

アンボンド PC 圧着架構に適用する新 PCa 床スラブシステムの開発と 架構の構造耐震性能

Seismic Performance of Unbonded Prestressed Concrete Frame Structure with a Developed PCa Floor Slab System

朝賀 亮太*, 迫田 丈志**, 前田 匡樹***
Ryota ASAKA, Joji SAKUTA and Masaki MAEDA

In this study, a new PCa floor system for an unbonded prestressed concrete (PC) frame structure was developed. Deformation of unbonded PC structure is expected to concentrate in the joint between beam and column and, as a result, damage to structural members can be reduced during an earthquake. Floor slab applied to these structures is need to provided with not only sufficient in-plane shear transfer capacity but also system to avoid confinement of opening of beam-column joint. For this purpose, three types of new PCa slab-beam joint system were proposed and loading tests of full scale specimens were carried out. It was shown that shear stiffness and strength in new joint system with shear cotter joint were almost same with those in conventional half PCa floor slab. Moreover, static and dynamic analysis of prototype frame structure were carried out. Comparing analytical results considering deformation in proposed floor slab with rigid floor, applicability of new floor slab system was discussed.

Keywords : PCa slab-beam joint, In-plane shear force, Floor slab, Unbonded prestressed concrete structure, Seismic Capacity

PCa 床スラブ - 梁接合部, 面内せん断力, 床スラブ, アンボンド PC 架構, 耐震性能

1. はじめに

筆者らは、国土交通省の平成 18~19 年度住宅・建築関連先端技術開発助成事業の研究開発課題「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」の補助を受け、(社) 建築業協会に設置された RC 造事務所ビル実施委員会において、次世代の建築物を想定した、高強度・高品質材料を用いた鉄筋コンクリート造ロングスパン中高層建築物のための実用的な新構造システムの開発を行ってきた。想定する架構は、アンボンドプレストレス (PC) 圧着プレキャスト (PCa) コンクリート構造で、PCa 柱・梁部材を、アンボンド PC 鋼材により圧着接合して架構を構成することで、施工性や解体の容易性、部材の修復・交換可能性などを向上させるとともに、長スパンの事務所ビルの実現を目指すものである。さらに、検討対象の架構はアンボンド PC 圧着接合により圧着接合部に変形が集中し、部材自体の変形・損傷を低減し、高い耐震性能を確保することができる。

本論文で検討の対象としたのは、図 1 に示すような、平面中央部で 18m の大スパンを有する 6 階建程度の建物で、梁部材も PC を導入することで軽量化を図り、水平力に対しては主として外周架構で抵抗する構造計画である。

外周架構を主な耐震要素とし、内部に大スパンの大空間を確保す

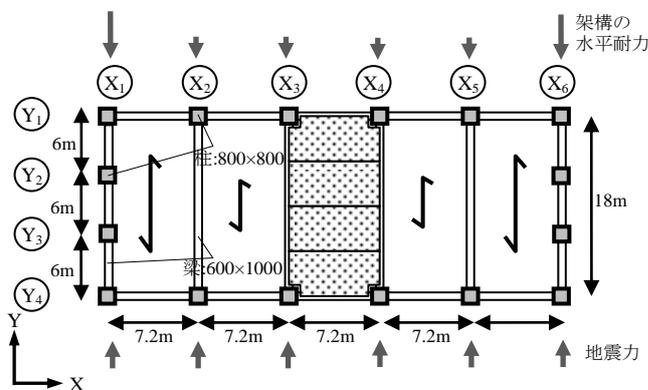


図 1 想定建物の平面

る構造では、内部構面に生じる地震力を床ダイアフラムにより外周の耐震要素に安全に伝達させることが欠かせない。現在の PC 構造では、床スラブは剛床を成立させるなどの目的から、PCa 床版をもちいたとしても、トッピングコンクリートにより梁と一体化させるのが一般的である。しかし、アンボンド PC 圧着 PCa 構造では、繰返し地震力により梁端部の開閉が起ることが前提であり、梁と床を一体に打設することで梁-柱接合部の開閉を妨げ、性能が損なわれ、スラブ端部に損傷が生じる等の問題が予想される。

* 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 大学院生
** 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 助手・工修
*** 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 准教授・工博

Graduate Student, Tohoku Univ.
Research Assoc., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., M. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

これらの問題を避けるためには、梁端部の開閉を妨げない機構を有し、かつ、スラブ面内せん断力伝達が確保できる新しい床システム、すなわち、図2、3に示すように梁の材軸方向には梁と一体に接合されせん断力を伝達し、材軸直交方向にはローラー機構となる床スラブ - 梁接合部が必要となる。既往の研究においても、PCa床スラブに関する研究¹⁾²⁾³⁾は行われているが、PC架構の離間部分におけるスラブの挙動に対して検討している研究は少なく、また、実建物にPCaスラブの影響を考慮した解析的研究は行われていない。そこで本研究では、この要求性能を満足する新しい床スラブについて、梁との接合方法を開発し、床スラブ - 梁接合部要素実験を行い、それらの構造性能を検証した。さらに、想定建物において解析を行い、その適用性を検証した。なお採用する床スラブ構造は、軽量で大スパン架構を実現するためPC構造を採用することとし、また、施工・改修・解体性能を向上させる観点からPCa化を図るものとした。

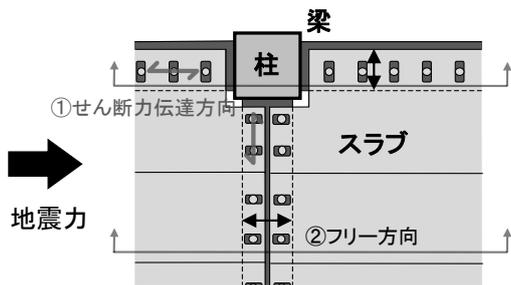


図2 柱梁接合部周辺の平面詳細図

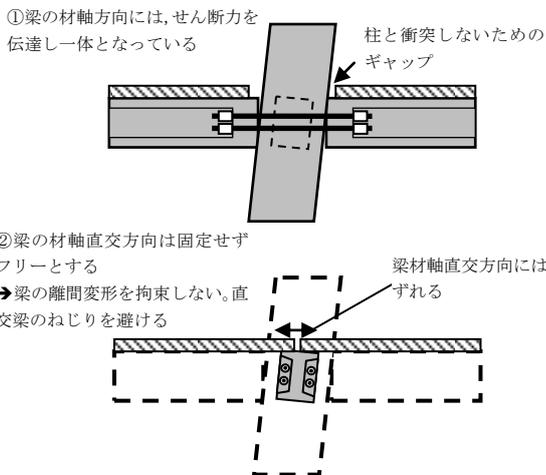


図3 床スラブの基本システム

2. 新工法床スラブ - 梁接合部の基本システム

2.1 床スラブの面内せん断力

床スラブに要求されるせん断力伝達性能を確認するため、図1に示す想定建物のpushover解析を行った。解析には弾塑性構造解析プログラムCANNYを使用し、解析対象はY方向とした。想定建物は左右対称のため、図4のように、X1~X3を平面モデルに置換し、モデル化した。剛床を表現するために、フレーム間を両端ピンの剛梁で繋いでいる。また、各階の柱梁材は十分にせん断強度が高いと仮定し、梁曲げ降伏型のメカニズムを形成するように設定した。梁の材端曲げバネは降伏強度 $M_p=1000\text{kN}\cdot\text{m}$ 、ひび割れ強度は降伏強度の1/3、ひび割れ後の接線剛性低下率 $\alpha_c=0.3$ のトリリニアモデルとした。床重量と積載荷

重の合計を 10kN/m^2 、外力分布 A_i で安全限界時のベースシア係数が約0.25となるように M_p を決定した。なお、長期応力については考慮していない。外力分布を表1に、解析結果を図5、6に示す。

図5では、いずれかの層の層間変形角が1/200, 1/100, 1/50に達したステップを繋いでいる。これによると、2,3層部分の変形が先行することが確認され、3層が1/50に達した段階で1層は1/100程度であることがわかる。図6では、層間変形角別に床スラブに伝達される面内せん断力を示しており、外構面へ移行するものを正の値としている。層間変形角の増大に伴い、最上階における外構面側へ伝達されるせん断力が大きくなっていくことが確認できる。終局状態での移行せん断力は1137kNとなり、床スラブ1m当たりでは約63kNと算出される。従って、剛床と同等の架構性能を確保するためには、剛性が同等であれば、外周部のスラブ - 梁接合部において63kN/m程度のせん断耐力、が要求される。

表1 1フレームあたりの外力分布

階	階高 (m)	各階重量 (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)
6	4.0	1296	1296	1.90	0.47	615	615
5	4.0	1296	2592	1.55	0.39	1005	390
4	4.0	1296	3888	1.36	0.34	1322	317
3	4.0	1296	5184	1.22	0.30	1581	259
2	4.0	1296	6480	1.10	0.28	1787	206
1	4.0	1296	7776	1.00	0.25	1944	157

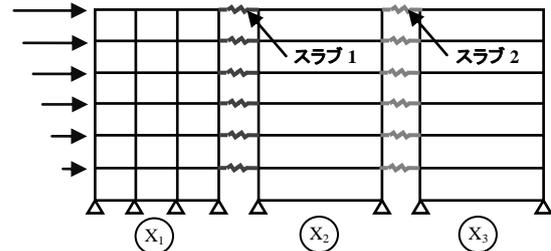


図4 床スラブのモデル化

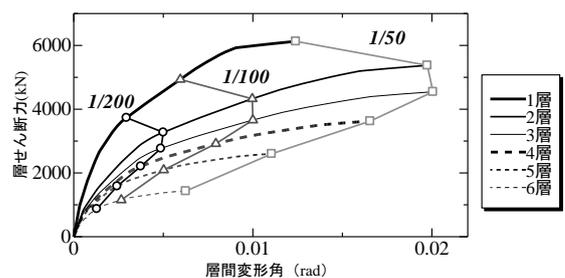


図5 層せん断力-層間変形角関係

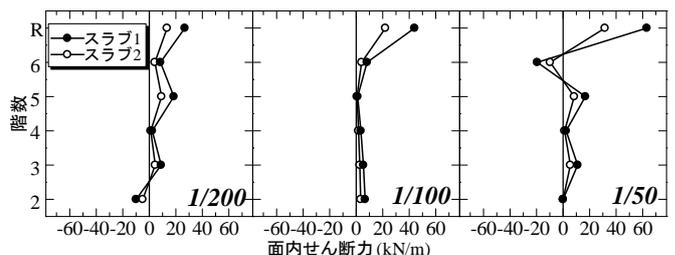


図6 剛床スラブの面内せん断力 (スラブ1m当たり)

3. スラブの面内せん断力伝達性能に関する実験計画

3. 1 試験体概要

上記の解析結果から要求される床スラブ・梁接合部を開発するために、接合部要素の実験を行った。試験体は、想定建物1スパン分のスラブから幅1000mm、端部600mmの領域を取り出して梁をスタブとした実大試験体である。上記の目標性能を満足するフルPCa床スラブ・梁接合方法として、本研究では図8～10に示す3種類の接合ディテールを検討の対象とした。PCa床スラブと梁の荷重伝達は、シアコッターあるいはダボ筋により行うこととする。コッター筋及びダボ筋としてD19を用いると、既存建築物の耐震改修設計指針の評価式⁴⁾による接合部鉄筋のせん断耐力 Q は以下である。

$$Q_1 = 0.7\sigma_s \cdot a_s = 0.7 \cdot 345 \cdot 287 = 69.3\text{kN} \quad (1)$$

$$Q_2 = 0.4 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_s = 144.1\text{kN} \quad (2)$$

$$Q = \min(Q_1, Q_2) = 69.3\text{kN} \quad (3)$$

ここで、 σ_s , a_s : 鉄筋の降伏強度 (345N/mm²)、断面積 (D19:287mm²)
 E_c , σ_B : コンクリートのヤング係数、圧縮強度

コッター筋・ダボ筋1本当たり約70kNのせん断耐力となり、必要せん断耐力63kNに対して、1mあたり2本配筋することで、約140kNのせん断力を伝達できることになり、これを標準とすることにした。

フルPCa床スラブのシアコッター型(S1)は、床スラブ端部に凹部を設けておき、梁上に床スラブ版を設置した後、凹部にコンクリートを後打ちしてシアコッター(幅200×奥行200×高さ150mm)を設ける。シアコッター部には、予め梁にコッター筋D19を4本定着し、ここでせん断力を伝達する。左右のスラブ間およびスラブとコッター間には直交梁の圧着接合部での離間に伴うスラブのずれ(前述のローラー機構)を許容するため30mmの隙間を設ける。この隙間30mmは、直交梁の梁せい1mに対して圧着接合部で1/50の変形角が生じたと仮定したときの梁上端での離間(1m×1/50=20mm)を基に設定した。

鉛直ダボ筋型(S2)は、PCa床スラブに予め直径90mmの円孔を設けておき、梁にアンカーしたコッター筋(D19)をスラブ穴に入れ周囲に横長鋼管スリーブ(内径24×85mm)を設ける。鋼管スリーブ外周はグラウトすることで、ダボ筋が梁材軸方向にはせん断力を伝達し、直交方向にはダボ筋が移動し拘束されないようにする。また、S1同様、スラブ間には30mmの離間距離を設ける。

水平ダボ筋型(S3)は、梁の上端主筋を含むスラブ厚さの部分の後打ちとするPCa梁を用いる。フルPCaのスラブ床版の端部には、50cm間隔でダボ筋D19を定着しておき、梁の後打ち部分に設置した鋼管スリーブ(内径23mm)に挿入した後、梁の上端のコンクリートを打設する。梁材軸方向の変形には、ダボ筋が鋼管と接触することでせん断力を伝達し、材軸直交方向にはダボ筋が移動し、拘束されないようにする。S1,S2と比較して、この工法では、梁上端と床スラブ上面が揃うので、梁下-スラブ上面を高くすることが計画上のメリットになる。S3については、梁の後打ち部分両側に、スラブとの間に離間距離30mmずつを設ける。

以上のフルPCaスラブ3体に、スラブと梁を一体とする在来工法として、ハーフPCa型スラブ(S4)、従来RC型スラブ(S5)の2体を加え、計5体で実験を行った。ハーフPCa型スラブ(S4)は、PCa床スラブ版を梁に設置した後、上面にスラブ筋を配筋し、トッピングコンクリートを打設して床を構成させる形式となっており、プレキャスト部分にはスラブ筋を通し配筋していない。一方、従来RC型スラブ(S5)ではスラ

ブ筋を上下配筋しており、鉄筋比はS4の2倍となっている。



写真1 実験状況

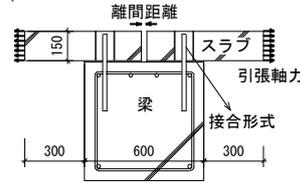


図7 試験体概要

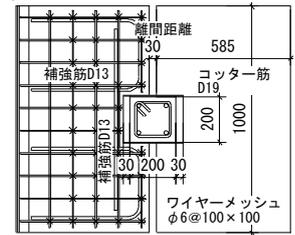


図8 シアコッター型(S1)

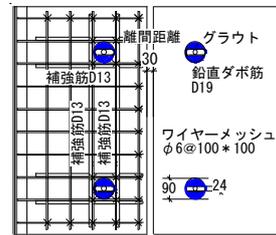


図9 鉛直ダボ筋型(S2)

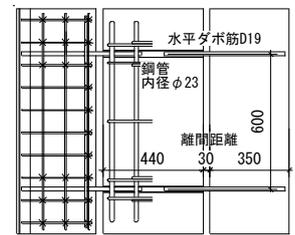


図10 水平ダボ筋型(S3)

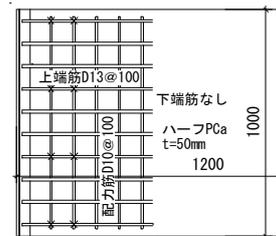


図11 ハーフPCaスラブ(S4)

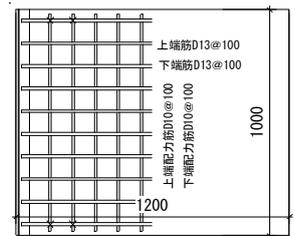


図12 従来型RCスラブ(S5)

3. 2 使用材料

表2に鉄筋の材料試験結果、表3にコンクリートとグラウトの材料試験結果を示す。

3.3 載荷方法

載荷装置を図13に示す。試験体の梁は、PC鋼棒によって試験床に固定した。スラブの両端にそれぞれ2本の平行維持ジャッキを取り付け、離間を設けたフルPCaスラブS1,2,3では離間距離を一定に保持し、一体型スラブのS4,5では引張軸力を負荷した状態で、せん断力用ジャッキにより左右のスラブに逆方向のせん断力を正負繰返し載荷した。

加力サイクルを図14に示す。フルPCaスラブ3体は離間距離を初期状態30mmから70mm,30mm,10mm(S3のみ50mm,30mm,10mm)の位置で一定に保ち、せん断変位 $\pm 1,2,3,4,6,8,12,16,20\text{mm}$ まで漸増で正負繰返し載荷した。せん断変位は梁中心軸から500mmの位置の変位とした。在来工法のS4については、平行維持ジャッキによりスラブ筋の降伏応力度 σ_y (295N/mm²)に対して0, 0.5 σ_y , 1.0 σ_y の各引張力を負荷した状態でそれぞれ $\pm 100\text{kN}, \pm 200\text{kN}, \pm 270\text{kN}$ のせん断力を与え、せん断耐力が低下し、せん断変位が大きくなるまで加力した。S5については、スラブ下端筋も梁に定着されるため、S4の2倍の引張に有効なスラブ鉄筋量があるが、加力装置の限界からS4と同じ引張力に対して載荷した。つまり、スラブ鉄筋の降伏応力度 σ_y の0, 0.25 σ_y , 0.5 σ_y を負荷した状態で、繰返し載荷した。

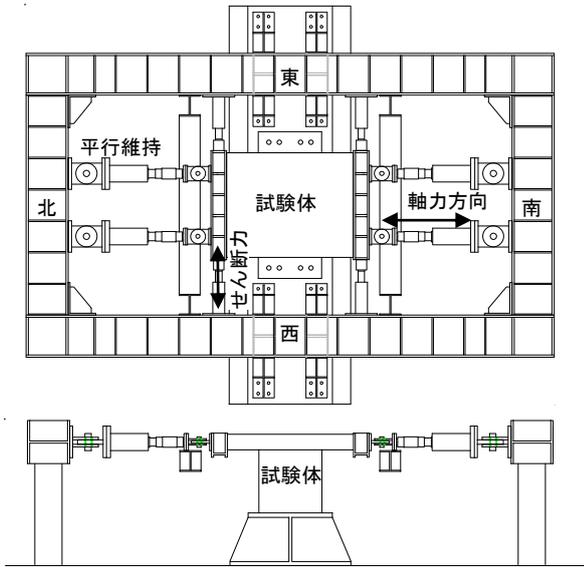


図13 加力装置図

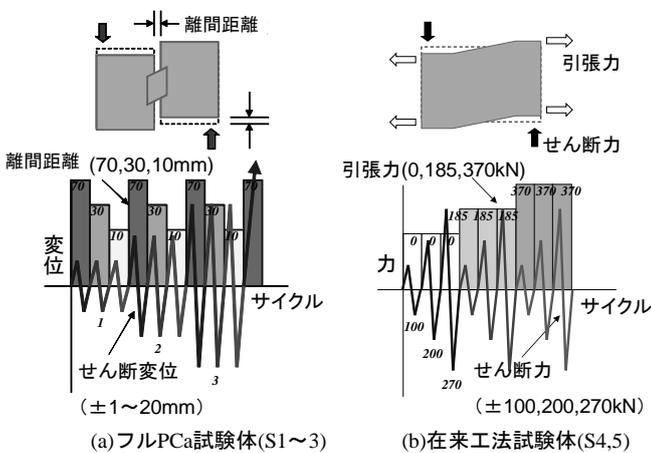


図14 載荷方法

表2 鉄筋の材料試験結果

種別	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	使用部位
D10	373.2	506.7	170	スラブ
D13	356.3	511.0	166	スラブ・補強
D19	396.5	563.2	174	コッター・ダボ

表3 コンクリート・グラウトの材料試験結果

種別	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	材齢 (日)	引張強度 (MPa)	備考
普通	52.4	24.4	68	3.0	先打
普通	52.2	25.0	88	3.2	後打
グラウト	64.9	23.9	109	3.1	

4. 実験結果

4.1 破壊経過

本実験では、片側スラブのみ加力ピーク時ひび割れ幅を測定し、スケッチした。写真2にS1の破壊状況を、図15に最終ひび割れ状況を示す。

S1では、せん断変位2mmでコッターによるスラブ欠損部に配置した開口補強筋D13が降伏し、曲げひび割れ、せん断ひび割れが進展した。その後、せん断変位を漸増させるとコッターのねじれ、およびひび割れが増加した。最終的には、せん断変位12mmでコッターがせん断破壊し、耐力が低下した。

S2では、東西変位2mmの時に鉛直ダボ筋が曲げ降伏した。スラブのひび割れ幅は、最大0.1mm程度であり、ほとんど進展しなかった。最終的にはせん断変位が20mmで鉛直ダボ筋が破断した。

S3もS2と同様、水平ダボ筋が早期に曲げ降伏し、スラブにひび割れはほとんど生じなかった。ひび割れ幅は水平ダボ筋上部で最大0.06mmであった。加力終了後、水平ダボ筋位置を確認すると、ダボ筋周囲のスラブコンクリートが支圧で大きく損傷していた。

S4では、引張軸力0の状態ではほぼ弾性挙動を示し、せん断力270kN程度で0.1mmのせん断ひび割れが生じた。その後、引張軸力0.5 σ_y を負荷し、せん断力-200kN時に、繰返しによりせん断ひび割れがつながり、せん断破壊した。その後、引張軸力1.0 σ_y での載荷も行ったが、耐力の上昇は見られなかった。

S5ではS4同様、引張軸力0の状態では0.1mm程度のひび割れ幅であり、軸力を負荷しても弾性的な挙動を示した。加力装置により0.5 σ_y の引張力と300kNのせん断力が限界となり、ひび割れ幅は0.2mm程度に留まり、破壊に至らなかった。

4.2 荷重変形特性と耐力評価

各試験体の片側スラブにおけるせん断力-変形関係、および耐力計算方法を試験体別に図16, 17に示す。

(1) S1 (シアコッター型) 試験体

せん断変位2mmで開口補強筋が降伏し、8mmで最大耐力となった。その後、せん断変位12mmにおいてコッターがせん断破壊し、耐力が著しく低下した。下式の計算値は離間30mmの時とし、算定した耐力は、スラブの曲げひび割れ耐力 Q_c (図16(a)左および

(4),(5)式), 開口補強筋の降伏強度 Q_y , コッター断面およびコッター一底面を算定断面とするコッターのひび割れ耐力 Q_c とせん断終局耐力 Q_u (図16(a)右斜線部および(6)式), 既存建築物の耐震改修設計指針の評価式⁴⁾により材料試験結果から計算したコッター筋のせん断耐力 Q_D である。図16(a)に示すとおり, スラブのひび割れ点は危険側の評価であったが, スラブ筋降伏点やコッターひび割れ点等は安全側の評価であり, 計算値は実験結果を概ね評価できたと言える。

$$Q_c = \sigma_T t_s l_s / 2 = 104.3 \quad (4)$$

$$Q_y = \sigma_y A_s = 100.7(\text{kN}) \quad (5)$$

ここで, t_s, l_s, A_s : スラブ厚, スラブ幅, スラブ断面積

$$Q_c = \sigma_T (A_{\text{コッター断面}} + A_{\text{底面}}) = 122.0(\text{kN}) \quad (6)$$

同様に, $\sigma_T \rightarrow 0.1\sigma_B$ として, $Q_c = 201.0(\text{kN})$

$$Q_D = 0.7\sigma_y a_s = 159.3(\text{kN}) \quad (7)$$

(2) S2 (鉛直ダボ筋型) 試験体

せん断変位 2mm で鉛直ダボ筋が曲げ降伏し, 耐力の上昇は小さく, せん断変位 16mm 時に最大耐力となった。また, せん断変位 12mm から, 頂部が鉛直スリーブ鋼管にあたって曲げ変形が戻された。最終的には, せん断変位が 20mm の時に鉛直ダボ筋が繰返し荷重によって破断し, 耐力が低下した。下式の降伏強度 Q_y , 終局強度 Q_u は鉛直ダボ筋の曲げ降伏および曲げ戻し過程を図16(b)のような応力状態と仮定し, 算定した値である (ダボ筋高さ $H=130\text{mm}$)。計算値は概ね実験結果と一致した。ダボ筋の曲げ降伏および全塑性モーメントにより算定した値である。計算値は概ね実験結果と一致した。

$$Z_e = \frac{\pi D^3}{32} = 673.4 (\text{mm}^3)$$

$$Z_p = 1.61Z_e = 1084.1 (\text{mm}^3)$$

$$Q_y = \frac{2Z_e \sigma_y}{H} \times 2(\text{本}) = 8.2 (\text{kN}) \quad (8)$$

図16(b)中の $H_1:H_2=1:2$ とすると,

$$Q_1 + \Delta Q = (1 + \frac{H}{H_2})Q_1 = \frac{5}{2}Q_1 = \frac{15}{2} \frac{Z_p \sigma}{H} = 24.8 (\text{kN})$$

$$Q_u = (Q_1 + \Delta Q) \times 2(\text{本}) = 49.6 (\text{kN}) \quad (9)$$

(3) S3 (水平ダボ筋型) 試験体

S2 同様, せん断変位-2mm で水平ダボ筋が曲げ降伏し, 最大耐力は S2 よりやや大きい程度であった。降伏強度 Q_y , 終局強度 Q_u は, ダボ筋のコンクリート埋め込み側を固定端, スリーブ側をピンとして算出した値である。図中には離間距離 $x(\text{mm})$ 別の Q_{ux} を示した。

$$M = Z\sigma_y \quad Q_x = \frac{M}{L_x} = \frac{Z\sigma_y}{L_x}$$

表4 S3 離間別せん断耐力

強度	M (kN·m)	Q_{10} (kN)	Q_{30} (kN)	Q_{50} (kN)
降伏時	0.267	53.4	17.8	10.7
終局時	0.430	86.0	28.7	17.2

(4) S4 (ハーフ PCa 型) 試験体

引張軸力 0, せん断力-270kN の時にスラブ筋が降伏した。その後,

引張軸力 $0.5\sigma_y$ を負荷すると, やや剛性は低下し, せん断力-200kN の時にせん断破壊, 剛性が著しく低下した。最後に軸力 $1.0\sigma_y$ を負荷し, せん断力を加えたが, 耐力は上がらなかった。 Q_c, Q_s は壁の耐力式^{5),6)}を参照し, 算出した。 Q_c については引張応力度別の値を示している。(断面積は後打ち部の厚さ 100mm×幅 1000mm とした。) 最大耐力 Q_s に達しなかったのは, 引張軸力により生じたひび割れ等の影響と考えられる。

$$Q_c = \tau_{scr} t_s l_s / \chi_s \quad (11)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_0 \cdot \sigma_T} \quad (12)$$

$$Q_c = 211\text{kN} (\sigma_T=0) \quad (13)$$

$$Q_c = 137\text{kN} (\sigma_T=-1.87) \quad (14)$$

$$Q_s = p_s \sigma_y t_s l_s = 453\text{kN} \quad (15)$$

(5) S5 (RC 一体打ち型) 試験体

軸力 $0.25\sigma_y$, せん断力 300kN の時に端部スラブ筋が降伏したが, その後軸力を増加しても耐力, 剛性共に低下せず, 弾性的な挙動を示した。装置の荷重能力の限界(300kN)から破壊には至らなかった。 Q_c, Q_s は S4 と同様算出した。(スラブ厚 150mm×幅 1000mm)

$$Q_c = 319\text{kN} (\sigma_T=0) \quad (16)$$

$$Q_c = 249\text{kN} (\sigma_T=-1.25) \quad (17)$$

$$Q_c = 148\text{kN} (\sigma_T=-2.50) \quad (18)$$

$$Q_s = p_s \sigma_y t_s l_s = 905\text{kN} \quad (19)$$



写真2 破壊状況(S1)

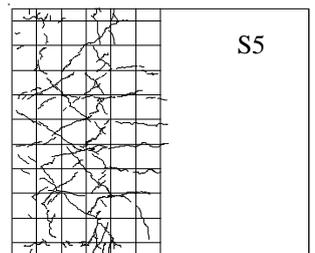
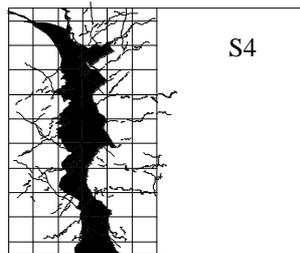
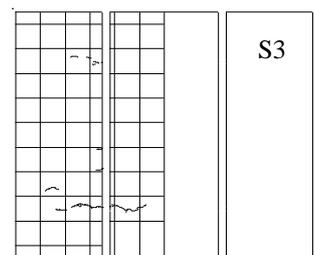
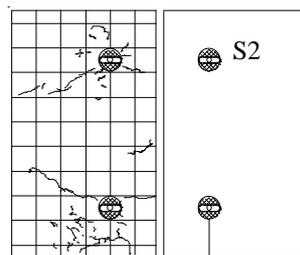
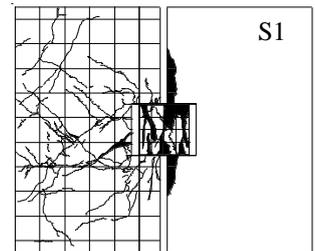
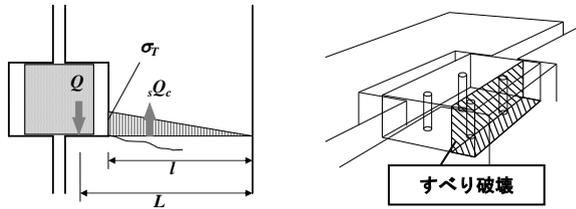
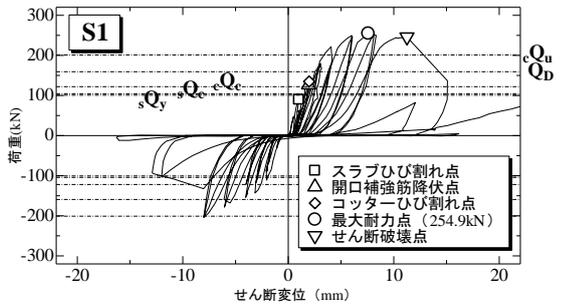
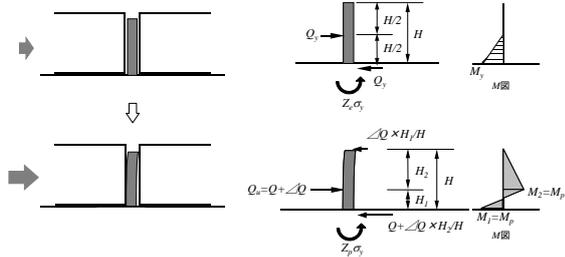
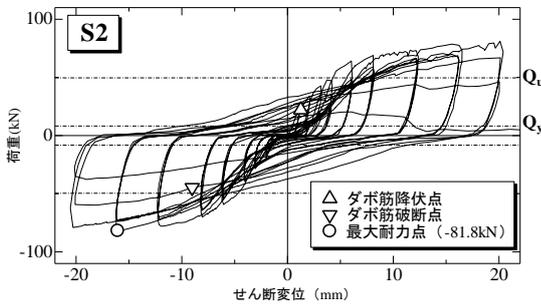


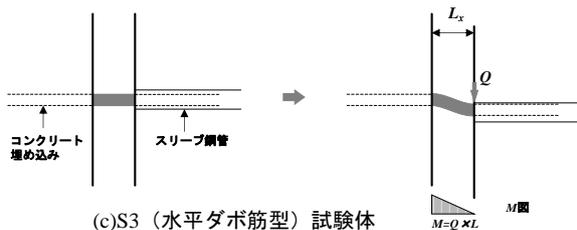
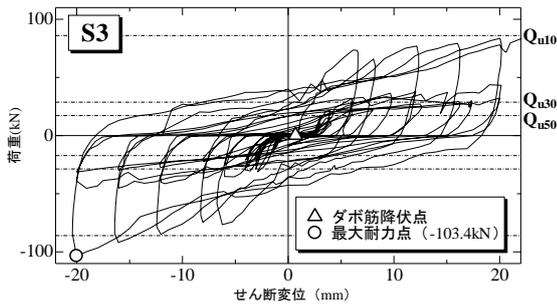
図15 最終ひび割れ図



(a)S1 (シアコッター型) 試験体

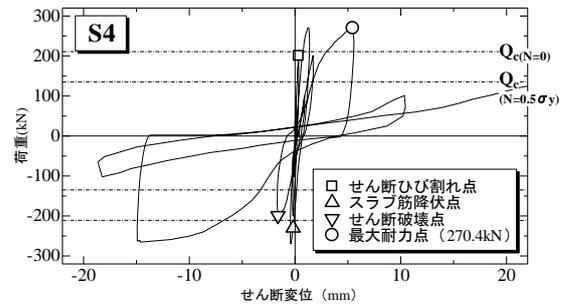


(b)S2 (鉛直ダボ筋型) 試験体

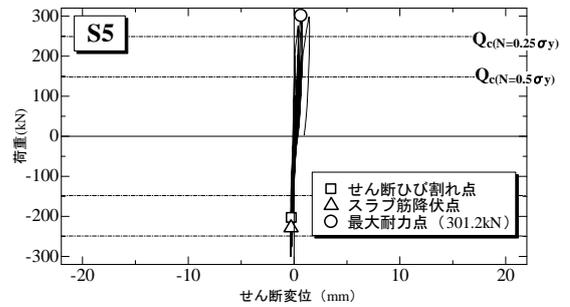


(c)S3 (水平ダボ筋型) 試験体

図 16 フル PCa スラブの荷重変形関係および計算概要



(d)S4 (ハーフ PCa 型) 試験体



(e)S5 (RC 一体打ち型) 試験体

図 17 在来工法スラブの荷重変形関係

4.3 剛性および耐力の比較

図 18 に試験体別に離間 30mm (S1~3), 引張軸力 0 (S4,5) における包絡線を示す。図中の q は単位長さ当りの目標せん断耐力を表している。シアコッター型の S1 試験体では, せん断変位 1.0mm 程度(片側)で目標せん断力 63kN を伝達する能力を有していることが確認できる。最上階のスラブ-梁接合部での変形 2mm(両側)は隣接するフレームの層間変形の差となるが, 階高 4m に対して 1/2000 程度であり, 安全限界時の各フレームの層間変位角 1/50 程度に与える影響は小さいと考えられる。また, 離間 70mm (S1,2), 50mm(S3), 引張軸力 187kN (S4,5) と, 地震時に想定される引張状態と比較すると, S1 と S4 は同程度の耐力, 剛性を有することが確認された。

5. 新工法床スラブの剛性・耐力を考慮した解析

5.1 Pushover 解析

スラブ実験結果より, PCa スラブの中で最も耐力と剛性を有するシアコッター型の履歴ループをモデル化し, 想定建物に導入し, pushover 解析を行った。

床スラブの復元力特性は図 20 に示すようなトリリニア型とし, 第 1 折点をスラブのひび割れ発生時のせん断力 100kN, その時の変位をスラブ両側にコッターが配置されていることを考慮し, コッターの変位 2mm×2 倍=4mm として設定した。第 2 折点は最大耐力 250kN を記録した 7.5mm×2 倍=15mm として設定した。スラブ自体のせん断変形と曲げ変形については, 接合部の変形に対して十分に小さいため無視した。また 1m につき一個のシアコッターを想定し, 1 スパンあたりシアコッター 18 個分の強度を設定した。結果を図 21, 22 に示す。

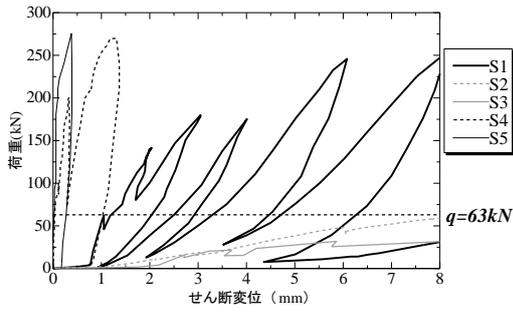


図 18 初期状態の試験体別包絡線

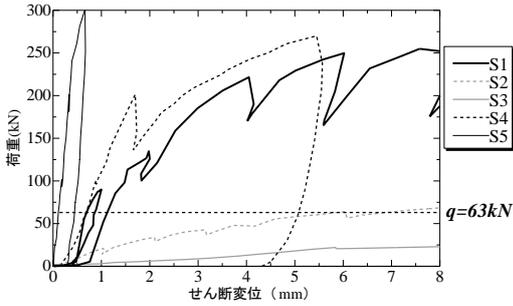


図 19 引張状態の試験体別包絡線

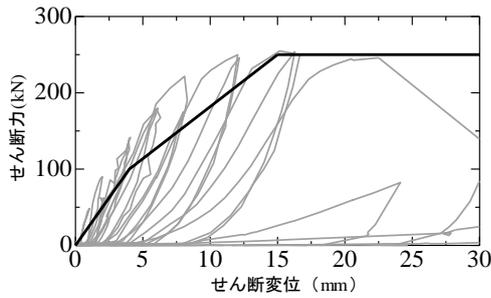


図 20 シアコッター型スラブの解析モデル

フレーム別の耐力分担率は $X1:X2:X3=2.5:1:1$ と、剛床の場合と大差なかった。図 2 1 より、剛床と比較して、フレーム間の変位が最大で 2.2mm 程度生じることが確認された。これは、階高 4m に対して層間変形角 1/1800 程度であり、最大層間変形角 1/50 の 2~3% であることから、十分に小さい値であると言える。また、シアコッター型スラブを用いたことで、最上層の、下層に与える影響が減少し、面内せん断力の分布が緩やかになった。スラブ面内せん断力の最大値は 60kN 程度で剛床の場合と同程度であり、コッターのひび割れ強度よりも小さかった。

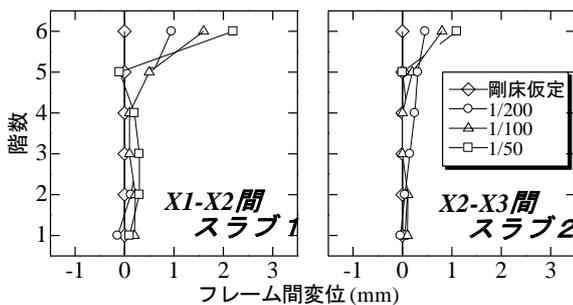


図 2 1 変形レベル毎のフレーム間相対変位

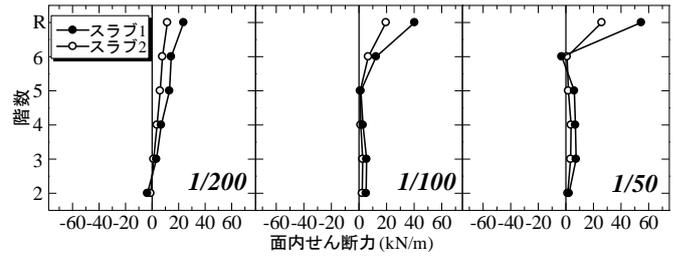


図 2 2 PCa 床スラブの移行せん断力 (スラブ 1m 当たり)

5. 2 地震応答解析

同様のモデルにより、地震応答解析を行い、剛床及びシアコッター型スラブ(PCa 床)の比較を行った。入力地震波は、代表的な観測波 3 波(Elcentro NS, Taft EW, Hachinohe NS)とし、それぞれ最大速度振幅を 25kine, 50kine に基準化し入力した。柱、梁は Takeda モデル、床スラブは原点指向型モデルとした。減衰定数は瞬間剛性比例型で 5% とした。図 2 3 に解析に用いた入力地震波の加速度応答スペクトルを示す。図 2 4 に各地震波の階別最大層間変形を、図 2 5 にスラブの面内せん断力を示す。面内せん断力については各層で記録した最大値を採用した。固有周期は剛床モデル、PCa 床モデルでほぼ等しく $T_1=0.80\text{sec}$, $T_2=0.26\text{sec}$, $T_3=0.15\text{sec}$ であった。

図 2 4 より、周期帯の異なる 3 波を入力したが、50kine における最大層間変形角においても両解析ケース共に 1/80 以下と安全限界以下に納まった。PCa 床-スラブ接合部が最大層間変形角に与える影響は、床スラブの面内せん断力が最大となる最上階で層間変形角 1/2000 程度のフレーム間の変形差が見られたが、階高に比べて十分に小さく、全体として剛床と大差ないと言える。これは、図 2 5 に示すように、スラブの面内せん断力が最大でも 60kN/m 程度となり、全スラブが弾性の範囲内に留まっているためである。

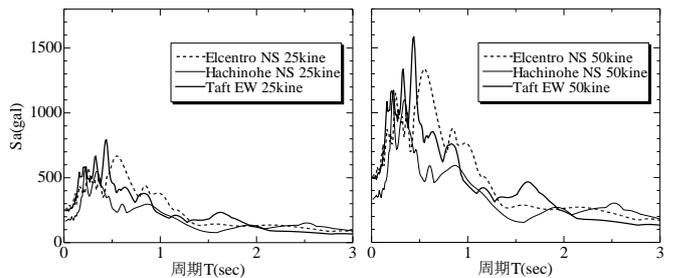


図 2 3 加速度応答スペクトル (h=5%)

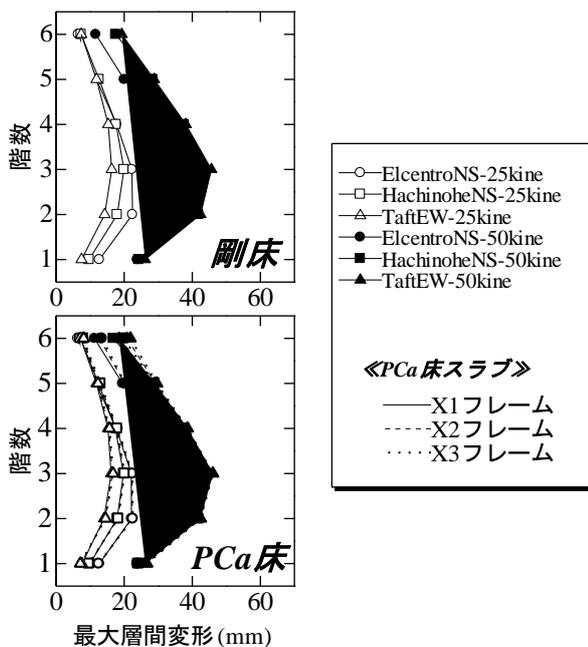


図 2-4 各階最大層間変形

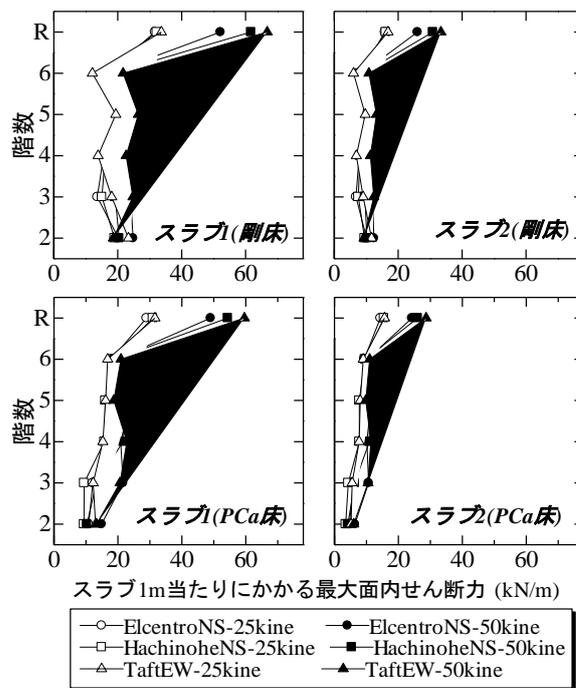


図 2-5 各階床スラブの最大面内せん断力

6. まとめ

本実験で得られた知見を以下に示す。

- 1) 実大スラブ静的加力実験の結果、フル PCa スラブ試験体ではシアコッター型 (S1) スラブが在来スラブと同等の耐力を有しており、要求性能を満たした。
- 2) 耐力計算値は概ね実験値を評価できた。
- 3) pushover 解析を行った結果、最上階での移行せん断力が最も大きく、また、シアコッター型スラブを適用した場合 2.2mm 程度の変形が生じることが分かったが、層間変形角にして 1/1800 であり、剛床の場合と大きな差はなく、十分適用可能と言える。
- 4) 地震応答解析の結果についても、シアコッター型スラブは剛床と大差なく、十分な剛性および耐力を有していることが確認できた。

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。実験計画では、産学の共同研究として建築業協会内に設置された研究実施委員会（委員長：塩原等（東京大学 准教授））の各位に助言いただいた。また、実験の実施では、李晩在氏（宮城高専建築学科准教授）、平山雄基氏（同建築学科 5 年）の協力を得た。関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 横谷榮次ら：空胴プレストレストコンクリート床版接合部における面内せん断挙動に関する実験研究その 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp165-168, 2001.09
- 2) 塚越英夫ら：ハーフ PCa 床版を用いた合成床の面内せん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp783-784, 1992.8
- 3) 松崎育弘ら：大型 RC 構造物に用いる PCa 合成床版に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp165-166, 1989.10
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 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, 2001
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999