

# 論文 RC造骨組み架構の履歴特性モデル

石川 裕次<sup>\*1</sup>・木村 秀樹<sup>\*1</sup>・山本 正幸<sup>\*2</sup>・角 彰<sup>\*3</sup>

**要旨:** 現在, 鉄筋コンクリート(RC)造建物の質点系地震応答解析に使用されている層の履歴特性は, 降伏点以後の性状に主眼が置かれて提案されたものが多い。ここでは, 降伏点前の変形領域においても履歴吸収エネルギーが既往の実験データに適合する履歴特性モデルの構築を試みた。具体的には等価粘性減衰定数に着目し, 既往の実験データ(十字形接合部: 10体)によって, 1) コンクリート強度, 2) 梁主筋強度, 3) プレキャスト化, 4) 小変形サイクルに関する定性的な検討を行った。次に, 代表的な実験データを基に, 小変形サイクルから降伏点以後まで, 等価粘性減衰定数を適切に評価する履歴特性のモデル化を行った。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 柱・梁接合部, 履歴特性, 等価粘性減衰定数

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート部材を対象とした履歴特性モデルは, 1966年のCloughモデル<sup>1)</sup>により, RC部材特有の劣化型履歴特性が示され, その後, 1969年に降伏点以後の等価粘性減衰定数を一定値とした稲田モデル<sup>2)</sup>が, 1970年に降伏点以後の除荷時剛性を降伏点剛性(降伏点と反対側の第1折点との割線剛性)の指数関数によって表現した武田モデル<sup>3)</sup>が提案されている。これらのモデルは, 降伏点以後の性状に主眼が置かれ提案されているものが多い(各モデルの概要および特性は文献4)を参照されたい)。

しかし, 近年に見られる制震構造や免震構造建物の地震応答においては, 降伏点前の変形領域が支配的である。この領域における履歴吸収エネルギーの評価は, 制震部材(装置)等の設計に影響することが予想される。そこで, 近年の使用材料の高強度化を考慮し, 実用化されている高強度材料を用いた柱・梁接合部実験データに基づいて履歴特性モデルの検討を行った。

## 2. RC造骨組み架構の等価粘性減衰定数

まず, 既往の柱・梁接合部における層せん断力-層間変形角関係の実験データ(10体)<sup>5),6),7),8)</sup>

表-1 検討に使用した実験データ一覧

形状	文献	番号	試験体	梁主筋	f <sub>c</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	破壊モード	特徴
十	5)	I-1	KJIS	SD490	66.1	BJ	一体打ち
		I-2	KJIP	SD490	66.1	BJ	PCa <sup>*1</sup>
		I-3	BJIS	USD685	66.1	BJ	梁主筋
	6)	I-4	J11A	SD345	57.5	BJ	Fc60
		I-5	J12A	SD345	56.5	BJ	τ <sub>j</sub> 大
		I-6	J31A	SD345	55.2	BJ	太径主筋
		I-7	J32A	SD345	55.2	BJ	太径主筋
	7)	I-8	J4-0	SD390	30.4	J	Fc40
		I-9	J6-0	SD390	60.5	BJ	Fc60
		I-10	J8-0	SD390	77.6	BJ	Fc80

\* 破壊モード

B型: 梁曲げ破壊型

BJ型: 梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型

J型: 接合部せん断破壊型

\*1: 柱PCa, 接合部・梁一体型: PCa

f<sub>c</sub>: コンクリート実圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>]

から算出した等価粘性減衰定数(以下, heq と表示)について検討した。使用した実験データ一覧を表-1に示す。なお, 等価粘性減衰定数は, 原則的には同一変位における2回目サイクルのデータ(定常ループ)を用いた(等価ポテンシャルエネルギーは, 各回のピーク点データから算定)。

### 2.1 影響因子の検討

#### (1) コンクリート強度の影響

図-1にコンクリート強度が異なる柱・梁接合

\*1 株式会社竹中工務店 技術研究所建設技術開発部構造部門 主任研究員 工博 (正会員)

\*2 株式会社竹中工務店 東京本店設計部 副部長 工修 (正会員)

\*3 株式会社竹中工務店 大阪本店設計部 部長 工博 (正会員)

部における等価粘性減衰定数(heq)の比較を示す。各データのコンクリート実圧縮強度( $f'_c$ )は、 $f'_c30$  (J4-0),  $f'_c60$ (J6-0),  $f'_c78$ (J8-0)である(主筋はSD390相当, 表-1参照)。

コンクリート強度の高強度化による heq への影響は見られなかった。なお, 部材角  $10 \times 10^{-3}$ [rad]前(以下, R+10等と表示)のサイクルは1回目サイクルのデータであり, J4-0はR+10以後に接合部せん断破壊に至ったデータである。

### (2)梁主筋強度の影響

図-2に主筋強度が異なる柱・梁接合部の等価粘性減衰定数(heq)の比較を示す(表-1参照)。

ここで, 比較したデータはKJIS試験体(I-1)<sup>5)</sup>とBJIS試験体(I-3)<sup>5)</sup>である。それぞれ, 梁主筋はSD490相当(降伏強度  $f_y=511$ [N/mm<sup>2</sup>])およびUSD685相当( $f_y=705$ [N/mm<sup>2</sup>])である。なお, BJISでは主筋量を減じて, 両試験体の梁曲げ耐力を同一に設定している。

梁曲げ降伏前後の heq は, 梁主筋の高強度化により減少する傾向が見られる。例えば R±5までの heq の平均値はKJISが4.0[%], BJISが3.1[%]であり, 1:0.78の関係となった。これは, ほぼ梁主筋降伏強度比の逆数に相当する。

### (3)プレキャスト化による影響

図-3に一体打ちおよびプレキャスト(以下, PCa)柱・梁接合部の等価粘性減衰定数(heq)の比較を示す。なお, PCa接合部データは, 接合部と梁を一体化したPCa部材を, PCa柱上部から落込む構工法<sup>5)</sup>を用いた実験データである。

PCa試験体の等価粘性減衰定数は, R±3.3以前は若干小さめであるが, R±5.0以後は一体打ちとほぼ同様な値を示している。

降伏点前の変形領域である R±5.0 までの等価粘性減衰定数の平均値で比較すると, 一体打ち(KJIS)が4.0[%], プレキャスト(KJIP)が3.2[%]であった。

### (4)小変形サイクルの等価粘性減衰定数(heq)

図-4に, R±5のサイクルについて, 初期サイクルのR±5と梁曲げ降伏後のR±10後に行ったR±5の等価粘性減衰定数(heq)を比較した。

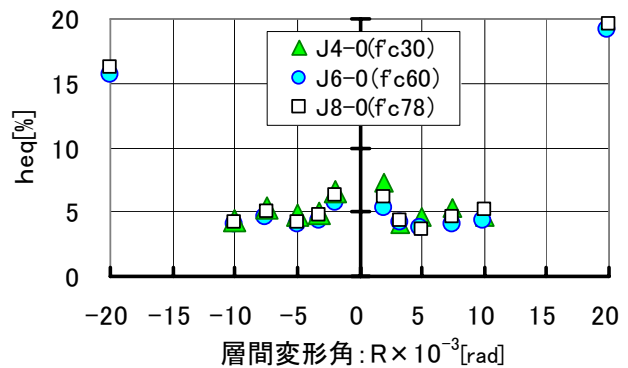


図-1 コンクリート強度が異なる柱・梁接合部における等価粘性減衰定数の比較

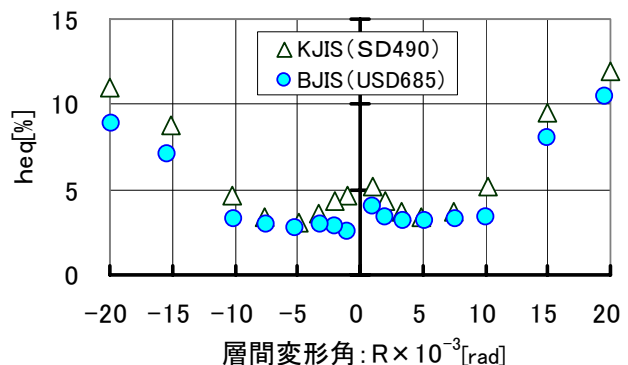


図-2 梁主筋強度が異なる柱・梁接合部における等価粘性減衰定数の比較

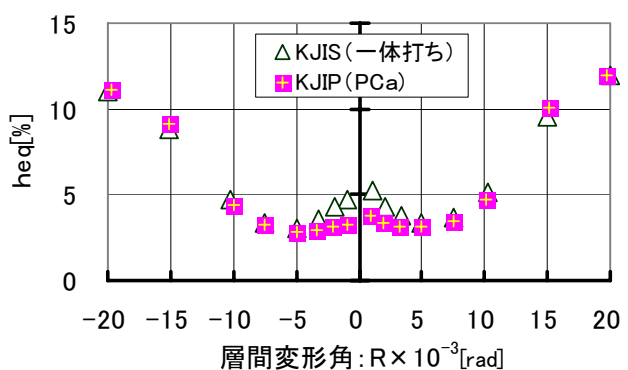


図-3 一体打ちおよびプレキャスト柱・梁接合部における等価粘性減衰定数の比較

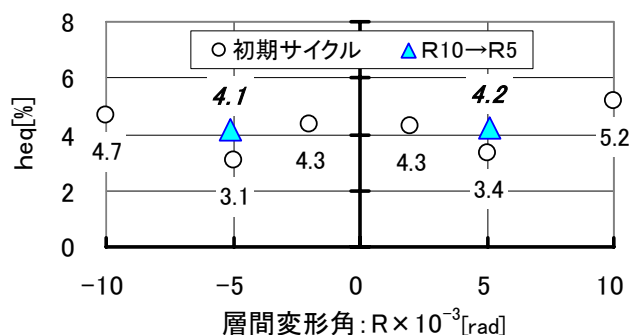


図-4 小変形サイクル(降伏点後)における等価粘性減衰定数の比較(图中数字は heq [%])

曲げ降伏後に相当する R±10 後の R±5 の等価粘性減衰定数は, 初期サイクルの時の 1.26 倍, R±10 の値に対しては 0.81 倍の値を示した。

## 2.2 全体データによる検討

RC 造柱・梁接合部の全データを用いて heq-層間変形角関係の全体的な傾向を検討した。

図-5 に表-1 に示した柱・梁接合部の等価粘性減衰定数について、1 回目サイクルの heq を (a) に、2 回目サイクルの heq を (b) に、heq の 2 回目サイクルと 1 回目サイクルの比を (c) に示す。

1 回目サイクルにおける heq は、第 1 サイクルの  $R \pm 1$  の値が比較的大きい。梁曲げ降伏に至る  $R \pm 5 \sim R \pm 10$  間に 5.0% 前後まで減少し、降伏点以後は塑性率の増加と共に heq が増加する。

2 回目サイクルにおける heq は、第 1 サイクルの heq に比べ、全体的に値が減少しているが、heq と層間変形角の関係は、ほぼ同様であった。

図-5 (c) は、heq の 2 回目サイクル (heq(2)) と 1 回目サイクル (heq(1)) の比 (heq(2)/heq(1)) と層間変形角関係を示している。heq(2)/heq(1) は、層間変形角の増加と共に増加する傾向が見られる。初期サイクル  $R \pm 1$  における heq(2)/heq(1) は、0.5 前後であり、梁曲げ降伏後の  $R+10$  では 0.7 から 0.8 前後の値を示した。

以上の検討結果から、RC 造柱・梁接合部実験における等価粘性減衰定数 (heq) は、あまりばらつきが無いことを確認した。

## 3. 履歴ループの検討

ここでは、梁主筋の適用範囲を SD490 相当までを対象として検討を進めたため、適用範囲の中で梁主筋強度が最も大きい KJIS 試験体 (I-1, 表-1 参照) の実験データを主に用いて履歴ループ形状の検討を行った。これは 2 章での検討のように主筋強度が大きい方が、heq が小さくなる傾向があるため、設計で用いる場合に応答が安全側に評価されることを考慮したものである。

### 3.1 検討に使用した実験データ<sup>5)</sup>の概要

履歴ループの検討に使用する KJIS 試験体 (I-1) はコンクリート強度  $f'_{c66}$ 、梁主筋に SD490 を使用し、通し梁主筋定着及び接合部せん断余裕度<sup>6)</sup>を確保した梁曲げ降伏先行型の試験体である。図-6 に層せん断力-層間変形関係を示す。

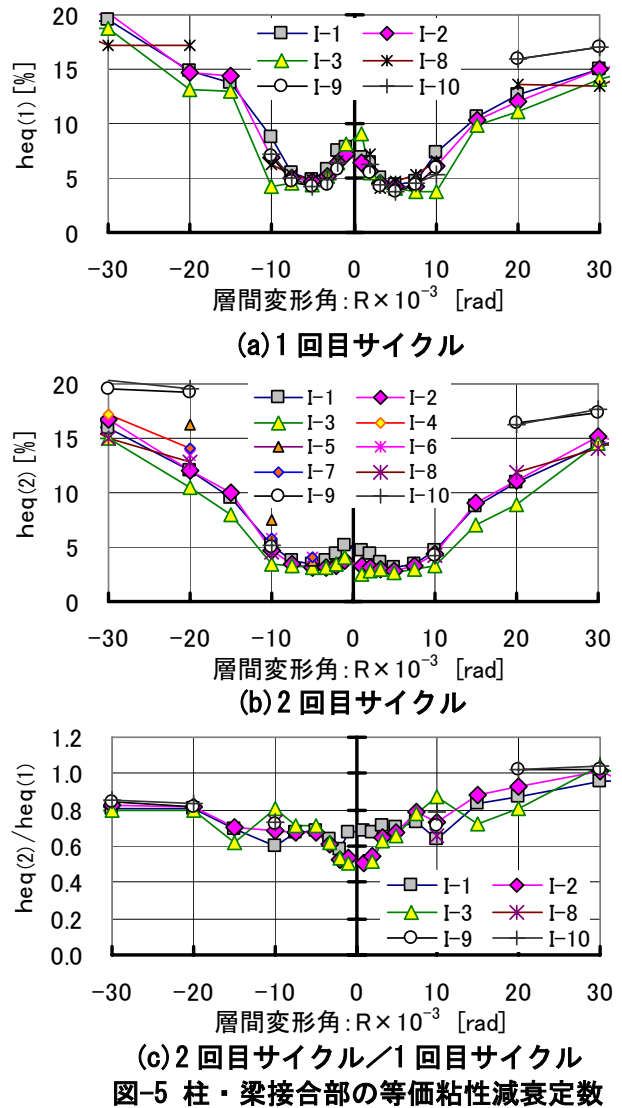
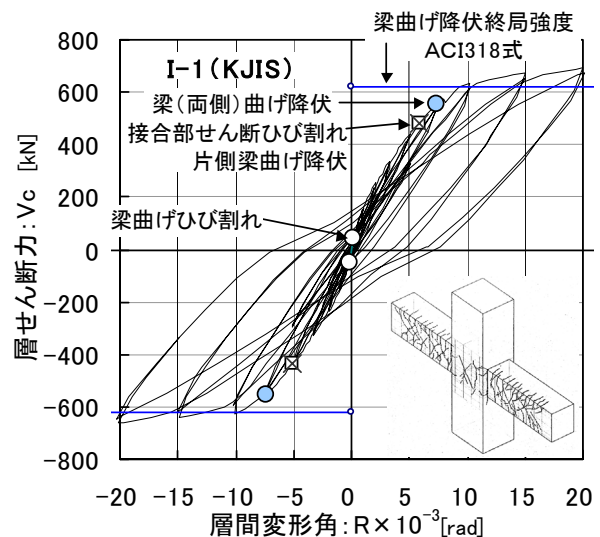


図-5 柱・梁接合部の等価粘性減衰定数



図中ひび割れ図は、 $R \pm 10$  時  
 図-6 I-1 (KJIS) 実験結果概要<sup>5)</sup>

KJIS 試験体 (I-1) は、 $R+5.8$  に片側、 $R+7.4$  に両側の梁が曲げ降伏し  $R+40$  まで安定した履歴特性を示した実験データである。

### 3.2 降伏点前の履歴ループ

図-7 左側に降伏点前の R+3.3, R+5.0(2回目)の履歴ループを、図右側に正サイクルピーク点からの除荷時剛性および負サイクルの再載荷剛性の推移を示す。

R+3.3, R+5.0 共にピーク点から除荷直後の除荷時剛性は、相対的に大きい。その後、除荷が進むと除荷時剛性が一定となる傾向が見られる。

以上の検討結果から、定常ループにおける降伏点前の履歴ループのモデル化は文献 2), 9)と同様に平行四辺形の形状によるモデル化が可能であると考えられる。

### 3.3 降伏点前における除荷時剛性の検討

ここで、降伏点前の除荷時剛性の検討に用いた用語の定義を図-8 に示す。図中の履歴ループは、定常ループ(2回目サイクル)を想定した履歴ループである。ここでは、文献 9)に従いピーク点からの第 1 除荷時剛性( $k_d$ )を、弾性剛性( $k_e$ )とピーク点の等価剛性( $k_R$ )との平均値とした。この除荷時剛性は、完全弾塑性モデルと原点指向型モデルの除荷時剛性の平均値に相当する。

履歴ループ形状を、図-8 示す平行四辺形とした場合に計算される等価粘性減衰定数と実験値の対応を見るために、除荷折曲点荷重( $F_d$ 、ピーク点から除荷時剛性が変化する点までの荷重の大きさ 図-8 参照)を、第 1 折点荷重( $F_1$ ) (ここでは、接線剛性が第 1 サイクル R±1.0 ピーク点の等価剛性の 0.85 倍となった点の荷重)の 1.0 倍、2.0 倍として検討した結果を図-9 に示す。

除荷折曲点荷重( $F_d$ )は、1.0 $F_1$  とすると降伏点前の  $heq$  を適切に評価できることが分かった。

### 3.4 降伏点以後の履歴ループ

降伏点以後の履歴ループ形状を検討するために図-10 に R+10, R+20(2回目)における履歴ループおよび正サイクルピーク点からの除荷時剛性および負サイクルの再載荷剛性の推移を示す。

降伏点以後は、変形(塑性率)の増加と共に除荷時剛性がほぼ一定となる除荷折曲点荷重( $F_d$ )が増加する傾向が見られ、R+20 では荷重 0 の領域まで除荷時剛性が徐々に低下し、除荷時剛性の

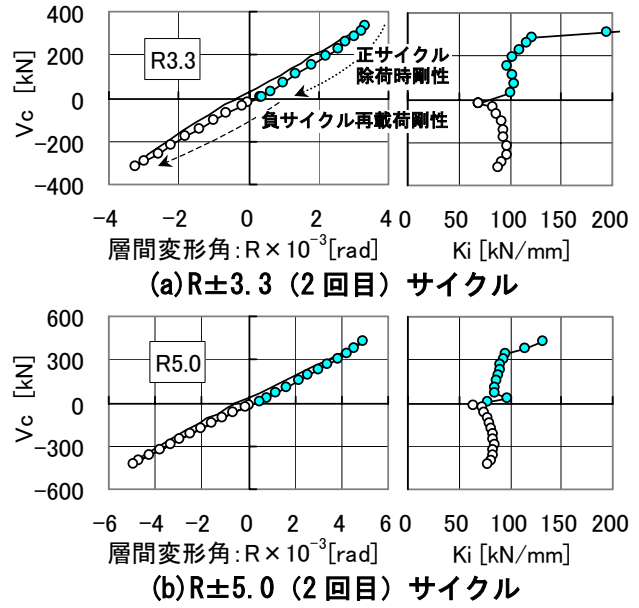
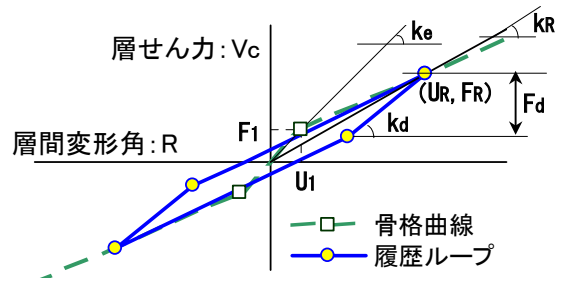


図-7 降伏点前の等価粘性減衰定数と除荷時剛性の推移 (Data: I-1)



( $U_1, F_1$ ): 骨格曲線の第 1 折点 (弾性限点) の座標  
 骨格曲線: 層せん断力-層間変形角関係を折線で表現  
 $k_e = F_1 / U_1$ : 弾性剛性, ( $U_R, F_R$ ): ピーク点の座標  
 $k_R = F_R / U_R$ : ピーク点の等価剛性  
 $k_d = (k_e + k_R) / 2$ : ピーク点からの第 1 除荷時剛性 (文献 9) に従う  
 $F_d$ : 除荷折曲点荷重 (3.3 にて検討)

図-8 降伏点前における履歴ループの検討に使用する用語の定義

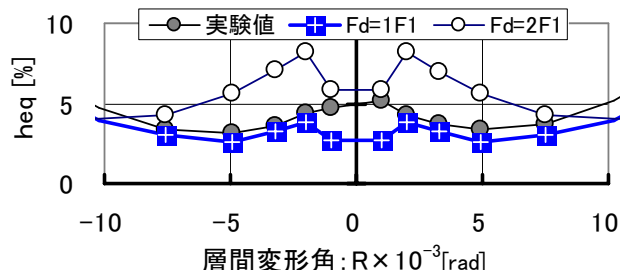


図-9 (降伏点前) 除荷時折曲点荷重 ( $F_d$ ) の検討結果

値は変形(塑性率)の増加と共に減少している。

以上の検討から、降伏点以後の変形(塑性率)の増加に伴い、除荷折曲点荷重( $F_d$ )が増加すると共に除荷時剛性が低下することが分かった。

#### 4. 履歴特性モデル

RC 造架構の履歴特性について、実験データの分析により得られた定性的な知見に基づき小変形から大変形(R±30 程度)領域まで連続的に履歴吸収エネルギーを適切に評価できる履歴特性モデルの作成を試みた(図-11 参照)。以下に、提案する履歴特性モデルの概要を示す。

##### (1) 降伏点前 (図-8, 図-11 参照)

骨格曲線上のピーク点から除荷される時に、除荷折曲点荷重  $F_d = F_1$  分だけ( $F_1$ : 第1折点の荷重), 弾性剛性とピーク点の等価剛性の平均値によって定められる第1除荷時剛性( $k_d$ )によって除荷される。その後は、反対方向の最大点を指向する。

##### (2) 降伏点後 (図-11 参照)

降伏点後は、塑性率の増加と共に除荷折曲点荷重  $F_d$  は増加し、第1除荷時剛性 ( $k_d$ ) は低下するモデルとする(図-11 式(1), (2)参照)。但し、除荷時折曲点荷重( $F_d$ )は、ピーク点の荷重( $F_R$ )以下とし、塑性率( $\mu$ )は 3.0 以下とした。

これは、RC 造架構の場合には、ひび割れの開閉に伴い荷重の符号が逆転する前後(除荷時剛性から再載荷剛性に転化する時)に剛性が大きく変化する現象を表現している。また、第1除荷時剛性は 3.3 の検討結果から、塑性率の増加と共に低減させている。

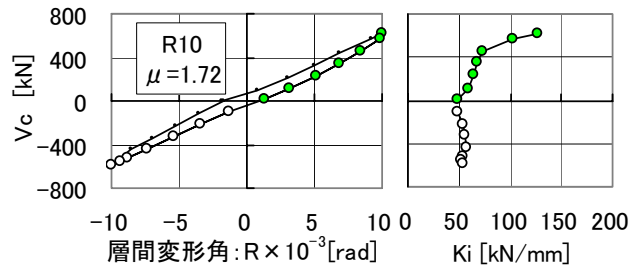
##### (3) 骨格曲線

RC 造架構の層の履歴特性における骨格曲線は、3 折線あるいは 4 折線などで適宜定義することになるが、ここでは、実験データにおける骨格曲線は、以下の定義に従って定めた。

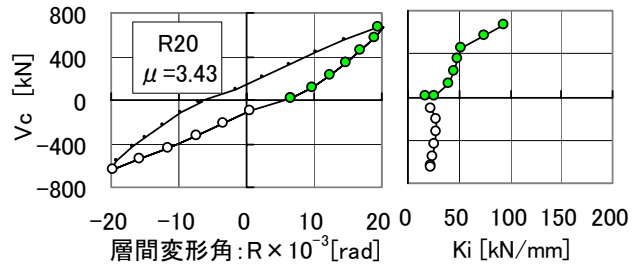
- 1) 第1折点: 接線剛性が、第1サイクル R±1.0 ピーク点の等価剛性の 0.85 倍となった点。
- 2) 第2折点: 2 本の内、1 本の梁が曲げ降伏に至った点とし、降伏点として定義した。
- 3) 第3折点: ここでは、主な地震応答解析の範囲を R±10 と仮定して、骨格曲線上の R+10 の点として定めた。

##### (4) 実験データと提案モデルの比較

図-11 に示す履歴特性モデルによって算出し

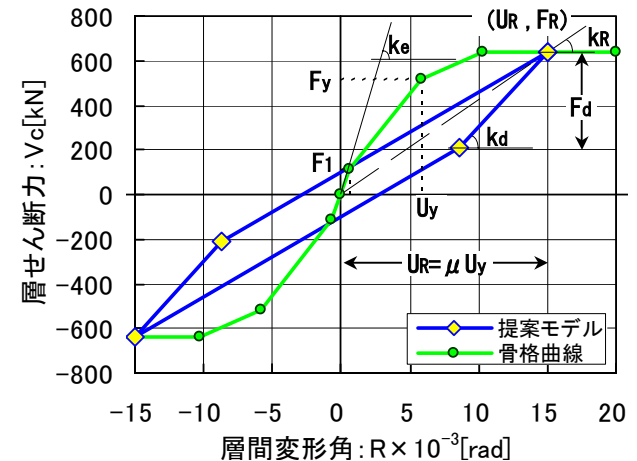


(a) R±10 (2 回目) サイクル



(b) R±20 (2 回目) サイクル

図-10 降伏点後の等価粘性減衰定数と除荷時剛性の推移 (Data: I-1)



除荷折曲点荷重(ピーク点からの値)

$$F_d = \left( \frac{F_y - F_1}{2} \right) \mu + \left( \frac{3F_1 - F_y}{2} \right) \quad \text{但し, } F_d \leq F_R, 1 \leq \mu \leq 3 \quad (1)$$

第1除荷時剛性

$$k_d = \frac{k_e + k_R}{2\sqrt{\mu}} \quad \text{但し, } 1 \leq \mu \quad (2)$$

( $U_1, F_1$ ): 第1折点(弾性限点)

( $U_y, F_y$ ): 第2折点(降伏点),  $\mu = U_R/U_y$ : 塑性率

( $U_R, F_R$ ): 骨格曲線上のPeak点

図-11 履歴特性モデルの定義

た等価粘性減衰定数の計算値と実験値の比較を 図-12 および 図-13 に KJIS(I-1)試験体および KJIP(I-2)試験体について示す。提案モデルによる計算値は実験値と良く対応している。

KJIS(I-1)試験体の  $heq$  の実験値/計算値は、降伏点前の R0~R±5 の領域での平均値は 1.33, R0~R±20 の領域の平均値は 1.29 であった。

KJIP(I-2)試験体の  $heq$  の実験値/計算値は、降



伏点前の  $R0 \sim R \pm 5$  の領域での平均値は 1.04,  $R0 \sim R \pm 20$  の領域の平均値は 1.11 であった。

図-14 には, KJIS(I-1)試験体の  $R \pm 5$  および  $R \pm 10$  の履歴ループ(実験値)と提案モデルの比較を示す。履歴ループの形状についても, 良い対応をしている。

## 5. まとめ

柱・梁接合部実験データの等価粘性減衰定数および履歴ループ形状の検討に基づき, 小変形から大変形 ( $R \pm 30$ ) まで履歴吸収エネルギーが実験データと対応する RC 造架構を対象とした履歴特性モデルを提案し, 実験データとの適合性を確認した。

## 参考文献

- 1) Clough, R.W., S.B. Johnston : Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings, Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, 1966, pp.227-232
- 2) 深田泰夫 : 鉄筋コンクリート構造物の復元力特性に関する研究, 日本建築学会関東支部第 40 回学術研究発表会, pp.121-124, 1969
- 3) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen, Norby Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, pp.2557-2573, 1970.12
- 4) Shunsuke Otani : Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo, vol. XXXVI, No.2, 1981, pp.407-411
- 5) 石川裕次, 木村秀樹, 上田博之, 奥出久人 : 接合部一体型プレキャスト柱・梁接合部の力学的挙動, コンクリート工学年次論文集 Vol.26, 2004, pp.505-510
- 6) 角 彰, 益尾潔, 久徳敏治, 六車熙 : RC 造内部柱-梁接合部の変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.15, No.2, 1993.6

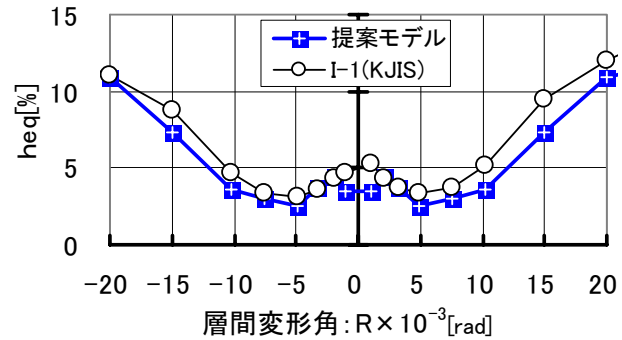


図-12 等価粘性減衰定数の比較 (I-1 試験体)

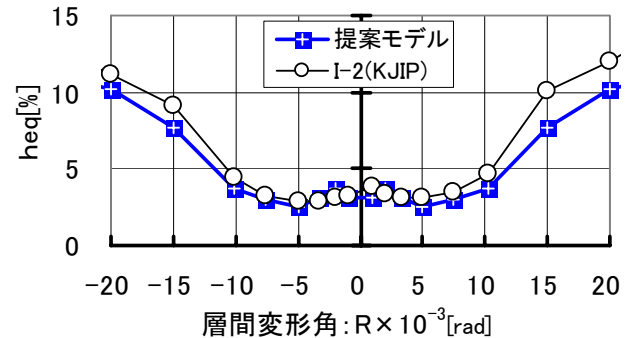
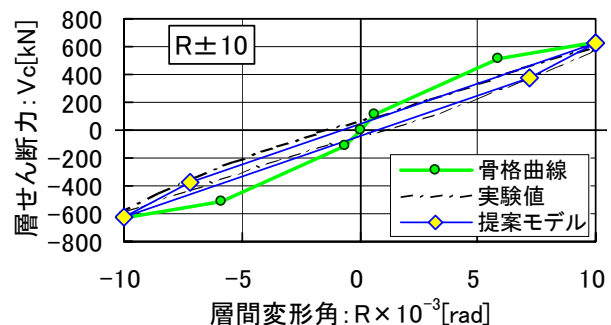
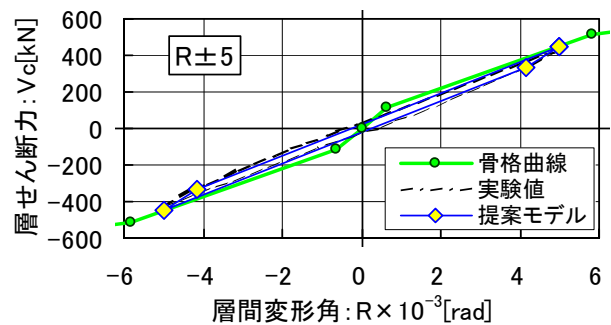


図-13 等価粘性減衰定数の比較 (I-2 試験体)



上段 :  $R \pm 5.0$ 、下段 :  $R \pm 10$  (2 回目サイクル)

図-14 履歴ループの検討 (KJIS (I-1) 試験体)

- 7) 菅野俊介, 長嶋俊雄, 木村秀樹, 市川敦史 : 高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究, 竹中技術研究報告, 第 42 号, 1989.11
- 8) 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(案)・同解説, 1997.7
- 9) 久徳敏治, 木林長仁 : 並列多質点系構造物の地震応答解析システムについて, 竹中技術研究報告, 第 39 号, 1988.5, pp.67-80