

論文 モルタル充填式継手とシース管を用いたプレキャスト RC はりの実験的研究

小林 俊介*1・大窪 一正*2・松本 智夫*3・二羽 淳一郎*4

要旨：本研究では、プレキャスト工法のさらなる適用拡大に資することを目的として、モルタル充填式継手とシース管を用いて、引張鉄筋の一部をアンボンドとした鉄筋コンクリート（以下、RC）はりの構造性能を把握するために、5体の試験体の載荷実験を行った。その結果、シース管へのモルタル充填の有無に拘わらず計算値以上の曲げ耐力およびせん断耐力を有していることが確認された。また、引張鉄筋をアンボンド化することによりせん断耐荷機構におけるアーチ機構の貢献分が大幅に増加することを定量的に評価することができた。

キーワード：モルタル充填式継手、プレキャスト RC はり、アンボンド、せん断挙動、タイドアーチ機構

1.はじめに

従来のプレキャスト構造物において、プレキャスト部材同士を接合する鉄筋継手はプレキャスト部材端部に配置するのが一般的である。しかしながら、継手にシース管を連結することにより、部材端部から離れた任意の位置での継手の配置が可能となる。これにより、塑性ヒンジ領域や過密配筋となる領域を避けた位置に継手を配置できる。

そこで本研究では構造性能の面で付加価値を与えることによって、プレキャスト工法のさらなる適用拡大に資することを目的として、鉄筋を貫通させたのちシース管内部にはモルタルを充填せず、継手内部にのみモルタルを充填することにより、引張鉄筋とコンクリートの付着を取り除いた（以下、アンボンド化）新たなプレキャスト構法を考案した。

既往の研究では池田ら¹⁾が、せん断補強鉄筋のない鉄筋コンクリート（以下、RC）はりにおいて引張鉄筋をアンボンド化することにより、せん断耐力が増加することを報告している。この原因として、引張鉄筋をタイ部材としたタイドアーチ機構が形成された可能性を指摘している。一方で村山ら²⁾は、引張鉄筋周りのコンクリートを除去することで、曲げ耐力が低下することや、ひび割れ分散効果が発現されないなどの影響が生じると報告している。

考案した構法により製作された RC はりにおいても、せん断耐力の増加が期待される一方で、曲げ耐力の低下などの影響が懸念される。本研究では、シース管内部へのモルタル充填の有無、モルタル充填のない区間（以下、アンボンド区間）の長さ、およびせん断補強鉄筋量をパ

ラメータとした5体の RC はりの静的4点曲げ載荷実験を行い、RC はりの構造性能に対して主にアンボンド区間の長さが与える影響を検討した。

2.実験概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1に、試験体概要を図-1に示す。想定しているプレキャスト RC はりは、図-2に示すように3つのプレキャスト部材から成り立っている。中央のプレキャスト部材（以下、中央部材）には、シース管とモルタル充填式継手を埋設しておく。左右のプレキャスト部材（以下、端部材）の軸方向鉄筋は突出しており、その突出した鉄筋をシース管に貫通させて中央部材に差し込む。継手および圧縮側のシース管内部にモルタルを充填し、引張側のシース管内部にはモルタルを充填しないことで引張鉄筋をアンボンド化する。

ただし、本試験体では製作精度の確保から、モルタル充填式継手、引張鉄筋およびシース管を組み立てた後、それらを型枠に納めてコンクリートを打設した。また、本研究は引張鉄筋周りのモルタル充填の有無がプレキャスト RC はりの構造性能に与える影響に着目しており、圧縮鉄筋は継手のない通し配筋とした。プレキャスト部材接合部の目地は鉛直打継面により模擬した。中央部材打設時の妻型枠には凝結遅延材を塗布し、端部材のコンクリート打設前に粗骨材表面が露出する程度の目粗し処理を施した。鉛直打継面にはコンクリート標準示方書³⁾に従い、せん断キーを設けた（図-1（d））。

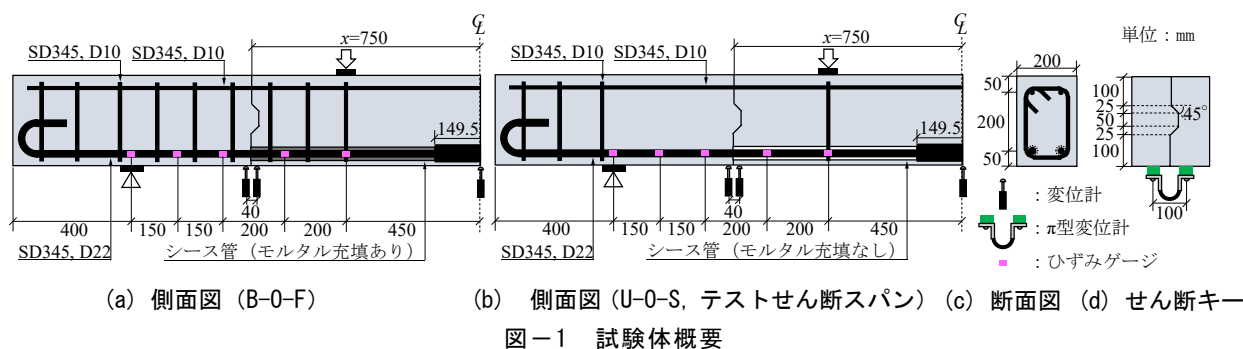
すべての試験体は矩形断面であり、断面幅を 200mm、はり高さを 300mm、せん断スパンを 700mm とした。軸

*1 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 土木工学コース（学生会員）

*2 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 受託研究員 博士(工学)（正会員）

*3 日本スプライススリーブ(株) 技術本部 顧問 博士(工学)（フェロー会員）

*4 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 教授 工博（フェロー会員）



試験体	モルタル充填	$x(\text{mm})$	$r_w(\%)$
B-O-F	あり	750	0.57
B-O-S	あり	750	0
U-O-F	なし	750	0.57
U-O-S	なし	750	0
U-W-F	なし	300	0.57

x : 試験体中央から打継目およびシース管端部までの距離
 r_w : せん断補強鉄筋比

方向鉄筋の有効高さは上面から 50mm, 250mm とした。せん断スパン比 ($=a/d$) は 2.8 である。試験体 B-O-F, U-O-F, U-W-F における両側のせん断スパン内にはせん断補強鉄筋を 125mm 間隔で配置した。試験体 B-O-S, U-O-S における片側のせん断スパン内にはせん断補強鉄筋を配置せず (以下, テストせん断スパン), 他方のせん断スパン内にはせん断補強鉄筋を 125mm 間隔で配置した。

2.2 使用材料

使用材料の諸元を表-2, 3 に示す。コンクリートの配合は, いずれの試験体も $W/C=45.3\%$ とし, 粗骨材の最大寸法は 20mm, セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。引張鉄筋は異形棒鋼 D22 (SD345) を, 圧縮鉄筋およびせん断補強鉄筋は異形棒鋼 D10 (SD345) を使用した。モルタル充填式継手のグラウト材は, 継手管理強度 100N/mm² の無収縮モルタルを使用した。

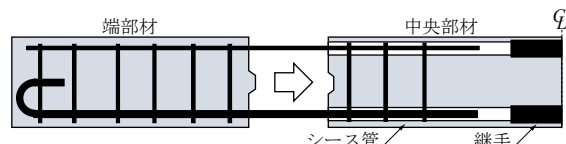


図-2 想定した施工方法 (左半分)

2.3 荷重方法と測定項目

荷重は, 油圧式 1000kN 万能試験機を使用し静的 4 点曲げ荷重とした。荷重点には幅 65mm の支圧板を, 支点には回転支承の上に幅 75mm の支圧板を使用した。また, 支点の支圧板と試験体の間には, シリコングリスを 2 枚のテフロンシートで挟んだ減摩パッドを挿入することで, 水平方向の摩擦を低減した。

測定項目は, 荷重, 鉛直変位, 引張鉄筋ひずみ, 打継目の開口変位および鉛直方向のずれとした。鉛直変位は, スパン中央における試験体底面に変位計を設置して計測した。打継目の開口変位は検長 100mm の π 型変位計を用いて計測し, 鉛直方向のずれは打継目から左右に 20mm ずつ離れた位置に変位計を設置して計測した。計測位置を図-1 に示す。

3. 実験結果

3.1 耐力の計算値

せん断耐力の計算値は, コンクリート標準示方書³⁾の設計せん断耐力に基づき, 修正トラス理論を用いて式(1)~(3)により算出した。ただし, コンクリート部分が受け

表-2 使用材料諸元

コンクリート		引張鉄筋		圧縮鉄筋, せん断補強鉄筋	
$W/C(\%)$	$G_{max}(\text{mm})$	呼び径, 規格	$f_f(\text{N/mm}^2)$	呼び径, 規格	$f_{wy}(\text{N/mm}^2)$
45.3	20	D22, SD345	402	D10, SD345	391

W/C : 水セメント比, G_{max} : 粗骨材の最大寸法, f_f : 主鉄筋降伏強度, f_{wy} : 圧縮鉄筋およびせん断補強鉄筋降伏強度

表-3 モルタル充填式継手, スパイラルシースおよびモルタル諸元

モルタル充填式継手				スパイラルシース			グラウト材
材質	外径 (mm)	内径 (mm)	長さ (mm)	材質	外径 (mm)	内径 (mm)	継手管理強度 (N/mm ²)
FCD700	55	38	399	SGCC	43	40	100

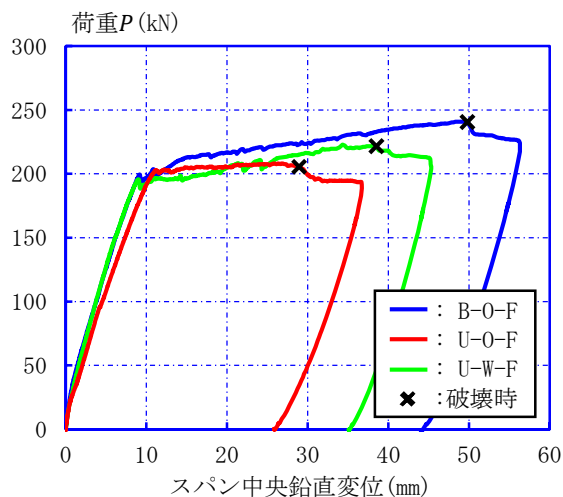


図-3 セン断補強鉄筋を有する試験体の荷重－変位曲線

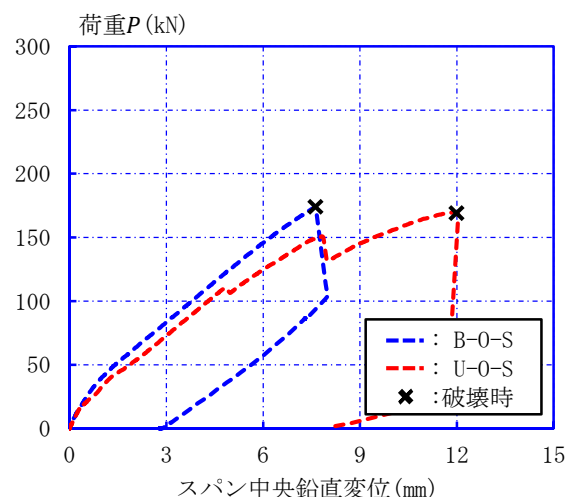


図-4 セン断補強鉄筋のない試験体の荷重－変位曲線

表-4 実験結果と計算値の比較

試験体	$f_c'1$ (MPa)	$f_c'2$ (MPa)	降伏荷重			曲げ耐力時荷重			せん断耐力時荷重		
			計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値 (kN)	実験値/ 計算値
B-O-F	40.4	33.7	196.4	199.4	1.02	202.2	240.9	1.19	327.4		
B-O-S	43.7	35.6	195.8			203.7			134.5	173.9	1.29
U-O-F	40.4	33.7	196.4	202.9	1.03	202.2	205.8	1.02	327.4		
U-O-S	43.7	35.6	195.8			203.7			134.5	169.5	1.26
U-W-F	40.4	33.7	196.4	195.7	1.00	198.2	222.1	1.12	327.4		

$f_c'1$: 中央部材のコンクリート圧縮強度, $f_c'2$: 端部材のコンクリート圧縮強度

持つせん断耐力 V_{c-cal} は二羽ら⁴⁾の式を用いた。

$$V_{u-cal} = V_{c-cal} + V_{s-cal} \quad (1)$$

$$V_{c-cal} = 0.20 f_c'^{1/3} p_w^{1/3} (d/1000)^{-1/4} [0.75 + 1.4/(a/d)] b d \quad (2)$$

$$V_{s-cal} = A_w f_{wy} z / s \quad (3)$$

ここで, V_{u-cal} : せん断耐力の計算値 (kN), V_{c-cal} : コンクリート部分が受け持つせん断力 (kN), V_{s-cal} : せん断補強鉄筋が受け持つせん断力 (kN), f_c' : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), p_w : 引張鉄筋比(%), d : 有効高さ (mm), a : せん断スパン (mm), b : 部材幅 (mm), A_w : せん断補強鉄筋の1組の総断面積 (mm²), f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²), z : モーメントアーム長 ($=7d/8$) (mm), s : せん断補強鉄筋間隔 (mm)

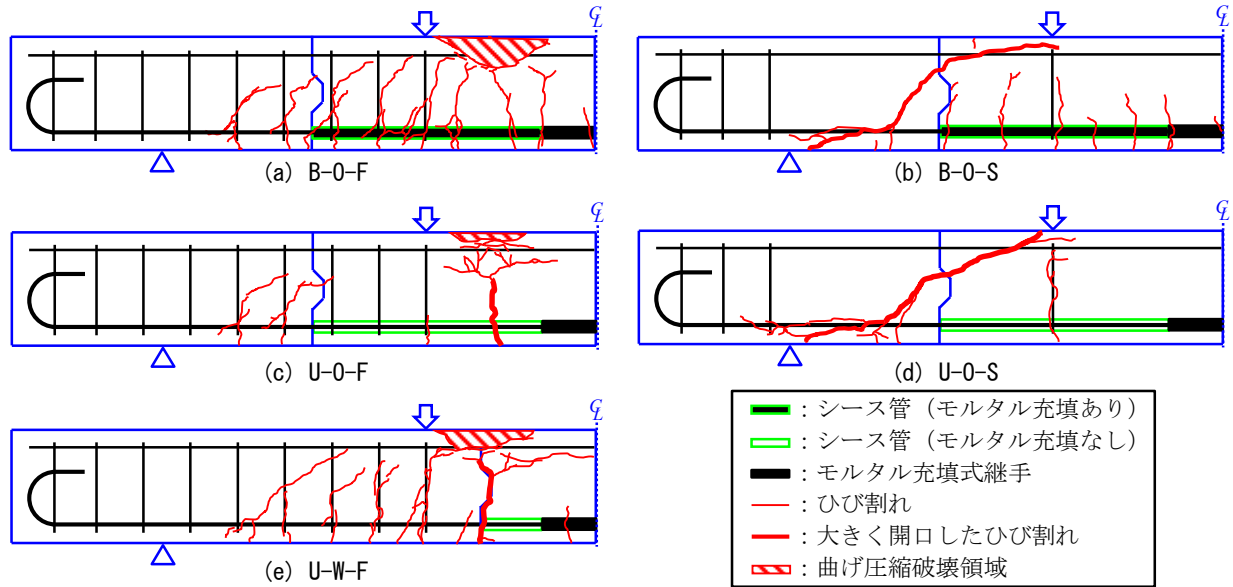
曲げ耐力の計算値はコンクリート標準示方書³⁾に基づき算出した。なお, 曲げ耐力およびせん断耐力の計算では試験体を一体打ちの RC はりとみなした。打継目, モルタル充填式継手およびシース管へのモルタル充填の有無は考慮せず, これらの値と実験値とを比較することで, 打継目, モルタル充填式継手, シース管へのモルタル充填の有無およびアンボンド区間の長さが RC はりの構造的な性能に与える影響を考察した。

3.2 載荷実験結果

図-3 にせん断補強鉄筋を有する試験体における荷重

－変位曲線を, 図-4 にせん断補強鉄筋のない試験体における荷重－変位曲線を示す。表-4 に実験結果ならびに, 曲げ耐力およびせん断耐力の計算値を示す。U-W-Fを除く試験体では打継目がせん断スパン内に位置しているため, せん断スパン内には圧縮強度の異なる2種類のコンクリートが存在している。これらの試験体においては, 圧縮強度の低いコンクリート部からの斜めひび割れが, 打継目を貫通して両方の部材にまたがることが予想される。そのため, せん断耐力の計算値は各試験体のせん断スパン内に存在するコンクリートのうち, 圧縮強度の低い方に支配されるとして算出した。また, U-W-Fでは打継目が等曲げ区間に位置しており, 等曲げ区間内には圧縮強度の異なる2種類のコンクリートが存在している。同様に, U-W-Fの曲げ耐力の計算値は, 等曲げ区間内に存在するコンクリートのうち圧縮強度の低い方を用いて算出した。

せん断補強鉄筋を有する試験体, B-O-F, U-O-F, U-W-Fではいずれの試験体においても降伏荷重は実験値と概ね一致した。また, 曲げ耐力は計算値と同等かそれ以上の値となった。ここで, 各試験体の曲げ耐力における計算値に対する実験値の比率 (以下, 耐力比), 部材靱性率および第二勾配を表-5 に示す。第二勾配は, 荷重－変



図－5 試験体ひび割れ性状

位曲線における初期ひび割れ発生荷重時から、引張鉄筋降伏荷重の90%荷重時 ($0.9P_y$) を結んだ直線の傾きとした。部材靱性率 μ は式 (4) により算出した。

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (4)$$

ここで、 δ_u : 曲げ破壊時の中央変位 (mm)、 δ_y : 引張鉄筋降伏時の中央変位 (mm)

また、第二勾配 k は式 (5) により算出した。

$$k = (P_{y-0.9} - P_{cr}) / (\delta_{y-0.9} - \delta_{cr}) \quad (5)$$

ここで、 P_{cr} : 初期ひび割れ発生荷重 (kN)、 $P_{y-0.9}$: 引張鉄筋降伏荷重の90% (kN)、 $\delta_{y-0.9}$: 荷重 $P_{y-0.9}$ 作用時のスパン中央変位 (mm)、 δ_{cr} : 初期ひび割れ発生時のスパン中央変位 (mm)

表－5 より、試験体中央からのアンボンド区間の長さが長くなるにつれて、耐力比および部材靱性率が低下する傾向を示した。

曲げ耐力については、いずれの試験体もシース管内のモルタル充填の有無に拘わらず計算値以上の曲げ耐力を有することが確認できた。また、アンボンド区間の長さを長くするにつれて耐力比は減少する傾向を示した。村山ら²⁾の実験でも報告されているように、コンクリートの鉛直変位に対して引張鉄筋の鉛直変位が小さい部分が

生じ、有効高さが載荷初期の状態より減少したため曲げ耐力が低下した可能性が考えられる。

また、U-O-F は B-O-F と比較して第二勾配が低下している。これは、B-O-F はひび割れが生じていない部分では、引張鉄筋とコンクリートが付着していることから引張力がコンクリートによっても負担されるのに対して、U-O-F は等曲げ区間全体を含むアンボンド区間内で引張鉄筋とコンクリートの付着がないため、引張力がコンクリートに伝達されないことによって剛性が低下したと考えられる。一方で、U-W-F は B-O-F と比較して第二勾配は低下しなかった。これは、U-W-F はアンボンド区間が短く、U-O-F で確認された剛性の低下が顕著には生じなかったと考えられる。

次に、せん断補強鉄筋のない試験体において、B-O-S では荷重が 140kN 程度で、せん断スパン内のひび割れが載荷点に向かって進展する曲げせん断ひび割れが確認された。荷重が 173.9kN のときに斜めひび割れの急激な進展と同時に荷重が大きく低下し、せん断破壊に至った。U-O-S では荷重が 150.9kN のときに斜めひび割れが急激に進展するとともに荷重が 131.6kN まで低下した。しかし、低下は 12.8%程度にとどまり、再び荷重が増加したことから載荷を継続した。最終的には、169.5kN 荷重時で斜めひび割れが急激に開口しせん断破壊に至った。せん断耐力の計算値に対する実験値の比率は、B-O-S では 1.29、U-O-S では 1.26 となり、いずれの試験体も計算せん断耐力を上回った。このように、修正トラス理論に基づいてせん断耐力を計算することで安全側の評価が得られた。

3.3 ひび割れ性状

全ての試験体のひび割れ性状を図－5 に示す。B-O-F では等曲げ区間に生じた複数の曲げひび割れが進展し、上

表－5 耐力比、部材靱性率および第二勾配

試験体	L_u (mm)	P_{u-exp}/P_{u-cal}	μ	k (kN/mm)
B-O-F	0	1.19	5.40	21.3
U-O-F	600.5	1.02	2.56	18.7
U-W-F	150.5	1.12	4.22	22.4

L_u : アンボンド区間の長さ、 P_{u-exp} : 曲げ耐力実験値、

P_{u-cal} : 曲げ耐力計算値、 μ : 部材靱性率、

k : 第二勾配

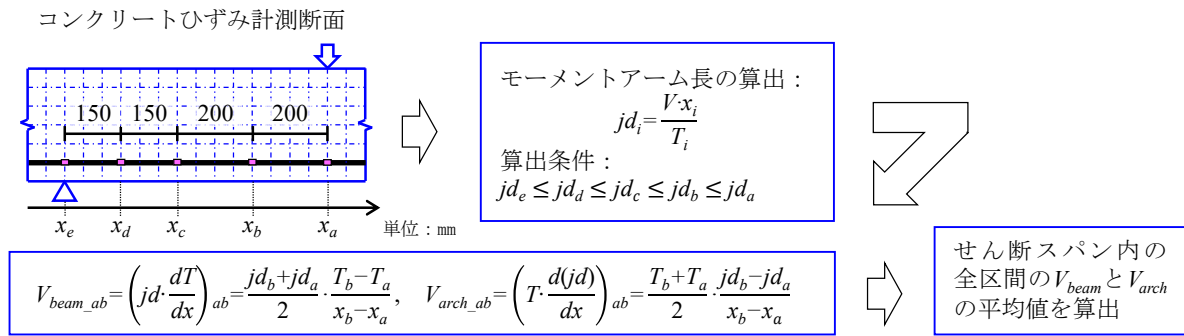


図-6 V_{beam} 、 V_{arch} の算出方法

縁のコンクリートが圧縮破壊した。U-O-F では 30kN 程度の荷重時に初期ひび割れが確認されたが、アンボンド区間ではひび割れが分散することはなかった。アンボンド区間で発生した一つのひび割れが大きく進展し、最終的に 208.2kN 荷重時に、このひび割れの上縁で圧縮破壊が生じた。U-W-F は 40kN 程度の荷重時に打継目に沿うひび割れが、下縁から上縁より下 100mm の位置まで進展した。最終的に 222.1kN 荷重時に等曲げスパン内の載荷点付近で圧縮破壊した。

B-O-S は 140kN 程度の荷重時に、せん断スパンにおいて曲げせん断ひび割れが確認され、その後徐々に進展した。最終的に 173.9kN 荷重時にせん断スパンにおける斜めひび割れが急激に進展しせん断破壊に至った。一方、U-O-S は 140kN 程度の荷重時に、せん断スパンにおいて曲げせん断ひび割れが確認され、150.9kN 荷重時に斜めひび割れが載荷点および支点に向かって急激に進展した。同時に荷重が 12.8%程度低下したが、再び荷重は増加した。最終的に 169.5kN 荷重時に先の斜めひび割れが急激に開口してせん断破壊に至った。U-O-F と同様に、U-O-S でもアンボンド区間でのひび割れの分散は見られなかった。

また、前述のとおり打継目の開口および鉛直方向のずれをπ型変位計および変位計を用いて計測したが、U-W-F を除くすべての試験体では明確な打継目の開口および鉛直方向のずれは確認されなかった。U-W-F では打継目の鉛直方向のずれは生じなかったが、打継目の顕著な開口が認められた。よって、シース管を用いたプレキャスト RC はりにおいて目粗し処理されたせん断キーをせん断スパン内に配置した場合は、打継目はひび割れ性状に影響しない可能性が示唆された。一方で、目粗し処理されたせん断キーを等曲げ区間内に配置した場合は、打継目が大きく開口しひび割れ性状に影響を与えることが示唆された。

4.各試験体のせん断耐荷機構に関する検討

4.1 ビーム・アーチ機構貢献分の定量的評価方法

RC はりのせん断耐荷機構は、ビーム機構とアーチ機

構により構成される⁵⁾。ビーム機構には、ひび割れ面に沿った骨材の噛み合わせ抵抗やダウエル作用、スターラップによるせん断抵抗が含まれる。アーチ機構は、せん断スパンにおける圧縮ストラットと引張鉄筋をタイ部材としたタイドアーチのような機構である。载荷中に測定した引張鉄筋のひずみ分布を用いて、Gunawan ら⁶⁾による評価手法に基づき、ビーム機構とアーチ機構がそれぞれ受け持つせん断抵抗 V_{beam} と V_{arch} を式(6)により、定量的に評価した(図-6)。式(6)の右辺の第1項は V_{beam} 、第2項は V_{arch} を表している。まず初めに、载荷による引張鉄筋のひずみ増加分に弾性係数と断面積を乗じること

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(jd \cdot T)}{dx} = jd \cdot \frac{dT}{dx} + T \cdot \frac{d(jd)}{dx} \quad (6)$$

$$jd = \frac{V \cdot x}{T} \quad (7)$$

ここで、 V ：せん断力 (kN)、 M ：曲げモーメント (kN・mm)、 jd ：モーメントアーム長 (mm)、 T ：引張鉄筋の引張力 (kN)、 x ：支点からの軸方向距離 (mm)

この式において、曲げモーメントによる断面の引張力はすべて引張鉄筋のみに負担されると仮定しているが、曲げひび割れが発生していない断面では、コンクリートも引張力を負担する。その場合、モーメントアーム長 jd は式(7)に仮定されたものより小さく、特に支点付近では jd が過大評価される場合がある。実際には、せん断スパン内の jd は支点付近で最小となり、載荷点付近で最大となるはずである。そこで、ある測定点における jd は、より載荷点に近い測定点の jd 以下となるように上限を設けて算出した⁶⁾。

評価はせん断スパンを4区間に分割して行った。各区間の代表的な T と jd は隣り合う2点の平均とし、軸方向 x に関する微分は隣り合う2点間の差分を距離で除した値とした。これらの値を用いてそれぞれの区間の V_{beam} と V_{arch} を算出し、最終的に全区間の平均値を算出し、せん断スパン全体の V_{beam} と V_{arch} とした。

4.2 ビーム・アーチ機構貢献分算出結果

せん断補強鉄筋のない試験体のテストせん断スパンにおけるビーム機構貢献分 V_{beam} およびアーチ機構貢献分

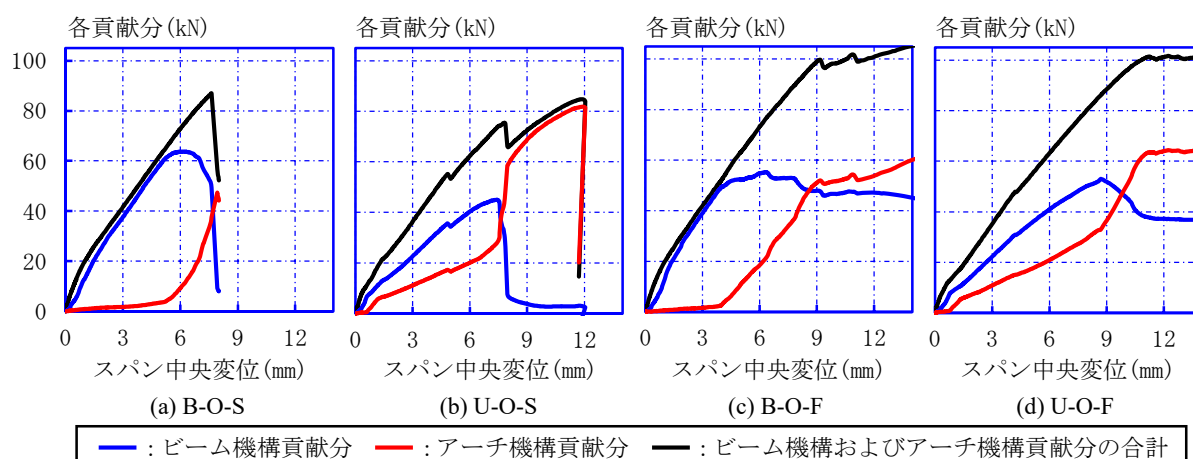


図-7 ビーム・アーチ機構貢献分

V_{arch} の推移を図-7(a), (b)に示す。

B-O-S は荷重当初、アーチ機構貢献分はほとんど確認されなかったが、作用せん断力 70kN 時(荷重 140kN 時)付近から急激に増加し、その後せん断破壊に至った。このアーチ機構貢献分の急激な上昇は、前述の曲げせん断ひび割れの発生とよく対応していると言える。U-O-S では、B-O-S と比較して荷重初期からアーチ機構貢献分の増加が認められた。また、作用せん断力 75.5kN 時(荷重 150.9kN 時)に斜めひび割れが荷重点および支点に向かって進展した直後、アーチ機構貢献分が大幅に増加していたことが確認された。U-O-S は、斜めひび割れの進展後もすぐには破壊に至らずに荷重が増加したが、これは引張鉄筋の一部をアンボンド化したことで、強固なタイドアーチが形成されたためと考えられる。

参考としてせん断補強鉄筋を有する試験体 B-O-F, U-O-F のビーム機構貢献分およびアーチ機構貢献分の推移を図-7(c), (d)に示す。せん断補強鉄筋のない試験体と同様に、引張鉄筋の一部をアンボンド化した U-O-F におけるアーチ機構貢献分は B-O-F, U-W-F と比較して、荷重初期から増加している。

以上から、引張鉄筋をアンボンド化することでアーチ機構貢献分が増加し、せん断耐力の増加に寄与する可能性が示唆された。しかし、今回の実験ではせん断耐力の増加は認められなかったことから、今後はアンボンド区間の長さをパラメータとするなど、より効果的な構造を検討する必要がある。

5.まとめ

本研究では、モルタル充填式継手とシース管を用いて引張鉄筋の一部をアンボンド化した新しいプレキャスト構法を考案し、シース管内へのモルタル充填の有無、アンボンド区間の長さおよびせん断補強筋量の異なる 5 体の RC はりの荷重実験を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) シース管内へのモルタル充填の有無に拘わらず、各

試験体は計算値以上の曲げ耐力およびせん断耐力を有していた。

- (2) 打継目をせん断スパンに配置した試験体では、打継目の開口は生じなかった。一方で、打継目を等曲げ区間に配置した試験体では、打継目の顕著な開口が認められた。
- (3) せん断補強鉄筋のない試験体で、引張鉄筋の一部をアンボンド化した試験体は、斜めひび割れ発生後も荷重が増加した。これは、斜めひび割れ発生直後にアーチ機構貢献分が大幅に増加したことによると考えられる。

謝辞

本研究の試験体製作では、昭和コンクリート工業株式会社に多大なご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 池田尚治, 宇治公隆: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究, 土木学会論文報告集, Vol.293, pp.101-109, 1980
- 2) 村山八州雄, 津野将太郎, 井ノ口論, 鎌田光: 露出鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp697-702, 2009
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書[設計編], 2017
- 4) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986
- 5) Park, R. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975
- 6) Gunawan, D. Okubo, K. Nakamura, T. and Niwa, J.: Shear Capacity of RC Beams Based on Beam and Arch Actions, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.18, No. 5, pp. 241-255, 2020