보-기둥 접합부 강성변화에 따른 프리캐스트 콘크리트 골조구조의 거동

Behavior of Precast Concrete Frame Structure According to the Rigidity Change of Beam-Column Connection

서 수 연* 이 근 한** 정 화 목***
Seo, Soo-Yeon Lee, Geun-Han Jeong, Hwa-mok

Abstract

In the building design or checking the stability of structural members of building, it is very important to consider the state of the joint where beams and columns connect. Especially, in the PC (Precast Concrete) frame structure, when the joint does not have enough strong connection as a rigid joint emulating that of RC (Reinforced Concrete), the joint characteristic must be considered in the analysis and design. On the purpose to reduce the stress at the joint, a semi-rigid joint is used in the beam-column joint of PC frame system. The purpose of this study is to investigate the response characteristics of buildings according to the rigidity changes of beam-column joints of PC structures. After changing the cross-section secondary moment of a part of beam which is close to the joint to change the rigidity of the joint, the midas gen program is used to investigate the behavior of structural behavior of the PC frame structures through structural modeling, load assignment and structural analysis and the results are analyzed. As a result, it was shown that the shear forces were not changed at beam ends but were reduced at column ends when the joint rigidity decreased. The end moments of both column and beam were reduced inversely proportional to the rigidity of the joints. On the other hand, the lateral displacement and the center moment at beam increased so that these increase should be considered in the design of a ductile PC frame structure.

키워드 : 프리캐스트콘크리트 골조구조, 반강접합, 보-기둥 접합부, 강성변화, 구조해석, 단면2차모멘트
Keywords : Precast concrete frame structure, Semi-rigid joint, Beam-column joint, Rigidity change, Structural analysis, Secondary Moment

1. 서 론

1.1 연구배경

철근콘크리트 (Reinforced Concrete, RC)구조는 현재 건축물의 시공에 가장 많이 사용되는 구조이다. 골조구조에서 부재가 교차하는 접합부는 가장 큰 응력이 발생하기 때문에 새로운 건축물을 설계하거나 이미 지어진 RC 건축물에서 접합부에 대한 거동 파악은 매우 중요한 문제이다. Kang (2000)은 골조구조에서 모든 접합부는 해석의 편의상 강접합과 핀 접합으로 이상화하여 고려해 왔으나 실제로는 모든 접합부가 강접합과 핀접합 사이의 회전성을 가지고 있다는 실험을 진행하였다. Cha (2001)은 설계규준에서 강접합으로 정의된 접합부라 할지라도 주위 부재에 작용하는 모멘트를 100% 전달할 수 없고, 전단력만 전달하는 것으로 정의된 핀접합부도 일부 모멘트를 전달한다는 결과를 도출하였다. 이에 대해 Lee (2001)은 접합부의 정확한 해석을 위해 사용하는 반강접의 개념을 토대로 이에 대한 적절한 모델 개발의 연구를 활발히 진행하였다. Um (2002)은 주로 연구단계에서 고려된 반강접합을 실무에서 쓰일 수 있도록 설계적인 모델 개발을 제시하고 이에 대한 실험을 진행하였다. 또한 Seo & Lee (1999)는 연성적인 접합부를 가진 PC 골조구조의 변형성능을 해석적으로 연구하였다.

현재 프리캐스트 콘크리트 (Precast Concrete, PC)구조는 공장제작을 하여 현장에서 조립하므로, 현장타설과 달리 접합부를 강접합으로 설계하게 되면 접합부의 철근배근이 복잡해지므로 반강접합을 주로 사용한다. PC 구조물은 보와 기둥이 강접합으로 되어 연직하중이 작용할 때, 보에 받는 하중이 기둥으로 전달되어 하중을 분산 시킨다. 이러한 특성은 풍하중이나 지진하중이 작용할 때도 작용하여 기둥이 받는 횡 방향 하중이 건물에 영향을 미친다. Steel structure design (2018)에 따르면 기둥과 보의 접합부가 강접합으로 되었을 시 강한 횡 방향 하중에 의해 응력이 발생되며 이를 방지하기 위해서는 접합부의 강성을 조절하여 횡 방향 하중을 감소시켜야 한다. 따라서 PC 구조의

* 한국교통대학교 건축공학전공 교수, 공학박사
** 중흥건설 사원
*** 대동산업 사원
(Corresponding author : Department of Architectural Engineering, Korea National University of Transportation, syseo@ut.ac.kr)

이 논문은 국토교통부/국토교통과학기술진흥원의 지원(과제번호 20ORPS-B158109-01)과 2021년도 한국교통대학교 지원을 받아 수행되었음.

거동을 예측하기 위해서는 접합부의 강성변화를 적절하게 고려할 필요가 있다.

이러한 PC구조의 특성을 이용하여 반강접 접합부의 거동을 파악하고 실제 실무에서 반강접합의 적용성을 확대하려고 한다.

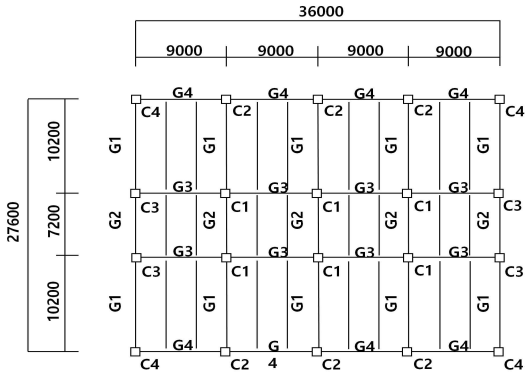
1.2 연구목적 및 방법

본 연구의 목적은 PC 구조물의 보와 기둥의 접합부 강성변화에 따른 건물의 응답 특성을 파악하는 것이다. 접합부의 강성(EI)변화를 확인하기 위해 기둥 중앙에서 일정 길이의 보 구간에 대하여 단면2차모멘트(I)를 변화시켰다. 이러한 개념을 Midas Gen Program을 이용하여 구조물 모델링, 하중대입 및 구조해석을 통한 PC골조구조의 접합부 고정도에 따른 거동을 파악하였다.

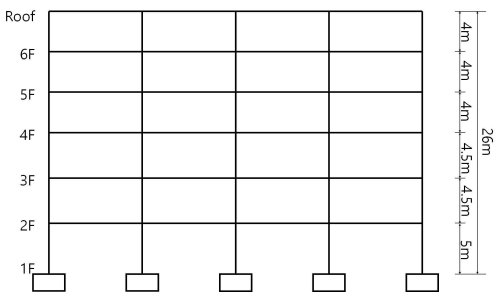
2. 대상 건물의 설계

2.1 대상건물 선정

일반적으로 RC 건물은 골조와 전단벽으로 구성된다. 본 연구는 실무에서 적용되는 Midas Gen에서 교육용으로 제공하는 건물예제를 토대로 하여 Figure 1에 나타낸 기본 평면과 단면을 갖는 건물을 설계하고 해석모델로 사용하였다. 건물은 가로길이가 36m, 세로길이는 27.6m인 직사각형의 평면으로 구성되어 있다. 횡 좌굴을 방지하기 위해 평행하게 설치하는 Sub-Beam은 설계도면 상에 표시하지 않고 Floor load에서 Sub-Beam의 개수와 그에 따른 하중



(a) plan



(b) Section

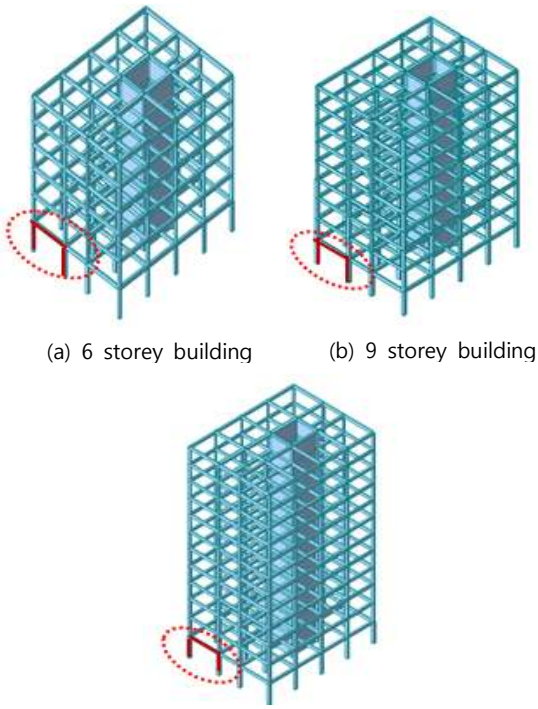
Figure 1. Model structure

5.8kN/m을 작용시켰다.

해석모델은 6층, 9층, 12층 규모의 PC구조 건물로 총 높이는 각 26m, 38m, 50m이며 KD S 41 17 00(2019)에 따라 최대 횡 변위를 만족하도록 하였고, 대상 지역을 서울 소재에 업무, 판매시설로 설정하였다. 해석모델의 개요는 Table 1과 같으며 Figure 2는 모델링한 건물의 전체적인 형상을 나타낸다.

Table 1. Overview of buildings

Region	Seoul
Structural type	Reinforced concrete
Use of building	Business and sale facility
No. of floor	6, 9, 12floors above ground
Structural system	Reinforced concrete frame and shear wall are combined to resist vertical load and lateral load



(a) 6 storey building (b) 9 storey building

(c) 12 storey building

Figure 2. Design modeling analysis elements

2.2 부재의 규격 및 접합부 모델링

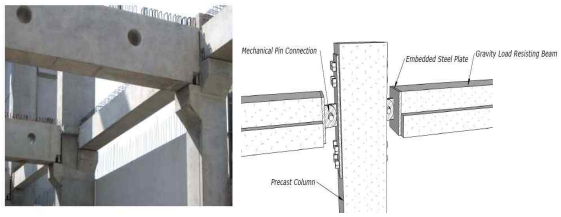
본 연구에서 고려한 해석모델의 구조부재 규격은 Table 2와 같으며 콘크리트 설계압축강도 f_{ck}는 24Mpa으로 설정하였다. 보의 깊이는 각 층별 하중이 유사하므로 일정하게 통일하였으며 층고는 1층 5m, 2~3층은 4.5m, 4~12층은 4m로 설계하였다. 9층과 12층의 모델링은 6층 기둥의 규격을 기준으로 하여 기둥이 부담하고 있는 응력(P/A)에 비례하여 기둥의 규격을 증가시켰다.

접합부는 Figure 3과 같이 강접합인 경우와 핀접합, 그리고 반강접인 경우를 고려하였다. 이를 위해 Figure 4와

Table 2. Dimension of structural members

Floor	Beam (mm x mm)		Wall thickness (mm)	Column (mm x mm)				
			W1	Floor	C1	C2	C3	C4
6F	G1	350 × 700	200	4~6F	600×600	500×500	600×700	700×600
				2~3F	800×800	600×600	600×700	700×600
				1F	900×900	600×700	700×700	700×700
9F	G2	350 × 700		7~9F	600×600	500×500	600×700	700×600
				5~6F	800×800	600×600	600×700	700×600
				4F	900×900	600×700	700×700	700×700
	G3	550 × 700		1~3F	1050×1050	750×750	850×850	850×850
12F				10~12F	600×600	500×500	600×700	700×600
				8~9F	800×800	600×600	600×700	700×600
	G4	400 × 700		7F	900×900	600×700	700×700	700700
				5~6F	1000×1000	750×750	800×800	800×800
				1~4F	1100×1100	800×800	900×900	900×900

같이 기둥면에서 보의 유효깊이 떨어진 곳까지를 접합부 구간으로 설정하고 이 구간의 단면2차모멘트를 힌지접합, 반강접 접합 (0.25I, 0.5I, 0.75I) 그리고 강접합으로 모델링 하였다.



(a) Rigid joint (b) Pin joint

Figure 3. Beam-column joint details

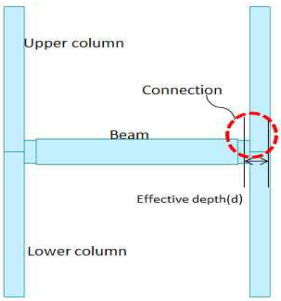


Figure 4. Idealization of joint

3. 구조해석조건

3.1 작용하중

모델에 적용되는 하중은 실의 용도와 마감의 종류에 따라 상세히 구분되어야 하나, 해석의 편의를 위해 Table 3과 같이 대표적인 하중만을 적용하였다. 본 연구에서 해석 모델의 작용하중은 고정하중 (Dead load)와 활하중 (Live load) 값을 업무시설, 판매시설, 지붕으로 나누어 입력하였으며 횡 방향 하중(풍하중, 지진하중)은 Table 4와 같이 대상으로 선정한 지역과 종류 및 특성을 적용하였다.

Table 3. Gravity load (kN)

Usage	for sale	for business	Roof
Floors	2F~3F	4F~6F	Roof
Dead load	4.51	3.92	5.19
Live load	3.92	2.45	1.96

Table 4. Building load standard

Wind load	V_o(Basic wind speed)		30m/s
	I_W(Importance Factor)		1.0
	Surface roughness factor		B
	G_f(Ghost coefficient)	X	2.13366
		Y	2.15988
Earthquake load	Z(Earthquake Region Factor)		0.11
	Soil type		S_2
	I_E(Importance Factor)		1.2
	R(Response Modification Factor)		5.5

3.2 지진하중 산출

3.2.1 밑면전단력 및 근사고유주기 산정

밑면전단력 V는 지진응답계수 Cs와 고정하중과 횡 방향 하중을 포함한 유효건물 중량을 곱하여 산정한다. 지진

응답계수 C_s는 Equation 1을 사용하여 구하였다.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{I_E}\right]} \tag{1}$$

I_E : Importance Factor of Building, R : Response Modification Factor, S_{DS} : Short Cycle Design Spectrum Acceleration

$$S_{DS} = S \times 2.5 \times F_a \times 2/3,\ S = Z \times I \tag{2}$$

여기서, F_a는 Table 5로부터 구한다.

Table 5. Short cycle ground amplification factor, F_a

Soil type	Seismic region		
	$S \leq 0.1$	S=0.2	S=0.3
S_1	1.12	1.12	1.12
S_2	1.4	1.3	1.3
S_3	1.7	1.5	1.3
S_4	1.6	1.4	1.2
S_5	1.8	1.3	1.3

* S is a value applied to the design spectrum acceleration equation. In the above table, linear interpolation is performed for the median value of S.

근사고유주기 T_a(초)는 건축물 밑면으로부터 최상층까지 전체높이 h_n과 계수 C_t를 곱하여 산정한다. 본 연구의 건물은 철근콘크리트 전단벽 구조이므로 C_t는 0.0488, x= 0.75를 적용하여 Equation 3과 같이 구한다. 철근콘크리트와 철골 모멘트저항골조에서 12층을 넘지 않고 층의 최소 높이가 3m 이상일 때 근사고유주기 T_a는 층수에 0.1을 곱하여 산정한다.

$$T_a = C_t h_n^x \tag{3}$$

3.2.2 지진력의 연직분포 및 층 전단력 계산

밑면전단력을 수직분포시킨 층별 횡 방향 하중 F_x는 수직분포계수와 밑면전단력을 곱하여 Equation 4와 같이 산정한다.

$$F_x = C_{vx} V \tag{4}$$

0.5초 이하의 주기를 가진 건축물에서는 k값은 1을 적용하며 2.5초 이상의 주기를 가진 건축물에서는 k은 2.5를 적용한다. 단, 0.5초와 2.5초 사이의 주기를 가진 건축물의 경우 k는 1과 2 사이의 값을 직선보간하여 구하고 수직분포계수는 Equation 5와 같이 구한다.

$$C_{vx} = \frac{w_x\, h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i\, h_i^k} \tag{5}$$

h_i, h_x : From the bottom i or x Height to floor, w_i, w_x : i or Weight at x floor, n : Floor

x층에서의 층전단력 V_x는 Equation 6에 의해 결정한다.

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \tag{6}$$

F_i : Seismic force acting on the i floor

3.3 풍하중 산출

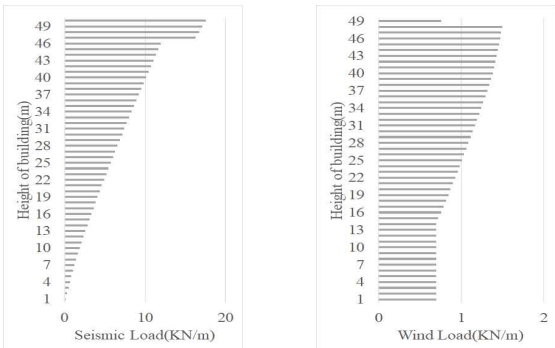
주골조설계용 횡 방향 풍하중 W_D는 설계풍압p_F(N/m^2)에 지상높이 z에서 풍향에 수직한 면에 투영된 건축물의 유효수압면적인 A(m^2)을 곱하여 구할 수 있으며, 설계풍압p_F(N/m^2)은 500N/m^2 보다 작아서는 안 된다. 위 설계풍압 p_F는 건축물의 밀폐와 개방 정도에 따라 결정되며, 밀폐형건축물의 주골조설계용 설계풍압 p_F는 Equation 7으로 산정하며, 외압계수는 Table 6에 의해 구한다.

$$p_F = G_D q_H (C_{pe1} - C_{pe2}) \tag{7}$$

q_H : design velocity pressure for reference height H, G_D : Wind direction impact coefficient, C_{pe1} : External pressure coefficient of wind upper wall, C_{pe2} : External pressure coefficient of wind bottom wall, C_D : Wind power factor

Table 6. External pressure coefficient, C_{pe}

Wall type	D/B	C_{pe}
Wind upper wall C_{pe1}	All value	$0.8k_z + 0.03(D/B)$
Wind bottom wall C_{pe2}	≤ 1	-0.5
	> 1	$-0.5 + 0.25\ln(D/B)^{0.8}$
Side wall	All value	-0.7



(a) X-axis seismic load (b) Y-axis wind load

Figure 5. Lateral load calculation result

기준높이 H에서의 설계속도압 q_H는 공기밀도ρ(kg/m^2), 설계풍속V_H(m/s)의 제곱을 곱한 후 1/2하여 구할 수 있으며, 공기밀도로서 균일하게 1.22kg/m^{2}로 한다. 설계풍속 V_H는 기본풍속V_0, 풍속고도분포계수로 기준높이 H에서의 값K_{zr}, 지형계수K_{zt}, 건축물의 중요도계수I_w을 곱하여 구한다. 12층 건물에 대하여 X축과 Y축에 대하여 지진하중과 풍하중을 계산할 결과, X축은 지진하중, Y축은 풍하중이 지배하는 것으로 나타났다. 이들 수평하중의 층별로 작용하는 하중을 나타내면, Figure 5와 같다.

4. 구조해석 결과 및 분석

연직하중의 하중조합 1.4D와 1.2D+1.6L에 대한 구조해석결과를 비교한 결과, 1.2D+1.6L의 경우가 높은 연직하중을 보였다. 따라서 분석에는 1.2D+1.6L의 해석결과를 사용하였으며 횡 방향 하중은 변위가 가장 크게 나타난 0.9D+EY의 해석결과를 사용하였다. 이 두 가지의 하중조합을 토대로 Midas Gen Program을 이용한 구조물을 모델링 후 구조해석을 진행하였다. PC골조구조의 접합부 강성 변화에 따른 전단, 모멘트, 변위의 값들을 Table 7~10와 같이 정리하였다.

Table 7은 연직하중이 작용할 때 Figure 2에 점선으로 표시한 부분의 보와 기둥 단부 및 중앙부에 작용하는 전단과 모멘트의 평균값을 나타낸다. 보의 단부 전단력은 접합부의 강성 변화에 따른 차이가 거의 없었으나, 기둥 단부의 전단력과 보와 기둥의 단부 모멘트는 감소하는 것으로 나타났다. 접합부의 강성이 0.25EI로 낮아질 경우 강접일 때와 비교하여, 기둥전단력은 77.1%, 접합부 보와 기둥 단부의 모멘트는 각각 77.8%와 76.7.%로 나타났다. 반면에 보의 중앙부 모멘트는 접합부 강성이 낮아짐에 따라 증가하여 0.25EI일 때 120.7%이고 핀접합에서는 200%로 나타났다. 연직하중 작용시 접합부 강성 저감에 따른 접합부의 강성변화 결과를 Figure 6과 같이 나타내었다.

횡 방향 하중이 작용할 때의 각 층별 부재에 작용하는 전단과 모멘트를 Table 8~10과 같이 정리하였다. 횡 방향 하중 작용 시 6층의 보의 단부 전단력, 보와 기둥의 단부 모멘트는 접합부 강성이 낮아질수록 감소하였다. 기둥의 단부 전단력은 완전강접과 비교할 때 0.75EI에서 3.8%, 0.5EI에서는 1.9% 증가하였다. 하지만 0.25EI에서는 5.8%, 핀접합에서는 38.5%가 감소하는 양상을 보였다. 보의 중앙부 모멘트는 접합부의 강성이 낮아질수록 증가하였다.

Table 9, 10에 나와 있는 것처럼 9층과 12층은 6층과 마찬가지로 보의 단부 전단력, 보와 기둥의 단부 모멘트는

Table 7. Shear forces and moments of beams and columns under vertical loads (Average)

1.2D+1.6L	Shear force, kN (end)		Moment, kN.m (end)		Moment, kN.m (Center)
	Beam	Column	Beam	Column	Beam
Rigid joint	11.43 (100%)	6.47 (100%)	20.57 (100%)	21.87 (100%)	11.47 (100%)
0.75EI	11.37 (99.4%)	6.23 (96.4%)	20.03 (97.4%)	21.13 (96.6%)	11.97 (104.4%)
0.5EI	11.33 (99.1%)	5.83 (90.2%)	18.77 (91.2%)	19.83 (90.7%)	13.17 (110.0%)
0.25EI	11.23 (98.2%)	4.79 (77.1%)	16 (77.8%)	16.77 (76.7%)	15.9 (120.7%)
Pin joint	11.4 (99.7%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	31.8 (200%)

( ) represents the percentage of each to the value of rigid joint.

Table 8. Shear forces and moments of beams and columns when subjected to vertical loads (6F)

0.9D+EY	Shear force, kN (end)		Moment, kN.m (end)		Moment, kN.m (Center)
	Beam	Column	Beam	Column	Beam
Rigid joint	6.9 (100%)	5.2 (100%)	17.1 (100%)	8.2 (100%)	5.1 (100%)
0.75EI	6.8 (98.6%)	5.4 (103.8%)	16.6 (97.1%)	8.1 (98.8%)	5.4 (105.9%)
0.5EI	6.6 (95.7%)	5.3 (101.9%)	15.1 (88.3%)	7.8 (95.1%)	6 (117.6%)
0.25EI	6.2 (89.9%)	4.9 (94.2%)	12.1 (70.8%)	6.3 (76.8%)	7.3 (143.1%)
Pin joint	5.4 (78.3%)	3.2 (61.5%)	0 (0%)	0.3 (37%)	14.7 (288.2%)

( ) represents the percentage of each to the value of rigid joint.

Table 9. Shear forces and moments of beams and columns when subjected to vertical loads (9F)

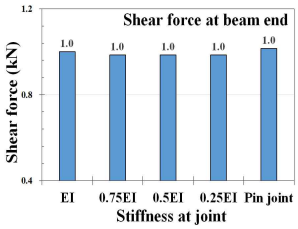
0.9D+EY	Shear force, kN (end)		Moment, kN.m (end)		Moment, kN.m (Center)
	Beam	Column	Beam	Column	Beam
Rigid joint	7.7 (100%)	9.8 (100%)	21.4 (100%)	7.8 (100%)	5 (100%)
0.75EI	7.5 (97.4%)	10.1 (103.1%)	20.5 (95.8%)	7.5 (96.2%)	5.3 (106%)
0.5EI	7.2 (93.5%)	9.9 (101%)	18.4 (86%)	7.2 (92.3%)	5.9 (118%)
0.25EI	6.6 (85.7%)	9.5 (96.9%)	14.3 (66.8%)	6.5 (83.3%)	7.2 (144%)
Pin joint	5.4 (70.1%)	7.4 (75.5%)	0 (0%)	4.6 (59%)	14.7 (294%)

( ) represents the percentage of each to the value of rigid joint.

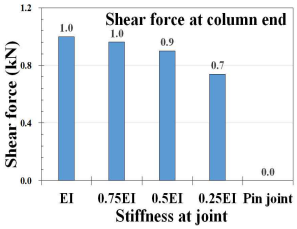
Table 10. Shear forces and moments of beams and columns when subjected to vertical loads (12F)

0.9D+EY	Shear force, kN (end)		Moment, kN.m (end)		Moment, kN.m (Center)
	Beam	Column	Beam	Column	Beam
Rigid joint	8.6 (100%)	8.8 (100%)	26.4 (100%)	10.6 (100%)	4.7 (100%)
0.75EI	8.3 (96.5%)	10.5 (119.3%)	24.5 (92.8%)	8.2 (77.4%)	5.3 (112.8%)
0.5EI	7.9 (91.9%)	10.3 (117.0%)	21.9 (83%)	7.9 (74.5%)	5.9 (125.5%)
0.25EI	7.1 (82.6%)	9.8 (111.4%)	16.8 (63.6%)	7.6 (71.7%)	7.2 (153.2%)
Pin joint	5.4 (62.8%)	5.9 (67%)	0 (0%)	2.9 (27.4%)	14.7 (312.8%)

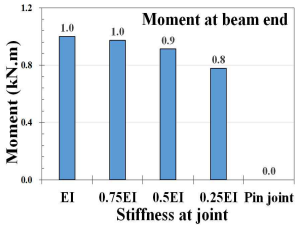
( ) represents the percentage of each to the value of rigid joint.



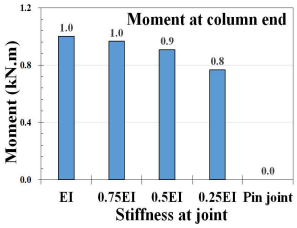
(a) Shear force at beam and



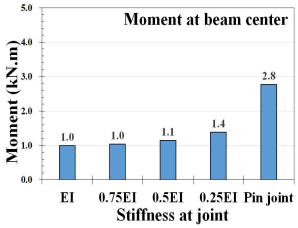
(b) Shear force at column end



(c) Moment at beam end

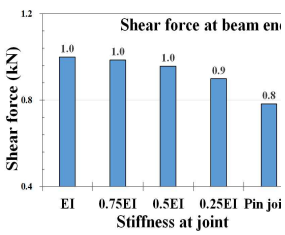


(d) Moment at column end

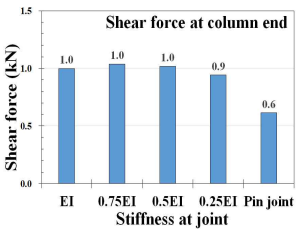


(e) Moment at beam center

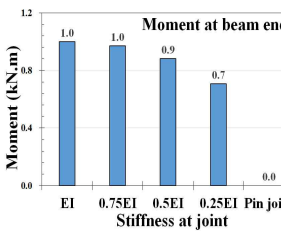
Figure 6. Stiffness graph of vertical load



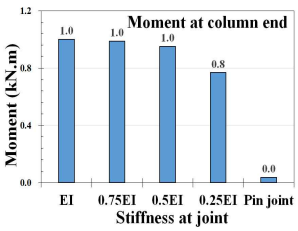
(a) Shear force at beam and



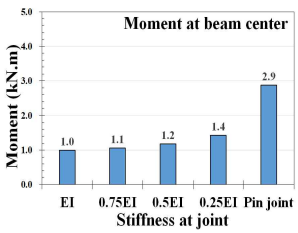
(b) Shear force at column end



(c) Moment at beam end

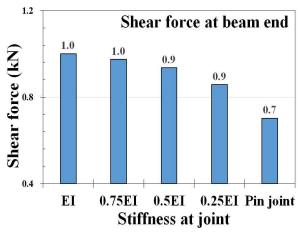


(d) Moment at column end

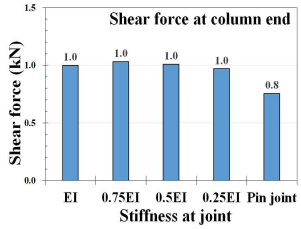


(e) Moment at beam center

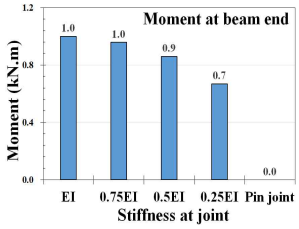
Figure 7. Stiffness graph of lateral load (6F)



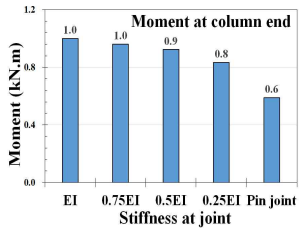
(a) Shear force at beam and



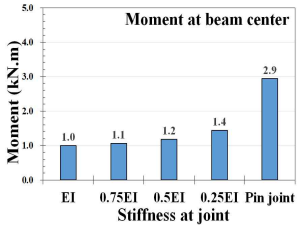
(b) Shear force at column end



(c) Moment at beam end

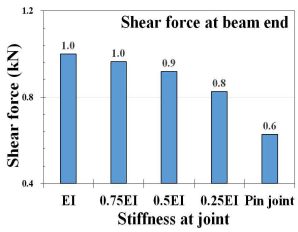


(d) Moment at column end

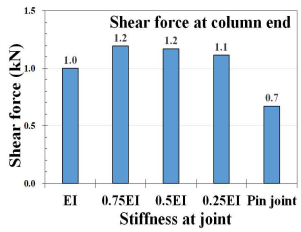


(e) Moment at beam center

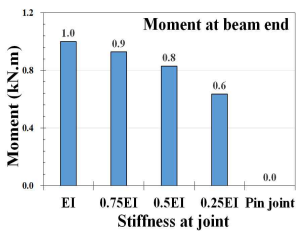
Figure 8. Stiffness graph of lateral load (9F)



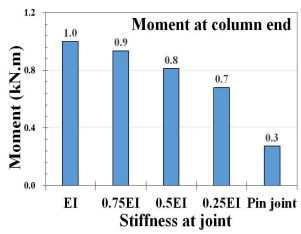
(a) Shear force at beam and



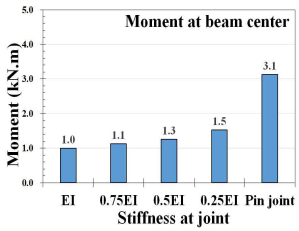
(b) Shear force at column end



(c) Moment at beam end



(d) Moment at column end



(e) Moment at beam center

Figure 9. Stiffness graph of lateral load (12F)

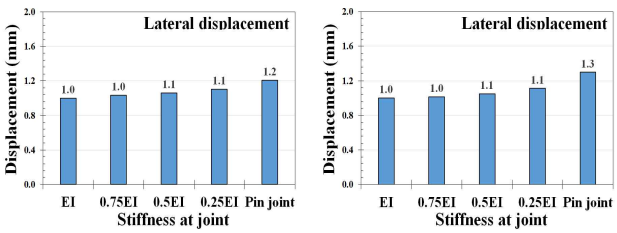
접합부 강성이 낮아짐에 따라 증가하였다. 9층에서 기둥의 단부 전단력은 강접합과 비교하여 0.75EI에서 3.1%, 0.5EI에서 1%는 증가하였다. 하지만 0.25EI에서는 3.1%, 핀접합에서는 92.6% 감소하였다. 12층에서는 6, 9층과 다르게 0.25EI에서도 기둥의 단부 전단력이 증가하였다. 기둥의 단부 전단력은 0.75EI에서 64.8%, 0.5EI에서 62.5%, 0.25EI에서 56.8% 증가하였다. 하지만 핀접합에서는 전단력이 33% 감소하였다. 9층과 12층의 보에 작용하는 중앙부 모멘트는 6층과 마찬가지로 접합부의 강성이 낮아짐에 따라 계속하여 증가한다는 것을 확인할 수 있었다. 횡 방향 하중이 작용할 때의 6층, 9층, 12층에 대한 접합부의 강성변화 그래프를 Figure 7 ~ 9로 나타내었다.

Table 11은 횡 방향 하중이 작용할 때 접합부의 강성변화에 따른 6, 9, 12층 저층부의 변위를 나타낸다. 접합부의 강성이 낮아질수록 기둥을 고정하는 보의 구속력이 저하되어 횡 방향 하중에 대한 변위가 증가하는 결과를 보인 것으로 사료된다. Figure 10은 접합부 강성에 따른 각 건물의 횡변위 변화를 비율로 나타낸 그림이다. 접합부의 강성이 낮음에 따라 횡변위가 증가하고 층고가 높아질수록 그 비율이 다소 증가함을 알 수 있다.

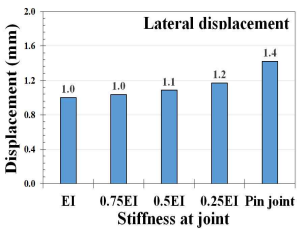
Table 11. Lateral displacement result of the Roof floor

0.9D+EY	Roof floor lateral displacement (mm)		
	6	9	12
Rigid joint	14.0(100%)	36.76(100%)	75.98(100%)
0.75EI	14.47(103%)	37.28(101.4%)	78.73(103.6%)
0.5EI	14.84(106.1%)	38.62(105.1%)	82.46(108.5%)
0.25EI	15.46(110.5%)	40.88(111.2%)	88.9(117.0%)
Pin joint	16.9(120.8%)	47.73(129.8%)	107.97(142.1%)

( ) represents the percentage of each to the value of rigid joint.



(a) 6 story building (b) 9 story building



(c) 12 story building

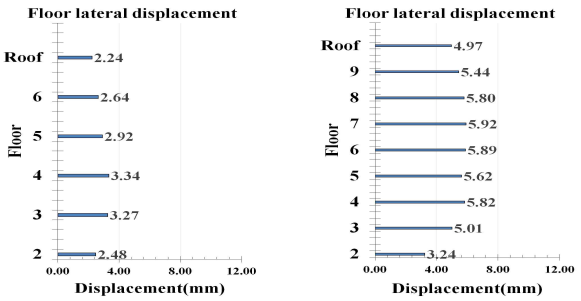
Figure 10. lateral displacement ratios of roof floor for each case

Table 12는 KD S 41 00 17(2019)에서 정하고 있는 허용 층간변위를 나타낸다. 모든 건물의 1층은 5m, 2~3층은 4.5m, 4층~지붕층은 4m로서, 이를 내진 1등급에 대하여 허용되는 층간변위로 환산하면 75, 67.5, 56mm이다. Figure 11은 횡변위가 가장 높게 나타나는 핀접합인 경우의 각 층 층변위를 나타낸 것으로서, 6층, 9층, 12층 건물의 각층 변위는 모두 11mm 이내이다. 이 값은 모두 허용 층간변위 이내임을 알 수 있다.

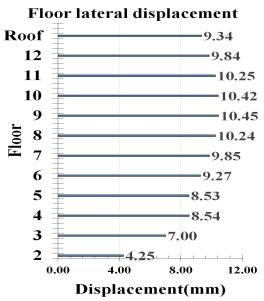
Table 12. Allowable Floor Displacement, Δ_a

	Seismic category		
Allowable story drift Δ_a	Special case	I	II
	$0.010h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.020h_{sx}$

h_{sx}= The height of the x floor



(a) 6 story building (b) 9 story building



(c) 12 story building

Figure 11. Lateral displacement of buildings with pin joint at each floor

5. 결 론

본 연구에서는 PC 골조구조물 접합부의 강성변화에 따른 거동을 파악하기 위하여 접합부에서 보의 유효깊이에 해당하는 부분의 강성을 변화시켜 접합부의 강성변화에 따른 건물의 응답특성을 파악하였다. 6층, 9층, 12층 골조 건물을 설계하고 Midas Gen 프로그램을 사용하여 구조해석을 실시하였으며, 그 결과를 비교하였다. 연구로부터 도출한 결론은 다음과 같다.

1) 건물에 연직하중이 작용할 때 보의 단부 전단력은 접합부의 강성 변화에 따른 차이가 거의 없었으나, 기둥 단

부의 전단력과 보와 기둥의 단부 모멘트는 감소하는 것으로 나타났다. 접합부의 강성이 0.25EI로 낮아질 경우 강접일 때와 비교하여, 기둥전단력은 77.1%, 접합부 보와 기둥 단부의 모멘트는 각각 77.8%와 76.7.%로 나타났다. 반면에 보의 중앙부 모멘트는 접합부 강성이 낮아짐에 따라 증가하여 0.25EI일 때 120.7%이고 핀접합에서는 200%로 나타났다. 이와 같은 결과는 건물의 층수와는 무관하게 거의 유사한 것으로 나타났다.

2) 횡 방향 하중이 작용할 때 보 단부의 전단력은 접합부의 강성이 낮을수록 감소하였으며, 감소율은 6층을 기준으로 하였을 때, 9층은 38~86%, 12층은 71~150% 증가하였다. 이로부터 건물 층수가 높을수록 보 단부 전단력이 감소하는 폭이 커짐을 알 수 있다. 보와 기둥 단부의 모멘트 또한 접합부의 강성이 낮을수록 감소하였다. 보 중앙부의 모멘트는 접합부의 강성이 낮아질수록 증가하며, 증가율은 6층을 기준으로 하였을 때, 9층은 2~3%, 12층은 13~117% 증가하였고, 층수가 많을수록 보 중앙부의 모멘트 증가폭이 커짐을 알 수 있다.

3) 건물에 횡 방향 하중이 작용할 때, 횡 방향 변위는 접합부의 강성이 낮을수록 증가하며, 증가율은 6층 건물을 기준으로 9층은 7~43%, 12층은 20~102% 증가하는 것으로 나타났다. 이로 부터 층수가 높아질 수록 횡변위량이 증가하는 폭이 커짐을 알 수 있다.

이상의 결과로 부터, PC골조구조에서 접합부의 강성이 낮아질수록, 횡변위가 증가하고 보 중앙부 모멘트가 증가하는 양상을 보이므로 이와 같은 변화를 고려하여 설계하여야 할 것으로 사료된다.

REFERENCES

1. Cha, K. (2001). A Study on the Deformation Behavior of Steel Structures with Semi-rigid Beam-Column Connections, *Dongeui University Graduate School*, 13-16.
2. Kang, S. (2000). Analytical Study on Semi-rigid Connections of 20-Layer Braced Steel Structures, *Ulsan University Graduate School*, 2-3.
3. *Korean Institute of Architecture* (2019). KD S 41 10 15 Architectural Structural Standard Design Load, 33-48.
4. *Korean Institute of Architecture* (2019). KD S 41 17 00 Seismic Design Standard for Buildings, 24-27, 36.
5. *Korean Institute of Steel Structures*(2018). Steel structure design, 272, 292-293.
6. Lee, J. (2001). A Study on the Location and Stiffness of Semi-rigid Junctions in Tall Buildings with Shear Walls, *Ewha Women University Graduate School of Science and Technology*, 11, 42-46.
7. Seo, S. & Lee, Li. (1999). Deformation Demand of the Precast Concrete Frame Buildings with Ductile Connection in Moderate Seismic Regions, Journal of Korea Concrete Institute, KCI, Vol.11, No.5, 89-99.
8. Um, S. (2002). A Study on the Behavior of Extended-End Plate Semi-rigid Connections, *Ewha Women University Graduate School of Science and Technology*, 7-8.