

고장력 철근콘크리트 보의 전단성능 및 건물과 교각의 내진성능

Shear Capacity of RC Beams and Seismic Performance of RC Buildings and Bridge Piers with High-Strength Steel Reinforcement



이정윤*
Jung-Yoon Lee



김대중**
Dae-Joong Kim



이도형***
Do-Hyung Lee



이기학****
Ki-Hak Lee

1. 서론

최근 원자재의 부족, 고강도 콘크리트 사용의 증가 및 초고층 빌딩이나 장대 교량의 건설이 증가하면서 고장력 철근에 대한 수요가 증가되고 있다. 고장력 철근을 사용하기 위해서는 휨, 전단, 부착, 횡구속, 연성능력, 내진 성능, 보-기둥 접합부의 성능 등 다양한 검토가 필요하다. 현재 철근콘크리트 구조물의 설계를 규정하는 ‘콘크리트구조설계기준’과 ‘도로교설계기준’ 등에서는 철근의 항복강도를 제한하고 있다. 이는 항복강도가 너무 큰 철근을 사용할 경우에 철근콘크리트 구조물에 과도한 균열이나 처짐이 발생할 수 있으며, 고장력 철근을 사용한 구조물의 연성능력, 피로저항성능, 전단 및 비틀림 저항성능, 정착 성능, 내진 저항성능 등이 아직 검증 되지 않았기 때문이다. 따라서 고장력 철근을 실제 콘크리트 구조물에 적용하여 건설하기 위해서는 철근 자체의 재료적 성능에 대한 검증과 함께 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 구조물의 구조적 성능이 검증되어야 한다.

이 기사에서는 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 부재의 전단 성능, 보-기둥 접합부의 구조 성능, 교각의 내진 성능을 다룬다. 전단에 대해서는 고장력 전단보강철근을 사용한 철근콘크리트 보에 대한 실험을 통하여 파괴모드 및 사용성에 대하여 검토하였다. 철근콘크리트 보-기둥 접합부에 대해서는 실험체별 일반 철근과 고장력철근의 적용을 통해 제작한 보-기둥 접합부의 휨강력 실험을 수행하여 내진성능을 평가하였다. 내진용 철근콘크리트 교각에 대한 고장력 철근의 사용성 검토를 위해 다양한 단면을 갖는 교각에 대한 실험을 수행하여 내진성능을 검토하였다.

* 정희원, 성균관대학교 건축공학과 교수
jylee@yurim.skku.ac.kr

** 정희원, 전남도립대학 토목환경과 교수

*** 정희원, 배재대학교 건설환경철도공학과 교수

**** 정희원, 세종대학교 건축공학과 교수

2. 고장력 전단보강철근을 사용한 철근콘크리트 보의 전단 성능 평가

2.1 연구 목적 및 방법

현재 우리나라의 콘크리트구조설계기준(2007)¹⁾에서는 휨철근의 항복강도를 550 MPa로 제한하고 있으며, 전단보강철근에 대해서는 이보다 낮은 값인 400 MPa로 제한하고 있다. 전단보강철근에 대한 규정은 각 기준마다 다르게 적용되고 있다. 콘크리트구조설계기준(2007)과 유사한 ACI 318-08 기준²⁾에서는 전단보강철근의 항복강도를 약 420 MPa 까지 제한하고 있지만 EC2-02 기준³⁾에서는 600 MPa까지 허용하고 있으며, CSA-04 기준⁴⁾에서도 전단보강철근의 항복강도를 500 MPa까지 허용하고 있다. 특히 JSCE-02 기준⁵⁾에서는 60 MPa 이상의 고강도 콘크리트를 사용할 경우에 전단보강철근의 항복강도를 800 MPa까지 사용을 허용하고 있다.

전단보강철근의 항복강도를 이와 같이 400 MPa로 제한하는 이유는 크게 다음과 같은 두 가지 이유를 생각할 수 있다⁶⁾.

- 1) 전단보강철근의 항복 유도: 전단보강철근의 강도가 증가하면 전단보강철근의 항복변형률이 증가하여 전단보강 철근이 항복하기 이전에 복부 콘크리트가 압축파괴할 수 있다. 이 경우에는 전단보강철근이 항복하지 않으므로 소성설계에 기본을 둔 현행 전단보강철근 내력평가식에서 전단보강철근의 항복응력을 사용할 수 없다.
- 2) 균열의 폭: 고강도 전단보강철근을 사용할 경우에 항복변형률이 증가하여 사인장균열의 폭이 증가할 수 있다. 또한 전단내력은 콘크리트에 의한 저항력과 전단보강철근에 의한 저항력으로 구분할 수 있다. 콘크리트에 의한 저항분이 일정한 상태에서 전단보강철근만에 의한 저항 성분이 증가할 경우에 사인장균열의 폭이 증가할 우려가 있다.

이 기사에서는 콘크리트구조설계기준(2007)에서 제한하는 항복강도에 비하여 높은 강도를 갖고 있는 전단보강철근을 사용할 경우에 변화할 수 있는 철근콘크리트 보의 전단거동을 평가하고, 고강도 전단보강철근의 사용 가능성을 다루고자 한다.

2.2 실험 계획

콘크리트의 압축강도와 전단보강철근의 항복강도를 변수로 하는 18개의 실험체를 제작하여 전단보강철근의 최대 항복강도를 검토하였다.

철근콘크리트 보의 최대 전단보강철근 항복강도를 검토하기 위하여 총 18개의 철근콘크리트 보 실험체를 제작하였다. 실험체는 콘크리트의 압축강도에 따라서 3가지 그룹으로 세분화 된다. 콘크리트의 압축강도가 38.2MPa로 하는 G-30 시리즈, 압축강도를 50.3MPa로 하는 G-50 시리즈 실험체 및 압축강도를 81.4MPa로 하는 G-80 시리즈로 구분된다. 각 그룹에는 6개의 보 실험체로 구성되어 있으며, 이 중에는 전단보강철근을 배근하지 않은 기본실험체와 전단보강철근을 배근한 실험체로 구분할 수 있다⁶⁾.

각 시리즈의 실험체는 동일한 형상을 갖고 있지만 전단보강철근의 항복강도가 <표 1>에 정리된 것과 같이 서로 다르다. 각 시리즈에 사용된 전단보강철근의 항복강도는 5가지 종류(379 MPa, 484 MPa, 555 MPa, 634 MPa, 750 MPa, 국내의 H-사 제품)이다. 모든 실험체는 휨파괴에 앞서 전단파괴 할 수 있도록 보에 주철근을 배근하였다. 실험체의 단면의 크기는 <그림 1>과 같이

300 mm × 450 mm이며 전단경간비는 모두 2.8이다⁶⁾.

실험체의 크기 및 철근 배근 상세는 [참고문헌 6]에 상세하게 표시 하였다.

2.3 실험 결과

모든 실험체는 휨균열이 먼저 발생한 이후에 하중이 증가함에 따라서 휨균열이 사인장균열로 바뀌었다. 사인장균열의 수는 하중이 증가함에 따라서 증가하였다. 실험체 S30-2, S30-6, S80-6을 제외한 총 15개의 철근콘크리트 보 실험체는 주인장철근이 항복하기 이전에 전단파괴 하였다.

전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)이 비교적 작은 S30-2, S50-2, S80-2 실험체에서는 가력점과 지점의 중간 부분에 큰 폭의 사인장균열이 발생하고 이 균열에 집중하여 파괴가 일어났다. 그

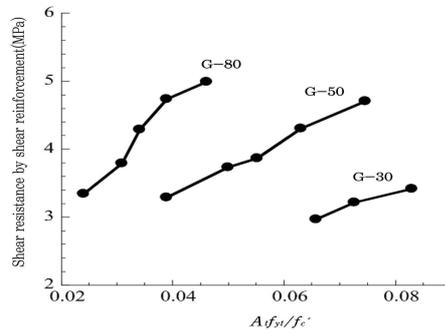


그림 1. 보의 하중-처짐 곡선⁶⁾

표 1. 실험체 특성 및 실험 결과⁶⁾

Beams	f_{ck} (MPa)	Longitudinal tensile bars			Shear steel bars			Test results		
		ρ_t (%)	f_{ly} (MPa)	S (mm)	ρ_t (%)	f_{yt} (MPa)	P_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	Failure modes	
G-30	S30-1	38.2	4.65	554	-	-	-	351.57	3.72	SF
	S30-2	38.2	4.65	554	95	0.50	378.8	795.79	13.98	
	S30-3	38.2	4.65	554	95	0.50	484.4	1073.89	16.36	SYCF
	S30-4	38.2	4.65	554	95	0.50	555.3	1133.41	17.99	SYCF
	S30-5	38.2	4.65	554	95	0.50	634.1	1183.40	18.58	SYCF
	S30-6	38.2	4.65	554	95	0.50	750.1	981.11	15.78	FF
G-50	S50-1	50.3	4.65	554	-	-	-	373.63	4.16	SF
	S50-2	50.3	4.65	554	95	0.50	378.8	1174.42	16.53	SYCF
	S50-3	50.3	4.65	554	95	0.50	484.4	1281.72	14.62	SYCF
	S50-4	50.3	4.65	554	95	0.50	555.3	1313.47	16.15	SYCF
	S50-5	50.3	4.65	554	95	0.50	634.1	1420.22	16.41	SYCF
	S50-6	50.3	4.65	554	95	0.50	750.1	1517.29	17.74	SYCF
G-80	S80-1	81.4	4.65	554	-	-	-	523.21	5.10	SYCF
	S80-2	81.4	4.65	554	95	0.50	378.8	1336.26	16.14	SF
	S80-3	81.4	4.65	554	95	0.50	484.4	1444.93	16.85	SYCF
	S80-4	81.4	4.65	554	95	0.50	555.3	1566.45	17.87	SYCF
	S80-5	81.4	4.65	554	95	0.50	634.1	1674.84	18.13	SYCF
	S80-6	81.4	4.65	554	95	0.50	750.1	1736.84	20.48	SYCF & FF

P_{max} : 최대 하중, Δ_{max} : P_{max} 에 상응하는 처짐, SF: 전단 파괴, SYCF: 전단보강철근 항복 후 전단 파괴, FF: 휨 파괴

러나 전단보강철근의 양이 비교적 많은 실험체에서는 파괴가 어느 한 균열에 집중하지 않고 비교적 많은 수의 사인장균열이 발생한 후에 파괴되었다. 사인장균열의 수는 전단보강철근의 양이 증가함에 따라서 증가하였다.

<그림 1>은 실험체의 전단보강철근의 양($\rho_t f_{yt}$)의 변화와 전단 내력의 변화를 나타낸다. 그림에서 전단보강철근의 항복강도가 증가함에 따라서 실험체의 최대 하중 및 이에 상응하는 처짐(이하, 최대 처짐)은 거의 일정하게 증가함을 알 수 있다. 예를 들어 콘크리트의 압축강도가 50.3 MPa이며 378.8 MPa의 전단보강철근을 사용한 실험체 S50-2의 최대 하중 및 최대 처짐은 각각 1174.42 kN과 16.53 mm이었지만 750.1 MPa의 고강도 전단보강철근을 사용한 실험체 S50-6의 최대 하중 및 최대 처짐은 각각 1517.29 kN과 17.74 mm이었다. 각 실험체의 최대 하중, 최대 처짐 및 파괴모드는 <표 2>에 상세하게 표기하였다.

2.4 실험에 대한 분석

2.4.1 전단파괴모드

전단보강철근의 최대 항복강도를 제한하는 이유는 크게 두 가지로 구분할 수 있으며, 그 중 하나는 전단보강철근이 항복하기 이전에 콘크리트가 압축파괴하는 것을 방지하는 것이다. 즉 고강도 전단보강철근의 항복변형률이 크기 때문에 전단보강철근이 항복하기 이전에 복부 콘크리트가 압축파괴 할 수 있다. 이 경우에 콘크리트 구조설계기준(2007)에서 사용되고 있는 트러스모델에 의하여 유도한 식의 철근의 항복강도(f_{yt})를 사용할 수 없게 된다.

실험에서는 전단보강철근에 정착된 변형률계이저를 이용하여 전단보강철근의 변형률을 측정하였다. 하중의 단계를 5단계로 구분한 후에 변화하는 전단보강철근의 변형률을 측정한 결과, 전단보강철근의 변형률은 하중이 증가함에 따라서 증가하며 모든 실험체의 전단보강철근은 최대 하중에 도달하기 이전에 항복하고 있음을 알 수 있다. 실험에서는 콘크리트구조설계기준(2007)이나 ACI 318-08 기준식에서 요구하는 전단보강철근의 항복강

도보다 최대 약 1.88배까지 높은 항복강도를 갖고 있는 전단보강철근을 배근하였음에도 불구하고 전단보강철근이 항복한 이후에 부재가 최대 내력에 도달함을 보여 주었다.

2.4.2 사인장균열의 폭 및 수

전단보강철근의 항복강도를 제한하는 또 다른 이유 중의 하나는 사용성(사인장균열의 폭과 수)과 관련이 있다. 전단보강철근의 항복강도가 높아 질 경우 사인장균열의 수와 폭이 증가할 가능성이 높다. 실험에서는 0.02 mm까지 측정이 가능한 균열측정기를 이용하여 보의 복부 부분의 사인장균열의 폭과 수를 측정하였다. 실험에서 사인장균열의 수는 전단보강철근의 양이 증가함에 따라서 증가함을 알 수 있다. 예를 들어 전단보강철근의 양이 약 2.0 MPa인 실험체의 사인장균열의 수는 10개 전후이지만 전단보강철근의 양이 약 3.5 MPa인 실험체의 사인장균열의 수는 20개 전후였다⁶⁾. 사인장균열의 폭은 하중비가 증가함에 따라서 증가함을 알 수 있다. 또한 약간의 차이는 있지만 하중의 관점에서 보면 균열의 폭이 달라지지만 하중비의 관점에서 보았을 때에 모든 실험체는 전단보강철근의 항복강도와 무관하게 거의 일정한 균열의 최대 폭을 나타내었다. 균열의 수 및 균열의 최대 폭은 전단보강철근의 항복강도(또는 양)와 함께 전단보강철근의 간격, 주인장철근비 등과 밀접한 관련이 있으므로 이 실험 만에 의하여 사인장균열의 수와 폭의 관계를 명확하게 규명할 수 없지만 이 연구에서 실시한 18개의 실험체에 의한 실험결과에 의하면 전단보강철근의 항복강도가 증대함에 따라서 균열의 수는 증가하였지만 최대 균열폭은 거의 일정하였다.

2.4.3 분석 결과

철근콘크리트 부재에 대한 고강도 전단보강철근의 적용성을 검토하기 위하여 실험 및 해석을 실시하였다. 콘크리트구조설계기준(2007)에서는 전단보강철근의 항복강도를 400 MPa로 제한하고 있다. 이와 같이 전단보강철근의 항복강도를 제한하는 이유는 서론부에서 설명한 것과 같이 전단인장파괴의 유도, 사인장균열 폭의 제한, 전단강도의 증가 등과 관련이 있다. 실험 및 해석을 통

표 2. 보-기둥 접합부 실험체 특성

No.	f_{ck} (MPa)	V_j/V_{jly}	Beam						Column					
			Upper longitudinal bars			Stirrups			Longitudinal bars			Transverse bars		
			f_{ly} (MPa)	ρ_b	nb	f_{sy} (MPa)	sb (mm)	ns	f_{cy} (MPa)	ρ_b	nc	f_{ty} (MPa)	sb (mm)	nt
J1	35.0	0.30	700	0.2650	16-D16	400	60/120	D10	700	0.0486	6-D25	400	55/75	D10
J2	35.0	0.41	700	0.0132	8-D16	400	65/130	D10	700	0.0486	6-D25	400	55/75	D10
J3	35.0	0.54	700	0.0099	6-D16	400	65/130	D10	700	0.0486	6-D25	400	55/75	D10
BJ1	35.0	0.84	700	0.0063	6-D13	400	65/130	D10	700	0.0486	6-D25	400	55/75	D10
BJ2	35.0	1.24	700	0.0042	4-D13	400	65/130	D10	700	0.0486	6-D25	400	55/75	D10
BJ3	35.0	1.45	700	0.0036	6-D10	400	65/130	D10	700	0.0486	6-D25	400	55/75	D10

하여 얻은 결론을 요약하여 정리하면 다음과 같다^{6, 7)}.

- ① 파괴모드 : 전단보강철근의 항복강도가 750.1 MPa인 고강도 철근을 사용한 실험체의 경우에도 부재는 스티럽이 항복한 이후에 전단 파괴되었다. 따라서 콘크리트구조설계기준(2007) 및 ACI 318-08 기준에서 전단보강철근의 항복강도를 400 MPa로 제한하는 것은 파괴모드의 측면에서 전단보강철근의 항복강도를 매우 낮게 제한하는 것으로 판단된다. 벡터 2를 이용한 해석 결과에서도 실험 결과와 유사하게 고강도 전단보강철근을 사용한 실험체의 경우에도 부재는 스티럽이 항복한 이후에 전단 파괴되었다.
- ② 사인장균열 폭 : 전단보강철근의 간격은 동일하지만 전단보강철근의 항복강도가 증가하는 실험체의 경우에 전단보강철근의 항복강도가 증가함에 따라서 사인장균열의 폭은 작아지고, 그 수는 증가하는 경향을 보였다. 벡터 2를 이용한 해석 결과에서도 실험 결과와 유사하게 전단보강철근의 항복강도가 증가함에 따라서 부재축방향의 변형률이 감소하여 사인장균열의 폭은 작아졌다.
- ③ 전단강도의 증가 : 전단보강철근의 항복강도를 제외하고 모든 조건이 동일한 실험체의 경우 전단항복강도가 증가함에 따라서 전단강도는 거의 비례적으로 증가하였다. 벡터 2 및 EC2-02 기준에 의한 전단강도 비교 분석을 통하여 전단철근의 항복강도만을 변수로 할 경우에는 항복강도가 1,400 MPa까지 증가하여도 예측전단강도(설계전단강도)와 실험전단강도(파괴전단강도)의 비는 약 0.8을 유지하였다.

3. 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 보-기둥 접합부의 내진성능

3.1 연구 목적 및 방법

현행 콘크리트구조설계기준(2007)¹⁾에서는 철근의 강도에 대해 축방향철근에 대한 항복강도는 550 MPa, 횡방향철근에서 띠철근의 항복강도는 550 MPa 그리고 나선철근의 항복강도는 700 MPa로 제한하고 있다. 건축구조물의 내진설계 고려시 부록 II에서 관련된 내진설계의 상세 조항을 명시하고 있다. 여기에는 구조재료별 품질의 제한사항과 내진설계 상세에 대한 규정을 다루고 있다.

콘크리트구조설계기준 부록 II의 3.5절에 지진력에 저항하는 부재의 철근에 대해 두 개의 조건을 명시하고 있다. 첫 번째는 지진력에 저항하는 철근에서 항복강도에 대한 실제 극한 인장강도의 비가 1.25 이상이어야 함을 명시하고 있다. 앞 장에서 고장력철근의 인장실험을 통해 보는 바와 같이 대부분의 400 MPa

과 700 MPa의 철근이 요구하는 비율에 대해서 최저 1.20에서 최고 1.25의 비율을 보여주고 있다. 또한 두 번째 조건인 실제 항복강도가 규정된 항복강도를 120 MPa 이상 초과하지 않도록 명시하고 있는데 실험에 사용된 모든 철근은 이 기준을 만족하는 것으로 조사되었다.

3.2 실험계획

이 실험의 목적은 콘크리트 보-기둥 접합부에 내진성능의 측면에서 고장력 철근의 적용성 여부를 조사하는 것이다. 이에 따라 국내에서 일반적으로 설계 및 시공되고 있는 10층 규모의 철근콘크리트 건물을 선정하였고, 이를 바탕으로 건물의 내부에 위치한 2차원 보-기둥 접합부 실험체를 제작하였다. 보의 주인장 철근을 700 MPa의 고장력 철근을 사용하여 보-기둥 접합부를 완성하고 주기하중을 가하여 고장력 철근이 배근된 보-기둥 접합부의 내진성능에 대한 실험을 수행하였다. 이후 여기서의 실험 결과를 400 MPa의 일반철근이 배근된 접합부 실험체와 비교, 평가하였다. 본 연구에서는 콘크리트설계기준(2007) 부록 II '내진설계를 위한 대체 고려사항'에서 특수 모멘트 골조와 ACI 318-05기준을 적용한 철근콘크리트 보-기둥 접합부를 실제 모델의 1/2사이즈로 총 6개의 철근 콘크리트 보-기둥 외부 접합부를 제작하였다.

이 실험연구의 목표는 접합부 성능 실험을 통하여 접합부의 파괴 모드, 연성, 전단 성능, 에너지 소산 능력 등을 비교, 분석하여 접합부 상세에 따른 접합부의 거동 특성을 파악하고 고장력 철근의 적용성 여부에 대한 내진 성능을 검증함이 그 목표이다. 고장력 철근의 존재에 따른 보-기둥 접합부의 전단능력을 조사하기 위하여 주인장 철근의 양을 변수로 하여 보에 소성힌지가 발생하기 전 접합부가 파괴(J-failure)되는 보-기둥 접합부 3개와 보의 소성힌지가 형성된 이후 접합부가 파괴되는 형태인 보-기둥 파괴(BJ-failure)의 접합부 3개를 제작하였다. <표 2>는 제작된 실험체의 제원을 보여주고 있다.

3.3 실험결과

3.3.1 하중-변위 이력거동의 비교

<그림 2>의 경우는 보-기둥 접합부의 횡변위 5%와 실험종료까지의 측정된 최대하중을 보여주는 그래프이다. 보의 주인장 철근의 양이 많을수록 5%의 최대 하중과 실험 종료까지의 최대 하중이 비례하는 것이 나타났으며 상대적으로 적은 층간변위에서 최대하중이 발생하였다. 최대 하중의 값을 비교하면 보의 주인장 철근의 면적이 제일 많은 J1의 경우 최대 91.8kN으로 나타났으며, 보의 주인장 철근의 면적이 제일 작은 BJ3의

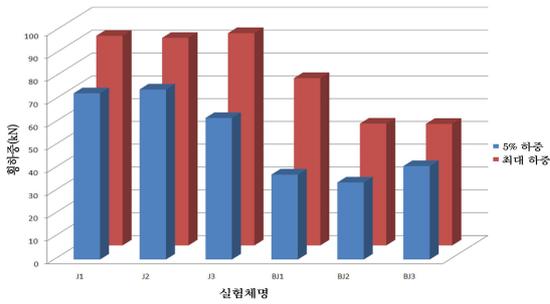


그림 2. 횡변위 5%에 해당하는 횡하중과 보-기둥 접합부 실험체의 최대 횡하중

경우 53.3 kN으로 나타났다. 보의 주인장 철근의 면적이 많을수록 횡하중의 측정 값이 빠르게 감소하는 취성적 거동을 보였다. J-파괴 모델중 J1과 J2의 경우에는 보-기둥 접합부내 심한 사인장 균열로 인해 기존의 설계식을 통해 계산된 최대강도의 값에 도달하지 못하는 결과를 가져왔다. 본 연구에서는 또한 하중과 변위의 이력곡선에서 둘러싸인 면적으로 표현되는 에너지 소산 능력도 계산되었다. 전체적으로 보의 주인장 철근의 면적이 감소함에 따라 에너지 소산 면적의 경우도 감소함을 보여주었다.

3.3.2 전체 파괴 모드 비교

<그림 3>의 경우 각 실험모델에서 발생한 파괴 양상을 보여주고 있다. J1, J2, J3의 경우 파괴가 접합부에 집중되는 전단 파괴 유형을 나타냈다. J-파괴 실험체는 J1은 2%, 그 외는 3%에서 보-기둥 접합부에서 초기 균열이 발생하였고, 실험이 진행되는 동안 보의 소성힌지 영역에서의 균열이 거의 발생하지 않았으며, 접합부에서 집중적으로 사인장 균열이 발생하였다. BJ-파괴 실험체의 경우 J-파괴에 비해 접합부의 균열이 거의 발생하지 않았으며 보의 소성영역에 초기 균열이 3~4%에서 발생하였다. 전체적으로 보의 주인장 철근량이 감소함에 따라 접합부의 사인장 균열이 감소하고, 보의 소성힌지영역에서 휨파괴의 연성적 파괴가 관찰되었다.

3.3.3 분석 결과

일반 철근(400 MPa)과 고장력 철근(700 MPa)을 사용한 철근콘크리트 보-기둥 접합부 이력거동 실험을 수행하였으며 다음과 같은 결론을 얻었다.

- ① 보의 초과강도가 접합부의 전단 설계강도를 상회하여 보에 소성힌지가 발생하기 전 접합부가 먼저 파괴되는 실험체에 대해서 보의 주인장 철근의 항복강도가 400 MPa의 일반 철근과 700 MPa의 고장력 철근을 사용했을 때 모두 접합

부에서 집중적으로 사인장 균열이 발생하였고, 이에 따른 전단파괴가 나타났다.

- ② 소성힌지가 접합부와 보의 경계에서 발생하게 되는 실험체의 경우는 보의 소성영역에서 휨균열이 발생하였고, 보의 주인장철근 대부분이 항복에 도달한 이후 접합부에서 파괴되었다. 700 MPa의 고장력 철근을 사용한 실험체는 400 MPa의 일반철근으로 제작된 보-기둥 접합부와 비교할 때 최대강도, 최대강도 도달 이후의 강도 감소율, 누적에너지 소산면적, 심각한 취성적인 변형이나 파괴 등 내진성능의 평가측면에서 비슷한 것으로 관찰되었다.
- ③ 콘크리트구조설계기준에서 명시하고 있는 특수모멘트골조 상세를 가진 실험체는 중간모멘트골조의 상세를 가진 실험체보다 최대 하중 및 연성 등의 내진성능이 당연히 우수한 것으로 검증되었다. 이는 보-기둥 모멘트 골조에 대해서 횡철근의 간격에 따라 철근의 좌굴과 콘크리트 내부 구속력에 영향을 미쳐 접합부의 내진성능의 변화를 가져왔다. 이러한 실험 결과는 고장력 철근을 이용한 보-기둥 실험체에서도 동일하게 관찰되었다.
- ④ 보-기둥 모멘트 골조의 횡방향 철근에 고장력 철근을 고려하여 제작된 실험체의 횡하중 강도, 에너지 소산 능력, 변위 연성비를 비교할 때, SD 400을 사용한 실험체가 SD 700을 사용한 실험체보다 내진성능 측면에서 우수하였다. SD 700 철근을 횡방향 철근으로 사용한 실험체는 최대 하중에 도달한 이후 횡하중이 크게 감소하였으며, 충분한 비

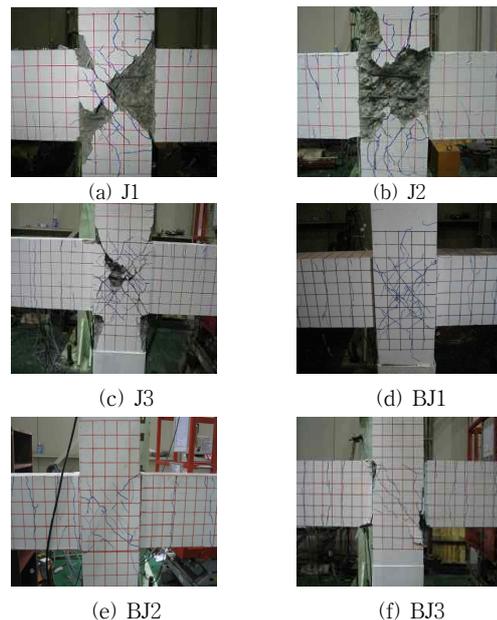


그림 3. 실험 후의 보-기둥 접합부 파괴

표 3. 실험체의 재료 특성과 축력비

Section	Specimen	f_{ck} (MPa)	Longitudinal reinforcement		Transverse reinforcement (D10)		Aspect ratio	축력비 $\frac{P}{f_{ck}A_g}$
			ρ_l (%)	f_{yt} (MPa)	ρ_s (%)	f_{yt} (MPa)		
Circular	C16-80-7-7	24	1.27	SD700	1.1	SD700	3.5	0.125
	C16-80-7-4			SD400		SD400		
	C16-80-4-7			SD400		SD700		
	C16-60-7-7		SD700	1.5	SD700			
	C22-80-7-7		2.47	SD400	1.1	SD700		
	C22-80-4-7							
S16-45-7-7	1.30						SD700	
S16-45-7-4			SD400	SD400				
S16-45-4-7			2.53	SD700	1.3	SD700		
S16-80-7-7								
S22-45-7-7	2.3						SD400	
S22-45-4-7								
Rectangular	R00-40-3-3	31	1.06	SD300	1.0	SD300	1.7	0
	R10-40-3-3				0.5			0.085
	R10-80-3-3							0.17
	R20-80-3-3				0.17			
	R10-40-3-7	32	1.06	SD300	1.0	SD700		0.085
	R10-80-3-7				0.5			0.17
	R20-40-3-7				1.0			
	R20-80-3-7				0.5			

탄성 변형에 도달하기 전에 접합부와, 보와 접합부의 경계 영역에 심각한 균열이 발생하여 조기에 파괴되었다.

- ⑤ 전체적인 실험결과를 고려할 때 내진상세에 따라 내진건물이 설계된다면, 고장력 철근을 주철근으로 적용하여도 큰 문제가 없을 것이나 횡방향철근으로 사용하는 것은 2개의 제한된 개수의 실험체의 평가에서 긍정적인 결과가 나타나지 않았다. 그러나 제한된 실험결과만으로 결론을 내리기 적절치 않으므로 본 실험에서 고려된 주인장철근의 전단비율과 내진상세뿐만 아니라 콘크리트의 압축강도, 철근의 부착성능, 슬래브의 유무, 접합부를 구속하는 보와 기둥부재의 크기와 존재 유무에 따른 구속효과 등 다양한 변수를 고려한 실험 연구를 통한 종합적인 검토가 필요할 것으로 판단된다.

4. 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 교각의 내진성능

4.1 연구 목적 및 방법

현행 국내 설계기준에서는 기둥 및 교각 등의 수직부재에 대한 철근항복강도를 제한하고 있다. 콘크리트구조설계기준(2007)¹⁾에서는 축방향철근의 항복강도는 550 MPa 그리고 횡방향철근에서 락철근의 항복강도는 550 MPa, 나선철근의 항복강도는 700 MPa로 제한하고 있다. 한편 도로교설계기준(2005)⁸⁾에서는 수직부재에 대한 항복강도를 축방향 및 횡방향철근 모두 400

MPa로 제한하고 있다.

이 실험연구에서는 내진용 철근콘크리트 교각에 대한 고장력 철근(항복강도 700 MPa)의 적용성 검증 및 가능한 기준 개정안 도출을 위한 실험을 수행하였다. 이 연구목표를 위해 다양한 단면형상을 갖는 내진용 철근콘크리트 교각의 축방향철근 및 횡방향철근(심부구속철근)에 대해 700 MPa의 고장력 철근을 사용하여 반복가력 실험을 수행하였다. 실험결과는 교각 연성능력의 중요성을 반영하여 소요연성도에 따라 심부구속철근을 설계하는 철근콘크리트 기둥 및 교각의 연성도 내진설계기준(도로교설계기준(2010)⁹⁾)의 연성도 평가식과의 비교분석을 통하여 고장력 철근의 적용성 검증을 수행하였다. 고장력 철근을 사용한 철근콘크리트 교각의 내진성능에 대한 상세한 내용은 한국콘크리트학회에서 수행한 연구보고서에서 찾아볼 수 있다.

4.2 실험계획

고장력 철근의 적용성 검증을 위해 고장력 철근을 적용한 철근콘크리트 원형단면, 정사각형단면 및 사각형단면 교각 실험체를 각각 6본, 6본 및 8본씩 총 20본을 제작하였다. 원형단면과 정사각형단면 실험체의 경우 축방향 철근비, 축방향 철근의 항복강도, 횡구속 철근비 그리고 횡구속철근의 항복강도를 주요 실험변수로 선택한 반면에 사각형단면 실험체의 경우 축력비, 횡구속철근비 및 횡구속철근의 항복강도를 주요 실험변수로 선택하였다. 원형단면과 정사각형단면 실험체의 형상비는 각각 3.5

와 4.0으로 전단의 영향을 최소화하여 휨에 지배적인 거동이 발생하도록 계획된 반면에 사각형단면 실험체의 형상비는 1.7로써 휨-전단 거동이 발생하도록 계획하였다. 축력비 $P/(f_{ck}A_g)$ 의 경우 원형단면과 정사각형단면 실험체에서는 12.5%로 일정하게 유지한 반면에 사각형단면에서는 세 단계(0%, 8.5% 그리고 17%)의 축력비를 사용하였다. 본 연구를 위해 제작된 실험체의 재료물성치 및 축력을 정리하여 <표 3>에 나타내었다.

4.3 실험 결과

원형단면 실험체의 경우 대부분 변위비 0.25%에서 기초와 교각의 접촉부에서 균열이 발생하기 시작한 후 수평균열이 발생하였다. 변위비 3% ~ 4%에서 피복탈락현상이 나타난 후 변위비 7% ~ 9%에서 축방향 철근의 파단 후에 실험이 종료되었다. 축방향 철근의 파단은 축방향 철근비가 높을수록 그리고 횡방향 철근의 간격이 작을수록 늦게 발생하였다. 정사각형단면 실험체의 경우 균열 및 피복탈락현상 등에 있어서 원형단면 실험체의 경우와 비슷한 양상을 나타내었고, 축방향 철근의 파단전에 실험체가 파괴된 경우 또한 없었다. 축방향 철근의 파단은 원형단면 실험체보다 대체적으로 다소 낮은 변위비에서 발생하였다.

사각형단면 실험체의 경우 변위비 0.25% ~ 0.5%에서 기초와 교각 접촉부에 균열이 발생하기 시작하였고, 변위비가 증가함에 따라 가력 두께방향 면에 경사균열이 발생하였지만 경사도는 대체적으로 완만하였다. 사각형단면 실험체 모두에서 축방향 철근의 파단이 발생하였고 축력이 작용하지 않는 경우에 축방향 철근의 파단이 비교적 빨리 발생하는 것을 알 수 있었다.

4.4 실험결과 분석

4.4.1 강도

원형단면 교각 실험체의 경우 거의 모든 실험체에서 실험 최

대 횡하중값은 이론적인 모멘트강도에(ACI 318, 2008²⁾) 대응하는 전단력 보다 높은 값을 나타내었다. 실험 최대 횡하중값은 축방향 철근비가 커질수록 그리고 횡방향 철근의 간격이 작을수록 증가하였다. 또한 <그림 4-(a)>에 나타나 있는 것처럼 다른 변수가 동일한 경우 축방향 철근이 SD 700인 실험체의 횡하중값이 SD 400인 실험체의 횡하중값보다 높은 것을 알 수 있어 고장력 철근이 실험체의 횡하중 강도에 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

정사각형단면 교각 실험체의 경우 모든 실험체에서 실험 최대 횡하중값은 원형단면 교각 실험체에서와 마찬가지로 이론적인 모멘트강도에 대응하는 전단력 보다 높은 값을 나타내었지만 평균적인 차이는 원형단면 실험체의 경우보다 낮은 것을 알 수 있다. 이는 곧 엇비슷한 휨 강성을 가진 단면일지라도 원형단면이 정사각형단면보다 횡하중 지지능력이 우수하다는 것을 나타낸다. 정사각형단면 교각 실험체에서도 축방향 철근이 SD 700인 실험체의 횡하중값이 SD 400인 실험체의 횡하중값보다 높은 것을 알 수 있어 고장력 축방향 철근이 횡하중 강도에 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

사각형단면 교각 실험체의 경우 거의 모든 실험체의 최대 횡하중값은 이론적인 모멘트강도에 대응하는 전단력을 초과하였지만 초과강도의 크기는 미미하였다. 이는 실험체의 낮은 형상비에 의해 휨 강도가 작아졌기 때문인 것으로 사료된다. 평균적으로 횡방향 철근의 수직 배근간격이 작고 고장력 철근일 경우 그렇지 않은 경우와 비교해볼 때 최대 횡하중값이 증가하였지만 그 차이는 크지 않았다.

4.4.2 하중-변위 이력 거동

원형단면 실험체의 경우 축방향 철근과 횡방향 철근 모두 SD 700일 때 축방향 철근비가 낮을수록 이력곡선이 보다 안정적으로 나타났다. 축방향 철근비가 높은 경우 축방향 철근이 SD 700인 경우 SD 400에 비해 변위가 증가함에 따라 하중-변위 이력 곡선의 강성이 감소하는 경향을 나타내었다. 전반적으로 축방향 철근이 SD 400인 경우의 하중-변위 이력 거동이 SD 700인 경우보다 안정적인 거동을 나타내어 SD 700 축방향 철근이 실험체의 이력 거동에 미치는 영향은 아주 미미한 것으로 나타났다.

정사각형단면 실험체의 경우 축방향 철근이 SD 700으로 동일하고 횡방향 철근으로 SD 400과 SD 700을 사용한 실험

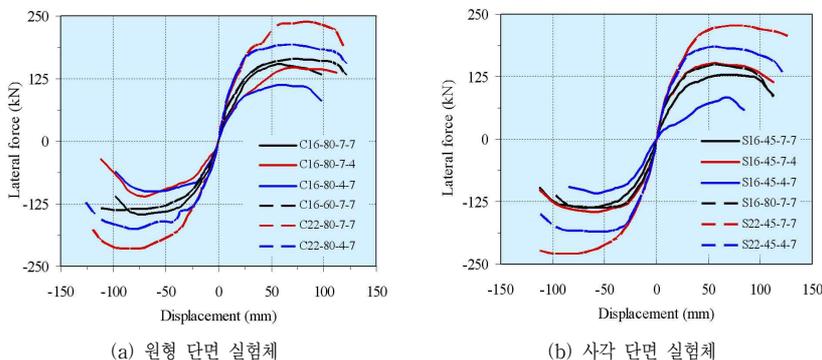


그림 4. 실험체의 하중-변위 포락선

체를 비교해볼 때 최대 횡하중 강도에 차이가 있을뿐 전반적인 하중-변위 이력 거동에 있어서 차이가 작음을 알 수 있어 고장력 횡방향 철근이 교각 실험체의 하중-변위 이력 거동에 미치는 영향이 미미한 것을 확인할 수 있었다. 또한 원형단면 실험체에서와 마찬가지로 SD 700 축방향 철근이 실험체의 전반적인 하중-변위 이력 거동에 미치는 영향은 아주 미미한 것으로 나타났다.

사각형단면 실험체의 경우 횡방향 철근의 항복강도 이외에 다른 변수가 동일한 조건의 실험체에서 횡방향 철근이 SD 700인 실험체는 SD 400인 실험체의 경우보다 덜 안정적인 하중-변위 이력 거동을 나타내어 원형단면 및 정사각형단면 실험체의 경우와 같은 경향을 나타내었다.

4.4.3 변위연성도

교각 실험체의 변위연성도를 구하기 위해서는 항복변위 및 극한변위 결정을 위한 기준이 필요하고, 실험결과와 포락곡선으로부터 구할 수 있다. 항복변위를 정의하기 위해 실험에서 구한 하중-변위 포락곡선에서 이론적인 모멘트 강도에 대응되는 전단력에 수평선을 작도한 후 원점에서 이 전단력의 75%에 해당되는 점을 지나는 직선이 전단력의 수평선과 만나는 점에서 수직으로 직선을 그었을 때 하중-변위 포락곡선과 만나는 교점에 대응하는 변위를 항복변위로 정의하였다. 극한변위의 경우 하중-변위 포락곡선에서 최대 횡하중의 15% 감소가 발생했을 때 대응하는 하중-변위 포락곡선상의 변위를 극한변위로 결정하였다. 실험결과로부터 구한 교각 실험체들의 변위연성도 비교 분석을 위해 2010년 개정 도로교설계기준 내진설계편에 부록으로 신설된 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계절차에 따라 소요변위연성도를 계산하였다. 소요변위연성도 계산절차와 관련한 자세한 사항은 도로교설계기준(2010)⁹⁾에 나타나 있다.

원형단면 실험체에서 실험결과에 의한 변위연성도의 경우 낮은 축방향 철근비에서는 축방향 철근이 SD 700인 경우의 변위연성도가 SD 400인 경우에 비해 단지 5%의 상대 증가율을 나타낸 반면 축방향 철근비가 높아질 경우에는 SD 700인 경우의

변위연성도가 SD 400인 경우에 비해 오히려 15%의 상대 감소를 나타내었다. 즉, 축방향 철근비가 높아질수록, SD 700 고장력 철근을 축방향 철근으로 사용할 경우 연성능력을 저하시킬 수 있을 것으로 사료된다.

정사각형단면 실험체에서 실험결과에 의한 변위연성도의 경우 SD 700 고장력 횡방향 철근의 사용은 실험체의 연성능력 향상에 영향이 미미한 것으로 판단되고, 원형단면 실험체에서와 마찬가지로 SD 700 고장력 축방향 철근의 사용은 연성능력 저하를 발생시킬 수도 있을 것으로 판단된다. 사각형단면 실험체에서 실험결과에 의한 변위연성도의 경우 고장력 철근에 의해 발생하는 증가율보다 횡구속 철근의 수직 배근간격에 의한 영향이 연성도 증가에 지배적임을 알 수 있다.

실험에서 구한 변위연성도를 2010년 개정 도로교설계기준 내진설계편에 부록으로 신설된 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계절차에 따라 계산된 소요변위연성도와 비교해볼 때, 대체적으로 만족하지 못하는 것으로 나타났고, 불만족도는 사각형단면 실험체에서 가장 크게 나타났다. 특히 횡방향 철근이 고장력 철근일 때 불만족도가 대체적으로 커지는 것을 알 수 있었다.

4.4.4 항복강도에 대한 극한인장강도 비의 해석적 검토

실험체별 인장강도가 항복강도의 1.1배, 1.2배, 1.25배, 1.3배 및 인장시험결과를 적용한 경우들에 대해 모든 실험체에 대해 비선형 정적 푸쉬오버(pushover)해석을 수행하였다. 해석결과, 항복강도가 1.1배인 경우의 하중-변위 곡선은 비탄성 변위가 커질수록 하중의 감소가 뚜렷이 발생하였고, 인장강도가 항복강도의 1.25배까지는 점점 완만해지는 것을 알 수 있었다. 반면에 1.25배 이후 즉, 1.25배와 1.3배 사이의 차이는 매우 작아 하중의 감소 기울기는 1.25배를 기준으로 점근적임 완만함을 나타내었다. 대표적인 예시를 <그림 5>에 나타내었다.

물론 어느 정도의 비탄성 변위를 기준으로 하느냐에 따라 다르겠지만 현행 콘크리트구조설계기준에서 제안하고 있는 ‘실제 항복강도에 대한 실제 극한 인장강도의 비가 1.25 이상이어야 한다.’는 충족되어야 할 조건으로 판단된다.

5. 결론

고장력 철근의 구조성능을 검토하기 위하여 철근콘크리트 보의 전단 성능, 보-기둥 접합부의 연성 능력 및 교각의 내진 성능을 검토하였다. 해석 및 실험을 통하여 얻은 결론을 정리하면 다음과 같다.

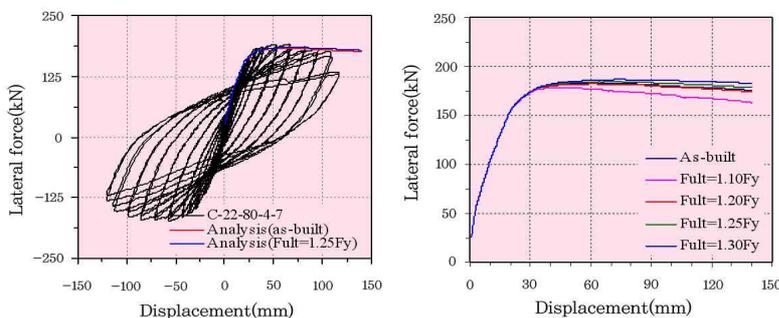


그림 5. 비선형 푸쉬오버 해석 결과 - C22-80-4-7

5.1 고강도 전단보강철근을 사용한 보의 전단 거동

- 1) 콘크리트구조설계기준(2007)에서 요구하는 최대 전단보강철근의 항복강도보다 최대 약 1.88배 큰 고강도 전단보강철근을 사용하였음에도 불구하고 실험결과는 전단보강철근이 항복한 이후에 부재가 최대 내력에 도달하였다. 따라서 전단파괴모드의 관점에서 볼 때 750.1 MPa의 전단보강철근 실험체도 전단인장파괴하여 현행 기준의 400 MPa 제한은 매우 낮은 값으로 판단된다.
- 2) 전단균열 폭의 관점에서 전단보강철근의 항복강도가 증가함에 따라서 사인장균열의 폭은 작아져서 현행 기준의 400 MPa 제한은 낮은 값으로 판단된다. 전단보강철근의 항복강도가 증가함에 따라 균열의 수가 증가하였고, 동일한 하중비에 대하여 보통강도 전단보강철근을 사용한 보의 사인장균열 폭과 고강도 전단보강철근을 사용한 보의 사인장균열 폭은 거의 유사하였다. 다만 실험에서는 전단보강철근의 간격을 동일하게 제한하고 전단보강철근의 항복강도만을 증가시킨 실험체에 대한 결과로써 전단보강철근의 양을 기준으로 하여 전단보강철근의 간격이 달라질 경우에는 사인장균열의 폭이 증가할 가능성이 있다.

5.2 보-기둥 접합부

- 1) 보의 주인장철근의 비율을 달리한 실험체에서 접합부의 전단강도 비율에 따라 접합부의 취성적 균열, 접합부와 보의 연결부 또는 보에서 소성힌지가 발생되어 파괴되었다. 소성힌지가 접합부와 보의 경계에서 발생하게 되는 실험체의 경우는 보의 소성영역에서 휨균열이 발생하였고, 보의 주인장철근 대부분이 항복에 도달한 이후 접합부에서 파괴되었다. 이러한 현상은 700 MPa의 고장력 철근을 사용한 실험체에서도 비슷한 현상으로 실험에서 조사되었다. 고장력 철근을 사용한 실험체는 400 MPa의 일반철근으로 제작된 보-기둥 접합부와 비교할 때 최대강도, 최대강도 도달 이후의 강도 감소율, 누적에너지 소산면적, 심각한 취성적인 변형이나 파괴 등 내진성능의 평가측면에서 비슷한 것으로 관찰되었다.
- 2) 전체적인 실험결과를 고려할 때 내진상세에 따라 내진건물이 설계된다면, 고장력 철근을 주철근으로 적용하여도 큰 문제가 없을 것이나 횡방향철근으로 사용하는 것은 2개의 제한된 개수의 실험체의 평가에서 긍정적인 결과가 나타나지 않았다. 그러나 제한된 실험결과만으로 결론을 내리기 적절치 않으므로 본 실험에서 고려된 주인장철근의 전단비

율과 내진상세뿐만 아니라 콘크리트의 압축강도, 철근의 부착성능, 슬래브의 유무, 접합부를 구속하는 보와 기둥부재의 크기와 존재 유무에 따른 구속효과 등 다양한 변수를 고려한 실험 연구를 통한 종합적인 검토가 필요할 것으로 판단된다.

5.3 교각의 내진 성능

교각의 내진성능 실험결과에 대해 전반적으로 판단해볼 때, SD 700 고장력 철근을 축방향 철근으로 사용할 경우 최대 횡하중 증가 효과는 있지만 비탄성 변위 증가에 따라 연성능력을 다소 감소시키는 것으로 판단된다. 또한 SD 700 고장력 철근을 횡방향 철근으로 사용할 경우에도 연성능력의 증가가 미미하여 SD 700 고장력 철근의 내진 교각용 철근으로의 적용은 현 시점에서는 어려울 것으로 판단된다. □

참고 문헌

1. 한국콘크리트학회, 「콘크리트구조설계기준」, 2007.
2. ACI Committee 318-08, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACT 318-08 / ACI 318R-08)", American Concrete Institute, Detroit, 2008, 465 pp.
3. Comete European de Normalisation (CEN), "Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1- General Rules and Rules for Buildings", prEN 1992-1, 2002, 211 pp.
4. CSA Committee A23.3-04, "Design of Concrete Structures for Buildings CAV3-A23.3-04", Canadian Standards Association, Canada, 2004, 232 pp.
5. Japan Society of Civil Engineering, "Standard Specifications for Concrete Structures", Japan Society of Civil Engineering, Japan, 2002, 257 pp.
6. 한국콘크리트학회, '콘크리트 구조물에 대한 고장력 철근의 적용성 연구', 한국콘크리트학회 KCI-R-10-001, 2010.
7. 한국도로교통협회, 「도로교설계기준」, 한국도로교통협회, 2005.
8. 한국도로교통협회, 「도로교설계기준」, 한국도로교통협회, 2010.

담당 편집위원 :
권기주(한국전력공사) kyeunkjoo@kepco.co.kr