# 論文　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

小林　薫[*1]・佐々木　尚美[*2]

**要旨**：RC 部材のせん断性能は，コンクリートでの負担分とせん断補強鉄筋での負担分の累加強度として表す場合が一般的である。RC 部材のせん断設計において，コンクリート負担分のせん断耐力を向上できれば，せん断補強鉄筋の減少を招き，施工性の向上等にメリットがあるものと思われる。本研究は，RC 部材に使用するコンクリートより引張強度が高い材料を意図的に配置することにより，せん断破壊経路を任意に設定可能とすることで，RC 部材の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な検討を行った。実験結果から，設定したせん断破壊経路でのせん断破壊とその経路に応じたせん断耐力が発揮されることを確認した。

**キーワード**：せん断耐力，せん断破壊経路，高引張強度領域

## 1. はじめに

RC 部材の設計せん断耐力の算定式は，せん断補強鋼材を用いないコンクリートで負担する分とせん断補強鉄筋で負担する分の累加強度として表される設計式[1) 2) 3)]が採用されている。

RC 部材のせん断設計において，多量にせん断補強鉄筋を配置する場合がある。特に，RC ラーメン高架橋では，橋軸直角方向に配置される梁部材にその傾向が多い。**写真－1** に，RC ラーメン高架橋の梁部材の配筋状況の例を示す。RC ラーメン高架橋の橋軸直角方向の梁部材は，主に耐震設計から部材の諸元が決定される場合が多い。部材の耐震設計では，曲げ破壊型の破壊モードとし，必要な変形性能を確保するようにする。部材に必要な変形性能は，主として部材のせん断性能に十分な余裕度を与えることで要求性能を満足することが可能である。一般的には，耐力比（Vy／Vmu）に代表されるせん断性能を所定以上にすることが土木学会のコンクリート標準示方書[4)]に示されている。梁部材断面が，曲げ設計で決定されるため，せん断設計では要求性能を満足するようにせん断補強鉄筋を配置するため，部材特性によってはせん断補強鉄筋を多量に配置することになる。

部材に配置するせん断補強鉄筋をできるだけ少なく配置するためには，コンクリートが負担するせん断耐力を大きくできるとよい。既往の研究では，主鉄筋の付着力を人工的に切ることや[5)]，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[6) 7)]ことなどが報告されている。

本研究では，RC 部材のせん断破壊経路を制御するために，RC 部材に使用しているコンクリートより高い引張強度を有する材料を RC 部材に配置することを考えた。

**写真－1　RC ラーメン高架橋縦梁の配筋状況の例**

RC 部材内に配置する引張強度の高い領域は，骨材に樹脂を充填する方法で比較的簡単に施工が可能となる方法を利用する[8)]。RC 部材に引張強度の高い領域を配置することで，せん断破壊経路を引張強度の高い領域以外のところに誘導する。このような方法により，例えば，せん断スパン比（a/d）が 3 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）となる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の向上が期待できる。

以上のことから，本研究では，RC 部材内に引張強度の高い領域を配置した RC 部材のせん断破壊性状に関して，模型試験体による曲げ載荷実験や既往のせん断耐力式における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。**図－1** に，試験体形状を示す。実験に用いた試験体は 3 体で，断面寸法を幅 300mm ×高さ 500mm とした。せん断スパンは 1360mm で，せ

*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　課長　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　主席　（正会員）

表－1　試験体諸元表

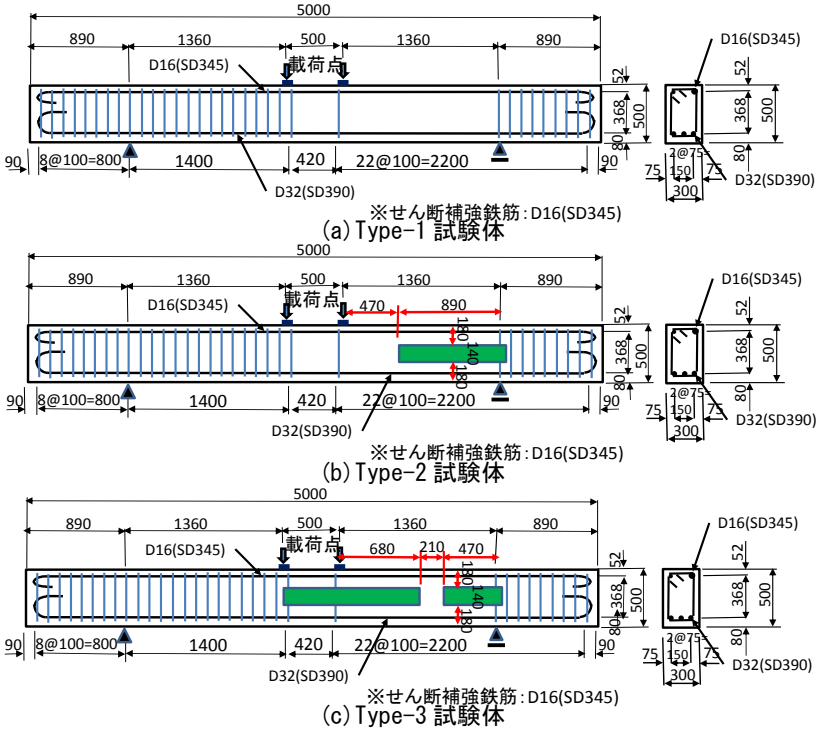
| 試験体名 TYPE | B 幅(mm) | H 高さ(mm) | L 長さ(mm) | 上鉄筋 | 下鉄筋 | 引張鉄筋比 | 有効高 d（mm） | せん断スパン a（mm） | a/d | 高引張強度領域 | コンクリート圧縮強度 f'c(N/mm$^2$) | 高引張材料圧縮強度 f'c(N/mm$^2$) | 高引張材料引張強度 ft(N/mm2) | 主鉄筋降伏強度σy(N/mm2) | 主鉄筋降伏ひずみ εy | せん断補強鉄筋降伏強度σy(N/mm2) | せん断補強鉄筋降伏ひずみεy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 300 | 500 | 5000 | D16-2 | D32-3(SD390) | 1.89% | 420 | 1360 | 3.24 | ― | 32.3 | - | - | 420 | 2383 | 365 | 2032 |
| 2 | 300 | 500 | 5000 | D16-2 | D32-3(SD390) | 1.89% | 420 | 1360 | 3.24 | 300×140×940 | 31.7 | 72.0 | 6.5 | 420 | 2383 | 365 | 2032 |
| 3 | 300 | 500 | 5000 | D16-2 | D32-3(SD390) | 1.89% | 420 | 1360 | 3.24 | (載荷点側) 300×140×1180 (支点側) 300×140×520 | 32.5 | 72.0 | 6.5 | 420 | 2383 | 365 | 2032 |

ん断スパン比（a/d）は 3.2 程度とした。せん断スパン比(a/d)を 3 以上に設定した理由は，せん断スパン比（a/d）によるせん断耐力への影響が作用しないようにしたためである。

3 体の試験体とも，載荷点から可動支点側を破壊側とし，**表－1** に示す試験体諸元とした。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。

Type-1 は，基本とした試験体で引張強度の高い領域を配置していない。Type-2 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）。破壊側載荷点中央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。Type-3 では，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。

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。



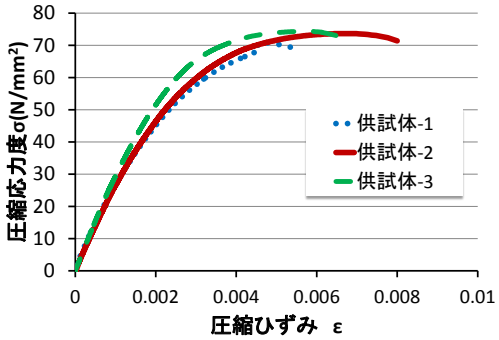

図－1　試験体配筋図

写真－2　Type-2 試験体樹脂充填状況

## 2.2　試験体製作概要

試験体の製作は，所定の配筋後，引張強度の高い領域部の箱抜き用の型枠をセットしたあと，試験体の全長の型枠をくみ，コンクリートを打ち込んだ。引張強度の高い領域の製作は，コンクリートの所定養生が終了後，引張強度の高い領域の型枠をはずし，箱抜きした箇所に粗骨材と細骨材を投入し，その後エポキシ樹脂を流し込んだ[8]。エポキシ樹脂は，ひびわれ補修にもよく用いられ

写真－3　載荷試験状況（Type-3 試験体）

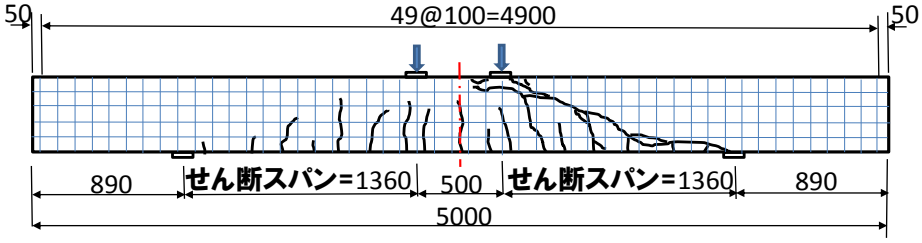



図－2　引張強度の高い領域の圧縮特性（σ－ε）

ている低粘度系のエポキシ樹脂を使用した。**写真－2** に，引張強度の高い領域に樹脂を充填している状況を示す。

### 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。




図－3　Type－1 試験体実験終了後のひび割れ状況

写真－4　Type-1 試験体破壊状況

## 3.実験結果の概要

### 3.1　引張強度の高い領域の材料特性の検討

引張強度の高い領域は，骨材と樹脂から製作した。高強度領域の圧縮強度，割裂による引張強度を確認する目的で供試体を製作した。供試体は，Φ100×200 のモールド缶に，骨材を満たした後，樹脂を充填して製作した。なお，既報[8)]において，骨材表面の微粒分が圧縮強度に及ぼす影響について，水で洗った骨材と洗わない骨材を用いて検討が行われている。骨材表面の微粒分が圧縮強度に及ぼす影響が小さいことから，既報[8)]と同様に洗浄していない骨材で供試体，梁試験体の製作を行った。**表－1** に，供試体の圧縮強度，割裂による引張強度試験結果を示す。割裂による引張強度は，圧縮強度の概ね 1/11 程度になっていた。**図－2** に，圧縮強度試験時に計測した供試体の応力ひずみ曲線を示す。最大圧縮応力度時のひずみについては，骨材と樹脂で製作した供試体で約 0.005(0.5%)程度となっており，通常のコンクリートの 2.5 倍程度大きなひずみを示した。

引張強度に関しては，試験体製作に用いたコンクリートの引張強度が 2N/mm$^2$ 程度にあるのに対して，骨材と樹脂で製作した複合材料の引張強度が 6.5N/mm$^2$ で，使用したコンクリートより3倍以上引張強度が大きかった。

### 3.2　破壊挙動

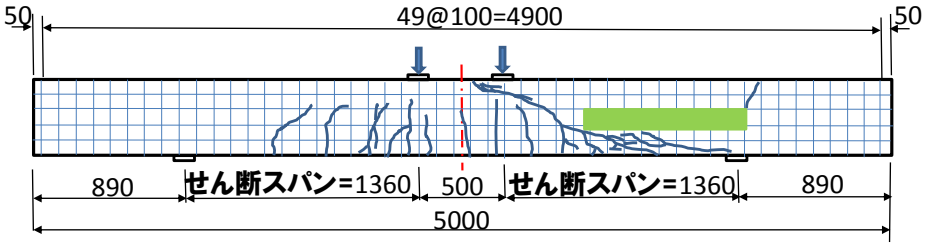
#### (1)Type-1 試験体（基本試験体）

Type-1 試験体は，基本の試験体である。載荷荷重が 70kN 時に等曲げ区間に曲げひび割れが発生した。載荷荷重の増加に伴い，曲げひび割れが増加した。曲げひび割れ間隔は，概ね 100～200mm であった。載荷荷重が 180kN 時に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 300kN 時に斜めひび割れの進展が大きくなった。載荷荷重が 320kN 時に斜めひび割れが急激に進展し，ひび割れ幅も急に拡大した。この時点で，破壊経路が形成された状況が確認できた。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。**写真－4** に，Type-1 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。

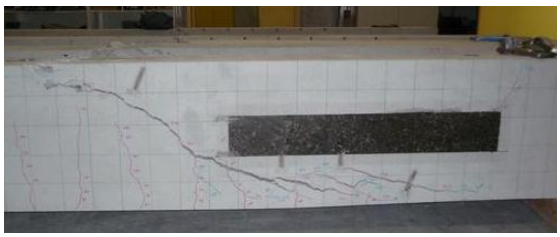
#### (2)Type-2 試験体

Type-2 は，可動側支点のプレート中央から 890mm 位置まで引張強度の高い領域を配置した。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 470mm で，この区間はコンクリートのみとなっている。

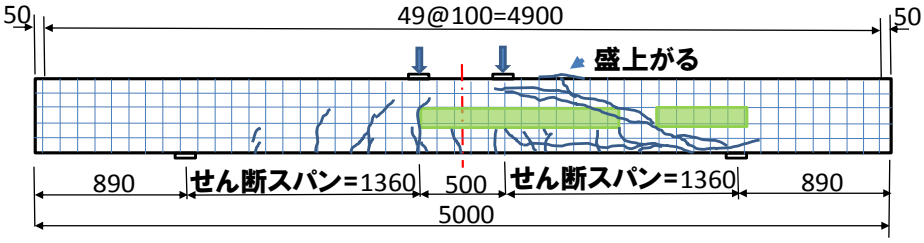
載荷荷重が 60kN 時に等曲げ区間に曲げひび割れが発生した。載荷初期における曲げひび割れの発生状況は Type-1 試験体と同様であった。載荷荷重が 150kN 時にせん断スパン内に発生した曲げひび割れが斜めひび割れに移行し始めた。載荷荷重が 210kN 時に引張強度の高い領域の載荷点側の境界付近までひび割れが進展した。載荷荷重が 330kN 時にせん断スパンの 1/2 付近から発生した曲げひび割れが斜めひび割れとなり，大きく進展した。このひび割れは，引張強度の高い領域を避けて，破壊側の載荷点中央に向かって進展し，載荷点直下から等曲げ区間側に進展した。ひび割れ先端は，上縁から 70mm 程度の高さに達していた。この時点で載荷荷重は 30kN 程度低下し，300kN 程度となった。さらに載荷を続けると，載荷荷重は増加した。載荷荷重が 500kN 時には斜めひび割れ幅が大きくなった。等曲げ区間内でのひび割れの先端部は，微小な進展は確認されるが鈍化した状態であった。載荷荷重が 551kN 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－5** に，Type-2 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。



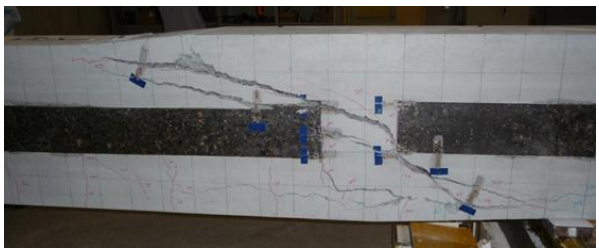

**図－4　Type－2 試験体実験終了後のひび割れ状況**



**写真－5　Type-2 試験体破壊状況**




**図－5　Type－3 試験体実験終了後のひび割れ状況**



**写真－6　Type-3 試験体破壊状況**

**(3)Type-3 試験体**

Type-3 試験体は，引張強度の高い領域を 2 か所設け，引張強度の高い領域間にせん断破壊を誘導すること狙った試験体である。

載荷荷重が 60kN 時に等曲げ区間内で曲げひび割れ発生が発生した。載荷荷重の増加とともに，曲げひびわれ本数が増加し，ひび割れ先端位置も徐々に圧縮縁側に進展した。

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発生した。この区間の曲げひび割れの進展は，引張強度の高い領域の縁部に曲げひび割れが到達すると，曲げひび割れの進展は止まった。さらに荷重を増加すると，引張強度の高い領域以外に発生した曲げひび割れは引張強度の高い領域内の断面高さまで進展した。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が，支点側の引張強度の高い領域の載荷点側の端部にひび割れが達した。300kN 付近では等曲げ区間に配置した引張強度の高い領域にも曲げひび割れが進展した。載荷荷重が 329kN 時に載荷点と支点を結ぶように斜めひび割れが発生した。引張強度の高い領域間のひび割れは，支点側端部下側と載荷点側端部上側を結ぶように発生した。この時点で，載荷荷重は 120kN 程度低下した。さらに載荷を続けたが，50kN 程度荷重は回復したが，斜めひび割れ発生時の荷重以上には回復できなかった。破壊位置は，破壊側載荷点から支点側に 250mm 程度離れた位置で斜めひび割れが断面を貫通し，荷重が大幅に低下し耐荷性能を喪失した。破壊形態としては，斜め引張破壊となった。**写真－6** に，Type-3 試験体の破壊状況，**図－5** に載荷終了後のひび割れ図を示す。

**3.3　荷重変位関係**

3 体の実験結果として，**図－6(a)～(c)** に荷重変位曲線を示す。Y 軸の全荷重とは，載荷点の荷重の合計値，X 軸の変位はスパン中央の鉛直変位である。

基本試験体である Type-1 は，スパン中央変位が 4.7mm 時に 314kN 時に達した直後に荷重が 50kN 低下した。その後，荷重が回復し，スパン中央変位が 8.7mm 時に最大荷重 337kN となり，その後荷重が低下した。Type-2 試験体は，スパン中央変位が 5.1mm 時に載荷荷重 334kN となり，一度荷重が低下した。荷重の低下は 30kN 程度あった。載荷を継続すると荷重が回復し，スパン中央変位が 15mm 時に 551kN の最大荷重を記録し，その後荷重が低下した。Type-3 試験体は，スパン中央変位が 5.2mm 時に最大荷重 329kN を示した。その後荷重が 120kN 程度低下し 220kN 程度となった。載荷を継続すると荷重の回復が見られ 270kN 程度まで達し，同程度の荷重を維持し変形が増加した。スパン中央変位が 15.1mm 程度で荷重が低下した。

載荷試験の結果，Type-2 試験体の最大荷重は，基本となる Type-1 試験体の 1.64 倍に増加した。Type-3 試験体は Type-1 試験体と同程度の破壊荷重であった。

## 4. 既往のせん断評価式による検討

本試験体は，RC 部材内に引張強度の高い領域を配置することによって，せん断破壊経路の誘導を図り，せん断破壊耐力を制御することを目的している。特に，Type-2 試験体は，せん断破壊経路をできるだけ載荷点側となるように引張強度の高い領域を配置している。このような配置とすることで，間接的に破壊時のせん断スパンが小さくなるように制御し，低せん断スパン比(a/d)の RC 部材に見られるような破壊形態に誘導する狙いがある。また，コンクリートが負担するせん断耐力の増加も期待したものである。載荷実験結果は，Type-2 試験体，Type-3 試験体ともにほぼ設定通りの破壊経路でせん断破壊した。

ここでは，既往のせん断耐力評価式から，本構造における間接的なせん断スパン比(a/d)の効果に関する検討を行う。検討には，式(1) に示す二羽らの式[9] と式(2) に示す石橋らの式[10] を用いた。

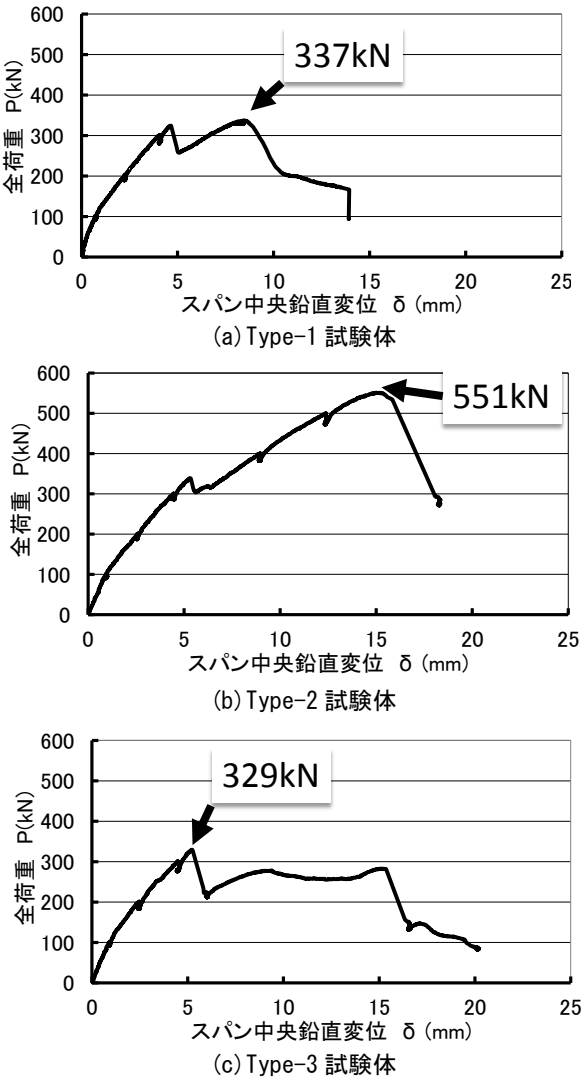
$$V_c = 0.2(p_w f'_c)^{1/3} d^{-1/4} \cdot [0.75 + 1.4/(a/d)] bd \qquad (1)$$

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/mm²)，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/mm²)，a：せん断スパン，d：有効高さ，$\beta p$：$\sqrt{100pw-1} < 0.73$（pw：軸方向鉄筋），$\beta d$：$\sqrt[4]{100/d} - 1 \geq 0$

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。




(a) Type-1 試験体

(b) Type-2 試験体

(c) Type-3 試験体

図－6 荷重・変位曲線

a/d の値を変化させて計算を行い，実験結果のせん断耐力とほぼ一致する a/d を確認する。この場合，a/d の値に応じて，式(1) と式(2) を適用範囲で使い分けて検討を行った。検討結果を**図－7** に示す。**図－7** は，a/d を変化させ，材料強度の試験結果を用いて式(1)，式(2)から計算を行った結果である。

検討の結果，Type-2 試験体の a/d は 1.62 でほぼ実験のせん断耐力と計算結果は一致し，このときのせん断スパンは 680mm であった。実験結果は，破壊経路として載荷点と桁下縁までを直線で結んだ試験体軸方向の距離が 660mm となり，Vc 算定式における a/d の効果と実験結果での破壊経路の長さは概ね一致した。

Type-3 試験体についても Type-2 試験体と同様な計算を行った。計算結果として，実験のせん断耐力と一致する a/d は 2.62 で，せん断スパンは 1121mm であった。実験結果は，破壊経路としての部材方向の長さは 1020mm で，上縁でのひび割れの貫通位置と載荷点の距離を加えた 1270mm が載荷点からの破壊経路の長さであった。**図－**

8 に，Type-3 試験体の載荷点からの破壊経路の長さを示す。既往 Vc の計算式から算定されるせん断スパンは実験の破壊経路の長さの 90%程度であった。

以上の結果から，2 体だけの試験結果ではあるが，骨材と樹脂により形成された引張強度の高い領域を RC 梁部材に配置することで，せん断破壊経路を誘導し，コンクリートが負担するせん断耐力を制御することの可能性が示唆された。また，既往のせん断耐力式を適用することによって，引張強度の高い領域の配置から想定されるせん断破壊経路に応じた a/d を考慮することで，コンクリートが負担するせん断耐力評価法構築の可能性も有すると考えられる。

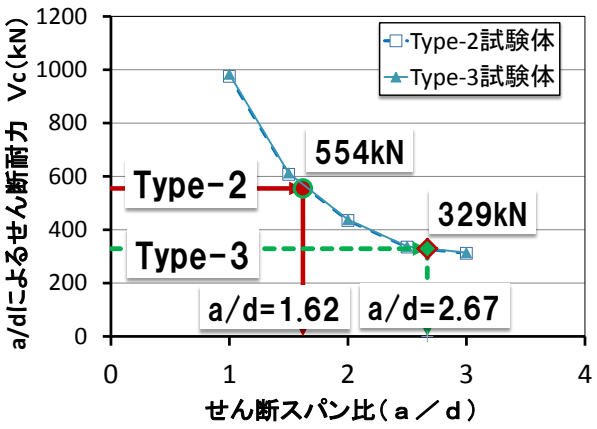
## 5. まとめ

RC 部材内に引張強度の高い領域を配置することで，せん断破壊経路を誘導し，コンクリートが負担するせん断耐力の制御を視野に模型試験体による実験的な検討を行った。本検討結果を以下に示す。

(1) 引張強度の高い領域を破壊側支点付近に配置した Type-2 試験体とせん断スパンの中央付近を避けて引張強度の高い領域を配置した Type-3 試験体のせん断破壊経路は，引張強度の高い領域を避けて形成されたことを確認した。

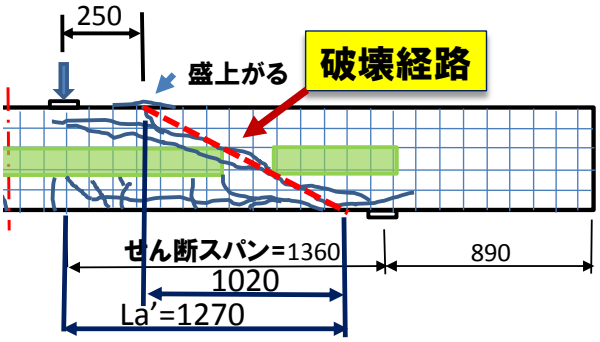
(2) 試験体の荷重変位関係は，3 体の試験体ともに，一度荷重が低下するが，載荷を継続すると荷重が回復する傾向が見られた。破壊経路を短くし間接的に低せん断スパン比(a/d)に誘導した Type-2 試験体の最大荷重は，Type-1 試験体の 1.64 倍となった。Type-3 試験体の最大荷重は，最初の荷重低下直前で示し，基本とした Type-1 試験体より若干小さい値を示した。

(3) 実験結果を既往のせん断耐力式の評価から求めた計算上のせん断スパン(a)と引張強度の高い領域の配置から定まる実験上のせん断破壊経路の長さは概ね一致した。




※Type-1 の計算結果:305kN(計算値)/337kN(実験値)=0.91

図－7　間接的な a/d によるせん断耐力の検討結果




La':載荷点からの破壊経路の長さ

図－8　Type-3 試験体の載荷点からの破壊経路の長さ

### 参考文献


1) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書設計編，pp180，2012.12

2) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書設計編，pp132，2007.12

3) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.4

4) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書設計編，pp301，2012.12

5) 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

6) 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

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

8) 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

9) 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

10) 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