

論文 RC 造床壁構造における十字, ト字, L 字形部分架構の構造性能

鈴木 英之^{*1}・西原 寛^{*2}

要旨：主に集合住宅における室内空間の有効活用を目的として、梁型や柱型を表に出さない床壁構造が考えられる。床壁構造は桁行方向の地震力に対して床と壁の面外方向の剛性で抵抗する。本研究では床壁接合部の構造性能を把握することを目的とし、接合部内の配筋を変化させた十字形、ト字形、L 字形の部分架構実験を行った。その結果、床の降伏ヒンジを壁面から離すことで接合部の損傷が軽減され、安定した履歴特性が得られた。接合部のせん断耐力は従来の柱梁接合部のせん断耐力式により安全側に評価できることを確認した。降伏ヒンジを壁面から移動させるための曲げ補強筋の効果を確認し、その効果の検証方法を提案した。

キーワード：床壁構造, 部分架構実験, 鉄筋コンクリート, せん断耐力, 曲げ耐力

1. はじめに

建物内の空間を有効活用する目的で、梁型や柱型が表に出てこない壁板と床板だけで構成される床壁構造があり、主に集合住宅の構造形式として利用される。この床壁構造は、通常の建築物で使用される床板や壁板よりも厚めの床と壁で構成されており、住居空間に必要な開口面積を多くとれると共に、厚い床と壁により遮音性や断熱性に優れた住環境を生み出し、梁が無い場合設備配管等の更新がしやすい等の多くの利点を有している。

桁行き方向に地震力が作用したときには床と壁が面外方向の曲げモーメントとせん断力を負担し、ラーメン構造として地震力に抵抗する。しかし通常の柱梁構造と比較して部材せいが小さいため、床壁接合部内で主筋の付着力を確保するのが困難である。そこで、接合部を含んだ一部に高強度コンクリートを用いる方法や、接合部付近に曲げ補強筋を配して、降伏ヒンジの形成位置を壁面から離すことで、付着長さを確保する方法などが提案されている^{1)~3)}。これらの研究の多くは、中間階の内ス

パンを模擬した十字形の部分架構実験であり、外端構面を含んだト字形の実験が一部で行われている。

本研究では、床壁構造において仕口部周囲の配筋形状を変化させた十字形、ト字形、L 字形の部分架構実験を行い、その構造性能を把握することを目的とした。

2. 部分架構実験

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧、図-1 に試験体形状図を示す。

試験体の形状は中間階内スパンの十字形、外スパンのト字形、外スパン最上階を模擬した L 字形の 3 種類とした。

まず十字形の試験体では、R-ST は床主筋に D13 を使用し、床壁接合部 (以下、接合部) 内を通し配筋として、床の曲げ降伏ヒンジが壁面の位置に形成されるように計画した。他の試験体は床主筋に D16 を使用し、左右の床から伸びる U 字形の床主筋が接合部を跨ぐように交差させ、R-U-2D は曲げ降伏ヒンジの形成位置を壁面より 350mm 離れた位置、他の試験体は 175mm の位置に計画

表-1 試験体および実験結果一覧

試験体名			R-ST	R-U	R-U-S	R-U-WB	H-U	R-U-2D	H-U-ト	R-U-ト	R-P-L	R-H-L
部分架構形状			十字形						ト字形		L字形	
床	断面	b×D(mm)	1000x175									
	せん断スパン	mm	1395								1645	
	主筋 (HD:SD685)	種類	19-D13	12-D16		10-HD16	12-D16	10-HD16	12-D16	9-D16		
		形状	U字形鉄筋重ね配筋						U字形定着			
	ヒンジ移動長さ	(mm)	0	175				350	175			
	曲げ補強筋	形状	無し	左右のU字形鉄筋を交差					10□-D16	12□-D16	9□-D16	ハンチ筋
	ヒンジ部補強筋	SD295A	—		2-□D6			3-コ D6				
壁	断面	b×D(mm)	1000x210									
	せん断スパン	mm	707.5								932	
	主筋	種類	16-D13		10-D16	16-HD13	16-D13	16-HD13	16-D13	14-D13		
コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	下壁, 床	38.3	39.5	41.1	41.3	39.7	40.2	41.3	41.4	44.0	45.4	
	上壁	40.9	42.0	43.5	43.9	48.2	48.5	49.0	49.3	—	—	
実験結果	最大耐力	kN	171	174	176	178	272	210	151	95.0	112	116
	同上時変形角	x10 ⁻³ rad.	30.1	40.1	40.0	40.1	66.9	30.0	36.7	40.0	50.1	20.0
	破壊経過		SL _{By} →J _{Bnd}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →SL _{Bcl}	J _{Su}	SL _{By} →SL _{Bcl}	J _{An}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →SL _{Bcl}	SL _{By} →J _{An}

破壊経過 SL_{By}: 床曲げ降伏, SL_{Bcl}: 床主筋座屈, J_{Bnd}: 接合部床主筋付着すべり, J_{Su}: 接合部せん断破壊, J_{An}: 床主筋定着破壊

*1 安藤建設(株) 技術研究所主管研究員 博士(工学) (正会員)

*2 安藤建設(株) 技術研究所所長 (正会員)

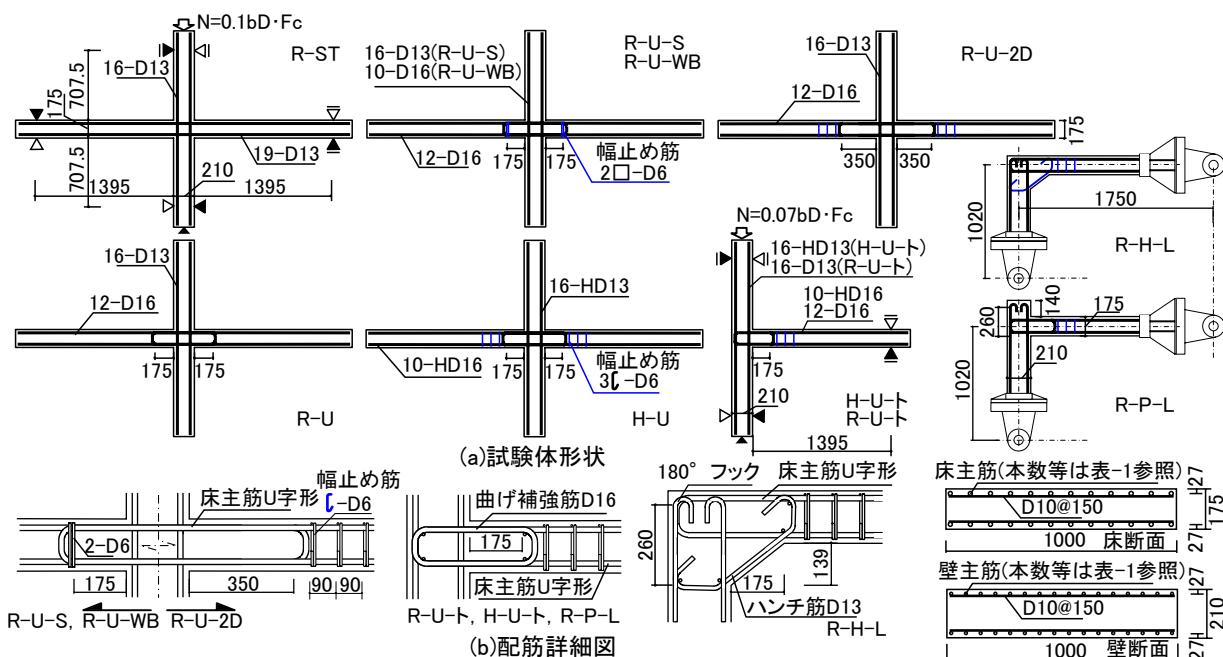


図-1 試験体形状図

した。このうち、H-U は床・壁主筋に SD685 材を使用し、
 接合部のせん断破壊が先行するように計画した。

ト字形の試験体では床主筋をU字形として接合部に
 定着すると共に、長方形に加工した溶接閉鎖型の曲げ補
 強筋を接合部から床の材端部に配し、降伏ヒンジの形成
 位置を壁面より 175mm の位置に計画した。H-U-トは H-U
 と同様に床・壁主筋に SD685 材を使用した。

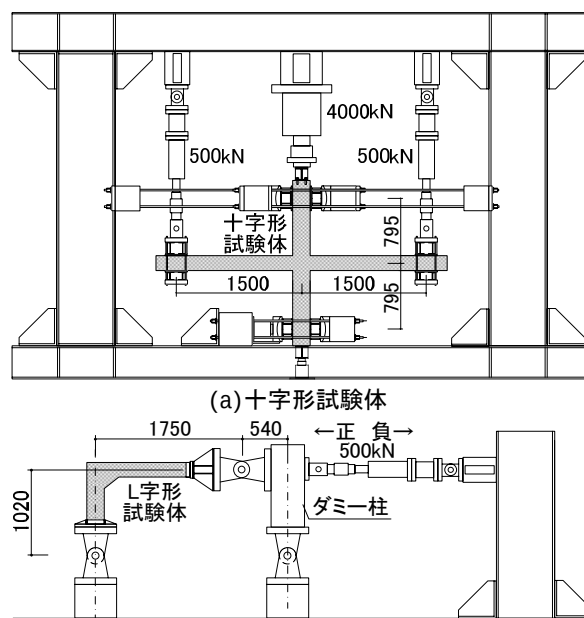
L 字形の試験体 R-P-L の床材端部には、ト字形試験体
 と同様に長方形の曲げ補強筋を配し、壁主筋は壁を延長
 したパラペット内に定着した。R-H-L は接合部にハンチ
 を設けることで、床主筋と壁主筋の定着を確保した。

床、壁ともにせん断補強のための横補強筋は配筋して
 いない。しかし、降伏ヒンジを形成する箇所では、大変
 形時に主筋が座屈する恐れがある。そこで、R-ST と R-U
 以外は、ヒンジが予想される位置の近傍に幅止め筋を配
 した。壁主筋は、十字形とト字形は通し配筋とし、L 字
 形は 180° フック定着とした。R-U-WB は D16 を使用し、
 他の試験体と比較して接合部内での壁主筋の付着劣化が
 生じやすくなるように計画した。

表-1 中に各試験体のコンクリート圧縮強度、表-2
 に鉄筋の材料試験結果を示す。コンクリート圧縮強度は
 $F_c=36\text{N/mm}^2$ を目標として計画し、実験時のコンクリート
 圧縮強度は $38.3\sim49.3\text{N/mm}^2$ だった。十字形とト字形
 は下壁と床を同時打設し、一週間後に上壁を打設した。
 L 字形は壁と床を同時に打設した。

2.2 加力・計測

図-2 に加力装置図を示す。十字形とト字形試験体は、
 軸力用ジャッキにて F_c を 36N/mm^2 とした時の軸力比が
 それぞれ 0.1, 0.07 となるように一定軸力を載荷し、床板



(b)L 字形試験体

図-2 加力装置図

表-2 鉄筋材料試験結果

種類	材質	使用箇所	降伏強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
D13	SD295A	R-STの床と壁、R-U、R-U-Sの壁	365	193
D13	SD295A	R-U-2D、R-U-ト、L字形の壁	359	191
D16	SD295A	H、R-ST以外の床、R-U-WBの壁	345	195
HD13	SD685	H-U、H-U-トの壁主筋	712*	195
HD16	SD685	H-U、H-U-トの床主筋	731*	198
D6	SD295A	床横補強筋	415*	180

*0.2%オフセット法による

表-3 加力サイクル

R(1/1000rad.)	2.5	5	10	20	30	40	50	67
Cycle	±1	±1	±2	±2	±2	±2	±1	+1

に取り付けた油圧ジャッキにて、正負交番繰返し載荷を
 行った。L 字形の加力ではダミーの加力柱を設け、それ
 をピン接合することで 3 ヒンジラーメンの形状とし、水

平方方向の油圧ジャッキで正負交番繰返し载荷を行った。ここで、床と壁が閉じる方向を正加力とした。加力サイクルは表-3 に示すように層間変形角で制御した。主な計測項目は、層間変形、床に作用させたせん断力、壁に作用させた軸力、主要部分の鉄筋のひずみとした。

3. 実験結果

3.1 実験経過

表-1 に実験結果、図-3 に層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係を示す。まず十字形試験体では、通し配筋とした R-ST は履歴面積の小さい逆 S 字形の履歴曲線を描いた。ヒンジ形成位置を壁面から離れた試験体は履歴面積の大きい履歴ループを描いており、R-U は 40/1000rad.以降、他の座屈補強を施した試験体は 50/1000rad.以降にヒンジ形成位置のひび割れ幅が大きくなり耐力低下が見られた。床主筋に高強度鉄筋を使用した H-U は降伏ヒンジが形成されず、最終サイクルまで荷重が増大した。

十字形試験体の壁主筋はいずれも降伏していない。本実験では壁主筋は接合部内での付着長さが不足しているため、圧縮側となる壁主筋も引張応力度を負担しており、壁主筋の径を太くした R-U-WB も同様であった。しかし、降伏応力度に達していない壁主筋の付着長さの不足は、復元力特性に影響を与えていなかった。

非十字形試験体では、高強度鉄筋を使用した H-U-トは 36.7/1000rad.で最大耐力となり、その後耐力低下したが、床主筋の降伏は見られなかった。普通鉄筋を使用した R-U-ト、R-P-L は壁面から離れた位置に降伏ヒンジが形

成され、50/1000rad.以降に床主筋が座屈するまで安定した履歴性能を示した。この2試験体は最終加力時まで接合部にせん断ひび割れが発生しなかった。R-H-L はハンチ部の内側にひび割れが進展した後に耐力が低下した。

写真-1 に 50/1000rad.時または 67/1000rad.時の接合部周囲のひび割れを示す。R-ST は接合部に 1.5mm 前後のせん断ひび割れが複数発生していたが、降伏ヒンジを移動させた R-U はひび割れ幅が 0.35mm 程度であり、ひび割れの本数も少なかった。つまり接合部に入力されるせん断力はほぼ同じであるが、降伏ヒンジを壁面から移動させることにより、接合部の損傷が軽減されることが明らかとなった。降伏ヒンジを壁面から移動させた試験体で耐力低下が生じた試験体は、圧縮側の床主筋が面外方向に座屈していた。ヒンジ域以外の床と壁にはせん断ひび割れは発生しなかった。H-U は最終加力の近傍で接合部が圧壊したためせん断破壊したと判断した。

3.2 床主筋、壁主筋の応力度分布

図-4 に床主筋の軸方向応力度分布を示す。この図は鉄筋の応力度ひずみ関係をバイリニア形と仮定して、実験中に得られたひずみ履歴から算出したものである。まず床主筋について見ると、通し配筋の R-ST は引張側の壁面において降伏応力度に達しており、接合部内の付着劣化は見られないが、付着長さが短いため反対の圧縮側でも引張応力度を示していた。U 字形鉄筋を用いた R-U は、壁面から 175mm 離れたヒンジ想定位置で主筋の応力度が最も高くなり、重ね配筋区間では各主筋の応力度は低くなった。また、圧縮側のヒンジ部の床主筋は圧縮応力

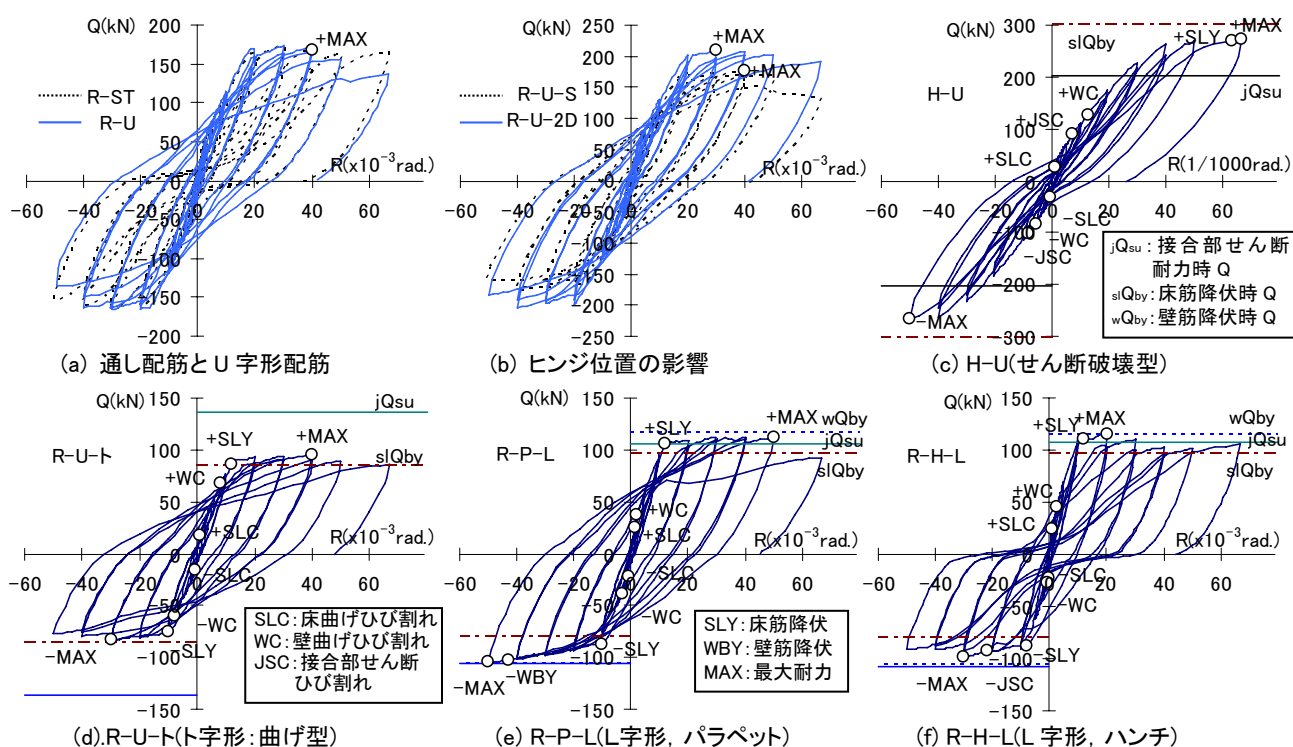


図-3 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

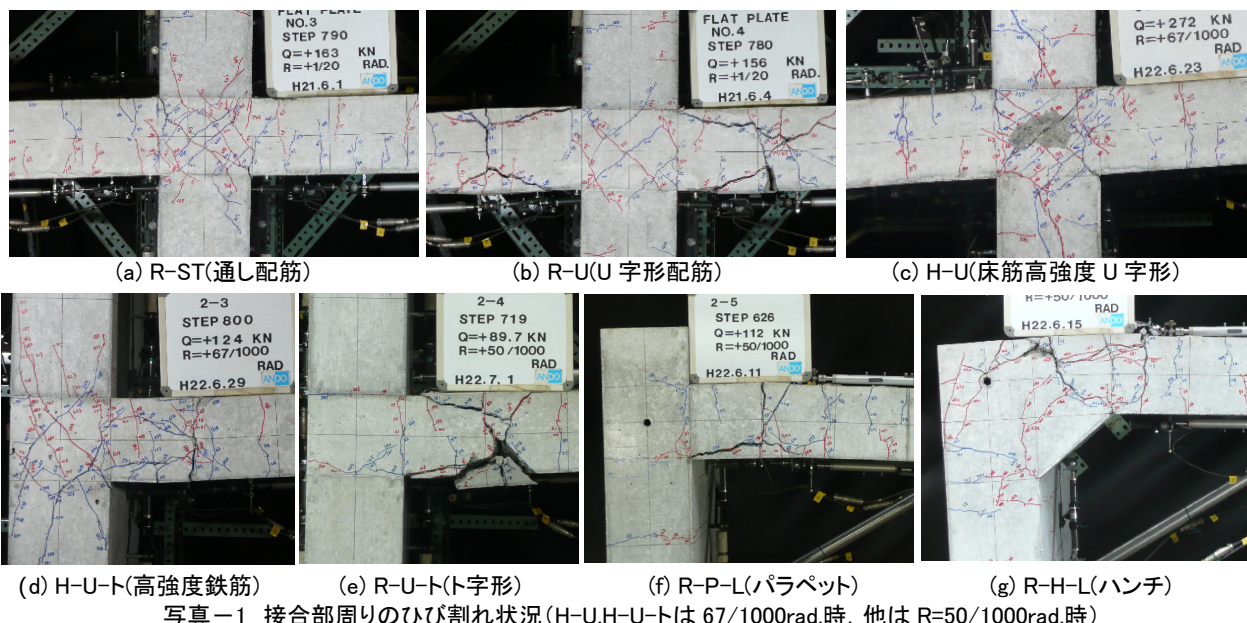


写真-1 接合部周りのひび割れ状況 (H-U, H-U-Tは 67/1000rad.時, 他は R=50/1000rad.時)

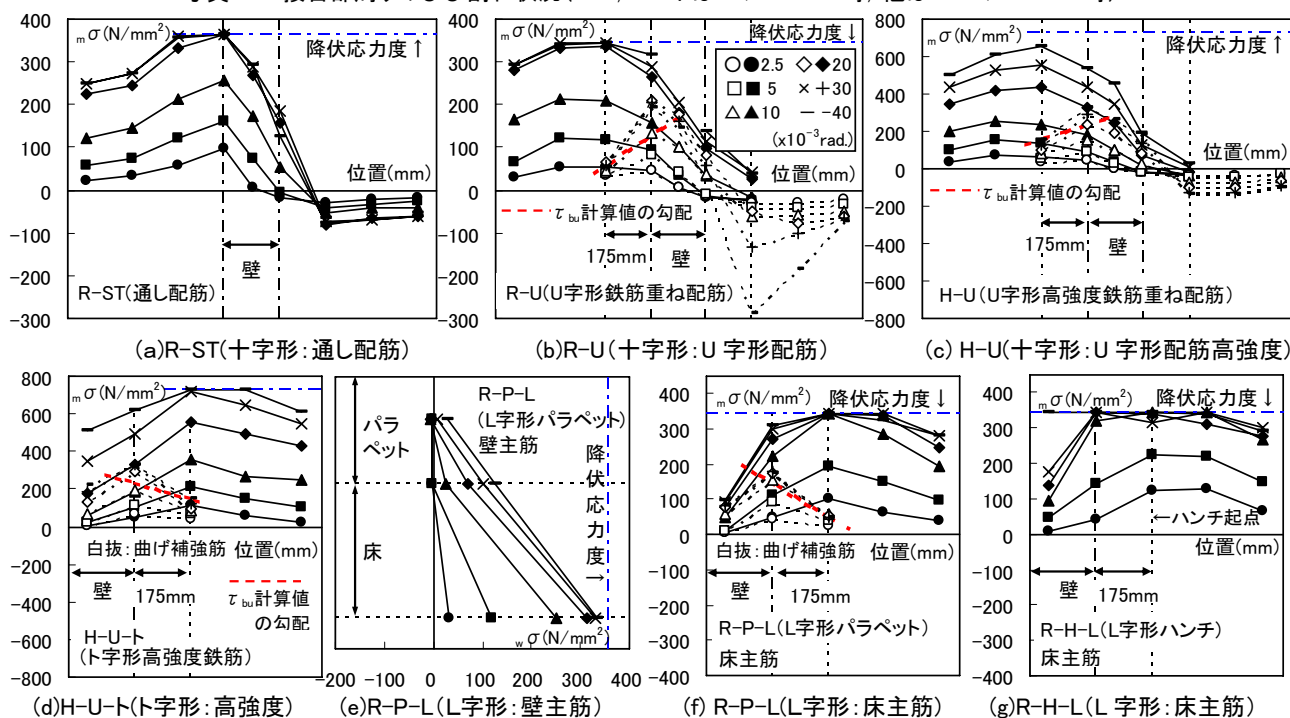


図-4 床主筋, 壁主筋の軸方向応力度分布

度を負担していた。20/1000rad.の直前で床主筋が降伏し始め、その後、降伏域はスパン中央側に進展しており、重ね配筋区間には降伏域が進展しなかった。つまりU字形鉄筋は鉄筋降伏後もヒンジ域において引張応力度から圧縮応力度まで交互に負担するため、図-3に示したように履歴面積の大きな復元力特性が得られたと考えられる。

ト字形とL字形試験体の床主筋はU字形鉄筋として接合部内に定着している。曲げ補強筋によって降伏ヒンジを接合部から離れた H-U-T と R-P-L は同図(d), (f)に示すように接合部から 175mm 離れた位置の応力度が高くなっていた。H-U-Tは 30/1000rad.以降に床主筋の折曲げ部の応力度が高くなっており、定着部が損傷していると

推測される。R-H-Lは 10/1000rad.以降に壁面における床主筋応力度が高くなり、その後、折曲げ定着部の応力度が高くなっている。これは、ハンチの内側に曲げひび割れが発生し、その引張応力度が高くなり床主筋の定着部が損傷したものと推測される。ハンチのように部材断面を変化させてヒンジ位置を移動させる場合は定着長さに余裕を持たせる必要がある。

同図(e)はL字形試験体に設けたパラペット内に定着された壁主筋の応力度分布である。この壁主筋は D13 であり、直線部の長さが 260mm(20 d_b : d_b 鉄筋公称径)の 180° フックで定着されているが、降伏応力度の近くまで定着されていることが確認された。

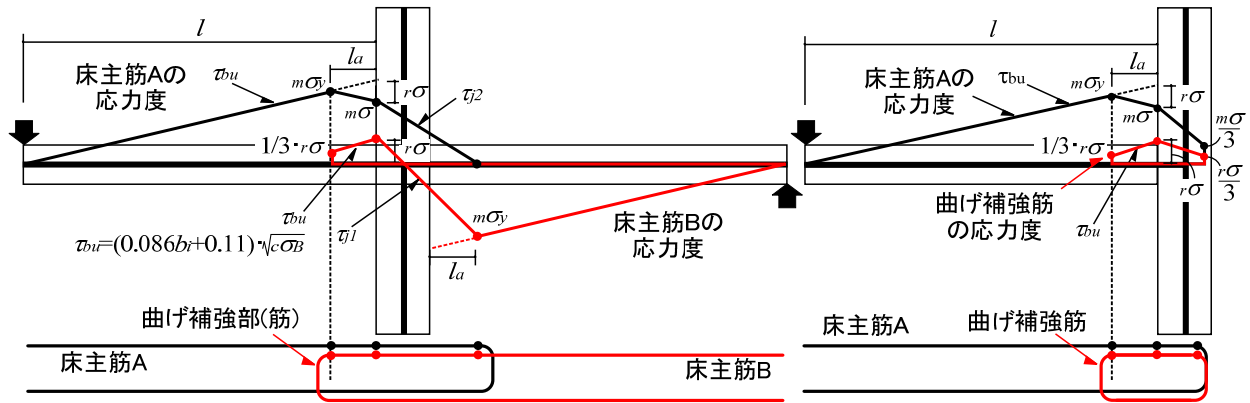


図-5 床主筋の応力度分布のモデル化

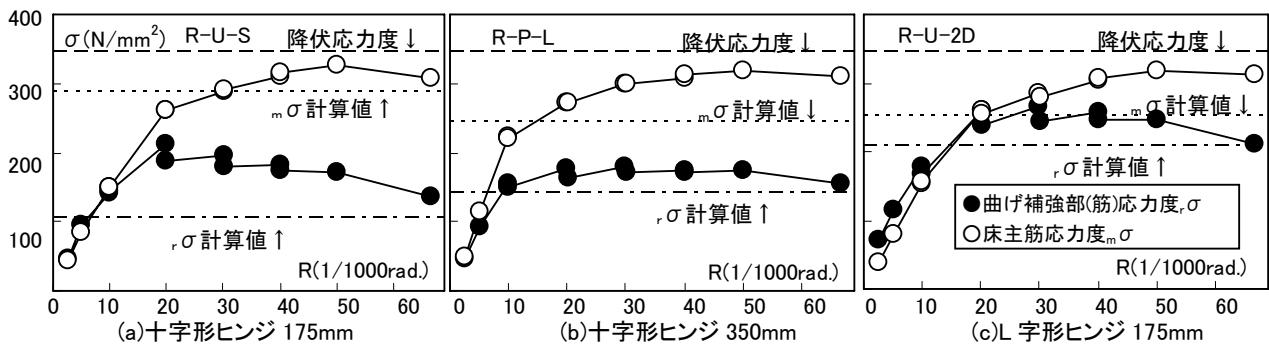


図-6 曲げ補強筋と床主筋の壁面位置における負担応力度

4. 曲げ補強筋の効果

図-4 の応力度分布によると、曲げ補強筋は壁面の位置で最も応力度が高いが、同じ断面を通る床主筋より負担している応力度が低い。そこで、図-5 に示すように床主筋および曲げ補強筋の応力度分布をモデル化した。図中左の床に伸びる床主筋を A、右に伸びる床主筋を B とする。左のスパンで床主筋 A は l_a の位置で降伏応力度 $m\sigma_y$ に達しているとする。また左側の壁面での床主筋 B の負担応力度を $r\sigma$ とする。この応力度の床への定着は、RC 規準の標準フックを設けた場合に付着検定断面の応力度を $2/3$ にできること⁴⁾を参考にして、U 字形折曲げ部で $1/3$ を負担し、残りの $2/3$ は直線部 l_a で負担すると考えた。図-4 中に直線部が付着強度計算値に達した時の勾配を示す。主筋応力度の実験値の勾配は、計算値の勾配よりも急になっており、付着強度計算値を上回っていることがわかる。このとき直線部の付着強度で曲げ補強筋の負担応力度が決まるとすると、壁面で負担できる曲げ補強筋の応力度 $r\sigma$ 、および床主筋応力度 $m\sigma$ は、それぞれ式(1)、(2)で表される。但し、 $r\sigma$ $m\sigma$ とする。

$$r\sigma = (\tau_{bu} \cdot \phi \cdot l_a / m a) \cdot 3/2 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

$$m\sigma = \frac{m\sigma_y \cdot l}{l - l_a} - r\sigma \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

$$\tau_{bu} = (0.086b_i + 0.11) \cdot \sqrt{c\sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3)$$

ここで、 τ_{bu} : 直線部における付着強度(N/mm²)、 ϕ : 主筋の周長(mm)、 l_a : 壁面から折曲げ開始点までの長さ(mm)、 ma : 主筋の断面積(mm²)、 $m\sigma_y$: 主筋降伏強度(N/mm²)、

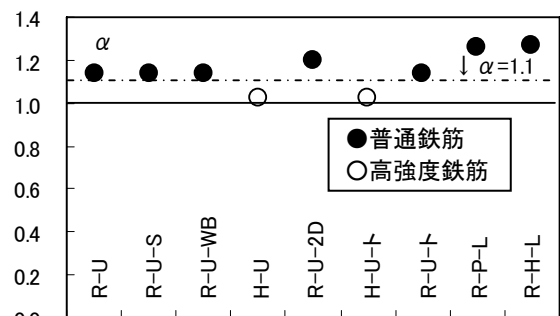


図-7 各試験体の曲げ余裕率

b_i : 割裂面の係数、 $c\sigma_B$: コンクリート圧縮強度(N/mm²)。式(3)は靱性保証指針式⁵⁾の補強筋の項を零とし付着強度低減係数を1とした式である。また b_i はサイドスプリット破壊で定める係数とした。

曲げ補強筋の負担応力度が $r\sigma$ の時、床主筋 A と曲げ補強筋の断面積が等しければ、床主筋 A の応力度は $r\sigma$ だけ小さくなり、 $m\sigma$ となる。図-6 に降伏ヒンジ位置を移動させた試験体の壁面の位置における、床主筋の応力度($m\sigma$)と曲げ補強筋の応力度($r\sigma$)を示す。図中には式(1)、(2)から算出した $r\sigma$ と $m\sigma$ の計算値を示す。これによると、曲げ補強筋の負担応力度 $r\sigma$ はヒンジ移動距離が長いほど高くなり、変形が大きくなると負担応力度は横ばい、もしくは若干低下するが、最終加力の 67/1000rad. まで式(1)による計算値を上回っていた。

壁面から降伏ヒンジの形成位置までの距離を l_a とし

た時、 l_a の位置に降伏ヒンジを形成させる条件は式(4)で表される。

$${}_slM \geq \alpha \cdot {}_slM_h \cdot \frac{l}{l-l_a} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (4)$$

$${}_slM = 0.9 \cdot ({}_ma \cdot {}_m\sigma_y + {}_ra \cdot {}_r\sigma) \cdot d \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (5)$$

$${}_slM_h = 0.9 \cdot {}_ma \cdot {}_m\sigma_y \cdot d \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (6)$$

ここで、 ${}_slM$ ：壁面における床の曲げ降伏モーメント、 ${}_slM_h$ ：降伏ヒンジ形成位置における床の曲げ降伏モーメント、 α ：降伏ヒンジ形成位置の曲げ降伏を先行させるための曲げ余裕率、 d ：部材有効せい(mm)である。

図-7 に式(4)を等号として算出した各試験体の曲げ余裕率 α を示す。ここに示した試験体のうち●印は主筋に普通鉄筋を使用し、壁面から離れた位置に降伏ヒンジを形成させた試験体である。本実験では曲げ余裕率を 1.1 以上とすることで降伏ヒンジが形成され、大変形時まで耐力低下が生じないことが確認された。

5. 床壁接合部のせん断耐力と床の曲げ降伏耐力

床壁接合部のせん断耐力は靱性保証指針式⁵⁾から算出した。ここで、形状係数である κ は指針式通りに十字形 1.0、ト字形 0.7、L 字形 0.4 とし、直交梁は付かないので $\phi=0.85$ とした。また接合部の有効幅は床の幅(=1000mm)とし、接合部の奥行きは、十字形は壁の厚さ、ト字形と L 字形は U 字形鉄筋の水平投影長さとした。床の曲げ降伏耐力は降伏ヒンジ形成位置の曲げ降伏モーメントを式(6)から算出し、それを層せん断力に換算した。

図-8 に床曲げ降伏耐力に対する接合部のせん断耐力の余裕率と最大耐力時層せん断力を床曲げ降伏耐力時層せん断力で除した値の比較を示す。文献 3)では床壁接合部のせん断耐力は従来の柱梁接合部のせん断耐力計算値の 1.6 倍以上であるとしている。H-U は最終加力の 1/15rad.で最大耐力を迎えているため、せん断耐力は更に上昇する可能性もあるが、既往の研究と同様に計算値の 1.6 倍以上であった。H-U-トは外観からは破壊形式を判断できず、図-4(d)に示した床主筋の応力度分布から床主筋定着部の破壊と判断したが、その最大耐力はせん断耐力計算値の 1.4 倍だった。

L 字形の R-P-L は床の曲げ降伏が先行し最大耐力はせん断耐力計算値の 1.2 倍だったが、接合部にはせん断ひび割れすら発生しなかった。このようにト字形、L 字形は接合部がせん断破壊していないため、直接計算値との比較はできないが、既往のせん断耐力計算式によって十分安全側に耐力を計算できた。また床曲げ降伏が先行した試験体はいずれも曲げ降伏耐力計算値を上回っていた。

6. 結論

床壁構造における十字形、ト字形、L 字形の部分架構

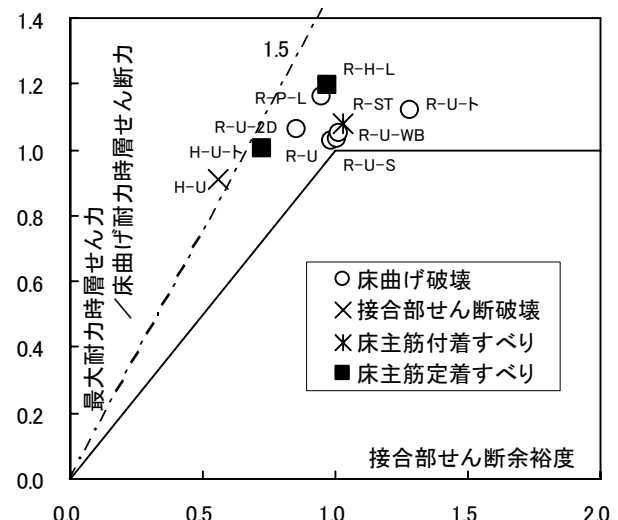


図-8 最大耐力実験値と計算値の比較

実験を行い以下に示す知見が得られた。

- 1) U 字形とした床主筋を、接合部を跨いで交差させる方法や、接合部近傍に曲げ補強筋を配する方法によって、降伏ヒンジの位置を壁面から移動することが可能であり、良好な復元力特性が得られると共に、接合部の損傷が小さくなる効果があった。
- 2) ヒンジ位置を移動させるための曲げ補強筋は、その床内への定着長さによって曲げ補強に寄与する割合が変化した。曲げ補強に寄与する割合の算定式を提案すると共に、曲げ余裕率を 1.1 以上とすることで壁面から離れた位置にヒンジを形成することができた。
- 3) ト字形、十字形接合部のせん断耐力は従来の柱梁接合部耐力計算値の 1.4~1.6 倍以上だった。L 字形試験体はせん断破壊しなかったためせん断耐力の確認はできなかったが、従来の耐力式によって十分安全側に評価できると考えられる。

参考文献

- 1) 白山貴志, 新上浩他: 壁床架構免震集合住宅の開発(その 1~2), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.435-438, 2007.8
- 2) 西村知明, 谷昌典, 菅田昌宏他: 高強度 PCa 接合部を用いた壁床構造の耐震性に関する実験的研究(その 1~3), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.715-720, 2006.9
- 3) 永井寛, 山元雄亮, 丸田誠他: 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, 第 31 号 2 巻, pp.277-283, 2009.6
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.198-201, 2010.2
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.175-177, pp.245-249, 1999.8