

論文

[2128] 鋼管柱に接続されたフラットスラブの力学性状に関する
実験的研究

正会員○平出 亨 (竹中工務店技術研究所)

正会員 岡本晴彦 (竹中工務店技術研究所)

大島基義 (竹中工務店東京本店設計部)

高橋賢司 (竹中工務店東京本店設計部)

1. はじめに

フラットスラブを地下駆体に採用することは、根切量の低減、設備動線の自由度の増大および地下空間の有効利用の観点から有効な手法であると考えられている。またその柱を鋼管柱として構真柱と兼ねる逆打ち工法も採用されている。フラットスラブに鋼管柱を接続する場合の接合部の構造は、鋼管柱に貫通孔をあけスラブの主筋をそこに通す、いわゆる柱貫通の形式が考えられる。これに対し、鋼管柱には貫通孔を設けず、したがってスラブの主筋は柱貫通させずに柱の両側に配筋する、という接合部の形式は施工上の利点がある。図-1に示すような試設計地下駆体において、このようなスラブ筋が柱貫通しない形式の接合部を持つフラットスラブ構造が水平荷重を受ける場合の力学性状は明らかとはされていない。また、接合部の耐力はRC規準 [1] のフラットスラブの終局強度 (11.16式、以下学会終局強度式と呼ぶ) を下回ることが予想される。

本研究では、これらの性状を実験により確認することを目的として加力実験を行ったのでその結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に示す。試験体の対象部位として図-1における

内柱と側柱を、鋼管柱の断面形状として正方形と円形を設定した。図-2の試験体形状に示すように、正方形柱の試験体は四角錐状キャピタルを有し、円形柱の場合は円錐状キャピタルを有している。スラブからの鉛直荷重の伝達は、設計上は鋼管柱に溶接されたリブ付きプレートによりなされると考える。試験体IS-1Pにはこ

表-1 試験体一覧

試験体名称	対象部位	柱の断面形状	鉛直力の伝達機構	載荷荷重の種類
IS-1E	内柱	正方形	支圧力	鉛直荷重一定の下で地震力漸増
IS-1C		円形		
IS-2C		正方形	圧着力	
IS-1P	側柱	正方形	支圧力	地震力漸増
ES-1E			支圧力	

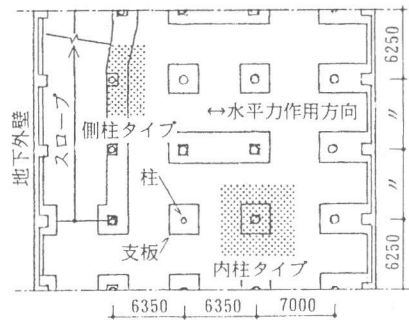


図-1 フラットスラブ架構平面

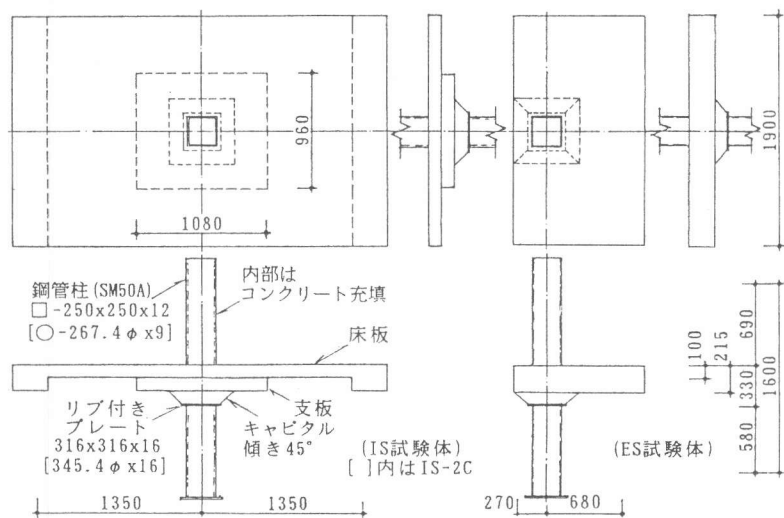


図-2 試験体形状 (縮尺 1/2.6)

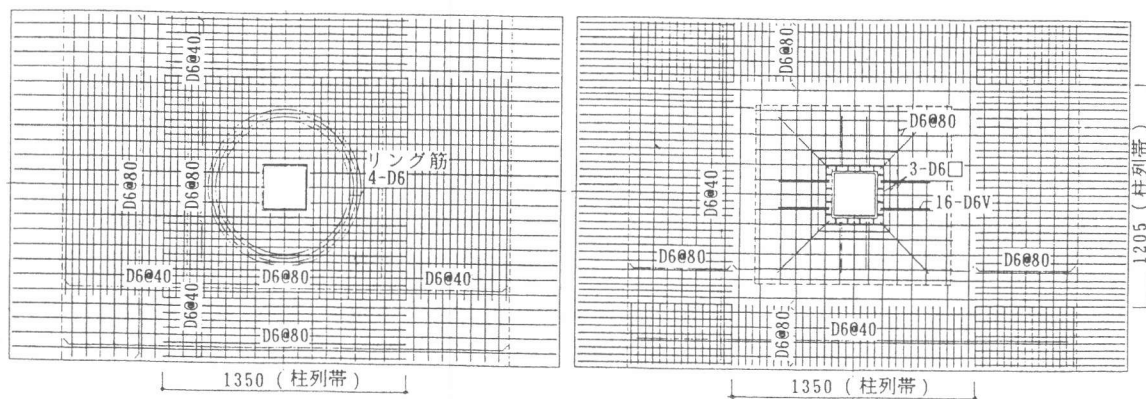


図-3 フラットスラブの配筋 (IS-1E)

表-2 材料試験結果

SD295相当鉄筋 D6				普通コンクリート (材令10週)		
降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_u (kgf/cm ²)	弾性係数 E_s ($\times 10^6$ kgf/cm ²)	降伏歪 ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	圧縮強度 F_c (kgf/cm ²)	弾性係数 E_c ($\times 10^5$ kgf/cm ²)	割裂強度 F_t (kgf/cm ²)
4072	5828	1.96	2080	288	2.78	20.9

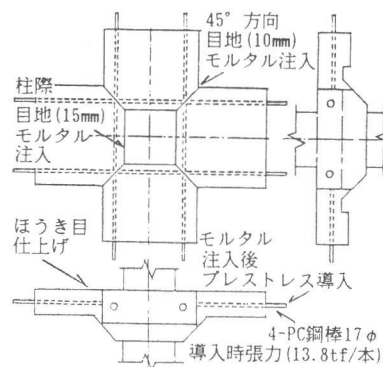


図-4 IS-1P 支板部分形状

の支圧プレートは無く、図-4に示すような4分割したハーフプレキャスト支板により鉛直荷重を伝達する。これらは個々の部材として製作した後、柱周囲に配置し、柱を挟んで対向する部材同士をプレストレスを導入したPC鋼棒にて接合し、床板のコンクリートを打設した。鉛直荷重の伝達機構はこの柱接合面での圧着力によるものとして設計上は扱う。図-3に試験体の配筋を示す。試験体の鉄筋比はRC造のフラットスラブとして設計された試設計躯体の鉄筋比と同一である。スラブ中央の3本の主筋は設計上は算定外の補助筋であり、柱の手前で切断されている。表-2に材料試験結果を示す。

2.2 加力計測方法

加力方法を図-5に示す。鉛直荷重に関しては、柱側面位置でのせん断スパン比が試設計応力時と一致するようなスラブ上面を載荷した。この位置と、柱底部に取りつけた十字型加力梁との間をテンションロッドで結び、これに鉛直力ジャッキにて引張力を与え、水平力載荷中一定荷重を保持した。水平力に関しては、左右スラブ端に取りつけたターンバックル下部と鋼管柱柱脚を不動反力点とし、

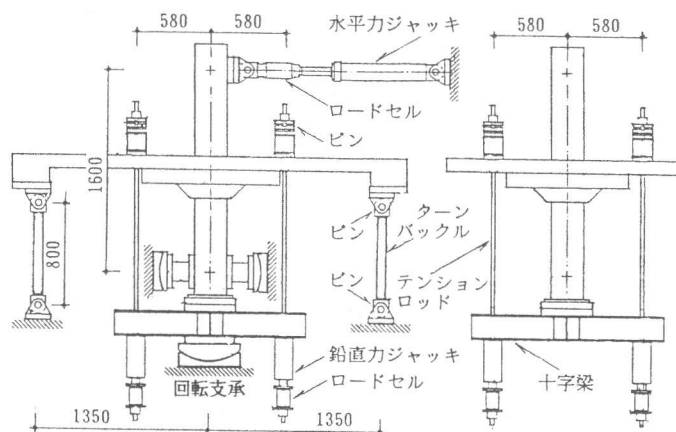


図-5 加力装置

正負交番繰り返し漸増水平せん断力を水平力ジャッキにて柱頂部に与えた。層間変形角、左右のスラブ端に作用するターンバックルの軸力、及び鉄筋のひずみを測定した。

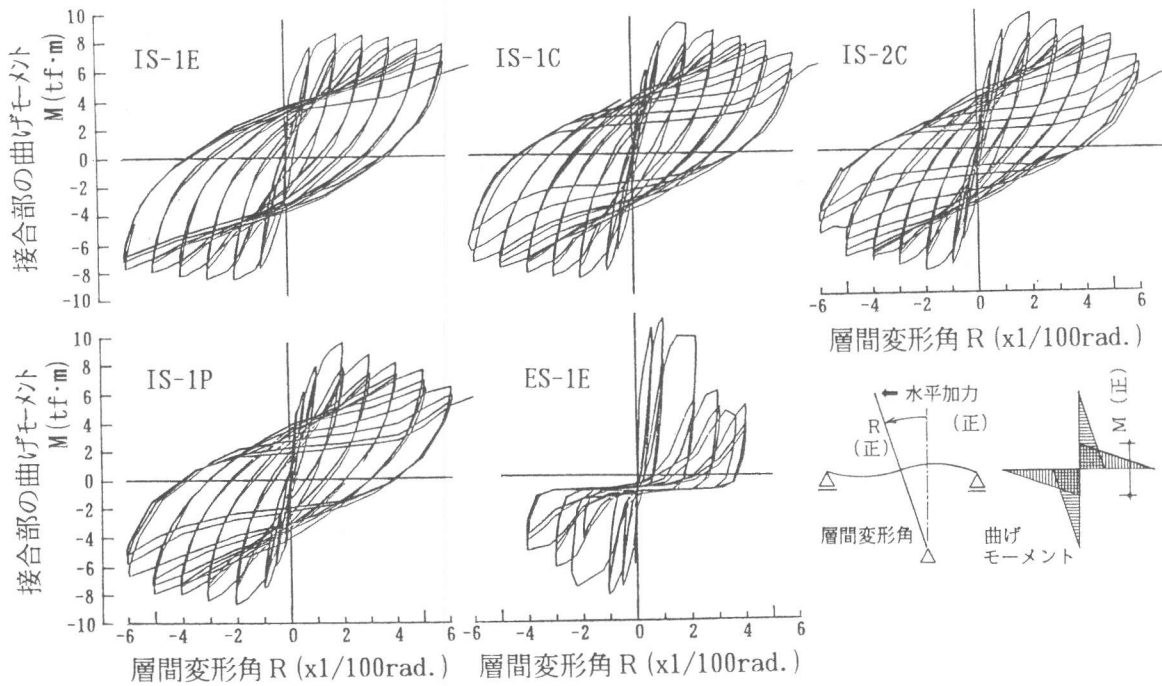


図-6 接合部の曲げモーメント - 層間変形角関係

3. 実験結果及び考察

3. 1 荷重変形関係および破壊経過

図-6に接合部の曲げモーメントと層間変形角との関係を、図-7、8にひびわれ性状と変形モードを示す。主な破壊経過と接合部の性状は以下の通りであった。

(1) 内柱モデル (IS試験体)

スラブの支板端位置で床板に曲げひびわれが発生、次いで床板上下主筋が曲げ降伏し、ヒンジが形成され曲げ破壊した。最大耐力はスラブ支板端位置の床板の主筋の降伏後に得られ、この時の層間変形角は2/100rad. であり、最大耐力以降の耐力の低下は緩やかであった。接合部に関しては試験体の最終破壊時においても軽微な曲げひびわれが見られたのみで、鋼管柱とコンクリートとの分離や鉄筋の降伏は見られなかった。長期鉛直荷重の載荷の有無、柱の断面形状の四角形と円形の差異、接合部のプレキャスト化による影響、および鉛直荷重の伝達機構におけるリブプレート形式とプレストレスト圧着接合形式との差異等が接合部の力学性状に影響を及ぼすまでには接合部の応力レベルは達しなかったと考えられる。

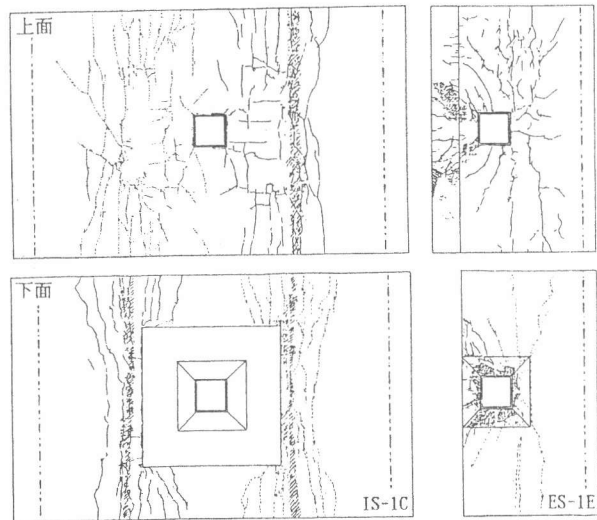


図-7 ひびわれ性状 (最終破壊性状)

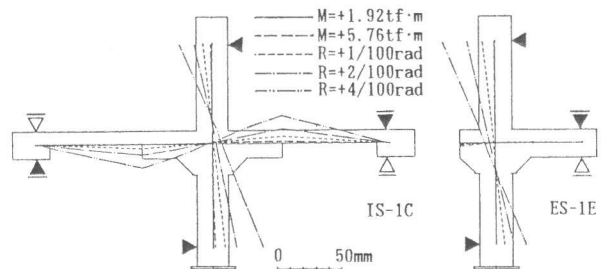


図-8 変形モード

(2) 側柱モデル (ES-1E)

接合部周囲に曲げひびわれが発生し、床板の上端主筋の柱際、支板の下端主筋の柱際の順に降伏した。この時の層間変形角 R は $-0.9/100\text{rad.}$ であった。水平加力方向と直行方向の材軸を持つ外端の梁型部分 (以下、外端の梁型と呼ぶ) が鋼管柱の側面によって外側に押し出され、これによるせん断ひびわれが発生し、梁型がせん断破壊した。したがって、架構の変形は接合部に集中している。最大耐力時は $R=1/100\text{rad.}$ であり、以降の耐力の低下は内柱モデルよりも急激であった。変形が進行した後 ($R=2.6/100\text{rad.}$) に梁型の軸方向筋が降伏した。

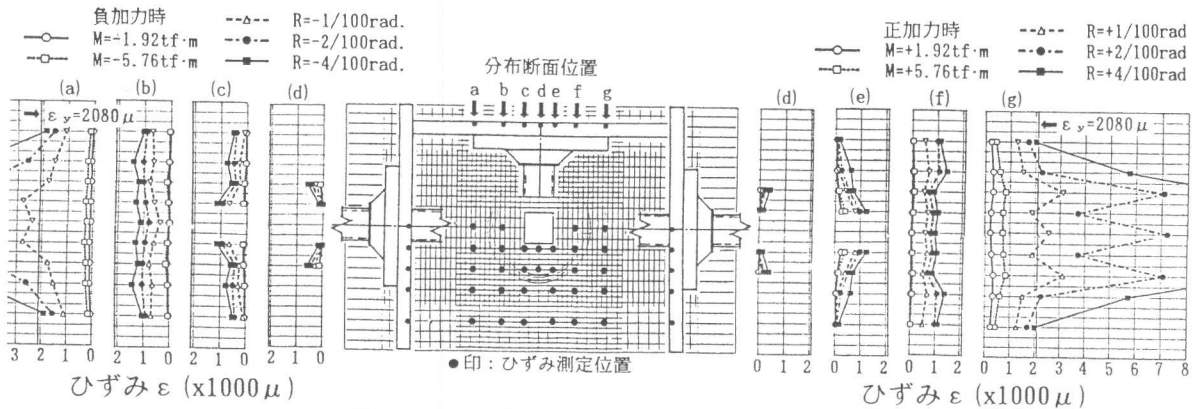


図-9 上端主筋のひずみ分布 (IS-1C)

3.2 鉄筋のひずみ分布

図-9に内柱モデル試験体の上端主筋の幅方向のひずみ分布を示す。床板の支板端位置 (a, g) では層間変形角 R が $2/100\text{rad.}$ の時点で、ほとんどの主筋が降伏したと考えられ、これは試験体の最大耐力時期と良く対応している。キャピタルの表面位置 (b, f) では上端主筋のひずみ分布はスラブの幅方向でほぼ一様である。このことから、鋼管柱の側面で切断され、柱貫通となっていない設計上算定外の主筋であっても、学会終局強度式における耐力算定位置 (キャピタル表面から支板部せいの $1/2$ 離れた断面位置) では曲げモーメントを負担してしまう事が分かる。 $R=2/100\text{rad.}$ の時点で、キャピタルの表面位置でのひずみの値は鉄筋の降伏ひずみのほぼ $1/2$ まで達している事から、この断面の最大曲げ耐力は本実験で得られた最大値の2倍程度と推察される。柱側面位置 (c, e) では柱際ほどひずみが大きい。これは、柱側面で切断された主筋の負担していた応力がこの柱際の主筋に流れたためと考えられる。この柱際の主筋のひずみの値も鉄筋の降伏ひずみのほぼ $1/2$ まで達している。

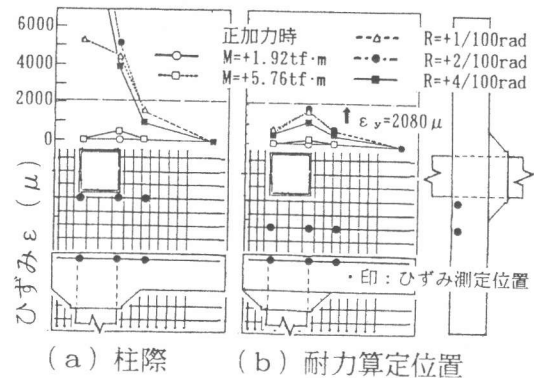


図-10 上端主筋のひずみ分布 (ES-1E)

図-10に側柱モデルの上端主筋のひずみ分布を示す。最大耐力時 ($R=1/100\text{rad.}$) では柱際に配置された主筋 (a) のひずみは既に降伏ひずみに達している。その値は外端側ほど大きいことからこの鉄筋が、柱の側面が外端の梁型を外側に押し出す破壊モードに抵抗する機構を担っていたと考えられる。また、柱際からやや離れた位置に配置された主筋 (b) では、外端側のひずみは小さい。これは、外端の梁型の破壊が柱隅角部で局部的に発生したため、その範囲外のこの位置に配置された鉄筋は外端の梁型の破壊の抵抗機構を担わなかったためと考えられる。

3.3 実験値と計算値との比較

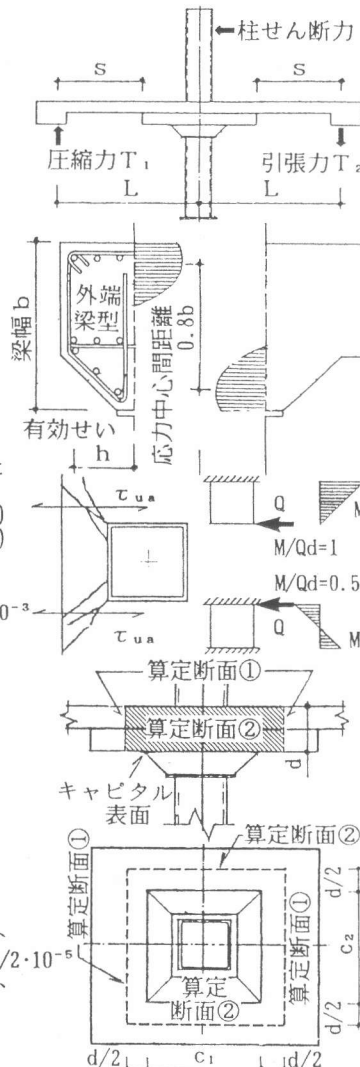
表-3に最大耐力時の実験値と計算値との比較を示す。参考として学会終局強度式で用いられているファクター ϕ （記号の説明は表-3の注を参照）による評価も併記した。主な結果は以下の通りである。

(1) 内柱モデル (IS 試験体)

表-3 最大耐力時の実験値と計算値との比較

試験体	実験値					実破壊モード		学会終局強度式							備考
	V_L	T_1	T_2	V_U	M_U	M_c	実/計	計算値				実験値/計算値			
								V_o	M_r	M_s	M_t	V_u/V_o	M_u/M_o	ϕ	
	tf	tf	tf	tf	tf·m	tf·m	-	tf	tf·m	tf·m	tf·m	-	-	-	
IS-1E	-	2.74	3.42	0.68	8.32	7.69	1.08	108	3.25	19.9	29.4	0.006	0.158	0.164	1)
IS-1C		3.02	3.74	17.4	9.13		1.19					0.161	0.174	0.335	
IS-2C	16.7	2.76	4.17	18.1	9.36		1.22					0.168	0.178	0.346	
IS-1P		2.90	4.13	17.9	9.50		1.24					0.166	0.181	0.347	
ES-1E	-	-	16.0	16.0	10.9	8.30 3.01	1.31 3.62	80.8 -	2.17 -	9.95 -	29.4 -	0.198 -	0.263 -	0.461 -	2) 3)

- 注) V_L : 接合部に加力した長期設計鉛直力
 T_1, T_2 : 最大耐力時の圧縮、引張側ターンバックルの軸力
 V_u : 最大耐力時に接合部に作用した鉛直力, $V_u = V_L + (T_2 - T_1)$
 M_u : 接合部の最大伝達曲げモーメント, $M_u = M_1 + M_2$
 M_1, M_2 : 圧縮、引張側ターンバックルの軸力による柱芯での曲げモーメント実験値, $M_1 = T_1 \cdot L, M_2 = T_2 \cdot L$
 L : ターンバックルの支持点から柱芯までの距離 (cm)
 M_c 1) : 支板端部での床板の最大曲げ耐力から求めた接合部の曲げモーメント
 $M_c = (M_{y1}/s + M_{y2}/s) \cdot L$
 M_{y1}, M_{y2} : 床板の下端、および上端引張時の床板の最大曲げ耐力計算値
 $M_{y1} = 0.9 \cdot a_{t1} \cdot \sigma_y \cdot t$ (tf·cm), $M_{y2} = 0.9 \cdot a_{t2} \cdot \sigma_y \cdot t$
 a_{t1}, a_{t2} : 床板の下端、および上端主筋断面積 (cm²)
 σ_y : 床板の主筋の降伏強度 (tf/cm²)
 t : 床板の有効せい (cm)
 s : ターンバックルの支持点から床板の曲げ降伏位置までの距離 (cm)
 M_c 2) : 接合部の外端部の梁型を水平力をうける梁とみなし、その水平方向のせん断耐力から求めた接合部の曲げモーメント, $M_c = 2 \cdot \tau_{ua} \cdot b \cdot j \cdot e \cdot 10^{-3}$
 τ_{ua} : 荒川mean式により求めた外端の梁型の水平方向の最大せん断応力計算値 (kgf/cm²) ただしせん断スパン比は 0.911と仮定した
 b : 外端の梁型の梁幅として接合部の全せいを採用 (cm)
 $j = 7/8h$; h は柱側面から外端までの距離を梁せいとした場合の有効せい (cm)
 e : 外端の梁型の水平力が柱に作用する場合の応力中心間距離; $e = 0.8b$ (m)
 M_c 3) : M_c 2) の算定式において τ_{ua} の代わりに ACI code にならったせん断ひびわれ強度 τ_{up} を用いて計算した M_c
 V_o : 鉛直力のみが伝達されるとき接合部の最大伝達鉛直力, $V_o = \tau_{up} \cdot A_c \cdot 10^{-3}$
 $\tau_{up} = 1.06 \sqrt{F_c}$; F_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)
 $A_c = 2d(C_1 + C_2 + 2d)$ (cm²), ただし ES-1E のみ $A_c = d(2C_1 + C_2 + 3d)$
 d : 支板部の有効せい (cm)
 C_1, C_2 : キャピタル表面のせいおよび、幅 (cm)
 M_o : 曲げモーメントのみが伝達されるとき接合部の最大伝達モーメント
 $M_o = M_r + M_s + M_t$
 M_r : スラブの曲げ抵抗によって伝達される接合部の曲げモーメント
 $M_r = (0.9a_{oe} \cdot \sigma_y \cdot d \cdot (c_2 + d)/x_t + 0.9a_{ob} \cdot \sigma_y \cdot d \cdot (c_2 + d)/x_b) \cdot 10^{-5}$
 ただし ES-1E は第1項のみ
 a_{oe}, a_{ob} : 接合部の耐力算定断面①での上端、下端主筋1本当たりの断面積 (cm²)
 σ_y : 接合部の主筋の降伏強度 (kgf/cm²)
 x_t, x_b : 接合部の耐力算定断面①での上端、下端筋間隔 (cm)
 M_s : 算定断面①の前後のせん断力により接合部に伝達される曲げモーメント
 $M_s = \tau_{up} (c_2 + d) \cdot d \cdot (c_1 + d) \cdot 10^{-5}$, ただし ES-1E は $M_s = \tau_{up} (c_2 + d) \cdot d \cdot (c_1 + d) / 2 \cdot 10^{-5}$
 M_t : 算定断面②の両側面のねじりにより接合部に伝達される曲げモーメント
 $M_t = \tau_{tu} \cdot d^2 / 2 \cdot \{ (c_1 + d) - d/3 \} \cdot 2 \cdot 10^{-5}$
 $\tau_{tu} = 6 \tau_{up}$
 $\phi = V_u / V_o + M_u / M_o$



破壊モードはスラブ支板端位置での床板の曲げ破壊であり、この位置における床板の曲げ降伏耐力から接合部の曲げモーメントを求めた。この計算値は実験値と良く一致した。床板の配筋は内柱モデル試験体4体とも共通であるために、各試験において設定したパラメーターの影響は最大耐力に現れなかったものと考えられる。最大耐力時の破壊部位が接合部であれば、学会終局強度式が示す $\phi = 1$ と比較して実験値から得られた ϕ がどれだけ増減するかという比較ができるが、本実験の結果では試験体の最大耐力時では接合部の破壊は生じていなかったために、 ϕ の実験値は $\phi = 1$ まで到達しなかったものと考えられる。鉛直荷重を載荷せず、曲げモーメントのみを載荷した試験体IS-1Eでは $\phi = 0.16$ 、その他の試験体では $\phi = 0.34 \sim 0.35$ となった。

内柱モデルの接合部が破壊する場合の ϕ を推定すると、鉄筋のひずみ実測値から推定した、実験値の2倍程度のキャピタル表面位置での曲げ降伏耐力まで接合部が耐力を保持できると仮定し、曲げモーメントに関する ϕ の増加分を考慮しても、 $\phi = 0.5$ 程度と考えられる。

(2) 側柱モデル (ES-1E)

接合部の破壊モードは外端の梁型の水平方向のせん断破壊であり、せん断ひび割れは梁型の材軸方向に対してほぼ 45° の角度で梁型を貫通していた。この破壊領域における曲げモーメントを梁型の軸方向筋の歪の最大耐力時の計測値から求め、せん断スパン比実験値を推定したところ0.911が得られた。外端の梁型のせん断スパン比に関しては明確に設定することは難しいが、ここではこの実験結果を考慮し、せん断スパン比0.911に対し、荒川mean式によりせん断耐力計算値を求めた。このせん断耐力を用いて計算した接合部の曲げモーメント計算値に対して実験値は3割程大きい、これにより大略評価できると考えられる。なお、この梁型のパンチング破壊耐力より求めた計算値に対しては実験値は3倍以上の値をとる。側柱モデルの場合は必ずしもフラットスラブの耐力を学会終局強度式により評価できるとは限らないが、柱の3面にスラブが接合しているという考えに基づいて試算したところ $\phi = 0.46$ という結果が得られた。

4. まとめ

鋼管柱に接続されたフラットスラブの主筋が鋼管内を柱貫通しない形式の接合部に対し、RC造のフラットスラブとして設計された試験体の耐力確認実験を行なった。実験は水平荷重を受ける場合を想定した静的正負繰り返し載荷実験であり、以下の結果が得られた。

(1) 架構内の内柱を対象とした試験体の接合部は、長期鉛直荷重の載荷の有無、柱の断面形状、接合部のプレキャスト化の有無、および鉛直荷重の伝達機構の差異にかかわらず、RC規準によるフラットスラブの終局強度の34~35%以上の耐力を有した。本実験では、接合部の耐力の最大値は確認できなかったものの、この形式の接合部が成立することを確認できた。

(2) 本実験結果の範囲内では、内柱の鋼管内を柱貫通せず柱側面で切断された床板の上端主筋も、RC規準のフラットスラブの終局強度評価式における耐力算定断面位置では曲げモーメントの負担に寄与した。

(3) 架構内の側柱を対象とした試験体では、外端の梁型部分が鋼管柱によって外側に押し出され、この梁型の水平方向のせん断破壊によって接合部の最大耐力が決定したと考えられる。この破壊機構と既往の梁のせん断耐力評価式を用いて試験体の接合部の最大耐力を大略評価できた。

参考文献 [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、11条、1988.12