

800MPa 강재 및 100MPa 콘크리트를 적용한 ㄱ형 강재 매입형 합성기둥의 편심압축실험

김창수¹⁾ · 박홍근^{2)*} · 이호준³⁾ · 최인락⁴⁾

¹⁾ 선임(공학박사), 삼성물산 건설부문, 기술연구센터 ²⁾ 교수, 서울대학교, 건축학과
³⁾ 석사과정, 서울대학교, 건축학과 ⁴⁾ 책임연구원(공학박사), 포항산업과학연구원, 강구조연구소

Eccentric Axial Loading Test for Concrete-Encased L-section Columns using 800MPa Steel and 100MPa Concrete

Kim, Chang Soo¹⁾ Park, Hong Gun^{2)*} Lee, Ho Jun³⁾ Choi, In Rak⁴⁾

¹⁾ Senior Researcher(Ph.D.), Samsung C & T Corporation, Engineering & Construction Group, Seoul, 135-935, Korea
²⁾ Professor, Seoul National Univ., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul, 151-744, Korea
³⁾ Graduate Student, Seoul National Univ., Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul, 151-744, Korea
⁴⁾ Senior Researcher(Ph.D.), Research Institute of Industrial Science & Technology, Steel Structure Research Div., Incheon, 406-840, Korea

ABSTRACT : Eccentric axial loading test was performed for concrete-encased columns using 800MPa steel and 100MPa concrete. To maximize the contribution of the high-strength steel, L-shaped steel sections were placed at four corners, and connected to each other by lattices, links, or battens. Compared to a H-section of the same area, the moment-arm and strain of the L-sections are increased. Also, the corner L-sections provide good lateral confinement to concrete core. The test results showed that the peak strength and effective flexural stiffness of the L-section columns were increased by more than 1.4 times those of the H-section column.

KEYWORDS : high-strength steel, high-strength concrete, L-section, concrete-encased composite column, eccentric axial load

1. 서 론

최근 구조성능 증대, 사용면적 증대, 경제성 증대, 양중무게 감소 등을 목적으로 합성기둥에 대한 고강도재료의 적용이 기대되고 있다. 하지만 강재의 항복변형률 ϵ_{ys} 가 콘크리트의 극한압축변형률 ϵ_{cu} (단기하중을 받는 일반적인 콘크리트의 경우 $\epsilon_{cu} \approx 0.003$)를 초과하는 $F_{ys} = 600\text{MPa}$ 이상의 고강도강재를 사용하는 경우에는, 강재단면의 항복에 앞서

콘크리트가 먼저 압괴할 수 있다^[1](Fig. 1).

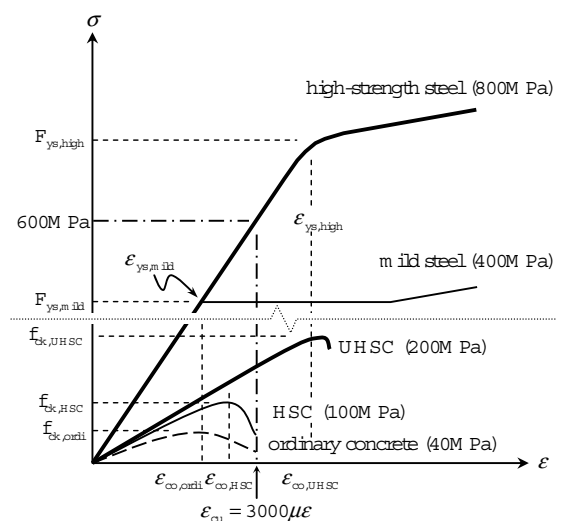


Fig. 1 Stress-strain relationships of steel and concrete

Note.-Discussion open until October 31, 2013. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on November 12, 2012; revised January 24, 2013; approved on March 25, 2013.
 © KSSC 2013

* Corresponding author

Tel. +82-2-880-7055 Fax. +82-2-871-5518
 E-mail: parkhg@snu.ac.kr

특히 매입형 합성기둥(이하 SRC기둥)의 경우 콘크리트가 강재를 둘러싸고 있으므로, 축력과 모멘트를 동시에 받게 되면 심부강재보다 콘크리트에 더 큰 변형이 발생하여 콘크리트의 조기압괴가 더욱 뚜렷해진다. 강재단면이 충분히 항복강도를 발휘하지 않은 상태, 즉 강재단면의 전체 또는 일부가 여전히 탄성영역에 머물러 있는 상태에서의 콘크리트 조기압괴는 합성기둥의 성능뿐만 아니라 경제성도 크게 떨어뜨린다. 따라서 SRC기둥에 고강도강재를 사용하는 경우에는 콘크리트의 조기압괴에 대한 세심한 주의가 요구된다.

이러한 콘크리트의 조기압괴로 인하여, SRC기둥에 대한 기존의 실험연구^{[2],[3],[4],[5],[6],[7]}에서는 적용된 재료의 강도에 한계가 있었다(Fig. 2, 강재 항복강도 $F_{ys} \leq 499\text{MPa}$, 콘크리트 압축강도 $f_{ck} \leq 91\text{MPa}$). 한편 김창수 등^[1]은 고강도재료를 적용한 합성단면의 거동특성을 파악하기 위하여 SRC기둥에 800MPa급 고강도강재와 100MPa급 고강도콘크리트를 적용하였으며, 고강도강재의 강도활용을 극대화하기 위하여 다양한 단면구성에 대하여 실험연구를 실시하였다.

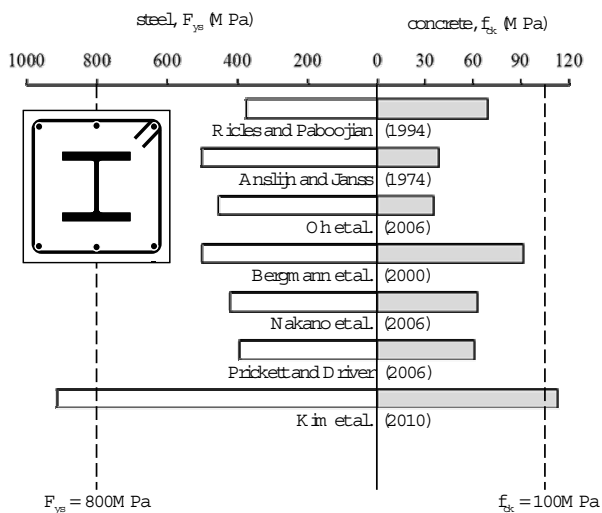


Fig. 2 Strength combinations of steel and concrete in previous experimental studies for SRC columns

Table 1. Strength limitation in current design codes (MPa)

Design Code		ACI 318 (2010)	Eurocode 4 (2005)	ANSI/AISC 360 (2010)	AIJ (2004)
Yield Strength of Steel	Max	350MPa	460MPa	525MPa	588MPa ^①
	Min	-	-	-	-
Compressive Strength of Concrete	Max	-	50MPa	70MPa	58.8MPa
	Min	17MPa	20MPa	21MPa	29.4MPa

① Ultimate tensile strength

현행 설계기준에서는 콘크리트의 조기압괴 문제와 더불어 기존 실험연구의 부족으로 인하여 합성기둥 설계시 강재의 항복강도에 상한선을 두고 있다(Table 1)^{[8],[9],[10],[11]}.

콘크리트의 조기압괴에 대한 우려는 충전형 합성기둥(이하 CFT기둥, Fig. 3(d),(e),(f))을 사용하면 해결할 수 있다. 하지만 CFT기둥은 각형단면 또는 대형단면의 경우 강관의 국부좌굴로 인하여 심부콘크리트에 대한 횡구속효과를 기대하기 어렵고, 반대로 국부좌굴을 방지하기 위해서는 강관이 두꺼워져야 하는 문제점이 있다. 또한 내화피복이 요구되며, 강관제작, 밀실한 콘크리트채움, 접합부 상세 등에 어려움이 따른다. 반면 SRC기둥은 보강철물과 거푸집이 요구되지만, 콘크리트가 강재에 대하여 내화방지 및 좌굴방지효과를 제공하며 다양한 형태의 메가기둥에 적용가능하다. 이렇듯 SRC기둥과 CFT기둥은 각각 장단점이 있으므로, 합성기둥에 대한 고강도강재의 활발한 적용을 위해서는 SRC에 대한 연구도 지속되어야 한다.

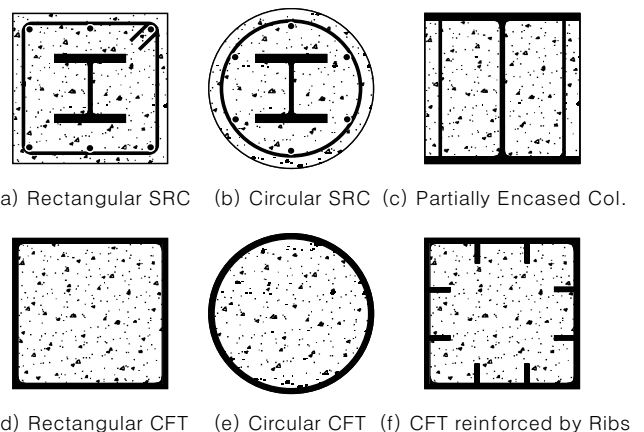


Fig. 3 Typical composite sections

김창수 등^[1]에 따르면, 고강도강재 적용 SRC 단면구성시 주요 고려사항은 1) 콘크리트의 조기압괴 방지를 위한 변형능력 확보 및 2) 강재의 성능활용을 극대화할 수 있는 강재단면의 최적배치이다. 따라서 본 연구에서는 고강도강재를 적용한 SRC기둥에 대하여 합성효과를 극대화할 수 있는 단면구성을 제안하며, 이에 대하여 편심압축실험을 수행하였다.

2. 매입형 합성기둥을 위한 단면구성 제안

앞선 연구^{[1],[12]}를 통해, 축력과 모멘트를 동시에 받는 SRC기둥의 경우 단면의 성능을 극대화하기 위해서는, 1) 구속콘크리트의 성능증대를 위하여 횡구속력을 확보하고, 2) 강재의 변형(응력)을 증가시킬 수 있도록 강재를 가급적 단

면의 외부로 배치하여야 한다는 요구조건을 도출하였다.

콘크리트의 조기압괴 방지를 위한 변형능력 확보방안으로써, 재료차원에서 강섬유보강콘크리트나 고성능콘크리트의 사용이 가능하지만, 단면구성에서 가능한 방법은 횡구속이다. 횡철근 또는 강재단면에 의한 구속력은 콘크리트의 강도뿐만 아니라 변형능력도 증가시키며, 이로 인하여 압축지배영역에서 합성단면의 강도상관곡선을 확장시킨다(Fig. 4). 특히 잘 구속된 합성단면의 경우, 구속콘크리트의 강도증가/유지가 강재단면의 항복과 맞물려 합성기둥의 강도는 피복박탈이후에도 다시 증가할 수 있다(Fig. 5).

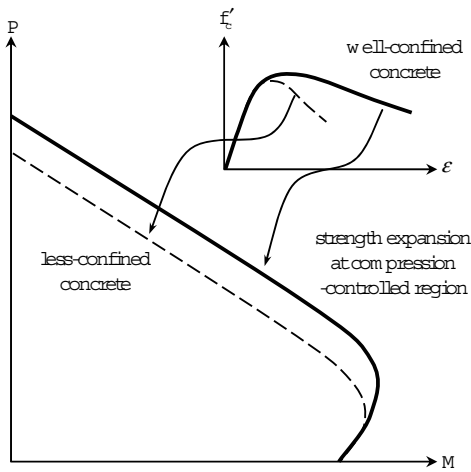


Fig. 4 Confinement effect on strength interaction diagram

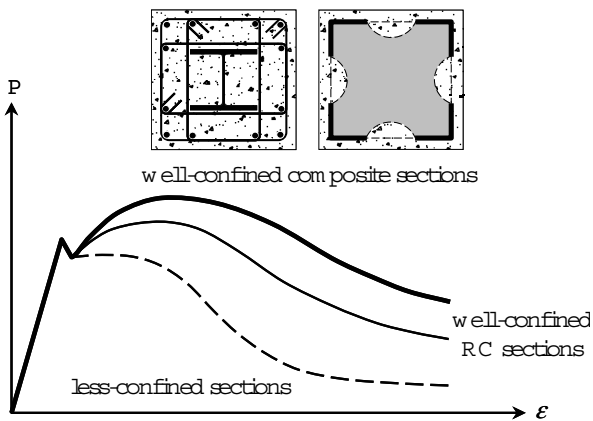


Fig. 5 Effect of confinement

참고로 철근(또는 강재)과 콘크리트간 포이송비의 차이로 인하여 탄성영역에서는 횡구속력을 기대할 수 없으며, 또한 횡구속이 충분하지 못한 경우에는 횡구속력에 따른 구속콘크리트의 강도상승이 피복박탈에 따른 합성단면의 강도손실을 보상하지 못하므로, 피복콘크리트 박탈 뒤 합성기둥의 강도와 강성이 급격히 감소될 수 있다.

단면구성에서 가능한 또다른 합성효과 극대화 방안은 강재 단면의 외곽배치이다. 강재단면의 외곽배치는 휨-압축을 받는 합성단면에서 강재의 변형을 증가시키므로 강재가 높은 응력을 발휘하게 되며, 강재의 모멘트팔길이 증가로 인해 휨성능(휨강도와 휨강성)도 증가한다. 이에 따라 인장지배영역에서 합성단면의 모멘트성능은 크게 증가한다(Fig. 6).

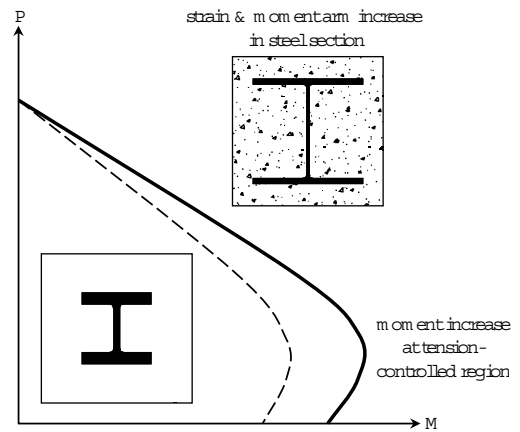


Fig. 6 Effect of outer placement of steel section on strength interaction diagram

하지만 H형강을 이용한 기존의 SRC기둥에 대해서는 이 두 가지 요구조건을 만족시키기 어렵다. 따라서 본 연구에서는 구속콘크리트에 대한 횡구속을 확보하고, 강재의 성능기여도를 극대화할 수 있도록, Fig. 7과 같은 ㄱ형 강재 매입형 합성기둥의 활용을 제안한다.

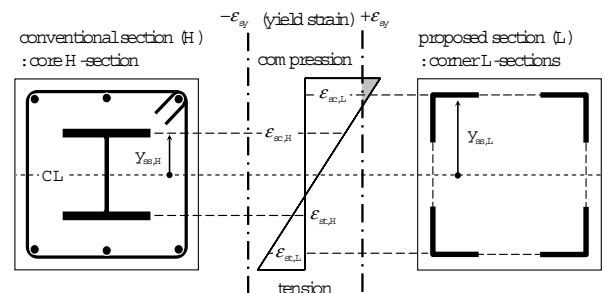


Fig. 7 Strain distribution in H- and L-section columns

그림에 나타나 있듯이, 제안된 단면에서는 내화 및 내식을 위한 최소피복만을 확보한 후 ㄱ형 강재를 단면의 네 모서리에 대칭으로 배치하고, 연결재를 이용하여 서로 용접연결한다. 강재단면(4L-60×60×15mm)이 모서리에 집중배치되므로(모멘트팔길이 y_{ss} 증가), 단면적이 동일한 기존의 H형강(H-150×150×15×15mm)과 비교하여 강축의 소성모멘트강도가 1.67배 증가하고, 2축휨을 받는 경우 약축의 소성모멘

트강도는 4.49배나 증가한다. 특히 강재에 대한 변형요구 (ϵ_{ss})가 증가하여 강재의 응력활용이 극대화되므로, 고강도 강재의 적용이 가능하다. 또한 응력집중으로 인하여 콘크리트가 가장 취약한 모서리에서 강재단면이 우수한 횡구속력을 제공하기 때문에, 피복콘크리트의 박탈 이후 심부콘크리트의 하중저항능력은 증가/유지된다. 이에 따라 Fig. 4와 Fig. 6에 각각 나타낸 콘크리트 횡구속효과와 강재단면의 외곽배치 효과가 서로 중첩되어, 단면의 강도상관곡선은 크게 확장된다.

한편 ㄱ형 강재간 구조적 일체성을 확보하고 전단력을 전달하며, 강재단면의 국부좌굴을 방지하기 위하여 띠판, 링크철근, 또는 기성제품인 래티스철근 등을 연결재로 사용할 수 있다. ㄱ형 강재와 연결재는 공장에서 선조립이 가능하며, 제안된 SRC단면은 다양한 형식의 보접합에 적용가능하다 (Fig. 8).

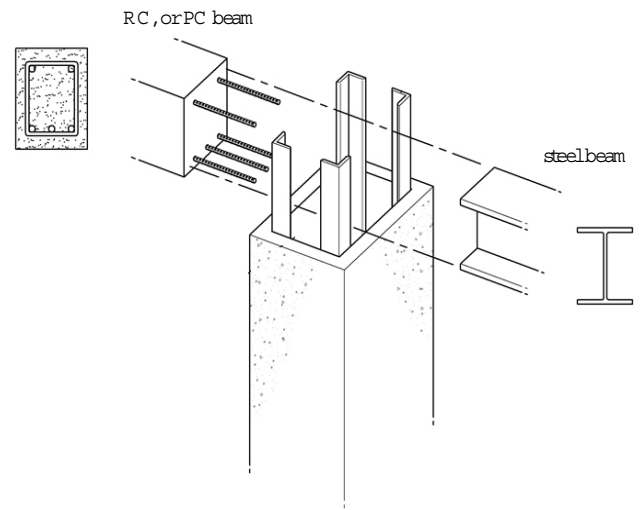


Fig. 8 Application of L-section column

Table 2. Properties of test specimens

Specimens		H-section Column	L-section Columns		
		H1	L1	L2	L3
Section	Dimension, $B \times D$	260×260mm			
	Gross Area, A_g	67600mm ²			
Concrete	Compressive Strength at 28-day, f_{ck}	103.6MPa		96.6MPa	
Structural Steel	Steel Shape (Width-to-Thickness Ratio, b_f/t_f)	H-150×150×15×15mm (4.50)	4L-60×60×15mm (3.00)		
	Yield Strength, F_{ys} (Ultimate Tensile Strength, F_{us})	812MPa (868MPa)		759MPa (884MPa)	
	Sectional Area, A_{ss}	6300mm ²			
	Steel Ratio, ρ_{ss}	9.3%			
Longitudinal Re-bar	Number and Diameter (D13: $A_{stl} = 126.7\text{mm}^2$)	6-D13	8-D13	-	-
	Yield Strength, f_{yl}	512MPa	513MPa	-	-
	Reinforcement Ratio, ρ_{sl}	1.1%	1.5%	-	-
Uniaxial Compressive Strength	Composite Section, P_o ^①	10836kN	10944kN	9815kN	
	Steel Section, P_{ss} (Contribution Ratio, $\delta = P_{ss}/P_o$)	5116kN (0.47)		4782kN (0.49)	
Net Column Length, L (Total Specimen Length, L_k)		900mm (2620mm)			
Slenderness Ratio, $\lambda = KL_k/r$ ^②		40.3	29.1	35.3	
Transverse Reinforcement	Type	Ties	Lattices	Links	Battens
	Diameter or Thickness (Sectional Area, A_{stl})	D10 (71.3mm ²)	$\phi 7$ (38.5mm ²)	D13 (126.7mm ²)	6T (360mm ²)
	Yield Strength, f_{yt}	474MPa	531MPa	481MPa	418MPa
	Vertical Spacing, s	65mm	50mm	100mm	210mm
	Volumetric Ratio, ρ_{st}	1.99%	1.73%	2.09	2.91
Eccentricity of Axial Load, e_0 (Eccentricity Ratio, e_0/D)		120mm (0.46)			

① $P_o = 0.85f_{ck}A_c + F_{ys}A_{ss} + f_{yl}A_{sl}$ (Early crushing of concrete was ignored)

② Effective length factor $K=1$, and Radius of Gyration $r = \sqrt{(0.2E_cI_c + E_{ss}I_{ss}) / (0.2E_cA_c + E_{ss}A_{ss})}$ (mm)

Where, $E_c = 3320\sqrt{f_{ck}} + 6900$ (MPa), $E_{ss} = 205\text{GPa}$

3. 실험계획

3.1 실험체

기존의 H형강 매입형 합성기둥 1개(H1)와 제안된 ㄱ형 강재 매입형 합성기둥 3개(L1~L3)에 대하여 편심압축실험을 실시하였다. Fig. 9에 실험체 단면을 나타내었고, Table 2에 주요 실험체 제원을 정리하였다.

모든 실험체의 단면의 폭(B)× 깊이(D)는 260×260mm이며, 기둥부 순길이는 $L=900$ mm이다. 실험체에 타설될 콘크리트의 최대골재치수가 15mm임을 감안하여, 피복콘크리트 두께는 15mm로 결정하였다.

구조용 강재단면은 HSA800 강관을 개선용접(groove welding)하여 제작하였다. H1의 경우, H-150×150×15×15mm(H-깊이(h)×폭(b)×웨브두께(t_w)×플랜지두께(t_f), 플랜지 판폭두께비 $b_f/t_f = 4.5$)의 H형강을 사용하였으며, L1~L3의 경우, L-60×60×15mm($b_f/t_f = 3.0$)의 ㄱ형 강재 4개씩을 사용하였다.

H1에는 6-D13(D13: 공칭지름 $d_{st} = 12.7$ mm, 공칭단면적 $A_{st} = 126.7$ mm²)의 주철근을 배근하였으며, D10($d_{st} = 9.53$ mm², $A_{st} = 71.3$ mm²)을 이용하여 부재단면 최소치수의 1/4인 $s = 65$ mm 수직간격으로 띠철근을 배근하였다(띠철근 체적비 $\rho_{st} = 1.99\%$)^[13]. 다만 강재플랜지로

인해 135도 표준갈고리 설치를 위한 공간확보에 어려움이 있어, 부득이 띠철근 양단을 서로 겹침용접(lap welding)하였다(Fig. 9(a)).

L1~L3의 ㄱ형 강재들은 각각 래티스철근, 링크철근, 띠판을 이용하여 용접연결하였다(Fig. 9(b)).

L1의 경우, ㄱ형 강재 사이에 래티스철근을 위치시킨 후 전길이 모살용접(fillet welding)하였다. 각 래티스는 2개의 주철근(2-D13)과 이를 연결하는 경사횡철근($\phi 7$)으로 이루어져 있으며, 경사횡철근은 주철근과 맞닿는 부분에서 전둘레 모살용접되어 있다. 래티스내 경사횡철근은 주철근과 64.7도의 각도를 이루고 있으며, 100mm 간격으로 지그재그 배근하였다(등가 수직간격 $s = 100/2 = 50$ mm, 등가 $\rho_{st} \approx 1.73\%$). L2에는 D13의 링크철근을 $s = 100$ mm 간격으로 설치하였으며(등가 $\rho_{st} \approx 2.09\%$), L3에는 두께 6mm, 너비 60mm의 띠판을 $s = 210$ mm 간격으로 설치하였다(등가 $\rho_{st} \approx 2.91\%$). 각 링크철근과 띠판은 양쪽으로 45mm씩 ㄱ형 강재와 겹친 후 전둘레 모살용접하였다.

모든 실험체의 강재비(전체단면에 대한 강재단면의 단면적비)는 $\rho_{ss} = 9.3\%$ 이며, 주철근비는 H1은 $\rho_{sl} = 1.1\%$, L1은 $\rho_{sl} = 1.5\%$ (래티스내 주철근), L2, L3은 $\rho_{sl} = 0\%$ 이다. 강재기여도(전체단면에 대한 강재단면의 중심축강도 기여도, 식 (1))의 경우, H1, L1은 $\delta = 0.47$ 이며, L2, L3는 $\delta = 0.49$ 이다.

$$\delta = \frac{P_{ss}}{P_o} = \frac{F_{ys}A_{ss}}{0.85f_{ck}A_c + F_{ys}A_{ss} + f_{yl}A_{sl}} \quad (1)$$

본 실험의 경우 HSA800강은 두께 15mm만 사용가능하였기 때문에, 전체적으로 실험체는 비교적 낮은 판폭두께비와 높은 강재비, 그리고 높은 강재기여도를 갖는다.

3.2 재료

콘크리트는 28일재령 공시체 압축강도 $f_{ck} = 100$ MPa로 설계하였으며, 배합비는 Table 3에 정리하였다(H1, L1에는 C100-1, L2, L3에는 C100-2 사용). 각 배합별로 3개의 공시체($\phi 100 \times 200$ mm)를 준비하였으며, ASTM C39/C39M-01^[14]에 따라 압축실험하였다. 실험결과 100MPa급 고강도콘크리트는 최대강도까지 직선적으로 압축응력이 상승한 후 취성파괴하는 거동을 보였다.

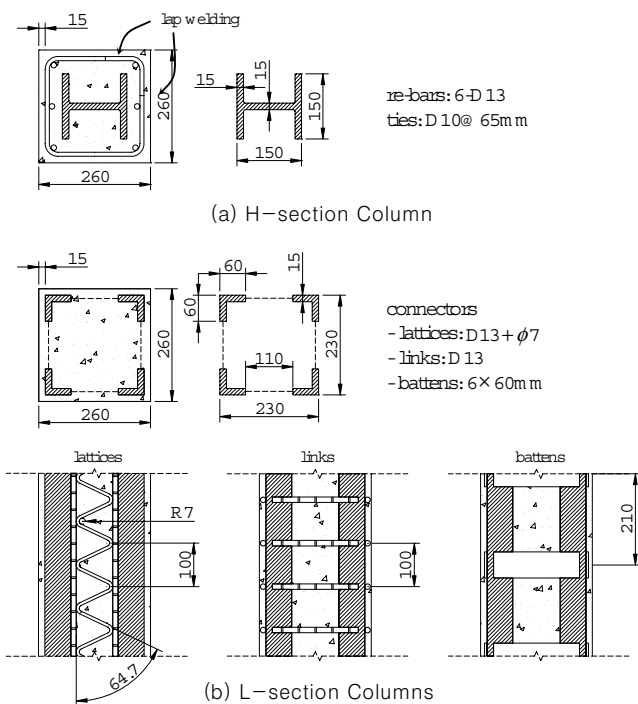


Fig. 9 Dimensions of test specimens (mm)

Table 3. Composition and properties of concrete mixtures

Mixtures		C100-1 (H1, L1)	C100-2 (L2, L3)
Water (W/B)		152kg/m ³ (17.8%)	158kg/m ³ (17.5%)
Binder	Cement	614kg/m ³	677kg/m ³
	BS	171kg/m ³	181kg/m ³
	SF	68kg/m ³	45kg/m ³
Aggregate (Max. Size)		884kg/m ³ (15mm)	847kg/m ³ (15mm)
Sand (S/a)		533kg/m ³ (37.6%)	514kg/m ³ (37.8%)
AE (AE/B)		17.06kg/m ³ (2.00%)	18.06kg/m ³ (2.00%)
Slump Flow		710mm	780mm
Air Content		3.5%	4.8%

공시체 압축시험결과는 Table 4에 정리하였다. 28일재령 시 공시체 압축강도 f_{ck} , 최대응력시 변형률 ϵ_{co} , 탄성계수 E_c (원점과 $0.45f_{ck}$ 를 잇는 직선의 기울기^{[8])}는 C100-1의 경우 $f_{ck} = 103.6\text{MPa}$, $\epsilon_{co} = 0.0027$, $E_c = 41.5\text{GPa}$ 이였으며, C100-2의 경우에는 $f_{ck} = 96.6\text{MPa}$, $\epsilon_{co} = 0.0030$, $E_c = 36.2\text{GPa}$ 이었다. 측정된 공시체의 탄성계수는 공시체 압축강도에 근거한 예측값($E_c = 3320\sqrt{f_{ck} + 6900}$ ^{[15])}과 유사하였다(C100-1은 $E_c = 40.7\text{GPa}$, C100-2는 $E_c = 39.5\text{GPa}$).

Table 4. Concrete properties at 28-day

Concrete	C100-1 (H1, L1)	C100-2 (L2, L3)
f_{ck}	103.6MPa	96.6MPa
ϵ_{co}	0.0027	0.0030
E_c ^① ($3320\sqrt{f_{ck} + 6900}$)	41.5GPa (40.7GPa)	36.2GPa (39.5GPa)

① corresponding to $0.45f_{ck}$

강재의 경우, ASTM E8/E8M-09^[16]에 따라 시험편 3개에 대한 재료인장시험을 수행하였으며, L2, L3에 사용된 15mm HSA800강의 응력-변형률 관계를 Fig. 10에 나타내었다. 그림에 나타난 바와 같이 HSA800강은 항복점이 뚜렷하지 않았으며 변형경화가 뚜렷하였다. 측정된 강재의 탄성계수 E_{ss} , 항복강도 F_{ys} (0.2% 영구변형률법), 항복변형률 ϵ_{ys} , 최대인장강도 F_{us} , 항복비 YR (Yield Ratio, 인장강도에 대한 항복강도의 비)은, H1, L1에 사용된 강재의 경우 평균 $E_{ss} = 205\text{GPa}$, $F_{ys} = 812\text{MPa}$, $\epsilon_{ys} = 0.0040$, $F_{us} = 868\text{MPa}$, $YR = 0.94$ 이였으며, L2, L3에 사용된

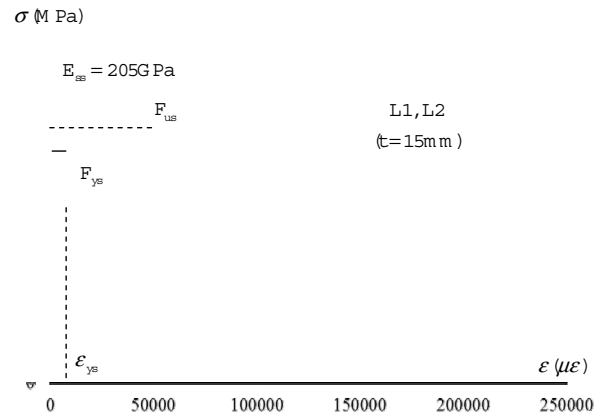


Fig. 10 Tensile stress-strain relationships of HSA800 steel plates

강재의 경우에는 $E_{ss} = 205\text{GPa}$, $F_{ys} = 759\text{MPa}$, $\epsilon_{ys} = 0.0037$, $F_{us} = 884\text{MPa}$, $YR = 0.86$ 이었다.

H1에 주철근으로 사용된 D13(SD400)은 탄성계수 $E_{sl} = 193\text{GPa}$, 항복강도 $f_{yl} = 512\text{MPa}$, 최대인장강도 $f_{ul} = 629\text{MPa}$ 이였으며, L1의 래티스내 주철근으로 사용된 D13(SD400)은 $E_{sl} = 204\text{GPa}$, $f_{yl} = 513\text{MPa}$, $f_{ul} = 634\text{MPa}$ 이었다. H1의 띠철근(D10, SD400)은 $E_{st} = 200\text{GPa}$, $f_{yt} = 474\text{MPa}$, L1의 래티스내 경사횡철근($\phi 7$)은 $E_{st} = 194\text{GPa}$, $f_{yt} = 531\text{MPa}$, L2의 링크철근(D13, SD400)은 $E_{st} = 200\text{GPa}$, $f_{yt} = 481\text{MPa}$, L3의 6mm 띠판(SM490)은 $E_{st} = 205\text{GPa}$, $f_{yt} = 418\text{MPa}$ 이었다.

3.3 실험세팅 및 측정

기둥 편심압축시험의 실험세팅 및 측정은 Fig. 11과 같다. 실험체 상하부는 콘크리트와 강재의 일체성을 확보하기 위하여 CFT부로 보강하였다. 실험체 양단에는 40mm SM490 강판을 이용하여 엔드플레이트를 설치하였으며, 내부강재 및 CFT부와는 모두 개선용접하였다. 엔드플레이트는 양단 힌지 조건을 유지하면서 실험체에 편심하중을 전달하는 나이프엣지(knife-edge)와 볼트접합으로 연결하였다.

실험체는 양단힌지조건이며, 하중의 편심거리는 $e_0 = 120\text{mm}$ (편심율 $e_0/D = 0.46$)이다. 유효길이계수 $K \approx 1.0$ (양단 힌지), 실험체 전체길이 $L_k = 2620\text{mm}$ (실험체 양단의 강체부 및 나이프엣지 포함), 그리고 ACI 318^[8]의 단면2차반경(r) 약산식을 사용하여 각 실험체의 세장비 λ (식 (2))를 계산하면 약 $\lambda = 40.3$ (H1), 29.1 (L1), 35.3 (L2, L3)이 된다. ACI 318^[8]에 따르면, 실험체는 모두 세장기둥으로 분류된다($\lambda \geq 22$, 횡지지).

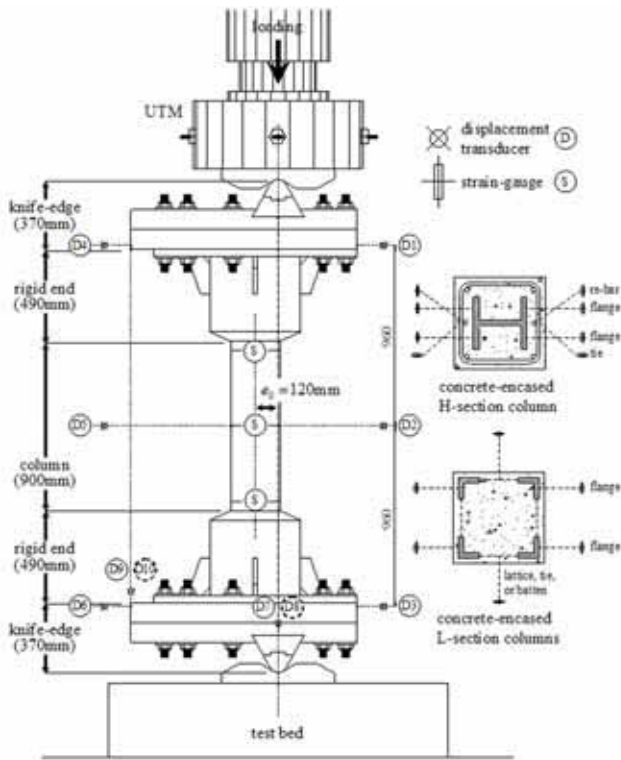


Fig. 11 Test setup and instrumentations

$$\lambda = \frac{KL_k}{r} = KL_k \sqrt{\frac{0.2E_c A_c + E_{ss} A_{ss}}{0.2E_c I_c + E_{ss} I_{ss}}} \quad (2)$$

기력은 변위제어방식으로 진행되었다. 10MN급 UTM을 이용하여 단조압축가력하였으며, 하중-축변위 관계에서 기둥의 내력이 최대강도의 80%로 떨어질 때 까지 실험을 수행하였다. 실험이 진행되는 동안 실험체의 축변위, 횡변형, 비틀림 등을 측정하기 위하여 LVDT 10개를 실험체 주위에 설치하였으며, 파괴가 예상되는 위험단면(기둥부 중앙 및 양단)에서의 변형률을 측정하기 위하여 일축 스트레인게이지(H1은 24개, L1~L3은 18개)를 각 실험체마다 매립하였다.

4. 실험결과

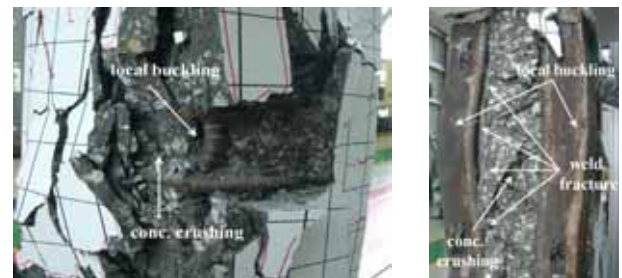
4.1 파괴모드

실험종료후 기둥실험체의 변형형상을 Fig. 12에 나타내었고, Fig. 13에는 주요 파괴모드를 나타내었다. H형강 매입형 합성기둥 H1에서는 피복콘크리트 박탈이후 구속콘크리트의 압괴와 주철근의 좌굴이 발생하였다(Fig. 13(a)). ㄱ형 강재 매입형 합성기둥에서는 모서리에서의 피복박탈 후 구속



(a) H1 (b) L1: lattices (c) L2: links (d) L3: battens

Fig. 12 Deformed shape of test specimens



(a) H1

(b) L1: lattices



(c) L2: links

(d) L3: battens

Fig. 13 Failure mode of test specimens

콘크리트의 압괴가 발생하였으며, 이어 강재의 국부좌굴이 발생하였다(Fig. 13(b)~(d)). L1의 경우에는 강재의 국부좌굴 직전, 래티스내 주철근과 경사횡철근간 용접파단이 발생하였다(Fig. 13(b)).

4.2 축력-변위 관계

실험체의 축력-변위($P-\delta$) 관계를 Fig. 14에 나타내었다. 축변위는 실험체 양단간 수직길이의 변화를 나타낸 것이며, 스트레인게이지로부터 측정된 각 구조요소의 변형률 또는 육안으로 관측된 사항을 기반으로 주요 이벤트를 각 곡선에 함께 나타내었다.

횡구속이 잘 되고 편심율이 큰 편인 H형강 매입형 합성기둥 H1(Fig. 14(a))에서는 기둥 전길이에 걸쳐 인장측면에 미세한 균열이 발생한 후(A점), 압축측면 일부에 압괴가 발생하기 시작하였고(B점), 그 직후 급작스런 피복콘크리트 박

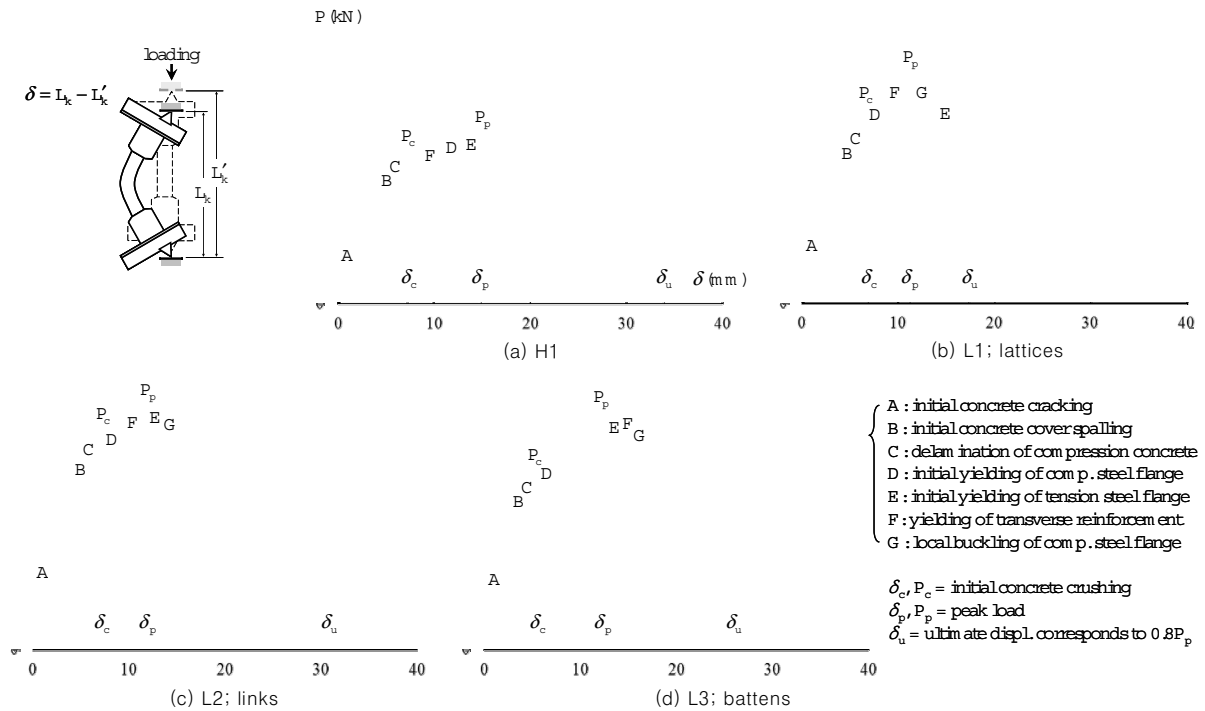


Fig. 14 Axial load-displacement relationship of test specimens

탈이 발생하였다(C점, $\delta_c = 7.3\text{mm}$, $P_c = 2023\text{kN}$, 기둥 중앙부 최압축축 변형률 $\epsilon_{cu} \approx 0.0032$). 비록 피복박탈로 인하여 순간적으로 강도와 강성이 저감되었지만, 이후 구속콘크리트에 대한 락철근의 횡구속효과(F점에서 락철근 항복)와 강재의 항복(압축플랜지 D점, 인장플랜지 E점)으로 인하여 강도는 다시 증가하여 최대하중($P_p = 2329\text{kN}$, P_c 대비 115%)에 다다른 후, 기둥의 파괴시점으로 판단할 수 있는 최대강도의 80%지점^[17]($\delta_u = 33.9\text{mm}$)까지 변형을 지속하였다.

ㄱ형 강재 매입형 합성기둥 L1(Fig. 14(b))에서는 강재의 매끈한 표면으로 인하여 모서리 피복콘크리트가 다소 이른 시점에 박탈하였지만(C점, $\delta_c = 6.9\text{mm}$, $P_c = 2580\text{kN}$, $\epsilon_c \approx 0.0026$), 이후 큰 강성저감없이 압축플랜지의 항복(D점)과 경사횡철근의 항복(F점)을 거쳐 최대강도($P_p = 3343\text{kN}$, P_c 대비 130%)까지 축력이 크게 증가하였다. 최대강도 이후 래티스내 주철근과 경사횡철근간 용접과 단과 뒤이은 강재의 비탄성국부좌굴(G점, 국부좌굴 시작변형률 $\epsilon_{sb} \approx 0.0061$, 국부좌굴길이 $L_{sb} \approx 250\text{mm}$)로 인하여 축력은 급격히 감소하였으며, 인장플랜지의 항복(E점)이 발생하였다($\delta_u = 17.3\text{mm}$).

L2(Fig. 14(c))에서는 강재외부로 용접된 링크철근의 표면마찰로 인하여 모서리 피복박탈이 L1에 비해 늦춰졌으며(C점, $\delta_c = 7.3\text{mm}$, $P_c = 3192\text{kN}$, $\epsilon_c \approx 0.0032$), L1

과 마찬가지로 피복박탈 이후 큰 강성저감없이 최대강도($P_p = 3614\text{kN}$, P_c 대비 113%)까지 축력이 크게 증가하였다. 또한 링크철근이 용접과 단없이 강재 국부좌굴(G점, $\epsilon_{sb} \approx 0.0150$, $L_{sb} \approx 100\text{mm}$)의 발생을 지연하여 연성거동을 나타내었다($\delta_u = 30.7\text{mm}$).

L3(Fig. 14(d))의 경우, 전체적으로 링크철근을 사용한 L2와 유사한 거동을 보였으나, 강재와 락판 모두 표면이 매끄러워 모서리 피복박탈이 다소 이른 시점에 발생하였으며(C점, $\delta_c = 6.1\text{mm}$, $P_c = 2407\text{kN}$, $\epsilon_c \approx 0.0025$), L2에 비해 락판의 수직간격이 넓어서 국부좌굴(G점, $L_{sb} \approx 150\text{mm}$, 스트레인게이지 파단으로 인해 ϵ_{sb} 는 미측정)후 연성능력이 다소 저하되었다($\delta_u = 26.0\text{mm}$). 최대강도는 $P_p = 3495\text{kN}$ (P_c 대비 145%)이었다.

비교를 위하여, 모든 실험체의 축력-변위 관계를 Fig. 15에 함께 나타내었다. ㄱ형 강재 매입형 합성기둥(L1~L3)은 H형강 매입형 합성기둥(H1)과 동일한 강재비를 가짐에도 불구하고, 최대강도와 초기강성이 1.4배 이상 증가한 결과를 보였다(Table 5 및 Table 7 참조). 이는 일반적인 H형강 매입형 합성기둥과 달리, ㄱ형 강재 매입형 합성기둥에서는 강재단면이 모서리에 집중배치되기 때문에 전체적으로 강재단면이 높은 변형(응력)을 경험하고, 심부콘크리트에 강력한 횡구속효과를 발휘하며, 모멘트팔길이 증가로 인하여 강재의 휨 기여도가 증가하기 때문이다.

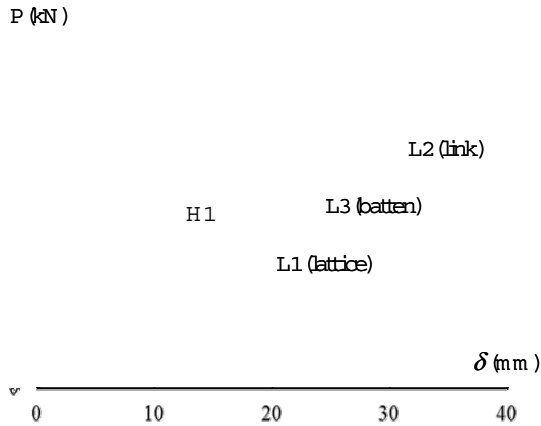


Fig. 15 Comparison of axial load-displacement relationships

Table 5. Test results

Specimens	at Conc. Crushing		Peak Load P_p	Ultimate Displ. δ_u ①	Ductility $\mu = \delta_u / \delta_c$
	Axial Load, P_c	Displ., δ_c			
H1	2023kN	7.3mm	2329kN	33.9mm	4.64
L1	2580kN	6.9mm	3343kN	17.3mm	2.51
L2	3192kN	7.3mm	3614kN	30.7mm	4.23
L3	2407kN	6.1mm	3495kN	26.0mm	4.59

① corresponding to 80% of P_p

L1을 제외하고, 실험체는 우수한 연성능력을 보였다. 피복 박탈시점에서의 변위 δ_c 에 대한 극한변위 δ_u (최대강도 대비 80% 강도저감시점)의 비인 연성도 $\mu (= \delta_u / \delta_c)$ 는, H1, L1, L2, L3에 대하여 각각 4.64, 2.51, 4.23, 4.59이었다 (Table 5). L1의 낮은 연성도는 래티스내 주철근과 경사형 철근간 용접파단으로 인하여 강재가 조기국부좌굴하였기 때문이며, 이는 합성기둥의 연성능력을 향상시키기 위해서는 콘크리트의 변형능력 확보뿐만 아니라 강재의 조기국부좌굴도 방지하여야 한다는 것을 가리킨다.

4.3 기둥중앙부에서의 축력 변형률 및 모멘트-곡률 관계

편심하중을 받는 실험체는 2차효과에 의하여 기둥 중앙부에서 가장 큰 휨모멘트가 발생한다. 측정된 축력과 변위 및 변형을 이용하여 기둥 중앙부 단면에서의 최압축축 변형률-곡률 ($\epsilon_c - \kappa_m$), 축력-변형률 ($P - \epsilon_c$), 모멘트-곡률 ($M_m - \kappa_m$) 관계를 Fig. 16(굵은 실선)에 나타내었다. 단면의 평면유지와 선형의 변형률분포를 가정하고, 기둥 중앙부 양쪽 강재플

랜지에 2개씩 설치한 스트레인게이지 4개로부터 측정된 변형률을 이용하여 기둥 중앙부에서의 최압축축 변형률 ϵ_c 및 곡률 κ_m 을 계산하였다. 단면의 휨모멘트 M_m 은 축력 P 와 편심거리 e 의 곱으로 산정하였으며, 이때 기둥 중앙부 편심거리는 초기편심거리 e_0 와 기둥 중앙부 횡변위 Δ_m 의 합으로 계산하였다(식 (3)). 여기서 Δ_m 은 기둥 중앙부에 설치한 LVDT 2개에서 측정된 변위를 평균하였다.

$$M_m = P \times e = P(e_0 + \Delta_m) \tag{3}$$

Fig. 16에 나타나 있듯이, 곡률 κ_m 은 최압축축 변형률 ϵ_c 에 비례하여 증가하였으며, 기둥 중앙부 단면의 축력-변형률 ($P - \epsilon_c$) 관계는 기둥의 축력-변위 ($P - \delta$) 관계와 유사하였다. 모멘트-곡률 ($M_m - \kappa_m$) 관계의 경우, 실험체들이 비교적 편심율이 크고 강재의 항복과 횡구속효과에 따른 단면 강도의 상승이 2차효과와 맞물려 발생하였기 때문에, 휨강도는 피복박탈 이후에도 최대강도까지 비교적 크게 상승하였다.

고강도재료를 적용한 합성단면의 거동특성과 합성단면의 성능에 대한 콘크리트, 강재, 주철근 등 각 구조요소의 기여도를 분석하기 위하여, 비선형수치해석을 실시하였다. 해석은 변형률적합과 구속효과, 그리고 2차효과 등이 고려된 김창수 등⁽¹⁾의 프로그램을 이용하였다. 수치해석시 ㄱ형 강재와 연결재를 각각 주철근과 횡보강근으로 간주하여 횡구속력을 계산하였으며⁽¹⁸⁾, 재료실험을 통해 얻은 콘크리트, 강재, 철근의 재료상수를 그대로 사용하였다.

비교를 위하여 해석결과는 실험결과와 함께 Fig. 16에 나타내었으며(가는 점선), 단면의 구성요소인 강재, 주철근, 비구속(피복)콘크리트, 부분구속콘크리트, 고구속콘크리트의 기여도를 분리하여 각각 (S), (I), (U), (P), (H)로 나타내었다((C)는 전체 합성단면). 그림에서 확인할 수 있듯이, 해석결과는 실험결과와 비교적 잘 일치하였다. H형강 매입형 합성기둥 H1의 경우, 피복박탈 이후 부분구속콘크리트가 축강도를 지배하였으며, 강재가 모멘트강도를 지배하였다. 피복박탈 이후에도 강재의 항복과 구속콘크리트에 대한 횡구속효과로 인하여 단면은 압축강도를 유지할 수 있었으며, 2차효과에 따라 단면의 모멘트가 증가하였다. ㄱ형 강재 매입형 합성기둥 L1~L3의 경우, 심부콘크리트는 주로 축력에 저항하였고, 외부에 위치한 강재가 주로 휨모멘트에 저항하였다.

실험 및 해석을 통해 얻은 각 실험체 중앙부 단면의 주요 성능을 정리하면 Table 6과 같다.

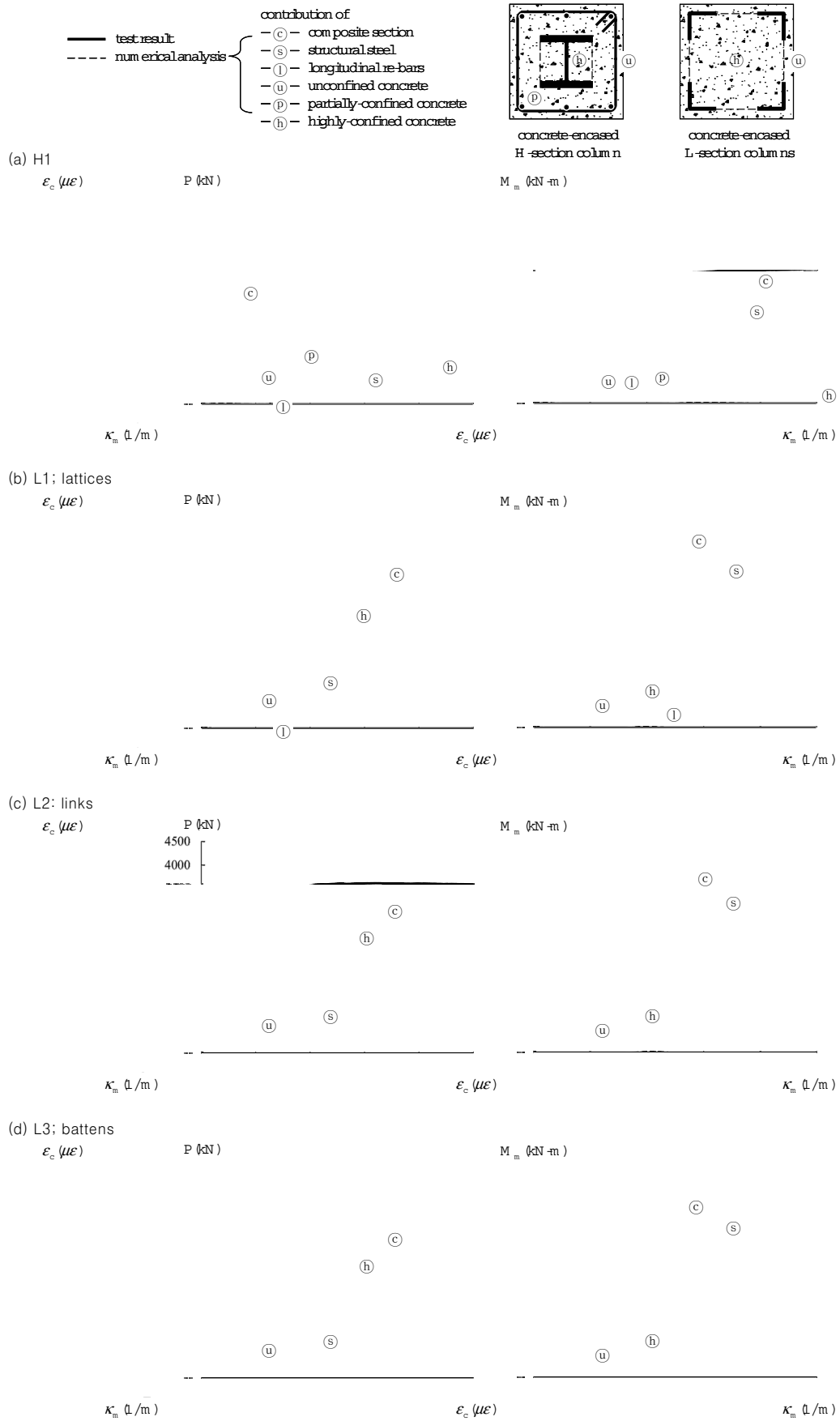


Fig. 16 Strain-curvature, axial load-strain, and moment-curvature relationships at mid-height section

Table 6. Comparison of test and analysis results at mid-height section

Comparison		Axial Load, P_c (kN)	Moment, M_m (kN-m)	Strain, ϵ_c	Curvature, κ_m (1/m)	
at Conc. Crushing	H1	Test	2023	276	0.0032	0.0218
		Analy.	2110	285	0.0030	0.0217
	L1	Test	2580	338	0.0026	0.0175
		Analy.	2932	390	0.0030	0.0186
	L2	Test	3192	422	0.0032	0.0198
		Analy.	2859	381	0.0030	0.0188
L3	Test	2407	311	0.0026	0.0157	
	Analy.	2860	381	0.0030	0.0188	
at Peak Load	H1	Test	2329	366	0.0066	0.0447
		Analy.	2260	341	0.0062	0.0444
	L1	Test	3343	469	0.0052	0.0337
		Analy.	3563	521	0.0062	0.0377
	L2	Test	3614	525	0.0098	0.0538
		Analy.	3179	445	0.0046	0.0287
	L3	Test	3495	509	0.0075	0.0429
		Analy.	3176	445	0.0046	0.0287

4.4 기둥중앙부에서의 축력-모멘트 상관곡선

고강도강재 및 고강도콘크리트가 적용된 합성단면의 강도에 대하여 현행 설계기준의 적용성을 판단해 보기 위해, 축력-모멘트 상관곡선상에서 실험결과와 설계기준(ACI 318^[8], Eurocode 4^[9], ANSI/AISC 360^[10], AIJ^[11]), 그리고 수치해석결과를 비교하였다. 합성단면의 강도평가에 대한 현행 설계기준의 주요 특징을 정리하면 다음과 같다.

- (1) ACI 318^[8]: ACI 318에서는 RC단면과 동일한 방법으로 합성단면의 강도를 평가한다. 즉, 휨-압축에 대하여 콘크리트의 극한압축변형률을 $\epsilon_c = 0.003$ 으로 가정한 후, 선형의 변형분포를 가정하고 변형률적합에 기반한 단면해석을 실시한다.
- (2) Eurocode 4^[9] (Simplified Method): Eurocode 4에서는 재료의 소성응력분포를 가정한 후, 주요 성능점을 (강축에 대해서는 4점) 다중선으로 연결하는 방식으로 강도상관곡선을 간략화한다.
- (3) ANSI/AISC 360^[10] (Method 1 - Interaction Equations of Section H1): AISC의 Method 1에서는 합성단면을 등가의 강재기둥으로 치환한 후, 소성응력분포에 기반하여 2선형으로 강도상관곡선을 간략화한다.

(4) AIJ^[11]: AIJ에서는 각 구성요소의 전소성강도를 중첩하여 강도상관곡선을 구한다.

Fig. 17에 실험결과, 설계기준에 따른 강도평가, 수치해석 결과를 비교하여 나타내었다. 실험결과는 측정된 축력 P 와 식 (3)에서 $P-\Delta$ 효과를 고려하여 계산된 기둥 중앙부 휨모멘트 M_m 의 관계를 나타낸 것이며, 피복박탈시점 및 최대

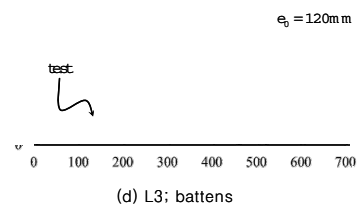
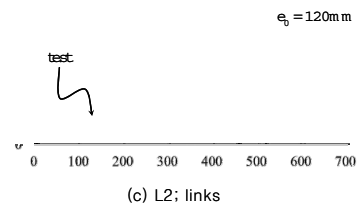
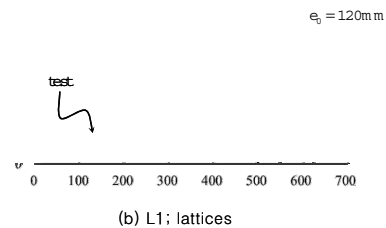
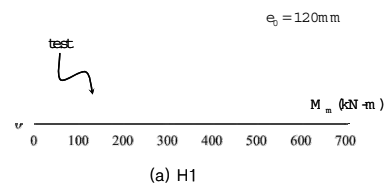
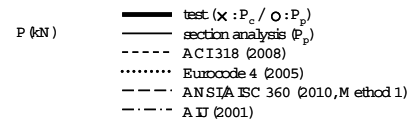


Fig. 17 Axial load-bending moment interaction at mid-height section

강도시점은 각각 “X”와 “O”로 강조하여 표시하였다. 수치해석은 다양한 초기편심거리 e_0 에 대하여 최대강도시점에서의 성능점을 연결한 것이다. 설계기준 간 직접비교를 위하여, 비계수강도(unfactored strength; 강도저감계수, 재료에 대한 안전계수, 그리고 기타 기준별 상이한 계산법 등 무시)와 동일한 탄성계수($E_c = 3320 \sqrt{f_{ck}} + 6900\text{MPa}^{(15)}$)를 사용하였다.

잘 구속된 H형강 매입형 합성기둥 H1의 경우(Fig. 17(a)), 횡구속효과를 무시한 ACI 318은 최대강도를 과안전적으로 과소평가하였으며, 소성강도를 사용하는 Eurocode 4 및 AIJ는 비안전적으로 과대평가하였다. ㄱ형 강재 매입형 합성기둥의 경우 (L1~L3, Fig. 17(b)~(d)), 강재단면의 항복 및 횡구속효과로 인해 동일한 강재비를 가지는 H1에 비해 상관곡선이 크게 확장되었다. 하지만, 역시 ACI 318은 최대강도를 과소평가, Eurocode 4 및 AIJ는 과대평가하였다. 오히려 휨-압축에 대한 강재의 높은 기여도로 인하여 등가의 강재기둥으로 치환한 ANSI/AISC 360의 Method 1이 비교적 잘 일치하는 결과를 보였다. 반면 수치해석결과는 모든 실험체에 대하여 실험결과와 비교적 잘 일치하는 결과를 보였다. 이러한 결과는 높은 수준의 횡구속과 고강도강재가 적용된 합성단면의 구조성능을 정확히 파악하기 위해서는, 횡구속효과를 고려한 콘크리트의 응력-변형률 관계와 변형률 적합조건을 반드시 사용하여야 한다는 것을 확인시켜 준다.

4.5 유효휨강성

현행 설계기준에서는, 1차탄성해석결과에 기반한 기둥의 2차탄성모멘트를 추정하기 위하여, 모멘트확대법을 적용하고 있다. 모멘트확대시 가장 중요한 영향인자는 유효휨강성 EI_{eff} 이며, 이에 따라 현행 설계기준의 적용성을 평가하기 위해 실험결과로부터 피복박탈시점에서의 강도 P_c 에 대응하는 유효휨강성을 평가하고, 설계기준에 따른 예측치와 비교하였다. 기둥 양단부의 횡변위 Δ_r 을 이용하면, 기둥부의 유효휨강성은 다음 식을 통해 구할 수 있다⁽¹⁹⁾.

$$EI_{eff} = \frac{P_c L^2}{4 \left\{ \sec^{-1} \frac{M_s}{M_c} \right\}^2} \quad (4)$$

여기서, L = 기둥부 순 길이, $M_s = P(e_0 + \Delta_m)$ = 기둥중양부 휨모멘트, $M_c = P(e_0 + \Delta_r)$ = 기둥단부 휨모멘트이다⁽¹⁾.

실험결과로부터 평가된 유효휨강성은 Table 7에 기존 방법에 따른 예측값과 비교하여 정리하였다; ACI 318 (식 (5a)), ANSI/AISC 360 (식 (5b)), Eurocode 4 (식 (5c)), Mirza and Tikka⁽¹⁹⁾ (식 (5d), $f'_c \leq 55\text{MPa}$).

$$EI_{eff} = 0.2E_c I_g + E_{ss} I_{ss} \quad (5a)$$

$$= E_{ss} I_{ss} + 0.5E_{sl} I_{sl} + c_1 E_c I_c \quad (5b)$$

$$= 0.9(E_{ss} I_{ss} + E_{sl} I_{sl} + 0.5E_c I_c) \quad (5c)$$

$$= \left(0.313 + 0.00334 \frac{L}{D} - 0.203 \frac{e_0}{D} \right) E_c (I_g - I_{ss}) + 0.792 E_{ss} I_{ss} + 0.788 E_{sl} I_{sl} \quad (5d)$$

여기서, $c_1 = 0.1 + 2A_{ss}/(A_c + A_{ss})$ ($c_1 \leq 0.3$, SRC기둥)이다.

Table 7. Effective flexural stiffness EI_{eff} (kN-m²)

Specimen	Measured (Δ_r at P_c , mm)	Predicted ^①			
		ACI 318	ANSI/AISC 360	Eurocode 4	Mirza and Tikka
H1	9629 (12.6)	7824 (81%)	9582 (100%)	12043 (125%)	8589 (89%)
L1	14231 (8.6)	15121 (106%)	16396 (115%)	17822 (125%)	13868 (97%)
L2	13100 (8.9)	14717 (112%)	15303 (117%)	16017 (122%)	12425 (95%)
L3	13215 (6.7)	14717 (111%)	15303 (116%)	16017 (121%)	12425 (94%)

① in parenthesis: Predicted/Measured

비록 Eurocode 4를 제외한 현행 설계기준의 방법은 H형강 매입형 합성기둥 H1의 유효휨강성을 안전적으로 과소평가하였지만, ㄱ형 강재 매입형 합성기둥 L1~L3의 경우에는, 현행 설계기준 모두 비안전적으로 과대평가하였다. 반면, 축력수준과 편심율의 효과를 직접 고려한 Mirza and Tikka의 방법은 비교적 안전적으로 잘 예측하였다. 참고로, 강재단면의 높은 휨기여도로 인하여, ㄱ형 강재 매입형 합성기둥 L1~L3은 동일한 강재비를 가지는 H형강 매입형 합성기둥 H1에 비하여 유효휨강성이 약 1.4배 이상 증가하였다.

5. 결 론

800MPa급 고강도강재와 100MPa급 고강도콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥에 대하여 편심압축실험을 수행하였다. 고강도강재의 성능활용을 극대화하기 위하여 강재단면이 네 모서리에 대칭으로 집중배치된 ㄱ형 강재 매입형 합성기둥의 활용을 제안하였다. ㄱ형 강재 매입형 합성기둥은 강재단면의 모멘트팔길이 증가 및 변형(응력) 증가로 인하여 강재의 성능활용이 극대화되며, 심부콘크리트에 대한 횡구속효과도 뛰어나다. 강재단면의 국부좌굴을 방지하고 일체화를 위하여, 연결재로써 래티스철근, 링크철근, 띠판을 사용하였으며, 비교를 위하여 H형강 매입형 합성기둥 1개도 함께 실험하였다. 실험 및 해석연구를 통해 얻어진 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 강재의 높은 휨-압축 기여도 및 횡구속효과로 인하여, 본 연구에서 실험한 ㄱ형 강재 매입형 합성기둥은 피복박탈 이후에도 큰 강성저감없이 강도가 크게 상승하였으며, 동일한 강재비를 가지는 H형강 매입형 합성기둥과 비교하여 최대강도와 유효휨강성이 약 1.4배 이상 증가하였다.
- (2) ㄱ형 강재간 연결재로써 래티스철근을 사용한 경우, 래티스내 주철근과 대각철근의 용접과단 및 이에 따른 강재의 국부좌굴로 인해 기둥은 낮은 연성도를 보였다. 하지만 링크철근 및 띠판으로 연결재를 대체한 경우에는, 우수한 연성도를 보였다.
- (3) 수치해석결과는 전체적으로 실험결과와 잘 일치하였다. 이러한 결과는 높은 수준의 횡구속과 고강도강재가 적용된 합성단면의 구조성능을 정확히 파악하기 위해서는, 횡구속효과를 고려한 콘크리트의 응력-변형을 관계와 변형률적합조건을 반드시 사용하여야 한다는 것을 가리킨다.
- (4) 축력-모멘트 상관곡선상에서, 횡구속효과를 무시한 ACI 318은 합성단면의 최대강도를 과안전측으로 과소평가하였으며, 소성강도를 사용하는 Eurocode 4 및 AIJ는 비안전측으로 과대평가하였다.
- (5) 현행 설계기준은 전체적으로 합성기둥의 유효휨강성을 비안전측으로 과대평가하는 경향을 보였다. 반면, 축력수준과 편심율의 효과를 직접 고려한 Mirza and Tikka의 방법은 비교적 안전측으로 잘 예측하였다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원

이 시행하는 2009년도 첨단도시개발사업(09 R&D A01) 및 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 R&D정책인프라사업(11기술표준화09-01)에 의한 성능기강-콘크리트 합성구조 설계기준개발의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참 고 문 헌(References)

- [1] 김창수, 박홍근, 최인락, 정경수, 김진호(2010) 800MPa 강재 및 100MPa 콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 구조성능, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제5호, pp.497-509.
Kim, C.S., Park, H.G., Choi, I.R., Chung, K.S., and Kim, J.H. (2010) Structural performance of concrete-encased steel columns using 800MPa steel and 100MPa concrete, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 5, pp.497-509 (in Korean).
- [2] Ricles, J.M. and Paboojian, S.D. (1994) Seismic performance of steel-encased composite columns, *J. Struct. Eng.*, Vol. 120, No. 8, pp.2474-2494.
- [3] Anslin, R. and Janss, J. (1974) Le calcul de charges ultimes des colonnes metalliques enrobes de beton, C.R.I.F. Report MT89, Brussels.
- [4] Oh, M.H., Ju, Y.K., Kim, M.H., and Kim, S.D. (2006) Structural performance of steel-concrete composite column subjected to axial and flexural loading, *J. Asian Archit. Build. Eng.*, Vol. 5, No. 1, pp.153-160.
- [5] Nakano, Y., Fujisawa, K., Nanba, T., Sakai, J., and Minami, K. (2006) Experimental study on elastic-plastic behavior of SRC columns with high strength steel, *Memoirs of the Faculty of Eng.*, Fukuyama University, Vol. 30, pp.125-136.
- [6] Bergmann, R., Puthli, R., and Fleischer, O. (2000) Behavior of composite columns using high strength steel sections, Proc., 4th Int. Conf. on Composite Constr. in Steel and Concrete, ASCE, pp. 528-538.
- [7] Prickett, B. S. and Driver, R. G. (2006) Behavior of partially encased composite columns made with high performance concrete, *Structural Engineering Report No. 262*, Dept. Civil and Env. Eng., University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [8] American Concrete Institute (2008) Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI Committee 318, *ACI 318-08*, Farmington Hills,

Mich.

[9] European Committee for Standardization (CEN) (2005) Design of composite steel and concrete structures-part 1-1: General rules and rules for buildings, *Eurocode 4*, Brussels, Belgium.

[10] American Institute of Steel Construction (2010) Specification for structural steel buildings, An American National Standard, *ANSI/AISC 360-10*, Chicago.

[11] Architectural Institute of Japan (2001) Standard for structural calculation of steel reinforced concrete structures, 5th Ed., *AIJ*.

[12] 김창수, 박홍근(2010) 초고층건축물 적용을 위한 고강도 강재 매입형 합성기둥, *한국강구조학회지*, 한국강구조학회, 제22권, 제2호, pp.18-26.

Kim, C.S. and Park, H.G. (2010) High Strength Steel-encased Concrete Columns for High-rise Buildings, *Magazine of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 2, pp.18-26 (in Korean).

[13] 한국강구조학회 (2012) 강구조설계, 구미서관.
Korean Society of Steel Construction (KSSC) (2012) *Design of Steel Structures*, Goomibook (in Korean).

[14] American Society for Testing and Materials (2001) Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens, *ASTM C39/C39M-01*, West Conshohocken, Penn.

[15] American Concrete Institute (1997) State-of-the-art report on high-strength concrete, *ACI 363R-92*, Detroit.

[16] American Society for Testing and Materials (2009) Standard test methods for tension testing of metallic materials, *ASTM E8/E8M-09*, West Conshohocken, Penn.

[17] El-Tawil, S. and Deierlein, G.G. (1999) Strength and ductility of concrete encased composite columns, *J. Struct. Eng.*, Vol. 125, No. 9, pp.1009-1019.

[18] Montuori, R. and Piluso, V. (2009) Reinforced concrete columns strengthened with angles and battens subjected to eccentric load, *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 2, pp.539-550.

[19] Mirza, S.A. and Tikka, T.K. (1999) Flexural stiffness of composite columns subjected to major axis bending, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 1, pp.19-28.

요 약 : 800MPa급 강재와 100MPa급 콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥에 대하여 편심압축실험을 수행하였다. 강재단면의 모멘트팔길이와 변형(응력)을 증가시켜 고강도강재의 성능활용을 극대화할 수 있도록, ㄱ형 강재단면을 네 모서리에 집중 배치한 후, 래티스철근, 링크철근, 띠판을 이용하여 일체화하였다. 이 경우 강재단면의 강력한 횡구속효과로 인해 심부콘크리트의 성능도 개선된다. 실험결과 ㄱ형 강재 매입형 기둥은 H형 강재 매입형 기둥에 비하여 최대강도와 유효휨강성이 1.4배 이상 증가하였다.

핵심 용어 : 고강도강재, 고강도콘크리트, ㄱ형 강재, 매입형 합성기둥, 편심압축
