

粘弾性壁型制震ダンパーの RC 根巻き型構造取り付け部の検討

スタッド接合形式の耐力の検討

EXPERIMENTAL STUDY ON THE WALL-TYPE VISCOELASTIC DAMPER BASES CONSOLIDATED WITH RC STUB The Strength of Joints with Headed Studs

島崎 和司*, 戸澤 正美**, 宮崎 裕一**, 濱 智貴***

Kazushi SHIMAZAKI, Masami Tozawa, Yuichi Miyazaki and Tomotaka Hama

For the demand to improve the safety and livability of the high-rise building, the wall-type viscoelastic damper has been come into practical use. For applying to high-rise RC structure, it is conceivable to use the connection system encased by RC bases. An experimental study is carried out to obtain the design data of this connection system for performance evaluation. Sundry strength is investigated and it is shown at the conclusion, the allowable strength should be less than the strength calculated from allowable stud strength, or the value obtained by dividing the safety factor of the ultimate strength after cracking.

Keywords : Seismic Response Control Damper, Viscoelastic, Stud, Reinforced Concrete, Joint

制震ダンパー, 粘弾性体, スタッド, 鉄筋コンクリート構造, 接合部

1. はじめに

近年、損傷制御設計としての制震設計や制震補強に関する研究が進められ、種々の制震デバイスが開発されている。制震ダンパーの種類も多様であり、代表的なものとして履歴型ダンパーや粘弾性ダンパー、摩擦ダンパーなどが挙げられる。超高層建物においては、風揺れや中小地震から大地震まで振動エネルギーを吸収し、建物の居住性・安全性を向上させる要求が増しており、図1に示すような高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーが実用化されている²⁾。このダンパーは中鋼板(PL-25程度)、側鋼板(2PLs-12程度)の間に粘弾性体を挟み込んだ形式となっている。これを、超高層 RC 造に適用しようとした場合、取り付け部のディテールが重要となる。制震ダンパーの特性を最大限活かすためには、取り付け部の変形が極力少なくなる必要があり、また、性能評価のためにその剛性と耐力の評価が必要となる。このために、壁型制震ダンパーを用いた RC ラーメン構造の部分架構の動的加力実験を行い、RC 部材の損傷や、取り付け部の緩み等がダンパー効果に及ぼす影響について検討している³⁾。こうした粘弾性ダンパーの取り付け部は図2(a)に示すような鋼製の取り付け部をアンカーボルトや PC 鋼棒で梁に取り付ける工法が多い。RC 構造に適用するには、図2(b)に示すようなダンパー鋼板にスタッドを溶接し RC に埋め込む RC 根巻き型構造とした構造システムが考えられる。制震ダンパーの性能評価においては、復元力

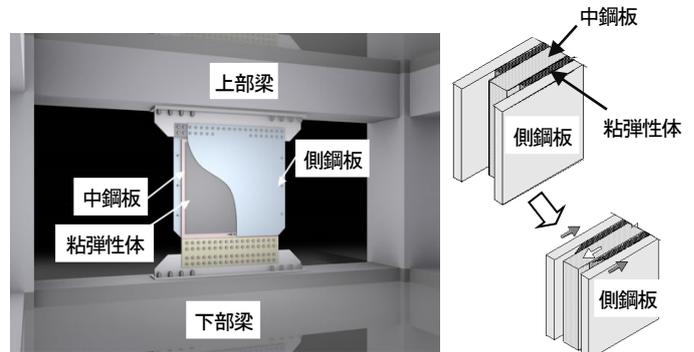


図1 壁型制震ダンパーのイメージ

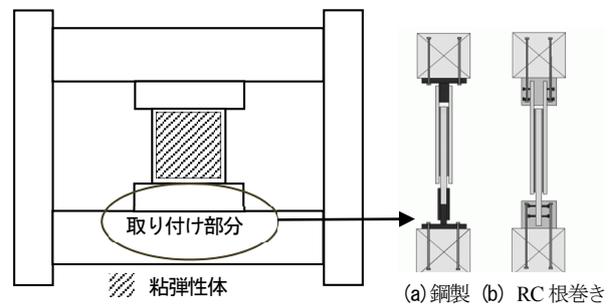


図2 取り付け部イメージ

*神奈川大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

**清水建設株式会社設計本部

***清水建設株式会社環境・技術ソリューション本部

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Kanagawa University, Dr. Eng Design Division, Shimizu Corporation
Environment & Technical Solution Division, Shimizu Corporation

表 1 試験体一覧

試験体	根巻き部 (mm)	定着主筋 (SD490)	中間縦筋 (SD295A)	横補強筋 (SD685)	コンクリート		備考
					圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	
No.1	260 × 980 × 320	16-D22	4-D13	4-D6@50	38.3	27300	標準試験体: 中鋼板埋込み(スタッド)
No.2					39.5	26400	中鋼板埋込み(全ネジボルト)
No.3	280 × 980 × 320		10-D13		39.6	27100	側鋼板埋込み(スタッド)
No.4	310 × 1140 × 320				39.6	26800	高耐力ダンパー: 中鋼板埋込み(スタッド)

表 2 鋼材の機械的性質

鋼材		使用部材	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6	SD685	横補強筋	634.4	881.0
D13	SD295A	中間縦筋	375.7	510.9
D22	SD490	定着主筋	537.2	714.0
全ねじ棒φ16	SNR490	全ねじ棒	368.3	585.9
スタッドφ13	SS400	スタッド	435.8	536.2
PL6	SN490B	ダンパー	422.0	528.4
PL12	SN490B	ダンパー	372.9	539.0

特性を設定して取り付け部を含めたモデルでの評価が必要である。そのため、この RC 根巻き型構造システムを実用化するためには、その性能を把握し、復元力を設定する必要がある。これまでに、鋼部材と RC 部材の接合に頭付きスタッドを用いる工法は、合成スラブや耐震補強などで広く実用化されている⁴⁵⁾。また、座屈拘束ブレースを RC 部材に定着させる方法としての工法としても検討されている⁴⁷⁾。しかし、スタッドからの応力により根巻き部全体にせん断力と曲げモーメントを受ける接合部においては、明快な検討手法がない。特に、根巻き部にせん断クラックを生じた後のスタッドのせん断抵抗については不明な点も多い。

本論では、この RC 根巻き型構造システムの設計用の資料を得ることを目的とした取り付け部の縮小モデル実験を行い、ダンパー性能を確保するための耐力についての検討を行った結果を報告する。剛性と復元力特性については、その 2 で報告予定である。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表 1 に、使用鋼材の機械的性質を表 2 に示す。試験体根巻き部寸法および配筋を図 3 に、RC 根巻き部の詳細を図 4 に示す。試験体は実物の 1/2 程度のスケールで、図 2 に示した取り付け部分に対応する、ダンパーの中鋼板 (PL-12) あるいは側鋼板 (2PLs-6) と RC 根巻き部との取合い部を取り出した部分試験体 4 体とした。頂部の水平プレートは、加力治具に高力ボルトで緊結するためのものである。RC 根巻き部分の定着鉄筋はねじ節鉄筋 D22 とし、根巻き頂部に定着プレート(φ55)を設置し、スタブ部 (実物では梁に相当) に定着した。中央部には中間縦筋 D13 を配したが、定着プレートは用いていない。根巻き部のせん断補強筋には高強度せん断補強筋 SD685 を用いた。

本実験は、ダンパーに作用するせん断力によってダンパー鋼板に生じる水平力と曲げモーメントを RC 根巻き部へ伝達するせん断抵抗要素の耐力確認を目的としたものである。その中で、i) 中鋼板(PL-12)取合部と側鋼板(2PLs-6)取合部の挙動の違い、ii) せん断抵抗要素 (13φ 頭付きスタッドと 16φ 全ねじボルトナット付き)の違い、iii) ダンパーの想定耐力の相違によるスタッド本数とピッチの違いをパラメーターとした。No. 1-3 は標準的な耐力のダンパーを想定

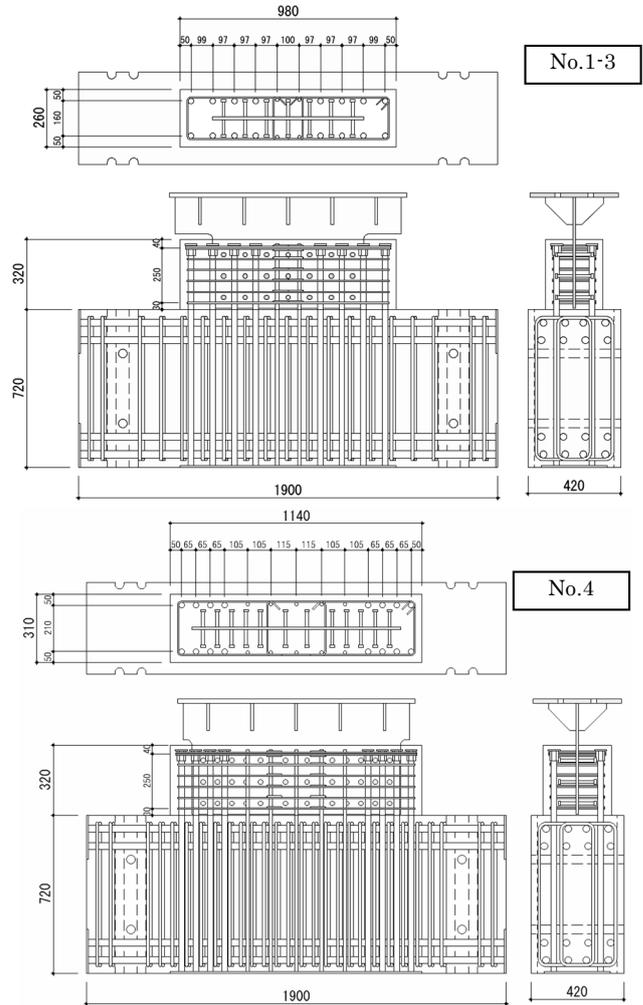


図 3 試験体形状および配筋

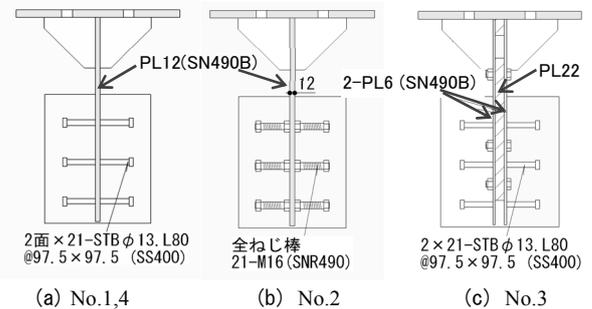


図 4 RC 根巻き部詳細

し、No. 4 は、その倍の耐力を有するダンパーを想定している。No. 1,2,4 はダンパーの中鋼板として PL12 を使用している。No.1,4 は PL12 に頭付きスタッドを溶接接合している。溶接による熱影響については事前に予備実験を行い、スタッドを溶接した部分の裏面の最高温度は 150℃程度であるが、粘弾性体位置での最高温度は 40～

50℃程度であり粘弾性体に影響を及ぼす可能性はないことを確認している。No.2 はこの熱影響を避けるための工法の検討として、PL12 に 18φ の切穴を開け、これを貫通する 16φ の全ねじ棒を使用し、ナットで PL12 に固定している。No.3 はダンパーの側鋼板として PL6 を二枚使用し、間にフィラー PL22 を挟み M16 の高力ボルトで固定している。スタッドは、No.1 と同じ位置に溶接接合している。No.4 は根巻き部を大きくし、スタップへの定着主筋を端部に集中させている。

2.2 実験方法

試験体の加力方法を図 5 に示す。加力は 1MN 動的アクチュエータで荷重制御で正負交番繰り返し載荷を行った。試験体には、加力治具を通じてせん断力を伝達した。加力治具はパンタグラフで横ずれ防止をするとともに、バネを介してチェンブロックで吊り、自重と釣り合うように支えた。加力高さは、図 2 に示した粘弾性ダンパーの中心となるよう設定した。作用させる水平力は、想定するダンパーを用いた既往の研究²⁰⁾を参考に、粘弾性体の温度依存性や目標とする層間変形時にダンパーに生じる力を想定して表 3 に示すように設定した。剛性確認のための初期のサイクルを除き各サイクル 4 回繰り返し、順次水平力を増大させて載荷を行った。最後に、損傷後の剛性確認のための小振幅の加力の後、最大耐力を求めるための一方向載荷を行った。

計測は根巻き部の変形分布を計測するため、試験体の RC 根巻き部にターゲット球をつけ、スタップに固定した計測治具に取り付けた変位計で各位置の水平変位、鉛直変位を測定した。また、ダンパー鋼板、スタッド、定着主筋、中間縦筋、横補強筋の各点を歪ゲージにより測定した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

No.1-4 試験体の RC 根巻き部の最終ひび割れ状況を写真 1 に示す。No.1-3 は水平力 P=265kN で根巻き部に縦ひび割れとせん断ひび割れが発生した。P=330kN では、せん断ひび割れが進展すると同時に、曲げによる引抜きに対応した水平クラック幅が増大した。根巻き部に埋め込まれた鋼板の加力方向に直交する圧縮側小口部のコンクリートの圧壊、反対側では乖離が顕著となった。No.1,3 は P=470kN 時にその傾向が顕著となり、最終的には曲げによる浮き上がり側の鋼板が抜け出る形で破壊した。No.2 は P=330kN では、せん断ひび割れが進展し、最終的にはせん断破壊に近い形状で破壊した。No.4 は P=530kN で根巻き部に縦ひび割れと微細なせん断ひび割れが発生した。P=660kN では、鋼板端部からのせん断ひび割れが進展し部分的に水平クラックが見られた。最終的には最大耐力 749kN で、No.1 と同様な曲げによる浮き上がり側の鋼板が抜け出る形で破壊した。

3.2 水平力-水平変形関係

水平力-水平変形関係を図 6 に示す。No.1-3 の試験体においては 200kN の繰り返しまでは、大きな剛性低下はなく安定した挙動を示している。No.1,3 は 265kN の繰り返し時も安定しているが、330kN の繰り返し時にやや剛性低下が見られる。No.1 と No.3 を比較すると No.3 の方が剛性がやや低い。スタッドを取り付けた鉄板の厚さが薄いことが原因と考えられる。No.2 は 200kN を超えたサイクル

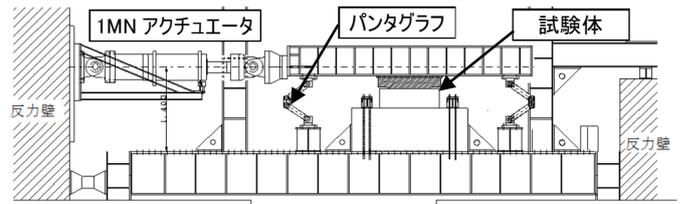


図 5 加力装置

表 3 加力サイクル

繰返し回数	水平力(kN)		備考
	No.1-3	No.4	
1	50	100	曲げクラックを想定、弾性剛性の算定
1	100	200	層間変形1/800程度を想定
4	200	400	層間変形1/400~1/350程度を想定
4	265	530	層間変形1/200程度を想定
4	330	660	スタッドの短期応力度相当(1/100程度)
1	265	530	層間変形1/200程度を想定
1	Max	Max	

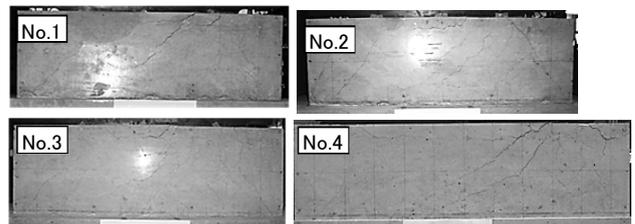


写真 1 最終破壊状況

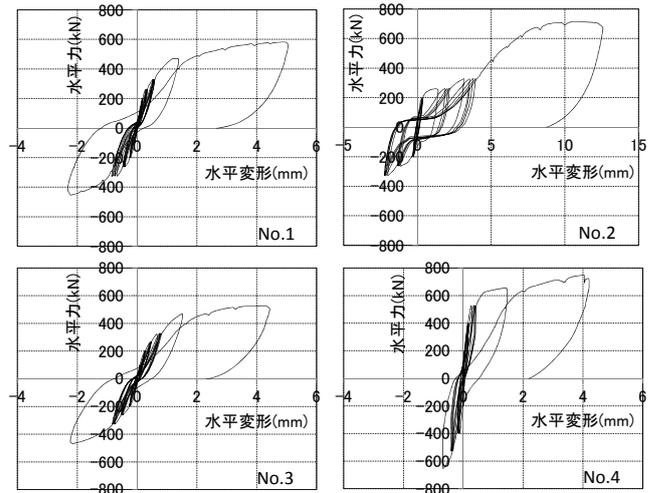
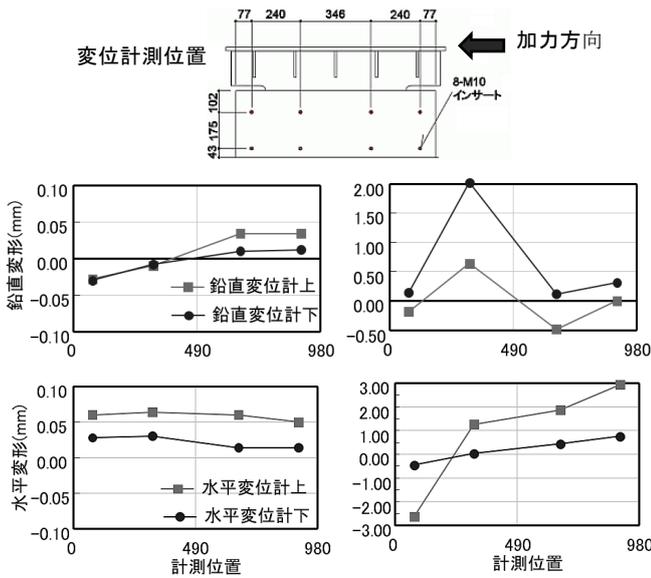


図 6 水平力-水平変形関係

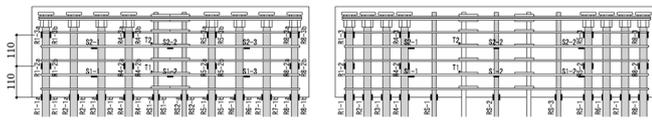
から剛性低下を起こし、スリップ性状が見られる。ねじを鋼板に締め付けているナットの緩みにより固定度が低下したためと思われる。No.4 は 400kN の繰り返しまでは、大きな剛性低下はなく安定した挙動を示している。530kN に向かう途中でせん断クラックが生じ、剛性低下が見られた。600kN を超えたところで剛性が大きく低下して変形が増大した。

3.3 RC 根巻き部変形分布

図 7 に No.1 試験体の RC 根巻き部に取り付けたターゲット球位置の変位分布を示す。すべての試験体で同様の傾向であった。鉛直変位は荷重レベルが小さい間は、平面保持仮定に沿った変形分布になっている。せん断クラック後は、引張側で外端よりも、せん断クラックより左側の変形が大きい。せん断クラックの左側コンクリー



(a) P=265kN 時 (b)最大荷重時
図7 RC根巻き部変形分布 (No.1 試験体)



(a) No.1-3 (b) No.4
図8 鉄筋のひずみ計測位置

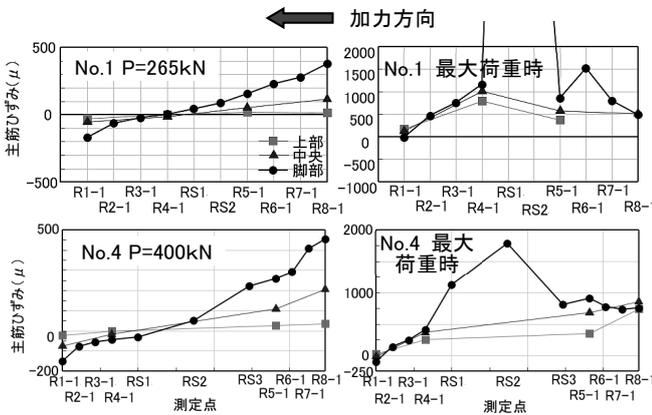
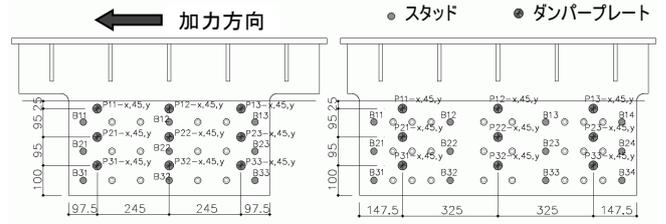


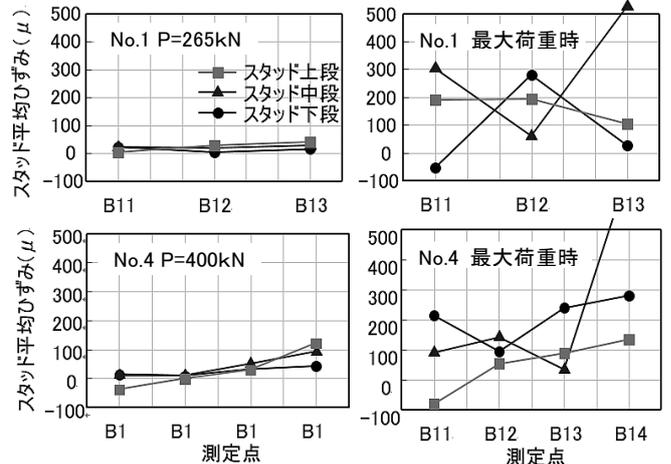
図9 根巻き部縦筋の歪み分布

トは埋込み鋼板と連動して上方に変形しているが、右側のコンクリート部分は、定着主筋に押さえられ、埋込み鋼板とずれが生じているものと思われる。このずれは、後述するスタッドの曲率増大と対応している。

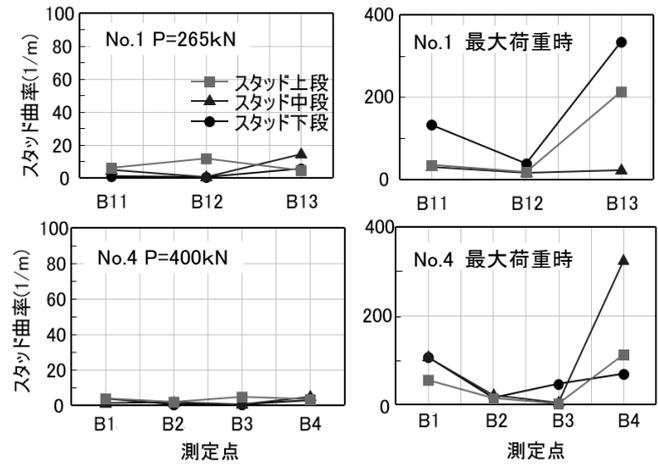
水平変位は、すべての試験体で下部ではほとんど生じていない。上部の水平変位は、荷重レベルの小さい間はおおむね同一であるが、せん断クラックが生じた後は、せん断クラックを挟んだ領域で、水平変形量が急変している。この変形差が、この区間のせん断クラックの和の水平方向成分と考えられ、No.1,3,4では最大耐力時におよそ4mmであった。No.2では、集中することなく分散し、合計で4-5mm程度であった。



(a) No.1,3 (b) No.4
図10 スタッド、ダンパー鋼板の歪み計測位置



(a)スタッドの平均ひずみ(軸歪み)



(b)スタッドの曲率
図11 スタッドのひずみ

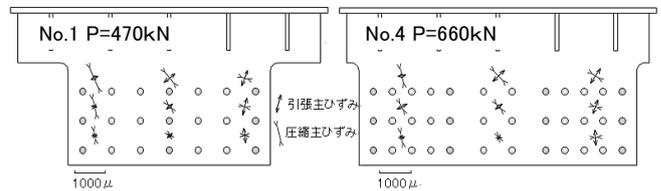


図12 ダンパー鋼板の主歪み

3.4 鉄筋、スタッド、ダンパー鋼板のひずみ分布

(1)根巻き部縦筋のひずみ分布

鉄筋のひずみ計測位置を図8に示す。剛性低下が見られないNo.1のP=265kN、No.4のP=400kN時と最大耐力時のRC根巻き部の縦筋のひずみ分布を図9に示す。剛性低下の見られない範囲では、縦筋のひずみは平面保持を保っておおむね直線分布となっている。

終局時は、引張となる側の定着主筋ひずみはほぼ同じ値で、降伏に達しておらず、引抜きに対してほぼ同じ抵抗力を示している。最大耐力時に中間縦筋は降伏しており、この部分の引抜き抵抗力は中間縦筋の降伏耐力になる。これらは、他の試験体でも同様であった。

(2) スタッドのひずみ

スタッド、ダンパー鋼板のひずみ計測位置を図 10 に示す。両端のスタッドのひずみゲージは、2 枚を上下方向に貼付して曲げに対する抵抗を、中央部は左右に添付してせん断に対する抵抗を計測しようとした。図 11(a)に(1)と同じ時点での 2 枚のゲージの平均ひずみ(軸ひずみ)を、(b)に 2 枚のゲージから求めたスタッドの曲率分布を示す。全体的にスタッドの平均ひずみは引張側になっており、曲げによる引抜き側で大きな値となっている。初期の段階ではおおむね直線的に分布しているが、せん断クラック後では端部での増大が大きい。この位置では、スタッド自体は引張力とせん断力を同時に受けていることになる。曲率は、端部と中央部では曲率を求めている向きが違うので直接の比較はできないが、荷重の小さいレベルでは大きな差がない。終局耐力に近くなるにつれ、中央部のスタッド曲率は小さいままで、曲げによる引抜き側で大きな値となっている。根巻き部の破壊が、端部が上向きに進行し、水平方向にはほとんど変形していないことを示唆しているといえる。

(3) その他の部位のひずみ

図 12 にダンパー鋼板の 3 軸ゲージから求めた主ひずみを示す。両端の主ひずみは鉛直方向であり、中央は 45 度方向である。両端のひずみを比べると、圧縮主ひずみの方が大きく、圧縮に対してはスタッドだけでなく鋼板底面の水平小口部が抵抗しているものと考えられる。

横補強筋は高強度鉄筋で、最大耐力時でも 2000 μ 程度であり、降伏に至っていない。

4. 耐力評価

根巻き部の耐力は、根巻き部 RC 部材の耐力とスタッドによる耐力のうち小さいほうで決まる。本章では、4.1 で最終破壊状況を説明した後、4.2 で根巻き部 RC 部材の耐力を、4.3 でスタッドによる耐力を検討する。根巻き部 RC 部材は、せん断耐力、曲げに対する定着主筋の抵抗力で、スタッドの耐力は、ダンパー鋼板からの曲げとせん断の複合応力に対するスタッドのせん断耐力で決定される。スタッドのせん断耐力は、根巻き部コンクリートのせん断クラックの有無によって異なり、せん断クラックが生じる前は、i)スタッド自体のせん断耐力、ii)コンクリートの支圧耐力、iii)曲げモーメントによる上方への力に対して、スタッドがコンクリートを上方にコーン状に破壊する掻き出し破壊のうち最小のもので定まる。この掻き出し破壊に対する抵抗力は、コーン状のコンクリートの引張耐力であるが、根巻き部コンクリートにせん断クラックが入った後は、定着主筋の定着プレートによる反力で抵抗することになる。

4.1 最終破壊状況

No.1 の最終破壊状況を写真 2 に示す。3.1 で示したように正面の大きなせん断クラックを境界として、曲げ破壊を生じている。右側の部分を研りだしてみると、主筋と鋼板の間に破壊面が見受けられ、スタッドのせん断降伏によりこの部分で破壊したものと考えられる。これらの最終破壊状況から想定される破壊面は、図 13 に示

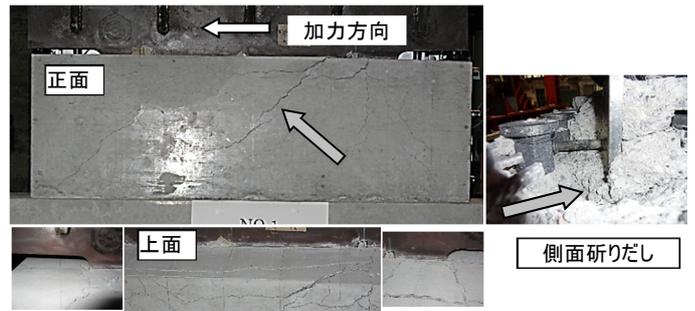


写真 2 No.1 最終破壊状況

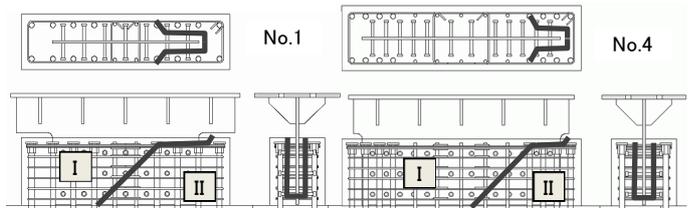


図 13 想定破壊面

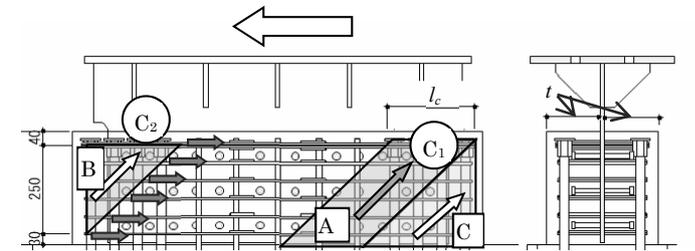


図 14 RC 部耐荷機構 (No.4 試験体)

すように、引張側定着主筋のうち内側の定着主筋の端部から 45° の面と考えられる。

4.2 根巻き部 RC 部材の耐荷機構

(1) せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は、せん断力による斜張力がコンクリートの引張強度に達した点として、次式で与える。

$$Q_c = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \cdot t \cdot D / 1.5 \quad (1)$$

ここで、

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

t : コンクリート根巻き部の厚さ(根巻き部コンクリート全厚さから、埋込み鋼板の厚さを引いた値; No.1,2:248mm、No.3:226mm、No.4:298mm)

D :根巻き部せい(No.1-3 : 980mm、No.4 : 1140mm)

(2) 終局せん断耐力

終局せん断耐力については、図 13 のような 45° の破壊面を想定し、図 14 に示す様な定着主筋の定着板を反力としたコンクリートストラッドのアーチ機構による耐荷機構を考える。せん断力が右から左に作用するとしたとき、右側定着主筋の定着プレートで反力を負担できるコンクリートストラッド (図の A) に働く圧縮力 C_1 はそのまま基礎スタップの反力として抵抗でき、アーチ機構を形成する。左側主筋の定着プレートで反力を負担できるコンクリートストラッド (図の B) に働く圧縮力 C_2 の反力は、基礎スタップでは抵抗でき

ないので主筋の付着力を介して、せん断補強筋の引張力として右側に伝わり、右側主筋の付着力を介して図の C のコンクリートストラットの圧縮力として基礎スタップに伝達される。

A 部の耐力は、主筋定着プレートの支圧耐力とクラックが入った後のコンクリートストラット耐力の小さい方になるが、本試験体では定着プレートが近接しておりストラット幅が支圧面積に比べさほど大きくないので、コンクリートストラットの耐力 C_c として (2) 式で算定する。有効コンクリート強度には CEB-FIP⁸⁾ の有効係数 ν を用いる。せん断耐力はこれの水平成分として与えられる。

コンクリート圧縮ストラット耐力 C_c

$$C_c = a \cdot \nu \sigma_B \quad (2)$$

ここで、

a : コンクリートストラットの断面積(mm²)

$$a = t \cdot b_0$$

t : コンクリートストラットの厚さ(根巻き部コンクリート全厚さから、埋込み鋼板の厚さを引いた値; No.1,2:248mm, No.3:226mm, No.4:298mm)

b_0 : コンクリートストラットの有効幅

$$b_0 = l_c / \sqrt{2}$$

l_c : 定着主筋の定着プレートで囲まれた幅(主筋間距離+定着プレート直径;

No.1-3 348mm, No.4 250mm)

ν : コンクリートの有効強度係数 (=1.7 $\sigma_B^{0.333}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

B 部の耐力は、主筋の付着力を介して、せん断補強筋の引張力として右側に伝わり、右側主筋の付着力を介して図の C のコンクリートストラットの圧縮力として基礎スタップに伝達されることになる。本試験体では、せん断補強筋の耐力として算定する。

せん断補強筋の引張耐力 P_s

$$P_s = a_w \cdot f_y \quad (3)$$

ここで、

a_w : せん断補強筋の全断面積

f_y : せん断補強筋の引張降伏応力度 (≤ 390 N/mm²)

ただし、せん断補強筋は、最大荷重時でもそのひずみが 2000 μ 程度であるので、390N/mm² を上限値とする。今回の試験体の場合、最終破壊時のせん断クラック幅の合計は、上端で 4~6mm 程度であり、下端は、スタップに拘束されてほぼ 0mm であるので、平均的には 2~3mm 程度となる。根巻き部の幅は約 1000mm なので、平均的なひずみは、0.2~0.3% となり、この上限値に対応している。高強度せん断補強筋を用いた場合に、せん断補強筋の強度に上限値を設けておくことは必要と思われる。(2) 式で求まる耐力の水平方向成分が(3)式の値より小さい場合には、B 部の耐力も(2)式の水平方向成分で与える。

中央部においても、中間部鉄筋の付着力によるアーチ機構による耐力が見込めるが、せん断クラック後の評価が困難であるので本論においては無視する。

全体のせん断耐力 Q_u は A 部のコンクリート圧縮ストラット耐力 C_c の水平方向成分 $C_c / \sqrt{2}$ と B 部の耐力 P_s の和となる。

(3) 曲げ耐力

曲げ耐力は、定着主筋の複筋比が 1 であるので、略算式 (4)⁹⁾ によ

表 4 実験の最大耐力と RC 部の計算値一覧 単位: kN, kNm

試験体	実験値		計算値					主筋曲げ耐力	
	Q_c	Q_u	Q_c	せん断耐力					
				P_s	$C_c / \sqrt{2}$	Q_u	M_y	Q_{Mu}	
No.1	265	582	335	175	835	1009	1325	1948	
No.2	265	715	335	175	852	1027			
No.3	265	528	305	175	778	952			
No.4	530	749	468	175	613	788	1921	2825	

り算定する。曲げ耐力としては、定着主筋の引張耐力の他に、ダンパー鋼板のスタッドが掻き出し破壊するときの耐力が想定されるが、せん断クラックが生じているためコーン破壊面のコンクリートの引張強度は期待できない。引張力の伝達は、定着主筋の定着プレートによる反力で抵抗できる範囲のスタッドによってなされることになる。これについては、次項で検討する。

曲げ耐力 M_y

$$M_y = a_s \cdot f_y \cdot j \quad (4)$$

ここで、

a_s : 引張側定着主筋の全断面積

f_y : 定着主筋の引張降伏応力度

j : 応力中心間距離 (=7/8d)

(d: No.1-3:685mm, No.4:993mm)

このときのせん断力 Q_{Mu} は、 M_y を加力点からの高さで除して求める。

(4) RC 部の耐力

(1)~(4)式で求めた計算値をまとめると表 4 のようになる。せん断ひび割れ強度は、No.1-3 では、算定値より実験値の方が小さく、曲げクラックによる中立軸移動により、中央部で曲げによる垂直応力度が生じているためと思われる。終局強度は、全体的に実験値より大きく、RC 部の耐力には余裕があったと考えられる。根巻き部の A と B の間にコンクリートがあり、No.4 ではスタッドを反力とした耐力がある程度見込めるが、ここでは全ての試験体でこの部分の耐力は無視した。

4.3 スタッドからコンクリートへの耐荷機構

(1) スタッドのせん断耐力

スタッドのせん断耐力を日本建築学会の合成梁構造設計指針・同解説⁹⁾より、コンクリートの支圧破壊やスタッドの引張曲げ破壊を含む実験式による次式で与える。

$$q_{s1} = 0.5 \sqrt{F_c E_c} \quad (5)$$

ここで、

q_{s1} : スタッドのせん断耐力応力度

F_c : コンクリート強度

E_c : コンクリートのヤング係数

一方、スタッド本体のせん断耐力応力度 q_{s2} は

$$q_{s2} = \sigma_y / \sqrt{3} \quad (6)$$

ここで、

σ_y : スタッドの降伏引張応力度

これらから、スタッドの許容せん断応力度 q_{sa} を下式で設定する。

$$q_{sa} = \min\left(\frac{2}{3} \times 0.5 \sqrt{F_c E_c} \cdot \sigma_y / \sqrt{3}\right) \quad (7)$$

一方、スタッドの終局せん断応力度は、既存鉄筋コンクリート建築物の耐震改修設計指針・同解説¹⁰を参考に下式で設定する。

$$q_{su} = \min(0.5\sqrt{F_c E_c}, 0.7\sigma_y) \quad (8)$$

これらの式に実強度を入れ、スタッドの断面積を乗じてスタッド 1 本あたりの耐力を算定すると、いずれもスタッド本体のせん断耐力で決まり、スタッドの許容せん断耐力は、No.1,3,4 が 33.4kN、全ねじ棒を使用した No.2 がボルト断面有効率を 0.75 とすると 32.1kN となる。スタッドの終局せん断耐力は、No.1,3,4 が 40.5kN、No.2 が 38.5kN となる。このスタッド耐力から、ダンパー部に作用するせん断力と、このせん断力がダンパー重心位置に作用するとした時の曲げモーメントによりスタッドに生じる力の合力のスタッドせん断力を、上記耐力に達するときのせん断力を求める。

(2) RC 根巻き部が健全と想定したときの算定値

RC 根巻き部が健全と想定すると、せん断力によりスタッドに生じる力は、全スタッドが均一に抵抗するものと仮定して、せん断力を全スタッド数で除したものとす。曲げモーメントによりスタッドに生じる力は、スタッド断面によるスタッド重心位置からの断面 2 次モーメントを用いて、各スタッドに生じる力を算定する。耐力は最外端のスタッドで決まり、スタッドの終局せん断耐力時では、No.1,3 ではせん断力によるせん断応力が水平方向に 8kN、曲げモーメントによるせん断応力が鉛直方向に 40kN で、合力として 41kN となり、ほとんど曲げモーメントによる応力で決定している。算定結果を表 5 中に計算値の内「RC 部健全」として、スタッドの許容せん断耐力時のせん断耐力 Q_a とスタッドの終局せん断耐力時のせん断耐力 Q_y を示す。最外端のスタッドが、終局耐力に達した時を終局せん断耐力としているため、スタッドが終局耐力に達した後も耐力を保持できるならば、他のスタッドも順次終局耐力に達していき、実際の終局耐力はこれ以上になると考えられる。実際に、No.1-3 では、実験値の最大耐力はこれより大きな値となっている。No.4 試験体では、実験値の最大耐力の方が、RC 部を健全とした算定結果のせん断耐力よりも小さく、RC 部を健全と想定した設計モデルでは、耐力評価ができないことを示している。

(3) せん断クラック後の耐荷機構による算定値

4.1 で示したように、最終破壊状況から想定される破壊面は、図 13 に示す引張側定着主筋のうち内側の定着主筋の端部から 45° の面と考えられる。この破壊面の右側の部分の II の領域は、定着主筋に押さえられており、この部分のスタッドが曲げに抵抗していると考えられる。すなわち、4.2 で検討した RC 部の曲げ耐力の内、引張力の伝達は、定着主筋の定着プレートによる反力で抵抗できる範囲のスタッドによってなされることになる事に対応する。このときの耐荷機構を考えるに当たり、単純化のために、図 13 に示す II の領域にあるスタッドのせん断耐力は全て曲げに抵抗するもの（せん断には残りのスタッドが抵抗）と考える。破壊曲げ耐力 Q_{Mu} は、II の領域にある 3 段のスタッドは全て終局せん断耐力に達しているものとし、回転中心を下段スタッド列の I の領域の長さの左から 1/3 の位置として終局抵抗モーメントを求め、加力点からの距離で除したせん断力とした。せん断耐力 Q_u は、I の領域にあるスタッドのせん断耐力の和とした。せん断クラック後のスタッド部の耐力としては、破壊曲げ耐力 Q_{Mu} とせん断耐力 Q_u の小さい方の値となる。表 5 中に

表 5 実験の最大耐力とスタッド部の計算値一覧 単位:kN

試験体	実験値		計算値				
	Q_c	Q_u	RC部健全		せん断クラック後		
			Q_a	Q_y	Q_{Mu}	Q_u	最小値
No.1	265	582	284	346	498	486	486
No.2	265	715	270	328	479	462	462
No.3	265	528	284	346	498	486	486
No.4	530	749	672	816	587	770	587

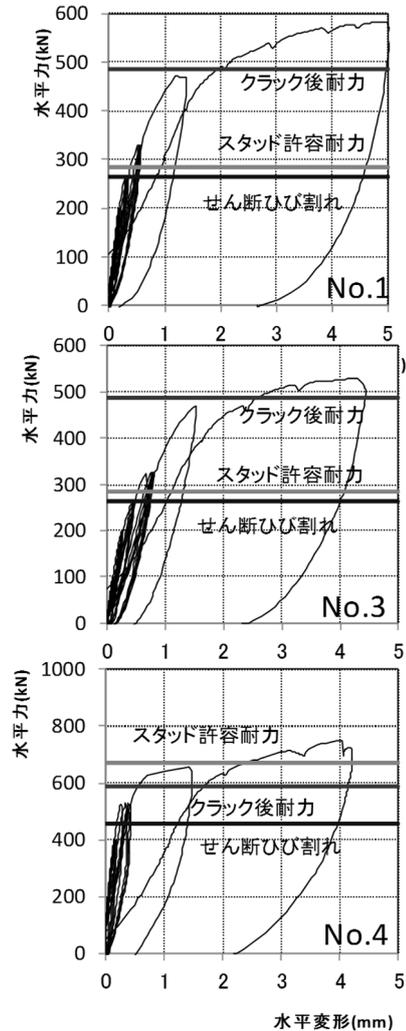


図 15 計算値と実験値の比較

算定値を「せん断クラック後」として示した。全体的に実験値を安全側に評価している。

定着主筋を集中配筋せず、均等配置した場合には図 13 で想定する破壊機構にならないので、RC 部が健全としたときと同様の方法で、全塑性モーメントを算定して終局耐力を算定することになる。

4.4 RC 根巻き型取り付け部の耐力評価

以上の検討により、本論で想定している RC 根巻き型取り付け部の耐力評価としては、RC 部ではせん断クラック耐力、スタッド部の耐力としては、RC 部が健全の時のスタッド許容耐力とスタッドせん断クラック後の耐荷機構を考慮した曲げ・せん断耐力の最小値(クラック後耐力)として決まる耐力が重要であると言える。これらの算定値を、明らかにスタッドとしての挙動と異なる No.2 を除いて、

実験の荷重変形関係と比較して図 15 に示す。最大耐力は、クラック後耐力でおおむね評価されており、No.1,3 では、スタッド許容耐力までの剛性低下は少ない。

これらのことより、設計用の許容耐力としては、スタッド許容耐力か、クラック後耐力を安全率 (1.5 を想定) で除した値のうち、小さい方とすることで算定できると考えられる。

5 まとめ

本研究は、粘弾性壁型制震ダンパーの取り付け部を、RC 根巻き型構造とした構造システムを実用化するために、設計用の資料を得ることを目的とした実験を行い、ダンパー性能を確保するための耐力についての検討を行ったものである。本研究で得られた知見は以下のとおりである。

1. 粘弾性壁型制震ダンパーの取り付け部を、RC根巻き型構造とした場合の耐力は、RC部とスタッド部の両方で評価する必要がある。
2. RC部の耐力としては、せん断クラック耐力、せん断終局耐力、曲げ終局耐力の評価が必要である。
3. スタッド部の耐力としては、RC部が健全な場合に、各スタッドが曲げとせん断力を受ける場合の許容耐力と、RC部にせん断クラックが入った後のスタッドによる曲げ終局耐力・せん断終局耐力の評価が必要となる。
4. RC根巻き型構造とした構造システムにおける設計用の許容耐力としては、スタッド許容耐力か、クラック後耐力を安全率 (1.5 を想定) で除した値のうち、小さい方とすることで算定できる。
5. 埋め込み鋼板のせん断抵抗要素を溶接によらないで全ねじボルトにすると、足元の固定度が不足して初期から剛性低下を起こし、ダンパー取付け部の工法としては適用が困難である。

本論により、RC 根巻き型構造とした構造システムの耐力評価が可能になった。本論は、限定されたモデルの耐力の一つの算定法を示したが、これは他の新しい鋼部材と RC 部材との接合方式の検討の

ための基礎資料としても有益と思われる。

制震装置としての性能評価のためには、RC 根巻き部の剛性評価を行い、復元力特性を定めて地震応答解析による解析的検討が必要となる。剛性評価と復元力特性の設定についてはその 2 で報告予定である。なお、本実験結果の概要は既文献¹¹⁾で報告している。

謝 辞

本研究の実施にあたり、清水建設株式会社の開発プロジェクト関係各位に支援をいただきました。また、実験の実施にあたっては、神奈川大学の教務技術主任五十嵐泉氏、島崎研究室学生・大学院生各位の協力を得ました。ここに感謝いたします。

参考文献

- 1) 応答制御構造設計法 付：免震・制振(震)建築の設計例/装置・部材データ集、日本建築構造技術者協会 編 2000
- 2) 夏堀功, 半澤徹也, 千田論, 西村 拓也, 寺田 岳彦, 中村 豊: スチレンオレフィン系粘弾性体を用いた壁型ダンパーの開発 (その 1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. B-2, pp. 919-924, 2005. 7
- 3) 宮崎裕一, 刑部章, 寺田岳彦, 今井三雄, 千田論, 野本昭一: 壁型粘弾性ダンパーを設置した鉄筋コンクリート造部分架構の動的加力実験 : (その 1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. B-2, pp. 915-918, 2005. 7
- 4) 日本建築学会、各種合成構造設計指針・同解説、1985
- 5) 日本建築学会、鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構、2011
- 6) 平田裕一、鈴木利哉、谷垣正治、野口恭司: RC 造柱梁接合部のブレース型ダンパーの鋼製定着部性能実験、三井住友建設技術研究所報告、第 2 号 pp. 129-134、2004
- 7) 小寺直幸、大家貴徳、毎田悠承、坂田弘安、岩田衛: RC 骨組みと座屈拘束ブレースとの接合部に関する実験的研究、日本建築学会技術報告集、第 19 巻、第 41 号、pp. 137-140、2013. 2
- 8) CEB/FIP : CEB-FIP Model Code for Concrete Structure, 1990
- 9) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 10) 日本建築防災協会、既存鉄筋コンクリート建築物の耐震改修設計指針・同解説、2001
- 11) 小嶋一輝、島崎和司、中澤春生、戸澤正美、濱智貴、宮崎裕一: 高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーの RC 取付け部要素実験(その 1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp. 1329-1332, 2011. 8