

주철근 겹침이음 비율에 따른 RC교각의 연성능력 평가

Displacement Ductility Ratio of Reinforced Concrete Bridge Piers with Lap-splices

박광순¹⁾ · 주형석²⁾ · 신현목³⁾ · 김문겸⁴⁾

Park, Kwang-Soon · Ju, Hyeong-Seok · Shin, Hyun-Mock · Kim, Moon-Kyum

국문 요약 >> 국내외의 실험을 통해 알려진 바와 같이 RC교각의 연성능력은 소성힌지구간에 위치한 주철근 겹침이음 비율 및 횡방향 구속철근이 보유한 횡구속력에 따라 차이를 보이고 있다. 내진설계가 반영되지 못한 기존 교각의 경우 소성힌지구간의 겹침이음 비율에 따라 강도 및 연성능력의 저하에 미치는 영향이 크다. 우리나라에서는 1992년 내진설계가 도입된 이후 철근콘크리트 교각의 주철근 겹침이음에 대한 규정은 없었으나, 2005년 도로교 설계기준에서 주철근 겹침이음을 50% 이내에서 허용하고 있다. 기존 교각의 내진성능 평가 요령에 있어서도 이를 반영하여 교각의 연성능력을 평가하고 있지만 주철근 겹침이음 비율을 단순 유무에 따라서 구분하여 평가하고 있고 평가기법 또한 명확하게 정립되어 있지 못하다. 따라서 본 연구에서는 비내진 교각의 겹침이음 비율별 연성능력평가를 위하여 현재 까지 국내에서 수행된 연구실험결과를 분석하고, 교각의 비선형성 및 주철근의 겹침이음을 고려하기 위하여 섬유요소를 이용한 단면해석으로 RC교각의 연성능력을 산정시 적절한 콘크리트의 극한변형률을 제시하였다.

주요어 주철근 겹침이음, 연성능력, 섬유요소, 철근콘크리트 교각, 내진설계

ABSTRACT >> As internal and external seismic experiment results, the seismic performance of RC bridge piers is largely dependent on the ratio of lap-spliced bars to all longitudinal reinforcing bars in plastic hinge regions, and confining effects of transverse reinforcements. Capacity and displacement ductility of non-seismically designed existing RC piers are reduced by lap splices in plastic hinge regions. The provision for the lap splice of longitudinal reinforcing bars was not specified in KBDS (Korean Bridge Design Specifications) before the implementation of 1992 seismic design code, but the ratio of lap-spliced bars to all longitudinal reinforcing bars in plastic hinge regions is restricted to 50% in the 2005 version of KBDS. This paper presents a seismic assessment of RC piers at lap-splicing ratios of 0%, 50%, and 100%. Through a comparison of experimental and analytic results of RC piers, we introduce an appropriate ultimate strain of confined concrete in plastic hinge regions with lap-splices, and propose a method for estimating displacement ductility ratios of non-seismically designed existing RC piers using fiber element analysis.

Key words lap-splices of longitudinal bars, displacement ductility, RC piers, fiber element

1. 서론

RC교각의 연성능력은 국내외의 실험을 통해 알려진 바와 같이 소성힌지 발생부에 위치한 주철근 겹침이음 비율 및 횡방향 구속철근이 보유한 횡구속력에 따라 차이를 보이

고 있다. 그 중 내진설계가 반영되지 못한 기존 교각의 경우 소성힌지구간의 겹침이음 비율에 따라 강도 및 연성능력의 저하에 미치는 영향이 크다.

기존 교각의 내진성능 평가 및 향상요령¹⁾에 있어서도 이를 반영하여 교각의 연성능력을 평가하고 있지만 주철근 겹침이음 비율을 단순 유무에 따라서 구분하여 평가하고 있고 평가기법 또한 명확하게 정립되어 있지 못하다. 따라서 본 연구에서는 비내진 교각의 겹침이음 비율별 연성능력평가를 위하여 현재까지 국내에서 수행된 연구실험결과를 분석하고, 교각의 비선형성 및 주철근의 겹침이음을 고려하기 위하여 섬유요소(Fiber Element)를 이용한 단면해석으로 RC 교각의 연성능력 산정시 적절한 콘크리트의 극한변형률

¹⁾ 정회원·한국시설안전공단 교량실 진단7팀장, 토목구조기술사
(대표저자: parkks@kistec.or.kr)

²⁾ 정회원·한국시설안전공단 교량실 대리, 공학석사

³⁾ 정회원·성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수, 공학박사

⁴⁾ 정회원·연세대학교 토목환경공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 2009년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일: 2008. 4. 4 / 수정일 1차: 2008. 8. 21, 2차: 2008. 10. 6 / 게재확정일: 2008. 10. 6)

을 제안하였다.

1.1 국내외 설계기준

국내의 내진설계기준에서는 교각의 연성능력 평가를 위하여 콘크리트 압축변형률을 제한하여 평가하는 기법을 적용하고 있다.

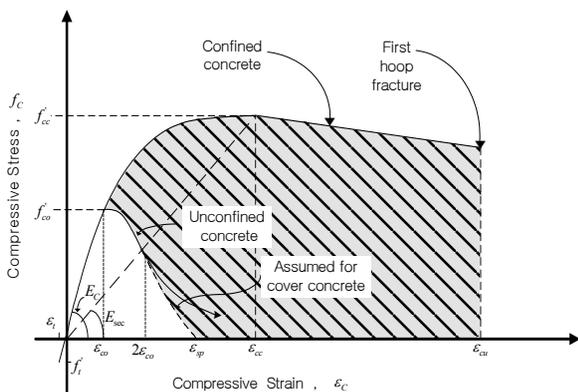
AASHTO⁽²⁾는 콘크리트의 극한변형률을 0.003으로 규정하고 있으며, 겹침이음의 경우 중앙진지역(SPC A, B)에서는 명시규정이 없고, 강진지역(SPC C, D)에서는 교각중앙부만 겹침이음을 허용하도록 규정되어 있다. ATC-32⁽³⁾, CALTRANS⁽⁴⁾의 경우 콘크리트 극한변형률 0.004, Eurocode 8⁽⁵⁾는 0.0035, NZS⁽⁶⁾에서는 0.003으로 규정되어 있다. 또한 상기 기준에서는 모두 소성힌지 구역의 겹침이음을 허용하지 않고 있다.

국내의 도로교 설계기준⁽⁷⁾에서는 AASHTO 기준에 따라 콘크리트 극한변형률을 0.003으로 규정하고 있으나, 이는 일반적인 콘크리트의 규정으로 탄성범주에서 벗어나 완전소성을 고려하는 내진개념에 부합되는 규정은 제시되어 있지 않다. 또한 2005년 도로교 설계기준에서는 소성힌지 구역에 주철근 겹침이음 제한 규정이 추가되어 현재 설계에서는 주철근 겹침이음을 소성힌지부에 두지 않으나, 이전의 설계기준에서는 겹침이음에 관한 제한규정이 없어 시공의 편의상 대부분 소성힌지부에 겹침이음을 두고 있다.

1.2 기존 비내진 교각의 평가 요령

1) ATC-32, CALTRANS에서는 Mander⁽⁸⁾에 의해 제안된 그림 1과 같은 콘크리트 응력-변형률 모델을 적용하여 평가하고 있다. 횡방향 철근에 의해 구속된 콘크리트의 극한 변형률은 다음과 같이 제시하고 있다.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \alpha \tag{1}$$



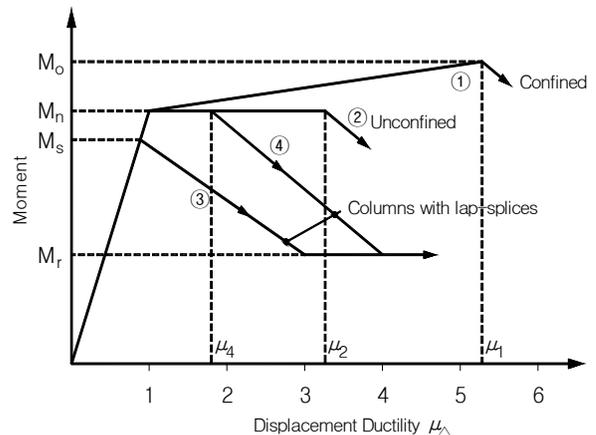
〈그림 1〉 콘크리트의 응력-변형률 곡선

여기서 횡구속 효과를 고려한 α 는 다음과 같다.

$$\alpha = \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \tag{2}$$

소성힌지부에 주철근 겹침이음이 있는 경우 Priestly⁽⁹⁾ 그림 2와 같은 결과를 제안하였다. 그림 2에서 ①은 소성힌지부에 겹침이음이 없고 횡방향 철근에 의한 횡구속 효과가 있는 경우이고, ②는 겹침이음은 없으나 횡구속 효과를 기대할 수 없는 경우로 변위연성도는 각각 5.0, 3.0 이상의 결과를 보인다. ③, ④는 모두 주철근 겹침이음이 있는 경우로 ③의 경우는 겹침이음 길이가 부족하여 콘크리트 변형률 0.002이내에서 파괴되고, 겹침이음 길이가 충분한 ④의 경우는 0.002 수준에서 파괴되며 이때의 변위연성도는 1.5~1.8의 결과를 보인다.

- 2) 기존교량의 내진성능 평가 및 향상요령⁽¹⁾에서는 주철근의 겹침이음 유무에 따라 다음과 같이 정의하고 있다.
 - 소성힌지부에 겹침이음이 없는 경우 압축콘크리트 최연단 압축변형률 ϵ_c 를 0.003으로 정의한다.
 - 소성힌지부에 겹침이음이 있는 경우 압축콘크리트 최연단 압축변형률 ϵ_c 가 0.002 이하로 감소시키는 것을 권장하며 변위연성도는 1.5를 넘지 않도록 한다.
- 3) 고속도로 교량의 내진보강지침서⁽¹⁰⁾에 따르면 주철근의 겹침이음 유무에 따라 다음과 같이 정의하고 있다.
 - 소성힌지부에 겹침이음이 없는 경우 압축콘크리트 최연단 압축변형률 ϵ_c 를 0.004로 정의한다.
 - 소성힌지부에 겹침이음이 있는 경우 압축콘크리트 최연단 압축변형률 ϵ_c 가 0.003 이내에서 결정하도록 한다. 또한 계산된 변위연성도는 1.8을 넘지 않도록 한다.



〈그림 2〉 겹침이음이 있는 교각의 변위연성도(Priestly)

이상의 교각의 겹침이음 유무별 평가 기준을 정리하면 표 1과 같다.

기존 도로교량에 적용되는 기준을 비교하여 보면 동일시 설물에 대하여 각각 다른 기준을 적용하고 있으며, 주철근 겹침이음 비율을 단순 유무에 따라서만 구분하여 평가하고 있다. 이는 평가방법의 이원화에 따라 실무적 해석의 난이함을 유발하고 또한 겹침이음 비율을 단순 유무에 따라 분류함으로써 기존교각의 다양한 겹침이음 형식을 적용하지 못하는 문제점이 있다. 실제 소성힌지부에 50% 겹침이음된 교각도 실험 결과에서 상당한 연성능력을 확보하고 있는 것으로 보고되고 있으므로 단순구분에 의한 평가방법은 내진 성능의 과소평가를 유발하며 이는 보강비의 과다를 초래할 수 있다.

2. 국내 실험 결과 분석

2.1 실험체의 제원

기존 비내진 교각의 실험체중 소성힌지부의 주철근 겹침이음 비율이 0%인 경우, 50%되어 있는 경우, 100%되어 있는 경우의 실험체를 대상으로 조사하였다. 조사 실험대상은 FS시리즈⁽¹¹⁾, NS시리즈⁽¹²⁾, SC시리즈⁽¹³⁾, N시리즈⁽¹⁴⁾, 2.5N, 3.5N시리즈⁽¹⁵⁾ 등이다. 이 실험들은 구조물의 하중-이력, 비탄성에너지 소산능력과 파괴상태를 비교·평가하기에 가장 경제적이고 유용한 실험기법으로 알려진 준정적 실험(Quasi-Static Test)으로 수행되었다.

FS시리즈는 비내진으로 설계 및 시공된 경기도 가평군의 국도상에 위치한 창촌교를 대상모델로 하였으며, 교각의 형상비는 휨-전단 복합거동이 예상되는 2.67인 실물크기 실험체이며 주철근 겹침이음은 각각 0%, 50%, 100%에 대하여 실험되었다.

〈표 1〉 기존교각의 겹침이음 유무별 평가 기준

구분	도로교 설계기준 ⁽⁷⁾ (2005)	기존 교량의 내진성능평가 및 향상요령 ⁽¹⁾ (2004)	고속도로 교량의 내진보강 지침서 ⁽¹⁰⁾ (2005)
적용대상	도로교	국도 및 일반교량	고속도로 교량
겹침이음 有	일반편에 콘크리트 변형률 0.003으로 규정되어 있음	$\epsilon_c = 0.002$, $\mu_{max} = 1.5$	$\epsilon_c = 0.003$, $\mu_{max} = 1.8$
겹침이음 無		$\epsilon_c = 0.003$	$\epsilon_c = 0.004$ or $0.004 + \alpha$

NS 시리즈는 내진설계규정이 도입된 1992년 이전에 시공된 고속도로상의 기존교각을 대상으로 제원을 조사하여 교각직경, 주철근지름 및 철근비, 횡철근 간격 등의 대표값을 취하여 시험체가 제작되었으며 겹침이음비율은 50%, 100%에 대하여 실험되었다.

SC시리즈는 내진설계가 되어 있지 않은 고속도로상에 변천3교를 대상으로 주철근 겹침이음비율은 0%와 100%, 횡철근은 모두 열처리한 와이어로 겹침이음된 모델로 실험되었다.

N시리즈는 내진1등급으로 설계된 수원시의 하갈교를 대상으로 비내진교각을 1/2.8로 축소하고, 형상비는 4.0으로 하여 휨파괴를 유도한 원형 철근콘크리트 교각실험체이며 각각 0%, 50%, 100%의 주철근 겹침이음에 대하여 실험되었다.

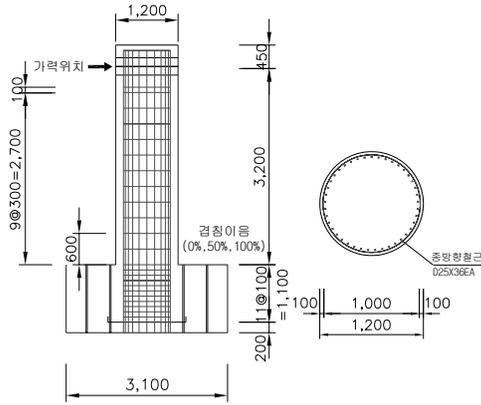
2.5N(휨-전단파괴), 3.5N(휨파괴)시리즈는 1992년 내진설계기준 이전에 설계 및 시공된 교각의 실태를 고려하여 비내진 설계법으로 제작되었으며 형상비의 차이를 달리하고 주철근 겹침이음 비율은 각각 0%, 50%, 100%에 대하여 실험되었다.

위와 같이 주철근 겹침이음 비율에 따른 비내진 교각의 연성능력을 평가하기 위해 선정된 시험체 상세와 주철근 겹침이음 상세는 그림 3과 같으며 주요제원에 대한 실험변수는 표 2와 같다.

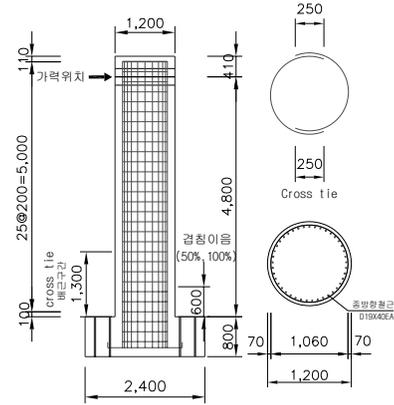
2.2 비선형 유한요소해석

상기와 같이 국내 실험에서 수행된 연구실적 중 각 CASE 별로 일부 수행되지 않은 겹침이음 비율에 대한 변위연성도를 공인된 해석 S/W를 이용하여 추정하였다. 이는 콘크리트의 변형률 제어법에 의한 변위연성도 추정시 산출값과 비교하기 위해 실험치와 함께 정해의 목적으로 수행되었다.

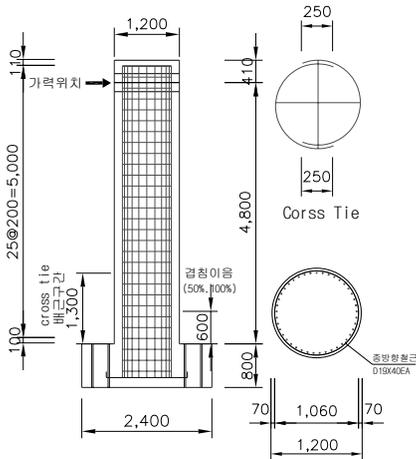
수행되지 않은 가상의 모델에 대한 변위연성도를 추정하기 위하여 사용된 정밀해석방법은 지진하중과 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비선형 이력거동 특성을 비교적 정확히 구현할 수 있는 비선형 유한요소프로그램인 RCAHEST(Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology)를 사용하였다. 본 프로그램은 미국 버클리 대학의 Taylor 교수가 개발한 범용 유한요소해석 프로그램인 FEAP⁽¹⁶⁾에 철근콘크리트 평면응력 요소, 경계면요소 및 겹침이음 철근요소 등⁽¹⁷⁻²⁰⁾의 개발된 모듈을 조합하여 수행되는 유한요소해석 프로그램이다.(그림 4)



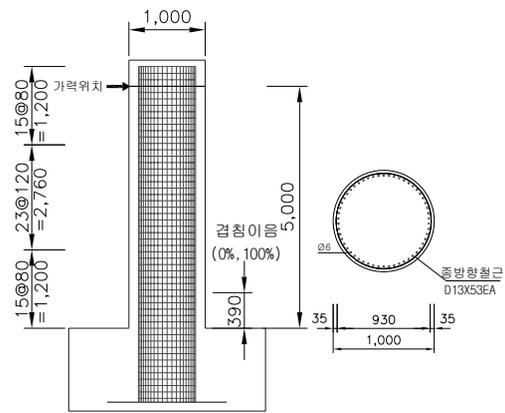
(a) FS-H-LS



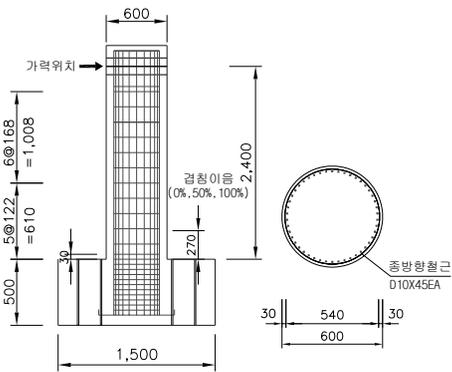
(b) NS-HT2-L2



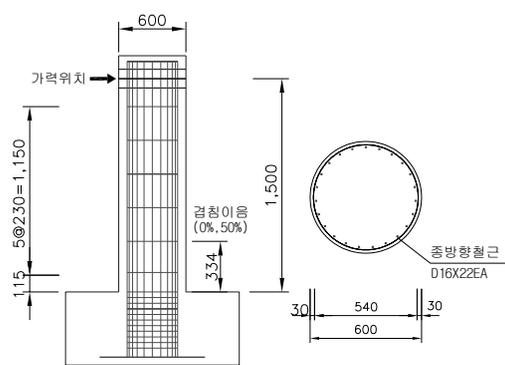
(c) NS-HT4-L2



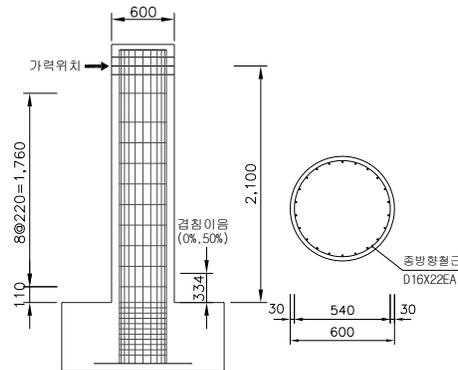
(d) SC



(e) N-SP-P1-R0



(f) 2.5N-SP



(g) 3.5N-SP

<그림 3> 시험체 상세

〈표 2〉 선정된 시험체의 제원

구 분	겹침 이음 비율 (%)	겹침 이음 길이 (mm)	주철근		띠철근			f _{ck} (MPa)	축하중 (kN) / 축력비	교각직경 (D) 및 높이(H) (형상비 =H/D)	축 소 비
			철근비 (%)	f _y (MPa)	철근비 (%)	간격 PHR / NPHR** (mm)	f _y (MPa)				
FS-H-LS000	0	600	36@D25 (1.6)	337.8	D13 (0.17)	300 / 300	333	25.0	2000 / 0.07	D=1200 H=3200 (2.67)	1
FS-H-LS050	50										
FS-H-LS100	100										
NS-HT2-N-L2*	0	600	40@D19 (1.01)	350	D10 (0.13)	200 / 200	380	25.3	1900 / 0.07	D=1200 H=4800 (4.0)	1
NS-HT2-H-L2	50										
NS-HT2-A-L2	100										
NS-HT4-N-L2*	0	600	40@D19 (1.01)	350	D10 (0.22)	200 / 200	380	25.3	1900 / 0.07	D=1200 H=4800 (4.0)	1
NS-HT4-H-L2	50										
NS-HT4-A-L2	100										
SC3	0	390	53@D13 (0.86)	300	φ6 (0.15)	80 / 120	400	31.3	712 / 0.0378	D=1000 H=5000 (5.0)	3.5
SC2*	50										
SC1	100										
N-SP00-P1-R0	0	270	45@D10 (1.14)	460	D6 (0.17)	122 / 168	360	29.6	678 / 0.1	D= 600 H=2400 (4.0)	2.8
N-SP05-P1-R0	50										
N-SP10-P1-R0	100										
2.5N-SP00	0	334	22@D16 (1.55)	357	D10 (0.24)	230 / 230	350	27.0	678 / 0.1	D= 600 H=1500 (2.5)	-
2.5N-SP05	50										
2.5N-SP10*	100										
3.5N-SP00	0	334	22@D16 (1.55)	330	D10 (0.24)	220 / 220	350	27.0	678 / 0.1	D= 600 H=2100 (3.5)	-
3.5N-SP05	50										
3.5N-SP10	100										

* 실험되지 않은 가상의 모델

** PHR : Plastic Hinge Region, NPHR : Non Plastic Hinge Region

2D or 3D Spring element	4 nodes PSC shell element	2D or 3D Flexibility-based fiber beam-column element	4 nodes Elastic shell element
Joint element	FEAP		4 nodes RC shell element
Reinforcing or Prestressing bar element	Interface element	RC plane stress element	2D Elasto-plastic plane stress element

〈그림 4〉 비선형 유한요소해석 프로그램 RCAHEST

3. 실험 및 해석결과

주철근 겹침이음을 갖는 각각의 교각시험체의 거동특성을 구현하기 위해 사용된 유한요소 모델은 그림 5와 같다. 각각의 실험에서 수행되지 않은 겹침이음 비율에 대하여는 가상의 모델로 구분하였고 비선형 유한요소해석 결과를 추

가하여 겹침이음 비율에 따른 교각의 연성능력 정도를 분석하였다.

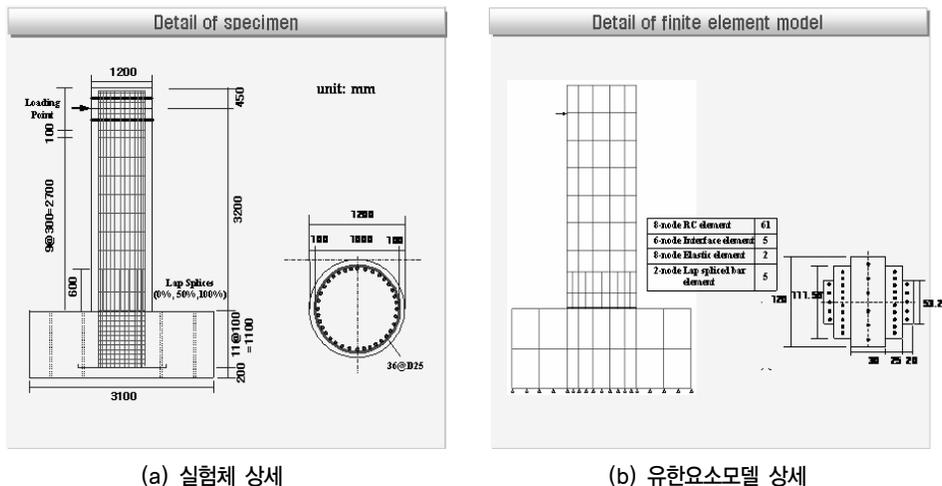
3.1 변위연성도

철근콘크리트 교각의 변위연성도($\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$) 산정을 위한 항복점 및 극한점의 정의는 하중-변위의 관계에서 항복점이 뚜렷하지 않기 때문에 항복점을 결정하기 위해 여러 연구자들이 다양하게 정의를 하였는데, 이 중 그림 6과 같이 Paulay⁽²¹⁾ 등이 제안한 방법을 기준으로 하였다. 이에 따르면, 항복점은 모멘트-곡률 곡선상에서 M_{max} 를 지나는 수평선과 원점에서 $0.75M_{max}$ 점을 통과하는 직선과의 교점을 통과하는 직선과의 교점에 해당하는 변위를 항복점으로 정의하였다. 또한, 최대하중 이후 $0.85M_{max}$ 되는 변위를 극한점으로 정의하였다.

3.2 주철근 겹침이음 비율에 따른 실험결과

기존 비내진 교각에 대한 실험 결과를 정리하면 표 3과

RCAHEST : Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology



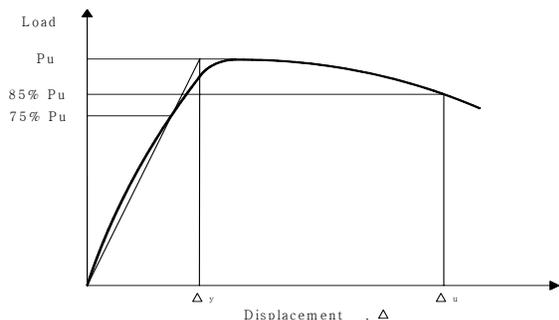
(a) 실험체 상세 (b) 유한요소모델 상세

〈그림 5〉 실험체에 대한 비선형 유한요소 모델

〈표 3〉 시험체와 RCAHEST에 의한 결과 비교

구분	겹침이음 비율 (%)	Experiment				Analysis (RCAHEST)				(1)/(2)
		V _{max} (kN)	δ _y (mm)	δ _u (mm)	μ (1)	V _{max} (kN)	δ _y (mm)	δ _u (mm)	μ (2)	
FS-H-LS000	0	1265.0	16.50	58.00	3.5	1105.0	16.0	53.0	3.3	1.06
FS-H-LS050	50	1096.0	13.50	40.00	3.0	1084.0	11.0	31.0	2.8	1.07
FS-H-LS100	100	886.0	8.60	21.80	2.5	875.0	**	15.0	-	-
NS-HT2-N-L2*	0	-	-	-	-	588.0	23.4	73.4	3.1	-
NS-HT2-H-L2	50	695.7	32.10	84.60	2.6	592.0	25.4	70.0	2.8	0.93
NS-HT2-A-L2	100	624.2	29.60	58.92	2.0	574.0	25.6	49.1	1.9	1.05
NS-HT4-N-L2*	0	-	-	-	-	599.0	23.8	92.0	3.9	-
NS-HT4-H-L2	50	635.4	33.20	96.03	2.9	605.0	26.1	80.0	3.1	0.94
NS-HT4-A-L2	100	587.0	30.50	58.49	1.9	587.0	26.0	48.0	1.9	1.06
SC3	0	254.0	39.00	175.50	4.5	256.0	39.0	176.0	4.5	1.00
SC2*	50	-	-	-	-	251.0	39.0	117.0	3.0	-
SC1	100	253.0	28.00	42.00	1.5	234.0	28.0	42.0	1.5	1.00
N-SP00-P1-R0	0	247.3	19.97	79.81	4.0	218.0	16.3	63.2	3.9	1.03
N-SP05-P1-R0	50	237.1	18.72	46.93	2.5	215.0	17.2	46.7	2.7	0.93
N-SP10-P1-R0	100	195.3	15.70	25.75	1.6	191.0	14.3	21.4	1.5	1.07
2.5N-SP00	0	342.1	11.60	60.04	5.2	350.0	7.5	42.8	5.7	0.91
2.5N-SP05	50	300.0	9.82	24.08	2.5	340.0	7.9	21.6	2.7	0.93
2.5N-SP10*	100	-	-	-	-	315.0	7.5	10.8	1.5	-
3.5N-SP00	0	190.2	15.90	77.60	4.9	239.4	11.9	63.1	5.3	0.92
3.5N-SP05	50	181.1	14.50	38.20	2.6	238.4	12.3	35.4	2.9	0.90
3.5N-SP10	100	173.4	11.90	23.50	2.0	198.0	**	12.2	-	-

* 실험되지 않은 가상의 모델
 ** 해석결과 주철근이 항복하기 전에 부차과과 발생하였음.



〈그림 6〉 항복 및 극한 정의

같다. 실험결과로부터 주철근 겹침이음 비율별 파괴양상 및 변위연성도 분포를 비교하면 다음과 같다. 실험모델 중 SC모델은 겹침이음한 와이어를 사용하였고, 2.5N모델은 휨전단파괴 시험체로 변위연성도가 작게 나타났다.

3.2.1 주철근 겹침이음이 0%인 경우

소성힌지부에 주철근 겹침이음이 없는 모델은 FS-H-LS000, SC3, N-SP00-P1-R0, 2.5N-SP00, 3.5N-SP00등 5개로 이력양상은 횡방향 철근이 비내진 상세임에도 불구하고 어느

정도 연성이 발휘되어 안정적인 거동양상을 보이고 있다. 변위연성도 분포는 3.5~5.2로 조사되었으며 이는 설계기준에서 제시하는 주기가 짧은 단주교각의 요구연성도 5.0과 비교시 평균적으로 다소 낮은 수준을 보이고 있다.

3.2.2 주철근 겹침이음이 50% 있는 경우

주철근 겹침이음이 50% 있는 모델은 FS-H-LS050, NS-HT2-H-L2, NS-HT4-H-L2, N-SP05-P1-R0, 2.5N-SP05, 3.5N-SP05 등 6개이며, 이력양상은 0%인 경우와 비교시 교각의 소성흔지 형성후 휨에 대한 콘크리트의 박리 및 겹침이음부에서 주철근 부착파괴에 의해 휨에 대한 내력이 저하됨을 확인할 수 있다. 변위연성도는 2.5~3.0의 분포로 조사되었으며 0%인 경우와 비교시 낮은 수준이지만 100%인 경우와 비교시는 어느 정도 연성능력이 있음을 실험결과에서 확인할 수 있다.

3.2.3 주철근 겹침이음이 100% 있는 경우

소성흔지부에 주철근 겹침이음이 100% 있는 모델은 FS-H-LS100, NS-HT2-A-L2, NS-HT4-A-L2, SC1, N-SP10-P1-R0, 3.5N-SP10 등 6개이다. 교각의 이력양상은 0% 및 50%인 경우와 비교시 연성능력 발휘 이전에 주철근 겹침이음부의 부착파괴에 의해 휨내력이 급격히 저하됨을 확인할 수 있으며 변위연성도 분포는 1.5~2.5로 조사되었다.

3.3 검증 및 고찰

연구실험체에 대한 비선형 해석 결과와 실험치를 3.1절의 Paulay 등이 제안한 방법으로 비교한 결과는 표 3과 같으며, FS 시리즈의 경우는 그림 7과 같다. 비선형 유효요소 해석 결과와 실험치와의 변위연성도 비교시 10%내의 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 따라서 실험결과가 있는 변위연성도는 실험치를, 실험결과가 없는 가상의 모델은 RCAHEST 결과를 이용하여 그림 8과 그림 9에서와 같이 겹침이음 비율 별 변위연성도 분포특성과 변화추이를 비교하였다.

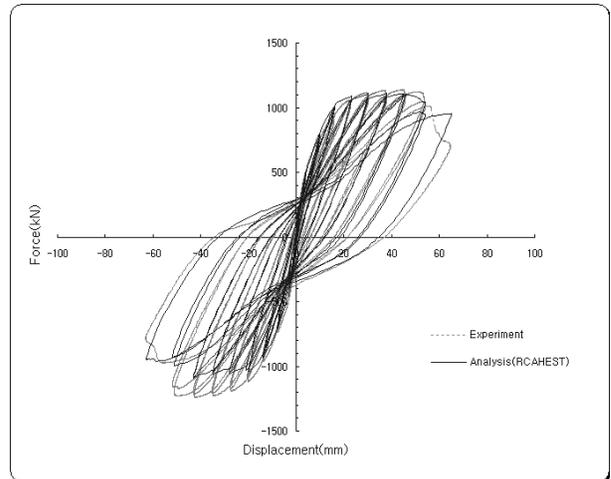
겹침이음에 따른 연성능력의 추이는 실험치마다 사용된 교각의 재료특성과 단면에서의 철근배근상태, 그리고 부재의 기하학적 특성과 축하중비에 따라 서로 편차는 있지만 50% 겹침이음 연결의 경우 100% 겹침이음 연결에 비해 보다 높은 연성능력을 보유하고 있음을 확인할 수 있었다.

4. 단면해석을 이용한 변위연성도 평가

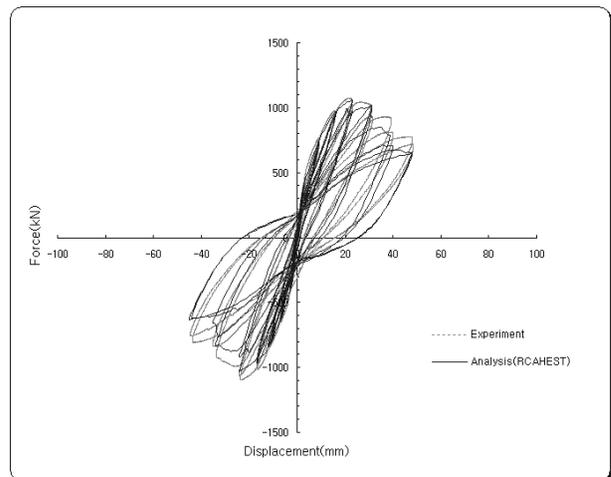
교각의 연성능력을 비교적 정확하게 평가하기 위한 방법으로는 평가대상 교각과 특성이 일치하는 실험체에 대한 실

험결과를 이용하는 방법과 지진하중과 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비선형 이력거동 특성을 구현할 수 있는 비선형 해석프로그램을 이용한 정밀해석법이 있다.

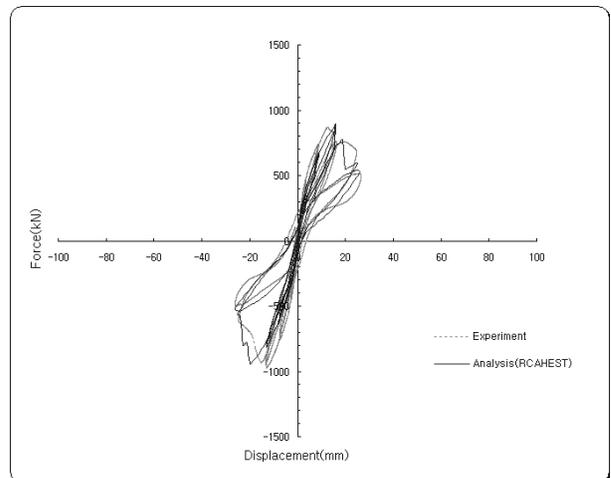
그러나 일부 한정된 교각에 대한 성능을 평가한 연구결과



(a) FS-H-LS000



(b) FS-H-LS050



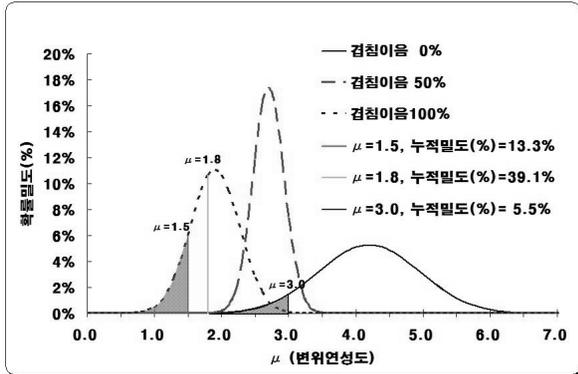
(c) FS-H-LS100

〈그림 7〉 FS-H-LS 시리즈 실험과 RCAHEST결과 비교

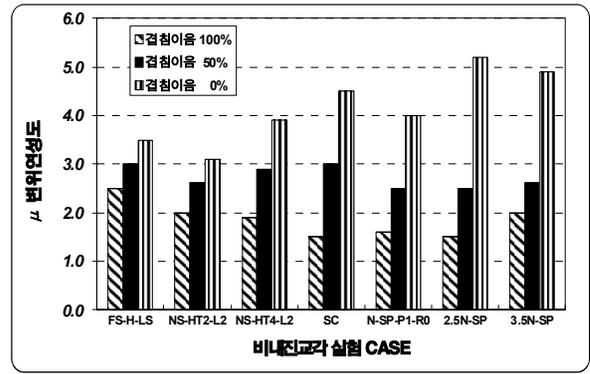
를 직접 적용하기에는 자료가 부족하며, 복잡한 정밀해석에 의해 철근콘크리트 부재의 균열발생에서 파괴에 이르기까지의 거동을 정확하게 구현하여 교각의 연성능력을 예측하기에는 실무적으로 어려움이 있다. 따라서 기존교량의 내진 성능평가 및 향상요령⁽¹⁾에서는 일반적으로 적용할 수 있는 연성능력 평가방법으로 모멘트-곡률해석($M-\phi$)을 이용하여 단면이 가지고 있는 소성회전능력을 파악하고 이를 교각의 거동형태에 따라 역학적인 방법으로 계산하여 연성능력

을 평가하는 모멘트-곡률해석 기법을 적용하고 있다.

본 연구에서는 모멘트-곡률해석을 위하여 범용으로 사용되고 있는 교각단면 해석프로그램인 XTRACT⁽²²⁾를 사용하였다. 이 프로그램은 그림 10과 같이 교각단면을 섬유요소로 분할하여 모델링함으로써 다양한 형태의 단면형태를 구현할 수 있으며 재료의 응력-변형도 관계 및 단면의 변형도 분포형상 가정에 기초해서 모멘트-곡률관계를 보다 정확하게 추적할 수 있다는 장점이 있다.



〈그림 8〉 겹침이음 비율별 변위연성도 정규분포(실험)

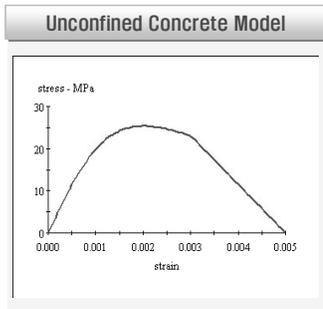


〈그림 9〉 주철근 겹침이음 비율별 변위연성도 비교(실험)

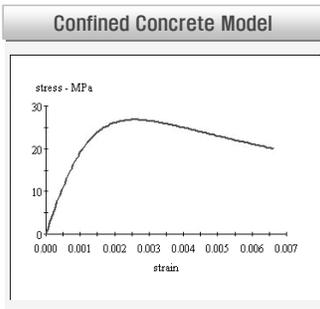
사용프로그램 : XTRACT (Cross Section Analysis Program)

사용재료 모델

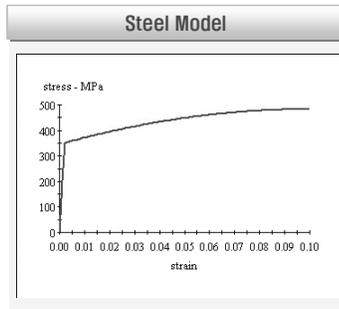
비구속 콘크리트 모델 (Mander 모델)



구속 콘크리트 모델 (Mander 모델)

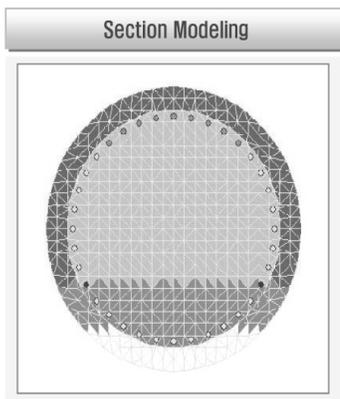


철근 콘크리트 모델 (수정 Shima 모델)

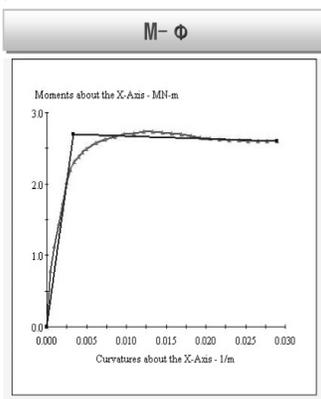


해석절차 :

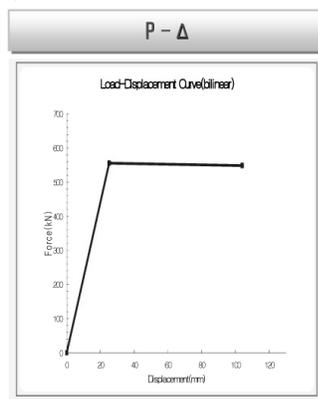
유한요소 모델링



모멘트-곡률 해석



전단력-변위 해석



〈그림 10〉 단면해석프로그램을 이용한 변위연성도 산정절차

4.1 재료모델

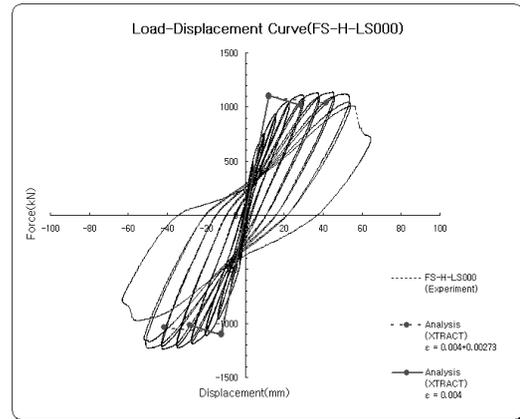
섬유요소는 철근콘크리트 기둥과 같은 부재를 해석하기 위해 개발된 유한요소로 어떤 구성방정식을 사용하는가에 따라 모델의 정밀도가 크게 좌우된다. 본 연구에서는 콘크리트 재료모델로 횡방향 철근에 의해 구속된 콘크리트의 성질을 효과적으로 모사할 수 있고, 또한 구속효과가 없는 일반콘크리트와 주철근 외부의 덮개콘크리트(비구속 콘크리트)까지 일관성 있게 표현할 수 있는 Mander⁽⁸⁾ 등이 제안한 콘크리트 모델을 사용하였으며, 철근의 응력-변형률 관계는 반복하중의 영향을 고려하기 위해 축방향철근의 인장실험 결과와 가장 잘 일치하는 단조하중에 대한 철근모델⁽²³⁾을 기본으로 손혁수 등⁽²⁴⁾에 의하여 제안된 수정-Shima모델을 사용하였으며, 모멘트-곡률의 전단력-변위로의 변환절차는 Priestley⁽⁹⁾ 등이 제안한 식을 이용하였다.(그림 10)

4.2 결과분석

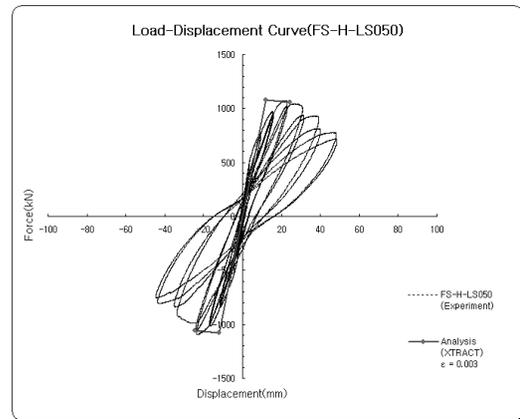
모멘트-곡률해석 기법에 대한 검증을 위하여 교각 실험체 중 겹침이음 0%인 경우에 대한 결과를 표 4와 그림 11(FS 시리즈)과 같이 실험치와 비교하였다.

위의 단면해석을 통한 해석법은 소성힌지발생 위치에서의 단면특성만을 고려할 수 있으므로 교각전체의 단면특성이 불균일하거나 주철근의 부착과괴에 대한 영향 등은 직접적으로 고려할 수 없고 실험이나 정밀해석에 의해 산출된 소성단면의 콘크리트 변형률을 이용하여 간접적으로 산정하는 방법이 사용되고 있다.

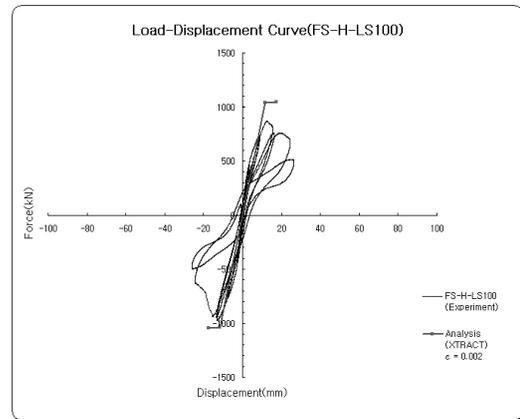
표 4와 그림 11에서 FS-H-LS000 결과에서 볼 때, 횡철근의 구속효과(α)가 약 68%에 해당되어 실험치보다 큰 연성능력을 나타낼 수 있고, 기존교량의 횡철근 배근이 비내진상세이므로 모멘트-곡률해석에서 콘크리트의 극한변형률 가정시 표 5~표 7 및 그림 12와 같이 고려하지 않기로 하였다.



(a) FS-H-LS000



(b) FS-H-LS050



(c) FS-H-LS100

<그림 11> FS-H-LS 시리즈 실험과 XTRACT 결과 비교

<표 4> 시험체와 XTRACT에 의한 결과비교

구 분	Experiment + RCAHEST				Analysis(XTRACT) ($\epsilon_{cu} = 0.004 + \alpha^{**}$)				(1)/(2)
	V_{max} (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (1)	V_{max} (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (2)	
FS-H-LS000	1265.0	16.50	58.00	3.5	1090	12.13	41.59	3.4	1.02
NS-HT2-N-L2*	588.0	23.40	73.40	3.1	572	25.54	85.37	3.3	0.93
NS-HT4-N-L2*	599.0	23.80	92.00	3.9	567	25.33	101.30	4.0	0.98
SC3	254.0	39.00	175.5	4.5	255	26.54	129.90	4.9	0.92
N-SP00-P1-R0	247.3	19.97	79.81	4.0	199	16.06	62.89	3.9	1.02
2.5N-SP00	342.1	11.60	60.04	5.2	318	5.26	29.54	5.6	0.93
3.5N-SP00	190.2	15.90	77.60	4.9	217	9.69	50.03	5.2	0.95

* 실험되지 않은 가상의 모델 (RCAHEST 해석 결과)
 ** 횡방향 구속력(띠철근이 같고리로 구속되어 있는 경우)

〈표 5〉 변위연성도 비교(0% 겹침이음)

구 분	Experiment + RCAHEST				M-φ Analysis (본연구 : 구속콘크리트 $\epsilon_{cu} = 0.004$)				M-φ Analysis (도공기준 : 최연단 $\epsilon_c = 0.004$)				(1)/(2)	(1)/(3)
	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (1)	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (2)	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (3)		
FS-H-LS000	1265.0	16.50	58.00	3.5	1107	12.28	28.48	2.3	1107	12.28	23.97	2.0	1.52	1.75
NS-HT2-N-L2*	588.0	23.40	73.40	3.1	578	25.70	59.21	2.3	578	25.70	52.87	2.1	1.35	1.48
NS-HT4-N-L2*	599.0	23.80	92.00	3.9	578	25.70	59.21	2.3	578	25.70	52.87	2.1	1.70	1.86
SC3	254.0	39.00	175.50	4.5	244	26.31	87.02	3.3	244	26.31	79.40	3.0	1.36	1.50
N-SP00-P1-R0	247.3	19.97	79.81	4.0	200	16.10	41.00	2.5	200	16.10	28.12	1.7	1.60	2.35
2.5N-SP00	342.1	11.60	60.04	5.2	323	5.30	12.58	2.4	323	5.30	11.92	2.2	2.17	2.36
3.5N-SP00	190.2	15.90	77.60	4.9	221	9.77	25.42	2.6	221	9.77	20.62	2.1	1.88	2.33
평 균				4.16				2.53				2.17	1.65	1.95
표준편차				0.75				0.36				0.40	0.29	0.40

〈표 6〉 변위연성도 비교(50% 겹침이음)

구 분	Experiment + RCAHEST				M-φ Analysis (본연구 : 구속콘크리트 $\epsilon_{cu} = 0.003$)				M-φ Analysis (도공기준 : 최연단 $\epsilon_c = 0.003$)				(1)/(2)	(1)/(3)
	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (1)	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (2)	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (3)		
FS-H-LS050	1096.0	13.50	40.00	3.0	1078	11.96	24.50	2.0	1078	11.96	19.60	1.6	1.50	1.88
NS-HT2-H-L2	695.7	32.10	84.60	2.6	560	24.87	51.13	2.1	560	24.87	43.91	1.8	1.24	1.44
NS-HT4-H-L2	635.4	33.20	96.03	2.9	560	24.87	51.13	2.1	560	24.87	43.91	1.8	1.38	1.61
SC2*	251.0	39.00	117.00	3.0	247	25.50	74.03	2.9	247	25.50	63.30	2.5	1.03	1.20
N-SP05-P1-R0	237.1	18.72	46.93	2.5	195	15.65	25.75	1.6	195	15.65	23.41	1.5	1.56	1.67
2.5N-SP05	300.0	9.82	24.08	2.5	324	5.12	10.57	2.1	324	5.12	9.41	1.8	1.19	1.39
3.5N-SP05	181.1	14.50	38.20	2.6	213	9.40	18.57	2.0	213	9.40	16.91	1.8	1.30	1.44
평 균				2.73				2.11				1.83	1.31	1.52
표준편차				0.23				0.39				0.32	0.18	0.22

〈표 7〉 변위연성도 비교(100% 겹침이음)

구 분	Experiment + RCAHEST				M-φ Analysis (본연구 : 구속콘크리트 $\epsilon_{cu} = 0.002$)				M-φ Analysis (도공기준 : 최연단 $\epsilon_c = 0.003$)				(1)/(2)	(1)/(3)
	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (1)	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (2)	Vmax (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ (3)		
FS-H-LS100	886.0	8.60	21.80	2.5	1042	11.55	17.35	1.5	1078	11.96	19.60	1.6	1.67	1.56
NS-HT2-A-L2	624.2	29.60	58.92	2.0	548	24.35	36.84	1.5	560	24.87	43.91	1.8	1.33	1.11
NS-HT4-A-L2	587.0	30.50	58.49	1.9	548	24.35	36.84	1.5	560	24.87	43.91	1.8	1.27	1.06
SC1	253.0	28.00	42.00	1.5**	233	24.96	48.84	2.0	247	25.50	63.30	2.5	0.75	0.60
N-SP10-P1-R0	195.3	15.70	25.75	1.6	181	16.39	18.22	1.1	195	15.65	23.41	1.5	1.45	1.07
2.5N-SP10*	315.0	7.46	10.83	1.5	313	5.13	7.47	1.5	324	5.12	9.41	1.8	1.00	0.83
3.5N-SP10	173.4	11.90	23.50	2.0	211	9.33	12.96	1.4	213	9.40	16.91	1.8	1.43	1.11
평 균				1.86				1.50				1.83	1.27	1.05
표준편차				0.36				0.26				0.32	0.31	0.29

* 실험되지 않은 가상의 모델

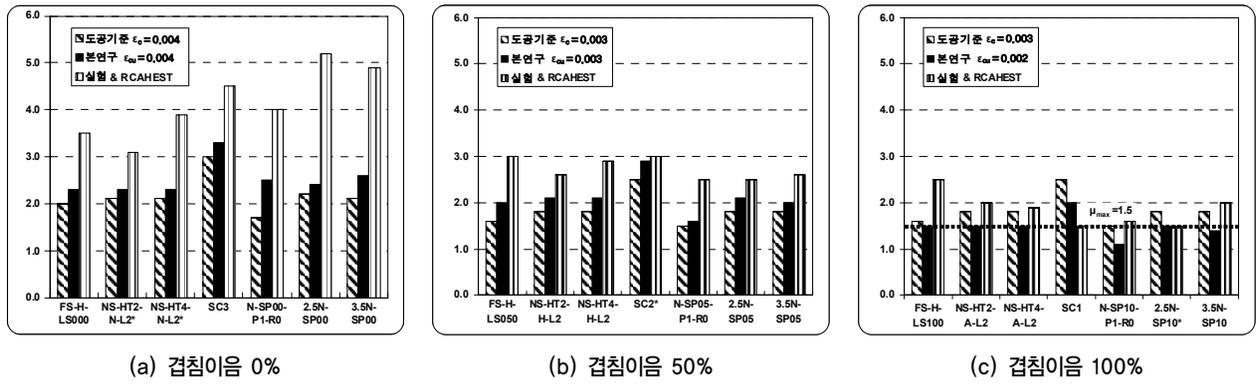
** 실험치 중 최소 변위연성도

5. 결론

본 연구에서는 비내진 교각의 겹침이음 비율별 연성능력 평가를 위하여 현재까지 국내에서 수행된 연구실험 결과와 모멘트-곡률해석에 의한 결과를 비교하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었으며, 표 8과 같은 기준을 제시하였다.

5.1 겹침이음이 0%인 경우

구속된 콘크리트의 극한변형률 ϵ_{cu} 를 0.004로 제한하여 평가한 결과는 실험결과보다 평균적으로 1.70배 낮게 평가 되어 안정적인 결과가 산출되었다. 이는 실제 실험의 경우 횡방향철근의 구속효과에 의하여 구속된 콘크리트의 휨내



〈그림 12〉 변위연성도 μ 비교

〈표 8〉 겹침이음 비율별 평가 기준

구 분	기준교각의 내진성능 평가 및 향상요령 ⁽¹⁾	본 연구
겹침이음 0%	$\epsilon_c = 0.003$	$\epsilon_{cu} = 0.004$
겹침이음 50%	$\epsilon_c = 0.002$ $\mu_{max} = 1.5$	$\epsilon_{cu} = 0.003$
겹침이음 100%		$\epsilon_{cu} = 0.002$ $\mu_{max} = 1.5$

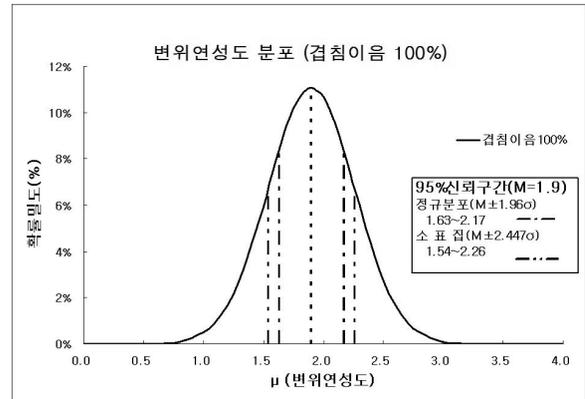
력의 증가에 기인한다. 그러나 내진상세를 만족하지 못하는 횡철근 상세를 가진 기존 교각에 대하여 횡구속에 의한 영향을 100% 반영하기에는 과대평가의 우려가 있으며 지진 하중의 불확실성 및 시공시의 결함 등을 반영하여 횡철근비의 구속효과(α)를 고려하지 않고 극한변형률을 0.004로 적용하였다. 또한, 그림 8에서 보는 바와 같이 도로교설계기준상의 변위연성도 3.0에 대한 누적밀도함수는 5.5%이다.

5.2 겹침이음이 50%인 경우

구속된 콘크리트의 극한변형률 ϵ_{cu} 를 0.003으로 제한하여 평가한 결과는 실험결과보다 평균적으로 1.30배 낮게 평가 되어 안정적인 결과가 산출되었다. 실험결과에서와 같이 겹침이음이 50%인 경우 0%인 경우보다는 낮은 연성능력을 보이지만 100% 겹침이음을 가진 경우와 비교시는 다소 안정적인 연성능력을 확보하고 있으므로 단순 겹침이음 구분만을 고려하여 평가되는 기존 요령⁽¹⁾은 평가에 있어 매우 보수적인 결과가 초래됨을 확인할 수 있다.

5.3 겹침이음이 100%인 경우

구속된 콘크리트의 극한변형률 ϵ_{cu} 를 0.002로 제한하여 평가한 결과와 실험결과를 비교시 일부 높게 평가되는 경우가 있으나 전반적으로 1.30배 낮게 안전측으로 평가되었으며, 물론 SC1모델은 횡철근으로 겹이음한 와이어를 사용하



〈그림 13〉 겹침이음 100%일때의 95%신뢰구간

였고, 2.5N-SP10모델은 휨-전단파괴 모델이므로 실험에 의한 변위연성도가 작게 나타났다. 그림 8에서 보는 바와 같이 변위연성도 1.5와 1.8에 대한 누적밀도함수는 각각 13.3%, 39.1%이며, 7개의 소표집(t분포)에 대한 95%신뢰구간은 그림 13과 같이 1.54~2.26이다. 또한, 실무에서 단면해석에 의한 교각의 연성능력 평가시 교각의 단면형상이나 파괴모드와 관계없이 일률적으로 콘크리트 최대 압축변형률을 적용하게 되므로, 안전측의 기준을 적용하는 것이 바람직할 것으로 사료된다. 따라서 표 8과 같이 구속된 콘크리트의 극한변형률 ϵ_{cu} 를 0.002로 제한하고 계산된 변위연성도가 1.5를 초과할 시에는 실험 결과중 최저치인 1.5이내로 제한하는 것이 바람직할 것으로 사료된다.

또한, 단면해석의 정확도를 보다 높이기 위해 교각의 파괴모드(휨파괴, 전단파괴, 휨-전단파괴), 단면형상(원형, 구형, 벽식교각)을 고려할 수 있는 기준을 정립하는 것이 향후의 과제라고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부의 연구비 지원(교량내진보강을 위한 성능평가 조사연구 2, 3차)에 의해서 수행 되었으며, 연구비 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 한국시설안전기술공단, “기존교량의 내진성능평가 및 향상요령”, 건설교통부, 2004.
2. AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th Ed., Washington, DC, USA, 2002.
3. ATC-32, *Improved Seismic Design Criteria for California Bridges*, Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
4. Caltrans, *Caltrans Seismic Design Criteria*, Version 1.3, California Department of Transportation, Sacramento, USA, 2002.
5. Eurocode 8 Part 2., *Design Provisions for Earthquake Resistance of structures - Bridges*. European Committee for Standardization; 2002.
6. New Zealand Standard, *Concrete Structures Standard - Part I Design of Concrete Structures*, NZS3101, 1995.
7. 한국도로교통협회, “도로교설계기준”, 건설교통부, 2005.
8. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., “Theoretical stress-strain model for confined concrete,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
9. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, 1996.
10. “고속도로 교량의 내진보강지침”, 한국도로공사, 2005.
11. 김태훈, 박현용, 김병석, 신현목, “철근의 겹침이음을 고려한 철근 콘크리트 교각의 내진성능평가,” 한국지진공학회 논문집, 제7권 제3호, 2003, pp. 31-38.
12. 이대형, 박진영, 정영수, 조대연, 이재훈, “주철근 겹이음에 따른 철근콘크리트 교각의 내진성능평가,” 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, 제5권, 제2호, pp. 187-193.
13. 김재관, 김익현, 임현우, 전귀현, “수평반복하중을 받는 비내진상세 RC 중실원형교각의 거동특성,” 한국지진공학회 논문집, 제5권 4호, 2001, pp. 83-95.
14. 정영수, 이재형, “주철근 겹침이음된 철근콘크리트 교각의 보강에 의한 내진성능평가,” 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, 제5권, 제2호, 2001, pp. 179-186.
15. 박창규, 송희원, 정영수, “지진하중을 받는 주철근 겹침이음된 철근콘크리트 교각의 곡률분석,” 한국지진공학회 논문집, 제10권 제1호, 2006, pp. 41-49.
16. Taylor, R. L., *FEAP - A Finite Element Analysis Program, Version 7.2, Users Manual, Volume 1 and Volume 2*, 2000.
17. Kim, T.H., Lee, K.M., Yoon, C.Y., and Shin, H.M., “Inelastic Behavior and Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Piers under Earthquake. I: Theory and Formulation,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 9, 2003, pp. 1199-1207.
18. 김태훈, “비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 교각의 내진성능평가” 박사학위논문, 성균관대학교, 2003.
19. Kim, T.H., Lee, K.M., Chung, Y.S., and Shin, H.M., “Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Bridge Columns,” *Engineering Structures*, Vol. 27, No. 4, 2005, pp. 576-592.
20. Kim, T.H., Kim, B.S., Chung, Y.S., and Shin, H.M., “Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Bridge Piers with Lap Splices,” *Engineering Structures*, Vol. 28, No. 6, 2006, pp. 935-945.
21. Paulay, T. and Priestley M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc, New York, 1992.
22. *XTRACT - Cross-sectional XStructural Analysis ComponentS*, TRC/Imbsen Software Ver.3.0.8.(2007)
23. Okamura, H. and Maekawa, K., *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Gihodo-Shuppan, Tokyo, 1991, pp.182.
24. 손혁수, 이재훈, “철근콘크리트 교각의 연성도 평가를 위한 비선형해석,” 한국지진공학회 논문집, 제7권 제4호, 2003, pp. 39-49.