第V部門　　プレキャストセグメントPC橋における接合部のずれ挙動に関する解析的検討

神戸大学　学生会員　○杉山　祐介
神戸大学　正会員　　三木　朋広

1. はじめに

プレキャストプレストレストコンクリート（以下，PCaPC）はプレストレスによる圧着力によってせん断抵抗を得るが，不連続な接合面の力学的挙動は複雑となる．一般に接合部のせん断抵抗には，接合キーの支圧抵抗，プレストレスによる摩擦力，および接着強度という3成分が寄与するが，荷重増加に伴う損傷プロセスは未解明な点が多い．そこで本研究では，2次元非線形解析により，平面および接合キーを有する接合面の挙動を解明し，各抵抗成分の寄与および接合部のモデル化手法を検討することを目的とする．

2. 解析概要

2.1解析モデル

表-1に解析ケース一覧，**図-1**に要素分割図，**表-2**に材料物性値を示す．本解析では接合キーのない平面モデルに着目した．インターフェースのせん断剛性および摩擦特性をパラメータとし，N-100-1を基準モデルと定義した．本モデルの寸法，各材料の物性値，寸法，載荷位置および支点位置は継目部のせん断実験[1)]（以下，既往研究）と同条件とした．供試体は全長2000㎜，断面300㎜×800㎜，支点間距離1300㎜，接合部はモデル中央から左右500㎜に位置する．単純支持下で静的2点載荷を行った．コンクリートへのプレストレスは，ポストテンション方式とし，アンボンドPC鋼棒（φ23㎜）を上下縁から90㎜の位置に各2本配置した．全要素の基準要素長は20㎜とした．

2.2 インターフェースの設定

表-3 に解析での摩擦特性を示す．本モデルでは接合部の摩擦を考慮するために，クーロン摩擦則（粘着力cおよび摩擦角 φ）を用いた．パラメータの設定にあたり，既往研究のせん断ひび割れ発生荷重を接合面全断面（240000㎜^{2}）で除しせん断ひび割れ発生応力を算出した．この発生応力を縦軸（y軸），プレストレス量を横軸（x軸）として直線近似した．このときの直線の傾きを φ，縦軸切片（y切片）をcと定義した．ここで，既往研究では接着剤の状態が実験パラメータとされていたことを踏まえ，本解析でもこれを模擬したパラメータ設定を行った．完全接着状態を想定した摩擦特性1ではcは3.47N/㎜^{2}，未硬化状態を想定した摩擦特性2ではcは1.13N/㎜^{2}とし，φはともに20度で設定した．また，インターフェースの材料特性として，法線方向の剛性はコンクリートのヤング係数と同等，せん断方向の剛性は感度解析として100N/㎜^{3}およびコンクリートのヤング係数の1/100である260N/㎜^{3}の2パターンを設定した．

3. 解析結果

解析の妥当性は，既往研究の荷重-接合部ずれ関係（以下，荷重-ずれ関係）と比較して検証した．既往研究

表-1　解析ケース一覧

名称	プレストレス量 (N/㎟)	せん断剛性 (N/㎟^{3})	摩擦特性	接着剤の状態
N-100-1	3.92	100	1	完全接着
N-259-1	3.92	260	1	完全接着
N-100-2	3.92	100	2	未硬化

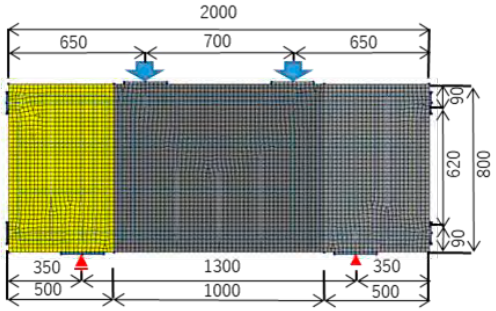


図-1　解析モデルの要素分割図

表-2　材料物性値（N/㎟）

材料	ヤング係数	圧縮強度	引張強度	降伏応力
コンクリート	26000	51.3	3.7	-
PC鋼棒	201000	-	-	1170

表-3　摩擦特性

摩擦特性	粘着力c (N/㎟)	摩擦角φ (度)
1	3.47	20
2	1.13	20

Yusuke SUGIYAMA, Tomohiro MIKI
268t118t@stu.kobe-u.ac.jp

では初期剛性から剛性が変化し，ずれ変位が増大する．その剛性が変化する点を剛性変化点として定義した．本解析ではこの初期剛性および剛性変化点までの挙動をもって妥当性を判断する基準とした．

3.1 荷重-ずれ関係の比較

図-2に荷重-ずれ関係の比較を示す．なお，既往研究の実験結果における左側接合部の高さ400㎜のずれ量を比較対象とした．実験値と基準モデル(N-100-1)を比較すると，初期剛性および剛性変化点が概ね一致しており，本解析モデルの妥当性を確認した．次に，各パラメータの影響を検討する．粘着力を小さく設定したモデル(N-100-2)では，基準モデルと比較するとより低い荷重レベルで剛性変化点に達することがわかる．また，インターフェースのせん断剛性を大きくしたモデル(N-260-1)では，初期剛性が高くなることがわかる．

3.2 断面における垂直応力の分布

図-3 に基準モデルの断面における垂直応力の分布を示す．中央部付近の垂直応力は設計プレストレス量による理論値（-3.92N/mm²）を下回ることがわかる．これは，定着部から接合面までの距離が短く，断面全体に応力が十分に分散しなかったためと推察される．

3.3 ひび割れの進展と剛性変化

図-4 に基準モデルの各載荷段階のひび割れ図を示す．

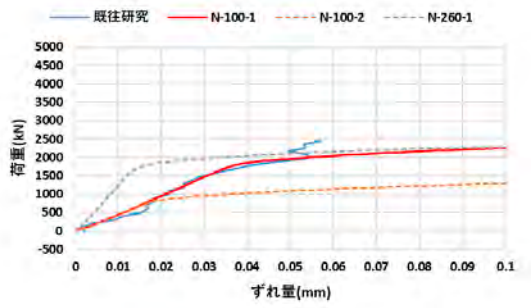


図-2　荷重-ずれ関係の比較

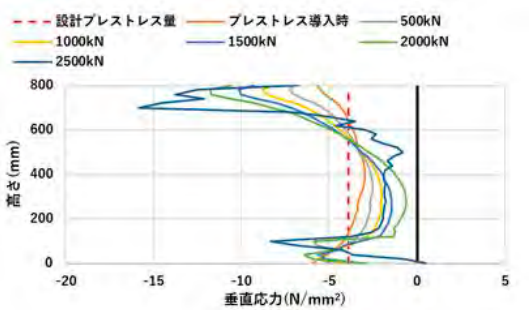


図-3　断面における垂直応力の分布

荷重-ずれ関係の剛性変化点(1730kN)前後の損傷プロセスに着目した．剛性変化前(1500kN)では，明確なひび割れは見られない．剛性変化時(1730kN)では，スパン中央下部の曲げひび割れが接合部中央へ達し，接合面において斜めせん断ひび割れが進展した．剛性変化後(2000kN)は，両ひび割れがさらに進展した．

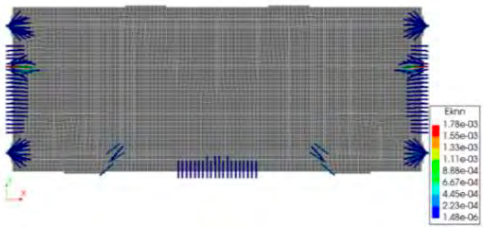
4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す．

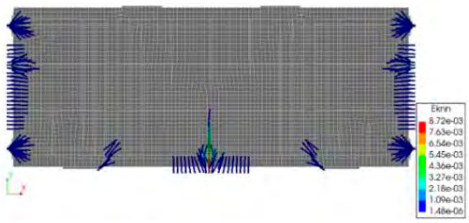
1) 適切な接合面のパラメータの設定により既往研究のずれ挙動を表現できる．
2) 接合面のパラメータの影響として，摩擦特性の変化は剛性変化点の荷重に，せん断剛性は初期剛性に寄与する．
3) 接合面と定着部が近いため，不均一な応力分布になる．
4) スパン中央下部の曲げひび割れと接合面のせん断ひび割れの進展が剛性変化に寄与している．

5. 参考文献

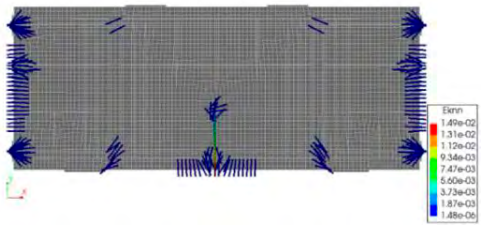
1) 建設省土木研究所　構造橋梁部橋梁研究室：プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書，(Ⅱ),1993.3.



(a) 剛性変化前(1500kN)



(b) 剛性変化時(1730kN)



(c) 剛性変化後(2000kN)

図-4　ひび割れ進展図