

I-11 半剛結鋼骨組構造の断面設計システムの開発

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

1. はじめに

現在、構造物の設計法は世界的に限界状態設計法が主流になりつつある。欧米各国では既に限界状態設計法に基づいた設計指針が用いられている。我国においてもコンクリート構造に関しては同設計法に移行しており、鋼構造に関しても現在作業中である。限界状態設計法では、従来の許容応力度設計法で用いられている弾性解析法では不十分であり、現実には則した解析仮定やより高度な構造解析等を用いて変形性能や断面力の算定が必要である。既に1986年から米国で利用されている限界状態設計法の1つであるAISC-LRFD¹⁾の設計規準では、接合部の剛性レベルにより、構造形式を剛結接合骨組と半剛結接合骨組に分類し、終局限界状態における断面力の算定は幾何学的非線形を考慮することが規定されている。剛結接合骨組に関しては、終局限界状態における断面力の算定法(線形弾性解析法による B_1/B_2 法)や耐力照査に必要な有効座屈長係数(K値)の算定法(alignment chart法²⁾)が示されており、同規準に基づいた断面設計が可能となっている。しかしながら、半剛結接合骨組に関しては、接合部の剛性を低減して構造の安全性を検査することを規定している以外、具体的な断面力の算定手法やK値の算定法等、その詳細に関する提示がなく、現時点では設計が不可能な状態となっている。そのため、各国では接合部の非線形な剛性特性やその特性を考慮した構造解析法等の実験的、理論的研究が現在盛んに行われている。

このような背景より、著者等は半剛結接合骨組の合理的な設計手法の確立を目的として、半剛結接合に関するデータベースの作成をはじめ種々の検討を行ってきた^{3)~9)}。その結果、非線形な剛性特性を有する接合部の設計手法、接合部および部材の幾何学的非線形を考慮した変形、断面力の算定法およびalignment chart法に基づいた接合部剛性を考慮した半剛結接合骨組柱のK値の算定手法を提案している。

本研究ではこれまでの研究成果を基礎とし、新たに安全性照査に関する項目を付加することにより、AISC-LRFDの設計規準に準じた半剛結接合骨組の合理的な断面設計システムの開発を試みたので報告する。本研究では実設計に容易に対応できるように、入力データを極力簡素化し、図化処理プログラムを併用することにより対話形式によって設計が可能になるように工夫している。

2. 断面設計システムの概要

本設計システムは大きく3つの主要な項目から構成されており、それぞれの項目に関して図化処理プログラムを有している。図-1に本設計システムの流れ図を示す。以下にその概要を簡単に説明する。

2.1. 構造解析データの作成

構造解析データ作成に関する流れを図-2に示す。ここでは、3つのファイル(dime.d, anal.d, load.d)からデータを読み込み構造解析データ(frame.d)を作成する。その際に図化処理プログラムを併用することにより、データの確認等を容易に行うことができるようにしている。3つのファイルの内容を簡単に説明すると、

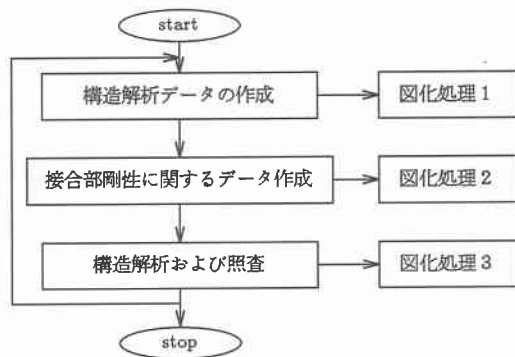


図-1 断面設計システムの流れ

- 1) dime.d : 骨組を構成する部材断面、接合条件（剛結接合、半剛結接合等）および支持条件等に関するファイル
- 2) anal.d : 構造解析手法および接合部剛性評価モデル等に関するファイル
- 3) load.d : 基本荷重強度（死荷重、活荷重、風荷重）に関するファイル

2.2. 接合部剛性に関するデータ作成

ここでは、半剛結接合部のモーメント (M) と相対回転角 (θ_r) 特性に関するパラメータを決定し、データファイル toframe を作成する。従って、接合部が全て剛結接合の場合には、本データ作成は省略できる。本システムでは、 $M - \theta_r$ 曲線は次の2つの方法により作成可能である。

- 1) データベースに内蔵されている $M - \theta_r$ 曲線を用いる方法、2) 各 $M - \theta_r$ 曲線評価モデルを用いる方法である。図-3にパラメータ作成の流れ図を示す。また、図化処理プログラムを用いて $M - \theta_r$ 曲線の確認が可能である。以下にそれぞれの方法について簡単に説明する。

(1) データベースに内蔵されている $M - \theta_r$ 曲線を用いる方法

半剛結接合に関する実験データを格納しているデータベースを用いて、 $M - \theta_r$ 曲線を近似する評価モデルにより、各パラメータを作成する。本システムで用いることができる評価モデルは、修正 exponential モデル、Frye-Morris の多項式モデルおよび三要素パワーモデルである。

(2) $M - \theta_r$ 曲線評価モデルを用いる方法

接合部の基本形状パラメータ（アングル材の板厚、長さ等）を入力することにより、各評価モデルの $M - \theta_r$ 曲線に関するパラメータを作成する。適用可能な評価モデルは、Frye-Morris の多項式モデル、三要素パワーモデルおよびマルチリニアモデルである。

2.3. 構造解析および安全性照査

構造解析および安全性照査に関する流れを図-4に示している。本システムでは、大きく4つの部分から構成されている。

- 1) 断面力、変形量等の算定を行う構造解析
- 2) 部材耐力の評価に必要な有効座屈長係数（K 値）の算定
- 3) 各限界状態における安全性照査
- 4) 解析および安全性照査結果の図化

以下、これらの4つの部分について簡単に説明を行う。

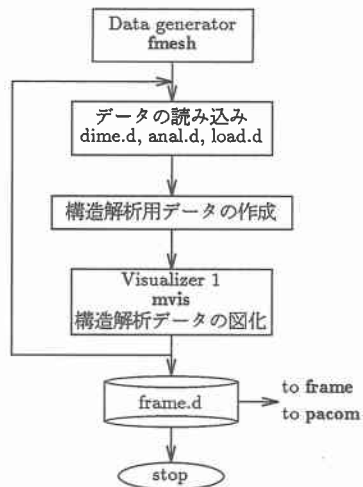


図-2 構造解析データ作成の流れ

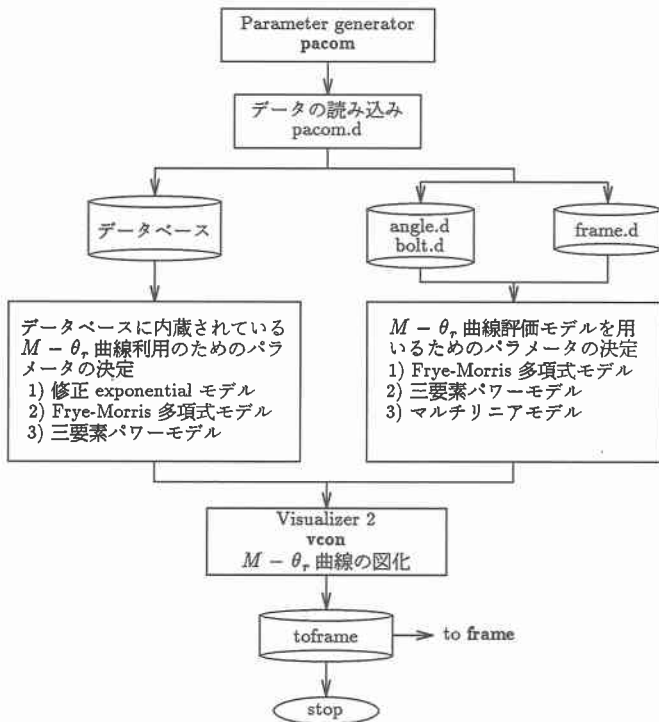


図-3 接合部剛性パラメータの決定

(1) 構造解析

本解析では、後藤—Chen¹⁰⁾によって定式化された幾何学的非線形のみを考慮し、比較的変形が小さい場合を対象として誘導された梁—柱の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手法を用いている。なお、構造解析法の定式化、接合部の構成則および非線形計算法については、文献7)、10)に詳細に述べられていることより、ここでは省略する。また、荷重の組合せに関するファイル (lcomb.d) より、容易に荷重の組合せを変更できるようになっている。

(2) 有効座屈長係数 (K 値) の算定

部材耐力の評価に必要な有効座屈長係数の算定については、簡略化のために全体構造に対する分岐解析を行わず、部分構造モデルを用いた手法により行っている。それは剛結接合骨組に広く用いられている alignment chart 法を接合部の剛性を考慮できるように修正したものである。詳細については文献8)、9)を参照されたい。

(3) 各限界状態における安全性照査

各限界状態における安全性照査は、AISC-LRFD の設計規準に基づいて行うこととする。以下、各限界状態についての照査の概要を簡単に述べる。

・終局限界状態

終局限界状態では、以下の条件を満たすように設計する必要がある。

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1)$$

ここで、 \sum : 荷重の組合せ、 γ_i : 荷重係数、 Q_i : 公称設計荷重、 ϕ : 抵抗係数 (梁材で 0.90、柱材で 0.85)、 R_n : 公称耐力である。

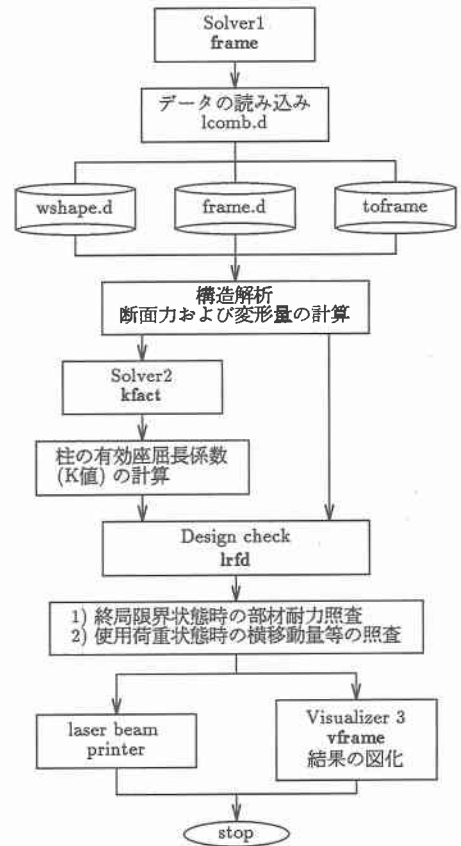
本設計システムでは、柱部には壁があり梁部には床版があると仮定し、横倒れ座屈は生じないものとして、梁材および柱材の安全性照査を行うものとする。柱材については曲げモーメントと軸力の相関関係式による照査、梁材については曲げモーメントおよびせん断力についての照査を行う。

・使用限界状態

使用限界状態における安全性照査は、一般に骨組の横移動量や部材の変形量などで規定するものと考えられる。しかしながら、それらの値は構造物の用途等によって異なるものであり、一律に取り扱うことは難しい。AISC-LRFD の設計規準においても、部材の限界変形量や横移動量の明確な規定は示されておらず、設計者に委ねられているのが現状である。本設計システムでは、1) 梁材の変形量、2) 骨組の層間変位量、3) 骨組全体の横移動量の3項目についての照査が可能となっている。

(4) 解析および安全性照査結果の図化

ここでは、解析結果や照査結果の図化を行う。本設計システムで図化可能なものは、骨組図、変形図、モーメント図、せん断力図および柱の K 値である。また、各照査をパスした部材は実線で、パスできない部材は点線で表すことにより、容易にチェックが可能となっている。



図—4 構造解析および安全性照査の流れ

3. 本設計システムの実行例

2. において3つの主なプログラムからなる断面設計システムの概要を述べた。ここでは、このプログラムの一実行例を示す。

実行例に用いた骨組は、Popov¹¹⁾等が地震応答解析に採用した6層3径間骨組である。図-5に対象骨組の主寸法および使用形鋼を示す。骨組の奥行き中心間隔は360 in とし、使用形鋼についてもPopov等の論文に準じている。本実行例では、半剛結接合と剛結接合を組み合わせた骨組についての照査を行うこととした。半剛結接合と剛結接合の組み合わせパターンとしては、骨組の剛性を高めるため1層目の柱-梁接合部を剛結接合とし、2層目以上の接合部を全て半剛結接合としたケース1および外壁部の接合部を剛結接合とし、それ以外を半剛結接合としたケース2の2種類である(図-6参照)。

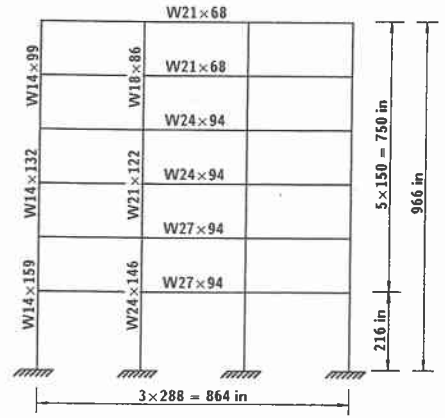


図-5 6層3径間骨組 (Popov et al., 1989)

表-1 設計基本荷重強度 (psf)

	死荷重 (D)	活荷重 (L)	風荷重 (W)
屋根部	100	20	25
床版部	100	80	

(1 psf = 4.89 kgf/m²)

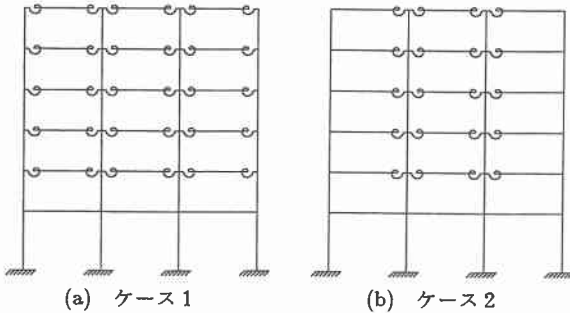


図-6 骨組における剛結および半剛結接合の組み合わせケース

設計条件として、設計基本荷重強度を表-1のように決定した。また、使用限界状態の照査における各変形量の最大値を以下のように設定した。

- 1) 梁材の変形量 $\leq L_b / 360$ (L_b : 梁部材長)
- 2) 層間変位量 $\leq L_c / 400$ (L_c : 柱部材長)
- 3) 横移動量 $\leq H / 500$ (H : 地面から最上層までの高さ)

半剛結接合部の剛性評価モデルには三要素パワーモデルを用いることとし、半剛結接合部には top- and seat-angle with double web angle 接合を採用した。また、全ての接合部の基本形状は同一と仮定した。図-7に top- and seat-angle with double web angle 接合の概形図を示す。表-2には接合部の基本形状パラメータの一覧を示している。プログラム **pacom** により、各梁材における三要素パワーモデルのパラメータはそれぞれ表-3のように決定される。図-8に各梁材における接合部 $M-\theta$ 曲線を示す。

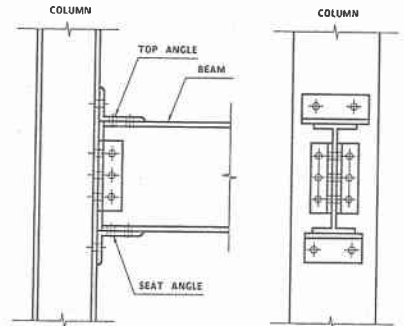


図-7 top- and seat-angle with double web angle 接合

表-2 接合部基本形状パラメータ一覧

	top- and seat-angle	double web angle
アングル材	L6x6x1/2	L5x5x3/8
長さ	8.0 in	15.0 in
ボルトの種類	Heavy Hex	
ボルトの直径	3/4 in	
降伏応力	36 ksi	

(1 in = 2.54 cm, 1 ksi = 70.37 kgf/cm²)

表-3 三要素パワーモデルのパラメータ一覧

	限界曲げ耐力 (kip-in)	初期剛性 (kip-in/rad)	形状指数
W27x94	3034.5	2.377×10^6	0.827
W24x94	2735.9	1.946×10^6	0.827
W21x68	2372.2	1.479×10^6	0.827

(1 kip-in = 11.53 kgf-m)

以下、各限界状態の照査について述べることにする。

3.1. 終局限界状態に対する照査

終局限界状態に対する照査結果を図-9に示す。図は耐力照査が最も厳しくなる荷重の組み合わせである $1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r$ の結果を示している。図より、柱の K 値に着目するとケース1の柱の K 値はケース2のそれに比べて大きくなっていることがわかる。これはケース1の場合、3層目以上の柱における部分構造モデルの境界条件が全て半剛結接合となっていることより、外壁部の接合部が剛結接合であるケース2に比べて、接合部接線剛性の影響を大きく受けるためと考えられる。しかしながら、図より両ケースとも部材の耐力照査をパスしていることがわかる。

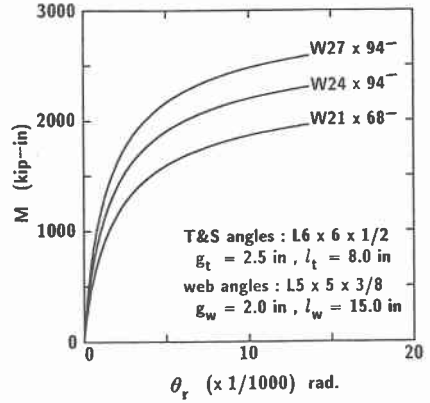


図-8 M - θ_r 曲線

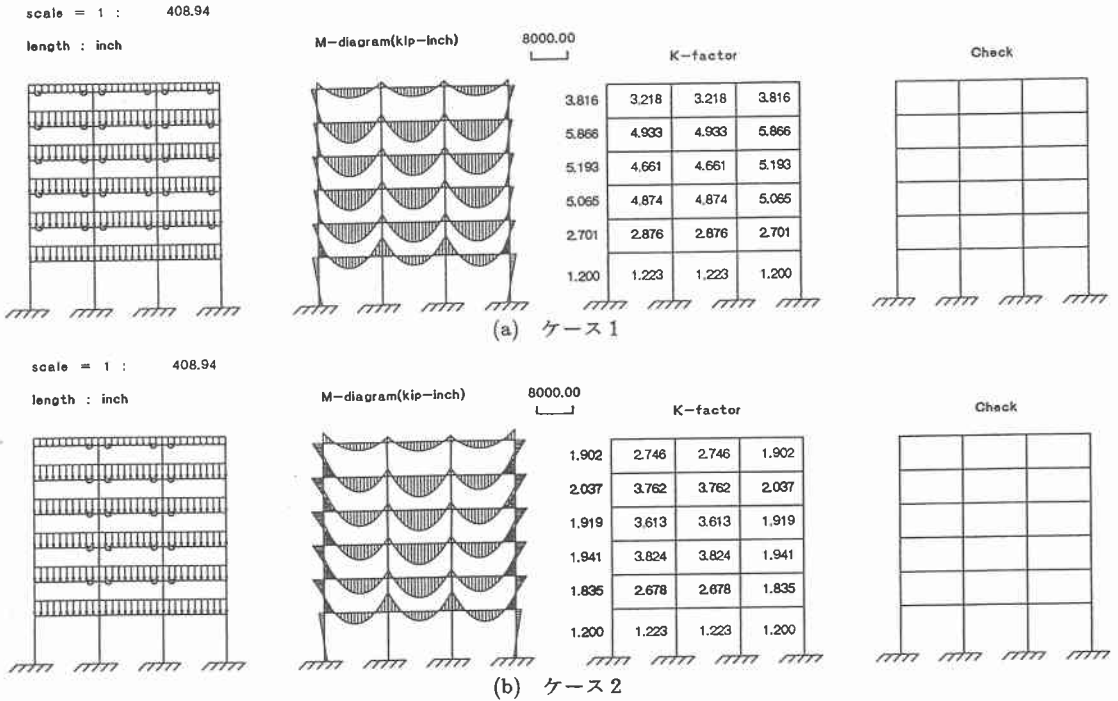


図-9 終局限界状態の照査結果

3.2. 使用限界状態に対する照査

使用限界状態に対する照査結果を図-10に示す。図は組み合わせ荷重が $1.0 D + 1.0L + 1.0W$ の結果を示している。図より、2ケースとも限界変形量を超える部材があることがわかる（図中の点線で示されている部分）。その数はケース1では14部材（梁材：3、柱材：11）と多く、ケース2では1部材（梁材：1）のみとなっている。ケース1の場合には2層目以上の接合部が全て半剛結接合となっていることより、骨組全体の剛性が小さく変形量が大きくなる。したがって柱材の層間変位量も大きくなり限界値を上回ることとなる。一方、ケース2の場合には外壁部の接合部を剛結接合としているため、ケース1の場合より骨組全体の剛性が大きくなり、変形量が小さくなる。この結果、ケース2における全ての柱材の層間変位量は、限界値より小さくなっている。また梁材については、載荷荷重の大きさに対して使用部材断面が小さいために、変形量が増大しこのような結果になると考えられる。ケース2に関し

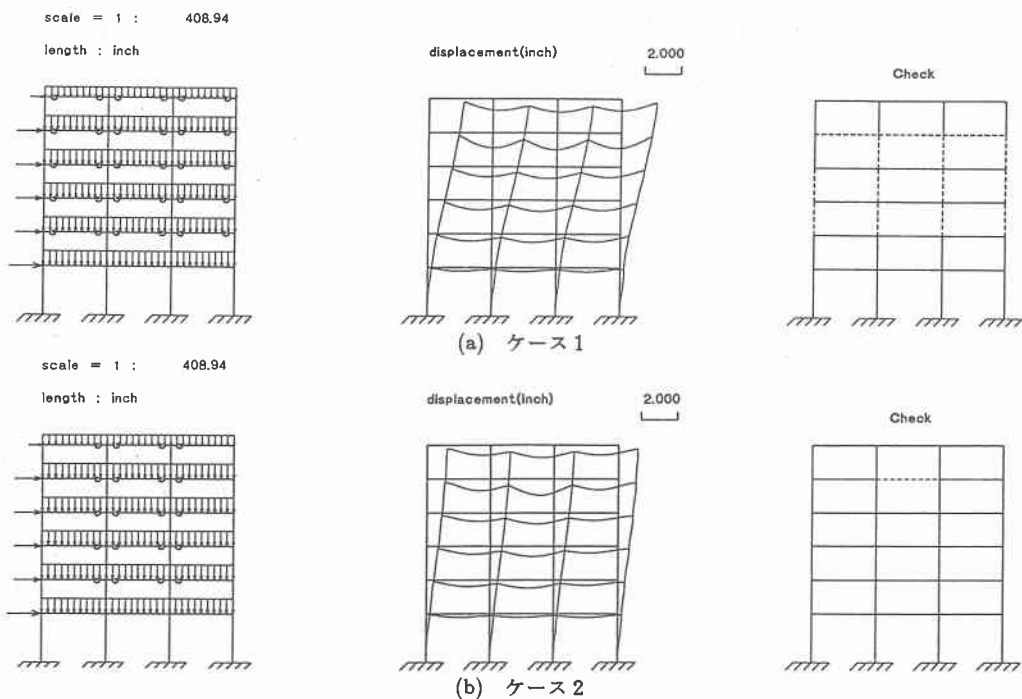


図-10 使用限界状態の照査結果

ては梁材のサイズを W21×68 から W24×94に変更し、ケース1に関しては更に3, 4層目のアングル材のサイズを L5×5×3/8 から L5×5×1/2に変更することにより、各照査がパスすることを確認している。

4. ま と め

AISC-LRFD の設計基準では接合部の剛性レベルにより、構造形式を剛結接合構造と半剛結接合構造に分類しているが、未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、各安全性照査の項目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。また、本システムの実行例を示し、その有用性を確認した。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, Load and resistance factor design specification for structural buildings 2nd edition, Chicago, IL., 1993.
- 2) Chen, W.F. and Lui, E.M. : Stability design of steel frames, CRC Press, Inc., 1991.
- 3) Chen, W.F. and Kishi, N. : Semi-rigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 115(ST1), 105-119, 1989.
- 4) Kishi, N. and Chen, W.F. : Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 116(ST7), 1813-1834, 1990.
- 5) Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K. : Analysis program for the design of flexibly jointed frames, Journal of Computers and Structures, 49, 4, 705-713, 1994.
- 6) 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, 90-107, 1993.
- 7) 岸 徳光, 後藤芳顕, 松岡健一 : 半剛結接合に関するデータベースを用いた平面骨組構造解析システムの開発, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.36A, 1065-1072, 1990.
- 8) 岸 徳光, 後藤芳顕, 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, 53-60, 1995.
- 9) 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, 153-162, 1995.
- 10) Goto, Y. and Chen, W.F. : Second-order elastic analysis for frame design, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 113(ST7), 1501-1519, 1987.
- 11) Popov, E.P., Tasi, K. and Engelhardt, M.D. : On seismic steel joints and connections, Engrg. Struct., Vol.11, 148-162, 1989.