

論文 接合目地を有する PC 床版の曲げ耐荷性能

畠山 繁忠^{*1}・吉次 優祐^{*2}・正木 守^{*2}・左東 有次^{*3}

要旨：近年、床版取替工事において、橋軸方向にも分割して床版を取り替える半断面施工の重要性が増しており、プレキャスト PC 床版同士の橋軸直角方向の接合工法の開発が求められている。そこで著者らは、橋軸直角方向接合工法として、接合目地の目地形状が凹凸状あるいは凹凹状で、目地部へのモルタル充填後にプレストレスを与えて一体化する接合工法を提案した。本研究では、提案する接合工法の曲げ耐荷性能の確認を目的に、床版試験体を用いて静的曲げ載荷試験を実施した。その結果、設計荷重以下では目地無し試験体と同等の曲げ耐荷挙動を示し、また、所要の曲げ耐荷性能を有することが確認された。

キーワード：プレキャスト PC 床版、床版取替、半断面施工、曲げ耐力、せん断キ

1. はじめに

我が国の道路橋の現状を概観すると、建設後 50 年を超える橋長 2m 以上の橋梁の割合はおよそ 4 割に及び、老朽化した道路橋の維持・更新が喫緊の課題とされている。道路橋では特に RC 床版部において、塩化物イオンを含む凍結防止剤散布による塩害や、交通荷重の増大による疲労損傷など、様々な要因による劣化・損傷が散見されている。そのため、道路橋をはじめとする各土木構造物は、各地で大規模更新・修繕事業が実施されており、道路橋においては劣化・損傷が生じた RC 床版を耐久性に優れるプレキャスト PC 床版（以下、PCaPC 床版）に取り替える床版取替工事が特に鋼橋において数多く実施されている。近年では施工難易度の高い重交通路線における床版取替工事の需要が増えており、通行止めによる社会的影響を最小限にするため、部分的に床版を取り替える半断面施工に対応した床版取替工法が求められている。

そこで著者らは半断面施工に対応可能な PCaPC 床版の接合方法として、ポストテンション方式で橋軸直角方向に接合する PCaPC 床版で、30mm の目地幅を有する橋軸直角方向接合目地構造を提案¹⁾した。この目地構造は、現場における床版架設時の橋軸直角方向への施工誤差に対する裕度を持たせ、モルタルの充填性確保など、施工の確実性の向上を目的としている。本稿は、提案する接合目地構造の曲げ耐荷性能の確認を目的に、接合目地構造を有する床版試験体を用いて静的 4 点曲げ載荷試験を実施した結果を報告する。

2. 試験概要

2.1 接合目地構造

接合目地の構造は、床版に輪荷重が作用する時にせん

断キに生じるせん断応力度が、コンクリートが負担できる平均せん断応力度の制限値²⁾を満足し、かつ床版架設時に橋軸直角方向に施工の裕度を持たせるよう、幅 30mm のクリアランスを設けるよう設計した¹⁾。接合目地の形状は、セグメント桁などで一般的に用いられている凹凸状のコンクリートせん断キ（以下、凹凸型）、およびプレキャストコンクリート部をどちらも凹形状とし、モルタル部を凸形状としてせん断キとしたもの（以下、凹凹型）の 2 種類とした。図-1 に接合目地形状詳細図を示す。

2.2 試験要因および試験体製作

試験要因は 3 要因とし、各要因につき 1 体ずつ試験体を製作した。試験要因の 1 つ目に、基準試験体として接合目地がなく、主鉄筋を試験体全長にわたって連続して配置した試験体（以下、目地無し試験体）を製作した。また、接合目地を有する試験体として、凹凸型および凹凹型をそれぞれ製作した。

試験体は長さ 2.8m、幅 1.0m とし、厚さは全て高速道路橋における床版取替用プレキャスト PC 床版の最小床版厚である 220mm とした³⁾。また、本研究は橋軸直角方向、すなわち、床版支間方向に着目しているため、主鉄筋を D13、配力鉄筋を一般的な鉄筋径である D19（いずれも SD345）とし、かぶり厚を上下縁とも 40mm とした。PC 鋼材の配置は、道路橋示方書²⁾に基づいて算出した床版の設計曲げモーメント作用時に、接合部がフルプレストレス状態となるよう鋼材径および本数を検討した結果、1S21.8 を 3 本配置し、初期導入応力度は平均で 1071 N/mm² とした。試験体に使用するコンクリートの強度は取替用 PC 床版で一般的な設計基準強度の 50N/mm² とし、接合部のモルタルは構造物施工管理要領⁴⁾に基づいて、材齢 3 日間で圧縮強度 25N/mm² 以上、材齢 28 日で圧縮

*1 株式会社富士ピー・エス 技術センター いわき研究所 博士（工学）（正会員）

*2 株式会社富士ピー・エス 技術センター いわき研究所 修士（工学）（正会員）

*3 株式会社富士ピー・エス 技術センター センター長 博士（工学）（正会員）

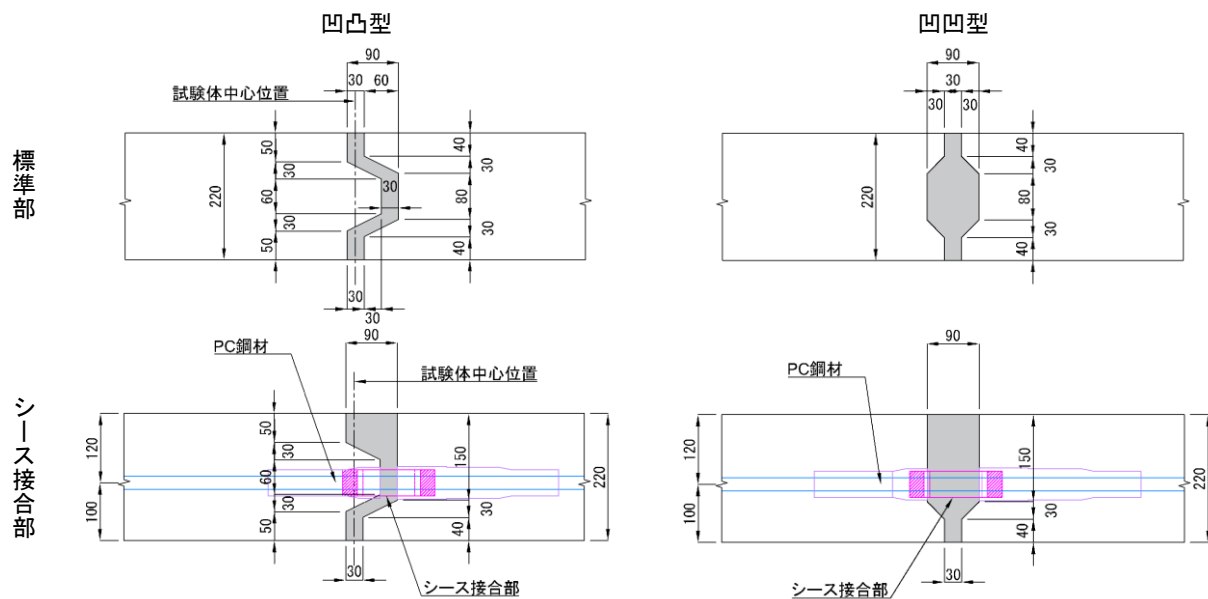
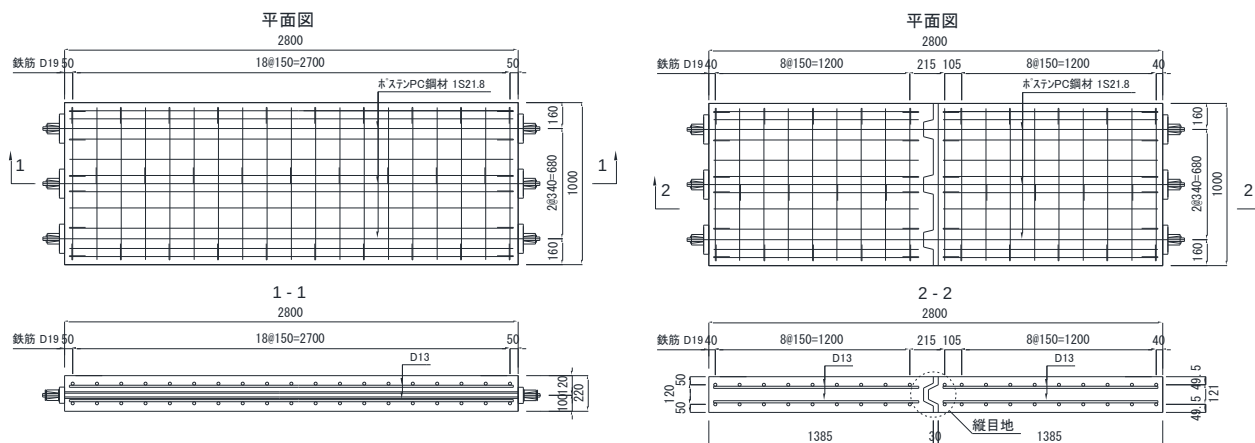


図-1 接合目地形状詳細図 (単位: mm)



(a) 目地無し試験体 (基準試験体)

(b) 目地有り試験体 (図は凹凸型)

図-2 試験体配筋図 (単位: mm)

強度 45N/mm^2 以上を発現する超速硬型無収縮モルタルを使用した。試験体の配筋図および断面図をそれぞれ図-2、図-3に、使用した材料の材料物性値を表-1に示す。コンクリートおよびモルタルの数値は各試験体の載荷試験日の実測値を示している。

接合目地を有する試験体の製作は、まずプレキャスト部を打設し、コンクリート硬化後に接合部を高圧洗浄機により洗い出しを行い、その後接合部にモルタルを打設した。コンクリートおよびモルタルが所定の圧縮強度発現後にプレストレスを導入し、最後に PC グラウトの注入を行った。なお、本試験体ではセットロスの影響が大きいため、一度定着した後に再緊張を行い、定着グリッブと定着プレートの間にシムプレートを挟み、セットロスの影響を極力抑えるよう工夫して製作した。

2.3 試験方法

試験は支点間距離 2.5m、載荷点距離 0.5m の 4 点曲げ試験とし、油圧ジャッキによって静的に載荷した。載荷

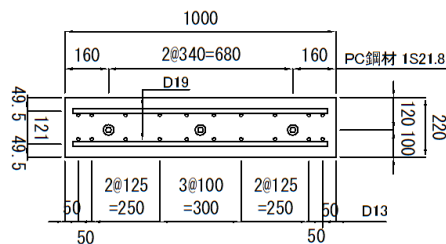


図-3 試験体断面図 (単位: mm)

表-1 材料物性値 (単位: N/mm^2)

試験体名	コンクリート		モルタル		鉄筋			PC鋼材		
	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	降伏強度	引張強度	ヤング係数	降伏強度	引張強度	ヤング係数
目地無し	54.1	31,100	—	—	—	—	—	—	—	—
凹凸	55.6	31,500	65.9	—*	380	552	200,000	1,755	1,927	192,500
凹凹	57.3	30,800	61.5	27,000	—	—	—	—	—	—

*データロスによる

は、試験体の弾性挙動を確認するため、次の STEP1 から 3 まで繰り返し荷重を行った。STEP1 は、デコンプレッション荷重である 83.3kN に到達後、除荷を行った。STEP2 は、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度 50N/mm^2 の場合のひび割れ発生荷重の設計値である 133.7kN 到達後に除荷を行った。STEP3 はひび割れあるいは目地開きを目視により確認後、除荷を行った。繰り返し回数は、STEP1 および 2 はそれぞれ 3 回、STEP3 は 1 回とした。STEP3 以降は試験体が終局に至るまで単調荷重を行った。

計測項目は、荷重、鉛直変位、プレキャスト部と接合部界面の目地開き量、PC 鋼材ひずみとした。また、平面保持則の確認を行うことを目的に、支間中央位置においてコンクリートまたはモルタルのひずみの計測も行った。荷重はロードセルを、鉛直変位は変位計を、目地開き量は π 型変位計を、PC 鋼材および接合部のひずみはひずみゲージを用いて計測した。図-4 に試験条件および変位計位置を、図-5 に接合部のひずみゲージ位置を示す。PC 鋼材のひずみゲージは、3 本のうち中央 1 本の支間中央位置において 3 箇所貼付した。

3. 試験結果および考察

3.1 変形性状

図-6 に荷重－支間中央変位関係を示す。図-6 (a) より、凹凸型試験体および凹凹型試験体（以下、両者を指す場合は目地有り試験体と称す）はどちらも STEP2 までは弾性挙動を示していることが確認でき、目地開きが確認された STEP3 においても、除荷後の残留たわみはどちらも 0.25mm 以下であった。一方目地無し試験体は、当初最も弾性挙動を示すものと想定されたが、STEP1 の時点で残留たわみが徐々に増加する傾向を示した。明確な原因は不明であるが、目地無し試験体は試験を 1 番目に行ったことから、支点架台周りと反力床のなじみなどが影響したものと推察される。図-6 (b) は STEP3 以降の単調荷重時のグラフを示している。図より、目地有り試験体は 160kN 付近まで目地無し試験体と同様の弾性挙動を示していることがわかる。このことから、設計曲げモーメント（今回の試験条件では荷重換算で 74.0kN ）以下の範囲内では、提案する接合構造は目地の無い場合と同等の曲げ耐荷性能を有すると考えられる。目地有り試験体は目地開き発生以降、明確な勾配の変化が確認できる。これは、ひび割れが接合部の目地開きに集中したためと考えられる。一方目地無し試験体は、ひび割れ発生以降の勾配の変化は比較的緩やかであることが確認できる。これは、引張鉄筋が試験体全体にわたり連続して配置されていること、ならびに後述するひび割れ性状に示すようにひび割れが分散したために、緩やかな勾配変化になったと考えられる。試験終了後の残留たわみは、い

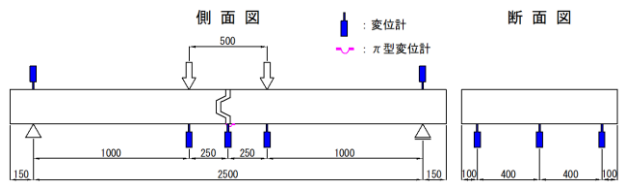


図-4 試験条件および変位計位置（単位：mm）

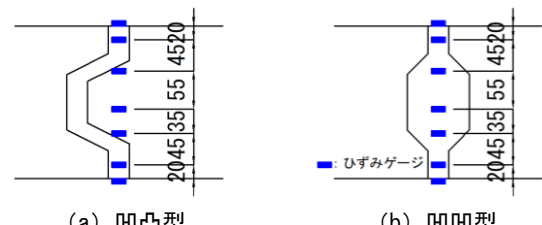
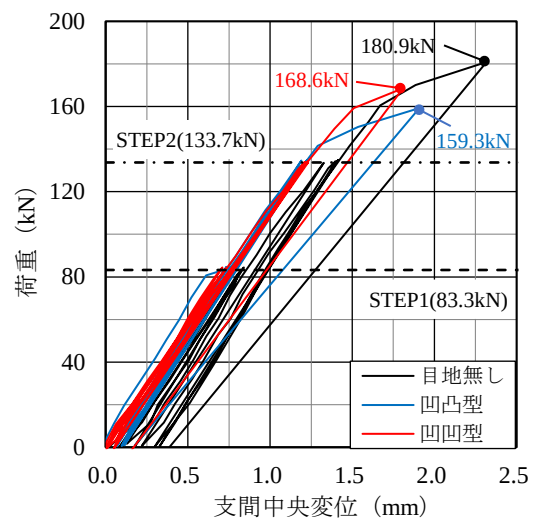
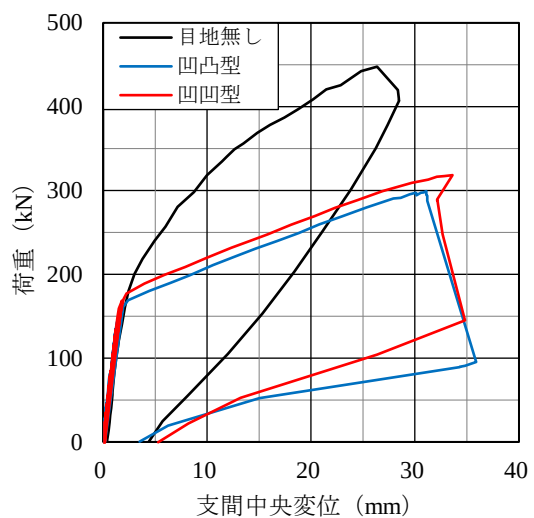


図-5 接合部ひずみゲージ位置（単位：mm）



(a) 繰り返し載荷時



(b) STEP3 以降

図-6 荷重－支間中央変位関係

ずれの試験体も 5mm 程度となり、終局後もプレストレスが作用していることが認められる。

図-7にSTEP3以降における荷重-目地開き量関係を示す。なお、目地無し試験体のデータは、STEP3の初ひび割れ発生後に初ひび割れ位置において π 型変位計を追加で設置し、荷重除荷後にイニシャルを取ったデータを、また、目地有り試験体は接合目地部に6箇所設置した π 型変位計の内の代表値をそれぞれ示している。図より、いずれの試験体も設計荷重時において目地開き量は0.03mm以下であり、かぶり厚40mmにおける一般的なひび割れ幅の制限値0.20mmと比較すると極めて小さく、接合目地を有する場合においても耐久性の高さがうかがえる。目地無し試験体および凹凸型試験体は100kNを越えたあたりから徐々に目地開き量が増加している。また、いずれの試験体もSTEP3の荷重付近から急激に目地開き量が増加していることが確認できる。

3.2 ひずみ

(1) PC鋼材

図-8に荷重-PC鋼材ひずみ関係を示す。図より、各試験体のPC鋼材のひずみは、STEP3の荷重に至るまではほとんど発生していない。これは、PC鋼材の配置位置は試験体上縁から120mmの位置であり、試験体の断面図心は目地無し試験体および目地有り試験体でそれぞれ

上縁から118.9mm、112.6mmとほぼ中立軸位置付近であるためと考えられる。ひび割れまたは目地開き発生後のひずみは、目地有り試験体は急激に増加し、目地無し試験体は緩やかに増加していることが確認できる。目地有り試験体は接合部においてPC鋼材のみで曲げ引張作用に抵抗していることから、急激に増加したものと考えられる。一方、目地無し試験体は、荷重-変位関係でも述べたように、試験体全長にわたって引張鉄筋が連続で配置されていることから、曲げ引張作用に対し引張鉄筋も抵抗し、PC鋼材のひずみの増加は緩やかであったと考えられる。いずれの試験体も試験終了後の残留ひずみは 100×10^{-6} 以下であり、PC鋼材は弾性状態にあることが認められる。

(2) 接合目地

図-9に接合目地部におけるひずみ分布を示す。図中のSTEP1および2の実測値は、3回目に載荷した時の数値を示している。また、計算値は各STEPで接合部に作用する曲げモーメントを断面係数で除して求めた曲げ応力を、コンクリートのヤング係数で除して求めた。図より、STEP1では各試

験体とも実測値は計算値に近く、線形的に分布してい

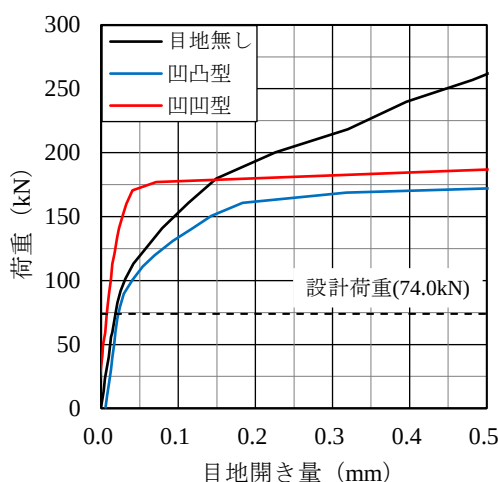


図-7 荷重-目地開き量関係

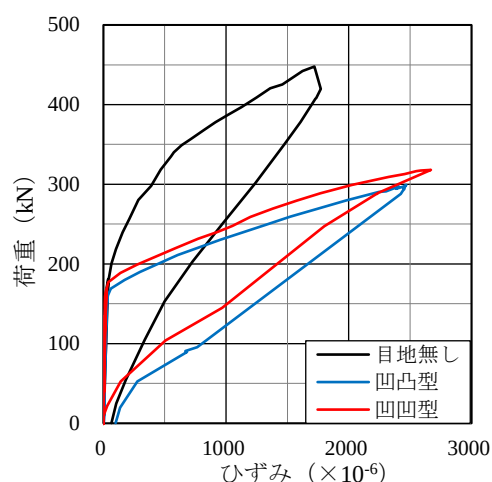
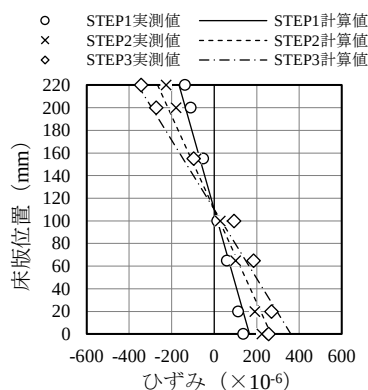
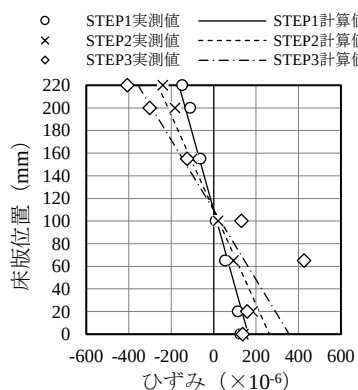


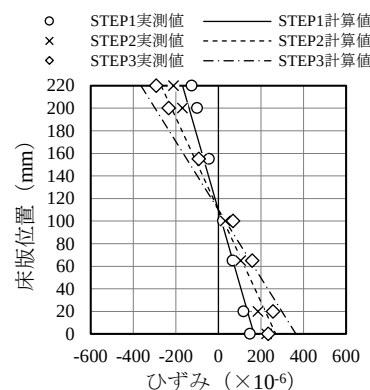
図-8 荷重-PC鋼材ひずみ関係



(a) 目地無し



(b) 凹凸型



(c) 凹凹型

図-9 接合部ひずみ分布

ることが確認でき、STEP1 では弾性状態にある。STEP2 では、目地無しおよび凹凹型試験体の実測値は計算値と近い数値を示し、おおよそ線形分布である。一方、凹凸型試験体の実測値は下縁位置の 0mm において、計算値と約 2 倍の差が生じた。これは、STEP2 において目地開きは目視では確認できなかったものの、実際には生じており、下縁における床版の連続性が失われていたものと考えられる。STEP3 では各試験体とも引張領域において、実測値と計算値の乖離が生じており、特に凹凸型試験体では下縁から 65mm の位置において大きく乖離していることがわかる。凹凸型試験体では写真-1 の丸点線に示すように、当該位置のひずみゲージにおいてひび割れが生じたために、計算値との乖離が特に大きくなったと考えられる。

3.3 ひび割れ性状

図-10 に試験終了後のひび割れ図を示す。なお、側面のひび割れは載荷中に、下面のひび割れは試験終了後にスケッチを行った。そのため、特に目地有り試験体ではプレストレスによりひび割れが閉合し目視確認できなかったことから、側面にのみひび割れが生じているように見える点に留意されたい。図より、目地無し試験体では 8 本程度のひび割れが生じ、また、ひび割れ間隔はおおよそ等間隔に分布しており、ひび割れ分散性が良いと言える。一方、目地有り試験体では、目地無し試験体と比較するとコンクリート部下縁側においてほとんどひび割れが生じていないことがわかる。これは、目地有り試験体では接合部における目地に集中し、コンクリートにほとんどひび割れが生じなかったと考えられる。凹凸型試験体と凹凹型試験体を比較すると、凹凹型試験体では目地部の目地開き後の荷重 180kN 時に等曲げ区間内においてコンクリート部のひび割れが発生した。一方凹凸型試験体では、荷重 240kN 時に等曲げ区間外で側面に 2 本ずつ生じたのみであり、ひび割れ分散性は凹凹型試験体の方が良好であった。また、凹凸型試験体では写真-1 の四角破線に示すように、凸部の斜め部分を延長するようにモルタルおよびコンクリートにひび割れが進展した。図-6 や図-8 に示す変位や PC 鋼材のひずみが同荷重時における凹凹型試験体の値と比べると大きい、すなわち、剛性低下が凹凸型試験体の方が大きいのは、このひび割れの進展が主要要因であると推察された。

3.4 曲げ耐力の評価

図-11 および図-12 にひび割れ発生荷重および終局荷重の設計値と実験値の比をそれぞれ示す。ひび割れ発生荷重は、プレストレスによりコンクリート下縁に生じる圧縮応力とコンクリートの引張強度の合計値と同等の曲げ引張応力が生じる時の荷重とし、式(1)により求めた。また、終局荷重は式(2)⁹⁾により求め、コンクリートの圧縮

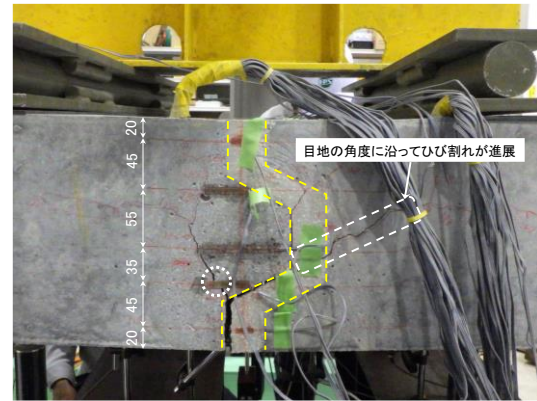
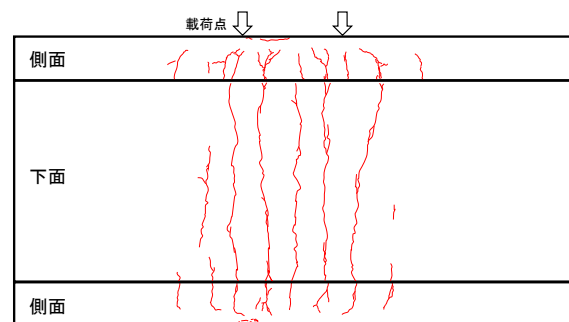
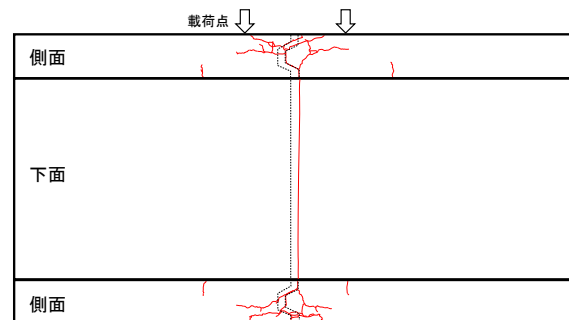


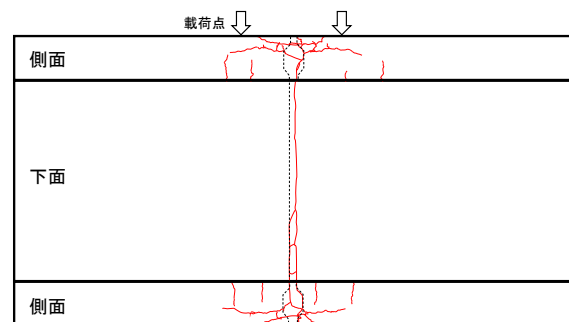
写真-1 凹凸型試験体接合部ひび割れ進展状況



(a) 目地無し試験体



(b) 凹凸型試験体



(c) 凹凹型試験体

図-10 ひび割れ図

強度は表-1 に示す材料特性値を用いて計算した。なお、安全係数は考慮していない。

$$M_c = P_e \cdot e + (P_e/A_c + f_t) \cdot Z \quad (1)$$

$$M_u = 0.68f'_c b x (d - 0.4x) \quad (2)$$

ここに、 M_c ：ひび割れ発生曲げモーメント (kN・m)、 P_e ：有効プレストレス力 (N)、 e ：PC 鋼材の偏心量 (mm)、

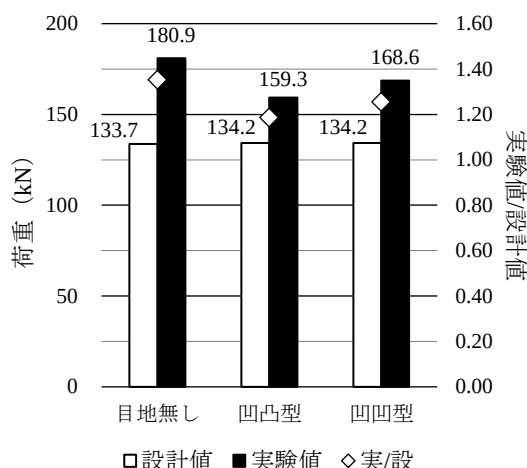


図-11 ひび割れ発生荷重の設計値と実験値の比

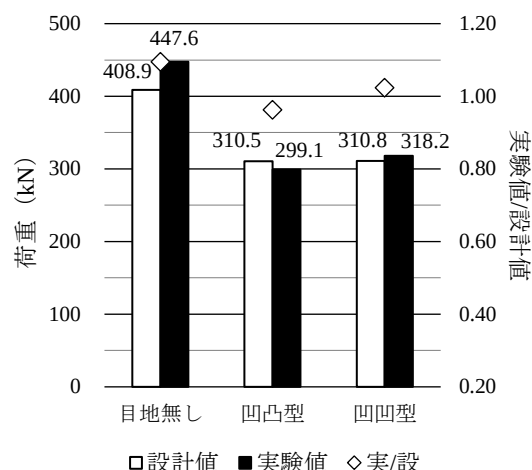


図-12 終局荷重の設計値と実験値の比

A_c : コンクリート全断面積 (mm^2), f_t : コンクリートの引張強度 ($= 0.23(f'_c)^{2/3}$) (N/mm^2), f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2), Z : 断面係数 (mm^3), M_u : 終局曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$), b : 試験体幅 (mm), d : 有効高 (mm), x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm).

図-11について、目地無し、凹凸型、凹凹型試験体の設計値に対する実験値の比はそれぞれ 1.35, 1.19, 1.26 であった。いずれも設計値を上回り、特に目地無し試験体では大きく上回る結果であった。これは、設計値は有効プレストレスを用いて計算しているため、試験体製作後 1 か月程度で試験を行った試験体にクリープおよび乾燥収縮があまり生じておらず、プレストレスの減少量が小さかったことが要因と考えられる。図-12について、目地無し、凹凸型、凹凹型試験体の設計値に対する実験値の比はそれぞれ 1.09, 0.96, 1.02 と、設計値と実験値はほぼ近い値を示した。凹凸型試験体では 1.00 を下回っているが、ばらつきの範囲内と思われる、安全係数を考慮することで安全側に設計が可能と考えられる。目地有り試験体は目地無し試験体と比較すると、終局荷重は約 130kN 小さかった。これは、目地有り試験体の主鉄筋が接合目地において不連続であることに起因すると考えられ、既往の文献⁹⁾と傾向は一致している。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 目地有り試験体は 160kN 付近まで目地無し試験体と同様の弾性挙動を示した。設計曲げモーメント以下の範囲内では、提案する接合構造は目地の無い場合と同等の曲げ耐荷性能を有すると考えられた。
- (2) 目地有り試験体の設計荷重時における目地開き量は一度ひび割れを発生させた後も 0.03mm 以下であり、接合目地を有する場合においても耐久性を有することが確認できた。

- (3) 目地有りの場合、ひび割れは接合部の目地開きに集中するため、目地無し試験体と比較してひび割れ本数は少なかった。ただし、凹凹型試験体は凹凸型試験体よりもひび割れ分散性は良好であった。
- (4) ひび割れ発生荷重の実験値は、いずれの試験体も設計値のおよそ 1.2 倍以上と大きく上回った。設計値は有効プレストレスを用いて計算したが、実際には試験体にクリープおよび乾燥収縮があまり生じておらず、プレストレスの減少量が小さかったためと考えられた。
- (5) 終局荷重の実験値は、いずれの試験体も設計値と同程度の結果であった。凹凸型試験体は設計値を下回ったが、ばらつきの範囲内と思われる、安全係数を考慮することで安全側に設計が可能と考えられた。

参考文献

- 1) 畠山繁忠ほか：半断面床版取替に対応可能なプレキャスト PC 床版の接合目地構造の検討，第 12 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.123-128，2022.10
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋・鋼部材編，2017.11
- 3) 東日本，中日本，西日本高速道路：設計要領第 2 集 橋床版保全編，2020.7
- 4) 高速道路総合技術研究所：構造物施工要領，p.II-238，2020.9
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編，2017.11
- 6) Sivaleepunth, C., Niwa, J., Tamura, S. and Hamada, Y.: F Behavior of Segmental Concrete Beams Prestressed with External Tendons, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.29, No.3, pp. 433-438, 2007