

횡하중을 받는 철근콘크리트 장주설계를 위한 기둥의 등가강성식

Equivalent Column Stiffness Equations for Design of RC Slender Columns under Lateral Loads

이재훈*

Lee, Jae Hoon

요 약

기둥의 축력-모멘트-곡률곡선으로 결정된 등가강성을 이용하여 P- Δ 해석을 수행하는 방법은 횡하중을 받는 철근콘크리트 장주의 극한지지력을 비교적 정확하게 예측할 수 있으나 실무설계에 이용하기에는 복잡한 방법이다. 보다 효율적인 해석과정을 위하여 시방서상 사용가능한 기둥단면에 대한 축력-모멘트-곡률곡선과 이에 따른 등가강성을 구하고, 이를 간편하게 계산할 수 있는 등가강성식을 제안하였다. 제안된 강성식을 P- Δ 해석법과 모멘트확대법에 적용하여 실험치와 비교하여 해석의 정확도를 확인하였다. 횡하중을 받는 철근콘크리트장주의 설계시 제안된 강성식을 입력자료로 이용한다면 좀더 간편하게 P- Δ 해석을 수행할 수 있을 것이며, 시방서에서 규정된 모멘트확대법의 기둥강성식 대신 사용하면 모멘트확대법의 정확도를 향상시킬 수 있을 것이다.

ABSTRACT

P- Δ analysis by use of the equivalent column stiffness determined by Moment-Curvature-Thrust curves provides relatively precise analytical results for unbraced reinforced concrete columns, however it needs a complicated analytical procedure. Equivalent column stiffness equations are proposed for a simple analytical procedure which are determined by the Moment-Curvature-Thrust curves of the practically useable sections. The proposed stiffness equations are applied to P- Δ analysis and moment magnifier method to compare with the selected test result. Use of the proposed stiffness equations may simplify the P- Δ analytical procedure and improve the accuracy of moment magnifier method.

Keywords : unbraced RC column, P- Δ analysis, equivalent stiffness, Moment-Curvature-Thrust curves, stiffness equations, moment magnifier method

* 정회원, 영남대학교 토목공학과 전임강사

• 본 논문에 대한 토의를 1995년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 1995년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

철근콘크리트장주가 받고 있는 모멘트는 기하학적 비선형성으로 인하여 선형탄성 구조해석에 의하여 결정된 모멘트보다 크게 되므로, 장주의 설계시에는 추가된 기동모멘트(2차 모멘트)를 예측하는 계산과정을 수행하여야 한다. 철근콘크리트장주의 2차모멘트를 산정하는 방법 및 시방서규준은 참고문헌 1에 요약되어 있는 바와 같이 여러가지가 제안되고 있는데, 크게 모멘트확대법과 P-Δ 해석법으로 분류할 수 있다. P-Δ 해석법을 이용하는 경우에는 기동 및 보의 부재강성에 따라 해석결과가 많은 차이를 보이므로 부재강성의 산정방법이 정확도에 크게 영향을 주게 된다. 따라서, 축력의 영향을 고려하여 기동의 축력-모멘트-곡률곡선(P-M-φ 곡선)을 구하고 이에 따른 기동강성의 분포를 수치적분에 의하여 등가기동강성을 결정한 후, 등가기동강성을 이용하여 P-Δ 해석을 수행했을 때 실험치에 가장 근사한 기동모멘트를 얻을 수 있었다⁽²⁾. 그러나, 이와 같은 해석방법은 간단한 수계산으로 등가기동강성을 구하기가 불가능하므로 등가기동강성을 구하기 위한 컴퓨터 프로그램을 작성해야 하는 등 실무설계에 이용하기에는 복잡한 방법이라고 할 수 있다. 본 연구에서는 컴퓨터 프로그램을 통하여 시방서상 사용가능한 기동단면에 대한 P-M-φ 곡선과 이에 따른 등가기동강성을 구하고, 이를 간편하게 계산할 수 있는 등가기동강성식을 제안함을 목적으로 한다. 제안된 강성식은 철근콘크리트장주의 설계시 P-Δ 해석을 위한 입력자료로 이용할 수 있을 것이다. 또한 제안된 강성식을 시방서에서 규정된 모멘트확대법의 기동강성식 대신 사용함으로써 P-Δ 해석법에 비하여 간편하지만 정확도가 떨어지는 모멘트확대법의 정확도를 향상시키고자 한다.

2. 장주해석 및 부재강성

2.1 모멘트확대법

중력하중만을 받는 Braced System과 횡하중만을 받는 Unbraced System으로 나누어 선형탄성

구조해석에 의하여 계산된 기동모멘트 M_{2b} 와 M_{2s} 에 확대계수 δ_b 와 δ_s 를 곱하여 식 (1)에 따라 기동의 총모멘트를 예측하는 방법이다. 이때, 기동의 강성으로 ACI⁽³⁾와 콘크리트표준시방서⁽⁴⁾는 식 (5)나 식 (6)을 사용하며 구 소련의 Gosstro USSR⁽⁵⁾에서는 식 (8)을 사용한다.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (1)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}} \geq 1.0 \quad (2)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_{cr}}} \geq 1.0 \quad (3)$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (4)$$

$$EI = \frac{(E_c I_c / 5) + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (5)$$

$$EI = \frac{E_c I_c / 2.5}{1 + \beta_d} \quad (6)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4 \text{ or } C_m = 1.0 \quad (7)$$

$$EI = 0.65 E_c \left[I_g \left(\frac{0.11}{0.1 + e/h} + 0.1 \right) + \frac{E_s}{E_c} I_s \right] \quad (8)$$

2.2 철근콘크리트 기동의 P-Δ 해석법

2.2.1 MacGregor-Hage 방법⁽⁶⁾

Braced System에 대하여는 모멘트확대법으로 $\delta_b M_{2b}$ 를 구하고 Unbraced System에 대하여만 P-Δ 해석을 수행하여 $M_{2b, P-\Delta}$ 를 구한 후 식 (9)와 같이 기동모멘트를 계산한다. P-Δ 해석에는 식 (10)과 식 (11)로 계산된 부재강성을 사용한다.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + M_{2b, P-\Delta} \quad (9)$$

$$\text{기동 강성} : EI_{cl} = 0.8 E_c I_K \quad (10)$$

$$\text{보의 강성} : EI_{bm} = 0.4 E_c I_g \quad (11)$$

2.2.2 Furlong 방법⁽⁷⁾

MacGregor-Hage 방법과 마찬가지로 식 (9)를 이용하여 기동모멘트를 계산하지만 $M_{2b, P-\Delta}$ 를 구하

기둥의 P-Δ 해석에는 식 (12)와 식(13)으로 계산된 부재강성을 사용한다.

$$\text{기둥 강성} : EI_{cl} = EI_c I_g \left(0.2 + 1.2 \rho_s \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (12)$$

$$\text{보의 강성} : EI_{bm} = 0.5 E_c I_g \quad (13)$$

2.2.3 등가강성을 이용한 P-Δ 해석법

Braced System과 Unbraced System을 나누지 않고 Frame 전체에 대하여 중력하중과 횡하중에 대한 P-Δ 해석을 수행한다⁽²⁾. 이때 기둥의 강성은 축력-모멘트-곡률곡선에 따른 식 (14)의 등가 기둥강성을 이용하며 보의 강성은 식 (15)를 사용한다. 보의 강성식의 $E_c I_u$ 는 시방서규준에 따라 계산한 파괴시의 모멘트와 곡률로 결정되는 극한상태에서의 강성으로 식 (16)과 같이 계산한다. 또는 좀 더 간편한 식으로 식 (17)을 사용한다.

$$\text{기둥 강성} : EI_{cl} = (E_c I_{cl})_{eqv} \quad (14)$$

$$\text{보의 강성} : EI_{bm} = \frac{1}{3} (E_c I_g + 2E_c I_u) \quad (15)$$

$$E_c I_u = \frac{M_n}{\phi_u} \quad (16)$$

$$\text{보의 강성} : EI_{bm} = \frac{1}{3} E_c I_g + 0.35 E_c I_{se} \quad (17)$$

3. 등가강성의 해석

3.1 축력-모멘트-곡률곡선해석을 위한 가정

축하중을 받고 있는 기둥의 축력-모멘트-곡률곡선을 얻기 위하여 다음과 같은 가정을 사용한다.

- (1) 평면상태의 단면은 휘변형 후에도 평면을 유지한다.
- (2) 철근은 선형탄성-완전소성의 응력-변형도곡선을 갖는다.
- (3) 콘크리트는 상승부분이 포물선이고 하강부분이 직선인 Hognestad의 응력-변형도곡선을 갖는다.
- (4) 콘크리트의 인장강도는 무시한다.

3.2 축력-모멘트-곡률곡선해석 및 등가강성의 결정

축력-모멘트-곡률곡선(P-M-φ 곡선)은 축하중 P에 대한 M-φ 곡선으로 구성되는데 콘크리트와 철근의 응력의 합이 주어진 축하중과 같은 변형상태를 결정하고(중립축의 결정), 이때의 모멘트와 곡률을 계산한다. 콘크리트 압축연단의 변형률을 0부터 극한변형률 0.003까지 변화시켜가며 이 과정을 반복 수행한 후 계산결과를 그림으로 표현하면 P-M-φ 곡선을 얻게 된다. 중립축은 평형조건과 적합조건을 이용하여 결정하는데 직접적인 방법으로 중립축의 위치를 결정하기 어려우므로 반복계산에 의하여 결정한다. 즉, 가정한 변형평면에 대하여 콘크리트와 철근의 응력-변형도곡선에 따라 응력분포를 얻고, 이 응력의 합인 축력(내력) P_i 가 주어진 축하중(외력) P_e 와 같을 때까지 변형평면에 대한 가정을 반복한다. Fig. 1에서 f_c'' 는 콘크리트의 최대응력을 나타내는데 Hognestad의 응력-변형도곡선에서는 $0.85 f_c'$ 를 사용한다. P_i 는 식 (18)로 계산되며 모멘트와 곡률은 식 (19)와 식 (20)으로 결정된다.

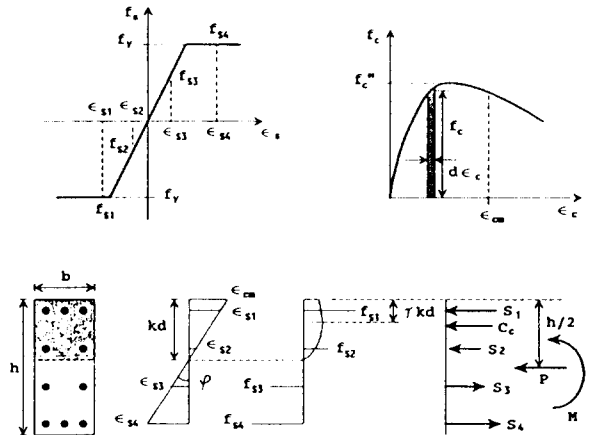


Fig. 1 Stress, strain, curvature, and internal forces

$$P_i = \alpha f_c'' bkd + \sum f_{si} A_{si} \quad (18)$$

$$M = \alpha f_c'' bkd \left(\frac{h}{2} - \gamma kd \right) + \sum f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (19)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_{cm}}{kd} \quad (20)$$

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{f_c' \epsilon_{cm}} \quad (21)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \quad (22)$$

$$EI = \frac{M}{\phi} \quad (23)$$

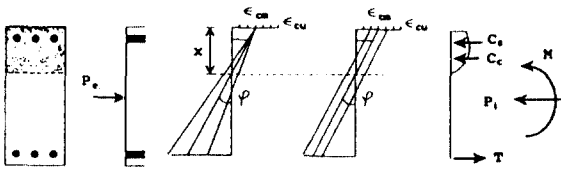


Fig. 2 Rotating and sliding deformed plane method

중립축위치에 대한 반복계산은 Fig. 2(a)와 같이 압축연단의 변형률을 증가시키면서 각각의 변형률에 대하여 변형평면을 회전시켜가며 평형조건을 만족하는 곡률을 결정하는 Rotating Method와 Fig. 2(b)와 같이 변형평면을 평행이동시켜가며 평형조건을 만족하는 압축연단의 변형률을 결정하는 Sliding Method를 사용할 수 있다. 280kg/cm²의 콘크리트 압축강도, 4,200kg/cm²의 철근 항복강도, 0.01의 철근비, 철근 위치계수 g=0.8인 직사각형단면에 대하여 Sliding Method를 사용한 P-M-φ 곡선이 Fig. 3과 Fig. 4에 나타나 있는데 그림의 축은 평형과괴 상태의 곡률 φ_b와 모멘트 M_b에 대한 비율을 나타낸다. P-M-φ 곡선은 편심 0의 축력강도 P₀에 대한 각각의 축력비율(P/P₀)에 따라 연성과괴 및 취성과괴의 양상을 보이는데 이 단면의 평형과괴 축력강도는 0.36P₀이다.

횡하중을 받는 기둥은 기둥 양단에서 최대이고 기둥중양부에서 0인 모멘트분포(double curvature)를 보인다. 따라서, 횡하중을 받는 기둥의 강성분포는 0 모멘트부터 최대모멘트까지의 부재강성분포와 유사하게 되며, P-M-φ 곡선에 대하여

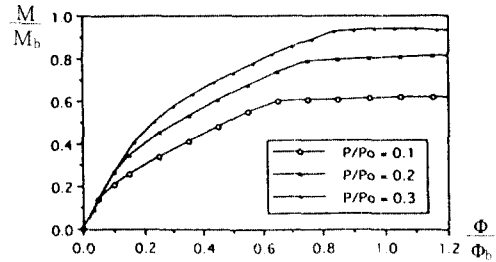


Fig. 3 P-M-φ curves of tension controlled sections

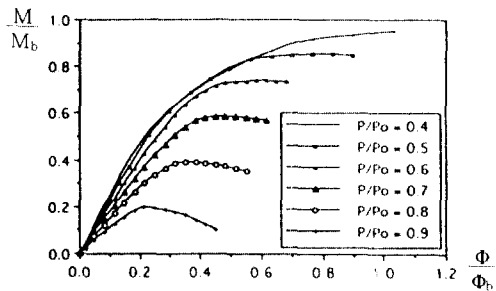


Fig. 4 P-M-φ curves of compression controlled sections

식 (23)을 적용함으로써 얻을 수 있다. 한편, 구조 해석에서 강성의 변화를 고려할 때에는 기둥축방향을 따라 일정한 강성을 갖는 등가강성을 사용하는 것이 효율적이므로, 0 모멘트부터 최대모멘트까지의 부재강성분포에 대한 수치적분으로 평균 강성을 결정하고 이를 식 (14)의 기둥등가강성으로 택한다.

P-Δ 해석의 수행시 이와 같이 P-M-φ 곡선을 기본으로 한 기둥강성을 이용하면 MacGregor-Hage 방법이나 Furlong 방법보다 더 정확한 해석 결과를 얻을 수 있는데⁽²⁾, MacGregor-Hage 방법과 Furlong 방법은 기둥의 축력의 영향을 고려하지 않은 경험적 기둥강성식을 사용하기 때문이다. 즉, MacGregor-Hage 방법은 과대평가된 기둥강성을 사용함으로써 기둥의 횡방향상대변위가 기둥과 보의 접합절점의 회전변위에 의하여 주로 발생하는 것으로 구조해석을 수행하며, Furlong 방법은 과소평가된 기둥강성을 사용함으로써 기둥의 횡방향상대변위가 기둥의 곡률에 의하여 주로 발생하는 것으로 구조해석을 수행한다.

4. 등가강성식

전술한 바와 같이 P-M- ϕ 곡선을 기본으로 한 기동강성을 결정하는 과정이 비교적 복잡하여 실무설계에 이용하기에는 어려움이 따르므로 시방서상 사용가능한 기동단면에 대한 등가강성으로부터 등가강성식을 유도한다.

4.1 기동등가강성식유도를 위한 변수

Table 1과 같이 콘크리트 압축강도의 6가지 변수, 철근 위치계수 g 의 4가지 변수, 철근비의 8가지 변수, 축력비율의 9가지 변수를 택하였다.

Table 1 Variable combination

Concrete Strength (f_c') [kg/cm ²]	Steel Location Parameter (g)	Steel Ratio (ρ)	Axial Load Ratio (P/P _o)
210 245 280 350 420	0.6 0.7 0.8 0.9	0.01	0.1
		0.02	0.2
		0.03	0.3
		0.04	0.4
		0.05	0.5
		0.06	0.6
		0.07	0.7
		0.08	0.8
		0.08	0.9

4.2 기동등가강성식

Table 1의 변수를 조합한 1,440개의 단면에 대하여 3.2의 해석방법으로 등가기동강성을 구하였다. Fig. 5는 280kg/cm²의 콘크리트 압축강도와 4,200kg/cm²의 철근 항복강도를 갖는 단면의 등가강성분포를 축력비율에 따라 나타낸 것으로, 3가지의 철근비와 4가지의 철근 위치계수에 대한 108개의 단면해석 결과이다. 수직축은 전체단면의 2차모멘트를 기준으로 한 강성 E_cI_g와의 강성비율을 나타내는데 철근 위치계수 g가 클 수록 큰 값을 갖게 됨을 보여준다. 축력비율(P/P_o)에 따른 변화를 보면 철근비와 관계없이 0.1인 경우보다 0.2-0.6인 경우에 등가강성이 크며 비교적 변화

가 없다가 0.6이후에는 선형으로 감소함을 관찰할 수 있다. 따라서 이와 같은 변화를 고려하여 1,440개의 단면해석결과에 가장 가까운 기동강성식(24)에서 (29)를 제안한다. 철근콘크리트부재의 강성은 콘크리트단면의 강성 E_cI_g와 철근만의 강성 E_sI_{se}의 조합으로 표현하는 것이 일반적인데, 단면해석결과 E_cI_g와 E_sI_{se}의 계수는 콘크리트강도와 축력비율을 포함하는 것이 합리적이라고 판단되었다.

i) f_c' (psi unit) :

P/P_o ≤ 0.6인 경우,

$$EI_{eqv} = 0.55E_cI_g + \left(0.8 + \frac{\sqrt{f_c' - 3,000}}{300}\right) E_sI_{se} \quad (24)$$

P/P_o > 0.6인 경우

$$EI_{eqv} = (0.55 - \alpha_1)E_cI_g + \left(0.8 + \frac{\sqrt{f_c' - 3,000}}{300}\right) E_sI_{se} \quad (25)$$

$$\alpha_1 = \left(1.7 - \frac{3f_c'}{20,000}\right) \times \left(\frac{P}{P_o} - 0.6\right) \quad (26)$$

ii) f_c' (kg/cm² unit) :

P/P_o ≤ 0.6인 경우,

$$EI_{eqv} = 0.55E_cI_g + \left(0.8 + \frac{\sqrt{f_c' - 210}}{80}\right) E_sI_{se} \quad (27)$$

P/P_o > 0.6인 경우

$$EI_{eqv} = (0.55 - \alpha_1)E_cI_g + \left(0.8 + \frac{\sqrt{f_c' - 210}}{80}\right) E_sI_{se} \quad (28)$$

$$\alpha_1 = \left(1.7 - \frac{3f_c'}{1,400}\right) \times \left(\frac{P}{P_o} - 0.6\right) \quad (29)$$

제안식에서는 축력비율 0.6을 기준으로 구분하여 2가지로 표현하였으나 시방서^(3,4)에서 규정된 기동의 최대축력강도는 띠철근기동의 경우 $\phi(0.8)P_o$ 이므로 ACI에서는 0.56 P_o이며 콘크리트표준시방서에서는 0.52 P_o로써 0.6 P_o 보다 작다. 나선철

근기둥의 경우에는 $\phi(0.85) P_o$ 이므로 ACI에서는 0.638 P_o 이지만 0.6 P_o 에 비하여 큰 차이가 없고 콘크리트표준시방서에서는 0.595 P_o 로써 0.6 P_o 에 매우 가깝다. 따라서, 실제 기둥설계시에 제안된 강성식이 이용된다면 제안된 기둥강성식 중에서 식 (24)나 식 (27)만을 사용하게 될 것이다.

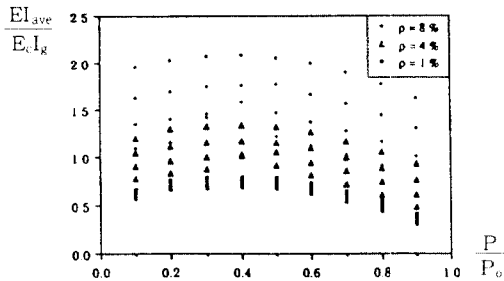


Fig. 5 Average stiffness variation

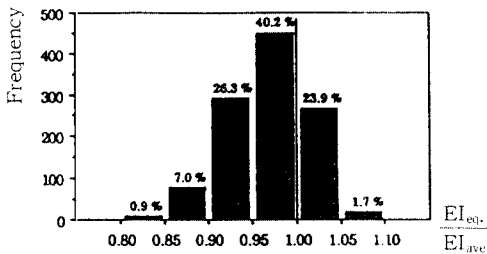


Fig. 6 Accuracy of stiffness equations

4.3 기둥등가강성식의 오차

컴퓨터 프로그램으로 해석된 등가강성에 비교하면 제안된 강성식은 Fig. 6과 같은 오차분포를 가지고 있다. 오차의 검토는 축력비율이 0.1과 0.9인 단면들을 제외한 1,120개의 단면에 대한 것으로서, 전술한 바와 같이 시방서에서 규정된 기둥의 최대축력강도는 0.8 P_o . 또는 0.85 P_o 이므로 축력비율이 0.9인 단면들을 제외하였고 축력이 아주 작은 단면들은 기둥기둥이라기 보다는 보의 지동을 보일 뿐만아니라 실제 설계에서도 많이 사용되지 않기 때문에 축력비율이 0.1인 단면들을 제외하였다. Fig. 6에 나타난 바와 같이 1,120개 단면 중 92.1%가 10% 이내의 오차를 보이고 있고,

99.1%의 단면이 15% 이내의 오차를 보이고 있다.

5. 실험결과와의 비교분석

5.1 실험시편

현재까지 발표된 실험적 연구 중 가장 높은 부정정차수를 가지며 높은 축력비율하의 실험으로 횡하중을 받는 기둥의 거동을 가장 잘 나타내주고 있으며 1983년도 ACI-318 Code의 모멘트확대법 개정의 기초가 된 Ford등⁽⁸⁾의 실험결과를 채택하였다. 210-438kg/cm²의 콘크리트 압축강도를 가진 9개의 시편이 실험되었으며 기둥들의 단면2차모멘트는 Fig. 7에 나타난 바와 같이 기둥 C1과 C3를 기준으로 1의 향으로 나타나 있다. 각 기둥의 축력비율(P/P_o)은 0.66-0.8이며 보의 철근량을 조절하여 휨강도가 약한보, 중간보, 강한 보로 제작되었다. 9개의 실험결과 중 FC-4는 FC-5와 동일한 실험조건을 가지고 있어서 실험자의 연구 발표에서 제외되었고, FC-1와 FC-3는 편심이 0이기 때문에, 또 FC-7는 보에서 먼저 극한상태에 도달하였기 때문에 본 연구에서 제외하였다.

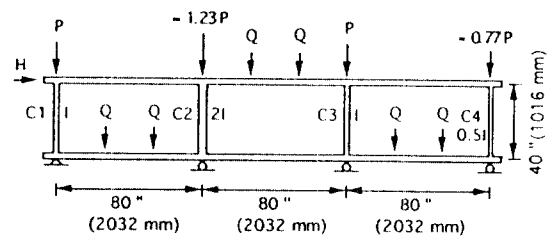


Fig. 7 Frame specimen

5.2 결과 비교 분석

5개의 실험시편에 대하여 다음과 같은 4가지 방법으로 해석하여 그 결과를 Fig. 8-Fig. 12에서 실험결과와 비교하였다.

Method A : 컴퓨터 프로그램을 통하여 얻은 기둥강성과 식 (15)의 보 강성으로 P- Δ 해석을 수행한다.

Method B : 식 (24)에서 (29)로 계산된 기둥강

Lateral Load
H [kips]

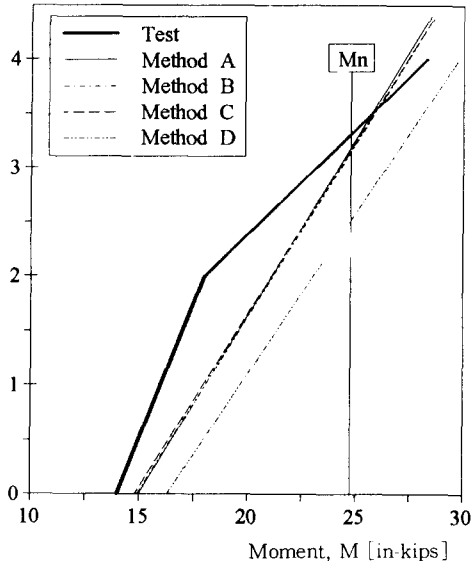


Fig. 8 H-M curves of FC-2 at bottom of C4

Lateral Load
H [kips]

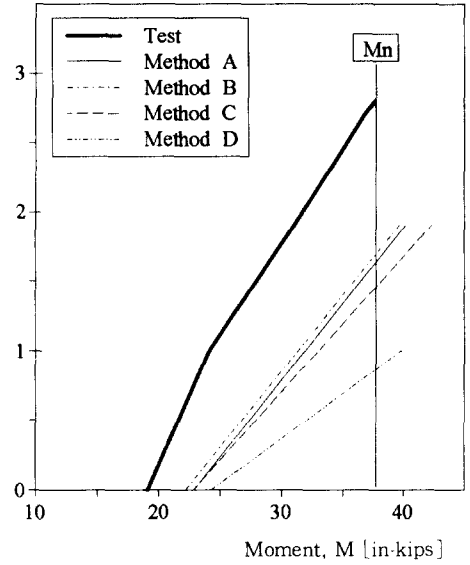


Fig. 9 H-M curves of FC-5 at bottom of C4

Lateral Load
H [kips]

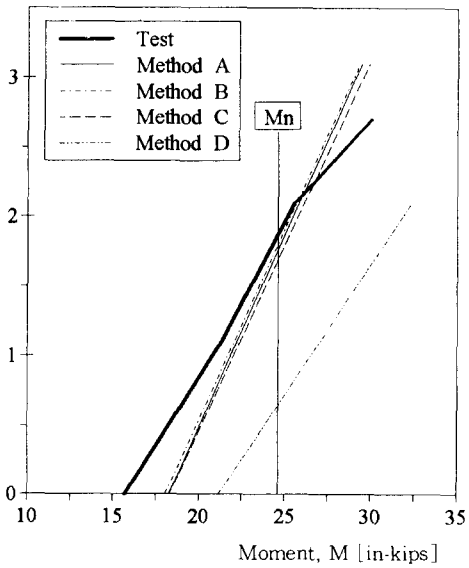


Fig. 10 H-M curves of FC-6 at bottom of C3

Lateral Load
H [kips]

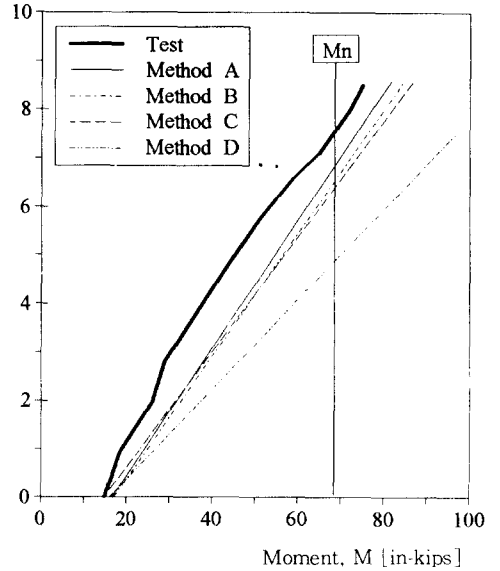


Fig. 11 H-M curves of FC-8 at top of C3

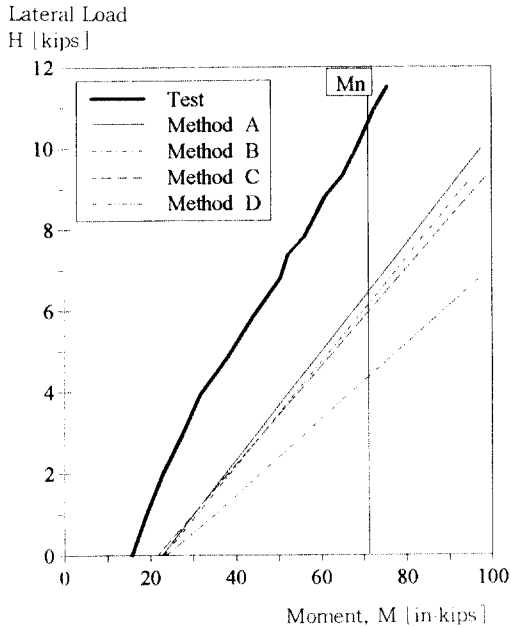


Fig. 12 H-M curves of FC-9 at bottom of C3

성과 식 (17)의 모 강성으로 P-Δ 해석을 수행한다.

Method C : 모멘트확대법을 적용하지만 시방서의 부재강성대신 식 (24)에서 (29)로 계산된 기둥강성과 식 (17)의 모 강성을 사용한다.

Method D : ACI에 준하여 모멘트확대법을 적용한다.

Fig. 8에서 Fig. 12까지는 각 시편에서 첫번째로 소성상태에 도달한 기둥의 위치에 대한 횡하중-모멘트곡선(H-M 곡선)을 나타내는데, 시방서에 의하여 계산된 공칭극한휨강도 M_n 과 만나는 H 값은 첫번째로 소성상태가 발생된 기둥단면의 모멘

트가 M_n 값에 도달하도록 하는 횡하중 H의 예측치로, 실험시편 전체의 강도를 횡하중의 성분으로 나타내주는 값이다. 이 때, M_n 에서의 예측치 H_{ult} 가 실험에서 구해진 H_{ult} 보다 작다면 안전측, 크다면 비안전측이다.

표 2는 각 방법에 의한 H_{ult} 값과 H_{ult} 값과의 비율을 보여주는데 4가지 방법 모두 실험치에 비하여 작은 H_{ult} 값을 가지므로 안전측이다. 실제 설계시에는 설계휨강도 ϕM_n 에 해당하는 횡하중값이 최대 설계 횡하중이 되는데, 이 값은 실험에 의한 최대 횡하중 H_{ult} 값이나 M_n 에 해당하는 횡하중 해석 결과인 H_{ult} 값보다 작게 되므로 더욱 더 안전측인 설계가 된다. 그림과 표에서 보는 바와 같이 Method A, B, C는 모든 시편에 대하여 50% 이상의 정확도를 보이고 있으나 Method D(ACI 모멘트확대법)는 5개의 시편 중 2개에 대하여만 50% 이상의 정확도를 보이고 있다. P-Δ 해석을 수행하는 Method A와 B는 실험치에 가장 근접한 결과를 예측할 수 있었고 특히 Method A는 5개의 시편 중 3개에 대하여 90% 이상의 정확도를 보이고 있다. 강성식을 이용하여 P-Δ 해석을 수행하는 Method B도 Method A와 근사한 정확도를 보이고 있다. 강성식을 이용하여 모멘트확대법을 수행하는 Method C는 P-Δ 해석을 수행하는 Method A와 B에 비하면 정확도가 떨어지지만 상대적으로 해석과정이 복잡하지 않다는 장점을 가지고 있으며 ACI 모멘트확대법에 비하면 실험치에 매우 근접한 결과를 예측할 수 있는 방법임을 보이고 있다.

Table 2 Comparison of Failure Lateral Loads(H=kips, 1 kips=0.45 ton)

No.	Specimen		Test H_{ult}	Method A		Method B		Method C		Method D	
	(f_c) [kg/cm ²]	P/P _n		H_{ult}	$H_{ult}/H_{n,t}$	H_{ult}	$H_{ult}/H_{n,t}$	H_{ult}	$H_{ult}/H_{n,t}$	H_{ult}	$H_{ult}/H_{n,t}$
FC-2	237	0.66	3.32	3.20	0.964	3.16	0.952	3.18	0.958	2.52	0.759
FC-5	262	0.70	1.73	1.73	0.910	1.77	0.962	1.66	0.902	0.62	0.337
FC-6	280	0.80	2.80	1.64	0.586	1.70	0.607	1.46	0.521	0.87	0.311
FC-8	432	0.68	7.63	6.92	0.907	6.61	0.866	6.49	0.848	4.93	0.646
FC-9	438	0.67	10.53	6.42	0.610	6.12	0.581	5.93	0.563	4.33	0.411

기둥단면에 대한 P-M- ϕ 곡선을 수치적분하여 얻은 등가강성을 이용하여 P- Δ 해석을 수행하는 방법은 다른 해석법에 비하여 횡하중을 받는 철근 콘크리트 장주의 극한지지력을 비교적 정확하게 예측할 수 있으나 등가기둥강성을 구하기 위한 컴퓨터 프로그램을 작성해야 하는 등 실무설계에 이용하기에는 복잡한 방법이다. 본 연구에서는 컴퓨터 프로그램을 통하여 시방서상 사용가능한 기둥단면에 대한 P-M- ϕ 곡선과 이에 따른 등가강성을 구하고, 이를 간편하게 계산할 수 있는 등가강성식을 제안하였다. 제안된 강성식을 P- Δ 해석법과 모멘트확대법에 적용하여 실험치와 비교해 본 결과, P-M- ϕ 곡선을 수치적분하여 얻은 등가강성을 이용한 P- Δ 해석결과에 근접하며 현 ACI 모멘트확대법보다 더 정확한 결과를 얻을 수 있었다.

횡하중을 받는 철근콘크리트장주의 설계시 제안된 강성식을 입력자료로 이용한다면 좀더 간편하게 P- Δ 해석을 수행할 수 있을 것이며, 시방서에서 규정된 모멘트확대법의 기둥강성식 대신 사용하면 모멘트확대법의 정확도를 향상시킬 수 있을 것이다.

감사의 글

본 연구는 1994년도 영남대학교 신입교원정착 연구비 지원하에 수행된 연구로서 이에 감사의 뜻을 표합니다.

1. 이재훈, "횡변위에 대한 철근 콘크리트 장주의 모멘트 확대계수", 대한 토목학회 논문집, 제11권 제4호, 1991년 12월, pp.67-79.
2. 이재훈, "철근 콘크리트 장주설계를 위한 P- Δ 해석", 대한 토목학회 논문집, 제12권 제4-1호, 1992년 12월, pp.87-96.
3. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary, ACI 318-89, ACI 318R-89, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
4. 대한민국 건설부, 콘크리트표준시방서, 1988.
5. Gosstroj USSR, Structural Norms and Rules, 1972.
6. MacGregor, J. G., and Hage, S. E., "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST10, October 1977, pp.1953-1970.
7. Furlong, R. W., "Rational Analysis of Multistory Concrete Structures," Concrete International, Vol. 3, No. 6, June 1981, pp.29-35.
8. Ford, J. S., Chang, D. C., and Breen, J. E., Experimental and Analytical Modeling of Unbraced Multipanel Concrete Frames, ACI Journal, Vol. 78, No. 1, Jan. -Feb. 1981, pp. 21-35.

(접수일자 : 1995. 1. 14)