

論文 材端回転ばねにより RC 造柱梁接合部の変形を表す骨組解析モデル

高山 慧*1・塩原 等*2・楠原 文雄*3

要旨：鉄筋コンクリート造骨組の柱梁接合部の変形を，材端弾塑性ばねモデルの回転ばねで表す簡易な部材モデルについて，従来の慣例的な部材モデルと比較検討した結果を報告する。提案した復元力特性と履歴曲線によるモデルでは，柱梁接合部の部分架構の最大強度などを適切に評価できる。また，鉄筋コンクリート造建物の全体架構に適用したときに，履歴減衰の低下や接合部破壊の現象を予測することができる。

キーワード：鉄筋コンクリート，柱梁接合部，接合部終局モーメント，材端弾塑性ばねモデル，復元力特性

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の構造設計において，一般的には柱梁接合部が破壊しないことを前提として，柱梁に剛域を設けて剛接骨組の解析が行われている。しかし，せん断余裕度が大きい柱梁接合部でも梁ヒンジ形成に先行して接合部破壊が起こる場合があり，架構の保有水平耐力，履歴エネルギー吸収能を危険側に評価する恐れがあること，接合部破壊を避けるためには柱の曲げ強度の梁の曲げ強度に対する比を1から十分に遠ざける必要があることが指摘されている¹⁾。だが，柱梁接合部に損傷が全く生じないように柱梁曲げ強度比を十分に大きくすることは実設計では現実的でない場合がある。そこで，架構の一部で接合部破壊が生じても保有水平耐力の算定や地震応答解析が正しくできるように，柱梁接合部の挙動を適切に評価できる数値解析モデルを考案することは有用である。

接合部の破壊機構を表す数値解析モデルとしてせん断パネル要素などが考案されているが，これは接合部がせん断破壊する場合のモデルであり，前述のような本研究で対象とする破壊機構を表すモデルとしては適切でない。適切なモデルとしては接合部マクロエレメント²⁾などが考案されているが，モデルが複雑で計算量が多いため実務での利用は難しい。他方，柱梁接合部の簡易な数値解析モデルとして，部材端に曲げばねを2つ直列に設ける方法³⁾（以下，「直列ばねモデル」と呼ぶ）が考案されているが，回転ばねの復元力特性の具体的な決め方は十分に検討されていない。

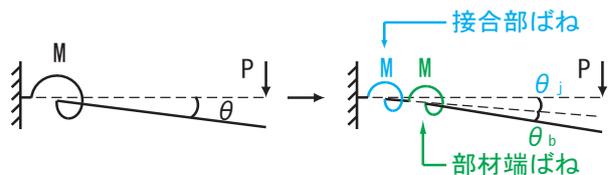
本研究では，直列ばねモデルにおける回転ばねの復元力特性と履歴モデルを提案し，接合部破壊を簡易に表現することのできる骨組解析手法を構築する。柱梁接合部をモデル化しない慣用的な解析手法との比較を通して，提案手法の有用性を検証し，モデルの性質を分析する。

2. 部材モデル

2.1 直列ばねモデルの概要

図 - 1に直列ばねモデルを示す。これは，骨組解析に一般的に用いられている材端弾塑性ばねモデル（以下，便宜上「単一ばねモデル」と呼ぶ）に，回転ばねを1つ直列に追加したものである。

一方の回転ばね（部材端ばね）は部材の曲げ変形を表すもので，武田モデル⁴⁾によって復元力特性を与える。他方の回転ばね（接合部ばね）は接合部の変形をフェイス位置に集約して表すもので，図 - 2に示すスリップ性状を持つトリリニア型の履歴モデルによって復元力特性を与える。この履歴モデルは，柱梁曲げ強度比が1に近い柱梁接合部の部分架構実験^{5) 6)}より得られた履歴曲線を基に考案したものである。単一ばねモデルでは，武田モデルによる回転ばねにすべての変形挙動を集約させるのに対して，直列ばねモデルは，部材端ばねと接合部ばねの2つに変形を振り分けたものとなっている。



(a) 単一ばねモデル (b) 直列ばねモデル
図 - 1 部材モデル

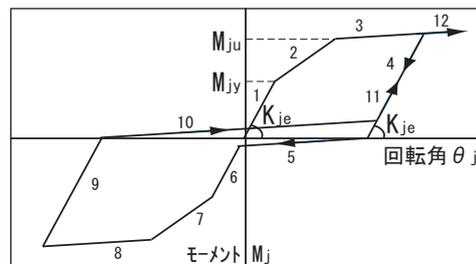


図 - 2 接合部ばねの履歴モデル

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

*3 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 助教 (正会員)

直列ばねモデルでは、直列回路の性質により、両者に加わる荷重は等しく、変形量は異なるため、ばねの強度に異なる値を与えることによって、どちらかのばねに変形が集中する。部材端ばねに変形が集中すれば梁破壊や柱破壊、接合部ばねに変形が集中すれば接合部破壊を表現することができる。このような複合的な復元力特性は、単一ばねモデルにおいても再現することは可能である。しかし、破壊の形式や梁・柱と接合部の強度の比などにより、様々なケースについて特性を定める必要がある。

2.2 骨格曲線

部材端ばね、接合部ばねの骨格曲線には、高山らの提案した骨格曲線⁷⁾を用いる。図 - 3にその概略を示す。

まず部材端ばねについては、第一折れ点を曲げひび割れ時、第二折れ点を曲げ終局時と定義する(簡単のため、曲げ降伏点は第一折れ点と第二折れ点を結ぶ線分上にあるものとする)。略算式⁸⁾により曲げひび割れモーメント M_{cr} を推定し、弾性理論に基づき弾性剛性 K_e を算定する。降伏モーメント M_y 、終局モーメント M_u は、平面保持を仮定した断面解析により算定する。降伏時の回転角 θ_y は、断面解析を基に定めた降伏時の曲率分布を部材長の方向に積分して求める。曲率分布は、逆対称曲げを仮定し、端部、曲げひび割れ開始点、スパン中央の曲率を求めてそれらの間を線形補間した。この方法により、部材端ばねは部材端の曲げ変形のみを表現することになる。

次に接合部ばねについては、第一折れ点を接合部内主筋の初降伏時 (= 「接合部降伏時」)、第二折れ点を接合部最大耐力時 (= 「接合部終局時」)と定義する。楠原ら^{9), 10)}の算定式より接合部終局モーメント M_{ju} を求める。接合部降伏モーメント M_{jy} は算定方法には別途検討が必要だが、ここでは M_{ju} の85%とする。変形については、接合部の変形を定める方法が確立されておらず、また、一般的な単一ばねモデルと比較する際に、強度と変形の両者が異なるとモデル化の違いによる影響を調べることが難しくなる。そこで、終局時の2つのばねの変形の和が一般的な単一ばねモデルにおける第二折れ点の変形と等しくなるように、接合部ばねの終局時の変形を次式によって定めることにする。

$$\theta_{u1} + \theta_{ju} = \theta_{u2} \quad (1)$$

ここで、 θ_{u1} は部材端ばねの骨格曲線の第二折れ点における変形量、 θ_{u2} は菅野式¹¹⁾で曲げ降伏点を算定した場合の曲げ終局時の変形量、 θ_{ju} は接合部終局時の変形量である。式(1)は、部材端終局時の曲げ変形と接合部終局時の変形の和が、菅野式によって求められる部材端終局時の変形に等しいという仮定を表している。

θ を強度 M と剛性 $\alpha \cdot K$ で表わして式を変形すると、

$$\alpha_{ju} \cdot K_{je} = \frac{M_{ju}}{M_u} \cdot \frac{\alpha_{u1} \cdot \alpha_{u2}}{\alpha_{u1} - \alpha_{u2}} \cdot K_e \quad (2)$$

ここに、 M_u は曲げ終局モーメント、 M_{ju} は接合部終局モーメント、 α_{u1} は部材端ばねの剛性低下率、 α_{u2} は菅野式による剛性低下率、 α_{ju} は接合部ばねの剛性低下率、 K_e は部材端ばねの弾性剛性、 K_{je} は接合部ばねの弾性剛性。

$M_{ju}/M_u > 1$ の場合、梁に変形が集中し接合部はあまり塑性化しないと考え、剛性低下率 $\alpha_{ju} = 1$ と置く。このような対応関係から、 $\alpha_{ju} K_{je}$ を次のように定義する。

$$\alpha_{ju} = \frac{M_{ju}}{M_u} \leq 1, \quad K_{je} = \frac{\alpha_{u1} \cdot \alpha_{u2}}{\alpha_{u1} - \alpha_{u2}} \cdot K_e \quad (3)$$

2.3 部材モデルの検証

(1) 解析対象と解析方法

楠原ら^{5), 6)}の行った柱梁接合部の静的繰返し載荷実験(十字形 26 体、ト形 24 体)について、試験体を図 - 4のように直列ばねモデルによってモデル化し、静的増分解析を行う。試験体はすべて柱、梁の反曲点位置で切り出した 1/3 スケールの平面部分架構である。十字形では通し配筋とし、ト形では梁主筋を折り曲げないし定着板で定着している。主なパラメータは引張主筋量、接合部アスペクト比、コンクリート強度、主筋間距離比、柱梁曲げ強度比、横補強筋比、定着長および定着方法である。

載荷履歴は実験と同じとした。なお、剛域の長さは接合部の中心からフェイス位置までの長さと同じとした。また、回転ばねの第三勾配、接合部ばねのスリップ勾配は、その回転ばねの初期剛性に対して 1/200 とした。

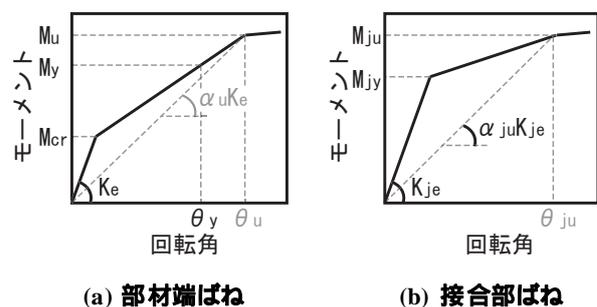


図 - 3 回転ばねの復元力特性

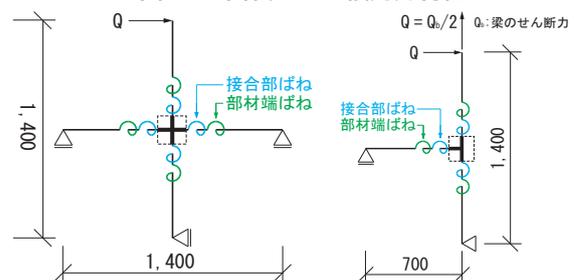
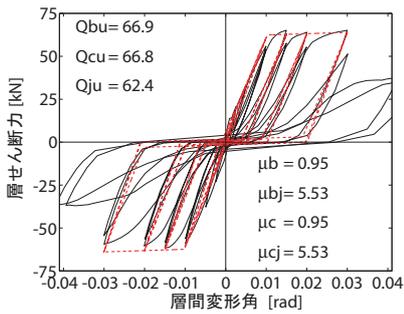


図 - 4 試験体のモデル

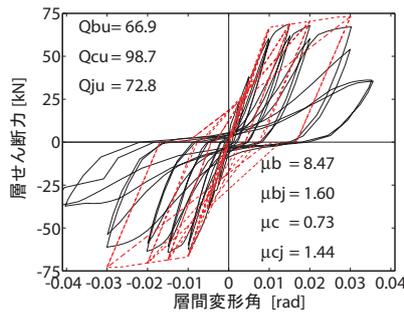
(2) 解析結果

図 - 5に層せん断力 - 層間変形角関係の例を示す。(a) ~ (c)が十字形接合部, (d)~ (e)がト形接合部であり, 左2列は接合部パネルが正方形, 右1列は長方形である。実験では, ほぼすべての試験体で接合部の破壊が著しく, 履歴曲線はスリップ型となるが, 解析でも, B01をはじめ多くの試験体で, 最大耐力, 剛性, ピンチング性状を適切に評価できた。しかし, 必ずしも全試験体で実験結果と合致するわけではなく, B04のように, 接合部の強度が柱・梁の強度よりも大きくなり, 実験で見られるようなピンチング性状を示さないものが存在した(柱梁曲げ強度比が1.5~ 1.9の十字形接合部で3体, 梁端が折り曲げ定着であるト形接合部のOシリーズで4体)。また, N01のように, 接合部強度の計算結果が実験結果よりも小さくなり, 最大強度を大幅に過小評価する場合もあった(主筋間距離が短い十字形接合部で2体, 柱せいが梁せいの2倍であるト形接合部のNシリーズで2体)。

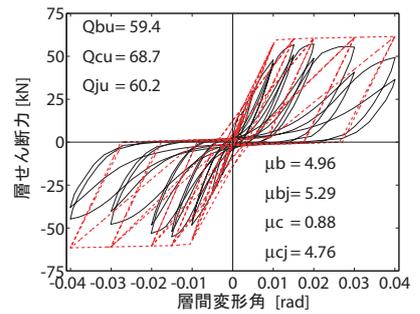
層せん断力	Q _{bu} : 梁端終局強度時 Q _{cu} : 柱端終局強度時 Q _{ju} : 接合部終局強度時	最大塑性率	μ _b : 梁側部材端ばね μ _{bj} : 梁側接合部ばね μ _c : 柱側部材端ばね μ _{cj} : 柱側接合部ばね	— 実験 - - - 解析
-------	--	-------	--	------------------



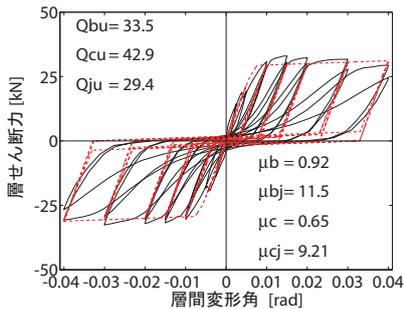
(a) B01



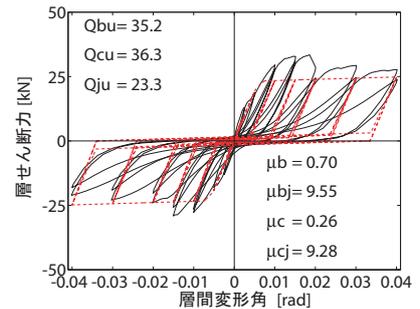
(b) B04



(c) D02



(d) L02



(e) N01

図 - 5 層せん断力 - 層間変形角関係

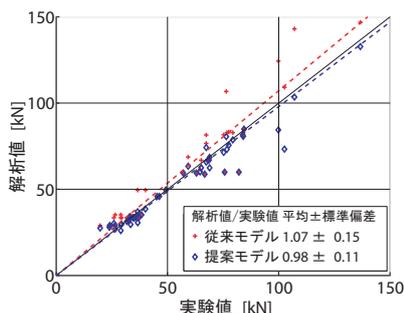


図 - 6 最大耐力

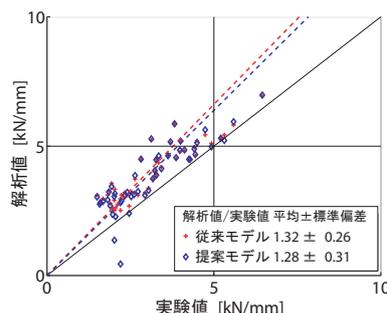


図 - 7 除荷剛性 (層間変形角+3.0%)

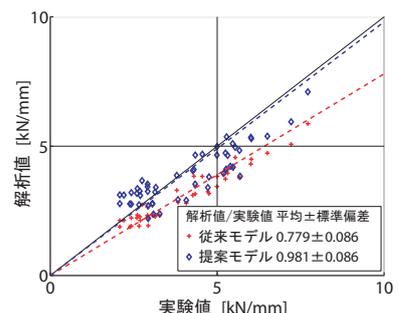


図 - 8 割線剛性 (主筋初降伏時)

全試験体について, 復元力特性の適合性を大局的に評価するために, 最大耐力, 層間変形角+3.0%に達した直後の除荷剛性, 主筋初降伏時の割線剛性, 以上を実験結果と比較したものを図 - 6, 7, 8 に示す。参考のために, 単一ばねモデルによる従来の方でモデル化したものについても解析を行い, 図中にプロットした。従来モデルでは, 履歴モデルを武田モデルとし, 曲げ降伏時の変形を菅野式より推定する他は, 部材端ばねと同様に復元力特性を定めた。

最大耐力は, 従来モデルでは実験値よりも大きく評価するものが多く見られるが, 提案モデルでは同等ないし小さく評価する傾向が見られる。除荷剛性は従来モデルでは過小評価し, 提案モデルでは実験値に概ね一致する。割線剛性は, 従来モデルと提案モデルとで差が小さい。

提案モデルは, 変形が小さく主筋が未降伏の段階では, 従来モデルと同等の剛性を示すことが確認できる。また, 変形が大きくなり回転ばねが塑性化した段階では, 最大耐力や除荷剛性がより実験結果と適合すると言える。

3.1 平面骨組モデル

3.1 解析対象

実大4層鉄筋コンクリート造建物の振動台実験¹²⁾について、長辺方向の純ラーメン架構を直列ばねモデルでモデル化し、静的繰返し骨組解析を行う。

この建物は現行の耐震設計基準を満たすように設計され、梁が上端引張になるト形接合部を除いて柱梁接合部のせん断余裕度は1.19~2.95である。また、靱性指針¹³⁾に基づく通し梁主筋の付着余裕度は1.01~1.43である。柱梁曲げ強度比は、十字形接合部で0.92~0.99、梁が上端引張になるト形接合部で0.92~1.06、梁が下端引張になるト形接合部で1.70~1.87である。伏図および軸組図を図-9に、代表的な断面のリストを図-10に示す。

振動台実験では、気象庁神戸海洋気象台観測波、JR鷹取駅記録波が3方向同時で入力された。その結果、全加振終了時点で、2階の十字形接合部でせん断ひび割れ幅が53mmに達する損傷が生じた。また、2階のト形接合部では、せん断ひび割れ幅が1.5mmとなり、梁と同程度の損傷になった。

3.2 解析方法

骨組解析のモデルを図-11に、載荷履歴を図-12に示す。外力分布はAi分布より求めた。最上階のL形接合部および1階の柱脚については、接合部破壊はしないと仮定して、接合部ばねを剛とした。回転ばねの復元力特性は2章と同様に定めた。ただし、梁の強度・剛性の算定にはRC規準⁷⁾に基づきスラブを考慮した。柱の強度には長期軸力を考慮したが、変動軸力は無視した。

接合部終局モーメントを算定するにあたっては、以下の3点について接合部終局モーメントの算定式の適用範囲を超えていることに注意が必要である。すなわち、(a)床スラブが取り付けられている点、(b)梁の上下端で主筋量が異なる点、(c)接合部の上下で柱の軸力が異なる点である。(a)については、スラブコンクリートおよびスラブ筋を無視した。(b)については、梁主筋量として上端筋量・下端筋量の平均値を算定式に代入した。(c)については、柱軸力として上下柱の長期軸力の平均値を算定式に代入した。なお、(b),(c)の諸元を平均化せずに、加力方向によって異なる強度を接合部ばねに与えて解析を行ったところ、平均化した場合と比して全体の挙動には大きな差がなかった。

この建物は、接合部せん断余裕度、主筋の付着余裕度とも1以上を確保しているため、従来の設計では接合部を剛とし、柱・梁は曲げ強度が発揮され、良好な履歴性状を有するとしてモデル化されうるものである。そこで、単一ばねモデルに武田モデルを用いた従来モデルでも解析も行い、提案モデルとの比較を行う。

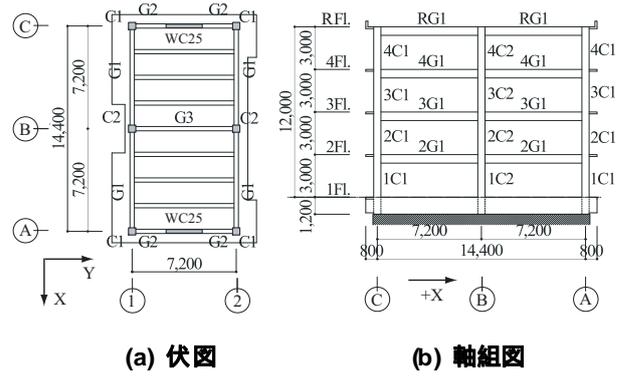


図-9 解析対象建物

コンクリート圧縮強度:30.2~41.0N/mm², 主筋種別:SD345

断面		断面			
B x D	500 x 500	B x D	300 x 600		
主筋	10-D22	上端筋	6-D22	3-D22	6-D22
帯筋	3,4-D10@100	下端筋	3-D22	3-D22	3-D22
仕口	2,2-D10@140	腹筋	4-D10		
		肋筋	2-D10@200		

(a) 1階C1柱脚

(b) 2階G1

図-10 断面リスト

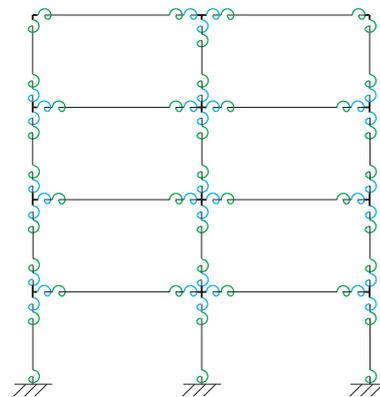


図-11 解析モデル

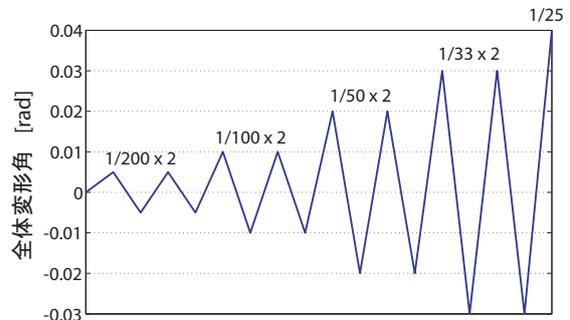


図-12 加力スケジュール

3.3 解析結果

(1) 実験結果との対応

解析終了時の塑性ヒンジの分布を図 - 13に示す。塑性ヒンジの種類に着目すると、接合部の損傷を考慮した提案モデルでは2階の接合部の周りで接合部ばねの塑性化によるヒンジができています。これは、実験で2階の十字形接合部、ト形接合部にせん断ひび割れが生じた¹²⁾ことと良く対応している。

(2) 全体の応答と損傷位置

図 - 14にベースシア係数 - 全体変形角関係を示す。ここで、全体変形角とは屋上床変位を屋上高さで除した値である。提案モデルでは、接合部の損傷を考慮していない従来モデルよりも最大耐力が約 12%小さく、履歴曲線にピンチング性状が顕著に表れている。

最大層間変形角の分布 (図 - 15) では、モデルの相違により 1, 2 層に違いが見られ、提案モデルでは 2 層の変形が最も大きい。図 - 13 の塑性ヒンジの分布は、従来モデルでは 1 層と 2 層の崩壊形なのに対して、提案モデルでは 2 層単独の崩壊形が形成されている。

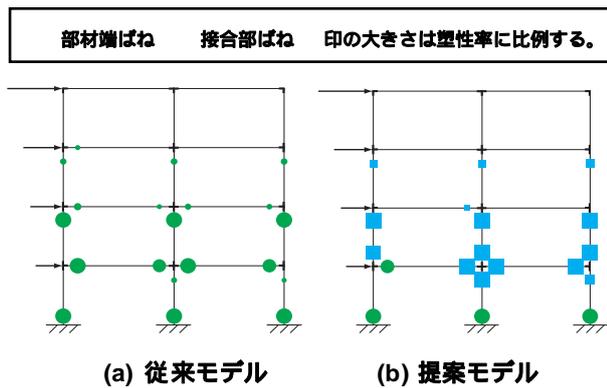


図 - 13 塑性ヒンジの分布 (全体変形角 1/25時)

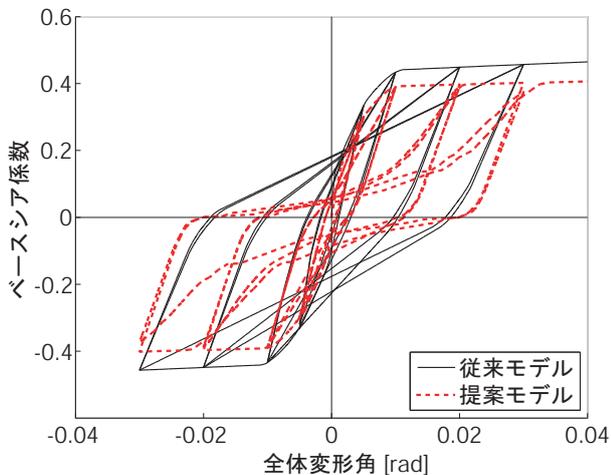


図 - 14 ベースシア係数 全体変形角関係

(3) 履歴吸収エネルギー

加力サイクルごとの等価粘性減衰定数を図 - 16 に示す。すべてのサイクルで、提案モデルの等価粘性減衰定数が従来モデルの値を下回る。特に加力サイクル 0.03rad の 2 回目では約 2 倍の差がある。提案モデルを採用することによるエネルギー吸収量の減少は、無視できない。

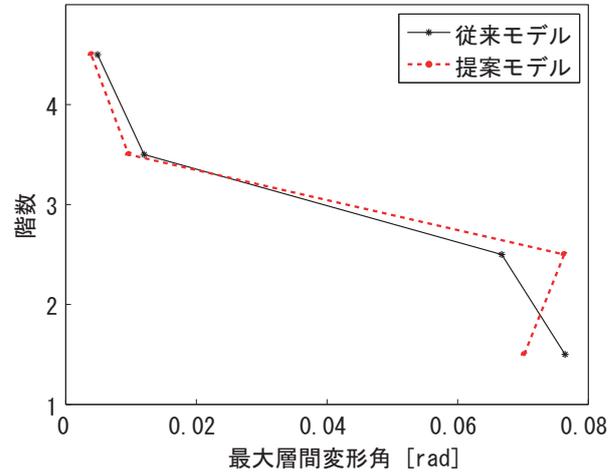


図 - 15 最大層間変形角の分布

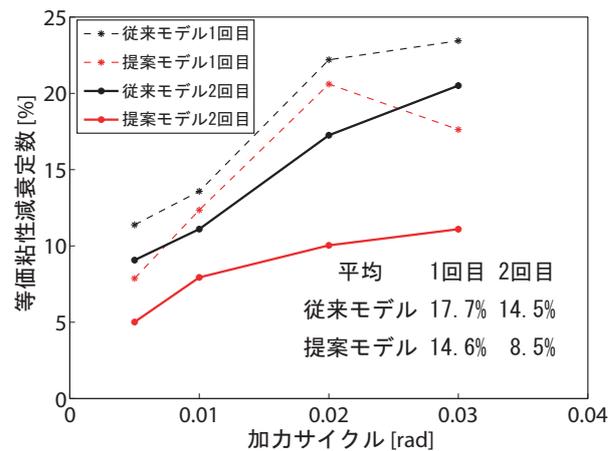
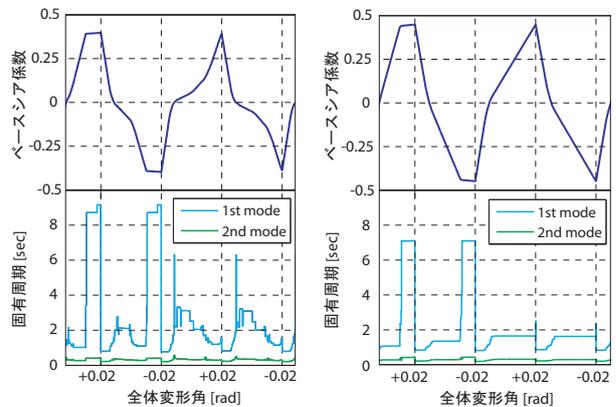


図 - 16 等価粘性減衰定数の推移



(a) 従来モデル (b) 提案モデル

図 - 17 固有周期の変動

(4) 固有周期

従来モデルと提案モデルとでは、動的解析時の振動特性も変化すると考えられる。そこで、全体変形角 $\pm 2.0\%$ サイクルについて、架構全体の固有周期の変動の様子を図-17に示す。固有周期は解析ステップごとに固有値解析を行って求めた。どちらのモデルでも、ベースシア係数のピーク付近で1次固有周期が大幅に伸びる点は共通している。また、2次固有周期の変動は1次固有周期と比べると小さい。従来モデルでは、ピークから折り返すと固有周期が一定となる領域に推移するのに対して、提案モデルの方では、ベースシア係数のピークの合間にも固有周期が大きく変動する。これは個々の接合部ばねが除荷後にスリップ領域に入るタイミングが異なるためだと考えられる。

3.4 今後の課題

最後に、本解析方法の未検討課題について述べる。(1) 本解析方法は接合部終局強度と梁、柱の曲げ終局強度の大小関係に非常に敏感である。接合部終局モーメントの算定式の精度が確認できないような柱梁接合部が存在する場合は、解析結果にも大きな誤差が生じると考えられる。(2) 本解析方法は、材端弾塑性ばねモデルに基づいているため、逆対称曲げを仮定している。したがって、モーメント分布が仮定と大きく異なるような構造に用いた場合には大きな誤差が生じると考えられる。

4. まとめ

本論文では、鉄筋コンクリート造柱梁接合部の破壊機構を考慮した骨組解析モデルとして、直列ばねモデルにより簡易にモデル化する手法を提案した。部分架構において提案モデルの有効性を確認し、平面骨組において柱梁接合部の破壊を考慮しない従来モデルとの比較を行った。以下に結果を要約する。

- 1) 部分架構では実験結果の履歴曲線に近い応答が得られることが多いが、必ずしも精度の高い解析結果が得られるとは限らない。全体の傾向としては、従来モデルよりも適切に骨格曲線を評価することができる。
- 2) 平面骨組の解析結果を、対象建物の実験結果と照らし合わせると、破壊性状に適合性が見られた。提案モデルは、接合部強度を正しく推定できれば、接合部破壊が起こる現象を再現することができる。
- 3) 従来モデルと比較すると、最大耐力は約12%、等価粘性減衰定数は最大5割小さい。崩壊形、固有周期の変動の仕方も異なる。接合部の破壊機構を考慮しないモデルでは、架構の強度や履歴吸収能を過大評価し、損傷位置や瞬間剛性を適切に評価できない。

参考文献

- 1) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.73, No.631, pp.1641-1648, 2008.9
- 2) 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, pp.415-420, 2005
- 3) 千葉隆史，芳村学：接合面でのすべりを考慮したPCa構造の地震応答解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15, No.2, pp.707-712, 1993
- 4) Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No. ST12, pp.2557-2573, 1970.12
- 5) 楠原文雄，塩原等，田崎渉，朴星勇：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.75, No.656, pp.1873-1882, 2010.10
- 6) 塩原等ほか：鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の耐震性能におよぼす設計因子の影響に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.391-400, 2010.9
- 7) 高山慧，塩原等，楠原文雄：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の直列ばねモデルの力学的性状に関する検討，日本地震工学会・大会2012梗概集，pp.212-213, 2012.11
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2010.2
- 9) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集，Vol.75, No.657, pp.2027-2035, 2010.11
- 10) 国立大学法人東京大学工学系研究科建築学専攻，株式会社大林組技術研究所：平成21年度国土交通省建築基準整備促進補助金事業（テーマ名6：鉄筋コンクリート造の各種柱はり接合部の耐力評価に関する実験）「主筋が接合部内に定着される柱梁接合部の耐力に関する調査」調査報告書，2010.3
- 11) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究，東京大学博士課程学位論文，1970
- 12) 長江拓也ほか：4階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.76, No.669, pp.1961-1970, 2011.11
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999.8