

## 2주형 다주교각의 연성도 및 소성힌지 영역에 관한 연구

### Assessment of Ductility and Plastic Hinge Region of Reinforced Concrete Multi-Column Bent

변 순 주\* / 임 정 순\*\*

Byun, Soon-Joo / Im, Jung-Soon

#### Abstract

In this study, displacement ductility capacity and plastic hinge regions of reinforced concrete multi-column bent with different transverse reinforcement ratio are investigated. The ductility increases remarkably as transverse reinforcement ratio increase and the multi-column bent loaded along transverse direction is more ductile. The plastic hinge length for special detailing requirements of transverse reinforcement is estimated. For high target ductility, plastic hinge length for confinement should be extended with increased transverse reinforcement ratio. The plastic hinge length of multi-column bent loaded along transverse direction is shorter than that along longitudinal direction, because of the different moment distribution.

**key words** : RC multi-column bent, seismic loadings, transverse reinforcement, displacement ductility, plastic hinge

#### 요 지

다주교각의 횡방향 철근비에 따른 연성도 및 소성힌지 영역을 단주교각과 비교하여 평가하였다. 횡방향 철근비가 높을수록 연성도 증가는 뚜렷하며 다주교각의 경우 교축직각방향 거동시에는 단주보다 더 큰 연성도 증가를 보였다. 또한 횡철근 배근을 위한 소성힌지영역을 산정하였으며 목표연성도를 크게 할수록 횡구속 철근비의 증가와 함께 횡구속 되어야 하는 소성힌지영역 또한 높아져야함을 밝혔다. 다주교각의 방향별 거동에 따른 소성힌지 영역에는 차이가 있으며, 다주교각의 교축직각방향 거동시에는 모멘트 분포의 차이에 의해 보다 낮은 구간에서 소성변형을 보인다.

**핵심용어** : RC 다주교각, 지진하중, 횡구속 철근비, 변위 연성도, 소성힌지

#### 1. 서 론

1994년 미국 Northridge 지진, 1995년 일본 효고 현 남부지진, 1999년 대만 Chi-Chi 지진 등 최근 강진지역에서는 발생가능 지진의 크기를 과소평가 하거

나 부적절한 내진설계로 인하여 구조물뿐만 아니라 사회, 경제적으로 큰 피해를 초래하였다. 이에 국외 강진지역에서는 교각의 내진성능 및 지진해석에 관한 실험적·해석적 연구가 활발히 진행되었다. 우리나라도 지진의 안전지대가 아니라 판단되어 주요 시설물에 대해서 내진설계가 도입되었지만 아직까지는 강진

\* 정회원 · (주)알피에스스트럭처 기술연구소 소장 (e-mail : head@rps-structure.co.kr)

\*\* 정회원 · 경기대학교 토목공학과 정교수

지역의 설계규정을 그대로 따르는 수준에 머물러 있다. 하지만 우리나라의 경우 지진의 규모가 크지 않은 중약진 지역에 속하기 때문에 우리 실정에 맞는 내진 설계 및 성능평가가 필요하며 이에 국내에서도 해석 및 실험을 통한 여러 연구가 수행되었다.

철근콘크리트 교각의 경우 수평방향 지진하중이 작용하면 소성거동을 보이며 하중에 저항하는데, 이때 항복 이후부터 파괴에 이르는 연성도가 변위기반의 성능기초 내진설계에서 매우 중요하게 된다. 형상비가 상대적으로 큰 교각에 대해서는 휨에 의한 파괴가 지배적으로 일어나며, 이 경우 성능기초내진설계에서는 탄성강도를 넘어가는 지진하중이 작용하더라도 교각의 연성거동에 의해 지진에 저항할 수 있도록 한다. 연성을 높이는 대표적인 방법으로는 소성힌지 구간에서 심부콘크리트 구속이 있다. 충분한 횡구속이 있는 경우는 압축측 콘크리트의 중방향 극한변형률을 높여 줌으로써 소성힌지가 발생한 후에도 하중저항 능력을 유지한 채 상당한 휨연성을 보이게 된다. 이는 교각의 연성도에 큰 영향을 미치며 국내외 여러 실험 결과에서 확인할 수 있다(Chai, et. al, 1991; Jaradat., et. al, 1998; 정영수 등, 1999).

그러나 이러한 기존의 내진성능평가 연구는 주로 T형 단주교각에 대하여 이루어 졌고, 라멘식인 다주형 교각은 상대적으로 연구가 미흡한 편이다. 라멘식 교각은 우리나라의 전체 교량의 21.8%를 차지하고 있고 중요도가 높은 고속국도의 경우 총 2137개소 중 648개로 30.3%이며(건설교통부, 2005), 이는 T형 교각에 이어 두 번째로 많은 비중을 차지하고 있음을 볼 때 다주교각의 내진성능에 대한 연구가 시급하다.

다주교각의 경우 횡방향 지진력을 받으면 교축방향 거동은 단주와 마찬가지로 캔틸레버식 거동을 하지만, 교축직각방향으로는 프레임 거동을 하기 때문에 연성도 및 모멘트분포, 소성힌지 발생 구간 등이 단주와는 차이가 있다. 이 연구에서는 FEM(Fiber Elements Model) 해석기법을 이용하여 기존 단주교각에서 중점적으로 연구되었던 횡철근에 의한 연성도를 증가 효과를 다주교각에서 검증하였다. 또한 연성거동을 위해 횡철근을 배근하는 소성힌지영역에 대하여 기존 연구 및 국내외 설계기준을 비교하였으며, 해석을 통하여 합리적인 소성힌지영역 추정에 대한 연구가 수행되었다.

## 2. 교각의 제원 및 해석 모델링 방법

### 2.1 교각의 제원

이 연구를 위해 일반적인 고속도로 교량에 준하는

고각 모델을 가정하여 비선형 해석이 수행되었다. 다주교각의 경우 지름 2.0m의 원형단면 기둥을 가지는 2주 교각으로 하였고, 단주교각은 총 단면적이 같도록 하기 위하여 지름 2.828m인 원형단면을 가지도록 하였다. 교각의 높이는 휨파괴가 지배적으로 일어나는 경우로 한정하기 위하여 형상비가 3이상이 되도록 기둥의 순높이를 10m로 하였다. 단주교각의 코핑부와 다주교각의 캡빔의 높이는 3m로 하였으며 그 상단에 기둥의 전단면 수직방향 강도의 10%인  $0.1A_g f'_c$ 이 상부구조 하중으로 작용한다고 가정하였다.

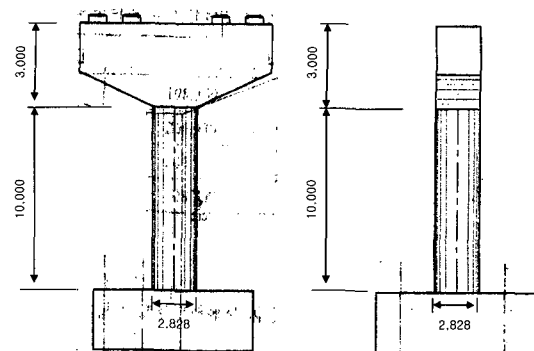


그림 1. 단주교각 모델

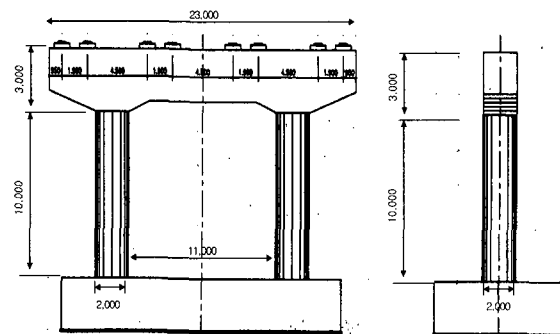


그림 2. 다주교각 모델

## 2.2 유한요소 모델링

### 2.2.1 섬유요소를 이용한 비선형 모델링

교각의 횡방향 하중에 대한 기초전단력-변위의 관계 및 기둥의 소성힌지 영역을 평가하기 위해서는 철근 콘크리트 기둥의 소성거동을 정확히 구현할 수 있는 비선형 해석 방법이 필요하다. 이 연구에서는 철근 콘크리트의 휨거동을 간단하면서도 정밀하게 모사할 수 있는 섬유요소를 사용하였다.

섬유요소는 중립축에 수직한 단면은 변형 후에도 평면을 유지하고 수직하다는 베르누이 보 이론을 기초로 하고 있다. 각각의 축방향 섬유요소들의 응력의 합

을 통하여 단면에서 모멘트와 축력 및 변형이 구해지  
기 때문에 단면을 여러개의 섬유요소로 잘게 세분하고  
각각의 축방향 응력-변형을 관계가 주어지면 기존의  
solid 요소보다 간편하고 정밀하게 힘 거동을 계산할  
수 있다. 단면을 이루고 있는 섬유들은 횡철근에 의해  
둘러싸인 심부구속콘크리트영역과 횡철근 바깥의 피  
복콘크리트, 그리고 철근으로 나눌 수 있으며 심부구  
속콘크리트는 구속효과에 의한 콘크리트의 응력-변형  
률 관계를 도입하여 보다 정확한 구조물의 연성거동을  
평가할 수 있다.

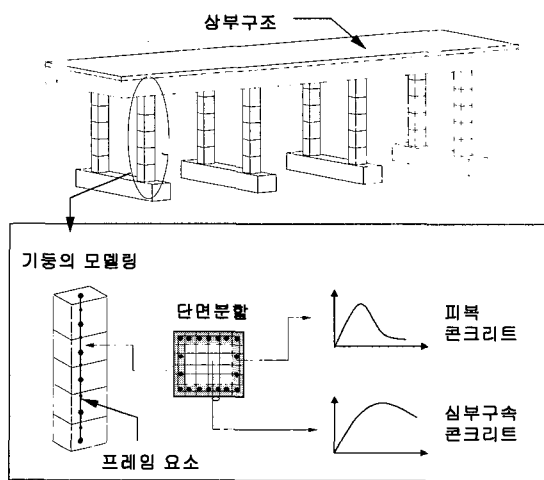


그림 3. 섬유요소를 이용한  
교각 기둥의 모델링

### 2.2.2 재료모델

일반적으로 압축변형을 받는 콘크리트는 변형률이  
약 0.003에서 파괴가 일어난다. 그러나 심부콘크리트  
가 횡구속 되어있는 경우에는 콘크리트의 응력-변형  
률 관계가 구속정도에 따라서 극한변형률이 크게 달라  
지며 이는 교각 전체의 연성도 향상에 큰 영향을 미치  
기 때문에 구속효과를 고려하여 적절한 관계식으로 표  
현되어야 한다. 이 연구에서는 일본도로교시방서(일본  
도로협회, 2002)의 내진설계편에 제시된 응력-변형  
률 곡선식을 이용하였으며 이는 그림 4와 같다. 여기  
서 콘크리트의 최대 압축강도( $\sigma_{cc}$ ) 및 이때의 변형률  
( $\epsilon_{cc}$ )은 식 (1) 및 식 (2)와 같이 주어지며 이는 횡구  
속 철근비( $\rho_s$ )가 증가할수록 커지는 값을 가진다. 극  
한변형률( $\epsilon_{cu}$ ) 또한 식 (3)과 같이 횡구속 철근비가  
증가할수록 커진다.

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 0.38 \rho_s \sigma_{sy} \quad (1)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (2)$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{11.2 \sigma_{ck}^2} \quad (3)$$

( $\sigma_{ck}$ : 콘크리트 압축강도,  $\sigma_{sy}$ : 횡구속 철근의 항복점)

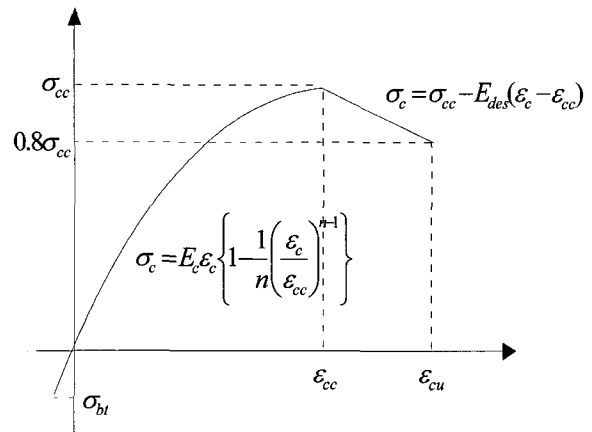


그림 4. 심부구속콘크리트의 응력-변형률 관계

철근의 강도는 300MPa로 하였으며 bilinear로 모  
델링 하였다. 탄성계수는 200GPa이며 이에 따라 항  
복시 변형률은 0.0015이다. 2차 강성은 1차강성의  
1%인 2GPa로 적용되었다.

### 2.2.3 교각의 섬유요소 모델링

해석을 위하여 단주와 다주교각을 섬유요소를 이용  
하여 다음과 같이 모델링하였다. 기둥은 높이 25cm인  
40개의 요소로 나누었고 단면은 심부구속 콘크리트  
부분은 가로, 세로 각각 11등분하여 모델링하였으며  
횡구속 효과를 고려한 심부구속콘크리트 재료모델을  
적용하였다. 피복콘크리트 부분은 두께가 단면 반지름  
의 1/10으로 하였으며 횡구속 철근비가 0인 피복콘크  
리트 재료모델을 적용하였다. 주철근은 단주교각의 경  
우 D32 철근 78개를 배치하였으며, 다주의 경우 D29  
철근을 각각의 기둥에 48개씩 배치하여 두 경우 모두  
주철근비가 1%가 되도록 하였다.

단주교각의 코핑부는 원형단면인 순기둥 부분에 비  
하여 상대적으로 강성이 크고 또한 모멘트도 적게 받  
는 부분이기 때문에 강체 빔으로 모델링 하였으며, 다  
주교각에서의 캡빔은 사각형 단면의 섬유요소로 모델  
링하였다.

상부구조 하중은 단주인 경우에는 코핑부 상단에  
집중하중으로 주었으며 다주교각에서는 캡빔 상단의

받침 위치에 분포시켰다. 횡방향 하중-변위 이력곡선을 얻기 위하여 상부구조 중량이 가해지는 높이 13m 지점에서 1mm 씩 횡방향 변위를 증가시키는 변위제어 방법이 수행되었다.

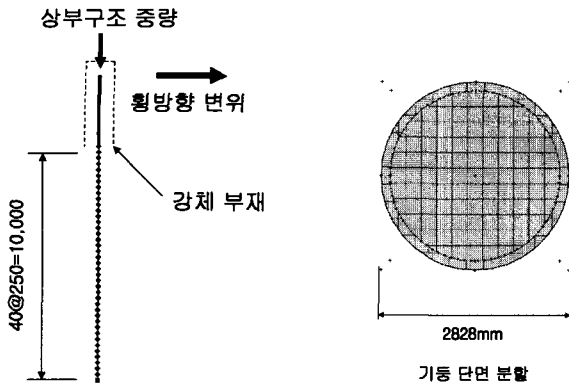


그림 5. 단주교각 모델링

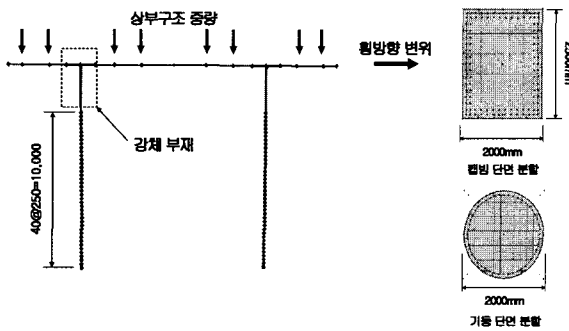


그림 6. 다주교각 모델링

현행 도로교 설계기준에서 제시하고 있는 심부구속 철근량은 식 (4)와 식 (5)에 의해 계산된 값 중 큰 쪽을 택한다.

$$\rho_s = 0.45 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (4)$$

$$\rho_s = 0.12 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \quad (5)$$

위 식에서 횡철근에 의한 구속면적이 지나치게 작지 않으면 두 번째 식에 의해 결정되며 이 교각모델에서는 0.96%가 내진설계시 필요한 횡철근비의 최소값이 된다. 그러나 국내에는 횡철근에 의한 내진설계가 미비한 교량이 많기 때문에 여기서는 이러한 비내진상세인 경우의 거동을 알기 위해 횡철근비를 0.4~1.2% 사이에서 0.1%씩 변화를 주어 해석을 수행하였다.

### 3. 연성도 평가

#### 3.1 항복 및 극한하중의 정의

변위연성도를 산정하기 위해서는 항복 및 극한 상태에 대한 명확한 정의가 필요하다. 수평하중을 받는 콘크리트 기둥은 휨모멘트가 발생하는 소성힌지 단면에서 인장측 최외곽 철근이 항복하면서 발생하는 비선형 거동에 의해서 부재의 항복 특성이 나타나게 된다. 그러나 교각 기둥은 단면의 둘레에 주철근이 배근되어 있어 비록 주철근의 초기 항복이 발생하더라도 부재 전체의 항복은 발생하지 않아 초기 항복 후에도 상당한 강성을 지니고 부재의 휨강도는 증가하게 되며, 이는 원형 단면인 경우 더욱 뚜렷하게 된다. 그러므로 여기서는 항복변위를 그림 7과 같은 방법으로 정의하였다. 수평하중에 의한 최대수평강도를 먼저 구한 다음 이의 75%에 해당하는 하중을 지나는 점을 구하여 원점과 연결하는 선을 구하고, 이 선이 최대수평강도를 지나는 점의 수평 변위를 항복점으로 산정한다. 또한 횡철근 구속에 의한 연성이 큰 교각은 압축측 콘크리트가 극한변형률에 이르러도 급작스런 하중감소가 일어나지 않기 때문에 일반적으로 하중이 어느 기준 이하로 감소하는 변위를 극한변위로 정의하며 여기서는 수평력이 최대수평강도에서 15%감소하였을 때를 극한 변위로 한다.

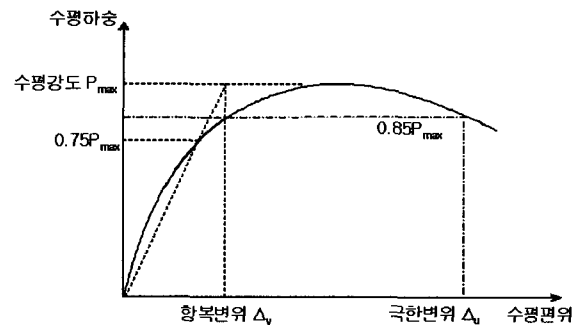


그림 7. 항복변위 및 극한변위의 정의

변위연성도  $\mu$ 는 다음 식 (6)과 같이 극한변위를 항복변위로 나눈 값으로 표현된다.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (6)$$

#### 3.2 단주교각의 연성도 평가

표 1은 횡방향 철근비를 0.4%에서 1.2%까지 바꾸

어 가며 섬유요소를 이용한 FEM해석을 통해 구한 단주교각의 항복변위와 극한변위 및 연성도이다. 횡방향 철근비가 큰 경우 심부구속 콘크리트의 극한강도가 커지기 때문에 교각의 최대수평강도가 다소 커지며 이에 따라서 항복강도 및 항복변위도 다소 커지는 경향을 보인다. 그러나 심부구속 콘크리트의 압축강도가 커지더라도 파괴시 철근의 강도에는 변화가 없고 단면에서의 중립축의 위치 변화는 거의 차이가 없기 때문에 그 영향이 크지는 않다. 다만 심부구속 콘크리트의 극한변형을 증가에 의해 단면의 극한곡률을 크게 증가시키므로 부재의 극한변위에 큰 영향을 준다. 표 1에서와 같이 횡방향 철근비에 따른 극한변위의 차이는 항복변위에 비해서 매우 크게 나타나며 이는 연성도에 큰 차이를 보이게 한다. 이 교각 모델에서는 횡방향 철근비가 0.6%이면 단주에서 요구되는 연성도인 3 이상을 확보하며 이는 국내내진설계기준을 만족시킨다.

표 1. 단주교각의 횡방향 철근비에 따른 연성도

횡방향 철근비	항복변위(mm)	극한변위(mm)	연성도
1.2%	56	415	7.41
1.1%	55	351	6.42
1.0%	52	305	5.87
0.9%	51	249	4.91
0.8%	49	202	4.09
0.7%	47	155	3.32
0.6%	44	135	3.07
0.5%	44	121	2.75
0.4%	44	107	2.43

### 3.3 다주교각 교축방향의 연성도 평가

표 2는 다주교각의 교축방향 거동시 횡방향 철근비에 따른 항복 및 극한 변위와 연성도를 산출한 값이다. 이 경우에는 기둥 2개가 동시에 단주일 경우와 마찬가지로 캔틸레버로 거동한다고 생각할 수 있다. 그러나 다주교각의 경우 단주에 비해 기둥 하나의 단면이 작기 때문에 중립축으로부터 항복된 철근과의 거리나 극한변형에 다다른 콘크리트와의 거리가 작아 항복 및 극한곡률이 더 크게된다. 이에 항복변위와 극한변위 또한 단주일 때에 비해 커지지만 동시에 증가하므로 연성도에는 거의 차이가 없다. 이 경우도 횡방향 철근비 0.6% 이상에서는 연성도 3 이상을 만족시킨다.

표 2. 다주교각의 교축방향 거동시 횡방향 철근비에 따른 연성도

횡방향 철근비	항복변위(mm)	극한변위(mm)	연성도
1.2%	79	593	7.54
1.1%	76	494	6.50
1.0%	72	432	6.00
0.9%	69	353	5.09
0.8%	67	283	4.25
0.7%	64	217	3.39
0.6%	61	190	3.10
0.5%	61	169	2.76
0.4%	61	154	2.51

### 3.4 다주교각 교축직각방향의 연성도 평가

교축직각방향으로 수평하중을 재하하는 경우에는 기둥 상단이 캡빔으로 연결되어있는 프레임 거동을 하므로 기둥의 상, 하단에 모두 소성힌지가 발생한다. 그림 8에서 보듯이 캡빔에 오른쪽 방향으로 수평하중이 작용하게 된다면 왼쪽 기둥에는 인장력이 더해지게 되고 오른쪽 기둥에는 압축력이 더해지게 된다. 그러면 원래 있던 상부구조에 의한 축력에 이러한 효과가 더해져서 왼쪽 기둥의 축력은 감소하여 약한 압축력을 받게되고 오른쪽 기둥의 축력은 증가하여 강한 압축력을 받게 된다(그림 9). 또한 기둥의 상단이 캡빔에 연결되어 모멘트를 받게 되어있으므로 수평하중에 의해 상단과 하단의 곡률의 부호가 반대가 된다. 그래서 기둥 하단은 왼쪽 면이 인장력을 받고 오른쪽 면이 압축력을 받으며, 기둥 상단은 왼쪽 면이 압축력을 받고 오른쪽 면이 인장력을 받게된다. 이때 오른쪽 기둥은 전체적으로 압축력이 강하므로 하단의 오른쪽 면과 상단의 왼쪽 면에서 압축에 의한 파괴가 먼저 일어나고 압축력이 약한 왼쪽 기둥은 상대적으로 파괴가 다소 늦게 일어난다. 이러한 두 기둥의 축력의 차이로 인하여 파괴가 되는 시점이 달라진다.

또한 상단의 모멘트는 어느 정도 캡빔의 휨 변형에 의해서 흡수가 될 수 있으므로 기초에 완전히 고정되어있는 하단보다 파괴가 늦게 일어나는 경향이 있다. 실제로 박창규 등(2005)의 실험에서 살펴보면 상단은 비교적 파괴가 적게 일어나는 것을 볼 수 있다.

이러한 파괴 메커니즘에 의해 각각의 소성힌지 영역에서 동시에 파괴가 일어나지 않으며, 하단의 모멘트 저항력이 약해지더라도 상단은 파괴가 늦기 때문에 이후 상단에서 모멘트에 저항을 하게 되므로 되므로 수평하중을 견딜 수 있는 능력이 크게 저하되지 않고

비교적 큰 변위까지 파괴가 일어나지 않게 된다. 즉, 교축직각방향에 대해 지진과 같은 수평력이 작용하면 가구시스템을 구성하는 부재의 여러 곳에 소성힌지가 형성되어 상대적으로 휨 모멘트에 저항할 수 있는 역력이 많아 큰 연성을 발휘할 수 있게 된다. 이와 같은 이유로 인해 내진설계에서 단주식 교각의 응답수정계수(R)를 3을 사용하는데 반해 다주식 교각의 응답수정계수는 5를 사용하며 이는 연성도가 5이상을 만족해야 함을 의미한다.

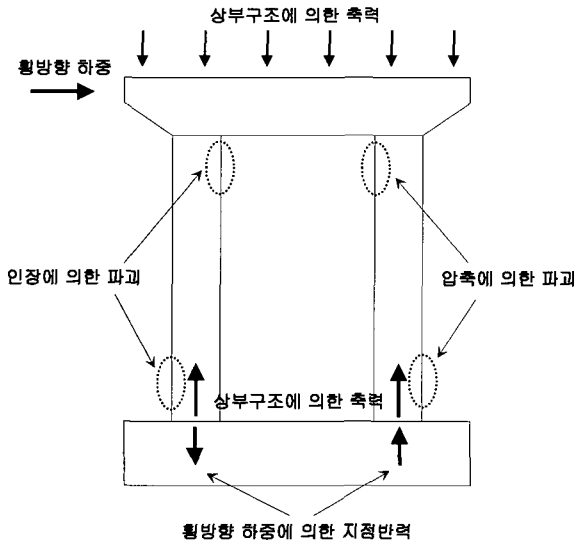


그림 8. 수평하중에 의한 축력 변화

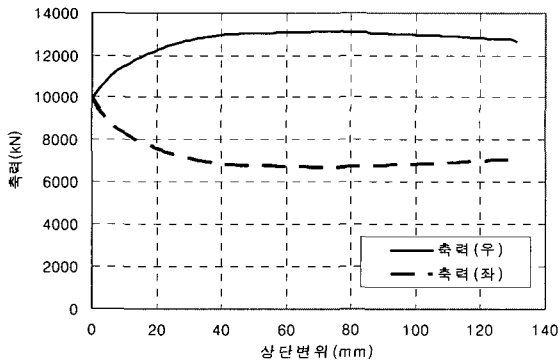


그림 9. 상단변위에 따른 기둥의 축력의 변화

표 3은 다주교각의 교축방향 거동시 횡방향 철근비에 따른 항복 및 극한 변위와 연성도를 산출한 값이다. 다주교각의 교축직각방향 거동일 경우도 마찬가지로 횡방향 철근비가 증가할수록 연성도는 증가한다. 그러나 교축방향거동의 경우에 비하면 연성도가 크며 내진설계 기준을 만족하는 횡방향 철근비 0.9% 이상에서는 다주에 대한 요구연성도 5를 만족시킨다.

표 3. 다주교각의 교축직각방향 거동시 횡방향 철근비에 따른 연성도

횡방향 철근비	항복변위(mm)	극한변위(mm)	연성도
1.2%	27	191	7.16
1.1%	27	173	6.49
1.0%	25	155	6.12
0.9%	25	141	5.57
0.8%	25	118	4.66
0.7%	25	110	4.34
0.6%	25	100	3.95
0.5%	25	92	3.63
0.4%	25	84	3.32

#### 4. 소성힌지 영역 산정

##### 4.1 소성힌지 영역 산정 방법

소성힌지 영역은 높이별 곡률분포에서 소성변형에 의해 곡률이 급격히 증가하는 부분까지의 높이이다. 이러한 소성변형은 횡구속 효과에 의해서 증가하기 때문에 소성힌지 구간은 심부구속철근의 횡구속에 의한 심부콘크리트의 변형률이 횡구속이 되어있지 않은 경우의 변형률보다 커지는 구간을 소성힌지 영역으로 산정하였다. 이 연구에서 사용한 콘크리트 압축부의 재료모델은 횡구속이 없는 경우와 있는 경우를 보면 다음 그림 10과 같다. 횡구속이 되어있지 않은 경우의 극한변형률인 0.002까지는 횡구속 여부와 관계없이 거의 비슷한 응력-변형률 관계를 가지고 있지만 이후로는 횡구속이 있는 경우에만 파괴되지 않고 계속 증가한다. 즉 극한변위에서 압축축 콘크리트의 변형률이 0.002가 넘지 않는 단면을 가지는 구간은 횡구속이 필요 없다고 여길 수 있고, 0.002보다 큰 구간을 소성힌지 발생 영역으로 산정하였다. 섬유요소 해석에 의한 콘크리트의 압축변형률은 요소의 적분점에서만

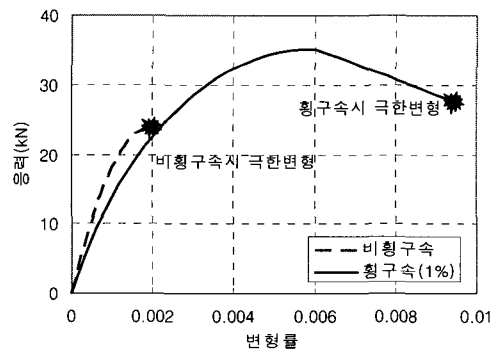


그림 10. 횡구속 여부에 따른 콘크리트 압축 응력-변형률

구할 수 있으므로 극한변위에서의 콘크리트 압축변형률이 0.002가 되는 높이는 상·하부 적분점을 있는 값을 선형 보간하여 산정하였다.

#### 4.2 단주교각의 소성힌지 영역 산정

단주교각에 대하여 횡방향 철근비에 따른 파괴시 소성힌지 영역을 구하면 표 4와 같다. 소성힌지 높이는 교각좌하단에서 소성힌지가 발생한 단면까지의 높이를 나타낸다. 단주와 같이 연성도 3 이상을 목표 연성도로 하는 경우 요구되는 횡구속 철근은 표 1에 따라서 0.6% 이상이고 이에 해당하는 소성힌지 높이는 366mm이다. 만약 목표연성도가 커지면 횡방향 철근비를 증가시켜야 하며 동시에 소성변형이 발생하는 영역이 커지기 때문에 횡철근을 배근해야하는 구간을 크게 해야 한다.

표 4. 단주교각의 횡방향 철근비에 따른 소성힌지 높이 및 단면곡률

횡방향 철근비	소성힌지높이(mm)	곡률	비고
1.2%	1362	0.00314	연성도 3이상
1.1%	1140	0.00315	
1.0%	1088	0.00314	
0.9%	847	0.00316	
0.8%	607	0.00319	
0.7%	372	0.00312	
0.6%	366	0.00290	연성도 3이하
0.5%	363	0.00289	
0.4%	358	0.00291	

#### 4.3 다주교각의 교축방향 거동시 소성힌지 영역 산정

표 5는 다주교각에 대하여 횡방향 철근비에 따른 파괴시 소성힌지 영역을 나타낸 값이다. 소성힌지 영역의 높이는 단주에 비해 거의 차이가 없었으며, 단면이 작기 때문에 해당 높이에서의 곡률은 단주보다 더 큰 값을 보인다.

#### 4.4 다주교각의 교축직각방향 거동시 소성힌지 영역 산정

다주교각의 경우 교각의 양쪽 기둥의 상,하단에 모두 4개의 소성힌지가 발생한다. 각각의 경우 파괴시 소성힌지 영역의 높이를 구하면 표 6과 같다. 다주교각의 교축직각방향 목표연성도인 5이상인 경우 횡방향 철근비는 0.9%이상이어야 하며 이에 따라 횡방향 철근을 배근해야 하는 소성힌지 높이는 최소 368mm

이상이어야 한다. 이는 교축방향 거동시 목표 연성도 3인경우의 소성힌지 영역의 높이와 거의 유사하다.

표 5. 다주교각의 교축방향 거동시 횡방향 철근비에 따른 소성힌지 높이 및 단면곡률

횡방향 철근비	소성힌지높이(mm)	곡률	비고
1.2%	1360	0.00445	연성도 3이상
1.1%	1120	0.00422	
1.0%	1086	0.00445	
0.9%	844	0.00447	
0.8%	604	0.00452	
0.7%	371	0.00439	
0.6%	366	0.00411	연성도 3이하
0.5%	363	0.00411	
0.4%	360	0.00400	

표 6. 다주교각의 횡방향철근비에 따른 소성힌지 높이 및 단면곡률

횡방향 철근비	우측,하단		우측,상단		비고
	소성힌지높이	곡률	소성힌지높이	곡률	
1.2%	370	0.00275	368	0.00287	연성도 5이상
1.1%	370	0.00275	367	0.00289	
1.0%	369	0.00274	363	0.00317	
0.9%	368	0.00274	360	0.00321	
0.8%	367	0.00274	357	0.00327	
0.7%	366	0.00273	350	0.00337	
0.6%	364	0.00273	339	0.00343	연성도 5이하
0.5%	362	0.00271	286	0.00362	
0.4%	359	0.00269		0.00000	
횡방향 철근비	좌측,하단		좌측,상단		
	소성힌지높이	곡률	소성힌지높이	곡률	
1.2%	367	0.00392	363	0.00456	연성도 5이상
1.1%	366	0.00391	362	0.00451	
1.0%	365	0.00393	360	0.00457	
0.9%	363	0.00394	359	0.00458	
0.8%	362	0.00394	356	0.00459	
0.7%	360	0.00396	352	0.00468	
0.6%	357	0.00398	347	0.00473	연성도 5이하
0.5%	353	0.00400	338	0.00487	
0.4%	341	0.00441	321	0.00509	

그러나 교축방향거동시 목표 연성도가 높아지면 소성힌지 영역의 높이가 크게 증가하는 반면 교축 직각방향에 대해서는 다소 높아지기는 하지만 상대적으로 크게 변화가 없다. 이는 교축방향으로는 높이 13m에서 모멘트가 0이고 하단으로 갈수록 선형으로 증가하

지만 교축 직각방향 거동의 경우 기둥의 중앙부근 높이가 5m에서 모멘트가 0이고 하단으로 갈수록 증가하기 때문에 과도한 모멘트가 걸리는 구간이 교축방향에 비해 더 낮은 구간까지만 미치기 때문으로 여겨진다.

또한 4곳의 소성힌지 영역을 비교하면 우측 하단 기둥의 소성힌지 구간이 가장 크게 평가되는데 이는 하단쪽이 가장 빠르게 파괴가 진행되기 때문이다. 우측교각의 소성힌지 높이에서의 곡률은 좌측에 비해 작은 값으로 나오는데 이는 축력이 더 크게 작용하기 때문으로 판단된다.

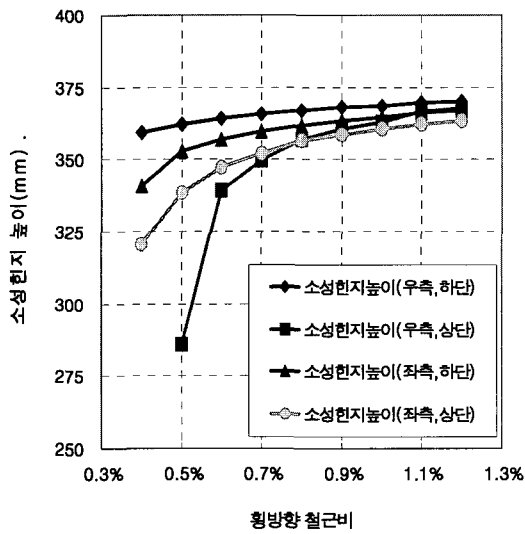


그림 11. 다주교각의 교축직각방향 거동시 횡방향 철근비에 따른 소성힌지 높이

#### 4.4 설계기준에서의 소성힌지 영역

국내 내진설계기준에서는 연성 설계가 필요한 경우 횡구속 철근을 배근하는 구간을 기둥의 최소단면치수, 순높이의 1/6, 450mm의 세가지 중 가장 큰 값을 취한다. 이를 모델교량에 적용하면 다음과 같다.

- 기둥의 최소단면치수
  - 단주 : 2,828mm
  - 다주 : 2,000mm
- 순높이의 1/6 이상
  - 단주, 다주 :  $10,000/6 = 1,667\text{mm}$

· 450mm 이상  
그러나 New Zealand Code (Standards Associ-

ation of New Zealand, 1995)에서는 그림 12와 같이 한계단면에서 변곡점까지 거리의 20% ( $P/f'cAg > 0.3$ 인 경우에는 30%)로 정의하고 있으며 이에 따라 모델교각에서는 다음과 같이 결정된다.

- 단주 :  $13,000 \times 0.2 = 26,000\text{mm}$
- 다주(교축) :  $13,000 \times 0.2 = 26,000\text{mm}$
- 다주(교축직각) :  $5,000 \times 0.2 = 10,000\text{mm}$

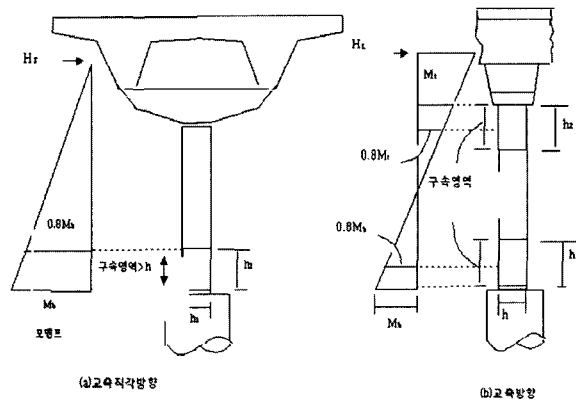


그림 12. New Zealand Code에서의 소성힌지 영역

두 가지 방법에 대한 모델교각의 최소 횡방향 철근 배근 높이는 표 7과 같다. 이를 비교해 보면 국내 설계 기준에서는 주로 단면의 크기에 따라서 결정이 되므로 단주교각과 같이 단면이 큰 경우는 국외 기준에 비해 보수적으로 평가된다. 그러나 단면에 비해 상대적으로 교각 높이가 높은 다주교각의 경우 New Zealand Code의 예 보다 낮게 평가할 수 있으며, 앞의 분석 결과에서 모멘트 분포가 같은 단주교각과 다주교각의 교축직각방향 거동의 경우 유사한 소성힌지 영역을 가지는 것으로 보아 모멘트 분포에 따른 산정방법 또한 고려되어야 한다고 할 수 있다. 이 방법을 적용한다면 다주교각의 교축 직각방향 거동에서는 국외 설계기준에서는 변곡점이 기둥의 가운데이기 때문에 소성힌지 구간을 작게 평가하는데 반해, 국내 기준에서는 이에 대한 고려가 없이 기둥의 순높이에 대한 값으로 표현이 되기 때문에 상단에서 소성힌지 영역이 다소 크게 평가되는 문제점이 있다. 그리고 이러한 기둥의 순높이에 대한 표현 값은 코핑부의 높이가 더해지지 않아서 실제 상부구조의 관성력이 작용하는 점을 기준으로 하는 국외 기준이 보다 합리적이라고 할 수 있다.



**표 7. 교각의 횡방향 철근 설치를 위한 소성힌지 구간 비교**

구분	국내 내진설계기준	New Zealand Code
단주교각	2,828	2,600
다주교각 (하단)	2,000	2,600
다주교각 (상단)	2,000	1,000

### 5. 결 론

이 연구에서는 동일한 총 단면적을 가지는 단주교각과 다주교각에 대하여 방향별 연성도 및 소성힌지 영역의 높이를 평가하였으며 결론은 다음과 같다.

1. 단주교각과 다주교각의 교축방향 거동시에는 연성도 및 소성힌지 영역의 높이가 거의 비슷하다.
2. 다주교각의 교축 직각방향 거동시에는 다수의 소성힌지가 발생하고 각각의 소성힌지의 파괴 시점이 다르기 때문에 연성도가 크게 평가된다.
3. 다주교각의 교축 직각방향 거동시에는 모멘트가 크게 작용하는 구간이 낮기 때문에 소성힌지 영역의 높이가 횡방향 철근에 크게 영향을 받지 않고 낮은 값을 가지며, 상단에서보다 하단에서의 파괴가 빨리 진행되어 소성힌지 영역의 높이가 상대적으로 더 높아진다.
4. 횡방향 철근 배근을 위한 소성힌지 영역은 모멘트 분포를 고려한 방법으로 결정되어질 필요가 있다.

### 참 고 문 헌

건설교통부 (2005). 교량현황조사서, 건설교통부

한국도로교통협회 (2005). 도로교설계기준, 건설교통부

일본도로협회 (2002). 도로교시방서·동해설-내진설계편, 일본도로협회

박창구, 이범기, 송희원, 정영수 (2005). 이축반복하중을 받는 2주형 철근콘크리트 교각의 실험거동, 한국지진공학회 논문집, 제9권, 제1호, pp. 17-24.

정영수, 이강균, 한기훈, 박종협 (1999). 단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험, 한국지진공학회 논문집, 제3권, 제2호, pp. 55-65.

Chai, Y. H., Priestley, M. J. N and Seible, F. (1991). Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance, ACI Structural Journal, V.88, No.5, September-October, pp.572-584.

Jaradat, O. A., McLean, D. I. and Marsh, M. L. (1998). Performance of Existing Bridge Columns under Cyclic Loading-Part1: Experimental Results and Observed Behavior, ACI Structural Journal, V.95, No.6, November-December, pp. 695-704.

Standards Association of New Zealand (1995). Concrete Structures Standard, Part 1: Code; Part 2: Commentary, NZ S3101, Wellington, New Zealand.

- ◎ 논문접수일 : 2006년 09월 01일
- ◎ 심사의뢰일 : 2006년 09월 04일
- ◎ 심사완료일 : 2006년 09월 25일

