論文　過去の損傷がRC造建築物の地震応答に及ぼす影響

和賀　一晟[*1]・菅野　秀人[*2]・寺本　尚史[*3]・西田　哲也[*4]

要旨：曲げ型部材で構成される中低層 RC 建物を対象とし，過去の経験変位を更新する場合を想定し，地震動を 2 回入力したオンライン地震応答実験を行った。実験結果に対し，スリップ性状を考慮した復元力特性モデルを用いて時刻歴応答解析ならびに等価線形化法による応答推定を行い，これらの妥当性を検討した。使用した復元力特性モデルは武田スリップモデルに除荷時のスリップ性状を考慮したものであり，オンライン地震応答実験の結果の履歴形状ならびに最大応答変位を比較的精度良く推定することができた。

キーワード：鉄筋コンクリート造建築物，オンライン地震応答実験，応答推定，スリップモデル

1. 研究背景・目的

1995年兵庫県南部地震により新耐震設計法の有効性が確認され，その後の地震においても現行設計法による建築物の耐震性能の高さが示されてきた。しかしながら近年，施設管理者や使用者のニーズも高まる傾向にあり，大地震で倒壊を防止する耐震安全性から大地震後の継続使用に関する使用性や修復性へと関心が変化しつつある。

こうした中，筆者らは本震を受けた後の大地震相当の余震による地震動に対する中低層鉄筋コンクリート造建物（以下，RC建物と略記）の定量的評価手法の構築を目的として，TAKEDAモデルの復元力特性に基づく中低層RC建物を対象とした余震に対する応答推定手法を提案した[1)]。また，静的正負繰り返し加力実験および複数回の地震動を入力したオンライン地震応答実験（以下，オンライン実験と略記）により，本震および余震による地震動を連続して受ける場合のRC建物の応答性状および提案手法の推定精度を検証した[2)]。さらに，余震時応答推定法において，等価粘性減衰定数算定に用いるRC柱部材の復元力特性モデルについても検討してきた[3)]。

しかしながら，文献3)は最大応答塑性率を2.0とし，余震による応答が経験変位を超えない場合についてのオンライン実験での検討であり，経験変位を超えた場合については実験的な検討がなされていない。以上より本論文では，過去の経験変位を超えた場合を想定したオンライン実験を行い，過去の損傷の程度に伴う応答性状の違いについて比較，検討を行った。また，文献3)で示した復元力特性モデルに修正を加え，修正した復元力特性モデルを用いて，時刻歴応答解析ならびに等価線形化法による応答推定を行い，その妥当性を検討した。

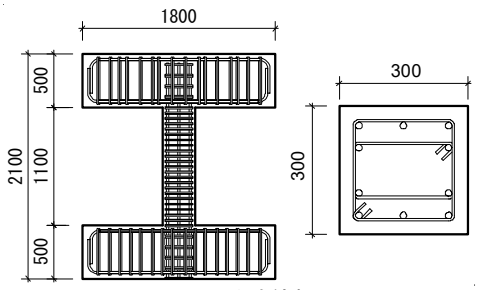
2. オンライン実験

2.1 実験概要

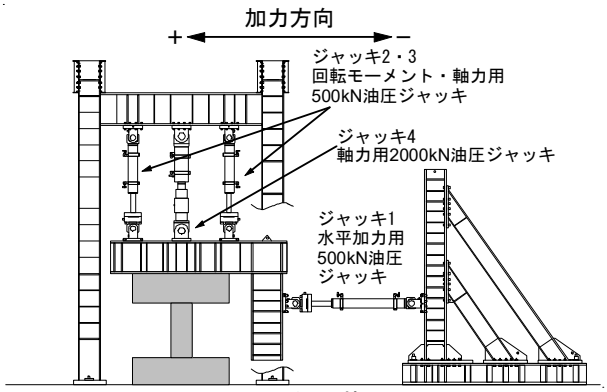
図－1に試験体概要を示す。試験体は曲げ降伏先行型の中低層RC建物を想定し，建物の代表的な柱1本を取り出した1/3スケールのRC柱である。試験体断面寸法は300mm×300mm，内法高さは1100mmであり，軸力比は0.10の一定軸力とした。主筋はSD345のD16を使用し，引張側に4本（p_t=0.88%）配筋した。せん断補強筋はウルボン筋（SBPD1275）のU7.1を使用し，50mmピッチ（p_w=1.07%）で配筋した。コンクリートには早強ポルトランドセメントを使用した。材料試験の結果，主筋の降伏強度はσ_y=389.3N/mm^2，せん断補強筋の降伏強度はσ_w=1394.4N/mm^2，コンクリートの圧縮強度は，材齢2週時の強度試験の結果はσ_B=21.6N/mm^2，Case3の試験日である材齢35日の強度試験の結果はσ_B=23.0N/mm^{2}であった。オンライン実験はRC柱試験体が中低層RC建物の履歴性状を表すと仮定し，RC建物を1質点系に置き換え，固有周期を0.25s，減衰定数を0.03，時間刻みを0.01sとして実施した。**図－2**に加力装置を示す。加力はジャッキ1で水平力を，ジャッキ4で一定軸力を加え，ジャッキ2，3で上スタブの回転を拘束して逆対称曲げ加力形式で行った。

図－3にオンライン実験に用いる入力地震動の一例を，**表－1**に各試験体に対応する実験パラメータを示す。**図－3**より，オンライン実験に用いる入力地震動は，El Centro NS波の位相を用いて作成した告示波の主要動部分を含む10秒間を，5.0s間のインターバル（0入力）を設けて2回連続して入力したものである。**表－1**より入力1ではそれぞれ，Case1で最大塑性率が1.0，Case2で最大塑性率が1.5，Case3で最大塑性率が2.0となるように入力地

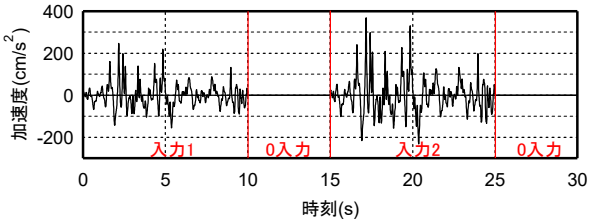
*1 株式会社アルテス（元秋田県立大学大学院）　(正会員)
*2 秋田県立大学　システム科学技術学部　建築環境システム学科　准教授・博士(工学)　(正会員)
*3 秋田工業高等専門学校　環境都市工学科　准教授・博士(工学)　(正会員)
*4 秋田県立大学　システム科学技術学部　建築環境システム学科　教授・博士(工学)　(正会員)



図－1 試験体概要



図－2 加力装置



図－3 Case1 入力地震動

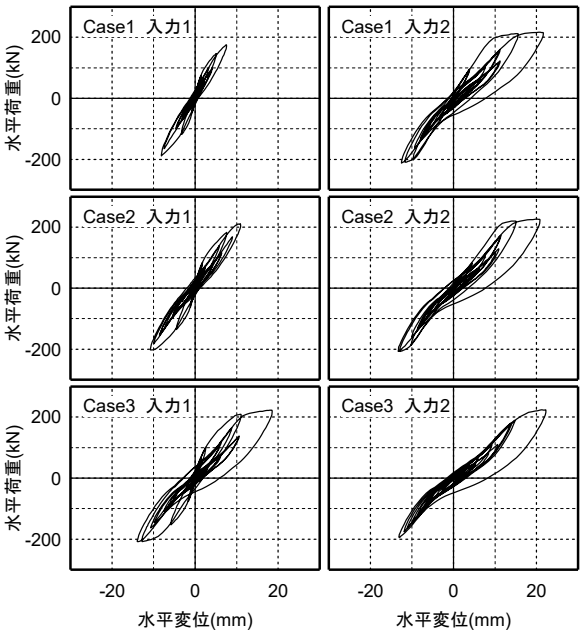
表－1 各試験体に対応する実験

試験体	実験内容（最大加速度）	
	入力1	入力2
Case1	最大塑性率1.0 (246cm/s²)	同一規模地震動入力 (369cm/s²)
Case2	最大塑性率1.5 (295cm/s²)	
Case3	最大塑性率2.0 (369cm/s²)	

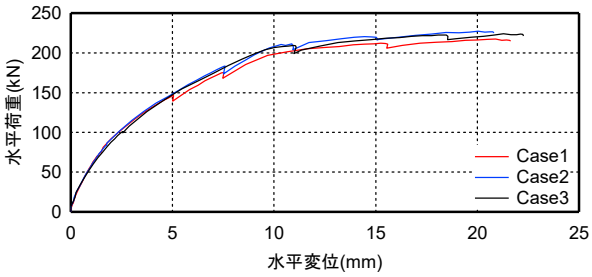
震動の最大加速度を設定した。Case1の入力1では入力地震動の最大加速度は予備解析を参考に246cm/s²とし，Case2の入力1では295cm/s²，Case3の入力1では369cm/s²とした。各Caseの入力2は同一規模地震動とし，入力1での損傷の程度の違いによる入力2での応答性状への影響を確認した。各Caseの入力2では，Case3の入力1と同じ369cm/s²の同一規模地震動を入力した。

2.2 実験結果

図－4に各Caseの実験から得られた荷重－変位関係を，**図－5**に**図－4**から作成した各Caseのスケルトンカーブを，**図－6**に各Caseの応答変位時刻歴波形を，**表－2**に各Caseの最大応答変位を示す。最大応答変位は，Case1の入力1で8.15mm（塑性率0.82，部材角1/135rad），入力2では21.64mm（塑性率2.18，部材角1/51rad）となり，2.66倍に増加した。同様に，Case2では入力1で10.96mm（塑性率1.23，部材角1/100rad），入力2では20.83mm（塑性率2.35，部材角1/53rad）で1.90倍に増加し，Case3では入力1で



図－4 実験結果 荷重－変位関係



図－5 スケルトンカーブ比較

18.55mm（塑性率2.16，部材角1/59rad），入力2では22.27mm（塑性率2.59，部材角1/49rad）で1.20倍に増加した。

図－4より，最大応答到達後の履歴性状は，正側，負側それぞれの過去の最大応答点を指向する傾向を確認するとともに，逆S字の形状となることを確認した。**図－5**よりCase1のスケルトンカーブがCase2，3に比べ，ひび割れ後の剛性が低く，同一変形時の荷重が低くなっていることが確認できる。これは，Case1実験時におけるコンクリートの材齢が4週未満であり，コンクリートの圧縮強度およびヤング係数が低かったことが影響し，第2次勾配に差が出たと考えられる。また，**図－5**よりCase1は，Case2，3と比べ第2次勾配の耐力が低くなっていることを確認することができる。これは，Case2，3では第2次勾配での繰り返し加力が比較的少なかったことに対し，Case1では入力1の正側で変位更新が5mm，7.5mmと順に進み，入力2で変位更新する17.0s付近までの繰り返し加力が影響したため，第2次勾配が若干小さくなったものと考えられる。

2.3 最大応答変位の検討

表－2より，Case3の入力1と各Caseの入力2の最大応答変位を比較すると，Case1の入力2では応答変位が1.17倍，Case2の入力2では応答変位が1.12倍，Case3の入力2では応答変位が1.20倍となった。このことから，同一規模の

地震動を入力した場合でも，入力前の損傷の有無で最大応答変位が異なることが分かる。

また，各Caseの入力2の最大応答変位を見ると，入力1の入力加速度および損傷の程度の違いによる，入力2での最大応答変位の明確な違いを確認することはできなかったが，最大応答塑性率で見ると**表－2**の通り，Case1からCase3の順で入力2の塑性率が大きくなっており，損傷の程度の違いを確認することができる。

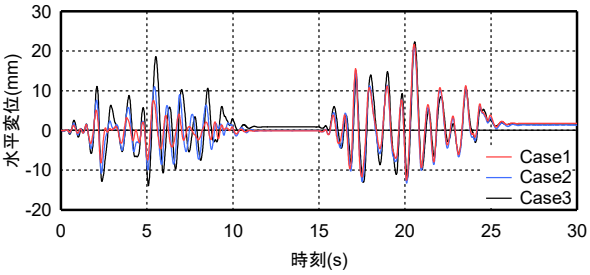
Case1の入力2による最大応答変位がCase2の入力2による最大応答変位よりも大きかった理由として2.2節でも述べたように，Case1のスケルトンカーブのみ最大耐力が低くなってしまったためであると考えられる。各Caseの入力2の最大応答変位に大きな差がなかった理由については，後述する応答スペクトルを用いて考察する。また，各Caseの入力2での最大応答変位時の半ループ（荷重0kN時～最大応答時まで）について算定したひずみエネルギーを比較すると，各Caseとも概ね3000kN·mmであり，履歴ループの同等性が確認できた。

図－7に各Caseの入力2に使用した地震動の加速度応答スペクトルおよび変位応答スペクトルと，各Caseの入力1およびCase3の入力2の最大応答変位時の割線剛性から算出した等価周期を示す。**図－7a)**の応答スペクトルは塑性化に伴う減衰の変化を考慮するため，試験体の等価周期ごとに対応する等価減衰**図－7b)**を考慮した応答スペクトルとした。等価減衰は初期減衰h_0=0.03に後述する式(5)で算出したh_{eq}を加えたものとした。Case3の入力1と入力2の最大応答変位の差が小さかったが，**図－7**より，Case3の入力1の最大応答変位時の等価周期から入力2の最大応答変位時の等価周期までの間では，応答加速度は減少傾向にあり，両等価剛性時の応答変位にも大きな差が無いことがわかる。このことから，試験体の塑性化による等価周期の伸びが，最大応答変位にあまり影響を及ぼさなかったと考えられる。同様の理由により，Case1，2の入力2においても最大応答変位に大きな差が出なかったものと考えられる。

3. 時刻歴応答解析

3.1 復元力特性モデル

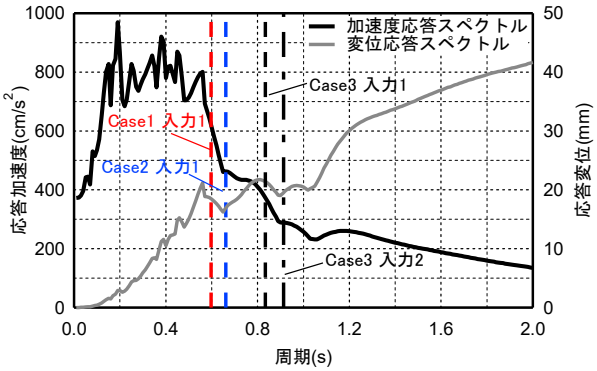
図－8に時刻歴応答解析に使用した復元力特性モデルを示す。この復元力特性モデルは文献3)に示したモデルに修正を加え，非定常状態についても考慮し，塑性化後の逆S字の形状をより忠実に模擬できるようにするため，実験結果の履歴形状を参考に，武田スリップモデル[4]に除荷時のスリップ性状を加えたモデルとなっている。加力時には加力時スリップ剛性K_sで過去最大応答点(δ_{max}, Q_{max})における割線剛性Kとの交点まで進み，その後は過去最大応答点まで割線剛性Kで推移する。加力時スリップ剛性K_sの算出式を式(1)に示す。



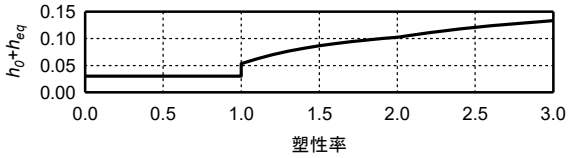
図－6　応答変位時刻歴波形の比較

表－2 最大応答変位一覧

試験体	最大応答変位（塑性率，部材角）	
	入力1	入力2
Case1	8.15mm(0.82,1/135)	21.64mm(2.18,1/51)
Case2	10.96mm(1.23,1/100)	20.83mm(2.35,1/53)
Case3	18.55mm(2.16,1/59)	22.27mm(2.59,1/49)

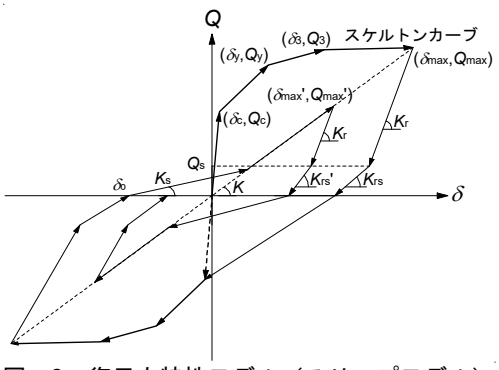


a)　応答スペクトル



b)　等価減衰－塑性率関係

図－7　等価減衰を考慮した応答スペクトル



図－8　復元力特性モデル（スリップモデル）

修正を加えた除荷時については，除荷時剛性K_rで除荷を開始後，復元力がQ_sに達した時点でスリップが発生するとし，その後除荷時スリップ剛性K_{rs}で推移する。除荷時剛性K_rの算出式を式(2)に示す。ここで，除荷時スリップ開始復元力Q_sは，実験結果より除荷時の接線剛性の変化が明確となる経験最大変位時復元力Q_{max}に対して0.2

倍の復元力と定義した。また，除荷時スリップ剛性K_{rs}は，経験最大塑性率（δ_{max}/δ_y）に応じて変化するものとし，式(3)によって算出することとした。実験結果より最大応答後の中小振幅時ループ(以下, 中小ループと略記)においては，除荷時スリップ剛性は一定ではなく，各ループにおける最大変位δ_{max}'が小さくなるごとにスリップ剛性が大きくなっていることから，中小ループにおける除荷時スリップ剛性K_{rs}'は式(4)によって算出することとした。なお，以降**図－8**の復元力特性モデルをスリップモデルと呼ぶ。

$$K_s = \frac{Q_{max}}{\delta_{max} - \delta_0} \cdot \left| \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right|^{-\lambda} \tag{1}$$

$$K_r = \frac{Q_c + Q_y}{\delta_c + \delta_y} \cdot \left| \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \tag{2}$$

$$K_{rs} = 0.70 K_r \cdot \left| \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \tag{3}$$

$$\left. \begin{array}{ll} K_{rs}' = K_{rs} & (\mu' > 1.0) \\ K_{rs}' = (1-\mu')K_r + \mu' \cdot K_{rs} & (\mu' \leqq 1.0) \end{array} \right\} \tag{4}$$

ここで，δ_0：荷重0時の変位, δ_{max}, Q_{max}：経験最大変位, 荷重，λ: スリップ剛性低下指数，δ_c, δ_y: ひび割れ変位, 降伏変位，Q_c, Q_y：ひび割れ強度，降伏強度，α：除荷剛性低下指数，μ'：中小ループにおける最大変位δ_{max}'と降伏変位δ_yとの比

表－3に復元力特性パラメータの一覧を示す。本論文で用いる柱試験体のスケルトンカーブは，降伏後から塑性率2.0までの耐力上昇領域とその後の耐力一定領域とを考慮した4折れ線モデルである。また2.2節で述べた通り，Case1のスケルトンカーブが，Case2，3と若干異なることから, Case1とCase2, 3で別のパラメータを設定した。**表－3**に示す各パラメータは，**図－5**に示した実験の荷重－変位関係を元に次のように設定した。

まず，Case2およびCase3のパラメータについては，Case3の結果を用い，初期剛性K_1は部材角1/1000(1.1mm)時の割線剛性, 第1折れ点荷重Q_cは第2折れ点荷重Q_yの1/3とし，第1折れ点変位δ_cはK_1とQ_cから算出した。降伏時の第2折れ点荷重は式(5)より算出した降伏時曲げモーメントを用いて算出した。

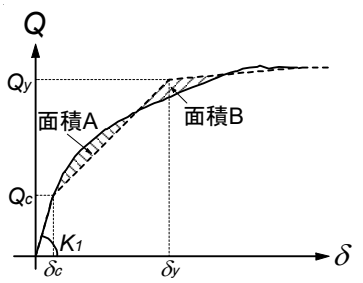
$$M_y = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5\ N \cdot D\ \{1 - N/(B \cdot D \cdot \sigma_b)\} \tag{5}$$

ここで，a_t：引張側主筋全断面積(mm^2)，σ_y：主筋の降伏強度(N/mm^2)，D：柱せい(mm), N：軸力(N)，σ_b：コンクリート圧縮強度(N/mm^2)

図－9に第2折れ点変位の算出方法を示す。第2折れ点変位δ_yは，上記で定めたパラメータを用いて設定されるモデルと実験によるスケルトンカーブで囲まれる**図－9**中のA部分とB部分の面積が等しくなるように定めた。第2折れ点以降の第3次勾配は塑性率2.0までの荷重－変位関係に対応させるため，初期剛性の1/15とし，第3折れ点変位は塑性率2.0時の変位とした。第3折れ点以降の第4次勾配は初期剛性の1/1000とした。

表－3 復元力特性パラメータ

	Case1	Case2,3
初期剛性K_1(kN/mm)	56.24	
第1折れ点荷重Q_c(kN)	92.23	64.36
第1折れ点変位δ_c(mm)	1.64	1.14
第2折れ点荷重Q_y(kN)	192.55	193.09
第2折れ点変位δ_y(mm)	8.62	7.39
第3折れ点荷重Q_3(kN)	216.79	220.80
第3折れ点変位δ_3(mm)	17.24	14.78
第4次勾配剛性K_4(kN/mm)	0.001K_1	
除荷時剛性低下指数α	0.347	
スリップ剛性低下指数λ	0.289	



図－9 第2折れ点変位の算出方法

また，Case1については，**図－5**に示した通り，荷重－変位関係にコンクリートの弱材齢の影響が若干見られたため，Case2，3とは一部異なる方法により各パラメータを設定した。初期剛性は**図－5**より他と変化が見られなかったため，Case2，3と同じ値を使用した。第1折れ点については, 第2次勾配が他と比べ小さくなっていることを考慮するため，接線剛性が大きく変化した点における法線と初期剛性との交点とした。このため，第1折れ点時荷重は，Case2，3の値よりも大きくなった。また，第2折れ点荷重は，Case2，3と同様に，式(5)より算出した降伏時曲げモーメントを用いて算出した。ただし，この際に用いるコンクリート圧縮強度は2週強度試験の結果とした。第2折れ点以降の第3次勾配は塑性率2.0までの荷重－変位関係に対応させるため，初期剛性の1/20としたが，第3折れ点変位, 第3折れ点以降の第4次勾配についてはCase2, 3と同様に設定した。

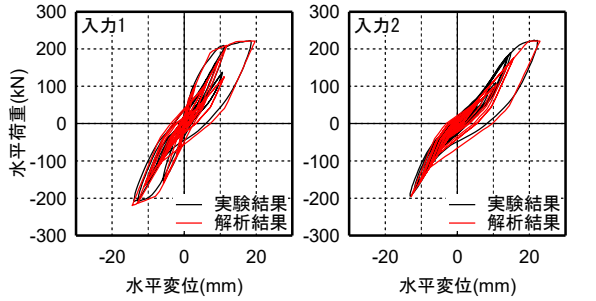
なお，除荷剛性低下指数αおよびスリップ剛性低下指数λについては各Caseとも，文献3)よりそれぞれ，0.347, 0.289で同一の値とした。

3.2 解析結果

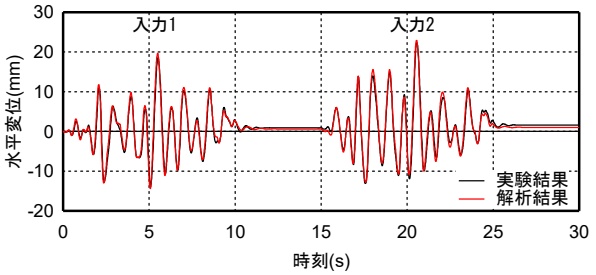
本節ではオンライン実験の入力地震動を用いた時刻歴応答解析を行い，荷重－変位関係および応答変位時刻歴波形を実験結果と比較し，その妥当性を検証した。**表－4**に本論のスリップモデルによる時刻歴応答解析結果とオンライン実験結果の最大応答変位の比較を，一例とし

表－4 実験結果と解析結果の最大応答変位比較(mm)

	Case1		Case2		Case3	
	入力1	入力2	入力1	入力2	入力1	入力2
実験	8.15	21.64	10.96	20.83	18.55	22.27
解析	9.31	22.19	11.83	22.13	19.68	22.93
解析/実験	1.14	1.03	1.08	1.06	1.06	1.03



a) 荷重－変位関係



b) 応答変位時刻歴波形

図－10 Case3の比較

て図－10にCase3の荷重－変位関係および応答変位時刻歴波形について実験と解析を比較した結果を示す。表－4より，入力1および入力2の最大応答変位は両者とも解析結果の方が若干大きくなっているが，その差はCase1の入力1以外10%以下であり，適合性は良好である。図－10a)の荷重－変位関係を見るとスリップモデルにより実験における加力時および除荷時のスリップ性状をよく表現できていることがわかる。また，図－10b)の応答変位時刻歴波形から，塑性化後の周期変化についてもよい対応を示していることが確認できた。

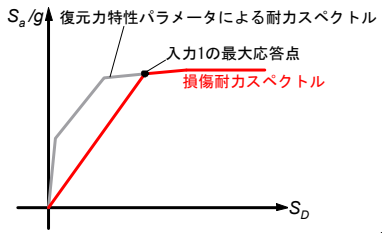
4. 耐震性能の劣化を考慮した応答推定手法の検討

4.1 応答推定の概要

本章では，塑性化による耐震性能劣化を考慮した等価線形化法による応答推定を行い，オンライン実験結果と比較して，この応答推定手法の妥当性を確認した。なお，ここでは，入力2に対する応答推定について検討するため，各Caseの入力1による最大応答変位を既知として入力1の損傷に伴う耐震性能の劣化を考慮することとし，入力2の地震動のみを対象とした応答推定を行った。また入力1による残留変位は実験結果より小さい値であったことから本論では考慮しないものとした。

4.2 耐力スペクトル

図－11に本論文で用いる耐力スペクトルの概念図を示す。応答推定に用いる耐力スペクトルは表－3の復元



図－11 損傷耐力スペクトルの概念図

力特性パラメータを用いて一旦作成し，そこから損傷を経験した場合の耐力スペクトル（以下，損傷耐力スペクトルと略記）を文献1)と同様に過去の応答最大点における割線を用いて作成した。

4.3 等価減衰

(1) スリップモデルによる等価粘性減衰定数

等価線形化法に用いる等価減衰には，3.1節で示したスリップモデルの定常共振状態における，履歴ループ面積から算出される等価粘性減衰定数h_{eq}を用いることとした。図－12に定常共振状態を仮定したスリップモデルを，式(5)に等価粘性減衰定数算出式を示す。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{2(\delta_0 \cdot Q_{\max} + \delta_0 \cdot Q_1 - \delta_0' \cdot Q_s + \delta_0 \cdot Q_s)}{Q_{\max} \cdot \delta_{\max} / 2} \tag{5}$$

ここで，δ_0'：除荷時スリップが発生しなかった場合の荷重0時の変位，$Q_{\max}$：経験最大荷重，δ_0：荷重0時の変位，Q_1:加力時スリップ剛性K_sと過去最大応答点($\delta_{\max}$, $Q_{\max}$)における割線剛性Kとの交点の荷重，Q_s：除荷時スリップ開始復元力（$0.2Q_{max}$）

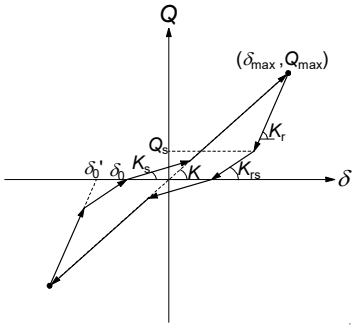
(2) 過去の損傷を考慮した低減係数

ここでは，過去の損傷により，上記で示したh_{eq}が低減されると考え，図－13に示す各履歴面積を用いて式(6)により算出される低減係数を導入し，この低減係数を等価粘性減衰定数に乗じることで，過去の損傷の影響を考慮することとした。

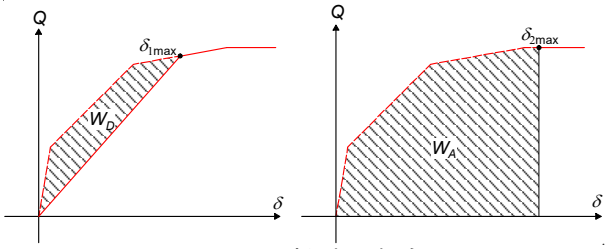
$$\beta = 1 - \frac{W_D}{W_A} \tag{6}$$

ここで，W_D：図－13の左図における，損傷耐力スペクトル（赤実線）と，無損傷状態である耐力スペクトル（赤点線）との履歴面積の差分（消失エネルギー），W_A：入力2による最大応答変位($\delta_{2\max}$)までの履歴面積

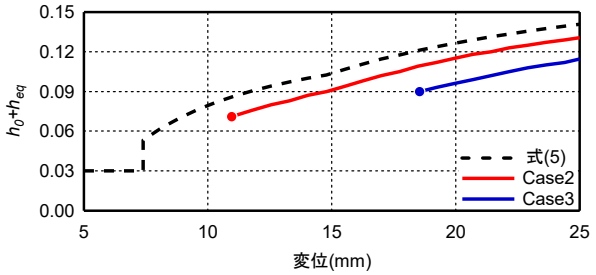
図－14にCase2およびCase3の入力1の最大応答変位$\delta_{1\max}$を考慮した場合の等価粘性減衰定数－変位関係を示す。図－14に示した丸印はCase2およびCase3の実験結果の入力1による最大応答変位$\delta_{1\max}$であり，$\delta_{1\max}$が大きいCase3の等価粘性減衰定数がCase2より小さくなっていること，それぞれのCaseの推移では，入力2の最大応答変位$\delta_{2\max}$（図－14の変位）が大きくなるにつれて，低減係数βが大きくなるため，式(5)による等価粘性減衰定数との差が徐々に小さくなっていくことがわかる。



図－12　定常共振状態を仮定したスリップモデル



図－13　低減係数の概念図



図－14　等価粘性減衰定数 - 変位関係

4.4 応答推定結果

表－5に本論のオンライン実験の入力2の最大応答変位と応答推定結果の比較を，一例として**図－15**にCase3の実験結果と応答推定結果とを比較して示す。4.1節でも示した通り，ここでは入力2の応答推定精度を検討するため，各Caseの実験の入力1による最大応答変位を既知として入力2のみの応答推定を行った。**表－5**より実験結果と応答推定結果の誤差は10%以下であり，等価粘性減衰定数に過去の損傷を考慮した低減係数を乗ずることで，過去の地震で耐震性能劣化した場合の応答を概ね推定可能であることがわかった。

5. まとめ

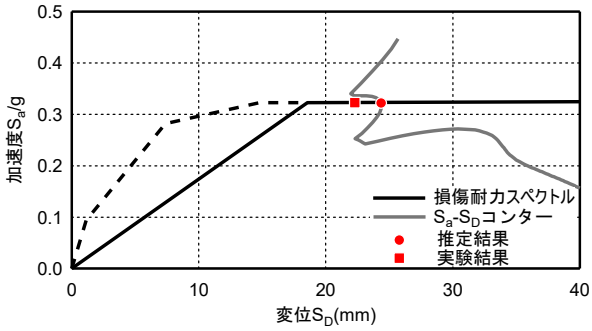
本論では過去の経験変位を更新する場合を想定したオンライン実験を行い，過去の損傷程度の違いによる応答性状の比較，検討を行った。以下に得られた知見を示す。

(1) 実験結果より Case3 の入力 1 と各 Case の入力 2 による結果を比較すると，過去の損傷の大小によって同規模の地震動を入力しても最大応答に差が生じ，過去の損傷が大きいほど，最大応答塑性率が大きくなる可能性があることがわかった。

(2) オンライン実験結果とスリップモデルによる時刻歴解析結果を比較した結果，本論のスリップモデルにより，

表－5 実験結果と応答推定結果の比較(mm)

	Case1	Case2	Case3
	入力2	入力2	入力2
実験	21.64	20.83	22.27
推定	20.13	20.53	24.36
推定/実験	0.93	0.99	1.09



図－15　Case3 入力 2 の応答推定結果

過去に損傷を経験している場合の応答についても，比較的精度よく推定可能であることがわかった。

(3) 本論の試験体においては，過去の損傷を考慮した低減係数を等価粘性減衰定数に乗ずることによって，等価線形化法による応答推定で過去に損傷を経験している場合の最大応答を概ね推定可能であることがわかった。

しかしながら，Case1 のスケルトンカーブが Case2，3 と若干異なっていたこともあり，実験結果より過去の損傷の程度の違いによる最大応答変位の違いについては明確に確認することができなかった。また，応答推定についても今回の実験のみでの検証であり，低減係数の物理的な意味を含め，さらに検討が必要と考えられる。これらについては今後，異なる地震動を使用した場合等について検討を行う予定である。

〈参考文献〉

1) 兎澤圭亮，寺本尚史，西田哲也，小林淳：余震による地震入力を受ける場合の応答推定手法に関する検討，コンクリート工学年次論文集,Vol.34, No.2, pp.895-900, 2012.7

2) 兎澤圭亮，小幡昭彦，西田哲也，小林淳：連続地震動を受ける RC 造架構の応答性状に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集, Vol35, No.2, pp.895-900, 2013.7

3) 和賀一晟，櫻井真人，小幡昭彦，西田哲也：余震時応答推定に用いるスリップ性状を考慮した復元力モデルの検討，コンクリート工学年次論文集, Vol37, No.2, pp.781-786，2015.7

4) 江戸宏彰，武田武一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析，日本建築学会学術講演梗概集，pp.1877-1878，1977.10