論文　鉄筋を集中配置し高引張強度領域を構築した RC 梁のせん断破壊挙動に関する基礎的検討

小林　薫[*1]・佐々木　尚美[*2]・伊東　佑香[*2]

要旨：本研究は，RC 部材に使用するコンクリートより高い引張強度の領域を意図的に配置することで，せん断破壊経路に応じたコンクリートが負担するせん断耐力を制御可能とすることを目的に実験的，および解析的な検討を行った。RC 部材に配置する高引張強度領域としては，鉄筋を集中配置する方法に着目し，RC 梁のせん断破壊実験を行った。その結果，レジンコンクリートで高引張強度領域を製作した既往の実験結果より，せん断耐力が約 20%程度小さくなった。鉄筋集中配置した試験体の破壊状況，数値解析結果から，せん断ひび割れが鉄筋集中配置領域に進展し，せん断破壊経路が長く形成されたことが想定せん断耐力より約 20%程度低下した理由と考えられる。

キーワード：せん断耐力，せん断破壊経路，高引張強度領域，鉄筋集中配置

1. はじめに

RC 梁部材の設計では，曲げ性能で断面が決定され，せん断性能は要求性能を満足するせん断補強鉄筋量を配置することが行われることがある。このような設計では，RC 梁部材にせん断補強鉄筋が多量に配置される場合がある。鉄道の RC ラーメン高架橋梁部材におけるせん断補強鉄筋の配筋状況の例を**写真－1** に示す。

RC 梁部材におけるせん断補強鉄筋の多量の配置を抑制する方法として，何等かの工夫により RC 部材におけるコンクリートが負担するせん断耐力 Vc を高めることができればよい。Vc の潜在能力を発揮させるための既往の研究では，主鉄筋の付着力を人工的に切ることや[1)]，プレート等の人工亀裂材を埋め込み，ひび割れの進展経路を制御する[2) 3)]ことなどが報告されている。

一方，著者らは，RC 部材内に引張強度の高い領域を意図的に配置し，せん断破壊経路を制御に関する実験的な検討を報告[4)]している。引張強度の高い領域としては，骨材に樹脂を充填してレジンコンクリートを製造する方法[5)]で実施している。2 体の試験体による実験結果[4)]から，せん断破壊経路に応じたコンクリートが負担するせん断耐力 Vc が発揮された。これにより，例えば，せん断スパン比（a/d）が 3.0 程度の梁内に引張強度の高い領域を配置し，仮に破壊経路でせん断スパン比(a/d)を 1.5 程度にすることが可能となれば，間接的に低せん断スパン比（a/d）のせん断破壊形態に誘導することになり，コンクリートが負担するせん断耐力向上が期待できる。

引張強度の高い領域を RC 部材内に配置することに関しては，もともと引張応力を受けるところに引張鉄筋を配置することが RC の基本構造である。この RC の基本構造をせん断破壊制御として応用することで，より簡易に製作が可能になると思われる。

写真－1　RC ラーメン高架橋梁部材の配筋例

本研究は，せん断破壊制御を目的に，せん断スパン内に鉄筋を集中配置することで引張強度の高い領域を配置する構造について，模型試験体による実験的な検討を行った。検討に用いた模型試験体は，著者らが実施したレジンコンクリート（樹脂と骨材による）の試験体[4)]と同じ諸元のものでレジンコンクリート箇所を鉄筋の集中配置にしたものである。二種類の引張強度の高い領域を配置した RC 部材の破壊性状や既往のせん断耐力式での検討，3 次元非線形 FEM を用いた数値解析による破壊時状況の検討を行ったので報告する。

2. 実験概要

2.1　試験体概要

表－1 に，試験体諸元を示す。**表－1** には，比較対象とした既往の実験[4)]における試験体 Type-1～3 の諸元も再掲する。既往の実験[4)]における Type-1 は，本研究における基本となる試験体で引張強度の高い領域を配置していない。Type-2 は，支点側に引張強度の高い領域を配置し，載荷点側に破壊経路を誘導する試験体である。Type-3

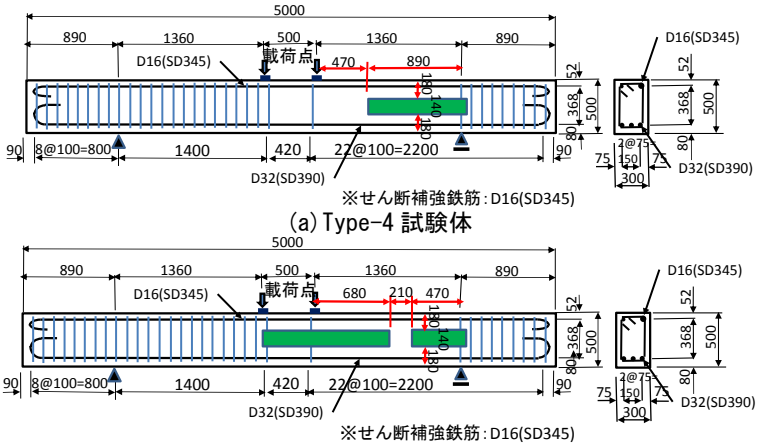
*1 東日本旅客鉄道（株）JR 東日本研究開発センター　フロンティアサービス研究所　主幹研究員　博（工）（正会員）
*2 東日本旅客鉄道（株）JR 東日本研究開発センター　フロンティアサービス研究所　研究員　（正会員）

表－1　試験体諸元表

試験体名 TYPE	B 幅(mm)	H 高さ(mm)	L 長さ(mm)	上鉄筋	下鉄筋	引張鉄筋比	有効高 d（mm）	せん断スパン a（mm）	a/d	高引張強度領域	コンクリート圧縮強度 f'c(N/mm²)	高引張材料圧縮強度 f'c(N/mm²)	高引張材料引張強度 ft(N/mm2)	主鉄筋降伏強度σy(N/mm2)	主鉄筋降伏ひずみ εy	せん断補強鉄筋降伏強度σy(N/mm2)	せん断補強鉄筋降伏ひずみεy
1[4]	300	500	5000	D16−2本	D32−3本 (SD390)	1.89%	420	1360	3.24	−	32.3	−	−	420	2383	365	2032
2[4]	300	500	5000	D16−2本	D32−3本 (SD390)	1.89%	420	1360	3.24	300×140×940	31.7	(レジンコンクリート) 71.97	6.5	420	2383	365	2032
3[4]	300	500	5000	D16−2本	D32−3本 (SD390)	1.89%	420	1360	3.24	(載荷点側) 300×140×1180 (支点側) 300×140×520	32.5	(レジンコンクリート) 71.97	6.5	420	2383	365	2032
4	300	500	5000	D16−2本	D32−3本 (SD390)	1.89%	420	1360	3.24	300×140×940	32.4	鉄筋集中配置 SD345D13:399N/mm² SD345D19:388N/mm²		420	2383	365	2032
5	300	500	5000	D16−2本	D32−3本 (SD390)	1.89%	420	1360	3.24	(載荷点側) 300×140×1180 (支点側) 300×140×520	19.9			420	2383	365	2032

は，2 箇所に引張強度の高い領域を配置し，せん断スパンの中央付近をせん断破壊経路となるようにした試験体である。Type-2 と Type-3 は，引張強度の高い領域をレジンコンクリートで製作している。

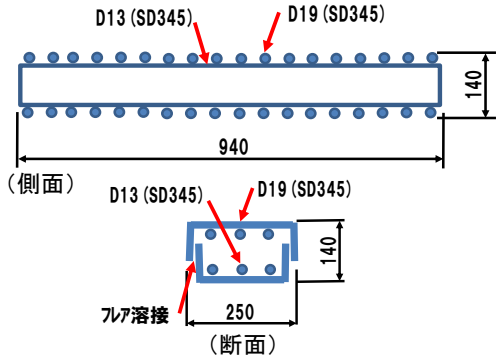
本研究で用いた試験体は，既往の実験試験体と同じ諸元の断面寸法（幅 300mm×高さ 500mm），せん断スパン（1360mm），せん断スパン比（a/d=3.24）とし，本研究では，2 体の試験体を製作し実験を行った。**図－1** に，試験体形状を示す。2 体の試験体ともに，載荷点から可動支点側を破壊側とした。載荷点から固定支点側は補強側とし D16（SD345）のせん断補強鉄筋を 100mm 間隔で配置し，せん断破壊が生じないようにした。これは，せん断破壊領域を明確にするために設定した。



(a) Type−4 試験体

(b) Type−5 試験体

図－1　試験体配筋略図



図－2　鉄筋集中配置の配筋（Type-4 試験体）

Type-4 試験体は，可動側支点プレート中央から 890mm 位置まで引張強度の高い領域を配置した（引張強度の高い領域の長さは 940mm）。破壊側載荷点から引張強度の高い領域端部までの長さは 470mm であり，この区間はコンクリートのみとなっている。引張強度の高い領域は，鉄筋を籠状に組み立てて集中配置している。籠状の配置は，部材軸方向に D13(SD345)3 本を 2 段とした。部材軸直角方向は，D19(SD345)を概ね 50mm 間隔で 18 本を 2 段配置とした。鉄筋はコ型の形状で加工し，両端をフレア溶接で接合し，籠状に組み立てた。集中配置鉄筋の組立略図を**図－2** に示す。

Type-5 試験体は，引張強度の高い領域を 2 箇所配置した。ひとつは，可動側支点プレート中央から 470mm までの位置(引張強度の高い領域の長さは 520mm)，もうひとつは破壊側載荷点中央から引張強度の高い領域端部までの長さは 680mm である。なお，ここに配置した引張強度の高い領域は等曲げ区間を含み 1180mm の長さとなっている。ふたつの引張強度の高い領域間の距離は 210mm で，有効高さ d（420mm）の 1/2 として設定した。引張強度の高い領域は Type-4 試験体と同様に，鉄筋を籠状に組み立てて集中配置した。籠状鉄筋の配筋は，部材軸方向の鉄筋配置はふたつの鉄筋籠で共通で，D13(SD345)3 本を 2 段とした。部材軸直角方向は D19(SD345) を概ね 50mm 間隔で配置し，支点側の鉄筋籠で 14 本 2 段，載荷点側で 19 本 2 段となっている。

鉄筋を集中配置するための籠状鉄筋は，レジンコンク

リートを用いた既往の実験結果[4]からレジンコンクリートの引張強度に引張強度の高い領域の断面積を乗じた全引張強度を鉄筋の降伏強度で除して配置する鉄筋本数を決定した。コンクリート強度が他の試験体より低かったが，打設時期が低温期になっていたこと，材齢が 2 週程度で載荷実験を行ったことが原因と考えられる。

軸方向鉄筋は，有効高さ 420mm の位置に異形鉄筋 D32 (SD390)を 3 本配置した。圧縮側には，異形鉄筋 D16(SD345) を 2 本配置した。なお，載荷点と支点には，幅 100mm，厚さ 19mm の鋼板を用いた。

2.2 試験体製作概要

試験体の製作は，引張強度の高い領域部の鉄筋を籠状に組み立てた。軸方向鉄筋やせん断補強鉄筋などの配筋後，鉄筋集中配置した鉄筋籠を所定位置に配置した。試験体のコンクリート打設を試験体の側面から行う計画とした。このため，試験体を横にした状態で型枠をセットした。鉄筋を集中配置した鉄筋籠は，コンクリート打設時に鉄筋籠が移動しないように，細い針金で軸方向鉄筋に結んだ。さらに，型枠フレーム上に鉄筋籠を支持する治具を設置し，治具から鉄筋籠を吊りあげて側面における配置位置を調整した。鉄筋籠固定用の針金は，実験結果に影響しないように，できるだけ細いものを使用した。**写真－2** に，Type-4 試験体における集中配置鉄筋の鉄筋籠をセットした状況を示す。

コンクリートの打設は，特に鉄筋籠および周辺はコンクリートの充填不良が生じないように締固めを十分行うようにした。

2.3 実験方法

写真－3 に，実験状況を示す。載荷方法は，単純支持条件下で，スパン中央の 2 点集中載荷で実施した。載荷に伴うひび割れ発生状況を確認するため，50～100kN 程度毎に載荷を一時止めた。ひび割れの先端が上縁近傍に達し，破壊の発生が予測されてからは，連続的に載荷した。

3. 実験結果の概要

3.1 破壊挙動

本研究との比較対象となる既往の研究での実験結果(Type-1～3 試験体)に関しては，参考文献４）を参照していただきたい。

(1) Type-1～3 試験体破壊状況の概要[4]

Type-1 試験体は，基本の試験体である。載荷荷重が 336kN 時に破壊側の載荷点端部に斜めひび割れが貫通し，急激な荷重低下となった。破壊形態は，斜め引張破壊となった。

Type-2 試験体は，載荷点近傍にせん断破壊経路を誘導することを目的とした試験体である。載荷荷重が 551kN

写真－2　鉄筋集中配置の配筋状況の例

写真－3　実験状況

時に等曲げ区間の圧縮縁で圧壊が発生し，同時に斜めひび割れが圧壊部を貫通するように到達し，荷重が急激に低下した。破壊形態はせん断圧縮破壊であった。せん断破壊経路は引張強度の高い領域を避けて形成され，Type-1 試験体の約 1.6 倍の破壊荷重を示した。

Type-3 試験体は，せん断スパン内に 2 箇所引張強度の高い領域を設け，その間にせん断破壊経路を形成するようにした試験体である。載荷荷重が 329kN 時に，引張強度の高い領域を避けて載荷点と支点を結ぶように斜めひび割れが発生した。破壊形態としては，斜め引張破壊となった。

(2) Type-4 試験体

Type-4 試験体は，載荷点側にせん断破壊経路を誘導することを意図した試験体である。

載荷荷重が 60kN 時に等曲げ区間に曲げひび割れが発生した。載荷荷重が 190kN 時にせん断スパン内に発生した曲げひび割れが斜めひび割れに移行し始めた。載荷荷重が 270kN 時に引張強度の高い領域の載荷点側端部付近に斜めでひび割れが発生進展した。載荷荷重が 320kN 時に載荷荷重 270kN 時に発生した斜めひび割れが大きく進展した。このひび割れは，引張強度の高い領域端部を通過し，載荷点直下から等曲げ区間側に進展した。さらに載荷を続けると，載荷荷重は増加した。載荷荷重が 444.7kN 時に等曲げ区間の圧縮縁で圧壊が発生し，斜めひび割れは圧壊部に到達し，荷重が急激に低下した。圧縮縁の圧壊とほぼ同時にせん断ひび割れが断面を貫通し，耐荷性能を喪失したことから，せん断圧縮破壊と判定された。**写真－4** に，Type-4 試験体の破壊状況，**図－3** に載荷終了後のひび割れ図を示す。

(3) Type-5 試験体

Type-5 試験体は，引張強度の高い領域を 2 箇所設け，引張強度の高い領域間にせん断破壊経路を誘導することを狙った試験体である。

載荷荷重が 100kN 時では，等曲げ区間に配置した鉄筋集中配置による引張強度の高い領域を配置した区間にも曲げひび割れが進展した。載荷荷重が 190kN 時に曲げひび割れが斜めひび割れに移行した。さらに載荷を続けると載荷荷重が 258.7kN 時に，支点側の引張強度の高い領域の載荷点側を通過し載荷点近傍に到達する斜めひび割れが発生した。この時点での斜めひび割れ幅は微小で目視でようやく確認できる程度であった。

載荷を継続すると，載荷荷重が低下し始め，同時に，斜めひび割れ幅が急激に拡大した。この時点での載荷荷重は 150kN 程度で，スパン中央の鉛直変位は 6.2mm であった。それ以降，荷重の低下はゆるやかではあったが，スパン中央の鉛直変位が 11mm 付近から破壊側載荷点から支点側に 250mm 程度離れた上縁が盛り上がり，ひび割れの発生が確認された。最終的には，上縁盛り上がり箇所の局所変形大きくなり，載荷点近傍をひび割れが貫通し，斜め引張破壊となった。**写真－5** に，Type-5 試験体の破壊状況，**図－4** に載荷終了後のひび割れ図を示す。

3.3　荷重変位関係

実験結果として，各試験体の最大荷重とスパン中央の鉛直変位を**表－2** に示す。**表－2** には，後述する 3 次元 FEM 解析結果も示す。既往の実験結果[4)] を含め，5 体の実験結果として，**図－5** に荷重変位曲線を示す。Y 軸は，載荷点荷重の合計値，X 軸の変位はスパン中央の鉛直変位である。

載荷点側にせん断破壊経路を誘導することを意図した Type-2 試験体と Type-4 試験体は，基本試験体である Type-1 試験体の実験結果より，Type-2 試験体で 1.6 倍，Type-4 試験体で 1.3 倍となるせん断耐力を示した。せん断スパン中央付近にせん断破壊経路を誘導することを狙った Type-3 試験体と Type-5 試験体では，Type-1 試験体と比較して，Type-3 試験体で 1.0 倍，Type-5 試験体で 0.8 倍であった。

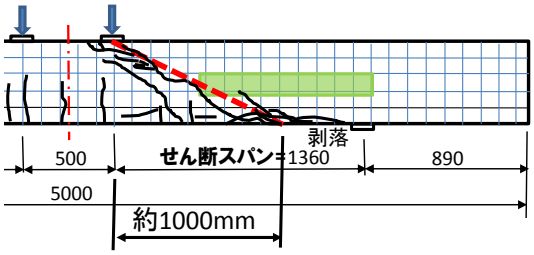
荷重変位曲線からは，Type-5 試験体以外の 4 体の初期剛性はほぼ同じだったが，Type-5 試験体は他の試験体より小さかった。これは，コンクリートの圧縮強度が他の試験体よりも小さかったことが影響していると思われる。

鉄筋を籠状にし，集中配置して引張強度の高い領域を製作した Type-4 と Type-5 試験体は，レジンコンクリートで引張強度の高い領域を製作した Type-2 と Type-3 試験体に比べて約 20%程度せん断耐力が小さかった。この理由は，せん断破壊経路が関係すると考えられ，次章以降で検討を行う。

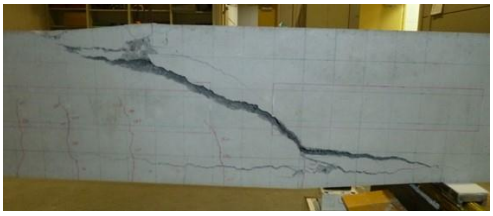
4. 既往のせん断評価式による検討

せん断破壊経路とコンクリートが負担するせん断耐力 Vc とは密接な関係がある。本実験結果において，鉄筋を

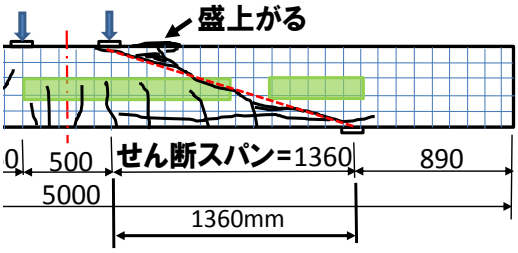
写真－4　Type-4 試験体の破壊状況



図－3　Type-4 試験体のひび割れ発生状況



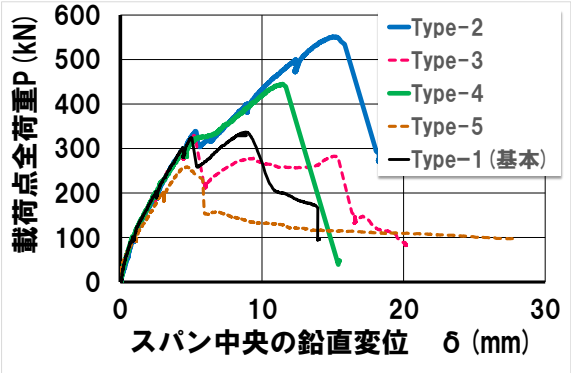
写真－5　Type-5 試験体の破壊状況



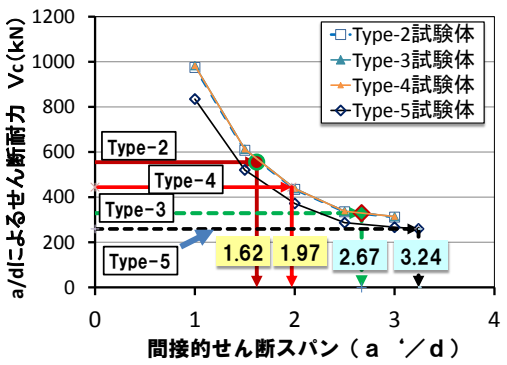
図－4　Type-5 試験体のひび割れ発生状況

表－2　荷重変位の実験値と解析値のまとめ

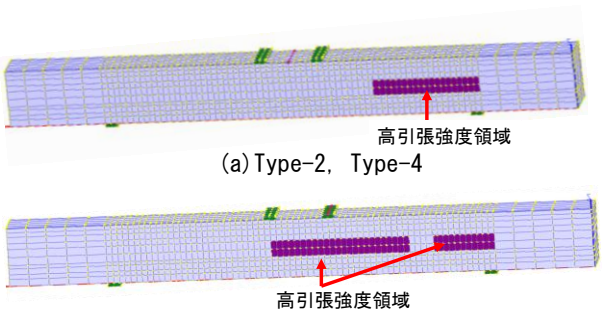
試験体名称	実験結果			解析結果		
	最大荷重 $P_{実}$ (kN)	最大荷重時スパン中央鉛直変位 $\delta_{実}$ (mm)	Type-1との比率	最大荷重 $P_{解}$ (kN)	最大荷重時スパン中央鉛直変位 $\delta_{解}$ (mm)	Type-1との比率
Type-1	337	5.1	1.00	311	8.6	1.00
Type-2	551	15.1	1.64	523	14.6	1.68
Type-3	329	5.2	0.98	318	5.4	1.02
Type-4	445	11.5	1.32	441	12.0	1.42
Type-5	259	4.6	0.77	252	9.7	0.81



図－5　各試験体の荷重変位曲線



図－6　間接的な a/d によるせん断耐力の検討結果



(b) Type-3, Type-5

図－7　非線形 FEM 解析用モデル

集中配置した Type-4 と Type-5 試験体が，レジンコンクリートを用いた Type-2 と Type-3 試験体より，約 20%程度せん断耐力が小さかった。その理由を検討するため，実験結果から得られたせん断耐力と計算式から一致するせん断スパン比を間接的せん断スパン比(a’/d)とし，既往のせん断耐力算定式から検討[4]を行う。検討には，式(1)に示す二羽らの式[6]と式(2)に示す石橋らの式[7]を用いた。

$$V_c = 0.2(p_w f'_c)^{1/3} d^{-1/4} \cdot [0.75 + 1.4/(a/d)] bd \qquad (1)$$

ここで，Vc：せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力，pw：軸方向鉄筋比，f’c：コンクリート圧縮強度(N/mm^2)，d：有効高さ，b：断面幅，a：せん断スパン

$$V_c = 0.761(f'_c)^{1/3}(a/d)^{-1.166} \cdot (1 + \beta_p + \beta_d) bd \qquad (2)$$

ここで，f’c：コンクリート圧縮強度(N/mm^2)，a：せん断スパン，d：有効高さ，βp：$\sqrt{100pw-1} < 0.73$（pw：軸方向鉄筋），βd：$\sqrt[4]{100/d - 1} \geq 0$

式(1)の a/d の適用範囲は，2.5 以上である。式(2)の a/d の適用範囲は 0.5 以上から 2.5 以下となっている。本検討では，材料強度の試験結果を用いて，a/d の値に応じて，式(1)と式(2)を使い分けて計算を行った。検討結果を**図－6** に示す。また，比較のため，既往の実験結果である Type-2 と Type-3 試験体の結果も示している。

Type-4 試験体は，間接的せん断スパン比(a’/d)が 1.97 で実験結果から得られるせん断耐力 Vc と一致した。比較となる Type-2 試験体では(a’/d)が 1.62 であった。同様な検討から，Type-5 試験体の間接的せん断スパン比(a’/d)は 3.24，Type-3 試験体で 2.67 であった。

間接的せん断スパン(a’/d)は，鉄筋集中配置の試験体 Type-4, Type-5 が，レジンコンクリートでの試験体 Type-2, Type-3 の約 1.2 倍大きくなっている。

以上の結果から，間接的せん断スパン比(a’/d)は，鉄筋を集中配置する場合，レジンコンクリートを用いる場合の 1.2 倍程度大きく，その結果として Vc の実験値が小さくなったものと考えられる。

5. 3 次元 FEM 解析による破壊挙動の検討

各試験体のせん断破壊挙動の検討を行うため，3 次元非線形 FEM による解析を実施した。

5.1　解析モデルの概要

本検討に用いた解析モデルを**図－7** に示す。解析モデルは，試験体全体をモデル化した。解析に適用した構成則は，東京大学コンクリート研究室で開発された任意の載荷経路依存性を考慮した材料構成モデルに基づく RC 平面モデル[8]を 3 次元に拡張したものである。

解析に用いた材料特性は，Type-2 と Type-3 試験体のレジンコンクリート部は材料試験結果の圧縮強度と引張強度を与えた。Type-4 と Type-5 試験体は，鉄筋の集中配置箇所を RC 要素とし，分散鉄筋に配置鉄筋強度を与えた。

5.2　解析結果

(1) 荷重・変位曲線の比較

Type-2～5 試験体の解析結果と実験結果の荷重・変位関係の比較を**図－8** に示す。解析結果は，**表－2**，**図－8** から実験結果を概ね妥当に評価していると思われる。

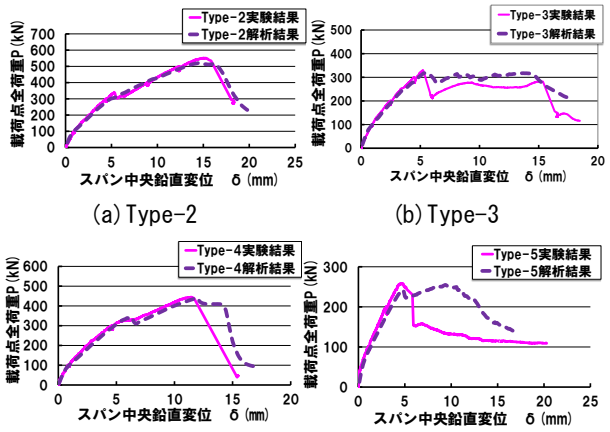
(2) 最大荷重時のひび割れ発生状況

Type-2～5 試験体の解析として，**図－9** に最大荷重付近のひび割れ発生状況[9]を示す。引張強度の高い領域は，**図－9** 中に点線で表示した。

レジンコンクリートで引張強度の高い領域を製作した Type-2 と Type-3 試験体の解析結果は，引張強度の高い領域へのせん断ひび割れの進展はなかった。鉄筋集中配置した Type-4 と Type-5 試験体では，鉄筋集中配置領域への曲げひび割れやせん断ひび割れの進展が認められた。鉄筋集中配置だけでは，ひび割れ発生を回避できなかった。このため，せん断破壊経路が想定通り形成されず，せん断耐力が想定より低下したと考えられる。

6. まとめ

RC 部材内に鉄筋を集中配置して引張強度の高い領域を構築し，せん断破壊経路を制御することを目的に実験的な検討を行った。実験結果をレジンコンクリートで引



(a) Type-2　(b) Type-3

(c) Type-4　(d) Type-5

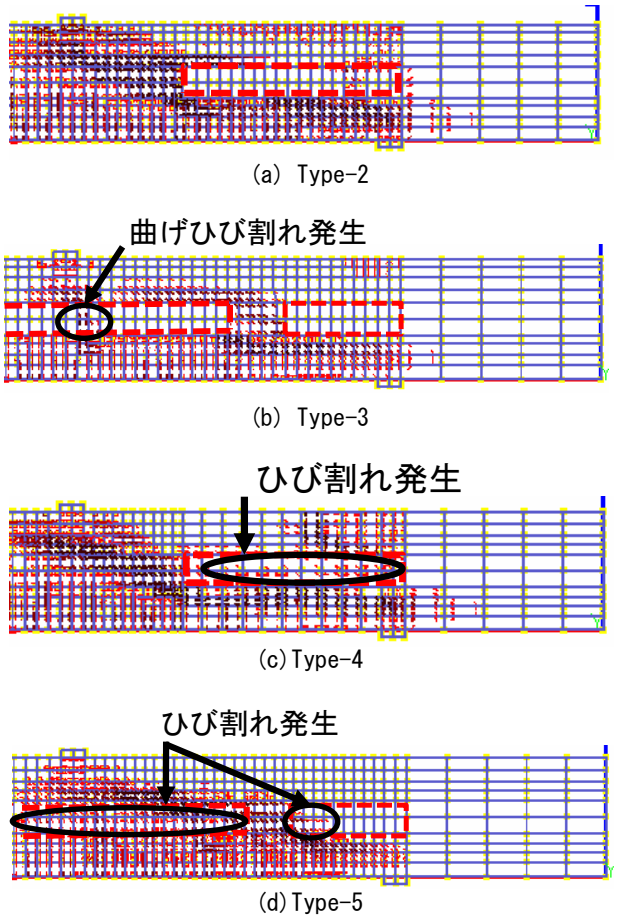
図－8　荷重変位曲線の実験値と解析結果の比較

張強度の高い領域を製作した既往の実験結果との比較検討を行った。本検討結果を以下に示す。

(1) 鉄筋を集中配置して引張強度の高い領域を構築した Type-4 試験体と Type-5 試験体のせん断破壊経路は，引張強度の高い領域の一部にひび割れが進展して形成された。

(2) せん断破壊経路を短くなるように誘導した Type-4 試験体の最大荷重は，基本試験体(Type-1)の 1.32 倍となった。Type-5 試験体の最大荷重は，基本試験体(Type-1)の 0.77 倍となった。レジンコンクリートで引張強度の高い領域を製作した試験体の実験結果より，約 20%程度小さかった。

(3) 既往のせん断耐力式から求めた実験結果を説明可能な間接的せん断スパン比(a'/d)は，鉄筋集中配置で引張強度の高い領域を製作した試験体 Type-4, 5 がレジンコンクリートの試験体の実験結果より約 1.2 倍程度長くなった。これは，せん断破壊経路が想定通り形成されなかったことが原因と考えられる。



(a) Type-2

(b) Type-3

(c) Type-4

(d) Type-5

図－9　最大荷重付近のひび割れ発生状況

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，第293号，PP.101-109，1980.1

2) 田中泰司，岸利治，前川宏一：曲げせん断力を受けるRC部材の人工亀裂装置とせん断補強筋の併用効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp349-354，2005

3) Amorn PIMANMAS, Koich MAEKAWA：UMERICAL SIMULATION OF FAILURE RATHFORMATION AND CRACK SEQUENCE IN RCWITH FULL AND LOCALSHEARANISOTROPY,J.Materials.Conc.Struct., Pavenents,JSCE,No.683/V-52,pp157-171,Aug.2001

4) 小林薫，佐々木尚美：RC部材に引張強度の高い領域を付与してせん断破壊制御を行うための基礎的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.7-12，2014

5) 佐々木尚美，小林薫：鉄筋コンクリート梁の内部に引張強度の高い領域を有するRC 梁試験体の破壊性状について，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.1483-1488，2013

6) 二羽淳一郎，山田一宇，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，pp167-176，1986.8

7) 石橋忠良，松田好史，斉藤啓一：少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集報告集，第337 号，pp197-204，1983.9

8) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5

9) 高橋敏樹，前川宏一：没入型多面ディスプレイを用いた3次元RCひび割れ解析結果のビジュアライゼーション，コンクリート工学年次論文集，Vol.20，No.1，pp.149-154，1998