

I-25

半剛結鋼骨組の断面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 学生員 R. HASAN
 室蘭工業大学 学生員 工藤 正彦

1. はじめに

一般に限界状態設計法に基づいた構造物の設計は、使用限界状態と終局限界状態における安全性照査のもとに行なうものである。鋼骨組構造に関する AISC-LRFD の設計基準¹⁾では、安全性照査のための断面力算定は幾何学的非線形を考慮して行なうことを規定し、同基準では設計計算を容易にするために線形解析を基本にして算定する B_1, B_2 法が示されている。また、接合部剛性のレベルより、構造形式を剛結接合構造 (FR 構造) と半剛結接合構造 (PR 構造) に分類し、もし半剛結接合構造として設計計算を行なう場合には接合部剛性を低減して構造の安全性を検討することを規定している。しかしながら、剛結接合構造の場合は終局限界状態における断面力算定や安全性検討のための有効座屈長の算定手法が示され、基準に即して設計が可能になっているが、一方、半剛結接合骨組に関しては半剛結接合の各接合タイプに関する $M-\theta$ 特性、その評価モデルを含め半剛結骨組構造とした場合の断面力や、有効座屈長の算定等各研究者によって調査研究が行われている段階であり、同基準にも詳細な解説が示されていないのが現状である。

著者等はこれまで、半剛結接合に関するデータベース²⁾、接合部剛性に関する評価モデルの作成³⁾、angle系、end plate 接合に関する $M-\theta$ 曲線の決定を試み⁴⁾、接合部および部材の幾何学的非線形を考慮した半剛結骨組の変形および断面力算定手法^{5), 6)}を発表している。

本論文ではこれまでの成果を基礎とし、さらに接合部に非線形な半剛結接合を有する骨組に関する有効座屈長の算出^{7), 8), 9)}と安全性照査の項を付加することによって、AISC-LRFD の基準に合致した半剛結鋼骨組構造の断面設計のための統一的なシステムの開発を試みたので、その概要について報告する。なお、AISC-LRFD では弾性微小変位理論に基づく線形解析による設計手法を採用しているが、本研究では接合部の非線形特性を考慮し、かつ弾性有限変位理論に基づいた非線形解析による設計手法^{10), 11)}を採用しており、設計計算の煩雑さを解消している。

2. 半剛結鋼骨組の断面決定の流れ

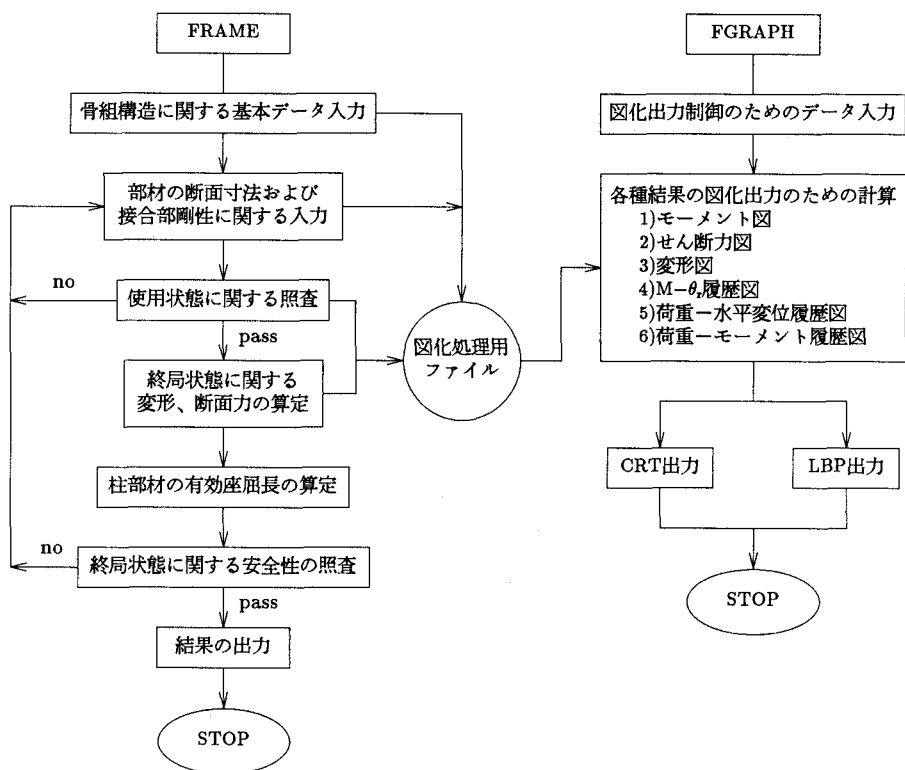
図-1 に本論文で検討した AISC-LRFD に基づく半剛結鋼骨組の断面設計計算手法の流れ図を示している。本論文ではエンジニアリングワークステーションを用いることを前提として考えられており、図化処理ルーチンを併用して対話形式による解析が可能のように工夫されている。以下に各ルーチンの概要について説明する。

2.1 各ルーチンの概要

- 1) 骨組構造に関する基本データ入力：ここでは設計しようとしている骨組構造の総要素数、総節点数、節点番号、要素番号、部材長、支点の拘束条件、荷重の種類、荷重強度等、解析のための基本データの入力を行なう。使用荷重、係数倍荷重等の組み合わせはメニュー化されており任意に選択可能となっている。また、梁-柱の接合条件 (ピン接合、半剛結接合、剛結接合の区別) を入力する。これらの入力は入力時の規則性を考慮して簡素化が計られている。
- 2) 部材の断面寸法に関するデータ入力：本システムでは梁、柱、アングル材、ボルトの断面寸法および断面定数の入

A Consideration on Design Method of Flexibly Jointed Frame.

by Norimitsu KISHI, Yoshiaki GOTO, Rafiq HASAN and Masahiko KUDO



図一 半剛結骨組の設計計算手法の流れ図

力を簡素化するために、それらのデータファイル (Dims) を作成し、呼称を入力することで全てのデータが本プログラムに入力されるようになっている。上のルーチン同様、同一材料の入力を避けるように入力の簡素化が計られている。

3) 接合部剛性に関する入力：このルーチンは特に半剛結接合に関する $M-\theta_r$ 特性を決定するための入力である。

入力方法には次に示す 3 通りがある

① 半剛結接合に関するデータベースを用いる方法：PACOM (Parameter Analysis of COnnection Model) を実行して実験データの $M-\theta_r$ 特性を近似する評価式 (ここでは修正 exponential モデル, Frye - Morris の多項式モデルが利用可能となっている) のデータファイル (toframe) を作成しておきこれを読み込む。

② 三要素パワーモデルを用いる方法：

表一 形状指数算定式の一覧

この方法は接合部初期剛性

R_{ki} 、接合部限界曲げ耐力 M_{u_i} 、および形状指数 n を用いて $M-\theta_r$ 曲線を決定する方法である。angle 系接合および header plate 接合に限定して利用可能であるが、接合部の基本パラメータ (アングル材

接合タイプ	形状指数 n	データ数
single web-angle 接合	$0.520 \log_{10} \theta_0 + 2.291 \cdots \log_{10} \theta_0 > -3.073$ $0.695 \leq -3.073$	16
double web-angle 接合	$1.332 \log_{10} \theta_0 + 3.952 \cdots \log_{10} \theta_0 > -2.582$ $0.537 \leq -2.582$	14
top- and seat-angle 接合 (double web-angle 付設)	$1.398 \log_{10} \theta_0 + 4.631 \cdots \log_{10} \theta_0 > -2.721$ $0.827 \leq -2.721$	17
top- and seat-angle 接合	$2.003 \log_{10} \theta_0 + 6.070 \cdots \log_{10} \theta_0 > -2.880$ $0.302 \leq -2.880$	15
header-plate 接合	$0.512 \log_{10} \theta_0 + 2.264 \cdots \log_{10} \theta_0 > -2.390$ $1.041 \leq -2.390$	15

の板厚、長さ等)を入力することによって、プログラム内で自動的に $M-\theta_r$ に関する非線形曲線が決定される。

本システムに登録されている形状指数 n に関する算定式は表-1 に示すとおりである。

- ③任意多折線モデルを用いる方法：EC-3 で規定されているようなバイリニア、トゥリリニアモデルを入力する場合に用いる。入力には折線の数および初期剛性と各折点の相対回転角および各折線の初期剛性に対する比である。
- 4)使用状態に関する照査：使用荷重 ($D + L + W$) に対し、接合部の非線形な $M-\theta$ 特性を考慮し、かつ弾性有限変位理論に基づいた非線形解析を行い、横移動量に関する照査検討を行なう。
- 5)終局状態に関する変形、断面力の算定：係数倍荷重 ($1.2D + 0.5L + 1.3W$) の载荷に対して 4) と同様の解析を行い、各点の変形および各部材の断面力を算定する。本解析では弾性有限変位理論に基づいた解析手法を用いているので AISC-LRFD に示されているような煩雑な B_1, B_2 法を用いずに一度の解析で算定可能である。また AISC-LRFD の基準に従う場合には、半剛結骨組の各部材の有効座屈長の算定時に用いられる接合部接線剛性の算定が困難であるが、本手法を用いる場合には容易に算定可能である。

3. 柱部材の有効座屈長の算定

本解析システムでは、全体構造の固有値解析を行わず部分構造モデルを用いて近似的に有効座屈長を算定している。その方法は剛結骨組に対して広く実用化されている Alignment chart による方法を接合部の剛性を考慮できるように修正し固有値解析を行なうものである。

本解析の仮定を示すと、

- 1) 全ての梁、柱は弾性的に変形するものと仮定する。
- 2) 無限の階層と径間を持った矩形骨組と仮定する。
- 3) 柱の安定関数は同一と仮定する。
- 4) 梁と柱の接合部の挙動特性は全て同一とする。ただし、半剛結接合骨組の場合はその剛性を考慮し修正されるものとする。またその剛性は座屈時の接線剛性を用いるものとする。
- 5) 考えている部分構造の柱の軸力は全て同一とし、全ての柱が同時に座屈するものとする。
- 6) 梁の軸力および梁に作用している荷重は無視する。

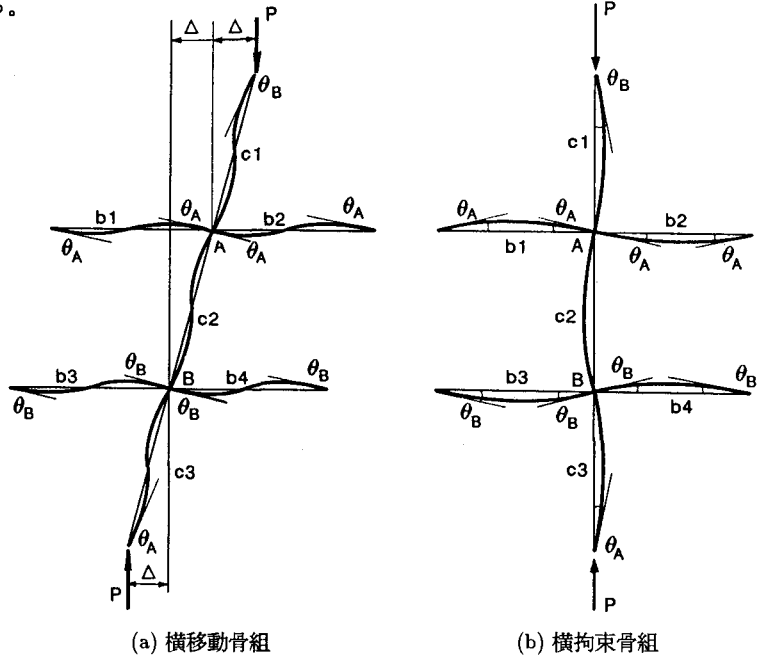


図-2 各骨組に対する部分構造モデル

である。

図-2 に剛結接合骨組における横移動骨組および横拘束骨組に関する座屈モードを示している。いずれも柱 AB の有効座屈長を求める場合の状態である。半剛結接合を有する場合には、梁の両端にモーメントに関する線形なバネがあるものと仮定し、

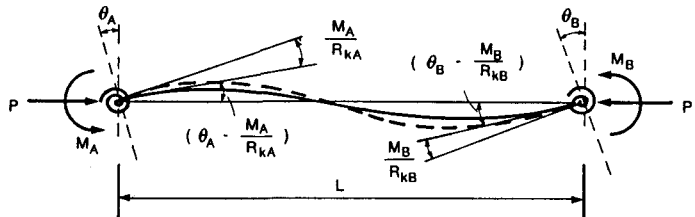


図-3 半剛結接合を有する梁の変形モデル

図－3 のようなモデルを考える。図中の R_{kA} , R_{kB} は A 点、B 点の接合部接線剛性を、 θ_{rA} , θ_{rB} は相対回転角を意味している。ここでは座屈時の変形状態を考えなければならないため、 R_{kA} , R_{kB} は係数倍荷重載荷時の接合部接線剛性を用いるものとする。この状態に関する梁 AB の撓角撓度式はスパン長を L 、曲げ剛性を EI 、とすると次のように示される。

$$M_A = \frac{EI}{LR^*} \left\{ \left(4 + \frac{12EI}{LR_{kB}} \right) \theta_A + 2\theta_B \right\} \quad 1)$$

$$M_B = \frac{EI}{LR^*} \left\{ 2\theta_A + \left(4 + \frac{12EI}{LR_{kA}} \right) \theta_B \right\} \quad 2)$$

ただし、

$$R^* = \left(1 + \frac{4EI}{LR_{kA}} \right) \left(1 + \frac{4EI}{LR_{kB}} \right) - \left(\frac{EI}{L} \right)^2 \frac{4}{R_{kA}R_{kB}} \quad 3)$$

である。

式 1), 2) を図－2 に示す各骨組に適用し整理することによって剛結接合骨組の場合と類似の固有値方程式を作ることが出来る。本研究では剛結接合と半剛結接合が混在する場合や、 C_1 や C_3 部材が存在しない状態および各節点がピンあるいは固定支持されている場合等についても固有値方程式を定式化し、システムに組み込んでいる。勿論、有効座屈長は Alignment chart を用いず直接繰り返し計算を行って算定している。

4. 耐力に関する安全性照査基準

本システムでは柱部には壁があり、梁部には床版があることを前提としているため、横倒れ座屈は生じないものと仮定し安全性照査を行なうものとする。以下、柱部と梁部に分けてその概要を述べる。

4.1 柱部材の安全性照査

1) 軸力が単独で作用する場合：

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad 4)$$

ここで ϕ_c ：軸圧縮力に関する抵抗係数 ($\phi_c = 0.85$)、 P_n ：軸圧縮に関する公称耐力 ($P_n = A_g F_{cr}$)、 P_u ：係数倍荷重載荷時の作用軸力であり、 A_g は部材断面積、 F_{cr} は H 形鋼を用いると仮定すると、次のように決定される。

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \cdots \lambda_c \leq 1.5 \quad 5)$$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \cdots \lambda_c > 1.5 \quad 6)$$

とする。ただし F_y は H 形鋼の降伏応力で $F_y = 36$ (ksi) を仮定している。また、 λ_c は換算細長比で、

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad 7)$$

である。ここで KL は有効座屈長であり、 r は柱材の断面二次半径である。なお、 KL/r は弱軸と強軸に関する値を求め、その中の大きい値を取ることとする。なお、弱軸に関する有効長係数は $K = 1$ と仮定している。

2) 曲げと軸力が達成する場合：

次に示すような強度式を用いることとする。

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

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1.0 \quad \cdots \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad 9)$$

ここで M_u : 係数倍荷重載荷時の幾何学的な非線形を考慮して求められる部材曲げモーメント、 M_n : 公称部材曲げ耐力、 ϕ_b : 曲げモーメントに関する抵抗係数であり、基準に従い $\phi_b = 0.9$ としている。

M_n の算定は次のようにして行なう。すなわち、

表－2 柱部材の局部座屈に関する λ , λ_p , λ_r の一覧

case 1 :

$$M_n = M_p \quad \cdots \quad \lambda \leq \lambda_p \quad 10)$$

ただし λ , λ_p は表－2 のように示される。表中の FLB は H 形鋼のフランジの局部座屈、WLB はウェブの局部座屈を意味する。また b_f , t_f はそれぞれフランジの幅、板厚であり、 h_c , t_w は H 形鋼の桁高、ウェブの板厚である。

	FLB	WLB
λ	$b_f/2t_f$	h_c/t_w
λ_p	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}(1 - \frac{2.75P_u}{\phi_b P_y}) \quad \cdots \quad \frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.125$ $\frac{191}{\sqrt{F_y}}(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}) \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}} \quad \cdots \quad \frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.125$
λ_r	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

case 2 :

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}) \quad \cdots \quad \lambda_r > \lambda > \lambda_p \quad 11)$$

ただし、 $M_r = (F_y - F_r)S_x$ であり、 F_r : フランジ部の残留圧縮応力で H 形鋼では 10 ksi、 S_x : 弾性断面係数である。また λ_r は表－2 に示している通りであり、H 形鋼の縁応力が F_y に達するときの値である。この値は柱の弾性座屈と局部座屈の境界値ともいえる。

式 11) はそれぞれの λ に対して適用し、小さい値をとることとする。

4.2 梁部材の安全性照査

1) 曲げに関する安全性照査式 :

$$\phi_b M_n > M_u \quad 12)$$

上式における ϕ_b は前記同様 0.9 であり、 M_n は式 10) , 11) と同様にして求める。

ただし、式中の λ , λ_p , λ_r は表－3 のように決定されている。

2) せん断力に関する安全性照査式 :

$$\phi V_n > V_u \quad 13)$$

ここで ϕ はせん断力に関する抵抗係数で、 $\phi = 0.9$ としている。また V_n は部材の公称せん断耐力で次のように示される。すなわち、

$$V_n = 0.6C_vF_{yw}A_w \quad 14)$$

ただし

$$C_v = 1 \quad \cdots \quad h/t_w < 187\sqrt{k/F_{yw}}$$

表－3 梁部材の局部座屈に関する λ , λ_p , λ_r の一覧

	FLB	WLB
λ	$b_f/2t_f$	h_c/t_w
λ_p	$\frac{65}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$
λ_r	$\frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$	$\frac{970}{\sqrt{F_y}}$

$$C_v = 187 \frac{\sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w} \quad \cdots \quad 187\sqrt{k/F_{yw}} \leq h/t_w \leq 234\sqrt{k/F_{yw}}$$

$$C_v = \frac{44,000k}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \quad \cdots \quad h/t_w > 234\sqrt{k/F_{yw}}$$

ここで h はウェブ高、 F_{yw} はウェブの降伏応力 (ksi) であり、 k はウェブの座屈に関する係数である。ここでは無補剛梁と仮定しているため $k = 5$ となる。

5. まとめ

AISC-LRFD の設計基準では構造形式により剛結接合構造と半剛結接合構造に分類しているが、いまだ後者に関する設計手法が明確に示されていない。本論文では半剛結接合に関するこれまでの研究成果を基礎として、さらに接合部に非線形な半剛結接合を有する骨組構造に関する有効座屈長の算定と各安全性照査の項を追加することによって、剛結接合骨組構造と同一の流れに従った骨組の断面決定に関する統一的なシステムの開発を試みた。本手法は剛結接合骨組、半剛結接合骨組および剛結接合と半剛結接合構造が混在する骨組に対しても適用可能である。また三要素パワーモデルを適用することにより angle 系接合に限定して接合部の部材要素も設計可能である。本システムの開発により半剛結鋼平面骨組のより合理的な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. Chen, W.F. and Kishi, N., (1989). Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections: Data Base and Modeling, J. Struct. Engrg., ASCE, 115(ST1), 105-119.
3. Kishi, N. and Chen, W.F., (1990). Moment-Rotation Relations of Semi-Rigid Connections with Angles, J. Struct. Engrg., ASCE, 116(ST7), 1813-1834.
4. Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K.G., (1991). Applicability of Three Parameter Power Model to Structural Analysis of Flexibly Jointed Frames, Mechanics Computing in 1990's and Beyond, ASCE, 238-242
5. Kishi, N., Chen, W.F. and Matsuoka, K.G., (1992). A determination of Moment-Rotation Curve of Connection with angles, 10th ST.Cong., ASCE
6. 岸徳光, 後藤芳嗣, 松岡健一, 工藤正彦 (1992). 接合部の非線形特性を考慮した鋼骨組の挙動解析, 北海道支部論文報告集, 第48号, 81-86.
7. W.F. Chen. and E.M. Lui., (1991). Stability Design of Steel Frames, CRC press, Inc.
8. Charles.G. Salmon. and John.E. Johnson., (1990). Steel Structures: Design and Behavior, Harper & Publishers, Inc.
9. Barakat, M. and Chen, W.F., (1991). Design Analysis of Semi-Rigid Frames: Evaluation and Implementation, Engineering Journal., AISC, Second Quarter/1991, 55-65
10. Goto, Y. and Chen, W.F., (1987). Second-order elastic analysis for frame design, J. Struct. Div., ASCE, 113(ST7), 1501-1519.
11. Goto, Y. and Chen, W.F., (1988). On the computer-based design analysis for the flexibly jointed frames, J. of Const. Steel Res., 8, 203-231.