

論文 Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた曲げせん断実験

塩屋俊幸*1・樋口義弘*2・塩川英世*3・高岸正章*4

要旨：兵庫県南部地震以後，耐震設計規定が厳格化し，土木構造物では橋脚などのせん断補強筋および中間帯鉄筋の量が増えている。本研究では壁状の構造物を想定し，せん断補強筋および中間帯鉄筋としてフック鉄筋に代わるTヘッドバーを用いたRCはり曲げせん断実験および圧縮実験を行った。Tヘッドバーとは鉄筋端部を高周波誘導加熱し鉄筋端部をT形に成形したものである。Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた場合，ほぼフック鉄筋の場合と同等の挙動を示すことが明かとなった。また，圧縮試験ではTヘッドバーの方がフックの場合に比べ耐力，靱性ともに僅かに上回った。

キーワード：鉄筋定着，Tヘッドバー，曲げ，せん断

1. まえがき

兵庫県南部地震以後，耐震設計規定が厳格化し，土木構造物では橋脚などのせん断補強筋および中間帯鉄筋の量が増えている。また，高層建築構造物では高強度コンクリートを用いることで，柱断面を小さくすることが出来たが，一方で，はり・柱接合部が過密配筋となっている。過密配筋の施工性を改善し，工期短縮とコストダウンに直結する工法として，Tヘッドバー工法を開発した¹⁾²⁾³⁾。Tヘッドバーとは鉄筋端部を高周波誘導加熱し鉄筋端部を成形したものである（写真-1参照）。今後，施工の合理化をめざしてせん断補強筋および中間帯鉄筋として現状使われている両端フック重ね継ぎ手配筋，あるいは接合部における主筋のフックに替わってフックの無いTヘッドバーが使われてくるものと考えられる。Tヘッドバーは面的構造物^{4)~8)}（例えばシールド立坑やタンクの側壁，耐震壁）とか隅角部^{9)~12)}（例えばラーメン橋脚，建物）

など配筋が複雑な所に有効である。立孔側壁での実施例では主筋の配筋も含めて全体の配筋工が40%減となったという報告⁹⁾もある。ただし，この場合非常に複雑な配筋であったためであり，通常は15~20%程度の配筋工減であると考えられる。

本論文では開発に伴って行った曲げせん断実験および圧縮実験について述べる。

2. 実験概要

2.1 形状寸法・配筋

(1)試験体設計の基本

実験パラメータは180°フック，Tヘッド，定着端なし，重ね継ぎ手，軸力などとした。これらは実施工を想定して定めたものである。

せん断試験体の場合，引張鉄筋比は1.1%，鉄筋はSD490とした。また，せん断補強する場合，せん断補強量は0.13%，鉄筋はSD345とした。また，重ね継手のある場合，重ね長さは20φ（φ：主鉄筋径）とした。

曲げ試験体の場合，引張鉄筋比は0.4%，鉄筋はSD345とした。また，重ね継手のある場合，重ね長さは30φとした。軸力のある場合は軸力3.0N/mm²を基本としたが，実験時では2.4N/mm²程度となった。

(2)試験体

試験体の一覧を表-1に，形状寸法と配筋を図-1，2に示す。

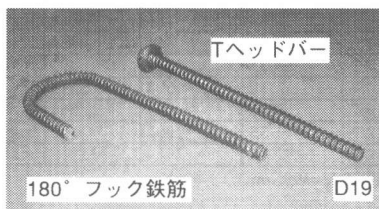


写真-1 Tヘッドバーとフック鉄筋の比較

*1 清水建設（株）技術研究所構造研究開発部主任研究員 工博（正会員）

*2 清水建設（株）土木本部設計部課長 工修（正会員）

*3 清水建設（株）技術研究所土木研究開発部主任研究員

*4 第一高周波工業（株）技術統括本部技術部長

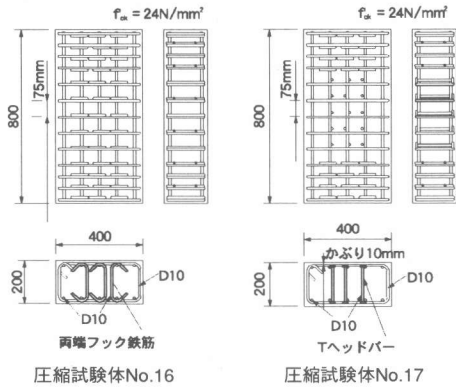


図-2 圧縮試験体の配筋

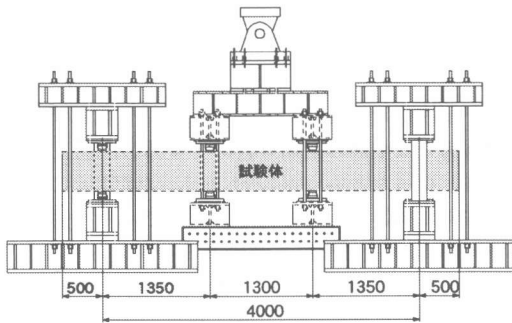


図-3 曲げせん断試験の加力方法

2.4 使用材料

(1)コンクリート

コンクリート配合を表-2に示す。粗骨材は茨城県西茨城郡碎石 ($G_{max}=20\text{mm}$, 比重2.65)を用い、細骨材は千葉県富津陸砂 (比重2.57)を使用した。また、セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。

(2)鉄筋

鉄筋の引張試験結果は表-1に示した。

2.3 養生方法

試験体は製作後材令2日まで湿布養生とし、材令2日からは現場気中養生とした。

2.4 載荷方法

曲げせん断試験体の支持条件は単純支持とし、正負繰り返し載荷とした。加力方法を図-3に示す。

圧縮試験は一軸載荷とした。

3. 実験結果

3.1 実験結果一覧表

表-1に載荷試験時コンクリート試験結果の一覧と実験結果を示した。なお、各実験結果には自重分の荷重は含まれていない。自重は鉄筋コンクリートの比重を2.5と仮定すると $0.5\text{m} \times 0.8\text{m} \times$

表-1 試験体と実験結果の一覧

試験体	試験の要因				コンクリート		実験結果			
	想定破壊モード	せん断補強筋定着端形状	主筋継ぎ手	軸力	その他	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	最大荷重+ P_{u+} (kN)	最大荷重- P_{u-} (kN)	破壊モード
No.1	せん断	180°フック	なし	なし		34.7	3.13	971	893	せん断
No.2	せん断	Tヘッド	なし	なし		36.6	2.51	899	909	せん断
No.3	せん断	定着端なし	なし	なし		34.4	2.80	770	893	せん断
No.4	せん断	180°フック	あり	なし		37.2	2.10	851	657	付着割裂
No.5	せん断	Tヘッド	あり	なし		36.4	2.84	781	661	付着割裂
No.6	せん断	Tヘッド	なし	なし	Tヘッド位置	36.2	2.77	897	945	せん断
No.7	曲げ	180°フック	なし	なし		35.9	2.18	483	448	曲げ
No.8	曲げ	Tヘッド	なし	なし		31.2	1.94	425	499	曲げ
No.9	曲げ	180°フック	あり	なし		31.2	1.94	399	385	付着割裂
No.10	曲げ	Tヘッド	あり	なし		31.0	2.43	422	392	付着割裂
No.11	曲げ	180°フック	あり	あり		29.9	2.35	786	829	付着割裂
No.12	曲げ	Tヘッド	あり	あり		29.6	2.35	811	866	付着割裂
No.13	曲げ	Tヘッド	あり	なし	Tヘッド位置	29.6	2.35	399	395	付着割裂
No.14	せん断		なし	なし	せん断補強筋なし	30.7	2.30	608	575	せん断
No.15	せん断	Tヘッド	なし	なし	Tヘッド後施工	30.7	2.30	851	661	せん断
No.16	圧縮	180°フック	なし			32.2	2.35	2902	*	圧縮
No.17	圧縮	Tヘッド	なし			32.2	2.35	2974	*	圧縮

主鉄筋はせん断補強筋の場合D32, $f_{yk}=529\text{N/mm}^2$, $f_{tk}=706\text{N/mm}^2$, 曲げ試験体の場合D19, $f_{yk}=398\text{N/mm}^2$, $f_{tk}=595\text{N/mm}^2$, 圧縮試験体の場合D10, $f_{yk}=403\text{N/mm}^2$, $f_{tk}=550\text{N/mm}^2$, 帯鉄筋はD10, $f_{yk}=403\text{N/mm}^2$, $f_{tk}=550\text{N/mm}^2$

表-2 コンクリート配合

呼び強度 f_c (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 G_{max} (mm)	スランブの範囲 (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (m ³)				混和剤* (cc/m ³)	目標空気量 (%)
					水 W (kg)	セメント C (kg)	砂 S (kg)	砂利 G (kg)		
24	20	8±2	56.5	43.6	158	280	794	1057	700	4

*ポゾリス No.70

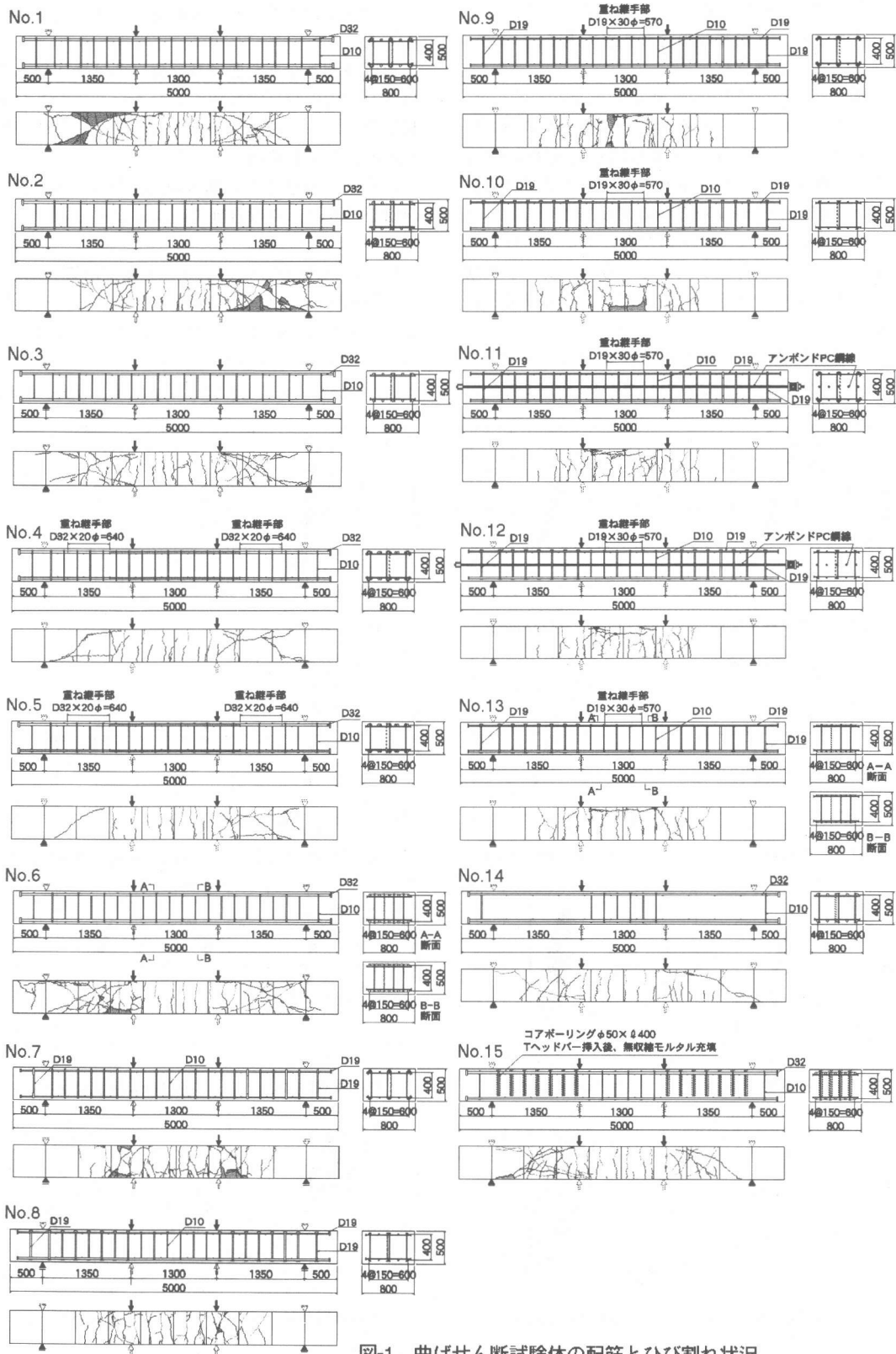


図-1 曲げせん断試験体の配筋とひび割れ状況

5.0m × 2.5ton/m³ = 5.0tonである。また、ここでいう荷重とは、2点荷重の合計荷重である。

3.2 破壊過程

図-1に、ひび割れ状況、破壊状況などを示した。

全ての試験体で、初め曲げひび割れがスパン中央部の引張縁に入る。せん断破壊した試験体では、さらに荷重が大きくなると、すでに生じている曲げひび割れが圧縮縁の方へ伸びるとともに、スパン中央部だけでなく、その左右にもひび割れが発生する。さらに荷重が大きくなると、斜めひび割れがスパン中央での曲げひび割れよりも優勢となる。

付着割裂破壊したせん断試験体(No.4, No.5)では、斜め引張破壊となる前に重ね継ぎ手部端部の

ひび割れが大きくなり、最終的に付着割裂破壊となった。

曲げ破壊となった曲げ試験体は曲げ降伏後、曲げスパン内のひび割れ幅が大きくなり、大きな変形能力を示した後、圧縮側のコンクリートの一部が圧壊して最大荷重に至った。

付着割裂破壊をした曲げ試験体は曲げ降伏後、僅かな繰り返しで付着割裂破壊となった。

3.3 変位挙動

図-4に各試験体の荷重-中央変位曲線を示す。せん断補強していない試験体(No.14)の荷重-変位関係によれば、斜めひび割れが発生後、脆性的に破壊している。破壊時のせん断応力は平均で、 $\tau_{test,av} = 0.89\text{N/mm}^2 + (\text{側 } 0.91\text{N/mm}^2, \text{ -側 } 0.86\text{Nmm}^2)$

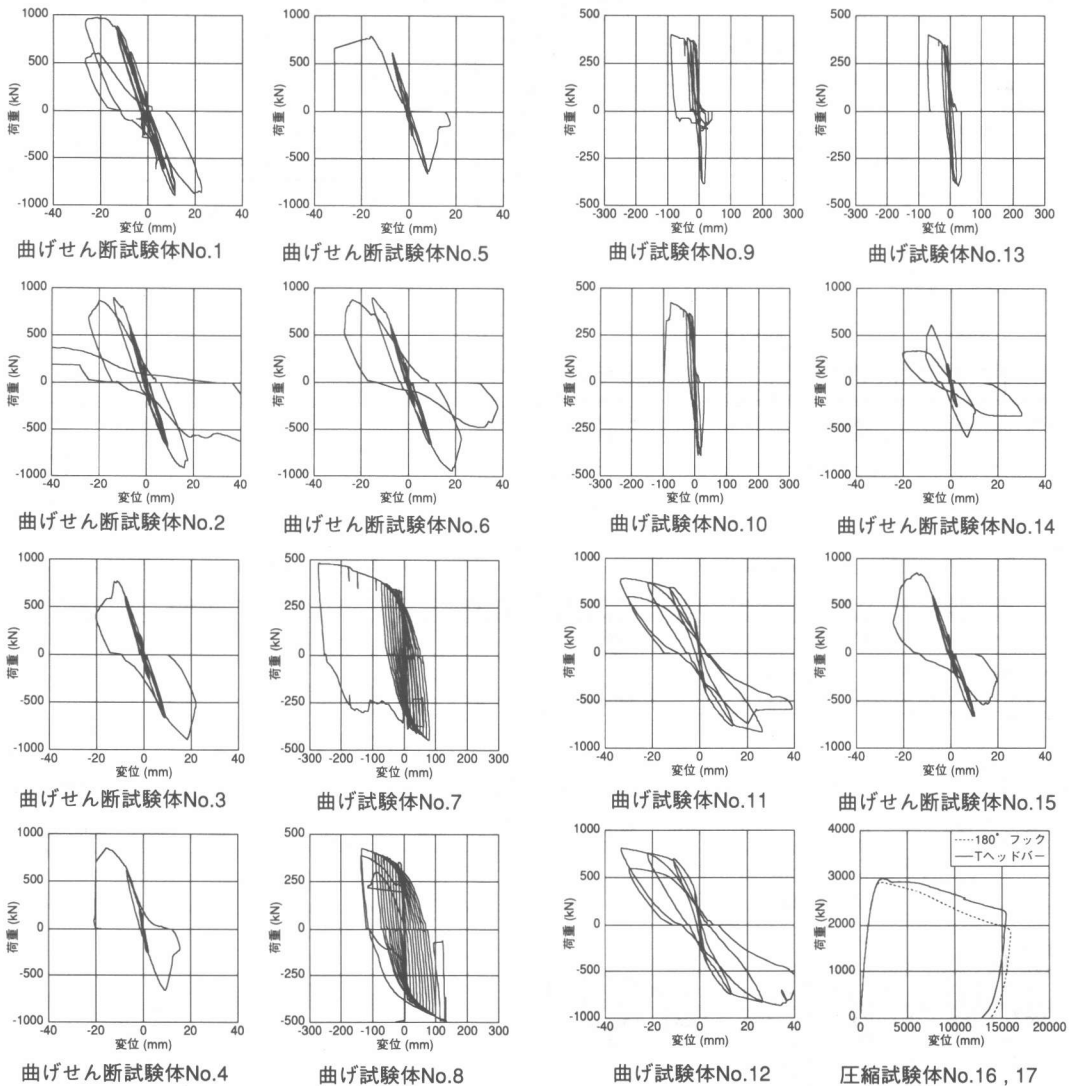


図-4 荷重-中央変位曲線

であり、土木学会コンクリート標準示方書に採用されている二羽・岡村式¹³⁾で求めたコンクリート分担せん断強度の計算値 $\tau_{calc}=0.98\text{N/mm}^2$ より僅かに小さかった。しかしながらその差はわずかに9%であり、二羽・岡村式で許容されている±15%以内に収まっている。

せん断補強 ($p_w=0.13\%$)している No.1, No.2, No.6 試験体はほぼ同じ荷重-変形曲線を示し、No.1とNo.2の実験結果の比較から、Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた場合、ほぼフック鉄筋の場合と同等の挙動を示すことが明かになった。また、No.2とNo.6の比較から、Tヘッドバーの場合、必ずしもせん断補強筋を主鉄筋に引っかけるように配筋しなくてもその挙動、耐力はほぼ同等であると考えられる。図-5に土木学会コンクリート標準示方書に採用されている二羽・岡村式で求めた計算値と本実験値との比較を示す。実験値は計算値とほぼ同じであり、フック鉄筋、Tヘッドバーともにせん断補強筋としての機能を十分に果たしていることがわかる。

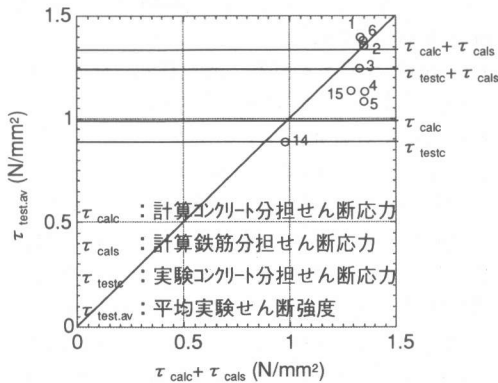


図-5 二羽・岡村式と実験値の比較

せん断補強してはいるがせん断補強筋にフックもTヘッドも付けていないNo.3試験体ではせん断耐力はフックあるいはTヘッドを用いた場合と比較すると若干せん断耐力は劣るものの、せん断補強筋のない場合に比べ高いせん断耐力を示した。したがって、例えば耐震補強でフックなどを設けられない場合など、やむを得ない場合は、せん断補強筋を増やしてせん断補強筋の端部定着を簡略化することも可能であると考えられる。しかしながら、せん断補強筋にフックもTヘッドも付けていない場合は最大耐力以後は脆性的に破壊することから採用にあたっては十分注意を要する。

せん断補強しているがせん断スパンに重ね継ぎ手(重ね継ぎ手長さ20φ)がある場合(No.4, No.5)は、せん断補強筋の無い場合より耐力は大きいですが、せん断スパンに重ね継ぎ手がない場合(No.1, No.2, No.6)に比べて小さな耐力となった。鉄筋を途中定着すれば、コンクリートの分担せん断耐力が小さくなることが知られており^{14), 15), 16)} その影響は10~15%である。本実験結果のコンクリートの分担せん断耐力を15%程度減とすれば説明できるが、実験データも少なく、せん断スパンに重ね継ぎ手がある場合のせん断耐力の算定法については今後の課題である。

せん断補強筋を後施工した場合(No.15)は、せん断補強筋の無い場合より耐力は大きいですが、せん断スパンに重ね継ぎ手がない場合(No.1, No.2, No.6)に比べて小さな耐力となった。せん断補強筋を後施工した場合のせん断耐力の算定法については今後の課題である。

曲げ破壊した曲げ試験体(No.7, No.8)の荷重-変形関係もよく似ており、フック鉄筋、Tヘッドバーともに中間帯鉄筋としての機能を十分に果たしていることがわかる。

付着割裂破壊をした曲げ試験体はいずれも曲げ降伏後あまり靱性のない破壊となった。図-6, 7に試験体No.11, 12(軸力有り試験体)の荷重-軸力関係を示す。荷重の増加とともに軸力は一箇所あたり210kN程度から300kN程度へと変動する。従って、計算曲げ破壊荷重は755kN~860kNであり実験における最大荷重とほぼ等しくなり、曲げ降伏が先行したことがわかる。

圧縮破壊した試験体ではTヘッドの方がフックの場合に比べ耐力、靱性ともに僅かに上回った。

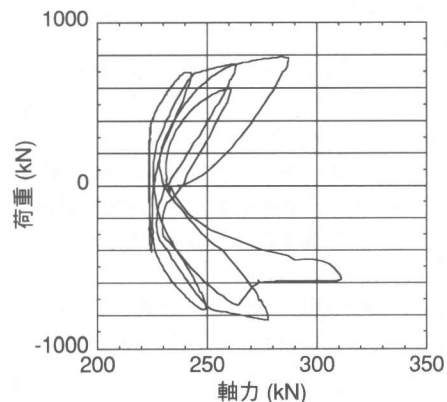


図-6 曲げ試験体 No.11 荷重-軸力関係

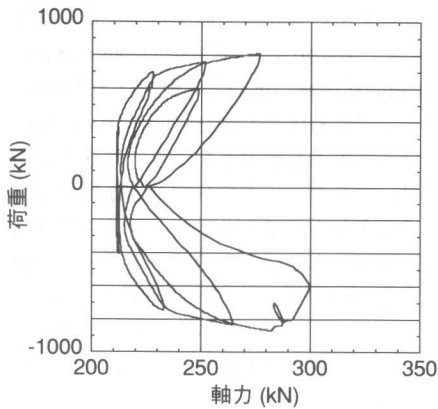


図-7 曲げ試験体 No.12 荷重-軸力関係

3. 4 鉄筋のひずみ挙動

図には示していないが、せん断破壊した試験体では基本的に主鉄筋は降伏していない。曲げ破壊した試験体では主鉄筋は降伏している。せん断破壊した試験体では基本的にせん断補強筋は降伏しているがフックあるいはTヘッドなどの定着端が無い場合(No.3試験体)では、せん断補強筋は降伏していないようであった。

4. まとめ

Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた場合、ほぼフック鉄筋の場合と同等の挙動を示すことが明かとなった。また、圧縮試験ではTヘッドバーの方がフックの場合に比べ耐力、靱性ともに僅かに上回った。

参考文献

- 1) 長澤紀保, 塩屋俊幸, 塩川英世, 高岸正章, 前之園司: Tヘッドバーの定着性状, 第54回土木学会年次学術講演会, VI-256, pp.512-513, 1999.9
- 2) 塩屋俊幸, 中澤春生, 長澤保紀, 高岸正章: Tヘッドバーの開発, コンクリート工学, Vol.22, No.3, pp.1291-1296, 2000.6
- 3) 塩屋俊幸, 松井淳, 樋口義弘, 高岸正章, 前之園司: Tヘッドバーの熱成形による組織変化と低温時特性, 第55回土木学会年次学術講演会, V-578, pp.512-513, 2000.9
- 4) 中村泰介, 田中良弘, 中野謙, 山本平: プレート定着型せん断補強鉄筋, コンクリート工学, Vol.36, No.9, pp.8-14, 1998.9
- 5) 中村泰介, 吉田論, 清水伸彦, 足立英明: 過密配筋部へのプレート定着型せん断補強鉄筋の適

用, 土木学会第53回年次学術講演会, VI-192, pp.384-385, 1998.10

- 6) Dale E. Berner, Ben C. Gerwick, Jr., and George C. Hoff: T-Headed Stirrup Bars, Concrete International, pp.49-53, 1991.5
- 7) Dale E. Berner and George C. Hoff: Headed Reinforcement in Disturbed Strain Regions of Concrete Members, Concrete International, pp.48-52, 1994.1
- 8) Walter H. Dilger and Amin Ghali: Double-Head Studs as Ties in Concrete, Concrete International, pp.59-66, 1997.6
- 9) 吉田啓喜, 岡本晴彦, 菅野俊介, 宮下昭広, 太田道彦, 宮内靖昌: 端部にコブを設けた梁主筋の柱・梁接合部内における定着性能に関する実験的研究(その3 ト型骨組実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.683-684, 1994.9
- 10) 村井和雄, 岡本晴彦, 菅野俊介, 吉田啓喜, 太田道彦, 宮内靖昌: 端部にコブを設けた梁主筋の柱・梁接合部内における定着性能に関する実験的研究(その4 引抜き実験とト型骨組実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.685-686, 1994.9
- 11) 宮内靖昌, 佐々木照夫, 鴻野良太, 村井和雄: 柱主筋を圧接コブ定着としたRC架構の力学的性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.313-318, 1999.6
- 12) 木村秀樹: 梁主筋端部に鉄筋コブ定着を用いた高強度コンクリート外部柱・梁接合部の力学的性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.691-696, 1999.6
- 13) 二羽淳一郎, 山田一字, 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
- 14) 塩屋俊幸: 大型鉄筋コンクリート部材のせん断特性に関する研究, 東京大学学位論文, 231p., 1987.2
- 15) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 寺澤正人, 小林茂敏: RCはりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋途中定着の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.366/V-4, pp.133-142, 1986.2
- 16) 山本強, 石橋忠良, 大坪正行, 小林晋爾: 鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.348/V-1, pp.61-70, 1984.8