

はり降伏型鋼構造骨組の柱の座屈

The Buckling of Beam-Columns in Moment Resistant Steel Frames with Weak Beams

李 明 宰*・高 梨 晃 一**

Myung Jae LEE and Koichi TAKANASHI

1. はじめに

水平荷重を受ける骨組の安全性確保の方法にはさまざまな考え方があつた。建築学会の鋼構造塑性設計指針 [1] では骨組全体の不安定現象を個々の部材の beam-column 設計式に取り入れる方法が採用されており、鋼構造限界状態設計規準 (案) [2] では終局限界状態において塑性ヒンジが形成される骨組、特に高軸力が作用する骨組および高層骨組におけるフレームスタビリティを確保するために軸力比と細長比の制限が設けられている。

高層建物の場合、最下層の高さが基準層のものより一般に高く、特に必要に応じて2倍以上高くなる事もある。このような高層建物が地震荷重を受けてはりが先に降伏し、はり端に塑性ヒンジが生じて図1のような状態になると、外柱に対して、beam-column の座屈耐力の検討に必要とする座屈長さが最下層の高さそのままになるとは言えない。本研究は、一スパンからなる骨組全体の安定問題を beam-column 部材設計式に取り入れようとする立場から、はりの塑性ヒンジが発生した側の外柱の beam-column 安全性を確保するため外柱の設計として適切な方法を提案する事を目的としている。研究方法としては、骨組の外柱部分のみを取り上げ beam-column の面内曲げ座屈に対して、弾性および非弾性座屈耐力を評価するためにモーメント-曲率関係を用いた数値解析によるものである。

2. 水平移動ばね拘束された中心圧縮柱

2.1 はり降伏型骨組の外柱

図1においてはり端に塑性ヒンジが生じた右側の外柱は各層別の異なる軸力と曲げモーメント分布を受ける。この柱は塑性ヒンジが生じたために、回転に対しては自由にな

るが、水平移動に対しては完全な自由とは言えない。そこで右側の外柱ははりでつながっている左側柱によってばね拘束されているとし、はりと接合されている部分に水平移動拘束ばね (k) を設けて図2のようにモデル化する。このモデルを利用し、以下に水平移動ばね拘束された中心圧縮柱と beam-column の座屈耐力を数値解析的に求める。本研究では柱部材としては正方形箱型断面に限定し、面外座屈は起こらないものとする。

2.2 数値解析結果

モデル化された外柱 (図2) について軸力のみを受ける場合の座屈耐力を求める [3]。各層別の水平移動拘束ばねは図3のように左側柱が片持ちばりとして変形する事と考え、次のように定量化する。図3の柱頭の水平力 Q は、

$$Q = (3EI/h^3) \delta \quad \text{より} \quad k = 3EI/h^3 \quad (1)$$

ここで、E; 弾性係数、I; 断面二次モーメント、h; 地面からの高さである。なお k を細長比 (λ) などを用いて変更すると、次のようになる。

$$k = 3EA / (i\lambda^3) \quad (2)$$

ここで、A; 断面積、i; 断面二次半径である。(2)式により、水平移動拘束ばね係数 k は断面積に比例し、細長比と断面二次半径に反比例すること、特に細長比によって大きく変わることがわかる。

数値解析においては基準層の高さを4.0mとし、基準層高に対する最下層の高さの比を γ と表す事にして1.0から4.0までを対象とした。なお各層の断面は一定であり、各層の軸力は図4のように1.0:2.5:4.0:5.5:7.0の比で変化すると仮定した。

図5は水平移動ばね拘束された中心圧縮柱の座屈耐力に

*韓国中央大学校建築工学科

**東京大学生産技術研究所 第5部

研 究 速 報
 ついて断面形の違いによる影響を調べ、等価細長比 (λ_r) を最下層高の細長比 (λ_1) で割ったものである。図中の λ_r は、図 2 で示す水平移動ばね拘束された等価細長比である。なお座屈耐力 (σ_c) と細長比 (λ_c) は次式によってそれぞれ規準化されたものを用いた。

$$\sigma_c = N_{cr} / N_y \quad (3)$$

$$\lambda_c = N_y / N_e \quad (4)$$

ここで、 N_{cr} : 中心圧縮柱座屈耐力、 N_y : 降伏耐力、 N_e : 弾性曲げ座屈耐力である。この図より、最下層の外柱が中心圧縮力を受ける時に γ が 3.0 より小さい場合、その柱を片持ちばりとして見なせることは危険側になる事がわかる。

最下層の高さを一定値とした場合、断面形が大きくなるほどその傾向が大きい。

3. 水平移動ばね拘束された beam-column

3.1 数値解析結果

モデル化された外柱について軸力と曲げモーメントを受ける beam-column の座屈耐力を求める [3]。Beam-column においても水平移動拘束ばね係数の定量的評価とその個数、そして鋼材の応力度-ひずみ関係は中心圧縮時と同一のものを用いる。なおモーメントは図 4 とする。これは最下層柱脚部の曲げモーメントを 1.0、最上層柱頭部の曲げモーメントを 0.1 の比としたものである。各層のりは同一断面で同じ全塑性モーメントを持ち、同時に塑性

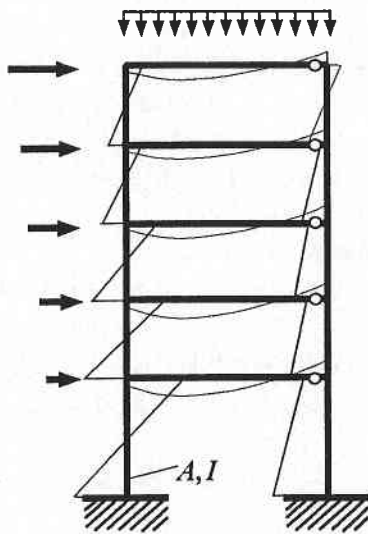


図 1 はり降伏型骨組の場合

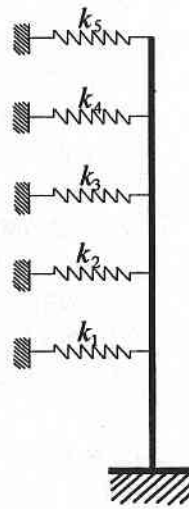


図 2 モデル化した外柱

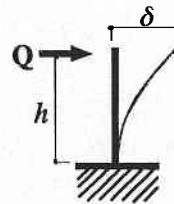


図 3

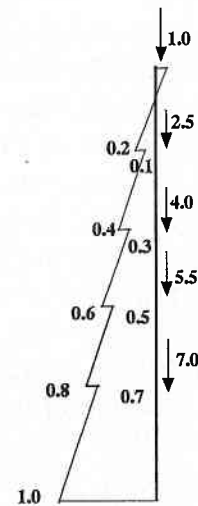


図 4 軸力と曲げモーメント分布

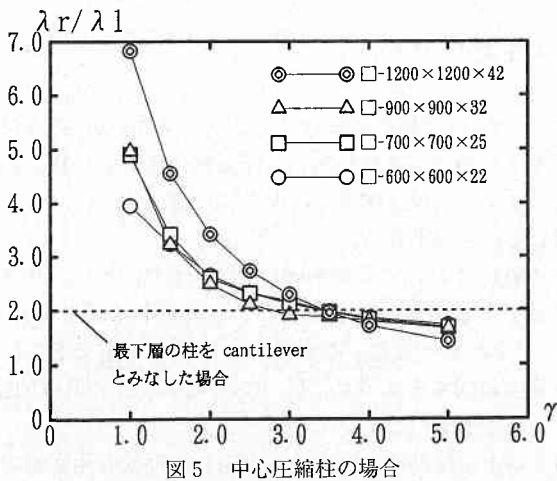


図 5 中心圧縮柱の場合

表 1 水平移動ばね拘束 beam-column の座屈耐力

$\gamma = 1.0$	N/Ny	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8
	M/Mp	0.59	0.53	0.47	0.40	0.34	0.26
	λ_r	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\gamma = 2.0$	N/Ny	0.35	0.4	0.45	0.5	0.52	0.6
	M/Mp	0.84	0.78	0.60	0.39	0.32	0.01
	λ_r	0.0	0.05	0.29	0.59	0.74	1.22
$\gamma = 3.0$	N/Ny	0.25	0.28	0.3	0.35	0.38	0.4
	M/Mp	0.92	0.81	0.67	0.38	0.25	0.02
	λ_r	0.02	0.3	0.55	0.97	1.13	1.54
$\gamma = 4.0$	N/Ny	0.17	0.2	0.23	0.25	0.28	0.3
	M/Mp	0.96	0.82	0.64	0.49	0.38	0.23
	λ_r	0.04	0.37	0.72	1.07	1.17	1.37

ヒンジが生じる。そして柱:はり接合部には0.1の比でモーメント分布に段差ができていている事を想定している。

諸条件を中心圧縮時と同様にして箱型断面□-600×600×22を対象とし、 γ を1.0から4.0まで範囲の数値解析結果が表1である。またそれらをプロットしたものが図6に示されている。図の横軸は曲げモーメントを全塑性モーメント (M_p) で、縦軸は軸力を降伏耐力 (N_y) でそれぞれ基準化されている。図6には解析結果によって耐力的には骨組の不安定を心配しなくても良い状態、すなわち全塑性状態になる各々の γ 別の軸力比が「←」印で示されている。

3.2 軸力比と細長比の制限に対する検討

限界状態設計規準 (案) [3] では終局限界状態において塑性ヒンジが形成される骨組、特に高軸力が作用する骨組および高層骨組における安定性を確保するために軸力比と細長比の制限が次のように設けられている。

$$N/\rho N_e \leq 0.25 \quad (\text{ただし, } N/N_y \leq 0.75) \quad (5)$$

ここで $\rho N_e \leq \pi^2 EI/k_1 l_c$ であり、 $k_1 l_c$ は柱の曲げ面内座屈長さである。最下層柱の ρN_e を図5で示す等価細長比 (λr) で評価できる事とし、全塑性状態になるための軸力比制限を検討する。軸力比制限として (6) 式と同一形式である次式のように表す。

$$N/\rho N_e \leq \alpha \quad (6)$$

図6の「←」印で示されている γ 別の軸力比をもって α を算定すると表2になる。ここで α は、 γ が大きいくほど小さくなる傾向が見られる。また α 値は (5) 式の0.25より大きい値になっている。この結果は中心圧縮時の等価細長比を ρN_e の算定に用いた事によっており、(5) 式をより降伏型骨組の軸力比制限に適用するにはより定量的な最下層柱の等価細長比の評価が要求される。

3.3 Beam-Column の等価細長比

Beam-column設計式は一般的に、軸力が一定でありモーメント分布が直線的に変化する条件の下で、両端ピン支持条件になっている場合が多い。ところがここで対象としている beam-column は荷重条件として軸力が変化しており、モーメント分布も複雑になっている。それに支持条件としては一端自由、他端固定となっている。そこで、これらの条件を beam-column 部材の設計式に適用しようとする立場から等価細長比を導入する。つまりさまざまな条件下の beam-column を両端ピン支持下の一定軸力と一様曲げモーメントを受けるものに置き換え、同等の最大耐力が期待できる等価細長比を求める。表1中には軸力比と曲

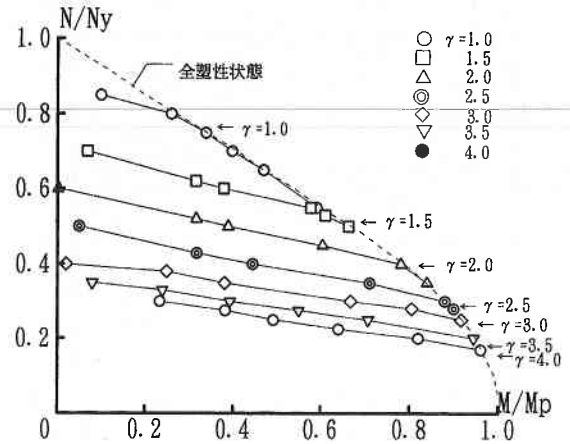


図6 Beam-column の最大耐力

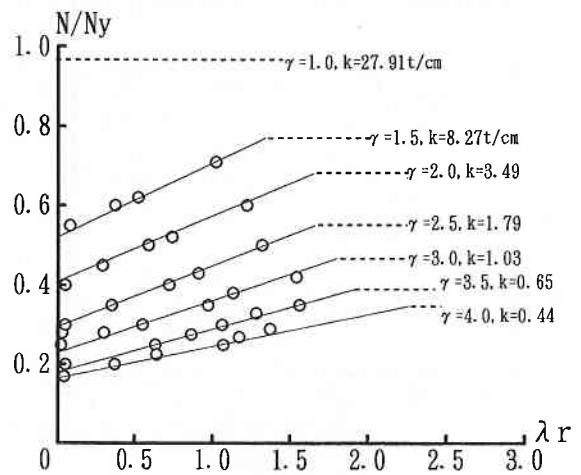


図7 等価座屈長さ

表2 軸力比制限の α 値

γ	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
N/N_y	0.78	0.50	0.40	0.30	0.24	0.20	0.17
α	0.63	0.62	0.58	0.53	0.52	0.50	0.48

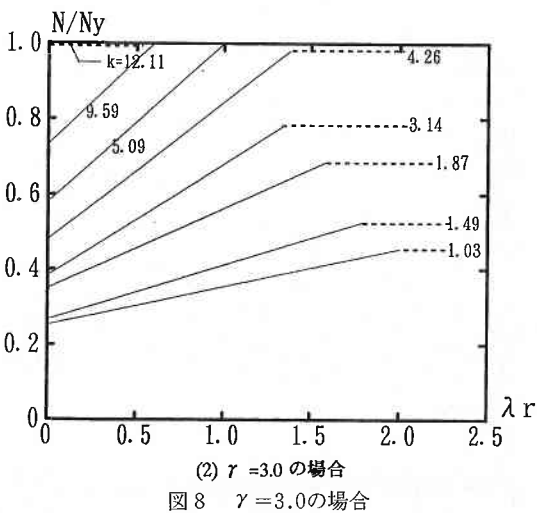
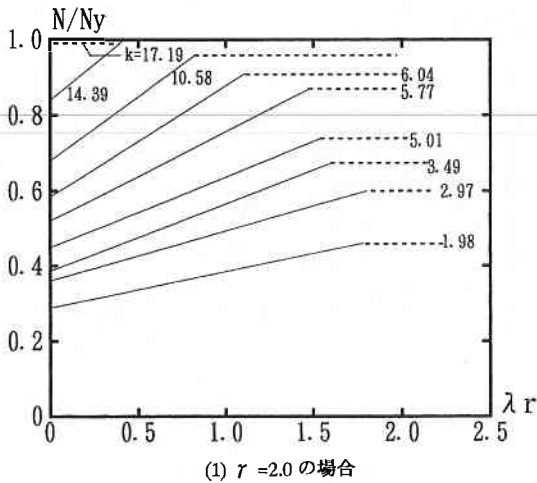
表3 $\gamma=1.0, k=27.91t/cm$ の場合

N/N_y	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8
M/M_p	0.53	0.47	0.40	0.34	0.26
λr	0.0	0.0	0.0	0.0	0.05

表4 $\gamma=4.0, k=6.70t/cm$ の場合

N/N_y	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95
M/M_p	0.33	0.27	0.19	0.11	0.05
λr	0.0	0.04	0.10	0.18	0.25

研 究 速 報



げモーメント比を用いて得られた等価細長比 (λr) が表されており、その結果を図 7 に示す。図中の点線は中心圧縮時の座屈耐力であり、荷重可能軸力の上限值である。なおある γ に対して、おのおのの軸力比と等価細長比との間には相関関係が見られ、図のように直線的に近似できる。

図 7 は箱型断面 $\square - 600 \times 600 \times 22$ の 1 つに対するものであるが、正方形断面として高層建物に実用的に使用されると思われる範囲で等価細長比を調べる事ができる。表 3 は $\square - 600 \times 690 \times 22$, $\gamma = 1.0$ の場合の結果である。この場合は各軸力比を与えた時、最大曲げモーメントが軸力を考慮した全塑性モーメントに到達して等価細長比はほとんど 0 になっている。表 4 は $\square - 1200 \times 1200 \times 42$, $\gamma = 4.0$ の場合の結果であるが、通常建物の終局状態における軸力比

が 0.7 前後である事を考慮すれば $k = 6.70 \text{ t/cm}$ 以上になると不安定現象による曲げ耐力の低下の心配はない。

基準層高を 4.0m とし、箱型断面として $\square - 450 \times 450 \times 19$ から $\square - 1200 \times 1200 \times 42$ までのさまざまな断面形を用いて等価細長比を求め、直線で近似させ $\gamma = 2.0, 3.0$ について図示したものが図 8 である。図中の k 値は最下層における水平移動拘束ばね係数であり、(2) 式によって計算される。

4. ま と め

はり降伏型骨組の外柱を正方形箱型断面とし、その面内曲げ座屈耐力を水平移動拘束ばねを用いて、数値解析的に調べた。以下のようにまとめられる。

(1) 水平移動ばね拘束中心圧縮柱の座屈耐力が評価できた。最下層高の基準層高に対する比 (γ) が大きくなるほど荷重可能な軸力比が小さくなる。そして外柱に加わる軸力比に限度がある。

(2) 水平移動ばね拘束された beam-column の面内曲げ耐力が評価できた。はり降伏型骨組の軸力比制限に鋼構造限界状態設計規準 (案) の軸力比と細長比の制限を適用するには最下層柱の等価細長比の正確な設定が必要である。

(3) 基準層高を 4.0m とし最下層高と基準層高が同一となった場合 ($\gamma = 1.0$)、水平移動拘束ばね係数 $k = 27.91 \text{ t/cm}$ 以上 ($\square - 600 \times 600 \times 22$ 以上相当) になると、最下層外柱の不安定現象を検討しなくてもよい。 $\gamma = 4.0$ の場合、 $k = 6.70 \text{ t/cm}$ 以上 ($\square - 1200 \times 1200 \times 42$ 以上相当) になると不安定現象の心配はない。従って $\square - 1200 \times 1200 \times 42$ 以上の断面形においては $\gamma = 4.0$ 以内であれば最下層外柱の不安定現象の検討をしなくてもよい。

(4) 最下層外柱の安定性を等価細長比をもってその安全性の検討ができるように等価細長比と軸力比と水平移動拘束ばね係数との関係を図 8 に示す。(1994年 7 月 29 日受理)

参 考 文 献

- 1) G. Binnig, H. Rohrer, Ch. Gerber, E. Weibel, Phys. Rev. Lett. 49, 57 (1982).
- 参考文献
- 1) 日本建築学会, 鋼構造塑性設計指針, 1975年
- 2) 日本建築学会, 鋼構造限界状態設計規準 (案) ・同解説, 1990年
- 3) 李明宰, 高梨晃一, はり降伏型鋼構造骨組の外柱の座屈耐力, 鋼構造年次論文報告集第 2 巻, (投稿中)