

論文 多点荷重を受ける RC 梁のせん断耐力におよぼす支点拘束の影響

藤岡 慶祐^{*1}・中田 裕喜^{*2}・田所 敏弥^{*3}・岡本 大^{*3}

要旨：本研究では、ラーメン構造を想定し、支点曲げモーメントの大きさおよびせん断補強鉄筋比をパラメータとした RC 梁の多点荷重実験を行い、RC 梁のせん断力に対する耐荷機構およびせん断耐力について検討した。その結果、本研究における条件下の RC 梁においては、支点拘束の程度の増加、つまり、支点曲げモーメントの増加に伴い、せん断耐力が低下すること、せん断耐力に寄与するせん断補強鉄筋比については、上限値を有する可能性があることがわかった。これは、圧縮ストラット形成に伴う支点近傍の圧縮応力に、支点曲げモーメントの影響が付加され、コンクリートの圧壊が進行するためと考えられる。

キーワード：RC 梁、せん断耐力、支点拘束、多点荷重、せん断補強鉄筋

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）部材のせん断耐力に関する研究は数多く行われており、単純支持条件における標準的な形状の RC 部材においては、耐荷機構が概ね明らかとなり、せん断耐力を精度よく算定できるようになった¹⁾²⁾。しかし、実構造物は、部材の拘束条件や荷重種別、部材形状など多種多様であり、単純支持された梁の載荷実験より求めた算定式の準用が不合理となる場合がある。たとえば、開削トンネルの側壁や床版といった、土圧による分布荷重を受ける部材においても、土木分野では、単純支持された梁の載荷実験より求めた算定式を用いて設計することが多いため、せん断耐力の精度よい評価方法が求められている。

分布荷重を受ける RC 部材に関する研究は、国内外において古くから取り組まれている。建築分野では、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾に示されたせん断耐力、すなわち許容せん断応力度の算定式は、分布荷重または多点荷重が作用する RC 梁も含めた実験結果に対してその精度が検証されている。ただし、それらの RC 梁に限れば、せん断補強鉄筋を配置した供試体数は少なく、また、支点拘束の影響に着目したものではない⁴⁾。一方、土木分野では、石橋ら⁵⁾、二羽ら⁶⁾は、単純支持された梁を対象に分布荷重を多点荷重に置換し、それぞれの荷重に対して任意断面の耐力を検討する方法、いわゆる線形被害則の適用を提案している。また、遠藤ら⁷⁾、檜貝ら⁸⁾は、反曲点を有する RC 梁を対象に、反曲点位置で片持ち梁と単純梁に区分し、反曲点の影響を考慮したせん断耐力の評価法を提案している。海外においても古くから取り組み、Kani⁹⁾は、スパンの 1/4 をせん断スパンと仮定し、等分布荷重を単純梁の 2 点荷重に置換する方法、また、Prodroms¹⁰⁾は、せん断スパン比の影響

を考慮した算定式を提案している。このように、既往の研究では、単純梁だけでなく、ラーメン構造を対象に支点拘束された梁による実験的研究も行われている。しかし、想定した構造物においては、従来、必要となるせん断補強鉄筋量が少ないため、載荷実験においても、せん断補強鉄筋がないか、あってもわずかであり、せん断補強鉄筋の効果は確認されていない。

ところが、最近では、地震時に考慮すべき作用の増大により、地中構造物においても、せん断補強鉄筋比が 0.5%程度以上配置される場合があるため、せん断補強鉄筋の効果을明らかにする必要がある。

これまでに筆者ら¹¹⁾は、支点拘束された RC 梁に多点荷重による載荷実験を行い、梁の支点から曲げモーメントの反曲点までの距離 a と有効高さ d の比 a/d が 0.8 以下となる条件下において、せん断補強鉄筋の効果を確認した。そこで、本研究では、 a/d が比較的大きい領域も含め、せん断補強鉄筋の効果と支点拘束とともなる支点曲げモーメントの大きさが、RC 梁の耐荷機構およびせん断耐力におよぼす影響を検討することを目的として、支点拘束された RC 梁を対象に多点荷重による載荷実験を実施した。

2. 載荷実験の概要

2.1 供試体概要

表-1 に、供試体諸元および載荷実験結果を、図-1、図-2 に供試体の形状を示す。7 体の供試体すべてにおいて、試験区間である支点間距離は 1600mm とした。断面形状および軸方向鉄筋は共通で、断面幅 b_w は 300mm、有効高さ d は上側、下側引張時のいずれも 400mm である。軸方向鉄筋には、熱処理により高強度化した D29 の異形鉄筋を断面の上下縁に計 8 本配置した。片側（4 本）

*1 （公財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造（正会員）

*2 （公財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工修（正会員）

*3 （公財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博（工）（正会員）

表－1 供試体諸元および载荷実験結果

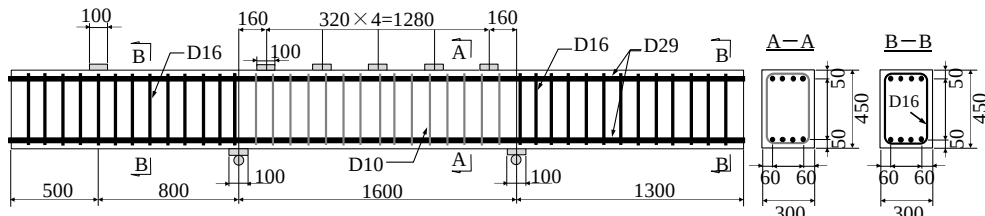
No.	a/d	a (mm)	f'_c (N/mm ²)	支点外载荷点		軸方向鉄筋				せん断補強鉄筋						P_{max} (kN)
				l (mm)	P_0 (kN)	呼び名	p_t (%)	f_{sy} (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	呼び名	間隔 (mm)	p_w (%)	f_{wy} (N/mm ²)	E_w (kN/mm ²)	降伏 ひずみ (μ)	
A-1	0	0	30.9	—	—	D29	2.14	967	190	D10	100	0.48	366	187	1950	501
A-2 ⁽¹⁾	0.8	320	28.8	800	P	D29	2.14	967	190	D10	100	0.48	366	187	1950	396
A-3	1.6	640	30.4	800	2P	D29	2.14	967	190	D10	100	0.48	366	187	1950	282
B-1	2.4	960	25.2	1,200	2P	D29	2.14	967	186	D6	200	0.11	364	187	1900	138
B-2	2.4	960	24.4	1,200	2P	D29	2.14	967	186	D10	100	0.48	355	185	1920	215
B-3	2.4	960	27.3	1,200	2P	D29	2.14	967	186	D13	100	0.84	378	182	2070	225
C	3.2	1,280	26.4	1,600	2P	D29	2.14	967	186	D10	100	0.48	355	185	1920	159

a : 支点 L から曲げモーメント反曲点までの距離, d : 有効高さ, f'_c : コンクリート圧縮強度,

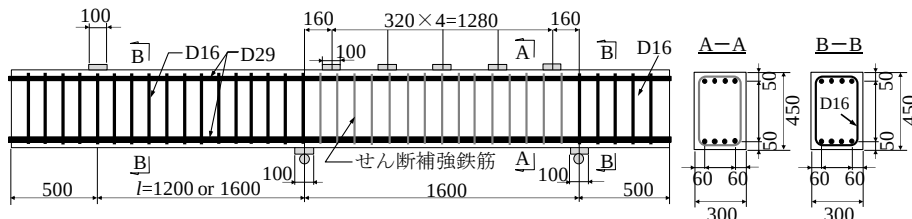
l : 支点 L から支点外载荷点までの距離, P_0 : 試験区間内のジャッキ 1 基あたりの荷重を P としたときの支点外载荷点の荷重,

p_t : 上側または下側の鉄筋比 ($=A_s / (b_w \cdot d)$), A_s : 上側または下側の鉄筋の総断面積), p_w : せん断補強鉄筋比,

f_{sy} , f_{wy} : 降伏強度, E_s , E_w : 弾性係数,



図－1 供試体の形状 (A-1, A-2, A-3) (単位 : mm)

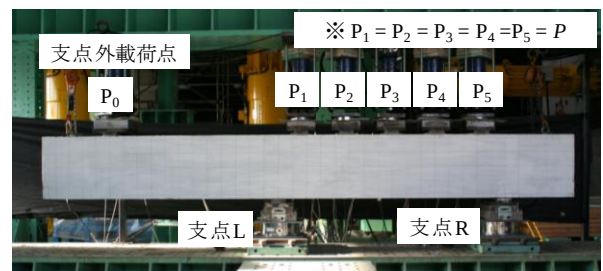


図－2 供試体の形状 (B-1, B-2, B-3, C) (単位 : mm)

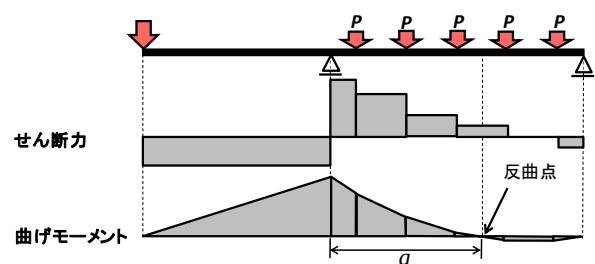
の軸方向鉄筋に関する鉄筋比 p_t は 2.14% である。軸方向鉄筋の定着は、供試体両端に設置した鋼板に溶接することで確保した。A-1～A-3 は同一の諸元であり、支点外载荷点に作用させる荷重 P_0 のみ異なる。なお、A-1 は $P_0=0$ で、試験区間内のみでの载荷である。B-1～B-3 は試験区間のせん断補強鉄筋比のみ異なる供試体であり、支点から支点外载荷点までの距離 l は 1200mm である。C は支点から支点外载荷点までの距離 l を 1600mm としている。試験区間のせん断補強鉄筋には、閉合形状の D6, D10 または D13 鉄筋 (SD345) を使用した。なお、試験区間外で破壊させないように、試験区間外には十分な量のせん断補強鉄筋を配置した。

2.2 载荷方法

図－3 に载荷方法を、図－4 に本実験におけるせん断力および曲げモーメントの分布を示す。油圧ジャッキを試験区間内に 5 基、試験区間外の片側に 1 基の計 6 基配



図－3 载荷装置図



図－4 せん断力および曲げモーメント分布

置し、試験区間内 5 基の荷重が均等となるよう制御しながら、静的な単調荷重を行った。なお、支点 L から曲げモーメント反曲点位置までの距離 a をパラメータとし、破壊性状および最大荷重におよぼす影響を検討することを目的として、表-1 に示すとおり支点外荷重 P_0 の大きさおよび支点 L からの距離 l を設定した。

載荷点および支点は、回転および水平移動を拘束しない支承とし、幅 100mm、厚さ 20mm の支圧板を設置した。載荷は 5kN 毎に 1 ステップとし、25kN 毎を目安にひび割れ観察を行った。

2.3 測定項目

載荷点および支点の荷重、各載荷点位置における鉛直変位、鉄筋および 3 軸ゲージを用いたコンクリート表面ひずみの測定を行った。図-5 に、主要なひずみ測定位置を示す。なお、コンクリート表面ひずみの測定位置は、各載荷点と支点を結ぶ直線上の、部材高さ中央とした。

3 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊性状

図-6 に、実験終了時のひび割れ性状およびせん断補強鉄筋の降伏状況を、図-7 に荷重と支間中央のたわみの関係を示す。なお、荷重は試験区間内のジャッキ 1 基あたりの値である。また、全ての供試体において、軸方向鉄筋の降伏はみられなかった。

(1) A-1 ($p_w=0.48\%$, $a/d=0$)

50kN で支間中央に曲げひび割れが観察され、100kN で支点 L と載荷点 P_2 左側面を結ぶ斜めひび割れ 1 が、125kN で支点 R と載荷点 P_4 を結ぶ斜めひび割れ 2 が発生した。その後も荷重は増加し、280kN で支点 R から 300mm 内方、340kN で支点 L から 300mm 内方のせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達した。荷重は最大 501kN まで増加し、最終的には両支点近傍のコンクリートが圧壊して荷重が低下した。

(2) A-2 ($p_w=0.48\%$, $a/d=0.8$)

75kN で支間中央に曲げひび割れが観察され、190kN で支点 L の右側面と載荷点 P_2 の左側面を結ぶ方向に斜めひび割れ 1 が発生し、支点 L から 200mm 内方のせん断補強鉄筋が降伏、剛性が低下した。その後も荷重は増加し、300kN で支点 L の右側面と載荷点 P_3 を結ぶ斜めひび割れ 2 が、351kN で支点 L の右側側面と載荷点 P_2 と P_3 の中間を結ぶ斜めひび割れ 3 が発生した。荷重は最大 396kN まで増加し、最終的には支点 L の右側側面近傍のコンクリートが圧壊、斜めひび割れ 1 に沿ったずれが発生して荷重が低下した。

(3) A-3 ($p_w=0.48\%$, $a/d=1.6$)

50kN で支点 L 付近に曲げひび割れが、75kN で斜め

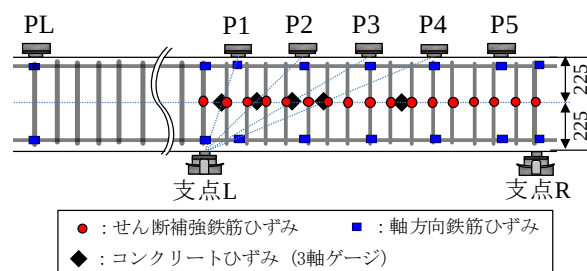
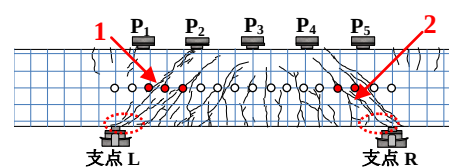
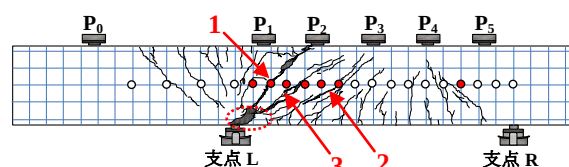


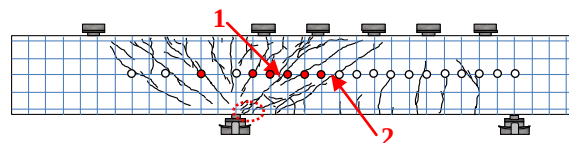
図-5 ひずみ測定位置



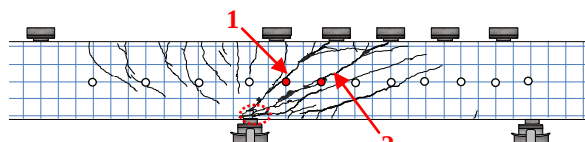
(a) A-1 ($p_w=0.48\%$, $a/d=0$)



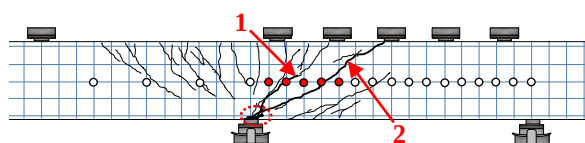
(b) A-2 ($p_w=0.48\%$, $a/d=0.8$)



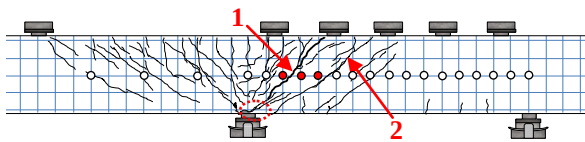
(c) A-3 ($p_w=0.48\%$, $a/d=1.6$)



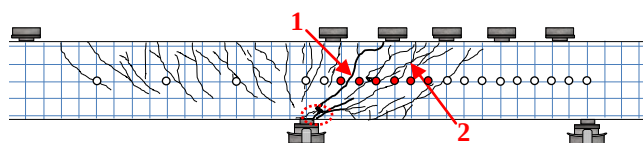
(d) B-1 ($p_w=0.11\%$, $a/d=2.4$)



(e) B-2 ($p_w=0.48\%$, $a/d=2.4$)



(f) B-3 ($p_w=0.84\%$, $a/d=2.4$)



(g) C ($p_w=0.48\%$, $a/d=3.2$)

○ : せん断補強鉄筋 非降伏
● : せん断補強鉄筋 降伏
○ : 圧壊位置

図-6 実験終了時のひび割れ性状

ひび割れ 1 が発生し、147kN で支点 L から 300mm 内方のせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達した。その後、239kN で斜めひび割れ 2 が発生した。荷重は最大 282kN まで増加し、最終的には支点 L の右側面近傍のコンクリートが圧壊、斜めひび割れ 1 に沿ったずれが発生して荷重が低下した。

(4) B-1 ($p_w=0.11\%$, $a/d=2.4$)

25kN で支点 L の上部に、50kN で支点外上部および試験区間に曲げひび割れが発生し、75kN で斜めひび割れ 1 が発生した。その後、78kN で支点 L から 200mm 内方のせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達し、101kN で斜めひび割れ 2 が発生した。その後、このひび割れ幅が大きくなり、荷重は最大 138kN まで増加し、最終的には支点 L 近傍のコンクリートが圧壊して荷重が低下した。

(5) B-2 ($p_w=0.48\%$, $a/d=2.4$)

25kN で支点 L の上部に、50kN で載荷点 P_0 ～支点 L および載荷点 P_1 ～ P_2 間に曲げひび割れが発生し、75kN で斜めひび割れ 1 が、100kN で斜めひび割れ 2 が発生し、138kN で支点 L から 400mm 内方のせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達した。その後、荷重は最大 215kN まで増加し、最終的には支点 L 近傍のコンクリートが圧壊して荷重が低下した。

(6) B-3 ($p_w=0.84\%$, $a/d=2.4$)

25kN で支点 L の上部および載荷点 P_0 ～支点 L 間に、50kN で載荷点 P_1 ～ P_2 間に曲げひび割れが発生し、77kN で斜めひび割れ 1 が、125kN で斜めひび割れ 2 が発生し、155kN で支点 L から 200mm 内方のせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達した。その後、荷重は最大 225kN まで増加し、最終的には支点 L 近傍のコンクリートが圧壊、斜めひび割れ 1 に沿ったずれが発生して荷重が低下した。

(7) C ($p_w=0.48\%$, $a/d=3.2$)

25kN で支点 L の上部および載荷点 P_0 ～支点 L 間に曲げひび割れが、75kN で斜めひび割れ 1 が発生し、108kN で支点 L から 200mm 内方のせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達し、125kN で曲げひび割れが斜めひび割れ 2 に進展した。その後、荷重は最大 159kN まで増加し、最終的には支点 L 近傍のコンクリートが圧壊、斜めひび割れ 1 に沿ったずれが発生して荷重が低下した。

3.2 各パラメータが最大荷重およびせん断補強鉄筋初降伏時における荷重におよぼす影響

(1) a/d の影響

図-8(a)に、最大荷重およびせん断補強鉄筋初降伏時における荷重に対する a/d の影響を示す。 a/d の増加に伴い、最大荷重が低下していることがわかる。すべての供試体において、支点近傍のコンクリートの圧壊により、最大荷重に至った。なお、コンクリートの圧壊は、載荷点からの圧縮ストラットと支点曲げモーメントによる圧

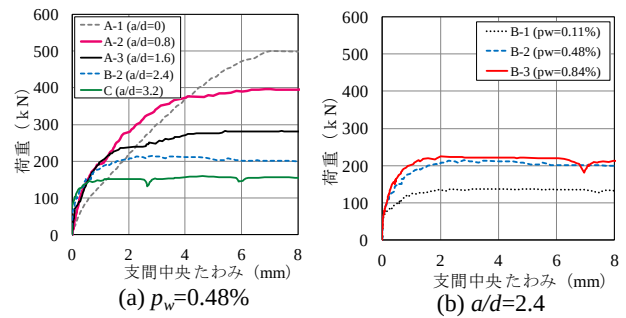


図-7 荷重—支間中央たわみ関係

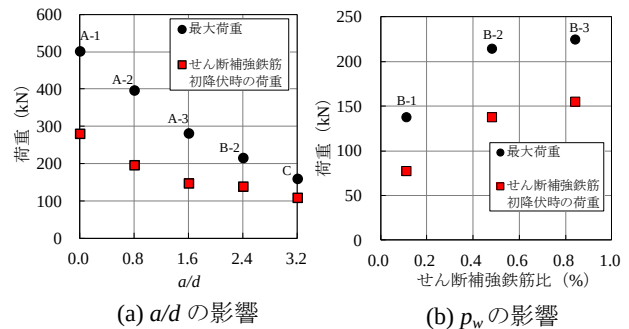


図-8 最大荷重およびせん断補強鉄筋初降伏時における荷重に対する各パラメータの影響

縮応力により生じると考えられる。

このように、すべての供試体の破壊形態がいずれも支点近傍のコンクリートの圧壊であったことから、 a/d の増加にしたがって最大荷重が低下した原因としては、圧縮ストラットによる応力に加え、支点曲げモーメントの増加により、支点近傍のコンクリートに曲げ圧縮応力が付加されたことによって、損傷が進展したためと考えられる。なお、すべての供試体において、最大荷重時の支点曲げモーメントと曲げ圧縮破壊耐力の計算値の比は 1.36～2.35 であり、十分に大きな曲げ圧縮耐力を有していたことから、すべての供試体において、曲げ圧縮破壊していないと考えられる。

一方、せん断補強鉄筋の初降伏時の荷重についても、 a/d の増加に伴い小さくなるが、 a/d の増加に伴い、せん断補強鉄筋の降伏荷重と最大荷重の差が小さくなる傾向にあることから、 a/d が 3.2 より大きい場合、支点近傍のコンクリートが圧壊に至る荷重が、せん断補強鉄筋が降伏に至る荷重を下回り、せん断補強鉄筋が降伏しない可能性がある。

(2) せん断補強鉄筋の影響

図-8(b)に、最大荷重およびせん断補強鉄筋初降伏時における荷重に対する p_w の影響を示す。 $p_w=0.48\%$ である B-2 と $p_w=0.11\%$ である B-1 の最大荷重の比は 1.56 であるが、 $p_w=0.84\%$ である B-3 と $p_w=0.48\%$ である B-2 の最大荷重の比は 1.05 であった。 f'_c の影響を考慮すると最大荷重の比はさらに小さくなると考えられるが、今回の供試体においては $p_w=0.48\%$ より多量のせん断補強鉄筋

を配置しても最大荷重は顕著には増加せず、せん断補強鉄筋による効果には上限があると考えられる。これは、先述したように、支点モーメントの増加により、せん断補強鉄筋による効果が十分発揮される前に支点近傍のコンクリートの損傷が進展するためと考えられる。

3.3 せん断補強鉄筋ひずみ

図-9 に、各供試体におけるせん断補強鉄筋ひずみと荷重の関係を示す。3.2 で示した斜めひび割れの発生に対応して、ひび割れを跨ぐ位置のせん断補強鉄筋ひずみが増加し、最終的には図-6 に示した位置において降伏ひずみに達した。

図-10 に、各供試体におけるせん断補強鉄筋初降伏時のひずみ分布と、その時の荷重を示す。すべての供試体において、支点 L から 200mm～400mm の範囲においてせん断補強鉄筋が初降伏しており、これは斜めひび割れの発生位置、損傷が顕著であった範囲と一致する。B-1 ($p_w=0.11\%$) は、B-2 ($p_w=0.48\%$) と概ね等しいひずみ分布性状であるが、初降伏時の荷重比は 0.57 であった。また、B-3 ($p_w=0.84\%$) は、B-2 ($p_w=0.48\%$) と比較すると、初降伏時の荷重は概ね等しいが、全体的にひずみレベルが小さいことがわかる。また、図-6 に示すように、せん断補強鉄筋の降伏範囲についても低減されていることがわかった。

3.4 コンクリートひずみ

図-11 に、A-2 ($a/d=0.8$)¹¹⁾と B-2 ($a/d=2.4$) における、3 軸ゲージを用いて測定した最小主ひずみの分布を示す。

両供試体とも、支点 L に近いほど大きな最小主ひずみを示しており、最小主ひずみの分布の傾向は概ね一致している。

図-12 に、荷重と最小主ひずみ方向の関係を示す。A-2 における 240mm, 400mm 位置の平均値 (320mm の位置相当と仮定) と、B-2 における 320mm 位置の値は、ともに、斜めひび割れ発生前は P_2 と支点 L を結ぶ角度 (約 50°) に、斜めひび割れ発生後は P_3 と支点 L を結ぶ角度 (約 30°) に近似していた。これより、両載荷点と支点 L を結ぶ圧縮ストラットの形成が想定され、また支点間に有する曲げモーメントの反曲点位置が圧縮ストラットの形成や破壊性状におよぼす影響は小さいものと考えられる。

3.5 せん断耐荷機構の考察

本研究におけるせん断補強鉄筋を配置した RC 梁への多点載荷においては、コンクリートの最小主ひずみの大きさ、および角度とひび割れ状況か

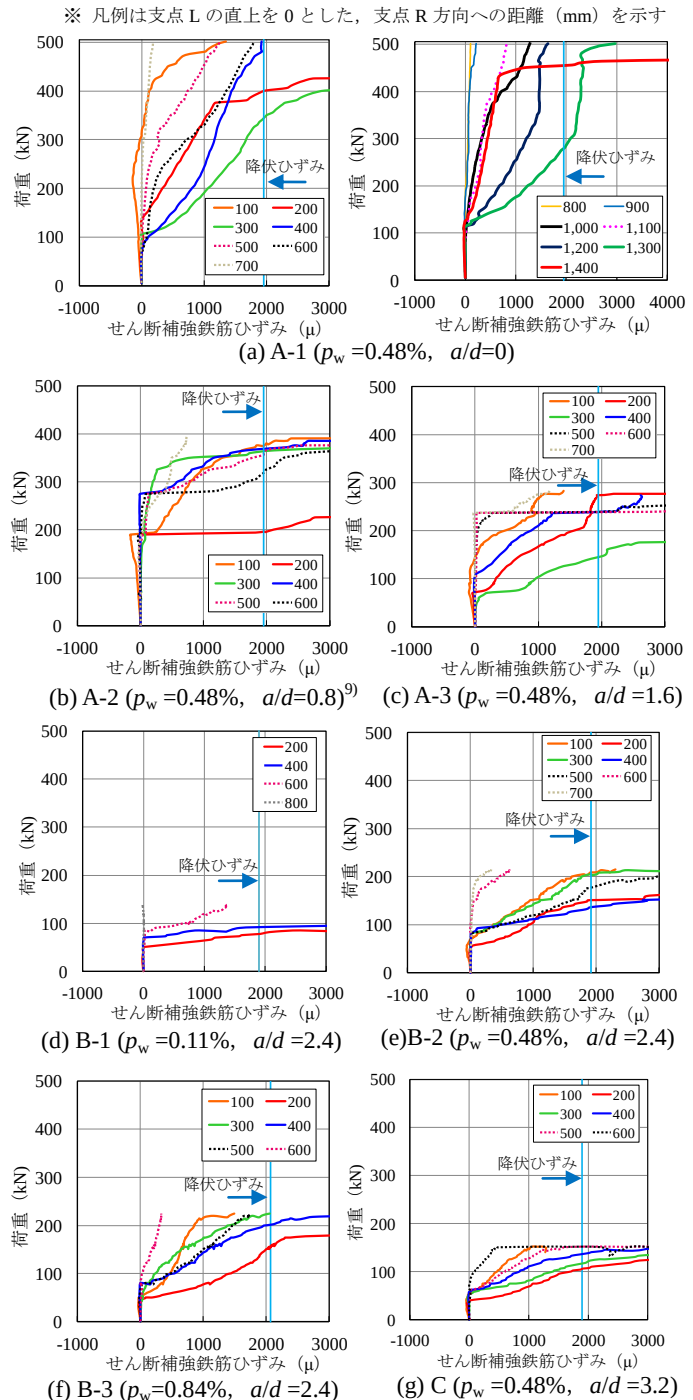


図-9 荷重—せん断補強鉄筋ひずみ関係

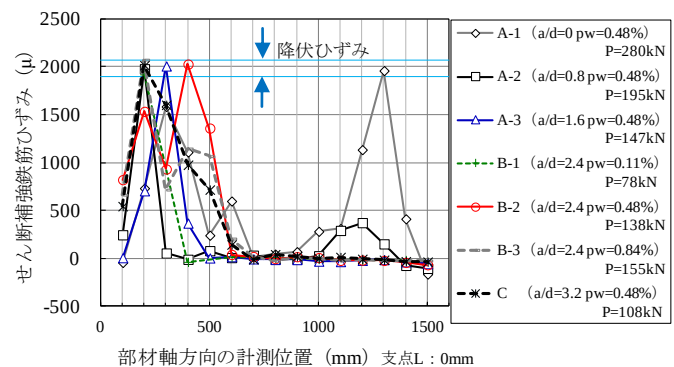
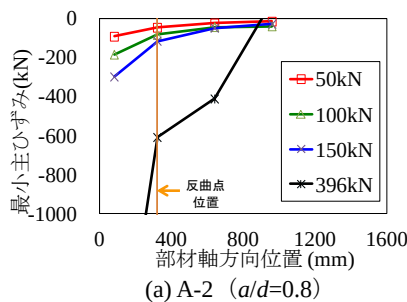
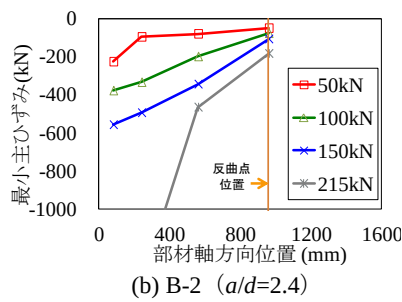


図-10 せん断補強鉄筋ひずみ分布
(せん断補強鉄筋初降伏時)



(a) A-2 ($a/d=0.8$)



(b) B-2 ($a/d=2.4$)

図-11 最小主ひずみ分布(横軸の0は支点Lの位置)

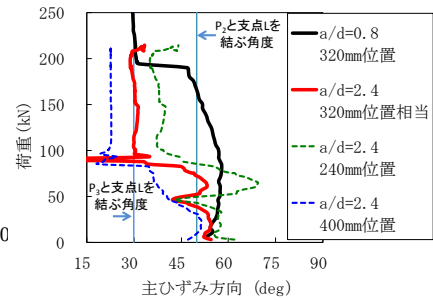


図-12 最小主ひずみ方向

ら、各載荷点と支点を結ぶ圧縮ストラットが形成され、最終的には支点近傍のコンクリートが圧壊したものと考えられる。なお、すべての供試体において、曲げ圧縮破壊耐力には十分な余裕があった。

単純支持されたディープビームにおけるせん断補強筋の効果に関する既往の研究¹²⁾と同様に、せん断圧縮破壊であっても、せん断補強鉄筋比の増加により、最大荷重の増加がみられた。ただし、支点曲げモーメントが大きくなると支点近傍に圧縮応力が付加されることでコンクリートの損傷が先行し、せん断補強鉄筋が降伏しないと考えられることから、せん断耐力に寄与するせん断補強鉄筋比には、上限がある可能性がある。

本研究のように、多点荷重を受け、支点拘束されたRC梁においては、支点間に有する曲げモーメントの反曲点位置が、圧縮ストラットの形成や破壊性状におよぼす影響は小さいと考えられるが、最大荷重は支点曲げモーメントの影響を大きく受けると考えられる。

4. まとめ

本研究の範囲において、以下の知見を得た。

- (1) 載荷実験におけるコンクリートのひずみ測定およびひび割れ状況から、支点曲げモーメントを受けるRC梁においては、載荷にしたがって載荷点と支点間に圧縮ストラットが形成され、せん断補強鉄筋の降伏後、支点近傍のコンクリートが圧壊する破壊形態であった。
- (2) せん断耐力については、単純支持された梁と同様に、せん断補強鉄筋比の増加にともない増加した。ただし、 a/d 、すなわち支点曲げモーメントが増加することにより、せん断補強鉄筋の降伏荷重と最大荷重の差が小さくなることがわかった。これは、支点外荷重により生じる支点曲げモーメントにより付加される圧縮応力の影響が考えられる。
- (3) 支点曲げモーメントの増大に伴い、コンクリートの損傷がせん断補強鉄筋の降伏よりも先行する傾向があることから、せん断耐力に寄与するせん断補強鉄筋比については、上限値を有する可能性が考えられる。

参考文献

- 1) Okamura, H. and Higai, T.: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, No.300, 1980.
- 2) 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
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 4) 荒川卓: 鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について一実験結果による再検討一, コンクリート・ジャーナル, Vol.8, No.7, pp.11-20, 1970.7
- 5) 石橋忠良, 斉藤啓一, 丸山久一: 多点荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察, 第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.517-520, 1985
- 6) 二羽淳一郎, 前田詔一, 岡村甫: ディープビーム的なRC部材の設計方法に関する提案, 第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.357-360, 1983
- 7) 遠藤達巳, 青柳征夫, 松村卓郎: 鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態設計に用いるせん断耐力評価法, 電力中央研究所報告U91052, 1992
- 8) 檜貝勇: 等分布荷重を受け、曲げモーメントの反曲点をスパン内に持つRCはりのせん断耐力, 土木学会論文集, No.460/V-18, pp.49-56, 1993
- 9) Kani, G. N. J.: Basic Facts Concerning Shear Failure, ACI Journal, Proceedings V. 63, No. 6, pp.675-692, 1966
- 10) Prodromos, D. Zararis and Ioannis, P. Zararis: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Loads, ACI Structural Journal, Vol.105, No.6, pp.711-719, 2008
- 11) 藤岡慶祐, 中田裕喜, 田所敏弥, 岡本大: 多点荷重を受けるRC梁のせん断耐荷機構に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.457-462, 2014
- 12) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡邊忠朋, 松岡茂: スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究, 土木学会論文集No.760/V-63, pp.29-44, 2004