鉄筋端部にネジ加工を施して取付けた機械式定着の性能評価

Performance Evaluation of Mechanical Anchor Fixed in Reinforced Bar with Thread

米田大樹*, 舟橋政司**, 吉良拓人***, 伊藤始****, 島弘***** Taiju Yoneda, Masashi Funahashi, Takuto Kira, Hajime Ito, Hiroshi Shima

*工修,前田建設工業㈱,技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16) ** 工修,前田建設工業㈱,技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16) *** 工修,ユニタイト㈱,営業開発室(〒651-2271 兵庫県神戸市西区高塚台 3-1-12) **** 工博,富山県立大学准教授,工学部環境工学科(〒939-0398 富山県射水市黒河 5180) ***** 工博,高知工科大学教授,工学部社会システム工学科(〒782-8502 高知県香美市土佐山田町)

> In reinforced concrete structures, mechanical anchors are increasingly being used in place of hooks to improve the bar arrangement of these structures. However, the use of mechanical anchors involves higher expenses than that of hooks. Therefore, the mechanical anchor method fixed in reinforced bar with thread was developed for cost cut and to make that method that can apply to various ribs. From test results, it was confirmed that the thread strength is equal to the base material strength for diameters D16–D35, strengths SD295–SD490, and ribs (standard steel bar and steel bar with threaded rib). The results of a load test on a beam and wall confirm that the performance achieved using the mechanical anchor is identical to that achieved using existing hook anchors.

Key Words: mechanical anchor, shear capacity, flexural capacity, transverse reinforcement キーワード: 機械式定着, せん断耐力, 曲げ耐力, 横方向鉄筋

1. 序論

近年,鉄筋コンクリート構造物には,耐震性向上の観 点から大きな耐力と変形性能が要求されることが多く, 鉄筋量の増加によって配筋が過密状態となっている. そ のため、従来のフック定着の代わりに鉄筋端部へ定着金 物を取り付けた機械式定着工法の採用が増えている.し かし、既往の機械式定着工法は、配筋作業の合理化や工 期短縮効果を考慮してもフック定着と比較して若干の コスト増となってしまう. そこで、コスト削減を目的に、 写真-1に示すような鉄筋端部に雄ネジを切削加工する機 械式定着工法を開発した. 一般的に, PC 鋼棒等で用いら れるネジ部の強度が母材強度以上となるネジを製造す るためには、転造や冷間といった製造技術が用いられる. しかし、転造や冷間によるネジ加工には大きな力が求め られるため、製造装置の大型化によって莫大な初期投資 が必要となる.一方、切削によるネジ加工は、装置を小 型化できるため初期投資を抑えることができる. さらに, 装置の小型化は持ち運びを容易にするため、工場だけで なく建設現場内でもあらゆる節形状の鉄筋に対して定

着金物を取り付けられる可能性に道を開くものである. 本稿は、このような鉄筋端部に雄ネジを切削加工して取 付けた機械式定着について各種性能確認実験を行い、そ の結果について報告を行うものである.

鉄筋の機械式継手については、土木学会から鉄筋継手 指針^{1),2)}が定められていたが、その後様々な機械式定着工 法が開発されてきたことを踏まえ、2007年に機械式継手 と機械式定着を含めた鉄筋定着・継手指針[2007年版]³⁾

(以下,定着指針と記す)へ改定された.これにより, 機械式定着工法は,統一的な性能照査方法が定められ, これを満足する機械式継手や機械式定着については,従 来の重ね継手や標準フックを設けた部材と同等とみな して設計できるようになった.例えば,定着具(定着板) の性能評価基準として表-1に示す項目の中から要求性能, 使用目的,および工法に応じて必要なものを実施し,そ れぞれの基準を満足することを確認すると定めている. なお,本稿では,用語の定義として定着指針³に従い,

「定着具」を機械式定着において,鉄筋に作用する引張 力をコンクリートに伝達するために鉄筋端部に設けら れる板またはこぶ状のもの,「定着体」を定着される鉄 筋端部(定着具やフックを含む)とその周囲の定着性能 に寄与するコンクリートを含めた箇所として用いる.

ネジ部 (定着具)の性能

2.1 実験要因

雄ネジは、ネジ基端部を鉄筋径の0.5倍の範囲で8%加 締めた後,基端側から先端側へ約6度のテーパーを付け て切削加工を施したものである. 定着金物は, 直径が鉄 筋径の 2.5 倍であり、雄ネジに螺合する雌ネジを有して いる. 定着具の性能評価実験は、表-1に示す(i)引張 強度,(ii) 嵌合部の残留すべり量,(iii) 勾配引張強度

> (((1 (

の3種類を実施した.試験体は、鉄筋の節形状として竹 節鉄筋とネジ節鉄筋の2種類を,鉄筋径としてD16,D25, D35の3種類を,鉄筋の強度としてSD295, SD345, SD390, SD490 の4 種類を用いた.載荷方法は、「2.2」で述べるよ うに、鉛直引張・勾配引張の2種類とした. 実施したパ ラメータと試験体数の組合せを表-2 に示す. 試験体は, 実験パラメータごとに3本とした.

2.2 実験方法

定着具の引張試験方法を図-1 に示す.(i)引張強度 と(ii) 嵌合部の残留すべり量は、図-1(左)に示すよ うに治具で定着具を固定し、定着具に対して鉄筋を鉛直

表-1 定着具の性能評価項目 3

性能試験項目	性能の条件
i)引張強度	定着具の強度が使用する鉄筋の規格引張強さ以上 ^{※1}
ii)嵌合部の残留すべり量	嵌合部のすべり $\mathbb{E}({\delta_s}^{st 2})$ が 0.3 mm以下
ⅲ)勾配引張強度 ^{※3}	使用する鉄筋の規格引張強さ以上
v)疲労強度	設計で想定した繰返し回数に対する強度以上 ^{※4}
v)その他の性能 (顕微鏡観察,硬度分布,接合部切出し引張強度等)	定着具および鉄筋に有害な変状がない

×1 定着具の強度とは最大引張荷重を鉄筋の公称断面積で除した値である

 δ_s は鉄筋応力で0.95 f_{yn} まで加力後, 0.02 f_{yn} まで除荷した時点の残留すべり量とする(f_{yn} :鉄筋の規格降伏強度) ×2 ※3 支圧面に勾配を有する座金を用いて定着具に偏心力が作用するようにした試験

※4 複数水準の応力振幅に対して疲労試験を行い、S-N線図が得られていることが望ましい



-902-

方向に引っ張ることで実施した.抜出し変位(すべり量) の計測は、図-1(左)のように定着具に治具を介して取 付けたカンチレバー型変位計を用いて鉄筋との相対変 位を計測した.(ii)嵌合部の残留すべり量は、(i)引 張強度と併せて実施し、最初に上限応力として 0.95f,mま で加力した後、下限応力の 0.02f,mまで除荷して抜出し変 位の計測を行った.その後、鉄筋が破断するまで再度加 力を行い、引張強度を測定した.ここで、f,mは鉄筋の規 格降伏強度である.(iii)勾配引張強度は、図-1(右)に 示すように、4度の勾配を持つくさび型の座金を引張治 具と定着具の間に挟みこむことで実施した.鉛直引張試 験状況を写真-2(左)に、勾配引張試験状況を写真-2(右) に示す.



写真-2 定着具の引張試験状況 (左:鉛直引張,右:勾配引張)



写真-3 定着具の引張試験結果 D16 SD345(竹節) (左:鉛直引張,右:勾配引張)



写真-4 定着具の引張試験結果 D25 SD345(竹節) (左:鉛直引張,右:勾配引張)



(左:鉛直引張,右:勾配引張)

2.3 実験結果

嵌合部の残留すべり量の実験結果の一例を図-2~図-7 に示す.いずれの結果も定着指針³⁾で示されている残留 すべり量の上限値0.3mmに対して0.05mm以下の非常に 小さい値であることが確認された.

写真-3~写真-5 に引張試験後の破断状況の一例を,表 -3 に実験結果の一覧を示す.定着具の鉛直引張試験,勾 配引張試験のいずれにおいても鉄筋の強度,径,節形状 に関わらず鉄筋の母材部分で破断することを確認した. 以上より定着具(ネジ部)としての性能は,十分な強度 を有していることが確認された.

表-3 定着具の引張試験結果一覧

	鉄筋		勾配	引引	長強さ(N	/mm²)	残留すべ	破断	
呼び径	鋼種	節形状	(度)	試験値	平均值	規格値	試験値	平均值	位置
				569			0.027		母材
			0	569	571		0.052	0.036	母材
	SD295	竹筋		574		$440 \sim 600$	0.028		母材
	00200	11.40		584			-		母材
			4	583	583		-	-	母材
				582			-		母材
			_	569	570		0.026	0.004	<u> 母村</u>
			0	5/4	5/2		0.016	0.024	母材
	SD345	竹節		5/4		490以上	0.031		母材
		17.54		579	570		-		母材
			4	5//	5/8		-	-	日村
D16				577			-		四村
	SD345		0	609	600		0.017	0.011	四村
				600	000		0.003	0.011	四廿
		ネジ節		615		490以上	0.014		日村
				617	617		-	_	母材
			-	619	017		-		母材
				650			0.029		母材
			0	645	647		0.026	0.023	日材
			Ť	645	•		0.015	0.020	日材
	SD390	竹節		652		560以上	-		母材
			4	652	652		-	-	母材
				651			-		母材
				576			0.019		母材
			0	578	577		0.042	0.026	母材
	00045			578		40000	0.018	0.020	母材
	SD345	们即		578		490以上	-		母材
			4	580	579		-	-	母材
				578			-		母材
				563			0.028		母材
			0	564	563		0.001	0.016	母材
	SD345	マジ節		563		40011 F	0.020		母材
		イン町	4	561		490以上	-		母材
				563	560		-	-	母材
				557			-		母材
			0	622		560 U F	0.002		母材
	SD390	ケ笛		628	625		0.020	0.017	母材
D25				624			0.029		母材
520		11.40	4	622			-	-	母材
				624	623		-		母材
				624			-		母材
			0	639		560以上	0.026	0.045	母材
				64/	643		0.020	0.015	母材
	SD390	ネジ節		643			0.000		母材
				641	6.40		-		母村
				041	040		-	_	四村
				039			-		四村
	SD490	ネジ節	0	720	726		0.050	0.038	日本
				720	/20		0.021	0.000	品料
				713		620以上	-	-	日材
				746	731		-	_	日材
			l '	734			-		日材
				587			0.000		日材
	SD345		0	584	584		0.005	0.002	田材
		竹節	ľ	582	585	400011	0.000		田材
			—	589		490以上	-		日材
			4	581			-	-	母材
				585			-		母材
D35	SD345	ネジ節	0	554	556	490以上	0.000		母材
				556			0.000	0.000	母材
				557			0.000		母材
			4	556	555		-		母材
				553			-	-	母材
				555			-		母材
	SD490	竹節	0	708	710	620以上	0.000		母材
				711			0.000	0.000	母材
				711			0.000		母材
			4	705	706		-		母材
				703			-	-	母材
				709			-		母材

3. 定着体の性能

3.1 実験要因

定着体の性能評価実験として、定着指針3)に従い表-4 に示す高応力繰返し実験を実施した.実験要因の一覧を 表-5 に示す. コンクリート強度の目標値は、いずれも 30MPa とし,結果のばらつきを考慮してパラメータごと に3体ずつ引抜実験を実施した.鉄筋は、D19(SD345) とD35 (SD490) の2 種類を用いた. 使用した鉄筋の機 械的性質を表-6に示す. D19 (SD345) を用いたものは, 軸方向鉄筋を対象とした図-8 に示すようなかぶりを有 するタイプと、横方向鉄筋を対象とした図-9に示すよう なかぶりの剥落を考慮したタイプの2種類の引抜実験 を実施した. 定着の形状は、標準フックおよび定着具の 直径を鉄筋径の2.5倍としたものと2.0倍としたものの3 種類とした. D35 (SD490) を用いたものは、図-9 に示 す横方向鉄筋を対象とした引抜実験のみを実施した. 定 着の形状は、標準フックと定着具の直径を鉄筋径の 2.5 倍としたものの2種類とした.

3.2 載荷方法

載荷は、上限応力 0.95fm と下限応力 0.02fm で 30 回繰 返した後、規格引張強度を超える荷重まで載荷した.こ こで、fm は鉄筋の規格降伏強度である.測定項目は、引 抜荷重と抜出し変位とした.かぶりのない機械式定着の 抜出し変位は、定着具底面の鉄筋に直接変位計を接触さ せて抜出し変位を計測した.それ以外の試験体の抜出し 変位は、図-8 と図-9 に示すようにインバー線を試験体外 に引き出して変位計で計測した.なお、標準フックのス テンレス線は、折り曲げ開始位置に取り付けた.

3.3 実験結果

引抜荷重-抜出し変位関係の実験結果を図-10~図-17 に、実験状況を写真-6に示す.標準フックは3体の中で 最も抜出し変位が小さいもの、機械式定着は最も抜出し 変位が大きいもので比較を行った. D19 を用いた試験体 の 30 回繰返し後の抜出し変位は、軸方向鉄筋を対象と した標準フックで約 0.5mm、横方向鉄筋を対象とした標 準フックで約 0.6mm であった(図-10,図-13).定着具を 鉄筋径の 2.0 倍の大きさとしたものは、軸方向鉄筋,横 方向鉄筋共に標準フックよりも抜出し変位が増加する 結果となり、特に軸方向鉄筋タイプとしたものは、抜出 し変位が 3.9mm と標準フックより約8倍も大きくなる結 果となった(図-12,図-15).一方,定着具を鉄筋径の 2.5 倍とした場合の抜出し変位は、軸方向鉄筋,横方向鉄筋 共に 0.25mm 以下となり、標準フックと比較して抜出し









変位が半分以下となった(図-11,図-14).D35を用いた 試験体の30回繰返し後の抜出し変位は、標準フックが 約3.2mmに対して機械式定着は約0.65mmと1/5の抜出 し変位となった(図-16,図-17).

各パラメータで3体ずつ実施した30回繰返し後の抜 出し変位結果のばらつきの影響を図-18、図-19 および表 -7に示す. 抜出し変位が大きくなるほどばらつきも大き くなる傾向が見られるが、変動係数はD19の鉄筋で機械 式定着を用いたものが大きくなった. D19の機械式定着 で変動係数が大きくなった原因は、定着具の直径を鉄筋 径の 2.0 倍としたものは支圧部のコンクリートが破壊に 至ったため、2.5倍としたものは計測値が小さいために誤 差の影響を受けやすかったためと推測される.図-18 と 図-19 は、今回の実験結果のばらつきが正規分布の確率 密度関数 f(x)に従うと仮定した場合の分布 $N(m,\sigma^2)$ である. 標準フックと機械式定着の分布は十分に離れており、さ らに定着具が鉄筋径の 2.5 倍以上であれば、いずれも標 準フックの-3 σ範囲より機械式定着の+3 σ範囲が小さく なっている.以上より、本機械式定着は、コンクリート の実強度で 30MPa 程度以上かつ定着具の直径を鉄筋径 の 2.5 倍以上とすれば、標準フックと同等以上の定着性 能を有していると考えられる.

4. せん断補強性能

4.1 実験要因

部材としてのせん断補強性能を確認するため、せん断 破壊先行型の梁部材で載荷実験を実施した.定着具の直 径は、要素実験で標準フックと同等以上の性能を有して いることが確認された2.5倍とした.

梁の部材実験を実施した試験体は,表-8 に示す B-1, B-2, B-3 の 3 体である. 試験体の外形寸法は,全て高さ 600mm (有効高さ 500mm),幅 500mm,長さ 5400mm と した.主筋は,せん断破壊が先行するように D41 (USD685)の高強度鉄筋を上下 4 本ずつ配置し,配力 筋は D16 (SD345)を 250mm ピッチで配置した.代表し て機械式定着を用いた試験体 B-3 の形状寸法を図-20 に, B-2 と B-3 の断面図を図-21 に示す.B-1 は,せん断補強 筋の無い基準試験体であり,せん断補強筋以外の条件は, B-2, B-3 と同じである.B-2 は,B-3 のせん断補強筋端 部の定着をフック定着としたものである.B-2 と B-3 の せん断補強筋は,配力筋と同じ 250mm ピッチで 2 本ず つ配置した.



従来,ボックスカルバート等においては,有効高さの 確保を目的として配力筋を内側,主筋を外側とした配筋 が主流であったが,配筋作業の合理化を目的として土木 構造物設計マニュアル(案)⁴⁾では,主筋を内側,配力 筋を外側へ配置するように改定されている.しかし,せ ん断補強筋端部の機械式定着が細径の配力筋を介して 主筋を拘束するよりも,太径の主筋を直接拘束した方が 条件としては厳しくなる.そこで,今回の実験では,あ えて不利な条件とするために配力筋を内側,主筋を外側 とした従来の形状に従うこととした.すなわち,B-2 と B-3 のせん断補強筋は主筋を直接拘束するように配筋し ている(図-21).

4.2 載荷および計測

載荷は、図-20 の側面図に示すように梁両端から 500mmの位置を支点として、等曲げ区間を 700mm、せ ん断スパンを 1850mm として正負交番載荷とした.計測 は、載荷点と支点にロードセルと変位計を取り付けて荷 重と変位を計測し、載荷点の荷重の和と載荷点の変位の 平均で制御を行った.ひずみゲージは、主筋は梁の中央 に、せん断補強筋は中心から±75mmの位置(ひずみゲ ージ間の距離を 150mm とした上下 2 箇所)に貼り付け た.

加力は, B-1 と B-2 は予備載荷後, せん断破壊まで単 調で載荷を行い, 正側でせん断破壊した後に正負に繰返

表-9 せん断耐力の計算値と実験値

	計算値			実験値			
番号	コンクリー	せん断補強	せん断	正個	則載荷	負側載荷	
	ト負担分	筋負担分	耐力				
	V _{c,cal}	V _{s,cal}	V _{u,cal}	V _{u,exp}	$V_{u,exp}/V_{u,cal}$	V _{u,exp}	$V_{u,exp}/V_{u,cal}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		(kN)	
B-1	497	-	497	459	0.92	-469	0.94
B-2	496	495	990	1048	1.06	-1266	1.28
B-3	513	490	1003	1090	1 09	-1155	1 15

し載荷を行った. B-3 は, B-1 のせん断破壊時の変位の 整数倍で正負交番載荷を実施した.

4.3 破壊状況および荷重変位履歴曲線

表-9に各試験体のせん断耐力の計算値と実験値を示す. また,ひび割れ図を図-22~図-24に,荷重変位履歴曲線 を図-25~図-27に示す.

せん断補強筋の無い B-1 は、せん断スパン区間に生じ た鉛直方向の曲げひび割れが荷重400kN付近から斜めへ 方向を変えた後、459kN で斜めひび割れが圧縮縁へ貫通 して荷重が低下した.負側載荷も正側と同じ-400kN付近 で曲げひび割れから斜めひび割れへ向きを変えた後、 -469kN で圧縮縁へ斜めひび割れが貫通して荷重が低下 した.その後、正側は変位10mm付近で荷重が若干増加 する傾向が見られたが、最大荷重を超えることなく破壊 が進行した.一方、負側は荷重が-514kNまで再度上昇し たが、最初に荷重の低下が確認された-469kNを負側のせ ん断耐力とした.せん断補強筋の端部をフック定着とし た B-2 は、B-1 と同様に400~500kNの範囲で曲げひび割 れから進展した斜めひび割れの発生が確認され、正側は



1048kN で荷重が低下した. その後の負側載荷では, 正側 より若干大きい-1266kN で荷重が低下した. B-3 は, B-1, B-2 と同様に、正側、負側とも±400kN~±500kN の範 囲で斜めひび割れの発生が確認され、正側は1090kN (変 位 22mm) で荷重が低下した.一方, 負側は変位-22mm で荷重-1155kN に達しても荷重の低下は確認されなかっ たが、正側と同じ変位に合わせて荷重を反転させた. そ の後, B-3 の荷重は, 正側, 負側ともにそれまでの最大 荷重に達することはなく、破壊が進行した. B-1~B-3の いずれも梁中央の主筋に貼り付けたひずみゲージの値 で降伏は確認されず,破壊モードはせん断破壊であった. 全ての試験体において、正側よりも負側の荷重が若干大 きくなる傾向が見られた. 先行ひび割れを有する部材の せん断耐力については、ひび割れの無い部材より耐荷能 力が向上することが報告されている 5,60. 今回の実験にお いても、正側載荷時に導入されたひび割れが、負側載荷 時の部材耐荷機構にプラスの効果を付与していたもの と推察される.

4.4 解析による確認

梁試験体 B-1~B-3 について,アクティブクラック法 による多方向固定分散ひび割れモデルで平面応力2次元 有限要素法解析^{7,8,9}を実施した.解析コードは UC-Win



WCOMD¹⁰である.部材中のコンクリートの引張強度は, 乾燥収縮等の影響によって低下している可能性がある. また,建築分野の JASS5¹¹⁾では,封緘養生供試体の圧縮 強度から 3MPa を引いた値をコンクリート強度として設 計に用いている.封緘養生供試体の圧縮強度と部材から 採取したコア強度を比較すると,若干封緘養生供試体の 値が大きくなるようである¹²⁾.感度解析においても,封 減養生供試体から得た圧縮強度を若干低減した値を用 いた方がより実験に近い結果であったことから,本解析 では封緘養生供試体の材料試験結果から 3MPa を引いた 値を用いることとした.せん断伝達低減係数は,全て普 通強度コンクリートとして 1.0 を用いている.図-28 に解 析の要素分割を示す.B-2 とB-3 のせん断補強筋の奥行 き方向への 3 次元的配置は、これまでに有効性が報告さ れている奥行き方向に節点変位を共有させて 2 つの要素 を重ねた合わせた overlap 要素を用いて考慮した^{13),14)}. B-2 とB-3 の要素分割は同じであり、材料物性値のみを 各々の材料試験結果に基づいて設定している.B-1 は、 B-2 とB-3 で overlap 要素とした部分を無筋コンクリート 要素単体とした.無筋コンクリート要素のひび割れ発生 以降の引張軟化は、式(1a)と式(1b)より引張応力開放率を 決定し、その際の破壊エネルギーは実際に使用したコン クリートの粗骨材寸法 20mm より CEB-FIP 式(2a)¹⁵⁾を用 いて算出した.

$$\int_{\varepsilon_{tu}}^{\varepsilon_{te}} \sigma_c(\varepsilon_c) d\varepsilon + \frac{1}{4} f_t \varepsilon_{tu} = G_f / l$$
 (1a)

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f_t (\varepsilon_{tu} / \varepsilon_c)^C$$
(1b)

$$G_f = \alpha_f (f'_c / 10)^{0.7}$$
 (2a)

$$\alpha_f = 1.25d_{\max} + 10 \tag{2b}$$

ここに, G_f :破壊エネルギー (N/m), l:要素寸法 (mm), ε_{tu} : ひび割れ発生ひずみ, ε_{te} : 終局引張ひずみ, f_t : コン クリートの引張強度 (MPa), C: 応力開放率, f'_c : コン クリートの圧縮強度 (MPa), d_{max} : 骨材の最大寸法 (mm) である.

B-1~B-3 の解析結果を実験結果と合わせて図-25~図 -27 に示す.解析は変位制御で行い,実験と同じ載荷パ ターンで正負に変位を変化させた(図-27 解析 1).解析 は、いずれかの要素の平均ひずみが10%に達した時点で 終了した. B-1, B-2, B-3 の解析結果は、比較的実験結 果と良く一致していると考えられる. そこで、載荷履歴 の影響を検討するため、B-3 について B-2 の載荷履歴を 用いて解析を実施した. B-2 の載荷履歴を用いた B-3 の 結果は、ほぼ B-2 と同じ結果となっている(図-27 解析2). B-2 と B-3 の要素分割は同一であり、材料物性値と載荷 履歴のみが異なることを考慮すれば、負側の B-2 の最大 荷重が B-3 の最大荷重より若干大きかった原因として、 載荷履歴が異なることが理由であることを解析から説 明できていると考えられる.

4.5 荷重変位関係の包絡線

図-29 に B-1, B-2, B-3 の荷重変位関係の包絡線を示 す. B-1 はせん断補強筋が無いため, B-2, B-3 と比較し て小さいせん断耐力となっている. せん断補強筋にフッ ク定着を用いた B-2 と機械式定着を用いた B-3 の正側載 荷時の荷重変位関係はほぼ同じ結果であったが, 負側載







荷時は B-2 の荷重が若干大きい結果となっている. これ は、負側載荷時にせん断破壊するまで載荷を進めた B-2 に対して、B-3 はせん断破壊に至る前の-22mm で正側へ 荷重を反転させているためであり、解析結果からも載荷 履歴の影響の違いが確認されている. したがって、図-30 に示すように、B-2 の包絡線を B-3 と同じ変位時の荷重 で描いた場合、B-2 と B-3 の結果はほぼ同じとなる.

4.6 せん断補強筋のひずみ分布

図-31と図-32にB-2とB-3のせん断補強筋のひずみか ら算出したせん断補強筋の負担荷重を示す.ひずみの計 測値は、上下2箇所に貼り付けたひずみゲージのうちひ び割れ面に近い方(値の大きい方)を用いた.荷重の算 出に用いた鉄筋の応力ひずみ関係は、鉄筋の材料試験結 果を用い、せん断補強筋の手前側と奥側の2本分を足し 合わせた値として示している.図-31と図-32に示す通り、 B-2とB-3のせん断補強筋はいずれも載荷点と梁両側付 近を除いて降伏荷重に達しており、せん断補強筋として の性能を十分に発揮していることが確認された.

4.7 設計せん断耐力評価式との比較

土木学会コンクリート標準示方書¹⁰では、棒部材のせん断耐力 V_u をコンクリート負担分の V_c とせん断補強筋 負担分の V_s の和としている(式(3a)).

$$V_u = V_c + V_s \tag{3a}$$

ここに、 V_c : せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん 断耐力 (kN)、 V_s : せん断補強筋により受け持たれるせ ん断耐力 (kN) である.

コンクリート負担分の *V*_cは式(4a)の形で表され,コン クリート強度の影響,鉄筋比の影響,寸法効果の影響, 軸力の影響の積の形で表現されている.

$$V_{c} = 0.2\sqrt[3]{f'_{c}} \cdot \sqrt[3]{100p_{v}} \cdot \sqrt[4]{1000/d} \cdot \beta_{n} \cdot b_{w}d \qquad (4a)$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_{ud} \quad (N'_d \ge 0)$$
 (4b)

$$\beta_n = 1 + 4M_0 / M_{ud} \quad (N'_d < 0) \tag{4c}$$

$$P_{v} = A_{s} / (b_{w}d) \tag{4d}$$

コンクリート負担分の V_c は、せん断補強筋の無い棒部 材のせん断耐力に対応し、表-9 と図-33 に示すように、 B-1 の実験結果はコンクリート標準示方書¹⁶⁾によるせん 断耐力評価式とほぼ同じ値となっている.なお、ここで は解析時と異なり、コンクリートの圧縮強度として表-8 に示す材料試験結果の値をそのまま用いている.

せん断補強筋負担分の V_sは、トラス理論より式(5a)の 形で表される.

$$V_s = A_w f_{wy} \left(\frac{\sin \alpha}{\tan \theta} + \cos \alpha \right) z / S_s$$
 (5a)

$$= A_w f_{wy} \left(\frac{\sin \alpha}{\tan \theta} + \cos \alpha \right) d/1.15 S_s$$
 (5b)

ここに、 V_s : トラス作用で受け持たれる耐力(kN), A_w : 一組のせん断補強筋の総断面積(mm²), f_{wy} : せん断 補強筋の降伏強度(MPa), α : せん断補強筋と部材軸の なす角度, θ : 圧縮斜材と部材軸のなす角度(一般に 45 度を仮定), z:応力中心間の距離(mm), d:有効高さ(mm), S_s : せん断補強筋の間隔(mm)である.

せん断補強筋を有する B-2 と B-3 の実験結果は, せん 断耐力評価式よりも若干大きめの値を示している(表-9, 図-33). これは, せん断補強筋降伏後に圧縮斜材と部材 軸のなす角度 θが45度より減少すること等が理由として 考えられており¹⁷⁾, 一般的にその限度は 30 度程度のよ うである.実験から観測されたひび割れ角度はおおよそ 35 度であったが,図-34 に示すように θ=40 度とした場合 に計算結果と実験結果が良く一致した. せん断補強筋降 伏以降のこれらの耐力上昇については, 定量的に評価で きる手法は確立されておらず, コンクリート標準示方書 ¹⁶のせん断耐力評価式は θ=45 度とすることで安全側に 評価している. したがって,本機械式定着を用いた際の 実設計においても同様とすることが現時点では適切で あると考えられる.

以上より,既往の実設計と同様に 0-45 度とし,本機 械式定着を標準フックと同等として用いることが可能 であると考えられる.

5. じん性補強性能

5.1 実験要因

曲げ破壊時のじん性補強性能を確認するため、曲げ破 壊先行型の壁部材で載荷実験を実施した.定着具の直径 は、要素実験で標準フックと同等以上の性能を有してい ることが確認された 2.5 倍とした.壁試験体は、表-10 に 示す W-1, W-2, W-3 の 3 体である.試験体の外形寸法 は全て同一とし、試験区間の断面 500mm×1000mm、フ ーチングとの接合面から載荷点までの距離 1600mm とし た.軸方向鉄筋は、D25 (SD345)を用い、配力筋は D16



(SD345)を150mm ピッチで配置した.代表して機械式 定着を用いた試験体 W-3の形状寸法を図-35 に,W-2 と W-3の断面図を図-36 に示す.W-1 はせん断破壊するこ とを想定したせん断補強筋の無い基準試験体であり,せ ん断補強筋以外の条件は W-2,W-3 と同じである.W-2 は,W-3のせん断補強筋端部の定着をフック定着とした ものである.W-2とW-3のせん断補強筋は配力筋と同じ 150mm ピッチで各高さ3本ずつを千鳥に配置した.主筋 と配力筋の位置関係は,梁試験体と同様に配力筋を内側, 主筋を外側⁴⁾としており,せん断補強筋は、配力筋を介 さず主筋を直接拘束するように配筋している.さらに, W-3の正側載荷時に圧縮側となる面については,せん断 補強筋が主筋を直接拘束していない場合のじん性低下 の影響を把握するため,図-36下に示すように機械式定 着を主筋へ掛けていない.

5.2 載荷および計測

載荷は、軸力を作用させた状態でせん断スパン 1600mmの高さにおいて 500kN アクチュエーターを用い て正負交番載荷を行った.水平荷重の加力サイクルは, 主筋の降伏が確認された時の変位を δ y とし,その整数 倍の変位振幅でそれぞれ 3 回ずつ正負に水平荷重を作用 させた.軸力は,それによる応力が 1MPa となるよう 500kN の一定軸力を作用させた.計測は,ロードセルを 用いて水平荷重と鉛直荷重を,載荷点高さに取付けた変 位計で水平変位を計測した.主筋の基部から 450mm ま での範囲は 150mm ピッチで,そこから 600mm のまでの 範囲は 300mm ピッチで主筋の表裏のひずみを測定した. せん断補強筋では,中央のひずみを測定した.

5.3 破壊状況および荷重変位履歴曲線

表-11 に各試験体の計算値と実験値を示す.また,ひ び割れ図を図-37~図-39に,荷重変位履歴曲線を図-40~ 図-42 に示す. せん断補強筋のない W-1 試験体は,1δy 時点で曲げひび割れの発生と同時に,斜めひび割れの発 生が確認されたが荷重は維持していた.その後,3δyl サイクル目で斜めひび割れが急激に拡大して荷重が低 下した(図-37,図-40).



せん断補強筋にフック定着を用いた W-2 は,1 δ y で載 荷面に曲げひび割れ,側面に若干の斜めひび割れの発生 が確認され、3 δ y まではそれらが少しずつ伸びるように ひび割れが進展した. ±4 δ y において,基部付近のコン クリートに若干の圧縮破壊と思われるコンクリートの 剥離が確認された.その後、7 δ y で基部の軸方向鉄筋に 沿ったひび割れが大きく開き、8 δ y で明確に軸方向鉄筋 の座屈とかぶりの剥落が確認された(図-38,図-41).

せん断補強筋に機械式定着を用いた W-3 は, W-2 と同 様に±4 δ yにおいて, 基部付近のコンクリートに若干の 圧縮破壊と思われるコンクリートの剥離が確認された. その後, 6δ y3 サイクル目の正側載荷時に基部から 800mm 程度の範囲において主筋の座屈とかぶりの剥落 が生じた. 正側載荷時に主筋の座屈が生じても負側は荷 重を維持し, W-2 と同じ8 δ y で主筋の座屈とかぶりの剥 落が生じた. 負側の主筋の座屈とかぶりの剥落も, W-2 とほぼ同じ基部から 300mm 程度の範囲であった (図-39, 図-42).

5.4 解析による確認

壁試験体 W-1~W-3 について、梁試験体と同様の2次 元有限要素法解析 7,8,9 を実施した. コンクリートの圧縮 強度は、

梁試験体の解析の際と同様に封緘養生供試体の 材料試験結果から 3MPa を引いた値をコンクリート強度 として用い、せん断伝達低減係数も 1.0 としている. 図 -43 に解析の要素分割を示す. W-2 と W-3 のせん断補強 筋は、比較的均等に分散配置されていることから overlap 要素を用いず RC 要素単体とした. 壁とフーチング接合 部の剛性急変箇所には、RC ジョイント要素を設定し、 フーチングからの主筋の抜出しを考慮した¹⁸⁾. W-2 と W-3の要素分割は同じとし、材料物性値のみを各々の材 料試験結果に基づいて設定した. W-1 は、せん断補強筋 が無いため、壁中心付近を無筋コンクリート要素単体と した. 無筋コンクリート要素のひび割れ発生以降の引張 軟化は、梁試験体と同様に式(1a)と式(1b)より引張応力開 放率を決定した. その際の破壊エネルギーは、実際に使 用したコンクリートの粗骨材寸法20mmよりCEB-FIP式 (2a)¹⁵⁾を用いて算出した.

W-1~W-3 の解析結果と実験結果を併せて図-40~図 -42 に示す.解析は、いずれかの要素の平均ひずみが 10% に達した時点で終了した.解析結果の履歴曲線は比較的 良く実験結果と一致していると思われるが、曲げ破壊モ ードとなった W-2 と W-3 は解析上3δyから4δyへ変位 を進める際に基部のかぶり部分の要素が破壊に至り解 析が終了した.これは、解析上基部のコンクリート要素 に破壊が集中したためであり、実験においても、±4δy で基部のコンクリートが一部圧壊していると思われる ひび割れが観察されている.解析結果は破壊モードの違 いや実際に観察された現象を比較的良く再現できてい ると思われる.

5.5 荷重変位関係の包絡線

図-44 に W-1, W-2, W-3 の実験結果の荷重変位関係の 包絡線を示す. 図中の設計値については、「5.9」で詳述す る. せん断補強筋の無い W-1 は、せん断破壊によって包 絡線が W-2, W-3 より早く低下している. 標準フックを 用いた W-2 と機械式定着を用いた W-3 は、6 δy までの 包絡線は良く一致している. 主筋を拘束していない W-3 の正側載荷は、主筋の座屈によって W-2 より先に荷重の 低下が生じているが、主筋を拘束している負側載荷では、



W-2 とほぼ同じ荷重となっている. せん断補強筋端部の 機械式定着が主筋を確実に拘束していない場合, せん断 耐力はフック式定着と変わらないと考えられるが, 主筋 の座屈を押さえられないため変形性能は 2δy 程度低下 することが確認された.

5.6 軸方向の曲率分布

図-45~図-47 に各試験体の主筋ひずみから算出した曲 率分布を示す. W-1 は、2 δ y で主筋の降伏によって基部 の曲率が拡大しているが、壁上方向への曲率の拡大は見 られず、一般的な曲げ破壊モードのような約 1.0D 区間の 塑性ヒンジ形成は見られない(図-45).したがって、主 筋の降伏は生じているものの、破壊モードはせん断破壊 であったことがわかる.せん断補強筋端部の定着に標準 フックを用いた W-2 は、基部から 400mm 程度の範囲に 塑性ヒンジが形成され、曲げ破壊モードであったことが わかる(図-46).せん断補強筋端部に機械式定着を用い た W-3 も、基部から 400mm 程度の範囲に塑性ヒンジが



形成され,曲げ破壊モードであったことがわかる(図-47). したがって、フック式定着と機械式定着の違いに関わら ず、せん断補強筋の設置によって W-1 のようなせん断破 壊モードから曲げ破壊モードへ移行していることが曲 率分布からも確認された.

5.7 せん断補強筋のひずみ分布

図-48 と図-49 に W-2 と W-3 のせん断補強筋のひずみ 分布を示す. W-2 は、主筋の座屈によって荷重が低下し た 8 δ y でせん断補強筋の降伏と同時に基部に近いせん 断補強筋のひずみゲージが断線した. W-3 は、4 δ y まで は W-2 とほぼ同じひずみ分布となっている.5 δ y からは、 基部から 600mm 付近でひずみが大きくなっており、正 側載荷時の圧縮側主筋を拘束していないために 6 δ y で 生じた主筋の座屈とかぶりの剥落の影響が、この時点で 現れてきたものと推察される. しかし、降伏ひずみを大 きく超えるような値には達していない. 8 δ y では、W-2 と同様に基部に近いせん断補強筋の降伏と同時にひず みゲージが断線した. 機械式定着で主筋を拘束していた 場合、フック定着と同等の主筋の座屈抑制効果が発揮さ れていたものと推察される.

5.8 履歴吸収エネルギー

図-50 に W-1, W-2, W-3 の累積履歴吸収エネルギーの 比較を示す. せん断破壊した W-1 は低い値を示している が,曲げ破壊となった W-2 と W-3 の累積履歴吸収エネル ギーはほぼ同じであった. したがって,標準フックおよ び機械式定着のいずれを用いても,エネルギー吸収性能 は変わらないことが確認された.



5.9 設計耐力評価式との比較

実験および解析のどちらにおいても、せん断補強筋を 用いた W-2, W-3 は曲げ破壊モードとなったことから、 コンクリート標準示方書¹⁰を参考に既往の設計手法と同 様に棒部材と仮定した場合の曲げ耐力・変形性能の試計 算を行った.断面耐力の設計計算は、図-51 に示すよう に断面を載荷方向に対して水平なエレメントに分割し、 軸方向断面力が軸力と釣り合うようにして求めた.コン クリートの材料構成則は、低鉄筋比・低軸力であること から、図-52 (左) に示す一般的な応力ひずみ関係¹⁰を用 いた.鉄筋の材料構成則は、繰返し載荷の影響を考慮す るため、降伏後のひずみ硬化の影響を考慮した図-52 (右) の応力ひずみ関係¹⁰を用いた.変形量の計算は、塑性ヒ ンジ長と平均曲率の関係および基部からの抜出しの影 響について、コンクリート標準示方書¹⁰の考え方を、塑 性ヒンジ部以外については、断面耐力算出時のモーメン

ト曲率関係を用いた.

図-44 に W-3 の荷重変位関係の設計計算例を併せて示 す. せん断補強筋にフック定着を用いた W-2 と機械式定 着を用いた W-3 のどちらにおいても,耐力および変形性 能は設計値を超えている. 主筋を拘束していない W-3 正 側においても変形性能は設計値以上であることから,既 往の設計計算手法に基づく限りにおいて,せん断補強筋 が主筋を直接拘束していなくても安全側の評価を与え ると考えられる.

6. 結論

鉄筋端部に雄ネジの加工を施して定着金物を取り付けた機械式定着工法を開発し,各種性能確認試験を行った.得られた結論を以下にまとめる.

(1) 定着具のネジ部の性能は,鉄筋径 D16~D35, 鋼種 SD295~SD490 の範囲において,節形状が竹節・ネジ節 に関わらず鉄筋母材で破断可能な性能を有しているこ とを確認した.

(2) 定着具のネジ嵌合部の残留すべり量は,鉄筋定着・ 継手指針に示されている基準値 0.3mm よりも大幅に小 さい値となった.

(3) 定着体の高応力繰返し引抜実験の結果, コンクリ ートの実強度が 30MPa 以上で定着具の直径が鉄筋径の 2.5 倍以上であれば, 30 回繰返し後の抜出し変位が標準 フックよりも小さく, 定着性能は同等以上である.

(4) せん断破壊先行型の梁部材のせん断補強筋として 適用した結果,標準フックと同等のせん断補強性能を有 していることを確認した.

(5) せん断破壊先行型の壁部材に対してフック定着と 機械式定着を用いたせん断補強筋を設置した結果,どち らも曲げ破壊先行型へ破壊モードが移行した.また,機 械式定着が主筋を拘束していれば、フック定着と同等の じん性補強性能を有していることを確認した.

(6)曲げ破壊先行型の壁部材において、せん断補強筋の機械式定着が主筋を直接拘束していない場合、フック 式定着と比較して変形性能は低下する.ただし、既往の 設計手法を用いる範囲において、せん断補強筋の機械式 定着が主筋を直接拘束していなくても変形性能は安全 側に評価された.

以上より,鉄筋端部に雄ネジの加工を施して定着金物 を取り付けた機械式定着を設計上,標準フックと同等と して用いることが可能であると考えられる.

謝辞

実験の実施に前田建設工業(株)土木部設計グループ の皆様に協力して頂きました.ここに謝意を表します.

参考文献

- 1) 土木学会:コンクリートライブラリー49 鉄筋継手指 針,昭和57年2月
- 2) 土木学会:コンクリートライブラリー55 鉄筋継手指 針(その2),昭和59年9月
- 3) 土木学会:コンクリートライブラリー128 鉄筋定着・ 継手指針[2007 年版], 2007.8
- 4) 国土交通省:土木構造物設計マニュアル(案),平成 13年12月
- 5) 二羽淳一郎,山田一宇,横沢和夫,岡村甫:せん断補 強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価,土 木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 6)田中泰司,岸利治,前川宏一:人工亀裂を有する RC 部材のせん断耐力増進機構の実験的検討,土木学会論 文集,No.802/V-69, pp.109-122, 2005.11
- 7) 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
- K. Maekawa, H. Okamura: Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003.3
- 9)前川宏一,福浦尚之:擬似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築,土 木学会論文集,Noo.634,V-45,pp157-176,1999.11
- 10)(株)フォーラムエイト: UC-WinWCOMD 電子マニュ アル, 2006.11
- 11)日本建築学会:建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事 2003, 2003.2
- 12)桝田佳寛,佐藤幸恵,友澤史紀:高強度コンクリートの構造体中での強度発現性と調合強度,日本建築学会構造系論文集第537号, pp.13~20,2000.11
- 13)土屋智史,中浜俊介,前川宏一:梁のせん断耐力と 斜めひび割れの3次元分布に及ぼす側方筋の効果,コ ンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.997-1002, 2001.
- 14)土屋智史,三島徹也,前川宏一:高強度構成材料を 用いた RC 梁部材のせん断破壊と数値性能評価,土木 学会論文集,No.697,V-54,pp.65-84,2002.2
- 15)CEB Comite Euro-International du Beton:CEB-FIP Model Code 1990.
- 16)土木学会:コンクリート標準示方書[2007 年制定]設計 編, 2007.
- 17)岡村甫:コンクリート構造の限界状態設計法[第2版], 共立出版, 1984.5
- 18)三島徹也,原夏生,前川宏一:交番載荷による RC ひ び割れ面でのせん断剛性低下のメカニズム,土木学会 論文集,No.442,V-16,pp.191-200,1992.2 (2009 年 9 月 24 日受付)