

論文 あと施工部分スリットを設けた損傷抑制 RC 方立壁の構造性能の実験的評価

山根 雅由^{*1}・尹 ロク現^{*2}・権 淳日^{*3}・真田 靖士^{*4}

要旨：本研究では、既存建物における RC 造方立壁の損傷抑制法について検討する目的として静的載荷実験を行った。試験体はあと施工部分スリットの有無とスリットの深さを変動因子とする計 3 体の実大試験体である。実験の結果、部分スリットを設けた方立壁は一定の耐力を有しつつ、その残留ひび割れの幅及び長さなどの損傷量は抑制され、せん断変形成分も低減された。とくに、スリットの深さを壁厚の 3/4 にした試験体は、従来 RC 方立壁を模擬した標準試験体のせん断耐力の約 52%であったものの、せん断ひび割れ発生を防ぐことができ、大幅な損傷抑制効果が得られた。

キーワード：鉄筋コンクリート、非構造部材、壁縦筋の定着除去、損傷量

1. はじめに

近年の地震における鉄筋コンクリート造（以下、RC）建物の地震被害において、主要構造部材の損傷は減少傾向にあるが、非構造部材などの損傷は依然として少なくない。とくに、集合住宅における外構面の掃き出し窓間に設置されている RC 方立壁がせん断破壊により著しく損傷する事例は数多く報告されている¹⁾など。ここで、RC 方立壁は構造設計において、建物の構造性能に寄与は考慮されておらず、耐震安全性に及ぼす影響は少ないが、その著しい損傷のため住機能が損なわれ、修復に要する経済的な負担により継続使用が困難となる場合がある。このことから、RC 方立壁の損傷抑制の必要性が示唆されている。

以上のような研究背景を踏まえ、先行研究²⁾では RC 方立壁の縦筋を定着しない新たな工法を提案し、RC 方立壁の縦筋の定着を除去することで小変形領域においては壁面の損傷を大幅に抑制可能なが示された。しかし、依然として大変形領域においては、特にせん断ひび割れによる損傷が著しい結果であった。そこで、筆者

らは地震後の RC 建物の継続使用性に着目し、耐震改修案として RC 方立壁下部への部分スリット施工による損傷抑制法を提案する。

本報では、上記の筆者らによる実大 RC 方立壁試験体の実験結果について報告しつつ、その曲げ及びせん断変形成分の占める割合に基づく損傷特性を明らかにする。さらに、修復費用と密接に関係がある残留ひび割れ幅及び長さの推移について検討する。

2. 実験計画

2.1 対象建物の概要

本研究で対象とする建物は1987年建設、11階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC）集合住宅である³⁾。建物の外見を図-1に、基準階平面図を図-2にそれぞれ示す。

建物の高さは30.9m、桁行方向は約71.0m、梁間方向は27.2mであり、図-2に示すようにおよそ対称な平面形状となっている。また、本研究で対象とする桁行方向はラーメン構造であり、柱間に構造躯体と一体的に施工された幅約1.0mの方立壁を有していた。方立壁の構造詳細に



図-1 対象建物の外見

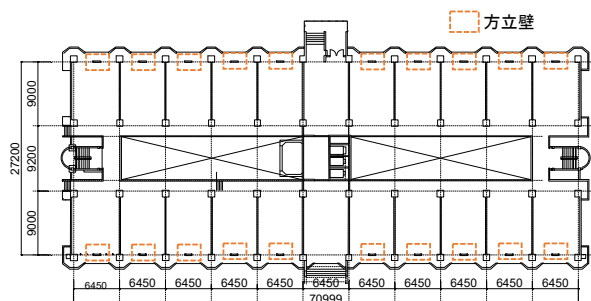


図-2 基準階平面図

*1 大阪工業大学 工学研究科建築・都市デザイン工学専攻（学生会員）

*2 大阪大学 大学院工学研究科助教 博士（工学）（正会員）

*3 大阪工業大学 工学部建築学科講師 博士（工学）（正会員）

*4 大阪大学 大学院工学研究科教授 博士（工学）（正会員）

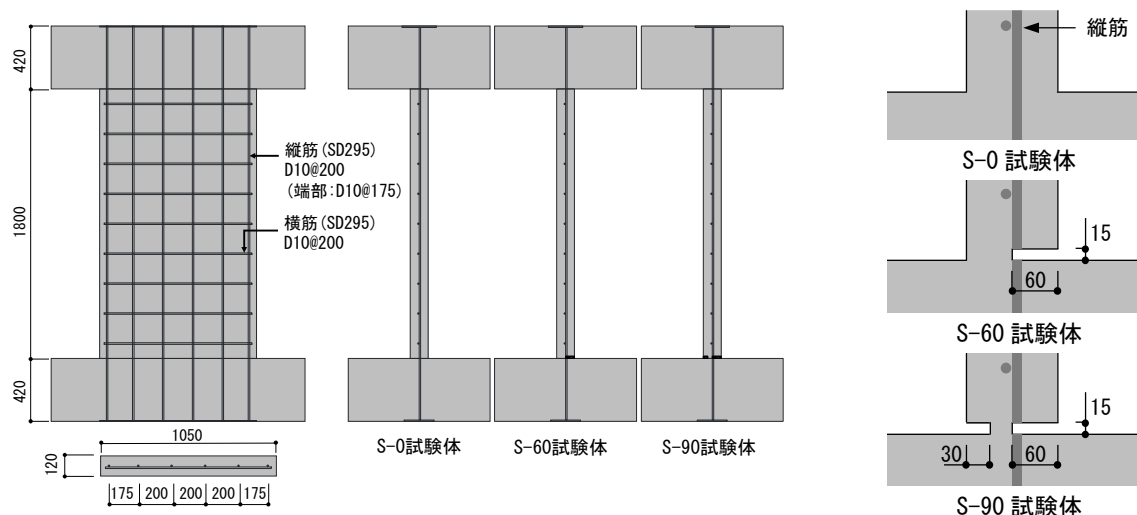


図-3 試験体の配筋図及びスリット部分詳細図 (unit:mm)

表-1 試験体の諸元

	S-0 試験体	S-60 試験体	S-90 試験体
t × D	120mm × 1,050mm		
縦筋	D10@200 (端部:D10@175) ($p_{wv}=0.30\%$)		
横筋	D10@200 ($p_{wh}=0.30\%$)		
スリット深さ	-	60mm	90mm

表-2 コンクリートの材料特性

	ヤング係数	圧縮強度	引張強度
S-0 試験体	2.67×10^4	34.4	3.04
S-60 試験体	2.62×10^4	34.6	3.30
S-90 試験体	2.68×10^4	34.3	3.27

Unit : N/mm²

表-3 鉄筋の材料特性

	ヤング係数	降伏強度	引張強度
D10	1.85×10^5	379	497

Unit : N/mm²

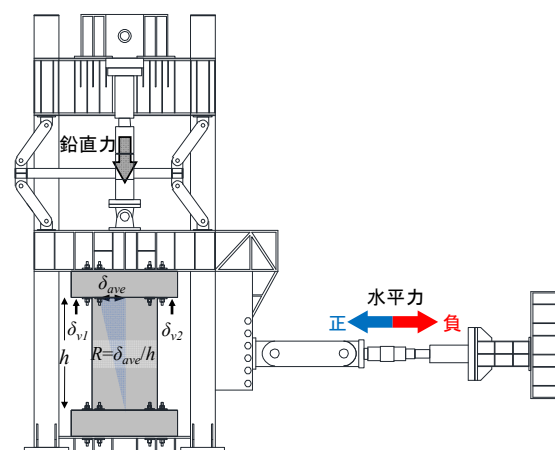


図-4 実験装置

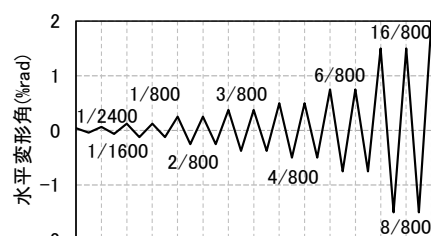


図-5 加力プログラム

については、縦筋は2-D10@180 (両端部には2-D16@72)、横筋は2-D10@180、壁端部の縦筋及び隅角部の斜め方向の開口補強筋のみ2-D16が配筋されている。

2.2 実験概要

先行研究²⁾において、RC方立壁の構造性能を明らかにするために図-1に示す対象建物のスパン中央にあるRC方立壁を模擬する実大試験体を製作し、構造実験を実施した。本研究では、そのRC方立壁試験体を基に実大サイズの試験体として計画し、従来方立壁の実大模型S-0と、部分スリットの深さを実験変数とする計3体である。

図-3に試験体の配筋図及びスリット部分の詳細図を、表-1に試験体の構造詳細をそれぞれ示す。試験体の壁の長さは1,050mm、高さは1,800mm、厚さは120mmとし、

縦筋はD10@200 (両端部はD10@175)、横筋はD10@200のシングル配筋であり、開口補強筋は配筋していない。表-1にまとめる通り、S-0試験体が標準試験体、S-60試験体は部分スリットの深さが60mm、S-90試験体は部分スリットの深さが90mmである。部分スリットの高さは15mmとし、各試験体に変数とした部分スリット深さまであと施工しており、全ての壁縦筋の定着は図-3に示すように除去した。

試験体の部分スリット施工においては、試験体を図-4に示す荷重装置に設置した後、グラインダーなどを用いて切削作業を行った。なお、実建築物で部分スリット施工を行う際には方立壁の片側 (例えば、バルコニー側) で施工することが想定されるが、S-90試験体は試験体の

移動設置の困難さや上部スタブの自重による転倒の危険性などから、表側から60mmと裏側から30mmのスリットを施工し、合計90mmの深さのスリットを施工した。施工後、壁の長さ方向に対して50mm間隔でスリット深さを計測した結果、実際に残存する壁の下端の平均厚さは、S-60試験体では58.5mm、S-90試験体では23.5mmであった。コンクリート及び鉄筋の材料特性を表-2、3にそれぞれ示す。

2.3 実験装置及び载荷計画

载荷時の試験体設置図を図-4に示す。試験体の上部と下部のスタブは载荷装置にPC鋼棒で固定し、反力壁に取り付けた水平ジャッキにより静的漸増繰り返し载荷を行った。既往の研究³⁾より、RC方立壁の比較的大きな耐力寄与は、RC方立壁の塑性化に伴う軸方向伸びの発生と周辺架構の拘束による圧縮軸力の作用に起因すると示されている。そこで、本実験ではRC方立壁の軸方向伸びに対する最大の拘束を想定し、試験体の軸方向伸びを完全拘束して载荷を行うことにした。すなわち、上部スタブ両端の下面に取り付けた鉛直変位計(図-4参照)の計測変位の平均値 $((\delta_{v1}+\delta_{v2})/2)$ が0となるように鉛直ジャッキの軸力を制御した。

水平载荷においては、方立壁の頂部の水平変位 δ_{me} を計測高さ $h(=1,800\text{mm})$ (図-4参照)で除した変形角 $R(=\delta_{me}/h)$ に基づいて変位制御を行った。また、図-5に示すように加力プログラムは $R=\pm 1/2,400\text{rad}$ と $\pm 1/1,600\text{rad}$ は1サイクルずつ、 $R=\pm 1/800, 2/800, 3/800, 4/800, 6/800, 12/800,$

16/800radは2サイクルずつとし、RC方立壁がせん断破壊または圧壊を起こし、耐力がその最大値の80%以下に低下したサイクルで载荷を終了する方針とした。

3. 実験結果

3.1 荷重－変形関係と破壊経過

各試験体の水平荷重－水平変形角関係を図-6に、鉛直荷重－水平変形角関係を図-7に、破壊経過を図-8にそれぞれ示す。ここで、図-6には水平荷重を壁断面積で除した平均せん断応力度を、図-7には鉛直荷重を残存する壁の面積と表-2に示すコンクリート強度で除した軸力比を併せて示す。図-8における青線は正側加力サイクル時に発生したひび割れ、赤線は負側加力サイクル時に発生したひび割れ、黒く塗られた箇所はコンクリート剥落部分である。また、代表的なひび割れにおいては、各加力サイクルのピーク時及び除荷時に計測されたひび割れ幅を併記し、括弧内の数値が除荷時のひび割れ幅である。

(1) S-0試験体(標準)

$R=1/2,400\text{rad}$ のサイクルにおいて壁下側とスタブの境界に曲げひび割れが発生し、その後の $R=1/800\text{rad}$ のサイクルで縦筋上部が降伏した。また、 $R=3/800\text{rad}$ のサイクルにおいて横筋の降伏と共にせん断ひび割れが発生し、同サイクルの $R=+0.36\text{‰rad}$ に最大耐力496kN(平均せん断応力度 $=3.94\text{N/mm}^2$)、最大圧縮軸力1,172kN(軸力比 $=0.27$)を記録した。続く $R=4/800\text{rad}$ のサイクルにおいて端部の

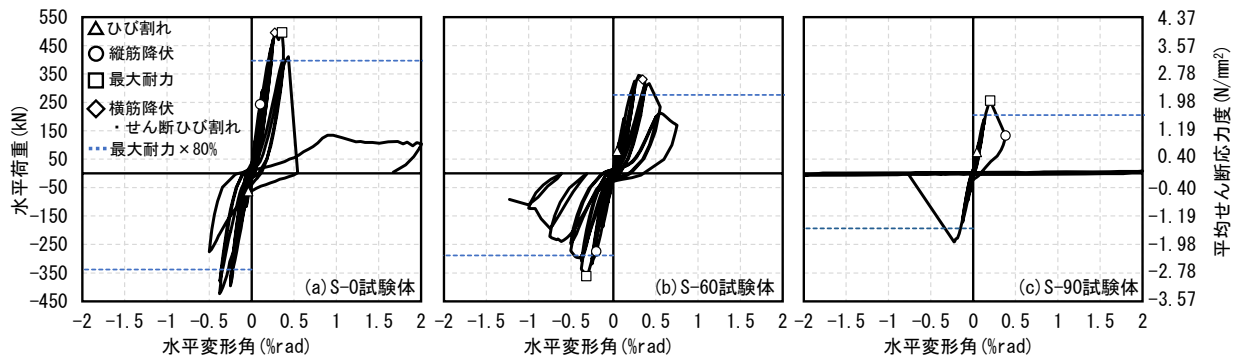


図-6 水平荷重－変形関係

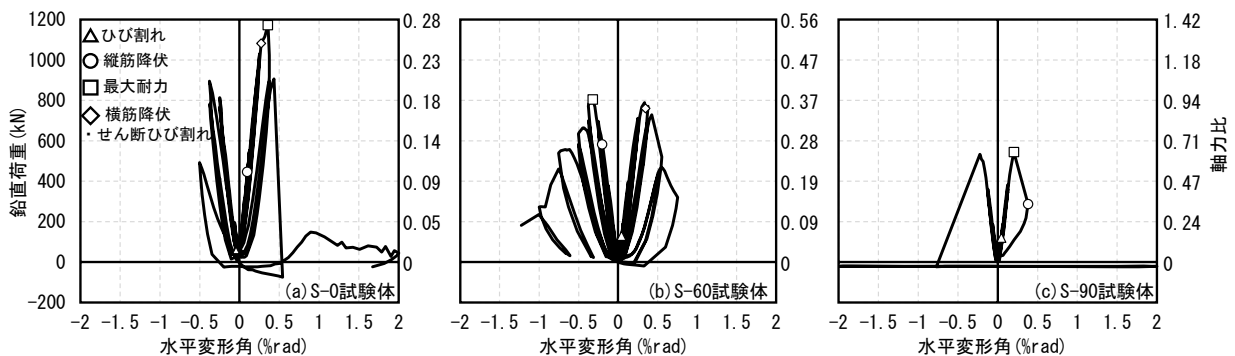


図-7 鉛直荷重－変形関係

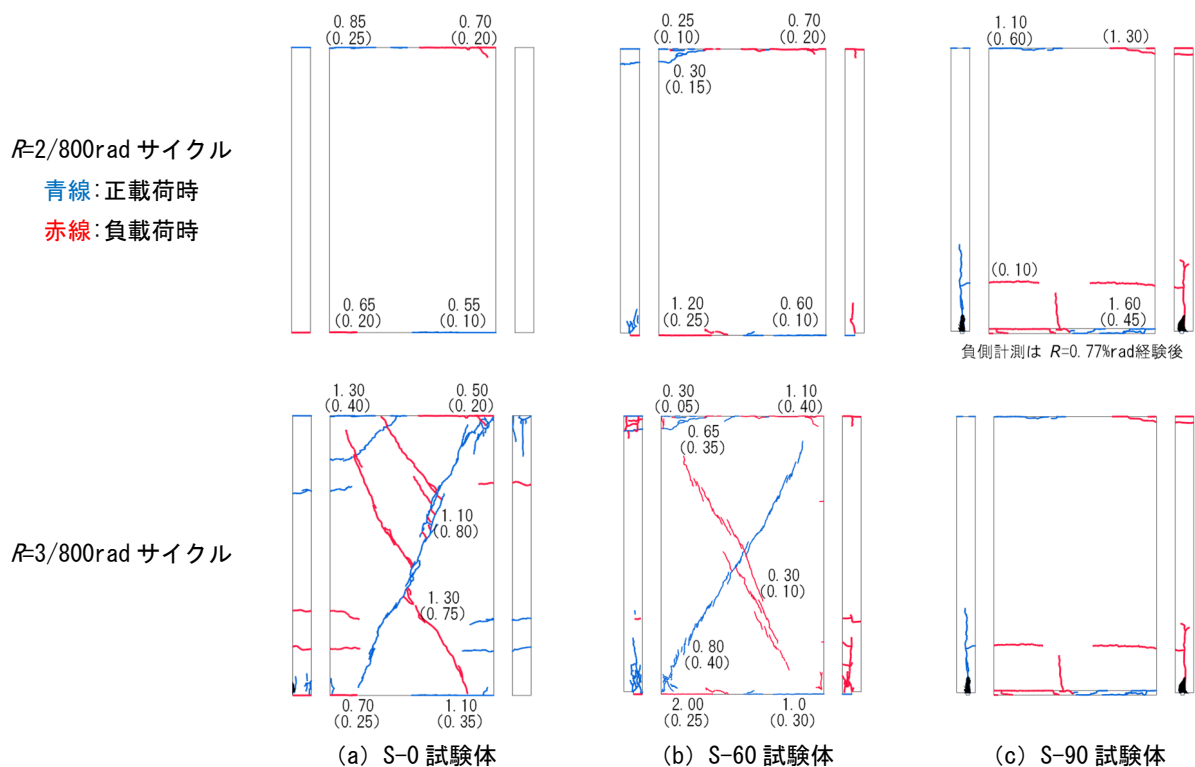


図-8 破壊経過

コンクリート圧壊とせん断破壊を伴う急激な耐力劣化と共に、試験体の耐力は最大耐力の80%以下に低下した。ただし、試験体の変形に伴う損傷進展を確認するため以降のサイクルで $R=16/800\text{rad}$ まで正側押切载荷を行った。

(2) S-60試験体 (スリット深さ60mm)

$R=1/800\text{rad}$ のサイクルまでS-0試験体と同様な破壊経過を示した。 $R=3/800\text{rad}$ のサイクルにおいてせん断ひび割れが発生し、続いて横筋の降伏を確認した。また、同サイクルの $R=-0.32\text{rad}$ に最大耐力361kN (平均せん断応力度 $=2.87\text{N/mm}^2$)、最大圧縮軸力804kN (軸力比 $=0.38$)を記録した。その後、壁上下端部のコンクリート圧壊及びひび割れ幅と共に耐力低下が見られた。 $R=4/800\text{rad}$ のサイクルで全ての縦筋上部の降伏を確認し、その後 $R=6/800\text{rad}$ のサイクルに試験体の耐力は最大耐力の80%以下に低下したものの、正載荷側では明らかなせん断破壊の様相を示したのに対し負載荷側では著しい損傷が見られなかったため、更なる破壊性状の確認を目的とし負載荷のみ載荷を行った。

従来RC方立壁を模擬したS-0試験体と比較し部分スリットの有無に着目して考察すると、図-6に示すようにS-60試験体は最大耐力がS-0試験体より約27%減少した。これはS-60試験体の下部に部分スリットを設けたことによりRC方立壁の残存断面積が減少し、その結果、作用軸力が小さくなったことに起因すると考えられる。破壊経過を比較すると、スリット付近に損傷が集中しており、方立壁端部の曲げひび割れの幅においてもスリット付近

のそれが大きい傾向となった。また、せん断ひび割れ幅は曲げひび割れより小さい傾向となり、脆性的な破壊となるせん断ひび割れの抑制効果が確認できた。この要因については4章で後述する。

(3) S-90試験体 (スリット深さ90mm)

$R=1/2,400\text{rad}$ のサイクルで壁下側とスタブの境界に曲げひび割れが発生した。 $R=2/800\text{rad}$ のサイクルの $R=+0.20\text{rad}$ に最大耐力256kN (平均せん断応力度 $=2.03\text{N/mm}^2$)、最大圧縮軸力544kN (軸力比 $=0.64$)を記録した。その直後にスリット部が支圧破壊の傾向を示し、耐力が急激に低下した。また、同サイクルで縦筋上部の降伏を確認し、試験体の耐力は最大耐力の80%以下に低下したが、壁面にはほとんど損傷を受けていなかった。さらに、スリット部破壊が試験体の変形に伴い方立壁の損傷に与える影響を確認することを目的として、 $R=\pm 16/800\text{rad}$ まで1サイクルずつ水平载荷を継続した。

スリット深さを60mmとしたS-60試験体と比較して考察すると、図-6に示すようにS-90試験体では最大耐力がS-60試験体よりせん断耐力は約29%、軸耐力は約32%減少した。S-60試験体と比べてスリットが深いことによりRC方立壁の残存断面積が小さく、残存する壁断面の軸耐力がより小さくなったことがせん断耐力減少の主要因である。しかし、S-90試験体は損傷がスリット部に集中しつつ、残存する壁下側の端部が支圧される傾向が顕著であり、その支圧強度が一軸圧縮強度より高い値となると考えられ⁴⁾、前述した通り断面欠損の割合に対して軸

耐力の低下は限定的であるものの、高い軸力比を示した。破壊経過を比較すると、図-8に示すようにS-60試験体と同様に壁側面にスリットを起点とした縦方向のひび割れが確認された。また、曲げひび割れによる損傷がスリット部に集中したものの、載荷終了時まで壁面にせん断ひび割れは発生しなかった。これはスリット部が早期に破壊したためスタブと壁の縁が切れたことに起因する。上記の実験結果より、部分スリットの設置により破壊性状が変化し、とくに壁面の損傷抑制効果が確認された。

4. 方立壁の変形成分の分離

図-10に示す各曲げ変形計測区間に設置した変位計の値に基づき、式(1)~(3)を用いて方立壁の曲げ変位を算出し、前述した試験体頂部の水平変位 δ_{ave} との差分をせん断変位とした。

$$\varphi_i = (D_{Li} - D_{Ri}) / (y_h \cdot L_{wi}) \quad (1)$$

$$\delta_{flex} = \sum \varphi_i (H - y_i) \cdot y_h \quad (2)$$

$$\delta_{sher} = \delta_{ave} - \delta_{flex} \quad (3)$$

ここで、 φ_i は*i*区間の曲率、 D_{Ri} と D_{Li} は*i*区間の変位、 y_h は*i*区間の変位計間距離 (=300mm)、 L_{wi} は左右の変位計間距離、 δ_{flex} は曲げ変形、 H はクリアスパン (=1800mm)、 y_i は仕口面から*i*区間中心点までの距離、

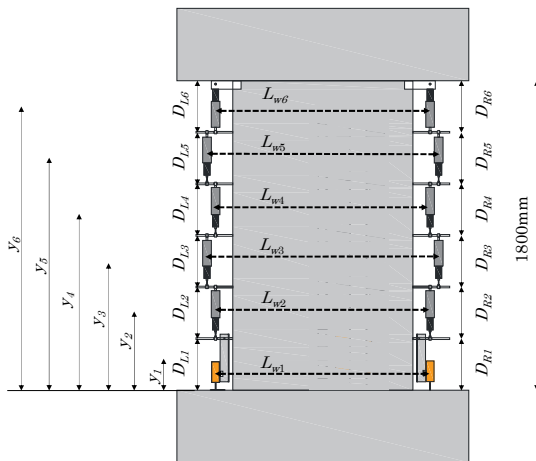


図-10 曲げ変形の計測計画

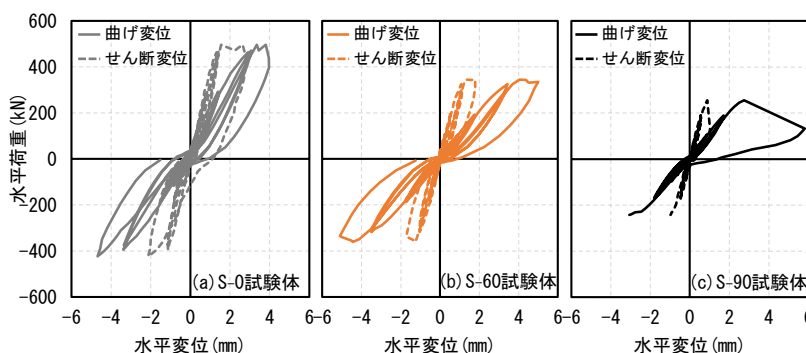


図-11 水平荷重-曲げ・せん断変位関係

δ_{sher} はせん断変形、 δ_{ave} は試験体の水平変位である。

図-11に各試験体の水平荷重と曲げ及びせん断変位成分の関係を、図-12に各加力サイクルの最大水平荷重時の曲げとせん断変形の割合を示す。ここで、激しい損傷による計測データの精度低下を考慮し、3/800radまでのサイクルまでの値を示している。また、各変形成分の割合は曲げ及びせん断変位を方立壁の水平変位 δ_{ave} で除した値とした。

従来RC方立壁を模擬したS-0試験体は5割から7割程度の曲げ変形成分を有しているのに対し、部分スリットを有するS-60とS-90試験体は8割程度の曲げ変形成分を有していた。これは前述した通り、スリット部分の曲げひび割れが拡幅し変形したことが要因であると考えられる。これらより、限定的ではあるが、あと施工部分スリットが脆性的な破壊に起因するせん断変形の成分を低減させる事を確認した。

5. 方立壁の損傷量の評価

5.1 残留ひび割れ幅の推移

図-13に正負加力サイクルの除荷時に計測された最大残留ひび割れ幅の推移を示す。ここで、RC方立壁の破壊による耐力喪失のため、S-0試験体は4/800rad、S-60試験体は6/800rad、S-90試験体は2/800radのサイクルでひび割れ幅の計測を終了している。

各試験体において、小変形領域では顕著な差が見られなかったものの、変形が大きくなるほど残留ひび割れ幅が拡幅する傾向となった。しかし、スリットを設けることにより、せん断破壊発生後にS-0試験体はせん断ひび割れが最大残留ひび割れ幅となっているのに対し、S-60とS-90試験体は壁スリット部分の曲げひび割れが最大残留ひび割れ幅となった。また、部分スリット施工による最大残留ひび割れ幅の拡幅抑制効果が見られ、より深いスリットを設けたS-90試験体でその傾向は顕著であった。

5.2 残留ひび割れ長さの推移

各加力サイクルの負側除荷時に計測された残留ひび

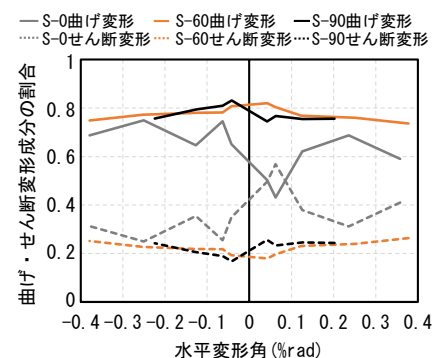


図-12 曲げ・せん断変形成分の割合

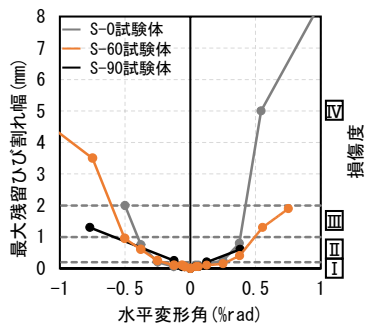


図-13 最大残留ひび割れ幅

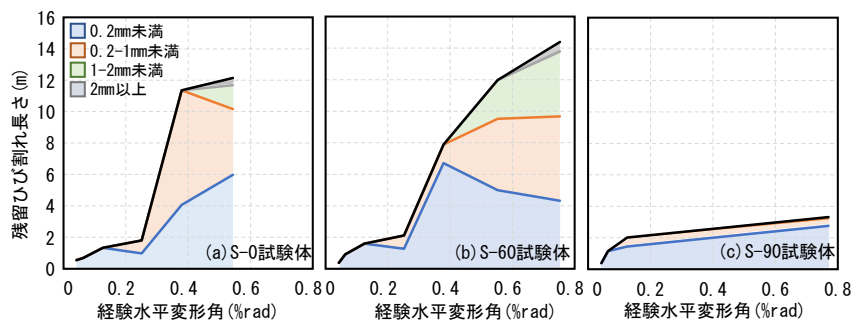


図-14 残留ひび割れ長さ

割れ長さの推移を図-14に示す。ここで、被災度区分判定基準⁵⁾に定められている部材の損傷度を分類する残留ひび割れ幅階級を参考に、0.2mm未満(損傷度Ⅰ)、0.2~1.0mm未満(損傷度Ⅱ)、1.0~2.0mm(損傷度Ⅲ)、2.0mm以上(損傷度Ⅳ)に分けて集計しており、コンクリート剥落によって欠損したひび割れについては集計に含めていない。

部分スリットの有無に着目して考察すると、スリット深さを60mmとしたS-60試験体ではスリットのないS-0試験体と同様にせん断ひび割れが発生したため、急激なひび割れ長さの増加が見られた。しかし、前述した通り部分スリットの設置によってせん断変形成分が低減し、せん断ひび割れの拡幅が抑制され、S-0試験体においては0.2~1.0mm未満のひび割れが支配的であるのに対しS-60試験体においてはより小さいひび割れ幅階級の0.2mm未満のひび割れが支配的となった。また、S-60試験体は部分スリット施工の際に縦筋の定着を除去したことから、壁面の曲げひび割れの発生が抑制され、S-0試験体と比較してそのせん断破壊が発生する4/800radサイクルまで残留ひび割れの総長さの減少が確認された。

部分スリットの深さに着目して考察すると、より深いスリットを設けたS-90試験体においては、せん断ひび割れ発生防止によるひび割れ長さ増加の抑制と共に、ひび割れ幅の拡幅も抑制され0.2mm未満のひび割れが支配的であり、S-60試験体と比較してより効果的に損傷量の増加を抑制する結果となった。

6. 結論

本論文では、既存RC方立壁の損傷抑制法の提案を主目的とし、あと施工部分スリットを設ける構造詳細の有効性について検討するため、スリットの有無と深さを変数とする試験体の静的載荷実験を実施した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- ・方立壁に部分スリットを設けることにより、耐力の低下が見られたが、一定のせん断耐力を有することを確認した。最大耐力はS-0試験体(平均せん断応力度 $=3.94\text{N/mm}^2$)と比べて、S-60試験体は約73%(平均せ

ん断応力度 $=2.87\text{N/mm}^2$)、S-90試験体は約52%(平均せん断応力度 $=2.03\text{N/mm}^2$)であった。

- ・方立壁に部分スリットを設けることにより、スリット部の支圧破壊の傾向が顕著であり、その支圧強度が一軸圧縮強度より高くなったため、大きい軸力比を示した。最大軸力比はS-0試験体が0.27、S-60試験体は0.38、S-90試験体は0.64であった。
- ・方立壁に部分スリットを設けることにより、水平変形に対するせん断変形の占める割合が低減され、せん断破壊によるひび割れ幅の拡幅及びひび割れ長さの増加を抑制することが確認できた。
- ・深いスリットを設けることにより、壁面のせん断ひび割れの発生を防ぎ、残留ひび割れ幅や長さなどの損傷量の抑制がより効果的であった。

謝 辞

本研究は、文部科学省科学研究費補助金基盤研究(A)課題番号20H00275(研究代表者:真田靖士)の助成の下に実施しました。また、本研究の遂行にあたり、大阪大学・真田研究室の趙培智氏、黄亮氏、七條裕樹氏、大阪工業大学・権研究室の野本晟矢氏、奥野康成氏に多大なご協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 国立研究開発法人建築研究所:平成28年(2016年)熊本地震建築物被害調査報告(速報),建築研究資料, No.173, 2016.9
- 2) 松尾啓斗,水谷駿介,尹ロク現,真田靖士:RC造方立壁の損傷制御法に関する提案と検証,コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.757-762, 2019.7
- 3) 小塩友斗,真田靖士,金裕錫:主体架構と一体のRC造方立壁の構造性能評価,日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.713, pp.1145-1153, 2015.7
- 4) 日本建築学会:プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説, 2022
- 5) 日本建築防災協会:震災建築物の被災度判定規準及び復旧技術指針, 2015