

I-1

半剛結接合に関するデータベースを用いた
三要素パワーモデルの形状指数評価

室蘭工業大学 正 員 岸 徳 光

室蘭工業大学 正 員 松 岡 健 一

日大生産工学部 正 員 能 町 純 雄

室蘭工業大学 学生員 米 田 均

1. はじめに

従来から、鋼骨組構造の設計計算は梁と柱の接合部を剛結接合、あるいはピン接合を仮定して行われている。しかしながら、現実的にはそれらの接合部は仮定どおり挙動するものではなく、ピン接合の場合でもある程度の剛性を有し、剛結接合においても荷重の増大に伴い相対回転角が生じ非線形な半剛結的挙動を示すことが実験から明らかになっている。このため半剛結接合を有する鋼骨組構造物を合理的に設計するためには、現実 に即した非線形な $M-\theta_r$ 特性を考慮して変形、あるいは耐荷力等の検討を行わなければならないものと考えられる。

著者等は半剛結の程度が大きいと判断されるアングル接合タイプを対象として、接合部の変形性能に大きく影響を与えると考えられる接合部の初期剛性 R_{ki} と限界曲げ耐力 M_u に関する定式化^{1),2),3)}を試みている。また、この非線形特性を構造解析あるいは設計計算に効率よく組み込むために、Richard-Abbott⁴⁾が応力歪関係評価式に用いているパワーモデルを応用することも提案している。著者等が提案しているパワーモデルは初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u と形状指数 n からなる三要素型のものである。上述のように R_{ki} 、 M_u は力学的に算出可能であるが、 n を定式化することは接合部の各構成要素の非線形特性を考慮しなければならない等より非常に困難な問題である。著者等は個々の実験データに関して、三要素モデルと実験データ間に最小自乗法を適用して n を求め、さらに統計処理を施して最確値を決定しているが、 R_{ki} や M_u の算出方法も大胆な仮定の基に定式化されたものであり、また実験データもばらつきがあるため、これらを一義的に設計等実用計算に適用することはできないものと考えられる。

本論文では、上述の三要素パワーモデルを実験データを基にして合理的に設計計算等に組み込むことを可能にするために、半剛結接合を有する骨組構造物の構造解析を行ない、その結果求められる断面力、あるいは変形量を比較する形で設定した形状指数 n の妥当性について検討を行った。解析は半剛結接合に関するデータベース⁵⁾と構造解析プログラムを有機的に結合した解析システム⁶⁾を用いて行っている。

2. 三要素パワーモデルを用いた $M-\theta_r$ 特性のモデル化

本論文では、Richard-Abbottが応力歪関係のモデルに用いた四要素パワーモデルを三要素型に縮小して応用することを試みている。このモデルの最大の利点は、各要素を力学的に定数を決定することが可能であれば設計への対応が容易であると考えられることや、モーメント M 、相対回転角 θ_r や任意点の接合部接線剛性を繰り返し計算を用いずに直接的に算出可能で、非線形構造解析において計算時間の短縮を図ることができることなどである。いま、接合部の初期剛性 R_{ki} と限界曲げ耐力 M_u 、および形状指数 n を用いると、図-1のように $M-\theta_r$ 関係を表すことができる。

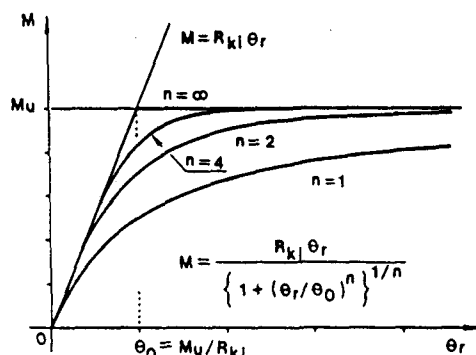


図-1. 三要素パワーモデルの概形図

Shape Parameter Evaluation of a Three-parameter Power Model with the Data Base of Semi-rigid Connections
by Norimitsu KISHI, Ken-ichi MATSUOKA, Sumio NOMACHI and Hitoshi MAITA

3. 形状指数の決定

三要素パワーモデルの形状指数 n の決定には、プログラムPACOM (Parameter Analysis of COnnexion Models) ⁶⁾を用いる。プログラムPACOMは、鋼梁-柱接合部 $M-\theta_r$ 特性に関するデータベースを用いて、Frye-Morrisの多項式モデル ⁷⁾、修正 exponentialモデル ⁸⁾、三要素パワーモデル ⁹⁾の三種類の評価モデルに関するパラメータ算出、および構造解析プログラムへの転送用ファイル作成の機能他、次の2つの機能を持っている。

- 1) 実験データから求められる $M-\theta_r$ 分布、接線剛性 θ_r 分布と三要素パワーモデル間に最小自乗法を適用して n を決定するルーチン
- 2) 1)によって求められた n を基にして接合タイプ毎、あるいは全データに対して統計処理を施し n を $\log_{10} R_{ki}$ の一次式で決定するためのルーチン

図-2には、上述したプログラムPACOMの流れ図を示している。図-3, 4にはPACOMを用いて得られた top- and seat-angle 接合タイプ、および全データに対する n の分布と $n-\log_{10} R_{ki}$ を用いた回帰線図を示している。ここに示された結果は $M-\theta_r$ 分布に対して最小自乗法を適用した場合のものである。実験データによっては、求められた $n-\log_{10} R_{ki}$ 直線から大きく隔たっている場合もあるようである。

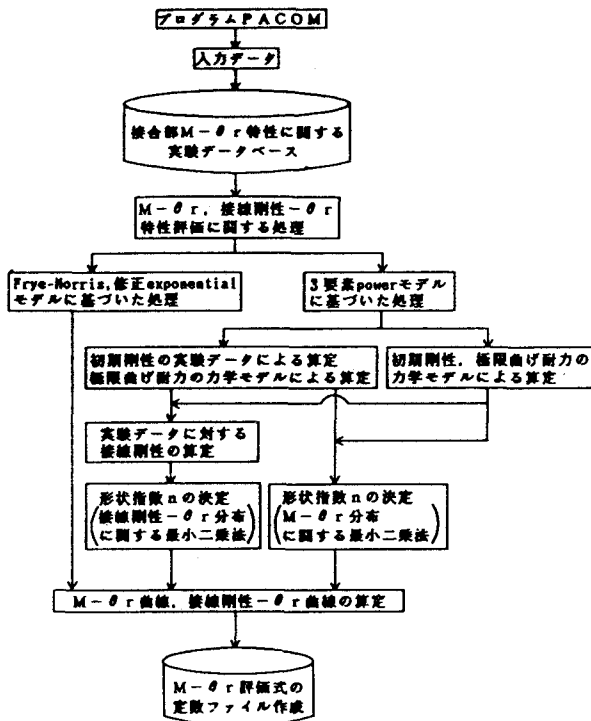


図-2. プログラムPACOMの流れ図

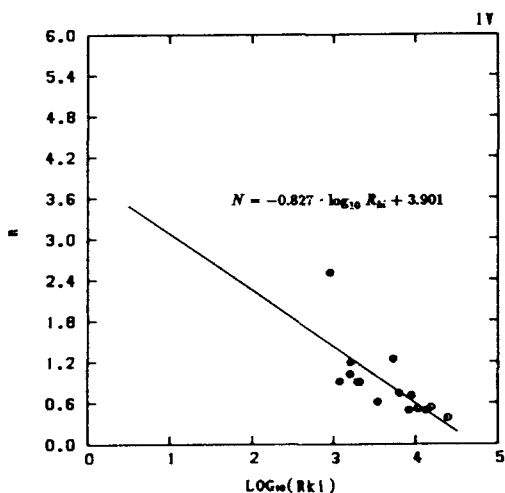


図-3. top- and seat angle 接合タイプに対する n の分布とその回帰線図

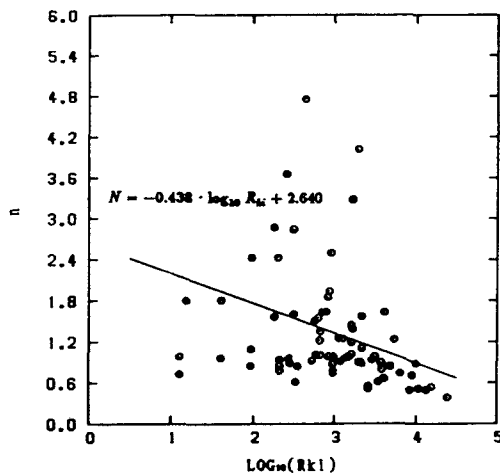


図-4. 全データに対する n の分布とその回帰線図

4. 断面力、変形量に対する形状指数の感度分析

3.では半剛結接合に関するデータベースを用いて得られた形状指数 n を統計的に処理して $\log_{10}R_{ki}$ の一次式で評価することを試みた。しかしながら、その工学的な適用性を検討するためには実構造物の解析を行い断面力、あるいは変形量の基準値に対する分散性状を把握しなければならない。ここでは、半剛結接合部にデータベース化されている $M-\theta_r$ 曲線を直接用いた場合（本解析では実験データの代用として実験データを忠実に再現可能である修正exponentialモデルを用いて解析を行っている）の解析値を基準値としてパワーモデルの各評価式を用いた場合の結果を無次元化して整理検討することとした。

構造解析モデルは、Moncarz等¹⁰⁾が解析例として用いている図-5に示すような二層一径間鋼骨組構造を取り上げた。載荷荷重は、死荷重 ($g=2.768\text{tonf/m}$) と活荷重 (分布荷重 $p=1.786\text{tonf/m}$, 壁部に作用する風荷重を節点の集中荷重に換算して $w_1=2.613\text{tonf}$, $w_2=1.306\text{tonf}$) としている。表-1に各部材の断面諸量を示している。

4.1. 載荷順序の影響

本構造解析手法は、線形化有限変位理論^{11),12)}に従って定式化されたものであるため載荷順序の違いによる応答性状についての詳細な検討が可能である。通常の構造物は供用開始後に活荷重が作用するため、死荷重載荷後に活荷重を載荷させるとして解析を行うべきであると考えられる。ここでは、載荷順序の違いが応答値に与える影響について検討を行うために、煩雑さを避けるために活荷重と死荷重を同時に載荷させた場合の応答値を載荷順序を考えた場合の応答値の比で示した。図-6.(1)に部材6.節点6の曲げモーメント、(2)に節点5の水平方向変形量について示している。

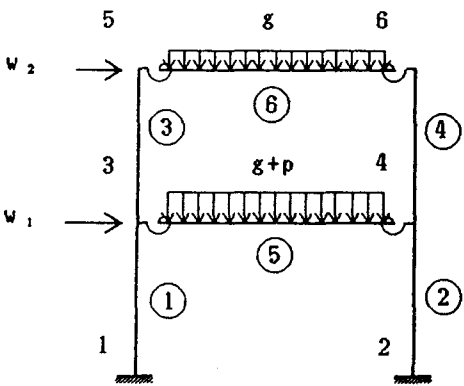
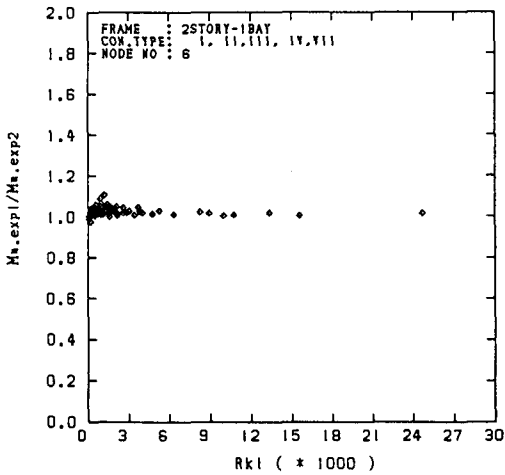


図-5. 二層一径間骨組

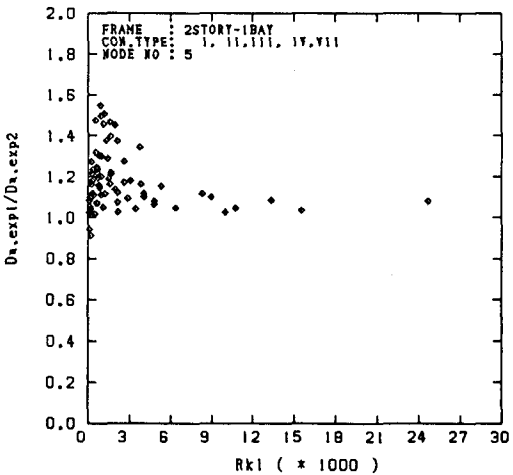
表-1. 部材断面諸量

部材番号	部材長(cm)	断面積(cm ²)	断面2次モーメント(cm ⁴)
1	365.76	62.65	7075.93
2	365.76	62.65	7075.93
3	365.76	62.65	7075.93
4	365.76	62.65	7075.93
5	731.52	83.87	35088.31
6	731.52	58.84	15608.68

(弾性係数 $E=2.1 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$)



(1). 曲げモーメントの比較図



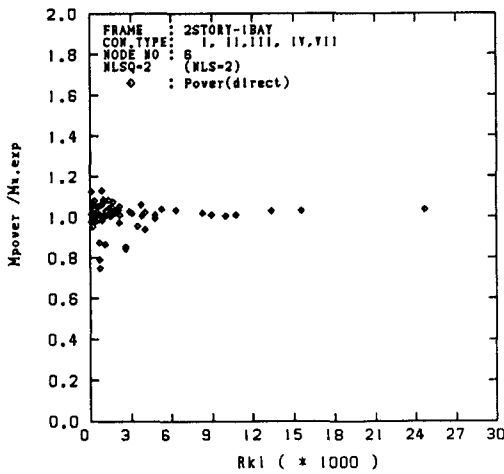
(2). 変形量の比較図

図-6. 荷重載荷順序の違いによる応答値の比較図

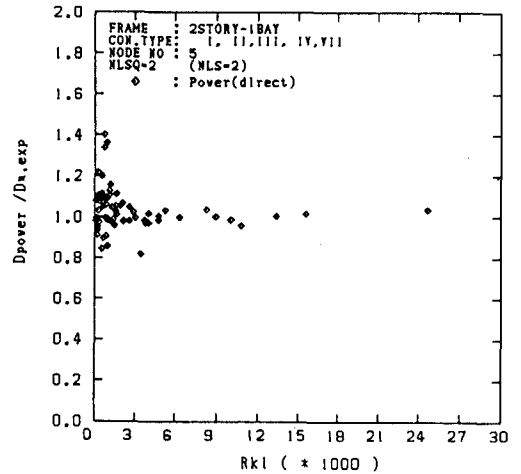
両図より、初期剛性の小さい場合に若干1.0より小さくなる場合もあるようであるがほとんど1.0以上の値となっており、同時載荷を行う場合は設計的には安全側の値を与えることが明らかになった。しかしながら、ここでは一応実状に即した載荷順序を考えて以下の解析を行っている。

4.2. 各実験データに関する三要素パワーモデルの精度的検討

三要素パワーモデルの構造解析における精度を調べるために実験データを直接用いた場合の解析結果と比較する形で検討を行った。図-7に図-6と同様の節点に関する比較図を示す。両図より、初期剛性が小さい場合にはモーメント比が0.8前後、変形量比が0.9前後になる実験データも数個存在するが、全体的には1.0前後にデータが集中しており、工学的には三要素パワーモデルを用いて構造解析を行うことが可能であるものと考えられる。



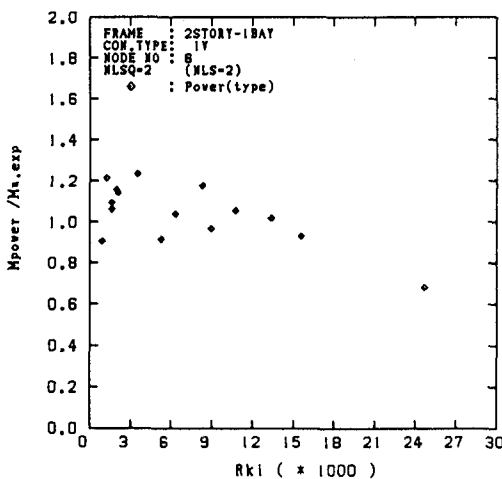
(1). 曲げモーメントの比較図



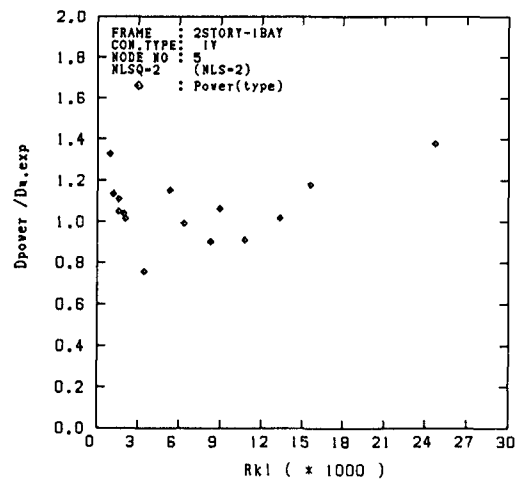
(2). 変形量の比較図

図-7.

4.3. 統計処理を施して決定されたnを用いる場合の三要素パワーモデルの精度的検討



(1). 曲げモーメントの比較図

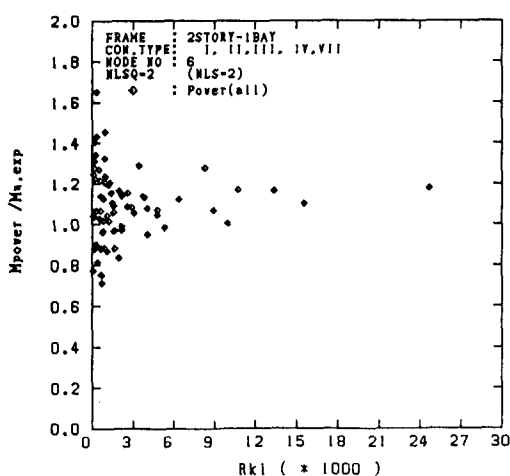


(2). 変形量の比較図

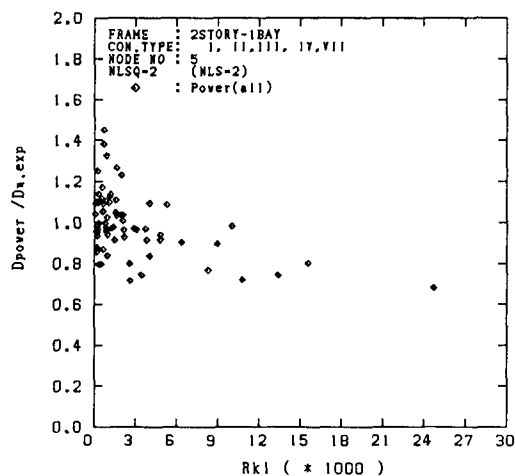
図-8.

4.2.は個々の実験データに対して決定された n を用いた場合の検討である。ここでは、さらに合理的に実設計に応用可能とするために接合タイプ毎、あるいは全実験データに対して統計処理を施して決定される形状指数 n を用いた場合の精度検討を行うこととする。

図-8は top- and seat-angle 接合タイプの場合、図-9は全データを用いて n を決定した場合の結果である。それぞれの n の算定式は、図-3,4中に示される直線式を用いている。図-8の場合は、それぞれ1つのデータを除いてはほぼ0.9以上の値を示している。また図-9の場合は、両図において R_{ki} が小さい領域では1.0を中心として多少分散性を示しているが、 R_{ki} が大きい領域では、 R_{ki} の増大とともにモーメント比は1.0より増大する傾向にあり、変形量比は1.0より減少する傾向にあるようである。



(1). 曲げモーメントの比較図



(2). 変形量の比較図

図-9.

5. まとめ

半剛結接合を有する鋼骨組構造物において、非線形な半剛結特性に三要素パワーモデルを実験データを基にして合理的に設計計算に組み込むことを目的として、二層一径間の鋼骨組構造を用いた構造解析を行い断面力、あるいは変形量を比較する形で設定した形状指数 n の妥当性について検討を行った。解析結果、実験データの代用として三要素パワーモデルを適用することが十分可能であることや接合タイプ毎、あるいは全実験データに対して統計処理して形状指数 n を決定する場合も初期剛性 R_{ki} が小さい領域で多少補正が必要と考えられるが、本論文で示した n の評価式は、ここで行った解析結果の範囲では工学的に十分適用可能と考えられる。今後、他の解析モデルに関しても検討を行う予定である。

参考文献

1. Kishi, N. and Chen, W.F. (1987). "Moment-rotation relation of top- and seat angle connections." CE-STR-87-4, School of Civ. Engrg., Purdue Univ., W. Lafayette, IN.
2. Kishi, N. et al.(1987). "Moment-rotation relation of top- and seat angle with double web-angle connections." CE-STR-87-16, School of Civ. Engrg., Purdue Univ., W. Lafayette, IN.
3. Kishi, N. et al.(1987). "Moment-rotation relation of single/double web-angle connections." CE-STR-87-18, School of Civ. Engrg., Purdue Univ., W. Lafayette, IN.

4. Richard, R.M. and Abbott, B.J. (1975). "Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula, J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.101, No.EM4, pp.511-515.
5. Chen, W.F. and Kishi, N. (1989). "Semirigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling," J. Struct. Div., ASCE, 115(ST1), 105-119.
岸徳光, Chen, W.F.,松岡健一, 能町純雄 (1989). "鋼梁-柱接合部の曲げ剛性評価実験に関するデータベース作成とその応用." 構造工学論文集, 土木学会, 35A(3月), 75-82.
6. 岸徳光, 後藤芳顯, 松岡健一(1990). "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, 36A(3月) (掲載予定)
7. Frye, M.J. and Morris, G.A. (1975). "Analysis of flexibly connected steel frames." Canadian J. Civ. Engrg., 2,280-291.
8. Kishi, N. and Chen, W.F. (1986). "Steel connection data bank program." CE-STR-86-18, School of Civ. Engrg., Purdue Univ., W. Lafayette, IN.
9. たとえば, 岸徳光, Chen, W.F.,松岡健一, 能町純雄 (1989). "アングル材を用いた鋼梁-柱接合部の初期剛性と極限曲げ耐力の定式化." 構造工学論文集, 土木学会, 35A(3月), 97-105.
10. Moncarz, P.D. and Gerstle, K.H. (1981). "Steel Frames with Nonlinear Connections." J. Struct. Div., ASCE, 107(ST8), 1427-1441.
11. Goto, Y. and Chen, W.F. (1987). "Second-order elastic analysis for frame design." J. Struct. Div., ASCE, 113(ST7), 1501-1519.
12. 後藤芳顯, 鈴木五月, 松浦聖 (1989). "はり と 柱 の 結 合 部 の 非 弾 性 挙 動 を 考 慮 し た 半 剛 結 骨 組 の 臨 界 挙 動 の 解 析."
" 土木学会論文集, 401/I-12, 287-296.