

容器構造物底版のせん断補強工法に関する実験的研究

An Experimental Study on Shear Reinforcing Methods of RC Base Plate of Vessel Structure

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

三上 浩 HIROSHI MIKAMI

土木営業推進部 武富 幸郎 YUKIO TAKETOMI

土木営業推進部 高田 昭 AKIRA TAKADA

梁や板のせん断補強あるいは押抜きせん断補強工法として、鉄筋コンクリートの増打ちやせん断補強鋼材を追加配置するなどの方法が比較的多く用いられている。しかしながら、これらの方法は自重の増加や既設部の鉄筋を傷付ける恐れがあるなどいくつかの問題点を抱えており、これらを解決できる補強工法の開発が望まれている。著者らは、増打ちの厚さを小さく、かつ、打継ぎ界面を補強することを目的として、ビニロン短繊維混入コンクリートによる増打ちと高強度モルタルジベルを用いた工法を考案した。そして、梁や板のせん断実験によりその効果を確認した。

キーワード: せん断, 増打ち補強, ビニロン短繊維混入コンクリート, モルタルジベル

An additional concrete casting and adding reinforcing bar embedded into RC plates or beams are generally used as methods for improving shear capacity. Although these methods have disadvantage of increasing dead weight or causing damage to existing structure, more effective shear reinforcing methods have been needed. Authors have developed methods for shear reinforcement using vinyl short fiber concrete as added concrete and high strength mortar dubels setting into the boundary in order to reduce thickness of added concrete and to strengthen boundary surface. This paper shows effectiveness of this method by verifying the results of shear loading tests on concrete beams and slabs.

Key Words: Shear Capacity, Additional Concrete Casting, Vinyl Short Fiber Concrete, Mortar Dubel

1. はじめに

都市部の PC タンクなど貯水機能を有する容器構造物は、高度成長期にその多くが作られ更新の時期を迎えようとしている。旧耐震基準にしたがって設計されているそれらの構造物は、壁や底版のせん断耐力の不足が兼ねてより指摘されている。また、杭基礎を有する底版では、杭反力による押抜きせん断破壊が懸念される構造物も見受けられ、早急な補修・補強対策が望まれている。

壁や底版のせん断補強工法として、最も安価で効果が高い方法が鉄筋コンクリートの増打ちである。増打ちは、容易に曲げやせん断耐力、さらには押抜きせん断耐力を向上させることができるが、反面、自重の増加や容器構造物の場合では容量の低下などを招くなどの課題がある。一方、補強したい壁や底版に削孔した孔に新たなせん断補強鋼材を配置して、せん断補強する工法¹⁾も最近採用される例が増えている。これは、追加したせん

断補強鋼材が直接せん断力に抵抗するため、適切に鋼材が配置できれば極めて有効な工法と言える。しかしながら、斜めひび割れが跨ぐように追加補強鋼材を配置するためには、理論上配置間隔を壁や版厚さの 1/2 以下にしなければならず、相当量の削孔数が必要である。また、既設部の鉄筋を傷付けたり、鋼材配置後のグラウト充填不良があると漏水の原因になったりするなど課題がある。

著者らは、比較的施工が容易で既設構造物への影響が少ない増打ち工法に着目して、上記課題を改善する手法を考案した。増打ち厚さを小さくするために、コンクリートにビニロン短繊維混入コンクリートを使用し、これに、打ち継ぎ界面を補強するための高強度モルタルジベルを組み合わせた工法である。高強度モルタルジベルとは、圧縮強度が 180N/mm^2 を超える超高強度繊維補強モルタル（サクセム）の円柱をずれ止めとして用いたものである。これを既設部コンクリートの被り部分に削孔した孔に埋め込み増打ちすることで界面のせん断ずれを抑

えるものである。

ここでは、梁試験体のせん断試験および板試験体の押抜きせん断試験により補強の効果を確認したので報告する。

2. 実験の概要

(1) 梁のせん断試験

ビニロン短繊維を混入したコンクリート梁のせん断耐力は、斜めひび割れ位置での繊維の架橋効果により向上することが知られている^{2),3)}。増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いた梁や板の実験^{4),5)}もいくつか行われており、せん断補強の効果が確認されている。これら試験体の破壊状況を見ると、打継ぎ界面で剥離が見られるなど、界面の処理が課題の一つであることが分かる。

そこで、界面補強工法として図-1に示す高強度モルタルジベル（以下、単にモルタルジベルと呼ぶ）を考案し、ビニロン短繊維混入コンクリートと併用してその効果を確認した。モルタルジベルは、材料に圧縮強度が 180N/mm^2 を超える超高強度繊維補強モルタル（サクセム）を用い、円柱に成形したものである。これを増打ち界面を跨ぐように配置して補強しようとするものである。試験体を図-1に示す。B-N試験体は通常のコンクリートで増打ちしたもの。B-VおよびB-VD試験体はビニロン短繊維混入コンクリートで増打ちした試験体でVDではモルタルジベルを併用している。

試験体は容量1万5千トン規模のPCタンク底版を想定し、その1/3の縮尺とした。60cm厚さの底版に対して45cmの鉄筋コンクリートの増打ちにより不足するせん断力を補う設計となっている。試験体形状は、既設部が厚さ200mm、増打ち部が150mmで、鉄筋量は実物の配置に合わせて、既設部にD10を65mm間隔で、増打ち部にD19を54mm間隔で配置している。増打ち部鉄筋の有効高さに対するせん断スパンの比は2.3である。帯鉄筋は配置していない。

打継ぎ面はチッピングして増打ちコンクリートを打設した。モルタルジベルは鉄筋の被りコンクリート内に収まるように配置することを前提に、高さ40mmのジベルの半分を既設部へ埋込むこととした。埋込み方法は、コア削孔（φ50mm）により打継ぎ面に深さ20mmの孔をあけ、モルタルジベルを設置し、エポキシ樹脂で固定した。

ビニロン短繊維は、直径0.66mm、長さ30mmのもので、2.0vol.%の混入率とした。コンクリートの目標圧縮強度は、既設部が 30N/mm^2 、増打ち部は $40\sim 60\text{N/mm}^2$

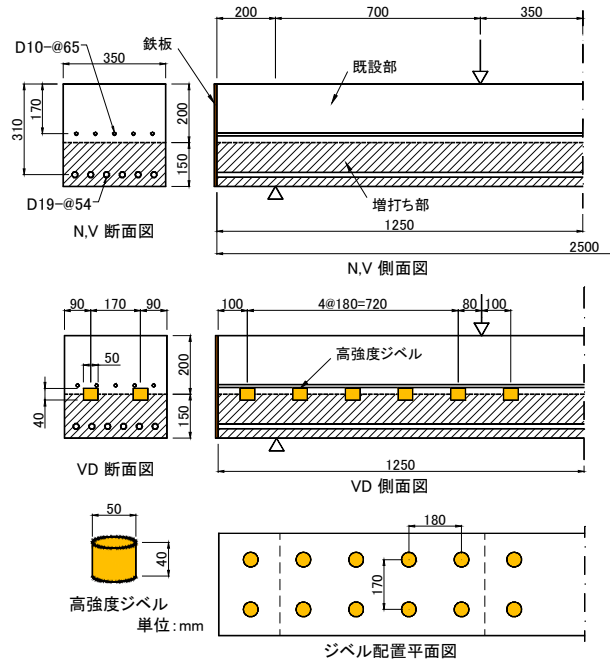


図-1 梁試験体の形状寸法

表-1 梁試験体の種類

試験体	増打ち部	打継ぎ目
B-N	普通コンクリート	—
B-V	PVA混入コンクリート	—
B-VD	PVA混入コンクリート	モルタルジベル

表-2 ビニロン短繊維混入コンクリートの配合

種類	粗骨材最大寸法	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m^3)			
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
PVA	20	40	64.5	175	438	1043	583

ビニロン短繊維混入率は2.0vol.%。

表-3 コンクリートの材料特性値

部位		圧縮強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	弾性係数 kN/mm^2
既設部	B-N, B-V	30.6	2.79	29.0
	B-VD	49.2	3.63	30.7
増打ち	B-N	42.2	3.52	30.6
	B-V	62.5	5.31	29.5
	B-VD	65.4	5.54	28.6

表-4 鉄筋の材料特性値

鉄筋		降伏強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2	弾性係数 kN/mm^2
D10	B-N, B-V	360	504	186
	B-VD	361	498	190
D19	B-N, B-V	390	559	182
	B-VD	395	574	193

とした。このような増打ち補強においては、既設部と増打ち部で剛性（弾性係数）が異なると、界面で大きなせん断力を生じてしまう。そこで、増打ち部のコンクリートの弾性係数を既設部に合わせることを主眼として増打ち部の配合を決定した。一般的に、ビニロン短繊維混入コンクリートの弾性係数は同じ圧縮強度の普通コンクリートと比較して小さく、弾性係数を合わせるためには圧縮強度を大きめに設定しておく必要があるため、このような目標圧縮強度の設定となった。コンクリートの配合を表-2 に示す。また、載荷試験時のコンクリートの材料特性値および鉄筋の材料特性値を表-3、表-4 に示す。

次に、モルタルジベルの設計方法について以下に述べる。梁の打継ぎ面に作用する水平せん断力 H （梁軸方向の単位長さ当たり）は既設部と増打ち部で弾性係数が同じと仮定した場合、以下の式(1)で表される。

$$H = \frac{S \times Q}{I} \quad (1)$$

ここに、 S ：梁断面に作用するせん断力(N)、 Q ：打継ぎ面より上側の断面 2 次モーメント(mm⁴)、 I ：梁の断面 2 次モーメント(mm⁴)。

梁断面に作用するせん断力 S は、梁の計算曲げ耐力時の荷重で設定した。梁はせん断で破壊するように設計しているので、曲げ耐力時の荷重で設定すれば安全側となる。式(1)で計算した水平せん断力 H は 3.5N/mm² となる。この水平せん断力を打継ぎ面のせん断強度とモルタルジベルで協働して抵抗するものと仮定した。チップングした打継ぎ面のせん断強度を確認した 2 面せん断試験の概要とその結果を図-2 に示す。当該試験体の圧縮強度は試験時に 51.6N/mm² であったため、これを 30N/mm² に換算したせん断強度 (2.47N/mm²) を用いた。また、モルタルジベルのせん断強度 V は、コンクリート標準示方書⁶⁾の設計せん断伝達耐力におけるせん断キーのせん断耐力 V_k を参考に以下の式(2)で求めた。

$$V = 0.1 \times A_k \times f_{cd}' \quad (2)$$

ここに、 A_k ：モルタルジベルの断面積(mm²)、 f_{cd}' ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)。

以上の仮定に基づいた計算により、せん断スパン内の打継ぎ面に合計 16 個のモルタルジベルが必要となり、図-2 のように配置することとした。(2) で述べる板の増打ち補強におけるジベルの配置も同様の方法で計算し



写真-1 モルタルジベルの配置

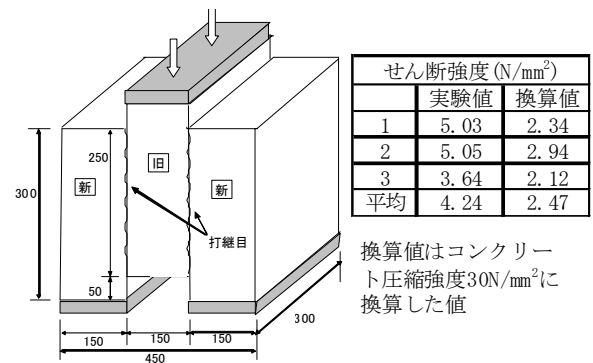


図-2 チッピング面のせん断強度試験

表-5 板試験体の種類

試験体	増打ち部	打継ぎ目
S	—	—
S-N	普通コンクリート	—
S-VD	PVA 混入コンクリート	モルタルジベル

た。

試験体は 4 点曲げで、一方向単調に載荷した。荷重と梁のたわみ、鉄筋のひずみなどを計測した。

(2) 板の押抜きせん断試験

押抜きせん断試験体の種類を表-5 に、形状寸法を図-3 に示す。試験体は既設部が厚さ 200mm、増打ち部が 60mm で、梁試験体と既設部の厚さは同じであるが、増打ち部は押抜きせん断に対する補強のため、このケースでは 60mm となった。板の大きさは 1800×1800mm、単純支持条件で支持間隔は 1500mm である。

試験体数は 3 体で、無補強の試験体を S、普通コンクリートで補強した試験体を S-N、ビニロン短繊維混入コンクリートとモルタルジベルを併用して補強した試験体を S-VD と呼ぶ。

既設部の補強鉄筋は D13 を 125mm 間隔で配置している。鉄筋径は異なるが鉄筋量は梁試験体 (D10@65mm) と同等である。増打ち部は D6 を 50mm

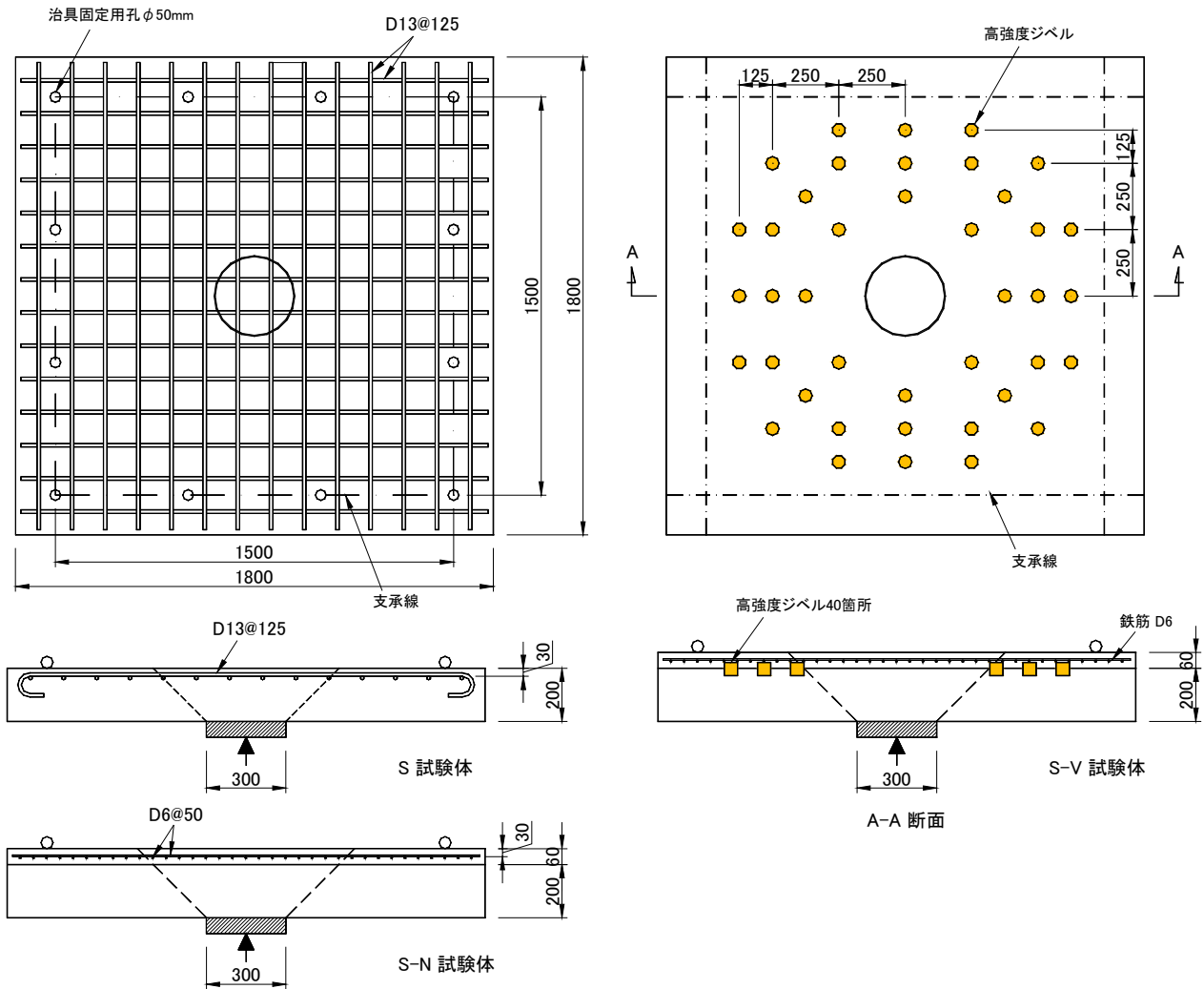


図-3 荷重-梁中央変位

間隔で配置した。既設部表面をチップングした後、モルタルジベルを図のように 40 箇所配置した。材料特性値を表-6、表-7 に示す。

荷重方法を図-4 に示す。試験体の下にジャッキを設置し、試験体の上に支承となる鋼製枠を置いて PC 鋼棒で実験室の床に固定した。PC 鋼棒位置にはすべてセンターホール型の荷重計を設置し、その合計値を荷重荷重と定義した。荷重の際に各荷重計の値がばらつくとも試験体に本来作用しないねじり荷重等が作用する可能性があるため、荷重初期に PC 鋼棒のナットの開け閉めにより荷重が均等に作用するよう調整した。試験体に設けた貫通孔は、PC 鋼棒の径に対して十分余裕を持たせており、試験体の変形がその位置で拘束されることがないように配慮した。荷重は一方向の単調とした。

表-6 コンクリートの材料特性値

試験体名	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
S	25.6	—	26.7
S-N	既設部	—	26.8
	増打ち	—	28.3
S-VD	既設部	2.90	30.2
	増打ち	4.76	31.3

表-7 鉄筋の材料特性値

鉄筋	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
D6	375	558	189
D13	367	562	188

3. 実験結果

(1) 梁のせん断実験

図-5 に梁中央の変位と荷重の関係を、図-6 にひび割れ状況を示す。B-N 試験体は 320kN 時に既設部と増打ち部の界面を跨ぐように斜めひび割れが発生したが、荷重

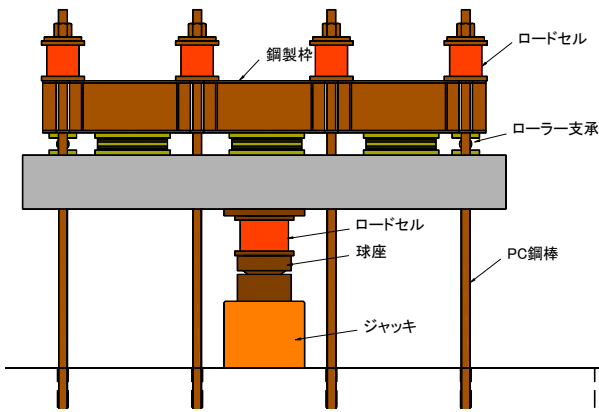


図-4 板の荷重方法

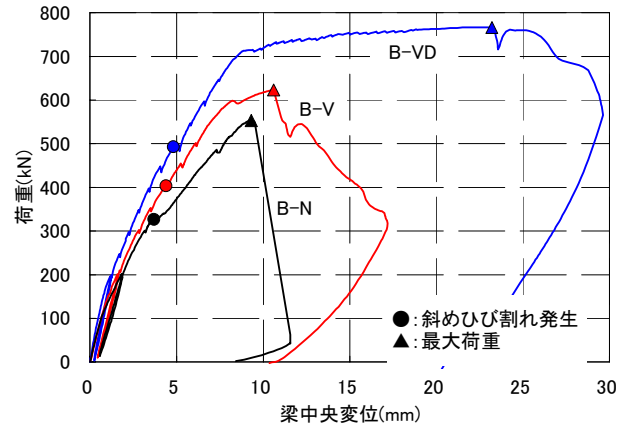


図-5 梁中央変位と荷重の関係

の低下は見られず 550kN で斜め圧縮破壊した。せん断スパン比が小さいため、タイドアーチが形成されて荷重が増加したと考えられる。図-6 に示すように、増打ち部に生じた曲げひび割れは界面に達すると界面に沿って水平方向に進展することが分かる。ただし、このひび割れは荷重の増加とともにさらに進展したり幅が増加したりするようなことはなかった。

増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いた B-V 試験体は 400kN で斜めひび割れが生じた。その後も荷重は増加し、一部鉄筋の降伏が見られ 623kN で B-N 試験体と同様に斜め圧縮破壊した。B-V 試験体も、界面に沿ったひび割れが見られたが、B-N 試験体よりも長さは短い。最大荷重は、B-N 試験体よりも約 13%上昇した。

B-VD 試験体は、既設部・増打ち部ともコンクリート強度が比較的大きく、他の2つの試験体と比較して梁の剛性が比較的大きく推移した。梁は 500kN で斜めひび割れが発生したが、その後も大きく荷重が増加し、700kN を超えると鉄筋が降伏し始め荷重の増加が緩やかになった。その後変位が大きく増加して 766kN で曲げ破壊した。B-VD 試験体も若干ではあるが界面に沿ったひび割れが見られるが、ひび割れ長さや幅が増加するようなことはなく、耐力や耐荷性状には影響していないと考えられる。梁の耐力は B-N 試験体と比較して約 40%増加した。

増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いた B-V や B-VD 試験体は、ひび割れが定常状態に達したときの曲げひび割れの本数が B-N 試験体よりも大きく(図-6)、ひび割れの分散性を向上させる効果もあると考える。

試験体ごとにコンクリート強度に差があるので、実験結果だけでは補強の効果が明確になったとは言えない。そこで、既設部のコンクリート強度をもとに、せん断スパン比が小さい場合に実験結果との整合性が高い以下の

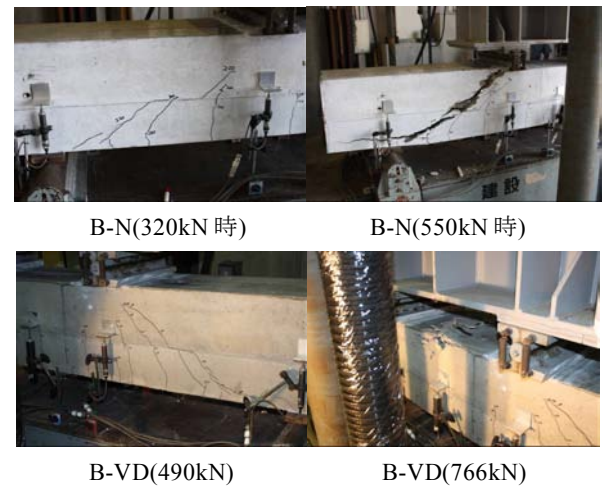


図-6 ひび割れの状況

表-8 耐力の比較

耐力	B-N(kN)	B-V(kN)	B-VD(kN)
実験値(E)	553	623	766*
計算値(C)	442	442	607
E/C	1.25	1.41	1.26

*: B-VD は曲げ破壊

式(3)⁷⁾で耐力の評価を行った。

$$V_{cal} = 0.24 \cdot f'_c{}^{2/3} \times (1 + 3.33 \times r/d) \times (1 + \sqrt{p_w}) \times b \times d / [1 + (a/d)^2] \quad (3)$$

ここに、 f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 p_w : 鉄筋比、 d : 鉄筋の有効高さ(mm)、 b : 部材の幅(mm)、 r : 支承や載荷板の長さ(mm)、 a : せん断スパン(mm)、である。既設部の鉄筋量は増打ち部と比較して少量なので、計算に当たっては増打ち部の鉄筋のみ考慮した。

表-8 に計算結果を示す。実験耐力と計算耐力の比は B-N 試験体で 1.25、B-V 試験体は 1.41 となり、増打ち部にビニロン短繊維混入コンクリートを用いたことによ

る耐力の増加は 16% $((1.41-1.25) \times 100)$ と言える。B-VD 試験体は曲げ破壊したため、モルタルジベルの効果が明確ではないが、ひび割れや破壊の状況から考えるとその効果は比較的小さいと考えられる。

(2) 板の押抜きせん断実験

図-7 に板中央変位と荷重の関係を示す。S 試験体は、150kN で板中央付近でひび割れが生じ剛性が低下した。その後、板中央付近での鉄筋に沿った格子状のひび割れや中央から板の四隅へ進展するひび割れが増加し、最後は 594kN 時に押抜きせん断破壊した。鉄筋は 400kN 程度で降伏ひずみ (1950μ) を超えていた。

普通コンクリートで増打ちした S-N 試験体は、300kN で板中央付近にひび割れが生じて剛性が低下した。その後、S 試験体と同様にひび割れが進展し、802kN で押抜きせん断破壊した。増打ち部の補強鉄筋は約 500kN で、既設部の鉄筋は約 700kN で降伏ひずみに達していた。耐力は S 試験体と比較して 35%の増加が見られた。

ビニロン短繊維混入コンクリートで増打ちし、モルタルジベルも配置した S-VD 試験体は、S-N 試験体と同様 300kN で板中央付近でひび割れが生じ始め剛性が徐々に低下し、最後は 956kN で押抜きせん断破壊した。増打ち部の補強鉄筋は約 550kN で、既設部の鉄筋は約 840kN で降伏ひずみに達していた。耐力は S 試験体と比較して 61%、S-N 試験体と比較して 20%の増加が見られた。

図-8 に試験体切断面の状況を示す。S 試験体は載荷端から支点に向かって斜めに押抜きせん断ひび割れが進展している。一方、増打ちした S-N 試験体では、支点に向かう斜めひび割れが増打ち界面に達した後、界面に沿ったひび割れとなって板端まで進展していた。増打ち界面を跨ぐひび割れもあるが、表面までは達していない。写真では、斜めひび割れが 2本観察できる。角度の浅い板中央寄りの斜めひび割れは、その幅が増打ち界面に近い側で大きくなっていることから、主ひび割れである左側の斜めひび割れおよび界面での剥離が生じた後に誘発された二次的なひび割れであると考えられる。

S-VD 試験体も同様に載荷端から支点方向に向かう斜めひび割れが生じている。増打ち界面に 3箇所あるモルタルジベルの下を進展するもの(上)とモルタルジベルを跨ぐもの(下、赤丸)が見られた。モルタルジベルを跨いだひび割れはジベル本体を破壊することなく、ジベル界面に沿ったひび割れとなって進展していた。板端ではひび割れは増打ち界面に沿って進展していた。以上から、今回のケースではジベルを配置しても界面での剥離を抑制する効果は小さかったものと考えられるが、ジベ

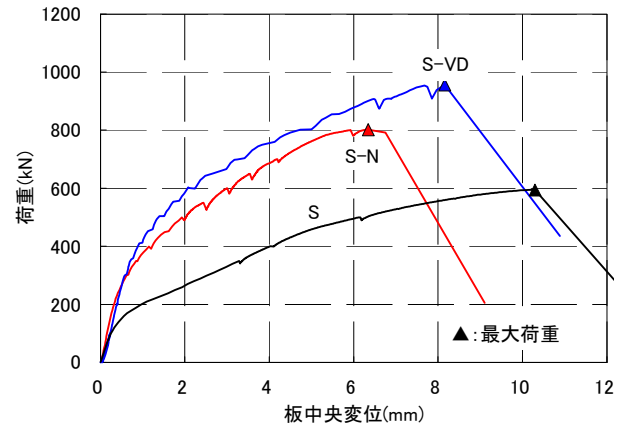


図-7 板中央変位と荷重の関係



(1)S 試験体



(2)S-N 試験体



(3)S-VD 試験体

図-8 板の切断面の状況

ルの埋込み長さを大きくするなどの対策が効果的と思われる。

各試験体でコンクリート強度が異なるので、強度を考慮した計算耐力と比較することで補強の効果を検討した。ここでは、コンクリート標準示方書⁶⁾の面部材の設計押抜きせん断耐力式(4)を用いた。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (4)$$

ここに、 $f'_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_{cd}}$ (N/mm²) f'_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度ただし、 $f'_{pcd} \leq 1.2$ N/mm²、 $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$ (d : mm) ただし $\beta_d \leq 1.5$ 、 $\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$ ただし $\beta_p \leq 1.5$ 、 $\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$ 、 u : 載荷面の周長(mm)、 u_p : 照査断面の周長(mm)で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定する。 d および p : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。

梁の場合と異なり、既設部の鉄筋量が比較的大きいことから、板の計算では既設部の鉄筋も考慮した鉄筋比を計算に用いた。また、鉄筋の有効高さも既設部の鉄筋を合わせた重心位置とした。コンクリート圧縮強度は既設部の値を用いた。

表-9 に計算結果を示す。実験耐力に対する計算耐力の比はいずれの試験体でも大差なく、今回の実験ではビニロン短繊維混入コンクリートおよびモルタルジベルの効果は確認できなかった。ただし、増し打ちすることにより押抜きせん断耐力が大きく向上することは確認できた。また、増打ち界面に沿ったひび割れの発生を防止することができれば、耐力をさらに向上させることが出来る可能性が示された。

4. まとめ

ビニロン短繊維混入コンクリートとモルタルジベルを組み合わせたせん断補強工法について、梁と板の実験を行い以下の点が明らかとなった。

- ①ビニロン短繊維混入コンクリートによる増し厚補強した梁のせん断耐力は普通コンクリートによる増し厚よりも 16%程度向上することが分かった。今回の梁の実験ではモルタルジベルの効果は確認できなかった。
- ②増打ちすることにより板の押抜きせん断耐力が大きく向上することが分かった。今回の実験ではビニロン短繊維混入コンクリートモルタルジベルの効果を定量的に明確にすることは出来なかった。

表-9 耐力の比較

耐力	S(kN)	S-N(kN)	S-VD(kN)
実験値(E)	594	802	956
計算値(C)	455	654	789
E/C	1.31	1.23	1.21

③板の押抜きせん断ひび割れは増打ち界面に沿ったひび割れを誘発する。今回の実験で用いたモルタルジベルではこれを抑制することは出来なかったが、ジベルの埋め込み深さを大きくするなどの改善で効果を得られる可能性がある。

参考文献

- 1) 小林靖典, 小林亨, 清宮理: 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強工法に関するはりの載荷実験, コンクリート工学年次論文集 Vol.24, No.2, pp.1549-1554, 2002
- 2) 伊藤始, 岩波光保, 横田弘: PVA 短繊維で補強した RC はりのせん断耐力評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.774/V-65, pp.123-138, 2004.11
- 3) 田口史雄, 岸徳光, 三上浩, 栗橋祐介: PVA 短繊維の架橋効果による RC 梁のせん断耐力向上効果, コンクリート工学年次論文集 Vol.27, No.1, pp.283-288, 2005
- 4) 横山和昭, 鹿野善則, 紫桃孝一郎: 下面増厚した RC 梁のせん断補強効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.25, No.2, pp.1909-1914, 2003
- 5) 田口史雄, 岸徳光, 三上浩, 栗橋祐介: 短繊維混入吹付けコンクリートと AFRP メッシュを併用した RC 梁のせん断補強工法の提案, コンクリート工学年次論文集 Vol.26, No.1, pp.1779-1784, 2004
- 6) 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2007
- 7) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディーブームのせん断耐力算定式の提案, JCI 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, pp.119-126, 1983