

I-50

データベースを用いた半剛結鋼骨組の簡易断面力算定法の妥当性検討

室蘭工業大学	正員	岸	徳光
室蘭工業大学	正員	小室	雅人
室蘭工業大学	正員	矢吹	信喜
室蘭工業大学	○学生員	当麻	誠司

1. はじめに

現在、鋼骨組構造物の設計法として主流となりつつある限界状態設計法では、終局耐力算定時に幾何学的非線形性を考慮することが要求されている。また、半剛結鋼骨組の場合には接合部の非線形剛性特性も考慮する必要がある。近年、これらの非線形性を考慮した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、いずれの手法も高度な専門的知識と膨大な計算量が要求されるため、実設計に用いられるまでには至っていない。従って、簡易にこれらの非線形性を考慮した設計工学的な解析手法の確立が必須である。

限界状態設計法の一つである米国の AISC-LRFD¹⁾ 設計基準書では、鋼平面骨組を対象とした簡易断面力算定法として B_1/B_2 法が明記されている。この手法は与えられた骨組を横拘束骨組および横移動骨組に分解することにより、幾何学的非線形 ($P-\delta$, $P-\Delta$ 効果) を考慮する手法である。しかしながら、接合部が非線形な剛性特性を有する半剛結鋼骨組の場合には、重ね合わせの原理は成立しないため、基本的に同手法の適用は不可能である。近年、Barakat-Chen は beam-line 法を用いて非線形な接合部剛性を線形剛性に置換することにより、 B_1/B_2 法に基づいた簡易断面力算定法を提案している。また、著者らはより簡易な手法として B_1/B_2 法における B_2 係数と beam-line 法を組み合わせた断面力算定法を提案している²⁾。これまで、この手法の妥当性は任意に設定した $M-\theta_r$ 曲線を適用した場合の鋼骨組に対してのみ検討されており、実接合部の $M-\theta_r$ 曲線を適用した骨組に対しては検討されていない。

このような観点より、本研究では著者らによって提案されている簡易断面力算定法について、接合部データベース³⁾内に格納されている 396 個の実 $M-\theta_r$ 曲線を適用した場合の数値解析を行い、その妥当性に関する検討を行った。対象とした骨組は一層、二層、三層一径間骨組および二径間骨組の計 6 骨組である。数値解析は横移動骨組について行い、弾性二次解析結果と比較することにより本算定法の妥当性の検討を行った。なお、弾性二次解析には幾何学的非線形性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、半剛結鋼骨組柱の有効座屈長係数 (K 値) の算定法は AISC-LRFD 設計基準でも用いられている alignment-chart 法を採用している。

2. 簡易断面力算定法

2.1. B_2 法

AISC-LRFD の設計基準に規定されている B_1/B_2 法は、図-1に示すように与えられた骨組の荷重状態を横拘束骨組および横移動骨組に分解し、それぞれの荷重状態に対して得られた弾性一次解析結果に B_1 , あるい

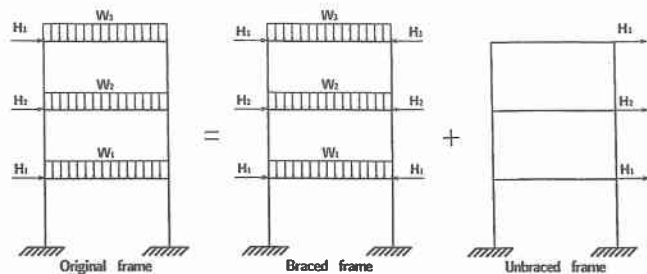


図-1 B_1/B_2 法

は B_2 係数を乗じることにより、幾何学的非線形 ($P-\delta$, $P-\Delta$ 効果)を考慮する手法である。横拘束骨組および横移動骨組の弾性一次解析結果による曲げモーメントをそれぞれ M_{nt} , M_{lt} とすると、幾何学的非線形を考慮した柱の材端曲げモーメント M_{uc} は次式のように示される。

$$M_{uc} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (1)$$

ここで、 B_1 , B_2 係数はそれぞれ $P-\delta$ および $P-\Delta$ 効果を考慮するための係数である。一方、著者らは B_1/B_2 法における B_2 係数のみを用い、与えられた骨組および載荷荷重に対して直接弾性一次解析を行い、得られた曲げモーメント M_{fe} に B_2 係数を乗じて断面力を算定する手法 (B_2 法)を提案している。

$$M_{uc} = B_2 M_{fe}, \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{ek}}} \quad (2),(3)$$

ここで、

- | | | | |
|-----------------|---|-------|----------|
| M_{fe} : | 弾性一次解析結果による柱端の曲げモーメント値 | K : | 有効座屈長係数 |
| $\sum P_u$: | 着目する層の全柱に作用する軸力の総和 | h : | 着目する層の高さ |
| $\sum P_{ek}$: | 着目する柱のオイラーの座屈荷重の総和 ($P_{ek} = \pi^2 EI / (Kh)^2$) | | |

この手法は以下の概念に基づき提案されたものである。

- 1) 風荷重等の水平方向分布荷重を接合部に作用する集中荷重に置換して評価する場合には、 B_1 係数が $B_1 = 1$ となることが数値解析的に明らかになっている。
- 2) $M_{fe} = M_{nt} + M_{lt}$ であることより、式(2)は式(1)よりも設計的に安全側の断面力を与える。
- 3) 本手法は骨組を分解する必要がないことより、計算が大幅に簡略化できる。

なお、 B_2 係数の算定には層間変位量を用いる手法も存在するが、本研究では断面力算定後の部材照査の簡易性を考慮し、 K 値を用いる手法を採用することとする。

2.2. beam-line 法

前述の B_2 法は弾性一次解析結果に直接 B_2 係数を乗じる手法であるため、弾性一次解析に接合部の非線形特性を直接考慮した解析も可能である。しかしながら、非線形項を含む解析は実務に不向きであることより、ここでは beam-line 法を用いて接合部の非線形剛性特性を線形化することとしている。

beam-line 法は、図-2に示すような両端半剛結接合を想定した曲げ剛性 EI の梁材に満載等分布荷重 w が作用したと仮定した場合に、梁材の材端モーメント 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。

$$M = \frac{wL^2}{12} \left(1 - \frac{\theta_r}{\theta_b} \right) \quad (4)$$

θ_b : 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(4)による beam-line と非線形な $M-\theta_r$ 曲線との交点 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 を意味する。本研究では過去の研究成果に基づき、原点と点 A を結んで得られる割線剛性 R_{ks} 、および点 A における接線剛性 R_{kt} を用いて接合部剛性を線形剛性に置換し、それぞれ弾性一次解析および K 値の算定に用いることとした。

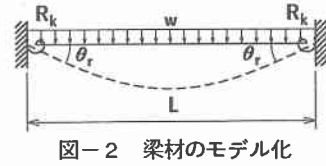


図-2 梁材のモデル化

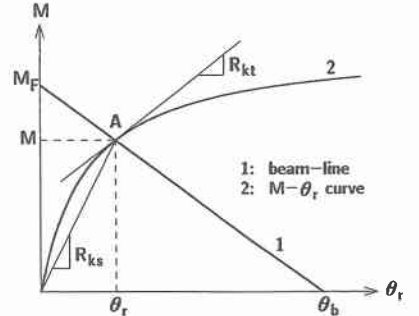


図-3 非線形な $M-\theta_r$ 曲線と beam-line

$$\begin{aligned} W_R &= 12.41 \text{ kN/m} & P_R &= 17.37 \text{ kN} \\ W_F &= 37.08 \text{ kN/m} & P_F &= 34.73 \text{ kN} \end{aligned}$$

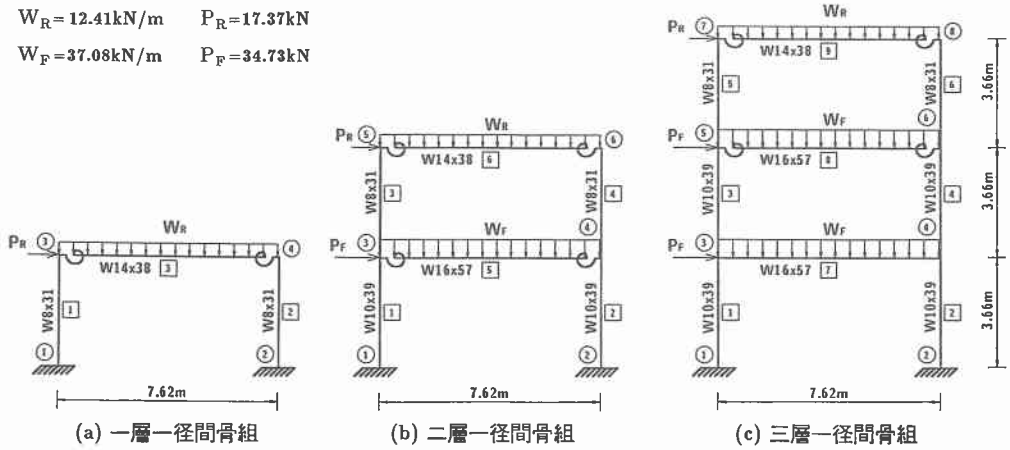


図-4 解析に用いた骨組

3. 接合部データベース

著者は、半剛結接合部の非線形剛性特性に関する実験データを収集し、接合部に関するデータベース³⁾を構築している。現在までに欧米諸国を中心とした 396 個の実験データが収録されている。本研究では、これらの実験データを用いた場合の簡易断面力算定法の適用性について検討を行う。

4. 数値解析仮定

4.1. 載荷荷重および骨組

本研究では、図-4に示す一層一径間、二層一径間および三層一径間骨組の他、それぞれを二径間に拡張した計 6 骨組を対象に数値解析を行った。図中に各骨組の部材番号、節点番号、形状寸法および各部材の使用形鋼を示す。なお、三層骨組に関しては構造上の安全性を考慮して一層目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、形鋼の呼称に関しては AISC-LRFD の設計基準に準拠している。解析に用いた基準荷重強度は、屋根部で死荷重 (D)、活荷重 (L) および風荷重 (W) をそれぞれ 0.958 kN/m² とし、床版部で死荷重 D = 3.257 kN/m²、活荷重 L = 1.916 kN/m²、風荷重 W = 0.958 kN/m² と設定した。本研究では終局限界状態時における断面力の算定に関する検討を行うため、AISC-LRFD の設計基準に基づき、組み合わせ荷重を 1.2D + 0.5L + 1.3W とした。図中に載荷荷重を示す。

4.2. 修正 exponential モデル

本研究で使用する接合部データベース内の実験データは離散量で収録されている。従って、そのまま構造解析に適用することは不可能である。このため、Kishi-Chen は実験データを忠実に再現できる接合部剛性評価モデルとして修正 exponential モデルを提案した。このモデルは図-5に示すように Chen-Lui によって提案された exponential モデルを改良し、線形成分を任意に考慮できるようにしたものである。修正 exponential モデルの一般式は次式で与えられる。

$$M = M_0 + \sum_{j=1}^m C_j \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{|\theta_r|}{2j\alpha}\right) \right\} + \sum_{k=1}^n D_k \{ |\theta_r| - |\theta_k| \} \cdot H \{ |\theta_r| - |\theta_k| \} \quad (5)$$

また、接合部剛性 R_{kt} は上式を微分することにより、

$$R_k = R_{kt} = \frac{dM}{d|\theta_r|} = \sum_{j=1}^m \frac{C_j}{2j\alpha} \left\{ \exp\left(-\frac{|\theta_r|}{2j\alpha}\right) \right\} + \sum_{k=1}^n D_k \cdot H \{ |\theta_r| - |\theta_k| \} \quad (6)$$

ここで、

- $|\theta_r|$: 接合部回転角の絶対値
- M_0 : 初期接合部モーメント
- α : scaling-factor
- C_j, D_k : 曲線補間係数
- θ_k : 実験データから得られる k 番目の線形成分の始まる相対回転角
- $H\{\theta\}$: Heavisideのステップ関数
 - $= 0 \ (\theta < 0)$
 - $= 1 \ (\theta \geq 0)$

上式における曲線補間係数 C_j , D_k は線形補間法を用いて各データ間の重み関数を等しくし、最小自乗法により決定されるものである。図-6 にデータベース内に収録されている実験データと修正 exponential モデルを比較して示す。図より、修正 exponential モデルは実験データを忠実に再現できることがわかる。これより、本解析では、実験データの代用として修正 exponential モデルを用いて接合部の剛性評価を行うこととした。

5. 数値解析結果および考察

著者らによって提案する簡易断面力算定法（以下、本算定法）の適用性は、次式に示す弾性二次解析結果を基本とした無次元量を用いて比較検討を行うこととした。

$$m^* = \frac{\text{本算定法より得られた断面力}}{\text{弾性二次解析による断面力}} \quad (7)$$

従って、 $m^* \simeq 1.0$ の場合には本算定法は適切な評価を与え、 $m^* > 1.0$ および $m^* < 1.0$ 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する。また、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い柱を対象とする。このため、本研究では断面力の大きい風下側の柱に着目して結果を整理することとした。なお、本数値解析では、

- 1) 骨組および接合部の剛性特性の組み合わせにより非現実的な変形量を与える場合、
- 2) beam-line法を用いて得られる接線剛性 R_{kt} が負の場合 (K 値算定が不可能なため)、

に関しては、適切な結果が得られないことより、考察の対象から除外している。表-1 に各骨組ごとの有効データ数を一覧にして示す。

図-7 に各骨組の解析結果を示す。図は縦軸に無次元量 m^* 、横軸に beam-line 法により得られた割線剛性 R_{ks} の常用対数 $\log_{10} R_{ks}$ を用いて整理している。なお、 $m^* > 1.2$ の場合には、そのデータ数を図中に示し、全解析結果の平均値 μ 、標準偏差 σ および $0.9 \leq m^* \leq 1.1$ の範囲内にあるデータ数も併せて付記している。また、三層骨組の一層目は剛結接合であるが、便宜上、横軸には二層目の $\log_{10} R_{ks}$ を用いることとする。

まず、一層骨組に着目する。図-7 (a) より、一層一径間骨組に関しては、全ての実験データが $m^* = 1.0$

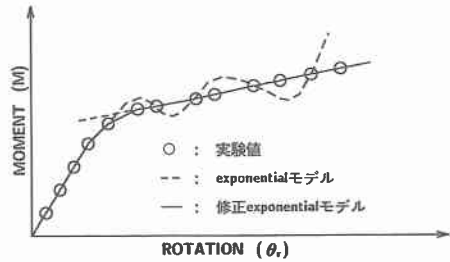


図-5 修正 exponential モデル

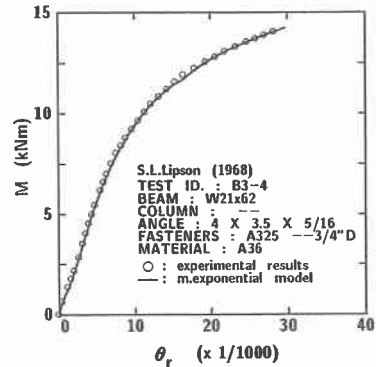


図-6 解析に用いた $M - \theta_r$ 曲線の一例

表-1 有効データ数一覧

骨組	有効データ数
一層一径間骨組	384
一層二径間骨組	384
二層一径間骨組	354
二層二径間骨組	376
三層一径間骨組	348
三層二径間骨組	373

(全データ数 396)

近傍に分布している．また，平均値も 1.00 と良い結果が得られている．一方，図-7(b)の一層二径間骨組の場合には，一層一径間骨組の場合と比較して m^* が若干過小評価となっていることがわかる．特に $\log_{10} R_{ks}$ が小さい場合にその誤差が大きくなっている．しかしながら， $m^* \leq 0.9$ のデータ数は 22 個と，全データの 6 % 程度である．また，全データの平均値も $\mu = 0.98$ となっている．従って，10 % 程度の割増しを考慮することにより，工学的に適切な値を得ることができるものと判断される．

次に二層骨組について検討する．図-7(c)の二層一径間骨組に着目すると，一層目の柱では m^* の値が 1.0 近傍に分布しており，良い結果を示している．一方，二層目の柱では， $0.9 \leq m^* \leq 1.1$ の範囲内に分布するデータ数は 232 個と，全体の 66 % 程度となっている．特に $\log_{10} R_{ks}$ が 3 ～ 4 間の場合に誤差が大きく，全データの約 27 % が $m^* \geq 1.2$ となっている．これは，本来非線形な接合部剛性特性を beam-line 法により線形剛性に置換したことによる影響が表れたものと判断される．しかしながら，それらの値は安全側の評価となっており，工学的に良好な値を示している．図-7(d)の二層二径間骨組の場合には，二層一径間骨組の場合と同様の傾向が見られるものの，全体的に m^* の分布は過小評価側に推移している．特に一層目に関しては， $\log_{10} R_{ks}$ が小さい実験データの場合にその傾向が顕著に見られる．しかしながら， $0.9 \leq m^* \leq 1.1$ の範囲内に全実験データの約 89 % が分布している．また，二層目の場合にも全体の 77 % 程度が $0.9 \leq m^* \leq 1.1$ 内に分布し，その他のデータに関しても $m^* \leq 0.9$ となる実験データは極めて少ない．これより，1 割程度の割増しを考慮することにより，断面力を安全側に評価可能であるものと判断される．

最後に三層骨組について検討を行う．図-7(e), (f)より，三層一径間および三層二径間骨組ともに，一層目の柱では m^* が 1.0 近傍に分布しており，良い結果を示していることがわかる．これは，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たことに起因するものと推察される．二層目の柱では，一層目の柱より誤差は増大する傾向がみられるものの，その誤差は全て 5 % 以内であり良い結果を与えている．

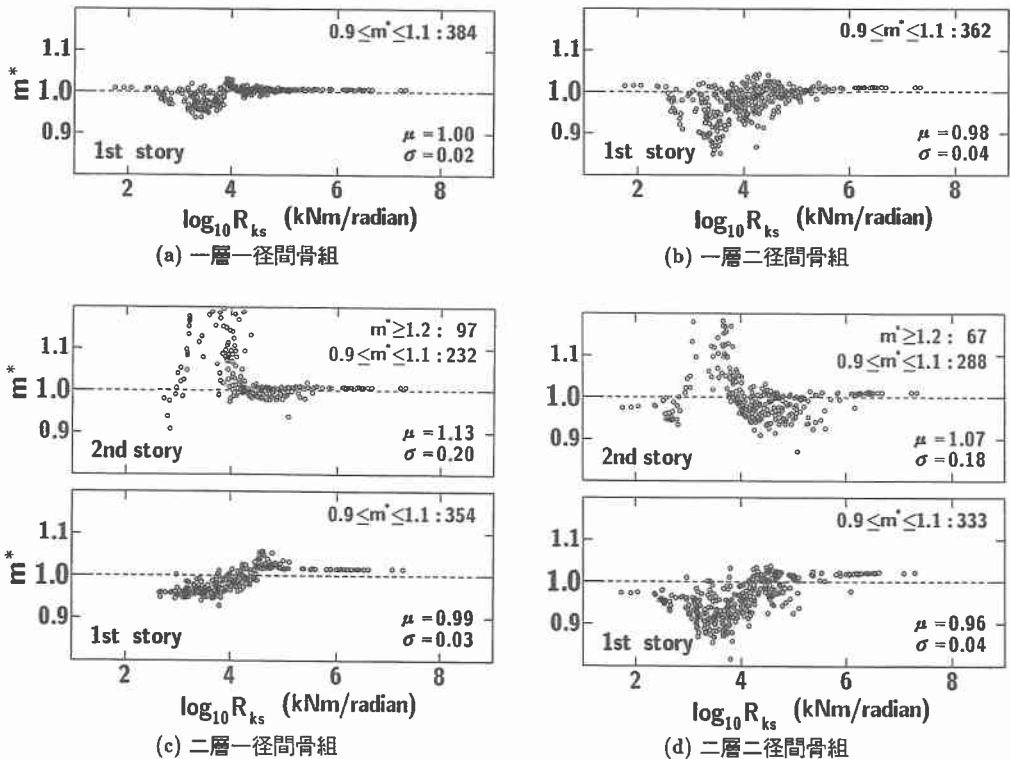


図-7 数値解析結果

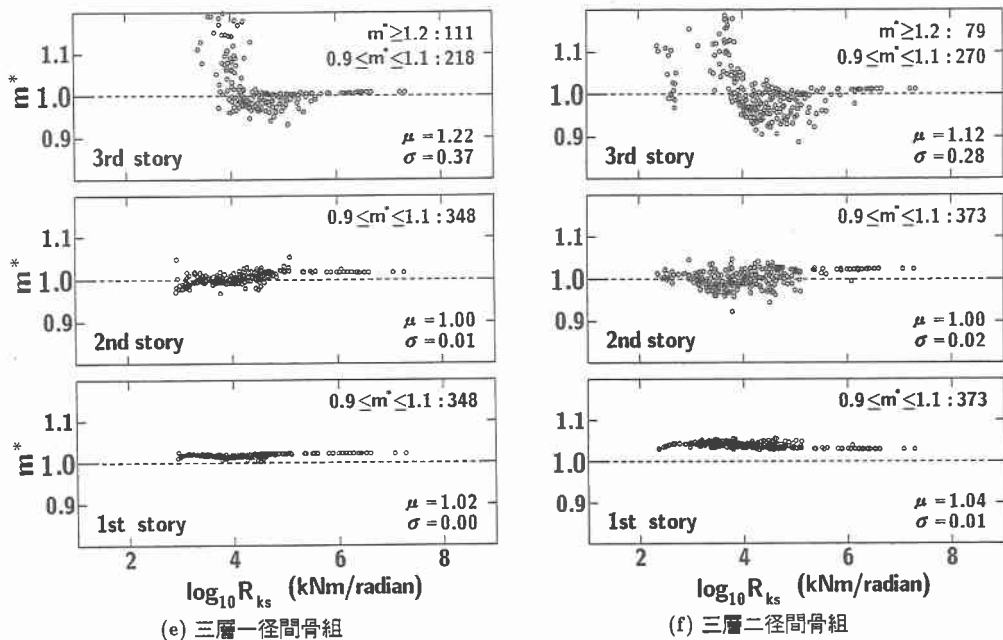


図-7 (続き)

一方、三層目の柱に関しては、二層骨組同様、 $\log_{10} R_{ks}$ が 3 ~ 4 間で大きい。しかしながら、その分布は $m^* \geq 0.9$ となっている。従って、本算定法は 10 % 程度の割増しを考慮することにより、十分適切に断面力を算定可能であるものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、半剛結鋼骨組の終局限界状態時における簡易断面力算定法の確立を目的とし、著者らの提案している簡易断面力算定法に対し、接合部データベースにある 396 個の実験データを用いた場合の適用性について検討を行った。対象とした骨組は一層一径間から三層二径間骨組までの計 6 骨組とし、横移動骨組に対して数値解析を行った。本算定法の適用性の検討は、幾何学的非線形および接合部の非線形な剛性特性を考慮した弾性二次解析結果と比較することにより行った。

検討結果、著者らの提案している簡易断面力算定法は、(1) 接合部剛性特性が小さい場合に誤差は大きくなる傾向がみられるものの、断面力は設計的に安全側の評価となっていること、(2) その他の場合においても誤差は 10 % 以内にあること、などが明らかになった。これより、本算定法は 10 % 程度の割増しを考慮することにより、工学的に適切な断面力を算定することができ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) 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.
- 3) Kishi, N. and Chen, W.F. : Data Base of Steel Beam-Column Connections, Structural Engineering Report, No.CE-STR-86-26, Purdue University, West Lafayette, IN, August, 1986.
- 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, 8, pp.202-231, 1987.