

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

FORMULATION OF INITIAL CONNECTION STIFFNESS AND ULTIMATE MOMENT CAPACITY OF STEEL BEAM-TO-COLUMN ANGLE CONNECTIONS

岸 徳光* W.F.Chen** 松岡健一*** 能町純雄****

BY Norimitsu KISHI, Wai-Fah CHEN, Ken-ichi MATSUOKA and Sumio NOMACHI

In this paper, the initial connection stiffness and ultimate moment carrying capacity of semi-rigid steel beam-to-column angle connections were formulated. In the formulation, a simple analytical procedure for modeling each connection type was used.

Three parameter power model taking the values estimated here which was proposed Richard and Abbott was applied to compare with the experimental moment-rotation test data. Putting a suitable shape parameter, these power model can represent the characteristics of the experimental data.

1. まえがき

最近、米国で発行されたAISC-LRFD示方書では鋼梁-柱の接合タイプとして次の2つを設定している。FR(fully restrained)接合構造とPR(partially restrained)接合構造である。前者はいわゆる剛接合構造あるいはラーメン構造と呼ばれるものであり、後者は半剛性接合構造と呼ばれるものである。後者の半剛性接合構造は接合部の端モーメントによって非線形な相対回転角が発生すると仮定するものであるため、このような接合構造を有する骨組構造物の設計あるいは解析を行なう場合は、その非線形なM- θ r特性を考慮した変形、耐力等の検討を行なわなければならない。

PR接合構造を有する鋼骨組構造物の挙動解析に関しては、Frye-Morris¹⁾, Ackroyd²⁾, Cook³⁾, Lui⁴⁾やPoggi等⁵⁾の報告がある。しかしながらこれらの研究には解の収斂を確保するために複雑な数値解析を必要とするものもあり、実務的には未だ十分なものではないようである。一方、後藤-Chen⁶⁾は最近実務的な設計計算へ容易に応用可能でワークステーション程度の小型コンピュータでも十分処理可能な新しい解析手

* 工博 室蘭工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒050室蘭市水元町27番1号)

** Ph.D. Professor and Head of Structure, School of Civil Engineering, Purdue University
(West Lafayette, IN, 47907 U.S.A.)

*** 工博 室蘭工業大学教授 工学部土木工学科 (〒050室蘭市水元町27番1号)

**** 工博 日本大学教授 生産工学部土木工学科 (〒275習志野市泉町1丁目2番1号)

法を示した。

このように非線形な半剛性接合を有する骨組構造物の解析に関しては実務的な評価計算の段階まで研究が行われてきているようである。一方これら構造解析に必要な接合部の半剛性特性に関する研究は1930年代から継続的に実験的あるいは理論的に行なわれ、線形モデル、バイリニアモデル、ピースワイズリニアモデルや、三次のBスプラインモデル⁷⁾、指数型モデル⁸⁾など曲線近似式を求めるためのモデル、Sommer⁹⁾やFrye-Morris¹⁾の多項式モデルのように接合部パラメータを用いて定式化を行なっているものなどもあるが、それぞれに一長一短があり未だ合理的な評価式が示されていない。そのため、現在実験データに基づいた信頼度の高い評価式の確立あるいは直接実験データを実務に応用可能にするために、データベース作成の必要性が叫ばれている。このような背景のもとに著者等も数年来実験データの収集整理を行ないデータベースの作成とこれを効率的に運用するための支援応用プログラムを作成し、さらに実験データを内挿するための曲線近似式を提案している。¹⁰⁾

本論文では、実験曲線の回帰曲線を求めるような手法とは異なった、接合部の力学的挙動に基づいた単純で合理的な評価式を定式化することを目的として、接合部挙動の基本的なパラメータであると考えられる初期剛性と極限曲げ耐力を算定することを試みた。定式化の妥当性を検討するために、Richard-Abbottが提案したパワーモデル¹¹⁾にここで得られた算定式を適用し、実験結果との比較検討を行なっている。尚、ここではsingle web-angle 接合、double web-angle 接合やtop- and seat-angle 接合(double web-angle 接合が付設される場合とされない場合)などのangle材から構成される接合タイプに限定して検討を行なっている。

2. $M-\theta_r$ 特性のモデル化

本論文では、各半剛性接合タイプについて算定された初期剛性と極限曲げ耐力の妥当性を検討するために、Richard-Abbottが応力歪関係のモデルに用いたパワーモデルを、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、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あることなどである。以下にそのモデルの概要を示す。

いま、三要素として接合部の初期剛性 R_{ki} と極限曲げ耐力 M_u および形状指数 n を考え、 $M-\theta_r$ 関係式を表すと次のように示される。すなわち、

$$M = \frac{R_{ki} \cdot \theta_r}{\{1 + (\theta_r / \theta_0)^n\}^{1/n}} \quad \dots (1)$$

であり、上式より θ_r および $dM/d\theta_r$ は次のような形に示することができる。

$$\theta_r = \frac{M}{R_{ki} \{1 - (M/M_u)^n\}^{1/n}} \quad \dots (2)$$

$$R_k = \frac{dM}{d\theta_r} = \frac{R_{ki}}{\{1 + (\theta_r / \theta_0)^n\}^{(n+1)/n}} \quad \dots (3)$$

ただし、 $\theta_0 = M_u / R_{ki}$ である。

図-1には一般的な三要素パワーモデルの概形図を示している。

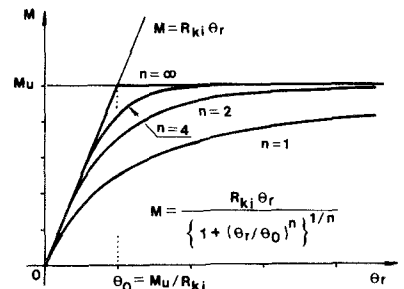


図-1. 三要素パワーモデルの概形図

3. 初期剛性 R_{ki} と極限曲げ耐力 M_u に関する定式化

3.1 Single web-angle 接合とdouble web-angle接合

3.1. (a) 初期剛性

図-2に一般的な single web-angle 接合と double web-angle 接合の概形図を、図-3にこれら web-angle接合の一般的な変形パターンを示している。載荷初期の接合部曲げモーメントと相対回転角の関係を求めるため、Bell等¹²⁾、Lewitt等¹³⁾の実験結果に基づいて次のような仮定を行なった。

1) 接合部に作用するせん断力や柱フランジ部、梁ウェブ部は接合部の変形に寄与しない。

2) 柱フランジ部に接合されているアングル部分は弾性的に挙動し、梁ウェブ部に接合されているアングル部分は剛体として挙動する。

3) 柱フランジ部に接合されているアングル部分は、梁ウェブ側に近いナット端部を結ぶ線を固定とする厚板として作用する。そして、梁ウェブ部に接合されているアングル部分に作用する接合モーメントが、集中ねじり荷重として厚板に作用する。(図-4)

以上の仮定の基に、接合部を一端固定、他端自由とする厚板にモデル化し、その自由端に集中ねじり荷重が載荷するものとして定式化を行なうこととした。曲げねじりに関する微分方程式は厚板の回転角を ϕ とすると次式のように示される。

$$GJ \frac{d^2 \phi}{dx^2} - ECw \frac{d^4 \phi}{dx^4} = 0$$

ここで、 J, Cw はそれぞれ厚板の断面ねじりモーメント、および断面そりモーメントであり、 E, G はそれぞれヤング係数、せん断弾性係数である。図-5に示すような座標系のもとに境界条件を考えると、固定部 $x=0$ において、

$$\frac{d\phi}{dx} = 0, \quad \phi = 0 \quad \dots (5.a, b)$$

自由端 $x=g_1$ において、

$$\frac{d^2 \phi}{dx^2} = 0, \quad GJ \frac{d\phi}{dx} - ECw \frac{d^3 \phi}{dx^3} = M \quad \dots (6.a, b)$$

境界条件式(5),(6)を用いて式(4)を解き、更に $x=g_1$ における ϕ を θ_r と整理すると、 M と θ_r に関する関係式は式(7)のように示される。

$$M = Rki \cdot \theta_r \quad \dots (7)$$

ここで、 Rki は接合部の初期剛性で次式のような関数式となる。

$$Rki = G \frac{t^3}{3} \frac{\alpha \cdot \cosh(\alpha \beta)}{(\alpha \beta) \cdot \cosh(\alpha \beta) - \sinh(\alpha \beta)} \quad \dots (8)$$

ここで、ポアソン比 $\nu=0.3$ とすると $\alpha = 4.2967$ であり、また $\beta = g_1 / lp$ である。ただし、 lp はアングル材の高さである。式(8)は single web-angle 接合の場合の接合部初期剛性である。従って、double web-angle 接合の場合は、式(8)の2倍となる。

3.1. (b) 極限曲げ耐力

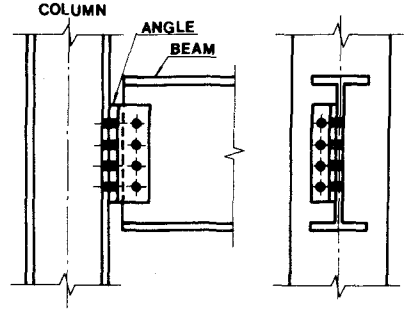


図-2. (1) single web-angle 接合

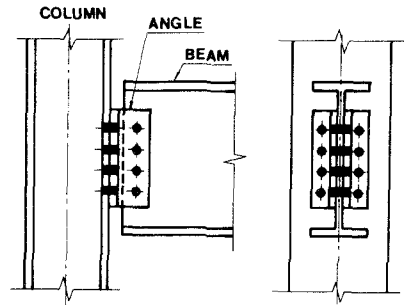


図-2. (2) double web-angle 接合

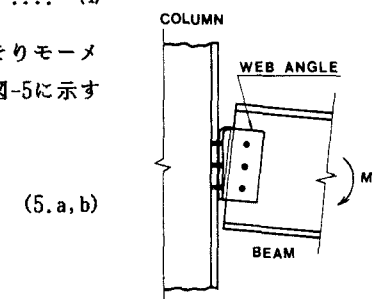


図-3. web angle接合の一般的な変形図

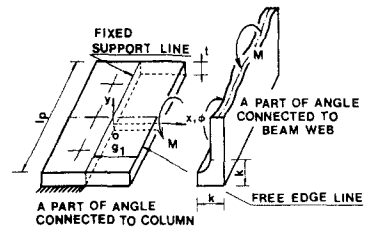


図-4. web angle接合の厚板モデル

ここではBell等の報告に基づいて、図-5に示すような接合部全体の崩壊機構を設定した。全塑性断面力は塑性ヒンジ間の距離がアングル材の板厚と同程度であることを考慮に入れ、曲げモーメントとせん断力が連成する場合の Druckerの降伏基準¹⁴⁾を用いて算定することとした。いま、 V_0 を連成しない場合の単位長さ当りの全塑性せん断力とすると、アングル材下端から y 点の断面における塑性ヒンジ点に作用する単位長さ当りの全塑性せん断力 V_{py} は、仮想仕事の原理、Druckerの降伏基準およびTrescaの降伏条件式を用いると次式のような4次方程式を解くことによって求めることができる。

$$\left(\frac{V_{py}}{V_0}\right)^4 + \frac{gy}{t} \cdot \frac{V_{py}}{V_0} - 1 = 0 \quad \dots (9)$$

ただし、 gy は y 点における塑性ヒンジ間距離である。

式(9)をアングル材の高さ方向各点に適用して V_{py} を求めると、図-6に示すようなアングル材の上端で最小値 V_{pu} 、下端で最大値 V_0 を持つ放物線的な分布形状となる。その性状は板厚によって変ることが数値解析結果より明らかになっているので、ここでは分布形状を最大値と最小値を結ぶ線形変化に仮定し解析過程を簡略化している。以上より、接合部の極限曲げ耐力 M_u はアングル材の下端部に関するモーメントを取ることによって求まり、式(10)のようになる。

$$M_u = \frac{2V_{pu} + V_0}{6} l_p^2 \quad \dots (10)$$

式(10)は、式(8)と同様 single web-angle 接合の場合の値である。double web-angle 接合の場合は2つのアングル材から構成されているので、式(10)を2倍しなければならない。

3. 2 Top- and seat-angle 接合

3.2.(a) 初期剛性

図-7に一般的なtop- and seat-angle 接合の概形図を示している。

Hechtman等¹⁵⁾、Altman等¹⁶⁾の実験研究によれば、接合部への曲げ荷重载荷によって top- and seat-angle接合は、seat angleのコーナー部を回転中心として top angleが主に曲げ引っ張りに抵抗するように挙動することが示されている。ここでは、これらの実験結果に基づき次のような仮定のもとに初期剛性を評価することとした。すなわち、

- 1) 曲げ荷重载荷に対して接合部の回転中心は、梁の圧縮側フランジとseat angleとの接合部のつけ根にある。(図-8 C点)
- 2) top angle は図-9に示すように梁のフランジ部に近い締結部を固定端とする片持ち梁として作用する。
- 3) 回転中心部の抵抗モーメントは無視する。

以上の仮定のもとに、top angle 部の水平変位と曲げ荷重に対応する引張力 P の関係式を、

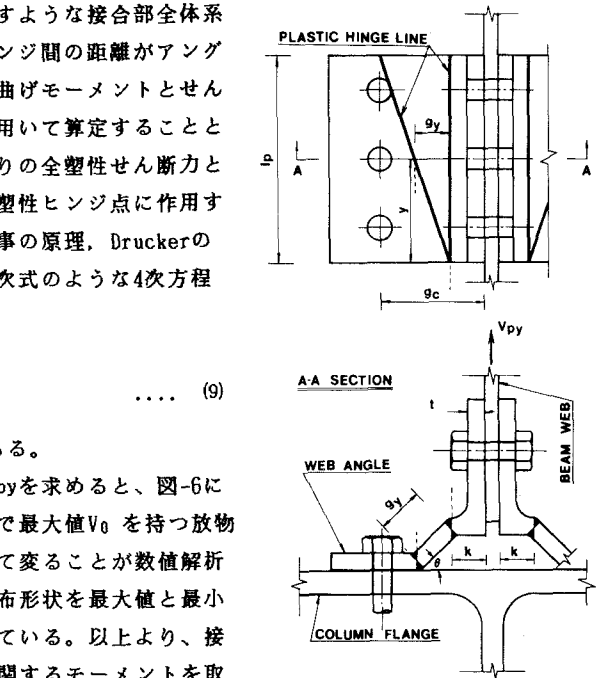


図-5. web angle接合のメカニズム

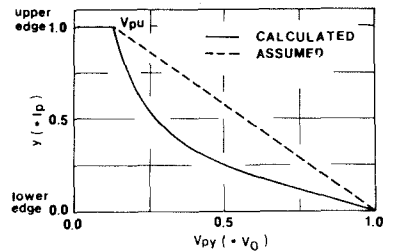


図-6. web angle の高さ方向全塑性せん断力分布図

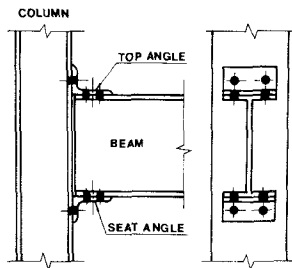


図-7. top- and seat-angle接合

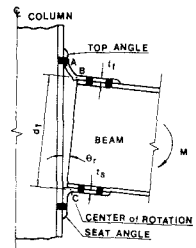


図-8. top- and seat-angle 接合の一般的な変形図

片持ち梁の長さが angle材の板厚と同程度であることを考慮し算定すると、式(11)のように示される。

$$\Delta = \frac{P \cdot g_1^3}{3EI} \left(1 + \frac{0.78tt^2}{g_1^2} \right) \quad \dots (11)$$

ただし、EI : 柱フランジ部に接合されているアングル部の曲げ剛性

g_1 : $gt' - D/2 - tt^2$ (図-9 参照)

D : ナット幅 (締結材がリベットの場合はリベットの径とする)

tt : top angle の板厚

gt' : top angle のヒール部から、梁フランジ部に最も近い柱フランジ側アングル材の締結孔の中心までの距離

更に図-8より、top angle の水平変位 Δ と接合部の回転角 θ_r 、接合部モーメントMとtop angleに作用する集中荷重Pとの関係は

$$\Delta = d_1 \cdot \theta_r, \quad M = d_1 \cdot P \quad \dots (12,13)$$

となる。ここで、 d_1 はtop angleとseat angle材の梁フランジ部に接合されている要素間の距離である。式(11)～(13)より式(7)と同様なMと θ_r の関係式が得られる。 R_{ki} は式(14)のように示される。

$$R_{ki} = \frac{3EI}{\left(1 + \frac{0.78tt^2}{g_1^2} \right)} \cdot \frac{d_1^2}{g_1^3} \quad \dots (14)$$

3.2. (b) 極限曲げ耐力

上記実験結果に基づいて、図-10のようなメカニズムを仮定した。塑性ヒンジ間距離がアングル材の板厚と同程度であることを考慮すると、3.1. (b)と同様に、仮想仕事の原理、Druckerの降伏基準およびTrescaの降伏条件式を用いて、top angle 脚部に作用する V_p を式(15)より求めることができる。

$$\left(\frac{V_p}{V_0} \right)^4 + \frac{g_2}{tt} \left(\frac{V_p}{V_0} \right) - 1 = 0 \quad \dots (15)$$

ここで、 V_0 は曲げと連成しない場合の全塑性せん断力であり g_2 は塑性ヒンジ間距離である。また、塑性ヒンジ部H1,H2に作用する全塑性曲げモーメント M_p は、 V_p を用いて

$$M_p = V_p \cdot g_2 / 2 \quad \dots (16)$$

として示される。

限界状態時には接合部全体の回転中心(図-8 c点)においても塑性ヒンジが発生するものと仮定すると、接合部の曲げ耐力 M_u は、c点に関するモーメントを取ることによって求められ、式(17)のように示すことができる。

$$M_u = M_{os} + M_p + V_p \cdot d_2 \quad \dots (17)$$

ここで、 M_{os} : c点の全塑性曲げモーメント

d_2 : $d + ts/2 + k$

ただし、 d : 梁の桁高、 k : top angleのかかとから隅内部上端までの距離、

ts : seat angleの板厚

3. 3 Double web-angle 付きの top- and seat-angle 接合

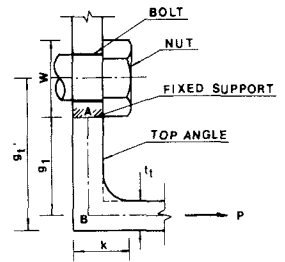


図-9. top angle部の片持ち梁モデル

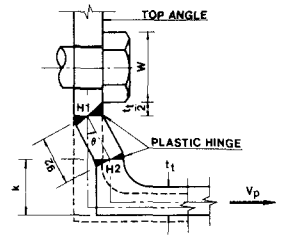


図-10. top angle部のメカニズム

3.3. (a) 初期剛性

図-11にdouble web-angle付きのtop- and seat-angle接合の概形図を示している。この接合タイプに関しては、Altman等¹⁸⁾、Azizinamini等¹⁷⁾によって系統的に実験が行なわれている。曲げ荷重載荷時の変形状態は、上記実験結果より図-12のように示される。double web-angle接合部は、top- and seat-angle接合に対して補助的に作用するものと考えることができるために、top- and seat-angle接合部に対しては3.2. (a)と同様の仮定を設定し、更にdouble web-angle接合部は、図-13のように片持ち梁として作用するものと大胆に仮定して初期剛性を評価することとした。3.2(a)と同様の考え方に基づくとtop angle部のかかと部の水平変位 Δt は、top angle部の曲げ引張り成分 P_t に対して式(18)のように示され、また、web angle接合部に作用する曲げ引張力が線形に分布していると仮定すると、web angle接合部のかかと部の平均水平変位 Δa は、その全引張力 P_a に対して式(19)のように示される。

$$\Delta t = \frac{P_t \cdot g_1^3}{3EI_t} \left(1 + \frac{0.78tt^2}{g_1^2} \right) \quad \dots (18)$$

$$\Delta a = \frac{P_a \cdot g_3^3}{3EI_a} \left(1 + \frac{0.78ta^2}{g_3^2} \right) \quad \dots (19)$$

ここで、 EI_t, EI_a : それぞれtop angleとweb angleの柱フランジ部に接合されている要素の曲げ剛性

$$g_3 : g_c - D/2 - ta/2$$

ただし、 g_c : web angle接合の柱フランジ部に接合されるアングル部のかかと部から梁ウェブに近接する締結孔中心点までの距離

ta : web angle材の板厚

一方、 $\Delta t, \Delta a$ と接合部の回転角 θ_r との関係は図-12の変形図を参照してそれぞれ、

$$\Delta t = d_1 \cdot \theta_r, \quad \Delta a = d_3 \cdot \theta_r \quad \dots (20, 21)$$

ただし、web angleは梁webの中央部に接合されているものとし、次のように仮定している。

$$d_3 = d/2 + ts/2 \quad \dots (22)$$

top angle部の曲げ引張り力 P_t 、web angle部の曲げ引張り力 P_a とdouble web-angle接合であることを考慮にいれて図-12のc点に関するモーメントをとると、

$$M = P_t \cdot d_1 + 2P_a \cdot d_3 \quad \dots (23)$$

式(18)～式(23)を用いて整理すると、 M と θ_r に関する一次関係式が式(7)のように求められる。初期剛性を示すと、

$$R_{ki} = \frac{3EI_t \cdot d_1^2}{g_1 (g_1^2 + 0.78tt^2)} + \frac{6EI_a \cdot d_3^2}{g_3 (g_3^2 + 0.78ta^2)} \quad \dots (24)$$

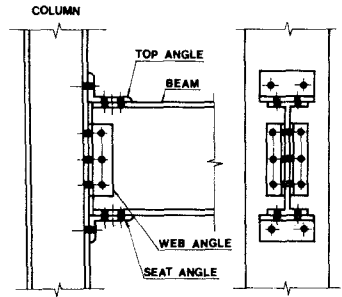


図-11. double web-angle付き top- and seat-angle接合

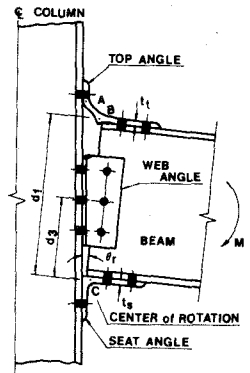


図-12. double web-angle付き top- and seat-angle接合の一般的変形図

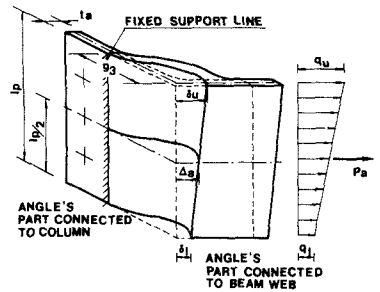


図-13. web angle部の片持ち梁モデル

3.3. (b) 極限曲げ耐力

上記実験結果に基づき、ここではtop- and seat-angle接合部とdouble web-angle接合部が、それぞれ 3.2. (b), 3.1. (b)と同じメカニズムを形成するものと仮定して定式化を行なった。まず、top angle 脚部に作用する全塑性せん断力 V_{pt} は、式(15)と同一な方程式から求めることができ、また、web angle接合部に関しても図-6と同一な仮定を施すと、1 web angle 材に関する全塑性せん断力 V_{pa} は、

$$V_{pa} = \frac{(V_{pu} + V_{oa})}{2} l_p \quad \dots (25)$$

として示される。ただし、 V_{oa} は連成時のweb angle材の単位長さ当りの全塑性せん断力であり、 V_{pu} は連成時の web angle 材上端における単位長さ当りの全塑性せん断力である。

以上より極限状態における接合部の全塑性断面力の分布は図-14のように示すことができる。従って極限の曲げ耐力 M_u は図-14のc点に関するモーメントを取ることによって求まり、

$$M_u = M_{os} + M_{pt} + V_{pt} \cdot d_2 + 2V_{pa} \cdot d_4 \quad \dots (26)$$

として示される。ここで、

$$d_4 = \frac{2V_{pu} + V_{oa}}{3(V_{pu} + V_{oa})} l_p + l_1 + t_s/2 \quad \dots (27)$$

ただし、 l_1 は web angle 下端から梁の下フランジ下面までの長さである。

4. 算定式の妥当性に関する検討

3.において、アングル材からなる各接合タイプの接合部初期剛性 R_{ki} と極限曲げ耐力 M_u に関する定式化を行なった。ここでは、2.に示されている Richard-Abbottのパワーモデルに3.の算定式を代入して求められる計算結果と実験結果とを比較する形で定式化の妥当性について検討することとした。比較検討は、著者等が作成した半剛性接合の $M-\theta_r$ 特性に関するデータベースとこれを支援応用するために作成されたSteel Connection Data Bankプログラム¹⁰⁾を用いて行なっている。図-15~18に各接合タイプに関する実験結果との比較の一例を示す。図中の破線はFrye-Morrisの多項式モデル¹⁾による解であり、実線は岸-Chenによって示された修正exponential model による解である。各実験データには載荷装置の問題から極限状態まで載荷されていないものもあり、完全な形で比較検討を行なうことはできないため、報告されている範囲内で検討を行なうこととする。図中の $N(=n)$ はパワーモデルの形状指数を意味している。最適な形状指数を決定するためには、より多くの実験データを用いて統計処理を施さなければならないものと考えられるが、ここでは本論文で定

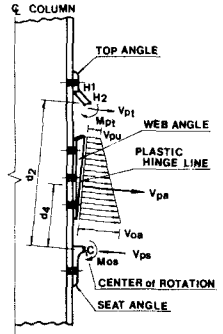


図-14. 限界状態時の接合部全塑性断面力分布

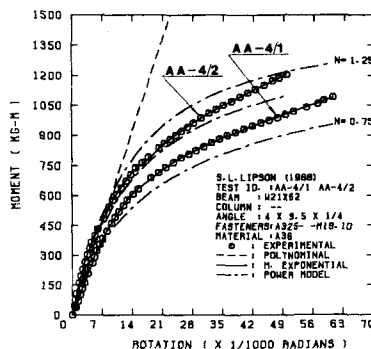


図-15. single web-angle接合の比較図

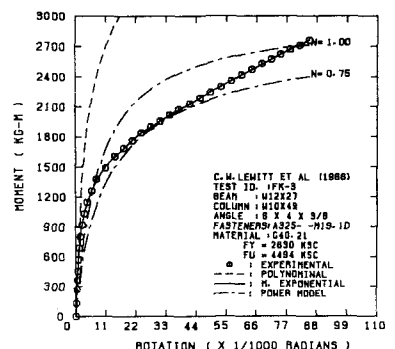


図-16. double web-angle接合の比較図

式化した算定式の妥当性に重点を置くこととし、各実験データに対して適当と思われる数個の値を設定して検討を行なっている。図-15はsingle web-angle接合の場合である。同一パラメータを有する接合部の実験データに対するものであるが、実験結果間においても曲線に開きがあるようである。ここでは両者の曲線を包含

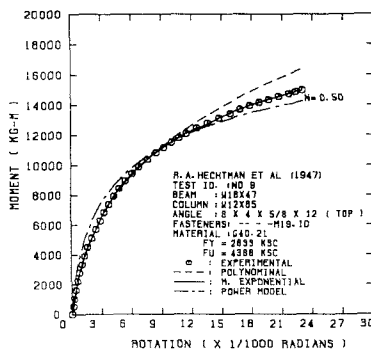


図-17. top- and seat-angle接合の比較図

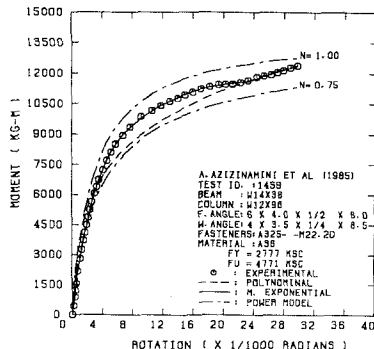


図-18. double web-angle付き top- and seat-angle接合の比較図

するようなNを選び計算を行なった。図-16はdouble web-angle接合に関する比較例であるが、相対回転角の大きい領域において算定式から求められる曲線と実験データとの間に多少特性的な差があるようである。図-17,18は double web-angle 接合を付設する場合としない場合のtop- and seat-angle 接合に関する比較例である。適当なNを選択することにより、実験データとはほぼ類似の分布性状を示していることがわかる。ここに示されていない実験結果についても検討を行なっているが、上記とはほぼ同様の分布性状を示すことを確認している。他のモデルに関しても比較検討を行なうと、Frye-Morrisの多項式モデルはsingle web-angle 接合と double web-angle 接合に関しては実験結果と大きく隔たっているようであるが、top- and seat-angle 接合に関しては実験結果をよく近似しているようである。また、曲線近似式としての修正exponential モデルはexponential モデルに線形項を付加することによっていずれの接合タイプに対してもほぼ完全な形で実験結果を再現することが可能になっていることを示している。

以上、実験結果との比較より、本論文において定式化した初期剛性 R_{ki} と極限曲耐力 M_u を用いた三要素パワーモデルによる算定結果は、Frye-Morrisの多項式モデルによる解と同程度、接合タイプによってはそれ以上に接合部の剛性を評価できるものと考えられる。

5. まとめ

非線形な半剛性接合を有する骨組構造物の解析、あるいは設計計算に直接アクセス可能とするような接合部の単純で合理的な剛性評価式を確立することを主な目的として、接合部の基本的なパラメータであると考えられる初期剛性や極限曲げ耐力を求めるための定式化をアングル材で構成されている接合タイプに限定して行なった。また、算定式の妥当性を検討するために、Richard-Abbott のパワーモデルを用い実験結果との比較を行なった。実験データは、載荷装置の性能より $M-\theta_r$ 曲線が得られていないものもあるが、適切な形状指数を採用することによりFrye-Morris の多項式モデルによる解と同程度、接合タイプによってはそれ以上に接合部の剛性を評価できることが明らかになり、本論文で定式化した算定式はほぼ妥当なものと考えられる。

参考文献

1. Frye, M.J. and Morris, G.A: Analysis of Flexibly Connected Steel Frames, Can. J. Civ. Eng., Vol.2, No.3, September 1975, PP.280-291.

2. Ackroyd, M.H.: Nonlinear Inelastic Stability of Flexibly Connected Plane Steel Frames, Report to AISI, University of Colorado, March 1979.
3. Cook, N.E., Jr.: Strength and Stiffness of Type 2 Steel Frames, Report to AISI, University of Colorado, November 1983.
4. Lui, E.M.: Effect of Connection Flexibility and Panel Zone Deformation on the Behavior of Plane Steel Frames, Ph.D. Thesis, Purdue University, West Lafayette, IN., May 1985.
5. Poggi, C. and Zandonini, R.: Behavior and Strength of Steel Frames with Semi-Rigid Connections, Connection Flexibility and Steel Frames, Edited by W.F.Chen, Proc. of A Session Sponsored by ST Division of ASCE, Detroit, October 1985, pp.57-76.
6. Goto, Y. and Chen, W.F.: Second-Order Elastic Analysis for Frame Design, J. Struct. Div., ASCE, Vol.113, No.7, July 1987, pp.1501-1519.
7. Jones, S.W., Kirby, P.A., and Nethercot, D.A.: Columns with Semi-Rigid Joints, J. Struct. Div., ASCE, Vol.108, No.2, February 1982, pp.361-372.
8. Lui, E.M. and Chen, W.F.: Analysis and Behavior of Flexibly Jointed Frames, Engineering Structures, Butterworth, U.K., Vol.8, No.2, April 1986, pp.107-118.
9. Sommer, W.H.: Behavior of Welded-header-plate Connections, Thesis Presented to University of Tronto in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Applied Science, Tronto, Canada, 1969.
10. Kishi, N. and Chen, W.F.: Data Base of Steel Beam-to-Column Connections, CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN., 1986.
11. Richard, R.M. and Abbott, B.J.: Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula, J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.101, No.EM4, New York, 1975, pp.511-515.
12. Bell, W.G., Chesson, E.Jr. and Munse, W.H.: Static Tests of Standard Riveted and Bolted Beam-to-Column Connections, A Progress Report of an Investigation Conducted by the University of Illinois, Engineering Experiment Station, 1958.
13. Lewitt, C.W., Chesson, E.Jr. and Munse, W.H.: Restraint Characteristics of Flexible Riveted and Bolted Beam-to-Column Connections, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 1966.
14. Drucker, D.C.: The effect of Shear on the Plastic Bending of Beams, J. Applied Mech., ASME, Vol.23, No.4, December, 1965, pp.509-514.
15. Hechtman, R.A., and Johnston, B.G.: Riveted Semi-Rigid Beam-to-Column Building Connections, Progress Report No.1, AISC Research at Lehigh University, Bethlehem, PA., 1947.
16. Altman, W.G. Jr, Azizinamini, A., Bradburn, J.H. and Radziminski, J.B.: Moment-Rotation characteristics of Semi-Rigid Steel Beam-Column Connections, Department of Civil Engineering, University of South Carolina, Columbia, south Carolina, 1982.
17. Azizinamini, A., Bradburn, J.H. and Radziminski, J.B.: Static and Cyclic Behavior of Semi-Rigid Steel Beam-Column Connections, Department of Civil Engineering, University of South Carolina, Columbia, South Carolina, 1985.

(1988年10月12日受付)