ISSN 1598-4095 (Print)
ISSN 2287-7401 (Online)
http://dx.doi.org/10.9712/KASS.2015.15.1.047

Journal of the Korean Association for Spatial Structures
Vol. 15, No. 1 (통권 59호), pp.47~55, March, 2015

포스트텐션 콘크리트 보에서 비부착 외부강봉의 응력

Stress of External Steel Rod in Post-Tensioned Concrete Beam

이 수 헌* 강 현 구** 신 경 재***
Lee, Swoo-Heon Kang, Thomas H.-K. Shin, Kyung-Jae

Abstract

This paper shows the simplified equation to predict the ultimate moment capacity and corresponding rod stress in reinforced concrete beam with external post-tensioning rods. Because the stress of external post-tensioning rod depends on the beam deflection, the previous analytical model for post-tensioned beams requires a tedious iteration process. Also, the stress equations in ACI code or other researchers' models are suitable only for internal tendons in concrete beams. In this study, given the lack of analytical approaches to predict the nominal stress of the external unbonded rod, a simple and robust equation has been proposed for externally post-tensioned concrete beams. It is concluded that the proposed equation predicted the stress of external steel rods in post-tensioned concrete beams reasonably well.

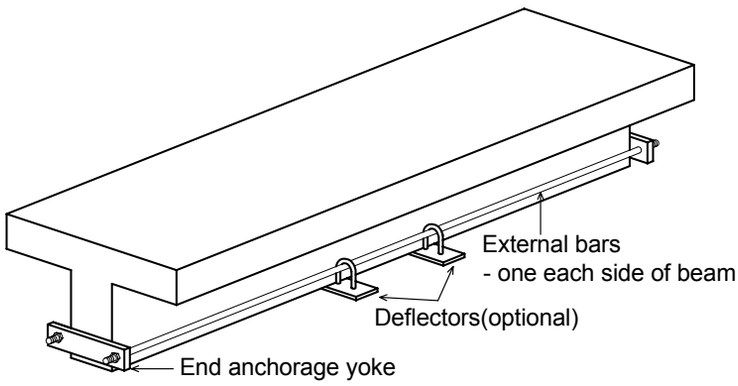
Keywords : Post-Tensioned Concrete Beam, External Post-Tensioning, Unbonded Steel Rod, Stress at Ultimate, Moment Capacity

1. 서 론

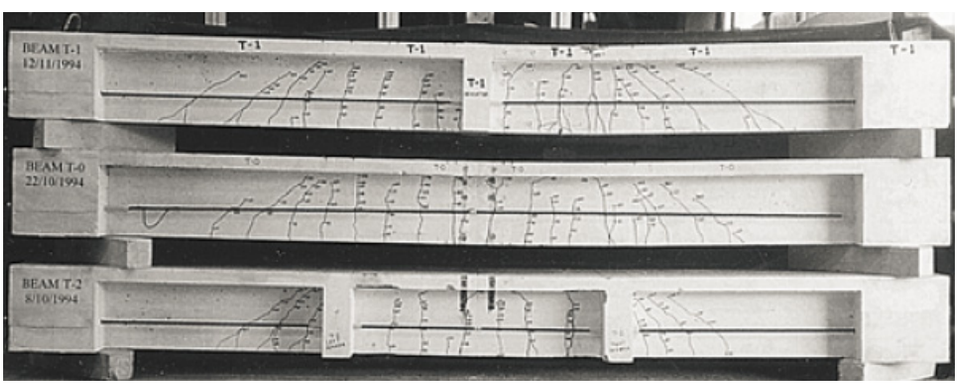
텐던 또는 강연선을 이용한 외부 포스트텐션(External Post-Tensioning) 공법<Figs. 1-2>는 휨부재의 보수/보강법으로써 많은 실무경험을 바탕으로 현장에서 오랫동안 사용되어 왔다. 하지만, 텐던에 비해 강봉을 이용한 포스트텐션 공법은 아직 잘 알려져 있지 않고 기존 연구사례도 적은 편이다. 기존 연구자 중 Cairns and Rafeeqi (2003)만이 전산나사봉을 이용하여 외부 보강한 보의 실험을 수행한 바 있다<Fig. 1>.[1] 이 연구에서는 직선 보강재를 보 길이방향으로 보강하였고, 초기 긴장력을 미소하게 적용하여 보가 극한상태에 이르렀을 때 강봉이 항복하지 않은 상태를 보였다. 또한, 정착구의 형태가 건설현장에 적용하기에는 다소 문제점이 있는 형태로써, 보의 단부 바깥쪽에 요크(yoke) 형태로 설치되었다. 이에 Shin et al. (2007)[2]과 Shin and Lee (2010)[3] 연구에서는 보의 정착구 및 외부보강재의 배치 형태에 변화를 주었다. 정착구는 보의 스팬 내에 위치하고, 지점 상단에 보를 관통하는 앵커핀을 설치하거나 앵커볼트를 이용하여 고정하는 방식을 이용하여 현장적용성을 높였다<Figs. 3-4>. 또한 보강재의 배치형태의 경우, 보의 중앙에 데비에이터(deviator) 하나를 둔 V-형태의 배치와 1/3 스팬에 두 개를 둔 U-형태의 배치형태를 제시하여 보강효과를 측정하였다. 또한 보강재의 항복을 유도하기 위하여 강봉의 공칭항복강도의 30%~40%에 달하는 초기 긴장력을 도입하였다.

이런 외부 포스트텐션 및 내부 비부착 포스트텐션 보에서 외부 긴장재(텐던, 강봉)의 응력을 산정하는 것은 다소 어려움이 따른다. 보강재의 응력을 산정하기 위해서 일반적인 철근콘크리트 보의 해석의 기본이 되는 변형률 적합성을 적용하는 것이 불

* 정회원, 텍사스알링턴대학교 박사후연구원, 공학박사
University of Texas at Arlington
** 교신저자, 정회원, 서울대학교 건축학과 교수, 공학박사
Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University
Tel: 02-880-8368, Fax: 02-871-5518
E-mail : tkang@snu.ac.kr
*** 정회원, 경북대학교 건축학부 교수, 공학박사
School of Architecture & Architectural Engineering, Kyungpook National University



〈Fig. 1〉 Test by Cairns and Rafeeqi (2003)

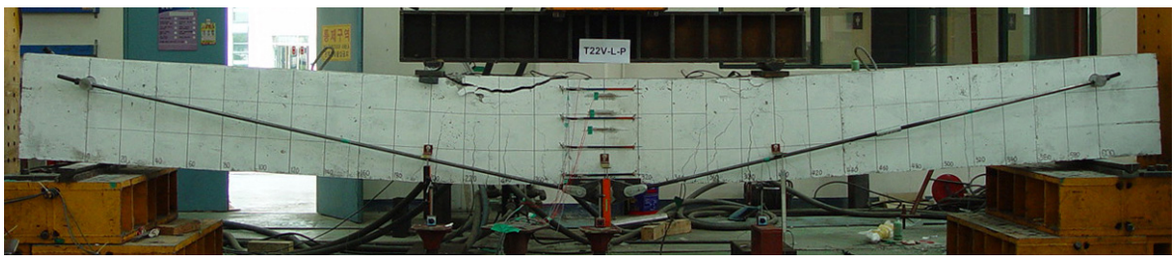


〈Fig. 2〉 Test by Tan and Ng (1997)

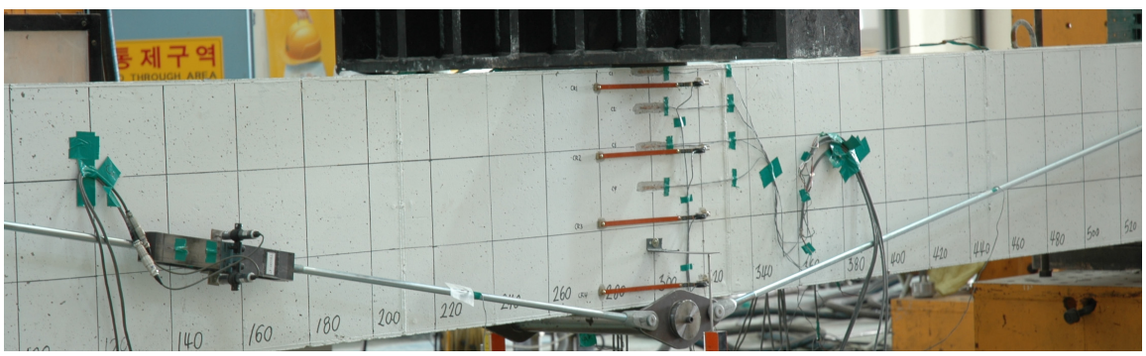
가능하기 때문인데 이는 보의 처짐에 따라 긴장재의 변형이 발생하기 때문이다. 다시 말해서, 긴장재의 변형은 콘크리트 단면에 의존하는 것이 아니라 보 전체의 변형에 좌우된다. 그래서 다수의 연구자들이 반복수렴모델 (Alkhairi and Naaman, 1993; Yang and Kang, 2011)등을 제시하여 수치해석적으로 긴장재의 응력을 산정하는 방법을 제시하였다.[4,5] 최근 Wu and Lu (2003)는 Tan and Ng (1997)의 T-형보 실험<Fig. 2>와 Harajli et al. (1999)의 실험을 바탕으로 한 텐던의 슬립과 마찰을 고려한 해석모델을 제시하였다.[6-8] Dall'Asta et al. (2007a, 2007b)는 텐던슬립을 고려한 비선형 모델과 형상함수를 이용한 텐던응력 산정법을 제안하기도 하였다.[9,10] 하지만 이런 해석모델 또한 수치해석을 수행해야 하므로 엔지니어에게는 쉬운 일은 아니다. 수치해석 연구 외에도 ACI 318[11], AASHTO[12]나 다수의 연구자들이 제시한 콘크리트 내부에 삽입된 텐던의 응력산정식이 있으나 이를 외부 포스트텐션 긴장재의 응력산정에 적용하기에는 다소 무리가 따른다. 이에 본 연구에서는 철근콘크리트 보의 해석의 기본이 되는 변형률적합성과 보의 처짐의 특성을 함께 고려하여 긴장재의 응력을 산정하기 위한 방법을 제안하고자 한다. 본 논문에서는 강봉을 이용하여 보강한 Shin et al. (2007)과 Shin and Lee (2010)의 논문에서 V-형태로 강봉보강된 실험체를 인용한다.[2,3]

2. 기존 실험 요약

Shin et al. (2007)과 Shin and Lee (2010)는 강봉으로 보강된 단순보에 대하여 가력실험을 수행하였다<Figs. 3-4>.[2,3] Shin et al. (2007)이 수행한 4점 휨실험에서는 변수로, a) 보 중앙의 데비에이터까지의 수직유효깊이(650mm, 880mm)와; b) 보강강봉의 직경(18mm, 22mm, 28mm)이 사용되었다. Shin and Lee (2010)이 수행한 3점 휨실험에서는 변수로,



〈Fig. 3〉 Four-point bending test by Shin et al. (2007)



〈Fig. 4〉 Three-point bending test by Shin and Lee (2010)

a) 강봉의 직경(18mm, 22mm, 28mm)과 b) 인장철근의 양이 변수로 사용되었다. 두 연구에서 초기 긴장력으로 공칭항복강도의 30%, 40%을 각각 적용하였으며, 철근콘크리트 보는 400mm x 600mm의 단면과 6000mm의 가력스팬으로 동일하게 제작되었다. 이 외에도 Shin et al. (2007)에서는 단부 정착구의 형태도 실험변수로 적용되었지만, 본 해석논문에서는 정착구의 형태는 고려하지 않는다. 또한 정착구의 휨변형, 지압에 의한 변형, 데비에이터의 마찰에 의한 힘 손실 등도 해석에서 고려하지 않는다. 본 해석에 인용된 실험체의 디자인 변수이자 해석변수를 <Table 1>에 요약하였다.

〈Table 1〉 Design parameters in experimental works

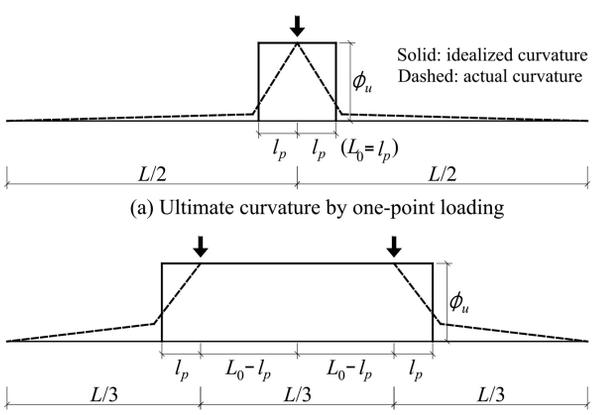
References	Specimen	Compression reinforcement		Tension reinforcement		External steel rod				f_{ck}
		No. (mm^2)	f_y	No. (mm^2)	f_y	No.	f_{py}	f_{pe}	d_p	
Shin et al. (2007)[2]	T18V-H-R	3-D19 (859.5)	406	5-D22 (1935.5)	443	2-ϕ18	588	133	880	31.8
	T22V-H-R	3-D19 (859.5)	406	5-D22 (1935.5)	443	2-ϕ22	623	132	880	31.8
	T28V-H-R	3-D19 (859.5)	406	5-D22 (1935.5)	443	2-ϕ28	541	131	880	31.8
	T22V-L-P	3-D19 (859.5)	406	5-D22 (1935.5)	443	2-ϕ22	623	126	650	31.8
Shin and Lee (2010)[3]	T18V-LC	3-D19 (859.5)	334	5-D22 (1935.5)	433	2-ϕ18	642	248	634	24.3
	T22V-LC	3-D19 (859.5)	334	5-D22 (1935.5)	433	2-ϕ22	584	219	634	24.3
	T28V-LC	3-D19 (859.5)	334	5-D22 (1935.5)	433	2-ϕ28	562	198	634	24.3
	T18V-LC-S1	3-D19 (859.5)	334	7-D22 (2709.7)	433	2-ϕ18	642	243	634	24.3
	T28V-LC-S1	3-D19 (859.5)	334	7-D22 (2709.7)	433	2-ϕ28	562	212	634	24.3
	T18V-LC-S2	3-D19 (859.5)	334	7-D25 (3546.9)	398	2-ϕ18	642	197	634	24.3
	T28V-LC-S2	3-D19 (859.5)	334	7-D25 (3546.9)	398	2-ϕ28	562	208	634	24.3

* f_y는 철근의 항복강도 (MPa), f_{py}는 강봉의 항복강도 (MPa), f_{pe}는 강봉의 유효응력 (MPa), d_p는 데비에이터의 유효깊이 (mm), f_{ck}는 콘크리트 압축강도 (MPa)

3. 모멘트 방정식 제안

포스트텐션 보 실험체의 모멘트 내력을 계산하기 위해서는 외부강봉의 응력상태를 알아야만 한다. 강봉의 응력상태는 보의 처짐에 의하여 결정되는데, 보의 처짐을 계산하기 위해서는 보의 곡률(혹은 중립축)을 계산해야 한다. 또한 중립축은 단면의 변형률 적합성과 보 처짐 적합성 두 특성을 이용하여야만 산정해낼 수 있다. 그 과정을 다음에서 설명하고자 한다. 본 논문에서는 포스트텐션 보의 극한강도 해석에 초점을 두고 있다.

먼저, 위에서 설명했듯이 강봉의 응력을 계산하기 위해서는 보의 처짐 계산이 필요한데, 처짐 계산을 위한 극한상태에서의 보의 곡률 분포상태를 이상화하면 다음과 같다<Fig. 5>(Harajli, 1990, Park and Palulay, 1975).[13,14] 극한상태에서 나타나는 비탄성 곡률분포(점선)를 실제의 비선형곡률의 넓이와 같은 면적을 가질 수 있도록 소성힌지길이 l_p의 폭을 가지는 이상화된 곡률분포(실선)로 표현할 수 있다.



(a) Ultimate curvature by one-point loading

(b) Ultimate curvature by two-point loading

〈Fig. 5〉 Curvature distribution

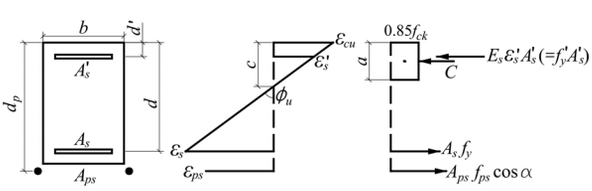
본 해석논문에서는 보의 중앙에 데비에이터가 놓여있는 부재로서, 보 중앙의 처짐에 의하여 외부 긴장재인 강봉의 변형이 결정되므로 <Fig. 5>의 이상화된 곡률분포로부터 <Eqs. 1-2>를 이용하여 극한상태의 중앙처짐을 계산할 수 있다. 만약에 데비에이터의 위치가 중앙이 아니라면, 그것에 대한 처짐 또한 위의 곡률분포로부터 계산할 수 있을 것이다.

$$\delta_u = \left(\frac{LL_0}{2} - \frac{L_0^2}{2}\right)\phi_u \quad (1)$$

여기서, $\phi_u = \varepsilon_{cu}/c$ (2)

δ_u: 극한 처짐, mm
L: 가력스팬, mm
L_0: 등가의 소성길이, mm
(중앙에서 가력점까지 거리 + l_p)
l_p: 등가의 소성힌지길이, mm
ϕ_u: 극한 곡률, 1/mm
ε_{cu}: 콘크리트 최대 압축변형률, mm/mm
c: 극한 상태의 중립축깊이, mm

보강된 철근콘크리트 보의 단면력은 <Fig. 6>으로부터 계산할 수 있다. 일반적인 철근콘크리트 보의 해석을 위한 변형률 적합성에 강봉의 변형성분이 추가되어 있다. 하지만, 강봉의 변형은 변형률 적합성을 이용하여 구할 수 없으므로, <Fig. 5>로부터의 처짐계산과 상호작용으로 계산해야만 한다.



〈Fig. 6〉 Strain and stress distribution at ultimate state

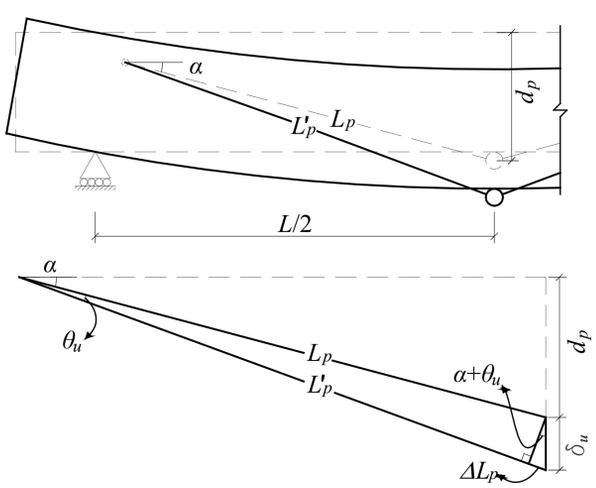
극한상태의 힘의 평형방정식과 모멘트방정식은 Whitney 응력블록을 이용하면 다음과 같이 계산할 수 있다<Eqs. 3-5>. 여기서, 계산의 간편화를 위하여 압축철근의 항복을 가정한다($E_s\varepsilon_s' = f_y'$). 휨에 대한 극한강도 해석시에 콘크리트 압축강도에 대한 등가의 콘크리트 압축응력 비는 KCI 2013[15]에 따라 0.85를 취하였다.

$$0.85f_{ck}ab + A_s'f_y' = A_sf_y + A_{ps}f_{ps}\cos\alpha \quad (3)$$

$$M_u = 0.85f_{ck}ab(c-a/2) + A_s'f_y'(c-d') + A_sf_y(d-c) + A_{ps}f_{ps}(d_p-c)\cos\alpha \quad (4)$$

여기서, $f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps}$ (5)

f_{ck}: 콘크리트 압축강도, MPa
a: 사각형 등가응력블록의 깊이, mm
b: 보의 폭, mm
A_s': 압축철근의 총 단면적, mm^2
f_y': 압축철근의 항복강도, MPa
A_s: 인장철근의 총 단면적, mm^2
f_y: 인장철근의 항복강도, MPa
A_{ps}: 보강강봉의 총 단면적, mm^2
f_{ps}: 극한상태의 강봉의 응력, MPa
α: 외부강봉의 기울기, radian
c: 극한 상태의 중립축깊이, mm
d': 콘크리트 압축면에서부터 압축철근 중심까지의 거리, mm
d: 콘크리트 압축면에서부터 인장철근 중심까지의 거리, mm
f_{pe}: 강봉의 유효응력, MPa
Δf_{ps}: 증가된 강봉의 응력, MPa



〈Fig. 7〉 Geometric profile of steel rod before and after loading

위의 <Eqs. 3-5>에서 아직 미지수로 남아있는 요소는 중립축의 깊이 c, 강봉의 응력 f_{ps}으로, 이 두 미지수를 찾기 위하여 <Fig. 7>과 같이 변형 전후의 기하학적 형상을 고려하였다. 여기서, 부재의 회전각과 처짐에 따른 정착구의 이동은 미소하므로 무시하였고, 마찰에 의한 힘손실도 고려하지 않았다.

<Fig. 7>에서 강봉의 신장률은 <Eq. 6>과 같이 미소각($\theta_u \approx 0$)일 때의 삼각함수의 특징을 이용하여 표현할 수 있다. 또한, 강봉의 증가된 응력은 <Eq. 7>과 같이 탄성범위내에서 표현할 수 있다. 여기서 계산된 Δf_{ps}가 <Eq. 5>에 삽입되어서 f_{ps}가 f_{py}를 초과하면 f_{ps}는 f_{py}로 대체된다. 이때에는 <Eq. 17>에서 직접 중립축깊이 c를 계산하면 된다.

$$\Delta\varepsilon_{ps} = \frac{\Delta L_p}{L_p} = \frac{\delta_u \sin(\alpha+\theta_u)}{L_p} = \frac{\delta_u}{L_p}(\sin\alpha + \theta_u \cos\alpha) \quad (6)$$

$$\Delta f_{ps} = \frac{E_p \delta_u}{L_p}(\sin\alpha + \theta_u \cos\alpha) \quad (7)$$

$\Delta\varepsilon_{ps}$: 강봉의 신장률, mm/mm
ΔL_p: 증가한 강봉의 길이($L_p' - L_p$), mm
L_p': 강봉의 늘어난 후의 총 길이, mm
L_p: 강봉의 원래길이, mm
δ_u: 보의 극한 처짐, mm
α: 강봉의 초기 기울기, radian
θ_u: 강봉의 변화된 기울기, radian
Δf_{ps}: 증가된 강봉의 응력, MPa
E_p: 강봉의 탄성계수, MPa

위의 두 식에서, 강봉의 변화된 기울기 θ_u는 <Eq. 1>의 처짐식과의 비교로부터 구하고자 한다. 먼저, <Fig. 7>로부터 <Eq. 8>과 같은 식을 유도하였다. <Eq. 1>과 <Eq. 8>에서 θ_u는 <Eq. 9>로 표현할 수 있다.

$$\delta_u \approx L_p \theta_u \quad (8)$$

$$\theta_u = \left(\frac{LL_0}{2} - \frac{L_0^2}{2}\right)\frac{\varepsilon_{cu}}{L_p c} = \frac{\zeta}{c} \quad (9)$$

여기서, $\zeta = \left(\frac{LL_0}{2} - \frac{L_0^2}{2}\right)\frac{\varepsilon_{cu}}{L_p}$ (10)

<Eq. 5>를 <Eqs. 7, 9, 10>을 이용하여 <Eq. 11>

로 재표현하였다.

$$f_{ps} = f_{pe} + E_p(\theta_u \sin\alpha + \theta_u^2 \cos\alpha) \le f_{py} \quad (11)$$

<Eq. 3>에 <Eq. 11>을 삽입하면 다음 <Eq. 12>와 같은 미지의 중립축 깊이 c에 대한 고차방정식을 얻을 수 있다.

$$A_1 c^3 + B_1 c^2 + C_1 c + D_1 = 0 \quad (12)$$

여기서, $A_1 = 0.85\beta_1 f_{ck} b$ (13)

$$B_1 = A_s{}' f_y{}' - A_s f_y - A_{ps} f_{se} \cos\alpha \quad (14)$$

$$C_1 = -A_{ps} E_p \zeta \cos\alpha \sin\alpha \quad (15)$$

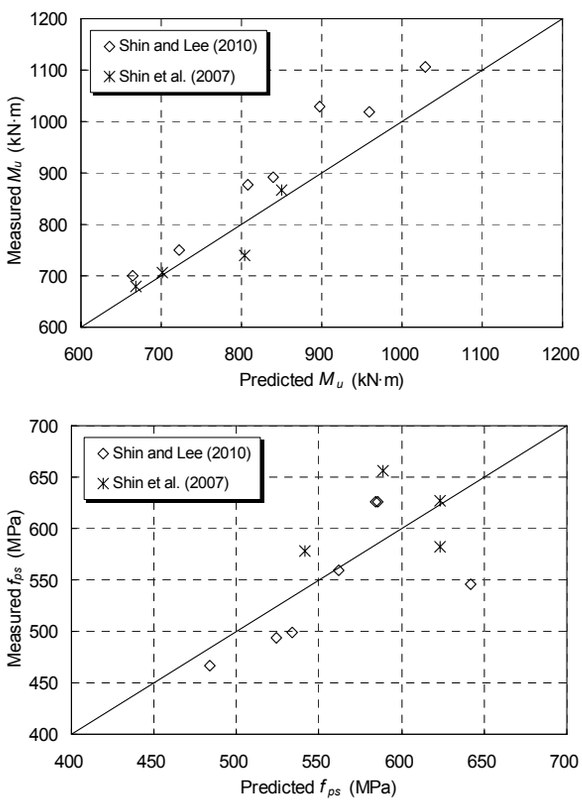
$$D_1 = -A_{ps} E_p \zeta^2 \cos^2\alpha \quad (16)$$

결론적으로, 고차방정식 <Eq. 12>의 근 중에 하나가 극한상태에서의 중립축깊이 c가 된다. 이를 <Eq. 11>에 삽입하면 응력 f_{ps}, <Eqs. 8, 9>에 삽입하면 처짐 δ_u, <Eq. 4>에 삽입하면 모멘트 강도 M_u를 계산할 수 있다. 만약에 <Eq. 11>에서 f_{ps}가 항복강도 f_{py}를 초과했다면, <Eq. 3>의 평형방정식은 다음과 같이 간단히 정리되어 중립축 깊이 c를 계산할 수 있다.

$$c = \frac{-A_s{}' f_y{}' + A_s f_y + A_{ps} f_{py} \cos\alpha}{0.85\beta_1 f_{ck} b} \quad (17)$$

4. 해석결과 및 분석

기존의 실험결과와 제안한 모멘트 강도식을 비교하기 위하여 <Tables 2-3>에 결과를 요약하였다. 표에는 해석의 정확도를 살펴보기 위하여 콘크리트의 최대압축변형률 ε_{cu}와 소성힌지길이 l_p에 따라 결과를 비교하였다. 선택된 ε_{cu}는 0.003과 0.005, l_p는 기존 연구[16]를 토대로 $0.75d$와 $1.5d$의 범위를 선택하였다. 4가지 경우 모두에 Shin et al. (2007)의 실험체 해석결과는 같은 결과를 보였다. Shin and Lee (2010)의 실험체 해석결과 또한 4가지의 경우에 큰 차이를 보이고 있지는 않지만은, ε_{cu}는 0.005, l_p는 $0.75d$일 때 보다 정확한 예측을 하는 것으로 나타났다.



〈Fig. 8〉 Comparison of prediction and experimental results

일반적으로, 휨에 대한 철근콘크리트의 설계시에

〈Table 2〉 Analysis result of specimens tested by Shin et al. (2007)

Specimen	$M_{u\text{-pre}}$	$M_{u\text{-exp}}$	$M_{u\text{-pre}}/M_{u\text{-exp}}$	$f_{ps\text{-pre}}$	$f_{ps\text{-exp}}$	$f_{ps\text{-pre}}/f_{ps\text{-exp}}$
T18V-H-R	668	679	0.98	588	656	0.90
T22V-H-R	804	739	1.09	623	582	1.07
T28V-H-R	850	867	0.98	541	578	0.94
T22V-L-P	701	707	0.99	623	627	0.99
Average			1.01			0.98

〈Table 3〉 Analysis result of specimens tested by Shin and Lee (2010)

Specimen	$M_{u\text{-pre}}$	$M_{u\text{-exp}}$	$M_{u\text{-pre}}/M_{u\text{-exp}}$	$f_{ps\text{-pre}}$	$f_{ps\text{-exp}}$	$f_{ps\text{-pre}}/f_{ps\text{-exp}}$
			ε_{cu}= 0.003 & l_p = 0.75d			
T18V-LC	638	699	0.91	540	546	0.99
T22V-LC	693	750	0.92	505	626	0.81
T28V-LC	779	892	0.87	456	559	0.82
T18V-LC-S1	776	877	0.89	451	626	0.72
T28V-LC-S1	906	1019	0.89	422	494	0.85
T18V-LC-S2	872	1029	0.85	419	499	0.84
T18V-LC-S2	985	1107	0.89	392	467	0.84
Average			0.89			0.84
			ε_{cu}= 0.003 & l_p = 1.5d			
T18V-LC	664	699	0.95	642	546	1.18
T22V-LC	722	750	0.96	584	626	0.93
T28V-LC	840	892	0.94	562	559	1.01
T18V-LC-S1	816	877	0.93	622	626	0.99
T28V-LC-S1	973	1019	0.96	551	494	1.12
T18V-LC-S2	904	1029	0.88	566	499	1.13
T28V-LC-S2	1041	1107	0.94	509	467	1.09
Average			0.94			1.06
			ε_{cu}= 0.005 & l_p = 0.75d			
T18V-LC	664	699	0.95	642	546	1.18
T22V-LC	722	750	0.96	584	626	0.93
T28V-LC	840	892	0.94	562	559	1.01
T18V-LC-S1	808	877	0.92	585	626	0.94
T28V-LC-S1	959	1019	0.94	524	494	1.06
T18V-LC-S2	897	1029	0.87	534	499	1.07
T28V-LC-S2	1029	1107	0.93	484	467	1.04
Average			0.93			1.03
			ε_{cu}= 0.005 & l_p = 1.5d			
T18V-LC	664	699	0.95	642	546	1.18
T22V-LC	722	750	0.96	584	626	0.93
T28V-LC	840	892	0.94	562	559	1.01
T18V-LC-S1	821	877	0.94	642	626	1.03
T28V-LC-S1	979	1019	0.96	562	494	1.14
T18V-LC-S2	920	1029	0.89	642	499	1.29
T28V-LC-S2	1066	1107	0.96	562	467	1.20
Average			0.94			1.11

는 ε_{cu}는 0.003을 사용하지만, 보수보강시에는 0.005까지 사용가능함을 Paulay and Prestley (1992)와 FEMA (1997)에서 제안한 연구결과가 있다.[16,17] 또한, 소성힌지길이에 대한 연구결과는 많은 연구자들에 의하여 다소 편차를 보이고 있고 본 연구의 주요 관점은 아니지만, 해석결과로부터 소성힌지의 길이는 0.75d로 가정한 결과를 <Fig. 8>에 표현해보았다. 극한강도에 대한 예측값과 측정값사이의 평균과

표준편차는 각각 0.96, 0.05의 값을 띄고, 긴장재의 응력에 대해서는 1.01, 0.08의 값을 나타내었다. 전체적으로, 제안한 모멘트 강도식으로 도출한 해석결과는 실험값을 잘 예측하고 있다고 판단할 수 있다.

5. 결 론

본 논문에서는 외부 비부착 강봉으로 포스트텐션 보강된 철근콘크리트 보의 모멘트강도를 예측하기 위한 새로운 시도를 보여줬다. 외부 포스트텐션 보강 후 3점, 4점 가력으로 휨실험한 기존 실험체의 측정값과 비교하여 다음과 같은 결론을 내렸다.

본 논문에서 제안한 접근법은 인용된 11개의 실험체처럼 보의 경간내에 데비에이터가 존재하여 가력에 의하여 경사진 보강재의 기울기가 변화하는 실험체에만 적용할 수 있다. 예를 들어, 데비에이터 없이 보의 길이방향과 평행하게 보강된 부재에서는 보강재의 기울기가 처음의 상태를 유지하기 때문에 본 제안법을 사용할 수 없는 단점이 있다.

제안한 모멘트 강도식은 보강된 철근콘크리트 보의 극한강도 및 외부 긴장재의 응력상태를 잘 예측할 수 있는 것으로 나타났다. 기존의 ACI 318과 AASHTO에서 제안한 철근콘크리트 보의 내부에 매립된 텐던에 대한 응력 예측식을 적용하기에 무리가 따르던 외부 포스트텐션 보강된 철근콘크리트 보의 강도 및 이에 상응하는 강봉의 응력상태와 처짐을 예측할 수 있다.

향후 외부 포스트텐션 부재의 사용성 및 동적 특성 등을 기존 내부 포스트텐션 부재의 연구[18]를 토대로 파악할 예정이다.

감사의 글

본 연구는 정부(교육부)/한국연구재단의 연구비지원(No. 2013R1A6A3A03059962) 및 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술연구사업의 연구비지원(13건설연구A02)에 의해 수행되었습니다.

References

1. J. Cairns, S.F.A. Rafeeqi, “Strengthening Reinforced Concrete Beams with External Unbounded Bars: Experimental Investigation”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings, Vol.156, No.1, pp.27-37, 2003
2. K.J. Shin, J.H. Lim, Y.S. Oh, J.H. Moon, “An Experimental Study on the Flexural Behaviour of RC Beams Strengthened with High-Strength Bars“, Magazine of Concrete Research, Vol.59, No.7, pp.469-481, 2007
3. K.J. Shin, S.H. Lee, “Flexural Behaviour of RC Beams Strengthened with High-Tension Steel Rod“, Magazine of Concrete Research, Vol.62, No.2, pp.137-147, 2010
4. F.M. Alkhairi, A.E. Naaman, “Analysis of Beams Prestressing with Unbonded Internal or External Tendons“, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.9, pp.2680-2700, 1993
5. K.H. Yang, T.H.-K. Kang, “Equivalent Strain Distribution Factor for Unbonded Tendon Stress at Ultimate“, ACI Structural Journal, Vol.108, No.2, pp.217-226, 2011
6. X.H. Wu, X. Lu, “Tendon Model for Nonlinear Analysis of Externally Prestressed Concrete Structures“, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129, No.1, pp.96-104, 2003
7. K.H. Tan, C,K. Ng, “Effects of Deviators and Tendon Configuration on Behavior of Externally Prestressed Beams”, ACI Structural Journal, Vol.94, No.1, pp.13-21, 1997
8. M. Harajli, N. Khairallah, H. Nassif, “Externally Prestressed Members: Evaluation of Second-Order Effects”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.125, No.10, pp.1151-1161, 1999
9. A. Dall’Asta, L. Ragni, A. Zona, “Analytical

Model for Geometric and Material Nonlinear Analysis of Externally Prestressed Beams", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.133, No.1, pp.117-121, 2007a

10. A. Dall'Asta, L. Ragni, A. Zona, "Simplified Method for Failure Analysis of Concrete Beams Prestressed with External Tendons", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 133, No.1, pp.121-131, 2007b
11. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2011
12. AASHTO, "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, USA, 2012
13. M.H. Harajli, "Effect of Span-to-Depth Ratio on the Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressing Concrete Members", ACI Structural Journal, Vol.87, No.3, pp.305-312, 1990
14. R. Park, T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, New York, USA, 1975
15. KCI, "Structural Concrete Code", Korea Concrete Institute, 2013 (in Korean)
16. T. Paulay, M.J.N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, Inc., New York, NY, USA, 1992
17. Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274)", Washington, D.C., USA, 1997
18. S.W. Yoon, "Dynamic Characteristic of Post-tensioned Void Slab", Journal of the Korean Association for Spatial Structures, Vol.12, No.12, pp.89-95, 2012 (in Korean)

■ Received : May 21, 2014
■ Revised : July 01, 2014
■ Accepted : July 15, 2014