

# 축방향철근의 겹침이음길이에 따른 원형 RC교각의 내진성능평가

## Seismic Performance Assessment of Existing Circular Sectional RC Bridge Columns according to Lap-splice Length of Longitudinal Bars

박광순<sup>1)</sup> · 서형열<sup>1)\*</sup> · 김태훈<sup>2)</sup> · 김익현<sup>3)</sup> · 선창호<sup>3)</sup>

Park, Kwang Soon<sup>1)</sup> · Seo, Hyeong Yeol<sup>1)\*</sup> · Kim, Tae-Hoon<sup>2)</sup> · Kim, Ick Hyun<sup>3)</sup> · Sun, Chang Ho<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup>한국시설안전공단, <sup>2)</sup>삼성물산(주) 건설부문 기술연구센터, <sup>3)</sup>울산대학교 건설환경공학부

<sup>1)</sup>Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation, <sup>2)</sup>Samsung C&T Corporation, <sup>3)</sup>University of Ulsan

### / A B S T R A C T /

The plastic hinge region of RC pier ensures its nonlinear behavior during strong earthquake events. It is assumed that the piers secure sufficient strength and ductility in order to prevent the collapse of the bridge during strong earthquake. However, the presence of a lap-splice of longitudinal bars in the plastic hinge region may lead to the occurrence of early bond failure in the lap-splice zone and result in significant loss of the seismic performance. The current regulations for seismic performance evaluation limit the ultimate strain and displacement ductility considering the eventual presence of lap-splice, but do not consider the lap-splice length. In this study, seismic performance test and analysis are performed according to the cross-sectional size and the lap-splice length in the case of longitudinal bars with lap-splice located in the plastic hinge region of existing RC bridge columns with circular cross-section. The seismic behavioral characteristics of the piers are also analyzed. Based upon the results, this paper presents a more reasonable seismic performance evaluation method considering the lap-splice length and the cross-sectional size of the column.

**Key words:** Seismic Performance Assessment, RC Bridge Column, Lap-splice Length, Displacement Ductility, Ultimate Strain

## 1. 서론

철근콘크리트(RC; Reinforced Concrete) 교각은 대규모 지진시 소성힌지영역에서 비선형 거동을 하게 되며, 이러한 교각의 지진시 붕괴를 방지하기 위해서는 교각이 충분한 강도와 연성을 확보해야 한다[1, 2]. 그러나 RC교각의 소성힌지영역에 위치한 축방향철근에 겹침이음이 존재하거나 심부콘크리트를 구속하는 횡방향철근이 내진상세를 만족하지 못하는 경우에는 겹침이음부에서 조기 부착파괴가 발생하여 내진성능이 현저하게 저하된다는 연구결과가 다수 발표되었다[3-10]. 이러한 연구결과를 반영하여 국내 도로교설계기준에서는 2005년부터 신설 교량에 대해 설계지진시 붕괴를 방지할 목적으로 소성힌지영역에는 축방향철근의 겹침이음을 두지 못하도록 제한하고 횡방향철근에 대한 철근배근상세를 규정하여 충분한 내진성능을 확보하도록 하고 있다[2]. 하지만 비내진 교량과 내진설계 최초

도입 당시의 불완전한 내진설계법을 적용한 교량은 소성힌지영역의 중요성을 간과한 상태에서 시공의 편이성 등을 이유로 기초 상부의 소성힌지영역에 축방향철근의 겹침이음을 두었을 것으로 판단되어, 일반국도상의 비내진 교량 및 불안정한 내진설계법을 적용한 기존 RC교각에 대해 문헌 및 현장조사를 수행한 결과, 상당수가 소성힌지영역에 축방향철근의 겹침이음을 두거나 횡방향철근상세가 내진성능을 만족하지 못하는 것으로 조사되었다[11-13]. 이러한 국내 기존교량의 특성을 반영하여 KISTEC[14]과 KEC[15]에서는 축방향철근의 겹침이음 비율에 따라 콘크리트의 극한변형률  $\epsilon_{cu}$  과 최대변위연성도  $\mu_{\Delta, max}$  를 Table 1과 같이 규정하고 있다.

하지만 선형 연구 및 내진성능평가규정에는 소성힌지영역에 위치한 축방향철근의 겹침이음 유무만을 고려하여 교각의 연성능력을 평가하고 있으며, 겹침이음길이에 의한 효과를 고려하는 내용은 포함되어 있지 않다.

일반적으로 RC교각의 축방향철근에 겹침이음이 존재하는 경우, 겹침이음길이  $l_{sp}$  는 내진설계를 적용하지 않은 경우에는 압축부재로, 내진설계를 적용한 경우에는 인장부재로 취급하여 겹침이음길이를 상이하게 산정하였을 것이다[16]. 또한, 소성힌지영역은 기둥의 단면크기에 비례하여 산

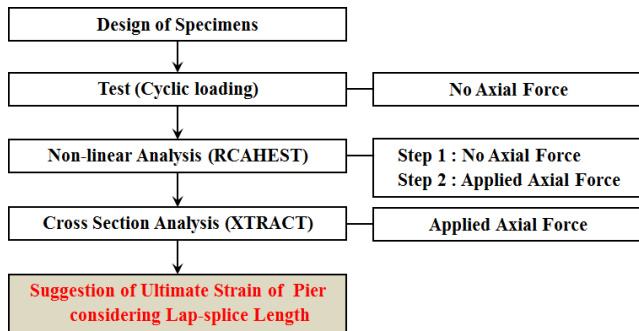
\*Corresponding author: Seo, Hyeong Yeol

E-mail: 97hojins@hanmail.net

(Received 26 March 2014; Revised 3 June 2014; Accepted 3 June 2014)

**Table 1.** Assessment standard according to lap-splice ratio

Lap-splice Ratio	Bar Details	KISTEC[14]	KEC[15]
0%	without lap-splice, more than 1 layer	$\epsilon_{cu} = 0.004$	$\epsilon_{cu} = 0.004 + \alpha$ $\alpha$ : transverse confining steel factor
50%	with lap-splice, exceed 1 layer	$\epsilon_{cu} = 0.003$	
100%	with lap-splice, 1 layer	$\epsilon_{cu} = 0.002$ $\mu_{\Delta, max} = 1.8$ (circular section) $= 1.5$ (rectangular section)	



**Fig. 1.** Research Execution Procedure

정되므로 동일한 겹침이음길이를 갖더라도 기둥의 단면이 커지면 겹침이음부 전체가 소성힌지영역 내에 놓일 확률이 높으며, 단면이 작아지면 겹침이음부가 소성힌지영역 보다 커질 확률이 높아지게 된다. 이와 같이 RC교각의 기둥 단면 크기와 겹침이음길이에 따라 내진성능이 달라질 가능성이 높으나 관련 연구는 전무한 실정이다.

이에 본 연구에서는 RC교각의 소성힌지영역에서 축방향철근이 겹침이음된 경우, 기둥 단면의 크기와 겹침이음길이에 따른 영향을 Fig. 1과 같은 절차에 의해 내진성능 실험과 해석을 수행하여 지진시 교각의 거동특성 및 경향을 분석하고, 이를 토대로 기둥 단면의 크기와 겹침이음길이를 고려한 보다 합리적인 내진성능 평가기법을 제시하고자 한다.

## 2. 실험체 설계

### 2.1 축방향철근 겹침이음길이 규정

내진설계가 처음 도입된 1992년도의 도로교표준시방서에서는 철근의 겹침이음길이(정착길이) 산정방법을 다음 식과 같이 제시하고 있다[16].

- 압축부재인 경우 ( $l_c \geq 300 \text{ mm}$ ) :

$$f_y \leq 400 \text{ MPa 일 때, } l_c = 0.072 f_y d_b \quad (1a)$$

$$f_y > 400 \text{ MPa 일 때, } l_c = (0.13 f_y - 24) d_b \quad (1b)$$

- 인장부재인 경우 ( $l_d \geq 300 \text{ mm}$ ) :

$$\text{기본정착길이 } l_d = \frac{0.35 f_y d_b}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (2a)$$

$$\text{A급 이음} - 1.0 l_d \quad (2b)$$

$$\text{B급 이음} - 1.3 l_d \quad (2c)$$

$$\text{C급 이음} - 1.7 l_d \quad (2d)$$

여기서,  $l_c$ 는 압축부재의 정착길이이고,  $l_d$ 는 인장부재의 기본정착길이,  $f_y$ 는 철근의 항복강도,  $d_b$ 는 축방향철근의 직경,  $f_{ck}$ 는 콘크리트의 압축강도이다. A급 이음은(사용  $A_s$  / 소요  $A_s$ )  $\geq 2$ 이며 겹침이음된 철근비가 75% 이내인 경우를, B급 이음은(사용  $A_s$  / 소요  $A_s$ )  $\geq 2$ 이며 겹침이음된 철근비가 100%인 경우와(사용  $A_s$  / 소요  $A_s$ )  $< 2$ 이며 겹침이음된 철근비가 50% 이내인 경우를, C급 이음은(사용  $A_s$  / 소요  $A_s$ )  $< 2$ 이며 겹침이음된 철근비가 75% 이상인 경우를 말한다.  $A_s$ 는 축방향철근량을 의미한다.

### 2.2 Prototype 모델 선정

일반국도상 기존교량에서 RC교각의 축방향철근 겹침이음길이에 따른 지진시 거동특성을 파악하고자 겹침이음이 존재하는 513개소를 대상으로 교량 특성(교각기둥의 형상 및 치수, 축방향철근의 배근상태 및 겹침이음길이 등)을 분석하여 연구의 효율성을 높일 수 있도록 Prototype 모델을 선정하였다[17]. 우선 교각기둥의 형상은 대상교량의 70%를 차지하는 원형단면으로 단일화하였으며, 원형단면을 갖는 교각기둥 중 겹침이음에 따른 부착성능을 평가하기 위해 축방향철근의 겹침이음 비율이 100%인 217개교에 대하여 기둥의 단면 직경과 축방향철근 직경 분포를 분석하였다. 분석결과, 기둥 직경은 1,800mm, 2,000mm 및 2,500mm가 지배적이나 직경이 1,800mm와 2,000mm 기둥은 축소모형으로 제작시 차이가 크지 않으며, 단면이 매우 큰 경우는 거동특성이 달라질 수 있기 때문에 이를 고려하여 Table 2와 같이 대표 단면을 2,000mm, 2,500mm 및 3,000mm로 하고, 이에 따른 축방향철근 직경은 D32(31.8mm)와 D29(28.6mm)로 선정하고 철근비를 1%로 하여 철근개수를 결정하였다. 이때 콘크리트의 압축강도와 철근의 항복강도는 21MPa과 300MPa을 적용하였다.

대상교량의 실제 겹침이음길이를 식(1) 및(2)에 의해 구한 최소 겹침이음길이와 비교해 보면, 인장부재의 A급 이음보다 작은 경우는 43개소, A급과 B급 이음 사이인 경우는 139개소, B급과 C급 이음 사이인 경우는 30개소, C급 이음 이상인 경우는 5개소로 대부분이 B급 이음보다 작아 내진설계가 제대로 고려되지 않은 것으로 보인다. 하지만 일반적인 교량설계에서는 축방향철근의 [사용  $A_s$  / 소요  $A_s$ ]가 2를 넘지 않으므로 내진설계를 고려한 인장부재로 취급하여 겹침이음길이를 산정했다면 B급 이음 이상으로 설계되었을 것이다. 그러므로 본 연구에서는 겹침이음길이를 인장부재의 B급 및 C급 이음으로 선정하였다. 또한, 겹침이음길이가 충분히 긴 경우에 대해서도 경향 파악을 위해 1.0D에 해당하는 겹침이음길이를 추가 선정하였다. 이와 같이 축방향철근의 겹침이음길이는 인장부재의 B급 이음, C급 이음 및 1.0D 이음 3가지로 분류하여 적용하였다.

식(1)과(2)에 제시된 겹침이음길이는 단면의 체원과는 무관하게 콘크리트 및 철근의 강도와 철근의 직경만을 변수로 하고 있다. 이로 인해 교각의 직경이 다르더라도 콘크리트 및 철근의 강도와 철근의 직경이 같으면 겹침이음길이는 동일하게 산정되나, 실제거동은 상이하여 다른 내진성능을 보인다. 이에 본 연구에서는 겹침이음길이를 단면 직경으로 나눈 겹침이음

길이비  $l_{sp}/D$ 를 중요한 변수로 선정하여 적용하였다.

교각의 높이  $h$ 는 전단파괴를 방지하고 휨파괴를 유도하기 위해 형상비  $h/D$ 가 4.5가 되도록 하였으며, 교각상부에 작용하는 축하중은 축방향 단면강도  $A_g f_{ck}$ 의 10%를 적용하였다.

### 2.3 실험체 설계/제작

Table 2 및 Fig. 2와 같이 Prototype 모델을 약 1/3로 축소한 8기의 실험체를 설계/제작하였다. 이때, 축방향철근인 D32(31.8mm)와 D29(28.6mm)를 1/3로 축소하면 각각 10.6mm와 9.53mm이지만, 이와 같은 직경을 갖는 철근으로 제작하기는 현실적으로 불가능하므로 기성철근 중

가장 유사한 직경을 갖는 D10 단일 철근을 사용하였다. 다만, 단면직경이 1,000mm인 실험체에 D10 철근을 사용하여 축방향철근비가 1%를 만족하도록 배근하게 되면, 철근의 최소간격이 30mm보다 작게 배근되어 실험체 제작에 어려움이 있어서 D13 철근을 적용하였다.

콘크리트와 철근의 강도는 기존 교량임을 감안하여 21MPa와 300MPa로 주문하여 납품받았으나 실제 강도시험결과 27MPa와 390MPa로 다소 크게 제작되었다.

실험체명은 실험의 주요 변수인 단면직경과 겹침이음길이를 사용하여 정의하였다. 예를 들어 기둥 형상은 원형이고, 단면직경이 650mm이며, 겹침이음길이가 B등급인 374mm를 의미하는 실험체명은 'D0.65L374'로 정의하였다.

Table 2. Specimen Design Parameters

Specimen name	Column Diameter, $D$ (mm)		Dia. of Longitudinal Bar, $d_b$		Aspect Ratio, $h/D$	Column Height, $h$ (mm)		Class of Lap-splice Length	Lap-splice Length, $l_{sp}$ (mm)		$l_{sp}/D$
	Prototype	Specimen	Prototype	Specimen		Prototype	Specimen		Prototype	Specimen	
D0.65L374	2,000	650	D29	D10	4.5	9,000	3,000	Class B	1,150	374	0.58
D0.65L488			Class C	1,500				488	0.75		
D0.65L585			Class C	1,800				585	0.90		
D0.8L448	2,500	800	D32	D10		11,250	3,600	Class B	1,400	448	0.56
D0.8L576			Class C	1,800				576	0.72		
D0.8L800			1.0D	2,500				800	1.00		
D1.0L467	3,000	1,000	D32	D13		13,500	4,500	Class B	1,400	467	0.47
D1.0L600			Class C	1,800				600	0.60		

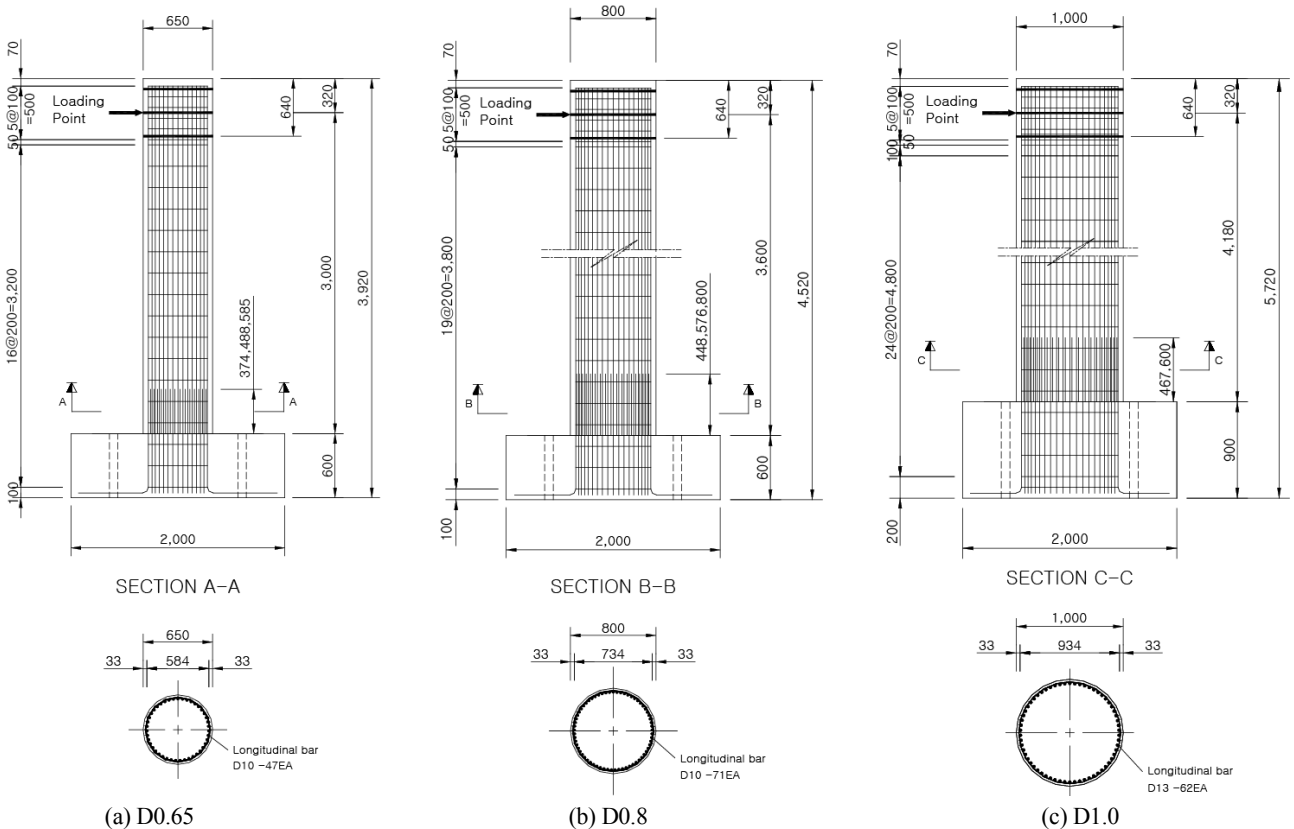


Fig. 2. Design Drawing of Specimens

실제 교각과 유사한 거동을 보이도록 교각상부에 축하중을 적용하여야 하나, 기초 상부와 기둥의 연결부가 겹침이음된 짧은 철근으로만 연결되어 있어 수평하중 재하시 Drift ratio가 커지면서 교각의 휨도 커져 축하중 재하 상태에서 실험을 진행하게 되면 겹침이음부의 부차파괴 발생시 기초 상부와 기둥 접속부의 이격 등에 의한 안전상의 문제가 야기될 수 있어 축하중을 배제한 상태에서 실험을 수행하였다. 이를 보완하기 위해 비선형 수치해석을 이용하여 실험과 동일한 조건하에서 검증된 해석모델을 적용 후 동일 해석모델에 축하중을 재하하여 실제와 유사한 상태에서 내진성능을 파악하고자 한다.

### 3. 내진성능실험

본 연구의 내진성능실험은 Kim et al.[18]의 연구결과와 동일하며, 비선형 이력해석 및 단면해석을 수행하기 위해 필요한 최소한의 결과만을 본문에 수록하였으므로, 실험결과에 대한 보다 상세한 내용을 원할 경우에는 KISTEC[17]과 Kim et al.[18]의 연구결과를 참고할 수 있다.

#### 3.1 실험방법

3,000kN 용량의 유압식 가력기(Actuator)를 Fig. 2의 기둥 상부의 하중 재하점(loading point)에 연결하여 변위제어 방법으로 수평방향 준정적 반

복재하실험을 수행하였다. 변위 제어는 Fig. 3과 같이 기둥 높이에 대한 수평변위 비(Drift ratio,  $\delta/h$ )를 적용하여 0.5mm/sec 속도로 Drift ratio 마다 2회씩 반복 재하하였다. 이때, Drift ratio의 증가율은 일반적인 교각의 항복변위 값이  $\pm 0.5\% \sim \pm 1.0\%$ 인 점을 감안하여  $\pm 0.5\%$ 에서 시작하고,  $\pm 0.5\%$ 부터는 초기의 취성파괴를 방지하기 위하여  $\pm 0.25\%$ 씩 증가시켰다.

#### 3.2 실험결과

각 실험체에 대한 준정적 반복재하실험을 통해 얻은 하중-변위(P- $\delta$ ) 이력곡선과 포락곡선을 Fig. 4에 나타내었으며, 각 실험체별 파괴양상을 분석하였다.

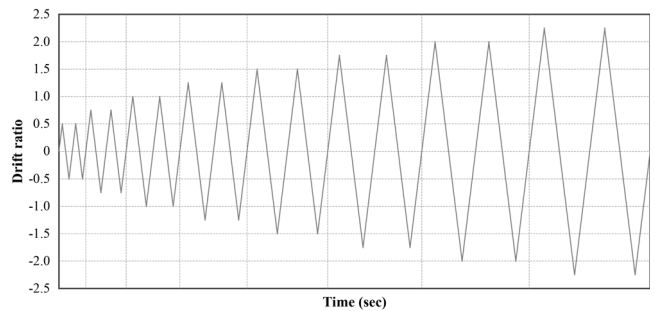


Fig. 3. Loading History

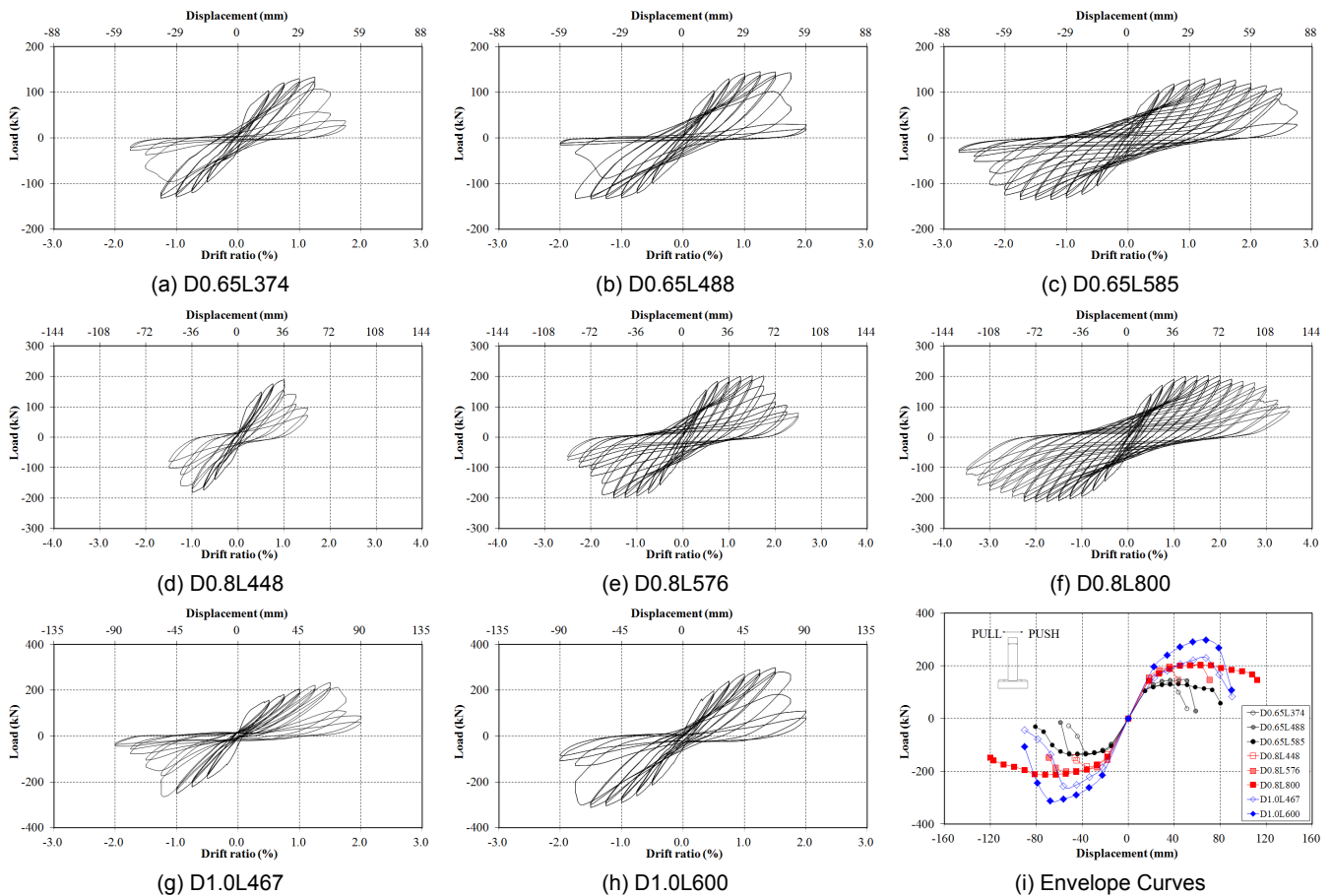


Fig. 4. Load-Drift Responses of Specimens



단면 직경이 650mm인 실험체(Fig. 4(a)~(c))와 800mm인 실험체(Fig. 4(d)~(f))는 거의 동일한 파괴양상을 보였다. 가장 짧은 겹침이음길이를 갖는 D0.65L374 모델( $l_{sp}/D=0.58$ )과 D0.8L448 모델( $l_{sp}/D=0.56$ )은 작은 Drift 비에서 겹침이음부의 부차파괴로 인해 급격한 하중저하가 발생하였고, 중간 겹침이음길이를 갖는 D0.65L488 모델( $l_{sp}/D=0.75$ )과 D0.8L576 모델( $l_{sp}/D=0.72$ )은 피복탈락 및 축방향철근 좌굴과 동시에 겹침이음부의 부차파괴로 하중저하가 발생하였으며, 가장 긴 겹침이음길이를 갖는 D0.65L585 모델( $l_{sp}/D=0.90$ )과 D0.8L800 모델( $l_{sp}/D=1.00$ )은 피복탈락과 축방향철근 좌굴 및 파단, 하중저하 발생으로 이어지는 전형적인 휨파괴 양상을 보였다.

단면 직경이 1,000mm인 실험체(Fig. 4(g)~(h))의 경우, D1.0L476 모델( $l_{sp}/D=0.47$ )과 D1.0L600 모델( $l_{sp}/D=0.60$ )은 겹침이음부의 부차파괴로 인한 갑작스런 하중저하가 발생하였으며, 이는 단면 직경이 650mm 및 800mm인 실험체 중에서 가장 겹침이음길이가 짧은 모델(D0.65L374 및 D0.8L488)과 유사한 거동을 보이고 있다.

Fig. 4(i)의 하중-변위 포락곡선을 살펴보면, 전체적으로 동일한 단면 직경을 갖는 실험체에서 겹침이음길이가 증가하면 겹침이음부의 부차파괴가 지연되어 변형능력이 증가함을 알 수 있다. 단면 직경이 650mm 및 800mm 실험체에서는 동일한 파괴포락곡선을 유지하면서 겹침이음길이에 따라 변형능력의 차이를 보이지만, 단면 직경이 1,000mm인 실험체에서는 파괴포락곡선에 다소 차이를 보인다. 이는 D1.0L467 모델의 겹침이음길이가 0.47로 매우 작아서 겹침이음부의 부차파괴가 보다 빨리 진행되어 단면강도가 공칭강도에 도달하지 못한 것으로 판단된다. 이러한 결과는 겹침이음이 100%이며 겹침이음길이가 0.5D 이하인 다른 실험 연구에서도 보고된 바 있다[1, 18].

본 실험 결과로부터 겹침이음이 있는 실험체의 최종 파괴모드는 겹침이음길이에 따라 매우 밀접한 관계가 있는 것으로 확인되었다. 겹침이음길이가 약 0.9 이상으로 큰 실험체(D0.65L585, D0.8L800)는 피복콘크리트의 탈락, 축방향철근의 좌굴 및 파단으로 이어지는 전형적인 휨파괴 양상을 보였고, 겹침이음길이가 0.72~0.75로 중간인 실험체(D0.65L488, D0.8L576)에는 피복탈락 및 축방향철근의 좌굴과 동시에 겹침이음부의 부차파괴가 발생하였으며, 겹침이음길이가 0.6이하로 작은 실험체(D0.65L374, D0.8L448, D1.0L467, D1.0L600)에서는 겹침이음부의 부차파괴로 급격한 하중저하가 발생하였다.

### 3.3 겹침이음길이에 따른 변위연성도

겹침이음길이에 따른 변위연성도의 특성을 파악하기 위해서 실험체별 변위연성도를 산정하여 Table 3에 나타내었다. 이때, 항복변위  $\Delta_y$ 는 직경이 같은 실험체의 평균값을 구해 동일하게 적용(겹침이음길이를 제외한 다른 제원은 동일)하였고, 극한변위  $\Delta_u$ 는 하중저하가 급격하게 일어나기 시작하는 변위(횡방향철근의 구속효과가 없도록 제작하여 하중저하가 비교적 급격하게 일어남)로 하였다. 또한, Push 방향과 Pull 방향의 극한변위가 다르기 때문에 변위연성도는 이들의 최소값을 취하였다.

D1.0L467 실험체의 경우 하중-변위 이력곡선 상에서는 변형능력이 있는 것처럼 보이기 때문에 변위연성도가 산정되지만 단면강도가 공칭강도에 도달하지 않았기 때문에 상대적인 내진성능을 평가하기 위한 변위연성도로는 적합하지 않다. 따라서 본 연구에서는 D1.0L467 실험체의 변위연성도는 1.0 미만으로 평가하고 하중-변위 곡선상에서 산정되는 변위연성도는 “겉보기 변위연성도(apparent ductility)”로 정의하여 Table 3에 참고적으로 표시하였다.

앞절에서 기술한 바와 같이 본 실험결과에서는 3가지 파괴 양상을 보였으며, 이를 겹침이음길이에 따라 3개 그룹으로 구분하여 Fig. 5에 나타내었다. Group I은  $l_{sp}/D \leq 0.6$ 인 실험체들로 변위연성도가 1.53~2.01이고, Group II는  $0.6 < l_{sp}/D < 0.9$ 인 실험체들로 변위연성도가 2.30~2.73이며, Group III은  $l_{sp}/D \geq 0.9$ 인 실험체들로 변위연성도가 3.33~3.45이다.

Table 3. Summary of Test Results (Displacement Ductility)

Specimen name	Yielding Displacement $\Delta_y$ (mm)	Ultimate Displacement $\Delta_u$ (mm)	Displacement Ductility $\mu_{\Delta}$	$l_{sp}/D$
D0.65L374	18.84	36.50	1.94	0.58
D0.65L488		51.50	2.73	0.75
D0.65L585		62.80	3.33	0.90
D0.8L448	23.50	36.00	1.53	0.56
D0.8L576		54.00	2.30	0.72
D0.8L800		81.00	3.45	1.00
D1.0L467	33.75	62.50	<1.00 (apparent : 1.80)	0.47
D1.0L600		68.00	2.01	0.60

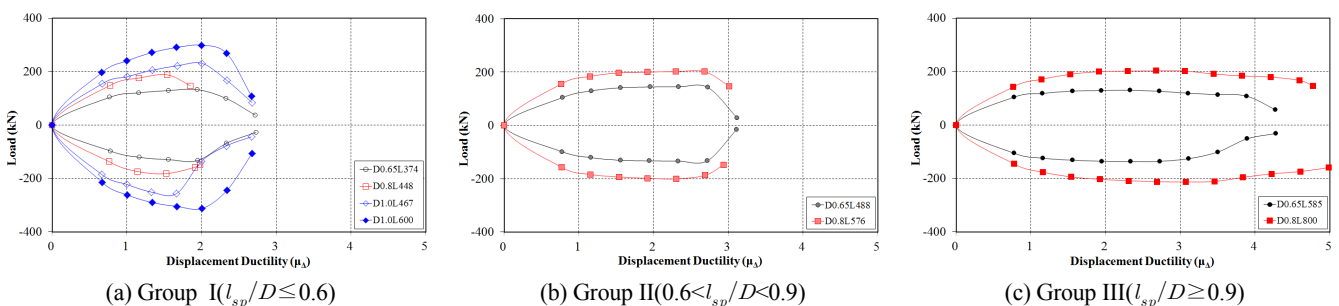


Fig. 5. Displacement Ductility of each group

Fig. 6은 겹침이음길이에비와 변위연성도의 관계를 나타낸 것으로, 겹침이음길이가 증가할수록 변위연성도의 크기도 선형적으로 증가함을 알 수 있다. 이에 단순선형회귀분석을 수행하여 식(3)과 같은 관계식을 얻었으며, 이때 결정계수  $R^2=0.922$ 이다.

$$\mu_{\Delta} = 3.781 \frac{l_{sp}}{D} - 0.250 \quad (3)$$

본 실험결과를 토대로 교각의 소성힌지영역에 축방향철근의 겹침이음이 존재하면 겹침이음부의 조기 부착파괴로 기둥의 변형성능(변위연성도)

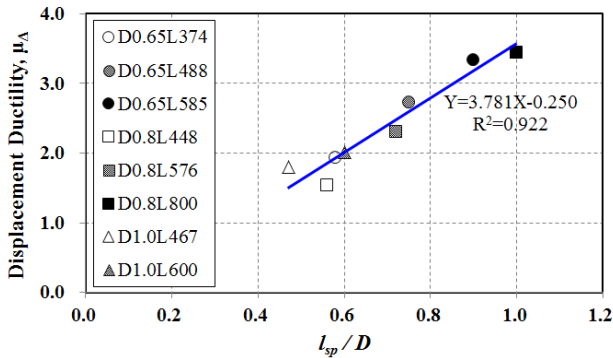


Fig. 6.  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  Relationship of Test results

은 크게 저하되나, 겹침이음길이가 커서 소성힌지영역보다 크면 클수록 부착파괴가 지연되어 기둥의 변형성능은 점차 향상되는 경향을 보이고 있다. 그러나 국내 내진성능평가 지침[14, 15]에서는 축방향철근이 모두 겹침이음된 100% 겹침이음 상태는 변위연성도의 최대값을 1.8로 제한하고 있다. 이는 기존의 연구결과를 반영한 것으로 이들 연구에서의 실험체의 겹침이음길이는 0.5D 이내였다. 따라서 보다 합리적이고 경제적인 내진보장을 위해서는 기존 교각의 내진성능을 겹침이음길이에 따라 달리 평가하는 것이 합리적이라고 판단된다.

#### 4. 비선형이력해석

실험은 안전상의 문제로 축하중을 배제한 상태에서 수행되었으므로 교각의 정확한 연성능력을 파악하기 위해 수치해석을 통해 축하중을 고려한 경우의 내진성능을 파악하였다. 이를 위해 우선 실험과 동일한 조건의 축하중이 없는 경우(Step 1)에 대해 비선형이력해석을 수행하여 검증된 해석모델을 적용 후 동일 해석모델에 축하중을 재하한 경우(Step 2)의 비선형이력 해석을 수행하여 내진성능을 파악하고자 한다. 이를 위해 RC교각의 비선형 특성 및 철근의 겹침이음 효과 등을 고려할 수 있는 프로그램 중 해석결과의 정확성과 신뢰성을 충분히 검증받은 비선형 유한요소해석 프로그램인 RCAHEST(Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology)를 사용하였다[8, 20].

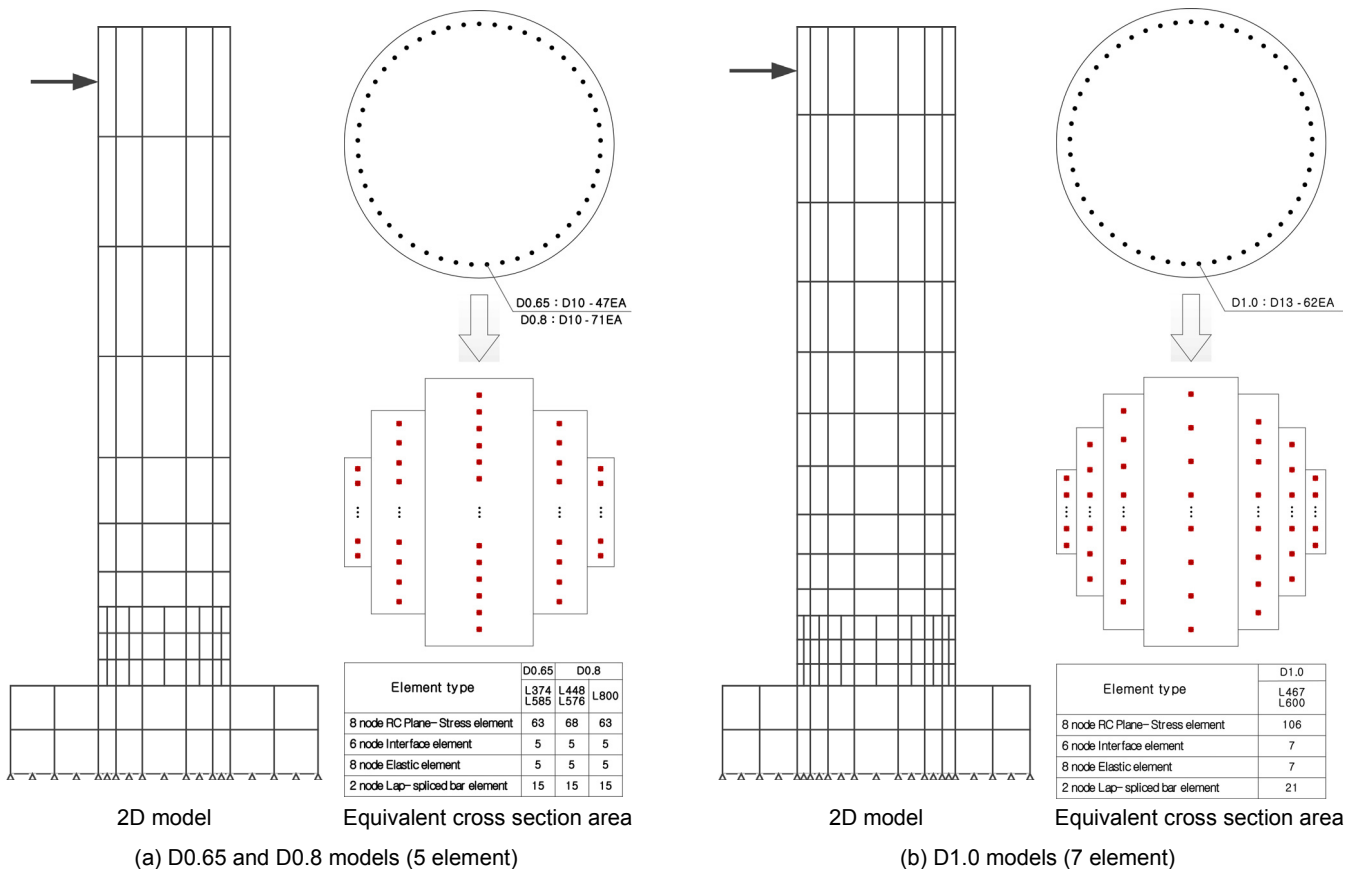


Fig. 7. Numerical Analysis Models

### 4.1 RC 부재 및 겹침이음된 철근의 재료모델

RC 부재의 거동은 콘크리트의 균열, 철근의 항복, 철근과 콘크리트의 부작작용 및 균열면에서의 전단전달효과 등과 같은 재료적인 특성에 크게 지배되며, 특히 소성힌지영역에 철근의 겹침이음이 있는 경우, 이를 해석적으로 정확하게 예측하기 위해서는 각각의 재료적인 특성을 정확하고 신뢰성 있게 표현할 수 있는 재료모델이 필요하다. 이를 위해 본 연구에서는 Kim et al.[8, 21]과 Shin et al.[20]이 제안하고 정확성과 신뢰성을 검증받은 RC 비선형 재료모델 및 겹침이음된 철근의 재료모델을 적용하였다.

적용된 철근의 겹침이음 재료모델은 겹침이음된 철근의 슬립, 부착파괴, 그리고 반복하중을 받는 경우의 최대부착력 감소계수 등을 고려하고 있으며, 겹침이음 파괴형태는 최외단 철근을 따라서 할렬균열이 발생하여 파괴되는 형태와 겹침이음된 철근 사이에서 균열이 진행되어 하중 전달이 이루어질 수 없게 되어 파괴되는 형태의 2가지 경우를 실험식에 근거하여 계산한 제안식으로 고려하고 있다[8].

### 4.2 해석모델 선정 및 모델링

실험체 8기 중에서 D0.65L374, D0.65L585, D0.8L448, D0.8L576, D0.8L800, D1.0L467 및 D1.0L600 모델 7기를 해석대상모델로 선정하였다. 실험결과 중에서 D0.65L488 모델( $l_{sp}/D=0.75$ )은 Fig. 4(i)와 같이 Push 방향의 최대하중이 동일단면을 갖는 실험체(D0.65L374, D0.65L585)의 최대하중보다 커 실험적 오류를 내포하고 있는 것으로 판단되어 수치해석의 신뢰성 제고를 위해 해석모델에서 제외하였다.

해석모델에 대하여 2차원 비선형이력해석을 수행하기 위해 Fig. 7과 같이 2차원 평면응력해석을 위해 원형단면을 사각형 등가환산단면으로 변환하여 모델링하였다[8, 20]. 이때 기둥부 단면의 요소 개수는 해석의 정확도를 높이고자 D0.65와 D0.8 모델은 5개 요소로, D1.0 모델은 7개 요소로 분할하였으며, 요소의 두께와 높이는 응력분포를 고려하여 대칭적으로 모델링하였다. 겹침이음부의 철근배근방향(길이방향) 요소크기와 개수는 실험 결과를 토대로 균열분포를 고려하여 요소 하나에 균열이 1~3개 정도 포함 되도록 요소개수를 결정하고 해석에 의한 응력이 일관성 있게 분포하도록 요소크기를 결정하였다.

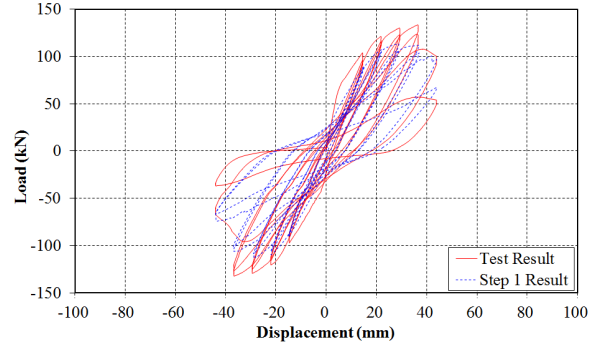
### 4.3 Step 1(축하중이 없는 경우) 해석결과

해석모델 7기에 대해 실험과 동일한 조건(축하중이 없는 경우)으로 비선형이력해석을 수행하였으며, 해석모델의 신뢰성 검증을 위해 실험과 Step 1 이력거동을 비교하여 Fig. 8에 나타내었다.

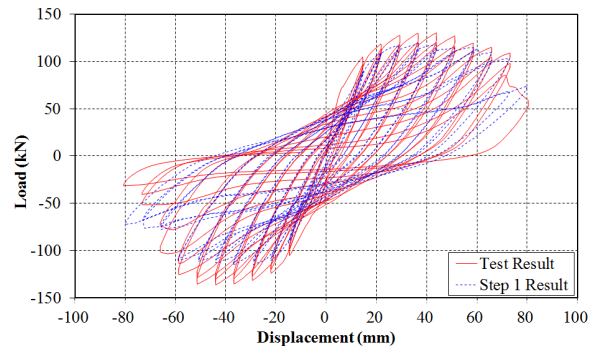
Fig. 8은 실험과 Step 1 해석에서 구한 이력거동을 비교해 보면, 전반적으로 거동형상이 유사한 것을 보이며, Table 4에 실험과 Step 1 해석에 의해 구한 변위연성도를 정리하여 차이를 비교하였다. 이때 항복변위와 극한 변위는 실험에서와 동일한 방법으로 산정하였다. 또한, Step 1 해석결과에 대한 경향성을 파악하기 위해 겹침이음길이에 따른 변위연성도의 관계를 Fig. 9에 나타내었으며, 이는 실험결과와 유사하게 겹침이음길이가 증가할수록 선형적으로 증가하는 경향을 보여 이에 대한 단순선형회귀분

석을 수행하여 식(4)와 같은 관계식을 얻었다. 이때 결정계수  $R^2=0.992$ 로 분산도가 매우 작아 상관관계가 상당히 좋음을 알 수 있었다.

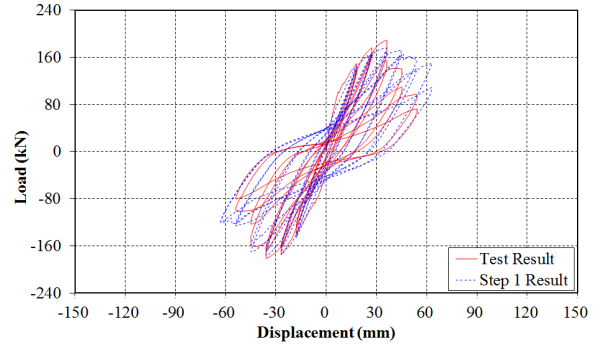
$$\mu_{\Delta} = 3.204 \frac{l_{sp}}{D} + 0.149 \quad (4)$$



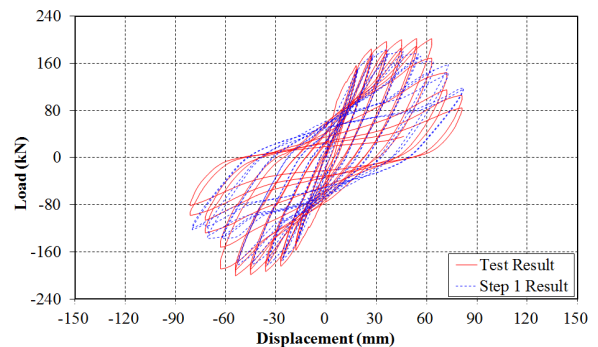
(a) D0.65L374



(b) D0.65L585

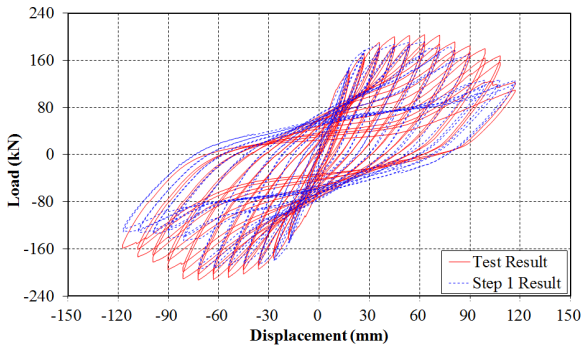


(c) D0.8L448

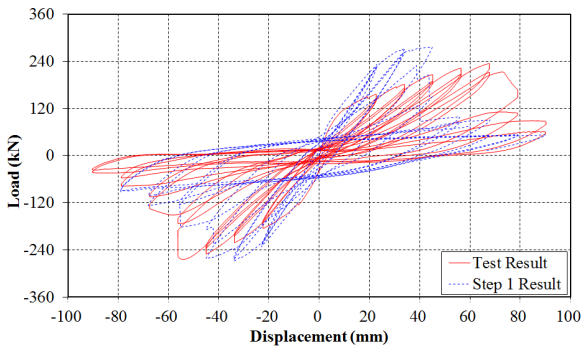


(d) D0.8L576

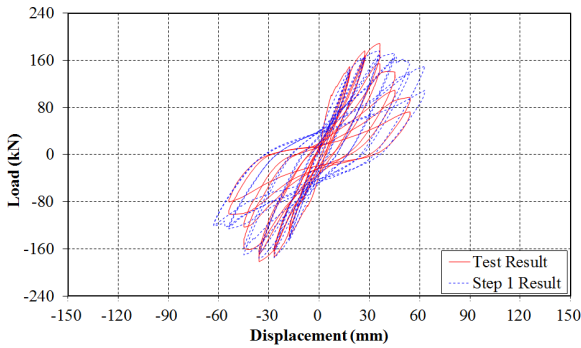
Fig. 8. Comparison Test and Step 1 Analysis Results (Continued)



(e) D0.8L800



(f) D1.0L467



(g) D1.0L600

Fig. 8. Comparison Test and Step 1 Analysis Results

Table 4의 응답비(Response ratio)는 실험과 Step 1 해석에 의해 산정된 변위연성도로 비교한 것으로, 그 차이는 전반적으로 6% 이내에 있으나 D0.8L488 모델( $l_{sp}/D=0.56$ )만 20%를 초과하고 있다. 이는 겹침이음길이 유사한 D0.65L374모델( $l_{sp}/D=0.58$ ) 및 D1.0L600 모델( $l_{sp}/D=0.60$ )의  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  관계곡선에서 원인을 찾을 수 있다. Fig. 6의 실험결과에 대한  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  상관관계를 보면, D0.8L488 모델의 변위연성도가 유사한 겹침이음길이비율을 갖는 다른 모델보다 상당히 작은 값으로 산정되어 있으나, Fig. 9의 Step 1 해석결과에 대한  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  상관관계에서는 3 모델 모두 유사한 값으로 산정되어 실험결과에 오류가 있는 것으로 판단된다. 또한, Step 1 실험과 해석결과의  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  상관관계를 통해 얻은 관계식(3)과(4)를 비교했을 때, 기울기는 거의 유사하고 분산도가 매우 작아 상관관계도 상당히 높으며, 일관된 경향을 보이고 있어 해석모델은 충분한 신뢰성을 갖고 있는 것으로 판단된다.

Table 4. Summary of Test and Step 1 Analysis Results

Specimen name	Step 1 Analysis Results			Test Result	Response Ratio (A/B)	$l_{sp}/D$
	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)	$\mu_{\Delta, step1}$ (A)	$\mu_{\Delta, test}$ (B)		
D0.65L374	18.80	37.20	1.98	1.94	1.02	0.58
D0.65L585		59.00	3.14	3.33	0.94	0.90
D0.8L448	21.86	42.60	1.95	1.53	1.27	0.56
D0.8L576		53.00	2.42	2.30	1.05	0.72
D0.8L800		72.00	3.29	3.45	0.95	1.00
D1.0L467	26.65	45.05	1.69	<1.00 (1.80)	(0.94)	0.47
D1.0L600		54.40	2.04	2.01	1.01	0.60

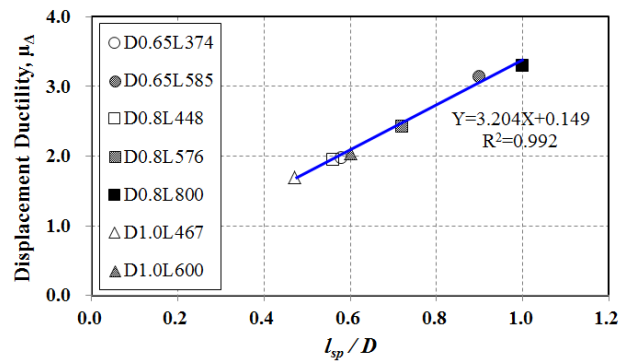


Fig. 9.  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  Relationship of Step 1 Analysis Results

#### 4.4 Step 2(축하중이 있는 경우) 해석결과

신뢰성이 검증된 해석모델을 이용하여 축하중이 있는 경우(Step 2)의 비선형이력해석을 수행하였으며, 이력거동을 단면 직경별로 Fig. 10에 나타내었다. 이때, 축하중은 축방향 단면강도  $A_g f_{ck}$ 의 10%를 적용하였다.

Fig. 10의 이력거동을 이용하여 실험과 동일한 방법으로 변위연성도를 구해 Step 1 해석에 의해 구한 변위연성도와와의 차이를 비교하여 Table 5에 정리하였다. Lee et al.[22]의 연구내용 중에는 축방향철근에 겹침이음이 100% 있는 원형RC교각의 내진성능을 축하중비에 따라 분석한 내용이 포함되어 있다. 축하중비에 따른 변위연성도를 산정한 결과, 축하중비가 10%인 경우는 4.9이고, 20%인 경우는 3.9이며, 30%인 경우는 3.6으로 축하중비가 10% 증가할 경우에 최대 20% 정도 변위연성도가 감소하는 경향이 있다고 기술하고 있다. Table 5의 축하중 유무에 따른 해석으로 구한 변위연성도의 응답비를 살펴보면, 대체적으로 축하중이 있는 경우가 축하중이 없는 경우보다 감소하는 경향을 보였으며, 최대 17% 정도 감소하였다. 이러한 현상의 원인으로는 겹침이음길이가 작아서 부차파괴가 발생하는 경우에 축하중이 작용하면 압축콘크리트의 미세균열 발생이 빨라져서 겹침이음부의 횡구속효과가 저하되어 축하중이 없는 경우보다 변위연성도가 작아지는 것으로 판단된다. 다만, D0.8L800 모델의 변위연성도는 축하중이 있는 경우가 없는 경우보다 5% 정도 더 크게 산정되었으며, 이는 축방향철근의 겹침이음길이비율이 1.0(겹침이음길이가 소성현저길이보다 충분히 큰



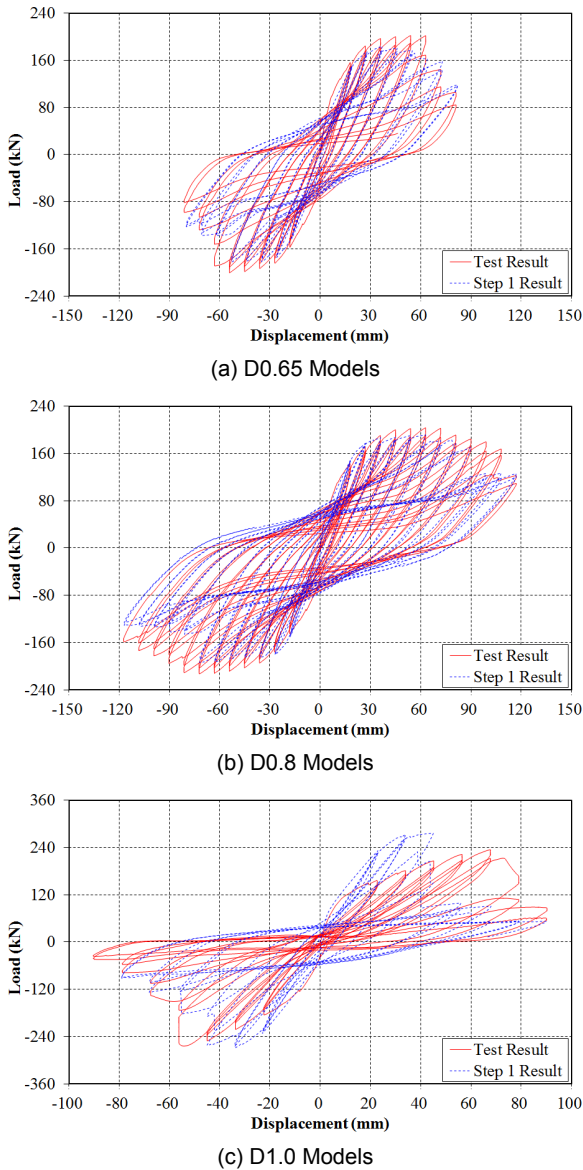


Fig. 10. Analysis Results with Axial Load (Step 2)

Table 5. Summary of Step 1 and 2 Analysis Results

Specimen name	Step 2 Results			Step 1 Result	Response Ratio (A/B)	$l_{sp}/D$
	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)	$\mu_{\Delta, step2}$ (A)	$\mu_{\Delta, step1}$ (B)		
D0.65L374	17.72	29.00	1.64	1.98	0.83	0.58
D0.65L585		49.40	2.79	3.14	0.89	0.90
D0.8L448	20.85	36.10	1.73	1.95	0.89	0.56
D0.8L576		44.10	2.11	2.42	0.87	0.72
D0.8L800		72.10	3.46	3.29	1.05	1.00
D1.0L467	24.07	34.10	1.42	1.69	0.84	0.47
D1.0L600		45.10	1.87	2.01	0.93	0.60

경우)으로 변위연성도가 3.29에 이를 정도로 충분한 연성을 갖고 있는 상태 이므로, 겹침이음 없는 단일 축방향철근과 유사한 거동을 보인다고 판단

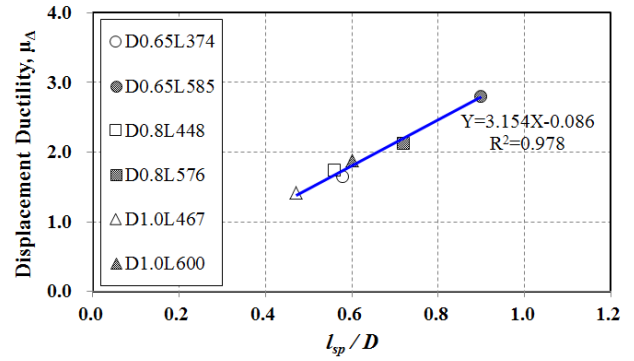


Fig. 11.  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  Relationship of Step 2 Analysis Results

되어 분석에서 제외하였다.

Step 2 해석결과에 대한 경향을 파악하기 위해 겹침이음길이에 따른 변위연성도를 Fig. 11에 나타내었다. 겹침이음길이에 따라 변위연성도가 축하중이 없는 실험 및 해석결과와 동일하게 선형으로 증가하는 경향을 보이고 있었다. 이에 대한 단순선형회귀분석을 수행하여 식 (5)와 같은 관계식을 얻었다. 이때, 식 (5)의 기울기는 Step 1 해석에서 구한 식 (4)의 기울기와 매우 유사하며, 결정계수  $R^2=0.978$ 로 분산도가 작아 상관관계가 상당히 좋음을 알 수 있다.

$$\mu_{\Delta} = 3.154 \frac{l_{sp}}{D} - 0.086 \quad (5)$$

## 5. 단면해석을 통한 극한변형률 추정

### 5.1 겹침이음과 콘크리트 압축변형률

RC교각의 소성힌지지역에 위치한 축방향철근에 겹침이음이 존재하는 경우의 콘크리트 압축변형률은 겹침이음된 축방향철근 사이에서 슬립이 발생하여 파괴시 극한변형률이 감소하기 때문에 일반적인 구속콘크리트의 극한변형률을 적용할 수 없다. 이에 국내 내진성능평가 규정에서는 Table 1 과 같이 축방향철근의 겹침이음 비율에 따라 기존교각의 콘크리트 극한변형률과 변위연성도를 제한하고 있다[14,15]. 하지만, 기존교각에서 축방향 철근의 겹침이음길이가 다양하게 존재하는 특성은 고려하지 못하는 문제 점이 있다. 축방향철근에 겹침이음이 존재하더라도 겹침이음길이가 길면 상당한 연성능력을 발휘할 가능성이 매우 크며, 동일한 겹침이음길이를 갖더라도 기둥의 단면이 커지면 겹침이음부 전체가 소성힌지지역 내에 놓일 확률이 높으며, 단면이 작아지면 겹침이음부가 소성힌지지역 보다 커질 확률이 높아지게 된다. 이와 같이 RC교각의 겹침이음길이에 따라 내진성 능이 달라질 가능성이 높으나 이에 대한 연구결과가 전무하여 내진성능 평가에서는 안전측으로 보수적인 평가를 수행하고 있다.

### 5.2 단면해석결과

단면해석에서는 Step 2 해석결과와 동일한 변형성능이 발생하도록 하

는 콘크리트의 극한변형률을 추정하였다. 이때, 단면해석은 상용프로그램인 XTRACT을 사용하였으며[23], 재료모델로 콘크리트는 Mander 모델을, 철근은 Parabolic Strain Hardening Steel 모델을 적용하였다[24].

단면해석시 콘크리트의 극한변형률을 매개변수로 하여 반복해석을 수행하여 Step 2 해석결과와 동일한 극한변위를 발생시키는 극한변형률을 추정하였다. 이때, 극한변위는 단면해석에서 얻은 모멘트와 곡률을 Priestley et al.[1]이 제시한 식 (6)을 이용하여 산정하였으며, 단면강도는 모멘트를 교각의 유효높이로 나누어 산정하였다.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H_e^2}{3} \tag{6a}$$

$$L_p = 0.08H_e + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b \tag{6b}$$

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p \tag{6c}$$

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_y} - 1\right)\Delta_y + \theta_p \left(H_e - \frac{L_p}{2}\right) \tag{6d}$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \tag{6e}$$

여기서,  $M$ ,  $\phi$  및  $\Delta$ 는 교각의 모멘트(kN-m), 곡률( $m^{-1}$ ) 및 변위(m)로 아래 첨자 y, p 및 u는 항복, 소성 및 극한시를 의미한다.  $H_e$ 는 교각의 유효높이(m)이고,  $L_p$ 는 등가소성형지길이(m)이며,  $f_y$ 와  $d_b$ 는 축방향철근의 항복강도(MPa)와 직경(m),  $\theta_p$ 는 소성회전각이다.

Step 2 해석결과와 포락곡선과 단면해석결과를 비교하여 추정한 극한변형률을 Fig. 12에 나타내었으며, 단면해석을 통해 산정된 변위연성도와 극한변형률을 Table 6에 정리하였다. 또한, 단면해석결과에 대한 경향을 파악하기 위해 겹침이음길이에 따른 변위연성도 및 극한변형률의 관계

를 Fig. 13 및 14에 나타내었고, 경향을 살펴보니 선형적으로 증가하였다. 이에 겹침이음길이에 따른 변위연성도와 극한변형률에 대해 단순선형회귀분석을 수행하여 식 (7) 및 (8)과 같은 추정식을 얻었다.

$$\mu_{\Delta} = 3.033 \frac{l_{sp}}{D} - 0.232 \quad (\because R^2 = 0.985) \tag{7}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0086 \frac{l_{sp}}{D} - 0.0023 \quad (\because R^2 = 0.981) \tag{8}$$

Table 6의 응답비는 Step 2 해석과 단면해석에 의해 산정된 변위연성도를 비교한 것으로, 단면해석에 의해 산정된 변위연성도가 Step 2 해석에 의해 산정된 변위연성도보다 최대 18%정도 작게 산정되었다.

실험 및 해석으로 구한 변위연성도 추정식들을 Fig. 15에 나타내어 경향 및 특성을 비교하였다. 전체적인 경향을 보면, 겹침이음길이에 따라 변위연성도가 선형으로 증가하고 있다. 실험과 Step 1 해석은 축하중이 없는 경우로 추정식으로 기울기가 약간의 차이는 있지만 대체로 유사한 값을 갖는 것을 알 수 있다. 또한, 축하중이 없는 경우보다는 축하중이 있는 경우가 변위연성도가 좀더 작게 산정되며, 축하중이 있는 경우는 비선형 이력해석보다 단면해석에 의해 산정되는 변위연성도가 더 작게 산정되는 것을 알 수 있다. 이는 단면해석에 의해 산정되는 변위연성도가 좀더 보수적인 경향을 보이고 있음을 의미한다. 기존교량의 내진성능평가 규정[14,15]에서는 공급변위연성도를 단면해석에 의해 산정하는 방법을 적용하고 있으므로 좀더 안전측으로 평가가 이루어지며, 이는 바람직한 것으로 판단된다.

겹침이음길이에 따른 극한변형률 추정식인 식 (8)은 겹침이음길이가 0.75 이상이 되면 Table 1에 제시된 단일철근을 갖는 콘크리트의 극한변형률 0.004를 넘게 되어 현행 도로교설계기준보다 더 큰 변형률을 갖게 되므로 공급역량이 과다하게 산정될 우려가 있다. 이에 기존교량의 내진성능평가시 최대 극한변형률은 현행 지침과 동일하게 제한하여 식 (9)와 같은 추정식을 제안하고자 한다.

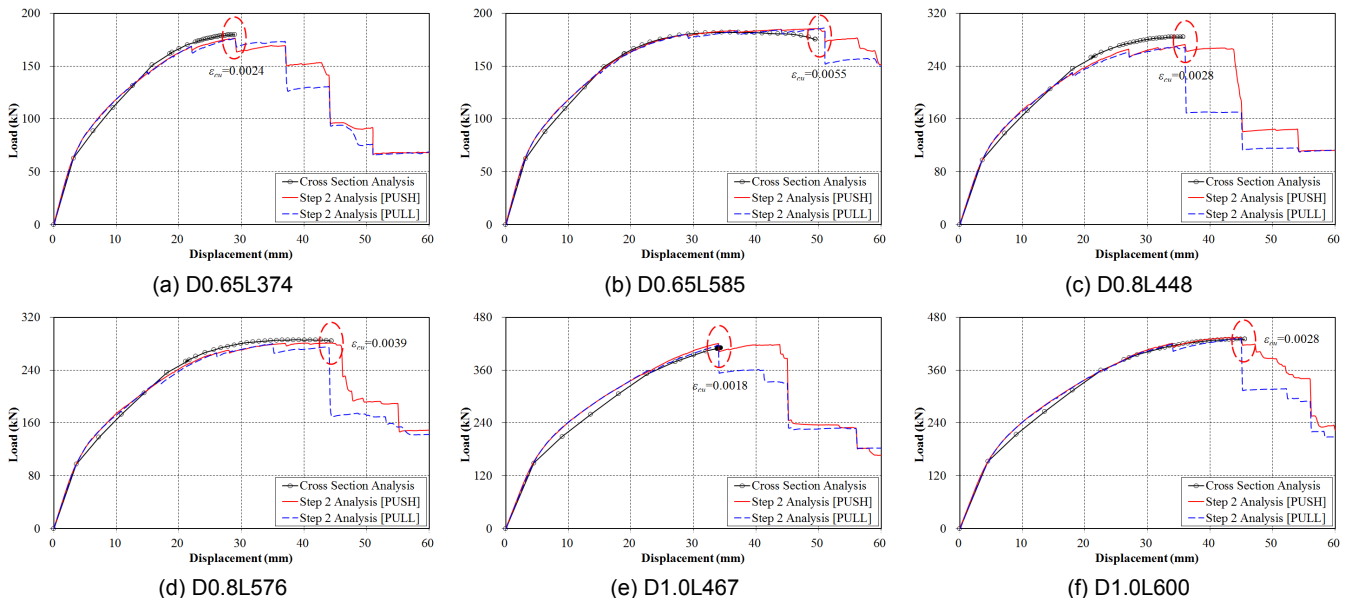
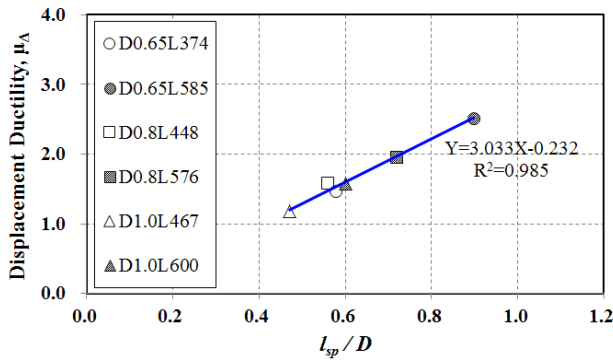


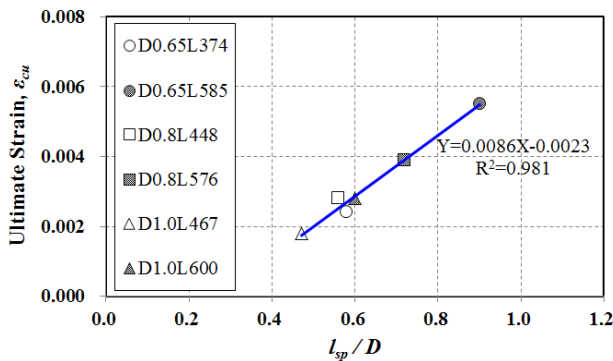
Fig. 12. Comparison Step 2 and Cross Section Analysis Results

**Table 6.** Summary of Step 2 and Cross Section Analysis Results

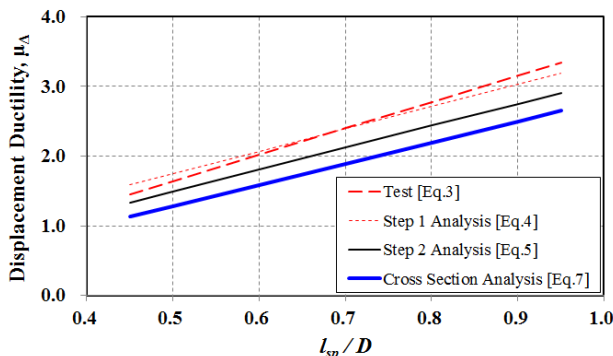
Specimen name	Cross Section Analysis Results			Step 2 Result $\mu_{\Delta, step2}$ (B)	Response Ratio (A/B)	Ultimate Strain $\epsilon_{cu}$	$l_{sp}/D$
	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)	$\mu_{\Delta}$ (A)				
D0.65L374	19.81	28.90	1.46	1.64	0.89	0.0024	0.58
D0.65L585		49.60	2.50	2.79	0.90	0.0055	0.90
D0.8L448	22.73	35.80	1.57	1.73	0.91	0.0028	0.56
D0.8L576		44.30	1.94	2.11	0.92	0.0039	0.72
D1.0L467	28.75	34.20	1.17	1.42	0.82	0.0018	0.47
D1.0L600		44.60	1.57	1.87	0.84	0.0028	0.60



**Fig. 13.**  $l_{sp}/D - \mu_{\Delta}$  Relationship of Cross Section Analysis Results



**Fig. 14.**  $l_{sp}/D - \epsilon_{cu}$  Relationship of Cross Section Analysis Results



**Fig. 15.** Comparing the displacement ductility by step

$$\epsilon_{cu} = 0.0086 \frac{l_{sp}}{D} - 0.0023 \leq 0.004 \quad (9)$$

## 6. 결론

본 연구에서는 원형단면을 갖는 기존RC교각의 소성힌지지역에 위치한 축방향철근에 겹침이음이 존재할 경우(1단 배근), 겹침이음길이에 따른 거동특성을 살펴보기 위해 축소모형 실험 및 해석을 수행하였으며, 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 축소모형 실험결과, 최종 파괴양상은 겹침이음길이보다는 단면 직경에 대한 겹침이음길이의 비(겹침이음길이비,  $l_{sp}/D$ )에 따라 결정되었다.  $l_{sp}/D \leq 0.6$ 인 경우에는 조기 부착파괴가 발생하였고,  $0.6 < l_{sp}/D < 0.9$ 인 경우에는 피복탈락과 거의 동시에 겹침이음부 부착파괴가 발생하였으며,  $l_{sp}/D \geq 0.9$ 인 경우에는 전형적인 휨파괴 양상을 보였다.
- 2) 실험과 해석을 통해 산정된 변위연성도는 겹침이음길이보다는 겹침이음길이비에 높은 상관관계를 보였으며, 회귀분석으로 얻은 추정식 (3)과 (4), (5), (7) 모두 겹침이음길이비에 따라 선형적으로 증가하는 경향을 보였다(Fig. 15).
- 3) 축하중 유무에 따른 비선형이력해석을 수행해 산정한 변위연성도를 살펴보면, 대체적으로 축하중이 있는 경우가 축하중이 없는 경우보다 최대 18%정도 작게 변위연성도가 산정되었다.
- 4) 콘크리트의 겹침이음길이비에 따른 극한변형률을 추정하기 위해 단면 해석을 수행하였다. 이때, 콘크리트의 변형률을 매개변수로 하여 축하중이 있는 경우의 시간이력 해석결과와 동일한 극한변위를 갖는 극한변형률을 추정하였다. 회귀분석을 통해 도출된 극한변형률 추정식에 현행 기존교량의 내진성능평가 지침을 반영하여 식 (9)와 같은 콘크리트의 극한변형률 추정식을 제안하였다.
- 5) 비선형이력해석과 단면해석을 통해 산정된 변위연성도를 비교하면, 단면해석에 의해 산정된 변위연성도가 비선형이력해석에 의해 산정된 변위연성도보다 최대 18%정도 작게 산정되어 보수적인 경향을 보이고 있다. 현행 기존교량의 내진성능평가시 공급변위연성도 산정 방법은 단면해석에 의한 방법을 적용하고 있으므로, 좀더 안전측으로 평가가 이루어지고 있어 바람직한 평가방법으로 판단된다.

## / 감사의 글 /

본 연구는 한국시설안전공단 연구사업의 지원을 받아 수행된 과제로, 이에 감사드립니다.

## / REFERENCES /

1. Priestley MJN, Seible F, Calvi GM, Seismic Design and Retrofit of

- Bridges, John Wiley & Sons, Inc; c1996.
2. Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs, Korea Bridge Design Code, Korea Road and Transportation Association; c2010.
  3. Paulay T. Lapped Splices in Earthquake-Resisting Columns, *ACI Structural Journal*, 1982;79(6):458-469.
  4. Lin Y, Seismic Behavior of Bridge Pier Column Lap Splices, Ph. D. Thesis, University of Illinois; c1996.
  5. Lee DH, Chung YS, Lee JH, Song HJ, Seismic Performance Evaluation of RC Bridge Piers with Lap Splice of Longitudinal Steel in the Aspect Ratio of 4.0, *KSCCE J. Structural Eng.* 2002;22(5-A): 187-193.
  6. Son HS, Lee JH, Ductility Relationship of RC Bridge Columns under Seismic Loading, *EESK J. Earthquake Eng.* 2003;7(4):51-61.
  7. Kim IH, Lee JS, Rhie YB, Kim WS, Sun CH, Behavior of Solid and Hollow Rectangular RC Piers with 50% of Lap-Spliced Longitudinal Bars, *EESK J. Earthquake Eng.* 2003;7(5):25-35.
  8. Kim TH, Park HY, Kim BS, Shin HM, Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Bridge Piers with Lap Splice, *EESK J. Earthquake Eng.* 2003;7(3):31-38.
  9. Park KS, Ju HS, Shin HM, Kim MK, Displacement Ductility Ratio of Reinforced Concrete Bridge Piers with Lap-splices, *EESK J. Earthquake Eng.* 2008;12(6):1-12.
  10. Lee JH, Choi YH, Park KS, Ju HS, Seismic Performance of Non-Seismic Designed Pier Wall and Retrofit Concept, *EESK J. Earthquake Eng.* 2009;13(6):87-98.
  11. Ministry of Construction & Transportation, A Study on the Seismic Performance Assessment and Retrofitting Measures of Existing Bridges in National Roads, Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation; c2001.
  12. Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs, A Study on the Performance Assessment for Seismic Retrofit of Bridges (1st-4th), Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation, 2006-2009.
  13. Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs, A Study on the Establish Measures for Seismic Retrofit of Existing Bridge in National Roads, Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation; c2011.
  14. Ministry of Land, Transportation and Maritime Affairs, Seismic Assessment and Retrofitting Guidelines for Existing Bridges, Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation; c2011.
  15. Korea Expressway Corporation, Guidelines for Seismic Performance Assessment of Existing Highway Bridges, Expressway & Transportation Research Institute; c2012.
  16. Ministry of Construction & Transportation, Korea Bridge Standard Specifications; c1992.
  17. Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation, A study on the Development of displacement ductility evaluation technology according to the Cross-section Form of Reinforced Concrete Bridge Columns; c2013.
  18. Kim JK, Kim IH, Lim HW, Juhn GH, Behavior of Solid Circular RC Piers without Seismic Detailing Subjected to Cyclic Lateral Load, *EESK J. Earthquake Eng.* 2011;15(4):83-95.
  19. Kim IH, Sun CH, Lee SH, Park KS, Seo HY, Seismic Behavior of Circular Sectional RC Bridge Columns with Various Lap-splice Lengths-An Experimental Study, *EESK J. Earthquake Eng.* 2012;16(6):47-56.
  20. Shin HM, Choi JH, Kim TH, Park JG, Seong DJ, Material Models and User Manual for RCAHEST, c2008.
  21. Kim TH, Hong HK, Chung YS, Shin HM, Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Bridge Columns with Lap Splices using Shaking Table Tests, *Magazine of Concrete Research*, 2009; 61(9):705-719.
  22. Lee JH, Son HS, Ko SH, Seismic Performance of Circular RC Bridge Columns with Longitudinal Steel Connection Details, *Journal of Korea Concrete Institute*, 2004;16(2):249-260.
  23. TRC/Imbsen Software, XTRACT (Cross-sectional X sTRuctural Analysis ComponenTs) Ver. 3.0.8, 2007.
  24. Mander SM, Procedures in Seismic Analysis and Design of Bridge Structures, Release II Draft, California Department of Transportation, Sacramento, California; c1996.