

論文 スリット付き非構造壁の有無を変動因子とする RC 架構の静的載荷実験

赤堀 巧*1・尹 ロク現*2・鈴木 卓*3・真田 靖士*4

要旨：本稿では、三方にスリットを有する有開口非構造壁、すなわち上部梁と振れ止め筋のみで構造躯体と接続する壁が RC 架構の耐震性能に及ぼす影響を検討するため静的載荷実験を行った。試験体は非構造壁の有無を変動因子とする 2 体の柱梁架構である。実験の結果、非構造壁の損傷は、スリットの存在によって、壁が柱に接触するまで概ね抑制されることを確認した。また、非構造壁が取り付くことにより梁の初期剛性および耐力が上昇した。今後、柱梁架構のより精度が高い性能評価モデルを構築するために、非構造壁による梁の性能の変化を評価できる解析モデル構築の必要性を示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱梁架構、非構造壁、構造実験、耐震性能、損傷

1. はじめに

現在の構造解析では、建物の柱、梁、壁などの主要構造部材、必要に応じて地盤特性も考慮して、建物の性能が評価される。しかし、鉄筋コンクリート建物は主要構造部材とともに非構造部材が一体的に建築されている場合がある。そのため構造解析において主要構造部材のみがモデル化され、建物の性能が評価されると、建物の真の性能が適切に評価されない場合がある。

筆者らは RC 建物が潜在的に保有する崩壊に至るまでの余裕度を解明することを目的として、平成 26 年度に E-Defense において大型模型の振動破壊実験を計画している。本研究はこのプロジェクトで試設計されたプロト

タイプ建物を構成する非構造壁が取り付いた柱梁架構の高精度な性能評価モデルを構築するための予備研究である。プロトタイプ建物の一部の柱梁架構には三方にスリットを有する非構造壁、すなわち上部梁と振れ止め筋のみで躯体と接続する壁が取り付いている。このような非構造壁が柱梁架構の剛性または耐力に影響を与えることが田尻らによって指摘されているが、その潜在的な効果は定量的に明らかにされていない。

以上を背景として、本稿では三方スリットを有する非構造壁が RC 架構の諸性能に及ぼす影響について明らかにすることを目的に、構造実験を通して分析および評価した結果を示す。

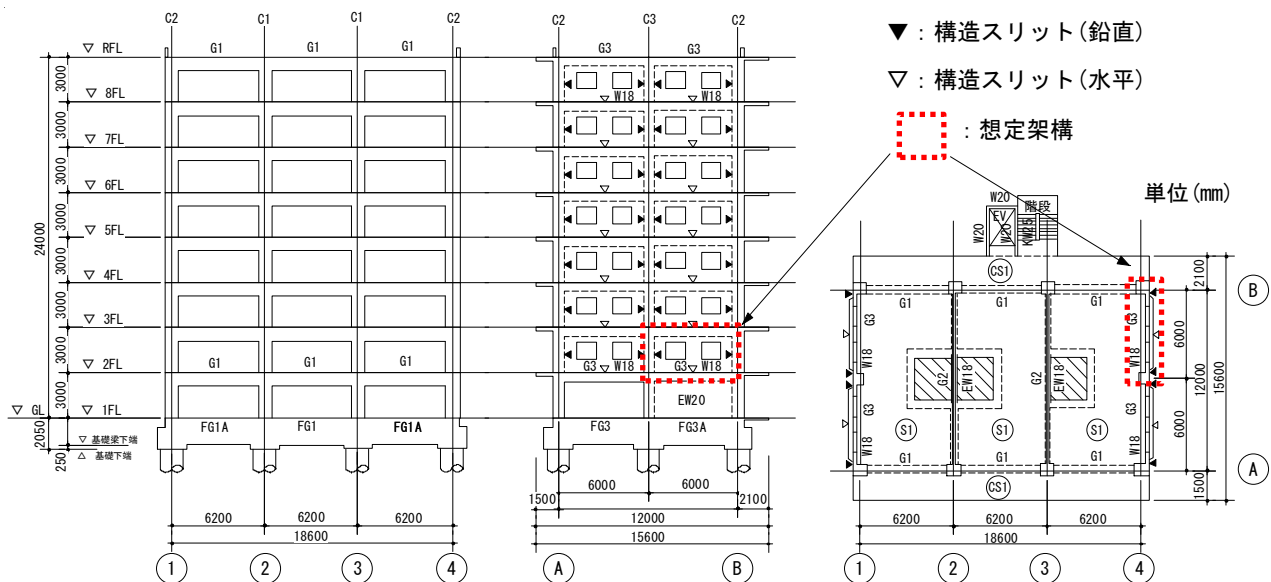


図-1 プロトタイプ建物軸組・基準階伏図

*1 大阪大学 工学部地球総合工学科 (学生会員)
 *2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)
 *3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 修士(工学) (正会員)
 *4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

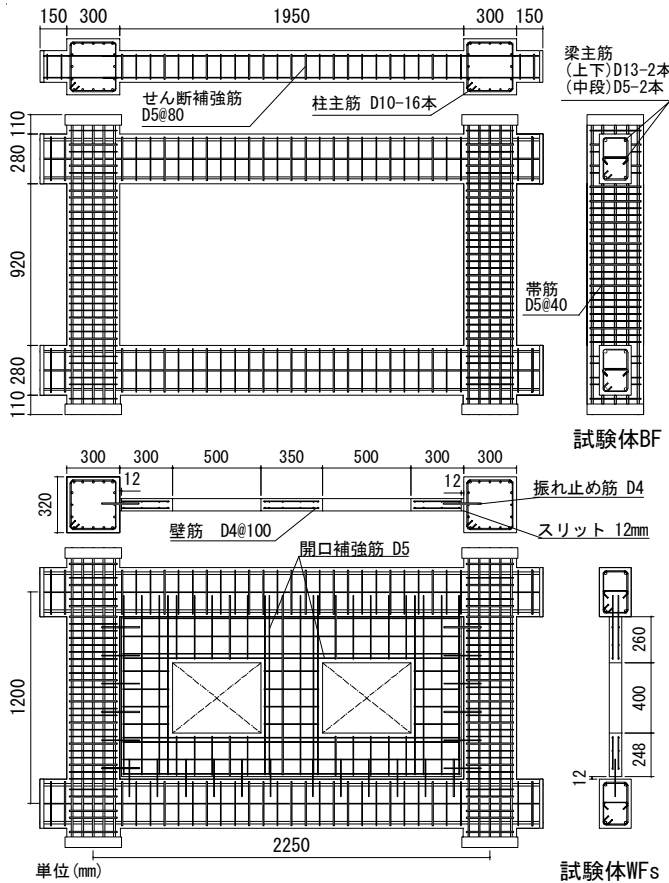


図-2 試験体配筋図

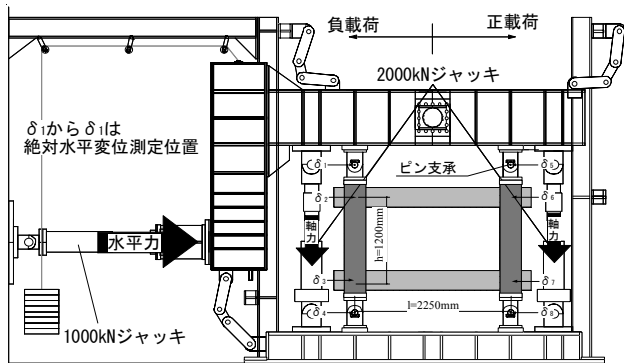


図-3 試験体設置図

2. 非構造壁を有する RC 架構試験体と実験計画

2.1 研究のプロトタイプ建物

先述の研究プロジェクトで試設計されたプロトタイプ建物は 8 層 3×1 スパンの RC 集合住宅である。図-1 にプロトタイプ建物の軸組図と基準階伏図を示す。梁間方向の端部構面に三方にスリットを有する非構造壁が計画されている。

2.2 試験体計画

試験体は図-1 に示すプロトタイプ建物から部分的に切り出した 1/2.5 スケールの部分架構である。試験体は 2 体計画し、実験パラメータは非構造壁の有無とした。なお、試験体は上下階の柱の中央（想定反曲点高さ）まで

表-1 構造諸元の比較

項目	実大	試験体	
		(1/2.5 スケール)	
梁	B×D	450×700mm	180×280mm
	主筋	6-D25 ($p_{tb}=0.48\%$)	4-D13 ($p_{tb}=0.50\%$)
	せん断補強筋	2-D13@200 ($p_{wb}=0.28\%$)	2-D5@80 ($p_{wb}=0.31\%$)
柱	B×D	750×800mm	300×320mm
	主筋	14-D25 ($p_{tc}=0.34\%$)	16-D10 ($p_{tc}=0.34\%$)
	せん断補強筋	D13@100 ($p_{wc}=0.28\%$)	D5@40 ($p_{wc}=0.31\%$)
壁	厚さ	180mm	72mm
	縦横筋	D10@200 double	D4@100 double
	スリット幅	25mm	12mm

p_{tb} : 梁断面の引張鉄筋比, p_{tc} : 柱断面の引張鉄筋比
 p_{wb} : 梁のせん断補強筋比, p_{wc} : 柱のせん断補強筋比

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度	弾性係数
	N/mm ²	kN/mm ²
BF	33.5	25.7
WFs	33.4	26.5

表-3 鉄筋の材料特性

呼名	降伏応力	引張強度	弾性係数
	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
D4	319.8	499.2	167.8
D5	313.2	501.3	163.4
D10	380.7	519.4	179.2
D13	391.4	553.9	184.8

を含めてモデル化した。

図-2 に試験体の配筋図を示す。試験体 BF は非構造壁がない柱梁架構の試験体であり、試験体 WFs は柱梁架構内に下梁と左右柱から三方スリットによって切り離された有開口非構造壁が取り付けられた試験体である。また、スリット（幅 12mm）には日本建築学会の配筋指針²⁾に基づいて振れ止め筋 D4@160 が配筋されている。表-1 に実大サイズおよび試験体サイズの構造諸元の比較を示す。表-2 にコンクリートの材料特性を、表-3 に鉄筋の材料特性を示す。

2.3 荷重計画

図-3 に試験体設置図を示す。試験体は上下階柱端部に 4 台のピン支承を取り付け、荷重フレームに固定した。ピン支承の中央が上下階の柱高さ中央となるように計画し、各試験体ともに南北のジャッキによって各柱の断面に対し軸力比 0.1(576kN)の軸力を加え、その一定軸力の下で静的漸増繰り返し水平力荷重を行った。ここで試験体の軸力比はプロトタイプ建物の左右の柱の平均値と対

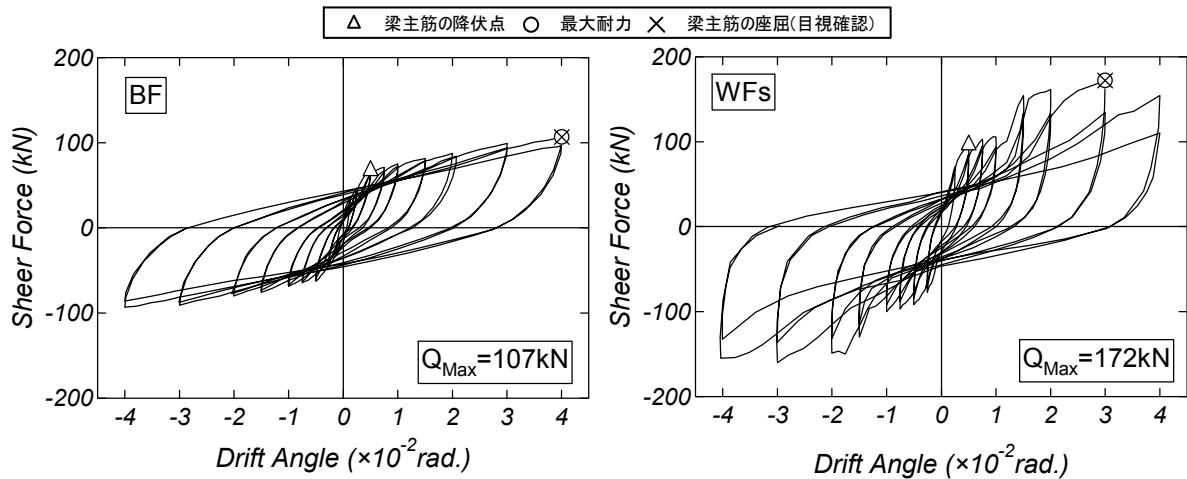


図-4 荷重-変形角関係

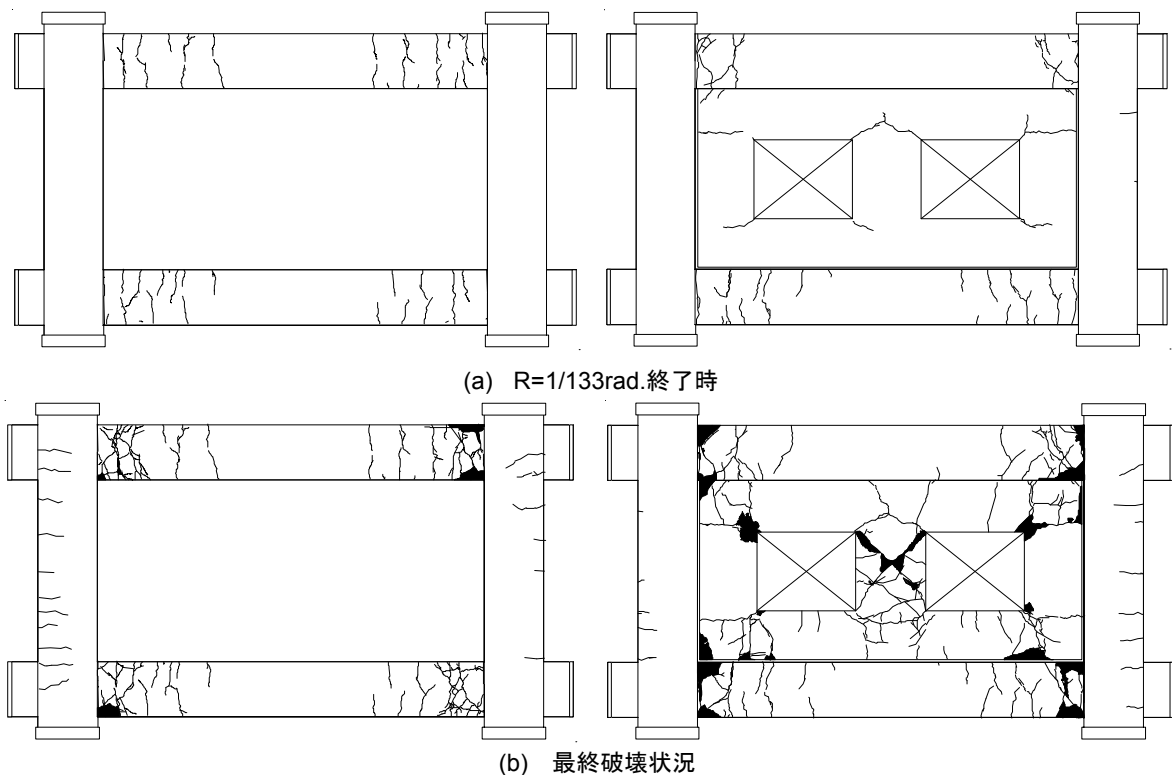


図-5 破壊性状 (左側：試験体 BF, 右側：試験体 WFs)

応じており、変動軸力の影響は無視した。水平力載荷は変形制御とし、上下の柱・梁接合部中心間の相対水平変位の平均値 δ を上下梁の中心間距離 h で除した値 $R(=\delta/h)$ に基づいて、 $1/800\text{rad}$ を1サイクル、 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/133$ 、 $1/100$ 、 $1/67$ 、 $1/50$ 、 $1/33$ および $1/25\text{rad}$ を2サイクルずつ繰り返し与えた。

3. 実験結果とその分析

3.1 破壊経過と荷重-変形角関係

図-4 に両試験体の荷重-変形角関係を、図-5 に破壊経過を示す。また、図-4 には梁主筋の降伏点 Δ 、最大耐力点 \circ および梁主筋の座屈確認点 \times を併せて示す。

試験体 BF では $R=1/800\text{rad}$ のサイクルにおいて上下の梁端部に曲げひび割れが確認された。その後、 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルにおいて梁主筋の降伏が認められ、試験体の剛性低下が認められた。しかしながら、その後も耐力は徐々に上昇する傾向が確認された。 $R=1/25\text{rad}$ のサイクルにおいて梁端部の圧壊が顕著となり、カバーコンクリートの剥落と主筋の座屈が確認され、最大耐力が記録された。

試験体 WFs では、試験体 BF と同様に $R=1/800\text{rad}$ のサイクルにおいて上下梁の端部に曲げひび割れが発生し、 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルにおいて梁主筋の降伏が認められ剛性が低下した。また、 $R=1/133\text{rad}$ のサイクルに非構造

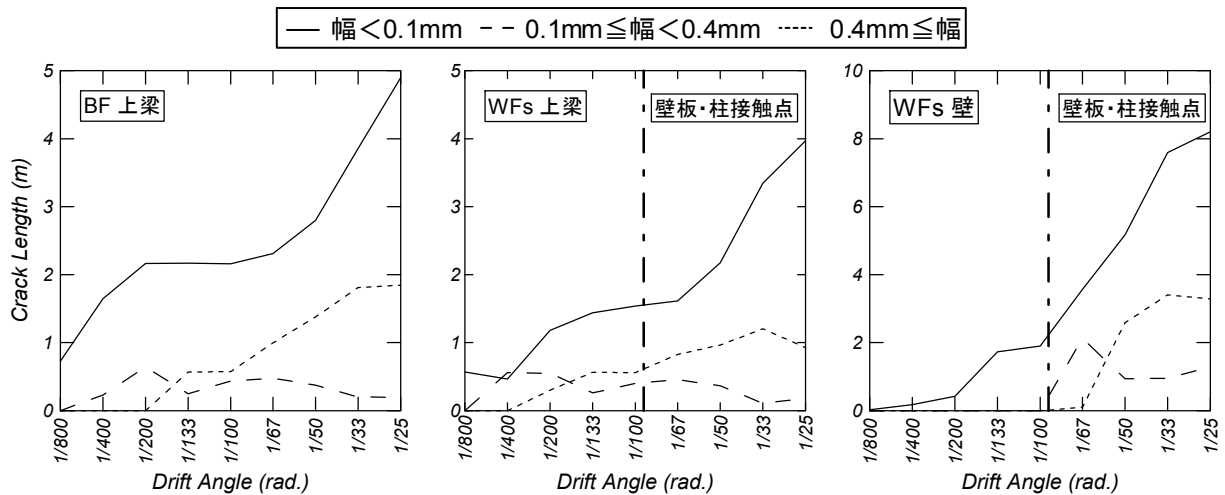


図-6 ひび割れ長さの推移

壁の開口隅角部から水平方向にひび割れが生じた (図-5(a)参照)。しかしながら、 $R=1/200rad$ のサイクルまで非構造壁に大きなひび割れは認められず、三方スリットによって非構造壁の損傷は抑制されていることが確認された。柱と非構造壁間の振れ止め筋は、 $R=1/800rad$ のサイクルに降伏が認められ、 $R=1/100rad$ のサイクル以降に破断が生じ始めた。 $R=1/67rad$ のサイクルにおいて非構造壁の下隅角部が柱と接触し、せん断力の急激な上昇が認められた。また、同サイクルに非構造壁の開口間においてせん断ひび割れが生じた。 $R=1/33rad$ のサイクルに梁主筋の座屈が目視で認められ、同サイクルのピーク時に最大耐力が記録された。また、 $R=1/25rad$ のサイクルにおいて、梁の端部と開口隅角部コンクリートの圧壊が顕著となり、それに伴い耐力低下が認められた。

破壊性状を比較すると、図-5(a)の $R=1/133rad$ 載荷終了後の破壊状況に示すように、試験体 WFs の上梁に生じた曲げひび割れは梁の端部に集中し、下梁の曲げひび割れは試験体 BF と同様に梁中央部へ進展した。同サイクルの両試験体における最大ひび割れ幅は、試験体 BF の梁端部においてピーク時では 1.3mm、残留時では 0.9mm 程度であり、試験体 WFs の梁端部においてピーク時では 1.5mm、残留時では 1.2mm 程度であり、試験体 WFs は BF よりひび割れ幅が大きくなる傾向が確認された。

また、図-4 の荷重-変形角関係より、試験体 WFs の柱と非構造壁が接触するまでの耐力は試験体 BF と比較して 50%程度上昇しており、非構造壁が取り付くことによって実験初期から剛性および耐力が上昇する傾向が認められた。

3.2 残留ひび割れ長さによる損傷度の比較

図-6 に試験体 BF の上梁および試験体 WFs の上梁と壁に生じた残留ひび割れの累計長さの推移について示す。ここでひび割れ長さは、文献³⁾を参考に異なる修復工法

を想定し、試験体が 1/2.5 スケールであることを考慮し、残留ひび割れ幅 0.1mm 未満、0.1mm 以上 0.4mm 未満および 0.4mm 以上に分けて集計した。また、同図の一点鎖線は壁板と柱の接触点を表している。

両試験体の上梁に着目すると、試験体 WFs は、載荷初期から $R=1/133rad$ にかけて、スリットによって壁板のない危険断面付近に曲げひび割れが集中しており (図-5(a)参照)、試験体 BF と比べて幅 0.1mm 未満のひび割れの進展が少なく、幅 0.1mm 以上のひび割れの進展が早いことがわかる。一方、 $R=1/67rad$ 以降は両試験体ともに危険断面付近の損傷が進行し幅 0.1mm 未満のひび割れ長さの急激な増加につながった。

一方、試験体 WFs の壁では、 $R=1/133rad$ のサイクルに壁の開口隅角部から水平方向にひび割れが生じ、幅 0.1mm 未満の値が増加した。その後、 $R=1/67rad$ のサイクルに壁板と柱の接触に伴い全ての幅のひび割れ長さが増加した。壁板と柱が接触するまでは三方スリットによ

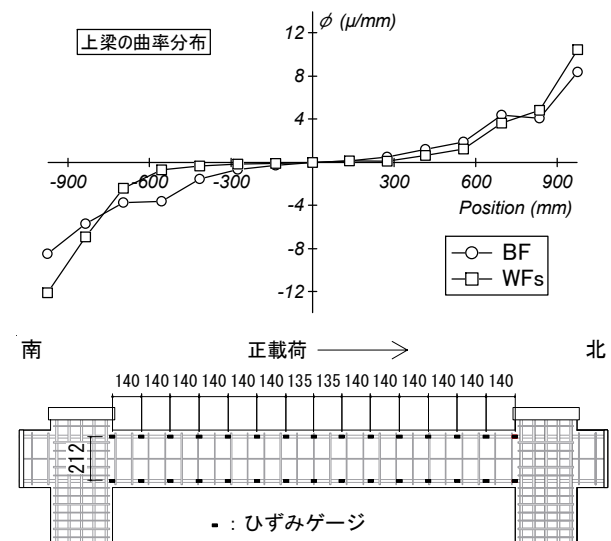


図-7 上梁の曲率分布および計測位置

て非構造壁の損傷を抑制できることを確認した。

3.3 上梁の曲率分布

図-7に試験体の梁主筋が初期降伏した $R=1/400\text{rad}$ のピーク時における上梁の曲率分布および主筋のひずみ計測位置を示す。曲率は上梁の上主筋ひずみと下主筋ひずみの差分を主筋間距離で除した値である。

南北の両側において、試験体 BF は梁中央部から危険断面に向かって徐々に曲率が増加しているのに対し、試験体 WFs では梁中央部より 600mm 付近から曲率が大きく増加し、危険断面では試験体 BF よりも試験体 WFs が大きな値を示す傾向が認められる。これは非構造壁が梁に取り付くことによって梁の剛性が高くなったため、スリットのある危険断面付近においてひずみが集中したものと考えられる。とくに、梁の引張側に非構造壁が取り付いている南側で上記の傾向が顕著に出ている。

3.4 梁の曲げモーメント-回転角関係

前節までに示すように、三方スリットを有する非構造壁が RC 架構の性能に大きく影響することが実験的に確認された。この現象を解析的に模擬するために、非構造壁が取り付く梁のモデル化方法を将来的に再考する必要がある。そこで、以下の検討では、上部梁の部材端部モーメントと部材角の関係の実験値を抽出し、非構造壁の影響を分析する。

(1) 上部梁の端部曲げモーメント M_{b1}

試験体 BF の上部梁の端部モーメント M_{b1} は図-8(a)に示す力学モデルと試験体形状の対称性から下記の式の通りに算定する。

$$Q_{b1} = \frac{h}{l} Q \quad (1)$$

$$M_{b1} = \frac{l_b}{2} \frac{h}{l} Q \quad (2)$$

ここで、図-8(a)に示す力学モデル内において Q_{b1} 、 Q_{b2} ：上下梁のせん断力、 Q_b ：上下梁のせん断力合計値、 ${}_sM_{b1}$ 、 ${}_sM_{b2}$ ：試験体 BF(WFs)における上下梁の端部モーメント、 M_b ：試験体 BF(WFs)における上下梁の端部モーメント合計値、 h ：上下梁の中心間距離、 l ：左右柱の中心間距離、 l_b ：梁のクリアスパン距離である。

$$\begin{aligned} Q &= Q_1 + Q_2 & M_b &= M_{b1} + M_{b2} & \text{(BF)} \\ Q_b &= Q_{b1} + Q_{b2} & {}_sM_b &= {}_sM_{b1} + {}_sM_{b2} & \text{(WFs)} \end{aligned}$$

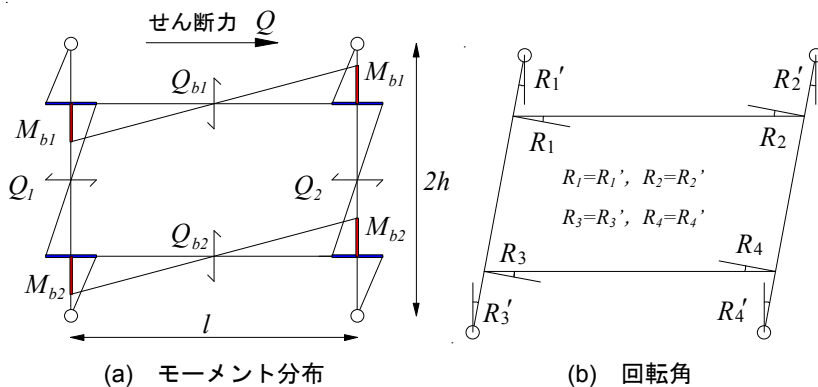


図-8 力学モデル

メント、 ${}_sM_b$ ：試験体 BF(WFs)における上下梁の端部モーメント合計値、 h ：上下梁の中心間距離、 l ：左右柱の中心間距離、 l_b ：梁のクリアスパン距離である。

一方、試験体 WFs の上梁については上下対称な形状ではないため、上下の梁に作用するせん断力 Q_{b1} および Q_{b2} は異なるものと考えられる。しかしながら、上下梁の合計せん断力 Q_b は試験体 BF と同様に柱の合計せん断力 Q から求めることができるため、試験体 WFs では上下梁の端部モーメント合計値 ${}_sM_b$ が式(3)の通り求められる。ここで試験体 WFs の上梁端部のモーメント ${}_sM_{b1}$ は、試験体 WFs の下梁の性能が試験体 BF の梁 1 本分の性能と等しいと仮定し (式(4))、試験体 WFs の ${}_sM_b$ から試験体 BF より算出された M_{b2} を差し引いた値とする (式(5))。

$${}_sM_b = \frac{l_b h}{l} Q \quad (3)$$

$${}_sM_{b2} = M_{b2} \quad (4)$$

$${}_sM_{b1} = {}_sM_b - M_{b2} \quad (5)$$

また、両試験体の下梁の性能が等しいと仮定した根拠は、試験体 BF は上下対称の試験体であることから上下梁の性能は等しいとし、試験体 WFs の下梁は試験体 BF の上下梁と形状が同様であり、図-9 に示すように試験体 BF と WFs の梁の軸方向変位量 (伸び) の推移が概ね一致したためである。

(2) 上部梁の端部回転角 R

図-8(b)に示す力学モデルから、各梁端部の回転角 R_1 から R_4 は、各ピン支承中心位置および柱梁接合部中心位置の相対水平変形角 R_1' から R_4' と等しいと仮定する。上下梁の回転角 R は R_1 、 R_2 および R_3 、 R_4 の平均値をそれぞれ用いる。

なお、式(5)の計算をする際、 ${}_sM_b$ (試験体 WFs) と M_{b2} (試験体 BF) を求めた実験上の計測ステップにおいて、両試験体の回転角 R_1 から R_4 にわずかに誤差があることから、各試験体の回転角を線形補間して同一変形下において計算を行った。

(3) 上梁の曲げモーメント-回転角関係

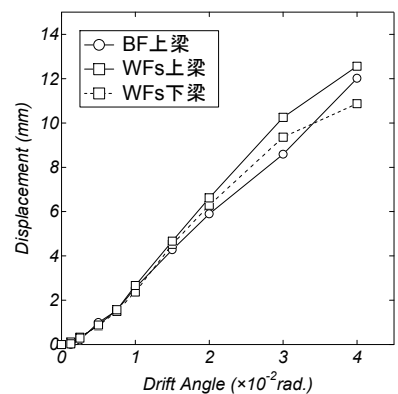


図-9 梁の軸方向変位量 (伸び)

以上の仮定と算定式を用いて求めた試験体上梁のモーメント-回転角関係を図-10に示す。同図には鉄筋コンクリート構造計算規準⁴⁾に示される梁の曲げ降伏モーメントの計算結果を併せて示す。

試験体WFsの初期剛性は試験体BFと比べて高くなっており、非構造壁と柱が接触するまでの耐力は、1サイクル目では81~91%、2サイクル目では59~83%上昇した。これは、非構造壁が取り付けることによって梁の剛性が高くなったことおよび振れ止め筋を介して壁が引張力に抵抗し非構造壁が梁のモーメント抵抗を増大させたことに起因していると考えられる。なお、壁板が柱に接触後は、振れ止め筋による壁が引張側となる場合のモーメント抵抗に加えて壁が圧縮力も負担するため、壁が圧縮側となる場合のモーメント抵抗にも寄与したと判断される。また、両試験体ともに梁主筋の降伏が確認された後、回転角の増大に伴い耐力の上昇が認められ、試験体BFの梁の降伏耐力も計算耐力を大きく上回った。これらは図-9に示すように、試験体の変形角の増加に伴い梁の軸方向伸びが生じ、それを左右の柱が拘束することによって梁に軸力が発生したためと考えられる。この現象は試験体の柱端部にピン支承を取り付けた本実験方法に固有のものであるが、梁の軸方向変形に対する架構の拘束効果の存在は以前から指摘されており⁵⁾、本稿の導入部で紹介した振動実験を高精度に評価するためには非構造壁が取り付けることによって梁の初期剛性や耐力が増大する現象や梁に作用する軸力の影響を適切に評価する方法を検討する必要がある。

4. まとめ

本研究ではスリット付き非構造壁の有無を変動因子とするRC柱梁架構の静的載荷実験を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

1. 三方スリットのある非構造壁の損傷は柱と壁板が接触するまで概ね制御可能である。
2. 非構造壁が取り付けられた梁では、スリットのある危険断面の剛性が局所的に低いため、当該箇所における主筋の引張ひずみが大きくなり、損傷は危険断面付近に集中する傾向がみられた。
3. 非構造壁が取り付けられた梁は取り付いていない梁と比べて初期剛性および耐力が大きく上昇し、非構造壁の影響を確認することができた。
4. 梁の耐力は左右の柱が梁の軸方向伸びを拘束したことによる軸力の影響から、梁主筋の降伏後も上昇する傾向がみられた。

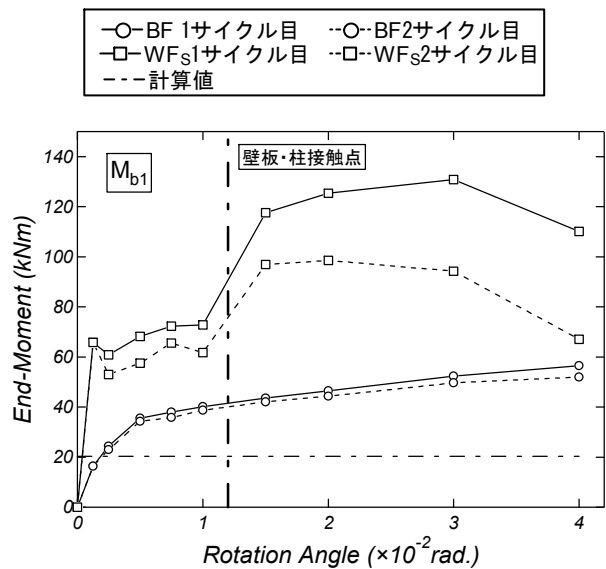


図-10 梁の端部モーメント-回転角関係

謝辞

本研究は、平成25年度文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復のための調査研究」の一部である。本稿の実験計画ではRC分科会（主査：西山峰広京都大学教授）の委員から貴重なご意見を頂戴した。関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 田尻清太郎, 他: RC造雑壁付き部分架構の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造IV, pp.29-30, 2013.8
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, 2010.11
- 3) 小島慶太, 真田靖士: プレストレストコンクリート造建物の耐震修復費用評価(その2)等価1自由度系を用いたPCおよびRC建物の修復費用評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.811-812, 2010.9
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 5) 坂田弘安, 林静雄, 和田章, 黒正清治: 軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No.380, pp.45-55, 1987