

## 골조구성 변단면 기둥의 유효길이 계수 Effective length factors for the framed columns with variable stiffness

이수곤\*                  김순철\*\*                  오금열\*\*\*  
Lee, Soo-Gon,          Kim, Soon-Chul,          Oh, Keum-Yeol

---

### ABSTRACT

Effective length factor approach for framed column design has long played an important design-aid role. This approach, however, is effective only when the columns are in the form of prismatic or uniform cross sections. Structural engineers who have to design or analyse framed columns with variable cross sections need some means to do their job. By using the finite element method, the stability analysis of the isolated compression members with variable cross sections and that of the framed columns are performed. The parameters considered in the stability analysis are taper and sectional property parameters of the columns, the second moment of inertia ratio of beam to column, and beam span to column height ratio. On the basis of the stability analysis results, effective length factor formulas for the columns with variable sections are derived.

---

### 1. 서 론

압축재는 하나의 독립된 부재로 존재하기 보다는 골조구조물의 기둥이나 트러스 구조물의 상현재 및 복재(web member)처럼 구조물을 구성하는 하나의 요소로 존재한다. 골조 구조물(framed structure) 특히 철골 구조물의 경우, 등단면 기둥의 설계에는 유효길이계수(effective length factor)개념이 오래동안 여러나라에서 쓰여왔다. 그러나 유효길이에 관한 연구는 아직도 계속되고 있는 민감한 분야로 유효길이산정에 관한 통일된 규정은 없다. 실무에서는 다소 모순된 점이 있긴하나 AISC의 L.R.F.D시방서에서 채택하고 있는 Alignment chart법<sup>(1)</sup>이 오래동안 여러나라의 규정이나 시방서에 그대로 채택하고 있는 실정이다. 그러나 이법은 등단면 기둥일때에만 유효하다는 제한조건이 있다.

골조 구조물 특히 건축 구조물에서는 변단면 기둥의 사용을 흔히 보게되는데 이와 같은 변단면 기둥의 역사가 상당히 긴 것은 목조 사찰용 건물의 기둥이 한 예가 되겠다. 변단면 기둥의 경우에는 설계에 직접 이용할만한 규정이나 시방서가 없기 때문에 구조기술자로서는 당황스러울 수밖에 없다. 특히 변단면 기둥의 형태는 다양한 형태를 취할수 있으므로 설계의 기본이 되는 임계하중 산정은 쉽지 않다. 즉 대부분의 변단면

---

\* 정희원 · 전남대학교 건축학과 교수  
\*\* 정희원 · 동신대학교 건축학과 부교수  
\*\*\* 전남대학교 대학원 석사과정

압축재의 경우 고전적(또는 해석적)방법의 이용이 불가능하다. 따라서, 유한 차분법이나 유한요소법<sup>(7),(8)</sup> 같은 수치해석법을 이용하여 임계하중을 산정할 수밖에 없다.

이번 연구에서는 먼저 그림 1과 같이 직선형으로 taper진 압축재가 하나의 독립부재일때의 임계하중을 유한요소법으로 산정하였다. 다음에는 이와 같은 부재가 골조를 구성하는 부재일때의 안정해석(stability analysis)결과를 토대로 하여 유효길이 계수식을 유도하였다. 골조의 안정해석에서 고려한 parameter는 단면2차 모멘트,  $I(x)$ 의 변화와 관련된 taper parameter,  $\alpha$  와 sectional property parameter,  $m$ <sup>(2),(3)</sup>이 기본이고 그 외에 보/기둥의 단면 2차모멘트 비,  $n$  및 보경간/층고 비,  $\beta$  등이다.

## 2. 연구의 범위 및 단일 압축재의 임계하중

(연구의 범위)

다음의 그림 1은 연구대상으로 택한 단경간, 단층골조 및 수치해석에서 고려할 매개변수들의 변화 범위등을 보여주고 있다. 그림 1에서 제일 문제가 되는 것은 기둥의 단면2차 모멘트,  $I(x)$ 의 변화인데, 그 이유는

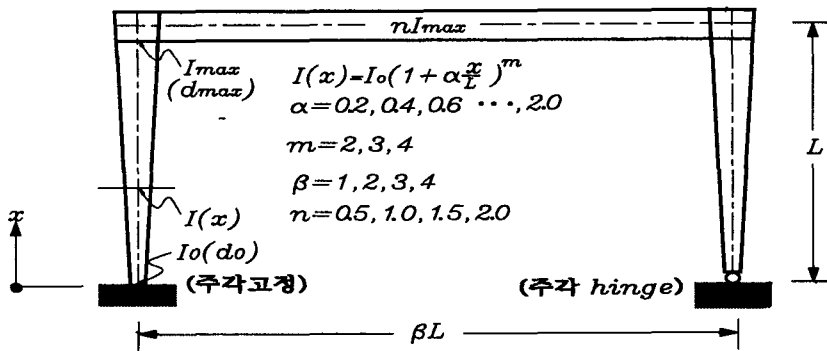


그림1. 골조의 제원 및 안정해석 매개변수

하나의 독립된 압축재 일때도  $I(x)$  및 기둥 양단의 경계조건에 따라 임계하중은 큰 차이를 나타내기 때문이다. 기둥을 하나의 독립된 부재로 생각할때의 임계하중은 유한요소법으로 산정하는데 그 과정은 대체로 다음과 같다.

(요소의 강성행렬)

그림 2는 유한요소법을 이용한 안정해석에서 택한 선형요소(linear element)로 각 절점에서의 변형성분 ( $\delta_i$ ) 즉 자유도는 2이다. 그림에서 ( )내의  $q_i$ 는 변형성분,  $\delta_i$ 에 대응하는 하중성분이다. 요소의 전체자

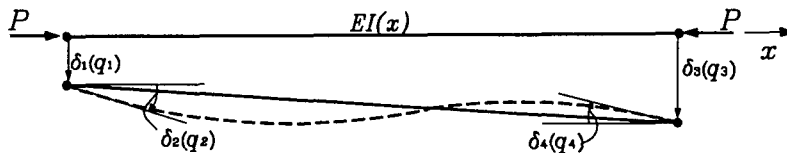


그림 2. 선형요소의 절점변형 및 하중성분

유도가 4 이므로 치짐 함수,  $v(x)$ 는 최종적으로 다음식으로 된다.

$$v(x) = [N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4] \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{Bmatrix} = [N] \{\delta\} \quad (1.a)$$

여기서  $N_i$  (shape function)는 각각

$$N_1 = 1 - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{l}\right)^3, \quad N_2 = x\left(1 - \frac{x}{l}\right)^2 \quad (1.b)$$

$$N_3 = 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3, \quad N_4 = -\frac{x^2}{l}\left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

요소의 강성행렬은 요소의 휨 변형에너지 (flexural strain energy)가 요소에 작용하는 외력에 의한 외부일 (external work)과 같다고 놓으면 유도<sup>(4)</sup>되는데 그 결과는 아래와 같은 형태의 식으로 된다.

$$[k] = [k_b] - P[k_r] \quad (2)$$

위의 식에서

$$[k_b] (= \text{휨 강성행렬}) = \int_0^l \left[ \frac{d^2 N}{dx^2} \right]^T \cdot EI(x) \cdot \left[ \frac{d^2 N}{dx^2} \right] dx$$

$$\approx \frac{EI(e)}{l^3} \begin{vmatrix} 12 & & & \\ 6l & 4l^2 & & \text{symm} \\ -12 & -6l & 12 & \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{vmatrix} \quad (3.a)$$

$$P[k_r] (= \text{기하강성행렬}) = P \int_0^l \left[ \frac{dN}{dx} \right]^T \cdot \left[ \frac{dN}{dx} \right] dx$$

$$= \left( \frac{1}{30} \right) \cdot \frac{1}{l} \cdot \begin{vmatrix} 36 & & & \\ -3l & 4l^2 & & \text{symm} \\ -36 & 3l & 36 & \\ -3l & -l^2 & 3l & 4l^2 \end{vmatrix} \quad (3.b)$$

휨 강성행렬요소의 정확한 값의 계산은 부재축에 따라 변화하는 단면2차모멘트,  $I(x)$  때문에 대단히 복잡하게 된다. 여기서는  $I(x)$ 를 일정한 값  $I(e)$ 로 치환하였는데  $I(e)$ 는 각 요소 중앙점 ( $x=0.5l$ )에서의 단면2차모멘트 값이다. 실제로 이와 같은 치환결과로 얻어지는 강성행렬과 정확한 적분결과로 얻어지는 강성행렬과의 오차는 무시할수 있을 정도로 적다.<sup>(5)</sup>

(단일 부재의 임계하중 산정)

부재를 몇 개의 요소로 분할한 후 각 요소의 강성행렬을 식(3)에 의하여 구한다. 다음에는 변형변환행렬을 이용하여 이들을 차례로 조합한후 끝으로 조합된 강성행렬에 경계조건을 적용시키면 다음 형태의 행렬 방정식을 얻는다.

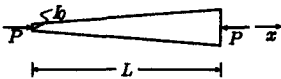
$$([K_b] - P[K_r])(\Delta) = \{Q\}, \quad \{Q\} = \{0\} \quad (4)$$

식(4)는 전형적인 고유치 문제 (eigenvalue problem)의 식으로 연구의 대상인 최소 고유치 즉 탄성 임계하중을 반복법(iteration method)<sup>(4)</sup>으로 산정하기 위하여 다음과 같은 식으로 변환시킨다.

$$\left([K_b]^{-1}[K_r] - \frac{1}{P}[I]\right)(\Delta) = \{0\} \quad (5)$$

여기서  $[I]$ 는 단위행렬(unity or identity matrix)를 뜻한다. 일반적으로 부재를 세분하면, 바꾸어 말하면 요소의 수가 많아지면 수치해석 결과는 정해치(exact solution or exact value)에 가까게 된다. 본 연구실의 연구결과에 따르면 그림. 1과 같은 압축재의 경우 부재를 20 등분하면 대체로 만족할만한 결과가 얻어짐이 확인되었다. 따라서 여기에서도 부재를 20등분한후 임계하중을 산정하였는데 그 결과의 일부는 표1과 같다.

표1. 직선상으로 taper진 압축재의 임계하중



$I(x) = I_0 \left(1 + a \frac{x}{L}\right)^m$

$C_{est} = C(\alpha, m) = (A_0 + A_1 m + A_2 m^2) + (B_0 + B_1 m + B_2 m^2)\alpha + (C_0 + C_1 m + C_2 m^2)\alpha^2, \quad P_{cr} = C \cdot \frac{EI_0}{L^2}$								
$\alpha$	m = 1		m = 2		m = 3		m = 4	
	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$
0.1	21.1876	21.2064	22.2215	22.2060	23.3074	23.2746	24.4344	24.4123
0.2	22.1637	22.1575	24.2922	24.2951	26.5898	26.5986	29.0634	29.0679
0.3	23.1279	23.1018	26.3947	26.4103	30.0525	30.0830	34.1046	34.1200
0.4	24.0648	24.0394	28.5348	28.5515	33.6724	33.7279	39.5554	39.5686
$A_0 = 20.4279, A_1 = -0.2163, A_2 = 0.0369, B_0 = -1.8308, B_1 = 11.7216$ $B_2 = -0.2779, C_0 = 3.0991, C_1 = -5.9784, C_2 = 2.5399$								$\rho \approx 0.9999$
<b>(b) 고정단-고정단</b>								
0.1	41.4269	41.4696	43.4553	43.4210	45.5730	45.5334	47.7725	47.8038
0.2	43.3330	43.3155	47.4990	47.5000	51.9998	52.0362	56.8546	56.8570
0.3	45.1961	45.1457	51.5986	51.6214	58.7605	58.8089	66.7361	66.7081
0.4	47.0216	46.9600	55.7558	55.7859	65.8336	65.9193	77.4063	77.3601
$A_0 = 40.0369, A_1 = -0.5319, A_2 = 0.1030, B_0 = -4.2720, B_1 = 23.7262$ $B_2 = -0.7589, C_0 = 6.9594, C_1 = -13.0867, C_2 = 5.3393$								$\rho \approx 0.9999$

(회귀분석)

위의 표에서 알수 있듯이 임계하중계수  $C$ 는 단면의 성질을 지배하는 두 매개변수  $\alpha$ 와  $m$ 의 증가 함수이다. 수치해석을 수행한후 그 결과가 얻어지기 전까지는 변단면 압축재의 임계하중치 추정이 불가능하므로 구조설계에 당면한 구조기술자들로서는 큰 난제일수 있다. 이런점을 염두에 두고 다음과 같은 대수방정식을 가정하였다.

$$C_{fem} = C(\alpha, m) = A_0 + A_1 \alpha + A_2 \alpha^2 + (B_0 + B_1 \alpha + B_2 \alpha^2)m + (C_0 + C_1 \alpha + C_2 \alpha^2)m^2 \quad (6)$$

식(6)에 나타나는 상수들, 즉  $A_0, A_1, \dots, C_2$ 의 값은 회귀분석법으로 결정하였는데 그 결과는 표1의 하단에 각 경계조건별로 표시하였다. 표1에서  $C_{est}$ 는 제안식 식(6)을 이용하여 추정된 값들로 이들을  $C_{fem}$ 과 비교하면 큰 차가 없음을 알수 있다. 실제로  $C_{fem}$ 과  $C_{est}$ 간의 상관계수(correlation coefficient),<sup>(6)</sup>  $\rho$ 는 어느 경우애나 단위치(1)에 가까운 값으로 제안식 식(6)의 타당성을 증명하고 있다.

### 3.골조구성 기동

(임계하중 산정 및 회귀분석)

그림 1과 같은 단경간 골조의 안정해석과정은 앞에서 다루었던 독립 압축재의 임계하중 산정때와 비슷하다. 먼저 기동이나 보를 요소로 분할하는 것인데 여기에서는 변단면 기동은 10등분, 등단면 보의 경우 2등분 하여 요소의 강성행렬을 식(3)을 이용하여 구하였다. 골조의 안정해석에서는 수평동(side-sway)의 발생여부에 따라 기동의 임계하중값이 크게 달라지므로 안정해석에서는 이들을 별도로 취급하였다. 변단면 기동 부재의 taper parameter( =  $\alpha$ ), 보/기동의 단면 2차 모멘트 비( =  $n$ ), 보 경간/ 층고비( =  $\beta$ )의 변화에 따른 임계하중의 변화의 일부는 표2와 같다.

표2. 단 경간 골조의 임계하중(그림 1. 참조)

$$P_{cr} = C_{est} \cdot \frac{EI_0}{L^2}$$

$$C_{fem} = C_{est} = (A_0 + A_1\beta + A_2\beta^2) + (B_0 + B_1\beta + B_2\beta^2)\alpha + (C_0 + C_1\beta + C_2\beta^2)n + (D_0 + D_1\beta + D_2\beta^2)\alpha^2 + (E_0 + E_1\beta + E_2\beta^2)(\alpha, n) + (F_0 + F_1\beta + F_2\beta^2)n^2 \quad (7)$$

$m=2$  인 경우(양 주각고정, side sway가 있을때)

$A_0 = 2.6497, A_1 = 1.2077, A_2 = -0.3244, B_0 = 13.2676, B_1 = -10.5464, B_2 = 1.9367$								
$C_0 = 0.0196, C_1 = 3.2682, C_2 = -0.7490, D_0 = -1.0307, D_1 = 1.7608, D_2 = -0.3668$								
$E_0 = 0.0463, E_1 = 2.5529, E_2 = -0.5472, F_0 = 2.3261, F_1 = -3.0221, F_2 = 0.6086$								
$\beta = 2$	$n = 0.5$		$n = 1.0$		$n = 1.5$		$n = 2.0$	
$\alpha$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$
0.2	4.8276	5.5481	5.8227	6.6617	6.6302	7.1336	7.2882	6.9638
0.4	5.4410	5.9516	6.6949	7.3616	7.6978	8.1298	8.5052	8.2563
0.6	6.1230	6.4369	7.6575	8.1433	8.8719	9.2079	9.8383	9.6307
0.8	6.8256	7.0042	8.6648	9.0069	10.1064	10.3679	11.2393	11.0871
1.0	7.5471	7.6533	9.7134	9.9524	11.3914	11.6097	12.6988	12.6253
1.2	8.3067	8.3844	10.8199	10.9798	12.7457	12.9334	14.2339	14.2453
1.4	9.0640	9.1973	11.9413	12.0890	14.1177	14.3391	15.7919	15.9473
1.6	9.8794	10.0921	13.1417	13.2802	15.5883	15.8266	17.4556	17.7312
1.8	10.7965	11.0688	14.4672	14.5532	17.1965	17.3960	19.2656	19.5969
2.0	11.6153	12.1274	15.7072	15.9082	18.7271	19.0472	21.0011	21.5445

$m=3$  인 경우(양 주각고정, side sway가 있을 때)

$A_0 = -1.3742, A_1 = 5.1441, A_2 = -1.0334, B_0 = 20.4544, B_1 = -19.8880, B_2 = 3.6725$ $C_0 = 0.0350, C_1 = 4.8554, C_2 = -1.1383, D_0 = 2.4678, D_1 = 2.3349, D_2 = -0.5890$ $E_0 = 0.0783, E_1 = 5.8249, E_2 = -1.1842, F_0 = 3.4026, F_1 = -5.0524, F_2 = 1.0276$								
$\beta = 2$	$n = 0.5$		$n = 1.0$		$n = 1.5$		$n = 2.0$	
$\alpha$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$
0.2	5.5399	7.8413	6.8462	10.0953	7.8871	9.6005	8.7220	6.3571
0.4	7.2509	7.6211	9.3313	11.2222	10.9384	12.0746	12.1864	10.1783
0.6	9.3983	8.6210	12.5249	13.5692	14.8461	15.7688	16.6031	15.2197
0.8	12.1340	10.8411	16.6130	17.1365	19.8226	20.6833	22.1789	21.4813
1.0	15.4216	14.2815	21.5757	21.9240	25.8292	26.8179	28.8585	28.9631
1.2	19.5714	18.9420	27.7679	27.9317	33.2266	34.1727	37.0024	37.6651
1.4	24.4816	24.8227	35.0640	35.1596	41.8547	42.7478	46.4138	47.5873
1.6	30.7082	31.9236	44.0617	43.6076	52.3084	52.5430	57.6879	58.7296
1.8	37.4886	40.2447	53.9438	53.2759	63.7225	63.5584	69.9309	71.0922
2.0	46.1602	49.7861	66.1283	64.1644	77.5327	75.7940	84.5732	84.6750

$m=4$ 인 경우(양 주각고정, side sway가 있을 때)

$A_0 = -1.7407, A_1 = 5.3949, A_2 = -0.8557, B_0 = 19.9148, B_1 = -28.6293, B_2 = 5.0888$ $C_0 = 0.0375, C_1 = 9.7261, C_2 = -2.3575, D_0 = 14.9794, D_1 = 1.3806, D_2 = -0.6220$ $E_0 = 0.0974, E_1 = 10.5597, E_2 = -1.9363, F_0 = 3.9859, F_1 = -8.1090, F_2 = 1.6837$								
$\beta = 2$	$n = 0.5$		$n = 1.0$		$n = 1.5$		$n = 2.0$	
$\alpha$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$	$C_{fem}$	$C_{est}$
0.2	5.1763	6.6928	6.3167	8.0443	7.2339	8.1000	7.9754	6.8597
0.4	6.2640	7.0394	7.8776	9.0901	9.1442	9.8448	10.1575	9.3036
0.6	7.5385	7.7685	9.7318	10.5183	11.4224	11.9722	12.7335	12.1301
0.8	8.9402	8.8802	11.8159	12.3291	13.9767	14.4820	15.6285	15.3391
1.0	10.5840	10.3744	14.2536	14.5224	16.9537	17.3745	18.9814	18.9307
1.2	12.4122	12.2511	16.9903	17.0982	20.2908	20.6494	22.7273	22.9048
1.4	14.4097	14.5103	20.0091	20.0566	23.9685	24.3069	26.8448	27.2614
1.6	16.7799	17.1521	23.5257	23.3975	28.2071	28.3470	31.5547	32.0006
1.8	19.1752	20.1764	27.1782	27.1209	32.6306	32.7695	36.4734	37.1222
2.0	21.9845	23.5833	31.3623	31.2269	37.6419	37.5746	41.9992	42.6265

앞의 식(6)에서와 비슷한 이유로 골조구성 변단면 기둥의 유한 요소법에 의한 임계하중 계수  $C_{fem}$ 을 아래와 같은 해석변수들에 관한 다항식으로 가정하였다.

식(7)중의 상수,  $A_0, A_1, \dots, F_2$ 의 값은 앞에서와 똑같이 회귀분석 기법으로 산정 하였고 그 결과는 표2

의 상단에 표시하였다. 같은 표에서  $C_{est}$ 는 제안한 다항식에 의하여 결정된 임계하중의 계수값들로 전체적으로 볼때  $C_{fem}$ 과 큰 차가 없으나  $\alpha=0.2$ 일때는 큰 오차를 보일 때도 있다. ( $m=4, n=1.0$ ) 이때 역시  $C_{est}$ 와  $C_{fem}$ 간의 상관계수  $\rho$ 는 어느 경우에서  $\rho \approx 1.0$ 이다.

다 알고 있듯이 골조 구성 등단면 기둥의 설계에서는 거의 모든 나라가 유효길이 계수(effective length factor),  $K$  개념을 도입하고 있으며 그 내용은 다음과 같다.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (8.a)$$

유효길이 계수,  $K$ 의 구체적인 값을 결정하는 데에는 각국의 code나 specification에 따라 다소 차이는 있으나 서론에서 언급한 AISC의 Alignment chart가 널리 이용되고 있다. 그러나 골조 구성 기둥이 변단면 형태 일 때에는 설계에 이용할 만한 규정이 없다.

Bleich<sup>(9)</sup>는 그림 1과 같은 직선형으로 taper진 단일 압축재 일 때 다음과 같은 유효길이 계수식을 제안하였다.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{max}}{(KL)^2} \quad (8.b)$$

여기서

$$K = 3.20 - 2.20 \left( \frac{d_0}{d_{max}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

위의 식에서  $d_0$ 와  $d_{max}$ 는 그림 1에 표시한 것처럼 주각과 주두에서의 부재 춤(depth)를 의미한다. 식(8.b)는 단면성질 매개변수,  $m$ 이  $m=2$ 와 양단의 경계조건이 단순지지 일 때에만 또한 독립된 부재에만 유효하다는 제한조건이 있다.

이제 골조 구성 변단면 기둥의 유효길이 계수식을 일반화 하기 위하여 식(7)과 (8.b)식을 같다고 놓는다.

$$C_{est} \cdot \frac{EI_0}{L^2} = \frac{\pi^2 EI_0 (1+\alpha)^m}{(KL)^2}$$

이 식으로부터 유효길이 계수,  $K$ 는

$$K = \pi \sqrt{\frac{(1+\alpha)^m}{C_{est}}} \quad (9)$$

식(9)에서의  $C_{est}$ 는 식(7)로 주어지며, 생각하고 있는 매개변수,  $m$ 에 대응하는 상수값들은 표2의 해당 부분에서 쉽게 알 수 있다.

식(4)의 응용 예로 먼저 주각 고정 골조를 예로 든다.  $\alpha=1.0$ ,  $n=\beta=2.0$ 은 공통이고 단면성질 매개변수,  $m$ 만이  $m=2, 3, 4$ 로 변한다고 하면, (side sway가 없을때는 지면 관계상 제제하지 못함)

(주각고정, side sway가 있을때)

$$K_{m=2} = \pi \sqrt{\frac{4}{12.6253}} \approx 1.768$$

$$K_{m=3} = \pi \sqrt{\frac{8}{18.9307}} \approx 2.042$$

$$K_{m=4} = \pi \sqrt{\frac{16}{28.9631}} \approx 2.335$$

(주각고정, side sway가 없을때)

$$K_{m=2} = \pi \sqrt{\frac{4}{55.8543}} \approx 0.841$$

$$K_{m=3} = \pi \sqrt{\frac{8}{78.7751}} \approx 1.001$$

$$K_{m=4} = \pi \sqrt{\frac{16}{112.4027}} \approx 1.185$$

위의 비교에서 보면 side sway가 있을 때의 유효길이 계수값은  $m$ 의 어느 경우이나 side sway가 없을 때 값의 2배 정도로 된다.

#### 4. 결 론

직선상으로 taper진 단일 압축재 및 골조구성 기둥의 임계하중을 유한요소법으로 결정하였다. 유한요소 해석에서 고려한 변수는 단일 압축재일 때는 taper parameter(=  $\alpha$ )와 단면성질 매개변수(=  $m$ )였으나, 골조구성 기둥에서는 보/기둥의 단면 2차 모멘트 비(=  $n$ )와 보 경간/층고 비(=  $\beta$ )를 추가하였다. 수치해석 결과를 대수 방정식으로 표시하였는데 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 압축재의 단면 2차 모멘트 값이 똑같은 형태로 변할 때 골조구성 기둥의 임계하중 값은 단일 압축재의 임계하중 값의 1/6(side sway가 있을 때) ~ 1/4(side sway가 없을 때) 정도로 감소한다.

(2) 단일 압축재의 경우 유한요소법으로 산정한 임계하중 계수(=  $C_{fem}$ )는 두 개의 매개변수 ( $\alpha, m$ )의 다항식으로 표시하였다. 제안한 대수식으로 추정한 임계하중 계수 값(=  $C_{est}$ )과  $C_{fem}$  과의 차이는 거의 없다.

(3) 골조구성 압축재의 경우는 수치해석으로 결정한 임계하중 계수를 각각의  $m$ 에 대하여 3개의 매개변수(=  $\alpha, \beta, n$ )의 다항식으로 표시하였다. 단일 압축재의 경우와는 달리 제안식으로 추정한 임계하중 계수(=  $C_{est}$ )는  $\alpha=0.2$ 일 때  $C_{fem}$ 과 큰 오차를 보이는 경우가 있다. 따라서 앞으로는 오차를 감소시킬 수 있는 제안식의 연구가 있어야 하겠다.

(4) 임계하중 계수를 매개변수의 대수식으로 표시하면 골조구성 변단면 압축재의 유효길이 결정도 가능하게 된다. 단일 압축재와는 달리 골조구성 기둥에서는 대수식으로 추정한 임계하중 값의 오차 때문에 별도의 연구가 있어야 하겠다.

#### 참고 문헌

1. AISC, "specification for Load and Resistance Factor Design", AISC, Chicago, IL, 1986
2. S.P.Timoshenko, "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill Book Co., 1963
3. 이수곤, "Eigenvalue Problems of The Tapered Bars with Partially Fixed Ends", 박사학위 청구논문, 서울대학교 대학원, 1979
4. Alexander Chajes, "Principles of Structural Stability Theory", Prentice Hall, Inc., 1974
5. N.M.Newmark, "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, Inc., 1971
6. Murray R. Spiegel, " Probability and Statistics", Schaum's Outline Series, McGraw-Hill Book Co., 1975
7. Himat Solanki and Gajanan M. Sabni, "Buckling Load of Taperd Columns", Proceeding of Structures Congress, San Francisco '89, pp.436~442
8. Moshe Eisenberger and Yoram Reich, "Buckling of Variable Cross Section Columns", Proceeding of Structures Congress, San Francisco '89, pp.443~451
9. F. Bleichi, "Buckling Strength of Metal Structures", McGraw-Hill Book Co., 1952