# 論文 RC 柱梁接合部マクロエレメントによる十字型柱梁接合部の履歴特性の解析

## 田尻 清太郎<sup>\*1</sup>・塩原 等<sup>\*2</sup>・楠原 文雄<sup>\*3</sup>

要旨:鉄筋コンクリート造建物の弾塑性骨組解析に組込み可能な柱梁接合部マクロエレメン トを柱端,梁端領域の弾塑性挙動をも含むように拡張したモデルを提案した。過去に実験が 行われた梁曲げ破壊,梁曲げ降伏後接合部せん断破壊,接合部せん断破壊した十字型柱梁接 合部試験体を対象として,本モデルを用いた弾塑性解析を行い,モデルの検証を行った。本 モデルにより,材料特性等の違いに応じた実験と同様の紡錘形からスリップ形の復元力特性 を再現できることを示した。

キーワード:柱梁接合部,マクロエレメント,弾塑性解析,鉄筋コンクリート

### 1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物を対象とした弾塑 性骨組解析においては, 柱梁接合部を剛域とし て取り扱うことが多いが,コンクリートや鉄筋 の高強度化に伴い, 柱梁接合部の弾塑性変形は 無視できなくなってきている<sup>1)</sup>。そこで,筆者ら は弾塑性骨組解析に適用可能な柱梁接合部の弾 塑性マクロエレメントを提案した<sup>2),3)</sup>。本論では, これを柱端,梁端を含む領域を考慮し,柱,梁, 柱梁接合部の相互作用を取り扱うことができる ように拡張する。このモデルで,梁曲げ破壊(以 下, B破壊), 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊(以) 下,BJ破壊),接合部せん断破壊(以下,J破壊) したと報告されている十字型柱梁接合部試験体 <sup>4)~7)</sup>の漸増正負繰返し解析を行い,本モデルがこ れら破壊モードの異なる試験体の履歴特性を統 一的に再現可能であることを検証する。

#### 2. 柱梁接合部マクロエレメント

2.1 マクロエレメントの構成

本論で提案する柱梁接合部マクロエレメント は,地震力が作用したときに応力,変形が集中 する柱梁接合部,梁端,柱端部分の弾塑性挙動 を精確に表すことを目的としている(図-1)。



図 - 1 マクロエレメントモデル化対象

このマクロエレメントは,接合部フェース, 柱断面,梁断面におけるコンクリートの平面保 持仮定を表す剛板と,コンクリート,鉄筋,付 着,柱・梁のせん断を表す一軸ばねのみから構 成される。

図 - 2(a)に示すように,接合部パネルフェー スにおけるコンクリートの平面保持を表す4つ の剛板には接合部パネルのコンクリートを表す 一軸ばねを両対角線方向に配置する<sup>2)</sup>。また,柱, 梁は部材軸方向に数分割して剛板を設け,それ らの剛板間に柱,梁におけるコンクリートを表 す一軸ばねを数分割して部材軸方向に配置する。 ばねの長さは剛板間の距離と等しく,断面積は 柱,梁の全断面積を直近のばねに分配した面積 と等しいものとする。

図 - 2(b)に示すように,主筋を表す一軸ばね

- \*1 東京大学大学院 工学系研究科 修士(工学) (正会員)
- \*2 東京大学大学院 工学系研究科助教授 工博 (正会員)
- \*3 東京大学大学院 工学系研究科助手 修士(工学) (正会員)

は接合部パネル内で軸方向に分割し,分割した 点において付着を表す一軸ばねを介して,接合 部パネルフェース剛板に接続する<sup>2)</sup>。柱,梁の主 筋は剛板位置で分割し,その点において付着を 介して剛板に接続する。主筋を表すばねの長さ は剛板間の距離と等しく,断面積は当該段に配 筋された主筋の断面積の総和とする。付着を表 すばねの表面積は、当該付着ばねが最も近い主 筋範囲における主筋長さと当該段に配筋された 主筋の周長の総和との積と等しいものとする。 柱,梁の剛板で分割された領域のせん断を表す 一軸ばねは接合部側の剛板の中心位置において 両剛板に接続する。ばねの長さは剛板間の距離 と等しく,断面積は柱,梁の断面積と等しいも のとする。接合部補強筋は端部において接合部 パネルフェース剛板と接続する<sup>2)</sup>。

本モデルは平面骨組解析において,剛板がそ れぞれ3自由度(並進2自由度,回転1自由度) を有し,主筋の分割点において付着ばねの滑り の自由度(1自由度)を有する。



2.2 構成方程式

文献<sup>3)</sup>と同様に,各一軸ばねの変形は各自由度 における変位の一次結合で表されるため,各自 由度における変位を並べた列ベクトルを d とす ると,各一軸ばねの変形を並べた列ベクトル e は式(1)のように表される。

$$\mathbf{e} = \mathbf{C}^{\mathsf{t}} \, \mathbf{d} \tag{1}$$

ここで,C はモデルの幾何学的条件のみから 定まる行列であり,行数はモデルの自由度の数, 列数は一軸ばねの数と一致する。

また,微小変形を仮定すると,反傾関係より, 式(2)が成り立つ。

$$\mathbf{p} = \mathbf{C} \mathbf{r} \tag{2}$$

ここで,pはモデルの自由度における内力を並 べた列ベクトル,rは各一軸ばねの内力を並べた 列ベクトルである。

各一軸ばねの瞬間剛性を対角要素に持つ対角 行列 K<sub>m</sub>を用いると、式(3)が成り立つので、式(1)、 (2)、(3)より、本モデルの構成方程式は、式(4)の ように表される。

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}_{\mathbf{m}} \, \mathbf{e} \tag{3}$$

 $\mathbf{p} = \mathbf{C} \mathbf{K}_{\mathbf{m}} \mathbf{e} = \mathbf{C} \mathbf{K}_{\mathbf{m}} \mathbf{C}^{\mathsf{t}} \mathbf{d} = \mathbf{K} \mathbf{d}$ (4)

2.3 一軸ばねの荷重変形関係

(1) コンクリートばね

コンクリートばねの荷重は応力とばね断面積 の積で,変形は歪とばね長さの積で求められる。

コンクリートの応力歪関係は次のように定め る。圧縮側の包絡線は修正 Kent-Park モデル<sup>8)</sup>を 基にし,要素寸法性を緩和するために圧縮破壊 エネルギーを考慮して,図-3のような折れ線で 表した。引張側の包絡線は引張強度に至るまで は初期剛性と等しい剛性を持った直線で表し, 引張軟化部分については,引張破壊エネルギー を導入した 1/4 モデル<sup>9)</sup>により定めた(図-3)。

包絡線からの除荷は,強度に至る前の場合は 初期剛性と等しい剛性で除荷する。強度に至っ た後は,除荷開始時の応力と強度の比で初期剛 性を低減した剛性で減力する。

圧縮側から引張側への載荷は,過去に引張強 度に達している場合は,直前の引張側包絡線か ら除荷を開始した点を目指して直線的に載荷す る。過去に引張強度に達していない場合は,圧 縮包絡線からの除荷時の剛性と等しい剛性で引 張強度まで載荷し,包絡線と同じ形の引張軟化 直線に従う。

引張側から圧縮側への載荷は,過去に圧縮を 経験している場合は,圧縮側包絡線から除荷し たときの直線上で,応力が除荷開始時の 1/10 の 点を目指して,直線的に載荷し,その点以降は 圧縮側包絡線からの除荷直線上を逆に辿り,圧 縮側包絡線に至る。過去に圧縮を経験していな い場合は,圧縮側包絡線上で応力が圧縮強度の 1/10 の点を目指して直線的に載荷し,その後は 圧縮側包絡線に従う。

なお,接合部のコンクリートを表す一軸ばね では,ひび割れコンクリートの圧縮劣化を考慮 し,文献<sup>10)</sup>を参考に圧縮強度を 0.6 倍に低減した。



図-3 コンクリート応力歪関係

(2) 鉄筋ばね

鉄筋ばねの荷重は応力とばね断面積の積で求 められ,変形は歪とばね長さの積で求められる。

鉄筋の応力歪関係の包絡線は引張側,圧縮側 とも原点,降伏点および最大強度の点を結ぶ2 折れ線で表す。降伏後に包絡線から除荷する場 合は,降伏応力の1.5倍に相当する応力だけ初期 剛性で除荷した後,初期剛性の1/4の剛性で逆側 の包絡線の降伏後の直線と交わるまで載荷され, 骨格曲線に復帰する。減力時からの再載荷の場 合も包絡線からの除荷と同様とする(図-4)。



図 - 4 鉄筋応力歪関係

(3) 付着ばね

付着ばねの荷重は付着応力とばね表面積の積 で求められ,変形は付着滑りと等しい。

付着ばねの付着応力滑り関係は ,Eligehausen et al.<sup>11)</sup>を参考に図 - 5 のように定めた。履歴特性は Eligehausen et al.と同様とするが,滑り部分につ いては, Elmorsi et al.<sup>12)</sup>と同様に,滑り開始点と 滑り終了点を結ぶ4次曲線とした。



図-5 付着応力滑り関係

(4) せん断ばね

せん断ばねはコンクリート断面のみを考慮し た弾性要素とする。せん断ばねの荷重変形関係 は式(5)で表される。

$$F = \frac{GA}{\kappa L} x \tag{5}$$

ここで,*F*:荷重,*x*:変形,*G*:コンクリート せん断弾性係数,*A*:ばね断面積,*κ*=1.2(長方 形断面の場合),*L*:ばね長さ 3. 提案マクロエレメントの検証

#### 3.1. 解析対象

東京大学で行われた十字型柱梁接合部試験体 J1,C1,A1<sup>4)-7)</sup>の3体を解析対象とする。試験体 の形状,寸法は3体とも同一である。柱と梁の 断面はそれぞれ300×300mm,200×300mmであ り,支点及び加力点からの内法寸法は柱で 585mm,梁で1200mmである。加力は両梁端を 水平方向ローラー支持,下柱端をピン支持とし て,上柱端に一定軸力18tonfを作用させながら, 水平方向に変位制御による正負交番漸増繰返し 載荷している。J1はBJ破壊,C1はB破壊,A1 はJ破壊したと報告されている。主な諸元を表-1に示す。

試験体	J1	C1	A1
梁上端筋	8-D13	12-D10	8-D13
梁下端筋	4-D13	6-D10	4-D13
降伏強度[MPa]	401	319	779
コンクリート圧縮強度[MPa]	25.7	25.6	30.8
破壊形式	BJ	В	J

表 - 1 解析対象試験体諸元

#### 3.2 解析モデル

提案マクロエレメントを用いて,試験体全体 を図-6のようにモデル化した。分割数,分割長 さは3体とも同一とする。材料特性に応じて, 一軸ばねの特性のみを変える。ピン・ローラー 支点と試験体間,加力点と試験体間の加力治具 は剛体でモデル化し,コンクリート,鉄筋は接 合部,柱,梁とも5分割とした。



図-6 解析モデル

3.3 解析条件

解析は実験と同様,加力点に一定軸力を加え, 水平方向の変位履歴を与えて正負交番の弾塑性 骨組解析を行う。数値計算法は,Simo et al.<sup>9)</sup>のス ケーリング係数を用いた弧長法を用いた。収束 条件は各節点における不釣合い力のノルムが外 力増分のノルムの0.01%以下とし,5回の収斂計 算で収束しない場合は不釣合い力を次ステップ に持ち越した。

3.4 解析結果

(1) 層せん断力 - 層間変位関係

層せん断力,層間変位にそれぞれ加力点にお ける水平力,水平変位を用い,図-7に実験及び 解析により得られた層せん断力-層間変位関係 を比較する。

実験ではB破壊した試験体C1では紡錘形の太 った履歴形状となっており,BJ破壊した試験体 J1,J破壊した試験体A1となるにつれ,ループ 形状は逆S字型のスリップ形状が見られるよう になる。解析で得られた復元力特性も,全ての 試験体において実験で得られた耐力,変形,ル ープ形状を良好に再現できている。提案するマ クロエレメントは,B破壊,BJ破壊,J破壊の各 破壊モードを示す試験体について,その履歴特 性を統一的に再現することができた。

(2) 接合部せん断応力 - せん断変形角関係

図 - 8 に解析により得られた接合部せん断応 力 - せん断変形角関係を示す。ここで,接合部 せん断応力は文献<sup>1)</sup>により算定し,せん断変形角 は梁,柱フェース剛板の対角線伸びから算定し たせん断変形角の平均値とした。文献<sup>14)</sup>による 計算結果,実験結果をあわせて示す。

B破壊した試験体 C1 では接合部変形が小さく, BJ 破壊した試験体 J1,J 破壊した試験体 A1 とな るにつれて,接合部変形が大きくなっている。 文献<sup>14)</sup>による計算結果と比較すると,耐力には ばらつきが見られるものの,変形については変 形が急増する点など骨格曲線の特徴を捉えてい る。また,接合部せん断応力-せん断変形角の 履歴ループの特徴である逆 S 字型のピンチング



図 - 7 層せん断力 - 層間変位関係(左:実験,右:解析)

現象が見られる。

(3) 梁端たわみ - 梁せん断力関係

図 - 9 に解析により得られた梁端たわみ - 梁 せん断力関係を示す。ここで,梁端たわみは梁 の接合部端の剛板の鉛直変位 y,回転変位 θ およ び梁の内法長さ lを用いて, y + l θ で求め,梁せ ん断力は梁端のローラー支点における鉛直反力 とした。また,文献<sup>15)</sup>及び断面略算式による計 算値,実験結果をあわせて示す。

B 破壊した試験体 C1 では梁変形が大きく,BJ 破壊した試験体 J1,J 破壊した試験体 A1 となる につれて,梁変形が小さくなっている。また, 文献<sup>15)</sup>及び断面略算式による計算値と比較する と,梁曲げ耐力はおおむね計算値と一致してい る。解析結果は降伏変形を小さく評価している が,大きな差異は見られない。履歴ループは接 合部のようなピンチング現象は見られず,紡錘 形のループとなっている。 4. まとめ

柱梁接合部,柱端,梁端を含む範囲の弾塑性 挙動を表すマクロエレメントを提案した。本モ デルを用いて梁曲げ破壊,梁曲げ降伏後接合部 せん断破壊,接合部せん断破壊した十字型柱梁 接合部試験体の解析を行い,紡錘形からスリッ プ型まで,それらの履歴特性を良好に再現でき ることを示した。

参考文献

- 1) 日本建築学会,鉄筋コンクリート造建物の靭性 保証型耐震設計指針・同解説,1999
- 2)田尻清太郎・塩原等・楠原文雄:鉄筋コンクリ ート十字型柱梁接合部のマクロモデルを用いた 漸増載荷解析,日本地震工学会大会梗概集, pp.294-295,2005.1
- 3)田尻清太郎・塩原等・楠原文雄: RC 柱梁接合部のための弾塑性骨組解析用マクロエレメント, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2,







図 - 9 梁たわみ - 梁せん断力関係

pp.415-420, 2005.6

- 4)小林裕,溜正俊,小谷俊介,青山博之:鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究,第6回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.653-656,1984
- 5) 北山和宏,栗栖浩一郎,小谷俊介,青山博之: 梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.605-608,1985
- 6) 北山和宏,小嶋千洋,小谷俊介,青山博之:高 せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁 接合部の挙動,コンクリート工学年次論文報告 集,No.11-2, pp.531-536,1989
- 7) 北山和宏:鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐 震性向上に関する研究,学位請求論文,1990
- Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D. : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.108, No.ST4, pp.929-950, April, 1982.
- 9) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編],土 木学会,2002
- 10) 大久保雅章,濱田聡,野口博:ひびわれコンク リートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験,コ

ンクリート工学年次論文報告集, No.11-2, pp.531-536, 1989

- Eligehausen, R., Popov, E. P. and Bertero, V. V.: Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations, Earthquake Engineering Research Council (EERC) Report No.83/23, University of California, Berkeley, California, 1983
- 12) Elmorsi, M., Kianoush M. R. and Tso, W. K.: Modeling Bond-Slip Deformations in Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, No.3, pp.490-505, Jun.2000
- 13) Simo, J. C., Wriggers, P., Schweizerhof, K. H., and Taylor, R. L.: Finite Deformation Post-Buckling Analysis Involving Inelasticity and Contact Constraints, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.23, pp.779-800, 1986
- 14) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震 性能評価指針(案)・同解説,2004
- 15) 菅野俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特性 に関する研究,コンクリートジャーナル,Vol.11, No.2,1973.2