

# トグル制震装置を用いた架構増設型耐震補強構法の性能検証

## Verification on the Effect of Seismic Retrofit Method of Outer Frame Type Utilizing Toggle Damping System

長塚 典和<sup>※1</sup> 妹尾 嘉章<sup>※1</sup>  
Norikazu Nagatsuka Yoshiaki Senoo  
久保田 雅春<sup>※2</sup> 宮里 豪<sup>※1</sup>  
Masaharu Kubota Takeshi Miyazato

### 【要旨】

トグル制震装置を組込んだ補強架構を建物外側に設置し、既存建物と増設スラブで繋ぐ架構増設型の耐震補強構法の性能検証を目的に架構試験体による動的載荷実験を行った。この補強形式では、増設スラブが十分な応力伝達性能を有しているか否かが重要となるが、そのために必要なスラブ断面については明確な設計規定がない。本論では、増設スラブの厚さを小さくすることを目的に、短期許容応力度を超える力が作用する厚さのスラブとした架構試験体を用いて、その応力伝達性能、破壊状況を実験により検証した。その結果、増設スラブの応力伝達性能に支障はなく、トグル制震装置の補強効果が発揮できることを確認した。さらに、増設スラブの変形を考慮した評価モデルにより本論で実施した実験結果を適切に評価できることが明らかになった。

【キーワード】 耐震補強 トグル制震構法 架構増設型補強 動的漸増載荷実験

### 1. はじめに

集合住宅の耐震補強においては、居住者が生活しながらの施工が可能であること、補強部材を居住空間に干渉しない位置に配置することが要求される。また、多くの集合住宅は、建物両側に片持ち形式のバルコニー、廊下を有するため、補強部材を既存建物の柱、梁に直接接合することが難しい。

このような集合住宅等を対象にした補強工法として、トグル制震装置を組込んだ補強架構を、バルコニー、廊下に干渉しない外側の位置に設置し、既存梁と補強梁を増設スラブで繋ぐ架構増設型の外付け耐震補強構法を提案してきた。

この補強形式では、地震時に既存建物に作用する力は、各階の増設スラブを通じて補強架構に伝達されるため、補強架構による補強効果が発揮されるか否かは、床スラブが十分な応力伝達能力を有しているか否かが重要となる。そのためには、増設スラブは作用する力に対し、短期許容応力度以下となる十分な厚さを有する断面とし、地震時にひび割れの生じることのない設計とすることが望ましいが、増設スラブは多くの場合、図-1に示すように既存スラブ下に増設するため、過度に厚くすると内法高さが小さくなり居住空間が減少するという問題が生じる。そこで、短期許容応力度を超えるせん断力が作用

する厚さのスラブとした架構試験体の載荷実験を行い、その応力伝達性能を検証した。本補強構法ではデバイスに油圧ダンパーを使用しているため載荷方法は動的とした。さらに、実験結果を再現できる解析モデルの検証を行った。



写真-1 架構増設型トグル制震補強の例

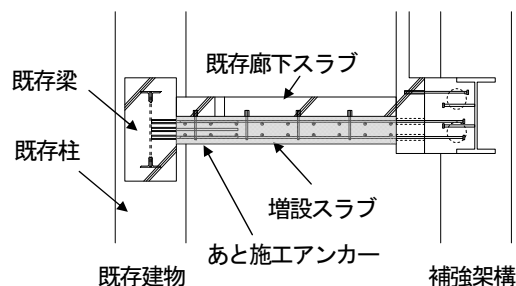


図-1 増設スラブの断面図

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は既存架構にトグル制震装置を組み込んだ鉄骨架構による架構増設型の補強を行った試験体 OF3-3、OF3-4 の2 体であり、縮尺は実大の約 1/2 スケールとした。OF3-3 と OF3-4 の違いは増設スラブの出寸法である。増設スラブと既存架構はあと施工アンカーで一体化を図り、アンカー本数は「外側耐震改修マニュアル」<sup>1)</sup> の規定に従い、接合部の必要耐力を確保するように決めた。増設スラブは、実際の建物で 250mm 程度のスラブ厚さを想定し、試験体のスラブ厚さは 125mm とした。最大荷重時のスラブのせん断応力は  $\tau=0.065\sigma_B$  であり、コンクリートのせん断に対する短期許容応力度 ( $\tau=0.04\sigma_B$ ) を超えるため、鉄筋のみで補強架構の水平力を既存架構に応力伝達できるようにスラブ筋を配した。図-2 に OF3-3 の試験体形状図を、表-1 に試験体一覧をそれぞれ示す。

試験体は、既存架構を先行して製作し、コンクリート硬化後に目荒し処理、あと施工アンカーの打設を行い、最後にスラブを製作して補強架構に繋いだ。

表-2、表-3 に使用した材料の材料試験結果を示す。

### 2.2 載荷方法

本実験に用いた動的載荷装置を図-3 に示す。既存柱に対する軸力比  $N/(bD\sigma_B)$  で約 0.1 に相当する一定軸力 441kN を作用させた状態で、動的水平アクチュエーターによって変位制御による正弦波を用いた漸増繰り返し載荷を行った。本実験では水平アクチュエーターの能力が試験体耐力に対して不足しているため、この原理を用いた荷重増幅装置を用いた。載荷プログラムは既存部の相対水平変位  $\delta$  と階高さ  $h$  ( $=1,450\text{mm}$ ) で与えられる相対部材角  $R$  ( $=\delta/h$ ) で制御し、 $R=0.0008, 0.0016, 0.0025, 0.004, 0.008, 0.012$ ①, ②, ③, ④, ⑤ の各載荷サイクルにおいて5回の繰り返し入力を行った。 $R=0.012\text{rad}$  については一回目の載荷で目標変位に到達しなかったため、二

回目の載荷を行った。加振周波数は、中高層建物の固有周期を想定し、1Hz とした。

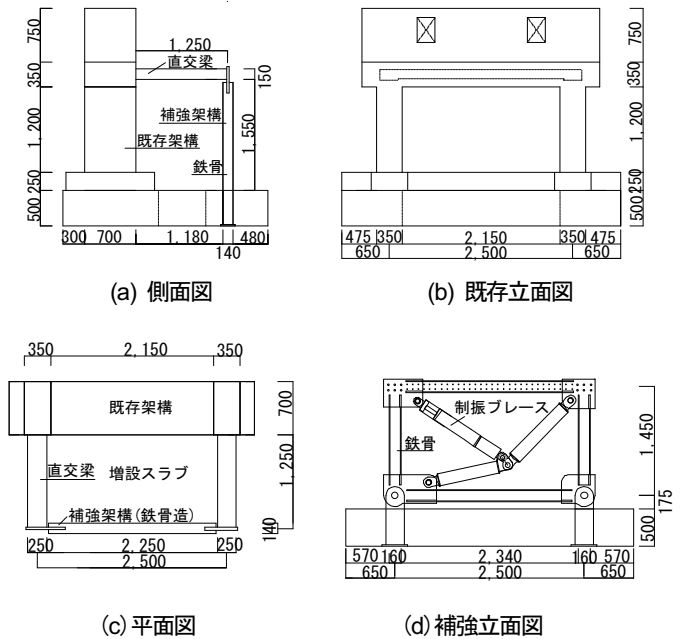


図-2 試験体形状図 (OF3-3)

表-2 鋼材材料試験結果

試験片	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	使用部位	
D6	SD345	394	539	182	スラブ筋
D10	SD295	371	512	175	柱Hoop・梁Str・アンカー
D16	SD295	352	514	180	柱主筋・梁主筋
	SD345	349	518	180	直交梁主筋
PL9	SM490	393	548	206	梁ウェブ
PL12	SM490	378	534	208	梁ウェブ・フランジ・柱フランジ

表-3 コンクリート材料試験結果

試験体名	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	材齢 (日)	使用部位
OF3-3	16.9	29.6	54	既存架構
	30.0	30.5	34	増設スラブ
OF3-4	16.3	20.5	68	既存架構
	29.6	26.5	48	増設スラブ

表-1 試験体一覧

試験体名	OF3-3	OF3-4	
既存部	スパン×高さ(内法)(mm)	L×H=2,500×1,200	
	柱断面(mm)	b×D=700×350	
	柱主筋	8-D16	
補強部	破壊形式	柱曲げ破壊	
	スパン×高さ(枠心)(mm)	L×H=2,500×1,450	
	柱断面	BH-160×140×12×12	
増設スラブ	梁断面	BH-160×140×9×12	
	制振装置	増幅機構付き油圧制震ブレース(倍率1.8) 油圧ダンパー C1=5kN・mm/s, C2=0.4kN・mm/s, Fy=120kN	
直交梁	出寸法(mm)	1250	750
	厚さ(mm)	125	
	あと施工アンカー	58-D10(φ75ダブル)埋込 12da	
直交梁	スラブ筋	D6@75ダブル	
	寸法(mm)	b×D=250×150	
直交梁	主筋	6-D16	

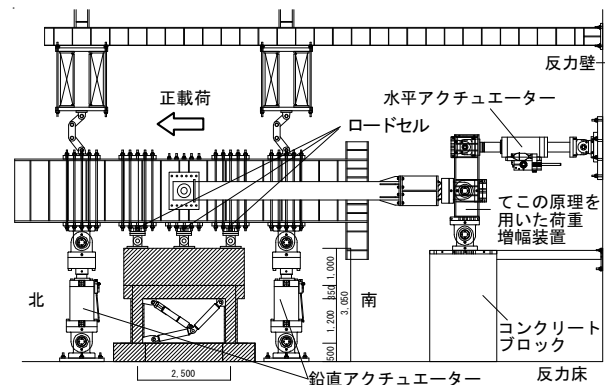


図-3 動的載荷装置

### 3. 実験結果

#### 3.1 層間変位—せん断力関係

図-4に既存架構と補強架構の層間変位—せん断力関係を示す。層間変位はそれぞれ既存架構と補強架構に設置した変位計の計測値である。せん断力については、荷重計の計測値が試験体に作用する全荷重のみであるため、まず、補強架構の負担せん断力を補強鉄骨柱、トグル腕部材に貼付した歪ゲージ値から平面保持の仮定のもとに算出した各部材断面力から算出し、荷重計の計測値から差し引くことで既存架構の負担せん断力を算出した。なお、OF3-3はR=0.012②rad.のサイクル3波目で、OF3-4はR=0.015rad.の1波目で、上加力スタブのせん断破壊が生じ、それ以降の载荷が不可能になったため、その時点で载荷を終了した。図-4は、R=0.012①rad.までの結果である。

OF3-3, OF3-4とも補強架構の復元力に荷重低下等の劣化現象はみられず、また、各サイクルでの5回の繰り返し载荷に対して同じループを描いており、増設スラブにより安定的に応力伝達がなされていることが確認できた。

ただし、図-4に示す通り、既存架構と補強架構に生じる層間変位は同じではなく、補強架構の変位が、既存架構に比べて小さくなるのがわかる。このことは、制震構法においてはダンパーのエネルギー吸収量の低下を意味するため、補強効果の評価の際には変位ロスとして適切に評価する必要がある。なお、図-4の層間変位計測値の差として読み取れる変位差には試験体の回転によるねじれ成分が含まれていることを付記しておく。図-5にねじれ成分を除去した変位差を既存架構の層間変位との関係で示す。変位差は、スラブの寸法が大きいOF3-3がOF3-2に比べて大きい。

#### 3.2 増設スラブのひび割れ発生状況

OF3-3では、R=0.004rad.のサイクルで増設スラブ隅部に一部斜めひび割れ、および既存梁と増設スラブの接合面にひび割れが確認された。R=0.008rad.のサイクルで、増設スラブの中央を横切るせん断ひび割れが複数本発生し、その後、R=0.012rad.では、さらに新規のせん断ひび割れが発生し、スラブ広範囲に渡ってせん断ひび割れが確認された。OF3-4もOF3-3とほぼ同様の傾向を示したが、ひび割れ本数はOF3-3に比べやや少なめであった。R=0.012①rad.終了時の残留ひび割れ幅は、約0.1～0.15mmであり、被災区分判定基準<sup>2)</sup>で提案されている損傷度(残留ひび割れ幅などの損傷に基づいてI～Vに区分される)では最も軽微なIに分類される。

#### 3.3 既存架構と補強架構の変位差の要因

##### (1) スラブせん断変形による変位

図-6に増設スラブのせん断変形による水平変位とせん断力の関係を示す。OF3-3, OF3-4ともR=0.008rad.

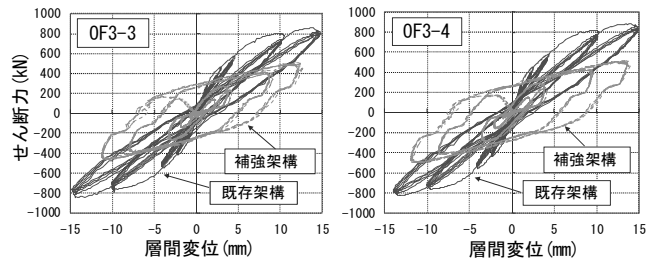


図-4 層間変位—せん断力関係

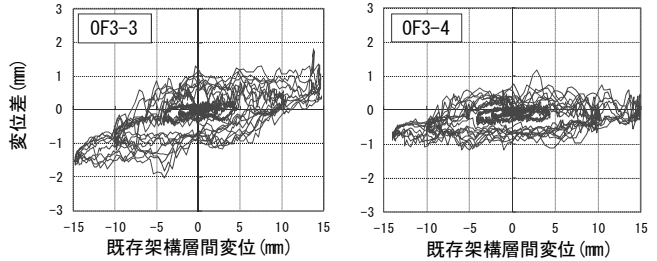


図-5 既存架構層間変位—変位差関係

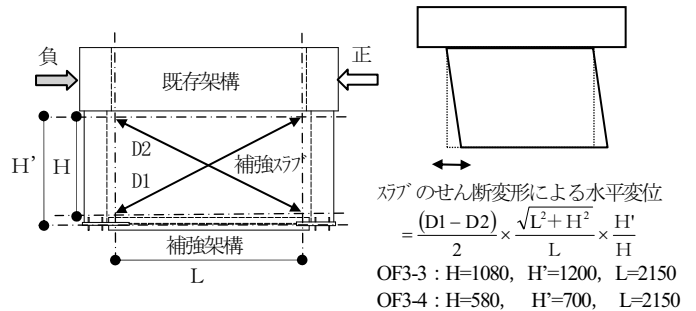
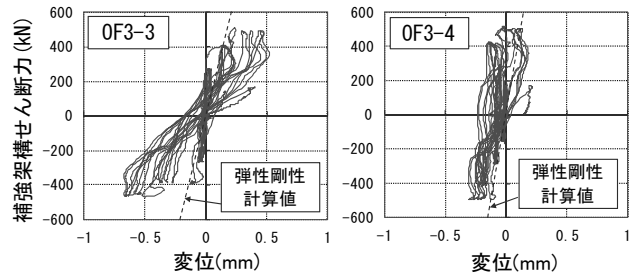


図-6 増設スラブのせん断変形による水平変位—補強架構せん断力関係

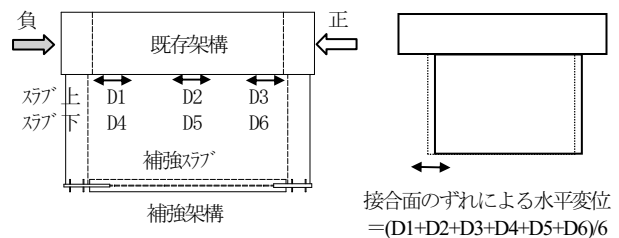
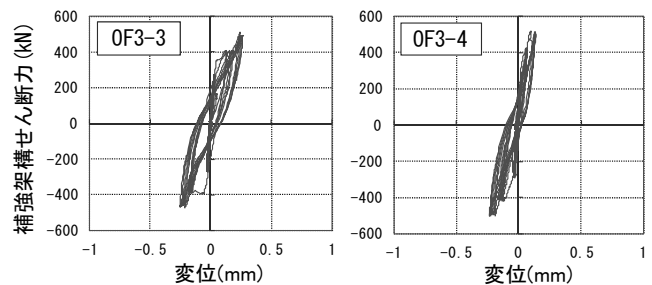


図-7 接合面のズレによる水平変位—補強架構せん断力関係



のサイクル終了後（最大せん断力-OF3-3：398kN，OF3-4：402kN）にスラブ中央を横切る斜めひび割れが複数本観測されており，ひび割れの進展に伴いせん断変形による変位も増大している．OF3-4 の変位は，OF3-3 に比較してスラブの出寸法が小さい分，少ない．

#### (2) 増設スラブと既存梁との接合面ズレ変位

図-7に，接合面のズレによる変位とせん断力の関係を示す．微小ではあるが，ズレ変位が生じており，あと施工アンカーで既存建物と一体化を図る耐震補強構法において特有なものと言える．スラブの出寸法が異なるOF3-3 とOF3-4 の変位量に大きな違いはなかった．

### 4. 解析検証

#### 4.1 解析概要

図-8に解析モデルを示す．既存架構と補強架構の水平変位差を評価するために，水平1自由度のバネにより既存架構と補強架構を接続する．鉛直変位の差，節点回転角の違いの影響は，本実験では影響が小さいと考えモデル化には考慮していない．このモデルに対し，実験で計測された既存架構変位を強制変位として与え，その時の補強架構の解析結果と実験結果を比較することで制震効果の検証を行う．

#### 4.2 既存架構のモデル化

既存柱，上側スタブを線材に置換する．上側スタブを置換した線材はモデルの簡略化のため，補強鉄骨の梁心高さと同じとした．変位入力位置が実際の載荷高さより低くなり，柱の変動軸力等，実験と異なる条件となるが，既存架構と水平方向1自由度ばねでしか接続されていないため，既存架構の水平変位以外の変形は補強架構の解析結果に影響しない．

#### 4.3 補強架構のモデル化

図-9に補強架構のモデル図を示す．トグル制震装置は，実際の形状長さ，座標位置通りに部材を配置することでモデル化する．構成要素である腕部材の復元力特性は端部ピンの隙間を考慮してスリップ型のモデル（図-10）を使用し，スリップ量は起こり得る最大値として $\delta y = \pm 0.4\text{mm}$ とした．油圧ダンパーはマクスウェルモデルとし，ダッシュポットは折れ線形モデル（図-11），バネは $K=120\text{kN/mm}$ の線形バネとした．

#### 4.4 増設スラブのモデル化

図-12は， $R=0.004\text{rad}$ のサイクル5波， $R=0.012\text{rad}$ のサイクル5波の変位差と水平力の関係を示したものであり，接合面のズレ変位も含めた増設スラブの荷重-変形関係とみなせる．同図に増設スラブの弾性剛性計算値を示す． $R=0.004\text{rad}$ のサイクル時は，スラブの一部に微小なひび割れしか観測されず，また，接合面のズレ変位もほとんど計測されておらず，弾性剛性の勾配に概ね一致する． $R=0.012\text{rad}$ のサイクル時は，3.3で示したように，

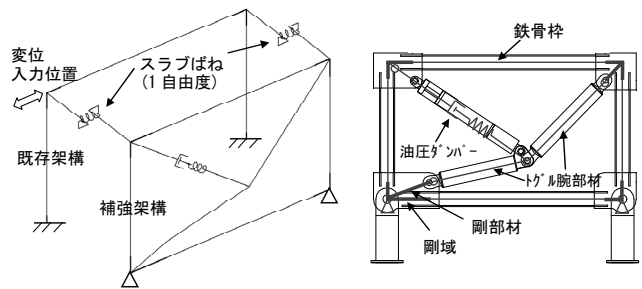


図-8 解析モデル

図-9 補強架構のモデル図

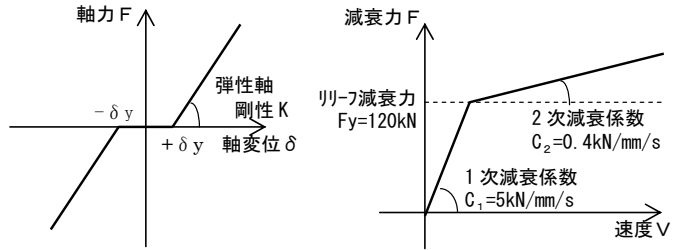
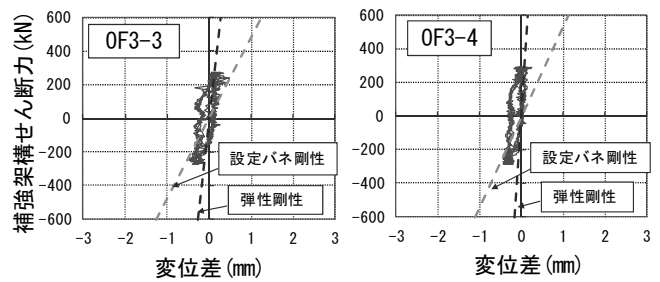
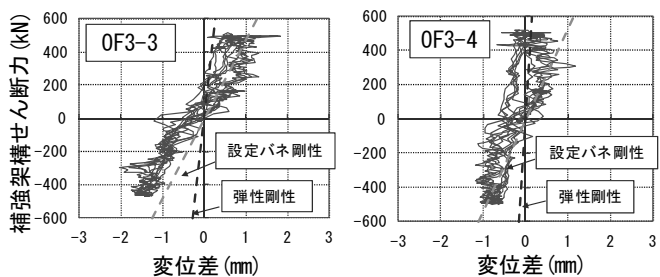


図-10 腕部材の軸変位-軸力関係

図-11 ダッシュポットの速度-減衰力関係



(a)  $R=0.004\text{rad}$ のサイクル5波



(b)  $R=0.012\text{rad}$ のサイクル5波

図-12 増設スラブの荷重-変形関係

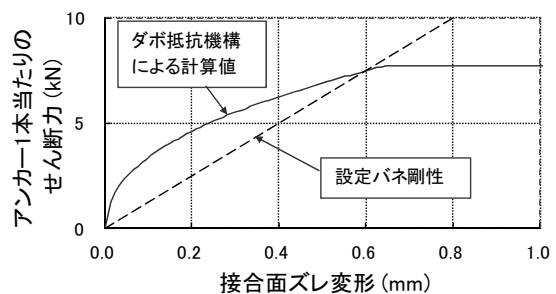


図-13 アンカー筋のズレ変形

接合面のズレ変位に加え、せん断ひび割れの発生に伴い、せん断変形による変位が進展し、剛性が低下している。スラブ変形の要因としては、その他にも、スラブの曲げ変形、アンカー筋の抜け出しによる回転変形なども考えられるが、それぞれの変形メカニズムを考慮してばね値を設定するのは複雑かつ困難であるため、ここでは接合面のすべり変位とせん断変形のみを考慮して設定した。また、ばねの復元力は線形とした。

ズレ変形は、あと施工アンカーのダボ抵抗機構に基づき算出した<sup>1)</sup>。アンカー筋の周囲のコンクリート特性や、せん断ズレ変形の非線形性を表現したコンクリートの反力係数を考慮し、杭の弾性支承梁の解法からプレキャスト部材接合部におけるアンカー筋のせん断変形を求めた既往の研究論文<sup>3)</sup>の方法により、アンカー筋の全塑性モーメント作用時の変形量を算出した。図-13に算出したズレ変形とモデルに用いた置換線形バネを示す。

せん断剛性はひび割れの発生を考慮して、弾性剛性の1/2とした。

解析に用いたばね剛性を図-12に併せて示す。

#### 4.5 入力変位波形

解析に使用する変位波形は、実験で計測された既存架構の水平変位から試験体の回転によるねじれ成分を除去した水平変位とした。図-14にOF3-3の入力変位波形を示す。

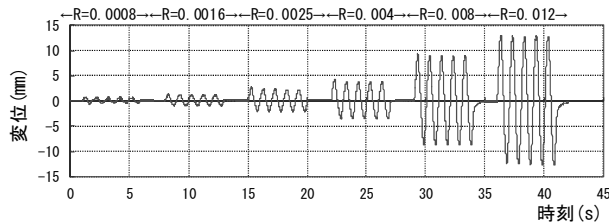


図-14 OF3-3の入力変位波形

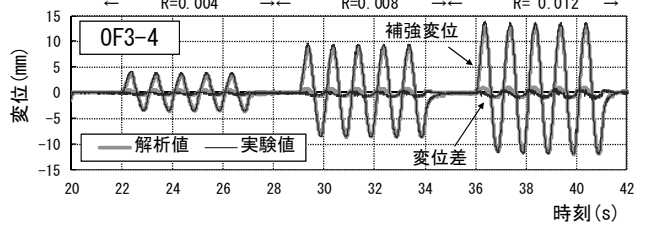
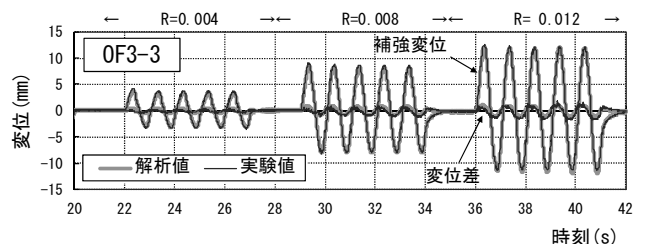
#### 4.6 解析結果

図-15に実験結果と解析結果の比較を示す。

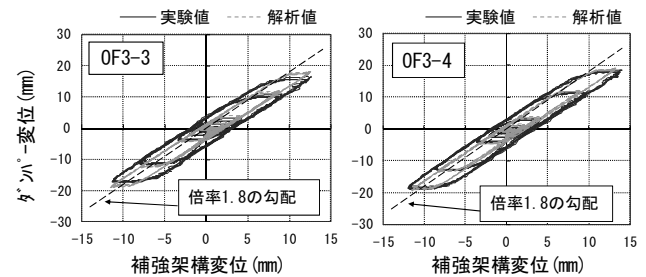
図-15(a)に補強架構変位と変位差の時刻歴を示す。速度依存型の油圧ダンパーを使用した本実験では、補強架構変位と変位差が最大になる時刻がズレる現象が生じているが、解析結果はこの位相ずれを良く評価できている。

図-15(b)に補強架構変位とダンパー変位の関係を示す。同図に示すトグル機構による増幅倍率(層間変位に対するダンパー変位の比)  $\beta=1.8$ の勾配と、実験結果および解析結果とも良い対応を示しており、増幅機構が所定の性能を発揮していることが確認できる。

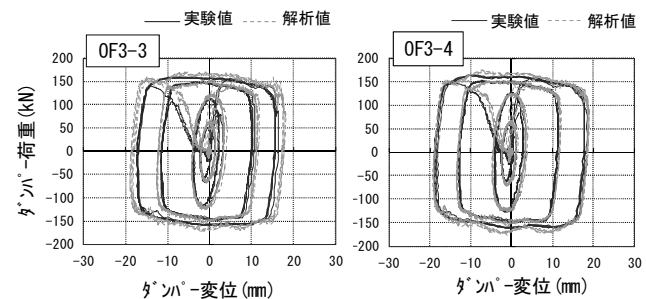
図-15(c)、図-15(d)にそれぞれ、ダンパー変位-ダンパー荷重関係、補強架構変位-補強架構せん断力関係を示す。実験結果と解析結果は良い対応を示し、制震装置が所定のエネルギー吸収性能を示していることが確認できる。



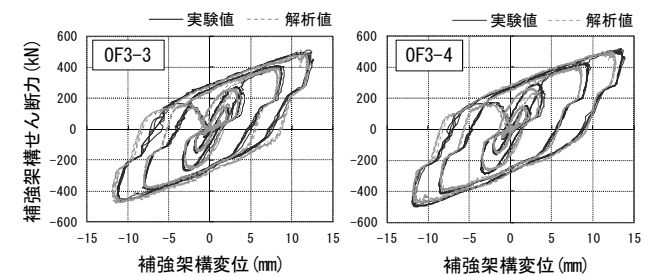
(a) 補強架構変位と変位差の時刻歴



(b) 補強架構変位-ダンパー変位関係



(c) ダンパー変位-ダンパー荷重関係



(d) 補強架構変位-補強架構せん断力関係

図-15 実験結果と解析結果の比較

## 5. 結論

本論文では、許容応力度を超えるせん断応力が作用する増設スラブの応力伝達性能に着目し、制震装置を用いた架構増設型試験体の動的載荷実験により補強効果の検証を行った。以下に得られた知見を列記する。

- 1)  $R=0.012①Rad.$ まで載荷した後の増設スラブの残留ひびわれ幅は、0.1~0.15mm程度であり軽微な損傷状況であった。
- 2) 増設スラブに複数のひび割れは生じているものの、復元力は安定しており、上記1)の知見と合わせ、許容応力度を超えるせん断応力が作用する増設スラブであっても、十分に補強効果は得られる。
- 3) 補強架構の変位は既存架構の変位に比べて小さくなる。要因として、スラブのせん断ひび割れによる変位の進展に加え、アンカー接合面のズレ変形等、耐震補強特有の変形が挙げられる。
- 4) 増設スラブを線形ばねに置換した解析モデルにより、動的載荷実験の結果を再現することができる。従って、このモデルを用いて検討することにより、制震装置を用いた架構増設型補強構法の補強効果を適切に評価することが可能となる。

既存架構との接合面のズレ変形を含む増設スラブの変形特性は、架構増設型の補強効果に及ぼす重要な因子であり、要因や割合の詳細な検討は今後の課題である。

**謝辞**：本研究における動的載荷実験は、矢作建設工業株式会社との共同実験の一部として、同社地震工学技術研究所で実施致しました。地震工学技術研究所の方々には実験の実施に際しご協力を頂きました。また、実験の実施に際し大阪大学・倉本洋教授より多くの貴重な助言を頂きました。ここに深い謝意を表します。

### 【参考文献】

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造構造物の外側耐震改修マニュアル，日本建築防災協会，2002.9.
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針，日本建築防災協会，2001.9.
- 3) 中野克彦，松崎育弘：プレキャストRC部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，第550号，PP.151-158，2001.12.

**Summary** In order to verify the performance of a seismic retrofit method that connects additional slabs with built-in dampers relying on the toggle mechanism to the existing building, dynamic loading tests were conducted using frame specimens. For the form of retrofit, whether or not the additional slabs have sufficient stress transfer capacity is important. No explicit design criteria are, however, available concerning the requirements for slab cross section. In this study, the stress transfer capacity and state of failure of specimens of slabs shorter than usual were verified. As a result, it was verified that the stress transfer capacity remained intact and that the dampers with toggle mechanism were effective for controlling vibrations. It was also found that an evaluation model considering additional slabs could appropriately evaluate the results of tests conducted in the study.

**Key Words** : *Seismic Retrofit, Toggle Dumping System, Seismic Retrofit method of Outer Frame, Dynamic Loading Test*