50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동특성

Behavior of Solid and Hollow Rectangular RC Piers with 50% of Lap-Spliced Longitudinal Bars

김 익 현* 이 종 석** 이 윤 복*** 김 원 섭**** 선 창 호*****
Kim, Ick Hyun Lee, Jong Seok Rhie, Yoon Bock Kim, Won Seop Sun, Chang Ho

국문요약

소성힌지영역에 50%의 주철근 겹침이음을 갖는 교각의 거동특성을 파악하기 위하여 축소교각모형실험을 수행하였다. 모델의 단면형상은 사각단면으로 중공 및 중실단면으로 각각 1기씩 제작하였다. 주철근은 연속철근과 주철근지름(d_b)의 39배의 겹침이음을 갖는 철근을 교대로 배치하였다. 겹침이음에 의한 거동특성을 파악하기 위하여 횡철근에 의한 구속효과와 축력에 의한 영향은 배제하였다. 두 시험체 모두 전형적인 휨파괴 형태를 보였으며 비교적 연성적인 거동을 나타내었다. 이로부터 50%의 주철근 겹침이음이 성능기초 내진설계를 위한 주철근상세의 하나의 대안으로서 유효성이 있음을 확인하였다.

주요어 : 사각단면교각, 내진상세, 내진성능, 겹침이음, 연성도

ABSTRACT

Scale model tests were performed to investigate the seismic behavior of the solid and hollow rectangular RC piers with 50% of lap-spliced longitudinal bars in plastic hinge regions. Continuous bars and lap-spliced ones with a lap length of 39 times the bar diameter were arranged alternately in the sections. In order to clarify the influence of lap splice on a ductility the effect of axial force and lateral confinement were excluded in the test. The typical flexural failure conducting a ductile behavior were observed in both models. It is confirmed that the 50% of lap-spliced bars can be considered as an alternative of seismic detailing for longitudinal bars.

Key words : rectangular column, seismic details, seismic performance, lap splice, ductility

서 론

현행 우리나라 도로교설계기준(2000년)의 내진설계의 기본개념은 설계지진 발생시 비록 교량에 큰 피해가 발생하더라도 붕괴가 되는 것을 방지(붕괴방지수준)하여 인명과 재산을 보호하는 것을 목표로 하고 있다. 설계지진에 대하여 교량이 이러한 목표성능을 만족하기 위해서는 충분한 연성을 확보하여 지진에너지를 흡수하지 않으면 안된다.[1]-[7]

교량의 교각의 변위연성도와 관련한 주요한 철근상세는 소성힌지영역에서의 주철근의 겹침이음과 심부콘크리트를 횡구속하는 횡철근의 상세를 들 수 있다. 미국 AASHTO 기준[2]에서는 설계지진의 세기에 따라 표 1과 같은 다른 상세규정을 두고 있으며 우리나라에서는 AASHTO의 중진지역(지진구역 II)에서의 철근상세 규정을 적용하고 있다. 중진지역의 철근상세 규정의 특징은 강진지역에서 명시적으로 제한하고 있는 소성힌지영역에서의 주철근의 겹침이음을 제한하고 있지 않은 것이다. 대신에 강진지역과 동일한 횡철근상세를 규정함으로써 중진지역에서 요구되는 목표연성도의 확보를 기대하고 있다. 그러나, 우리나라 교량의 교각의 크기는 축하중에 의해서 보다 상부구조의 크기에 의하여 설계되는 것이 일반적이어서 매우 큰 단면특성을 갖는다.[8] 이 경우 체적비로 규정되는 횡철근에 의하여 상당히 많은 횡철근이 소요되고 이로 인하여 시공성이 매우 떨어지는 것이 현실이다.

내진설계와 관련한 세계적인 흐름은 성능기초(Performance Based) 내진설계의 확립이며 이는 대상구조물이 목표내진성능을 만족한다면 어떠한 내진상세도 허용되게 된다. 따라서 성능에 기초한 합리적인 내진설계를 위해서는 구조물의 거동특성을 이해하고 이에 기초한 내진상세의 개발이 중요하다. 소성힌지영역에 주철근의 겹침이음이 있고 횡철근에 의한 충분한 횡구속이 제공되지 않는 교각은 겹침이음부의 부착파괴에 의한 매우 취성적인 파괴특성을 보이게 된다.[9]-[13] 이 때 충분한 횡구속을 제공하면 연성적인 거동특성을 나타내게 되지만 과다한 횡철근으로 시공성이 매우 저하되는 결과를 초래하게 된다. 한편, 소성힌지영역에서 겹침이음을 두지 않으면 충분한 횡구속을 주지 않아도 매우 연성적인 연성을 나타내는 것으로 보고되고 있다.[9],[10],[14],[15] 이러한 거동특성에 기초하여 소성힌지영역에 주철근의 겹침이음을 방지하는 것이 우리나라와 같은 중약진지역에서는 적합한 철근상세의 대안이 될 수 있다. 이렇게 소성힌지영역에서의 주철근의 겹침이음을 두지 않기 위해서는 용접을 하거나 커플러를 사용하여 주철근을 연속화할 필요가 있기 때문에 시공효율이 떨어지는 단점을 지니고 있다. 만약, 소성힌지영역에서의 주철근의 겹침이음을 대폭 줄여, 예를 들어 50%로 하여도 주철근의 겹침이음부의 부착파괴에 의한 교각의 취성적인 파괴가 일어나지 않는다면 시공성을 개선하면서도 소량

* 정회원 · 울산대학교 건설환경공학부, 조교수(대표저자: ickhyun@mail.ulsan.ac.kr)
** 정회원 · 울산대학교 건설환경공학부, 교수
*** 정회원 · R&K Consulting Engineers, Inc. Principal, 공학박사
**** 울산대학교 건설환경공학부, 석사과정
***** 울산대학교 건설환경공학부, 박사수료
논문에 대한 토의를 2003년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2003. 5. 28 / 심사종료일 : 2003. 9. 17)

표 1 내진상세 규정의 비교

구분	AASHTO				우리나라	
지진구역	I	II	III	IV	I	II
가속도계수(A)	A≤0.09	0.09<A≤0.19	0.19<A≤0.29	0.29<A	A=0.11	A=0.07
겹침이음 (Splice)	지진하중을 고려하지 않음 ; 일반설계	명시규정 없음	교각중앙부에서만 허용 (>400mm or 60d_b)		명시규정 없음	
횡철근 (Transverse reinforcement)		지진구역 III, IV와 동일	횡방향철근량 및 철근간격등을 규정		AASHTO 규정과 동일	

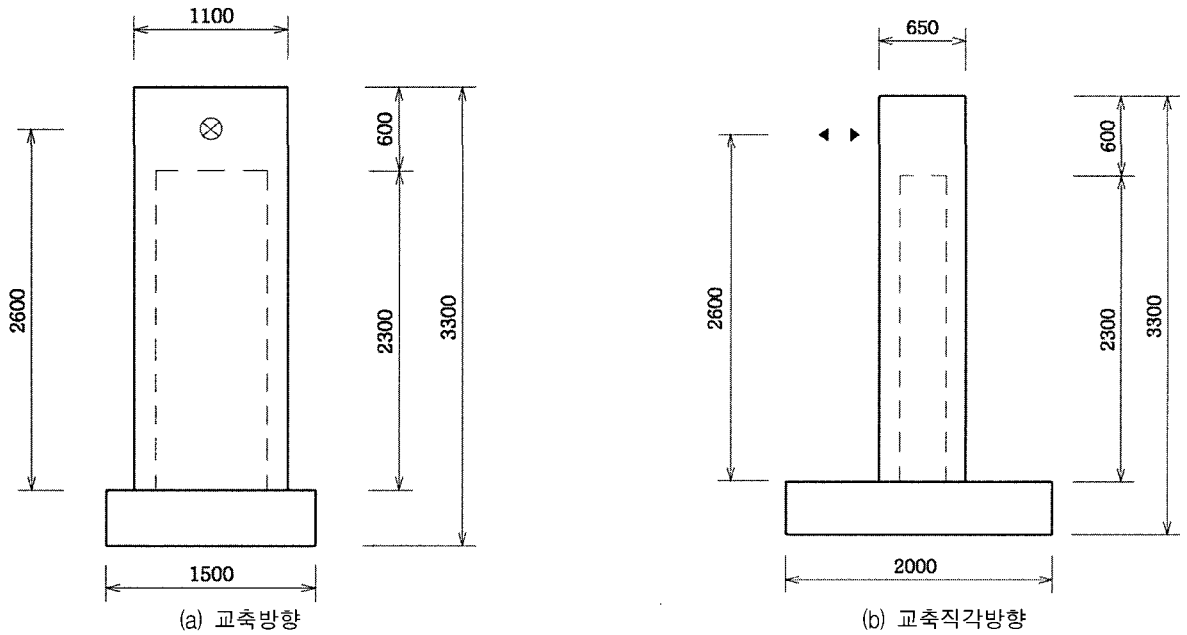
의 횡철근으로 소요연성도를 확보할 수 있어 또 다른 상세의 대안으로 고려할 수 있다. 이러한 주철근상세에 대한 연구는 조사한 바에 의하면 국외에서 수행된 바가 없으며 국내에서는 아주 제한적으로 실험이 수행되었다. 정영수 등[16]은 원형단면 중실교각을 대상으로 하여 주철근의 겹침이음 특성을 달리하여 실험을 수행한 바 있다. 이 실험에서 횡철근에 대해서는 내진규정이 적용되지 않아 만족할만한 변위연성도를 나타내지는 않았지만 50%의 겹침이음을 둔 시험체의 연성도는 100%의 겹침이음의 시험체 보다 연성도가 개선되었다. 이재훈 등[17]은 중공 육각단면인 서해대교 교각의 내진성능 평가실험을 수행하여 50%의 겹침이음이 있어도 상당히 연성적인 거동을 보이는 것으로 보고하였다.

이러한 연구배경하에서 본 연구에서는 소성힌지영역에 50%의 주철근 겹침이음을 갖는 교각의 비선형 거동특성을 파악하기 위하여 축소모형실험을 수행하였다. 모델의 단면형상은 기존에 실험이 수행되지 않은 사각단면을 대상으로 하였다. 한편, 단면의 형태(중실 및 중공형태)에 따른 교각의 변위연성도의 영향을 파악하기 위하여 본 연구에서는 중실 및 중공단면에 대하여 실험을 수행하였다. 본 실험으로부터 소성힌지영역의 50%의 주철근 겹침이음이 교각의 파괴형태와 변위연성도의 크기에 미치는 영향을 파악함으로써 이러한 상세가 향후 성능기초 내진설계를 위한 내진상세의 하나의 대안으로서의 가능성을 검토하는데 기초자료를 제공하고자 한다.

2. 시험체의 설계와 제작

소성힌지영역내에 50%의 주철근 겹침이음을 갖는 교각의 휨 연성 거동특성을 살펴보기 위하여 전단파괴가 동반되지 않는 시험체를 중실단면 및 중공단면으로 하여 각각 1기씩을 제작하였다. 중공단면 시험체의 단면특성은 일반적인 중공단면 교각을 모델로 하여 1/4.2로 축소하였다. 중공단면의 외부치수는 110cm×65cm이고 내부치수는 80cm×35cm로 중공비(단면의 외측치수에 대한 내측치수의 비)는 39.2%이다. 교각의 재하점까지의 높이는 260cm로 재하방향의 단면크기(65cm)에 대한 비는 4.0이다. 중실단면의 외부치수와 교각의 높이는 중공단면 모델과 동일하다. 주철근량은 두 모델에서 동일한 철근량을 적용하였지만 두 모델의 단면적이 다르기 때문에 철근비는 중공단면과 중실단면에서 각각 1.3%, 0.8%로 차이가 있다. 중실단면 기둥의 철근비는 기둥의 최소철근비(1%)보다 조금 작은 값이다. 교각에서의 파괴를 유도하기 위하여 기초부는 충분히 강하게 설계되었다.

그림 1에 중공단면 교각의 축소모델의 형상을 나타내었고 모델의 설계특성 값은 표 2에 나타내었다.



(a) 교축방향 (b) 교축직각방향

그림 1 축소모델의 형상(중공단면 모델)(단위 : mm)

표 2 모델의 설계 특성값

구 분		Prototype	모델	
		중공단면	중공단면	중실단면
단면치수(mm)		4600×2800(외부치수) 3400×1600(내부치수)	650×1100(외부치수) 350×800(내부치수)	650×1100
교각높이(mm)		고려 안함	2600	2600
주철근	지름(mm)	D22	D10	D10
	주철근비(%)	1.3	1.3	0.8
	설계항복강도(kgf/cm²) 실제강도(kgf/cm²)	3000(SD30) -	3000(SD30) 4210	3000(SD30) 4210
	겹침이음 길이(mm)	고려 안함	390	390
			인장이형철근의 B급 겹침이음길이	
	겹침이음비(%)	고려 안함	50	50
횡철근	지름(mm)	D16	D10	D10
	배치간격(mm)	200	200(교축방향) 100(직각방향)	200
			횡구속효과를 배제하기 위한 단순이음	
콘크리트 피복(mm)		100(내·외측)	45(내·외측)	45
콘크리트 설계강도(kgf/cm²) 실제강도(kgf/cm²)		279 -	240 230	240 230

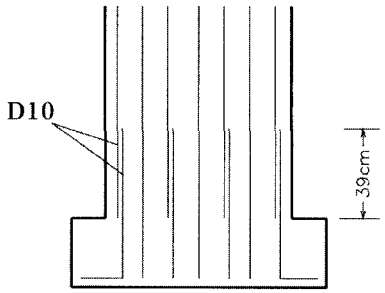
2.1 주철근의 겹침이음

주철근의 겹침이음길이는 도로교설계기준 및 콘크리트구조설계기준의 인장이형철근의 겹침이음에 대한 설계규정에 따라 식 (1)과 같이 B급이음으로 설계하였다. 주철근은 D10이며 설계항복강도는 3000kgf/cm²이므로 겹침이음 길이는 39cm가 된다. 소성힌지영역의 크기를 재하방향의 단면크기(65cm)로 가정하면 주철근의 겹침이음 위치는 소성힌지영역 내에 위치하게 된다. 겹침이음되는 주철근의 배열은 그림 3에서와 같이 연속철근과 번갈아 가면서 배치하였다.

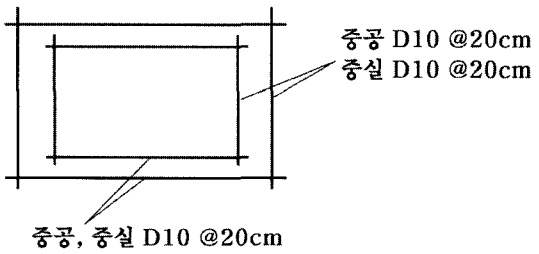
기본겹침이음길이 :

$$l_b = \frac{0.152 \cdot d_B \cdot f_y}{\sqrt{f_{ck}}} = \frac{0.152 \cdot 1.0 \cdot 3000}{\sqrt{240}} = 29.63\,\text{cm} \quad (1$$

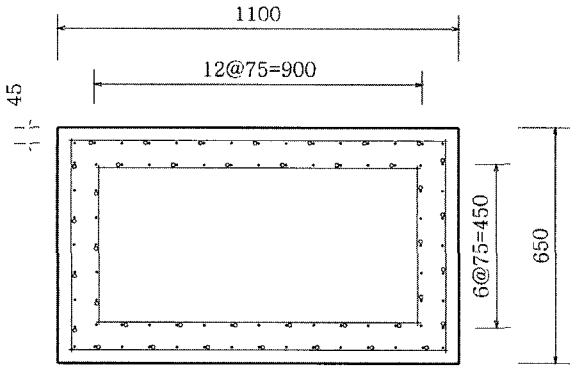
B급 겹침이음길이 : $1.3 l_b = 38.52\,\text{cm} \fallingdotseq 39\text{cm}$



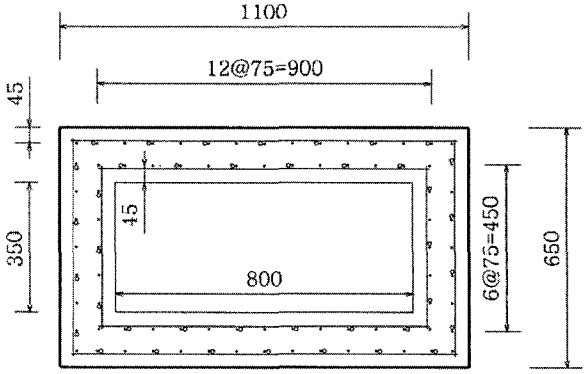
(a) 주철근의 겹침이음



(b) 횡철근의 배치간격



(c) 중공단면 철근배치도(단위 : mm)



(d) 중실단면 철근 배치도(단위 : mm)

• Starter bar(기초부로부터 연결되는 철근 또는 연속철근) ○ Column bar(Starter bar에 겹침이음된 철근)

그림 2 철근상세도

2.2 횡철근 상세

본 연구에서는 50%의 주철근의 겹침이음이 교각의 변위연성도에 미치는 영향을 파악하기 위하여 횡철근의 구속효과를 완전히 배제시켰다. 따라서 횡철근은 그림 2에서와 같이 4개의 D10철근을 철선으로 단순히 이어 콘크리트 타설시 주철근의 위치를 잡아주기 위한 정도로 배치하였다. 횡철근의 배치간격은 20cm이다. 다만, 중공단면 모델의 경우에는 전단파괴를 방지하기 위하여 재하방향에 대해서는 10cm 간격으로 설치하여 전단철근으로서의 역할만 수행하도록 하였다.

2.3 피복두께

소성힌지영역안에 주철근이 겹쳐이어져 있는 경우 지진하중과 같은 수평하중을 받게 되면 주철근 겹침이음부에서는 미세한 균열이 발생하고 콘크리트의 피복이 작거나 겹침이음부의 횡철근이 불충분한 경우에는 할열균열로 진전되어 취성적인 파괴를 보이게 된다.[9],[11],[13] 따라서, 주철근의 겹침이음이 있는 축소모델의 피복두께의 설계는 축소율에 의한 단순축소보다는 원형(Prototype)의 주철근 이음부의 부착파괴 특성을 고려하여 설계하는 것이 유사한 파괴형태를 모사할 수 있게 된다. 본 연구에서는 Priestley가 제안하는 겹침이음부에서의 부착파괴모델[1]을 적용하여 원형(Prototype)에서의 파괴면 주면장과 축소모델에서의 파괴주면장의 비가 축소비대로 구현되도록 설계하였다. 피복두께는 중공단면 모델의 경우 내·외측 모두 45mm이고 중실단면 모델도 45mm이다.

2.4 축력

축력도 교각의 변위연성도에 미치는 영향이 크다. 우리나라 교각의 경우 교각의 축하중은 큰 단면특성으로 인하여 축강도의 10% 이하의 낮은 수준으로 보고되고 있다.[8] 그러나, 본 연구에서는 변위연성도에 미치는 축력의 영향을 배제하기 위하여 축력을 재하하지 않았다. 일반적으로 축력이 커지면 변위연성도는 줄어들게 된다. 본 연구의 모델교각이 동일한 교량의 상부구조를 지지하는 교각이면 중실단면 모델에 비하여 중공단면 모델의 축력비는 커지게 되고 따라서 축력을 재하하지 않고 얻어진 변위연성도는 중실단면에 비하여 저하될 것이 예상된다. 본 연구에서는 축력에 따른 변위연성도의 크기를 수치해석적으로 예측하였다.

3. 준정적 반복재하실험

3.1 하중재하

수평력은 사진 1에서와 같이 Stroke가 ±150mm이고 용량 5000kN의 Hydraulic Actuator를 이용하여 재하하였다. 변위하중제어를 위한 변위진폭(Displacement amplitude)을

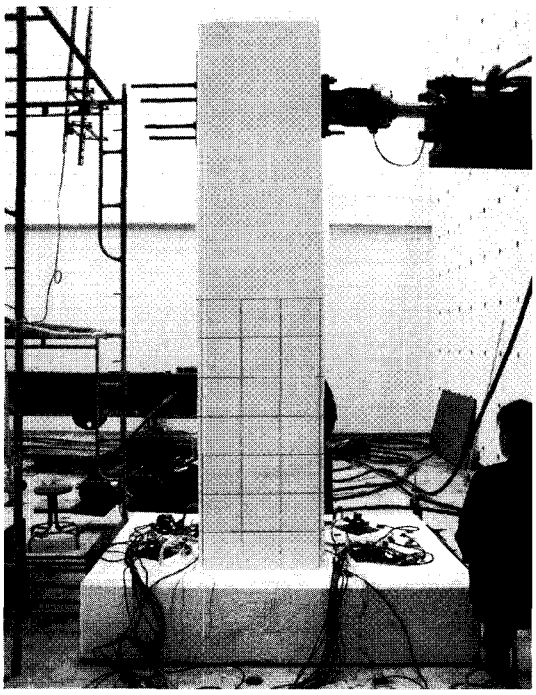


사진 1 시험체의 설치

결정하기 위하여 먼저 $0.75P_i$(P_i ; 콘크리트 압축연단의 극한변형률이 0.003인 상태에서의 이론적 수평내하력)의 하중을 미는 방향(Push)과 당기는 방향(Pull)으로 각각 1회씩 하중재하방식으로 재하하여 변위(Δ_1, Δ_2)를 얻고 이를 식 (2)와 같이 외삽하여 변위진폭의 크기(Δ)를 구하였다. 일반적으로 이렇게 얻은 값은 항복변위에 해당하지만[18] 본 연구에서는 단순히 변위진폭으로서 사용하기로 한다. 이는 재료실험 결과 철근의 실제 항복강도가 설계강도보다 훨씬 커서(표 2참조) 모델의 수평내하력이 이론적 수평내하력(P_i)보다 커져서 이로 인해 모델의 실제 항복변위가 식 (2)로부터 얻은 변위진폭(Δ)보다 커졌기 때문이다(4.1절 참조). 변위제어시의 변위증분(Displacement increment)은 50% 겹침이음에 따른 변위연성도가 비교적 작을 것으로 예상하여 4.0Δ까지는 변위진폭(Δ)의 1/2로 하였으며 이 후부터는 변위진폭으로 하였다. 하중재하 횟수는 그림 3과 같이 각 하중단계에서 2회씩으로 하였다.

$$\Delta = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2 \times 0.75} \tag{2}$$

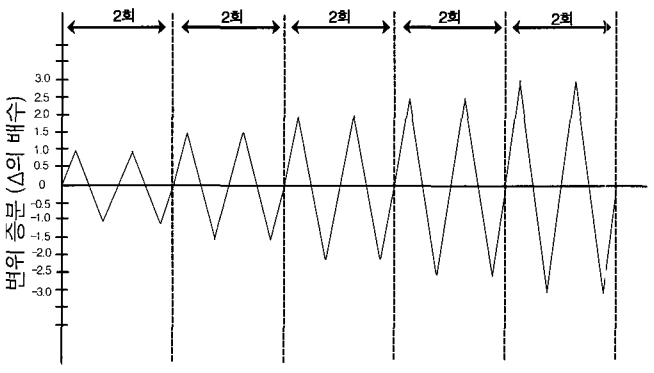


그림 3 하중재하 패턴

3.2 계측

하중재하에 따른 교각의 비선형거동특성은 Actuator의 힘과 수평변위로 나타낸다. 재하점의 교각변위를 상호계측하기 위하여 변위 500mm의 LVDT를 설치하여 계측을 병행하였다. 하중 재하에 따른 연속된 주철근의 변형률과 주철근 겹침이음부에서의 슬립과 같은 현상을 정량적으로 계측하기 위하여 주철근에는 변형률계를 설치하였다. 하중재하에 따른 소성힌지영역의 단면거동특성을 파악하기 위해서 교각의 재하면에는 클립게이지를 설치하였다. 한편, 기초부 앵커의 구속력 부족으로 인해서 수평하중의 증가에 따른 기초부의 이동, 회전 또는 들림과 같은 예기치 못한 변위를 계측할 수 있도록 기초부에 3개의 Dial Gage를 설치하여 측정하였다. 이들 계측기의 설치위치는 그림 4와 같다.

실험결과, Actuator의 수평변위와 재하점의 LVDT에 의한 변위값은 유사한 값을 나타내었으며 기초부의 이동, 회전 및 들림과 같은 이상 현상은 나타나지 않았다. 한편, 주철근에 설치된 변형률계와 교각단면의 곡률측정을 위한 클립게이지에서는 일관성 있고 신뢰성이 있는 데이터를 얻지 못했다.

4 실험결과 및 분석

4.1 항복변위의 산정

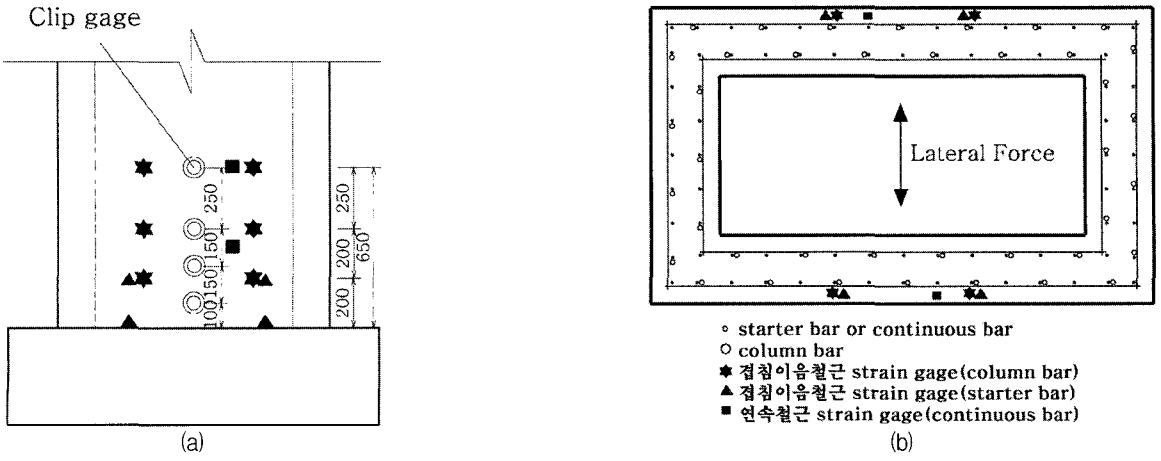
본 실험 모델의 주철근의 항복강도는 재료실험 결과 설계강도보다 1.4배 이상 큰 것으로 나왔다. 따라서, 수평내하력도 설계강도를 이용하여 계산한 값보다 크게 된다. 이에 본 연구에서는 모델의 실제 수평내하력을 참고로 하여 초기항복하중을 결정하고 이 하중에서의 변위를 초기항복변위($\Delta y'$)로 하여 식 (2)와 같이 외삽하여 항복변위(Δy)를 새롭게 산정하기로 하였다. 우선, 수평내하력에 대한 초기항복하중의 비를 알아보기 위하여 5절에서와 같이 수치해석을 수행하였다. 수치해석 결과 수평내하력에 대한 초기항복하중의 비는 그림 11에서 알 수 있듯이 중실단면모델과 중공단면모델이 각각 0.77, 0.75 수준이다. 따라서, 본 연구에서는 초기항복하중을 수평내하력의 75%로 하여 항복변위($\Delta y = \Delta y'/0.75$)를 산정하였다. 계산된 항복변위는 중실단면모델이 18mm이고 중공단면모델은 21mm이다.

4.2 손상과정 및 파괴모드

소성힌지영역에 모든 주철근이 겹침이음된 경우에는 피복 콘크리트의 박리와 주철근의 좌굴없이 겹침이음부의 슬립에 의한 매우 취성적인 파괴를 나타내게 된다. 그러나, 본 연구의 두 시험체는 피복콘크리트의 박리와 주철근의 국부좌굴로 파괴에 이르는 전형적인 휨파괴 모드를 나타내었다 (사진 2 참조).

중실단면모델의 경우, 하중단계 $0.75P_i$에서 교각 하단부로부터 높이 50cm 및 70cm 위치에 수평균열이 발생하였고 1.0Δ에서는 이들 균열의 진전과 함께 다른 수평균열도 발생하였다. 2.0Δ에서는 수평균열의 확대와 함께 교각과 기초접합부의 균열이 관측되었으며 3.5Δ까지 이들 균열 폭이 확대되었다. 4.0Δ에서는 높이 10cm-20cm 위치에 수직균열이 발생하였고 5.0Δ에서는 0cm-20cm 위치에 수직균열이 추가로 발생하였다. 이 때까지 수평하중은 조금씩 증가하여 최대내하력(P_{max})에 이르렀다. 6.0Δ에서 모서리부에 약간의 손상이 발생하였으며 이로 인해 수평력도 조금 저하되는 경향을 나타내기 시작하여 손상이 본격적으로 진행되는 것으로 나타났다. 7.0Δ에서는 모서리 피복의 탈락과 함께 주철근 노출, 좌굴이 관측되었으며 이와 함께 수평하중도 크게 떨어져 최대하중의 74%에 머물렀다.

중공단면모델의 경우도 중실단면모델과 유사한 손상과정을 나타내었다. $0.75P_i$에서 높이 25cm 및 50cm 위치에 수평균열이 발생하여 진전되었다. 1.5Δ에서는 높이 80cm 위치에 경사균열이 발생하였고 2.0Δ에서는 수평균열의 증가와 함께 기존균열의 진전이 관측되었다. 2.5Δ에서는 교각 측면부에 경사균열이 발생되었고 기존 수평균열이 확대·진전되었다. 3.5Δ에서는 기초와 교각접합부의 균열이 진전되었다. 6.0Δ에서 0-20cm 위치에 수직균열 발생하였고 수평력은 최대값에 이르렀다. 7.0Δ부터 모서리부에서 다소의 손상이 관측되기 시작했으며 수평력도(Pull 방향) 감소하기 시작하였



(a) (b)

그림 4 계측기 설치 위치도; 단위(mm)

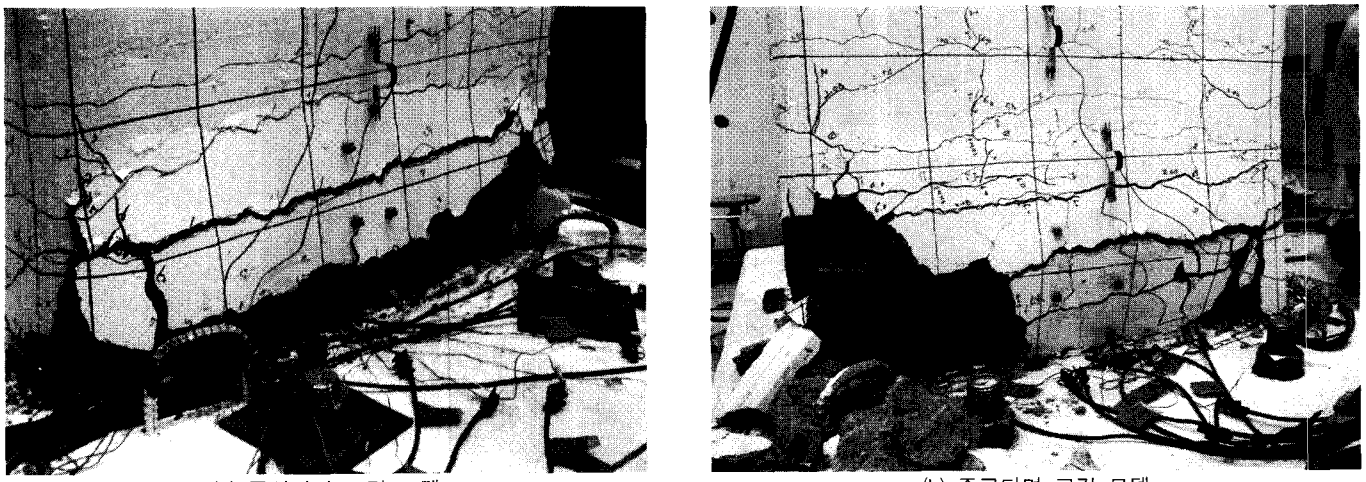
다. 이후 손상이 계속 진행되어 9.0⊿에서는 0cm-10cm 위치의 피복이 박리되었고 주철근의 좌굴과 파단이 발생하였다. 이 때의 수평력은 최대하중의 74% 수준이었다.

이들 두 시험체의 하중단계에 따른 대표적인 손상특징을 요약하면 표 3과 표 4와 같다. 그림 5는 두 모델의 하중단계에 따른 균열의 진전상태를 나타낸 것으로 중공단면 모델이 중실단면모델에 비하여 균열의 간격이 좁고 고르게 분산되어 있다.

4.3 하중-변위 이력 관계

중실단면 모델 및 중공단면 모델의 하중-변위 이력곡선은 각각 그림 6, 그림 7과 같다. 그림 7의 중공 단면모델의 경우 4.0Δ-5.0Δ의 2개의 하중단계에서 데이터를 수집하지 못하여 Gap이 발생하였다. 이는 실험시간이 길어져 초기 데이타 수집 시간 설정치를 넘어섬으로써 변위가 재하되는 동안 데이터를 얻지 못했기 때문으로 실험결과에는 영향을 미치지 않았다.

중실단면 모델에서는 변위 47mm(Drift Ratio 1.79%, 변위연성도 2.59)까지는 매우 안정적인 이력곡선 특성을 나타내고 있으며 그 후 피복콘크리트의 박리와 주철근의 좌굴에 의한 수평내하력 저하가 진행되었다. 파괴유형이 전형적인 휨파괴 형태로 나타나 우려되었던 겹침이음부의 부착파괴는 발생하지 않았다. 중공단면 모델에서도 매우 유사한 거동특성을 나타내고 있다. 변위 50mm(Drift Ratio 1.92%, 변위연



(a) 중실단면 교각 모델 (b) 중공단면 교각 모델

사진 2 모델의 최종파괴 모습

표 3 중실단면 교각의 손상과 표 4와 같이 요약

하중단계	Drift Ratio	변위 연성도	손상상태	수평하중 (tonf)	수평변위 (mm)
0.75 P_i	0.27%	0.39	수평균열 발생(50cm, 70cm)	14.5	7.0
1.0△	0.36%	0.52	기존 수평균열의 점진적 확대 추가균열 발생(10cm, 35cm, 90cm, 110cm)	18.83	9.33
2.0△	0.72%	1.04	기존 균열 수평으로 진전, 기초접합부 균열	25.75	18.66
3.5△	1.26%	1.81	기존균열 진전, 기초 접합부 균열 진전	27.73	32.66
4.0△	1.44%	2.07	10cm~20cm 수직균열 발생	27.84	37.32
5.0△	1.79%	2.59	0cm~20cm 수직균열 발생, 최대내하력(P_{max})	29.08	46.65
6.0△	2.15%	3.11	모서리부 손상 진행	28.16	55.98
7.0△	2.44%	3.63	모서리부 피복 박리, 주철근 노출 및 좌굴	21.57	65.31

표 4 중공단면 교각의 손상과정 요약

하중단계	Drift Ratio	변위 연성도	손상상태	수평하중 (tonf)	수평변위 (mm)
0.75 P_i	0.24%	0.30	수평균열 발생(25cm, 50cm)	11.4	6.25
1.5△	0.48%	0.50	경사 균열 발생(80cm)	18.78	12.50
2.5△	0.8%	0.99	측면부 경사균열 발생, 진전, 기존수평균열 확대	23.88	20.83
3.5△	1.12%	1.39	기초 접합부 균열 진전	27.1	29.16
6.0△	1.92%	2.38	수직균열 발생(0cm~20cm), 최대내하력(P_{max})	29.36	49.98
7.0△	2.24%	2.78	모서리부 손상 진행	27.43	58.31
9.0△	2.88%	3.57	피복박리(0cm~10cm), 주철근 좌굴 및 파단	21.65	74.97

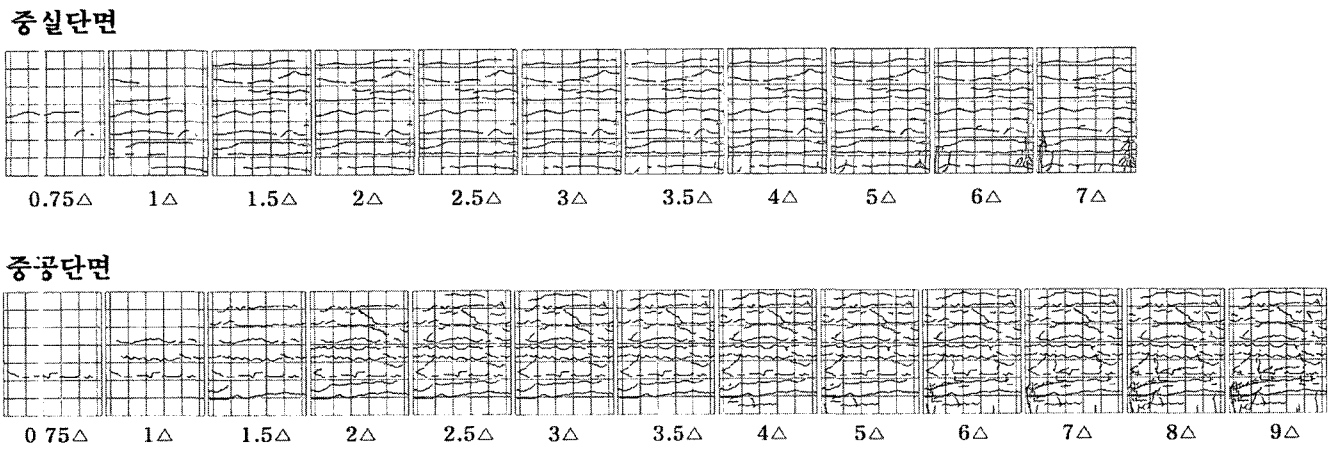


그림 5 중실 및 중공단면의 균열도

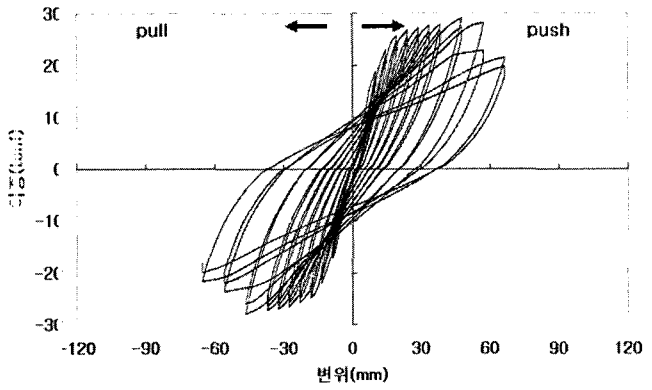


그림 6 중실단면모델의 하중-변위이력곡선

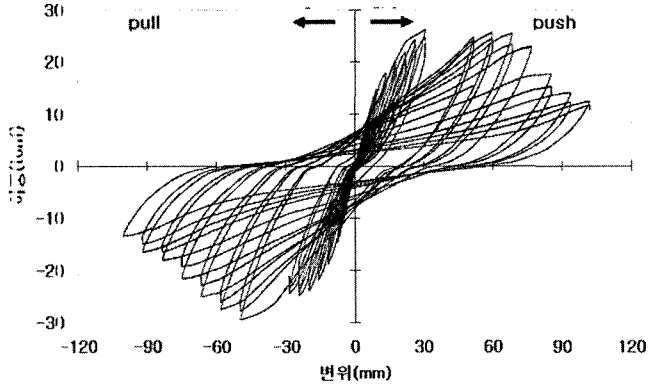


그림 7 중공단면모델의 하중-변위이력곡선

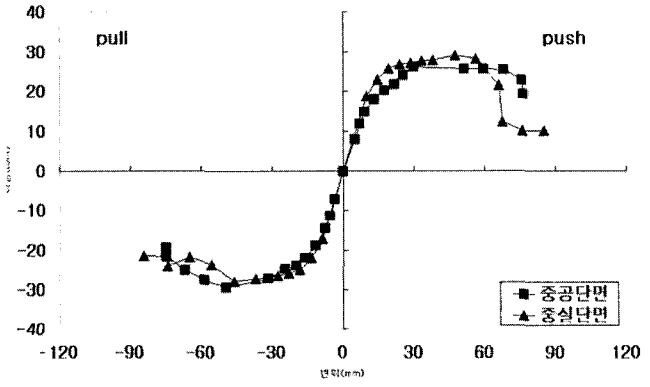


그림 8 하중-변위 이력곡선의 포락곡선 비교

성도 2.38)까지는 매우 안정적인 이력곡선 특성을 나타내었으며 그 후 수평내하력이 감소되었다.

두 모델의 하중-변위 이력곡선의 포락곡선(Envelop Curve)을 그림 8에 함께 나타내었다. 중실단면과 중공단면 모델의 수평내하력은 거의 같다. 이는 중공단면 모델의 극한시의 중립축의 위치가 압축측 플랜지에 위치하게 되어 중실단면의 중립축 위치와 거의 같기 때문이다(표 6 참조). 변형성능(Drift Ratio) 측면에서 보면 중공단면이 내부중공에 의하여 다소 유연하고 큰 변형성능을 나타내고 있다. 그러나 항복시의 변위가 중실단면에 비하여 크기 때문에 최대내하력시의 변위연성도를 비교하면 중실단면 모델에서 2.59, 중공단면 모델에서 2.38로서 오히려 중공단면이 작은 값을 나타내고 있다.

실험결과를 정리하면 표 5와 같다.

표 5 실험결과의 정리

구 분	중실단면	중공단면
Δ_y(Yield Displacement)	18.0(mm)	21.0(mm)
Δ_m(Displacement at P_{max})	46.7(mm)	50.0(mm)
μ_m(μ_Δ at P_{max})	2.59	2.38
Δ_m/H(Drift Ratio)	1.79%	1.92%

5. 수치해석을 통한 거동특성 분석

본 연구에서는 중공단면 모델 및 중실단면 모델에 대하여 각각 1기씩의 축소모델을 제작하여 실험을 수행하였다. 실험결과의 타당성이나 다른 하중조건에서의 거동특성의 변화를 살펴보기 위해서는 이와 유사한 연구결과를 함께 비교·검토하는 것이 중요하다. 그러나, 50%의 주철근의 겹침이음에 대한 실험적 연구는 해외에서는 수행된 바가 없고 국내에서는 축하중이 재하된 상태에서 중실원형단면[13]과 중공각단면[17]에 대해서만 실험이 수행된 예가 있어 직접적인 비교는 불가능한 상태이다. 이에 본 연구에서는 비선형 해석을 수행하여 교각의 거동특성을 분석하고 축하중에 재하에 따른 변위연성도의 변화특성을 분석하였다.

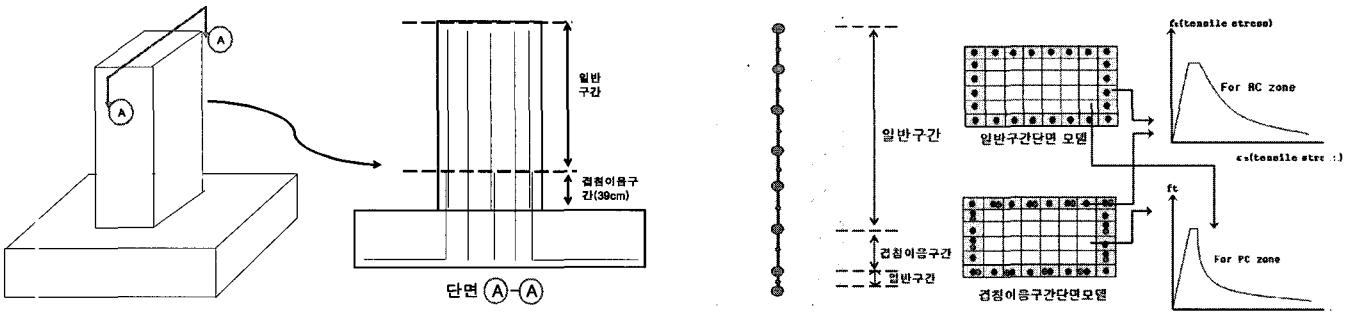
5.1 해석모델

본 연구의 축소모델은 재하방향의 단면크기에 대한 교각의 높이 비가 4.0으로서 비교적 전단변형이 작고 휨변형이 지배적인 교각이다. 따라서 교각의 Capacity Curve는 그림 9와 같이 교각을 파이버요소를 도입한 프레임요소로 모델링[19]하여 구하였다. 해석에 적용된 재료모델은 콘크리트의 압축에 대하서는 탄소성파괴모델(Elasto-Plastic Fracture Model)[20], 콘크리트의 인장에 대해서는 단면을 주철근에 인접한 영역(Reinforced Concrete영역 : RC zone)과 주철근에서 멀리 떨어진 영역(Plain Concrete영역 : PC zone)으로 영역화(Zoning)하여 각각 인장경화모델(Tension Stiffening Model)[21]과 인장연화모델(Tension Softening Model)[19]을 적용하였다. 전단에 대해서는 비선형성을 고려하지 않았다. 철근에 대해서는 콘크리트와의 부착특성을 고려하여 평균응력(Average Stress)-평균변형률(Average Strain)의 관계[22]를 적용하였다. 주철근의 뽑힘에 의한 수평변위를 고려하기 위하여 Maekawa 등이 제안한 철근의 응력-슬립량의 관계식[23]을 이용하여 보정하였다. 본 연구에서 사용한 해석모델은 RC교각의 진동대 실험에 의한 비선형거동 특성을 잘 모사하여 그 적용성이 확인되었다.[24]

5.2 거동특성 해석

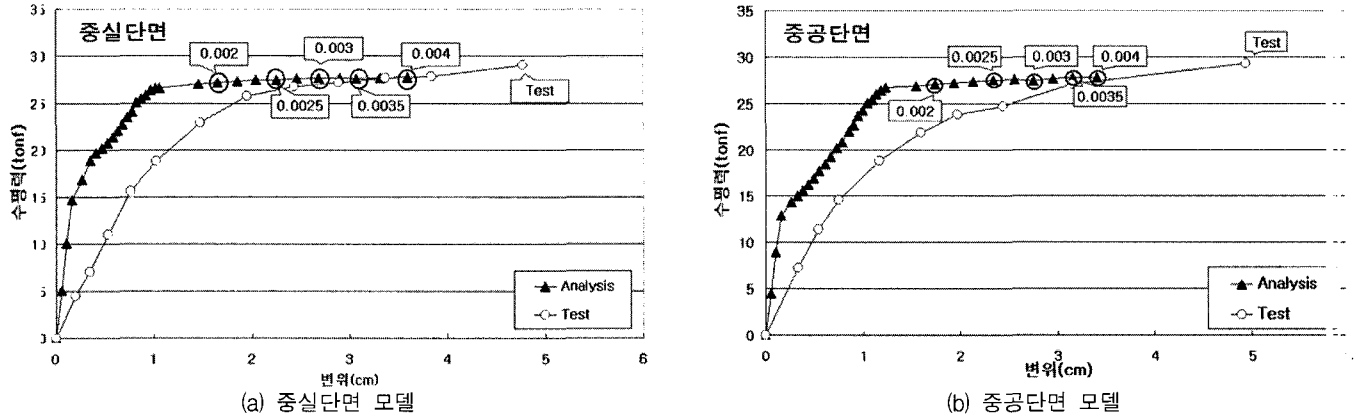
50% 주철근의 겹침이음에 의하여 겹침이음영역(그림 9(a)의 "겹침이음구간")에서의 주철근의 유효단면적은 겹침이음이 없는 단면(그림 9(a)의 "일반구간")에서의 유효단면적보다 50% 커지게 된다. 이러한 겹침이음부의 유효단면적의 증가는 교각의 변형에는 영향을 미칠 것으로 사료되나 겹침이음된 Column bar가 기초부에 정착되어 있지 않기 때문에 교각의 휨강도 증가에는 거의 영향을 미치지 않을 것으로 판단된다. 이에 본 해석에서는 그림 9의 (b)에서와 같이 겹침이음부에 대해서는 주철근의 유효단면적을 설계량보다 50% 할증시켰으나 증가된 주철근이 휨강도 증가에 기여하지 않도록 교각의 최하단부에 대해서는 주철근의 유효단면적을 증가시키지 않고 모델링하였다(그림 9의 (b)에서 교각 하단부의 "일반구간").

그림 10은 콘크리트의 극한변형률을 변화시켜 해석을 수행하고 그 결과를 실험값과 비교한 수평력-변위 관계 그림이다. 해석결과에 비해 실험결과는 상당히 유연하게 나타나고 있다. 실험에서는 수치해석에서 보이는 균열이전의 초기강성이 나타나지 않고 해석에서의 균열 이후의 강성과 매우 유사한 강성이 재하 초기 단계에서부터 나타나고 있다. 실제 실험체의 제작은 기초부분을 먼저 타설하고 양생 후 기둥부분을 타설하므로 이미 재하 전에 이들 경계면에서의 분리가 있었을 것으로 사료되며 이의 영향으로 시험체의 겉보기 초기강성은 수치해석의 균열 후의 강성과 유사하게 나온 것으로 사료된다. 이러한 초기강성의 차이가 실험과 수치해석에서의 변위값에 크게 영향을 미친 것으로 생각할 수 있다. 수평력-변위 관계식을 초기항복상태의 수평력과 변위로 무차원화하여 나타내면 그림 11과 같다. 해석에서 주철근의 항복이 최초로 발생하는 하중의 크기는 중실단면모델과 중공단



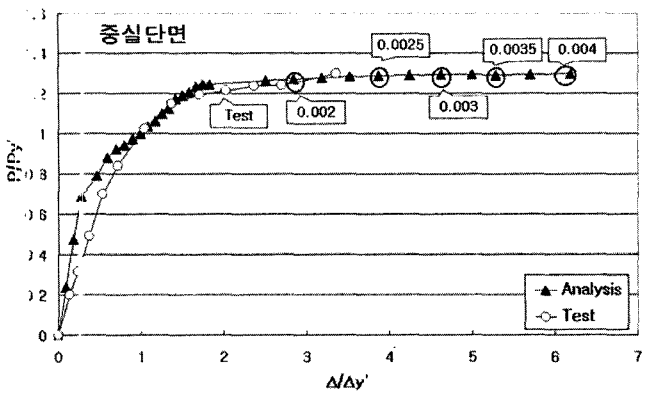
(a) 교각의 주철근 배근 상태(겹침이음 상태)　　(b) 교각의 해석모델(프레임 모델링 및 단면 영역화 모델)

그림 9 해석모델링

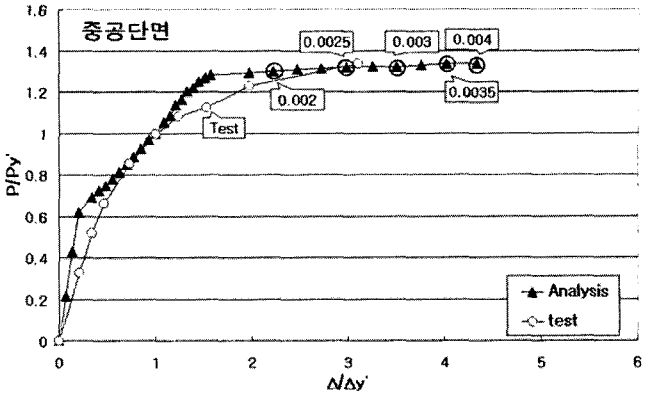


(a) 중실단면 모델　　(b) 중공단면 모델

그림 10 수평력-변위의 비교(실험과 해석)



(a) 중실단면 모델



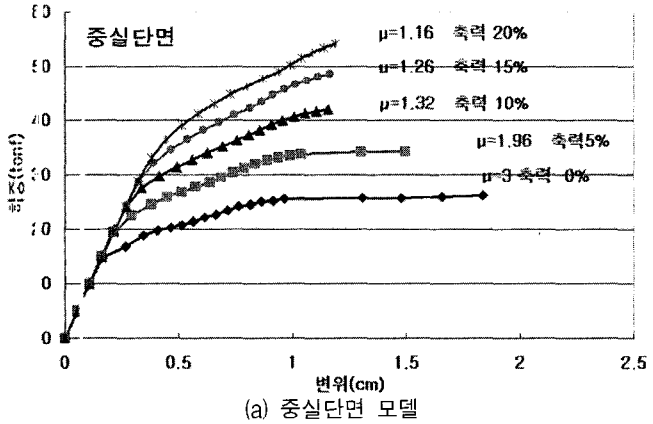
(b) 중공단면 모델

그림 11 무차원화된 수평력-변위의 비교(초기항복이 기준)

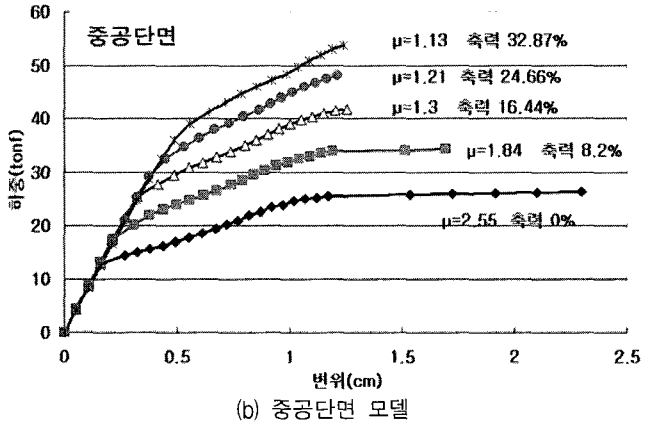
면모델에서 각각 최대하중(P_{max})의 77%, 75%로 대략 75% 수준이다. 따라서, 실험값도 최대내하력의 75%를 초기항복하중으로 하여 무차원화하였다. 중실단면과 중공단면 모델에서 실험에서의 변위연성도와 유사한 값을 주는 콘크리트의 극한변형률은 0.0025수준이다. 따라서, 본 연구에서는 극한변형률을 0.0025로 가정하여 하중재하 조건의 변화에 따른 변위연성도의 변화 특성을 분석하였다.

5.3 축력에 따른 변위연성도의 변화

변위연성도는 축력비에 의하여 영향을 받게 된다. 본 실험에서와 같이 동일한 외형치수를 갖는 중실단면과 중공단면 교각을 고려하는 경우 중공단면은 내부중공에 의하여 단면적이 감소되므로 동일한 상부구조를 지지한다면 중실단면에 비하여 축력비는 상대적으로 커지게 된다. 우리나라 교각에 작용하는 축하중은 대략 축강도($f_{ck}A_g$)의 5-10% 정도로 낮은 수준이다. 본 연구에서는 축력비를 중실단면을 기준으로 5-20%까지 변화시켜 두 실험모델에 있어서의 변위연성도의 특성을 분석하였다. 그림 12는 축하중 변화에 따른 모델의 수평력-변위 곡선(Pull-out 고려)이며, 그림 13은 축력비 변화에 따른 중실 및 중공단면의 변위연성도의 변화를 나타낸 것이다. 축하중의 변화에 따른 이들 모델의 연성도 및 변형

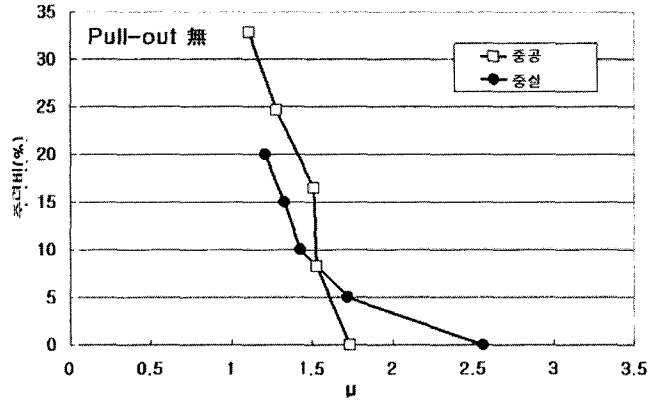


(a) 중실단면 모델

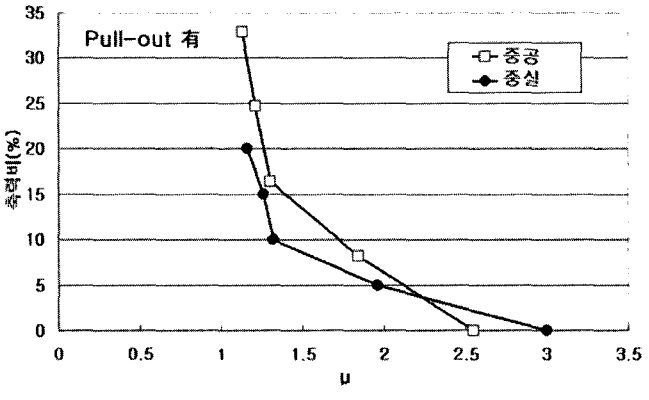


(b) 중공단면 모델

그림 12 축하중 변화에 따른 수평력-변위 관계



(a) Pull-out 비고려



(b) Pull-out 고려

그림 13 축력비와 변위연성도의 관계

표 6 축하중 변화에 따른 중실 및 중공단면의 변화 특성(해석결과)

축하중 (tonf)	축력비(%)		연성도[1] (Pull-out 無)		연성도[1] (Pull-out 有)		$\frac{Pull-out변위}{총변위}$ (%)		중립축 위치 (압축단길이cm)		내하력비[2]		변위비[3]		주철근의 변화경화	
	중실	중공	중실	중공	중실	중공	중실	중공	중실	중공	중실	중공	중실	중공	중실	중공
0 (실험)	0	0	2.56	1.73	3.00 (2.59)	2.55 (2.38)	48.51	43.45	7.54	7.63	1.0	1.0	1.00	1.00	O	O
85.8	5	8.2	1.72	1.53	1.96	1.84	37.84	32.05	10.45	10.73	1.3	1.3	0.56	0.76	O	O
171.6	10	16.4	1.43	1.51	1.32	1.30	13.68	12.29	14.32	13.86	1.6	1.6	0.55	0.52	×	×
257.4	15	24.7	1.33	1.28	1.26	1.21	14.07	13.56	18.12	18.63	1.8	1.8	0.53	0.52	×	×
343.2	20	32.9	1.21	1.11	1.16	1.13	15.98	15.27	22.24	24.51	2.2	2.1	0.54	0.53	×	×

(1) 최대내하력(극한변형률)시의 변위연성도
(2) 축하중 0시의 내하력에 대한 비율
(3) 축하중 0시의 변위에 대한 비율

특성을 정리하면 표 6과 같다. 그림 12와 그림 13으로부터 축하중이 증가하면 모델의 변형성능(Drift Ratio)과 변위연성도는 감소하고 특히 축력비가 작은 하중상태(축력비 10% 이하)에서 축하중 증가에 따른 변위연성도의 감소율은 축력비가 큰 상태에서의 감소율보다 커진다는 것을 알 수 있다. 이는 표 6에서와 같이 축하중이 증가하면 파괴시의 중립축이 내려오게 되고 이로 인하여 인장주철근은 변형경화영역에 이르지 못하여 주철근의 Pull-out량이 감소하기 때문이다. 즉, 주철근의 Pull-out에 의한 변위의 감소로 총변위량이 작아지기 때문이다. 그림 13으로부터 축력비가 매우 작은 상태(5% 이하 수준)에서는 중실단면의 변위연성도가 중공단면에 비하여 크게 나타난다. 이것은 중공단면의 항복변위가 중실단면보다 큰 것에 기인한다. 그러나 절대변위값은 그림 12에서와 같이 중공단면이 중실단면에 비해 다소 크다. 축력비가 5% 이상이 되면 중공단면의 변위연성도가 중실단면의 변위연성도보다 크게 나타난다. 그러나, 동일한 축하중크기에 대한 변위연성도의 크기는 두 모델에서 유사한 값을 나타낸다(표 6 참조).

6. 결 론

본 연구에서는 현행 도로교설계기준의 내진상세 규정을 개선할 수 있는 하나의 대안으로서 교각의 소성힌지영역에 50%의 주철근의 겹침이음을 두는 것이 타당한지를 검토하기 위하여 축소모델 실험을 수행하였다. 축소모델은 중실 및 중공사각 단면을 대상으로 하여 각각 1기씩 제작하였으며 주철근의 겹침이음은 인장이형철근의 B급이음으로 설계하였고 횡철근은 심부콘크리트를 횡구속 하지 않고 단지 주철근의 위치를 잡아 주기 위하여 최소량만을 배치하였다. 축하중이 없는 상태에서 준정적 반복재하실험을 수행하여 교각모델의 파괴형태 및 거동특성 등을 분석하였으며 수치해석을 통하여 다양한 축하중 변화에 따른 변형성능 및 변위연성도의 변화특성도 함께 고찰하였다.

본 연구의 결과를 정리하면 다음과 같다.

(1) 소성힌지영역에 100%의 주철근의 겹침이음이 있는 교각의 파괴형태가 매우 취성적인 것과 대조적으로 중실 및 중공단면 두 모델에서는 콘크리트의 박리, 주철근의 좌굴로 이어지는 전형적인 휨파괴를 보였다. 이러한 파괴특성은 내진상세의 대안으로서 매우 중요한 의미를 지니게 된다. 횡철근의 중요한 역할은 압축콘크리트의 횡구속에 의한 교각의 변위연성도의 증가와 주철근 겹침이음부의 횡구속 제공에 따른 부착파괴의 방지이다. 따라서, 주철근 겹침이음부에 부착파괴가 발생하는 경우 이를 방지하기 위해서는 상당한 양의 횡철근이 요구되고 이는 중약진지역에서 요구되는 소요연성도를 확보하는데 필요한 횡철근을 상회할 가능성이 매우 크다. 50%의 겹침이음을 갖는 교각은 연성적인 파괴를 나타냄으로써 소요연성도를 확보하는데 필요한 횡철근의 양을 크게 감소시킬 수 있어 현행 내진상세의 대안으로서 충분히 고려할 가치가 있다.

(2) 축하중이 재하되지 않은 상태의 실험에서 변위연성도(최대하중 기준)의 크기는 중실단면 모델이 2.59, 중공단면 모델이 2.38로 중실단면이 다소 크다. 이는 중공단면의 항복변위가 중실단면에 비하여 상대적으로 크기 때문이다. 축력비를 파라메타로 한 해석적 연구에서도 축력비가 작은 수준(축강도의 0-5%)에서는 유사한 경향을 나타내었다. 그러나, 축력비가 커지면서(축강도의 10% 이상) 중공단면의 연성도가 중실단면의 변위연성도 보다 크게 나타났다.

(3) 축력비가 10% 수준에서의 변위연성도는 중공단면이 중실단면에 비하여 다소 큰 값을 나타내지만 동일한 축하중에 대해서는 두 모델에서 매우 유사한 연성도의 값을 나타내었다. 따라서, 외형치수가 동일한 중실단면과 중공단면 교각이 동일한 교량에 적용되면 기대되는 연성도 값은 유사하게 된다.

(4) 해석에서는 축하중의 증가와 함께 변위연성도는 감소하였다. 이는 축하중에 의한 주철근의 Pull-out 감소로 변위증가에 대한 기여도가 크게 감소하기 때문이다. 이러한 경향은 축하중이 작은 하중상태(축력비 10% 이하)에서 두드러지게 나타난다.

(5) 중공단면 교각의 경우 중공비, 축력비, 주철근비 등 제원 특성에 따라 다양한 거동특성을 나타내게 된다. 본 연구에서는 하나의 제원특성을 갖는 중공단면의 거동특성을 중실단면의 거동특성과 비교, 분석하였다. 향후, 다양한 파라메타 연구를 통하여 중공단면 교각의 거동 특성을 심도 있게 구명할 필요가 있다.

감사의 글

이 논문은 2001년도 학술진흥재단의 지원에 의하여 연구되었음(KRF-2001-E6103-E00255)

참 고 문 헌

1. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 1996.
3. Transit New Zealand, *Bridge Manual plus amendment* No. 1, Wellington, New Zealand, 1994.
4. Caltrans, *Seismic Design Criteria, version 1.1.* California Department of Transportations, Sacramento, California, USA, 1999.
5. Applied Technology Council, *Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures* : Current and Future (ATC-18), 1997.
6. 土木學會, コンクリート標準示方書, 日本, 平成 8年.
7. Eurocode 8, *Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*, 1996.
8. 시설안전기술공단, 기존교량의 내진보강방안 연구 보고서, 1999. 7.
9. 김재관, 김익현, 임현우, 전귀현, "수평반복하중을 받는 비내진상세 RC 중실원형교각의 거동특성", 한국지진공학회 논문집, 제5권, 제4호, 2001.8, pp. 83-95.
10. 김재관, 김익현, 임현우, 이재호, "수평 반복하중을 받는 비내진상세 RC 중공구형교각의 거동특성", 한국콘크리트학회 논문집, 제15권, 제2호, 2003. 4, pp. 263-272.
11. Chai, Y. H., Priestley, M. J. N., and Seible, F., "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, 1991. 9~10, pp. 572-584.
12. Jaradat, O., McLean, D. I., and Marsh, M. L., "Performance of Existing Bridge Columns under Cyclic Loading-Part 1 : Experimental Results and Observed Behavior," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 6, Nov.-Dec. 1998, pp. 695-704.
13. 이대형, 박진영, 정영수, 조대연, 이재훈, "주철근 겹이음에 따른 철근 콘크리트 교각의 내진성능 평가", 2001년도 추계학술발표회 논문집, 한국지진공학회, 2001, pp. 187-193.
14. 정영수, 이강균, 한기훈, 이대형, "원형중공 콘크리트 교각의 내진성능에 대한 준정적 실험", 한국지진공학회논문집, 제3권, 제2호, 1999. 6, pp. 41-54.
15. 정영수, 이강균, 한기훈, 박종협, "단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험", 한국지진공학회 논문집, 제3권, 제2호, 1999. 6, pp. 55-65.
16. Chung, Y. S. and Lee, J. -H., "Seismic Performance and Retrofit of Circular Bridge Pier with Spliced Logitudinal Steel," *KCI Concrete Journal*, Vol. 14, No. 3., 2002. 9. pp. 130-137.
17. 이재훈, 손혁수, 배성용, 박찬민, "서해대교 PSM교 교각의 내진성능", 한국지진공학회 논문집, 제4권, 제3호, 서울, 2000. 9, pp. 67-81
18. Priestley, M. J. N. and Park, R., "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 1, 1987. 1~2, pp. 61-76.
19. 김익현, "3차원 비선형 동적해석을 이용한 입체라멘교의 지진거동특성에 관한 연구", 한국지진공학회 논문집, 제6권, 제5호, 2002. 10, pp. 45-51.
20. Maekawa, K. and Okamura, H., "The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete using Elasto-Plastic and Fracture Model," *Journal of Faculty of Engineering*, University of Tokyo(B), Vol. 37, No. 2, 1983, pp. 253-328.
21. Shima, H., Chou, L., and Okamura, H., "Micro and Macro Models for Bond Behavior in Reinforced Concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, University of Tokyo (B), Vol. 39, No. 2, 1987, pp. 134-194.
22. Kato, B., "Mechanical Properties of Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions," *CEB Bulletin D'Information*, 131, 1979, pp. 7-27.
23. Okamura, H. and Maekawa, K., *Nonlinear Analysis and Costitutiva Models of Reinforced Concrete*, Gihodo-Shuppan.
24. Tsuchiya et al., "Multi directional flexural behavior and nonlinear analysis of RC columns subjected to eccentric axial forces," *Concrete library of JSCE*, No. 37, 2001, pp. 1-15.