국토교통기술촉진연구사업 R&D-15CTAP-C077522-02-000000

교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발 최종보고서

2016. 8. 25

Infrastructure
R&D Report

주관연구기관 / 울산대학교 산학협력단

국 토 교 통 부
국토교통과학기술진흥원

제 출 문

건설교통부장관(국토교통과학기술진흥원장) 귀하

이 보고서를 국토교통기술촉진연구사업 기초원천유형의 "**교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발**"에 관한 연구과제(연구개발기간 : 2014.07.11.~2016.07.10)의 최종보고서로 제출합니다.

2016 . 8 . 25

주관연구기관명 : 울산대학교 산학협력단 (대표자) 양 순 용

주관연구책임자 : 김 익 현
연 구 원 : 선 창 호
연 구 원 : 배 성 근
연 구 원 : 강 형 구
연 구 원 : 김 성 은
연 구 원 : 최 성 균
연 구 원 : 안 성 민

국토교통부소관 연구개발사업 운영규정 제38조에 따라 최종보고서 열람에 동의합니다.

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제 고유 번호</td><td colspan="2"></td><td>해당 단계
연구 기간</td><td>2015.7.11.
~ 2016.7.10.</td><td>단계구분</td><td>2/2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구사업명</td><td>중사업명</td><td colspan="5">국토교통기술촉진연구사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="5">기초원천</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구과제명</td><td>대과제명</td><td colspan="5"></td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="5">교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구책임자</td><td rowspan="2">김익현</td><td>해당단계
참여
연구원 수</td><td>총: 7 명
내부: 7 명
외부: 0 명</td><td>해당단계
연구개발비</td><td>정부:200,000천원
기업: 천원
정부 외: 천원
계:200,200천원</td></tr>
<tr><td>총 연구기간
참여
연구원 수</td><td>총: 7 명
내부: 7 명
외부: 0 명</td><td>총 연구개발비</td><td>정부:400,000천원
기업: 천원
정부 외: 천원
계:400,000천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및 소속 부서명</td><td colspan="3">울산대학교 산학협력단</td><td colspan="2">참여기업명 : -</td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="3">상대국명: -</td><td colspan="2">상대국 연구기관명: -</td></tr>
<tr><td>위탁연구</td><td colspan="3">연구기관명: -</td><td colspan="2">연구책임자: -</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약
1.횡구속량을 변수로 하는 콘크리트의 재료실험을 수행
2.응력-변형률 곡선을 구성하는 특성 값을 확률론적으로 정량화
3.횡구속콘크리트의 응력-변형률 모델을 제시
4.비선형 단면해석을 수행하여 공급변위연성도의 변화 특성을 파악
5.횡구속이 다른 부재 실험을 수행
6.해석 값과의 조정을 통해서 공급변위성도의 확률적 특성을 정량화</td><td colspan="2">보고서 면수</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색인어</td><td>한글</td><td colspan="5">내진설계, 손상제어, 응력-변형률, 변위연성도, 파괴확률</td></tr>
<tr><td>영어</td><td colspan="5">Seismic Design, Damage Control, Displacement Ductility, Probability of Failure</td></tr>
</table>

요 약 문

연구의 목적 및 내용	교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발 ◦ 1차년도; **재료레벨의 확률론적 분포특성 정량화** ◦ 2차년도; **부재레벨의 확률론적 분포특성 정량화**				
연구개발성과	◦ 횡구속량을 변수로 하는 콘크리트의 재료실험을 수행 ◦ 응력-변형률 곡선을 구성하는 특성 값, 즉 최대압축응력(f_{cc}), 최대압축응력 시의 변형률(ϵ_{cc}) 및 최대압축응력 후의 응력감소 기울기(E_{des}) 등의 확률론적 특성을 정량화 ◦ 횡구속콘크리트의 응력-변형률 모델을 제시 ◦ 횡구속콘크리트의 응력-변형률 모델을 사용한 비선형 단면해석을 수행하여 공급변위연성도의 변화특성을 파악 ◦ 횡구속이 다른 부재 실험을 수행하여 공급변위연성도를 확인하고 해석값과의 조정을 통해서 공급변위성도의 확률적 특성을 정량화				
연구개발성과의 활용계획 (기대효과)	본 연구를 통해 교각의 횡철근량에 따른 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화 하는 것이 가능해졌다. 따라서, 최근에 제안되고 있는 손상수준제어 내진설계 기술을 개발하는 기틀을 마련하였다. 교량뿐만 아니라 지진 시 연성거동을 하는 다른 시설물(예/ 건축물, 지하구조물 등)의 손상수준 제어 내진설계 기술로도 확대 적용 가능하다.				
핵심어 (5개 이내)	내진설계	손상제어	응력-변형률	변위연성도	파괴확률

Ⅰ. 제 목

교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의
확률론적 분포특성 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

국외의 경우 지진으로 인하여 인명피해는 최소화하였지만 시설물의 대규모 피해로 인한 엄청난 경제적 손실이 발생하였으며 이를 복구하는데

많은 노력과 비용이 발생하였다. 따라서, 앞으로의 내진성능 확보 기술은 시설물의 붕괴방지가 목표가 아니라 시설물의 손상을 제어할 수 있도록 내진설계의 패러다임의 변경이 필요하다는 것을 제시하고 있다.

우리나라의 경우 다른 나라와 마찬가지로 설계지진에 대해서 구조물의 붕괴를 목표로 하고 있으며 이를 달성하기 위해 결정론적인 설계방법을 채택하고 있다. 이러한 설계방법은 설계자 입장에서 보면 매우 간편하여 손쉽게 내진설계를 할 수 있다는 장점을 지니고 있지만 다음과 같은 단점을 지니고 있다.

- 설계된 교량의 설계지진에 대한 응답 크기의 불확실성(소요역량의 비정량화)
- 설계된 교량의 공급역량의 크기의 불확실성(공급역량의 비정량화)
- 설계된 교량의 설계지진에 대한 손상크기의 불확실(손상수준의 비정량화)

따라서, 국가차원에서 지진재난을 관리하기 위해서는 손상수준이 예측 가능한 설계기법이 확립되어야 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

손상수준이 예측 가능한 설계기법을 확립하기 위해서는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 알아야 한다. 이를 위해 아래와 같은 연구를 수행하였다.

○ 1차년도; **재료레벨의 확률론적 분포특성** 정량화

횡구속량을 변수로 하는 콘크리트의 재료실험을 수행하고 이로부터 응력-변형률 곡선을 구성하는 특성 값, 즉 최대압축응력(f_{cc}), 최대압축응력시의 변형률(ϵ_{cc}) 및 최대압축응력 후의 응력감소 기울기(E_{des}) 등의 확률론적 특성을 정량화한다. 또한, 횡구속콘크리트의 응력-변형률 모델을 제시한다.

○ 2차년도; **부재레벨의 확률론적 분포특성 정량화**

횡구속콘크리트의 응력-변형률 모델을 사용한 단면해석을 수행하여 공급변위연성도의 변화특성을 파악한다. 또한 횡구속이 다른 부재 실험을 수행하여 공급변위연성도를 확인하고 해석 값과의 조정을 통해서 공급변위성도의 확률적 특성을 정량화 한다.

Ⅳ. 연구개발 수행내용 및 결과

1. 1차년도 연구결과

1차년도 연구 목표는 **재료레벨의 확률론적 분포특성**의 정량화이다. 이를 위해서 횡구속량을 변수로 하는 원형단면 실험체 및 사각단면 실험체 300기(재료레벨 실험체)를 제작하여 응력-변형률 실험을 수행하였다. 원형단면 실험체의 경우 횡철근비는 도로교설계기준에 대비하여 40%~160%이며, 사각단면의 경우는 50%~130%이다.

실험 및 해석 결과 응력-변형률 모델식을 구성하는 특성값의 확률적 특성은 다음과 같다.

① 원형단면

원형단면	횡철근비(ρ_s)-최대구속응력(f_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=1166.1\rho_s+f_{co}$	$f_{cc}=-17804\rho_s^2+1367.9\rho_s+f_{co}$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=884.54\rho_s+25.203$	$f_{cc}=19998\rho_s^2+657.91\rho_s+25.604$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=1447.7\rho_s+17.645$	$f_{cc}=-55605\rho_s^2+2077.8\rho_s+16.533$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=602.97\rho_s+28.982$	$f_{cc}=57800\rho_s^2-52.027\rho_s+30.139$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=1729.2\rho_s+13.867$	$f_{cc}=-93407\rho_s^2+2787.7\rho_s+11.997$

원형단면	횡철근비(ρ_s)-최대변형률(ϵ_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4704\rho_s+\epsilon_{co}$	$\epsilon_{cc}=22.518\rho_s^2+0.2153\rho_s+\epsilon_{co}$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.5666\rho_s+0.0019$	$\epsilon_{cc}=26.631\rho_s^2+0.2648\rho_s+0.0025$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3743\rho_s+0.0012$	$\epsilon_{cc}=18.405\rho_s^2+0.1657\rho_s+0.0016$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.6627\rho_s+0.0023$	$\epsilon_{cc}=30.744\rho_s^2+0.3143\rho_s+0.0029$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.2782\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=14.292\rho_s^2+0.1162\rho_s+0.0012$

원형단면	횡철근비(ρ_s)-하강부기울기(E_{des})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des}=-241647\rho_s+2850.5$	$E_{des}=3\times10^7\rho_s^2-694164\rho_s+4085.8$
$m+1\sigma$	$E_{des}=-198631\rho_s+2213.9$	$E_{des}=1\times10^7\rho_s^2-359664\rho_s+2498.3$
$m-1\sigma$	$E_{des}=-284664\rho_s+3487.1$	$E_{des}=2\times10^7\rho_s^2-470654\rho_s+3815.6$
$m+2\sigma$	$E_{des}=-155614\rho_s+1577.3$	$E_{des}=1\times10^7\rho_s^2-304169\rho_s+1839.7$
$m-2\sigma$	$E_{des}=-327680\rho_s+4123.7$	$E_{des}=2\times10^7\rho_s^2-526149\rho_s+4474.2$

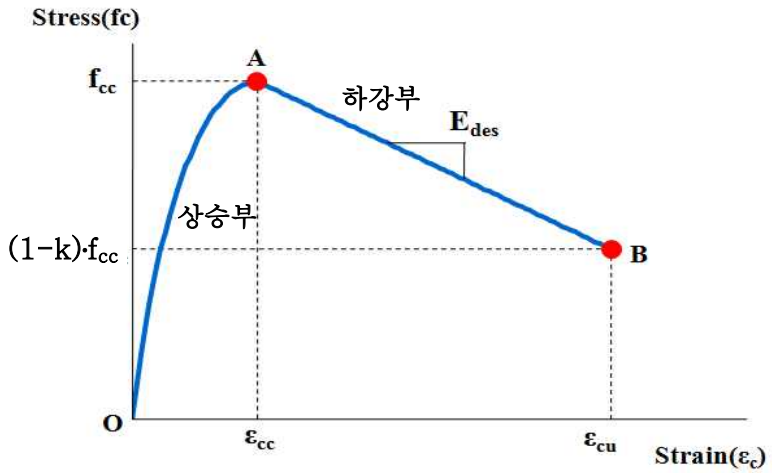
② 사각단면

사각단면	횡철근비(ρ_s)-최대구속응력(f_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=541.4\rho_s+24.74$	$f_{cc}=-10819\rho_s^2+1943\rho_s+20.67$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=467.96\rho_s+26.762$	$f_{cc}=-146311\rho_s^2+2364.5\rho_s+21.259$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=614.86\rho_s+22.733$	$f_{cc}=-70078\rho_s^2+1523.2\rho_s+20.097$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=394.51\rho_s+28.777$	$f_{cc}=-184428\rho_s^2+2785.1\rho_s+21.84$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=688.31\rho_s+20.718$	$f_{cc}=-31961\rho_s^2+1102.6\rho_s+19.516$

사각단면	횡철근비(ρ_s)-최대변형률(ϵ_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4057\rho_s+0.0021$	$\epsilon_{cc}=0.3115\rho_s^2+0.4028\rho_s+0.0021$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4228\rho_s+0.0027$	$\epsilon_{cc}=1.1997\rho_s^2+0.4073\rho_s+0.0027$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.396\rho_s+0.0015$	$\epsilon_{cc}=-10.695\rho_s^2+0.5346\rho_s+0.0011$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4362\rho_s+0.0033$	$\epsilon_{cc}=7.1468\rho_s^2+0.3436\rho_s+0.0036$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3826\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=-16.642\rho_s^2+0.5983\rho_s+0.0002$

사각단면	횡철근비(ρ_s)-하강부기울기(E_{des})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des}=-141050\rho_s+1627.75$	$E_{des}=8627.4\rho_s^2-141162\rho_s+1628.1$
$m+1\sigma$	$E_{des}=-89656\rho_s+1049.6$	$E_{des}=-4\times10^6\rho_s^2-39205\rho_s+903.18$
$m-1\sigma$	$E_{des}=-192443\rho_s+2205.9$	$E_{des}=4\times10^6\rho_s^2-243118\rho_s+2353$
$m+2\sigma$	$E_{des}=-38262\rho_s+471.4$	$E_{des}=-8\times10^6\rho_s^2+62752\rho_s+178.29$
$m-2\sigma$	$E_{des}=-243837\rho_s+2784.1$	$E_{des}=8\times10^6\rho_s^2-345075\rho_s+3077.9$

1차년도 연구결과, 응력-변형률 모델식을 아래와 같이 새롭게 제안하였다.



특성값	수식	원형단면	사각단면
f_{cc}	$f_{cc} = f_{co} + 3.3 \cdot \alpha \cdot \rho_{sh} f_{yh} \left[1 - \frac{s}{D}\right]$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 0.31$
ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.035 \cdot \beta \cdot \rho_{sh} \frac{f_{yh}}{f_{co}} \left[1 - \frac{s}{D}\right]$	$\beta = 1.0$	$\beta = 0.47$
E_{des}	$E_{des} = 4.8 \cdot \gamma \cdot \frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh}}$	$\gamma = 1.0$	$\gamma = 1.3$
ϵ_{cu}	$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{k f_{cc}}{E_{des}}$	$k = 0.15$	
기호 설명	f_{co}, ϵ_{co} ; 무구속 콘크리트의 최대응력 및 그 때의 변형률 ρ_{sh}, f_{yh} ; 각각 횡철근의 체적비 및 횡철근의 항복강도(MPa) s ; 횡철근의 축방향 배치간격(mm) D ; 부재의 단면 지름(또는 정사각형의 한변의 길이)(mm) α, β, γ ; 단면보정계수		

2. 2차년도 연구결과

2차년도 연구 목표는 **부재레벨의 확률론적 분포특성의 정량화**이다. 이를 위해 횡방향 철근비(면적비)가 도로교설계기준 대비 107%, 74%, 47%인 사각단면 교각 실험체(부재레벨 실험체)를 제작하여 준정적재하 실험을 수행하였다. 단면의 형상은 650mm×650mm이며 높이는 3.27m이다. 각 실험변수(횡방향철근비) 당 동일한 실험체를 3기씩 제작하였다. 실험결과 횡방향철근비(ρ_s)에 따른 변위연성도(μ_Δ)의 관계는 다음과 같다.

$$\mu_\Delta = 202.14\rho_s + 2.83$$

제안한 응력-변형률 모델을 이용한 해석값(해석 변위연성도)과 실험값(실험 변위연성도)의 조정을 통해서 극한한계변형률과 소성힌지 길이를 제안하였다.

① 극한한계변형률

$\epsilon_{cu} = \epsilon_c$ at $f_c = 0.85 f_{cc}$

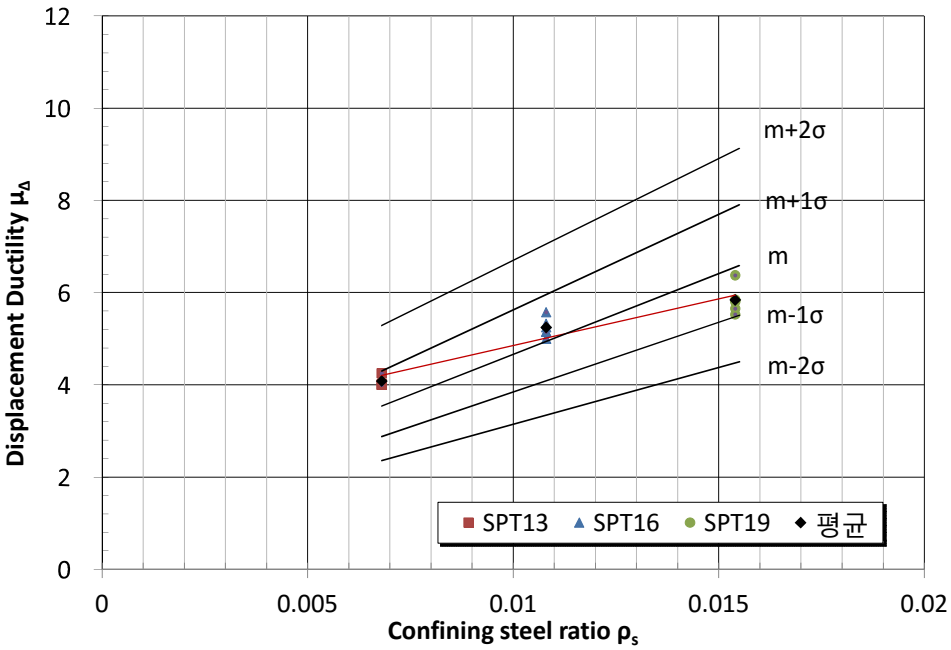
(응력이 최대응력의 85% 이하로 떨어질 때의 변형률, k=0.15)

② 소성힌지길이

$L_p = 0.2H - 0.1D$ 단, $0.1D \le L_p \le 0.45D$

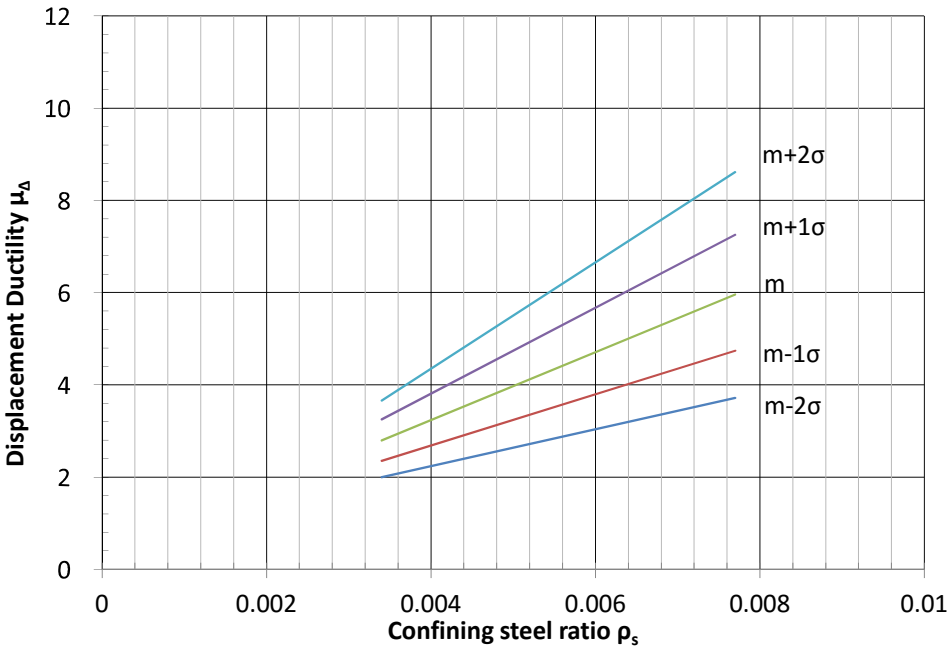
제안한 응력-변형률모델을 적용하여 실험체의 제원(사각단면)을 갖는 교각과 이와 동일한 제원을 갖는 원형단면(D=750mm) 교각에 대해서 변위연성도의 확률론적 분포 특성을 산정하였다.

① 사각단면



구분	μΔ(변위연성도)	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 246.51\rho_s + 0.6795$	0.9999
$m-1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 302.51\rho_s + 0.8198$	0.9998
m	$\mu_{\triangle} = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 414.43\rho_s + 1.4812$	0.9990
$m+2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 441.46\rho_s + 2.2832$	0.9961

② 원형단면



구분	μΔ(변위연성도)	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 400.65\rho_s + 0.6321$	0.9996
$m-1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 555.71\rho_s + 0.4604$	1.0000
m	$\mu_{\triangle} = 736.66\rho_s + 0.2875$	0.9666
$m+1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 930.54\rho_s + 0.0863$	0.9994
$m+2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 1151.10\rho_s - 0.2533$	0.9982

Ⅴ. 연구개발 결과의 활용계획

본 연구를 통해 교각의 횡철근량에 따른 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화 하는 것이 가능해졌다. 따라서, 최근에 제안되고 있는 손상수준제어 내진설계 기술을 개발하는 기틀을 마련하였다. 교량뿐만 아니라 지진 시 연성거동을 하는 다른 시설물(예/ 건축물, 지하구조물 등)의 손상수준 제어 내진설계 기술로도 확대 적용 가능하다.

이러한 내진설계기법은 신설 교량뿐만 아니라 향후 기존교량의 내진성능평가 및 내진보강설계에도 확대 적용 가능하며 이는 전 시설물에 대한 일관성 있는 내진성능을 확보할 수 있는 기초기술이 된다.

공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화할 수 있어서 지진 시 시설물의 손상수준이 예측 가능하여 복구에 드는 기간과 소요비용이 예측 가능해진다. 이는 지진에 대한 국가차원의 직접피해액이 예측 가능하므로 국가차원의 종합적인 지진재난 관리가 가능해진다.

SUMMARY

Purpose & Contents	Development of probabilistic characteristics of displacement-ductility for establishment of damage-control seismic design method of bridges ◦ First year; probabilistic distribution characteristics in material-level ◦ Second year; probabilistic distribution characteristics in member-level				
Results	◦ We performed material experiments with different lateral confinements and quantified the characteristic values composing the stress-strain model(maximum stress, corresponding strain at maximum stress and descending slop post to maximum stress) based on the experimental data. In addition, we proposed the new stress-strain model of confined concrete. ◦ We performed sectional analyses using the proposed stress-strain model of confined concrete and identified the distribution characteristics of displacement ductility. In addition, we performed experiments of columns having different lateral confinements and evaluated the probabilistic distribution characteristics of displacement ductility.				
Expected Contribution	◦ With this study results, we can quantify the probabilistic distribution characteristics of displacement ductility of columns according to the amounts of lateral confinements. Therefore, we established the fundamental technology for damage-control seismic design method. We can apply this technology not only for bridge structures but also for other structures showing ductile behavior in earthquake like building structures, underground structures and so on.				
Keywords	Seismic Design	Damage Control	Stress-Strain	Displacement Ductility	Probability of Failure

Ⅰ. Title

Development of probabilistic characteristics of displacement-ductility for establishment of damage-control seismic design method of bridges

Ⅱ. Objectives and Necessity of Research

Many foreign countries suffered from the tremendous economic loss resulted from severe damage of facilities in great earthquake, which required a great effort and cost for recovery of damage even though loss of human lives was minimized.

For this reason, the necessity of new seismic design paradigm shifting seismic performance objective from the prevention of collapse of facilities to the control of damage of ones is rising recently.

Similar to other countries, Korea also aims to prevent the collapse of facilities against design earthquake, and adopts the deterministic design method to accomplish this aim. This design method has merits for securing the seismic safety readily against strong earthquakes but, it has weakness of high cost design because of excessive safety margin and the following ones.

- Uncertainties of the responses of bridges to the design earthquake event (non-quantification of demand)
- Uncertainties of capacity of bridges (non-quantification of capacity)
- Uncertainties of damage levels of bridges against the design earthquake event (non-quantification of damage level)

Accordingly, the design method which can predict damage levels should be established for the control of nationwide earthquake disaster.

Ⅲ. Contents and Scope of Research

For establishment of design method predicting damage levels of facilities, the probabilistic distribution characteristics of displacement ductility of structural members should be identified.

○ **First year; probabilistic distribution characteristics in material-level**

We performed material experiments with different lateral confinements and quantified the characteristic values composing the stress-strain model (maximum stress, corresponding strain at maximum stress and descending slop post to maximum stress) based on the experimental data. In addition, we proposed the new stress-strain model of confined concrete.

○ **Second year; probabilistic distribution characteristics in member-level**

We performed sectional analyses using the proposed stress-strain model of confined concrete and identified the distribution characteristics of displacement ductility. In addition, we performed experiments of columns having different lateral confinements and evaluated the probabilistic distribution characteristics of displacement ductility.

Ⅳ. Research Results

1. First year; probabilistic distribution characteristics in material-level

We designed 300 experimental specimens with circular section and rectangular ones having different lateral confinements and performed experiments. The specimens with circular section have 40% ~ 160% of lateral confinement ratios with respect to confinements specified in the 'Highway Bridge Code' and the specimens with rectangular ones have 50% ~130% of confinement ratios.

The probabilistic characteristics of the characteristic values composing the stress-strain model are as follows.

① Circular section

Circular	Confinement(ρ_s)-Maximum stress(f_{cc})	
	Linear equation	Quadric equation
m	$f_{cc}=1166.1\rho_s+21.424$	$f_{cc}=-17804\rho_s^2+1367.9\rho_s+21.068$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=884.54\rho_s+25.203$	$f_{cc}=19998\rho_s^2+657.91\rho_s+25.604$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=1447.7\rho_s+17.645$	$f_{cc}=-55605\rho_s^2+2077.8\rho_s+16.533$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=602.97\rho_s+28.982$	$f_{cc}=57800\rho_s^2-52.027\rho_s+30.139$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=1729.2\rho_s+13.867$	$f_{cc}=-93407\rho_s^2+2787.7\rho_s+11.997$

Circular	Confinement(ρ_s)-Stress at maximum stress(ϵ_{cc})	
	Linear equation	Quadric equation
m	$\epsilon_{cc}=0.4704\rho_s+0.0016$	$\epsilon_{cc}=22.518\rho_s^2+0.2153\rho_s+0.002$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.5666\rho_s+0.0019$	$\epsilon_{cc}=26.631\rho_s^2+0.2648\rho_s+0.0025$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3743\rho_s+0.0012$	$\epsilon_{cc}=18.405\rho_s^2+0.1657\rho_s+0.0016$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.6627\rho_s+0.0023$	$\epsilon_{cc}=30.744\rho_s^2+0.3143\rho_s+0.0029$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.2782\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=14.292\rho_s^2+0.1162\rho_s+0.0012$

Circular	Confinement(ρ_s)-Descending slop(E_{des})	
	Linear equation	Quadric equation
m	$E_{des} = -241647\rho_s + 2850.5$	$E_{des} = 3\times10^7\rho_s^2 - 694164\rho_s + 4085.8$
$m+1\sigma$	$E_{des} = -198631\rho_s + 2213.9$	$E_{des} = 1\times10^7\rho_s^2 - 359664\rho_s + 2498.3$
$m-1\sigma$	$E_{des} = -284664\rho_s + 3487.1$	$E_{des} = 2\times10^7\rho_s^2 - 470654\rho_s + 3815.6$
$m+2\sigma$	$E_{des} = -155614\rho_s + 1577.3$	$E_{des} = 1\times10^7\rho_s^2 - 304169\rho_s + 1839.7$
$m-2\sigma$	$E_{des} = -327680\rho_s + 4123.7$	$E_{des} = 2\times10^7\rho_s^2 - 526149\rho_s + 4474.2$

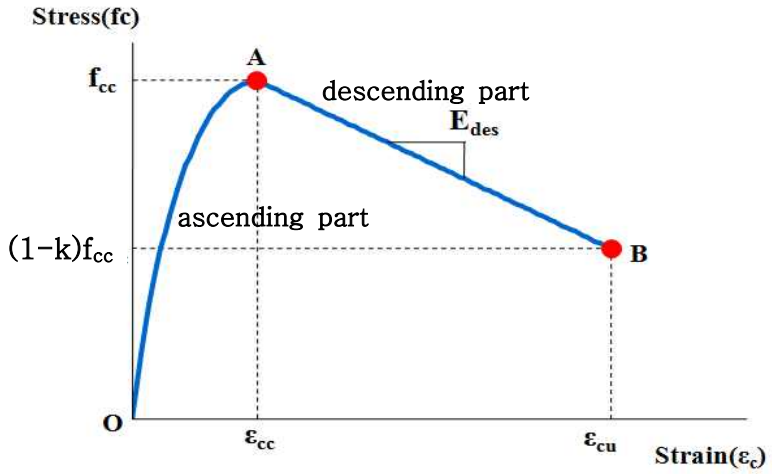
② Rectangular section

Rectangular	Confinement(ρ_s)-Maximum stress(f_{cc})	
	Linear equation	Quadric equation
m	$f_{cc} = 541.4\rho_s + 24.74$	$f_{cc} = -10819\rho_s^2 + 1943\rho_s + 20.67$
$m+1\sigma$	$f_{cc} = 467.96\rho_s + 26.762$	$f_{cc} = -146311\rho_s^2 + 2364.5\rho_s + 21.259$
$m-1\sigma$	$f_{cc} = 614.86\rho_s + 22.733$	$f_{cc} = -70078\rho_s^2 + 1523.2\rho_s + 20.097$
$m+2\sigma$	$f_{cc} = 394.51\rho_s + 28.777$	$f_{cc} = -184428\rho_s^2 + 2785.1\rho_s + 21.84$
$m-2\sigma$	$f_{cc} = 688.31\rho_s + 20.718$	$f_{cc} = -31961\rho_s^2 + 1102.6\rho_s + 19.516$

Rectangular	Confinement(ρ_s)-Stress at maximum stress(ϵ_{cc})	
	Linear equation	Quadric equation
m	$\epsilon_{cc} = 0.4057\rho_s + 0.0021$	$\epsilon_{cc} = 0.3115\rho_s^2 + 0.4028\rho_s + 0.0021$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.4228\rho_s + 0.0027$	$\epsilon_{cc} = 1.1997\rho_s^2 + 0.4073\rho_s + 0.0027$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.396\rho_s + 0.0015$	$\epsilon_{cc} = -10.695\rho_s^2 + 0.5346\rho_s + 0.0011$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.4362\rho_s + 0.0033$	$\epsilon_{cc} = 7.1468\rho_s^2 + 0.3436\rho_s + 0.0036$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.3826\rho_s + 0.0009$	$\epsilon_{cc} = -16.642\rho_s^2 + 0.5983\rho_s + 0.0002$

Rectangular	Confinement(ρ_s)-Descending slop(E_{des})	
	Linear equation	Quadric equation
m	$E_{des} = -141050\rho_s + 1627.75$	$E_{des} = 8627.4\rho_s^2 - 141162\rho_s + 1628.1$
$m+1\sigma$	$E_{des} = -89656\rho_s + 1049.6$	$E_{des} = -4\times10^6\rho_s^2 - 39205\rho_s + 903.18$
$m-1\sigma$	$E_{des} = -192443\rho_s + 2205.9$	$E_{des} = 4\times10^6\rho_s^2 - 243118\rho_s + 2353$
$m+2\sigma$	$E_{des} = -38262\rho_s + 471.4$	$E_{des} = -8\times10^6\rho_s^2 + 62752\rho_s + 178.29$
$m-2\sigma$	$E_{des} = -243837\rho_s + 2784.1$	$E_{des} = 8\times10^6\rho_s^2 - 345075\rho_s + 3077.9$

We proposed the new stress-strain model.



Description	Equations	Circular section	Square section
f_{cc}	$f_{cc} = f_{co} + 3.3 \cdot \alpha \cdot \rho_{sh} f_{yh} \left[1 - \frac{s}{D}\right]$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 0.31$
ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.035 \cdot \beta \cdot \rho_{sh} \frac{f_{yh}}{f_{co}} \left[1 - \frac{s}{D}\right]$	$\beta = 1.0$	$\beta = 0.47$
E_{des}	$E_{des} = 4.8 \cdot \gamma \cdot \frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh}}$	$\gamma = 1.0$	$\gamma = 1.3$
ϵ_{cu}	$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{k f_{cc}}{E_{des}}$	$k = 0.15$	
Characteristic values	f_{co}, ϵ_{co} ; Maximum stress and Strain at maximum stress ρ_{sh}, f_{yh} ; Volumetric confinement ratio and yield stress(MPa) of lateral confinement, respectively s ; Longitudinal space of lateral confinement(mm) D ; Diameter of member(or length for square section)(mm) α, β, γ ; Section coefficients		

2. Second year; probabilistic distribution characteristics in member-level

We designed column specimens with square section having lateral confinement ratios(sectional ratio) of 107%, 74% and 47% with respect to confinements specified in the 'Highway Bridge Code' and performed quasi-static loading experiments.

The sectional dimension of specimens is 650mm × 650mm and the height is 3.27m. 3 identical specimens were made for each design variable (lateral confinement ratio)

The lateral confinement(ρ_s)-displacement ductility(μ_Δ) relation in experiments is as follow.

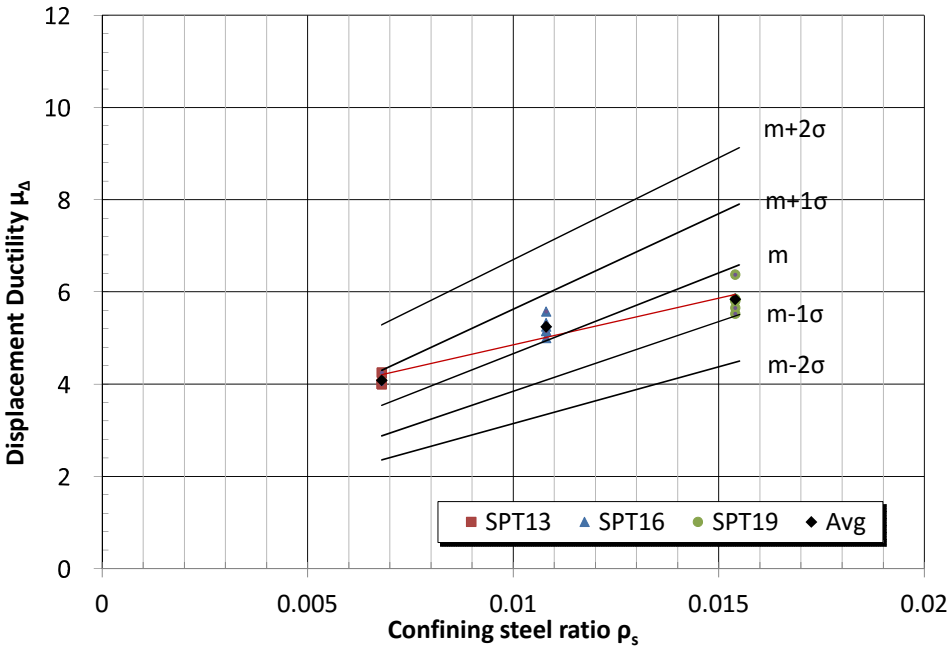
$$\mu_\Delta = 202.14\rho_s + 2.83$$

We proposed the ultimate limit strain(ϵ_{cu}) and the plastic hinge length(L_p) with the calibration between analyses values (analytical displacement ductility) obtained by the proposed stress-strain model and the experimental data (experimental displacement ductility).

- Ultimate limit strain ; $\epsilon_{cu} = \epsilon_c$ at $f_c = 0.85f_{cc}$ (strain at $0.85f_{cc}$ in descending part, k=0.15)
- Plastic hinge length ; $L_p = 0.2H - 0.1D$ where, $0.1D \leq L_p \leq 0.45D$

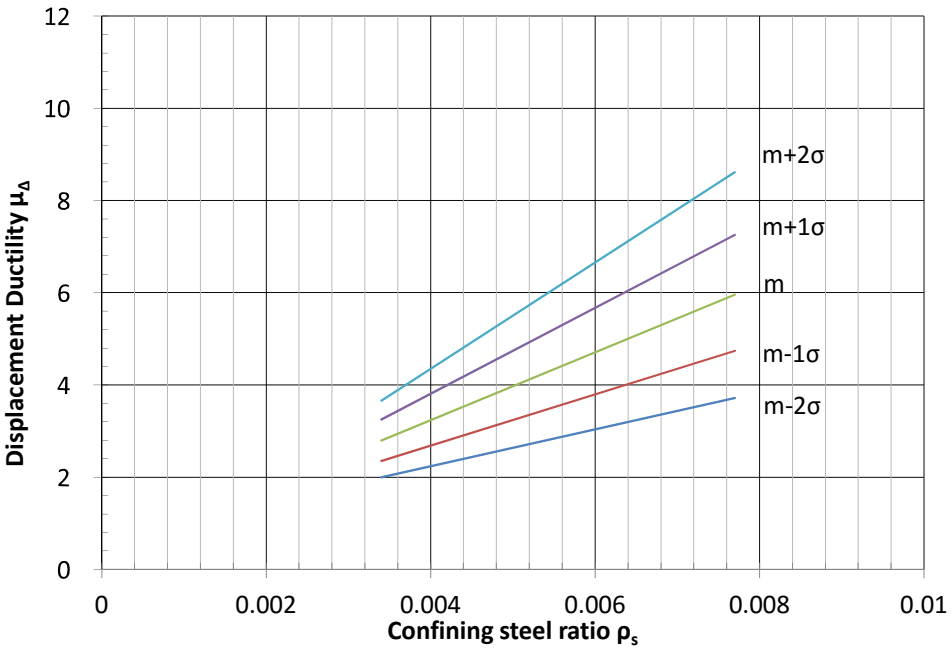
With the proposal stress-strain model we evaluated the probabilistic characteristics of displacement ductility of column identical to the experiment specimen and the imaginary column with circular section of 750mm diameter.

① Rectangular section



	μΔ(displacement ductility)	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 246.51\rho_s + 0.6795$	0.9999
$m-1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 302.51\rho_s + 0.8198$	0.9998
m	$\mu_{\triangle} = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 414.43\rho_s + 1.4812$	0.9990
$m+2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 441.46\rho_s + 2.2832$	0.9961

② Circular section



	μΔ(displacement ductility)	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 400.65\rho_s + 0.6321$	0.9996
$m-1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 555.71\rho_s + 0.4604$	1.0000
m	$\mu_{\triangle} = 736.66\rho_s + 0.2875$	0.9666
$m+1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 930.54\rho_s + 0.0863$	0.9994
$m+2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 1151.10\rho_s - 0.2533$	0.9982

Ⅴ. Plan for Application

With this study results, we can quantify the probabilistic distribution characteristics of displacement ductility of columns according to the amounts of lateral confinements. Therefore, we established the fundamental technology for damage-control seismic design method rising recently. We can apply this technology not only to bridge structures but also to other structures showing ductile behavior in earthquake like building structures, underground structures and so on.

We can also apply this seismic design technology for assessment of seismic performance of existing structures and for seismic retrofit of them too. Therefore, this technology can be the fundamental one to attain consistent seismic performance of entire facilities.

We can predict the damage levels of facilities in design earthquake using this technology quantifying the displacement ductility, which presents the recovery time and cost. Therefore, we can manage earthquake disaster in nationwide because the direct damage caused by earthquake can be estimated.

〈 CONTENTS 〉

Chapter 1 Overview of Research project ····· 1

Section 1 Research Background and Necessities ····· 1

1. Research Background ····· 1

2. Research Necessities ····· 4

Section 2 Research Objectives ····· 9

Section 3 Contents and Scope ····· 12

Chapter 2 State-of-the Art Technologies ····· 19

Section 1 State-of-the Art Technologies ····· 19

1. State-of-the-Art Technologies in Korea ····· 19

2. State-of-the-Art Technologies in Foreign Countries ····· 20

Section 2 Position of Results in Correlated Fields ····· 26

Chapter 3 Contents and Results ····· 29

Section 1 Distribution Characteristics of Ultimate Limit Strain (1^{st} Year) ····· 29

1. Research Objectives and Scope ····· 29

2. Domestic and Foreign Regulations for Lateral Confinements and Seismic Details ····· 31

3. Analyses of Previous Experimental Researches and Material Models 42

4. Design and Work of Material Level Specimens ····· 61

5. Material Level Experiments and Results ····· 68

6. Distribution Characteristics of Stress-Strain Curve according to Lateral Confinements ····· 108

Section 2 Proposal of Stress-Strain Model considering Distribution Characteristics(1st Year) ····· 142
1. Composition of Stress-Strain Model ····· 144
2. Proposal of Stress-strain Model for Confined Concrete ····· 158
3. Comparison between Proposal Model and Experimental Data ····· 161
Section 3 Experiments of Concrete columns with Different Confinement Ratios ····· 165
1. Design and Work of Member-Level Specimens ····· 165
2. Experiments and Results ····· 175
3. Distribution Characteristics of Displacement Ductility according to Lateral Confinements ····· 188
Section 4 Probabilistic Distribution Characteristics of Displacement Ductility(2nd Year) ····· 196
1. Research Objectives and Scope ····· 196
2. Distribution Characteristics of Ultimate Limit Strains ····· 198
3. Distribution Characteristics of k for Square Section ····· 203
4. Distribution Characteristics of Displacement Ductility for Square Section ····· 211
5. Distribution Characteristics of k for Circular Section ····· 227
6. Distribution Characteristics of Displacement Ductility for Circular Section ····· 231
Section 5 Conclusions and Proposals ····· 235
1. Result of 1st Year's Research ····· 235
2. Result of 2nd Year's Research ····· 238
3. Proposals ····· 241

Chapter 4 Achievement of Research and Contribution for Correlated Fields ····· 243
Section 1 Achievement of Research Objectives ····· 243
Section 2 Contribution for Correlated Fields ····· 247
1. Viewpoint of Technologies ····· 248
2. Viewpoint of Social Economy ····· 248
3. Effect for Other Fields ····· 249

Chapter 5 Application of Research Results and Necessities of Further Research ····· 250
1. Application of Research Results ····· 250
2. Necessities of Further Research ····· 250

Chapter 6 Technical Information Obtained in Research ··· 253

Chapter 7 Security Level of Research Results ····· 271

Chapter 8 Research Facilities and Equipments Registered in NTIS ····· 272

Chapter 9 Safety Actions for Laboratory ····· 273

Chapter 10 Representative Research Results ····· 274

Chapter 11 References ····· 275

〈 목 차 〉

제1장 연구개발과제 개요 ····· 1

제1절 연구개발 배경 및 필요성 ····· 1

1. 연구개발 배경 ····· 1

2. 연구개발의 필요성 ····· 4

제2절 연구개발 목적 ····· 9

제3절 연구개발 내용 및 범위 ····· 12

제2장 국내·외 기술개발 현황 ····· 19

제1절 국내 및 국외 관련기술 동향 ····· 19

1. 국내 관련기술 동향 ····· 19

2. 국외 관련기술 동향 ····· 20

제2절 연구개발결과가 관련분야에서 차지하는 위치 ····· 26

제3장 연구 수행 내용 및 성과 ····· 29

제1절 극한한계변형률의 분포특성 정량화(1차년도) ····· 29

1. 연구목적 및 범위 ····· 29

2. 횡구속량 및 상세에 대한 국내·외 규정 ····· 31

3. 기존 실험연구 및 재료모델 분석 ····· 42

4. 요소실험체 설계 및 제작 ····· 61

5. 재료레벨 압축실험 및 결과 ····· 68

6. 횡구속량에 따른 응력-변형률 곡선의 분포특성 ····· 108

제2절 분포특성을 반영한 응력-변형률 재료모델 제안
(1차년도) ····· 142

1. 응력-변형률 모델식의 구성 ····· 144
2. 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 모델식의 제안 ····· 158
3. 제안 모델식과 실험결과의 비교·분석 ····· 161
제3절 횡구속철근비에 따른 교각의 거동특성 실험 ····· 165
1. 부재레벨 실험체 설계 및 제작 ····· 165
2. 성능실험 및 실험결과 ····· 175
3. 횡구속량에 따른 변위연성도 분포특성 ····· 188
제4절 공급변위연성도의 확률론적 분포특성(2차년도) ····· 196
1. 연구목적 및 범위 ····· 196
2. 극한한계변형률의 분포 특성 ····· 198
3. 극한한계변형률 산정을 위한 k의 분포 특성(사각단면) ····· 203
4. 변위연성도의 분포 특성(사각단면) ····· 211
5. 극한한계변형률 산정을 위한 k의 분포 특성(원형단면) ····· 227
6. 변위연성도의 분포 특성(원형단면) ····· 231
제5절 결론 및 제언 ····· 235
1. 1차년도 연구결과 ····· 235
2. 2차년도 연구결과 ····· 238
3. 제언 ····· 241

제4장 연구개발 목표달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 243
제1절 연구개발 목표의 달성도 ····· 243
제2절 관련분야에의 기여도 ····· 247
1. 기술적 측면 ····· 248
2. 사회·경제적 측면 ····· 248
3. 타 산업에 미치는 효과 ····· 249

제5장 연구성과의 활용 및 추가연구의 필요성 ····· 250
1. 연구성과 활용방안 ····· 250
2. 추가연구의 필요성 ····· 250

제6장 연구과정에서 수집한 해외 과학기술 정보 ····· 253

제7장 연구개발성과의 보안등급 ····· 271

제8장 국가과학기술종합정보시스템에 등록한
연구시설 및 장비 현황 ····· 272

제9장 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전
조치 이행 실적 ····· 273

제10장 연구개발과제의 대표적 연구 실적 ····· 274

제11장 참고문헌 ····· 275

제1장 연구개발과제 개요

제1절 연구개발 배경 및 필요성

1. 연구개발 배경

가. 시설물의 지진피해 증가와 사회기능 회복의 지연

지진재해는 지진피해 지역의 사회적 기능 저하, 경제적 손실뿐만 아니라 국가와 사회기능을 마비시킬 수 있을 정도의 대 재난을 초래할 수 있다. 우리나라는 오래 전부터 지진에 대해서는 안전한 지대라고 많은 사람들이 여겨왔다. 비록 우리나라가 지진활동이 활발한 판 경계에서는 떨어져 있다고는 하지만 과거의 역사지진을 살펴보면 우리나라도 비교적 지진의 안전지대가 아님을 알 수 있으며 20세기 중반 이후에 다시 여러 차례 중진이 관측되고 있다.

기상청 자료에 의하면, 우리나라에서 발생하는 지진횟수는 년간 점차 증가하는 하는 것으로 보고되고 있으며, 우리나라에서는 1978년 홍성지진(규모 5.0)이후로 현재까지 규모 5.0이상의 지진은 총 7회가 발생한 것으로 보고되고 있다. 현재는 일본과 중국과 같이 큰 규모의 지진의 발생 가능성이 높지 않은 편이나, 각종 교량과 같은 사회기반 시설물은 지진 발생으로 인한 피해시, 응급상황에 대한 대처 불가와 국가경제에도 지대한 영향을 미치게 된다. 이에 지진에 대한 위험성은 점점 높아지고, 많은 사회적 관심을 일으키고 있다. 그리고 학계에서 뿐만 아니라 사회적인 측면에서도 구조물의 내진설계에 대한 관심이 높아지고 있다.

전 세계적으로 20세기 들어서만도 50,000명 이상의 사망자가 발생한 지진도 10회에 이르고 10,000명 이상의 사상자가 발생한 지진도 100회 이상에 달하고 있다. 최근에는 규모 7.0 이상의 강진이 전 세계 곳곳에서 발생하고 있으며, 2008년

중국 쓰촨성 지진(규모 8.0), 2010년 아이티 지진(규모 7.0), 2011년 일본 동북부 지진(규모 9.0), 터키 동부지진(규모 7.1), 그리고 2015년에는 네팔지진(규모7.5), 아프가니스탄지진(규모 7.7)등이 발생하여 수많은 인명의 손실과 막대한 규모의 경제적 손실을 가져왔다. 최근의 지진피해 사례를 보면, 내진설계가 충분히 이루어지지 않은 지역에서의 피해정도가 상당히 큰 것을 알 수가 있으며, 이는 지진이 발생할 수 있는 지역에서의 내진설계가 매우 중요하다는 것을 나타내고 있다.

비교적 지진에 대한 대비가 충실한 내진선진국에서의 최근의 지진피해 사례를 보면 시설물의 붕괴방지를 목표로 하는 내진설계 덕분에 지진 발생시 인명피해는 최소화되고 있으나, 시설물의 대규모 피해로 인한 엄청난 경제적 손실이 발생하여(표 1.1 참조) 이를 복구하는데 많은 노력과 비용이 발생하였고 또한 사회기능을 정상화하는데 많은 어려움을 겪었다. 이에 앞으로의 내진성능 확보 기술은 시설물의 붕괴방지가 목표가 아니라 시설물의 손상을 제어할 수 있도록 내진설계의 패러다임의 변경이 필요하다는 것을 제시하고 있다.

표 1.1. 국외 대형지진에 의한 경제적 손실 (단위 : 원)

지진	Residential	Non-residential	Total
1989 Loma Prieta	3.4조	4.7조	8.5조
1994 North Ridge	19.5조	20.1조	39조
지진	Building	Life line	Total
1995 Kobe	60조	20조	80조

나. 내진설계 패러다임의 변화

최근 내진설계 추세는 지진 발생 후 조속한 사회기능 회복을 위해서는 현행 붕괴방지수준을 목표로 하는 내진설계에서 벗어나 시설물의 손상수준을 제어하여 시설물의 지진피해를 줄이는 것을 목표로 하는 내진설계의 패러다임이 변화되고 있다.

미국의 ATC는 2001년 9월 FEMA로부터 Next-Generation Performance Based Seismic Design Guidelines for New and Existing Building을 준비하기 위한 장기간의 프로젝트를 위탁 받았다. 과거의 PBD(Performance Based Design) 특성을 살펴보면, 「FEMA276(1997)/356(2000)」에서도 성능에 기반을 두고 있지만, 소유주가 가장 관심을 갖고 있는 경제적 손실에 대한 평가가 없고 개별 구조 및 비구조재의 성능평가에 초점을 두고 있다는 한계를 가지고 있다. 특히, 성능을 구현하는데 있어 절차의 신뢰성에 대하여 규정화되어 있지 않다. 따라서, 인명안전의 목표는 달성하더라도 막대한 재산 피해가 발생하여 공공경제를 보호할 수 없다는 단점을 지니고 있다. 이러한 점을 고려하여 차세대 PBD는 소유주 또는 설계 결정권자가 이해할 수 있도록 리스크를 정량적으로 나타내도록 하고 있다.

일본 지진공학회에서는 [성능규정내진설계법에 관한 연구위원회]를 두고 2003년부터 3개년 계획으로 내진설계에 대한 새로운 활동을 시작하였다. 도시의 내진성능은 개별 시설물의 내진성능목표가 쌓여서 확보되는 것이 아니라 도시의 내진성능목표를 설정하고 이를 만족하도록 시설물이 설계됨으로써 달성되는 것으로 정의하였다. 예를 들어 지진 후 3일 이내에 도시기능을 복구시키기는 것을 도시의 내진성능목표로 한다면 이에 의거하여 각 구조물의 내진성능목표도 적정하게 산정하여 내진설계를 수행하여야 한다. 따라서, 도시의 내진성능목표를 먼저 제안하고 시설물별로 어떤 요구성능을 요구할 것인가를 하위단계에서 제안하도록 하고 있다(性能規定型耐震設計法の現象と課題, 2004).

NEHRP Recommended Seismic Provisions에서는 “허용리스크(acceptable risk)”에 기반을 둔 요구사항(Provisions requirements)를 반영하고 있다. 허용리스크(Acceptable Risk)는 시설물의 규모, 기능, 수용인원 수준 등을 고려하여 적용할 수 있으며 다음은 리스크관리를 위한 최대목표지진(Risk-targeted Maximum Considered Earthquake(MCER))에 대한 붕괴확률 예이다.

- 구조물의 부분적 또는 전체적인 붕괴를 경험할 확률 ; 10% 수준
- 하나의 공공집합 장소, 매우 많은 인원을 수용하는 건물, 일반적으로 취약하여 보호가 필요한 사회시설; 6% 수준
- 자연재해 시 긴급대응에 필수적인 구조물; 3% 수준

이와 같이 붕괴방지수준이 아닌 시설물의 중요도에 따라 붕괴확률을 요구내진성능으로 설정함으로써 시설물의 손상수준을 제어하고 하나의 설전된 기준지진에 대한 붕괴확률을 정량적으로 예측함으로써 시설물 전체의 피해수준 관리가 가능해진다.

2. 연구개발의 필요성

가. 지진・화산재해대책법의 국가내진성능목표와 허용피해수준

우리나라의 경우 1995년 일본 고오베지진을 계기로 지진을 포함한 자연재해에 대한 시설물의 안전성을 확보하기 위하여“자연재해대책법(1995년)”을 제정하였으며 지진에 대한 중요성을 인식하여 자연재해대책법에서 지진을 분리하여 독립적인 “지진재해대책법(2008년)”을 제정하여 지진 및 지진해일로 인한 재해의 예방 및 대책을 강구하고 있다. 현재는 “지진・화산재해대책법(2015)”으로 개정되었다.

최근에는 지진 시 발생하는 심각한 피해가 사회기능을 회복하는데 큰 장애요소가 되는 것을 인지하고 이를 국가적 차원에서 관리할 필요성을 인식하였다. 우리나라의 지진・화산재해대책법에는 “제3조(국가와 재난관리책임기관의 책무)”, “2. 내진대책”의 “가”항에는 “국가 내진성능의 목표 및 시설물별 허용피해의 목표 설정”을 하도록 법제화하고 있다.

지진·화산재해대책법 안에는 구체적인 국가성능목표와 이를 달성하기 위한 시설별 허용피해수준을 설정하고 있지 않다. 하지만 관련 연구과제(“지진재난관리체계 및 전략 구축, 국립재난안전연구원, 2013년)를 통해서는 국가내진성능목표를 설정하기 위해서 “관리기준지진”, “관리지표”, “관리목표수준”을 설정하도록 제안하고 있으며, “관리지표”는 관리의 용이성을 고려하여 직접피해액 또는 지진피해복구액으로 설정하도록 제안하고 있다. 따라서, 시설물의 허용피해수준도 이에 부합하도록 정의되어야 하고 이를 달성하기 위한 새로운 내진설계법(손상수준제어 내진설계)의 개발이 필요하다.

나. 우리나라 현행 내진설계기준

우리나라 시설물의 내진설계는 1997년 내진설계기준연구(Ⅱ)가 확립되면서 본격적으로 실시되었다고 할 수 있다. 시설물에 따라서는 그 이전부터 내진설계가 수행되어 왔지만 시설물간에 내진성능목표, 설계지진력에 차이가 있어서 일관성 있는 내진설계기술을 확립하지 못하였다.

표 1.2는 내진설계기준연구(Ⅱ)에서 설정한 시설물의 내진성능목표와 설계지진을 나타낸 것이다. 시설물에 요구하는 내진성능수준은 기능수행수준과 붕괴방지수준이다. 작은 지진(시설물의 중요도에 따라 50년, 100년, 200년)에 대해서는 기능수행수준을, 큰 지진(시설물의 중요도에 따라 500년, 1000년, 2400년)에 대해서는 붕괴방지수준을 만족하도록 요구하고 있다.

교량의 내진설계는 시설물의 중요도에 따라 내진등급을 분류하여 표 1.3과 같이 설계지진(재현주기)을 다르게 적용하고 있다. 교량의 경우, 설계지진에 대한 탄성지진력을 적당한 응답수정계수(R)로 나누어서 설계지진력을 산정함으로써 설계지진 시 큰 소성변형(소요역량)을 허용하는 것을 기본으로 하고 있다. 교량의 공급역량은 교각단면에 충분한 횡구속철근을 배근하여 큰 변위연성도를 제공함으로서 확보하게 된다. 그리고 공급역량(Capacity)이 소요역량(Demand) 보다 크면 구조물에 붕괴방지가 발생하지 않는다는 결정론적인 설계방법(붕괴방지수준)을 채택하고 있다.

표 1.2 시설물의 중요도에 따른 내진등급

내진등급	교량	설계지진 (재현주기)
내진 Ⅰ등급	- 고속도로, 자동차전용도로, 특별시도, 광역시도 또는 일반 국도상의 도로 - 지방도, 시도 및 군도 중 지역의 방재계획상 필요한 도로에 건설된 교량, 해당도로의 일일 계획교통량을 기준으로 판단했을 때 중요한 교량 - 내진 Ⅰ등급교가 건설되는 도로 위를 넘어가는 교량	1000년
내진 Ⅱ등급	- 내진Ⅰ등급교에 속하지 않는 교량	500년

표 1.3 시설물의 중요도에 따른 분류

설계지진	재현주기 \ 성능수준		기능수행	붕괴방지
	작은 지진	50년	Ⅱ 등급	
		100년	Ⅰ 등급	
		200년	특 등급	
	큰 지진	500년		Ⅱ 등급
		1000년		Ⅰ 등급
		2400년		특 등급

다. 현행 붕괴방지수준 내진설계의 문제점

우리나라 시설물의 내진설계는 시설물의 중요도에 따라 내진등급을 분류하여 설계지진(재현주기)을 다르게 적용하고 있다. 교량의 경우, 설계지진에 대한 탄성지진력을 적당한 응답수정계수(R)로 나누어서 설계지진력을 산정함으로써 설계지진 시 큰 소성변형을 허용하는 것을 기본으로 하고 있다(소요역량). 교량의 공급역량은 교각단면에 충분한 횡구속철근을 배근하여 큰 변위연성도를 제공함으로써 확보한다.

이 때 그림 1.1과 같이 공급역량(Capacity)이 소요역량(Demand) 보다 크면 구조물에 붕괴방지가 발생하지 않는다는 결정론적인 설계방법을 채택하고 있다. 이러한 설계방법은 설계자 입장에서 보면 매우 간편하여 손쉽게 내진설계를 할 수 있다는 장점을 지니고 있지만 다음과 같은 단점을 지니고 있다.

- 설계된 교량의 설계지진에 대한 응답 크기의 불확실성(소요역량의 비정량화)
- 설계된 교량의 공급역량의 크기의 불확실성(공급역량의 비정량화)
- 설계된 교량의 설계지진에 대한 손상크기의 불확실(손상수준의 비정량화)

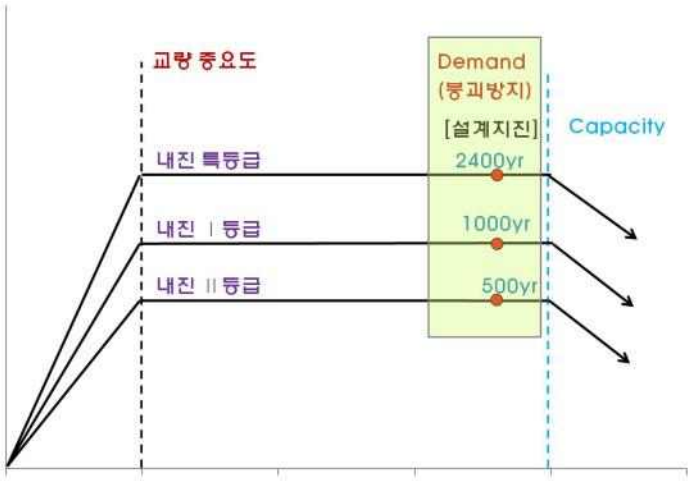


그림 1.1 현행 붕괴방지수준의 내진설계 개념

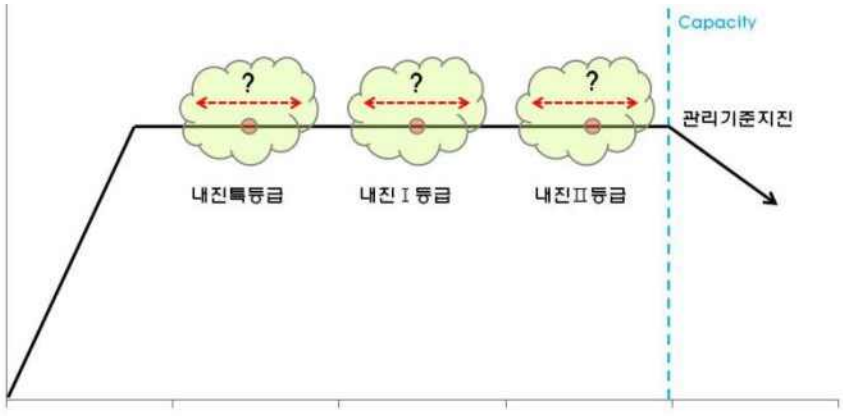


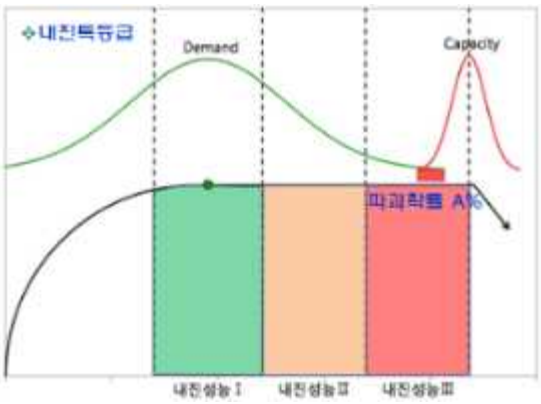
그림 1.2 관리기준 지진에 대한 손상 예측

따라서, 현행 내진설계방법은 그림 1.2와 같이 하나의 상정한 지진(관리기준 지진)에 대하여 교량구조물의 손상수준을 예측할 수 없으며 이는 지진에 대한 시설물 전체의 피해수준을 예측할 수 없어 국가차원의 지진재난 관리가 불가능하게 된다. 따라서, 국가내진성능목표를 달성하기 위해서는 손상수준이 예측 가능한 설계기법이 확립되어야 한다.

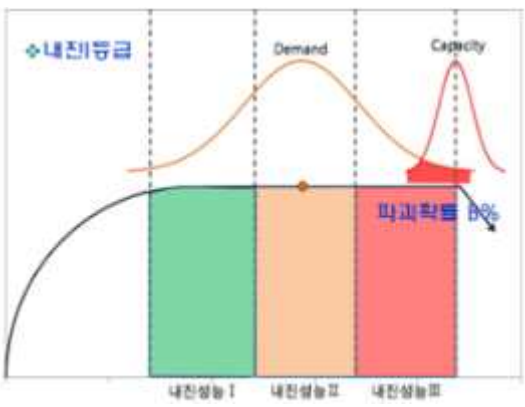
제2절 연구개발 목적

본 연구의 최종목표는 “교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발”이다. 즉, 현행 붕괴방지수준을 목표로 하는 내진설계에서 벗어나 시설물의 손상수준(붕괴확률)을 제어하여 시설물의 지진피해를 줄일 수 있는 새로운 내진설계 방법을 제안하는 것이다.

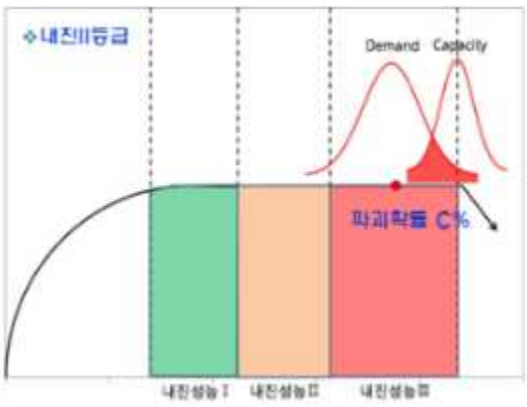
공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정립하기 위해서는 횡구속된 콘크리트의 횡구속량에 대한 극한한계변형률의 확률론적 분포특성(재료레벨)과 이것이 부재에 적용되었을 때 부재에서 나타나는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성(부재레벨)이 함께 분석되어야 한다.



(a) 내진특등급



(b) 내진Ⅰ등급



(b) 내진Ⅱ등급

그림 1.3 손상수준제어를 위한 설계개념

그림 1.3은 손상수준(붕괴확률)제어를 위한 내진설계개념을 나타낸다. 시설물의 중요도에 따라서 각기 다른 요구손상수준(그림에서는 내진성능 Ⅰ,Ⅱ,Ⅲ으로 표현)을 보여 준다. 이는 곧 시설물의 중요도에 따라 각기 다른 붕괴확률을 요구내진성능으로 하는 것과 동일한 개념을 갖는다.

그림 1.3에서 Demand는 설계지진에 대한 교량구조물의 응답분포로서 결정론적인 설계방법에서는 하나의 응답으로 주어지지만 확률론적 설계방법에서는 확률론적 분포특성을 갖는다. 이러한 응답의 특성은 동일한 지진세기를 갖더라도 입력지진의 특성, 구조물의 진동특성에 따라 다르게 나타난다. 특히 입력지진의 불확실성이 구조물 강도의 불확실성 보다 상대적으로 크므로 Demand의 분산도가 Capacity의 분산도 보다 크다. 이러한 입력지진의 불확실성에 대한 응답의 분포특성은 해석적 연구로 산정 가능할 것이다.

그림 1.3에서 Capacity는 교량구조물이 확보하고 있는 공급변위연성도의 크기이다. 이러한 공급변위연성도는 횡구속된 콘크리트의 재료(응력-변형률)특성에 따라 분포특성이 크게 좌우된다. 횡구속이 증가하면 콘크리트의 극한한계변형률이 증가하여 부재의 변위연성도가 증가한다. 재료레벨에서의 이러한 극한한계변형률의 증가와 부재레벨에서의 변위연성도의 증가 사이에는 밀접한 연관성을 지니지만 상당한 변동특성도 함께 지닌다. 따라서, 이러한 변동특성(확률론적 분포특성)이 정량화되어야만 공급변위연성도를 정량화할 수 있고 더 나아가 손상수준제어 내진설계기술을 확립할 수 있다.

손상수준제어라는 새로운 개념의 내진설계기술을 확립하기 위해서는 설계지진에 대한 구조물의 지진응답의 확률론적 분포특성과 구조물이 확보할 수 있는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것이 핵심기술이다. 이 중에서 본 연구에서는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것을 목표로 한다.

따라서, 현행 붕괴방지수준의 내진설계에서 손상수준제어 내진설계로 전환하기 위해서는 설계지진에 대한 시설물의 지진응답 분포특성과 구조물이 보유하고 있는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성이 반드시 필요하다. 즉, 본 연구에서 목표로 하고 있는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발은 차세대 손상수준제어 내진설계기술을 확립하기 위한 핵심요소기술이다.

본 연구의 년차별 연구목표는 다음과 같다.

(1) 1차년도 연구목표 - 재료레벨의 확률론적 분포특성

부재레벨의 공급변위연성도는 재료레벨에서의 극한한계변형률과 밀접한 연관이 있으며, 극한한계변형률은 횡구속 콘크리트의 재료특성(응력-변형률 관계)에 따른 상당한 변동특성(확률론적 분포특성)을 가지고 있기 때문에 본 연구의 1차년도 연구는 요소실험을 통해 극한한계변형률의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것을 목표로 한다.

(2) 2차년도 연구목표 - 부재레벨의 확률론적 분포특성

1차년도의 횡구속 콘크리트의 재료특성(응력-변형률 관계)에 따른 극한한계변형률의 변동특성(확률론적 분포특성)을 바탕으로 2차년도는 부재실험을 수행하여 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화한다.

제3절 연구개발 내용 및 범위

손상수준제어 내진설계기술은 현행 내진설계기준의 붕괴방지수준이 아닌 시설물의 중요도에 따라 붕괴확률을 요구내진성능으로 설정하여 시설물의 손상수준을 제어하고 관리기준지진에 대한 붕괴확률을 정량적으로 예측하여 국가차원에서 피해수준 제어가 가능하도록 하는 설계 기술이다.

본 연구는 손상수준제어 내진설계기술을 확립하기 위하여 먼저 선행되어야 할 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 개발하기 위하여 다음과 같은 연구를 수행하였다.

본 연구의 진행기간은 총 2년으로, 1차년도는 손상수준제어 내진설계기술 및 극한한계변형률과 공급변위연성도의 확률론적 분포특성에 대한 개념을 정립하고 관련 개념을 기술적으로 구현하기 위하여 해석적 연구 및 재료레벨의 요소실험을 수행하였다. 2차년도에는 1차년도의 연구결과를 바탕으로 본 개념의 타당성을 확인하기 위해 축소교각(부재레벨) 모델을 설계, 제작하여 성능실험을 수행하였다. 그림 1.4는 연구개발 절차를 나타낸 것이다.



그림 1.4 연구개발 절차

(1) 1차년도 연구개발 내용

공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정립하기 위해서는 횡구속된 콘크리트의 횡구속량에 대한 극한한계변형률의 확률론적 분포특성(재료레벨)과 이것이 부재에 적용되었을 때 부재에서 나타나는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성(부재레벨)이 함께 분석되어야 한다. 1차년도에는 횡철근량에 따른 횡구속 콘크리트의 극한한계변형률의 확률론적 분포특성을 정량화를 목표로 하였다.

재료레벨에서의 확률론적 분포특성을 정량화하기 위해서는 다른 연구자의 연구 및 실험결과를 이용하여 분석해야하지만 다른 연구자의 결과는 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 관계식만 제시하고 그 확률론적 분포특성을 제시하고 있지 않다. 따라서, 재료레벨에서의 분포특성을 파악하기 위해서 본 연구에서는 횡철근량을 변수로 하는 다수의 실험체(확률론적 결과를 도출할 수 있는 유의한 수의 실험체 300제작하여 요소실험을 수행하고 분포특성을 분석하였다.

1차년도 연구개발 수행 내용 및 범위를 요약하면 다음과 같다.

① 개념 확립, 문헌 및 기술자료 조사

◦ 해외 내진설계기준 및 지침에 제시된 횡구속 콘크리트의 재료모델(응력-변형률 관계식)의 현황 분석

◦ 타 연구자의 논문 및 기술자료 등에서 개발된 횡구속 콘크리트 관계식 조사

◦ 다양한 재료모델들은 동일한 횡구속량, 또는 동일한 영향인자를 가지더라도 극한한계변형률 값이 상당한 변동특성을 가지기 때문에 횡구속 콘크리트 응력-변형률 관계식을 비교·분석하는 이론적 연구를 수행



그림 1.5 개념확립, 문헌 및 기술자료 조사 절차

② 재료모델 분포특성 분석

◦ 재료레벨에서 횡구속량에 따른 극한한계변형률의 본포특성을 분석하기 위해서 국내외 횡구속 콘크리트 실험결과를 문헌 및 기술자료 조사를 통해 비교·분석

◦ 국내외의 다양한 실험결과를 바탕으로 횡구속량과 극한한계변형률의 관계를 분석

◦ 실험결과의 분포특성과 재료모델의 해석결과를 비교·분석하여 횡구속량에 따른 극한한계변형률 분포특성을 분석

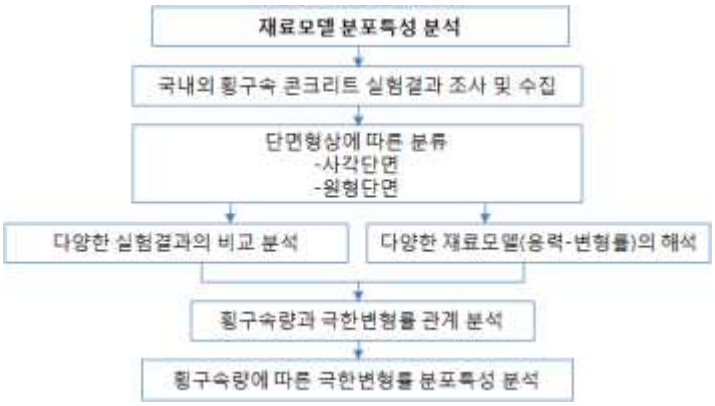


그림 1.6 재료모델 분포특성 분석 절차

③ 재료레벨 요소실험

◦ 국내외 요소실험 기술자료 및 문헌을 조사, 분석하여 요소실험을 위한 설

계변수(parameter)를 설정

◦ 요소실험을 위한 설계변수는 단면형상(원형단면, 사각단면)과 횡구속철근량(도로교설계기준 대비 31%~157%)으로 설정

◦ 다양한 요소 실험체를 설계 및 제작하고 실험방법을 설정하여 요소실험을 수행

표 1.4 재료레벨 실험체 제작

구분	사각단면 (종횡비 1:1)	사각단면 (종횡비 1:2)	원형단면	비고
도로교설계기준 횡구속량 대비 31%~ 157%	50기	50기	60기	축방향철근 有
	45기	45기	36기	축방향철근 無
무근 실험체	5기	5기	4기	
실험체 총 개수 : 300 기				



그림 1.7 재료레벨 요소실험 절차

④ 극한한계변형률의 확률론적 분포특성 정량화

◦ 본 연구의 재료레벨 요소실험 결과와 다양한 재료모델(응력-변형률 관계식) 해석 결과를 비교·분석하여 횡구속량에 따른 극한한계변형율의 확률론적 분

포특성을 제안

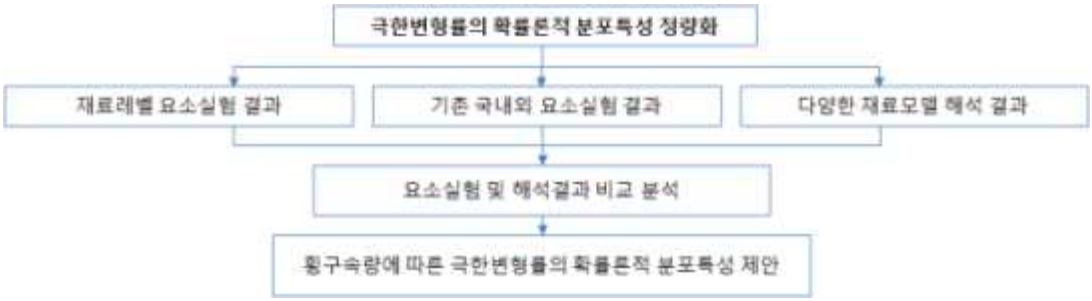


그림 1.8 극한한계변형률의 확률론적 분포특성 정량화 절차

(2) 2차년도 연구개발 내용

1차년도의 횡구속 콘크리트의 재료특성(응력-변형률 관계)에 따른 극한한계변형률의 변동특성(확률론적 분포특성)을 바탕으로 2차년도는 부재실험을 수행하여 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화하였다.

부재 제원 변화에 따른 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 정량화로 공급변위연성도의 확률론적 분포특성(평균 및 분산도)은 횡구속 콘크리트의 극한한계변형률의 분포특성만으로 결정되지 않는다. 즉, 횡구속 콘크리트의 극한한계변형률이 공급변위연성도의 크기를 결정하는 유일한 변수는 아니다. 따라서, 기존의 실험결과를 분석하여 부재 제원에 따른 공급변위연성도의 분포특성을 분석해야 하지만 기존 실험결과를 입수하는 것이 현실적으로 어려움이 많은 점을 고려하여 부재 제원에 따른 공급변위연성도의 분포특성을 확인하기 위한 실험을 함께 실시하여 분포특성을 확인하고 그 결과를 횡구속 콘크리트의 극한한계변형률의 분포특성과 조합하여 조정을 통해서 최종적인 공급변위연성도의 분포특성을 정량화하였다.

2차년도 연구개발 수행 내용 및 범위를 요약하면 다음과 같다.

① 부재레벨 성능실험

◦ 국내외 부재 성능실험 기술자료 및 문헌자료를 조사·분석

◦ 변위연성도 산정기법을 비교·분석하고 이에 따른 영향인자를 분석

◦ 영향인자와 변위연성도의 관계를 이론적 연구를 통해 분석하여 변위연성도 산정 기준을 확립

◦ 횡구속 철근량을 달리하는 사각단면 부재(도로교설계기준 대비 50%, 75%, 100%)를 각각 3기씩 설계, 제작하여 성능실험을 수행

표 1.5 부재레벨 실험체 제작

구분	사각단면 교각
도로교설계기준 횡구속량 대비 50%	3기
도로교설계기준 횡구속량 대비 75%	3기
도로교설계기준 횡구속량 대비 100%	3기
실험체 총 개수 : 9 기	

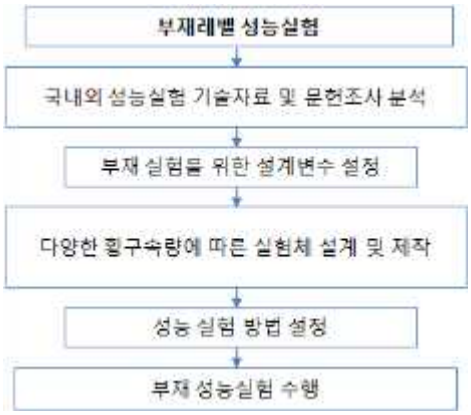


그림 1.9 부재레벨 성능실험 절차

② 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 정량화

◦ 부재레벨 성능실험 결과와 재료모델(응력-변형률 관계식) 해석 결과를 비교·분석하여 횡구속량에 따른 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화

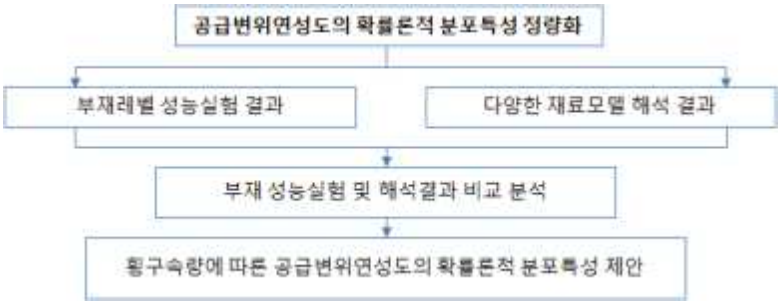


그림 1.10 공급변위연성도의 분포특성 정량화 절차

③ 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발



그림 1.11 최종 연구목표 절차

④ 최종보고서 작성

제2장 국내.외 기술개발 현황

제1절 국내 및 국외 관련기술 동향

1. 국내 관련기술 동향

우리나라뿐만 아니라 내진선진국(미국, 일본, 유럽)의 시설물의 요구내진성능수준은 설계지진에 대해 붕괴방지수준이다. 이러한 붕괴방지수준의 내진성능수준은 지진발생 시 인명의 피해는 최소화할 수 있지만 시설물의 심대한 피해로 인해 사회기능을 회복하는데 많은 시간이 소요되는 약점을 지니고 있다. 이러한 문제점을 인식하고 미국과 일본에서는 시설물의 요구 내진성능수준을 붕괴방지수준이 아니라 손상수준을 제어할 수 있는 수준으로 설정할 필요가 있음을 제안하고 있다. 하지만 이를 설계기준에 반영하여 실현화하기 위한 구체적인 연구 성과는 아직 내놓고 있지 않다. 따라서, 손상수준제어를 위한 내진설계기법의 요소기술 개발은 내진선진국에서도 진행 중이라고 할 수 있다.

우리나라의 경우(도로교설계기준, 2012) 미국 AASHTO와 동일한 내진설계개념을 사용하고 있다. 따라서, 미국 AASHTO와 동일한 횡철근량 규정을 적용하고 있다. 그러나 이러한 횡철근 규정은 우리나라 교량의 제원특성을 반영하고 있지 않아서 매우 비경제적인 설계 결과를 초래하였다. 이에 횡철근량과 변위연성도에 관한 많은 국내 연구성과를 반영하여 소요변위연성도에 따른 횡방향 철근량 산정식을 설계기준에 도입하였다(연성도설계법). 그러나 일본의 경우에는 소요연성도를 역학적 특성(횡구속콘크리트의 응력-변형률 관계식, 소성힌지길이를 사용한 소성변위 산정식)에 의해 산정할 수 있도록 한데 반해 우리나라에서는 부재 실험결과로부터 도출한 경험식을 제공하고 있다.

우리나라 내진설계기준에 도입된 횡철근량-변위연성도의 관계식은 국외기준

에 비해 뒤처지지 않는다. 미국과 유럽에 비해서는 오히려 보다 다양한 변위연성도를 확보할 수 있는 횡철근량 산정식을 제공하고 있다. 다만, 일본과 비교하면 역학적 특성에 기반하여 횡철근량을 산정하지 않는다는 점에서 기술적으로 다소 뒤처지는 면이 있다. 비록 국내외 내진설계기준에서는 소요변위연성도를 확보하기 위한 횡철근 산정식을 제공하고 있지만 이들의 확률적 분포특성을 정량화하고 있지 않아서 이들 산정식을 손상수준제어 내진설계기법에 적용할 수는 없다.

2. 국외 관련기술 동향

국외 내진설계기술은 현재 단계에서 설계지진에 대한 교량시스템의 내진성능 목표수준과 이에 부합되는 부재의 손상한계상태의 정량화, 확률론적 내진설계기술에 대한 연구는 매우 부족하며, 이를 바탕으로 한 내진설계기준은 확립되어 있지 않다.

해외 선진국에서는 성능기반 내진설계에 대한 연구가 활발히 진행 중에 있으나 교량시스템의 지진거동특성을 고려하여 중요부재의 손상을 제어할 수 있는 내진설계법에 대한 연구는 미흡한 실정이다. 이와 관련된 국외 연구동향을 정리하면 다음과 같다.

(1) 손상수준제어 내진설계기법의 요소기술 개발 관련

① 미국 ATC-58 Project

2001년 9월 ATC는 FEMA로부터 Next-Generation Performance Based Seismic Design Guidelines for New and Existing Building 개발을 준비하기 위한 장기간의 프로젝트를 위탁 받았다. 현 설계는 생명보호(Life safety)에 초점을 두고 있어 특정 손상레벨(수리가능 또는 즉시 기능 회복 등)을 요구하는 소유주의 요구를 충족치 못하고 있기 때문이다.

과거의 PBD(Performance Based Design) 특성을 살펴보면, 소유주가 가장 관

심을 갖고 있는 경제적 손실에 대한 평가가 없고 개별 구조 및 비구조재의 성능 평가에 초점을 두고 있다는 한계를 가지고 있다. 특히, 성능을 구현하는데 있어 절차의 신뢰성에 대하여 규정화되어 있지 않다. 따라서, 인명안전의 목표는 달성하더라도 막대한 재산 피해가 발생하여 공공경제를 보호할 수 없다는 단점을 지니고 있다.

이러한 점을 고려하여 차세대 PBD는 소유주 또는 설계 결정권자가 이해할 수 있도록 리스크를 정량적으로 나타내도록 하고 있다. 향후 차세대 PBD를 개발하기 위하여 ATC는 성능에 관하여 설계자가 건물소유주와 효과적으로 의사를 교환할 수 있도록 다음과 같은 4가지의 정량화된 핵심요소(Primary performance metrics)를 제안하고 있다.

- 손상에 따르는 비용 및 수리에 소요되는 비용을 포함하는 직접손실 (Direct losses)
- 건물손상에 동반되는 피난 기간(Downtime)
- 건물손상에 동반되는 간접손실(Indirect losses)
- 손상에 의한 사망자 및 부상자 수(Life loss and injuries)

② 미국 FEMA P-749(2010)

현 설계기술은 매우 드문 강한 지진에도 시설물의 손상수준을 최소화할 수 있는 설계기술이 확립되어 있지만 발생확률이 매우 작은 지진에 대해서 모든 시설물에 대해 동일하게 엄격한 손상수준을 적용하는 것은 매우 비경제적이다. NEHRP Recommended Seismic Provisions에서는 “허용리스크(acceptable risk)”에 기반을 둔 요구사항(Provisions requirements)를 반영하고 있다.

허용리스크(Acceptable Risk)는 시설물의 규모, 기능, 수용인원 수준 등을 고려하여 적용할 수 있으며 다음은 리스크관리를 위한 최대목표지진(Risk-targeted Maximum Considered Earthquake(MCE_R))에 대한 붕괴확률 예이다.

- 구조물의 부분적 또는 전체적인 붕괴를 경험할 확률 ; 10% 수준
- 하나의 공공집합 장소, 매우 많은 인원을 수용하는 건물, 일반적으로 취약하여 보호가 필요한 사회시설; 6% 수준

- 자연재해 시 긴급대응에 필수적인 구조물; 3% 수준

③ 일본 성능규정내진설계법(2004)

일본 지진공학회에서는 [성능규정내진설계법에 관한 연구위원회]를 두고 2003년부터 3년간 내진설계에 대한 새로운 활동을 시작하였다. 우리가 살고 있는 도시에 지진이 발생하였다고 가정하면 과연 “도시의 내진성능은 어떠한가?” 라는 질문에 대해서 현재로서는 “시설물은 설계지진 ○○년에 대하여 붕괴되지 않도록 내진설계 되어 있다”라고 답변하게 된다, 즉, 시설관리자별 또는 시설물 종류별로 내진설계 현황에 대해서 답변하게 된다.

그러나, 도시의 내진성능은 개별 시설물의 내진성능목표가 쌓여서 확보되는 것이 아니라 도시의 내진성능목표를 설정하고 이를 만족하도록 시설물이 설계됨으로써 달성되는 것이다. 예를 들어 지진 후 3일 이내에 도시기능을 복구시키기는 것을 도시의 내진성능목표로 한다면 이에 의거하여 각 구조물의 내진성능목표도 적정하게 산정하여 내진설계를 수행하여야 한다. 따라서, 향후 도시의 내진성능목표를 먼저 제안하고 시설물별로 어떤 요구성능을 요구할 것인가를 하위단계에서 제안하도록 하고 있다.

이는 우리나라의 국가내진성능목표 설정과 이를 구현하기 위한 시설물의 허용피해수준을 설정하는 것과 동일한 개념이다.

(2) 횡구속량에 따른 횡구속 콘크리트의 극한한계변형률 정량화 관련

횡구속 콘크리트의 응력-변형률에 대한 연구는 많이 수행되었다. 하지만 모두 실험에 기반하여 제시된 경험식으로 횡구속량에 따른 평균적인 극한한계변형률을 예측할 수 있으나 그 결과는 제안식에 따라 차이가 많다. 무엇보다 확률적 분포특성을 정량화하는 것이 연구목표가 아니라서 횡구속량에 대한 극한한계변형률의 분포특성에 대한 정보(연구성과)는 제공하고 있지 않다.

① Kent and Park(1971)

사각단면에 적용 가능한 비구속 콘크리트 모델식과 구속된 콘크리트 모델식을 제안하였으며, 이 식을 K라는 계수를 사용하여 구속된 콘크리트에 대한 수정식(1982)을 제안하였다. 이 모델식은 포물선의 형태를 가지는 상승부(Ascending branch)와 직선의 하강부(Descending branch)로 나누어 구성되며 횡구속에 의한 콘크리트의 강도 증가가 구현된다. 이후 거의 모든 모델식에서 상승부와 최대구속응력, 하강부 식을 제안하는 방식으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델식을 제안하고 있다.

② Sheikh and Uzumeri(1982)

사각단면에서 주철근 배근, 횡철근의 구성 및 배치에 따라서 구속 계수를 달리 적용한 콘크리트 모델식을 제안하였다.

③ Mander(1988)

원형단면, 사각단면, 벽식단면 등 여러 단면에 대한 실험을 수행하여 이전의 제안식과 달리 구속된 콘크리트의 모델을 하나의 식으로 제안하였으며, 횡철근의 파단시까지의 에너지 흡수능력을 고려하여 극한한계변형률의 크기를 제안하였다.

④ Sastcioglu-Razvi(1992)

단면의 형상에 따라 횡구속 철근의 배근형태가 다르며, 이에 따라 횡구속력의 작용이 단면 전체에 고르지 않게 작용하는 것을 등가의 횡구속력으로 변환하여 적용하는 모델식을 제안하였다. 다른 구속된 콘크리트 모델과 마찬가지로 포물선 형태의 상승부와 직선의 하강부로 구성하였다.

⑤ Hoshikuma(1997)

'n'이라는 계수를 사용하여 상승 곡선을 나타내었으며, 다른 연구자들이 응력의 감소 후 잔류하는 강도의 크기를 콘크리트 최대 구속응력의 20~30%로 제안하는 것과 달리 강도의 감소 후 남는 응력의 크기를 최대 강도의 50%로 제안하

였다. Hoshikuma의 연구는 일본 도로교시방서(설계기준)에 채택되었다.

국외에서는 많은 실험체에 대해 실험을 수행하여 독자적인 횡구속 콘크리트 모델식을 제안하여 내진설계 및 내진성능 평가, 보강에 이용하고 있으나 우리나라에서는 각 모델간의 특성의 차이를 파악하고 있을 뿐 독자적인 모델을 제시하고 있지 못하다. 비록 국외에서는 모델식을 제안하고 있지만 이들의 확률적 분포특성을 정량화하고 있지 않아서 이들 식을 손상수준제어 내진설계기법에 바로 적용할 수는 없다.

또한, 해외 기존 연구자료는 강진지역의 완전연성(full ductility)을 확보하기 위한 횡철근량에 대한 실험이 대부분이며 우리나라와 같이 중약진 지역의 연성도설계(한정연성설계)를 위한 실험결과는 미비하다. 그리고 일본의 경우는 재료기반의 횡구속콘크리트의 응력-변형률 식을 제공하고 있지만 확률적 분포특성에 대한 연구는 미비한 실정이다.

(3) 부재의 제원변화에 따른 공급변위연성도의 분포특성 정량화 관련

부재에 배근한 횡철근량과 부재의 변위연성도의 관계는 국내외에서 많은 실험이 수행되었으며 그 결과는 이미 내진설계기준에 반영되어 있다. 그러나, 이러한 내진설계기준들은 결정론적 설계법을 채택하고 있어서 확률론적으로 손상수준을 제어할 수는 없다.

① 미국(AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2012)

교량의 요구내진성능수준은 붕괴방지수준이다. 따라서, 이를 만족하기 위한 횡철근량이 기준에 정의되어 있다.

② 유럽(Eurocode 8 Part 2:Bridges, 2005)

AASHTO기준과 같이 부재의 완전연성도(full ductility)를 만족하기 위한 횡

철근량뿐만 아니라 한정연성도(limited ductility)를 만족하기 위한 횡철근량도 함께 규정하고 있다.

③ 일본(도로교시방서・동해설, V.내진설계편, 2012)

설계자가 원하는 변위연성도를 횡구속콘크리트의 응력-변형률의 관계식으로부터 직접 산정할 수 있도록 산정식을 제공하고 있다. 이를 위해서 부재의 소성변위 산정에 필요한 소성힌지길이 식을 다음과 같이 제공하고 있는 것이 특징이다.

$$L_p = 0.2h - 0.1D,\ \text{다만,}\ 0.1D \leqq L_p \leqq 0.5D$$

여기서, h는 기둥높이, D는 기둥의 지름

Prestley는 횡철근량의 달리하는 기둥부재 실험을 수행하여 부재의 연성도 특성을 분석한 바 있다. 특히, 실험에서 나타난 소성변위를 해석적으로 산정하기 위하여 소성힌지길이를 다음과 같이 제안하였다.

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_{bl} \geqq 0.044f_y d_{bl}$$

여기서, L은 기둥높이, f_y는 축방향철근의 항복강도, d_{bl}은 축방향철근의 지름.

제2절 연구개발결과가 관련분야에서 차지하는 위치

본 연구는 손상수준제어 내진설계 기술을 확립하는데 필요한 요소기술을 개발하고 이를 실험을 통해서 확인하는데 목표가 있다. 교량의 내진성능목표를 확률적 손상수준(또는 붕괴확률)으로 정의하고 이를 구현하기 위해서는 소요역량(변위연성도)과 공급역량(변위연성도)의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것이 핵심요소기술이다. 즉, 손상수준제어를 위한 내진설계의 기본개념은 정립되어 있으며 이를 구현하기 위한 구체적인 방안도 제안되어 있다. 다만 이를 실현하기 위한 요소기술(공급변위연성도의 확률적인 분포특성)이 정립되어야 하고 실험을 통해서 확인되어야 한다.

요소기술은 크게 재료레벨의 기술(횡구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선의 확률론적 특성)과 부재레벨의 기술(횡구속 부재의 횡철근에 따른 변위연성도의 확률론적 특성)로 구성되며, 이들 요소기술은 재료 및 부재의 확률론적 분포특성에 의해 달라진다. 따라서 그 나라 고유의 요소기술 정립이 필수적이며 우리나라에서 사용되는 재료 및 부재의 특성을 이용하여 해석 및 실험을 통해서 요소기술을 확립할 필요가 있다.

국내·외에서 내진설계기술을 목표로 한 유사한 연구는 일부 수행되었으나 대부분 결정론적 설계방법으로 기존 횡구속철근량 산정식을 개선하기 위한 연구내용이다. 따라서 본 연구 과제와 같이 손상수준을 제어하기 위한 재료 및 부재레벨에서의 확률론적 분포특성을 연구한 과제는 전무하다.

본 연구는 교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 요소기술 개발로서 건설/교통산업과 밀접한 관계가 있다. 제품 생산이나 공정 개선을 위한 연구가 아니어서 타산업과의 직접적인 연계 가능성은 작지만, 교량을 대상으로 하여 개발되는 내진설계 기술은 다른 시설물로도 확대 적용 가능하다. 따라서, 지진에 대한 산업시설과 물류 수송시설의 안전성을 확보한다는 측면에서 모든 산업과

기본적인 연계성을 지니고 있다.

지진재해에 대한 대책은 예방대책, 긴급대응대책, 복구대책으로 대별된다. 시설물에 대한 내진성능확보는 예방대책의 핵심내용으로 신설구조물의 내진성능확보는 내진설계를 통해서 구현되게 된다. 우리나라의 경우, 지진·화산재해대책법을 통해서 국가적 차원에서 지진재난을 관리하고자 하고 있으며, 이를 구현하기 위해서는 현행 붕괴방지수준의 내진설계에서 벗어나 손상수준제어 설계로 전환이 필요하다는 인식이 확산되고 있다. 또한 설계기준에 대한 통합관리를 위하여 기준관리센터를 설립함으로써 내진설계에 대해서도 핵심 개정사항을 전체 시설물에 일괄 적용할 수 있는 일관성을 확보할 수 있게 되었으며 최신의 설계기법을 적극적으로 적용하고자 하는 움직임이 강하게 나타나고 있다. 하지만 내진설계기술 확립과 관련한 연구 분야에 대한 투자가 미흡하고, 이를 전문적으로 수행할 수 있는 연구인력이 매우 부족하다. 따라서, 관련연구 성과에 대한 신뢰성을 확보하는데 많은 시간과 노력이 필요하며 이를 설계기준에 반영하는데 많은 시간이 소요된다.

최근 들어 도시화에 따른 큰 지진피해의 가능성 증대되고 있으나 지진피해에 대한 체감도는 상대적으로 매우 낮다. 또한 시설물의 내진성능 확보에 대한 추가비용에 대해 필요성을 강하게 인식하지 못해 내진관련 신기술을 받아 들이는데 매우 소극적이다. 하지만 해외에서 발생되는 대지진으로 인해 국가적 재해에 대한 관심이 고조되고 있고, 재해대응기술은 미래성장산업으로서 가능성이 증대되고 있다. 그리고 내진설계에 대한 패러다임이 붕괴방지를 위한 내진설계에서 손상을 제어할 수 있는 내진설계로 전환하는 것에 대한 필요성이 강하게 제기되고 있다.

최근에는 지진에 대한 위협이 증대하여 국가적 차원에서 지진재난을 관리하여야 한다는 데는 모두 인식하고 있다. 그러나 이를 구현하기 위한 관련 연구에 대한 투자와 인력양성은 상대적으로 부족하다. 해외에서는 기존 내진설계에 대한

패러디임 전환이 필요하다는 인식하에 장기 프로젝트를 구상 또는 수행 중에 있으며 지진하중이 지배적인 설계하중임을 고려할 때 손상수준제어 내진설계기술을 확립한 국가가 세계의 설계시장을 주도할 가능성이 매우 크다. 따라서 우리나라에서도 이에 대한 투자를 확대하여 선도적이고 고유한 내진설계기술을 확립하는 것이 중요하다.

따라서 현재 지진발생 가능성의 증가와 함께 교량 설계에 있어서 내진설계에 대한 중요성이 강조되고 있는 시점에서 확률론적 내진설계 분야에서 국내기술을 서둘러 확보할 때 향후 내진설계분야에서 유럽, 북미의 선진 해외시장에서 경쟁이 가능할 것으로 판단된다.

제3장 연구 수행 내용 및 성과

제1절 극한한계변형률의 분포특성 정량화(1차년도)

1. 연구목적 및 범위

손상수준제어 내진설계를 위해서는 먼저 Demand 와 Capacity에 대한 확률론적 분포특성이 정량화되어야 목표로 하는 붕괴확률을 구현할 수 있다(그림 3.1 참조). 이러한 손상수준 제어 내진설계기술은 설계지진(또는 관리기준지진)에 대해 시설물의 피해수준을 정량화함으로써 지진에 의한 국가 또는 도시 전체에서 발생할 시설물의 피해수준(직접 또는 이로 인한 간접피해)을 예측할 수 있어서 적절한 대처를 할 수 있도록 해준다. 미리 설정된 손상수준이 국가가 감당할 수 있는 수준 이상으로 피해가 발생한다면 피해가 제어될 수 있도록 요구내진성능수준의 조정을 통해 손상수준을 제어할 수 있다.

다음의 그림 3.1은 손상수준제어 내진설계의 예시이다.

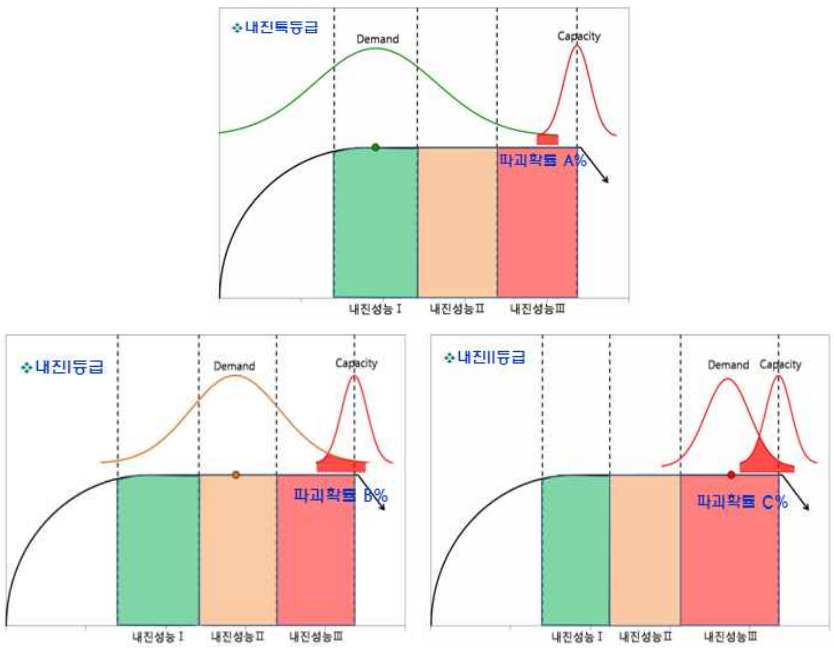


그림 3.1 손상수준제어 내진설계 예시

Demand(소요역량)는 설계지진에 대한 교량구조물의 응답분포로서 결정론적인 설계방법에서는 하나의 응답으로 주어지지만 확률론적 설계방법에서는 확률론적 분포특성을 갖는다. 이러한 응답의 특성은 동일한 지진세기를 갖더라도 입력지진의 특성, 구조물의 진동특성에 따라 다르게 나타난다. 특히 입력지진의 불확실성이 구조물 강도의 불확실성 보다 상대적으로 크기 때문에 Demand의 분산도가 Capacity의 분산도 보다 크다. 이러한 입력지진의 불확실성에 대한 응답의 분포특성은 차후의 연구를 통해 산정되어야 할 필요가 있다.

Capacity(공급역량)는 교량구조물이 확보하고 있는 공급변위연성도의 크기이다. 이러한 공급변위연성도는 횡구속된 콘크리트의 재료(응력-변형률)특성에 따라 분포특성이 크게 좌우된다. 횡구속이 증가하면 콘크리트의 극한한계변형률이 증가하여 부재의 변위연성도가 증가한다. 재료레벨에서의 이러한 극한한계변형률의 증가와 부재레벨에서의 변위연성도의 증가 사이에는 밀접한 연관성을 지니지만 상당한 변동특성도 함께 지닌다. 따라서 이러한 확률론적인 분포특성이 정량화되어야 공급변위연성도를 정량화할 수 있다.

손상수준제어라는 새로운 개념의 내진설계기술을 확립하기 위해서는 설계지진에 대한 구조물의 지진응답의 확률론적 분포특성과 구조물이 확보할 수 있는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것이 핵심기술이다. 이 중에서 본 연구에서는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것을 목표로 한다.

콘크리트의 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 횡구속량이 증가하면 압축콘크리트에 발생하는 할렬균열이 억제됨에 따라 증가한다. 횡구속량에 따른 압축콘크리트의 응력-변형률의 관계식은 많은 연구자에 의해 경험식이 제시되고 있지만 각기 다른 결과를 나타내고 있다. 특히 공급변위연성도에 결정적으로 영향을 미치는 극한한계변형률의 크기는 제시되고 있지 않거나 제시되어도 경험식간에 많은 차이를 보이고 있어 변동성이 매우 큰 항목이라 할 수 있으며, 무엇보다 이에 대한 분포

특성 또한 제시되고 있지 않다. 또한 횡구속된 콘크리트의 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 그림 3.2와 같이 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})에 의해 결정된다.

최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})는 그림 3.2와 같이 상당한 변동특성을 가지기 때문에 극한한계변형률(ϵ_{cu})의 정량화를 위해서 각각의 변동특성에 대한 정량화가 우선적이라 할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 압축을 받는 콘크리트의 횡구속량(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})의 분포특성 정량화를 통하여 극한한계변형률(ϵ_{cu})의 분포특성을 파악하였다.

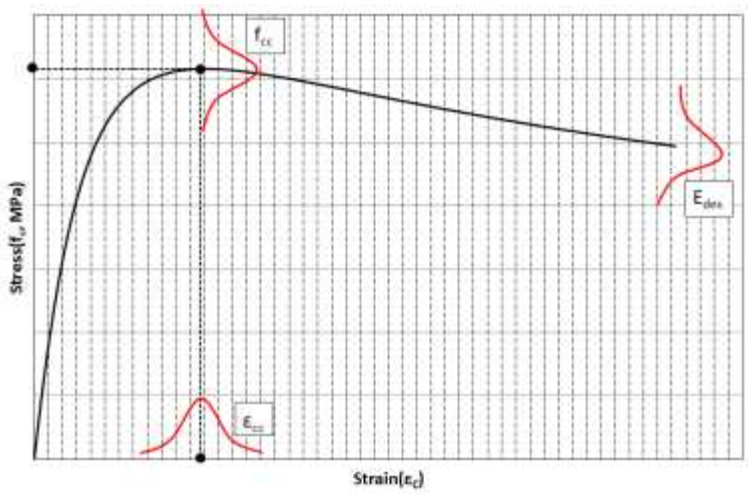


그림 3.2 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선

2. 횡구속량 및 상세에 대한 국내·외 규정

철근 콘크리트 교각의 내진설계에서는 소성힌지영역에서 횡철근의 양과 배치에 따라서 연성도의 차이를 나타낸다. 이에 국내외의 내진설계에서 횡철근량과 연성도의 관계, 그리고 재료의 특성에 따른 횡철근량 산정식이 각각 다르게 나타난다. 또한 시공환경에 따라서 횡철근이 배근될 때, 횡철근의 배치 및 갈고리 상

세에 대하여 다르게 규정하고 있다. 이에 대한 국내외의 기준은 다음과 같다.

가. 국외 설계기준

외국의 설계기준은 지진에 대한 설계법을 지속적으로 연구, 개발, 발전한 국가의 기준을 확인하였다. 본 연구에서는 미국, 일본, 유럽, 그리고 뉴질랜드의 설계기준에 대해서 정리하였다.

(1) 미국(AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012)

미국도로연방국(AASHTO)에서는 지진에 의한 피복 탈락이 발생하면 단면이 감소하게 되고 이로 인한 기둥부재의 축하중 저항성능이 감소하는 것에 대비하여 피복탈락 후에도 동일한 축방향 저항 성능을 확보하는데 필요한 횡방향철근비를 규정하고 있다. 이와 같이 횡철근은 연성도 확보에 필요한 배근량을 규정한 것이 아니기 때문에 규정된 횡철근을 배근하는 경우 어느 정도의 변위연성도가 확보되는지 명시적으로 나와 있지 않다. 다만, 국내외 많은 실험결과를 참조해볼 때 변위연성도는 7 이상 확보되는 수준으로 평가된다. 즉, 완전변위연성도(full displacement dectility)를 확보할 수 있는 수준이다.

원형단면에서는 체적비로서 나선철근량 산정식을 식(3.1a)로 규정하고 있으며, 사각단면에서는 면적비로서 식(3.1b)의 식으로 규정하고 있다. 각각의 단면에서는 두 개의 식에서 큰 값 이상을 적용하도록 되어 있다.

[원형단면] $$\rho_s = 0.45\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f_c'}{f_{yh}} \quad \text{or} \quad \rho_s = 0.12\frac{f_c'}{f_{yh}} \tag{3.1a}$$

[사각단면] $$A_{sh} = 0.30\,a\,h_c\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f_c'}{f_{yh}} \quad \text{or} \quad A_{sh} = 0.12\,a\,h_c\frac{f_c'}{f_{yh}} \tag{3.1b}$$

여기서, ρ_s : 나선철근 체적비

A_c : 심부 콘크리트 면적(mm^2)

A_g : 기둥의 단면적(mm^2)

A_{sh} : 횡철근의 단면적(mm^2)

a : 횡철근의 축방향 수직간격(mm)

h_c : 횡철근의 수평방향 중심간격 간격(mm)

$f_{c'}$: 콘크리트의 압축강도(MPa)

f_{yh} : 횡철근의 항복강도(MPa)

사각단면에서는 고려하는 방향(x축방향, y축방향)에 대해 면적비로 정의되며 이를 정사각형 단면에 대해 체적비로 나타내면 다음과 같다. 원형단면의 체적비와 비교하면 좌측 식의 경우 1.33배, 우측식의 경우 2.0배에 해당한다. 이는 원형단면에 비해 사각단면의 구속효과가 작은 것을 반영했기 때문이다.

$$\text{[사각단면]} \quad \rho_s = 0.60\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f_c'}{f_{yh}} \quad \text{or} \quad \rho_s = 0.24\frac{f_c'}{f_{yh}} \tag{3.1c}$$

소성힌지영역에 배치되는 띠철근의 경우, 양단의 갈고리는 135°이어야 하며, 적어도 76.2mm(3인치) 또는 철근 지름의 6배의 연장길이를 가져야 한다. 횡철근의 축방향 간격은 부재단면의 최소 치수의 1/4 또는 102mm(4인치) 중에서 작은 값을 초과할 수 없다.

(2) 일본(일본도로교시방서・동해설, Ⅴ 내진설계편, 2012)

일본의 횡철근량 산정식은 다음 식(3.2)와 같다. 일본의 경우에는 횡구속에 대한 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 제공한다. 이에 따라서 비선형해석을 수행하여 소요연성도를 계산하게 된다. 즉, 소요연성도에 맞춰서 횡철근량을 산정하는 설계방식을 적용하고 있다.

$$\rho_s = \frac{4A_{sh}}{d_s s} \tag{3.2}$$

여기서, ρ_s : 나선철근 체적비

A_{sh} : 나선철근 단면적(mm^2)

d_s : 심부콘크리트 폭(mm)

s : 나선철근 수직간격(mm)

횡구속 철근은 축방향 철근의 좌굴을 제어하는 효과와 횡구속 철근으로 둘러싸인 콘크리트를 구속하는 효과를 확실히 발휘할 수 있는 형식 및 간격으로 배치하여야 하며 단부에는 갈고리를 설치해 띠철근으로 둘러싸인 콘크리트에 정착하여야 한다.

소성화를 고려하는 영역에서 띠철근 간격은 띠철근의 직경에 따라 표 3.1의 값 이하로 하며 단면 크기의 0.2배 이하로 한다. 이 경우 단면 크기는 직사각형 단면의 경우에는 단변의 크기로, 원형 단면의 경우에는 직경으로 한다. 갈고리는 반원형, 직각, 예각 갈고리를 사용할 수 있으며 반원형 갈고리의 경우 띠철근 직경의 8배 또는 120mm 중 큰 값, 예각 갈고리의 경우 띠철근 직경의 10배, 직각갈고리의 경우 띠철근 직경의 12배 이상의 갈고리 연장길이를 가져야 한다.

표 3.1 띠철근 간격의 상한값 (㎜)

띠철근의 직경 ϕ_h(㎜)	$13 \leqq \phi_h < 20$	$20 \leqq \phi_h < 25$	$25 \leqq \phi_h < 30$	$\phi_h \geqq 30$
띠철근 간격의 상한값(㎜)	150	200	250	300

(3) 유럽(Eurocode 8, Part 2:Bridge, 2005)

Eurocode 8은 한정연성(limited ductility)과 완전연성(full ductility)의 조건에 따라서 횡철근량을 다르게 적용하고 있다. 콘크리트의 최대압축변형률이 0.0035에서 완전연성의 경우 곡률연성도($\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$)가 13($\mu_\phi = 13$), 한정연성의 경우

곡률연성도가 7($\mu_\phi = 7$)이 확보된다면 횡방향 구속철근을 배치하지 않아도 된다. 역학적인 철근비는 식(3.3a)과 같이 정의된다.

$$\omega_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{3.3a}$$

여기서, f_{yd}, f_{cd}는 각각 철근과 콘크리트의 설계강도이며, ρ_w 는 횡방향철근비로서 원형단면과 사각단면에 대해 식(3.3b), (3.3c)와 같이 정의된다.

[원형단면] $$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp} \cdot \ s_l} \tag{3.3b}$$

[사각단면] $$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_l \cdot \ b} \tag{3.3c}$$

여기서, A_{sp} : 원형단면에서 후프띠철근 또는 나선철근 면적(mm^2)
A_{sw} : 구속단면에서 후프띠철근의 면적(mm^2)
D_{sp} : 원형단면에서 후프띠철근 또는 나선철근의 중심 간격(mm)
s_l : 횡철근의 축방향 간격(mm)
b : 횡철근의 수평방향 중심간격 간격(mm)

사각단면과 원형단면에 대한 최소 횡철향철근비는 식(3.4a), (3.4b)와 같으며, 요구철근비($\omega_{w,req}$)는 식(3.5)에, 한정연성과 완전연성에 따른 값들은 표 3.2에 나타내었다.

[사각단면] $$\omega_{wd,r} \geq \max\left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3}\omega_{w,\min}\right) \tag{3.4a}$$

[원형단면] $$\omega_{wd,c} \geq \max\left(1.4\omega_{w,req}; \omega_{w,\min}\right) \tag{3.4b}$$

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}}\lambda\eta_k + 0.13\frac{f_{yd}}{f_{cd}}(\rho_l - 0.01) \tag{3.5}$$

여기서, A_c : 기둥의 단면적(mm^2)
A_{cc} : 심부콘크리트 면적(mm^2)
ρ_l : 축방향철근 비

표 3.2 $w_{w,\min}$과 λ 값의 크기

지진 거동	$w_{w,\min}$	λ
완전연성	0.18	0.37
한정연성	0.12	0.28

한편, 축방향 철근의 좌굴을 방지하기 위한 횡철근의 최소철근량을 식(3.6)으로 규정하고 있다.

$$\min\left(\frac{A_t}{s_t}\right) = \frac{\Sigma A_s f_{ys}}{1.6 f_{yt}}\ (mm^2/m) \tag{3.6}$$

여기서, A_t : 횡철근의 하나의 단면적
f_{yt} : 횡철근의 항복강도(MPa)
f_{ys} : 축방향철근의 항복강도(MPa)
s_t : 횡철근의 수평방향 간격(mm)

횡철근의 상세에서는 횡철근의 축방향 간격이 축방향 철근 지름의 6배를 초과해서는 안 되며, 축방향으로 배치된 횡철근의 중심선에서 심부 콘크리트의 최소 치수의 1/5를 초과하지 못하게 규정하고 있다. 심부콘크리트를 폐합하는 띠철

근 내부에 설치되는 보강띠철근의 간격은 수평방향으로 200mm를 초과하면 안 된다. 또한 보강띠철근은 한쪽 끝은 135°의 갈고리를 가져야 하며, 다른 한쪽은 135° 또는 90°의 갈고리를 가져야 한다. 그러나 축력비가 0.3이상일 경우에는 90°의 갈고리는 사용할 수가 없도록 규정하고 있다.

(4) 뉴질랜드(NZS 3101 : New Zealand Standard 3101,2006)

NZS 3010에서는 1995년 개정에서는 요구곡률연성도($\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$)에 의해서 횡철근량을 결정하였지만 2006년 개정에서는 요구곡률연성도 항이 1.3이란 고정값으로 개정되었다. 또한 축방향 철근, 횡방향 철근에 대한 특성값, 그리고 콘크리트 단면에 대한 특성값을 모두 적용하여 식(3.7)과 같이 횡철근량을 산정하고 있다. 또한 축방향 철근의 좌굴을 방지하기 위하여 식(3.8)의 조항을 규정하고 있다.

[원형단면] $$\rho_s = \frac{(1.3-\rho_t m)}{2.4}\frac{A_g}{A_c}\frac{f_c'}{f_{yt}}\frac{N^*}{\phi f_c' A_g} - 0.0084 \quad (3.7a)$$

[사각단면] $$A_{sh} = \frac{(1.3-\rho_t m)sh''}{3.3}\frac{A_g}{A_c}\frac{f_c'}{f_{yt}}\frac{N^*}{\phi f_c' A_g} - 0.006 s_h h'' \quad (3.7b)$$

[원형단면] $$\rho_s = \frac{A_{st}}{110 d''}\frac{f_y}{f_{yt}}\frac{1}{d_b} \quad (3.8a)$$

[사각단면] $$A_{te} = \frac{1}{96}\frac{\Sigma A_b f_y}{f_{yt}}\frac{s}{d_b} \quad (3.8b)$$

여기서, ρ_s : 나선철근 체적비

A_{sh} : 사각단면 횡철근의 단면적(mm^2)

ϕ_u : 극한곡률

ϕ_y : 항복곡률

m : $f_y/0.85f'_c$

d_b : 축방향철근 직경(mm)

A_{st} : 축방향철근량(mm^2)

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa)

d'' : 심부콘크리트 직경(mm)

소성힌지영역에서는 횡철근의 배근은 주철근의 간격에 의해서 정의되어 진다. 축방향 철근의 간격은 단면의 폭 방향에 대해서 1/4 또는 200mm 중 큰 값보다 작아야 한다. 횡철근의 상세에서는 띠철근은 135°의 갈고리를 가지고 연결되어야 하며, 이형철근은 횡철근 지름의 6배, 원형봉강은 횡철근 지름의 8배보다 길게 설치하도록 규정하고 있다. 그 대신에 횡철근의 파단까지 고려할 경우에는 용접에 의해서 연결하도록 규정하고 있다. 횡철근의 축방향 배근은 축방향 철근의 6배 또는 단면의 최소 폭의 1/4배 중 작은 값을 적용하도록 규정하고 있다.

나. 국내 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)

소성변형을 고려하는 도로교의 내진설계법은 두 가지가 있다. 하나는 기둥부재의 완전연성을 기대하는 소성설계법과 설계지진 시 기둥에서 요구되는 연성도(소요변위연성도) 이상 공급변위연성도를 확보하는 연성도 설계법이 있다. 전자의 경우는 설계법이 간단한 반면 소요 횡철근 많이 산정되는 단점이 있다. 소요횡철근량은 AASHTO의 내진설계 규정과 동일하다. 후자의 경우는 2012년 설계기준에 반영된 설계법으로 설계법이 다소 복잡하지만 경제적인 설계가 가능하다는 장점이 있다.

소성설계법의 횡철근량의 규정은 AASHTO의 내진설계 규정과 동일하다(제3장, 제1절, 2. 가. (1) 참조). 연성도 설계법에서는 기둥에서 소요 응답수정계수가

1.0을 초과하는 소성힌지구역의 콘크리트 심부는 소요 철근량 이상의 횡방향철근으로 구속하여야 한다고 규정하고 있다. 횡철근량의 산정은 소요 곡률연성도에 의해서 결정하도록 한다. 원형단면에서의 나선철근비를 체적비로 산정하도록 하며, 식(3.9)에 의해서 정의하고 있다.

$$\rho_s = \frac{4A_{sh}}{d_s s} \tag{3.9}$$

여기서, ρ_s : 나선철근 체적비
A_{sh} : 나선철근 단면적(mm^2)
d_s : 심부콘크리트 폭(mm)
s : 나선철근 수직간격(mm)

식(3.10)~(3.13)는 원형단면에 대해서 심부구속 철근량의 산정식을 규정하고 있다. 위 산정식은 이재훈, 손혁수(2009)에 의해 제안된 원형단면의 심부구속 철근량의 산정식을 적용한 것이다. 원형단면에서 나선철근 대신하여 원형띠철근을 사용하는 경우, 원형후프띠철근을 용접 또는 기계적 연결장치 등으로 연결하거나, 보강띠철근을 추가하여 정착단에서 슬립이 발생하지 않게 함으로써 나선철근과 동등한 심부구속효과를 발휘할 수 있다면, 완전원형후프로 인정하여 나선철근식을 사용할 수 있도록 규정하고 있다. 사각단면에 대한 횡철근량의 산정식은 식(3.14)를 사용하여, 횡철근량을 산정하도록 규정하고 있다.

$$\rho_s = 0.008\alpha\beta\frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \tag{3.10}$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1)\frac{P_u}{f_{ck}A_g} + 0.8\mu_\phi - 3.5 \tag{3.11}$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \tag{3.12}$$

$$\gamma = 0.1(\rho_l - 0.01) \tag{3.13}$$

$$A_{sh} = 0.9ah_c\left(0.008\alpha\beta\frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma\right) \tag{3.14}$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa)
f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
f_y : 축방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
A_g : 기둥의 총 단면적(mm^2)
P_u : 기둥의 계수축력(N)
μ_ϕ : 소요 곡률연성도
ρ_l : 기둥의 축방향철근비
a : 띠철근의 수직간격(mm)
A_{sh} : 횡방향철근의 총 단면적(mm^2)
h_c : 띠철근 외측표면을 기준으로 한 심부의 단면 치수(mm)

도로교설계기준에서는 횡철근의 상세는 단면별로 시공조건에 따라서 구분해서 적용되어 지며, 횡철근의 상세는 다음과 같다.

◦ 나선철근은 소성힌지구간에서 겹침이음하지 않아야 한다. 소성힌지구간에서 나선철근의 연결은 기계적 연결이나 완전 용접이음으로 하여야 한다.

◦ 사각형 심부구속 횡방향철근으로는 하나의 사각형 후프띠철근 또는 중복된 사각형 폐합띠철근을 사용할 수 있으며, 후프띠철근과 같은 크기의 보강띠철근을 사용할 수 있다.

◦ 사각형 후프띠철근은 외측 축방향철근들을 감싸는 폐합띠철근 형태이거나 또는 나선철근과 유사하게 연속적으로 감은 연속띠철근 형태로 사용할 수 있다. 사각형 폐합띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80mm 중 큰 값 이상의

연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 한다. 사각형 연속띠철근 형태는 양단에 띠철근 지름의 6배와 80mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖는 135° 갈고리를 가져야 하며 이 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 한다.

◦ 보강띠철근은 하나의 연속된 철근으로 한쪽 단에 135° 이상의 갈고리를 갖고, 다른 쪽 단에 90° 이상의 갈고리를 갖도록 하여야 한다. 이 때, 135° 갈고리는 띠철근 지름의 6배와 80mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 하며 90° 갈고리는 띠철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 가져야 한다.

◦ 사각형 후프띠철근에 추가되는 보강띠철근의 갈고리는 외측 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 보강띠철근을 연속적으로 같은 축방향철근에 걸리게 할 경우 90° 갈고리가 연달아 걸리지 않도록 연속된 보강띠철근의 양단을 바꿔주어야 한다.

◦ 사각형 심부구속 횡방향철근은 후프띠철근과 보강띠철근의 수평간격과 보강띠철근 간의 수평간격이 350mm를 초과하지 않도록 하여야 한다.

◦ 원형 띠철근 중에서 양단에 90° 갈고리를 갖고 1개소 또는 2개소에서 철근 지름의 40배 이상으로 겹침이음된 원형 후프띠철근에 2개의 보강띠철근이 후프띠철근의 겹침이음 구간을 감싸는 경우에는 환전원형후프로 간주할 수 있다. 이때 후프띠철근의 90° 갈고리는 축방향철근에 걸리게 하여야 하며, 2개의 보강띠철근은 후프띠처른의 겹침이음 구간의 양쪽 끝부분에 배치하여야 한다. 또 교각의 종방향과 단면 평면방향으로 보강띠철근의 90° 갈고리가 연달아 걸리지 않도록 보강띠철근의 양단을 바꿔줘어야 하며, 원형 후프띠철근의 겹침이음 부분이 교각의 종방향으로 연달아 위치하지 않도록 배치하여야 한다.

다. 횡철근량 산정식에 대한 변수 비교

외국의 설계기준에 나타나 있는 횡철근량 산정식과 우리나라 도로교설계기준의 횡철근량 산정식의 변수를 정리하여 표 3.3에 나타내었다. 각 국의 설계기준에서 적용되는 변수에 대해서는 조금씩의 차이가 있다. 변수는 콘크리트 압축강도, 횡철근의 항복강도, 단면의 총면적에 대한 심부콘크리트의 면적비, 축력비, 축방향철근의 항복강도, 그리고 소요곡률연성도에 대해서 비교해 보았다.

AASHTO는 콘크리트와 횡철근의 강도와 단면적 비에 대해서만 변수로 고려하고 있다. 계산상의 편의는 있지만 내진설계에서는 불합리한 면이 있을 수 있다. Eurocode 8, 일본도로교설계기준, 도로교설계기준은 소요곡률연성도를 변수로 하여 횡철근량을 산정하도록 하고 있다. 이는 성능기반 내진성능에 대한 기능을 만족하기 위해서 횡철근량 산정식을 합리적인 형태로 나타내고 있는 것으로 보인다. 여기서, Eurocode 8은 축방향철근에 대한 변수를 제외한 산정식을 적용하고 있고, 일본도로교설계기준은 단면적비와 축방향철근의 항복강도를 제외하여 횡철근량을 산정하고 있다.

표 3.3 횡철근량 산정식의 특성 비교

구분	AASHTO	Eurocode 8	일본도로교	NZS 3101	도로교설계 기준(2012)
콘크리트 압축강도 (f_{ck})	●	●	●	●	●
횡철근의 항복강도 (f_{yh})	●	●	●	●	●
단면적비 (A_g/A_c)	●	●		●	●
축력비 ($N/f_{ck}A_g$)		●	●	●	●
축방향철근비 (ρ_l)			●	●	●
축방향철근의 항복강도(f_{yt})				●	●
소요곡률연성도 (μ_ϕ)		●	●		●

3. 기존 실험연구 및 재료모델 분석

내진설계에서 철근콘크리트 교각의 거동특성을 분석하기 위해서는 모멘트-곡률 해석에 따른 결과로 평가할 수 있다. 모멘트-곡률 곡선은 횡철근에 의한 변수에 의한 콘크리트의 응력-변형률 모델에 따라서 해석결과가 바뀔 수가 있다. 현재 국내외에서 콘크리트 응력-변형률 모델에 대하여 분석하였다.

가. 국외 실험연구 및 재료모델

(1) Richart et al(1928)

기둥에서 심부콘크리트의 구속된 콘크리트의 응력상태를 처음으로 소개하였다. 심부 콘크리트를 3축 압축 상태로 표현하였으며, 이를 심부콘크리트의 강도의 증가 효과를 식(3.15)로 제안하였다.

$$f_1 = f_c' + 4.1 f_2 \tag{3.15}$$

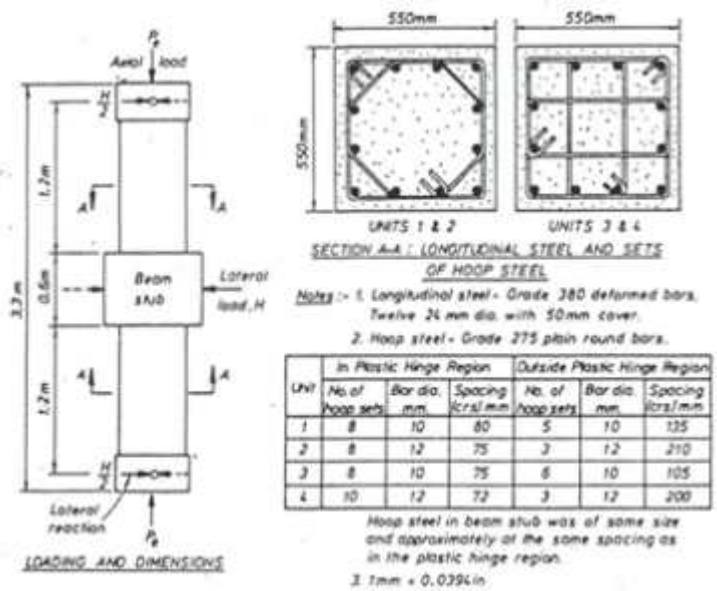
여기서, f_c' : 콘크리의 1축 압축강도(공시체 강도)

f_1 : 콘크리트의 3축 압축강도

f_2 : 횡방향 구속 압력

(2) Kent and Park(1971, 1982)

1971년 발생한 San Fernando 지진을 계기로 축력 및 반복하중을 받는 기둥에 대한 연구가 활발하게 진행되었다. 기존에는 실험체의 단면 중심에 축력을 작용시켜 콘크리트의 횡구속 효과에 대한 연구가 진행되었으나, Kent & Park 등에 의해서 축력 및 반복하중을 받는 실험체를 통한 제안 모델이 제시되었다. 1971년 사각단면에 적용 가능한 비구속 콘크리트 모델식과 구속된 콘크리트 모델식을 각각 제안하였다. 1982년 축력과 반복하중을 받는 기둥 실험에 적용된 모델 및 하중재하는 그림 3.3과 그림 3.4에 나타내었으며, 횡철근량, 횡철근의 축방향 간격, 구속콘크리트의 폭, 콘크리트 및 철근의 강도를 변수로 한 응력-변형률 모델을 제안하였다. 이후 1982년 K라는 계수를 사용하여 비구속 콘크리트에 비해 구속된 콘크리트의 수정식을 제안하였으며, 최대응력 및 최대응력시 변형률의 크기가 증가하도록 하여 제안하였다.



Unit	In Plastic Hinge Region			Outside Plastic Hinge Region		
	No. of hoop sets	Bar dia. mm	Spacing (c/s) mm	No. of hoop sets	Bar dia. mm	Spacing (c/s) mm
1	8	10	80	5	10	135
2	8	12	75	3	12	210
3	8	10	75	6	10	105
4	10	12	72	3	12	200

Hoop steel in beam stub was of same size and approximately at the same spacing as in the plastic hinge region.

그림 3.3 축력과 반복하중을 받는 기둥 실험체

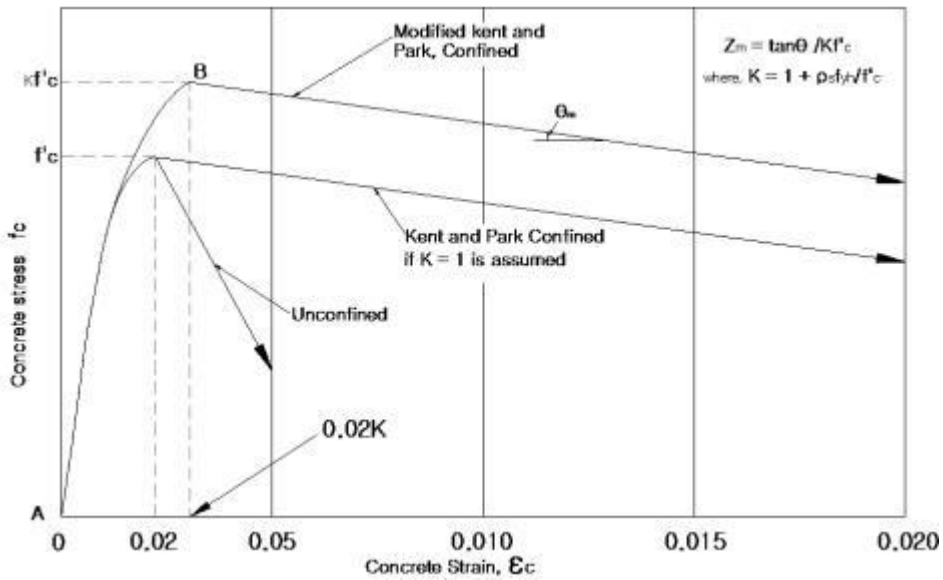


그림 3.4 콘크리트 응력-변형률 모델(Modified Kent and Park)

(3) Sheikh and Uzumeri(1982)

단면 중심에 축하중이 작용하는 사각단면에 대한 실험을 수행하였으며, 축방향 철근 배근 및 횡철근의 단면 배치에 따른 형상을 실험변수로 적용하였다. 그림 3.5는 실험에 적용한 단면 및 실험체의 크기를 나타낸 것이다. 사각단면에서

축방향 철근의 배근, 횡철근 구성 및 배치에 따라서 구속 계수를 달리 적용한 모델을 제안하였다. 제안 모델에 의한 콘크리트 응력-변형률 곡선은 그림 3.6과 같다. 축방향 철근의 간격, 횡철근 간격에서 횡구속 효과가 감소하는 크기를 정량적으로 계산하여 적용하도록 하였다.

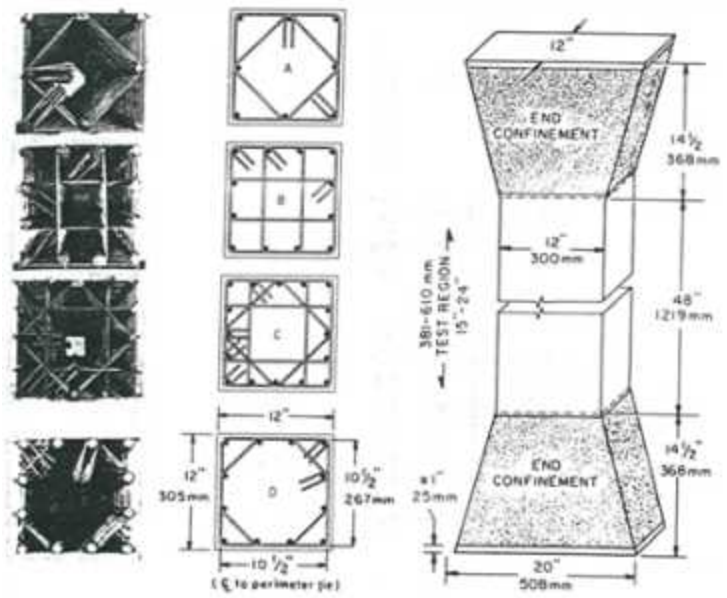


그림 3.5 사각단면의 축방향 하중에 대한 실험체

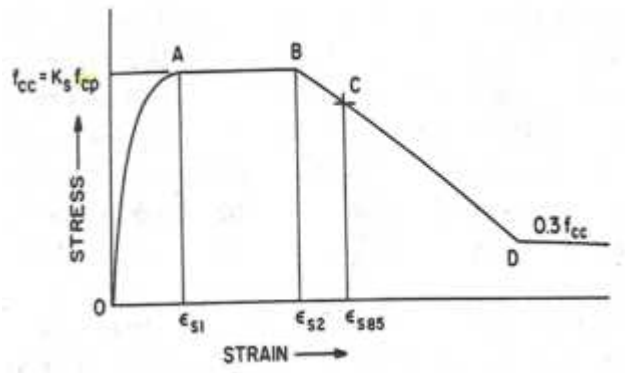


그림 3.6 콘크리트 응력-변형률 모델(Sheikh & Uzumeri)

(4) Mander et al(1988)

원형단면, 사각단면, 벽식단면 등 여러 단면에 대한 실험을 수행하였다. 이전

의 연구자들이 콘크리트 응력-변형률 모델에서 상승곡선과 하강곡선에 대해서 따로 제안하는 모델이 아닌 구속된 콘크리트 모델을 하나의 식으로 정리하여 제안하였다. 이전 연구자들은 극한한계변형률의 크기를 제안하는 것보다는 잔류응력을 정의하여 지속되는 것으로 제안하였으나, mander 등에 의해서는 횡철근의 파단시까지의 에너지 흡수능력을 고려하여 극한한계변형률의 크기를 제안하였다. 그림 3.7은 구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선과 비구속 콘크리트, 심부 콘크리트외 피복 콘크리트의 응력-변형률 모델도 같이 제안하였다.

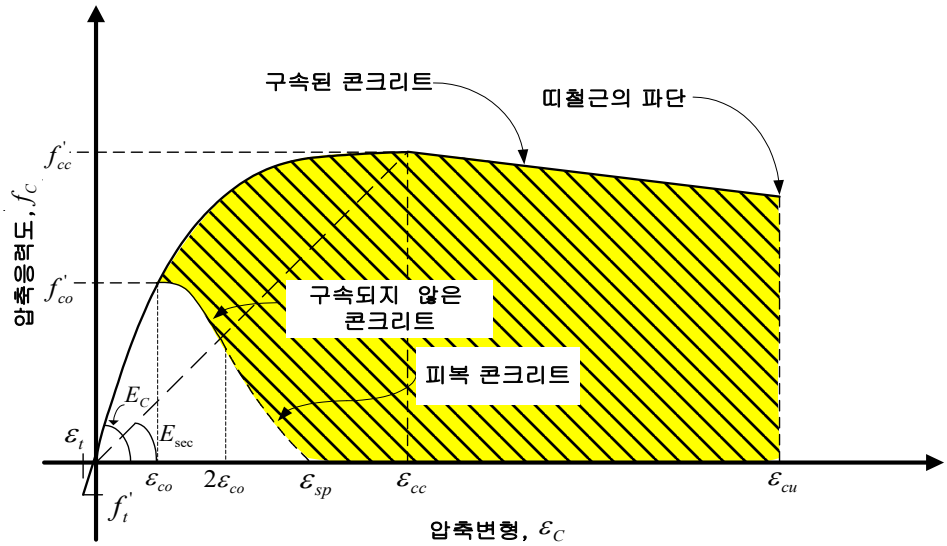


그림 3.7 콘크리트 응력-변형률 모델(Mander et al)

(5) Muruguma et al(1980)

축방향 철근을 사용하지 않고, 횡구속 철근만 배근한 실험체로 실험을 실시하였다. 이때 횡구속 철근은 원형과 사각단면에서 나선철근으로 배근하였다(그림 3.8). 콘크리트의 응력-변형률 모델에서 상승부분과 하강부분을 각각 제안하였다. 상승부분을 2차 포물선의 식으로 제안하면서, 초기 조건에 따른 2개의 상승곡선을 제안하였다. 2개의 상승곡선은 비구속 콘크리트의 최대응력의 크기까지의 곡선과 이후의 구속된 콘크리트의 최대응력까지의 곡선부로 정의된다. 여러 가지 실험을 통하여 구속된 콘크리트의 강도의 변화에 영향을 주는 변수로는 횡철근비, 횡철근의 강도, 그리고 비구속 콘크리트의 강도로 정의하였다. 이전의 연구자

들은 역학적인 근거를 통해서 실험결과를 분석하여 콘크리트 응력-변형률 모델을 제안하였으나 Muruguma 등에 의해서는 중요변수에 대하여 실험결과를 회귀분석을 통하여 최대응력과 최대응력시 변형률, 극한한계변형률을 제안하였다. 하강부의 기울기는 최대응력과 극한한계변형률의 위치를 직선으로 연결하여 제안하도록 하였다. 이에 대한 콘크리트 응력-변형률 곡선은 그림 3.9에 나타나 있다.

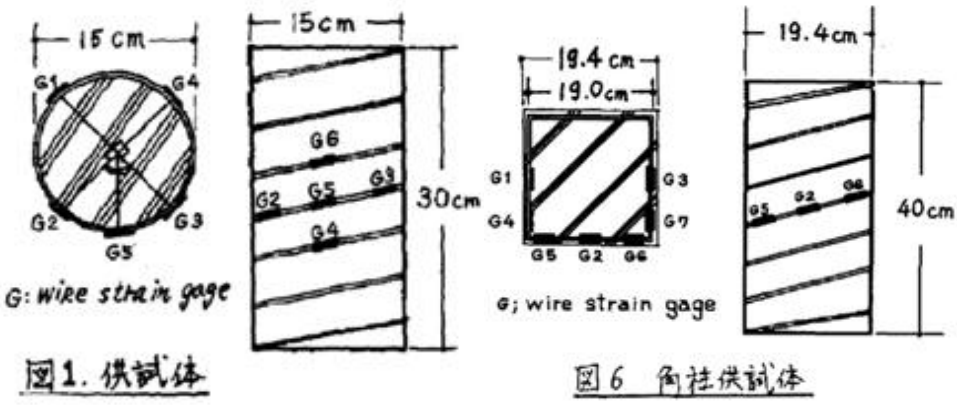


그림 3.8 횡철근(나선철근)만 배근된 실험체

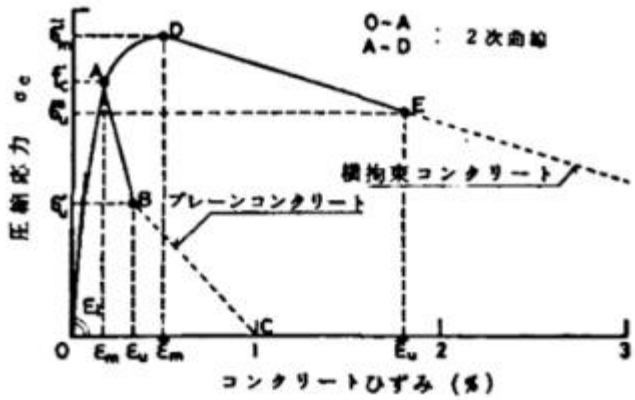


그림 3.9 콘크리트 응력-변형률 모델(Muruguma et al)

(6) Fujii et al(1988)

Muruguma(1980)에 의해 제안된 모델과 동일하게 축방향 철근이 없이 횡철근만 배근하여 실험하였다. 이때의 횡철근은 띠철근으로 배근하였고, 띠철근의 연결은 모두 용접을 적용하였다(그림 3.10). 콘크리트 응력-변형률 모델에서 상승

곡선은 비구속 콘크리트의 최대응력까지는 2차 포물선, 이후 최대응력까지의 곡선은 3차 포물선으로 구성된 2개의 곡선으로 제안하였다. Muruguma(1980)와 마찬가지로 구속된 콘크리트의 강도의 변화에 영향을 주는 변수로는 횡철근비, 횡철근의 강도, 그리고 비구속 콘크리트의 강도로 정의하였으며, 횡철근 간격과 횡철근의 수평방향 폭에 의한 횡구속 효과가 감소에 대한 부분을 추가하였다. 위의 변수로 하여 회귀분석을 통하여 최대응력, 최대응력시 변형률, 하강곡선의 구배를 결정하였으며, 잔류응력은 최대응력의 20%로 제안한 Modified Kent and Park(1982) 모델에서 준용하여 제안하였다(그림 3.11).

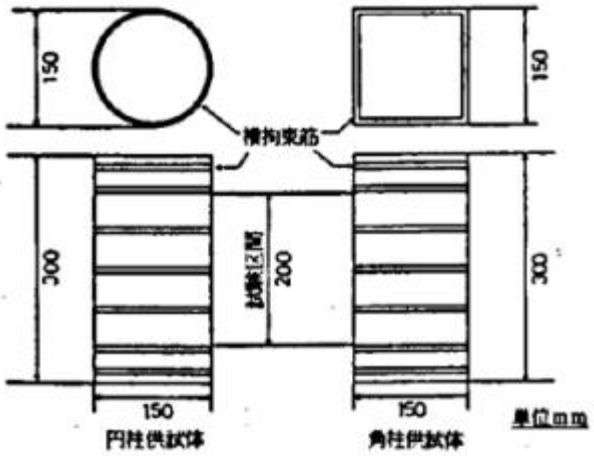


그림 3.10 횡철근(띠철근)만 배근된 실험체

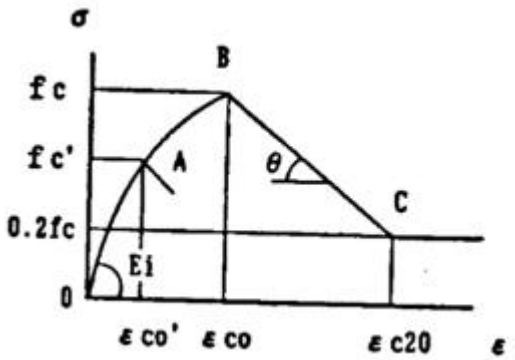


그림 3.11 콘크리트 응력-변형률 모델(Fujii et al)

(7) Saatioglu and Razvi(1992)

이전 연구자들의 실험체와 추가적인 실험체를 통하여 콘크리트 응력-변형률 모델을 제안하였다(그림 3.12). 모델 제안에 반영된 실험체는 기존 연구자에 의한 실험체 뿐만 아니라 용접된 철망과 띠철근 등을 추가로 제작, 실험하였다. 실험체의 단면형상과 횡철근의 배근 형태에 따라서 횡구속력의 작용이 단면에 고르게 작용하지 않는 것을 등가의 횡구속력으로 변환하여 적용하는 모델을 제안하였다. 횡철근의 배근형태는 단면의 모양, 횡철근의 배치, 축방향 철근의 간격의 변화에 대한 횡구속력 감소를 적용한 횡구속력을 표현하였다. 이전의 연구자와 동일하게 포물선 형태의 상승부와 직선의 하강부로 제안하였다. 하강곡선은 최대응력과 최대응력의 85%일 때의 콘크리트 응력의 크기를 연결한 직선으로 제안하였으며, 잔류응력은 최대응력의 20%로 정의하였다(그림 3.13).

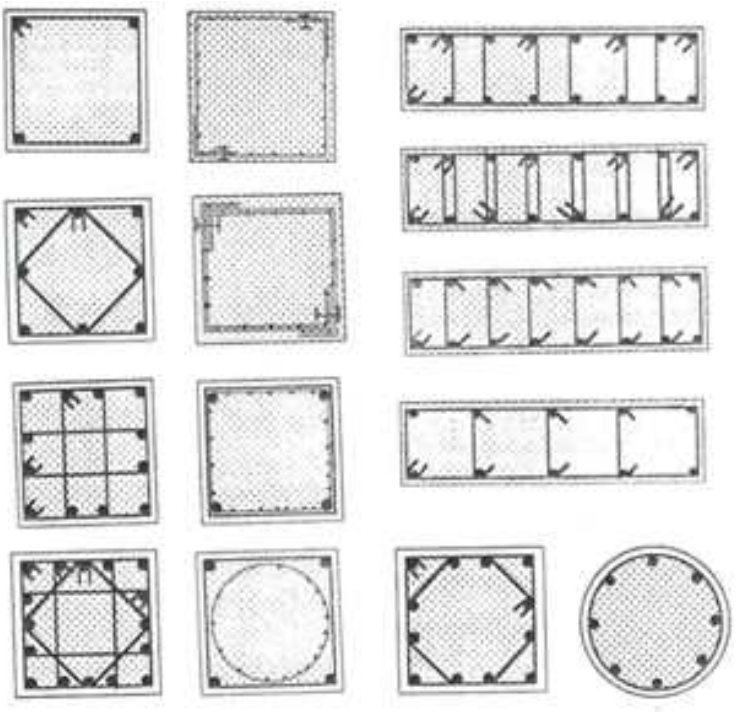


그림 3.12 모델 제안에 적용된 실험체 단면

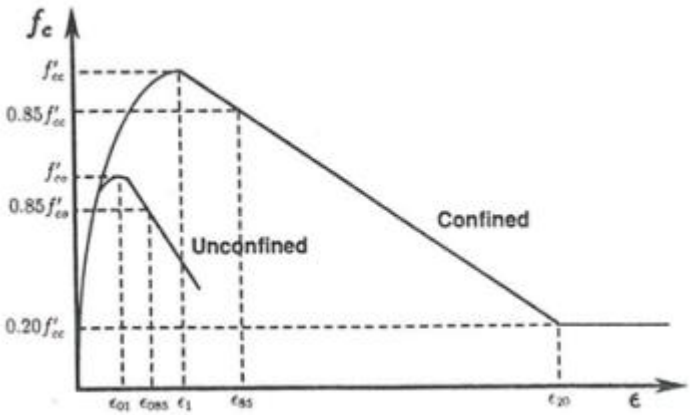


그림 3.13 콘크리트 응력-변형률 모델(Saaticioglu and Razvi)

(8) Hoshikuma et al(1997)

횡철근에 대한 변수를 여러 가지로 두어서 실험을 수행하였다. 축방향 철근 유무, 횡철근비, 횡철근의 축방향 간격, 횡철근의 연결방법(용접, 갈고리), 단면형상비, 횡철근의 강도 및 지름등을 변수로 하여 연구가 수행되었다(그림 3.14).

Hoshikuma 등에 의해 제안된 모델은 콘크리트 응력-변형률 모델을 상승곡선식과 하강부 직선식으로 제안하였다. 상승곡선은 이전의 다른 연구자들이 2차원 또는 3차원 포물선으로 제안한 것과 달리 n이라는 계수를 사용하여 제안하였으며, n차의 포물선으로 상승곡선을 제안하였다. 최대응력, 최대응력시 변형률, 하강곡선의 구배는 Muruguma(1980), Fujii(1988) 등과 같이 횡철근비, 횡철근의 강도, 비구속 콘크리트의 강도를 변수로 하여 회귀분석을 통하여 정의하였다. 또한 다른 연구자들이 잔류응력을 최대응력의 20~30%로 제안한 것과 달리 실험결과에 의해서 하강곡선의 변화가 있는 위치, 즉, 극한한계변형률의 위치를 최대응력의 50%의 변형률로 제안하였다(그림 3.15). 본 모델은 현재 일본도로교설계기준에 적용되고 있는 모델이다.

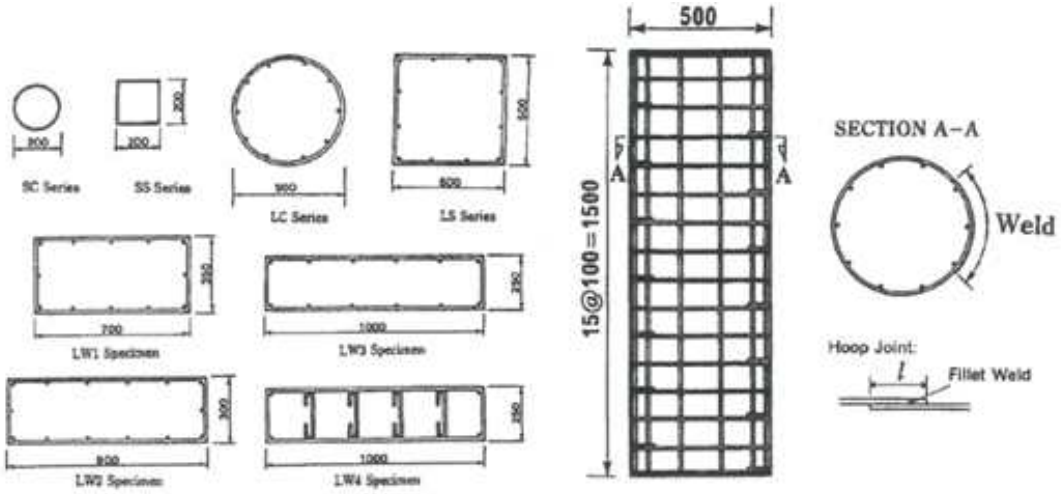


그림 3.14 실험에 적용된 모델(Hoshikuma et al)

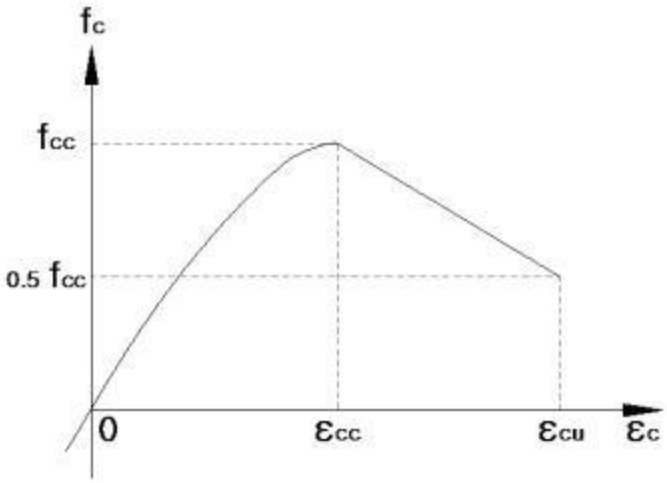


그림 3.15 콘크리트 응력-변형률 모델(Hoshikuma et al)

나. 국내 실험연구

국내에서는 연성도 내진설계에 대한 연구가 이루어지고 있다. 심부구속철근량을 산정식은 연성도와 부재의 특성값(강도, 단면, 철근비, 축력, 간격등)에 의해서 직접적으로 횡철근량을 산정하도록 되어있으며, 콘크리트 응력-변형률 모델에 대한 연구는 전무한 상태이다. 다음은 국내의 횡철근량 산정식에 대한 연구이다.

(1) 손혁수, 이재훈(2003)

철근콘크리트 교각의 내진설계시 심부구속철근량 산정에 대한 문제점을 해결하고 연성도를 고려한 합리적인 철근콘크리트 교각의 내진설계방법을 제안하기 위해 수행된 연구이다. 내진설계방법에 영향을 미치는 변수들을 조합하여 7,200개의 철근콘크리트 교각을 선정하고, 비선형 해석을 수행하여 심부구속철근량과 변위연성도의 상관관계를 분석한 연구이다.

분석결과를 통해서 심부구속철근량 산정에 대하여 식(3.16)로 나타내어 제안하였다. 여기서 α, β, 그리고 γ에 대한 정의는 식(3.11)~(3.13)의 식으로 제안하였다.

$$\rho_s = 0.014\frac{f_{ck}}{f_{yh}}\left\{\frac{A_g}{A_c}-0.6\right\}\cdot\ \alpha\cdot\ \beta+\gamma \tag{3.16}$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트 설계기준 압축강도(MPa)
f_{yh} : 횡방향철근의 설계기준 항복강도(MPa)
A_g : 기둥의 총단면적(mm^2)
A_c : 심부콘크리트 단면적(mm^2)

(2) 이재훈, 손혁수(2009)

2003년 손혁수등에 의해 제안된 철근콘크리트 교각의 소요연성도에 따른 심부구속철근량 산정식을 수정한 수정식을 제안하였다. 수정 제안식의 타당성 및 안전율 검증을 위해 89개 실험체의 변위연성도를 비교, 분석을 수행하였다. 이에 따라서 다음 식(3.17)과 같이 수정되었으며, 이는 도로교 설계기준(2012) 내진설계편에 적용되어 있다.

$$\rho_s = 0.008\frac{f_{ck}}{f_{yh}}\cdot\ \alpha\cdot\ \beta+\gamma \tag{3.17}$$

(3) 최은수, 이도형 등(2014)

2014년 최은수, 이도형 등에 의해서 외측 횡 구속된 콘크리트 공시체에 대한 거동에 대한 실험 및 연구가 진행되었다. 실험은 스테인레스 강과 GFRP(Glass Fiber Reinforced Polymer) 재료를 선택하여 사용하였다. 실험체의 변수는 횡철근비에 의한 간격과 하중재하 방법을 변수로 사용하였으며, 원형단면에 대해서만 실험하였다. 연구에서는 보강재료를 이용한 외측 횡보강 방법이 소성상태에서 보강재의 파단이 발생하기 전까지 우수한 구속력을 제공하는 것으로 나타났다.

다. 기존 재료모델의 비교

(1) 응력-변형률 관계식의 비교

국내외에서 제안된 콘크리트 응력-변형률 모델에 대한 상승곡선과 하강곡선에 대한 식을 표 3.4에 나타내었다. 상승곡선에서는 표 3.4의 재료모델 (1), (2), (4)는 2차원 포물선의 형태를 가지고 있다. 또한 Kf_{co}, f_{cc}로 표현되는 최대응력의 크기에서 변형률의 변화에 따른 콘크리트의 구속응력을 계산하고 있으며, 재료모델 (4)의 식에서는 변형률의 변화에 변수(1/(1+2K))를 추가하고 있다. 재료모델 (5)와 (6)은 상승곡선을 구간별로 2개를 제안하고 있는 형태를 가지고 있지만, 변형률의 변화량에 대해서 재료모델 (5)는 2차원으로, 재료모델 (6)은 3차원 방정식으로 제안하고 있다. 재료모델 (7)은 n이라는 계수를 사용하여 변형률의 변화량을 정의하고 있다. 재료모델 (3)은 유일하게 상승곡선과 하강곡선을 단일식으로 정의하여 제안하고 있다.

하강곡선에서는 재료모델 (3)을 제외한 나머지 6개의 재료모델에서 유사한 형태로 제안하고 있다. 최대응력에 도달한 이후에는 직선으로 하강하는 모델을 제안하고 있다. 재료모델 (1)과 (2)는 Z_m과 Z라는 계수의 식에 적용되는 모든 항목에 대한 수식으로 하강기울기를 제안하고 있다. 재료모델 (4)는 최대응력의 85%일때의 변형률을 기준으로 하강기울기를 제안한다. 재료모델 (5)는 극한한계변형률을 정의함으로써, 재료모델 (6)과 (7)은 하강기울기의 크기(E_{des})를 제시하고 있다.

각각의 재료모델에서 파괴점의 위치는 잔류응력의 크기를 정의하거나, 극한한

계변형률의 위치를 제안하고 있다. 재료모델 (1), (2), (4), (6), (7)은 잔류응력을 최대응력의 20%, 30%, 50%로 각각 제안하며, 재료모델 (3)과 (5)는 극한한계변형률의 위치를 제안하고 있다. 7개의 재료모델 모두 사각단면에는 적용할 수 있는 모델이다. 원형단면에 적용할 수 있는 재료모델은 (1)과 (2)를 제외한 5개의 모델을 모두 적용할 수 있다. 벽식단면에 대해서는 재료모델 (3), (4), (7)을 적용할 수 있다.

(2) 재료모델별 실험체 특성

연구자들이 구속된 콘크리트 응력-변형률 모델의 제안을 위해서 실험체를 설계, 제작하여 실험을 수행하였다. 표 3.5는 제안 모델별 실험체 제원 및 특성을 나타내었다.

(1)의 Kent and Park는 최초 100x150의 직사각형단면의 보(Beam)를 제작하여, 실험의 결과를 사용하였고, 이후 1982년 정사각형단면의 기둥부재 4기를 제작, 실험을 수행하여 결과에 대한 모델을 제안하였다. (2)의 Sheikh and Uzumeri는 정사각형단면의 부재를 띠철근 형상을 4개를 기반으로 각각 6개의 실험체, 총 24기를 제작하여 실험을 수행하였다. (3)Mander는 원형단면 총 15기, 정사각형단면 15기, 벽식단면 총 14기를 제작하여 실험을 하였다. (4)Saaticioglu and Razvi는 앞선 (3)의 원형단면 실험체와 (2), (3) 그리고 이 외의 다른 연구자(Scott et al)에 의한 실험결과에 추가적인 11기의 실험을 통해서 모델을 제안하였다. (5) Muruguma는 원형단면 10기, 정사각형 단면 10기, (6)Fujii는 원형단면 50기, 정사각형 단면 30기에 대한 실험을 수행하였다. (7)Hoshikuma는 원형단면 16기, 정사각형 단면 11기, 벽식단면 4기에 대한 실험을 수행하였다.

실험체의 크기는 (1)의 550x550의 정사각형 단면과, (7)의 지름 500mm 단면이 가장 크게 적용된 단면이었으며, 대부분 200mm 내외의 단면으로 구성되어 있다. 횡철근비의 구성은 (7)에서 최소 0.19%이며, (3)에서 최대 7.87이다. 비구속 콘크리트의 강도는 보통 콘크리트의 강도의 범위인 20~30MPa의 범위가 가장 많았으며, 최소는 (7)의 18.5MPa, 최대는 (6)의 50.0MPa 이다. 횡철근 강도는 흔히 사용되는 300~400MPa의 범위의 강도가 대부분이었으며, 최소, 최대값은 (5)

의 164MPa, 1425 MPa 이다. 횡철근의 연결은 띠철근을 축방향철근 중 한 곳에 갈고리로 엮는 Hook 타입과, 다른 형상의 띠철근 두 개 이상을 겹쳐서 배치하는 Overlapping 타입, 하나의 철근이 축방향 철근을 둘러싸고 있는 Spiral(나선철근) 타입, 용접을 하는 Weld 타입, 그리고 위의 횡철근 연결에서 추가로 보강을 해주는 보강띠철근(Cross-tie)이 설치되는 경우가 있었다. 원형단면으로 실험체를 제작한 연구에서는 모든 실험체가 Spiral과 Weld 타입을 적용하였으며, (7)은 3기의 Hook 타입의 실험체를 제작하여 실험하였다. 정사각형단면의 경우는 (1), (2), (3)에서는 Overlapping 타입을 적용하고 있으며, (4), (6), (7)은 Weld 타입을 적용하고 있다. (5)의 경우에는 유일하게 Spiral 타입을 제작하여 실험하였다. 벽식단면에 대한 실험은 (3)과 (7)에서 적용되었으며, (3)은 띠철근을 Hook 타입으로 하고 단면 중심부에는 단면보다 크기가 작은 폐합띠철근 또는 보강띠철근으로 보강하였으며, (7)은 띠철근을 Weld 타입으로 연결 후 보강띠철근으로 보강하여 제작하였다.

각각의 제안 모델을 위한 실험체를 살펴보면, 용접과 나선철근은 현재 우리나라 현장에서는 거의 쓰이지 않는 방식이며, 현장에서 적용되는 띠철근으로 제작된 실험체는 (1)과 (2), 그리고 (3) 실험체로 국한할 수가 있다. 그러나 (1), (2), (3)의 실험체는 두 개의 폐합띠철근을 겹쳐서 설치한 것이다. 우리나라 현장에서는 시공성을 문제로 쓰이지 않는 단면이다. 이에 다른 연구자의 실험을 통한 제안 모델을 우리나라의 횡철근 상세에 적용하는 부분에서는 어렵다고 할 수 있겠다.

표 3.4 구속된 콘크리트의 응력-변형률 제안 모델식

Model	Stress-Strain Model for Confined Concrete			적용가능 단면형상
	상승곡선(Ascending branch)	하강곡선(Descending branch)	잔류응력	
(1) Modified Kent and Park (1982)	$f_c = Kf_c'\left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K}\right)^2\right]$	$f_c = Kf_c'[1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002K)]$	20% of Kf_c'	Square
(2) Sheikh and Uzumeri (1982)	$f_c = Kf_{co}\left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{s1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{s1}}\right)^2\right]$	$f_c = f_{cc}\{1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_{cc})\}$	30% of f_{cc}	Square
(3) Mander et al. (1988)	$f_c = \frac{f_{cc}xr}{r-1+x^r}$		-	Square, Circle, Wall-type
(4) Saatcioglu-Razvi (1992)	$f_c = f_{cc}\left[2\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right)^2\right]^{1/(1+2K)}$	$f_c = f_{cc} - \frac{0.15f_{cc}}{\epsilon_{85} - \epsilon_{cc}}(\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	20% of f_{cc}	Square, Circle, Wall-type
(5) Muruguma et al. (1980)	$f_c = E_i\epsilon_c + \frac{f_{cc} - E_i\epsilon_m}{\epsilon_m}\epsilon_c^2$ $f_c = \frac{f_{co} - f_{cc}}{(\epsilon_{co} - \epsilon_{cc})^2}(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^2 + f_{cc}$	$f_c = \frac{f_{cu} - f_{cc}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{cc}}(\epsilon_c - \epsilon_{cc}) + f_{cc}$	-	Square, Circle
(6) Fujii et al. (1988)	$f_c = E_i\epsilon_c + \frac{f_{cc} - E_i\epsilon_{co}}{\epsilon_{co}}\epsilon_c^2$ $f_c = \frac{f_{co} - f_{cc}}{(\epsilon_{co} - \epsilon_{cc})^3}(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^3 + f_{cc}$	$f_c = f_{cc} - E_{des}(\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	20% of f_{cc}	Square, Circle
(7) Hoshikuma (1997)	$f_c = E_c\epsilon_c\left[1 - \frac{1}{n}\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right)^{n-1}\right]$	$f_c = f_{cc} - E_{des}(\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	50% of f_{cc}	Square, Circle, Wall-type

f_c : 콘크리트의 압축강도(MPa), f_{yh} : 횡방향 철근의 항복강도(MPa), ϵ_c : 콘크리트의 축방향 변형률, ρ_{sh} : 심부에 대한 횡방향 철근의 체적비, A_s : 띠철근의 단면적(㎟)
f_{cc} : 구속 콘크리트 강도(MPa), f_{co} : 비구속 콘크리트 강도(MPa), ϵ_{cc} : 최대 구속응력시 변형률, ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한한계변형률, ϵ_{su} : 철근의 극한한계변형률

표 3.5 제안 모델별 실험체 제원 및 특성

Model	단면형상	실험체 크기 (mm)	횡철근비 (%)	비구속 콘크리트 강도 (MPa)	횡철근 강도 (MPa)	실험체 갯수	횡철근 배근 연결
(1) Modified Kent and Park (1982)	Rectangle	100 x 150	0.35~1.87	27.6	275	14	Unknown
	Square	550 x 550	1.50~3.50	23.1~41.4	294~316	4	Hook & Overlapping
(2) Sheikh and Uzumeri (1982)	Square	300 x 300	0.76~2.40	31.2~40.86	275~757	24	Hook & Overlapping
(3) Mander et al. (1988)	Circle	D 500	1.60~4.80	28.0~33.0	307~340	15	Spiral
	Square	450 x 450	1.86~1.97	22.0~23.0	309	15	Hook & Overlapping
	Wall-type	150 x 700	1.62~7.87	28.0~41.0	310~360	14	Hook, Cross-tie & Overlapping
(4) Saatcioglu-Razvi (1992)	Square	160 x 160	1.34~2.78	23.0~29.0	Unknown	11	Weld
(5) Muruguma et al. (1980)	Circle	D 150	0.76~2.79	31.4	164~1380	10	Spiral
	Square	194 x 194	0.90~3.13	31.8	195~1425	10	Spiral
(6) Fujii et al. (1988)	Circle	D 150	0.62~4.02	30~50	328~863	50	Weld
	Square	150 x 150	0.62~2.50	30~50	328~863	30	Weld
(7) Hoshikuma (1997)	Circle	D 200	0.39~4.66	18.5	235	6	Weld
		D 500	0.19~1.16	28.8	295	10	Weld & Hook
	Square	200 x 200	0.39~4.66	23.2	235	6	Weld
		500 x 500	1.73~4.10	24.3	295	5	Weld
	Wall-Type	350 x 700 300 x 900 250 x 1000	1.72~2.45	24.3	295	4	Weld & Cross-tie

라. 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)의 응력-변형률 모델

(1) 단면설계를 위한 응력-변형률 관계식

휨부재의 단면설계를 위하여 그림 3.16과 같은 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계식을 제공하고 있다.

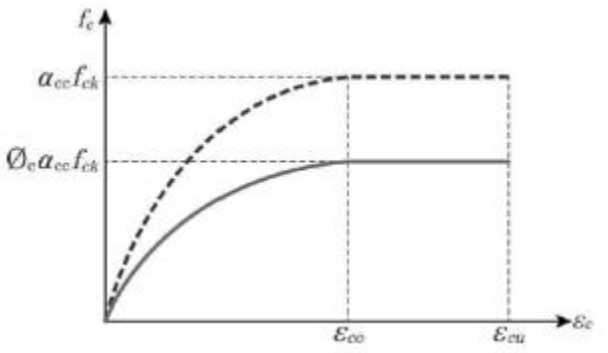


그림 3.16 단면설계를 위한 응력-변형률 곡선

$$0 \le \epsilon_c \le \epsilon_{co} \text{ 구간에서, } f_c = \phi_c (0.85 f_{ck}) \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] \tag{3.18}$$

$$\epsilon_{co} < \epsilon_c \le \epsilon_{cu} \text{ 구간에서, } f_c = \phi (0.85 f_{ck}) \tag{3.19}$$

여기서,

ϕ_c = 콘크리트에 대한 재료계수
n = 상승 곡선부의 형상지수
ϵ_{co} = 최대 응력에 처음 도달할 때의 변형률
ϵ_{cu} = 극한한계변형률

콘크리트 강도가 40 MPa 이하인 경우, n, ϵ_{co}, ϵ_{cu}는 각각 2.0, 0.002, 0.0033으로 한다. 콘크리트 강도가 40 MPa을 초과할 경우에는 매 10 MPa의 강도 증가에 대하여, n, ϵ_{co}의 값을 0.0001씩 증가시키고 ϵ_{cu}의 값을 0.0001씩 감소시키며, n은 식(3.20)에 따라 결정한다.

$$n = 1.2 + 1.5\left(\frac{100 - f_{ck}}{60}\right)^4 \leq 2.0 \tag{3.20}$$

$$\epsilon_{co} = 0.002 + \left(\frac{f_{ck} - 40}{100{,}000}\right) \geq 0.002 \tag{3.21}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - \left(\frac{f_{ck} - 40}{100{,}000}\right) \leq 0.0033 \tag{3.22}$$

표 3.6 단면설계를 위한 응력-변형률 곡선의 콘크리트 강도 변화에 따른 계수값

f_{ck} (MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70	80	90
n				2.0				1.92	1.50	1.29	1.22	1.20
$\epsilon_{co,r}(\%)$				2.0				2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
$\epsilon_{cu,r}(\%)$				3.3				3.2	3.1	3.0	2.9	2.8

(2) 횡방향으로 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계식

횡방향철근으로 구속된 휨부재는 횡구속 효과를 고려한 응력-변형률 관계를 사용하여 휨강도와 변형 성능을 검증할 수 있다. 이때의 횡구속 철근은 심부콘크리트를 구속할 수 있는 철근상세를 가진 횡방향 철근이어야 한다. 별도로 조사된 상세한 자료가 없는 경우, 다음 식으로 콘크리트의 압축강도와 변형률이 증가된 포물선-직선 형상의 응력-변형률 관계를 사용할 수 있다.

$$f_{ck,c} = f_{ck} + 3.7 f_2 \tag{3.23}$$

$$\epsilon_{co,c} = \epsilon_{co}(f_{ck,c}/f_{ck})^2 \tag{3.24}$$

$$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu} + 0.2 f_2/f_{ck} \tag{3.25}$$

$f_2(=f_3)$ = 극한한계상태에서 구속에 의해서 발생하는 횡방향 유효 압축응력으로 원형후프나 나선철근으로 횡구속된 경우에는 식(3.26)으로, 사각형 띠철근으로 횡구속된 경우에는 식(3.27)로 구한다.

$$f_2 = \frac{1}{2}\rho_s f_{sh}\left(1-\frac{s}{d_s}\right) = \frac{2A_{sp}f_{yh}}{sd_c}\left(1-\frac{s}{d_c}\right) \tag{3.26}$$

$$f_2 = \rho_{\in} f_{yh}\left(1-\frac{s}{d_{cl}}\right)\left(1-\frac{s}{b_{cs}}\right)\left(1-\frac{\Sigma b_i^2/6}{b_{cl}b_{cs}}\right) \tag{3.27}$$

ρ_s = $(4A_{sp})/(sd_c)$
콘크리트 싱부체적에 대한 횡구속 철근의 체적비

f_{yh} = 횡구속 철근의 설계기준항복강도(MPa)

s = 부재의 축방향으로 측정한 횡구속 철근의 간격(mm)

d_c = 원형 단면의 횡구속 철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수(mm)

A_{sp} = 원형 단면의 횡구속 철근 한 개의 단면적(mm^2)

$\rho_{r\min}$ = 긴변 방향과 짧은 변 방향으로 계산한 사각형 횡구속 띠철근의 체적비(ρ_{rl}과 ρ_{rs}) 중 작은 값 $\rho_{rl}=A_{shl}/(sb_{cs})$, $\rho_{rs}=A_{shs}/(sb_{cl})$

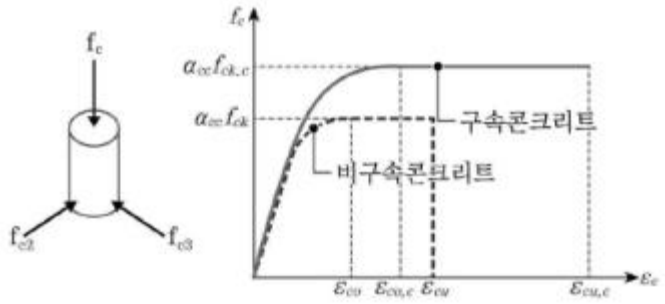
A_{shl} = 긴 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm^2)

A_{shs} = 짧은 변 방향으로 배치된 사각형 횡구속 띠철근의 총 단면적(mm^2)

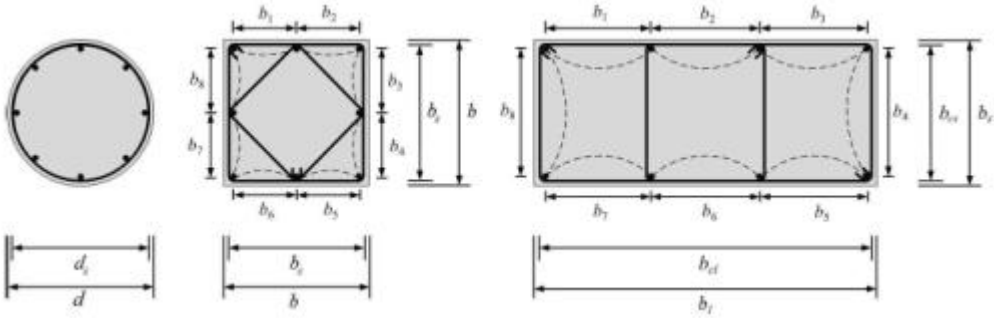
$b_{c\min}$ = 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 작은 값(mm)

$b_{c\max}$ = 사각형 횡구속 띠철근 외측표면을 기준으로 한 콘크리트 심부의 단면 치수 중에서 큰 값(mm)

b_i = 후프띠철근의 모서리나 보강띠철근의 갈고리로 구속된 축방향 철근 사이의 중심 간격(mm)으로, 식(3.27)에는 단면 둘레의 변을 따라 존재하는 모든 b_i를 계산에 포함한다.



(a) 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계



(b) 횡구속된 압축부재

그림 3.17 구속된 콘크리트의 응력-변형률 관계와 횡구속된 압축부재

4. 요소실험체 설계 및 제작

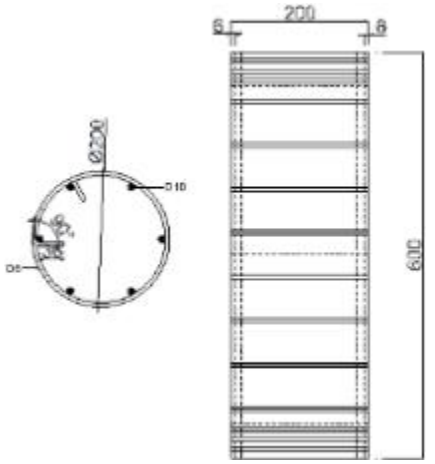
가. 실험체 설계

본 실험에서는 압축력을 받는 콘크리트의 응력-변형률에 따른 거동 특성을 분석하기 위하여 표 3.7과 같이 축방향철근의 有無와 무근콘크리트에 따라 원형단면 100기, 사각단면은 종횡비에 따라 각각 100기씩, 총 300기의 실험체를 제작하였다. 실험체 설계 변수는 횡철근비(ρ_s)로 하였고, 횡철근비(ρ_s)에 따라 횡철근의 수직방향의 배근간격(s)에 따라 실험체를 구분하였다. 도로교설계기준(2012) 대비 횡방향 철근량으로 구분하였다. 원형단면 실험체의 경우 도로교설계기준에 대비하여 40%, 60%, 79%, 98%, 121%, 157%로 구분하여 6종류로 하였고, 종횡비 1:1의 사각단면은 49%, 71%, 87%, 112%, 131%로, 종횡비 1:2의 사각단면은 31%, 58%, 87%, 105%, 131% 구분하여 5종류로 각각 제작하였다. 실험체의 설계는 순수한 횡구속 효과를 파악하기 위하여 그림 3.18과 같이 피복 없이

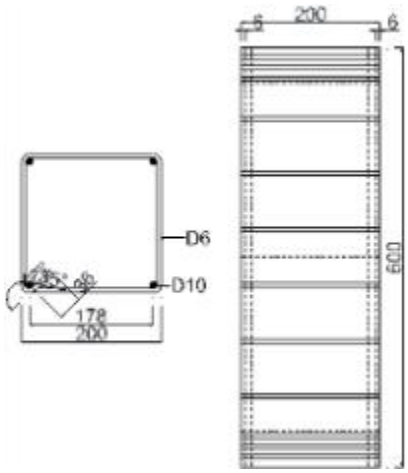
제작하였다.

표 3.7 재료레벨 실험체 제작

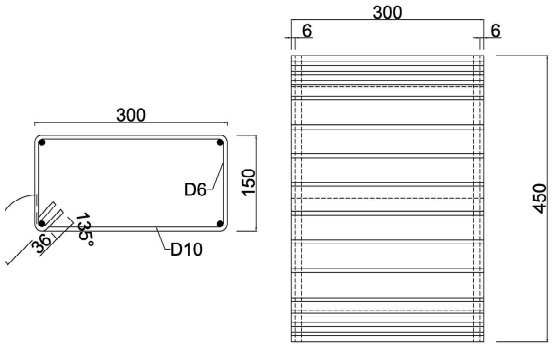
구분	사각단면 (종횡비 1:1)	사각단면 (종횡비 1:2)	원형단면	비고
도로교설계기준 횡구속량 대비 31%~ 157%	50기	50기	60기	축방향철근 有
	45기	45기	36기	축방향철근 無
무근 실험체	5기	5기	4기	
실험체 총 개수 : 300 기				



(a) 원형단면 실험체 배근도



(b) 사각단면(종횡비 1:1) 실험체 배근도



(c) 사각단면(종횡비 1:2) 실험체 배근도

그림 3.18 횡철근 배근도(단위 : mm)

표 3.8 원형단면 실험체 제원

실험체 ID	단면 크기 [mm]	횡철근비 [ρ_s]	횡철근 수직간격 [s, mm]	실험체 수	도로교 설계기준 대비 횡방향 철근량 [%]	축방향 철근비 [ρ_l, %]
C50-O	∅200mm × 600mm	0.0113	50	10	157	축방향철근 有 0.908 [4@D10]
C50-X				6		
C65-O		0.0087	65	10	121	
C65-X				6		
C80-O		0.0071	80	10	98	
C80-X				6		
C100-O		0.0057	100	10	79	
C100-X				6		
C130-O		0.0043	130	10	60	
C130-X				6		
C195-O		0.0029	195	10	40	
C195-X				6		

표 3.9 사각단면(종횡비 1:1) 실험체 제원

실험체 ID	단면 크기 [mm]	횡철근비 [ρ_s]	횡철근 수직간격 [s, mm]	실험체 수	도로교 설계기준 대비 횡방향 철근량 [%]	축방향 철근비 [ρ_l, %]
S30-O	□200mm × 200mm × 600mm	0.0189	30	10	131	축방향철근 有 0.713 [4@D10]
S30-X				9		
S35-O		0.0162	35	10	112	
S35-X				9		
S45-O		0.0126	45	10	87	
S45-X				9		
S55-O		0.0103	55	10	71	
S55-X				9		
S80-O		0.0071	80	10	49	
S80-X				9		

표 3.10 사각단면(종횡비 1:2) 실험체 제원

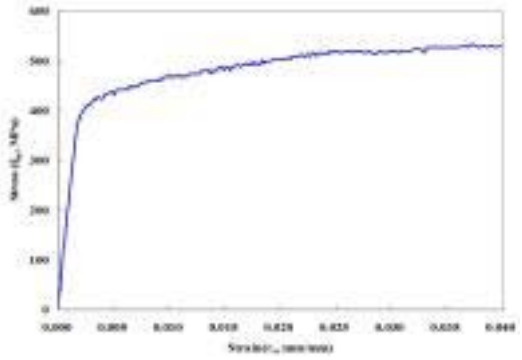
실험체 ID	단면 크기 [mm]	횡철근비 [ρ_s, %]	횡철근 수직간격 [s, mm]	실험체 수	도로교 설계기준 대비 횡방향 철근량 [%]	축방향 철근비 [ρ_l, %]
R20-O	□150mm × 300mm × 450mm	0.0094	20	10	131	축방향철근 有 0.634 [4@D10]
R20-X				9		
R25-O		0.0075	25	10	105	
R25-X				9		
R30-O		0.0063	30	10	87	
R30-X				9		
R45-O		0.0042	45	10	58	
R45-X				9		
R85-O		0.0022	85	10	31	
R85-X				9		

실험체의 설계는 순수한 횡구속 효과를 파악하기 위하여 피복 없이 제작하였고, 축방향 철근은 D10, 횡방향 철근은 D6으로 배근하였다. 또한 철근과 콘크리트의 변형률을 측정하기 위하여 철근게이지(Steel strain gauge)와 콘크리트 게이지(Concrete strain gauge)를 부착하였고 철근의 항복강도(f_y)는 400MPa로 하였으며, 설계기준 압축강도(f_{ck})는 24.0MPa로 설계하였다. 실험체 공시체의 실제 콘크리트 압축강도는 24.2MPa이며, 인장실험을 통한 철근의 항복강도는 약 400MPa(그림 3.19)이다. 또한 모든 실험체는 복부에서 파괴를 유도하고, 가력 중 가력부에서의 국부파괴를 방지하기 위하여 하중이 가해지는 양단부에서는 횡철근을 설계된 철근비보다 조밀하게 배치하였다.

횡철근의 설계는 도로교설계기준(2012)에 의거하여 90° 갈고리는 횡철근 지름의 6배 이상의 연장길이를 갖게 하였고, 135° 갈고리는 횡철근 지름의 6배와 80mm 중 큰 값 이상의 연장길이를 갖게 하였다. 또한 배근시 축방향철근을 감싸는 형상으로 설치하였다. 그림 3.20은 제작된 갈고리 상세를 나타낸 것이다.

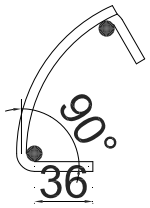


(a) 인장강도 시험

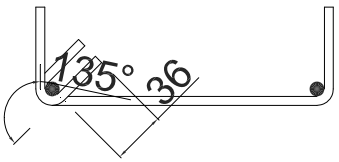


(b) 인장강도 시험결과

그림 3.19 철근(D6)의 인장강도 시험결과



(a) 원형



(b) 정사각형

그림 3.20 횡철근의 갈고리 상세도(단위:mm)

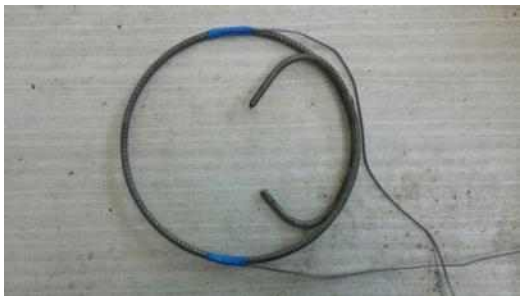
나. 실험체 제작과정

(1) 원형단면 실험체 제작과정

그림 3.21은 원형단면 실험체의 제작 과정을 나타내었다. 원형단면 실험체의 제작을 위한 거푸집은 직경 200mm의 PVC관을 사용하였고, 양생 후 탈형의 편의를 위하여 글라인딩을 하는 방식으로 원형단면 실험체의 거푸집을 제작하였다. 높이 600mm로 절단된 PVC관 내부에 축방향 철근과 횡방향 철근을 설계된 철근 간격에 따라 배근하였고, 철근이 배근된 PVC관에 콘크리트를 타설하였다. 타설 28일이 경과된 후에 거푸집을 탈형하는 방식으로 원형단면 실험체를 제작하였다.



(a) 횡철근 가공



(b) Strain gauge 부착



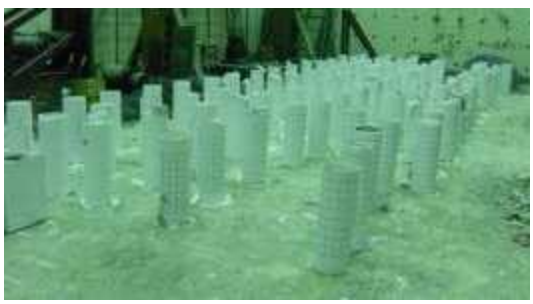
(c) 철근배근(1)



(d) 철근배근(2)



(e) 콘크리트 타설



(f) 거푸집 탈형

그림 3.21 원형단면 실험체 제작 과정

(2) 사각단면(종횡비 1:1) 실험체 제작과정

그림 3.22는 종횡비 1:1의 사각단면 실험체의 제작 과정을 나타내었다. 정사각형단면 실험체의 제작을 위한 거푸집은 목재를 이용하여 제작하였다. 제작된 거푸집에 축방향철근과 횡방향철근을 설계된 철근 간격에 따라 배근하였고, 철근이 배근된 거푸집에 콘크리트를 타설하였다. 타설 28일이 경과된 후에 거푸집을 탈형하는 방식으로 정사각형단면 실험체를 제작하였다.



(a) 횡철근 가공



(b) Strain gauge 부착



(c) 철근배근(1)



(d) 철근배근(2)



(e) 콘크리트 타설



(f) 거푸집 탈형

그림 3.22 사각단면(종횡비 1:1) 실험체 제작 과정

(3) 사각단면(종횡비 1:2) 실험체 제작과정

그림 3.23은 종횡비 1:2의 사각단면 실험체의 제작 과정을 나타내었다. 직사각형단면 실험체의 제작을 위한 거푸집은 목재를 이용하여 제작하였다. 제작된 거푸집에 축방향철근과 횡방향철근을 설계된 철근 간격에 따라 배근하였고, 철근이 배근된 거푸집에 콘크리트를 타설하였다. 타설 28일이 경과된 후에 거푸집을 탈형하는 방식으로 직사각형단면 실험체를 제작하였다.



(a) 횡철근 가공



(b) Strain gauge 부착



(c) 철근배근(1)



(d) 철근배근(2)



(e) 콘크리트 타설



(f) 거푸집 탈형

그림 3.23 사각단면(종횡비 1:2) 실험체 제작 과정

5. 재료레벨 압축실험 및 결과

가. 실험방법

콘크리트 압축실험 하중재하는 2000kN 용량의 만능재료시험기(U.T.M)를 사용하여 하중을 가하였고, 가해지는 하중을 측정하기 위하여 실험체와 만능재료시험기의 테이블 사이에 로드셀(Loadcell)을 설치하였다. 실험체 단부에서의 국부파괴를 방지하기 위하여 실험체 상하끝단에서 90mm 위치까지 두께 10mm의 강재

를 이용하여 제작한 강재 캡(Steel cap)을 씌웠다.

그리고 축방향 변형률을 측정하기 위하여 실험체 전후좌우의 네 곳에 LVDT 변위계와 실험체 전후 상단에 Wire DT 변위계를 설치하여 총 6곳에서 변위를 측정하였다. 또한, 하중 재하 초기와 재하 중에 발생하는 단부에서의 슬립량(강재 캡과 실험체 사이의 간극)을 측정하기 위하여 강재 캡(Steel cap)과 실험체 사이에 Clip DT를 설치하였다. 그림 3.24는 실험체의 설치 개념도이며 그림 3.25은 실제 실험 모습이다.

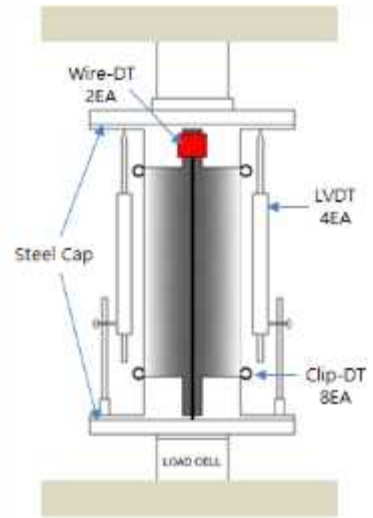


그림 3.24 실험체 설치 개념도



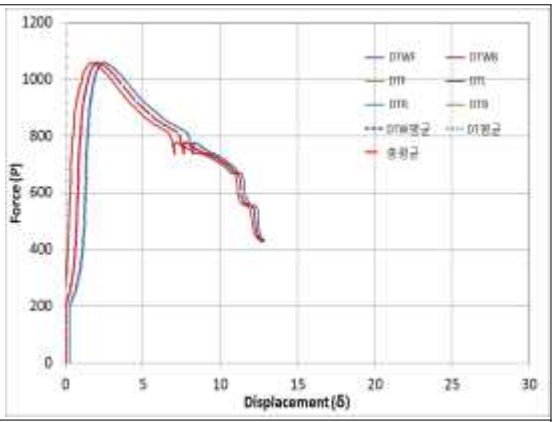
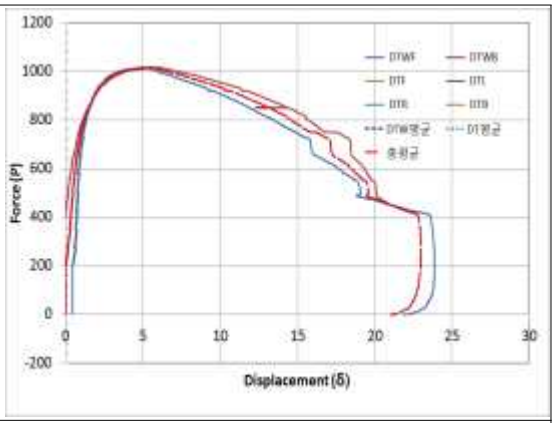
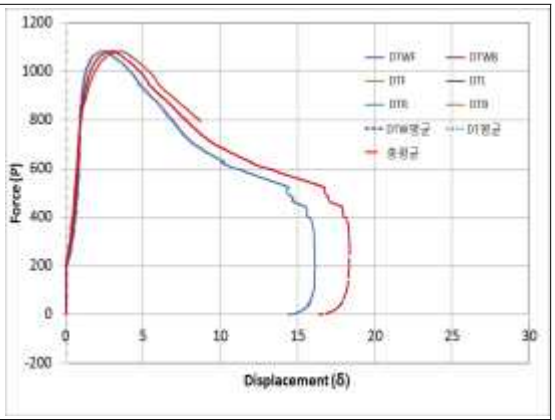
(a) 원형단면 (b) 정사각형단면 (b) 직사각형단면

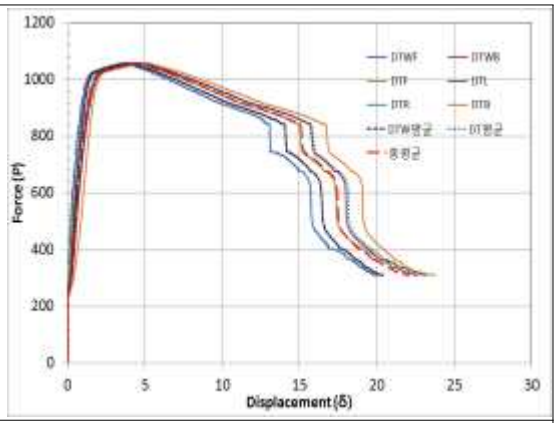
그림 3.25 실제 실험체 실험 모습

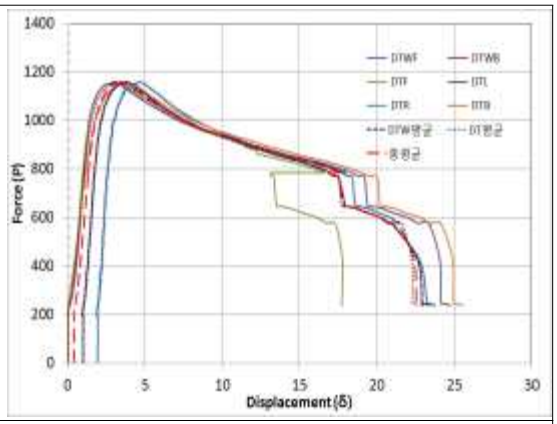
나. 실험결과 및 분석

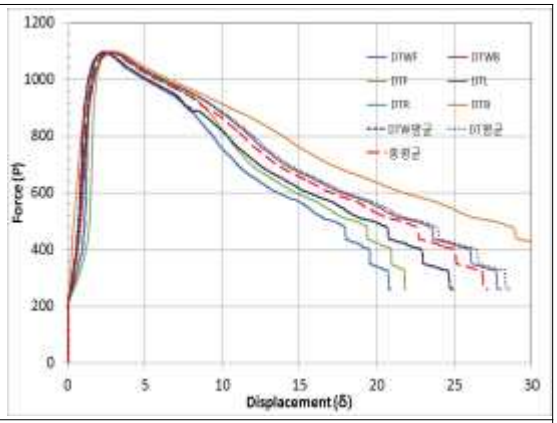
(1) 원형단면 실험체 실험결과 및 하중(P)-변위(δ) 곡선

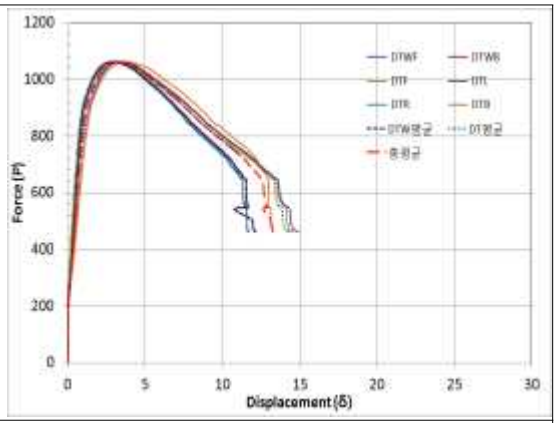
각 실험체의 파괴형상 및 하중-변위 관계는 다음과 같다.

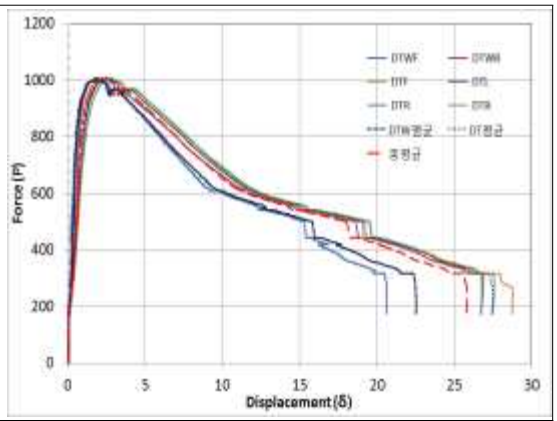
<table>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>C50-O1</td><td>P-δ Curve</td></tr>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>C50-O2</td><td>P-δ Curve</td></tr>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>C50-O3</td><td>P-δ Curve</td></tr>
</table>

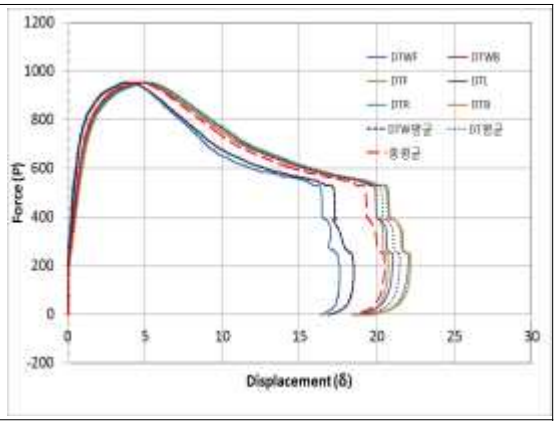
	
C50-O4	P-δ Curve

	
C50-O5	P-δ Curve

	
C50-O6	P-δ Curve

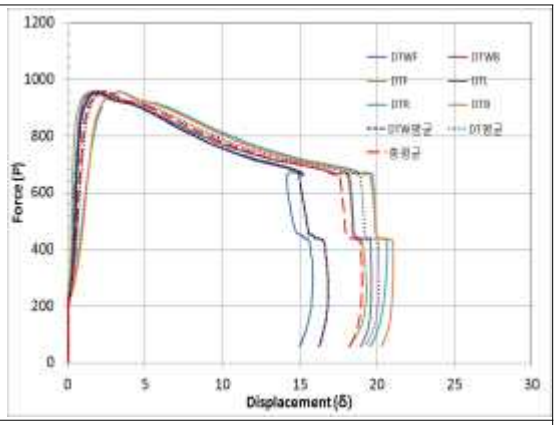
	
C50-O7	P-δ Curve

	
C65-O1	P-δ Curve

	
C65-O2	P-δ Curve



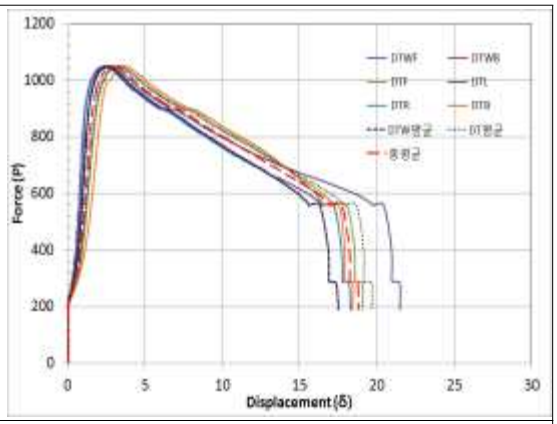
C65-O3



P-δ Curve



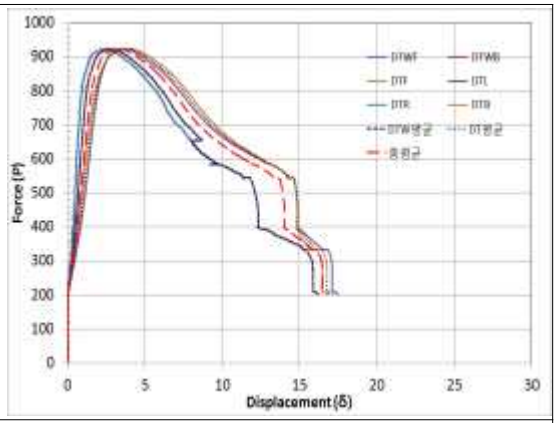
C65-O4



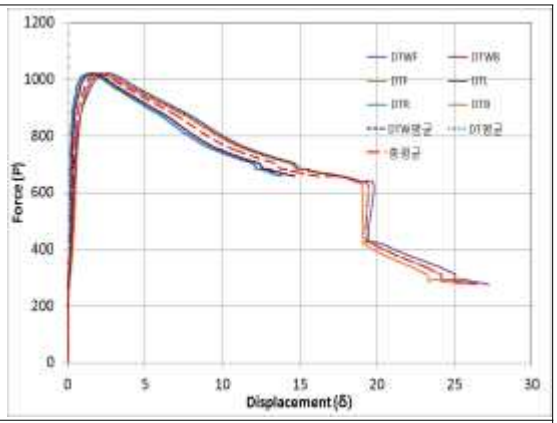
P-δ Curve

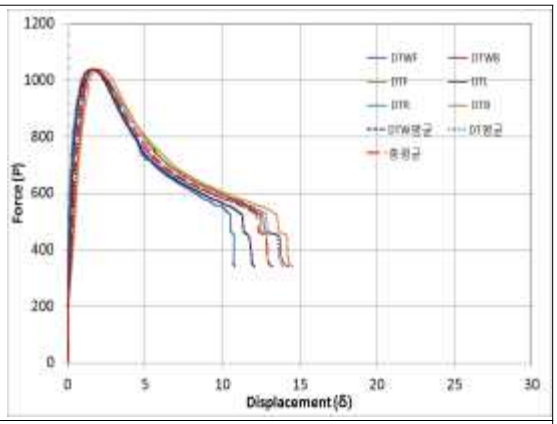


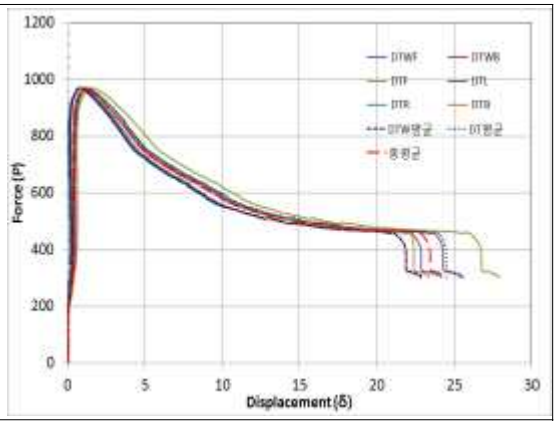
C65-O5

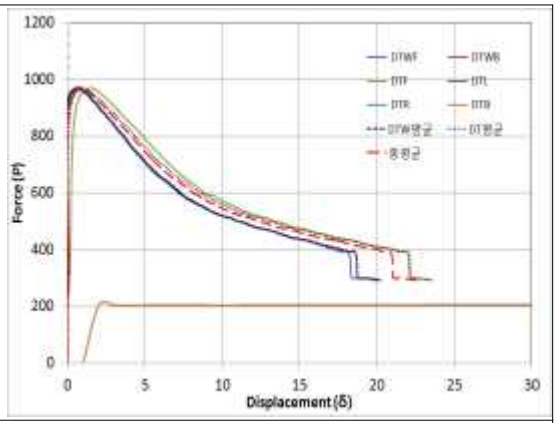
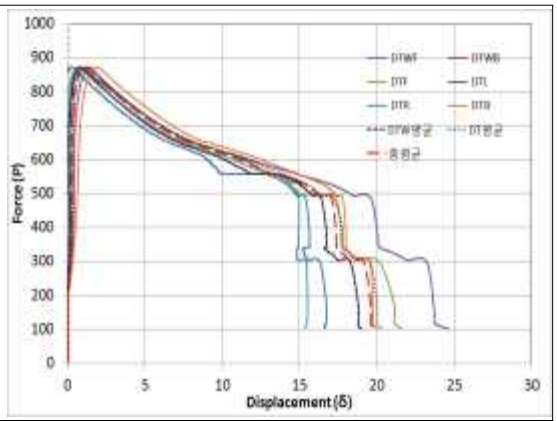
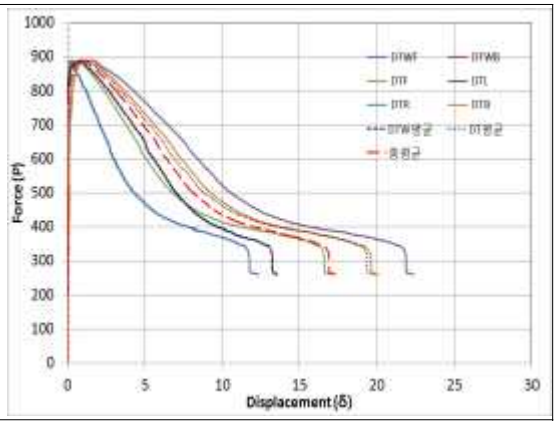


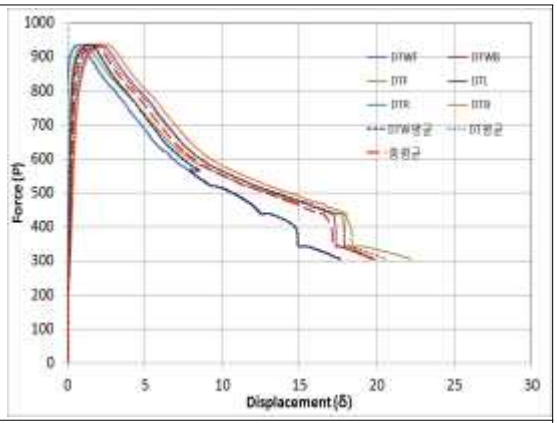
P-δ Curve

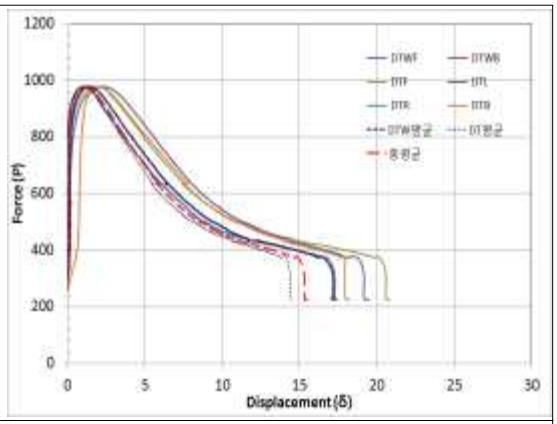
	
C65-O6	P-δ Curve

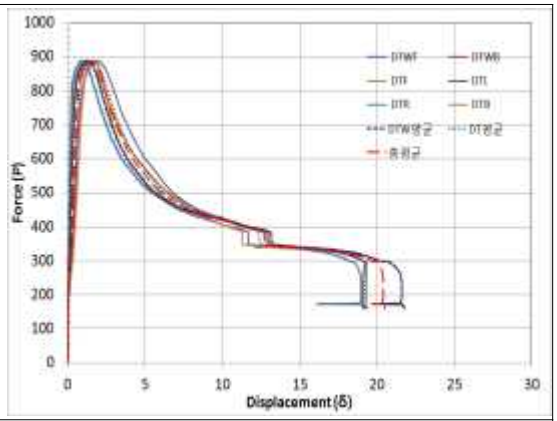
	
C65-O7	P-δ Curve

	
C80-O1	P-δ Curve

	
C80-O2	P-δ Curve
	
C80-O3	P-δ Curve
	
C80-O4	P-δ Curve

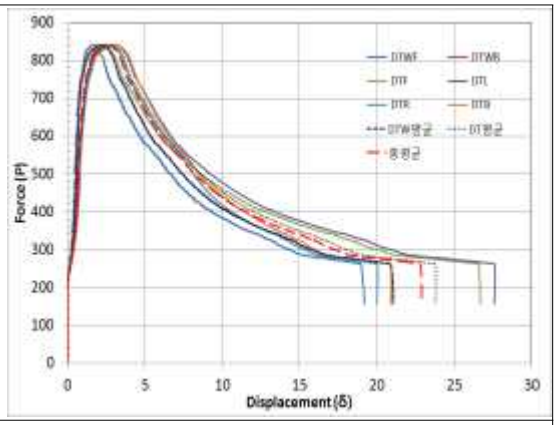
	
C80-O5	P-δ Curve

	
C80-O6	P-δ Curve

	
C80-O7	P-δ Curve



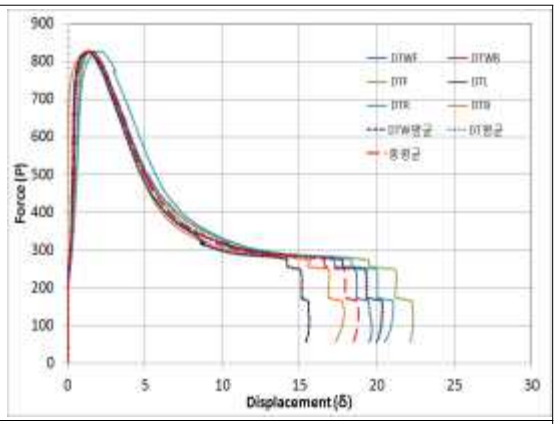
C100-O1



P-δ Curve



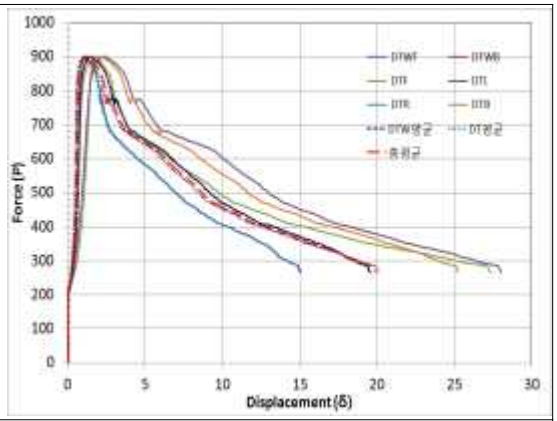
C100-O2



P-δ Curve



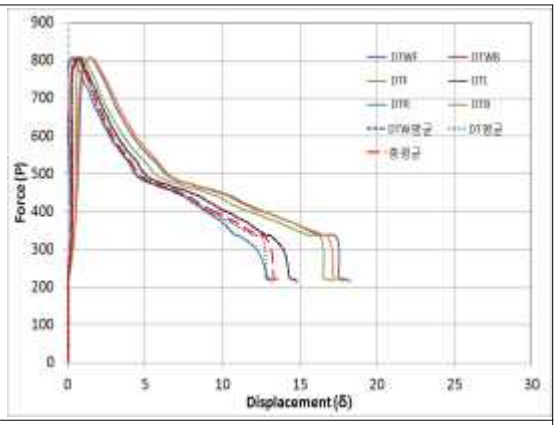
C100-O3



P-δ Curve



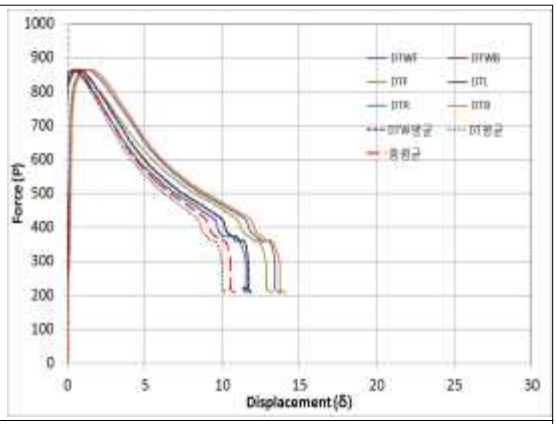
C100-O4



P-δ Curve



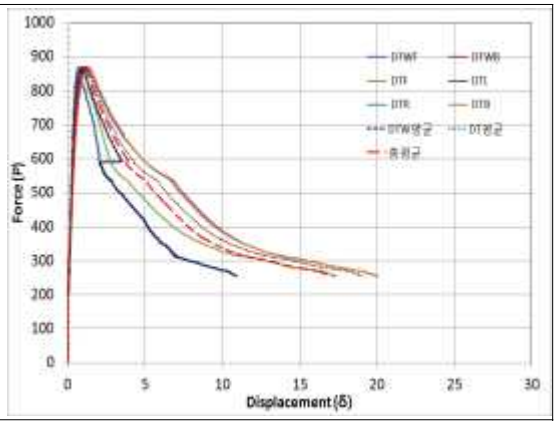
C100-O5



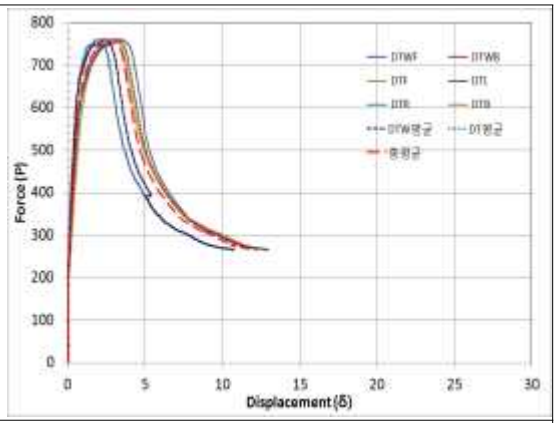
P-δ Curve

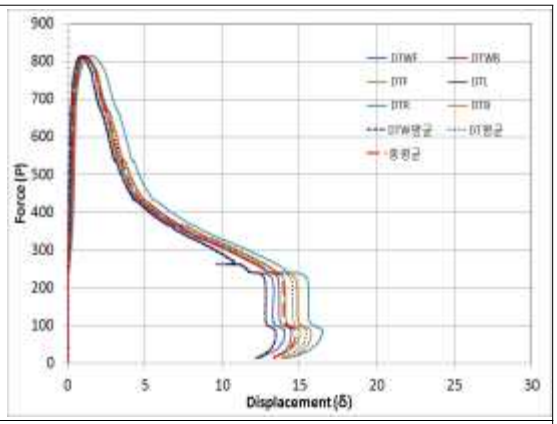


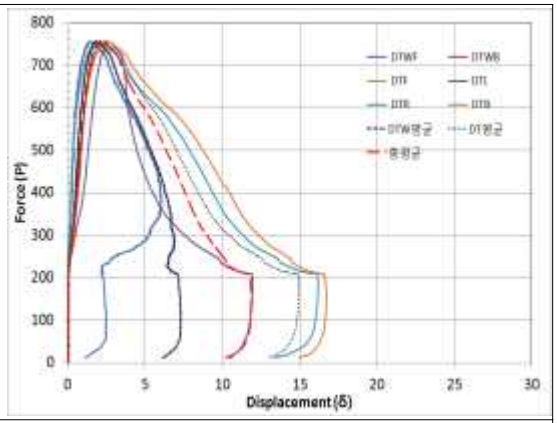
C100-O6

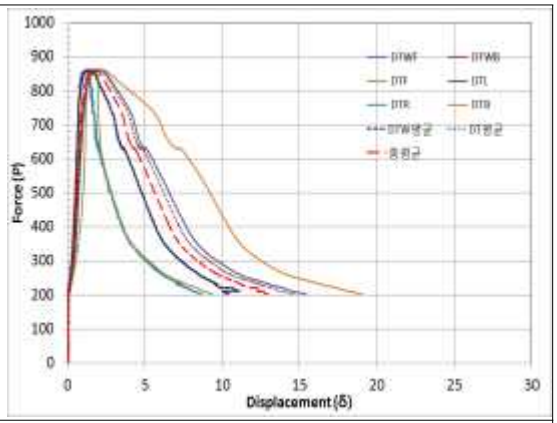
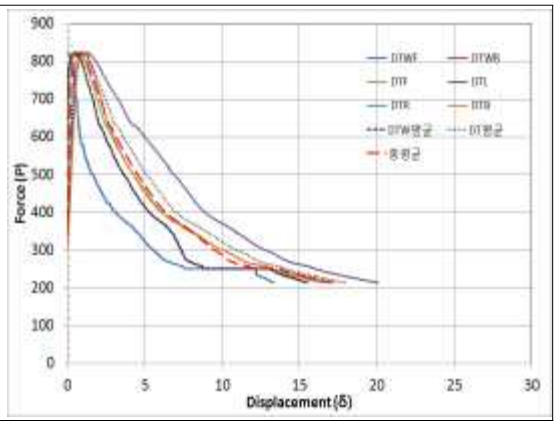
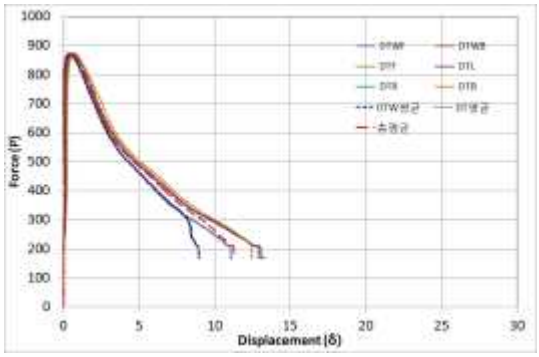


P-δ Curve

	
C100-O7	P-δ Curve

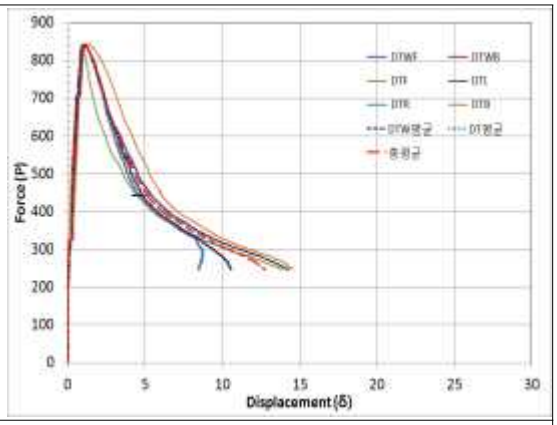
	
C130-O1	P-δ Curve

	
C130-O2	P-δ Curve

	
C130-O3	P-δ Curve
	
C130-O4	P-δ Curve
	
C130-O5	P-δ Curve



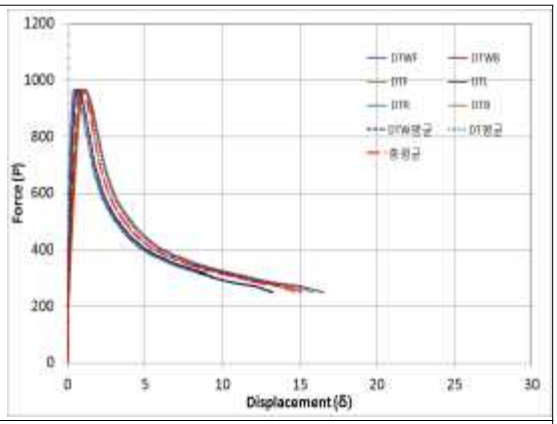
C130-O6



P-δ Curve



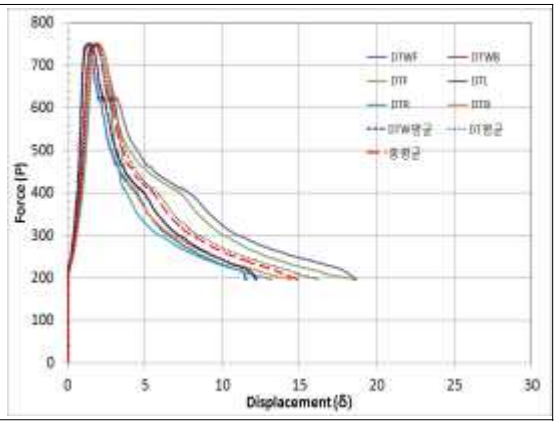
C130-O7



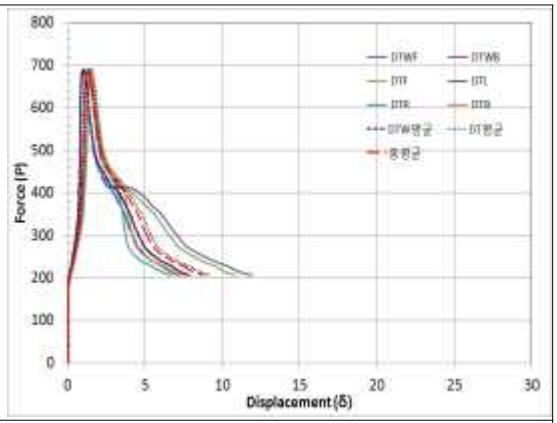
P-δ Curve

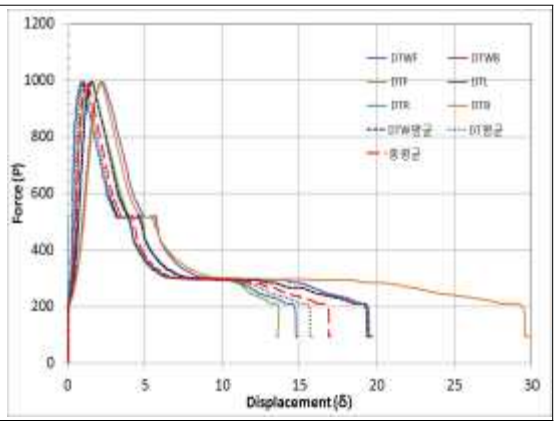


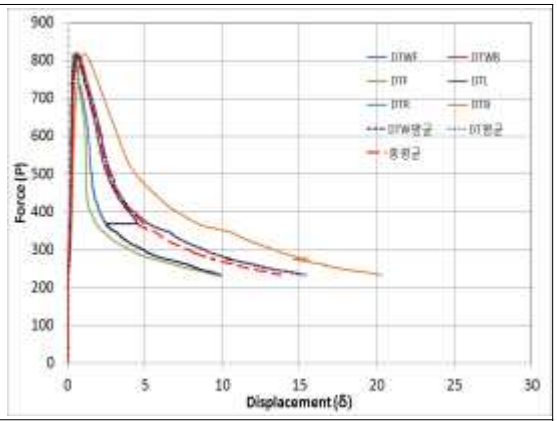
C195-O1



P-δ Curve

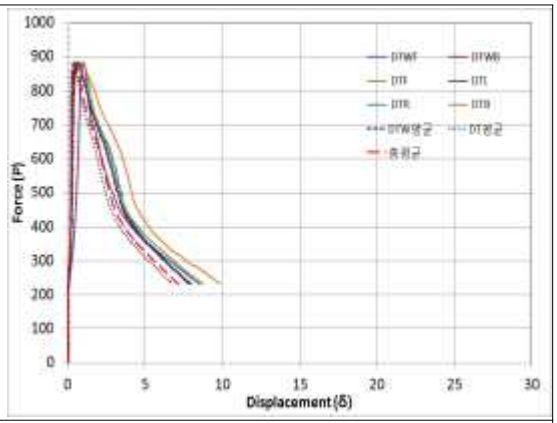
	
C195-O2	P-δ Curve

	
C195-O3	P-δ Curve

	
C195-O4	P-δ Curve



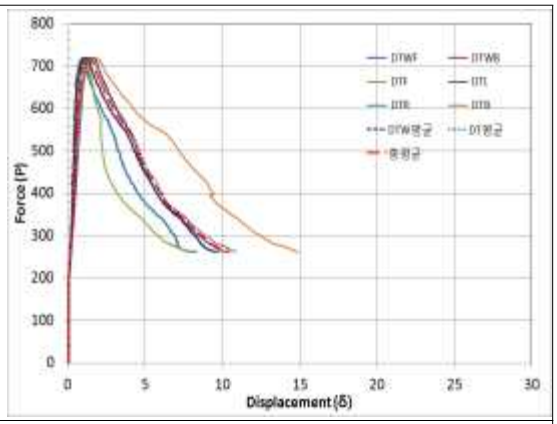
C195-O5



P-δ Curve



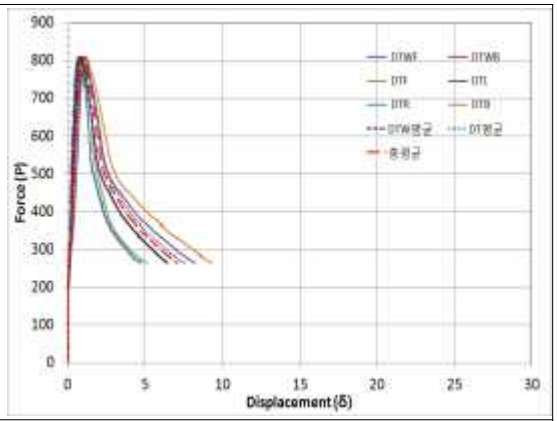
C195-O6



P-δ Curve



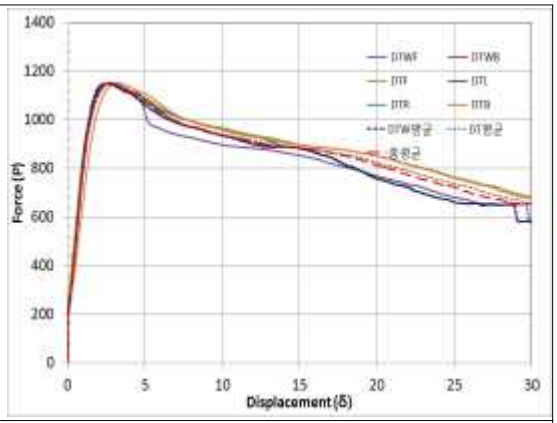
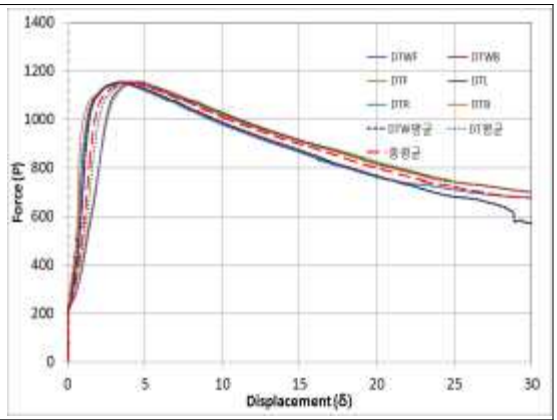
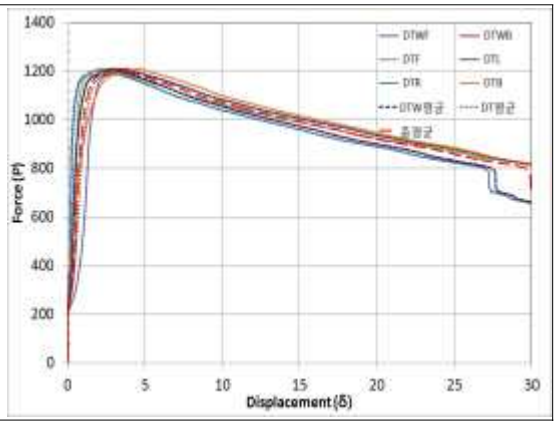
C195-O7

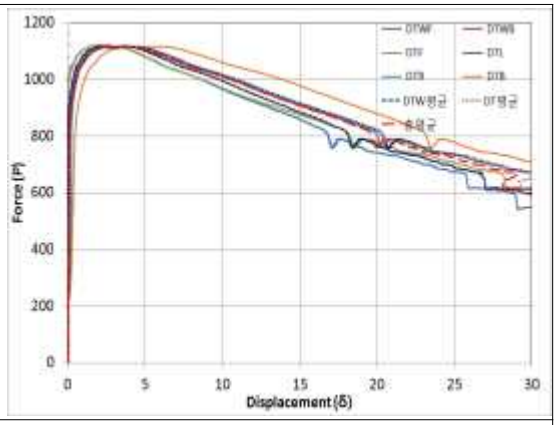


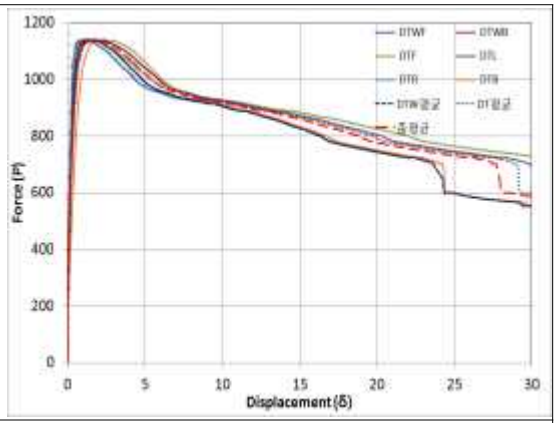
P-δ Curve

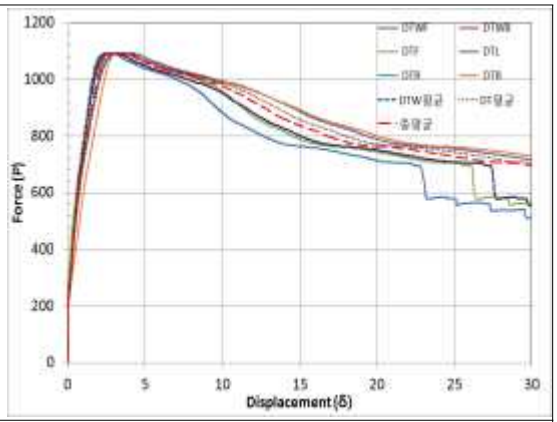
(2) 사각단면(종횡비 1:1) 실험체 실험결과 및 하중(P)-변위(δ)곡선

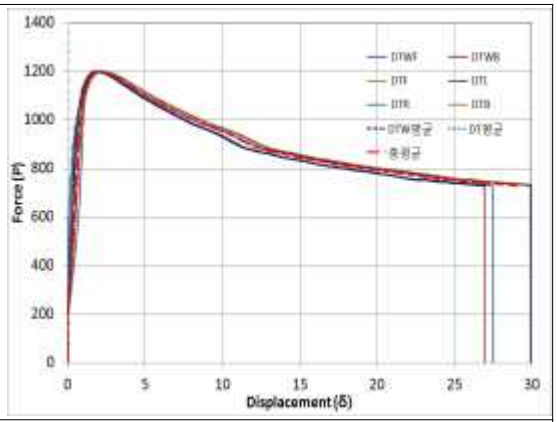
각 실험체의 파괴형상 및 하중-변위 관계는 다음과 같다.

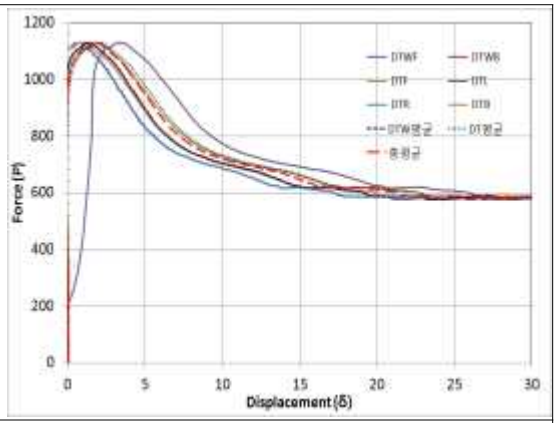
<table>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>S30-O1</td><td>P-δ Curve</td></tr>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>S30-O2</td><td>P-δ Curve</td></tr>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>S30-O3</td><td>P-δ Curve</td></tr>
</table>

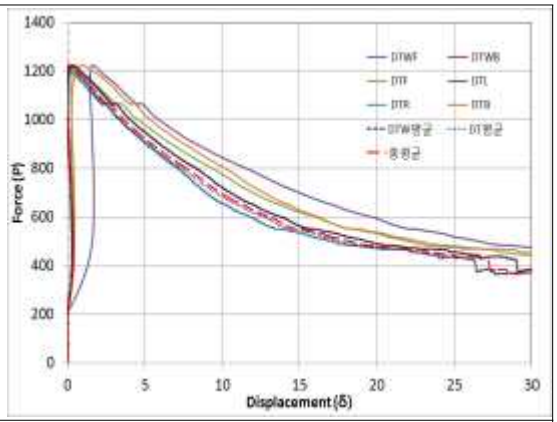
	
S30-O4	P-δ Curve

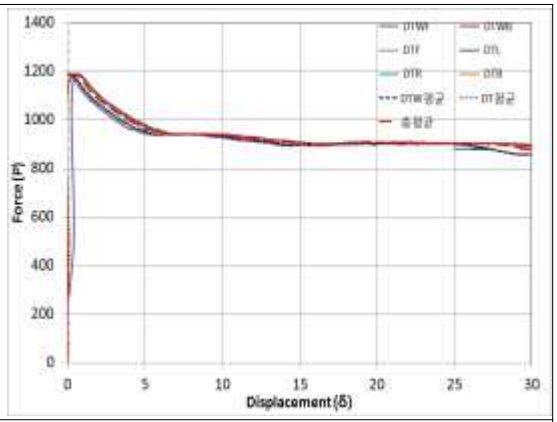
	
S30-O5	P-δ Curve

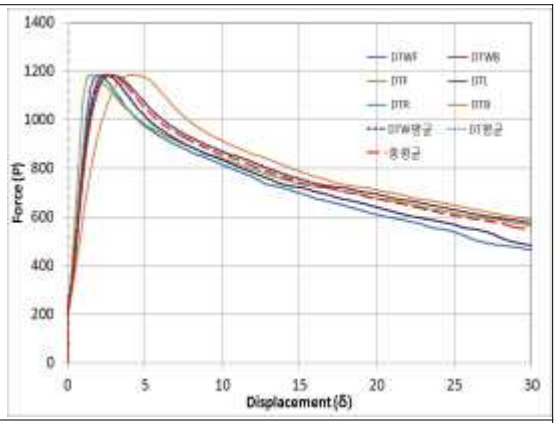
	
S30-O6	P-δ Curve

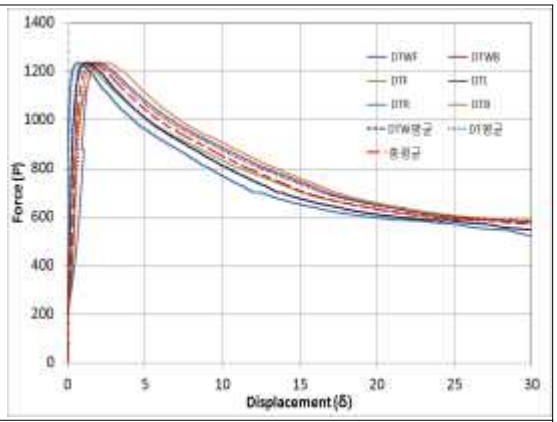
	
S30-O7	P-δ Curve

	
S35-O1	P-δ Curve

	
S35-O2	P-δ Curve

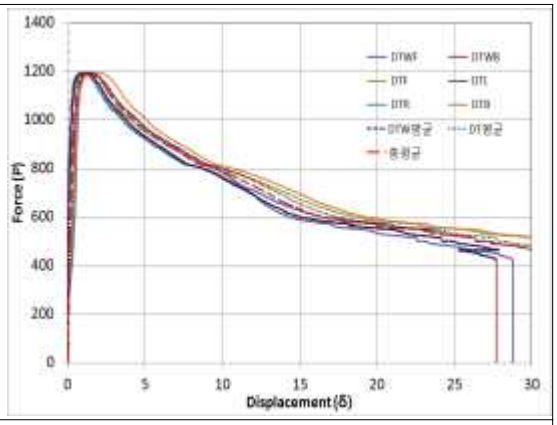
	
S35-O3	P-δ Curve

	
S35-O4	P-δ Curve

	
S35-O5	P-δ Curve



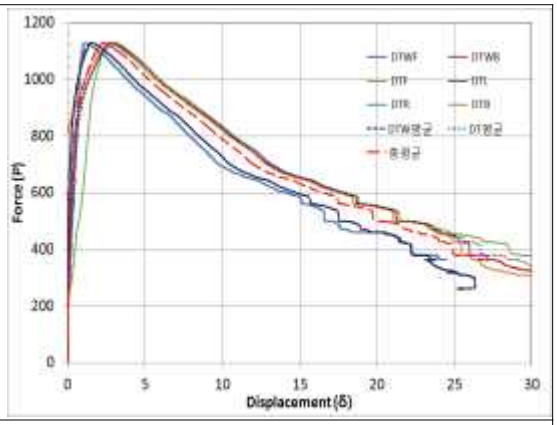
S35-O6



P-δ Curve



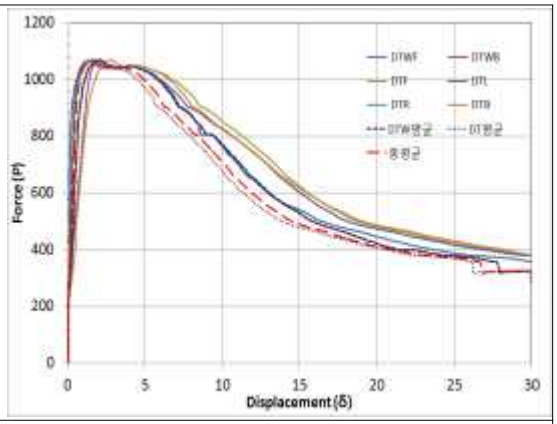
S35-O7



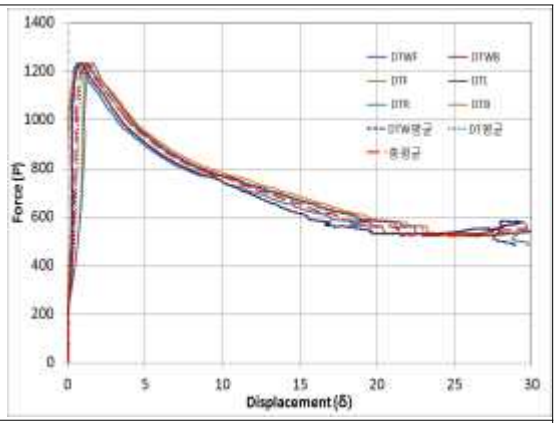
P-δ Curve

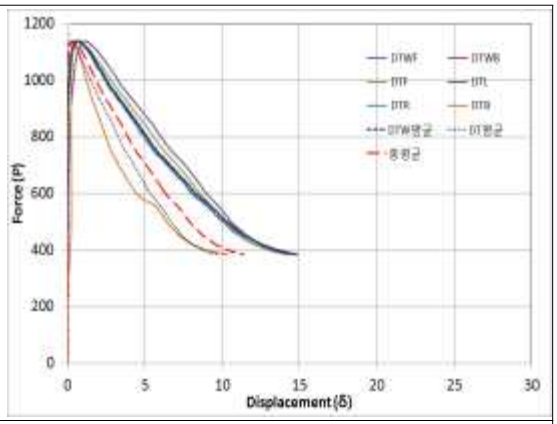


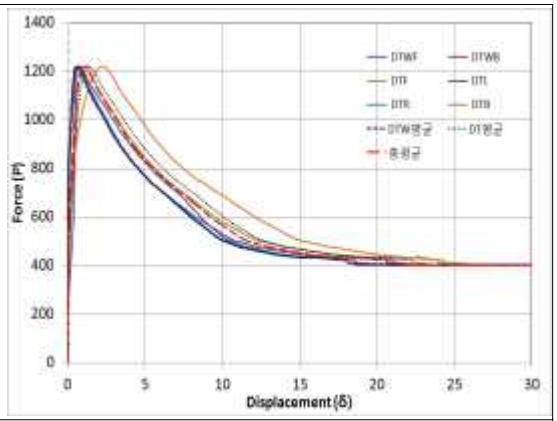
S45-O1

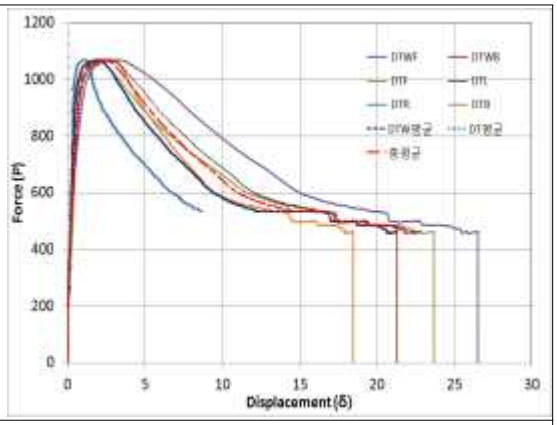


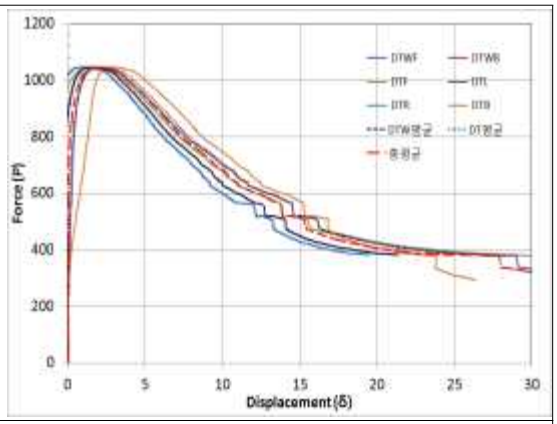
P-δ Curve

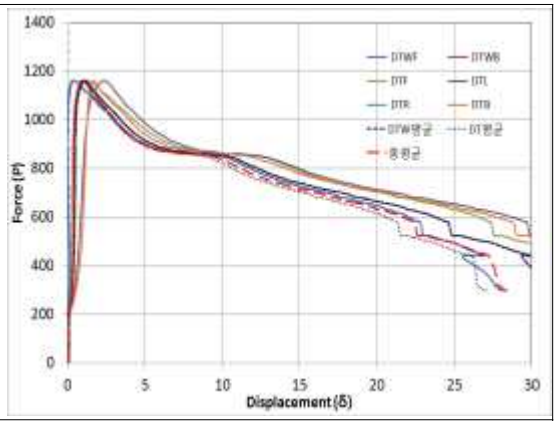
	
S45-O2	P-δ Curve

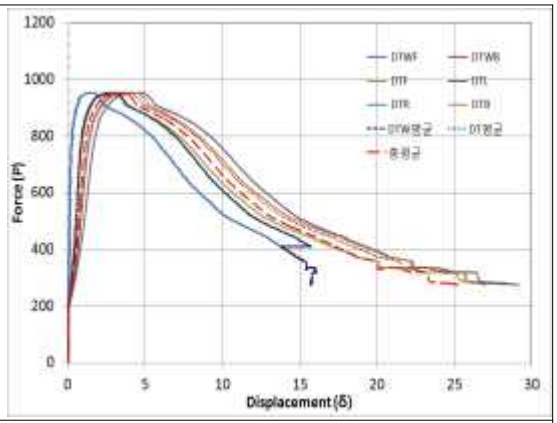
	
S45-O3	P-δ Curve

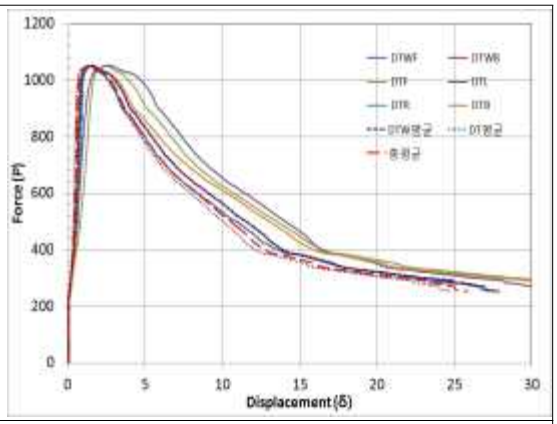
	
S45-O4	P-δ Curve

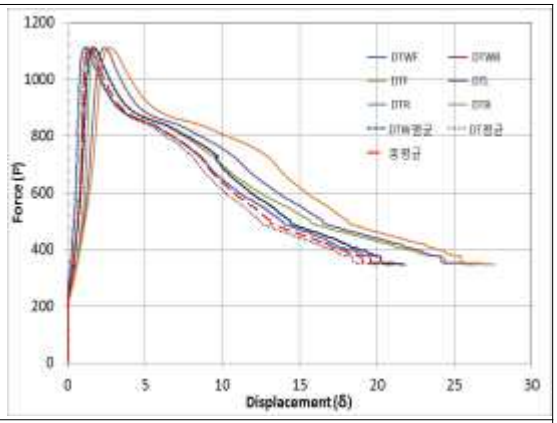
	
S45-O5	P-δ Curve

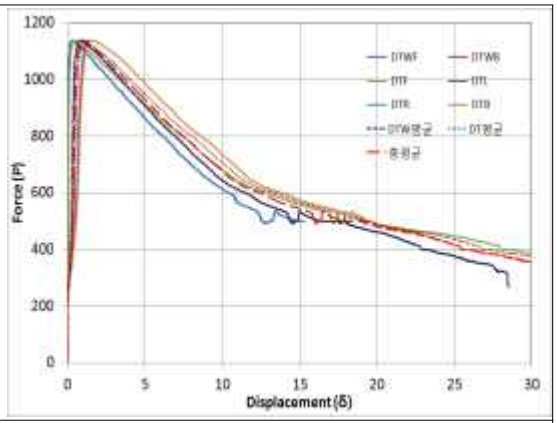
	
S45-O6	P-δ Curve

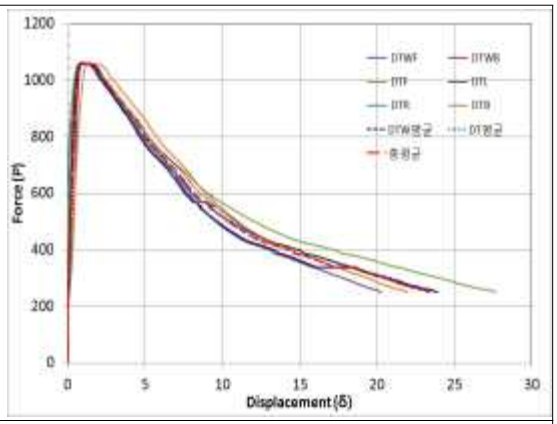
	
S45-07	P-δ Curve

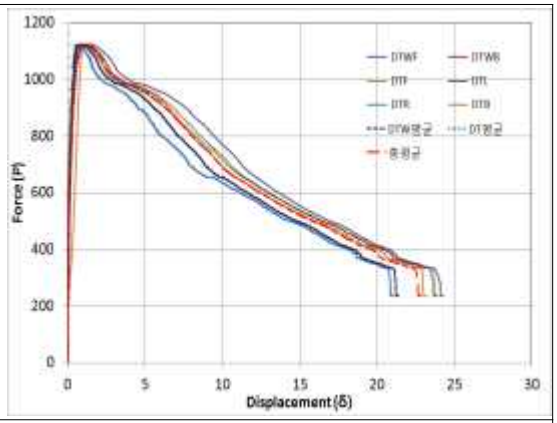
	
S55-01	P-δ Curve

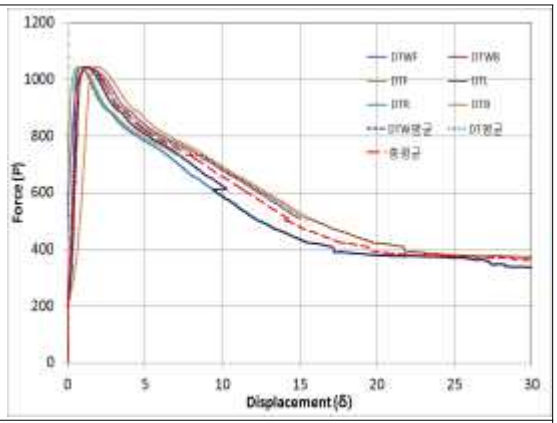
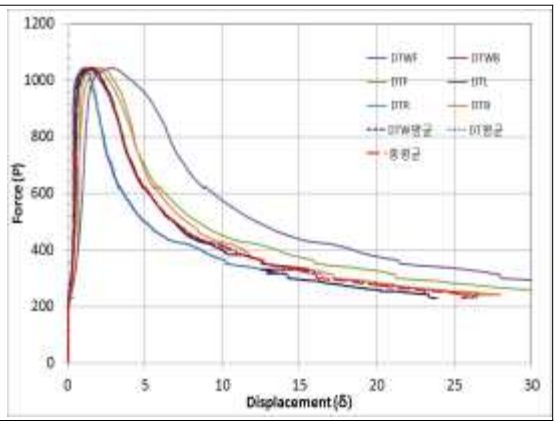
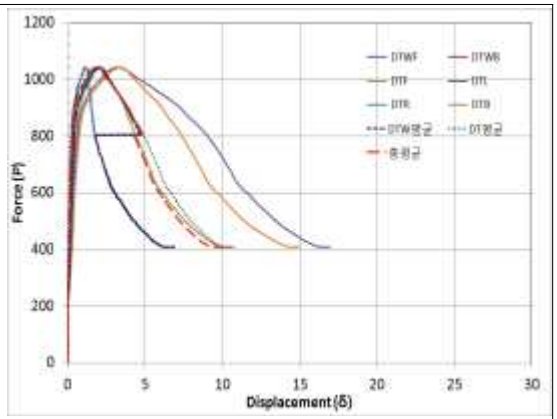
	
S55-O2	P-δ Curve

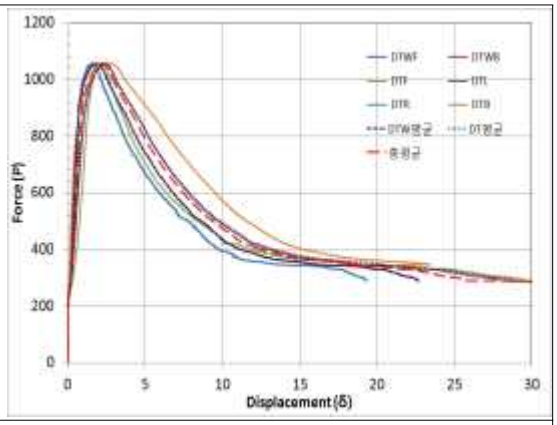
	
S55-O3	P-δ Curve

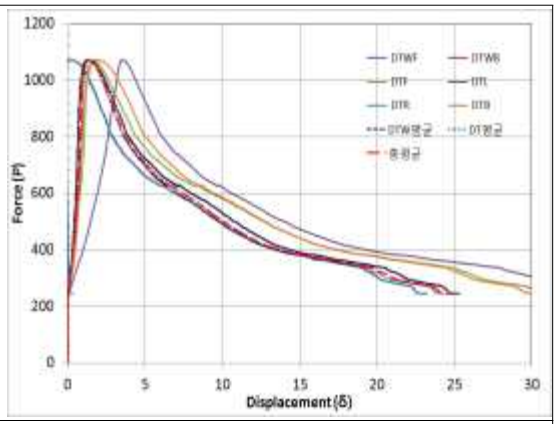
	
S55-O4	P-δ Curve

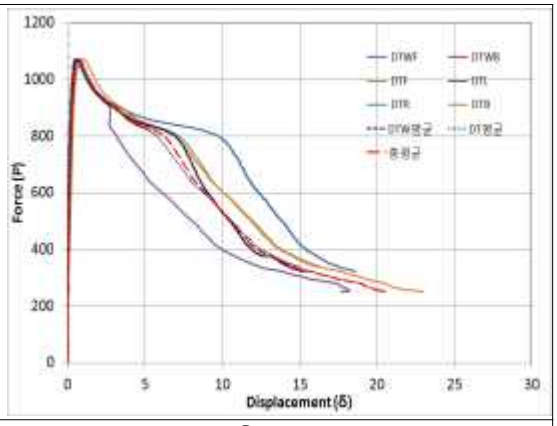
	
S55-O5	P-δ Curve

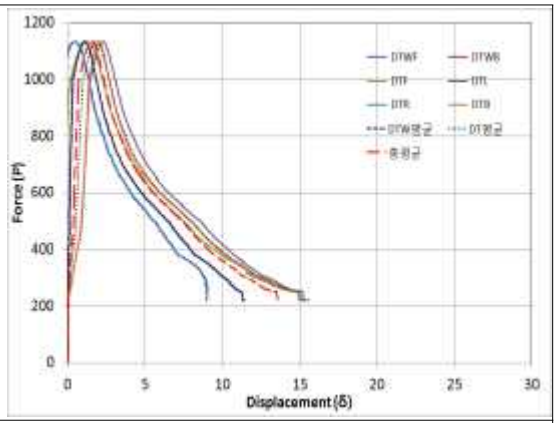
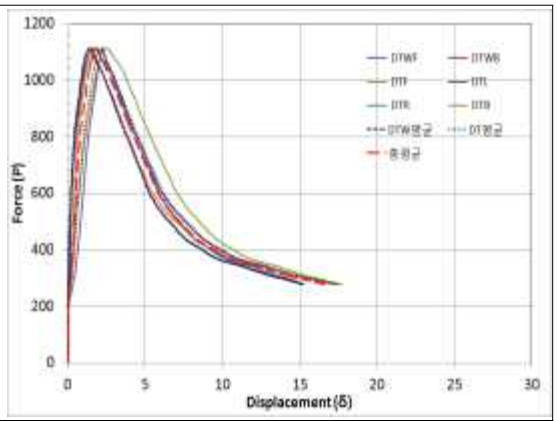
	
S55-O6	P-δ Curve

	
S55-O7	P-δ Curve
	
S80-O1	P-δ Curve
	
S80-O2	P-δ Curve

	
S80-O3	P-δ Curve

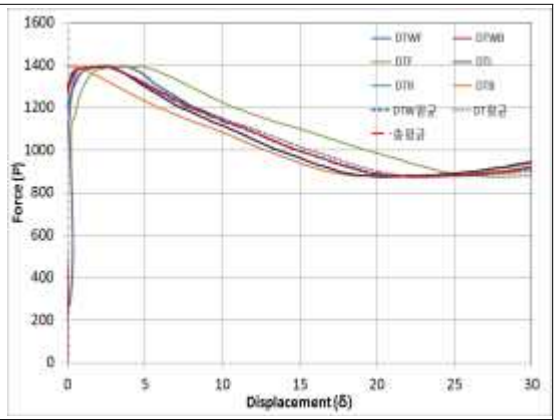
	
S80-O4	P-δ Curve

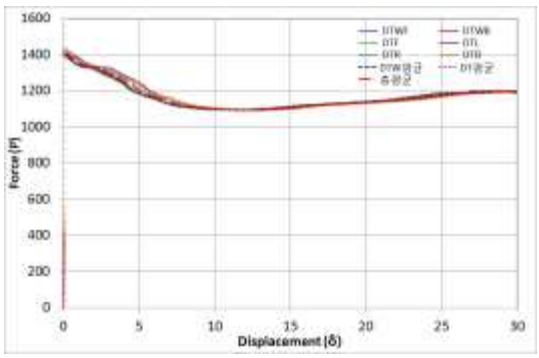
	
S80-O5	P-δ Curve

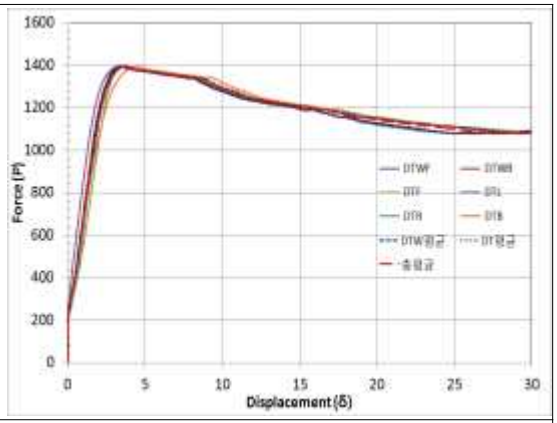
<table>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>S80-O6</td><td>P-δ Curve</td></tr>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>S80-O7</td><td>P-δ Curve</td></tr>
</table>

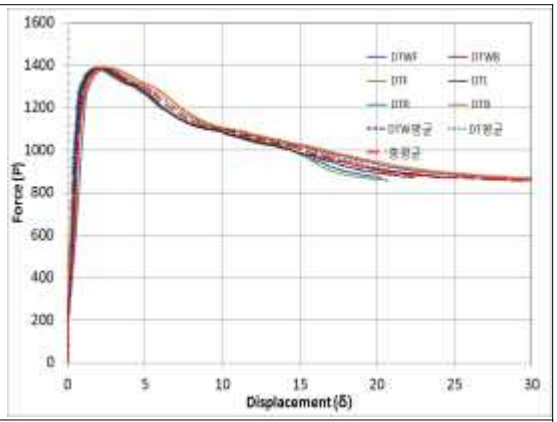
(3) 사각단면(종횡비 1:2) 실험체 실험결과 및 하중(P)-변위(δ)곡선

각 실험체의 파괴형상 및 하중-변위 관계는 다음과 같다.

<table>
<tr><td>  </td><td> 
</td></tr>
<tr><td>R20-O1</td><td>P-δ Curve</td></tr>
</table>

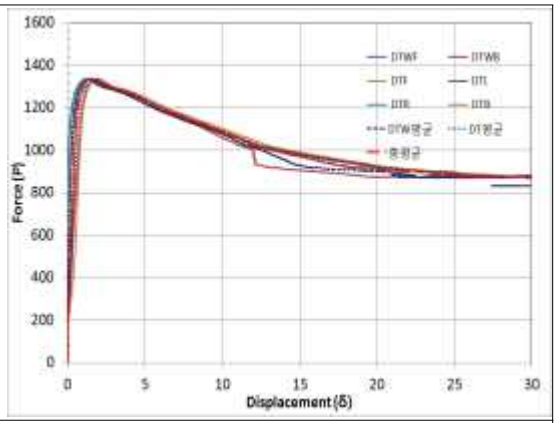
	
R20-O2	P-δ Curve

	
R20-O3	P-δ Curve

	
R20-O4	P-δ Curve



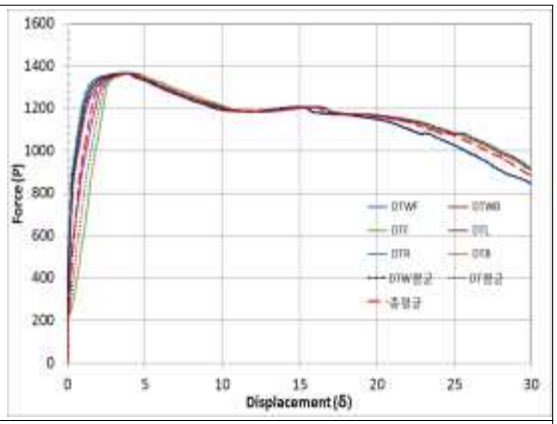
R20-O5



P-δ Curve



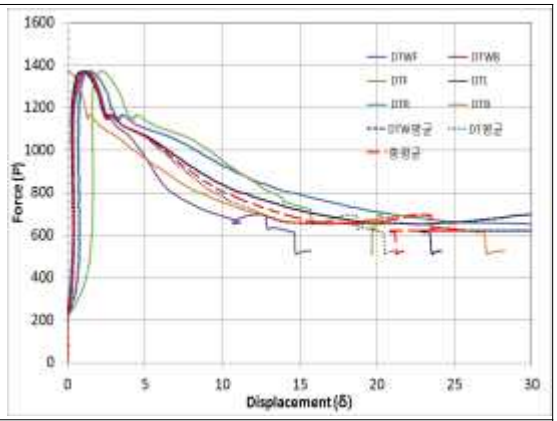
R20-O6



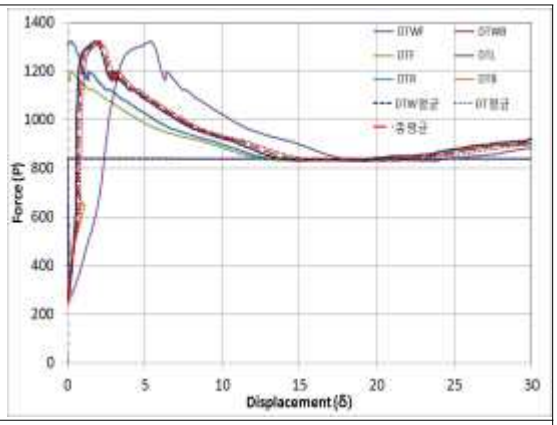
P-δ Curve

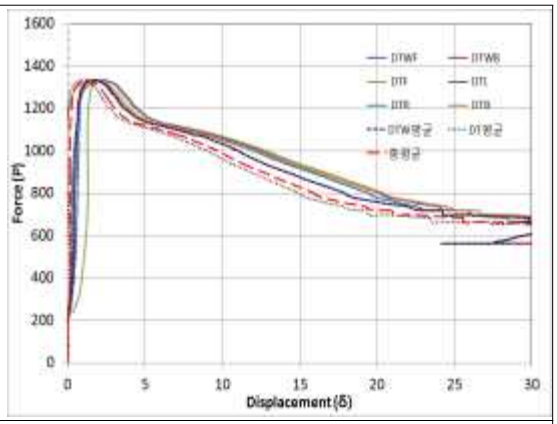


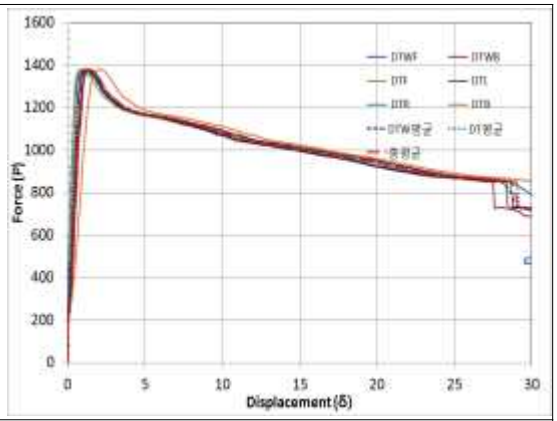
R20-O7



P-δ Curve

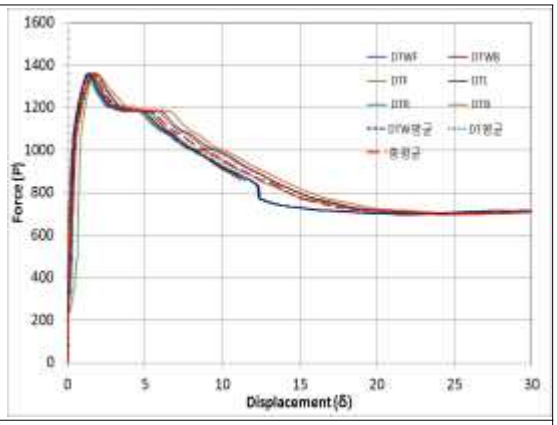
	
R25-O1	P-δ Curve

	
R25-O2	P-δ Curve

	
R25-O3	P-δ Curve



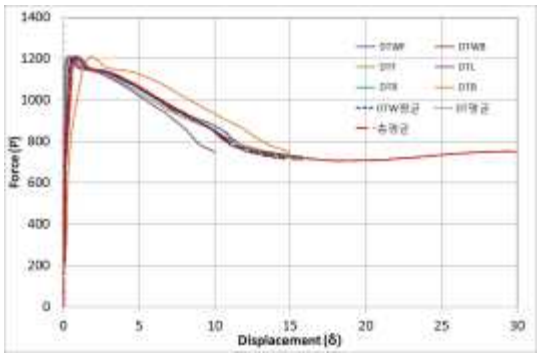
R25-O4



P-δ Curve



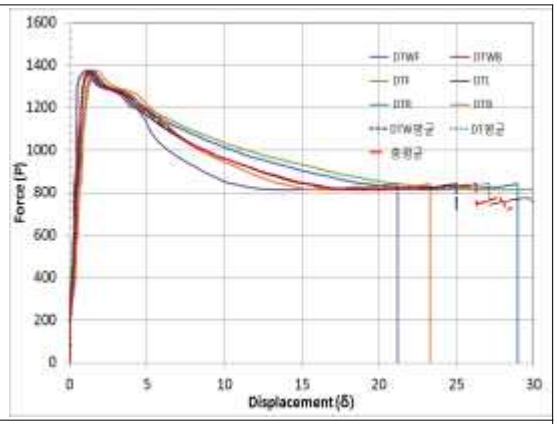
R25-O5



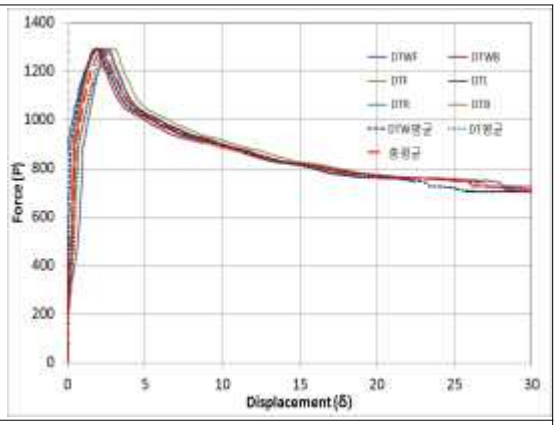
P-δ Curve

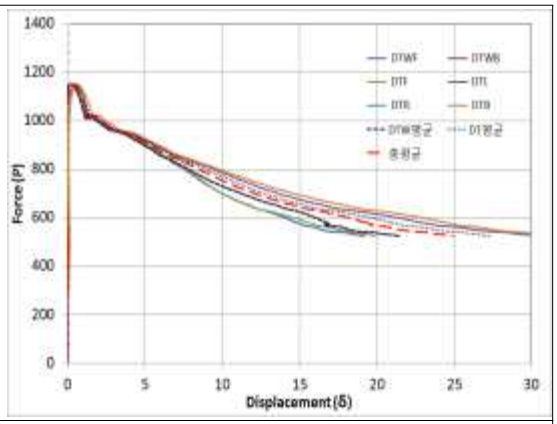


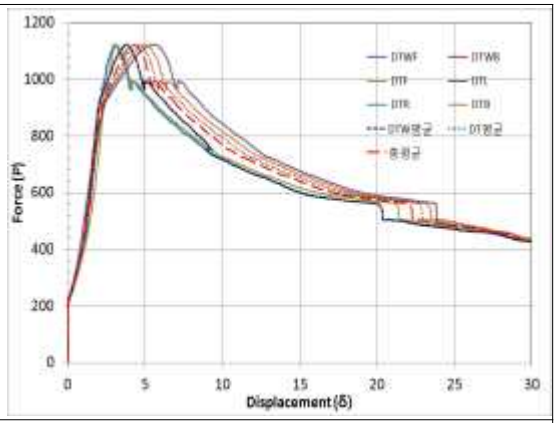
R25-O6

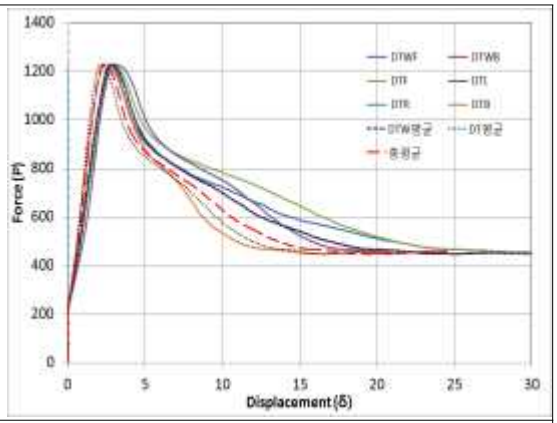


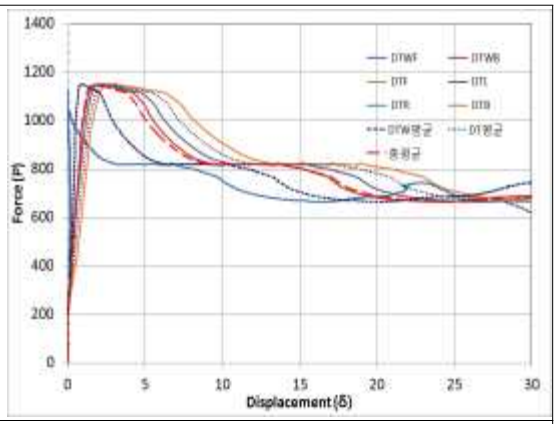
P-δ Curve

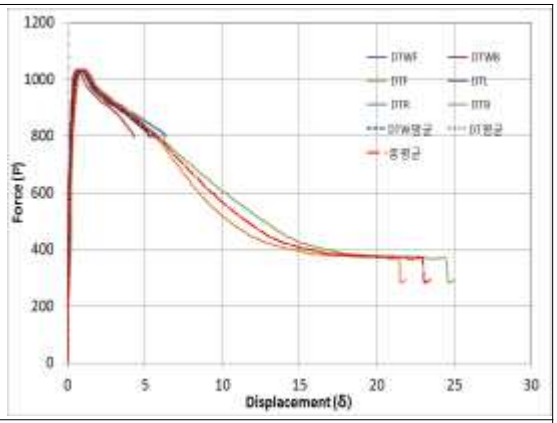
	
R25-O7	P-δ Curve

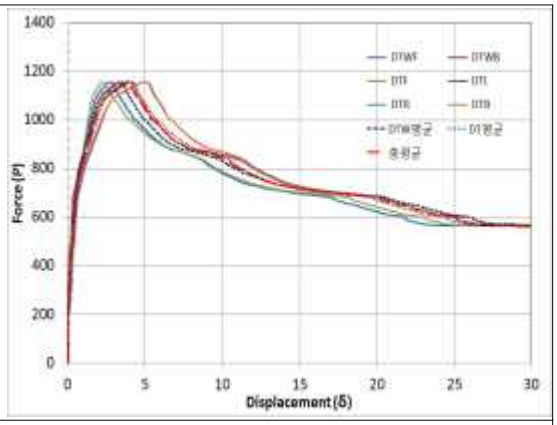
	
R30-O1	P-δ Curve

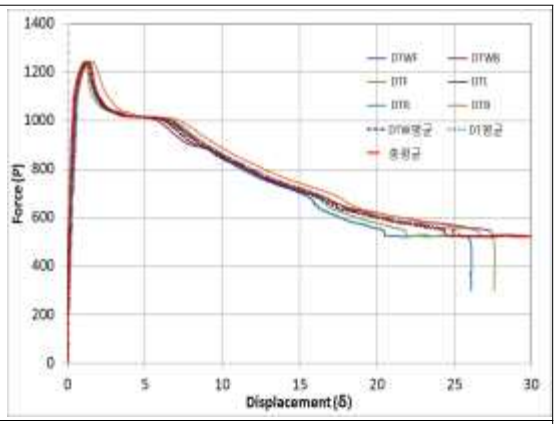
	
R30-O2	P-δ Curve

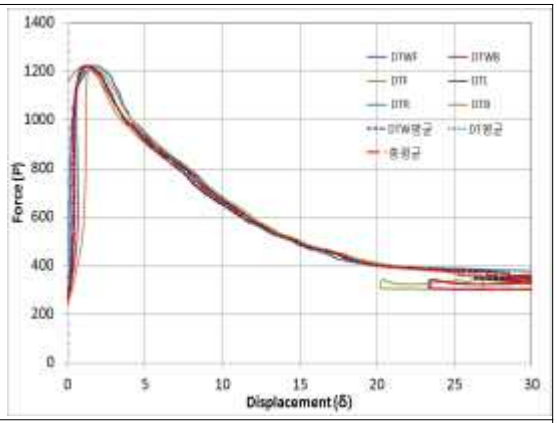
	
R30-O3	P-δ Curve

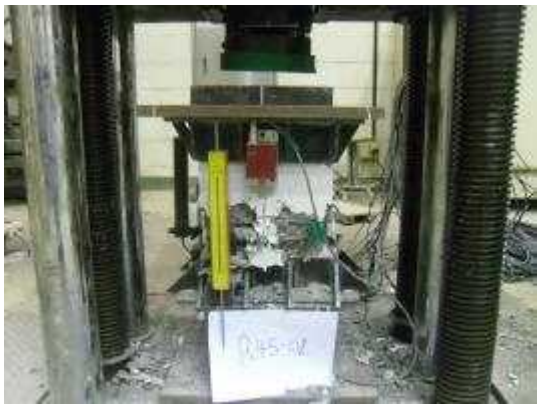
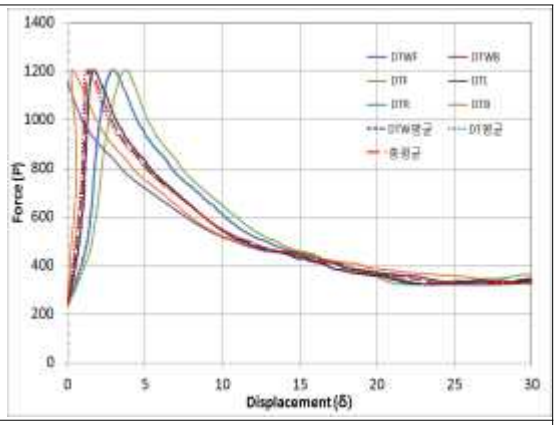
	
R30-O4	P-δ Curve

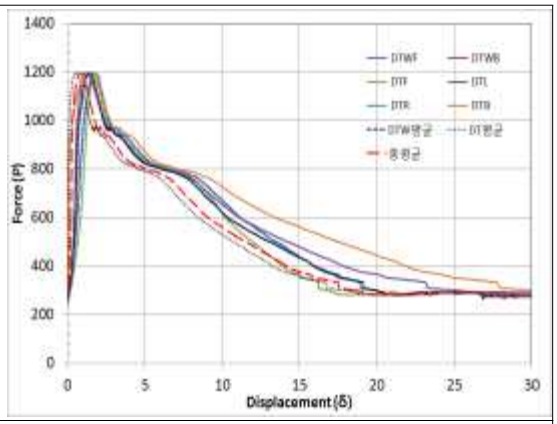
	
R30-O5	P-δ Curve

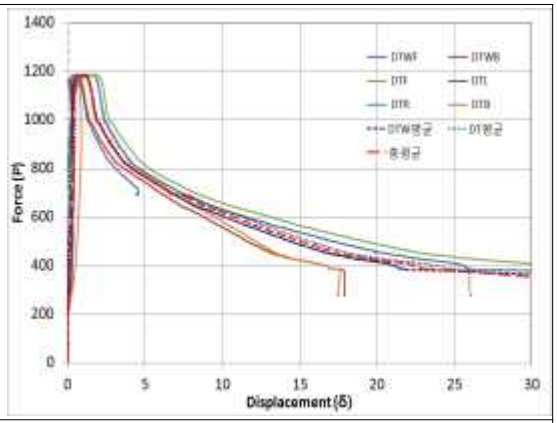
	
R30-O6	P-δ Curve

	
R30-O7	P-δ Curve

	
R45-01	P-δ Curve

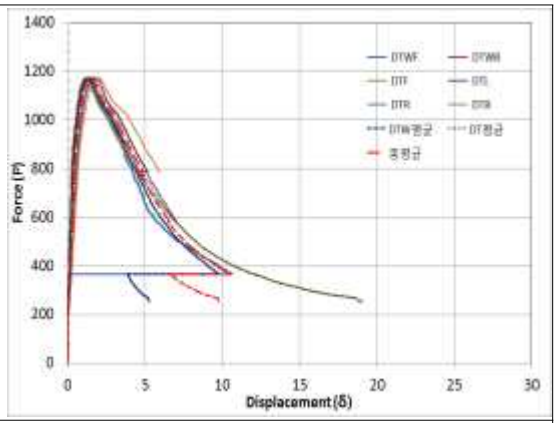
	
R45-O2	P-δ Curve

	
R45-O3	P-δ Curve

	
R45-O4	P-δ Curve



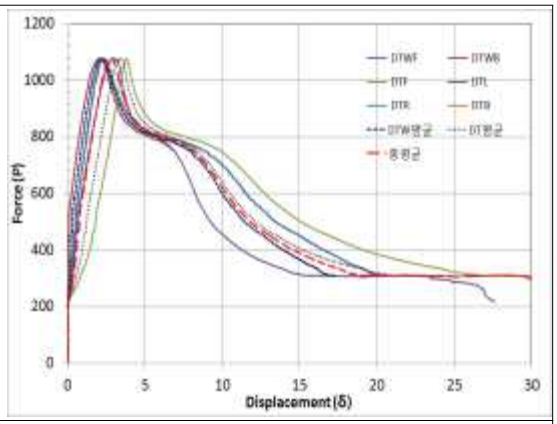
R45-O5



P-δ Curve



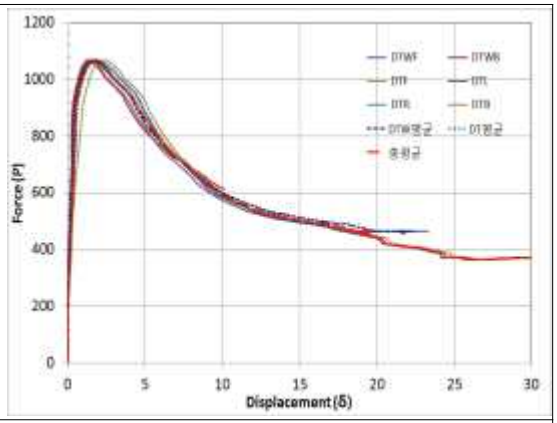
R45-O6



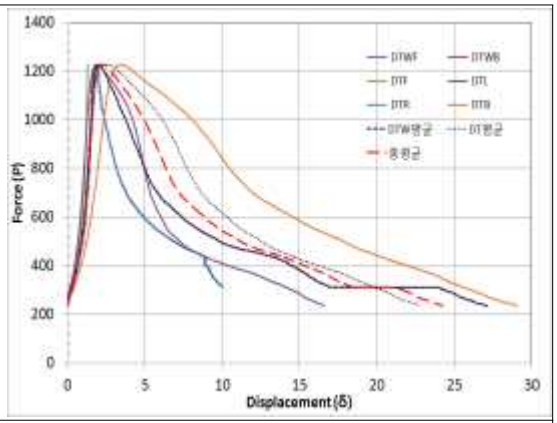
P-δ Curve

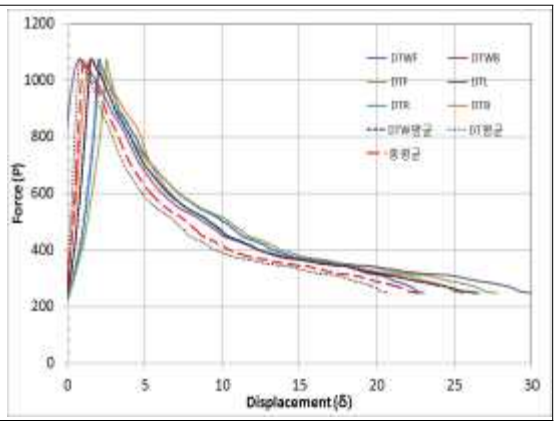


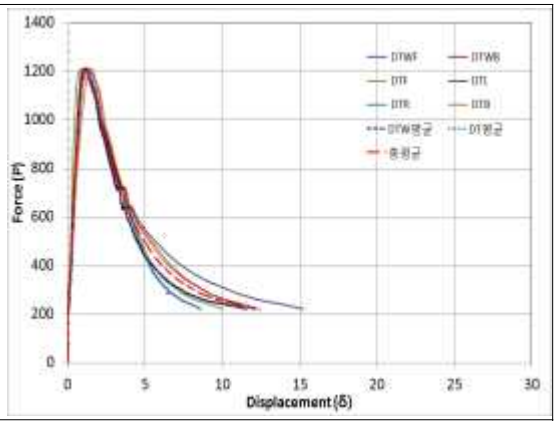
R45-O7

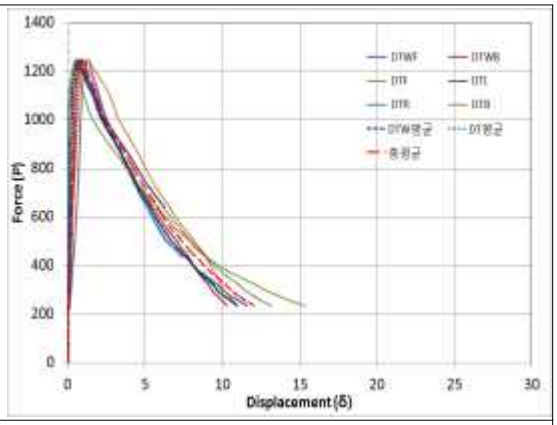
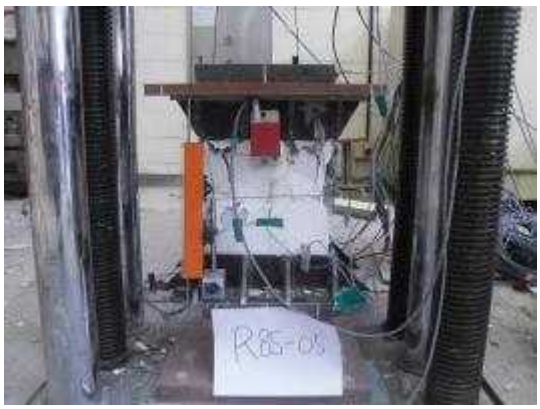
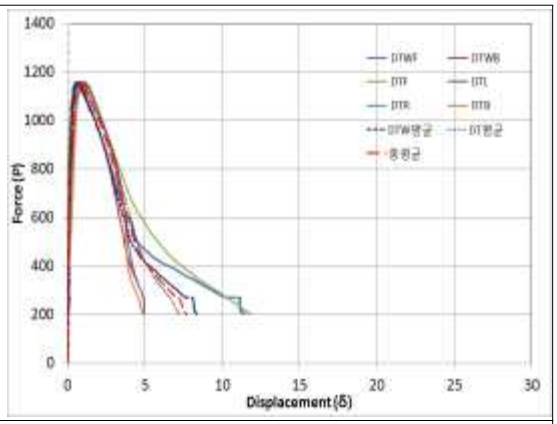
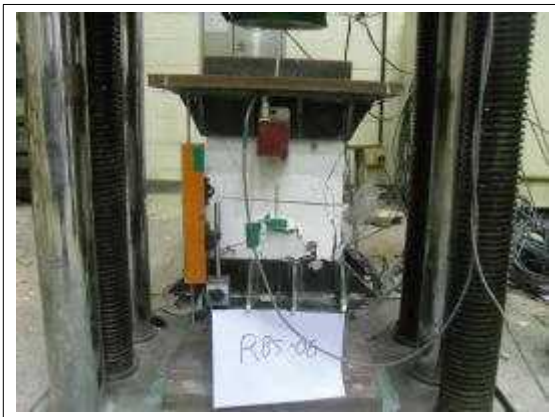
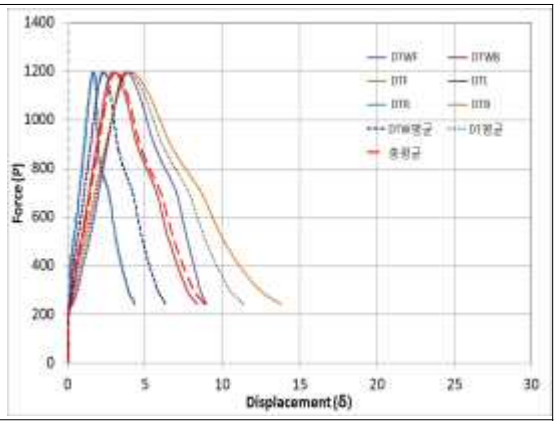


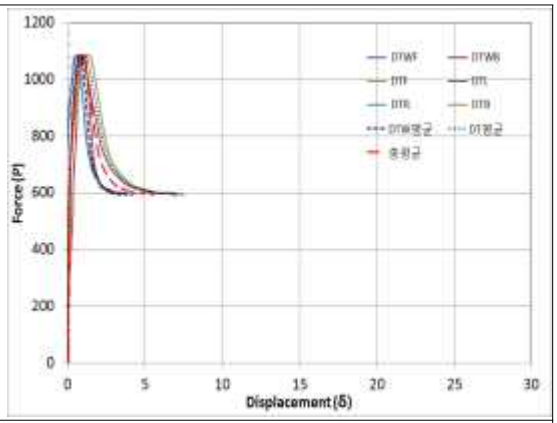
P-δ Curve

	
R85-O1	P-δ Curve

	
R85-O2	P-δ Curve

	
R85-O3	P-δ Curve

	
R85-O4	P-δ Curve
	
R85-O5	P-δ Curve
	
R85-O6	P-δ Curve

	
R85-O7	P-δ Curve

6. 횡구속량에 따른 응력-변형률 곡선의 분포특성

가. 콘크리트 응력-변형률 특성

콘크리트의 압축실험 수행결과에 의한 콘크리트의 응력-변형률 곡선에서 3가지의 특성값에 대하여 비교, 분석하였다. 그림 3.26은 3가지의 특성값을 고려하기 위한 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 선도를 나타낸 것이다.

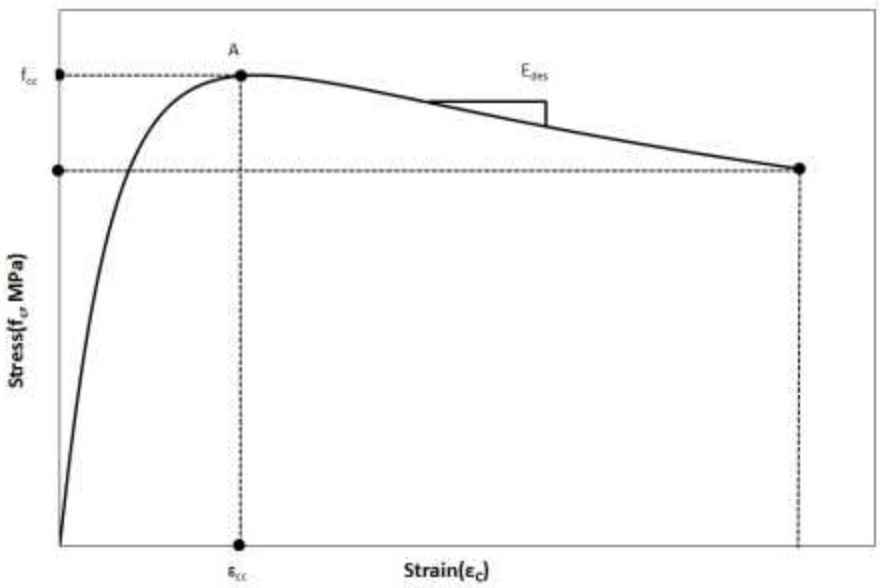


그림 3.26 콘크리트의 응력-변형률 특성

① 최대구속응력(f_{cc}) - 횡구속 콘크리트의 최대응력(A점)

② 최대변형률(ϵ_{cc}) - 횡구속 콘크리트의 최대응력시 변형률(A점)

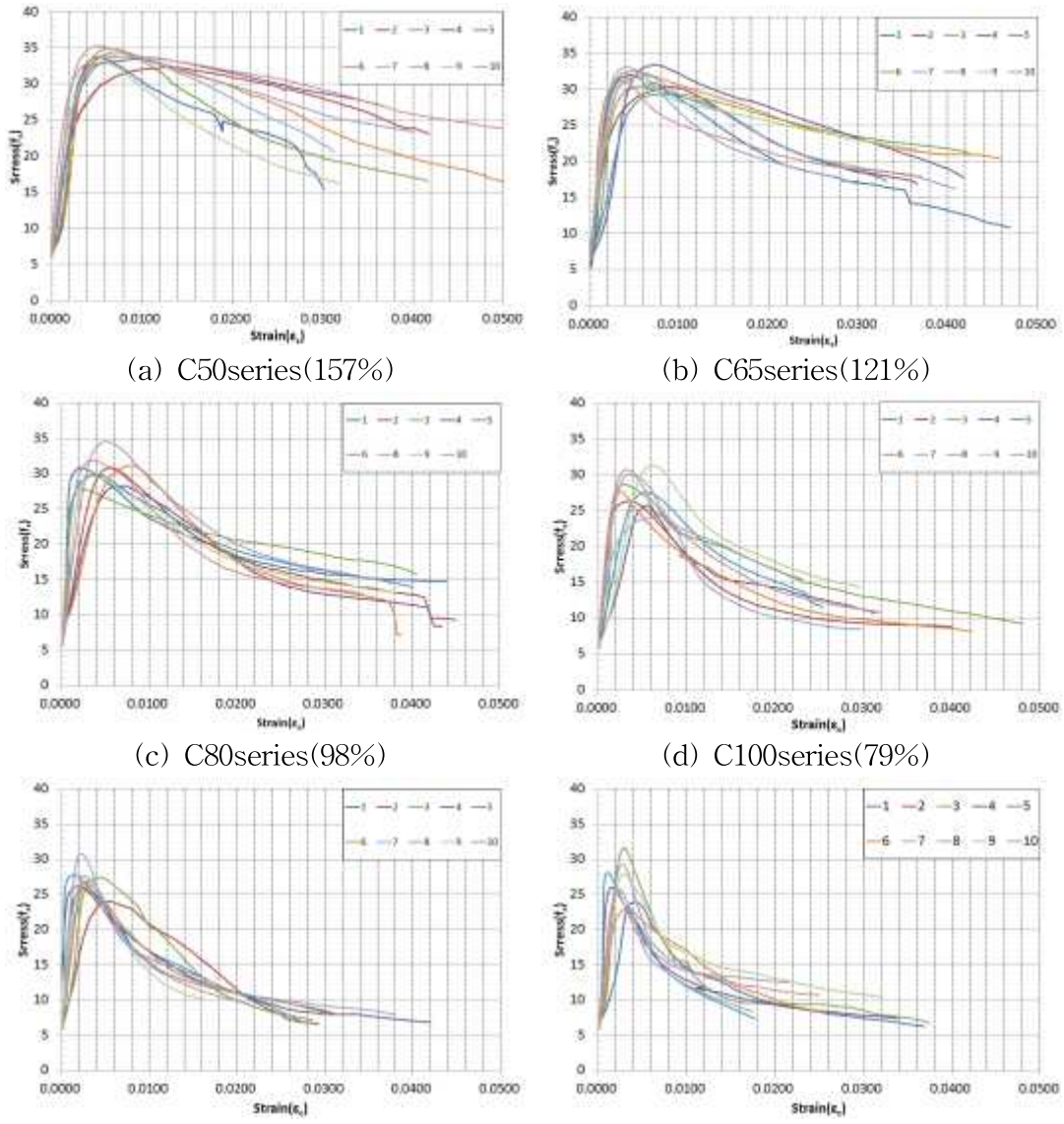
③ 하강부기울기(E_{des}) - 최대구속응력 도달 후 파괴시 까지 응력-변형률 하강부의 기울기

나. 원형단면 실험체의 응력-변형률 분포특성

(1) 횡철근비(ρ_s)에 따른 응력-변형률($\sigma-\epsilon$) 곡선

그림 3.27은 원형단면 실험체의 압축실험 결과에 의해 측정된 하중-변위 데

이터를 통하여 얻은 횡철근비에 따른 응력-변형률 곡선이다. 동일한 철근비로 배근된 실험체라도 결과적으로 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})는 상당한 변동성을 보이며 분포하고 있다.



(a) C50series(157%) (b) C65series(121%)

(c) C80series(98%) (d) C100series(79%)

(e) C130series(60%) (f) C195series(40%)

그림 3.27 원형단면 실험체의 응력-변형률 곡선

표 3.11은 실험결과를 바탕으로 원형단면 실험체의 최대구속응력(f_{cc})과 최대 변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})를 정리한 것이다.

표 3.11 원형단면 실험체 실험 결과

실험체 ID		f_{cc}(MPa)	ϵ_{cc}	E_{des}(MPa)
C50	C50-1	33.756	0.00569	675.07
	C50-2	32.375	0.013633	298.57
	C50-3	34.451	0.007372	746.98
	C50-4	33.667	0.011247	260.3
	C50-5	36.911	0.007932	416.32
	C50-6	34.912	0.006924	408.86
	C50-7	33.814	0.008343	507.2
	C50-8	33.8459	0.007618	232.27
	C50-9	33.031	0.005887	839.2
	C50-10	35.2274	0.005541	369.67
C65	C65-1	32.053	0.004815	686.23
	C65-2	30.385	0.0093183	642.16
	C65-3	30.478	0.005867	312.56
	C65-4	33.448	0.006933	541.27
	C65-5	29.389	0.00625	570.78
	C65-6	32.489	0.005332	402.6
	C65-7	33.062	0.004437	1047.1
	C65-8	31.245	0.004087	924.01
	C65-9	31.653	0.005188	330.58
	C65-10	32.019	0.006826	629.55
C80	C80-1	30.86	0.00605	1098.4
	C80-2	30.904	0.0058548	990.98
	C80-3	27.756	0.004576	517.51
	C80-4	28.32	0.004426	584.76
	C80-5	29.787	0.004425	695.89
	C80-6	31.133	0.004419	1091.3
	C80-7	31.646	0.003558	1565.9
	C80-8	31.891	0.003844	986.89
	C80-9	29.756	0.003828	768.08
	C80-10	34.594	0.005198	1077.5

표 3.11 원형단면 실험체 실험 결과(계속)

실험체 ID		f_{cc}(MPa)	ϵ_{cc}	E_{des}(MPa)
C100	C100-1	26.773	0.00542	1195.2
	C100-2	26.327	0.003754	1092.4
	C100-3	28.676	0.004689	1422.8
	C100-4	25.728	0.003874	1519.3
	C100-5	27.512	0.0029674	1069.1
	C100-6	27.664	0.002762	1382.9
	C100-7	24.21	0.005392	1785.4
	C100-8	30.72	0.003536	1492
	C100-9	31.312	0.00449	1426.8
	C100-10	30.093	0.003717	1382
C130	C130-1	25.939	0.0029556	1360.4
	C130-2	24.057	0.004266	812.22
	C130-3	27.435	0.004663	1104
	C130-4	26.222	0.003952	1725.7
	C130-5	27.782	0.003216	1744
	C130-6	26.814	0.003006	1466.1
	C130-7	30.786	0.002442	2654
	C130-8	26.082	0.002705	1616
	C130-9	26.996	0.002706	1556.4
	C130-10	27.671	0.002626	1678
C195	C195-1	23.917	0.0045961	1674.4
	C195-2	21.979	0.003447	3431.6
	C195-3	19.726	0.003318	1895.3
	C195-4	26.034	0.002009	1814.9
	C195-5	28.106	0.001906	2850.6
	C195-6	22.896	0.003876	951.42
	C195-7	25.767	0.00267	2621.3
	C195-8	25.271	0.002357	2401
	C195-9	27.922	0.003296	1900.8
	C195-10	29.249	0.00302	2558.1

(2) 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc}) 분포도

그림 3.28은 원형단면 실험체의 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc})의 분포도이다. 횡구속된 콘크리트의 최대구속응력(f_{cc})은 횡철근비(ρ_s)가 증가함에 따라 커지는 경향을 보였으며, 대체적으로 작은 편차를 보이며 분포하였다.

각 횡철근비별 최대구속응력의 평균값을 이용하여 표 3.12와 같이 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc})의 관계식을 도출하였다. 그래프상의 R^2은 결정계수로서 "1"에 가까울수록 관계식에 대한 적합도가 높음을 의미한다. 1차식에 대한 결정계수는 0.9923이고, 2차식에 대한 결정계수는 0.9955로 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc})의 관계식으로는 2차식이 보다 정확하지만 큰 차이는 없다.

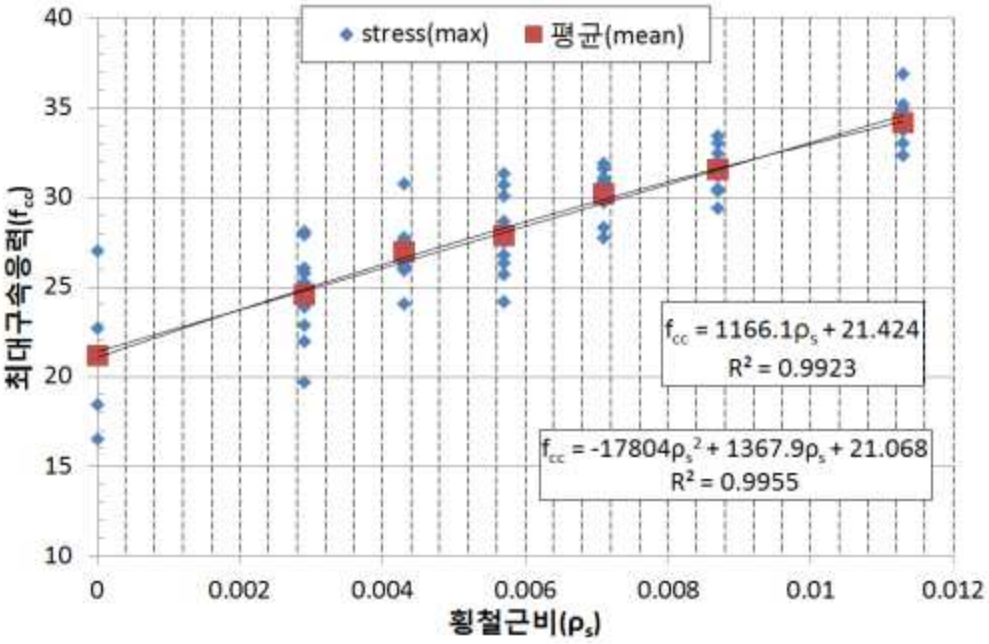


그림 3.28 횡철근비에 따른 최대구속응력 분포도(원형단면)

표 3.12 횡철근비에 따른 최대구속응력 제안식(원형단면)

1차 제안식	2차 제안식
$f_{cc} = 1166.1\rho_s + 21.424$	$f_{cc} = -17804\rho_s^2 + 1367.9\rho_s + 21.068$

또한 확률론적인 분포특성을 파악하기 위하여 표 3.13과 같이 각 횡철근비별 최대구속응력 분포의 평균과 분산, 표준편차 및 변동계수를 도출하였다.

표 3.13 횡철근비별 최대구속응력의 평균, 분산, 표준편차, 변동계수(원형단면)

실험체 ID	최대구속응력f_{cc}(MPa)			
	평균(m)	분산(σ^2)	표준편차(σ)	변동계수(V)
C00series	21.16	21.813	4.6705	0.2207
C50series	34.20	1.5986	1.2643	0.0370
C65series	31.59	1.5865	1.2596	0.0399
C80series	30.67	3.7526	1.9372	0.0632
C100series	27.90	5.2536	2.2921	0.0822
C130series	26.98	2.9834	1.7272	0.0640
C195series	24.55	6.8483	2.6169	0.1066

그림 3.29와 그림 3.30은 구해진 평균(m)과 표준편차(σ)를 통한 횡철근비에 따른 $m\pm1\sigma$와 $m\pm2\sigma$에 대한 분포도이다. 표 3.14와 표 3.15는 분포도를 통한 횡철근비에 따른 $m\pm1\sigma$와 $m\pm2\sigma$에 대한 제안식이다.

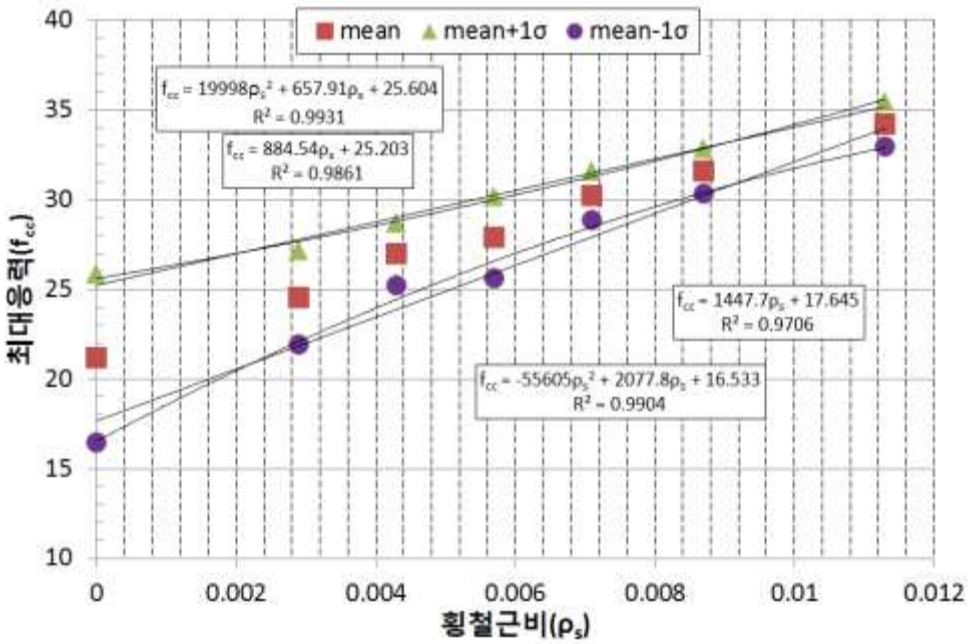


그림 3.29 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m\pm1\sigma$ 분포도(원형단면)

표 3.14 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m \pm 1\sigma$ 제안식(원형단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+1\sigma$	$f_{cc} = 884.54\rho_s + 25.203$	$f_{cc} = 19998\rho_s^2 + 657.91\rho_s + 25.604$
$m-1\sigma$	$f_{cc} = 1447.7\rho_s + 17.645$	$f_{cc} = -55605\rho_s^2 + 2077.8\rho_s + 16.533$

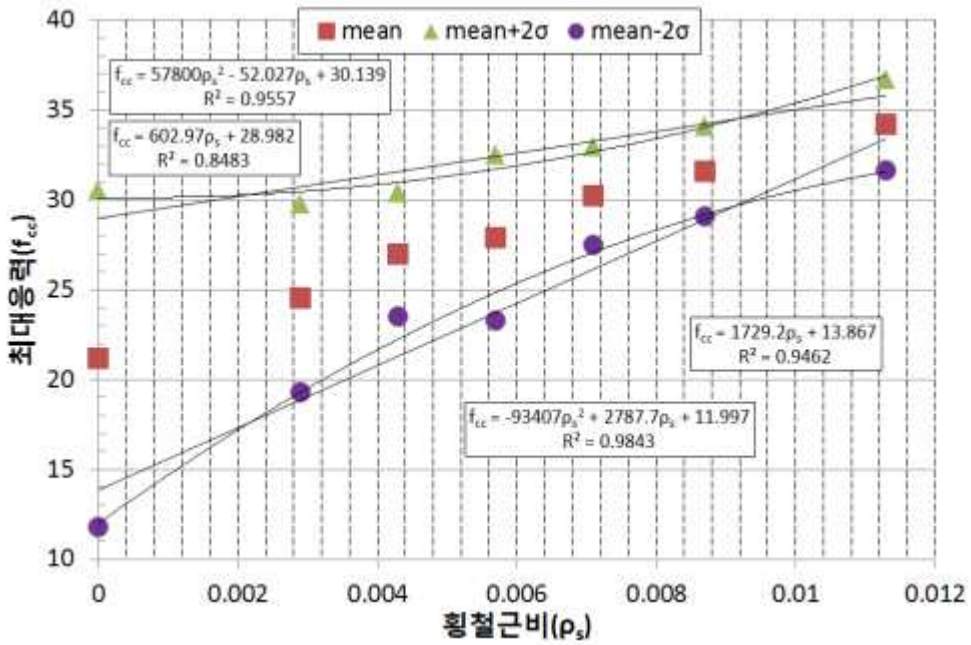


그림 3.30 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m \pm 2\sigma$ 분포도(원형단면)

표 3.15 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m \pm 2\sigma$ 제안식(원형단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+2\sigma$	$f_{cc} = 602.97\rho_s + 28.982$	$f_{cc} = 57800\rho_s^2 - 52.027\rho_s + 30.139$
$m-2\sigma$	$f_{cc} = 1729.2\rho_s + 13.867$	$f_{cc} = -93407\rho_s^2 + 2787.7\rho_s + 11.997$

그림 3.31은 횡철근비에 따른 최대구속응력의 1차 제안식의 전체적인 분포도를 나타내고 있다. 표 3.16은 분포도를 통한 횡철근비에 따른 최대구속응력의 제안식이다.

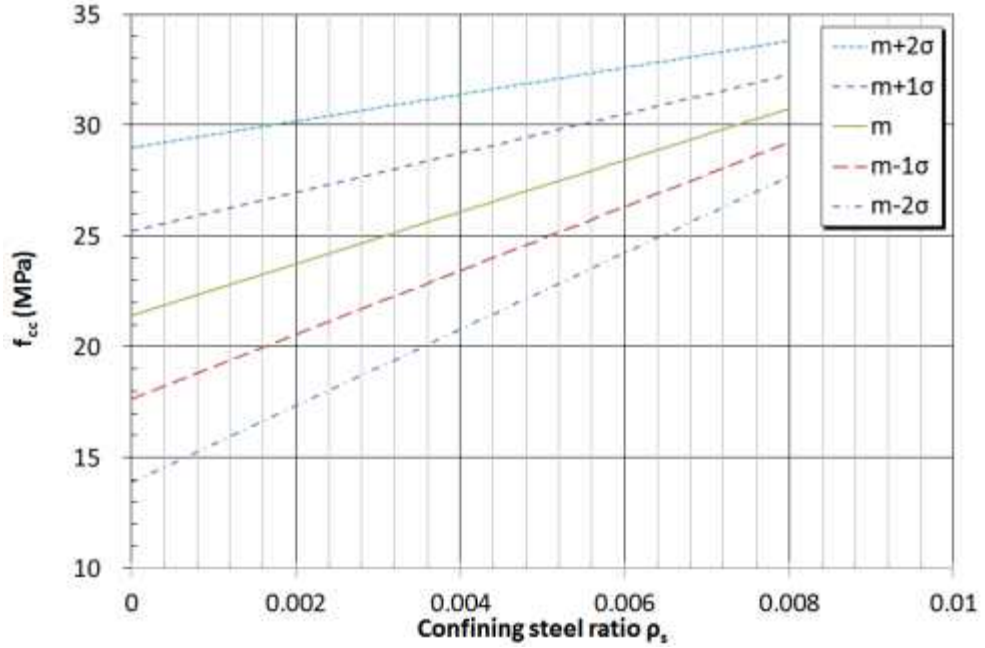


그림 3.31 횡철근비에 따른 최대구속응력의 1차 제안식 분포도(원형단면)

표 3.16 횡철근비에 따른 최대구속응력의 제안식(원형단면)

원형	횡철근비(ρ_s)-최대응력(f_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=1166.1\rho_s+21.424$	$f_{cc}=-17804\rho_s^2+1367.9\rho_s+21.068$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=884.54\rho_s+25.203$	$f_{cc}=19998\rho_s^2+657.91\rho_s+25.604$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=1447.7\rho_s+17.645$	$f_{cc}=-55605\rho_s^2+2077.8\rho_s+16.533$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=602.97\rho_s+28.982$	$f_{cc}=57800\rho_s^2-52.027\rho_s+30.139$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=1729.2\rho_s+13.867$	$f_{cc}=-93407\rho_s^2+2787.7\rho_s+11.997$

(3) 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc}) 분포도

그림 3.32는 원형단면 실험체의 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc})의 분포도이다. 횡구속된 콘크리트의 최대변형률(ϵ_{cc})은 횡철근비(ρ_s)가 증가함에 따라 커지는 경향을 보였으며, 특히 현행 도로교설계기준 대비 121%이상 횡철근비에서의

최대변형률은 큰 편차를 보이며 분포하였다.

각 횡철근비별 최대변형률의 평균값을 이용하여 표 3.17과 같이 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc})의 관계식를 도출하였다. 그래프상의 R^2은 결정계수로서 '1'에 가까울수록 관계식에 대한 적합도가 높음을 의미한다. 1차식에 대한 결정계수는 0.9652이고, 2차식에 대한 결정계수는 0.9957로 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc})의 관계식으로는 2차식이 보다 정확성을 보인다.

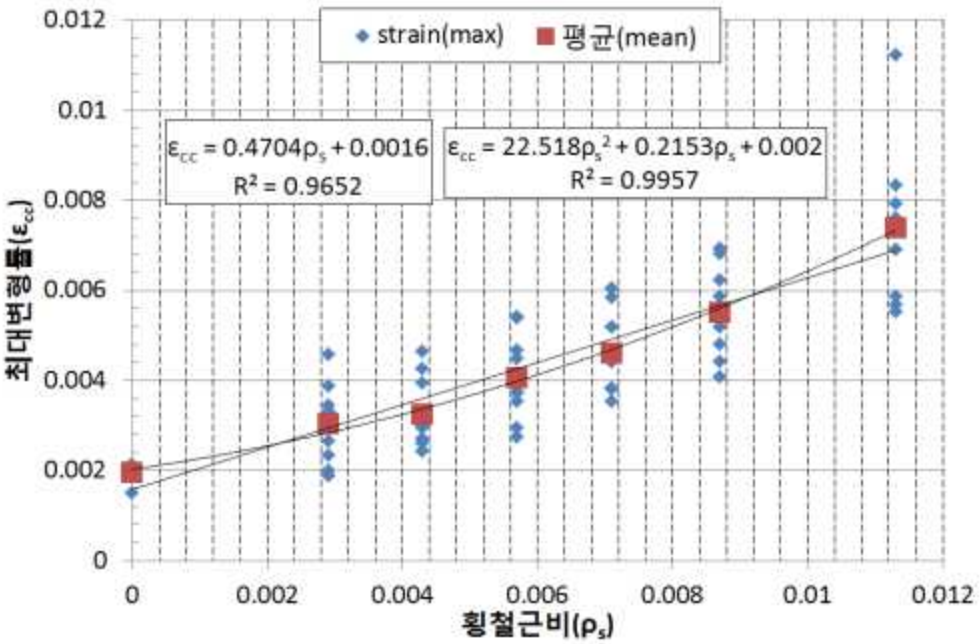


그림 3.32 횡철근비에 따른 최대변형률 분포도(원형단면)

표 3.17 횡철근비에 따른 최대변형률 제안식(원형단면)

1차 제안식	2차 제안식
$\epsilon_{cc} = 0.4704\rho_s + 0.0016$	$\epsilon_{cc} = 22.518\rho_s^2 + 0.2153\rho_s + 0.002$

또한 확률론적인 분포특성을 파악하기 위하여 표 3.18과 같이 각 횡철근비별 최대변형률 분포의 평균과 분산, 표준편차 및 변동계수를 도출하였다.

표 3.18 횡철근비별 최대변형률의 평균, 분산, 표준편차, 변동계수(원형단면)

실험체 ID	최대변형률ϵ_{cc}			
	평균(m)	분산(σ^2)	표준편차(σ)	변동계수(V)
C00series	0.0019	8.98×10^{-8}	0.0003	0.1579
C50series	0.0080	6.66×10^{-6}	0.0026	0.3250
C65series	0.0059	2.35×10^{-6}	0.0015	0.2542
C80series	0.0046	7.09×10^{-7}	0.0008	0.1739
C100series	0.0041	8.45×10^{-7}	0.0009	0.2195
C130series	0.0033	5.89×10^{-7}	0.0008	0.2424
C195series	0.0030	7.09×10^{-7}	0.0008	0.2667

그림 3.33과 그림 3.34는 구해진 평균(m)과 표준편차(σ)를 통한 횡철근비에 따른 $m\pm1\sigma$와 $m\pm2\sigma$에 대한 분포도이다. 표 3.19와 표 3.20은 다음의 분포도를 통한 횡철근비에 따른 $m\pm1\sigma$와 $m\pm2\sigma$에 대한 제안식이다.

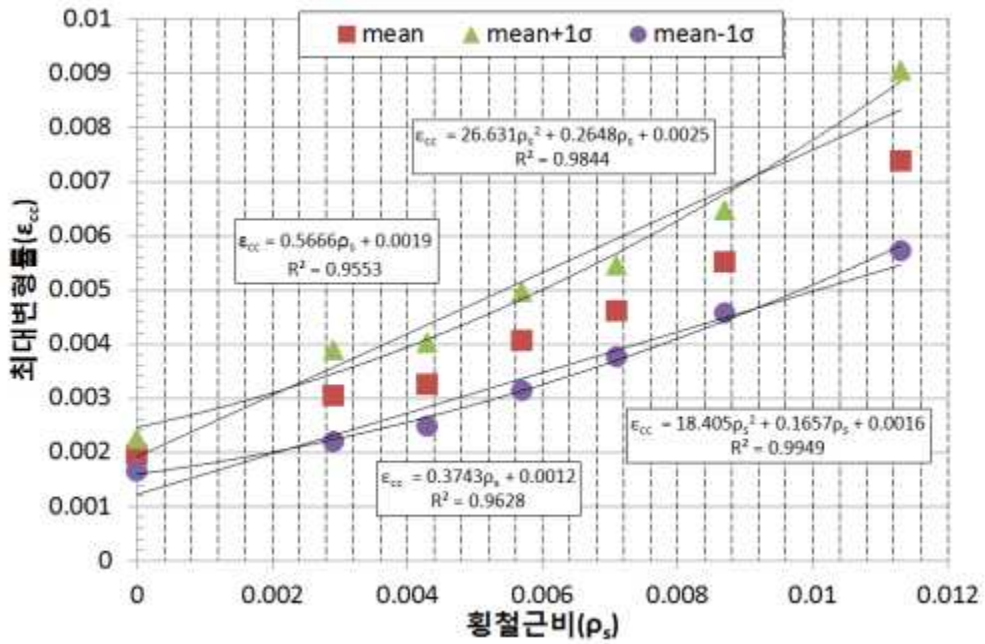


그림 3.33 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m\pm1\sigma$ 분포도(원형단면)

표 3.19 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m \pm 1\sigma$ 제안식(원형단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.5666\rho_s + 0.0019$	$\epsilon_{cc} = 26.631\rho_s^2 + 0.2648\rho_s + 0.0025$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.3743\rho_s + 0.0012$	$\epsilon_{cc} = 18.405\rho_s^2 + 0.1657\rho_s + 0.0016$

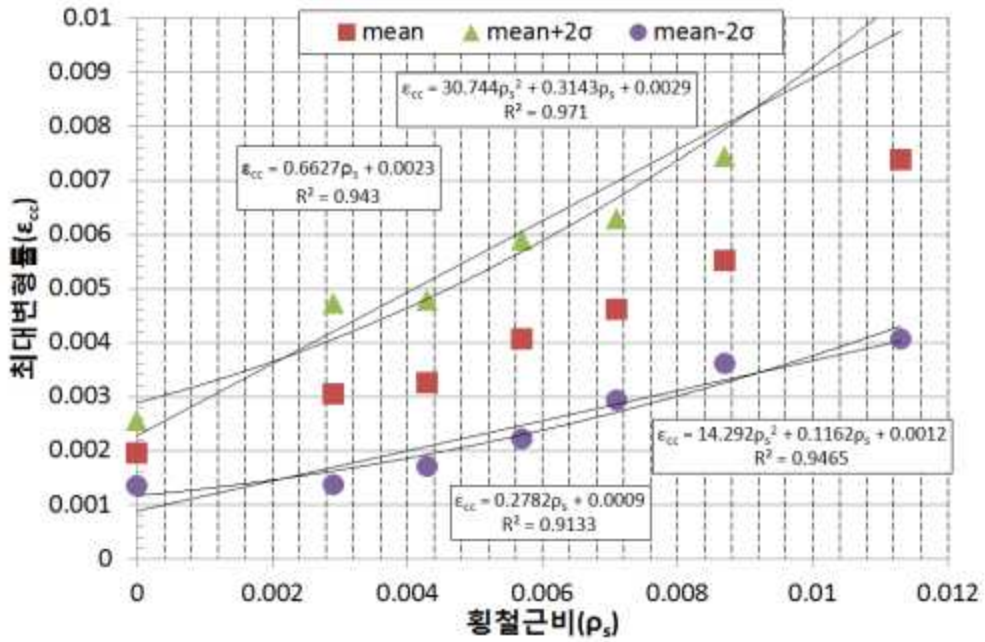


그림 3.34 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m \pm 2\sigma$ 분포도(원형단면)

표 3.20 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m \pm 2\sigma$ 제안식(원형단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.6627\rho_s + 0.0023$	$\epsilon_{cc} = 30.744\rho_s^2 + 0.3143\rho_s + 0.0029$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.2782\rho_s + 0.0009$	$\epsilon_{cc} = 14.292\rho_s^2 + 0.1162\rho_s + 0.0012$

그림 3.35는 횡철근비에 따른 최대변형률의 1차 제안식의 전체적인 분포도를 나타내고 있다. 표 3.21은 분포도를 통한 횡철근비에 따른 최대변형률의 제안식이다.

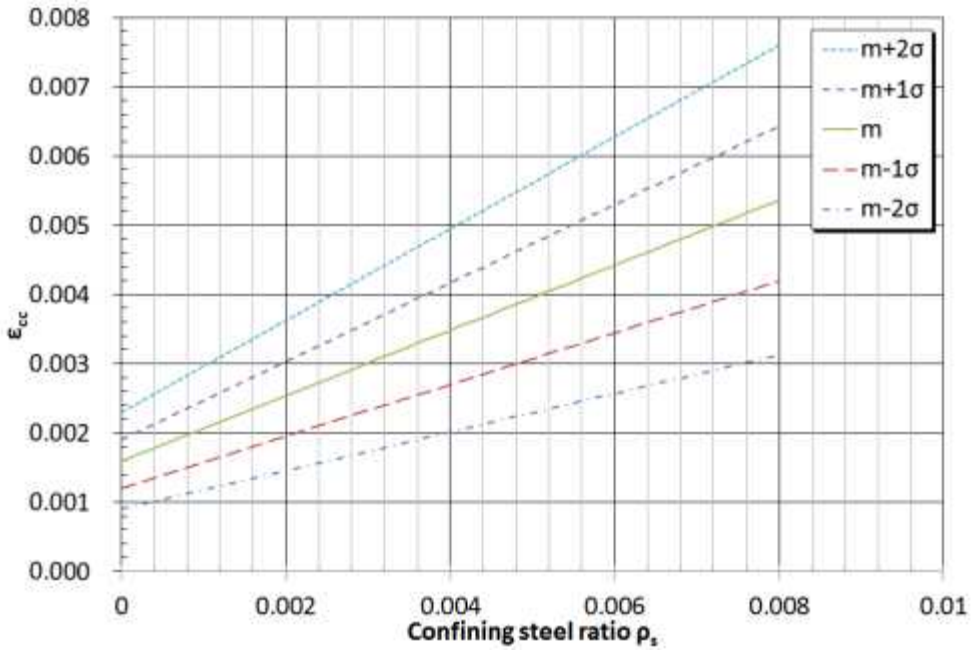


그림 3.35 횡철근비에 따른 최대변형률의 1차 제안식 분포도(원형단면)

표 3.21 횡철근비에 따른 최대변형률의 제안식(원형단면)

원형	횡철근비(ρ_s)-최대변형률(ϵ_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4704\rho_s+0.0016$	$\epsilon_{cc}=22.518\rho_s^2+0.2153\rho_s+0.002$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.5666\rho_s+0.0019$	$\epsilon_{cc}=26.631\rho_s^2+0.2648\rho_s+0.0025$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3743\rho_s+0.0012$	$\epsilon_{cc}=18.405\rho_s^2+0.1657\rho_s+0.0016$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.6627\rho_s+0.0023$	$\epsilon_{cc}=30.744\rho_s^2+0.3143\rho_s+0.0029$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.2782\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=14.292\rho_s^2+0.1162\rho_s+0.0012$

(4) 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des}) 분포도

그림 3.36은 원형단면 실험체의 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des})의 분포도이다. 횡구속된 콘크리트의 하강부기울기(E_{des})는 횡철근비(ρ_s)가 증가함에 따라 작아지는 경향을 보였으며, 특히 현행 도로교설계기준 대비 60%미만($\rho_s=0.0043$)의 횡철근비에서의 하강부기울기는 큰 편차를 보이며 분포하였다.

각 횡철근비별 하강부기울기의 평균값을 이용하여 표 3.22와 같이 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des})의 관계식을 도출하였다. 그래프상의 R^2은 결정계수로서 '1'에 가까울수록 적합함을 의미한다. 1차식에 대한 결정계수는 0.8558이고, 2차식에 대한 결정계수는 0.9911로 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des})의 관계식으로는 2차식이 적합하다 할 수 있다.

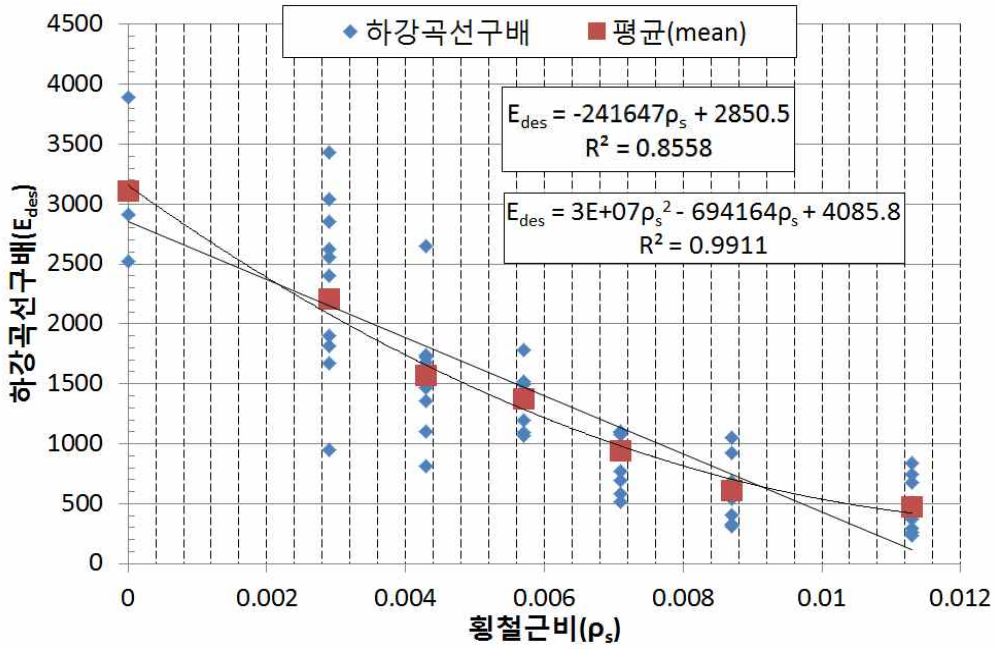


그림 3.36 횡철근비에 따른 하강부기울기 분포도(원형단면)

표 3.22 횡철근비에 따른 하강부기울기 제안식(원형단면)

1차 제안식	2차 제안식
$E_{des} = -241647\rho_s + 2850.5$	$E_{des} = 3\times10^7\rho_s^2 - 694164\rho_s + 4085.8$

또한 확률론적인 분포특성을 파악하기 위하여 표 3.23과 같이 각 횡철근비별 하강부기울기 분포의 평균과 분산, 표준편차 및 변동계수를 나타내었다.

표 3.23 횡철근비별 하강부기울기의 평균, 분산, 표준편차, 변동계수(원형단면)

실험체 ID	하강부기울기 E_{des}			
	평균(m)	분산(σ^2)	표준편차(σ)	변동계수(V)
C00series	3107.3	333×10^3	557.10	0.1793
C50series	475.44	447×10^2	211.54	0.4449
C65series	608.68	570×10^2	238.67	0.3921
C80series	937.72	952×10^2	308.62	0.3291
C100series	1376.79	460×10^2	214.41	0.1557
C130series	1571.68	232×10^3	481.85	0.3066
C195series	2209.94	495×10^3	703.26	0.3182

그림 3.37과 그림 3.38은 구해진 평균(m)과 표준편차(σ)를 통한 횡철근비에 따른 $m\pm1\sigma$와 $m\pm2\sigma$에 대한 분포도이다. 표 3.24와 표 3.25는 분포도를 통한 횡철근비에 따른 $m\pm1\sigma$와 $m\pm2\sigma$에 대한 제안식이다.

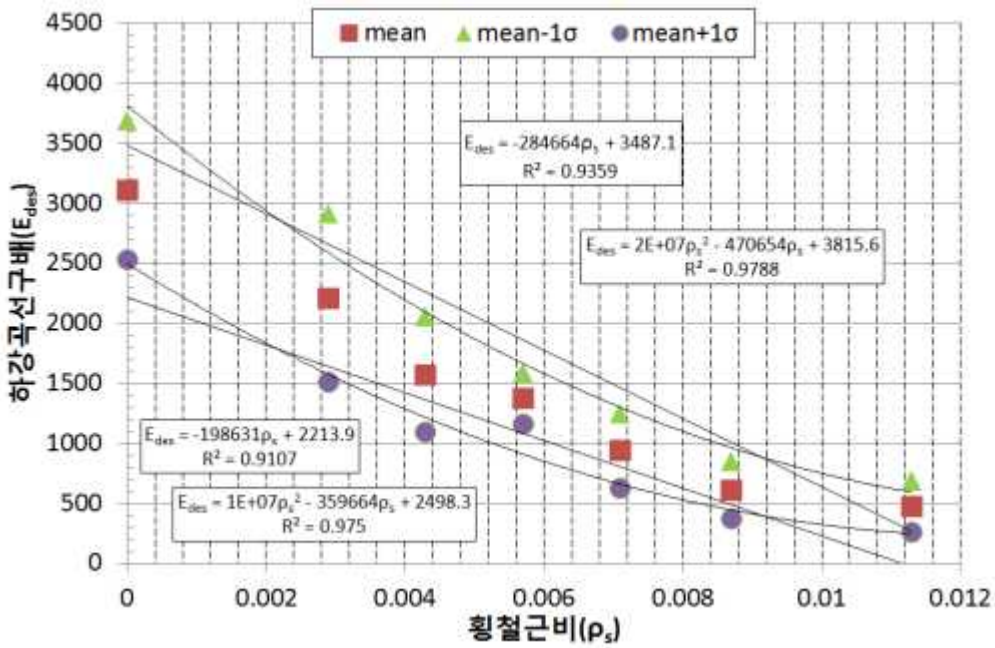


그림 3.37 횡철근비에 따른 하강부기울기의 $m\pm1\sigma$ 분포도(원형단면)

표 3.24 횡철근비 따른 하강부기울기의 $m \pm 1\sigma$ 제안식(원형단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+1\sigma$	$E_{des} = -198631\rho_s + 2213.9$	$E_{des} = 1\times10^7\rho_s^2 - 359664\rho_s + 2498.3$
$m-1\sigma$	$E_{des} = -284664\rho_s + 3487.1$	$E_{des} = 2\times10^7\rho_s^2 - 470654\rho_s + 3815.6$

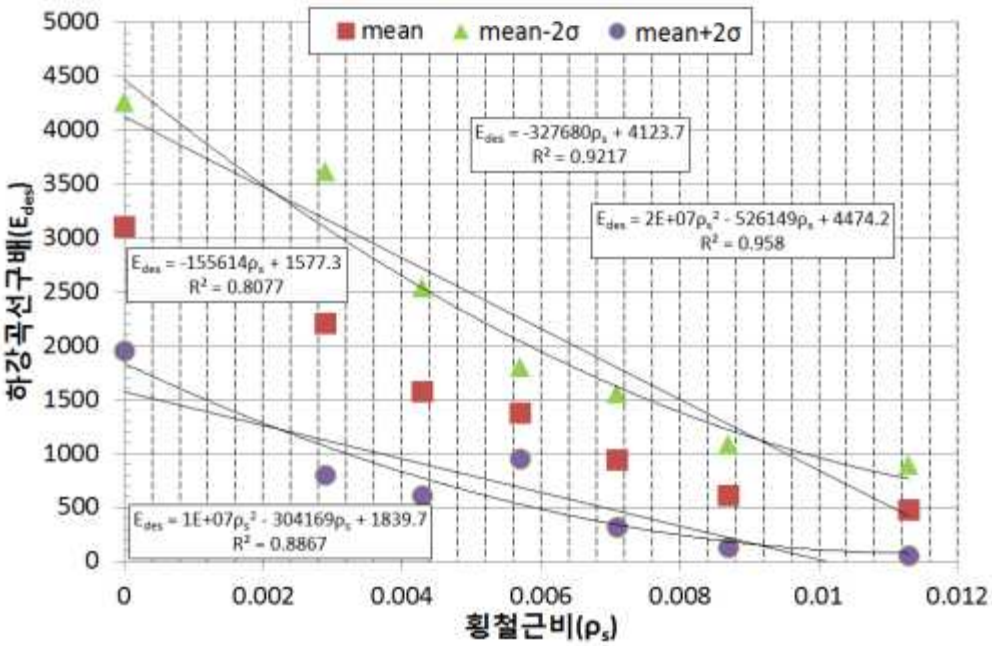


그림 3.38 횡철근비에 따른 하강부기울기의 $m \pm 2\sigma$ 분포도(원형단면)

표 3.25 횡철근비에 따른 하강부기울기의 $m \pm 2\sigma$ 분포도(원형단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+2\sigma$	$E_{des} = -155614\rho_s + 1577.3$	$E_{des} = 1\times10^7\rho_s^2 - 304169\rho_s + 1839.7$
$m-2\sigma$	$E_{des} = -327680\rho_s + 4123.7$	$E_{des} = 2\times10^7\rho_s^2 - 526149\rho_s + 4474.2$

그림 3.39는 횡철근비에 따른 하강부기울기의 1차 제안식의 전체적인 분포도를 나타내고 있다. 표 3.26은 분포도를 통한 횡철근비에 따른 하강부기울기의 제안식이다.

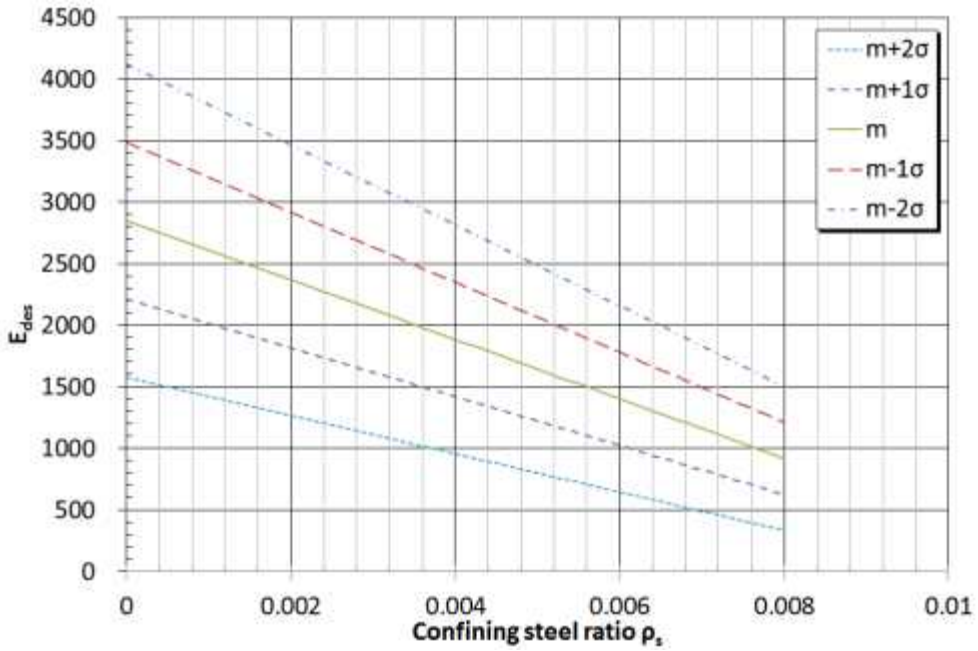


그림 3.39 횡철근비에 따른 하강부기울기의 1차 제안식 분포도(원형단면)

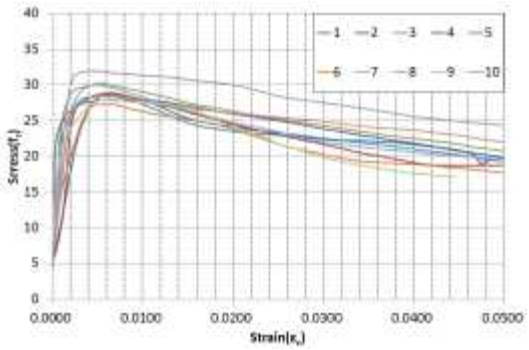
표 3.26 횡철근비에 따른 하강부기울기의 제안식(원형단면)

원형	횡철근비(ρ_s)-하강부기울기(E_{des})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des} = -241647\rho_s + 2850.5$	$E_{des} = 3\times10^7\rho_s^2 - 694164\rho_s + 4085.8$
$m+1\sigma$	$E_{des} = -198631\rho_s + 2213.9$	$E_{des} = 1\times10^7\rho_s^2 - 359664\rho_s + 2498.3$
$m-1\sigma$	$E_{des} = -284664\rho_s + 3487.1$	$E_{des} = 2\times10^7\rho_s^2 - 470654\rho_s + 3815.6$
$m+2\sigma$	$E_{des} = -155614\rho_s + 1577.3$	$E_{des} = 1\times10^7\rho_s^2 - 304169\rho_s + 1839.7$
$m-2\sigma$	$E_{des} = -327680\rho_s + 4123.7$	$E_{des} = 2\times10^7\rho_s^2 - 526149\rho_s + 4474.2$

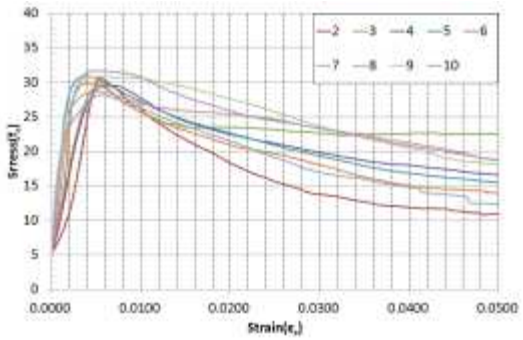
다. 사각단면 실험체의 응력-변형률 분포특성

(1) 횡철근비(ρ_s)에 따른 응력-변형률($\sigma-\epsilon$) 곡선

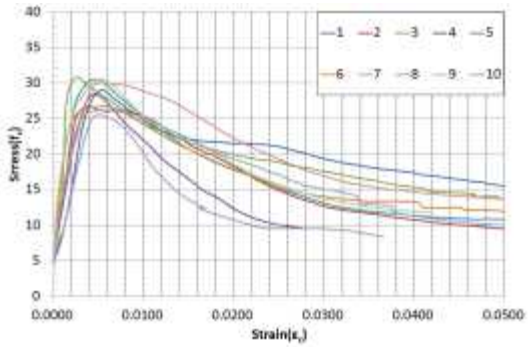
그림 3.40은 사각단면 실험체의 압축실험을 통하여 측정된 하중-변위 데이터를 통하여 얻은 횡철근비에 따른 응력-변형률 곡선이다. 동일한 철근비로 설계된 실험체의 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})는 상당한 변동성을 보이며 분포하였다.



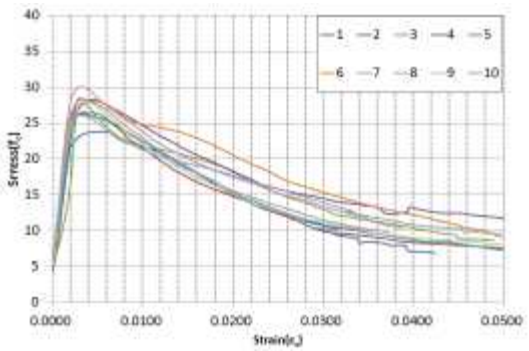
(a) S30series(131%)



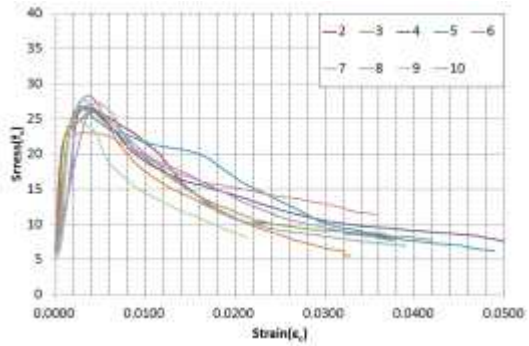
(b) S35series(112%)



(c) S45series(87%)



(d) S55series(71%)



(e) S80series(49%)

그림 3.40 사각단면 실험체의 응력-변형률 곡선

표 3.27은 사각단면(종횡비 1:1) 실험체의 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 최대응력이후 80% 하강지점의 변형률(ϵ_{cu}), 하강부기울기(E_{des})을 정리한 것이다.

표 3.27 사각단면 실험체 실험결과

실험체 ID		f_{cc}(MPa)	ϵ_{cc}	E_{des}(MPa)
S30	S30-1	35.953	0.00694	288.68
	S30-2	30.607	0.00676	318.41
	S30-3	30.827	0.00561	241.35
	S30-4	29.64	0.00614	179.01
	S30-5	30.89	0.00551	262.82
	S30-6	29.847	0.006339	297.45
	S30-7	30	0.00496	327.15
	S30-8	30.042	0.006445	145.6
	S30-9	30.86	0.005996	302.69
	S30-10	31.97	0.00464	179.3
S35	S35-1	33.269	0.00433	673.91
	S35-2	28.88	0.00574	1010.1
	S35-3	30.277	0.00567	680.81
	S35-4	28.477	0.006486	574.75
	S35-5	30.51	0.0042	577.38
	S35-6	28.337	0.00452	672.24
	S35-7	28.215	0.00563	467.52
	S35-8	30.07	0.005126	212.27
	S35-9	30.577	0.005565	280.1
	S35-10	31.707	0.005041	385.29
S45	S45-1	29.067	0.00556	849.93
	S45-2	26.712	0.003984	472.12
	S45-3	27.805	0.004268	889.43
	S45-4	28.445	0.004732	1194.5
	S45-5	28.502	0.00485	976.32
	S45-6	28.087	0.005982	650.46
	S45-7	27.825	0.00487	496.77
	S45-8	28.735	0.00571	496.98
	S45-9	28.23	0.005616	1075.9
	S45-10	28.375	0.005297	1087.1

표 3.27 사각단면 실험체 실험결과(계속)

실험체 ID		f_{cc}(MPa)	ϵ_{cc}	E_{des}(MPa)
S55	S55-1	28.81	0.00523	497.81
	S55-2	26.295	0.003537	724.08
	S55-3	29.717	0.00356	1041.4
	S55-4	27.98	0.00336	596.33
	S55-5	26.535	0.00357	644.84
	S55-6	27.307	0.00475	454.86
	S55-7	26.155	0.00312	844.5
	S55-8	28.577	0.003635	930.24
	S55-9	28.005	0.003452	918.35
	S55-10	27.38	0.003672	831.14
S80	S80-1	23.82	0.003439	1458.9
	S80-2	26.067	0.004564	810.05
	S80-3	26.412	0.00381	1058.6
	S80-4	26.795	0.003441	1150.2
	S80-5	26.77	0.00298	667.58
	S80-6	26.727	0.00393	2046
	S80-7	26.095	0.00326	1104.2
	S80-8	23.062	0.003507	549.57
	S80-9	24.775	0.002304	1550.4
	S80-10	25.562	0.004549	1542.1

(2) 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc}) 분포도

그림 3.41은 사각단면 실험체의 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc})의 분포도이다. 횡구속된 콘크리트의 최대구속응력(f_{cc})은 횡철근비(ρ_s)가 증가함에 따라 커지는 경향을 보였으며, 대체적으로 작은 편차를 보이며 분포하였다.

각 횡철근비별 최대구속응력의 평균값을 이용하여 표 3.28과 같이 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc})의 관계식을 도출하였다. 그래프상의 R^2은 결정계수로서 '1'에 가까울수록 관계식에 대한 적합도가 높음을 의미한다. 1차식에 대한 결정계수는 0.8977이고, 2차식에 대한 결정계수는 0.9784로 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대응력(f_{cc})의 관계식으로는2차식이 보다 정확하다고 할 수 있다.

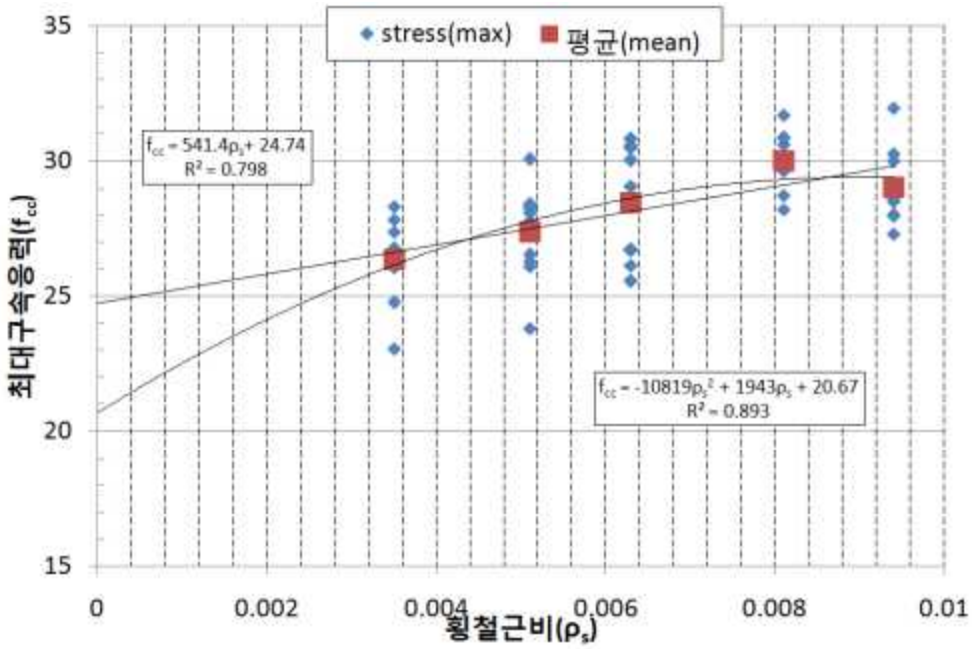


그림 3.41 횡철근비에 따른 최대구속응력 분포도(사각단면)

표 3.28 횡철근비에 따른 최대구속응력 제안식(사각단면)

1차 제안식	2차 제안식
$f_{cc} = 541.4\rho_s + 24.74$	$f_{cc} = -10819\rho_s^2 + 1943\rho_s + 20.67$

또한 확률론적인 분포특성을 파악하기 위하여 표 3.29와 같이 각 횡철근비별 최대구속응력 분포의 평균과 분산, 표준편차 및 변동계수를 도출하였다.

표 3.29 횡철근비별 최대구속응력의 평균, 분산, 표준편차, 변동계수(사각단면)

실험체 ID	최대구속응력f_{cc}			
	평균(m)	분산(σ^2)	표준편차(σ)	변동계수(V)
S30series	29.03	1.8683	1.3669	0.0471
S35series	30.62	4.6071	2.1464	0.0701
S45series	28.47	4.1032	2.0256	0.0711
S55series	27.38	2.9978	1.7314	0.0632
S80series	27.07	7.0711	2.6591	0.0982

그림 3.42와 그림 3.43은 구해진 평균(m)과 표준편차(σ)를 통한 횡철근비에 따른 $m \pm 1\sigma$와 $m \pm 2\sigma$에 대한 분포도이다. 표 3.30과 표 3.31은 다음의 분포도를 통한 횡철근비에 따른 $m \pm 1\sigma$와 $m \pm 2\sigma$에 대한 제안식이다.

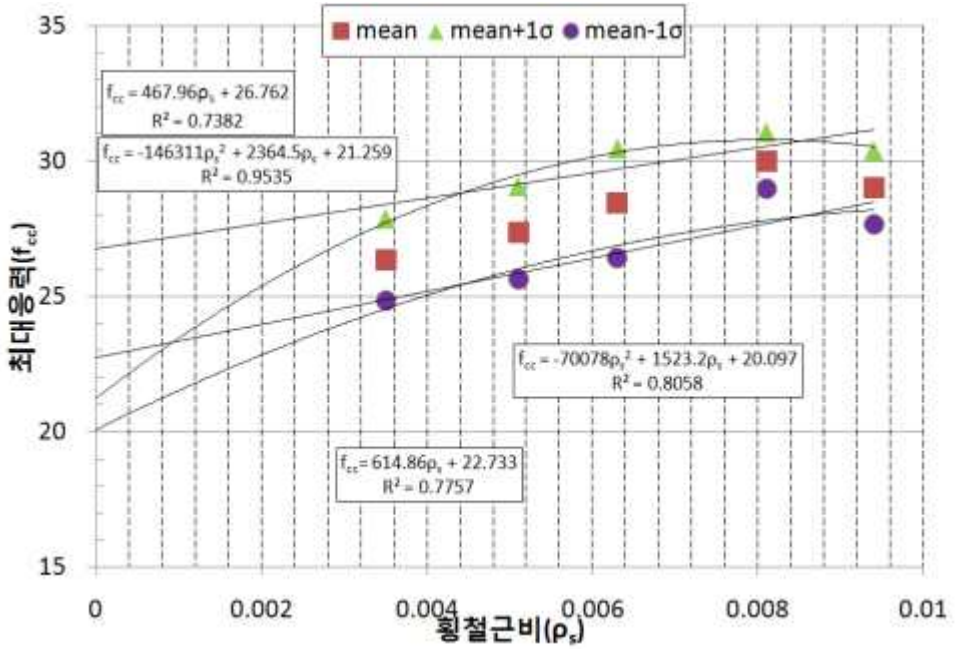


그림 3.42 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m \pm 1\sigma$ 분포도(사각단면)

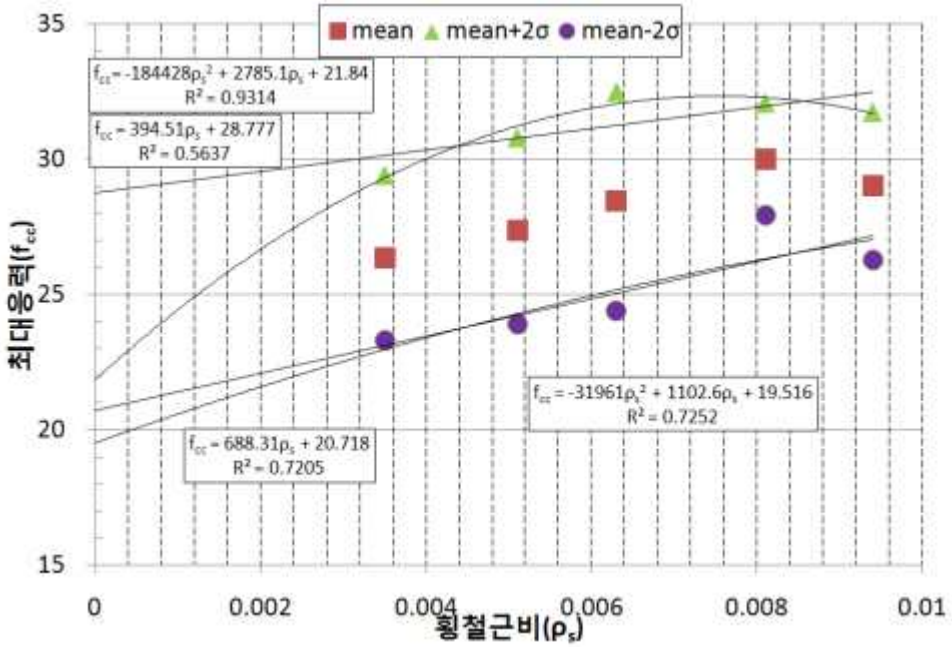


그림 3.43 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m \pm 2\sigma$ 분포도(사각형단면)

표 3.30 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m \pm 1\sigma$ 제안식(사각단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+1\sigma$	$f_{cc} = 467.96\rho_s + 26.762$	$f_{cc} = -146311\rho_s^2 + 2364.5\rho_s + 21.259$
$m-1\sigma$	$f_{cc} = 614.86\rho_s + 22.733$	$f_{cc} = -70078\rho_s^2 + 1523.2\rho_s + 20.097$

표 3.31 횡철근비에 따른 최대구속응력의 $m \pm 2\sigma$ 제안식(사각형단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+2\sigma$	$f_{cc} = 394.51\rho_s + 28.777$	$f_{cc} = -184428\rho_s^2 + 2785.1\rho_s + 21.84$
$m-2\sigma$	$f_{cc} = 688.31\rho_s + 20.718$	$f_{cc} = -31961\rho_s^2 + 1102.6\rho_s + 19.516$

그림 3.44는 횡철근비에 따른 최대구속응력의 1차 제안식의 전체적인 분포도를 나타내고 있다. 표 3.32는 분포도를 통한 횡철근비에 따른 최대구속응력의 제안식이다.

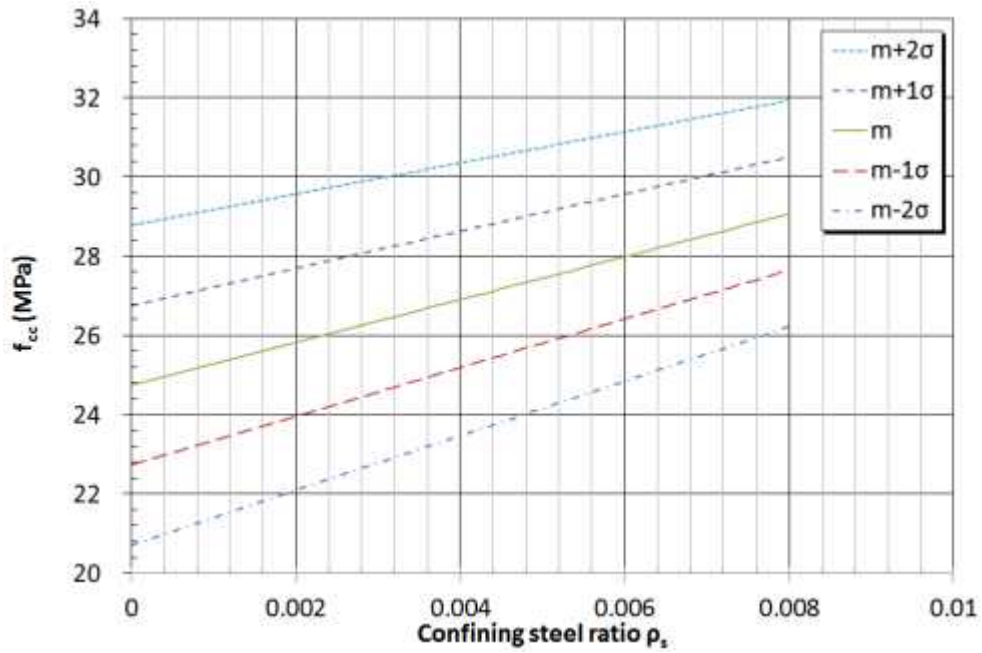


그림 3.44 횡철근비에 따른 최대구속응력의 1차 제안식 분포도(사각단면)

표 3.32 횡철근비에 따른 최대구속응력의 제안식(사각단면)

정사각형	횡철근비(ρ_s)-최대응력(f_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=541.4\rho_s+24.74$	$f_{cc}=-10819\rho_s^2+1943\rho_s+20.67$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=467.96\rho_s+26.762$	$f_{cc}=-146311\rho_s^2+2364.5\rho_s+21.259$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=614.86\rho_s+22.733$	$f_{cc}=-70078\rho_s^2+1523.2\rho_s+20.097$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=394.51\rho_s+28.777$	$f_{cc}=-184428\rho_s^2+2785.1\rho_s+21.84$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=688.31\rho_s+20.718$	$f_{cc}=-31961\rho_s^2+1102.6\rho_s+19.516$

(3) 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc}) 분포도

그림 3.45는 사각형단면 실험체의 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc})의 분포도이다. 횡구속된 콘크리트의 최대변형률(ϵ_{cc})은 횡철근비(ρ_s)가 증가함에 따라 커지는 경향을 보였으며, 특히 현행 도로교설계기준 대비 49~131% 범위의 횡철근비에서의 최대변형률은 비슷한 편차를 보이며 분포하였다.

각 횡철근비별 최대변형률의 평균값을 이용하여 표 3.33과 같이 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc})의 관계식을 도출하였다. 그래프상의 R^2은 결정계수로서 '1'에 가까울수록 관계식에 대한 적합도가 높음을 의미한다. 1차식에 대한 결정계수는 0.9632이고, 2차식에 대한 결정계수는 0.9632로 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대변형률(ϵ_{cc})의 관계식으로는 모두 적합하다 할 수 있다.

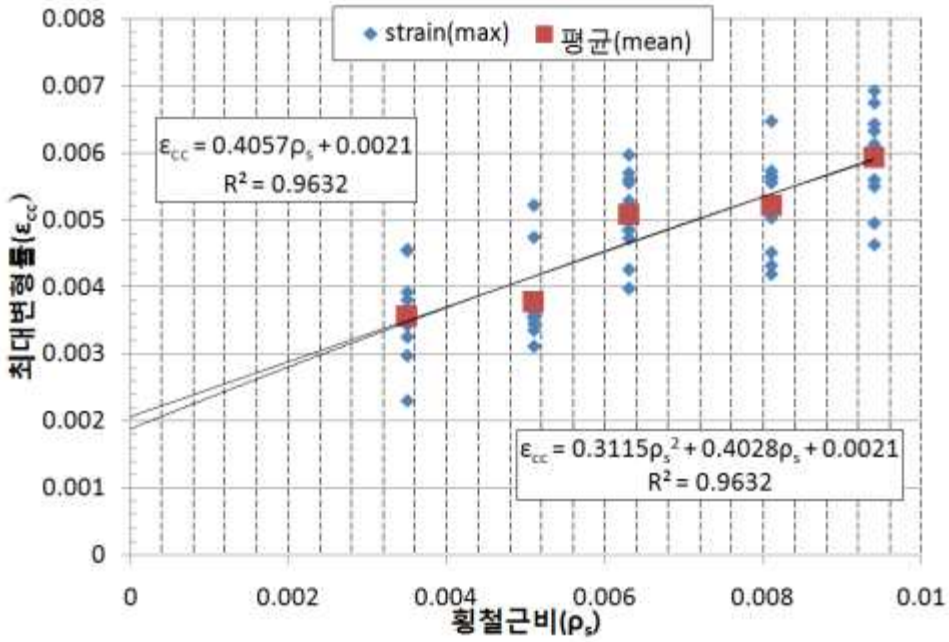


그림 3.45 횡철근비에 따른 최대변형률 분포도(사각단면)

표 3.33 횡철근비에 따른 최대변형률 제안식(사각단면)

1차 제안식	2차 제안식
$\epsilon_{cc} = 0.4057\rho_s + 0.0021$	$\epsilon_{cc} = 0.3115\rho_s^2 + 0.4028\rho_s + 0.0021$

또한 확률론적인 분포특성을 파악하기 위하여 표 3.34와 같이 각 횡철근비별 최대변형률 분포의 평균과 분산, 표준편차 및 변동계수를 도출하였다.

표 3.34 횡철근비별 최대변형률의 평균, 분산, 표준편차, 변동계수(사각단면)

실험체 ID	최대변형률ϵ_{cc}			
	평균(m)	분산(σ^2)	표준편차(σ)	변동계수(V)
S00series	0.0022	4.67×10^{-7}	0.0007	0.3182
S30series	0.0059	5.64×10^{-7}	0.0008	0.1356
S35series	0.0052	5.25×10^{-7}	0.0007	0.1346
S45series	0.0051	4.28×10^{-7}	0.0007	0.1373
S55series	0.0038	4.38×10^{-7}	0.0007	0.1842
S80series	0.0036	4.69×10^{-7}	0.0007	0.1944

그림 3.46과 그림 3.47은 구해진 평균(m)과 표준편차(σ)를 통한 횡철근비에 따른 $m \pm 1\sigma$와 $m \pm 2\sigma$에 대한 분포도이다. 표 3.35와 표 3.36은 분포도를 통한 횡철근비에 따른 $m \pm 1\sigma$와 $m \pm 2\sigma$에 대한 제안식이다.

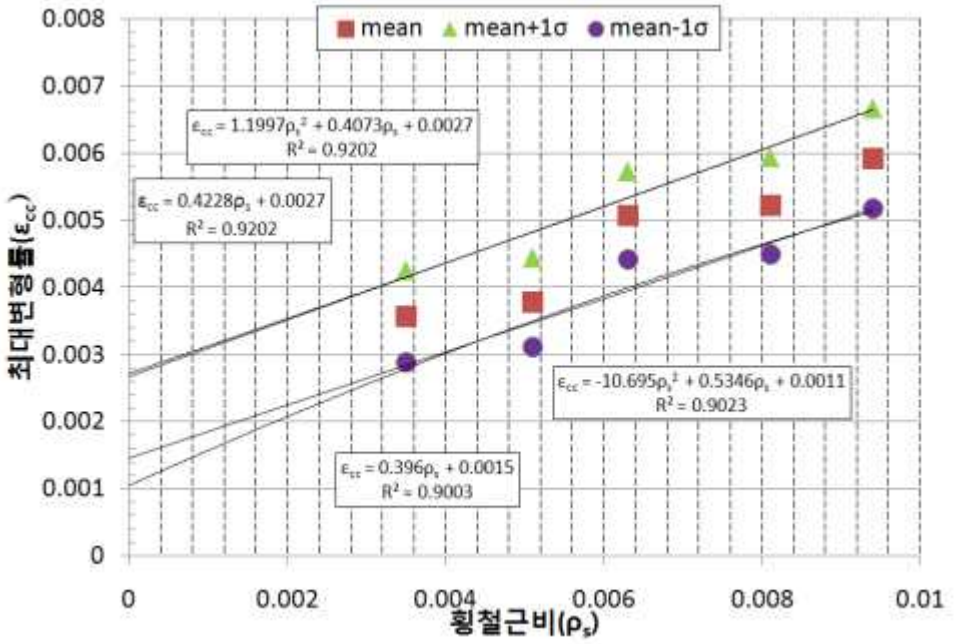


그림 3.46 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m \pm 1\sigma$ 분포도(사각단면)

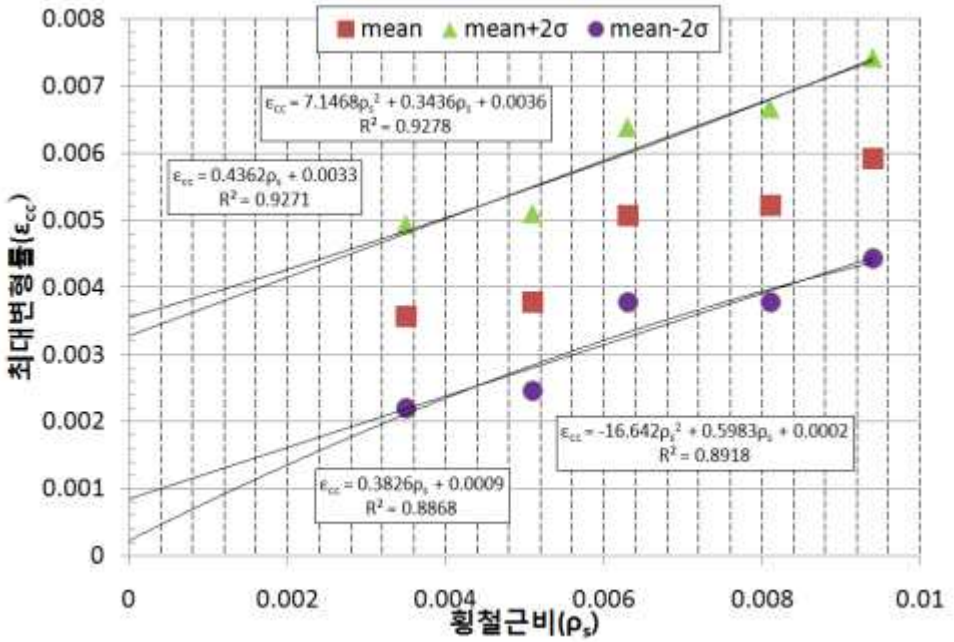


그림 3.47 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m \pm 2\sigma$ 분포도(사각단면)

표 3.35 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m \pm 1\sigma$ 제안식(사각단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.4228\rho_s + 0.0027$	$\epsilon_{cc} = 1.1997\rho_s^2 + 0.4073\rho_s + 0.0027$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.3960\rho_s + 0.0015$	$\epsilon_{cc} = -10.695\rho_s^2 + 0.5346\rho_s + 0.0011$

표 3.36 횡철근비에 따른 최대변형률의 $m \pm 2\sigma$ 제안식(사각단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.4362\rho_s + 0.0033$	$\epsilon_{cc} = 7.1468\rho_s^2 + 0.3436\rho_s + 0.0036$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc} = 0.3826\rho_s + 0.0009$	$\epsilon_{cc} = -16.642\rho_s^2 + 0.5983\rho_s + 0.0002$

그림 3.48은 횡철근비에 따른 최대변형률의 1차 제안식의 전체적인 분포도를 나타내고 있다. 표 3.37은 분포도를 통한 횡철근비에 따른 최대변형률의 제안식이다.

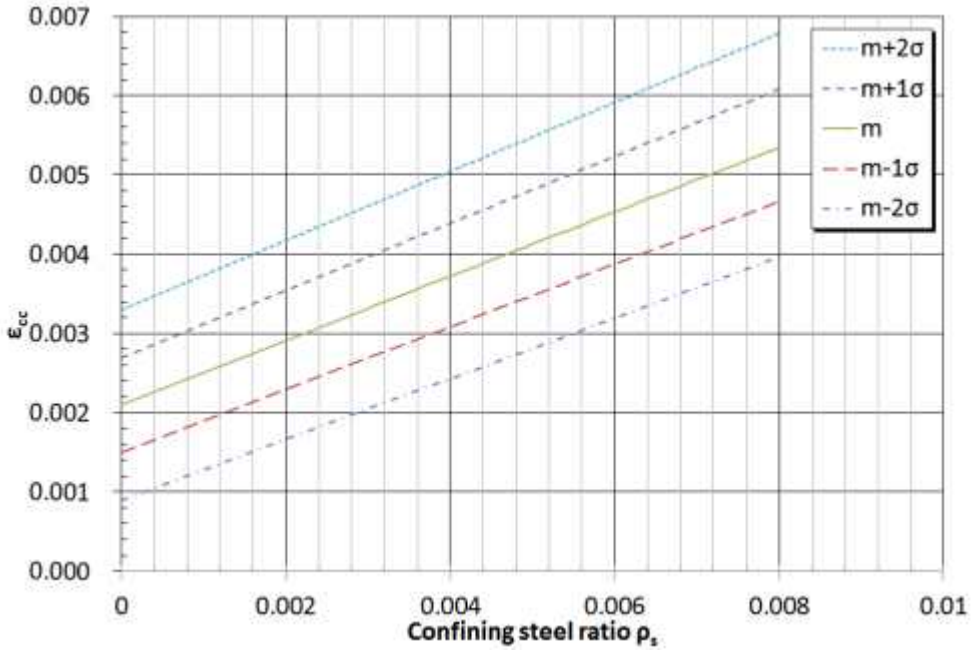


그림 3.48 횡철근비에 따른 최대변형률의 1차 제안식 분포도(사각단면)

표 3.37 횡철근비에 따른 최대구속응력의 제안식(사각단면)

정사각형	횡철근비(ρ_s)-최대변형률(ϵ_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4057\rho_s+0.0021$	$\epsilon_{cc}=0.3115\rho_s^2+0.4028\rho_s+0.0021$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4228\rho_s+0.0027$	$\epsilon_{cc}=1.1997\rho_s^2+0.4073\rho_s+0.0027$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.396\rho_s+0.0015$	$\epsilon_{cc}=-10.695\rho_s^2+0.5346\rho_s+0.0011$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4362\rho_s+0.0033$	$\epsilon_{cc}=7.1468\rho_s^2+0.3436\rho_s+0.0036$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3826\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=-16.642\rho_s^2+0.5983\rho_s+0.0002$

(4) 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des}) 분포도

그림 3.49는 정사각형단면 실험체의 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des})의 분포도이다. 횡구속된 콘크리트의 하강부기울기(E_{des})은 횡철근비(ρ_s)가 증가함에 따라 작아지는 경향을 보였으며, 특히 현행 도로교설계기준 대비 49%($\rho_s=0.0094$) 횡철근비에서의 하강부기울기는 큰 편차를 보이며 분포하였다.

각 횡철근비별 하강부기울기의 평균값을 이용하여 표 3.38과 같이 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des})의 관계식을 도출하였다. 그래프상의 R^2은 결정계수로서 '1'에 가까울수록 적합함을 의미한다. 1차식에 대한 결정계수는 0.7705이고, 2차식에 대한 결정계수는 0.9686로 횡철근비(ρ_s)에 따른 하강부기울기(E_{des})의 관계식으로는 2차식이 적합하다 할 수 있다.

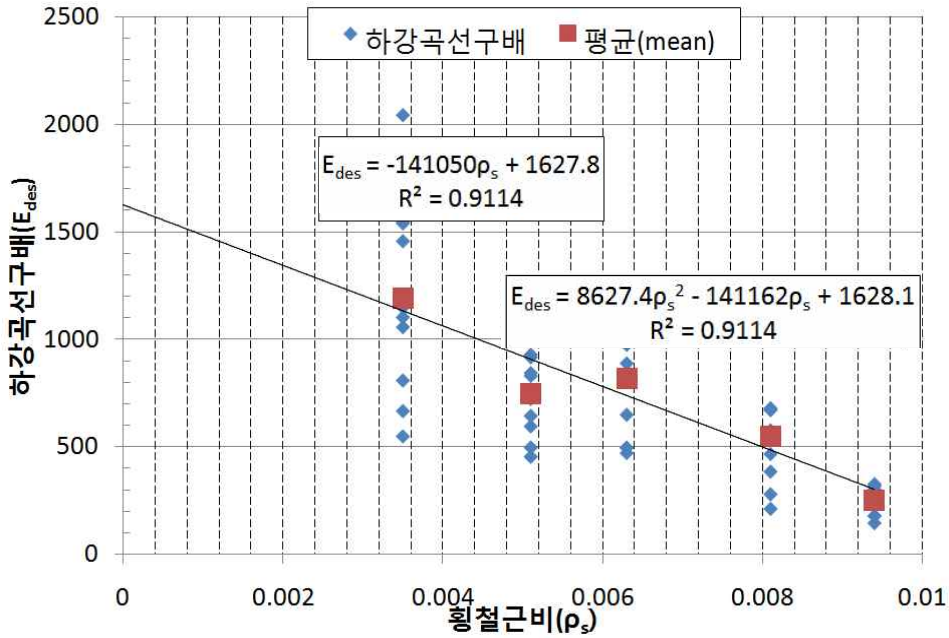


그림 3.49 횡철근비에 따른 하강부기울기 분포도(사각단면)

표 3.38 횡철근비에 따른 하강부기울기 제안식(사각단면)

1차 제안식	2차 제안식
$E_{des} = -141050\rho_s + 1627.75$	$E_{des} = 8627.4\rho_s^2 - 141162\rho_s + 1628.1$

또한 확률론적인 분포특성을 파악하기 위하여 표 3.39와 같이 각 횡철근비별 하강부기울기 분포의 평균과 분산, 표준편차 및 변동계수를 도출하였다.

표 3.39 횡철근비별 하강부기울기의 평균, 분산, 표준편차, 변동계수(사각단면)

실험체 ID	하강부기울기 E_{des}			
	평균(m)	분산(σ^2)	표준편차(σ)	변동계수(V)
S30series	254.246	4239.14	65.109	0.2561
S35series	553.437	53464.84	231.225	0.4178
S45series	818.951	73978.07	271.989	0.3321
S55series	748.355	38586.82	196.435	0.2625
S80series	1193.76	212490.14	460.967	0.3861

그림 3.50과 그림 3.51은 구해진 평균(m)과 표준편차(σ)를 통한 횡철근비에 따른 $m \pm 1\sigma$와 $m \pm 2\sigma$에 대한 분포도이다. 표 3.40과 표 3.41은 분포도를 통한 횡철근비에 따른 $m \pm 1\sigma$와 $m \pm 2\sigma$에 대한 제안식이다.

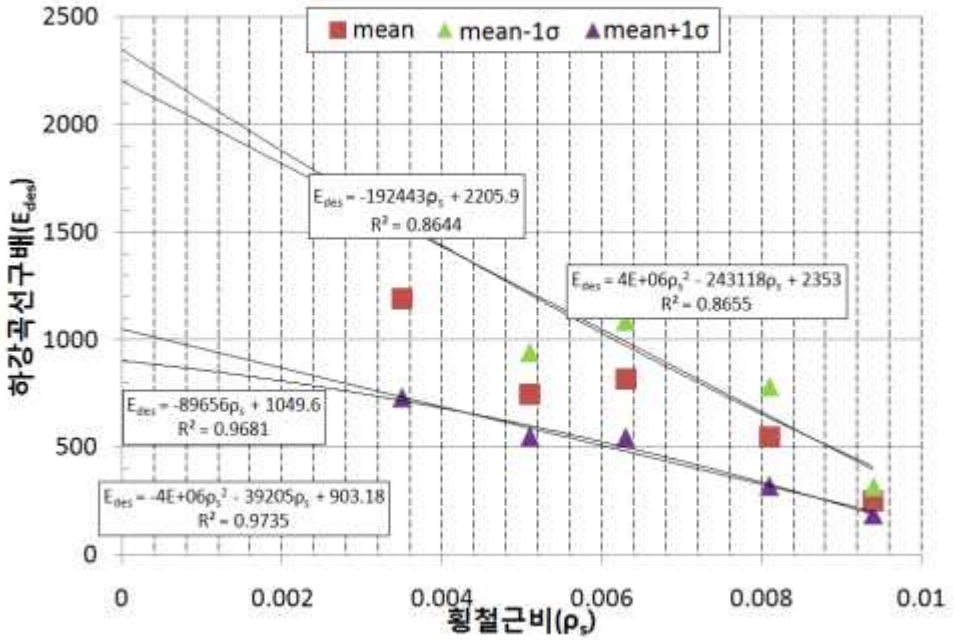


그림 3.50 횡철근비에 따른 하강부기울기의 $m \pm 1\sigma$ 분포도(사각단면)

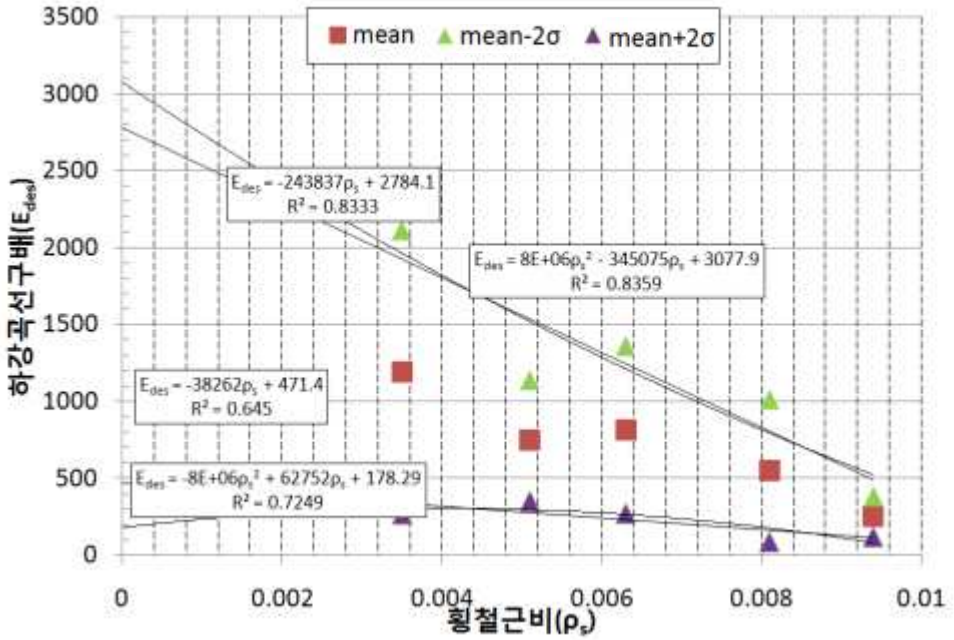


그림 3.51 횡철근비에 따른 하강부기울기의 $m \pm 2\sigma$ 분포도(사각단면)

표 3.40 횡철근비에 따른 하강부기울기의 $m \pm 1\sigma$ 제안식(사각단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+1\sigma$	$E_{des} = -89656\rho_s + 1049.6$	$E_{des} = -4\times10^6\rho_s^2 - 39205\rho_s + 903.18$
$m-1\sigma$	$E_{des} = -192443\rho_s + 2205.9$	$E_{des} = 4\times10^6\rho_s^2 - 243118\rho_s + 2353$

표 3.41 횡철근비에 따른 하강부기울기의 $m \pm 2\sigma$ 제안식(사각단면)

구분	1차 제안식	2차 제안식
$m+2\sigma$	$E_{des} = -38262\rho_s + 471.4$	$E_{des} = -8\times10^6\rho_s^2 + 62752\rho_s + 178.29$
$m-2\sigma$	$E_{des} = -243837\rho_s + 2784.1$	$E_{des} = 8\times10^6\rho_s^2 - 345075\rho_s + 3077.9$

그림 3.52는 횡철근비에 따른 하강부기울기의 1차 제안식의 전체적인 분포도를 나타내고 있다. 표 3.42는 분포도를 통한 횡철근비에 따른 하강부기울기의 제안식이다.

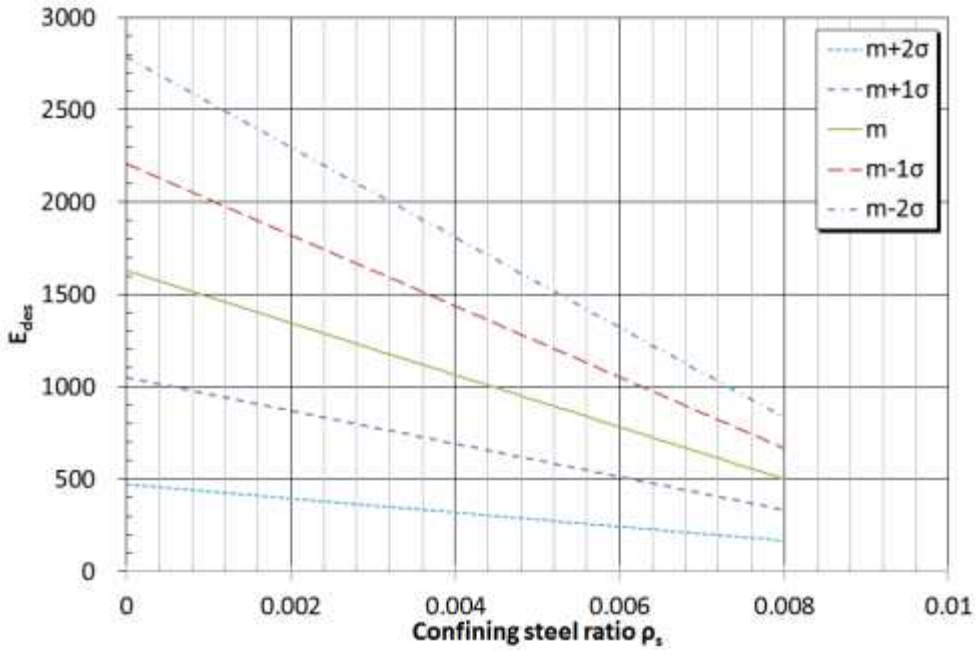


그림 3.52 횡철근비에 따른 하강부기울기의 1차 제안식 분포도(사각단면)

표 3.42 횡철근비에 따른 하강부기울기의 제안식(사각단면)

정사각형	횡철근비(ρ_s)-하강부기울기(E_{des})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des}=-141050\rho_s+1627.75$	$E_{des}=8627.4\rho_s^2-141162\rho_s+1628.1$
$m+1\sigma$	$E_{des}=-89656\rho_s+1049.6$	$E_{des}=-4\times10^6\rho_s^2-39205\rho_s+903.18$
$m-1\sigma$	$E_{des}=-192443\rho_s+2205.9$	$E_{des}=4\times10^6\rho_s^2-243118\rho_s+2353$
$m+2\sigma$	$E_{des}=-38262\rho_s+471.4$	$E_{des}=-8\times10^6\rho_s^2+62752\rho_s+178.29$
$m-2\sigma$	$E_{des}=-243837\rho_s+2784.1$	$E_{des}=8\times10^6\rho_s^2-345075\rho_s+3077.9$

라. 응력-변형률 곡선의 분포특성 제안

국내 내진설계방법(도로교설계기준, 2015)은 설계지진에 대한 응답인 소요역량(Demand)보다 공급변위연성도의 응답인 공급역량(Capacity)이 크다면 붕괴가 일어나지 않는다는 결정론적인 설계방법을 채택하고 있다. 하지만 실제로 소요역량과 공급역량은 큰 변동성을 가지기 때문에 하나의 값으로 결정짓는 설계방법은 적합하지 못하다 할 수 있다. 따라서 소요역량과 공급역량의 정량화를 통하여 결정론적인 설계방법에서 확률론적인 설계방법으로 전환되어야할 필요가 있으며, 붕괴방지수준의 설계방법이 아닌 손상수준제어의 설계방법이 확립되어야 한다.

특히 공급역량(Capacity)의 정량화를 위해서는 공급변위연성도의 크기를 결정짓는 횡구속된 콘크리트의 극한한계변형률에 대한 분포특성에 대한 연구가 필요하다. 국내・외 많은 연구자들에 의하여 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률에 대한 연구가 수행되었고, 제시된 제안식을 통하여 횡구속량에 따른 평균적인 극한한계변형률을 예측할 수 있으나, 그 결과는 제안식에 따라 차이가 많고 극한한계변형률의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것이 주된 목표가 아니기 때문에 관련 연구결과는 제공하고 있지 않다. 또한 극한한계변형률의 분포특성을 정량화하기 위해서는 콘크리트의 응력-변형률 곡선에서의 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})의 분포특성 우선적으로 정량화 되어야 한다.

따라서 본 연구에서는 압축을 받는 콘크리트의 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})의 정량화를 통하여 횡구속량에 따른 극한한계변형률의 분포특성을 정량화하기 위한 실험 및 분석을 수행하였다.

횡구속콘크리트의 응력-변형률 관계 특성에 관한 연구결과는 다음과 같다.

① 횡구속된 콘크리트의 압축 실험을 수행하여 원형단면 및 사각단면 실험체의 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})의 평균(m)과 표준편차(σ) 및 변동계수(V)를 분석하여 분포특성을 도출하였다.

② 아래의 표는 원형단면 및 사각단면 실험체에 대해서 횡철근비(ρ_s)에 따른 최대구속응력(f_{cc})과 최대변형률(ϵ_{cc}), 하강부기울기(E_{des})의 관계식을 표준편차(σ)별로 정리한 것이다.

③ 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 응력-변형률 관계 곡선으로부터 독립적으로 결정하기 보다는 제안된 응력-변형률 모델식을 사용하여 단면해석을 수행하고 이로부터 얻은 부재의 공급변위연성도와 실험을 통해서 얻은 부재의 공급변위연성도를 조정하여 결정하는 것이 바람직하다.

④ 실험결과 응력-변형률 모델을 구성하는 특성값의 확률적 특성은 다음과 같다.

원형	횡철근비(ρ_s)-최대구속응력(f_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=1166.1\rho_s+f_{co}$	$f_{cc}=-17804\rho_s^2+1367.9\rho_s+f_{co}$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=884.54\rho_s+25.203$	$f_{cc}=19998\rho_s^2+657.91\rho_s+25.604$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=1447.7\rho_s+17.645$	$f_{cc}=-55605\rho_s^2+2077.8\rho_s+16.533$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=602.97\rho_s+28.982$	$f_{cc}=57800\rho_s^2-52.027\rho_s+30.139$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=1729.2\rho_s+13.867$	$f_{cc}=-93407\rho_s^2+2787.7\rho_s+11.997$

원형	횡철근비(ρ_s)-최대변형률(ϵ_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4704\rho_s+\epsilon_{co}$	$\epsilon_{cc}=22.518\rho_s^2+0.2153\rho_s+\epsilon_{co}$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.5666\rho_s+0.0019$	$\epsilon_{cc}=26.631\rho_s^2+0.2648\rho_s+0.0025$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3743\rho_s+0.0012$	$\epsilon_{cc}=18.405\rho_s^2+0.1657\rho_s+0.0016$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.6627\rho_s+0.0023$	$\epsilon_{cc}=30.744\rho_s^2+0.3143\rho_s+0.0029$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.2782\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=14.292\rho_s^2+0.1162\rho_s+0.0012$

원형	횡철근비(ρ_s)-하강부기울기(E_{des})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des}=-241647\rho_s+2850.5$	$E_{des}=3\times10^7\rho_s^2-694164\rho_s+4085.8$
$m+1\sigma$	$E_{des}=-198631\rho_s+2213.9$	$E_{des}=1\times10^7\rho_s^2-359664\rho_s+2498.3$
$m-1\sigma$	$E_{des}=-284664\rho_s+3487.1$	$E_{des}=2\times10^7\rho_s^2-470654\rho_s+3815.6$
$m+2\sigma$	$E_{des}=-155614\rho_s+1577.3$	$E_{des}=1\times10^7\rho_s^2-304169\rho_s+1839.7$
$m-2\sigma$	$E_{des}=-327680\rho_s+4123.7$	$E_{des}=2\times10^7\rho_s^2-526149\rho_s+4474.2$

사각	횡철근비(ρ_s)-최대구속응력(f_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=541.4\rho_s+24.74$	$f_{cc}=-10819\rho_s^2+1943\rho_s+20.67$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=467.96\rho_s+26.762$	$f_{cc}=-146311\rho_s^2+2364.5\rho_s+21.259$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=614.86\rho_s+22.733$	$f_{cc}=-70078\rho_s^2+1523.2\rho_s+20.097$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=394.51\rho_s+28.777$	$f_{cc}=-184428\rho_s^2+2785.1\rho_s+21.84$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=688.31\rho_s+20.718$	$f_{cc}=-31961\rho_s^2+1102.6\rho_s+19.516$

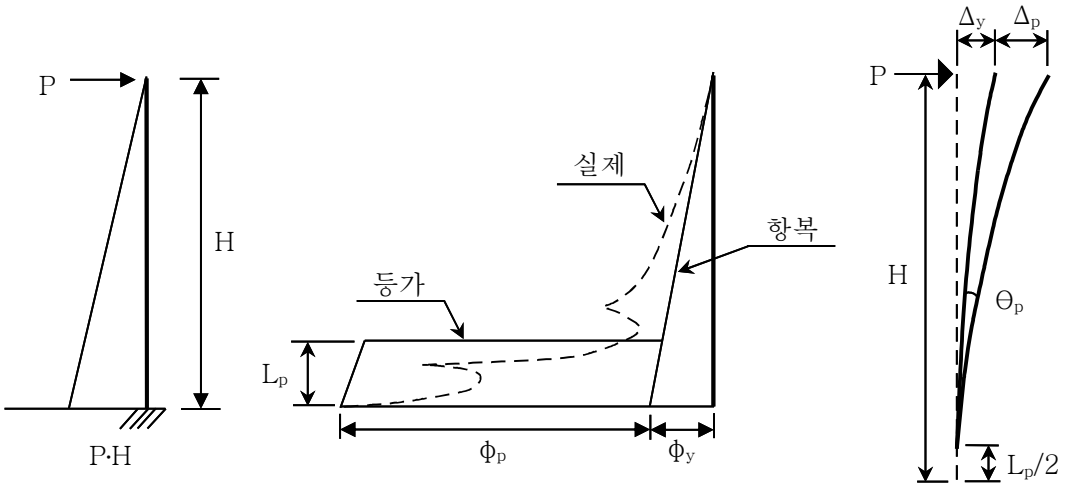
사각	횡철근비(ρ_s)-최대변형률(ϵ_{cc})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4057\rho_s+0.0021$	$\epsilon_{cc}=0.3115\rho_s^2+0.4028\rho_s+0.0021$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4228\rho_s+0.0027$	$\epsilon_{cc}=1.1997\rho_s^2+0.4073\rho_s+0.0027$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.396\rho_s+0.0015$	$\epsilon_{cc}=-10.695\rho_s^2+0.5346\rho_s+0.0011$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4362\rho_s+0.0033$	$\epsilon_{cc}=7.1468\rho_s^2+0.3436\rho_s+0.0036$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3826\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=-16.642\rho_s^2+0.5983\rho_s+0.0002$

사각	횡철근비(ρ_s)-하강부기울기(E_{des})	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des}=-141050\rho_s+1627.75$	$E_{des}=8627.4\rho_s^2-141162\rho_s+1628.1$
$m+1\sigma$	$E_{des}=-89656\rho_s+1049.6$	$E_{des}=-4\times10^6\rho_s^2-39205\rho_s+903.18$
$m-1\sigma$	$E_{des}=-192443\rho_s+2205.9$	$E_{des}=4\times10^6\rho_s^2-243118\rho_s+2353$
$m+2\sigma$	$E_{des}=-38262\rho_s+471.4$	$E_{des}=-8\times10^6\rho_s^2+62752\rho_s+178.29$
$m-2\sigma$	$E_{des}=-243837\rho_s+2784.1$	$E_{des}=8\times10^6\rho_s^2-345075\rho_s+3077.9$

제2절 분포특성을 반영한 응력-변형률 재료모델 제안 (1차년도)

지진하중과 같은 수평하중을 받는 교각(기둥)은 단면에 작용하는 휨모멘트에 의해 압축을 받는 콘크리트가 극한상태(극한한계변형률)에 도달하면 파괴에 이른다. 이 때 교각의 수평변위는 단면의 곡률에 의해 결정되며 곡률은 콘크리트의 극한한계변형률에 의해 결정된다. 따라서 지진시 충분한 변위로 지진에너지를 흡수하기 위해서는 압축을 받는 콘크리트의 극한한계변형률을 증가시키는 것이 필수적이다. 압축을 받는 콘크리트에 횡철근을 배근하면 횡철근에 의한 심부콘크리트의 횡구속으로 조기에 파괴되지 않고 극한한계변형률이 상당히 증가하게 된다. 이때 극한한계변형률의 크기는 제공된 횡구속(횡철근)에 의해 결정되게 된다.

그림 3.53은 캔틸레버 교각의 곡률분포 및 변위를 나타낸 것이다. 캔틸레버 교각이 수평하중을 받으면서 탄성 상태에서 소성상태로 넘어가게 되면, 소성힌지가 발생하게 된다. 그림 3.53(b)는 교각의 곡률분포를 나타낸 것이며, 그림 3.53(c)는 탄성과 소성상태에서의 교각의 변위를 나타낸 것이다.



(a) 휨모멘트 (b) 곡률분포 (c) 변위

그림 3.53 캔틸레버 교각의 곡률분포 및 변위

캔틸레버 교각의 거동에서 변위연성도는 식(3.28)과 같이 변위연성도는 항복변위(Δ_y)와 극한변위(Δ_u)의 비로써 정의하고, 극한변위는 항복변위와 소성변위(Δ_p)의 합으로 정의한다. 항복변위는 식(3.29)와 같이 탄성상태에서 항복곡률(ϕ_y)로 구할 수 있다. 한편 소성변위는 항복변위와 달리 소성상태에서 정의를 내려야 한다. 소성변위는 식(3.30)에 의해서 정의되어 진다. 교각이 소성상태에 이르게 되면 소성힌지가 발생하는 구간을 구하여 소성힌지영역의 길이(L_p)로 정의하고, 이 소성힌지영역에서 발생하는 회전각(θ_p)의 크기에 의해서 구할 수 있다. 여기서 회전각은 식(3.31)에 나타낸 것처럼 극한곡률(ϕ_u)과 탄성곡률의 차이의 값에 소성힌지영역의 곱으로 계산된다. 극한곡률은 식(3.32)에서처럼 변형률 분포도에서 중립축의 길이(C)와 극한한계변형률(ϵ_{cu})의 곱으로 결정된다. 결국 지진시 교각의 거동에서 목표한 변위연성도를 가지기 위해서는 극한한계변형률의 값이 결정되어야 한다. 식(3.33)에 나타낸 것처럼 극한한계변형률의 크기는 횡철근 상세에 의해서 결정되게 된다. 그러므로 극한한계변형률의 크기를 결정하고 목표에 부합하는 연성도를 가지는 설계 및 검토방법을 가지기 위해서는 재료레벨에서의 적절한 콘크리트 응력-변형률 모델이 필요하다.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \tag{3.28}$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} \tag{3.29}$$

$$\Delta_p = \theta_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \tag{3.30}$$

$$\theta_p = \phi_p L_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \tag{3.31}$$

$$\phi_u = C \cdot \epsilon_{cu} \tag{3.32}$$

$$\epsilon_{cu} = fn(\rho_s) \tag{3.33}$$

콘크리트의 응력-변형률 모델은 이미 많은 연구자들에 의해서 제안되어 왔다. 그러나 콘크리트의 응력을 증가시키고, 심부콘크리트의 역량을 강화해주는 역할을 하는 횡철근의 상세가 우리의 기준과는 다른 부분이 많이 있다. 기존 연구(Jeong HC, Kim IH, Characteristics of Stress-strain Relationship of Concrete Confined by Lateral Reinforcement. Journal of the Earthquake Engineering Society of Kores. 2009;13(3):67-80, Jeong HC, Cha SW, Kim IH, Characteristics of the Stress-strain Relationship of Square Sectional Concrete Confined by Hoop Reinforcement with Cross-ties. Journal of the Earthquake Engineering Society of Kores. 2010;14(3):39-48)에 따르면 현행 도로교설계기준을 적용하였을 경우 Hoshikuma 모델과 유사한 거동특성을 가지는 것을 알 수가 있었지만, Hoshikuma 모델을 우리나라에 적용하기에는 무리가 있다. Hoshikuma 모델은 일본이라는 강진지역을 기준으로 만든 모델로서, 모델을 제안하기 위한 실험체들은 대부분 용접에 의해서 적용된 모델이며, 또한 실제의 실험 그래프와는 특성값에서 차이를 보이는 부분이 있었다. 이에 현재 도로교설계기준의 횡철근 상세를 기준으로 제작된 본 연구 실험의 결과를 토대로 새로운 콘크리트 응력-변형률 모델을 제안하도록 하였다.

1. 응력-변형률 모델식의 구성

횡철근에 의해 구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델식에 대한 제안을 위해 모델식의 구성 및 중요한 특성값에 대하여 정리하였다. 모델의 구성은 상승부와 하강부로 구성되며, 특성값은 최대응력(f_{cc}), 최대응력시의 변형률(ϵ_{cc}), 응력 하강부의 기울기(E_{des}) 그리고 극한한계변형률(ϵ_{cu})으로 구성된다. 그림 3.54에서 최대응력(f_{cc})과 최대응력시 변형률(ϵ_{cc})은 A점으로 나타내고, 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 B점으로 표시하였다.

상승부는 콘크리트의 변형률 증가에 따라서 응력의 증가를 나타내는 구간으로 최대응력(f_{cc})이 발생하는 위치까지의 곡선으로 정의한다. 그림 3.54에서는 O

점에서 A점까지의 구간이다.

하강부는 최대응력(f_{cc}) 발생 이후 파괴시까지의 구간이다. 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 일반적으로 응력이 최대응력에 도달한 후 일정비율로 떨어질 때의 변형률로 정의한다. 만약 응력감소율(그림에서 k 값)을 15%(k=0.15)로 한다면 B점은 $0.85f_{cc}$로 정의된다. 이러한 극한한계변형률은 부재의 변위연성도에 크게 영향을 준다. 따라서, 이를 결정하기 위해서는 부재의 공급변위연성도와 연계하여 산정하는 것이 바람직하다. 하강부기울기(E_{des})는 응력이 최대응력에 도달한 후 단위변형률 당 응력이 감소되는 양에 해당한다. E_{des}가 크다는 것은 응력 감소폭이 크다는 것을 의미하는 것으로서 횡구속량이 작을수록 E_{des}가 큰 값을 갖는다.

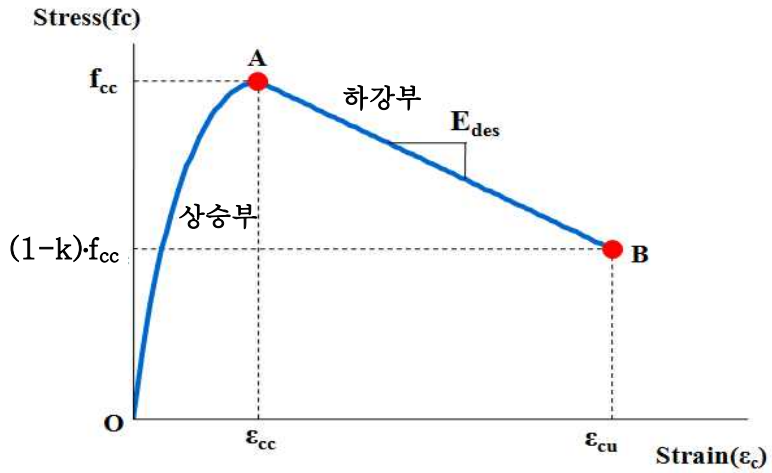


그림 3.54 콘크리트 응력-변형률 곡선의 구성

가. 상승부(Ascending Branch)

상승부는 새로운 콘크리트 응력-변형률 모델식이 제안될 때마다, 그들의 실험결과를 토대로 새롭게 제안되어 왔다. 기존 연구에 따르면 제안된 모델과 실험결과를 비교하였을 때 최대응력(f_{cc})과 변형률(ϵ_{cc})이 정의되어 있으면, 어떤 모델을 사용하라도 거의 유사하게 나타나는 것으로 보고하고 있다. 그러므로 본 연구에서는 기존 모델식 중에서 가장 적합하다고 판단되는 Hoshikuma et. al.(1997)의

상승곡선을 그대로 사용하였다.

이전의 연구자들에 의해서 상승곡선은 2차 포물선의 방정식으로 제안하였으며, 이는 응력-변형률의 관계를 수학적 표현으로 가장 단순하게 표현할 수 있기 때문이었다. 실험결과를 토대로 하여 상승곡선은 4개의 초기조건에 의해서 방정식을 구성할 수 있다. 4개의 초기조건은 다음과 같다.

① initial condition $f_c = 0$ at $\epsilon = 0$

② initial stiffness condition $df_c/d\epsilon_c = E_c$ at $\epsilon_c = 0$

③ peak condition $f_c = f_{cc}$ at $\epsilon_c = \epsilon_{cc}$

④ peak stiffness condition $df_c/d\epsilon_c = 0$ at $\epsilon_c = \epsilon_{cc}$

기존 연구자들에 의해 제안된 상승곡선은 대부분 식(3.34)의 2차 포물선의 방정식을 이용하였다. 이러한 2차 포물선 방정식에서는 횡철근의 구속에 의해서만 발생하는 값인 최대응력(f_{cc})과 변형률(ϵ_{cc})을 통해서 초기강성이 $E_{ic} = f_{cc}/\epsilon_{cc}$로 정의된다.

$$f_c = f_{cc}\left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right)^2\right] \tag{3.34}$$

그러나 Hoshikuma et. al.(1997)은 실험에서 초기 탄성계수와 횡구속에 의한 값은 본질적으로 독립되어 있다고 설명하고 있다. 이러한 모순을 회피하기 위하여 Mander et al(1988)은 4개의 초기 조건 중 초기강성에 대한 방정식을 포함하여 분수로 이루어진 방정식을 제안하였다. Muruguma et. al.(1980), Fujii et. al.(1988)은 ②와 ③, ④의 초기조건을 고려하여 2차 포물선 곡선으로 상승곡선을 제안하였지만, 상승곡선을 비구속과 구속구간에 따라서 두 개의 방정식으로 제안하였다. Hoshikuma et. al.(1997)은 하나의 방정식을 만들기 위해서 식(3.35)와 같은 형태로 제안하였다.

$$f_c = C_1\epsilon_c^n + C_2\epsilon_c + C_3 \tag{3.35}$$

초기조건을 토대로 식(3.35)에 적용하여 C_1, C_2, C_3를 구하면 다음과 같다.

초기조건 ①에 의해서 $C_3 = 0$

초기조건 ②에 의해서 $C_2 = E_c$

초기조건 ③에 의해서 $C_1 = \dfrac{f_{cc} - E_c\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc}^n}$

다시 초기조건 ④에 의해서 방정식을 정리하면 식(3.36)과 같이 n이라는 계수가 정의된다.

$$n = \frac{E_c\epsilon_{cc}}{E_c\epsilon_{cc} - f_{cc}} \tag{3.36}$$

계수 n과 C_1, C_2, C_3를 식(3.35)에 대입하여 방정식을 풀면, 상승곡선 방정식은 다음 식(3.37)과 같이 정리된다.

$$f_c = E_c\epsilon_c\left[1 - \frac{1}{n}\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right)^{n-1}\right] \tag{3.37}$$

상승곡선의 식은 원형단면과 사각단면에 대해서 모두 적용하도록 한다.

나. 최대응력(f_{cc}) 및 최대응력시의 변형률(ϵ_{cc})

이전 연구자들의 제안 모델에서 횡구속효과에 대해 적용되는 변수들은 횡철

근비(ρ_{sh}), 횡철근강도(f_{yh}), 그리고 비구속 콘크리트의 강도(f_{co})로 적용하고 있다. 이 변수들은 횡구속효과에 대해서 횡철근비는 비례, 횡철근강도는 비례, 그러나 비구속 콘크리트의 강도는 반비례한다고 연구결과에서 언급하고 있다. 위의 세 가지 변수를 적용하여 최대응력(f_{cc}) 및 최대응력시 변형률(ϵ_{cc})에 대한 모델을 제안하도록 하였다. 본 연구에서는 최대응력(f_{cc})과 최대응력시의 변형률(ϵ_{cc})의 크기에 대한 식을 제안하기 위하여, 실험결과 표 3.11과 표 3.27의 결과를 사용하여 회귀분석을 통하여 정의하도록 한다.

최대응력(f_{cc})은 식(3.38)와 그림 3.55에 나타나 있듯이, 횡철근에 의한 횡구속에 대한 수식으로 정리하였다.

$$f_{cc} = f_{co} + k_c f_l \tag{3.38}$$

$$f_l = \frac{2 f_{yh} A_{sh}}{D \cdot s} = \frac{1}{2} \rho_{sh} f_{yh} \tag{3.39}$$

여기서, f_{co}는 무구속 콘크리트의 최대응력(압축강도. MPa), f_l은 횡구속 압력(MPa), k_c는 횡구속압력에 의한 횡구속콘크리트의 강도 증가분을 고려하기 위한 계수, f_{yh}는 횡철근의 항복강도(MPa), A_{sh}는 횡철근의 단면적(mm^2), D는 단면의 지름(mm), s는 횡철근의 수직 배근간격(mm), ρ_{sh}는 횡철근의 체적비이다.

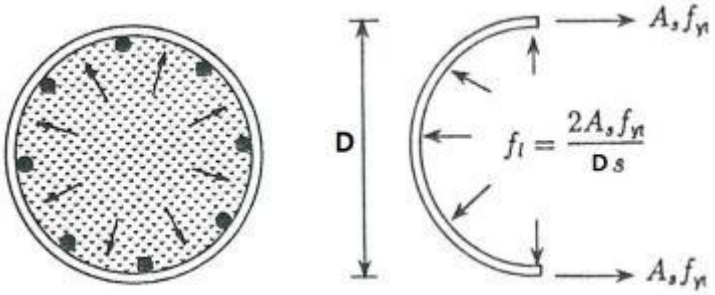


그림 3.55 횡철근에 의한 횡구속효과

횡구속 효과에 대한 항에서 식(3.39)와 같이 정량적으로 평가하지 않고, 실험결과에 의하여 횡철근비에 따른 횡구속 효과를 고려하기 위하여 C라는 계수로 변환하였다. 이에 횡철근에 의한 횡구속 효과를 고려한 최대응력에 대해서 f_{cc}/f_{co}의 비를 y축으로 정리하면 식(3.40)과 같이 정리된다. 여기서 계수 C_1에 대해서 회귀분석을 통하여 결정한다.

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + C_1 \cdot \ \rho_{sh}\frac{f_{yh}}{f_{co}} \tag{3.40}$$

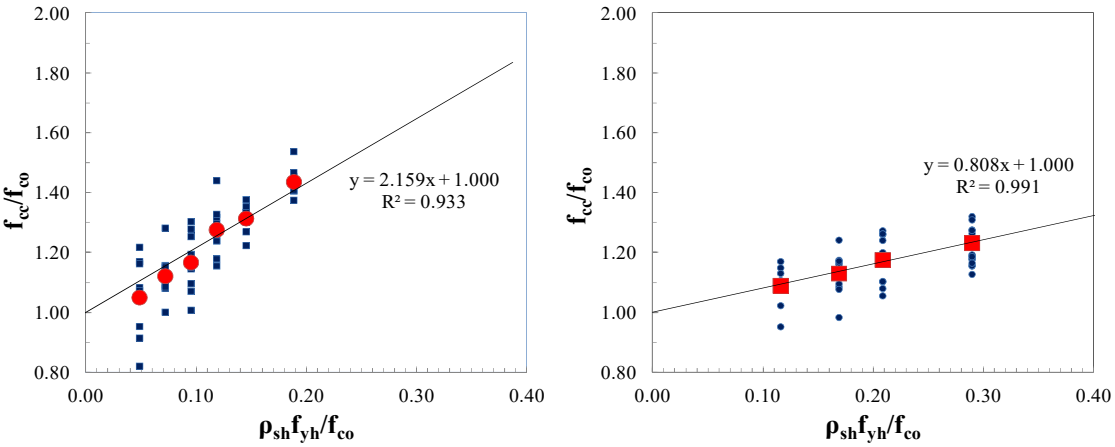
최대응력시의 변형률(ϵ_{cc})도 최대응력(f_{cc})과 동일한 형태로 식(3.41)과 같이 구성하였다. 즉, 비구속콘크리트의 최대응력시 변형률(ϵ_{co})을 기본으로 하여 횡구속에 의한 증가분을 고려하였다. 이 때 비구속콘크리트의 최대응력시 변형률(ϵ_{co})은 콘크리트 강도에 의해 결정된다. 현행 도로교설계기준에서는 콘크리트의 비선형해석을 위한 콘크리트 응력-변형률 곡선의 콘크리트 강도 변화에 따른 계수값을 표 3.43에 정의하고 있다. 콘크리트의 강도가 고강도가 아니라면, 30.0MPa의 보통콘크리트에서는 비구속콘크리트의 최대응력시 변형률을 0.002로 사용하여도 무방할 것이다.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + C_2 \cdot \ \rho_{sh}\frac{f_{yh}}{f_{co}} \tag{3.41}$$

표 3.43 비선형 해석을 위한 콘크리트 응력-변형률 곡선의 계수값

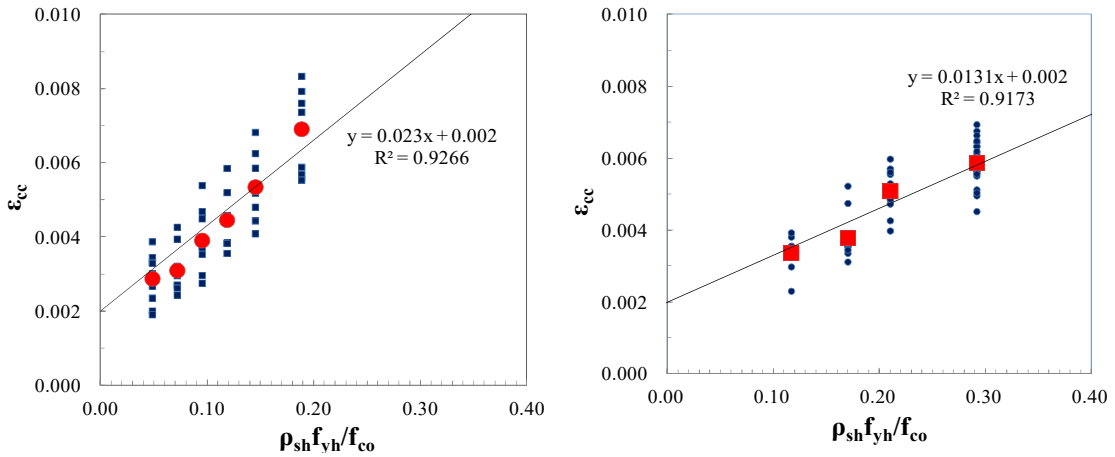
f_{ck}(MPa)	18	21	24	27	30	35	40	50	60	70	80	90
$\epsilon_{co,r}$(‰)	1.83	1.90	1.97	2.03	2.09	2.18	2.26	2.42	2.57	2.68	2.79	2.80
$\epsilon_{cu,r}$(‰)				3.3				3.2	3.1	3.0	2.9	2.8

식(3.40)과 식(3.41)에 대하여 2차 실험결과를 추세선에 의한 회귀분석 결과를 그림 3.56과 그림 3.57에 각각 나타내었다. 실험체의 종류에 따라서 10개의 실험체가 있으며, 이에 대한 각각의 평균을 산정하였으며, 평균값을 통하여 추세선을 나타내었다. 또한 결정계수 R^2의 값도 각 실험체별 평균값에 의해서 결정된 값이다.



(a) 원형단면 (b) 사각단면

그림 3.56 최대응력(f_{cc}) 회귀분석(횡철근 수직간격을 고려하지 않는 경우)



(a) 원형단면 (b) 사각단면

그림 3.57 최대응력시 변형률(ϵ_{cc}) 회귀분석(횡철근 수직간격을 고려하지 않는 경우)

추세선에 의한 회귀분석 결과를 통하여 최대응력과 최대응력시 변형률(ϵ_{cc})에 대한 식은 다음과 같다.

[원형단면] $$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + 2.159\frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.933 \qquad (3.42a)$$

[사각단면] $$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + 0.808\frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.991 \qquad (3.42b)$$

[원형단면] $$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.023\frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.927 \qquad (3.43a)$$

[사각단면] $$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.013\frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.917 \qquad (3.43b)$$

그러나 횡철근에 의해 구속된 콘크리트는 구속력에 의해서 최대응력(f_{cc}) 및 변형률의 증가를 가져오지만 횡구속이 단면 및 부재 축방향에 걸쳐 동일한 크기로 구속하는 것은 아니다. 식(3.42)와 식(3.43)에서 정리한 최대응력(f_{cc})과 변형률은 횡구속효과를 고려할 때 추가적으로 고려하는 횡철근의 수평간격 또는 횡철근에 의한 심부콘크리트의 지름(D)과 횡철근의 축방향철근 방향 간격(s)에 대한 부분이 빠져 있다. 이전 제안된 모델의 대부분은 횡철근의 수평간격과 축방향철근 방향간격에 대한 영향을 모델에 반영하고 있다. 콘크리트의 횡구속에 의한 영향은 그림 3.58과 같이 횡철근에 의해 구속력을 받는 곳과 떨어진 곳의 차이가 있다. Fujii et al.(1988)에 의하면 이러한 횡구속력이 감소하는 곳에 대해서 콘크리트의 체적을 이용하여 식(3.44)와 같은 식으로 나타내었다.

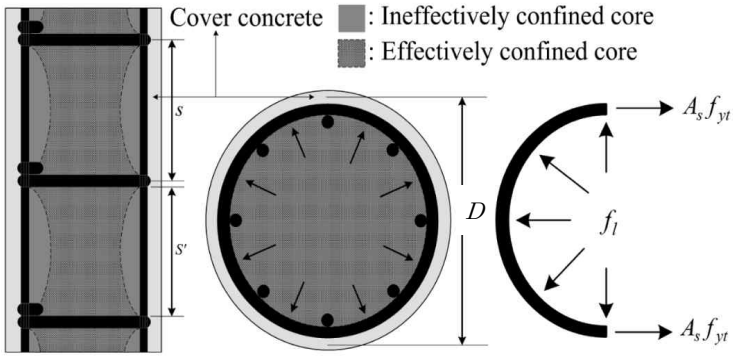


그림 3.58 횡구속력에 의한 횡구속 콘크리트의 특성

$$\frac{V_c}{V} = 1 - \frac{s}{D} \tag{3.44}$$

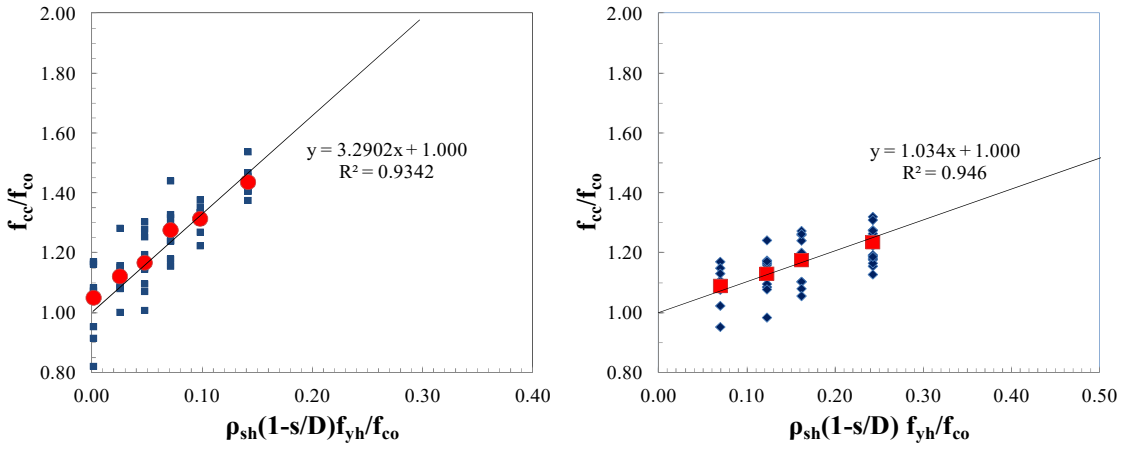
식(3.44)를 식(3.40)과 식(3.41)의 횡구속효과에 의한 구속응력 증가항에 추가로 삽입하여 간격에 의한 횡구속 손실을 고려하도록 하였으며, C_1과 C_2에 대해서 다시 정리하였다. 식(3.44)를 삽입한 식으로 실험결과를 추세선으로 나타내면 식(3.45)와 식(3.46)로 정리되며, 그림 3.59와 그림 3.60으로 나타난다.

[원형단면] $$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + 3.290\,\rho_{sh}\left(1 - \frac{s}{D}\right)\frac{f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.934 \tag{3.45a}$$

[사각단면] $$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1.0 + 1.034\,\rho_{sh}\left(1 - \frac{s}{D}\right)\frac{f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.946 \tag{3.45b}$$

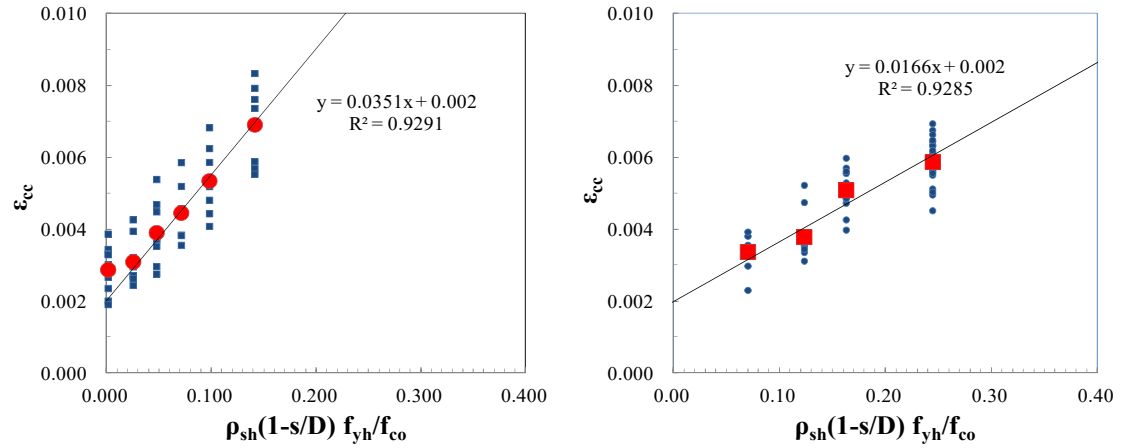
[원형단면] $$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.0351\rho_{sh}\left(1 - \frac{s}{D}\right)\frac{f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.929 \tag{3.46a}$$

[사각단면] $$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.0166\rho_{sh}\left(1 - \frac{s}{D}\right)\frac{f_{yh}}{f_{co}} \qquad R^2 = 0.923 \tag{3.46b}$$



(a) 원형단면 (b) 사각단면

그림 3.59 최대응력(f_{cc}) 회귀분석(횡철근 수직간격을 고려한 경우)



(a) 원형단면 (b) 사각단면

그림 3.60 최대응력시 변형률(ϵ_{cc}) 회귀분석(횡철근 수직간격을 고려한 경우)

횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델식에서 최대응력(f_{cc})과 최대응력시의 변형률(ϵ_{cc})의 크기에 대한 결과인 식(3.45)와 식(3.46)을 원형단면과 사각단면을 통합한 하나의 식으로 정리하면 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$f_{cc} = f_{co} + 3.3 \cdot \alpha \cdot \rho_{sh} f_{yh} \left[1 - \frac{s}{D}\right] \tag{3.47}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.035 \cdot \ \beta \cdot \ \rho_{sh} \frac{f_{yh}}{f_{co}} \left[1 - \frac{s}{D}\right] \tag{3.48}$$

여기서 원형단면 일 때 $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$, 사각단면 일 때 $\alpha = 0.31$, $\beta = 0.47$ 이다. ϵ_{co}는 표 3.43의 값을 쓰고, 30.0MPa 이하의 보통 콘크리트라면 0.002를 사용하여도 무방하다.

다. 하강부 기울기(E_{des})

하강부는 하강부 직선기울기(E_{des})를 사용하여 식(3.49)로 정의할 수가 있다.

$$f_c = f_{cc} - E_{des}(\epsilon_c - \epsilon_{cc}) \tag{3.49}$$

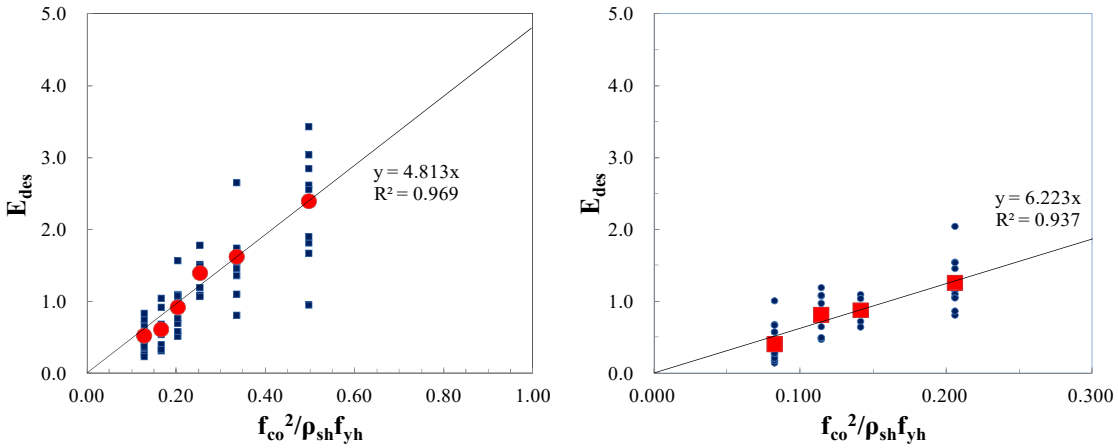
Muruguma 등(1980)과 Fujii 등(1988)의 연구에 의하면 하강부 기울기(E_{des})와 횡구속효과에 대해 적용되는 변수들은 횡철근비(ρ_{sh}), 횡철근강도(f_{yh}), 그리고 비구속 콘크리트의 강도(f_{co})이다. 이들의 연구 결과를 보면, 하강부 기울기는 횡철근비는 반비례, 횡철근강도는 반비례, 비구속 콘크리트의 강도는 제곱에 비례한다. 이에 본 연구에서는 하강부 기울기(E_{des})를 식(3.50)과 같은 형태로 하였다.

$$E_{des} = C_3 \frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh}} \tag{3.50}$$

계수 C_3를 도출하기 위하여 그림 3.61에 원형단면과 사각단면에 대한 실험결과에 따른 추세선을 나타내었으며, 이에 따른 결과는 식(3.51)로 나타내었다.

[원형단면] $$E_{des} = 4.813\frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh}} \qquad R^2 = 0.969 \qquad (3.51a)$$

[사각단면] $$E_{des} = 6.223\frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh}} \qquad R^2 = 0.937 \qquad (3.51b)$$



(a) 원형단면 (b) 사각단면

그림 3.61 하강부 기울기(E_{des}) 회귀분석

구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델에서 하강부 기울기(E_{des})의 크기에 대한 결과인 식(3.51)을 원형단면과 사각단면을 통합한 하나의 식으로 정리하면 식(3.52)와 같이 정리할 수 있다.

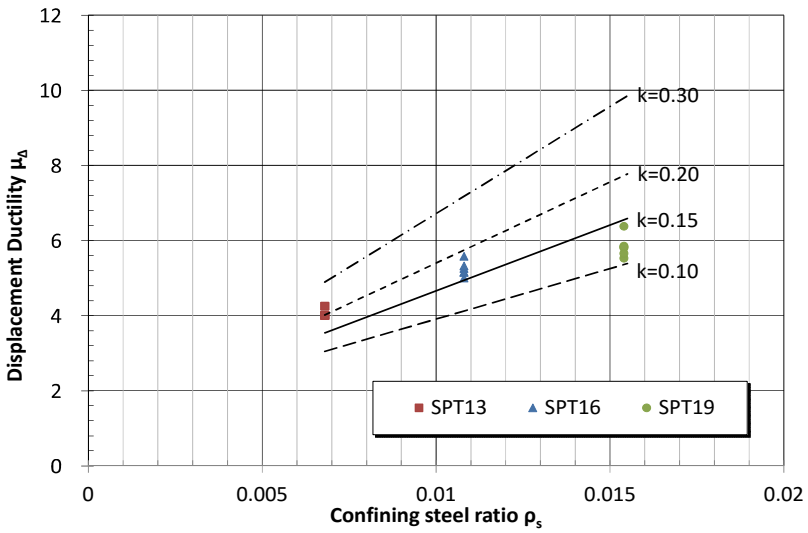
$$E_{des} = 4.8 \cdot \gamma \cdot \frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh}} \qquad (3.52)$$

여기서 원형단면 일 때 $\gamma = 1.0$, 사각단면 일 때 $\gamma = 1.3$ 이다.

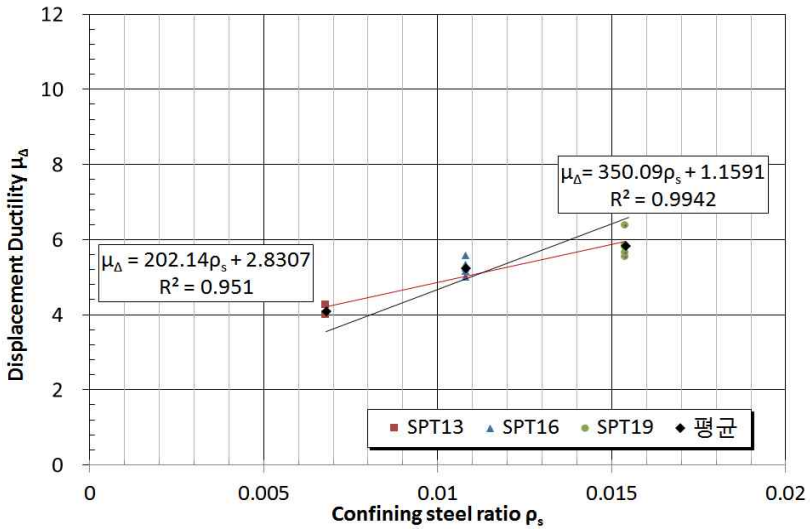
라. 극한한계변형률(ϵ_{cu})

국내외의 다양한 응력-변형률 모델식에서 제안하는 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 차이가 많다. 개략적으로 최대응력의 70%~85%의 강도일 때의 변형률을 극한한계변형률로 정의 가능할 것으로 생각된다. 부재의 변위연성도가 극한한계변형률에 크게 영향을 받으므로 부재 실험결과와의 조정을 통해서 극한한계변형률이 제안하는 것이 바람직하다.

그림 3.62는 단면해석을 통해 k값의 변동에 따른 기둥 실험체의 변위연성도의 변화를 실험값(그림 안의 점)과 비교한 그림이다. k값은 0.1~0.3까지 변화시켜 단면해석을 수행하였으며 횡방향 철근비는 실험체와 동일하다. 단면해석 결과와 기둥 실험결과를 비교해 보면 k=0.15를 적용하였을 때가 가장 유사한 결과를 나타내었다(그림 3.62 참조). 표 3.43은 k 값의 변동에 따른 변위연성도와 횡방향철근의 관계식을 정리한 것이다.



(a) k 값에 대한 변위연성도 변화



(b) 실험값과 비선형단면해석 결과의 비교

그림 3.62 k 값의 변동에 따른 변위연성도의 변화

표 3.43 k값의 변동에 따른 변위연성도(μ_{Δ})-횡방향철근비(ρ_s) 관계식

k	μ_{Δ}	R^2
k=0.30	$\mu_{\triangle} = 570.10\rho_s + 1.0129$	0.9934
k=0.20	$\mu_{\triangle} = 431.86\rho_s + 1.0770$	0.9925
k=0.15	$\mu_{\triangle} = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
k=0.10	$\mu_{\triangle} = 268.89\rho_s + 1.2153$	0.9953

2. 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 모델식의 제안

실험결과를 적용하여 횡철근에 의해 구속된 콘크리트의 응력-변형률 곡선에 대한 모델을 제안하였으며, 이를 응력-변형률 곡선으로 나타내면 그림 3.63과 같다.

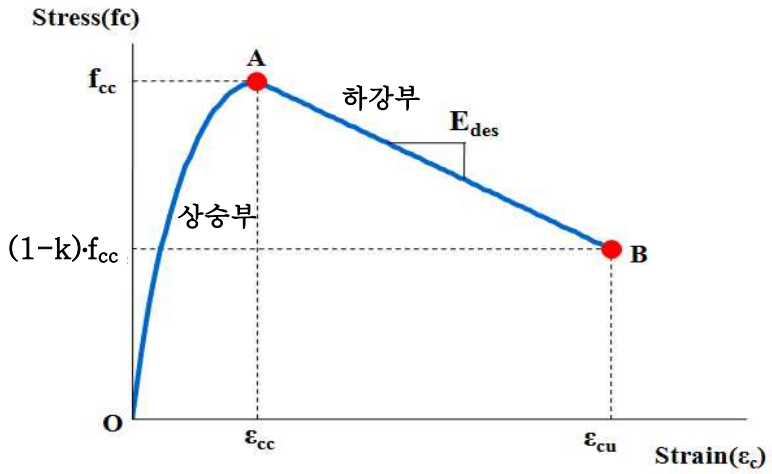


그림 3.63 콘크리트 응력-변형률 제안 모델

본 연구에서 제안한 콘크리트 응력-변형률 모델에 대한 내용을 정리하면 다음과 같다. 제안 모델에 대한 내용은 상승곡선, 최대응력(f_{cc}), 최대응력시 변형률(ϵ_{cc}), 하강곡선, 하강부기울기, 그리고 극한한계변형률(ϵ_{cu})에 대한 식으로 구성되어 있다.

① 상승곡선(O-A구간)

$$f_c = E_c\epsilon_c\left[1-\frac{1}{n}\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right)^{n-1}\right] \tag{3.53}$$

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - f_{cc}} \tag{3.54}$$

② 최대응력 및 변형률(A점)

$$f_{cc} = f_{co} + 3.3 \cdot \alpha \cdot \rho_{sh} f_{yh} \left[1 - \frac{s}{D} \right] \tag{3.55}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.035 \cdot \beta \cdot \rho_{sh} \frac{f_{yh}}{f_{co}} \left[1 - \frac{s}{D} \right] \tag{3.56}$$

여기서 원형단면 일 때 $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$, 사각단면 일 때 $\alpha = 0.31$, $\beta = 0.47$ 이다. ϵ_{co}는 표 3.43의 값을 쓰고, 30.0MPa의 보통 콘크리트라면 0.002를 사용하여도 무방하다.

③ 하강 직선부(A-B구간)

$$f_c = f_{cc} - E_{dse}(\epsilon_c - \epsilon_{cc}) \tag{3.57}$$

④ 하강부 기울기(E_{des})

$$E_{des} = 4.8 \cdot \gamma \cdot \frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh} \left[1 - \frac{s}{D} \right]} \tag{3.58}$$

여기서 원형단면 일 때 $\gamma = 1.0$, 사각단면 일 때 $\gamma = 1.3$ 이다.

⑤ 극한한계변형률(ϵ_{cu})

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} \text{ at } \quad f_c = (1-k) f_{cc} \quad \text{여기서, } k = 0.15,$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.15 f_{cc}}{E_{des}} \tag{3.59}$$

응력-변형률 곡선식 산정에 필요한 특성값을 요약하면 표 3.44와 같다.

표 3.44 응력-변형률 모델의 특성값

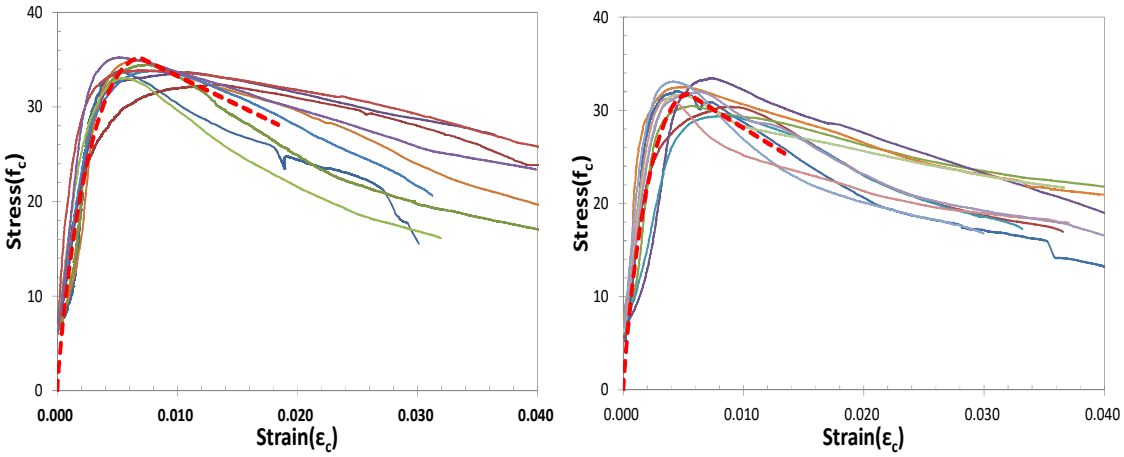
특성값	수식	원형단면	사각단면
f_{cc}	$f_{cc} = f_{co} + 3.3 \cdot \quad \alpha \cdot \quad \rho_{sh} f_{yh} \left[1 - \frac{s}{D}\right]$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 0.31$
ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.035 \cdot \quad \beta \cdot \quad \rho_{sh} \frac{f_{yh}}{f_{co}} \left[1 - \frac{s}{D}\right]$	$\beta = 1.0$	$\beta = 0.47$
E_{des}	$E_{des} = 4.8 \cdot \quad \gamma \cdot \quad \frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh} \left[1 - \frac{s}{D}\right]}$	$\gamma = 1.0$	$\gamma = 1.3$
ϵ_{cu}	$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{k f_{cc}}{E_{des}}$	$k = 0.15$	
기호 설명	f_{co}, ϵ_{c0} ; 무구속 콘크리트의 최대응력 및 그 때의 변형률 ρ_{sh}, f_{yh} ; 각각 횡철근의 체적비 및 횡철근의 항복강도(MPa) s ; 횡철근의 축방향 배치간격(mm) D ; 부재의 단면 지름(또는 정사각형의 한 변의 길이)(mm) α, β, γ ; 단면보정계수		

3. 제안 모델식과 실험결과의 비교·분석

본 연구에서 제안한 응력-변형률 모델식과 실험결과를 비교하였다.

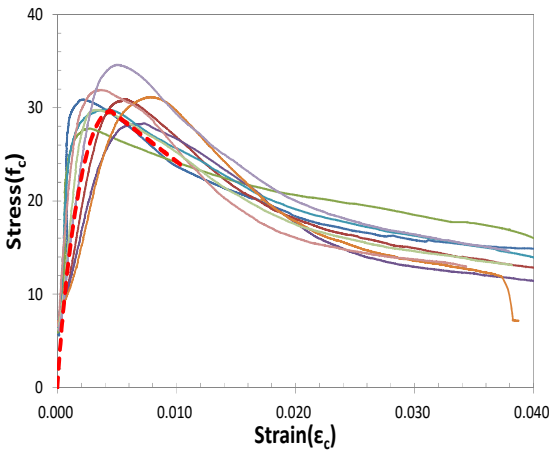
가. 원형단면 실험체

분석 결과 제안 모델은 상승곡선, 최대응력(f_{cc}), 최대응력시 변형률(ϵ_{cc}), 하강곡선에 대하여 실험결과와 매우 유사한 경향을 보였다. 또한, 횡철근비가 감소할수록 하강곡선의 구배가 커짐에 따라서 극한한계변형률의 위치가 점점 줄어드는 모습을 나타내고 있다. 그림 3.64에 실험결과와 제안 모델에 의한 그래프를 비교하여 나타내었다.

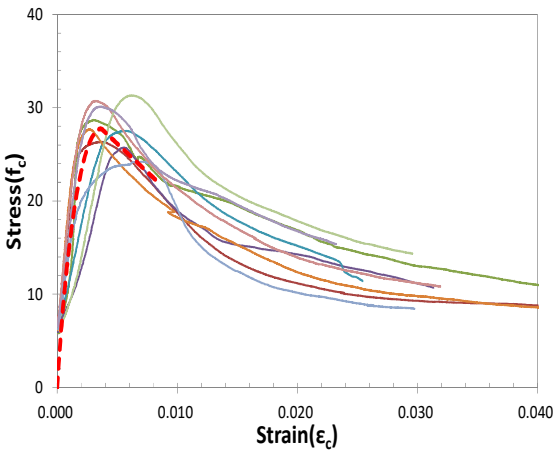


(a) C50-Series(157%)

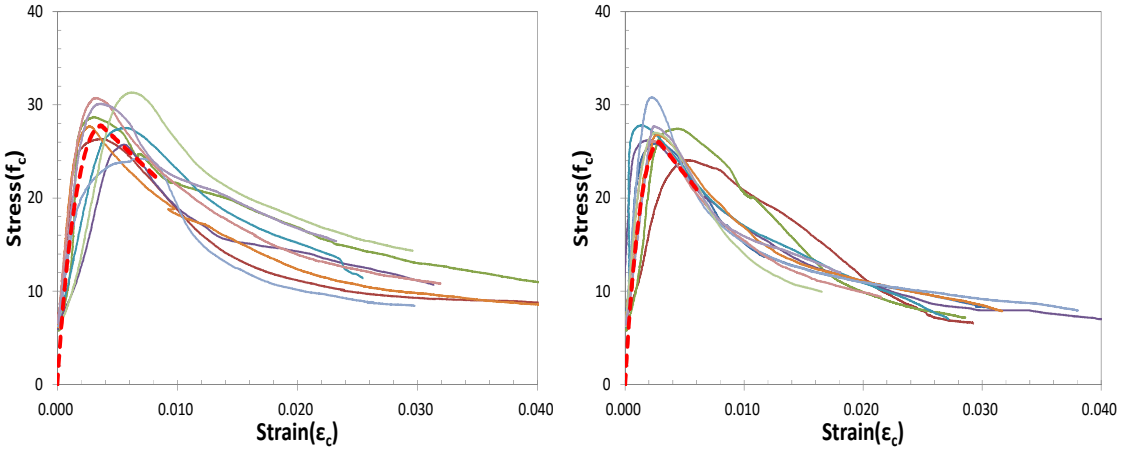
(b) C65-Series(121%)



(c) C80-Series(98%)



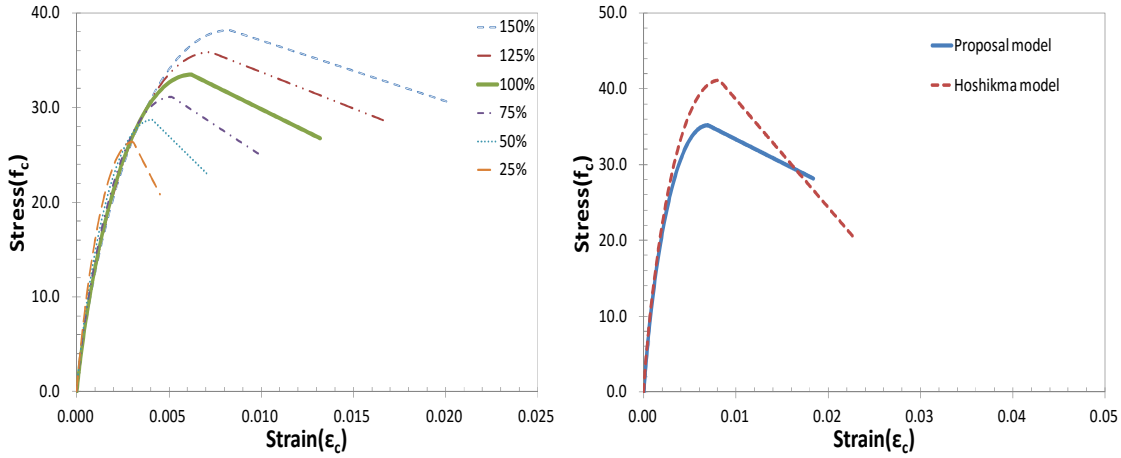
(d) C100-Series(79%)



(e) C130-Series(60%)　　(f) C195-Series(40%)

그림 3.64 원형단면 실험결과와 제안모델 비교

원형단면에 대한 실험결과와 제안 모델을 분석해 보면 횡철근비가 증가함에 따라 최대응력의 크기가 점차 증가하며, 하강곡선의 기울기도 완만해지고 있음을 알 수 있다. 그리고 최대응력과 하강부의 기울기에 따라서 극한한계변형률의 크기도 달라진다.



(a) 횡철근비에 따른 곡선　　(b) Hoshikuma 모델과 비교(C50 실험체)

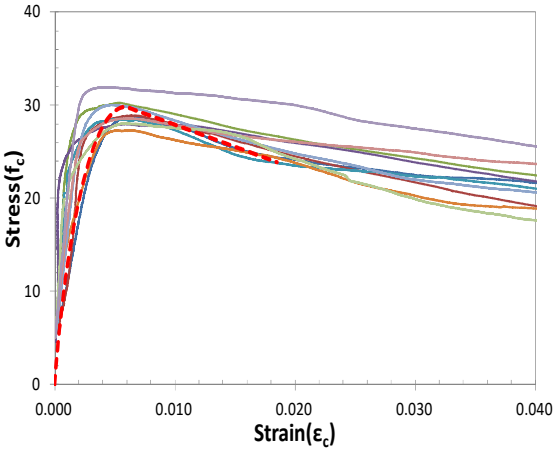
그림 3.65 횡철근비에 따른 제안 콘크리트 응력-변형률 곡선(원형단면)

Hoshikuma 모델과 비교하면, Hoshikuma 모델이 최대응력의 크기가 본 연구의 제안모델보다 약 1.3배 크게 나타났으며, 하강곡선의 구배도 급격히 떨어지는

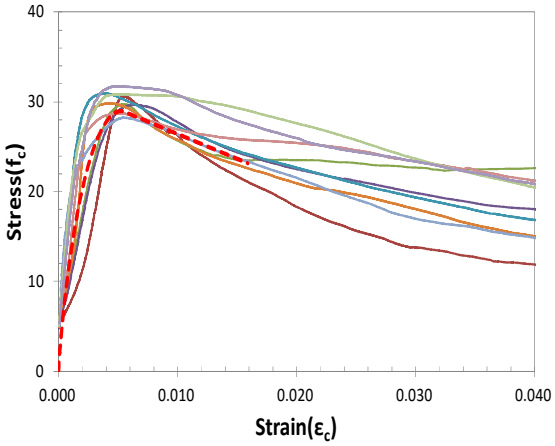
것으로 나타난다.

나. 사각단면 실험체

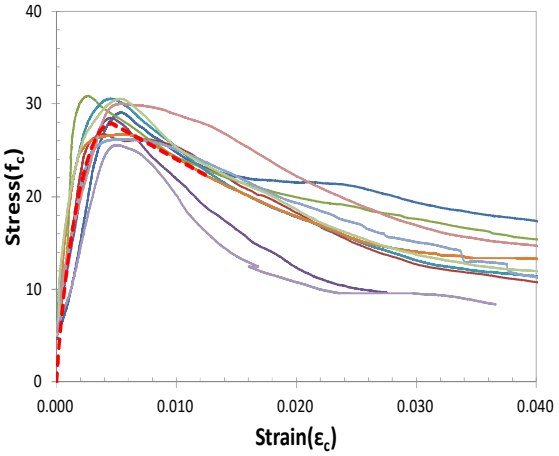
분석 결과 제안 모델은 상승곡선, 최대응력(f_{cc}), 최대응력시 변형률(ϵ_{cc}), 하강곡선에 대하여 실험결과와 매우 유사한 경향을 보였다. 또한, 횡철근비가 감소할수록 하강부 기울기가 커짐에 따라서 극한한계변형률의 위치가 점점 줄어드는 모습을 나타내고 있다. 그림 3.66에 실험결과와 제안 모델에 의한 그래프를 비교하여 나타내었다.



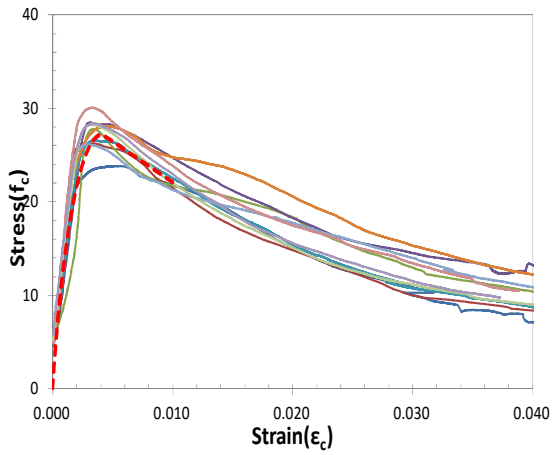
(a) S30-Series(131%)



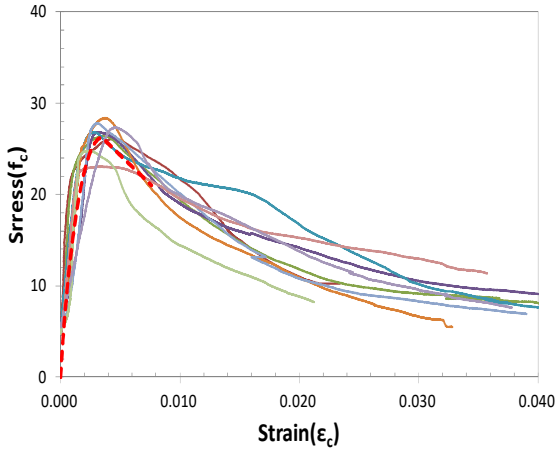
(b) S35-Series(112%)



(c) S45-Series(87%)



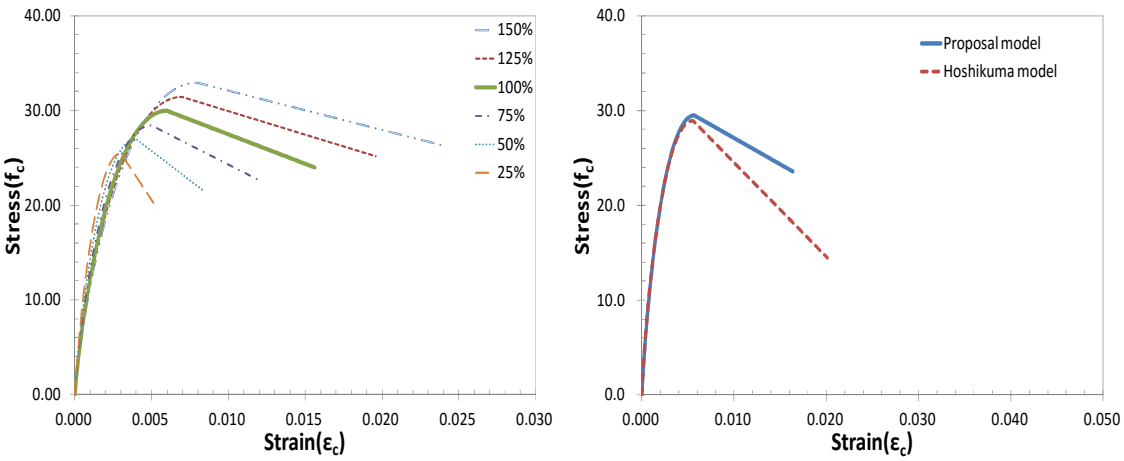
(d) S55-Series(71%)



(e) S80-Series(49%)

그림 3.66 사각단면 실험결과와 제안모델 비교

사각단면에서는 원형단면과 유사한 형상의 응력-변형률 곡선이 나타나며, 횡철근비의 증가에 따라서 최대응력의 크기가 점차 증가하며, 하강부의 기울기도 완만하다.



(a) 횡철근비에 따른 곡선 (b) Hoshikuma 모델과 비교(S30 실험체)

그림 3.67 횡철근비에 따른 제안 콘크리트 응력-변형률 곡선(사각단면)

제3절 횡구속철근비에 따른 교각의 거동특성 실험 (2차년도)

1. 부재레벨 실험체 설계 및 제작

부재레벨에서의 확률적 분포특성은 단면형상 및 부재제원에 따라 변수가 매우 많기 때문에 모든 변수에 대한 확률분포특성을 정량화하기에는 매우 많은 연구기간과 연구비가 소요된다. 부재레벨에서는 주로 설계에서 요구하는 수준의 횡철근량과 이를 감소시켰을 때 부재의 공급변위를 평가하는 연구가 주류여서 기존 연구결과를 이용하여 부재레벨에서의 분포특성을 파악하는데 한계가 있다. 따라서, 본 연구에서는 국내에서 가장 많이 적용되는 사각단면 교각에 대한 성능실험을 수행한다. 다만, 부재레벨에 있어서의 변동성은 재료레벨의 변동성 보다 작기 때문에 재료레벨에서와 같은 많은 수의 실험체가 필요하지는 않다.

가. 실험체 변수

본 실험에서는 횡구속 철근비가 다르게 배근된 사각단면 교각의 내진성능을 평가하기 위하여 준정적 실험을 수행하였다. 주요 실험체 변수는 횡구속철근량으로 하였으며 상세한 실험변수는 표 3.45에 정리하였다.

표 3.45 실험체 변수

축방향철근	축방향 철근비 ρ_s(%)	$6d_b$ (mm)	실제 횡철근 배근간격 (mm)	횡방향철근	설계기준대비 배근율
D19(16EA)	1.1	114.6	90	D16	111 %
				D13	71 %
D19(20EA)	1.4			D10	40 %
D22(16EA)	1.5	133.2	130	D19	107 %
				D16	74 %
D22(20EA)	1.8			D13	47 %
D25(16EA)	1.9	152.4	140	D19	103 %
				D16	72 %
D25(20EA)	2.4			D13	46 %

본 실험에서 제작된 모든 실험체는 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)의 내진설계에 따라 철근상세를 적용하였다. 도로교설계기준(한계상태설계법, 2015)의 내진설계편의 철근상세에 따르면 횡방향철근의 수직간격(s)은 축방향철근의 6배 이하로 규정하고 있다. 따라서 본 연구의 부재레벨 실험체는 표 3.38과 같이 횡방향철근의 수직간격(s)은 동일하게 적용하고 횡방향철근의 직경을 변수로 하여 횡방향철근량을 조절하였다.

나. 실험체 설계

모든 실험체에 대해서 단면의 형상은 650mm×650mm의 정사각형 단면이며, 교각의 높이는 기초 상단으로부터 횡하중 가력점까지 3.27m로 제작하였다. 또한, 모든 실험체에 대하여 교각의 형상비(aspect ratio)는 약 5.0으로 하여 전단파괴가 발생하지 않도록 설계하였다. 횡방향 철근은 도로교설계기준 대비 107%, 74%, 47% 로 배근하였으며, 각각의 변수에 대해서 3기씩 제작하였다. 표 3.46은 횡구속철근량에 따른 실험체 제원을 나타낸 것이며, 그림 3.68~그림 3.71는 실험체 제작 도면이다.

표 3.46 실험체 제원

실험체명	SPT13	SPT16	SPT19
도로교설계기준 대비 배근율	107%	74%	47%
단면 및 기둥높이	□ 650mm×650mm, H=3.27m		
형상비	5.0		
축방향철근비	1.8 %		
횡철근직경	D19	D16	D13
횡방향철근비	0.77%	0.54%	0.34%
횡방향철근간격	130mm		
실험체 개수	3EA	3EA	3EA

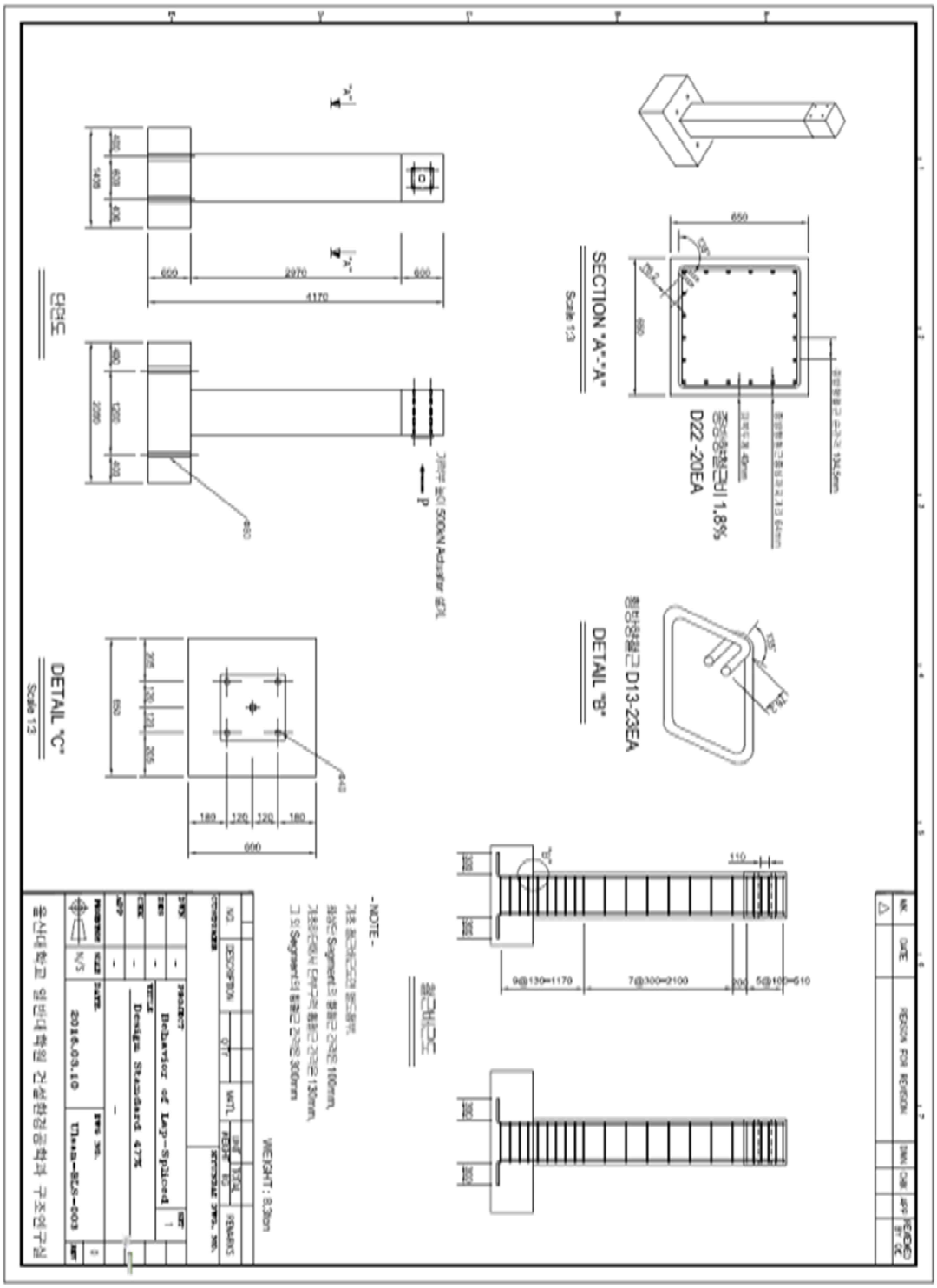


그림 3.68 SPT13 실험체 도면

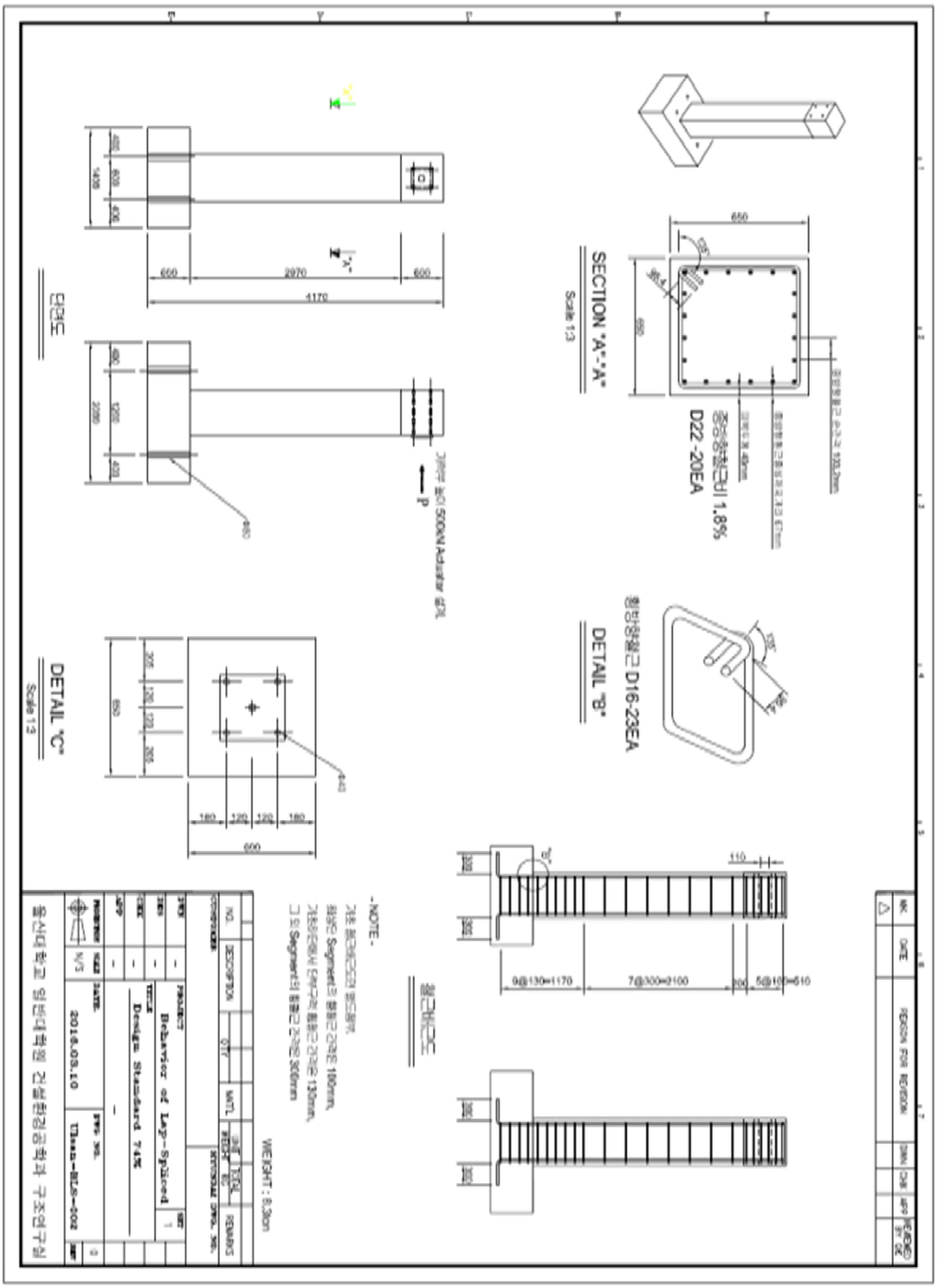


그림 3.69 SPT16 실험체 도면

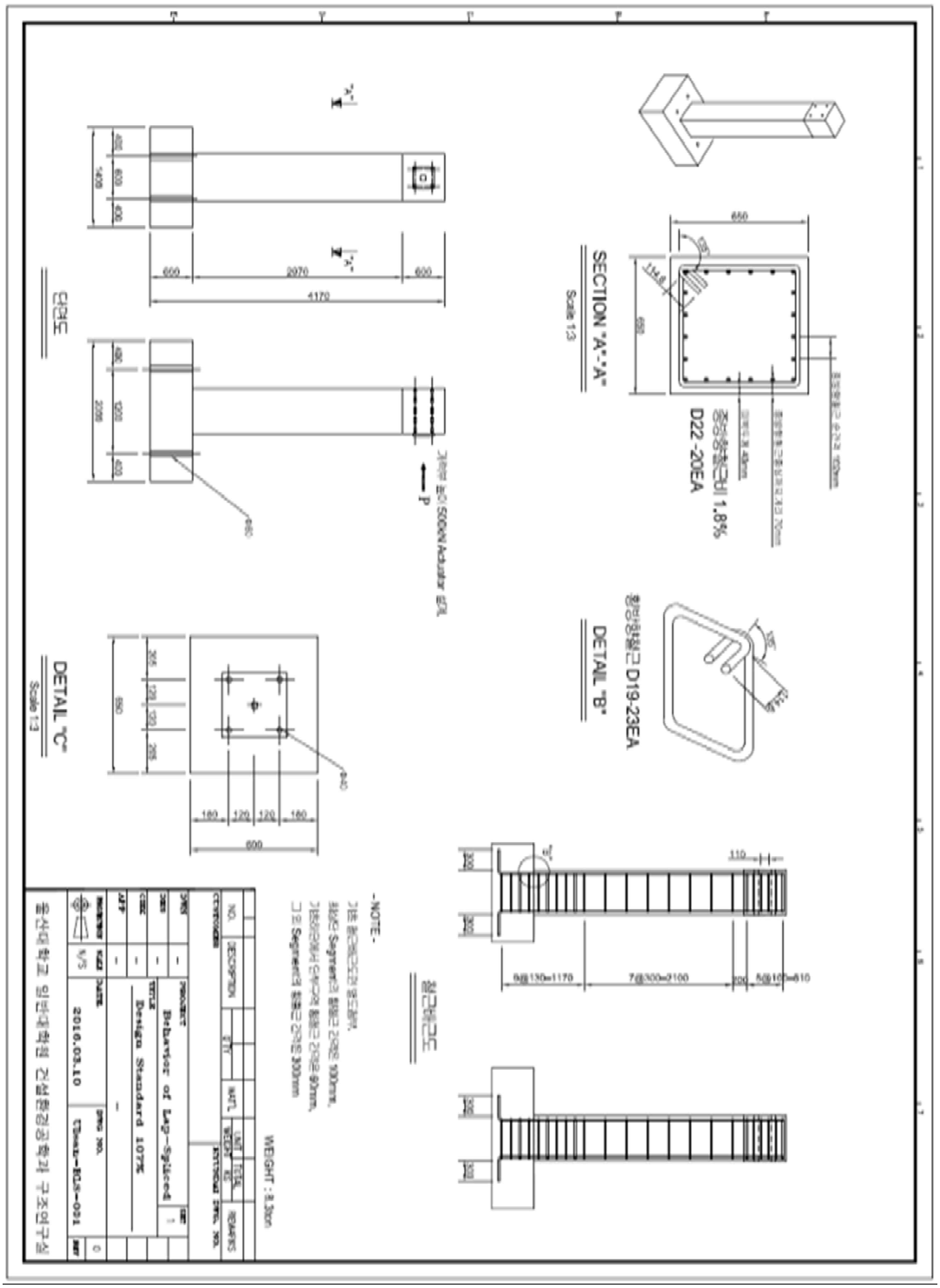


그림 3.70 SPT19 실험체 도면

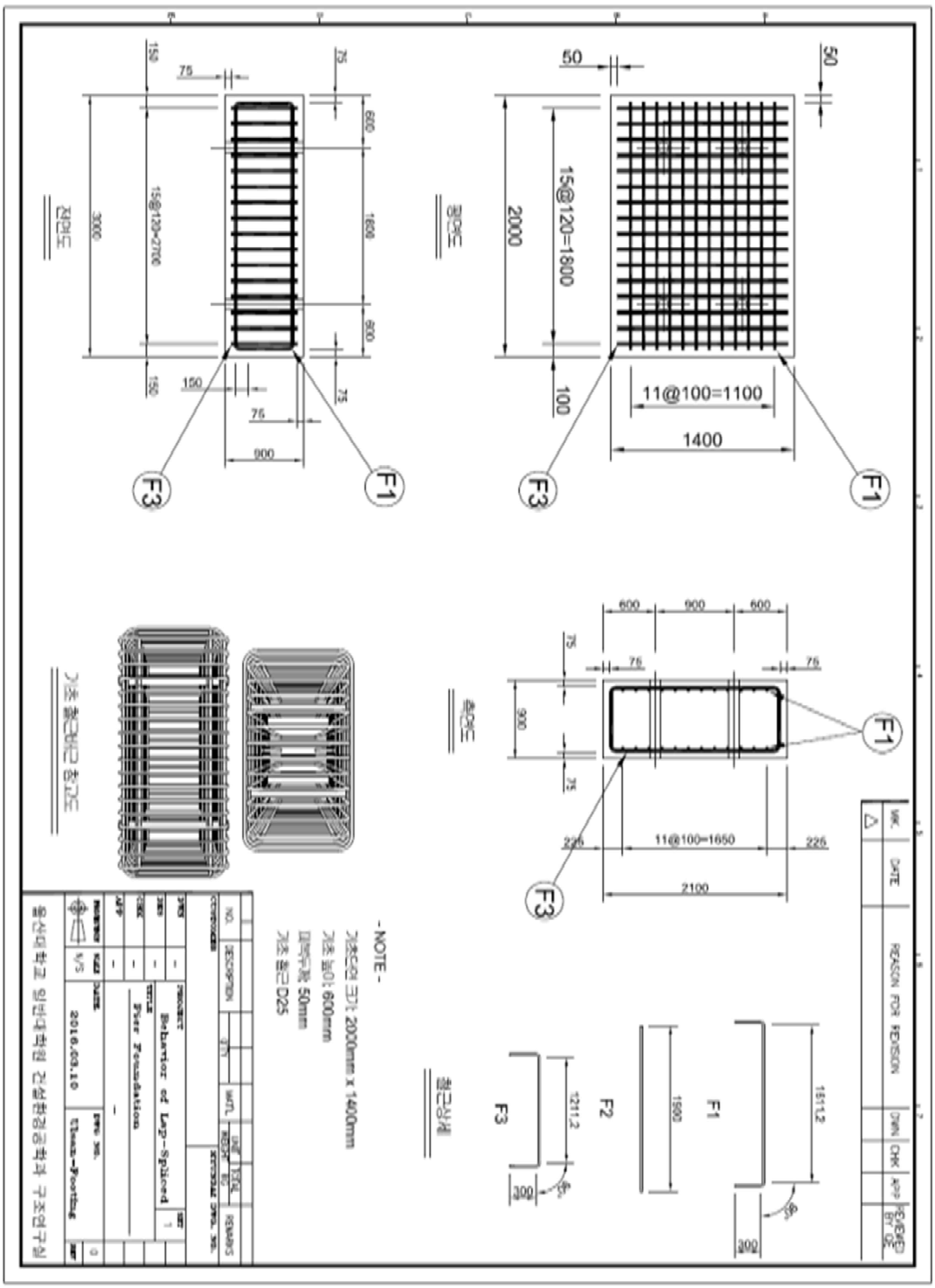


그림 3.71 실험체 기초 도면

다. 실험체 제작 과정




기초 철근배근 1




기초 철근배근 2




기초 거푸집 설치 1




기초 거푸집 설치 2




교각기초 레미콘 타설 1




교각기초 레미콘 타설 2



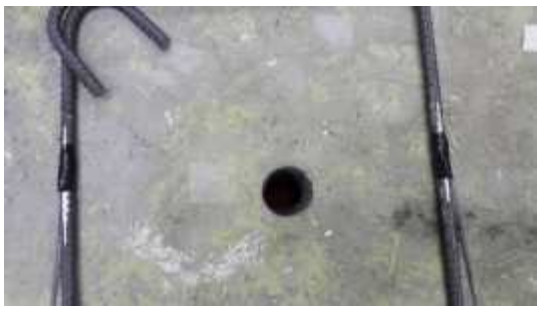

기둥 축방향 철근 Strain Gage 부착 1




기둥 축방향 철근 Strain Gage 부착 2




기둥 횡방향 철근 Strain Gage 부착 1

기둥 횡방향 철근 Strain Gage 부착 2




기둥철근 배근




기둥 거푸집 설치





교각기둥 레미콘 타설





거푸집 탈형

2. 성능실험 및 실험결과

가. 실험방법

본 실험에서는 횡구속 철근량에 따른 교각의 공겁변위연성도의 확률론적 분포특성을 분석하기 위하여 준정적실험(quasi-static test)을 실시하였다. 횡방향의 반복 수평하중은 최대용량 500kN(300mm)의 Hydraulic Actuator를 이용하여 변위제어 방식으로 재하하였다. 그림 3.72는 성능실험 개념도이며 그림 3.73는 실제 실험체 setting 모습이다.

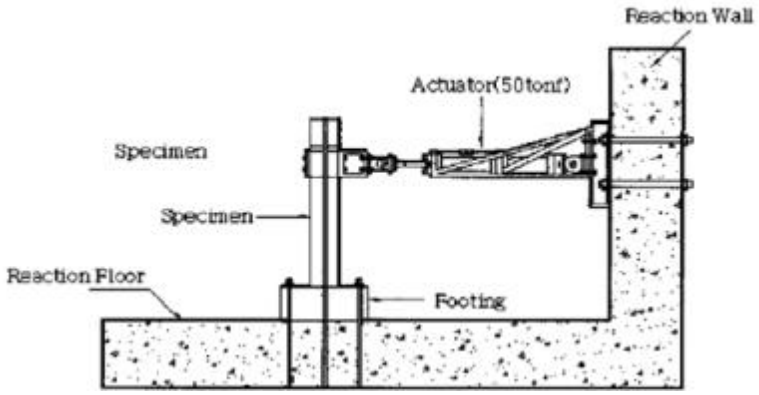
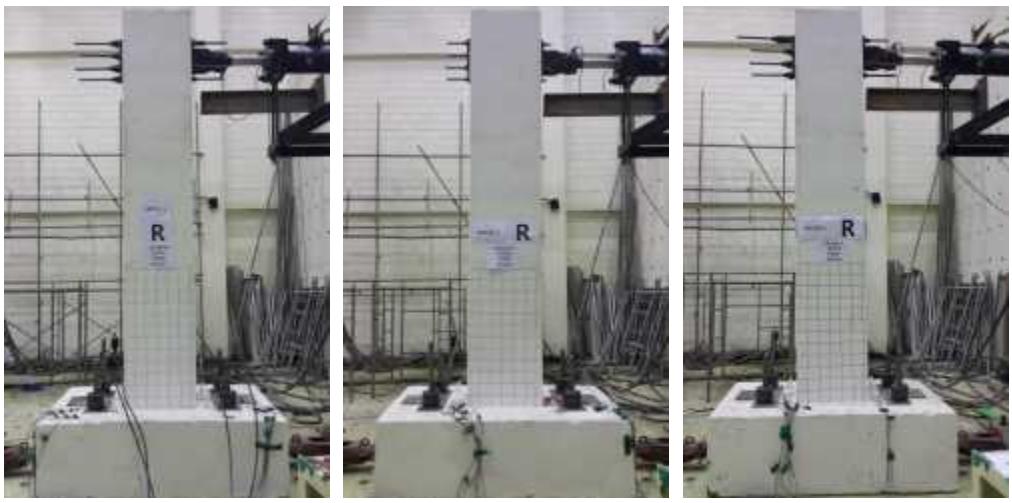


그림 3.72 성능실험 개념도



(a) SPT13 (b) SPT16 (c) SPT19

그림 3.73 실제 실험체 setting

준정적실험에서 각 사이클(cycle)의 수평변위 결정방법은 일반적으로 구조해석에 의해 계산된 항복하중의 75%에 해당하는 하중을 하중제어에 의해 가력하고 이때 측정된 수평변위를 $0.75d_y$로 가정하여 $1.0d_y$로 환산된 항복변위를 계산한 후 다음 변위제어 단계에서 이 항복변위의 일정 배수만큼 가력한다. 그러한 이러한 방법은 구조해석과 실제 구조물 사이에 차이가 있을 수 있기 때문에 콘크리트 교각의 경우 항복변위를 정확하게 판정하기가 어렵다.

따라서, 본 실험에서는 그림 3.74와 같이 교각 실험체의 높이에 대한 수평방향의 드리프트 비(drift ratio)로 하중을 재하하는 변위제어 방법을 사용하였다. 횡방향 하중의 형상은 그림 3.74와 같이 ±0.5%에서 시작하여 ±0.25%씩 증가시키는 방법으로 2cycle씩 반복 재하하여 교각의 거동특성의 차이를 분석하였다.

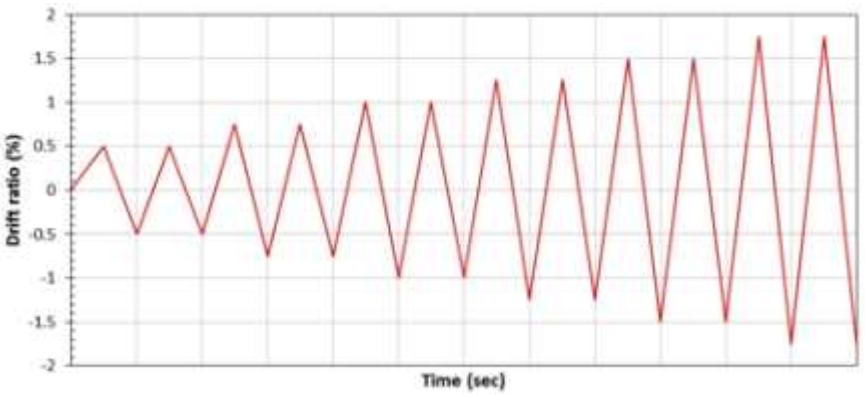


그림 3.74 수평하중 재하방법

나. 성능실험 결과 및 이력곡선

(1) SPT13 실험체 실험결과 및 이력곡선

① SPT13-1 실험체

그림 3.75은 SPT13-1 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.76은 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.75 SPT13-1 실험체 파괴형상

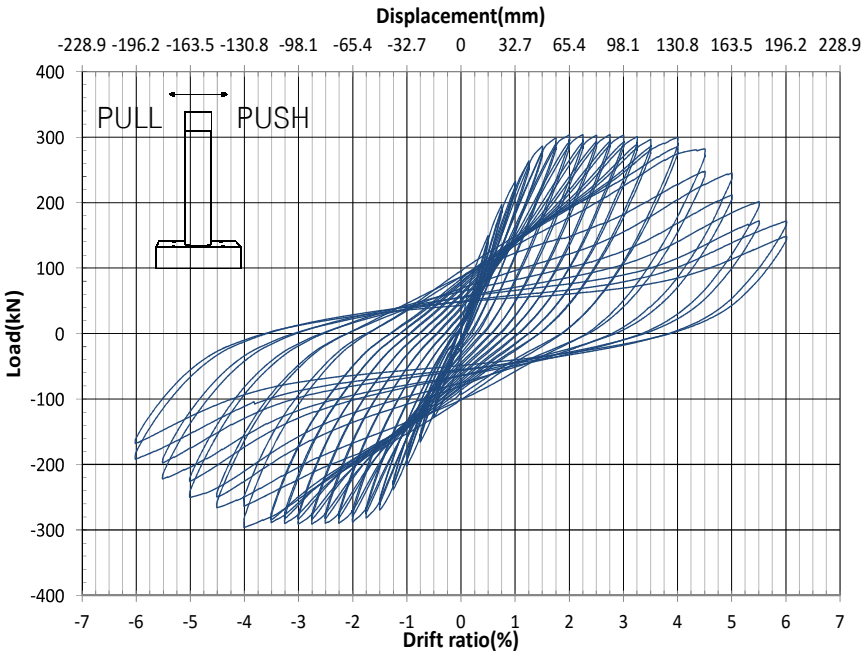
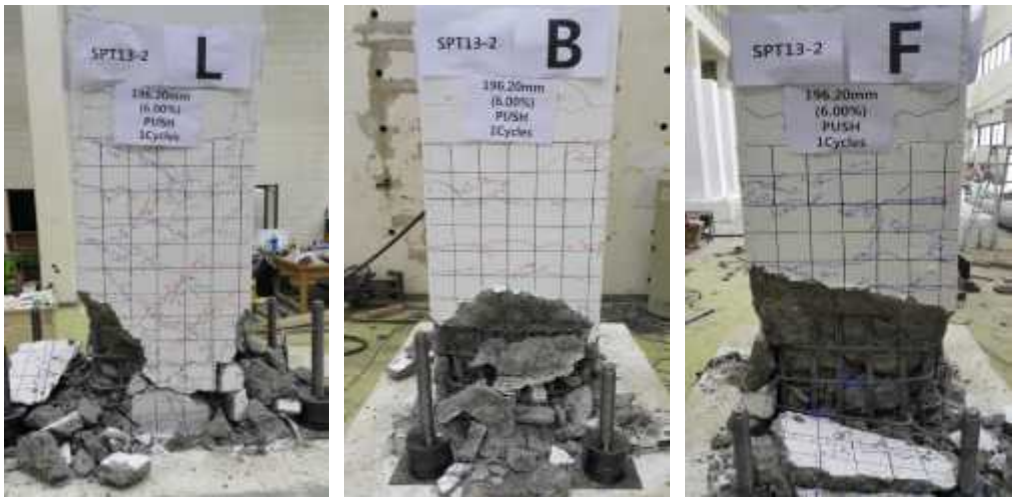


그림 3.76 SPT13-1 실험체 이력곡선

② SPT13-2 실험체

그림 3.77는 SPT13-2 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.78는 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그

림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.77 SPT13-2 실험체 파괴형상

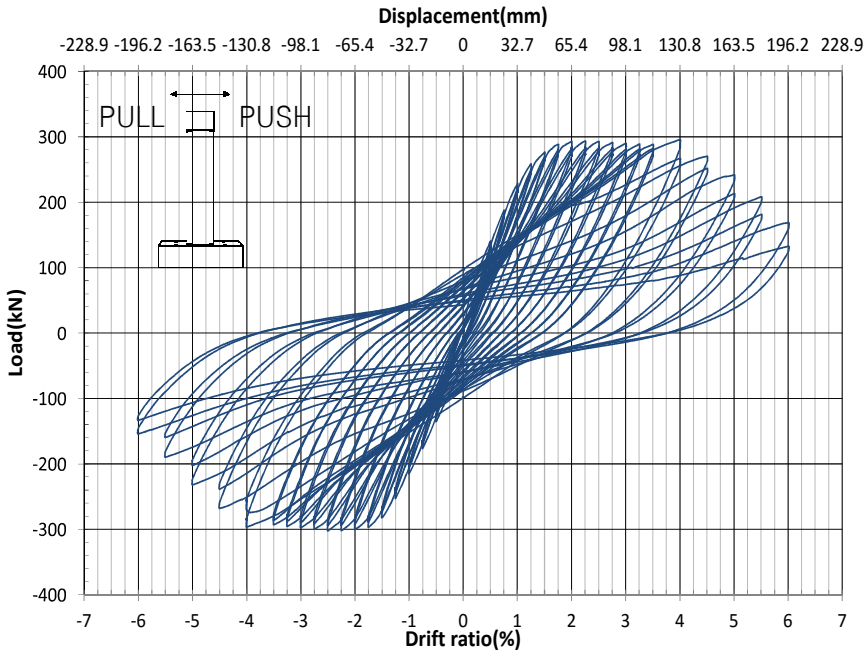


그림 3.78 SPT13-2 실험체 이력곡선

③ SPT13-3 실험체

그림 3.79은 SPT13-3 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.80은 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.79 SPT13-3 실험체 파괴형상

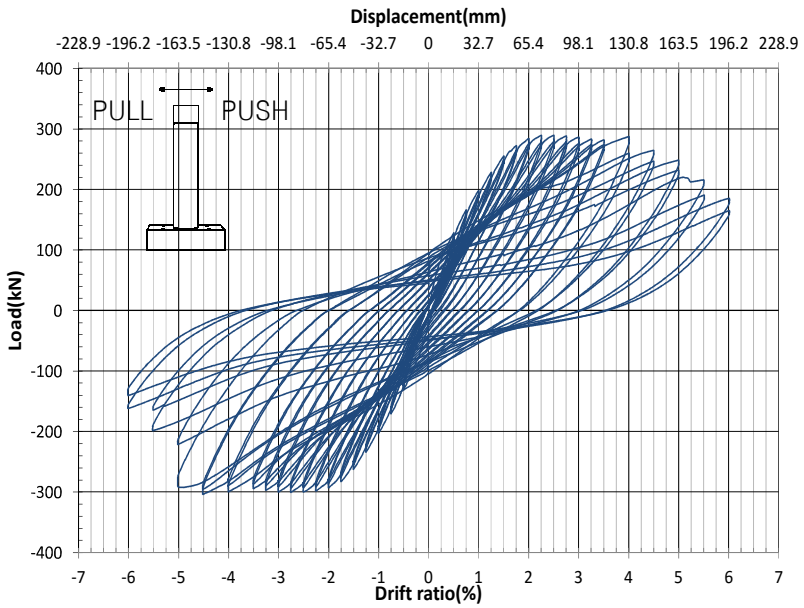


그림 3.80 SPT13-3 실험체 이력곡선

(2) SPT16 실험체 실험결과 및 이력곡선

① SPT16-1 실험체

그림 3.81은 SPT16-1 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.82는 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.81 SPT16-1 실험체 파괴형상

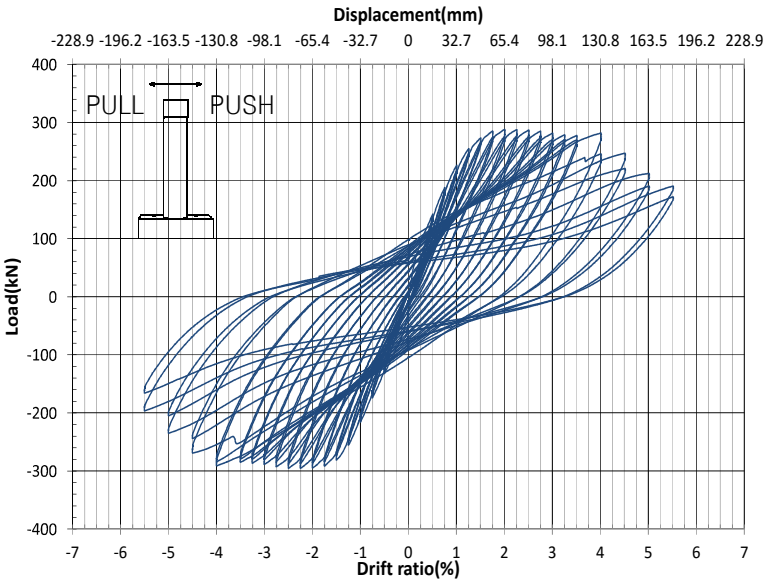
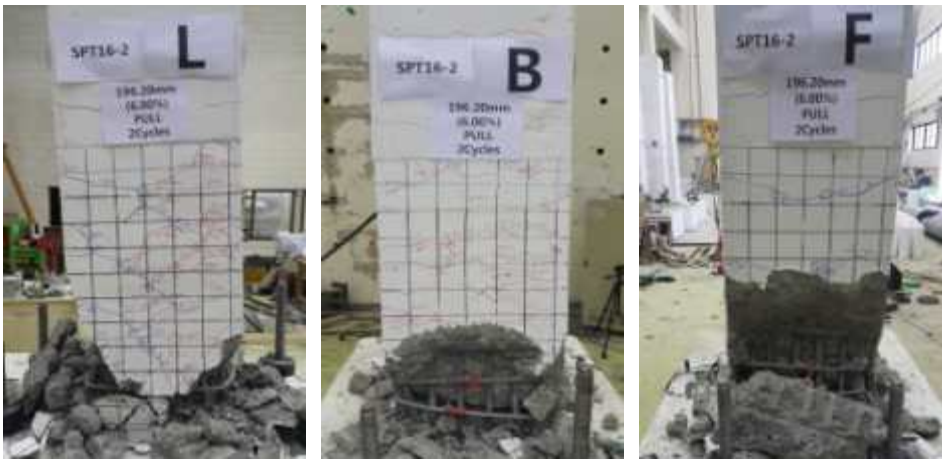


그림 3.82 SPT16-1 실험체 이력곡선

② SPT16-2 실험체

그림 3.83는 SPT16-2 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.84은 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.83 SPT16-2 실험체 파괴형상

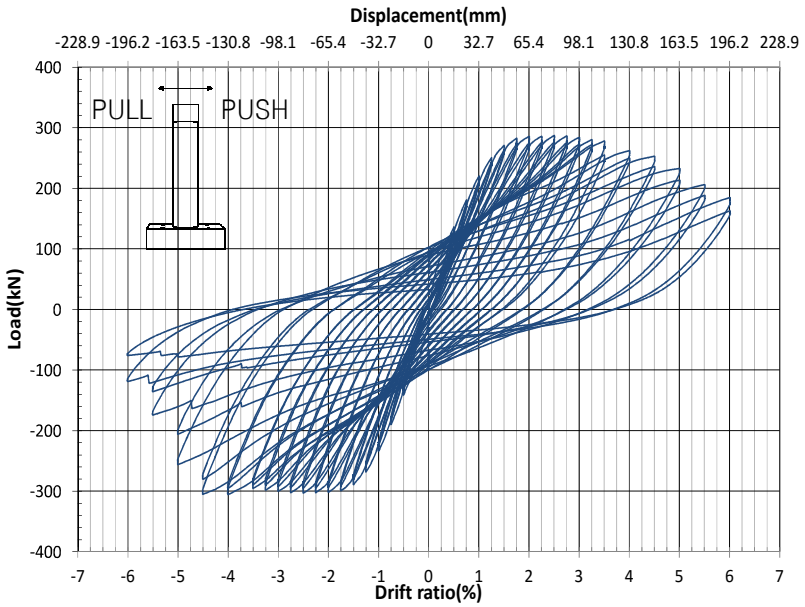
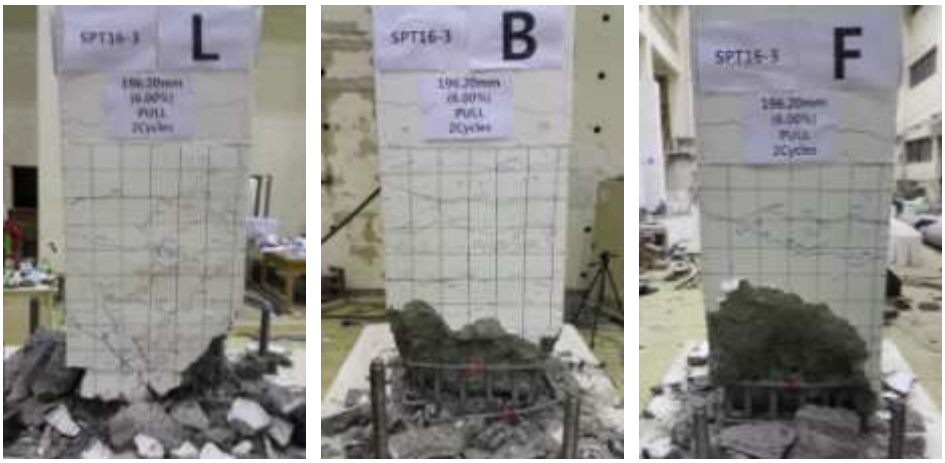


그림 3.84 SPT16-2 실험체 이력곡선

③ SPT16-3 실험체

그림 3.85은 SPT16-3 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.86은 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.85 SPT16-3 실험체 파괴형상

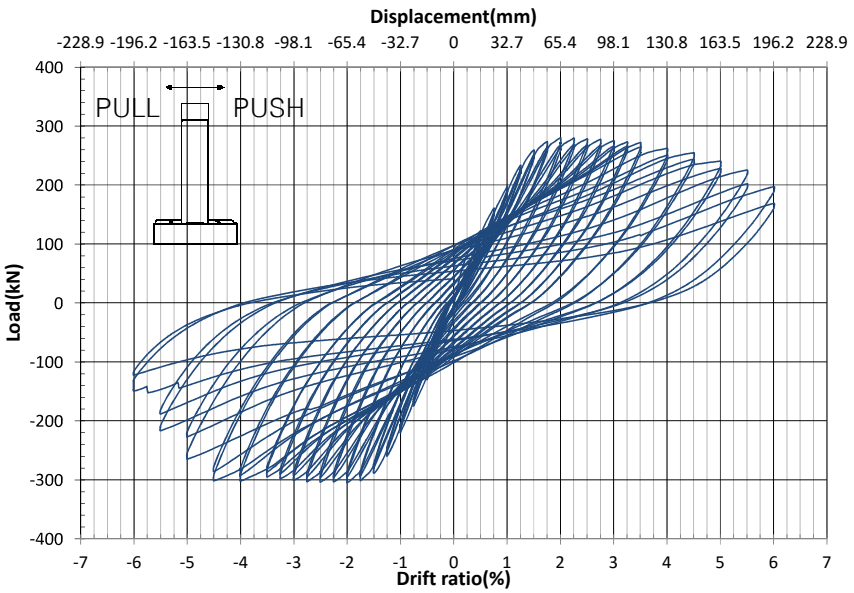
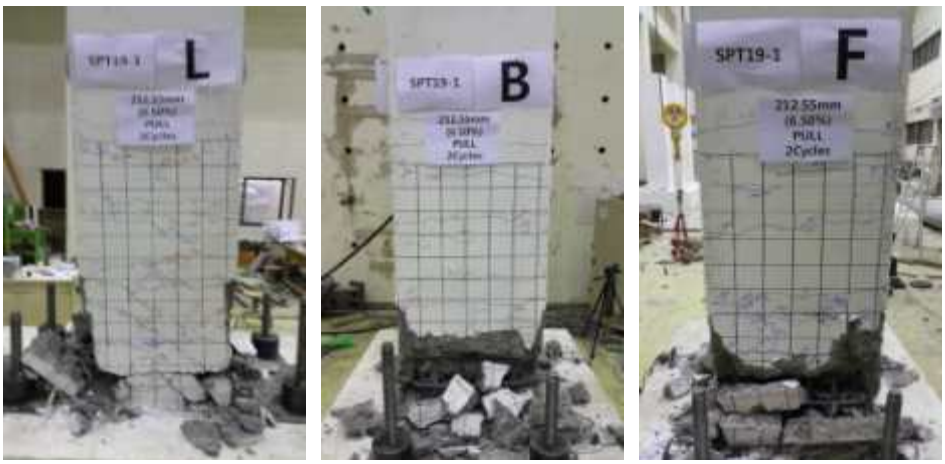


그림 3.86 SPT16-3 실험체 이력곡선

(3) SPT19 실험체 실험결과 및 이력곡선

① SPT19-1 실험체

그림 3.87은 SPT19-1 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.88는 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.87 SPT19-1 실험체 파괴형상

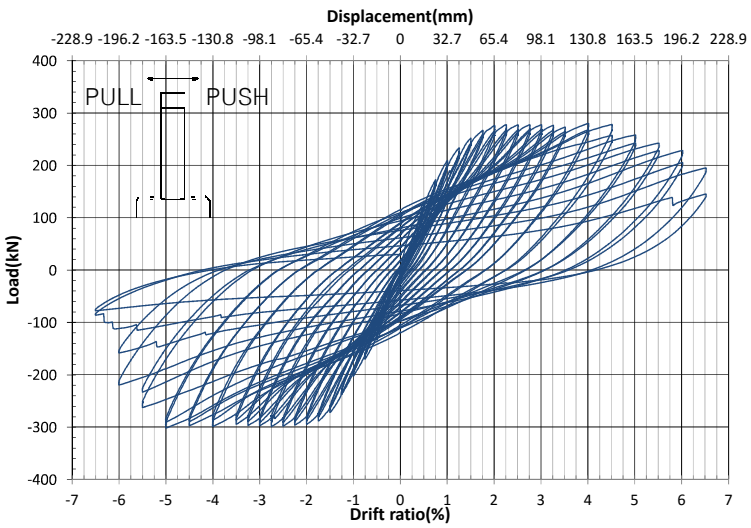


그림 3.88 SPT19-1 실험체 이력곡선

② SPT19-2 실험체

그림 3.89은 SPT19-2 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.90는 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.89 SPT19-2 실험체 파괴형상

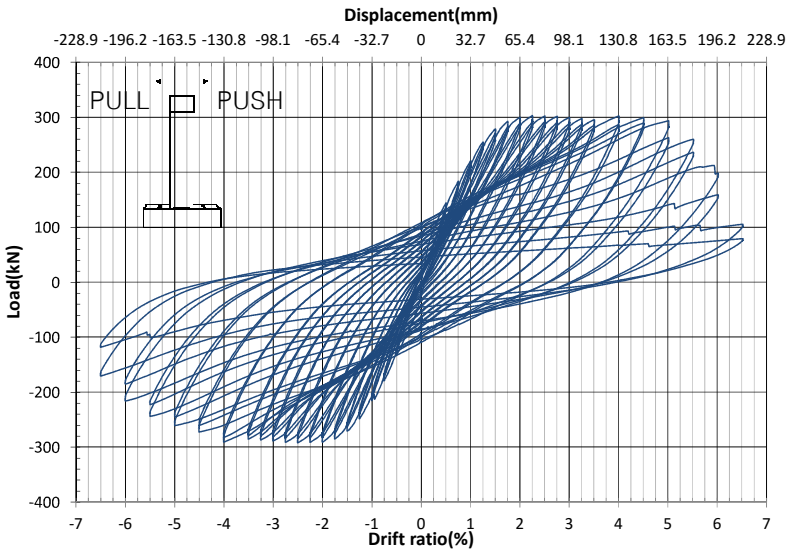
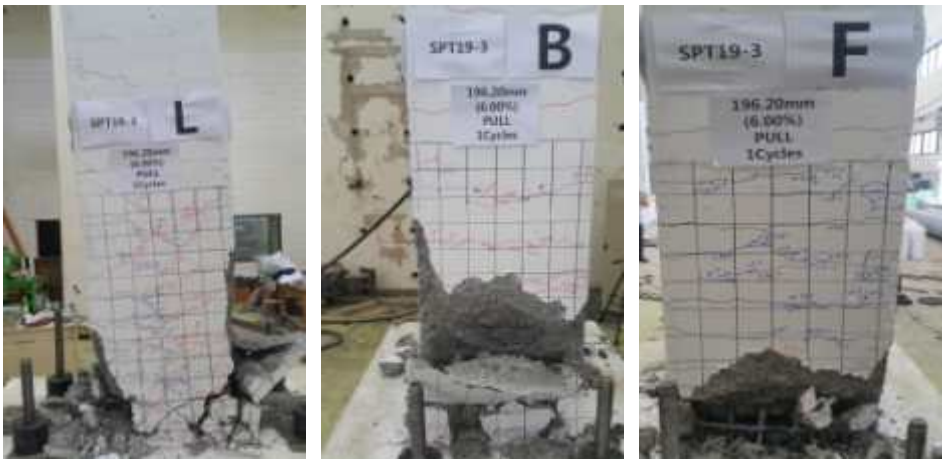


그림 3.90 SPT19-2 실험체 이력곡선

③ SPT19-3 실험체

그림 3.91은 SPT19-3 실험체의 파괴형상을 나타낸 것이며 그림 3.92은 하중과 변위 관계를 각각의 반복하중에 따라 그래프로 도시한 이력곡선이다. 이들 그림에서 공통적으로 알 수 있듯이 축방향철근의 항복이후 횡구속 철근의 영향으로 변형성능이 증대하고 있으며, 최종적으로는 단부구역에서 횡방향철근의 파단 또는 축방향철근의 파단 등으로 인해 하중이 저하된다.



(a) Left (b) Back (c) Front

그림 3.91 SPT19-3 실험체 파괴형상

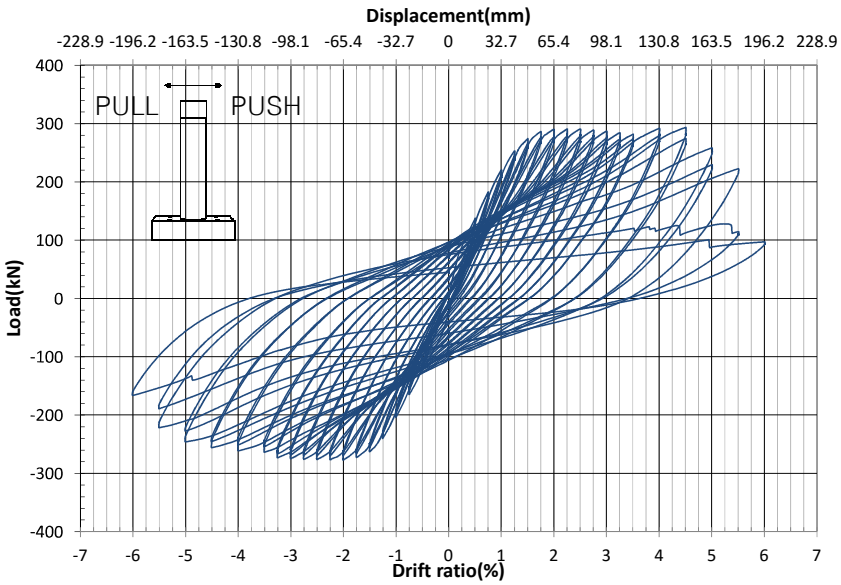
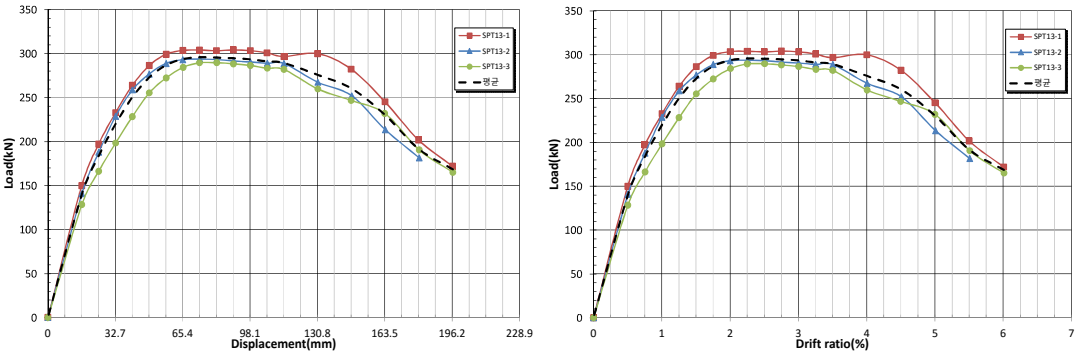


그림 3.92 SPT19-3 실험체 이력곡선

다. 포락곡선

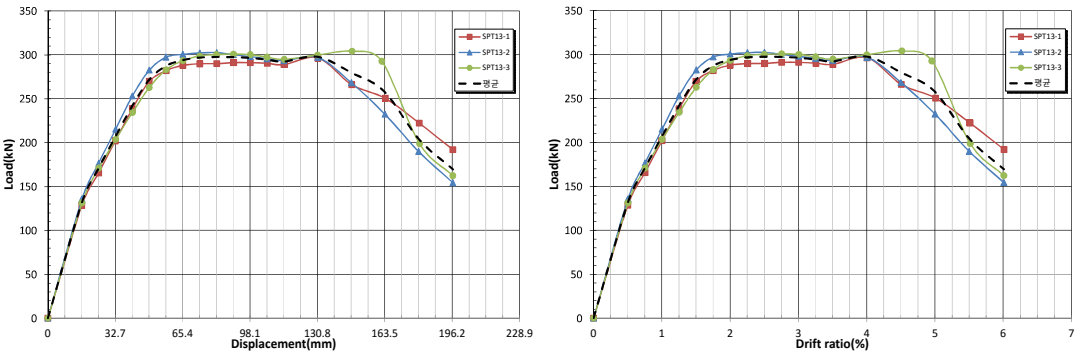
하중-변위 포락곡선과 하중-드리프트 비(drift ratio) 포락곡선을 비교하였다. 그림 3.93~그림 3.98은 동일한 횡방향철근량을 가진 3개의 실험체의 포락곡선을 하나의 그래프에 나타낸 것으로 동일한 횡방향철근량이 배근되더라도 수평내하력, 항복변위 및 변형성능의 분포가 다양하게 나타나는 것을 알 수 있다.

(1) SPT13 실험체 포락곡선



(a) 하중-변위 (b) 하중-드리프트 비

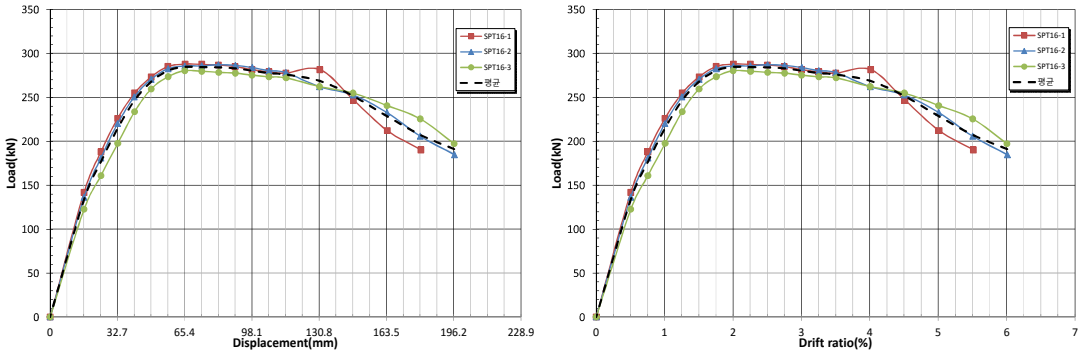
그림 3.93 SPT13 실험체 포락곡선(push)



(a) 하중-변위 (b) 하중-드리프트 비

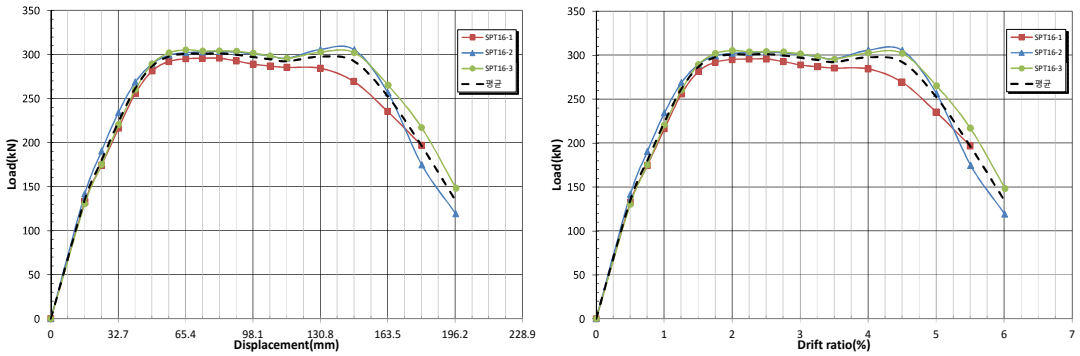
그림 3.94 SPT13 실험체 포락곡선(pull)

(2) SPT16 실험체 포락곡선



(a) 하중-변위 (b) 하중-드리프트 비

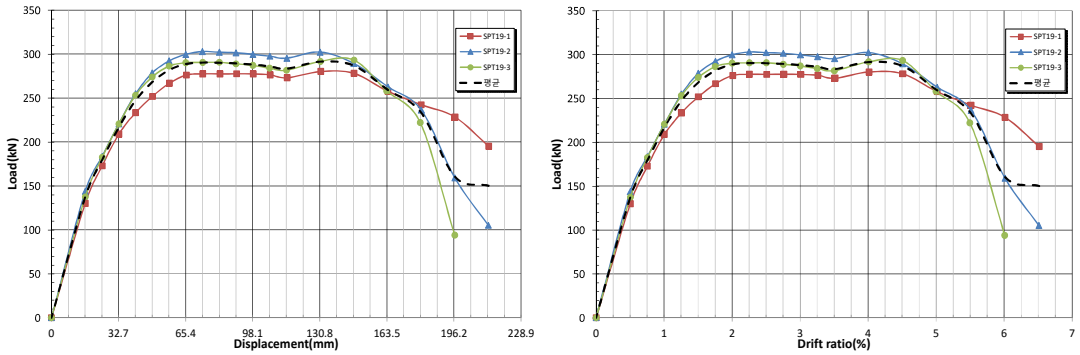
그림 3.95 SPT16 실험체 포락곡선(push)



(a) 하중-변위 (b) 하중-드리프트 비

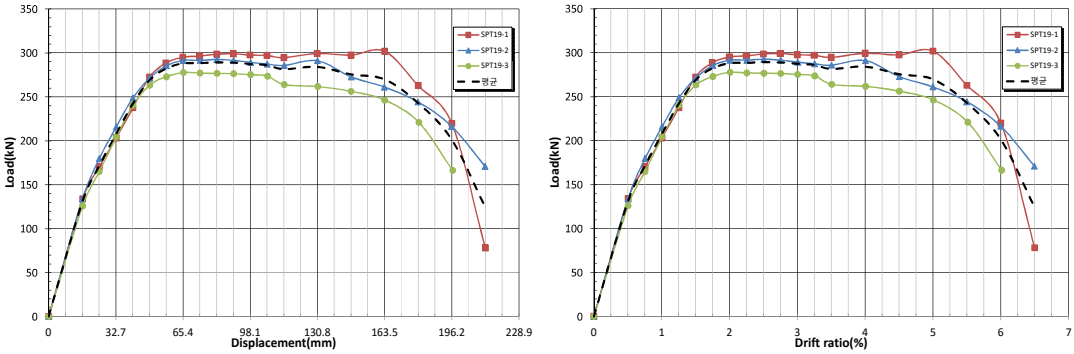
그림 3.96 SPT16 실험체 포락곡선(pull)

(3) SPT19 실험체 포락곡선



(a) 하중-변위 (b) 하중-드리프트 비

그림 3.97 SPT19 실험체 포락곡선(push)



(a) 하중-변위 (b) 하중-드리프트 비

그림 3.98 SPT19 실험체 포락곡선(pull)

3. 횡구속량에 따른 변위연성도 분포특성

가. SPT13 실험체

표 3.47은 SPT13 실험체의 항복변위와 극한변위 그리고 변위연성도를 나타낸 것이다. 본 과업에서 수행한 실험의 실험체는 횡방향철근량을 제외하고는 동일한 제원 특성을 갖는다. 횡철근은 극한변위에는 영향을 많이 주지만 항복변위에는 크게 영향을 주지 않는 것으로 알려져 있다. 따라서 모든 시험체에 대해서 동일한 항복변위를 결정하는 것이 변위연성도를 산정하는데 있어서 보다 합리적이다. 일반적으로 실험체의 하중-변위 곡선으로부터 최대하중의 특정비율, 예를 들어 85% 수준에 이를 때의 변위를 항복변위롤 설정한다면 실험체에 따라서 각각 다른 항복변위가 산정되고 이는 실험체의 변위연성도를 산정하는데 있어서 오히려 왜곡된 결과를 주기 싶다. 따라서 실험체의 일정 드리프트비에서의 변위를 항복변위로 산정하는 것이 좋다. 일반적 설계된 교각의 경우 항복변위는 드리프트 0.8%~1%인 것으로 알려져 있다. 본 과업에서는 수치해석을 수행하였고 이로부터 드리프트 비 1%일 때의 변위를 항복변위로 하였다. 따라서 항복변위는 모든 실험체에 32.7mm로 동일하게 적용한다.

한편 극한변위는 최대하중에 이른 후 하중이 감소하여 최대하중의 85%에 이를 때의 변위를 산정하는 것이 일반적이다. 만약 횡구속이 잘 되어 있으면 최대하중 후에도 하중 감소가 급격하게 발생하지 않아서 극한변위가 크게 산정된다.

SPT13 실험체의 경우 하중 감소가 급격하게 발생하기 때문에 하중이 감소하는 시점에서의 변위를 극한변위로 산정하는 것이 합리적으로 판단된다. 따라서 이를 극한변위로 하여 변위연성도를 산정하였다.

실험에 있어서 하중재해 방향(Push, Pull)에 따라서 극한변위가 다르게 나타나지만 SPT13 실험체의 경우 양방향에 대한 변위에 편차가 크기 때문에 파괴는 이들 중 작은 변위에서 발생한다고 보고 작은 변위를 극한변위로 하여 산정하였다.

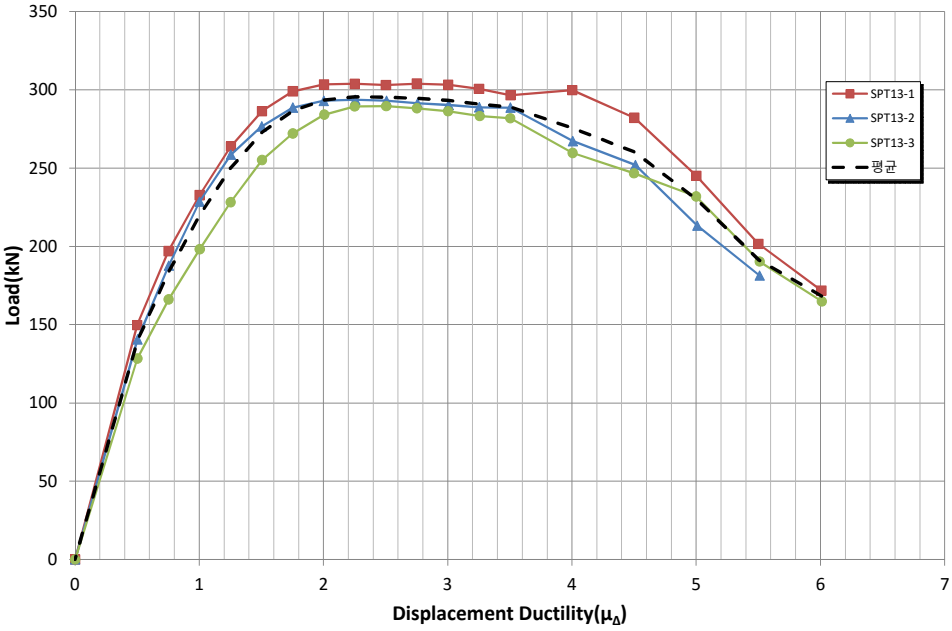
표 3.47 SPT13 실험체 변위연성도

SPT13 실험체		최대하중 V_{max}(kN)	항복변위 Δ_y(mm)	극한변위 Δ_u(mm)	Drift Ratio (%) at Δ_u	Ductility μ_Δ	비고
SPT13-1	Push	303.953	32.7	130.8	4.0	4.0	○
	Pull	296.253	32.7	171.7	5.2	5.2	
SPT13-2	Push	295.986	32.7	130.8	4.0	4.0	○
	Pull	302.402	32.7	159.4	4.8	4.8	
SPT13-3	Push	289.535	32.7	167.5	4.0	5.1	
	Pull	304.010	32.7	139.0	4.25	4.25	○

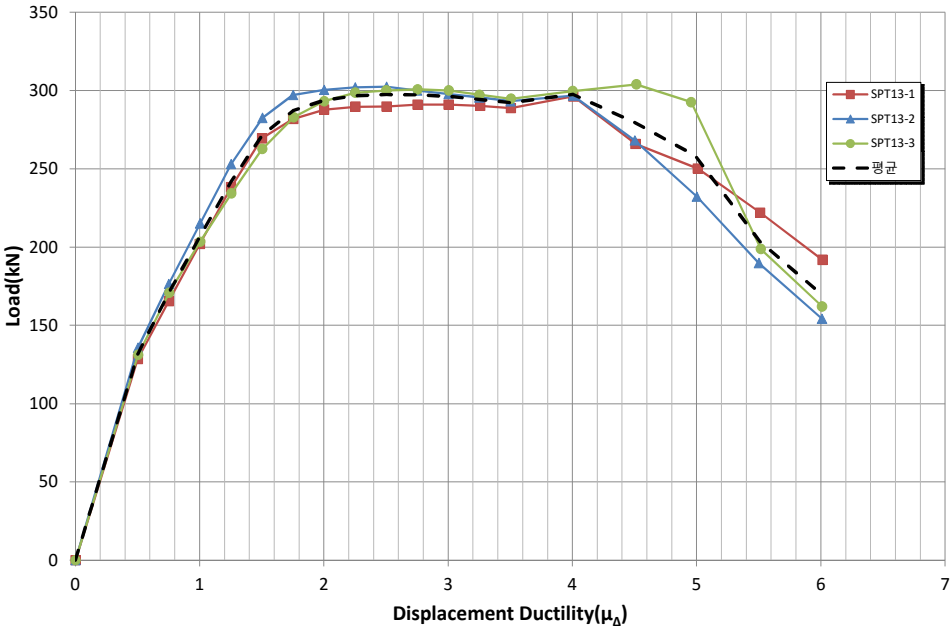
표 3.48은 SPT13 실험체의 평균 변위연성도를 나타낸 것이다. 그림 3.99는 변위연성도 그래프이다.

표 3.48 SPT13 실험체 변위연성도

실험체명	변위연성도 μ_Δ	비 고
SPT13-1	4.0	
SPT13-2	4.0	
SPT13-3	4.25	
평 균	4.083	



(a) Push



(b) Pull

그림 3.99 SPT13 실험체 변위연성도

나. SPT16 실험체

표 3.49는 SPT16 실험체의 항복변위와 극한변위 그리고 변위연성도를 나타낸 것이다.

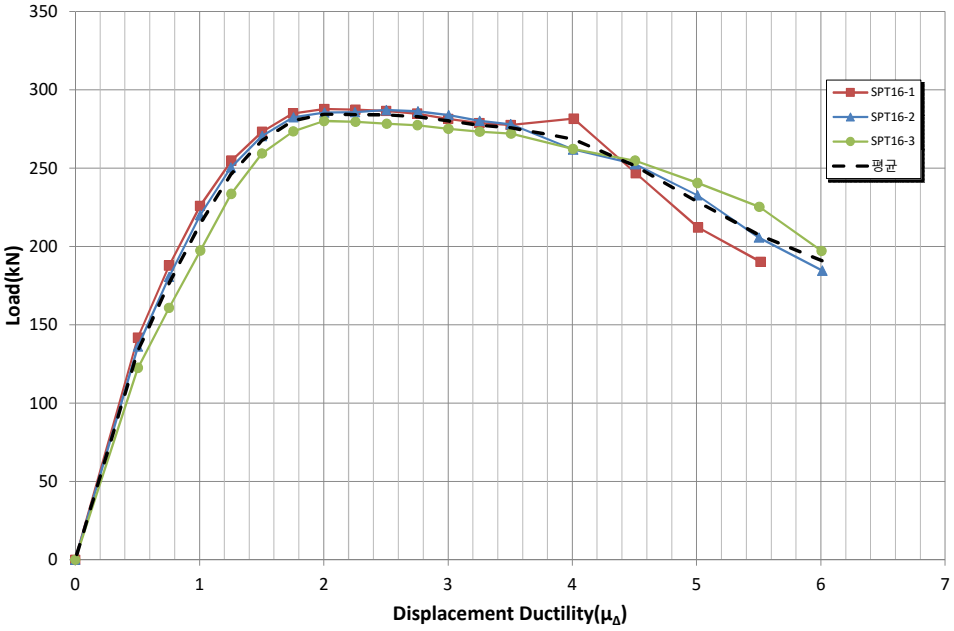
표 3.49 SPT16 실험체 변위연성도

SPT16 실험체		최대하중 V_{max}(kN)	항복변위 Δ_y(mm)	극한변위 Δ_u(mm)	Drift Ratio (%) at Δ_u	Ductility μ_Δ	비고
SPT16-1	Push	287.712	32.700	163.500	5.000	5.000	○
	Pull	295.650	32.700	168.405	5.150	5.150	○
SPT16-2	Push	287.026	32.700	171.658	5.249	5.249	○
	Pull	305.600	32.700	168.405	5.150	5.150	○
SPT16-3	Push	280.139	32.700	182.303	5.575	5.575	○
	Pull	305.140	32.700	174.128	5.325	5.325	○

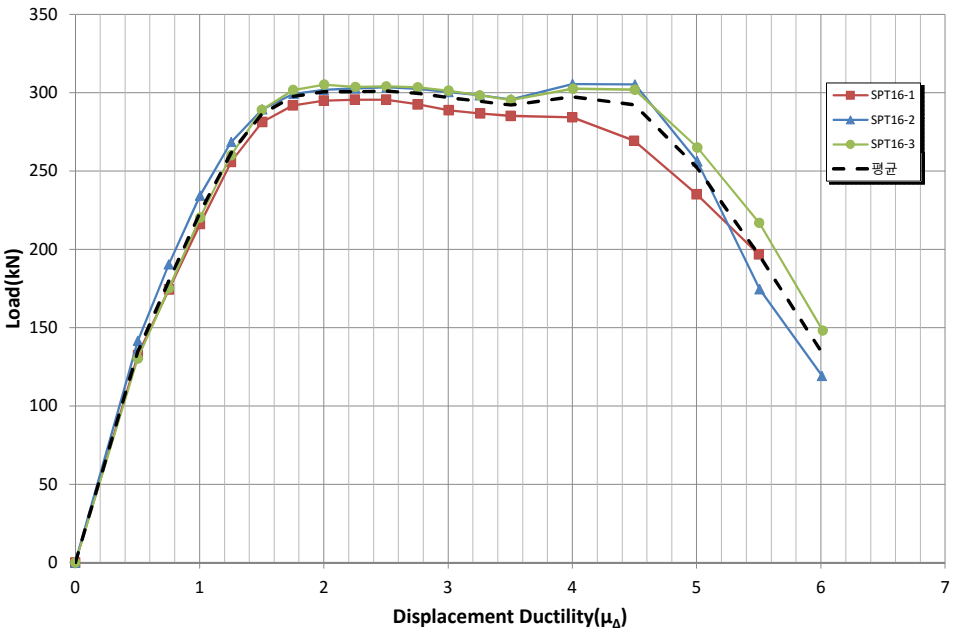
표 3.50은 SPT16 실험체의 평균 변위연성도를 나타낸 것이다. 그림 3.100은 변위연성도 그래프이다.

표 3.50 SPT16 실험체 변위연성도

실험체명		변위연성도 μ_Δ	비 고
SPT16-1	Push	5.000	
	Pull	5.150	
SPT16-2	Push	5.249	
	Pull	5.150	
SPT16-3	Push	5.575	
	Pull	5.325	
평 균		5.242	



(a) Push



(b) Pull

그림 3.100 SPT16 실험체 변위연성도

다. SPT19 실험체

표 3.51은 SPT19 실험체의 항복변위와 극한변위 그리고 변위연성도를 나타낸 것이다.

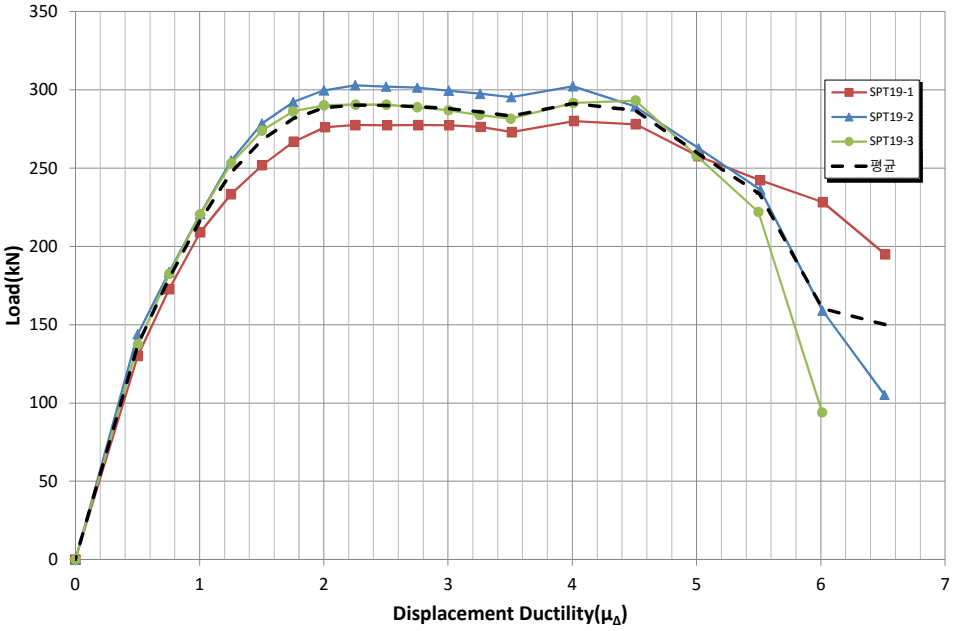
표 3.51 SPT19 실험체 변위연성도

SPT19 실험체		최대하중 V_{max}(kN)	항복변위 Δ_y(mm)	극한변위 Δ_u(mm)	Drift Ratio (%) at Δ_u	Ductility μ_Δ	비고
SPT19-1	Push	280.140	32.700	208.463	6.375	6.375	○
	Pull	301.700	32.700	191.295	5.850	5.850	○
SPT19-2	Push	302.913	32.700	189.660	5.800	5.800	○
	Pull	292.415	32.700	190.478	5.825	5.825	○
SPT19-3	Push	293.171	32.700	180.668	5.525	5.525	○
	Pull	277.553	32.700	184.775	5.651	5.651	○

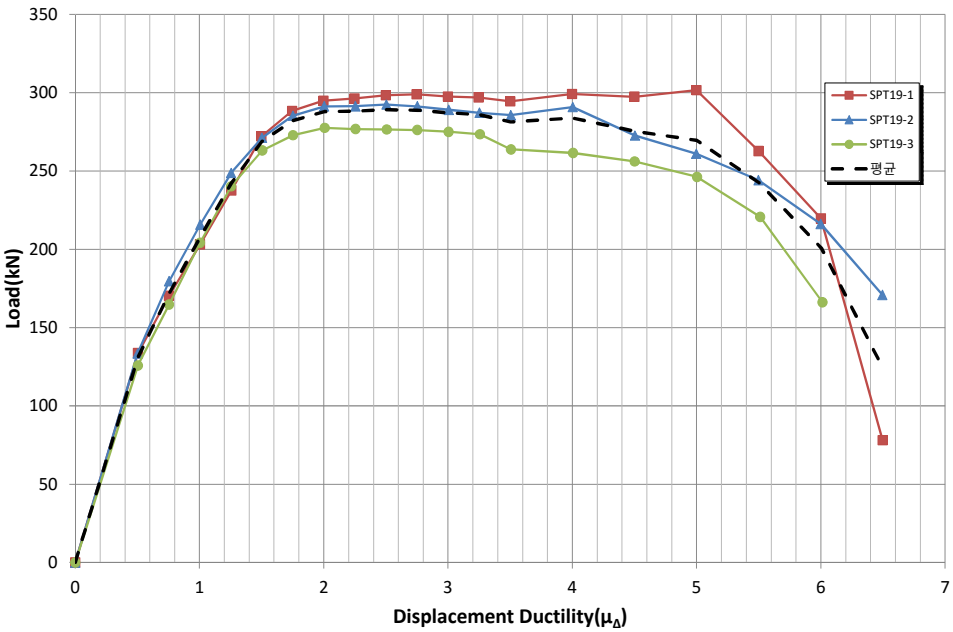
표 3.52는 SPT19 실험체의 평균 변위연성도를 나타낸 것이다. 그림 3.101은 변위연성도 그래프이다.

표 3.52 SPT19 실험체 변위연성도

실험체명		변위연성도 μ_Δ	비 고
SPT19-1	Push	6.375	
	Pull	5.850	
SPT19-2	Push	5.800	
	Pull	5.825	
SPT19-3	Push	5.525	
	Pull	5.651	
평 균		5.838	



(a) Push



(b) Pull

그림 3.101 SPT19 실험체 변위연성도

라. 변위연성도의 변화 특성

그림 3.102은 부재레벨 실험체의 횡철근비(ρ_s)에 따른 변위연성도(μ_Δ)의 분포도이다. 변위연성도(μ_Δ)는 횡철근비(ρ_s)가 증가함에 따라 커지는 경향을 보인다. 도로교설계기준의 100%의 횡철근을 배근한 경우 평균적으로 6 정도의 변위연성도를 보이고 50%를 배근한 경우에는 4 정도의 변위 연성도를 보인다.

실험에 의한 변위연성도와 횡방향 철근비의 관계식은 다음과 같다.

$$\mu_\Delta = 202.14\rho_s + 2.83 \tag{3.60}$$

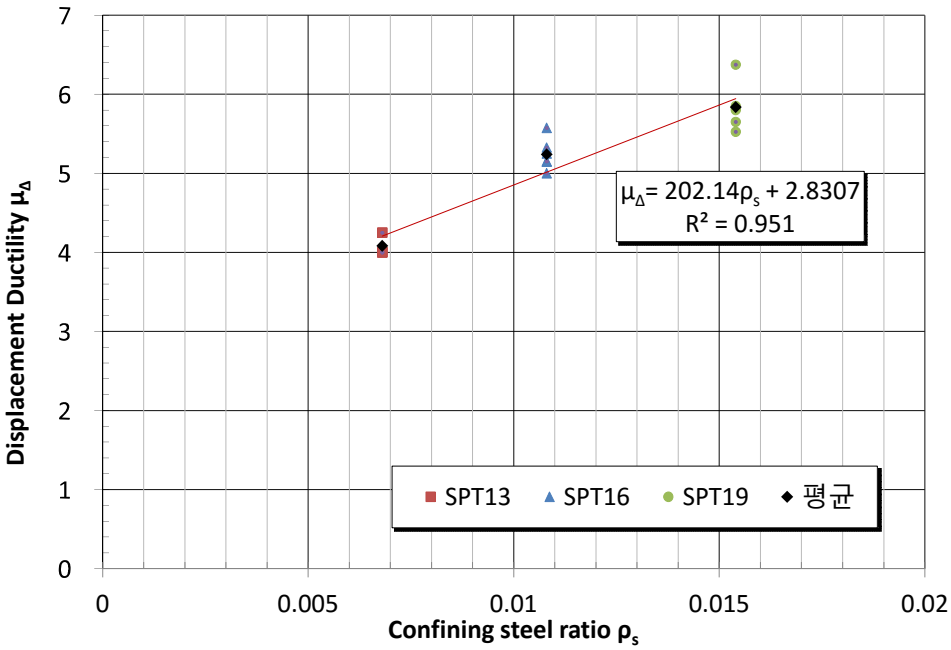


그림 3.102 횡철근비(체적비)에 따른 변위연성도 분포도

제4절 공급변위연성도의 확률론적 분포특성(2차년도)

1. 연구목적 및 범위

그림 3.103는 교각(또는 기둥)과 같이 횡구속된 콘크리트 부재의 공급변위연성도($\mu_\Delta = 1 + \Delta_P/\Delta_y$)를 산정하는 절차이다. 공급변위연성도를 산정하기 위해서는 부재 파괴시까지의 항복변위(Δ_y)와 소성변위(Δ_p)의 크기를 정량화하는 것이 필요하다. 항복변위는 역학적 특성에 의해 산정되지만 소성변위는 역학적 특성과 경험적 특성을 함께 고려하여 결정되므로 변동성이 상대적으로 매우 크다.

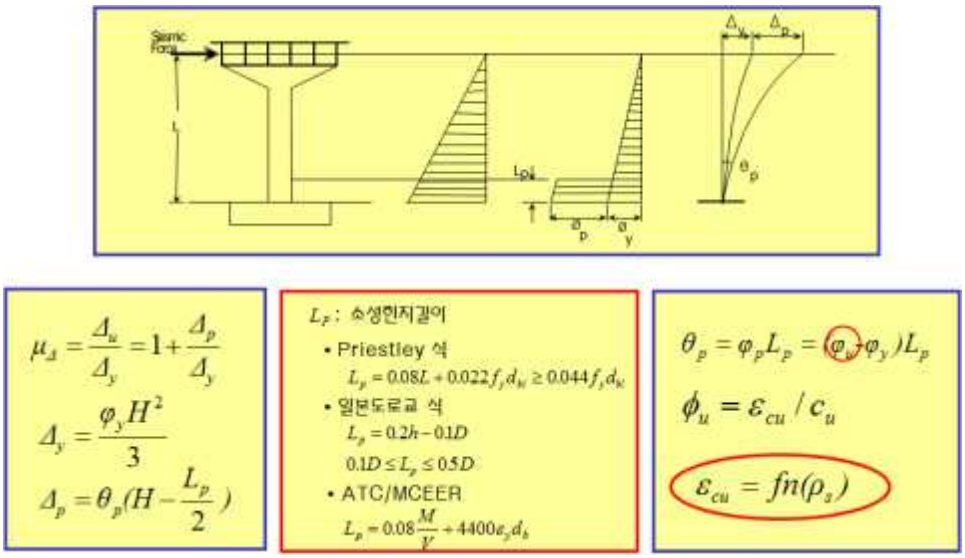


그림 3.103 횡구속 콘크리트의 변위연성도 산정 방법

소성변위를 산정하기 위해서는 중요한 두가지 요소가 결정되어야 한다.

첫째, 횡구속량(ρ_s)에 따른 콘크리트의 극한한계변형률(ε_{cu})이다. 횡구속량이 증가하면 압축콘크리트에 발생하는 할렬균열이 억제되어 재료강도뿐만 아니라 극한한계변형률이 크게 증가한다. 횡구속량에 따른 압축콘크리트의 응력-변형률

의 관계식은 많은 연구자에 의해 경험식이 제시되고 있지만 각기 다른 결과를 나타내고 있다. 특히 공급변위연성도에 결정적으로 영향을 미치는 극한한계변형률의 크기는 제시되고 있지 않거나 제시되어도 경험식간에 많은 차이를 보이고 있어 변동성이 매우 큰 항목이라 할 수 있으며 무엇보다 이에 대한 분포특성 또한 제시되고 있지 않다. 따라서, 손상수준제어 내진설계기술을 확립하기 위해서는 횡구속 압축콘크리트의 극한한계변형률의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것이 시급한 과제이다(재료레벨의 확률적 분포특성 정량화).

둘째, 소성힌지길이(L_p)이다. 단면의 극한한계변형률의 크기는 단면의 회전성능을 결정 짓지만 변위연성도는 단면의 회전성능 뿐만 아니라 부재에서의 가상의 소성힌지가 형성되는 크기(소성힌지길이)에 의해서도 영향을 받는다. 이런 가상의 소성힌지길이는 부재실험을 실시하고 실험결과를 통해서 얻은 변위연성도가 산정되도록 경험적으로 결정된다. Prestley나 일본 도로교시방서에는 이와 관련한 경험식을 주고 있는데 교각을 구성하는 제원(교각의 높이 또는 단면크기) 또는 축방향철근의 강도 및 지름으로부터 산정된다. 변위연성도 산성 시 고려한 압축콘크리트의 극한한계변형률의 크기에 따라서 소성힌지길이도 달라지므로 극한한계변형률과 연계하여 확률론적 특성을 정량화 하는 것이 중요하다(부재레벨의 확률적 분포특성 정량화).

본 연구는 손상수준제어 내진설계 기술을 확립하는데 필요한 요소기술을 개발하고 이를 실험을 통해서 확인하는데 목표가 있다. 교량의 내진성능목표를 확률적 손상수준(또는 붕괴확률)으로 정의하고 이를 구현하기 위해서는 소요역량(변위연성도)과 공급역량(변위연성도)의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것이 핵심요소기술이다. 즉, 손상수준제어를 위한 내진설계의 기본개념은 정립되어 있으며 이를 구현하기 위한 구체적인 방안도 제안되어 있다. 다만 이를 실현하기 위한 요소기술(공급변위연성도의 확률적인 분포특성)이 정립되어야 하고 실험을 통해서 확인되어야 한다.

2. 극한한계변형률의 분포 특성

아래 그림 3.104는 분산도에 따른 응력-변형률 곡선식을 최대응력과 최대변형률에 대해서 정규화하여 하강부 기울기를 함께 나타낸 그림이다. 앞에서와 같이 응력-변형률의 평균 관계식에서 극한한계변형률은 k=0.15로 정의하였다. 만약 이를 다른 분산도를 갖는 응력-변형률 관계식에 동일하게 적용하면 극한한계변형률(그림에서 수평으로 그은 선과 곡선이 만나는 점)은 그림 3.104와 같다. 그림 3.104에서와 같이 극한한계변형률의 분포는 평균값을 중심으로 좌우가 비대칭으로 나타나고 있음을 확인할 수 있다. 즉, 동일한 k 계수를 적용(k=0.15)하게 되면 극한한계변형률이 정규분포를 따르지 않게 되는 것이다.

위에서 제안된 응력-변형률 식을 바탕으로 동일한 k 계수를 적용(k=0.15)했을 때 극한한계변형률의 값을 횡방향 철근비에 따라 계산해 보면 그림 3.105과 같이 극한한계변형률의 값이 평균값을 중심으로 매우 비대칭으로 나타나고 있음을 확인할 수 있다.

그리고 분산도에 따라 동일한 k 계수를 적용(k=0.15)해서 비선형 단면해석으로 변위연성도를 계산해 보면 그림 3.106과 같다. 즉, 변위연성도 역시 평균값을 중심으로 매우 비대칭성을 보이고 있다. 이것은 극한한계변형률이 정규분포를 나타내고 있지 않음을 의미한다. 동일한 제원을 갖는 부재를 동일한 방법으로 실험하였을 때 구하고자 하는 값은 정규분포를 갖는 것이 타당할 것이다. 그러기 위해서는 변위연성도에 영향을 미치는 재료의 극한한계변형률이 정규분포를 가져야 한다. 따라서, 극한한계변형률 또한 정규분포로 가정하는 것이 합리적일 것이다.

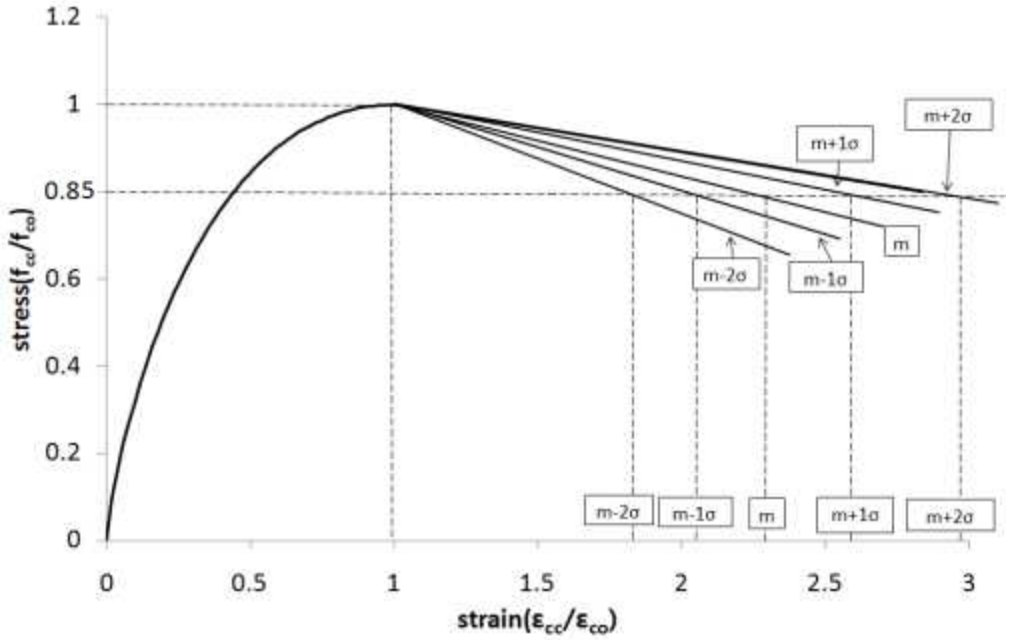


그림 3.104 분포도에 따라 동일한 k 계수 적용 시 극한한계변형률의 분포

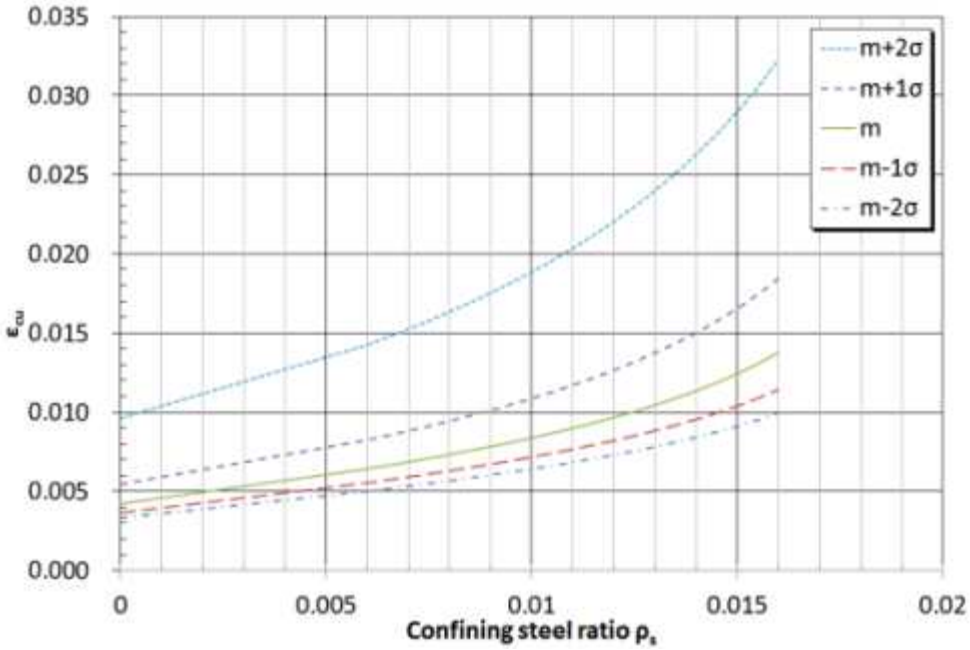


그림 3.105 동일한 k 계수 적용 시 횡철근비에 따른 극한한계변형률의 분포도

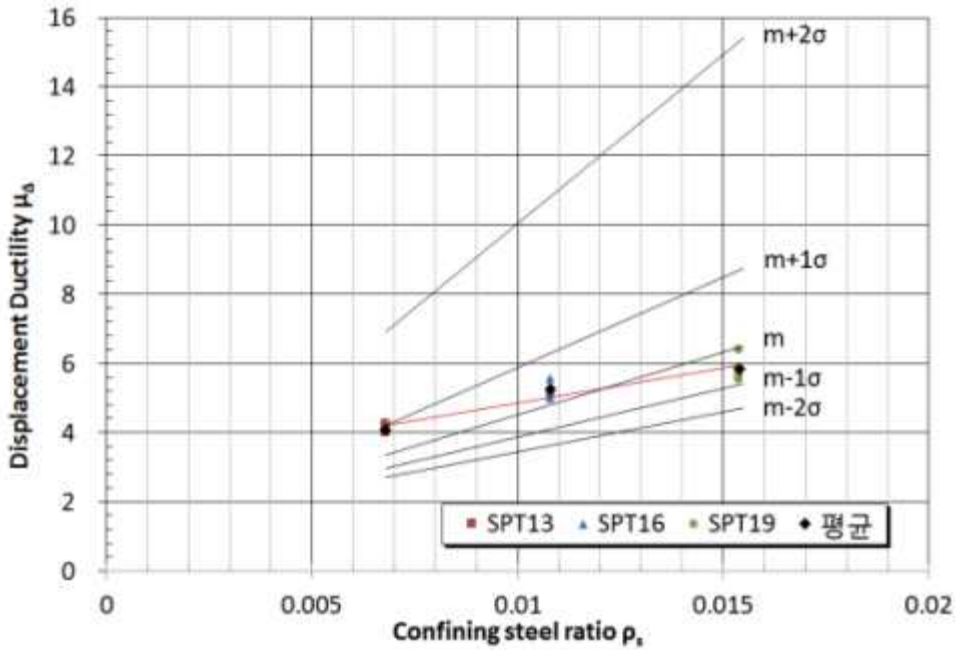


그림 3.106 비선형 단면해석을 통한 횡철근비에 따른 변위연성도의 분포도

앞의 설명에서와 같이 극한한계변형률(ϵ_{cu})도 정규분포로 가정하도록 한다.

최대응력시 변형률(ϵ_{cc})이 정규분포이므로 최대응력 도달 후에 발현되는 변형률(이하 ϵ_{cp}로 함, 그림 3.107 참조)도 정규분포로 가정하여야 극한한계변형률(ϵ_{cu})도 정규분포가 된다. 따라서 본 연구에서는 최대응력 도달 후에 발현되는 변형률(ϵ_{cp})을 정규분포로 가정하였다.

그러나 구속 콘크리트의 변형률에 대한 정규분포의 변동계수는 알려져 있지 않기 때문에 본 연구에서는 ϵ_{cp}의 변동계수를 표 3.53~표 3.55에서 ϵ_{cc} 의 변동계수의 1.0, 1.5 및 2.0배로 각각 가정하여 ϵ_{cp}의 표준편차($\sigma_{\epsilon_{cp}}$)를 아래와 같은 식으로 산정하였다.

$$V_{\epsilon_{cp}} = \frac{\sigma_{\epsilon_{cp}}}{m_{\epsilon_{cp}}} \tag{3.61}$$

$$\sigma_{\epsilon_{cp}} = m_{\epsilon_{cp}} V_{\epsilon_{cp}} \tag{3.62}$$

$$V_{\epsilon_{cp}} = \lambda V_{\epsilon_{cc}} = \lambda \frac{\sigma_{\epsilon_{cc}}}{m_{\epsilon_{cc}}} \qquad (\lambda=1.0,\ 1.5,\ 2.0) \tag{3.63}$$

$$\sigma_{\epsilon_{cp}} = m_{\epsilon_{cp}} V_{\epsilon_{cp}} = \lambda \frac{m_{\epsilon_{cp}}}{m_{\epsilon_{cc}}} \sigma_{\epsilon_{cc}} \tag{3.64}$$

극한한계변형률(ϵ_{cu})은 그림 3.107에서와 같이 최대응력시 변형률과 최대응력 도달 후에 발현되는 변형률의 합($\epsilon_{cu}=\epsilon_{cc}+\epsilon_{cp}$)이므로 극한한계변형률($\epsilon_{cu}$)의 분포도는 식(3.65)와 같다.

$$\epsilon_{cu_{(m\pm n\sigma)}} = \epsilon_{cc_{(m\pm n\sigma)}} + \epsilon_{cp_{(m\pm n\sigma)}}, \qquad \epsilon_{cp} = \frac{kf_{cc}}{E_{des}} \tag{3.65}$$

표 3.53 횡철근비별 ϵ_{cc}, ϵ_{cp}의 평균, 표준편차, 변동계수(λ=1.0)

실험체 ID (사각단면)	최대응력시 변형률 ϵ_{cc}			최대응력 도달후 변형률 ϵ_{cp}		
	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)
S30series	0.0059	0.0008	0.1356	0.0148	0.0020	0.1356
S35series	0.0052	0.0007	0.1346	0.0090	0.0012	0.1346
S45series	0.0051	0.0007	0.1373	0.0057	0.0008	0.1373
S55series	0.0038	0.0007	0.1842	0.0045	0.0008	0.1842
S80series	0.0036	0.0007	0.1944	0.0035	0.0007	0.1944

표 3.54 횡철근비별 ϵ_{cc}, ϵ_{cp}의 평균, 표준편차, 변동계수(λ=1.5)

실험체 ID (사각단면)	최대응력시 변형률 ϵ_{cc}			ϵ_{cp}		
	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)
S30series	0.0059	0.0008	0.1356	0.0148	0.0030	0.2034
S35series	0.0052	0.0007	0.1346	0.0090	0.0018	0.2019
S45series	0.0051	0.0007	0.1373	0.0057	0.0012	0.2059
S55series	0.0038	0.0007	0.1842	0.0045	0.0013	0.2763
S80series	0.0036	0.0007	0.1944	0.0035	0.0010	0.2917

표 3.55 횡철근비별 ϵ_{cc}, ϵ_{cp}의 평균, 표준편차, 변동계수(λ=2.0)

실험체 ID (사각단면)	최대응력시 변형률 ϵ_{cc}			ϵ_{cp}		
	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)
S30series	0.0059	0.0008	0.1356	0.0148	0.0040	0.2712
S35series	0.0052	0.0007	0.1346	0.0090	0.0024	0.2692
S45series	0.0051	0.0007	0.1373	0.0057	0.0016	0.2745
S55series	0.0038	0.0007	0.1842	0.0045	0.0017	0.3684
S80series	0.0036	0.0007	0.1944	0.0035	0.0014	0.3889

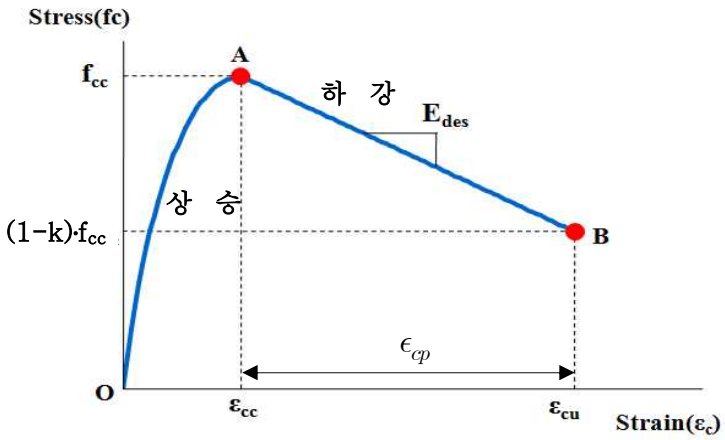


그림 3.107 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선

3. 극한한계변형률 산정을 위한 k의 분포 특성(사각단면)

분산도에 따라 동일한 k 계수(그림 3.107의 k 참조)를 적용(k=0.15)하였을 때 극한한계변형률이 정규분포로 나타나지 않았다. 따라서 극한한계변형률이 정규분포를 나타내기 위해서 k 를 분산도에 따라 다르게 적용하여야 한다.

극한한계변형률이 정규분포를 나타내기 위한 k의 값은 식(3.66)에 의해서 표 3.56～표 3.58과 같이 계산된다.

$$k_{(m\pm n\sigma)} = \epsilon_{cp_{(m\pm n\sigma)}} \frac{E_{des_{(m\pm n\sigma)}}}{f_{cc_{(m\pm n\sigma)}}} \tag{3.66}$$

표 3.56 횡철근비별 k의 값(사각단면,λ=1.0)

철근비 (면적비)	k				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0094	0.195492	0.17836	0.15	0.111721	0.064806
0.0081	0.20244	0.181928	0.15	0.108125	0.057714
0.0063	0.206441	0.184045	0.15	0.106009	0.053650
0.0051	0.182365	0.175351	0.15	0.109285	0.055759
0.0035	0.179725	0.17475	0.15	0.109022	0.054755

표 3.57 횡철근비별 k의 값(사각단면, λ=1.5)

철근비 (면적비)	k				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0094	0.159121	0.164371	0.15	0.118390	0.071719
0.0081	0.165148	0.167778	0.15	0.114539	0.063835
0.0063	0.167385	0.169405	0.15	0.112407	0.059427
0.0051	0.129175	0.155553	0.15	0.117785	0.063265
0.0035	0.122540	0.153659	0.15	0.117895	0.06242

표 3.58 횡철근비별 k의 값(사각단면, λ=2.0)

철근비 (면적비)	k				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0094	0.122751	0.150382	0.15	0.125060	0.078632
0.0081	0.127857	0.153628	0.15	0.120953	0.069956
0.0063	0.128328	0.154765	0.15	0.118804	0.065205
0.0051	0.075985	0.135755	0.15	0.126285	0.070771
0.0035	0.065354	0.132569	0.15	0.126769	0.070086

극한한계변형률의 분포도가 정규분포를 나타내기 위한 횡철근비에 따른 k값을 그래프로 나타내면 그림 3.108~그림 3.110과 같다. 표 3.59~표 3.61은 횡철근비에 따른 k값의 제안식을 나타낸 것이다.

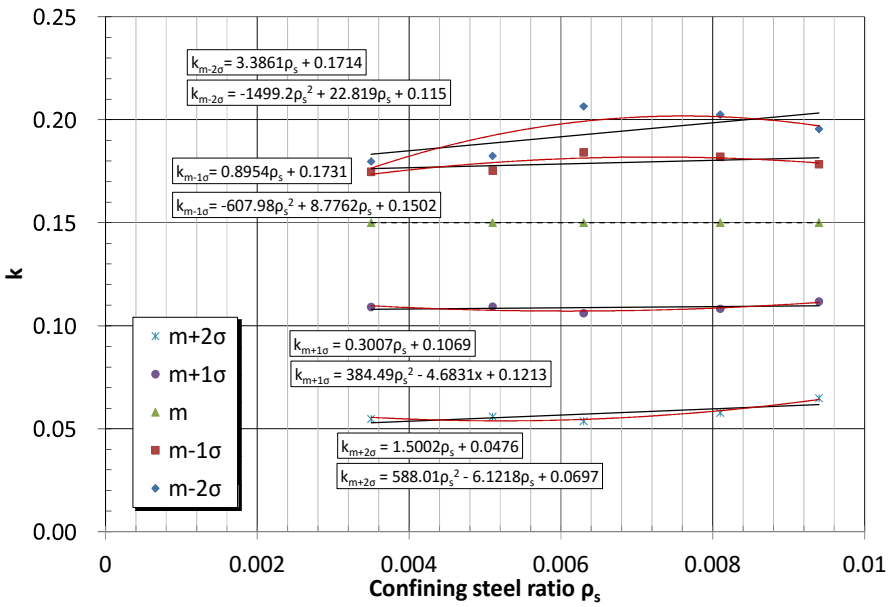


그림 3.108 횡철근비에 따른 k(ρ_s)의 값(λ=1.0)

표 3.59 횡철근비에 따른 k(ρ_s)의 제안식(사각단면, λ=1.0)

분포도	k-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$k=0.15$	$k=0.15$
$m+1\sigma$	$k=0.3007\rho_s+0.1069$	$k=384.49\rho_s^2-4.6831\rho_s+0.1213$
$m-1\sigma$	$k=0.8954\rho_s+0.1731$	$k=-607.98\rho_s^2+8.7762\rho_s+0.1502$
$m+2\sigma$	$k=1.5002\rho_s+0.0476$	$k=588.01\rho_s^2-6.1218\rho_s+0.0697$
$m-2\sigma$	$k=3.3861\rho_s+0.1714$	$k=-1499.2\rho_s^2+22.819\rho_s+0.115$

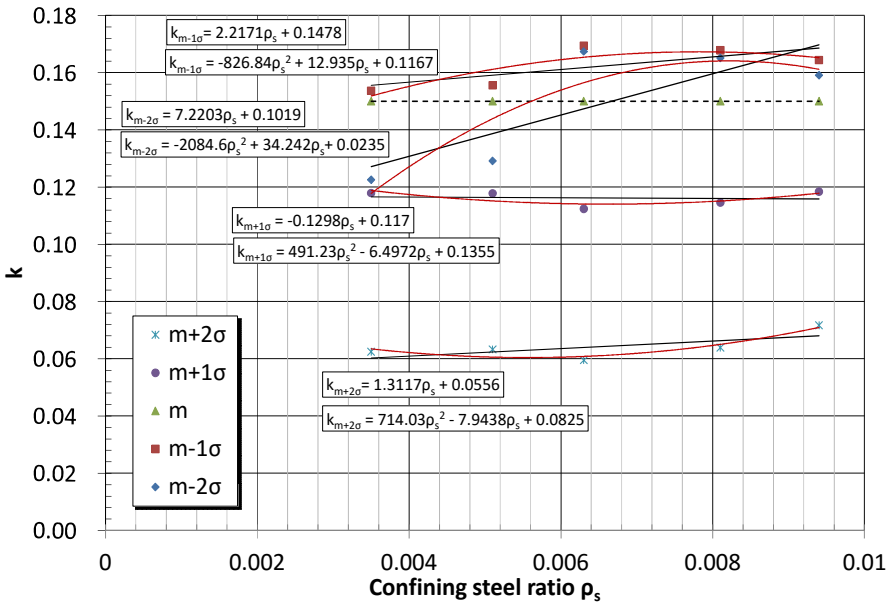


그림 3.109 횡철근비에 따른 k(ρ_s)의 값(λ=1.5)

표 3.60 횡철근비에 따른 k(ρ_s)의 제안식(사각단면, λ=1.5)

분포도	k-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$k=0.15$	$k=0.15$
$m+1\sigma$	$k=-0.1298\rho_s+0.117$	$k=491.23\rho_s^2-6.49972\rho_s+0.1355$
$m-1\sigma$	$k=2.2171\rho_s+0.1478$	$k=-826.84\rho_s^2+12.935\rho_s+0.1167$
$m+2\sigma$	$k=1.3117\rho_s+0.0556$	$k=714.03\rho_s^2-7.9438\rho_s+0.0825$
$m-2\sigma$	$k=7.2203\rho_s+0.1019$	$k=-2084.6\rho_s^2+34.242\rho_s+0.0235$

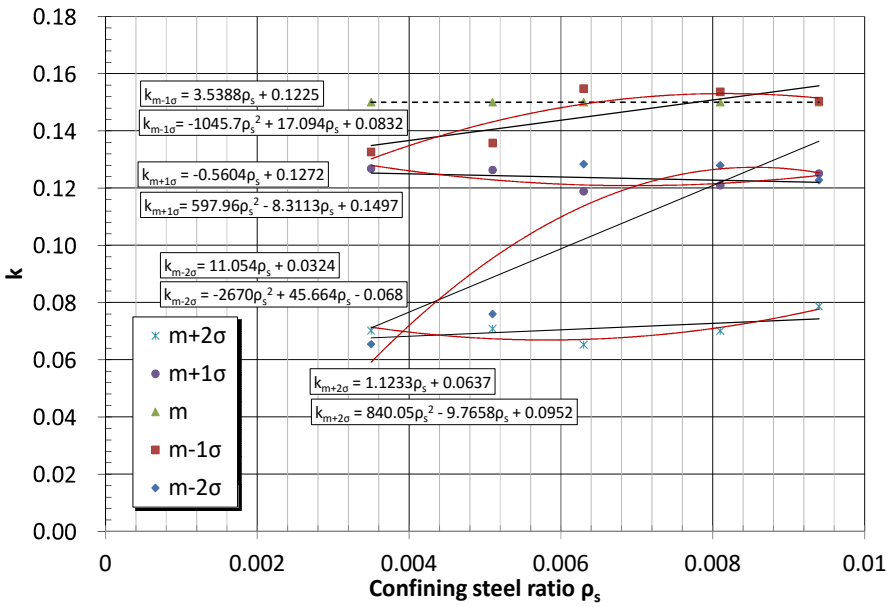


그림 3.110 횡철근비에 따른 k(ρ_s)의 값(λ=2.0)

표 3.61 횡철근비에 따른 k(ρ_s)의 제안식(사각단면, λ=2.0)

분포도	k-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$k=0.15$	$k=0.15$
$m+1\sigma$	$k=-0.5604\rho_s+0.1272$	$k=597.96\rho_s^2-8.3113\rho_s+0.1497$
$m-1\sigma$	$k=3.5388\rho_s+0.1225$	$k=-1045.7\rho_s^2+17.094\rho_s+0.0832$
$m+2\sigma$	$k=1.1233\rho_s+0.0637$	$k=840.05\rho_s^2-9.7658\rho_s+0.0952$
$m-2\sigma$	$k=11.054\rho_s+0.0324$	$k=-2670\rho_s^2+45.664\rho_s-0.068$

표 3.59~표 3.61에서 k(ρ_s)의 제안식을 적용하여 횡철근비에 따른 극한한계변형률 분포도를 나타내면 그림 3.111~그림 3.113과 같다. 결과적으로 극한한계변형률의 분포도에 따라 k(ρ_s)의 값을 다르게 적용하여야 극한한계변형률이 정규분포형상을 나타낸다.

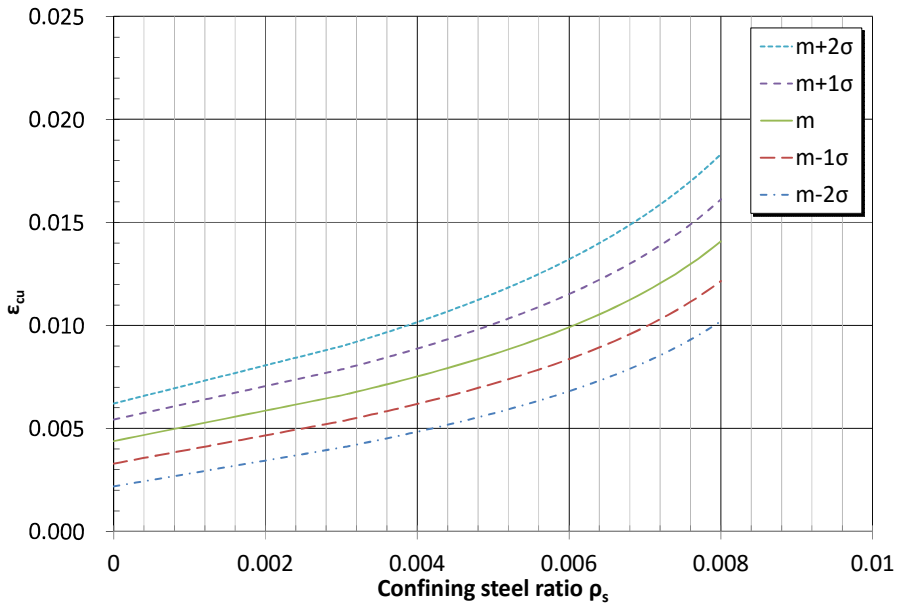


그림 3.111 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 극한한계변형률의 분포도(λ=1.0)

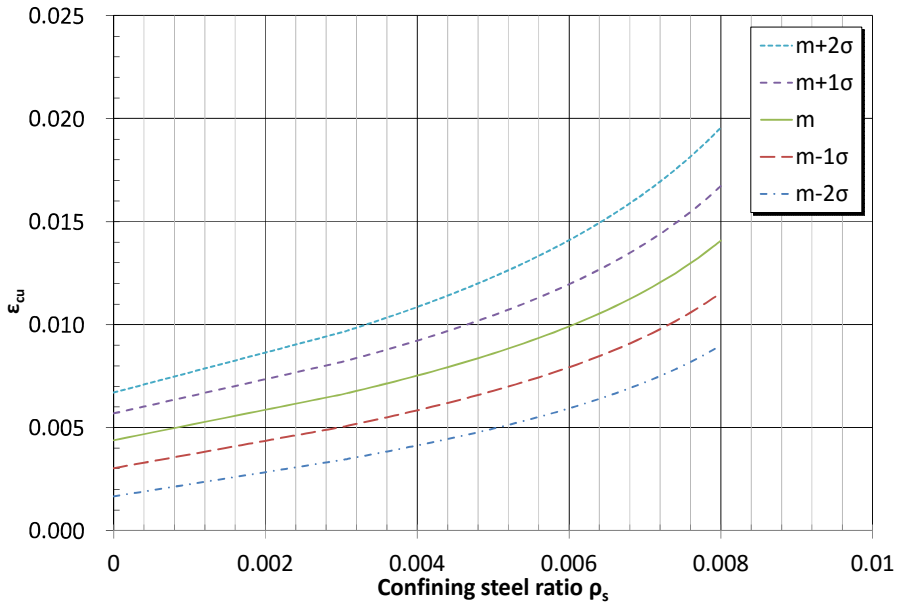


그림 3.112 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 극한한계변형률의 분포도(λ=1.5)

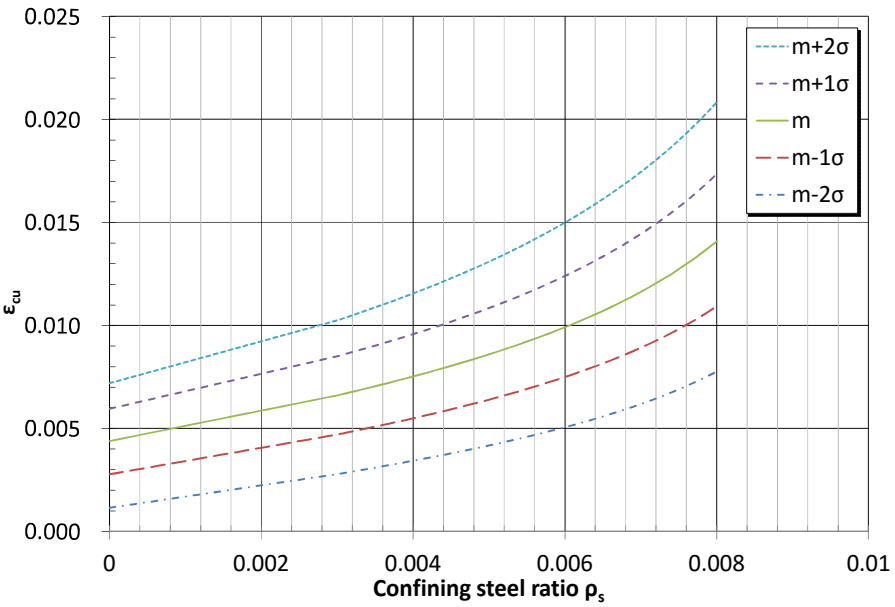


그림 3.113 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 극한한계변형률의 분포도(λ=2.0)

그림 3.114~그림 3.116은 횡철근비별로 극한한계변형률의 분포도에 따른 k값을 그래프로 나타낸 것으로 횡철근비의 영향은 미비한 것으로 나타났다. 그림 3.114는 λ=1.0을 적용한 것으로 변동성이 가장 작게 나타났다.

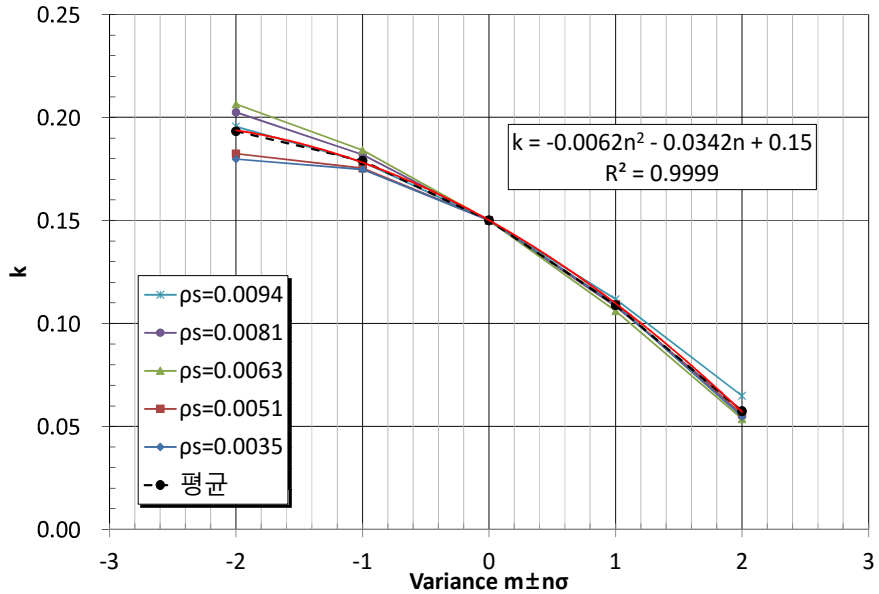


그림 3.114 극한한계변형률의 분포도에 따른 k(n)의 값(λ=1.0)

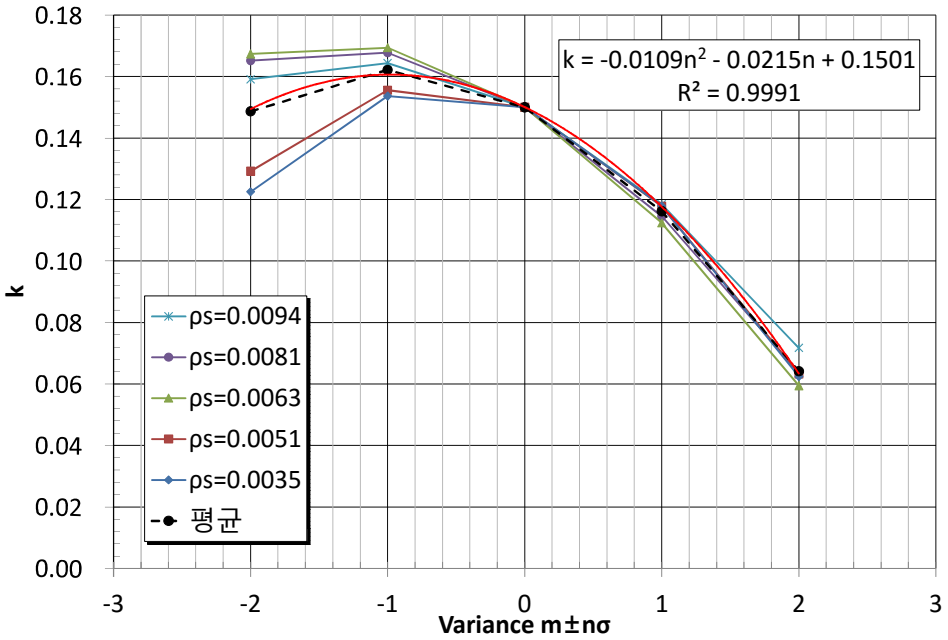


그림 3.115 극한한계변형률의 분포도에 따른 k(n)의 값(λ=1.5)

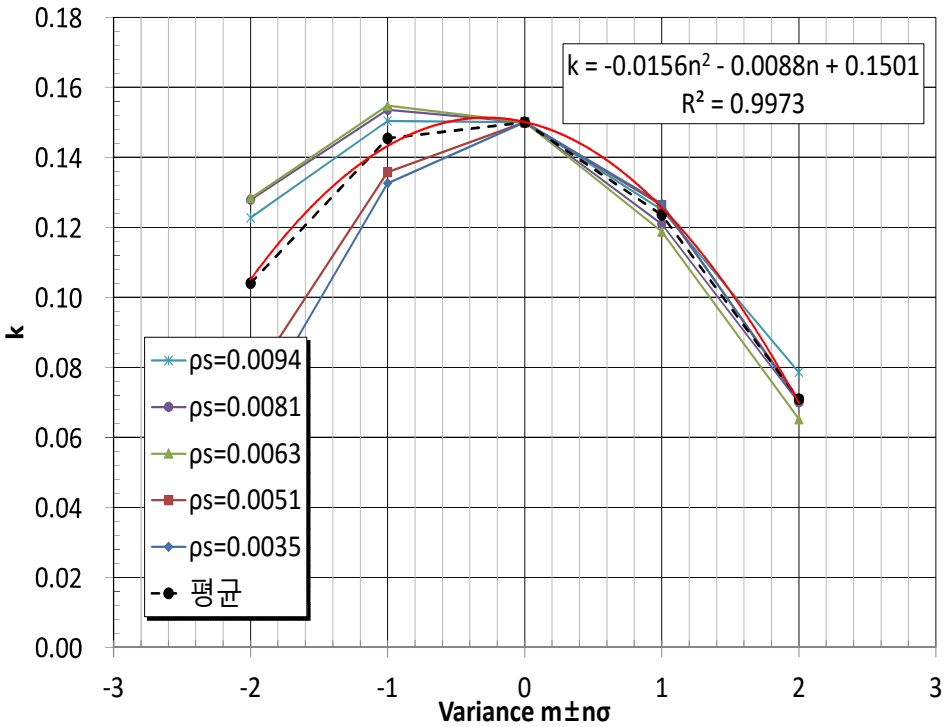


그림 3.116 극한한계변형률의 분포도에 따른 k(n)의 값(λ=2.0)

k(n)의 제안식을 적용하여 횡철근비에 따른 극한한계변형률 분포도를 나타내면 그림 3.117~그림 3.119와 같다. 결과적으로 극한한계변형률의 분포도에 따라 k(n)의 값을 다르게 적용하여야 극한한계변형률이 정규분포형상을 나타낸다.

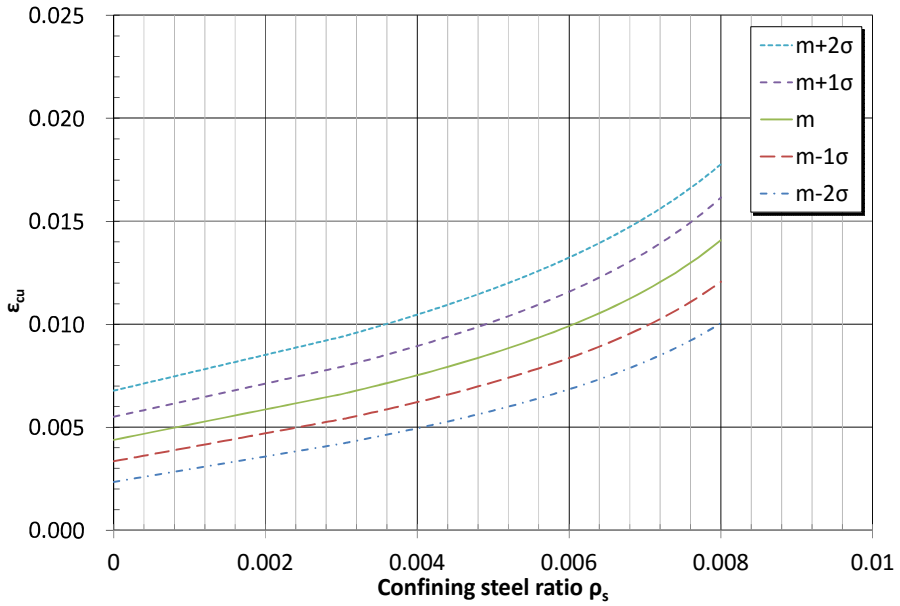


그림 3.117 k(n)의 제안식을 적용한 극한한계변형률의 분포도(λ=1.0)

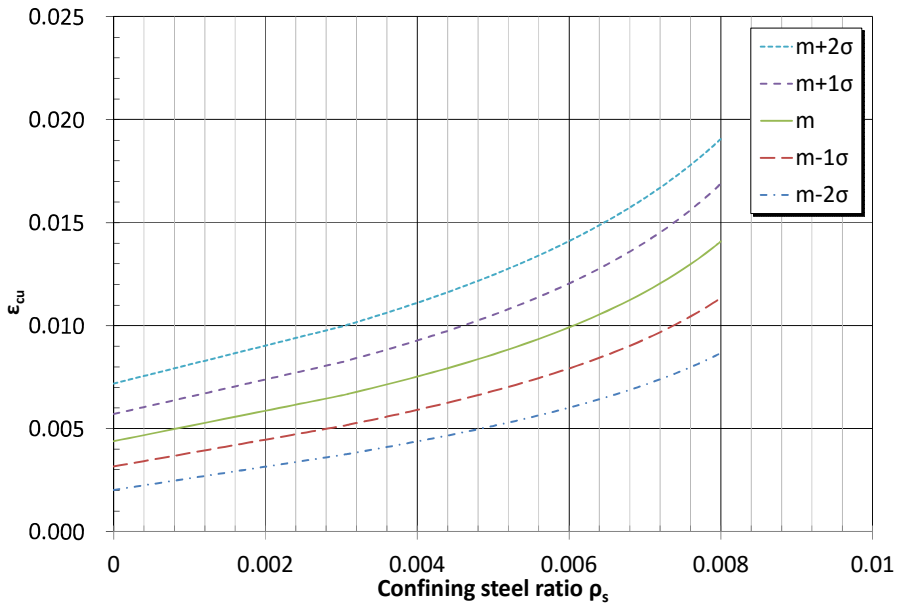


그림 3.118 k(n)의 제안식을 적용한 극한한계변형률의 분포도(λ=1.5)

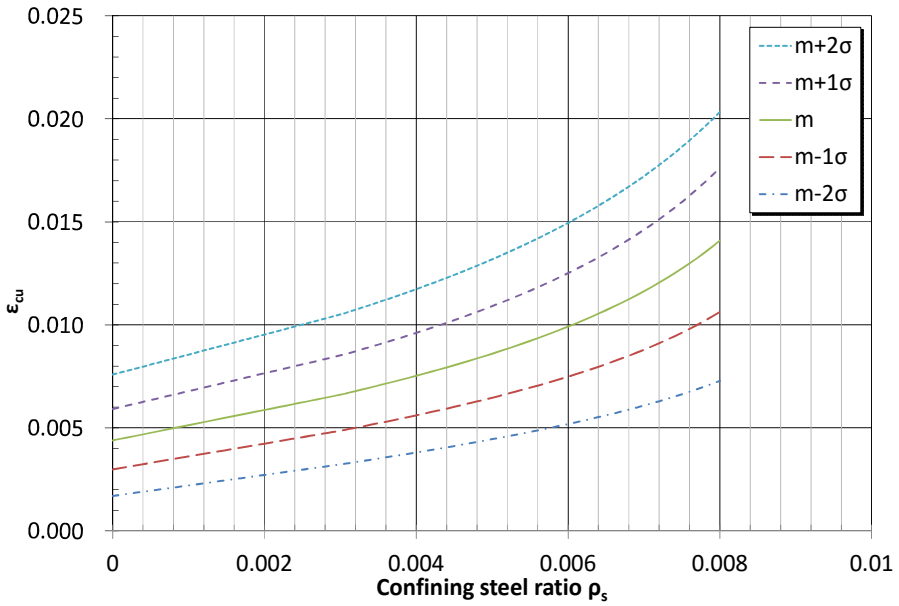


그림 3.119 k(n)의 제안식을 적용한 극한한계변형률의 분포도(λ=2.0)

4. 변위연성도의 분포 특성(사각단면)

가. k(ρ_s)의 제안식 적용

그림 3.120~그림 3.122은 k(ρ_s)의 제안식을 적용하여 횡철근비(체적비)에 따른 변위연성도 비의 분포도를 나타낸 그림이다. 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 위의 식(3.65)에 의해 계산되었으며 극한한계변형률(ϵ_{cu})을 산정한 후 변위연성도 비의 분포도는 비선형 단면해석으로 산정하였다. 비선형 단면해석 시 적용된 f_{cc}, ϵ_{cc}, E_{des} 는 표 3.32, 표 3.37, 표 3.42를 적용하였다.

적용된 횡철근비는 도로교설계기준 대비 47%, 74%, 107%이며 면적비로는 각각 0.0034, 0.00535, 0.0077이다. 이를 체적비로 나타내면 각각 0.0068, 0.0107, 0.0155 이다.

표 3.62는 λ=1.0에 대해서 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이며 표 3.63은 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 비를 나타낸 것이다.

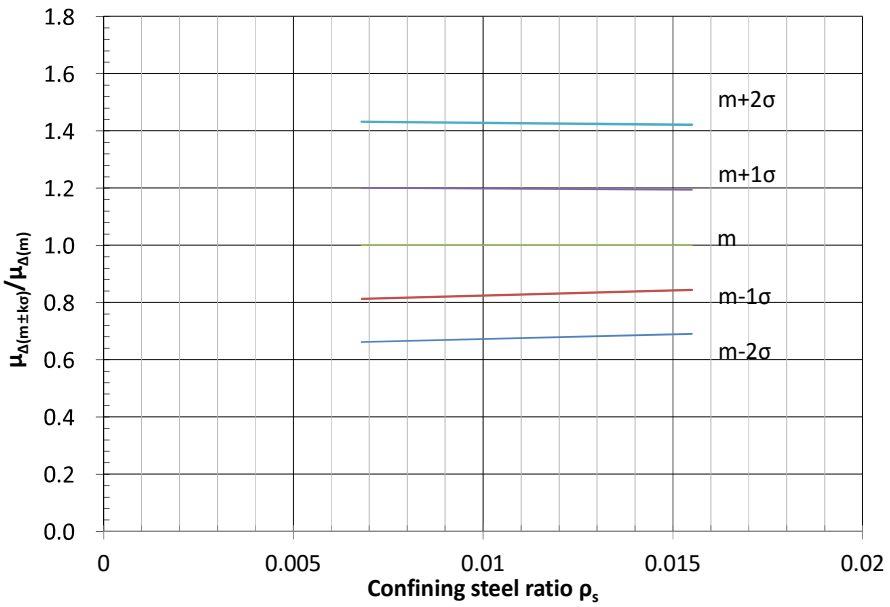


그림 3.120 횡철근비에 따른 변위연성도 비의 분포도(λ=1.0)

표 3.62 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 값(사각단면, λ=1.0)

ρ_s(체적비)	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	2.33	2.85	3.52	4.20	5.00
0.0107	2.95	3.64	4.38	5.30	6.34
0.0155	4.44	5.41	6.43	7.64	9.08

표 3.63 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 비(사각단면, λ=1.0)

ρ_s(체적비)	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}/\mu_{\triangle(m)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	0.662	0.810	1.000	1.193	1.420
0.0107	0.674	0.831	1.000	1.210	1.447
0.0155	0.691	0.841	1.000	1.188	1.412

표 3.64는 λ=1.5에 대해서 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이며 표 3.65는 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 비를 나타낸 것이다.

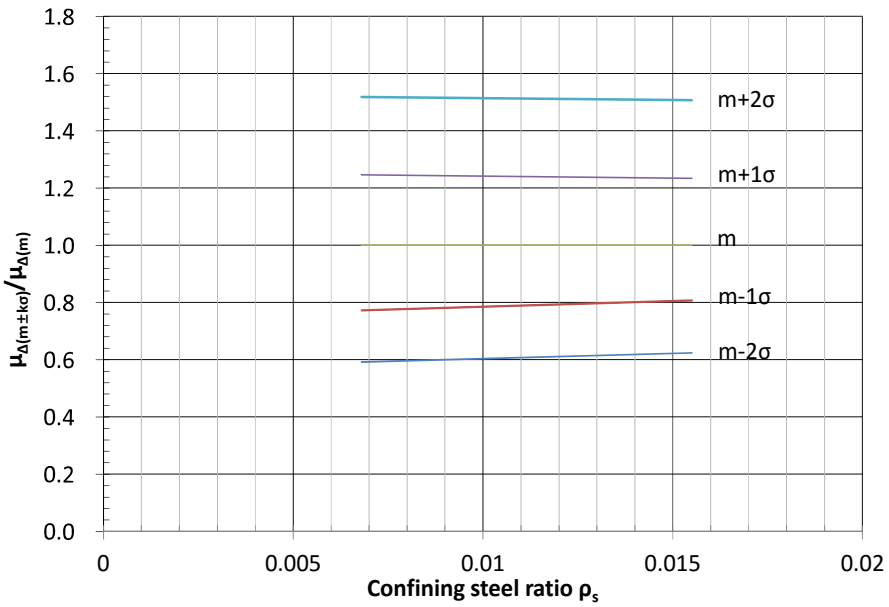


그림 3.121 횡철근비에 따른 변위연성도 비의 분포도(λ=1.5)

표 3.64 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 값(사각단면, λ=1.5)

ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	2.09	2.70	3.52	4.37	5.31
0.0107	2.64	3.49	4.38	5.47	6.70
0.0155	4.02	5.16	6.43	7.91	9.64

표 3.65 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 비(사각단면, λ=1.5)

ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}/\mu_{\triangle(m)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	0.594	0.767	1.000	1.241	1.509
0.0107	0.603	0.797	1.000	1.249	1.530
0.0155	0.625	0.802	1.000	1.203	1.499

표 3.66는 λ=2.0에 대해서 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이며 표 3.67은 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 비를 나타낸 것이다.

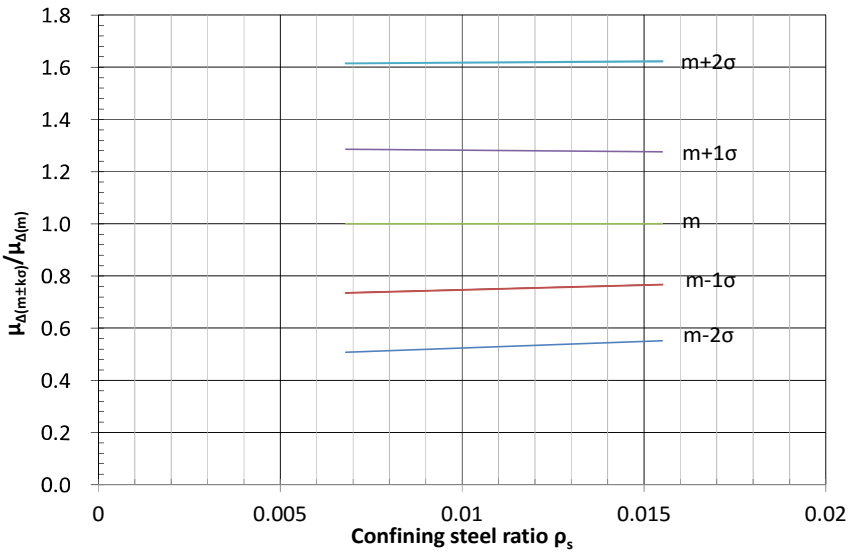


그림 3.122 횡철근비에 따른 변위연성도 비의 분포도(λ=2.0)

표 3.66 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 값(사각단면, λ=2.0)

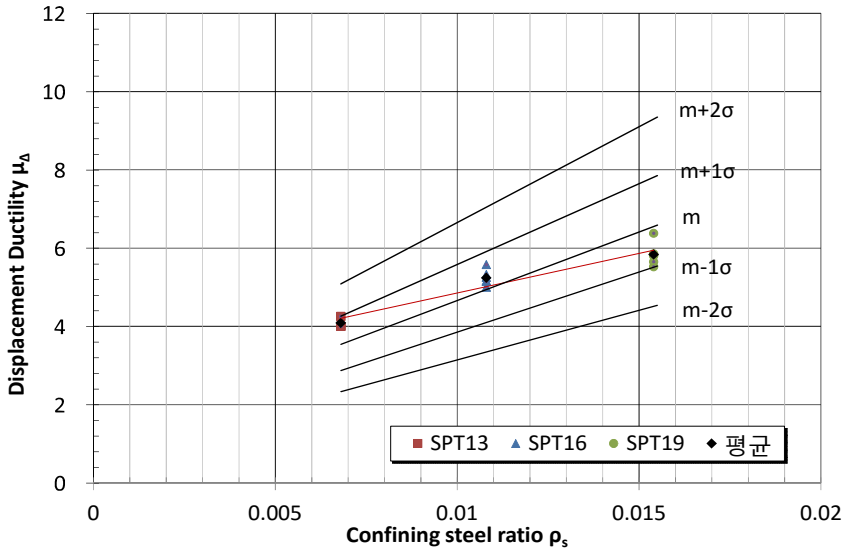
ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	1.77	2.58	3.52	4.51	5.65
0.0107	2.34	3.30	4.38	5.64	7.16
0.0155	3.52	4.92	6.43	8.18	10.38

표 3.67 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 비(사각단면, λ=2.0)

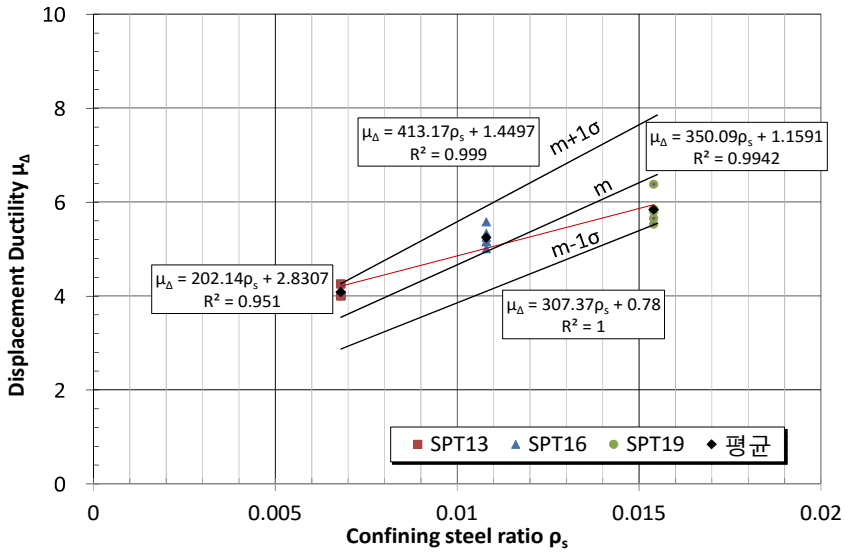
ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}/\mu_{\triangle(m)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	0.503	0.733	1.000	1.281	1.605
0.0107	0.534	0.753	1.000	1.288	1.635
0.0155	0.547	0.765	1.000	1.272	1.614

그림 3.123~그림 3.125은 λ의 변화에 대해서 k(ρ_s)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이다. 평균 변위연성도는 비선형 단면해석을 통해 산정했으며 이때 적용된 f_{cc}, ϵ_{cc}, E_{des}, ϵ_{cu}는 식(3.57), 식(3.58), 식(3.60), 식(3.61)로 계산된 값이다. 그리고 그림 3.123~그림 3.125의 변위연성도 분산도는 평균 변위연성도에 표 3.63, 표 3.65, 표 3.67의 변위연성도 비를 적용한 것이다. 표 3.68~표

3.70은 횡철근비에 따른 변위연성도 제안식을 나타낸 것이다.



(a) 비선형 단면해석을 통한 변위연성도 분포도(λ=1.0)

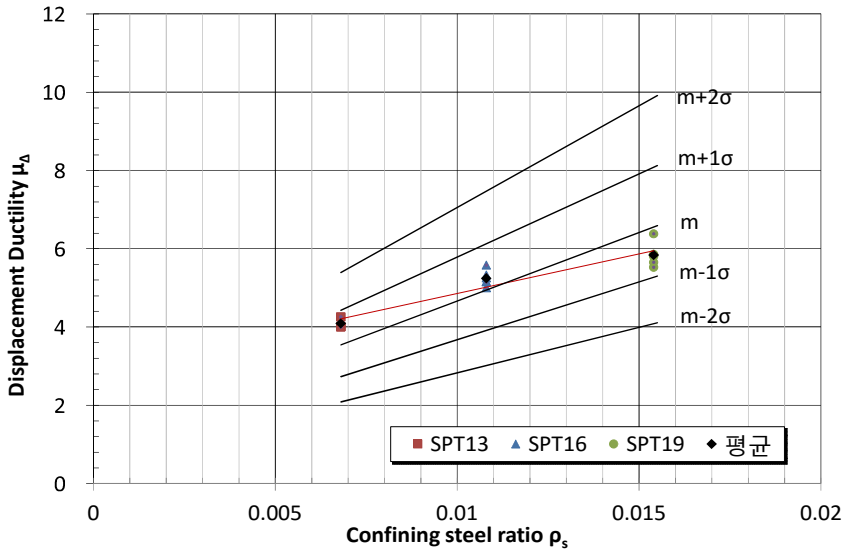


(b) 변위연성도 분포도(해석)와 실험결과의 비교(λ=1.0)

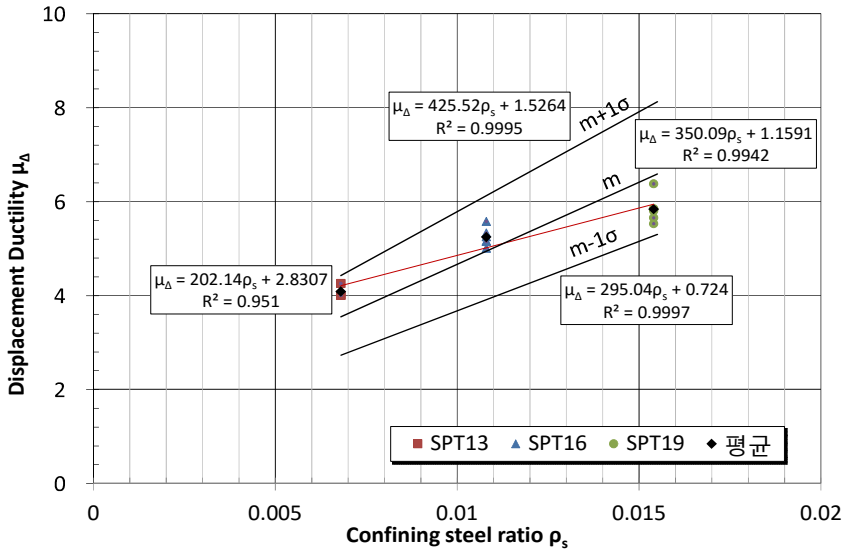
그림 3.123 횡철근비에 따른 변위연성도의 분포특성(λ=1.0)

표 3.68 횡철근비에 따른 변위연성도의 제안식(사각단면, λ=1.0)

	μ_Δ	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_\Delta = 253.59\rho_s + 0.6085$	0.9998
$m-1\sigma$	$\mu_\Delta = 307.37\rho_s + 0.7800$	1.0000
m	$\mu_\Delta = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_\Delta = 413.17\rho_s + 1.4497$	0.9990
$m+2\sigma$	$\mu_\Delta = 489.74\rho_s + 1.7553$	0.9982



(a) 비선형 단면해석을 통한 변위연성도 분포도(λ=1.5)

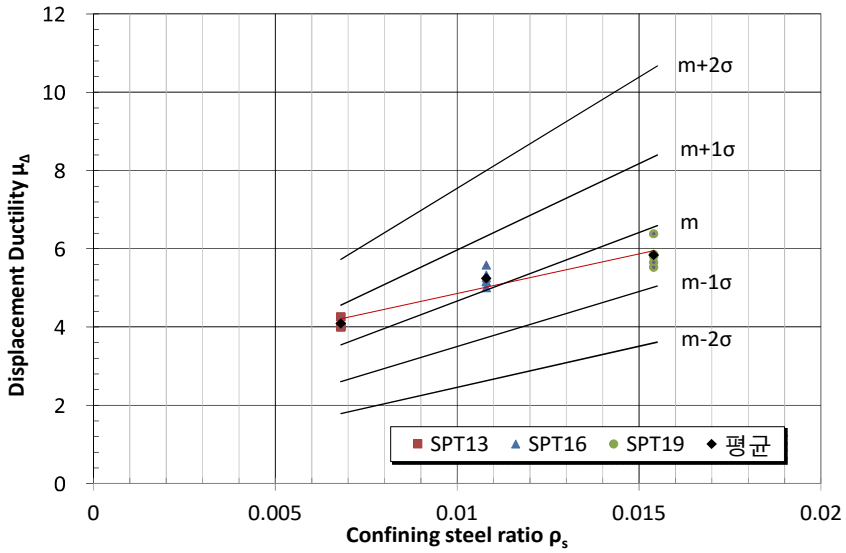


(b) 변위연성도 분포도(해석)와 실험결과의 비교(λ=1.5)

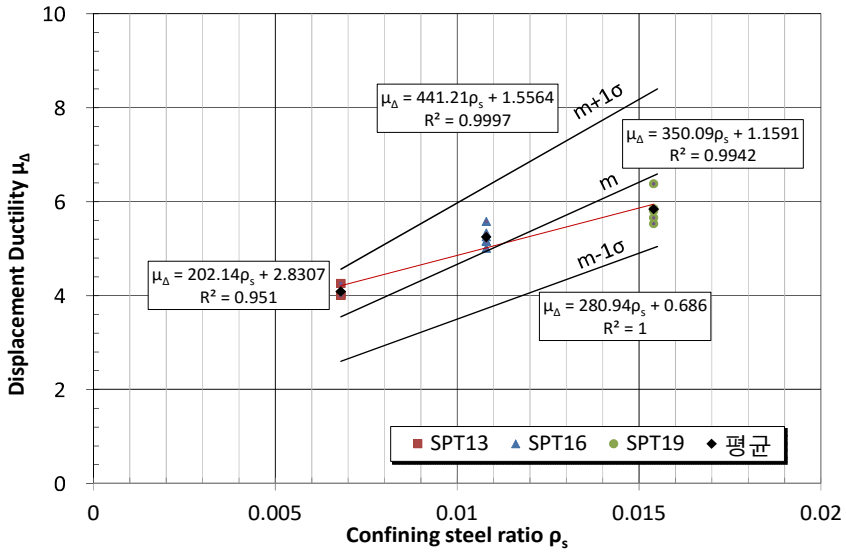
그림 3.124 횡철근비에 따른 변위연성도의 분포특성(λ=1.5)

표 3.69 횡철근비에 따른 변위연성도의 제안식(사각단면, λ=1.5)

	μ_Δ	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_\Delta = 232.05\rho_s + 0.5059$	0.9992
$m-1\sigma$	$\mu_\Delta = 295.04\rho_s + 0.7240$	0.9997
m	$\mu_\Delta = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_\Delta = 425.52\rho_s + 1.5264$	0.9995
$m+2\sigma$	$\mu_\Delta = 520.04\rho_s + 1.8515$	0.9989



(a) 비선형 단면해석을 통한 변위연성도 분포도(λ=2.0)



(b) 변위연성도 분포도(해석)와 실험결과의 비교(λ=2.0)

그림 3.125 횡철근비에 따른 변위연성도의 분포특성(λ=2.0)

표 3.70 횡철근비에 따른 변위연성도의 제안식(사각단면, λ=2.0)

	μ_{Δ}	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 209.62\rho_s + 0.3627$	0.9998
$m-1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 280.94\rho_s + 0.6860$	1.0000
m	$\mu_{\triangle} = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 441.21\rho_s + 1.5564$	0.9997
$m+2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 567.96\rho_s + 1.8627$	0.9992

나. k(n)의 제안식 적용

그림 3.126~그림 3.189는 k(n)의 제안식을 적용하여 횡철근비(체적비)에 따른 변위연성도 비의 분포도를 나타낸 그림이다. 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 위의 식(3.65)에 의해 계산되었으며 극한한계변형률(ϵ_{cu})을 산정한 후 변위연성도 비의 분포도는 비선형 단면해석으로 산정하였다. 비선형 단면해석 시 적용된 f_{cc}, ϵ_{cc}, E_{des} 는 표 3.32, 표 3.37, 표 3.42를 적용하였다.

적용된 횡철근비는 도로교설계기준 대비 47%, 74%, 107%이며 면적비로는 각각 0.0034, 0.00535, 0.0077이다. 이를 체적비로 나타내면 각각 0.0068, 0.0107, 0.0155 이다.

표 3.71은 λ=1.0에 대해서 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이며 표 3.72은 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비를 나타낸 것이다.

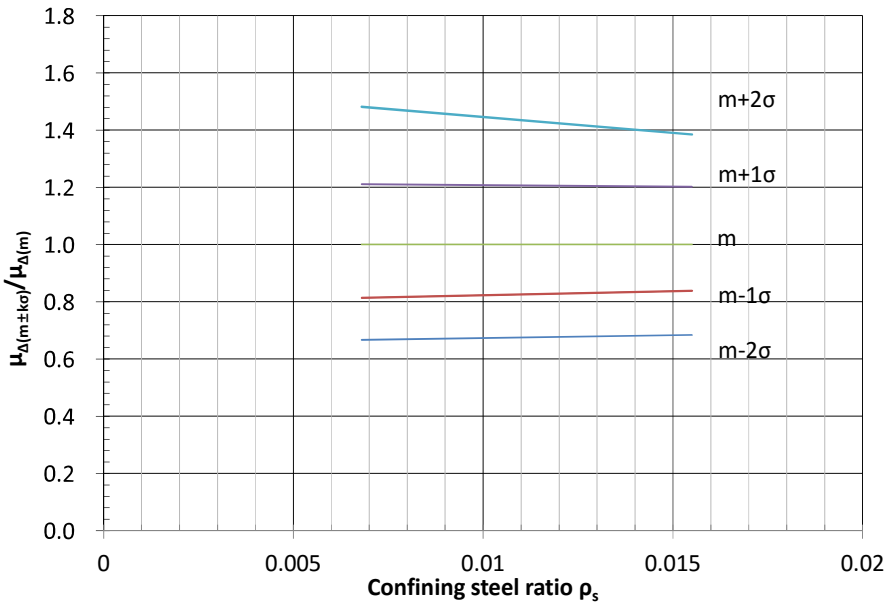


그림 3.126 횡철근비에 따른 변위연성도 비의 분포도(λ=1.0)

표 3.71 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값(사각단면, λ=1.0)

ρ_s(체적비)	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	2.35	2.85	3.52	4.24	5.18
0.0107	2.95	3.64	4.38	5.34	6.38
0.0155	4.40	5.37	6.43	7.69	8.85

표 3.72 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비(사각단면, λ=1.0)

ρ_s(체적비)	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}/\mu_{\triangle(m)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	0.67	0.81	1.00	1.20	1.47
0.0107	0.67	0.83	1.00	1.22	1.46
0.0155	0.68	0.84	1.00	1.20	1.38

표 3.73는 λ=1.5에 대해서 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이며 표 3.74는 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비를 나타낸 것이다.

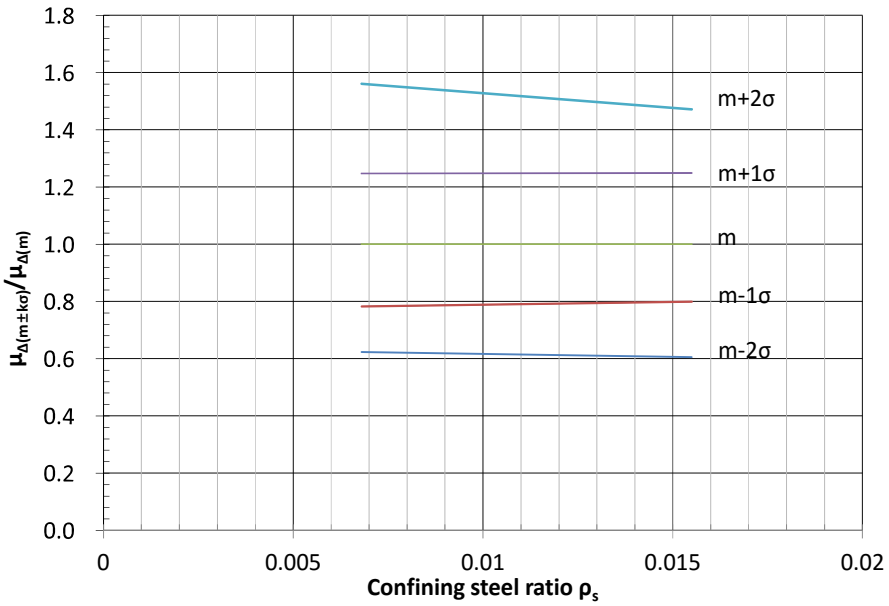


그림 3.127 횡철근비에 따른 변위연성도 비의 분포도(λ=1.5)

표 3.73 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값(사각단면, λ=1.5)

ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	2.20	2.74	3.52	4.37	5.46
0.0107	2.68	3.49	4.38	5.51	6.74
0.0155	3.90	5.12	6.43	8.00	9.41

표 3.74 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비(사각단면, λ=1.5)

ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}/\mu_{\triangle(m)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	0.63	0.78	1.00	1.24	1.55
0.0107	0.61	0.80	1.00	1.26	1.54
0.0155	0.61	0.80	1.00	1.24	1.46

표 3.75는 λ=2.0에 대해서 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이며 표 3.76은 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비를 나타낸 것이다.

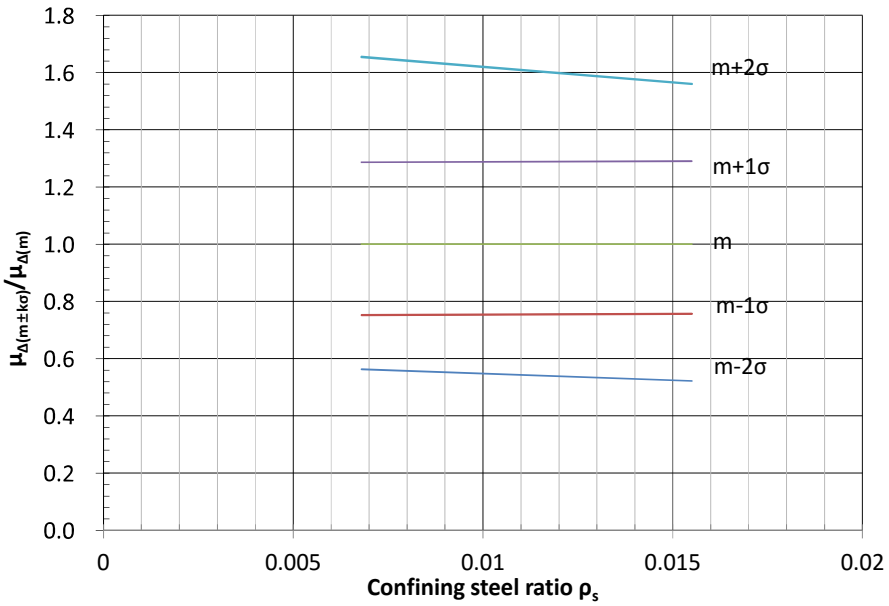


그림 3.128 횡철근비에 따른 변위연성도 비의 분포도(λ=2.0)

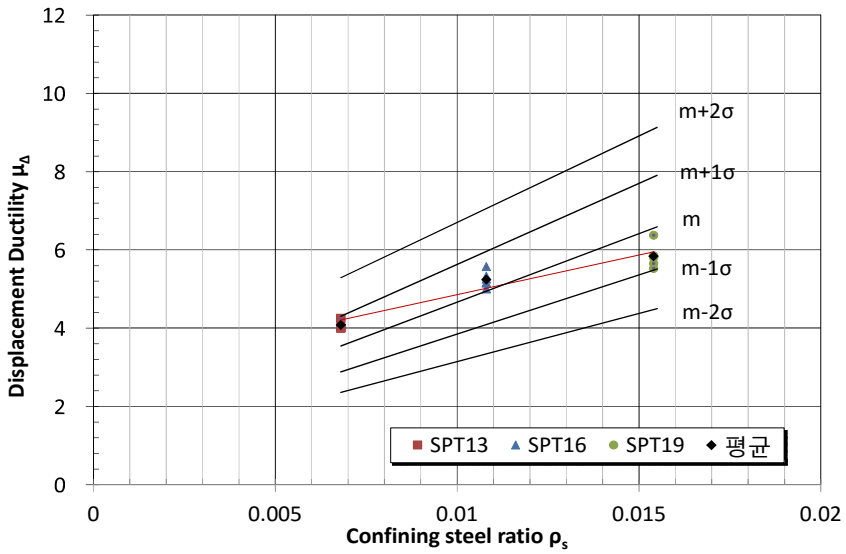
표 3.75 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값(사각단면, λ=2.0)

ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	1.97	2.63	3.52	4.51	5.78
0.0107	2.41	3.34	4.38	5.68	7.16
0.0155	3.34	4.84	6.43	8.27	9.97

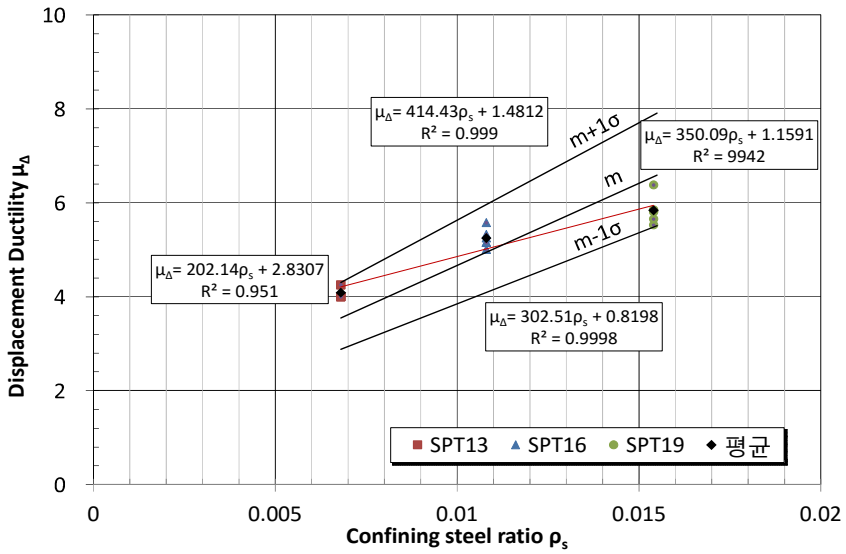
표 3.76 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비(사각단면, λ=2.0)

ρ_s	$\mu_{\triangle(m\pm k\sigma)}/\mu_{\triangle(m)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0068	0.560	0.747	1.000	1.281	1.642
0.0107	0.550	0.763	1.000	1.297	1.635
0.0155	0.519	0.753	1.000	1.286	1.551

그림 3.129~그림 3.131는 λ의 변화에 대해서 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이다. 평균 변위연성도는 비선형 단면해석을 통해 산정했으며 이때 적용된 f_{cc}, ϵ_{cc}, E_{des}, ϵ_{cu}는 식(3.57), 식(3.58), 식(3.60), 식(3.61)로 계산된 값이다. 그리고 그림 3.129~그림 3.131의 변위연성도 분산도는 평균 변위연성도에 표 3.72, 표 3.74, 표 3.76의 변위연성도 비를 적용한 것이다. 표 3.77~표 3.79는 횡철근비에 따른 변위연성도 제안식을 나타낸 것이다.



(a) 비선형 단면해석을 통한 변위연성도 분포도(λ=1.0)

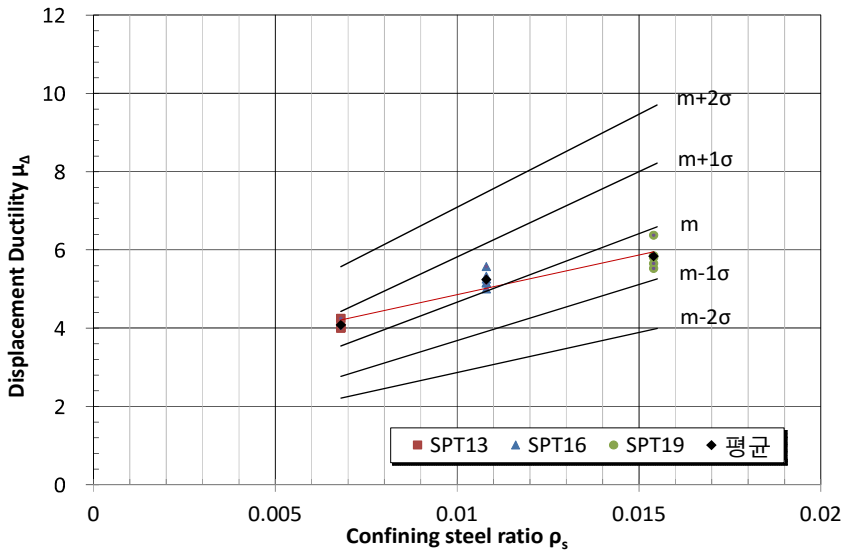


(b) 변위연성도 분포도(해석)와 실험결과의 비교(λ=1.0)

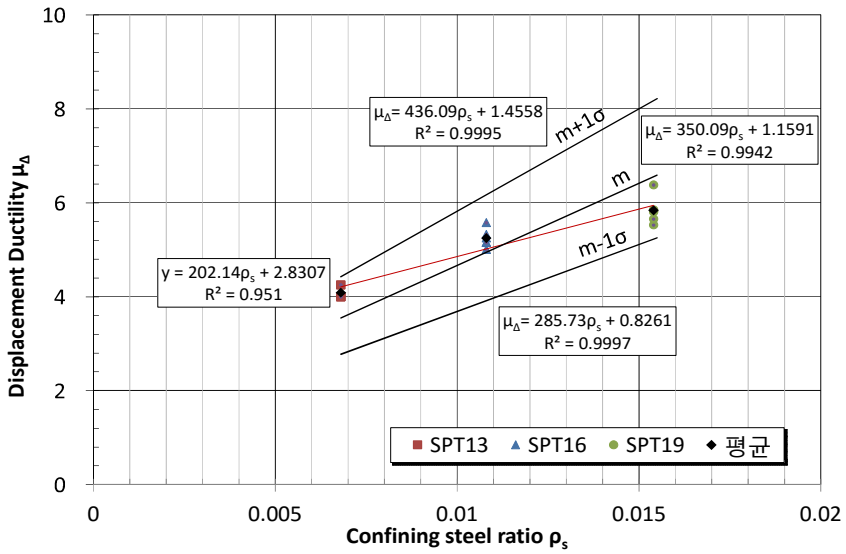
그림 3.1329횡철근비에 따른 변위연성도의 분포특성(λ=1.0)

표 3.77 횡철근비에 따른 변위연성도의 제안식(사각단면, λ=1.0)

	μ_Δ	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_\Delta = 246.51\rho_s + 0.6795$	0.9999
$m-1\sigma$	$\mu_\Delta = 302.51\rho_s + 0.8198$	0.9998
m	$\mu_\Delta = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_\Delta = 414.43\rho_s + 1.4812$	0.9990
$m+2\sigma$	$\mu_\Delta = 441.46\rho_s + 2.2832$	0.9961



(a) 비선형 단면해석을 통한 변위연성도 분포도(λ=1.5)

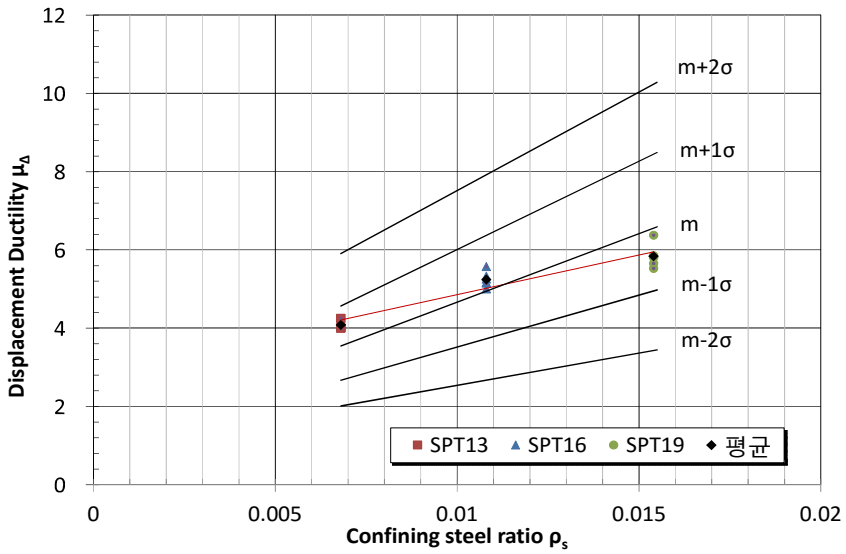


(b) 변위연성도 분포도(해석)와 실험결과의 비교(λ=1.5)

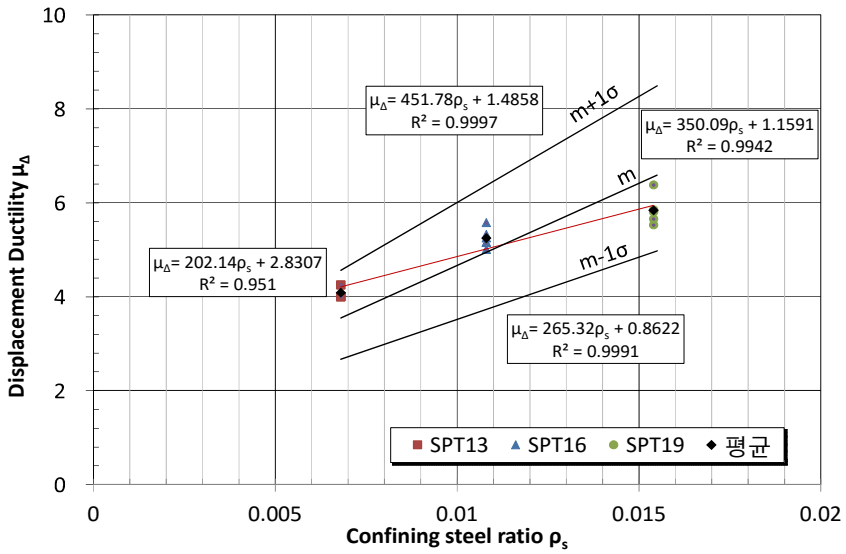
그림 3.130 횡철근비에 따른 변위연성도의 분포특성(λ=1.5)

표 3.78 횡철근비에 따른 변위연성도의 제안식(사각단면, λ=1.5)

	μ_Δ	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_\Delta = 204.90\rho_s + 0.8153$	1.0000
$m-1\sigma$	$\mu_\Delta = 285.73\rho_s + 0.8261$	0.9997
m	$\mu_\Delta = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_\Delta = 436.09\rho_s + 1.4558$	0.9995
$m+2\sigma$	$\mu_\Delta = 475.10\rho_s + 2.3326$	0.9970



(a) 비선형 단면해석을 통한 변위연성도 분포도(λ=2.0)



(b) 변위연성도 분포도(해석)와 실험결과의 비교(λ=2.0)

그림 3.131 횡철근비에 따른 변위연성도의 분포특성(λ=2.0)

표 3.79 횡철근비에 따른 변위연성도의 제안식(사각단면, λ=2.0)

	μ_Δ	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_\Delta = 164.91\rho_s + 0.8862$	0.9966
$m-1\sigma$	$\mu_\Delta = 265.32\rho_s + 0.8622$	0.9991
m	$\mu_\Delta = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_\Delta = 451.78\rho_s + 1.4858$	0.9997
$m+2\sigma$	$\mu_\Delta = 503.75\rho_s + 2.4727$	0.9962

다. 변위연성도 분포특성 제안

횡철근비에 대한 k(ρ_s)의 제안식(그림 3.108~그림 3.110)과 극한한계변형률의 분산도에 대한 k(n)의 제안식(그림 3.114~그림 3.116)을 비교한 결과 횡철근비의 영향은 미미한 것으로 나타났다. 따라서, 횡철근비에 대한 k(ρ_s)의 제안식보다 극한한계변형률의 분산도에 대한 k(n)의 제안식이 합리적이다. 또한, λ에 따른 극한한계변형률의 분산도에 대한 k(n)의 제안식(그림 3.114~그림 3.116)을 비교한 결과 λ=1.0을 적용한 경우가 가장 변동성이 작은 것으로 나타났다(그림 3.132 참조).

따라서, k의 식을 식(3.68)과 같이 적용하였을 때 변위연성도의 분포특성을 가장 합리적으로 추정하였다.

$$k = -0.0062n^2 - 0.034n + 0.15 \tag{3.68}$$

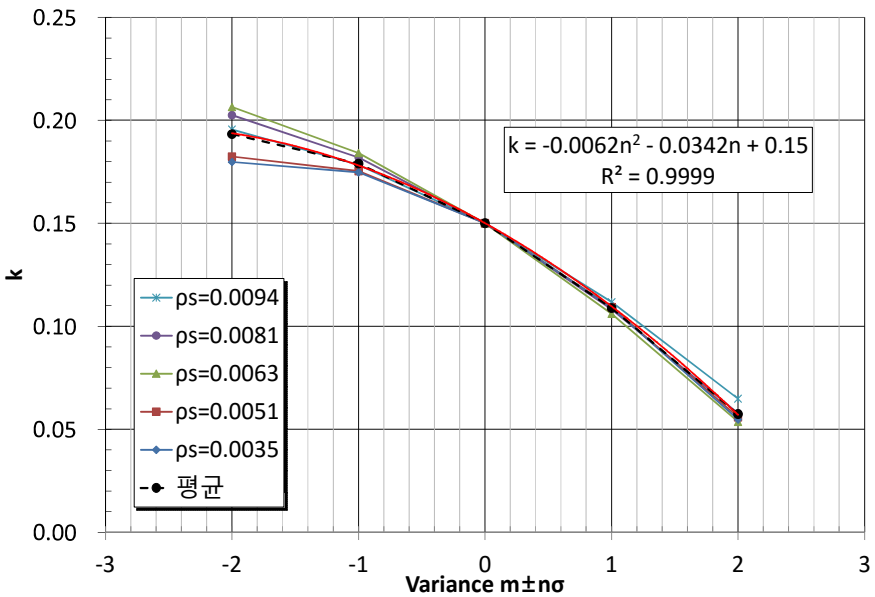


그림 3.132 극한한계변형률의 분포도에 따른 k(n)의 값(λ=1.0)

5. 극한한계변형률 산정을 위한 k의 분포 특성(원형단면)

‘2. 극한한계변형률’에서 언급한 바와 같이 극한한계변형률(ϵ_{cu})도 정규분포로 가정하는 것이 합리적이다. 이를 위해서는 최대응력 도달 후에 발현되는 변형률(ϵ_{cp})을 정규분포로 가정하여야 한다. 그러나 구속 콘크리트의 변형률에 대한 정규분포의 변동계수는 알려져 있지 않기 때문에 원형단면에 대해서도 실험결과를 반영하여 ϵ_{cp}의 변동계수를 표 3.80~표 3.82에서 ϵ_{cc} 의 변동계수의 1.0, 1.5 및 2.0배로 각각 가정하여 ϵ_{cp}의 표준편차를 산정하였다.

표 3.80 횡철근비별 ϵ_{cc}, ϵ_{cp}의 평균, 표준편차, 변동계수(λ=1.0)

횡철근비 (체적비)	최대응력시 변형률 ϵ_{cc}			최대응력 도달후 변형률 ϵ_{cp}		
	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)
0.0087	0.0059	0.0015	0.2542	0.0063	0.0016	0.2542
0.0071	0.0046	0.0008	0.1739	0.0039	0.0009	0.2391
0.0057	0.0041	0.0009	0.2195	0.0029	0.0006	0.2195
0.0043	0.0033	0.0008	0.2424	0.0022	0.0005	0.2424
0.0029	0.0030	0.0008	0.2667	0.0017	0.0005	0.2667

표 3.81 횡철근비별 ϵ_{cc}, ϵ_{cp}의 평균, 표준편차, 변동계수(λ=1.5)

횡철근비 (체적비)	최대응력시 변형률 ϵ_{cc}			ϵ_{cp}		
	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)
0.0087	0.0059	0.0015	0.2542	0.0063	0.0024	0.3814
0.0071	0.0046	0.0008	0.1739	0.0039	0.0014	0.3587
0.0057	0.0041	0.0009	0.2195	0.0029	0.0009	0.3293
0.0043	0.0033	0.0008	0.2424	0.0022	0.0008	0.3636
0.0029	0.0030	0.0008	0.2667	0.0017	0.0007	0.4000

표 3.82 횡철근비별 ϵ_{cc}, ϵ_{cp}의 평균, 표준편차, 변동계수(λ=2.0)

횡철근비 (체적비)	최대응력시 변형률 ϵ_{cc}			ϵ_{cp}		
	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)	평 균 (m)	표준편차 (σ)	변동계수 (V)
0.0087	0.0059	0.0015	0.2542	0.0063	0.0032	0.5085
0.0071	0.0046	0.0008	0.1739	0.0039	0.0019	0.4783
0.0057	0.0041	0.0009	0.2195	0.0029	0.0013	0.4390
0.0043	0.0033	0.0008	0.2424	0.0022	0.0011	0.4848
0.0029	0.0030	0.0008	0.2667	0.0017	0.0009	0.5333

극한한계변형률이 정규분포를 나타내기 위한 k의 값은 표 3.80~표 3.82에서 ϵ_{cp}의 표준편차를 이용해서 식(3.66)을 적용하면 표 3.83~표 3.85과 같이 계산된다.

표 3.83 횡철근비별 k의 값(원형단면,λ=1.0)

철근비 (면적비)	k				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0087	0.136969	0.157731	0.15	0.117226	0.062331
0.0071	0.140812	0.156835	0.15	0.124183	0.082435
0.0057	0.152476	0.160618	0.15	0.124667	0.087582
0.0043	0.143723	0.157242	0.15	0.127512	0.093499
0.0029	0.135755	0.154661	0.15	0.129317	0.097246

표 3.84 횡철근비별 k의 값(원형단면, λ=1.5)

철근비 (면적비)	k				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0087	0.136969	0.157731	0.15	0.117226	0.062331
0.0071	0.140812	0.156835	0.15	0.124183	0.082435
0.0057	0.152476	0.160618	0.15	0.124667	0.087582
0.0043	0.143723	0.157242	0.15	0.127512	0.093499
0.0029	0.135755	0.154661	0.15	0.129317	0.097246

표 3.85 횡철근비별 k의 값(원형단면, λ=2.0)

철근비 (면적비)	k				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0087	-0.00472	0.103959	0.15	0.140988	0.083342
0.0071	0.011734	0.107544	0.15	0.148148	0.109105
0.0057	0.033147	0.115444	0.15	0.147107	0.114303
0.0043	0.008454	0.106925	0.15	0.152392	0.12403
0.0029	-0.01939	0.098421	0.15	0.156541	0.131071

그림 3.133~그림 3.135은 횡철근비별로 극한한계변형률의 분포도에 따른 k값을 그래프로 나타낸 것으로 원형단면도 횡철근비의 영향은 미비한 것으로 나타났다. 그림 3.133는 λ=1.0을 적용한 것으로 변동성이 가장 작게 나타났다.

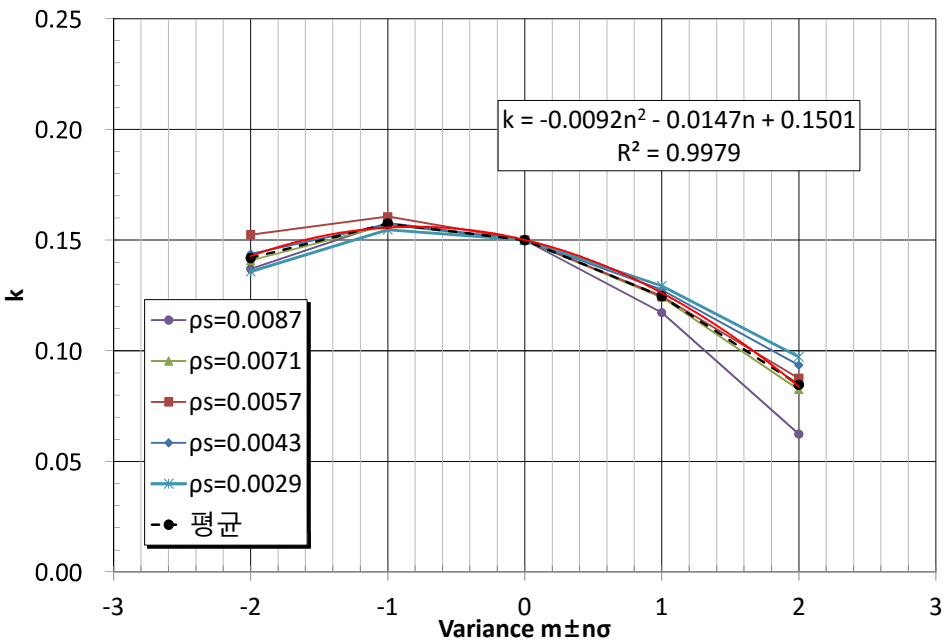


그림 3.133 극한한계변형률의 분포도에 따른 k(n)의 값(λ=1.0)

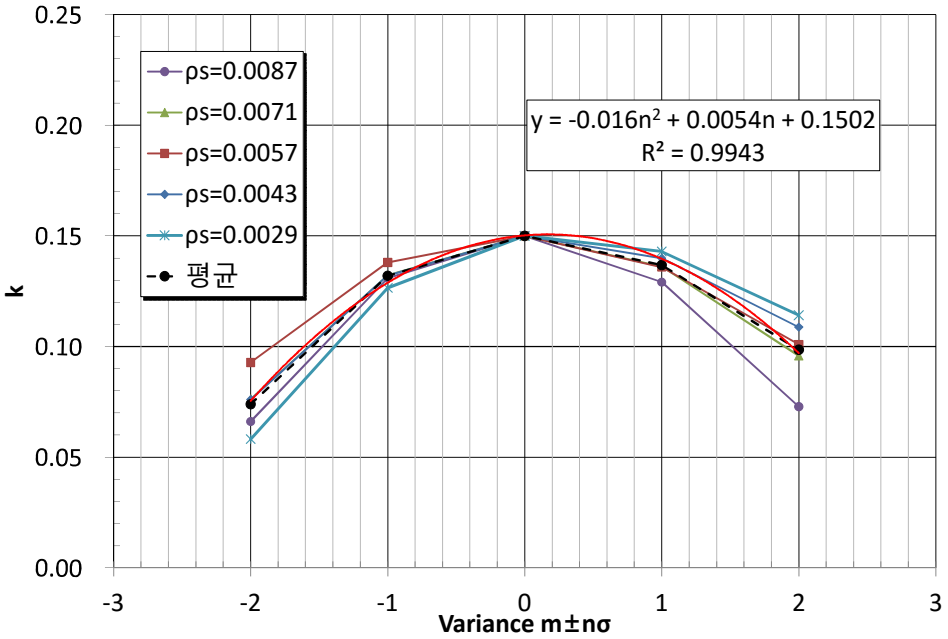


그림 3.134 극한한계변형률의 분포도에 따른 k(n)의 값(λ=1.5)

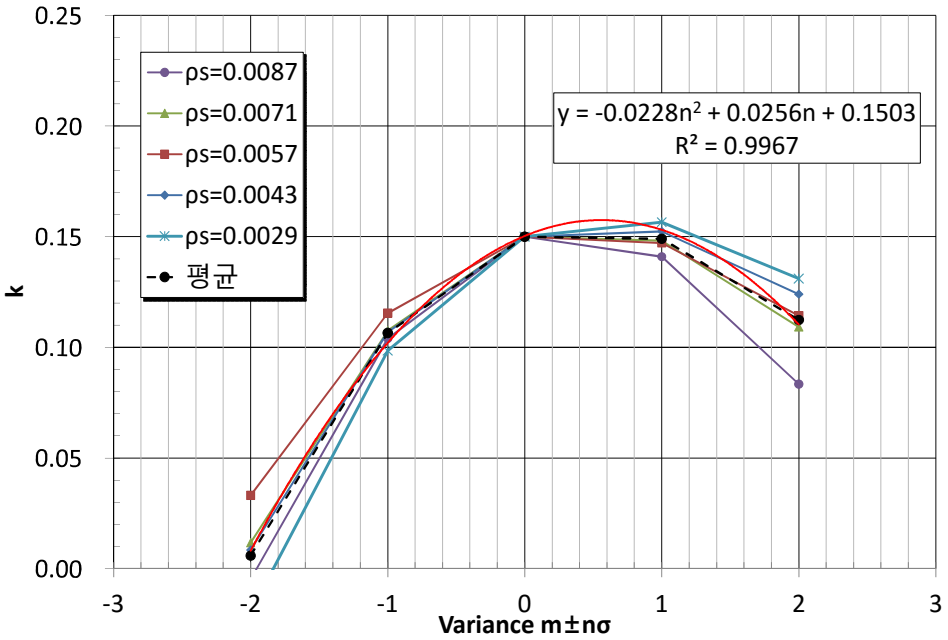


그림 3.135 극한한계변형률의 분포도에 따른 k(n)의 값(λ=2.0)

따라서, 가장 합리적인 변위연성도의 분포특성을 나타내는 k의 식은 식(3.69)과 같고 이를 적용하여 극한한계변형률의 분포도를 나타내면 그림 3.136과 같이 극한한계변형률이 정규분포형상을 나타낸다.

$$k = -0.0092n^2 - 0.0147n + 0.1501 \tag{3.69}$$

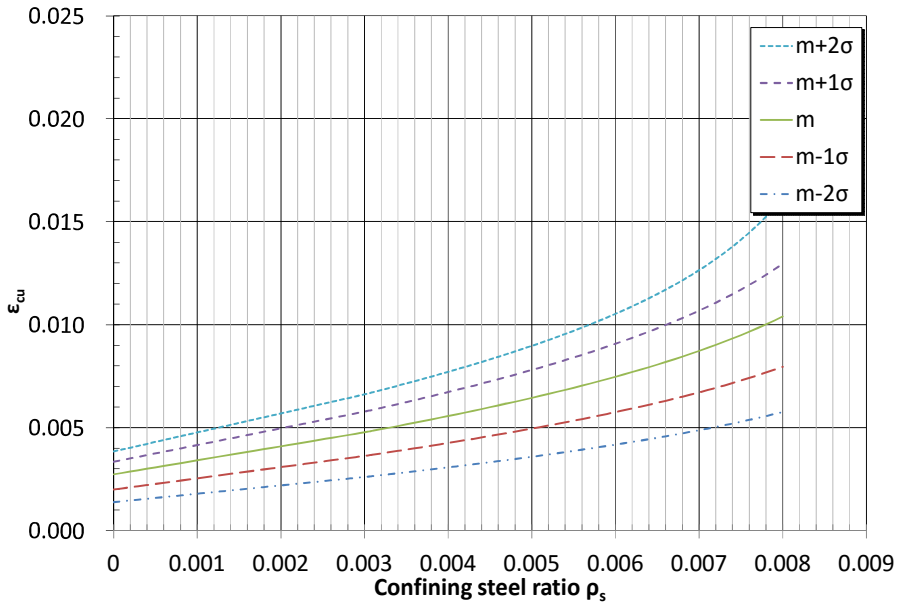


그림 3.136 k(n)의 제안식을 적용한 극한한계변형률의 분포도(λ=1.0)

6. 변위연성도의 분포 특성(원형단면)

본 연구에서는 부재레벨 실험체를 사각단면으로 제작하였기 때문에 원형단면은 사각단면과 동일한 면적을 가지도록 단면 직경(750mm)을 결정하였다. 축방향철근비, 형상비, 횡방향철근 간격, 피복두께 등은 사각단면 실험체와 동일하게 적용하였다. 해석단면 제원은 표 3.86에 나타내었다.

그림 3.137은 k(n)의 제안식을 적용하여 횡철근비(체적비)에 따른 변위연성도비의 분포도를 나타낸 그림이다. 극한한계변형률(ϵ_{cu})은 위의 식(3.65)에 의해 계산되었으며 극한한계변형률(ϵ_{cu})을 산정한 후 변위연성도 비의 분산도는 비선형

단면해석으로 산정하였다. 비선형 단면해석 시 적용된 f_{cc}, ϵ_{cc}, E_{des} 는 표 3.32, 표 3.37, 표 3.42를 적용하였다.

적용된 횡철근비는 도로교설계기준 대비 47%, 74%, 107%이며 체적비로 나타내면 각각 0.0034, 0.00535, 0.0077 이다.

표 3.86 해석단면 제원(원형단면)

원형 해석단면	①	②	③
도로교설계기준 대비 배근율	107%	74%	47%
단면 지름 및 기둥높이	D=750mm, H=3.75m		
형상비	5.0		
축방향철근비	1.8 %		
횡철근직경	D16	D13	D10
횡방향철근비	0.77%	0.54%	0.34%
횡방향철근간격	130mm		

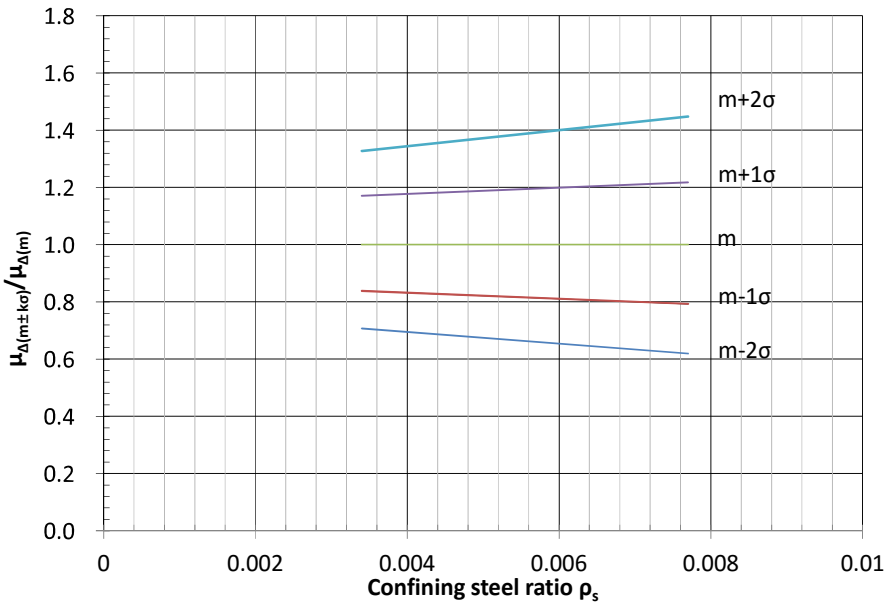


그림 3.137 횡철근비에 따른 변위연성도 비의 분포도(λ=1.0)

표 3.87은 λ=1.0에 대해서 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이며 표 3.88은 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비를 나타낸 것이다.

표 3.87 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값(원형단면, λ=1.0)

ρ_s(체적비)	$\mu_{\triangle(m \pm k\sigma)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0034	1.74	2.06	2.45	2.88	3.27
0.0053	2.05	2.52	3.10	3.67	4.24
0.0077	2.70	3.45	4.34	5.30	6.31

표 3.88 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 비(원형단면, λ=1.0)

ρ_s(체적비)	$\mu_{\triangle(m \pm k\sigma)}/\mu_{\triangle(m)}$				
	$m-2\sigma$	$m-1\sigma$	m	$m+1\sigma$	$m+2\sigma$
0.0034	0.71	0.84	1.00	1.18	1.33
0.0053	0.66	0.81	1.00	1.18	1.37
0.0077	0.62	0.79	1.00	1.22	1.45

그림 3.138는 λ=1.0에 대해서 k(n)의 제안식을 적용한 변위연성도 값을 나타낸 것이다. 평균 변위연성도는 비선형 단면해석을 통해 산정했으며 이때 적용된 f_{cc}, ϵ_{cc}, E_{des}, ϵ_{cu}는 식(3.57), 식(3.58), 식(3.60), 식(3.61)로 계산된 값이다. 그리고 그림 3.138의 변위연성도 분산도는 평균 변위연성도에 표 3.88의 변위연성도 비를 적용한 것이다. 표 3.89는 횡철근비에 따른 변위연성도 제안식을 나타낸 것이다.

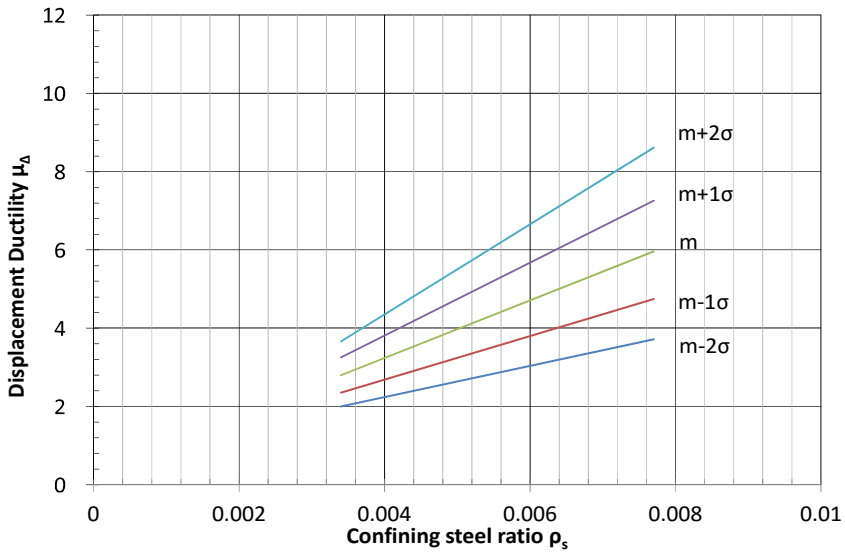


그림 3.138 횡철근비에 따른 변위연성도의 분포특성(λ=1.0)

표 3.89 횡철근비에 따른 변위연성도의 제안식(원형단면, λ=1.0)

	μ_Δ	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_\triangle = 400.65\rho_s + 0.6321$	0.9996
$m-1\sigma$	$\mu_\triangle = 555.71\rho_s + 0.4604$	1.0000
m	$\mu_\triangle = 736.66\rho_s + 0.2875$	0.9666
$m+1\sigma$	$\mu_\triangle = 930.54\rho_s + 0.0863$	0.9994
$m+2\sigma$	$\mu_\triangle = 1151.10\rho_s - 0.2533$	0.9982

제5절 결론 및 제언

1. 1차년도 연구결과

1차년도 연구 목표는 **재료레벨의 확률론적 분포특성**의 정량화이다. 이를 위해 횡구속량을 변수로 하는 원형단면 실험체 및 사각단면 실험체 300기(재료레벨 실험체)를 제작하여 응력-변형률 실험을 수행하였다. 원형단면 실험체의 경우 횡철근비는 도로교설계기준에 대비하여 40%~160%이며, 사각단면의 경우는 50%~130%이다.

실험 및 해석 결과 응력-변형률 모델을 구성하는 특성값의 확률적 특성은 다음과 같다.

① 원형단면

원형단면	최대구속응력(f_{cc})-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=1166.1\rho_s+f_{co}$	$f_{cc}=-17804\rho_s^2+1367.9\rho_s+f_{co}$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=884.54\rho_s+25.203$	$f_{cc}=19998\rho_s^2+657.91\rho_s+25.604$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=1447.7\rho_s+17.645$	$f_{cc}=-55605\rho_s^2+2077.8\rho_s+16.533$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=602.97\rho_s+28.982$	$f_{cc}=57800\rho_s^2-52.027\rho_s+30.139$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=1729.2\rho_s+13.867$	$f_{cc}=-93407\rho_s^2+2787.7\rho_s+11.997$

원형단면	최대변형률(ϵ_{cc})-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4704\rho_s+\epsilon_{co}$	$\epsilon_{cc}=22.518\rho_s^2+0.2153\rho_s+\epsilon_{co}$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.5666\rho_s+0.0019$	$\epsilon_{cc}=26.631\rho_s^2+0.2648\rho_s+0.0025$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3743\rho_s+0.0012$	$\epsilon_{cc}=18.405\rho_s^2+0.1657\rho_s+0.0016$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.6627\rho_s+0.0023$	$\epsilon_{cc}=30.744\rho_s^2+0.3143\rho_s+0.0029$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.2782\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=14.292\rho_s^2+0.1162\rho_s+0.0012$

원형단면	하강부기울기(E_{des})-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des}=-241647\rho_s+2850.5$	$E_{des}=3\times10^7\rho_s^2-694164\rho_s+4085.8$
$m+1\sigma$	$E_{des}=-198631\rho_s+2213.9$	$E_{des}=1\times10^7\rho_s^2-359664\rho_s+2498.3$
$m-1\sigma$	$E_{des}=-284664\rho_s+3487.1$	$E_{des}=2\times10^7\rho_s^2-470654\rho_s+3815.6$
$m+2\sigma$	$E_{des}=-155614\rho_s+1577.3$	$E_{des}=1\times10^7\rho_s^2-304169\rho_s+1839.7$
$m-2\sigma$	$E_{des}=-327680\rho_s+4123.7$	$E_{des}=2\times10^7\rho_s^2-526149\rho_s+4474.2$

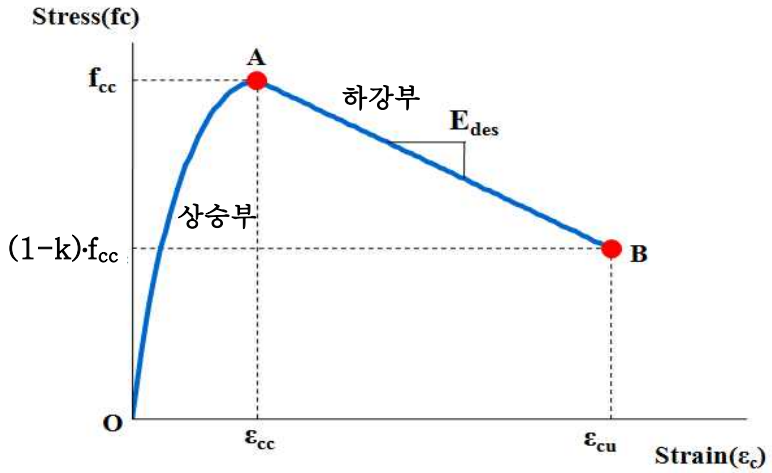
② 사각단면

사각단면	최대구속응력(f_{cc})-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$f_{cc}=541.4\rho_s+24.74$	$f_{cc}=-10819\rho_s^2+1943\rho_s+20.67$
$m+1\sigma$	$f_{cc}=467.96\rho_s+26.762$	$f_{cc}=-146311\rho_s^2+2364.5\rho_s+21.259$
$m-1\sigma$	$f_{cc}=614.86\rho_s+22.733$	$f_{cc}=-70078\rho_s^2+1523.2\rho_s+20.097$
$m+2\sigma$	$f_{cc}=394.51\rho_s+28.777$	$f_{cc}=-184428\rho_s^2+2785.1\rho_s+21.84$
$m-2\sigma$	$f_{cc}=688.31\rho_s+20.718$	$f_{cc}=-31961\rho_s^2+1102.6\rho_s+19.516$

사각단면	최대변형률(ϵ_{cc})-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$\epsilon_{cc}=0.4057\rho_s+0.0021$	$\epsilon_{cc}=0.3115\rho_s^2+0.4028\rho_s+0.0021$
$m+1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4228\rho_s+0.0027$	$\epsilon_{cc}=1.1997\rho_s^2+0.4073\rho_s+0.0027$
$m-1\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.396\rho_s+0.0015$	$\epsilon_{cc}=-10.695\rho_s^2+0.5346\rho_s+0.0011$
$m+2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.4362\rho_s+0.0033$	$\epsilon_{cc}=7.1468\rho_s^2+0.3436\rho_s+0.0036$
$m-2\sigma$	$\epsilon_{cc}=0.3826\rho_s+0.0009$	$\epsilon_{cc}=-16.642\rho_s^2+0.5983\rho_s+0.0002$

사각단면	하강부기울기(E_{des})-횡철근비(ρ_s)	
	1차 제안식	2차 제안식
m	$E_{des}=-141050\rho_s+1627.75$	$E_{des}=8\times10^7\rho_s^2-1\times10^6\rho_s+4724.9$
$m+1\sigma$	$E_{des}=-89656\rho_s+1049.6$	$E_{des}=-4\times10^6\rho_s^2-39205\rho_s+903.18$
$m-1\sigma$	$E_{des}=-192443\rho_s+2205.9$	$E_{des}=4\times10^6\rho_s^2-243118\rho_s+2353$
$m+2\sigma$	$E_{des}=-38262\rho_s+471.4$	$E_{des}=-8\times10^6\rho_s^2+62752\rho_s+178.29$
$m-2\sigma$	$E_{des}=-243837\rho_s+2784.1$	$E_{des}=8\times10^6\rho_s^2-345075\rho_s+3077.9$

1차년도 연구결과를 바탕으로 하여, 응력-변형률 모델식을 새롭게 제안하였다.



특성값	수식	원형단면	사각단면
f_{cc}	$f_{cc} = f_{co} + 3.3 \cdot \alpha \cdot \rho_{sh} f_{yh}\left[1-\frac{s}{D}\right]$	$\alpha = 1.0$	$\alpha = 0.31$
ϵ_{cc}	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.035 \cdot \beta \cdot \rho_{sh}\frac{f_{yh}}{f_{co}}\left[1-\frac{s}{D}\right]$	$\beta = 1.0$	$\beta = 0.47$
E_{des}	$E_{des} = 4.8 \cdot \gamma \cdot \frac{f_{co}^2}{\rho_{sh} f_{yh}\left[1-\frac{s}{D}\right]}$	$\gamma = 1.0$	$\gamma = 1.3$
ϵ_{cu}	$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{k f_{cc}}{E_{des}}$	$k = 0.15$	
기호 설명	f_{co}, ϵ_{co} ; 무구속 콘크리트의 최대응력 및 그 때의 변형률 ρ_{sh}, f_{yh} ; 각각 횡철근의 체적비 및 횡철근의 항복강도(MPa) s ; 횡철근의 축방향 배치간격(mm) D ; 부재의 단면 지름(또는 정사각형의 한변의 길이)(mm) α, β, γ ; 단면보정계수		

2. 2차년도 연구결과

2차년도 연구 목표는 **부재레벨의 확률론적 분포특성의 정량화**이다. 이를 위해 횡방향 철근비(면적비)가 도로교설계기준 대비 107%, 74%, 47%인 사각단면 교각 실험체를 제작하여 준정적재하 실험을 수행하였다. 단면의 형상은 650mm×650mm이며 높이는 3.27m이다. 각 실험변수(횡방향철근비) 당 동일한 실험체를 3기씩 제작하였다. 실험결과 횡방향철근비(ρ_s)에 따른 변위연성도(μ_Δ)의 관계는 다음과 같다.

$$\mu_\Delta = 202.14\rho_s + 2.83$$

제안한 응력-변형률 모델을 이용한 해석값(해석 변위연성도)과 실험값(실험 변위연성도)의 조정을 통해서 극한한계변형률과 소성힌지 길이를 제안하였다.

① 극한한계변형률

$\epsilon_{cu} = \epsilon_c$ at $f_c = 0.85 f_{cc}$

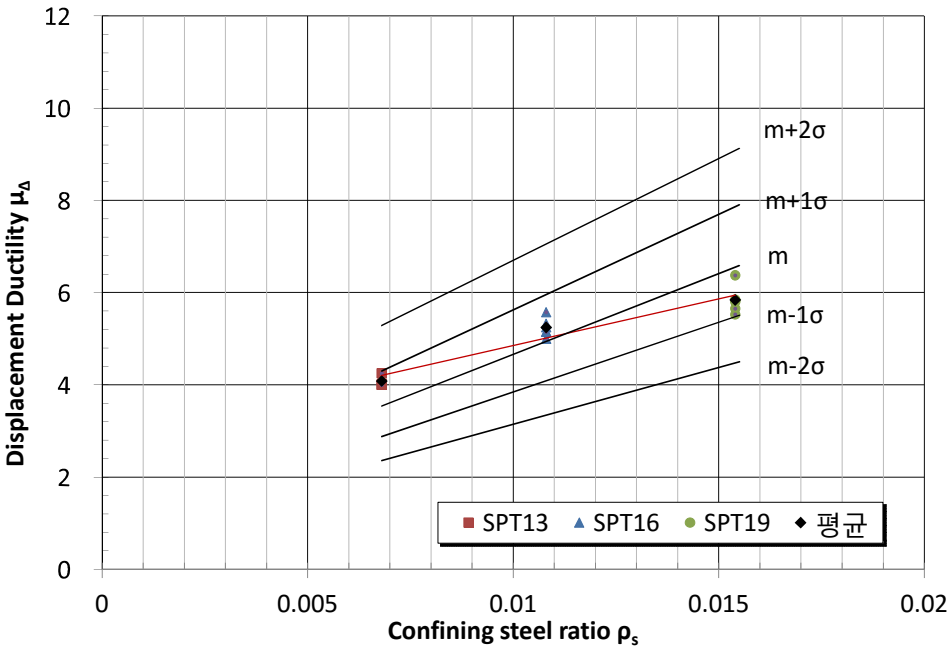
(응력이 최대응력의 85% 이하로 떨어질 때의 변형률, k=0.15)

② 소성힌지길이

$L_p = 0.2H - 0.1D$ 단, $0.1D \le L_p \le 0.45D$

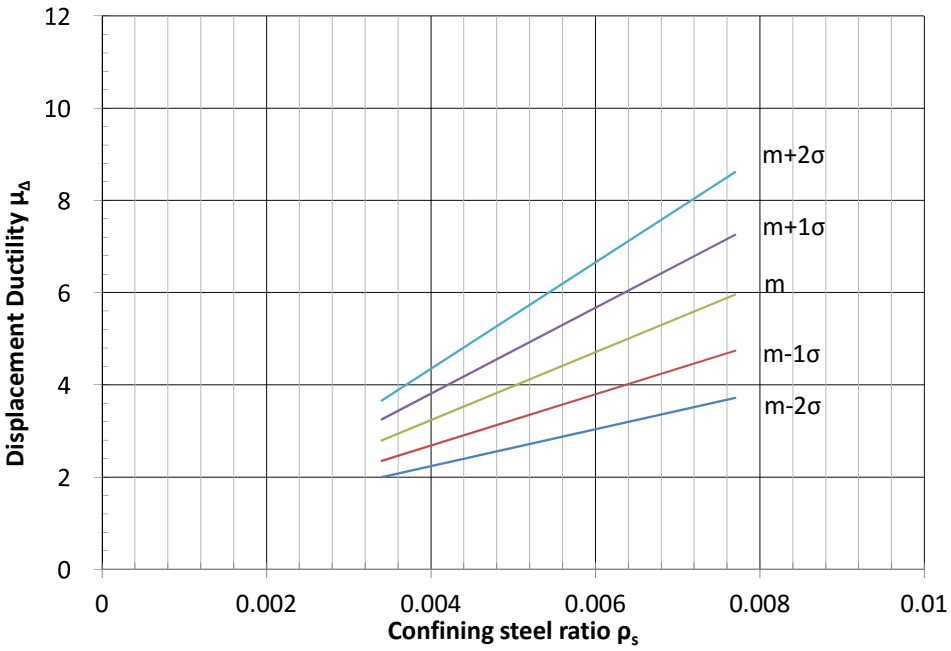
제안한 응력-변형률모델을 적용하여 실험체의 제원(사각단면)을 갖는 교각과 이와 동일한 제원을 갖는 원형단면(D=750mm) 교각에 대해서 변위연성도의 확률론적 분포 특성을 산정하였다.

① 사각단면



구분	μΔ(변위연성도)	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 246.51\rho_s + 0.6795$	0.9999
$m-1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 302.51\rho_s + 0.8198$	0.9998
m	$\mu_{\triangle} = 350.09\rho_s + 1.1591$	0.9942
$m+1\sigma$	$\mu_{\triangle} = 414.43\rho_s + 1.4812$	0.9990
$m+2\sigma$	$\mu_{\triangle} = 441.46\rho_s + 2.2832$	0.9961

② 원형단면



	μ_Δ	R^2
$m-2\sigma$	$\mu_\Delta = 400.65\rho_s + 0.6321$	0.9996
$m-1\sigma$	$\mu_\Delta = 555.71\rho_s + 0.4604$	1.0000
m	$\mu_\Delta = 736.66\rho_s + 0.2875$	0.9666
$m+1\sigma$	$\mu_\Delta = 930.54\rho_s + 0.0863$	0.9994
$m+2\sigma$	$\mu_\Delta = 1151.10\rho_s - 0.2533$	0.9982

3. 제언

본 연구의 결과로 다음을 제안한다.

① 본 연구를 통해 교각의 횡철근량에 따른 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정립하였으며 최근 제안되고 있는 손상수준제어 내진설계 기술개발의 기초자료로 활용 가능하다. 또한, 교량뿐만 아니라 지진 시 연성거동을 하는 다른 시설물(예/ 건축물, 지하구조물 등)의 손상수준 제어 내진설계 기술로도 확대 적용 가능하다.

② 시설물은 동일한 크기의 지진이 발생하더라도 중요도에 따라서 각기 다른 요구손상수준을 만족할 필요가 있다. 이는 곧 시설물의 중요도에 따라 각기 다른 붕괴확률을 요구내진성능으로 하는 것과 동일한 개념을 갖는다. 이런 개념을 적용하기 위해서는 Demand와 Capacity가 정량화 되어야 한다. Demand는 설계지진에 대한 교량구조물의 응답분포이고, Capacity는 교량구조물이 확보하고 있는 공급변위연성도의 크기이다. Capacity는 횡구속된 콘크리트 재료의 특성에 따라 분포특성이 크게 좌우되어 본 과업을 통해 Capacity에 대한 확률론적 분포특성을 정량화하여 제안하였다. 하지만 Capacity에 대한 확률론적 분포특성이 정량화되었다고 손상제어 내진설계가 가능한 것은 아니다. Demand와 Capacity에 대한 확률론적 분포특성이 정량화되어야 목표로 하는 붕괴확률을 구현할 수 있으며 손상수준제어 내진설계가 가능해진다. 이를 위해서는 본 연구결과를 바탕으로 향후 Demand의 확률론적 분포특성 개발이 반드시 필요하다.

③ 설계기법은 설계기준에 반영됨으로써 강제화되고 의무화된다. 손상수준제어 내진설계기법은 세계적인 흐름으로 보나 국가의 지진재난 관리 측면에서 보나 반드시 도입되어야 하는 설계기법이다. 설계기법이 설계기준에 반영되기 위해서는 신뢰성 있는 연구결과가 나타나야 하므로 관련 분야에 연구가 활발히 수행될 수 있도록 정부차원의 연구지원이 필요하다.

④ 본 연구에서 제안한 모델은 강도의 범위는 보통의 공용중인 강도에서는 적용할 수 있을 것으로 판단된다. 이에 추가적으로 콘크리트의 강도, 철근의 강도 및 사각단면에서 단변과 장변방향의 비등의 변수를 더하여 추가적인 연구가 필요할 것이다. 보강띠철근은 단면의 크기에 따라서 횡철근의 수직간격, 단면의 폭에 의한 구속의 영향을 실험적 연구를 통하여 확인해야 할 것이다. 하중에서는 축하중과 휨을 동시에 받는 실험체에 대한 횡구속 효과에 대해서도 연구가 필요할 것으로 판단된다.

⑤ 또한, 교량 시설물뿐만 아니라 전체 시설물에 대해서도 동일한 내진설계 개념이 적용될 수 있도록 지속적인 연구지원이 요구된다.

제4장 연구개발 목표달성도 및 관련분야에의 기여도

제1절 연구개발 목표의 달성도

본 연구는 교량의 손상수준제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 개발하는데 그 목적이 있다. 이를 위하여 1차년도 연구에서는 횡구속철근량을 변수로 하는 원형단면 및 사각단면 요소실험체를 제작하고 압축실험을 수행하여 재료레벨의 확률론적 분포특성을 분석하였다. 이에 대한 결과로 응력-변형률 재료모델을 제안하였다. 또한, 2차년도 연구에서는 횡구속철근량을 변수로 하는 부재레벨의 사각단면 교각 실험체를 제작하여 성능실험을 수행하였다. 이에 대한 결과로 1차년도에 제안된 응력-변형률 재료모델을 부재레벨의 성능실험 결과와 조합하여 최종적인 공급변위연성도의 분포특성을 정량화하였다.

표 4.1과 표 4.2는 각각 1차년도와 2차년도 세부연구목표와 평가의 척도에 대한 연구 달성도를 나타낸 것이다.

2년간 수행한 연구결과의 성과는 석사논문 2건, 박사논문 1건, 국내 학술회의 발표 2건, 국내 학회논문지 2건의 성과로 나타났으며 이를 정리하여 표 4.3에 나타내었다.

표 4.1 1차년도 세부연구목표 및 달성도

기간	세부연구목표	평가의 착안점 및 척도	연구목표의 달성도
1차년도	■ 손상제어 내진설계 개념 확립, 문헌 및 기술자료 조사	- 해외 내진설계기준 및 내진설계 동향 분석 여부 - 타 연구자의 횡구속 콘크리트 관계식 분석 여부	◦미국, 유럽, 일본, 뉴질랜드 등 국외 내진설계기준 분석 ◦타 연구자 문헌조사 및 횡구속 재료모델 parameter 비교·분석 ◦미국, 일본 등의 차세대 내진설계 동향 분석
	■ 재료레벨 요소실험	- 요소실험을 위한 설계변수 설정 여부 - 요소 실험체 설계 및 제작 여부 - 요소 실험 수행 여부	◦요소실험을 위한 설계변수는 단면형상(원형단면 및 사각단면)과 횡구속 철근비(도로교설계기준 대비 37%~157%)를 설계변수로 설정 ◦원형단면 및 사각단면 요소실험체 300기 제작 ◦응력-변형률 분포특성을 분석하기 위한 압축강도 실험 수행
	■ 극한한계변형률 분포특성 분석	- 재료모델에 따른 횡구속량과 극한한계변형률 관계 분석 여부 - 횡구속량에 따른 극한한계변형률 분포특성 분석 여부	◦재료모델의 최대구속응력 분포특성 분석 ◦최대 변형률 분포특성 분석 ◦하강부기울기 분포특성 분석 ◦극한한계변형률 분포특성 분석
	■ 극한한계변형률의 확률론적 분포 특성 정량화	- 재료레벨 요소실험 결과 비교·분석 수행 여부 - 횡구속에 따른 극한한계변형률의 확률론적 분포특성 정량화 여부	◦분포특성을 반영한 구속콘크리트의 응력-변형률 재료모델 제안 ◦재료레벨 요소실험 결과와 제안된 응력-변형률 재료모델과의 비교·분석

표 4.2 2차년도 세부연구목표 및 달성도

기간	세부연구목표	평가의 착안점 및 척도	연구목표의 달성도
2차년도	■ 부재레벨 내진성능실험	- 부재레벨 성능실험을 위한 설계변수 설정 여부 - 부재 실험체 설계 및 제작 여부 - 내진성능 실험 수행 여부	◦상대적으로 연구가 적은 사각단면 교각을 변수로 설정 ◦횡구속철근량(도로교설계기준 대비 47~105%)을 변수로 설정 ◦사각단면 교각 총 9기의 실험체를 설계, 제작 ◦총 9기의 교각 실험체에 대해서 준정적 내진성능 실험을 수행
	■ 부재레벨 실험체의 구조 거동 분석	- 부재레벨 성능실험결과 분석 여부 - 확률적 분포특성 분석 여부	◦성능실험을 통해 파괴형상, 이력곡선, 포락선, 변위연성도 등을 분석 ◦실험결과를 바탕으로 횡구속철근량에 따른 변위연성도의 분포특성 분석
	■ 비선형 단면해석	- 부재레벨 성능실험결과와 해석결과의 비교·분석 여부 - 재료모델에 따른 변위연성도 분포특성 분석 여부	◦1차년도에 제안한 재료모델을 바탕으로 비선형 단면해석을 수행 ◦실험체의 실험결과와 1차년도에 제안한 재료모델을 이용한 해석결과를 비교·분석 ◦재료모델 수정 제안
	■ 손상제어 내진설계기술 확립을 위한 공급변위연성도의 분포특성 개발	- 공급변위연성도의 분포특성 정량화 여부 - 공급변위연성도의 확률론적 분포특성 개발 여부	◦실험 및 해석결과를 바탕으로 공급변위연성도 분포특성 정량화 ◦수정 재료모델을 반영한 구속콘크리트의 응력-변형률 관계식 제안 ◦제안된 응력-변형률 재료모델을 바탕으로 공급변위연성도의 분포특성을 개발

표 4.3 연구성과물 목록

구분	성과	내용
석사학위논문	2	◦ 강형구 (2015), “압축을 받는 콘크리트의 횡구속량에 따른 극한한계변형률 분포특성 연구”, 울산대학교
		◦ 김성은 (2015), “알칼리 활성 슬래그 콘크리트의 수화반응 모델링”, 울산대학교
박사학위논문	1	◦ 정혁창 (2016), “횡구속에 따른 역학적 성질 변화를 고려한 횡구속 콘크리트의 재료 모델”, 울산대학교
국내학술발표논문	2	◦ 강형구, 김익현, 선창호 (2015), “원형단면 콘크리트의 횡구속량에 따른 변형률 분포특성 연구”, 한국지진공학회
		◦ 김익현, 선창호 (2015), “지진피해 예측을 위한 교량 공급역량의 정량화”, 한국지진공학회
국내학술논문	2	◦ 선창호, 정혁창, 김익현 (2016), “횡구속된 원형단면 콘크리트의 응력-변형률 모델”, 한국지진공학회
		◦ 선창호, 정혁창, 김익현 (2016), “횡구속된 사각단면 콘크리트의 응력-변형률 특성과 통합 응력-변형률 모델”, 한국지진공학회
국외학술논문 (SCI)	1	◦ 현재 작성 중.

제2절 관련분야에의 기여도

최근 들어 지진에 따른 엄청난 피해가 전 세계적으로 많이 보고되고 있다. 비교적 지진에 대한 대비가 충실한 내진선진국에서의 최근의 지진피해 사례를 보면 시설물의 붕괴방지를 목표로 하는 내진설계 덕분에 지진 발생시 인명피해는 최소화되고 있으나, 시설물의 대규모 피해로 인한 엄청난 경제적 손실이 발생하여 이를 복구하는데 많은 노력과 비용이 발생하였고 또한 사회기능을 정상화하는데 많은 어려움을 겪었다.

이에 앞으로의 내진성능 확보 기술은 시설물의 붕괴방지가 목표가 아니라 시설물의 손상을 제어할 수 있도록 내진설계의 패러다임의 변경이 필요하다는 것을 제시하고 있다. 우리나라에서도 이를 인식하고 “지진·화산재해대책법”에서는 국가가 감당할 수 있는 수준의 국가내진성능목표를 설정하고 이에 부합되도록 시설물의 허용피해의 목표를 설정하도록 하고 있다.

따라서, 향후의 내진설계는 붕괴방지를 목표로 하는 설계가 아니라 손상수준을 제어하는 내진설계로 전환되어야 한다. 손상수준제어 내진설계를 위해서는 지진시 구조물의 응답(Demand)와 구조물이 지니고 있는 공급역량(Capacity)의 확률론적 분포특성을 정량화 하는 것이 핵심이다.

본 연구에서는 교량의 손상수준 제어 내진설계를 위하여 공급역량의 확률론적 분포특성을 정량화를 목표로 하였다. 교각(기둥)과 같이 지진 시 연성거동을 목표로 하는 부재의 경우에는 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화하는 것이 가장 중요하다. 교각(기둥)의 공급변위연성도는 기둥에 배근된 횡철근량에 의하여 증가되는 압축콘크리트의 극한한계변형률과 교각(기둥)에서 소성거동을 하는 소성영역의 길이에 의해 크게 좌우되며 이들은 재료의 특성과 부재의 제원 특성에 따라 달라지기 때문에 확률론적 분포특성을 지니게 된다.

본 연구에서는 해석과 실험(재료 및 부재실험)을 통해서 횡철근에 의해서 발현되는 교각의 공급변위연성도의 크기를 분석하여 확률론적 분포특성을 정량화하였다. 이는 손상수준제어 내진설계기술을 위한 핵심 사항으로 지진 시 구조물의 손상수준을 정량적으로 예측할 수 있으며 시설물 전체에 적용되면 국가차원

의 지진피해를 예측할 수 있어서 국가내성능목표의 달성 여부를 평가할 수 있게 된다.

본 연구에서 개발된 결과가 기술적 측면, 사회·경제적 측면, 그리고 타 산업에 미치는 영향으로 나누어 정리하면 다음과 같다.

1. 기술적 측면

(1) 교각의 구조적 특성을 고려한 실험적 연구를 수행하고, 실험결과를 기법개발에 활용하게 되면 향후, 손상수준제어 내진설계기준을 마련하는데 활용 가능하다.

(2) 손상수준제어 내진설계기술은 내진선진국에서도 구체적인 설계기법이 확립되지 않은 분야이다. 본 연구를 통해 이에 대한 Know-How 축적 및 국내의 연구 및 기술수준을 향상하는데 기초 자료로 활용가능하다.

(3) 기존 설계기준에 따른 일률적인 내진성능(붕괴방지수준) 확보가 아니고, 교량의 중요도에 따른 목표붕괴확률을 설정함으로써 우리나라의 지진피해 복구능력을 고려한 내진설계가 가능해진다.

2. 사회·경제적 측면

(1) 교량에 대한 내진설계기술 개발을 촉진시켜 점차 확대되고 있는 지진의 위험으로부터 인명과 재산을 보호하고 붕괴확률에 따른 경제적 손실을 예측하여 국가차원에서의 피해 수준 관리가 가능하다.

(2) 대외적으로 본 연구에 의한 결과를 바탕으로 진보된 내진설계기술 개발에 도움이 될 것으로 기대하며, 향후, 국내 업체의 기술경쟁력 확보로 국외의 설계 프로젝트를 수주하는데 도움이 된다.

(3) 교량 구조물의 공급변위연성도의 확률론적 분포특성을 정량화함으로써 손상수준제어 내진설계법이 가능해지고 이는 지진 시 시설물의 손상수준이 예측 가능하여 복구에 드는 기간과 소요비용이 예측 가능해진다. 이는 지진에 대한 국가차원의 직접피해액이 예측 가능하므로 국가차원의 종합적인 지진재난 관리가 가능해진다. 따라서, 지진재난 관리에 대한 국가이미지 제고로 이어진다.

3. 타 산업에 미치는 효과

(1) 본 내진설계기법에 활용된 기술은 신설 교량뿐만 아니라 향후 기존교량의 내진성능평가 및 내진보강설계에도 확대 적용 가능하며 이는 전 시설물에 대한 일관성 있는 내진성능을 확보할 수 있는 기초기술이 된다.

(2) 본 연구를 통해 교각의 횡철근량에 따른 공급변위연성도의 확률론적 분포특성이 정립되면 최근 제안되고 있는 손상수준제어 내진설계 기술개발의 기초자료로 활용 가능하다. 또한, 교량뿐만 아니라 지진 시 연성거동을 하는 다른 시설물(예/ 건축물, 지하구조물 등)의 손상수준 제어 내진설계 기술로도 확대 적용 가능하다.

제5장 연구성과의 활용 및 추가연구의 필요성

1. 연구성과 활용방안

본 연구를 통해 교각의 횡철근량에 따른 공급변위연성도의 확률론적 분포특성이 정립되면 최근 제안되고 있는 손상수준제어 내진설계 기술개발의 기초자료로 활용 가능하다. 또한, 교량뿐만 아니라 지진 시 연성거동을 하는 다른 시설물(예/ 건축물, 지하구조물 등)의 손상수준 제어 내진설계 기술로도 확대 적용 가능하다.

또한, 본 연구결과를 기초로 시설물의 손상수준을 확률적으로 제어하고 관리기준지진에 대한 붕괴확률을 정량적으로 예측함으로써 지진 시 국가차원의 지진재난 관리에 활용 가능하다.

본 내진설계기법에 활용된 기술은 신설 교량뿐만 아니라 향후 기존교량의 내진성능평가 및 내진보강설계에도 확대 적용 가능하며 이는 전 시설물에 대한 일관성 있는 내진성능을 확보할 수 있는 기초기술이 된다.

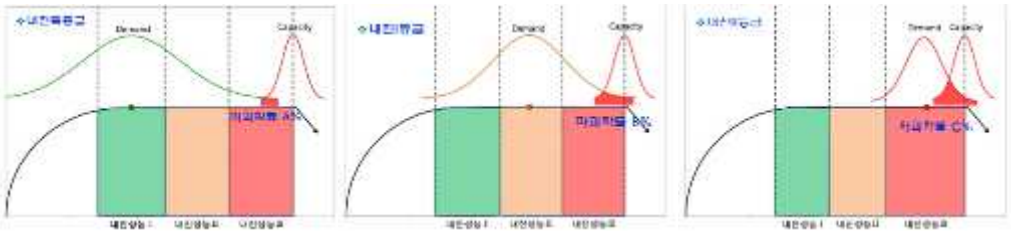
국가기관 및 시공 현장에서의 정밀안전진단 또는 교량의 내진성능평가 과업 시, 내진성능향상(보강) 공법 선정에 활용 가능할 것으로 판단된다.

2. 추가연구의 필요성

최근 내진설계 추세는 지진 발생 후 조속한 사회기능 회복을 위해서는 현행 붕괴방지수준을 목표로 하는 내진설계에서 벗어나 시설물의 손상수준을 제어하여 시설물의 지진피해를 줄이는 것을 목표로 하는 내진설계의 패러다임이 변화되고 있다. 우리나라 시설물의 내진설계는 시설물의 중요도에 따라 내진등급을 분류하여 설계지진(재현주기)을 다르게 적용하고 있다. 이것은 하나의 상정한 지진(관리기준지진)에 대하여 교량구조물의 손상수준을 예측할 수 없으며 이는 지진에 대한 시설물 전체의 피해수준을 예측할 수 없어 국가차원의 지진재난 관리

가 불가능하게 된다.

시설물은 동일한 크기의 지진이 발생하더라도 중요도에 따라서 각기 다른 요구손상수준(그림에서는 내진성능 Ⅰ,Ⅱ,Ⅲ으로 표현)을 만족할 필요가 있다. 이는 곧 시설물의 중요도에 따라 각기 다른 붕괴확률을 요구내진성능으로 하는 것과 동일한 개념을 갖는다. Demand는 설계지진에 대한 교량구조물의 응답분포이고, Capacity는 교량구조물이 확보하고 있는 공급변위연성도의 크기이다.



Capacity는 횡구속된 콘크리트 재료의 특성에 따라 분포특성이 크게 좌우된다. 본 과업은 2년간의 연구를 통해 Capacity에 대한 확률론적 분포특성을 정량화하여 제안하였다.

하지만 Capacity에 대한 확률론적 분포특성이 정량화되었다고 손상제어 내진설계가 가능한 것은 아니다. Demand와 Capacity에 대한 확률론적 분포특성이 정량화되어야 목표로 하는 붕괴확률을 구현할 수 있으며 손상수준제어 내진설계가 가능해진다. 즉, 시설물의 중요도에 따라 붕괴확률을 요구내진성능으로 설정함으로써 시설물의 손상수준을 제어하고 하나의 설전된 기준지진에 대한 붕괴확률을 정량적으로 예측함으로써 시설물 전체의 피해수준 관리가 가능해진다.

따라서, 내진설계 패러다임의 변화에 따라 국가차원의 지진재난 관리가 가능하려면 손상수준제어 내진설계로의 전환이 반드시 필요하다. 이를 위해서는 본 연구결과를 바탕으로 향후 Demand의 확률론적 분포특성 개발이 반드시 필요하다.

설계기법은 설계기준에 반영됨으로써 강제화되고 의무화된다. 손상수준제어 내진설계기법은 세계적인 흐름으로 보나 국가의 지진재난 관리 측면에서 보나

반드시 도입되어야 하는 설계기법이다. 설계기법이 설계기준에 반영되기 위해서는 신뢰성 있는 연구결과가 나타나야 하므로 관련 분야에 연구가 활발히 수행될 수 있도록 정부차원의 연구지원이 필요하다. 손상수준제어 내진설계기술에 대한 공감대를 형성하는 것이 무엇보다 중요하며 이는 관련 학회차원의 학술발표, 기술강습회 및 전문위원회 활동을 통해서 지속적으로 홍보되어야 한다. 교량 시설물뿐만 아니라 전체 시설물에 대해서도 동일한 내진설계 개념이 적용될 수 있도록 지속적인 연구지원이 요구된다. 우리나라는 중약진지역으로 지진에 의한 피해를 경험한 사례가 없지만, 향후 지진 피해를 줄이기 위해서는 교량의 내진성능을 파악하는 것이 매우 중요하다. 따라서, 강진지역이 아닌 중약진 지역에 적합한 내진설계와 내진성능평가 방법을 제시하는 연구방법으로 우리나라의 현실을 고려할 때 기존 시설물의 내진보강을 검증 없이 적용하기 보다는 확률론적 분포특성으로 내진성능을 평가하는 것이 내진보강 예산을 절감할 수 있을 것으로 사료된다.

제6장 연구과정에서 수집한 해외 과학기술 정보

○ 해외 내진설계기준 및 타 연구자의 횡구속 콘크리트 관계식 조사

해외 내진설계기준 및 타 연구자에 의해 제시된 횡구속 콘크리트의 응력-변형률에 대한 관계식을 비교 분석하였다.

지진하중에 대해 RC교량의 내진성능을 확보하기 위해서는 교각이 입력지진에너지를 충분히 흡수할 수 있도록 교각의 변위연성도를 확보하는 것이다.

이러한 변위연성도는 교각의 소성힌지영역의 심부콘크리트를 적절하게 횡구속을 함으로써 얻을 수 있다.

압축력을 받는 콘크리트는 철근의 횡구속에 의해 극한변형률이 증가하고, 이로 인해 소성힌지 영역에서의 단면의 곡률이 증가하여 교각의 변위연성도가 증가하게 된다.

따라서, 설계 지진시 교각에 요구되는 변위연성도를 경제적·합리적으로 확보하기 위해서는 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 특성을 파악하는 것이 중요하다.

횡구속된 콘크리트의 응력-변형률의 관계는 다양한 모델식이 제안되어 왔으며, 횡구속 효과는 횡방향철근에 의한 유효구속력으로 결정되므로 단면형상과 횡방향철근량이 지배적인 요소가 된다.

동일한 횡방향철근량을 제공하더라도 설치간격, 배치형태, 갈고리 상세 등의 차이에 의해 유효구속력에 차이가 발생하게 된다.

지금까지 연구된 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 모델에 대한 제안식들은 상승곡선과 하강곡선으로 제안되고 있다. 상승곡선은 최대압축응력에 이르는 구간이며, 하강구간은 최대압축응력 도달 후 파괴점까지 구간을 의미한다.

기존의 응력-변형률 모델에 대한 제안식들은 철근콘크리트의 여러 구성요소를 사용한 변수에 의해서 제안되었으며, Kent and Park, Sheikh and Uzumeri, Mander, Saastcioglu-Razvi, 그리고 Hoshikuma 등에 의해서 제안되었다. 표 6.1

은 기존의 횡구속 콘크리트의 모델식을 정리한 것이다.

표 6.1 기존의 콘크리트 모델식

Model	Stress-Strain Model for Confined Concrete			Appliable cross sectional shape
	Ascending branch	Descending branch	Residual stress	
Modified Kent and Park (1982)	$f_c = Kf_c'\left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K}\right)^2\right]$	$f_c = Kf_c'[1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002K)]$	20% of Kf_c'	Square
	$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{ck}}$, $Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f_c'}{145f_c'-1000} + \frac{3}{4}\rho_{sh}\sqrt{\frac{h''}{s}} - 0.002K}$			
Mander et al. (1988)	$f_c = \frac{f_{cc}\,x\,r}{r-1+x^r}$		–	Square, Circle, Wall-type
	$f_{cc} = f'_c\left(2.254\sqrt{1+\frac{7.94f'_l}{f'_c}} - \frac{2f'_l}{f'_c} - 1.254\right)$ $r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}}$, $x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$, $\epsilon_{cc} = 0.002\left[1+5\left(\frac{f_{cc}}{f'_c}-1\right)\right]$ $E_c = 5{,}000\sqrt{f'_c}$. $E_{\sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}}$ (Circular Section) $f'_l = K_e f_l$ (Rectangular Section) $f'_{lx} = K_e\rho_x f_{yh}$, $f'_{ly} = K_e\rho_y f_{yh}$ $\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_{sh}f_{yh}\epsilon_{su}}{f_{cc}}$			
Saatcioglu-Razvi (1992)	$f_c = f_{cc}\left[2\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right)^2\right]^{1/(1+2K)}$	$f_c = f_{cc} - \frac{0.15f_{cc}}{\epsilon_{85}-\epsilon_{cc}}(\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	20% of f_{cc}	Square, Circle, Wall-type
	$f_{cc} = f_c' + k_1 f_l'$, $k_1 = 6.7(f_{\leq})^{-0.17}$ $k_2 = 0.26\sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s'}\right)\left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0$ (Square Section) $f_{\leq} = k_2 f_l$, $f_l = \sum\frac{A_s f_{yt}\sin\alpha}{s b_c}$ (Rectangular Section) $f_{\leq} = \frac{f_{lex}b_{cx} + f_{ley}b_{cy}}{b_{cx}+b_{cy}}$ $\epsilon_{cc} = \epsilon_0(1+5K)$, $K = \frac{k_1 f_{le}}{f_c'}$ $\epsilon_{85} = 260\rho\epsilon_{cc} + \epsilon_{085}$, $\epsilon_{085} = 0.85\epsilon_{cc}$, $\rho_{sh} = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx}+b_{cy})}$			
Hoshikuma (1997) 및 일본 도로교기준 (2012)	$f_c = E_c\epsilon_c\left[1 - \frac{1}{n}\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}\right)^{n-1}\right]$	$f_c = f_{cc} - E_{des}(\epsilon_c - \epsilon_{cc})$	50% of f_{cc}	Square, Circle
	$n = \frac{E_c\epsilon_{cc}}{E_c\epsilon_{cc} - f_{cc}}$ $f_{cc} = f_c' + 3.8\alpha\rho_{sh}f_{yh}$ (S:α=0.2, C:α=1.0) $\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta\frac{\rho_{sh}f_{yh}}{f_c'}$ (S:β=0.4, C:β=1.0) $E_{des} = 11.2\frac{f_c'^2}{\rho_{sh}f_{yh}}$ $\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.2f_{cc}}{E_{des}}$			

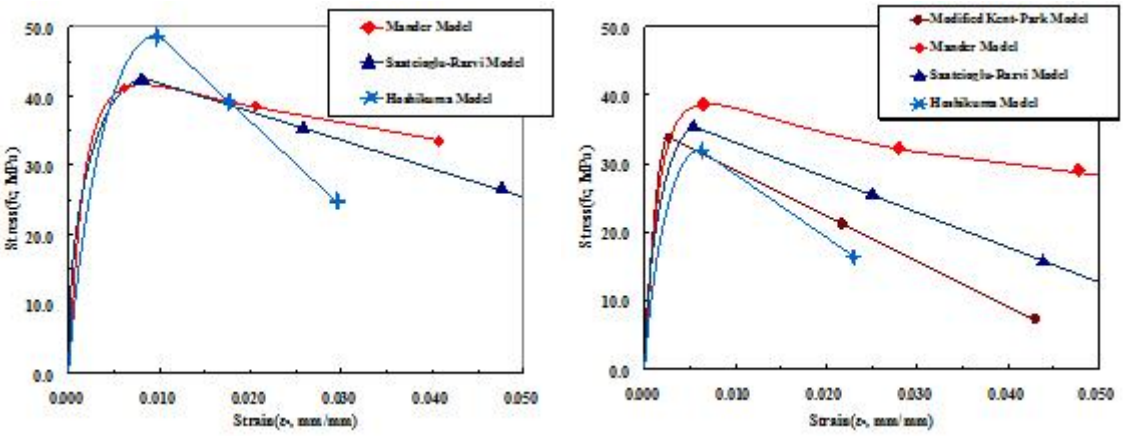
○ 횡구속 재료모델 parameter 분석

Modified Kent and Park Model은 무구속 콘크리트의 최대응력시 변형률을 0.002로 정의하여 K라는 구속계수를 사용하여 식을 제안하였다. K는 횡방향철근비, 횡방향철근과 콘크리트의 강도에 의해서 정의되는 계수이다. 구속계수 K의 크기가 정의되면, K에 의해 강도의 증가를 가져오게 되는 것으로, 최대구속응력에서의 변형률이 0.002K에 도달하는 것으로 제안하였다. 하강곡선에서는 곡선의 기울기를 정의하는 계수로 Z_m을 사용하며, 이에 대한 변수로는 사각단면의 단변방향길이(h''), 횡방향철근간격(s), 콘크리트 압축강도(f_c'), 그리고 횡방향철근비(ρ_{sh})가 적용된다. 또한 이 모델식은 횡방향철근의 배근형태에 관계없이 콘크리트 체적에 대한 횡방향철근의 체적을 나타내는 횡방향철근비를 사용한다. 파괴시점은 제안하고 있지 않으나, 잔류응력이 최대응력의 20%에 도달하게 되면 더 이상의 응력변화는 없는 것으로 정의하고 있다.

Hoshikuma Model은 Modified Kent and Park Model과 마찬가지로 포물선의 상승곡선과 직선의 하강곡선으로 구성된다. 상승곡선에서는 원형단면은 구속에 의한 응력의 손실이 없는 것으로 나타내었으며, 사각단면은 응력의 손실이 있는 것으로 정의하고 있다. 이에 원형과 사각단면에 대해 최대구속응력(α), 최대구속응력시 변형률(β)에 대해서 다른 계수를 정의하여 적용하였다. 하강곡선에서는 횡방향철근비, 횡방향철근강도, 그리고 콘크리트의 강도에 의해서 정의되는 하강구배를 이용하여 제안하였다. Hoshikuma 모델식은 횡방향철근비를 고려할 때, 보강띠철근이 존재할 경우 단면내의 횡방향철근의 체적을 모두 고려하는 것이 아니라, 후프띠철근과 보강띠철근으로 폐합되는 사각형 중 폭이 가장 넓은 부분을 기준으로 하여 횡방향철근의 체적을 고려하고 있다. 또한 파괴시점을 최대구속응력의 50%로 정의하고 있으며, 이 식을 사용하고 있는 일본도로교시방서에서는 파괴시점을 최대구속응력의 80%로 정의하고 있다.

○ 횡구속 콘크리트 재료모델 비교, 분석

그림 6.1은 직경 200mm 원형단면과 150mm * 150mm 사각단면의 제원으로 도로교설계기준에서 규정하는 횡철근량(100%)으로 설계한 시험체에 대해 이들 모델식을 서로 비교한 것이다. 원형단면의 경우 Hoshikuma 모델이 최대 구속응력의 크기가 가장 크게 나타났으며, Mander와 Saatciglu-Razvi 모델이 매우 유사한 크기로 나타났다. 최대구속응력 후의 응력강하는 Mander와 Saatciglu-Razvi 모델이 유사하며 Hoshikuma 모델이 상대적으로 매우 크다. 사각단면에서는 오히려 Mander 모델의 최대 구속응력이 가장 크게 나타나고 있으며, Saatcioglu-Razvi와 Kent-Park 모델이 유사하고 Hoshikuma 모델이 가장 작다. 응력강하 크기는 Mander, Saatcioglu-Razvi, Kent-Park, Hoshikuma 모델순으로 크게 나타났다. 최대 구속응력시의 변형률은 Kent-Park 모델이 가장 작고 다른 세 모델은 유사하게 나타났다.



(a) 원형단면 (b) 사각단면

그림 6.1 규정된 횡철근량(100%)으로 설계된 시험체에 대한 모델식 비교

국내외 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 특성 분석에 대한 문헌 및 기술자료 분석을 통해 본 연구과제의 재료모델의 변수(콘크리트의 횡구속량, 재료 실험체 단면 size, 단면형상 등)를 설정하였다.

◎ 횡구속 콘크리트의 극한변형률 분포특성 분석

○ 국내외 횡구속 실험결과 조사 및 비교, 분석

국내외 횡구속 콘크리트 응력-변형률 실험결과를 조사하여 비교, 분석하였다.

횡구속된 콘크리트가 일축압축응력을 받으면, 낮은 응력상태에서는 횡구속력이 발휘되지 않으나 최대 압축강도에 도달하면서 횡방향으로 팽창하게 되고, 횡방향철근에 의해 콘크리트에 횡구속력이 작용하게 된다.

이런 경우는 콘크리트가 삼축압축응력을 받고 있는 상태로 가정할 수 있다. 횡구속된 콘크리트는 횡방향철근의 횡구속력에 의해 심부 콘크리트의 압축강도와 극한변형률이 크게 증가하는 것은 이미 널리 알려진 사실이다.

대부분의 철근콘크리트 기둥의 경우, 심부콘크리트의 횡구속을 위하여 띠철근과 나선철근 등의 심부구속 철근을 사용하여 축방향 철근의 주위를 감싸 횡구속하여 왔다.

하지만 소성힌지부의 연성도 확보를 위한 지나친 심부구속 철근의 사용은 복잡한 철근상세를 유발하여 시공성과 콘크리트의 강도발현에 방해요인이 되고 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해, 많은 연구자들이 새로운 재료와 공법으로 콘크리트를 효과적으로 횡구속하는 방법에 관한 연구를 수행하였다.

일반적으로 타 연구자들이 수행한 연구는 철근상세, 횡구속 재료, 단면상세 등에 의한 심부콘크리트의 응력-변형률 관계에 대한 것이 대부분이다. 즉, 연구자들 마다 제안된 콘크리트 응력-변형률 관계식이 큰 차이를 보이며, 극한변형률 산정방법 또한 다르다.

연구자들 마다 극한변형률 산정방법이 다르기 때문에 동일한 단면상세와 철근상세를 가진 철근콘크리트 교각이라도 어떤 극한변형률을 적용하느냐에 따라 교각의 변위연성도에 많은 차이가 나타나게 된다.

따라서 본 연구에서는 타 연구자들이 수행한 대부분의 실험자료를 조사, 분석하여 재료모델에 따른 횡구속량과 극한변형률 관계를 분석하고, 철근상세 및 단면상세에 따른 극한변형률의 분포 특성을 분석하였다.

Hoshikuma는 총 31개의 실험체를 제작하여 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 관계식을 제안하였다. 총 31개의 실험체 중 12개는 small scale 실험체로 단면 크기는 원형단면은 직경 200mm, 사각단면은 200mm * 200mm 이며, 19개는 large scale 실험체로 단면 크기는 원형단면은 직경 500mm, 사각단면은 500mm * 500mm 이다. 실험체 높이(H)는 단면크기의 3개로 제작하였으며, small scale 실험체에는 축방향철근을 배근하지 않았다. 횡방향철근비는 최소 0.19%에서 최대 4.66%로 다양한 변수를 가지고 있다.

표 6.2는 Hoshikuma의 실험체 제원을 정리한 것이며, 그림 6.2는 단면상세를 나타낸다.

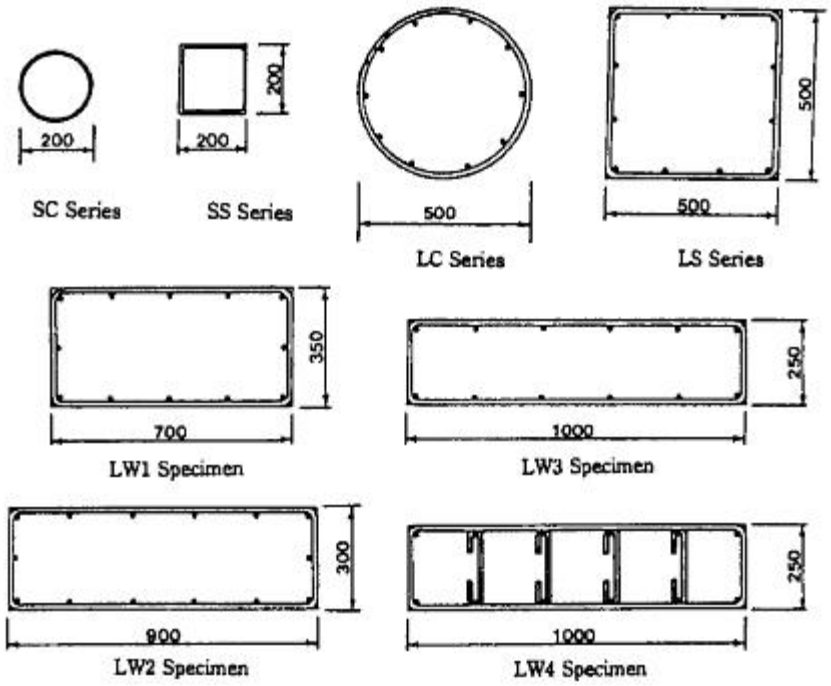


그림 6.2 Hoshikuma 실험체 단면 상세

표 6.2 Hoshikuma 실험체 제원

Specimen			Dimension of section (mm) (4)	Height (mm) (5)	Strength of unconfined concrete (MPa) (6)	Longitudinal reingofrcement ratio (%) (7)	Hoop Reinforcement				Aspect ratio of section (12)
Scale (1)	Cross-sectional shape (2)	Type (3)					Material/ diameter (mm) (8)	Spacing (mm) (9)	Volumetric ratio (%) (10)	Anchorage type (11)	
S	C	SC0	Φ200	600	18.5	0	—	—	—	—	—
S	C	SC1	Φ200	600	18.5	0	SR235 Φ6	150	0.39	weld	—
S	C	SC2	Φ200	600	18.5	0	SR235 Φ6	100	0.58	weld	—
S	C	SC3	Φ200	600	18.5	0	SR235 Φ6	50	1.17	weld	—
S	C	SC4	Φ200	600	18.5	0	SR235 Φ6	25	2.33	weld	—
S	C	SC5	Φ200	600	18.5	0	SR235 Φ6	12.5	4.66	weld	—
S	S	SS0	200 × 200	600	23.2	0	—	—	—	—	1.0
S	S	SS1	200 × 200	600	23.2	0	SR235 Φ6	150	0.39	weld	1.0
S	S	SS2	200 × 200	600	23.2	0	SR235 Φ6	100	0.58	weld	1.0
S	S	SS3	200 × 200	600	23.2	0	SR235 Φ6	50	1.17	weld	1.0
S	S	SS4	200 × 200	600	23.2	0	SR235 Φ6	25	2.33	weld	1.0
S	S	SS5	200 × 200	600	23.2	0	SR235 Φ6	12.5	4.66	weld	1.0
L	C	LC0	Φ500	1,500	28.8	1.01	—	—	—	—	—
L	C	LC1	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D10	300	0.19	weld	—
L	C	LC2	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D10	150	0.39	weld	—
L	C	LC3	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D10	100	0.58	weld	—
L	C	LC4	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D10	50	1.16	weld	—
L	C	LC5	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D13	300	0.34	weld	—
L	C	LC6	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D16	300	0.54	weld	—
L	C	LC7	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D10	100	0.58	90° hook	—
L	C	LC8	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D10	100	0.58	135° hook	—
L	C	LC9	Φ500	1,500	28.8	1.01	SD295 D10	100	0.58	180° hook	—
L	S	LS0	500 × 500	1,000	24.3	0.95	—	—	—	—	1.0
L	S	LS1	500 × 500	1,000	24.3	0.95	SD295 D13	60	1.73	weld	1.0
L	S	LS2	500 × 500	1,000	24.3	0.95	SD295 D16	75	2.19	weld	1.0
L	S	LS3	500 × 500	1,000	24.3	0.95	SD295 D13	40	2.60	weld	1.0
L	S	LS4	500 × 500	1,000	24.3	0.95	SD295 D16	40	4.10	weld	1.0
L	W	LW1	350 × 700	1,000	24.3	0.95	SD295 D13	65	1.72	weld	2.0
L	W	LW2	300 × 900	1,000	24.3	0.95	SD295 D13	67	1.74	weld	3.0
L	W	LW3	250 × 1,000	1,000	24.3	0.95	SD295 D13	75	1.77	weld	4.0
L	W	LW4	250 × 1.000	1,000	24.3	0.95	SD295 D13	75	2.45	weld	4.0

원형단면 실험체는 횡방향철근비가 약 0.39%~4.66% 이며 그림 6.3에서 SC3 실험체가 우리나라의 현행 도로교설계기준의 횡방향철근비(0.78%)와 가장 유사하다.

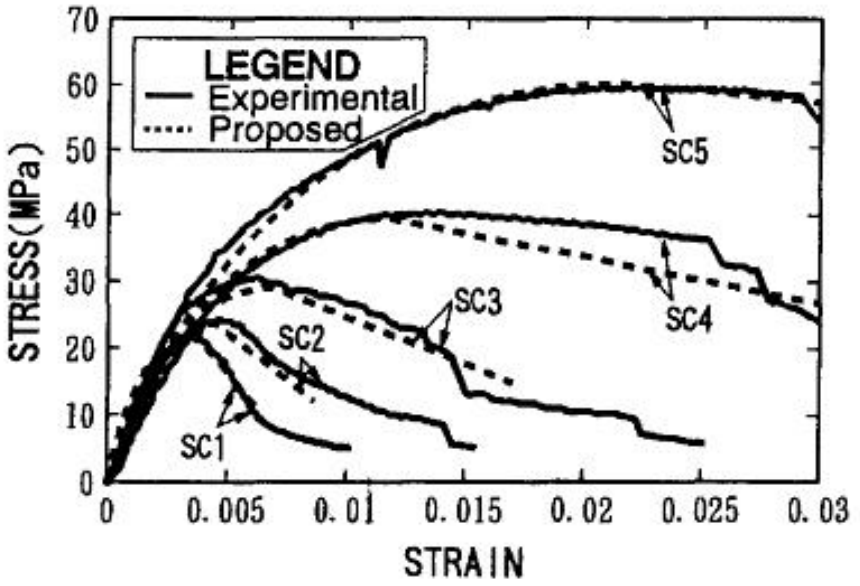


그림 6.3 원형단면(small scale) 실험체의 응력-변형률 곡선(Hoshikuma)

사각단면 실험체는 횡방향철근비가 약 0.39%~4.66% 이며 그림 6.4에서 SS3 실험체가 우리나라의 현행 도로교설계기준의 횡방향철근비(0.78%)와 가장 유사하다. 실험결과를 분석해 보면 같은 횡뱡향철근비가 배근되더라도 단면형상에 따라 다른 결과를 나타내고 있다. 즉, 사각단면의 압축강도가 원형단면보다는 작게 산정되고 있다.

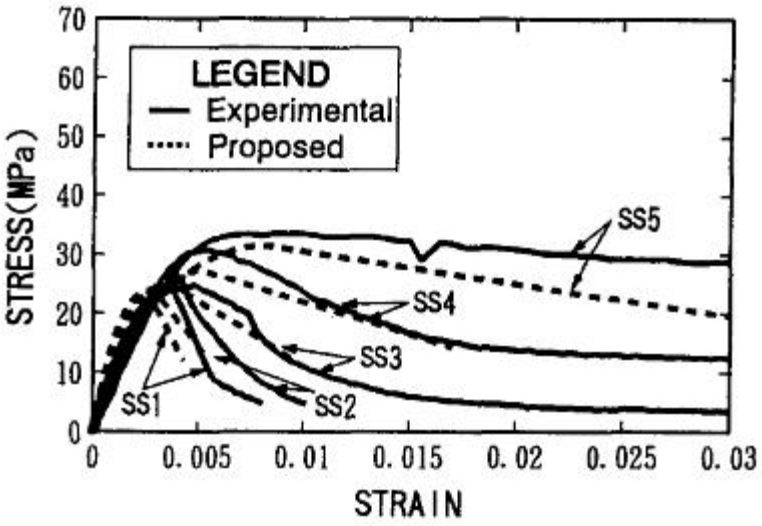


그림 6.4 사각단면(small scale) 실험체의 응력-변형률 곡선(Hoshikuma)

Large scale의 원형단면 실험체는 횡방향철근비가 약 0.19%~1.16% 이며, 동일한 횡방향철근(D10)을 사용하였으며 철근간격(s)을 변수로 하였다. 그림 6.5의 LC3 실험체가 우리나라의 현행 도로교설계기준의 횡방향철근비(0.78%)와 가장 유사하다. 실험결과를 분석해 보면 Large scale의 실험체의 하강곡선이 그림 6.4의 small scale 실험체에 비해 급격하게 하강하고 있는 것으로 확인할 수 있다.

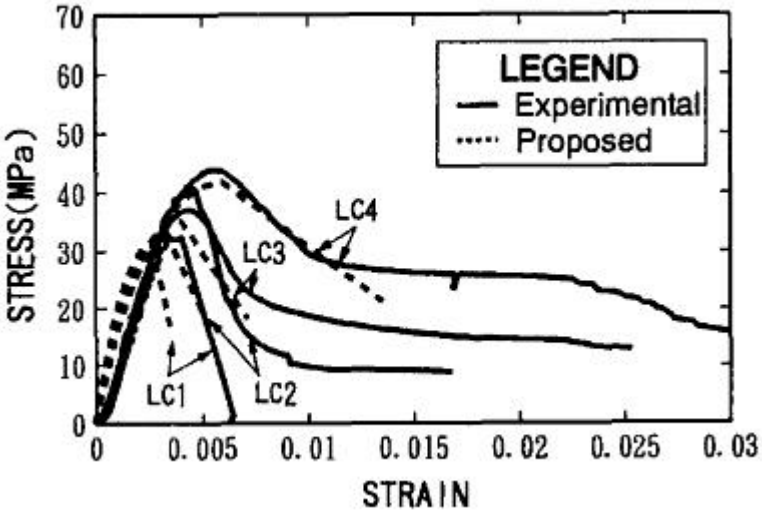


그림 6.5 원형단면(large scale) 실험체의 응력-변형률 곡선(Hoshikuma)

그리고 동일한 횡구속철근비가 적용되더라도 그림 6.6과 같이 철근간격이 상대적으로 크게 되면 횡구속력이 저하됨을 확인할 수 있다. 즉, 횡구속철근을 많이 배근하더라도 철근간격이 크게 되면 상대적으로 횡구속력이 저하됨을 알 수 있다.

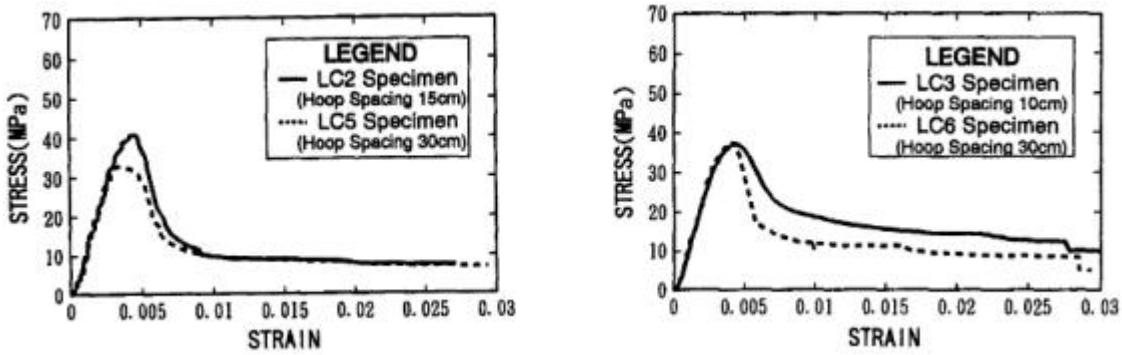


그림 6.6 철근간격에 따른 응력-변형률 곡선(Hoshikuma)

또한, 그림 6.7과 같이 직사각단면(벽식단면)의 경우, 횡구속철근이 우리나라의 현행 도로교설계기준의 횡방향철근량(0.78%)보다 많이 배근되더라도 중간의 cross-tie가 없으면 최대 강도 도달 후 하강곡선이 대체적으로 급격한 것으로 나타났다.

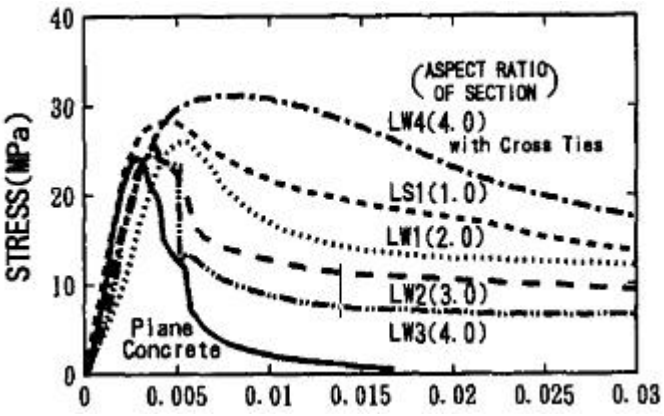


그림 6.7 직사각단면(벽식단면) 실험체의
응력-변형률 곡선(Hoshikuma)

Hoshikuma의 실험분석 결과, 콘크리트 극한변형률은 그림 6.8과 같이 최대 압축강도의 50%까지 하강하는 점의 콘크리트 변형률을 극한변형률로 제안하고 있다.

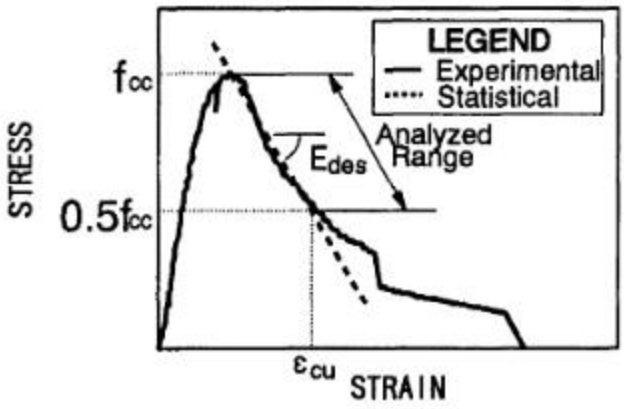


그림 6.8 Hoshikuma의 콘크리트 극한변형률 제안

Mander는 원형단면 실험체 15개와 직사각단면 실험체 14개, 총 29개의 실험체를 제작하여 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 관계식을 제안하였다. 원형단면은 실험체 제원은 표 6.3과 같으며, 실험결과를 토대로 콘크리트 극한변형률을 정리하면 표 6.4와 같다.

표 6.3 Mander의 원형단면 실험체 제원

Unit (1)	Longitudinal steel ratio[a] ρ_r (2)	Longitudinal steel ratio[b] ρ_{cc} (3)	Transverse steel ratio ρ_s (4)	Material Strength[c] (MPa)			Core diameter (mm) d_s (8)	Confinement effectiveness[d] k_e (9)	Lateral confining pressure $f'_l{}^d$ (MPa) (10)	Testing strain rate (s^{-1}) (11)
				f'_c (5)	f_y (6)	f_{yh} (7)				
a	0.0123	0.0160	0.020	28	295	310	438	0.970	3.0	0.000003
b	0.0123	0.0160	0.020	31	295	340	438	0.970	3.3	0.013
c	0.0123	0.0160	0.020	33	295	340	438	0.970	3.3	0.013[f]
Cyl 1	—	—	—	28	—	—	—	—	—	0.013
1	0.0123	0.0160	0.025	28	295	340	438	0.983	4.18	0.013
2	0.0123	0.0160	0.015	28	295	340	438	0.950	2.42	0.013
3	0.0123	0.0160	0.010	28	295	340	438	0.911	1.55	0.013
4	0.0123	0.0159	0.006	28	295	320	440	0.890	0.85	0.013
5	0.0123	0.0159	0.020	28	295	320	440	0.986	3.14	0.013
6	0.0123	0.0163	0.020	28	295	307	434	0.926	2.84	0.013
Cyl 2	—	—	—	31	—	—	—	—	—	0.013
7	0.0251	0.0327	0.020	31	296	340	438	0.987	3.35	0.013
8	0.0253	0.0330	0.020	27	260	340	438	0.987	3.35	0.013
9	0.0256	0.0334	0.020	31	286	340	438	0.987	3.35	0.013
10	0.0246	0.0320	0.020	27	295	340	438	0.986	3.34	0.013
11	0.0369	0.0480	0.020	27	295	340	438	1.002[e]	3.40	0.013
12	0.0246	0.0320	0.020	31	360	340	438	0.986	3.34	0.013

표 6.4 Mander의 원형단면 실험체에 대한 콘크리트 극한변형률

Unit (1)	Plain Concrete Date[a]				Confined Strength f'_{cc}			Confining Stress ε_{eff}			Strain at Hopp Fracture ε_{eff}		
	f'_c (MPa) (2)	f'_{co} (MPa) (3)	ε_{co} (4)	E_c (GPa) (5)	Experimental (MPa) (6)	Theoretical[a] (MPa) (7)	Experimental/ Theoretical[b] (8)	Experimental (9)	Theoretical[d] (10)	Experimental/ Theoretical[c] (11)	Experimental (12)	Theoretical[a] (13)	Experimental/ Theoretical[d] (14)
a	30	24	0.002	24	38	40.3	0.94	0.008	0.0088	0.91	0.060	0.056	1.07
b	31	30	0.0015	31	48	48.3	0.99	0.0042	0.0061	1.69	0.039	0.053	0.74
c	33	32	0.0015	32	47	50.5	0.93	0.0058	0.0059	0.98	0.058	0.053	1.09
Cyl 1	28	29	0.0015	26	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	28	29	0.0015	26	51	51.0	1.00	0.0073	0.0072	1.01	0.058	0.062	0.94
2	28	29	0.0015	26	46	43.0	1.07	0.0050	0.0051	0.98	0.056	0.048	1.17
3	28	29	0.0015	26	40	38.5	1.04	0.0040	0.0039	1.03	0.055	0.040	1.38
4	28	29	0.0015	26	36	34.5	1.04	0.0033	0.0029	1.14	0.035	0.034	1.03
5	28	29	0.0015	26	47	46.5	1.01	0.0065	0.0060	1.08	0.058	0.059	1.02
6	28	29	0.0015	26	46	45.1	1.02	0.0058	0.0057	1.02	0.057	0.059	0.97
Cyl 2	31	32	0.0014	28	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	31	32	0.0014	28	52	50.8	1.02	0.0057	0.0055	1.04	0.060	0.045	1.33
8	27	30	0.0014	28	49	48.6	1.01	0.0058	0.0057	1.02	0.057	0.048	1.19
9	31	32	0.0014	28	52	50.8	1.02	0.0054	0.0055	0.98	0.060	0.048	1.25
10	27	30	0.0014	30	50	48.5	1.03	0.0064	0.0057	1.12	0.058	0.047	1.23
11	27	30	0.0014	30	54	48.8	1.11	0.0045	0.0057	0.79	0.0432	0.042	1.03
12	31	32	0.0014	28	52	50.7	1.03	0.0056	0.0055	1.02	0.043	0.044	0.98

직사각단면 실험체 14개의 실험체 제원은 표 6.5와 같으며, 실험결과를 토대로 콘크리트 극한변형률을 정리하면 표 6.6과 같다.

표 6.5 Mander의 직사각단면 실험체 제원

Wall (1)	Vertical Reinforcement				Transverse Renforcement[d]				Confining Stress			
	f'_c[a] (MPa) (2)	ρ_l[b] (3)	ρ_{cc}[c] (4)	f_y (MPa) (5)	ρ_y[e] (6)	ρ_x[e] (7)	$\rho_s = \rho_x + \rho_y$ (8)	f_{yh} (9)	k_e[t] (10)	f'_{ly}[t] (MPa) (11)	f'_{ls}[t] (MPa) (12)	Test strain rate (s^{-1}) (13)
1	28	0.0172	0.030	330	0.0196	0.0270	0.0466	310	0.650	3.97	5.44	0.00001
2	28	0.0172	0.030	330	0.0196	0.0270	0.0466	340	0.650	4.33	5.97	0.0133
3	28	0.0172	0.030	330	0.0157	0.0270	0.0427	310	0.541	2.64	4.52	0.00001
4	28	0.0172	0.030	330	0.0157	0.0270	0.0427	310	0.650	3.16	5.44	0.00001
5	28	0.0172	0.030	330	0.0068	0.0094	0.0162	310	0.454	0.95	1.32	0.00001
6	28	0.0172	0.031	330	0.0292	0.0416	0.0708	330	0.587	5.66	8.06	0.00001
7	28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0133
8	28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.00001
9	41	0.0172	0.030	330	0.0196	0.0270	0.0466	340	0.650	4.35	5.97	0.0133
10	41	0.0306	0.053	290	0.0196	0.0270	0.0466	340	0.700	4.69	6.43	0.0133
11	41	0.0306	0.053	290	0.0098	0.0135	0.0233	340	0.586	1.95	2.69	0.0133
12	41	0.0306	0.056	290	0.0292	0.0416	0.0708	360	0.634	6.66	9.49	0.0133
13	41	0.0108	0.020	290	0.0205	0.0582	0.0787	360	0.399	2.94	8.36	0.0133
14	41	0.0108	0.019	290	0.0082	0.0225	0.0307	340	0.397	1.11	3.04	0.0133
15	41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0133
16	41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.00001

표 6.6 Mander의 직사각단면 실험체에 대한 콘크리트 극한변형률

Wall (1)	Plain Concrete Date[a]			Confined Strength f'_{cc}			Confining Stress e_{eff}			Strain at Hopp Fracture e_{eff}		
	f'_{co} (MPa) (2)	e_{co} (3)	E_c (GPa) (4)	Experimental (MPa) (5)	Theoretical[b] (MPa) (6)	Experimental/Theoretical (7)	Experimental (8)	Theoretical[b] (9)	Experimental/Theoretical (10)	Experimental (11)	Theoretical[b] (12)	Experimental/Theoretical (13)
1	26	0.0022	22	46	49	0.94	0.014	0.012	1.17	0.027[c]	0.048	0.56[c]
2	29	0.0018	24	56	55	1.02	0.017	0.0098	1.73	0.042	0.047	0.89
3	26	0.0022	22	46	44	1.05	0.013	0.010	1.30	0.028	0.040	0.70
4	26	0.0022	22	51	47	1.08	0.019	0.0111	1.71	0.050	0.050	1.00
5	26	0.0022	22	37	33	1.12	0.0075	0.0052	1.44	0.0284	0.025	1.14
6	26	0.0022	22	56	56	1.00	0.021	0.015	1.40	0.055	0.062	0.89
9	43	0.0018	32	72	71	1.01	0.0082	0.0076	1.08	0.030	0.040	0.75
10	43	0.0018	32	72	72	1.00	0.0076	0.0079	0.96	0.034	0.034	1.00
11	43	0.0018	32	60	57	1.05	0.0052	0.0047	1.11	0.025	0.0225	1.11
12	43	0.0018	32	78	81	0.96	0.0102	0.0098	1.04	0.045	0.044	1.02
13	43	0.0018	32	69	69	1.00	0.0065	0.0072	0.90	0.055	0.056	0.98
14	43	0.0018	32	58	55	1.05	0.0046	0.0043	1.70	0.033	0.032	1.03

Murat Saatcioglu는 Mander et al.(1988)의 실험체 26개, Razvi and Saatcioglu(1989) 실험체 17개, Scott et al.(1982)의 실험체 14개, Sheikh and Uzumeri(1980)의 실험체 24개, Abdulkadir and Saatcioglu(1991)의 실험체 3개 등 총 84개의 실험결과(원형단면 및 사각단면)를 이용하여 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 관계식을 그림 6.9와 같이 제안하였다. 타 연구자의 실험결과를 정리하면 표 6.7~표 6.10과 같다.

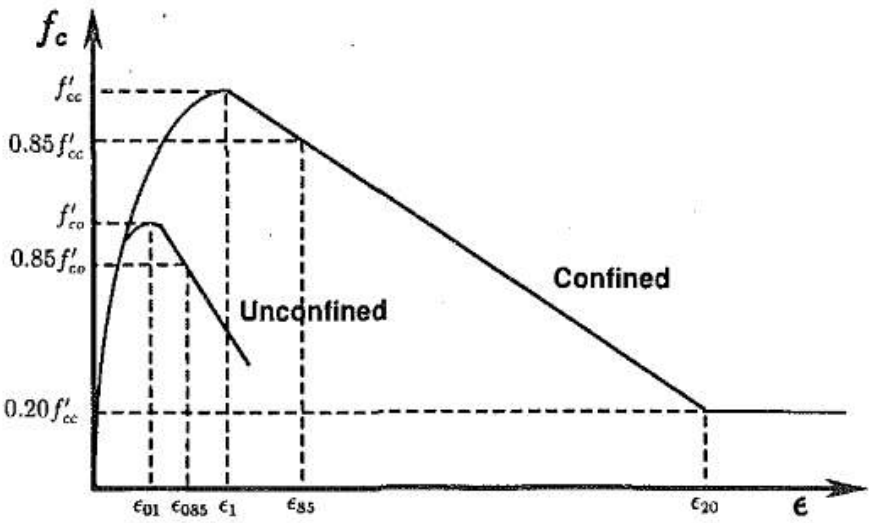


그림 6.9 Murat Saatcioglu의 횡구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선 제안

표 6.7 타 연구자의 실험결과(1)

Column[a] label (1)	Reineforcement arrangement[b] (2)	f_l (MPa) (3)	k_1 (4)	k_2 (5)	f'_{CO} (MPa) (6)	$f'_{CC,exp}$ (MPa) (7)	$f'_{CC,anal}$ (MPa) (8)	$f'_{CC,anal}$ / $f'_{CC,exp}$ (9)
a	10	3.08	5.53	1.00	24.0	38.0	41.0	1.08
b	10	3.38	5.45	1.00	30.0	48.0	48.4	1.01
c	10	3.38	5.45	1.00	32.0	47.0	50.4	1.07
1	10	4.28	5.23	1.00	29.0	51.0	51.4	1.01
2	10	2.54	5.72	1.00	29.0	46.0	43.5	0.95
3	10	1.70	6.12	1.00	29.0	40.0	39.4	0.99
4	10	0.96	6.75	1.00	29.0	36.0	35.5	0.99
5	10	3.17	5.51	1.00	29.0	47.0	46.5	0.99
6	10	3.06	5.54	1.00	29.0	46.0	45.9	1.00
7	10	3.38	5.45	1.00	32.0	52.0	50.4	0.97
8	10	3.38	5.45	1.00	30.0	49.0	48.4	0.99
9	10	3.38	5.45	1.00	32.0	52.0	50.4	0.97
10	10	3.38	5.45	1.00	30.0	50.0	48.4	0.97
11	10	3.38	5.45	1.00	30.0	54.0	48.4	0.90
12	10	3.38	5.45	1.00	32.0	52.0	50.4	0.97

표 6.8 타 연구자의 실험결과(2)

Column[a] label (1)	Reineforcement arrangement[b] (2)	f_l (MPa) (3)	k_1 (4)	k_2 (5)	f'_{co} (MPa) (6)	$f'_{cc,exp}$ (MPa) (7)	$f'_{cc,anal}$ (MPa) (8)	$f'_{cc,anal}$ / $f'_{cc,exp}$ (9)
3(a)	1	4.99	6.42	0.26	32.0	40.0	40.2	1.01
3(b)	1	4.99	6.42	0.26	32.0	38.4	40.2	1.05
4(a)	1	2.50	7.23	0.26	32.0	33.3	36.6	1.10
6(a)	1	5.17	6.44	0.24	39.0	51.9	47.1	0.91
6(b)	1	5.17	6.44	0.24	39.0	51.1	47.1	0.92
7(a)	1	2.59	7.25	0.24	39.0	43.3	43.6	1.01
7(b)	1	2.59	7.25	0.24	39.0	44.8	43.6	0.97
15(a)	1	2.50	7.23	0.26	29.0	35.1	33.6	0.96
15(b)	1	2.50	7.23	0.26	29.0	31.6	33.6	1.06
16(a)	1	4.99	6.42	0.26	29.0	38.0	37.2	0.98
16(b)	1	4.99	6.42	0.26	29.0	38.0	37.2	0.98
2	5	2.88	6.02	0.65	23.1	33.0	34.4	1.04
6	2	2.88	6.23	0.53	23.1	32.4	32.7	1.01
12	5	2.11	6.35	0.65	30.3	40.4	39.0	0.97
13	5	2.88	6.02	0.65	30.3	43.0	41.5	0.97
14	5	3.25	6.06	0.55	30.3	43.5	41.2	0.95
15	5	4.46	5.74	0.55	30.3	48.5	44.5	0.92
17	2	2.11	6.56	0.53	30.3	38.5	37.7	0.98
18	2	2.88	6.23	0.53	30.3	41.7	39.8	0.96
19	2	3.25	6.27	0.45	30.3	42.2	39.5	0.94
20	2	4.46	5.94	0.45	30.3	45.6	42.3	0.93
22	5	2.11	6.35	0.65	29.5	35.8	38.3	1.07
23	5	2.88	6.02	0.65	29.5	37.9	40.8	1.08
24	5	3.39	6.04	0.54	29.5	39.9	40.6	1.02
25	5	4.66	5.72	0.54	29.5	45.5	44.0	0.97
1	2	1.81	6.58	0.62	31.9	37.6	39.2	1.04
2	2	1.02	6.91	0.82	31.4	39.6	37.2	0.94
3	4	1.54	6.23	1.00	30.9	37.4	40.5	1.08
4	4	0.89	6.83	1.00	31.2	37.4	37.3	1.00
5	4	4.74	5.53	0.66	29.8	49.1	46.9	0.96
6	4	2.42	5.85	0.92	29.1	44.6	42.1	0.94
7	2	3.95	6.29	0.37	34.8	44.5	43.9	0.99
8	2	3.33	5.88	0.65	34.7	47.5	47.4	1.00
9	2	4.12	6.26	0.36	34.4	42.3	43.7	1.03
10	2	5.25	5.75	0.47	34.6	45.3	48.7	1.07
11	4	2.42	6.31	0.59	34.6	43.9	43.5	0.99
12	4	2.95	5.57	1.00	34.7	50.6	51.1	1.01
13	2	1.90	6.54	0.61	26.6	34.6	34.2	0.99
14	2	5.10	6.16	0.32	26.8	36.9	36.9	1.00
15	2	4.78	5.81	0.49	26.9	39.6	40.4	1.02
16	4	1.86	6.14	0.90	27.6	37.6	37.9	1.01
17	4	3.44	6.17	0.47	28.0	38.0	38.0	1.00
18	4	5.23	5.48	0.62	28.1	47.8	46.0	0.96
19	3	2.92	6.39	0.45	28.4	40.6	36.8	0.91
20	3	3.81	5.76	0.64	29.5	44.8	43.5	0.97
21	3	4.88	5.75	0.51	30.2	46.5	44.4	0.95
22	5	2.96	6.27	0.50	30.2	43.5	39.4	0.91
23	5	4.39	5.55	0.69	30.5	47.0	47.3	1.01
24	5	5.06	5.62	0.56	30.5	49.7	46.3	0.933

표 6.9 타 연구자의 실험결과(3)

Column[a] label (1)	Reineforcement arrangement[b] (2)	$f_{l\,long}$ (MPa) (3)	$f_{l\,short}$ (Pa) (4)	$k_{2,\,long}$ (5)	$k_{2,\,short}$ (6)	k_1 (7)	f'_{CO} (MPa) (8)	$f'_{CC,\,exp}$ (MPa) (9)	$f'_{CC,\,anal}$ (MPa) (10)	$f'_{CC,\,anal}$ / $f'_{CC,\,exp}$ (11)
1	11	5.44	7.46	1.00	0.20	5.10	26	46	51	1.11
2	11	5.97	8.18	1.00	0.20	5.03	29	56	56	1.00
3	12	3.81	3.73	1.00	0.21	5.43	26	46	45	0.98
4	13	4.35	7.46	1.00	0.21	5.30	26	51	47	0.92
5	11	1.89	2.59	1.00	0.21	6.11	26	37	37	1.00
6	11	9.64	13.71	0.88	0.12	4.74	26	56	62	1.11
9	11	5.97	8.18	1.00	0.20	5.03	43	72	70	0.97
10	11	5.97	8.18	1.00	0.20	5.03	43	72	70	0.97
11	11	2.99	4.09	1.00	0.20	5.65	43	60	58	0.97
12	11	10.51	14.96	0.85	0.12	4.70	43	78	81	1.04
13	14	7.36	20.94	0.90	0.11	4.93	43	69	73	1.06
14	14	2.49	6.82	1.00	0.20	5.80	43	58	57	0.98

표 6.10 타 연구자의 실험결과(4)

Column[a] label (1)	Reinforcement arrangement[b] (2)	$f_{l,WWF}$ (MPa) (3)	$f_{l,tie}$ (MPa) (4)	$k_{2,WWF}$ (5)	$k_{2,tie}$ (6)	k_1 (7)	f'_{CO} (MPa) (8)	$f'_{CC,exp}$ (MPa) (9)	$f'_{CC,anal}$ (MPa) (10)	$f'_{CC,anal}$/ $f'_{CC,exp}$ (11)
RC1	6	0.9	—	0.55	—	7.51	23	24	27	1.12
RC2	6	0.9	—	0.55	—	7.51	25	26	28	1.08
RC5	7	2.2	—	0.33	—	7.07	25	31	30	0.97
12(a)	9	0.9	2.5	1.00	0.26	6.24	29	40	37	0.93
12(b)	9	0.9	2.5	1.00	0.26	6.24	29	41	37	0.90
13(a)	9	0.8	2.5	1.00	0.26	6.28	29	38	37	0.97
13(b)	9	0.8	2.5	1.00	0.26	6.28	29	34	37	1.09
14(a)	8	0.6	2.4	1.00	0.27	6.50	29	38	37	0.97
14(b)	8	0.6	2.4	1.00	0.27	6.50	29	36	37	1.03

[a]Columns RC1–RC5 were tested by Abdulkadir and Saatcioglu (1991); and columns 12(a)–14(b) were tested by Razvi and Saatcioglu (1989).

Sato and Yamaguchi는 피복이 없는 사각단면 횡구속 실험체 5기에 대해서 압축실험을 수행하여 콘크리트 극한변형률을 추정하였다. 사각단면 실험체 제원은 표 6.11과 같으며 실험을 통해 추정된 횡구속 콘크리트의 압축강도 및 극한변형률은 표 6.12와 같다.

표 6.11 Sato and Yamaguchi의 사각단면 실험체 제원

Specimen	Concrete		Longitudinal reinforcement			Lateral reinforcement						
	f'_c N/mm²	E_i kN/mm²	Number and size	Pg %	σ_{sy} N/mm²	Section	Number and size	s mm	p_s %	σ_{wy} N/mm²	$p_s\sigma_{wy}$ N/mm²	dc,bc mm
CCA35	32.9	28.6	16-D13	2.87	4040		4-φ 6.2	35	2.60	1431	37.2	265.6
CCA50								50	1.80		25.8	
CCB43							5-φ 6.2	43	2.60		37.2	
CCB60								60	1.80		25.8	
CCP												272

표 6.12 사각단면 실험체에 대한 압축강도 및 극한변형률(Sato and Yamaguch)

Specimen	Yielding of longitudinal reinf.		Yielding of lateral reinf.		Buckling of longitudinal reinf.		Fracturing of lateral reinf.		Peak of strength	
	σ N/mm²	ε %	σ N/mm²	ε %	σ N/mm²	ε %	σ N/mm²	ε %	σ N/mm²	ε %
CCA35	32.0	0.147	56.6	0.901	79.7	6.410	80.4	6.780	80.4	6.780
CCA50	32.1	0.223	55.2	1.979	57.1	3.332	43.1	5.299	57.0	3.332
CCB43	34.1	0.193	80.3	2.606	84.9	5.448	46.6	7.391	85.1	5.014
CCB60	27.8	0.150	62.1	1.851	59.5	2.974	-	-	62.2	2.226
CCP	-		-		-		-		39.0	0.230

제7장 연구개발성과의 보안등급

일반

우리나라 지진재해대책법에 의하면 국가적 차원의 지진재난 관리를 위해서 국가의 내진성능목표를 설정하고 이를 달성하기 위해서 시설물의 허용피해수준을 설정할 것을 요구하고 있다. 따라서, 향후 시설물의 내진설계기법은 현행 붕괴방지수준의 내진설계에서 벗어나 시설물의 손상수준을 정량화할 수 있는 설계기법(손상수준 제어 내진설계기법)으로의 전환이 필요하다.

본 연구의 성과는 교량의 손상수준 제어 내진설계를 위한 핵심요소기술로서 향후 지진 시 연성거동을 하는 부재(시설물)에 확대 적용되어야 한다.

제8장 국가과학기술종합정보시스템에 등록한 연구시설 및 장비 현황

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

제9장 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전 조치 이행 실적

1. 연구 실험실내 안전장비 상시 구비 (구급 상비약, 안전모, 안전화 등)
2. 울산대학교에서 주관하고 외부기관에서 실시하는 연구종사자 안전교육을 연 2회 실시
3. 울산대학교에서 주관하고 외부기관에서 실시하는 안전점검을 연 1회 실시

제10장 연구개발과제의 대표적 연구 실적

표 10.1 연구 실적 목록

구분	성과	내용
석사학위논문	2	◦ 강형구 (2015), “압축을 받는 콘크리트의 횡구속량에 따른 극한한계변형률 분포특성 연구”, 울산대학교
		◦ 김성은 (2015), “알칼리 활성 슬래그 콘크리트의 수화반응 모델링”, 울산대학교
박사학위논문	1	◦ 정혁창 (2016), “횡구속에 따른 역학적 성질 변화를 고려한 횡구속 콘크리트의 재료 모델”, 울산대학교
국내학술발표논문	2	◦ 강형구, 김익현, 선창호 (2015), “원형단면 콘크리트의 횡구속량에 따른 변형률 분포특성 연구”, 한국지진공학회
		◦ 김익현, 선창호 (2015), “지진피해 예측을 위한 교량 공급역량의 정량화”, 한국지진공학회
국내학술논문	2	◦ 선창호, 정혁창, 김익현 (2016), “횡구속된 원형단면 콘크리트의 응력-변형률 모델”, 한국지진공학회(게재 확정)
		◦ 선창호, 정혁창, 김익현 (2016), “횡구속된 사각단면 콘크리트의 응력-변형률 특성과 통합 응력-변형률 모델”, 한국지진공학회(게재 확정)
국외학술논문 (SCI)	1	◦ 현재 진행 중.

제11장 참고문헌

1. American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard Specifications for Highway Bridges, 1996

2. American Association of State Highway and Transportation Officials, LRFD Bridge Design Specifications, 2012

3. 日本道路協會, 道路橋示方書・同解說, V 耐震設計編, 平成 24年(2012)

4. Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, 2005

5. Transit New Zealand, Bridge Manual plus amendment No. 1, Wellington, New Zealand, 1994.

6. New Zealand Standard., Concrete Structures Standard - Part 1 : Design of Concrete Structures, NZS 3101, 2006

7. New Zealand Standard., Concrete Structures Standard - Part 2 : Commentary on the Design of Concrete Structures of Concrete Structures, NZS 3101, 2006

8. 건설교통부, (2012), “도로교설계기준(한계상태설계법)”

9. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996

10. Abdulkadir, R., and Saatcioglu, M. (1991). "Tests of concrete columns reinforced with welded wire fabric." Research Report No. 9104, Dept. of Civ. Engrg., Univ of Ottwa, Ottawa, Canada

11. Ahmad, S. H., and Shah, S. P.(1982a). "Complete triaxial stress-strain curves for concrete." J. Struct. Div., ASCE, 108(4), pp728-742.

12. Ahmad, S.H., and Shah, S. P.(1982b)."Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement." ACI Struct. J, 79(46), pp484-490.

13. Fujii, M., Kobayashi, K., Miyagawa, T., Inoue, S., and Matsumoto, T.(1988). "A strudy oon the application of a stress-strain relation of confined concrete." Proc., JCA Cement and Concrete, Vol, 42, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp311-314

14. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K.W. (1997), "Stress-strain for reinforced concrete it bridge piers", J. Struct. Eng., ASCE, May, pp.624-633.

15. Kent, D.C., and Park, R. (1971), "Flexural members with confined concrete", J. Struct. Div., ASCE, 97(7), pp.1969-1988.

16. Mander, J.B, Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988) "Theoretical stress-strain model fot confined concrete", J. Struct. Div., ASCE, 114(8), pp.1804-1826.

17. Mander, J.B, Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988) "Observed stress-strain behavior of confined concrete", J, Struct. Div., ASCE, 114(8), pp.1827-1849.

18. Murguma, H., Watanabe, S., Katsuta, S., Sakurai, K., and Nakamura, E.,(1978). "A study on the improvement of bending ultimate strain of concrete." J. Struct. Engrg., Tokyo, Japan, 24, pp109-116.

19. Murguma, H., Watanabe, S., Katsuta, S., and Tanaka, S.,(1980). "A stress-strain model of confined concrete." Proc., JCA Cement and Concrete, Vol. 34, Japan Cement Assn., Tokyo, Japan, pp429-432.

20. Park, R.,Priestley, M.J.N., and Gill, W.D. (1982), "Ductility of square-confined concrete columns", J. Struct. Div., ASCE, 108(4), pp.929-950.

21. Razvi, S. R., and Saatcioglu, M.(1989) "Confinement of reinforced concrete columns with welded wire fabric." ACI Struct. J., 86(6), pp615-623.

22. Richart, F. E., Brandtzafg, A., and Brown, R. L.,(1928) "A study of the failure of concret under conbined compression stresses" Engineering Bulletin No. 185, Univ. of Illinois Engrg Experiment Station, Urbana, Ill

23. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R. (1992), "Strength and ductility of confined concrete", J. Struct. Div., ASCE, 118(6), pp.1590-1607.

24. Saatcioglu, M. and Razvi, S.R. (1991), "Analytical model of confined concrete ", Research Report No. 9101, Dept. of Civ. Engrg., Univ of Ottwa, Ottawa, Canada.

25. Sakai, K., Kakut, Y., and Nomachi, S.,(1985). "Experimental study on confinement effects of rectangular ties in reinforced concrete columns."

Proc., JSCE Japan Soc. of Civ. Engrgs., Tokyo, Japan, 354(2), pp63-72.

26. Salamat, A., and Saatcioglu, M. (1991), "Tests of confined columns under eccentric loading." Research Report No. 9103, Dept. of Civ. Engrg., Univ of Ottwa, Ottawa, Canada.

27. Sato, T., and Ibushi, K. (1988). "Effect of confinement on ductile behavior of reinforced concrete short columns." Trans. of the Japan Concrete INst., Japan Concrete Institue, 10(5), pp.337-344.

28. Sheikh, S.A., and Uzumeri, S.M. (1980), "Strength and Ductility of tied concrete columns", J. Struct. Div., ASCE, 106(5), pp.1079-1102.

29. Sheikh, S.A., and Uzumeri, S.M. (1982), "Analytical model for concrete confinement in tied columns", J. Struct. Div., ASCE, 108(12), pp.2703-2722.

30. Sheikh, S. A. (1982), "A comparative study of confinedment models." ACI J., 79(4), pp.296-305.

31. Scott, B. D., Park, R., and Priestley, M. J. N. (1982) "Stress-strain behavior of concrte confined by overlapping hoops at high and low strain rates." ACI J., 79(1), pp.13-27.

32. 손혁수, 이재훈 (2003), “지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 소요연성도에 따른 심부구속철근량”, 한국콘크리트학회 논문집, 제 15권 제5호, pp.715-725.

33. 이재훈, 손혁수 (2009), “철근콘크리트 교각의 소요연성도에 따른 심부구속철근량 산정식 수정”, 한국콘크리트학회 논문집, 제 21권 제2호, pp. 169-178.

34. 정혁창, 김익현 (2009), “횡방향철근에 의해 횡구속된 콘크리트의 응력-변형률 특성”, 한국지진공학회 논문집, 제13권 제3호, pp.67-80.

35. 정혁창, 차수원, 김익현 (2010), “후프띠철근과 보강띠철근으로 횡구속된 정사각단면 콘크리트의 응력-변형률 특성”, 한국지진공학회 논문집, 제14권 제3호, pp.39-48.

36. 최은수, 김병화, 신재관, 이도형 (2014), “외측 횡 구속된 콘크리트 공시체의 내진 거동”, 한국지진공학회 논문집, 제 18권 제1호, pp.45-51.

주 의

1. 이 최종보고서는 국토교통부에서 시행한 국토교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.

2. 이 최종보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구개발 성과임을 밝혀야 합니다.

3. 국가과학기술 기밀 유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 안 됩니다.