

RC版と新形式鋼合成プレキャスト版の剛性比較の検証実験

Verification Experiment of Stiffness Comparison between RC Version and
New Type Steel Composite Precast Version

(株)砂子組 ○正員 長谷川 雅樹 (Masaki Hasegawa)
 (株)砂子組 正員 西村 友宏 (Tomohiro Nishimura)
 (株)砂子組 正員 古川 大輔 (Daisuke Furukawa)
 (株)砂子組 正員 佐藤 昌志 (Masashi Sato)
 (株)砂子組 正員 田尻 太郎 (Taro Tajiri)

1. はじめに

昨今、国交省では働き方改革により建設業の生産性向上の改善に向けた取り組みとして、コンクリート工のプレキャスト化の導入を推進している。その一方で、プレキャスト製品の採用は、コスト増・設計と現場条件の不一致・重量により運搬が困難等の理由により、採用への課題が多い現状にあり、現場打ちコンクリート工の採用が主流となっている。

また、建設業界においては労働者の高齢化が進む一方、将来を担う生産労働人口は減少の一途をたどっており、労働者の減少を生産性の向上により補う必要がある。

以上の背景から、生産性向上を目的とした「新形式鋼合成プレキャスト部材を用いたボックスカルバートの開発」を試みた。その内、本論文では新形式鋼合成プレキャスト部材（以後、鋼合成板）において、解析結果および、従来部材（以後、RC部材）との剛性の比較をおこなうことを目的とした実証実験を試み、鋼合成板部材の有効性の確認について記述したものである。

2. 実験概要

2-1. 試験機の解析

実験に先立ち、本開発に係わる各供試体の破断（または圧壊）荷重を試算し、その最大載荷荷重に耐えうる試験機の解析により、形状を決定する。



写真-1～2 試験機

写真-1～2 に試験機を示す。試験機は、山留材 H400 で門型に架台を組立て、油圧ジャッキ（1000～3000kN、ストローク 220mm）とロードセル（1000～3000kN）を用いて、供試体上面に荷重を載荷させる計画として解析を行った。

解析モデルとして、最大載荷荷重は 2000kN と大きいことから、門型部の架台は奥行方向に 2 連として 1000kN ずつを作用させる構造とする。次に、図-1 に示すとおり、山留材の連結はボルト（ピン支持）構造、さ

らに作用力が上方向であることから、連結部の引張力負担低減として、火打梁（剛体要素）を設置する。

解析の結果、山留材サイズは H400、連結部のボルトは M22 高力ボルトを使用する。なお、門型部の支間中央曲げモーメントが大きいことから、山留材は 2 段構造とした。

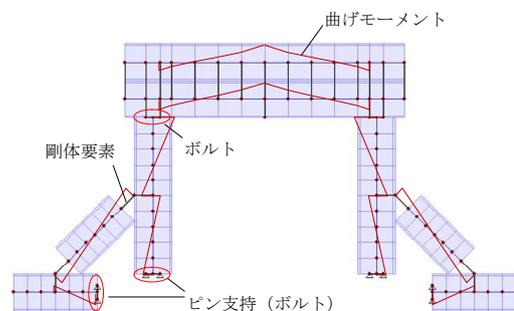


図-1 解析モデル図

表-1 解析結果一覧

照査項目	解析結果(N/mm ² またはkN)		備考
	応力度	許容応力度	
曲げ引張応力度	38	140	
曲げ圧縮応力度	38	138	
局部座屈応力度	34	140	
軸引張応力度	27	140	
軸圧縮応力度	17	140	
せん断応力度	12	140	
ボルトへの最大作用力	496	900	225kN/1本×4

2-2. 試験機の製作と計測概要

試験時は、供試体には両側に支点を設けて、支間中央部に鋼製載荷板を持たせて荷重を載荷させ、コンクリート破壊モードの確認と、変位・ひずみを計測しデータ収集を行った。

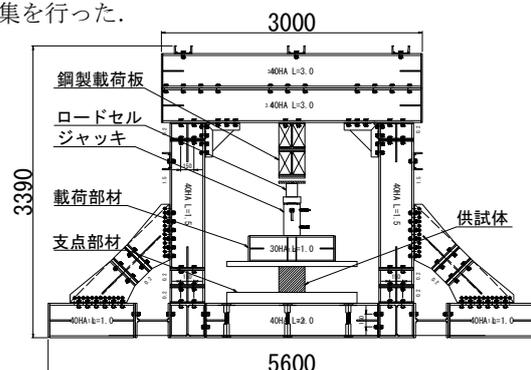


図-2 試験機断面図

3. 実験供試体および計測位置

3-1. 実験供試体形状

実験供試体は、全3ケースとし、図-3に供試体形状図を示す。鋼合成板とRC部材の厚さの違いは、降伏荷重を同程度とした。鋼合成板のずれ止めの配置は千鳥配置の間隔が@300と@500の2ケースとしている。

なお、コンクリートの基準強度は供試体の圧縮試験結果から得られた、 $\sigma_{ck}=35.7\text{N/mm}^2$ 、(弾性係数 2.95×10^4

N/mm^2)を使用することとし、鉄筋はSD345(弾性係数 $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)を使用する。

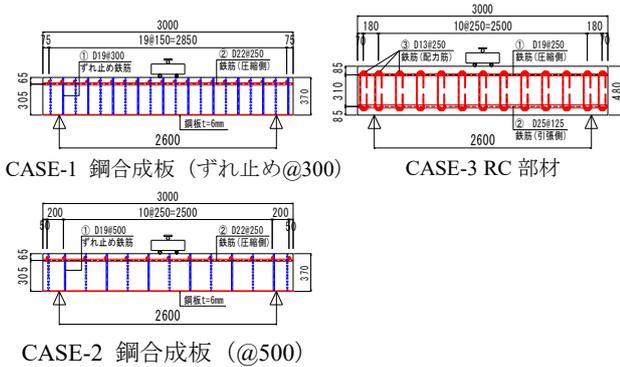


図-3 供試体形状図 (全3ケース)

3-2. 実験供試体計測位置

計測位置を図-4,5に示す。計測位置は部材の1/4,1/2,3/4とし、それぞれS-1,S-2,S-3とした。測定項目はそれぞれ各部材のひずみと供試体の変位とし、鋼合成板についてはひずみ、変位に加え鋼板とコンクリートの剥がれを計測した。

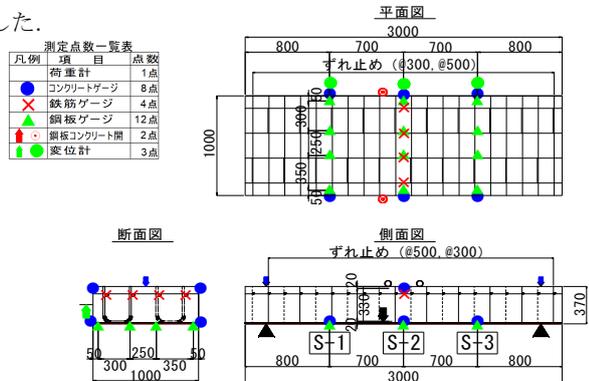


図-4 供試体計測位置 (CASE1,2)

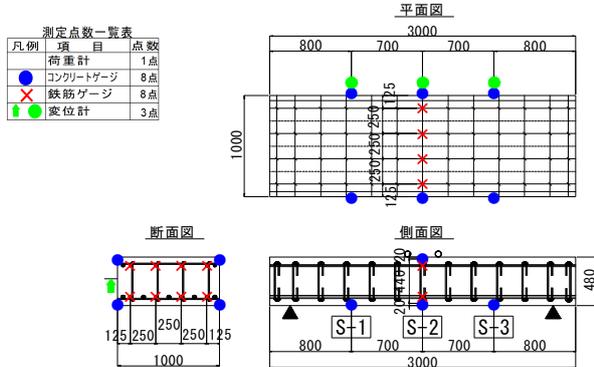


図-5 供試体計測位置 (CASE-3)

4. 実験結果

4-1. 中立軸位置の算出

実験で得られた、図-9 荷重-歪み関係図および、図-10 荷重-変位関係図を基に以下の手順で算出した。

測定歪みによる断面2次モーメントの算出は、中立軸 → コンクリート有効高 → 断面2次モーメントの順に行った。以下で位置は全て上縁距離で表す。中立軸の算定は次式である。

$$e = \frac{\epsilon_1 d_1 - \epsilon_2 d_2}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \quad (式.1)$$

ここに、

e : 中立軸位置

ϵ_1, ϵ_2 : 圧縮鉄筋, 引張鉄筋(鋼板)の測定歪み

d_1, d_2 : 圧縮鉄筋, 引張鉄筋(鋼板)の位置

コンクリート有効高は水平方向の断面力の釣り合いを解く事により、

$$h = e + \sqrt{e^2 - 2n(\beta_1(d_1 - e) + \beta_2(d_2 - e))} \quad (式.2)$$

で与えられる。ここに、

h : コンクリート有効高

β_1, β_2 : 圧縮鉄筋, 引張鉄筋(鋼板)面積と断面

幅の比で、 A_1, A_2 をそれぞれの断面積、

B を断面幅として $\beta_1=A_1/B, \beta_2=A_2/B$

n : コンクリートと鋼材の弾性係数比

断面2次モーメントは、

$$I = \frac{1}{12} B h^3 + B h \left(\frac{1}{2} h - e \right)^2 + n A_1 (d_1 - e)^2 + n A_2 (d_2 - e)^2 \quad (式.3)$$

で算出した。Iは断面2次モーメント。

一方、測定変位による断面2次モーメントの算出には、単純梁の公式を用いた。

$$I = \frac{P L^3}{48 E_c \delta} \quad (式.4)$$

ここに、

P : 荷重

L : 単純梁の純スパン

E : 梁の弾性係数. $E = E_c$

E_c : コンクリートの弾性係数

δ : 荷重 P ごとのスパン中央変位

ここで梁の弾性係数を E_c としたのは、コンクリート断面積に比較して鋼材断面積は十分小さいので、その影響は無視した。

上記手順で算出した図-6 中立軸位置より鋼合成板については 300~400kN 程度で急激に引張コンクリートが無視した RC 断面状態となった。これは鋼板が付着したコンクリート性能を一定荷重まで維持できたためと推測できる。また、図-9 荷重-歪み関係図から 350 kN 付近までコンクリート歪みが鉄筋と鋼板歪みに追従しその後乖

離を起こし、どの歪みもそこで段差を持つ状況とも一致している。その後、800 kN 以降の荷重では、引張鋼板の降伏と引張コンクリートの喪失が進行し、図-11 クラック図に示した亀裂部が拡大し桁折れに近い状態となり、そのため写真-3 のように引張鋼板が押し出される形で剥離して引張抵抗を喪失し破壊にいたったと考えられる。

対して、RC 部材については鋼合成板と同様の荷重までに緩やかに RC 断面状態に移行している。その後、1200kN 以降の荷重では、引張コンクリートの喪失が進行し、破壊にいたった。

4-2. 断面 2 次モーメントの算出

各部材の剛性比較をするにあたり、図-9,10 に示された、実験で得られた歪み、変位からそれぞれ断面 2 次モーメントを荷重ごとに図-7 に示した。

300~400kN 程度以降で、鋼合成板の@500 と@300 については歪みと変位から算出した断面 2 次モーメントに差異が出ている。これはずれ止め筋の配置が千鳥配置であること、@500 と比較して間隔の狭い@300 のずれ止めが千鳥配置のため、鋼板の平面保持が出来なかったことが推測できる。これは実験で得られた図-8 荷重-鋼板剥がれ関係図と一致している。

RC 部材については引張鉄筋により 400kN 以降の荷重に対して断面を維持している。

いずれの供試体についても理論上、引張コンクリートを無視した RC 断面状態以上の剛性は保持できている。

4-3. 実験計測の結果

図-9,10 に全ケースの荷重-歪み関係および荷重-変位関係を示す。奥行方向の計測数値が近似していたため、計測データの平均値を S-1,S-2,S-3 としてデータ処理を実施した。加えて、鋼合成板については図-8 に荷重-鋼板の剥がれ関係を示した。なお、本論文での実験結果は S-1~S-3 の内、支間中央である S-2 に着目した。

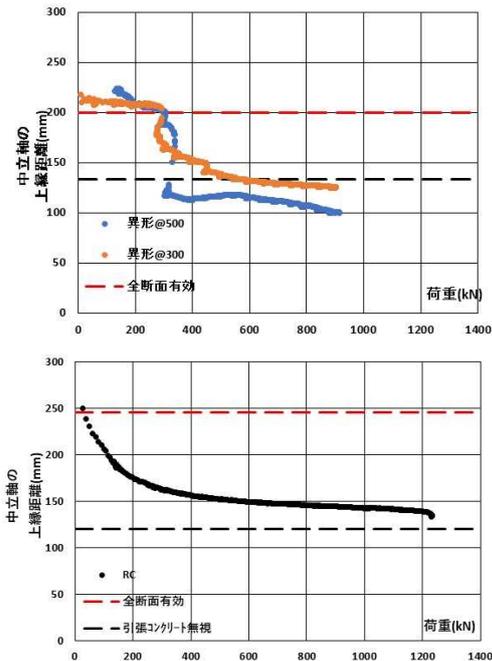


図-6 中立軸位置

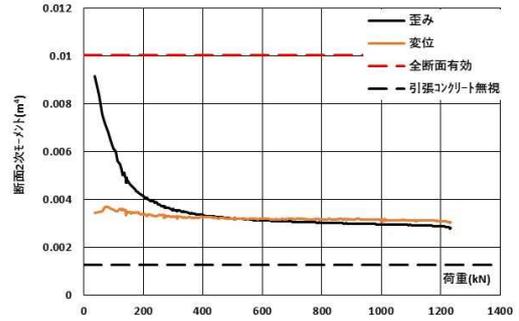
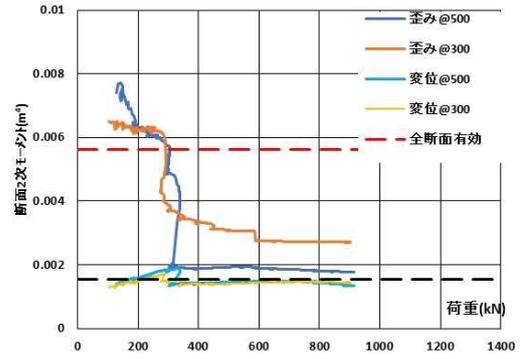


図-7 荷重-断面 2 次モーメント関係図

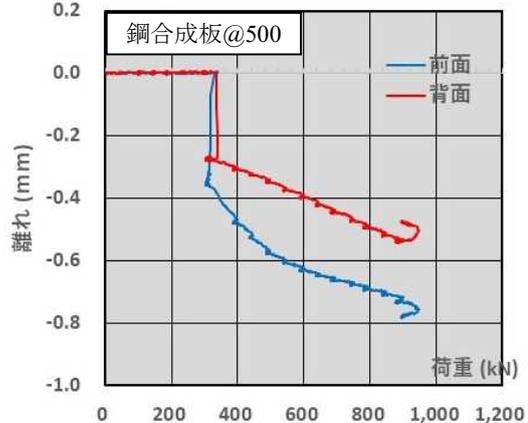
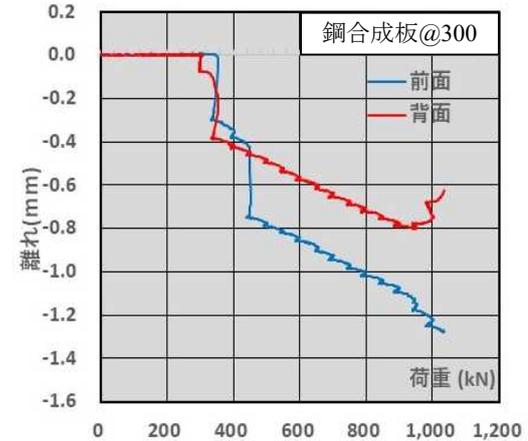


図-8 荷重-鋼板剥がれ関係図

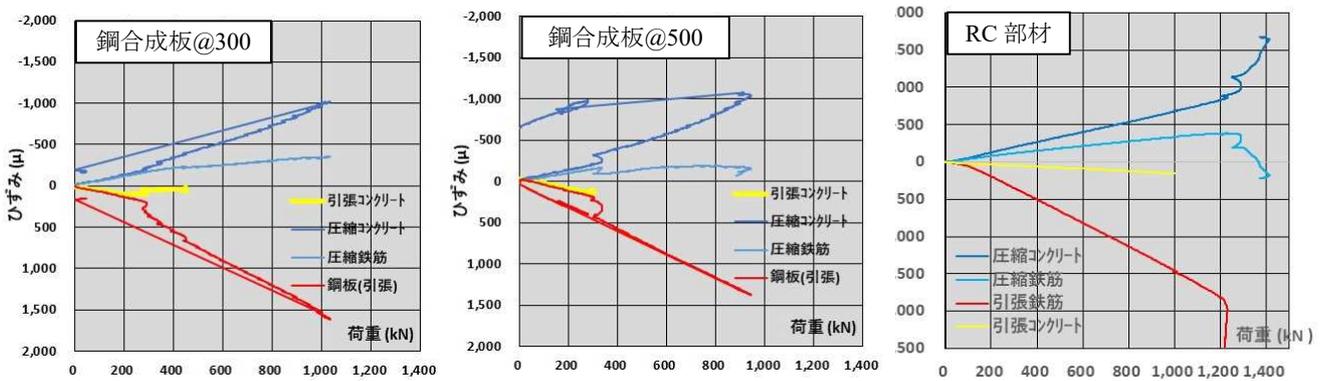


図-9 荷重-歪み関係図

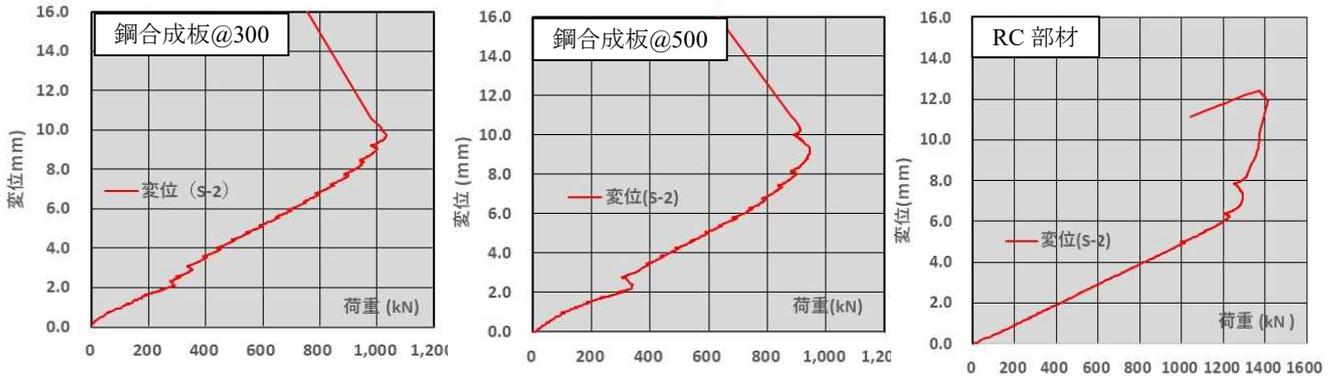
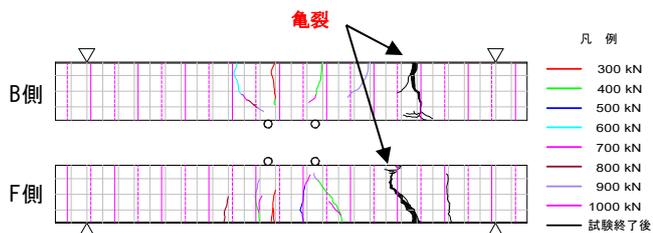
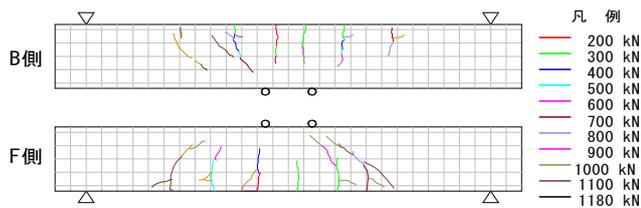


図-10 荷重-変位関係図

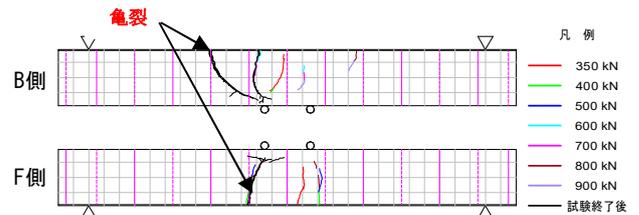


CASE-1 鋼合成板部材 ずれ止め@300



CASE-3 RC 部材 配力筋有

図-11 クラック図



CASE-2 鋼合成板部材 ずれ止め@500

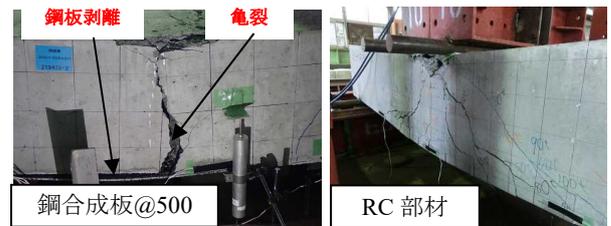


写真-3 供試体の破壊性状

5. まとめ

今回、鋼合成板と RC 部材との剛性比較の検証を実施した結果、全ケース 400kN 程度の載荷重までは全断面有効に近い剛性を得られ、それ以降の載荷重でも理論上、引張コンクリートを無視した RC 断面状態以上の剛性が保持できていることを確認できた。このことより鋼合成板は弾性域で使用するにあたっては安全であるとの検証結果となった。

なお、終局荷重では RC 部材の方が 1.2 倍程度、大きな値を得られたが、鋼合成板の破壊状況が鋼板とコンクリートが剥離した直後に破断したことを鑑みると、鋼板とコンクリートへの定着耐力の工夫と端部への補強筋を

配置することでコンクリートの亀裂を抑止し、最終耐力をより大きくできる可能性がある。

同時に鋼合成板のずれ止めの違いについては、歪みと変位から算出した剛性に差が出ている結果から、@500と比較して間隔の狭い@300のずれ止めが千鳥配置のため、鋼板の平面保持が出来なかったためと推測した。ずれ止め筋について本論文では異形鉄筋での剛性の検証をおこなったが今後、鉄筋の種類（異形、丸鋼）配置、鋼板への溶接方法の検討が必要である。