

論文 曲げ降伏するRC造梁部材の地震時における 各種限界状態とエネルギー吸収性能に関する実験的研究

畑 洋和*1・向井 智久*2・野村 設郎*3

要旨：地震時におけるRC部材の各種限界状態とエネルギー吸収性能を把握することを目的とした曲げ降伏先行型RC梁試験体を3体製作し、静的加力実験を行った。1体は地震時損傷を再現するため、地震応答解析から得られた時刻歴応答変位に基づく載荷を、他の2体は両側定変位、両側変位漸増繰返し載荷を行った。ひび割れ幅や鉄筋の降伏、ヒンジ領域の損傷より各種限界状態を定義し、それらのエネルギー吸収性能を検討した。

キーワード：地震時損傷、各種限界状態、ひび割れ幅、繰返し数、エネルギー吸収性能

1. はじめに

筆者らはこれまでに、地震時の繰返し挙動を考慮できる耐震性能評価手法確立のため、設計入力地震動を全入力エネルギー量EDと繰返し数NDで規定したエネルギー設計手法を提案し、その精度を解析的に検証してきた。その際重要となるのが、部材の損傷とエネルギー吸収性能の関係の把握である。筆者らは、文献1)での比較的繰返し数の多い地震波El-Centro50kineNS成分(以降ELCE)の時刻歴応答変位に基づく載荷を行った実験において、RC造梁部材の地震時の損傷の再現とその時のエネルギー吸収性能について検討を行った。

本論では、最大応答変形がELCEよりさらに大きく繰返し数が少ない直下型の地震波であるJMAKobe50kineNS成分(以降KOBE)の時刻歴応答変位に基づく載荷を行い、地震時の部材の損傷状態を把握するため、規則的な繰返し載荷を行った試験体(以下、規則的履歴載荷試験体)の損傷より、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」(以下、耐震性能指針(文献2))で定義されている各種限界状態を本震載荷試験体の実験結果と比較した。次に

部材の各種限界状態までの履歴吸収エネルギーを算出し、規則的載荷試験体や2003年度の試験体(文献1)参照)との比較検討を行った。

2. 予備地震応答解析

2.1 概要

解析対象とする建物は、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造建物である。モデル化建物の諸元や応答解析手法は文献3)を参照とする。尚、使用地震動はKOBEを使用した。また本論では、余震において建物が更に損傷することを考慮し、本震及び余震(本震と同加速度を使用)の2波を想定した。

2.2 応答結果

筆者らは、地震動が単位時間に入力する値が最大になる時に、建物の応答変形が最大に達する傾向に基づいて、エネルギー入力速度概念を示し、地震時のランダムな応答を定変位繰返し振動に置き換えることで、地震時の等価な繰返し数NDを算出している(文献3))。本震時における建物モデルの繰返し数ND(各層の平均値)をこの方法で算出すると1.7回であった。

*1 東京理科大学 理工学部建築学科

*2 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 研究員 博(工)

*3 東京理科大学 理工学部 教授・工博

3. 実験計画概要

表-1に示す材料を使用し、同形状・同配筋の梁試験体を3体製作した。各試験体のせん断余裕度は表-2に示すように約1.1程度になり、曲げ降伏後にせん断圧縮破壊するように設計した。尚、曲げ終局強度は文献4)に示されている曲げ解析及び略算式を用いて計算した。試験体は図-1のように部材断面200mm×300mm、シアパン700mmの梁部材であり、主筋には歪みゲージを貼付し、変位計を取り付けて変形角、軸方向変形、せん断・曲げ・主筋抜けだし変形角を測定した。(文献3)参照また荷重方法は、1)地震応答履歴(以下、本震荷重、余震荷重)、2)部材変形角が左右均等な定変位繰返し荷重(以下、両側定変位荷重)、3)部材変形角が±5, ±10, ±20, ±30, ±40, ±50×10⁻³rad.の漸増繰返し荷重(以下、漸増荷重)とする。1)と2)の荷重履歴は正負の全振幅が100×10⁻³rad.とし、漸増荷重の同変形内での繰返し数NDは2章の解析結果から算出された1.7回を参考に、2回とした。以後、2)と3)をまとめて規則的履歴荷重試験体と呼ぶ。

4. 実験結果

4.1 荷重-部材変形角関係

図-2に各試験体の荷重(以下Qと表記)-部材変形角(以下Rと表記)関係を示す。本震荷重時には正側において約+12.0×10⁻³rad., 負側では約-4.1×10⁻³rad.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+56.7×10⁻³rad., 負側-43.4×10⁻³rad.)に至っても顕著な耐力低下は見られなかった。本震荷重後、同試験体に余震に対応する荷重を行ったところ、余震荷重の最大耐力は本震荷重の最大耐力に比べて約70%まで低下し、履歴ループも細くなった。両側定変位荷重では正側においては約+10.0×10⁻³rad., 負側では約+1.5×10⁻³rad.で主筋が降伏した。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、両側定変位の正側荷重では1サ

表-1 材料の力学的特性

名前	記号	漸増荷重	両側定変位	本震荷重	
コンクリート	強度 (N/mm ²)	σ _B	22.80	25.03	24.31
	ヤング係数 (N/mm ²)	E _c	1.92×10 ⁴	2.46×10 ⁴	2.46×10 ⁴
主筋 D-13	降伏強度 (N/mm ²)	σ _y	597		
	降伏歪み (μ)	ε _y	3262		
	ヤング係数 (N/mm ²)	E _y	1.88×10 ⁵		
補強筋 U7.1	降伏強度 (N/mm ²)	σ _{wy}	1300		
	降伏歪み (μ)	ε _{wy}	6855		
	ヤング係数 (N/mm ²)	E _{wy}	1.98×10 ⁵		

表-2 試験体耐力とせん断余裕度

名前	漸増	両側定変位	本震・余震		
曲げ強度	精算解	kN	114.2	115.4	114.9
	略算解	kN	119.6	119.6	119.6
せん断強度	靱性指針	kN	157.5	169.7	165.2
	大野・荒川(min)	kN	127.5	129.6	128.8
付着強度	梁上端筋以外	kN	173.5	179.9	177.6
せん断余裕度 (大野・荒川/略算解)			1.07	1.08	1.08

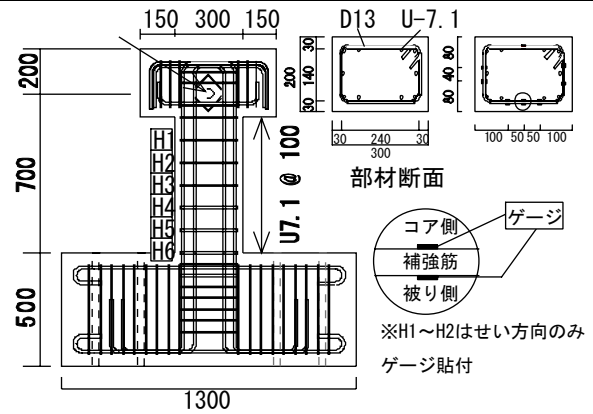


図-1 試験体形状

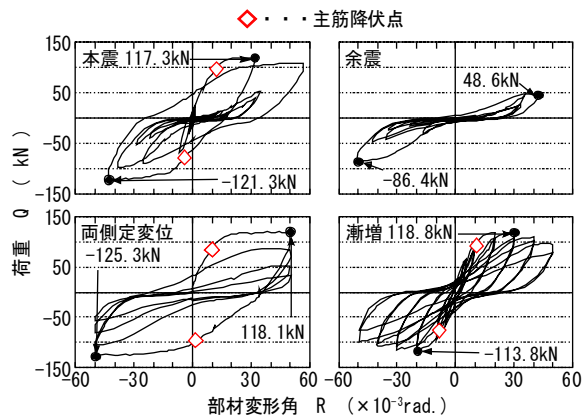


図-2 荷重-部材変形角関係

イクル目に比べ2サイクル目に約74%, 3サイクル目に約45%, 4サイクル目(以下、サイクル数をnと記す)には約28%にまで耐力低下し、負側ではn=2で約84%, n=3時に約64%, n=4時には約46%まで耐力低下した。漸増荷重では正側で約10.4×10⁻³rad., 負側で8.3×10⁻³rad.で主筋が降伏した。主筋降伏点での荷重は正側で約92.7kN, 負側で75.8kNであった。50×10⁻³rad.のn=1の正側で約82%, 負側で約86%, n=2の正側で約66%, 負側で約78%まで耐力低下した。上記の結果より、漸増荷重の方が両側定変位に

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程度も大きかったものと考えられる。また、本震載荷における負側における耐力低下率は漸増載荷のn=2, 両側定変位載荷のn=3におおよそ対応していた。

4.2 ひび割れ幅推移

図-3に各試験体の変形が極大時及び荷重0時のひび割れ幅(以下各々ピーク時ひび割れ幅, 残留ひび割れ幅と呼ぶ)の推移を示す。図-3よりひび割れ幅は部材変形角の増加に伴って増加する傾向だが, 漸増載荷試験体(以下, 漸増載荷と表記)において同じ変形角のn=1に比べn=2のひび割れ幅が増加している。これはひび割れ幅が部材の変形だけではなく, 繰返し載荷の影響も受けることを示唆している。

4.3 各試験体の全履歴吸収エネルギー

図-4に各試験体の全履歴吸収エネルギー量を示す(算出方法は文献1参照)。図を見ると累積損傷が最も激しい漸増載荷の履歴吸収エネルギー量が最も大きい。また, 本震, 余震載荷試験体(以下, 本震載荷, 余震載荷と記載)と両側定変位載荷試験体(以下, 両側定変位載荷と記載)のn=1と2, n=3と4の履歴吸収エネルギー量は各々ほぼ等しい。よって, 本論で用いた地震時のランダムな応答を等価な繰返し回数NDを用いて定変位応答に置き換えることで, 地震時における梁部材の全履歴吸収エネルギー量を概ね推定できる。

5. 漸増載荷試験体の各種限界状態点の決定

5.1 使用, 修復1・2各限界点の決定

文献2)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0.2mm程度以下, としている。また, 修復限界1は残留ひび割れ幅が1mm程度以下, 修復限界2は残留ひび割れ幅が2mm程度以下, を目安としている。そこで本章では文献2)に基づき, 各試験体の使用, 修復1・2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

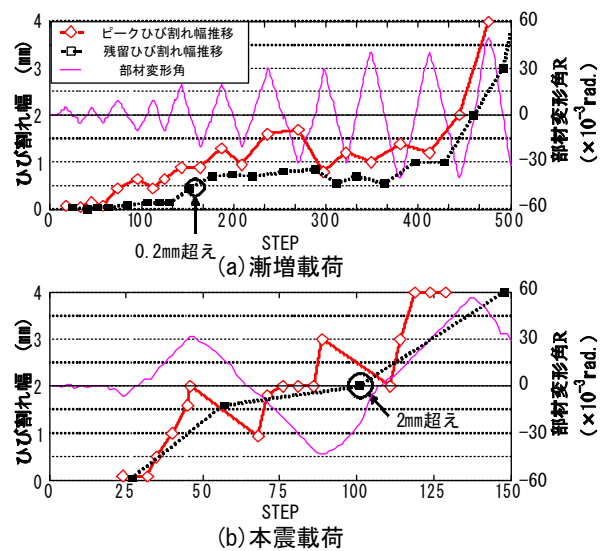


図-3 ひび割れ幅推移

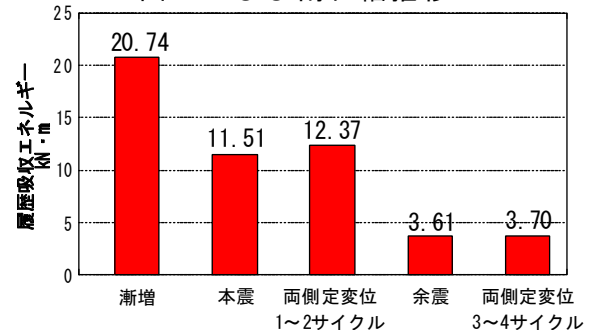


図-4 全履歴吸収エネルギー

定した。尚, ひび割れ幅がスケールエフェクトの影響で実物の部材損傷と異なる事になるが, 本論では縮小試験体の限界状態を表すひび割れ幅は, 実大のそれと同じであると仮定している。

5-1.1 残留ひび割れ幅からの各限界点の決定

図-3(a)に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)からの除荷した時において, 残留ひび割れ幅が0.45mmであり, 使用限界の0.2mmを超えていた。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0.2mm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1mm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2mmであるため, $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$. (n=2)と決定した。

5-1.2 主筋の降伏からの使用限界点の決定

図-2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。

5.2 安全限界点の決定

既往の研究(文献1)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。図-5、6に各試験体の軸方向変形とせん断変形角割合の推移を示す。図-5(a)を見ると、正側 $R=+50 \times 10^{-3} \text{rad.} (n=2)$ 、負側 $R=-50 \times 10^{-3} \text{rad.} (n=2)$ で軸方向変形が増加から減少に転じている(図中円の部分)。また、図-6(a)を見ると、負側 $R=-50 \times 10^{-3} \text{rad.} (n=2)$ でせん断変形角割合が84.6%と急激に増加していることが分かる(図中円の部分)。また、最大耐力も前述したように $R=50 \times 10^{-3} \text{rad.} (n=2)$ で正負共に大きく低下していることから、安全限界点として妥当なものと考えられる。以上より、漸増載荷の損傷の推移を表-3に示す。

次に、両側定変位載荷においても漸増載荷と同様に安全限界点を決定する。しかしながら、せん断変形角割合では顕著な増加が見られなかったため、軸方向変形に着目する。図-5(b)の軸方向変形では、楕円で囲った部分で軸方向変形が増加から減少に転じている。よって、両側定変位の安全限界点は軸方向変形から $-50 \times 10^{-3} \text{rad.} (n=2)$ とした。よって本論では軸方向変形の低下点より安全限界点を決定した。

6. 本震載荷試験体の各種限界状態点の推定

前章と同様に、各種限界状態点をひび割れ幅、鉄筋の降伏及びヒンジ領域の変形や軸方向変形から推定する。

6.1 使用、修復1・2各限界点の推定

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可能である

表-3 漸増載荷の損傷推移

変形角R 1/1000ra	漸増載荷		主筋		
	残留ひび割れ幅 測定値	損傷度	損傷	損傷度	
5(1)	0.04	I		I	
5(2)	0.04	I		I	
10(1)	0.15	I		I	
10(2)	0.15	II		I	
10.4(1)	-	II	降伏	II	←使用限界
20(1)	0.45	II			
20(2)	0.75	II			
30(1)	0.85	II			
30(2)	0.70	II			
40(1)	1.00	III			←修復限界1
40(2)	2.00	IV			←修復限界2
50(1)	6.00	IV			
50(2)	-	V			←安全限界

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-3(b)から、残留ひび割れ幅計測3回目(負側 $R=-43.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$)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。以上の事から、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は前述の通り $R=43.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ とした。

筆者らは残留ひび割れ幅の算出式を確立することは耐震性能評価の点から重要であると考え、現在漸増載荷などの規則的載荷試験体のひび割れ幅より残留ひび割れ幅の推定式を検討を行っている。しかし、紙面の都合上本論では割愛した。

主筋の降伏点は図-2に示すようにピーク $R=31.7 \times 10^{-3} \text{rad.}$ にむかう途中の $R=12.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であった。よって、使用限界点は $R=12.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ と推定した。以上より、使用限界点は $R=12.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、修復限界2は $R=43.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ と推定した。

6.2 安全限界点の推定

5章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-5(c)の軸方向変形の推移より、正・負側どちらも最大変形角(正側は $R=56.7 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、負側では $R=43.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$)に達した次の極値で軸方向変形が増加から減少に転じている。しかしこの時、部材変形角も同様に減少しているため、安全限界点に達したか否かの判断ができない。よって軸方向変形からは本震載荷の安全限界点の推定は不可能であった。次に図-6(c)のせん断

変形角割合の推移より、負側の最大ピーク(R=-43.3×10⁻³rad., STEP88)から次のピーク(R=-25.0×10⁻³rad., STEP177)に向かう時に部材変形角は小さくなっているにもかかわらず、せん断変形角割合が増加しており、かつその値は100%と大きい。尚、せん断変形角割合が100%を超えた点が存在するのは変形角成分の曲げ変形角、主筋抜け出し変形角の合計がせん断変形角と正負逆の値を示したためである。5.2では、漸増载荷のせん断変形角割合が顕著に増加した時の84.6%になった点を安全限界点とした。よって本震载荷においても、STEP137からSTEP177の間でせん断変形角割合が84.6%に達したSTEP171(R=-14.5×10⁻³rad.)を安全限界状態点とした。以上より、本震载荷の具体的な損傷を表4にまとめて示す。

6.3 漸増载荷と本震载荷との比較

表-3と表-4を比較すると、漸増载荷の使用、修復2、安全限界状態の各点は本震载荷のそれらより安全側に決定している。これは、漸増载荷の累積損傷が本震载荷のそれに比べ大きいためと考えられる。

7. 各種限界状態の履歴吸収エネルギーの比較

本章では、各試験体での各種限界状態までの履歴吸収エネルギーを算出し、比較する。また、2003年度と2004年度の安全限界点までの履歴吸収エネルギーの比較を行う。尚、2003年度と2004年度試験体は同断面同配筋であるが、材料強度はやや異なる。しかし、余裕度は2003年度の試験体は1.20と2004年度とそれほど変わらなかった。表-5に载荷方法の違い、両側定変位载荷の本震、余震载荷に対応するサイクルを示す。

7.1 各限界状態の履歴吸収エネルギーの比較

図-7に本震载荷及び漸増载荷の各限界状態までの履歴吸収エネルギー量を安全限界までのエネルギー量で基準化した値を示す。使用限界に関しては累積損傷が大きい漸増载荷が本震载荷よりも小さく、本震载荷を安全側に評価している。しかし、修復限界2に関しては漸増载荷が

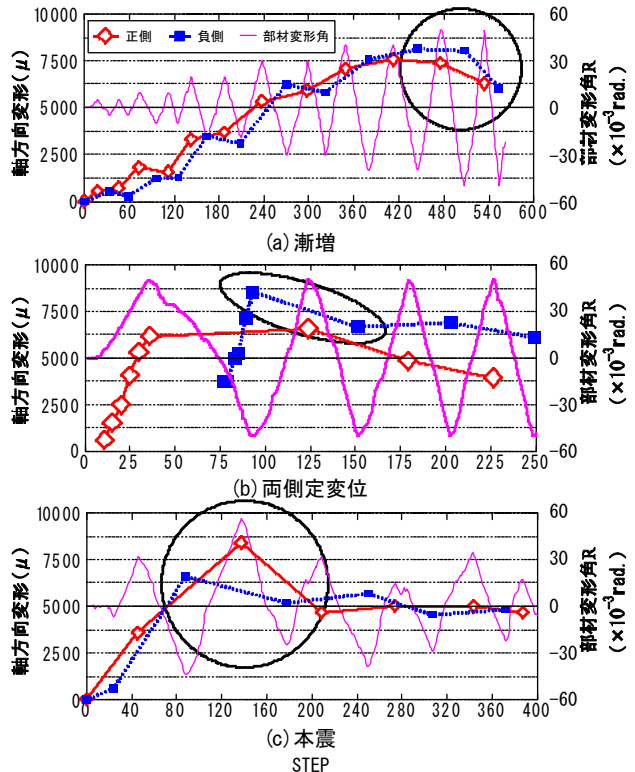


図-5 軸方向変形

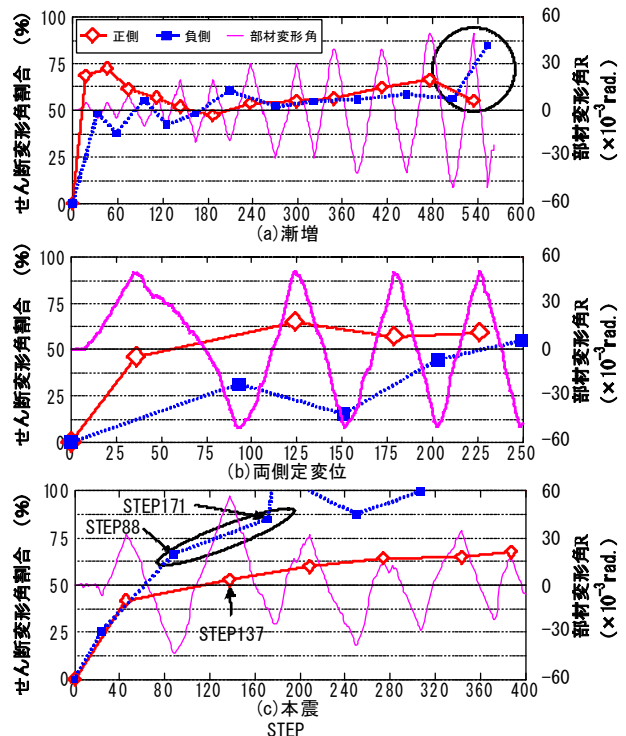


図-6 せん断変形角割合

表-4 本震载荷の損傷推移

STEP	本震载荷		主筋	
	R	計算値		
	1/1000rad.	測定値	損傷度	
24	-6.8	0.04	I	
36	12.0	-	主筋降伏	II ←使用限界
46	31.7	1.6	III	
89	-43.3	2	IV	←修復限界2
171	-14.5	-	V	←安全限界

本震载荷よりもエネルギー吸収量は多く、本震载荷を過大評価しており、今後本震の各限界状態までのエネルギー吸収性能を精度良く評価する方法が必要である。

7.2 安全限界での履歴吸収エネルギーの比較

図-8に2003年度(ELCE50kine)と2004年度(JMA KOBES50kine)の漸増载荷と本震载荷の安全限界点までの履歴吸収エネルギー量を示す。漸増载荷においては、耐力低下が確認されたサイクル内におけるエネルギー吸収量を並べて示す(図中凡例「漸増2」)。図より2003, 2004年度共に安全限界での全サイクルのエネルギーを含む漸増载荷(図中凡例「漸増1」)が最も大きく、漸増2は本震载荷の値に最も近い結果となった。両側定変位载荷は、本震载荷よりもやや大きい値を示した。また図より2003年度と2004年度のエネルギー吸収量を比較すると、振幅が小さく繰返し数が多いELCEよりも、振幅が大きく繰返し数の少ないKOBESの方がエネルギー吸収量がやや大きいことが分かった。

8. まとめ

本論では予備解析で得られた本震载荷梁試験体(入力地震動はJMA Kobe50kine NS成分)及びその等価な繰返し挙動を示す規則的履歴载荷梁試験体の計3体に対して加力実験を行い、本震载荷試験体の各種限界状態を決定し、各種限界状態までの履歴吸収エネルギーを算出し、2003年度の試験体(ELCE50kine NS成分)と比較し検討を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

- 1)地震時の全履歴吸収エネルギーに最も近いエネルギー吸収量を示したものは両側定変位試験体であり、地震時の損傷を等価な定変位応答に置き換えることの妥当性を示した。
- 2)漸増载荷試験体において、繰返しによる損傷の進展が確認された。
- 3)本震载荷の試験体の各種限界状態を漸増载荷試験体の損傷に基づき推定し、その結果安全側に評価できた。

表-5 入力地震動に応じた载荷方法

	2004年	2003年
地震波	JMA KOBES 50kine	ELCE 50Kine
振幅($\times 10^{-3}$ rad.)	50	40
ND(回)	1.5	2.6
漸増($\times 10^{-3}$ rad.)	$\pm 5, \pm 10, \pm 20, \pm 30, \pm 40, \pm 50$ (各サイクル2回ずつ)	$\pm 5, \pm 10, \pm 20, \pm 30, \pm 40$ (各サイクル3回ずつ)
本震载荷と等価な両側定変位载荷	$\pm 50 \times 10^{-3}$ rad. (1~2サイクル目)	$\pm 40 \times 10^{-3}$ rad. (1~3サイクル目)
余震载荷と等価な両側定変位载荷	$\pm 50 \times 10^{-3}$ rad. (3~4サイクル目)	$\pm 40 \times 10^{-3}$ rad. (4~6サイクル目)

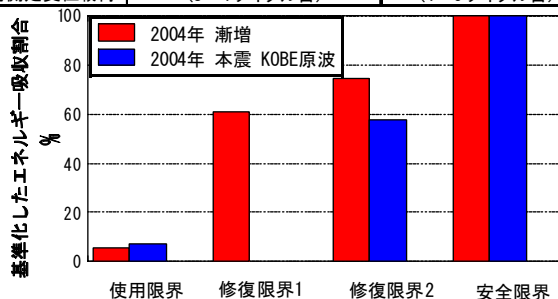


図-7 各種限界状態のエネルギー吸収割合

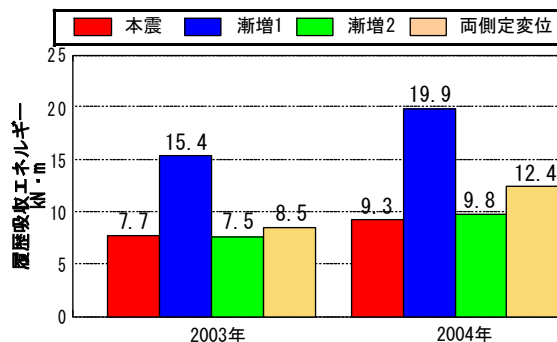


図-8 安全限界状態時の吸収エネルギー

4)3)の結果より、部材の安全限界状態までの履歴吸収エネルギーを具体的に算出した。

今後は、本震载荷の各種限界状態をより精度良く決定し、本震载荷の各限界状態までのエネルギー吸収性能を把握し、それらの算出方法の提案を行う予定である。

参考文献

- 1)梶原唯史, 向井智久, 野村設郎:「曲げ降伏するRC造梁部材の地震時損傷評価のための実験的研究」日本コンクリート工学年次論文集, pp343-348
- 2)「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」日本建築学会 2004
- 3)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, 2003.3,
- 4):「鉄筋コンクリート構造の設計—学びやすい構造設計—」日本建築学会関東支部 pp. 266-pp. 278, 2002