

限界状態設計法に基づいた半剛結鋼骨組の簡易設計法の提案

A Proposal of Simplified Design Method for Semi-Rigid Steel Frames

室蘭工業大学 正員 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
 室蘭工業大学 正員 矢吹 信喜 (Nobuyoshi Yabuki)
 室蘭工業大学 正員 小室 雅人 (Masato Komuro)
 室蘭工業大学 ○学生員 河崎 拓実 (Takumi Kawasaki)

1. はじめに

現在、鋼構造物の設計法に関する基本概念は限界状態設計法が主流となっている。限界状態設計法では終局限界状態時の安全性照査の際に幾何学的非線形等の二次項を考慮した断面力の算定が要求される。従って、同設計法に基づいた設計を行う場合には、通常非線形解析を含む高度な構造解析を実施しなければならない。しかしながら、非線形解析は計算量が膨大な上、設計者に高度な専門的知識を要求することより、実設計への適用は困難であると判断される。

限界状態設計法に基づいた設計基準の一つである米国の AISC-LRFD¹⁾ では、鋼骨組構造物を接合部剛性によって剛結接合骨組と半剛結接合骨組に分類している。このうち剛結接合骨組に関しては、従来から用いられている弾性一次解析を基本とした B_1/B_2 法により、簡易に幾何学的非線形を考慮した断面力の算定が可能である。一方、半剛結接合骨組に関しては、その接合部が非線形な剛性特性を有していることから、重ね合わせの原理を用いる B_1/B_2 法は適用できない。このため、簡易な構造解析手法の確立が望まれている。

著者等はこれまで半剛結接合骨組の合理的な設計手法を確立するため、種々の検討を行ってきた。その結果、非線形な接合部剛性特性の評価法^{2),3)}、接合部の非線形剛性を考慮した有効座屈長係数 (K 値) の算定法^{4),5)}等を提案している。また、EWSの使用を前提として、それらの研究成果に幾何学的非線形および接合部の非線形剛性を考慮した構造解析プログラム⁶⁾を組み合わせた半剛結鋼骨組の断面設計システム⁷⁾を開発している。

さらに、著者等は幾何学的非線形および接合部の非線形剛性を考慮した半剛結鋼骨組の簡易構造解析法として、 B_1/B_2 法の B_2 係数のみを用いる手法 (B_2 法) と beam-line 法を組み合わせる手法を提案し、断面力算定および横移動量の算定に対する適用性の検討を行ってきた^{8),9)}。その結果、上記簡易解析法は十分な精度でこれらの値を評価可能であることが明らかとなった。

本研究では、これまでの研究成果を基礎として、上記簡易解析法を用いた半剛結鋼骨組の簡易設計法を提案する。また、提案設計法を用いて実骨組の試設計を行い、その有用性を確認するとともに、前述の断面設計システムによる結果と比較することによって提案設計法の妥当性を検討している。

2. 簡易設計法の概要

本研究では AISC-LRFD に基づき、終局限界状態時および使用限界状態時における安全性照査までを含めた簡易設計法の提案を行う。図-1 に本設計法の流れを示す。以下、各項目について説明する。

2.1. 接合部 $M-\theta_r$ 曲線の決定

接合部の非線形な剛性特性の定式化には、著者等によって提案された三要素パワーモデルを用いることとする。三要素パワーモデルの一般式を以下に示す。

$$M = \frac{R_{kt} \theta_r}{\left\{ 1 + \left[\frac{\theta_r}{\theta_0} \right]^n \right\}^{1/n}} \quad (1)$$

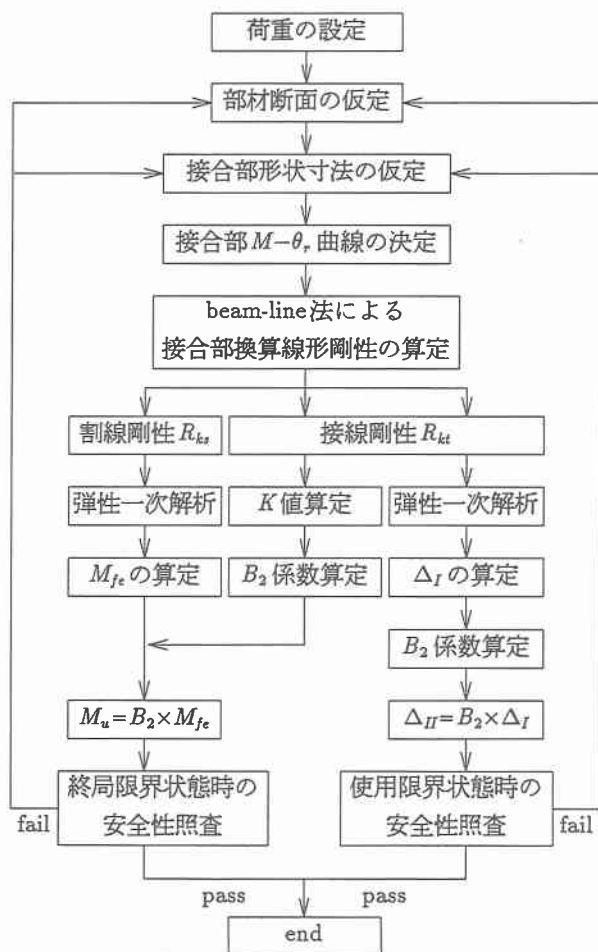


図-1 簡易設計法の流れ

ここで、 M : 接合部曲げモーメント、 R_{ki} : 接合部初期剛性、 θ_r : 接合部相対回転角、 θ_b : 塑性回転角 ($= M_u/R_{ki}$)、 M_u : 限界曲げ耐力、 n : 形状指数である。

angle 系接合形式の場合には、パラメータ R_{ki} 、 M_u は簡略な力学モデルから解析的に求めることが可能である。著者等は、それらを整理し実務への適用を念頭に置いたノモグラフも作成している²⁾。また、 n については著者等によって提案された形状指数算定式³⁾によって算出することが可能である。

2.2. beam-line 法による接合部換算線形剛性の算定

本研究ではより簡易に接合部剛性を考慮するため、前項で決定された接合部 $M-\theta_r$ 曲線を beam-line 法を用いて線形剛性に換算している。beam-line 法は長さ L 、曲げ剛性 EI の梁材に等分布荷重 w が作用したときに、材端モーメント M と相対回転角 θ_r の間に次式が成立することを利用したものである。

$$M = M_F \left(1 - \frac{\theta_r}{\theta_b}\right), \quad (M_F = \frac{wL^2}{12}, \theta_b = \frac{wL^3}{24EI}) \quad (2)$$

図-2 に非線形な $M-\theta_r$ 曲線と beam-line を示している。本研究では過去の研究^{8),9)}に基づき、断面力算定時の弾性一次解析には図の原点と交点 A を結ぶ直線の勾配である割線剛性 R_{ks} を、有効座屈長係数 (K 値) の算定および横移動量算定時の弾性一次解析には交点 A における接線勾配である接線剛性 R_{kt} を用いることとする。

2.3. 有効座屈長係数 (K 値) の算定

柱材の安全性照査に必要な有効座屈長係数 (K 値) は著者等によって提案された手法^{4),5)}に基づいて算定することとする。この手法は AISC-LRFD に明記されている alignment chart 法を修正し、梁の端部に線形剛性を有する回転バネを仮定することにより、接合部剛性を考慮可能にしたものである。なお、回転バネの剛性には前項で算定された接線剛性 R_{kt} を用いる。

2.4. B_2 法による断面力、横移動量の算定

本研究では過去の研究^{8),9)}に基づき、与えられた骨組の弾性一次解析結果に B_2 係数のみを乗じることにより幾何学的非線形を考慮した柱端モーメントおよび横移動量を算出している。本研究では安全性照査までの手順を考慮し、柱端モーメント算定時には座屈荷重を用いて求められる B_2 係数を、横移動量算定時には変形量を用いて求められる B_2 係数を採用することとした。柱端モーメントおよび横移動量の算定式を以下に示す。なお、骨組の横移動量は各層の層間変形量に B_2 係数を乗じた後、それらを足し合わせることによって算出している。

$$M_u = B_2 M_{fe} = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_{ek}}} M_{fe} \quad (3)$$

$$\Delta_H = B_2 \Delta_I = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u \Delta_I}{\Sigma Hh}} \Delta_I \quad (4)$$

ここで、 M_u : 幾何学的非線形を考慮した柱端モーメント、 M_{fe} : 弾性一次解析による柱端モーメント、 Δ_H : 幾何学的

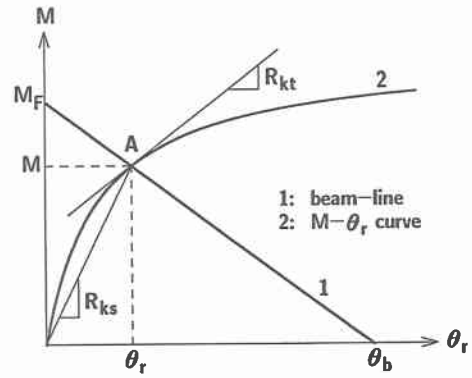


図-2 非線形な $M-\theta_r$ 曲線と beam-line

非線形を考慮した層間変形量、 Δ_I : 弾性一次解析による層間変形量、 ΣP_u : 着目する層の柱に作用する軸力の総和、 ΣP_{ek} : 着目する層の柱の座屈荷重 ($= \pi^2 EI / (Kh)^2$) の総和、 K : 有効座屈長係数、 h : 着目する層の柱長、 Δ_I : 着目する層の層間変形量、 ΣH : 着目する層の水平せん断力の総和である。

2.5. 安全性照査

(1) 終局限界状態

本研究では AISC-LRFD に基づき部材の安全性照査を行う。柱材については次式に示す軸力とモーメントの相関関係式を用いる。

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2: \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0 \quad (5)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2: \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0 \quad (6)$$

ここで、 P_u : 作用軸力、 ϕ_c : 軸力に対する抵抗係数 ($= 0.85$)、 P_n : 軸圧縮耐力、 M_u : 作用曲げモーメント、 ϕ_b : 曲げに対する抵抗係数 ($= 0.9$)、 M_n : 曲げ耐力である。また、梁材については、次式に基づき曲げモーメントについての照査を行う。

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0 \quad (7)$$

(2) 使用限界状態

使用限界状態の安全性照査は、一般に骨組の横移動量等の変形量を用いて規定する。しかし、その規定は構造物の用途等によって異なり、一律に定めることは難しい。AISC-LRFD においても変形量の限界値等は示されていない。ここでは骨組の横移動量および層間変形量について限界値を設定し、照査を行うこととする。

3. 設計例

ここでは、提案する簡易設計法に基づき、半剛結鋼骨組の試設計を行い、断面設計システムによる結果と比較することにより簡易設計法の妥当性を検討する。

3.1. 設計条件

設計の対象とした骨組は図-3 に示す 2 層 2 径間骨組である。図中に部材番号および節点番号を示す。骨組は径間長 7.62 m、層高 3.66 m、奥行き中心間隔 7.62 m と

設定している。基本荷重強度は表－１のように設定し、AISC-LRFDに基づき、以下に示す３通りの組み合わせ荷重に対して検討を行う。

- ケース 1（終局限界状態）： 1.2D + 1.6L
- ケース 2（終局限界状態）： 1.2D + 0.5L + 1.3W
- ケース 3（使用限界状態）： D + L + W

表－２に各組み合わせ荷重における載荷荷重を示している。また、使用限界状態時における変形量は以下のように設定した。

- 横移動量 Δ ： $\Delta/H \leq 1/200$ （ H ：骨組の全高）
- 層間変形量 δ ： $\delta/h \leq 1/200$ （ h ：層高）

3.2. 部材断面の仮定

梁材は単純梁に、柱材は下端固定、上端自由の片持柱にモデル化して簡易解析を行い、AISC-LRFDを参考に部材を以下のように仮定した。なお、部材の呼称は同設計基準に準拠している。

- 柱材： W8×31
- 梁材（屋根部）： W10×22
- 梁材（床版部）： W14×48

また、鋼材の弾性係数は $E = 200 \text{ GPa}$ 、降伏応力は $f_y = 250 \text{ MPa}$ と設定している。

3.3. 接合部形状寸法の仮定

接合部の形式は top- and seat-angle with double web-angle 接合を採用した。接合部部材の設計にあたり、以下のような仮定を行っている。

- 1) top-angleとseat-angleは同一形状とする
- 2) せん断力はweb-angleが負担し、かつ十分に抵抗できるものとする。

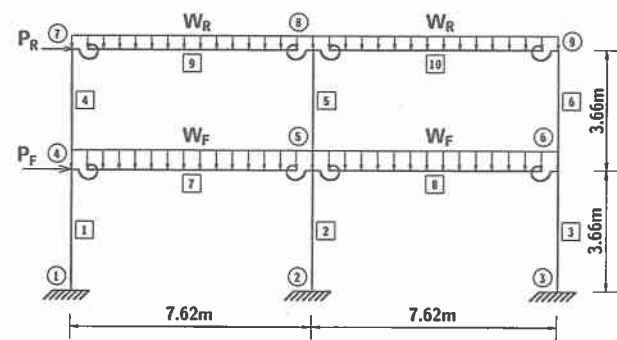
図－４に仮定した接合部の形状寸法を示している。

3.4. 接合部 $M-\theta_r$ 曲線および接合部換算線形剛性の算定
前項で仮定された接合部形状寸法を用いて、ノモグラフ²⁾および形状指数算定式³⁾により三要素パワーモデルの各パラメータを決定する。表－３に求められた各パラメータを示している。また、表－４には beam-line 法によって得られた換算線形剛性 R_{ki} 、 R_{kt} を示している。

3.5. 構造解析および安全性照査

(1) 終局限界状態

終局限界状態時の部材断面力および照査結果の一覧を表－５および６に示している。表は骨組の対称性を考慮し、断面力の小さな風上側柱に関する結果は省略している。また、表には断面設計システムによる結果を（ ）で示している。図中の照査値 ζ は式 (5)～(7) の左辺であり、 $\zeta \leq 1.0$ で照査を満足する。まず、柱材の K 値に着目すると、ケース 1、ケース 2 とともに本設計法による値は断面設計システムによる値とほぼ一致しており、接合部剛性を beam-line 法を用いて線形に換算する場合においても大差のない K 値の算定が可能であることがわかる。また、照査値 ζ に着目すると、柱材についてはケース 2 の場合に大きな値を示しており、部材番号 2（一層目中柱）では $\zeta = 0.758$ となっている。また、梁材についてはケース



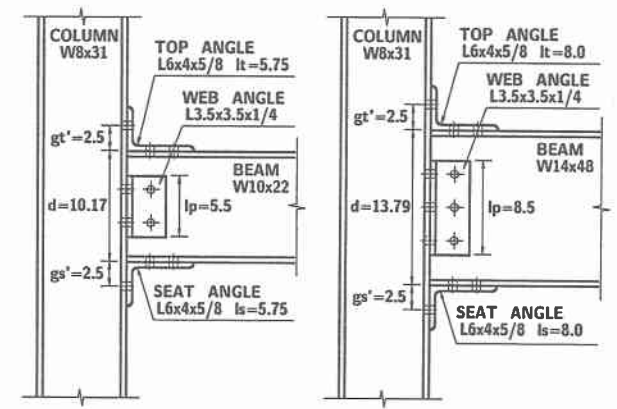
図－３ 設計の対象とした骨組

表－１ 基本荷重強度 (kPa)

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

表－２ 載荷荷重

		ケース 1	ケース 2	ケース 3
等分布荷重 (kN/m)	W_R	20.44	12.41	14.60
	W_F	53.14	37.08	39.42
集中荷重 (kN)	P_R	0	17.36	13.35
	P_F	0	34.71	26.70



(単位 inch, 1inch = 2.54cm)

(a) 屋根部 (b) 床版部

図－４ 接合部の形状寸法

表－３ 三要素パワーモデルの各パラメータ

	R_{ki} (MNm/rad.)	M_u (kNm)	n
屋根部	32.00	87.29	1.046
床版部	79.59	160.6	0.863

表－４ 接合部換算線形剛性 (MNm/rad.)

		ケース 1	ケース 2	ケース 3
屋根部	R_{ki}	6.617	14.32	-
	R_{kt}	1.273	6.178	4.087
床版部	R_{ki}	10.58	17.43	-
	R_{kt}	1.854	4.700	4.030

表－５ 終局限界状態時の照査結果（ケース１）

部材 番号	K 値	P_u (kN)	$\phi_c P_n$ (kN)	M_u (kNm)	$\phi_b M_n$ (kNm)	照査値 ζ
2	0.763 (0.765)	572 (565)	1162 (1162)	0 (0)	111.3 (111.3)	0.492 (0.486)
3	0.787 (0.769)	275 (278)		41.6 (48.1)		0.568 (0.623)
5	0.809 (0.814)	159 (157)		0 (0)		0.069 (0.068)
6	0.841 (0.822)	76.1 (77.2)		60.5 (69.7)		0.576 (0.659)
7, 8	- -	- -	- -	268 (262)	287 (287)	0.934 (0.912)
9, 10	- -	- -	- -	81.0 (80.6)	95.2 (95.2)	0.851 (0.847)

表－７ 使用限界状態時の照査結果

	層	Δ, δ (cm)	$\Delta/H, \delta/h$
横移動量	-	3.06 (2.76)	1/239 (1/265)
層間変形量	1	1.47 (1.33)	1/249 (1/275)
	2	1.59 (1.43)	1/231 (1/255)

１の場合に大きな照査値を示しており、一層目の梁材である部材番号 7, 8 において $\zeta=0.934$ と最も大きな値を示している。しかしながら、照査値はいずれの部材も 1.0 を下回っており、照査を満足していることがわかる。また、本設計法による照査値を断面設計システムの結果と比較すると、ケース 1 の柱材に関して若干小さな値を示す場合があるものの、ケース 2 の柱材および梁材に関してはほぼ適切または安全側の値を示していることがわかる。これより、本設計法は終局限界状態時の断面力を適切に評価可能であると判断される。

(2) 使用限界状態

表－７に使用限界状態時の照査結果を示す。表は変形量の大きい風上側節点の結果である。骨組全体の横移動量および層間変形量ともに限界値 (1/200) を下回っており、照査を満足している。また、断面設計システムの結果と比較すると、本設計法の結果は 10% 程度安全側の値を示している。これより、本設計法は使用限界状態時の横移動量を安全側で評価可能であることがわかる。

4. まとめ

本研究では過去の研究成果を基礎として、限界状態設計法に基づいた半剛結鋼骨組の簡易設計法の提案を行った。また、本設計法を用いて骨組の試設計を行い、有用性を確認するとともに、断面設計システムによる結果との比較により、その妥当性を検討した。

検討の結果、本設計法は終局限界状態時の断面力および使用限界状態時の横移動量を適切に評価した設計が可能であり、設計法として有用であることが確認された。本設計法の確立により、高度な非線形解析等を実施する

表－６ 終局限界状態時の照査結果（ケース２）

部材 番号	K 値	P_u (kN)	$\phi_c P_n$ (kN)	M_u (kNm)	$\phi_b M_n$ (kNm)	照査値 ζ
2	1.298 (1.278)	390 (385)	950 (950)	43.5 (44.3)	111.3 (111.3)	0.758 (0.759)
3	1.383 (1.391)	191 (194)		61.9 (62.2)		0.696 (0.700)
5	1.959 (1.916)	97.7 (96.8)	878 (891)	18.3 (18.8)		0.220 (0.223)
6	2.927 (3.093)	48.1 (48.9)	572 (522)	55.6 (56.2)		0.542 (0.552)
7	- -	- -	- -	174 (178)	287 (287)	0.604 (0.621)
8	- -	- -	- -	166 (166)		0.579 (0.578)
9	- -	- -	- -	62.6 (61.5)	95.2 (95.2)	0.658 (0.646)
10	- -	- -	- -	51.6 (55.3)		0.542 (0.581)

ことなく半剛結鋼骨組の設計が可能になるものと判断される。

参考文献

- 1) American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, 2nd Edition, 1994.
- 2) Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y., and Matsuoka, K.G. : Design Aid of Semi-rigid Connections for Frame Analysis, AISC, Engineering Journal, vol.30, 3rd Quarter, pp.90-107, 1993.
- 3) 岸 徳光, 後藤芳顕, Hasan, R., 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, 土木学会, 構造工学論文集, vol.40A, pp.1275-1285, 1994.
- 4) 岸 徳光, 後藤芳顕, Chen, W.F., 小室雅人 : 半剛結横拘束骨組柱の有効座屈長係数算定法, 日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, vol.3, pp.53-60, 1995.
- 5) 岸 徳光, 後藤芳顕, 小室雅人 : 半剛結横移動骨組柱の有効座屈長係数の算出方法について : 土木学会, 構造工学論文集, vol.41A, pp.153-161, 1995.
- 6) Goto, Y. and Chen, W.F. : On the Computer-Based Design Analysis for the Flexibly Jointed Frames, Journal of Constructional Steel Research, Special Issue on Joint Flexibility in Steel Frames (W.F. Chen Ed.), vol.8, pp.203-231, 1987.
- 7) 岸 徳光, 後藤芳顕, 小室雅人 : 半剛結鋼骨組構造の断面設計システムの開発, 土木学会北海道支部論文報告集, 第52号(A), pp.56-61, 1996.
- 8) 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, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.263-272, 1997.
- 9) 小室雅人, 岸 徳光, 矢吹信喜, Chen, W.F. : 半剛接合骨組の簡易横移動量算定法に関する一提案, 日本建築学会, 構造工学論文集, vol.46B, pp.683-692, 2000.