

# 論文 多数回繰り返し载荷を受ける高強度鉄筋コンクリート梁の履歴特性

横川 智裕<sup>\*1</sup>・濱田 聡<sup>\*2</sup>・竹中 啓之<sup>\*2</sup>・和泉 信之<sup>\*3</sup>

**要旨:** 海洋型巨大地震の発生により梁部材は塑性域に至る変形を多数回受けることが考えられる。そこで耐震設計用解析モデルの検証のため、本研究では高強度鉄筋を用いた RC 梁部材を対象として多数回繰り返し载荷実験を行い、梁部材の履歴特性について評価した。まず、降伏点の異なる高強度鉄筋を用いた梁試験体の実験結果から部材の骨格曲線を評価し、多数回繰り返し载荷による部材の耐力低下の有無とその低下率を示した。次に、異なる2つの復元力特性モデルを用いた試験体解析を行い、実験結果の比較から等価粘性減衰定数に着目して履歴特性の設定の妥当性と留意点を示した。

**キーワード:** 多数回繰り返し载荷, 高強度鉄筋コンクリート造, 構造実験, 復元力特性, 耐力劣化

## 1. はじめに

近年、大規模な地震動の発生により、都市圏の平野部では継続時間の長い長周期地震動が発生し、超高層建築物では多数回にわたる繰り返し载荷を受けた。また、本震に続く複数の大規模な余震の発生もあり、本震により大きな損傷を受けた構造部材は余震により比較的大きな変形領域における多数回の繰り返し载荷を受けたことになる。このような地震動の発生もあり、部材の多数回繰り返し载荷による構造特性の変化を把握することが急務である。しかし、これまでの耐震設計では塑性域に入るほどの部材変形は数回程度と想定されており、塑性域での多数回にわたる部材変形の検討はあまり行われていない。また、鉄筋コンクリート（以下、RC）造部材に関する実験では、石橋らの行った梁実験<sup>1)</sup>など同一変形における多数回繰り返し载荷について研究が実施されるようになっているが、高強度鉄筋を用いた RC 造梁部材を対象とした多数回繰り返し载荷実験に関する報告は少ない。

そこで本研究では、鉄筋種別 SD590, SD685 級の高強度鉄筋を使用した RC 梁部材の復元力特性を把握するとともに、耐震設計における解析モデルを検証するため、多数回繰り返し载荷実験を実施した。まず、降伏点の異なる高強度鉄筋を用いた梁試験体の実験結果から、多数回繰り返し载荷による履歴特性の変化に着目して部材の骨格曲線を評価した。次に、上記の実験結果に対し、RC 造部材の履歴特性として慣用的に用いられている設計モデルのほか、部材のスリップ性状の変化や耐力劣化を表す設定パラメータを変えた劣化検討モデル<sup>2)</sup>を用いて試験体の解析を実施し、実験結果と比較した。さらに、通常の設計に用いる計算に基づいて作成した骨格曲線と実験結果に適合させた骨格曲線を用いて解析を実施した。これらの検討から、耐震設計における履歴特性の設定の妥当性について考察した。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体概要

図-1に試験体詳細図を、表-1に試験体の諸元を、表-2に使用材料の試験結果を示す。試験体は、梁断面を  $b \times D = 350 \times 425$  (mm)、主筋を 5+2-D19 (SD590,

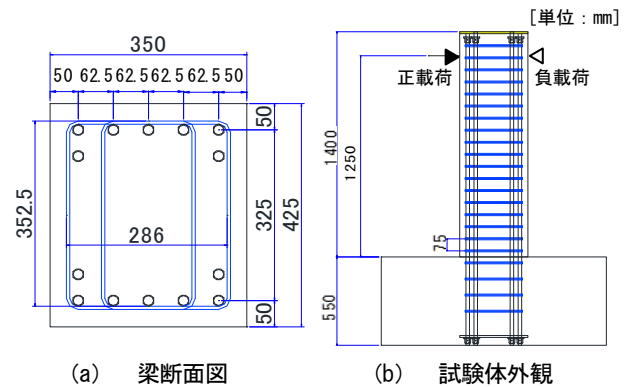


図-1 試験体詳細

表-1 試験体の諸元

	No.1	No.2	No.3
b × D (mm)		350 × 425	
主筋		5+2-D19	
主筋強度	490	590	685
Fe (N/mm <sup>2</sup> )		60	
せん断スパン比		2.94	
試験部長さ (mm)		1250	

表-2 試験体の材料試験結果

試験体	ヤング係数 (× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	3.58	64.9	3.92
No.2	3.64	60.2	3.95
No.3	3.65	65.5	3.36

※コンクリートの圧縮試験の結果より

径	鉄筋種別	ヤング係数 (× 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )
D19	SD490	1.92	534	732
	SD590	1.94	626	778
	SD685	1.96	725	915
D6	SD685	1.87	668	892

\*1 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程 (学生会員)

\*2 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士後期課程 (戸田建設 (株)) (正会員)

\*3 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻教授 博 (工) (正会員)

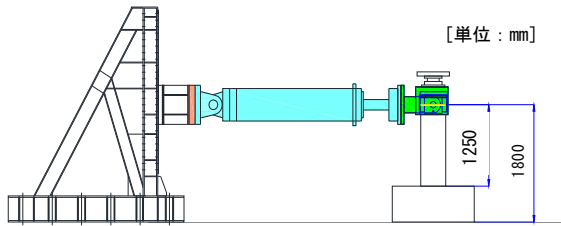


図-2 加力装置

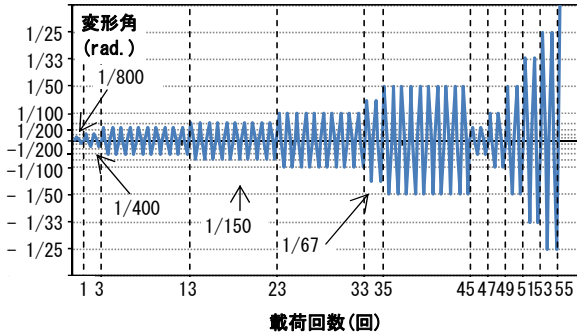
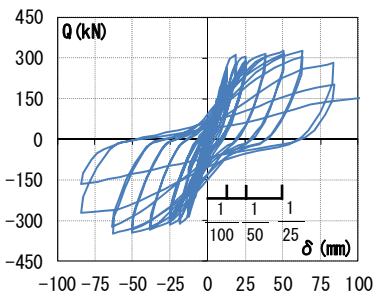


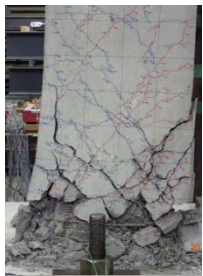
図-3 加力スケジュール



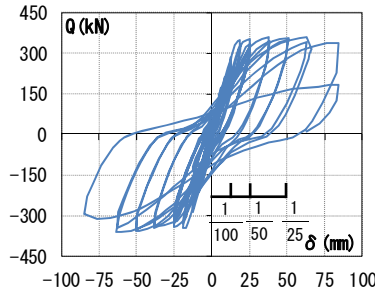
(a) 試験体 No. 1



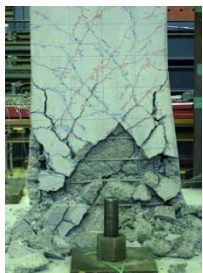
(a) 試験体 No. 1



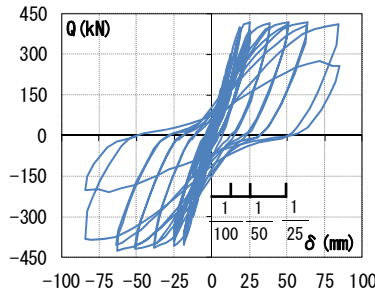
(b) 試験体 No. 2



(b) 試験体 No. 2



(c) 試験体 No. 3



(c) 試験体 No. 3

図-4 最終状況

図-5 荷重変形関係

pt=1.5%) コンクリートを設計基準強度  $Fc60N/mm^2$ , せん断スパン比 2.9 とした約 1/2 縮尺を基本試験体 (No.2) とし, 主筋種別を SD490 (No.1), SD685 (No.3) とした計 3 体である。横補強筋には高強度せん断補強筋 SD685 を用い, 全試験体とも 4-D6@75 ( $p_w=0.49\%$ ) とした。鉄筋の降伏点については, 主筋 (D19) には明確な降伏点があり, せん断補強筋 (D6) は 0.2% オフセットとした。

## 2.2 加力方法・载荷履歴

試験体の加力方法は, 地震時に逆対称曲げを受ける梁部材を反曲点位置で切り出した片持ち梁形式とし, 材端部に水平力を加力した。図-2 に加力装置を示す。

加力の制御は梁の部材角で行い, 加力スケジュールは多数回繰り返しを模擬した载荷履歴を計画し, 1/800rad. を正負 1 回, 1/400rad. を正負 2 回, 1/200rad., 1/150rad., 1/100rad. を正負 10 回, 1/67rad. を正負 2 回, 1/50rad. を正負 10 回繰り返し, 大変形後の小ループの考察のため 1/200rad., 1/100rad. を正負 2 回ずつ载荷し, 1/50rad., 1/33rad., 1/25rad. を正負 2 回ずつ繰り返し, 正方向に押し切り実験を終了した。図-3 に加力スケジュールを示す。

主筋のひずみの測定は, 主筋に貼付したひずみゲージにより, 梁全体の変形の測定は, スライド式マグネスケールにより実施した。

## 3. 実験結果

図-4 に試験体の载荷終了後の最終状況を, 図-5 に各試験体のせん断力 (Q) と水平変位 ( $\delta$ ) の関係を示す。

どの試験体においても, 1/800rad. 载荷時にコンクリートに曲げひび割れが生じ, 1/200rad. 载荷時にせん断ひび割れが生じた。

試験体 No.1 は, 1/100rad. から 1/67rad. へ向かう途中で梁主筋が降伏し, 急激な剛性の低下が見られた。骨格曲線において, 荷重は 1/67rad. 以降, 1/25rad. 载荷時までは緩やかに上昇し, 顕著な耐力低下は見られなかった。1/20rad. で梁端部のせん断ひび割れが大きく進展し, 荷重が大きく低下して実験を終了した。

試験体 No.2 は, 1/67rad. から 1/50rad. へ向かう途中で梁主筋が降伏し, 急激な剛性低下が見られた。骨格曲線において, 荷重は 1/67rad. 以降, 1/33rad. まで正負ともに緩やかに増加した。正側では, 1/25rad. 载荷時に荷重がわずかに低下したが, 試験体 No.1 と同様に目立った耐力低下は起こらなかった。1/20rad. で梁端部のせん断ひび割れが大きく進展し, 荷重が大きく低下して実験を終了した。

試験体 No.3 は, 1/67rad. から 1/50rad. へ向かう途中で梁主筋が降伏し, 急激に剛性の低下が見られた。骨格曲線において, 荷重は 1/50rad. 以降, 1/25rad. まで正側ではほぼ一定, 負側ではわずかに上昇が見られ, 顕著な耐力の低下は見られなかった。1/20rad. で梁端部のせん断ひび割れ

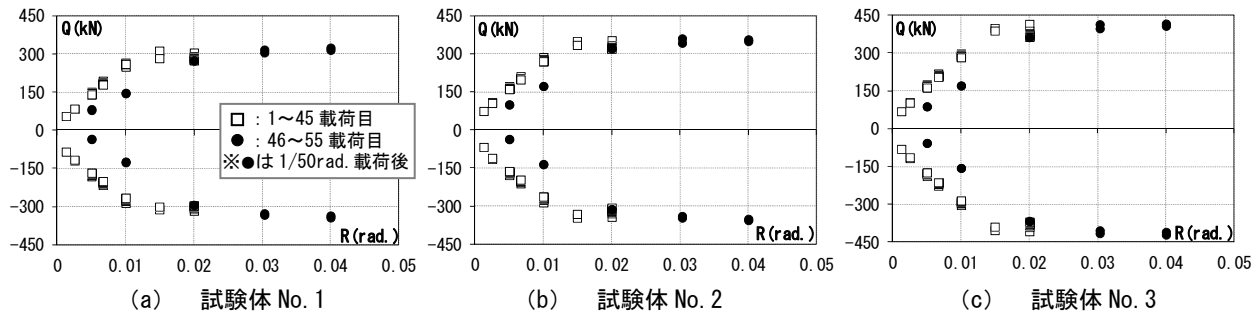


図-6 ピーク荷重の劣化状況

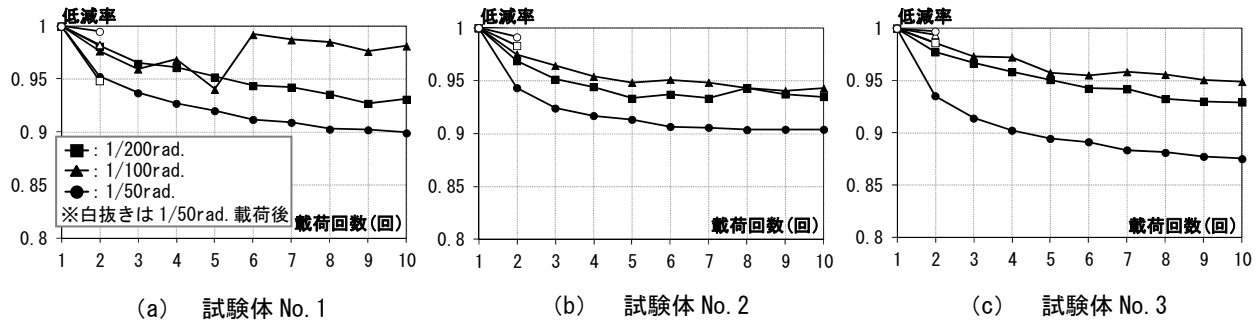


図-7 耐力低下率

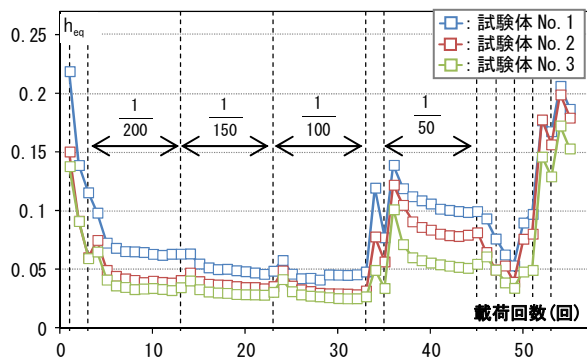


図-8 等価粘性減衰定数の推移

が大きく進展し、荷重が大きく低下して実験を終了した。

図-6に荷重-変形関係における、各サイクルのピーク荷重と変形角の関係を示す。最大耐力の増大が緩やかになり始めるのは、試験体 No.1 では 1/100rad. 載荷時、試験体 No.2, No.3 では 1/67rad. のときである。本研究の試験体において、耐力の差はあるが、曲げ降伏変形角は 1/100rad. ~ 1/50rad. であると考えられる。また、1/50rad. 載荷後の小変形時 (1/200, 1/100rad.) には、1/50rad. 載荷前に比べ、同一変形時の荷重が低下しており、半分程度となっている。その後再び 1/50rad. の変形時には、小ループ加力前の荷重と同程度となった。

図-7に 1/200rad., 1/100rad., 1/50rad. の 1 サイクル目に対する同一変形角における各サイクルの最大耐力の低下率を示している。10 サイクル目の 1 サイクル目に対する最大荷重は、試験体 No.1 では、変形角 1/200rad. のとき 7%程度、変形角 1/50rad. のとき 10%程度最大耐力が低下している。試験体 No.2 では、変形角 1/200rad., 1/100rad.

のとき 5%程度、変形角 1/50rad. のとき 10%程度最大耐力が低下している。試験体 No.3 では、変形角 1/200rad., 1/100rad. のとき 5~7%程度、変形角 1/50rad. のとき 15%程度最大耐力が低下している。また、1/50rad. 載荷後については、ほぼ 1~2%程度の耐力低下となり、大きな耐力低下はあまり見られなかった。試験体 No.1 の 1/200rad. 載荷時に 5%程度低下しているが、これは主筋の塑性化の度合いによるものと考えられる。

図-8に荷重-変形関係より求められた各試験体の等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ ) の推移を示す。全体的に  $h_{eq}$  は、試験体 No.1 が大きく、試験体 No.3 が小さい傾向にあるが、主筋降伏が生じる以前の 1/100rad. まではその差異は小さく、主筋降伏が生じた後の 1/67~1/50rad. 以降にその差が顕著に現れている。鉄筋の降伏強度が高くなると、降伏変形が大きくなり、同一変形における塑性率が小さくなる。 $h_{eq}$  は、塑性率が大きい程、大きくなる傾向にある。各試験体とも、曲げひび割れ進展が進む以前の初期の変形 (1/800~1/400rad.) では、剛性低下が進行する変形 (1/200~1/100rad.) に比べ  $h_{eq}$  が大きな値を示すが、1/200rad. 以降、主筋降伏が生じる変形までは、5%程度の値を示し、同一変形における低下も小さい。また、主筋降伏以降の 1/50rad. における 10 サイクルの繰り返しでは、2, 3 サイクル目までは、1 サイクル目に対する低下の度合いが大きい、それ以降は大きな低下は見られなかった。また、大変形前後の 1/200rad., 1/100rad. 載荷時の  $h_{eq}$  については、大変形を受ける前後で  $h_{eq}$  の違いはあまり見られず、大変形後の小ループでは、ピーク荷重は低下するが、 $h_{eq}$  はあまり変わらないものと考えられる。



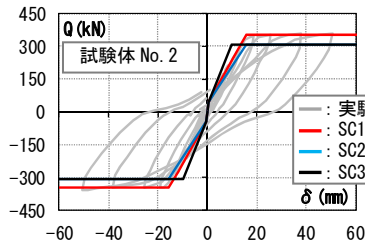


図-9 設定した骨格曲線

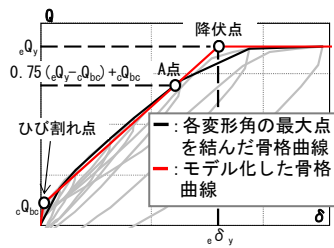


図-10 SC1の設定

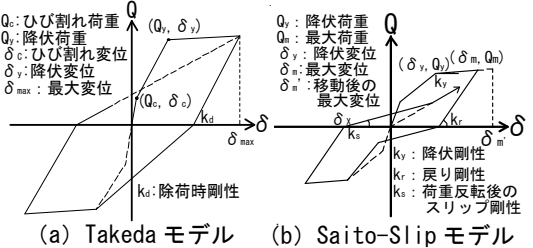
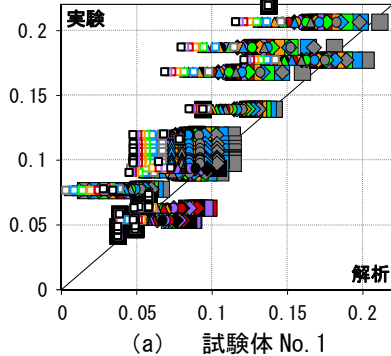
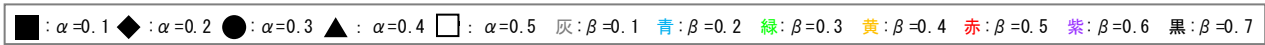
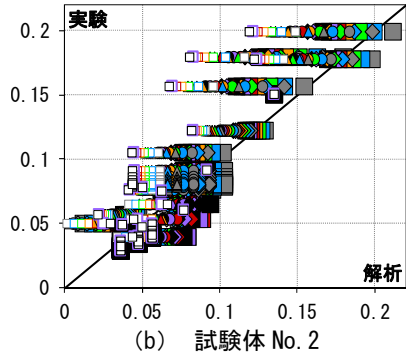


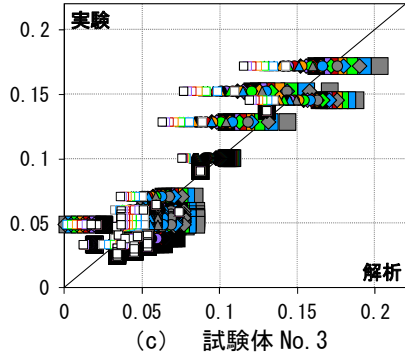
図-11 復元力特性モデル



(a) 試験体 No. 1



(b) 試験体 No. 2



(c) 試験体 No. 3

図-12 等価粘性減衰定数の比較

#### 4. 履歴特性の考察

##### 4.1 骨格曲線の設定

載荷実験の結果と復元力特性モデルの解析結果の比較を行い、履歴特性について考察する。試験体 No.2 を例とし、3つの骨格曲線を図-9に示す。骨格曲線は、構造成能分科会報告書<sup>3)</sup>を参考に、図-10に示すようにA点とひび割れ点を結び、第2勾配を求めた骨格曲線(SC1)、SC1から変位は変えず、曲げ強度をRC梁の設計に用いる計算式(式(1))より求めた $M_y$ とした骨格曲線(SC2)、式(1)より求めた曲げ強度とRC規準<sup>4)</sup>の8条に準じて求めた降伏点剛性低下率を用いた骨格曲線(SC3)の3つとした。なお、曲げひび割れ強度、初期剛性の算定は、RC規準<sup>4)</sup>の8条に準じて求めた。

$$M_y = 0.9a_t \sigma_y d \quad (1)$$

ここで、 $a_t$ は引張鉄筋の断面積、 $\sigma_y$ は引張鉄筋の材料強度、 $d$ は梁の有効せいを表わす。

##### 4.2 復元力特性モデルの設定

試験体の復元力特性には、通常RC部材の耐震設計に用いられるTakedaモデルと齊藤ら<sup>2)</sup>が提案した繰り返し載荷によるスリップ性状の変化や耐力低下を考慮できる劣化検討モデル(以下、Saito-Slipモデル)を用いる。(図-11)

Takedaモデルにおいては、式(2)で定義される除荷時剛性低下指数 $\gamma$ を0.5とした。

$$k_y = \frac{M_y + M_c}{\phi_y + \phi_c} \cdot \left| \frac{\phi_y}{\phi_{max}} \right|^\gamma \quad (2)$$

Saito-Slipモデルの復元力特性は式(3)、(4)に示す戻り剛性( $k_r$ )、荷重反転後のスリップ剛性( $k_s$ )から規定される。また、部材の耐力劣化を表現するために、荷重反転後に指向する最大変位 $\phi_m'$ を塑性率に応じて移動させている(式(5))。

$$k_r = \left( \frac{M_y}{\phi_y} \right) \cdot \left| \frac{\phi_y}{\phi_m} \right|^\alpha \quad (3)$$

$$k_s = \left( \frac{M_m}{\phi_m - \phi_x} \right) \cdot \left| \frac{\phi_y}{\phi_m} \right|^\beta \quad (4)$$

$$\phi_m' = \left( 1 + \gamma \left| \frac{n\phi_y}{n\phi_m} \right| \right) \cdot \phi_m \quad (5)$$

##### 4.3 復元力特性モデルの考察

骨格曲線にはSC1を用いて復元力特性の検討を行う。Saito-Slipモデルによる解析において、パラメータの検討を行うため、3つのパラメータのうち、 $\alpha$ を0.1~0.5、 $\beta$ を0.1~0.7の範囲で変化させる。それぞれの解析結果より求められた $h_{eq}$ と実験結果より求められた $h_{eq}$ の比較を図-12に示す。 $h_{eq}$ が5%以上の範囲では、 $\alpha$ の値を0.5程度に設定すれば、 $h_{eq}$ はすべての試験体で解析値が実験値を安全側に評価できると考えられる。 $\alpha$ の値を小さく設定すると、解析値は実験値に比べて $h_{eq}$ を大きく危険側に評価する傾向にある。特に降伏点の高い鉄筋を用いた試験体ほどその傾向が見られ、 $h_{eq}$ は試験体 No.1では $\alpha=0.3$ であれば、 $\beta$ の値に関わらずほぼ実験値が解析値より大きくなるが、試験体 No.3では $\alpha=0.4$ でも、 $\beta$ の値が0.1、0.2であると、解析値が実験値より大きく評価する

ことがある。 $\alpha$ の値を0.1,あるいは0.2に設定する場合には, $h_{eq}$ はすべての試験体で解析値が実験値に比べて大きくなるケースが見られ,試験体 No.3では $\beta$ の値が0.1のとき,3~4%程度解析値が大きい結果も見られる。しかし, $\beta$ の値を大きく設定すると,スリップ剛性が小さくなり,解析値の履歴面積が小さくなるため, $h_{eq}$ は解析値より実験値が大きいケースも見られる。そのため, $\alpha$ の値を0.4以下に設定する場合,降伏点の高い鉄筋を用いる梁では $\beta$ の値を大きく設定しなければ,変形の大きい領域において解析値は実験値に比べて $h_{eq}$ を危険側に評価をする可能性がある。

実験結果と解析結果の復元力特性の比較において,Saito-Slipモデルのパラメータの設定値が両者の適合性に与える影響を検討するために,以下に示す解析ケースを設定した。齊藤らの行った柱梁接合部の多数回繰り返し載荷実験の解析<sup>2)</sup>に用いられた値( $\alpha=0.5, \beta=0.7, \gamma=0.02$ )をcase1,石橋らの行った梁実験<sup>1)</sup>の試験体 B4Lの実験結果とSaito-Slipモデルの解析結果を比較し,荷重0点での変位が実験結果と適合するように設定した値( $\alpha=0.4, \beta=0.4, \gamma=0.02$ )をcase2,同実験において変形角1/50rad. 載荷時の履歴面積が実験の履歴面積に合うように設定した値( $\alpha=0.1, \beta=0.3, \gamma=0.02$ )をcase3とした。また,Takedaモデルによる解析ケースをTakedaと呼ぶ。

図-1.3に実験と解析の結果より求められた $h_{eq}$ の比較を示す。パラメータが同じ場合,降伏点が高い鉄筋ほど,全体的に解析値と実験値の $h_{eq}$ が近づく傾向にある。また, $h_{eq}$ が5%程度の範囲では,降伏点が高い鉄筋ほど解析値が実験値を上回る傾向が見られる。すべての試験体で比較的实验値と解析値の $h_{eq}$ が近い結果となったのはTakedaとcase3であり,実験値に比べ $\pm 30\%$ 程度の範囲にTakeda,case3ともに80%が入る精度であった。case1,case2の $h_{eq}$ はすべての試験体において解析値に比べて実験値が大きい。その傾向が顕著な試験体 No.1では,case1では10%程度,case2では8%程度実験値と解析値に差が見られる場合もある。case1では,降伏点が比較的低い鉄筋を用いた試験体 No.1のとき, $h_{eq}$ は安全側ではあるが,やや過小評価となる可能性がある。

以上のことから,図-1.3より,Takedaによる $h_{eq}$ は,実験値に比べて $\pm 30\%$ 程度の範囲に80%が入る精度である。また,case1による $h_{eq}$ は,実験値に比べて-10%以上の範囲に90%が入る精度である。どちらのケースにおいても, $h_{eq}$ が7%以上の範囲では概ね安全側の評価となる。パラメータの設定については,建築物の地震応答解析も合わせ,今後さらに検討していく必要がある。

#### 4.4 骨格曲線の考察

SC2, SC3の骨格曲線に関して,前述の4つの解析ケースからTakedaとcase1より復元力特性の検討を行う。

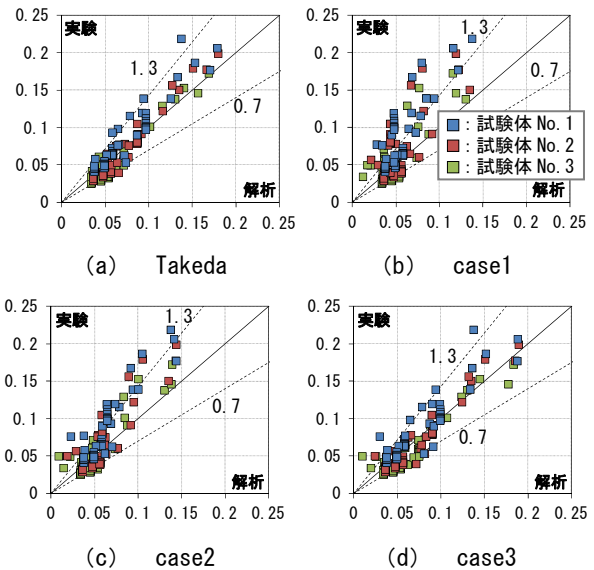


図-1.3 SC1による等価粘性減衰定数の比較

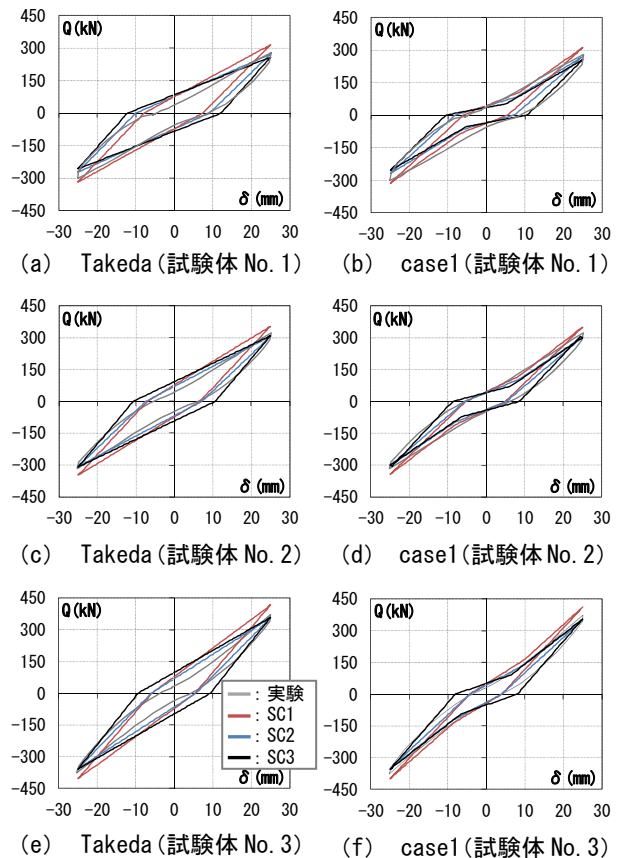


図-1.4 荷重変形関係の比較

各骨格曲線の1/50rad.載荷5回目の荷重変形関係の比較を図-1.4に示す。曲げ強度を最も大きく設定したSC1では,載荷5回目の最大荷重は,実験値よりもやや大きくなった。実験結果には剛性低下が見られたため,載荷5回目では荷重が小さくなり,SC2,SC3で設定した曲げ強度とほぼ同じ値となった。SC1はSC2,SC3に比べ最大荷重が大きく,荷重0点での変位が小さく,履歴ル-

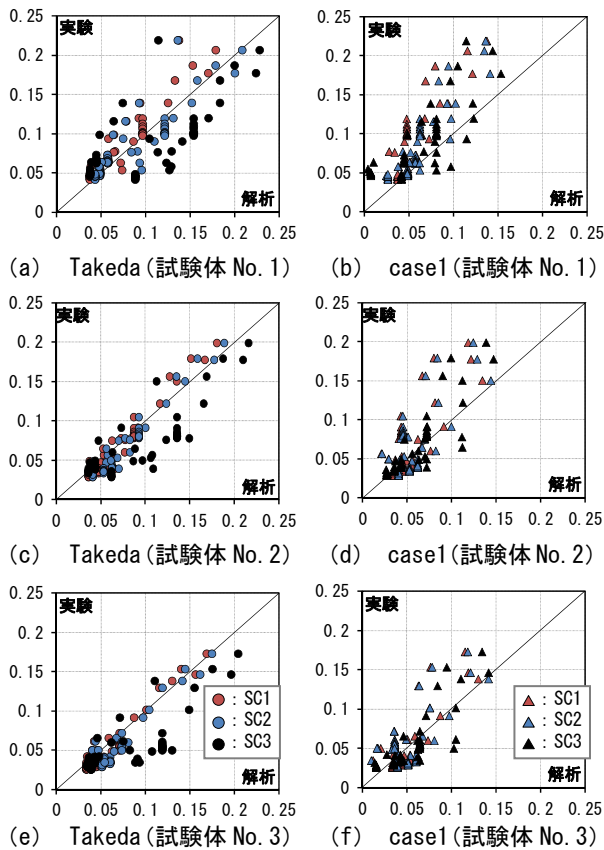


図-1 15 各骨格曲線での等価粘性減衰定数の比較

ブが細く見える。また、降伏変位が SC3 よりも大きくなる SC2 では、降伏変位が大きくなり、戻り剛性が小さくなったため、どちらの解析ケースでも SC3 よりも荷重 0 点での変位が小さく、SC3 の履歴ループよりも内側に位置する結果となった。SC3 では、すべての試験体で、荷重 0 点での変位が実験値よりも大きく、解析値が実験結果の履歴ループの外側に位置する結果となった。スリップ性状を評価できる case1 は、スリップ性状を評価できない Takeda よりも実験結果に近い履歴ループとなった。

各骨格曲線による解析と実験から得られた  $h_{eq}$  の比較を図-1 15 に示す。SC1 と SC2 の  $h_{eq}$  は、試験体 No.1 では 3% 程度の差が見られるが、試験体 No.2, No.3 ではほぼ同じ値となった。また、曲げ強度の等しい SC2 と SC3 の  $h_{eq}$  を比べると、履歴法則に関わらずすべての試験体において、SC2 は SC3 よりも概ね小さくなり、実験値の  $h_{eq}$  に近づく結果となった。Takeda では、式(1)で求めた曲げ強度による解析では、降伏変位を過小に評価した場合、解析値よりも実験値の  $h_{eq}$  が大きくなり、降伏点の高い鉄筋を用いた試験体ではその傾向が顕著となっている。Takeda ではすべての試験体で SC3 の  $h_{eq}$  は実験値よりも解析値のほうが概ね大きくなった。一方、case1 では、 $h_{eq}$  は、解析値に比べて実験値が概ね大きい結果が得られた。このように、計算式による骨格曲線の設定では、履歴法則に関わらず降伏変位の評価に注意が必要である。

## 5. まとめ

高強度鉄筋を使用した RC 梁部材の多数回繰り返し載荷実験を実施し、履歴特性について考察した。本実験及び解析の範囲内であるが、得られた知見を以下に示す。

- 1) 高強度鉄筋を用いた梁部材では、多数回繰り返し載荷による同一変形での剛性・耐力の低下は見られるが、その程度は小さい。
- 2) すべての試験体で、多数回繰り返しによる同一変形での耐力低下は、部材角が  $1/100\text{rad}$ . 以下では 5~7% 程度、 $1/50\text{rad}$ . では 10% 程度である。
- 3) 降伏点の高い主筋を用いた試験体は、変形角の大きさに関わらず、降伏点の低い主筋を用いた試験体と比べて  $h_{eq}$  の値が小さく、変形が大きくなるとその差が顕著に見られる。
- 4) Takeda モデル ( $\gamma=0.5$ ) による  $h_{eq}$  は、実験値に比べて  $\pm 30\%$  程度の範囲に 80% が入る精度であり、 $h_{eq}$  が 7% 以上の範囲では概ね安全側の評価となる。
- 5) 劣化検討モデル ( $\alpha=0.5$ ,  $\beta=0.7$ ,  $\gamma=0.02$ ) による  $h_{eq}$  は、実験値に比べて -10% 以上の範囲に 90% が入る精度であり、 $h_{eq}$  が 7% 以上の範囲では概ね安全側の評価となる。
- 6) 劣化検討モデルによる  $h_{eq}$  の評価には、パラメータの  $\alpha$  に対する  $\beta$  の設定に注意が必要である。
- 7) 計算式による骨格曲線の設定では、履歴法則に関わらず降伏変位の評価に注意が必要である。

今後、本研究を基に長周期地震動に対する超高層 RC 造建築物の地震応答性状について研究していきたい。

## 謝辞

本研究は科研費「多数回繰り返し変形を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造住宅の耐震安全性評価及び対策 (課題番号: 25420569)」の助成を受けたものである。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 石橋久義ほか：長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造特性その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (分冊 C-2), pp.501-502, 2009.8
- 2) 斉藤大樹ほか：長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造特性その 13, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (分冊 C-2), pp.735-736, 2010.9
- 3) 国土開発技術研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 平成 4 年度構造性能分科会報告書, 1993.3
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010.2