鋼柱의 許容圧縮応力度

金 圭 石 (東国大 教授·工博)

최근 우리나라에서도 鉄骨構造物이 많이 건설되고 있는데, 십여년 전에 鉄骨構造設計를 위한 規準이 건설부에 의해 제정되어 이에따라 構造設計되고 있다고 생각한다. 그런데 鋼構造設計規準 중에서도 軸圧을 받는 기둥의 許容圧縮応力度는 각 나라마다 약간씩 다른 값을 취하고 있으므로 그것이 발전되어 온 理論과 實驗値 및 각국의 規準을 살펴보면서 規準으로서 마음에 드는 어떤 式을 提案해 보고자 한다.

우선 鋼柱의 許容圧縮応力에 대한 문제점으로 들 수 있는 것은 크게 2가지 측면에서 생각할 수 있겠다.

첫째는 細長比의 函数로 표현되는 柱強度曲線(column strength curve)의 결정이다. 즉 弾性挫屈에 대해서는 오일러 挫屈応力이 사용되고 있어 별 문제점이 없겠으나, 非弾性挫屈応力으로는 여러가지 学説과 각 나라마다 약간씩 달리보고 있는 실정이다.

둘째는 적절한 荷重係数(load factors) 또는 安全率(factor of safety)의 결정이다. 構造物의 안전과 경제성의 측면에서 보아 첫번째의 柱強度曲線에 安全率을 적용함으로써 보다 合理的으로 構造設計를 할 수 있도록 한다는 점에서 대단히 중요하며, 또한 許容応力値를 구할 수 있는 것이다.

그리고 각국의 規準 등을 조사해 보는 그 과정에서 우리나라 規準과 같은 내용의 기호는 우리나라 規準의 기호로 표기하기로 한다.

또한 材料의 弾性係数(E)는 나라마다 약간씩 다른 값을 취하고 있다. 즉, 영국은 21000000N/mm^2(약 2141t/cm^2), 미국은 29000000lb/in^2(약 2039 t/cm^2), 한국·일본·기타 유럽제국은 2100t/cm^{2}를 채택하고 있으며, 이 값들은 2～3% 정도의 변동이 있음을 알 수 있다.

1. 기둥理論의 歴史的 발전과정

(1) 오일러公式

스위스의 数学者 오일러가 1759년에 長柱理論으로서 오늘날까지도 이용되는, 微分方程式에 의한 両端 힌지 直線기둥의 挫屈荷重인 오일러 荷重公式을 발표했다. 이 값은 다시 応力度로서 式①과 같이 細長比(λ)의 函数로 나타낼 수 있다. 이 公式도 構造学과 材料強度에 관한 理論이 급속도로 발전되었던 19C에 들어와서부터 실제적이고 論理的으로 인정되기 시작했다.

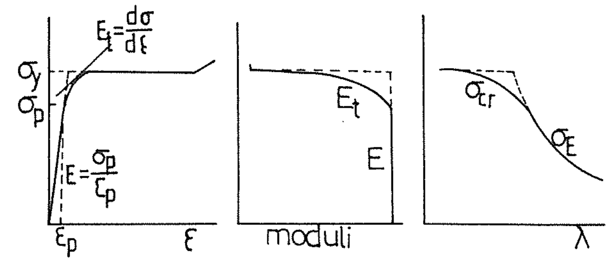

그림 1

$$\sigma_E=\frac{\pi^2\cdot E}{\lambda^2}\cdots\cdots\cdots\cdots ①$$

(2) 초기 實驗式

유럽에서는 처음으로 Navier가 기둥의 挫屈荷重은 材料의 構造的性質에 의한다는 것을 알았으나 實驗은 좋은 결과를 얻지 못했다.

그 후 영국에서는 1807년, young과 1822년 Tredgold가 기둥의 応力을 구하는 실험을 했고, 1840년에는 Hodgkinson이 여러가지 材料의 실험결과에 따라 Tredgold가 제안한 實驗公式을 Gordon이 수정할 수 있었다. Rankine이 式②와 같이, 또한 변환시켰다. 즉 이 式을 Gordon-Rankine式이라 한다.

$$\sigma_{cr}=\frac{\sigma_y}{1+C\cdot\lambda^2}\cdots\cdots\cdots\cdots ②$$

다만, σ_{cr}=挫屈応力

σ_y =降伏応力

C =材料常数

1893년에는 J. B. Johnson이 式③과 같이 非弾性挫屈応力인 포물선식을 제안했다. 즉,

$$\sigma_{cr}=\sigma_y-\kappa\cdot\lambda^2\cdots\cdots\cdots\cdots ③$$

式③의 κ값은 재료의 常数이나 오일러挫屈曲線과 접속되도록 정해지는 값이며, AISC(美国鋼構造学会: American Institute of Steel Construction) 規準의 근간이 되고 있다.

(3) von Tetmajer 公式

1891년 독일 Basle근교 Müchenstein의 래티스보가 붕괴된 후 von Tetmajer가 취리히 EMPA研究所에서 木材·軟鉄·鋼製의 기둥에 관한 일련의 研究를 했다. 그 實驗에서 오일러公式은 弾性域에서 잘 맞는다는 것을 증명했고, 非弾性域에서는 새로운 直線式 ④를 제안했다.

즉,

$$o<\lambda\leqq 105 \quad \sigma_{cr}=3.10-0.0114\lambda$$
$$\lambda>105 \quad \sigma_E=21220/\lambda^2$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots ④$$

여기서 1826년 Navier가 推論했던 式은 式⑤인데 Tetmajer의 式과 비슷하다는 것은 매우 흥미로운 일이다.

$$\sigma_{cr}=3.00-0.012\lambda\cdots\cdots\cdots ⑤$$

(4) Considere, Engesser, Karman 및 Shanley理論

1829년 Engesser와 1891년 Considere는 非弾性域의 기둥 擧動은 可変弾性係数 즉, 接線係数(tangent modulus, Et)로서 설명할 수 있다고 했

다.

그림 1과 같이 比例限界 σ_p 까지는 直線으로서 그 기울기가 弾性係数이나, σ_p이후의 곡선부분에서는 각 점에서 곡선의 접선기울기(接線係数:E_t)로서 挫屈応力이 표현된다고 했다. 즉,

$$\sigma_{cr}=\frac{\pi^2\cdot E_t}{\lambda^2}\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑥}$$

그러나 Engesser는 Jasinsky로 부터 잘못이 있다는 도전을 받고 応力-変形度曲線뿐만 아니라 部材断面에 따라 변한다는 減少係数(T)를 또 발표했다. 이 理論은 Karman이 矩形断面의 기둥実験을 통해 증명되었다.

DIN4114에서는 比例限度를 降伏強度의 80%로 보고 있으며, 標準軟鋼(St37)과 高張力鋼(St52)을 理想化한 応力-変形度曲線에서 $\sigma_p, \sigma_y, \sigma$ 들의 관계를 다음과 같이 표현하고 있다.

$$\frac{\sigma-\sigma_p}{\sigma_y-\sigma_p}=\tan h\cdot\frac{\varepsilon\cdot E-\sigma_p}{\sigma_y-\sigma_p}$$

또는

$$\sigma=\sigma_y[0.8+0.2\tan h\frac{\varepsilon\cdot\frac{E}{\sigma_y}-0.8}{0.2}]$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑦}$$

그리고 Et값은 다음과 같이 표현하고 있다.

$$Et=E[1-(\frac{\sigma-\sigma_p}{\sigma_y-\sigma_p})^2]\cdots\cdots\text{⑧}$$

한편 矩形断面 기둥에서의 減少係数 T는

$$T=\frac{4Et\cdot E}{(\sqrt{Et}+\sqrt{E})^2}\cdots\cdots\text{⑨}$$

St37, St52의 T값은 DIN4114, part 2의 그림 10에 표기되어 있다.

挫屈計算에서 減少係数 κ(칼파) = T/E가 자주 쓰이고 있는데, 즉

$$\frac{1}{\kappa}=\frac{E}{T}=\frac{(\sqrt{Et}+\sqrt{E})^2}{4Et}$$

$$=[\frac{1}{2}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{E}{Et}}]^2\cdots\cdots\text{⑩}$$

또한 $\frac{1}{\kappa}=\frac{\sigma_E}{\sigma_{cr}}$

위 식에 式⑧을 代入하면

$$\frac{1}{\kappa}=[0.5+\frac{0.5(\sigma_y-\sigma_p)}{\sqrt{(\sigma_y-\sigma_p)^2-(\sigma_{cr}-\sigma_p)^2}}]^2$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑪}$$

$$\sigma_{cr}=\kappa\cdot\sigma_E=\kappa\cdot\frac{\pi^2\cdot E}{\lambda^2}\quad\cdots\cdots\text{⑫}$$

式⑫를 式⑪에 代入하면

$$\frac{1}{\lambda}=\frac{1}{\pi}\cdot\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{E}}[0.5+\frac{0.5(\sigma_y-\sigma_p)}{\sqrt{(\sigma_y-\sigma_p)^2-(\sigma_{cr}-\sigma_p)^2}}]\cdot\text{⑬}$$

$\sigma_p=0.8\sigma_y$라면 式⑬은

$$\frac{1}{\lambda}=\frac{1}{\pi}\cdot\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{E}}\cdot[0.5+\frac{0.1\sigma_y}{(0.2\sigma_y)^2-(\sigma_{cr}-0.8\sigma_y)^2}]$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑭}$$

그러므로 非弾性域의 σ_{cr}값을 구할 수 있다.

4반세기가 지난 후 Chwalla와 Kollbrunner가 矩形断面試験片으로서 실험을 했으나 Engesser-Karman理論에 대해서는 아주 좋은 기대치를 얻지 못했고, Shanley가 결국 실험을 통해서 그 理論의 正當性을 뒷받침했다. Engesser-Shanley理論인 接線係数理論은 독일 이외의 나라에서 오히려 인정을 받았다. 그러나 変形度硬化의 영향으로 短柱의 挫屈応力은 降伏応力을 넘어서게 되므로 λ가 20보다 작을 때의 Engesser의 곡선은 위로 향하게 됨을 알 수 있다.

(5) 초기 휨 및 偏心圧縮

非弾性의 柱挫屈에 대한 擧動을 연구한 많은 학자들은 피할 수 없는 部材의 초기 휨이나 荷重의 偏心 또는 그들의 조합으로 挫屈応力이 변한다고 생각해 왔다.

偏心의 영향(m)을 수학적으로 구해보면 다음과 같다.

㉮ Perry-Robertson公式(그림 2)

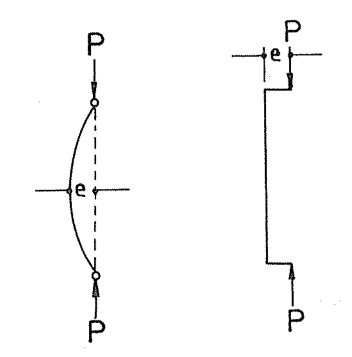

그림 2　　그림 3

그림 2와 같은 기둥이 sin곡선으로 초기 휨이 있다면 여기에 荷重이 가해졌을 때 최대 휨 y_{max}과 挫屈応力은 다음과 같다.

$$y_{max}=\frac{e\cdot P_E}{P_E-P}$$

$$\sigma_{cr}=\frac{\sigma_y}{1+\frac{e\cdot C}{i^2}(\frac{\sigma_E}{\sigma_E-\sigma_{cr}})}$$

다만, C=部材中心에서 外線까지의 거리.

이 挫屈応力値를 다시 쓰면

$$\sigma_{cr}^2-\sigma_{cr}[\sigma_y+(1+m)\sigma_E]+\sigma_y\cdot\sigma_E=0\quad\cdots\cdots\text{⑮}$$

$$m=\frac{e\cdot C}{i^2}$$

式⑮의 根중에 작은 쪽은

$$\sigma_{cr}=\frac{\sigma_y+(1+m)\sigma_E}{2}-\sqrt{[\frac{\sigma_y+(1+m)\sigma_E}{2}]^2-\sigma_y\cdot\sigma_E}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑯}$$

式⑯은 Perry-Robertson公式으로서 BS449(1959)의 規定으로 채택되어 부록B에 기재되어 있기도 하다. BS449에서의 m값은 $0.3(\lambda/100)^2$ 이다.

1950년대 말 프랑스의 Dutheil이 많은 연구를 통해서 초기 휨에 관한 영향에 대해 다음 값을 알아냈다.

$$m=0.3\sigma_y\cdot\lambda^2/\pi^2\cdot E$$

$$m\cdot\sigma_E=0.3\sigma_y\quad\cdots\cdots\text{⑰}$$

그래서 그는 式⑮에 式⑰을 대입하여 다음과 같은 式⑱을 구하고 프랑스 規準에 反映했다.

$$\sigma_{cr}^2-\sigma_{cr}(\sigma_E+1.3\sigma_y)+\sigma_y\cdot\sigma_E=0$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑱}$$

이 式의 값은 A37의 降伏応力을 28.6 t/mm² 이라 하고 $m\cdot\sigma_E=\sigma_y/12$라면 Tetmajer実験値와 잘 일치한다고 연구·보고하고 있다.

㉯ Secant公式

荷重이 偏心으로 작용하는 그림 3과 같은 기둥의 耐力式은 다음 2가지와 같다.

$$\sigma_y=\sigma_{cr}[1+m\cdot\sec(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_E}})]$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑲}$$

$$\sigma_y=\sigma_{cr}[1+m\cdot\sec(\frac{\lambda}{2}\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{E}})]$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\text{⑳}$$

위 방정식은 널리 사용되지 않고 있으나 설계기준에서는 図表化되어 기술되기도 한다.

㉰ Jezek公式

Jezek(또는 Jäger)은 材料를 理想弾性·塑性이라 가정하고 여러가지 断面形状의 기둥에 대해 最大耐力을 연구했다. 즉 그림 4와 같은 T形断面材가 가장 낮은 耐力을 가짐을 발

견하고 일반기둥의 圧縮耐力基準을 이 T形断面材의 결과에 따라 제안했다.

T形断面材의 挫屈応力은

$$\lambda^2=\frac{\pi^2\cdot E}{\sigma_{cr}}\left[1-\left(\frac{m\cdot\sigma_{cr}}{(\sigma_y-\sigma_{cr})}\right)+0.25\left(\frac{m\cdot\sigma_{cr}}{\sigma_y-\sigma_{cr}}\right)^2-0.005\left(\frac{m\cdot\sigma_{cr}}{\sigma_y-\sigma_{cr}}\right)^3\right] \quad \cdots\cdots ㉑$$

式㉑은 DIN4114 독일 規準으로 채택되고 있다.

여기에서 偏心量 e는

$$e=\frac{i}{20}+\frac{\ell}{500}$$ 이고,

偏心에 의한 係数 m은

$$m=2.317\left(0.05+\frac{\lambda}{500}\right)$$

2. 残留応力

圧延 또는 熔接으로 만들어진 鉄骨部材는 냉각의 시간 差로 断面内에서는 残留応力으로서 圧縮応力과 引張応力이 생기게 된다. 결국 残留応力만큼 外力을 덜 받게 되므로 部材는 불리하게 된다. 보통 평균값은 降伏応力의 0.3배이나, 0.5배까지 이른다고 하는 연구보고도 있다.

Bleih는 Johnson의 포물선식과 비슷한 非弾性挫屈式을 柱強度曲線으로 제안하고 있는데, 즉,

$$\sigma_{cr}=\sigma_y-\frac{\sigma_p}{\pi^2\cdot E}(\sigma_y-\sigma_p)\lambda^2 \quad \cdots\cdots ㉒$$

比例限度 σ_p는 残留応力(σ_{Rc})에 영향을 받는다고 한다. 즉,

$$\sigma_p=\sigma_y-\sigma_{Rc}$$

이 값을 式㉒에 代入시키면 다음과 같은 式이 얻어진다.

$$\sigma_{cr}=\sigma_y-\frac{\sigma_{Rc}}{\pi^2\cdot E}(\sigma_y-\sigma_{Rc})\cdot\lambda^2 \quad \cdots\cdots ㉓$$

式㉓은 미국의 構造安定研究委員会(SSRC, 旧 CRC)에서 연구보고된 것으로서 残留応力을 $0.56\sigma_y$로 채택하고 있다.

결과적으로 式㉓은

$$\sigma_{cr}=\sigma_y-\frac{\sigma_y^2}{4\pi^2\cdot E}\lambda^2 \quad \cdots\cdots ㉔$$

Winter는 細長比가 작거나 중간이면 Secant公式과 거의 비슷하다고 했다. 式㉔는 $\sigma_{cr}-\lambda$관계곡선에서 오일러곡선과 $0.5\sigma_y$에서 잘 接하게 되는 값이며, 非弾性域의 미국 AISC規準으로 채택되고 있다.

3. 各国의 規準

이상과 같이 柱耐力에 관한 여러가지 理論을 살펴 보았는데, 각 나라의 柱強度曲線과 安全率에 대해 살펴본다.

(1) 스위스

스위스의 規準은 1956년 S. I. A. No. 161로 제정되었는데, 荷重의 종류·細長比의 範囲에 따라 다음 表 1과 같다.

表 1. 許容圧縮応力度(t/cm²)

荷重종류	細 長 比(λ)	
	10－110	110以上
主荷重H	$1.48\sim0.0075\lambda$	$8000/\lambda^2$
全荷重Z	$1.68\sim0.0085\lambda$	$9000/\lambda^2$

主荷重에 대한 弾性範囲의 荷重係数는 2.59이며 限界細長比는 110으로잡고 最大許容細長比는 200까지로 했다. 여기서 非弾性域인 $\lambda=10$에서 許容圧縮応力을 許容引張応力과 일치되게 하고 있다.

(2) 독일

1931년에 기둥設計를 위한 規定 등이 들어 있는 DIN1050이 제정되어 사용되어 오다가 1952년에 DIN4114 가 제정되었다.

DIN4114의 許容圧縮応力度의 規定은 弾性과 非弾性域으로 나뉘어져 별개의 安全率을 택하고 있다. 즉 弾性域에서는 오일러 挫屈応力에 2.5의 安全率을 적용하고 있고, 非弾性域에서는 Jäger曲線(式 ㉑)에 安全率1.5를 적용하고 있다. 그림 5는 St37의 弾性 및 非弾性域에 해당하는 柱強度曲線과 許容応力度曲線을 나타낸 것인데, 限界細長比는 114.8이다. 그리고 그림 6은 St37과 St52의 許容圧縮応力度曲線을 나타낸 것으로 圧延断面과 構造用 파이프에 관한 것이다. 파이프의 許容値가 圧延断面의 鋼材보다 약13%를 크게하고 있다.

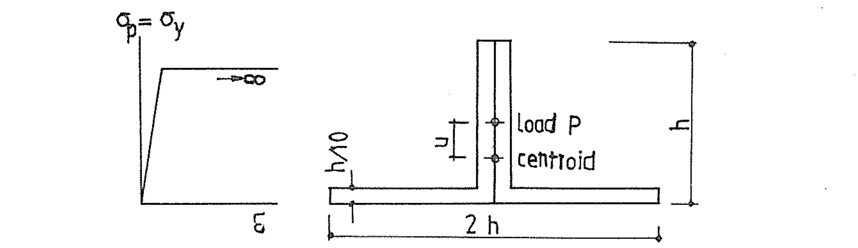

그림 4

(3) 벨기에

1959년에 벨기에에서도 鋼構造設計基準을 정하고 있는데 鋼材는 St37, St42, St52이다.

독일과 같이 比例限度는 降伏強度의 80%로 보고 弾性域에서는 오일러公式에 安全率 2.7을 적용하고, 細長比20에서 限界細長比까지의 非弾性域에는 Tetmajer公式을 적용하고 있다. 그리고 $\lambda=20$일 때의 許容応力은 降伏強度의 $\frac{2}{3}$(安全率＝1.5)값으로 하고 있다.

즉, 許容圧縮応力度는 表 2와 같다.

表 2 許容圧縮応力度(kg/mm²)

鋼種	非 弾 性 域	弾性域
A 37	$20<\lambda\leqq105$ $f_c=18.12642-0.106321\lambda$	$\lambda>105$ $f_c=\frac{76764}{\lambda^2}$
A 42	$20<\lambda\leqq98$ $f_c=20.56592-0.128296\lambda$	$\lambda>98$ A37과 동일
A 52	$20<\lambda\leqq85$ $f_c=28.11548-0.205774\lambda$	$\lambda>85$ A37과 동일

다만, 最大細長比는 175이다.

(4) 프랑스

1956년에 Regles C. M.로서 規準이 제정되었고, A37의 $\lambda=0$일 때의 許容応力은 $f_c=\frac{2}{3}\sigma_y=16\text{kg/mm}^2$로 보고 柱強度式으로는 式⑱을 채택하고 安全率 1.5를 적용하여 許容応力을 구하고 있다.

最大細長比는 300으로 하고 있다.

(5) 미 국

1923년 AISC規準이 제정된 이래 許容応力으로 Rankine－Gordon公式을 채택하다가 1949년 개정시에는 弾性域에만 적용하고 Johnson의 포물선 公式을 채택하게 되었다. 그러나 새 鋼種인 A36 등의 등장으로 1961년 11月30日 지금과 같은 許容応力을 제정했다(그림 7 참조). 즉 非弾性域(限界細長比以下)에서는 式㉔에 安全

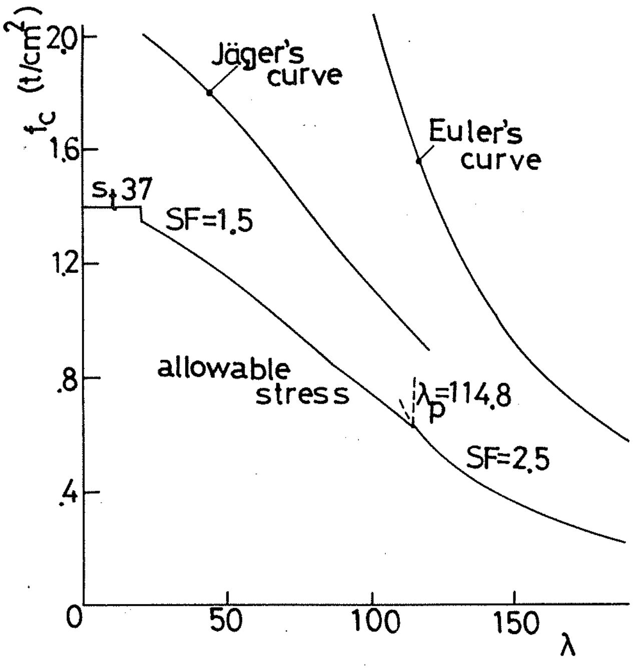

그림 5

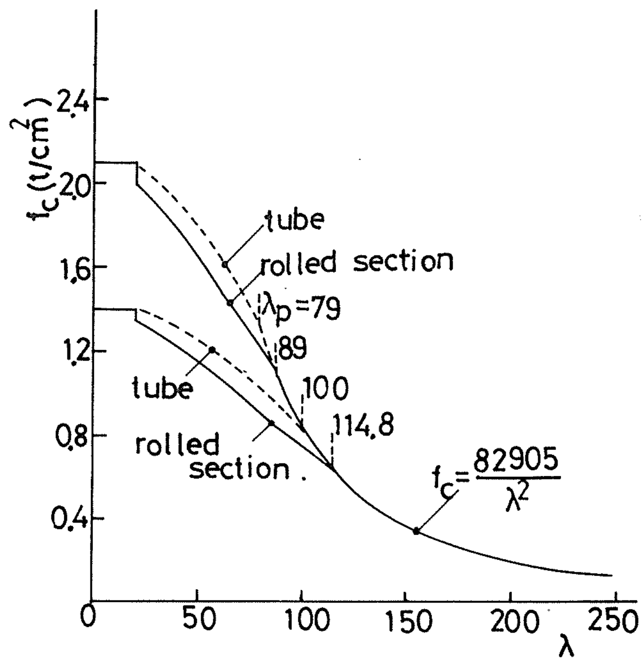

그림 6 DIN 4114 (독일)

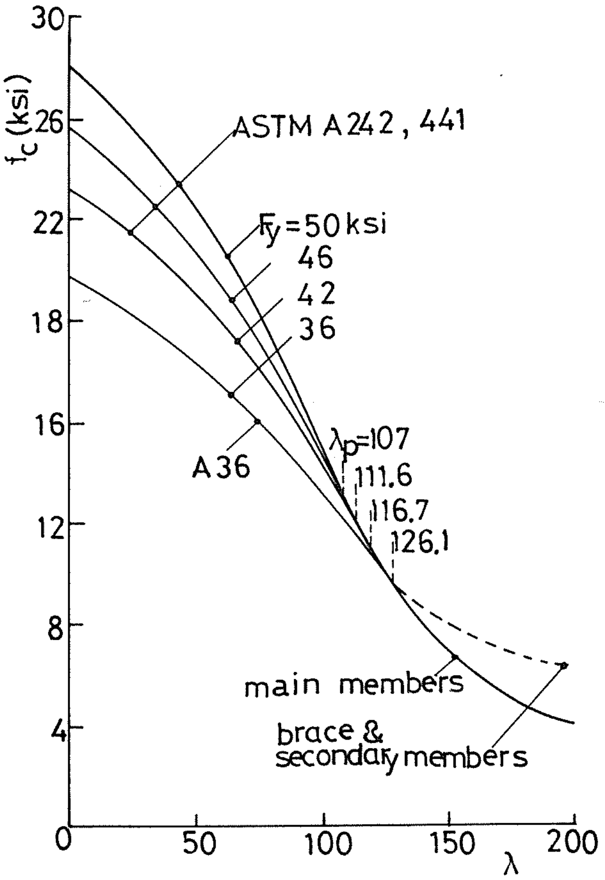

그림 7 AISC 규준 (미국)

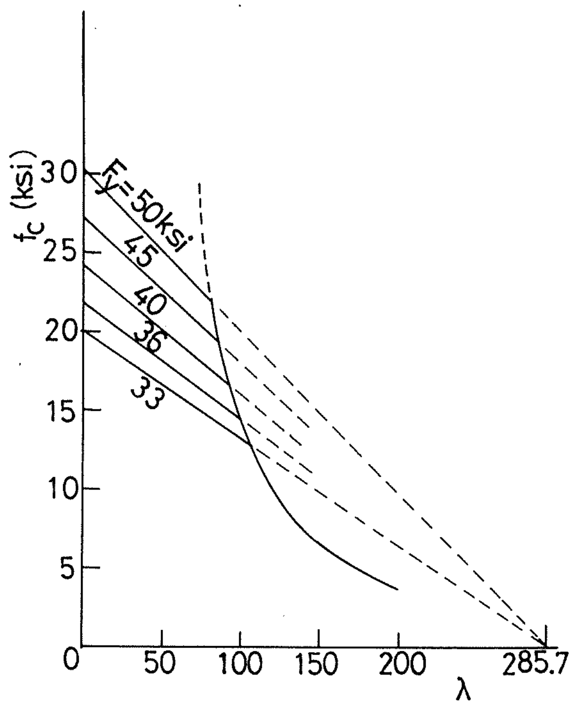

그림 8 캐나다 규준

率을 감안한 다음의 公式이 사용되고 있다.

$$\lambda \le \lambda_p \quad f_c=\frac{[1-\frac{\lambda^2}{2\lambda_p^2}]F_y}{F.\ S.}$$

다만, F_y=鋼材의 最小降伏応力

$$F.S=安全率=\frac{5}{3}+\frac{3\lambda}{8\lambda_p}-\frac{\lambda^3}{8\lambda_p^3}$$

$$\lambda_p=限界細長比=\sqrt{\frac{2\pi^2\cdot E}{F_y}}$$

弾性域(限界細長比以上)에서는 오일러 公式에 따라 安全率을 감안하여 표현하고 있다. 즉,

$$\lambda>\lambda_p \quad f_c=\frac{\pi^2\cdot E}{(F.\ S)\lambda^2}$$

그리고 가새나 2次部材로서 細長比가 120을 넘고 200보다 작으면 Rankine－Gordon式에 따라 許容応力은

$$f_{as}=\frac{f_a^*}{1.6-\frac{\lambda}{200}}$$

다만, f_a^*=앞의 2개의 許容応力値 中의 하나임.

여기서 安全率은 細長比가 영인 때, 許容引張応力度($0.6F_y$)의 安全率인 5/3를 택하고, 細長比가 커질수록 偏心과 残留応力의 영향이 커질 것이므로 限界細長比가 되면 15%정도 증가시킨 1.92$(=\frac{23}{12})$으로서 그 중간 값은 sin곡선의 1/4과 비슷한 3次曲線式으로 나타냈다.

(6) 캐나다

1960년의 캐나다 規準은 그림 8과 같이 정하고 있다. 그림 8을 살펴보면 弾性範囲에서 오일러 挫屈曲線에 安全率=$\pi^2/5\fallingdotseq 2$를 적용하고, 非弾性域에는 Tetmajer直線式을 채택하고 있다.

즉, 非弾性域에서는

$$f_c=[20,000-70\lambda]\cdot[\frac{F_y}{33000}]$$

弾性域에서는

$$f_c=\frac{145000000}{\lambda^2}$$

다만, 단위는 psi임.

로서 主圧縮材의 最大細長比는 120이고 기타 2次部材는 200까지로 규제하고 있다.

(7) 영 국

1959년 B. S. 449부록 B에는Perry－Robertson公式에 安全率 1.7을 채택한 許容応力度를 규정하고 있다(그림 9 참조). 즉,

$$(F.S)\cdot f_c=\frac{F_y+(m+1)\sigma_E}{2}-\sqrt{(\frac{F_y+(m+1)\sigma_E}{2})^2-F_y\cdot\sigma_E}$$

다만, $\sigma_E=\frac{\pi^2\cdot E}{\lambda^2}$, $m=0.3(\frac{\lambda}{100})^2$

그리고 細長比가 30 이상에서는 위의 公式을 그대로 쓸 수 있으나 0～30 사이에는 각 鋼種에 따른 許容応力을 미리 規定하고 30인 때와 直線으로 연결되는 式으로 規定하고 있다(그림 9 참조).

다만, $\lambda_p=\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E}{0.6F_y}}$

F_y=鋼構造設計基準強度(AISC의 값과는 약간 다른 의미를 내포하고 있음)

이 許容圧縮応力公式은 AISC의 規準과 똑같은 柱強度曲線을 이용하여 만든 것이나, 限界細長比(λ_p)에 해당하는 柱挫屈強度를 降伏強度의 0.5배가 아니라 0.6배로 잡고 있으므로 限界細長比값이 AISC와는 달리 Ⓐ式 괄호 속의 係数가 0.5가 아니라 0.4

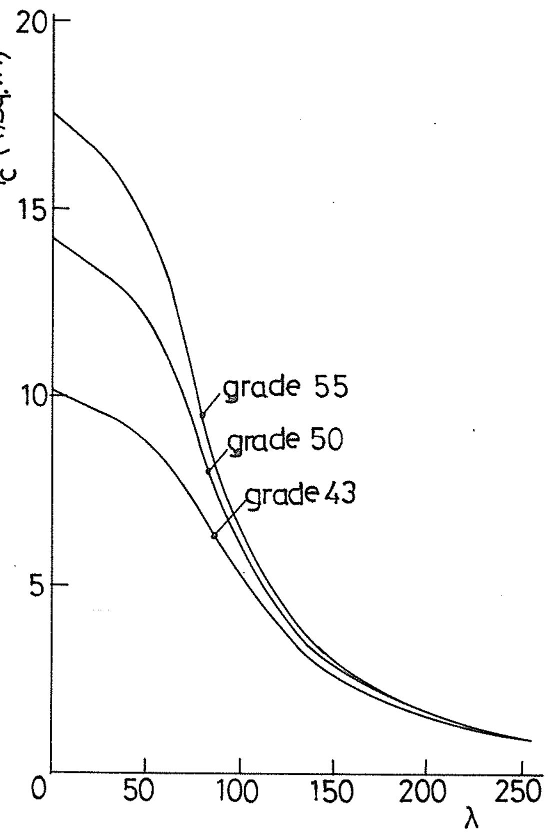

그림 9 BS 449 (영국)

(8) 우리나라 및 일본

우리나라와 일본에서는 기둥設計를 위한 許容圧縮応力度의 規定을 꼭같게 制定・使用하고 있는데, 非弾性域과 弾性域으로 구분・표현하고 있다. 즉,

$$\lambda\le\lambda_p \quad f_c=\frac{[1-0.4(\frac{\lambda}{\lambda_p})^2]\cdot F_y}{\frac{3}{2}+\frac{2}{3}(\frac{\lambda}{\lambda_p})^2} \quad \cdots\cdots\cdots Ⓐ$$

$$\lambda>\lambda_p \quad f_c=\frac{0.277F_y}{(\frac{\lambda}{\lambda_p})^2} \quad \cdots\cdots\cdots Ⓑ$$

로 표현되어 있고, 安全率 또한 다르다. 그리고 AISC規準에서는 가새나 2次圧縮部材가 細長比 120을 넘으면 Rankine－Gordon式에 의한 許容値를 택하게 되었으나 따로 規定을 하고 있지않다. 安全率은 細長比가 영인때를 許容引張強度와 같은 값인 $\frac{3}{2}$을 취하고 限界細長比以上(弾性域)인 때를 $\frac{13}{6}$으로 일정하게 하면서, 그 중간인 非弾性域에서는 포물선이 되게 規定하고 있다.

4. 修正提案式

이상에서와 같이 각국의 規準을 살

펴보면 許容応力度를 위한 柱強度曲線을 2가지로 크게 대별해서 표현할 수 있다. 즉 유렵지역은 초기 휨이나 荷重의 偏心 등을 주로 고려한 公式과 北美・일본 그리고 우리나라 에서는 残留応力을 주로 고려한 Johnson의 포물선 公式과 오일러 公式에 따라 規準을 제정하고 있다.

근래 短柱에 대한 研究가 이 後者의 경우로 진전되는 듯 하여 우리나라 規準의 골격은 대단히 좋다고 생각된다. 미국 AISC의 規準과는 残留応力과 安全率을 조금 달리 택하고 있으므로 이를 중심으로해서 修正提案式을 구해본다.

(1) 미국 SSRC(미국의 構造安全研究委員会, 旧CRC)의 研究報告와 같이 部材의 初期의 不完全性과 残留応力으로 인한 값, 즉 限界細長比에 해당하는 柱挫屈応力度를 降伏強度의 0.5배($0.5F_y$)로 보는 式㉔를 非弾性域의 柱強曲線으로 채택하고, 弾性域에서는 이것과 오일러 公式과를 한계세장비에서 接하게 한다.

이렇게 생각할 때 限界細長比는 $F_y=2.4\mathrm{t/cm^2}$ 인 때 AISC의 規準에서는 129.5인데 修正提案式으로는 131.4가 되므로 오히려 現規準보다 미국규준에 더 가까운 값으로 표현된다. 이는 미국 등의 선진국과의 시공성을 감안할 때 우리의 실정에 더욱 알맞은 것으로 생각된다.

(2) 外国 規準들에서의 安全率은 일정한 값이나 변동하는 값 또는 그들의 조합으로 표현된다. 그 값을 살펴보면 非弾性域에서는 1.5~2.5범위에서 일정 또는 변동하고, 弾性域에서는 1.5~2.5의 一定値로 대개 規定하고 있다.

그리고 $\lambda=0$ 인 때의 安全率(n)은 대개 許容引張応力度의 값을 취하므로 현 規準의 1.5값을 그대로 하고, 限界細長比 이상(弾性域)인 때의 安全率은 AISC에서 許容引張応力度의 安全率에 15% 증가시키는 것으로 보고 있으나, 여기서는 약 33% 높여서 그의 값으로서 一定하게 한다. 그리고 그 중간인 非弾性域에서는 포물선으로 限界細長比에서 接하게 한다(그림 10 참조). 즉,

$$\lambda \leq \lambda_p \qquad n=\frac{3}{2}+\frac{\lambda}{\lambda_p}-\frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2$$

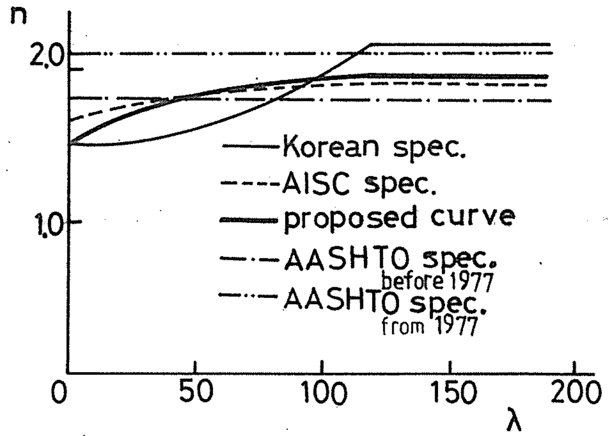

그림10 安全率

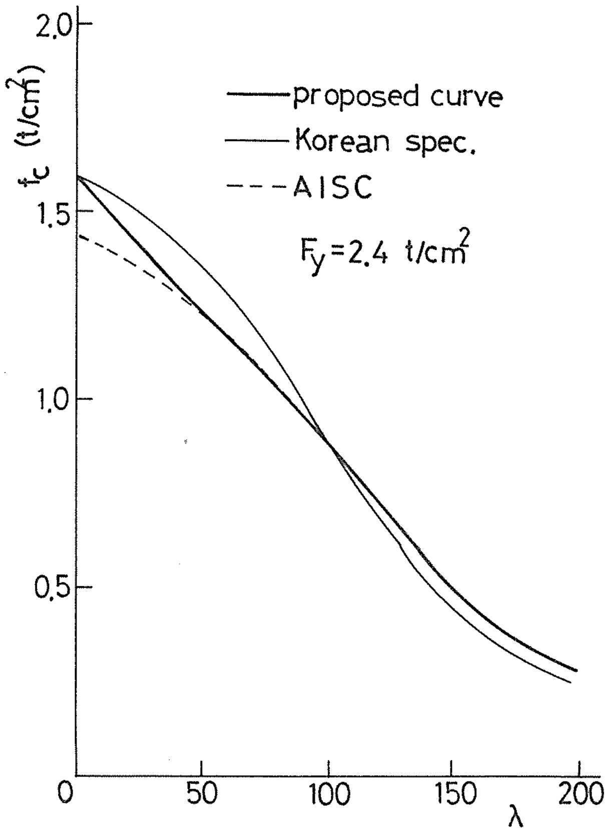

그림11 許容圧縮應力度

$\lambda > \lambda_p \quad n = 2$

(3) 이상의 安全率과 限界細長比 값으로 鋼柱의 許容圧縮応力度를 非弾性域과 弾性域으로 표현해 보면 다음의 式과 같다.

$\lambda \leq \lambda_p$ (非弾性域)

$$f_c = \frac{\left[1 - 0.5\left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2\right] \cdot F_y}{n} \cdots ©$$

$$n = \frac{3}{2} + \frac{\lambda}{\lambda_p} - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2$$

$\lambda > \lambda_p$ (弾性域)

$$f_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{n \cdot \lambda^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots Ⓓ$$

$n = 2$

다만, f_c = 許容圧縮応力度

λ = 細長比

λ_p = 限界細長比 $= \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{0.5 F_y}}$

E = 弾性係数

n = 安全率

F_y = 鋼材의 設計基準強度(현행기준과 같음)

그림 11은 提案式 ©, Ⓓ와 AISC 規準 및 현 規準에 따라 $F_y = 2.4 \mathrm{t/cm^2}$ 인 경우 비교 표현한 그림인데, 提案式이 현 規準式보다 細長比가 50이상에서는 AISC規準에 더 가까운 값임을 알 수 있다. 다만, 非弾性域인 細長比가 0 ~50 範囲에서는 提案式이 AISC規準과 달리 표현되고 있는데 이는 B. S. 449와 오히려 비슷하게 표현된 것으로서 무리한 점이 없다고 생각한다.

현 規準에서는 弾性域의 許容応力인 Ⓓ式은 마차 F_y값에 따라 변하는 것같이 보이므로 修正提案式에서는 단순하게 표현해 보았다.

또한 기둥은 軸圧만 아니라, 휨모멘트까지 받는 Beam－Column이므로 組合応力으로서의 設計法에 관해서도 다음 기회에 발표코자 한다.

□ 건축선언문

도시는 끊임없이 변화하여 가지만 그 발전은 정확성과 제어가 없이 일어나며, 또 자격있는 전문가들에 의하여 만들어진 현대도시계획의 원리를 참작하는 일이 없이 이루어진다.

〈CIAM〉: 아테네憲章 中에서 71