

# 論文 ハンチを用いた壁床構造の接合部に関する実験研究

木村 政義<sup>\*1</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*2</sup>・田口 孝<sup>\*3</sup>・深津 尚人<sup>\*4</sup>

**要旨**：壁床構造の接合部補強方法として、高強度コンクリートを用いたPCa化やヒンジリロケーションを用いることがあるが、ハンチを用いた補強方法はほとんどない。本研究では、壁床構造の接合部にハンチを用いた接合部の損傷状況および、ヒンジ位置について実験により検討を行うことを目的とし、ハンチの有無、ハンチ筋の有無をパラメータとして、加力実験を行った。その結果、ハンチやハンチ筋を配することで接合部の損傷を抑えることができ、ヒンジ位置を接合部から離すことができることを確認した。

**キーワード**：壁床構造, ハンチ, 接合部, ヒンジ位置

## 1. はじめに

壁床構造は柱や梁を必要としない構造である。このため開放的な居住空間を構成することや厚い壁や床から成り立ち遮音性が高いことなど、集合住宅には魅力的な構造<sup>1)</sup>である。一方、壁床構造では、壁と床の接合部面積が小さくなり鉄筋の定着長が確保しづらい。従って、実際に施工された例は数少ないのが現状である。しかし、多くのメリットを有する壁床構造は、集合住宅などに汎用的に用いられることが望まれる。

既往の研究<sup>2), 3)</sup>では接合部の高強度PCa化とU字定着によるヒンジリロケーションを用いることで接合部を補強するなどの工夫がなされている。また柱梁接合部をハンチにより補強した研究<sup>4)</sup>があるが、壁床構造にハンチを適用した例はほとんどない。

そこで、本研究では壁床構造の接合部の補強にハンチを用いて実験を行い、接合部の損傷状況およびヒンジ位置について検討を行うことを目的とする。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体概要

本研究では図-1に示すような断面形状を持つ中層集合住宅を対象として考える。試験体は壁床接合部を対象とした1/2の縮尺模型とし、壁は層間の中央で床はスパンの中央付近で切り取ったト型の形状とした。表-1に試験体一覧を示す。実験変数は、接合部の補強方法の違いでハンチの有無、ハンチ筋の有無である。試験体数は計4体である。図-2に配筋の一例を示す。壁と床の奥行きは500mm、壁と床の厚さは150mmで、ハンチ筋は図-2(a)に示す様に床主筋と床主筋の間に100mm間隔で配置した。床の幅止め筋は床終端から500mmまでに配筋した。また試験体の都合上、床の主筋はわずらして配

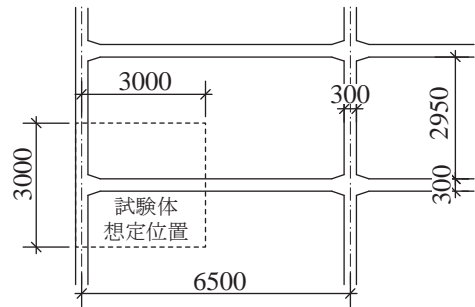
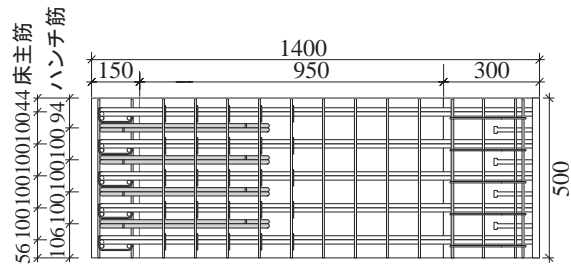
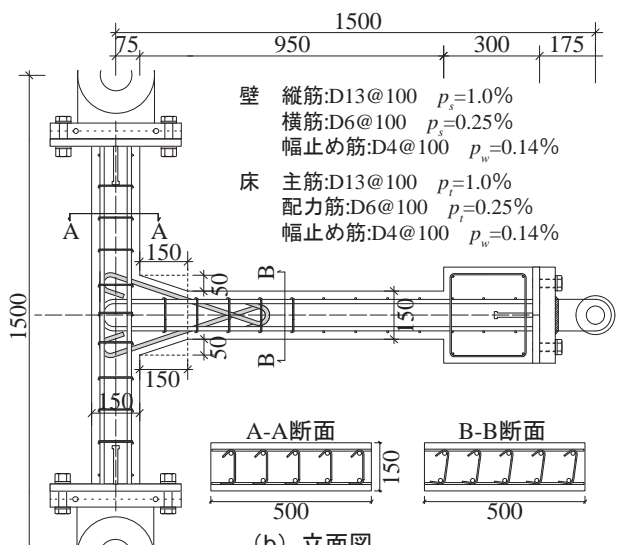


図-1 想定する建物の断面図



(a) 平面図



(b) 立面図

図-2 配筋図 (H-2R)

\*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)

\*2 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工学博士 (正会員)

\*3 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所主席研究員 博士(工学) (正会員)

\*4 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所主任研究員 (正会員)

置した。図-3(a)にハンチの配していない試験体 H-0N の接合部周辺の配筋と鉄筋定着長  $l_a$  を示す。同様に、図-3(b)に片側ハンチとハンチ筋を配した試験体 H-1R を、図-3(c)に両側にハンチのみを配した試験体 H-2N を、図-3(d)に両側ハンチとハンチ筋を配した試験体 H-2R を示す。ここで、RC 規準<sup>5)</sup>による必要定着長  $l_{ab}$  は 238mm である。鉄筋定着長  $l_a$  は図-3のように仮定し、H-0N 以外の試験体は必要定着長を確保した。床主筋形状は全試験体共通 (90° フック) とし図-4に示す。また、幅止め筋は施工性を考慮して閉鎖型ではなく、図-5に示すような 135° と 90° フックを組み合わせたものとした。

表-2に使用した鋼材の引張試験結果を、表-3にコンクリートの材料試験結果を示す。ここで表-2の値は材料試験の平均値とし、表-3の値は加力の初日、中日、最終日の3回行った材料試験の平均値である。コンクリートは粗骨材に砕石 (5~13mm)、細骨材に陸砂 (5mm 以下) を用い、セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。コンクリート供試体は封緘養生とし、試験体は型枠に収めたまま散水により湿潤を保った。

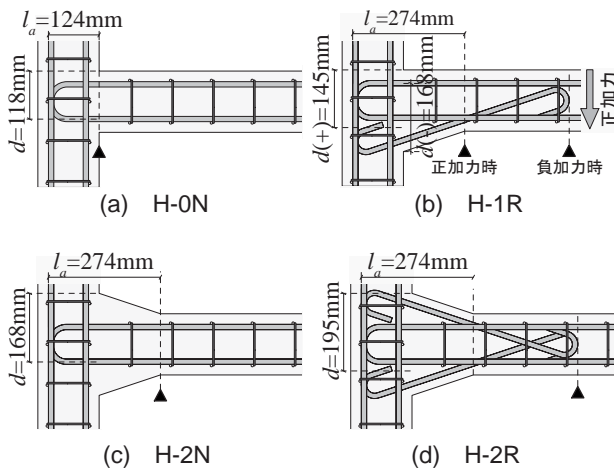


図-3 接合部詳細

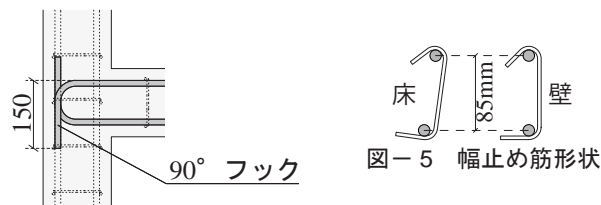


図-4 床主筋形状

## 2.2 計算耐力

壁床接合部の短期許容せん断力  $V_{ju}$  は靱性保証型耐震設計指針<sup>6)</sup>の設計式を用いて算出した。なお計算の際、ハンチによる接合部パネルへの影響は浅川ら<sup>4)</sup>の実験を参考に図-6のように  $a$  (床主筋の水平投影長さ)  $\times$   $j$  (応力中心間距離  $=0.9d$ ) の大きさの接合パネルとして考え

表-1 試験体一覧

試験体名	H-0N	H-1R	H-2N	H-2R
ハンチ	—	片側	—	両側
ハンチ筋	—	4 - D13 (片側)	—	4 - D13 (両側)

表-2 鋼材引張試験結果

種別	降伏点 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]
D4	SD295	395.8	186.0
D6		368.0	198.0
D13	SD345	358.6	185.1

表-3 コンクリート材料試験結果

圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]	割裂強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
31.7	28.1	2.7

た。ここで、有効せい  $d$  は図-3に示すように、圧縮縁から主筋重心位置までの長さとした。ハンチ筋を有する H-1R、H-2R 試験体に関しては有効せいを圧縮縁から床主筋とハンチ筋の間までの長さとした。

想定ヒンジ位置 (図3中の▲)での床の曲げ強度  $M_y$  を RC 規準<sup>5)</sup>に従って算出し、接合部せん断力  $V_j$  を図-7の釣り合いによって求めた。

表-4に計算結果を示す。計算結果より、すべての試験体において床の曲げ破壊を起こすことを予想した。

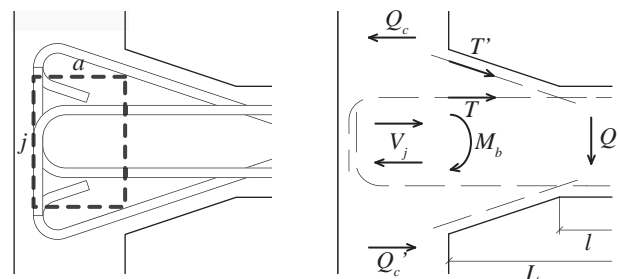


図-6 接合部パネル (H-2R)

$$M_b = M_y \cdot \frac{L}{l}$$

$$V_j = T + T' - Q_c = \frac{M_b}{j} - Q = \frac{M_y}{l} \left( \frac{L}{j} - 1 \right)$$

$M_b$ : 床終端曲げモーメント  
 $L$ : 床終端から加力点までの長さ  
 $l$ : 想定ヒンジ位置から加力点までの長さ

図-7 接合部釣り合い

表-4 計算結果

試験体	$T+T'$ [kN]	$Q=Q_c$ [kN]	$V_j$ [kN]	$V_{ju}$ [kN]	破壊形式
H-0N	228	17	211	331	床の曲げ破壊
H-1R(+)	206	19	187		
H-1R(-)	224	24	200		
H-2N	179	19	160		
H-2R	192	24	168		

### 2.3 ひずみゲージ貼付位置

図-8にH-2R試験体の接合部周辺のひずみゲージ貼付位置を示す。ひずみゲージはハンチ筋始端、ハンチ始端、床終端に位置する各鉄筋に貼り付けた。また、奥行き方向はスラブ及び壁の対称性から中央部付近と端部付近の鉄筋に貼り付けた。接合部付近の幅止め筋は図-8に示すように中央に貼り付けた。他の試験体も同様にして貼り付けた。

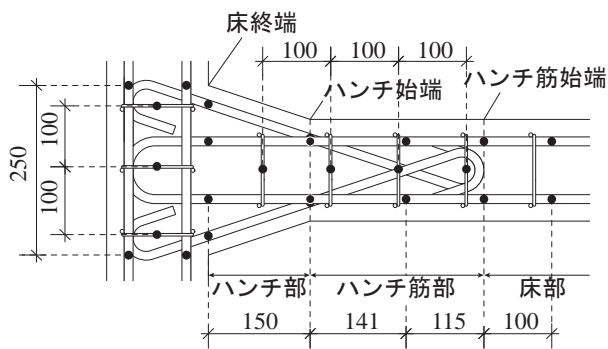


図-8 ひずみゲージ貼付位置

### 2.4 加力方法

図-9に加力装置を示す。本実験では、装置の都合上90°回転させて逆T型状に試験体を設置した。壁の両端をピン支持し、床始端を加力点として水平力を加えた。

本研究では、想定した建物の壁に伝わる軸力は壁全体で負担するため、軸力比は小さくなる。従って、本実験では壁への軸力は導入しないこととした。载荷は加力点の水平変位制御とし変形角 $R$ (床始端の加力点で測定)が繰り返しサイクルの最大変形時において $R = 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/40, 1/33, 1/25, 1/20$ となるように正負交番繰り返し加力とした。加力は1回ずつ行い、変形角 $1/20$ のみ2回行った。変形角は加力点の水平変位を床長さ1500mmで除したものとした。

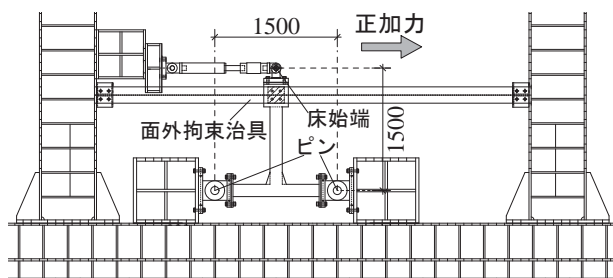


図9 加力装置

## 3. 実験結果

### 3.1 荷重変形関係と最終破壊性状

#### 3.1.1 ハンチを配していない試験体 (H-0N)

図-10(a)にH-0Nの荷重-変形関係及び最終破壊性状を示す。図中の丸印は、ひずみゲージを貼り付けた床主筋のうち1本が降伏応力に達した箇所を示しており、

四角印は最大耐力を示している。荷重変形関係はエネルギー吸収に乏しいスリップ型となった。最大耐力は正加力側は変形角 $R = +1/40$ のサイクルで18.6kN、負加力側は $R = -1/20$ のサイクルで17.9kNとなっている。 $+1/400$ サイクルで床終端に曲げひび割れが発生し、 $+1/50$ サイクルで接合部にせん断ひび割れが発生した。 $\pm 1/50$ サイクルで床終端の床主筋が降伏し、 $+1/33$ サイクルで接合部の幅止め筋が降伏した。

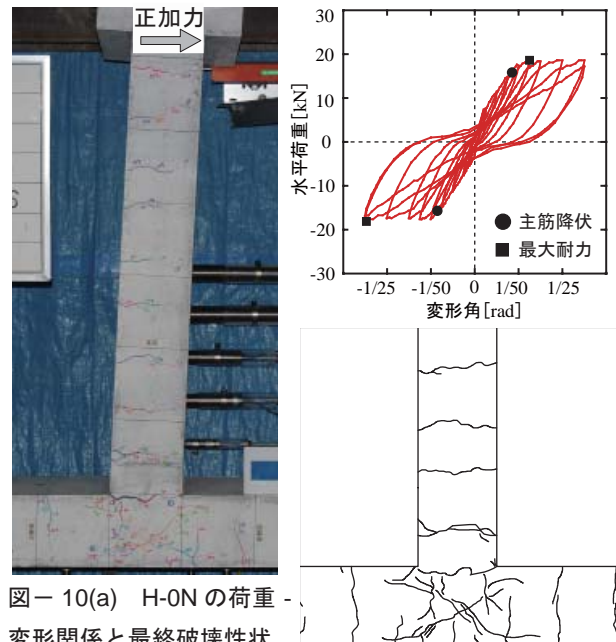


図-10(a) H-0Nの荷重-変形関係と最終破壊性状

#### 3.1.2 片側ハンチとハンチ筋を配した試験体 (H-1R)

図-10(b)にH-1Rの荷重-変形関係及び最終破壊性状を示す。荷重変形関係はエネルギー吸収に長けている紡錘型となった。最大耐力は正加力側は変形角 $R = +1/20$ のサイクルで23.3kN、負加力側は $R = -1/25$ のサ

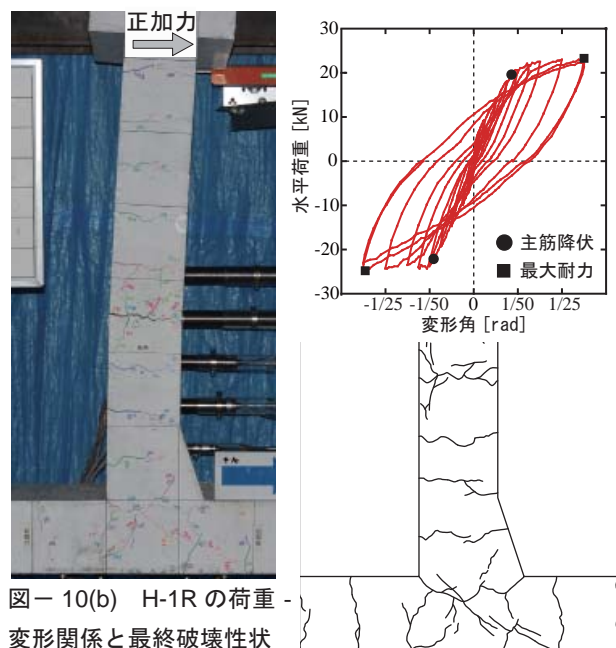


図-10(b) H-1Rの荷重-変形関係と最終破壊性状

イクルで 24.8kN となっている。+ 1/400 サイクルで床に曲げひび割れが発生し、- 1/50 サイクルで接合部にせん断ひび割れが発生した。また + 1/50, - 1/25 サイクルでハンチ始端の床主筋が降伏し、+ 1/33, - 1/50 サイクルでハンチ筋始端の床主筋が降伏し、+ 1/25 サイクルで接合部幅止め筋が降伏した。最終破壊性状から接合部の損傷は H-0N よりも低減した。ハンチ筋は最終変形まで降伏しなかった。

### 3.1.3 両側ハンチのみを配した試験体 (H-2N)

図-10(c) に H-2N の荷重 - 変形関係及び最終破壊性状を示す。荷重変形関係は紡錘型となった。最大耐力は正加力側は変形角  $R = + 1/25$  のサイクルで 20.6kN, 負加力側は  $R = - 1/30$  のサイクルで 20.0kN となっている。+ 1/400 サイクルでハンチ始端に曲げひび割れが発生し、± 1/50 サイクルで接合部にせん断ひび割れが発生した。また - 1/67 サイクルでハンチ始端の床主筋が降伏した。接合部にせん断ひび割れが発生したものの、接合部幅止め筋のひずみは最大変形時に 1366  $\mu$  で降伏せずせん断ひび割れも進展しなかった。

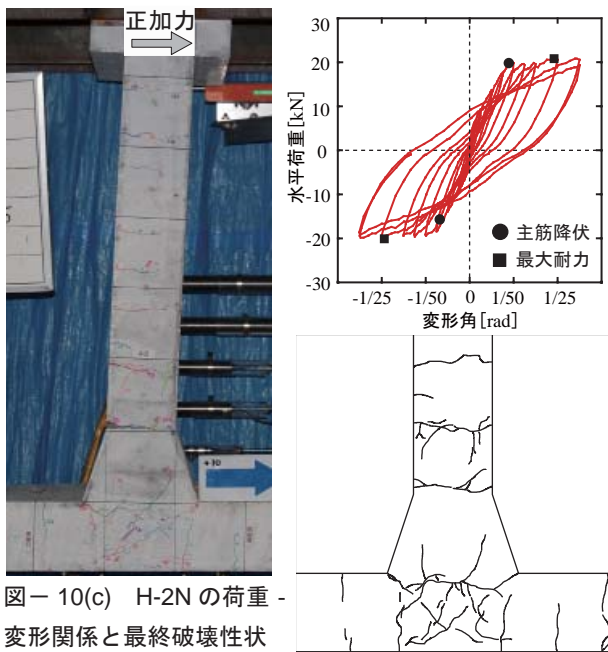


図-10(c) H-2N の荷重 - 変形関係と最終破壊性状

### 3.1.4 両側ハンチとハンチ筋を配した試験体 (H-2R)

図-10(d) に H-2R の荷重 - 変形関係及び最終破壊性状を示す。荷重変形関係は紡錘型となった。最大耐力は正加力側は変形角  $R = + 1/20$  のサイクルで 26.0kN, 負加力側は  $R = - 1/20$  のサイクルで 24.5kN となっている。+ 1/400 サイクルでハンチ始端に曲げひび割れが発生した。また ± 1/50 サイクルでハンチ筋始端の床主筋が降伏した。接合部にせん断ひび割れは発生せず、接合部幅止め筋のひずみは最大変形時に 337  $\mu$  で降伏しなかった。従って、ハンチ筋を入れることで接合部の損傷を低減さ

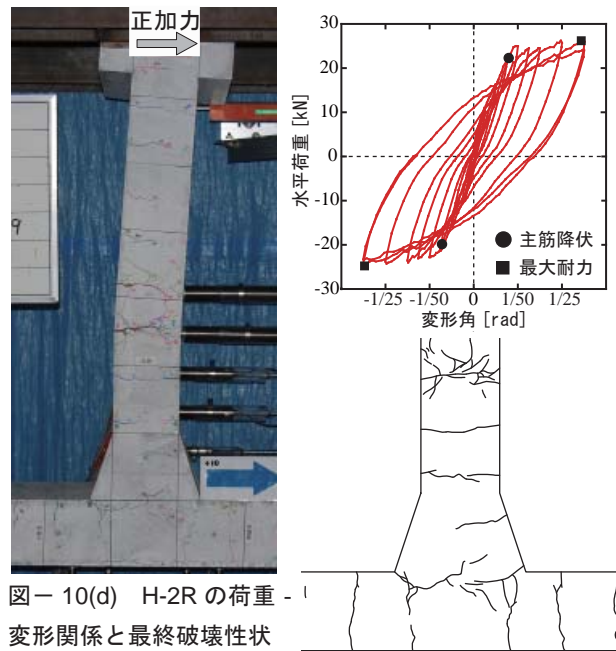


図-10(d) H-2R の荷重 - 変形関係と最終破壊性状

せることができる。ハンチ筋も最終変形まで降伏しなかった。

### 3.2 ヒンジ発生位置

図-11(b) に変形角  $R = + 1/20$  の一回目サイクル時の各試験体の変形性状を示す。H-1R については変形角  $R = - 1/20$  の一回目サイクル時の変形性状も示す。なお、原点は接合部の中心とした。図-11(c) に H-1R 正加力時の床の傾きを示す。床の傾きは図-11(b) の水平変位から求めた。また、傾きの変化が最も大きい○印の位置を実験でのヒンジ位置と定義する。図-11(d) にヒンジ位置の実験値, 想定値の比較を示す。図-10 の最終破壊性状および図-11(b), (d) から、ヒンジ発生位置は図-3 で想定したそれぞれの試験体のヒンジ位置と一致した。

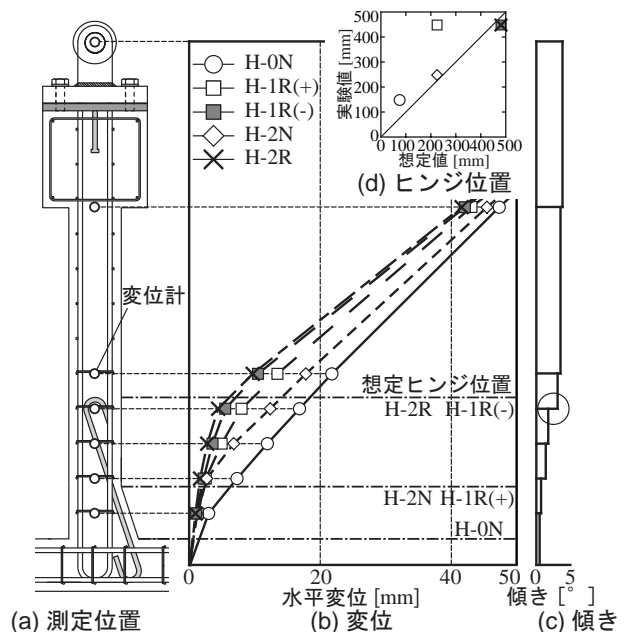


図-11 変形状態とヒンジ発生位置

しかし、H-1Rの正加力側のヒンジ位置は想定していたハンチ始端ではなく、負加力側と同じハンチ筋始端に発生した。これは、H-1Rは非対称な試験体で、先に負加力側でハンチ筋始端にヒンジが発生したためであると推測する。

### 3.3 骨格曲線の評価

架構全体の変形を通常の柱梁架構実験と同様に、床変形、壁変形、接合部変形に分けそれぞれを累加することで、架構全体の変形を評価する。ただし、床変形においてH-1R、H-2Rでは、図-8に示す様に床部、ハンチ筋部、ハンチ部の3区分に分け、H-2Nでも同様に、床部、ハンチ部の2区分に分けて評価した。

スラブ及び壁の初期剛性はRC規準による通常の柱・梁の評価方法を用いた。降伏時剛性は曲げ耐力と曲率から求めた。また、仮定した曲率分布は2折線とする。図-12に示すように、平面保持解析より中立軸から引張鉄筋までの距離が約 $0.7d$ となったので降伏曲率 $\phi_y$ は式(1)により求めた。

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{0.7d} \quad (1)$$

$\phi_y$ : 引張鉄筋降伏時の曲率

$\varepsilon_y$ : 降伏歪

また、H-1R、H-2N、H-2Rのハンチ部、ハンチ筋部においては図-13に示すように、コンクリートや鉄筋を均して評価した。接合部せん断ひび割れ強度及びせん断

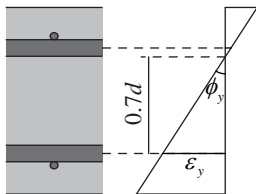


図-12 曲率

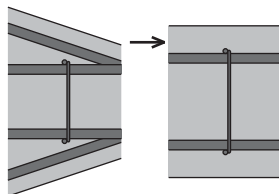
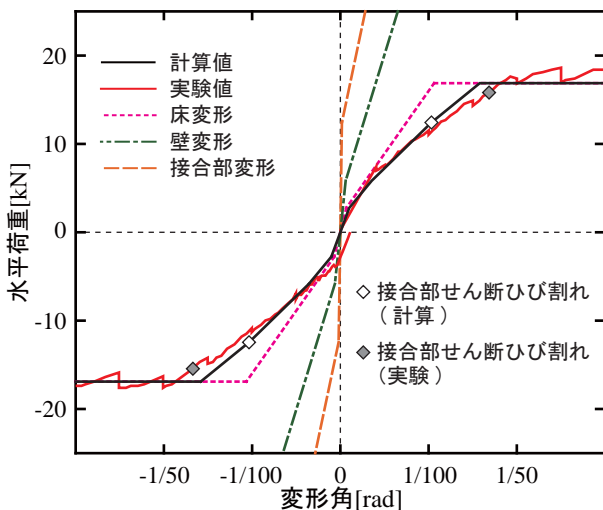


図-13 ハンチ部



(a)H-0N

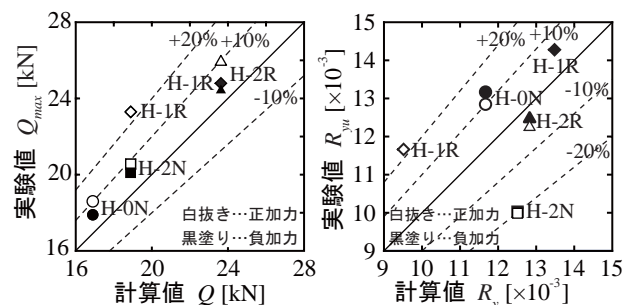
ひび割れ後の剛性は靱性指針<sup>9)</sup>による柱梁接合部の評価方法を用いた。図-14に求めた骨格曲線の計算値と実験値のグラフを示す。接合部せん断ひび割れの発生する荷重はH-0N、H-1Rでは実験値が計算値より大きく、H-2Nでは実験値が計算値より小さかった。H-2Rでは接合部せん断ひび割れは発生しなかった。

床、壁、接合部それぞれの変形成分を足し合わせた架構全体の変形は全試験体で実験値と概ね一致した。ハンチやハンチ筋を配しても、各区分に分けて評価することで通常のRC柱梁架構と同様に評価できる。

### 3.4 実験値と計算値との比較

図-15(a)に最大耐力の実験値 $Q_{max}$ と計算値 $Q$ の関係を示す。H-1Rは正加力側で実験値が計算値を大きく上回り過小評価する結果となった。それ以外の試験体は計算値と実験値がほぼ一致し概ね評価できたと言える。

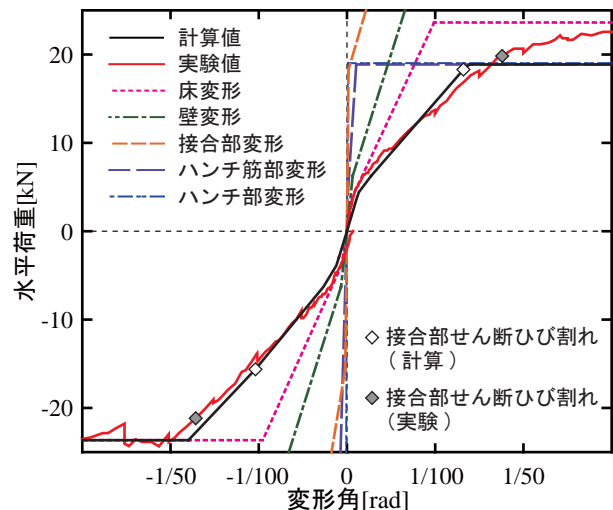
また、図-15(b)に変形角の実験値 $R_{yu}$ と計算値 $R_y$ の関係を示す。計算値 $R_y$ は3.3章で求めた骨格曲線を用いた。実験値 $R_{yu}$ 、計算値 $R_y$ はともに図-14の計算耐力80%時の変形角とする。H-1Rの正加力側においては、実験値が計算値を上回り過小評価する結果となった。H-2Nは実験値が計算値を下回り過大評価する結果



(a) 最大耐力

(b) 変形角

図-15 実験値と計算値の関係



(b)H-1R

図-14 骨格曲線と実験結果

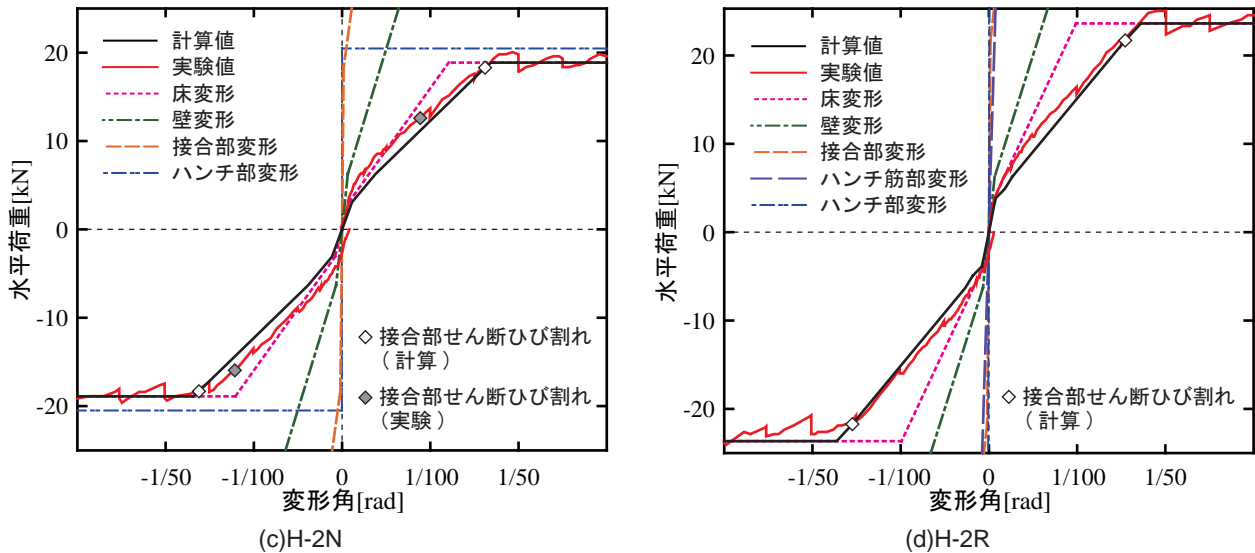


図-14 骨格曲線と実験結果

となった。H-0N と H-1R の負加力側および、H-2R は計算値と実験値がほぼ一致し概ね評価出来たとと言える。

### 3.5 接合部に配置した壁の幅止め筋

図-16(a) に接合部に配置した壁の幅止め筋のひずみグラフを示す。H-0N, H-1R の接合部幅止め筋は降伏したが、H-2N, H-2R の接合部幅止め筋は最終変形まで降伏していないことが分かる。変形途中で H-1R の方が H-0N よりもひずみ量が多いが、最終的には H-0N の方がひずみ量が多くなっている。H-2R の方が H-2N よりもひずみ量が小さくなっている。従って、ハンチを設けることで接合部の損傷を抑えることができ、さらにハンチ筋を設けることでその効果が大きくなると言える。

### 3.6 幅止め筋の効果

図-16(b) に床の幅止め筋に取り付けたひずみゲージの全サイクルでの最大値のグラフを示す。本研究では、幅止め筋は床終端から 500mm までの範囲に配している。図-16(b) から幅止め筋は降伏していないため、幅止め筋の量は十分であったと言える。また、床終端から一番遠い位置での幅止め筋のひずみは小さいため、幅止め筋

の範囲は十分であったと言える。

### 4. 結論

- (1) ハンチやハンチ筋を配することで接合部の損傷が抑制された。
- (2) ハンチやハンチ筋を配することで、ヒンジ位置が接合部か離れ、荷重変形関係もスリップ型から紡錘型になった。
- (3) すべての試験体において、計算上の耐力が発現出来ているため、定着長が足りていなくても影響はほとんどなかった。
- (4) ハンチやハンチ筋を配することで、ヒンジ位置をある程度コントロールすることができる。

### 参考文献

- 1) 彰国社：建築文化，p.103，2010.5
- 2) 山元雄亮ら：ヒンジリロケーション RC 壁床架構の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.397-402，2008
- 3) 永井寛ら：ヒンジリロケーションを用いた RC 壁柱-床梁架構の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.277-282，2009
- 4) 浅川誠ら：梁ハンチ付き RC 造十字型柱梁接合部の挙動に関する実験的研究，2001 年日本建築学会関東支部研究報告集，pp.249-252
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保障耐震設計指針・同解説

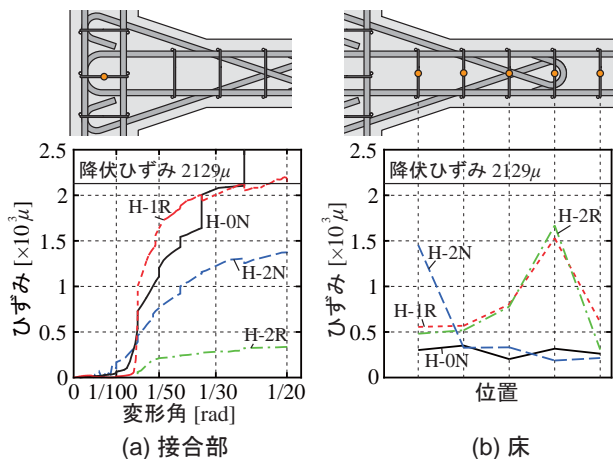


図-16 幅止め筋歪み