

# 콘크리트 전주의 극한강도에 관한 해석적 연구

## An Analytical Study on the Ultimate Strength of Concrete Poles

신 동 근\* / 윤 기 용\*\* / 이 승 현\*\*\* / 이 규 세\*\*\*\* / 강 영 종\*\*\*\*\*  
Shin, Dong Geun / Yoon, Ki Yong / Lee, Seung Hyun  
Yi, Gyu Sei / Kang, Young Jong

### Abstract

In this study, a program based on the P-M interaction curve is developed to calculate the nominal strength of concrete pole. Using this, it is verified to compare with previous studies and the nominal strength( $M_n$ ) of concrete pole is calculated. It is less than the rupture strength( $M_r$ ) of the design standard. Thus, to increase nominal strength, several parameters are selected like as size of tension and reinforced bars, position of those, number of reinforcement bars, thickness of concrete pole, and diameter of it. The effects of those are analysed in the study. It is supposed that section of concrete pole are satisfied rupture strength.

**key words** : concrete pole, P-M interaction curve, nominal strength, rupture strength

### 요 지

본 연구에서는 전주의 공칭강도를 계산하기 위해 이론적 방법에 의해 P-M상관도 프로그램을 개발하였다. 그리고 이를 바탕으로 기존 연구와 검증하고 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 산정하였다. 설계기준에 제시된 파괴강도( $M_r$ )와 본 연구에서 산정한 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 비교·분석한 결과 현재 사용하고 있는 전주의 공칭강도가 설계기준( $M_r$ )보다 작게 산정되었다. 따라서 공칭강도 증대를 위해 인장근/보강근의 지름 증가, 보강근의 개수 증가, 인장근의 위치변화, 전주의 두께 변화 등의 매개변수를 선정하여 선정된 매개변수를 고려한 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 설계기준의 공칭강도( $M_n$ )와 비교·분석하였다.

**핵심용어** : 전주, P-M상관도, 공칭강도, 파괴강도

### 1. 서 론

오늘날 지지물중 배전용으로 사용되는 전주는 사용하는 재료에 따라 콘크리트주, 철주, 목주로 구분되며, 2005년 한국전력 통계자료에 의하면 1961년에는 목

주가 전체전주의 99.7%를 차지하고 있었으나 1987년부터 콘크리트 전주가 절대다수를 차지하기 시작하여 현재 콘크리트 전주는 전체 지지물의 99.9%인 약 7백만 기가 전국에 설치되었다(한국전력 통계자료, 2005).

전주는 원심력을 응용하여 만든 프리텐션 방식에

\* 선문대학교 토목공학과 · 석사과정 (E-mail : agape0711@hotmail.com)  
\*\* 정회원 · 선문대학교 토목공학과 · 교수  
\*\*\* 정회원 · 선문대학교 토목공학과 · 교수  
\*\*\*\* 정회원 · 선문대학교 토목공학과 · 교수  
\*\*\*\*\* 정회원 · 고려대학교 사회환경시스템공학과 · 교수

의한 프리스트레스트 콘크리트전주이다. 현재 사용되고 있는 전주는 경험적 방법에 의한 설계기준에 제시된 단면을 사용하고 있다(설계기준 배전편3100). 전주의 설계기준과 KS규격에서는 전주를 설계하중의 2배까지 받을 수 있도록 규정하고 있으므로 콘크리트 전주의 파괴강도( $M_f$ )는 설계하중을 2배하여 지표면에서 말구까지의 거리 곱으로 나타낸다(한국전력공사, 2001; KS F 4304).

본 연구에서는 전주의 실제 공칭강도를 계산하기 위해 이론적 방법에 의해 P-M상관도 프로그램을 개발하여 기존 연구와 검증하고 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 산정하였다. 또한 설계기준에 제시된 파괴강도( $M_f$ )와 본 연구에서 산정한 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 비교분석하였다.

## 2. 기본 이론

### 2.1 중공 원형단면의 기본 개념

중공 원형단면을 갖는 프리스트레스트 콘크리트 전주의 P-M상관도를 작성하기 위하여 그림 1과 같은 편심하중을 받는 프리스트레스트 콘크리트 단주의 강도해석에 관한 기본 개념을 적용하였다(김수만, 2005; 신현목, 2004).

중립축이 도심축에 있다고 가정하였을 때 극한상태의 단면력과 편심하중과의 평형상태는 그림 1-(d)에 나타나 있다. 이들 외력(편심하중)과 내력(단면력)은 비겨야 하므로,

$$P_n = C + C_{s1} + C_{s2} - T_1 - T_2 - T_3 - T_4 - T_{s3} - T_{s4} \quad (1)$$

여기서,  $C = 0.85f_{ck}ab$  : 콘크리트의 압축력  
 $T_1, T_2, T_3, T_4$  : 인강재( $A_{p1}, A_{p2}, A_{p3}, A_{p4}$ )가 발휘하는 인장력  
 $C_{s1}, C_{s2}$  : 보강근에 발생하는 압축력  
 $T_{s3}, T_{s4}$  : 보강근에 발생하는 인장력

이들 힘이 단면도심에 대한 모멘트의 합은 0이어야 하므로,

$$P_n e = C \left( \frac{D_2}{2} - \frac{a}{2} \right) - T_1 \left( D_1 + \frac{t}{2} \right) - T_2 \left( D_2 - \frac{t}{2} \right) \sin 45^\circ + T_3 \left( D_2 - \frac{T}{2} \right) \sin 45^\circ + T_4 \left( D_1 + \frac{t}{2} \right) \quad (2)$$

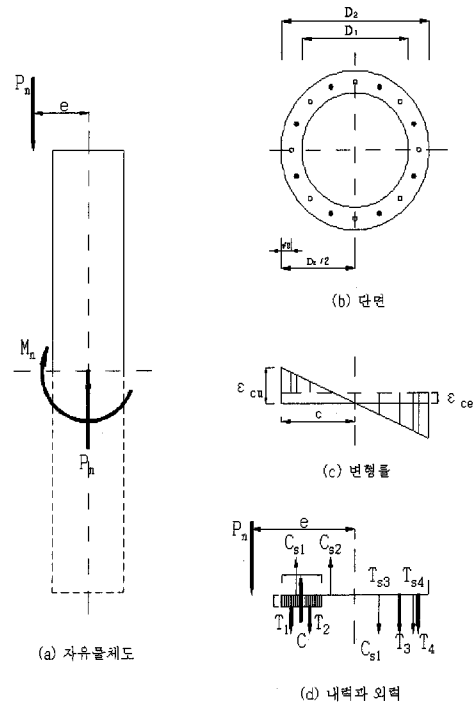


그림 1. 편심하중을 받는 프리스트레스트 콘크리트 단주

식 1, 2로 부터 바로 파괴하중  $P_n$ 과 공칭강도  $M_n$ 의 값을 구할 수 있다. 이와 같이 중립축(c)의 가정하여 아래 그림 2와 같이 극한상태의  $P_n$  및  $M_n$ 의 상관도(interaction diagram)를 그릴 수 있다.

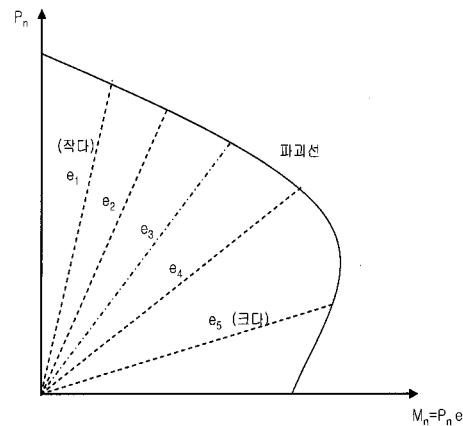


그림 2. 프리스트레스트 콘크리트기둥의 P-M상관도

### 2.2 재료 모델의 기본 조건

전주에 사용되는 이형강봉의 재료적 성질은 다음 표 1과 같이 KS규격에 따른다. 또 콘크리트의 압축강도는 50MPa를 사용하며 콘크리트의 극한 변형율은 0.003이라 가정한다(산업표준심의회, 2002).

표 1. 이형강봉의 재료적 성질

구 분	항복강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	연신율 (%)
인장근 (SBPD 1275/1420)	1275	1420	$2.0 \times 10^5$	5% 이상
보강근 (SBPD 1080/1230)	1080	1230	$2.0 \times 10^5$	5% 이상

### 2.3 FLOW CHART

본 연구에서 개발한 중공 원형단면을 갖는 프리스트레스트 콘크리트 전주의 P-M상관도 프로그램의 흐름도를 간단히 정리하면 그림 3과 같다.

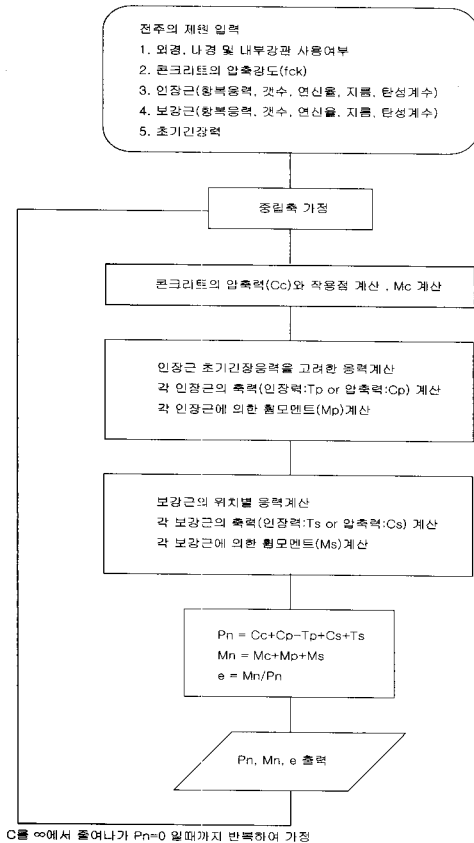


그림 3. 공칭강도 FLOW CHART

### 3. 프로그램 검증을 위한 공칭강도 비교

본 연구에서 개발한 프로그램을 검증하기 위하여 정인근(2005)의 논문 중에서 수평횡하중을 받는 교각 실험모델 중 콘크리트에 원형강관을 매입한 SPB-CT 모델과 이재훈(2002)의 논문 중에서 수평횡하중을 받는 PSC 원형기둥 실험모델 중 PCH-SP-50의 실험데이터와 본 연구에서 개발한 P-M상관도 프로그램을 사용하여 단면의 공칭강도(Mn)를 산정하였다. 개발 프로그램의 해석결과와 실험결과를 비교·분석하여 검증을 하였다.

### 3.1 콘크리트 교각의 공칭강도 비교

#### 3.1.1 재하하중과 재료특성

실험체의 총길이는 3150mm이고 실험체의 단면은 원형이며 기둥의 지름은 600mm이고, 가력부에서 기초 상면까지의 거리는 2100mm이다. 휨과 압축을 동시에 받는 실험체에는  $0.1f_{ck}A_g$ 에 해당하는 667kN의 축하중이 재하 되었으며, 횡방향으로 재하 된 하중은 실험체가 파괴에 도달할 때 까지 하중을 가하였다. 실험체에 사용된 축방향 철근은 SD300의 D16×8EA이며 횡방향 철근은 프로그램 해석시 제외 하였으며 기둥 내부에 매입된 원형강관은  $\phi=200\text{mm}$ ,  $t=5.3\text{mm}$ 이다. 실험체의 재료적 특성은 표 2와 같다. 콘크리트의 압축강도는 24MPa이다(정인근, 2005 ; 산업표준심의회, 2001 ; 산업표준심의회, 1998).

표 2. 실험체의 재료적 특성

구분	항복강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	연신율 (%)
인장철근 8EA (SD300 D16)	300	440	$2.0 \times 10^5$	16% 이상
원형강관 (SS400 t=5.3)	245	400	$2.1 \times 10^5$	17% 이상

#### 3.1.2 비교 결과

개발 프로그램을 사용하여 중공단면에 강관을 삽입한 SPE-CT 모델을 해석한 결과를 실험값과 비교 하였다. 그 결과는 표 3과 같다.

표 3. 실험값과 프로그램 비교 결과

구 분	축력 (kN)	모멘트 (kN·m)	차이 (%)
실험데이터	667	369	
개발 프로그램	667	366.41	0.7

축하중을 받는 실험체는 축력이 667kN일때 최대 휨모멘트가 369kN·m이고, 개발프로그램을 사용하여 해석을 수행한 값은 축력이 667kN일때의 휨모멘트 값은 366.41kN·m이 된다. 따라서 실험값과 프로그램 해석치의 오차는 0.7%가 되므로 프로그램으로 해석을 수행하였을 때의 값을 신뢰할 수 있다고 판단된다.

### 3.2 PSC 기둥의 공칭강도 비교

#### 3.2.1 재하하중과 재료특성

실험체의 총길이 2100mm이고 실험체의 단면은 원형이며 기둥의 지름은 400mm이고, 재하높이는 140mm이다. 0.1, 0.2, 0.3의 축력비에 대해 실험을 수행하였다. 축방향 철근은 SD 300의 D16×8EA이

며 긴장재는 SWPC-7A  $\phi 12.4$ 를 4개 사용하여 실험을 수행하였다. 실험체의 재료적 특성은 표 4와 같다. 콘크리트의 압축강도는 30MPa이다(이재훈, 2002).

표 4. 실험체의 재료적 특성

구분	항복강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	연신율 (%)
인장철근 8EA (SD300 D16)	338	511	$2.0 \times 10^5$	18% 이상
긴장재 4EA (SWPC 7A)	1569	1716	$2.1 \times 10^5$	3.5% 이상

### 3.2.2 비교 결과

개발 프로그램을 사용하여 PSC 원형 기둥의 PCN-SP-50 모델을 해석한 결과를 실험값과 비교하였다. 그 결과는 표 5와 같으며 축하중을 받는 실험체는 축력이 373, 736, 1108kN 일 때 휨모멘트가 156, 736, 1108kN·m이고, 개발프로그램을 사용하여 해석을 수행한 값은 축력이 373, 736, 1108kN일 때의 휨모멘트 값은 159.1, 172.1, 178.6 kN·m 된다.

표 5. 실험값과 프로그램 비교 결과

구분	축력 (kN)	모멘트 (kN·m)	차이 (%)
실험데이터	373	156	
	736	172	
	1108	179	
개발 프로그램	373	159.1	1.95
	736	172.1	0.06
	1108	178.6	0.22

따라서 실험값과 프로그램해석치의 오차는 0.06~1.95%가 되므로 프로그램으로 해석을 수행하였을 때의 값을 신뢰할 수 있다고 판단된다.

## 4. 공칭강도( $M_n$ ) 비교

현재 제작되는 일반용, 중하중용, 고강도용 전주를 대상으로 해석을 수행하였으며, 콘크리트의 단위중량은  $2.4t/m^3$  을 사용하였다. 설계기준에 제시된 파괴강도( $M_r$ )는 설계하중을 2배하여 지표면에서 말구까지의 거리 곱으로 나타낸 것이며, 본 연구에서 제시한 전주의 공칭강도( $M_n$ )는 P-M상관도 프로그램을 사용하여 해석을 수행하여 비교·분석하였다.

### 4.1 전주의 제원

개발한 프로그램을 사용하여 공칭강도( $M_n$ )를 산정하기 위해 표 6과 같은 전주의 단면을 사용하였다(한국전력공사, 2001).

표 6. 콘크리트전주의 종류 및 규격

길이 (m)	설계하중 (kN)			끝지름 (mm)	밑지름 (mm)
	일반용	중하중용	고강도용		
10	3.43	4.90	-	190	323
12	4.90	6.87	-	190	350
14	4.90	6.87	9.81	190	377
16	4.90	6.87	9.81	190	403

### 4.2 전주의 공칭강도 비교

본 연구에서 개발한 P-M 상관도 프로그램으로 산정한 전주의 공칭강도( $M_n$ )와 설계기준에 제시된 전주의 파괴강도( $M_r$ )를 비교하였다. 그 결과는 표 7과 같으며 전주의 공칭강도( $M_n$ )는 일반용전주에서 설계기준의 파괴강도( $M_r$ )보다 약 2% 작게 산정되었으며, 중하중용전주에서는 설계기준의 파괴강도( $M_r$ )보다 약 10~15%작게 산정되었으며, 고강도용 전주에서는 설계기준의 파괴강도( $M_r$ )보다 약 30%작게 산정되었다. 설계기준의 공칭강도는 설계하중의 2배를 고려한 것이므로 사용성에는 문제가 없는 것으로 판단된다.

표 7. 전주의 공칭강도 비교

구분	전주 길이 (m)	$M_r$ (kN·m)	$M_n$ (kN·m)	$\phi M_n$ (kN·m)	$\frac{\phi M_n}{M_r}$
일반용	10	55.2	62.7	53.3	0.97
	12	95.6	96.9	82.4	0.86
	14	111.2	108.6	92.3	0.83
	16	129.9	133.1	113.1	0.87
중하중용	12	134.0	113.6	96.6	0.72
	14	156.0	140.0	119.0	0.76
	16	182.1	160.6	136.5	0.75
고강도용	14	222.7	158.0	134.3	0.60
	16	260.0	182.0	154.7	0.60

하지만 설계기준의 파괴강도( $M_r$ )보다 작게 산정된 전주의 공칭강도 증대를 위한 방안이 필요한 것으로 사료된다.

## 5. 공칭강도( $M_n$ ) 증대방안

전주의 부족한 공칭강도를 확보하기 위하여 인장/보강근의 지름을 증가 시키고 보강근의 개수 증가, 인장근의 위치변화, 전주의 두께 변화, 전주의 지름 변화 등의 매개변수를 선정하여 선정된 매개변수를 고려한 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 비교·분석하였다.

### 5.1 인장근/보강근의 지름 증가

KS 규격의 가장 큰 지름의 이형강봉을 사용하는 고강도용 전주를 제외하고 일반용과 중하중용 전주를 대상으로 인장근과 보강근의 지름을 표 8과 같이 증가

시켜 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 표 9와 같이 산정하고 설계기준의 파괴강도( $M_r$ )와 비교·분석하였다.

표 8. 전주 지름 교체 현황

구분	전주 길이 (m)	지름 (mm)			
		교체 전		교체 후	
		인장근	보강근	인장근	보강근
일반용	10	7.4	5	7.4	7.4
	12	8	8	11	11
	14	9.2	7	11	11
	16	9.2	8	11	11
중하중용	12	11	9.2	13	13
	14	11	11	13	13
	16	11	11	13	13

표 9. 인장근 / 보강근의 지름 증가시

구분	전주 길이 (m)	$M_r$ (kN·m)	교체 후		
			$M_n$ (kN·m)	$\phi M_n$ (kN·m)	$\phi M_n / M_r$
일반용	10	55.2	73.7	62.6	1.13
	12	95.6	120.7	102.6	1.07
	14	111.2	140.0	119.0	1.07
	16	123.0	160.6	136.5	1.05
중하중용	12	134.0	133.6	113.6	0.85
	14	156.0	158.0	134.3	0.86
	16	182.1	182.0	154.7	0.85

비교결과 일반용 전주는 17~28%의 강도가 증진되어 설계기준의 파괴강도 ( $M_r$ )보다 5~13% 크게 산정되었다. 중하중용 전주에서도 12~18% 정도의 강도가 증진되었으나, 전주의 파괴강도보다는 약 15% 작게 산정되었다.

### 5.2 보강근의 개수 변화

전주는 보강근과 인장근이 순차적으로 배근 되며, 보강근과 인장근의 순간격을 고려하였을 때 보강근의 개수는 최대 2배까지 배근이 가능하다. 보강근의 개수를 2배하였을 때의 공칭강도 ( $M_n$ ) 비교결과는 표 10에서처럼 약 16.7% 증가 되었다.

표 10. 보강근의 개수 변화

인장근 (EA)	보강근 (EA)	$M_n$ (kN·m)	$\phi M_n$ (kN·m)	차이 (%)
8	8	158.0	134.3	
8	16	189.6	161.2	16.7

### 5.3 인장근의 위치변화

인장근의 피복두께를 고려하였을 때 인장근의 위치 변화는 바깥쪽으로 최대 10mm 변화가 가능하다. 인장근의 위치를 5mm간격으로 10mm증가 시켜 공칭강

도( $M_n$ )를 그림 4와 같이 산정하였다. 비교결과 10mm증가 시 약 2.1% 증가 되었다.

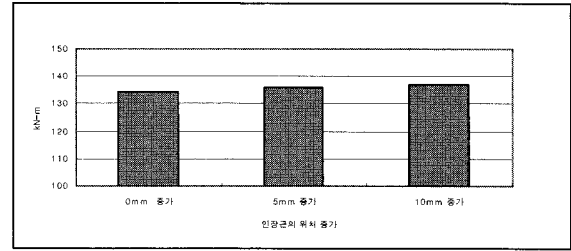


그림 4. 인장근의 위치 변화

### 5.4 전주의 두께 변화

외경의 변화 없이 전주의 두께를 10mm간격으로 30mm까지 증가 시켜 공칭강도( $M_n$ )를 그림 5와 같이 산정하였다. 비교결과 30mm증가시 5.4% 증가 되었으며 두께를 더 증가시켜도 그 효과가 작아지는 것을 확인하였다.

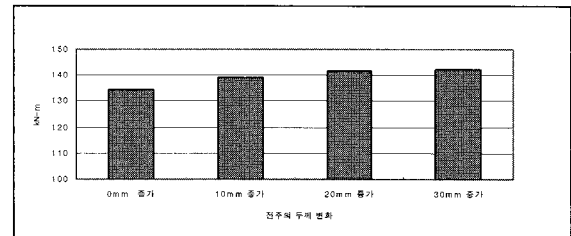


그림 6. 전주의 두께 변화

### 5.5 전주의 지름 변화

전주의 지름을 10mm간격으로 40mm까지 증가 시켜 공칭강도( $M_n$ )를 그림 6과 같이 산정하였다. 비교결과 40mm증가 시 19.8% 증가 되었다.

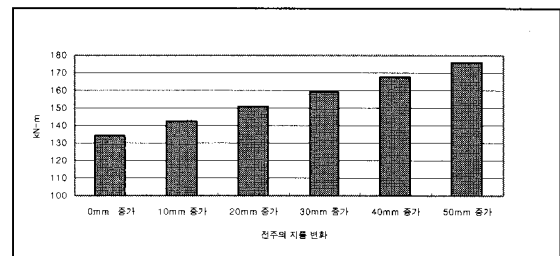


그림 6. 전주의 지름변화

따라서 매개 변수에 따른 공칭강도( $M_n$ )를 산정한 결과 인장근/보강근의 지름을 증가시키는 경우와 보강근의 개수를 늘리는 경우, 전주의 지름을 증가시키는 경우가 공칭강도( $M_n$ )의 증가율이 크게 나타났으며, 전주의 두께를 변화시키는 경우와 인장근의 위치를 변

화시키는 경우는 공칭강도( $M_n$ )를 증가시키기는 하나 그 양이 크지 않은 것으로 나타났다.

### 6. 증가된 전주의 공칭강도( $M_n$ ) 비교

전주의 부족한 공칭강도를 확보하기 위하여 선정된 매개변수를 적용하여 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 증가시켜 설계기준의 파괴강도( $M_r$ )와 비교·분석 하였다.

#### 6.1 일반용 전주

일반용 전주를 대상으로 인장근/보강근의 지름을 증가 시켜 표 11과 같이 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 산정 하였다. 비교결과 설계기준의 파괴강도( $M_r$ ) 보다 약 5 ~ 13% 증가 되었다.

표 11. 일반용 전주 공칭강도 비교

구분	전주 길이 (m)	$M_r$ (kN·m)	$M_n$ (kN·m)	$\phi M_n$ (kN·m)	$\frac{\phi M_n}{M_r}$
일반용	10	55.2	73.7	62.6	1.13
	12	95.6	120.7	102.6	1.07
	14	111.2	140.0	119.0	1.07
	16	129.9	160.6	136.5	1.05

#### 6.2 중하중용 전주

중하중용 전주를 대상으로 인장근/보강근의 지름을 증가 시키고 보강근의 개수를 2배 증가시켜 표 12와 같이 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 산정하였다. 비교결과 설계기준의 파괴강도( $M_r$ ) 보다 약 2 ~ 3% 증가 되었다.

표 12. 중하중용 전주 공칭강도 비교

구분	전주 길이 (m)	$M_r$ (kN·m)	$M_n$ (kN·m)	$\phi M_n$ (kN·m)	$\frac{\phi M_n}{M_r}$
중하중용	12	134.0	162.5	138.2	1.03
	14	156.0	189.7	161.2	1.03
	16	182.1	218.3	185.6	1.02

#### 6.3 고강도용 전주

고강도용 전주를 대상으로 보강근의 개수를 2배, 인장근의 위치를 10mm, 두께를 30mm, 전주 지름을 50mm 증가 시켜 표 13과 같이 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 산정하였다. 비교결과 설계기준의 파괴강도( $M_r$ ) 보다 약 2 ~ 5% 커지는 것을 확인하였다.

따라서 일반용, 중하중용 전주는 인장근/보강근의 지름 증가, 전주의 두께변화, 보강근의 추가를 통해 기존의 제작틀을 사용하여 전주의 부족한 공칭강도( $M_n$ )를 확보할 수 있지만 고강도용 전주는 전주 지름변화

를 하기 때문에 제작틀을 다시 제작해야 하고 전주의 무게 증가에 대한 문제점이 발생할 것으로 판단된다.

표 13. 고강도용 전주 공칭강도 비교

구분	전주 길이 (m)	$M_r$ (kN·m)	$M_n$ (kN·m)	$\phi M_n$ (kN·m)	$\frac{\phi M_n}{M_r}$
고강도용	14	222.69	274.4	233.2	1.05
	16	259.97	311.7	264.9	1.02

### 7. 결론

본 연구에서 일반용과 중하중용 및 고강도용 콘크리트 전주의 공칭강도( $M_n$ )를 계산하기 위해서 편심하중을 받는 프리스트레스트 콘크리트 단주의 강도해석에 관한 기본 개념을 바탕으로 중공단면을 갖는 프리스트레스트 콘크리트 전주의 P-M상관도 프로그램을 개발하여 설계기준의 파괴강도( $M_r$ )와 비교·분석한 결과는 다음과 같다.

1. 본 연구에서 개발한 P-M상관도 프로그램의 정확성을 검증하기 위해 정인근(2005)의 논문 중에서 수평하중을 받는 교각 실험모델 중 원형 강관을 매입한 SPB-CT과 이재훈(2002)의 논문 중에서 PSC 원형 기둥의 PCN-SP-50 모델을 사용하여 검증한 결과 SPB-CT는 0.7%, PCN-SP-50은 0.06~1.95% 오차가 발생하였으므로 프로그램으로 해석을 수행하였을 때의 값을 신뢰할 수 있다고 판단된다.
2. 개발한 P-M 상관도 프로그램으로 산정한 전주의 공칭강도( $M_n$ )와 설계기준에 제시된 전주의 파괴강도( $M_r$ )를 비교한 결과 현재 사용되고 있는 전주의 공칭강도는 설계기준의 파괴강도보다 작게 산정되었다. 따라서 전주의 공칭강도 증대를 위한 방안이 필요한 것으로 사료된다.
3. 매개변수에 대하여 해석을 수행한 결과 인장근/보강근의 지름을 증가 시키는 경우, 보강근의 개수를 증가시키는 경우와 전주의 외경을 증가시키는 경우가 가장 효과적으로 전주의 공칭강도( $M_n$ )가 증가 되었으며, 전주의 외경의 변화없이 두께를 증가시키는 경우와 인장근의 위치를 변화시키는 경우에는 전주의 공칭강도( $M_n$ )가 크게 증가하지는 않은 것으로 확인되었다.
4. 본 연구에서는 이들 매개변수 해석 결과를 적용하여 설계기준에서 제시된 파괴하중( $M_r$ )에 적합한 단면을 각 전주별로 제시하였다.

## 감사의 글

본 연구는 산업자원부의 지원에 의하여 기초전력연구원(과제번호 : R-2005-7-151)주관으로 수행된 과제임.

## 참 고 문 헌

김수만 (2005) 철근 콘크리트. 양서각.  
산업표준심의회 (1998) KS D 3503(일반 구조용 압연 강재).  
산업표준심의회 (2001) KS D 3504(철근 콘크리트 봉강).  
산업표준심의회 (2002) KS D 3505(PC강봉).

산업표준심의회 (2002) KS F 4304(프리텐션 방식 원심력 PC전주).

신현복 (2004) 프리스트레스트 콘크리트. 동명사.  
이재훈 (2002) 내진성능에 관한 실험적 연구, 석사학위논문, 영남대학교.

정인근 (2005) SRC 합성기둥의 P-M상관도 분석을 위한 실험. 대한 토목학회논문집, pp. 555-563.

한국전력공사 (2001) 한전표준구매시방서(ES). pp. 102-128-617.

한국전력공사 (2005) 설계기준3100 배전편 지지물.

◎ 논문접수일 : 2007년 04월 16일

◎ 심사의뢰일 : 2007년 04월 25일

◎ 심사완료일 : 2007년 09월 19일