

고강도콘크리트 교각의 연성

Ductility of High Strength Conceret Bridge Columns

이재훈* 배성용** 김광수*** 정철호****

Lee, Jae-Hoon Bae, Sung-Yong Kim, Kwang-Soo Jung, Chul-Ho

ABSTRACT

This research was conducted to investigate the seismic behavior and ductility of circular spiral reinforcement concrete bridge columns used in high strength concrete. The experimental variables consisted of transverse steel amount and spacing, different axial load levels. From the test results, sufficient displacement ductility(at least 5.5) was observed for the columns which was satisfied with the requirement confinement steel amount of the Korean Bridge Design Specification. In case of the columns with 50 MPa of concrete compressive strength, the columns with 80 % of the confinement steel amount requirement showed adequate displacement ductility(at least 6.5) under 0.2 of axial load level. And in case of the columns with 60.2 MPa of concrete compressive strength, the columns with 44 % of the confinement steel requirement provided adequate displacement ductilit under less than 0.1 of axial load level and the columns with 0.22 % provided showed comparatively high the ductility under 0.21 of axial load level.

1. 서론

고강도콘크리트 구조물은 내구성 측면의 장점과 함께 경우에 따라서는 부재의 크기를 감소시킬 수 있는 역학적인 측면의 장점을 가지고 있다. 특히 기둥은 압축응력을 받는 단면의 면적비율이 보에 비하여 크므로 콘크리트의 고강도화에 따른 역학적 장점을 가장 효과적으로 이용할 수 있는 구조요소(Collins 등, 1993 ; Lee 등, 2000)이다. 따라서, 초기의 고강도 콘크리트기둥에 대한 연구는 순수축하중 하의 거동이 주요 대상이었으며, 실용화 측면에서도 휨모멘트의 작용보다 축하중의 작용이 더 큰 고층건물의 기둥에 먼저 적용되었다. 그러나, 고강도 콘크리트기둥이 실무적으로 범용성을 확보하려면 구조적 거동에 대한 다양한 주제의 연구결과가 축적되어야 한

* 정회원, 영남대학교 토목공학과 부교수

** 영남대학교 공업기술연구소

*** 영남대학교 토목공학과 석사

**** 영남대학교 토목공학과 석사과정

다. 이러한 내진거동에 대하여 Sheikh(1993)와 Bayrak 등(1997)이 반복횡하중에 대한 고강도콘크리트 사각형단면 기둥실험을 수행한 바가 있으나, 아직 충분한 자료를 확보하지는 못하고 있는 상태이며 원형단면에 대한 실험결과도 매우 미미한 상태이다.

본 연구에서는 콘크리트의 압축강도가 50 MPa(510 kgf/cm²)과 60.2 MPa(614 kgf/cm²)인 기둥에 대한 반복횡하중 실험을 수행하여 도로교설계기준(2000)의 심부구속 나선철근량에 대한 규정을 검증하며 고강도콘크리트 교각의 내진거동 및 연성능력을 파악하고자 한다.

2. 실험개요

2.1 시험체 제작 및 실험변수

지름 40 cm, 기둥 길이 190 cm, 총 높이 230 cm인 원형단면 기둥시험체($f_{cu} = 50.0$ MPa, L/D = 4.25, CH series) 9개와 지름 40 cm, 기둥 길이 160cm, 총 높이 210cm인 원형단면 기둥시험체($f_{cu} = 60.2$ MPa, L/D = 3.5, CH1 series) 9개로써 총 시험체 18개를 제작하였다. 실험의 주요변수는 나선철근량과 간격 및 축력비로서 표 1에 시험체 상세 및 실험변수를 나타내었다. 축방향철근에 대한 피복두께 c_1 은 30 mm로 하여 축방향철근지름에 대한 비율 c_1/d_w 은 모든 시험체에서 1.9의 값을 갖는다. CH series인 경우, 축방향철근으로는 D16의 이형철근을 사용하였으며, 심부구속철근으로는 D13과 D10의 이형철근을 용접이음한 나선철근을 사용하였다. 철근의 항복강도는 D10과 D13이 360 MPa(3,670 kgf/cm²), D16이 349 MPa(3,560 kgf/cm²)로 측정되었다. CH1 series인 경우, 철근의 항복강도는 H10이 412 MPa(4,200 kgf/cm²), H6이 414 MPa(4,220 kgf/cm²), H16이

표 1 시험체의 상세 및 변수

| 구분 | 시험체명 | 목표축력비 $\alpha = P/f_{ck}A_g$ | 심부구속철근 | | | | | 축방향철근 (철근비) |
|---------------|---------------|---------------------------------|----------|-----------|-------------------------|-----------|---------------|-------------------|
| | | | 철근 크기 | 수직간격 s | $\frac{s}{d_{b,l}}$ (1) | 나선 철근비 | 나선철근 비율(2) | |
| CH series | CH-SPH-40-10 | 0.1 | D13 | 40 mm | 2.52 | 0.0346 | 2.08 | 8-D16 (0.0126) |
| | CH-SPH-40-15 | 0.15 | | | | | | |
| | CH-SPH-40-20 | 0.2 | | | | | | |
| | CH-SP-40-10 | 0.1 | D10 | 40 mm | 2.52 | 0.0198 | 1.19 | |
| | CH-SP-40-15 | 0.15 | | | | | | |
| | CH-SP-40-20 | 0.2 | | | | | | |
| | CH-SP-60-10 | 0.1 | D10 | 60 mm | 3.77 | 0.0132 | 0.80 | |
| | CH-SP-60-15 | 0.15 | | | | | | |
| CH-SP-60-20 | 0.2 | | | | | | | |
| CH1 series | CH1-SPH-45-07 | 0.07 | H10 | 45 mm | 2.83 | 0.0176 | 0.97 | 8-H16 (0.0126) |
| | CH1-SPH-45-14 | 0.14 | | | | | | |
| | CH1-SPH-45-21 | 0.21 | | | | | | |
| | CH1-SP-45-07 | 0.07 | H6 | 45 mm | 2.83 | 0.0080 | 0.44 | |
| | CH1-SP-45-14 | 0.14 | | | | | | |
| | CH1-SP-45-21 | 0.21 | | | | | | |
| | CH1-SP-90-07 | 0.07 | | 90 mm | 5.66 | 0.0040 | 0.22 | |
| | CH1-SP-90-14 | 0.14 | | | | | | |
| CH1-SP-90-21 | 0.21 | | | | | | | |

주 (1) : 축방향철근 지름에 대한 횡방향철근 간격의 비율.

주 (2) : 도로교설계기준(2000)의 심부구속나선철근비에 대한 비율.

425 MPa(4,330 kgf/cm²)로 측정되었다. 그림 1에서는 시험체에 배근된 심부구속철근비와 각 설계 기준의 요구하는 심부구속철근비를 함께 나타내었는데, 각 설계기준에서 사용하는 응답수정계수의 값이 다르므로 단순 비교할 수는 없으나 대체적인 경향을 나타내었다. 현행 내진설계기준에서의 심부구속철근요구량은 축력비에 상관없이 일정하게 배근하고 있으나, 다른 각 설계기준들은 합리적으로 축력비에 따라 심부구속철근량을 배근하고 있다.

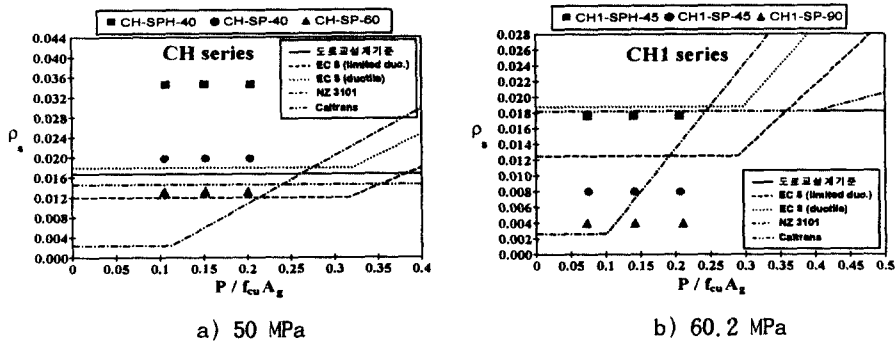


그림 1 시험체의 나선철근비와 설계기준의 나선철근비의 비교

2.2 재하실험 및 변위연성도의 정의

축력을 가한 상태에서 횡방향 하중을 반복 가력하는 준정적(quasi-static)실험을 수행하였다. 전단파괴를 방지하기 위하여 형상비(aspect ratio, 재하높이/단면지름)를 4.25(CH series)와 3.5(CH1 series)로 택하였고, 이에 따라 50 tonf 용량의 가력기(actuator)를 이용하여 횡방향 하중을 작용시켰다. 축력은 기둥 상단부의 재하판 사이에 설치한 유압잭 2개와 $\phi 38$ mm 강봉 2개를 사용하여 재하하였으며, 강봉의 강성에 따른 영향이 최소화되도록 강봉의 하단부 정착장치에 힌지(hinge)를 설치하였고, 100 tonf 용량의 하중계(load cell) 2개를 설치하여 축력 변화여부를 측정하면서 일정한 축력이 가해지도록 자동유압조절장치를 사용하였다.

횡방향 하중은 항복변위를 구할 때까지는 하중제어방식을 사용하고, 항복변위 이후에는 변위제어방식을 사용하였다. 항복변위를 결정하기 위하여 시험체의 단면해석을 통해 구한 공칭모멘트강도(M_n)에 해당하는 횡력(V_i)을 그림 2와 같이 결정한 후, $0.5V_i$ 와 $0.75V_i$ 의 수평하중을 2회씩 반복가력하여 $0.75V_i$ 일 때의 push 방향과 pull 방향 변위를 각각 구한 뒤 0.75 로 나눈 각 방향의 항

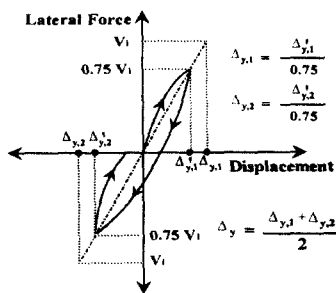


그림 2 항복점의 정의

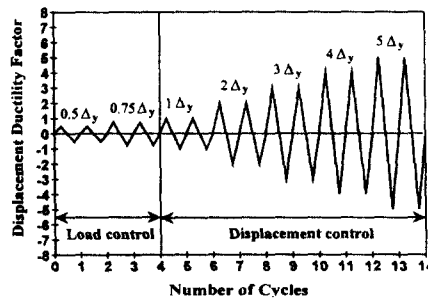


그림 3 횡하중 가력방법

복변위를 평균하여 최종항복변위 Δ_{yf} ($=\Delta_y$)를 결정하였다.(Park, 1991 ; Priestley 등, 1996) 항복변위부터는 그림 3과 같이 $1\Delta_y \cdot 2\Delta_y \cdot 3\Delta_y \dots$ 의 변위제어방식으로 각 변위마다 2사이클씩 반복하여 하중을 가력하였다. 극한변위의 결정방법은 여러 가지가 제안되고 있으나, 본 연구에서는 시험체의 횡방향 하중 저항능력이 V_i 의 80%로 감소하는 변위 또는 축방향철근이나 횡방향철근이 파단될 때의 변위로 극한변위를 정의하였으며(Park, 1991 ; Priestley 등, 1996), 이에 따른 변위연성도 μ_Δ 를 식 (1)과 같이 결정하였다.

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

3. 실험결과

3.1 콘크리트강도에 따른 파괴거동

고강도콘크리트 기둥시험체의 거동은 초기휨균열의 발생위치와 시기 등이 보통강도콘크리트 기둥시험체와 비교적 유사하게 진행되었다. 그러나 균열의 형태는 콘크리트 압축강도에 따라서 차이를 보였다. 즉 보통강도콘크리트의 경우는 수평 휨균열이 주로 발생하였으나, 고강도콘크리트 기둥은 축방향철근에 대한 피복두께와 축방향철근지름의 비율 c_l/d_{bl} 가 1.9로서 같음에도 불구하고 수평균열과 함께 수직균열이 훨씬 심하게 다량으로 발생하였으며 콘크리트 피복박리의 진행속도도 빠른 것으로 관찰되었다. 또한, 콘크리트 피복의 파괴양상으로서 보통강도콘크리트 시험체(이재훈, 2001)는 그림 4에 나타낸 부분과 같이 비교적 평탄하면서 매끄럽게 파괴된 반면에, 고강도콘크리트 시험체는 그림 5에 표시된 부분과 같이 날카롭게 파괴되는 취성적인 파괴양상을 보였다.

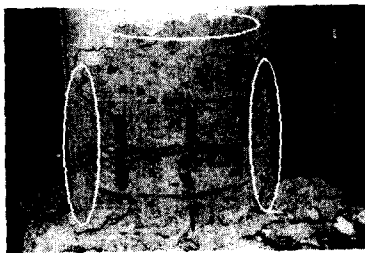


그림 4 $f_{cu} = 27.5$ MPa인 시험체의 파괴

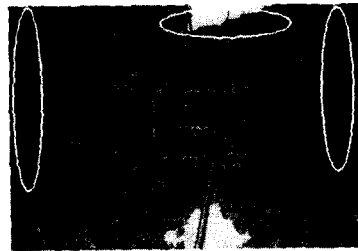


그림 5 $f_{cu} = 50$ MPa인 시험체의 파괴

그림 6~23은 각 시험체의 하중-변위 이력곡선을 나타내었다.

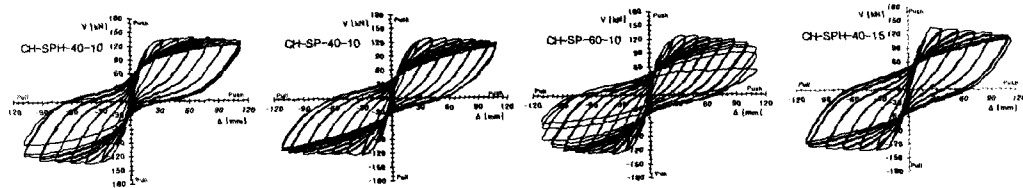


그림 6 CH-SPH-40-10 그림 7 CH-SP-40-10 그림 8 CH-SP-60-10 그림 9 CH-SPH-40-15

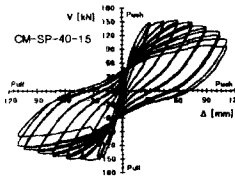


그림 10 CH-SP-40-15

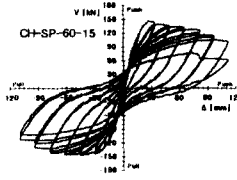


그림 11 CH-SP-60-15

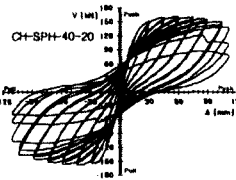


그림 12 CH-SPH-40-20

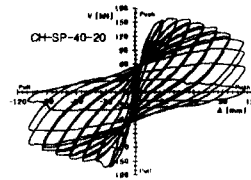


그림 13 CH-SP-40-20

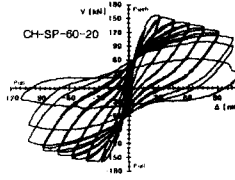


그림 14 CH-SP-60-20

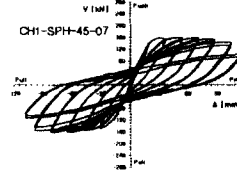


그림 15 CH1-SPH-45-07

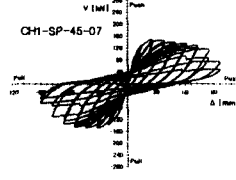


그림 16 CH1-SP-45-07

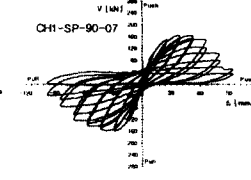


그림 17 CH1-SP-90-07

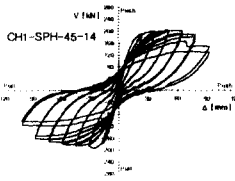


그림 18 CH1-SPH-45-14

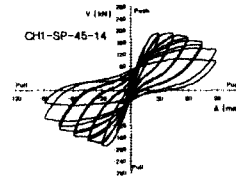


그림 19 CH1-SP-45-14

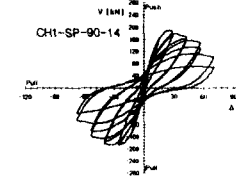


그림 20 CH1-SP-90-14

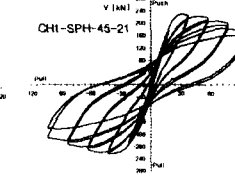


그림 21 CH1-SPH-45-21

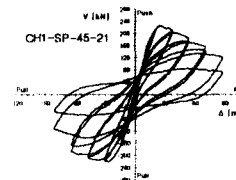


그림 22 CH1-SP-45-21

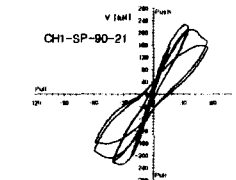


그림 23 CH1-SP-90-21

3.2 시험체의 하중-변위 포락선

그림 24와 25는 각 축력비에 따라 하중-변위 포락선을 나타내는데, 심부구속철근량에 관계없이 초기 거동은 비교적 유사하지만 항복 이후의 거동은 축력비에 따라 차이를 보인다. 그림 24에 보이는 것처럼, 축력비가 0.1인 경우에는 심부구속철근량에 관계없이 횡하중 강도가 유지됨을 보이고 있으나, 축력비가 0.2인 경우에는 심부구속철근량이 감소함에 따라 항복 이후의 횡하중이 감소함을 보인다. 이러한 현상은, 축력비가 상대적으로 낮은 경우 축방향철근이 파단될 때까지 심부콘크리트에 손상이 미미하여 심부구속철근량이 큰 영향을 주지 않지만, 축력비가 높아질수록 항복 이후부터 축방향철근이 파단될 때까지 심부콘크리트에 손상이 진행되어 심부구속철근량이 손상정도에 영향을 주기 때문이라고 판단된다. 그리고 그림 25에 보이는 것처럼, 축력비 0.07일 때는 모든 시험체가 강도를 유지하였으나, 심부구속철근량이 감소함에 따라 강도유지구간이 감소하는 경향을 나타내었다. 축력비 0.14일 때는 도교설계기준 나선철근량의 0.97배로 배근된 CH1-SPH-45 시험체를 제외하고 강도를 유지하지 못하고 감소하였는데, 심부구속철근량이 감소함

에 따라 하강기 기울기가 더욱 급격해지는 경향을 보였다. 또한, 축력비 0.21일 때는 심부구속철근량이 감소함에 따라 모든 시험체가 더욱 급격한 기울기를 가지면서 감소하는 경향을 보였다. 이러한 현상은, 축력비가 상대적으로 낮은 경우 축방향철근이 파단될 때까지 심부콘크리트에 손상이 미미하여 심부구속철근량이 큰 영향을 주지 않지만, 축력비가 높아질수록 항복 이후부터 축방향철근이 파단될 때까지 심부콘크리트에 손상이 진행되어 심부구속철근량이 손상정도에 영향을 주기 때문이라고 판단된다.

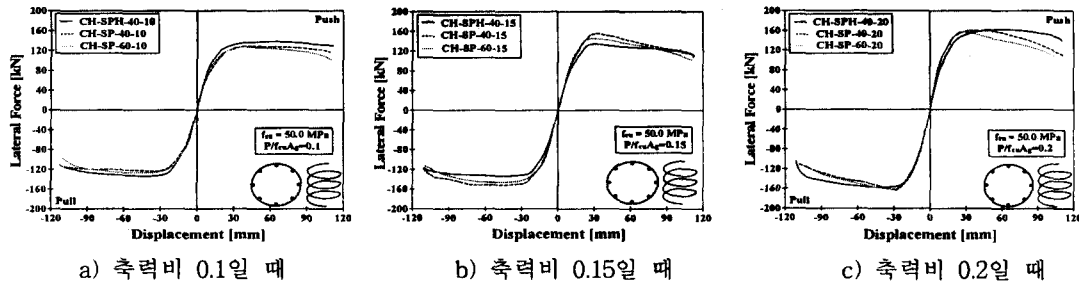


그림 24 $f_{cu} = 50.0\text{MPa}$ 시험체의 하중-변위 포락선

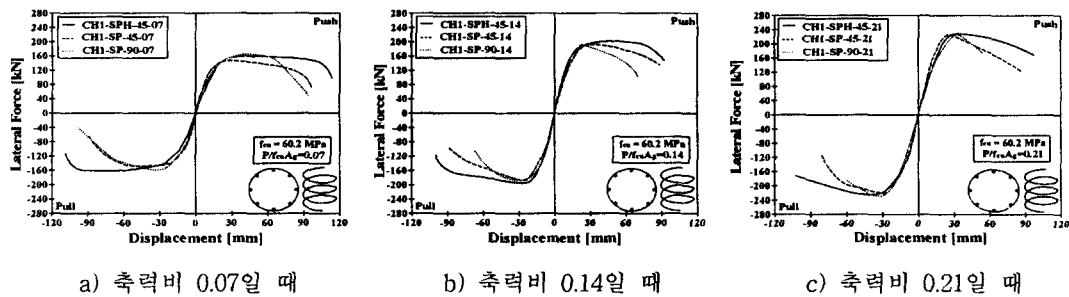


그림 25 $f_{cu} = 60.2\text{MPa}$ 시험체의 하중-변위 포락선

3.3 축력비에 따른 변위연성도

그림 26은 축력비에 변위연성도를 나타내는데 축력비가 높아질수록 변위연성도가 감소하는 경향을 보인다. 현행 내진설계기준 심부구속철근량의 2.08배로 배근된 CH-SPH-40 시험체는 0.2 이하의 축력비에서 변위연성도가 약 7.8이상으로 일정하게 보인다. 내진설계기준 심부구속철근량의 1.19배(CH-SP-40)와 0.8배(CH-SP-60)로 배근된 시험체는, 축력비가 0.1인 경우에 CH-SPH-40 시험체와 유사한 변위연성도를 나타내었으나 축력이 증가함에 따라 거의 선형으로 감소한다. 그러나 내진설계기준 심부구속철근량의 0.8배로 배근된 시험체(CH series)도 축력비 0.2 이하의 범위에서 변위연성도가 6.5 이상의 큰 값을 보인다. 그리고 도로교설계기준 나선철근량의 0.97배로 배근된 CH1-SPH-45 series는 축력비 0.21이하에서 변위연성도 5를 상회하는 적절한 연성능력을 나타내었다. 도로교설계기준 나선철근량의 0.44배로 배근된 CH1-SP-45 series는 0.07의 축력비에서 변위연성도 5.0을 만족하는 적절한 연성능력을 나타내었다. 또한, 축력비 0.14의 CH1-SP-45 시험

체와 축력비 0.07의 CH1-SP-90 시험체는 변위연성도 4.9로 변위연성도 5.0에 근접한 높은 내진성능력을 나타내었으나, 축력비가 증가함에 따라서 변위연성도가 5.0보다 작은 값을 나타내었다.

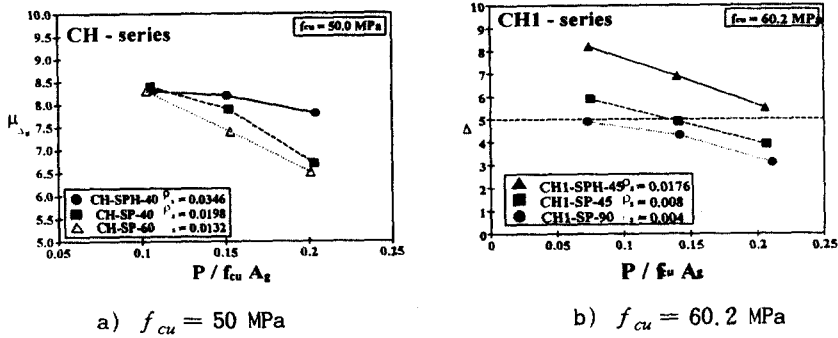


그림 26 축력비에 따른 변위연성도

3.4 심부구속철근량 및 간격에 따른 변위연성도

그림 27은 심부구속철근량에 따른 변위연성도를 나타내는데, 도로교설계기준보다 적게 배근된 경우에도 제한적이지만 연성능력을 보유하고 있으므로 철근콘크리트 원형단면교각의 성능목표를 결정하여 심부구속철근량을 산정하는 한정연성설계를 도입할 수 있을 것으로 판단된다. 이때 축력비에 따라 연성능력의 차이를 보이고 있으므로 축력비를 고려한 심부구속철근량을 산정하는 것이 합리적일 것으로 유도할 것으로 판단된다.

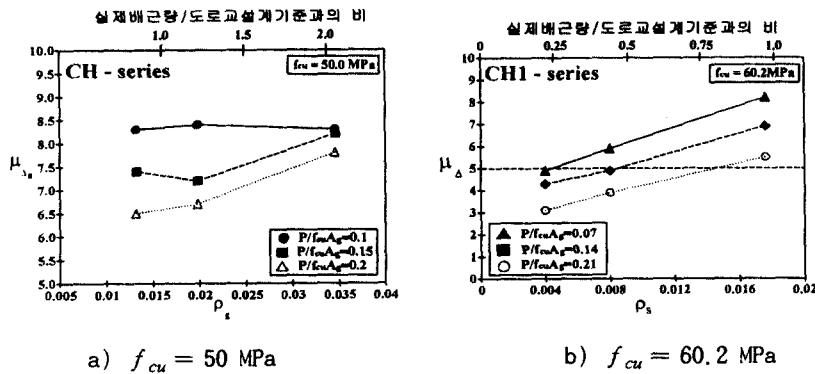


그림 27 심부구속철근량에 따른 변위연성도

4. 결 론

고강도콘크리트 원형 교각의 내진성능 실험을 수행하였으며, 결론은 다음과 같다.

1. 고강도콘크리트 기둥은 수평균열과 함께 수직균열이 다량으로 발생하였으며, 콘크리트 피복박리의 진행속도도 빠르고 콘크리트의 파괴부분이 날카롭게 파괴되어 취성적인 거동을 보였다.

2. 심부구속철근의 양을 증가시킴으로서 고강도콘크리트 기둥의 연성을 확보할 수 있으며, 설계 기준의 요구량에 0.8배로 심부구속철근량을 배근한 CH serie의 경우에도 축력비 0.2 이하의 범위에서 변위연성도 6.5 이상으로 충분한 연성능력을 보인다.
3. 현행 도로교설계기준 나선철근량의 0.97배로 배근한 CHI-SPH-45 series는 축력비가 0.07~0.21에서 변위연성도 5.5이상으로 충분한 연성능력을 나타내었다.
4. 현행 도로교설계기준 나선철근량의 0.44배로 배근된 CHI-SP-45 series는 축력비가 0.07에서 변위연성도 5.9로 만족할만한 연성거동을 나타내었고, 축력비 0.14에서는 변위연성도 4.9로 큰 연성능력을 나타내었다.
5. 현행 도로교설계기준 나선철근량의 0.22배로 배근된 CHI-SP-90 series는 축력비 0.07~0.21에서 도로교설계기준의 내진성능을 만족시키지 못 하였으나, 변위연성도 3.1로 비교적 큰 연성능력과 내진성능을 나타내었다.
6. 도로교설계기준보다 적게 배근된 경우에도 제한적이지만 연성능력을 보유하고 있으므로 철근 콘크리트 원형단면교각의 성능목표를 결정하여 심부구속철근량을 산정하는 한정연성설계를 도입할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 '99년도 특정기초연구과제(과제번호 1999-1-311-004-3)의 일환으로 수행되었으며 지원에 감사 드립니다. 또한 공동연구를 수행한 한국도로공사 도로연구소의 지원에 감사 드립니다.

참고문헌

1. 이재훈, 배성용, 윤석구(2001) 나선철근교각의 내진성능실험, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제21권 1-A호, pp 109-121.
2. 한국 건설교통부(2000) 도로교설계기준.
3. Bayrak, O. and Sheikh, S. A. (1997) High-Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading, *ACI Structural Journal*, ACI, V. 94, No. 6, pp. 708-722.
4. Collins, M. P., Mitchell, D., and MacGregor, J. G. (1993) Structural Design Considerations for High-Strength Concrete, *Concrete International*, ACI, Vol. 15, No. 5, pp. 27-34.
5. Lee, Jae-Hoon and Son, Hyeok-Soo (2000) Failure and Strength of High-Strength Concrete Columns Subjected to Eccentric Loads, *ACI Structural Journal*, ACI, Vol. 97, No. 1, pp. 75-85.
6. Sheikh, S. A. (1993) Deformability of High-Strength Concrete Columns, *Proceedings of the International Conference on Utilization of High Strength Concrete*, Lillehammer, Norway, pp. 346-353.
7. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. (1996) *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, New York, USA.