

論文 鉄筋クリップ継手を用いた I 形, T 形, L 形 RC 壁式プレキャスト鉛直接合部の構造性能

田川 浩之*1・平松 道明*2・益尾 潔*3・窪田 敏行*4

要旨: 現在, 壁式プレキャスト RC 構造の場合, 壁板を平面的に繋ぐ I 形鉛直接合部, 加力方向壁板と直交壁板を繋ぐ T 形, L 形鉛直接合部では, 壁板に埋め込まれたコッター筋同士をフレア溶接で接合している。本研究では, フレア溶接の代わりに鉄筋クリップ継手を用いた無溶接工法の開発実験の一環として, フレア溶接と鉄筋クリップ継手を用いた I 形, T 形, L 形鉛直接合部にせん断力を加える実験を行った。クリップ継手 I 形試験体はフレア溶接試験体と同等の終局耐力を示した。T 形, L 形接合部では, 加力方向壁板と直交壁板に形成される圧縮ストラット角度に差異が生じるため, I 形接合部の 0.6~0.8 倍の終局耐力を示した。

キーワード: 壁式プレキャスト RC 構造, 鉛直接合部, コッター筋, 鉄筋クリップ継手, 無溶接工法

1. はじめに

壁式プレキャスト RC 構造の場合, 図-1 に示すように, 壁板同士を平面的に繋ぐ I 形鉛直接合部と, 加力方向壁板と直交壁板を繋ぐ T 形, L 形鉛直接合部が配置される。それらの鉛直接合部では, 両側もしくは交差する PCa 壁板に埋め込まれたコッター筋同士は, フレア溶接で接合される。しかし, フレア溶接は, 溶接技能者の不足と相まって, 現場施工品質の確保が難しい。

本研究では, これらの問題解消を意図し, フレア溶接の代わりに鉄筋クリップ継手(以下, クリップ継手)を用いた無溶接工法について開発実験を行った。すなわち, コッター筋接合にフレア溶接とクリップ継手を用いた場合について, 図-1 に示す I 形およびこれまで実験例¹⁾などの少ない T 形, L 形鉛直接合部にせん断力を加える実験を行った。本論文では, I 形(内壁型), T 形(内壁型), L 形(外壁型 1)を対象とし, コッター筋の接合方式と接合部形状が鉛直接合部の構造性能に及ぼす影響を明らかにする。本実験で用いるクリップ継手は, 図-3 に示すよう

に, 両側の鉄筋をスリーブに挿入し, ウェッジを圧入することで鉄筋を接合するものである。

2. 実験計画

2.1 試験体の形状寸法, 鉄筋継手とシアコッターの詳細

I 形, T 形, L 形の試験体一覧を表-1, 試験体形状を図-2, フレア溶接継手とクリップ継手の詳細を図-3, シアコッターの詳細を図-4 に示す。図-3 中のフレア溶接の施工仕様は, (社)プレハブ建築協会 中高層技術委員会による PC 工法溶接工事品質管理規準²⁾によった。

(1) I 形試験体

IKY-150-3-2D10 はフレア溶接, IKC-150-3-2D10(1), (2) はクリップ継手でコッター筋を接合している。各試験体とも, コッター筋 2D10 を配した 2 本目地型のシアコッター(せん断・支圧面積比 S_c : 5.4)を 3 個有する。

(2) T 形試験体

TKY-150-3-2D10 はフレア溶接, TKC-150-3-2D10 はクリップ継手でコッター筋を接合している。加力側と支持側の壁板は, コッター筋 2D10 を配した 2 本目地型のシアコッターを 3 個有する。これらの各シアコッターの形状寸法は, I 形試験体の場合と同じである。

(3) L 形試験体

LKY-180-3-2D10 はフレア溶接, LKC-180-3-2D10 はクリップ継手でコッター筋を接合している。加力側と支持側の壁板は, コッター筋 2D10 を配した 1 本目地型のシアコッターを 3 個有する。支持側の各シアコッターのせん断断面積は I 形, T 形試験体と概ね等しい。支持側と加力側の壁板厚さは 200mm と 180mm である。

2.2 使用材料

材料試験結果を表-2 に示す。

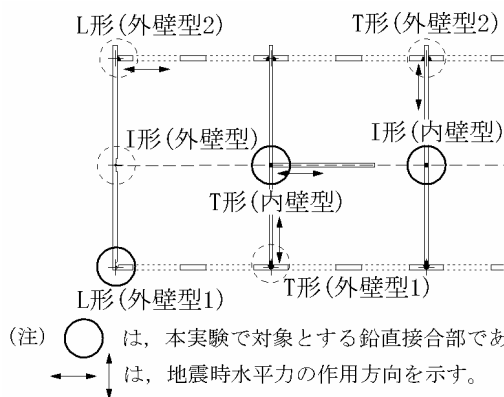


図-1 I 形, T 形, L 形の鉛直接合部の定義

*1 (財)日本建築総合試験所 構造部 構造物試験室 Ph. D. (正会員)

*2 大成ユーレック株式会社 品質保証部

*3 (財)日本建築総合試験所 構造部長 工博 (正会員)

*4 近畿大学理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	形状	厚さ(mm) tp	シアコッター(支持側)					シアコッター(加力側)					接合部 せん断 有効幅 ℓ(mm)	コッター筋	
			水平断面		鉛直断面		Sc	水平断面		鉛直断面		Sc		配筋	接合方法
			b1 (mm)	t1 (mm)	b2 (mm)	t2 (mm)		b1 (mm)	t1 (mm)	b2 (mm)	t2 (mm)				
IKY-150-3-2D10	I形	150	25	150	135	150	5.4	-					150	2-D10	フレア溶接
IKC-150-3-2D10(1),(2)								クリップ継手							
TKY-150-3-2D10	T形	150-150	25	150	135	150	5.4	25	150	135	150	5.4	150	2-D10	フレア溶接
TKC-150-3-2D10								クリップ継手							
LKY-180-3-2D10	L形	200-180	100	134	135	146	2.9	127	49.5	135	90	3.9	160	2-D10	フレア溶接
LKC-180-3-2D10								クリップ継手							

(注) Sc1は、せん断・支圧面積比であり、 $Sc=B/A$ として算出する。ここで、シアコッターの水平断面面積Aは局部圧縮強度を、鉛直断面面積Bはせん断強度を求めるための断面面積であり、それぞれ下式で算出する。

1本目地型: $A=b1 \cdot t1/2$, $B=b2 \cdot t2$

2本目地型: $A=b1 \cdot t1$, $B=b2 \cdot t2$

(b1, b2, t1, t2は、図-4参照)

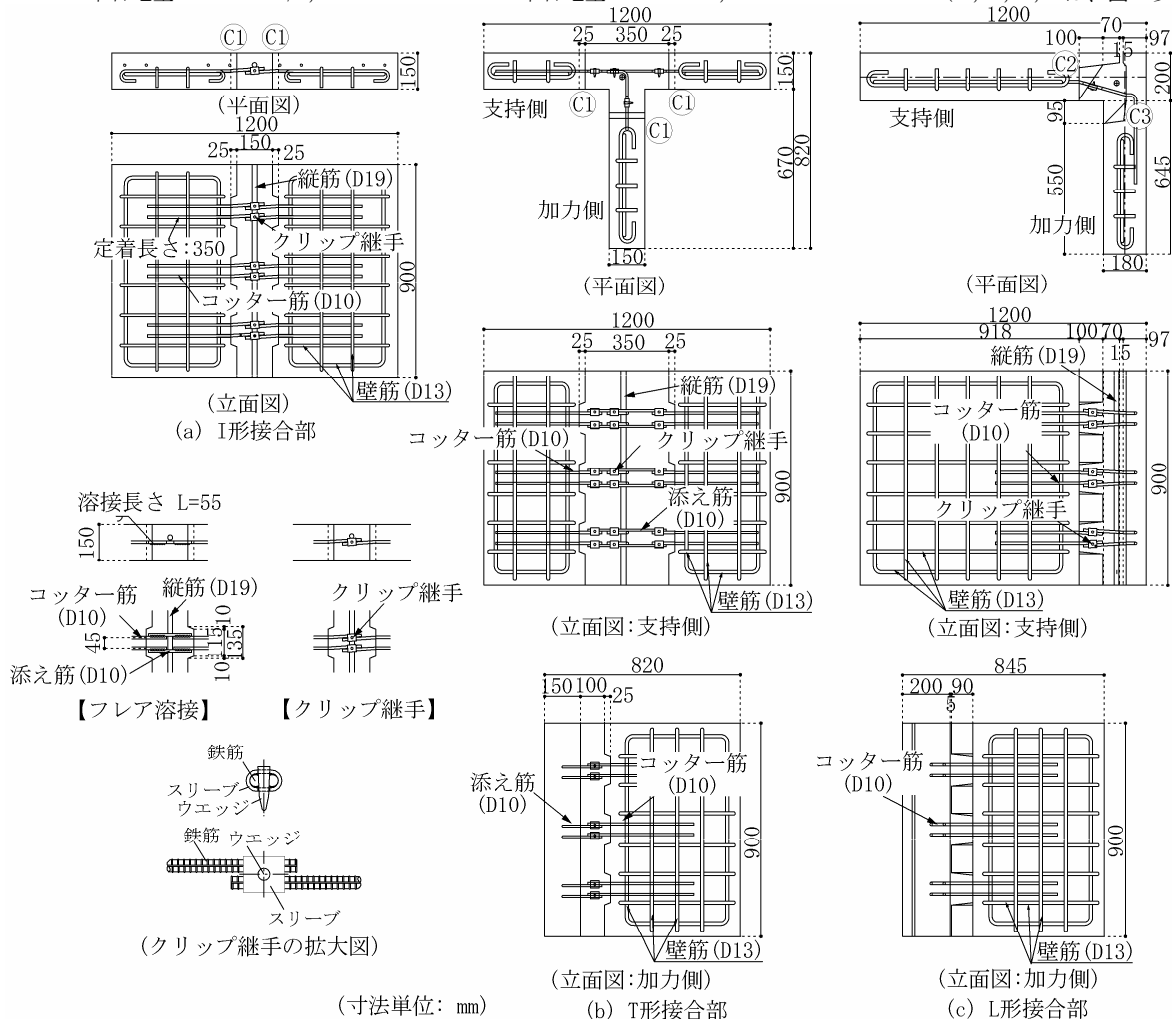


図-3 フレア溶接およびクリップ継手の詳細

図-2 試験体の形状寸法

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	Fc (N/mm ²)	使用 部位	σB (N/mm ²)	εco (×10 ⁻³)	Ec (kN/mm ²)
I形試験体	27	壁板	39.0	2.38	30.1
	24	接合部	31.7	2.29	29.7
T形, L形試験体	27	壁板	35.0	2.59	28.1
	24	接合部	31.2	2.68	27.0

(注) 1) Fc:コンクリートの設計基準強度, σB:圧縮強度
εco:圧縮強度時ひずみ, Ec:ヤング係数

(b) 鉄筋

呼び名 (材質)	使用 箇所	降伏点 σsy (N/mm ²)	引張強度 σsu (N/mm ²)	伸び (%)
D10 (SD295A)	コッター筋 添え筋	359	491	29
D19(SD345)	軸筋	373	580	23

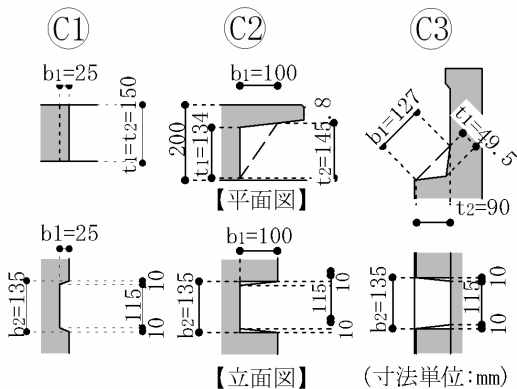
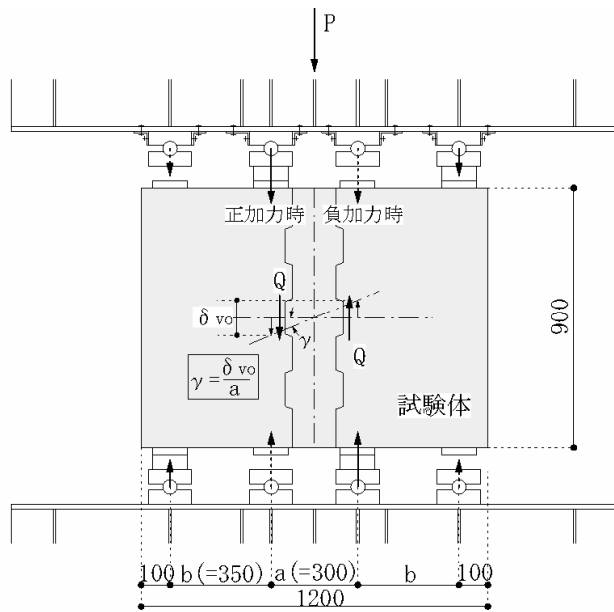


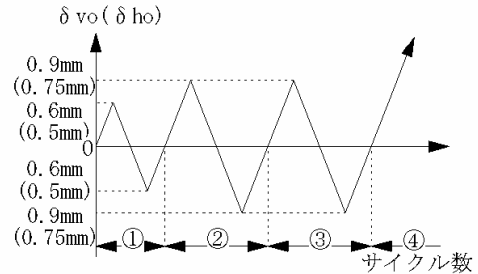
図-4 シアコッターの詳細図



$$Q = \frac{b}{a+b} \cdot P$$

P: 全圧縮荷重
Q: 接合部せん断力

※正負加力方向切換え時には、加力点、支持点位置を切替える。



※()内は、T形、L形試験体の場合を示す。

【载荷履歴】

図-5 载荷装置 (I 形試験体)

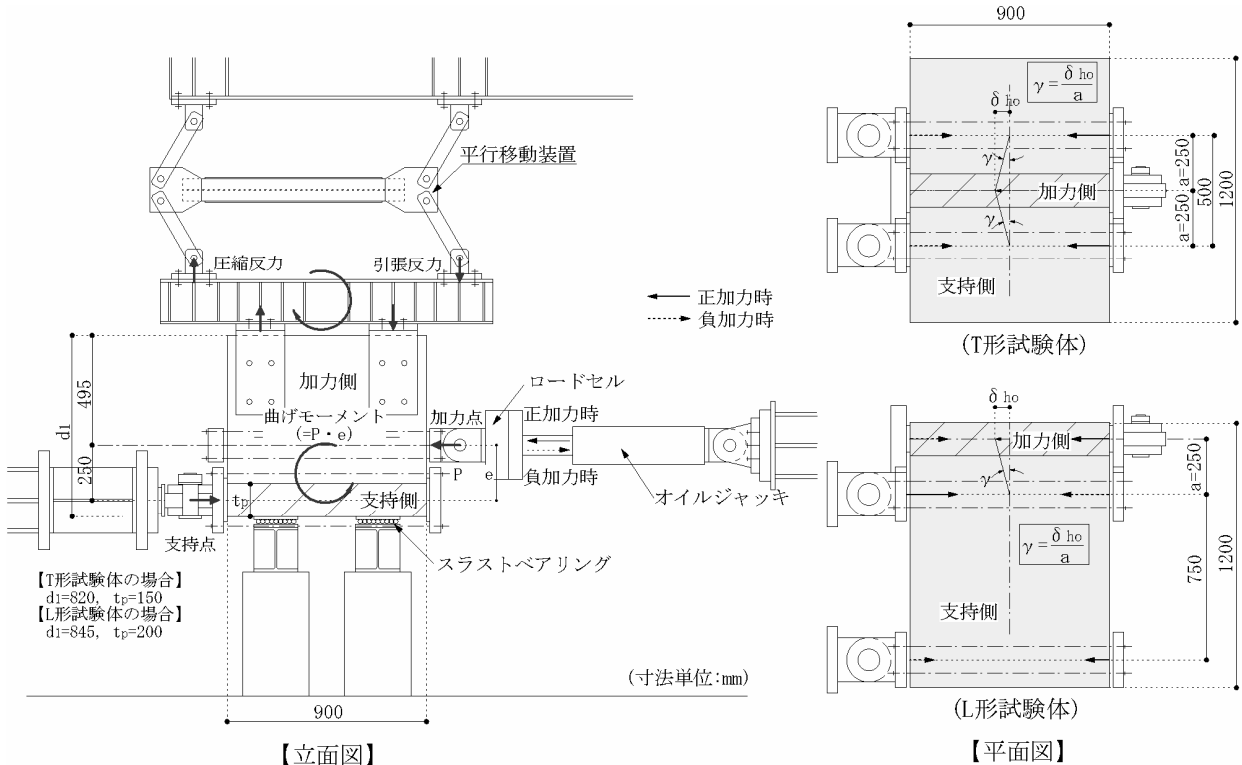


図-6 载荷装置 (T 形、L 形試験体)

3. 実験方法

(1) I 形試験体

I 形試験体では、図-5 に示すように、10MN 試験機を用いて、試験体下部 2 点をピン・ローラーで支持し、試験体上部 2 점에鉛直荷重を加え、鉛直接合部に正負方向繰返しせん断力を作用させた。ここで、加力点、支持点の位置を切替えることで、正負加力方向を切替えた。

目標载荷履歴は、両側の壁板の鉛直ずれ量 $\delta_{vo}=0.6\text{mm}$ を上限とした 1 サイクルの正負繰返し载荷、 $\delta_{vo}=0.9\text{mm}$

を上限とした 2 サイクルの正負繰返し载荷、その後の正加力方向への単調载荷とする。加力点と支持点間の距離 $a=300\text{mm}$ の間で一様にせん断変形するとした場合、 δ_{vo} の 0.6mm 、 0.9mm は、図-5 で定義するせん断変形角 γ の 2、 $3(\times 10^{-3}\text{rad})$ に相当する。

(2) T 形、L 形試験体

T 形、L 形試験体ともに、図-6 に示すように、1000kN 油圧ジャッキにより加力側壁板に载荷して鉛直接合部にせん断力を与えた。支持側壁板の下部 4 点をスラストベ

SC:シアコッター隅角部からの初ひび割れ JC:接合部中央部の貫通ひび割れ ATY:コッター筋の引張降伏 JTY:接合部内鉄筋の引張降伏

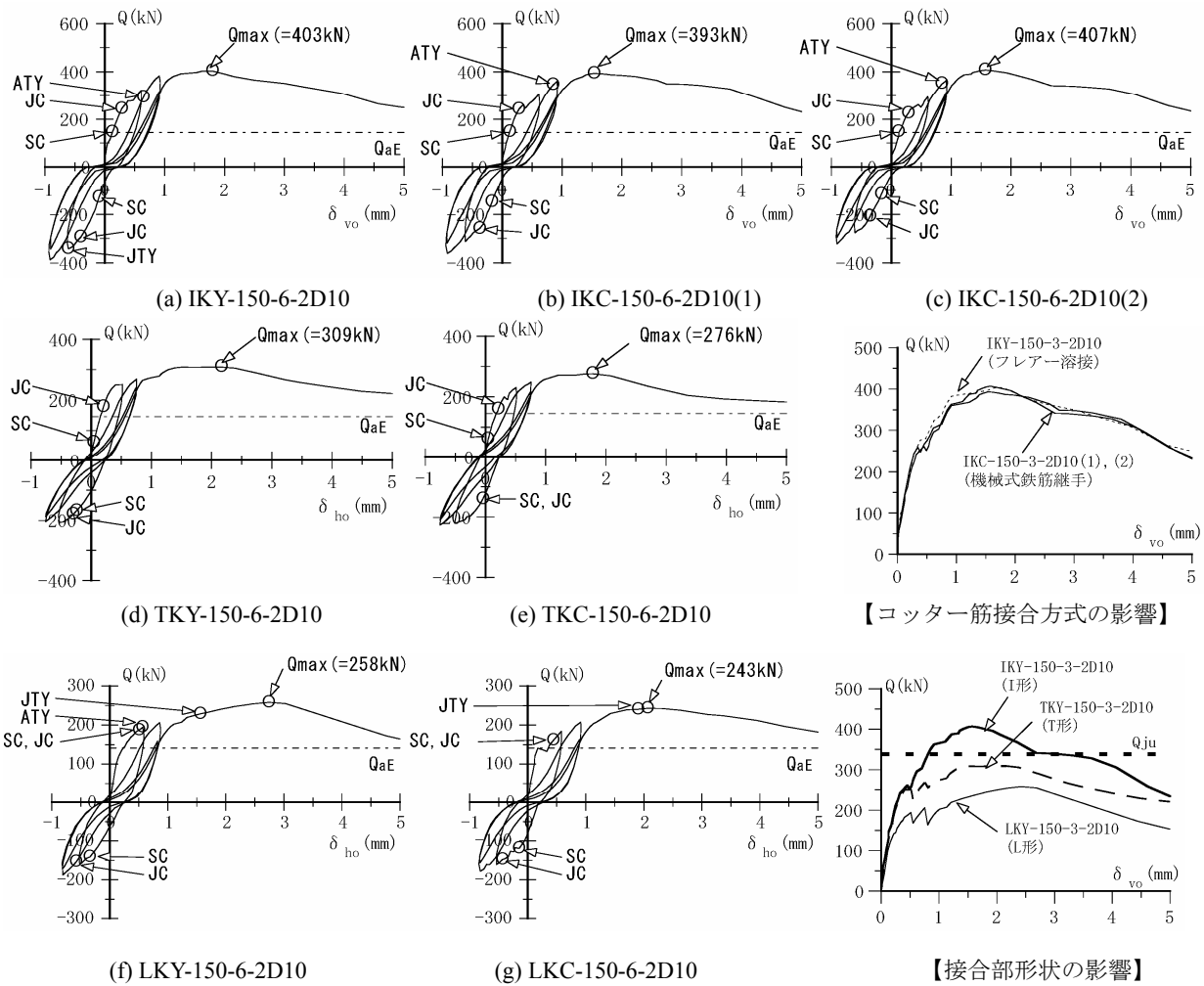


図-7 Q- δ_{vo} , Q- δ_{ho} 関係

アリングで、支持側壁板の側面 2 点をピン支承で支持した。加力側壁板の上部に平行移動装置を緊結することで、荷重 P と加力点、支持点の違いによって生じる曲げモーメント ($=P \cdot e$) を、平行移動装置の左右の引張と圧縮の反力で支持し、支持側壁板に捩じりモーメントを発生させないようにした。すなわち、実際の建物では、加力側と支持側壁板の上面に接続する床板によって、支持側壁板の構面外方向への変形が拘束されることを考慮した。

目標荷履歴を、図-5 中に示す。加力点と支持点間の距離 $a=250\text{mm}$ の間で一様にせん断変形とした場合、加力側壁板と支持側壁板との水平ずれ量 δ_{ho} の 0.5mm 、 0.75mm は、図-6 で定義するせん断変形角 γ の $2, 3 (\times 10^{-3}\text{rad})$ に相当する。

4. 実験結果

I 形、T 形、L 形の各試験体における Q- δ_{vo} 、Q- δ_{ho} 関係を図-7 に示し、最終破壊状況を写真-1 に示す。Q は接合部せん断力、 δ_{vo} は I 形試験体の壁板相互の鉛直ずれ、 δ_{ho} は T 形と L 形試験体の加力側と支持側壁板の水平ずれである。

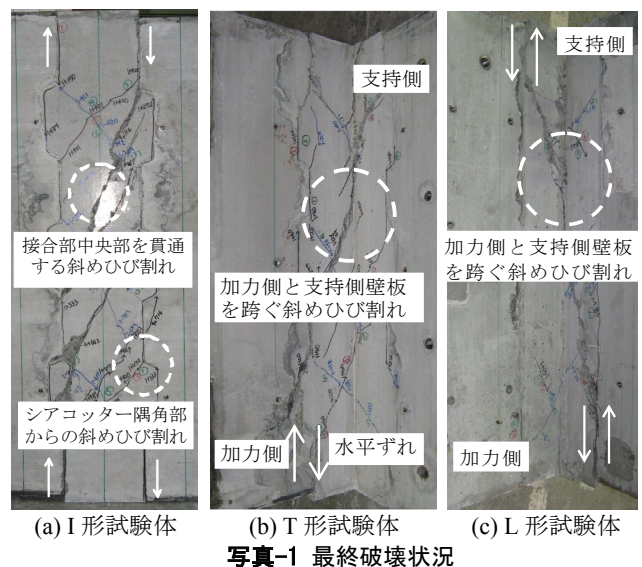


写真-1 最終破壊状況

4.1 I 形試験体

フレア溶接試験体 IKY-150-3-2D10 とクリップ継手試験体 IKC-150-3-2D10(1), (2) では、短期許容せん断力 Q_{aE} の段階でシアコッター隅角部から斜めひび割れが発生し、 $Q=225\sim 244\text{kN}$ で接合部中央部を貫通した。各試験

体の最終破壊状況は、写真 1-(a)に示すように、両側のシアコッター隅角部を結ぶひび割れと、壁板と鉛直接合部の界面に生じたひび割れに沿って、壁板が鉛直ずれを起こした。加力側と支持側の壁板のシアコッターを結ぶ斜めひび割れと、フレア溶接試験体の Q_{max} は 403kN、クリップ継手試験体の Q_{max} は 393kN と 407kN であった。

4.2 T 形試験体

フレア溶接試験体 TKY-150-3-2D10、クリップ継手試験体 TKC-150-3-2D10 とともに、 $Q=40\sim 60kN$ で、シアコッター隅角部から斜めひび割れが発生したが、 $Q_{ae}(=146kN)$ の段階では、それらのひび割れは進展しなかった。 $Q=160kN\sim 179kN$ で、斜めひび割れが接合部中央部まで達し、さらに加力側と支持側の壁板を貫通した。両試験体ともに、最終的な破壊状況は、写真 1-(b)に示すように、加力側と支持側壁板のシアコッター隅角部を結ぶ斜めひび割れと、壁板と接合部の界面のひび割れに沿って、加力側の壁板が水平ずれを起こした。両試験体の Q_{max} は、309kN と 276kN であった。

4.3 L 形試験体

フレア溶接試験体 LKY-180-3-2D10 とクリップ継手試験体 LKC-180-3-2D10 とともに、 $Q=161kN\sim 187kN$ で支持側と加力側壁板に接合部中央部まで達する斜めひび割れが発生し、さらに加力側と支持側の壁板を貫通した。両試験体の最終破壊状況は、写真 1-(c)に示すように、加力側と支持側の壁板のシアコッター隅角部を結ぶ斜めひび割れと、壁板と接合部の界面に生じたひび割れに沿って、加力側壁板が水平ずれを起こした。両試験体の Q_{max} は、258kN と 243kN であった。

4.4 コッター筋の接合方式の影響

I 形接合部の場合、クリップ継手試験体(2 体)の Q_{max} の平均は、フレア溶接試験体の 0.99 倍となった。T 形と L 形接合部の場合では、クリップ継手試験体の Q_{max} は、フレア溶接試験体の 0.89 倍と 0.94 倍となった。すなわち、I 形、T 形、L 形接合部ともに、クリップ継手試験体は、フレア溶接試験体と比べて、概ね 0.9 倍以上の Q_{max} を有した。

4.5 接合部形状の影響

図-7 中にフレア溶接を用いた I 形、T 形、L 形試験体の正加力時包絡線を比較した $Q-\delta_{vo}$ 、 $Q-\delta_{ho}$ 関係を示す。これら I 形、T 形の試験体は、同一形状の 2 本目地型のシアコッターを有し、L 形の試験体については、支持側シアコッターのせん断断面積は、I 形、T 形の試験体と概ね等しい。したがって、後述する設計指針³⁾による終局せん断耐力は概ね同じとなる。これに対し、T 形、L 形接合部の最大耐力は、I 形接合部の 0.77 倍、0.64 倍となった。

5. 接合部せん断終局耐力の検討

5.1 計算式

壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針³⁾に準じて、I 形、T 形、L 形接合部ともに、接合部終局せん断耐力 Q_{ju} は、式(1)を用いて算定する。式(1)では、コッター筋の接合方式による補正係数 ζ を考慮している。

$$Q_{ju} = \text{Min}(Q_{US}, N_{US}, Q_{UW}) \quad (1)$$

ここで、

$$Q_{US} = 0.10 \cdot F_c \cdot A_{sc} + \zeta \cdot \Sigma (a_v \cdot \sigma_y)$$

: シアコッターの終局せん断耐力(N)

F_c : 接合部コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

A_{sc} : シアコッターの鉛直断面積の壁面内方向への投影面積の和(mm²)

a_v, σ_y : コッター筋の断面積(mm²)、降伏点(N/mm²)

ζ : コッター筋の接合方式による補正係数

$N_{US} = A \cdot \alpha_2 \cdot F_c \cdot n$: シアコッターの局部圧縮耐力(N)

A: シアコッター1 個の水平断面積(支圧面積)(mm²)

α_2 : コンクリートの局部圧縮を考慮した割増し係数で、1.2 としよ。

n: シアコッターの個数

$$Q_{UW} = \ell \cdot f_{sw} \cdot H + 1.4 \cdot \zeta \cdot \Sigma (a_v \cdot \sigma_y)$$

: 接合部コンクリートの終局せん断耐力(N)

ℓ : 接合部コンクリートの有効幅(mm)

f_{sw} : 接合部コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)で、 $1.5 \cdot (0.49 + F_c/100)$

H: 高さ(mm)

5.2 検討結果

コンクリートおよび鉄筋の材料試験による実強度を用いて式(1)により算定される I 形、T 形、L 形接合部の終局せん断耐力計算値 Q_{ju} ならびに最大荷重実験値 Q_{max} の一覧を表-3 に示す。ここで、フレア溶接の場合、 $\zeta=1.0$ 、クリップ継手の場合、 $\zeta=0.9$ とし、L 形接合部については、支持側のシアコッター面積を用いた。

各試験体ともに、 Q_{ju} は、シアコッターの終局せん断耐力 Q_{US} で決定した。I 形、T 形、L 形接合部は概ね同一のせん断断面積を有し、接合部コンクリート強度も概ね等しいので、I 形、T 形、L 形接合部の Q_{US} 、すなわち、 Q_{ju} は概ね等しい。I 形接合部の Q_{max} は、 Q_{ju} の 1.2 倍程度である。一方、T 形接合部の Q_{max} は、 Q_{ju} の 0.8~0.9 倍程度、L 形接合部の Q_{max} は、 Q_{ju} の 0.7~0.8 倍程度であった。なお、I 形、L 形試験体については、壁板の曲げ終局耐力時の接合部せん断力 Q_{bu} は、 Q_{ju} に概ね等しいが、接合部の破壊状況より、最大耐力 Q_{max} は、接合部終局せん断耐力 Q_{ju} によって決定されたと考えられる。

T 形、L 形接合部の Q_{max}/Q_{ju} が I 形接合部よりも小さくなる理由を以下に考察する。

図-8 に示すように、支持側壁板の中央高さ Q 点にお

表-3 終局せん断耐力計算値の一覧

試験体	接合部終局せん断耐力			Q _{bu} (kN)	実験値 Q _{max} (kN)	Q _{max} /Q _{ju}	Q _{ju} /Q _{bu}	Q _{max} /Q _{bu}
	Q _{US} (kN)	N _{US} (kN)	Q _{UW} (kN)					
IKY-150-3-2D10	339	413	376	353	403	1.19	0.96	1.14
IKC-150-3-2D10(1)	324	413	355	353	393	1.21	0.92	1.11
IKC-150-3-2D10(2)	324	413	355	353	407	1.26	0.92	1.15
TKY-150-3-2D10	343	421	377	606	309	0.90	0.57	0.51
TKC-150-3-2D10	328	421	356	606	276	0.84	0.54	0.46
LKY-180-3-2D10	338	553	367	331	258	0.76	1.02	0.78
LKC-180-3-2D10	322	553	388	331	243	0.75	0.97	0.73

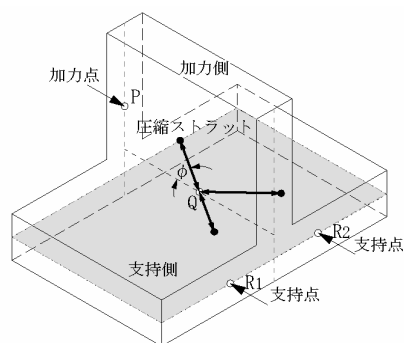
$Q_{ju} = \min(Q_{US}, N_{US}, Q_{UW})$: 接合部終局せん断耐力, Q_{bu} : 壁板の曲げ終局耐力時の接合部せん断力

いて、加力側壁板上に角度 ϕ を持つ圧縮ストラットを形成する耐力伝達機構を考える。支持側壁板の圧縮ストラットの耐力を $C2$ とすると、 $C2$ の角度 ϕ をもつ平面への投影成分 $C2 \cdot \cos \phi$ が、加力側壁板の圧縮ストラットの耐力に釣合う。I 形試験体の場合における支持側壁板の耐力を $C1$ とすると、I 形から T 形への形状変化による耐力低減率 α は、下式で与えられる。

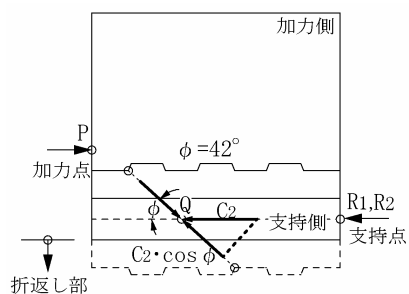
$$\alpha = C2 \cdot \cos \phi / C1 \quad (2)$$

ここで、 $C1 = C2$ と仮定すると、 $\alpha = \cos \phi$

本実験から得られた写真-1 のひび割れ損傷状況を踏まえて、図-8(b) に示すように、圧縮ストラットが加力側壁板のシアコッター隅角部から支持側壁板の一段ずらしたシアコッター隅角部を繋ぐ線上に沿って形成されると仮定すると、角度 ϕ は 42° となる。その場合、耐力低減率 α は 0.74 となる。L 形接合部の場合、支持側壁板の圧縮ストラットが片側にしか形成されないため、さらに低減される。これらの点が、T 形、L 形接合部の



(a) 全体図



(b) 立面図

図-8 圧縮ストラット機構 (T 形試験体の場合)

Q_{max}/Q_{ju} が I 形接合部よりも小さくなった理由であると考えられる。

6. 結論

壁式プレキャストRC構造の鉛直接合部について、壁板内に埋め込まれたコッター筋同士をクリップ継手で接合する無溶接工法に関する開発実験の一環として、I形、T形、L形の鉛直接合部にせん断力を加える実験を行った。本実験で得られた知見は、以下の通りである。

- コッター筋の接合方式による補正係数 ζ を用いると、クリップ継手を用いた I 形、T 形、L 形鉛直接合部の終局耐力は、従来のフレア溶接を用いた場合と同等の精度で評価できる。
- 短期許容せん断力 Q_{AE} 時において、I 形、T 形、L 形接合部ともに、鉛直接合部内に発生するひび割れ幅は 0.04mm 以下と微細であり、耐震壁部材の修復限界状態 I (容易に修復しうる状態)⁴⁾ の残留ひび割れ幅 1.0mm 以内に留まる。
- T 形、L 形接合部の最大耐力実験値は、加力方向壁板と直交壁板に形成される圧縮ストラット角度の差異に起因して、概ね同じシアコッターのせん断断面積を有する I 形接合部の $0.6 \sim 0.8$ 倍となった。

参考文献

- 田中 卓, 中野 克彦, 松崎 育弘: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート系低層住宅の接合部耐力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.735-736, 2006 年 9 月。
- 社団法人 プレハブ建築協会 中高層技術委員会: PC 工法 溶接工事品質管理規準, 第 5 章 溶接接合 5.3 鉄筋溶接 pp.65-69, 平成 9 年 10 月。
- 国土交通省国土技術政策総合研究所等: 壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針 講習会テキスト, 平成 16 年 6 月。
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説 7 章 耐震壁部材の性能評価法, pp.195-231。