

論文 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

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、分布荷重を受ける地中構造物を想定した RC 梁の載荷試験を行い、せん断力に対する耐荷機構について検討した。載荷試験においては、コンクリートひずみの測定により、内部の応力状態を推定した。さらに、FEM 解析の結果、本研究におけるせん断スパン比の RC 梁においては、せん断補強鉄筋がある場合は、載荷点から支点到圧縮ストラットが形成され、単純梁と同様のタイドアーチ的な耐荷機構となり、最終的には、支点近傍のコンクリートの圧壊により、梁の破壊に至ることがわかった。

キーワード：せん断破壊、多点荷重、FEM 解析、せん断補強鉄筋、曲げモーメント分布

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、これまでの活発な研究により、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試験よりもと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は、土圧による分布荷重を受けると同時にラーメン構造梁となる。また、端部にハンチを有し、内側と外側の軸方向鉄筋量も異なる。このような部材に対し、土木分野では、安全側の評価となることを前提に、単純支持された梁の載荷試験よりもとめた算定式を用い設計することが多い。しかし、近年、耐震設計において考慮すべき地震力の増大により、分布荷重を受ける地中構造物においても、設計せん断力が増加しており、設計合理化の観点から、せん断耐力の精度よい評価が求められている。

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。土木分野では、石橋ら³⁾、二羽ら⁴⁾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た。また、遠藤ら⁵⁾、檜貝ら⁶⁾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た。海外においても古くから取り組まれ、Kani⁷⁾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 点載荷に置換する方法、また、Prodroms⁸⁾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、載荷試験においては、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地盤変位の増大により、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、配置される場合もあるため、せん断補強鉄筋の補強効果を明らかにする必要がある。また、分布荷重を受けるラーメン構造梁のせん断耐力の評価においては、せん断補強鉄筋、せん断スパン比、支点拘束度等が、せん断耐力におよぼす影響を明らかにするとともに、せん断力に対する耐荷機構を把握することが重要となる。そこで、本研究では、せん断補強鉄筋を有し、支点拘束された梁に多点荷重による載荷試験を行い、せん断力に対する耐荷機構について検討した。載荷試験においては、内部の応力状態をコンクリート表面に貼り付けた 3 軸ゲージの測定から推定し、あわせて行った FEM 解析により、破壊時の耐荷機構について検討した。

2. 載荷実験の概要

2.1 供試体概要

図-1 および表-1 に、供試体諸元を示す。供試体の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）の軸方向鉄筋に関する鉄筋比 ρ_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。せん断補強鉄筋には、D10 (SD345) または D13 である閉合形状の鉄筋を使用し、100mm の間隔で配置した。コンクリートは、骨材最大寸法が 20mm であり、目標圧縮強度は 27N/mm² である。

*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 供試体諸元および実験結果

試験体 No.	b_w (mm)	d (mm)	f'_c (N/mm ²)	軸方向鉄筋			せん断補強筋					P_{max} (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)
1	300	400	30.1	D29	2.14	967	190	—	—	—	—	—	250
2			D10					100	0.48	366	194	396	
3			D13					100	0.84	374	187	466	

b_w : 断面幅, d : 有効高さ, f'_c : コンクリート圧縮強度, 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, P_{max} : ジャッキ1本あたりの最大荷重

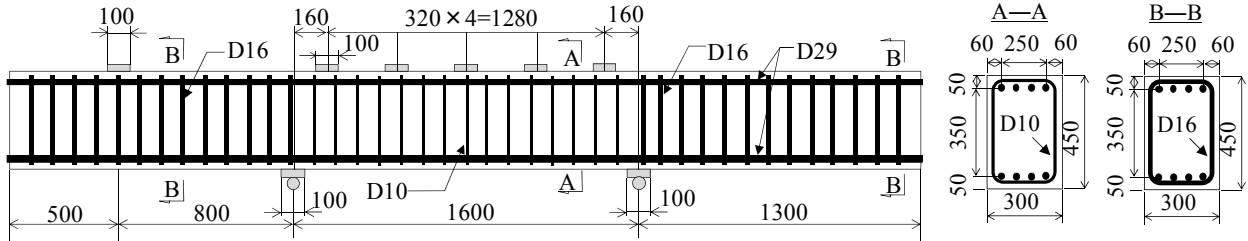


図-1 供試体諸元の例 (No. 2) (単位: mm)

実験パラメータは、せん断補強鉄筋比 p_w とし、 $p_w=0$, 0.48, 0.84%となる供試体3体を用意した。

2.2 荷重方法

図-2 に、荷重方法を示す。荷重方法は全ての供試体で共通であり、油圧ジャッキ (能力: 500kN) を支点外片側に1基、支点間に5基の計6基を配置し、静的な単調荷重を行った。なお、曲げモーメントの反曲点がせん断破壊性状に及ぼす影響を把握するため、反曲点が支間内荷重 P1, P2 間に位置するよう、6基のジャッキによる荷重を均等に設定している。図-3 は、No.2 の荷重における、荷重荷重と支点反力の釣り合いから算出した曲げモーメントおよびせん断力図であり、支間中央から -480mm の位置に反曲点を有する。No.1, 3 も概ね同様である。

なお、支点 L から P1~3 のスパン a はそれぞれ、160, 480, 800mm であるため、 a/d はそれぞれ 0.4, 1.2, 2.0 となる。荷重点および支点は、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。荷重は 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

荷重点および支点の荷重、荷重点位置における鉛直変位、鉄筋およびコンクリートのひずみを測定した。図-4 に、主な測定位置を示す。なお、コンクリートひずみの測定位置は、各荷重点の中間位置かつ部材高さ中央としている。

3 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊性状

(1) No.1 ($p_w=0.0\%$)

図-5 に試験終了時のひび割れ性状を、図-6 に荷重と

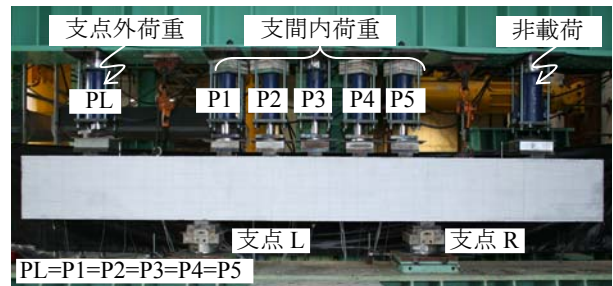


図-2 荷重装置図

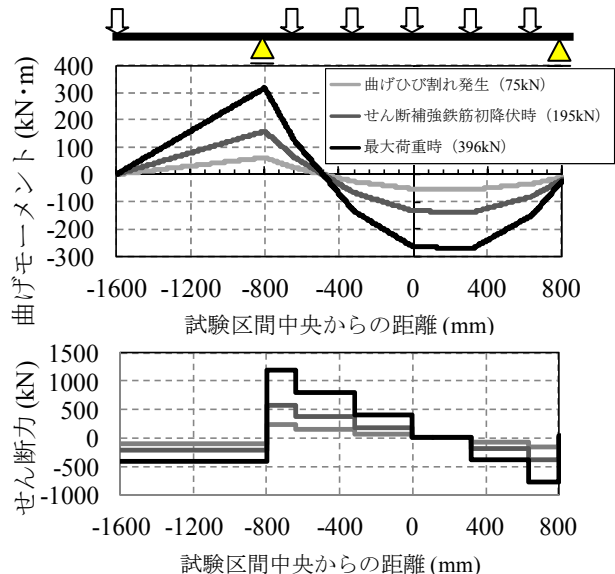


図-3 曲げモーメントおよびせん断力分布 (No. 2)

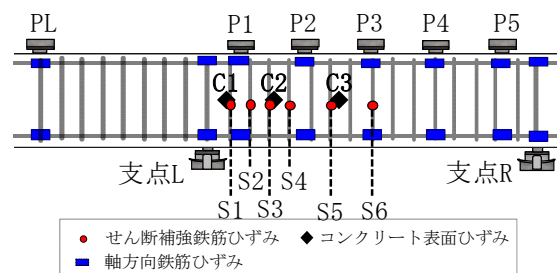


図-4 ひずみ測定位置

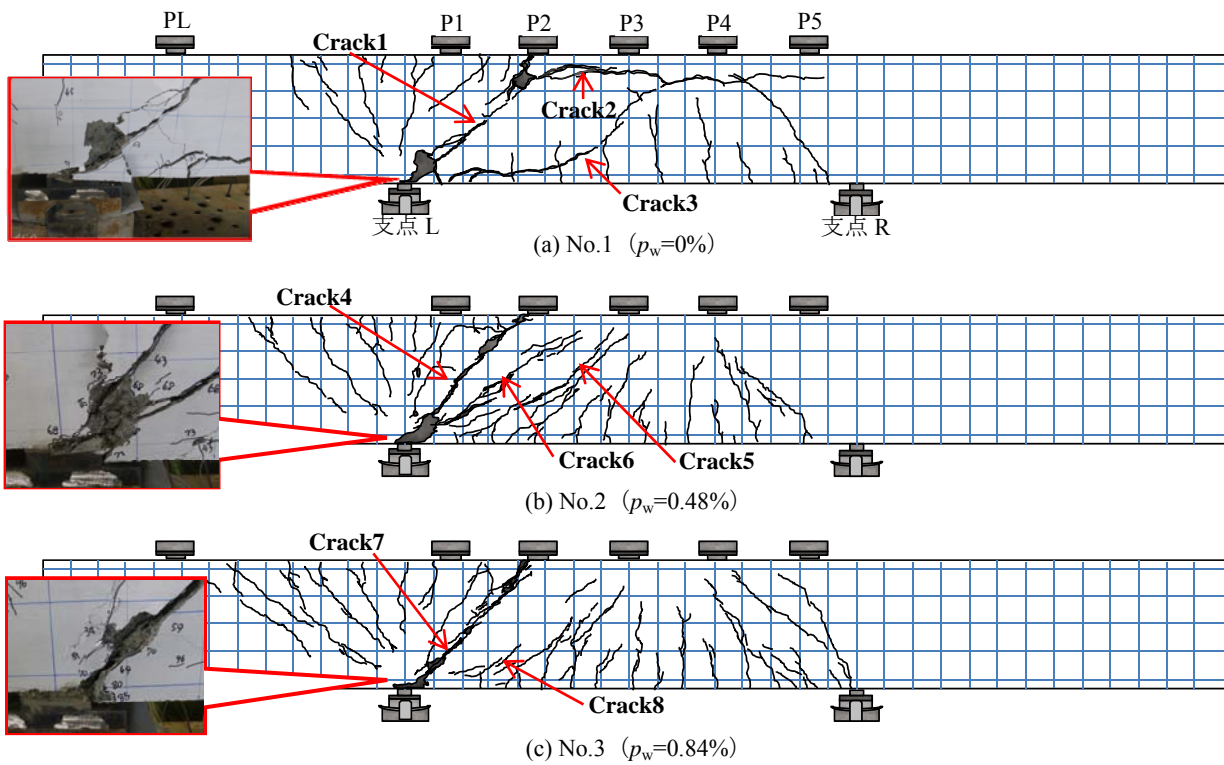


図-5 試験終了時のひび割れ性状

支間中央のたわみの関係を示す。なお、荷重はジャッキ1本あたりの荷重である。

76kN で支間中央付近に曲げひび割れが観察され、160kN で支点 L の右側面と、載荷点 P2 左側面を結ぶ斜めひび割れ (Crack1) が発生し、剛性が大きく低下した。ただし、斜めひび割れが圧縮縁まで進展することはない、荷重は増加した。200kN を超えたあたりで Crack1 が上側軸方向鉄筋に沿う水平ひび割れ (Crack2) に進展し、荷重が増加しなくなった。支間中央たわみが 5mm 程度で新たに斜めひび割れ (Crack3) が発生し、最終的には支点 L の右側側面付近のコンクリートが圧壊、Crack2 が進展し、Crack1 に沿ったずれが発生して荷重が低下し、破壊に至った。なお、軸方向鉄筋の降伏はみられなかった。

(2) No.2 ($p_w=0.48\%$)

75kN で支間中央に曲げひび割れが観察され、190kN で支点 L の右側側面と載荷点 P2 の左側面を結ぶ方向に斜めひび割れ (Crack4) が発生し、剛性が低下した。その後も荷重は増加し、300kN 程度で支点 L の右側側面と載荷点 P3 を結ぶ斜めひび割れ (Crack5) が、351kN で支点 L の右側側面と載荷点 P2~P3 間を結ぶ斜めひび割れ (Crack6) が認められた。荷重は最大 396kN まで増加し、最終的には支点 L の右側側面付近のコンクリートが圧壊、Crack4 に沿ったずれが発生して荷重が低下した。なお、軸方向鉄筋の降伏はみられなかった。

$p_w=0\%$ である No.1 と比較すると、せん断補強鉄筋の配置により、斜めひび割れ発生後の剛性低下、およびひび

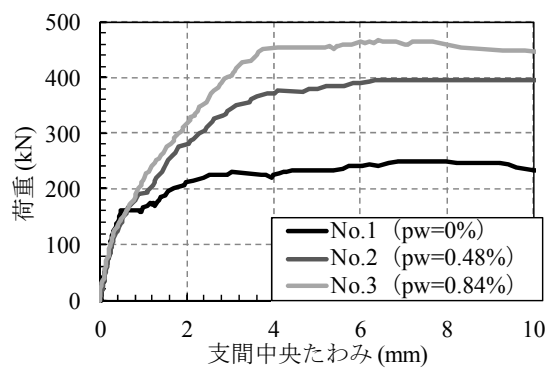


図-6 荷重-支間中央たわみ関係

割れ幅を抑制するとともに、破壊荷重に大きく影響すると思われる軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れの発生を抑えることができたと考えられる。 P_{max} は、No.1 の 1.58 倍であり、せん断補強鉄筋による補強効果があった。

(3) No.3 ($p_w=0.84\%$)

50kN で支間中央に曲げひび割れが観察され、143kN で支点 L の右側側面と載荷点 P2 の左側側面を結ぶ方向に斜めひび割れ (Crack7) が生じた。その後も荷重は増加し、250kN で支点 L の右側側面と載荷点 P3 を結ぶ斜めひび割れ (Crack8) が認められた。荷重は最大 466kN まで増加し、最終的には支点 L の右側側面付近のコンクリートが圧壊して荷重が低下した。なお、軸方向鉄筋の降伏はみられなかった。

$p_w=0.48\%$ である No.2 と同様に、軸方向鉄筋に沿った

水平ひび割れは認められなかった。 P_{max} については、No.1の1.86倍、No.2の1.18倍であった。No.1の破壊形態は、上側軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが発生したという点でNo.2、3と異なるもののNo.1に対するNo.2の荷重の増加(1.58倍)と比較して、No.2に対するNo.3の増加(1.18倍)は小さく、せん断補強鉄筋比 p_w の増加に対する破壊荷重の増加量が小さくなる結果となった。

3.2 せん断補強鉄筋ひずみ

図-7に、No.2における荷重とせん断補強鉄筋ひずみの関係を示す。No.2においては、図-5に示したCrack4~Crack6の発生に対応して、せん断補強鉄筋S1~S6(図-4)のひずみが増加し、最終的には全てのせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達した。

図-8に、No.2、3のせん断補強鉄筋ひずみの分布を示す。No.2の最大荷重 $P_{max}=396\text{kN}$ 時点において、No.2は損傷が顕著であった支間左側(-800~-100mm)で全てのせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達するのに対し、No.3はCrack7と交差する-600mm位置のひずみのみ、降伏ひずみに達した。No.3の最大荷重 $P_{max}=466\text{kN}$ 時点(支間中央たわみ6.4mm)においては、支間左側で降伏に達するせん断補強鉄筋が増えるが、No.2の $P_{max}=396\text{kN}$ 時点に比して、小さい値であった。なお、No.3の剛性が大きく

変化し、荷重が増加しなくなる時点の荷重 $P=454\text{kN}$ (支間中央たわみ3.8mm)においては、-600mm位置のひずみ以外は降伏ひずみに達しなかった。

3.3 コンクリートひずみ

図-9に、荷重と最小主ひずみ、主ひずみ方向の関係を示す。No.2、3は、それぞれ斜めひび割れCrack4、Crack7の発生後、最小主ひずみが増加しており、その後、C2における主ひずみの方向は、支点LとP3を結ぶ方向に漸近している。これは、斜めひび割れ発生後、P3と支点Lを結ぶ方向の圧縮ストラットが形成された可能性が、考えられる。

3.4 せん断耐荷機構の考察

せん断補強鉄筋がある場合においては、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、最終的には支点付近のコンクリートが圧壊する、いわゆるせん断圧縮破壊であったと考えられる。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⁹⁾と同様に、せん断圧縮破壊であっても、せん断補強鉄筋比 p_w の増加にしたがって、破壊荷重の増加がみられた。多点荷重を受けるディープビームにおいては、支点間に曲げモーメントの反曲点位置が、破壊性状

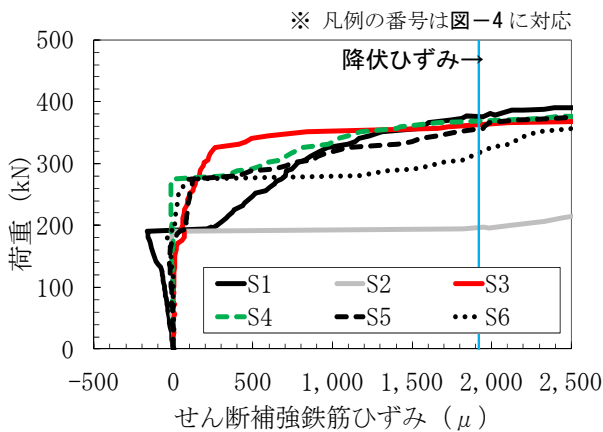


図-7 荷重-せん断補強鉄筋ひずみの関係 (No. 2)

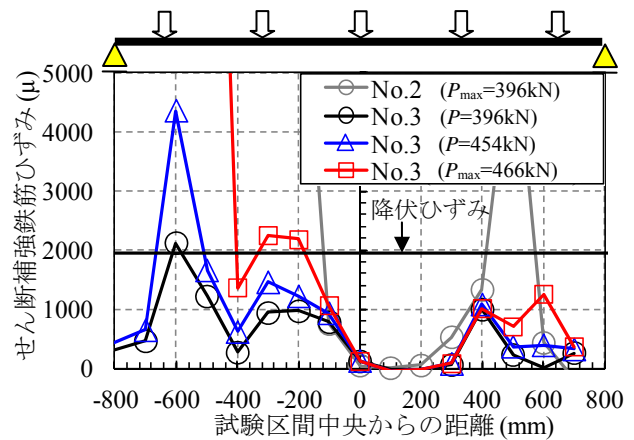
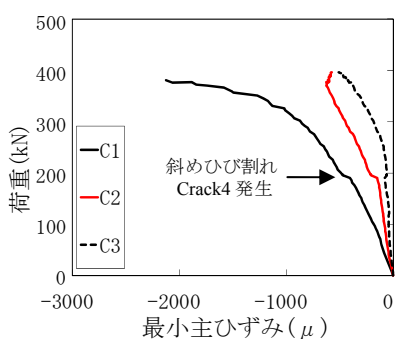
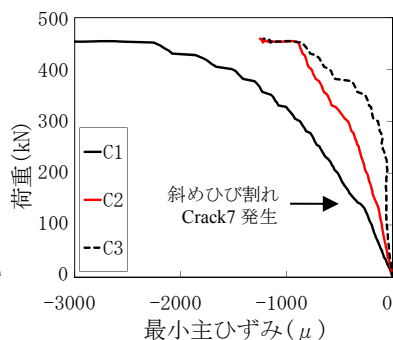


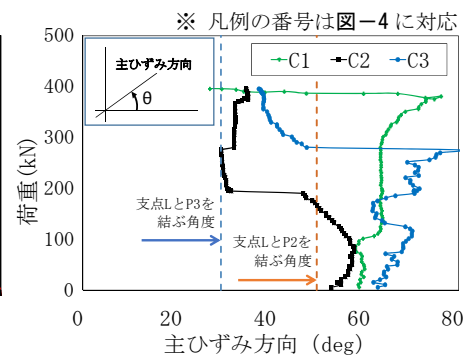
図-8 せん断補強鉄筋のひずみ分布 (No. 2, 3)



(a) No.2 ($p_w=0.48\%$) 最小主ひずみ



(b) No.3 ($p_w=0.84\%$) 最小主ひずみ



(c) No.2 ($p_w=0.48\%$) 主ひずみ方向

図-9 コンクリートの最小主ひずみと主ひずみ方向

におよぼす影響は小さいと考えられるが、支点外荷重により生じる支点における曲げモーメントの大きさが、破壊荷重に影響をおよぼす可能性がある。なお、本研究では、多点荷重による荷重を行ったが、支点付近のコンクリートの圧壊が支配的となることから、分布荷重においても、同様の破壊荷重となる可能性がある。

4. FEM 解析による耐荷機構の検討

4.1 解析概要

荷重試験において測定されたコンクリートひずみの妥当性を検証するとともに、せん断力に対する耐荷機構について検討するため、FEM 解析を用いたシミュレーションを行った。解析対象は、軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが発生しない、せん断圧縮破壊形態となった、せん断補強鉄筋比 0.48% の No.2 である。本検討では、汎用 FEM 解析コード DIANA (Ver.9.4.4) を用いた 2 次元の非線形解析を行った。解析に用いた要素分割を図-10 に示す。また、コンクリートの要素寸法は、25mm とし、コ

ンクリートは平面応力要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化した。埋め込み鉄筋要素では、鉄筋とコンクリートの付着すべりを考慮しない剛結合となる。なお、荷重は、荷重試験と同様に荷重制御とし、荷重点に同一荷重を作用させた。

コンクリートの材料モデルは、全ひずみモデルとし、図-11 に示すように圧縮側は軟化勾配を考慮した放物線モデル、引張側は、Hordijk¹⁰⁾の軟化勾配を適用したテンションソフトニングモデルとした。軟化勾配を規定する破壊エネルギーについては、圧縮側は既往の研究¹¹⁾にしたがって 48.0N/mm とし、引張側は、土木学会コンクリート標準示方書¹²⁾にしたがって 0.08N/mm とした。また、鉄筋については、完全弾塑性モデルとし、ひび割れモデルについては、ひび割れ発生後の応力伝達を考慮しない回転ひび割れモデルとした。なお、解析に用いた材料強度については、材料試験値を用いた。

4.2 解析結果および考察

図-12 に解析により得られた荷重-変位関係を示す。

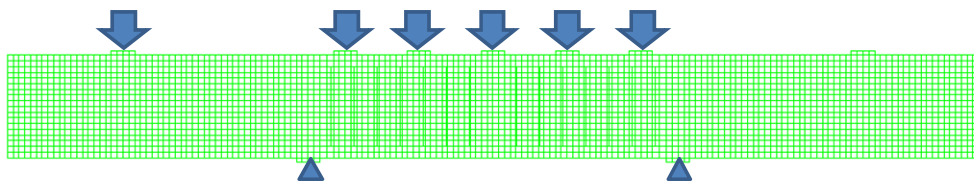


図-10 解析に用いた要素分割

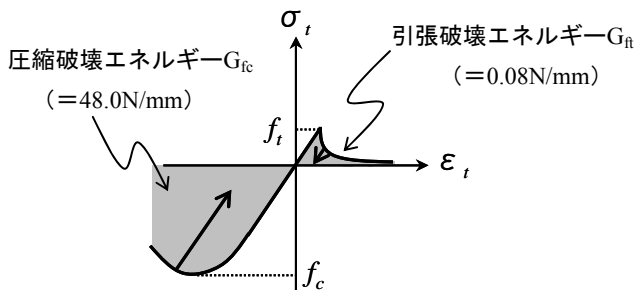


図-11 コンクリートの材料モデル

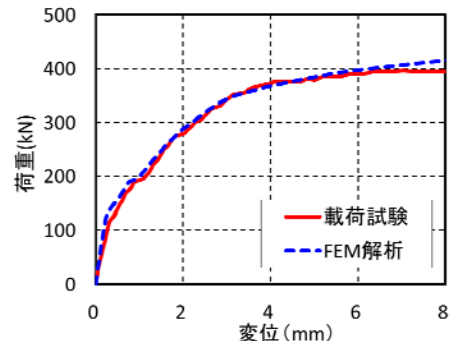


図-12 解析における荷重-変位関係

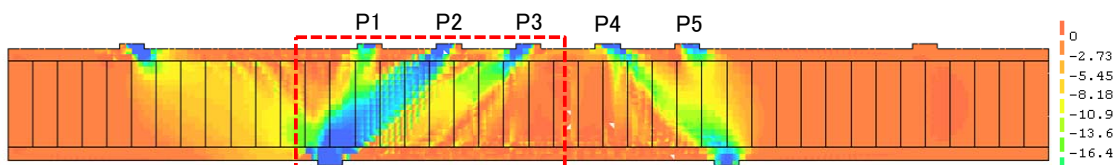


図-13 コンター図 (380kN 時点)

単位: N/mm²

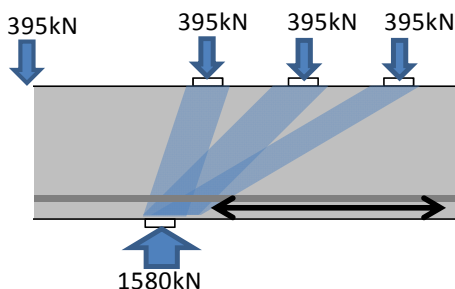


図-14 耐荷機構のイメージ



図-15 荷重試験における破壊時の損傷状況

なお、荷重は、せん断力ではなく、各載荷点の荷重、変位は、最大変位となるスパン中央変位とした。図-12より、荷重-変位関係は、試験結果を再現できていることがわかる。損傷状況は、解析では荷重 200kN において、左支点から載荷点 P1、および載荷点 P2 に向かってひび割れが発生し、それ以降、左支点付近のせん断補強鉄筋ひずみの増加がみられた。このため、荷重 200kN で剛性が若干低下している。ここで、最大荷重の 95% 程度の荷重 380kN における最小主応力のコンターを図-13 に示す。載荷試験で測定されたコンクリートの最小主ひずみと同様に、支点付近に各載荷点からの圧縮ストラットの形成がみられる。このことから、本研究におけるせん断スパン比の RC 梁においては、単純梁における、いわゆるディープビームと同様に、図-14 に示したようなタイドアーチ的な耐荷機構が形成されていると考えられる。また、図-15 に載荷試験における破壊時の損傷を示す。載荷試験においてみられた支点付近のコンクリートの圧壊とほぼ同じ位置に圧縮強度相当の最小主応力が発生する領域がみられた。なお、圧縮ストラットは各載荷点に対して形成されるが、支点から 45 度方向の載荷点 P2 に向かって卓越した圧縮ストラットが形成されていることから、この圧縮ストラットの破壊が主要因となり、破壊に至ったと考えられる。

このように、本研究におけるせん断スパン比の RC 梁においては、ディープビームと同様のタイドアーチによる耐荷機構と考えられることから、支点における支圧板の幅が破壊荷重に影響を及ぼすと考えられるため、載荷試験における破壊荷重の扱いについては留意が必要である。さらに、せん断補強鉄筋の補強効果についても、ディープビーム同様に圧縮ストラット幅に関係する可能性があり、今後の検討が必要である。なお、分布荷重を受ける RC 梁のせん断耐力評価に関する既往の研究において着目される曲げモーメントの反曲点位置は、本研究における RC 梁では、いずれもせん断スパン比 1 程度の位置になる載荷点 P2 付近であった。反曲点位置と圧縮ストラットの形成、せん断耐力の関係については、せん断スパン比に着目したさらなる検討が必要と考えられる。

5. まとめ

本研究における多点荷重を受ける RC 梁の載荷試験の範囲において、以下の知見を得ることができた。

- (1) 載荷試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、せん断補強鉄筋がある場合においては、各載荷点と支点を結ぶ圧縮ストラットが形成され、せん断圧縮破壊形態となった。
- (2) 多点荷重を受けるディープビームにおいて、支間に曲げモーメントの反曲点を有していても、破壊

性状は、単純梁と同様と考えられる。また、破壊荷重については、単純梁と同様に、せん断補強鉄筋によって、破壊荷重が増加することがわかった。

- (3) FEM 解析結果より、各載荷点から支点到に圧縮ストラットが形成され、タイドアーチ的な耐荷機構であることが推定される。また、支点から 45° 方向の載荷点に向かって最大の圧縮ストラットが形成され、支点付近のコンクリートの圧壊により、梁が破壊に至ることがわかった。

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, 第372号, V-5, p.167-176, 1986.8
- 3) 石橋忠良, 齊藤啓一, 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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, p.49-56, 1993
- 7) Kani, G. N. J: Basic Facts Concerning Shear Failure, ACI Journal, Proceedings V. 63, No. 6, p.675-692, 1966
- 8) 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.
- 9) 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, 29-44, 2004
- 10) Hordijk, A. D. : Local Approach to Fatigue of Concrete, Delft University of Technology 1991.
- 11) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.
- 12) 土木学会:コンクリート標準示方書(設計編), 丸善, 2012.