

콘크리트충전 강합성 교각의 구조적 거동에 관한 연구

The Study on the Structural Behavior of Concrete-filled Composite Piers

김유경* · 송준엽** · 권영봉*** · 김성곤****

Kim, Yoo Kyung · Song, Jun Yeup · Kwon, Young Bong · Kim, Sung Kon

Abstract

In this paper, It is presented that concrete-filled composite piers have large energy-absorption capacity and high strength and stiffness on account of mutual confinement between the steel plate and filled-in concrete. Concrete-filled composite columns were tested to failure under axial compression and cyclic lateral loading. Displacement ductility index obtained by using the load-displacement relation has been increased with the increment of filled-in concrete length, while it has been decreased according to the incrementation of width-thickness ratio, slenderness ratio and the number of loading cycles. Structural behavior and ductility index estimated for the seismic design showed that composite piers could be used as a very efficient earthquake-resistant structural member. The response modification factor could be re-evaluated for concrete-filled composite piers.

1. 서론

내진설계는 지진으로 인한 구조물의 강도와 변형능력의 요구량이 적당한 안전율을 증가하도록 하고 있어, 강도와 연성은 구조물의 내진설계시에 가장 중요한 고려사항이 된다. 콘크리트충전 각형강관기둥은 강관의 콘크리트에 대한 구속효과와 충전된 콘크리트에 의한 강관의 국부좌굴 방지 등 상호작용으로 인한 부재의 강도 향상을 피할 수 있고, 강도와 연성이 상당히 크고, 우수한 에너지흡수능력 등의 뛰어난 내진 성능을 가지고 있다고 할 수 있다. 현재 미국, 일본 등지에서는 빈번히 발생하는 지진으로 인하여 구조물의 내진설계가 보편화되어 있으며, 내진성능과 관련하여 콘크리트충전 강합성교각의 사용이 토목, 건축 구조물에서 급증하고 있다. 또한 콘크리트충전 강합성교각은 콘크리트, 강재 교각에 비하여 경제적인 설계가 가능하고, 강재가 거푸집의 역할을 하므로 인건비와 공기단축의 효과를 기대할 수 있다. 현재 국내에서도 주변국의 지진발생에 상당한 영향을 받아 교량구조물설계에 내진설계가 의무화되어 있으며, 내진성능이 우수한 콘크리트충전 강합성교각의 관심이 증가하고 있다. 본 논문에서는 콘크리트충전합성교각의 연성능력의 파악과 적절한 내진설계지침의 자료를 제공하고자 한다.

* 영남대학교 공과대학 토목공학과 석사과정
** 영남대학교 공과대학 토목공학과 강사
*** 영남대학교 공과대학 토목공학과 부교수
**** 한국도로공사 도로연구소 책임연구원(공·박)

2. 합성장주의 실험

2.1 재료시험

사용강재의 기계적 성질을 파악하고자 강재기둥단면의 편평부와 코너부에서 총 8개의 인장시편을 절취, 가공 후 KS B 0802에 따라 UTM과 변형률측정계(extensometer) 등을 사용하여 인장시험을 수행하였으며, 그 결과를 표 1에 정리하였다. 항복강도는 SS400 강재의 공칭항복강도를 약간 상회하나 인장강도는 오히려 약간 낮은 값을 나타내었다. 또한, 시험체 내부에 충전한 것과 동일한 배치의 콘크리트(설계강도: 240kg/cm²)로 원주형 공시체(φ10cm×20cm) 12개를 제작한 후 콘크리트충전 시험체를 시험하기 직전에 KS F 2405에 따라 콘크리트 압축강도시험을 수행한 결과 평균압축강도가 250kg/cm²로 나타났다.

표 1. 강재의 인장강도 시험 (단위 : kg/cm²)

	f_y (kg/cm ²)	f_u (kg/cm ²)	E_s (kg/cm ²)	f_y/f_u
평균값	2900	3730	2025800	0.78

f_y =항복응력, f_u =인장응력, E_s =탄성계수

2.2 시험체의 제원 및 형상

본 실험은 횡하중과 중심축 압축하중을 동시에 받는 비보강 및 보강(그림1)콘크리트충전 각형강관기둥의 재료적인 특성, 폭-두께비계수(R_f), 세장비계수($\bar{\lambda}$), 콘크리트 충전높이(l_c) 및 하중반복회수에 따른 구조물의 극한강도, 연성의 증감 및 파괴거동을 파악하고자 동일한 세장비를 갖는 비보강 콘크리트충전 각형강관기둥(폭-두께비계수 0.7과 0.9)과 보강 콘크리트충전 각형강관기둥(폭-두께비계수 0.4와 0.6)에 대한 실험을 수행하였다. 단면의 형상은 그림 1과 같으며 제원은 표 2에 정리하였고, 주요 변수인 폭-두께비 계수와 세장비 계수는 식(1) 및 (2)와 같다. 폭-두께비계수(R_f)를 구하는데 있어 플레이트 서브패널(subpanel)의 수(n)가 서로 다르더라도 서브패널의 폭이 같은 경우, $k=4 \cdot n^2$ 으로 사용할 수 있으며, 서브패널의 폭이 다른 경우는 좌굴해석에 의한 좌굴응력값을 직접 사용하여 계산하였다.

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} = \sqrt{\frac{f_y}{f_{cr}}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (2)$$

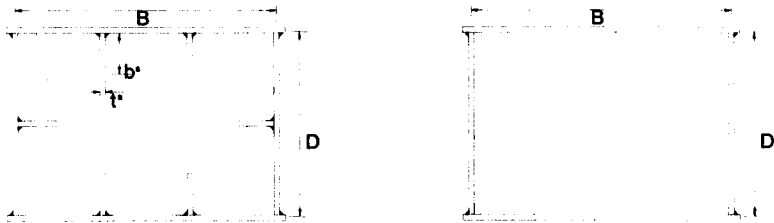


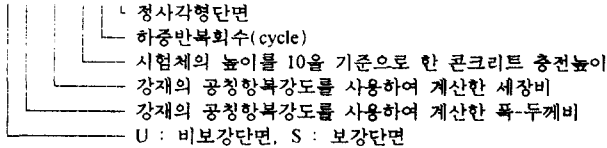
그림 1. 보강 및 비보강 단면형상

표 2. 시험체의 주요변수 및 제원 (단위: mm)

시험체명	R_f	$\bar{\lambda}$	l_0/h	N	P/P_y	B	D	t	t_s	b_s	l_c	L	h
U70-40-0-3	0.71	0.42	-	3	0.2	155	125	4	-	-	-	1200	1000
U70-40-3-3	0.71	0.42	0.3	3	0.2	155	125	4	-	-	286.5	1200	1000
U70-40-3-0	0.71	0.42	0.3	0	0.2	155	125	4	-	-	286.5	1200	1000
U70-60-3-3	0.71	0.63	0.3	3	0.2	155	125	4	-	-	286.5	1200	1000
U90-40-0-3	0.91	0.43	-	3	0.2	200	160	4	-	-	-	1500	1300
U90-40-3-3	0.91	0.43	0.3	3	0.2	200	160	4	-	-	376.5	1500	1300
S40-25-0-3	0.41	0.27	-	3	0.2	270	180	4	4	40	-	1100	900
S40-25-3-3	0.41	0.27	0.3	3	0.2	270	180	4	4	40	256.5	1100	900
S40-25-5-3	0.41	0.27	0.5	3	0.2	270	180	4	4	40	427.5	1100	900
S40-25-3-3(S)	0.41	0.29	0.3	3	0.2	180	180	4	4	40	256.5	1100	900
S40-35-3-3	0.41	0.36	0.3	3	0.2	270	180	4	4	40	346.5	1400	1200
S40-50-3-3	0.41	0.51	0.3	3	0.2	270	180	4	4	40	496.5	1900	1700
S60-25-0-3	0.60	0.27	-	3	0.2	396	264	4	4	60	-	1500	1300
S60-25-3-3	0.60	0.27	0.3	3	0.2	396	264	4	4	60	376.5	1500	1300
S60-25-5-3	0.60	0.27	0.5	3	0.2	396	264	4	4	60	627.5	1500	1300
S60-25-8-3	0.60	0.27	0.8	3	0.2	396	264	4	4	60	1004	1500	1300
S60-25-10-3	0.60	0.27	1.0	3	0.2	396	264	4	4	60	1255	1500	1300

l_c : 콘크리트충전높이, h : 기둥높이, N : 하중반복회수, P : 중심축압축하중, P_y : 강재의 항복하중, L : 기둥의 총높이

S40-25-3-3(S)



2.3 하중재하 및 측정방법

중심축 압축하중과 횡하중은 유압잭(용량=1000 KN)과 Servo Controlled Hydraulic Actuator(용량=500KN, 최대 스트로크=±125mm)로 각각 재하하였다. 모든 시편의 중심축 압축하중은 항복하중의 20%($P/P_y=0.2$)로 일정하게 재하하였으며, 규정된 횡방향 변위를 갖도록 횡방향 하중을 재하하였다. 횡방향 변위 이력은 정해진 변위 단계에서 3회의 연속적인 하중반복 후에 단계적으로 증가하도록 하였다.

3. 강합성교각의 연성계수 및 응답수정계수

3.1 연성계수(Ductility Factor)

연성은 내진설계 있어 고려되어야 하는 중요한 요소의 하나로, 구조물이 탄성한계를 초과해서도 우수한 변형능력을 유지할 수 있다면, 그 구조물의 설계시 이를 고려하여 단면의 크기를 상당히 감소시킬 수 있을 것이다. 부재에 대한 연성비는 변형연성비(strain ductility ratio), 곡률연성비(curvature ductility ratio), 회전연성비(rotation ductility ratio)로 표시되며, 일반적으로 변위연성비로 많이 평가된다. 구조시스템에 대한 연성계수를 평가하기 위하여 본 논문에서는 변위연성비를 사용하였다. 콘크리트충전 각형강관기둥의 변형능력을 평가하는 변위연성계수를 정의하기 위한 방법의 하나로, 처음으로 국부좌굴이나 항복이

발생하는 횡방향 변위 δ_y 에 대한 최대횡하중에 상응하는 변위 δ_{max} 의 비를 들 수 있다.

$$\mu_m = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (3)$$

실험결과 중 몇몇 경우에는 횡하중과 수평변위(H- δ)곡선의 기울기가 선형적이고 완만해서 δ_y 를 결정하기가 매우 어려우므로, 아래에 설명한 바와 같이 항복수평하중(H_y)를 계산하고, H- δ 포락선에서 H_y 에 상응하는 횡방향 변위를 δ_y 로 결정하는 것이 보다 합리적인 방법으로 사료된다.

$$\frac{P}{P_u} + \frac{0.85M}{Q_B \cdot M_y(1-P/P_E)} = 1.0 \quad (4)$$

$$\frac{P}{Q \cdot P_y} + \frac{M}{Q_B \cdot M_y} = 1.0 \quad (5)$$

식 (4)와 식 (5)는 각각 항복, 전체좌굴 및 국부좌굴을 고려하는 식이며, 두 식중에서 작은 M값에 상응하는 H값이 H_y 가 된다.

$$M = H \cdot h, \quad M_y = f_y \cdot \frac{I}{c}, \quad P = 0.2P_y, \quad P_y = A_s \cdot f_y, \quad P_E = \frac{\pi^2 EI}{4h^2} : \text{Euler buckling load}$$

P_u 는 아래와 같이 도로교표준시방서의 기준설계곡선을 수정하여 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{QP_y} &= 1.0 && \text{for } \bar{\lambda} \leq 0.2 \\ &= 1.109 - 0.545\bar{\lambda} && \text{for } 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.0 \\ &= \frac{1}{0.773 + \bar{\lambda}^2} && \text{for } \bar{\lambda} \geq 1.0 \end{aligned} \quad (6)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Q} \cdot \lambda, \quad \lambda = \sqrt{\frac{P_y}{P_{cr}}} = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}}$$

또, Q는 감소계수이며 전단면에 대한 유효단면적비이고, Q_B 는 플랜지의 전단면에 대한 유효단면적비이다. 실험결과를 근거로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\text{보강재가 있는 경우} \quad Q(=Q_B) = \frac{P_u}{P_y} = 1.0 \quad (R \leq 0.68) \quad (7a)$$

$$Q(=Q_B) = \frac{P_u}{P_y} = \frac{1.25}{R} \left(1 - \frac{0.2}{R}\right) - 0.3 \quad (R > 0.68) \quad (7b)$$

$$\text{보강재가 없는 경우} \quad Q(=Q_B) = \frac{P_u}{P_y} = 1.0 \quad (R \leq 0.5) \quad (8a)$$

$$Q(=Q_B) = \frac{P_u}{P_y} = \frac{1.25}{R} \left(1 - \frac{0.24}{R}\right) - 0.3 \quad (R > 0.5) \quad (8b)$$

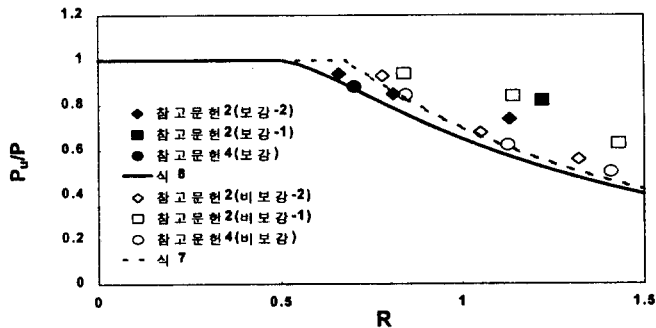


그림 3. 기둥의 극한하중 제안식

식(7a), (7b), (8a), (8b)는 그림 3과 같이 극한용력을 기준으로 제안되었으며, 이는 설계시방규준이 강도설계법으로 변해가고 있는 추세를 감안하고, 강재의 박판화, 고강도화 및 후좌굴강도등이 고려되었다.

위의 식 (4)와 식(5)에서 구한 M 중에서 작은 값을 선택하여 이에 상응하는 수평력 H_y 를 구할 수 있으며, δ_y 는 그림 5에서처럼 H_y 에 상응하는 횡방향 변위로 결정하였다.

연성계수에 대한 다른 정의방법으로는 극부좌굴을 고려하는 평형-완전소성(equivalent elastic-perfectly plastic) 모델을 이용하였으며, 부재의 파괴점은 횡방향 저항이 H_y 로 감소하는 점(δ')으로 정의하였다. 이때의 부재파괴은 시편의 실질적인 파괴라고는 정의할 수는 없지만, 시편의 특별한 손상이 나타나는 경향을 보인다. 그러나, 세장비가 작을 때 Low cycle 피로로 인해 기둥부 저면부 근처에서 균열이 발생한 것으로 나타났으며, 이러한 이유로 일부의 경우에 μ (연성계수)는 콘크리트충전 각형강관기둥의 Cycle 변형능력이 실제적인 측정치가 아닐 수도 있다. 위의 의견을 근거로 하여, δ_u 의 크기가 상당히 크고, 부재 단면이 완전파괴에 이르는 점이므로 사용성을 감안하여, 시험단면의 파괴점은 그림 4에서와 같이 각각 충전달능력이 H_{95} , H_{90} , H_{85} 인 점 즉, 최대 횡하중이 95%, 90%, 85%로 감소하는 점으로 정의하였다.

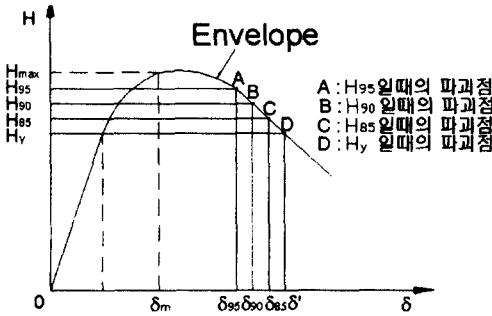


그림 4. 파괴점의 정의

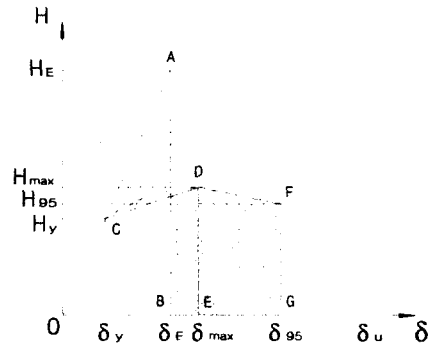


그림 5. H- δ 곡선

식 (9a)은 시험단면의 파괴점이 하중전달능력이 H_{95} 인 점으로 정의한 Ge와 Usami(1994)에 의하여 제안한 식을 새로운 변수를 결정하였다.

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad (9a)$$

여기서, δ_{95} : $H = H_{95}$ 에 상응하는 횡방향 변위

또, μ_{95} 와 같은 방법으로 μ_{90} , μ_{85} 를 정의하여 비교해 보고자 하였다.

$$\mu_{90} = \frac{\delta_{90}}{\delta_y} \quad (9b)$$

$$\mu_{85} = \frac{\delta_{85}}{\delta_y} \quad (9c)$$

여기서, δ_{90} : $H = H_{90}$ 에 상응하는 횡방향 변위, δ_{85} : $H = H_{85}$ 에 상응하는 횡방향 변위

식 (3), (9a), (9b), (9c)에 의하여 계산된 연성계수는 표 4에 나타내어 보았고, 표 4에서 나타난 δ_{ci} 는 기둥하단 용접부에 처음으로 균열이 발생하였을 때의 횡방향 변위이다. 표 4에서 나타낸 바와 같이 콘크리트충전 각형강관기둥은 비충전 각형강관과 비교하여 연성이 크게 증가하였으며, 콘크리트 충전높이 l_c

의 증가에 따라 연성이 증가함을 알 수 있다. 이는 충전콘크리트에 의해 초기에 국부좌굴이 지연되고, 플레이트 내부로의 국부좌굴이 방지되기 때문으로 사료된다. 기둥높이에 대해서 동일한 비로 콘크리트를 충전할 경우, 보강 콘크리트충전 각형강관기둥보다는 비보강 콘크리트충전 각형강관기둥의 연성증가량이 큰 것으로 나타났다.

표 4. 연성계수

시 편 명	δ_{max} (cm)	δ_{95} (cm)	δ_{90} (cm)	δ_{85} (cm)	δ_y (cm)	δ_{ci} (cm)	연성계수			
							μ_m	μ_{95}	μ_{90}	μ_{85}
U70-40-0-3	1.33	1.72	1.85	2.02	0.55	2.65	2.42	3.13	3.36	3.67
U70-40-3-3	2.89	4.57	4.93	5.16	0.53	4.86	5.45	8.62	9.30	9.74
U70-40-3-0	3.50	5.47	6.50	7.17	0.47	8.76	7.45	11.64	13.83	15.26
U70-60-3-3	4.60	6.57	8.78	10.06	0.98	9.05	4.69	6.70	8.96	10.27
U90-40-0-3	1.85	2.79	2.86	2.96	0.61	2.72	3.03	4.57	4.69	4.85
U90-40-3-3	2.77	2.89	3.02	3.11	0.50	2.77	5.54	5.78	6.04	6.22
S40-25-0-3	2.41	2.92	3.12	3.50	0.86	4.66	2.80	3.40	3.63	4.07
S40-25-3-3	2.54	3.66	3.93	4.35	0.59	4.82	4.31	6.20	6.66	7.37
S40-25-5-3	2.57	3.82	4.17	4.45	0.55	3.62	4.67	6.95	7.58	8.09
S40-25-3-3(S)	2.86	3.14	3.24	3.31	0.56	3.63	5.11	5.61	5.79	5.91
S40-35-3-3	3.10	4.31	5.03	5.22	0.70	5.13	4.43	6.16	7.19	7.46
S40-50-3-3	5.53	-	-	-	1.38	-	4.01	-	-	-
S60-25-0-3	2.54	2.67	2.75	2.82	1.11	3.61	2.29	2.41	2.48	2.54
S60-25-3-3	2.66	2.92	3.00	3.16	0.67	4.78	3.97	4.36	4.48	4.71
S60-25-5-3	5.33	6.23	6.67	6.91	0.80	5.85	6.66	7.79	8.34	8.64
S60-25-8-3	5.85	6.76	6.97	7.03	0.75	6.33	7.80	9.01	9.29	9.37
S60-25-10-3	3.77	5.30	5.6	5.80	0.64	5.37	5.89	8.28	8.75	9.06

비보강 및 보강 콘크리트충전 각형강관기둥은 세장비의 증가에 따라 연성이 감소하는 경향을 보였다. P- Δ 효과에 의하여, 세장비가 큰 장주일 경우 연성은 직선적으로 감소하였다. U70 시리즈를 비교해 보면, 세장비계수 λ 가 0.4에서 0.6으로 증가할 때 μ_m , μ_{95} 는 각각 14%, 22% 감소하였으며, μ_{90} , μ_{85} 는 거의 비슷한 값을 보였다. 부재에 따른 연성증가량은 폭-두께비가 작을수록 연성증가량이 상대적으로 크게 나타났으며, 세장비가 클수록 연성 증가량은 증가하였다. 또한, 강제 플레이트의 국부좌굴로 인해, 콘크리트충전 유, 무 및 콘크리트 충전높이 등과는 상관없이 연성은 폭-두께비계수 R_f 의 증가에 따라 감소하였다. μ_{95} 의 증가량이 μ_m 보다는 상당히 큰 것을 볼 수 있어 파괴점의 기준을 δ_{95} 로 정의하는 것은 폭-두께비에 따른 국부좌굴의 영향을 잘 반영하지 못하고, 표4에서 볼 수 있듯이 δ_{90} 값이 대부분 부재손상시점(δ_{ci})과 비슷하거나, 약간 작은 값을 보이므로 파괴점의 기준을 δ_{90} (H_{90})로 정할 수 있으며, 이는 콘크리트 구조물의 파괴점을 δ_{85} 로 정의하는 것과 비교해 볼 때 적절한 선택이라고 할 수 있다. 강재교각의 연성계수의 기준을 δ_{95} 로 정의하는 것에 비해 좀더 경제적인 내진설계를 가능하게 하고, 안정성에도 무리가 없을 것으로 사료된다.

3.2 응답수정계수(Response Modification Factor)

내진설계규정에서 제시하고 있는 응답수정계수는 보편적인 구조시스템을 대상으로 과거 지진 발생

시 피해와 거동특성을 바탕으로 경험적으로 결정한 수치로서, 현행 내진설계기준에서의 설계지진력은 응답수정계수로 알려진 강도감소계수를 사용하여 설계응답스펙트럼을 감소시켜 선정되었으며, 연성(ductility), 초과강도(overstrength), 잉여도(redundancy) 및 감쇠특성을 반영하였다. 구조물의 내진성능을 고려하는 방법 중에서 흔히 채택되는 일반적인 방법은 연성이 큰 구조물을 설계하여 강진시에 구조물의 비선형거동을 통한 에너지 소산효과를 얻는 것이며, 세계 각국의 내진설계 기준에서는 응답수정계수를 이용하여 이 연성을 적절히 고려한다. 본 논문에서는 연성을 고려하여 아래와 같이 이론적인 응답수정계수를 산정하였다.

부재의 파괴를 최대하중점($H=H_{max}$)에서 발생하는 것으로 정의하는 경우에, 그림 5의 탄성곡선 "OAB"와 비탄성곡선 "OCDE"의 면적이 같다고 함으로써 연성계수는 식(10)으로 구할 수 있다.

$$R_m = \sqrt{\mu_m(1 + \alpha) - \alpha} \quad (10)$$

여기서, $\alpha = \frac{H_{max}}{H_y}$

파괴를 하중-전달능력이 최대하중의 95%($H=H_{95}$), 90%($H=H_{90}$), 85%($H=H_{85}$) 감소하는 점에서 발생하는 것으로 각각 정의하고, 최대하중의 95% ($H=H_{95}$)감소하는 경우, 그림 5에서 보듯이 탄성곡선 "OAB"의 면적과 비탄성곡선 "OCDFG"의 면적이 같다고 함으로써 다음의 식을 얻을 수 있다.

$$R_p = \sqrt{\mu_m(1 - \beta_p) + \mu_p(\alpha + \beta_p) - \alpha} \quad (11)$$

여기서, $\beta_p = \frac{H_p}{H_y} = \frac{P}{100} \cdot \alpha$, $P = 95, 90, 85$

표 5. 응답수정계수

시 편 명	α	β_{95}	β_{90}	β_{85}	응답수정계수			
					R_m	R_{95}	R_{90}	R_{85}
U70-40-0-3	1.94	1.84	1.75	1.65	2.27	2.80	2.94	3.11
U70-40-3-3	2.32	2.20	2.09	1.97	3.97	5.49	5.72	5.85
U70-40-3-0	2.35	2.23	2.12	2.00	4.75	6.47	7.15	7.52
U70-60-3-3	2.43	2.31	2.19	2.07	3.70	4.81	5.78	6.22
U90-40-0-3	2.10	2.00	1.89	1.79	2.70	3.69	3.73	3.79
U90-40-3-3	3.04	2.88	2.74	2.58	4.40	4.55	4.71	4.81
S40-25-0-3	1.67	1.59	1.50	1.42	2.41	2.78	2.90	3.12
S40-25-3-3	2.19	2.08	1.97	1.86	3.40	4.43	4.62	4.89
S40-25-5-3	2.33	2.22	2.10	1.98	3.64	4.86	5.11	5.29
S40-25-3-3(S)	1.92	1.82	1.73	1.63	3.60	3.85	3.93	3.96
S40-35-3-3	2.12	2.01	1.91	1.80	3.42	4.34	4.78	4.86
S40-50-3-3	1.98	1.88	1.78	1.68	3.16	-	-	-
S60-25-0-3	1.72	1.64	1.55	1.46	2.12	2.21	2.26	2.30
S60-25-3-3	2.36	2.24	2.12	2.01	3.31	3.57	3.64	3.77
S60-25-5-3	3.06	2.91	2.75	2.60	4.90	5.54	5.81	5.93
S60-25-8-3	2.89	2.74	2.60	2.46	5.24	5.85	5.97	5.99
S60-25-10-3	2.90	2.75	2.61	2.47	4.48	5.79	5.99	6.09

도로교시방서에서는 응답수정계수를 AASHTO (1996)와 같은 값 3.0을 취하고 있으며 미국의 UBC- 97 기준에서는 캔틸레버기둥 시스템에 대해서 응답수정계수를 2.2로 두고 있다. 식 (10), (11)를 응답수정

계수로 사용하는 경우, 파괴점을 δ_{95} , δ_{90} , δ_{85} 으로 정의한 각각 응답수정계수는 표 5에 나타난 바와 같다. 표 5에서 볼 수 있듯이 3.1절에서 제안한 파괴점 δ_{90} 에서의 응답수정계수는 4~7정도의 값을 보이며, 이는 파괴점을 δ_{95} 정의할 때 보다 조금 큰 값을 보인다.

강합성교각의 응답수정계수는 콘크리트교각과는 다르게 좀 더 세분화하고 조정할 필요성이 있으며, 우리나라에서 가끔 발생할 것이라고 예상되는 지진의 규모가 매우 크지 않으며, 큰 규모의 지진이 가끔 일어나는 미국이나 일본에서와 같은 구조물의 응답수정계수를 사용할 필요가 없을 것으로 사료된다. 그러므로, 현행 콘크리트교각 단주에 사용중인 응답수정계수 3은 강합성교각에 대하여는 본 논문에서 밝힌 응답수정계수 4~7의 값에 비해 상당히 비경제적인 수치이므로 최대한의 안정성을 고려하더라도 강합성교각의 경우 50%이하 충전한 경우, 4정도의 값을 특히, 교각의 높이의 50%이상 충전시에는 5를 사용하는 것이 경제적인 측면에서 상당한 효과를 가질 수 있다고 사료된다.

4. 결 론

일정한 축력($0.2P_y$)과 반복 횡하중하의 콘크리트충전 각형강관기둥은 비충전 각형강관기둥보다는 비탄성 거동을 겪는 동안에 일반적으로 우수한 연성거동을 보였으며, 충전콘크리트가 플레이트의 내부로의 국부 좌굴변형을 방지해 주고, 초기의 국부좌굴 변형을 지연시켜 줌으로써 콘크리트와 강재의 단순누가강도이상의 합성효과를 나타내었다. 또한 콘크리트 충전높이가 증가하더라도 장주일수록 그리고 폭-두께비가 큰기둥일수록 능력은 감소하였고, 작은 세장비를 가진 콘크리트충전 각형강관기둥을 제외한 모든 시편에서의 플랜지-웨브의 용접부에 발생한 종·횡방향 균열은 시편의 하중-전달능력이 최대하중의 약 90%로 감소할 때 발생하였다. 기둥하단부에 발생한 이러한 균열은 Low-cycle 피로때문이라고 볼 수 있어, 실제 제작시에는 삼각형 리브를 포함한 하단부의 용접에 특별한 주의를 기울여야한다. 콘크리트충전 각형강관기둥의 변위연성지수를 사용한 응답수정계수의 값이 4~7정도로 나타나, 도로교시방서의 3(단주의 경우)과 비교할 때 이 수치의 수정이 가능하다고 판단된다. 내진설계시 콘크리트충전 합성교각의 경우 응답수정계수를 4~5정도로 조정하여 사용하는 것이 합리적이라고 판단된다.

참고문헌

1. 대한토목학회(1999) "도로교표준시방서"
2. 엄진호, 송준엽, 윤석구, 권영봉(2000) "콘크리트충전 합성기둥의 거동에 대한 실험적 연구" 대한토목학회 20권 I-1호
3. Young-Bong Kwon, Jun-Yeup Song, Sung-Kon Kim (2000) *The Structural Behavior of Concrete-Filled Steel Piers*. IABSE Congress Lucerne, 18~21 September 2000. 게재 예정
4. H. Ge and T. Usami (1994) *Development of earthquake-resistant ultimate strength design method for concrete filled steel structures*. Report. Nagoya University Japan.
5. H. Ge and T. Usami (1996) Cyclic Tests of Concrete-filled Steel Box Columns. *Journal of Structural Engineering*, Vol.122, No.10, pp.1169-1177.