

論文 アンボンドPCaPC 圧着隅柱梁接合部部分架構の水平二方向加力実験

大西 直毅^{*1}・塩原 等^{*2}

要旨：梁端部に鋼製内蔵ブラケットを有するプレキャスト鉄筋コンクリート梁を、PC 鋼棒により柱にアンボンド圧着接合する工法を適用して、2 体の実大の 1/3 スケールの梁曲げ降伏型スラブ付き立体隅柱梁接合部試験体を作製し、一定軸力下の水平二方向静的漸増振幅正負繰返し載荷実験を行い、二方向地震力に対する構造性能の検討を行った。実験の変数は圧着用 PC 鋼棒の断面積として、強度、復元力特性、変形成分を検討した。いずれの試験体も復元性が高く残留変形の少ない履歴特性が得られ、二方向加力による最大強度への影響は見られなかった。

キーワード：プレストレストコンクリート、プレキャスト、隅柱、PC 鋼棒、二方向加力

1. はじめに

プレキャスト鉄筋コンクリート梁部材を柱に圧着接合する架構システムは、梁降伏型として設計し圧着接合面の開閉に変形を集中させることにより、損傷を制御することができる。さらに圧着力を導入する緊張材にグラウトを注入しないアンボンド PCaPC 圧着工法は現場での建て入れが容易で、グラウト注入作業が不要であり、必要に応じて PC 鋼棒や部材が交換できるため、施工性・生産性の向上と長寿命化が期待されている。しかしながら耐震設計に必要な資料が少ない¹⁾。そこで本研究では 2 体の隅柱梁接合部部分架構の水平二方向静的正負漸増繰返し載荷実験を行い、それらの破壊性状や二方向加力の影響について検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は実大の約 1/3 スケールで、柱・梁・スラブはプレキャストコンクリートとした UBJ4 と UBJ5 の 2 体である。梁は PC 鋼棒により柱に圧着接合している。PC 鋼棒を通すシースにはグラウト材は注入しない。試験体の諸元を表-1 に、配筋とアイソメをそれぞれ図-1 と図-2 に示す。

当初柱には一定軸力 220kN を導入する予定で、試験体 UBJ4 は基準試験体、一方試験体 UBJ5 はどこまで梁を強くすることが可能かを調べる試験体であり、柱に対して厳しいものの終局には至らないような設計としたが、試験機の不具合により試験体完成後に軸力を 160kN に変更し、両試験体は変動軸力による引張力が作用した隅柱という位置づけに変更することにした。結局実験前の計算では PC 鋼棒降伏時の柱の曲げモーメントに対する柱の曲げ終局強度の比が、試験体 UBJ4 は一方向水平加力時に 2.05 (1.90)、45 度方向水平加力時に 1.45 (1.35) となっ

表-1 試験体諸元

試験体名	UBJ4	UBJ5	
F_c [N/mm ²]	67	67	
PC 鋼棒 (B 種 1 号, SBPR 930/1080) 直径	15mm	19mm	
梁	幅×せい [mm]	280×340	
	f_y [N/mm ²]	374	374
	f_{wy} [N/mm ²]	462	462
	σ_0 [N/mm ²]	(北梁) 4.9 (西梁) 4.7	(北梁) 8.0 (西梁) 8.1
	P_0 / P_y	(北梁) 0.58 (西梁) 0.56	(北梁) 0.63 (西梁) 0.63
柱	幅×せい [mm]	300×300	
	f_y [N/mm ²]	410	410
	f_{wy} [N/mm ²]	462	462
	軸力比	0.026	0.026

ここに、 F_c ：コンクリートの圧縮強度、 f_y ：主筋降伏強度、 f_{wy} ：せん断補強筋強度、 σ_0 ：実験開始時のコンクリート応力度、 P_0 ：実験開始時の緊張力、 P_y ：PC 鋼棒 4 本分の降伏荷重

ており、試験体 UBJ5 は一方向水平加力時に 1.49 (1.33)、45 度方向水平加力時に 1.05 (0.95) となっている (括弧内は梁のせん断力を考慮した下柱の余裕度)。また、梁の配筋量は PC 鋼棒が降伏するまでは梁に生じる曲げモーメントに対し普通鉄筋が降伏しないように定めた。尚、PC 鋼棒降伏時の梁の曲げモーメントは PC 鋼棒 4 本分の降伏荷重が梁断面中心に作用した無筋コンクリートの最大曲げモーメントとして計算した。

スラブはフルプレキャスト板として、柱と梁を圧着接合した後に梁に載せた。柱とスラブの間には層間変形角 4% までは接触しないよう 6mm の隙間があり、梁とスラブはシアコッターによって接合される。シアコッターは、スラブが梁端部の圧着部分の開きを拘束しないように、

*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻博士課程 修士 (工学) (正会員)

*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻准教授 工博 (正会員)

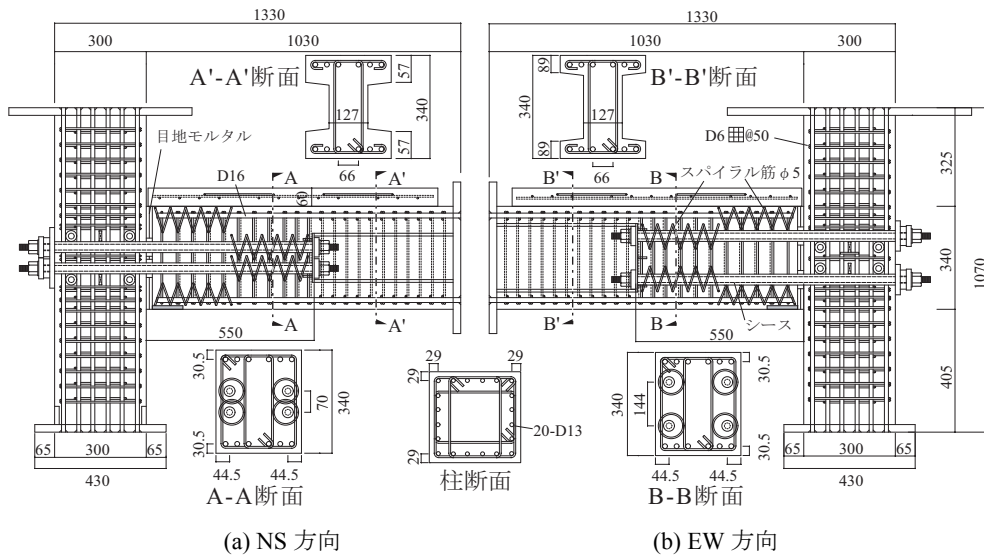


図-1 試験体 UB14 配筋図 (単位 : mm)

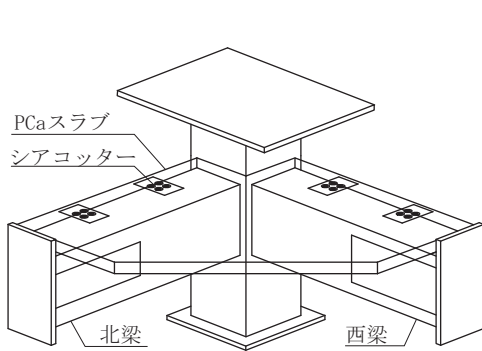


図-2 試験体アイソメ図

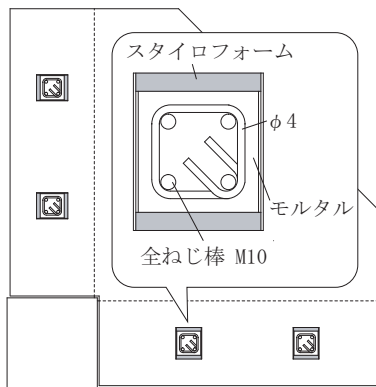


図-3 シアコッター

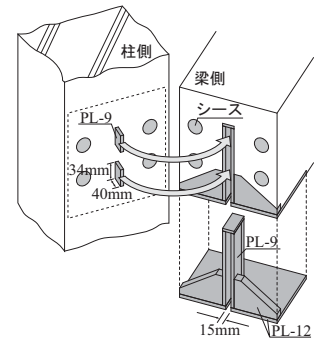


図-4 圧着接合面

梁に直交する方向に変形する機構²⁾とした(図-3)。また、鋼製内蔵ブラケット¹⁾は、二方向加力時に梁がねじりモーメントを受けて生ずる回転に抵抗できるように、図-4のように柱側から突き出した上下2枚のプレートを梁の圧着接合面に設けた溝型のプレートで受ける構造とした。

2.2 実験方法

図-5に示すように、加力は、梁先端をピン・ローラー支持とし、柱頭、柱脚をピン支持として柱頭のロードセルで一定軸力160kNを保ちながら二方向静的正負漸増繰返し載荷を行った。梁の上端が圧縮となる向きを正とした。圧着接合面が開く前は荷重制御によりPC鋼棒降伏時の層せん断力の計算値 Q_y による $0.1Q_y$ 、 $0.5Q_y$ を目標値とした加力を行い、圧着接合面が開いた後は変位制御により層間変形角0.5%、1%、2%、3%、4%を目標値として加力を行った。各加力サイクルでは図-6に示すような十字加力と田の字加力を1回ずつ行った。ここで Q_y はPC鋼棒4本分の降伏荷重 P_y と梁せい D_b から式(1)を用いて略算した圧着接合面に生じる曲げモーメント M_y と、柱せい D_c 、柱の中心軸から梁先端ピンまでの距離 L 、

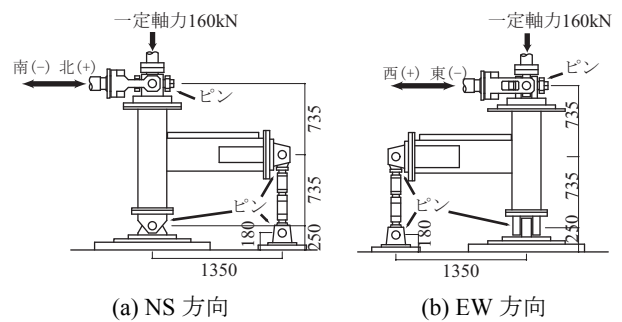


図-5 加力装置図

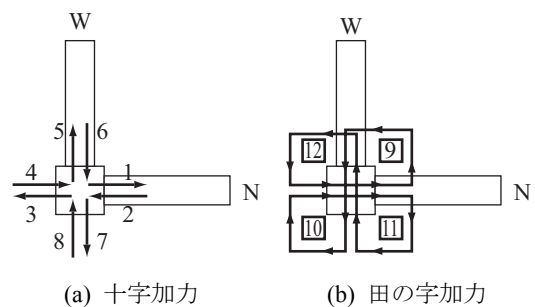


図-6 加力パス

柱の上下ピン間距離 H を用いて次式で計算した。

$$M_y = 0.9P_y \frac{D_b}{2} \quad (1)$$

$$Q_y = M_y \frac{L}{L - D_c/2} / H \quad (2)$$

層せん断力は水平アクチュエータの荷重に鉛直荷重による P-Δ 効果を考慮して補正した。PC 鋼棒のひずみは梁側の定着端から 50mm の位置に貼った 2 枚のひずみゲージで計測した。圧着接合面の上下方向回転角θは、梁の圧着接合部側面に水平に設けた 2 本の変位計の相対変位を変位計間距離で除して求めた。

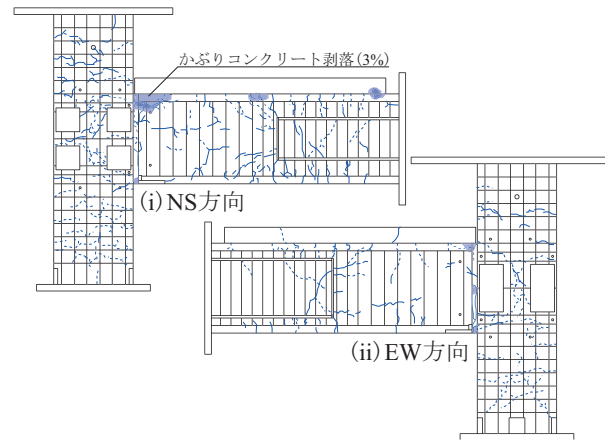
$$\theta = \frac{d_2 - d_1}{h} \quad (3)$$

3. 実験結果

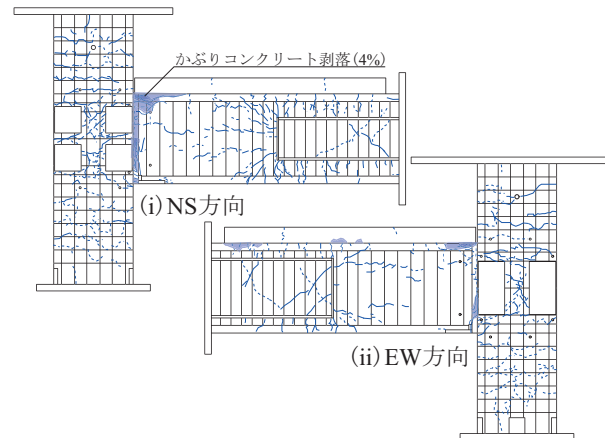
3.1 破壊性状

図-7 に層間変形角 4%加力終了時の試験体のひび割れを示す。試験体はいずれも初めに柱と梁に曲げひび割れが生じ、その後試験体 UBJ4 は層間変形角 0.5%加力時に、試験体 UBJ5 は層間変形角 1%加力時に圧着接合面の開きを目視で初めて確認した。その後は圧着接合面の開きが増大し、層間変形角 2%を過ぎるとかぶりコンクリートにひび割れが見られるようになった。層間変形角 3%加力時には引張側 2 本の PC 鋼棒が降伏した (図-8 の○印)。試験体 UBJ4 は層間変形角 3%の田の字加力の際に、試験体 UBJ5 は層間変形角 4%の田の字加力の際に圧着接合面付近の梁上端のかぶりコンクリートが剥落した。

柱主筋は試験体 UBJ5 の北西隅の主筋のみ層間変形角 3%加力時に降伏し、他の主筋は降伏しなかった。また、定着板付近は加力前にすでにひび割れが入っていたが、柱と梁の曲げひび割れも含めて除荷時には閉じており、最も開いている梁の定着板付近のひび割れ幅は 0.1mm であった。定着板自体に損傷はなかった。試験体 UBJ5 の方が圧着接合面が開く時の層せん断力は大きい、実験終了時の圧着接合面付近のコンクリートの損傷も大きくなった。



(a) 試験体 UBJ4



(b) 試験体 UBJ5

図-7 ひび割れ図 (層間変形角 4%加力終了時)

シアコッター付近については、試験体 UBJ4 では層間変形角 4%田の字加力時にスラブの側面に縦のひび割れが生じた。試験体 UBJ5 では層間変形角 2%田の字加力時にスラブの側面に縦のひび割れが生じ、層間変形角 4%田の字加力時にシアコッターのモルタルにひび割れが生じた。

鋼製内蔵ブラケットは実験終了後の試験体の解体で損傷がなかったことを確認した。

3.2 層せん断力と層間変形角

層せん断力と層間変形角との関係を図-8 に、実験値

表-2 層せん断力と層間変形角の実験結果一覧

試験体名	UBJ4				UBJ5			
	南北		東西		南北		東西	
引張側 PC 鋼棒降伏時	Q_{pcy} [kN]	R_{pcy} [%]	Q_{pcy} [kN]	R_{pcy} [%]	Q_{pcy} [kN]	R_{pcy} [%]	Q_{pcy} [kN]	R_{pcy} [%]
正方向加力時	83.1	2.40	79.8	2.19	106.7	2.74	112.6	2.38
負方向加力時	-74.7	-2.42	-77.5	-2.38	-113.6	-2.34	-115.8	-2.24
最大層せん断力時	Q_{max} [kN]	R_{max} [%]	Q_{max} [kN]	R_{max} [%]	Q_{max} [kN]	R_{max} [%]	Q_{max} [kN]	R_{max} [%]
正方向加力時	86.5	1.94	84.9	2.00	110.2	1.99	114.3	2.82
負方向加力時	-83.6	-3.95	-82.1	-2.00	-125.1	-3.97	-123.0	-2.02

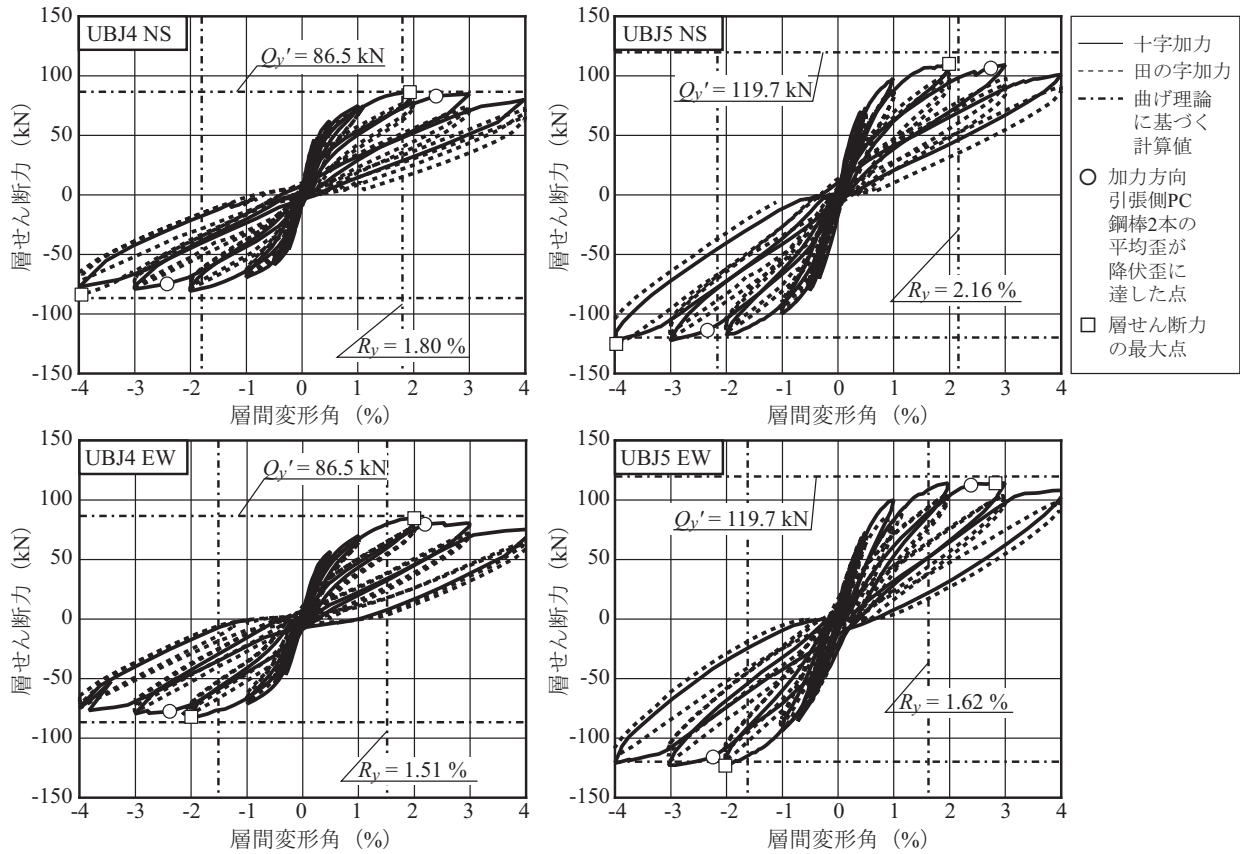


図-8 層せん断力と層間変形角の関係

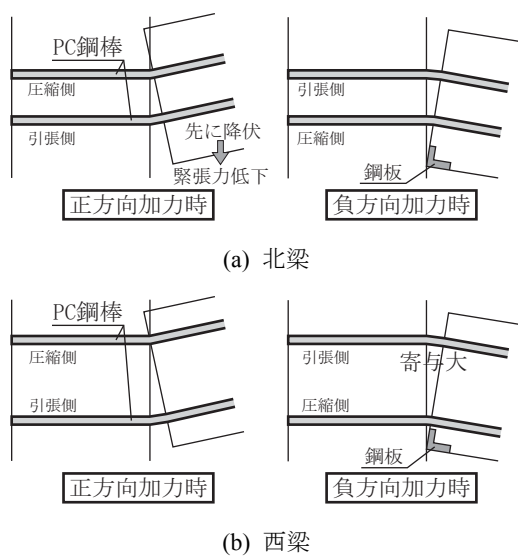


図-9 PC 鋼棒の上下間隔の違い

を表-2 に示す。最大層せん断力は試験体 UBJ5 の方が UBJ4 より正側は南北方向約 27%、東西方向約 34%、負側は両方向とも約 50%高く、上昇率は正負で異なっていた。

試験体 UBJ4 では正側加力での引張側 PC 鋼棒降伏時までの比較で、南北方向正側の最大耐力は負側より約 10%高かった。これは図-9 のように、上側の PC 鋼棒が先に正側で降伏したために、負側加力時に同じ変形角に

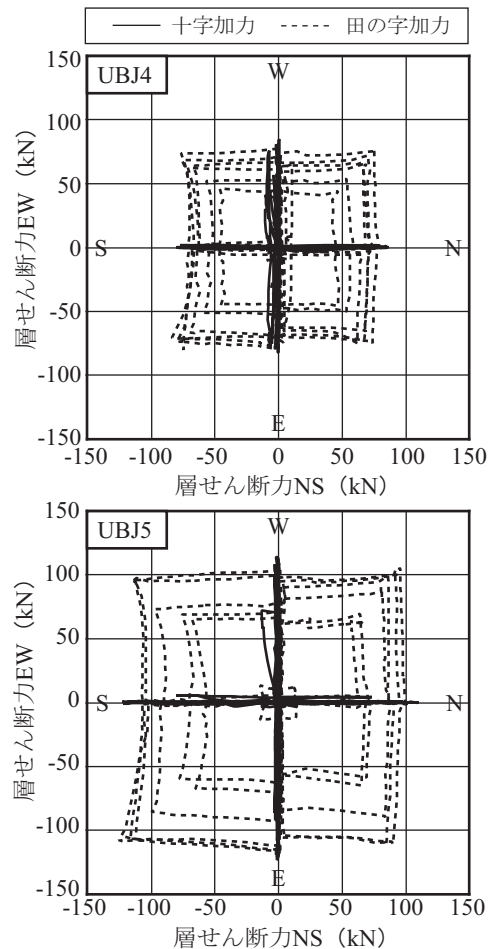


図-10 層せん断力の軌跡

達しても下側の PC 鋼棒の緊張力低下分だけ梁全体の緊張力が低いためと考えられる。しかし圧着接合面には鋼製内蔵ブラケットのプレートがあり、正モーメント時には下端の端部プレートを介して圧縮力が伝達されるので、梁のコンクリートの損傷が緩和され、特に、PC 鋼棒による緊張力の大きい試験体 UBJ5 の最大層せん断力は負側の方が大きくなった。

南北方向は正側加力時に最大層せん断力点よりやや大きい変形角で引張側 PC 鋼棒が降伏し、負側加力時には層間変形角 4% で最大耐力を迎えた。一方東西方向の最大層せん断力は南北方向とほぼ等しく、最大層せん断力時の層間変形角は正負でほぼ同じになった。PC 鋼棒が断面中心に寄った北梁の方が曲げによって圧縮側 PC 鋼棒に生ずる引張力の増加量が大きいため、引張側 PC 鋼棒降伏後でも層間変形角が大きくなると圧縮側の PC 鋼棒の緊張力が増加し、圧着接合面に生じる曲げモーメントが増加したと考えられる。しかし負側加力時には鋼製プレートが圧縮されたのに対し、正側加力時にはコンクリート部分が圧縮され損傷したため、曲げに伴う PC 鋼棒の緊張力増加は生じにくかったと考えられる。

次に二方向の層せん断力の軌跡を図-10 に示す。田の字加力で一方向の载荷時または除荷時に直交方向でわずかに層せん断力の低下が見られ、二方向加力が最大層せん断力後に達した後の耐力低下の原因の一つとなっていると考えられる。文献3)によると、鉄筋コンクリート立体接合部試験体の二方向加力実験では梁曲げ破壊型でも接合部の損傷が大きいと一方向の载荷時また

表-3 層せん断力と層間変形角の計算値

試験体名	UBJ4	UBJ5
Q_y [kN]	86.5	119.7
R_y [%]	(南北方向) 1.80 (東西方向) 1.51	(南北方向) 2.16 (東西方向) 1.62

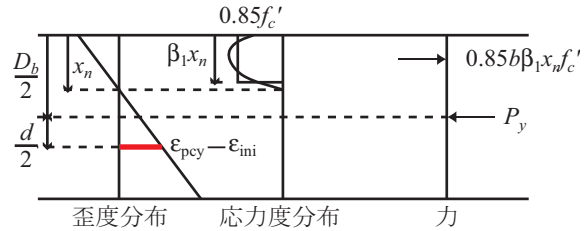


図-11 力の釣り合い

は除荷時に直交方向の層せん断力を低下させる現象が見られるが、今回の試験体でそれがわずかに見られる程度であったのは、試験体 UBJ5 の北西隅の主筋を除き柱の主筋が降伏せず、後述のように、柱の変形が小さく、ほとんどが圧着接合面の開きとなったことと関係があると考えられる。

3.3 層せん断力と層間変形角の計算値

次に平面保持を仮定する曲げ理論に基づいて最大層せん断力を計算し、実験で得られた最大層せん断力との比較を行った。最大層せん断力は PC 鋼棒が 4 本全て降伏強度に達したときとし、PC 鋼棒による緊張力は梁の断面の中心に生じるものとし、さらに ACI ストレスブロックの考え方を採用して次式から圧着接合面に生じる

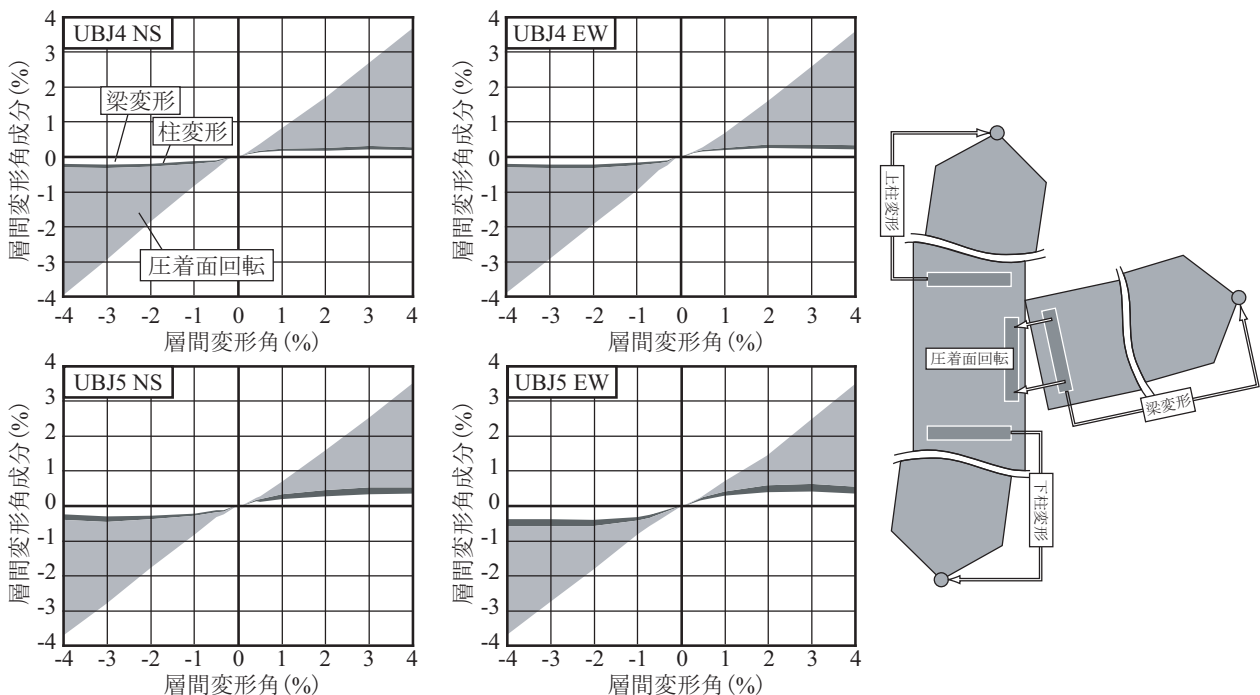


図-12 変形割合

最大曲げモーメント M_y' を求め、最大層せん断力 Q_y' は M_y' を式(2)の M_y に代入して求めた (図-11)。

$$x_n = \frac{P_y}{0.85b\beta_1f_c'} \quad (4)$$

$$M_y' = P_y \left(\frac{D_b}{2} - \frac{\beta_1 x_n}{2} \right) \quad (5)$$

ここに、 P_y は PC 鋼棒 4 本分の降伏荷重とした。また、 D_b は梁せい、 x_n は圧縮縁から中立軸位置までの距離、 f_c' はコンクリート圧縮強度、 β_1 は ACI ストレスブロック係数で 0.65 とした。

また、最大層せん断力時の層間変形角 R_y は、引張側の PC 鋼棒が降伏ひずみに達したときの圧着接合面の回転角と、柱と梁を弾性変形としたときの部材角の線形和として次式で計算した。

$$M_y'' = M_y' \frac{L}{L - D_b/2} \quad (6)$$

$$R_y = \frac{\varepsilon_{pcy} - \varepsilon_{ini}}{\frac{D_b}{2} + \frac{d}{2} - x_n} L_{pc} + \frac{M_y''}{3EI_b/L} + \frac{M_y''/2}{3EI_c/(H/2)} \quad (7)$$

ここに、 L は柱の中心軸から梁先端ピンまでの距離、 H は柱の上下ピン間距離で、 ε_{pcy} 、 ε_{ini} はそれぞれ PC 鋼棒の降伏ひずみと実験開始時のひずみ、 d は PC 鋼棒の上下間隔、 E はコンクリートのヤング係数、 I_b 、 I_c はそれぞれ梁と柱の断面 2 次モーメントである。

計算結果を表-3 と 図-8 に一点鎖線で示す。実験では最大層せん断力に達したときに圧縮側の PC 鋼棒が降伏強度に達していなかったため、最大層せん断力は計算値の方が 5~8%程度高くなった。また層間変形角は実験値が計算値より大きくなっているが、これは計算値が柱と梁を弾性変形としているのに対し、実験では梁の鉄筋コンクリート部分が曲げひび割れを生じて剛性が低下したためと考えられる。

3.4 変形割合

図-12 にピーク時の層間変形角に占める梁、柱の変形角と圧着接合面の開きによる梁の回転角の割合を示す。いずれの試験体も層間変形角の増大とともに圧着接合面の回転角の割合が増大しており、層間変形角 2%では全体の約 60%を、層間変形角 4%では約 80%を占めた。また、柱と梁の変形角は圧着接合面が開いた後はほとんど変化が見られなかった。

4. まとめ

プレキャスト鉄筋コンクリート梁を PC 鋼棒により柱にアンボンド圧着接合した隅柱部分架構の試験体 2 体に水平二方向静的正負漸増繰返し载荷を行い、以下の結論

が得られた。

- (1) 復元性が高く残留変形の少ない履歴特性が得られた。両試験体とも圧着接合面が開いてからは柱と梁の変形量の絶対値がほぼ変わらず、変形は圧着接合面の開きに集中し、層間変形角に占める圧着接合面の回転角の成分は層間変形角 2%で約 60%、層間変形角 4%で約 80%となった。
- (2) 実験では PC 鋼棒による緊張力は 4 本分の降伏荷重に達していなかったため、曲げ理論による最大層せん断力の計算値は実験値より 5~8%程度大きく見積もられた。精度を上げるには圧縮側 PC 鋼棒の塑性ひずみを推定する必要がある。また、層間変形角の計算精度を上げるには梁の鉄筋コンクリート部分の曲げひび割れを考慮する必要があると考えられる。
- (3) 二方向加力による最大強度の低下は殆ど見られなかったが、最大層せん断力に達した後に見られる耐力低下は二方向加力が要因になったと考えられる。
- (4) 正負で最大強度に違いが見られる場合があった。PC 鋼棒が断面の中央に集中して配置されている場合、PC 鋼棒降伏時の層せん断力は先に加力した方向より後に加力した方向が 10%程度高かった。先に加力した方向で PC 鋼棒が降伏し、梁の緊張力が低下したためと考えられる。PC 鋼棒の上下間隔が広いとこのような現象は見られなかった。

謝辞

本研究は、国土交通省先導技術開発助成事業により、平成 18~19 年度の研究課題「構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築の開発 (技術開発責任者：塩原等、千葉脩)」として助成を受け、(社) 建築業協会において実施された共同研究「RC 造事務所ビル研究実施委員会 (委員長：塩原等)」の一環として実施された。

参考文献

- 1) キムキョンミン、塩原等、楠原文雄：施工性と修復性の向上を目指したアンボンド PCaPC 十字型部分架構の耐震実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.30, No.3, pp.343-348, 2008
- 2) 迫田丈志ほか：アンボンド PC 架構に適用する PCa 床スラブ-梁接合部の耐力評価 (その 1 実験概要と破壊経過)、日本地震工学会・大会-2007 梗概集、pp.232-233, 2007
- 3) 黒瀬行信：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の一方向および二方向加力実験、日本建築学会構造系論文報告集、第 448 号, pp89-99, 1993.6