論文　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

佐々木　尚美[*1]・小林　薫[*2]

要旨：a/d が 2.5 の鉄筋コンクリート梁の内部に，コンクリートよりも引張強度の高い領域を設けた場合の耐力および破壊性状について，曲げ載荷試験により確認した。その結果，内部に引張強度の高い領域部分を設けた RC 梁試験体は，コンクリート断面が受け持つ耐力（第 1 ピーク荷重）と引張強度の高い領域断面が受け持つ耐力（第 2 ピーク荷重）の 2 段階のピーク荷重を有する変形挙動を示すことを確認した。また，それぞれのピーク荷重は，それぞれの断面幅と圧縮強度より算出した，せん断圧縮破壊耐力算定式（V_{dd}）の計算値にもっとも近い値となった。

キーワード：鉄筋コンクリート梁，せん断耐力，引張強度，樹脂

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)部材のせん断補強方法として，主鉄筋の付着力を人工的に切ることや，プレート等の人工亀裂材を埋め込み，ひびわれの発生経路を制御することなどについては，既往の研究で報告されている[1)2)3)]。今回，せん断スパン比の小さい梁等の帯鉄筋を過密配筋をせずにせん断耐力を向上させることを目的とし，RC 梁の内部に引張強度の高い領域（以降，高強度領域という。）を設けた場合の耐力および破壊性状について確認した。具体的には，高強度領域の部分は，樹脂と骨材で製作し，それを RC 梁試験体の型枠内に配置した状態でコンクリートを打ち込み，RC 梁試験体を製作した。そして，曲げ載荷試験により，RC 梁試験体の耐力および破壊性状を確認した。載荷試験の結果，内部に高強度領域を設けた RC 梁試験体は，2 段階のピーク荷重を有する変形挙動を示すことを確認した。ここでは，その内容について報告する。

2. 試験方法

2.1 載荷概要

載荷方法は，単純支持条件下で，スパン中央の2 点集中載荷による。載荷および支点位置について，試験体形状寸法と合わせて，**図－1** に示す。

2.2 試験体概要

試験体は， RC 梁断面における高強度領域の占有面積をパラメータとした。高強度領域のせん断スパン長手方向の長さは一定とし，領域の幅のみをパラメータとした。試験体は断面寸法を幅 300mm×高さ 500mm とする梁型試験体 3 体とした。梁型試験体の諸元を**表－1** に，試験体の形状寸法を**図－1** に示す。有効高さ 420mm の位置に引張側軸方向鉄筋として異形鉄筋 D32 (SD345)を 3 本配置した。圧縮側には，異形鉄筋 D13 を 2 本配置し，高強度領域を有する側のせん断スパン内は，せん断補強鉄筋は配置せず，反対側のせん断スパン内は， D13 を 85mm 間隔で配置した。

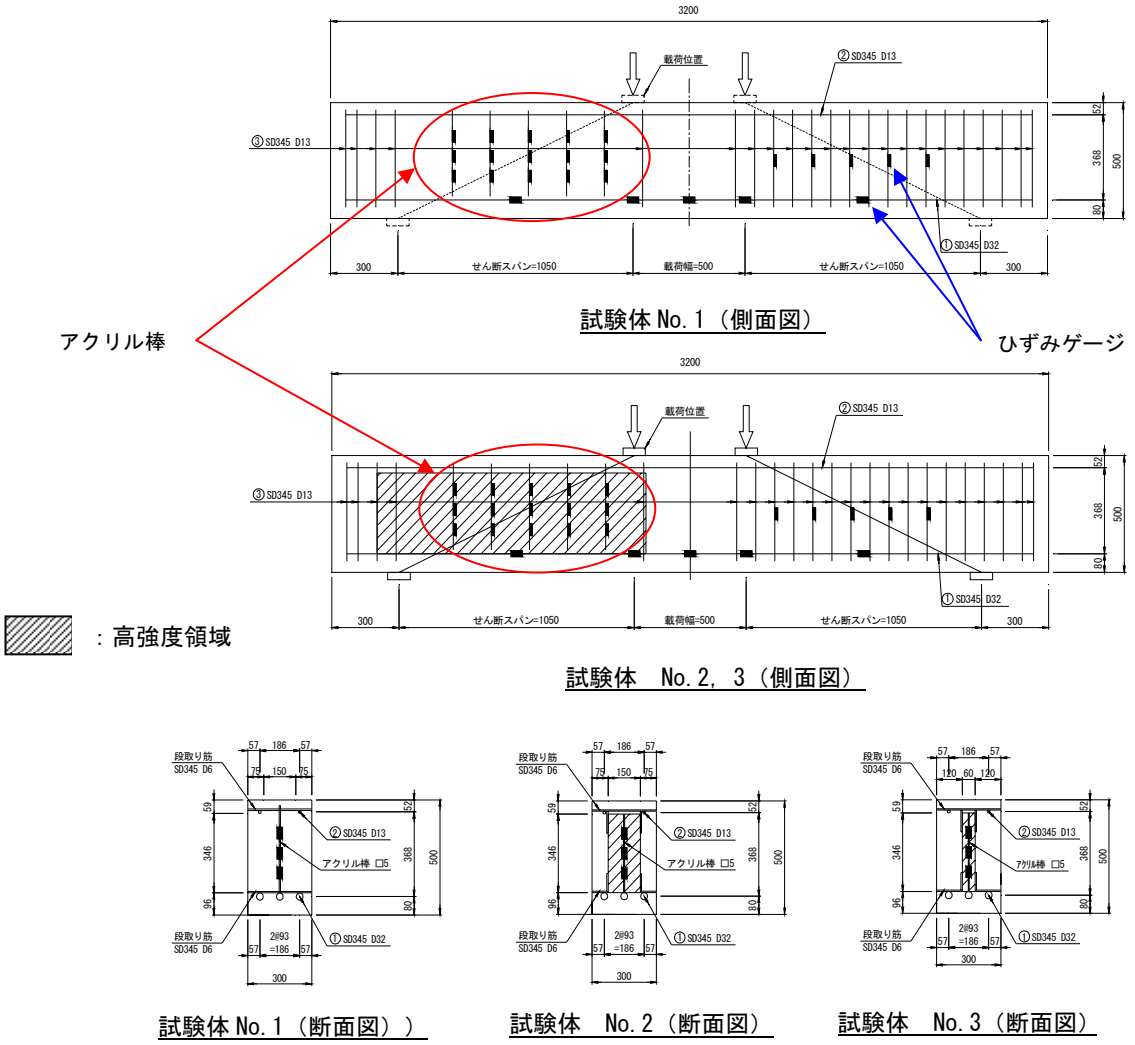
2.3　計測概要

載荷試験時における主な計測項目は，せん断スパン内の軸方向鉄筋ひずみ，コンクリートまたは高強度領域内のひずみ（アクリル用ゲージを取り付けたアクリル棒を埋め込んで計測），せん断補強鉄筋のひずみ，荷重および試験体の中央変位とした。ひずみゲージ位置について，**図－1**に示す。アクリル棒は，断面中央の位置で試験体（側面図）左側のせん断スパン内に，試験体（側面図）右側の帯鉄筋と対称となる位置に配置した。また，アクリル棒1本に対して，上下方向に等間隔で3箇所にゲージを貼り付けた。

表－1 試験体諸元

試験体	断面幅	高さ	有効高さ	せん断スパン	せん断スパン比	引張強度の高い領域			引張鉄筋	引張鉄筋比
No.	b(mm)	h(mm)	d(mm)	a(mm)	a/d	幅(B) × 高さ(H)	B/b	H/h	径-本数	%
1	300	500	420	1,050	2.5	－	－	－	D32-3本	1.89
2						150mm×346mm	0.5	0.69		
3						60mm×346mm	0.2			

*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　(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　博（工）　(正会員)



図－1 試験体形状寸法

3. 要素試験

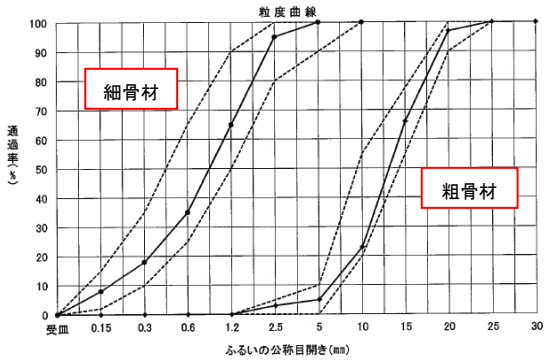
高強度領域の部分は，骨材と樹脂で製作した。高強度領域の製作にあたり，事前に要素試験を実施した。要素試験用供試体は，Φ100×200 のモールド缶に，各々の供試体の空隙率が同じ空隙率となるように骨材を充填した後，樹脂を充填して製作した。

3.1 骨材

高強度領域に入れる骨材の量を決めるにあたり，Φ100×200 のモールド缶に骨材を充填して，その実績率を計測した。使用した骨材の粒度分布について，図－2 に示す。今回使用した骨材では，材料そのままで約 40%程度の空隙率を有する供試体を製作できることを確認した。また，骨材表面の微粒分が樹脂と骨材の接着力に及ぼす影響について把握するため，水で洗った骨材と，洗わない骨材とを用いて，供試体を製作した。

3.2　樹脂の充填方法

3.1 で製作した骨材入りのモールド缶に樹脂を充填し，高強度領域部分の供試体を製作した。その際，骨材の



図－2　骨材の粒度分布

表面から樹脂を流し込むだけで，骨材間の空隙に樹脂が十分に充填されることを同時に確認した。樹脂は，ひびわれ補修にもよく用いられている，低粘度系エポキシ樹脂を使用した。充填方法は，モールド缶円形断面の端部から樹脂を流しこみ，その反対側から空気が抜けるように充填した。樹脂の充填率は，予め樹脂の比重を求めて，空隙に充填される必要充填樹脂量を算

出しておき，実際の充填樹脂量と比較することで確認した。計測結果を**表－2** に示す。充填率は，重量比で 0.98～1.02 となり，いずれの供試体も，ほぼ 100%空隙に樹脂が充填されたことを確認した。

3.3　材料強度確認試験

3.1 および 3.2 の方法で製作した Φ100×200 の供試体について，圧縮および引張強度の確認試験を実施した。その結果を**表－3** に示す。圧縮強度および引張強度とも，洗った骨材・洗わない骨材のどちらの供試体もほぼ同等の結果が得られたこと，また，一般的なコンクリート強度（21～27N/mm^2）に対しても十分な強度を有していることから，高強度領域の製作は，今回の製作方法で十分であると判断した。試験後の供試体の写真を**写真－1，2** に示す。

3.4　RC 梁試験体の製作方法

3.3の材料強度確認試験結果を踏まえ，今回製作する試験体の高強度領域部は，洗わない骨材を用い，樹脂は表面から流し込む方法で製作した。RC梁試験体は，予め高強度領域部分のみを製作し，樹脂の硬化を確認した後，型枠内にセットした状態でコンクリートを打ち込んで製作した。よって，矩形状の高強度領域の表面は平滑であり，コンクリートとの付着は，ほとんど期待できない状態である。

4. 試験結果

RC 梁試験体に使用した材料強度，各測定項目の測定結果，および試験体の破壊状況について示す。

4.1 材料強度

RC 梁試験体に使用したコンクリートの配合を**表－4** に，用いた各材料の強度確認試験結果を**表－5** に示す。普通コンクリートのテストピースの圧縮強度は 26.9N/mm^2，引張強度は 2.51N/mm^2，それに対して，高強度領域のテストピースの圧縮強度は 65.2N/mm^2，引張強度は 5.98N/mm^2 であり，それぞれ，約 2.4 倍の強度を有していた。また，圧縮試験結果よりヤング係数を算出した結果，普通コンクリートは 28.1kN/mm^2，高強度領域部は 15.7 kN/mm^2 であった。

4.2　主鉄筋のひずみ

荷重と主鉄筋のひずみ関係について，**図－3** に示す。いずれの試験体も同じ傾向であったが，試験体 No.1 は最大 1860μ までひずみが発生し，No.2・3 は，1300・1500μ 程度であり，いずれも降伏には至っていない。

4.3　アクリル用ゲージのひずみ

荷重とアクリル用ゲージのひずみ関係について，**図－4** に示す。試験体 No.1 は，試験体中央から 337.5mm（上），547.5mm（中），771.5mm（下）の位置で引張ひずみが出ており，斜めひび割れの発生位置とほぼ一致し

表－2　充填樹脂量計測結果

供試体	空隙容積	樹脂比重	必要充填	実際の充填量	充填率
	(cm3)	(g/cm3)	樹脂量w(g)	W(g)	W/w
N-1	628.2	1.1	697.2	708.9	1.02
N-2				691.0	0.99
N-3				686.5	0.98
S-1				705.4	1.01
S-2				687.0	0.99
S-3				689.8	0.99

供試体 N：洗わない骨材，　供試体 S：洗った骨材

表－3　強度確認試験結果

供試体	圧縮強度		引張強度	
No.	f'c（N/mm2）	平均	ft（N/mm2）	平均
N-1	52.2	51.5	6.5	6.2
N-2	51.7		6.0	
N-3	50.4		6.1	
S-1	55.5	54.5	6.4	6.1
S-2	55.4		5.8	
S-3	52.6		6.1	

供試体 N：洗わない骨材，　供試体 S：洗った骨材

供試体 N　　供試体 S

写真－1　圧縮強度確認供試体

供試体 N

供試体 S

写真－2　引張強度確認供試体

表－4　コンクリート配合表

基準強度	W/C	細骨材率	Gmax	水:W	セメント:C	砂	砂利:G	空気量
(N/mm2)	(%)	(%)	(mm)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(%)
21	60	48.5	20	170	283	869	933	4.5±1.5

ていた。No.2・3 は，400μ 程度の引張ひずみが出ており，どの位置も大きな変化はなかった。**図－4** には，5 ヶ所のうち，せん断スパン中央である 717.5mm 位置の結果を示す。なお，No.2 は信頼できるデータまでで表示している。

4.4　破壊性状の確認

各試験体ごとの破壊状況について，以下に記す。荷重は 2 点載荷分で表している。

(1)　試験体　No.1

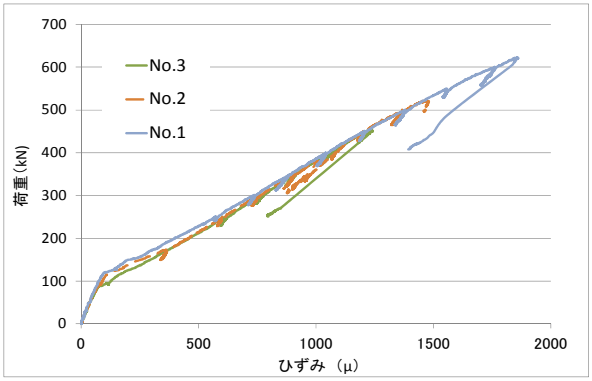
荷重－変位関係および試験時の写真について，**図－5** に示す。載荷荷重 120kN で曲げひび割れが入り，250kN で斜めひび割れが発生した。載荷点下に向かう斜めひび割れが延びていくとともに，300kN でそのひび割れから下側の軸方向鉄筋に沿うひび割れが水平に入った。その後，斜めひび割れと軸方向鉄筋に沿うひび割れが延びていき，400ｋN で斜めひびわれの先端部が載荷点下に水平に延び，軸方向鉄筋に沿うひび割れも増加していった。斜めひび割れの幅が開いていき，500kN で載荷点下せん断スパン側にもひび割れが発生したが，最初に発生した斜めひび割れが大きく開いていくとともに，載荷点間のコンクリート上面が圧壊し始め，最終的には，せん断圧縮破壊で破壊した。破壊荷重は載荷荷重で 623.5kN であった。

(2)　試験体　No.2

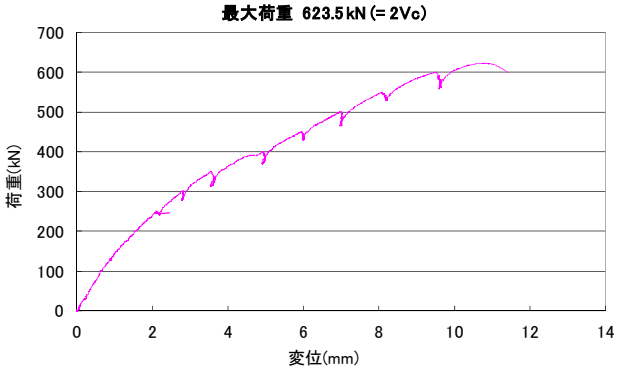
荷重－変位関係および試験時の写真について，**図－6** に示す。内部の高強度領域の幅は 150mm で，部材断面に対して b /2 の値の試験体である。試験開始後，曲げひび割れは 80kN で入り，斜めひび割れは，170ｋN で発生した。その後，せん断スパン内に斜めひび割れが一気に入り，載荷点下にひびわれが入り込み，340ｋN で載荷点下せん断スパン側にひび割れが発生した。380kN で斜めひび割れがコンクリート上面まで貫通し，第 1 ピーク荷重に達した（**図－6，ａ**）。一旦荷重が下がったものの，載荷を続けると荷重は上がっていった。最初に発生した斜めひび割れ幅が大きく開いていき，40mm ほどの幅まで広がり，内部の高強度領域とコンクリートとの付着は完全に切れていることを確認した。

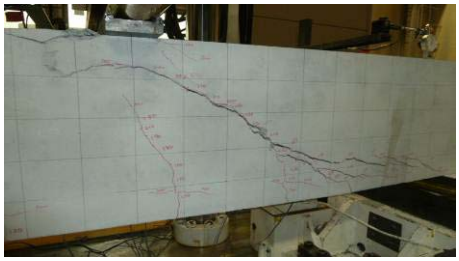
表－5　使用材料強度

試験体	コンクリート		高強度領域		引張鉄筋	せん断補強鉄筋
TP3本の平均	圧縮強度	引張強度	圧縮強度	引張強度	降伏強度	降伏強度
	f'c(N/mm2)	ft(N/mm2)	f'c(N/mm2)	ft(N/mm2)	fy(N/mm2)	fy(N/mm2)
強度	26.9	2.51	65.2	5.98	367.0	378.0

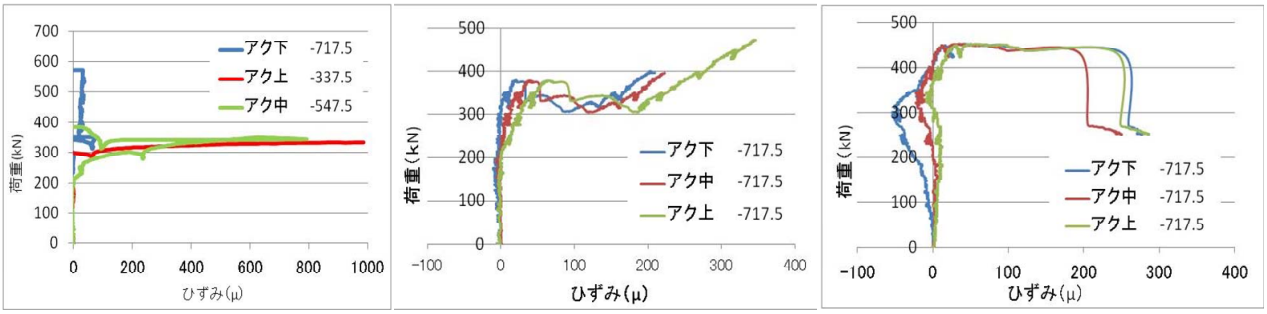


図－3　荷重－主鉄筋のひずみ関係





図－5　試験体　No. 1



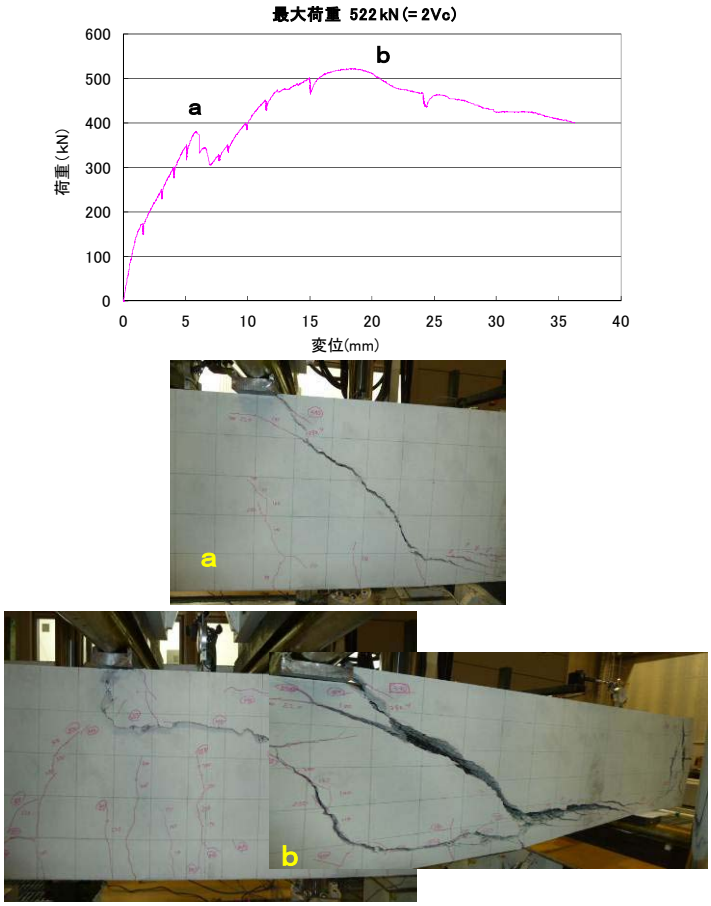
試験体　No. 1　　試験体　No. 2　　試験体　No. 3

図－4　荷重－アクリル用ゲージのひずみ関係

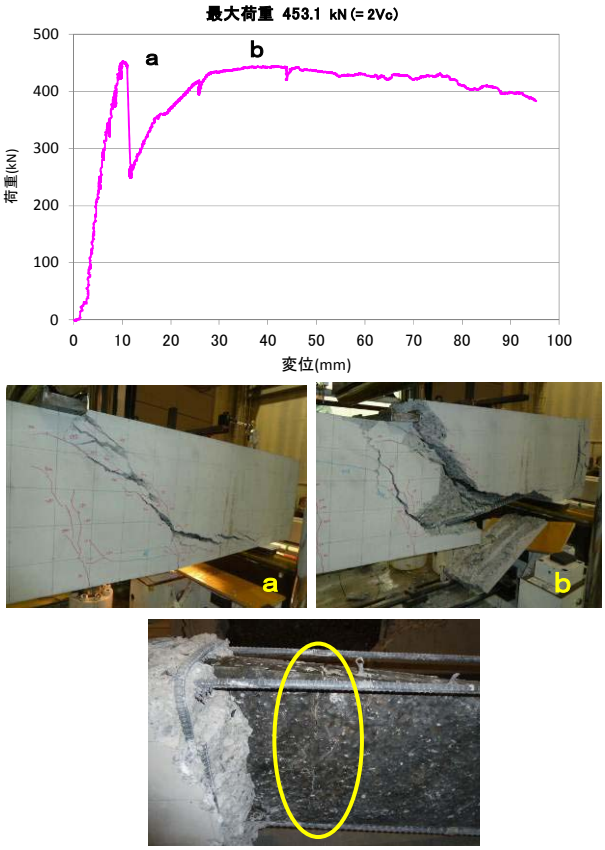
350kN で軸方向鉄筋に沿うひび割れが支点を超えて延びていった。途中で下側鉄筋のかぶりコンクリートが付着割裂を起こし，鉄筋定着部に力が集中して，450kN 時には，支点外の鉄筋定着部にひび割れが発生した。荷重は，第 2 ピーク荷重の 522kN まで上がった（**図－6**，ｂ）。その後は荷重の低下とともに，載荷点間に水平にひび割れが延びていき，支点外定着部のコンクリートが割裂し始めた。400kN まで載荷を続けたが，割裂が広がりつつ，徐々に荷重が落ちていく状況であったため，試験終了とした。最終的な破壊は，外側のコンクリート部のみをみれば，せん断スパン側のコンクリート上部が大きく剥離し，載荷点間のコンクリート上面が圧縮破壊を生じていたこと，軸方向鉄筋は降伏していないことなどから，せん断圧縮破壊したものと考えられる。また，試験後に外側のコンクリートをはつって，内部の高強度領域について目視確認したところ，ひび割れなどの損傷はなかった。ただし，最大荷重に関しては，支点外側の鉄筋の定着が弱く，定着不良による割裂が生じてしまったため，これ以上，荷重が上がらなかった可能性もある。

(3)　試験体　No.3

荷重－変位関係および試験時の写真について，**図－7** に示す。内部の高強度領域の幅は，60mm で部材断面に対して b/5 の値の試験体である。曲げひび割れは 90kN で入り，斜めひび割れは210kN で発生した。その後の状況は試験体 No.2 と同様で，400kN で載荷点外側にひび割れが発生し，453kN で斜めひび割れが貫通して第 1 ピーク荷重に達した（**図－7**，ａ）。一旦荷重が落ちたが，載荷を続けると荷重は上がっていき，支点外側までひび割れが延びて，斜めひび割れ幅が 60mm となった。荷重は 443kN まで回復（第 2 ピーク荷重：**図－7**，ｂ）したが，426kN で載荷点間の上面のコンクリートが圧壊し始めた。徐々に荷重は落ちていき，軸方向鉄筋のかぶりコンクリートが完全に剥落した。荷重は急激には落ちなかったが，少しずつ低下していく一方であったため，383kN で試験終了した。No.2 と同じような変形挙動であったが，コンクリート内部の高強度領域の幅が 60mm(b/5)であったため，第 2 ピーク荷重は，No.2 ほど上がらなかったものと思われる。また，変形も大きく載荷点せん断スパン側のコンクリートが大きく隆起し，上側鉄筋も大きく曲げ上がった状態となった。試験後に，内部の高強度領域を目視確認したところ，載荷点下から支点に向かって 7cm，80cm，102cm 位置の高強度領域上側（**図－7**，○印）および支点部上側にもひび割れが発生していた。これは部材が大きく変形していったため，高強度領域上側に大きな引張力が働き，ひび割れが発生したものと思われる。



図－6　試験体　No. 2



図－7　試験体　No. 3

4.5 試験結果の評価

試験結果の評価にあたり，センメントペーストと樹脂との違いがあるものの，4.1 のテストピースの圧縮および割裂試験結果の強度比率と，破壊状況が普通コンクリートと類似していたこと（**写真－1,2**）から，普通コンクリートのせん断耐力算定式を適用できると考えた。耐力の算定は，a/d が 2.5 の試験体であること，および斜めひび割れの発生状況から，**表－6** のせん断耐力算定式(1)[4]･(2)[5]により算定した。試験結果（最大荷重は，1 点載荷分の荷重を示す）と耐力算定値について，**表－6** に示す。耐力の算定には，全断面をコンクリートとして算出し，試験体全断面幅およびコンクリートの圧縮強度を用いて算定した。最大荷重は，No.1 は計算値の 2 倍程度，No.2・3 は，1.2～1.5 倍程度となった。ここで，試験の最大荷重が**表－6** の V_{c1}・V_{c2} の計算結果と一致しなかったことから，試験結果の評価に用いる耐力算定式について再検討した。再評価にあたっては，ひび割れの発生状況や，No.2・3 については，2 段階のピーク荷重を示したことから，コンクリート断面と高強度領域断面が受け持つ耐力に分けて検討した。その際，計算値と試験結果がより近い結果であった式(2)と，**表－7** の式(3)[6]で算出し直した。算出結果を**表－7** に示す。表中の No.1･2･3 については，コンクリート部分の断面幅と強度で算出し，No.2'･3'については，高強度領域の断面幅と強度を用いて算出した。有効高さや引張鉄筋比は当初の値を用いた。最大荷重は，No.2･3 は第 1 ピーク荷重，No.2'･3'は第 2 ピーク荷重とした。耐力算定について再検討した結果，式(3)による算出結果が試験結果と一番近い値となることを確認した。

表－6　試験結果と耐力算定値

試験体	耐力式より算定		最大荷重	Vc/Vc1cal	Vc/Vc2cal
No.	Vc1cal(kN)	Vc2cal(kN)	Vc(kN)		
1	152.0	159.5	311.8	2.1	2.0
2			190.0	1.3	1.2
3			226.5	1.5	1.4

$V_{c1} = 0.2\cdot(0.75+1.4d/a)\cdot\sqrt[3]{f'_c}\cdot\beta_d\cdot\beta_p\cdot b_w\cdot d$ ･･･(1)

$V_{c2} = 0.24\cdot\sqrt[3]{f'_c}\cdot(1+\sqrt{(100p_c)})\cdot(1+3.33\cdot r/d)\cdot b_w\cdot d/(1+(a/d)^2)$ ･･･(2)

d：有効高さ(mm)，a：せん断スパン(mm)，

f'_c：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)，β_d：$\sqrt[4]{(1000/d)}$，

β_p：$\sqrt[3]{(100p_c)}$，　b_w：腹部の幅(mm)，　p_c：$A_s/(b_w.d)$，

A_s：引張側鋼材の断面積(mm²)，　r：支圧板の部材軸方向長さ(mm)

表－7　耐力算出の再検討結果

試験体	計算結果		試験結果	Vc/Vccal	Vc/Vddcal
No.	Vc2cal(kN)	Vddcal(kN)	Vc(kN)		
1	159.5	330.6	311.8	1.96	0.94
2	98.9	205.0	190.0	1.92	0.93
2'	178.4	319.1	261.0	1.46	0.82
3	136.3	282.6	226.5	1.66	0.80
3'	98.8	176.6	221.5	2.24	1.25

$V_{dd} = (\beta_d+\beta_w)\cdot\beta_p\cdot\beta_a\cdot f_{dd}\cdot b_w\cdot d$ ･･･(3)

β_d：$\sqrt[4]{(1000/d)}$，　d：有効高さ(mm)，　β_w：0（せん断補強筋無し），

β_p：$(1+\sqrt{(100p_c)})/2$，　β_a：$5/(1+(a/d)^2)$，　f_{dd}：$0.19\sqrt{f'_{cd}}$，

f'_{cd}：コンクリートの圧縮強度(N/mm2)，　b_w：腹部の幅(mm)

1,2,3･･･コンクリート強度と幅　2',3'･･･高強度領域強度と幅　より算出

5. まとめ

(1) a/d が 2.5 の RC 梁試験体において，内部に高強度領域を有する試験体のせん断耐力は，コンクリートのみの試験体の耐力には至らなかった。これは，内部の高強度領域と周りのコンクリートが一体化されていないため，せん断耐力の向上につながらなかったものと思われる。

(2) 内部に高強度領域を有する RC 梁試験体は，高強度領域外側のコンクリートが受け持つ耐力（第 1 ピーク荷重）と，内部の高強度領域が受け持つ耐力（第 2 ピーク荷重）の 2 段階のピーク荷重を有する変形挙動を示し，それぞれの荷重は，式(3)による算出結果に一番近い値となった。

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：NUMERICAL SIMULATION OF FAILURE RATH FORMATION AND CRACK SEQUENCE IN RC WITH FULL AND LOCAL SHEAR ANISOTROPY,J.Materials.Conc.Struct.,Pavenents,JSCE ,No.683/V-52,pp157-171,Aug.2001

4) 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

5) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，JCI-C5，pp119-128，1983.10

6) 鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物，2004.4