

I-101

半剛結鋼骨組の簡易横移動量算定法に関する一検討

室蘭工業大学	正 員	岸 徳 光
名古屋工業大学	正 員	後 藤 芳 顕
室蘭工業大学	正 員	小 室 雅 人
室蘭工業大学	○学生員	当 麻 誠 司

1. はじめに

鋼構造物の設計法は、米国における AISC-LRFD¹⁾ や欧州における Eurocode 3²⁾ に代表されるように限界状態設計法が主流になりつつある。限界状態設計法を適用する場合には、限界耐力算定時に通常幾何学的非線形等の二次項を考慮した弾性二次解析が要求され、特に半剛結接合を用いる場合にはその非線形特性も考慮しなければならない。しかしながら、これらの非線形項を考慮する二次解析を行うためには高度な専門的知識と膨大な計算量が要求される。従って、この種の設計法を実設計に適用するためには、簡易に二次項を考慮することのできる設計工学的な解析手法を確立しなければならない。

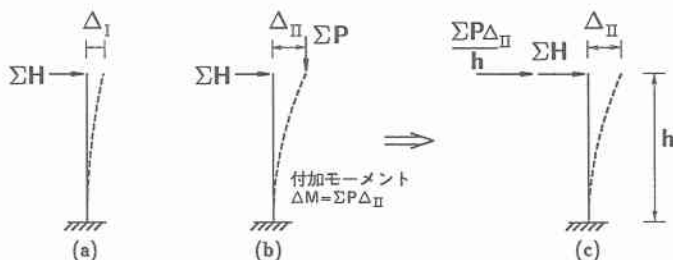
米国の AISC-LRFD の設計基準では、鋼骨組の断面力算定法として剛結接合骨組を対象とした B_1/B_2 法が明記されている。この手法は弾性一次解析を基本とし、簡易に幾何学的非線形を考慮することが可能である。しかしながら、同手法は重ね合わせの原理を用いていることより、接合部が非線形な剛性特性を有する半剛結接合骨組には直接適用することが不可能である。このため、Baraket-Chen は beam-line 法を用いて接合部剛性を線形にモデル化することにより B_1/B_2 法を適用して断面力を算定する手法を提案している³⁾。また、著者らはより簡易な手法として beam-line 法と B_2 係数のみを考慮する手法 (B_2 法) を組み合わせて断面力を算定する手法を提案し、その適用性に関する種々の検討を行ってきた⁴⁾。一方、実設計では終局限界状態における断面力算定のみならず、使用限界状態における骨組の横移動量に関する検討も必要である。

このような観点から、本研究では半剛結接合骨組の簡易横移動量算定法の確立を目的として、断面力算定手法同様、beam-line 法を用いて接合部剛性を線形にモデル化し、かつ B_2 係数のみを用いて横移動量を算定する手法について検討を行った。本研究では接合部の換算剛性として、beam-line 法により得られる割線剛性 R_{ls} および接線剛性 R_{lt} を用いた場合について検討している。対象とした骨組は一層一径間、二層一径間および三層一径間骨組であり、接合部の剛性特性や載荷荷重を変化させた場合について、それぞれ弾性二次解析結果と比較する形で検討を行っている。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⁵⁾を用いている。

2. 簡易横移動量算定法

2.1. B_2 法

B_2 法は、弾性一次解析結果に B_2 係数を直接乗じることにより、幾何学的非線形 ($P-\Delta$ 効果) を考慮する手法である。図-1 に $P-\Delta$ 効果とその評価法に関する概要を示す。この手法は以下の仮定に基づいている。

図-1 $P-\Delta$ 効果

Design Method of Lateral Displacement on Semi-Rigid Steel Frames
by Norimitsu KISHI, Yoshiaki GOTO, Masato KOMURO, and Seiji TOMA

- 1) 各層はそれぞれ独立した挙動を示す。
 - 2) $P-\Delta$ 効果による付加モーメント (ΔM) は、疑似水平荷重 $\Sigma P \Delta_{II} / h$ による付加モーメントと等しい。
- 上記の仮定を利用すると、 $P-\Delta$ 効果を考慮した横移動量 Δ_{II} は、次式のように示される。

$$\Delta_{II} = \left(\frac{1}{1 - \frac{\Sigma P \Delta_I}{\Sigma H h}} \right) \Delta_I = B_2 \Delta_I \quad (1)$$

ここで、

- ΣP : 柱上端部に作用する鉛直荷重
 - ΣH : 柱上端部に作用する水平荷重
 - h : 柱の高さ
 - Δ_I : $P-\Delta$ 効果を考慮しない横移動量
 - Δ_{II} : $P-\Delta$ 効果を考慮した横移動量
- である。

上式より、 $P-\Delta$ 効果を考慮した横移動量 Δ_{II} は、弾性一次解析により得られた横移動量 Δ_I に B_2 係数を乗じるにより算定可能であることがわかる。

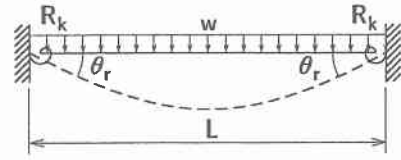


図-2 梁材のモデル化

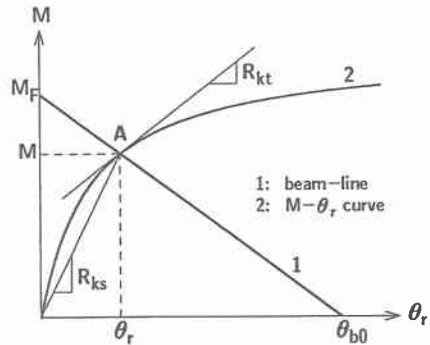


図-3 非線形な $M-\theta_r$ 曲線と beam-line

2.2. beam-line 法

著者らの提案する B_2 法は、 B_2 係数を与えられた載荷荷重に対して得られた弾性一次解析結果に直接乗じる手法であり、重ね合わせの原理を適用しない。従って、本手法は非線形な接合部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横移動量算定手法の確立を目的としていることより、beam-line 法を用いて非線形な接合部剛性特性を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 が作用していると仮定すると、梁の材端モーメント M と材端の相対回転角 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。

$$M = \frac{wL^2}{12} \left(1 - \frac{\theta_r}{\theta_{b0}} \right) \quad (2)$$

θ_{b0} : 両端ピン支持の材端回転角 ($=wL^3/24EI$)
 L : 部材長

図-3 に示すように、式 (2) による beam-line と非線形な $M-\theta_r$ 曲線の交差する点 A が、与えられた梁材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 である。従って、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。本研究では、このようにして得られた 2 種類の線形剛性を用いて接合部剛性をモデル化し、横移動量の算定を試みた。すなわち、以下の 2 ケースについて検討を行った。

- ケース 1 : 接合部剛性として割線剛性 R_{ks} を用いた場合
- ケース 2 : 接合部剛性として接線剛性 R_{kt} を用いた場合

3. 数値解析仮定

3.1. 骨組および載荷荷重

図-4 に解析で用いた一層一径間、二層一径間および三層一径間骨組を示す。図中に各骨組の部材番号、

表－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－2 基本載荷荷重一覧

	等分布荷重 W (kN/m)	集中荷重 P (kN)
屋根部 (R)	14.60	13.36
床版部 (F)	39.42	26.72

節点番号，形状寸法および各部材の使用形鋼を示している．なお，三層一径間骨組に関しては構造上の安全性を考慮して一層目の接合部を剛結接合としている．また，各骨組の奥行き中心間隔は 7.62 m とし，部材の呼称については AISC-LRFD¹⁾ の設計基準に準拠している．

基準荷重強度は，Lindsey の論文⁶⁾ を参考に表－1 のように設定した．本研究では，使用限界状態時を想定していることより，荷重の組み合わせとして AISC-LRFD の設計基準に基づき，D + L + W を採用した．表－2 に各骨組に作用する基本載荷荷重を示す．

3.2. 接合部剛性特性

本研究では，半剛結接合部の剛性評価モデルとして，著者等が提案した三要素パワーモデル⁷⁾ を採用した．このモデルは，接合部初期剛性 R_{ki} ，限界曲げ耐力 M_u および形状指数 n の 3 つのパラメータから構成されている．無次元化された接合部モーメント m および接線剛性 r は次式のように示される．

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}} \quad (3)$$

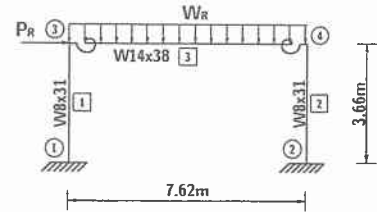
$$r = \frac{1}{(1 + \theta^n)^{(n+1)/n}} \quad (4)$$

ここで，

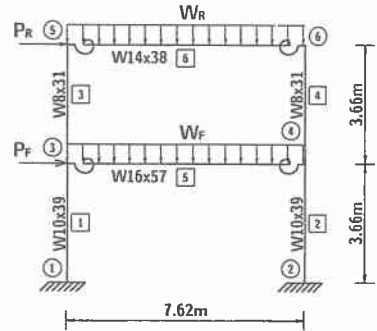
- m : 無次元接合部モーメント ($= M/M_u$) θ : 無次元相対回転角 ($= \theta_r/\theta_0$)
 r : 無次元接合部接線剛性 ($= R_{ki}/R_{ki}$) θ_r : 相対回転角
 R_{ki} : 接合部接線剛性 θ_0 : 塑性回転角 ($= M_u/R_{ki}$)

である．

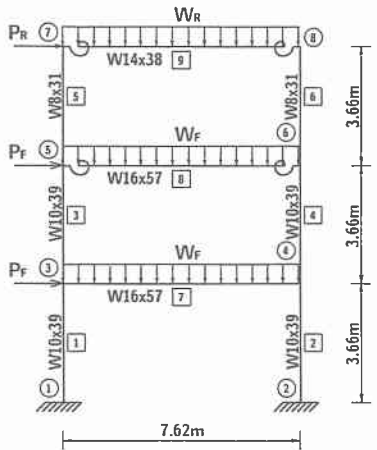
本数値解析では，剛結接合に近い状態からピン接合に近い状態までを想定して検討を行うため，形状指数 n は $n = 1$ と固定し，接合部初期剛性 R_{ki} および限界曲げ耐力 M_u を変化させることとした．接合部初期剛



(a) 一層一径間骨組



(b) 二層一径間骨組



(c) 三層一径間骨組

図－4 解析に用いた骨組一覧

性 R_{ki} に関しては、梁の曲げ剛性 EI_b および部材長 L_b を用いて、次式のように無次元化することとした。

$$\rho^* = \frac{EI_b}{L_b R_{ki}} \quad (5)$$

上式を用いて ρ^* を 0.001, 0.1, 0.2, 0.5, 2.0 と変化させることにより、剛結接合に近い状態 ($\rho^*=0.001$) からピン接合に近い状態 ($\rho^*=2.0$) までを想定している。また、限界曲げ耐力 M_u もそれに対応して $M_u = M_p$ から $0.2 M_p$ まで変化させている。なお、表-3には想定したパラメータの一覧を、図-5には解析に用いた $M-\theta_r$ 曲線の一例を示している。

4. 数値解析結果および考察

本研究では、本算定手法の適用性をより詳細に検討するため、以下に示す2つの条件に対する数値解析を行った。

- 1) 載荷荷重を一定とし、接合部剛性を変化させた場合
- 2) 接合部剛性を一定とし、載荷荷重を変化させた場合

各解析結果の妥当性に関しては、次式に示すように弾性二次解析結果を基本として無次元量を用いて評価検討することとした。

$$d^* = \frac{\text{本算定手法より得られた横移動量}}{\text{弾性二次解析による横移動量}} \quad (6)$$

従って、 $d^* \simeq 1.0$ の場合には本算定手法は適切な値を示し、 $d^* > 1.0$ および $d^* < 1.0$ の場合にはそれぞれ設計的に安全側および危険側の値を与えることを意味している。なお、本研究では、横移動量が最も大きい風上側の節点にのみ着目し整理することとした。以下、各解析結果について説明する。

4.1. 載荷荷重を一定とし、接合部剛性を変化させた場合

図-6に各骨組の接合部剛性を変化させた場合の解析結果を示す。図は、縦軸に無次元横移動量 d^* 、横軸に節点番号を取って整理している。また、図中の上段には、弾性二次解析結果 D_{exact} を併せて示している。

まず、一層一径間骨組に着目する。図-6 (a) より、接合部剛性として割線剛性 R_{ks} を用いたケース 1 および接線剛性 R_{kt} を用いたケース 2 は、ピン接合に近くなるに従って前者は危険側、後者は安全側に推移している。しかしながら、いずれも最大誤差が 5 % 以内であり、工学的に両者とも十分適用可能であるものと判断される。

次に、図-6 (b) の二層一径間骨組に着目する。ケース 1 の場合にはピン接合に近い状態で約 10 % 以上の過小評価となっている。一方、ケース 2 の場合にはいずれの接合部剛性に関しても設計的に安全側の値となっていることがわかる。

次に、三層一径間骨組の場合について検討する (図-6c 参照)。図より、一層目の d^* 値に着目すると、両ケースとも 1.0 近傍に分布しており、良好な結果を与えていることがわかる。これは、一層目の接合部が

表-3 パラメータ一覧

ρ^*	M_u	n
0.001	$1.0 M_p$	1.0
0.1	$0.9 M_p$	
0.2	$0.6 M_p$	
0.5	$0.4 M_p$	
2.0	$0.2 M_p$	

M_p : 梁材の塑性モーメント

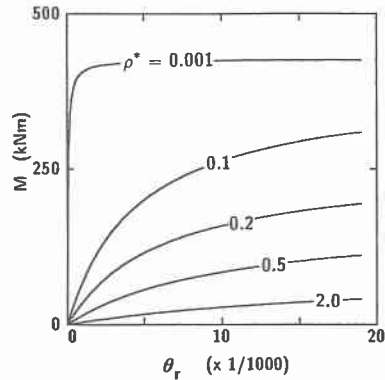
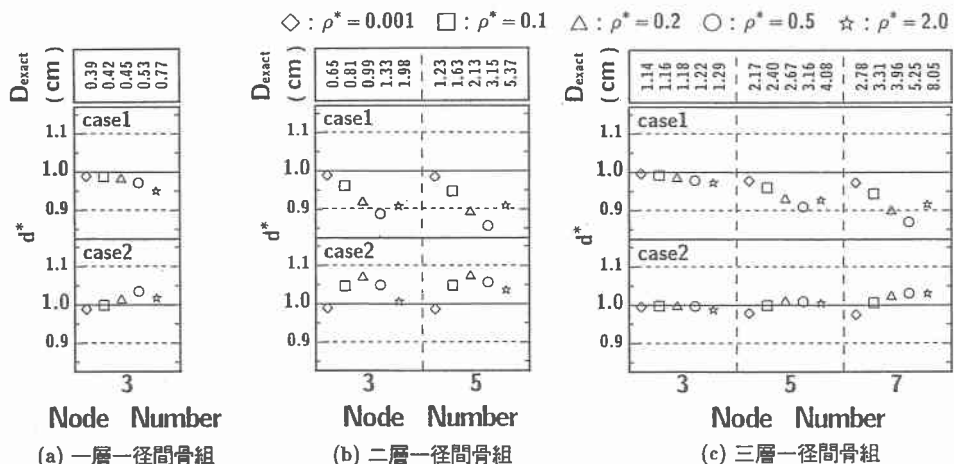
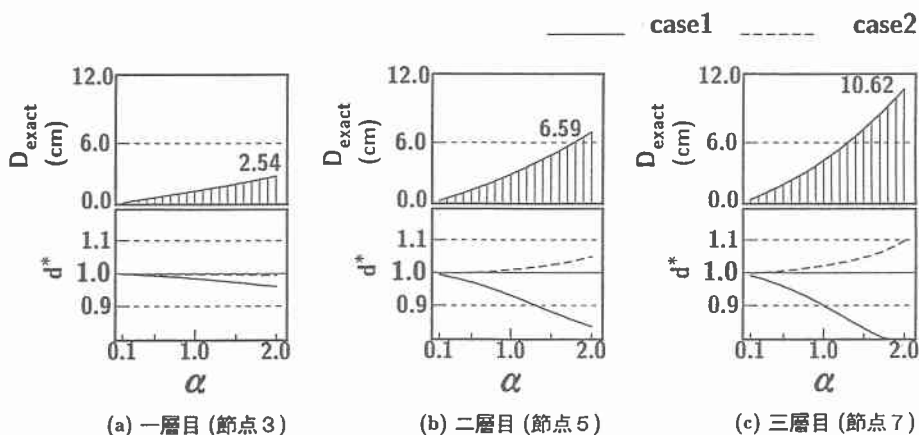


図-5 解析に用いた $M-\theta_r$ 曲線の一例 (梁材: W16x57)



図－6 接合部剛性を变化させた場合の解析結果



図－7 載荷荷重を变化させた場合の解析結果 (三層一径間骨組)

剛結接合であることに起因するものと判断される。一方、二層目および三層目の d^* 値に関しては、二層一径間骨組の場合とほぼ同様な分布性状を示しており、ケース 2 が工学的に安全側であることがわかる。

4.2. 接合部剛性を一定とし、載荷荷重を变化させた場合

ここでは、三層一径間骨組を対象として、載荷荷重を变化させた場合の本算定手法の妥当性について検討を行った。なお、本研究では代表的な半剛結接合の剛性特性を有する $\rho^* = 0.2$ の場合についてのみ検討を行うこととする。数値解析は、基本載荷荷重に荷重係数 α ($0.1 \leq \alpha \leq 2.0$) を乗じることにより、載荷荷重を变化させている。図－7に解析結果を示す。図は、縦軸に d^* 、横軸に荷重係数 α を取って整理している。また、 α に対する弾性二次解析結果 D_{exact} の分布を上段に示し、 $\alpha = 2.0$ の場合の値を付記している。

図－7 (a) より、一層目 (節点3) の解析結果に着目すると、両ケースとも d^* がほぼ 1.0 近傍に分布しており、適切な値を示していることがわかる。

次に、二層目(節点5)および三層目(節点7)の解析結果に着目すると(図-7b,c参照)、ケース1の場合(実線)には、荷重係数 α の増大とともに d^* 値は過小評価の傾向が大きくなり、特に三層目の $\alpha = 2.0$ では、最大20%以上の誤差が生じている。一方、ケース2の場合(破線)には、いずれの荷重係数に関わらず、設計的に安全側の評価を与えていることがわかる。

以上より、接合部剛性として beam-line 法より得られる接線剛性 R_{kt} を適用し、かつ B_2 法を用いることにより、半剛結鋼骨組の横移動量を安全側に評価可能であることが明らかになった。

5. まとめ

本研究では、半剛結接合骨組に関する使用限界状態時の簡易横移動量算定手法の確立を目的とし、beam-line 法と B_2 法を組み合わせた手法を提案し、その適用性に関する検討を行った。ここでは、接合部剛性として beam-line 法より得られる割線剛性 R_{ks} および接線剛性 R_{kt} を用いる場合の2種類について検討を行った。数値解析は、一層一径間、二層一径間および三層一径間骨組を対象に行った。また、本算定手法の妥当性は全て非線形な接合部剛性を直接用いた弾性二次解析結果との比較により行った。

検討の結果、接合部剛性として beam-line 法により得られる接線剛性 R_{kt} を有する線形剛性を仮定し、 B_2 法により横移動量を算定する手法は、半剛結鋼骨組の横移動量を安全側かつ適切に算定評価できることが明らかとなった。これより、本算定手法は半剛結鋼骨組の横移動量算定法として有効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) Eurocode NO.3 : Design of Steel Structures, April 1990.
- 3) Barakat, M. and Chen, W.F. : Design Analysis of Semi-Rigid Frames: Evaluation and Implementation, Engineering Journal, 2nd Qtr., pp.55-64, 1991.
- 4) 小室雅人, 岸 徳光, 後藤芳顕 : 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.
- 5) 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.
- 6) S.D. Lindsey : Design of frames with PR connections, Journal of Construction Steel Research, Special Issue on Joint Flexibility in Steel Frames (W.F. Chen Ed.), Vol. 8, pp. 251-260, 1987.
- 7) 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.