

# 論文 打継部を有する RC 部材を対象とした後施工型せん断補強

羽田野 英明<sup>\*1</sup>・中島 隆<sup>\*2</sup>・阪口 裕紀<sup>\*3</sup>・六郷 恵哲<sup>\*4</sup>

**要旨:** 本研究は、後施工型鉄筋を用いて、新旧コンクリートの打継部有する RC 構造物のせん断耐力を向上させる補強方法に関する基礎的な研究である。本論文では、新旧コンクリート打継面の位置の応力状態が、せん断補強効果に与える影響に着目した実験を行い、打継位置の応力状態により、せん断補強効果に違いが発生することを示し、圧縮側に打継を設けた場合にせん断耐力の低下が発生しやすいことを明らかにした。

**キーワード:** せん断補強, 後施工型鉄筋, コンクリート打継面, せん断破壊, 微膨張型靱性モルタル

## 1. はじめに

2006年9月に発生したカナダのケベック州モントリオール市近郊で発生したデラコンコルド跨道橋の崩落事故<sup>1)2)</sup>では、スラブ形状を有する桁受部のせん断耐力不足に加え、部材上面の凍害損傷部を補修した新旧コンクリートの打継部が、路面からの凍結防止剤を含んだ漏水により劣化したことが崩落要因とされている。この崩落事故は、せん断耐力が不足した桁受部に、適切なせん断補強が行われ、新旧コンクリート打継面の適切な保護が行われていれば、防止できた可能性が高い。

わが国においても、1980年以前に建設された RC 構造物では、せん断補強鉄筋量が少なく、せん断耐力が不足しているものも少なくない。兵庫県南部地震以後、耐震設計法の改定により、RC 部材のせん断補強に関して、各種の補強方法が採用されている。ボックスカルバートのような壁構造を有し、補強が一方からに限定される RC 構造物では、寸切り鉄筋を使用したせん断補強<sup>3)</sup>や、後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による補強方法<sup>4)</sup>が採用されている。

本研究は、補強が一方からに限定されるスラブ状の RC 構造物のせん断補強に関するものであり、構造物の表面部が凍害などで損傷した場合に、表層部のコンクリートを除去して、部分的に新しいコンクリートで打ち替え、同時に部材のせん断補強を行うという補強方法に関するものである。これまでの研究<sup>5)</sup>で、打継面側から削孔した挿入孔に片側にフックを有する後施工型の鉄筋を、微膨張型靱性モルタルを用いて固定することで、せん断補強が可能であり、新旧コンクリート打継面の界面ひび割れを伴うせん断破壊を防止できること明らかにした。また、せん断補強鉄筋のない曲げ部材では、部分的なコンクリートの打ち替えにより、引張鉄筋降伏後に、せん断破壊型に移行し、靱性が低下する場合があります、靱性が

要求される部材の補修では、靱性が低下しないように、せん断補強鉄筋を追加するなどの対応が必要であることも明らかにした。

本論文では、それらの研究を更に進めて、新旧コンクリート打継面の位置の応力状態が、せん断補強効果に与える影響に着目して行った実験結果について報告する。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体形状

試験体は、新旧コンクリート打継面の位置の応力状態が異なる場合のせん断補強の効果の違いを調べるため、図-1および表-1に示す C1~C8 の 8 種類の試験体とした。主鉄筋は、引張側鉄筋 3-D19 (引張鉄筋比 3.26%)、圧縮側鉄筋 3-D10 とし、せん断支間比を 2.56 とした。

試験体 C1 は打継面が無く、せん断補強を行わない試験体である。試験体 C2~C4 は、せん断補強を行わない試験体で、打継面の位置を、圧縮応力作用側、引張応力作用側、および部材高 1/2 に設けている。また、試験体 C5 は打継面が無く、スターラップでせん断補強を行った試験体である。試験体 C6~C8 は、後施工型のせん断補強を行った試験体で、打継面の位置を、圧縮応力作用側、引張応力作用側、および部材高 1/2 に設けている。

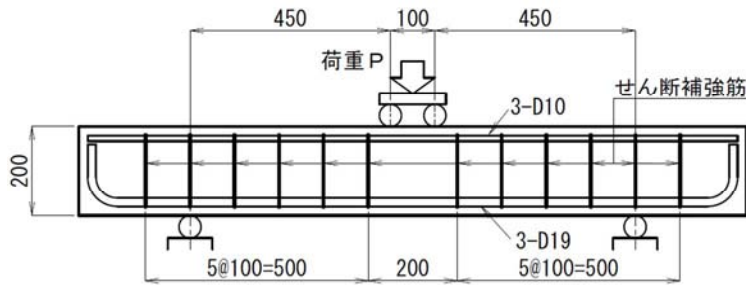
なお、試験体 C1 において、計算上の斜め引張破壊耐力<sup>6)</sup>は 57.4kN、せん断圧縮破壊耐力<sup>7)</sup>は 21.9kN であり、それらの耐力比は 2.62 である。また、試験体 C5 において、計算上の斜め引張破壊耐力は 98.9kN、せん断圧縮破壊耐力は 35.3kN である。いずれの試験体においても、せん断圧縮破壊ではなく、斜め引張破壊が発生するような試験体とした。ここで、せん断圧縮破壊耐力は、載荷支圧板の部材軸方向長さ  $r$  の影響を受けるが、本実験では棒球座に位置固定のため軽山形鋼 (L-50×50×2) を挟んでおり、 $r=50\text{mm}$  として算定している。

\*1 中日本建設コンサルタント (株) 建設技術本部副本部長 工修 (正会員)

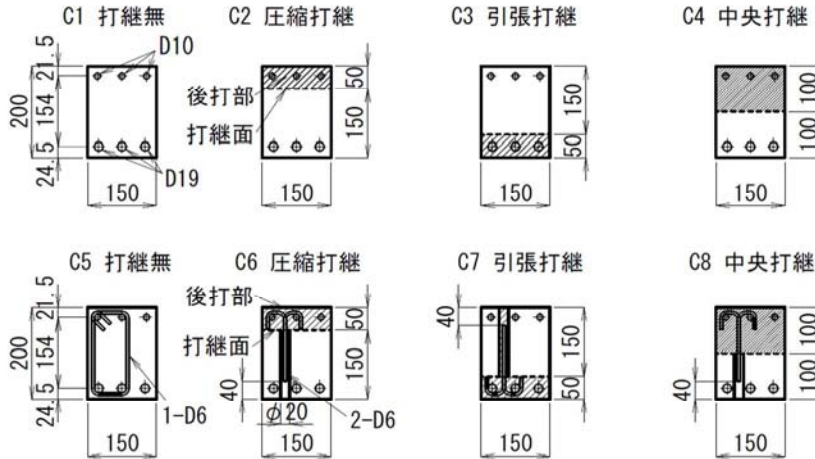
\*2 岐阜大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (正会員)

\*3 丸栄コンクリート工業 (株) 技術開発部 主任 (正会員)

\*4 岐阜大学 工学部社会基盤工学科教授 工博 (正会員)



(a) 側面形状



せん断補強筋は千鳥状に配置

(b) 断面形状 (せん断補強鉄筋配置)

図-1 試験体形状

打継面を有し、後施工型の鉄筋を用いてせん断補強を行った試験体 C6~C8 の試験体では、打継側にフックを有するせん断補強鉄筋 D6 を、2 本を 1 組として後打ち側の主鉄筋に掛けるように 100mm 間隔に配置 (せん断補強鉄筋比 0.38%) し、微膨張型韌性モルタルでグラウトした。その後、打継面のレイタンスなどを、高圧水で研掃した後、後打ちコンクリートを打設した。なお、新旧コンクリートの打設は下向き打設とし、図-1 (b) に示す状態を基本とし、試験体 C3 と C7 についてのみ、上下を反転させて行った。

なお、せん断補強鉄筋の挿入孔は直径を 20mm とした。挿入孔の施工は、実施工ではコアドリルによる削孔となるが、この試験では、試験体作製時に外径 20mm のビニールホースにネジ節鉄筋を差し込んで、箱抜きして成形

することで、実施工を模擬した。

## 2.2 材料特性

表-2 に、試験体のコンクリートおよび後施工型の鉄筋を定着するグラウト材 (微膨張型韌性モルタル) の材料

表-1 試験体

試験体	せん断補強鉄筋	後打ち材料	打継位置
C1	無し	—	—
C2		普通コンクリート	圧縮側
C3			引張側
C4			部材高1/2
C5	スターラップ	—	—
C6	後施工型	普通コンクリート	圧縮側
C7			引張側
C8			部材高1/2

表-2 材料配合

材 料	W/C (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )									
		水	セメント	細骨材	粗骨材	石灰石粉	7号珪砂	膨張材	繊維	AE 減水剤	増粘剤
普通コンクリート	55	180	327	810	920	—	—	—	—	1.02	—
微膨張型韌性モルタル	46	380	832	—	—	379	345	53	9.7	3.79 <sup>※1</sup>	1.074

AE減水剤：リグニンスルホン酸化合物およびポリオール複合体

※1は高性能AE減水剤 (粉体) を示す。

セメント：早強セメント                      膨張材：エトリンガイト・石灰複合系

繊維：高強度ポリエチレン繊維，繊維径12μm，繊維長12mm，引張強度2600MPa，弾性係数88GPa

表-3 材料強度

材 料	適用部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	材齢 (日)
普通コンクリート	母 材	49	—	3.1×10 <sup>4</sup>	21
	後打ち部	44	—		20
微膨張型靱性モルタル		61	6.4	計測せず	11

表-4 鉄筋規格

使用部位	JIS規格 (種類)	鉄筋径	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
主鉄筋	JIS G3112 (SD345)	D19	396	601	2.0×10 <sup>5</sup>
		D10	356	521	
後施工鉄筋	JIS G3532 (SWM-R)	D6	502	614	
スターラップ筋		D6	481	600	

表-5 実験結果

試験体	計 算 値			実 験 結 果						
	最大 せん断 耐力  V <sub>yd</sub> (kN)	コンクリート せん断 耐力  V <sub>cd</sub> (kN)	補強筋 せん断 耐力  V <sub>sd</sub> (kN)	目視ひび割れ発生		せん断耐力			設計値との比較	
				曲げ ひび割れ (kN)	せん断 ひび割れ (kN)	せん断 耐力 V <sub>ye</sub> (kN)	コンクリート 耐力 <sup>※1</sup> V <sub>ce</sub> (kN)	補強筋 耐力 <sup>※2</sup> V <sub>se</sub> (kN)	V <sub>ye</sub> /V <sub>yd</sub>	V <sub>se</sub> /V <sub>sd</sub>
C1	57	57	—	40	45	53	53	-	0.93	-
C2	57	57	—	40	45	53	53	-	0.93	-
C3				40	50	55	55	-	0.96	-
C4	56	56	—	45	50	50	50	-	0.89	-
C5	99	57	42	40	45	111	53	58	1.12	1.39
C6	100	57	43	40	35	79	41	37	0.79	0.86
C7				40	50	103	55	48	1.02	1.11
C8	100	56	43	40	50	98	50	48	0.98	1.10

※1 C5～C8のコンクリート耐力の算定方法は、本文中に示す。

※2 補強筋耐力は、せん断耐力(P<sub>ye</sub>)からコンクリート耐力(P<sub>ce</sub>)を差し引いて算出した。

配合を示し、その強度を表-3に示す。また、試験体に用いた鉄筋の強度特性を表-4に示す。なお、微膨張型靱性モルタルは、上向きのグラウト作業も想定し、粘性を高め、後施工型の鉄筋を用いた補強工法用に開発したものである。

### 2.3 実験方法

載荷実験は、図-1(a)に示したように、2点載荷とし、荷重をロードセル、供試体の変位について高感度変位計を用いて計測した。荷重載荷位置2箇所と支点位置2箇所の変位を測定し、支点位置変位の影響を除いて、載荷位置の変位とした。

### 3. 実験結果

表-5に実験値と計算値とを比較して示す。最大せん断耐力の計算値 V<sub>yd</sub>は、以下に示すコンクリートが負担するせん断耐力 V<sub>cd</sub>と、鉄筋の負担するせん断耐力 V<sub>sd</sub>との和として求めている。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (1)$$

コンクリートが負担するせん断耐力の計算値 V<sub>cd</sub>は、せん断スパン比の影響を考慮した斜めひび割れ発生荷重算定式<sup>6)</sup>(2)を用いて耐力を計算している。

$$V_{cd} = 0.2f_c^{1/3}(100p_w)^{1/3} \left( \frac{10^3}{d} \right)^{1/4} \left( 0.75 + \frac{1.4d}{a} \right) b_w d \quad (2)$$

ここに、

$f_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : 引張鉄筋比 =  $A_s/b_w d$

$d$  : 断面の有効高さ (mm)

$a$  : せん断支間 (mm)

$b_w$  : 断面の幅 (mm)

$A_s$  : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

なお、母材コンクリートと後打ち部のコンクリート強度が若干異なっているため、式(2)における計算では、コンクリート圧縮強度として、面積比で補正した強度を用いて計算を行っている。

また、せん断補強鉄筋のせん断耐力 V<sub>sd</sub>は、コンクリート標準示方書<sup>8)</sup>の設計せん断耐力算定式により、部材係数  $\gamma$  を 1.0 とした式(3)で求めている。

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z \quad (3)$$

ここに、

$A_w$  : 区間  $s_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha_s$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

$s_s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

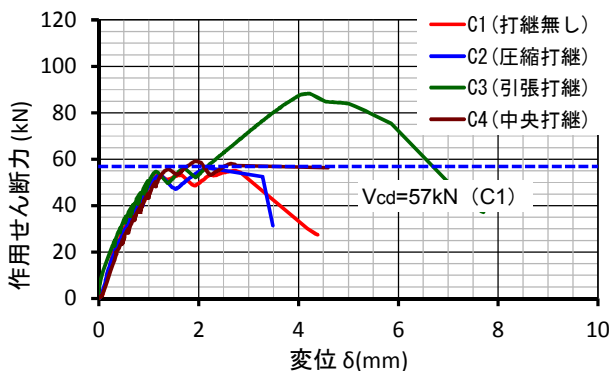
$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離 (=  $d/1.15$ )

また、実験結果における試験体 C5～C8 のせん断補強鉄筋のせん断耐力 V<sub>se</sub>は、せん断補強鉄筋の応力を測定し

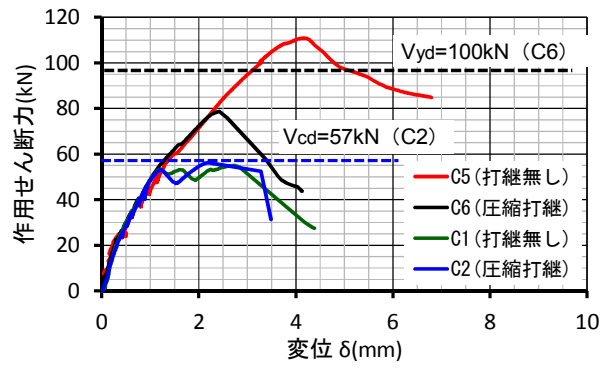
表-6 打継試験体のせん断耐力と打継面の応力状況

試験体	せん断補強鉄筋の有無	打継面の位置		せん断耐力 V <sub>ye</sub> 比率 ※	せん断耐力 V <sub>se</sub> 比率 ※	中立軸位置 圧縮縁より x (cm)	最大荷重時の打継面	
		分類	圧縮縁からの距離(cm)				ひずみ (%)	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
C2	無し	圧縮側	5.00	1.00	-	7.93	0.029	10.9
C3		引張側	15.00	1.03		7.93	-0.071	-
C4		部材高1/2	10.00	0.94		8.02	-0.019	-
C6	有り	圧縮側	5.00	0.71	0.65	7.93	0.042	15.6
C7		引張側	15.00	0.93	0.83	7.93	-0.134	-
C8		部材高1/2	10.00	0.88	0.83	8.02	-0.036	-

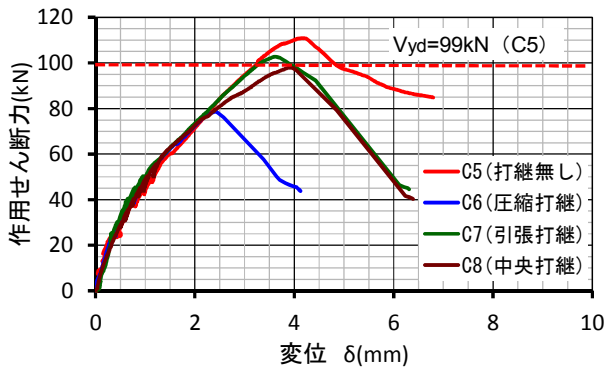
※ C2~C4 打継無し試験体C1の最大せん断耐力に対する比率  
 C6~C8 打継無し試験体C5の最大せん断耐力に対する比率



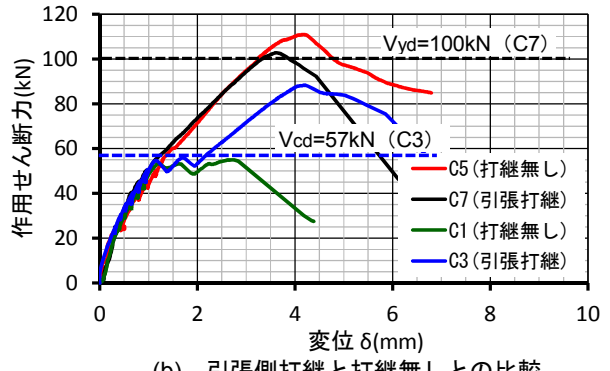
(a) せん断補強無し



(a) 圧縮側打継と打継無しとの比較



(b) せん断補強有り

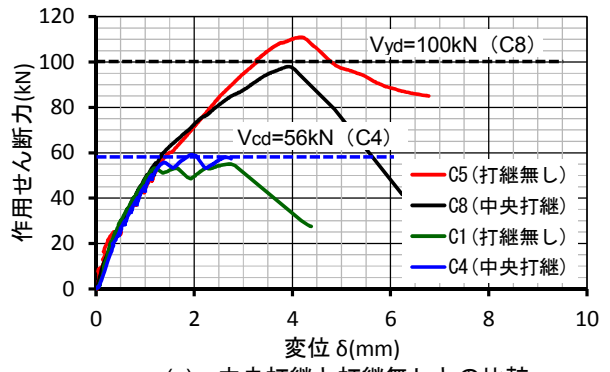


(b) 引張側打継と打継無しとの比較

図-2 荷重変位関係 (その1)

たのではなく、現行の設計法の考え方を準用して、最大せん断耐力  $V_{ye}$  から、コンクリートが負担するせん断耐力  $V_{ce}$  を差し引いて算定した。なお、試験体 C5~C8 において、コンクリートが負担するせん断耐力  $V_{ce}$  は、せん断補強鉄筋を配置しない試験体 C1~C4 の最大せん断耐力と同一と想定した。ただし、試験体 C6 については、試験体 C2 に比べ、せん断ひび割れが発生したせん断力が小さかったため、せん断ひび割れが発生した時のせん断力の比率 (=35/45) を乗じて補正した。

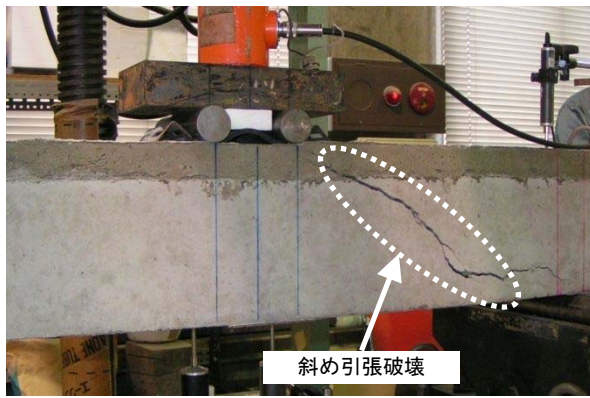
写真-1 に打継部を有する試験体の終局時の破壊状況を示す。また、図-2(a), (b)に、せん断補強を行わない試験体 C1~C4 と、せん断補強を行った試験体 C5~C8 の作用せん断力-変位関係を示す。図-2 には、試験体



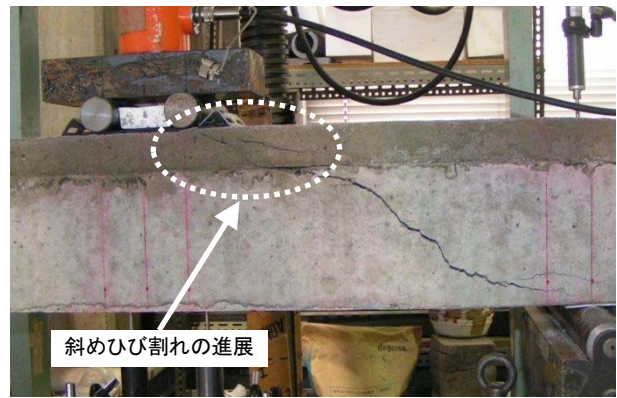
(c) 中央打継と打継無しとの比較

図-3 荷重変位関係 (その2)

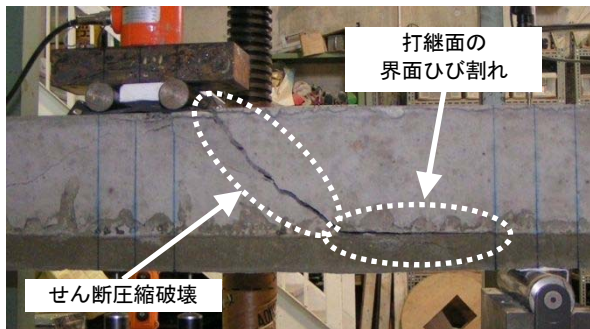
C1 と C5 に対する最大せん断耐力の計算値も併せて示している。最大せん断耐力の計算値に対する実験値の比率は、表-5 に示した試験体 C1 で 93%、試験体 C5 で 112% となり、比較的よい一致を示した。



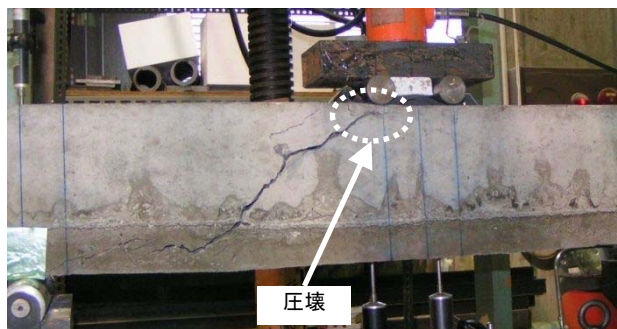
(a) C2 (圧縮側打継, せん断補強無)



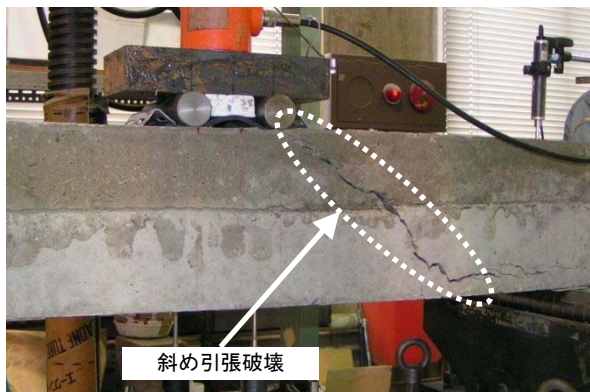
(b) C6 (圧縮側打継, せん断補強有)



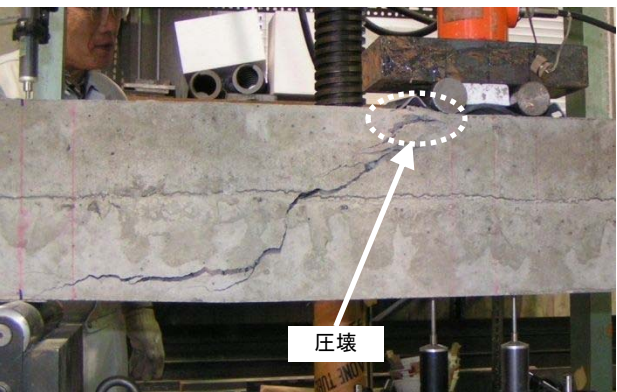
(c) C3 (引張側打継, せん断補強無)



(d) C7 (引張側打継, せん断補強有)



(e) C4 (中央部打継, せん断補強無)



(f) C8 (中央部打継, せん断補強有)

写真-1 試験体の終局時の破壊状況

なお、図-2(a)に示すように試験体 C3 がせん断降伏発生後に、耐力が上昇する現象が発生した。これは、写真-1(c)に示すように、破壊形態が、引張側打継面の界面ひび割れを伴うせん断圧縮破壊となり、他の試験体 C1, C2, C4 のような斜め引張破壊とならなかったことに起因すると考えられる。これに関しては、今後の検討課題である。

新旧コンクリート打継面の応力状態別に区分して、作用せん断力-変位関係を、図-3(a), (b), (c)に、標準試験体 C1, C5 と比較して示す。なお、図には、試験体 C2 ~C4 と C6~C8 に対する最大せん断耐力の計算値も併せて示す。また、表-6 に、部材の最大せん断耐力  $V_{ye}$  とせん断補強鉄筋が負担する最大せん断耐力  $V_{se}$  について、打継のない標準試験体 C1, C5 に対する比率と、最大せ

ん断耐力発生時における打継面の曲げひずみと応力度の計算値を示す。

せん断補強を行わずコンクリートを打ち継いだ試験体 C2~C4 の最大せん断耐力  $V_{ye}$  の計算値に対する比率は、表-5 に示したように 89~96%であり、試験体 C1 の 93%と同程度であった。また、表-6 に示したように最大せん断耐力の  $V_{ye}$  の打継無し試験体 C1 に対する比率も 94~103%であり、せん断耐力の低下は認められなかった。

一方、せん断補強を行い、コンクリートを打ち継いだ試験体 C6~C8 の最大せん断耐力  $V_{ye}$  の計算値に対する比率は、表-5 に示したように 79~102%であり、試験体 C5 の 112%に比べて明らかに低下していた。最大せん断耐力  $V_{ye}$  から、コンクリートが負担するせん断耐力  $V_{ce}$  を差し引くことで算定したせん断補強鉄筋のせん断耐力

$V_{se}$ についても、C6～C8の計算値に対する実験値の比率は、86～111%であり、試験体C5の139%に比べて低下していた。

また、表-6に示したように最大せん断耐力 $V_{ye}$ の打継無し試験体C5に対する比率も71～93%であり、せん断補強鉄筋が負担する最大せん断耐力 $V_{se}$ の打継無し試験体C5に対する比率も65～83%であり、打継を有するせん断補強を行った場合には、せん断耐力の低下が認められた。

これらのことから、片面方向からのせん断補強を行い、コンクリートを打ち継ぐ場合、せん断補強効果は得られるものの、そのせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力は、一般的なスターラップなどのせん断耐力に比べて低下することがわかった。

この低下の影響としては、これまでの研究<sup>9)</sup>で示されたようなせん断補強鉄筋の端部定着の影響に加えて、図-2(b)や表-6から、打継面位置での応力状態の違いにより、せん断耐力の違いが発生していると考えられる。

本実験の範囲では、打継面位置での応力が引張状態の試験体C7やC8の場合のほうが、圧縮状態の試験体C6に比べて、せん断補強効果が高い結果を示していた。これは、打継面が圧縮域にある試験体C6では、写真-1(b)に示すように打継部に斜めひび割れが進展し、トラス構造の圧縮材としての機能が十分発揮できないことによるものと考えられる。それに対し、打継面が引張域にある試験体C7、C8では、写真-1(d)、(f)に示すように、圧縮域のコンクリートがトラス機構の圧縮材として圧壊するまで機能することで、せん断抵抗機構が十分に発揮でき、せん断耐力が高くなったものと考えられる。

#### 4. 結論

新旧コンクリート打継面の位置の応力状態が異なる場合のせん断補強の効果の違いに着目した実験結果から、以下のようなことが明らかとなった。

- 1) コンクリート打継面を有する部材で、せん断補強を行わない部材のせん断耐力は、打継面を有さない部材のせん断耐力の算定式を利用して算定できる。
- 2) せん断補強を行わない試験体では、打継面の位置の応力状態(圧縮側、引張側、部材高の1/2)にかかわらず、せん断耐力の差異は認められず、打継面を有さない試験体のせん断耐力と同程度である。ただし、せん断ひび割れの発生状況には、打継面に沿った界面ひび割れが発生するなど、異なる場合がある。
- 3) コンクリート打継面を有する部材で、せん断補強を

行った部材のせん断耐力は、打継面を有さない部材のせん断耐力の算定式を利用する場合、端部定着の影響による低下を考慮する必要がある。

- 4) せん断補強を行った試験体では、打継面の位置の応力状態(圧縮側、引張側、部材高の1/2)の違いによって、せん断耐力に差異が発生する。打継面位置が圧縮応力側となる場合に、せん断耐力が低い傾向を示す。これは、圧縮域となる打継コンクリート側に斜めひび割れが進展し、トラス構造の圧縮材としての機能が十分発揮できないことによるものと考えられる。

謝辞：この研究を実施するにあたり、浅野幸男氏(岐阜大学)、前田徳一氏(東洋紡績(株))、ならびに大畑卓也氏(JR東海コンサルタンツ(株))から、協力と支援をいただいた。感謝の意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) Pierre M.J. et al. : Commission of Inquiry into the Collapse of a Portion of de la Concorde Overpass REPORT, 2007.10.
- 2) 六郷恵哲, 羽田野英明, Nemkumar Banthia : カナダのデラコンコルド跨道橋の崩落事故に学ぶ, コンクリート工学, Vol.46, No.12, pp.35-41, 2008.12.
- 3) 奥平幸男, 岩下正美, 小林亨, 清宮理 : せん断補強鉄筋埋込工法(あと施工)による東京港第二航路改定トンネルの側壁補強, 土木建設技術シンポジウム2003 論文集, 土木学会建設技術研究委員会, 2003.7.
- 4) 岡本晋, 三桶達夫, 堀口賢一, 府川徹, 中條基, 加納宏一 : 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋による耐震補強工法の開発, 大成建設技術センター報, 第40号, pp.08-1～08-6, 2007.11.
- 5) 羽田野英明, 中島隆, 原田祐一, 六郷恵哲 : 後施工型の鉄筋を用いたRC部材のせん断補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1369-1374, 2011.7.
- 6) 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, No.372/V5, pp.167-176, 1986.8.
- 7) 二羽淳一郎 : FEM解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式, 日本コンクリート工学協会, 第2回RC構造物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.119-128, 1983.
- 8) 土木学会 : 2007年制定 コンクリート標準示方書 設計編, pp.132-141, 2008.4.