

骨組におけるはり柱の接合部の剛結条件に関する一考察

On Requirements for Rigid Beam-to-Column Connections in In-plane Frames

後藤 芳顯* 宮下 敏**

Yoshiaki GOTO and Satoshi MIYASHITA

*工博 名古屋工業大学教授 社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)

**工修 岐阜工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒501-04 岐阜県本巣郡真正町)

The requirement for rigid beam-to-column connections in in-plane frames is examined by considering the elastic plastic overall critical behavior of frames in comparison with EC3 classification systems. As a result, it is showed that the EC3 requirement for the connections to be rigid is rather strict in terms of the load carrying capacity of frames. This is due to the fact that EC3 classification is based on the elastic buckling load of the frames. To consider the plastification of frames will lead to a more rational classification. In addition to the load carrying capacity, the deformation capacity of connections which attains the required maximum load should be also considered. Although there is a common tendency that the required rotational capacity increases as the connection rigidity decreases, this value changes considerably from frame to frame. Apart from the elastic-plastic finite displacement numerical analysis, we proposed an analytical method to calculate the requirement for rigid connections by taking into account the plastification of columns. This method is convenient for design use.

Key Words : beam-to-column connection, rigid connection, in-plane frame, classification, steel structure

1. はじめに

通常の骨組解析において、はり柱の接合部には剛結あるいはピン結合といった、非常に理想化したモデル化が行われている。しかしながら、現実にはどのような接合部を剛結あるいはピン結合とみなすかという厳密な区分法については、接合部と骨組構成部材相互の複雑な挙動を考慮して決定する必要があるため、必ずしも十分に明らかにされていない。このため、剛結とモデル化する場合接合部は必要以上に補剛される傾向にある。近年、欧米では接合部の力学的特性を考慮した設計法を確立する動きの中で、接合部の分類法の研究も行われその成果として具体的な分類法が Bjorhovde¹⁾ 及び Eurocode3(EC3)²⁾³⁾ により提案されている。Bjorhovde の分類は、骨組のはり断面の形状のみによって行われるため、骨組全体の形状が未知の場合でも分類が可能である。また、接合部の変形能に関しても一定の基準を提起している。しかしながらこの分類の設定には、骨組の耐荷力など構造物全体の挙動がほとんど考慮されていないという問題点がある。これに対し EC3 では、分類の際に骨組の耐荷力が考慮されており、より合理的な分類法であると言える。しかしながら EC3 の分類では、

Bjorhovde の分類にみられるような、接合部に要求される変形能の規定が行われていない。また分類の際に骨組の最大耐荷力が用いられているものの、その算定には実質的には弾性座屈荷重が使用されているにすぎず、解析対象物も単純な門型骨組に限られている。さらに接合部の挙動としては初期剛性のみが考慮されているにすぎない。このように、EC3 の分類法は設定時の仮定が必ずしも妥当なものであるとは言えず、従ってその分類法の精度にも問題があると言える。

より合理的な接合部の分類を行おうとする場合、接合部の挙動が骨組の耐荷力や変形性状に与える影響を正確に把握する必要がある。そのためには骨組部材の幾何学および材料非線形、並びに接合部の非線形挙動を厳密に考慮できる解析法が必要となる。著者らは既に文献 4) で、平面骨組に対する弾塑性有限変位解析法を提案し、弾塑性分岐解析等を行うことによりその手法の精度や有用性を確認した。この手法は剛結平面骨組に対するものであるが、接合部を 1 つの有限要素として扱えば、容易に接合部の挙動を考慮した骨組の解析を行うことができる。

そこで本論文ではまず、数種類の骨組に対し弾塑性有限変位解析を行い、はり柱接合部の挙動が骨組の耐荷力

および変形形状に与える影響を明らかにする。各骨組の接合部にはEC3の分類を参考にして数種類の接合部の構成関係（ $M-\theta$ 関係）を設定する。解析の結果得られた耐力力と使用状態での変形形状をもとにして、はりと柱の接合部の剛結条件について検討する。また、はりと柱の接合部に必要とされる変形能についても考察を加える。

次に弾塑性有限変位解析とは別に、接合部の材料非線形性のみならず、柱の塑性化を考慮したより合理的な剛結条件を部分構造モデルを用いた非線形座屈解析により導く。得られた剛結条件は弾塑性有限変位解析により検証している。なお、接合部には曲げ変形のみならずせん断変形も生ずるが、ここではせん断変形は生じないものとしている。

2. 接合部のモデル化

解析を行う際に用いる接合部の構成関係は、EC3の剛結と半剛結の境界線³⁾を参考に決定する。EC3では以下に示す無次元パラメータを用いて接合部の分類を行っている。すなわち、

$$\bar{m} = \frac{M}{M_p}, \quad \bar{\theta} = \theta / \left(\frac{M_p}{(EI_b / L_b)} \right) \quad (1a,b)$$

ここで、 M は接合部のモーメント、 θ は回転角を表し L_b 、 I_b ははりの長さ及び断面2次モーメントを表す。また M_p ははりの全塑性モーメントを表す。式(1a,b)で表される無次元パラメータを用いて接合部の構成関係を式(2a,b),(3a,b)で規定することにする。

(a) 横移動骨組(Sway Frames)の場合

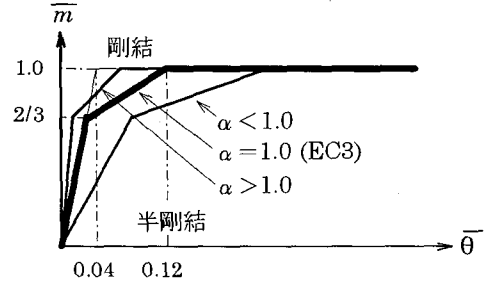
$$\bar{m} = \begin{cases} \alpha 25 \bar{\theta} & : \bar{m} \leq 2/3 \\ (\alpha 25 \bar{\theta} + 4) / 7 & : 2/3 \leq \bar{m} \leq 1.0 \end{cases} \quad (2a,b)$$

(b) 横拘束骨組(Nonsway Frames)の場合

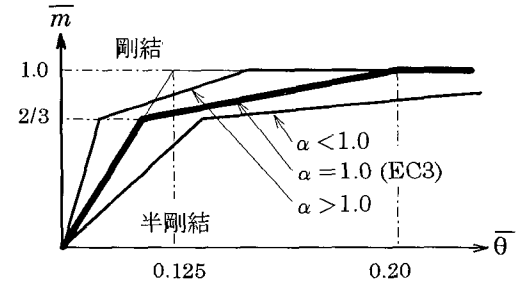
$$\bar{m} = \begin{cases} \alpha 8 \bar{\theta} & : \bar{m} \leq 2/3 \\ (\alpha 20 \bar{\theta} + 3) / 7 & : 2/3 \leq \bar{m} \leq 1.0 \end{cases} \quad (3a,b)$$

図-1に示されるように、 $\alpha = 1$ の時EC3が規定する剛結・半剛結の境界線となる。 $\alpha > 1$ の時EC3の曲線より上側の曲線となり、 $\alpha < 1$ の時EC3の曲線よりも下側の曲線となる。なお、接合部が除荷する場合は初期剛性に沿って除荷するものと仮定する。

3. 解析対象構造



(a) 横移動骨組



(b) 横拘束骨組

図-1 接合部の挙動

はりと柱の接合部の剛結条件を考察するために、ここでは図-2(a),(b)に示す合計7種類の平面骨組⁵⁾⁶⁾について耐力力解析を行った。図-2(a)が横拘束骨組、図-2(b)が横移動骨組である。載荷荷重も同図中に示されている。図-2(a)の横拘束骨組Frame1,2,3は同一形状だが、各Frame間で分布荷重と集中荷重の載荷荷重比が異なっている。すなわち、Frame1は分布荷重のみであり、Frame2,Frame3となるに従い柱上に載荷される集中荷重の割合を増加させている。いずれのFrameも載荷荷重比を一定に保ちながら単調増加させた。図-2(b)の横移動骨組Frame4,5,6に関しては鉛直荷重を設計荷重まで載荷した後、水平荷重を単調増加させて耐力力を求めた。なおFrame5にはブレースがついているが、横荷重 H を増加させることにより耐力力解析を行ったため、ここでは横移動骨組として扱った。Frame7においては、横拘束骨組と同様、載荷荷重比を一定に保ちながら単調増加させた。図中の▲は、数値解析の結果最大の回転角が発生した接合部であり、後述の剛結条件や変形能を考察する際に対象とした接合部である。

各骨組部材には、図-3に示される残留応力分布を仮定し、鋼材の構成則としては、図-4に示したtri-linear型を用いる。これらはいずれもECCS⁷⁾により規定されているものである。なお鋼材のヤング係数 E および降伏応力 σ_y は $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_y = 2.4 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

骨組の耐力力解析は、文献4)で示されるように、要素分割長無限小で厳密解に収束する剛体変位除去の手法⁸⁾を用いることにより幾何学的非線形を考慮し、plastic-

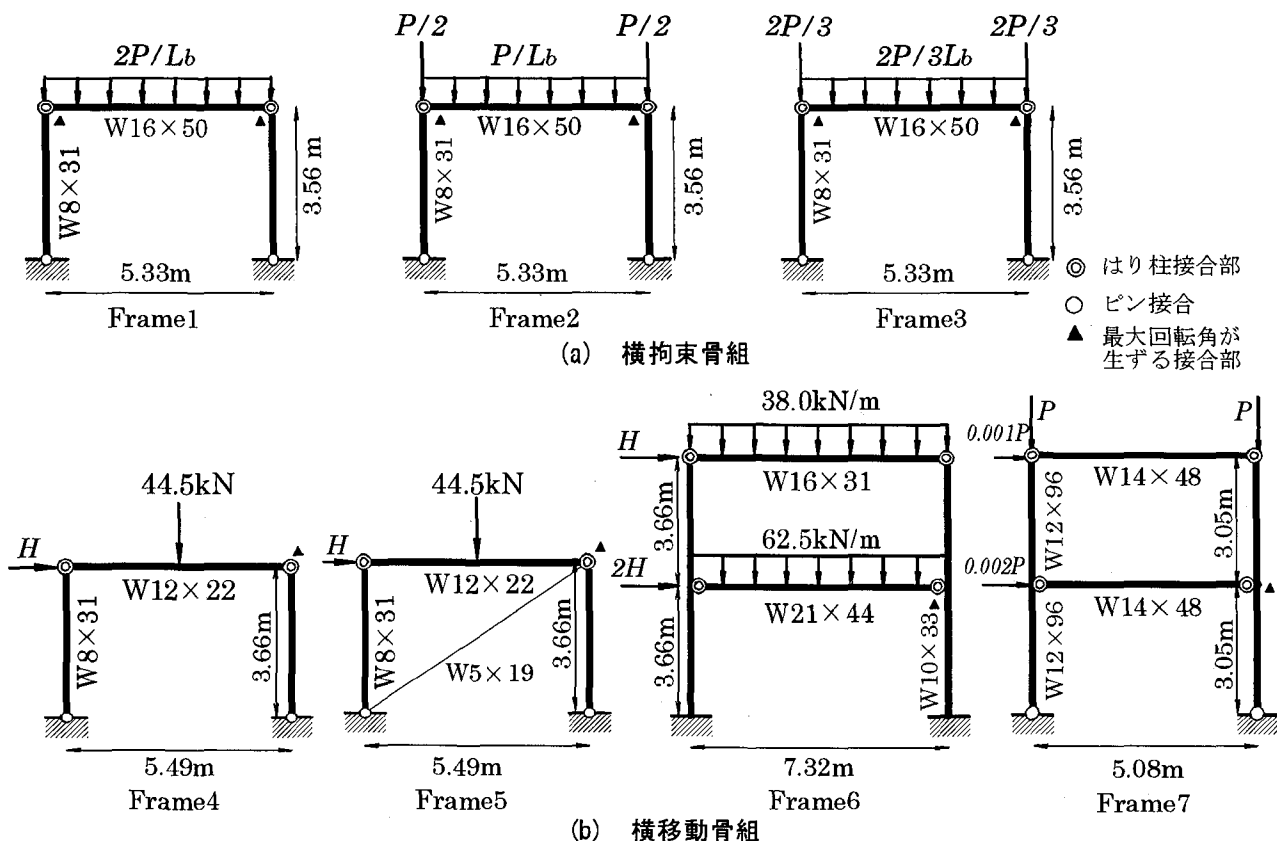


図-2 解析対象物

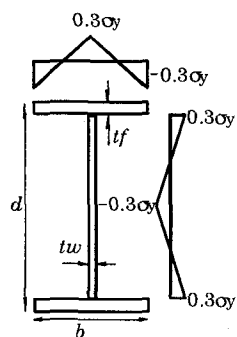


図-3 部材の残留応力

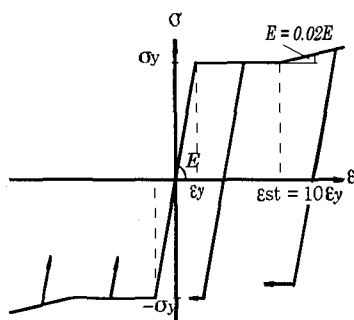


図-4 部材の材料構成則

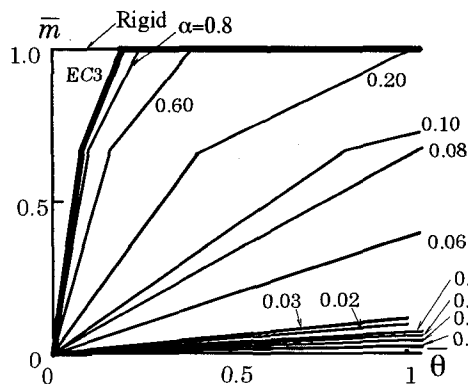


図-5 $\bar{m}-\bar{\theta}$ 曲線 (横拘束骨組)

zone theoryにより部材の塑性化を考慮する。

4. 弾塑性有限変位解析によるはり柱の接合部の剛結条件に関する検討

4.1 横拘束骨組

横拘束骨組としたFrame1,2,3は前述のように、形状は同一であるが載荷荷重の構成が異なっている。接合部の挙動が骨組全体の挙動に与える影響を考察するため、式(2a,b)の α の値を0.001~1.0の間で変化させ、14種類の接合部の構成係数を設定し耐荷力解析を行った。設定した $\bar{m}-\bar{\theta}$ 曲線を図-5に示す。また、比較のためこ

れら接合部の挙動を考慮した解析の他に、接合部を剛結とした骨組の耐荷力解析も行った。耐荷力解析の結果として荷重-鉛直変位曲線を図-6(a)~(c)に示す。

図-6から、Frame1,2,3において接合部の構成則のパラメータが $\alpha \geq 0.1$ の範囲では、最大荷重ならびに最大荷重到達後の挙動は、接合部が剛結の場合とほとんど差が見られないことがわかる。しかしながら、各Frame間で荷重変位曲線の形状に大きな差違がみられる。すなわち、柱上集中荷重が無いFrame1ではいずれの骨組においても最大荷重到達後、荷重が徐々に減少していくのに対し、載荷荷重に占める柱上集中荷重の割合が多いFrame2、Frame3では最大荷重到達後、荷重が急激に低

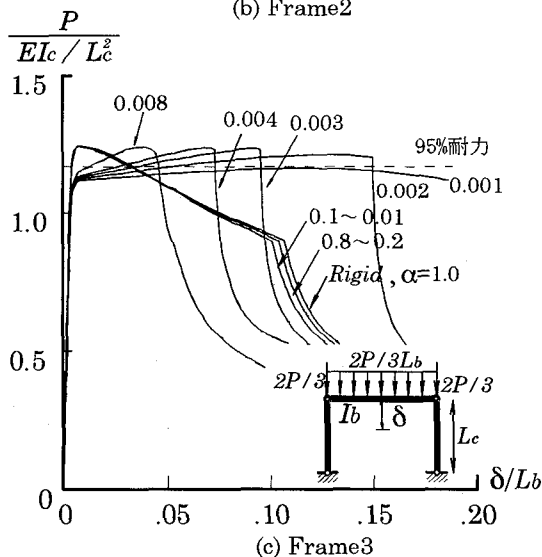
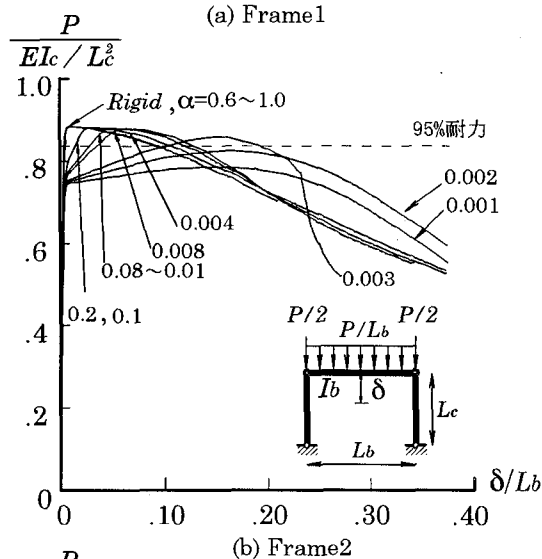
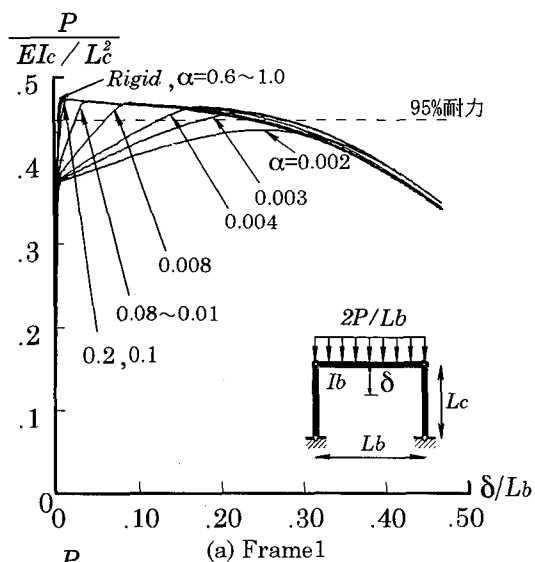


図-6 荷重-変位曲線 (横拘束骨組)

下しているものがみられる。この傾向は載荷荷重に占める柱上集中荷重の割合が増える程、また α の値が小さい程顕著になり、特にFrame3では $\alpha \leq 0.008$ の場合において最大荷重到達直後、非常に急激な荷重の低下が発生し

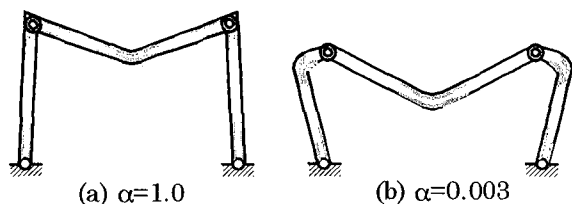


図-7 変形形状及び塑性化状況 ($P / (EI_c / L_c^2) = 1.2$)

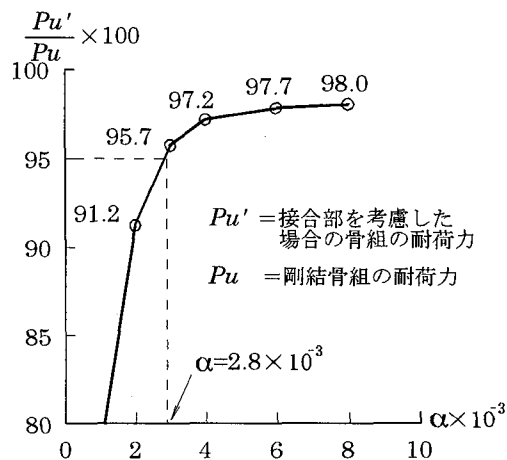


図-8 α -耐力関係図 -Frame1-

ている。このような最大荷重到達後に生ずる急激な荷重低下の原因を検証するために、Frame3の $\alpha = 1.0$ (最大荷重到達直後に急激な荷重低下が生じなかった構造)と $\alpha = 0.003$ (最大荷重到達直後に急激な荷重低下が生じた構造)の変形形状および塑性化状況を図-7に示した。この図から $\alpha = 1.0$ では塑性化がはりと柱の接合部に発生しているのに対し、接合部の剛性が低い $\alpha = 0.003$ では、接合部から離れた柱上で塑性化が集中的に進展し塑性ヒンジが発生し、その結果骨組にメカニズムが形成されていることがわかる。このメカニズムの形成が急激な荷重の低下をもたらしたと考えられる。

ここで、骨組の耐力を図-6の荷重-変位曲線の最大荷重とし、接合部の挙動が骨組の耐力に与える影響を考察する。例として、図-8には接合部のパラメータ α がFrame1の耐力に与える影響を示している。すなわち縦軸に接合部の挙動を考慮したときの骨組の耐力 P_u' と接合部を剛結としたときの骨組の耐力 P_u の比を、横軸には接合部パラメータ α をとって図示している。図-8からわかるように、 α の値がかなり小さい範囲でも耐力の低下はほとんどなく、 $\alpha \geq 0.003$ であれば耐力の低下は5%未満となっている。耐力から接合部の剛結条件を設定するには剛結と見なすための P_u' / P_u の下限値を規定すればよいことになるが、EC3ではこの下限値を95%としている。今ここで、EC3の規定を準用するならば、Frame1に対しては $\alpha \geq 0.0028$ であれば接合部は

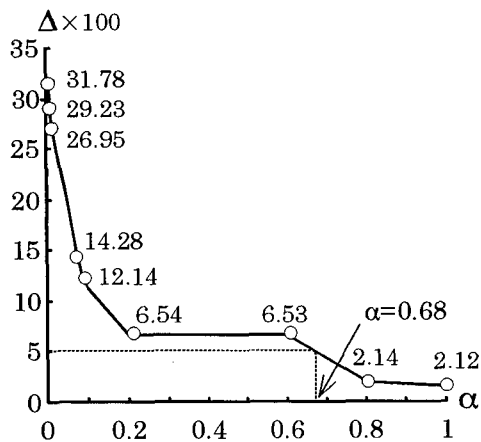


図-9 α - Δ 関係図 -Frame1-

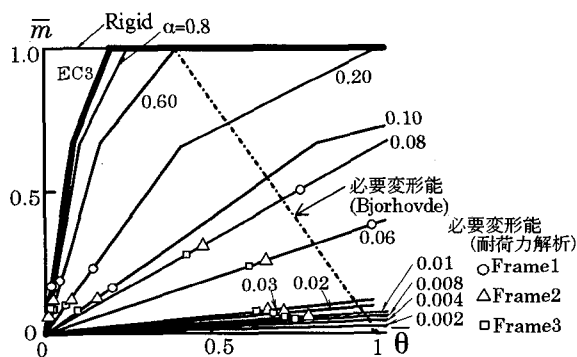


図-10 接合部の変形能 (横拘束骨組)

剛結とみなせることになる。Frame2,3に対しても同様の手法により剛結と見なすための α の下限値を求めた。その結果を表-1の「耐荷力」の欄に示す。いずれの場合も初期剛性がかかなり小さい範囲まで剛結とみなせることになる。以上のことから、骨組接合部の挙動、特に初期剛性が横拘束骨組の耐荷力に与える影響は、初期剛性が極めて小さな値になるまでほとんどなく、耐荷力から横拘束骨組の接合部の剛結条件を設定する場合、従来提案されているEC3($\alpha = 1$)等の条件よりもかなり緩和できる可能性があると言える。

さらに、本論文では骨組全体の挙動をより一般的に接合部の剛結条件に反映させるため、骨組の耐荷力、すなわち終局状態のみから剛結条件を考慮するのでなく、使用状態からも剛結条件を検討することを試みた。具体的な手法としては、荷重係数を1.4と仮定して $^9) P_u / 1.4$ (P_u : 剛結骨組の最大耐力) によって使用状態の荷重を設定する。そしてこの荷重が載荷された際に発生している変位量に着目する。この荷重が載荷された際に剛結骨組に発生する変位量を u_R 、接合部の挙動を考慮した場合に発生する変位量を u_S とし、 $\Delta = (u_S - u_R) / u_R$ を定義する。この Δ に対し、耐荷力の考察の際に用いた基準を参考にして $\Delta \leq 0.05$ の場合、その骨組の接合部を剛結

表-1 α の境界値 (横拘束骨組)

Frame	Frame1	Frame2	Frame3
耐荷力	0.0028	0.0024	0.0016
変位量	0.68	0.62	0.16

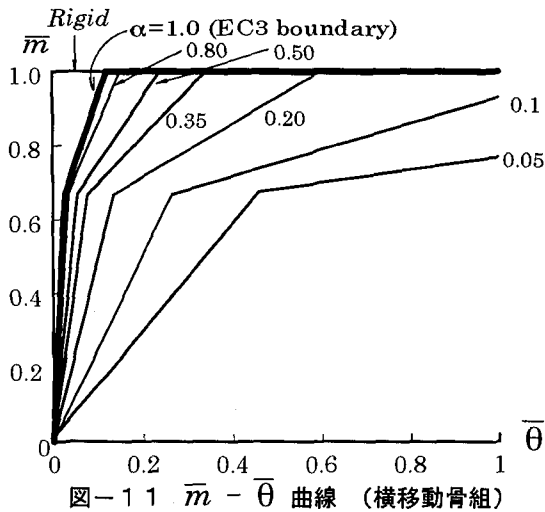
表-2 接合部の必要変形能 $\bar{\theta}$

α	0.002	0.004	0.008	0.01	0.02	0.03	0.06
Frame1	-	5.375	2.676	1.286	1.120	1.100	0.987
Frame2	-	2.515	1.634	0.815	0.750	0.700	0.688
Frame3	3.766	1.453	0.759	0.737	0.700	0.650	0.616

と見なすこととする。図-9にFrame1に対する α - Δ 関係を示す。また、表-1の「変位量」の欄には今回設定した基準を適用した際に剛結と見なすことのできる α の下限値が各Frameごとに示してある。この表から、使用状態の変位量により剛結条件を設定した場合、いずれの載荷パターンにおいても耐荷力から設定した剛結条件よりも厳しい設定となることがわかる。今回横拘束骨組に対しては1つの形状についてのみ解析を行ったが、この結果によれば接合部の挙動が与える影響は、骨組の耐荷力よりも使用状態で骨組に発生する変位量に対する方が大きく、剛結条件を設定する際には変位量も十分考慮されねばならないと言える。

図-10および表-2には、接合部の挙動を考慮した骨組に、剛結骨組の最大荷重の95%の荷重が載荷された際にはりと柱の接合部 (図-2の▲で示される接合部) に発生している回転角 $\bar{\theta}$ が記されている。この値を接合部に要求される変形能とすると、いずれの構造物においても接合部の初期剛性が減少するとともに要求される変形能が増加していることがわかる。なおFrame1,2の $\alpha = 0.002$ に対する必要変形能は、最大荷重が剛結の場合の95%に達していないため、表-2中には示していない。図-10及び表-2からもわかるように、各骨組の間で必要変形能の値には差が見られるが、載荷荷重に占めるはり上分布荷重の割合が多いものほどその値は大きくなっている。また、比較のため図-10中にはBjorhovdeにより求められた接合部の必要変形能が示されている。Bjorhovdeは実験結果をもとにして、変形能を線形式で近似している。このBjorhovdeにより求められた必要変形能と比較すると、接合部の剛性が高い範囲では本解析により求められた必要変形能はBjorhovdeの制限値以内であるが、Frame1では $\alpha \leq 0.08$ 、Frame2では $\alpha \leq 0.008$ 、Frame3では $\alpha \leq 0.004$ でBjorhovdeの必要変形能を越えている。これは、実験式を線形近似することによって規定されたBjorhovdeの必要変形能が、特に初期剛性の低い接合部に対して必ずしも妥当なものではないためである。

4.2 横移動骨組



検討対象とした横移動骨組は図-2(b)に示すFrame4からFrame7である。それぞれの骨組の接合部に対し α の値として $0.05 \leq \alpha \leq 1.0$ の間で7種類の接合部の挙動を設定した。それらの $\bar{m} - \bar{\theta}$ 曲線を図-11に示す。耐荷力解析の結果として各骨組に対する荷重-水平変位曲線を図-12に示す。横拘束骨組と同様にして α と P_u'/P_u の関係を各骨組に対して求めた。例として図-13にFrame4の結果を示す。表-3の「耐荷力」の欄には横拘束骨組同様、各Frameに対する $P_u'/P_u = 0.95$ となる α の値が記されている。表-3より、剛結と見なせる α の境界値は横拘束骨組よりは大きいもののEC3($\alpha = 1$)と比較するとその値は非常に小さい。

また、横拘束骨組と同様の手法で使用状態での変位量の観点からも剛結条件を検討した。結果としてFrame4に対する $\alpha - \Delta$ 関係を図-14に示す。表-3の「変位量」の欄には、横拘束骨組の解析の際に設定した剛結条件 $\Delta \leq 0.05$ を満たす α の下限値が示されているが、 $\Delta \leq 0.05$ を満たす骨組が存在するのはFrame5, Frame6のみで、Frame4, Frame7に関しては $\alpha = 1.0$ (EC3)においても剛結条件を満たしていない。なおFrame4, Frame7においては、 $\alpha \geq 1.0$ 以上の接合部の挙動を数種類設定し解析した結果、表-3のような下限値が得られた。このことから、横移動骨組の接合部の剛結条件を設定する際にも横拘束骨組と同様の結論が得られる。すなわち、横拘束骨組に対しても、接合部の剛結条件を設定する場合には、骨組の最大耐力のみならず、使用状態で骨組に発生する変位量も十分考慮しなければならない。

接合部の必要変形能を検討するため、横拘束骨組と同様の手法で各骨組の接合部に対する必要変形能を求めその結果を図-15、表-4に示した。Frame4, 5, 7の $\alpha = 0.1$ に関しては、最大荷重が剛結骨組の95%に達していないため表-4には示していない。図-15、表-4からわかるように、接合部に要求される変形能は、いず

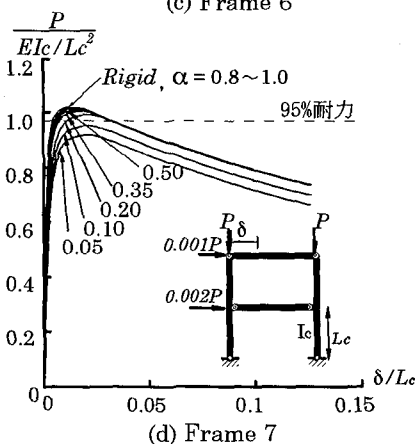
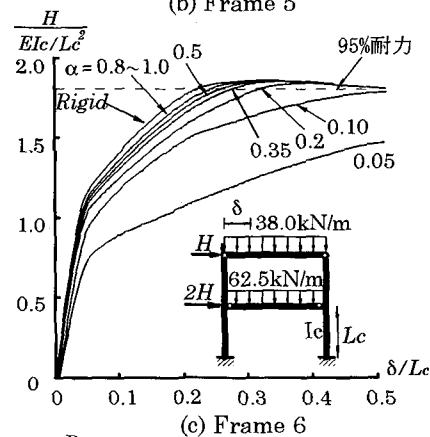
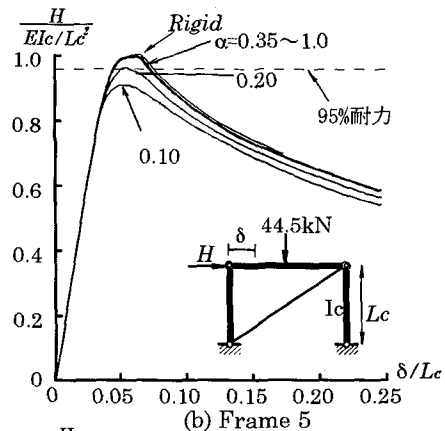
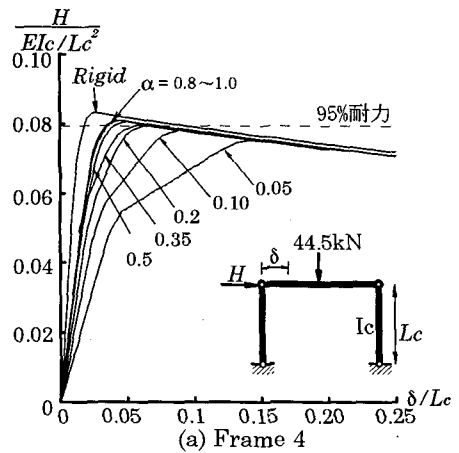
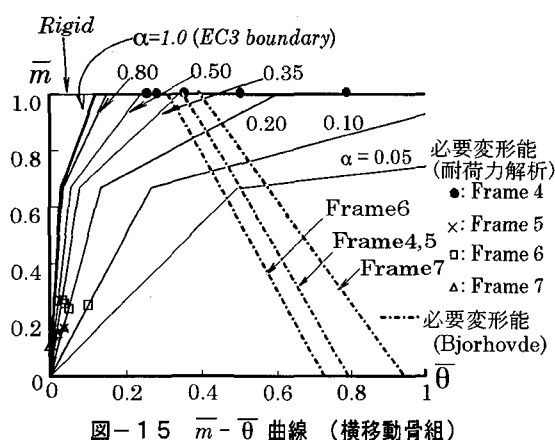
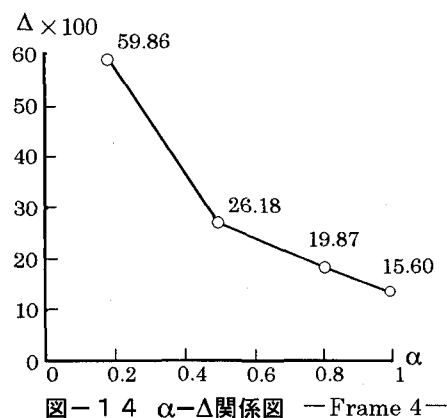
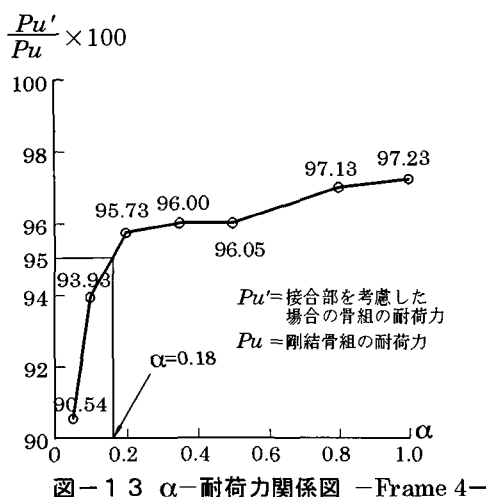


図-12 荷重-変位曲線 (横移動骨組)



れの骨組においても接合部の初期剛性が小さくなるほど大きくなっており、横拘束骨組と同様の傾向がうかがえる。Bjorhovdeの必要変形能と比較すると、脚ピン結合でブレースのないFrame4では、 $\alpha \leq 0.5$ において本解析により求められた必要変形能はBjorhovdeの規定値を越えている。その他の骨組においてはすべての場合でBjorhovdeの必要変形能以内の値となっている。

図-16 部分構造モデル

5.1 剛結条件の誘導方法

弾塑性有限変位解析の結果得られた耐力力をもとにして剛結条件を検討した結果、従来提案されている剛結条件がかなり安全側に設定されていることが明らかになった。理由としては、従来提案されている剛結条件では接合部の材料非線形は考慮されているものの、柱の塑性化が無視されているため、柱の剛性が高めに評価されていることによると考えられる。先に用いた弾塑性有限変位解析によると、剛結条件に関する厳密な判断を行うことができるものの、このような解析法による手法は必ずしも一般的ではない。そこで本節では既存の設計計算法の枠内で解析的に剛結条件を導くことを考える。具体的にはまず、骨組の有効座屈長評価のための Alignment-chart⁹⁾算定の基礎となった部分構造に、接合部の特性を考慮した図-16のモデルを設定する。この部分構造モデルの耐力力は、柱の塑性化ならびに接合部の非線形性を接線係数理論で考慮することにより座屈荷重として解析的に算定する。次にこの座屈荷重から得られる剛結条件を、先に弾塑性有限変位解析から得られたものと比較することにより考察を行う。

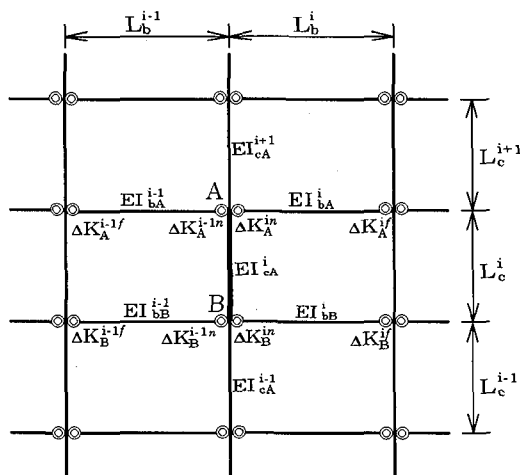
図-16の部分構造モデルの部材ABの有効座屈係数 k は、横拘束骨組、横移動骨組に対しそれぞれ以下の特性方程式を解くことにより求められる¹⁰⁾。

表-3 α の境界値(横移動骨組)

α	Frame4	Frame5	Frame6	Frame7
耐荷力	0.18	0.20	0.093	0.17
変位量	1.35	0.21	1.00	1.45

表-4 接合部の必要変形能 $\bar{\theta}$

α	0.10	0.20	0.35	0.50	0.80	1.00
Frame4	—	0.791	0.500	0.355	0.274	0.245
Frame5	—	0.030	0.008	0.002	0.002	0.001
Frame6	0.09	0.036	0.021	0.015	0.008	0.007
Frame7	—	0.014	0.005	0.004	0.001	0.001



横拘束骨組の場合

$$\frac{\bar{G}_A \bar{G}_B}{4} \left(\frac{\Pi}{k} \right) + \left(\frac{\bar{G}_A + \bar{G}_B}{2} \right) \left\{ 1 - \frac{\Pi}{k} \cot \left(\frac{\Pi}{k} \right) \right\} + \frac{2 \tan(\Pi/2k)}{(\Pi/2k)} - 1 = 0 \quad (4a)$$

横移動骨組の場合

$$\frac{\bar{G}_A \bar{G}_B (\Pi/k)^2 - 36}{6(\bar{G}_A + \bar{G}_B)} = \frac{\Pi}{k} \cot \left(\frac{\Pi}{k} \right) \quad (4b)$$

$\bar{G}_A, \bar{G}_B$ は節点A, Bに接合されている柱と接合部を含めたはりの剛比であり、図-16に示される構造モデルに対し以下のように表される。

$$\bar{G}_A = \frac{EI_c^{i+1}/L_c^{i+1} + EI_c^i/L_c^i}{\eta_{i-1}^A EI_{bA}^{i-1}/L_b^{i-1} + \eta_i^A EI_{bA}^i/L_b^i} \frac{E_t}{E} \quad (5a, b)$$

$$\bar{G}_B = \frac{EI_c^i/L_c^i + EI_c^{i-1}/L_c^{i-1}}{\eta_{i-1}^B EI_{bB}^{i-1}/L_b^{i-1} + \eta_i^B EI_{bB}^i/L_b^i} \frac{E_t}{E}$$

ここに E は弾性剛性、 E_t は柱の塑性化を考慮した有効接線係数でその評価方法は後で述べる。 I は断面2次モーメント、 L は部材長である。添字A, BはA節点B節点を、 b, c はそれぞれはりと柱を、また $i-1, i, i+1$ は各層ならびに径間を表す。 η_α^β ($\alpha = i-1, i, \beta = A, B$)は接合部の剛性を考慮するための補正係数で、横拘束骨組、横移動骨組について以下のように表される。

横拘束骨組

$$\eta_\alpha^\beta = \frac{(6 + \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha f}) \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha n}}{12 + 4(\Delta \bar{K}_\beta^{\alpha n} + \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha f}) + \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha n} \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha f}} \quad (6a)$$

横移動骨組

$$\eta_\alpha^\beta = \frac{(2 + \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha f}) \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha n}}{12 + 4(\Delta \bar{K}_\beta^{\alpha n} + \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha f}) + \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha n} \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha f}} \quad (6b)$$

ここで、 $\Delta \bar{K}_\alpha^{\beta f}$ 、 $\Delta \bar{K}_\alpha^{\beta n}$ は座屈時の接合部の接線剛性を表すパラメータであり、以下のように表される。

$$\Delta \bar{K}_\beta^{\alpha f} = \frac{\Delta K_\beta^{\alpha f}}{EI_b/L_b} \quad \Delta \bar{K}_\beta^{\alpha n} = \frac{\Delta K_\beta^{\alpha n}}{EI_b/L_b} \quad (7a, b)$$

$\Delta K_\beta^{\alpha f}$ 、 $\Delta K_\beta^{\alpha n}$ は接合部の接線剛性で、座屈前に接合部にモーメントが作用する場合には、その作用モーメントに対応する接線剛性を接合部の $\bar{m}-\bar{\theta}$ 関係から求めることになる。

柱の塑性化を考慮した有効接線係数 E_t はYura¹¹⁾と同様の方法で評価するため、柱の耐荷力 σ_u は接線係数理論を用いて以下の様にも表せると仮定する。

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = \frac{E_t}{E} / (k \lambda_c)^2 \quad (8)$$

柱の耐荷力 σ_u としては適当な耐荷力曲線を用いればよいが、ここでは耐荷力解析で仮定した残留応力分布と材料構成則との整合性を考えて、ECCS-b曲線²⁾を用いる。すなわち、

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = \frac{1}{2(k \lambda_c)^2} \left(\alpha - \sqrt{\alpha^2 - 4(k \lambda_c)^2} \right) \quad (9a, b)$$

$$\alpha = 1 + 0.399(k \lambda_c - 0.2) + (k \lambda_c)^2$$

σ_u : 柱の軸圧縮強度 σ_y : 降伏応力 k : 有効座屈係数 λ_c : 柱の細長比パラメータ

以上の式を用いて部分構造モデルの接合部の剛結条件を求める。まずはじめに接合部を剛結とした際の構造物の耐荷力を求める。剛結の場合、接合部の剛性を考慮するための補正係数 η が1.0となるため、与えられた構造モデルの構造諸元を用いて細長比パラメータ λ_c および式(5)から $\bar{G}_A, \bar{G}_B$ が決定される。ここで、有効座屈係数を k' と仮定すれば、式(9)から σ_u/σ_y 、式(8)から E_t/E を求めることができ、式(4)から有効座屈係数 k を求めることができる。この k が先に仮定した k' と一致するまで有効座屈係数を仮定しなおし、繰り返し計算を行う。 $k = k'$ となり有効座屈係数が決定されれば、式(8)から接合部を剛結とした際の耐荷力 $\bar{\sigma}_{rig}$ を求めることができる。

4. 耐荷力解析の際には剛結骨組の耐荷力の95%以上の耐荷力を発揮する場合、その構造物の接合部を剛結と見なした。本節でもその基準を用いて $\bar{\sigma}_{semi} = 0.95 \bar{\sigma}_{rig}$ とすると、式(9)から $\bar{\sigma}_{semi}$ に対応する有効座屈係数 k_{semi} を求めることができる。この k_{semi} と式(8)から求められる E_t/E を用いれば、式(4)から $\bar{G}_A$ (あるいは $\bar{G}_B$)を求めることができ、式(5)を用いて η_α^β を決定することができる。この η_α^β の値を用いて式(6)を $\Delta \bar{K}_\beta^\alpha$ について解けば、剛結と見なすために必要な $\Delta \bar{K}_\beta^\alpha$ を決定することができる。

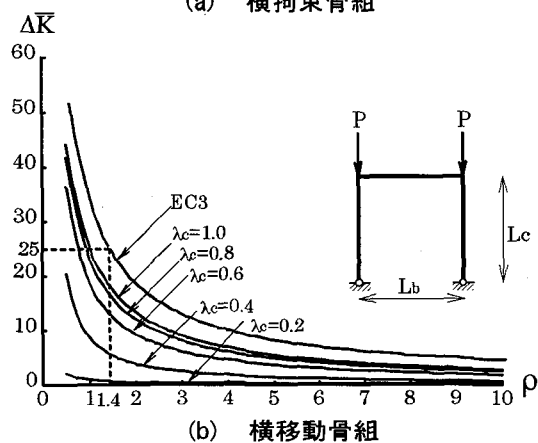
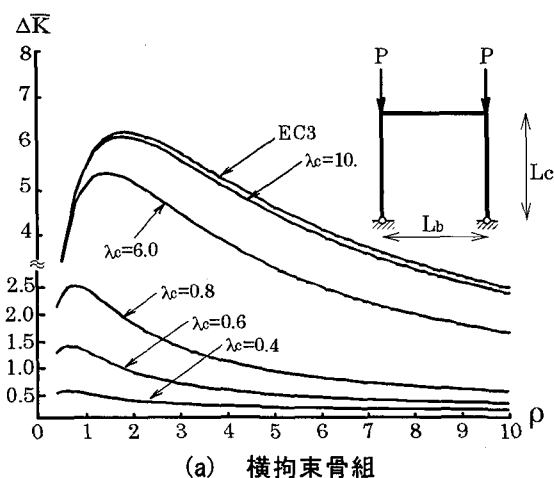


図-17 $\Delta\bar{K}-\rho$ 曲線

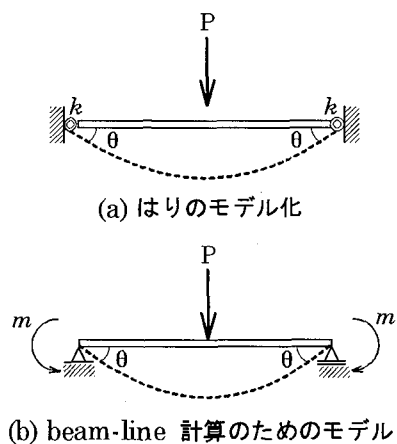


図-18 初期曲げを考慮したモデル

5.2 剛結条件の検討

まず、先に示した柱の塑性化を考慮した剛結条件と EC3 で提示された剛結条件との比較を行う。このために EC3 が剛結条件を検討するのに用いた図-17 中に示される門型骨組（柱上集中荷重）に対して、本手法により剛結条件を求めた。その結果として、接合部の挙動を考慮した骨組の座屈荷重が剛結骨組の座屈荷重の 95% にな

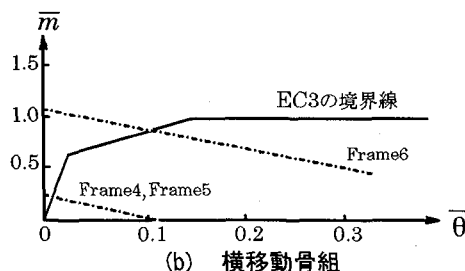
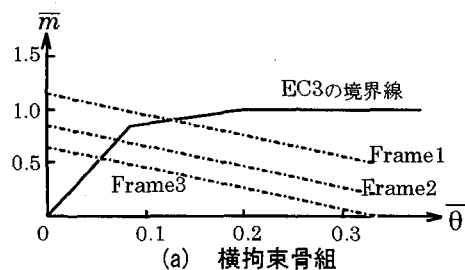


図-19 Beam-Line 法

る時の接合部の剛性 ($\Delta\bar{K}=K_I/(EI_b/L_b)$, K_I :初期剛性) とはりと柱の剛比 ($\rho=(EI_bL_c)/(EI_cL_b)$) の関係を横拘束骨組と横移動骨組についてそれぞれ図-17 (a), (b) に示している。同図中には弾性座屈荷重に基づく EC3 の検討結果も示している。なお、柱の塑性化を考慮した場合、 $\Delta\bar{K}-\rho$ 曲線は弾性的ように一本の曲線とならず、柱の細長比パラメータ λ_c の値により異なったものとなる。従って図中には数種類の細長比パラメータに対する $\Delta\bar{K}-\rho$ 曲線を示している。図-17 より、柱の塑性化を考慮した場合の $\Delta\bar{K}$ の値はすべての ρ の値に対し弾性解析による EC3 の曲線を下回っており、接合部の剛結条件がかなり緩和できることがわかる。

次に具体的に図-2 (a), (b) で示される骨組に対し本手法を適用し、得られた剛結条件を先の弾塑性有限変位解析の結果により検証する。この場合、先に述べた EC3 のモデルとは異なり、はりに上に荷重が載荷されるので、座屈前に接合部にモーメントが作用する。このモーメントにより接合部の剛性が低下するのでこの影響を座屈解析では考慮する必要がある。ここでは図-18 (a) のはりのモデルを用いて図-19 に示す Beam-Line 法により接合部の剛性の低下を評価する。手法としては、図-18 (b) に示されるような両端に等モーメント m が作用するはりに荷重 P が載荷された時の $\bar{m}-\bar{\theta}$ 関係を微小変位理論によって求める。この $\bar{m}-\bar{\theta}$ 関係は載荷荷重 P をパラメータとする線形の式 (beam-line) で表される。図-19 に示されるように、この直線と接合部の特性を表す $\bar{m}-\bar{\theta}$ 曲線との交点における剛性が、実際に荷重が載荷されたときの接合部の剛性と考えると、この剛性を用いて先ほどと同様の座屈計算を行えばよい。なお、はりへの載荷荷重については、図-2 に示す荷重条件を考慮し、Frame 1, 2, 3 の横拘束骨組に関しては剛結骨組の耐力力の 95% の荷重とし、Frame 4, 5, 6 の横移動骨組に関しては

表－5 α の境界値

(a) 横拘束骨組

Frame	Frame1	Frame2	Frame3
弾塑性有限変位	0.0028	0.0024	0.0016
塑性化を考慮した座屈解析	0.090	0.09	0.024

(b) 横移動骨組

Frame	Frame4	Frame5	Frame6	Frame7
弾塑性有限変位	0.18	0.20	0.093	0.17
塑性化を考慮した座屈解析	0.888	0.888	0.462	0.746

設計荷重とした。Frame7は初期曲げを受けない。また、Frame6,7は着目する接合部に対し、上層の柱と下層の柱それぞれで考えることができるが、ここではより大きい初期剛性を与える方を剛結と見なすために必要な剛性として採用することとする。なお、図－2に示される構造物には柱の曲げ変形も生ずるが、この変形が骨組の耐荷力に与える影響は小さいと考えここでは無視した。

以上のような手法により、剛結と見なすために必要な $\Delta\bar{K}$ の値を各Frameの接合部に対して求めた。EC3では横拘束骨組に対しては $\Delta\bar{K} = 8.0$ 、横移動骨組に対しては $\Delta\bar{K} = 25.0$ を剛結条件の境界値としているが、このEC3の値との比が数値解析の際に用いた α となる。Frame1からFrame7に対し剛結とみなすために必要とされる α の下限値を求め、先に弾塑性有限変位解析により得られた結果とあわせて表－5に示した。なおFrame6では上層の柱、Frame7では下層の柱で考えた方が大きい初期剛性の値を与えたためそれらの値を必要な剛性として採用した。表－5からわかるように、柱の塑性化を考慮した場合、剛結と見なすために必要な接合部の剛性はいずれの骨組の場合も柱部材を弾性としたEC3の値($\alpha = 1$)よりかなり低減されることがわかる。しかしながら、厳密な弾塑性有限変位解析の結果と比較すると、やはり部材の塑性化が考慮されていないので、 α の値はいずれも高めの値となる。特に横拘束骨組では、弾塑性有限変位解析による必要剛性と大きく異なっている。

今回提案した柱の塑性化を考慮した座屈解析による剛結条件の検討では骨組の耐荷力についてのみ検討したが、今後は接合部の変形能を含めた終局状態並びに使用状態の両面から剛結条件を検討していく予定である。

6. まとめ

本論文では平面骨組構造物のはりと柱の接合部の剛結条件について考察を行った。すなわち弾塑性有限変位解析を行うことにより接合部の挙動が骨組の耐荷力及び使用状態における変位量に与える影響を明らかにした。また、接合部に要求される変形能についても考察を行った。

さらに柱の塑性化を考慮した座屈解析を行い、解析的にはりと柱の接合部の剛結条件を規定する方法を検討した。以下に明らかになった事項をまとめる。

1) 横拘束骨組、横移動骨組ともに接合部がはりと同レベルの耐力を持っていれば、その挙動が骨組の耐荷力に与える影響は小さい。しかしながら、接合部の剛性は使用状態で骨組に生じる変位量には大きな影響を及ぼす。従って剛結条件を設定する場合には、耐荷力以外に使用状態での変位量も十分考慮されねばならない。

2) 横拘束骨組、横移動骨組ともに接合部の初期剛性が小さくなるほど接合部に要求される変形能は大きくなる。

3) 接合部の材料非線形のみならず、柱の塑性化をも考慮した接合部の剛結条件を、部分構造モデルを用いた非線形座屈解析により解析的に導く手法を提案した。またその手法を用いて具体的な構造物の剛結条件を求めた。その結果、剛結条件は部材を弾性とした従来のものよりもかなり低減できることが明らかになった。しかしながら、この手法によって得られる剛結条件も、弾塑性有限変位解析により得られる条件よりかなり安全側となる。

参考文献

- 1) Bjorhovde, R., Colson, A. and Brozzetti, J.: A classification system for beam to column connections, J. Struct. Eng., ASCE, 116 (11) pp.3059-3079, 1990
- 2) Eurocode No.3: Design of steel structures: Part I - General rules and rules for buildings, Vol.1 Edited draft, Issue 3, 1990
- 3) Bijlaard, F.S.K. and Steenhuis, C.M.: Prediction of the influence of the connection behavior on the strength deformation and stability of frames by classification of connections, Proc. the Second International Workshop, Pittsburgh, AISC, 1991
- 4) 後藤 芳顯、宮下 敏、松浦 聖: 平面骨組の弾塑性分岐挙動の解析法と初期曲げを受ける剛結門型骨組の座屈特性、構造工学論文集 Vol.40A pp. 283-294, 1994
- 5) Lui, E.M. and Chen, W.F.: Steel frames analysis with flexible joints, J. Construct. Steel Research, Vol.8, pp. 161-202
- 6) Goto, Y. and Chen, W.F.: On the computer-based design analysis for the flexibility jointed frames, Construct. Steel. Research Vol. 8, pp.203-321
- 7) ECCS: Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints, Technical Committee 8 - Structural Stability Technical Working Group 8.2 - System p. 3, 1984

- 8) 後藤 芳顯、吉光 友雄、小畑 誠、西野 文雄 :
平面骨組の有限変位・有限ひずみの解に収束する 2
種類の数値解析法と精度特性、土木学会論文集、
No.428/I-15, pp. 67-76, 1991
- 9) AISC ; Manual of Steel Construction , Load and
Resistance of Factor Design , 2nd Edition , 1993
- 10) Lui,E.M. : Effects of Connection Flexibility and
Panel Zone Deformation on the Behavior of Plane
Steel Frames, Ph.D. Thesis, School of Civil
Engineering, Purdue University , West Lafayette,
IN, 1985
- 11) Yura,J.A. : The Effective Length of Column to
Unbraced Frames, Engineering Journal , AISC ,
Vol. 8 No.2 , 1971
- (1 9 9 4 年 9 月 1 4 日 受 付)