

고강도 원형나선철근기둥의 내진성능에 관한 연구

A Study on Seismic Capacity of Circular Spiral Reinforced Concrete Bridge Piers used in High Strength Concrete

김 광 수^{*} 김 민 구^{**} 배 성 용^{***} 이 재 훈^{****}
Kim, Kwang Soo Kim, Min Gu Bae, Sung Yong Lee, Jae Hoon

ABSTRACT

This research was conducted to investigate the seismic behavior and capacity assessment of circular spiral reinforcement concrete bridge piers used in high strength concrete. The displacement ductility, response modification factor(R), effective stiffness and plastic hinge region etc. was used to assess the seismic behavior and capacity of circular spiral reinforcement concrete bridge piers. The experimental variables of bridge piers test consisted of amount and spacing, different axial load levels. From the quasi-static tests on 9 bridge piers and analysis, it is found that current seismic design code specification of transverse confinement steel requirements and details may be revised.

1. 서 론

고강도콘크리트는 부재단면의 축소에 의한 자원절약과 구조물의 내구성 증가로 인한 유지보수관리비용 및 사용기간의 증대로 경비절감외에도 많은 구조적 장점이 입증되고 있다. 따라서, 여러나라에서 그 사용이 증대되고 있으며, 우리나라에서도 국내의 공사현황에서 그 사용이 증가하는 추세이다.

고강도콘크리트는 축력이 모멘트에 비하여 상대적으로 높은 경우인 기둥에 적용하는 것이 역학적으로 유리하고 합리적이라고 알려져 있지만, 고강도콘크리트 기둥은 고강도콘크리트 자체의 취성적인 성질의 증가로 인하여 적절한 연성능력을 확보하기 위해 횡방향철근의 요구량이 매우 증가하게 된다.

또한, 현행 도로교설계기준의 내진설계규준은 지진하중이 비교적 큰 강진지역의 경우에 대한 미국의 경험을 반영한 설계지침이라 할 수 있기에 국내 지진강도수준에 비교하여 비경제적인 결과를 제공하게 되므로 횡방향철근의 요구량은 더욱 증가하게 된다. 이로인해 과도한 횡방향철근량으로 인하여 현장에서 많은 문제점들이 제기되고 있으므로, 고강도 콘크리트를 기둥에 적용하기 위해서는 우선 내진설계에 적용하기 위한 검증이 시급히 요구되고, 우리나라의 실정에 맞는 합리적이고 경제적인 내진설계방법의 필요성이 대두되고 있는 실정이다.

* 정회원, 영남대학교 토목공학과 석사
** 정회원, 영남대학교 토목공학과 석사과정
*** 정회원, 영남대학교, 공업기술연구소
**** 정회원, 영남대학교 토목공학과 부교수

2. 시험체 제작 및 실험변수

본 연구에서는 일정한 축력하에서 반복횡하중이 작용하는 고강도콘크리트 원형나선철근기둥의 내진 성능을 평가하기 위하여 단면의 직경 40cm, 부재의 총길이 210cm인 시험체 9개(재하높이 1.4m, Aspect ratio 3.5)를 제작하였다. 시험체에 사용된 재료의 특성치는 종방향철근이 항복강도가 4,330kgf/cm²인 D16를, 횡방향철근이 항복강도가 4,200kgf/cm²인 D10과 4,220kgf/cm²인 D6의 이형철근을 사용하였고, 콘크리트의 압축강도는 실험시 614kgf/cm²로 측정되었다. 본 실험의 주요변수는 횡방향철근량과 간격 그리고 축력비 등을 변수로 하여 실험을 수행하였으며, 축력비는 상대적으로 낮은 경우에서 높은 경우 까지를 고려하기 위하여 7%, 14%, 21%의 축력비를 결정하여 실험을 수행하였다. 고강도콘크리트 원형나선철근기둥의 종방향철근량, 횡방향철근량과 간격 등의 자세한 제원은 표 1에 나타내었다.

표 1 고강도 원형나선철근기둥의 시험체 상세

시 편 명	종 방 향 철 근	심부구속철근			실제배근비/ 도로교 설계기준비		
		철 근	수 직 간 격 cm	나 선 철근비 ρ_s			
CH1-SPH-45-07	8-D16 $A_s=15.89\text{cm}^2$ $\rho_g=1.26\%$	D10	4.5	0.0176	98%		
CH1-SPH-45-14				D6		9	0.0080
CH1-SPH-45-21							0.0040
CH1-SP-45-07		D6	9		0.0040		22%
CH1-SP-45-14							
CH1-SP-45-21							
CH1-SP-90-07							
CH1-SP-90-14							
CH1-SP-90-21							

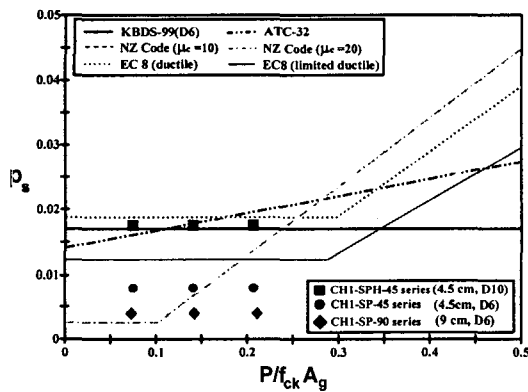


그림 1 횡방향철근의 실제배근량과 각 설계기준요구량

그림 1에서는 시험체의 실제 횡방향철근의 배근량과 각 설계기준에서 요구하는 횡방향철근의 배근량을 함께 나타내었다. 다른 설계기준의 경우에는 축력비를 고려하여 합리적으로 횡방향철근량을 제시하고 있지만, 현행 도로교설계기준은 축력비를 고려하지 않고 있다. NZS 3101규준과 비교해보면, 축력비가 0.07일 때는 약 6.77배 정도, 0.14일 때는 약 2.71배 정도, 그리고 0.21일 때는 약 1.27배 정도로 과다하게 배근되고 있는 것으로 분석된다. 또한, EC 8의 한정연성설계에서 제시하는 요구량에 비해서도 실험한 축력비에 대하여 약 1.42배 정도로 역시 과다하게 배근되는 것으로 분석된다.

3. 재하실험

재하실험은 부재에 일정한 축력을 가한 상태에서 횡하중을 반복적으로 가력하는 준정적(quasi-static) 실험을 수행하였다. 횡하중 가력은 그림 2와 같이 각각의 하중과 변위에 대하여 2cycle씩 가력하였고,

처음에는 하중제어방식으로 항복변위를 결정한 후, 결정된 항복변위(Δ_i)를 기준으로 변위제어방식으로 변위를 증가시키며 가력하였다. 실험시 항복변위(Δ_i)의 결정방법은 그림 3과 같이 단면해석을 통해 구한 설계모멘트강도(M_n)에 해당하는 횡력(V_i)을 결정한 후 $0.5V_i$, $0.75V_i$ 의 하중만큼 횡하중을 가력하여 $0.75V_i$ 일 때의 변위 Δ' 를 구한 후 Push와 Pull를 평균하여 $\Delta'/0.75$ 로 계산하여 항복변위(Δ_i)를 결정하였다. 사진 1에서는 시험체의 Setting 모습을 나타내었다.

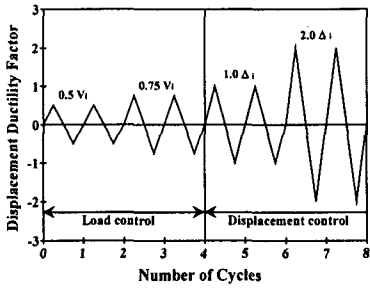


그림 2 횡하중 가력방법

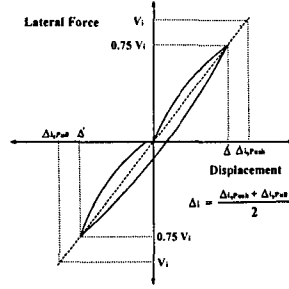


그림 3 항복점 변위정의

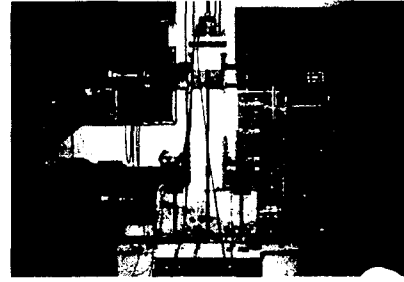


사진 1 시험체의 Setting 모습

4. 실험결과 및 분석

4.1 시험체 파괴양상

시험체의 초기 휨균열은 하중제어 단계인 $0.5V_i$ 와 $0.75V_i$ 일 때 기둥하단부에서 10~35cm 떨어진 부분에서 발생하였고, 초기균열이 발생한 후 시험체는 휨균열이 지배적으로 발생하였으나, $1\Delta_i \sim 3\Delta_i$ 일 때 기둥하단부로부터 10~40cm 떨어진 부분에서 초기전단균열이 발생하였다. 시공이음부 초기균열은 주로 $1\Delta_i \sim 2\Delta_i$ 범위에서 균열이 발생하였고, 콘크리트의 초기스플링은 $1\Delta_i \sim 3\Delta_i$ 범위에서 기둥압축연단부의 표면에서부터 파쇄되기 시작하여 기둥전면에 수직균열이 발생하면서 $2\Delta_i \sim 4\Delta_i$ 범위에서 콘크리트의 피복박리가 시작되었다. 피복박리현상이 진전됨에 따라 $3\Delta_i \sim 5\Delta_i$ 범위에서 횡방향철근이 관찰되었으며, $4\Delta_i \sim 6\Delta_i$ 범위에서 종방향철근의 좌굴현상이 관찰되기 시작하였다.



사진 2 CH1-SPH-45-21, CH1-SP-45-21, CH1-SP-90-21 시험체의 파괴양상

CH1-SPH-45 series는 $5\Delta_i \sim 7\Delta_i$ 범위에서 종방향철근의 파단현상만이 관찰되었고, CH1-SP-45와 CH1-SP-90 series에서는 축력비가 0.07인 경우, 종방향철근과 횡방향철근의 파단현상이 모두 관찰되었으나, 나머지 시험체에서는 $4\Delta_i \sim 7\Delta_i$ 범위에서 횡방향철근의 파단현상만이 관찰되었다. 시험체의 파괴모습을 사진 2에 나타내었다.

4.2 축력비에 따른 영향

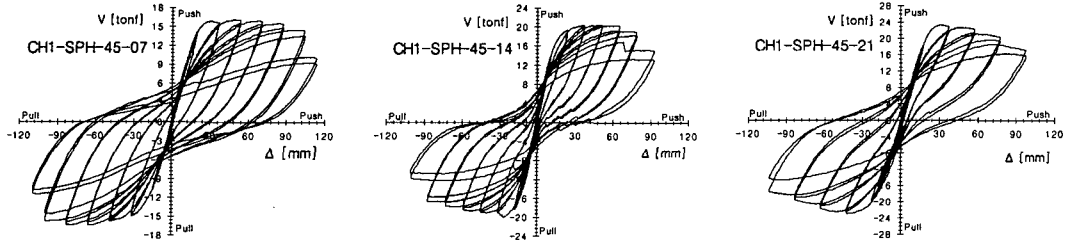


그림 4 CH-SPH-45 series의 하중-변위 이력곡선

그림 4에서는 축력비에 따른 시험체의 거동을 비교하기 위해 CH1-SPH-45 시험체들의 하중-변위 이력곡선을 나타내었는데, 축력비가 증가할수록 초기 강성이 증가하며, 최대횡력강도 V_{max} 도 증가하는 경향을 나타내었다. 또한, 모든 시험체는 축력비가 증가함에 따라 최대횡력강도 발생이후 횡력이 감소하는 현상이 빠르게 발생하였다. 따라서, 시험체의 극한변위(Δ_u)또한 전반적으로 축력비가 증가할수록 감소하는 경향을 나타내었다. 이것은 축력비가 상대적으로 낮은 경우에는 극한변위가 종방향철근의 파단으로 결정되기 때문에 차이가 심하지 않았으나, 축력비가 높아질수록 최대횡력발생직후 심부콘크리트의 파괴로 인하여 극한변위의 감소가 현저하게 나타났다.

4.3 횡방향철근량 및 간격에 따른 영향

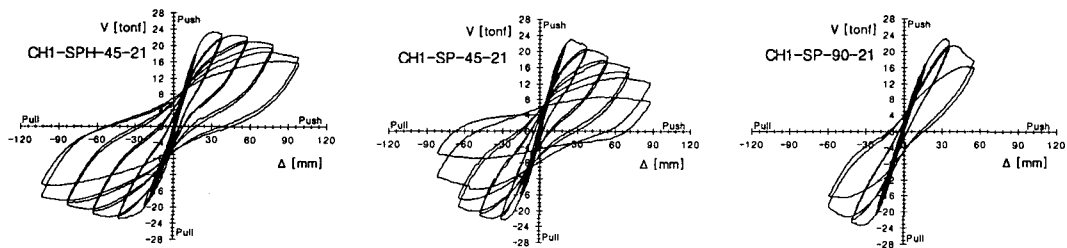


그림 5 CH1-SPH-45-21, CH1-SP-45-21, CH1-SP-90-21 시험체의 하중-변위 이력곡선

그림 5에서는 횡방향철근량 및 간격에 따른 거동을 비교분석하기 위하여 시험체들의 하중-변위 포락선을 함께 나타내었는데, 횡방향철근량에 관계없이 초기 거동은 비교적 유사한 결과를 나타내었다. 하지만, 축력비에 따른 거동과 마찬가지로 횡방향철근량이 감소함에 따라 횡력이 감소하는 현상이 빠르게 발생하였고, 극한변위(Δ_u)가 감소하는 경향을 나타내었다. 이것은 횡방향철근량이 도로교설계기준에 비해 상당히 적은 량의 횡방향철근이 배근됨에 따라 횡구속효과의 감소로 인해 심부콘크리트의 파괴가 급격히 발생함에 따라 극한변위가 급격히 감소한 것으로 판단된다.

4.4 변위연성도, 유효강성 및 파괴구간

그림 6에서의 변위연성도는 축력비가 증가함과 횡방향철근량이 감소함에 따라서 감소하는 경향을 나타내었는데, 도로교설계기준에서 요구하는 횡방향철근량에 약 0.98배로 배근한 시험체는 실험한 모든

축력비에 대하여 변위연성도 5를 상회하는 적절한 연성을 나타내었다. 하지만, 축력비가 0.07인 CH1-SP-45 시험체를 제외하고 축력비가 증가함에 따라 또는 횡방향철근량이 감소함에 따라 다른 모든 시험체는 변위연성도 5보다 작은 값을 나타내었다. 그러나, 축력비가 0.07인 CH1-SP-45 시험체는 도로교설계기준에서의 횡방향철근량의 약 44%를 배근하였지만, 변위연성도 5를 넘는 적절한 연성을 나타내고 있으며, 도로교설계기준에서의 횡방향철근량의 약 22%를 배근한 CH1-SP-90 series 또한 실험한 모든 축력비에 대해 변위연성도 2.5를 넘는 비교적 큰 연성을 나타내었다. 따라서, 현행 도로교설계기준에서의 횡방향철근량은 축력비가 낮은 경우에서 비교적 과도하게 배근되는 것으로 판단된다.

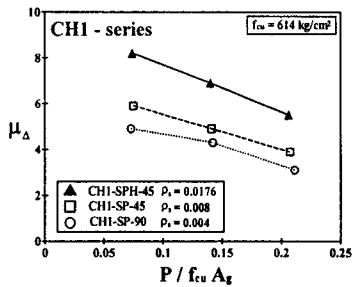


그림 6 시험체의 변위연성도

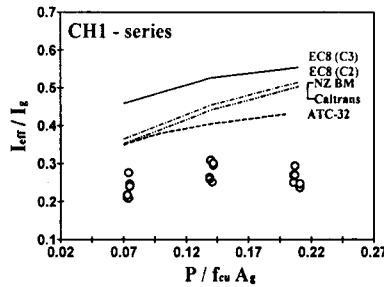


그림 7 시험체의 유효강성

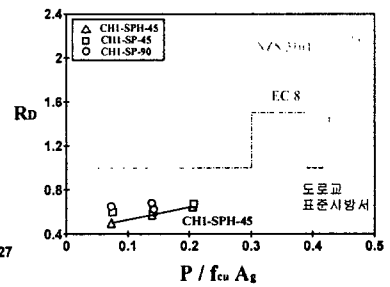


그림 8 시험체의 파괴구간비교

그림 7에서의 시험체의 유효강성(EI_{eff})는 전단면강성(EI_g)의 0.21~0.31의 범위의 값을 가지므로 나타났는데, 고강도콘크리트를 사용한 경우에서도 횡방향철근을 소성한지구간에 배근하여 지진하중작용에 의하여 소성거동에 의한 소성설계를 하여 응답수정계수(R)를 적용하는 경우, 소성한지가 발생하는 단면의 최외곽 인장철근이 항복하는 점을 연결한 기둥의 유효강성(EI_{eff})를 사용하여 설계하는 것은 합리적이라고 판단된다. 따라서, 고강도 콘크리트를 사용한 교각인 경우에도 각 설계기준에서 제시하고 있는 유효강성(EI_{eff})과 근사적으로 $0.5I_g$ 를 사용하는 것은 합리적이라고 판단된다.

그림 8에서 나타나듯이, ATC-32, NZS3101, 및 EC 8에서는 축력비에 따라 횡방향철근의 배근구간을 규정하고 있는 반면에, 현행 도로교설계기준에서의 횡방향철근의 배근구간은 축력비에 관계없이 일정하게 배근구간을 규정하고 있다. 그러나, 시험체의 파괴구간은 축력비가 증가함에 따라 증가하는 경향을 나타내고 있는데, 축력비를 고려한 횡방향철근의 배근구간의 제시가 필요할 것으로 판단되며, 이 문제에 대하여 좀 더 폭넓은 연구가 진행되어야 할 것으로 판단된다.

4.5 에너지 소산능력

각 스텝별 하중-변위 이력곡선의 Loop 면적이나 파괴시까지의 각 스텝별 하중-변위 이력곡선의 Loop 면적의 합으로 내진성능을 분석하였는데, 그림 9에서는 실험시 결정된 항복변위(Δ_r)에 따라 스텝별 하중-변위 이력곡선의 Loop 면적으로서 심부구속철근량이 감소함에 따라서 에너지 소산능력이 증가하는 경향을 나타내었다. 또한, 파괴시까지의 에너지 소산능력(Loop 면적의 누계)로서 비교해보면, 실험한 모든 축력비에 대해 도로교설계기준에서 요구하는 심부구속철근량에 0.97배를 배근한 CH1-SPH-45 series를 기준으로 할 때, 45%를 배근한 CH1-SP-45 시험체는 약 70%정도, 22%를 배근한 CH1-SP-90 시험체는 약 40%정도의 에너지 소산능력을 나타내었다.

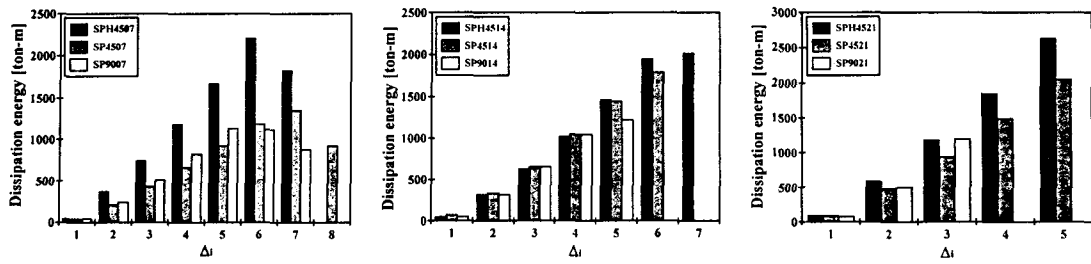


그림 9 실험시 항복변위 (Δ_i)에 따른 에너지 소산능력

5. 결 론

1. 현행 도로교설계기준에서 제시된 횡방향철근량에 따라 배근한 고강도콘크리트 원형나선철근기둥의 시험체는 축력비가 0.07~0.21에서 변위연성도 5이상의 충분한 연성능력을 나타내었다.
2. 현행 도로교설계기준의 횡방향철근요구량의 44%로 배근된 시험체는 작용하는 축력비가 약 0.1미만으로 낮은 경우에 대하여서는 변위연성도 5이상을 나타내는 적절한 연성을 나타내었고, 22%를 배근된 시험체또한 축력비가 0.07~0.21에서 변위연성도 2.5 이상의 비교적 큰 연성능력을 나타내었다. 따라서, 축력비가 상대적으로 낮은 경우에는 현행 설계기준은 비교적 과도하게 횡방향철근를 요구하므로 축력비를 고려한 규정으로 수정할 필요성이 있다고 판단된다.
3. 고강도 콘크리트 원형나선철근교각의 유효강성은 전단면강성 I_g 의 0.4이하의 값을 나타내고 있으므로, 내진설계시 응답수정계수를 적용하는 경우, 구조해석시에 기둥의 유효강성을 사용하는 것이 합리적일 것으로 판단된다. 그리고, 유효강성으로 근사적으로 $0.5 I_g$ 와 ATC-32나 EC 8에서 제안한 유효강성을 사용하여도 지진력을 결정할 때는 안전할 것으로 판단된다.
4. 현행 도로교설계기준에서 횡방향철근의 배근구간의 기준은 축력비를 고려하지 않은 일정한 기준을 사용하고 있다. 하지만, 실험결과 파괴구간은 축력비에 따라 증가하고 있다. 따라서, 이 규정은 축력비의 영향을 고려하여 수정할 필요성이 있는 것으로 판단되며, 이에 따른 심도깊은 연구가 추가되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 '99년도 특정기초연구과제(과제번호 1999-1-311-004-3)의 일환으로 수행되었습니다. 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. 신현목, 이재훈, " 철근콘크리트 교각의 국내외 내진상세 비교", 한국콘크리트학회 연구소위원회 발표집, 1999.11, pp 187~196
2. 이재훈, 배성용, 윤석구, " 나선철근교각의 내진성능실험", 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제 21권 1-A호, pp 109-121
3. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M.,(1996) *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, New York, USA.
4. P Shah, S H Ahmad, " High Performance Concretes and Applications", Edward Arnold, London, Great Britain, 1994