

I - 53

beam-line 法を用いた半剛結鋼骨組の設計法に関する一検討

室蘭工業大学	正 員	岸 徳 光
名古屋工業大学	正 員	後 藤 芳 顯
室蘭工業大学	正 員	小 室 雅 人
室蘭工業大学	学生員	横 地 和 彦

1. はじめに

現在、構造物の設計法に関する基本概念は限界状態設計法が世界的に主流となりつつある。同設計法では構造物の抵抗をその終局強度を基本として評価することより、非線形構造解析法を用いることを前提としている。米国の AISC-LRFD¹⁾においても、安全性照査のための断面力算定には幾何学的非線形を考慮することが規定されている。このため、近年幾何学的非線形を考慮した高度な構造解析手法に関する研究が盛んに行われている。しかしながら、これらの手法は膨大な計算量と技術者に高度な知識を要求することから、実設計への適用にはなお時間を要するものと考えられる。

一方、線形弾性解析法を基本とした B_1/B_2 法¹⁾は、簡易に幾何学的非線形を考慮して断面力を算定できることから AISC-LRFD においてもその適用が認められ、鋼平面骨組の設計に広く用いられている。しかしながら、この方法は重ね合わせの原理を用いていることから、接合部に非線形な剛性特性を有する半剛結接合骨組の断面力算定に直接適用することは不可能である。このため、近年この方法を半剛結接合骨組柱の断面力算定に応用する研究が行われている。Barakat-Chen は B_1/B_2 法と beam-line 法を組み合わせることにより接合部を線形にモデル化して解析を行う手法を提案している²⁾。また、著者等はより簡易に断面力を算定する手法として、 B_2 係数のみを考慮する手法 (B_2 法)と beam-line 法とを組み合わせた簡易断面力算定法を提案している³⁾。しかしながら、従来の研究において対象とした骨組は全ての接合部を半剛結接合と想定したものである。そのため、剛結接合との組み合わせを前提とした高層多径間の半剛結接合骨組に関する同手法の適用性は、別途に検討する必要があるものと考えられる。

このような観点から、本研究では半剛結接合のみならず、剛結接合が併用されている骨組に関する著者等の提案する簡易断面力算定法の適用性について検討を行った。対象とした骨組は、過去の研究に採用した 8 層 4 径間骨組とし、剛結接合と半剛結接合との組み合わせ方の異なる 3 つのケースについて解析を行っている。また、数値解析は横移動骨組について行い、著者等の提案する簡易断面力算定法による解析結果を弾性二次解析結果と比較することにより、その妥当性について検討を行っている。なお、弾性二次解析には幾何学的非線形を考慮した剛性方程式と、接合部の非線形な剛性特性を組み合わせた構造解析アルゴリズム⁴⁾を用いている。また、半剛結接合骨組柱の K 値算定は、alignment-chart 過程⁵⁾と接合部に線形スプリングを導入することにより定式化した固有値方程式^{6),7)}を用いて行っている。

2. 簡易断面力算定法

2.1. B_1/B_2 法

B_1/B_2 法は、図-1 に示されるように、与えられた骨組の荷重状態を横拘束骨組 (対称変形状態) と横移動骨組 (逆対称変形状態) の合成とし、それぞれに幾何学的非線形 ($P-\delta$, および $P-\Delta$ 効果) を考慮する方法である。各骨組の弾性一次解析による曲げモーメント値をそれぞれ M_m , M_u とすると、幾何学的非線形を考慮した曲げモーメント値 M_u は次式のように示される。

$$M_u = B_1 M_m + B_2 M_u \quad (1)$$

A Consideration on Design of Semi-Rigid Steel Frames by Means of Beam-Line Method.
by Norimitsu KISHI, Yoshiaki GOTO, Masato KOMURO, and Kazuhiko YOKOCHI

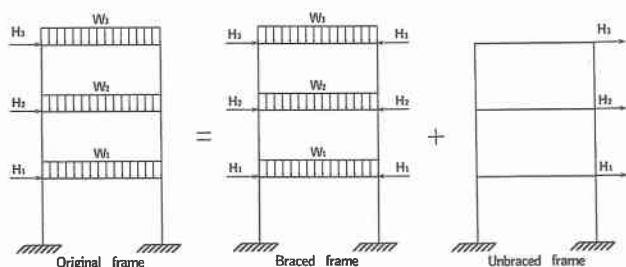
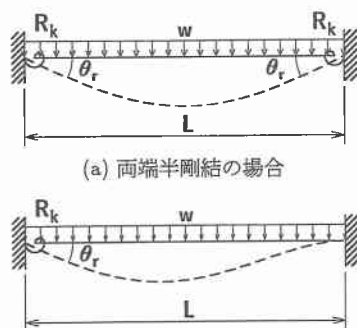


図-1 B_1/B_2 法



(a) 両端半剛結の場合
(b) 一端半剛結，他端剛結の場合

図-2 梁材のモデル化

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{ek}}} \quad , \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{ek}}} \quad (2), (3)$$

C_m : $0.6 - 0.4 M_A/M_B$

M_A/M_B : 着目する柱の両端の材端モーメントの比
($M_A < M_B$)

P_u : 着目する柱の作用軸力

P_{ek} : 着目する柱のオイラーの座屈荷重

$\sum P_u$: 着目する層の全柱に作用する軸力の和

$\sum P_{ek}$: 着目する層の全柱に作用する座屈荷重の和

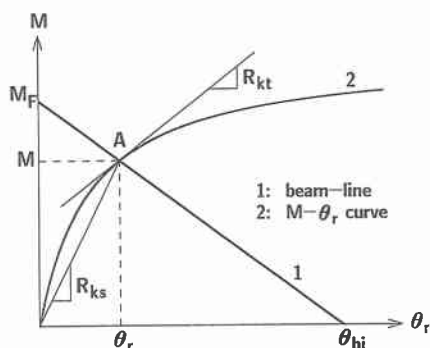


図-3 非線形な $M-\theta_r$ 曲線と beam-line

なお、 B_2 係数の算定法には、層間変位量から算定する方法も存在するが、本研究では断面力算定後の部材照査を考慮し、 K 値を用いて評価する式 (3) を用いることとした。また、 K 値の算定には後藤等の研究成果^{8),9)}に基づいて接合部接線剛性を用いることとする。

通常の B_1/B_2 法においては風荷重等の水平方向分布荷重を水平方向集中荷重に置換して解析を行う。この場合、横拘束骨組において $B_1 = 1$ となることが数値解析的に明らかとなっている。このことより、本研究では断面力算定の簡易性を図るため、与えられた載荷荷重に対して直接線形解析を行い、これに B_2 係数を乗じて断面力の算定を行う手法 (B_2 法) を採用している。

2.2. beam-line 法

B_2 法は B_1/B_2 法とは異なり、重ね合わせの原理を用いることなく断面力を算定する手法である。そのため、接合部が非線形な剛性特性を有する骨組に対しても適用可能である。しかしながら、本研究ではより簡易な断面力算定法の確立を目的としていることより、接合部剛性特性を beam-line 法を用いて線形にモデル化することとした。

beam-line 法は、図-2 に示すような曲げ剛性 EI の梁材に満載等分布荷重 w が作用し、(a) 両端に半剛結接合を想定した場合や、(b) 一端に半剛結接合、他端に剛結接合を想定した場合において、梁の材端モーメント M と材端回転角 θ_r の間には次式のような線形関係が成立することを利用したものである。

$$M = \frac{wL^2}{12} \left(1 - \frac{\theta_r}{\theta_{bi}} \right) \quad (i = 0, 1) \quad (4)$$

ここで、
 θ_{b0} : 両端ピン支持の材端回転角 ($wL^3/24EI$)
 θ_{b1} : 一端ピン支持，他端固定の材端回転角 ($wL^3/48EI$)
 L : 部材長

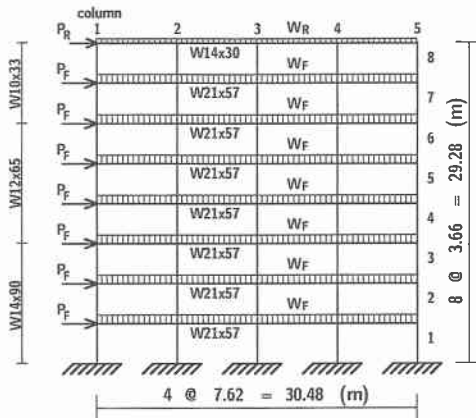


図-4 解析に用いた骨組

図-3に示されるように、式(4)による beam-line と非線形な $M-\theta_r$ 曲線の交差する点 A が、与えられた梁および荷重に対する接合部モーメント M および相対回転角 θ_r を意味する。したがって、原点と点 A を結んだ直線の傾きが割線剛性 R_{ks} 、点 A における曲線の接線の傾きが接線剛性 R_{kt} となる。このように得られた割線剛性および接線剛性は、それぞれ弾性一次解析および K 値の算定に用いられる。

3. 数値解析仮定

3.1. 骨組および載荷荷重

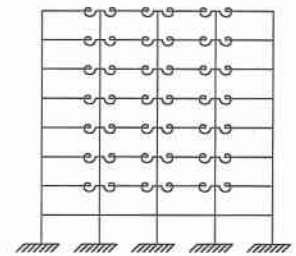
本研究では、高層骨組として過去の研究に採用した 8 層 4 径間骨組を対象として解析を行った。図-4に解析に用いた骨組の形状寸法、使用形鋼および柱番号を示す。形鋼の呼称については AISC-LRFD の設計規準書に準拠している。なお、骨組の奥行き中心間隔は 7.62 m としている。また、柱番号は左側（風荷重作用側）から column1 ～ column5 と定義することとする。本研究では図-5に示すように一層目の接合部を剛結接合とし、二層目以上の剛結接合と半剛結接合の組み合わせを変化させた3つのケースを想定して解析を行った。

表-1に解析に用いた基準荷重強度の一覧を示す。本研究では、終局限界状態を想定して解析を行うことより、載荷荷重は係数倍荷重とし、AISC-LRFD の設計規準に準拠して $1.2D + 0.5L + 1.3W$ とする組み合わせ荷重を設定した。表-2に各骨組に作用する載荷荷重を一覧にして示している。

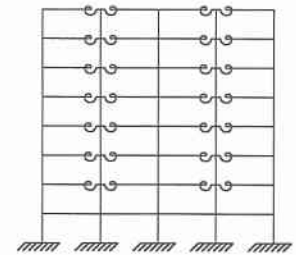
3.2. 接合部特性

接合部の非線形な剛性特性に関しては、著者等が提案した三要素パワーモデル¹⁰⁾を用いて評価している。これは接合部初期剛性、限界曲げ耐力、形状指数の3つのパラメータから構成される接合部剛性評価モデルであり、アングル系接合の場合、各パラメータはアングル材の主形状寸法に関連づけられたノモグラフ¹¹⁾や形状指数評価式¹²⁾を用いて決定することが可能となっている。

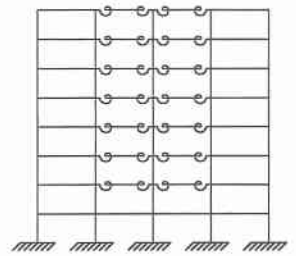
本研究では、半剛結接合部にアングル系接合の一つである top- and seat-angle with double web-angle 接合を採用している（図-6参照）。アングル材の型番および主形状寸法を表-3に示す。ここで l はアングル材の長さ、 g はアングル材のかかと部から梁ウェブの締結孔中心点までの距離である。なお、top-angle と seat-angle は同一寸法としている。図-7に解析に用いた接合部の $M-\theta_r$ 曲線を示す。



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図-5 各解析ケース

表一 1 基準荷重強度一覧 (kPa)

	死荷重 (D)	活荷重 (L)	風荷重 (W)
屋根部 (R)	0.958	0.958	0.958
床版部 (F)	3.257	1.916	0.958

表一 2 載荷荷重一覧

	等分布荷重 W (kN/m)	集中荷重 P (kN)
屋根部 (R)	12.41	17.37
床版部 (F)	37.08	34.73

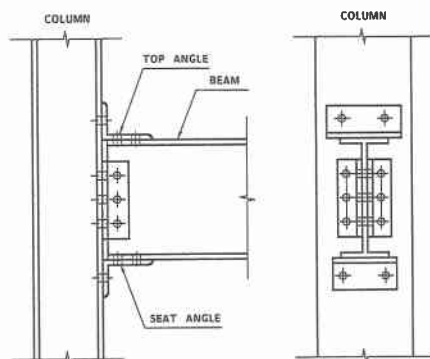
表一 3 接合部に用いたアングル材一覧

	angle	l (in)	g (in)
top- and seat-angle	L4x4x1/2	6.00	2.50
web-angle	L3x3x3/8	7.50	1.75

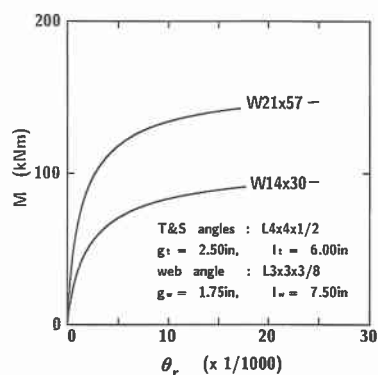
4. 数値解析結果

本研究で提案する簡易断面力算定法（本手法）による解析結果の妥当性は、弾性二次解析結果との比 m^* を取る形で検討している。すなわち m^* が 1.0 を上回れば本手法は安全側の値を、1.0 を下回れば過小評価の値を与えることを意味している。

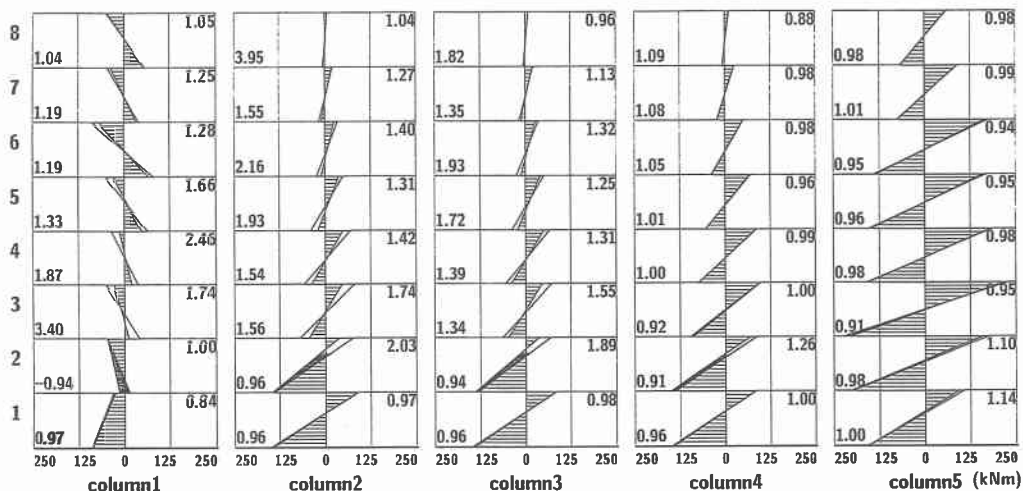
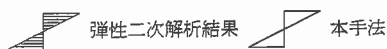
図一 8 に解析結果を各ケースごとに示す。図は各柱ごとに整理し、横軸に曲げモーメント値をとっている。なお、図中には各柱材端の m^* を付記している。また、解析結果に黒色を施した部分は、本手法が弾性二次解析結果に対して過小評価を示した箇所である。



図一 6 top- and seat-angle with double web-angle 接合

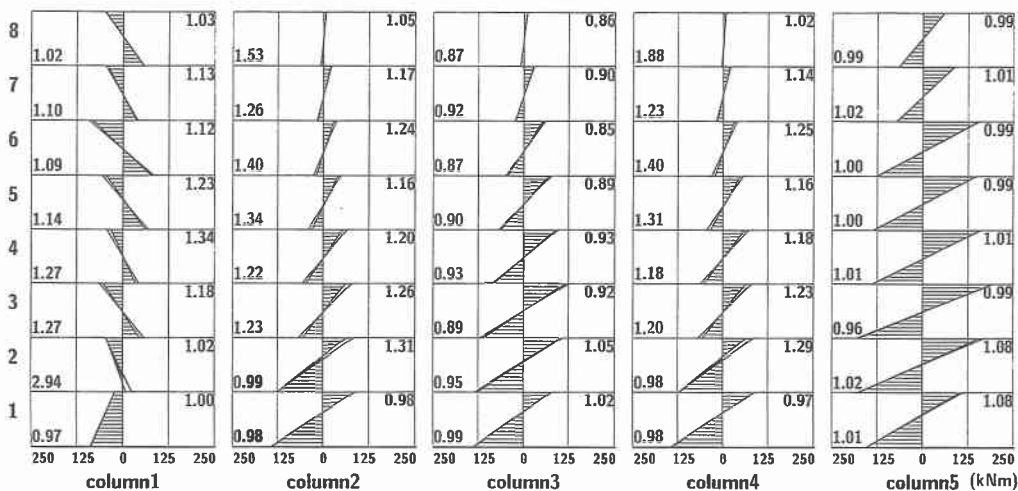


図一 7 解析に用いた $M-\theta_r$ 曲線

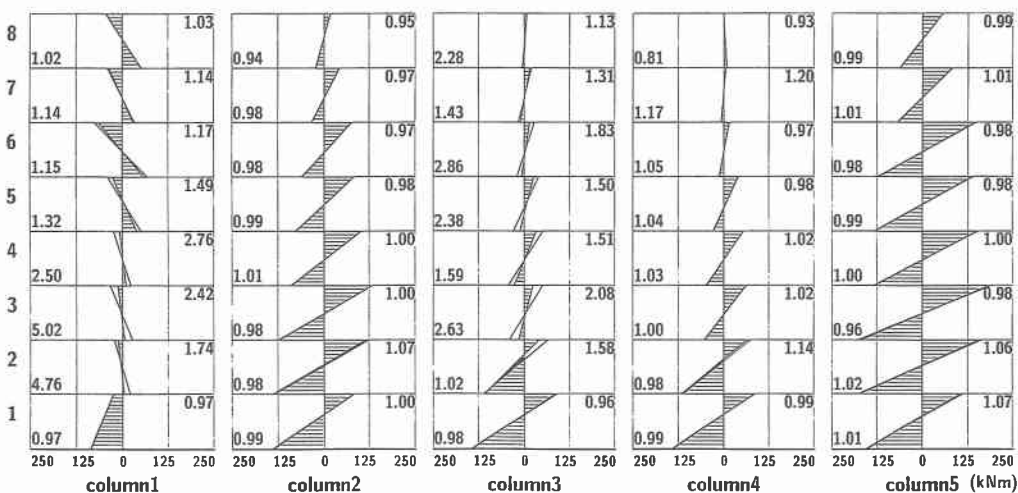


(a) ケース 1

図一 8 数値解析結果



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図-8 (続き)

はじめにケース 1 の解析結果について検討する (図-8 (a) 参照)．外側の柱 (column1, column5) に着目すると，風上側柱 (column1) において， m^* の値が $-0.94 \sim 3.40$ と比較的大きな誤差を示している．また，二層目の柱ではモーメントの分布性状も異なっていることがわかる．しかしながら，column5 においては， m^* が 1.0 近傍の値を取っており，概ね良い結果を与えている．次に内側の柱 (column2 ～ column4) に着目すると，column2 で誤差が比較的大きいものの，column4 においては大略良い結果を与えているものと思われる．一般に骨組構造物は左右対称に設計され，安全性の照査は断面力の大きな柱を対象とするため，外側の柱では column5，内側の柱では column4 が照査の対象となる．両柱とも弾性二次解析結果との誤差が小さいことを考慮すると，本手法は妥当な結果を与えているものと判断される．

次にケース 2 およびケース 3 の解析結果について考察する (図-8 (b),(c) 参照)．図よりケース 1 の場合と同様，column1 において本手法は比較的大きな誤差を示していることがわかる．また，二層目において

分布性状が異なることもケース1と同様の傾向にある。しかしながら、全体的には誤差はケース1と比較して小さくなっていることがわかる。これは半剛結接合部の数がケース1と比較して少ないため骨組全体の剛性が高いことから、 $P-\Delta$ 効果による二次応力が小さいためと判断される。

解析結果全体を通して検討してみると、内側の柱に着目した場合、ケース1の column2 および column3、ケース2の column2 および column4、ケース3の column3 で弾性二次解析結果に対する誤差が比較的大きいことがわかる。このことから、左右双方の梁との接合部が半剛結接合の柱において、本手法は比較的大きな誤差を示すものと考えられる。しかしながら、いずれの場合にも誤差は安全側の値であり、工学的には妥当な値を示しているものと判断される。さらに設計を行う上で重要となる断面力の大きな柱 (column5) に着目すると、 m^* はケース1で 0.91 ~ 1.14、ケース2で 0.96 ~ 1.08、ケース3で 0.96 ~ 1.06 と弾性二次解析結果に近い値を示しており、本手法は良い結果を与えているものと判断される。

5. まとめ

本論文では既往の研究成果を踏まえ、著者等が提案する beam-line 法と B_2 法とを組み合わせた簡易断面力算定法の剛結接合と半剛結接合を組み合わせた高層骨組構造への適用性について検討を行った。対象とした骨組は過去の研究に採用した 8 層 4 径間骨組とし、数値解析は、横移動骨組を対象として行い、同手法による算定結果を弾性二次解析結果と比較することにより、その妥当性について検討を行っている。

検討結果、著者等の提案する簡易断面力算定法は、風上側柱および内側の柱において弾性二次解析に対する誤差が比較的大きくなるものの、断面力の大きな柱 (風下側柱) における誤差が小さいことなどを考慮すると、工学的には実設計に十分適用可能であるものと判断される。

参考文献

- 1) American Institute of Steel Construction, Load Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings 2nd Edition, Chicago, IL., 1993.
- 2) Barakat, M. and Chen, W.F. : Design Analysis of Semi-Rigid Frames: Evaluation and Implementation, Engineering Journal, 2nd Qtr., pp.55-64, 1991.
- 3) 小室雅人, 岸 徳光, 後藤芳願 : 半剛結接合骨組の設計断面力の算定に関する一提案, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.43A, pp.263-272, 1997.
- 4) Goto, Y. and Chen, W.F. : On the computer-based design analysis for the flexibly jointed frames, Journal of Construction Steel Research, Special Issue on Joint Flexibility in Steel Frames (W.F. Chen Ed.), 8,202-231, 1987.
- 5) Chen, W.F. and Lui, E.M. : Stability design of steel frames, CRC Press, Inc., 1991.
- 6) 岸 徳光, 後藤芳願, W.F. Chen, 小室雅人 : 半剛結横拘束骨組柱の有効座屈長係数算定法, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, Vol.3, pp.53-60, 1995.
- 7) 岸 徳光, 後藤芳願, 小室雅人 : 半剛結横移動骨組柱の有効座屈長係数の算定方法について, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.153-162, 1995.
- 8) 後藤芳願, 鈴木五月, 松浦 聖 : はりと柱の結合部に非弾性特性を有する半剛結矩形骨組の安定性に関する一考察, 土木学会論文集, 416 / I-13, pp.329-338, 1990.
- 9) Goto, Y., Suzuki, S. and Chen, W.F. : Stability behavior of semi-rigid sway frames, Engineering Structures, 15, 3, pp.209-219, 1993.
- 10) Chen, W.F. and Kishi, N. : Semi-rigid steel beam-to-column connections : Data base and modeling, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 116(ST7), pp.1813-1834, 1990.
- 11) Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K.G. : Design Aid of Semi-rigid Connections for Frame Analysis, Engrg. Journal, AISC, 30, 3, pp.90-107, 1993.
- 12) 岸 徳光, 後藤芳願, R. Hasan, 小室雅人 : 半剛結鋼骨組の力学挙動に及ぼす三要素パワーモデルの形状指数の影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.40A, pp.1275-1285, 1994.