日本建築学会構造系論文集 第75巻 第649号, 635-642, 2010年3月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 75 No. 649, 635-642, Mar., 2010

PC圧着関節工法を用いた十字形骨組の力学的挙動に対する床スラブの影響

EFFECT OF FLOOR SLAB ON MECHANICAL BEHAVIOR OF A CRUCIFORM FRAME USING P/C MILD-PRESS-JOINT

坂田弘安*, 坂上　肇**, 加藤雅樹***, 和田　章****, 松崎育弘*****
Hiroyasu SAKATA, Hajime SAKAGAMI, Masaki KATO,
Akira WADA and Yasuhiro MATSUZAKI

The PC-Mild-Press joint method is one of the methods which can control damage of structures with concrete. Authors have already carried out study and have clarified its mechanical behavior and damage. However, the effects of the floor slab on the structural behavior of the frame have not been clarified. In this study, experiments were conducted on a cruciform frame with a floor slab constructed by the PC-Mild-Press Joint method to determine its mechanical behavior and damage. The study focused on the effects of damage control when a prestress force was introduced into the floor slab using unbonded prestressing bars for the main floor slab reinforcement. The evaluation of damage in the floor slab derived from the crack width and the section analysis of interface's M – θ are proposed.

Keywords : *Floor slab, Crack, Damage control, Prestress force, Unbonded prestressing bar*
床スラブ，ひび割れ，損傷制御効果，プレストレス力，アンボンドPC鋼棒

1. 序論

PC圧着関節工法は，高品質かつ高強度(Fc=50N/mm²以上)のプレキャストプレストレストコンクリート部材を，PC鋼材を用いて圧着接合し，一体化させる工法である。本工法に用いるPC鋼材は，1次ケーブルと2次ケーブルの2種類を用いる。1次ケーブルは，柱・梁接合部を貫通させることなく部材端部に定着させ，部材をフルプレストレスの状態にするために使用する。2次ケーブルは，柱・梁接合部を貫通させて圧着接合する際に用い，その導入プレストレス力は，PC鋼材の規格降伏強度(以下，P_y)の50%程度とする。本工法では，この2次ケーブルに導入する緊張力をP_yの50%程度とすることで，コンクリート系構造において，損傷制御を可能としている。つまり大地震下では，圧着面(以下，関節部)からPC鋼材を弾性範囲内で抜け出させ，関節部に弾性回転を生じさせる。これにより，架構の変形を関節部に集中させ，部材の変形を抑制し，損傷を制御する。また，除荷時にはプレストレス力により残留変形を小さくすることが出来るため，地震後の再利用性に優れる架構を作り出すことが出来る。

これまでに既往の研究[1)~3)]において，部分架構実験を行い，本工法を用いた架構は関節部に損傷を集中させ，部材に生じる損傷を抑制できること，ならびに大変形後にも残留変形の小さい履歴性状を有することを確認した。また，PC鋼材の抜け出しからなる関節部の回転変形は，PC鋼材とグラウトとの付着性状が支配的であるため，PC鋼材とグラウトとの付着要素実験を行い，これらの付着特性の把握を行った。そして，実験結果から得られたPC鋼材の歪分布をモデル化することで，引き抜き荷重－抜け出し量関係および関節部モーメント－回転角関係を評価できることを示した。

以上のように一連の研究を行ってきたが，床スラブが架構に及ぼす影響については把握出来ていない。地震時には，床スラブには鉄筋の塑性化や，コンクリートのひび割れ等の損傷が生じることが考えられ，本研究が目指す損傷制御の観点からも，床スラブの影響を無視することは出来ない。そこで本研究では，本工法を用いた床スラブ付き十字形骨組実験を行い，その力学的挙動および損傷を把握する。また，床スラブ主筋にアンボンドPC鋼棒を用いてプレストレス力を床スラブに導入した場合の損傷制御効果について検討を行うとともに，床スラブの損傷を表す指標として，ひび割れ幅およびひび割れ面積を用いた検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図1に試験体パラメーターを，図2に梁および床スラブ断面を，

本論は文献11)をもとに，加筆・修正してまとめたものである。

* 東京工業大学建築物理研究センター　准教授・工博
** 元東京工業大学　大学院生・修士課程・修士(工学)
*** 東京工業大学　大学院生・修士課程
**** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博
***** 東京理科大学工学部建築学科　教授・工博

Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
Graduate Student, Tokyo Institute of Technology
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

図 3 に柱，直交梁および小梁断面を，図 4 に柱梁配筋を，表 1 に試験体諸元および材料特性を示す。試験体は，文献 1)で行った梁上下のシース管にそれぞれ PC 鋼より線 ϕ 12.7 を 3 本ずつ配線した十字形試験体(設計基準強度=90N/mm²)に直交梁，小梁および床スラブを取り付けた試験体であり，実建物の約 1/3 スケールを想定した。ただし，本実験では架構，床スラブそれぞれのコンクリート設計基準強度を 60N/mm²，30N/mm² とした。試験体は 3 体であり，変動要因を床スラブ主筋として No.1 には異形鉄筋 D6(SD295A)を，No.2 および No.3 にはアンボンド PC 鋼棒 ϕ 9.2(C 種 1 号)を使用し，このアンボンド PC 鋼棒を用いて床スラブにプレストレス力を導入した。No.2 は，梁両側面から 0.1l (l：梁の内法スパン=2520mm)の範囲にアンボンド PC 鋼棒を，それ以外の範囲には異形鉄筋を No.1 同様に配筋した。No.3 では，床スラブ主筋全てにアンボンド PC 鋼棒を使用した。床スラブには，各部材の圧着接合および柱プレストレス力導入後に，床スラブ主筋および配力筋を配した。床スラブ主筋として異形鉄筋を使用する箇所には，これを直交梁に差し筋として埋め込み，側面から 300mm ずつ伸ばして製作した。また，アンボンド PC 鋼棒を配筋する箇所には，シース管を埋め込み製作した。配力筋は全試験体ともに D6(SD295A)を使用し，これを梁に差し筋として埋め込み，側面から 700mm ずつ伸ばして製作した。床スラブ主筋および配力筋として異形鉄筋を使用する箇所には，差し筋と 200mm(33d)の重ね継ぎ手を確保してこれらを配し，コンクリートを打設した。所定強度確保後にアンボンド PC 鋼棒をシース管に通し，緊張力を導入した。柱，梁との接触面には特に目荒らしなどの

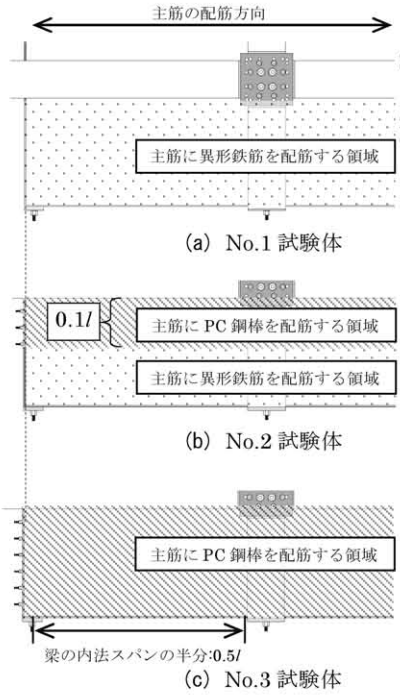


図 1 試験体パラメーター(平面)

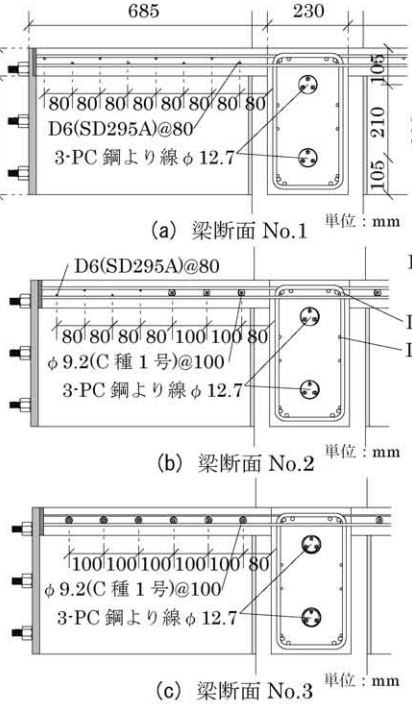


図 2 梁および床スラブ断面

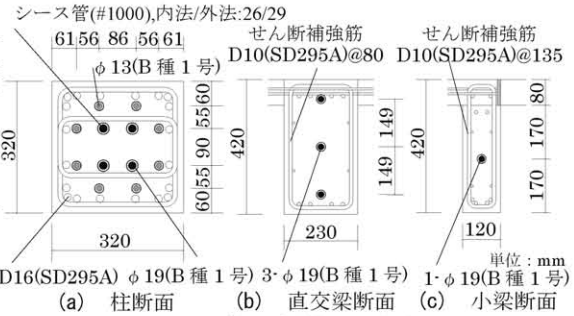


図 3 柱，直交梁，小梁断面

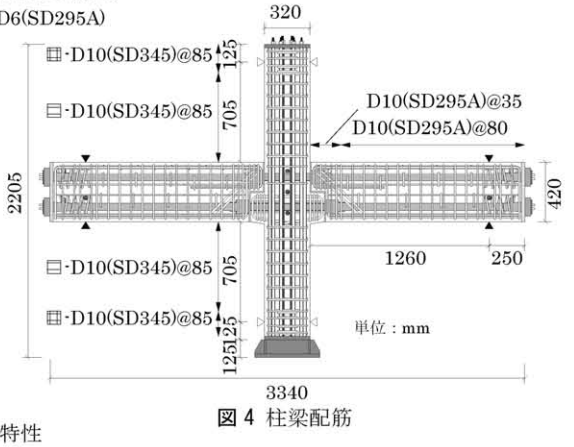


図 4 柱梁配筋

表 1　試験体諸元および材料特性

試験体	部材	コンクリート 圧縮強度	コンクリート ヤング係数	コンクリート 引張強度	グラウト 圧縮強度	グラウト ヤング係数	主筋 PC鋼材 材種(配筋)	降伏強度	ヤング係数	導入緊張力		シース管(#1000)	軸応力度/軸力比		異形鉄筋 材種(配筋)	降伏強度	ヤング係数	せん断補強筋 材種(配筋)	降伏強度	ヤング係数	補強筋比	接合部 材種(配筋)	降伏強度	ヤング係数
		${}_c\sigma_B$	$E_c(\times10^4)$	${}_c\sigma_t$	${}_G\sigma_B$	$E_G(\times10^4)$		σ_y	$E_s(\times10^5)$	1本	合計	内法/外法	σ_P※1/η_P※2	σ_N※3/η_N※4		σ_y	$E_s(\times10^5)$		σ_y	$E_s(\times10^5)$	p_w		σ_y	$E_s(\times10^5)$
		N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²		N/mm²	N/mm²	kN/本	kN	mm	N/mm²/–	N/mm²/–		N/mm²	N/mm²		N/mm²	N/mm²	%		N/mm²	N/mm²
No.1	柱	61.8	3.64	2.9	55.6	1.36	B種1号 (8-φ13)	1057	1.93	49	392	20/23	3.83/0.062	7.28/0.118	SD295A (20-D16)	349	1.82	SD345 (D10@85)	373	1.85	1.05	SD345 (2-D10)	373	1.85
	梁	61.8	3.64	2.9	55.6	1.36	7本より線B種 (上下3本)	1580	2.13	78	468	50/53	4.84/0.078	–	–	–	–	SD295A (D10@80)	362	1.84	0.78			
	床	40.5	3.25	2.5	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	SD295A (16-D6)	347	1.89	–	–	–	–			
No.2	柱	62.6	3.58	2.9	53.5	1.48	B種1号 (8-φ13)	1057	1.93	49	392	20/23	3.83/0.061	7.27/0.116	SD295A (20-D16)	349	1.82	SD345 (D10@85)	373	1.85	1.05			
	梁	62.6	3.58	2.9	53.5	1.48	7本より線B種 (上下3本)	1580	2.13	78	468	50/53	4.84/0.077	–	–	–	–	SD295A (D10@80)	362	1.84	0.78			
	床	40.8	3.15	2.9	–	–	C種1号 (6-φ9.2)	1199	1.94	14.7	88.2	18/21	0.84/0.021	–	SD295A (8-D6)	347	1.89	–	–	–	–			
No.3	柱	63.3	3.67	2.0	59.3	1.50	B種1号 (8-φ13)	1057	1.93	49	392	20/23	3.83/0.060	7.27/0.115	SD295A (20-D16)	349	1.82	SD345 (D10@85)	373	1.85	1.05			
	梁	63.3	3.67	2.0	59.3	1.50	7本より線B種 (上下3本)	1580	2.13	78	468	50/53	4.84/0.077	–	–	–	–	SD295A (D10@80)	362	1.84	0.78			
	床	43.2	3.07	3.1	–	–	C種1号 (12-φ9.2)	1199	1.94	14.7	176	18/21	1.69/0.039	–	–	–	–	–	–	–	–			

※1, σ_P(=N_P/b/D)：プレストレス力による応力度(N_P:プレストレス力,b:柱幅/梁幅/スラブ厚,D: 柱せい/梁せい/スラブ幅)，※2, η_P(=$\sigma_P/{}_c\sigma_B$)：プレストレス応力度/コンクリートの圧縮強度，※3, σ_N(=N_N/b/D)：軸力による応力度(N_N:軸力=745kN,b:柱幅/梁幅/スラブ厚,D: 柱せい/梁せい/スラブ幅)，※4, η_N(=$\sigma_N/{}_c\sigma_B$)：軸力/コンクリートの圧縮強度

処置は行っていない。本試験体では床スラブ主筋および配力筋の配筋が困難なことから梁の側面に床スラブを打設している。床スラブ主筋は直交梁と小梁，配力筋は梁のせん断補強筋の内側にそれぞれ通しているため，コンクリートの一体性は確保されていないが，鉄筋の一体性は確保されている。またこのような形状とすることで，圧着面にあらかじめひび割れ誘発目地が存在することになり，梁上部に入るひび割れは梁上部に床スラブを打設するときに比べ少なくなるが，床スラブ面上のひび割れに差は生じないと考えた。また本試験体は，柱，梁の PC 鋼材は降伏せず梁端圧着部のコンクリートの圧壊により最大耐力に達するように設計した。梁の曲げ破壊強度[4]に対する柱梁接合部パネルのせん断終局強度[5]の余裕度は No.1 と No.2 では 1.4，No.3 では 1.5 程度である。この曲げ破壊強度の算定には，文献 4)における曲げ破壊強度の精算方法を用いた。

2.2 緊張方法

柱プレストレス力導入後の柱軸力導入による柱プレストレス力の減退を小さくするため，予め柱軸力として柱内に配したアンボンド PC 鋼棒を用いて 745kN 導入し，柱プレストレス力を PC 鋼棒 B 種 1 号 ϕ 13 を用いて 1 本当り約 49kN(=0.4P_y)導入した後，再度柱軸力が 745kN となるよう柱軸力の減退分を導入した。この後，PC 鋼棒 B 種 1 号 ϕ 13 に 1 本当り約 49kN 導入されていることを確認した。次に，梁プレストレス力として 7 本より線 B 種 ϕ 12.7 により 1 本当り約 78kN(=0.5P_y)導入した後，直交梁，小梁の順に PC 鋼棒 B 種 1 号 ϕ 19 を用いて梁と同じプレストレス応力度となるようにプレストレス力を導入した。その後，床スラブに打設したコンクリートの所定強度確保後にアンボンド PC 鋼棒により，床スラブにプレストレス力を導入した。No.2 および No.3 のアンボンド PC 鋼棒 1 本当りの導入緊張力は，No.1 の異形鉄筋が全て降伏する引張力と同等のプレストレス力が作用するように，1 本当りの導入緊張力を設定し，約 14.7kN/本(=0.17P_y)導入した。梁の PC 鋼より線には初期導入歪として 3400 μ 程度の歪が導入されており，床スラブのプレストレス力の導入により 20 μ 程度の変化が見られたが，影響は小さい。梁，直交梁，小梁，柱のプレストレス力導入用の PC 鋼材を通すシース管には緊張力導入後にグラウトを充填した。また本試験体においては，1 次ケーブルが架構の復元力特性に及ぼす影響は小さいと考えたため，2 次ケーブルのみ使用した。部材のひび割れ強度などを考えると 1 次ケーブルがない場合は不利な条件となっている。

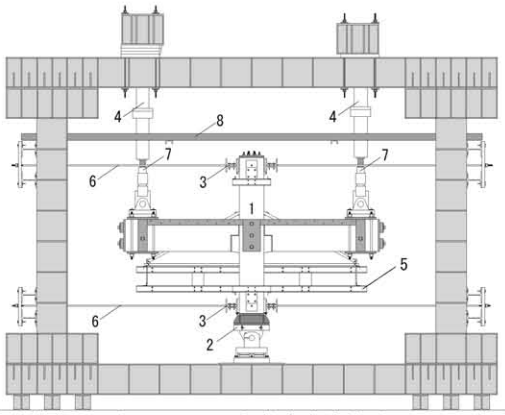
2.3 加力方法

図 5 に加力装置および加力サイクルを示す。試験体の加力は，左右梁端に取り付けたジャッキを用いて，地震時に水平力が作用した場合を想定した正負交番繰り返し漸増載荷とした。階高中央位置でピン機構を有する柱頭支点および，ピンローラー機構を有する柱脚支点を実現するために，各点位置で柱を鋼材で挟み込み，これらを両端に球面座金を有する PC 鋼棒を用いて加力フレームに固定することで柱反力を得た。図 5(b)に示す柱脚回転中心の下のピンローラーは，この機構を成立させる上で試験体の自重を支えるために設置した。

3. 実験結果および検討

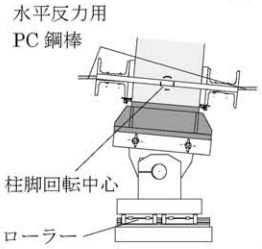
3.1 破壊性状

図 6 に柱と梁の圧着面(以下，梁関節部)ならびに床スラブのひび

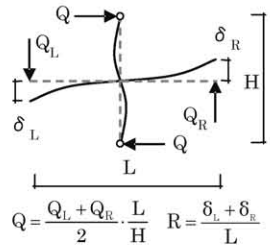


1：試験体，2：ピンローラー，3：柱支点治具，4：490kN ジャッキ，5：変位測定用ホルダー，6：PC 鋼棒，7：ロードセル，8：面外変形拘束用チャンネル

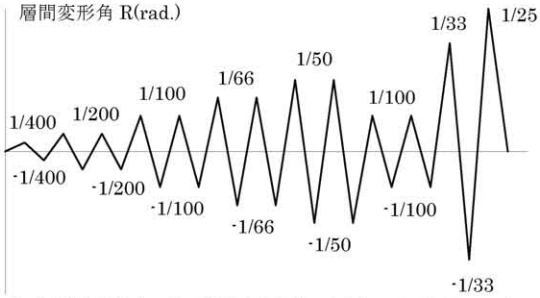
(a) 加力装置



(b) 柱脚の機構詳細



(c) 実験時の架構変形



Q_L:左梁せん断力，Q_R:右梁せん断力，L:梁スパン(2840mm)，H:階高(＝1830mm)，δ_L:左梁加力点変位，δ_R:右梁加力点変位

(d) 加力サイクル

図 5 加力装置および加力サイクル

割れ状況を示す。全試験体ともに層間変形角(以下，R=)1/400rad.サイクル途中に梁関節部に離間が生じた。梁上端の離間は，梁関節部および直交梁と床スラブの境界面(以下，床危険断面)にほぼ同時に生じた。床スラブ面のひび割れは，No.1 では R=1/200rad.サイクルで生じ，柱フェイスから 0.5D(D:梁せい)の区間に直交梁に対して平行に生じた。その後，変形の増大とともにひび割れの生じる領域が梁加力点方向に拡がり，かつ，直交梁と平行に床スラブ外側に進展した。No.2 では R=1/100rad.サイクルにおいて柱フェイスから 0.5D 区間にひび割れが生じたが，No.1 とは異なり床スラブの外側からひび割れが生じ，変形が増大するにつれて内側へ進展していった。また，その進展方向は直交梁に対して斜めに柱方向へと進展した。これは，床スラブの梁側領域(0.1l)にアンボンド PC 鋼棒によるプレストレス力を作用させたためと考えられる。No.3 では R=1/25rad.サイクルにおいても 0.05mm 未満の微細なひび割れが生じたのみであった。柱の曲げひび割れは，全試験体ともに R=1/200rad.サイクルで生じた。その後，変形が増大するに従い柱反力点位置に向かってひび割れ領域が拡がっていった。除荷時には，

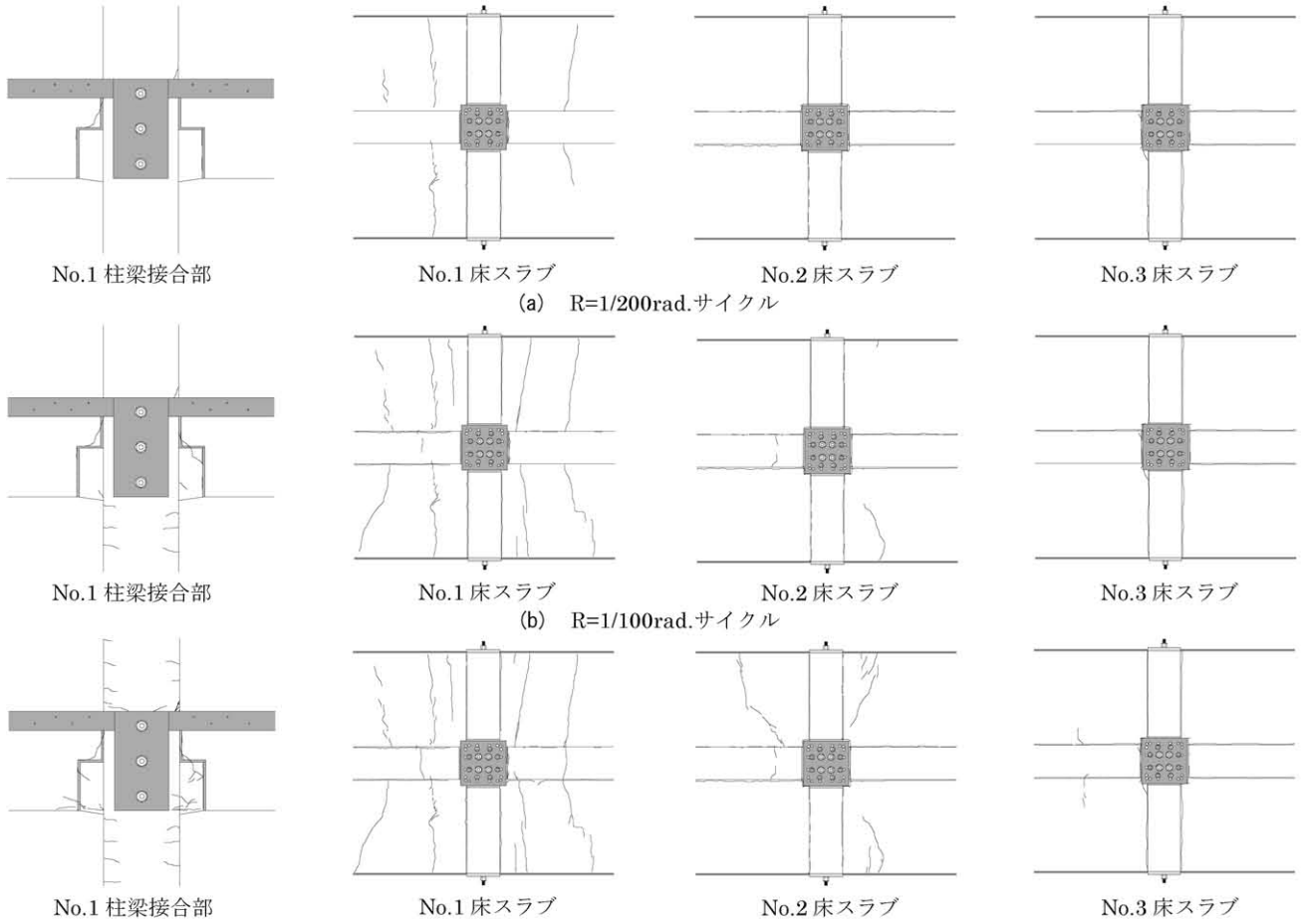


図 6 ひび割れ状況

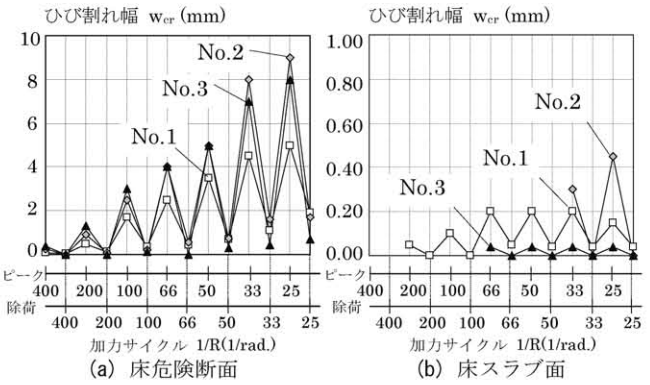


図 7 床スラブひび割れ幅の推移

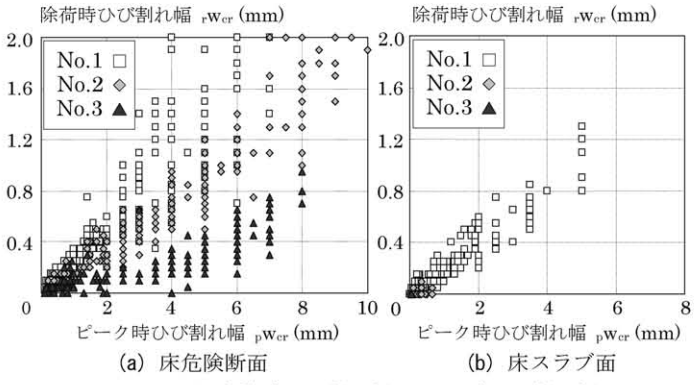


図 8 除荷時ひび割れ幅-ピーク時ひび割れ幅

ひび割れ幅は 0.1mm 以下と非常に小さいものであった。梁関節部の圧壊は，梁下端の目地モルタルおよび柱コーベル部に生じ，No.1 では R=1/66rad.サイクルで，No.2，3 では R=1/100rad.サイクルで見られ，加力終了時には柱コーベル部のかぶりコンクリートの大部分が剥落した。全ての試験体で，本工法で想定している構造クライテリア[6]において二次設計レベルとしている R=1/75rad.の変形においても，柱梁部材の一般部の損傷はほとんど無く，梁関節部の梁下端の目地モルタルおよび柱コーベルにひび割れ・剥落が集中して生じ，損傷制御に優れた性状を示した。

3.2 床スラブひび割れ性状

ひび割れ計測は,床スラブ主筋を横断するひび割れについて行い，主筋位置のひび割れ幅をクラックスケール(最小目盛 0.05mm)により計測した。この節では，直交梁の両側の柱せい分の領域で，床スラブに発生したひび割れを，床危険断面に発生したひび割れとし，それ以外の床スラブに発生したひび割れを，床スラブ面に発生したひび割れとした。

図 7 に床危険断面および床スラブ面のひび割れ幅の推移を示す。全試験体ともに床スラブの変形の大部分が床危険断面に集中したため，床危険断面のひび割れ幅が床スラブ面上に比べ非常に大きかった。床危険断面のひび割れ幅の推移を見ると，各サイクルピーク時のひび割れ幅は，床スラブ主筋に異形鉄筋のみを使用した No.1 に比べ，アンボンド PC 鋼棒を使用した No.2,3 のひび割れ幅が大きか

った。一方で，床危険断面の除荷時の残留ひび割れ幅は，No.3 が No.1，2 に比べ，半分程度となった。異形鉄筋を使用した No.1,2 で残留ひび割れ幅が大きく生じたのは，異形鉄筋が塑性化したためと考えられる。

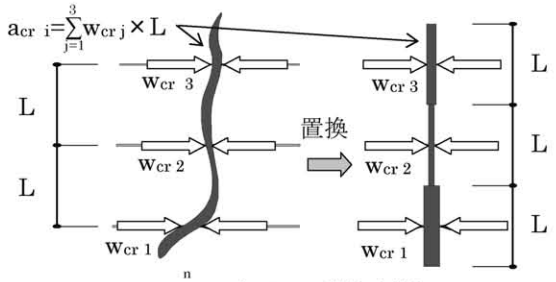
続いて，図 8 に床スラブ危険断面および床スラブ面の除荷時ひび割れ幅とピーク時ひび割れ幅の関係を示す。図 8(a)から，アンボンド PC 鋼棒の配筋量の多い試験体ほど，ピーク時のひび割れ幅に対して除荷時のひび割れ幅が小さくなっており，また，図 8(b)に示すように No.2,3 における床スラブ面のピークおよび除荷時のひび割れ幅は，No.1 に比べ非常に小さかった。

次に，床スラブの損傷を表す指標の 1 つとしてひび割れ面積による考察を行う。ひび割れ面積は，大地震後に生じたひび割れを補修するために用いる修復材の量に直接関係するため，損傷を表す上で有効な指標の 1 つであると考えられる。図 9 にひび割れ面積の考え方を示す。ひび割れ面積は，計測点におけるひび割れ幅を有し長さが床スラブ主筋間隔(=計測間隔)の長方形に置換し，算出した。図 10 に床スラブのひび割れ面積の推移を，図 11 に No.1 に対する No.2,3 のひび割れ面積比を示す。

図 10 に示すように，床危険断面のひび割れ面積が床スラブ面のひび割れ面積に比べ大きく，総面積のほとんどを床危険断面のひび割れ面積が占めていた。

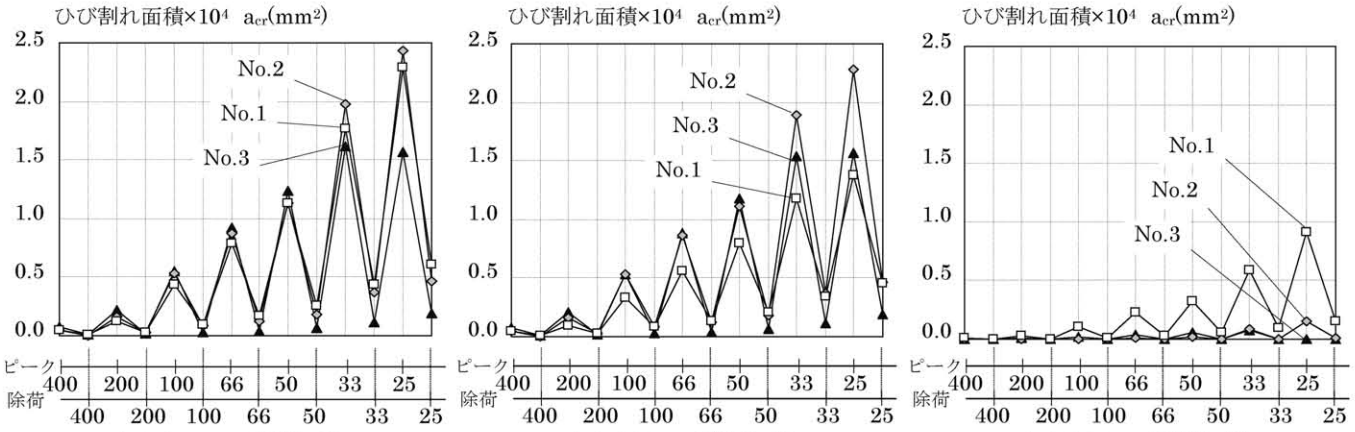
総面積の推移について見ると，ピーク時のひび割れ面積は No.1～3 でほとんど差は見られなかった。ただし R=1/25rad.と層間変形角が大きい場合は，床スラブに導入したプレストレス力の大きい No.3 はピーク時のひび割れ面積は小さくなっている。残留ひび割れ面積は，アンボンド PC 鋼棒の配筋量の多い試験体ほど小さくなる傾向を示した。図 11 から No.1 に対する面積比を見ると，No.2 の残留ひび割れ面積は No.1 の 8 割程度であり，No.3 では 5 割以下であった。

床危険断面のひび割れ面積は，この位置でのひび割れ幅の性状を直接反映している。残留ひび割れ面積に注目すると，No.3 では No.1 に比べ半分以下までひび割れ面積を抑制できたが，No.2 では異形鉄



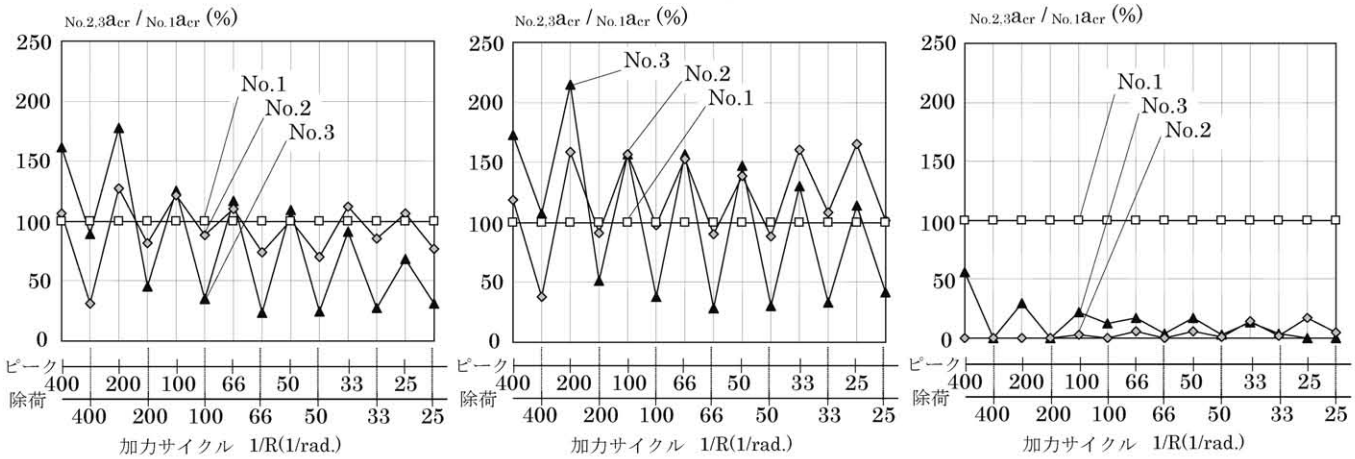
L:想定ひび割れ長さ(=ひび割れ計測間隔)，w_{cr}:計測位置のひび割れ幅，a_{cr}:ひび割れ面積

図 9 ひび割れ面積の考え方



(a) 総面積(床危険断面+床スラブ面)　(b) 床危険断面　(c) 床スラブ面

図 10 ひび割れ面積の推移



(a) 総面積(床危険断面+床スラブ面)　(b) 床危険断面　(c) 床スラブ面

図 11 No.1 に対する No.2,3 のひび割れ面積比

筋が塑性化したことにより No.3 ほどの残留ひび割れの抑制効果が見られなかった。

床スラブ面上におけるひび割れ面積の推移を見ると，他の試験体に比べて No.1 では，変形角の増大に伴うひび割れ面積の増大が顕著であった。それに対してアンボンド PC 鋼棒を使用した No.2,3 では，床スラブ面の残留ひび割れ面積は No.1 の 3 割以下であった。また，No.1 と No.2 の床危険断面における残留ひび割れ面積に大きな差異は見られなかったことから，両者の面積の差異は床スラブ面上に生じた残留ひび割れ面積によるものであることが分かった。床スラブ主筋にアンボンド PC 鋼棒を使用することで，床スラブの変形を床危険断面位置に集中させ，床スラブ自体のひび割れを抑制できた。これは床スラブに対しても損傷制御できることを示している。

3.3 荷重－変形関係

図 12 に残留層間変形角推移を，図 13 に等価粘性減衰定数推移を，図 14 に層せん断力－層間変形角関係(以下，Q－R 関係)を示す。図 14 中の初期剛性は柱梁接合部の剛域を考慮し算出した値で，柱では RC 規準[7]の値を，梁では柱フェイス位置までを剛域とした。また各図中の PC33 試験体は，本試験体と断面形状，試験体寸法などが同じであり，同様に上下のシース管に PC 鋼より線を 3 本ずつ配線し，同量のプレストレス力を導入した梁を有する十字形試験体[1]であり，本研究の 3 体の試験体に対して床スラブの無い試験体として比較できるものである。ただし，PC33 ではコンクリートの設計基準強度は 90N/mm² である。

全試験体ともに，梁関節部の離間後，徐々に剛性が低下した。試験体の変動要因である，床スラブの配筋およびプレストレス導入による離間発生荷重の差異は目視では確認できなかった。その後，No.1，2 では，R=1/200rad.サイクルで床スラブ主筋の異形鉄筋が降伏歪に達し，全試験体とも柱に曲げひび割れが生じ，梁下端の目地モルタルおよび柱コーベル部に圧壊が生じ始め，層せん断力の上昇が緩やかとなり，最大耐力に到達した。最大耐力以降も大きな耐力低下は生じなかった。また，梁の PC 鋼より線，柱の PC 鋼棒および床スラブ主筋のアンボンド PC 鋼棒には降伏は生じず，全試験体ともに残留層間変形角に差はあるものの，原点指向型の履歴性状を示した。図 12 に示すように，R=1/50rad.までは床スラブ主筋における異形鉄筋の配筋量の多い試験体ほど残留変形が大きい結果となった。特に R=1/100rad.以降，No.1 では他の試験体に比べると 2 倍程の残留変形が生じ，やや紡錘型の履歴性状を示した。また，床

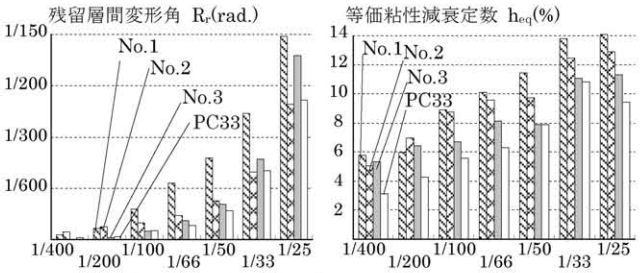
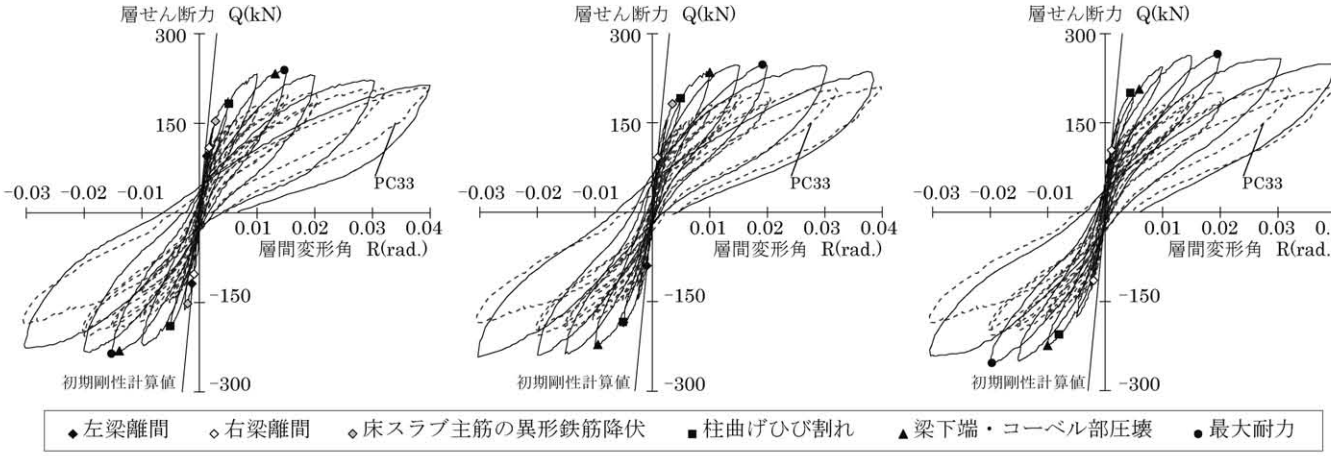


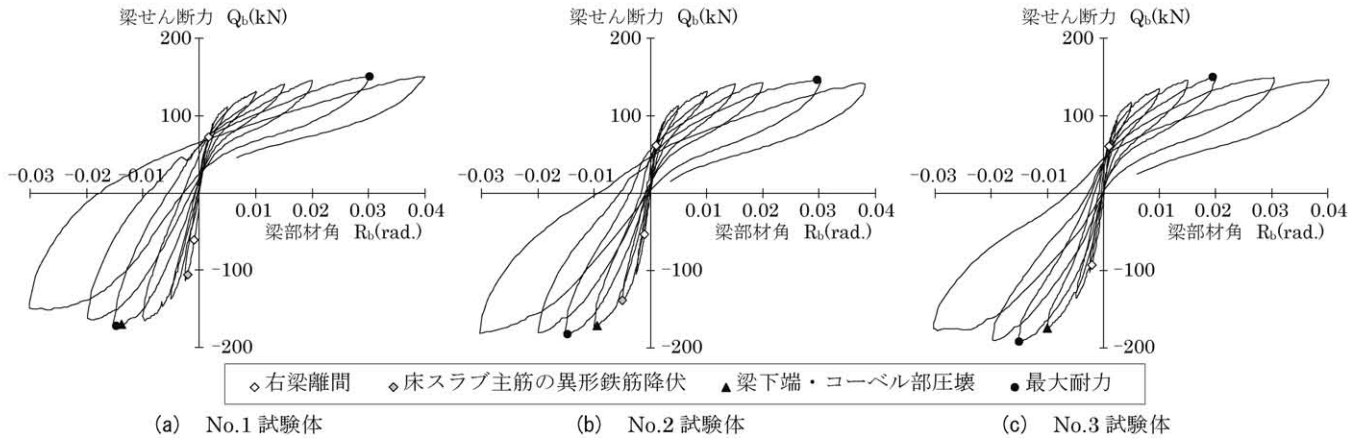
図 12 残留層間変形角推移

図 13 等価粘性減衰定数推移



(a) No.1 試験体　(b) No.2 試験体　(c) No.3 試験体

図 14 層せん断力－層間変形角関係(1st サイクルのみ)



(a) No.1 試験体　(b) No.2 試験体　(c) No.3 試験体

図 15 右梁の梁せん断力－部材角関係(1st サイクルのみ)

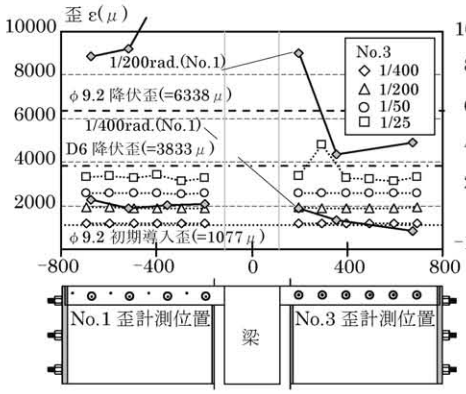


図 16 床スラブ主筋歪分布(危険断面)

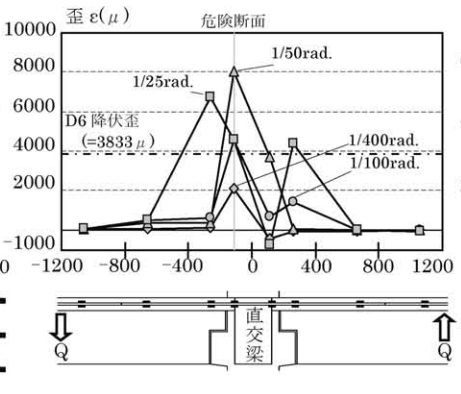


図 17 No.1 床スラブ主筋軸方向歪分布

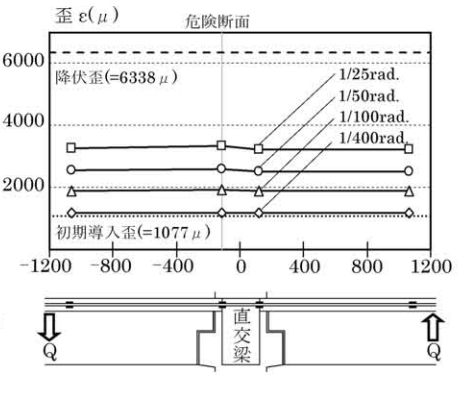
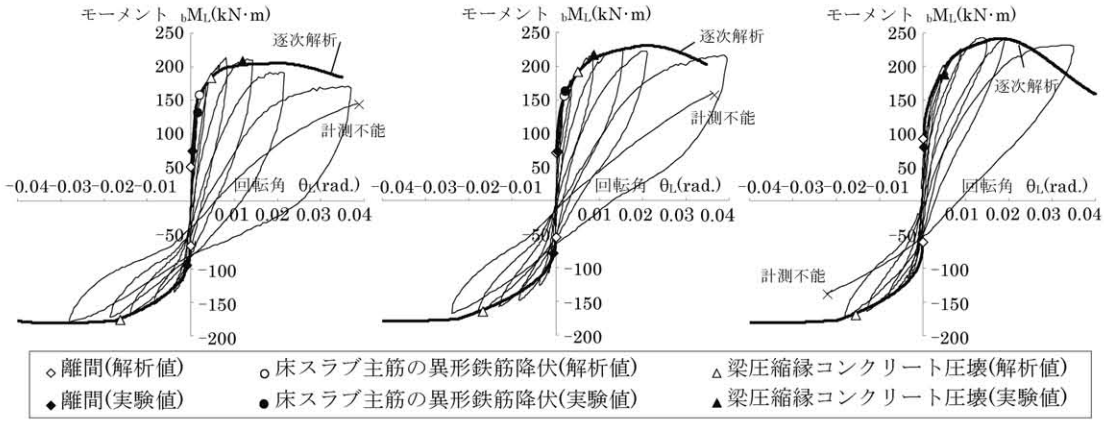
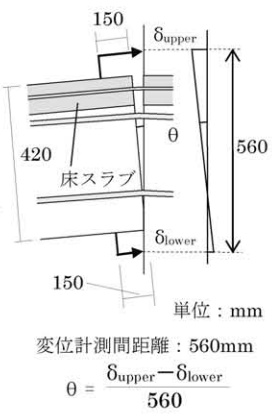


図 18 No.3 床スラブ主筋軸方向歪分布



(a) No.1試験体　(b) No.2試験体　(c) No.3試験体



(d) 回転角の算出方法

図 19 左梁関節部モーメント－回転角関係(1st サイクル)

スラブにプレストレス力を導入することで，床スラブの無い PC33 と同程度の残留変形に抑えることが可能であることが分かった。図 13 に示すように等価粘性減衰定数は，残留変形の少ない試験体程小さくなる傾向を示した。

次に，図 15 に右梁のせん断力－部材角関係(以下，Q_b-R_b 関係)を示す。ここで部材角は，梁加力点の鉛直変位を柱梁接合部中央から加力点位置までの距離で除したものとする。グラフの第一象限は上端圧縮時を，第三象限は上端引張時を示している。上端が圧縮側となる場合には，各試験体間の違いはあまり見られず，床スラブが圧縮を受けるため床スラブ主筋の配筋による影響はほとんど見られなかった。また，全試験体ともに残留変形の小さい履歴性状を示した。一方で，上端が引張側となる場合には，アンボンド PC 鋼棒の配筋量の多い試験体ほど最大荷重が大きくなる傾向が見られた。最大荷重時に床スラブ主筋が負担する引張力の大きさも同様の傾向があることを確認している。これについては，後述する 3.5 梁関節部モーメント－回転角関係において詳述する。また，アンボンド PC 鋼棒によるプレストレス力が大きい試験体ほど残留変形が小さくなる傾向を示した。このことから，床スラブに対してもプレストレス力を導入することで地震後の残留変形をより抑制できる架構を作り出すことが出来ると考えられる。

3.4 歪性状

図 16 に No.1 および No.3 の床危険断面位置での床スラブ主筋歪分布を示す。異形鉄筋 D6 は明確な降伏棚を示さなかったため，0.2%オフセット法により求めた応力度に対応した歪を，降伏歪とした。異形鉄筋を使用した No.1 では，R=1/200rad.には全床スラブ主筋が降伏歪を超えており，また，梁に近い鉄筋ほど歪の値が大きかった。アンボンド PC 鋼棒を使用した No.3 では，配筋位置による歪の差は見られず断面内の歪は均一に生じており，最終サイクルにおいても降伏歪に達しなかった。本試験体では加力点を補強するために小梁を設置しているため，有効幅が広くなる傾向を示したと考えられる。図 17,18 に No.1 および No.3 の床スラブ主筋軸方向の歪分布を示す。No.1 では，床危険断面位置の歪を頂点とする三角形分布となった。また，床危険断面位置の歪が降伏歪に到達するまでは付着長さは概ね一定で 145mm 程度であった。その後は，変形の増大に伴い降伏歪に達する領域が梁加力点方向に拡がっていった。No.3 では，アンボンド PC 鋼棒全長に渡って均一に歪み，床危険断面でのアンボンド PC 鋼棒の局所的な曲げによる影響は少なかった。

3.5 関節部モーメント－回転角関係

図 19 に左梁関節部モーメント－回転角関係(以下，$M-\theta$ 関係)を示す。回転角は，図 19(d)に示すように梁上端および下端に取り付けた変位計(変位計測間距離 560mm)により，柱フェイスとの相対変位を計測し，算出した。ただし，梁下端における圧壊により変位計による計測が不可能となる点までを示す。また，図 19 には，3.6 で示す断面解析結果も合わせて示す。全試験体ともに梁関節部離間後，剛性が徐々に低下していった。上端引張となる場合の最大耐力は，上端圧縮時に対して 1.17 倍(No.1)，1.29 倍(No.2)，1.35 倍(No.3)となり，床スラブ主筋におけるアンボンド PC 鋼棒の配筋量の多い試験体ほど，上昇率が高い結果となった。これは全ての試験体で，最大耐力時においても床スラブ主筋のアンボンド PC 鋼棒は全て弾性範囲内であり，異形鉄筋は降伏しているためである。復元力特性

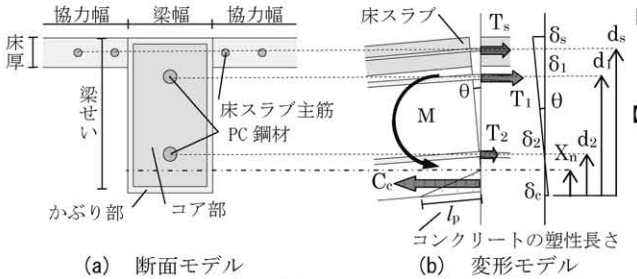
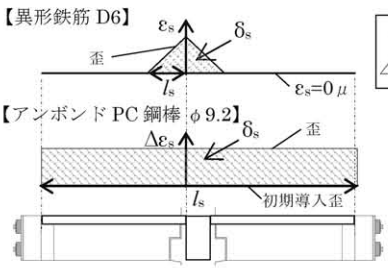


図 20 断面解析に用いたモデル



$$\varepsilon_s = \delta_s / l_s \text{ (異形鉄筋)}$$
$$\Delta\varepsilon_s = \delta_s / l_s \text{ (アンボンド PC 鋼棒)} \quad (1)$$

ここで，δ_s:床スラブ主筋の抜け出し量，ε_s:歪(異形鉄筋)，$\Delta\varepsilon_s$:初期導入からの増分歪(アンボンド PC 鋼棒)，l_s:床スラブ主筋の付着長さ(異形鉄筋=145mm，アンボンド PC 鋼棒=2960mm)

図 21 床スラブ主筋歪分布モデル

は上端圧縮となる場合は全試験体ともに原点指向型の履歴性状を示したが，上端引張となる場合には，アンボンド PC 鋼棒の配筋量の多い試験体ほど原点指向型の復元力特性を示した。

3.6 関節部モーメント－回転角関係の評価

床スラブを考慮した断面解析により M－θ 関係の包絡曲線を求め，実験結果と比較する。解析には既往の研究[8]において提案した，PC 鋼材の抜け出しを考慮した断面解析法を用いた。図 19 には逐次解析により求めたものを太実線で示している。

図 20 に断面解析に用いたモデルを示す。図 20 (a)に示すように，コンクリートはかぶり部とコア部を分けて考えた。それぞれの応力度－歪関係は，かぶり部では Popovics の式[9]を，コア部では崎野・孫の式[10]を用いた。鋼材はバイリニアとした。また，床スラブの協力幅は上端引張では床スラブ全幅を，上端圧縮では RC 規準[7]の式を用いた。図 20 (b)の変形モデルに示すように，断面の変形平面保持を仮定し，任意の回転角 θ に対して回転中心位置 X_n を仮定して，鋼材の抜け出し量 δ_i とコンクリートの縮み量 δ_c を算出し，それぞれに対応する増分歪 $\Delta\varepsilon_i$ および歪 ε_c から，力の釣り合いを満たす回転中心位置 X_n を収斂計算により求めることで曲げモーメントを得た。

本研究では，床スラブ主筋の伸び出し量に対する歪を算出するために，床スラブ主筋の歪分布のモデル化を行った。床スラブ主筋に使用した異形鉄筋およびアンボンド PC 鋼棒の歪分布(図 17，18)から，図 21 に示すようにモデル化を行い，伸び出し量 δ_s に対応する歪を求めた。異形鉄筋では，降伏歪に到達するまで床危険断面の歪を頂点とする付着長さが一定の三角形分布とし，アンボンド PC 鋼棒では，歪が PC 鋼棒全域で一定としてモデル化を行った。

本方法で算出した結果は，一部実験結果と解析結果が一致していない現象もあるが，図 19 に示す各現象の発生順序・箇所を概ね評価でき，実験結果を精度よく追跡できることが分かった。

4. 結論

床スラブ付き十字形骨組架構の実験を行い，3 体と限られた試験体数ではあるが，以下の知見を得た。

1)床スラブ付き十字形骨組においても，原点指向型の復元力特性を示す。床スラブ主筋に全て異形鉄筋を使用した No.1 においても，最大経験層間変形角 R=1/50rad.で残留変形角は R=1/400rad.程度と小さい。さらにアンボンド PC 鋼棒を用いて床スラブにプレストレス力を導入した No.2，3 は，最大経験層間変形角 R=1/100rad.以降においては，No.1 の半分程度の残留変形となり，床スラブが付いた場合でも残留変形を床スラブの無い試験体とほぼ同等に抑制できる。

2)アンボンド PC 鋼棒を用いて床スラブにプレストレスを導入した場合は，梁圧着面および床危険断面にひび割れを集中させることができ，損傷制御に優れる。

3)床スラブに生じたひび割れ面積による損傷評価を行った。層間変形角 R=1/33rad.以前のピーク時においては床危険断面と床スラブ面のひび割れ面積の合計値(総面積)は床スラブ主筋のプレストレス力の有無に関わらず全てでほぼ同程度となる。一方残留ひび割れ面積は，アンボンド PC 鋼棒を用いて床スラブにプレストレス力を導入した No.2，3 では，床スラブ面では No.1 の 3 割以下となる。また床危険断面では No.3 は No.1 の半分以下であったのに対し，No.2 は異形鉄筋の塑性化から No.3 ほどの残留ひび割れ面積の抑制効果が見られない。

4)床スラブおよび鋼材の抜け出しを考慮した断面解析を行い，関節部モーメント M－回転角 θ 関係の包絡線を評価出来る。

謝辞

本研究は，KTB 協会のもとに設立された PC 圧着技術研究所(所長：中野清司)の委員会の協力を得ました。試験体製作において，黒沢建設株式会社および黒沢建設株式会社グループ株式会社 JPC には多大なご協力を頂きました。また，東京工業大学和田・坂田研究室大学院生に協力を頂きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

1)坂田弘安ほか：PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No.576，pp125-136，2004.2

2)中井敏文ほか：PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構の構造性能に関する実験研究，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp535-540，2006

3)瀬戸俊明ほか：PC 圧着関節工法を用いた柱脚部を含む『士形』架構の構造性能に関する研究，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp475-480，2007

4)プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，日本建築学会，1998.11

5)鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999.8

6)中野清司ほか：PC 圧着関節工法による損失制御設計(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-Ⅱ，pp893-894，2001.9

7)鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999，日本建築学会，1999.11

8)坂上肇ほか：PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp529-534，2008

9)Sandor Popovics: A NUMERICAL APROACH TO THE COMPLETE STRESS-STRAIN CURVE OF CONCRETE, CEMENT and CONCRETE, vol.3, pp583-599,1973

10)崎野健治ほか：直線型横補強筋により拘束されたコンクリートの応力－歪関係，日本建築学会構造系論文集，No.461，pp95-104，1994.7

11)加藤雅樹ほか：PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字形骨組の力学的挙動に関する実験研究，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp505-510，2009

(2009年 6 月10日原稿受理，2009年11月20日採用決定)