

論文 施工性と修復性の向上を目指したアンボンド PC 圧着架構に適用する PCa 床スラブ-梁接合システムの開発

朝賀 亮太*1・迫田 丈志*2・前田 匡樹*3・李 晩在*4

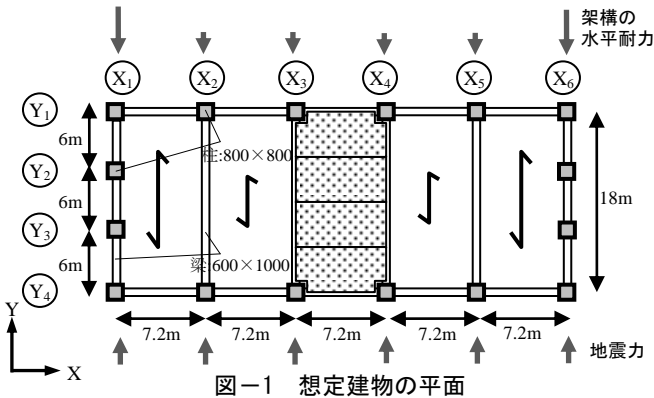
要旨：外周架構を主な耐震要素とし、内部に大スパン空間を確保する構造では、内部構面に生じる地震力を床ダイアフラムにより外周の耐震要素に安全に伝達させることが欠かせない。アンボンド PC 架構において問題となる、繰返し地震力による梁端部の開閉を許容し、かつ面内せん断力伝達を確保するような要求性能を満たすスラブを考案し、中高層ビルに適用するフル PCa スラブ-梁接合部について、シアコッター型、ダボ型の実大静的加力実験を行った。また、実験結果より要求性能を満たしたシアコッター型を建物に導入した解析を行い、変形、せん断力伝達性能共に剛床の場合と大差なく、十分適用可能であることが確認された。

キーワード：PCa 床スラブ-梁接合部、静的載荷実験、アンボンド PC 架構、床スラブ、移行せん断力

1. はじめに

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は、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ことができる。さらにアンボンド PC 圧着接合により圧着接合部に变形が集中し、部材自体の变形・損傷を低減し、架構に高い構造性能を確保することができる。

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。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こることが前提となっている。しかしながら、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 床版を用いたとしても、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、また、スラブ端部に損傷が生じる等の問題が予想される。

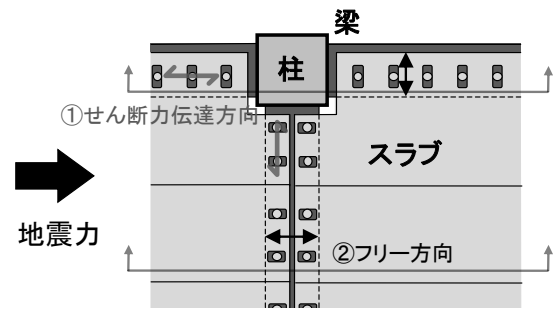
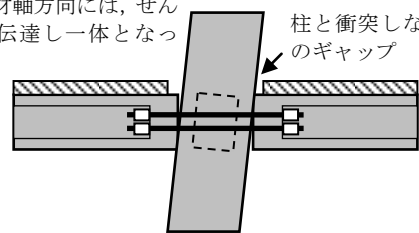


図-2 柱梁接合部周辺の平面詳細図

①梁の材軸方向には、せん断力を伝達し一体化となっている



②梁の材軸直交方向は固定せずフリーとする
→梁の離間変形を拘束しない。直交梁のねじりを避ける

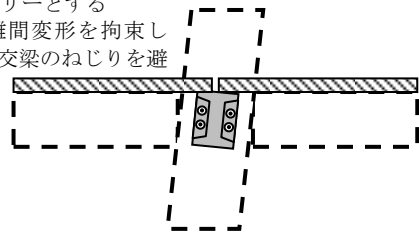


図-3 床スラブの基本システム

*1 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (正会員)
 *2 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 助手 工修 (正会員)
 *3 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻 准教授 工博 (正会員)
 *4 宮城工業高等専門学校 建築学科 准教授 工博

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され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、材軸直交方向はローラー機構となる床スラブ-梁接合部が必要となる。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。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。

2. 新床スラブ-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に示す想定建物において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-3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、長期の曲げモーメント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わるせん断力を示しており、外構面へ移行する面内せん断力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あたりでは約63kNと算出される。従って、対象建物では、外周部のスラブ-梁接合部で、63kN/m程度のせん断耐力を確保することが要求される。

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 | 1296 | 1296 | 1.90 | 0.47 | 615 | 615 |
| 5 | 4 | 1296 | 2592 | 1.55 | 0.39 | 1005 | 390 |
| 4 | 4 | 1296 | 3888 | 1.36 | 0.34 | 1322 | 317 |
| 3 | 4 | 1296 | 5184 | 1.22 | 0.30 | 1581 | 259 |
| 2 | 4 | 1296 | 6480 | 1.10 | 0.28 | 1787 | 206 |
| 1 | 4 | 1296 | 7776 | 1.00 | 0.25 | 1944 | 157 |

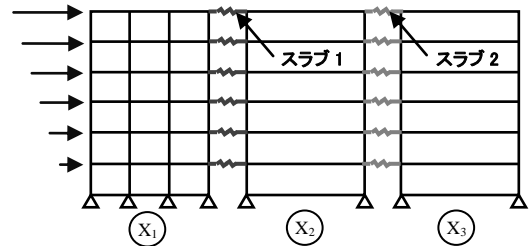


図-4 床スラブのモデル化

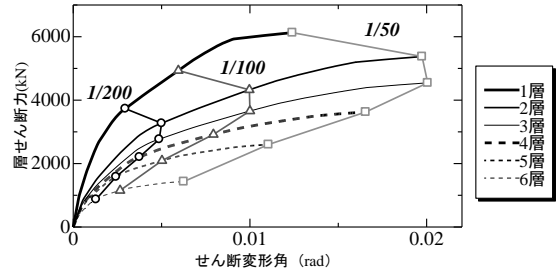


図-5 層せん断力-層間変形角関係

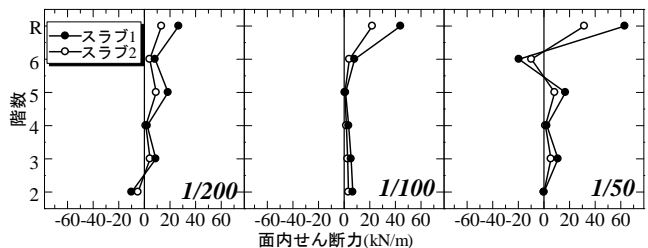


図-6 剛床スラブの面内せん断力(スラブ1mあたり)

3 スラブのせん断力伝達性能に関する実験計画

3.1 試験体概要

試験体は、想定建物1スパン分のスラブから幅1000mm、端部600mmずつ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-7~9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¹⁾による接合部鉄筋のせん断耐力 Q は以下である。

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

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

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

ここで、 σ_y, a_s : 鉄筋の降伏強度、断面積

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 $1\text{m} \times 1/50 = 20\text{mm}$ 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 $24 \times 85\text{mm}$ ）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、梁の後打ち部分の両側で、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(S4)、従来RC(S5)の2体を加え、計5体で実験を行った。

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。スラブの両端を4本の平行維持ジャッキにより、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、2本のせん断力用ジャッキにより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。従来工法のS4については、平行維持用のジャッキによりスラブ筋の降伏応力度 σ_y ($295\text{N}/\text{mm}^2$)に対して0, 0.5 σ_y ,



写真-1 実験状況

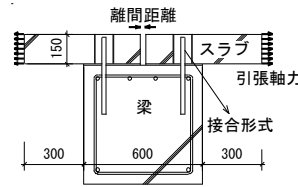
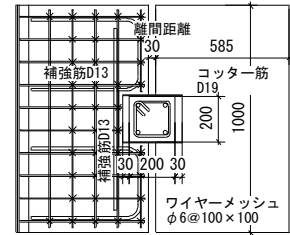


図-7 試験体概要

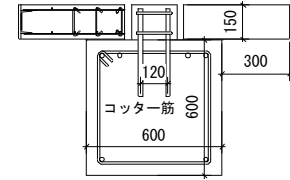


図-8 シアコッター型(S1)

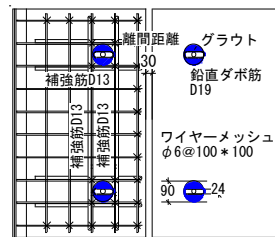


図-9 鉛直ダボ筋型(S2)

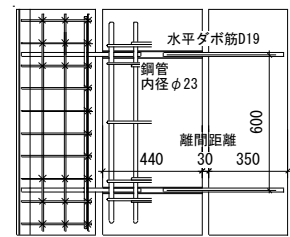


図-10 水平ダボ筋型(S3)

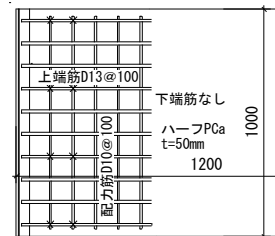
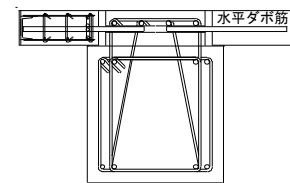
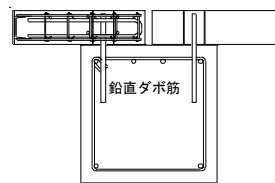


図-11 ハーフPCaスラブ(S4)

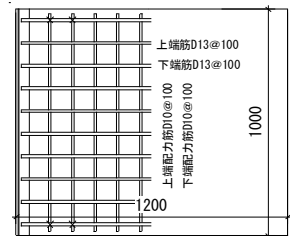


図-12 従来型RCスラブ(S5)

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 | |

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、S4の2倍の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。

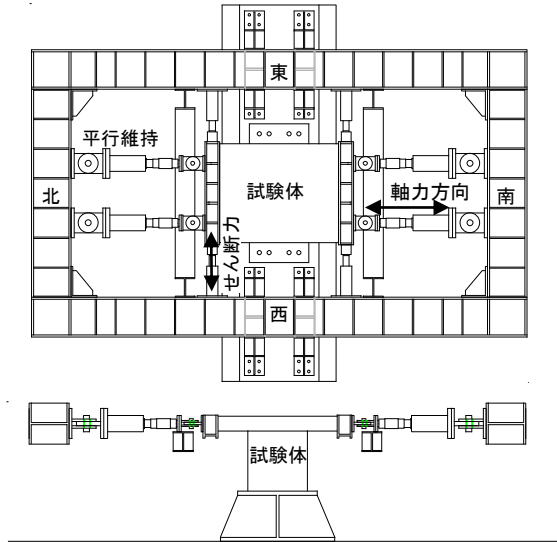


図-13 加力装置図

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。

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。

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 程度に留まった。

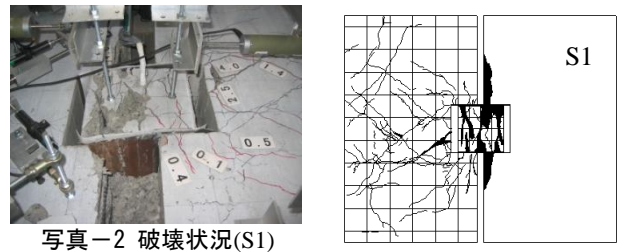


図-14 載荷方法

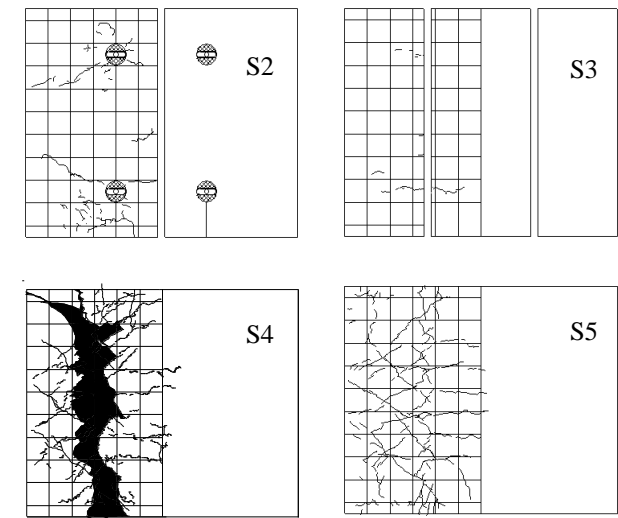


図-15 最終ひび割れ図

4. 実験結果

4.1 破壊経過

本実験では、加力ピーク時の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

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-17 に示す。

(1) シアコッター型 S1 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、 sQ_c , sQ_y はスラブのひび割れ耐力 (図-16 左および(4),(5)式), 開口補強筋の降伏強

度、 cQ_c 、 Q_u はコッター断面およびコッター底面を算定断面とするコッターのひび割れ耐力とせん断終局耐力(図-16 右斜線部および(6)式)、 Q_0 は既存建築物の耐震改修設計指針の評価式¹⁾によるコッター筋のせん断耐力を材料試験結果から計算したものである。図-17に示すとおり、計算値は実験結果を概ね評価できた。

$${}_sQ_c = \sigma_T t_s l_s / 2 = 111.7(\text{kN}) \quad (4)$$

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

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

$$Q_{\text{コッター-断面}} = \sigma_T A_{\text{コッター-断面}}, \quad Q_{\text{底面}} = \sigma_T A_{\text{底面}} \text{より},$$

$${}_cQ_c = Q_{\text{コッター-断面}} + Q_{\text{底面}} = 122.0(\text{kN}) \quad (6)$$

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

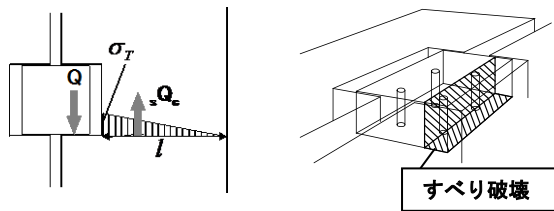


図-16 S1 計算概要

(2) 鉛直ダボ筋型 S2 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载荷によって破断し、耐力が低下した。降伏強度 Q_y 、終局強度 Q_u の評価については紙面の制約から文献²⁾を参照されたいが、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。

(3) 水平ダボ筋型 S3 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。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り、詳細は文献²⁾を参照されたい。図中には離間距離 $x(\text{mm})$ 別の Q_{ux} を示した。

(4) ハーフ PCa 型 S4 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^{3,4)}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。

$$Q_c = \tau_{scr} t_s l_s / \gamma_s \quad (7)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_0 \sigma_T)} \quad (8)$$

$$Q_c = 211\text{kN} (\sigma_0=0), \quad Q_c = 137\text{kN} (\sigma_0=-1.87)$$

$$Q_s = p_s \sigma_{sy} t_s l_s = 453\text{kN} \quad (9)$$

(5) RC 一体打ち型 S5 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。装置の载荷能力の限界(300kN)から破壊には至らなかった。 Q_c 、 Q_s はS4と同様に算出した。(スラブ厚150mm×幅1000mm)

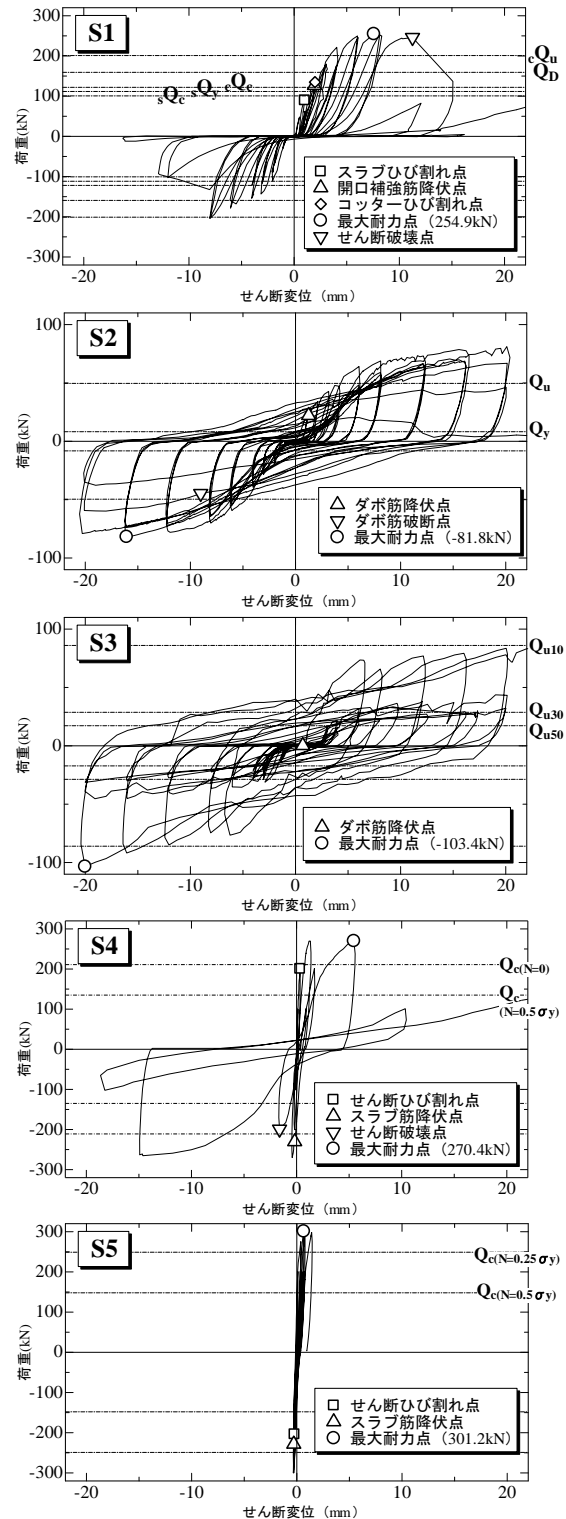


図-17 せん断力-変形関係

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。

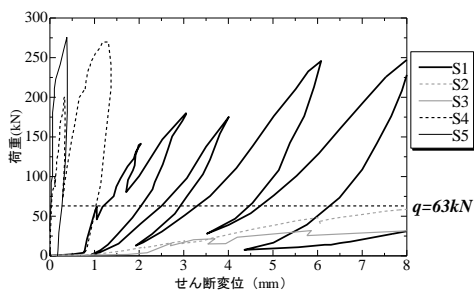


図-18 初期状態の試験体別包絡線

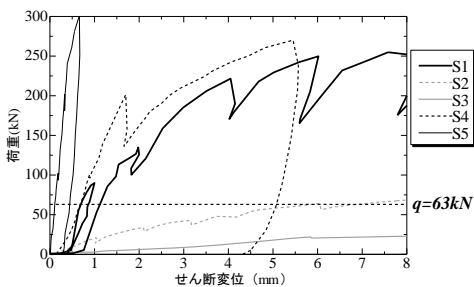


図-19 引張状態の試験体別包絡線

5. PCa スラブの剛性・耐力を考慮した 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 $2\text{mm} \times 2$ 倍 = 4mm として設定した。第 2 折点は最大耐力 250kN を記録した $7.5\text{mm} \times 2$ 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。

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-21 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。また, シアコッター型スラブを用いたことで,

最上層の影響が下の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。

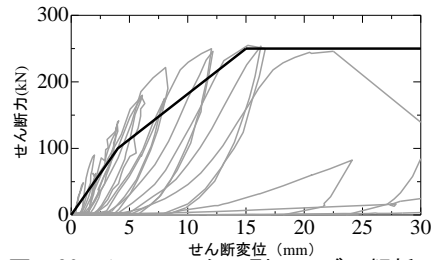


図-20 シアコッター型スラブの解析モデル

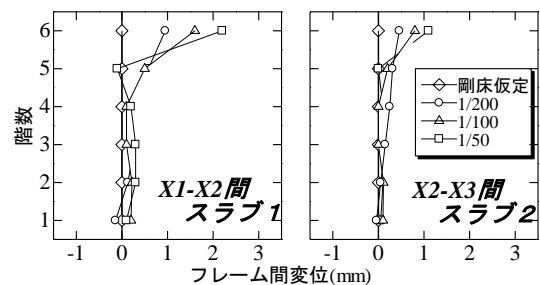


図-21 変形レベル毎のフレーム間相対変位

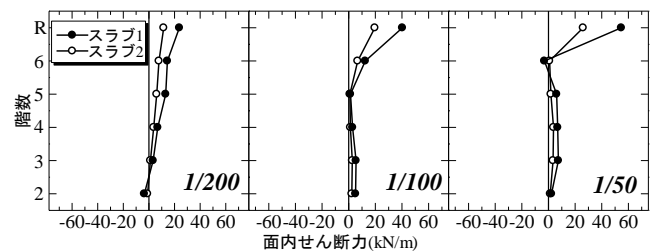


図-22 PCa 床スラブの移行せん断力

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 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, 剛床の場合と大きな差はなく, 十分適用可能と言える。

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。また, 実験の実施では, 宮城高専建築学科 5年 平山雄基氏の協力を得た。関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 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
- 2) 朝賀亮太, 佐川隆之, 迫田丈志, 前田匡樹, 李晩在: アンボンドPC架構に適用するPCaスラブ-梁接合部の耐力評価, 日本地震工学会大会梗概集, pp232-235, 2007
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2001
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999