	10	400	350	507	89
0.6	10	400	350	507	89
0.7	10	400	350	507	89
0.8	10	400	350	507	89
0.9	10	400	350	507	89

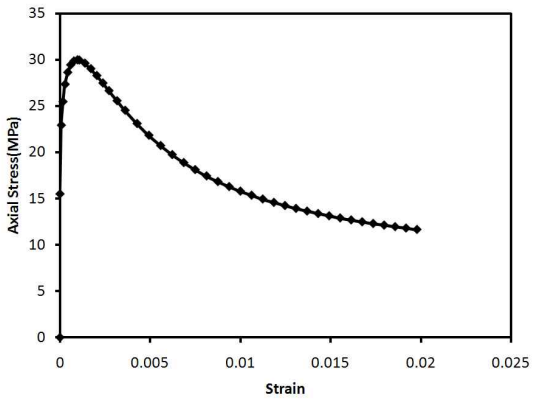


그림 3.2-34 비구속 콘크리트 재료 모델

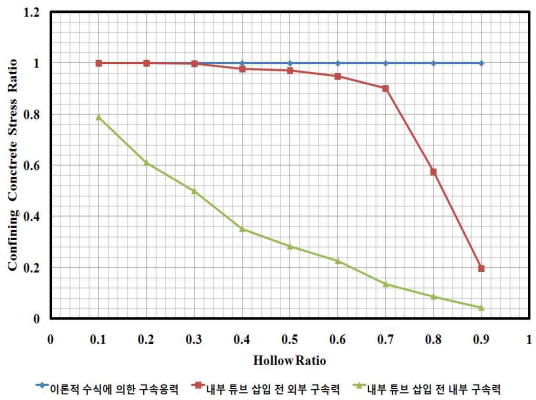


그림 3.2-35 중공 RC 단면의 구속력

그림 3.2-35는 압축을 받는 중공 RC 단면의 구속력을 나타낸 것이다. 이론적인 구속력 식과 내부튜브 삽입 하지 않았을 경우의 외부 구속력 그리고 내부 튜브 삽입전 내부 구속력을 나타냈다. 내부 구속력의 경우에는 중공비가 커질수록 구속력이 점점 작아지는 것을 볼 수 있다. 또한 외부 구속력 역시 중공비가 커질수록 이론식과의 오차가 점점 커지는 것을 볼 수 있는데 중공비 0.7~0.8 사이에 변화량이 가장 크다. 이는 중공비 0.7까지는 자체 단면의 아치 액션으로 인하여 구속력이 발휘 되는 것을 볼 수 있다.

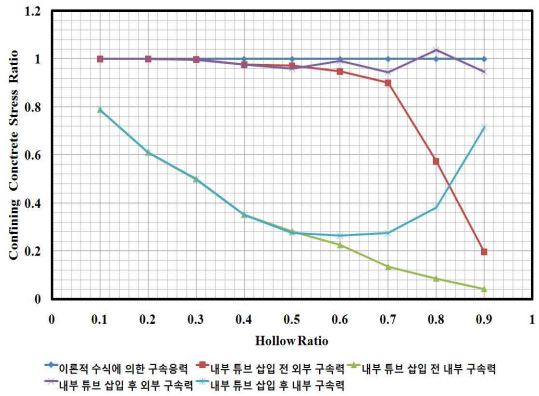


그림 3.2-36 내부 튜브 삽입 후 구속 응력 변화

그림 3.2-36은 내부 튜브 삽입 후 구속 응력 변화를 나타낸 것이다. 외부 구속력의 경우에는 이론적인 구속응력으로 증가하는 것을 볼 수 있었으며, 내부 구속력의 경우에는 중공비 0.6에서 서서히 증가하여 중공비 0.8~0.9에서 급격히 증가하는 것을 볼 수 있다. 중공 교각의 중공비가 약 0.7 이상인 것을 감안하면 꼭 내부 구속을 고려해야 할 것으로 판단된다.

표 3.2-17 D2800 모델의 제원

중공비	fl	D	fyh	Asp	s
0.5	6.25	2800	350	506.7	20.268
0.6	6.25	2800	350	506.7	20.268
0.7	6.25	2800	350	506.7	20.268
0.8	6.25	2800	350	506.7	20.268
0.9	6.25	2800	350	506.7	20.268

표 3.2-17은 D2800 모델의 제원을 나타낸 것이다. 여기서 s는 횡철근 배근 간격, Asp는 횡철근 면적, fyh는 횡철근 항복강도, fl은 이론식에 의한 외부 구속 응력이다. 이를 FEA해석을 통하여 응력-변형률 곡선을 비교하였다.

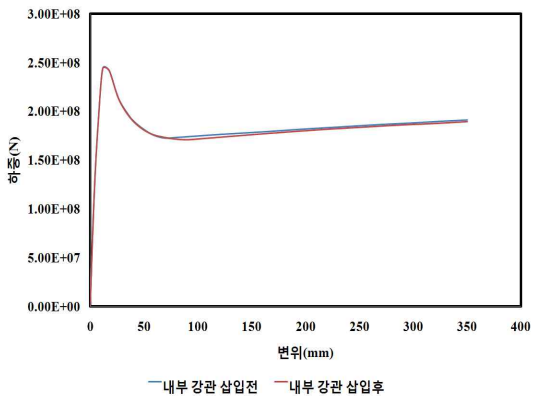


그림 3.2-37 중공비 0.5시 하중-변위 곡선

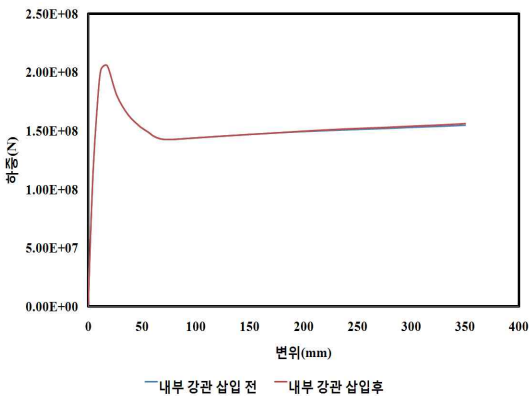


그림 3.2-38 중공비 0.6시 하중-변위 곡선

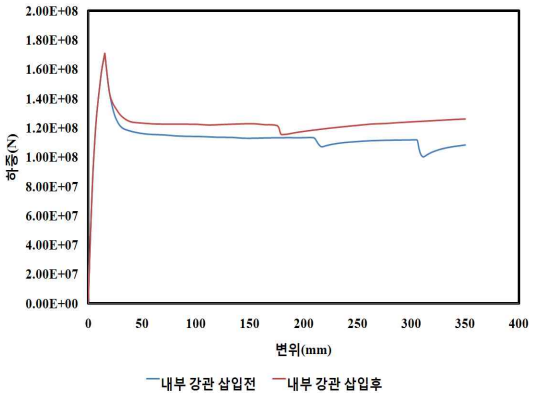


그림 3.2-39 중공비 0.7시 하중-변위 곡선

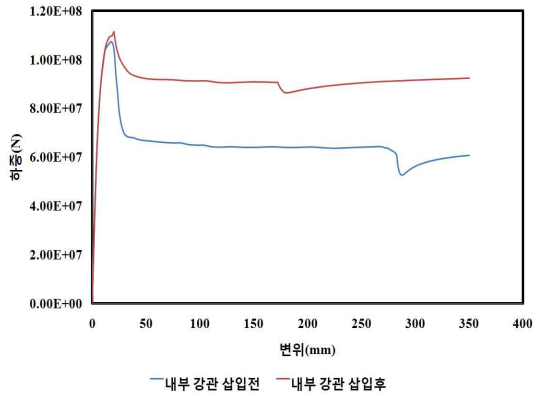


그림 3.2-40 중공비 0.8시 하중-변위 곡선

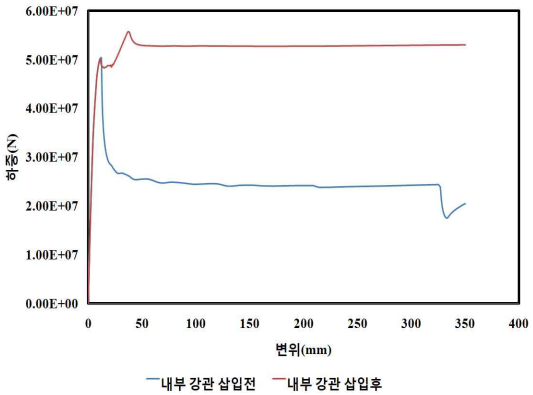


그림 3.2-41 중공비 0.9시 하중-변위 곡선

그림 3.2-37~41은 중공비 0.5~0.9까지의 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다. 중공비 0.6까지는 내부 튜브를 삽입하여도 구속 콘크리트의 강도가 증가되지 않는 반면 중공비 0.7~0.9의 경우에는 강관 삽입 후 구속 콘크리트의 강도가 삽입 전에 비해서 상승되는 것을 볼 수 있다. 이렇듯 중공비 0.7 이상에서는 내부 튜브 삽입으로 인한 효과가 매우 큰 것으로 나타났듯이 튜브를 삽입하는 것이 성능을 향상 시키는 것으로 나타났다.

(나) 매개 변수 연구

표 3.2-18 직경 및 중공비 변화에 따른 모델의 제원

중공비	fl	D	fyh	Asp	s
0.1~0.9	6.25	400	350	507	142
0.1~0.9	6.25	800	350	507	71
0.1~0.9	6.25	1200	350	507	47
0.1~0.9	6.25	1600	350	507	35
0.1~0.9	6.25	2000	350	507	28
0.1~0.9	6.25	2400	350	507	24
0.1~0.9	6.25	2800	350	507	20

표 3.2-18은 직경 변화에 따른 모델의 제원을 나타낸 것으로 구속 콘크리트의 외부 구속력을 6.25로 설정하였으며, 직경을 400~2800mm로 변경하여 해석을 수행하였으며, 구속력에 따라 횡철근 간격을 변화 시켰다.

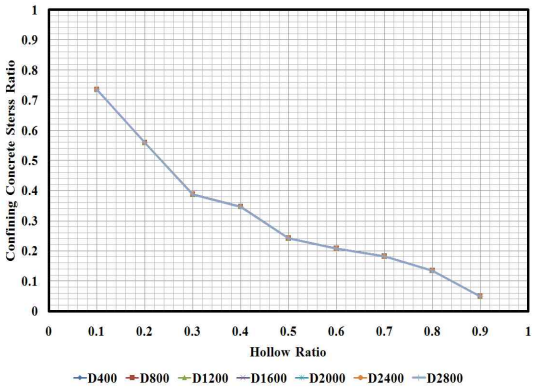


그림 3.2-42 내부 튜브 미삽입 시 내부 구속력 변화

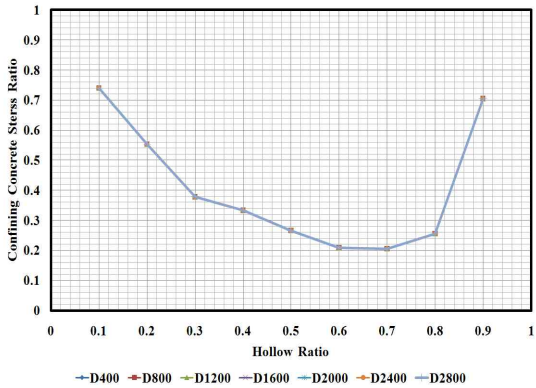


그림 3.2-43 내부 튜브 삽입 시 내부 구속력 변화

그림 3.2-42는 내부 튜브 미 삽입 시 내부 구속력 변화를 나타낸 것으로 모든 직경에서 동일한 결과로 내부 구속력이 감소하는 것으로 나타났다. 그리고 그림 3.2-43은 내부 튜브를 삽입하고 내부 튜브와 외부튜브가 동시에 항복하는 두께를 삽입하였을 때의 내부 구속력의 변화를 나타낸 것이다.

(다) 감소 계수의 적용($f_{lr} = \gamma f_l$)

그림 3.2-26의 내부 구속 중공 RC 부재의 자유물체도를 이용하여 식을 산정한다.

항복 파괴 조건식

$$f_l = \frac{2 f_{yh} A_{sp}}{D's} \tag{3.2.17}$$

$$f_{lr} = \frac{2 f_{tube} t}{D_i} \tag{3.2.18}$$

$$f_l \neq f_{lr} = \gamma f_l \tag{3.2.19}$$

$$\frac{f_{yh} A_{sp}}{D's} = \frac{t f_{tube}}{\gamma D_i} \tag{3.2.20}$$

$$t > \frac{\gamma D_i f_{yh} A_{sp}}{f_{tube} D' s} \tag{3.2.21}$$

식 (3.2.18)의 f_{lr}은 내부로 작용하는 구속 응력으로서 식 (3.2.19)와 같이 감소 계수를 곱해 주었었을 때와 동일하다. 이를 통해 산정식을 정리하면 식 (3.2.21)과 같은 항복 파괴 조건식이 유도 된다.

좌굴 파괴 조건식

식 3.2.13에서의 아치의 스냅-스루 파괴를 고려하여 제안된 식을 적용한다.

$$f_{cr} = \frac{2.27}{3} \frac{t^2 E}{D_i^2} \tag{3.2.22}$$

$$f_{cr} > f_{lr}\ ,\ f_{lr} = \gamma f_l \tag{3.2.23}$$

$$\frac{2.27}{3} \frac{t^2 E}{D_i^2} = \frac{\gamma 2 f_{yh} A_{sp}}{D' s} \tag{3.2.24}$$

$$t > \sqrt{\frac{6}{2.27} \frac{\gamma D_i^2 f_{yh} A_{sp}}{D' E s}} \tag{3.2.25}$$

좌굴 파괴 조건식도 항복 파괴 조건식과 동일하게 유도하면 식 (3.2.25)와 같이 감소 계수가 삽입된 식으로 산정 된다. 여기서 ψ는 중공비를 나타낸다.

$$\gamma_{0.1 \le \psi \le 0.7} = 1.88\psi^2 - 2.38\psi + 1.01 \tag{3.2.26}$$

$$\gamma_{0.7 < \psi \le 0.9} = 11.45\psi^2 - 16.11\psi + 5.94 \tag{3.2.27}$$

식 (3.2.26)은 중공비 0.1~0.7, 식 (3.2.27)은 중공비 0.7 초과부터 0.9이하까지 외부 구속 응력 대비, 내부 구속 응력 비율을 나타낸 것이다.

example)

표 3.2-19는 ICH RC 모델을 나타낸 것으로 아래의 제원을 이용하여 항복 파괴 조건식과 좌굴 파괴 조건식을 산정하면,

표 3.2-19 모델의 제원

중공비	외경	내경	간격	횡철근 단면적	내부튜브 항복강도	횡철근 항복강도	튜브 탄성 계수
0.8	2500	2000	100	506.7	250	350	210000

감소 계수($\gamma = 0.8$) $\gamma = 11.45 \times 0.8^2 - 16.11 \times 0.8 + 5.94 = 0.38$

항복 파죄 조건 $t > \frac{0.38 \times 2000 \times 350 \times 506.7}{250 \times 2500 \times 100} = 2.157mm$

좌굴 파죄 조건 $t > \sqrt{\frac{6}{2.27} \frac{0.38 \times 2000^2 \times 350 \times 506.7}{2500 \times 210000 \times 100}} = 3.68mm$

표 3.2-20 기존식과 수정식의 비교

	항복파괴 조건	좌굴 파괴 조건
기존식	5.67	5.97
수정식	2.15	3.68

표 3.2-20과 같이 기존식에 비해 수정식이 항복파괴 조건 좌굴 파괴 조건 모두 약 50% 정도 튜브의 두께가 감소하는 것으로 나타났다. 이를 실제 설계에 적용한다면 매우 경제적인 교각이 건설될 수 있을 거라 판단된다.

(라) 수정식의 검증

수정식을 검증함에 있어서 수정식으로 산정된 내부튜브의 두께를 넣었다. 모델의 제원은 표 3.2-21과 같다. 모델은 모두 18개의 모델을 선정하였으며, 각 직경별로 중공비를 0.1~0.9로 변경하면서 해석을 수행하였다.

표 3.2-21 수정식 검증을 위한 해석 모델의 제원(unit : mm, N)

중공비	직경	콘크리트 강도	내부튜브 항복강도	횡철근항 복강도	콘크리트 탄성 계수	내부튜브 탄성계수	철근의 탄성계수
0.1~0.9	300~3500	30	250	350	25000	210000	20000

해석을 수행한 결과 그림 3.2-44와 45로 나타났다. 외부 구속력의 경우 중공비 0.7~0.9에서는 이론 구속력에 도달하지는 못하였지만 내부 튜브를 삽입함으로써 이론 외부 구속력 대비 90%이상으로 상승하는 것을 볼 수 있었으며, 구속력 증가는 중공비 0.9일 때가 가장 큰 것을 볼 수 있었다. 그림 3.2-45는 내부 구속력 비율을 나타낸 것인데 거의 모든 값들이 유사한 구속력 비율을 보이는 것으로 나타났다. 또한 내부 튜브의 두께를 증가시켜도 중공비 0.7~0.9의 경우에는 외부 구속력이 그림 3.2-45과 유사한 거동을 보이는 것으로 보아 이론적인 값에는 도달 못하는 것으로 보인다.

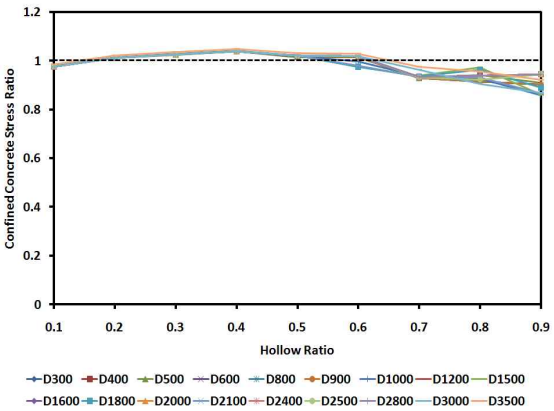


그림 3.2-44 이론 외부 구속력 대비 해석 외부 구속력 비

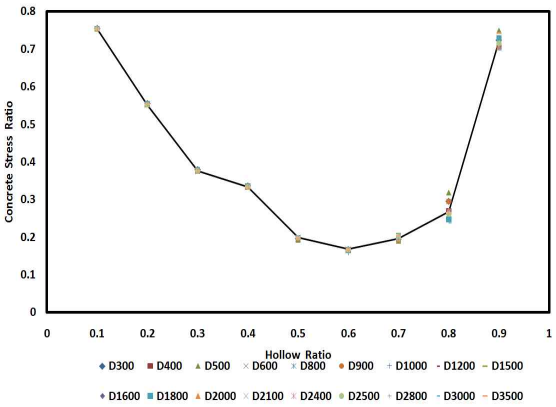


그림 3.2-45 이론 외부 구속력 대비 내부 구속력 비

(마) 소결

본 연구는 압축을 받는 내부구속 중공 RC 부재의 구속력 재평가를 내부튜브 수정식을 제안하였다.

(1) 중공비 0.6까지는 자체의 아치 액션에 의하여 내부 튜브가 없어도 충분한 구속력을 발휘하는 것으로 나타났다.

(2) 중공비가 0.7 이상에서는 구속력이 점점 감소되는 것으로 나타났으며, 중공비 0.9에서는 이론치 대비 외부 구속력이 20% 수준으로 감소되는 것을 볼수 있었다.

(3) 내부 튜브를 삽입할 경우에 중공비 0.7~0.9의 경우에는 이론 구속력 대비 90%이상으로 외부구속력이 회복하는 것을 볼 수 있었다.

(4) 기존의 내부튜브 산정식에 감소계수를 적용한 식을 제안하였으며, 또한 감소계수 또한 회귀분석을 통하여 제안하였다.

(5) 회귀 분석을 통하여 제안한 식으로 산정된 내부 튜브의 두께는 기존 산정식 보다 50%이상 감소되는 것을 볼 수 있었으며, 이는 경제성을 확보하는데 매우 중요한 역할을 할 거라 판단된다.

3. 고강도 콘크리트 적용시 내부 구속 중공 RC 부재의 거동 특성

가. 연구 배경 및 목적

고강도 콘크리트에 대한 기술은 최근에 많은 연구가 되어 지고 있다. 콘크리트의 압축강도가 높아질수록 탄성계수의 증가 등의 내력이 증대되기 때문에 가격경쟁력이 높은 고강도 콘크리트에 대한 많은 관심으로 연구되어 지고 있다. 고강도 콘크리트는 보통 강도 콘크리트에 비해서 더 큰 탄성계수를 갖고 보통 강도 콘크리트에 비하여 micro-crack 때문에 압축하에 더 적은 횡팽창을 나타내기 때문에 횡보강에 의한 횡구속 압력이 감소된다. 이렇기 때문에 동일한 형태의 횡보강근에서 보통강도 콘크리트와 유사한 연성을 얻기 위해서는 횡보강근 체적비가 50% 이상 더 요구되는 특징을 갖는다.

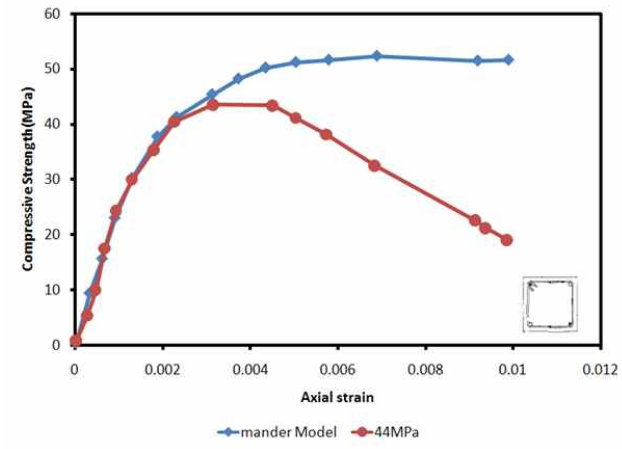


그림 3.2-46 Mander Model과 실험값

내부 구속 중공 철근 콘크리트 기둥은 한택희(2007) 등에 의해서 재료모델이 제안되어졌다. 그러나 그 모델은 보통강도 콘크리트에 대한 모델로서 만더의 모델을 기반으로 연구되어졌다. 그러나 그림 3.2-46과 같이 만더의 모델은 보통강도 콘크리트에서는 유사하지만 고강도 콘크리트를 적용할 경우 위와 같은 거동 변화가 있다. 최대강도와 최대 강도에서 변형률이가 크기 때문에 고강도 콘크리트를 적용한 ICH RC 기둥의 성능 평가에 있어서 맞지 않을 가능성이 많다.

본 연구에서는 ICH RC 기둥에 고강도 콘크리트를 적용하였을 경우의 구속콘크리트의 거동 특성을 분석하며, 2차년도의 프로그램 개발을 위한 데이터 구축에 그 목적이 있으며, 본 실험연구를 통하여 내부 구속 중공 RC 기둥의 비선형 재료모델을 제안할 것이다.

나. 연구 동향

(1) 구속 콘크리트 연구 동향

초기의 연구자들은 직접 수압(active hydrostatic fluid pressure)을 일정하게 작용시켜 삼축 응력 상태의 콘크리트(confined concrete) 강도(strength)와 하중 재하 방향 변형률(longitudinal strain)의 관계를 다음의 간단한 식으로 나타내었다.

$$f_{cc}^{'} = f_{co}^{'} + k_1 f_l \tag{3.2.28}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}\left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{co}^{'}}\right) \tag{3.2.29}$$

여기서,

$f_{cc}^{'}, \epsilon_{cc}$: 횡구속 압력(f_l)을 받는 콘크리트의 최대 응력과 변형률

$f_{co}^{'}, \epsilon_{co}$: 횡구속 압력(f_l)을 받지 않는 콘크리트의 최대 응력과 변형률

k_1, k_2 : 콘크리트 배합과 횡구속 압력의 함수로 표현되는 계수

Richart et al. (1928)은 그의 수압을 이용한 삼축 압축 시험을 통해 평균 계수 값을 $k_1 = 4.1$, $k_2 = 5k_1$이라고 제안하였다. 또한 1929년에는 나선 철근으로 보강된 실린더를 실험하여 수압을 이용한 실험(직접 횡방향 응력 작용: active confinement)과 나선 철근으로 보강된 실험(콘크리트가 포아송 비에 따라 변형하면서 횡방향 응력 작용: passive confinement)이 큰 차이가 없고 거의 동일하다고 발표하였다.

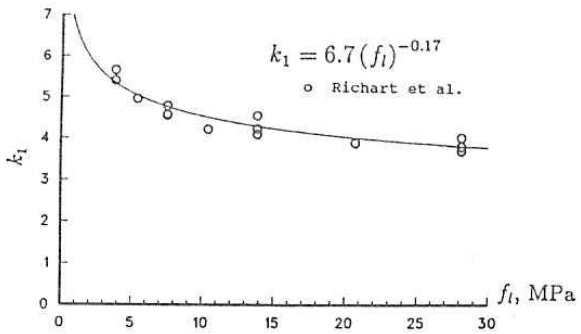


그림 3.2-47 횡방향 압력에 따른 계수 k_1의 분포

그러나 그림 3.2-47에서와 같이 Richart et al.(1928)의 실험 결과의 계수값 $k_1 = 4.1$은 높은 횡압력으로 갈수록 수렴하는 값이며, 실제 철근으로 보강된 경우 낮은 구속압이 작용하므로 이에 대한 계수값에 대한 차이가 발생한다고 보고 많은 연구자들이 이에 대한 실험과 분석을 계속 하였다. 1949년 Balmer는 그의 실험을 통해 k_1값은 4.5에서 7.0 사이에 분포하며 그 k_1의 평균값은 5.6이라고 제안하였다. 또한 Sato and Ibushi(1988)도 계수 k_1이 이와 비슷한 경향을 갖는다고 제안하였고, Saatcioglu and Razvi(1992)는 Richart et al.(1928)의 실험을 회귀 분석하여, 계수 k_1은 다음과 같은 값을 갖는다고 제안하였다.

$$k_1 = 6.7(f_l)^{-0.17} \tag{3.2.30}$$

여기서, f_l은 등분포 구속압(uniform confining pressure)

다축 응력 상태의 정육면체(cube)의 강도 증진 효과에 대한 실험은 Kupfer et al.(1969)에 의해 유압 장치를 이용하여 시험을 수행하였는데, Kupfer 등은 일축 구속 상태(biaxial)에 대한 콘크리트 강도 증진 효과가 압축의 경우, 두 축의 응력이 같을 경우 구속이 없는 경우의 콘크리트 강도(uniaxial test)보다 약 16% 증가하고, 인장의 경우는 거의 차이가 없다고 발표하였다. 그 다음해인 1970년에 Zimmerman et al.은 일축 구속 상태와 이축 구속 상태(triaxial loading condition)에 대해 다양한 경우의 강도 측정 실험을 하였고 비구속된 콘크리트의 강도와 차이를 비교하였다. 같은 해에 Iyengar(1970)는 Richart et al.이 언급했었던 나선 철근에 의해 횡구속된 원주형 콘크리트(passive confined concrete)는 유압에 의해 횡구속된 콘크리트(active confined concrete)와 유사한 강도를 갖는 다고 재확인하였다.

그러나 실제로 고정된 응력에서의 실험과 철근의 탄소성 변형을 통한 구속압의 작용이 완전히 일치한다고 말할 수 없다. 따라서 이 후에 많은 연구자들은 횡방향 보강 철근에 대한 구속 효과에 대해 많은 연구를 수행하였다. Mander et al.(1984), Scott et al.(1982), Sheikh and Uzumeri(1980), Vellenas et al.(1977)은 다양한 실험을 통해 횡방향 철근의 배치와 강도, 형상과 횡방향 철근을 잡아주는 종방향 철근이 구속 효과에 미치는 바에 대해 다음과 같이 연구하였다.

① 횡철근의 배근간격이 좁을수록 구속효과가 증진된다.
② 추가적인 여분의 겹이음된 횡철근(overlapping hoops)이나 교차된 띠철근(tie)이 단면내 존재할 경우 구속효과가 증진된다.
③ 축방향 철근이 기둥의 둘레에 균일하게 배근된 정도에 따라 구속효과가 증진된다.
④ 횡철근비나 횡철근의 항복강도가 증가할수록 구속효과는 증진된다.
⑤ 직사각형 모양의 횡철근(hoop)이나 여분의 교차된 띠철근(tie)보다는 나선철근(spiral)이나 원형 횡철근(circular hoop)을 사용할 경우 구속효과가 증진된다.

또한 이들은 결론적으로 콘크리트의 구속효과가 콘크리트의 응력-변형율 관계에 미치는 영향이 상당히 크다고 언급하고 있다. 그 다음으로는 Saatcioglu and Razvi(1992)의 연구로 Richart et al.(1928)의 실험을 회귀 분석하여 횡보강 응력 크기에 따른 강도 계수 값 제안 및 횡보강된 콘크리트 강도 예측식을 제안하였다.

최근에는 새로운 재료인 합성섬유(FRP)에 대한 연구가 많이 진행되고 있는데, 1981년에는 Fadis가 처음으로 유리 FRP 튜브에 콘크리트를 타설한 새로운 합성체의 식을 처음으로 제안하였고, Samaan(1998)은 유리섬유에 대한 실험결과를 가지고 회귀 분석한 횡구속 제안식을 발표했으며, Saafi(1999)는 탄소섬유와 유리섬유에 대해 기존의 실험 데이터를 갖고 회귀 분석하여 압축 강도와 횡구속압 사이에 새로운 제안식을 발표했다. Shahawy(2000)는 콘크리트의 강도와 탄소섬유의 ply (wrap)수에 따른 구속효과의 차이를 연구했으며, Hsein-Kuang Liu (2000)는 섬유의 재료와 와인딩 각도에 따른 구속 효

과의 차이를 연구했으며, Pessiki(2001)는 탄소 sheet와 유리 sheet로 구속된 원형과 각형 시험체의 구속 효과의 차이를 연구했다. 다음에 제시한 그림 3.2-48은 Harries 와 Kharel(2003)이 유리와 탄소 섬유를 이용하여 연구한 내용으로 기존 제안식의 구속 효과에 따른 강도와 비교한 그래프이다.

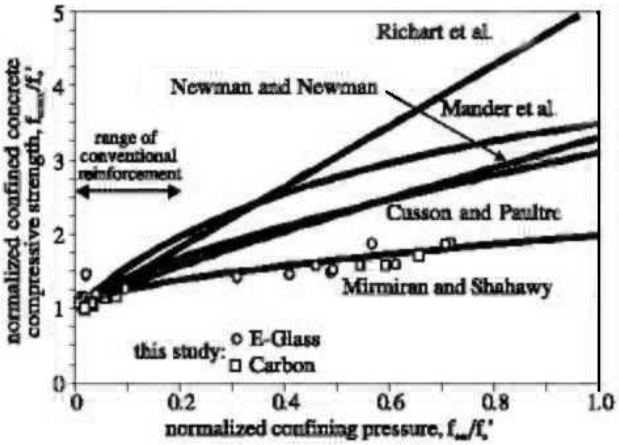


그림 3.2-48 구속된 콘크리트의 최대 압축 강도

(2) 구속 콘크리트 강도에 대한 기본 이론

횡방향 응력(lateral pressure)과 축방향 압축력의 조합은 콘크리트를 삼축 응력 상태로 만든다. 횡방향 응력에 의해 발생한 횡방향 변형량(transverse strain)은 재료가 외측으로 팽창하려는 물질의 경향을 막고 강도를 증가시킨다. 선형적 탄성체이고 등방성인 물질에 대하여, 주어진 횡방향 변형량에서의 일축과 삼축 응력 사이에는 다음과 같은 식이 유도될 수 있다.

$$\frac{-\nu f_{u2}}{E} = \frac{f_{t1} - \nu(f_{t2} + f_{t1})}{E} \tag{3.2.31}$$

$$f_{t2} = f_{u2} + k_1^{'} f_{t1} \tag{3.2.32}$$

$$k_1^{'} = \frac{1-\nu}{\nu} \tag{3.2.33}$$

여기서, $k_1^{'}$은 포아송 비 ν의 함수이고, 포아송 비의 더 낮은 값에 대하여 높은 결과 값을 가지며, f_{t1}, f_{t2}, f_{u2} 은 방향 1,2 로 작용하는 삼축, 일축 응력 상태에서의 응력이며, E는 탄성 계수이다. 철근 콘크리트에서 탄성 계수와 포아송 비(Poisson′s ratio)는 재료의 비선형성 때문에 하중이 작용함에 따라 다양한 값을 갖는다. 또한, 응력-변형률의 특성과 포아송 비는 모든 세 개의 직교 방향에 대해 다를 것이다. 그러므로 위에서 언급한 식은 콘크리트에 적용할 수 없다. 그러나 식 3.2.33과 유사한 형태로 삼축 응력 상태의 콘크리트 강도를 일축 응력 상태의 콘크리트 강도와 횡방향 구속 압력으로 다음과 같이

표현할 수 있다.

$$f_{cc}^{'} = f_{co}^{'} + k_1 f_l \tag{3.2.34}$$

여기서, f'_{cc}, f'_{co}은 부재에서 콘크리트의 구속된 경우의 강도와 구속되지 않은 강도이다. 반면에 계수 k_1와 k'_1이 여기서는 동일한 값이 아니고, k'_1와 같이 k_1는 포아송 비의 함수로 생각하는 것이 합리적이며, 앞의 경우와 같이 포아송 비의 더 높은 값에 대하여 k_1은 더 낮은 값이라 가정한다. 포아송 비의 더 높은 값은 균열 근처에서 일어나고 이 때의 횡방향 구속 압력은 최대이기 때문에 더 높은 횡방향 압력에 대응하는 계수 k_1값은 더 작은 값이 된다.

(3) 횡방향 구속 압력과 구속에 따른 유효 계수

콘크리트 단면에서 실제 횡방향 구속 압력을 결정하기 위해 Sheikh와 Uzumeri(1980)에 의해 사용된 방법과 유사한 접근법을 택하였다. 구속하는 철근으로부터의 최대 횡방향 압력(transverse pressure)은 구속 응력이 아치 효과로 충분히 발휘하는 콘크리트의 심부에만 실제로 작용할 것이다. 그림 3.2-49는 원형의 횡방향 철근들 사이에서 아치 효과가 일어난다고 가정한 것을 보여준다. 횡방향 철근들 사이에서 구속 효과는 가장 작을 것이며 실제 구속된 콘크리트 면적 A_e는 가장 작을 것이다. 나선철근과 원형 띠철근의 둘레 안쪽의 면적에 해당하는 부분이 A_{cc}라 하면, 실제로 $A_e < A_{cc}$가 고려되기 위해서는 다음과 같이 횡방향 구속 압력에 대한 수정되어야 한다.

$$f'_l = f_l k_e \tag{3.2-35}$$

여기서, f_l은 횡방향 철근에 의해 발생하는 횡방향 구속 압력이고, 심부 콘크리트의 표면 위에 균일하게 분포된다고 가정했다.

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \tag{3.2-36}$$

여기서 이 값은 구속 유효 계수, A_e는 구속된 콘크리트 심부의 실제 면적이다.

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \tag{3.2-37}$$

여기서, ρ_{cc}는 단면 심부 면적에 대한 종방향 철근 면적의 비이고 A_c는 나선철근 또는 원형 띠철근의 둘레 중심선에 의해 싸여진 단면 심부의 면적이다.

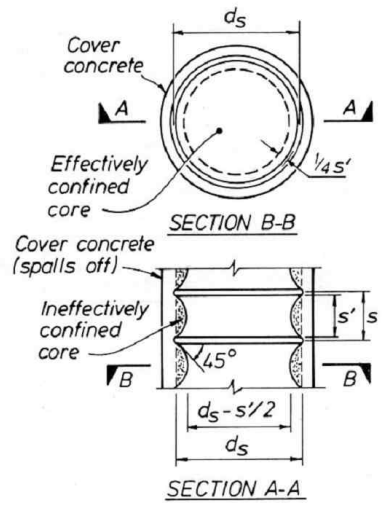


그림 3.2-49 원형 횡철근에 의해
실제로 구속된 심부 콘크리트

다. 실험 방법의 선정 및 시험체 설계

(1) 시험 방법

고강도 콘크리트 적용시 내부 구속 중공 RC 부재의 거동 특성을 분석하기 위하여 실험 연구를 진행하였다. 신성우 등(2002)이 시험을 수행한 방법을 따라 실험을 진행하였으며, 시험체 높이는 1200mm이고 국부 파괴를 방지하기 위해서 지점 양단에는 철근배근을 2배 더 하였으며, 탄소 sheet로 양단 200mm를 보강을 하였다. 본 시험체의 시험 구간은 중앙의 800mm 지점이다.

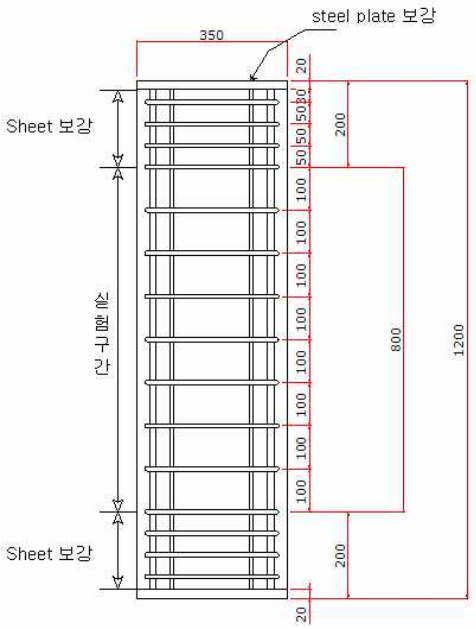


그림 3.2-50 실험체 상세

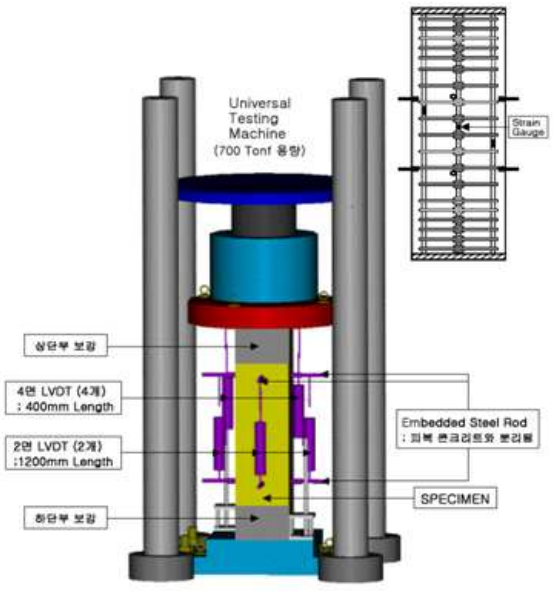


그림 3.2-51 실험 방법

그림 3.2-51은 압축 시험 방법이며, 1000tonf UTM을 이용하여 시험을 수행하였다.

(2) 시험체 설계

	no.	변수	이름	콘크리트강도	기둥직경	내부강관직경	내부강관두께	횡철근직경	횡철근간격	종철근직경	종철근개수	피복두께
고강도콘크리트	1	내부강관두께	HSC-In.t_0.0	50	350	0	0	10	100	16	6	20
	2		HSC-In.t_1.0	50	350	165.2(164.2)	1	10	100	16	6	20
	3		HSC-In.t_3.0	50	350	165.2(159.2)	3	10	100	16	6	20
	4		HSC-In.t_6.0	50	350	165.2(153.2)	6	10	100	16	6	20
	5		HSC-In.Hoop_6	50	350	153.2(중공부)	6(내부횡철근)	10	100	16(6)	6	20(10)
	6	중공비	HSC-H_0.36	50	350	139.8(127.8)	6	10	100	16	7	20
	7		HSC-H_0.44	50	350	165.2(153.2)	6	10	100	16	7	20
	8		HSC-H_0.51	50	350	190.7(178.7)	6	10	100	16	6	20
	9		HSC-H_0.58	50	350	216.3(204.3)	6	10	100	16	6	20
	10	기둥직경	HSC-D_300	50	300	165.2(153.2)	6	10	100	16	4	20
	11		HSC-D_350	50	350	190.7(178.7)	6	10	100	16	6	20
	12		HSC-D_400	50	400	216.3(204.3)	6	10	100	16	8	20
	13		HSC-D_450	50	450	267.4(255.4)	6	10	100	16	9	20
	19	횡철근간격	HSC-HS_80	50	350	165.2(153.2)	6	10	80	16	6	20
	20		HSC-HS_100	50	350	165.2(153.2)	6	10	100	16	6	20
	21		HSC-HS_130	50	350	165.2(153.2)	6	10	130	16	6	20
	22		HSC-HS_150	50	350	165.2(153.2)	6	10	150	16	6	20
보통강도콘크리트	14	내부강관두께	NSC-In.t_0.0	25	350	0	0	10	100	16	6	20
	15		NSC-In.t_1.0	25	350	165.2(164.2)	1	10	100	16	6	20
	16		NSC-In.t_3.0	25	350	165.2(159.2)	3	10	100	16	6	20
	17		NSC-In.t_6.0	25	350	165.2(153.2)	6	10	100	16	6	20
	18		NSC-In.Hoop_6	25	350	153.2(중공부)	6(내부횡철근)	10	100	16(6)	6	20(10)

그림 3.2-52 고강도 콘크리트 적용 압축 시험 시험체

그림 3.2-52와 같이 22개의 시험체를 제작하였으며, 고강도 콘크리트와 보통강도 콘크리트로 크게 나뉘게 된다. 고강도 콘크리트는 내부 강관의 두께를 0mm, 1mm, 3mm, 6mm 그리고 강관이 아닌 내측에 종철근과 횡철근을 배근하는 방법을 적용하였으며, 그 밖에도 중공비와 기둥직경, 횡철근 간격에 대해서 시험체를 설계 하였으며, 보통강도콘크리트 시험체는 고강도 콘크리트의 내부강관두께와 비교분석을 할 대상으로 쓰일 것이다.

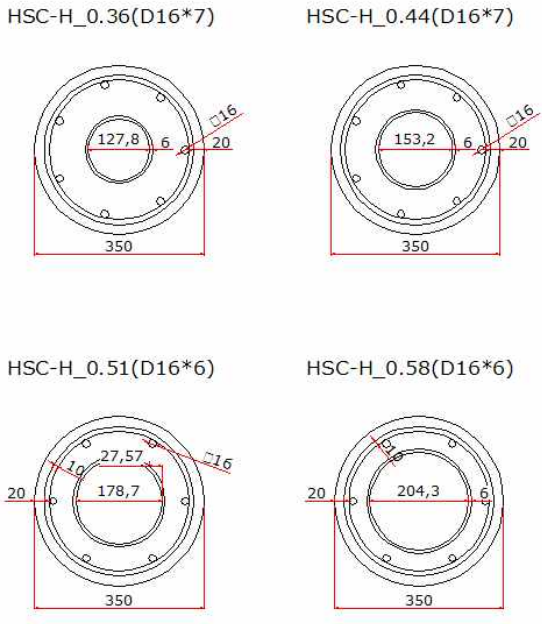


그림 3.2-53 중공비에 따른 시험체(고강도)

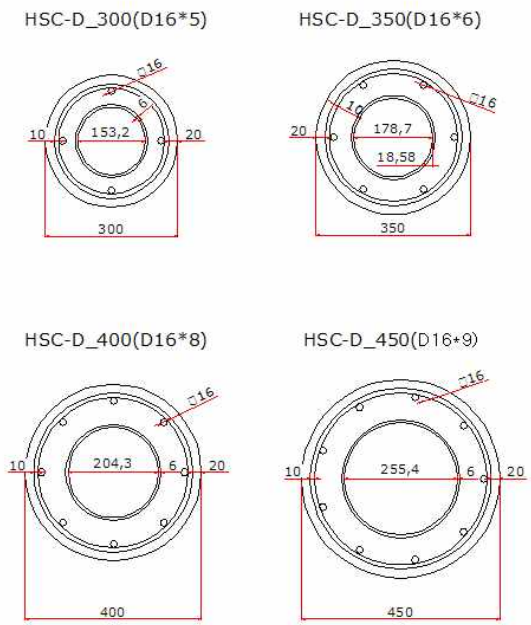


그림 3.2-54 직경에 따른 시험체(고강도)

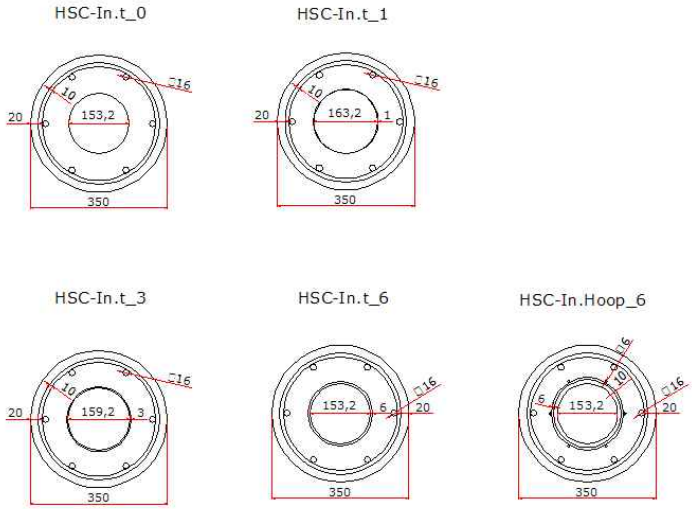


그림 3.2-55 내부 강관의 두께에 따른
시험체(고강도,보통강도)

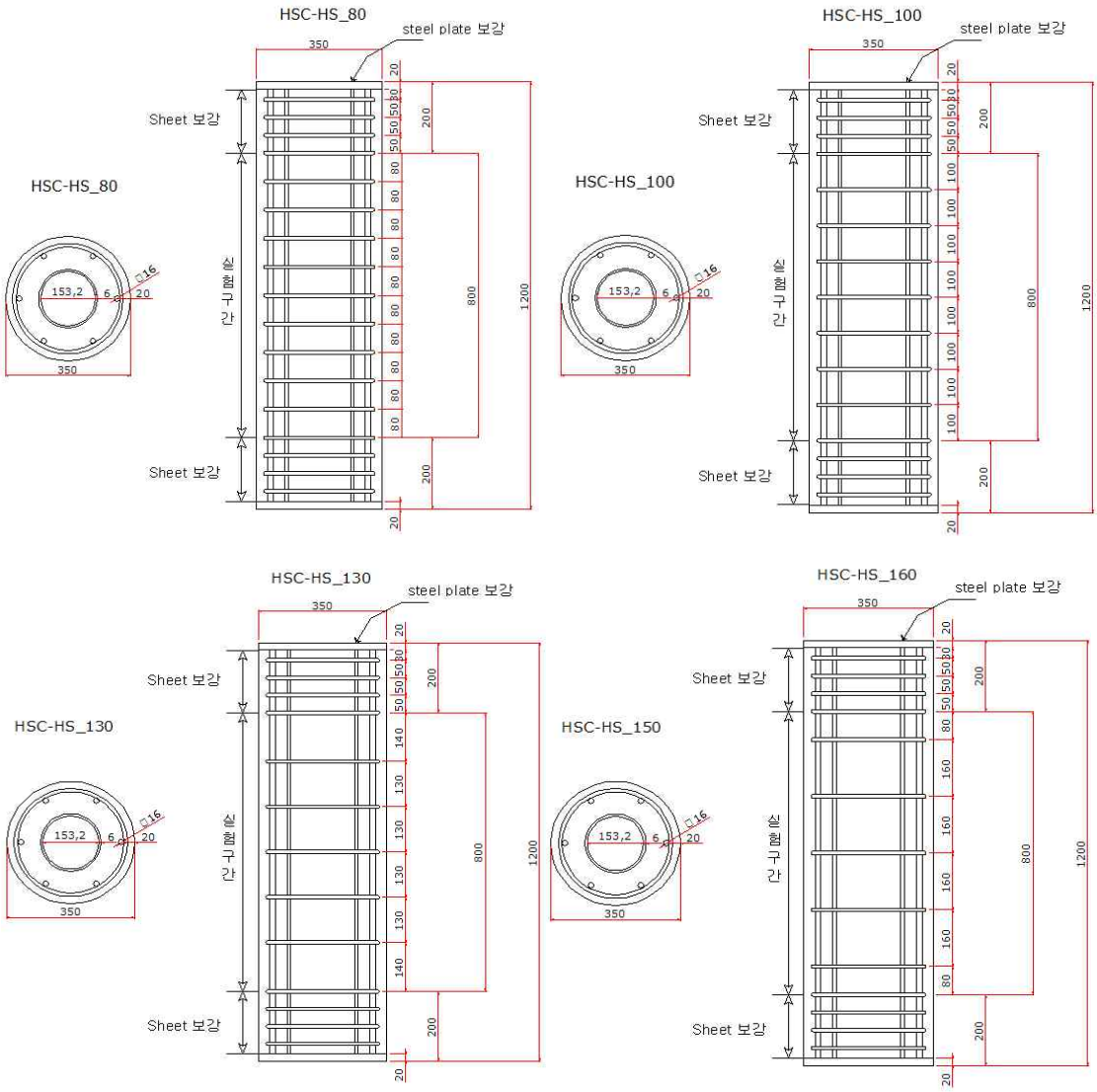


그림 3.2-56 횡철근 배근 간격에 따른 시험체(고강도)

(3) 시험체 예상 성능

표 3.2-22 압축 거동 분석 예상 강도

	no.	변수	이름	구속콘크리트 최대강도	구속콘크리트 최대변형률	Max axial Force(kN)
고강도콘크리트	1	내부강관두께	HSC-In.t_0.0	53.00	0.00260	3888.89
	2		HSC-In.t_1.0	58.24	0.00365	3913.12
	3		HSC-In.t_3.0	58.41	0.00368	4096.17
	4		HSC-In.t_6.0	58.66	0.00373	4455.56
	5		HSC-In.Hoop_6	-	-	4088.00
	6	중공비	HSC-H_0.36	58.66	0.00373	4604.21
	7		HSC-H_0.44	58.66	0.00373	4398.21
	8		HSC-H_0.51	58.66	0.00373	4037.66
	9		HSC-H_0.58	58.66	0.00373	3734.45
	10	기둥직경	HSC-D_300	59.64	0.00393	2922.07
	11		HSC-D_350	58.66	0.00373	4037.66
	12		HSC-D_400	57.84	0.00357	5333.36
	13		HSC-D_450	57.14	0.00343	6295.64
	19	횡철근간격	HSC-HS_80	61.43	0.00429	4413.27
	20		HSC-HS_100	58.66	0.00373	4455.56
	21		HSC-HS_130	56.04	0.00321	4496.25
	22		HSC-HS_150	54.86	0.00297	4939.50
보통강도콘크리트	14	내부강관두께	NSC-In.t_0.0	26.83	0.00318	1866.67
	15		NSC-In.t_1.0	31.78	0.00524	2334.96
	16		NSC-In.t_3.0	31.92	0.00530	2572.02
	17		NSC-In.t_6.0	32.15	0.00540	2916.88
	18		NSC-In.Hoop_6	-	-	2034.74

라. 시험체 제작 및 세팅

(1) 철근 조립

그림 3.2-57~63과 같이 설계된 시험체의 철근을 배근 하였다.



그림 3.2-57 시험체 1~3



그림 3.2-58 시험체 4~6



그림 3.2-59 시험체 7~9



그림 3.2-60 시험체 10~13



그림 3.2-61 시험체 14~16



그림 3.2-62 시험체 17~19



그림 3.2-63 시험체 20~22

(2) 시험체 제작 완료 및 시험체 세팅

그림 3.2-64와 같이 시험체 22개를 세팅을 하였다. 단부 파괴를 방지하기 위하여 시험체의 상하에 강재로 감싸서 시험을 수행하였으며, 편심을 측정하기 위하여 시험체의 4방향에 LVDT(변위측정)를 설치하였다.



그림 3.2-64(1) 시험체 1

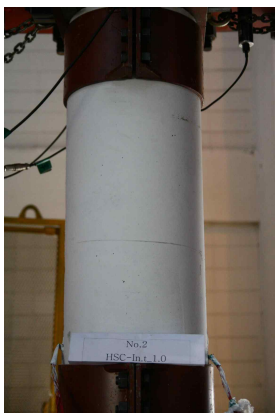


그림 3.2-64(2) 시험체 2

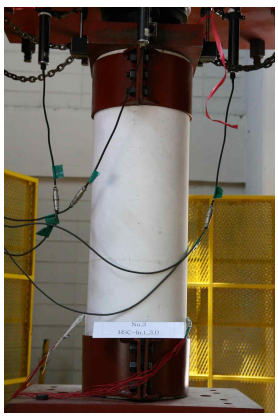


그림 3.2-64(3) 시험체3



그림 3.2-64(4) 시험체4



그림 3.2-64(5) 시험체5



그림 3.2-64(6) 시험체6



그림 3.2-64(7) 시험체7



그림 3.2-64(8) 시험체8



그림 3.2-64(9) 시험체9



그림 3.2-64(10) 시험체10



그림 3.2-64(11) 시험체11



그림 3.2-64(12) 시험체12



그림 3.2-64(13) 시험체13



그림 3.2-64(14) 시험체14



그림 3.2-64(15) 시험체15

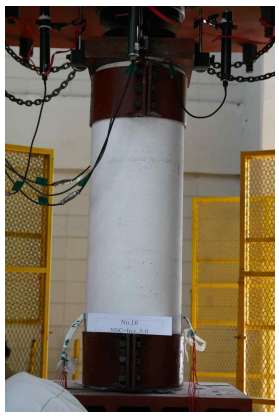


그림 3.2-64(16) 시험체16



그림 3.2-64(17) 시험체17



그림 3.2-64(18) 시험체18

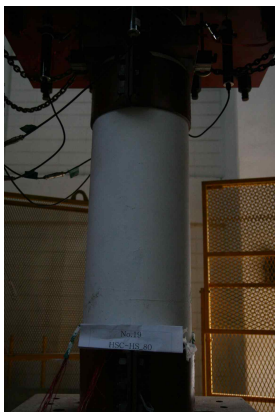


그림 3.2-64(19) 시험체19



그림 3.2-64(20) 시험체20



그림 3.2-64(21) 시험체21



그림 3.2-64(22) 시험체22

마. 시험 결과

(1) 시험체 균열 특성

그림 3.2-65는 시험체 22개의 균열 특징을 나타낸 것이다. 횡철근을 겹침이음과 부분 용접으로 결속하였는데, 이 부분의 결속이 풀린 곳의 경우 시험체의 중앙 부분에서 파괴가 일어나지 않고 시험체 2, 10 등과 같이 상단 부분이나 하단부분에서도 파괴가 발생하는 것으로 나타났으나, 횡철근이 결속이 잘된 부분의 경우에는 시험체 중앙에서 45도의 각도로 파괴 된 것을 볼 수 있다.


그림 3.2-65(1) 시험체 1



그림 3.2-65(2) 시험체 2

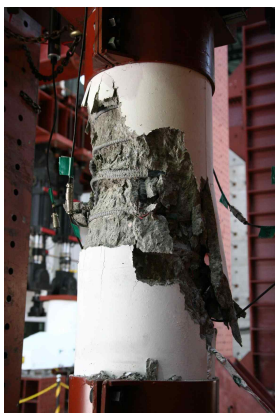

그림 3.2-65(3) 시험체3



그림 3.2-65(4) 시험체4









그림 3.2-65(5) 시험체5

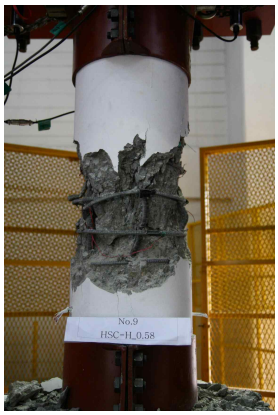


그림 3.2-65(6) 시험체6



그림 3.2-65(7) 시험체7



그림 3.2-65(8) 시험체8



그림 3.2-65(9) 시험체9



그림 3.2-65(10) 시험체10



그림 3.2-65(11) 시험체11



그림 3.2-65(12) 시험체12



그림 3.2-65(13) 시험체13

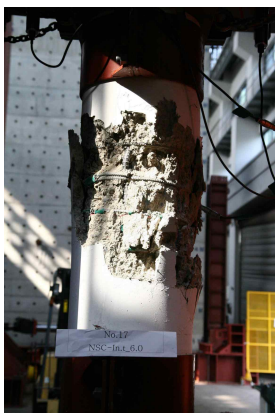


그림 3.2-65(14) 시험체14



그림 3.2-65(15) 시험체15



그림 3.2-65(16) 시험체16



그림 3.2-65(17) 시험체17



그림 3.2-65(18) 시험체18

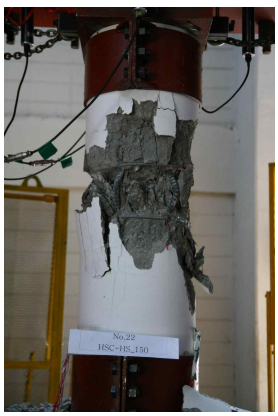


그림 3.2-65(19) 시험체19

그림 3.2-65(20) 시험체20

그림 3.2-65(21) 시험체21

그림 3.2-65(22) 시험체22

표 3.2-23 시험체들의 균열 특성

시험체명				파괴 특징
1	고강도 콘크리트	내부 강관 두께	HSC-In.t_0.0	단부인 상하부에 보강을 하지 않아 상부 가력부분에서 균열이 발생하였으며, 횡철근의 결속이 풀려 그부분의 종철근의 좌굴 발생.
2			HSC-In.t_1.0	중심부분에 파괴 발생, 최대 하중에 도달 후 종철근이 좌굴을 일으켜 파괴 발생, 내부 튜브 좌굴 발생
3			HSC-In.t_3.0	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 중앙부분에서 풀림. 종철근 좌굴 발생하였음.
4			HSC-In.t_6.0	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 중앙부분에서 풀림. 종철근 좌굴 발생하였음.
5			HSC-In.Hoop_6	시험체 하단 보강 부분 윗부분에 횡철근의 결속이 풀리면서 종철근의 좌굴 발생.
6		중공비	HSC-H_0.36	시험체 하단 보강 부분 윗부분에 횡철근의 결속이 풀리면서 종철근의 좌굴 발생.
7			HSC-H_0.44	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
8			HSC-H_0.51	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
9			HSC-H_0.58	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
10		기둥 직경	HSC-D_300	시험체 상단 보강 부분 아랫부분에 횡철근의 결속이 풀리면서 종철근의 좌굴 발생.
11			HSC-D_350	시험체 중앙 윗부분에서 종철근의 좌굴 파괴 발생
12			HSC-D_400	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
13			HSC-D_450	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 부분적으로 풀림. 종철근 좌굴 발생하였음.
19		횡철근간격	HSC-HS_80	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
20			HSC-HS_100	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 횡철근 항복 파괴 발생 종철근 좌굴 발생하였음.
21			HSC-HS_130	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
22			HSC-HS_150	횡철근 간격이 넓어 종철근 좌굴로 인하여 파괴 발생, 횡철근 결속 풀리지 않음.
14	보통강도 콘크리트	내부 강관 두께	NSC-In.t_0.0	중앙부분에서 파괴 발생 하였으며, 중앙부분의 횡철근의 결속이 풀림. 종철근 좌굴 발생하였음.
15			NSC-In.t_1.0	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
16			NSC-In.t_3.0	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
17			NSC-In.t_6.0	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.
18			NSC-In.Hoop_6	가력 방향의 45도 각도로 균열 발생 하였으며, 횡철근의 결속이 풀리지 않음. 종철근 좌굴 발생하였음.

(2) 거동 특성 분석

그림 3.2-66은 고강도 콘크리트 적용시 중공비에 따른 거동특성을 나타낸 것이다. 중공비가 커질수록 성능이 낮게 나타나는 것을 볼 수 있다. 그러나 중공비가 0.36이 가장 성능이 크게 발휘되어야 하는데 횡철근이 부분적으로 풀려 기둥 단면이 가진 성능을 발휘하지 못한 것으로 판단된다.

그림 3.2-67은 내부 튜브 두께에 따른 거동 특성을 나타낸 것이다. 원래 강관의 두께가 두꺼워 질수록 강도가 더 커져야 하나 시험체 들이 횡철근의 항복에서 파괴된 것이 아니고 중간에 횡철근의 결속이 풀려 종철근이 좌굴되어 파괴에 도달되었기 때문에 강도가 일률적으로 나오지 못했다.

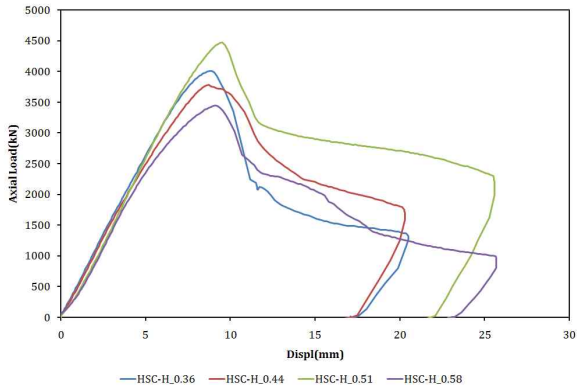


그림 3.2-66 중공비에 따른 거동특성(고강도 콘크리트)

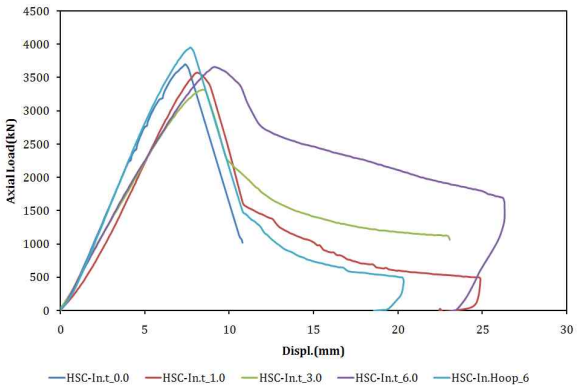


그림 3.2-67 내부튜브 두께에 따른 거동 특성(고강도 콘크리트)

그림 3.2-68은 기둥 직경에 따른 거동 특성을 나타낸 것이다. 기둥 직경이 커지기 때문에 강도가 직경이 클수록 가장 컸으며, 콘크리트 부분 파괴 이후 강관의 저항으로 인하여 변곡점이 발생한 것을 볼 수 있다.

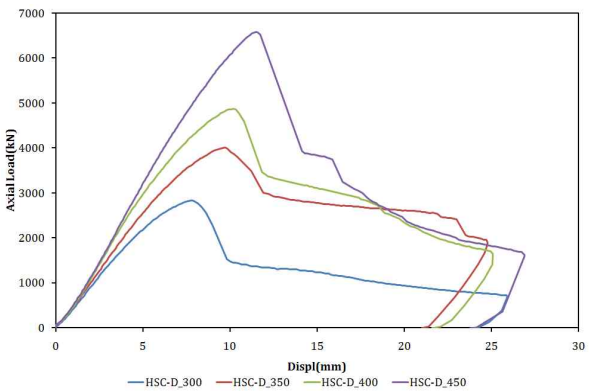


그림 3.2-68 기둥 직경에 따른 거동 특성(고강도 콘크리트)

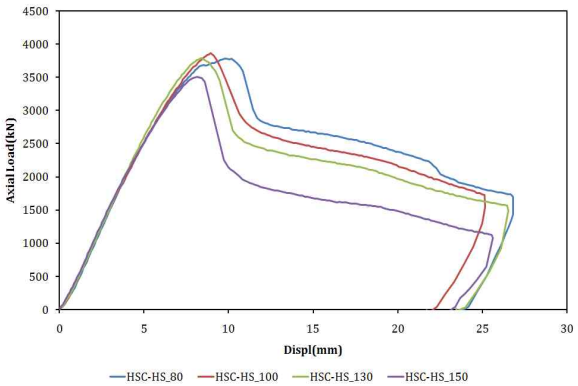


그림 3.2-69 횡철근 간격에 따른 거동 특성(고강도 콘크리트)

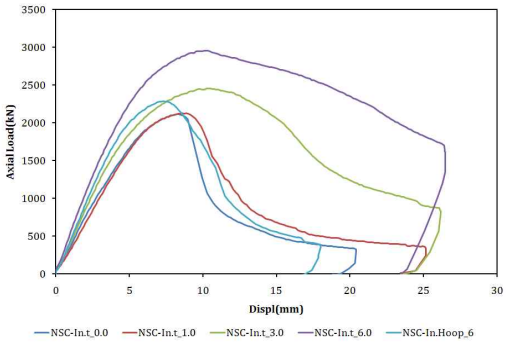


그림 3.2-70 내부 튜브 두께에 따른 거동 특성(보통강도 콘크리트)

그림 3.2-69는 횡철근 간격에 따른 거동 특성을 나타낸 것으로 횡철근의 간격이 좁을수록 더 큰 강도를 발휘해야 하나 간격 80mm의 경우 중간에 횡철근의 풀림으로 인하여 종철근의 좌굴로 파괴가 발생하였기 때문에 100mm와 거의 유사한 강도를 나타내는 것으로 나타났다.

그림 3.2-70은 보통 강도 콘크리트 적용시 내부 튜브 두께에 따른 거동을 나타낸 것이다. 내부 튜브를 얇게 삽입하거나 삽입하지 않은 기둥 그리고 내부에 횡철근과 종철근을 배근한 경우에는 최대 강도 도달 후 급작스럽게 파괴 되는 것을 볼 수 있었으며, 이에 반해 내부 튜브가 필요 두께 이상으로 삽입된 경우에는 강도도 커질 뿐만 아니라 연성도 또한 매우 상승하는 것으로 판단된다.

바. 소결

본 연구는 내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각에 고강도 콘크리트 적용 할 경우의 거동 특성에 대한 연구를 한 것이다.

(1) 보통 강도 콘크리트의 경우에는 내부 튜브 삽입과 삽입하지 않을 경우의 기둥의 연성도 차이가 많이 발생하여 성능차이가 크게 발생하나, 고강도 콘크리트를 적용할 경우에는 동일한 연성도를 발휘하기 위해서는 보통강도 콘크리트에 비해 많은 횡철근을 배근하여야 한다. 연성도의 확보를 목적으로 한다면 고강도 콘크리트보다는 보통강도 콘크리트를 적용하는 것이 더 합리적이라 판단된다. 그리고 중공 RC 기둥에 비해서 ICH RC 기둥의 연성도가 상승되는 것으로 보아 더 성능이 우수한 것으로 나타났다.

(2) 기둥의 횡철근 배근시 횡철근의 이음을 강결하지 못할 경우 취약 부분에서 종철근의 좌굴이 발생되어 파괴로 진행되는 양상을 보이기 때문에 횡철근의 이음을 완전 강결할 수 있도록 이음을 해야 한다.

(3) 중공비가 변함에 따라서 구속 콘크리트의 강도 변화는 동일하다.

(4) 중공 RC(내부횡철근 배치 안함, 배치함)의 경우 극한 강도에 도달시 취성파괴를 일으키는 반면 본 교각은 내부 튜브를 요구 두께 이상을 삽입할 경우 연성도가 매우 좋은 것으로 판단된다.

(5) 횡철근 배근 간격이 좁을수록 최대 강도와 연성도는 좋아 진다.

제 3절 설계 프로그램 개발

1. P-M 상관도 작성

가. 정의

콘크리트 구조물의 거의 모든 압축 부재는 축하중 뿐 아니라 모멘트도 받는다. 이것은 그림 3.3-1-b에 보이는 바와 같이 하중이 기둥의 중심에 작용하지 않거나, 그림 3.3-1-c에서처럼 기둥에 의해 지지되는 보에서 기둥이 끝단의 불균형한 모멘트의 일부를 저항하므로 인해 발생한다. 길이 e는 하중의 편심거리라 불린다. 편심 P가 중앙에 작용하면서 중심에 대한 $M = P \bullet e$을 일으키므로 이러한 두 가지 경우는 같다. 하중 P와 모멘트 M는 중심축에 의해 계산될 수 있다. 기둥의 모멘트와 축력 관계를 개념적으로 설명하기 위해서 압축강도 f_{cu}와 같은 크기의 인장강도 f_{tu}을 가지는 이상화된 균질 탄성 기둥이 고려될 것이다. 기둥의 파괴는 최대응력이 식 3.3.1에 주어진 f_{cu}에 도달했을 때 압축에 의해 발생한다.

$$\frac{P}{A} + \frac{My}{I} = f_{cu} \tag{3.3.1}$$

여기서, A, I : 각각 단면의 면적과 단면2차모멘트
y : 중심축에서 가장 먼 압축부분까지의 거리, 오른쪽이 양의 값
P : 축력, 압축이 양의 값
M : 모멘트, 그림 3.3-1-c의 방향이 양의 값

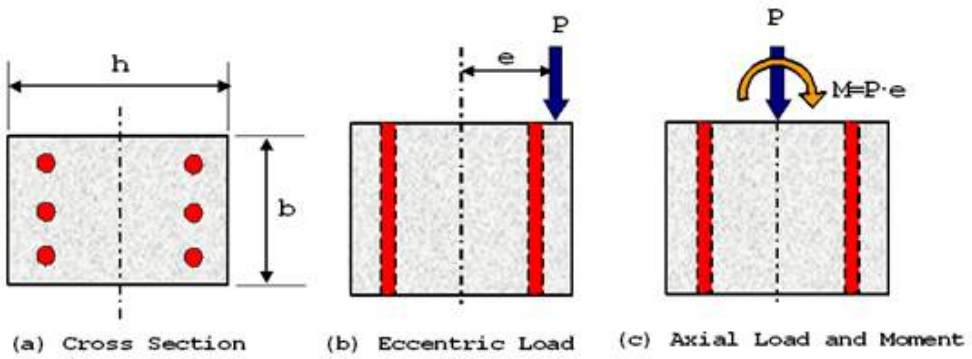


그림 3.3-1 기둥에서의 하중과 모멘트

식 3.3.1의 양변을 f_{cu}로 나누면 식 3.3.2와 같다.

$$\frac{P}{f_{cu}A}+\frac{My}{f_{cu}I}=1 \tag{3.3.2}$$

기둥이 견딜 수 있는 최대 축력은 $M=0$일 때 발생하고, 그 크기는 $P_{\max}=f_{cu}A$이다. 같은 방법으로 견딜 수 있는 최대 모멘트는 $P=0$일 때 발생하고, 그 크기는 $M_{\max}=\frac{f_{cu}I}{y}$이다. $P_{\max}$와 $M_{\max}$값을 대입하면 식 3.3.3과 같다.

$$\frac{P}{P_{\max}}+\frac{M}{M_{\max}}=1 \tag{3.3.3}$$

이 방정식은 파괴시의 P와 M의 관계, 혹은 상관관계를 보여주므로 상관방정식으로 알려져 있다. 그림 3.3-2의 선 AB로 나타난다. f_{tu}에 의해 계산되는 인장력 P에 대한 방정식은 선 BC로 나타나며, 선 AD와 DC는 모멘트가 반대 방향일 때를 나타낸다.

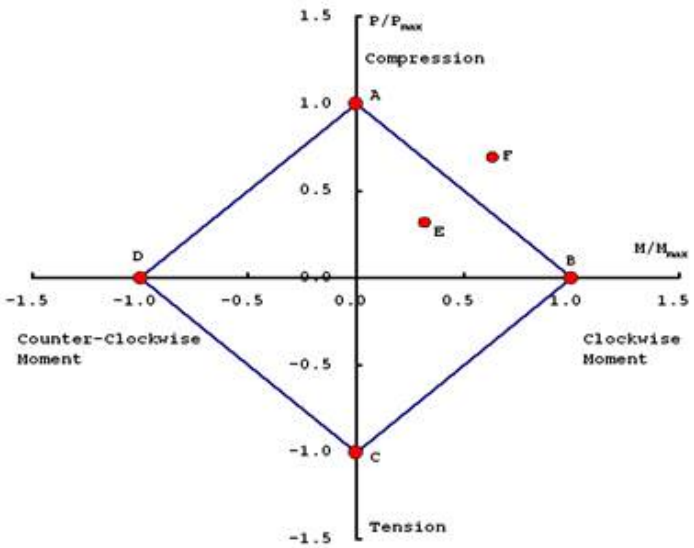


그림 3.3-2 탄성 기둥에서의 하중-모멘트 관계,
|fcu|=|ftu|

그림 3.3-3은 상관도라고 불린다. 이 그림에 그려진 선 위의 점들은 단면의 저항에 상응하는 P와 M의 조합을 나타낸다. 점 E처럼 그래프 안의 점은 파괴를 유발하지 않는 P와 M의 조합을 나타낸다. 선 위의 점이나, 점 F처럼 그래프 바깥의 점은 단면의 저항력과 같거나 초과함을 나타내므로 파괴가 발생할 것이다.

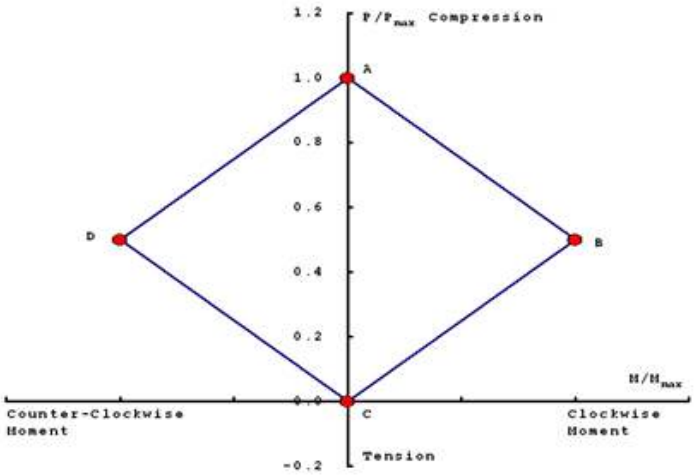


그림 3.3-3 탄성 기둥에서 하중-모멘트 관계, |fcu|≠|ftu| and |ftu|=0

그림 3.3.-2는 $f_{tu} = -f_{cu}$ 관계를 가지는 탄성 재료에 대한 결과이다. 그림 3.3-3은 f_{cu}의 값은 있지만, f_{tu}는 값이 없는, 즉 인장강도가 0인 탄성 재료의 상관도를 보여주며, 그림 3.3-4는 $f_{tu} = -\frac{f_{cu}}{2}$인 재료의 상관도를 나타낸다. 선 AB와 AD는 압축에 의한 파괴에 상응하는 하중 조합을, 선 BC와 DC는 인장에 의한 파괴에 상응하는 하중 조합을 의미한다. 각각의 경우에서 그림 3.3-2~그림 3.3-5에서의 점 B와 D는 재료의 인장 혹은 압축 저항력에 완전히 도달한 균형 파괴를 나타낸다.

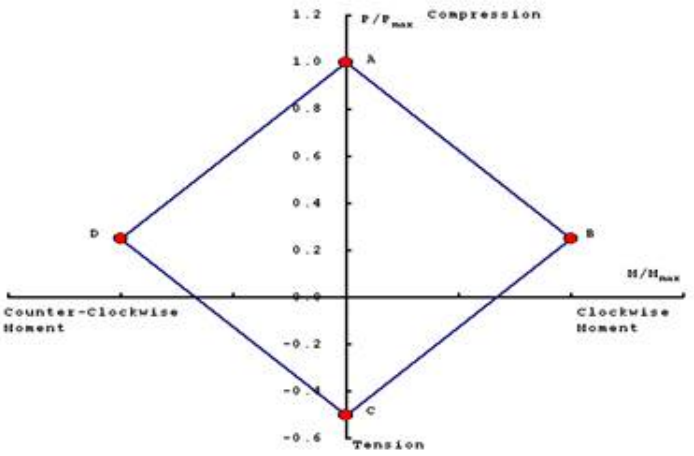


그림 3.3-5 탄성 기둥에서의 하중-모멘트 관계, |fcu|≠|ftu|

철근콘크리트는 탄성이 아니고 압축강도에 비해 더 작은 인장강도를 가진다. 그러나 부재의 인장부분의 철근에 의해 유효한 인장 강도가 확보된다. 이러한 이유 때문에 철근

콘크리트의 상관도의 계산은 탄성재료보다 더 복잡하다. 그러나 일반적인 상관도의 모습은 그림 3.3-2와 비슷하다.

나. 철근콘크리트 교각에서의 P-M 상관도

(1) 변형률

ACI Code 같은 현재 규정에 의해 추천되는 R.C 기둥의 상관도를 구하는 방법에 의하면, 축력과 모멘트는 응력 블록으로 가정되어 계산되며, 이러한 방법은 재로 비선형과 콘크리트의 구속강도를 고려할 수 없다. 일반적으로 사용되는 계산 과정은 하나의 어떠한 변형률 분포에 대해 그림 3.3-6에 설명되어 있다. 단면과 가정된 변형률 분포는 그림 3.3-6에 나와 있다. 최대 압축 변형률(ϵ_{cu})은 단면의 파괴 시에 상응하는 0.003으로 하였다. 중립축의 위치와 각 철근에 대한 변형률은 변형률 분포에 의해 계산되었다.

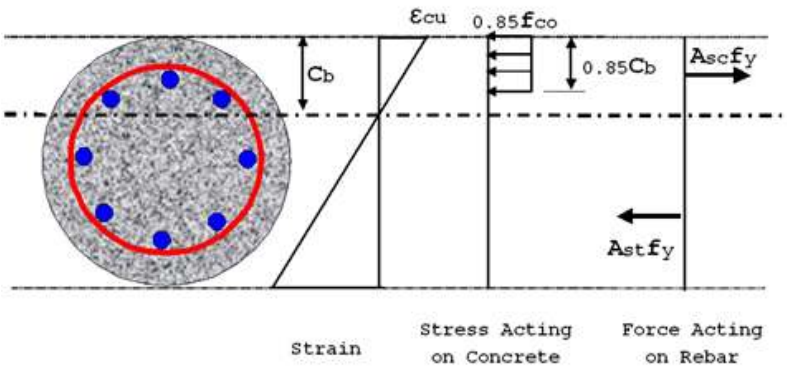


그림 3.3-6 Calculation of Axial Force and Moment by Current Specifications

이 방법에서 콘크리트에 작용하는 압축력은 가정된 응력 블록에 의해 계산된다. 응력 블록은 비구속 콘크리트 강도(f_{co})의 85%의 크기를 가지고 응력 블록의 길이는 중립축에서 기둥의 바깥 면까지의 거리(C_b)의 85%로 가정된다. 그리고 종철근에 작용하는 힘은 각각의 철근에 걸리는 응력에 의해 계산된다. 철근에 작용하는 힘은 응력과 작용하는 면적(A_{sc})의 곱으로 계산한다. 마지막으로 축력(P_n)은 콘크리트와 스틸에 걸리는 각각의 힘의 합으로 계산되고, 모멘트(M_n)는 단면의 중심축에 대한 축력의 모멘트의 합으로 계산된다. 이러한 P_n 과 M_n의 값은 상관도의 한 점을 나타낸다. 그러나 횡철근에 의해 구속된 콘크리트의 강도 증진과 종철근의 변형경화를 고려하지 않았기 때문에 너무 보수적이고 비정확하다.

계산 과정은 그림 3.3-7에 설명되어 있다. 기둥의 바깥 면의 최대 압축 변형률(ϵ_{cou})은 구속 콘크리트의 최대 압축 변형률(ϵ_{ccu})에 좌우되며, 그 값은 개발된 콘크리트 모델로부터 계산된다. 이러한 구속 콘크리트의 최대 압축 변형률은 콘크리트의 면과 횡철근이 접

하는 지점에 위치한다. 내부의 콘크리트는 구속이 되어있고, 커버 콘크리트는 비구속 상태이기 때문에 커버콘크리트의 극한 변형률은 내부 콘크리트의 변형률보다 훨씬 더 작다. 따라서 비록 내부 콘크리트의 압축 변형률이 극한 상태에 도달하지 않더라도 커버 콘크리트의 변형률은 비구속 콘크리트의 극한 변형률에 도달할 수도 있다. 이러한 상태에서 커버 콘크리트에는 축력에 작용하지 않으며, 커버 콘크리트는 떨어져 나간 것으로 고려된다.

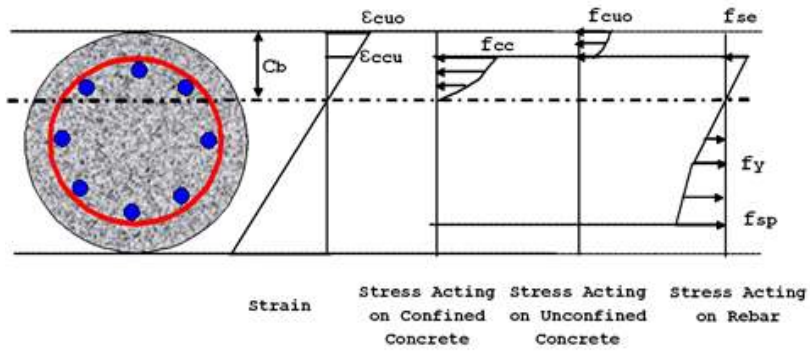


그림 3.3-7 Calculation of Axial Force and Moment by Proposed Method

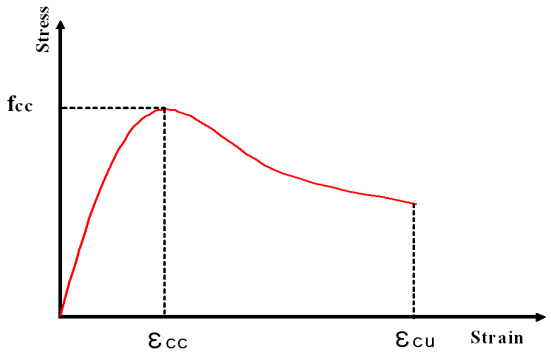


그림 3.3-8 콘크리트의 재료모델

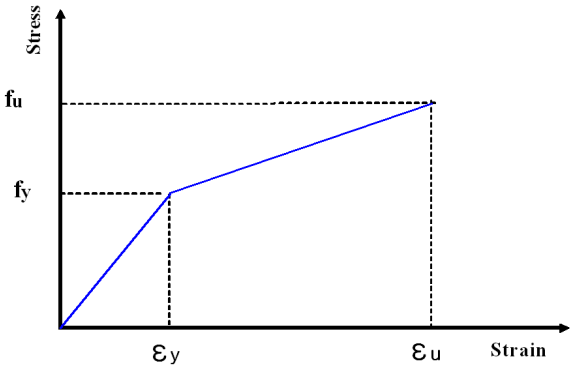


그림 3.3-9 강재의 재료모델

콘크리트의 응력은 변형률에 상응하게 개발된 콘크리트의 모델로부터 계산된다. 콘크리트에 작용하는 축력은 각 단계별로 응력을 적분함으로서 계산될 수 있다. 또한 콘크리트의 모멘트도 각 단계별로 축력과 중심으로부터의 거리를 적분함으로서 계산된다. 스틸의 축력과 모멘트도 같은 방법으로 계산된다. 철근의 재료모델은 bilinear 모델로 가정된다. 만약 어떤 위치에서 변형률에 상응하는 응력이 항복 응력보다 크다면, 응력은 스틸의 변형경화로 고려되어 계산된다. 만약 스틸의 변형률이 극한 변형률을 넘어서면, 그에 맞는 스틸의 응력은 0이 되고, 종철근이 파괴된 것으로 생각된다. 총 축력과 모멘트는 콘크리트와 스틸의 각각의 개별적 축력과 모멘트의 합으로 구한다. 그림 3.3-8과 그림 3.3-9는 이렇게 제안된 방법으로 선택된 콘크리트와 스틸의 재료모델을 보여준다.

(2) 계산방법

변형률 적합성과 역학을 이용하여 얻어낸 상관도의 다양한 점을 계산하는 것이 필요하다. 기둥 단면의 각 부분의 축력과 모멘트가 계산되고 총 축력(P_n)과 총 모멘트(M_n)는 변형률이 변함에 따른 각 단계의 각각의 개별적인 값의 합으로 계산된다.

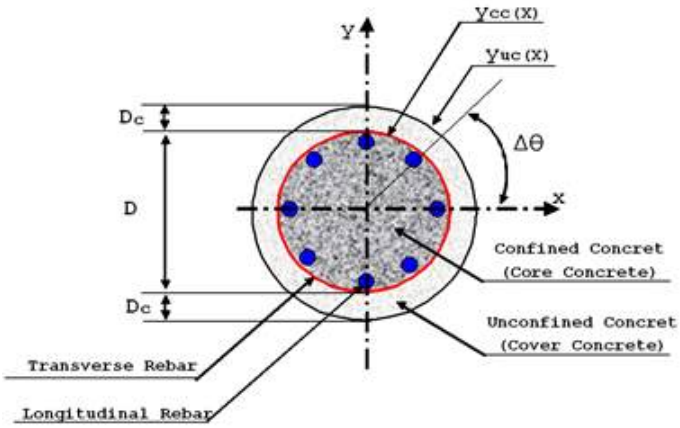


그림 3.3-10 RC 단면

그림 3.3-10은 R.C 기둥의 단면을 보여준다. 구속된 콘크리트의 직경은 D, 커버 콘크리트의 두께는 D_C로 표시됐다. 기둥 단면의 중심을 x-y좌표의 (0,0)로 정하면, 내부 콘크리트와 커버 콘크리트의 형상은 x에 대한 함수로 정의될 수 있다. 종철근의 개수를 N_R라고 하면, 기둥의 중심에 대한 이웃한 두 종철근 사이의 각은 $\frac{2\pi}{N_R}$이 된다. i번째 종철근의 x좌표를 x_{RBi}라고 하면, 그 값은 Eq. 5.6으로 주어진다. 종철근의 위치 계산시 종철근과 횡철근의 직경은 무시한다.

$$x_{RBi} = \frac{D}{2} \cdot \cos\theta_i \tag{3.3.4}$$

$$\theta_i = i\Delta\theta \quad , \; i = 1 \text{ to } N_R \tag{3.3.5}$$

$$\Delta\theta = \frac{2\pi}{N_R} \tag{3.3.6}$$

여기서, N_R : 종철근의 개수

$\Delta\theta$: 이웃한 종철근 사이의 각

D : 구속된 내부 콘크리트의 직경

x_{RBi} : i번째 종철근의 x좌표

기둥의 변형률은 하중의 편심거리가 바뀜에 따라 바뀐다. 내부 콘크리트의 우측끝부분

의 변형률은 ϵ_R로 정하고, 그 좌표는 (D/2, 0)이 된다. 내부 콘크리트의 좌측끝부분의 변형률은 ϵ_L로 정하고, 그 좌표는 (-D/2, 0)이 된다. 초기에 ϵ_L와 ϵ_R는 개발된 콘크리트 모델에서 계산된 콘크리트의 극 변형률(ϵ_{cc})과 같다. 이번 단계에서는 모멘트 없이 순 축하중만 존재한다. 그림 3.3-11(a)가 이번 단계를 보여준다. ϵ_R가 ϵ_{cc}로 고정되고 ϵ_L가 인장 변형률로 바뀌게 되면, 변형률 분포는 그림 3.3-11(b)와 그림 3.3-11(c)처럼 바뀐다. 마지막으로 인장에 의해 종철근이 끊어지거나, 콘크리트가 압축부에서 파괴될 때 기둥이 파괴된다. 압축부에서 콘크리트는 횡철근의 파괴에 의해 부서진다. 따라서 상관도는 변형률 분포의 각 단계별 축력과 모멘트를 계산함으로서 구할 수 있다.

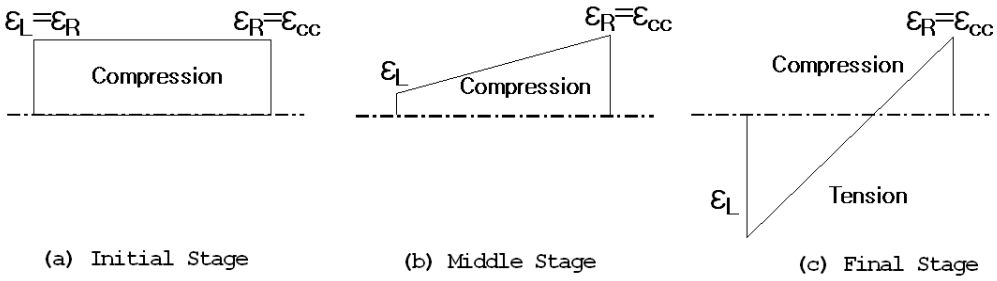


그림 3.3-11 변형률 분포

변형률 분포에서 종철근에 걸리는 축력과 모멘트는 다음과 같이 계산할 수 있다. 내부 콘크리트의 좌측끝부분과 i번째 종철근 사이의 거리(Δx_i)는 식 3.3.7로 주어진다. 그림 3.3-12는 종철근의 위치와 변형률 분포를 보여준다. 종철근의 변형률을 계산함으로서 그 종철근에 작용하는 축력과 모멘트를 얻어낼 수 있다.

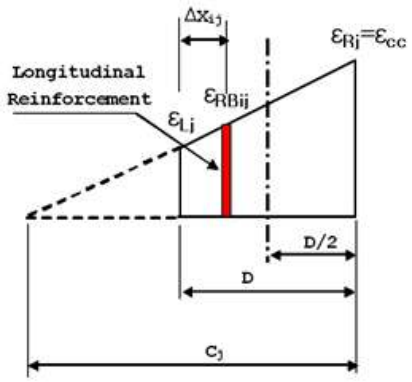


그림 3.3-12 종철근의 변형률 분포

$$\Delta x_{ij} = \frac{D}{2} + x_{RB\,ij} \tag{3.3.7}$$

변형률 분포에서의 기울기($\Delta\epsilon_j$)는 식 3.3.8로 나타낼 수 있고, i번째 종철근의 변형률($\Delta\epsilon_{RBij}$)은 식 3.3.9로 주어진다.

$$\Delta\epsilon_j = \frac{\epsilon_{Rj} - \epsilon_{Lj}}{D} \tag{3.3.8}$$

$$\Delta\epsilon_{RBi} = \epsilon_{Lj} + \Delta\epsilon_j \cdot \Delta x_{ij} \tag{3.3.9}$$

여기서, Δx_{ij} : 변형률 분포의 j번째 단계에서 내부 콘크리트의 좌측끝부분에서 i번째 종철근까지의 x축 거리

$\Delta\epsilon_j$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 변형률 분포의 기울기

ϵ_{Lj} : 변형률 분포의 j번째 단계에서 구속 콘크리트의 좌측 끝부분 변형률

ϵ_{Rj} : 변형률 분포의 j번째 단계에서 구속 콘크리트의 우측 끝부분 변형률

$\Delta\epsilon_{RB\,ij}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 i번째 종철근의 변형률

따라서 변형률 분포의 j번째 단계에서 종철근에 작용하는 축력과 모멘트는 식 3.3.10와 식 3.3.11로 나타낼 수 있다. 여기서 $f_{RB\,ij}$는 변형률이 $\epsilon_{RB\,i}$일 때의 종철근의 응력이다.

$$P_{RB\,j} = \sum_{i=1}^{N_R} f_{RB\,ij} \cdot A_n \tag{3.3.10}$$

$$M_{RB\,j} = \sum_{i=1}^{N_R} f_{RB\,ij} \cdot A_N \cdot x_{RB\,ij} \tag{3.3.11}$$

$$f_{RB\,ij} = E_{RBE} \cdot \epsilon_{RB\,i} \quad (\epsilon_{RB\,ij} \le \epsilon_{RBY}) \tag{3.3.12}$$

$$f_{RB\,ij} = f_{RBY} + E_{RBP} \cdot \epsilon_{RB\,i} \quad (\epsilon_{RB\,ij} > \epsilon_{RBY}) \tag{3.3.13}$$

$$E_{RBE} = \frac{f_{RBY}}{\epsilon_{RBY}} \tag{3.3.14}$$

$$E_{RBP} = \frac{f_{RBU} - f_{RBY}}{\epsilon_{RBU} - \epsilon_{RBY}} \tag{3.3.15}$$

여기서, A_N : 종철근의 단면적

ϵ_{RBY} : 종철근의 항복 변형률

ϵ_{RBU} : 종철근의 극한 변형률

f_{RBY} : 종철근의 항복 응력

f_{RBU} : 종철근의 극한 응력

E_{RBE} : 종철근의 탄성계수

E_{RBP} : 종철근의 소성계수

$f_{RB\,ij}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 종철근에 작용하는 응력

P_{RBj} : 변형률 분포의 j번째 단계에서의 축력

$M_{RB\,j}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서의 모멘트

커버 콘크리트에서는 커버 콘크리트의 바깥선과 안쪽 선이 x에 대한 함수인 $y_{uc}(x)$, $y_{\alpha c}(x)$로 각각 정의 될 수 있다. 이 함수는 식 3.3.16과 식 3.3.17에 나와 있다.

$$y_{uc}(x) = \sqrt{\left(\frac{D+2D_c}{2}\right)^2 - x^2} \tag{3.3.16}$$

$$y_{\alpha c}(x) = \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - x^2} \tag{3.3.17}$$

여기서, D : 구속 콘크리트의 직경

D_c : 커버 콘크리트의 두께

j번째 단계에서 변형률이 기둥 단면에서 그림 3.3-13처럼 분포한다면, 축력과 모멘트는 다음과 같이 계산된다. c_j는 그림 3.3-12와 그림 3.3-13에서 변형률 분포의 j번째 단계에서 중립축까지의 거리이다. 이 c_j는 식 3.3.18로부터 식 3.3.19로 표현 된다.

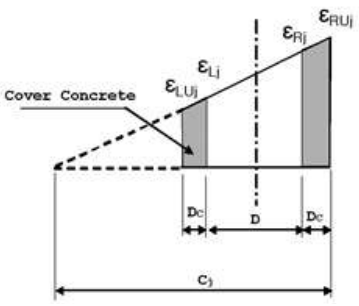


그림 3.3-13 콘크리트의
변형률 분포

$$\epsilon_{Lj} = \epsilon_{Rj} \frac{c_j - D}{c_j} \tag{3.3.18}$$

$$c_j = D \frac{\epsilon_{Rj}}{\epsilon_{Rj} - \epsilon_{Lj}} \tag{3.3.19}$$

커버 콘크리트의 좌측과 우측 끝부분의 변형률 ϵ_{LUj}와 ϵ_{RUj}는 식 3.3.20과 식 3.3.21에 나와 있다.

$$\epsilon_{LUj} = \frac{c_j - (D + D_c)}{c_j} \epsilon_{Rj} = \epsilon_{Lj} - \Delta\epsilon_j D_c \tag{3.3.20}$$

$$\epsilon_{RUj} = \frac{c_j + D_c}{c_j} \epsilon_{Rj} = \epsilon_{Rj} + \Delta\epsilon_j D_c \tag{3.3.21}$$

여기서, c_j : 변형률 분포의 j번째 단계에서 중립축까지의 거리

ϵ_{LUj} : 변형률 분포의 j번째 단계에서 커버콘크리트의 좌측 끝부분의 변형률

ϵ_{RUj} : 변형률 분포의 j번째 단계에서 커버콘크리트의 우측 끝부분의 변형률

그림3.3-14에 보이는 것처럼 기둥 단면을 작은 부분으로 나누면, 커버 콘크리트의 i번째 부분의 면적, $A_{UC\,i}$는 식 3.3.22와 식 3.3.23으로 나타낼 수 있다. 커버 콘크리트의 i번째 부분의 x 좌표는 $x_{UC\,i}$로 표현된다.

$$A_{UC\,i} = 2\int_{x_{UC\,i}}^{x_{UC\,i+1}} y_{uc}(x)\,dx \quad : \text{ when } x^2 > \left(\frac{D}{2}\right)^2 \tag{3.3.22}$$

$$A_{UC\,i} = 2\int_{x_{UC\,i}}^{x_{UC\,i+1}} y_{uc}(x) - y_{cc}(x)\,dx \quad : \text{ when } x^2 \le \left(\frac{D}{2}\right)^2 \tag{3.3.23}$$

$$\Delta x_{UC} = \frac{D + 2D_c}{N_{UC}} \tag{3.3.24}$$

$$x_{UC\,i} = i\Delta x_{UC} - \frac{D + 2D_c}{2} \tag{3.3.25}$$

여기서, N_{UC} : 나누어진 커버 콘크리트의 개수

Δx_{UC} : 나누어진 커버 콘크리트의 길이

$x_{UC\,i}$: 커버 콘크리트의 i번째 부분의 x 좌표

$A_{UC\,i}$: 커버 콘크리트의 i번째 부분의 면적

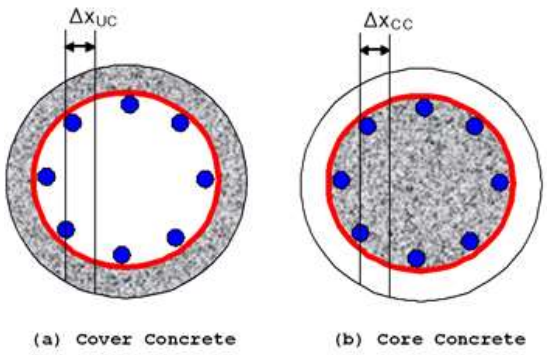


그림 3.3-14 Divided Section

i번째 부분에서의 변형률은 식 3.3.26로 주어지고, i번째 부분의 응력은 주어진 변형률에 상응하는 값을 가지고, 개발된 콘크리트 모델(3장에서 언급된 비구속 콘크리트 모델)로부터 계산될 수 있다. 그 값은 식 3.3.27에 나와 있다. 변형률 분포의 j번째 단계에서 커버 콘크리트에 작용하는 축력과 모멘트는 식 3.3.28과 식 3.3.29로 주어진다.

$$\epsilon_{UC\,i,j} = \epsilon_{LU\,j} + i\Delta\epsilon_j \Delta x_{UC} \tag{3.3.26}$$

$$f_{UC}(\epsilon_{UC\,i,j}) = \frac{f'_{co}\left(\frac{\epsilon_{UC\,i,j}}{\epsilon_{co}}\right)r}{r-1+\left(\frac{\epsilon_{UC\,i,j}}{\epsilon_{co}}\right)^r} \tag{3.3.27}$$

$$P_{UC\,j} = \sum_{i=0}^{N_{UC}} A_{UC\,i}\frac{f_{UC}(\epsilon_{UC\,i,j}) + f_{UC}(\epsilon_{UC\,i+1,j})}{2} \tag{3.3.28}$$

$$P_{UC\,ij} = A_{UC\,i}\frac{f_{UC}(\epsilon_{UC\,i,j}) + f_{UC}(\epsilon_{UC\,i+1,j})}{2} \tag{3.3.29}$$

$$M_{UC\,j} = \sum_{i=0}^{N_{UC}} P_{UC\,ij}\frac{x_{UC\,i} + x_{UC\,i+1}}{2} \tag{3.3.30}$$

여기서, $\epsilon_{UC\,i,j}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 커버 콘크리트의 i번째 부분의 변형률

구속 콘크리트는 그림 3.3-14(b)처럼 작은 부분으로 나누어지며, 구속 콘크리트의 i번째 부분의 면적, $A_{CC\,i}$는 식 3.3.31로 나타낼 수 있다. 구속 콘크리트의 i번째 부분의 x 좌표는 $x_{CC\,i}$로 표현된다.

$$A_{CC\,i} = 2\int_{x_{CC\,i}}^{x_{CC\,i+1}} y_{\alpha c}(x)\,dx \tag{3.3.31}$$

$$\Delta x_{CC} = \frac{D}{N_{CC}} \tag{3.3.32}$$

$$x_{CC\,i} = i\Delta x_{CC} - \frac{D}{2} \tag{3.3.33}$$

여기서, N_{CC} : 나누어진 구속 콘크리트의 개수

Δx_{CC} : 나누어진 구속 콘크리트의 길이

$x_{CC\,i}$: 구속 콘크리트의 i번째 부분의 x 좌표

$A_{CC\,i}$: 구속 콘크리트의 i번째 부분의 면적

i번째 부분에서의 변형률은 식 3.3.34로 계산할 수 있으며, i번째 부분에서의 응력은 주어진 변형률에 상응하는 값을 가지게 되고, 콘크리트 모델로부터 계산될 수 있다. 변형률 분포의 j번째 단계에서 구속 콘크리트에 작용하는 축력과 모멘트는 식 3.3.37와 식 3.3.38로 계산된다. 종철근의 변형률과 x 좌표는 식 3.3.35과 식 3.3.36으로 주어진다.

$$\epsilon_{CC\,i,j} = \epsilon_{L\,j} + i\Delta\epsilon_j\Delta x_{CC} \tag{3.3.34}$$

$$\epsilon_{CRB\,k,j} = \epsilon_{L\,j} + \Delta\epsilon_j\left(\frac{D}{2}\cdot\cos\theta_k + \frac{D}{2}\right) \tag{3.3.35}$$

$$x_{CRB\,k} = \frac{D}{2}\cdot\cos\theta_k \tag{3.3.36}$$

$$P_{CC\,j} = \sum_{i=0}^{N_{CC}} A_{CC\,i}\frac{f_{CC}(\epsilon_{CC\,i,j}) + f_{CC}(\epsilon_{CC\,i+1,j})}{2} - \sum_{k=1}^{N_R} A_N \bullet f_{CC}(\epsilon_{CRB\,k,j}) \tag{3.3.37}$$

$$P_{CC\,ij} = A_{CC\,i}\frac{f_{UC}(\epsilon_{CC\,i,j}) + f_{CC}(\epsilon_{CC\,i+1,j})}{2} \tag{3.3.38}$$

$$M_{CC\,j} = \sum_{i=0}^{N_{CC}} P_{CC\,i}\frac{x_{CC\,i} + x_{CC\,i+1}}{2} - \sum_{k=1}^{N_R} A_N \cdot f_{CC}(\epsilon_{CRB\,k,j}) \tag{3.3.39}$$

여기서, $\epsilon_{CC\,i,j}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 구속 콘크리트의 i번째 부분의 변형률

$\epsilon_{CRB\,k,j}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 종철근의 변형률

$x_{CRB\,k}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 종철근의 x 좌표

따라서 변형률 분포의 j번째 단계에서 전체 단면에 작용하는 총 축력과 총 모멘트는 식3.3.40과 식 3.3.41로 나타낼 수 있다.

$$P_j = P_{CC\,j} + P_{UC\,j} + P_{RB\,j} \tag{3.3.40}$$

$$M_j = M_{CC\,j} + M_{UC\,j} + M_{RB\,j} \tag{3.3.41}$$

상관도는 변형률 분포의 각 단계에서 (M_j ,P_j)의 점들을 이음으로서 얻을 수 있다.

다. 내부 구속 중공 RC 교각의 P-M 상관도

(1) 계산 방법

ICH R.C 교각에서 커버 콘크리트에 작용하는 축력과 모멘트는 중공 R.C 기둥과 같은 방법으로 구속 콘크리트와 종철근을 계산할 수 있다. 차이점은 구속 콘크리트의 재료 모델이다. 내부 튜브에 작용하는 축력과 모멘트를 고려해야 한다. 그림 3.3-15에 보이는 것과 같이 내부 콘크리트는 중공 부분을 가지고 있고, 내부 튜브에 의해 내부가 구속되어 있다. 따라서 내부 튜브에 대한 변형률, 응력, 축력, 모멘트와 단면 제원을 고려해야 한다. 내부 튜브의 바깥, 안쪽 선은 각각 x에 대한 함수 $y_h(x)$, $y_t(x)$로 정의될 수 있다. 함수식은 식 3.3.42과 식 3.3.43로 주어진다.

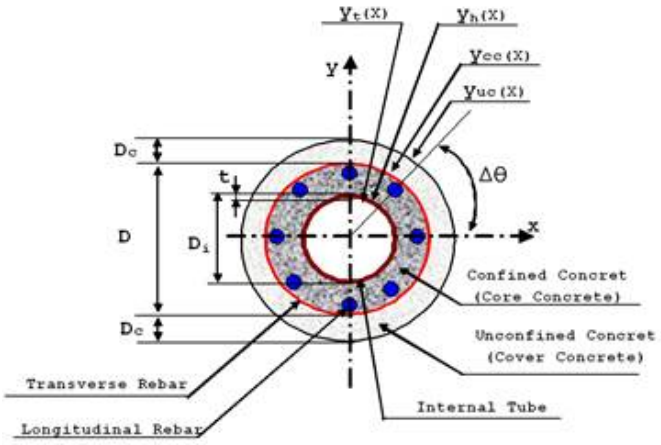


그림 3.3-15 ICH RC 교각의 단면

$$y_h(x) = \sqrt{\left(\frac{D_i}{2}\right)^2 - x^2} \tag{3.3.42}$$

$$y_t(x) = \sqrt{\left(\frac{D_i - 2t}{2}\right)^2 - x^2} \tag{3.3.43}$$

여기서, D_i : 중공 부분의 직경

t : 내부 튜브의 두께

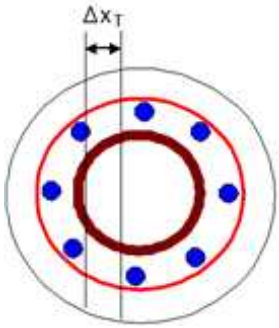


그림 3.3-16 단면 분할

그림 3.3-16 처럼 내부 튜브를 작은 부분으로 나누게 되면, 내부 튜브의 i번째 부분의 면적, A_{Ti}는 식 3.3.44와 식 3.3.45로 나타낼 수 있다. 내부 튜브의 i번째 부분의 x 좌표는 x_{Ti}로 표현된다.

$$A_{Ti} = 2\int_{x_{Ti}}^{x_{Ti+1}} y_h(x)\,dx \quad : \quad \text{when } x^2 > \left(\frac{D_i - 2t}{2}\right)^2 \tag{3.3.44}$$

$$A_{Ti} = 2\int_{x_{Ti}}^{x_{Ti+1}} y_h(x) - y_t(x)dx \quad : \quad \text{when } x^2 \le \left(\frac{D_i - 2t}{2}\right)^2 \tag{3.3.45}$$

$$\Delta x_T = \frac{D}{N_T} \tag{3.3.46}$$

$$x_{Ti} = i\Delta x_T - \frac{D_i}{2} \tag{3.3.47}$$

여기서, N_T : 나누어진 내부 튜브의 개수

Δx_T : 나누어진 내부 튜브의 x 축 길이

x_{Ti} : 내부 튜브의 i번째 부분의 x 좌표

A_{Ti} : 내부 튜브의 i번째 부분의 면적

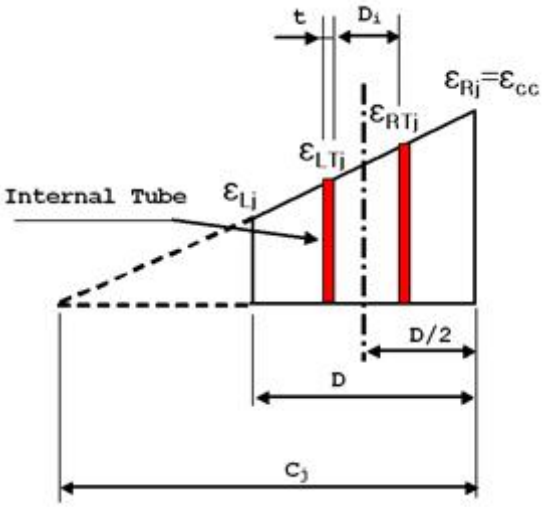


그림 3.3-16 내부 튜브의 변형률 분포

j번째 단계에서 기둥 단면에서의 변형률 분포가 그림 3.3-16에서의 모습과 같다면, 내부 튜브의 좌측, 우측 끝부분의 변형률 ϵ_{LTj}, ϵ_{RTj}은 각각 식 3.3.48와 식 3.3.49로 주어진다. 변형률 분포의 j번째 단계에서 내부 튜브의 i번째 부분의 변형률은 식 3.3.51로 주어진다.

$$\epsilon_{LTj} = \frac{c_j - \frac{1}{2}(D - D_i) - D_i}{c_j}\epsilon_{Rj} = \frac{c_j - \frac{1}{2}(D + D_i)}{c_j}\epsilon_{Rj} \tag{3.3.48}$$

$$\epsilon_{RT\,j} = \frac{c_j - \frac{1}{2}(D - D_i)}{c_j}\epsilon_{R\,j} = \epsilon_{R\,j} - \frac{\Delta\epsilon_j}{2}(D - D_i) \tag{3.3.49}$$

$$c_j = D\frac{\epsilon_{Rj}}{\epsilon_{Rj} - \epsilon_{Lj}} \tag{3.3.50}$$

$$\epsilon_{T\,i,j} = \epsilon_{L\,j} + i\Delta\epsilon_j\Delta x_T \tag{3.3.51}$$

i번째 부분의 응력은 주어진 변형률에 상응하는 값으로 계산된다. 변형률 분포의 j번째 단계에서 내부 튜브에 작용하는 축력과 모멘트는 식 3.3.52과 식 3.3.54로 계산된다.

$$P_{T\,j} = \sum_{i=0}^{N_T} A_{T\,i}\frac{f_T(\epsilon_{T\,i,j}) + f_T(\epsilon_{T\,i+1,j})}{2} \tag{3.3.52}$$

$$P_{T\,ij} = A_{T\,i}\frac{f_T(\epsilon_{T\,i,j}) + f_T(\epsilon_{T\,i+1,j})}{2} \tag{3.3.53}$$

$$M_{T\,j} = \sum_{i=0}^{N_T} P_{T\,i}\frac{x_{T\,i} + x_{T\,i+1}}{2} \tag{3.3.54}$$

여기서, $\epsilon_{T\,i,j}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 내부 튜브의 i번째 부분의 변형률

따라서 변형률 분포의 j번째 단계에서 전체 단면에 작용하는 총 축력과 총 모멘트는 각각 식 3.3.55와 식 3.3.56로 나타낼 수 있다. 식 3.3.52과 식 3.3.54는 원형 강관에만 사용 가능하다.

$$P_j = P_{CC\,j} + P_{UC\,j} + P_{RB\,j} + P_{T\,j} \tag{3.3.55}$$

$$M_j = M_{CC\,j} + M_{UC\,j} + M_{RB\,j} + M_{T\,j} \tag{3.3.56}$$

상관도는 변형률 분포의 각 단계에서 (M_j ,P_j)의 점들을 이음으로서 얻을 수 있다.

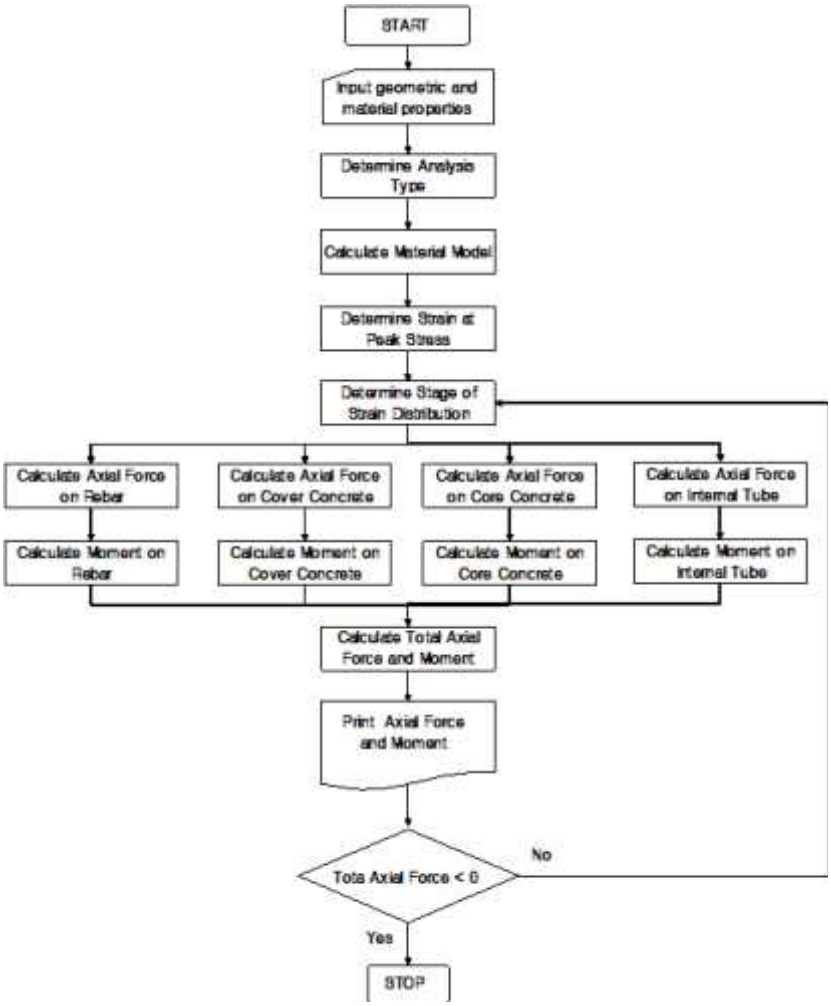


그림 3.3-17 상관도 계산 흐름도

(2) 예제

그림 3.3-18은 각각 다른 콘크리트 강도를 가지는 ICH R.C 교각의 상관도를 보여준다. 선 A, B, C는 비구속 콘크리트 강도가 각각 20MPa, 25MPa, 30MPa일 때 구속효과를 고려한 상관도이다. 선 D는 비구속 콘크리트 강도가 25MPa일 때 구속효과를 고려하지 않은 상관도이다. 내부 튜브의 두께는 3mm이다. 그림 3.3-19은 내부 튜브의 두께에 변화를 준 ICH R.C 교각의 상관도를 보여준다. 선 A, B, C는 내부 튜브의 두께가 각각 1mm, 2mm, 3mm일 때 구속효과를 고려한 상관도이다. 그림 3.3-19에서 비구속 콘크리트의 강도는 25MPa이다.

표 3.3-1 단면제원

구속 콘크리트의 직경	60cm
횡철근의 직경	1.30cm
횡철근의 간격	5cm
종철근의 직경	1.90cm
종철근의 개수	12
커버 콘크리트의 두께	4.00cm
내부 튜브의 두께	1, 2, 3mm
내부 튜브의 외부직경	40cm

표 3.3-2 재료 물성치

비구속 콘크리트의 압축 강도	20, 25, 30MPa
횡철근의 항복 응력	237.6MPa
횡철근의 극한 변형률	0.160
종철근의 탄성계수	206010MPa
종철근의 항복 응력	237.6MPa
종철근의 극한 변형률	0.160
종철근의 극한 응력	343.35MPa
내부 튜브의 항복 강도	250MPa
내부 튜브의 극한 강도	392.4MPa
내부 튜브의 탄성계수	206010MPa
내부 튜브의 극한 변형률	0.160

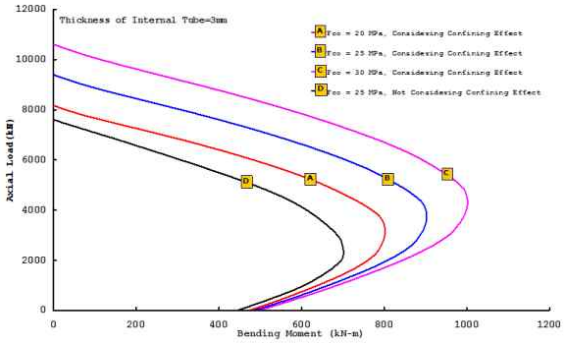


그림 3.3-18 콘크리트 강도 변화에 따른 P-M 상관도

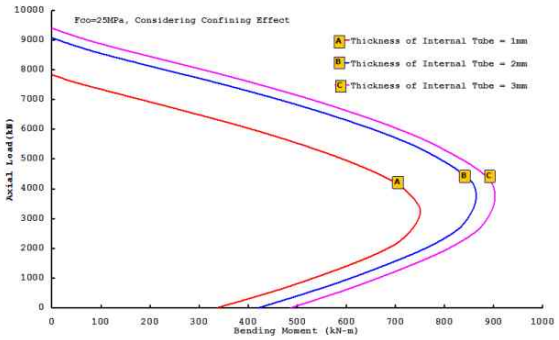


그림 3.3-19 내부튜브 두께에 따른 P-M 상관도

2. 전용 설계 sheet 작성

가. 기본 이론

(1) Mander의 콘크리트 모델

횡구속된 철근 콘크리트의 거동에 대한 초기의 여러 연구에 의해, 구속된 콘크리트의 강도에 대해 다음과 같은 관계식이 제안되었다.

$$f_{cc}^{'} = f_{co}^{'} + k_1 f_l \tag{3.3.57}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co}\left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{co}^{'}}\right) \tag{3.3.58}$$

여기서,

$f_{cc}^{'}, \epsilon_{cc}$: 횡구속 압력(f_l)을 받는 콘크리트의 최대 응력, 변형률

$f_{co}^{'}, \epsilon_{co}$: 횡구속 압력(f_l)을 받지 않는 콘크리트의 최대 응력, 변형률

k_1, k_2 : 콘크리트 배합과 횡구속 압력의 함수로 표현되는 계수

Richard et al.(1928)은 다양한 실험결과를 통해, 콘크리트 배합과 횡구속 압력의 함수로 표현되는 계수 값에 대해 $k_1 = 4.1$, $k_2 = 5k_1$이라는 평균값을 제안하였다. 그 후 Balmer(1949)는 그의 실험결과를 토대로, k_1은 4.5~7.0 사이의 값이며 평균값으로 5.6을 사용하도록 주장하였다. 또한 Richart et al.(1928)은 나선철근(circular steel spiral)을 어느 정도 일정간격으로 촘촘히 배근함으로써, 콘크리트에 충분한 횡구속 압력을 가할 수 있다고 발표하였다. 그 외에도 Mander et al.(1984), Scott et al.(1982), Sheikh and Uzumeri(1980), Vellenas et al.(1977) 등에 의해서도 full-size의 수많은 실험연구가 수행되어 졌다. 구속효과 증진을 위한 이들 연구의 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 횡철근의 배근간격이 좁을수록 구속효과 증진
- 추가적인 overlapping hoops나 tie가 단면 내 존재할 경우
- 축방향 철근이 기둥의 둘레(perimeter)에 균일하게 배근될 경우
- 횡철근비나 횡철근의 항복강도가 증가할수록 구속효과 증진
- 직사각형 모양의 hoop보다는 나선철근(spiral)이나 circular hoop가 사용될 경우

또한 이들은 결론적으로 콘크리트의 구속효과가 콘크리트의 응력-변형율 관계에 미치는 영향이 상당히 크다고 언급하고 있다. 본 연구에서는 Mander et al.의 모델을 통해 재료 비선형을 고려한 연성거동의 특성연구를 수행하고자 한다. Mander et al.(1984)은 Popovics(1973)의 제안식을 근간으로, 원형과 직사각형 모양의 횡철근에 모두 적용 가능한 구속된 콘크리트의 응력-변형율 관계를 제안하였다. 이 모델은 그림 3.3-20과 같으며, 그림 3.3-21와 같이 원형 hoop 철근에 의해 구속된 콘크리트 심부 단면을 통해 다음과 같은 식을 제시하였다.

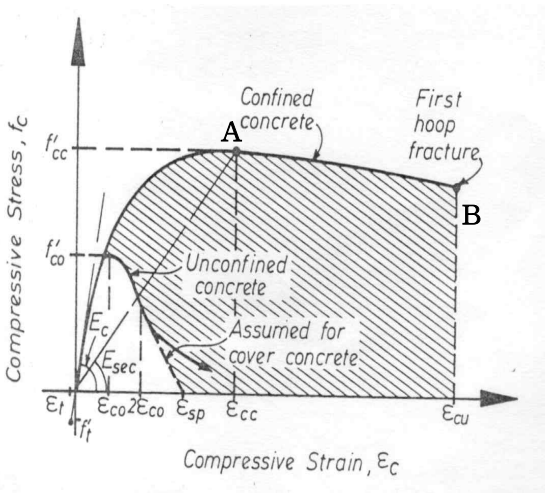


그림 3.3-20. 구속된 콘크리트와 비구속 콘크리트에 대한 응력-변형률 모델

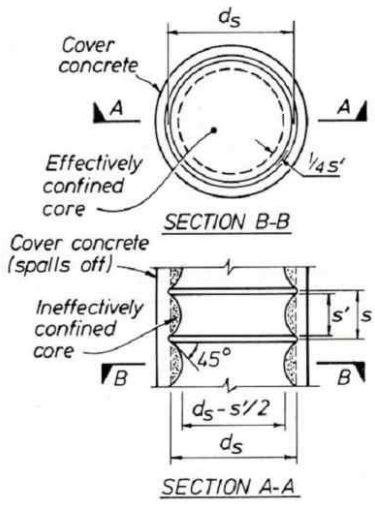


그림 3.3-21. 원형 hoop 철근에 의해 구속된 콘크리트 심부

$$\frac{f_{cc}'}{f_{co}'} = (-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{co}'}} - \frac{2 f_l'}{f_{co}'}) \tag{3.3.59}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002\,[1 + 5\,(f_{cc}'/f_{co}' - 1)]nm \tag{3.3.60}$$

$$f_l' = f_l \cdot k_e \tag{3.3.61}$$

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \tag{3.3.62}$$

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \tag{3.3.63}$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \text{ for } circular\ hoop \tag{3.3.64}$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \tag{3.3.65}$$

$$A_e = \frac{\pi}{4}\left(d_s - \frac{s'}{2}\right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2 \tag{3.3.66}$$

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \tag{3.3.67}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}'} \tag{3.3.68}$$

여기서,

f_{cc}' : 구속된 콘크리트의 압축강도(kgf/cm^2)

f_{co}' : 구속되지 않은 콘크리트의 압축강도(kgf/cm^2)

f_l : 횡철근에 의한 구속응력(kgf/cm^2)

f_l' : 횡철근에 의한 유효 구속응력(kgf/cm^2)

A_{cc} : 심부 콘크리트의 면적(cm^2)

A_e : 유효 구속된 심부 콘크리트의 면적(cm^2)

ρ_s : 횡철근비(transverse reinforcement ratio)

ρ_{cc} : 축방향 철근비(longitudinal reinforcement ratio)

여기서 k_e는 그림 3.3-21과 같이 횡철근과 주철근 사이의 구속 콘크리트 중 구속효과가 없는 부분을 고려하기 위한 상수로써, 원형기둥에서는 보통 0.95를 사용한다. 결국 Mander et al.의 제안식에서 구속응력(f_l')이 삼축 압축상태의 콘크리트 강도를 결정하는 중요한 변수임을 알 수 있다.

(2) 휨 모멘트 곡률 관계 해석

소성힌지에 따라 휨 내력을 보수적인 결과를 내지 않게 평가하기 위해서는 문제가 있

다. 여기서 다음과 같은 설계법을 따른다.

- 소성힌지의 설계 휨 내력은 재료 강도 특성에 따라 해석한다. (항복강도 $f_{ye} = 1.1 f_y$, 압축강도 $f_{ce}' = 1.3 f_c'$)
- 최외연 압축변형 ($\epsilon_c = 0.004$)
- 압축 영역에 대한 콘크리트의 응력-변형률 관계를 나타내기 위해 등가 직사각형 블록을 가정한다.
- 신뢰 휨 내력을 구하기 위해서는 휨 내력 저감 계수 $\phi_f = 1.0$을 사용한다.

콘크리트의 응력-변형률 관계는 피복 콘크리트와 코어 콘크리트 영역에서 허용압축강도나 허용 변형률이 달리지기 때문에 따로 구별하여야 한다. 그림 3.3-22와 3.3-23에 나타낸 바와 같이 원형 단면 기둥에 대한 휨 모멘트-곡률 관계는 최외연 변형이 ϵ_c가 되는 상태에 대해서 축력과 휨모멘트가 평형하도록 산출한다.

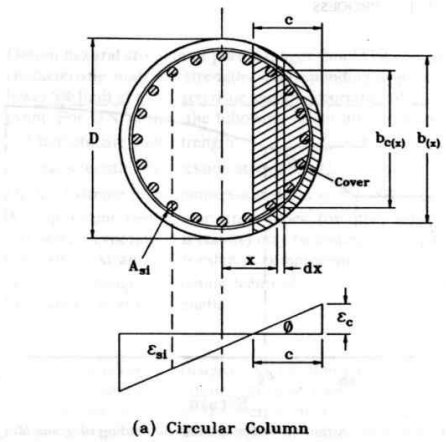


그림 3.3-22 원형 단면의 모멘트-곡률 해석

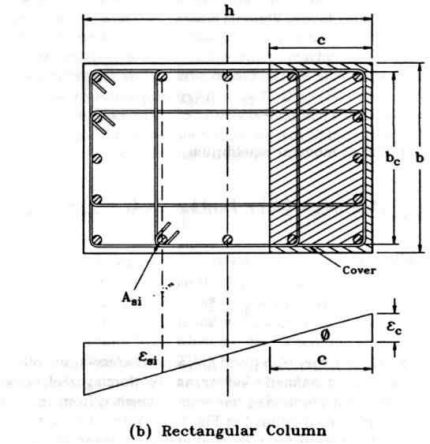


그림 3.3-23 각형 단면의 모멘트-곡률 해석

축력의 평형은

$$P = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_{c(\epsilon_x)} + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu(\epsilon_x)}] dx + \sum_{i=1}^{n} A_{si} f_{s(\epsilon_\xi)} \qquad (3.3.69)$$

여기서, $\epsilon_x = \frac{\epsilon_c}{c}(x - 0.5D + c)$

또, 휨모멘트의 평형은

$$M = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_{c(\epsilon_x)} + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu(\epsilon_x)}] x dx + \sum_{i=1}^{n} A_{si} f_{s(\epsilon_\xi)} x_i \qquad (3.3.70)$$

여기서 곡률은, $\phi = \frac{\epsilon_c}{c}$

식 3.3.69과 식 3.3.70에서 $f_{c(\epsilon)}$, $f_{cu(\epsilon)}$, $f_{s(\epsilon)}$는 각각 구속 콘크리트, 불구속 콘크리트, 철근의 응력-변형률 관계이며, A_{si}는 도심축에서 x_i 위치에 있는 철근의 단면적이다.

축력 P와 최외연 압축 변형을 사용하여 식 3.3.69에서 시행착오법으로 c의 값을 구할 수 있다.

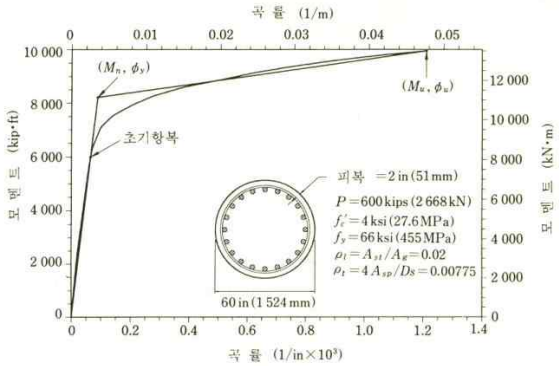


그림 3.3-24 모멘트-곡률 Bilinear 근사

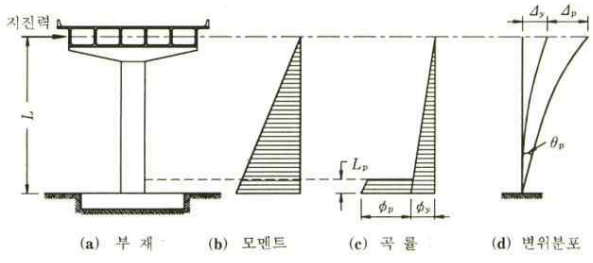


그림 3.3-25 교각의 소성 변형

소성 힌지가 생기는 단면의 모멘트-곡률 관계를 그림 3.3-24와 같이 바이리니어에 의해 근사한다. 최대 소성 곡률 ϕ_p는 한계 압축 변형 ϵ_{cu}에 대응하는 극한 곡률 ϕ_u와 항복 곡률 ϕ_y의 차이다. 즉

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \tag{3.3.71}$$

소성 곡률은 그림 3.3-25에서 보는 바와 같이 소성 힌지의 길이 L_p에서 일정하다고 가정한다. 소성힌지의 길이는 이것에 의해 산출되는 소성 곡률이 실제로 구조물에 발생하는 소성 곡률과 일치하게 설정한다.

$$L_p = 0.08L + 0.22 f_{ye} d_{bl} \tag{3.3.72}$$

여기서, L_p : 소성힌지의 길이
L : 기둥의 길이
f_{ye} : 주철근의 항복 강도
d_{bl} : 주철근의 직경

항복 곡률 ϕ_y와 극한 곡률 ϕ_u은 모멘트 곡률 해석을 하지 않아도 계산할 수 있는데, 그림 3.3-26과 같은 균열 단면의 등가 강성 I_e를 구하는 그래프를 이용하면 항복 곡률은 근사적으로 구할 수 있다.

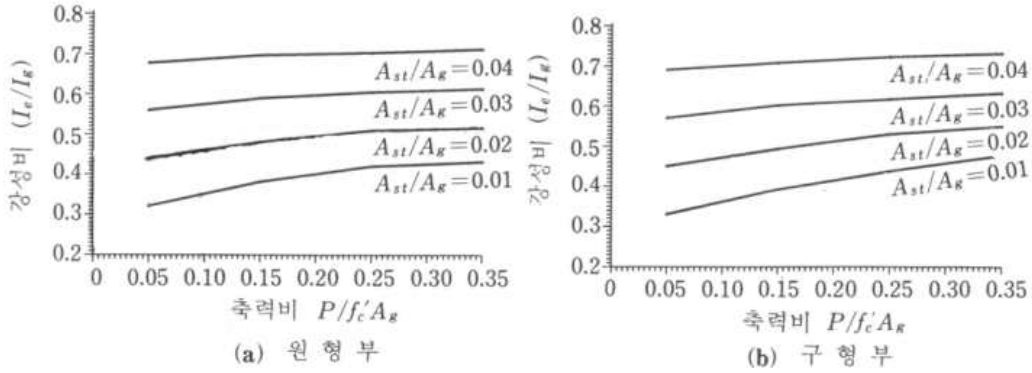


그림 3.3-26 균열 단면의 유효 강성비

$$\phi_y = \frac{M_n}{E_c I_e} \tag{3.3.73}$$

휨 모멘트가 최대가 되는 단면에서 압축연의 항복 변형률 ϵ_{cu}에서,

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c_u} \tag{3.3.74}$$

여기서, C_u : 중립축까지 깊이(P-M 상관도 작성시 구할 수 있음.)
E_c : 탄성계수
ϵ_{cu} : 구속 콘크리트의 극한 변형률

단면의 곡률 연성도는

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{3.3.75}$$

식 3.3.75와 같은 곡률 연성도를 변위 연성도로 나타내면,

$$\mu_\triangle = 1 + 3(\mu_\phi - 1)(L_p/L)(1 - 0.5(L_p/L)) \tag{3.3.76}$$

여기서, L : 교각의 유효 길이
$\mu_\triangle$: 변위 연성도

나. Excel Sheet를 이용한 설계 프로그램 작성

(1) 설계 Sheet의 상세 내용

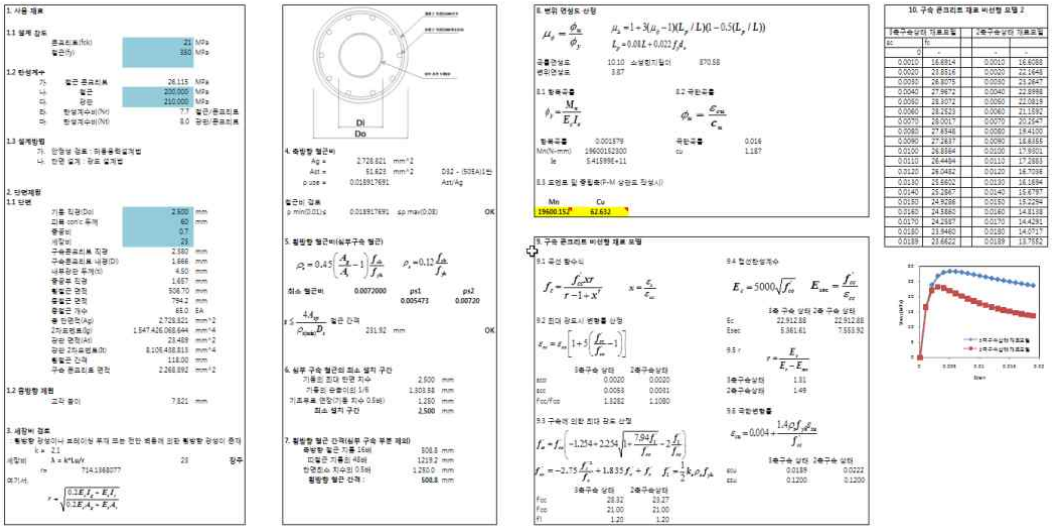
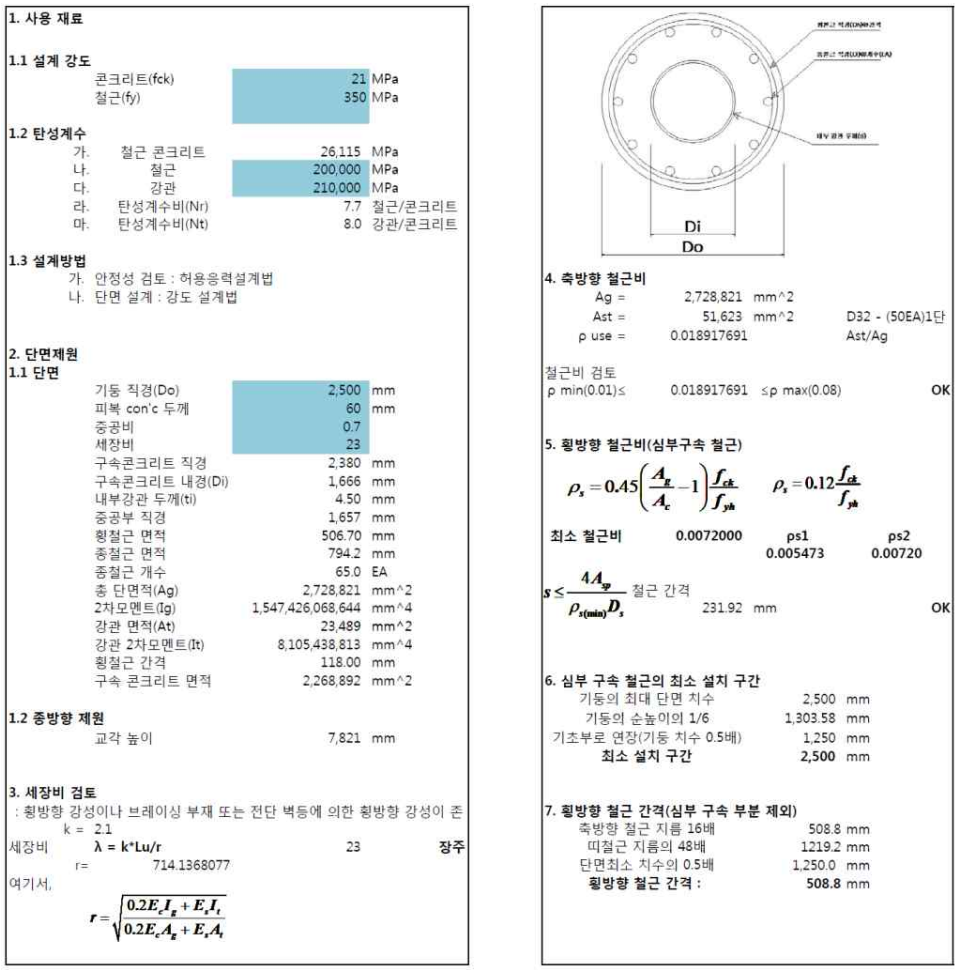


그림 3.3-27 내부 구속 중공 RC 교각 설계 Sheet



1. 사용 재료

1.1 설계 강도

	콘크리트(fck)	21	MPa
	철근(fy)	350	MPa

1.2 탄성계수

가.	철근 콘크리트	26,115	MPa
나.	철근	200,000	MPa
다.	강관	210,000	MPa
라.	탄성계수비(Nr)	7.7	철근/콘크리트
마.	탄성계수비(Nt)	8.0	강관/콘크리트

1.3 설계방법

가. 안정성 검토 : 허용응력설계법

나. 단면 설계 : 강도 설계법

2. 단면제원

1.1 단면

기둥 직경(Do)	2,500	mm
피복 con'c 두께	60	mm
중공비	0.7	
세장비	23	
구속콘크리트 직경	2,380	mm
구속콘크리트 내경(Di)	1,666	mm
내부강관 두께(ti)	4.50	mm
중공부 직경	1,657	mm
횡철근 면적	506.70	mm
종철근 면적	794.2	mm
종철근 개수	65.0	EA
총 단면적(Ag)	2,728,821	mm^2
2차모멘트(Ig)	1,547,426,068,644	mm^4
강관 면적(At)	23,489	mm^2
강관 2차모멘트(It)	8,105,438,813	mm^4
횡철근 간격	118.00	mm
구속 콘크리트 면적	2,268,892	mm^2

1.2 종방향 제원

교각 높이	7,821	mm

3. 세장비 검토

: 횡방향 강성이나 브레이싱 부재 또는 전단 벽등에 의한 횡방향 강성이 존

k = 2.1

세장비 λ = k*Lu/r 23 장주

r= 714.1368077

여기서,

$$r=\sqrt{\frac{0.2E_cI_g+E_sI_t}{0.2E_cA_g+E_sA_t}}$$

4. 축방향 철근비

Ag =	2,728,821	mm^2	
Ast =	51,623	mm^2	D32 - (50EA)1단
ρ use =	0.018917691		Ast/Ag

철근비 검토

ρ min(0.01)≤ 0.018917691 ≤ρ max(0.08) OK

5. 횡방향 철근비(심부구속 철근)

$$\rho_s=0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f_{ck}}{f_{yh}} \qquad \rho_s=0.12\frac{f_{ck}}{f_{yh}}$$

최소 철근비	0.0072000	ρs1 0.005473	ρs2 0.00720

$s\le\frac{4A_{sp}}{\rho_{s(\min)}D_s}$ 철근 간격 231.92 mm OK

6. 심부 구속 철근의 최소 설치 구간

기둥의 최대 단면 치수	2,500	mm
기둥의 순높이의 1/6	1,303.58	mm
기초부로 연장(기둥 치수 0.5배)	1,250	mm
최소 설치 구간	**2,500**	mm

7. 횡방향 철근 간격(심부 구속 부분 제외)

축방향 철근 지름 16배	508.8	mm
띠철근 지름의 48배	1219.2	mm
단면최소 치수의 0.5배	1,250.0	mm
횡방향 철근 간격 :	**508.8**	mm

그림 3.3-28 단면 설계

그림 3.3-27은 내부 구속 중공 RC 교각의 설계 Sheet를 나타낸 것으로 파란색과 노란색의 음영 부분에 인풋값(재료 물성치 및 종철근 개수 혹은 단면적, 단면의 모멘트와 단면 끝단에서 중립축까지의 거리)을 넣으면 단면 설계를 해주고 변위 연성도를 산출해 주며, 구속 콘크리트의 비선형 재료 모델까지 산출해 준다. 프로그램으로 산정할 경우에는 2축 구속 상태와 하중-변위 곡선을 산출해 주어 더욱 정확할 수 있을 것이다. 그러나 프로그램상으로 번거러운 점이 많음을 이해하고 위의 설계 시트를 이용하면 단면 설계 및 변위 연성도 산출 그리고 재료 모델까지 프로그램을 돌리지 않고 산출할 수 있을 것이다. 또한 중공비를 0으로 한다면 중실 RC의 설계 및 성능평가도 가능하다.

그림 3.3-28은 전체 설계 시트에서 단면 설계 부분을 나타낸 것이다. 이 부분은 콘크리트 구조 설계 기준(2007) 및 도로교 설계 기준 등에 의하여 설계되어진다.

표 3.3-3 각 항목별 관련 기준

내용	관련 기준
세장비 검토에서 회전 반지름	콘크리트 구조 설계 기준(2007) 17.4.1의 일반사항
축방향 철근비	콘크리트 구조 설계 기준(2007) 17.4.3의 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성부재 5항
심부 구속 철근비	도로교 설계 기준 (2007) 6.8.3.4 소성힌지 구역에서의 심부 구속 횡방향 철근량
심부 구속 철근의 최소 설치 구간	도로교 설계 편람(2008) T형교각의 설계
횡방향 철근 간격	콘크리트 구조 설계 기준(2007) 17.4.4 구조용 강재 심부 주위를 띠철근으로 보강한 합성 부재 6항

그림 3.3-29는 변위 연성도 산정법을 나타낸 것이다. 기본 이론을 토대로 계산하는 것을 나타낸 것으로서 P-M 상관도를 작성 후 값을 넣어주면 곡률 연성도와 변위 연성도가 산정이 된다.

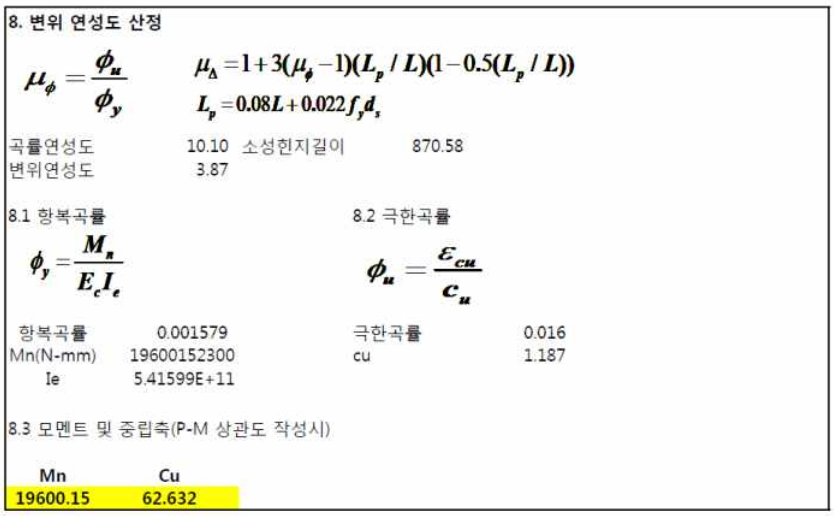


그림 3.3-29 변위 연성도 산정법

그림 3.3-30은 구속 콘크리트의 재료 비선형 모델을 산정한 것으로서 곡선 함수식에 각각의 값들을 넣어 재료 모델 그래프를 그려 준다. 반복 계산을 할 수 있는 프로그램이 아니기 때문에 내부 튜브 두께가 필요 조건을 충족시킨다고 가정 한다. 이러한 가정으로 인해 3축 구속 상태가 발현 되는 것으로 가정한다.

9. 구속 콘크리트 비선형 재료 모델

9.1 곡선 함수식

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \qquad x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

9.2 최대 강도시 변형률 산정

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right]$$

	3축구속 상태	2축구속상태
εco	0.0020	0.0020
εcc	0.0053	0.0031
f'cc/f'co	1.3282	1.1080

9.3 구속에 의한 최대 강도 산정

$$f'_{cc} = f'_{co}\left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2\frac{f'_l}{f'_{co}}\right)$$

$$f'_{cc} = -2.75\frac{f'^2_l}{f'_c} + 1.835 f'_c + f'_c \qquad f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

	3축구속 상태	2축구속상태
f'cc	28.32	23.27
f'co	21.00	21.00
f'l	1.20	1.20

9.4 접선탄성계수

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{co}} \qquad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

	3축 구속 상태	2축 구속 상태
Ec	22,912.88	22,912.88
Esec	5,361.61	7,553.92

9.5 r

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

3축구속상태	1.31
2축구속상태	1.49

9.6 극한변형률

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

	3축구속 상태	2축구속 상태
εcu	0.0189	0.0222
εsu	0.1200	0.1200

그림 3.3-30 구속 콘크리트 재료 비선형 모델 산정

제 4절 시공법 연구

1. 다양한 교각 형식의 접합부 파괴 모드 분석

교각의 형상은 도로의 폭원, 상부구조의 배치 상태, 교량 하부의 지형, 지물, 교량 가설 위치의 입지 조건, 교각의 높이, 상부구조의 형상, 시공성, 경제성, 미관 등을 고려하여 결정한다. 그러나 동일 위치, 동일 교량이라고 할지라도, 설계자에 따라 다른형상의 교각 형상을 선정할 수 있으므로 적정 교각 형상을 결정하기는 어려운 일이다. 또한 동일 구조계라고 하여도 사용재료, 단면 형상에 따라 적용 높이가 다르다.

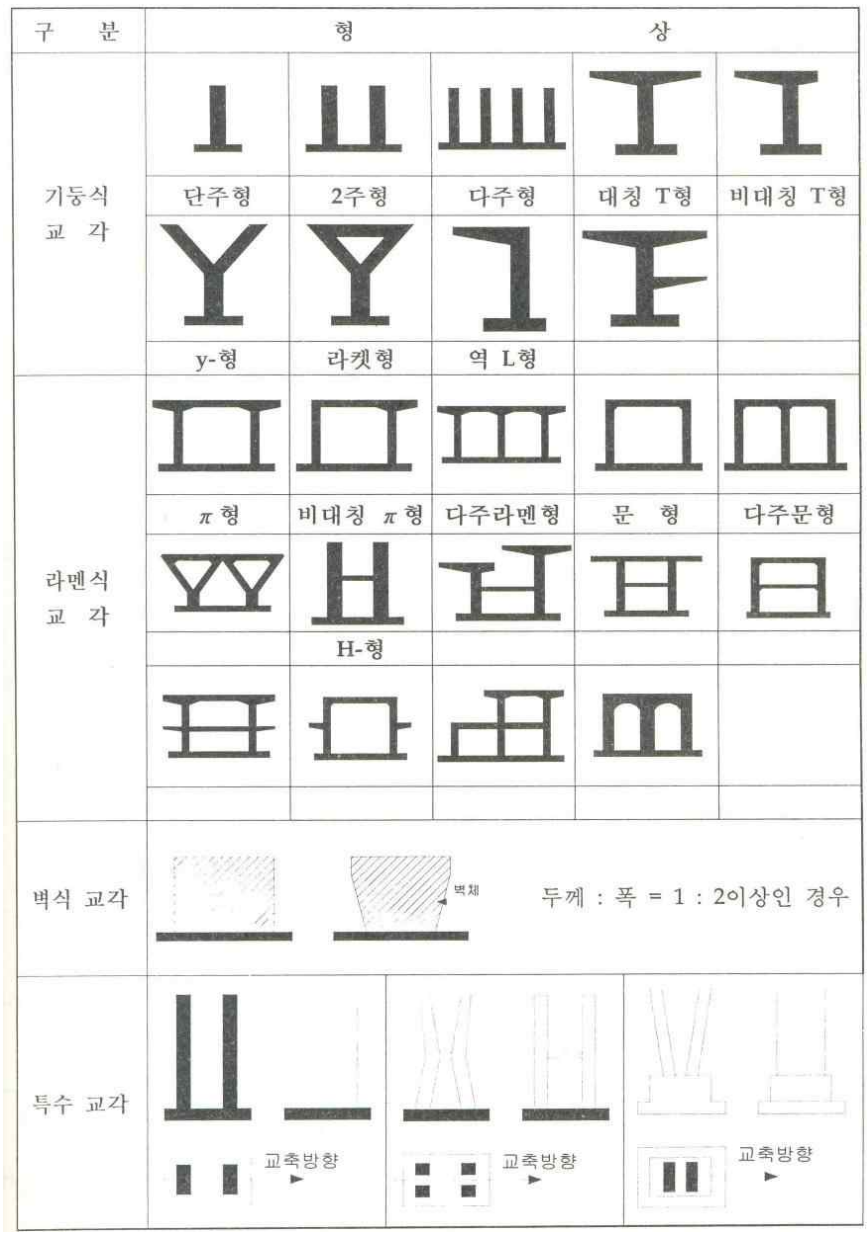


그림 3.4-1 교각 구조계에 따른 형상(교량 계획과 설계 2005)

그림 3.4-1에서 보는 바와 같이 교각은 그 목적에 따라서 매우 다양하게 분류될 수 있고 현장에서도 일반적인 T형 교각이 아닌 라멘식 교각들이 다양하게 적용되고 있다. 이렇듯 내부구속 중공 RC 교각 역시 기존에 연구된 T형 교각 뿐만 아니라 π형, 문형, 다주형 등의 다양한 교각에 적용되려면 균열 특성 및 역학적 관계를 이해하여야 한다.

본 절에서는 다양한 접합부가 적용되었을 때의 역학적 거동 특성에 대해서 연구를 하여 설계 및 시공시 도움이 될 수 있도록 한다.

가. 접합부의 전단 거동 특성

문형과 π형 등의 교각형식에서의 전단력 전달 특성은 매우 중요하고 흐름을 정확히 파악해야 한다. 역 L 형이나 T형에 대해서 대표적으로 살펴 보았다. 그림 3.4-2에서 기둥은 T, C, Vb 등 보에서의 작용력과 독립으로 접합부 상단까지 발생한다고 가정한다. 그림 3.4-2(c)는 기둥 부재에 생기는 모멘트 분포를 나타낸 것이다. 모멘트 M는 보에서의 수평력 C(역 L형 접합부) 또는 $C_r + T_l$(T형 접합부)가 작용하는 보의 하면까지 증가하고 그 다음은 감소하여 T(또는 $T_r + C_l$)가 작용하는 높이에서 0이 된다. 이 때문에 보 하면에 있어서의 모멘트 변화량 $\triangle M$은 보에서의 전단력에 의해 생기게 된다.

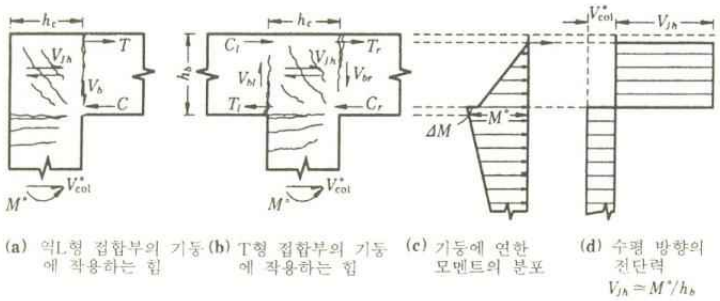


그림 3.4-2 역 L형 및 T형 접합부에 작용하는 수평 전단력

$$\triangle M = \frac{V_b h_c}{2} \qquad \text{(역L형 접합부)} \tag{3.4.1}$$

$$\frac{(V_{bl} + V_{br}) h_c}{2} \qquad \text{(T형 접합부)} \tag{3.4.2}$$

모멘트 변화량은 기둥부 축을 기준으로 주변의 모멘트를 구하는 것으로, 접합부 높이 방향 전체에 분포하는 사항이지만 여기서는 보의 하면에 집중 시키고 있다고 가정한다.

그림 3.4-2(c)와 같은 모멘트에 대응해서 기둥의 수평 방향에는 그림 3.4-2(d)와 같이 전단력이 분포한다. 접합부 하측에 작용하는 전단력은 휨모멘트에 대응하는 Vcol이다. 그러나 접합부 모멘트 구배가 크기 때문에 접합부의 전단력 V_{jh}는 Vcol 보다 크고 다음과 같이 구할 수 있다.

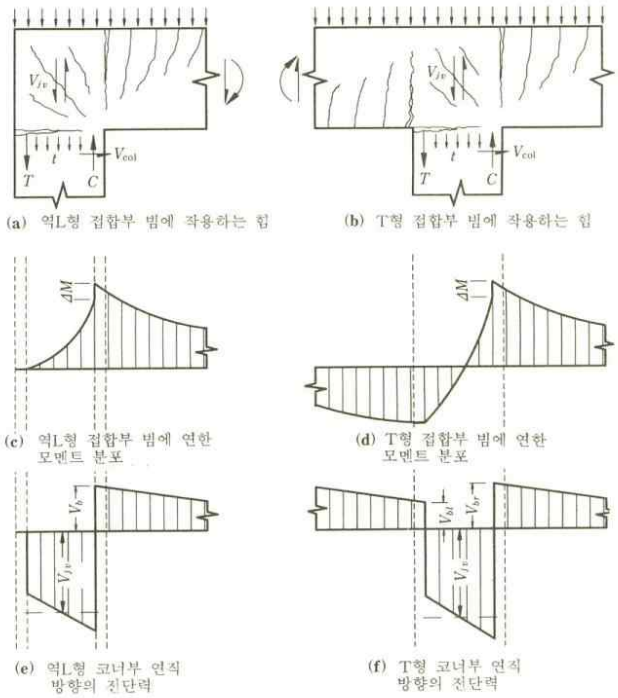


그림 3.4-3 역L형 및 T형 접합부에 작용하는 연직 방향의 전단력

$$V_{jh} = \frac{V_{co} l}{h_b} \tag{3.4.3}$$

여기에서, l은 보의 하면에서 기둥의 모멘트가 0이 되는 위치까지의 거리이며, V_{jh}는 식 (3.4.4)로 구할 수 있다.

$$V_{jh} = \frac{M}{h_b} \tag{3.4.4}$$

그림 3.4-3은 접합부를 통과하여 보에 작용하는 힘을 나타낸 것이다. 기둥에 생기는 인장응력도는 단면에에서 변화하며 하나의 힘으로 표현하기 힘들다. 접합부에 작용하는 모멘트는 그림 3.4-3과 같이 비선형이 되어 이에 대한 접합부에 생기는 연직 전단력도 또한 변화한다. 최대치가 중요하지 않으므로 그림 3.4-3(e),(f)에는 전단력 V_{jv}는 식 (3.4.5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_b}{h_c} \tag{3.4.5}$$

(1) 역L형 접합부

역L형 접합부는 다주식 교각에서 교축직각 방향의 응답을 고려하는 경우 흔히 균열이

발생된다. 폐쇄 방향과 개방 방향의 모멘트 균형은 그림 3.4-4(a),(b)에 나타나 있다. 여기에서 보에 생기는 인장력, 압축력, 전단력의 합력을 T_b, C_b, V_b 기둥에 생기는 인장력, 압축력, 전단력의 합력을 T_c, C_c, Vcol 로 나타낸다. P_c와 P_b는 각각 기둥과 보의 축력을 나타내며 보가 철근 콘크리트 구조의 경우 프리 스트레스력 (F)는 물론 0이다. 접합부 경계에서 모멘트 M_b와 M_c가 작용하는 결과 이러한 힘이 발생하며, 힘의 균형은 다음 표 3.4-1과 같다.

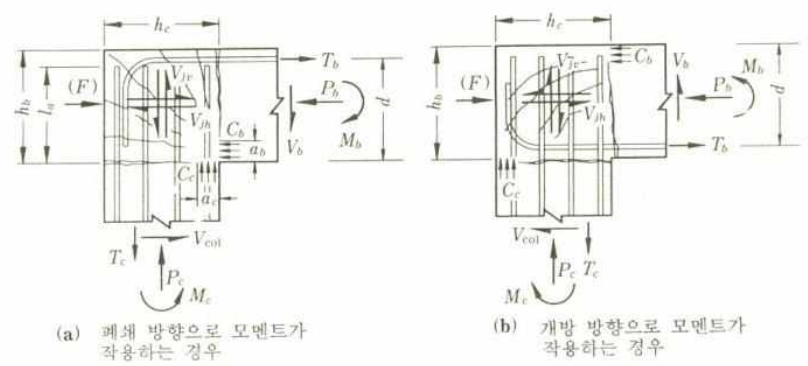


그림 3.4-4 역 L형 접합부에 작용하는 힘

표 3.4-1 힘의 균형

	폐쇄 방향	개방방향	
빔의 모멘트	$M_b = T_b\left(d-\frac{a_b}{2}\right)+P_b\left(\frac{h_b}{2}-\frac{a_b}{2}\right)$	폐쇄방향과 동일	(3.4.6a)
빔의 축력	$P_b = (F)-V_{coi}$	$P_b = (F)-V_{coi}$	(3.4.6b)
빔의 압축력	$C_b = T_b + P_b$	폐쇄방향과 동일	(3.4.6c)
기둥 모멘트	$M_c = M_b + V_b\frac{h_c}{2} - V_{coi}\frac{h_b}{2}$ $\fallingdotseq T_c\left(0.7h_c-\frac{a_c}{2}\right)+P_c\left(\frac{h_c}{2}-\frac{a_c}{2}\right)$	폐쇄방향과 동일	(3.4.6d) (3.4.6e)
기둥 압축력	$C_c = T_c + P_c$	폐쇄방향과 동일	(3.4.6f)
접합부의 수평 전단력	$V_{jh} = T_b(+0.5F)$	$V_{jh} = C_b(-0.5F)$	(3.4.6g)
접합부의 연직 전단력	$V_{jv} \fallingdotseq \frac{V_{jh}h_b}{h_c}$	폐쇄방향과 동일	(3.4.6h)

여기서, a_b와 a_c는 보와 기둥에 대한 압축 영역의 높이이다. 보에 프리스트레스력 F가 작용하는 경우에는 프리스트레스 력이 보 단면 전체에 일률적으로 분포한다고 가정하고 접합부 중심에서 접합부에 생기는 전단력을 구한다.

기둥 모멘트는 보와 기둥의 모멘트가 접합부 중심에서 균형이 잡혀 있다는 조건에서 식(3.4.6d)에 의해 계산 되며, 일반적으로 성능 설계에서는 기둥의 모멘트 M은 이미 알고 있기 때문에 기둥의 소성 힌지의 모멘트가 이를 대신한다. 이러한 이유로 식 (3.4.6)의 몇 개 식은 M_b를 구하기 위해 변형 가능하다. 사전에 계산된 보의 모멘트와 축력에서 식

(3.4.6a)를 사용하여 식 (3.4.6d), 보에 작용하는 인장력 T_b를 구할 수 있다. 이것에 의해 접합부의 수평방향과 수직방향으로 작용하는 전단력을 식 (3.4.6g)가 식 (3.4.6h)에서 산출될 수 있다.

(2) T형 접합부

T형 접합부는 3기둥 이상의 기둥으로 된 다주식 교각의 내측 교각에서 교축 직각 방향의 응답을 구하는 경우에 고려되며, 또한 어떠한 교각과 상부 구조의 연결부에서도 교축 방향의 응답을 구할 때 고려 된다.

그림 3.4-5는 T형 교각 접합부에 작용하는 힘들 나타낸 것이다. 접합부 중심에서 수평방향과 연직 방향의 힘과 모멘트 균형은,

접합부 모멘트 균형
$$M_c + V_{coi}\frac{h_b}{2} = M_{bl} + M_{br} + (V_{bl} + V_{bl})\frac{h_c}{2} \tag{3.4.7a}$$

좌측 보의 모멘트
$$M_{bl} = T_{bl}\left(d_l - \frac{a_{bl}}{2}\right) + P_{bl}\left(\frac{h_b}{2} - \frac{a_{bl}}{2}\right) \tag{3.4.7b}$$

우측 보의 모멘트
$$M_{br} = T_{br}\left(d_r - \frac{a_{br}}{2}\right) + P_{br}\left(\frac{h_b}{2} - \frac{a_{br}}{2}\right) \tag{3.4.7c}$$

좌측 보의 축력
$$P_{bl} \fallingdotseq F + 0.5\,V_{coi} \tag{3.4.7d}$$

우측 보의 축력
$$P_{br} = F - 0.5\,V_{coi} \tag{3.4.7e}$$

접합부 수평 전단력
$$V_{jh} = T_{bl} + C_{br} \tag{3.4.7f}$$

접합부 연직 전단력
$$V_{jv} = \frac{V_{jh}h_b}{h_c} \tag{3.4.7g}$$

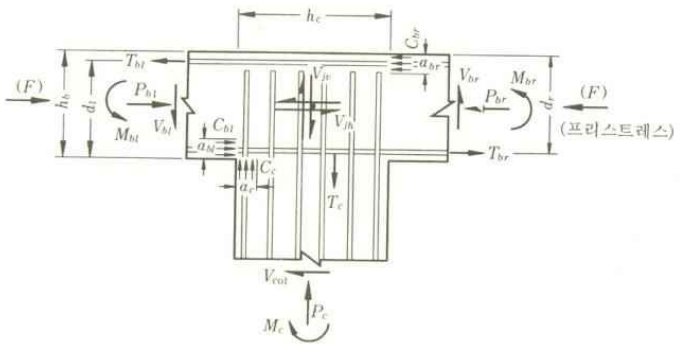


그림 3.4-5 T형 접합부에 작용하는 힘

역 L형 접합부와 같은 프리스트레스력이 있는 경우 보 단면에 일률적으로 분포시킨다. 설계상 최대 전단력보다 평균 전단력을 필요로 하기 때문에 식 (3.4.7)에 의해 식 (3.4.4)에서 V_{jh}를 산출하는 것이 편리하다.

나. 접합부의 주응력도

프레임 구조 건물 기둥 보 접합부 설계에서는 평균 전단 응력도에 의거하여 전단응력도를 제한하는 방법이 채용되어왔다. ACI 318은 일반적인 역 L형이나 T형 접합부에서 전단응력도를 각각 $1.0\sqrt{f_{ck}}$MPa, $1.25\sqrt{f_{ck}}$MPa로 제한하고 있다.

이러한 제한치는 특히 힘의 전달 메커니즘을 고려하지 않고 설계하는 경우에 대한 사항이며, 적절하게 설계된 접합부에서 더욱 큰 전단력까지 지지할 수 있다고 한다. 만일 접합부의 인장이나 압축 주응력도가 콘크리트의 균열 강도보다 작으면 접합부에는 손상이 생기지 않는다. 이와 같은 경우에는 접합부 균열은 작고 국소적인 응력 집중만이 생긴다. 이와 같은 경우 균열 강도의 최소치가 필요하지만 접합부에는 특별할 배근은 필요없다. 반대로 만일 평균 압축 응력도가 콘크리트의 압괴 강도를 초과하고 있으면 접합부에 특별한 배근을 해도 효과적으로 기능하지 않는다. 따라서 접합부에 생기는 평균 응력도는 최대 응력도보다 매우 작으며 또 접합부에서 콘크리트의 압축강도가 인장 변형 때문에 저하되므로 , 평균 압축 응력도가 f_{ck}보다 작아도 압괴가 생기는 것에 유의해야 한다.

접합부의 평균 주응력도는 Mohr 원에서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$p_c, p_t = \frac{f_v + f_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_v - f_h}{2}\right)^2 + v_j^2} \tag{3.4.8}$$

여기서, P_c와 P_t는 압축과 인장 평균 응력도이다. v_j는 접합부에 작용하는 전단 응력도이며, 식 (3.4.9)에서 구할 수 있다.

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_{je} h_c} = v_{jv} = \frac{V_{jv}}{b_{je} h_b} \tag{3.4.9}$$

f_v와 f_h는 연직방향과 수평방향의 평균 압축 응력도이다.

일반적인 접합부에서 f_v는 기둥의 축력 P_c에 의해 주어진다. P_c에 과강도를 고려하는 동시에 지진력에 의한 영향이 포함되어 있으면 축력 P_c에서 M을 산출하는 것이 좋다.

기둥에 경계에서 모든 방향으로 45도 방향으로 학대한다고 가정하여 횡 보 높이 중앙에서의 평균 응력도를 사용한다. 기둥의 축력이 횡보내에서 한결같지 않은 것을 고려하면 이는 약간 거친 가정이지만 f_v에 관해서 안전측의 작은 수치를 부여한다. 수평 방향의 압축력 f_h는 접합부 중심 평균 압축력에 의거하여 산출한다. 교축 직각방향의 응답을 고려할 때 역 L형 접합부에서 이는 식 (3.4.6d),(3.4.6e)에서 산출하는 P_{bl}와 $P_{br} = F$의 평균치가 된다. 교축 방향의 응답을 고려할 때 프리스트레스트 콘크리트에 의한 충실 구조에서 $f_h = f_p$이며 박스거더에서 프리스트레스되어 있어도 $f_h = 0$이 된다. 즉, 일반적으로 횡 빔에 대해 그 중심 높이에서 교축 방향의 프리스트레스 힘이 도입되는 것은 드문일이기 때문이다.

교축 직각방향에는 평균 응력도는 대체로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_h = \frac{P_b}{b_b h_b} \tag{3.4.10}$$

(1) 인장 주응력도

기존 연구자들의 실험 결과에 의하면 접합부 대각선 방향 균열은 대각선 방향의 인장 주응력도가 대체로 $0.29\sqrt{f_{ck}}$MPa가 되었을 때 생긴다. 콘크리트의 여러 가지 작용이나 잔류 인장강도가 있으므로 접합부에 배관하지 않아도 큰 인장응력도에 대해 저항할 수 있는지는 모르지만 여기서는 신뢰성이 낮기 때문에 대다수가 채택되지 않는 실정이다.

식 (3.4.8)에서 주어진 전단응력도 v_j에 대해 인장 주응력도(압축방향을 (+))는 기둥의 압축력이나 횡 보의 프리스트레스에 의해 변화하는 것을 알 수 있다.

(2) 압축 주응력도

현재 많은 기술 기준에서 접합부의 전단 응력도에 관한 규정에는 압축 주응력도를 어느 일정한 허용치로 억제하도록 요구하고 있지만 그다지 효과적이지 않다. 왜냐하면 많은 경우 압축 주응력도는 전단 응력도 보다 축압축 응력도에 영향이 미치기 때문이다. 따라서 식 (3.4.8)에서 주어지는 접합부의 압축 응력도는 다음과 같이 규정해야 한다.

$$p_c \le 0.3 f_{ck} \tag{3.4.11}$$

다. 접합부의 힘 전달 메커니즘

(1) 역 L형 접합부의 균열 특성 및 철근 배근 방법

인장 주응력도가 접합부의 인장 강도를 초과해서 균열이 생기면 보에서 기둥에 대한 힘의 전단 메커니즘은 이미 등방성 재료 특성을 벗어나게 된다. 그림 3.4-6은 폐쇄 방향과 개방 방향 모멘트에 대한 역 L형 접합부의 균열 양상을 나타낸 것이다.

(가) 폐쇄 방향에 모멘트가 작용하는 경우

폐쇄 방향에 모멘트가 작용하면 그림 3.4-6과 같이 보다 외측에서 내측 코너로 향하는 선형상의 균열이 발생한다. 만일 보의 상측 철근을 접합부에 구속하여 연직근을 배치하지 않으면 철근에서 부착에 의해 인장력이 전달되어 쐐기형 콘크리트 블록이 생기는데 이 기초부에서 모멘트가 저항하는 매커니즘을 기대할 수 없기 때문에 보에 작용한 전체 인장력 T_b는 접합부 외측으로 전달하게 된다. 이때 보 상측 철근이 접합부 외측까지 똑

바로 연장한 채 정착되어 있으면 외측 코너에서 내측 코너에 균열이 발생하거나 또는 빔의 상측 철근이 정착 파괴되어 피해가 일어난다.

만일 보의 상측 철근이 보의 기초부까지 구부러져 정착되어 있으면 힘의 전달 상태는 좋아진다. 만일 굽어진 보 상측철근과 기둥의 축방향 철근과의 정착 길이 l_p가 적절하면 접합부 주면에 생기는 인장력을 충분히 전달할 수 있어 빔의 철근이 구부러진 위치에서 내측 코너로 향사는 대각선상의 스트러트 D가 형성된다. 내측 코너부에는 빔, 기둥 등에 압축력 C_b와 C_c의 합력이 생겨 접합부에 작용하는 휨 모멘트에 저항한다. 그러나 훅이 대각선 스트러트 D에 저항하는 결과 새로운 훅 하부 콘크리트에 평행으로 인장력이 생겨 굽은 보의 상측 철근 단부와 기둥의 축방향 철근간의 겹이음에 인장력이 생기므로 이 인장력은 더욱 증대된다. 만일 이동안 슬립이 생기면 훅은 수직이 되어 그림 3.4-6(a)와 같은 균열이 발생한다.

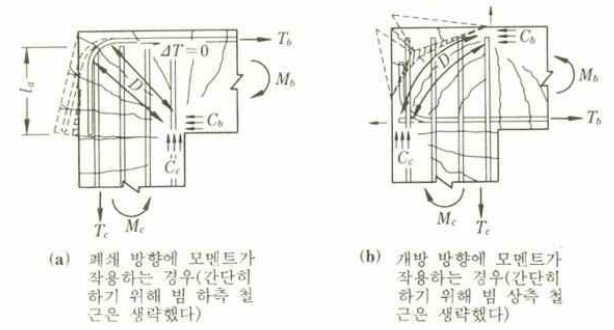


그림 3.4-6 역 L형 접합부의 균열 패턴과 손상

이와 같은 균열을 방지하기 위해서는 외력에 효과적으로 저항할 수 있는 배근 방법이 필요한데 이는 그림 3.4-7에 배근방법이 도식화 되어 있다.

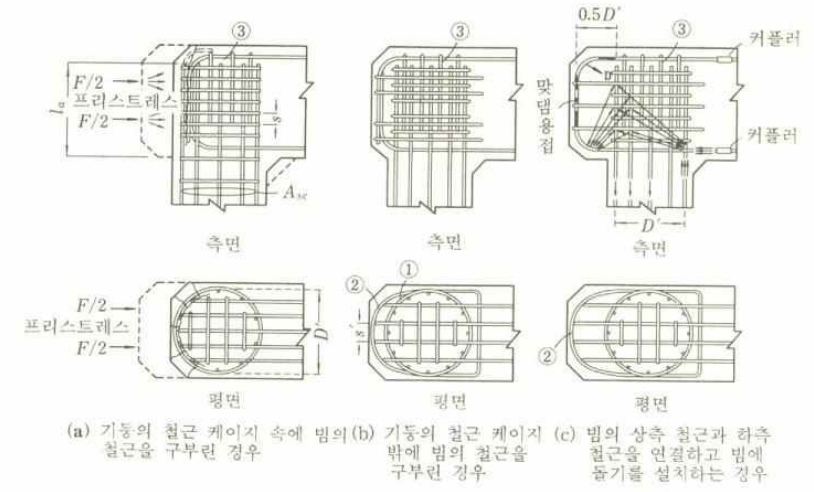


그림 3.4-7 역 L형 접합부 폐쇄 방향의 모멘트에 대한 배근

접합부 배근의 대표적인 배근의 3종류는 그림 3.4-7과 같다. 그림 3.4-7(a)는 보의 철근을 기둥 철근속에 구부려 내리거나 구부려 올리는 방법이다. 이 방법에서는 접합부 내의 기둥 철근을 둘러싸듯이 수평 방향의 후프 철근이 있으며 보에서의 철근 단부가 똑바로 돌출하려고 하는 힘에 대해 충분한 저항력이 있지만 외측 기둥 철근의 장착은 충분하

지 않다. 후프근에 의해 구속력을 가해야만 기둥의 외측 철근은 기둥의 쵤근이 인장과 압축으로 항복하는 교번하중을 받으면 그림 3.4-7(a)와 같이 균열, 급속하게 내력을 상실하기 쉽다.

그림 3.4-7(b)에서는 보 철근은 기둥 철근 케이지를 관통해서 접합부를 초과한 것에서 정착한다. 그림 3.4-7(b)의 평면도 2와 같이 보의 축방향 철근이 똑바로 뻗으려고 하는 것을 억제하기 위해 원형 후프속에 철근의 단부를 정착해야 한다. 또 하나의 방법으로는 $0.033A_bf_y$이상의 구속을 가해 휨 반경 단부에서 $6d_b$의 길이만큼 정착되게 철근 단부를 헤어 핀형 또는 U형 철근에 의해 구속하는 방법이 있다. 여기에서 A_b와 d_b는 구부려 올린 보의 철근 단면적과 직경이다. 이 구속력은 철근에 소성 휨 내력을 가하기 위해 필요한 힘이며 이 이상의 구속력은 필요하지 않다.

그림 3.4-7(c)는 가장 바람직한 방법으로서 보철근의 대부분 또는 모두는 U형으로 되어 있다. 이를 위해 접합부 뒷측에서 보 상측과 하측 철근을 용접하거나 접합부에 U형의 철근을 통해 철근의 항복강도까지 확실히 힘을 전달할 수 있는 기계식 이음에 의해 보의 철근과 연결한다. 보 철근 단부는 기둥 철근 케이지에서 대체로 0.5D′만큼 초과한 곳까지 연장하는 동시에 후프 철근이 필요하다. 기둥 축방향 철근의 정착은 그림 3.4-7(c)와 같이 보의 하측 철근을 구부려 올린 점으로 향하는 외향 스트러트와 내측 코너 압축역으로 향하는 내향 스트러트에 의해 주어진다. 스트러트의 수평 성분이 기둥의 축방향 철근을 정착하는데 충분한 구속력을 가하기 때문이다. 또 외향 스트러트의 연직성분은 접합부의 상단까지 전달되어 여기서 큰 대각선 방향의 스트러트 D에 흡수 된다.

(나) 개방 방향으로 모멘트가 작용하는 경우

개방 방향에 모멘트가 작용한 상황은 그림 3.4-6b와 같다. 기둥의 외측 압축역과 빔 상측간에 아치 형상의 균열이 생긴다. 이 균열은 그림 3.4-8과 같이 기둥의 철근에 따라 곡선 형상을 갖는다. 아치 스트러트 D가 보 상측 및 기둥 외측의 압축역과 교차점에서 외향의 힘이 생긴다. 그림 3.4-6b의 점선과 같이 보의 하측 철근이 접합부에서 똑바로 정착되어 있는 경우 수평 인장력에 저항하는 메커니즘이 없기 때문에 연직 방향으로 균열이 발생한다. 그림 3.4-6a와 같은 기둥 외측에 배치한 축방향 철근과 구부린 보 상층 철근의 기능을 저하 시킨다. 스트러트 D와 압축력 C_b 교점에서 연직 방향의 합력이 생기기 때문에 기둥 축방향 철근 상단에 수평 방향으로 균열이 생긴다. 그래서 폐쇄 방향으로 모멘트가 작용했기 때문에 대각선 방향의 선형(부채꼴) 균열이 진전하는 것에 기여하여 휨에 수반하는 압축력이 접합부 외측 코너를 쐐기로 인장한다. 이와 같이 되면 접합부에 있어서의 기둥 축방향 철근 정착이 상실되어 접합부가 파괴된다.

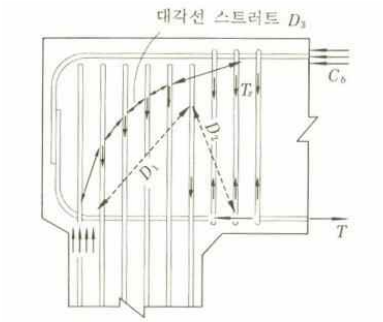


그림 3.4-8 대각선 스트로트가
경사에 의한 기둥 철근의 정착

그림 3.4-6(b)와 같이 개방 방향으로 작용하는 모멘트에 대해 손상을 피하기 위해 그림 3.4-9와 같은 3개의 방법이 있다. 여기서 손상은 콘크리트 구체가 접합부에서 인장 기둥의 철근 케이지에서 떨어지고, 기둥 철근 상단에 생기는 수평 방향 균열에 연하여 할열되는 것을 말한다. 역L형 접합부 재하 실험에서 후프 근을 배치해도 연직 방향에 전단 철근을 배치하지 않으면 이와 같은 손상이 발생한다. 이러한 손상을 피하기 위해서는 보의 압축력 C_b를 대각선 스트러트를 개재해서 기둥의 압축력 C_c로 향하게 방향을 변화해야 한다. 1번째는 기둥 내측의 축방향 철근 그림 3.4-9(a)와 같이 접합부 상측으로 구부려 올려 C_b에 필요한 연직 성분을 가하는 방법이다.

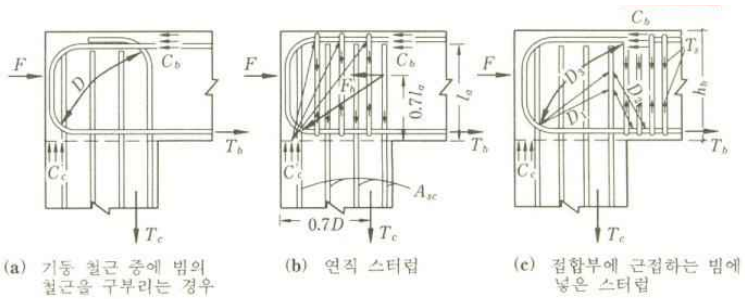


그림 3.4-9 역L형 접합부의 개방 방향 모멘트에 대한 배근

2번째는 그림 3.4-9(b)와 같이 대각선 스트러트가 형성되는 접합부 상부에 정착되어 기둥의 안장력 T_c의 일부가 정착에 의해, 연직근을 배치하는 방법이다. 3번째는 그림 3.4-9(c)와 같이 접합부 외측 보에도 연직근을 배치하고 접합부 외측에서 대각선 스트러트를 형성하는 방법이다.

(2) T형 접합부의 균열 특성

역 L형 접합부와 같이 T형 접합부는 인장 주응력도나 압축 주응력도가 접합부의 내력을 초과하면 전단 파괴한다. 역 L형 접합부와 같이 손상이 생기지 않게 하기 위해 횡방향 철근이 필요하다. 그림 3.4-10과 같이 접합부의 배근을 3종류로 나타낼 수 있다. 그림 3.4-10(a)는 프레임 구조 건축물에 적용되는 배근법과 거의 같으며 보 기둥의 압축력

C_{lb}, C_{br}, C_c가 대각선 방향의 압축 스트러트 D를 형상한다. 이 때문에 우측 보의 압축력 C_{br}를 압축 스트럽방향으로 구부려 내릴 필요가 있다. 그림 3.4-10(a)를 90도 회전해서 보와 기둥의 역할을 역으로 한 프레임 구조의 건축물을 고려하면 보의 철근을 접합부를 관통해서 반대측으로 구부림으로써 압축력의 하향 구부림은 가능하게 된다. 교량에서 기둥 철근을 보측으로 구부리는 것이 어렵다는 이유로 구부리지 않고 통상대로 접합부 상단까지 똑바로 연장하고 있다. 이와 같이 하면 보의 인장력 T_{bl}와 기둥의 안장력 T_c는 정착에 의해 제각기 수평 스터럽, 연직 스터럽으로 전달되어 코너와 코너를 잇는 스트럽에 평행인 대각선 방향의 균열이 생긴다. T_{br}에 대해서는 인장력이 작아 문제는 적다. 왜냐하면 이 힘은 좌하 충분히 구속된 영역으로 전달되기 때문이다.

그림 3.4-10(b)는 기둥 외측 철근을 기둥 중심으로 향해 구부려 정착하는 방법이다. 만일 철근을 적절하게 정착하려면 보의 압축력 C_{br}에 수반하여 대각선 방향으로 아치 D가 형성된다. 이 메커니즘은 90도 회전시키면 보 항복형의 건축 프로임 구조에 있어서의 외측 기둥과 보의 접합부와 유사하다. 교량에서 기둥의 철근을 정착하기 위해 축을 외측으로 구부리는 방법이 흔히 사용되지만 이와 같이 해서는 안된다. 왜냐하면 정착력을 접합부에서 멀리하고 접합부에 새로 인장 응력도가 생기기 때문이다.

세 번째 방법으로 그림 3.4-11(c) 와 같이 접합부 외측에 스터럽을 배치하는 방법이다. 이 방법은 역 L형 접합부와 비슷하며 같은 계산을 필요로 한다. 즉 기둥 양측에는 기둥면에서 $h_b/2$ 이내에 연직 철근을 배치한다. 다시 이 절반을 철근을 접합부에 배치하고 보 상측 철근을 안정하게 유지하는 동시에 기둥의 인장력이 정착력에 의해 전달되는 것을 돕는다. 보 하측 철근은 기둥면에서 $h_b/2$의 거리에서 항복강도를 발휘할 수 있게 충분한 거리를 연장해야 한다.

2. 각 부분별 시공방법 연구

가. 콘크리트 타설 방법 및 거푸집 설치

(1) 시스템 거푸집의 개발 배경

거푸집은 환경의 변화와 기존 공법의 문제점 등을 해결하는 목적으로 개발되었다. 먼저 환경적 변화에는 3D업종의 기피현상 및 기능 인력의 고령화, 기능인력의 감소와 기능도의 저하, 노무비의 상승, 공사규모의 대형화 · 고층화, 안전사고로 인한 인적 및 물적 피해 확산, 자원 절약 및 자원 재활용 운동 확산, 목재 벌목의 규제에 따른 합판가격의 급상승 등의 변화에 의해서 개발되었으며, 또한 재래식 거푸집의 문제점 해결 방안으로 개발되었다. 재리식 거푸집 공법의 단점은 소형 Panel 위주로 거푸집 제작, 인력으로 가공 · 제작 · 조립 · 설치, 제작 · 설치의 복잡, 거푸집 이동을 위하여 사용 후 Panel로 해체, 인력으로 운반 · 무거운 거푸집 사용, 낮은 전용 횟수 등의 이다.

(2) Climbing Form

벽체 전용 거푸집으로써 거푸집과 벽체 마감공사를 위한 비계틀을 일체로 조립하여 한꺼번에 인양시켜 거푸집을 설치하는 공법으로 Gang Form에 거푸집 설치를 위한 비계틀과 마감용 비계를 일체로 제작한 거푸집이라 할 수 있다.

구성 부재는 Climbing Bracket : 수직 장선, 가위형 Spindle, 장선 Bracket Holder 등으로 구성되고, 전용횟수는 약 80~100회 정도로써 수직적으로 반복되며, 높이가 높은 구조물에 적용되고 있다. 근래에 구조물이 고고각화 되고 있어 본 방법이 많이 적용되고 있다. Climbing Form의 장점은 거푸집작업과 마감작업을 위한 비계틀이 일체로 제작되어 비계설치가 불필요하고, 고소 작업시 안전성이 높으며, 거푸집 해체 시 콘크리트에 미치는 충격이 적음은 물론 장비를 이용하므로 인력절감 및 공기단축이 가능하다는 점 등이다. 그 단점으로는 초기 투자비가 크다는 점 등이다. 또한 Slip Form공법과는 다르게 불연속적으로 형틀이 이동하는 공법이기 때문에 복잡한 모양으로 된 콘크리트 면의 시공도 가능한 특징을 가지고 있다.

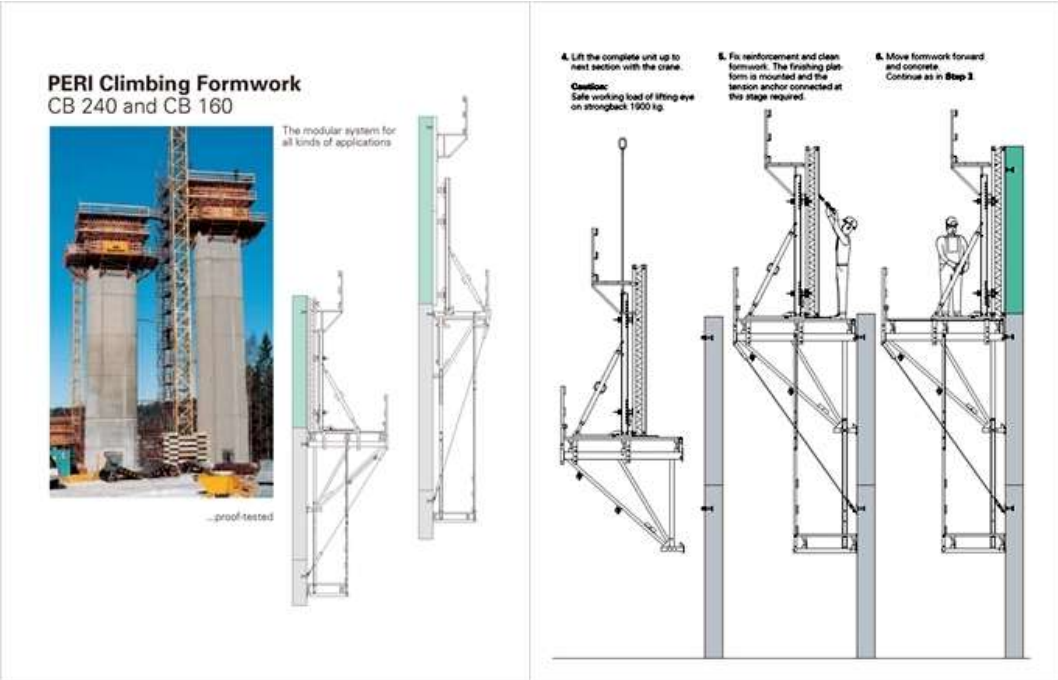


그림 3.4-10 Climbing Form의 형태 및 방법

적용 시 유의 사항

- 작동자나 작업인원의 교체가 빈번해서는 안되며, 규정을 잘지켜야 한다.
- 모든 매립 자재와 Climbing Bracket의 간섭을 확인한다.
- Self-climbing 용 앵커 매립이 되어 있는지 확인한다.
- 타워 크레인, 타워 리프터 등과 간섭이 있는지 확인한다.
- 최대 크기의 발판 무게를 타워크레인이 수용할 수 있는지 확인한다.
- 인양시 최소 콘크리트 양생강도는 10MPa 이다.

공법의 적용시 발생 가능한 사고 원인과 분석



그림 3.4-11 매립 앵커 체결 불량

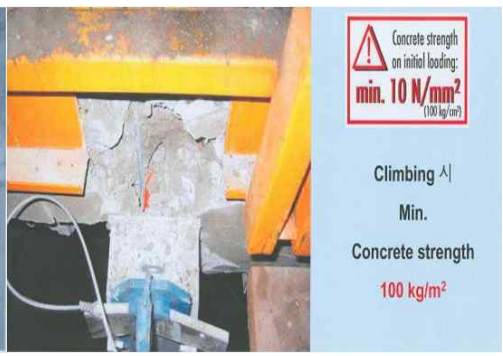


그림 3.4-12 콘크리트 양생 규정 위반



그림 3.4-13 Climbing Profile 추락



그림 3.4-14 Valve 조작 실수

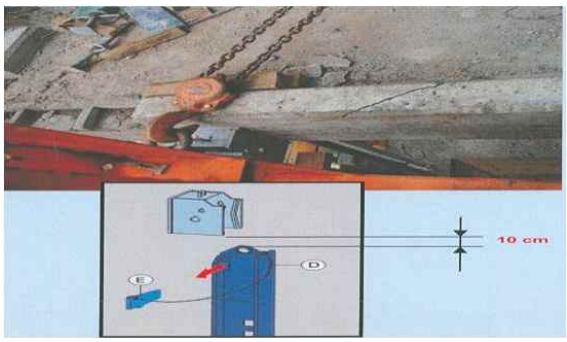


그림 3.4-15 규정을 어긴 무리한 작업



그림 3.4-16 유압 장비 관리 철저

- 매립 앵커의 체결 불량 : Cone을 제대로 묻지 않아 2개의 Cone 중 하나가 이탈된 사고로서 우측과 같이 임시 보강함.
- 콘크리트 양생 규정 위반 : 최소 양생강도에 도달하기 전에 인양하여 발생된 것으로 콘크리트에 대한 양생강도를 사전에 확실히 검사하여야 함.
- Climbing Profile의 추락 : 프로 파일을 유압을 사용하여 아래로 내리는 것을 금지
- Valve 조작 실수 : 구역을 나누어 인양을 할 경우 정지하고 있어야 하는 쪽의 모든 벨브는 잠금 상태여야 하나 실수로 잠그지 않을 경우.
- 규정을 어긴 무리한 작업 : 수십개의 프로파일을 한번에 올리되 다음층의 휴 바로 아래 10cm까지만 올린 후 슈의 통과는 1개씩 삽입, 통과를 하여야 하나 이규정을 지키지 않음.
- 유압 장비 관리 : 매우 예민한 장비로서 작동불능이나 오작도 초래 가능.
- 허용 적재 하중 : 발판 인양시에는 자재를 적재하지 말고, 발판의 허용 적재 자중을 고려하여 작업함.

(3) Slip Form

거푸집을 사용하지 않고 콘크리트 포설, 다짐, 마무리 등 모든 공정을 기계적으로 연속적으로 시공하는 공법으로 활동식 거푸집공법이라고도 한다. 시공 이음이 없고 연속 시공이 가능하며 공사기간 단축 및 공사비 절감이 가능한 공법이다. 자동계측 및 제어 시스템으로 시공 중에 발생할 수 있는 모든 상황에 신속히 대응할 수 있어 고품질의 콘크

리트 구조물을 건설할 수 있다. 거푸집을 사용하지 않고 콘크리트 포설, 다짐, 마무리 등 모든 공정을 기계적으로 연속적으로 시공하는 공법을 말한다. 활동식 거푸집공법이라고도 한다.

먼저, 콘크리트를 혼합하여 포설 현장으로 옮긴다. 현장으로 운반된 콘크리트는 스프레더(spreader)를 이용하여 보조기층 또는 중간층 면에 1차 포설한 다음 슬립폼페이퍼로 그 위에 2차 포설한다. 포설한 콘크리트를 철저히 다진 뒤 표면이 평탄하게 유지되도록 마무리한다. 시공 이음이 없고 연속 시공이 가능하며 공사기간 단축 및 공사비 절감이 가능한 공법이다. 자동계측 및 제어 시스템으로 시공 중에 발생할 수 있는 모든 상황에 신속히 대응할 수 있어 고품질의 콘크리트 구조물을 건설할 수 있다. 그러나 공사가 시작되면 완료될 때까지 연속으로 작업해야 하므로 필요한 인원이나 자재 반입 등의 계획을 잘 세워야 하고, 시공 중에는 설계 변경이 곤란하므로 준비 작업을 철저히 해야 하는 등의 단점이 있다.

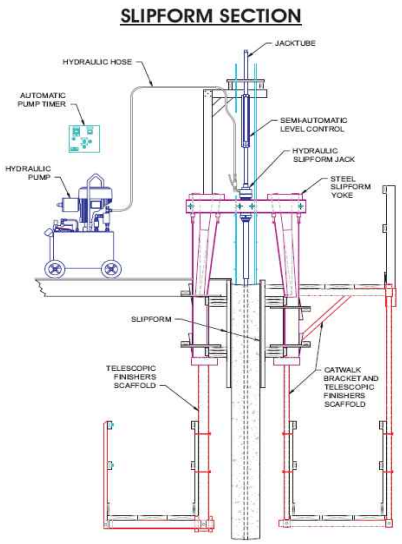


그림 3.4-17 Slip Form의 구조



그림 3.4-18 서해대교 주탑(Slip Form)

주요 구조

- 교량의 경우, PIER COLUMN 형태로 만들어져 있는 거푸집을 견고하게 지지하고 있는 철구조물을 YOKE라고 한다. YOKE는 YOKE LEG 와 YOKE CHANNEL 2가지로 크게 나눌수 있다.

  - YOKE LEG : 수직부재로서 주로 직사각형 PIPE를 사용하며 콘크리트 타설시 FORM SYSTEM (SLIP-FORM구조)전체가 받는 압력과 뒤틀림을 방지하는 역할을 담당한다.

  - YOKE CHANNEL : 수평부재로서 주로 찬넬 형강을 사용하며, YOKE CHANNEL은 유압잭 위에 놓여지게 되고 SLIP-FORM 전체 하중 및 SLIP-UP하중을 지탱하게 된다.

- 거푸집 : 높이 1250mm 내외의 약 3mm 철판을 길이(250~1000mm)로 제작한 강재 거푸집이며, 이 거푸집은 볼트로 연결할 수 있으며 콘크리트 초기 양생시까지 콘크리트 성형을 담당하는 역할을 한다.

• 작업대(deck) : 콘크리트 타설 및 철근조립, 마감처리를 하는 곳으로 작업대를 분리하면 작업공간의 효율성을 높일 수 있다.

- 상부작업대 : 수직철근조립작업 및 콘크리트 공급을 위한 공간이다.

- 중간작업대 : 콘크리트 타설, 횡철근 조립, JACK작업등 실질적인 작업이 이루어지는 곳이다.

- 하부작업대 : 콘크리트 마감처리 면정리 등에 사용되며 중간작업대 하부에 매달려 설치된다. 또 양생을 위한 장소이며 작업원의 불안감을 없애기 위해 안전망을 설치한다.

• JACK 구조

- 유압PUMP : 고압의 유압을 공급하기 위한 펌프를 말하며 최대 토출압은약 250BAR정도이며 통상적으로 100BAR정도의 압력을 사용한다. 이 펌프는 전기모터에 의해 구동되며, 정전에 대비해 수동펌프가 있어야 한다.

- CONTROL BOX : 유압펌프를 지정된 시간에 따라 자동으로 가동하여 유압 JACK에 유압을 공급 되도록 하는 전기제어장치이다.

- 유압JACK : 유압잭은 3,6,12ton이 있으며 통상적으로 6ton잭을 많이 사용한다. 잭의 간격은 보통1.2~2.7m 이다. 유압잭 내부 중공부분에 CLIMB ROD가 삽입되어 있고 이 ROD를 완벽하게 CLAMP 할 수 있는 톱니장치가 내부에 설계되어 있다. 이 톱니장치는 잭에 실려져 있는 하중에 의해 ROD를 CLAMPING하므로 안전성을 확보할 수 있다. 잭의 1회 상승 높이는 약 20mm 내외이며 이 거리는 수평유지장치(LEVEL DEVICE)에 의해 제한될 수 있다.

• ROD : SLIP-FORM구조는 수직철근과 같은 위치에 있는 ROD에 의해 지지되고 상승한다. Jack용량에 따라 19m/m, 32m/m, 64m/m의 통상적으로 외경 33.7mm 강재 파이프를 사용하며 길이는 4m이고, ROD의 연결은 STUD BLOT를 사용한다.

• SPINDLE : 교각의 형태가 변단면일 경우, 거푸집의 형태를 변화조정하기위해 거푸집을 움직일수 있는 나사조정장치이다.

• 수평 유지 장치(Level Device) : 여러개의 유압잭이 CLIMB할 때 모두 동일한 양만큼 상승하지 못하는 문제를 보완하기 위해 잭이 약 25~50CM 상승할 때마다 잭의 높이를 자동으로 맞추어 주는 특수 RING GAUGE LEVEL DEVICE가 CLIMB ROD에 설치되어 있어야 한다.

• Laser

- 수직LASER : SLIP-FORM이 연직상태로 상승하는지를 점검하기위해 설치한다.

- 수평LASER : SLIP-FORM이 수평을 유지하는가를 점검하기위해 설치한다.

적용 시 유의 사항

• 콘크리트 경화시간 타설 순서, 1회 비켓의 물량, 배합의 경화특성 기온 등을 검토하여 적절한 콘크리트 타설 높이에 따른 Slip up이 되도록 하여야 함.

• 고공 작업 시 지형여건에 따라 피뢰침 및 풍속계 설치하여 낙뢰에 대비하고 이상기후 시 작업을 중단 할 수 있도록 함.

• 콘크리트 타설 순서에 의해 부위별로 경화의 차이가 발생하므로 전체적인 균형이

유지 되도록 타설 순서를 정함.

- S/F Deck의 설계하중을 고려 설계하중이상의 철근 및 강봉을 야적하지 말아야 함.
- 도급자는 철근 및 강봉 인상운반, 콘크리트 인상 타설시 작업 지시자의 통제에 의해 이루어 질수 있도록 함.
- 도급자는 안전 및 품질에 대해 수시 점검을 실시하며 품질상의 문제, 결함등이 발생하였을 경우 감독원에 보고하여야하며, 감독원은 Slip-up을 중단 시킬 수 있음.
- 감독원은 S/F 점검 시 품질상의 문제, 구조자체의 문제 등 중요한 결함 발생시 S/F 중단을 요구할 수 있으며 도급자는 이에 대한 대책을 강구하여야함.

(4) 비교 분석

표 3.4-2 두 거푸집의 비교 분석

구분	Climbing Form	Slip form
System 개요	층별로 타설 하는 공법	거푸집을 연속하여 수직 상승시키면서 계속해서 타설하는 공법
양중장비	철골과 겸용 사용가능	타워크레인 1대 별도 추가투입필요
시공성	Cold Joint가 발생할 수 있음	4~6시간 내에 초결이 발현
Level 관리	재검토가 가능	순간적으로 측정 → 오류발생가능
공정관리	상대적으로 느리다	공사속도가 빠르다
원가관리	원가부담 비교적 작음	ACS Form 대비 10%상승
장 점	• 시공정밀성 확보유리 • 공사관리, 일기변화 대처 용이	• 시공속도 빠름
단 점	• Slip Form에 비해 시공속도 느림	• 좌굴에 의한 시공오차발생의 우려 • 주야간 연속작업 공사관리 문제 • 품질관리 어려움
비용	고가	저가
안정성	높음	낮음
시공성	우수(날씨에 구애 받지 않음)	낮음(작업에 필요한 인력이 많음, 날씨가 작업성에 구애를 많이 끼침.)
내구성	우수	낮음
품질	콘크리트 타설 후 품질 확인용이	콘크리트 타설 후 품질 확인 시 인력소모가 큼.

(5) 적용성 검토

(가) Slip Form

Slip Form은 그림 3.4-19과 같은 구조로 되어 있다. 콘크리트 사이로가 중앙에 있으며, 분배형 슈트가 중앙에 위치하는 형식을 가지고 있다. 이에 반해 내부구속 중공 RC 교각의 경우에는 그림 3.4-20과 같이 중앙에 내부 강관이 있어 기존의 방법 사용이 불가능하다.

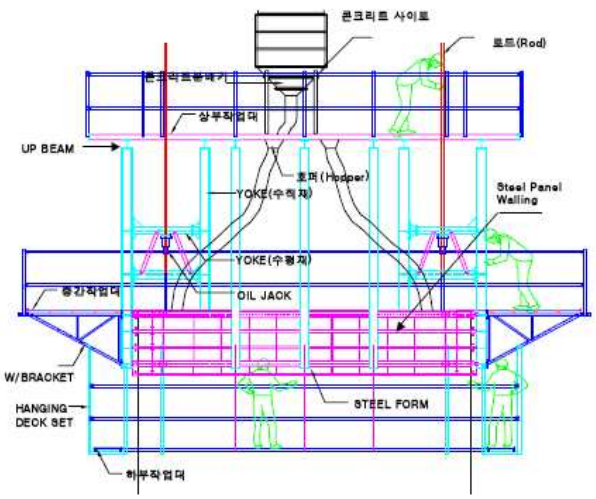


그림 3.4-19 Slip Form의 구성도

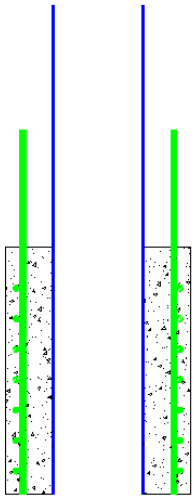


그림 3.4-20
ICH RC의
시공형태

(나) Climbing Form

Climbing Form은 Slip Form과는 다르게 내부 구속 중공 RC 교각에 직접적으로 사용이 가능하다. 내부 구속 중공 RC 교각의 경우 내부에 강관이 있기 때문에 내부 거푸집이 따로 필요 없다. 이와 같은 장점으로 그림 3.4-21과 같이 외부에 Climbing Form을 설치한 후 콘크리트를 타설하면서 상승한다면 그 적용성이 매우 뛰어날 것으로 판단된다.

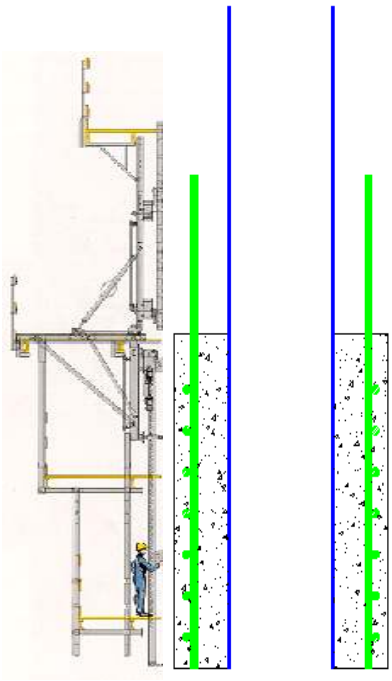


그림 3.4-21 Climbing Form
적용

나. 철근의 이음

- 설계 기준(도로교 설계 기준 4.3.18) : 기둥에 배근되는 철근의 이음은 기둥에서의 모든 하중 조합에 대한 요구 조건을 만족하여야 하며 이음 방법은 겹침이음, 맞댐 용접이음, 기계적 연결 또는 단부지압이음으로 할 수 있다.

- 겹침 이음 : 철근의 겹쳐 맞침부의 콘크리트의 부착응력을 이어서 응력을 전달하는 이음이다. 철근을 겹치는 길이는 철근 상호의 응력을 전달하는 이음이다. 철근을 겹치는 길이는 철근상호의 응력을 충분히 전달하는 길이로 한다. 이형강봉은 콘크리트와 부착응력이 크므로 철근의 단말에 훅을 갖추지 않고 사용되는 경우가 많다. 또한 이는 특별한 전문기술자를 필요로 하지 않고, 철근공의 철근조립 작업으로해서 일반적으로 이루어져온 철근이음 공법이며, 직경이 25mm 이상의 두꺼운 철근의 경우에는 콘크리트의 균열이 발생할 위험이 있기 때문에 가스 압접이음으로 하는 것이 좋다. 최근에는 구조물의 대형화와 내진 작용으로 인한 철근의 밀집과 시공상 문제점에 의하여 사용에 많은 규제가 따르고 있다.

- 압접 : 철도 레일의 연결방법이 일본을 거쳐 철근의 이음방법으로 국내에 소개되었으며, 현재 가장 많이 사용되고 있는 철근이음 방법 중 하나이다. 철근을 맞댄상태에서 열을 가하여 철근을 서로 녹여서 접합하는 방법이며 연결부위 강도는 철근인장강도의 약 90%정도가 되어야 한다. 비교적 저렴한 방법이긴 하나 품질이 불균일하고 날씨에 많은 영향을 받는다.

- 기계적 이음 : 나사식 이음으로 철근의 마디가 나사형태로 제작된 철근을 사용하는 공법과 이형철근에 직접나사를 가공하여 접합하는 공법으로 구분된다. 이음부 강도는 철근의 물성치 변화 없이 철근과 동일한 이음강도로 해야 한다. 품질관리, 공기단축, 시공성 등이 좋으나 비용이 압접에 비해서 비싸며 상하 철근의 규격이 다를 경우에 적용이 매우 어렵다.

  - 나사 마디 철근 이음 : 표면형상이 나사모양으로 열간압연 성형된 이형철근을 내면이 나사 가공된 커플러를 사용하여 접합하는 공법이다. 철근의 나사마디와 커플러와 커플러 나사 사이에 유격이 발생하여 이를 토크고정, 수지 고정 및 압축고정 등 방식으로 고정함.

  - 나사 가공 이음 : 연결하고자 하는 철근의 단부를 절삭 또는 전조 가공으로 수나사부를 만들고 이를 암나사가 가공된 커플러를 사용하여 체결하는 공법이다. 나사 가공방법에는 철근 단부를 부풀림 단조 후 가공하는 방법, 철근의 이형부분을 축에 직각방향으로 단조하여 원형으로 만들고 가공하는 방법 및 단조 가공 없이 그대로 경사진 나사를 가공하는 방법 등이 있음.

  - 강관 압착이음 : 강관 압착이음은 접합하고자 하는 두 철근 사이에 슬리브를 끼워 넣고 슬리브를 유압잭등으로 압착하여 접합하는 방식으로 기존 이형 철근의 사용이 가능하다. 강관 압착이음은 단속 압착이음, 연속 압착이음, 폭발 압착이음의 3종류로 나눌 수 있다.

- 단속 압착이음(Grip Joint) : 철근의 단부에 원통형 강관을 끼운 후 이 강관을 특수 유압잭을 사용 단속적으로 압착, 원통형 강관이 이형철근의 마디와 끼워져 접합되는 이음기술이다. G-Loc Sleeve, G-Loc Wedge, Insert등을 이용하여 철근을 Sleeve사이에 끼운 뒤 Sleeve를 가압하여 조이는 방법으로서 수직(압축)철근에만 사용 할 수 있는 이 기술은 이음시간이 상당히 소요되는 단점이 있다.
- 연속 압착이음(Squeeze Joint) : 특수 유압잭을 사용하여 슬리브의 축선을 따라 연속적으로 한 방향으로 압착하는 방식으로 단속압착법에 비해 이음시간이 상당히 단축된다. 현재 많이 사용되고 있는 이음 기술 중 하나이다. 국내생산업체 없음.
- 폭발 압착이음 : 화약의 폭발력에 의해 원통형 강관을 이형철근의 마디에 압착시키는 이음기술로 최근에는 잘 활용되지 않고 있다.

  - 충전식 이음 : 충전식 이음(강관내 충진이음)은 접합하고자 하는 두 철근사이에 약간 헐거운 슬리브를 끼운 후 슬리브 내에 충진 재료를 채워 넣어 접합하는 방식이다. 이 방식은 나선철근과 같은 특수한 철근이 필요 없고, 기존의 이형철근을 그대로 사용할 수 있는 방식으로서 충진하는 재료에 의해 모르타르 충진이음, 용융금속 충진이음의 두 가지로 나눈다.
- 모르타르 충진이음 : 강관과 이형철근 사이에 모르타르를 충진하여 이형철근의 마디에서 발생하는 응력을 모르타르를 통하여 강관으로 전달하는 방식으로 강관과 이형철근 사이에 ±5mm정도의 클리어런스(Clearance)가 있어 슬리브의 형상이 다른 이음보다 크게되는 반면, 철근과 강관의 공극이 커서 시공오차의 흡수가 비교적 용이하고 이음시 철근의 신축이 없으므로 프리캐스트 부재의 이음에 적절한 방법이다. 충진하는 모르타

르는 무기질계의 무수축 모르타르이고, 강도는 700~1000kg/㎠ 정도이다.

- 용융금속 충진이음(Cad Weld) : 모르타르 대신에 용융금속을 충진하는 방식이다. 이음방식은 대단히 좋으나 이음부에서 충진재를 가열하는 장치가 필요하고 이런 장치가 일반적으로 대형이므로 현재는 잘 사용되지 않고 있다.

  - 병용이음 : 상기한 이음을 조합하여 개발된 기술로서 나사이음, 모르타르 충진이음과 나선이음, 강관 압착이음 등이 있다. 이 이음은 주로 프리캐스트 콘크리트 부재의 이음을 위해 개발된 기술이다.

  - 마디 편체식 이음 : 마디 편체식 이음은 철근의 원주형마디 형상을 갖는 편체를 이용하는 철근의 이음방법으로서 현장 시공이 간편하지만, 철근의 형상에 따른 호환성이 떨어지고 Rebar Slip이 발생하므로 모르타르 충진 등의 후속작업이 필요하다.

- 내부 분리형 편체 : 철근마디에 상응하는 홈이 가공된 편체를 서로 연결될 철근의 단부에 별도로 체결한 후 일체형 커플러를 사용하여 연결하는 방법.

- 내부일체형 편체 : 철근마디에 상응하는 홈이 가공된 편체가 길게 1개로 되어 2개의 철근을 함께 결하여 연결하는 방법. 내부 일체형 편체의 각 철근 형상에 따른 호환 안됨.

  - 쐐기식 편체 이음 : 쐐기식 편체 이음은 철근의 원주형마디 형상을 갖는 반원통형 편체를 이용하는 철근의 이음방법으로서 현장 시공이 간편하고, 철근 마디 형상의 다양성을 수용하는 호환성이 뛰어나며, 쐐기에 의한 강력한 결합 및 용이한 결합상태 검사가 가능하며, 접합부 강도가 철근모재 강도 보다 강한 이음방법이다.



그림 3.4-22 나사 마디 철금이음

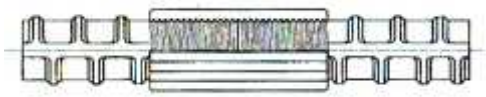
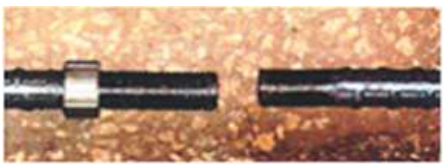


그림 3.4-23 나사가공이음

그림 3.4-24 나사식 이음의 공정



1. 너트 체결



2. 커플러 체결



3. 커플러 이동



4. 너트 이동

※ 철근 이음의 비교

구분	겹침 이음	가스압접 이음	기계적 이음
집합원	철근과 콘크리트와의	철근의 접합단부를 표준온도와	철근에 타부재인

리	부착응력에 의해 응력전달	가압에 의한 원자확산 운동에 따른 금속결합 원리		커플러를 사용해 볼트와 나사편체로 고정시키는 이음원리
물리적 성질	콘크리트 부착 응력에 의한 하중 전달방법	- 가스압접시 가열온도 1200c~1300c (철의 융점온도는 1410c)로 철을 녹이지 않고 철의 원자확산 운동에 의한 금속결합의 원리 - 모재보다는 일부 취성 성질을 가지나 철근 허용 인장력 이상의 인장능력을 갖게 됨		- 볼트 및 나사 편체로 접합을 하기 때문에 반복하중에 의한 휨파괴 가능 - 철근의 마디 부분에 하중 전달
시공부 분 (철근직 경)	기둥,보,매트 슬라브(D16~D25)	기둥,보,매트(D19~D51)		기둥,보(D16~D57)
작업인 원		수동, 반자동 3명 250~300개소 기둥작업 6M기준	자동 3명 120~150개소 기둥작업 6M기준	3명/200~230개소 (기둥작업 6M기준)
시공자 재 및 장비	별도장비 필요없음	불대(화구),유압기,그라인더 등 제어기,가열기,절단기 등		COUPLER,ROCK-NUT 및 SLEEVE,토오크렌치 등
철근수 축량	이음길이 및 정착길이 적용	약간의 수축(예:3~5cm 수축)		없음
시공시 유의점	- 필요겹침길이 확보 - 철근간격과 피복 두께확보 - 양질의 콘크리트 타설 욕구	수동, 반자동 - 압접이음부 편차 최소화 및 산화물질제거로 산화 방지 필요 - 표준온도시간 - 가열온도 유지 - 표준가압력 및 가압시간 준수	자동 - 초기 환원염불꽃 사용으로 압접부의 산화피막이 완벽히 제거됨 - 가열시간 및 가열온도 및 수축량이 자동 제어기에 의해 자동 제어됨	- 반드시 인장검사 필요 - 이음부에 미치는 피로강도 및 노후강도 인장 취성에 다른 검토필요
작업능 률	D22이하 철근 이음시 양호	수동, 반자동 -작업능률이 자동에 비해 빠름 -3~4명	자동 -압접시간 및 개수가 정해져 있음 -철근 배근	- 기둥 및 옹벽부분의 장철근 이음시 작업능률이 저하됨. - 나선철근 가공 및 이음자재 수급에 다소

			1개조가 작업 중단 없이 진행	간격에 따라 시공 안되는 곳 존재	시간이 소요됨.
품질검사	외관검사		- 외관검사 - 인장검사,굽힘시험 - 초음파 탐상검사		- 외관검사 - 인장검사
시공시 장단점	장점	- 간단한 이음으로 공사비가 저렴. - 품질에 대한 안정이 확립되어 있음.	- 철근의 축선이 일직선상에 놓이기 때문에 역학적으로 바람직한 형태임 - 직업능률과 경제성이 우수함 - 파괴 및 비파괴검사에 의한 완벽한 품질보증		- 접합시 신축이 없음. - 시공이 비교적 용이함. - 특별히 숙련된 기능공이 불필요
	단점	- 굵은 철근의 이음에는 사용이 불가능 - 충진상의 문제점 및 단면결손에 의한 내력저하가 우려됨	수동, 반자동 - 작업자의 숙련도에 따라 품질이 좌우 - 적정한 가열온도의 조절 및 가열시간 준수	자동 표준가열시간 및 압법공정이 제어기에 입력되 자동으로 제어 압접개소당 압접시공 시간이 정해져 있음.	- 나선철근 생산이 선행되어야함. - 철근마다에 나사편체가 고정 되기 때문에 나선에 잘 체결 되도록 완벽한 시공을 요함.

다. 코핑 및 기초 접합 방법

(1) 교각-코핑 접합부

교각-코핑 접합부는 위의 하중조건을 만족하기 위하여 그림 3.4-25~27에서와 같이 3가지의 접합방법을 제안하였다. 3가지 방법의 공통점은 내부 강관에 강판을 용접 설치하는 것이다. 강판을 설치할 때 강판은 교각부와 코핑부보다 아래에 위치하게 한다. 현장 타설시 중공부에 주입되는 콘크리트를 차단하기 위하여 중공부를 막는 거푸집이 제작되어야 하고 이는 콘크리트 양생 후 제거할 수 없기 때문에 영구적으로 설치 가능하며 설치함에 따라 접합부 성능이 향상되는 방법으로 강판 설치 방법이 가장 효과적인 방법이라 할 수 있을 것이다. 이 밖에도 표 3.4-3과 같이 많은 장점을 가지고 있으나, 용접 및 강재의 비용에 따라 공사비가 상승한다는 단점을 가지고 있다.

표 3.4-3 강판 설치시의 장단점

장점	단점
- 거푸집 제작할 필요 없음. (무조건 거푸집을 만들어야 하며, 이는 탈영할 수 없음.) - 현장타설시 중공부에 콘크리트가 주입되는 것을 차단하여 작업성 향상. - 코핑부 경계면보다 아래에 위치하면서 채워지는 콘크리트로 인하여 전단 저항성이 상승 - 교각부와 코핑부의 접촉 면적을 늘려주어 코핑부의 지압파괴를 방지 - 강판 용접 후 내부 강관 내부에 수분 등의 외부환경에 영향을 받지 않음으로써 부식 등을 방지해주어 영구적인 보호를 해줌	- 용접을 함으로써 공사비의 증가. - 강재를 사용함에 따라 공사비 증가.

접합방법 1은 그림 3.4-25와 같이 코핑부의 철근배근을 변경하지 않으려 강관을 관통하는 방법이다. 이 방법의 경우에는 코핑부 철근 배근 방법을 기존의 방법을 사용하여 적용 가능 하다. 그러나 철근이 많이 배근되어 있는 경우 강관을 관통하기 위해서는 강관의 부분적인 절단이 필요한데, 이는 절단 비용의 추가 투입과 절단에 의한 접합부의 구조적인 불확실성이 존재한다. 만약 이 구조적인 성능을 만족한다면 가장 성능이 좋은 방법이라 판단된다.

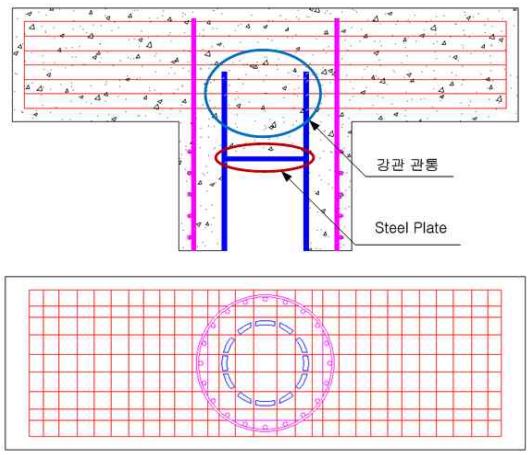


그림 3.4-25 접합방법 1(Penetrated Method)

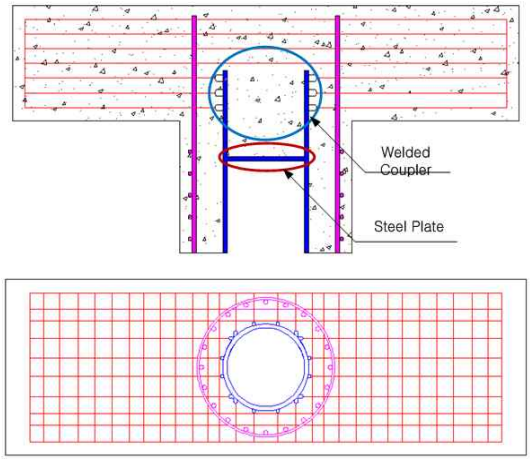


그림 3.4-26 접합방법 2(Welded Coupler)

접합방법 2는 그림 3.4-26과 같이 접합방법 1의 단점인 관통에 의한 구조적인 불확실성을 극복하기 위하여 강관에 직접 커플러를 용접하여 그 부분에 철근을 조립하는 방법이다. 이 커플러의 경우에는 공장에서 주문 제작이 가능하여 강관의 곡률에 맞추어 제작 가능해 어느 방향이나 용접이 가능하다. 그러나 이 또한 용접에 의한 비용이 상승하여 공사비를 증가 시키며, 만약 강관이 높이가 높을 경우 콘크리트 타설 할 경우 작업을 위해 설치해야 할 가시설이 생기게 되며, 이에 따른 설계 및 시공법을 새롭게 제안을 해야

하는 단점이 있다. 그러나 접합방법 1에 비해서 구조적 성능도 우수하며 시공성도 매우 좋은 방법이라 할 수 있을 것이다.

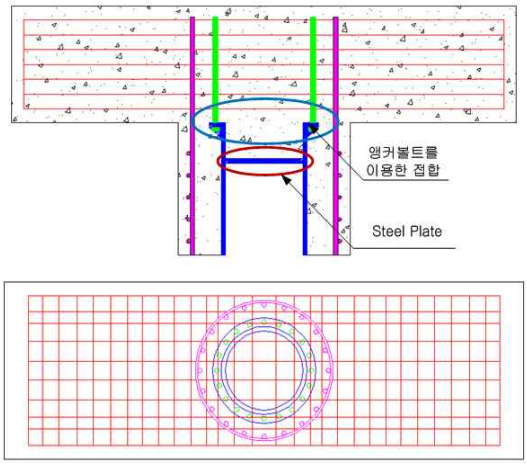


그림 3.4-27 접합방법 3(Anchor Bolt)

접합방법 3은 그림 3.4-27과 같다. 강관을 코핑부와 강관의 경계부분까지 설치를 하여 볼팅 접합을 할 수 있도록 리브 플레이트를 설치한다. 설치된 리브 플레이트와 코핑부의 철근 배근 상황에 맞추어 앵커 볼트를 이용하여 접합을 한다. 본 앵커 볼트 방법을 사용함으로써 접합 1,2보다 사용 강관의 양이 적게 되어 재료비용이 감소하게 되며, 볼트 접합을 함으로써 손쉽게 접합이 가능하다. 또한 기존의 앵커볼트 설계 기준 및 시방규정을 적용하여 사용하면 설계자 및 시공자들이 어렵지 않게 시공 가능 할 거라 판단된다. 그러나 이 방법의 경우 볼트 부분이 콘크리트 속으로 묻히기 때문에 볼트가 풀릴 경우 구조적인 문제가 발생하게 된다. 그러나 이는 볼트가 풀리지 않는 방안을 강구 한다면 충분히 단점을 극복 할 수 있을 것으로 판단된다. 이 방법이 제시된 방법 중에 가장 좋은 것으로 판단된다.

(2) 교각-기초 접합방법

교각-기초 접합방법은 통일성과 시공상의 효율성을 위하여 교각-코핑 접합부와 동일한 방법을 적용한다. 교각-코핑 접합부와 유사하게 중공부에 콘크리트를 채운다. 소성힌지 부분이 교각 직경의 약 50%이기 때문에 이에 대한 저항성을 향상시키기 위해서 무근 콘크리트를 채운다. 교각-기초 접합부의 경우에는 교각-코핑 접합부와는 다르게 강관이 기초부분에 삽입이 될 경우에 기초부 위로 나온 부분이 코핑부와는 다르게 매우 높다. 이 때문에 접합방법 1과 2는 중공부에 콘크리트를 타설함에 있어 많은 제약이 따를 가능성이 매우 높으며, 기초부에 콘크리트가 수밀하게 채워지지 않을 가능성이 높을 것으로 판단된다.

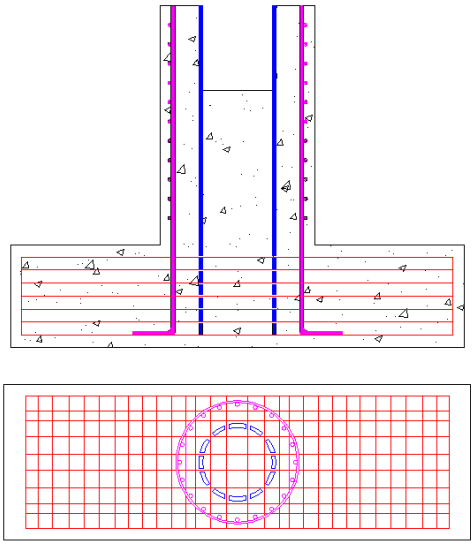


그림 3.4-28 접합방법 1(Penetrated Method)

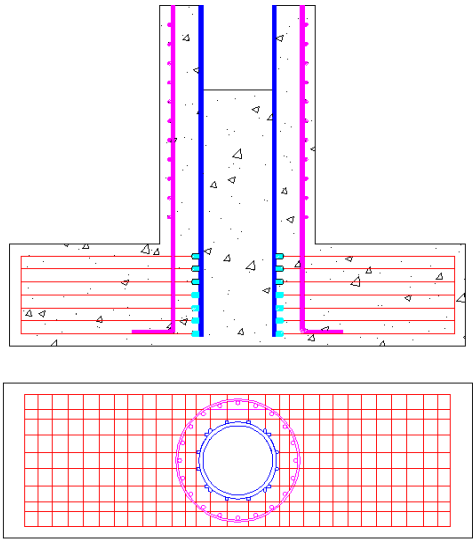


그림 3.4-29 접합방법 2(Welded Coupler)

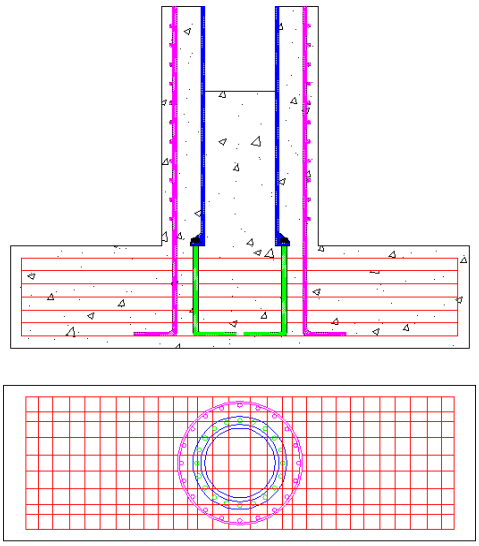


그림 3.4-30 접합방법 3(Anchor Bolt)

접합부 1, 2와는 다르게 접합방법 3의 경우가 가장 효율적인 방법일 가능성이 높다. 실제 현장에서 시공할 경우 기초부와 교각부는 콘크리트 타설이 동시에 이루어지기 때문에 1과 2방법의 경우 기초부에 삽입을 해야 하나 앵커볼트의 경우 앵커볼트만 기존의 철근 배근에 큰 영향성을 주지 않으면서 미리 시공해 놓은 후에 기초부 콘크리트 양생이 끝난 후 교각부 시공을 시작할 때 강관을 볼트로 접합을 하여 시공하는 방법이 최적이라 할 수 있을 것이다.

표 3.4-4 접합부의 비교 분석

	접합방법 1 (Penetrated Method)	접합방법 2 (Welded Coupler)	접합방법 3 (Anchor Bolt)
시공성	- 강관으로 콘크리트 타설시 시공성 떨어짐 - 효과적인 Hole 만들기 힘듦.	- 강관으로 콘크리트 타설시 시공성 떨어짐 - 강관부 용접량이 많음.	- 강관과 기초(코핑부) 간섭이 없어 시공성 매우 좋음.
경제성	- 강관 기초 및 코핑부에 삽입 되어 재료비 상승	- 용접부가 많아짐. - 강관이 기초 및 코핑부에 삽입되어 재료비 상승	- 경제성 좋음(철근량 감소)
연계성	- 새로운 설계 및 시공 기준 만들어야함.	- 기존에 생산되는 Coupler를 사용 가능	- 기존 설계 및 시공 기법 사용 가능
구조 성능	- 불확실성이 큼	- 구조성능은 좋음. - 기초부 파괴 가능함.	- 설계 방법에 따라 구조성능 조절 가능함.

세가지 접합방법을 1차년도 실험에 의하여 검증한 결과 접합방법 2가 성능이 가장 좋은 것을 볼 수 있었으나 모두 요구 변위 연성도를 만족하는 것으로 나타나 세가지 모두 적절할게 적용한다면 시공성이 매우 좋을 거라 판단된다.

(3) 시험을 통한 검증

(가) 시험 개요

정성적으로 제안된 관통법과 용접 커플러 방법, 앵커볼트법을 ICH RC 교각 시험체에 적용하여 거동 분석을 통하여 최적의 접합방법을 제안하는데 있다.

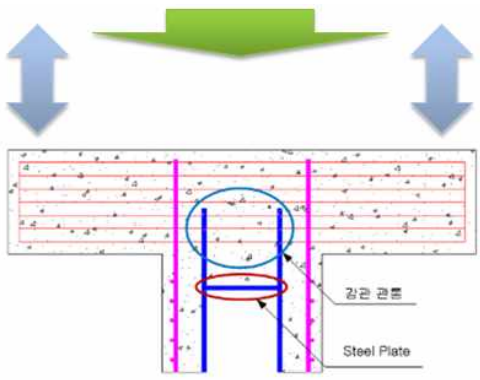


그림 3.4-31 코핑부에 작용하는 하중 조건

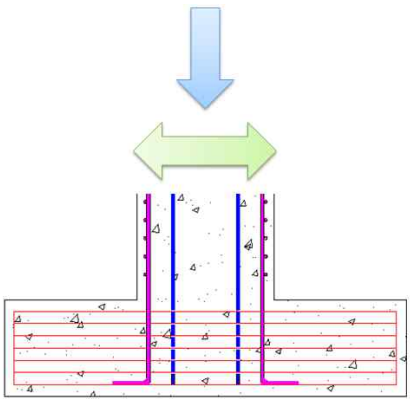


그림 3.4-32 기초부에 작용하는 하중 조건

그림 3.4-31은 코핑부에 작용하는 하중상태를 나타낸 것이며 그림 3.4-32는 기초부에 작용하는 하중 조건을 나타낸 것이다. 이를 비교해 보면 공통적으로 접합부에 모멘트와 축력 그리고 전단력이 작용하는 것을 볼 수 있다. 이 두 가지 접합부가 유사한 매커니즘

으로 외력에 대해서 저항하는 것으로 보아 2가지 주제에 대해서 시험을 수행하는게 아닌 한가지로 통합하여 시험 연구를 수행하도록 한다.

또한 이러한 모멘트, 전단력, 축력을 시험으로 모사하기 위하여 준정적 거동 시험을 수행하려고 한다. 그림 3.4-33은 준정적 거동 시험방법을 개략적으로 나타낸 것인데 접합부에 모멘트와 전단력 축하중을 동시에 작용하도록 하기 위해서 축하중을 가하고 횡하중은 지진하중을 모사한 2 cycle의 Drift Level로 변위 하중을 가하였다. 순수 높이의 0.5%~9%까지 변위를 가한다.

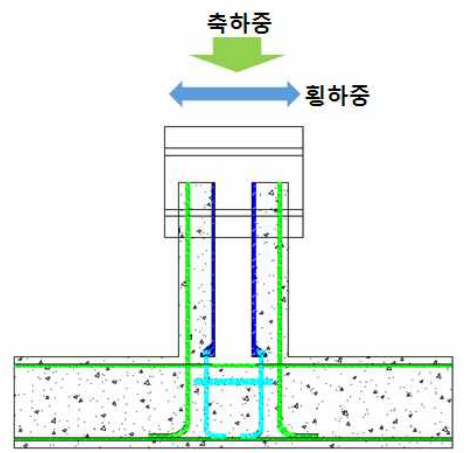


그림 3.4-33 준정적 거동 시험 방법

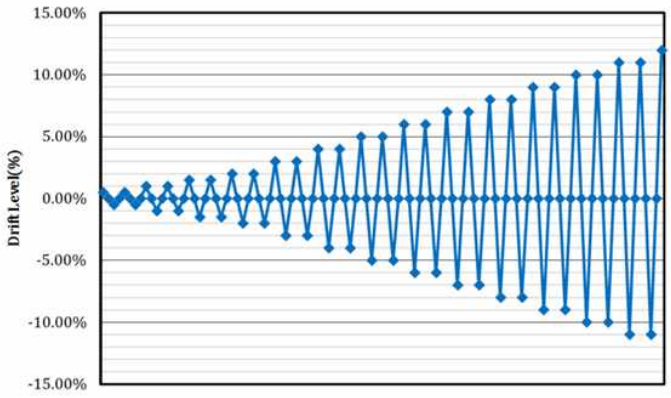


그림 3.4-34 Drift Level 하중의 작용

또한 축하중은 시험이 지속되는 과정에 고정하중처럼 모사하기 위하여 지속적으로 동일한 하중을 가한다.

(나) 시험체 설계 및 제작

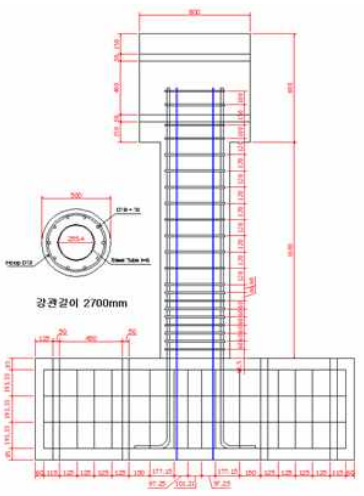


그림 3.4-35 관통법

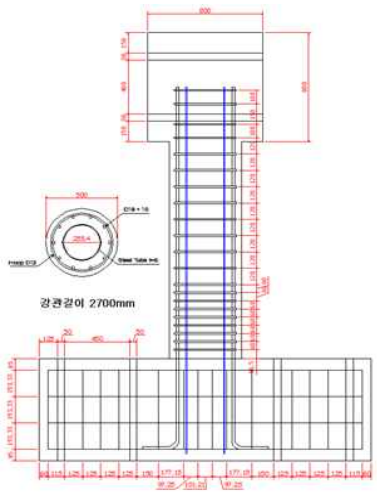


그림 3.4-36 용접커플러법

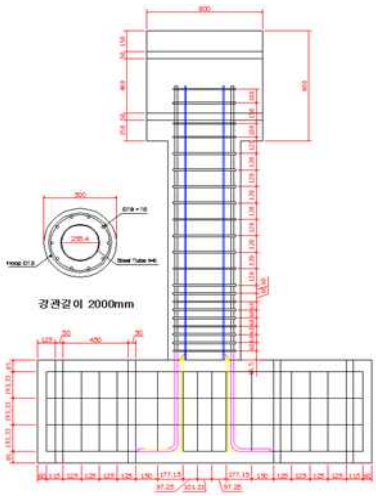


그림 3.4-37 앵커볼트법

시험체의 설계시 기둥의 단면의 직경은 500mm로 선택하였으며, 기초 상단으로부터 가력부분까지 2400mm, 콘크리트 강도는 50MPa로 설계를 하였다. 이때 종방향 철근비는 콘크리트 구조 설계 기준에 따라 2%로 설정하였으며, D19 철근을 10개 배근 하였다. 횡방향 철근은 D13 철근을 소성힌지 구간에는 60mm 간격으로 배근하고 그 외에 부분은 120mm로 배근하였다. 또한 공통적으로 중공부분에 0.5D만큼의 콘크리트를 채워 성능보강을 하였다.



그림 3.4-38 강관과의 접합방법(좌:관통법, 중: 커플러법, 우:앵커볼트법)



그림 3.4-39 기초부 콘크리트 타설 및 기둥부 그리고 가력부 콘크리트 타설

그림 3.4-38과 같이 각각 관통법과 커플러법 앵커볼트법을 모사하여 시험체로 제작을 하였으며, 스트레인 게이지를 강관 및 주요 철근에 부착하였다. 또한 그림 3.4-39 처럼 콘크리트를 타설하여 시험체를 완성하였다.

(다) 예비 해석

해석을 하기 위해서 앞절의 기하학적 제원을 넣고 재료 물성치로 강관의 항복 강도 235MPa, 철근의 항복강도 350MPa, 강재의 탄성계수 210000MPa 등을 이용하여 해석을 수행하였다.

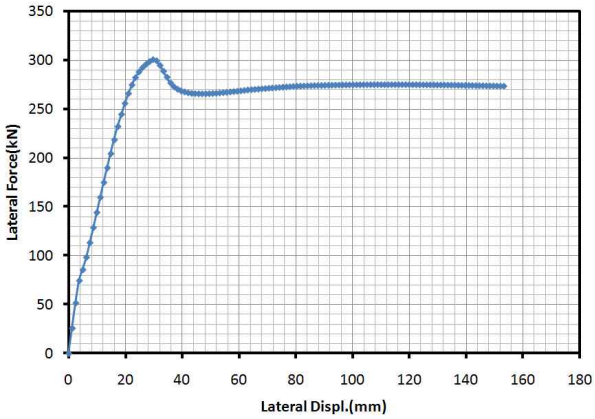


그림 3.4-40 하중-변위 포락곡선(해석)

그림 3.4-40은 시험체를 해석 프로그램을 이용하여 예비해석을 수행하였다. 예비 해석을 수행한 결과 극한 변위는 145mm이며, 항복 변위는 약 23.08mm 였다. 최대 횡하중은 300kN, 변위 연성도는 약 6.28이 발휘 되는 것으로 나타났다.

(라) 시험 결과 및 분석

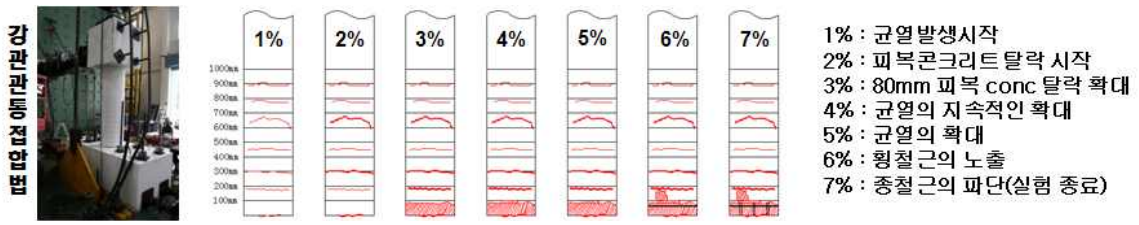


그림 3.4-41 관통법의 Drift Level 별 균열 특성

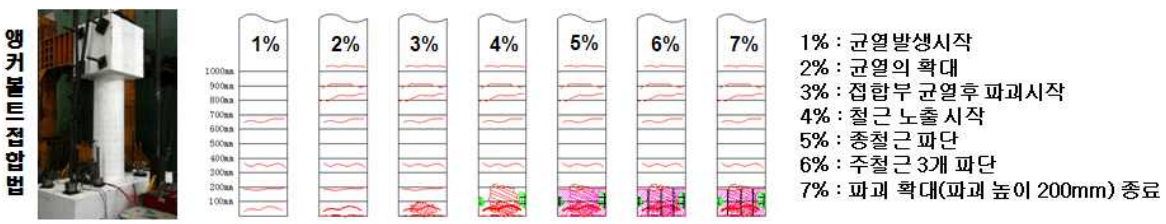


그림 3.4-42 앵커볼트법의 Drift Level 별 균열 특성

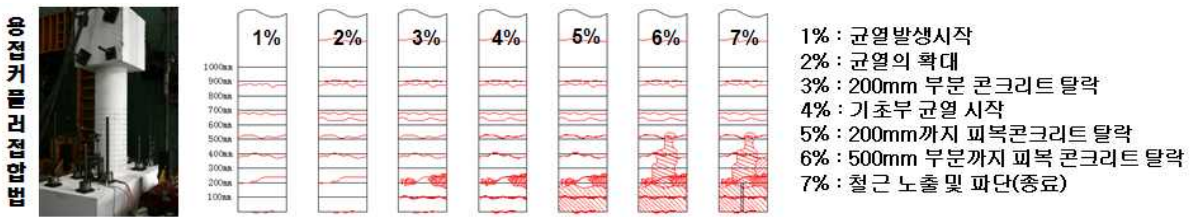


그림 3.4-43 용접 커플러법의 Drift Level 별 균열 특성

그림 3.4-41~43은 각각의 접합방법에 따른 균열 특성을 나타낸 것이다. 모든 시험체가

1%부터 균열이 발생하기 시작하였다. 그러나 앵커 볼트법의 경우에는 5%에 종철근이 파된 되면서 기둥의 강도가 감소하기 시작한 것으로 판단되며, 이에 반해 용접 커플러 방법의 경우에는 7%에 종철근이 파괴 되면서 최대 강도의 80% 이하로 감소하면서 시험을 중단하였다. 용접커플러가 균열 범위가 가장 넓은 것을 볼 수 있었으며, 앵커볼트법과 강관 관통법의 경우 소성힌지부분의 균열이 모두 접합부와 100~150mm에서만 발생하는 것으로 나타났으나, 용접커플러의 경우에는 300mm 이상까지 피복콘크리트 박리 및 파괴가 발생한 것으로 나타났다.

그림 3.4-44~46은 각각의 접합방법에 따른 이력거동을 나타낸 것이며, 이를 예비해석을 통해 얻어진 해석치와 비교 하였다. 관통법의 경우에는 최대 강도가 거의 동일하게 나타났으나 최대강도에 도달한 후 지속적으로 강도가 유지되지 않는 현상을 보였으며, 그림 3.4-45의 앵커볼트법의 경우 최대 강도에도 도달하지 못한 것으로 나타났다. 또한 강도가 급격히 감소하는 모습을 보였다.

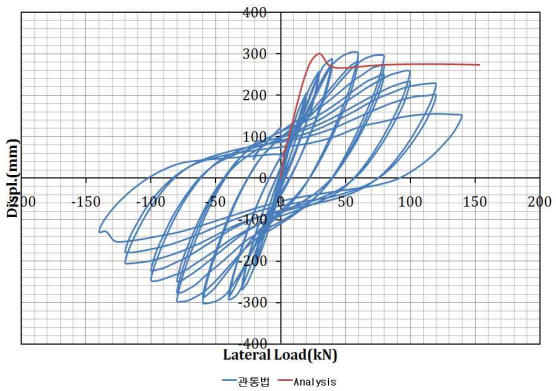


그림 3.4-44 관통법의 이력거동

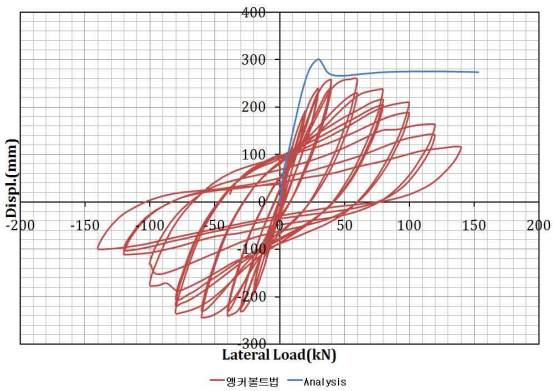


그림 3.4-45 앵커볼트법의 이력거동

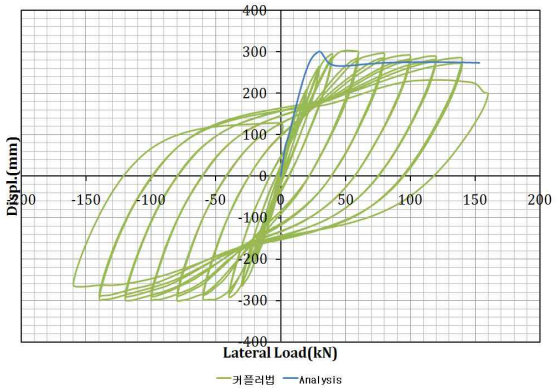


그림 3.4-46 커플러법의 이력거동

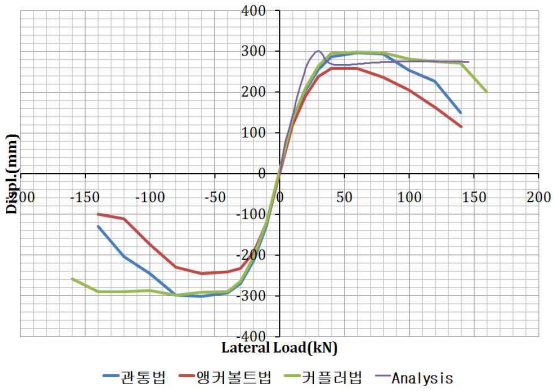


그림 3.4-47 하중 변위 이력거동 분석 비교

2가지의 접합방법과는 다르게 커플러법의 경우에는 최대 강도가 거의 예측값과 유사하게 나왔으며, 거동 특성 또한 최대 강도에 도달한 후에 종철근이 파단되기 이전까지 최대 강도를 유지하는 특성이 매우 유사한 것을 볼 수 있었으며, 현재 우리가 판단할 수 있는 가장 이상적인 결과라 할 수 있다.

(마) 소결

본 연구는 제안된 접합방법을 시험을 통하여 그 성능을 검증하였다.

(1) 관통법은 예비 해석을 통해 얻은 최대강도와 유사하게 나왔으나 강도가 지속적으로 감소하는 모습을 보이는 것으로 나타났으며, 소성힌지 부분의 균열이 최하단 부분에만 발생하는 것으로 보여 강관이 철근에 고정이 안된 것으로 판단된다. 그리고 변위 연성도는 4.5로 많은 차이를 보이는 것으로 나타났다.
(2) 앵커볼트법은 경제적으로 가장 좋은 방법이라 할 수 있다. 그러나 시험결과에 의하면 그 성능이 가장 좋지 않은 것으로 나타났으며, 예측한 결과와 가장 차이가 많이 나는 것으로 나타났다. 시험에 의한 변위 연성도가 3.95로 예상치 6.28에 근접하지 못하는 것으로 나타났다.
(3) 용접 커플러법은 최대하중 및 극한 변위 등이 거의 예상치와 유사한 거동을 보이는 것으로 나타났다. 변위 연성도 역시 6.48로 예상치 6.28보다 크게 발휘됨으로써 우리가 예상할 수 있는 가장 이상적인 모델이라 판단된다.

라. 강관-콘크리트의 효과적인 합성 방법 연구

(1) 연구 개요

콘크리트 충전 강관 구조 등의 강관과 콘크리트의 합성으로 이루어진 구조의 경우 강관과 콘크리트의 합성 정도에 따라서 그 성능차이가 굉장히 차이가 나는 것을 볼 수 있다. 3.2절에서 연구된 내용에 의하면, 그림 3.2-31의 검증 결과를 보면 콘크리트 충전 강관 기둥의 실험치와 해석치를 비교할 경우 강관과 콘크리트의 마찰 강도를 0, 즉 마찰이 없는 것으로 가정하였을 경우에 그 결과 값이 잘 맞는다고 연구되어졌다. 그러나 합성구조에서 부재가 완전 합성되지 못하고 slip이 발생한다는 것은 합성구조의 성능을 반감시키는 것이라 할 수 있겠다. 이러한 이유로 본 연구에서는 합성구조인 본 교각 형식의 내부 강관과 콘크리트와의 합성을 증진시키는 방법을 제안하였다.

(2) 강관-콘크리트 합성 방법

본 연구에서 제시하는 가장 기본적인 개념은 강관의 일정한 간격마다 철근을 둘러 그 철근을 용접하여 강관에 접합을 하는 것이다. 그림 3.4-48과 같이 내부 튜브에 철근을 용접하여 설치하는 것이다. 이는 강관과 철근의 마찰력을 증진시켜주는 역할을 한다고 하여 본 연구에서는 마찰철근이라고 명명 지었다. 이러한 방법이 실제 시험체에 적용되었을 경우에 얼마나 성능 증진이 있을 지 시험을 통하여 검증하였다.

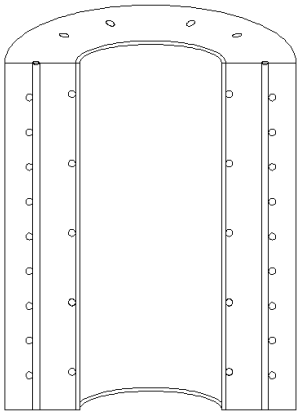


그림 3.4-48 내부강관에
철근 설치한 개략도

(3) 시험체 설계 및 제작

전체적인 시험체 크기는 시험장소의 규모한계로 인하여 크기가 작게 설계되었다. 표 3.4-5는 마찰철근 간격에 따른 시험체 제원을 나타낸 것으로 강관의 두께는 6mm로 하였으며, 마찰철근의 간격은 50mm~300mm까지 변경하여 설계를 하였다.

표 3.4-5 마찰철근 간격에 따른 시험체 제원

	강관 외경	강관두께	횡철근 직경	횡철근 간격	종철근 직경	종철근 개수	마찰철근 간격	마찰철근 직경
FHS-50	216.3	6	D10	50	D10	10	50	D10
FHS-100	216.3	6	D10	50	D10	10	100	D10
FHS-150	216.3	6	D10	50	D10	10	150	D10
FHS-300	216.3	6	D10	50	D10	10	300	D10

표 3.4-6은 마찰철근의 직경에 따른 시험체 제원을 나타낸 것으로 직경을 실제 생산되는 철근을 적용하여 용접접합을 하였다. 6mm~16mm로 선정하였다.

표 3.4-6 마찰철근의 직경에 따른 시험체 제원

	강관 외경	강관두께	횡철근 직경	횡철근 간격	종철근 직경	종철근 개수	마찰철근 간격	마찰철근 직경
FHD-0	216.3	6	D10	50	D10	10	-	-
FHD-6	216.3	6	D10	50	D10	10	50	D06
FHD-10	216.3	6	D10	50	D10	10	100	D10
FHD-13	216.3	6	D10	50	D10	10	150	D13
FHD-16	216.3	6	D10	50	D10	10	300	D16

표 3.4-7 스터드를 이용하여 내부 강관과 철근을 직접 연결 시험체

	강관 외경	강관두께	횡철근 직경	횡철근 간격	종철근 직경	종철근 개수	연결철근 간격	연결철근 직경
CR-4	216.3	6	D10	50	D10	10	300	D10

표 3.4-7은 스터드를 이용하여 내부 강관과 철근을 직접 연결한 시험체를 나타낸 것이다.

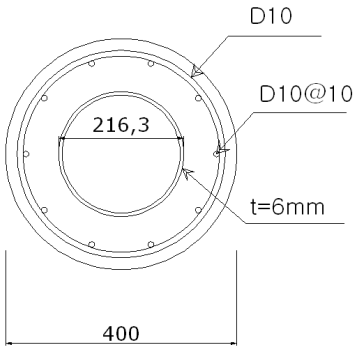


그림 3.4-49 시험체의 단면

제원

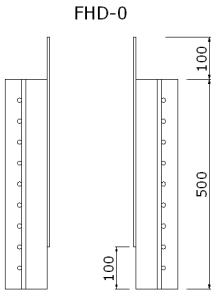


그림 3.4-50(1)
철근설치 안함

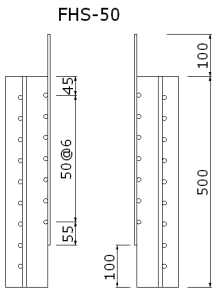


그림 3.4-50(2)
철근간격 10mm

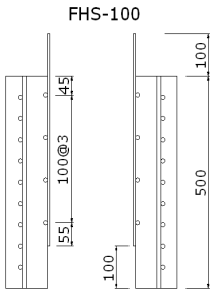


그림 3.4-50(3)
철근간격 100mm

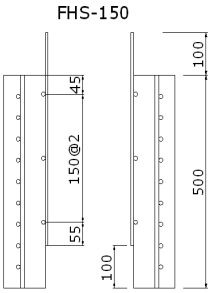


그림 3.4-50(4)
철근간격 150mm

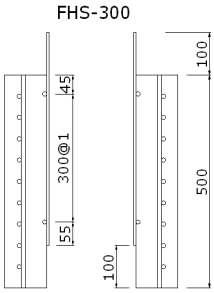


그림 3.4-50(5)
철근간격 300mm

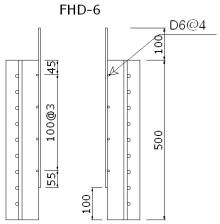


그림 3.4-50(6)
철근직경 6mm

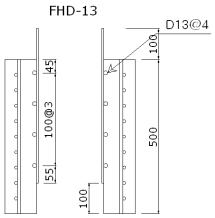


그림 3.4-50(7)
철근직경 13mm

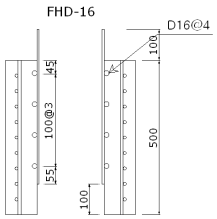


그림 3.4-50(8)
철근직경 16mm

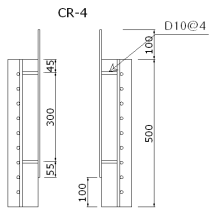


그림 3.4-50(9)
연결재 8개

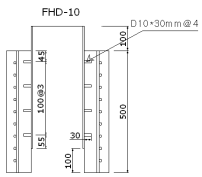


그림 3.4-50(10)
스터드 16개

그림 3.4-51은 시험체를 제작한 상태를 나타낸 것으로 강관쪽에서 압축력을 가하였다.



그림 3.4-51(1)



그림 3.4-51(2)



그림 3.4-51(3)



그림 3.4-51(4)

FHD-0

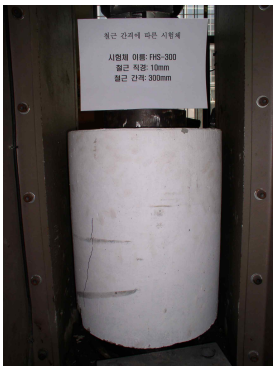


그림 3.4-51(5)

FHS-50



그림 3.4-51(6)

FHS-100



그림 3.4-51(7)

FHD-13

FHS-150



그림 3.4-51(8)

FHD-16

FHS-300



그림 3.4-51(9)

PBA-16

FHD-6



그림 3.4-51(10)

CR-4

(4) 시험 결과

그림 3.4-52는 마찰철근 간격에 따른 거동 특성을 분석한 것이다. 마찰철근이 0일 때는 거의 100kN에서 일정하게 변위가 일어나는 것을 볼 수 있었으며, 마찰철근 간격이 가장 좁을 때인 50mm 일때는 600kN으로 마찰철근 없을 때보다 6배의 부착력이 증대되는 것으로 나타났다. 또한 간격 100mm와 150mm 또한 각각 480kN으로 설치하지 않았을 때보다 성능이 매우 좋게 나타나는 것으로 나타났다.

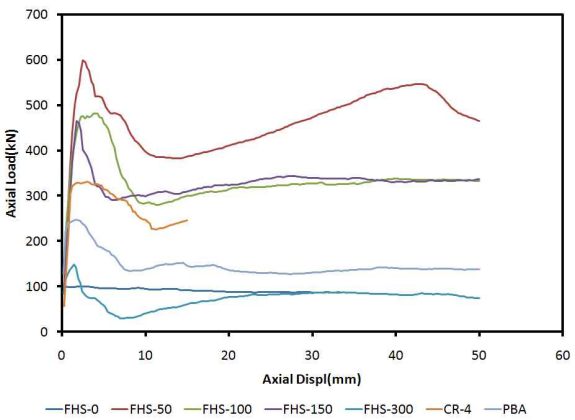


그림 3.4-52 마찰철근 간격에 따른 거동 분석

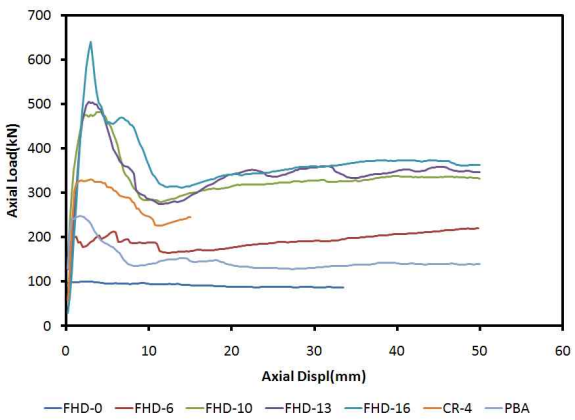


그림 3.4-53 마찰철근 직경에 대한 거동 분석

스터드를 4방향에 16개를 설치하였을 때보다도 마찰철근을 설치하였을 때가 더 성능이 좋아지는 것으로 나타났다. 스터드를 설치하는 것 보다는 4방향 위아래 부분에 종철근 및 횡철근에 용접을 통하여 접합한 경우가 더 성능이 좋은 것으로 나타나 스터드를 많이 설치하는 것 보다는 부분적으로 강관과 횡철근 종철근을 연결해 주는 것도 하나의 좋은 방법이라 할 수 있겠다.

그림 3.4-53은 마찰철근 직경에 따른 거동 특성을 나타낸 것으로 철근의 직경이 커질수록 마찰력이 증대되어 더욱 성능이 좋은 것으로 나타났다.

(4) 소결

본 연구는 강관과 콘크리트의 완전 합성 거동을 위한 마찰력 향상 방법을 실험을 통하여 연구하였다.

(1) 마찰철근을 설치하였을 때 설치하지 않았을 경우에 비해서 최대 6배 이상의 마찰력 상승효과를 가져와 성능 증대를 가져온다.

(2) 스터드를 설치하는 것 보다는 마찰철근을 부분적으로 설치하는 것이 더욱 효과적임.

(3) 마찰철근 직경이 커질수록 부착력 및 마찰력이 증대되어 성능이 향상 된다.

(4) 상부 부분의 경우 4방향에 횡철근과 종철근의 간격을 유지시켜주는 연결 스터드를 강관에 연결을 하고 소성힌지 부분 즉, 심부 구속 횡철근 설치 부분에 일정한 간격으로 마찰 철근을 설치한다면 기둥의 완전합성 거동을 이룰 수 있을 거라 판단된다.

(5) 본 실험적 연구는 거동 특성 및 경향성을 나타낸 것으로 본 실험결과를 토대로 해석적 연구를 수행하여 최적 간격 및 마찰철근의 직경을 도출해 낸다면 현장 적용시 교각의 성능 증대에 매우 좋은 시공 방법이 될 거라 판단된다.

제 5절 실규모의 시험체를 통한 거동 분석

1. 시험 개요

내부 구속 중공 철근콘크리트 교각은 최근까지의 연구에 의해 기둥 높이 2.25m, 2m 등의 비교적 작은 높이의 시험체를 통하여 거동 분석을 하여 그 성능이 검증되었다. 그러나 실 규모로 제작하여 연구된 적이 없는 것이 큰 단점으로 꼽히고 있다. 콘크리트 구조물은 강구조물과는 다르게 콘크리트의 규모에 의해서 그 성능이 다양하게 바뀌는 것이 특징이다. 규모가 커지면서 생기는 크리프나 건조 수축, 수화열의 영향 등 매우 많은 경우에 따라서 그 성능 차이가 매우 많이 달라질 가능성이 있다. 그렇기 때문에 기존의 축소모델에서 그 성능이 검증이 되었지만 규모가 커졌을 때도 성능 및 경향성이 예측한것과 같이 도출되어야 하기 때문에 현장에 적용하기 전에 실규모의 시험을 통해서 그 성능을 검증해 보는 것이 매우 타당할 것으로 판단된다.

2. 시험체 설계

가. 시험체 개략도

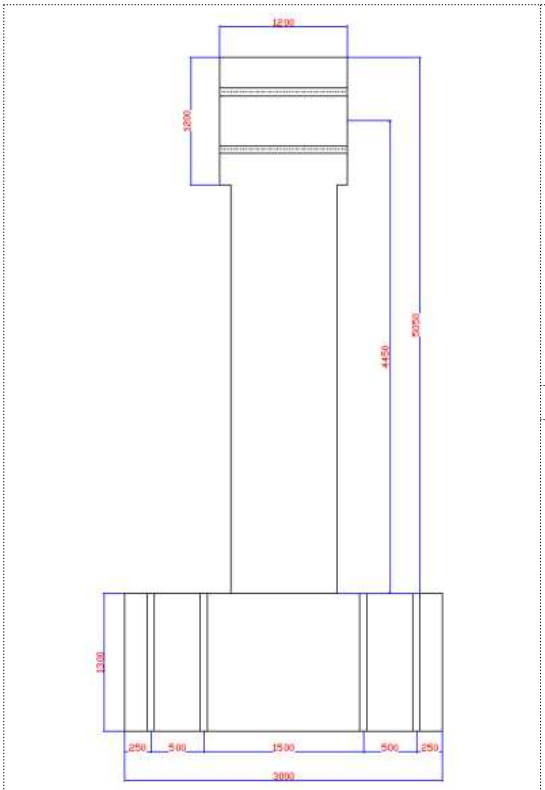


그림 3.5-1 시험체 개략도

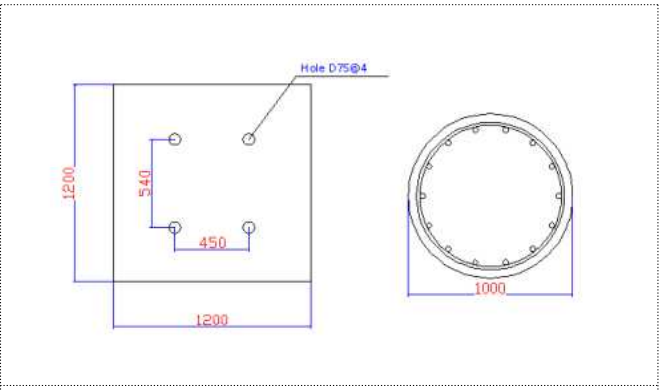


그림 3.5-2 가력부 및 단면 개략도

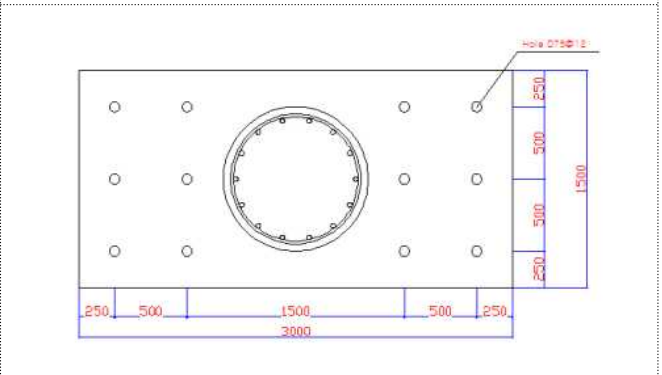


그림3.5-3 기초부 개략도

그림 3.5-1~3은 시험체 각 부분의 개략도를 나타낸 것이다. 시험체는 시험 가능한 최대

높이로 설계를 하여 시험을 수행하였다. 모델의 순수 높이는 4450mm, 기초를 제외한 기둥의 높이 5050mm, 기초부를 포함한 높이 6350mm, 기둥의 직경은 1000mm로 선정하였다.

나. 시험체의 설계

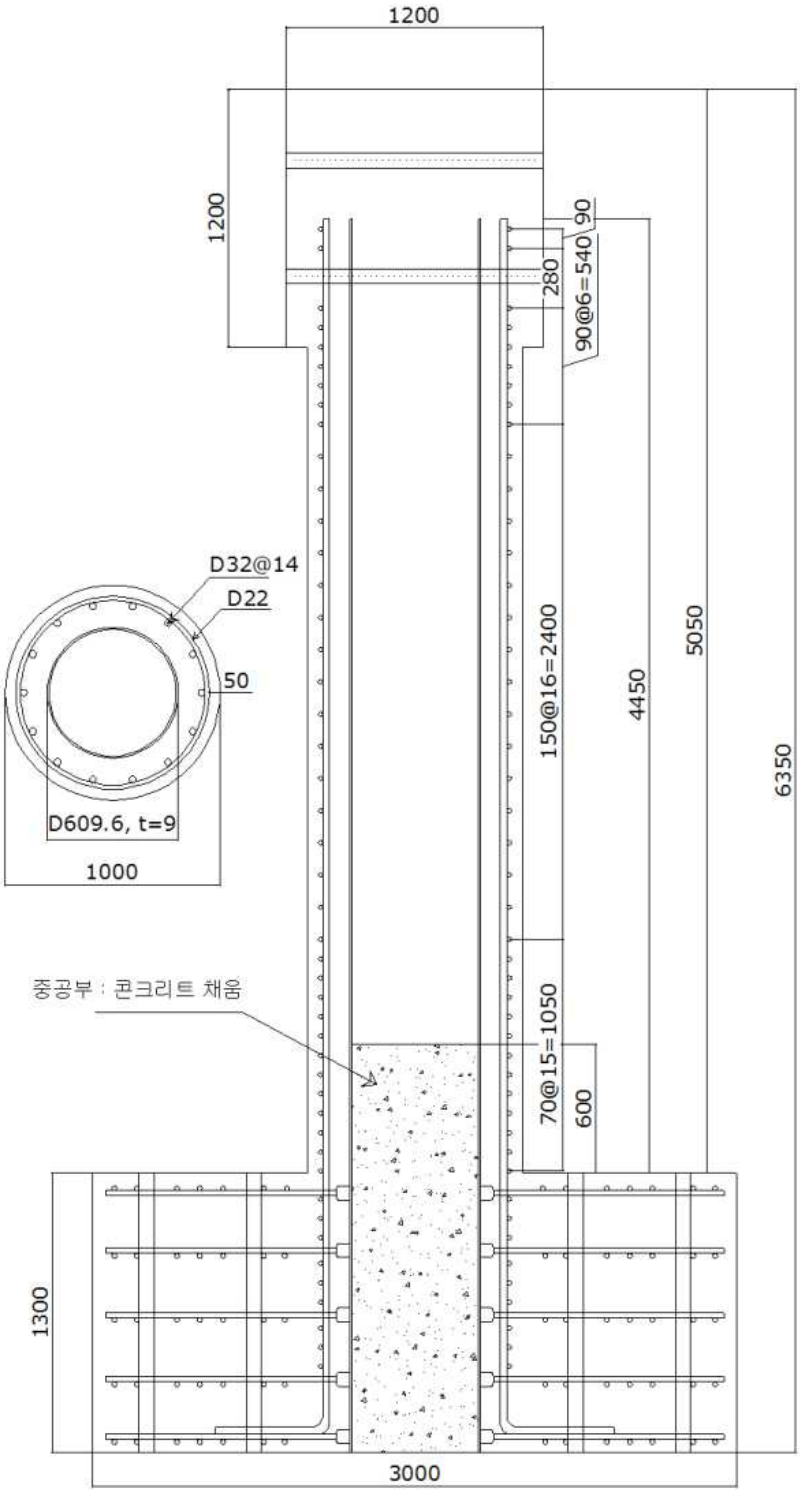


그림 3.5-4 실규모 시험체의 상세 도면

그림 3.5-4는 실규모 시험체의 상세 도면을 나타낸 것이다.

(1) 시험 모델의 제원

- 기둥 총 높이 : 6350mm
- 기둥 순수 높이 : 4450mm
- 단면 직경 : 1000mm
- 상입 강관 직경 : 609.6mm(t=9)
- 종방향 철근 : D32@14
- 횡방향 철근 : D22
- 횡방향 철근 간격 : 150mm, 70mm(심부구속)
- 기초-강관 접합법 : 용접커플러법 적용

(2) 기둥부의 설계

(가). 세장비

$$\lambda = k\frac{L_u}{r} = 36 > 22 \tag{3.5.1}$$

여기서, k = 2.1, L_u = 4450mm, $r = \sqrt{\frac{0.2E_cI_g + E_sI_t}{0.2E_cA_g + E_sA_t}} = 275.71$

(나). 축방향 철근비(D32@14)

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{11118.8}{510516.22} = 0.0217 \tag{3.5.2}$$

$$0.01 < 0.0217 < 0.08 .....\text{OK} \tag{3.5.3}$$

여기서, $A_s = 794.2 \times 14 = 11118.8mm^2$, $A_g = \frac{\pi}{4}(1000^2 - 591.6^2) = 510516.22mm^2$

(다). 횡방향 철근 수직 간격(가장 작은 값 선택)

축방향 철근 지름 16배 = 508.8mm (3.5.4)

띠철근 지름의 48배 = 1065.6mm (3.5.5)

단면최소 치수의 0.5배 = 500mm (3.5.6)

$$150mm < 500mm .....\text{OK} \tag{3.5.7}$$

(라). 횡방향 철근비(심부구속 철근)

$$\rho_{s(\min)} = 0.45\left(\frac{f_{ck}}{f_y}\right)\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right) = 0.45\left(\frac{40}{400}\right)\left(\frac{510516.22}{344309.00}-1\right) = 0.021 \quad (3.5.8)$$

$$s \le \frac{4A_{sp}}{\rho_{s(\min)}D_c} = \frac{4\times 387.10}{0.0217\times 900} = 79.28mm \quad (3.5.9)$$

$$70mm < 79.28mm \text{.....OK} \quad (3.5.10)$$

(마). 심부 구속 철근의 최소 설치 구간

기둥의 최대 단면 치수 = 1000mm (3.5.11)
기둥의 순높이의 1/6 = 741mm (3.5.12)
기초부로 연장(기둥 치수 0.5배) = 500mm (3.5.13)
기둥부 : 1050mm>1000mm....OK (3.5.14)
기초부 : 1000mm>500mm....OK (3.5.15)

(바). 중공부 보강

직경 만큼 중공부에 콘크리트를 채움(콘크리트를 채움으로써 성능 향상을 이룸.)

(사). 기초 접합부

용접 커플러를 이용하여 기초 배근 철근을 강관에 직접 연결함.

(3) 시험 예비 해석

시험전에 예비 해석을 수행하였다. 위의 그림 3.5-4에 맞추어 물성치를 넣었으며, 콘크리트 강도는 40MPa, 내부 튜브의 항복강도 235MPa, 내부 튜브의 탄성 계수 : 210000MPa, 철근의 항복강도 : 350MPa, 철근의 탄성계수 : 200000MPa로 해석을 수행하였다.

그림 3.5-5는 시험모델의 하중-변위 포락곡선을 나타낸 것으로서 최대 횡하중은 90tonf, 극한 변위는 275mm로 예상된다. 또한 항복 변위는 56.69mm이다. 축하중은 100tonf를 가하였다. 변위 연성도는 5.89로 예상된다. 그러나 해석 모델의 경우 ICH RC 구성 인 횡철근, 콘크리트, 종철근 등이 파괴될 경우 멈추도록 가정되어 있기 때문에 극한 변위 및 변위 연성도가 해석 보다는 더 크게 나올 것으로 예상된다.

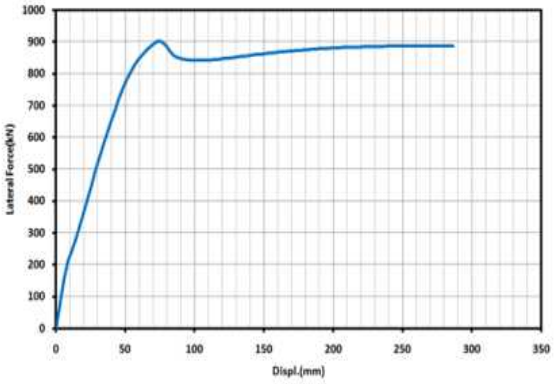


그림 3.5-5 하중-변위 포락곡선

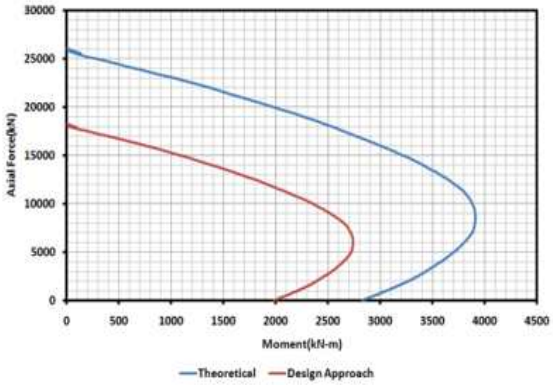


그림 3.5-6 P-M 상관도(이론 및 설계 상관도)

3. 시험체 제작



그림 3.5-7 시험체 철근 배근



그림 3.5-8 내부 튜브와 간격 유지



그림 3.5-9 기초 접합부 커플러로 접합



그림 3.5-10 철근 배근도



그림 3.5-11 철근 배근도(기초부)

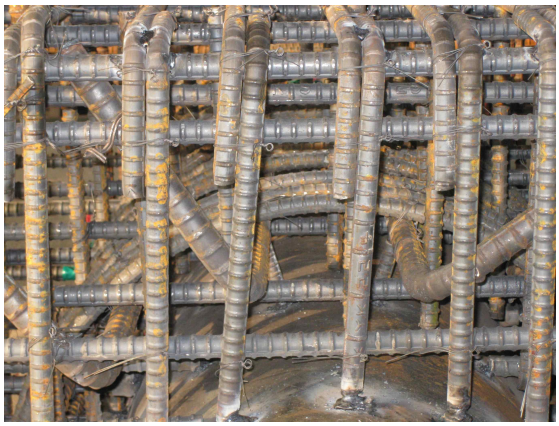


그림 3.5-12 철근 배근도 (기초부)



그림 3.5-13 거푸집(기초부)



그림 3.5-14 콘크리트 타설



그림 3.5-15 콘크리트 타설(다짐 공정)



그림 3.5-16 최상단 가력부 타설



그림 3.5-17 시험체 제작 완료

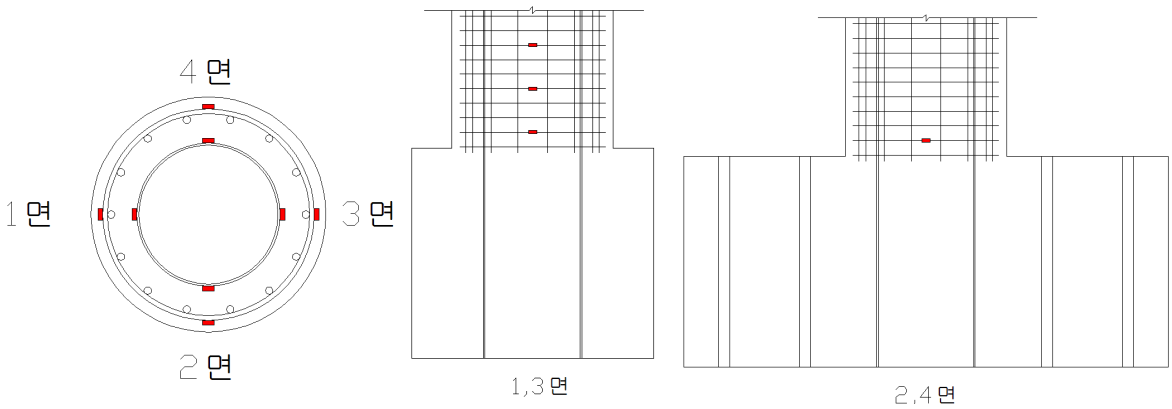


그림 3.5-18 기둥부에 Strain Gage 설치

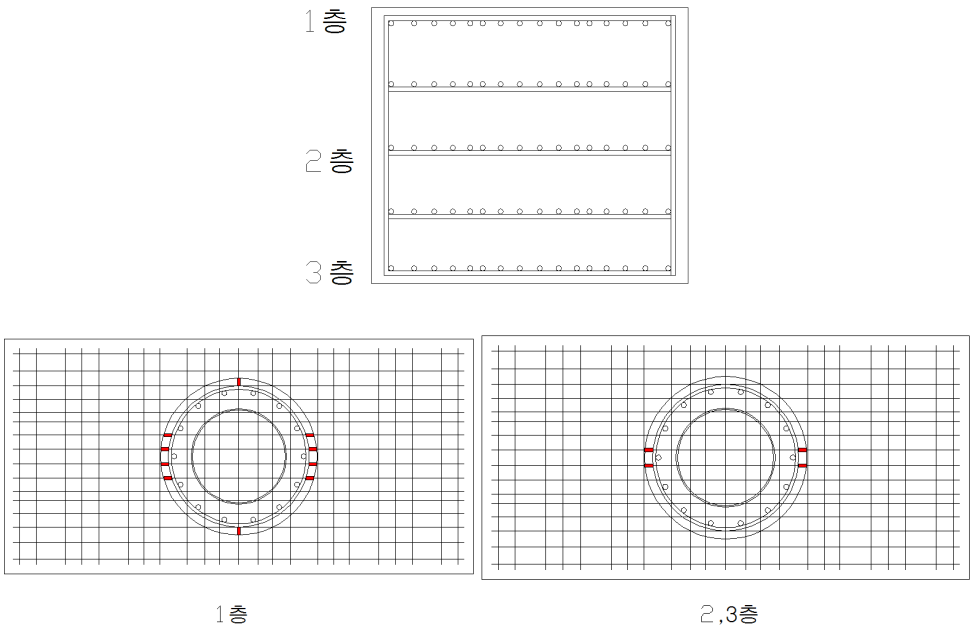


그림 3.5-19 기초부 Strain Gage 설치

4. 시험체 세팅



그림 3.5-20 준정적 거동 시험

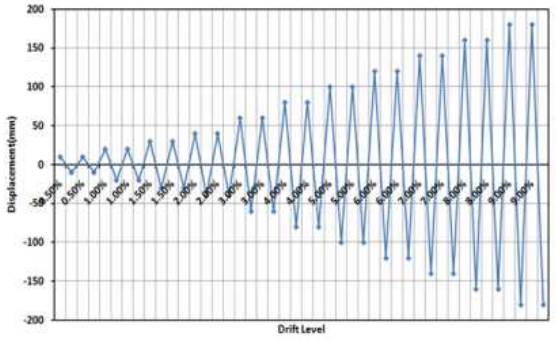


그림 3.5-21 이력 거동 Drift Level



그림 3.5-22 축하중 재하(100tonf)

시험을 위하여 시험체는 그림 3.5-20과 같이 세팅을 하였다. 350tonf의 actuator를 이용하여 그림 3.5-21의 Drift Level 하중을 2cycle로 가하였다. 변위 하중은 기둥 순수 높이의 0.5%~9%까지 순차적으로 가하였다. 축하중은 그림 3.5-22과 같이 100tonf을 지속적으로 일정하게 가하였다. 또한 그림 3.5-20에서의 ③과 같이 LVDT를 설치하였는데 높이는 각각 600mm, 1200mm에 설치하였으며, 최상단은 Actuator의 변위를 읽었다.

4. 시험 결과 분석

가. 균열 특성 분석

표 3.5-1 Drift Level에 따른 균열 특성 분석

	Test Level	Drift Ratio (%)	Displacement 4450mm	(앞)기둥을 밀 때 인장부분 쪽 (앞)기둥을 밀 때 압축부분 쪽
	Start	0.00%	0	
1Cycle	1	0.50%	22.25	
	2	0.00%	0	
	3	-0.50%	-22.25	
	4	0.00%	0	

2Cycle	5	0.50%	22.25	
	6	0.00%	0	
	7	-0.50%	-22.25	
	8	0.00%	0	
3Cycle	9	1.00%	44.5	(앞)균열이 발생 시작
	10	0.00%	0	
	11	-1.00%	-44.5	(뒤)균열이 발생 시작
	12	0.00%	0	(뒤)1300mm와 1600mm에서 균열 발생
4Cycle	13	1.00%	44.5	
	14	0.00%	0	
	15	-1.00%	-44.5	
	16	0.00%	0	
5Cycle	17	1.50%	66.75	(앞)기초접합부 균열 발생
	18	0.00%	0	
	19	-1.50%	-66.75	(뒤)기초접합부 균열 발생
	20	0.00%	0	
6Cycle	21	1.50%	66.75	(앞)(뒤)균열이 관통
	22	0.00%	0	
	23	-1.50%	-66.75	접합부균열이 직속적으로 확대
	24	0.00%	0	
7Cycle	25	2.00%	89	(앞)균열이 3mm로 확대
	26	0.00%	0	
	27	-2.00%	-89	(뒤)균열이 3mm로 확대
	28	0.00%	0	
8Cycle	29	2.00%	89	
	30	0.00%	0	
	31	-2.00%	-89	
	32	0.00%	0	
9Cycle	33	3.00%	133.5	
	34	0.00%	0	
	35	-3.00%	-133.5	(뒤)피복 콘크리트 파괴시작
	36	0.00%	0	(뒤)균열이 4mm로 확대
10Cycle	37	3.00%	133.5	접합부 콘크리트 파괴 시작
	38	0.00%	0	
	39	-3.00%	-133.5	(뒤)균열이 5mm로 확대
	40	0.00%	0	
11Cycle	41	4.00%	178	(앞)피복 콘크리트 파괴시작
	42	0.00%	0	(앞)기초접합부 균열이 6mm로 확대
	43	-4.00%	-178	(뒤)피복 콘크리트 탈락
	44	0.00%	0	접합부 균열이 관통
12Cycle	45	4.00%	178	앞)균열이 5mm로 확대
	46	0.00%	0	
	47	-4.00%	-178	
	48	0.00%	0	
13Cycle	49	5.00%	222.5	(앞)균열이 7mm로 확대
	50	0.00%	0	
	51	-5.00%	-222.5	(뒤)피복 콘크리트 파괴부분 확대
	52	0.00%	0	

14Cycle	53	5.00%	222.5	(뒤)피복 콘크리트 탈락
	54	0.00%	0	
	55	-5.00%	-222.5	
	56	0.00%	0	
15Cycle	57	6.00%	267	(뒤)피복 콘크리트 탈락
	58	0.00%	0	(뒤)횡 철근 보이기 시작
	59	-6.00%	-267	
	60	0.00%	0	
16Cycle	61	6.00%	267	
	62	0.00%	0	
	63	-6.00%	-267	
	64	0.00%	0	
17Cycle	65	7.00%	311.5	(뒤)피복 콘크리트 탈락
	66	0.00%	0	
	67	-7.00%	-311.5	
	68	0.00%	0	
18Cycle	69	7.00%	311.5	
	70	0.00%	0	
	71	-7.00%	-311.5	
	72	0.00%	0	
19Cycle	73	8.00%	356	(앞)철근끊어짐
	74	0.00%	0	
	75	-8.00%	-356	
	76	0.00%	0	
20Cycle	77	8.00%	356	철근끊어짐
	78	0.00%	0	철근끊어짐(4개)
	79	-8.00%	-356	실험 종료
	80	0.00%	0	

표 3.5-1은 Drift Level에 따른 균열 특성을 정성적으로 분석한 것이다. 시험 수행 후 1%일 때 처음으로 기초로부터 200~1600mm 사이에 광범위하게 균열이 발생한 것을 볼 수 있었으며, 그 이후에는 최초 발생된 균열들이 점진적으로 확대되는 현상을 보이는 것으로 나타났다. 1.5%일 때 기초접합부에 균열이 발생하였다. 4%부터는 피복 콘크리트의 박리가 시직되었으며, 6%부터는 횡철근이 보이기 시작하였다. 8%일 때 종철근이 최초 항복한 후에 시험체 가력 상태의 앞뒤 부분에 총 6개의 종철근이 파괴되었다. 시험체의 강도가 최대강도의 80%이하로 감소하여 시험을 종료하였다.

그림 3.5-23은 Drift Level에 따른 거동 분석을 한 것으로서 균열 상태를 그림으로 나타낸 것이다.

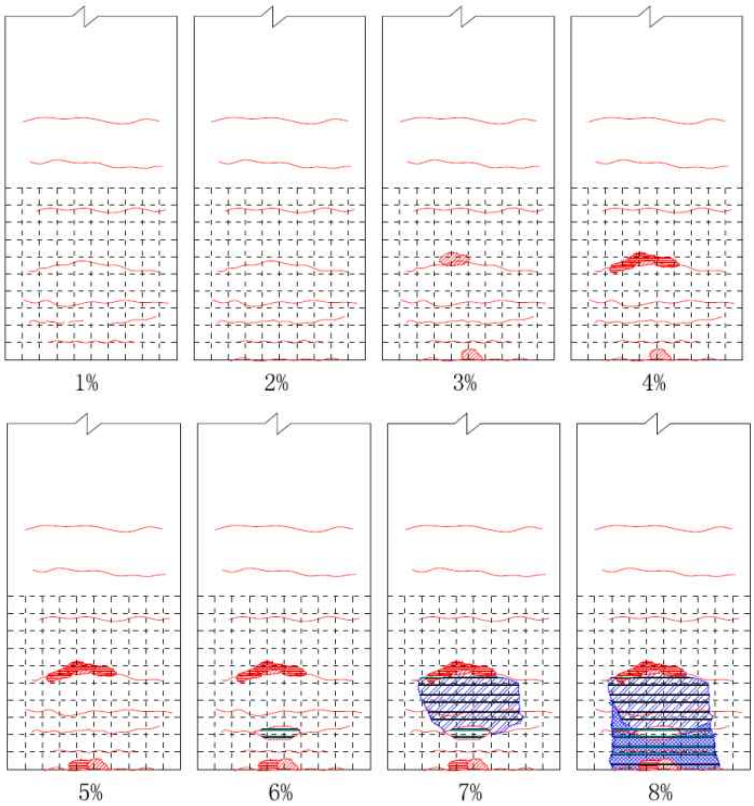


그림 3.5-23 Drift Level 별 균열 상태 비교

나. 거동 특성 분석

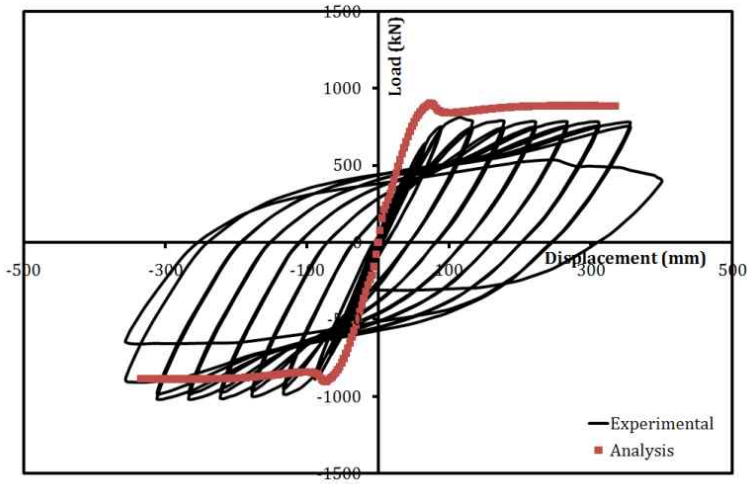


그림 3.5-24 실험에 의한 이력 거동과 해석치의 비교 분석

그림 3.5-24는 실험에 의한 이력 거동과 해석치의 비교를 나타낸 것이다. 이를 분석해

보면 가력 방향(+)방향으로는 실험치보다는 그 최대 강도가 실험 약 80tonf, 해석 90tonf으로 나타났으며, 가력 반대 방향(-)의 경우에는 실험치가 약 100tonf으로 그 값이 더 크게 나타난 것을 볼 수 있다. 이는 실험체 균열 특성을 비교해보면 알 수 있는데 그림 3.5-25와 그림 3.5-26을 비교해보면 (+)방향의 경우에 시공중 겹침이음이 풀려 횡하중 작용시 크게 저항을 못하는 것으로 판단되며, 이에 반해 (-)방향의 경우에는 겹침이음부분이 없어 피복콘크리트의 박리가 넓지 않은 것을 볼 수 있다.



그림 3.5-25 소성힌지 균열특성(+방향)



그림 3.5-26 소성힌지 균열 특성(-)

겹침이음이 풀림으로 인하여 양방향의 균열 특성이 달라지고 저항 성능도 달라지는 것으로 판단된다.

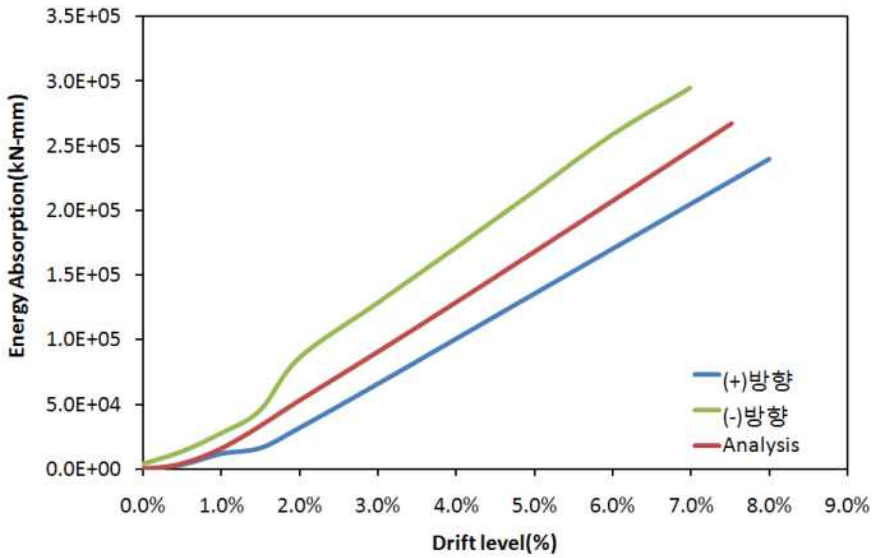


그림 3.5-27 상태별 에너지 소산도

그림 3.5-27은 상태별 에너지 소산도를 나타낸 것이다. 에너지 소산도는 그림 3.5-24와 같은 하중-변위 포락곡선을 Drift Level 별로 그래프 아래의 면적을 구해서 누적으로 나타낸 것이다. 이를 보게 되면 가력방향이 (+)방향일 경우가 에너지 소산도가 가장 작은 것을 볼 수 있으며, (-) 방향이 가장 큰 것으로 나타났다. 이는 더 큰 에너지 성능을 나

타낸 것으로 볼 수 있다. 이로서 소성힌지 부분에는 겹치이음이 아닌 기계적이음을 수행하여 더욱 성능이 대칭적으로 발휘되도록 해야 할 것이다.

5. 소결

본 시험 연구는 내부 구속 중공 RC 교각의 시험체 크기가 변할 때 어떤 거동성을 보이는 가에 대해서 분석을 하고 실교각 크기에 가장 근접한 교각을 제작하여 봄으로써 실제 시공에 필요한 부분에 대해서 장단점을 분석하여 표준모델 제시에 큰 역할을 한다.

(1) ICH RC 교각을 시공함에 있어 내부 튜브와 종철근, 횡철근 사이에 균일한 간격을 유지하여 주어야 한다. 본 연구에서는 강관과 종철근 사이에 그림 3.5-8과 같은 간격 연결재를 설치함으로써 철근 배근이 내부 튜브를 중심으로 균일하게 배근되도록 한다.
(2) 소성힌지 부분의 횡철근 및 종철근 연결은 기계적 이음, 즉 커플러 혹은 용접을 통하여 이음을 하여 한 횡철근이 느슨해져 종철근을 좌굴로 유도하여 파괴가 되는 것을 방지 하도록 하여야 한다.
(3) 해석치와 실험치를 비교하였을 때 실험치가 더 성능이 좋을 것으로 나타났으며, 종철근이 파단되기 이전까지는 거의 유사한 성능을 나타내는 것으로 보아 안전측으로 설계를 할 경우 해석치를 사용하여도 무방할 것으로 판단된다.
(4) 기초부 제작시 강관에 미리 커플러를 용접해 놓고 현장에서 철근을 가져다 조립을 한다면 공기 단축에 큰 역할을 할 것으로 판단된다.
(5) 시험체를 제작한 건설노무자들에 따르면 새로운 타입의 교각이라 생소하지만 시공을 함에 있어서 어려운 점이 없었고 중공 RC(내외부 횡철근 모두 설치)할 경우에 비해서는 굉장히 시공이 쉽고 간편하다는 평이 지배적이었다.
(6) 현행의 설계 및 시공 방법을 적용하여 설계 가능 하며 새롭게 추가되는 부분이 적어 기존의 경력자들이 손쉽게 적응할 거란 판단된다.

제 6절 설계 및 시공 지침서

1. 설계 및 시공 지침서 및 설계 예제집(부록 2절과 3절에 첨부되어 있음)

내부 구속 중공 RC 교각의
설계 및 시공 지침서

2011.2

주관 연구 기관	위탁연구기관	지원 기관
협성엔지니어링㈜ HYUPSUNG ENG.CO.,LTD	고려대학교 KOREA UNIVERSITY	KICTEP 한국건설교통기술평가원

목 차

제 1 장 총 칙 ····· 1

제 2 장 설계 기본 사항 ····· 3
2.1 재료 ····· 3
2.2 설계 기준 강도 ····· 5
2.3 하중 및 해석 ····· 7
2.4 설계 흐름도 ····· 10

제 3 장 내부구속 중공 CFT 부재의 특성 ····· 13
3.1 내부구속 중공 RC 부재의 정의 ····· 13
3.1.1 정의 ····· 13
3.1.2 파괴모드 ····· 15
3.1.3 내측튜브의 항복파괴 조건 ····· 17
3.1.4 내측튜브의 좌굴파괴 조건 ····· 18
3.2 내부구속 중공 RC 부재의 특징 ····· 19
3.2.1 내진성능 평가 방법 ····· 19
3.2.2 매개변수 연구 ····· 20
3.2.3 최적 심부구속 철근량 산정 연구 ····· 27
3.3 내부구속 중공 CFT 부재의 경제성 ····· 39
3.3.1 교각 별 건설비 ····· 39
3.3.2 건설비 비교 ····· 45

제 4 장 세부 설계 방법 ····· 50
4.1 공통 사항 ····· 50
4.2 횡철근의 단면 직경 ····· 50
4.3 횡철근의 수직 배근 간격 ····· 51
4.4 축방향 철근량 및 배근 간격 ····· 52
4.5 세장비 산정 ····· 53
4.6 코핑부에서 캔틸레버부 설계 ····· 54
4.7 심부 구속 철근량 설계 ····· 55
4.8 소성힌지 영역에서의 축방향 철근 및 횡방향 철근 ····· 56
4.9 기초(코핑) 접합부 설계 ····· 57
4.10 축력-모멘트 산정 방법 ····· 59
4.11 내부 튜브 두께 산정 ····· 62

제 5 장 시공방법 ····· 65
5.1 공통 사항 ····· 65
5.2 재료 ····· 65
5.3 거푸집 ····· 66
5.4 코핑 접합부 시공 ····· 67
5.5 기초 접합부 시공 ····· 67

제 6 장 참고 문헌 및 인용 ····· 69
부록. 설계 예제집 ····· 72

제 1 장 총 칙

1.1 적용 범위

이 지침은 내부 구속 중공 RC(Internally Confined Hollow RC, ICH RC) 부재를 이용한 교각의 기둥부의 구조 설계 및 시공에 적용한다. 내부 구속 중공 RC 부재라 함은 중공 RC 교각 내부에 튜브가 삽입된 구조이다. 다만, 지침에서 규정하는 이외의 사항에 대해서는 「강구조허용응력설계기준」, 「콘크리트 구조설계기준」,「강도로교 상세부 설계 지침」,「도로교 설계기준」,「도로교 표준시방서」,「합성강교각 설계 요령」을 따른다.

이 지침은 내부 구속 중공 RC 부재를 이용하여 교각 시공을 하는 경우에 적용되며, 단면형상은 원형으로 한다.

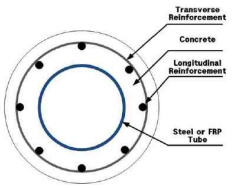


그림 1.1.1 내부구속 중공 RC 부재의 단면 구성

본 단면은 중실 RC 기둥에 비해서 경량이며, 구속 콘크리트의 강도가 3축압축 상태이기 때문에 비구속 콘크리트의 강도 보다 현저하게 콘크리트 강도가 증가되고 내부 튜브가 축력과 모멘트에 저항함으로써 우수한 내력 및 변형 성능을 발휘한다.

그림 1.1.2는 중실 RC와 중공 RC ICH RC 부재를 정성적으로 분석한 것으로서

제 2 장 설계 기본 사항

2.1 재료

2.1.1 강재

강재의 재질은 표 2.1.1에 표시한 규격에 따른다.

표 2.1.1 강재의 재질 규격

규격	명칭	종류
KS D 3503	일반 구조용 압연 강재	SS 400, SS490, SS540
KS D 3515	용접구조용 압연 강재	SM 400A,B,C SM 490A,B,C,TMC SM 520B,C,TMC SM 570
KS D 3529	용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA 400AW,BW,CW SMA 400AP,BP,CP
KS D 4108	용접 구조용 원심력 주강관	SCW 490-CF
KS D 3530	일반 구조용 경량 형강	SSC400
KS D 3558	일반 구조용 용접 경량 H형강	SWH 400, SWH 400L
KS D 3566	일반 구조용 탄소 강관	STK 400, STK 490
KS D 3568	일반 구조용 각형 강관	SPSR 400, SPSR 490
KS D 3602	강제 강판(데크플레이트)	SDPR 1,2,3
KS D 4106	용접 구조용 주강관	SCW 410, SCW 480

이 지침에 적용되는 구조의 강관부분은 원칙적으로 용접구조이기 때문에 사용되는 강관, 강판의 재질은 용접에 적합해야 한다. 강판을 휨 가공하여 강관으로 만드는 상온 시에 제작은 단면내의 항복점의 불균일화, 잔류응력의 발생 등을 초래 할 수 있으므로 피하는 것이 바람직하다.

제 3 장 내부 구속 중공 RC 부재의 특성

3.1 내부 구속 중공 RC 부재의 정의

3.1.1 정의

기둥은 하중 상태에 따라서 축하중과 횡하중 등에 영향을 받는 주부재로서 많이 사용되어지고 있다. 일반적으로 철근 콘크리트(Reinforced Concrete Column , RC Column)이 가장 많이 설계 및 시공되고 있으며, 그 밖에도 콘크리트 충전 강관(.Concrete Filled Tube , CFT) 기둥과 같은 복합재료의 기둥이 최근 현장에 많이 적용되어 건설이 진행되고 있는 실정이다.

철근콘크리트 기둥은 유지관리비가 저렴하고, 시공성이 용이하다. 그러나 단면이 강재 또는 합성기둥에 비해 매우 크며, 입지 조건의 제한을 받는 경우 적용이 곤란하다. 형상에 따라서 기둥의 높이가 제한을 받으나, 교각의 경우 단일 단면으로 70m까지는 시공 실적이 있다.

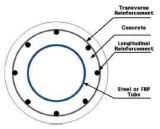


그림 3.1.1 내부 구속 중공 RC 기둥의 단면

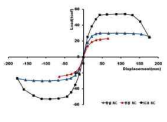


그림 3.1.2 중실 RC, 중공 RC, ICH RC의 하중-변위 포락곡선

철근 콘크리트 기둥의 자중의 감소와 사용 재료의 절감을 위하여, 기존의 기둥에 중공부를 두는 중공 RC 기둥이 사용되고 있다. 중공 RC의 경우 동일 단면적을 갖는 일반 RC기둥에 비하여 큰 단면이차모멘트를 갖게 되므로 더 효율적인 단면 활용이 가능하다. 그러나 위와 같은 장점이 있는 것과는 반대로, 중공 RC 기둥은 강영종 등(2004)이 연구한 그림 3.1.2와 같이 내측면의 취성파괴로 인하여 낮은 연성 거동을 할 가능성이 높다. 이러한 내측면의 취성 파괴는 기둥 외측면의 경우 횡철근에 의해 구속되어 있으나, 내측면의 콘크리트에는 구속력이 작용하지 않는다. 이러한 단점을 극복하기 위하여 중공면에 구속력을 작용시켜,

제 4 장 세부 설계 방법

4. 부분별 설계

4.1 공통 사항

내부 구속 중공 RC 교각의 공통적인 사항으로 설정한다.

(1) 중공비는 0.7 ~ 0.85이하로 설정한다.

(2) 합성 콘크리트 압축 부재는 구조용 강재, 강관 또는 튜브를 축방향으로 보강한 압축부재를 말하며, 축방향 철근을 사용할 수도 있고 사용하지 않을 수도 있다.

(3) 합성 콘크리트 압축부재의 강도는 보통 철근 콘크리트 부재에 적용하는 동일한 제한 조건을 적용하여야 한다.

(4) 합성 부재의 콘크리트 부분이 부담하지 않는 모든 축강도는 구조용 강재, 강관 또는 튜브 등에 직접 연결하여 발현 되도록 하여야 한다.

(1)ICH RC 교각 설계 하기 위해서는 최적 단면이 필요한데 중공비가 0.7이 기존의 동일 직경의 중실 RC 부재에 비해 자중이 50% 감소되는 구간이다. 또한 중공비가 0.85 이상에서는 콘크리트의 단면적이 과도하게 줄어들어 내력이 감소하는 거동을 보이기 때문에 중공비를 0.85이하로 제한한다.
(2)~(4) 콘크리트 구조 설계 기준 17.4.1의 합성 콘크리트 압축 부재의 설계 일반사항을 따른다.

4.2 횡철근의 지름

내부 구속 중공 RC 교각에서 소성힌지를 제외한 부분의 횡철근의 지름은 콘크리트 구조 설계 기준 5.5.2와 17.4.4를 따라 설계 하여야 한다.

(1) D32 이하의 축방향 철근은 D10이상의 띠철근으로, D35이상의 축방향 철

제 5 장 시공 방법

5. 시공방법

5.1 공통 사항

(1) 콘크리트 타설 등의 기본적인 사항들은 「도로교 표준 시방서」「토목공사 표준 일반시방서」「도로공사 표준시방서」에 의해 시공한다.

(2) 프리캐스트 부재 시공 및 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」3-12절을 따른다.

(3) 용접에 필요한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」2-4절을 따른다.

(4) 볼트 연결에 필요한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」2-5절을 따른다.

(5) 콘크리트 품질관리는 「도로교 표준 시방서」3-5절을 따른다.

(6) 그라우트 시공에 관한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」3-13절을 따른다.

(7) 가설 및 시공 허용 오차에 관한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」3-14절을 따른다.

(8) 강관의 도장은 「도로교 표준 시방서」제 6장 도장편을 따른다.

5.2 재료

(1) 콘크리트의 재료는 도로교 표준 시방서 3-2의 2에 준하여야 한다.

(2) 철근은 도로교 표준 시방서 3-3의 2에 준하여야 한다.

제 6 장 참고 및 인용 문헌

6.1 참고 및 인용 문헌

1. 강구조 허용응력 설계 기준 (2003)

2. 강도로교 상세부 설계 지침 (2006)

3. 도로교 설계 기준 (2005, 2010)

4. 도로교 설계 편람III 교량(2008)

5. 도로교 표준 시방서 (2005)

6. 도로공사 표준 시방서(2009)

7. 토목공사 표준 시방서(2005)

8. 최준호, 윤기용, 한택희, 강영종(2007) 강관으로 보강된 중공 RC 기둥의 중공비에 따른 거동, 한국방재학회 논문집, 제7권 제3호, pp. 1-7.

9. 최준호, 윤기용, 한택희, 이규세(2007) 내부 강관 두께에 따른 내부구속 중공 RC 교각의 거동, 한국산학기술학회 논문집, 제8권 제2호, pp. 333-338.

10. 한택희, 김홍중, 김영종, 강영종(2006) 원형 강관 삽입 중공 RC기둥의 내부구속 효과 연구, 대한 토목학회논문집, 제26권 제4호, pp. 565-575.

11. 한택희, 원덕희, 이규세, 강영종(2009) 내부 구속 중공 RC 기둥의 거동 특성, 한국콘크리트 학회, 제21권 제5호, pp. 57-668.

내부구속 중공 철근콘크리트 교각 설계 예제집

협성엔지니어링㈜
HYUPSUNG ENG.CO.,LTD

제 7절 설계 업체와의 공동 업무 추진 협약

1. 석탑 엔지니어링

가. 회사 개요

법인명	주식회사 석탑엔지니어링
설립일	1994년 09월
대표자	강대신
소재지	서울특별시 성북구 안암동5가 133-6
주요실적	2009년 탄천1고가교외 1개소 내진성능평가 및 보강공사 실시설계 2008년 중차량노선 시설물 보수보강 실시설계 2006년 목포-광양 고속도로 9공구 대안설계 2006년 광양시관내 국도대체 우회도로(세종-중군)대안설계 2006년 전라선(익산-신리간)복선전철화 민간투자사업용역 중 교량설계 2006년 영동선 임기역부근 임기과선교 설치 실시설계 2005년 경부선 약목-왜관간 낙동강(상)교량외 10개소 기초보강 실시설계 2005년 대곡교 성능개선공사 실시설계 2005년 중랑천 둔치 진입램프 기본 및 실시설계

항목	등록번호	등록일	발급기관
엔지니어링 활동주체 신고	10-469	1993년 07년 19일	한국엔지니어링진흥협회
공공측량업 등록	제 02-1225호	2003년 03월 10일	건설교통부
환경영향 평가대행자	제서-181호	2004년 03월 22일	경인지방환경청

나. 설계 반영을 위한 업무 협약서

업 무 협 약 서

(주)석탑엔지니어링(이하 "갑"이라 함)과 (주)협성엔지니어링(이하 "을"이라 함)은 신의와 성실로 상호 협조하여 양사의 발전 및 수익증대를 위하여 다음과 같이 업무제휴 협약을 체결한다.

제1조 (목적)

본 협약은 상호 공동이익의 증진을 도모함에 있어 업무협약에 필요한 제반 권리 및 의무를 규정하는데 그 목적이 있다.

제2조 (정의)

1. "내부 구속 중공 철근콘크리트 교각"은 한국건설교통기술평가원이 추진하는 R&D 정책 • 인프라 사업인 "내부 구속 중공 철근콘크리트 교각 실용화 연구(과제번호 09TRPI-CO54442-01)"의 연구 대상을 말한다.

제3조 (업무 협약 내용)

① "갑"은 내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각을 토목 및 건축 구조물 등의 설계에 반영하는 업무를 적극 추진한다.

② "을"은 "갑"의 설계 반영 업무에 필요한 기술 및 자료를 지원하며, "갑"의 설계 반영 업무에 필요한 제반 사항에 대하여 협조한다.

③ 본 협약과 직접적인 관련이 없는 일반적인 사항은 "갑"과 "을"간의 협의에 따라 처리한다.

제4조 (협약 기간)

① 협약 기간은 본 협약 체결일로부터 1년간으로 한다.

② 협약 기간은 협약 만료 30일 전에 양사의 합의 하에 연장할 수 있다.

제5조 (권리와 의무)

① "갑"과 "을"은 상대방에게 저작권이 귀속되는 사항에 대하여 상대방의 허락 없이 지적재산권에 위배되는 행위를 할 수 없다.

② "갑"과 "을"은 사전에 상대방에게 서면에 의한 동의 없이는 본 협약 또는 본 협약으로부터 생기는 어떠한 권리도 제3자에게 양도하거나 담보의 목적으로 제공할 수 없다.

제6조 (신의 성실)

1. "갑"과 "을"은 상호 존중과 신의로써 본 협약의 이행은 물론이고 본 협약에 수반한 협력사항 발생 시 최대한 협력한다.

2. "갑"과 "을"은 동 협약의 이행에 있어 상호 이미지와 명성을 손상시키는 일체의 행위를 하여서는 아니 된다.

제7조 (변동사항 통보)

① "갑"과 "을"은 영업정보(상호, 주소, 대표자, 사업자등록번호, 전화번호 등)의 변동이 있을 시 이를 즉시 상대방에게 통보하여야 한다.

② "갑"과 "을"은 전항의 변동사항 이후에도 동 협약은 계속 유효한 것으로 한다.

제8조 (기밀 유지)

"갑"과 "을"은 본 협약서 상의 업무와 관련하여 알게 된 상대방의 영업상 기밀 및 고객정보에 대하여 상대방의 서면 동의 없이 제3자에게 유출하거나 협약서 상의 업무 이외의 목적으로 이용하여서는 아니 되며, 이를 위반하여 발생하는 모든 손해에 대해서는 그 위반 책임이 있는 자가 민형사상의 모든 책임을 진다.

제9조 (승계의 의무)

협약 기간 중 "갑"과 "을"은 당사자가 회사의 전부 또는 관련 사업의 일부를 제3자에게 매각, 합병하는 경우에는 본 협약의 일체의 권리 및 의무를 그 3자로 하여금 일체 이행케 한다는 승계각서를 서면으로 받아 상대방 당사자에게 즉각 제출하여야 한다.

제10조 (손해배상)

"갑" 또는 "을"은 어느 한쪽이 본 협약의 의무를 이행하지 않아 입은 손해에 대하여 상대방에게 배상을 청구할 수 있다.

제11조 (협약의 해지)

① "갑"과 "을"은 다음 각 호의 사유가 발생한 경우에는 협약기간에 관계없이 서면으로 본 협약을 해지할 수 있으며 해지의 효력은 해지일자로 한다.

1. 본 협약의 책임사항 및 의무이행을 현저히 태만하거나 지연하여 상대방의 영업활동에 지장을 초래한 경우

2. 파산, 화의, 부도처리, 회사정리절차 등 관계법령상의 하자 발생으로 그 신용

에 위험이 있어 협약의 정상적인 이행이 곤란하다고 판단되는 경우
3. 일방의 고의 또는 과실로 인하여 상대방에게 손해가 발생한 경우
4. 기타 본 협약을 이행하기 어려운 중대한 사유가 발생한 경우
② 위 ①항의 해지로 인하여 상대방에게 손해가 발생한 경우에는 상호 협의하여 그 손해액을 산정하고 산정된 손해액 전액을 배상하여야 한다.

제12조(분쟁해결)
"갑"과 "을"은 본 협약에 의한 업무를 수행함에 있어서, 제3자로부터 분쟁이 발생할 경우에는 상호 협의하여 해결한다.

제13조(협약의 효력)
본 협약은 협약 체결일로 부터 그 효력을 발생한다.

본 협약이 체결되었음을 증명하기 위하여, 협약서 2통을 작성하여 협약서 당사자인 "갑"과 "을"이 날인한 후 각 1부씩 보관한다.

2010년 11월 25일

"갑"
주 소 : 서울특별시 성북구 안암동 5가 133-6
상 호 : (주)석탑엔지니어링
대표이사 : 강 대 신 (날인 또는 서명)

"을"
주 소 : 충청북도 음성군 맹동면 용촌리 220번지
상 호 : (주)협성엔지니어링
대표이사 : 김 진 경 (날인 또는 서명)

2. 동성엔지니어링

가. 회사 개요

법인명	주식회사 동성엔지니어링
설립일	1991년 09월
대표자	김영종
소재지	경기도 성남시 중원구 상대원동 138-6 중앙인터스피아 5차 6층
주요실적	2010년 고속국도 제30호선 상주-영덕간 건설공사 시공감리용역[제7-9공구] 2010년 경마공원-청통와촌IC 연결도로 외 2개소 확포장공사 기본 및 실시설계용역 2010년 구미 디지털산업지구 진입도로 개설 기본 및 실시설계용역 2010년 아제르바이잔 바쿠만 해상교량건설 타당성조사 용역 2009년 수도권 제2순환 고속도로 파주~포천간 타당성조사 2공구 용역 2009년 부산외곽순환 고속도로건설공사 기본 및 실시설계용역(제6공구) 2008년 광주 도척~실촌 도로건설공사 실시설계용역 수주 2007년 이현펌프장~금호택지 진입교량간 도로건설재설계용역 2007년 고속국도 제14호선 고창~장성간 남고창IC설치 실시설계 용역

항목	등록번호	등록일	발급기관
엔지니어링 활동주체 신고증	제 10-0001117호	1993년 07년 19일	한국엔지니어링진흥협회
측량업등록증	제 06-1038호	1994년 05월 07일	경상북도지사
교통영향평가기관등록증	제 74호	1996년 10월 25일	건설교통부
감리전문회사등록증	제 9종 44호	2004년 04월 16일	부산지방국토관리청
해외건설업신고필증	제 275호	2005년 06월 28일	건설교통부

나. 설계 반영을 위한 업무 협약서

업 무 협 약 서

(주)동성엔지니어링(이하 "갑"이라 함)과 (주)협성엔지니어링(이하 "을"이라 함)은 신의와 성실로 상호 협조하여 양사의 발전 및 수익증대를 위하여 다음과 같이 업무제휴 협약을 체결한다.

제1조 (목적)

본 협약은 상호 공동이익의 증진을 도모함에 있어 업무협약에 필요한 제반 권리 및 의무를 규정하는데 그 목적이 있다.

제2조 (정의)

1. "내부 구속 중공 철근콘크리트 교각"은 한국건설교통기술평가원이 추진하는 R&D 정책·인프라 사업인 "내부 구속 중공 철근콘크리트 교각 실용화 연구(과제번호 09TRPI-CO54442-01)"의 연구 대상을 말한다.

제3조 (업무 협약 내용)

① "갑"은 내부 구속 중공 철근 콘크리트 교각을 토목 및 건축 구조물 등의 설계에 반영하는 업무를 추진한다.

② "을"은 "갑"의 설계 반영 업무에 필요한 기술 및 자료를 지원하며, "갑"의 설계 반영 업무에 필요한 제반 사항에 대하여 협조한다.

③ 본 협약과 직접적인 관련이 없는 일반적인 사항은 "갑"과 "을"간의 협의에 따라 처리한다.

제4조 (협약 기간)

① 협약 기간은 본 협약 체결일로부터 1년간으로 한다.

② 협약 기간은 협약 만료 30일 전에 양사의 합의 하에 연장할 수 있다.

제5조 (권리와 의무)

① "갑"과 "을"은 상대방에게 저작권이 귀속되는 사항에 대하여 상대방의 허락 없이 지적재산권에 위배되는 행위를 할 수 없다.

② "갑"과 "을"은 사전에 상대방에게 서면에 의한 동의 없이는 본 협약 또는 본 협약으로부터 생기는 어떠한 권리도 제3자에게 양도하거나 담보의 목적으로 제공할 수 없다.

제6조 (신의 성실)

1. "갑"과 "을"은 상호 존중과 신의로써 본 협약의 이행은 물론이고 본 협약에 수반한 협력사항 발생 시 최대한 협력한다.
2. "갑"과 "을"은 동 협약의 이행에 있어 상호 이미지와 명성을 손상시키는 일체의 행위를 하여서는 아니 된다.

제7조 (변동사항 통보)

① "갑"과 "을"은 영업정보(상호, 주소, 대표자, 사업자등록번호, 전화번호 등)의 변동이 있을 시 이를 즉시 상대방에게 통보하여야 한다.

② "갑"과 "을"은 전항의 변동사항 이후에도 동 협약은 계속 유효한 것으로 한다.

제8조 (기밀 유지)

"갑"과 "을"은 본 협약서 상의 업무와 관련하여 알게 된 상대방의 영업상 기밀 및 고객정보에 대하여 상대방의 서면 동의 없이 제3자에게 유출하거나 협약서 상의 업무 이외의 목적으로 이용하여서는 아니 되며, 이를 위반하여 발생하는 모든 손해에 대해서는 그 위반 책임이 있는 자가 민형사상의 모든 책임을 진다.

제9조 (승계의 의무)

협약 기간 중 "갑"과 "을"은 당사자가 회사의 전부 또는 관련 사업의 일부를 제3자에게 매각, 합병하는 경우에는 본 협약의 일체의 권리 및 의무를 그 3자로 하여금 일체 이행케 한다는 승계각서를 서면으로 받아 상대방 당사자에게 즉각 제출하여야 한다.

제10조 (손해배상)

"갑" 또는 "을"은 어느 한쪽이 본 협약의 의무를 이행하지 않아 입은 손해에 대하여 상대방에게 배상을 청구할 수 있다.

제11조 (협약의 해지)

① "갑"과 "을"은 다음 각 호의 사유가 발생한 경우에는 협약기간에 관계없이 서면으로 본 협약을 해지할 수 있으며 해지의 효력은 해지일자로 한다.

1. 본 협약의 책임사항 및 의무이행을 현저히 태만하거나 지연하여 상대방의 영업활동에 지장을 초래한 경우
2. 파산, 화의, 부도처리, 회사정리절차 등 관계법령상의 하자 발생으로 그 신용

에 위험이 있어 협약의 정상적인 이행이 곤란하다고 판단되는 경우
3. 일방의 고의 또는 과실로 인하여 상대방에게 손해가 발생한 경우
4. 기타 본 협약을 이행하기 어려운 중대한 사유가 발생한 경우
② 위 ①항의 해지로 인하여 상대방에게 손해가 발생한 경우에는 상호 협의하여 그 손해액을 산정하고 산정된 손해액 전액을 배상하여야 한다.

제12조(분쟁해결)
"갑"과 "을"은 본 협약에 의한 업무를 수행함에 있어서, 제3자로부터 분쟁이 발생할 경우에는 상호 협의하여 해결한다.

제13조(협약의 효력)
본 협약은 협약 체결일로 부터 그 효력을 발생한다.

본 협약이 체결되었음을 증명하기 위하여, 협약서 2통을 작성하여 협약서 당사자인 "갑"과 "을"이 날인한 후 각 1부씩 보관한다.

2010년 12월 22일

"갑"
주 소 : 경기도 성남시 중원구 상대원동 138-6 중앙인더스피아 5차 6층
상 호 : (주)동성엔지니어링
대표이사 : 김 영 종 (날인 또는 서명)

"을"
주 소 : 충청북도 음성군 맹동면 용촌리 220번지
상 호 : (주)협성엔지니어링
대표이사 : 김 진 경 (날인 또는 서명)

제 4장 목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

1. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도

본 과제의 연구 개발 목표의 달성도는 아래의 표 4.1과 같이 나타낼 수 있다.

표 4.1. 연구개발목표 달성도 및 기여도

목 표	달 성 도 (%)	내용 및 기여도
기초 이론 정립 연구	100	거푸집 공법의 장단점 분석 및 적용성을 분석하여 최적 시스템 거푸집을 선택함.
코핑 및 기초 접합부 개발	100	구조적 성능이 뛰어난 접합부를 제안하였으며, 이를 해석 및 실험을 통하여 분석함.
고강도 콘크리트 적용시 거동 특성 분석	100	고강도 콘크리트를 본 교각 형식에 적용하였을 경우의 거동 특성에 대해서 분석 완료하고 데이터베이스를 구축함.
최적 설계법 연구	100	내부 튜브 두께 감소 방안 연구를 통해 수정식을 제안하였으며, 이를 통하여 약 50% 정도의 두께 감소 효과를 얻음. 심부 구속 철근량 연구를 수행하여 최적 철근량을 산정함으로써 횡철근량 감소 및 내부튜브 두께 감소를 이루어냄.
설계 프로그램 개발	100	기존의 복잡한 프로그램을 탈피하여 경험이 없는 설계자도 설계 sheet를 보고 쉽게 설계할 수 있도록 함.
Mock-up Test	100	실교각 시험체의 시험을 통하여 기존의 해석 방법 등을 검증하고 시험체의 크기가 증가했을 경우에 생기는 거동 특성에 대해서 분석하였고, 이를 통하여 표준 모델을 제시하였음.
설계 업체와의 공동 협약	100	현장 적용을 위하여 설계 업체와 협약을 맺어 턴키등의 건설 사업의 설계에 포함될 수 있도록 공동 노력함.
설계 및 시공 지침서 작성	100	설계 및 시공 지침서 작성을 통하여 실제 설계 및 시공시 도움이 되는 지침서를 작성하며, 이를 토대로 설계 예제집을 작성함.

2. 목표 성과 지표 및 달성도

표 4.2. 1차년도 성과 지표

성과목표	성과지표		측정방법	최종목표치	가중치 (0~1)	목표치 설정 근거
교각의 기본 원리 연구	1-1	학술대회 발표	학술대회 발표 논문	1건	0.1	학술발표를 통한 홍보
실험을 통한 검증 연구	2-1	교각-코핑 접합부 거동 분석	시작품 제작	4건	0.3	시험을 통한 접합부 성능 분석
	2-2	교각-기초 접합부 거동 분석	시작품 제작	4건	0.3	시험을 통한 접합부 성능 분석
	2-3	고강도 콘크리트적용 재료모델연구	시작품 제작	4건	0.3	시험을 통한 검증

표 4.3. 2차년도 성과 지표

성과목표	성과지표		측정방법	목표치	가중치(0~1)	목표치 설정 근거
교각의 이론 연구	1-1	학술대회 발표	학술대회 발표 논문	2건	0.1	학술발표를 통한 홍보
실험을 통한 검증 연구	2-1	Mock-up Test	시작품 제작	1건	0.3	시험을 통한 검증
현장 적용성 검토	3-1	설계기업과의 현장적용 협약	협약서	1건	0.2	기업과의 협약을 통한 현장 적용
최적 설계법 연구	4-1	설계 프로그램 개발	프로그램개발	1건	0.1	설계 최적화 연구
	4-2	설계 및 시공 지침서 작성	지침서 작성	1건	0.3	설계 및 시공법의 확립

표 4.4. 성과 및 달성도

	학술발표	시작품 제작	Mock-up Test	특허 출원	설계 프로그램	설계 및 시공지침	업무추진 협약체결
목표치	3	12	1	-	1	1	1
달성도	6	35	1	3	2	1	2

표 4.5. 성과 상세 내역

항목	내용
학술발표	조립식 교각을 위한 교각-코핑 접합부 실험적 연구 실험을 통한 내부구속 중공 RC 기둥의 기초 접합부 접합방법에 따른 거동 분석

	실험을 통한 조립식 내부 구속 중공 CFT 교각 거동 분석 접합방법에 따른 내부 구속 중공 RC 기둥의 내진성능 분석 압축을 받는 내부 구속 중공 CFT 부재의 구속력 평가 조립식 콘크리트 충전 이중 강관 교각의 거동 특성
시작품 제작	교각-기초(코핑) 접합부 개발 연구 시작품 3건 고강도 콘크리트 적용성 연구 시작품 22건 강관-콘크리트 합성거동을 위한 시작품 10건
Mock-up Test	실물 교각 거동 연구를 위한 시작품 1건
특허출원	내부 구속 중공 철근 콘크리트 기둥의 접합 구조 커플러를 이용한 내부 구속 중공 철근콘크리트 기둥의 접합구조 콘크리트-강관 복합 기둥
설계 프로그램	ICH RC Designer 설계-곡률연성도 산정 Sheet
설계 및 시공 지침	설계 및 시공지침서 그리고 설계 예제집
업무 추진 협약 체결	석탑엔지니어링 1건, 동성엔지니어링 1건

제 5장 연구개발 결과의 활용 계획

1. 활용방안

근래에 지진에 대한 관심이 증대되면서 건축 및 토목 구조물에 내진 성능 평가 및 내진 성능 향상 방안에 대해서 많은 연구가 진행 되고 있다. 본 기술이 실용화 된다면 토목구조물인 교각의 경우 철근 콘크리트 교각과 중공 철근 콘크리트 교각보다 내진성능이 뛰어나 최근 지진에 대해서 관심이 증대되고 내진 설계에 많은 심혈을 기울이고 있기 때문에 많은 수요가 있을 것으로 판단된다. 또한 건축구조물의 기둥에서도 동일 직경일 경우 내진성능이 더 좋기 때문에 적용가능 할 것으로 판단된다. 그리고 이 기술의 강점이 바로 기존의 설계 방식 및 시공 방법에 큰 이질감이 없다는 것이다.

이러한 장점을 이용하여 사업 초기에는 일반 소규모 교량의 교각에 적용을 하여 교량의 하부구조인 기초를 제외한 교각, 코핑부 그리고 교량 받침을 일괄적으로 모두 시공을 하여 현장 적용을 점차 확대해 나갈 것이다. 차차 중형 및 대형 교각으로 그 영역을 넓힐 예정이다. 또한 토목뿐만 아니라 건축 구조물의 기둥에 그 영역을 넓혀 많은 설계 및 시공실적을 남기도록 노력할 것이다.

2. 기대효과

가. 기술적 측면

현재 국내·외적으로 철근 콘크리트 기둥의 횡철근 등에 의한 구속효과를 고려하여 설계 및 시공하는 사례가 전무한 실정이다. 구속효과를 고려한다면 구속된 콘크리트의 강도가 증대되어 더욱 큰 외력에 저항 할 수 있다는 것으로 현재 설계되는 교각의 과다설계를 억제 할 수 있다. 이와 같은 맥락으로 본 기술은 횡철근과 내부 튜브에 의해서 콘크리트가 3축 구속효과에 의해서 강도 증진 효과로 이어지게 하는 핵심적인 기술을 가지고 있다. 이는 동일한 모멘트 성능 및 축력성능에 있어서 기존의 관행을 탈피하여 구속효과를 고려하는 설계를 함으로서 더욱 뛰어나고 세장한 교각을 설계, 시공 할 수 있을 것으로 판단된다.

국내·외적으로 유일한 강합성 기둥을 설계 및 시공함으로서 기존보다 더욱 뛰어난 교각을 만들 수 있으며, 이에 따라 건설 산업의 발전을 통한 해외 진출 그리고 해외 로열티를 지불하지 않아 보다 경제적인 건설이 가능할 것으로 판단된다. 핵심 기술들의 국산화를 통해 국가 산업 발전에 기여함으로서 건설 산업의 선진화를 이룩할 수 있을 것으로 판단된다.

나. 경제・산업적 측면

본 기술이 개발되어 현장 적용됨으로서 사회 경제적 측면에서 많은 이슈가 될 것으로 판단된다. 본 기술은 강관을 삽입하여 기존의 철근 RC 교각과 중공 RC 교각의 단점을

극복하였다. 기존의 중공 교각에 비하여 성능이 좋기 때문에 단면의 축소가 가능하다. 단면의 축소는 재료비의 감소와 그에 따른 노동력의 감소로 이어질 수 있어, 건설비용 상승을 억제하는 등의 간접적인 효과가 있을 것으로 예상된다.

새로운 시스템의 적용인 만큼 보수적인 설계를 탈피하여 안전하고 경제적인 설계법을 선정하여 설계 시공을 한다면 현재 보수적인 설계 관행을 탈피할 수 있는 계기가 될 것으로 판단되며, 국제 건설 시장에서의 상대 우위를 점할 수 있을 것으로 판단된다.

3. 향후 연구 추진 계획

최대 3년의 장기 목표를 잡아 본 연구개발팀과 고려대학교 연구팀과의 공동연구를 통하여 실용화를 위한 아래와 같은 세부 연구를 추진할 예정입니다. 아울러 금년도 상반기는 설계 지원 인력을 보강을 통하여 설계 및 시공 시 요구 되는 합리적인 경제성을 완료할 예정이며, 하반기에 걸쳐 내진 성능의 우수성을 알리기 위한 홍보 및 시험 시공에 주력할 예정입니다.

표 5.1 실용화를 위한 향후 자체 연구 추진 내용

항목	내용
경제성 분석	합리적인 물량 산출법 연구 전문가 자문 및 인력 충원
제도권의 홍보	제도권에 대한 통한 내진성능의 우수성 홍보 신기술 출원 및 등록 내진특성을 고려한 상세 연구
기초 접합부 연구	기초 접합부 상세 검토 기초부와의 간섭 및 펀칭효과 등을 고려하여 표준모델 제시
장기 거동 특성 연구	보수 보강 기법 연구 강관-콘크리트 합성 거동 방법 연구 강관의 부식 방지 기법 연구
철도 교량에 적용성	철도 교량에의 적용성 검토 및 홍보 시제동 하중 등의 궤도 특성을 고려하여 본 교각을 상세 검토함.
조립식 교각 연구	조립식 교각의 접합부 연구 급속 시공 공법 개발
현장 적용	시험 시공 및 설계 반영

아울러, 현장 적용을 위하여 설계팀 등 자체 내부 인력 확보 및 투자와 함께 외부적인 마케팅 부분을 확대할 예정이며, 동시에 향후 추가적인 연구를 통하여 신기술 출원 및 등록을 진행할 예정입니다. 따라서 경제성 분석면에서 오류 및 합리적이지 못한 부분은 전문가 자문과 인력충원을 통하여 합리적인 경제성 평가가 가능할 것이며, 기술의 확보를 위하여 추가적인 통상실시권 계약 체결 및 기술 방어를 위하여 특허 및

신기술 등록이 가능할 것입니다.

특히, 강관에 대한 내용의 경우에는 복잡한 구조물로 가정을 하여 산정한 것이므로, 상세한 분석 및 설계 그리고 시공 전문가의 자문을 통하여 3년 내에 상세하게 경제성 평가를 하여 실용화할 예정입니다. 또한, 현재 저희 연구가 보수보강 기법 및 장기 거동성에 대한 연구가 미흡한 실정이므로 실용화 시기를 3년으로 잡고 과제 수행 중 지적된 내용들을 바탕으로 보완할 예정입니다.

즉, 마케팅 부서 및 설계부를 신설하는 등의 향후 지속적인 투자를 통하여 3년 안에 현장 적용실적을 확보할 예정입니다.

제 6장 참고 문헌

1. 강구조 허용응력 설계 기준 (2003)

2. 강도로교 상세부 설계 지침 (2006)

3. 도로교 설계 기준 (2005, 2010)

4. 도로교 설계 편람Ⅲ 교량(2008)

5. 도로교 표준 시방서 (2005)

6. 도로공사 표준 시방서(2009)

7. 토목공사 표준 시방서(2005)

8. 서진원, 이지영, 고성현, 이재훈(2004) “결합 원형 띠철근을 이용한 철근 콘크리트 교각의 심부구속 방법 개선”, 대한토목학회 논문집, 24권 5A호 pp 923-929

9. 손혁수, 이재훈(2003), 지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 소요연성도에 따른 심부구속철근량, 한국콘크리트 학회지 제 15권 5호 pp. 715-725

10. 이대형, 박창규, 김현준, 정영수(2005), “원형 철근 콘크리트 교각의 내진성능 I 심부구속 철근비 영향 변수 평가” 한국 콘크리트 학회지 제 17권 4호 pp. 603-611

11. 이재훈, 손혁수, 이동형(2010) “도로교 설계 기준(2010) 콘크리트교 내진 설계 기준의 개정” 콘크리트 학회지 제 22권 3호 기술기사 pp. 48-62

12. 민창식, 윤순종, 유승룡, 임홍철(2005) 철근콘크리트 공학, 구미 서관

13. 최준호, 윤기용, 한택희, 강영종(2007) 강관으로 보강된 중공 RC 기둥의 중공비에 따른 거동, 한국방재학회 논문집, 제7권 제3호, pp. 1-7.

14. 최준호, 윤기용, 한택희, 이규세(2007) 내부 강관 두께에 따른 내부 구속 중공 RC 교각의 거동, 한국산학기술학회 논문집, 제8권 제2호, pp. 333-338.

15. 한택희, 김홍중, 김영종, 강영종(2006) 원형 강관 삽입 중공 RC기둥의 내부구속 효과 연구, 대한 토목학회논문집, 제26권 제4호, pp. 565-575.

16. 한택희, 원덕희, 이규세, 강영종(2009) 내부 구속 중공 RC 기둥의 거동 특성, 한국콘크리트 학회, 제21권 제5호, pp. 57-668.

17. 한택희, 한상윤, 강영종 (2007) 내부 구속 중공 철근 콘크리트 부재의 비선형 재료 모델 개발, 대한 토목학회 논문집, 제27권 제1A호, pp.11-26.

18. 한국콘크리트 학회(2007), 콘크리트 구조설계기준 해설.

19. Mander J.B., Priestly M.J.N, Park R., (1984) Seismic Design of Bridge Piers, Research Report, No. 84-2, Univ. of Canterbury, New Zealand, 1984

20. Mander J. B., Priestly M. J. N. and Park R.(1988) Theoretical stress - train model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, 1804 - 1826.

21. Park R.,(1988) Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol.8

22. Popovics S.(1973) Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curves of Concrete Columns, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.5, pp. 583-599.

23. Priestly M.J.N, Seible F., Calvi G.M Seismic Design and Retrofit of Bridge, Wiley-Interscience

24. T.H. Han, N.H. Lim, S.Y. Han, J.S. Park, Y.J. Kang (2008) Nonlinear Concrete Model for an Internally Confined Hollow Reinforced Concrete Column, Magazine of Concrete Research, Vol.60, No.6, pp.429-440.

25. T.H. Han, Ki Yong Yoon, Young Jong Kang(2010) Compressive strength of circular hollow reinforced concrete confined by an internal steel tube, Construction and Building Materials, Vol. 24 Issue 9 pp. 1690-1699

제 7장 부록

1절 P-M 상관도 프로그램

본 해석프로그램은 fortran으로 만들어졌으며, text file로 input file을 작성하고, 이를 실행하여 다시 text file로 구성된 output file을 만들게 된다. input file의 입력내용은 아래의 그림과 같다.

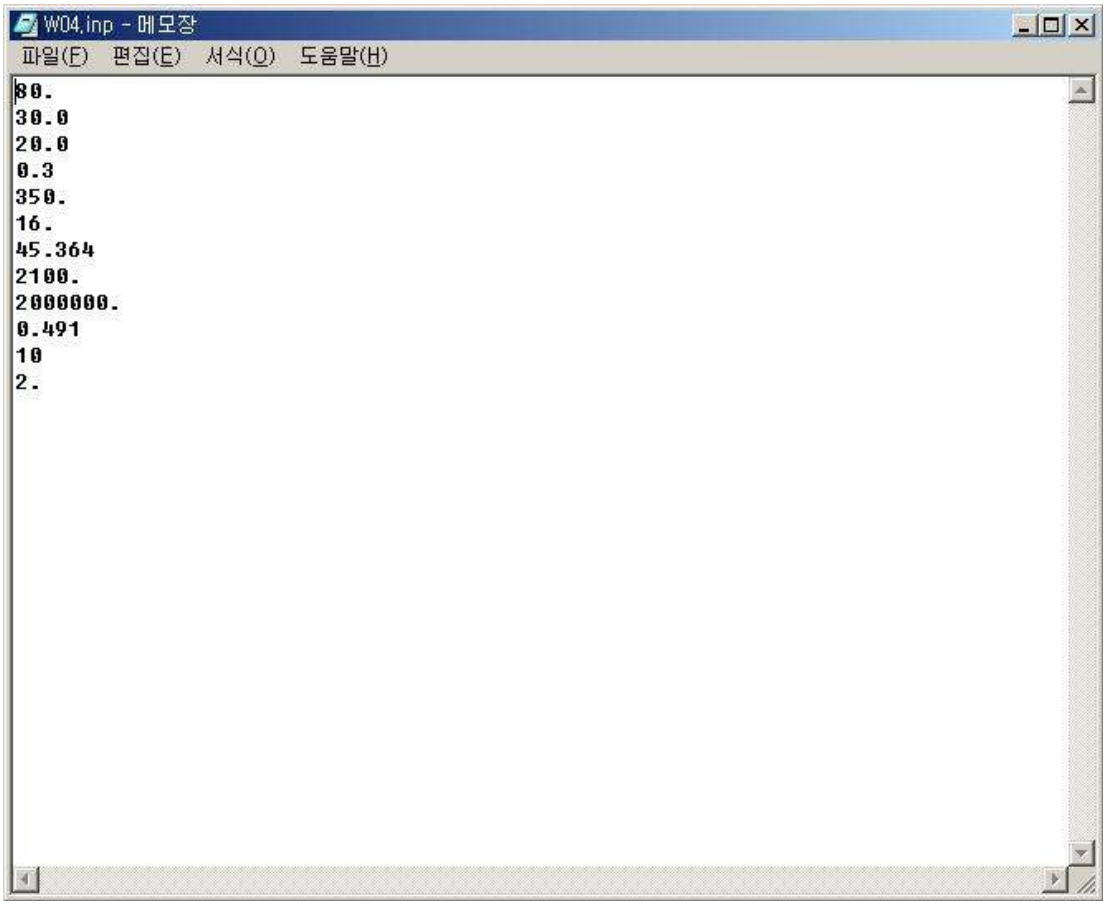


그림 7.1-1. Input File의 작성

Input File에 입력될 내용은 원형기둥의 단면특성 및 재료특성 값으로 예제에서의 입력된 값의 의미는 표 7.1-1과 같다. data 입력 시, 3행의 값이 0이라면 일반 충실단면의 원형기둥이며, 0이 아니라면, 원형 중공 교각 또는 강관삽입 중공 교각으로 인식된다. 또한 3행이 0이 아닌 상태에서, 4행이 0이 되면, 일반적인 원형 중공교각으로, 0이 아니라면, 강관 삽입 중공 교각으로 해석이 수행된다.

표 7.1-1. Input File에 입력되는 값

행	입력될 값	단 위	예제에서 입력된 수치
1	SECTION DIAMETER	cm	80.000

2	DISTANCE FROM CENTER TO OUTER REINFORCEMENT	cm	30.000
3	DISTANCE FROM CENTER TO INSIDE FACE OF TUBE	cm	20.000
4	THICKNESS OF STEEL TUBE	cm	0.300
5	COMPRESSIVE STRENGTH OF UNCONFINED CONCRETE	kgf/㎠	350.000
6	NUMBER OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT	EA	16.000
7	TOTAL AREA OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT	㎠	45.364
8	STEEL STRENGTH	kgf/㎠	2100.000
9	STEEL YOUNG S MODULUS	kgf/㎠	2000000.0
10	AREA OF TRANSVERSE REINFORCEMENT	㎠	0.491
11	CENTER TO CENTER SPACING OR PITCH OF HOOP	cm	10.000
12	EXTREME STEEL STRAIN		2.000

```
================================================================

<<<  A X I A L  F O R C E  -  M O M E N T
              I N T E R A C T I O N  A N A L Y S I S  >>>

================================================================

 A L Y S I S   T Y P E :  NONLINEAR ANALYSIS CONSIDERING CONFINING EFFECT

-> ALYSIS WITH CONSIDERING SPALLING OF COVER CONCRETE

   ************************************************************
              COLUMN TYPE = 1. SOLID RC COLUMN
   ************************************************************
```

Pn (tonf)	Mn (tonf-m)	Pn (kN)	Mn (kN-m)
14645.647	0.001	143673.797	0.012
14644.600	0.611	143663.531	5.994
14643.106	1.444	143648.875	14.167
14641.139	2.503	143629.578	24.557
14638.667	3.806	143605.328	37.338
14635.714	5.349	143576.359	52.475
14632.193	7.179	143541.813	70.422
14628.156	9.280	143502.219	91.036
14623.485	11.706	143456.391	114.839
14618.193	14.459	143404.484	141.843
14612.263	17.548	143346.313	172.146
14605.659	21.008	143281.516	206.088
14598.317	24.867	143209.500	243.944
14590.236	29.132	143130.219	285.785
14581.314	33.834	143042.703	331.908
14571.612	39.019	142947.516	382.781
14560.989	44.685	142843.313	438.361
14549.410	50.896	142729.719	499.295
14536.868	57.663	142606.688	565.677
14523.292	65.041	142473.500	638.048
14508.605	73.064	142329.422	716.755
14492.760	81.789	142173.984	802.353
14475.668	91.240	142006.313	895.065
14457.278	101.501	141825.906	995.720
14437.479	112.612	141631.672	1104.724
14477.246	50.561	142021.797	496.007
14391.965	4.639	141185.188	45.505

그림 7.1-2 output file

```
CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
C                          P-M INTERACTION DIAGRAM                          C
Steel Structural Lab., Department of Civil and Environmental Engineering    C
C                              KOREA UNIVERSITY                             C
C                                                                           C
CCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCCC
c
        character*12 in,out
c
      DIMENSION X(25,2)
        real X, XCN, XSHNC, XSHN, XSNC, XSN, XSNCi, XSNi, XNN,
        +     MNCN, MNSHNC, MNSHN, MNSNC, MNSN, MNSNCi, MNSNi, MBM
c
        write(*,*) 'Input file name ?   :'
        read(*,*) in
        write(*,*) 'Output file name ?  :'
        read(*,*) out
c
        OPEN(UNIT 11,FILE IN,STATUS 'OLD')
        OPEN(UNIT 12,FILE OUT,status 'NEW')
c
      read(11,*) FCC, FY, ES, EC, DD, D, DI, N
c
        DO 101 i 1,N
            read(11,*) X(i,1), x(i,2)
101     CONTINUE
c
        TH 0.1
```

```
      Pi 3.14159265
      write(12,1400) FCC, FY, FS, EC, DD, D, DI, N
1400  Format('<INPUT>',//,'Fc = ',F6.0,/,'Fy = ',F6.0,/,'Fs = ',F9.1,/,
     +       'Ec = ',F8.1,/, 'DD = ',F5.1,/,'D = ',F4.1,/, 'DI = ',F4.1
     +       ,/,'N = ',F4.1)
      WRITE(12,901)
901   FORMAT(/,'Rebar Distance','    Rebar Amount')
      DO 201 i=1,N
         WRITE(12,501) X(i,1), X(i,2)
501      FORMAT(/, 2F14.1)
201   CONTINUE

      WRITE(12,1500)
1500  FORMAT(///,'<Result>',/,'**C    Axis**',' **NC** ',' **NSNC**'
     +       ,'  **NS**  ',' **NHNC**',' **NHN**','  **TOTAL N**')

        C 0.0001
100     A=0.85*C
        EY=FY/ES


C       REBAR INTERACTION

        IF(C.LT.X(1,1)) THEN
          NSN 0
        DO 200 i 1,N,1
              ESS=0.003*(X(i,1)-C)/C
               IF(ESS.GT.EY) THEN
                     F EY
               ELSE
                        F=ESS
               END IF
             FS ES*F
           NSNi=X(i,2)*FS
           NSN=NSN NSNi
200           CONTINUE
        NSNC 0
        END IF

        IF(C.GT.X(N,1)) THEN
          NSNC 0
          DO 300 i=1,N,1
                ESC=0.003*(C-X(i,1))/C
```

```
                    IF(ESC.GT.EY) THEN
                          E EY
                    ELSE
                              E=ESC
                    END IF
                  FSC FS*E
                \SNCi=N(i,2)*(FSC-0.85*FCC)
                \SNC=\SNC+\SNCi
300               CONTINUE
            \SN=0
            END IF

            IF((C.GE.N(1,1)).AND.(C.LE.N(N,1))) THEN
              \SNC 0
              \SN=0
              DO 400 i=1,N,1
                IF((C N(i,1)).GE.0) THEN
                  FSC=0.003*(C-N(i,1))/C
                    IF(FSC.GT.EY) THEN
                          E=EY
                    ELSE
                              E=FSC
                    END IF
                  FSC=FS*E
                  \SNCi N(i,2)*(FSC 0.85*FCC)
                  \SNC \SNC-\SNCi
                END IF
                IF((C N(i,1)).LT.0) THEN
                  FSS 0.003*(N(i,1) C)/C
                     IF(FSS.GT.EY) THEN
                          E=EY
                    ELSE
                              E FSS
                    END IF
                  FS=FS*E
                \SNi N(i,2)*FS
                  \SN \SN+\SNi
                END IF
400               CONTINUE
             END IF

C         CONCRETE INTERACTION
```

```
            IF(A.LE.(DD-D)/2) THEN
              ACN=0
              DO 600 i=1, A/TH, 1
                IF(((DD/2)**2-(-i*TH-DD/2)**2).LT.0) THEN
                  XXI=0
                ELSE
                XXi=2*((DD/2)**2-(-i*TH+DD/2)**2)**.5
                END IF
                ACNi=XXi*TH
                ACN=ACN+ACNi
600               CONTINUE
          END IF

            IF((A.GT.(DD-D)/2).AND.(A.LE.DD)) THEN
                 ACN=0
              DO 800 i=1, A/TH, 1
                 IF(((DD/2)**2-(-i*TH-DD/2)**2).LT.0) THEN
                    XXI=0
                 ELSE
                  XXi=2*((DD/2)**2-(-i*TH-DD/2)**2)**.5
                 END IF
                 IF(((D/2)**2-(-i*TH-DD/2)**2).LT.0) THEN
                   XXXi=0
                 ELSE
                   XXXi=2*((D/2)**2-(-i*TH+DD/2)**2)**.5
                 END IF
                      ACNi=XXi*TH
                      ACNXi=XXXi*TH
                 ACNNi=ACNi-ACNXi
                 ACN=ACN+ACNNi
800               CONTINUE
            END IF
                    ACN=0.85*FCC*ACN
            IF(A.GT.DD) THEN
              ACN=0.85*FCC*((DD/2)**2-(D/2)**2)*Pi
            END IF

            IF(D.EQ.0) THEN
               SHX=0
               SHXC=0
               GOTO 160
            ELSE
               GOTO 170
```

```
            ENDIF

C       HALLOW STEEL TUPE INTERACTION

170         IF(C.LE.(DD-D)/2) THEN
             \SHN 0
            DO 900 i=(DD-D)/(2*TH), (DD+D)/(2*TH),1
                FSS=0.003*(i*TH-C)/C
                IF(FSS.GT.FY) THEN
                      F=FY
                ELSE
                      F=FSS
                END IF
                FS FS*F
                IF(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2).LE.0) THEN
                  HNI=0
                ELSE
                HNi=2*(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2))**.5
                END IF
              NN=(DI/2)**2-(-i*TH DD/2)**2
              IF(NN.LE.0) THEN
                  HNNi=0
              ELSE
              HNNi=2*SQRT(NN)
              END IF
             AHNi HNi*TH
                   AHNNi=HNNi*TH
              AHNNI AHNI AHNNi
              \SHNi AHNNi*FS
              \SHN=\SHN \SHNi
900            CONTINUE
          \SHNC=0
           END IF

       IF(C.GE.(DD D)/2) THEN
            \SHNC 0
          DO 1000 i (DD D)/(2*TH), (DD+D)/(2*TH),1
                FSC=0.003*(C-i*TH)/C
                IF(FSC.GT.FY) THEN
                      F FY
                ELSE
                      F=FSC
                END IF
```

```
                FSC FS*E
                IF(((D/2)**2 - (-i*TH-DD/2)**2),LE.0) THEN
                  HXI=0
                ELSE
                HXi=2*(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2))**.5
                END IF
               XX=(DI/2)**2-(-i*TH DD/2)**2
                IF(XX.LT.0) THEN
                  HXXi 0
                ELSE
                HXXi=2*SQRT(XX)
                END IF
               AHXCi HXi*TH
                     AHXXCi HXXi*TH
                AHXCCi=AHXCi-AHXXCi
                XSHXCi=AHXCCi*FSC
               XSHXC XSHXC+XSHXCi
1000          CONTINUE
             XSHX=0
            END IF

              IF((C.GT.(DD-D)/2).AND.(C.LT.(DD+D)/2)) THEN
               XSHXC=0
             DO 1100 i=(DD-D)/(2*TH), C/TH, 1
                FSC 0.003*(C i*TH)/C
                IF(FSC.GT.EY) THEN
                      E=EY
                ELSE
                      E FSC
                END IF
                FSC=FS*E
                IF(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2),LE.0) THEN
                  HXI 0
                ELSE
                HXi=2*(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2))**.5
                END IF
               XX (DI/2)**2 - (-i*TH-DD/2)**2
                IF(XX.LT.0) THEN
                  HXXi=0
                ELSE
                HXXi 2*SQRT(XX)
                END IF
               AHXCi=HXi*TH
```

```
                AHNNCi HNNi*TH
                AHNCCi AHNCi AHNNCi
                NSHNCi=AHNCCi*FSC
                NSHNC=NSHNC+NSHNCi
1100          CONTINUE
              NSHN 0
            DO 1200 i=(C/TH) 1, (DD+DD)/(2*TH),1
                FSS=0.003*(i*TH-C)-C
                IF(FSS.GT.FY) THEN
                      F=FY
                ELSE
                      F=FSS
                END IF
                FS FS*F
                IF(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2).LE.0) THEN
                  HNI=0
                ELSE
                HNi=2*(ABS((D/2)**2-(-i*TH+DD/2)**2))**.5
                END IF
              NN=(DI/2)**2-(-i*TH DD/2)**2
                IF(NN.LT.0) THEN
                HNNi=0
                ELSE
                HNNi=2*SQRT(NN)
                END IF
              AHNi HNi*TH
                AHNNi=HNNi*TH
                AHNNi AHNi AHNNi
                NSHNi AHNNi*FS
                NSHN=NSHN NSHNi
1200          CONTINUE
           END IF

160        NNN=NCN+NSHNC NSNC-NSHN-NSN

          WRITE(12,1600) C, NCN, NSNC, NSN, NSHNC, NSHN, NNN
1600      FORMAT(7F14.1)

          IF(C.LT.3*DD) THEN
            C C+TH
            GOTO 100
          ELSE
            GOTO 2200
```

```
        END IF

2200    WRITE(12,2100)
2100  FORMAT(///,'**C - Axis**',    **MC**  ',   **MSMC**'
     +       ,'    **MSM**    ',' **MSHMC**',     **MSHM**'
     +       ,'     **TOTAL M**')

          C=0.001
105       A 0.85*C
          EY=FY/ES


C         REBAR MOMENT INTERACTION

          IF(C.LT.X(1,1)) THEN
            MSM=0
            MMSM 0
          DO 20 i=1,N,1
                ESS=0.003*(X(i,1)-C)/C
              IF(ESS.GT.EY) THEN
                    E EY
              ELSE
                    E=ESS
              END IF
              FS ES*E
            MSMi X(i,2)*FS
            MSM=MSM MSMi
              MMSMi  (DD/2 X(i,1))*MSMi
            MMSM MMSM+MMSMi
20              CONTINUE
          MSMC=0
          MMSMC=0
          END IF

          IF(C.GT.X(N,1)) THEN
            MSMC 0
            MMSMC 0
            DO 30 i=1,N,1
                 ESC=0.003*(C-X(i,1))/C
                IF(ESC.GT.EY) THEN
                      E EY
                ELSE
                          E=ESC
```

```
                    END IF
                  FSC FS*E
                XSXCi=X(i,2)*(FSC-0.85*FCC)
                XSXC=XSXC+XSXCi
                  YNSXCi=(DD/2-X(i,1))*XSXCi
                      YNSXC YNSXC+YNSXCi
30                CONTINUE
            XSX=0
            YNSX 0
            END IF

            IF((C.GE.X(1,1)).AND.(C.LE.X(N,1))) THEN
              XSXC 0
              XSX 0
              YNSXC=0
              YNSX=0
              DO 40 i 1,N,1
               IF((C-X(i,1)).GE.0) THEN
                 FSC=0.003*(C-X(i,1))+C
                   IF(FSC.GT.EY) THEN
                          E EY
                   ELSE
                             E=FSC
                   END IF
                 FSC FS*E
                 XSXCi X(i,2)*(FSC 0.85*FCC)
                 XSXC=XSXC XSXCi
                 YNSXCi (DD/2 X(i,1))*XSXCi
                 YNSXC YNSXC+YNSXCi
               END IF
               IF((C-X(i,1)).LT.0) THEN
                 FSS=0.003*(X(i,1)-C)+C
                    IF(FSS.GT.EY) THEN
                          E=EY
                    ELSE
                             E FSS
                    END IF
                 FS=FS*E
               XSXi=X(i,2)*FS
                 XSX XSX+XSXi
               YNSXi  (DD/2 X(i,1))*XSXi
                 YNSX=YNSX YNSXi
               END IF
```

```
40              CONTINUE
            END IF

C       CONCRETE MOMENT INTERACTION

            IF(A.LE.(DD D)/2) THEN
              ACN=0
              AACN=0
              DO 60 i 1. A/TH, 1
                IF(((DD/2)**2-(-i*TH DD/2)**2).LT.0) THEN
                  \\I=0
                ELSE
                \\i 2*((DD/2)**2 ( i*TH+DD/2)**2)**.5
                END IF
                ACNi=\\i*TH
                ACN=ACN+ACNi
                AACNi ACNi*(DD/2 (i 0.5)*TH)
                AACN=AACN AACNi
60              CONTINUE
          END IF

            IF((A.GT.(DD-D)/2).AND.(A.LE.DD)) THEN
                 ACN=0
                 AACN=0
              DO 80 i 1. A/TH, 1
                 IF(((DD/2)**2 ( i*TH-DD/2)**2).LT.0) THEN
                    \\I=0
                 ELSE
                  \\i 2*((DD/2)**2 ( i*TH-DD/2)**2)**.5
                 END IF
                 IF(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2).LT.0) THEN
                   \\\i=0
                 ELSE
                   \\\i=2*((D/2)**2-(-i*TH+DD/2)**2)**.5
                 END IF
                      ACNi \\i*TH
                      ACN\i \\\i*TH
                 ACN\i=ACNi-ACN\i
                 ACN=ACN+ACN\i
               AACNi ACN\i*(DD/2 (i 0.5)*TH)
                           AACN AACN+AACNi
80              CONTINUE
            END IF
```

```
            ACN 0.85*FCC*ACN
                IF(ACN.NE.0) THEN
                  CC=AACN/ACN
                ELSE
                  CC=0
                END IF
              MNCN=NCN*CC
            IF(A.GT.DD) THEN
                MNCN 0
              END IF

               IF(D.EQ.0) THEN
                  MNSHN 0
                  MNSHNC 0
                  GOTO 180
               ELSE
                  GOTO 190
               ENDIF


C         HALLOW STEEL TUPE MOMENT INTERACTION

190            IF(C.LE.(DD-D)/2) THEN
                NSHN=0
                MNSHN 0
               DO 90 i (DD D)/(2*TH), (DD+D)/(2*TH),1
                   ESS=0.003*(i*TH-C)/C
                   IF(ESS.GT.EY) THEN
                         E EY
                   ELSE
                         E=ESS
                   END IF
                   FS FS*E
                   IF(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2).LT.0) THEN
                     HNI=0
                   ELSE
                   HNi 2*((D/2)**2 ( i*TH+DD/2)**2)**.5
                   END IF
                 NN=(DI/2)**2-(-i*TH DD/2)**2
                 IF(NN.LT.0) THEN
                     HNNi 0
                   ELSE
                   HNNi=2*SQRT(NN)
```

```
                END IF
              AHNi HNi*TH
                    AHNNi=HNNi*TH
                AHNNi=AHNi-AHNNi
                NSHNi=AHNNi*FS
                NSHN NSHN-NSHNi
                    MNSHNi=-NSHNi*(DD/2-(i-0.5)*TH)
                    MNSHN=MNSHN MNSHNi
90               CONTINUE
          NSHNC=0
          MNSHNC=0
           END IF

        IF(C.GE.(DD-D)/2) THEN
            NSHNC=0
            MNSHNC=0
           DO 91 i (DD D)/(2*TH), (DD+D)/(2*TH),1
                FSC=0.003*(C-i*TH)/C
                IF(FSC.GT.EY) THEN
                      E=EY
                ELSE
                      E=FSC
                END IF
                FSC=ES*E
                IF((D/2)**2 ( i*TH-DD/2)**2),LT.0) THEN
                  HNI 0
                ELSE
                HNi 2*((D/2)**2 ( i*TH+DD/2)**2)**.5
                END IF
              NN=(DI/2)**2-(-i*TH DD/2)**2
                IF(NN.LT.0) THEN
                  HNNi=0
                ELSE
                HNNi=2*SQRT(NN)
                END IF
              AHNCi HNi*TH
                    AHNNCi HNNi*TH
                AHNCCi=AHNCi-AHNNCi
                NSHNCi=AHNCCi*(FSC-0.85*FCC)
              NSHNC NSHNC+NSHNCi
              MNSHNCi NSHNCi*(DD/2 (i 0.5)*TH)
              MNSHNC=MNSHNC(MNSHNCi
91           CONTINUE
```

```
          \SHN 0
          \NSHN 0
        END IF

          IF((C.GT.(DD-D)/2).AND.(C.LT.(DD+D)/2)) THEN
           \SHNC 0
           \NSHNC=0
         DO 92 i=(DD-D)/(2*TH), C/TH, 1
              FSC 0.003*(C i*TH)/C
              IF(FSC.GT.FY) THEN
                    F=FY
              ELSE
                    F FSC
              END IF
              FSC=FS*F
              IF(((D/2)**2-(-i*TH DD/2)**2).LT.0) THEN
                HNI 0
              ELSE
              HNi=2*((D/2)**2-(-i*TH+DD/2)**2)**.5
              END IF
             \N (DI/2)**2 ( i*TH-DD/2)**2
              IF(\N.LT.0) THEN
                H\Ni=0
              ELSE
              H\Ni 2*SQRT(\N)
              END IF
             AHNCi=HNi*TH
              AHN\Ci HN\i*TH
              AHNCCi AHNCi AHN\Ci
              \SHNCi=AHNCCi*(FSC-0.85*FCC)
              \SHNC=\SHNC+\SHNCi
              \NSHNCi=\SHNCi*(DD/2-(i-0.5)*TH)
              \NSHNC \NSHNC-\NSHNCi
92           CONTINUE
              \SHN=0
              \NSHN 0
         DO 93 i (C/TH)-1, (DD+D)/(2*TH),1
              FSS=0.003*(i*TH-C)/C
              IF(FSS.GT.FY) THEN
                    F FY
              ELSE
                    F=FSS
              END IF
```

```
                FS FS*E
                IF((D/2)**2 (  i*TH-DD/2)**2),LT.0) THEN
                  HXI=0
                ELSE
                HXi=2*((D/2)**2-(-i*TH+DD/2)**2)**.5
                END IF
               XX=(DI/2)**2-(-i*TH DD/2)**2
                IF(XX.LT.0) THEN
                HXXi 0
                ELSE
                HXXi=2*SQRT(XX)
                END IF
               AHXi HXi*TH
                AHXXi HXXi*TH
                AHXXi=AHXi-AHXXi
                XSHXi=AHXXi*FS
                     XSHX XSHX+XSHXi
                MXSHXi=XSHXi*((i-0.5)*TH-DD/2)
                MXSHX=MXSHX+MXSHXi
93            CONTINUE
          END IF

180       MMM=MNCX MNSHNC MNSXC+MNSHX+MNSX

          WRITE(12,2300) C, MNCX, MNSXC, MNSX, MNSHNC, MNSHX, MMM
2300      FORMAT(7F16.1)

         IF(C.LT.3*DD) THEN
           C C+TH
           GOTO 105
         ELSE
           GOTO 106
         END IF
```

2절 설계 및 시공 지침서

내부 구속 중공 RC 교각의 설계 및 시공 지침서

2011.2

주관 연구 기관	위탁연구기관	지원 기관
협성엔지니어링㈜ HYUPSUNG ENG.CO.,LTD	고려대학교 KOREA UNIVERSITY	KICTEP 한국건설교통기술평가원

목 차

제 1 장 총 칙 ····· 1

제 2 장 설계 기본 사항 ····· 3

2.1 재료 ····· 3
2.2 설계 기준 강도 ····· 5
2.3 하중 및 해석 ····· 7
2.4 설계 흐름도 ····· 10

제 3 장 세부 설계 방법 ····· 13

3.1 공통 사항 ····· 13
3.2 횡철근의 단면 직경 ····· 13
3.3 횡철근의 수직 배근 간격 ····· 14
3.4 축방향 철근량 및 배근 간격 ····· 15
3.5 세장비 산정 ····· 16
3.6 코핑부에서 캔틸레버부 설계 ····· 17
3.7 심부 구속 철근량 설계 ····· 18
3.8 소성힌지 영역에서의 축방향 철근 및 횡방향 철근 ····· 19
3.9 기초(코핑) 접합부 설계 ····· 20
3.10 축력-모멘트 산정 방법 ····· 22
3.11 내부 튜브 두께 산정 ····· 25

제 4 장 시공방법 ····· 28

4.1 공통 사항 ····· 28
4.2 재료 ····· 28
4.3 거푸집 ····· 29
4.4 코핑 접합부 시공 ····· 30
4.5 기초 접합부 시공 ····· 30

제 5 장 참고 문헌 및 인용 ····· 32

부록. 설계 예제집 ····· 34

제 1 장 총 칙

1.1 적용 범위

이 지침은 내부 구속 중공 RC(Internally Confined Hollow RC, ICH RC) 부재를 이용한 교각의 기둥부의 구조 설계 및 시공에 적용한다. 내부 구속 중공 RC 부재라 함은 중공 RC 교각 내부에 튜브가 삽입된 구조이다. 다만, 지침에서 규정하는 이외의 사항에 대해서는 「강구조허용응력설계기준」, 「콘크리트 구조설계기준」, 「강도로교 상세부 설계 지침」, 「도로교 설계기준」, 「도로교 표준시방서」, 「합성강교각 설계 요령」을 따른다.

이 지침은 내부 구속 중공 RC 부재를 이용하여 교각 시공을 하는 경우에 적용되며, 단면형상은 원형으로 한다.

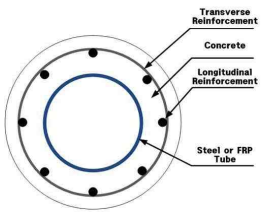


그림 1.1.1 내부구속 중공 RC 부재의 단면 구성

본 단면은 중실 RC 기둥에 비해서 경량이며, 구속 콘크리트의 강도가 3축압축 상태이기 때문에 비구속 콘크리트의 강도 보다 현저하게 콘크리트 강도가 증가되고 내부 튜브가 축력과 모멘트에 저항함으로써 우수한 내력 및 변형 성능을 발휘한다.

그림 1.1.2는 중실 RC와 중공 RC ICH RC 부재를 정성적으로 분석한 것으로서

ICH RC 부재는 중실 RC 부재와 중공 RC의 장점은 발휘하면서 단점을 극복한 구조로서 매우 성능이 뛰어난 교각 형식이다.

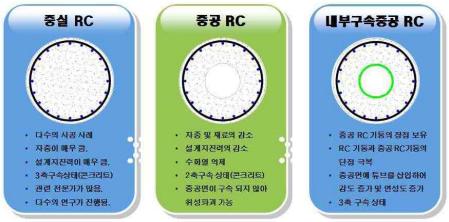


그림 1.1.2 중실 RC vs 중공 RC vs ICH RC의 정성적인 분석

교각의 설치 위치에 따라 형상 치수가 제약을 받는 경우 복합재료 교각을 채용하는 것이 더 좋기 때문에 그 효용 가치가 있다고 판단 가능하다.

제 2 장 설계 기본 사항

2.1 재료

2.1.1 강재

강재의 재질은 표 2.1.10에 표시한 규격에 따른다.

표 2.1.1 강재의 재질 규격

규격	명칭	종류
KS D 3503	일반 구조용 압연 강재	SS 400, SS490, SS540
KS D 3515	용접구조용 압연 강재	SM 400A,B,C SM 490A,B,C,TMC SM 520B,C,TMC SM 570
KS D 3529	용접 구조용 내후성 열간 압연 강재	SMA 400AW,BW,CW SMA 400AP,BP,CP
KS D 4108	용접 구조용 원심력 주강관	SCW 490-CF
KS D 3530	일반 구조용 경량 형강	SSC400
KS D 3558	일반 구조용 용접 경량 H형강	SWH 400, SWH 400L
KS D 3566	일반 구조용 탄소 강관	STK 400, STK 490
KS D 3568	일반 구조용 각형 강관	SPSR 400, SPSR 490
KS D 3602	강제 강판(데크플레이트)	SDPR 1,2,3
KS D 4106	용접 구조용 주강관	SCW 410, SCW 480

이 지점에 적용되는 구조의 강관부분은 원칙적으로 용접구조이기 때문에 사용되는 강관, 강판의 재질은 용접에 적합해야 한다. 강판을 휨 가공하여 강관으로 만드는 상온 시에 제작은 단면내의 항복점의 불균일화, 잔류응력의 발생 등을 초래 할 수 있으므로 피하는 것이 바람직하다.

2.1.2 철근

콘크리트 구조설계 기준(2007)의 2.2.3절의 강재 기준을 따른다.

(1) 보강용 철근은 이형 철근을 사용하여야 한다. 다만 나선 철근을 사용하여야 한다. 다만 나선철근이나 강선으로 원형 철근을 사용할 수 있다. 그리고 구조용 강재, 강관에 의한 보강재는 이 기준에 따라 사용될 수 이쓴.
(2) 철근을 용접하는 경우 그 위치와 용접 방법을 명기 하여야 한다. 필요한 용접 기호와 용접 시험 방법은 KS B 0052, KS B 0816 ~ KS B 0892에 따라야 한다.
(3) 철근, 철선 및 용접철망의 품질, 형상, 치수는 KS D 3504, KS D 3552, KS D 7017의 각 규격에 적합하여야 한다.
(4) 철근, 철선 및 용접 철망의 설계 기준 항복강도 가 400MPa을 초과하여 항복마루가 없는 경우, f_y값은 변형률 0.0035에 상응하는 응력의 값으로 사용하여야 한다.
(5) 철근은 아연도금 또는 에폭시 수지 피복을 하는 것이 가능하며, 이들 철근은 KS D 3629의 규정을 따라야 하낟.
(6) 구조용 강재, 강관, 튜브는 품질, 치수, 형상에 있어서 KS D 3503의 규격 이상이어 하며, 특수한 경우에 책임 기술자가 입회하여 소정의 품질 및 강도 시험을 시행한 후 사용할 수 있다.

2.1.3 콘크리트

항성 구조용 콘크리트의 설계 기준 강도 f_{ck}는 21MPa 이상을 표준으로 한다.

충전용 콘크리트로서는 설계 기준 강도 f_{ck}가 높은 것이 바람직하나 시멘트량이 많은 고강도 콘크리트를 사용한 경우에 대해서는 아직 충분한 검토가 이루어지지 않았다. 따라서 본 지침에서는 푸팅, 구속 콘크리트 및 코핑부에 사용되는 콘크리트에 상당하는 것을 사용하는 것을 표준으로 하였다.

2.2 설계 기준 강도

2.2.1 재료의 정수

표 2.2.1 재료의 정수

		탄성계수(MPa)	프아송비( )	선팽창계수(1/℃)
강재		210000	0.3	$\times 10^{-6}$
철근		200000	0.3	1×10^{-6}
콘크리트	$f_{ck} \le 30\ Pa$	$E_c = 4700\ f_{ck}$	0.167	1×10^{-6}
	$f_{ck} > 30MPa$	$E_c = 3300\sqrt{f_{ck}}+7700$	0.167	1×10^{-6}

재료의 정수는 강재 및 철근은 「강구조 허용응력 설계기준」, 콘크리트는 「콘크리트 구조설계기준 3.4.3」「도로교 설계 기준 P40」을 따른다.

2.2.2 강재와 구속 콘크리트와의 탄성계수비

합성 구조물은 구조물은 강재 교각의 탄성 변위와 부정정력의 계산에 쓰이는 강재와 구속 콘크리트와의 탄성 계수비 n은 전단 연결재의 유무에 관계없이 $n=10$으로 취하는 것으로 한다. 이 경우 충전 콘크리트의 전체 단면적을 유효로 간주하여 계산해도 좋다.

강재와 충전 콘크리트와의 탄성계수비는 다음식으로 나타낼 수 있다.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \qquad \text{(식 2.2.1)}$$

여기서, E_s : 강재의 탄성계수(MPa), E_c : 콘크리트의 탄성계수(MPa)

2.2.3 강재의 허용응력

(1) 구조용 강재의 허용응력은 도로교 설계기준(2005) 3.3.2.1절을 따른다.

(2) 주단조품의 허용응력은 도로교 설계기준(2005) 3.3.2.2절을 따른다.

(3) 용접부 및 이음용 강재의 허용응력은 도로교 설계기준(2005) 3.3.2.3절을 따른다.

(4) 강관 구조의 국부 좌굴에 대한 허용응력은 도로교 설계기준(2005) 3.13.3절을 따른다.

(5) 강관 구조의 허용전단응력은 도로교 설계기준(2005) 3.13.3절을 따른다.

(6) 심부로 사용된 구조용 강재의 설계 기준항복강도는 사용할 구조용 강재의 최소 항복강도로 취하여야 하지만, 350MPa를 초과할 수 없다.

(1) 강관의 허용 축방향 인장응력, 허용휨인장응력, 허용축방향 압축응력 및 허용 휨압축응력은 (1)에서 규정한 대로 적용해도 좋다.
(4) 강관 구조의 국부 좌굴에 대한 허용응력은 강종별로 도로교 설계기준(2005)의 3.13.3절의 표 3.13.4를 따라 검토하여도 좋다.
(5) 강관 구조의 허용전단응력은 강종별로 도로교 설계기준(2005)의 3.13.3절의 표 3.13.5를 따라 검토하여도 좋다.
(6) 콘크리트 구조 설계 기준 17.4.3절과 17.4.4절을 따라 검토 한다.

2.2.4 철근의 항복강도

철근의 항복강도는 「콘크리트 구조 설계기준」을 따른다.

2.2.5 콘크리트의 설계 기준 강도

합성 부재의 설계 기준 압축 강도 $_{k}$는 21MPa 이상이어야 한다.

2.3 하중 및 하중 조합

2.3.1 하중 및 하중 조합

구조 설계에 적용하는 하중은 「도로교 설계기준」에서 정한 규정을 따른다. 구조 설계에 적용하는 하중 조합은 「도로교 설계기준」, 「콘크리트 구조 설계기준」, 「강구조 허용응력 설계기준」,에 따른다.

내부 구속 중공 RC 부재로 설계를 수행하는 경우 하중은 일반 교량 구조물과 동일하게 「도로교 설계기준」에서 정한 규정을 따라야 한다. 다만 하중 조합은 설계자의 의도에 따라 「강구조 허용응력 설계 기준」, 「도로교 설계 기준」, 「콘크리트 구조 설계기준」등 적합한 기준 및 규준을 선택하여 사용할 수 있다.

2.3.2 구속 콘크리트의 크리프영향

구속 콘크리트의 크리프현상에 의해 내부 구속 중공 RC 교각은 종국 및 극한 상태에서는 실질적인 영향을 받지 않으나, 사용한계 상태에 대해서는 영향을 받으므로 이에 대한 적절한 고려가 필요하다.

크리프는 일정 압축 응력하에서 변형도가 시간경과에 따라 증가하는 현상이다. 이들은 통상 합성부재에서 발생할 수 있는 복잡한 현상이다. 크리프와 릴랙세이션은 통한 합성부재에서 동시에 종복해서 발생하는 복잡한 현상이다. 콘크리트 부재에서 크리프의 변형은 기존에 상세히 연구되었고, 시간과 함수로서 지수함수로 일정 값으로 산정하는 것이 명확하며 이것들의 현상은 종국한계상태에 대하여 실질적으로 그다지 영향을 받지 않는다. 그러나 사용한계상태에 대해서는 크게 영향을 받기 때문에 콘크리트의 균열에 대한 안정성의 조사와 복합구조물의 가설도중에 치올림의 관리 또는 건설 후의 복합구조물의 형상유지, 관리를 하는데 크리프에 생기는 부정정력의 영향을 고려하여야 한다.

2.3.3 구속 콘크리트의 건조 수축 영향

내부 구속 중공 RC 교각은 내측의 강관과 외측의 횡철근 및 종철근에 의해 밀폐성이 유지되는 경우에는 건조수축병향이 현지히 작기 때문에 콘크리트의 건조 수축을 무시 할 수 있다.

건조 수축변형은 강관에 의해 밀폐된 상황하에 경화될 때에 건조가 진행되지 않으므로 수축이 현지히 작은 것으로 알려져 있다.

2.3.4 구조 해석의 기본 사항

(1) 구조해석 수행하는 경우에는 구조물의 형상, 지지조건, 한계상태 및 검토 사항에 대응하여 적절한 구조 해석 모델을 가정한다.
(2) 구조물은 그 형상 등에 대응하여 상부구조, 하부구조, 등을 단순화한 구조 해석 모델로 치환하여 해석하는 것이 바람직하다.
(3) 구조 해석을 수행하는 때에 하중의 분포를 단순화하는 경우, 동적하중을 정적하중으로 치환하는 경우, 하중에 대해서도 실제 값에 등가 또는 안전측으로 모델화하는 것이 좋다.
(4) 콘크리트 충전 강관 구조물의 해석은 탄성이론에 의한 해석을 원칙으로 한다.
(5) 탄성 강성을 산정하기 위한 단면 2차모멘트는 강관의 영향을 고려하여 부재의 전 단면을 유효한 것으로 간주한다.
(6) 응력 해석의 기타 사항은 「강구조 허용응력 설계 기준」,「도로교 설계기준」,「콘크리트 구조 설계기준」,「합성 강교각 설계요령」,「콘크리트 충전 강관 구조 설계 및 시공지침」, 「강관구조 설계 규준」, 「강도로교 상세부 설계지침」에 따른다.

(4) 이 지침서에서는 응력과 변형이 비례한다는 가정에 따라 탄성체로서 응력계산을 하는 것을 원칙으로 하고 있다. 하중이 증가하면 응력의 분포는 탄성응력분포에서 소성응력 분포로 변화하지만, 복잡한 구조물을 해석하기에는 탄성 변형을 기본으로 하는 것이 가장 유용한 수단이며, 현행의 설계하중 아래에서 강도를 확보함과 아울러 균열이나 변형을 될 수 있는 한 작게 하기 위해서는 탄성응력 분포에 충실하게 단면설계를 하는 것이 적합하다.
(5) 선형해석에서 부재의 휨강성 및 비틀림 강성은 콘크리트의 전단면을 유효한 것으로서 간주하여 계산된 탄성계수비에 의한 환산단면을 사용하여 계산한다.

2.3.5 안정성 확보

구속 콘크리트의 경화 후에 작용하는 하중에 대해 내하력 및 변형에 대한 안전성을 확보하도록 설계하여야 한다.

본 지침서에서는 내부 구속 중공 RC 부재를 이용하여 교각을 시공한다. 경화후에 콘크리트와 내부튜브와의 분리 혹은 간극이 생기면 안되며 내하력 및 변형에 대해서 충분히 안정성을 확보되어야 한다.

2.3.6 내부 구속 중공 RC 부재의 일반적 사항

(1) 콘크리트의 설계기준강도 $_{k}$는 21 이상으로 한다.
(2) 강재 및 철근의 항복 강도는 400MPa로 한다. 다만 이 값을 초과할 경우 400MPa로 한다.

(1) 콘크리트의 공칭 압축 강도에 대한 사용범위 제한은 AISC-LRFD의 경우 21~56MPa로 되어 있다. 하한치의 설정은 보다 좋은 콘크리트의 사용을 권장하기 위함이고, 상한치의 설정은 실험적인 근거에 의한 확신이 없기 때문이다. 본 지침서는 50MPa로 하였다.
(2) 미국 기준 LRFD의 경우 변형도 0.0018에서의 콘크리트 파괴를 고려하여 강재의 공칭항복강도를 약 380MPa로 제한하고 있다. 즉 순수압축의 경우 콘크리트 파괴 이전에 강재의 항복을 발생시켜 콘크리트의 취성파괴를 방지하기 위함이다. 그러나 일본에서 수행한 많은 실험치에 의하여 고강도 강재의 효율성이 입증되었다. 이것은 강재의 구속효과가 콘크리트의 취성파괴를 지연시키기 때문이다.

2.4 설계 흐름도

2.4.1 설계 흐름도



그림 2.4.1 주설계 흐름도

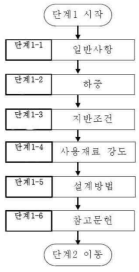


그림 2.4.2 설계 조건

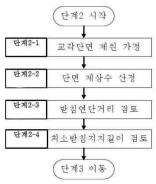


그림 2.4.3 단면 제원 가정 및 단면 제 상수 계산

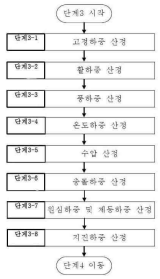


그림 2.4.4 하중 산정

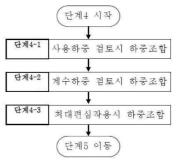


그림 2.4.5 하중 조합

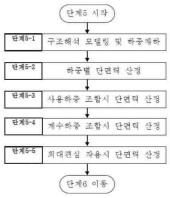


그림 2.4.6 구조해석 및 단면력 산정

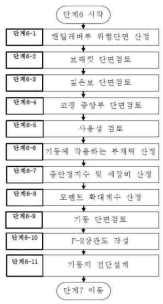


그림 2.4.7 부재의 설계

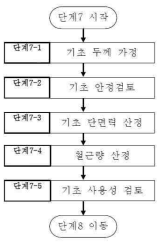


그림 2.4.8 기초의 설계

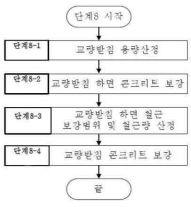


그림 2.4.9 받침보강의 설계

제 3 장 세부 설계 방법

3. 부분별 설계

3.1 공통 사항

내부 구속 중공 RC 교각의 공통적인 사항으로 설정한다.

(1) 중공비는 0.7 ~ 0.85이하로 설정한다.

(2) 합성 콘크리트 압축 부재는 구조용 강재, 강관 또는 튜브를 축방향으로 보강한 압축부재를 말하며, 축방향 철근을 사용할 수도 있고 사용하지 않을 수도 있다.

(3) 합성 콘크리트 압축부재의 강도는 보통 철근 콘크리트 부재에 적용하는 동일한 제한 조건을 적용하여야 한다.

(4) 합성 부재의 콘크리트 부분이 부담하지 않는 모든 축강도는 구조용 강재, 강관 또는 튜브 등에 직접 연결하여 발현 되도록 하여야 한다.

(1)ICH RC 교각 설계 하기 위해서는 최적 단면이 필요한데 중공비가 0.7이 기존의 동일 직경의 중실 RC 부재에 비해 자중이 50% 감소되는 구간이다. 또한 중공비가 0.85 이상에서는 콘크리트의 단면적이 과도하게 줄어들어 내력이 감소하는 거동을 보이기 때문에 중공비를 0.85이하로 제한한다.
(2)~(4) 콘크리트 구조 설계 기준 17.4.1의 합성 콘크리트 압축 부재의 설계 일반사항을 따른다.

3.2 횡철근의 지름

내부 구속 중공 RC 교각에서 소성힌지를 제외한 부분의 횡철근의 지름은 콘크리트 구조 설계 기준 5.5.2와 17.4.4를 따라 설계 하여야 한다.

(1) D32 이하의 축방향 철근은 D10이상의 띠철근으로, D35이상의 축방향 철

근과 다발철근은 D13이상의 띠철근으로 둘러싸야 하며, 띠철근 대신 등가단면적의 이형 철선 또는 용접 철망을 사용할 수 있다.

(2) 띠철근의 지름은 함성부재 단면의 가장 긴변의 1.50배 이상이어야 하지만, D10 철근 이상이고 D16 철근 이하로 하여야 한다. 또한, 띠철근 대신 등가 단면적을 가진 용접 철망을 사용할 수 있다.

(3) 현장치기 콘크리트 공사에서 나선 철근 지름은 10mm 이상으로 하여야 한다.

(4) 나선 철근비 값 이상으로 하여야 한다.

$$= 0.45 \quad \frac{A_g}{c} - 1 \left\{ \frac{f_{ck}}{f_{yt}} \right. \qquad (4.2.1)$$

여기서, 나선철근의 설계 기준 항복강도 f_{yt}는 700MPa 이하로 하여야 하며, 400MPa를 초과하는 경우에는 콘크리트 구조 설계 기준 5.5.2(2)에 따른 겹침이음을 할 수 없다.

(1)은 콘크리트 구조 설계 기준 5.5.2절의 (3)의 규정을 따른다.
(2)는 콘크리트 구조 설계 기준 17.4.4절을 따르며, 구조용 강재 심부 주위를 띠철근으로 보강한 합성부재에 한에 적용된다.
(3)은 콘크리트 구조 설계 기준 5.5.2절의 (2)의 압축부재에 사용되는 나선철근 규정을 적용한다.
(4)는 콘크리트 구조 설계 기준 5.5.2절의 (2)의 압축부재에 사용되는 나선철근 규정에서 나선철근비 규정을 적용한다.

3.3 횡철근의 수직 배근 간격

내부 구속 종공 RC 교각에서 소성힌지를 제외한 부분의 횡철근의 수직 배근 간격은 콘크리트 구조 설계 기준 5.5.2와 17.4.4를 따라 설계 하여야 한다.

(1) 띠철근의 수직 간격은 축방향 철근 지름의 16배 이하, 띠철근이나 철선 지름의 48배 이하, 또한 기둥 단면의 최소 지수 이하로 하여야 한다.

(2) 확대 기초 판 또는 기초 슬래브의 윗면에 배치되는 첫 번째 띠철근의 간격은 다른 띠철근 간격의 1/2이하로 하여야 하며, 슬래브나 지판에 배치된 최하단 수평 철근 아래에 배치되는 첫 번째 띠철근도 다른 띠철근 간격의 1/2 이하로 하여야 한다.

(3) 합성구조에 있어서 횡방향 띠철근의 수직간격은 축방향 지름의 16배, 띠철근 지름의 48배, 합성부재 단면의 최소 지수의 1/2배 중에서 가장 작은 값 이하로 하여야 한다.

(1) 콘크리트 구조설계 기준 5.5.2절의 압축 부재에 사용되는 띠철근의 규정에 대한 내용으로 ②항을 따른다.
(2) 콘크리트 구조설계 기준 5.5.2절의 압축 부재에 사용되는 띠철근의 규정에 대한 내용으로 ④항을 따른다.
(3) 콘크리트 구조 설계 기준 17.4.4절의 합성 부재 설계 시 이 항을 따른다.

3.4 축방향 철근량 및 배근 간격

내부 구속 종공 RC 교각의 축방향 철근량은 콘크리트 구조 설계 기준 6.4.2절과 17.4.3, 17.4.4절에 따라 검토하여야 한다.

(1) 비합성 압축 부재의 축방향 주철근 단면적은 전체 단면적 의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다. 축방향 주철근이 겹침이음되는 경우의 철근비는 0.04를 초과하지 않도록 해야 한다.

(2) 압축 부재의 축방향 주철근의 최소 개수는 사각형이나 원형 띠철근으로 둘러 싸인 경우 4개, 삼각형 띠철근으로 둘러싸인 경우 3개, 콘크리트 구조 설계 기준 6.4.2(3)에 규정하는 나선 철근으로 둘러 싸인 철근의 경우 6개로 하여야 한다.

(3) 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성 부재에서 나선 철근 내측에 배치되는 축방향 철근량은 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다.

(4) 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성 부재에서 나선 철근 내측에 배치되는 축방향 철근량 $_z$와 I_{sx}의 계산에 포함 시킬 수 있다.

(5) 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성 부재에서 띠철근 내측에 배치되는 축방향 철근량은 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.08배 이하로 하여야 한다.

(6) 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성 부재에서 띠철근 내측에 배치되는 축방향 철근은 직사각형 단면 모서리마다 배치하여야 하며, 축방향 철근의 중심 간격은 합성 부재 단면의 최소 치수의 1/2 이하가 되도록 하여야 한다.

(7) 구조용 강재 심부 주위를 나선철근으로 보강한 합성 부재에서 띠철근 내측에 배치되는 축방향 철근은 강도를 계산할 때 A_{sx}에 포함 시킬 수 있지만, 장주효과를 고려하기 위해 I_{sz}를 계산할 때는 고려하지 않아야 한다.

3.5 세장비의 산정

내부 구속 종공 RC 교각의 축방향 철근량은 콘크리트 구조 설계 기준 6.4.2절과 17.4.3, 17.4.4절에 따라 검토하여야 한다.

(1) 세장비는 식 (4.5.1)를 이용하여 산정한다.

$$= \frac{kL_{\ell}}{r} \qquad (4.5.1)$$

여기서, k : 2.1, L_{ℓ} : 압축부재의 비지지길이, r : 곡률 반경

(2) 장주효과의 계산에 있어서 합성단면의 회전 반지름은 식 (4.5.2) 값 이하로 하여야 한다.

$$= \frac{0.2E_cI_g + E_sI_{sz}}{0.2 \quad A_g + E_sA_{sx}} \qquad (4.5.2)$$

(1) 횡방향 강성이나 브레이싱 부재 또는 전단벽 등에 의한 횡방향 강성이 존재하지 않는 캔틸레버 형식으로 비횡구속 구조에서 k=2.1임.
(1) 세장비가 22 이상이면 장주로 검토하여야 하여야 하며, 모멘트 확대 계수 산정 및 확대 모멘트를 산정하여 검토 하여야 한다.
(2) 콘크리트 구조 설계 기준 17.4.1(5)를 따른다.

3.6 코핑부에서 캔틸레버부의 설계

내부 구속 종공 RC 교각 설계에 있어서 코핑부의 단면 검토 및 설계는 아래와 같이 검토 한다.

(1) 내민 길이의 산정은 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥 단면으로 치환하여 구한다.(도로교 설계 기준 5.4.4.1)

(2) 브래킷 단면 검토에 있어서 도로교 설계 기준 4.4.6.8을 적용하여 검토한다.

(3) 전단 마찰 철근의 설계는 도로교 설계 기준 4.4.6.4를 적용하여 검토한다.

(4) 깊은보의 판정 검토는 1단지지 캔틸레버보의 경우 작용점에서 받침부 전면까지 거리의 2배를 L_n으로 하여 단순지지된 깊은 보에 대한 규정을 따르고 a/d가 1 이하인 경우는 콘크리트 구조 설계 기준 7.8 규정(브래킷)도 따라야 한다.(콘크리트 구조 설계 기준 7.7.1(2))

3.7 심부 구속 철근량 설계

내부 구속 종공 RC 교각 설계에 있어서 심부 구속 철근량 검토는 아래의 사항에 의해 검토한다.

(1) 띠철근에 대한 심부 구속 철근량 계산식은 원형 나선철근에서 유도된 식인 식 (4.7.1)와 식 (4.7.2) 중 큰 값을 적용한다.

$$\rho_{s1} = 0.45\frac{f_{ck}}{f_y}\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right) \quad (4.7.1)$$

$$\rho_{s2} = 0.12\frac{f_{ck}}{f_y} \quad (4.7.2)$$

(2) 원형 기둥의 심부 구속 나선(띠)철근 수직 간격은 식 (4.7.3)을 따른다.

$$s \geq \frac{4A_{sp}}{d_s\rho_s} \quad (4.7.3)$$

여기서 : d_s를 기준으로 결정된 콘크리트 심부 부피에 대한 나선(띠)철근 체적비, $_{sp}$: 나선(띠)철근의 단면적(mm^2), d_s : 나선(띠)철근 외측 표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면치수, s : 나선(띠)철근의 수직 간격

(3) 내부 구속 종공 RC 교각의 심부 구속 철근량 산정식

$$\rho_{\min} = \gamma\times\left\{0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\left(\frac{f_{ck}}{f_y}\right),0.12\left(\frac{f_{ck}}{f_y}\right)\right\} \quad (4.7.4)$$

여기서, :단면 전체 면적, A_c:구속콘크리트 면적, $_{ck}$:콘크리트강도, f_y:횡방향철근 강도, γ : 감소 계수

$$= 1-0.76\left(\frac{P}{f_{k\ c}+f_yA_s}\right)\left(\frac{r_s}{r}\right)^{1.108\ln D-6.659} \quad (4.7.5)$$

여기서, : 축력, $_k$: 콘크리트 압축강도, A_c : 콘크리트 면적, f_y : 내부튜브의 강도, A_s : 내부튜브 단면적,

(1) ACI, Caltrans 내진 실무 규정 인용, 고속도로 교량의 내진 설계 편람 및 도로교 설계 기준을 참조한다.
(3) 내부 구속 종공 RC 교각 설계시 종공비와 내부 튜브를 고려하지 않고 마치 종실 RC 교각으로 가정하고 먼저 식 (4.7.1)과 식 (4.7.2)에 대해서 계산을 하여 큰 값을 구한 후 감소 계수인 식 (4.7.5)를 곱해 주어 최적 횡철근량을 산정한다. 이에 대한 자세한 내용은 3절의 연구내용에 나타나 있다.

3.8 소성힌지 영역에서의 축방향 철근 및 횡방향 철근

내부 구속 종공 RC 교각의 소성힌지 영역의 설계에 있어서 축방향 철근 및 횡방향 철근에 대한 검토 사항은 아래를 따른다. (도로교 설계 기준 6장 내진설계)

(1) 축방향 철근 단면적은 기둥 전체 단면적의 0.01배 이상, 0.06배 이하로 하여야 한다.

(2) 단부 구역에 배근되는 횡방향 철근은 D13 이상으로서, 지름이 축방향철근 지름의 2/5 이상이어야 한다.

(3) 소성힌지 구역에서는 축방향 철근을 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지 구역에서 축방향 철근의 연결은 완전 기계적 이음을 사용할 수 있다.

(4) 소성힌지 구역 이외의 구역에서 전체 축방향 철근 중 1/2을 초과하여 겹침이음하지 않아야 한다. 기둥의 종방향으로 측정한 이웃하는 겹침이음 사이의 거리는 600mm 이상이어야 한다. 이때 겹침이음 사이의 거리는 겹침이음의 끝 지점에서부터 기둥의 종방향으로 측정하여, 이웃하는 새로운 겹침이음이

시작되는 지점까지로 한다.

(5) 소성힌지 구역의 심부 구속 횡방향 철근의 최대 간격은 부재 최소 단면치수 1/4 또는 축방향 철근지름의 6배 중 작은 값을 초과하지 않아야 한다.

(6) 심부 구속 횡방향 철근과 단부 구역의 횡방향 철근의 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배와 380mm 중 큰 값 이상까지 연장해서 설치하여야 한다.

(7) 나선철근에 대하여는 최대 수직 순간격을 75mm로 규정한 나선철근의 일반 규정을 적용하지 않는다.

(8) 캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다. 기둥 하단의 단부 구역은 기초의 상면에서부터의 길이로 결정되며, 골조 거동하는 기둥의 상단 단부구역은 기둥과 연결된 부재의 하면에서부터의 길이로 결정한다. 기둥에서 단부구역까지의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 450mm 중 가장 큰 값으로 하여야 한다.

(9) 횡방향 철근은 인접 부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380mm보다 작아서는 안된다.

3.9 기초(코핑) 접합부 설계

내부 구속 종공 RC 교각의 코핑 및 기초 접합부의 경우 아래의 사항을 적용하여야 한다.

(1) 기초 및 코핑 접합방법에서 내부강관 이외의 종철근과 횡철근의 경우 현행 설계 기준에 맞추어 설계를 한다.

(2) 기초부 삽입되는 내부 강관의 길이는 기둥 치수의 0.5배까지 연장하여 설치한다.

(3) 코핑부에 삽입되는 내부 강관의 길이는 기둥 치수의 0.3배까지 연장하여 설치한다.

(4) 기초부 및 코핑부에 배근되는 격자 형태의 철근들이 내부 강관과 간섭될 경우 용접 커플러를 이용하여 강결 접합 한다.

(5) 코핑부와 기둥면의 접합면에서 코핑부에 삽입된 강관의 높이(기둥 치수의 0.3배) 만큼 아래까지 콘크리트가 타설되도록 유도한다. 이는 전단력을 향상시키는 역할을 한다.

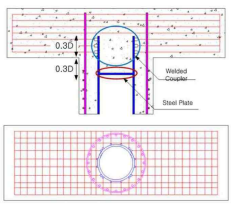


그림 3.9.1 코핑 접합부 개요도

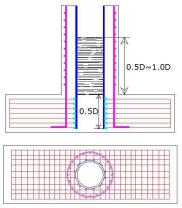


그림 3.9.2 기초 접합부 개요도



그림 3.9.3 용접커플러의 연결

3.10 P-M 상관도 작성 방법

ICH R.C 교각에서 커버 콘크리트에 작용하는 축력과 모멘트는 중공 R.C 기둥과 같은 방법으로 구속 콘크리트와 종철근을 계산할 수 있다. 차이점은 구속 콘크리트의 재료 모델이다. 내부 튜브에 작용하는 축력과 모멘트를 고려해야 한다. 그림 3.10.1에 보이는 것과 같이 내부 콘크리트는 중공 부분을 가지고 있고, 내부 튜브에 의해 내부가 구속되어 있다. 따라서 내부 튜브에 대한 변형률, 응력, 축력, 모멘트와 단면 제원을 고려해야 한다. 내부 튜브의 바깥, 안쪽 선은 각각 x에 대한 함수 (x), $y_t(x)$로 정의될 수 있다. 함수식은 식 3.10.1과 식 3.10.2로 주어진다.

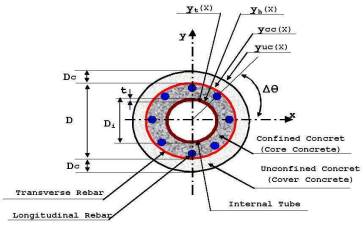


그림 3.10.1 ICH RC 교각의 단면

$$(x) = \left(\frac{i}{2}\right)^2 - x^2 \quad (3.10.1)$$

$$y_t(x) = \sqrt{\left(\frac{D_i - 2t}{2}\right)^2 - x^2} \quad (3.10.2)$$

여기서, : 중공 부분의 직경, : 내부 튜브의 두께

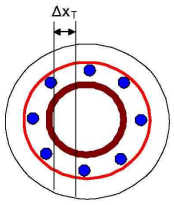


그림 3.10.2 단면 분할

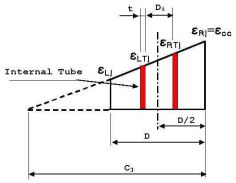


그림 3.10.3 내부 튜브의 변형률 분포

그림 3.10.2 처럼 내부 튜브를 작은 부분으로 나누게 되면, 내부 튜브의 i번째 부분의 면적, $A_{\ i}$는 식 3.10.3와 식 3.10.4로 나타낼 수 있다. 내부 튜브의 i번째 부분의 x 좌표는 x_{Ti}로 표현된다.

$$A_{Ti} = 2 \int_{x}^{x_{Ti+1}} y_h(x)dx \quad : \text{when } x^2 > \left(\frac{i - 2t}{2}\right)^2 \quad (3.10.3)$$

$$A_{\ i} = 2 \int_{x}^{x_{Ti+1}} y_h(x) - y_t(x)dx \quad : \text{when } x^2 \le \left(\frac{D_i - 2t}{2}\right)^2 \quad (3.10.4)$$

$$\Delta x_T = \frac{D}{N_T} \quad (3.10.5)$$

$$= i\Delta x_T - \frac{i}{2} \quad (3.10.6)$$

여기서, N_T : 나누어진 내부 튜브의 개수
Δx_T : 나누어진 내부 튜브의 x 축 길이
x_{Ti} : 내부 튜브의 번째 부분의 x 좌표
A_{Ti} : 내부 튜브의 i번째 부분의 면적

j번째 단계에서 기둥 단면에서의 변형률 분포가 그림 3.10.3에서의 모습과 같다면, 내부 튜브의 좌측, 우측 끝부분의 변형률 $\epsilon_{\ T}$, $\epsilon_{RT\,j}$은 각각 식 3.10.7와 식 3.10.8로 주어진다. 변형률 분포의 j번째 단계에서 내부 튜브의 i번째 부분의 변형률은 식 3.10.9로 주어진다.

$$\epsilon_{LT\,j} = \frac{c_j - \frac{1}{2}(D - D_i) - D_i}{c_j}\epsilon_{R\,j} = \frac{c_j - \frac{1}{2}(D + D_i)}{c_j}\epsilon_{R\,j} \quad (3.10.7)$$

$$\epsilon_{RT\,j} = \frac{c_j - \frac{1}{2}(D - D_i)}{c_j}\epsilon_{R\,j} = \epsilon_{R\,j} - \frac{\Delta\epsilon_j}{2}(D - D_i) \quad (3.10.8)$$

$$c_j = D\frac{\epsilon_{Rj}}{\epsilon_{Rj} - \epsilon_{Lj}} \quad (3.10.9)$$

$$\epsilon_{T\,i,j} = \epsilon_{L\,j} + i\Delta\epsilon_j\Delta x_T \quad (3.9.10)$$

i번째 부분의 응력은 주어진 변형률에 상응하는 값으로 계산된다. 변형률 분포의 j번째 단계에서 내부 튜브에 작용하는 축력과 모멘트는 식 3.10.11과 식 3.10.12로 계산된다.

$$P_{Tj} = \sum_{i=0}^{N} A_{Ti}\frac{f_T(\epsilon_{T\,i,j}) + f_T(\epsilon_{T\,i+1,j})}{2} \quad (3.10.11)$$

$$P_{\ ij} = A_{T\,i}\frac{f_T(\epsilon_{T\,i,j}) + f_T(\epsilon_{T\,i+1,j})}{2} \quad (3.10.12)$$

$$M_{Tj} = \sum_{i=0}^{N} P_{Ti}\frac{x_{T\,i} + x_{T\,i+1}}{2} \quad (3.10.13)$$

여기서, $\epsilon_{\ i,j}$: 변형률 분포의 j번째 단계에서 내부 튜브의 i번째 부분의 변형률

따라서 변형률 분포의 j번째 단계에서 전체 단면에 작용하는 총 축력과 총 모멘트는 각각 식 3.10.14와 식 3.10.15로 나타낼 수 있다. 식 3.10.11과 식 3.10.13은 원형 강관에만 사용 가능하다.

$$P_j = P_{CC\,j} + P_{UC\,j} + P_{RR\,j} + P_{T\,j} \quad (3.10.14)$$

$$M_j = M_{CC\,j} + M_{UC\,j} + M_{RR\,j} + M_{T\,j} \quad (3.10.15)$$

상관도는 변형률 분포의 각 단계에서 (M_j, P_j)의 점들을 이음으로서 얻을 수 있다.

3.11 내부 튜브 두께 산정

내부 구속 중공 RC 교각의 내부 튜브 두께산정은 다음의 항을 이용하여 산정한다.

(1) 항복 파괴 조건

$$> \frac{\gamma D_g f_{yh} A_{sp}}{f_{ube}'s} \quad (3.11.1)$$

여기서 : 구속콘크리트 내경, : 감소 계수, f_{yh} : 횡철근의 항복

강도, $_{p}$: 횡철근의 직경, D' : 구속콘크리트의 내경, $_{tube}$: 내부튜브의항복강도, s : 횡철근 간격

(2) 좌굴 파괴 조건

$$> \frac{6}{2.27} \frac{\gamma D^2 f_{yh} A_{sp}}{' Es} \quad (3.11.2)$$

여기서 D_i : 구속콘크리트 내경, γ : 감소 계수, f_{yh} : 횡철근의 항복강도, A_{sp} : 횡철근의 직경, D' : 구속콘크리트의 내경, E : 내부 튜브의 탄성계수, s : 횡철근 간격

(3) 감소 계수

$$\gamma_{0.1 \le \psi \le 0.7} = 1.88\psi^2 - 2.38\psi + 1.01 \quad (3.11.3\ a)$$

$$\gamma_{0.7 < \psi \le 0.9} = 11.45\psi^2 - 16.11\psi + 5.94 \quad (3.11.3\ b)$$

여기서 ψ : 중공비

Example) 표 3.11.1는 ICH RC 모델을 나타낸 것으로 아래의 제원을 이용하여 항복 파괴 조건식과 좌굴 파괴 조건식을 산정하면,

표 3.11.1 모델의 제원

중공비	외경	내경	간격	횡철근 단면적	내부튜브 항복강도	횡철근 항복강도	튜브 탄성계수
0.8	2500	2000	100	506.7	250	350	210000

감소 계수($\gamma = 0.8$)

$= 11.45 \times 0.8 - 16.11 \times 0.8 + 5.94 = 0.38$

항복 파괴 조건

$$t > \frac{0.38 \times 2000 \times 350 \times 506.7}{250 \times 2500 \times 100} = 2.157mm$$

좌굴 파괴 조건

$$t > \frac{6}{2.27} \frac{0.38 \times 2000^2 \times 350 \times 506.7}{2500 \times 210000 \times 100} = 3.68mm$$

표 3.11.2 산정 결과

항복파괴 조건	좌굴 파괴 조건
2.15	3.68

제 4 장 시공 방법

4. 시공방법

4.1 공통 사항

(1) 콘크리트 타설 등의 기본적인 사항들은 「도로교 표준 시방서」「토목공사 표준 일반시방서」「도로공사 표준시방서」에 의해 시공한다.

(2) 프리캐스트 부재 시공 및 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」3-12절을 따른다.

(3) 용접에 필요한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」2-4절을 따른다.

(4) 볼트 연결에 필요한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」2-5절을 따른다.

(5) 콘크리트 품질관리는 「도로교 표준 시방서」3-5절을 따른다.

(6) 그라우트 시공에 관한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」3-13절을 따른다.

(7) 가설 및 시공 허용 오차에 관한 제반 사항은 「도로교 표준 시방서」3-14절을 따른다.

(8) 강관의 도장은 「도로교 표준 시방서」제 6장 도장편을 따른다.

4.2 재료

(1) 콘크리트의 재료는 도로교 표준 시방서 3-2의 2에 준하여야 한다.

(2) 철근은 도로교 표준 시방서 3-3의 2에 준하여야 한다.

(3) 용접 재료는 도로교 표준 시방서 2-4 용접 제규정에 준한다.

(4) 볼트 및 연결재는 도로교 표준 시방서 2-2 강재 제규정에 준한다.

(5) 강재의 품질 관리는 도로교 표준 시방서 2-2의 2.4항에 준한다.

4.3 거푸집

(1) 시스템 거푸집을 적용함에 있어서 Climbing Form을 적용한다.

(1) Climbing Form은 Slip Form과는 다르게 내부 구속 중공 RC 교각에 직접적으로 사용이 가능하다. 내부 구속 중공 RC 교각의 경우 내부에 강관이 있기 때문에 내부 거푸집이 따로 필요 없다. 이와 같은 장점으로 그림 5.3.1과 같이 외부에 Climbing Form을 설치한 후 콘크리트를 타설하면서 상승한다면 그 적용성이 매우 뛰어날 것으로 판단된다.

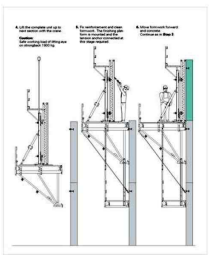


그림 4.3.2 Climbing Form의 개요도

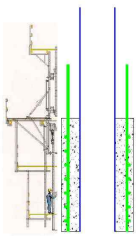


그림 4.3.1 Climbing Form 적용

4.4 코핑 접합부 시공

(1) 코핑부에 삽입되는 강관의 길이는 직경 D의 30%이다.

(2) 코핑부에 삽입된 강관과 코핑부에 배근된 격자 형태의 철근이 간섭될 경우에는 용접 커플러를 설치하여 철근을 강관에 완전 접합한다.

(3) 코핑부와의 접합부를 기준으로 교각 하단방향으로 0.3D 만큼에 강판 혹은 다이아프램을 내부 강관에 용접을 통하여 접합한다.(접합부 전단저항성 증진)

(4) 교각 하단 방향으로 중공부분에 0.3D 위치에 강판 설치가 완료 되었으면 콘크리트를 타설한다. 이때 콘크리트 타설시 중공부로 콘크리트가 주입되지 않도록 한다.

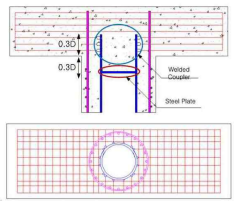


그림 4.4.1 코핑 접합부 개요도

4.4 기초 접합부 시공

(1) 기초부에 삽입되는 강관의 길이는 직경 D의 50%이다.

(2) 기초부에 삽입된 강관과 코핑부에 배근된 격자 형태의 철근이 간섭될 경

우에는 용접 커플러를 설치하여 철근을 강관에 완전 접합한다.

(3) 기초부와 접합부를 기준으로 교각 상단방향으로 0.5D 만큼 무근 콘크리트를 채워준다.

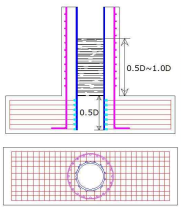


그림 4.4.1 기초 접합부 개요도



그림 4.4.2 용접커플러의 연결

제 5 장 참고 및 인용 문헌

5.1 참고 및 인용 문헌

1. 강구조 허용응력 설계 기준 (2003)

2. 강도로교 상세부 설계 지침 (2006)

3. 도로교 설계 기준 (2005, 2010)

4. 도로교 설계 편람III 교량(2008)

5. 도로교 표준 시방서 (2005)

6. 도로공사 표준 시방서(2009)

7. 토목공사 표준 시방서(2005)

8. 최준호, 윤기용, 한택희, 강영종(2007) 강관으로 보강된 중공 RC 기둥의 중공비에 따른 거동, 한국방재학회 논문집, 제7권 제3호, pp. 1-7.

9. 최준호, 윤기용, 한택희, 이규세(2007) 내부 강관 두께에 따른 내부구속 중공 RC 교각의 거동, 한국산학기술학회 논문집, 제8권 제2호, pp. 333-338.

10. 한택희, 김홍중, 김영종, 강영종(2006) 원형 강관 삽입 중공 RC기둥의 내부구속 효과 연구, 대한 토목학회논문집, 제26권 제4호, pp. 565-575.

11. 한택희, 원덕희, 이규세, 강영종(2009) 내부 구속 중공 RC 기둥의 거동 특성, 한국콘크리트 학회, 제21권 제5호, pp. 57-668.

12. 한택희, 한상윤, 강영종 (2007) 내부 구속 중공 철근 콘크리트 부재의 비선형 재료 모델 개발, 대한 토목학회 논문집, 제27권 제1A호, pp.11-26.

13. 한국콘크리트 학회(2007), 콘크리트 구조설계기준 해설.

14. Mander J.B., Priestly M.J.N. Park R., (1984) Seismic Design of Bridge Piers, Research Report, No. 84-2, Univ. of Canterbury, New Zealand, 1984

15. Mander J. B., Priestly M. J. N. and Park R.(1988) Theoretical stress-train model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, 1804-1826.

16. Park R.,(1988) Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol.8

17. Popovics S.(1973) Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curves of Concrete Columns, Cement and Concrete Research, Vol.3, No.5, pp. 583-599.

18. T.H. Han, N.H. Lim, S.Y. Han, J.S. Park, Y.J. Kang (2008) Nonlinear Concrete Model for an Internally Confined Hollow Reinforced Concrete Column, Magazine of Concrete Research, Vol.60, No.6, pp.429-440.

내부구속 중공 철근콘크리트 교각 설계 예제집

협성엔지니어링㈜
HYUPSUNG ENG.CO.,LTD

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구조해석 및 단면력 집계
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

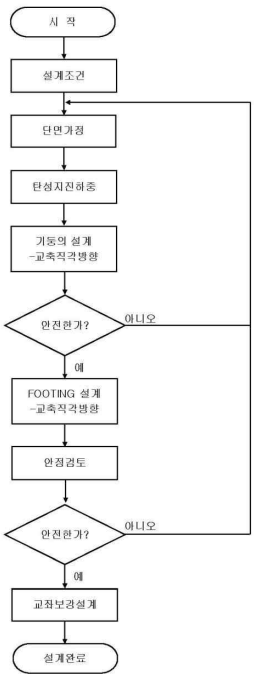
8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 고정받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
   9.1 교축직각 방향
   9.2 교축 방향
   9.3 합성 부재력
   9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
   10.1 교축직각 방향
   10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1. 설계흐름도



2. 해석결과 요약

▣ 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비 고
교축방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	54587.956	3178.759	17.17	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8188.193	168.599	48.57	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	600.000	266.031	2.26	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	54587.956	17700.867	3.08	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8188.193	1315.500	6.22	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	900.000	420.666	2.14	1.00	O.K
교축직각방향	평상시	전도에대한 안정(kN.m)	54587.956	8322.907	6.56	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8188.193	419.034	19.54	1.50	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	600.000	310.768	1.93	1.00	O.K
	지진시	전도에대한 안정(kN.m)	54587.956	17147.314	3.18	1.50	O.K
		활동에대한 안정(kN)	8188.193	1027.500	7.97	1.20	O.K
		지지력에대한 안정(kN/m²)	900.000	414.179	2.17	1.00	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	φPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.013	18283.093	34519.597	1.888	O.K
	모멘트최대	0.013	13581.086	34519.597	1.381	O.K
	탄성설계	0.013	10446.989	8253.108	0.704	N.G
	소성설계	0.013	10446.989	23089.423	2.131	O.K
	편심최대	0.013	9402.290	35414.831	3.767	O.K
교축직각방향	축력최대	0.013	18283.093	34519.597	1.888	O.K
	모멘트최대	0.013	13581.086	20098.624	1.480	O.K
	탄성설계	0.013	10446.989	8236.719	0.788	N.G
	소성설계	0.013	10446.989	23436.207	2.243	O.K
	편심최대	0.013	9402.290	17143.047	1.823	O.K
합성부재력	축력최대	0.013	18283.093	34519.597	1.888	O.K
	모멘트최대	0.013	13581.086	18761.065	1.381	O.K
	탄성설계	0.013	10446.989	7351.715	0.704	N.G
	소성설계	0.013	10446.989	22262.827	2.131	O.K
	편심최대	0.013	9402.290	16036.724	1.706	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm^2)	Use.As (mm^2)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	3000.0	100.0	30256.535	33356.400	-	-	1.100	O.K
	우측내민보	3000.0	100.0	29931.277	33356.400	-	-	1.110	O.K
	좌측내민보수평	2700.0	100.0	2301.507	5668.800	1522.588	3738.330	2.460	O.K
	우측내민보수평	2700.0	100.0	2295.516	5668.800	1518.634	3738.330	2.460	O.K
	교량받침1	2067.0	292.0	283.307	33356.400	124.564	13899.973	111.590	O.K
	교량받침2	2769.0	244.0	14086.618	33356.400	8752.616	20279.385	2.320	O.K
	교량받침4	2673.0	148.0	13907.630	33356.400	8643.132	20279.385	2.350	O.K
	교량받침5	1875.0	100.0	253.358	33356.400	111.401	13899.973	124.770	O.K
기초	교축방향	2000.0	100.0	22384.970	41419.700	10728.076	19665.753	1.830	O.K
	교직-지점부	2000.0	100.0	22037.530	34047.200	10563.359	16224.178	1.540	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	135.616	150.000	128.571	370.683	O.K
	우측내민보	137.086	150.000	128.571	364.457	O.K
	좌측내민보수평	106.716	150.000	214.286	527.940	O.K
	우측내민보수평	106.439	150.000	214.286	529.862	O.K
	교량받침1	1.830	150.000	128.571	34421.391	O.K
	교량받침2	79.532	150.000	128.571	420.173	O.K
	교량받침4	82.028	150.000	128.571	630.036	O.K
	교량받침5	4.258	150.000	128.571	14796.725	O.K
기초	교축방향	95.572	150.000	74.766	601.486	O.K
	교직-지점부	133.230	150.000	150.943	377.334	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : PSC BEAM
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 직접기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m^3 [도로교 설계기준 P6]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m^3 [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 50
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 42.386 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m^2
4) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 600 kN/m^2
5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.6 ; tanΦb = 0.60, Qb = Q:앙과 콘크리트
6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 P478]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 24 MPa
   기둥: 24 MPa
   기초: 24 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27849 MPa
   기둥: 27849 MPa
   기초: 27849 MPa
   [콘크리트 설계기준 3.4.3]
2) 철근의 항복 강도(SD3.0) : fy = 두부보: 300 MPa
   기둥: 300 MPa
   기초: 300 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 P40]

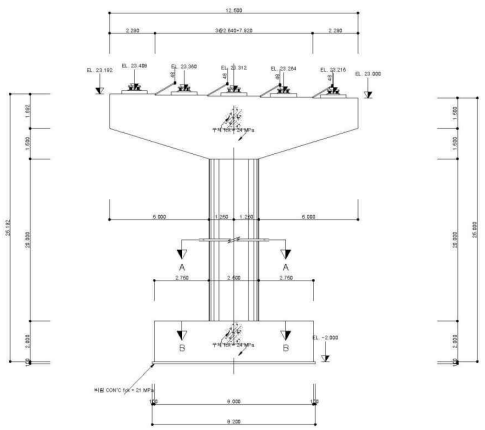
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2005)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	810.070	206.170	206.170	31.570
2	515.700	235.130	235.130	29.260
3	641.430	210.890	210.890	210.890
4	515.700	235.130	29.260	235.130
5	810.070	206.170	31.570	206.170
6	810.070	206.170	206.170	31.570
7	515.700	235.130	235.130	29.260
8	641.430	210.890	210.890	210.890
9	515.700	235.130	29.260	235.130
10	810.070	206.170	31.570	206.170
계	6585.940	2186.980	1426.040	1426.040

※ 교각자중은 25.000 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)
① 상부구조에 작용하는 풍하중
B/D = 12.770 / 3.290 = 3.881 [1≤ B/D< 8]
W1 = [4.0 - 0.2 x (12.770 / 3.290)] x 3.290 = 10.6 kN/m ≥ 6.0 이므로
= 10.606 kN/m
P1 = 10.606 x (30.000 + 30.000) / 2 x sin90.0
= 318.18 kN
작용위치 h = 3.290/2 + 0.400 + 1.692/2 = 2.891 m
작용모멘트 My = Ph x h = 318.180 x 2.891 = 919.858 kN.m
② 하부구조에 작용하는 풍하중
W'copping = 3.000 x 3.192 x 2.700 = 25.855 kN
W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m (풍상측)
※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)
① 하부구조에 작용하는 풍하중
W'copping = 93.600 kN (Copping 높이에 따라 재하)
W'column = 1.500 x 2.500 = 3.75 kN/m
※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (30.000 + 30.000)/2 x sin90.0 = 45 kN

작용위치 h = 2.679 + 1.500 + 1.692/2 = 5.025 m

작용모멘트 My = Ph x h = 45.000 x 5.025 = 226.107 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기동	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기동 1	1159.300	2336.600	0.07480	269.100	1482.800	0.00180
	하중경우 2	기동 1	371.100	742.700	0.00060	837.000	4585.100	0.08780
기둥하단	하중경우 1	기동 1	1315.500	22604.800	0.00000	330.200	7223.300	0.00000
	하중경우 2	기동 1	417.900	7158.300	0.00000	1027.500	22441.800	0.00000

5.6 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
SVB01	1.00	1.00							
SVB02	1.00		1.00						
SVB03	1.00			1.00					
SVB04	1.00				1.00				
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00			
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00			
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00			
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00	
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00	
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00	
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00	
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00	
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00	
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00	
SVB22	1.00								1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력
L = 활하중 또는 이에 따른 단면력
W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력
WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력
CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 평상 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
O = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.7 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
ULB01	1.30	2.15							
ULB02	1.30		2.15						
ULB03	1.30			2.15					
ULB04	1.30				1.30				
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30			
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30			
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30			
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30	
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30	
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30	
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30	
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30	
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30	
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	
ULB22	1.00								1.00
ULB23	1.30	1.30							
ULB24	1.30		1.30						
ULB25	1.30			1.30					
ULB26	1.20				1.20				

하이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

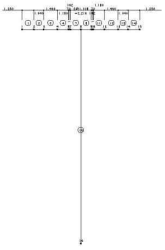
5.8 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E
UEB01	1.00	2.15							
UEB02	1.00		2.15						
UEB03	1.00			2.15					
UEB04	1.00				1.30				
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30			
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30			
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30			
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30	
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30	
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30	
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30	
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30	
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30	
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	
UEB22	1.00								1.00
UEB23	1.00	1.30							
UEB24	1.00		1.30						
UEB25	1.00			1.30					
UEB26	0.90				1.20				

하이며, 모델링상의 UEO 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UEO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구조해석 및 단면력 집계

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	22.346	5	4.930	22.346	9	7.358	22.346	13	10.210	22.346
2	1.250	22.346	6	5.000	22.346	10	7.500	22.346	14	11.250	22.346
3	2.290	22.346	7	5.142	22.346	11	7.570	22.346	15	12.500	22.346
4	3.750	22.346	8	6.250	22.346	12	8.750	22.346	16	6.250	0.000

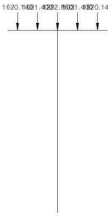
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m²)	I22(m⁴)	I33(m⁴)	적용절점
①	2.700	1.500	4.050	2.460375	0.759375	15
②	2.700	1.692	4.568	2.775303	1.089892	1
③	2.700	1.875	5.063	3.075469	1.483154	14
④	2.700	2.067	5.581	3.390397	1.987026	2
⑤	2.700	2.187	5.905	3.587227	2.353579	13
⑥	2.700	2.235	6.035	3.665959	2.511974	
⑦	2.700	2.331	6.294	3.823423	2.849767	3
⑧	2.700	2.379	6.423	3.902155	3.029464	
⑨	2.700	2.673	7.217	4.384388	4.297139	12
⑩	2.700	2.769	7.476	4.541852	4.776958	4
⑪	2.700	3.027	8.173	4.965037	6.240506	11
⑫	2.700	3.075	8.303	5.043769	6.542111	5
⑬	2.700	3.096	8.359	5.078214	6.677061	6~10
⑭	2.700	3.123	8.432	5.122501	6.853280	
⑮	2.500	0.000	3.142	1.668971	1.668971	기둥부재

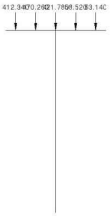
6.4 하중재하도

1) 연직하중

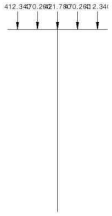
① 고정하중 (D)



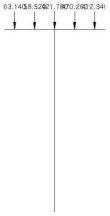
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



② 활하중 : 만재하시 (L1)



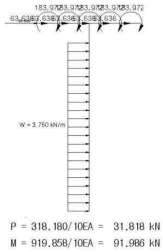
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)

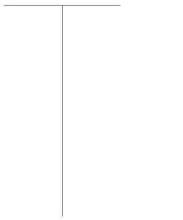


P = 318.180/10EA = 31.818 kN

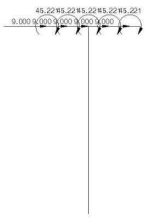
M = 919.858/10EA = 91.986 kN

㉯ 온도하중 (G-TR) :

온도변화범위 ΔTx = 10℃

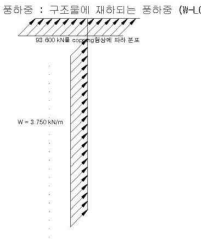


㉰ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



P = 45.000/10EA = 4.500 kN

M = 226.107/10EA = 22.611 kN

7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 15

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8876.194	-196.671	0.000	-10446.989	-196.671	0.000	
L1	-2186.980	0.000	0.000	-2186.980	0.000	0.000	
L2	-1426.040	-2775.350	0.000	-1426.040	-2775.350	0.000	
L3	-1426.040	2775.350	0.000	-1426.040	2775.350	0.000	
W-L0	0.000	-219.586	93.600	0.000	-2841.561	168.599	
W-TR	0.000	1726.967	-344.035	0.000	9357.646	-419.034	
WL	0.000	331.677	-45.000	0.000	1231.677	-45.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	2336.600	1159.300	0.000	22604.800	1315.500	
E-TR	0.000	4585.100	837.000	0.000	22441.800	1027.500	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-9696.749	3496.383	-9551.916	-3449.597	
L1	-2259.429	882.600	-2259.429	-882.600	
L2	-2259.429	882.600	-327.201	-121.660	
L3	-327.201	121.660	-2259.429	-882.600	
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	367.944	0.000	-367.944	0.000	
WL	90.443	0.000	-90.443	0.000	
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 방침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점12)	
	M(kN,m)	V(kN)	M(kN,m)	V(kN)	M(kN,m)	V(kN)
D	95.818	1778.723	5027.914	3217.480	4943.696	3178.341
L1	0.000	412.340	1030.850	882.600	1030.850	882.600
L2	0.000	412.340	1030.850	882.600	157.850	121.660
L3	0.000	63.140	157.850	121.660	1030.850	882.600
W-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	0.000	0.000	367.944	0.000	367.944	0.000
WL	45.221	0.000	90.443	0.000	90.443	0.000
G-L01	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점14)	
	M(kN,m)	V(kN)
D	85.693	1762.523
L1	0.000	412.340
L2	0.000	63.140
L3	0.000	412.340
W-L0	0.000	0.000
W-TR	183.972	0.000
WL	45.221	0.000
G-L01	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000
E-L0	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 15

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN,m)	V(kN)	P(kN)	M(kN,m)	V(kN)	
SV001	-11063.174	-196.671	0.000	-12633.969	-196.671	0.000	
SV002	-10302.234	-2972.021	0.000	-11873.029	-2972.021	0.000	
SV003	-10302.234	2578.679	0.000	-11873.029	2578.679	0.000	
SV004	-8876.194	1530.295	-344.035	-10446.989	9160.975	-419.034	
SV005	-11063.174	998.489	-217.018	-12633.969	5713.829	-254.517	
SV006	-10302.234	-1776.861	-217.018	-11873.029	2938.479	-254.517	
SV007	-10302.234	3773.839	-217.018	-11873.029	8489.179	-254.517	
SV008	-11063.174	-196.671	0.000	-12633.969	-196.671	0.000	
SV009	-11063.174	-196.671	0.000	-12633.969	-196.671	0.000	
SV010	-10302.234	-2972.021	0.000	-11873.029	-2972.021	0.000	
SV011	-10302.234	-2972.021	0.000	-11873.029	-2972.021	0.000	
SV012	-10302.234	2578.679	0.000	-11873.029	2578.679	0.000	
SV013	-10302.234	2578.679	0.000	-11873.029	2578.679	0.000	
SV014	-8876.194	1530.295	-344.035	-10446.989	9160.975	-419.034	
SV015	-8876.194	1530.295	-344.035	-10446.989	9160.975	-419.034	
SV016	-11063.174	998.489	-217.018	-12633.969	5713.829	-254.517	
SV017	-11063.174	998.489	-217.018	-12633.969	5713.829	-254.517	
SV018	-10302.234	-1776.861	-217.018	-11873.029	2938.479	-254.517	
SV019	-10302.234	-1776.861	-217.018	-11873.029	2938.479	-254.517	
SV020	-10302.234	3773.839	-217.018	-11873.029	8489.179	-254.517	
SV021	-10302.234	3773.839	-217.018	-11873.029	8489.179	-254.517	
SV022	-8876.194	4781.771	837.000	-10446.989	22638.471	1027.500	

2) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 15

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN,m)	V(kN)	P(kN)	M(kN,m)	V(kN)	
SVB01	-11063.174	0.000	0.000	-12633.969	0.000	0.000	
SVB02	-10302.234	0.000	0.000	-11873.029	0.000	0.000	
SVB03	-10302.234	0.000	0.000	-11873.029	0.000	0.000	
SVB04	-8876.194	-219.586	93.600	-10446.989	-2841.561	168.599	
SVB05	-11063.174	-109.793	46.800	-12633.969	-1420.780	84.299	
SVB06	-10302.234	-109.793	46.800	-11873.029	-1420.780	84.299	
SVB07	-10302.234	-109.793	46.800	-11873.029	-1420.780	84.299	
SVB08	-11063.174	0.000	0.000	-12633.969	0.000	0.000	
SVB09	-11063.174	0.000	0.000	-12633.969	0.000	0.000	
SVB10	-10302.234	0.000	0.000	-11873.029	0.000	0.000	
SVB11	-10302.234	0.000	0.000	-11873.029	0.000	0.000	
SVB12	-10302.234	0.000	0.000	-11873.029	0.000	0.000	
SVB13	-10302.234	0.000	0.000	-11873.029	0.000	0.000	
SVB14	-8876.194	-219.586	93.600	-10446.989	-2841.561	168.599	
SVB15	-8876.194	-219.586	93.600	-10446.989	-2841.561	168.599	
SVB16	-11063.174	-109.793	46.800	-12633.969	-1420.780	84.299	
SVB17	-11063.174	-109.793	46.800	-12633.969	-1420.780	84.299	
SVB18	-10302.234	-109.793	46.800	-11873.029	-1420.780	84.299	
SVB19	-10302.234	-109.793	46.800	-11873.029	-1420.780	84.299	
SVB20	-10302.234	-109.793	46.800	-11873.029	-1420.780	84.299	
SVB21	-10302.234	-109.793	46.800	-11873.029	-1420.780	84.299	
SVB22	-8876.194	2336.600	1159.300	-10446.989	22604.800	1315.500	

3) 두부보

① 두부보 : 내인보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN,m)	V(kN)	M(kN,m)	V(kN)	
SV001	-11956.178	4378.983	-11811.345	-4332.197	
SV002	-11956.178	4378.983	-9879.117	-3571.257	
SV003	-10023.950	3618.043	-11811.345	-4332.197	
SV004	-9328.805	3496.383	-9919.860	-3449.597	
SV005	-11681.763	4378.983	-12085.760	-4332.197	
SV006	-11681.763	4378.983	-10153.532	-3571.257	
SV007	-9749.535	3618.043	-12085.760	-4332.197	
SV008	-11956.178	4378.983	-11811.345	-4332.197	
SV009	-11956.178	4378.983	-11811.345	-4332.197	
SV010	-11956.178	4378.983	-9879.117	-3571.257	
SV011	-11956.178	4378.983	-9879.117	-3571.257	
SV012	-10023.950	3618.043	-11811.345	-4332.197	
SV013	-10023.950	3618.043	-11811.345	-4332.197	
SV014	-9328.805	3496.383	-9919.860	-3449.597	
SV015	-9328.805	3496.383	-9919.860	-3449.597	
SV016	-11681.763	4378.983	-12085.760	-4332.197	
SV017	-11681.763	4378.983	-12085.760	-4332.197	
SV018	-11681.763	4378.983	-10153.532	-3571.257	
SV019	-11681.763	4378.983	-10153.532	-3571.257	
SV020	-9749.535	3618.043	-12085.760	-4332.197	
SV021	-9749.535	3618.043	-12085.760	-4332.197	
SV022	-9696.749	3496.383	-9551.916	-3449.597	

② 두부보 : 교량 방침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점12)	
	M(kN,m)	V(kN)	M(kN,m)	V(kN)	M(kN,m)	V(kN)
SV001	95.818	2191.063	6058.764	4100.080	5974.546	4060.941
SV002	95.818	2191.063	6058.764	4100.080	5101.546	3300.001
SV003	95.818	1841.863	5185.764	3339.140	5974.546	4060.941
SV004	95.818	1778.723	4843.942	3217.480	5311.640	3178.341
SV005	95.818	2191.063	5921.557	4100.080	6248.961	4060.941
SV006	95.818	2191.063	5921.557	4100.080	5375.961	3300.001
SV007	95.818	1841.863	5048.557	3339.140	6248.961	4060.941
SV008	95.818	2191.063	6058.764	4100.080	5974.546	4060.941
SV009	95.818	2191.063	6058.764	4100.080	5974.546	4060.941
SV010	95.818	2191.063	6058.764	4100.080	5101.546	3300.001
SV011	95.818	2191.063	6058.764	4100.080	5101.546	3300.001
SV012	95.818	1841.863	5185.764	3339.140	5974.546	4060.941
SV013	95.818	1841.863	5185.764	3339.140	5974.546	4060.941
SV014	95.818	1778.723	4843.942	3217.480	5311.640	3178.341
SV015	95.818	1778.723	4843.942	3217.480	5311.640	3178.341
SV016	95.818	2191.063	5921.557	4100.080	6248.961	4060.941
SV017	95.818	2191.063	5921.557	4100.080	6248.961	4060.941
SV018	95.818	2191.063	5921.557	4100.080	5375.961	3300.001
SV019	95.818	2191.063	5921.557	4100.080	5375.961	3300.001
SV020	95.818	1841.863	5048.557	3339.140	6248.961	4060.941
SV021	95.818	1841.863	5048.557	3339.140	6248.961	4060.941
SV022	95.818	1778.723	5027.914	3217.480	4943.696	3178.341

구 분	S4(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)
SV001	85.693	2174.863
SV002	85.693	1825.663
SV003	85.693	2174.863
SV004	269.665	1762.523
SV005	222.901	2174.863
SV006	222.901	1825.663
SV007	222.901	2174.863
SV008	85.693	2174.863
SV009	85.693	2174.863
SV010	85.693	1825.663
SV011	85.693	1825.663
SV012	85.693	2174.863
SV013	85.693	2174.863
SV014	269.665	1762.523
SV015	269.665	1762.523
SV016	222.901	2174.863
SV017	222.901	2174.863
SV018	222.901	1825.663
SV019	222.901	1825.663
SV020	222.901	2174.863
SV021	222.901	2174.863
SV022	85.693	1762.523

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 15

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-16241.060	-255.673	0.000	-18283.093	-255.673	0.000	
UL002	-14605.039	-6222.675	0.000	-16647.072	-6222.675	0.000	
UL003	-14605.039	5711.330	0.000	-16647.072	5711.330	0.000	
UL004	-11539.053	1989.384	-447.246	-13581.086	11909.267	-544.744	
UL005	-14382.127	1298.036	-282.123	-16424.160	7427.977	-330.872	
UL006	-13392.905	-2309.919	-282.123	-15434.938	3820.022	-330.872	
UL007	-13392.905	4905.991	-282.123	-15434.938	11035.932	-330.872	
UL008	-14382.127	-255.673	0.000	-16424.160	-255.673	0.000	
UL009	-14382.127	-255.673	0.000	-16424.160	-255.673	0.000	
UL010	-13392.905	-3863.628	0.000	-15434.938	-3863.628	0.000	
UL011	-13392.905	-3863.628	0.000	-15434.938	-3863.628	0.000	
UL012	-13392.905	3352.282	0.000	-15434.938	3352.282	0.000	
UL013	-13392.905	3352.282	0.000	-15434.938	3352.282	0.000	
UL014	-11095.243	1912.869	-430.044	-13058.737	11451.218	-523.792	
UL015	-11095.243	1912.869	-430.044	-13058.737	11451.218	-523.792	
UL016	-13828.968	1248.111	-271.272	-15792.462	7142.286	-318.146	
UL017	-13828.968	1248.111	-271.272	-15792.462	7142.286	-318.146	
UL018	-12877.793	-2221.076	-271.272	-14841.287	3673.098	-318.146	
UL019	-12877.793	-2221.076	-271.272	-14841.287	3673.098	-318.146	
UL020	-12877.793	4717.299	-271.272	-14841.287	10611.473	-318.146	
UL021	-12877.793	4717.299	-271.272	-14841.287	10611.473	-318.146	
UL022	-8876.194	4781.771	837.000	-10446.989	22638.471	1027.500	
UL023	-14382.127	-255.673	0.000	-16424.160	-255.673	0.000	
UL024	-13392.905	-3863.628	0.000	-15434.938	-3863.628	0.000	
UL025	-13392.905	3352.282	0.000	-15434.938	3352.282	0.000	
UL026	-10651.433	1836.354	-412.842	-12536.387	10993.170	-502.841	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 15

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-13578.201	-196.671	0.000	-15148.996	-196.671	0.000	
UE002	-11942.180	-6163.674	0.000	-13512.975	-6163.674	0.000	
UE003	-11942.180	5770.331	0.000	-13512.975	5770.331	0.000	
UE004	-8876.194	2048.385	-447.246	-10446.989	11908.268	-544.744	
UE005	-11719.268	1357.037	-282.123	-13290.063	7486.979	-330.872	
UE006	-10730.046	-2250.918	-282.123	-12300.841	3879.024	-330.872	
UE007	-10730.046	4964.992	-282.123	-12300.841	11094.934	-330.872	
UE008	-11719.268	-196.671	0.000	-13290.063	-196.671	0.000	
UE009	-11719.268	-196.671	0.000	-13290.063	-196.671	0.000	
UE010	-10730.046	-3804.626	0.000	-12300.841	-3804.626	0.000	
UE011	-10730.046	-3804.626	0.000	-12300.841	-3804.626	0.000	
UE012	-10730.046	3411.284	0.000	-12300.841	3411.284	0.000	
UE013	-10730.046	3411.284	0.000	-12300.841	3411.284	0.000	
UE014	-8432.385	1971.871	-430.044	-9924.640	11510.220	-523.792	
UE015	-8432.385	1971.871	-430.044	-9924.640	11510.220	-523.792	
UE016	-11166.110	1307.113	-271.272	-12658.365	7201.287	-318.146	
UE017	-11166.110	1307.113	-271.272	-12658.365	7201.287	-318.146	
UE018	-10214.935	-2162.075	-271.272	-11707.190	3732.100	-318.146	
UE019	-10214.935	-2162.075	-271.272	-11707.190	3732.100	-318.146	
UE020	-10214.935	4776.300	-271.272	-11707.190	10670.475	-318.146	
UE021	-10214.935	4776.300	-271.272	-11707.190	10670.475	-318.146	
UE022	-8876.194	1725.038	837.000	-10446.989	7677.271	1027.500	
UE023	-11719.268	-196.671	0.000	-13290.063	-196.671	0.000	
UE024	-10730.046	-3804.626	0.000	-12300.841	-3804.626	0.000	
UE025	-10730.046	3411.284	0.000	-12300.841	3411.284	0.000	
UE026	-7988.575	1895.356	-412.842	-9402.290	11052.171	-502.841	

3) 교축방향

① 기둥 : 부재번호 15

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-16241.060	0.000	0.000	-18283.093	0.000	0.000	
ULB02	-14605.039	0.000	0.000	-16647.072	0.000	0.000	
ULB03	-14605.039	0.000	0.000	-16647.072	0.000	0.000	
ULB04	-11539.053	-285.461	121.680	-13581.086	-3694.029	219.178	
ULB05	-14382.127	-142.731	60.840	-16424.160	-1847.015	109.589	
ULB06	-13392.905	-142.731	60.840	-15434.938	-1847.015	109.589	
ULB07	-13392.905	-142.731	60.840	-15434.938	-1847.015	109.589	
ULB08	-14382.127	0.000	0.000	-16424.160	0.000	0.000	
ULB09	-14382.127	0.000	0.000	-16424.160	0.000	0.000	
ULB10	-13392.905	0.000	0.000	-15434.938	0.000	0.000	
ULB11	-13392.905	0.000	0.000	-15434.938	0.000	0.000	
ULB12	-13392.905	0.000	0.000	-15434.938	0.000	0.000	
ULB13	-13392.905	0.000	0.000	-15434.938	0.000	0.000	
ULB14	-11095.243	-274.482	117.000	-13058.737	-3551.951	210.748	
ULB15	-11095.243	-274.482	117.000	-13058.737	-3551.951	210.748	
ULB16	-13828.968	-137.241	58.500	-15792.462	-1775.976	105.374	
ULB17	-13828.968	-137.241	58.500	-15792.462	-1775.976	105.374	
ULB18	-12877.793	-137.241	58.500	-14841.287	-1775.976	105.374	
ULB19	-12877.793	-137.241	58.500	-14841.287	-1775.976	105.374	
ULB20	-12877.793	-137.241	58.500	-14841.287	-1775.976	105.374	
ULB21	-12877.793	-137.241	58.500	-14841.287	-1775.976	105.374	
ULB22	-8876.194	2336.600	1159.300	-10446.989	22604.800	1315.500	
ULB23	-14382.127	0.000	0.000	-16424.160	0.000	0.000	
ULB24	-13392.905	0.000	0.000	-15434.938	0.000	0.000	
ULB25	-13392.905	0.000	0.000	-15434.938	0.000	0.000	
ULB26	-10651.433	-263.503	112.320	-12536.387	-3409.873	202.319	

4) 교축방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 15

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-13578.201	0.000	0.000	-15148.996	0.000	0.000	
UEB02	-11942.180	0.000	0.000	-13512.975	0.000	0.000	
UEB03	-11942.180	0.000	0.000	-13512.975	0.000	0.000	
UEB04	-8876.194	-285.461	121.680	-10446.989	-3694.029	219.178	
UEB05	-11719.268	-142.731	60.840	-13290.063	-1847.015	109.589	
UEB06	-10730.046	-142.731	60.840	-12300.841	-1847.015	109.589	
UEB07	-10730.046	-142.731	60.840	-12300.841	-1847.015	109.589	
UEB08	-11719.268	0.000	0.000	-13290.063	0.000	0.000	
UEB09	-11719.268	0.000	0.000	-13290.063	0.000	0.000	
UEB10	-10730.046	0.000	0.000	-12300.841	0.000	0.000	
UEB11	-10730.046	0.000	0.000	-12300.841	0.000	0.000	
UEB12	-10730.046	0.000	0.000	-12300.841	0.000	0.000	
UEB13	-10730.046	0.000	0.000	-12300.841	0.000	0.000	
UEB14	-8432.385	-274.482	117.000	-9924.640	-3551.951	210.748	
UEB15	-8432.385	-274.482	117.000	-9924.640	-3551.951	210.748	
UEB16	-11166.110	-137.241	58.500	-12658.365	-1775.976	105.374	
UEB17	-11166.110	-137.241	58.500	-12658.365	-1775.976	105.374	
UEB18	-10214.935	-137.241	58.500	-11707.190	-1775.976	105.374	
UEB19	-10214.935	-137.241	58.500	-11707.190	-1775.976	105.374	
UEB20	-10214.935	-137.241	58.500	-11707.190	-1775.976	105.374	
UEB21	-10214.935	-137.241	58.500	-11707.190	-1775.976	105.374	
UEB22	-8876.194	778.867	1159.300	-10446.989	7534.933	1315.500	
UEB23	-11719.268	0.000	0.000	-13290.063	0.000	0.000	
UEB24	-10730.046	0.000	0.000	-12300.841	0.000	0.000	
UEB25	-10730.046	0.000	0.000	-12300.841	0.000	0.000	
UEB26	-7988.575	-263.503	112.320	-9402.290	-3409.873	202.319	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17463.547	6442.888	-17275.264	-6382.067	
UL002	-17463.547	6442.888	-13120.973	-4746.046	
UL003	-13309.255	4806.867	-17275.264	-6382.067	
UL004	-12127.447	4545.298	-12895.818	-4484.477	
UL005	-15186.293	5692.678	-15711.488	-5631.857	
UL006	-15186.293	5692.678	-13199.591	-4642.635	
UL007	-12674.395	4703.456	-15711.488	-5631.857	
UL008	-15543.032	5692.678	-15354.749	-5631.857	
UL009	-15543.032	5692.678	-15354.749	-5631.857	
UL010	-15543.032	5692.678	-12842.852	-4642.635	
UL011	-15543.032	5692.678	-12842.852	-4642.635	
UL012	-13031.135	4703.456	-15354.749	-5631.857	
UL013	-13031.135	4703.456	-15354.749	-5631.857	
UL014	-11661.006	4370.479	-12399.825	-4311.997	
UL015	-11661.006	4370.479	-12399.825	-4311.997	
UL016	-14602.204	5473.729	-15107.200	-5415.247	
UL017	-14602.204	5473.729	-15107.200	-5415.247	
UL018	-14602.204	5473.729	-12691.915	-4464.072	
UL019	-14602.204	5473.729	-12691.915	-4464.072	
UL020	-12186.919	4522.554	-15107.200	-5415.247	
UL021	-12186.919	4522.554	-15107.200	-5415.247	
UL022	-9696.749	3496.383	-9551.916	-3449.597	
UL023	-15543.032	5692.678	-15354.749	-5631.857	
UL024	-15543.032	5692.678	-12842.852	-4642.635	
UL025	-13031.135	4703.456	-15354.749	-5631.857	
UL026	-11194.566	4195.660	-11903.832	-4139.517	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점4)		S3(절점12)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	124.564	3198.871	8752.616	6080.314	8643.132	6029.433
UL002	124.564	3198.871	8752.616	6080.314	6766.182	4393.412
UL003	124.564	2448.091	6875.666	4444.293	8643.132	6029.433
UL004	124.564	2312.340	6297.125	4182.724	6905.132	4131.843
UL005	124.564	2848.382	7698.024	5330.104	8123.649	5279.223
UL006	124.564	2848.382	7698.024	5330.104	6988.749	4290.001
UL007	124.564	2394.422	6563.124	4340.882	8123.649	5279.223
UL008	124.564	2848.382	7876.394	5330.104	7766.910	5279.223
UL009	124.564	2848.382	7876.394	5330.104	7766.910	5279.223
UL010	124.564	2848.382	7876.394	5330.104	6632.010	4290.001
UL011	124.564	2848.382	7876.394	5330.104	6632.010	4290.001
UL012	124.564	2394.422	6741.494	4340.882	7766.910	5279.223
UL013	124.564	2394.422	6741.494	4340.882	7766.910	5279.223
UL014	119.773	2223.404	6054.928	4021.850	6639.550	3972.926
UL015	119.773	2223.404	6054.928	4021.850	6639.550	3972.926
UL016	119.773	2738.829	7401.946	5125.100	7811.201	5076.176
UL017	119.773	2738.829	7401.946	5125.100	7811.201	5076.176
UL018	119.773	2738.829	7401.946	5125.100	6719.951	4125.001
UL019	119.773	2738.829	7401.946	5125.100	6719.951	4125.001
UL020	119.773	2302.329	6310.696	4173.925	7811.201	5076.176
UL021	119.773	2302.329	6310.696	4173.925	7811.201	5076.176
UL022	95.818	1778.723	5027.914	3217.480	4943.696	3178.341
UL023	124.564	2848.382	7876.394	5330.104	7766.910	5279.223
UL024	124.564	2848.382	7876.394	5330.104	6632.010	4290.001
UL025	124.564	2394.422	6741.494	4340.882	7766.910	5279.223
UL026	114.982	2134.467	5812.731	3860.976	6373.968	3814.009

구 분	S4(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)
UL001	111.401	3177.811
UL002	111.401	2427.031
UL003	111.401	3177.811
UL004	350.565	2291.280
UL005	289.771	2827.322
UL006	289.771	2373.362
UL007	289.771	2827.322
UL008	111.401	2827.322
UL009	111.401	2827.322
UL010	111.401	2373.362
UL011	111.401	2373.362
UL012	111.401	2827.322
UL013	111.401	2827.322
UL014	337.082	2203.154
UL015	337.082	2203.154
UL016	278.626	2718.579
UL017	278.626	2718.579
UL018	278.626	2282.079
UL019	278.626	2282.079
UL020	278.626	2718.579
UL021	278.626	2718.579
UL022	85.693	1762.523
UL023	111.401	2827.322
UL024	111.401	2373.362
UL025	111.401	2827.322
UL026	323.598	2115.027

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 7)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

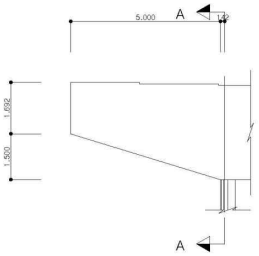
① 기둥의 단면적

A = π x 2.500² / 4 = 4.909 m²

② 치환단면의 한변길이

L = √4.909 = 2.216 m

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 「단면력 집계」 참조

Vu = 6442.888 kN - "UL0-01"

Mu = 17463.547 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 17463.547 / 6442.888 = 2.711 m

d = 3.000 - 0.150 = 2.850 m

a/d = 2.711 / 2.850 = 0.951 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=24MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φf=0.85, Φv=0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
2700.0	3000.0	2850.0	100.0	2373.4	6442.9

a = 2710.515 mm, d = 2850.000 mm

a / d (= 0.951) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2373.445 mm ≥ 0.5 x 2850.000 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 6442.888 kN

Nuc = 0.20 x 6442.888 = 1288.578 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 17463.547 + 1288.578 x (3.000 - 2.850)

= 17656.834 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 24 x 2700.000 x 2850.000 = 36936.000 kN

≤ 5.6 x 2700.000 x 2850.000 = 43092.000 kN

ΦVn_max = 0.75 x 36936.000 = 27702.000 kN ≥ Vu (=6442.888 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v=0.75, \mu=1.4\lambda, \lambda=1.0 : \text{일체로 친 보통 콘크리트})$$

= 6442888.000 / (0.75 x 300 x 1.4)

= 20453.613 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 17463.547 + 1288.578 x (3.000 - 2.850) = 17656.834 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

= 24887.461 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 6442.888 = 1288.578 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 5369.073 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 30256.535 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x b x d

= 0.04 x (24 / 300) x 2700.000 x 2850.000

= 24624.000 mm²

Use As = 33356.400 mm² (철근도심 150.00 mm)

1단 : D32-11.0EA + D32-10.0EA , d1 = 100.00 mm

2단 : D32-11.0EA + D32-10.0EA , d2 = 200.00 mm

Use As ≥ 30256.535 mm² , 24624.000 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정

Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (30256.535 - 5369.073)

= 12443.731 mm²

사용철근량 (1단) : D19 - 6.0 EA = 1719.000 mm²

철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2850.00 = 1900.00 mm구간에 8.0 단 설치

▶ 사용철근량(8.0단) : D19 - 48.00 EA = 13752.000 mm² ≥ 12443.731 mm² ∴ O.K

4) 외측빙 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.7 < 2d(=5.800) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.355 m (< d = 2.900 m) L 위험단면 위치

- Vu = 6089.812 kN - "UL0-02

부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5) 부재길이(L) : 1.180 m

Vui = 6080.314 kN (I단), Vuj = 6385.357 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.787 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 6080.314 + (6385.357 - 6080.314)/1.180 x (3.787 - 3.750)

= 6089.812 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	5421.0	2850.0	6089.8	24.0	300.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √24 / 6 x 2700.00 x 2850.00

= 23561.029 kN ≥ Vu(= 6089.812 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √24 x 2700.00 x 2850.00 = 4712.206 kN

< Vu (= 6089.812 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

③ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = D19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

⑥ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = D19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5878.980 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (5878.980 + 6282.941)

= 9121.441 kN ≥ Vu(= 6089.812 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.692 x 5.142 x 2.700 x 25.000 x 0.154 = 90.439 kN

w2 = 1.500 x (5.142-0.142) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.154 = 38.981 kN

w3 = 1.500 x (5.142-5.000) x 2.700 x 25.000 x 0.154 = 2.214 kN

Vc = 90.439 + 38.981 + 2.214 = 131.635 kN

Mc = 90.439 x 2.571 + 38.981 x 1.809 + 2.214 x 0.071 = 303.181 kN.m

Vu = 116.180 + 113.270 + 116.140 + 113.180 + 131.635(Vc)

= 590.405 kN

Mu = 116.180 x 3.892 + 113.270 x 1.392 + 116.140 x 3.892 + 113.180 x 1.392 + 303.181(

= 1522.588 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3000.0	2700.0	2600.0	100.0	1522.6	590.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5668.800 x 300.00 = 1700640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 3000.000 = 61200.000 x a

T = C 이므로, a = 27.788 mm, c = 27.788 / β1 = 27.788 / 0.85 = 32.692 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 32.692) / 32.692 = 0.23559

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$, As = 2301.507 mm²

* 사용철근량 = 5668.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜) , [사용률 = 2.463]
1단 : D19 - 12.0 EA, D32 - 2.0 EA (= 5026.4 ㎟)
2단 : D29 - 1.0 EA (= 642.4 ㎟)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00467
0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용
ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478
ρuse = As / bd = 0.00073
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토
ΦMn = 0.85 x 5668.800 x 300 x (2600.00 - a/2) = 3738.330 kN.m
: a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.788 ㎜
≥ Mu (= 1522.588 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.455]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 ㎜)
ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √24 x 3000.00 x 2600.00 = 4776.505 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 590.405 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11956.178 x 1000000 / [33356.400 x (2850.000 - 620.919/3)]
= 135.616 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2850.0/(7x33356.400)]
= 620.919 ㎜
사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)
1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)
2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

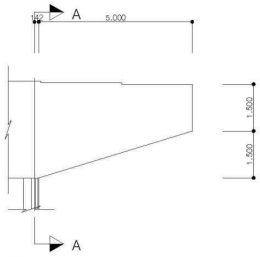
② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.62) - 2.5 x 84.00 = 370.68 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 135.62) = 464.55 ㎜
Sa는 작은 값인 370.68 ㎜ 를 적용
S = 2700.00 / 21.00 Ea = 128.57 ≤ Sa (= 370.68 ㎜) ∴ O.K

7) 수명력 검토에 의한 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1522.588 x 1000000 / [5668.800 x (2600.000 - 249.368/3)]
= 106.716 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5668.800/3000.0 + 7x5668.800/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2600.0/(7x5668.800)]
= 249.368 ㎜
사용철근량 = 5668.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : D19 - 12.0 EA, D32 - 2.0 EA (= 5026.4 ㎟)
2단 : D29 - 1.0 EA (= 642.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 106.72) - 2.5 x 84.00 = 527.94 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 106.72) = 590.35 ㎜
Sa는 작은 값인 527.94 ㎜ 를 적용
S = 3000.00 / 14.00 Ea = 214.29 ≤ Sa (= 527.94 ㎜) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정
: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]
① 기둥의 단면적
A = π x 2.500² / 4 = 4.909 ㎡
② 치환단면의 한변길이
L = √4.909 = 2.216 m
☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.142m(= 1.250 - 2.216/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 「단면력 집계」 창조
Vu = 6382.067 kN - "UL0-01"
Mu = 17275.264 kN.m
Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정
a = 17275.264 / 6382.067 = 2.707 m
d = 3.000 - 0.150 = 2.850 m
a/d = 2.707 / 2.850 = 0.950 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토
* 단면제원 및 설계가정
fck=24MPa, fy=300MPa, k1=0.85, Φf=0.85, Φv=0.75

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	외단길이(㎜)	Vu(kN)
2700.0	3000.0	2850.0	100.0	2278.5	6382.1

a = 2706.845 ㎜, d = 2850.000 ㎜
a / d (= 0.950) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [도로교 설계기준] 4.4.6.8
지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2278.547 ㎜ ≥ 0.5 x 2850.000 ㎜ ∴ O.K

① 설계 단면력 산정
Vu = 6382.067 kN
Nuc = 0.20 x 6382.067 = 1276.413 kN
Mu = Mu' + Nuc x (h - d)
= 17275.264 + 1276.413 x (3.000 - 2.850)
= 17466.726 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계
: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4
Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d
≤ 0.2 x 24 x 2700.000 x 2850.000 = 36936.000 kN
≤ 5.6 x 2700.000 x 2850.000 = 43092.000 kN
ΦVn_max = 0.75 x 36936.000 = 27702.000 kN ≥ Vu (=6382.067 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.75, μ=1.4λ, λ=1.0 : 일체로 친 보통 콘크리트)

= 6382067.000 / (0.75 x 300 x 1.4)
= 20260.530 ㎟

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계
Mu = 17275.264 + 1276.413 x (3.000 - 2.850) = 17466.726 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

= 24612.888 ㎟

④ 수평인장 철근(An)의 설계
Nuc = 0.20 x 6382.067 = 1276.413 kN
An = Nuc / (Φ x fy) = 5318.389 ㎟

⑤ 주인장철근(As)의 산정
주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.
→ As = 29931.277 ㎟
As(min) = 0.04 x (fck / fy) x b x d
= 0.04 x (24 / 300) x 2700.000 x 2850.000
= 24624.000 ㎟
Use As = 33356.400 ㎟ (철근도심 150.00 ㎜)
1단 : D32-11.0EA + D32-10.0EA , d1 = 100.00 ㎜
2단 : D32-11.0EA + D32-10.0EA , d2 = 200.00 ㎜
Use As ≥ 29931.277 ㎟ , 24624.000 ㎟ ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (29931.277 - 5318.389)
= 12306.444 ㎟
사용철근량 (1단) : D19 - 6.0 EA = 1719.000 ㎟
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2850.00 = 1900.00 ㎜구간에 8.0 단 설치
▶ 사용철근량(8.0단) : D19 - 48.00 EA = 13752.000 ㎟ ≥ 12306.444 ㎟ ∴ O.K

4) 외측받 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 2.7 < 2d(=5.800) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 1.353 m (< d = 2.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 6039.081 kN - "UL0-03
부재번호 : 11 (I단 : 절점11, J단 : 절점12) 부재길이(L) : 1.180 m
Vui = -6324.536 kN (I단), Vuj = -6029.433 kN (J단)
검토위치(Lc) = 8.711 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -6324.536 + (-6029.433 - -6324.536)/1.180 x (8.711 - 7.570)
= -6039.081 kN

★ 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	5413.7	2850.0	6039.1	24.0	300.0

★ 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.75 x 5 x √24 / 6 x 2700.00 x 2850.00
= 23561.029 kN ≥ Vu(= 6039.081 kN) ∴ O.K

★ 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √24 x 2700.00 x 2850.00 = 4712.206 kN
< Vu (= 6039.081 kN) , 전단보강 필요.

★ 전단철근의 전단강도

③ 수직 전단철근
s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = D19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

⑤ 수평 전단철근
sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = D19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5878.980 kN

★ 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (5878.980 + 6282.941)
= 9121.441 kN ≥ Vu(= 6039.081 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보지중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.000 = 0.154)

w1 = 1.692 x 5.142 x 2.700 x 25.000 x 0.154 = 90.439 kN
w2 = 1.500 x (5.142-0.142) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.154 = 38.981 kN
w3 = 1.500 x (5.142-5.000) x 2.700 x 25.000 x 0.154 = 2.214 kN
Vc = 90.439 + 38.981 + 2.214 = 131.635 kN
Mc = 90.439 x 2.571 + 38.981 x 1.809 + 2.214 x 0.071 = 303.181 kN.m

Vu = 112.910 + 115.880 + 112.740 + 115.710 + 131.635(Vc)
= 588.875 kN
Mu = 112.910 x 1.392 + 115.880 x 3.892 + 112.740 x 1.392 + 115.710 x 3.892 + 303.181(
= 1518.634 kN.m

★ 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
3000.0	2700.0	2600.0	100.0	1518.6	588.9

★ 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5668.800 x 300.00 = 1700640.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 3000.000 = 61200.000 x a
T = C 이므로, a = 27.788 mm, c = 27.788 / β1 = 27.788 / 0.85 = 32.692 mm
εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 32.692) / 32.692 = 0.23559
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2295.516 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 5668.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.470]
1단 : D19 - 12.0 EA, D32 - 2.0 EA (= 5026.4 mm²)
2단 : D29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

★ 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467
0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용
ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478
ρuse = As / bd = 0.00073
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘,설 6.3.2)

★ 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 5668.800 x 300 x (2600.00 - a/2) = 3738.330 kN.m
; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.788 mm
≥ Mu (= 1518.634 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.462]

★ 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √24 x 3000.00 x 2600.00 = 4776.505 kN
ΦVc/2 ≥ Vu (= 588.875 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12085.760 x 1000000 / [33356.400 x (2850.000 - 620.919/3)]
= 137.086 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2850.0/(7x33356.400)]
= 620.919 mm
사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.09) - 2.5 x 84.00 = 364.46 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 137.09) = 459.57 mm
Sa는 작은 값인 364.46 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.00 Ea = 128.57 ≤ Sa (= 364.46 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1518.634 x 1000000 / [5668.800 x (2600.000 - 249.368/3)]
= 106.439 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5668.800/3000.0 + 7x5668.800/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2600.0/(7x5668.800)]
= 249.368 mm
사용철근량 = 5668.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 12.0 EA, D32 - 2.0 EA (= 5026.4 mm²)
2단 : D29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 106.44) - 2.5 x 84.00 = 529.86 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 106.44) = 591.89 mm
Sa는 작은 값인 529.86 mm 를 적용
S = 3000.00 / 14.00 Ea = 214.29 ≤ Sa (= 529.86 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(절점 2)

★ 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2067.0	1725.0	292.0	124.6	3198.9

★ 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 300.00 = 10006920.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 2700.000 = 55080.000 x a
T = C 이므로, a = 181.680 mm, c = 181.680 / β1 = 181.680 / 0.85 = 213.741 mm
εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1775.00 - 213.741) / 213.741 = 0.02191
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 283.307 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 342.0 mm) , [사용률 = 117.739]
1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

★ 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467
0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용
ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478
ρuse = As / bd = 0.00716
ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

★ 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 300 x (1725.00 - a/2) = 13899.973 kN.m
; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.680 mm
≥ Mu (= 124.564 kN.m) ∴ O.K [안전률 111.589]

★ 전단에 대한 검토 (d = 1725.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √24 x 2700.00 x 1725.00 = 2852.125 kN

< Vu (= 3198.871 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (3198.871-2852.125) x 250.00 / (300x1725.00xΦ) x 1000 = 223.347 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √24.0 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 688.919 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 787.500 mm²

Av_min = 787.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (D19-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 300.0 x 1725.00 / 250.00 x 1000 = 3558.330 kN

Vs_Max = 2√24.0 / 3 x 2700.00 x 1725.00 x 1000 = 15211.331 kN ≥ 3558.330 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (3802.833 + 3558.330) = 5520.872 kN ≥ 3198.871 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 95.818 x 1000000 / [33356.400 x (1725.000 - 466.542/3)]

= 1.830 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1725.0/(7x33356.400)]

= 466.542 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 342.0 mm)

1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 292.00 - 32/2 = 276.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.83) - 2.5 x 276.00 = 42336.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.83) = 34421.39 mm

Sa는 작은 값인 34421.39 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.00 Ea = 128.57 ≤ Sa (= 34421.39 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량방침2) : ULO-01(절점 4)

★ 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2769.0	2475.0	244.0	8752.6	6080.3

★ 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 300.00 = 10006920.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 2700.000 = 55080.000 x a

T = C 이므로, a = 181.680 mm, c = 181.680 / β1 = 181.680 / 0.85 = 213.741 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2525.00 - 213.741) / 213.741 = 0.03244

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 14086.618 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 294.0 mm) , [사용률 = 2.368]

1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

★ 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

★ 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 300 x (2475.00 - a/2) = 20279.385 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.680 mm

≥ Mu (= 8752.616 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.317]

★ 전단에 대한 검토 (d = 2475.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √24 x 2700.00 x 2475.00 = 4092.179 kN

< Vu (= 6080.314 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (6080.314-4092.179) x 250.00 / (300x2475.00xΦ) x 1000 = 892.541 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √24.0 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 688.919 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 787.500 mm²

Av_min = 787.500 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (D19-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 300.0 x 2475.00 / 250.00 x 1000 = 5105.430 kN

Vs_Max = 2√24.0 / 3 x 2700.00 x 2475.00 x 1000 = 21824.954 kN ≥ 5105.430 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (5456.238 + 5105.430) = 7921.251 kN ≥ 6080.314 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6058.764 x 1000000 / [33356.400 x (2475.000 - 573.484/3)]

= 79.532 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2475.0/(7x33356.400)]

= 573.484 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 294.0 mm)

1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 244.00 - 32/2 = 228.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.53) - 2.5 x 228.00 = 420.17 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 79.53) = 792.14 mm

Sa는 작은 값인 420.17 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.00 Ea = 128.57 ≤ Sa (= 420.17 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량방침4) : ULO-01(절점 12)

★ 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2673.0	2475.0	148.0	8643.1	6029.4

★ 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 300.00 = 10006920.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 2700.000 = 55080.000 x a

T = C 이므로, a = 181.680 mm, c = 181.680 / β1 = 181.680 / 0.85 = 213.741 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2525.00 - 213.741) / 213.741 = 0.03244

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 13907.630 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 198.0 mm) , [사용률 = 2.398]

1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

★ 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

★ 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 300 x (2475.00 - a/2) = 20279.385 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.680 mm

≥ Mu (= 8643.132 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.346]

★ 전단에 대한 검토 (d = 2475.00 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √24 x 2700.00 x 2475.00 = 4092.179 kN

< Vu (= 6029.433 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (6029.433-4092.179) x 250.00 / (300x2475.00xΦ) x 1000 = 869.699 ㎟

Av_min1 = 0.0625 x √24.0 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 688.919 ㎟

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 787.500 ㎟

Av_min = 787.500 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 ㎟ (D19-6.0 EA, C.T.C 250 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 300.0 x 2475.00 / 250.00 x 1000 = 5105.430 kN

Vs_Max = 2√24.0 / 3 x 2700.00 x 2475.00 x 1000 = 21824.954 kN ≥ 5105.430 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (5456.238 + 5105.430) = 7921.251 kN ≥ 6029.433 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6248.961 x 1000000 / [33356.400 x (2475.000 - 573.484/3)]

= 82.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2475.0/(7x33356.400)]

= 573.484 ㎜

사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 198.0 ㎜)

1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 148.00 - 32/2 = 132.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.03) - 2.5 x 132.00 = 630.04 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.03) = 768.03 ㎜

Sa는 작은 값인 630.04 ㎜ 를 적용

S = 2700.00 / 21.00 Ea = 128.57 ≤ Sa (= 630.04 ㎜) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량방침5) : UL0-01(절점 14)

★ 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	1875.0	1725.0	100.0	111.4	3177.8

★ 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 300.00 = 10006920.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 2700.000 = 55080.000 x a

T = C 이므로, a = 181.680 ㎜, c = 181.680 / β1 = 181.680 / 0.85 = 213.741 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1775.00 - 213.741) / 213.741 = 0.02191

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 253.358 \text{ ㎟}$$

★ 사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜) , [사용률 = 131.657]

1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

★ 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x ρb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00716

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

★ 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 300 x (1725.00 - a/2) = 13899.973 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.680 ㎜

≥ Mu (= 111.401 kN.m) ∴ O.K [안전률 124.774]

★ 전단에 대한 검토 (d = 1725.00 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √24 x 2700.00 x 1725.00 = 2852.125 kN

< Vu (= 3177.811 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (3177.811-2852.125) x 250.00 / (300x1725.00xΦ) x 1000 = 209.782 ㎟

Av_min1 = 0.0625 x √24.0 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 688.919 ㎟

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 300.0 = 787.500 ㎟

Av_min = 787.500 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 ㎟ (D19-6.0 EA, C.T.C 250 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 300.0 x 1725.00 / 250.00 x 1000 = 3558.330 kN

Vs_Max = 2√24.0 / 3 x 2700.00 x 1725.00 x 1000 = 15211.331 kN ≥ 3558.330 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (3802.833 + 3558.330) = 5520.872 kN ≥ 3177.811 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 222.901 x 1000000 / [33356.400 x (1725.000 - 466.542/3)]

= 4.258 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1725.0/(7x33356.400)]

= 466.542 ㎜

사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

2단 : D32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 4.26) - 2.5 x 84.00 = 18285.91 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 4.26) = 14796.72 ㎜

Sa는 작은 값인 14796.72 ㎜ 를 적용

S = 2700.00 / 21.00 Ea = 128.57 ≤ Sa (= 14796.72 ㎜) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-13581.086	-18283.093	255.673	255.673	0.000	-0.00136	축력최대
UL004	-13581.086	-13581.086	1989.384	11909.267	-544.744	0.04346	모멘트최대
UL022	-10446.989	-10446.989	4781.771	22638.471	1027.500	0.08885	탄성설계
UL022	-10446.989	-10446.989	1725.038	7677.271	1027.500	0.08885	소성설계
UE026	-9402.290	-9402.290	1895.356	11052.171	-502.841	0.04043	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1 : 기둥상단 모멘트, M2 : 기둥하단 모멘트

V : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.013	0.080	O.K	34519.597	18283.093	255.673	1.888	O.K
모멘트최대	0.010	0.013	0.080	O.K	20098.624	13581.086	11909.267	1.480	O.K
탄성설계	0.010	0.013	0.080	O.K	8236.719	10446.989	22638.471	0.788	N.G
소성설계	0.010	0.013	0.080	O.K	23436.207	10446.989	7677.271	2.243	O.K
편심최대	0.010	0.013	0.080	O.K	17143.047	9402.290	11052.171	1.823	O.K

1) 검토 제목 : 20m교축직각

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 24 MPa

철 근 항 복 강 도 (fy) : 300 MPa

강 재 항 복 강 도 (fsy) : 235 MPa

콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26900 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 100.0 ㎜

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 중공 원형단면 검토조건

단면 직경 (Diameter): 2500.00 ㎜

단면 두께 (t) : 500.00 ㎜

비지지 길이 (Lu) : 20000.00 ㎜

유효길이 계수 (Kx) : 2.10

유효길이 계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D32 × 52ea = 41298.4 ㎟ (외경측, dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 41298.4 ㎟

(2) 사용 강재량

-. 단 면 형 태 : CIRCULAR TYPE
-. 총 사용 강재량 : Asteel = 28274.334 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1 (축력최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18283.093 KN

계수모멘트(X) : Mux = 255.673 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 255.673 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.432
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.432

X축 확대모멘트 : δMux = 366.144 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 366.144 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 20.03 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
감 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면감도 검토

사용철근비 : Pused = 1.315 %

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast-Astl) + fy*Ast + fy'*Astl} = 53107.070 KN
Mn = αPn × e_min = 23784.820 KN·m

감도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.650
설계축하중감도 : αØPn = 34519.597 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 감 도 : ØMn = 15460.133 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(2) Load Case 2 (모멘트최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13581.086 KN

계수모멘트(X) : Mux = 11909.267 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 11909.267 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.289
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.289

X축 확대모멘트 : δMux = 15349.387 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 15349.387 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 1130.20 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
감 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면감도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1262.774 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1130.203 mm ≒ e = 1130.203 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 41089.806 + 4749.442 + -5035.289 + 2426.320 + -2593.818 - 12670.041
= 27966.420 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 25770.620 + 4005.836 + 4283.212 + 1349.988 + 1464.831 - 5266.749
= 31607.740 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0027
εy = 0.0015 < εt = 0.0027 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 감도감소계수를 보간한다.

감도 감소 계수 : Ø = 0.719
설계축하중감도 : ØPn = 20098.624 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 감 도 : ØMn = 22715.530 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(3) Load Case 3 (탄성설계)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10446.989 KN

계수모멘트(X) : Mux = 22638.471 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 22638.471 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.208
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.208

X축 확대모멘트 : δMux = 27354.388 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 27354.388 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 2618.40 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
감 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면감도 검토

중립축 x = 714.043 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2618.399 mm ≒ e = 2618.399 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 18783.251 + 3238.075 + -7430.637 + 770.841 + -4531.529 - 1139.743
= 9690.258 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 16749.487 + 3240.780 + 4297.072 + 543.721 + 1323.890 - 781.986
= 25372.960 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00708
0.005 ≤ εt = 0.00708 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.850
설계축하중강도 : ØPn = 8236.719 KN < Pu ... ∴ N.G
설 계 휨 강 도 : ØMn = 21567.020 KN·m < Mu ... ∴ N.G

(4) Load Case 4 (소성설계)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10446.989 KN

계수모멘트(X) : Mux = 7677.271 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 7677.271 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.208
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.208

X축 확대모멘트 : δMux = 9276.556 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 9276.556 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 887.96 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1486.289 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 887.965 mm ≒ e = 887.965 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 50749.932 + 5285.032 + -3931.089 + 2914.423 + -1588.423 - 18433.367
= 34996.510 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26557.774 + 4113.529 + 3709.257 + 1409.123 + 1020.651 - 5734.672
= 31075.660 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00184
εy = 0.0015 < εt = 0.00184 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.670
설계축하중강도 : ØPn = 23436.207 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 20810.522 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(5) Load Case 5 (편심최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9402.290 KN

계수모멘트(X) : Mux = 11052.171 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 11052.171 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.184
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.184

X축 확대모멘트 : δMux = 13081.980 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 13081.980 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 1391.36 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

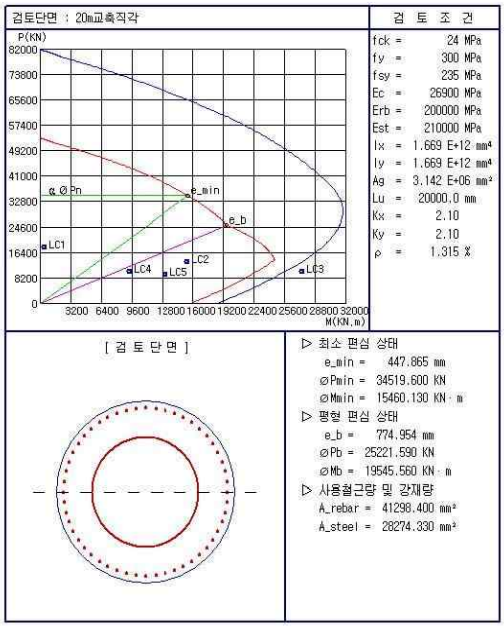
중립축 x = 1071.284 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1391.361 mm ≒ e = 1391.361 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 32974.306 + 4261.950 + -5884.243 + 1980.961 + -3261.946 - 8005.301
= 22065.730 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 23679.685 + 3829.303 + 4477.870 + 1216.480 + 1566.603 - 4068.548
= 30701.390 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00372
εy = 0.0015 < εt = 0.00372 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.777
설계축하중강도 : ØPn = 17143.047 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 23852.167 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K



9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN,m)	M2(kN,m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-13581.086	-18283.093	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
ULB04	-13581.086	-13581.086	285.461	3694.029	219.178	0.01225	모멘트최대
ULB22	-10446.989	-10446.989	2336.600	22604.800	1315.500	0.07480	탄성설계
ULB22	-10446.989	-10446.989	778.867	7534.933	1315.500	0.07480	소성설계
UEB26	-9402.290	-9402.290	263.503	3409.873	202.319	0.01131	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1 : 기둥상단 모멘트, M2 : 기둥하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.013	0.080	O.K	34519.597	18283.093	0.000	1.888	O.K
모멘트최대	0.010	0.013	0.080	O.K	34519.597	13581.086	3694.029	2.542	O.K
탄성설계	0.010	0.013	0.080	O.K	8253.108	10446.989	22604.800	0.790	N.G
소성설계	0.010	0.013	0.080	O.K	23089.423	10446.989	7534.933	2.208	O.K
편심최대	0.010	0.013	0.080	O.K	35414.831	9402.290	3409.873	3.767	O.K

1) 검토 제목 : 20m교축

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 24 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 300 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 235 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26900 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 100.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 중공 원형단면 검토조건

단면 직경 (Diameter): 2500.00 mm
단면 두께 (t) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 20000.00 mm
유효길이 계수 (Kx) : 2.10
유효길이 계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D32 × 52ea = 41298.4 ㎟ (외경측, dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 41298.4 ㎟

(2) 사용 강재량

-. 단 면 형 태 : CIRCULAR TYPE
-. 총 사용 강재량 : Asteel = 28274.334 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1 (축력최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18283.093 KN

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.432
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.432

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 0.000 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 0.00 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.315 %

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast-Astl) + fy*Ast + fy'*Astl} = 53107.070 KN
Mn = αPn × e_min = 23784.820 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.650
설계축하중강도 : αØPn = 34519.597 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 15460.133 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(2) Load Case 2 (모멘트최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13581.086 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 3694.029 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 3694.029 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.289
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.289

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 4761.086 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 4761.086 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 448.07 mm
작 용 편 심 : e = 350.57 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.667 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55675.710 + 5583.397 + -3237.881 + 3157.226 + -1009.886 - 21360.973
= 38807.600 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26252.219 + 4127.811 + 3178.586 + 1403.123 + 673.673 - 5556.633
= 30078.770 KN·m

평 형 편 심 : eb = 775.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65027
평 형 축 하 중 : ØPb = 25235.35 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19559.28 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.315 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast-Astl) + fy*Ast + fy'*Astl} = 53107.020 KN
Mn = αPn × e_min = 23795.484 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.650
설계축하중강도 : αØPn = 34519.597 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 15467.082 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(3) Load Case 3 (탄성설계)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10446.989 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 22604.800 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 22604.800 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.208
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 27313.690 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 27313.690 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 448.07 mm
작 용 편 심 : e = 2614.50 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.667 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55675.710 + 5583.397 + -3237.881 + 3157.226 + -1009.886 - 21360.973
= 38807.600 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26252.219 + 4127.811 + 3178.586 + 1403.123 + 673.673 - 5556.633
= 30078.770 KN·m

평 형 편 심 : eb = 775.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65027
평 형 축 하 중 : ØPb = 25235.35 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19559.28 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 711.765 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2614.484 mm ≒ e = 2614.504 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 18849.466 + 3241.809 + -7431.429 + 772.423 + -4532.198 - 1190.531
= 9709.540 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 16790.930 + 3243.706 + 4296.894 + 544.972 + 1323.710 - 814.779
= 25385.440 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00711
0.005 ≤ εt = 0.00711 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.850
설계축하중강도 : ØPn = 8253.108 KN < Pu ... ∴ N.G
설 계 휨 강 도 : ØMn = 21577.619 KN·m < Mu ... ∴ N.G

(4) Load Case 4 (소성설계)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10446.989 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 7534.933 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 7534.933 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.208
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.208

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 9104.563 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 9104.563 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 448.07 mm
작 용 편 심 : e = 871.50 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.667 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55675.710 + 5583.397 + -3237.881 + 3157.226 + -1009.886 - 21360.973
= 38807.600 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26252.219 + 4127.811 + 3178.586 + 1403.123 + 673.673 - 5556.633
= 30078.770 KN·m

평 형 편 심 : eb = 775.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65027
평 형 축 하 중 : ØPb = 25235.35 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19559.28 KN·m

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1500.00 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 871.518 mm ≒ e = 871.501 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 51369.220 + 5325.593 + -3842.673 + 2948.888 + -1498.003 - 18779.039
= 35523.980 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26543.887 + 4117.972 + 3651.084 + 1409.893 + 967.881 - 5730.914
= 30959.800 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0018
εy = 0.0015 < εt = 0.0018 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.667
설계축하중강도 : ØPn = 23689.423 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 20645.766 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(5) Load Case 5 (편심최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9402.290 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 3409.873 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 3409.873 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.184
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.184

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 4036.118 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 4036.118 KN·m

최 소 편 심 : e_min = 448.07 mm
작 용 편 심 : e = 429.27 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.667 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55675.710 + 5583.397 + -3237.881 + 3157.226 + -1009.886 - 21360.973
= 38807.600 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26252.219 + 4127.811 + 3178.586 + 1403.123 + 673.673 - 5556.633
= 30078.770 KN·m

평 형 편 심 : eb = 775.07 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65027
평 형 축 하 중 : ØPb = 25235.35 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19559.28 KN·m

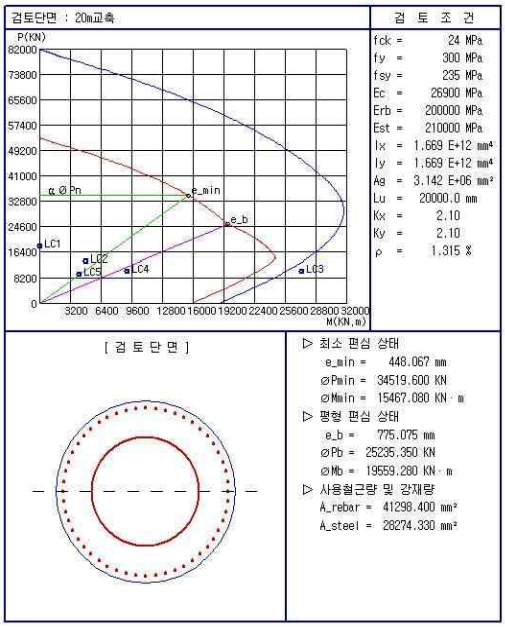
∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.315 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast-Astl) + fy*Ast + fy'*Astl} = 53107.020 KN
Mn = αPn × e_min = 23795.484 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.667
축력 감소 계수 : α = 0.650
설계축하중강도 : αØPn = 35414.831 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 15868.206 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K



9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN,m)	My(kN,m)	M2(kN,m)	비 고
UL01	-18283.093	0.000	255.673	255.673	축력최대
UL04	-13581.086	3824.047	12509.734	13081.161	모멘트최대
UL22	-10446.989	7456.563	23581.741	24732.546	탄성설계
UL22	-10446.989	7456.563	23581.741	8374.506	소성설계
UE26	-9402.290	3493.722	11441.171	11962.712	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트
Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, M2 = √(Mx² + My²)
※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.
조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 7158.300 kN.m를 사용하며,
교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.
Mx = 7158.300 x 1.042 = 7456.563 kN.m, 2) 교축직각방향 참조
- 지진시 모멘트(=7158.300) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.013	0.080	O.K	34519.597	18283.093	255.673	1.888	O.K
모멘트최대	0.010	0.013	0.080	O.K	18761.065	13581.086	13081.161	1.381	O.K
탄성설계	0.010	0.013	0.080	O.K	7351.715	10446.989	24732.546	0.704	N.G
소성설계	0.010	0.013	0.080	O.K	22262.827	10446.989	8374.506	2.131	O.K
편심최대	0.010	0.013	0.080	O.K	16036.724	9402.290	11962.712	1.706	O.K

1) 검토 제목 : 20m합성부재력

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 24 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 300 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 235 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26900 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 100.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 중공 원형단면 검토조건

단면 직경 (Diameter): 2500.00 mm
단면 두께 (t) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 20000.00 mm
유효길이 계수 (Kx) : 2.10
유효길이 계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D32 × 52ea = 41298.4 ㎟ (외경측, dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 41298.4 ㎟

(2) 사용 강재량

-. 단 면 형 태 : CIRCULAR TYPE
-. 총 사용 강재량 : Asteel = 28274.334 ㎟

5) 공칭 강도 검토
(1) Load Case 1 (축력최대)

① 작용하중
계수축하중 : Pu = 18283.093 KN

계수모멘트(X) : Mux = 255.673 KN·m
Mux,ns= 0.000 KN·m
Mux,s = 255.673 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx,ns = 1.000
: δx,s = 1.432
Y축 확대계수 : δy,ns = 1.000
: δy,s = 1.432

X축 확대모멘트 : δMux = 366.144 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 366.144 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 20.03 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
감 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면감도 검토

사용철근비 : Pused = 1.315 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast-Astl) + fy*Ast + fy'*Astl} = 53107.070 KN
Mn = αPn × e_min = 23784.820 KN·m

감도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.650
설계축하중강도 : αØPn = 34519.597 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 15460.133 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(2) Load Case 2 (모멘트최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13581.086 KN

계수모멘트(X) : Mux = 13081.086 KN·m
Mux,ns= 0.000 KN·m
Mux,s = 13081.086 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx,ns = 1.000
: δx,s = 1.289
Y축 확대계수 : δy,ns = 1.000
: δy,s = 1.289

X축 확대모멘트 : δMux = 16859.699 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 16859.699 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 1241.41 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
감 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면감도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1174.01 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1241.41 mm ≒ e = 1241.41 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 37300.289 + 4523.978 + -5440.658 + 2225.635 + -2910.438 - 10458.704
= 25240.100 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 24958.526 + 3935.164 + 4400.985 + 1298.831 + 1532.975 - 4793.160
= 31333.320 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00313
εy = 0.0015 < εt = 0.00313 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 감도감소계수를 보간한다.

감도 감소 계수 : Ø = 0.743
설계축하중강도 : ØPn = 18761.065 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 23290.178 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(3) Load Case 3 (탄성설계)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10446.989 KN

계수모멘트(X) : Mux = 24732.546 KN·m
Mux,ns= 0.000 KN·m
Mux,s = 24732.546 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx,ns = 1.000
: δx,s = 1.208
Y축 확대계수 : δy,ns = 1.000
: δy,s = 1.208

X축 확대모멘트 : δMux = 29884.689 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 29884.689 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 2860.60 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
감 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면감도 검토

중립축 x = 687.616 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2860.603 mm ≒ e = 2860.603 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 17807.127 + 3194.900 + -7560.551 + 650.808 + -4639.239 - 803.968
= 8649.077 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 16110.840 + 3205.699 + 4246.075 + 462.461 + 1278.860 - 562.361
= 24741.570 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00747
0.005 ≤ εt = 0.00747 -------> 인장지배단면

감도 감소 계수 : Ø = 0.850
설계축하중강도 : ØPn = 7351.715 KN < Pu ... ∴ N.G
설 계 휨 강 도 : ØMn = 21030.338 KN·m < Mu ... ∴ N.G

(4) Load Case 4 (소성설계)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 10446.989 KN

계수모멘트(X) : Mux = 8374.506 KN·m
Mux,ns= 0.000 KN·m
Mux,s = 8374.506 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx,ns = 1.000
: δx,s = 1.208
Y축 확대계수 : δy,ns = 1.000
: δy,s = 1.208

X축 확대모멘트 : δMux = 10119.035 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 10119.035 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 968.61 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1409.703 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 968.608 mm ≒ e = 968.608 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 47429.912 + 5116.260 + -4335.246 + 2748.875 + -2004.279 - 16441.355
= 32514.170 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26494.029 + 4089.687 + 3960.757 + 1399.664 + 1245.765 - 5696.425
= 31493.480 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00211
εy = 0.0015 < εt = 0.00211 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.685
설계축하중강도 : ØPn = 22262.827 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 21563.948 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K

(5) Load Case 5 (편심최대)

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9402.290 KN

계수모멘트(X) : Mux = 11962.712 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 11962.712 KN·m

X축 세장비 : λx = 61.5
Y축 세장비 : λy = 61.5

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.184
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.184

X축 확대모멘트 : δMux = 14159.748 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 14159.748 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 447.87 mm
작 용 편 심 : e = 1505.99 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1599.996 mm

Pb = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 55671.869 + 5583.263 + -3226.682 + 3157.856 + -1004.644 - 21379.242
= 38802.410 KN
Mb = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 26254.438 + 4127.394 + 3168.320 + 1402.864 + 670.336 - 5553.268
= 30070.080 KN·m

평 형 편 심 : eb = 774.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 25221.59 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 19545.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

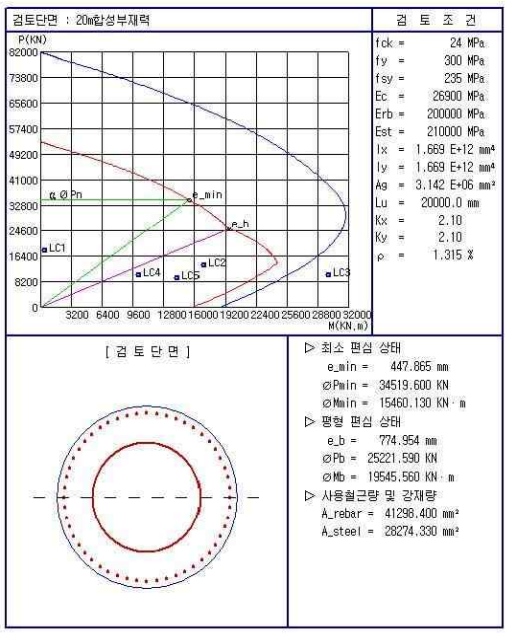
중립축 x = 1006.809 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1505.989 mm ≒ e = 1505.989 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.315 %

Pn = Cc + Cs + Tt + STt + SCs - RCc
= 30302.792 + 4083.672 + -6170.581 + 1815.797 + -3480.316 - 6543.041
= 20008.320 KN
Mn = Mc + Ms + Mt + SMs + SMt - RMc
= 22699.924 + 3750.457 + 4500.067 + 1149.286 + 1565.079 - 3532.494
= 30132.320 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00415
εy = 0.0015 < εt = 0.00415 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.802
설계축하중강도 : ØPn = 16036.724 KN ≥ Pu ... ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 24151.136 KN·m ≥ Mu ... ∴ O.K



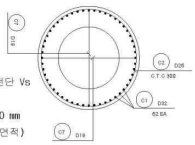
9.4 기둥의 전단설계

1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 「기둥부재력 집계」 참조

교축방향 V = 1315.500 kN

교축직각방향 V = 330.200 kN

합성 전단력 V = 1356.308 kN



2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)

Vn = Vmax/Φ = 1808.411 kN

3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2500.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 760.471 mm

d = h/2 + Zs

= 2500.000/2 + 760.471

= 2010.471 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x √(fck) x (b x d - A') : A' = 1767145.868 mm² (중공의 면적)

= 1/6 x √(24.0) x (2500.000 x 2010.471 - 1767145.868)

= 2660.987 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 1330.494 ≤ Vn ≤ Vc = 2660.987 ∴ 최소 전단 철근 필요

Vs = 477.917 kN

4) 필요철근량 계산 Av

Av = Av = 0.35 x B x s / fy = 875.000 mm² ; 최소 전단 철근 필요시

띠철근의 수직 간격 S = 300.00 mm d = 2010.471 mm fy = 300.00 MPa

사용철근량 : D25 x 2EA = 1013.400 mm²

AvUse = 1013.400 mm² ≥ 875.000 mm² ∴ O.K

1.2 소성설계시 심부구속 철근량 설계

1) 필요철근량 계산 [도로교설계기준 P6.8.2.1]

: 띠철근에 대한 심부구속 철근량 계산식은 원형나선철근에서 유도된 식을 적용

(ACI 및 Caltran 내진 심부 규정 인용 - 2000 내진설계편람 P.1-36 : 한국도로공사 참조)

① 철근비 계산

Ps1 = 0.45 x fck/fy x [Ag/Ac - 1]

Ps2 = 0.12 x fck/fy

Ag (기둥의 전면적) = 3141592.654 mm²

Ac (기둥심부의 면적) = 2387610.417 mm²

Ps1 = 0.45 x 24.00/300.0 x [3141592.654/2387610.417 -1]

= 0.0114

Ps2 = 0.12 x 24.00/300.00

= 0.0096

Ps = max (0.0114, 0.0096) = 0.0114

강도계수 적용 【지안식2- 축하중비 고려】

γ = (1 - 0.76 x (P / (fck x Ac + fy x As)) x (r_H / r_s)^(1.108 x ln(D)-6.659)

P = 10446.989 KN

r_s= 728.869

r_H= 685.704

γ = 0.8845

※ Ps = 0.0114 x 0.8845 = 0.0101

② 필요철근량 계산

dcore = 2376.3 mm 압축철근 공칭지름 = 31.800 mm 띠철근 공칭지름 = 25.400 mm

띠철근의 수직간격 a = 75.000 mm

ds = dcore - 25.400 = 2350.9 mm

As = Ps x a x (dcore)² / (4 x ds)

= 0.0101 x 75.000 x 2376.3² / (4 x 2350.9)

= 454.092 mm²

2) 사용 철근량

외측띠철근 : D25 x 1EA = 506.700 mm²

AvUse = 506.700 mm² ≥ 454.107 ∴ O.K

3) 심부구속 철근의 최소설치구간 【도로교설계기준 P474】

심부구속을 위한 횡방향 철근은 기둥의 상부와 하부에 설치하며 설치구간은

기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6, 45cm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.

- 기둥의 최대단면치수 D = 2500.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 20000.0 / 6 = 3333.333 mm

∴ 3333.333 mm = 3.333 m

횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의 0.5배까지 연장해서

설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.

- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1250.000 mm

∴ 1250.000 mm = 1.250 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	12833.969	-254.517	5713.829	15833.969	63335.876	5204.795	축력최대
SV004	10446.989	-419.034	9160.975	13646.989	54587.956	8322.907	모멘트최대
SV015	10446.989	-419.034	9160.975	13646.989	54587.956	8322.907	편심최대
SV022	10446.989	1027.500	15092.314	13646.989	54587.956	17147.314	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = PHW, W = 8.000 x 8.000 x 2.000 x 25.000 = 3200.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.000 m

My = |M + P x e|, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 지진시의 부재력은 소성설계시 값이며, 응답수정계수 R(=3.0)의 1/2을 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SV005	63335.876	5204.795	15833.969	12.169	0.329	1.333	O.K
SV004	54587.956	8322.907	13646.989	6.559	0.610	1.333	O.K
SV015	54587.956	8322.907	13646.989	6.559	0.610	1.333	O.K
SV022	54587.956	17147.314	13646.989	3.183	1.256	2.667	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SV005	15833.969	9500.381	-254.517	37.327	1.500	O.K
SV004	13646.989	8188.193	-419.034	19.541	1.500	O.K
SV015	13646.989	8188.193	-419.034	19.541	1.500	O.K
SV022	13646.989	8188.193	1027.500	7.969	1.200	O.K

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SV005	15833.969	58131.081	0.329	308.399	186.412	600.000	O.K
SV004	13646.989	46265.049	0.610	310.768	115.700	600.000	O.K
SV015	13646.989	46265.049	0.610	310.768	115.700	600.000	O.K
SV022	13646.989	37440.642	1.256	414.179	12.289	900.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 지면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SV005, SV004, SV015, SV022

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/m²)

A : 유효재하면적(m²)

q : 상재하중(kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수
ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수
gc,gq,gr,gc' : 지반계수
bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수
註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.
si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m²
Df = 1.000 m B = 8.000 m q = 20.000 kN/m²
Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50
Nq = exp(π tanΦ) tan²(45+Φ/2) = 90.360
Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14
Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336
sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923
sc' = 0.2 B/L = 0.200
sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913
sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000
dc = 1 + 0.4k = 1.050 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)
dc' = 0.4k = 0.050
dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.024
dr = 1.000
gc = 1 - β/147 = 1.000
gc' = β/147 = 0.000
gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000
gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SV005	0.329	7.343	58.741	524548.365	2976.636	3.000
SV004	0.610	6.780	54.242	461988.048	2839.052	3.000
SV015	0.610	6.780	54.242	461988.048	2839.052	3.000
SV022	1.256	5.487	43.896	332201.662	3783.950	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 「도로교 표준시방서, 1996년」 p622 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]
- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 허용되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 허용여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 허용할 수 있다.

βλ ≤ 1.0
여기서

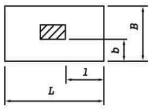
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)
= 466666.667 x (√(B.000 x B.000) / 0.3)^-3/4) = 39767.678 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1.000 x 140000.000 = 466666.67 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= B.000 m)
B : 확대기초의 폭 (= B.000 m)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 27849000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)
β = ⁴√{(3 x 39767.678) / (27849000.000 x 2.000³)} = 0.152 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(2.750,2.750) = 2.750
다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.000
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.000



βλ = 0.152 x 2.750 = 0.418 ≤ 1.0, ∴ 0.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	16283.093	0.000	255.673	22443.093	89772.372	255.673	축력최대
UE004	10446.989	-544.744	11968.268	13646.989	54587.956	10878.780	모멘트최대
UE026	9402.290	-502.841	11052.171	12282.290	49129.160	10046.489	편심최대
UL022	10446.989	1027.500	15092.314	13646.989	54587.956	17147.314	지진시
SV005	12633.969	-254.517	5713.829	15833.969	63335.876	5204.795	축력최대
SV004	10446.989	-419.034	9160.975	13646.989	54587.956	8322.907	모멘트최대
SV015	10446.989	-419.034	9160.975	13646.989	54587.956	8322.907	편심최대
SV022	10446.989	1027.500	15092.314	13646.989	54587.956	17147.314	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.
∑V = P+W, W = 8.000 x 8.000 x 2.000 x 25.000 x 하중계수
Mr = ∑V x B/2, B = 8.000 m
My = |M + P x e|, e = 0.000 m
Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm
※ 지진시의 부재력은 소성설계시 값이며, 응답수정계수 R(=3.0)의 1/2을 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

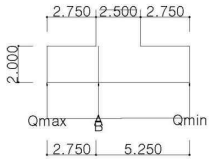
구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
UL001	22443.093	89516.699	0.011	2829.356	2781.417	8.000
UE004	13646.989	43709.176	0.797	2725.759	685.988	8.000
UE026	12282.290	39082.671	0.818	2477.145	593.428	8.000
UL022	13646.989	37440.642	1.256	3313.434	98.313	8.000
SV005	15833.969	58131.081	0.329	2467.196	1491.297	8.000
SV004	13646.989	46265.049	0.610	2486.146	925.601	8.000
SV015	13646.989	46265.049	0.610	2486.146	925.601	8.000
SV022	13646.989	37440.642	1.256	3313.434	98.313	8.000

註) B : 기초의 폭원 (8.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우
=>SV005, SV004, SV015, SV022, UL001, UE004, UE026, UL022

③ 기초의 단면력 계산



Ⓐ 기초자중에 의한 단면력
Vb = 2.750 x 2.000 x 8.000 x 25.000 = 1100.000 kN
Ma = 2.892 x 2.000 x 8.000 x 25.000 x 2.892/2 = 1672.733 kN.m
Ⓑ 지반반력에 의한 단면력
Ma = Qa x 2.892² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.892² x 2/3
Ⓒ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SV005	2467.196	2114.408	2131.730	6323.523	9825.632	5223.523	8152.899
SV004	2486.146	1922.009	1949.709	6099.301	9610.270	4999.301	7937.537
SV015	2486.146	1922.009	1949.709	6099.301	9610.270	4999.301	7937.537
SV022	3313.434	2151.168	2208.236	7592.297	12236.091	6492.297	10563.359

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

Ⓓ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
UL001	2829.356	2812.026	2812.877	7758.070	11807.734	6328.070	9633.182
UE004	2725.759	1988.382	2024.588	6531.727	10370.804	5431.727	8698.072
UE026	2477.145	1796.181	1829.617	5921.797	9409.778	4931.797	7904.318
UL022	3313.434	2151.168	2208.236	7592.297	12236.091	6492.297	10563.359

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지정부

★ 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8000.0	2000.0	1900.0	100.0	10563.4	6492.3

★ 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 34047.200 x 300.00 = 10214160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 8000.000 = 163200.000 x a

T = C 이므로, a = 62.587 mm, c = 62.587 / β1 = 62.587 / 0.85 = 73.631 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 73.631) / 73.631 = 0.07441

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , As = 22037.530\ mm^2$$

★ 사용철근량 = 34047.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.545]

1단 : D29 - 53.0 EA (= 34047.2 ㎟)

★ 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00224

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

★ 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 34047.200 x 300 x (1900.00 - a/2) = 16224.178 kN.m

: a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.587 mm

≥ Mu (= 10563.359 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.536]

★ 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √24 x 8000.00 x 1900.00 = 9308.061 kN

≥ Vu (= 6492.297 kN) , 전단보강 불필요.

- 수축철근 검토

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D22 - 107 EA

D22 - 107 EA = 82839.400 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 8000.0 = 14400.000 ㎟ < 82839.400 ㎟ ∴ O.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D22 - 107 EA

D22 - 107 EA = 82839.400 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 2000.0 x 8000.0 = 32000.000 ㎟ < 82839.400 ㎟

(82839.400 / 8.000) = 10354.925 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

★ 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D22 - 107 EA = 41419.700 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 41419.700 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8152.899 x 1000000 / [34047.200 x (1900.000 - 307.987/3)]

= 133.230 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√ [1 + 2bd/(nAs)]

= -7x34047.200/8000.0 + 7x34047.200/8000.0 x √[(1 + 2x8000.0x1900.0/(7x34047.200)]

= 307.987 mm

사용철근량 = 34047.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D29 - 53.0 EA (= 34047.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.23) - 2.5 x 85.50 = 377.33 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.23) = 472.87 mm

Sa는 작은 값인 377.33 mm 를 적용

S = 8000.00 / 53.00 Ea = 150.94 ≤ Sa (= 377.33 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	12633.969	84.299	1420.780	15833.969	63335.876	1589.379	축력최대
SVB04	10446.989	168.599	2841.561	13646.989	54587.956	3178.759	모멘트최대
SVB15	10446.989	168.599	2841.561	13646.989	54587.956	3178.759	편심최대
SVB22	10446.989	1315.500	15069.867	13646.989	54587.956	17700.867	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P+W, W = 8.000 x 8.000 x 2.000 x 25.000 = 3200.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.000 m

Mx = |M + P x e|, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 지진시의 부재력은 소성설계시 값이며, 응답수정계수 R(=3.0)의 1/2를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.

- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비고
SVB05	63335.876	1589.379	15833.969	39.849	0.100	1.333	O.K
SVB04	54587.956	3178.759	13646.989	17.173	0.233	1.333	O.K
SVB15	54587.956	3178.759	13646.989	17.173	0.233	1.333	O.K
SVB22	54587.956	17700.867	13646.989	3.084	1.297	2.667	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr/Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시), ≥ 1.50 (폭풍시)

③ 활동에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	허용안전률	비고
SVB05	15833.969	9500.381	84.299	112.698	1.500	O.K
SVB04	13646.989	8188.193	168.599	48.566	1.500	O.K
SVB15	13646.989	8188.193	168.599	48.566	1.500	O.K
SVB22	13646.989	8188.193	1315.500	6.224	1.200	O.K

S.F = Hu/H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시), ≥ 1.20 (폭풍시)

④ 지지력에 대한 안정

직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비고
SVB05	15833.969	61746.497	0.100	266.031	228.780	600.000	O.K
SVB04	13646.989	51409.197	0.233	250.485	175.983	600.000	O.K
SVB15	13646.989	51409.197	0.233	250.485	175.983	600.000	O.K
SVB22	13646.989	36887.089	1.297	420.666	5.802	900.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (8.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우SVB05, SVB04, SVB15, SVB22

※ 허용지지력은 ⑤에서 계산된 값과 기초의 최대허용지지력중 작은 값을 사용한다.

⑤ 지반의 허용연직지지력 산정 : Hansen식 사용

Qu = A' [c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br]

ϕ=0 일때, Qu = A' [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력(kN)

c : 지반의 점착력(kN/㎡)

A : 유효재하면적(㎡)

q : 상재하중(kN/㎡), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량(kN/㎡)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭(m), B' = B - 2eB

B : 기초의 폭(m)

eB : 하중의 편심량(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수

Sc,Sq,Sr,Sc' : 기초의 형상계수

dc,dq,dr,dc' : 기초의 근입깊이계수
ic,iq,ir,ic' : 하중의 경사계수
gc,gq,gr,gc' : 지반계수
bc,bq,br,bc' : 기초저면 경사계수
註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.
si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

C = 0.000 kN/m² r1 = 20.000 kN/m³ r2 = 20.000 kN/m²
Df = 1.000 m B = 8.000 m q = 20.000 kN/m²
Φ = 15 + √15N = 42.386 , N = 50
Nq = exp(π tanΦ) tan²(45+Φ/2) = 90.360
Nc = (Nq-1) cotΦ = 97.909, 단 Φ=0 일때 Nc=5.14
Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ = 122.336
sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.923
sc' = 0.2 B/L = 0.200
sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.913
sr = 1 - 0.4 B/L = 1.000
dc = 1 + 0.4k = 1.050 , D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)
dc' = 0.4k = 0.050
dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.024
dr = 1.000
gc = 1 - β/147 = 1.000
gc' = β/147 = 0.000
gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000
gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

구 분	eB	B'	A'	Qu(kN)	Qa(kN)	SF
SVB05	0.100	7.799	62.394	578086.638	3088.369	3.000
SVB04	0.233	7.534	60.273	546708.893	3023.507	3.000
SVB15	0.233	7.534	60.273	546708.893	3023.507	3.000
SVB22	1.297	5.406	43.247	324714.908	3754.177	2.000

註) Qa = Qu/A'/SF, 「도로교 표준시방서, 1996년」 p622 참조

2) 기초 단면검토
① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	18283.093	0.000	0.000	22443.093	89772.372	0.000	축력최대
ULB04	13581.086	219.178	3694.029	17741.086	70964.344	4132.386	모멘트최대
UEB26	9402.290	202.319	3409.873	12282.290	49129.160	3814.510	편심최대
ULB22	10446.989	1315.500	15069.867	13646.989	54587.956	17700.867	지진시
SVB05	12633.969	84.299	1420.780	15833.969	63335.876	1589.379	축력최대
SVB04	10446.989	168.599	2841.561	13646.989	54587.956	3178.759	모멘트최대
SVB15	10446.989	168.599	2841.561	13646.989	54587.956	3178.759	편심최대
SVB22	10446.989	1315.500	15069.867	13646.989	54587.956	17700.867	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.
∑V = P+W, W = 8.000 x 8.000 x 2.000 x 25.000 x 하중계수
Mr = ∑V x B/2, B = 8.000 m
Mx = |M + P x e|, e = 0.000 m
Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m
※ 지진시의 부재력은 소성설계시 값이며, 응답수정계수 R(=3.0)의 1/2을 적용한 값을 사용한다.

② 지반지지력 산정

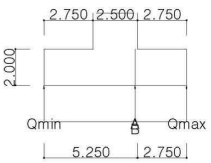
구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	X(m)
ULB01	22443.093	89772.372	0.000	2805.387	2805.387	8.000
ULB04	17741.086	66831.958	0.233	2605.047	1830.225	8.000
UEB26	12282.290	45314.650	0.311	1892.897	1177.676	8.000
ULB22	13646.989	36887.089	1.297	3365.330	46.417	8.000
SVB05	15833.969	61746.497	0.100	2128.250	1830.242	8.000
SVB04	13646.989	51409.197	0.233	2003.882	1407.865	8.000
SVB15	13646.989	51409.197	0.233	2003.882	1407.865	8.000
SVB22	13646.989	36887.089	1.297	3365.330	46.417	8.000

註) B : 기초의 폭원 (8.000m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V
- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우
=>SVB05, SVB04, SVB15, SVB22, ULB01, ULB04, UEB26, ULB22

③ 기초의 단면력 계산



⑦ 기초자중에 의한 단면력
Vb = 2.750 x 2.000 x 8.000 x 25.000 = 1100.000 kN
Ma = 2.892 x 2.000 x 8.000 x 25.000 x 2.892/2 = 1672.733 kN.m
④ 지반반력에 의한 단면력
Ma = Qa x 2.892² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 2.892² x 2/3
⑤ 사용하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		사용하중 단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
SVB05	2128.250	2020.520	2025.810	5711.833	8749.816	4611.833	7077.083
SVB04	2003.882	1788.422	1799.001	5228.965	8079.559	4128.965	6406.827
SVB15	2003.882	1788.422	1799.001	5228.965	8079.559	4128.965	6406.827
SVB22	3365.330	2165.543	2224.454	7685.952	12400.808	6585.952	10728.076

※ 사용하중단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

⑥ 계수하중 단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
ULB01	2805.387	2805.387	2805.387	7714.813	11731.656	6284.813	9557.103
ULB04	2605.047	2324.949	2338.702	6797.654	10503.427	5367.654	8328.875
UEB26	1892.897	1634.344	1647.039	4867.412	7555.368	3877.412	6049.909
ULB22	3365.330	2165.543	2224.454	7685.952	12400.808	6585.952	10728.076

※ 계수단면력 = 지반반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향
★ 단면제원 및 설계가정
fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8000.0	2000.0	1900.0	100.0	10728.1	6586.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정
T = As x fy = 41419.700 x 300.00 = 12425910.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 8000.000 = 163200.000 x a
T = C 이므로, a = 76.139 mm, c = 76.139 / β1 = 76.139 / 0.85 = 89.575 mm
εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 89.575) / 89.575 = 0.06063
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정
Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 , As = 22384.970\ mm^2$$

★ 사용철근량 = 41419.7 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.850]
1단 : D22 - 107.0 EA (= 41419.7 mm²)

★ 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00467
0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용
ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478
ρuse = As / bd = 0.00272
ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

★ 휨에 대한 검토
ΦMn = 0.85 x 41419.700 x 300 x (1900.00 - a/2) = 19665.753 kN.m
: a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 76.139 mm
≥ Mu (= 10728.076 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.833]

★ 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)
ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √24 x 8000.00 x 1900.00 = 9308.061 kN
≥ Vu (= 6585.952 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D29 - 53 EA

D22 - 53 EA = 54563.500 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 8000.0 = 14400.000 ㎟ < 54563.500 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 해설 P.111』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : D29 - 53 EA

D22 - 53 EA = 54563.500 ㎟

필요철근량 : 0.0020 x 2000.0 x 8000.0 = 32000.000 ㎟ < 54563.500 ㎟

(54563.500 / 8.000) = 6820.438 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다.(KCI 2007) ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D22 - 53 EA = 20516.300 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 20516.300 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7077.083 x 1000000 / [41419.700 x (1900.000 - 336.630/3)]

= 95.572 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41419.700/8000.0 + 7x41419.700/8000.0 x √[(1 + 2x8000.0x1900.0/(7x41419.700)]

= 336.630 ㎜

사용철근량 = 41419.7 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : D22 - 107.0 EA (= 41419.7 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.57) - 2.5 x 89.00 = 601.49 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 95.57) = 659.19 ㎜

Sa는 작은 값인 601.49 ㎜ 를 적용

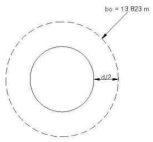
S = 8000.00 / 107.00 Ea = 74.77 ≤ Sa (= 601.49 ㎜) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -18283.093 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 유효단면 길이(bo) = 13.823 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d

= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(24) x 13.823 x 1.900

= 64332.702 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d

= 1/6 x (1 + (40 · 1.900)/(2 · 13.823)) x √(24) x 13.823 x 1.900

= 80395.287 kN

③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d

= 1/3 x √(24) x 13.823 x 1.900

= 42888.468 kN

-------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = 0.75 x 42888.468 = 32166.351 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K