

ハイブリッド実験による修復・補強 RC 部材の地震時剛性劣化過程

HYBRID EXPERIMENTS FOR STIFFNESS DETERIORATING PROCESS OF REPAIRED AND STRENGTHENED RC MEMBERS DUE TO EARTHQUAKE MOTION

山田善一*・家村浩和**・伊津野和行***・大本 修****

By Yoshikazu YAMADA, Hirokazu IEMURA, Kazuyuki IZUNO and Osamu OHMOTO

The seismic behavior of repaired/strengthened RC structures is difficult to analyze theoretically. However, this paper will show that analysis can be effectively done by using the so-called HYLSE (HYbrid Loading System of Earthquake Response) system. Three repairing/strengthening methods were considered: (i) the epoxy resin grouting method; (ii) the reinforcing bars welding method; and (iii) the steel plate covering method. Obtained stiffness deteriorating processes were verified to be almost the same as those of the original ones if adequate repairing methods were performed.

Keywords: hybrid experiment, repaired reinforced concrete, earthquake response

1. はじめに

最近のコンクリート構造物にあっては、常時荷重によるひびわれの修復のみならず、地震により損傷を被った場合でも、エポキシ樹脂による修復・補強が行われている。しかし、構造物の被害がある程度以上に大きくなると、それをエポキシ樹脂のみで補修することには限界があると予想される。その限界を知るとともに、大きな被害を受けた場合の修復工法についても検討を加えることは、工学的に有意義である。また、地震によって損傷を受けた構造物が、再び地震被害を被ることも十分考えられる。その場合、修復の有無・工法の違いによる応答性状の差を把握しておくことが重要かつ必要である。そこで本研究ではハイブリッド実験で得られた結果から、修復・補強供試体の地震時における劣化過程の評価・推定を試みた。

ハイブリッド実験とは、計算機による数値解析プログ

ラム内に、要素の複雑・未知な特性を実験より取り出すサブルーチンを含めたものである¹⁾。この手法の大きな特長は次のような点である。

- ① 構造物の復元力特性を、数学的モデルによることなく、正確に時刻歴応答解析に取り込むことができる。
- ② 数学的モデルを設定することの困難な対象（たとえば本論文で対象としている修復 RC 部材など）でも、容易に取り扱うことができる。
- ③ 実際の復元力特性に対応する地震応答を正確に算出でき、さらにその応答に対する正しい復元力を検出できる。
- ④ 供試体が損傷を受ける過程を詳細に観察できる。
- ⑤ 剛度の劣化と部材の地震応答とを関連づけて把握することができる。

上記の特長から、鉄筋コンクリート部材や構造物の地震時挙動に関するものを始めとしてハイブリッド実験を用いた数多くの研究がなされ成果を挙げている^{2)~31)}。また、RC 構造物の修復・補強に関しては、実際の修復例をはじめ、多くの研究例・実験例が報告されている^{32)~37)}。しかし、ハイブリッド実験による修復部材の実験例は、日米共同大型耐震実験^{26)~29)} などがあるだけでその数はきわめて少ない。なお、修復・補強に用いられるエポキ

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科
(〒606 京都市左京区吉田本町)

** 正会員 工博 京都大学助教授 工学部土木工学科
(同上)

*** 正会員 工修 京都大学助手 工学部土木工学科 (同上)

**** 正会員 工修 鴻池組土木第一技術部
(〒541 大阪市東区久宝寺町 4 丁目 27)

樹脂の力学的性質に関しては、材料学の分野を中心に古くから研究が行われている³⁷⁾。

本論文ではまず、修復・補強 RC 部材を用いたハイブリッド実験の概要について説明する。次に、剛性に着目して部材の劣化過程の評価を行い、これより RC 部材の損傷度に関して考察を進めた。

2. 実験概要

本研究で使用した供試体の形状は Fig. 1 に示すように 10×15 cm の矩形断面複鉄筋柱で、載荷スパン長は 150 cm である。せん断補強のため、直径 6 mm のスターラップを 70 mm 間隔で配置している。また主鉄筋として、D 10 異形鋼棒（鉄筋比 $p=1.1\%$ ）および D 16 ($p=3.1\%$) の 2 種類を用いた。後者は、後述するように高架橋橋脚の値を参考にしている³⁸⁾。コンクリートと鉄筋の力学的特性を、それぞれ Table 1 と Table 2 に示す。

オンライン実験で用いた装置、測定機器などを Fig. 2 に示す。パソコンは 8 ビットの TRS-80、載荷装置はハイドロ疲労試験機が使用されている。軸力の載荷装置に関しては、載荷装置と油圧シリンダーよりなるシステム (Fig. 3) を用いている。このシステムではまず、コン

プレッサーで圧縮した空気を、空油変換器で油圧に変換する。その後、油圧によって供試体両端に取り付けたシリンダーを作動させ、部材を圧縮する仕組みになっている。また、応答時における供試体の材軸方向の変形や、シリンダー内部のフリクションによる 2 次側油圧の変動をおさえるために、ばねを用いたアキュムレーターを接続し

Table 1 Concrete strength.

Compression	300	kgf/cm ² (29 MN/m ²)
Tension	30	kgf/cm ² (2.9 MN/m ²)
Young's Modulus	1.4x10 ⁵	kgf/cm ² (14 GN/m ²)

Table 2 Mechanical properties of reinforcing bars.

	D10	D16
Nominal Diameter	0.953 cm	1.590 cm
Area of Section	0.713 cm ²	1.986 cm ²
Yield Stress	3800	kgf/cm ² (373 MN/m ²)
Young's Modulus	2.1x10 ⁶	kgf/cm ² (205 GN/m ²)

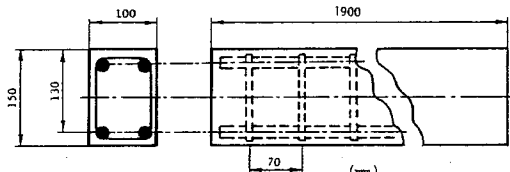
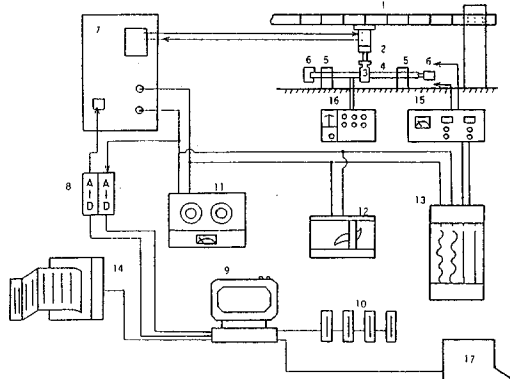


Fig. 1 Cross section of the specimen.



- 1. Frame
- 2. Actuator
- 3. Loading Frame
- 4. Specimen
- 5. Simple Support
- 6. Axial Force System
- 7. Central Controller
- 8. AD-DA Converter
- 9. Micro Computer
- 10. Floppy Disk
- 11. Data Recorder
- 12. X-Y Recorder
- 13. Pen Recorder
- 14. Line Printer
- 15. Dynamic Strain Gage
- 16. Strain Gage
- 17. Kyoto University (for Static Test) Data Processing Center

Fig. 2 HYLSEER (HYbrid Loading System of Earthquake Response).

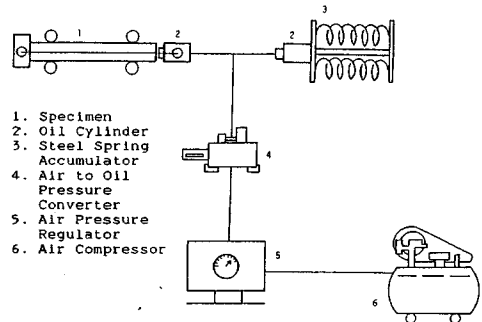
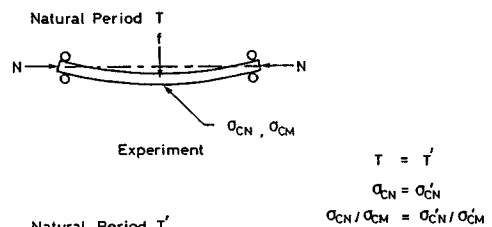


Fig. 3 Axial force generating system.



$$T = T'$$

$$\sigma_{CN} = \sigma'_{CN}$$

$$\sigma_{CM} / \sigma_{CM} = \sigma'_{CM} / \sigma'_{CM}$$

Analyzed Model

Fig. 4 A bridge pier and its modeling for experiments.

た。したがって、空気圧およびアキュムレーターのばねの長さを調節することにより、任意の大きさの定軸力を供試体に作用させることができる。

また本実験における想定構造物は、Fig. 4 に示す独立柱式の RC 橋脚である。橋脚下端での応力状態が供試体スパン中央部に再現されるように、軸力および曲げモーメントの値を決定した（一般に独立橋脚の力学的特性は、フーチングから鉄筋の引き抜けが大きな影響を与える。しかし本研究では橋脚の断面の力学的特性を明らかにすることを目的とし、この影響は考慮していない。別途検討する必要がある）。文献 38) によると、実際の RC 橋脚では自重や上乗荷重などの軸方向力によるコンクリートの最大圧縮応力 σ_{CN} は、形状によって異なるが、8~16 kgf/cm² (0.8~1.6 MN/m²) の範囲の値をとる。また σ_{CN} と、曲げによる最大圧縮応力 σ_{CM} との比 σ_{CN}/σ_{CM} は、1/6~1/10 である。これらの条件を考慮して、鉄筋比 1.1% の供試体に対しては、高軸力側として $N=4.0\text{ tf}=39\text{ kN}$ (以後これを、SC-1 供試体とする)、低軸力側として $N=2.0\text{ tf}=20\text{ kN}$ (SC-2 供試体とする) の軸力をそれぞれ用いた。また、鉄筋比 3.1% の供試体に対しては、同文献 38) に挙げられている 6 種類の橋脚の平均的な圧縮応力値として、 $N=2.7\text{ tf}=27\text{ kN}$ (SC-3 供試体とする) を用いた。

このとき σ_{CN} の値は、SC-1 で 26.7 kgf/cm² (2.6 MN/m²)、SC-2 で 13.3 kgf/cm² (1.3 MN/m²)、SC-3 で 18.0 kgf/cm² (1.8 MN/m²) となる。

入力地震波としては、八戸 NS 記録 (1968 十勝沖地震) および El Centro NS 記録 (1940 Imperial Valley 地震) の強震部分 30 秒間を使用し、応答計算と載荷にあたっては動的応答を詳しく観察するために、実際の時間を約 80 倍に引き伸ばした。載荷速度が変化することによる

影響は、これまでに数多くの研究成果が発表されている²⁶⁾。

本研究では、Table 3 に示す計 11 体の供試体を用い、次に述べる各種の修復工法を実施した。

3. 修復工法

(1) エポキシ樹脂の注入による修復

まず処女載荷による欠損部分に対して、エポキシ樹脂と細骨材の混合物によって断面を修復した。そして BL インジェクターとよばれる注入器を用いて、ひびわれ部にエポキシ樹脂を注入した。この工法³⁹⁾ は、比較的低い圧力 (約 3 kgf/cm²=0.3 MN/m²) で長時間にわたって注入を行うため、ひびわれの奥深くまでエポキシ樹脂を浸透させることが可能である。この修復工法を以後 TYPE I とする。

(2) 主鉄筋の添接による修復

主鉄筋が座屈した部材の修復工法として、鉄筋を添接することが考えられる。本実験では、2 体 (No. 9, No. 11) に対してこの添接修復を行っている。まず軸力をはずし、座屈部分周辺のコンクリートを取り除く。そして、主鉄筋と同一の鉄筋 (長さは座屈部分の 2 倍) を、主鉄筋に溶接する。その後、エポキシ樹脂に細骨材を混入したもので断面を修復した。この方法による修復・補強を、以後 TYPE II とする。

(3) 鋼板の接着による修復

この工法ではまず、損傷を受けた供試体 (Fig. 5 (a)) に対し、エポキシ樹脂と細骨材とを混ぜたもので欠損部分を修復する (Fig. 5 (b))。そしてその外周に鋼板を配置し、そのすきまからエポキシ樹脂を注入して接着した (Fig. 5 (c))。鉄筋比 1.1% の部材のうち 1 本 (No. 5) はひびわれ部のみを覆う長さとし、他の 2 本 (No. 1,

Table 3 Sequences of loading (type I : epoxy resin grouting method; type II : reinforcing bar welding method; type III : steel plate covering method; E : El Centro NS (1940 Imperial Valley Earthquake, U.S.A.); H : Hachinohe NS (1968 Tokachi-oki Earthquake, Japan); digits (100~300) : maximum acceleration (gal)).

No.	steel ratio p	axial force N	initial loading	second loading	loading after repairing			ultimate loading
					type I	type II	type III	
1	1.1%	4.0t	100 H	250 E			100 H	250 E
2			150 H	200 E	150 H			
3			250 H		250 H			
4			300 H		300 H			
5		150 E	300 E			150 E	300 E	
6		200 E		200 E				
7		250 E		250 E				
8		300 E		300 E				
9	3.1%	2.0t	150 E	300 E (N=4t)	150 E			
10		2.7t	150 E	250 E (N=4t)			150 E	300 E
11	300 E			300 E				

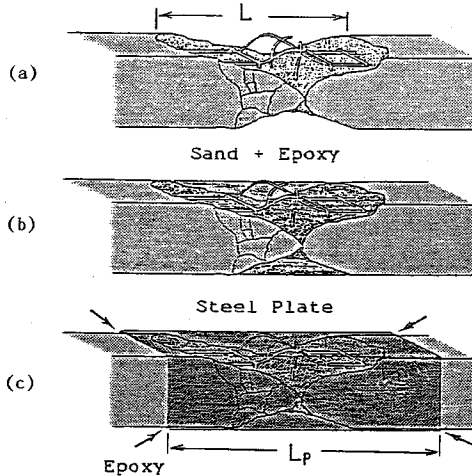


Fig. 5 Repairing process of steel plate covering. (a) Damaged segment. (L : Length of damaged segment) (b) Repair using sand and epoxy resin. (c) Put a steel plate on it and bond it by epoxy resin. (L_p : Length of the steel plate) $L_p=L$ (No. 5) $L_p=2L$ (No. 1 & No. 10).

No. 10) はひびわれ部の約 2 倍の長さとした。鋼板の厚さは、断面 2 次モーメントが主鉄筋と同じ値になるよう決定した。つまり、主鉄筋はまったく働かないと仮定して修復を行っている。この工法による修復・補強を TYPEⅢとする。

4. 実験結果

ここでは、実験より得られた履歴曲線と、それより得られたスケルトンカーブについて考察を行う。

(1) 処女載荷実験

処女載荷実験は数年前に行われ、既報⁴⁰⁾の部分が多いため、以下簡単に述べる。

- ① 軸力が増加すると、耐荷力は増加するが、じん性は大幅に低下する。
- ② 鉄筋比が 3 倍になった供試体 (No. 10, No. 11) においては、曲げ剛性が約 5 割増、耐荷力は約 2 倍であった。
- ③ 低入力レベル (最大加速度 100~150 gal 程度) の場合、高軸力ほど見掛けの損傷は軽微である。しかし、高入力レベル (最大加速度 250~300 gal 程度) のときには、軸力と曲げによるコンクリートの圧壊が、供試体の損傷に大きく寄与する。応答が大きい場合、一方向の塑性変形だけで決定的な破壊に至る。

では次に、スケルトンカーブについて考察を行う。まず静的載荷試験結果と、ハイブリッド実験から得られたスケルトンカーブとを比較する。静的載荷実験はハイブリッド実験に先立ち実施された。ハイブリッド実験と同じ載荷装置を用い、ほぼ一定の割合で変位が増大するよ

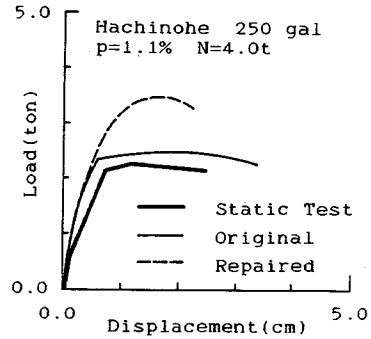


Fig. 6 Skelton curves of original and repaired No. 3 specimen (Repaired by epoxy resin grouting method).

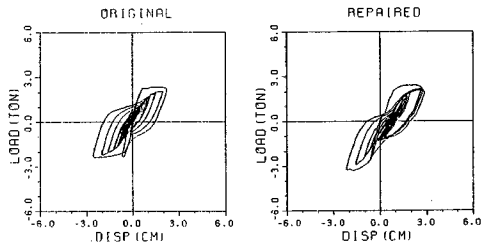
う載荷を行った。スケルトンカーブと比較した一例を Fig. 6 に示す。図中の太線が静的載荷実験、細線がスケルトンカーブを表わす (点線は修復部材のスケルトンカーブである)。各ケースを通じて、両者は完全に一致しているとはいいがたく、復元力はスケルトンカーブのほうが 10% 程度大きくなっている。しかし、全体的な形状などは、ほぼ同様な傾向を示している。履歴曲線から求めたスケルトンカーブの方が大きな復元力を示している原因としては、実験誤差や載荷速度の違い (ハイブリッド実験で 10^{-1} cm/s 程度、静的載荷実験で 10^{-3} cm/s 程度) が考えられる。

次節からは以上のことを考慮したうえで、オリジナル供試体と修復・補強供試体の比較を行う。

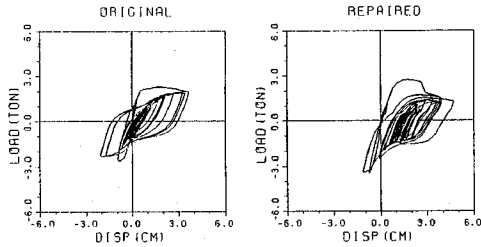
(2) エポキシ樹脂の注入 (TYPEⅠ) による修復

Fig. 7 に、入力レベルの違う 3 体について、修復前と修復後の載荷とについて、それぞれの履歴曲線を示す。どの場合も、最大復元力は修復前後でほぼ同じ値である。以前著者らの研究室で実施した、軸力が作用しない場合のハイブリッド実験³⁴⁾では、エポキシ樹脂を注入した部分としなかった部分との境界で破壊が起こったが、今回の実験では部材中央部において、ひびわれ・圧壊が起こっている。これはおもに、部材中央部の鉄筋の損傷がかなり大きかったためだと考えられる。El Centro 300 gal を入力した供試体は、最大復元力こそ処女載荷時と同程度の値を示したが、すぐに破壊に至っている。この供試体は処女載荷による主鉄筋の座屈が激しかったが、主鉄筋には手を加えずに修復を行ったものである。このように、主鉄筋が座屈した RC 部材をエポキシ樹脂のみで修復した場合、もとの部材と同程度の動的強度は期待できないおそれがある。エポキシ樹脂を用いて修復する際には、主鉄筋の状態に十分な注意を要する。

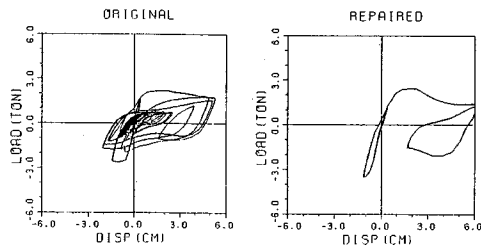
次に、スケルトンカーブを用いて考察する。降伏変位、降伏強度、最大耐力を、それぞれの供試体、修復方法ごとに平均しグラフ化したものを、Fig. 8 に示す。なお、



(a) No.6 specimen (El Centro 200gal)



(b) No.7 specimen (El Centro 250gal)



(c) No.8 specimen (El Centro 300gal)

Fig.7 Hysteresis loops of original and repaired specimens (repaired by epoxy resin grouting method).

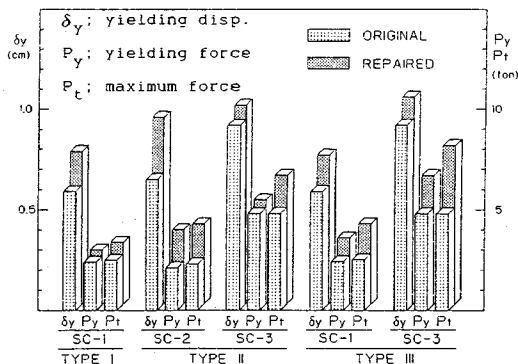


Fig.8 Mechanical characteristics of original and repaired specimens (TYPE I : epoxy resin grouting. TYPE II : reinforcing bar welding. TYPE III : steel plate covering.

SC-1 : $p=1.1\%$, $N=4.0$ tf
 SC-2 : $p=1.1\%$, $N=2.0$ tf
 SC-3 : $p=3.1\%$, $N=2.7$ tf

ここで用いているオリジナル供試体の値も、スケルトンカーブから読み取った値である。応力-変位関係が急変する点を降伏点と考えた。この図から得られる結果は、以下のとおりである (Fig.8 TYPE I)。

- ① 剛性は、初期においてやや小さめであるが、ほぼ完全に回復している。
- ② 降伏変位、降伏強度とも、約1.3倍に上昇している。
- ③ オリジナル供試体に比べて最大耐力を示した後の復元力の低下が大きく、じん性は劣っている。

(3) 主鉄筋の添接 (TYPE II) による修復

処女載荷時と、修復・補強後の履歴曲線を Fig.9 に示す。復元後の履歴曲線 (Fig.9 右図) は上下非対称であり、上側は最大2tf (20 kN)、下側は4tf (39 kN) と、一方向の強度が大きくなっている。これは、主鉄筋の補修が片側だけであったため、この方向の強度が増大したのである。この結果より、断面内に埋め殺した座屈部分も、主鉄筋としての役割をかなり果たしていると考えられる。

スケルトンカーブから力学的性状を検討すると、次のようになる (Fig.8 TYPE II)。

- ① 剛性は、完全に回復している。
- ② 最大耐力は、両供試体とも増加している。その増加率は、SC-2のほうが大きい。これは、最大耐力に主鉄筋強度の増加が及ぼす影響が、鉄筋比の小さいものほど大きいことを示している。

(4) 未修復再載荷実験

数年前著者らの研究室では、軸力を作用させない場合のエポキシ樹脂を用いた修復実験を行った³⁴⁾。このときの結果から、損傷がきわめて小さい供試体は、修復後かなりの強度が出るのがあらかじめ予想された。そこで今回の実験では、ひびわれが少し入った程度の供試体に対して、部材が完全に破壊する過程の観察もかねて、入力レベルの大きな地震波 (El Centro 200~300 gal) を用いて未修復のまま破壊実験を行った。その結果どの供試体もかなり大きな変位を示し、うち2体 (No.1, No.5)

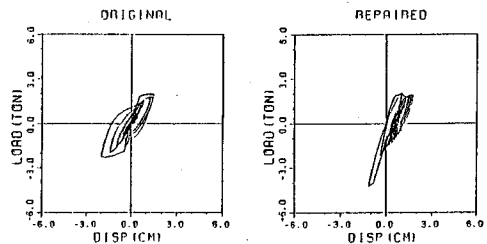


Fig.9 Hysteresis loops of original and repaired No.9 specimen. (Repaired by reinforcing bar welding method. $p=1.1\%$ $N=2.0$ tf. El Centro 150 gal.)

は曲げ破壊を起こした。鉄筋比 $p=3.1\%$ の供試体 (No.10) は、大きな塑性変形を残したものの破壊には至らなかった。Fig. 10 (b), Fig. 11 (b) にその履歴曲線を示す。最初の大きな変形で供試体はほぼ完全に塑性域に入ってしまう、くの字形に曲がったままになった。履歴曲線を見ても、すぐに偏平型のループへ移行してい

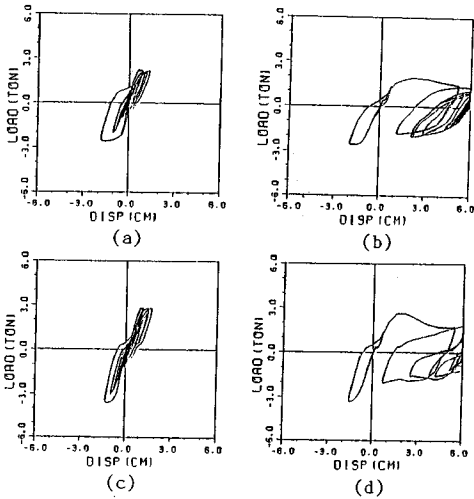


Fig. 10 Hysteresis loops of original and repaired No.5 specimen. (a) Initial loading. (max. 150 gal) (b) Second loading. (max. 300 gal) (c) Loading after repairing. (max. 150 gal) (d) Ultimate loading. (max. 300 gal).

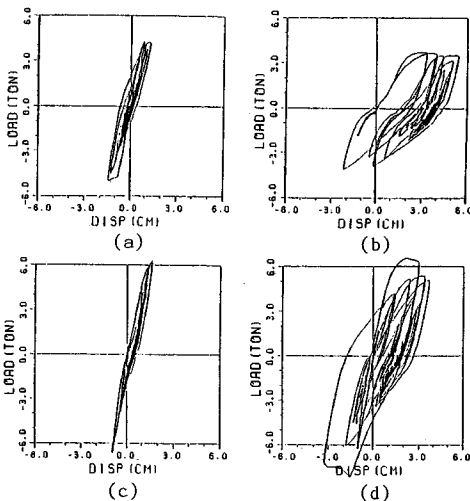


Fig. 11 Hysteresis loops of original and repaired No.10 specimen (steel plate is longer than in No.5 specimen). (a) Initial loading (max. 150 gal). (b) Second loading (max. 250 gal). (c) Loading after repairing (max. 150 gal) (d) Ultimate loading (max. 300 gal).

るのがわかる。つまり各供試体によって程度の差こそあれ、一度目の載荷 (処女載荷) ですでに、部材抵抗力がかなり減少していたということである。鉄筋の降伏加速度が計算によると $90\sim 120$ gal である⁴⁾ ことを考慮すると、処女載荷によって主鉄筋はほぼ降伏していたと考えられる。このことは、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動における鉄筋の役割の大きさを示している。なお、どの供試体も破壊位置は部材中央部であった。

(5) 鋼板の接着 (TYPEIII) による修復

Fig. 10 (c), Fig. 11 (c) をみるとわかるように、強度が処女載荷時よりかなり増加している。また、いずれの場合もあまり塑性域に入っていない。スケルトンカーブからも、鋼板の接着により剛性・最大耐力ともに増加していることがわかる。修復時、主鉄筋はまったく働かないと仮定して鋼板厚を計算したが、実際にはまだかなり有効に働いていると考えられる。また鋼板をエポキシ樹脂で接着することにより、塑性ヒンジの発生位置が、部材中央部から鋼板端部へと移動することも大きな要因であろう。塑性ヒンジの位置が移動することによって、破壊に要する力が増加するからである。

次に本実験終了後、鋼板接着工法による修復・補強部材の終局状態における挙動を調べるため、最大加速度が $250\sim 300$ gal の地震波を再入力し、破壊実験を行った。Fig. 10 (d), Fig. 11 (d) に履歴曲線を示す。ひびわれ部の長さとはほぼ同じ長さの鋼板を接着した供試体 (No.5) は、完全な破壊を起こした。鋼板の端部においてコンクリートが圧壊を起こし、供試体がほぼ切断されるという大きな損傷を受けた。それに対して他の2体 (No.1, No.10) では、中央部において鋼板がはがれ、コンクリート中央部でひびわれが起こった。履歴ループの形状も安定しており、壊滅的な破壊には至っていない。鋼板端部では応力が集中しやすく、鋼板長さの設定には十分な検討が必要であるといえよう。

5. 剛性の劣化過程

(1) 剛性の定義

履歴曲線から部材の剛性を推定する試みは、数多く行われている。等価剛性とよばれるもので、一例を挙げると次のようなものである。

- ① 復元力の最大点と原点を結ぶ直線の勾配。
- ② 最大変形点と原点とを結ぶ直線の勾配
- ③ 初期剛性をそのまま等価剛性とする。
- ④ 除荷時の剛性を用いる。載荷から除荷へと反転する点と復元力が0になる点を結ぶ直線の勾配。
- ⑤ 復元力が0になる2点の中点と、復元力が最大になる点とを結ぶ直線の勾配。

このうち③は実験中当然一定値をとり、劣化の指標と

はなり得ない。①②は、履歴曲線の中央が原点から大きくずれている場合、極端に剛性を過小評価してしまう。⑤は、その点①②よりすぐれていると考えられるが、振幅の影響を受けることが指摘されている³⁴⁾。④は、載荷時より除荷時の方が、履歴曲線の形状が単純であることから提案されたものである。

そこで上記④⑤の剛性を計算し、比較検討することにした。以下④の除荷剛性を K_u 、⑤を等価剛性 K_{eq} と略記する。

(2) 除荷剛性と等価剛性の比較

Fig. 12 は、El Centro 波を入力したケースである。どちらも実験開始後、実験時のタイムスケールで2秒程度経過したところで、急激に値が小さくなっている。その後等価剛性 Fig. 12 (b) はわずかながら増加する傾向に

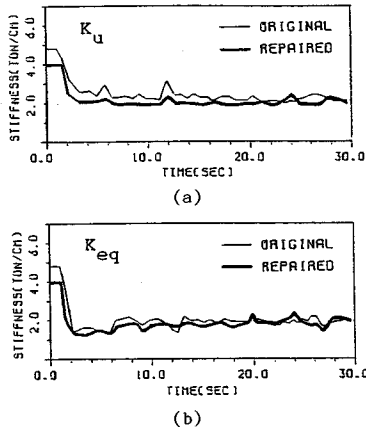


Fig. 12 Stiffness-time histories of original and repaired No. 6 specimen. (a) K_u (b) K_{eq} (El Centro 200 gal. Repaired by epoxy resin grouting.)

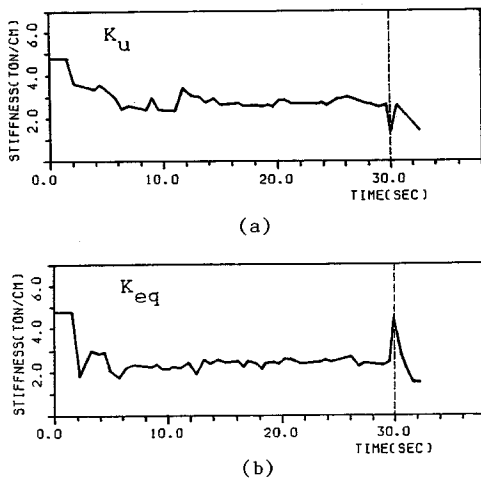


Fig. 13 Stiffness-time histories of No. 5 specimen. (a) K_u (b) K_{eq} (initial loading : max. 150 gal, second loading : max. 300 gal)

ある。次に Fig. 13 は、実験後未修復のまま再度大きな地震波を入力したケースで、2度目の載荷後2秒程度(処女載荷実験開始から計32秒)で供試体が破壊した。等価剛性 Fig. 13 (b) は、1度目の実験終了後最初と同じ値に戻っている (Fig. 13 (b) の30秒時の値が0秒時の値と同じ)。つまり、実験終了から次の載荷まで何ら力を加えていないにもかかわらず、剛性値が変動している。また、大変形を起こした時点で極端に剛性が小さくなっており、振幅の影響をかなり受けている。これらの性質は、劣化を表わす指標としては適当でないと考えられる。それに対して除荷剛性は、多少の変動はあるものの、等価剛性ほど大きく不自然な変動はみられない。除荷剛性を劣化過程を表わす指標として用いるのは、妥当だと考えられる。よって以下の解析では、除荷剛性を用いて、修復・補修部材の剛性劣化性状を検討する。

(3) 修復・補強部材の剛性劣化性状

Fig. 14 に除荷剛性の時刻歴を数例示す。全供試体において除荷剛性は大変形を起こした際に、急激に劣化している。実験時のタイムスケールで述べると、El Centro 波においては2秒前後、八戸波においては8秒前後である。そしてそれ以降の劣化は、各供試体によって低下率の差はあるものの、入力波が同じならば形状が類似

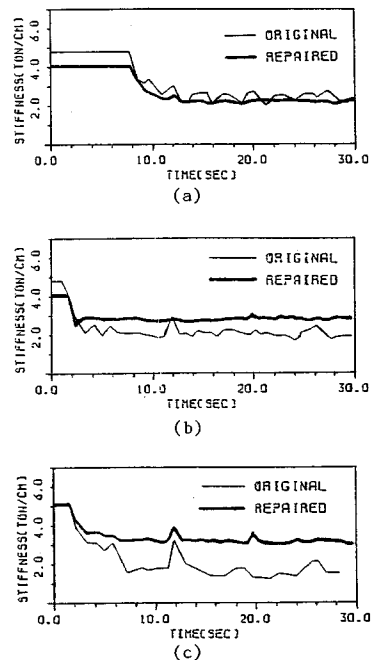


Fig. 14 Stiffness-time histories for some cases. (a) No. 4 specimen. (Hachinohe 300 gal. Repaired by epoxy resin grouting.) (b) No. 7 specimen. (El Centro 250 gal. Repaired by epoxy resin grouting.) (c) No. 11 specimen. (El Centro 300 gal. Repaired by reinforcing bar welding.)

Table 4 Deteriorating ratio of the stiffness (type I : epoxy resin grouting method; type II : reinforcing bar welding method; type III : steel plate covering method; E : El Centro NS (1940 Imperial Valley Earthquake, U. S. A.); H : Hachinohe NS (1968 Tokachi-oki Earthquake, Japan); digits (100 ~ 300) : maximum acceleration (gal)).

No.	steel ratio p	axial force N	initial loading	second loading	loading after repairing			ultimate loading	
					type I	type II	type III		
1	1.1%	4.0t	100H (0.73)	250E (0.54)			100H (0.67)	250E (0.50)	
2			150H (0.58)	200E (0.48)	150H (0.83)				
3			250H (0.46)		250H (0.55)				
4			300H (0.46)		300H (0.58)				
5			150E (0.56)	300E (0.31)			150E (0.59)	300E (0.59)	
6			200E (0.46)		200E (0.48)				
7			250E (0.40)		250E (0.68)				
8			300E (0.35)		300E (0.40)				
9		2.0t	150E (0.46)	300E (0.32)		150E (0.85)			
10		3.1%	2.7t	150E (0.80)	250E (0.50)			150E (0.85)	300E (0.36)
11				300E (0.30)		300E (0.59)			

している。つまり剛性の劣化には、地震波の影響が非常に強いといえる。

Table 4 に、各実験による最終的な剛性劣化率を示す。実験開始直後の除荷剛性と、実験終了時あるいは破壊時の除荷剛性の比で表わした。No.1 供試体を除き、すべての修復・補強供試体で、劣化率が低くなっている。No.1 供試体でも、修復前より劣化率が高くなっているものの、値としてはそれほど大きな差はない。全体として修復供試体は、修復前に比べて剛性の劣化が少なくなるといえる。

TYPE I (エポキシ樹脂注入) による修復供試体は、修復前に比べ、初期において約 80% とやや小さめの剛性を示している。しかし、その後の劣化した状態では、オリジナル供試体とほぼ同じ値を示している。オリジナル供試体の劣化度は入力加速度の大きさと相関関係があるが、修復供試体では必ずしもそうではない。たとえば、Fig. 12 (a) と Fig. 14 (b) とを比較すると、オリジナル供試体では El Centro 250 gal を入力した Fig. 14 (b) の方が劣化が激しい。しかし、修復供試体では El Centro 200 gal を入力した Fig. 12 (a) の方が劣化している。Table 4 の劣化率についても、同様な傾向が読み取れる。原因としては、破壊の程度によるエポキシ樹脂注入量の差などによって、供試体の力学的性状に多少ばらつきがあることが考えられる。

TYPE II (主鉄筋添接)、TYPE III (鋼板接着) による修復供試体は、どちらもオリジナル供試体に比べて劣化度が小さい傾向にある (Fig. 14 (c))。これは、変位応

答がやや小さめであることから確かめられる。また、載荷直後における剛性の回復率は 100~110% であった。

6. 結 論

以上本研究では、軸力作用下におけるエポキシ樹脂注入などによる修復・補強 RC 部材の地震応答実験結果をもとに、剛性劣化過程に関して考察を行ったものである。得られた結論を以下に示す。

(1) 各修復・補強供試体の力学的特性を、オリジナル供試体との比較によって述べると次のようになる。

- ① エポキシ樹脂注入によって修復した供試体は、最大耐力が約 1.3 倍に増加し、剛性もほとんど回復する。だが、じん性の回復はあまり望めない。特に主鉄筋が座屈など大きな損傷を受けている場合は、ほとんど回復しない。
- ② 主鉄筋の添接により修復した供試体の剛性は完全に回復し、最大耐力も増大する。また、じん性についても回復する。ただし、この工法は修復に手間を要し、軸力を除いたうえでないとい施工できないという欠点がある。
- ③ 鋼板接着によって修復・補強した供試体は、最大耐力が約 1.7 倍、剛性も約 1.1 倍に増加する。しかし、じん性はオリジナル時よりも低下している。この工法を実施する際には、鋼板の長さの設定に十分な検討が必要である。

(2) 剛性の劣化過程は、除荷剛性 (除荷開始点と終了点を結ぶ直線の傾き) によって定量的に評価できる。

剛性の劣化には、供試体の違いより地震波の違いの影響が強い。

(3) 各修復・補強供試体の剛性劣化過程を、オリジナル供試体と比較して述べると次のようになる。

- ① エポキシ樹脂注入によって修復した供試体は、初期剛性こそ小さいものの、その後はオリジナル供試体と同様な剛性劣化過程を示す。
 - ② 主鉄筋の添接により修復した供試体、鋼板接着によって補強した供試体は、剛性が劣化しにくい。
- 最後に、本研究を進めるにあたり、実験の実施に関してお世話になった阪神高速道路公団の水元義久氏、修復に関してご協力をいただいた重吉 勝氏、土門勝司氏、青木憲二氏をはじめとするショーボンド建設株式会社の方々に、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 家村浩和：ハイブリッド実験の発展と将来，土木学会論文集，No. 356/I-3，pp. 1~10，1985年4月。
- 2) 伯野元彦・四俣正俊・原 司：計算機により制御されたはりの動的破壊実験，土木学会論文報告集，No. 171，pp. 1~10，1969年11月。
- 3) 伯野元彦・横山功一・佐藤安一郎：模型杭基礎の復元力特性に関するオンライン・リアルタイム実験，土木学会論文報告集，No. 200，pp. 85~90，1972年4月。
- 4) Hakuno, M. : Hybrid failure test on a structural member, Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 799~802, June 1973.
- 5) 片田敏行・伯野元彦：オンライン実験による液状化地盤の非線形振動解析，土木学会論文報告集，No. 318，pp. 21~28，1982年2月。
- 6) Katada, T. and Hakuno, M. : On-line experimental analysis of surface ground in liquefaction process, 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Univ. of Washington, Seattle, June 28-July 1, 1982.
- 7) Katada, T. and Hakuno, M. : Nonlinear analysis of surface ground motion by digital controlled on-line experimental method, Proc. of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. III, pp. 1033~1040, July 1984.
- 8) 片田敏行・板谷裕二・勝田博敏：飽和砂層を含む多層地盤の実復元力を用いた非線形波動解析，土木学会論文集，No. 356/I-3，pp. 475~481，1985年4月。
- 9) 片田敏行・勝田博敏・中田隆博：TSS 回線による大型計算機を用いたハイブリッド地盤応答解析，土木学会論文集，No. 374/I-6，pp. 549~556，1986年10月。
- 10) Iemura, H. : Earthquake failure criteria of deteriorating hysteretic structures, Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. V, pp. 81~88, Sept. 1980.
- 11) Yamada, Y. and Iemura, H. : Hybrid analysis on earthquake response of deteriorating hysteretic structures, Proc. of Sino-American Symposium of Bridge and Structural Engineering, Part 1, pp. 4-13-1~4-13-14, Sept. 1982.
- 12) 山田善一・家村浩和・中西伸二・四方敏明：マイクロコンピュータによる RC 構造物のハイブリッド地震応答実験，第7回電算機利用に関するシンポジウム講演概要，pp. 77~80，1982年10月。
- 13) Iemura, H. : Hybrid experiments on earthquake failure criteria of reinforced concrete structures, Proc. of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VI, pp. 103~110, July 1984.
- 14) Yamada, Y. and Iemura, H. : Inelastic aseismic design of reinforced concrete structures, Final Report of the International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 1198~1199, Sept. 1984.
- 15) 高梨晃一・宇田川邦明・関松太郎・岡田恒男・田中 尚：電算機-試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析（その1）システムの内容，日本建築学会論文報告集，No. 229，pp. 77~83，1975年3月。
- 16) 宇田川邦明・高梨晃一・田中 尚：電算機-試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析（その2）はり崩壊型一層スパン鋼フレーム，日本建築学会論文報告集，No. 268，pp. 49~59，1978年6月。
- 17) 宇田川邦明・高梨晃一・田中 尚：電算機-試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析（その3）二層鉄筋フレームの解析例，日本建築学会論文報告集，No. 288，pp. 115~125，1980年2月。
- 18) 谷口英武・高梨晃一・田中 尚：電算機-試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析（その4）高力ボルト摩擦接合部にすべりが生ずる骨組の地震応答解析例，日本建築学会論文報告集，No. 291，pp. 33~43，1980年5月。
- 19) 谷口英武・高梨晃一・田中 尚：電算機-試験機オンラインシステムによる構造物の非線形地震応答解析（その5）高力ボルト摩擦接合部にすべりが生ずる多層骨組の地震応答解析例，日本建築学会論文報告集，No. 295，pp. 71~83，1980年9月。
- 20) 岡田恒男・関松太郎：電算機アクチュエーターオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験（その1）目的及び方法論，日本建築学会論文報告集，No. 275，pp. 25~31，1979年1月。
- 21) 岡田恒男・関松太郎：電算機アクチュエーターオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験（その2）オンライン応答実験-1，日本建築学会論文報告集，No. 279，pp. 77~84，1979年5月。
- 22) 岡田恒男・関松太郎：電算機アクチュエーターオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験（その3）オンライン応答実験-2，日本建築学会論文報告集，No. 280，pp. 79~89，1979年6月。
- 23) 岡田恒男・関松太郎：電算機アクチュエーターオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験（その4）地震応答特性の検討，日本建築学会論文報告集，No. 282，pp. 57~64，1979年8月。
- 24) 岡田恒男・関松太郎：電算機アクチュエーターオンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験（その5）等価線形化法による検討および結論，日本建築学会論文報告集，No. 284，pp. 79~84，1979年1月。

- 25) 望月利夫：くい上部構造物連成系の振動特性に関するオンラインリアルタイム実験（その1），日本建築学会論文報告集，No. 318，pp. 63～71，1975年5月。
- 26) Wight, J. K., editor: Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, U. S.-Japan Research, American Concrete Institute, SP-84, 1985.
- 27) 岡本 伸：仮動的実物大耐震実験システムの開発，建設省建築研究所秋季講演会梗概集，pp. 259～286，1979年11月。
- 28) 上之園隆志・岡本 伸・北川良知・中田慎介・芳村 学：鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その1実験概要および実験結果），第6回日本地震工学シンポジウム論文集，1982年12月。
- 29) 芳村 学・上之園隆志・黒瀬行信・坪崎裕幸：鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その2試験体の力学的挙動に関する考察），第6回日本地震工学シンポジウム論文集，1982年12月。
- 30) 金多 潔・西澤英和：ハイブリッド方式のオンライン地震応答載荷実験法の開発と若干の動的実験，第1報，日本建築学会論文報告集，第323号，pp. 42～49，1983年1月。
- 31) 金多 潔・西澤英和：ハイブリッド方式のオンライン地震応答載荷実験法の開発と若干の動的実験，第2報，日本建築学会論文報告集，第329号，pp. 36～42，1983年7月。
- 32) 今井 弘・近藤 実・横山晶好：地震被害を受けた宮城県泉高等学校の補修・補強方法とその裏付け，コンクリート工学，Vol. 17, No. 10, pp. 9～22，1979年10月。
- 33) 山本芳栄・今井 弘：震災を受けたRC建物のエポキシ樹脂注入による補修効果に関する解析的研究，第30回構造工学シンポジウム講演概要集，pp. 153～161，1984年2月。
- 34) Iemura, H., Kato, T. and Kawatani, Y.: Hybrid experiment on earthquake response of original and repaired RC members, Proc. of the 6th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 825～832, 1982.
- 35) 山田善一・家村浩和・伊津野和行・水元義久：地震応答実験システム（HYLSER）によるRC柱模型の修復・補強効果の検討，第18回地震工学研究発表会講演概要，pp. 321～324，1985年7月。
- 36) 村上雅英・今井 弘：エポキシ樹脂注入工法で補修したRC柱の弾塑性性状に関する実験的研究，構造工学シンポジウム講演概要集，pp. 143～152，1984年2月。
- 37) 小村 敏・太田 実：土木学会編 新体系土木工学36コンクリートの維持・補修・取壊し，技報堂出版，1983年11月。
- 38) 阪神高速道路公団：RC橋脚の地震時変形性能照査，技術審議会耐震設計分科会資料，No. 8-3，1981年2月。
- 39) ショーボンド建設K.K.：BICS工法，1981年7月。
- 40) 山田善一・家村浩和・西村一郎：履歴吸収エネルギーによるRC橋脚模型の耐震性評価，第17回地震工学研究発表会講演概要，pp. 231～234，1983年7月。

(1987.2.20・受付)