

高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーのRC取付部要素実験

その2 変形状・ひずみ分布・耐力

正会員 ○濱 智貴*1
同 宮崎 裕一*1
同 中澤 春生*2
同 小嶋 一輝*1
同 戸澤 正美*1
同 島崎 和司*3

制震ダンパー 粘弾性体 鉄筋コンクリート構造
接合部 スタッド

1.はじめに

本報(その2)では、前報(その1)に引き続き、高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーのRC根巻型取付部の変形状・ひずみ分布および耐力について検討した結果を報告する。

2.鉄筋、スタッド、ダンパープレートの歪み分布

代表としてNo.1試験体の歪み計測位置を図1に示す。

(1)根巻部縦筋の歪み分布 剛性低下が見られないNo.1のP=265kN、No.4のP=400kN時と最大耐力時の歪み分布を図2に示す。剛性低下の見られない範囲では、定着主筋の歪みは平面保持を保って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歪みはほぼ同じで、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)スタッドの歪み 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、中央部は左右に貼付してせん断に対する抵抗を計測した。図3(a)に(1)と同じ時点での2枚のゲージの平均歪み(軸歪み)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、せん断ひび割れ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。スタッドの曲率は荷重の小さいレベルでは大きな差がないが、終局耐力に近くなるにつれ、中央部では曲率は小さいままで、曲げによる引抜側では大きな値となっている。根巻部の破壊は、端部の上向き引張り破壊であることを示唆しているといえる。

(3)その他の部位の歪み ダンパープレートの両端の主応力は鉛直方向、中央は45度方向である。端部では圧縮主応力の方が大きく、圧縮に対してはスタッドだけでなくプレートの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2000μ程度であり、降伏に至っていない。

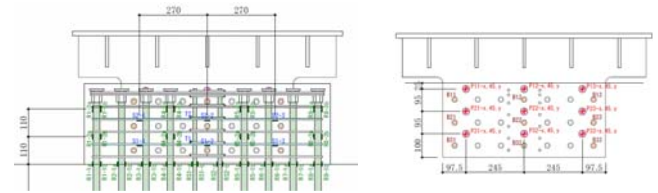


図1 鉄筋、スタッド、ダンパープレートの歪み計測位置(No.1)

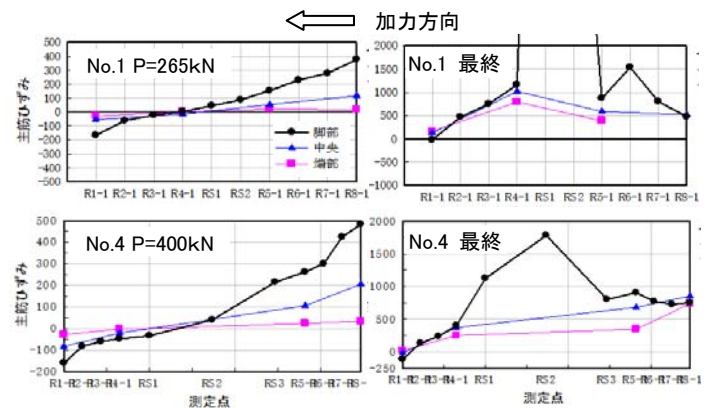


図2 定着主筋の歪み分布

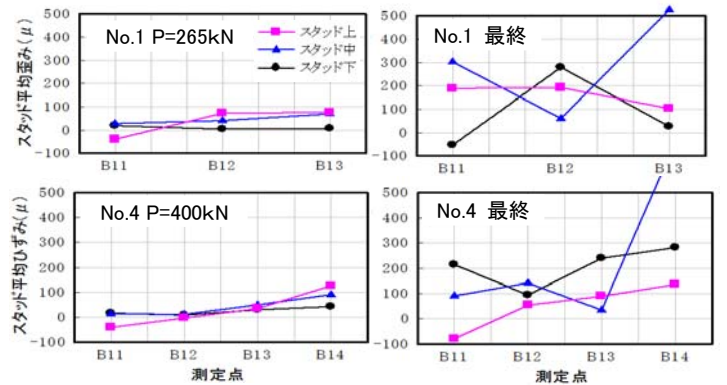


図3(a) スタッドの平均歪み(軸歪み)

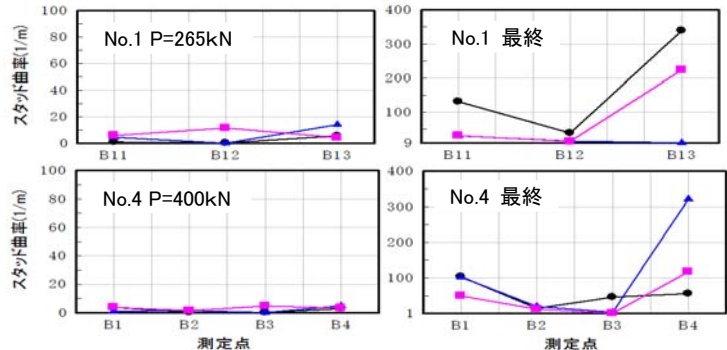


図3(b) スタッドの曲率

3. 耐力評価

根巻部の耐力は、根巻部 RC 部材のせん断耐力、曲げに対する定着主筋の抵抗力、曲げとせん断に対するスタッドのせん断耐力で決定される。以下に示す算定式で求めた計算値と実験値を表 1 に示す。

(1)根巻部コンクリート 根巻部RC部材のせん断ひび割れ、短期許容耐力は、学会RC規準¹⁾の柱の長期・短期許容せん断力式(1式)を準用し、実強度で算定する。終局耐力は、シアスパン比の小さい柱の実験結果から求められたRC造建物の耐震改修設計指針・同解説²⁾の柱のパンチングシア耐力式(2式)を適用する。

(2)定着主筋 定着主筋によって決まる曲げ耐力は、主筋のみの断面による2次モーメントと主筋の軸引張耐力で算定し、主筋の軸引張耐力には実降伏耐力を用いる。

(3)スタッド スタッド1本あたりの許容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³⁾による式(3式)と、スタッド本体のせん断耐力(4式)の小さい方とし、水平力によるせん断力と、スタッド断面による2次モーメントを用いたモーメントによるせん断力との二乗和平方根の最大値が許容せん断耐力に達した時をスタッド許容耐力とする。

(4)最終破壊状況から見たせん断ひび割れ後の曲げ耐力

No.1の最終破壊状況を写真1に示す。その1で示したように正面の大きなせん断ひび割れを境界として、曲げ破壊が生じている。右側(引張側)の部分を手りだしてみると、主筋とプレートの中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4に示すように、内側の引張側定着主筋の端部から45°の面と考えられる。簡単のために、IIの領域にあるスタッドは全てせん断耐力に達して曲げに抵抗しているもの(せん断には残りのスタッドが抵抗する)と考える。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てせん断力を求め、破壊曲げ耐力とした。

(5)実験値との比較 図5にNo.1,4の実験値と計算値を比較して示した。No.1は、スタッド許容耐力がせん断ひび割れ強度以下で、それまでは剛性低下がなく安定している。No.4は、せん断ひび割れ耐力の方が低く、せん断ひび割れ後はコンクリートが健全と仮定したスタッドの許容耐力を確保できず、定着主筋の押さえ効果を考慮した設計式が必要となる。想定した曲げ終局抵抗機構による最大曲げ耐力は、実験値を安全側に評価できている。

4. まとめ

高性能粘弾性体を用いた壁型制震ダンパーの取り付け部の抵抗機構を検討し、ダンパーとしての性能を発揮するために設計で考慮すべき各耐力とその算定方法を検討した。今後は、設計式の確立を行う必要がある。

算定式：記号は特記を除き各参考文献¹⁾²⁾³⁾による。

(1)せん断ひび割れ・短期許容せん断力

$$Q_a = \alpha \cdot f_s \cdot b_0 \cdot j$$

b_0 : 重心軸における断面幅: 248mm(No.1,2), 226mm(No.3),

j : 応力中心間距離= $d_r \cdot 7/8$

298mm(No.4)

d_r : 圧縮縁から最外引張鉄筋までの距離

(2)パンチングシア耐力式

$$p Q_{su} = K_{\min} \tau_0 b_0 D$$

$K_{\min} = 0.34 / (0.52 + a/D) = 0.28$ (No.1-3), 0.30 (No.4)

$\tau_0 = 0.22 F_c + 0.49 \sigma = 14.3$ (No.1-3), 12.2 N/mm² (No.4)

b_0 : 有効断面幅 : 170mm(No.1-3), 220mm(No.4)

D : 部材せいゝ : 980mm(No.1-3), 1140mm(No.4)

(3)スタッド耐力式

$$q_s = 2/3 \times 0.5_{sc} a \cdot \sqrt{F_c E_c}$$

(4)スタッド本体のせん断耐力

$$q_s = s_{ca} \cdot f_y / \sqrt{3} \quad (f_y : \text{スタッドの引張降伏応力度})$$

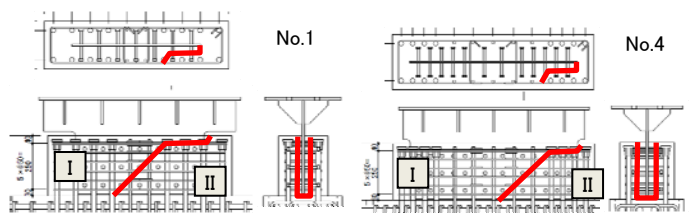
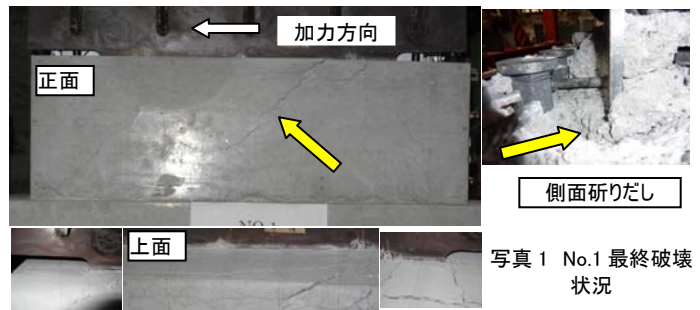


図4 想定破壊面

表1 実験の最大耐力と計算値一覧

単位:kN

試験体	実験値 最大耐力	計算値					
		根巻部コンクリート			定着主筋 曲げ耐力	スタッド許 容耐力	破壊曲げ 耐力
		せん断ひび 割れ	短期許容	終局			
No.1	582	328	493	667	810	285	498
No.2	715	328	493			328	479
No.3	528	299	449			285	498
No.4	749	459	688			918	1070

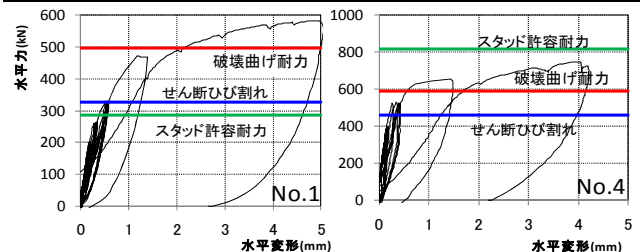


図5 計算値と実験値の比較

参考文献

- 1) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 2) 日本建築防災協会、RC造建物の耐震改修設計指針・同解説
- 3) 日本建築学会、各種合成構造設計指針・同解説

*1 清水建設株式会社 設計本部

*2 清水建設株式会社 技術研究所

*3 神奈川大学 工学部 建築学科(工博)

*1 Design Division, Shimizu Corporation

*2 Institute of Technology, Shimizu Corporation

*3 Prof. Department of Architecture Kanagawa University Dr. Eng