

I-13 半剛結横拘束骨組柱の有効座屈長の算定

室蘭工業大学 正員 岸 徳光
 名古屋工業大学 正員 後藤 芳顕
 室蘭工業大学 学生員 R. Hasan
 室蘭工業大学 学生員 小室 雅人

1. はじめに

現在 AISC-LRFD の設計基準¹⁾では、横拘束鋼骨組の安全性照査において有効座屈長係数 (K 値) が用いられている。剛結接合骨組の場合、K 値は Alignment chart 法を用いることで容易に算定可能である。しかしながら、半剛結接合骨組の場合には、K 値の算定に関する明確な手法が示されていないことより、事実上同基準に従ったこれらの構造物の設計が不可能となっている。

本研究では半剛結接合鋼骨組構造を同基準に準じて設計することを可能にするために、半剛結横拘束鋼骨組柱の K 値算定のための座屈方程式を定式化し、2, 3 の数値解析を行ったので報告する。なお、座屈方程式の定式化に関しては AISC-LRFD の設計基準でも用いられている Alignment chart 法を修正する形で行っている。

2. 梁の撓角撓度式

座屈方程式の定式化において、Alignment chart 法の仮定は文献 2) に示す通りである。Alignment chart 法の仮定に基づいた横拘束骨組の部分構造モデルは一般に図-1 のように示される。この部分構造モデルに従うと梁の変形状態は一般に図-2 のように仮定することができる。いま、梁の曲げ剛性を EI 、スパンを L とし、図より $\theta_A = -\theta_B$ と仮定すると、A 端の材端モーメントは一般に次式のように示される。すなわち、

$$M_A = \alpha_{bf} \frac{2EI}{L} \theta_A \quad (1)$$

ただし、 α_{bf} は A 端、B 端の接合条件によって決定される係数で表-1 のように示される。表中の R_{kA} , R_{kB} は A 端、B 端を半剛結接合とした場合の係数倍荷重載荷時の接合部接線剛性である。

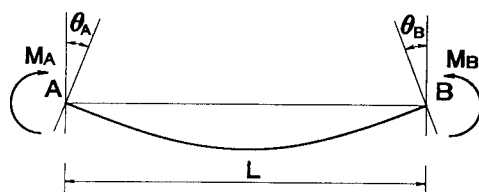


図-2 梁の変形の概略図

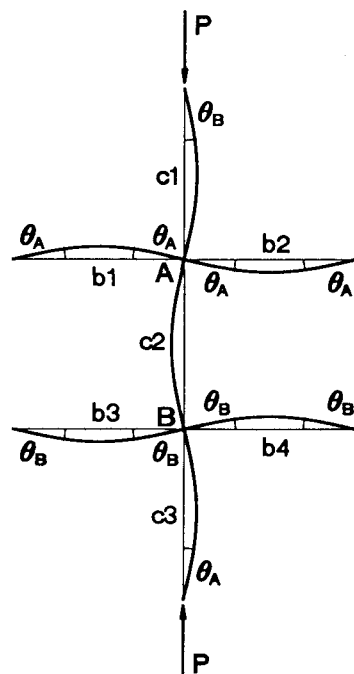


図-1 横拘束骨組の座屈モード

3. 柱の撓角撓度式

図—1に示しているように横拘束骨組の部分構造モデルは部材回転角が零である。この場合の柱材端モーメント式は図—3より次式のように示される。

$$M_A = \frac{EI}{L} \left[s_{ii}\theta_A + s_{ij}\theta_B \right]$$

$$M_B = \frac{EI}{L} \left[s_{ji}\theta_A + s_{jj}\theta_B \right]$$

ただし、 s_{kl} ($k, l = i \text{ or } j$) は柱の安定関数²⁾である。

4. 座屈方程式

4.1 c1, c2, c3 が存在する場合

図—1のような部分構造モデルにおいて、A点、B点の節点方程式より一般に次式のような座屈方程式が得られる。

$$\det \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{vmatrix} = 0$$

行列式の各係数は、

$$a_{11} = s_{ii} + \frac{2}{G'_A} - G_{Ac1} \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}}$$

$$a_{12} = G_{Ac2} s_{ij}$$

$$a_{21} = G_{Bc2} s_{ij}$$

$$a_{22} = s_{ii} + \frac{2}{G'_B} - G_{Bc3} \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}}$$

ここで、

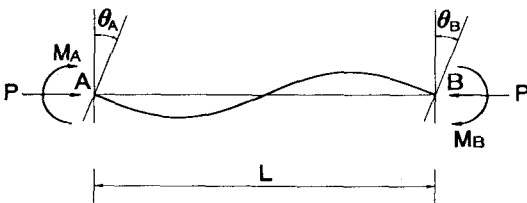
$$G'_A = \frac{\sum_A \frac{EI}{L})_c}{\sum_A \alpha_{bf} \frac{EI}{L})_b}, \quad G'_B = \frac{\sum_B \frac{EI}{L})_c}{\sum_B \alpha_{bf} \frac{EI}{L})_b}, \quad G_{Aci} = \frac{\frac{EI}{L})_{ci}}{\sum_A \frac{EI}{L})_c}, \quad G_{Bci} = \frac{\frac{EI}{L})_{ci}}{\sum_B \frac{EI}{L})_c}$$

であり、式中 A, B は A 端, B 端に接合されている梁, 柱に関連することを意味しており、b, c はそれぞれ梁, 柱を意味する。また、ci ($i = 1 \text{ or } 2 \text{ or } 3$) は柱番号を意味している。ただし、c1 柱の A 端の他端および c3 柱の B 端の他端が固定支持あるいは剛結接合されている場合には、表—2のように G_{Aci} , G_{Bci} を修正することが必要である。

表—1 接合形式による α_{bf} の一覧

接合条件		M_A における α_{bf}
A 端	B 端	
剛結接合	剛結接合	1
剛結接合	ピン接合	3/2
剛結接合	半剛結接合	$\left[1 + \frac{6EI}{LR_{kB}} \right] / \left[1 + \frac{4EI}{LR_{kB}} \right]$
剛結接合	固定端	2
半剛結接合	剛結接合	$1 / \left[1 + \frac{4EI}{LR_{kA}} \right]$
半剛結接合	ピン接合	$(3/2) / \left[1 + \frac{3EI}{LR_{kA}} \right]$
半剛結接合	半剛結接合	$\left[1 + \frac{6EI}{LR_{kB}} \right] / R^*$
半剛結接合	固定端	$2 / \left[1 + \frac{4EI}{LR_{kA}} \right]$

ただし、 $R^* = \left[1 + \frac{4EI}{LR_{kA}} \right] \left[1 + \frac{4EI}{LR_{kB}} \right] - \left[\frac{EI}{L} \right]^2 \frac{4}{R_{kA}R_{kB}}$ である。



表—2 境界条件に対する G_{Aci} , G_{Bci} の修正一覧

	固定支持	剛結接合
c1 柱の A 端の他端	$G_{Ac1} = 0$	$G_{Ac1} = 0, G_{Ac2} = 1$
c3 柱の B 端の他端	$G_{Bc3} = 0$	$G_{Bc2} = 1, G_{Bc3} = 0$

図—3 横拘束のある場合の柱材の変形状態

4.2 B 端が固定あるいはピン支持の場合

B 端が固定支持あるいはピン支持の場合には、一般にそれぞれ式 (2), (3) のように示すことができる。

1) B 端が固定支持の場合

$$s_{ii} + \frac{2}{G_A'} - G_{Ac1} s_{ij} - G_{Ac1}^* \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}} = 0 \quad (2)$$

ただし、 $G_{Ac1} = G_{Ac1}^*$ である。

2) B 端がピン支持の場合

$$s_{ii} + \frac{2}{G_A'} - G_{Ac1} s_{ij} - G_{Ac2} \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}} = 0 \quad (3)$$

式 (2), (3) において、c1 柱の A 端の他端が固定支持、ヒンジ接合あるいは剛結接合されている場合は G_{Ac1} を表—3 のように修正することが必要である。

表—3 c1 柱の A 端の他端の各境界条件に対する係数

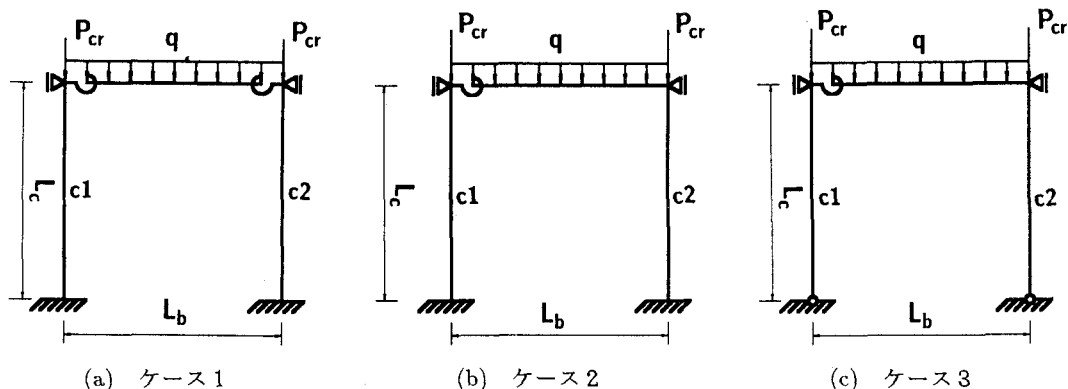
	固定支持	ヒンジ接合	剛結接合
B 端が固定支持の場合	$G_{Ac1} = 0, G_{Ac1}^* = 0$	$G_{Ac1} = 0$	$G_{Ac1}^* = 0$
B 端がピン支持の場合	$G_{Ac1} = 0$	$G_{Ac1} = 0, G_{Ac2} = 1$	

5. 数値解析結果

半剛結接合横拘束骨組に対する K 値の分布特性を明らかにするために図—4 に示す支持条件、接合条件の異なる 3 つの一層一径間骨組を取り上げ数値解析を行った。本研究では特に横拘束骨組に限定していることより、梁の両端部は水平方向に拘束している。なお、柱 c1, c2 は両者等しい断面特性を、また半剛結接合部に関しても同一骨組内では同一の特性を有するものとする。

5.1 半剛結接合部に線形バネを仮定する場合

半剛結接合を有する実骨組構造の K 値は、設定荷重載荷時の接合部の接線剛性を座屈方程式に代入して算定しなければならない。荷重レベルが小さい場合には接合部接線剛性が大きく、従って K 値は小さな値となるが、荷重レベルが大きい場合には特別な場合を除き接合部接線剛性が小さく K 値は大きくなるもの



図—4 解析に用いた一層一径間骨組

と考えられる．ここではこのように接合部接線剛性によって K 値がどのような分布特性を有するかを検討するために，半剛結接合部に線形パネを仮定し数値解析を行った．数値解析結果は横軸に梁の剛度と接合部剛性からなる無次元量 ($\rho = EI_b / L_b R_k$) をとり，梁柱の剛比 ($G = (I_c / L_c) / (I_b / L_b)$) を種々変化させて整理している． ρ が小さい場合は接合部の剛性が大きくなり剛結接合に近づくことを意味しており， ρ が大きい場合は剛性が小さくピン接合に近づくことを意味している．

図-5 はケース 1 の柱 c1 に関する K 値 (K_{c1})，図-6，7 には，それぞれケース 2，3 の K 値 (K_{c1} ， K_{c2}) の分布を示している．図-5 のケース 1 の場合には， G が小さくなるほど剛結接合と類似の K 値を示す領域が広がっていることがわ

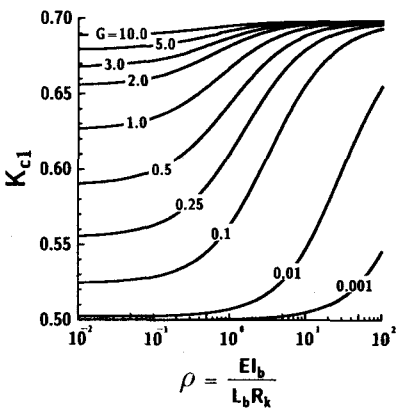
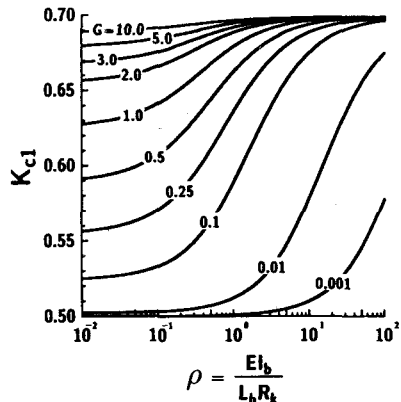
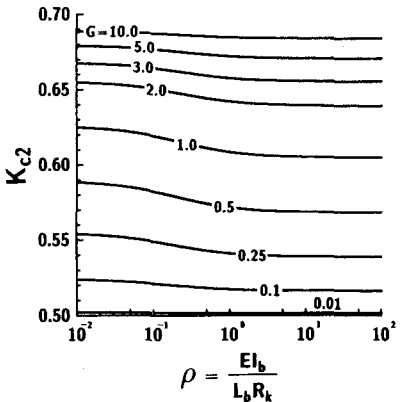


図-5 ケース 1 における K 値の分布

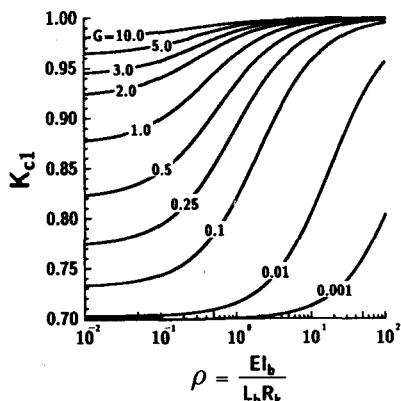


(a) 柱 c1 の K 値

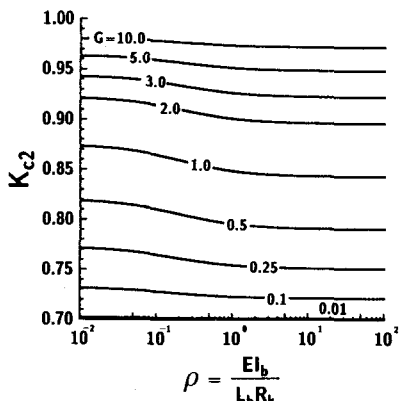


(b) 柱 c2 の K 値

図-6 ケース 2 における K 値の分布



(a) 柱 c1 の K 値



(b) 柱 c2 の K 値

図-7 ケース 3 における K 値の分布

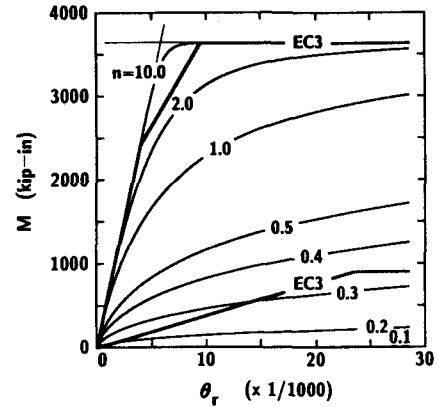
かる。接合部がピン接合の場合は G の大小にかかわらず $K=0.7$ となる。従って、各 G 値に対する $K=0.7$ への漸近の状況は、 G の大きい場合ほど緩やかであるが、 G の小さい場合は小さな K 値より急激に漸近している。

図一6のケース2の場合の K_{c1} に関しては、ケース1と類似の分布性状を示している。柱 $c2$ が剛結接合されていることより、 ρ が小さい領域では両者ほぼ等しい値となっているが、 ρ の中間領域では最大 0.035 程度ケース2の方が大きいようである。一方、 K_{c2} に関しては他端の接合部剛性の影響が小さく示されている。その程度は G が大きい場合と小さい場合については K 値で 0.005 以下であり、 $G = 0.5, 1.0$ において 0.02 程度となっている。

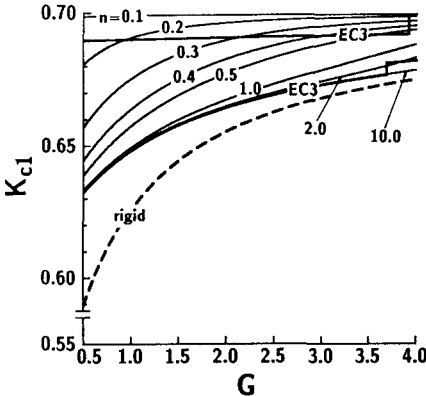
図一7のケース3の場合の K 値の分布性状は、縦軸の値がケース2の場合には 0.5 ~ 0.7 であるのに対し、ケース3の場合には 0.7 ~ 1.0 となっている以外両者類似のものとなっている。

5.2 半剛結接合部に三要素パワーモデルを適用した場合

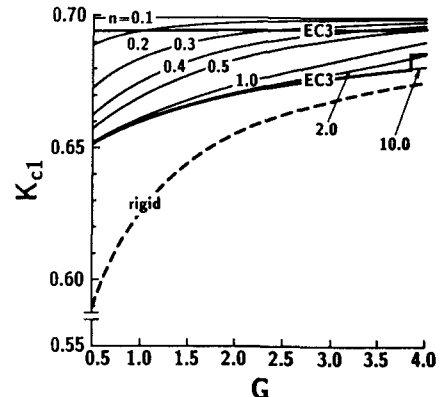
ここでは半剛結接合として、接合部初期剛性が $R_{ki} = 8EI_b/L_b$ 、限界曲げ耐力が $M_u = M_{pb}$ （梁の塑性モーメント）とし、形状指数 n を変数とする三要素パワーモデルを適用し、現実的な係数倍荷重を載荷させた場合の K 値について検討を行った。本数値解析では $L_b = 300$ in を基本長さとし、梁部材として W18×50 を採用している。また柱部材は W14×90 の断面で、長さを 144 in と一定にし、梁の部材長を 57.66 ~ 461.26 in まで変化させ、 G を変数として数値解析を行っている。荷重は死荷重を 68 psf、活荷重を 40 psf、奥行方向の柱間隔を 300 in として、 $1.2D + 0.5L = 0.2117$ kip/in を載荷させている。なお比較のために EC3³⁾ の接合部に関する規定を用いた場合についても検討を行っている。図一8には形状指数 n を 0.1 ~ 10 まで変化させた場合の $M-\theta_r$ 曲線と EC3 の剛結接合と半剛結接合、ピン接合を規定する折線を比較して示している。図一9、10 はそれぞれケース1、2、3の K_{c1} についての分布を横軸に G をとって整理している。図一9、10 を比較すると両



図一8 解析に用いた $M-\theta_r$ 曲線



図一9 ケース1における K_{c1} の分布



図一10 ケース2における K_{c1} の分布

者類似の分布を示しているが、図-5、6と同様図-10のケース2の K 値の方が図-9のケース1の K 値より大きな値となっている。剛結接合の場合と $n=10$ の場合を比較するとケース1(図-9)では、最大約7% ($G=0.5$) の差があるが G の増大とともにその差が小さくなっており、 $G=4$ では0.5%程度となっている。一方、ケース2(図-10)の場合はケース1より差が大きく、最大約10.5% ($G=0.5$) で最小約0.8% ($G=4$) となっている。図-11はケース3の場合の結果であるが、 $n=0.1$ の場合はいずれの G に対しても $K \approx 1$ となっており、剛比にかかわらずピン接合と同様の値となっている。その他の n に関しては剛比 G の増大とともに K 値も大きくなり接合部接線剛性が低下していくことがわかる。 $n=10$ の場合と剛結接合の場合の結果を比較すると、 $n=10$ の場合は剛結接合の場合より大きく、この割合は最大約12% ($G=0.5$)、最小約1.0% ($G=4$) 程度となっている。

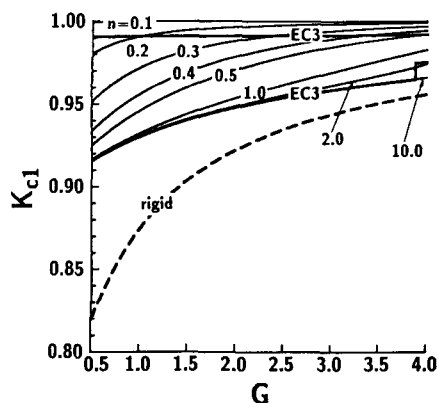


図-11 ケース3における K_{c1} の分布

6. まとめ

半剛結接合鋼骨組構造を剛結接合鋼骨組構造と同様 AISC-LRFD の規定に即して断面設計を可能にするために横拘束骨組柱に限定して K 値算定のための座屈方程式を整理し、半剛結接合の一層一径間骨組を取り上げ、 K 値に関する数値計算を行った。

本研究により横拘束骨組柱の K 値の算定も可能となり、過去の研究成果と組み合わせることにより、AISC-LRFD の規定に従った半剛結接合鋼骨組構造の断面設計が可能になるものと考えられる。

参考文献

- 1) American Institute of Steel Construction, (1986). Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings, Chicago, IL.
- 2) 岸 徳光, 後藤芳顕, 松岡健一, 小室雅人: 半剛結横移動骨組柱の有効座屈長の算定, 土木学会北海道支部論文報告集 第50号, 平成6年2月
- 3) Eurocode 3 Draft Vervion 5, November 1990.