

小梁付き鋼・コンクリート合成スラブの曲げせん断性能に関する実験的研究

Experimental Study on Composite Floor Slabs with Beams

岡 安 隆 史 福 元 敏 之 宮 坂 達¹⁾
佐々木 勝 康²⁾ 吉 貝 滋³⁾ 荻 原 行 正¹⁾

要 約

新たに開発した小梁付き鋼・コンクリート合成スラブ構法は、小梁付きフル PCa 床とデッキプレートを用いた現場施工床を交互にシマウマ模様状に配置するものであり、PCa 床に小梁を付随させることでクレーンの揚重回数を低減させ、PCa 床部分を設置後すぐに資材置き場として活用することで早期の床構築を図るものである。本研究では、本スラブシステムの構造性能を把握することを目的とし、鋼板とコンクリートを結ぶシアコネクタの形式及び量をパラメータとした 2 シリーズの実験を実施した。まず小梁付き鋼・コンクリート合成スラブの曲げせん断性状を把握するための T 形断面梁による単純梁形式の曲げせん断実験を実施し、次いで本合成スラブの小梁部分だけに着目し、鋼板付き RC 小梁の曲げせん断性状を把握するための矩形断面梁による単純梁形式の曲げせん断実験を実施した。その結果、長期設計荷重時までは、鋼・コンクリート合成スラブの PCa 床と現場施工床部分の一体性及び小梁内部の鋼板とコンクリートの一体性が確認され、長期荷重時以降は、曲げ耐力及びシアコネクタ耐力に関して、既往論文から導かれる強度式と比較し良好な結果が得られた。

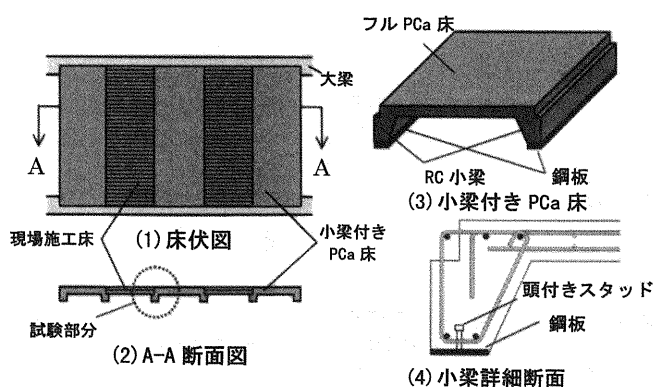
目 次

- I. はじめに
- II. 合成スラブの曲げせん断性状
- III. 鋼板付き RC 小梁の曲げせん断性状
- IV. おわりに

I. はじめに

近年、高層建物の建設に於いて、施工合理化の観点からクレーンの揚重回数低減と早期床構築とを求められる場合が多い。本研究開

発では、Fig.1 に示すような小梁付き鋼・コンクリート合成スラブ構法を考案した。本構法の特徴は、小梁付きフル PCa 床とデッキプレートを用いた現場施工床を交互にシマウマ模様状に配置することにより (Fig.1(1),(2))、PCa 床に小梁を付随させる (Fig.1(3)) ことで揚重回数を低減させ、小梁により曲げせん断性能が向上した PCa 床を設置後すぐに資材置き場として使用することで早期床構築を実現することを目指している。なお、この PCa 床の小梁の底部には、シアコネクタを介して RC 部分に定着された鋼板があり (Fig.1(4))、鉄筋に比較して鋼材の断面が大きいため、曲げ抵抗が大きくなり梁せいの低減が可能となる。しかし、この小梁付き PCa 床と現場施工床で構成される鋼・コンクリート合成スラブは、一枚床とは異なり、その一体性などに関して未解明な点があり、実用化にあたり構造性能を把握する必要がある。また、小梁底面の鋼板とコンクリートを一体化するシアコネクタには頭付きスタッドや孔あき鋼板ジベルを用いるが、鋼板とコンクリートの一体性についても確認が必要である。そこで本研究では、小梁付き鋼・コンクリート合成スラブの曲げせん断性状の把握を目的とした 2 シリーズの実験を実施した。II 章では、小梁付き PCa 床と現場施工床で構成される合成スラブの曲げせん断性状について報告し、III 章では、本合成スラブの小梁部分だけに着目した、鋼板付き RC 小梁の曲げせん断性状について報告する。



- 1) 建築管理本部
- 2) 関東支店 建築設計部
- 3) 建築設計本部 構造設計統括グループ

キーワード：合成構造、合成スラブ、PCa スラブ、シアコネクタ、頭付きスタッド、孔あき鋼板ジベル

II. 合成スラブの曲げせん断性状

1. 目的

本構造の合成スラブは、小梁付き PCa 床とデッキプレートを用いた現場施工床で構成された 1 方向スラブであり、合成スラブ全体が一体となって長期荷重による曲げ及びせん断応力に抵抗することが求められている。本構造における PCa 床と現場施工床の一体性、小梁内のコンクリートと鋼板の一体性、初期剛性、及び曲げ耐力な

どの曲げせん断性状を把握することを目的として構造実験を実施した。

2. 試験体及び実験方法

試験体形状を Fig. 2 に、試験体一覧を Table 1 に、鋼材及びコンクリートの機械的性質を Table 2, Table 3 に示す。試験体は、小梁付き PCa 床及び現場施工床を短辺スパン中央から抜き取った T 字形状の小梁付きスラブ試験体 2 体 (SS0, SP0) と小梁試験体 1 体

Table 1 試験体及び実験結果一覧
(Test Specimens and Test Results)

試験体	形状	シアコネクタ 形式・量	初期剛性 [kN/mm]		曲げひび割れ [kN]		曲げ降伏 [kN]		終局耐力 [kN]		
			実験	計算	実験	計算	実験	計算	実験	計算	
										曲げ	シアコネクタ
BS0	梁	頭付きスタッド 8φ @62.5	11.5	11.6 (1.00)	7.5	7.9 (0.95)	32.0	32.8 (0.98)	53.6	46.4 (1.15)	79.4 (0.67)
SS0	小梁付	頭付きスタッド 8φ @62.5	23.0	21.8 (1.05)	13.0	10.1 (1.30)	36.0	38.2 (0.94)	63.8	59.4 (1.07)	86.7 (0.74)
SP0	スラブ	孔あき鋼板 18φ @100	24.0	24.6 (0.98)	12.0	10.6 (1.14)	44.1	49.0 (0.90)	78.5	65.9 (1.19)	26.9* (2.92)

試験体名称は形状(B:梁型, S:小梁付きスラブ), シアコネクタ形式(S:頭付きスタッド, P:孔あき鋼板)で表記
() は実験値/計算値、*: 終局耐力式の適用範囲外のため参考値

Table 2 鋼材の機械的性質
(Mechanical Properties of Steel)

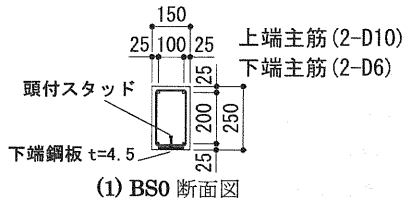
鋼種	呼び名 (サイズ)	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
SS400	PL-4.5 ^{*1}	281	435	28
SD295A	D10 ^{*2}	366	497	18
	D6 ^{*2}	349	479	16
頭付き スタッド	8 ^{*3}	331	485	19

*1: JIS Z 2201 1A号, *2: 同2号試験片
*3: 同2号試験片で標点間距離を50mmとした

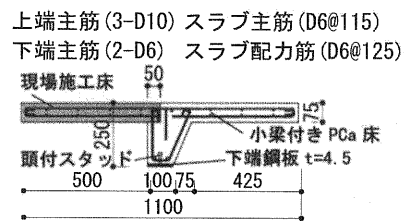
Table 3 コンクリートの機械的性質
(Mechanical Properties of Concrete)

圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]	備考
33.1	2.71	24.03	PCa部
33.8	2.74	23.31	現場施工部

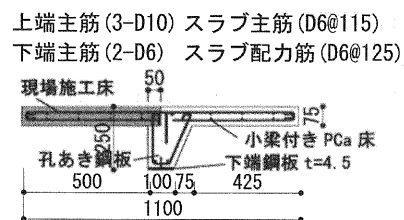
* JIS A 1132 供試体使用



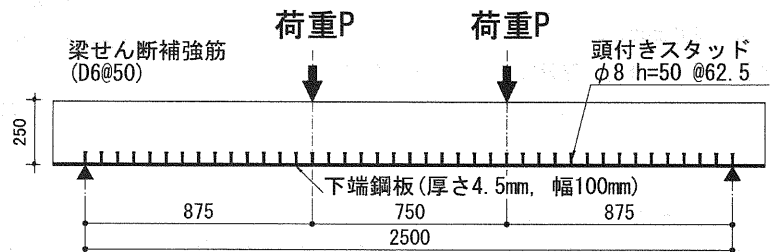
(1) BS0 断面図



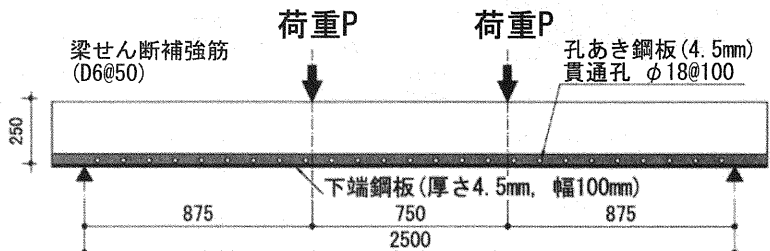
(2) SS0 断面図



(3) SP0 断面図



(4) BS0, SS0 側断面図



(5) SP0 側断面図

Fig.2 試験体及び加力位置
(Specimens and Loading Points)

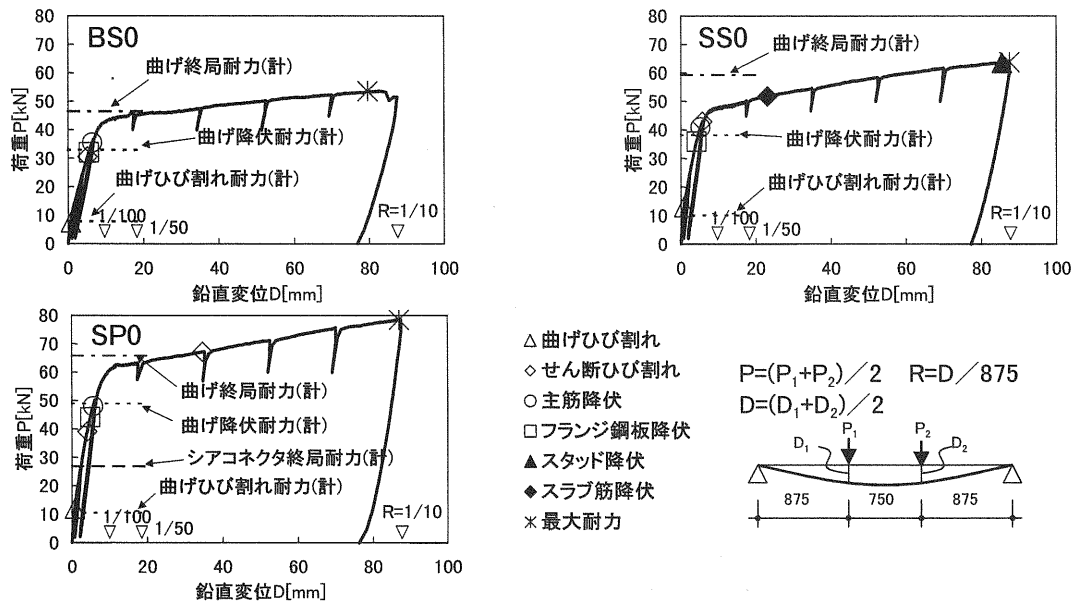


Fig.3 荷重-変位関係
(Load - Deflection Relationship)

(BS0) で、実物の 1/2 縮尺とした。試験体パラメータは、試験体形状 (スラブの有無)、小梁内部のシアコネクタ形式 (頭付きスタッド、孔あき鋼板) とした。頭付きスタッドを用いた BS0, SS0 試験体は付録に示すシアコネクタのせん断伝達強度で決まる耐力 (以後「シアコネクタ耐力」) が曲げ耐力を上回るように設計した。孔あき鋼板を用いた SP0 試験体は、実建物における現実的な孔径と孔を貫通する鉄筋径を試験体縮尺に従い縮小することで試験体設計した。なお、孔あき鋼板は文献 2, 3 に示された終局強度式の適用条件を満たしていないが、参考までにシアコネクタ耐力を Table 1 に表記した。また、小梁付きスラブ試験体は、PCa 部分のコンクリート打設後、1 週間の養生期間を空けて現場施工部分を製作した。なお、PCa 部分と現場施工部分の境界面のコンクリートは、目粗しせずに型枠仕上げとした。本構造の設計では大梁との接合部をピンとして扱うので、梁両端部の小梁底面をピン支持し、梁中央部の 2 点にスラブと等幅の線荷重を加力梁によって載荷する単純梁形式の一方方向漸増片振り繰返し載荷を行った。載荷ルールは、①ひび割れ荷重計算値の 0.5 倍、②曲げ降伏計算値の 0.7 倍、③曲げ降伏確認後の 3 段階で除荷し、ひび割れ荷重、降伏荷重、最大荷重を確認し、最終的に鉛直変位 87.5mm (部材角 $R=0.10\text{rad}$, R : Fig.3 参照) まで載荷することとした。なお、Table 1 の曲げ耐力計算値は、平面保持を仮定した断面解析によって算出し、シアコネクタ耐力計算値は、付録式により算出した。なお、SS0 及び SP0 の初期剛性及び耐力計算は、スラブを全幅有効として算出した。

3. 実験結果

実験結果と計算値の比較を Table 1 に、荷重 P —鉛直変位 D 関係を Fig.3 に、試験体の最終状況を Photo 1 に示す。

(1) 長期設計荷重下における性状

長期設計荷重 (ひび割れ発生荷重) までは、試験体形状、シアコネクタ形式によらず、全試験体とも弾性的な挙動を示した。また、初期剛性の計算値に対する実験値の比 (実験値/計算値) は平均 1.01 と良い対応を示し、曲げひび割れ荷重の同比率は平均 1.22 と比較的良い対応を示した。この結果、PCa 床と現場施工床の一体性、

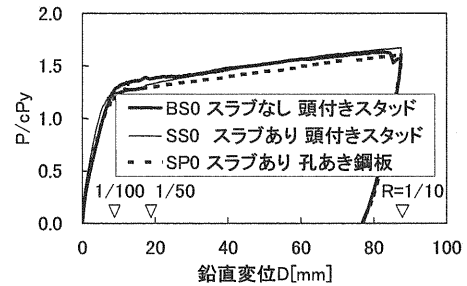
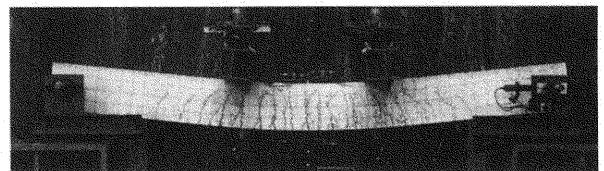
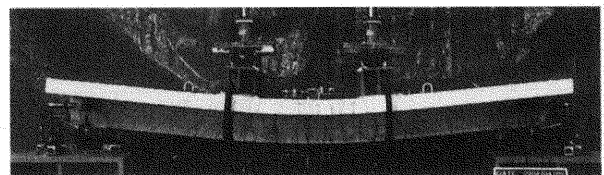


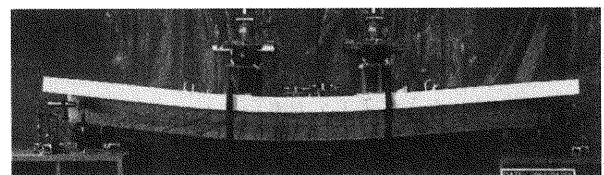
Fig.4 規準化した荷重-変位関係の比較
(Normalized Load - Deflection Relationships)



(1) BS0



(2) SS0



(3) SP0

Photo 1 最終状況
(Specimen in the Final State)

及び小梁内のコンクリートと鋼板の一体性が確認された。

(2) 長期設計荷重以降における性状

長期設計荷重以降に関しては、鉛直変位 5mm 程度（部材角 $R=0.006\text{rad.}$ ）で、下端主筋及び下端鋼板が降伏すると共にせん断ひび割れが生じた。その後、曲げ降伏耐力計算値を超えてから剛性が低下し、最終変位付近まで荷重が上昇し続け、BS0 は圧縮側コンクリートが圧壊して曲げ破壊に至り、SS0 及び SP0 は最後まで荷重低下しなかった。なお、SS0、SP0 試験体においては、PCa 床と現場施工床の打ち継ぎ部上面に微細なひび割れが生じたが、目視によれば一体として挙動していた。また、小梁内のコンクリートと鋼板の間にもずれは生じず、一体性が確保されていた。荷重-変位関係の比較に際して、荷重軸を梁降伏荷重計算値で無次元化した結果、Fig.4 に示すように全試験体ともほぼ同一な性状を示した。終局耐力は、曲げ耐力に関しては、計算値に対する実験値の比率（実験値/計算値）が平均 1.14 倍となり、比較的良好な対応を示した。シアコネクタ耐力に関しては、孔あき鋼板を用いた SP0 で実験値が計算値を大幅に上回ったが、これは SP0 の孔あき鋼板を貫通する鉄筋が細く（D6）、

終局耐力式の適用範囲外であったことによると考えられる。

Ⅲ. 鋼板付き RC 小梁の曲げせん断性状

1. 目的

本構造の鋼板付き RC 小梁において、剛性及び諸耐力などの曲げせん断性状、及びコンクリートと鋼板の一体性の把握を目的として、実スケールの試験体を用いた構造実験を実施した。

2. 試験体及び実験方法

試験体形状を Fig.5 に、試験体一覧を Table 4 に、鋼材及びコンクリートの機械的性質を Table 5、Table 6 に示す。試験体パラメータは、①下端鋼板に設置したシアコネクタの形式（頭付きスタッド、孔あき鋼板）、②スタッド間隔、③孔あき鋼板の孔径とした。ここで、②スタッド間隔は、部材の曲げ降伏（下端鋼板の降伏）とシアコネクタ終局耐力が同等となるようにスタッド間隔を 250mm とした試験体 BS2 と、その間隔を 1/2 倍、2 倍とした試験体（BS1、BS3）を設定した。③孔あき鋼板の孔径は、施工面から設定したもので、高力ボルトの押し抜きせん断孔を想定して孔径を 35mm とした試

Table 4 試験体及び実験結果一覧
(Test Specimens and Test Results)

試験体	シアコネクタ 形式・量	初期剛性 [kN/mm]		曲げひび割れ [kN]		曲げ降伏 [kN]		終局耐力 [kN]		
		実験	計算	実験	計算	実験	計算	実験	計算	
									曲げ	シアコネクタ
BS1	頭付きスタッド 16φ @125	23.6	25.0 (0.95)	30	32 (0.94)	122	150 (0.82)	166	167 (0.99)	323 (0.51)
BS2	頭付きスタッド 16φ @250	23.6	24.8 (0.95)	33	33 (1.00)	125	150 (0.83)	164	168 (0.97)	161 (1.01)
BS3	頭付きスタッド 16φ @500	23.6	23.8 (0.99)	30	33 (0.90)	123	150 (0.82)	150	168 (0.89)	81 (1.86)
BP1	孔あき鋼板 35φ @200	24.2	25.9 (0.94)	33	35 (0.94)	142	174 (0.82)	176	200 (0.88)	334 (0.53)
BP2	孔あき鋼板 80φ @200	24.1	24.3 (0.99)	27	35 (0.77)	148	172 (0.86)	217	201 (1.08)	1359 (0.16)

試験体名称は形状(B:梁型)、シアコネクタ形式(S:頭付きスタッド、P:孔あき鋼板)で表記
()は実験値/計算値

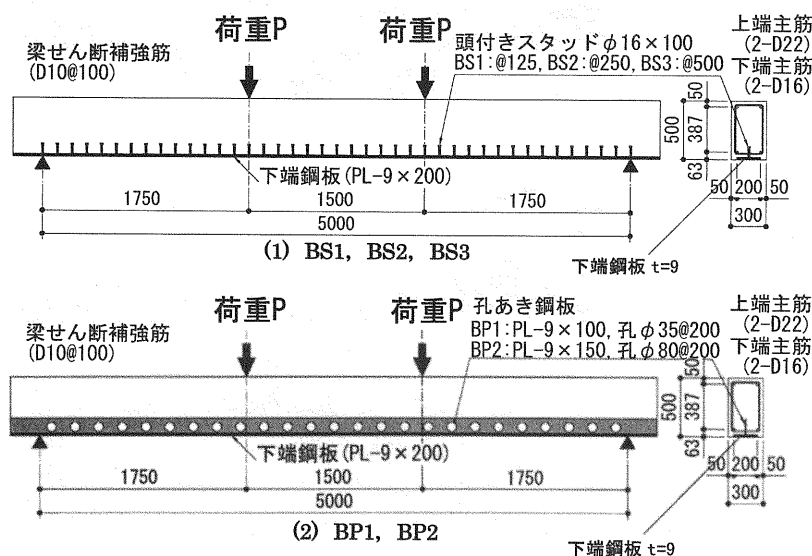


Fig.5 試験体及び加力位置
(Specimen and Loading Points)

Table 5 鋼材の機械的性質
(Mechanical Properties of Steel)

鋼種	呼び名 (サイズ)	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
SS400	PL-9*1	287	435	32
SD295A	D22*2	347	515	20
	D16*2	339	494	19
	D10*2	352	483	20
頭付き スタッド	16*3	306	441	35

*1:JIS Z 2201 1A号, *2:同2号, *3:同4号試験片

Table 6 コンクリートの機械的性質
(Mechanical Properties of Concrete)

圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [kN/mm ²]
32.3	27.16

* JIS A 1132 供試体使用

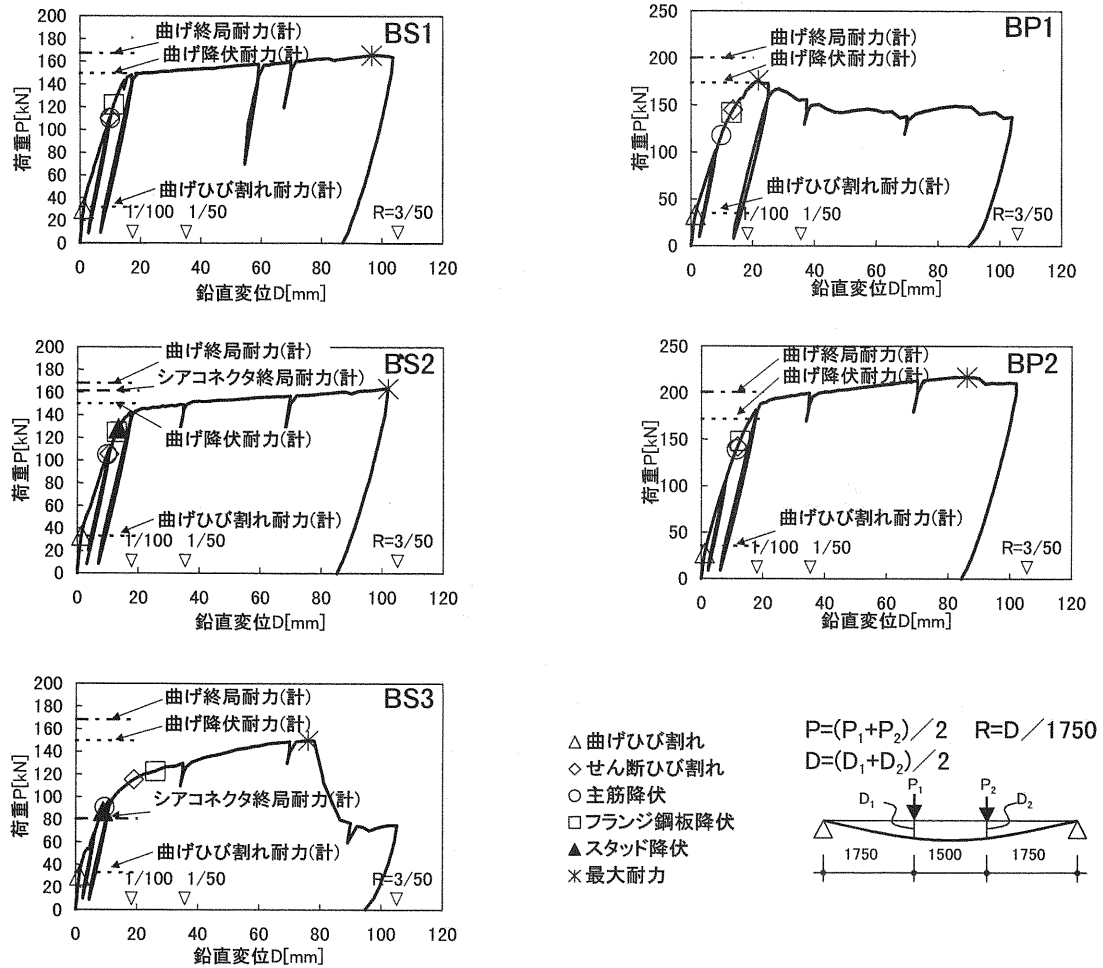


Fig.6 荷重-変位関係
(Load - Deflection Relationship)

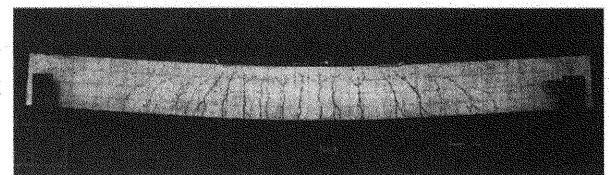
験体 (BP1) とレーザー、ガス切断などを想定して孔径を 80mm とした試験体 (BP2) を設定した。なお、両試験体の孔あき鋼板の寸法は、孔部分を除く有効断面積をほぼ等しく設定した。加力は梁両端部をピン支持し、梁中央部を 2 点載荷する単純梁形式の一方方向漸増片振り繰返し載荷で、①ひび割れ荷重計算値の 0.5 倍、②曲げ降伏計算値の 0.7 倍、③曲げ降伏確認後の 3 段階で除荷し、ひび割れ荷重、降伏荷重、最大荷重を確認し、最終的に鉛直変位 105mm (部材角 $R=0.06\text{rad.}$, R : Fig.6 参照) まで載荷した。なお、Table 4 の曲げ耐力計算値は、平面保持を仮定した断面解析によって算出し、シアコネクタ耐力計算値は付録に示す式により算出した。

3. 実験結果

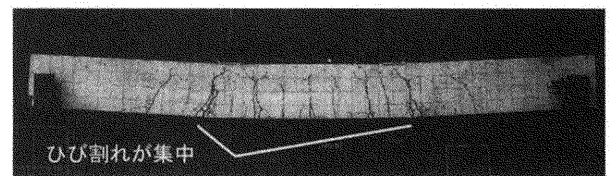
実験結果の耐力比較を Table 4 に、荷重 P -鉛直変位 D 関係を Fig.6 に、パラメータ種類毎の結果の比較を Fig.7 に、試験体の最終状況を Photo 2 に示す。

(1) 長期設計荷重下における性状

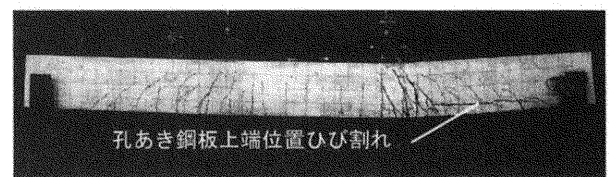
長期設計荷重 (ひび割れ発生荷重) までは、シアコネクタ形式、スタッド間隔、孔径によらず、全試験体とも弾性的な挙動を示した。また、初期剛性の計算値に対する実験値の比 (実験値/計算値) は平均 0.96、曲げひび割れ荷重の同比率は平均 0.92 となり、比較的良い対応を示した。さらに、コンクリートと鋼板の間に部材軸方向のずれは生じておらず、コンクリートと鋼板が一体に保たれている。



(1) BS2 (スタッド間隔 250mm)

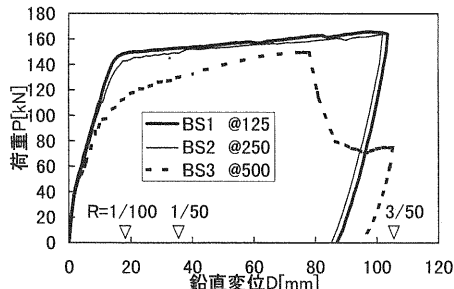


(2) BS3 (スタッド間隔 500mm)

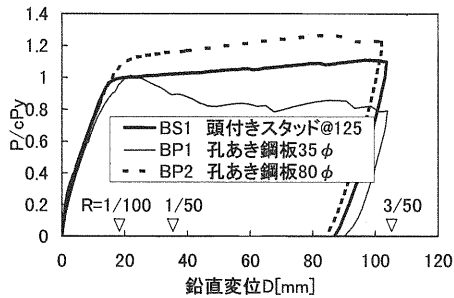


(3) BP1 (孔径 $\phi=35\text{mm}$)

Photo 2 最終状況
(Specimen in the Final State)



(1)スタッド間隔の影響



(2)シアコネクタ形式及び孔径の影響

Fig.7 荷重－変位関係に対するパラメータの影響
(Load – Deflection Relationships)

ことが確認された。

(2) 長期設計荷重以降における性状

長期荷重以降に関しては、鉛直変位 10mm 程度 (部材角 $R=0.006\text{rad.}$) で、下端主筋及び下端鋼板が降伏すると共にせん断ひび割れが生じた。その後、BS1, BS2, BP2 は曲げ降伏耐力計算値で剛性が低下し、最終変位付近まで荷重が上昇し続け、圧縮側コンクリートが圧壊して曲げ破壊に至った。BS3 はシアコネクタ終局耐力計算値で、頭付きスタッドの降伏に伴い剛性が低下し、加力点近傍の曲げひび割れが開いて、シアコネクタ破壊に至った (Photo 2(2))。なお、最終的に下端鋼板とコンクリートには部材軸方向にずれが生じたが、試験体端部におけるずれ量は BS2 の 3.0mm に対し、BS3 では 30.0mm と大きかった。また、BP1 は梁側面に孔あき鋼板上端位置に沿ってひび割れが生じ、曲げ降伏耐力計算値程度で荷重が低下した (Photo 2(3))。

スタッド間隔が異なる 3 体の荷重 P －鉛直変位 D の関係を比較すると、BS1, BS2 が同等な挙動を示し、BS3 が下回った (Fig. 7(1))。シアコネクタ形式及び孔径が異なる場合は、孔径 35mm の BP1 がその他を下回り、孔径 80mm の BP2 は、荷重値は異なるが頭付きスタッドの BS1 とほぼ同様な挙動を示した (Fig. 7(2))：縦軸の荷重値を降伏荷重計算値で基準化)。

終局耐力に関しては、曲げ破壊した BS1, BS2, BP2 では、曲げ耐力の計算値が実験値と良い対応を示した。BS3 の頭付きスタッドによるシアコネクタ耐力の実験値は、計算値の 1.86 倍と差が大きかった。この差は下端鋼板とコンクリートの摩擦による抵抗などが働いている影響と考えられる。なお、シアコネクタ耐力計算値と曲げ耐力計算値を同等レベルに設計した BS2 では、曲げ破壊が生じている。上述した鋼板とコンクリートのずれ、荷重－変位関係の結果も併せて、使用が想定される長期荷重下においての問題はないものの、終

局状態における挙動から判断し、スタッド間隔は 250mm 程度以下が望ましいことが判った。孔あき鋼板によるシアコネクタ終局耐力計算値は、BP1, BP2 とともに曲げ耐力に対して十分な余裕度があるにもかかわらず、BP1 の破壊モードが単純な曲げ破壊でなく、付着割裂破壊に類似するひび割れを伴う破壊モードとなり (Photo 2(3))、耐力も小さい結果となった。この原因として、孔あき鋼板上端位置で鋼板がなくなることによって断面性能が不連続になることなどが考えられるが、孔あき鋼板の終局耐力の検証には、更に実験資料を蓄積することが必要であることが判った。

IV. おわりに

小梁付き PCa 床とデッキプレートを用いた現場施工床で構成された合成スラブの曲げせん断性状に関しては、長期設計荷重下では、シアコネクタ形式によらず、小梁付き PCa 床と現場施工床の一体性、及び小梁内のコンクリートと鋼板の一体性が確認された。また、床スラブ全断面を有効として算出した初期剛性計算値は実験値と良い対応を示した。長期設計荷重以降は、小梁付き PCa 床と現場施工床の一体性が確認され、曲げ終局耐力の実験値が計算値とが比較的良好な対応を示すことが確認された。

鋼板付き RC 小梁の曲げせん断性状に関しては、長期設計荷重下では、シアコネクタの形式・量に関わらず、コンクリートと下端鋼板の一体性が確認された。長期設計荷重以降は、シアコネクタに頭付きスタッドを用いた場合、スタッド間隔により曲げせん断性状に差異が生じ、曲げ耐力とシアコネクタ耐力を同等に設定することで、曲げ破壊となることを確認した。また、孔あき鋼板を用いた場合のシアコネクタの終局耐力は、更なる実験資料の蓄積が必要であることが判った。

参考文献

- 1) 日本建築学会；各種合成構造設計指針・同解説。
- 2) 坂根鐵矢, 光木 香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橘 吉宏, 渡辺 滉；孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, (2000.3), pp.1593-1604.
- 3) 平 陽平；鋼とコンクリートを一体化する孔あき鋼板ジベルの耐力評価式に関する最近の研究, コンクリート工学, Vol.42, No.3, (2004.3), pp.61-67.

付 録

シアコネクタのせん断伝達能力で決まる強度 scP_u は (1) 式で算出する。

$$scP_u = (q_u \cdot I_n) / (\ell \cdot S_x) \quad \dots (1)$$

・頭付きスタッドの場合 (文献 1 参照)

$$q_u = 0.5a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad \dots (2)$$

・孔あき鋼板ジベルの場合 (文献 2, 3 参照)

$$q_u = 1.45 \left\{ (d^2 - \phi^2) \cdot F_c + \phi^2 \cdot \sigma_u \right\} - 26.1 \times 10^3 \quad \dots (3)$$

$$\text{ただし, } 51.0 \times 10^3 < (d^2 - \phi^2) \cdot F_c + \phi^2 \cdot \sigma_u < 488.0 \times 10^3$$

ここで、 I_n : 断面 2 次モーメント、 ℓ : シアコネクタ間隔

S_x : 中立軸に対する鋼板の断面 1 次モーメント

a : スタッド断面積、 F_c, E_c : コンクリート強度、弾性係数、

d : 孔径、 ϕ, σ_u : 孔を貫通するせん断補強筋の径、引張強度