曲げ降伏する RC 造梁部材の地震時損傷と エネルギー吸収性能に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON DAMAGE AND ENERGY DISSIPATION CAPACITY OF R/C BEAM WITH FLEXURAL YIELDING UNDER EARTHQUAKE

向井智久*, 梶原唯史**, 野村設郎***

Tomohisa MUKAI, Tadashi KAJIWARA and Setsurou NOMURA

The energy based seismic design for R/C structure have been developed by authors and others. The design method is to predict the maximum value of response displacement and compare the damage with the allowable maximum displacement. Up to the present, the predicting method on maximum response displacement is proposed and the validity is analytically confirmed. In order to establish the performance based seismic design, however, the following investigations should be still necessary.

- ① The evaluation of damage at the each limit state(serviceability, reparability, safety) of R/C member subject to earthquake
- ② The energy dissipation capacity of R/C member with flexural yielding

In this paper, the static loading tests are conducted focusing on the loading history and two specimens are statically tested by using response excursion under each earthquake, other specimens are tested by regular reversed cyclic loading. The experimental results showed that each limit state is clarified and the energy dissipation capacity of specimen tested by using response excursion under each earthquake is closely related to the one obtained by regular cyclic loading. The required data to propose the calculation method of the energy dissipation capacity of R/C beam with flexural yielding subject to earthquake is obtained.

Keywords: Energy Based Evaluation Method, Limit States, Equivalent Number of Seismic Cycles, Energy Dissipation Capacity

エネルギー評価手法, 損傷評価, 限界状態, 等価繰り返し数, エネルギー吸収性能

1. はじめに

近年, 耐震設計及び評価方法は性能規定化する傾向にある。その契機として, 1995 年兵庫県南部地震において被災した鉄筋コンクリート造建築物の集合住宅¹⁾が推奨される崩壊形である梁降伏型となり安全性能を確保したにも関わらず, 部材が損傷し莫大な補修費用が必要との試算から取り壊される事例がその典型と言える。その後 1998 年 6 月に建築基準法が改正され, 限界耐力計算²⁾が示された。限界耐力計算における耐震性能評価は, 応答値と限界値を直接比較するものであり, 限界値として損傷限界及び安全限界の 2 つの限界状態を想定し, それらは部材の応力度や変形, 層の最大変形等を基に決定される。このことによって耐震性能設計の枠組みが示されたと言える。文献 3) では, 各部材が使用限界, 修復限界, 安全限界に至る各状態を詳細に定めることで, より具体的な性能指向型の耐震設計に用いる手法等が示されている。

一方筆者らは, これまでにエネルギーに基づく設計手法開発のため, 単位時間当たりに入力するエネルギー量と建築物の最大応答変形との相関性に基づき, 地震時のランダム応答を定変位振動に置き換えることで等価な繰り返し数 ND を定義し, 地震動の建築物に対する威力の指標として総入力エネルギー量 ED と ND に着目した。RC 造建築物を対象にそれらを用いてエネルギー釣合を解くこと

で, ある最大応答変形に抑えるに必要な耐力や地震時の最大応答変形の推定など性能設計において必要となる項目についての解析的検討を行い, 手法の妥当性を確認している。本手法の大きな特徴は, ①地震時の建築物のランダムな応答を等価な繰り返し数を有する定変位振動に置き換える, ② ND をスペクトル表示することで地震入力の激しさ(海洋型や直下型)を直接考慮できる点にある。しかしながら, これまでに行った解析的検討では層の最大応答変形を建築物の損傷として捉えており, 部材の損傷との関連などは未検討であるため, 筆者らが考える設計手法構築のためには部材のエネルギー吸収性能の把握が重要となる。加えて, エネルギーで耐震性能を評価することは, 地震時に部材が繰り返し変形を受け損傷が累積することを直接考慮できる利点でもあるため, エネルギー吸収部材の地震時損傷を評価することも併せて重要な課題となる。

そこで本研究では, RC 造のエネルギー吸収部材として扱える曲げ降伏先行型の梁部材を実験対象として, 以下の 3 項目を目的としている。

- (a)地震時のランダム応答による梁部材の損傷把握
- (b)その各種限界状態の推定
- (c)その各種限界状態のエネルギー吸収量算出式の提案

本報では紙面の都合上(a), (b)に関する報告を行い, 本報の検討

* 独立行政法人建築研究所構造研究グループ
研究員・博士(工学)

** 鹿島建設㈱

*** 東京理科大学理工学部建築学科 教授・工博

Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.
Kajima Corporation
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

結果に基づく損傷評価や(c)に関する検討は別報にて報告する。

筆者らが考えている評価手法の一例を図1に示す。当該建築物の限界変形(例えば安全限界変形や倒壊限界変形)を定め、その時点における部材のエネルギー吸収量の和及び建築物の粘性減衰(種類、減衰定数)等を仮定し、建築物の吸収可能なエネルギー量 E_s を算定し、EDと比較し耐震性能を確認する。本手法については文献 4,5) に詳しいため参照されたいが、上記の判定でNGとなっても、想定する入力地震に対する建築物の最大応答変形をエネルギー釣合手法より算定し、耐震性能を直接確認する方法も残されている。

以上の事から各限界時、またはある塑性変形時におけるエネルギー吸収性能を定量化することは上記評価法にとって重要となる。

本論において具体的に、2章では梁部材の載荷方法を決定するための地震応答解析を行う。3、4章では実験概要とその結果を示し、地震時応答を模擬した梁部材の損傷と一般的に行われる規則的なルールによる載荷を行った試験体(以下、規則的載荷試験体)との損傷を比較する事で、地震時の損傷を把握する。5章では、規則的な載荷を行った試験体との比較により地震時における梁部材の各種限界状態を決定する。

2. 予備地震応答解析

2.1 解析モデル

解析対象とする建築物は、梁間、桁行方向共に 6.0m × 3 スパンの平面形状を有する 4 層の純ラーメン RC 造建築物である(図2)。部材断面諸元を表1に示す。なお建築物のベースシア係数は 0.26、降伏時 1 次周期が 0.66 秒であり、崩壊形は梁降伏先行型となるよう設計している。柱部材には M-N インタラクションを考慮できるマルチスプリングモデル(以下 MS モデル)を用い、せん断バネは原点指向の Tri-Linear 型とした。梁部材は曲げ、せん断変形を考慮し、曲げバネは Degrading Bi-Linear 型、せん断バネは原点指向の Tri-Linear 型としている。なお、MS モデルにおけるコンクリートバ

図2 解析対象建築物 平面図及び立面図

表1 部材断面諸元

梁部材 [b × d = 400 × 700]

位置	コンクリート強度 (N/mm ²)	引張鉄筋比 (%)	主筋強度 (N/mm ²)	補強筋比 (%)	補強筋強度 (N/mm ²)
3~RF	24	0.724	345	0.318	295
2F	24	0.845	345	0.423	295

柱部材 [b × d = 600 × 600]

位置	コンクリート強度 (N/mm ²)	主筋	主筋強度 (N/mm ²)	補強筋比 (%)	補強筋強度 (N/mm ²)
3~4 C1	24	12-D25	345	0.423	295
C2	24	16-D25	345	0.423	295
1~2 C1,C2	24	16-D25	345	0.423	295

※C1: 側柱, C2: 中柱

ネ及び鉄筋バネの復元力特性は文献 6) と同じものを使用した。減衰の種類は瞬間剛性比例型で減衰定数は 3 % とした。これらは Canny03⁷⁾ を用いて行った。

2.2 入力地震動

使用地震波は ElCentroNS(1940 年 ImperialValley 地震), JMA-KOBENS (1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録)の 2 波で、いずれも最大速度が 50kine となるよう基準化したものを使用する(以降、各地震波をそれぞれ ELCE, KOBE と略称)。また本論では、余震において建築物が更に損傷することを考慮し、本震および余震の 2 波を想定し、かつ余震は同位置震源にて本震とほぼ同等の規模で発生すると仮定し、本震の加速度を用いた。

2.3 応答結果

本章での目的は、損傷が最も大きい梁部材の応答履歴を得ることである。いずれの地震応答においても最も大きく塑性化したのは 2 階梁部材であった。図3の縦軸は ELCE 入力時の梁端部の時刻歴応答回転角を最大応答値で除した値を示している。本震時(0 秒から 43.12 秒)と余震時(43.12 秒から 86.24 秒)の梁端部応答はほぼ同じであるが、本震時に梁端回転角が最大応答値に達している。

ND の算出は、文献 8) に示すエネルギー入力速度概念に基づき、ランダム応答を定変位振動に置き換え、ランダム時の全入力エネルギーを消費するのに必要な繰り返し数を各層で式 (1) を用いて求める。ただし本論で、式中の ED_i は i 層で消費する全吸収エネルギー、ΔE_{max i} は建築物の等価周期 T_e の間で消費する最大のエネルギー量であり、等価周期 T_e は各層の最大応答変形点から得られる割線剛性を用いて算出している。その結果得られる本震時の繰り返し数 ND(各層の平均値)は ELCE は 2.6 回、KOBE は 1.5 回であった。これらは地震時応答を定変位応答に置き換える際の規則的載荷履歴の繰り返し数に用いる。

$$ND_i = \frac{ED_i}{\Delta E_{\max i}} \quad (1)$$

本震載荷の後、同試験体に余震に対応する載荷を行ったところ、正・負側共に約25%最大耐力が低下し、履歴ループも細くなり明らかな復元力特性の低下が見られた。

両側定変位、漸増載荷試験体では正・負側共にほぼ $\pm 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ において主筋の降伏が見られ、そのときの荷重は両側定変位試験体は正側が93kN、負側が-115kN、漸増載荷試験体は103kNと-107kNであった。片側定変位試験体は、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ において主筋が降伏し、そのときの荷重は87.3kNであった。両側定変位試験体は正載荷側・負載荷側共に1サイクル毎に10%程度の耐力低下が見られ、片側定変位載荷はサイクル毎に約15%の耐力低下を示した。漸増載荷試験体では $\pm 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの同じ部材変形角のサイクル内においては1サイクル目(以後*i*サイクル目を*n=i*と示す)から*n=2*までに約10%の耐力低下を示したが、*n=2*から*n=3*にかけては耐力低下はほとんど見られなかった。しかし $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ の*n=2*において最大耐力に対して負側の耐力が24%低下し、その後正側でも50%と大きな耐力低下を示し、さらに変形が進んでも耐力が最大耐力を上回することはなかった。各試験体の共通した破壊性状はヒンジゾーンに損傷が集中し、かぶりコンクリートが剥落したものの、主筋の座屈は確認されなかった。また定変位試験体では繰返し数が増大するにつれその損傷は顕著となった。破壊性状図などの詳細は文献9)に示している。

(2)KOBE の場合

KOBEに対応した試験体では本震載荷時には正側において約 $+12.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、負側では約 $-4.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ で主筋の降伏が見られた。主筋降伏時の荷重は正側で97.4kN、負側で78.3kNであった。その後最大振幅(正側 $+56.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、負側 $-43.4 \times 10^{-3} \text{rad}$)に至っても顕著な耐力低下は見られなかった。本震載荷後の余震に対応する載荷では、最大耐力は本震載荷に比べて約30%低下し、履歴ループも細りELCE同様明らかな復元力特性の低下が見られた。両側定変位試験体では正側においては約 $+10.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、負側では約 $+1.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で主筋が降伏し、その主筋降伏時の荷重は正側が83.7kN、負側が95.8kNであった。また、両側定変位の正側載荷では*n=1*に比べ*n=2*で約26%、*n=3*で約55%、*n=4*では約72%の耐力低下を示し、負側では*n=2*で約16%、*n=3*で約36%、*n=4*時では約54%耐力が

低下した。漸増載荷試験体では正側で約 $10.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、負側で $8.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ で主筋が降伏し、そのときの荷重は正側で約92.7kN、負側で75.8kNであった。また、 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの同変形角内の耐力低下割合はほぼ10%であったのに対し、 $50 \times 10^{-3} \text{rad}$ の*n=2*の正側では最大耐力に対して約34%、負側で約22%の耐力低下が見られた。ちなみに最大耐力に対する*n=1*の耐力低下割合は正側で約18%、負側で約14%である。上記の結果より、漸増載荷試験体の方が両側定変位載荷試験体に比べ累積損傷が大きい分、 $50 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の各サイクルにおける耐力低下の度合いも大きいものと思われる。

(3)ELCE, KOBE の比較

両地震波に対応する本震載荷試験体を比較すると載荷中に明確な耐力低下は見られないが、余震に対応する載荷では復元力特性の低下が見られた。次に両側定変位試験体を比較すると、ELCEに比べKOBEの方がサイクル毎の耐力低下の割合が大きいことが分かる。KOBEがELCEに比べ振幅が大きいことから、載荷振幅が大きいほど、各サイクルにおける耐力低下が大きいことを示している。

漸増載荷試験体では顕著な耐力低下が見られたサイクルまではELCE, KOBE試験体共に*n=1*に対して*n=2*は約10%耐力が低下した。よって、安全限界点前までの載荷では繰返し数の違いが耐力低下に及ぼす影響は小さいことが分かる。しかし顕著に耐力が低下したサイクル(ELCEで $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、KOBEで $50 \times 10^{-3} \text{rad}$)においてはKOBEが最大耐力に対して*n=2*の負側で22%であったのに対し、ELCEでは*n=2*の負側で24%であったが、*n=3*の正側で50%と大きく耐力が低下した。このことは、耐力低下を起こす変形レベルでの繰返し数は耐力低下度合いに与える影響が大きいことを示している。一方で*n=2*の負側の耐力低下の度合いがほとんど等しいことから、耐力低下を起こす変形レベルでのサイクル内では本論で示したせん断余裕度の違い(0.1程度)が耐力低下の度合いに与える影響は小さいと言える。

4.2 各試験体のエネルギー吸収性能

(1)ELCEの場合

図8に各試験体の履歴吸収エネルギーを示す。図はELCEを入力地震動とした時に算出した等価な繰返し数ND=3をもとに両側、片側定変位試験体では*n=3*、*n=6*終了時、漸増載荷試験体では ± 40

図7 復元力特性

$\times 10^3 \text{ rad}$ 終了時の値を示した。

図より本震、余震時の履歴吸収エネルギー量に最も近い値を示したのは両側定変位試験体であることが分かる。応答解析より算出される繰り返し数 ND の値は 2.6 回であるため、両側定変位試験体の履歴吸収エネルギー量が本震、余震のそれよりも若干大きい値を示したと思われる。以上より、本論で用いた地震時のランダムな応答を等価な繰り返し数 ND を用いて置換した定変位振動と、地震時の梁部材の全履歴吸収エネルギー量との相関性は高いといえる。

次に、試験体の履歴吸収エネルギー量をより詳細に検討するために図9に両側・片側定変位、漸増载荷試験体の各サイクル毎の履歴吸収エネルギーと i サイクルから得られる最大荷重 $P_{\max}$ の、終局耐力 $P_{\max}$ に対する割合(以下、耐力比)を示す。図には履歴吸収エネルギーを、そのサイクルで吸収したエネルギーと1サイクル前までに吸収したエネルギーの累積値を区別して示した。図より、漸増载荷試験体では顕著な耐力低下が見られた 14 サイクルにおいて耐力比が 60%まで低下し、そこまでの履歴吸収エネルギーは 15.4kNm であった。一方、両側、片側定変位試験体においても耐力比が 60%まで低下した点までの履歴吸収エネルギーは、各々 13.7kNm, 12.8kNm であり、全振幅が等しいにもかかわらず両側定変位試験体の方がやや大きい結果となった。また、図9に示される同じ変形角内のサイクルで吸収したエネルギー量は全ての試験体においてサイクル数が増加するにつれて減少しており、繰返しによるエネルギー吸収性能の低下が確認される。図10に両側、片側定変位試験体の载荷サイクル毎の履歴吸収エネルギー量と $n=2$ のエネルギー量に対する各サイクルのエネルギー吸収量の比率を示す。図より $n=1$ の履歴吸収エネルギー量は片側定変位試験体が両側定変位のそれを上回るが、 $n=2$ 以降はその関係は逆転する。しかし、その比率は $n=2$ 以降両試験体でほぼ一致した。従って、せん断余裕度が等しく全振幅が等しい载荷履歴の場合、 $n=2$ 以降の $n=2$ に対するエネルギー吸収性能は安定的である。

(2) KOBE の場合

図11に KOBE シリーズ試験体の全履歴吸収エネルギーを示す。図より本震载荷試験体と両側定変位試験体の全履歴吸収エネルギー量が、本震、余震時ともに類似していることが分かる。よって KOBE シリーズにおいても ELCE シリーズと同様地震時のランダムな応答を等価な繰り返し数 ND を用いて置換した定変位振動と、地震時の梁部材の全履歴吸収エネルギー量との相関性は高いといえる。

次に各サイクル毎のエネルギー吸収量を図12に示す。図より耐力が 60 %にまで低下した両側定変位、漸増载荷試験体の 50/1000rad. の2サイクル目までのエネルギー吸収量は両側定変位载荷試験体が 12.3kNm と漸増载荷試験体の 20.7kNm より小さいが、50/1000rad. の2サイクル目のエネルギー吸収量は各々 4.40kNm, 2.68kNm と上記の関係は逆転する。この事は、小変形での繰返し载荷による累積損傷によって大変形時における漸増载荷試験体のエネルギー吸収性能は、両側定変位载荷試験体のそれよりも低下した事を示している。

(3) 繰返しエネルギー吸収性能の比較

文献 8)では建物の履歴エネルギー吸収性能を評価する指標としてループ面積係数 ξ (図13(a)参照)を定義している。ここでは部材に当指標を用い図13(b)に規則的履歴载荷試験体の ξ を示す。図より ELCE, KOBE 漸増载荷試験体を比較すると、小さい変形領域の

図8 ELCE試験体全履歴吸収エネルギー

図9 各サイクル毎の吸収エネルギー (ELCE試験体)

図10 载荷サイクル毎の履歴吸収エネルギー比率 (ELCE試験体)

図11 KOBE試験体全履歴吸収エネルギー

図12 各サイクル毎の吸収エネルギー (KOBE試験体)

ξ は ELCE の方が大きい。一方変形が大きい領域では KOBE に比べて同変形角内の繰返し数が多い ELCE の方が部材変形角の増加に伴う ξ の低下が激しいことが分かる。これは同変形角内の繰返し数が多いことで部材の累積損傷が増加し、繰返しエネルギー吸収性能を低下させていることを示している。次に両側定変位載荷試験体では振幅の大きい KOBE の ξ の低下が激しいことが分かる。このことは振幅の大きさが繰返しエネルギー吸収性能に影響を与え、最大振幅が大きいほどそのサイクル内における繰返し履歴エネルギー吸収性能が低下することを示している。また、片側定変位載荷試験体の ξ の値が両側定変位試験体のものより全体的に小さくなっており、エネルギー吸収性能が載荷履歴の片寄りに影響を受ける事を示している。

以上の検討より、部材の繰返しエネルギー吸収性能は載荷振幅や繰返し数が多いほど早期に低下し、載荷履歴の片寄りに影響を受けることが分かった。

5. 地震時における梁部材の各種限界状態

3章Ⅲを明らかにすることを目的として、規則的載荷試験体の各種限界状態をひび割れ幅、鉄筋の降伏及びヒンジ領域の変形や軸方向変形から決定する。その後、本震時の各種限界状態を推定する。ただし、本震時の安全限界状態については規則的載荷試験体の検討結果を参考に推定する。

5.1 漸増載荷試験体における各種限界状態の決定

5.1.1 漸増載荷試験体における使用、修復1・2各限界点の決定

文献 3)では、使用限界点の具体的な損傷を 1)主筋のわずかな降伏 2)残留ひび割れ幅が 0.2 mm 程度以下、と定めている。また、修復限界 1 は残留ひび割れ幅が 1 mm 程度以下、修復限界 2 は残留ひび割れ幅が 2 mm 程度以下、を目安としている。そこで本章では上記の項目に着目し、各試験体の使用、修復 1・2 に相当する各限界点を決定する。主筋の降伏は主筋に貼り付けたゲージから、残留ひび割れ幅は除荷時毎に測定した残留ひび割れ幅から決定した。

(1) 残留ひび割れ幅に基づく各限界点の決定

図14に KOBE 漸増載荷試験体の残留ひび割れ幅の推移を示す。正側ピーク $R=+20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=1$) の除荷時において、残留変形角 $+8.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、残留ひび割れ幅が 0.45 mm であり、使用限界の 0.2 mm を初めて超えていた。つまり、負側ピーク $R=-10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=2$) と正側ピーク $R=+20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=1$) の載荷間で、残留ひび割れ幅が 0.2 mm となるような変形に達したことになる。よって今回は、安全側となるよう $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=2$) を使用限界点とした。また修復限界 1 は、負側ピーク $R=-40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=1$) の除荷時で残留ひび割れ幅が 1 mm であるため、 $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=1$) とした。修復限界 2 は負側ピーク $R=-40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=2$) からの除荷時で残留ひび割れ幅が 2 mm であるため、 $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=2$) と決定した。また、同変形角内における繰返し載荷によっても残留、ピーク時のひび割れが増加している点より、ひび割れ幅にも繰返し載荷の影響が見られる。

(2) 主筋の降伏に基づく使用限界点の決定

図7の漸増載荷の荷重-変形角関係に示すように、最初に主筋が降伏するのは正側ピーク $R=+20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=1$) のサイクル中の $R=+10.4 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ であった。よって、主筋の降伏から使用限界は $R=+10.4 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ($n=1$) と決定できる。

※ E_i : i サイクル目の履歴吸収エネルギー

δ_y : 降伏変位, δ_D : 最大変位, Q_y : 降伏耐力

(a) ループ面積係数 ξ 算出法

(b) ループ面積係数 ξ 算出結果

図13 ループ面積係数 ξ

図14 KOBE漸増載荷試験体ひび割れ幅推移

5.1.2 規則的載荷試験体における安全限界点の決定

既往の研究(文献 9)では、部材角の増加に伴い、軸方向変形が増加から減少に変化する点、またはヒンジ領域におけるせん断変形角割合の急増している点を安全限界点(部材の耐力低下点)と定義した。そこで本論においても図15に漸増載荷試験体のせん断変形角割合及び軸方向変形の推移を示す(尚、本論では正側、負側の内、耐力低下との相関性が最も顕著に表れた負側のものを示す)。せん断変形角割合とは3.3で示した曲げ変形角とせん断変形角と抜け出し変形角の和に対するせん断変形の割合である。また軸方向変形はシアスパンで除して歪み度で表示している。図より、ELCE、KOBE 両漸増試験体において耐力低下時(それぞれ $-40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、 $-50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の2サイクル目(図7参照))にせん断変形角割合の増加、軸方向変形の減少が見られる。よって本試験体においてもこの安全限界点評価手法が適用可能であるといえる。そこで、両側、片側定変位載荷試験体においても同様の検討を行い、その結果図16より ELCE、KOBE 両側定変位載荷試験体においてそれぞれ $-40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 、 $-50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の2サイクル目を図17より ELCE 片側定変位載荷試験体では $40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ の2サイクル目を安全限界点と決定した。

以上のことから、漸増試験体と両側定変位試験体の安全限界点に至る変位と繰返し数が一致しているため、曲げ降伏する梁部材の

図15 漸増載荷試験体せん断変形角割合及び軸方向変形

図16 両側定変位載荷試験体せん断変形角割合及び軸方向変形

図17 片側定変位載荷試験体せん断変形角割合及び軸方向変形

安全限界点はある変形と繰り返し数の影響が大きいが分かる。このことは、文献 8) で示したエネルギー入力速度概念によって定変位振動に置き換えることが有効であること、ある変形以上における累積損傷が安全限界点に影響を与えることを示唆している。

5.2 本震載荷試験体における各種限界状態点の決定

5.2.1 本震載荷試験体における使用、修復1・2各限界点の決定

残留ひび割れ幅の計測は、漸増載荷ではピーク毎に除荷するため細かく計測ができるが、本震載荷では載荷がランダムなため、漸増載荷に比べ詳細な残留ひび割れ幅の測定は困難である。ただし図18から、残留ひび割れ幅計測3回目(負側- $43.3 \times 10^{-3} \text{rad}$)で、修復限界2の具体的な損傷である残留ひび割れ幅2mmを超えていた。以上のことから、本実験の少ないひび割れ幅測定値から使用、修復限界1の各限界点を決定できなかったが、修復限界2は $43.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ とした。また主筋の降伏点は図7に示すようにピーク $31.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ にむかう途中の $12.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。よって、使用限界点は $12.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ と推定した。以上より、使用限界点は $12.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、修復限界2は $43.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ と推定した。

図18 KOBE本震載荷試験体ひび割れ幅推移

図19 本震載荷試験体せん断変形角割合及び軸方向変形

5.2.2 安全限界点の推定

5.1.2と同様に軸方向変形とせん断変形角割合の推移から、本震載荷の安全限界点を推定する。図19に本震載荷試験体のせん断変形角割合及び軸方向変形の推移を示す。ELCE 本震において、軸方向変形が減少に転じた点は部材の変形角も同時に減少しているため、せん断変形角割合が漸増載荷試験体の耐力低下時に示した値である60%に達した点を安全限界点とすると166step($+8.1 \times 10^{-3} \text{rad}$)が安全限界点であると決定できる。また、同様の手法を用いると、KOBE 本震載荷試験体の安全限界点は171step($-14.5 \times 10^{-3} \text{rad}$)と決定できる。よって本震載荷時の安全限界点はいずれも変形・荷重が最大の点ではなく最大変形・荷重を経験した後のELCEは除荷時、KOBEは載荷途中であることに特徴がある。また、4章では載荷履歴が異なると耐力低下の割合が変化することを示した。以上のことより、本実験における地震時損傷を受ける梁部材の安全限界点はある耐力低下割合や、最大変形を用いて適切に決定することは困難であると言える。このことは累積損傷を用いて評価することの可能性を示唆しており、今後筆者らが提案してきた地震時の等価な繰り返し数やエネルギー吸収モデルを用いて地震時に曲げ降伏する梁部材の評価方法を提案する予定である。

以上のことから、本論で得られた結果と筆者らが提案する評価手法(図1)の関係について以下の結論を得た。地震時損傷を受ける梁部材の安全限界点は累積損傷の影響を受けるが、それはある変形と繰り返し数により評価可能であると考えられる。従ってその両者を算出するために、これまでに提案してきた構造物の代表最大応答変位と等価な繰り返し数を部材の損傷評価に用いることが有効と考えており、これらについて別報にて詳述する予定である。

6. まとめ

本論では鉄筋コンクリート造建築物を対象とし、エネルギーに基づく評価手法の開発を目的とした梁部材の静的加力実験を行い、地震時における損傷の把握と各種限界状態を求め、別途行う損傷評価とエネルギー吸収性能推定式のために必要な以下の知見を得た。

(a) 入力地震動を EICentroNS(1940 年 ImperialValley 地震、以後 ELCE), KOBENS (1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録、以後 KOBE)の 2 波で、いずれも最大速度が 50kine となるよう基準化したものを使用した予備地震応答解析より得られた応答変位に基づいた載荷を行った本震載荷試験体では復元力特性上に顕著な耐力低下が見られなかった。両側定変位載荷試験体では載荷振幅が大きいほど各サイクルにおける耐力低下が大きい。漸増載荷試験体では耐力低下する変形以前における領域では繰返し数が耐力低下の度合いに及ぼす影響は小さい。一方、耐力低下を起こす変形レベルでのサイクル内では本論で示したせん断余裕度の違い (0.1 程度) が耐力低下の度合いに与える影響は小さいと言える。更に片側定変位試験体の耐力低下は、同振幅である両側定変位載荷試験体より激しい。

(b) 部材の全履歴吸収エネルギー量を比較すると本震載荷に最も類似したエネルギー吸収性能を示したのは両側定変位載荷であり、本論で用いた地震時のランダムな応答を等価な繰返し数 ND を用いて置換した定変位振動と、地震時の梁部材の全履歴吸収エネルギー量との相関性は高い。

繰返しによるエネルギー吸収性能について、両側及び片側定変位載荷試験体の結果より同変形角内での繰返し数が多いと部材の累積損傷が増加し、繰返しによるエネルギー吸収性能が低下するが、2 サイクル目のエネルギー吸収量に対する 2 サイクル目以降のエネルギー吸収低下割合は両試験体もほぼ同様であった。また同じ繰返し数である場合、最大振幅が大きいほどサイクル内の繰返しエネルギー吸収性能は低下する。また漸増載荷試験体の結果より、塑性後の小変形での累積損傷によって大変形時における繰返し履歴吸収エネルギー性能は低下することが示された。

(c) 主筋降伏点、残留ひび割れ幅より本震載荷試験体の使用、修復限界を、ヒンジ領域のせん断変形角割合より安全限界状態を推定した。その結果、KOBE による本震載荷試験体の使用限界点は $12.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、修復限界 2 は $43.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ と推定した。また安全限界点は変形角の極大時ではなく、最大荷重・変形を経験した後であり、ELCE は除荷時、KOBE は載荷途中であった。また、漸増載荷試験体において修復限界に関する残留、ピーク時のひび割れが同変形角内の繰返し載荷の影響で増加し、修復限界 1 の変形は、1 サイクル目の負側ピーク $R = -40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、修復限界 2 は 2 サイクル目の負側ピーク $R = -40 \times 10^{-3} \text{rad}$ となる結果を得たことから、修復限界に繰返し作用が影響する場合があることが分かった。

(d) 漸増試験体と両側定変位試験体の安全限界点に至る変位と繰返し数が一致しているため、曲げ降伏する梁部材の安全限界点はある変形と繰返し数の影響が大きいことが分かる。このことは、ある変形以上における累積損傷が安全限界点に影響を与えることを示唆している。

謝辞

解析には李康寧博士の立体骨組解析プログラム CANNY03 を使用させていただきましました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1)新井組技術本部技術研究部：平成 7 年(1995 年)兵庫県南部地震被災調査報告書-ジュネス六甲-，新井組技術研究報告集，第 8 号,1995.10
- 2)国土交通省建築研究所：2001 年版限界耐力計算法の計算例とその解説，2001.3
- 3)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，pp.61，2004.1
- 4)建築研究振興協会：「既存建築物の耐震診断・耐震補強マニュアル 2003 版」，付録 9,2003.8
- 5)埼玉県有施設耐震判定委員会：「埼玉県有施設のための耐震診断・耐震補強マニュアル」pp.付録 9-2 - 9-3,2003.6
- 6)向井智久，織袋慎一郎，衣笠秀行，野村設郎：RC 造ビロティ建物の制振補強手法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，563 号，pp.161-168，2003.1
- 7)LiKang-Ning:「CANNY(VersionC03)」，3-Dimensional Nonlinear Static/Dynamic Structural Analysis Computer Program,2003
- 8)向井智久，衣笠秀行，野村設郎：地震動を受ける RC 構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算出法とその精度検証，日本建築学会構造系論文集，第 532 号，pp.137-143，2000.6
- 9)向井智久，梶原唯史，野村設郎：「地震時における RC 造ヒンジ部材の損傷評価のための実験的研究」日本建築学会関東支部研究報告集，pp. 131-138 2003.3
- 10)杉浦泰樹，平川勝基，中野克彦，松崎育弘：「高強度材料を用いた鉄筋コンクリート梁部材の履歴性状に関する実験研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 C-II,pp.825-826，1994.9

(2005 年 5 月 31 日原稿受理，2005 年 11 月 16 日採用決定)