

Tヘッドバー工法の開発とその施工性

塩屋 俊幸 (技術研究所) 樋口 義弘 (土木設計部) 坂本 真一 (技術研究所) 中澤 春生 (技術研究所) 木村 克彦 (技術研究所) 橋本 道代 (土木設計部) 岡本 修平 (電力エネルギー本部)

瀧 論 (技術研究所)

Development of T-headed bars and it's Constructability

by Toshiyuki Shioya, Yoshihiro Higuchi, Shinichi Sakamoto, Haruo Nakazawa, Katsuhiko Kimura, Michiyo Hashimoto, Shuhei Okamoto and Satoshi Taki

Abstract

Since the Hyogo-ken Nanbu earthquake, earthquake-resistant design regulations have become more strict. In the case of civil structures, the amount of shear reinforcement or inner tie reinforcement of bridges have increased. In the case of high-rise buildings, by using high-strength concrete, column sections have become smaller, while the rebar arrangements of beam-column connections have become overcrowded. To improve the overcrowded rebar arrangement, the T-headed bar construction method, which directly shortens the building work period and reduces the cost, was developed. The header of T-headed bars is processed firstly by heating the end of rebar up to 1300°C using the high frequency induction method and then processed by pushing the end of the rebar into a holder. For rational construction methods, T-headed bars will become more popular. T-headed bars are effective for complicated rebar arrangements such as wall paneling structures or beam-column joints. In this study, (1)Observation of rebar composition, (2)Anchorage strength test, (3)Pull-out test, (4)exterior beam column joint test, (5)Low temperature test, etc. tests were conducted using T-headed bars. And also, constructability tests were conducted using T-headed bars, it was proved that T-headed bar construction method was work efficient method compared with ordinary hook method. As the results of those tests, it was proved that T-headed bar has efficient anchorage capacity.

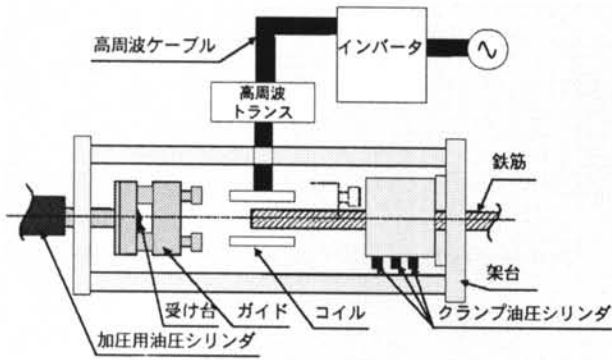
概 要

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、高層建築では高強度コンクリートを用いて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する工法として、Tヘッドバー工法を開発した。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。実験内容は(1)組織観察、(2)定着耐力試験、(3)引き抜き試験、(4)ト形接合部実験、(5)低温実験、(6)曲げせん断実験などである。各種実験結果からTヘッドバーが十分な定着性能などを持っていることが実証された。また、施工性実験を実施し、Tヘッドバー工法が従来型のフック付き鉄筋を用いる工法に比べて作業能率が飛躍的に向上することを実証した。

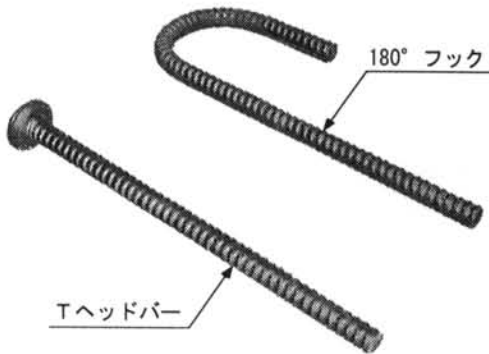
§ 1. はじめに

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⁾⁴⁾。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

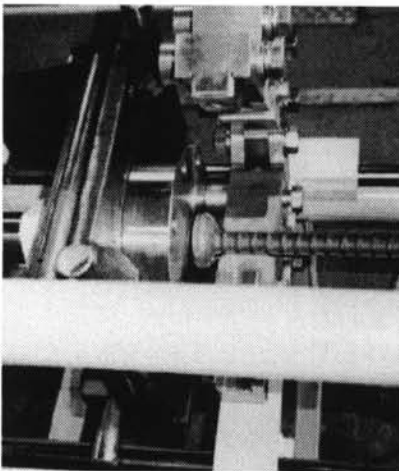
ものである(図—1、写真—1参照)。高周波誘導加熱し、鉄筋端部を成形している状況を写真—2に示す。今後、施工の合理化をめざしてせん断補強筋および中間帯鉄筋として現状使われている両端フック重ね継ぎ手配筋、あるいは接合部における主筋のフックに替わってフックの無いTヘッドバーが使われてくるものと考えられる。Tヘッドバーは面的構造物^{5)~9)}(シールド立坑やタンクの側壁、耐震壁等)とか隅角部^{10)~13)}(ラーメン橋脚、建物等)など配筋が複雑な所に有効である。写真—3に側壁での実施例、写真—4に接合部での実施例を示す。立孔側壁



図—1 Tヘッドバー加工装置概念図



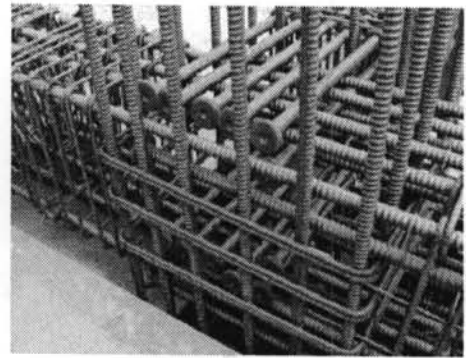
写真—1 Tヘッドバーと180°フックの比較



写真—2 高周波誘導加熱成形



写真—3 側壁のせん断補強筋



写真—4 梁主筋定着

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⁶⁾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¹⁴⁾。

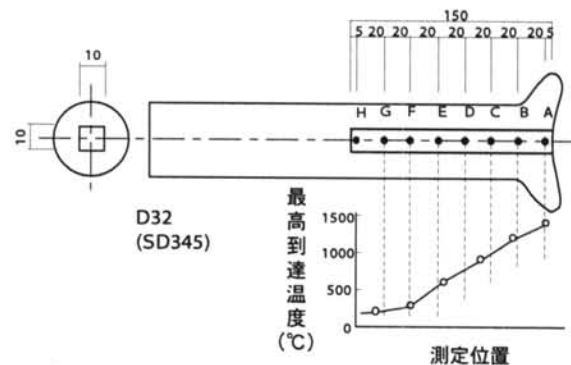
本論文では開発に伴って行った(1)組織観察、(2)定着耐力試験、(3)引き抜き試験、(4)ト形接合部実験、(5)低温実験、(6)曲げせん断実験、(7)重ね継ぎ手実験、(8)施工性実験について述べる。その他、柱主筋定着実験(CFT-RCはり仕口)については参考文献—2、15、16を参照されたい。

§ 2. Tヘッドバーの熱成形による組織変化

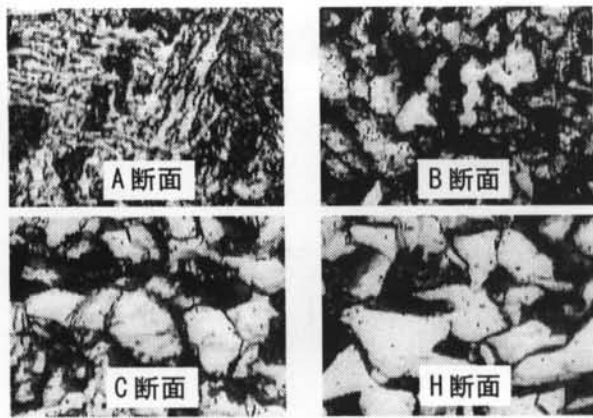
Tヘッドバー成形部近傍の組織観察とビッカース硬さ試験を実施し、成形部近傍の材質の健全性を裏付ける資料とするために行った。

図—2に、観察位置および硬さ試験位置を示す。図中には、成形時の最高到達温度も併せて示した。

写真—5に組織観察結果の一例を示す。C点からH点では、組織の変化はほとんど無く、フェライト—パーライトの混合組織となっている。B点では、母材と同様のフェライト—パーライトの混合組織となっているが、フェライト粒の大きさが小さくなっている。最高到達温度が1400°CであったA点では、上部ベイナイト組織がみられ、この位置では冷却速



図—2 観察位置

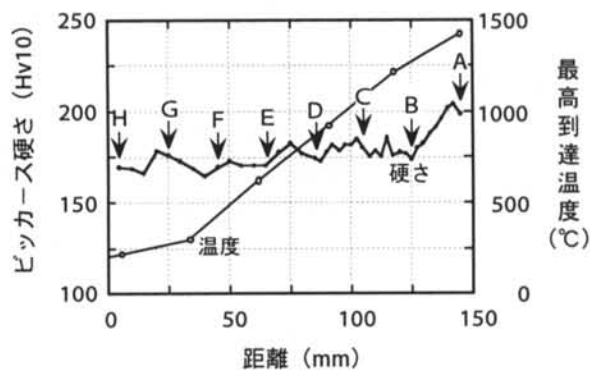


写真—5 組織観察結果 (倍率; × 200)

度 (800°C → 500°C) が大きかったために変態したものと考えられる。

図—3 にビッカース硬さ試験結果を示す。B点からH点の区間では、硬さの変化はほとんど無く母材部とほぼ同じ値となっている。上部ベイナイト組織がみられたB点からA点の区間では、成形部の端部に近づくほど硬くなっているが、最高硬さは210程度である。いずれの部位においても著しい硬化部が無いことが分かる。

上記の組織観察および硬さ試験の結果から、本工法の適用による材質面への影響は無いものと判断される。



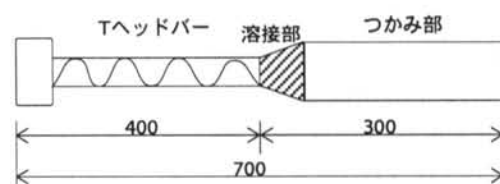
図—3 ビッカース硬さ試験結果

§ 3. 低温実験³⁾

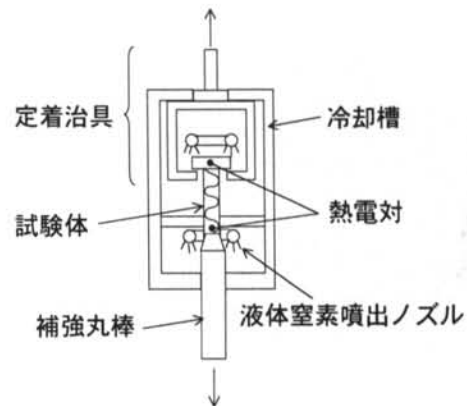
高周波加熱を用いて、鉄筋端部に定着部を設けたTヘッドバーの低温における引張特性について報告する。供試体は、SD345、SD390 および SD490 の3鋼種で、径は各々、D25 および D32 の2種類である。低温用供試体は、つかみ部破断を防ぐために、鉄筋より大きい丸棒を溶接した。図—4 にその形状を示す。载荷の方法を図—5 に示す。定着治具にTヘッドバーの定着側をはめ込み、他端は試験機のつかみ具

で固定した。試験体の冷却は、試験体すべてと補強丸棒の一部および定着治具全体を冷却槽に入れ、液体窒素とガスの混合体を冷却槽内に導入して行った。温度の管理は試験体に取り付けた熱電対の出力を温度計に記録し、所定の温度を約10分保持した後、载荷した。試験温度は、定温、-60°C、-100°Cの3水準とした。測定項目は、降伏点、破断荷重と破断位置とした。

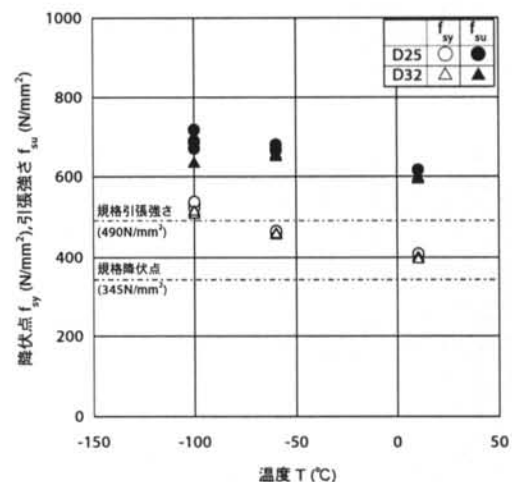
実験結果を図—6～8に示す。図—6～8によれば、鉄筋単体の実験結果と同じく、低温になれば降伏点、引張強さも大きくなる。また破断位置は全て母材であった。以上の結果からTヘッドバーは低温時においても十分な性能を有していることが確認された。



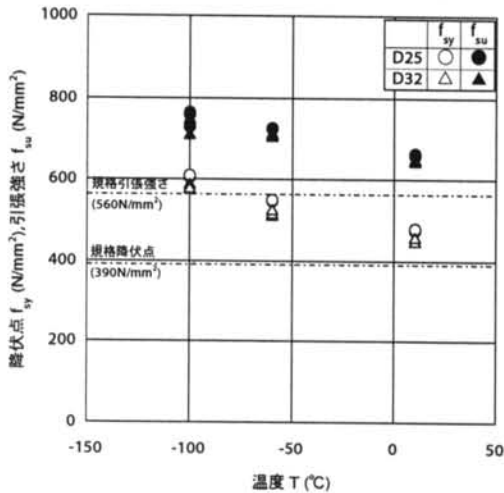
図—4 試験体形状 (低温用)



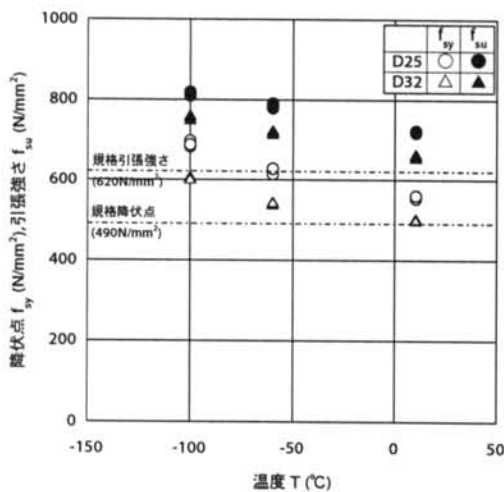
図—5 試験方法



図—6 低温引張試験結果 (SD345)



図—7 低温引張試験結果 (SD390)



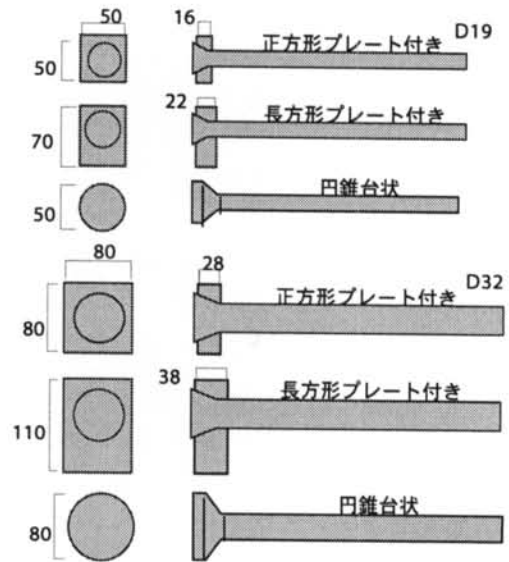
図—8 低温引張試験結果 (SD490)

§ 4. 定着耐力、引き抜き試験結果¹⁾

ここでは、Tヘッドバーの定着耐力、引き抜き時のTヘッドバーの抜け出し性状に関して実験的に検討したので報告する。Tヘッドバーの形状を図—9に示す。

定着耐力実験においては表—1に示す要因と水準で試験体を設定した。鉄筋のフシによる付着耐力が定着耐力に影響を与えるので、純粋なコーン破壊耐力として算定できるように、鉄筋埋込み部フシ表面をサラダ油で少し柔らかくした油粘土で覆い、さらに、ラップフィルムで包み、打込みコンクリートとの付着を切った。コーン破壊の影響範囲をTヘッドバー頭部から60°として図—10に示す載荷装置で静的単調増加で加力した。実験時のコンクリート圧縮強度は31.2N/mm²であった。

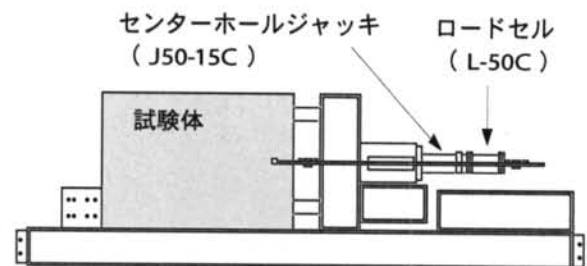
抜け出し性状実験においては表—2に示す要因と水準で試験体を設定した。図—11に示すようにせん断補強鉄筋として使用した場合にかぶりコンクリー



図—9 Tヘッドバーの形状

試験片 No.	鉄筋	有効埋込み長さ比 l_e/ϕ	頭部形状
S1904N	D19	4	円錐台状
S1904S			正方形プレート
S1904R			長方形プレート
S1908N	Py=153 kN	8	円錐台状
S1908S			正方形プレート
S1908R			長方形プレート
S3204N	D32	4	円錐台状
S3204S			正方形プレート
S3204R			長方形プレート
S3208N	Py=426 kN	8	円錐台状
S3208S			正方形プレート
S3208R			長方形プレート

表—1 定着耐力試験体の要因と水準



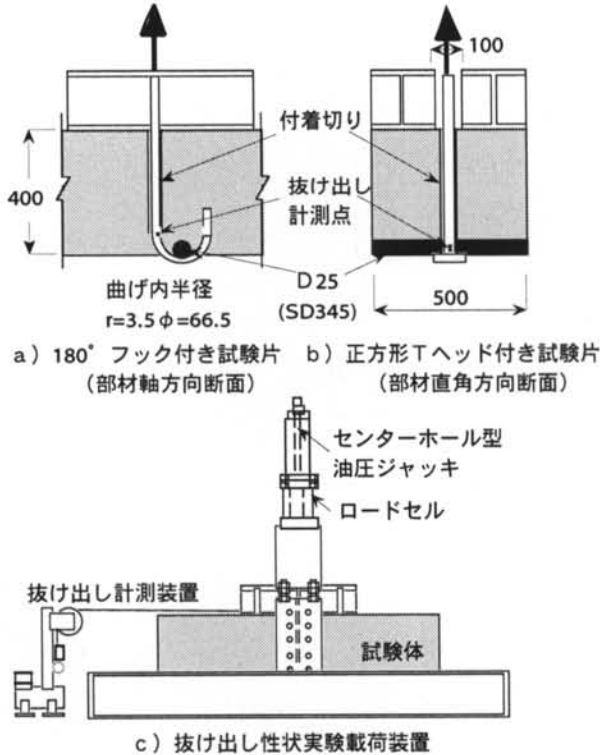
図—10 Tヘッドバーの形状

トが剥落した状態での抜け出し性状をみられるように試験体を製作し、図示した位置での抜け出し量計測を行いながら、図—11に示す載荷装置で静的単調増加で載荷した。

定着耐力実験結果は表—3、図—12の通りであり、D19、D32ともに埋込長さ4φでコーン破壊、8φで鉄筋降伏する結果を得、矩形支圧面積を円形支圧面積に換算することにより、建築学会「頭付きアン

試験片No.	鉄筋定着部形状
S19J	180° フック
S19N	円錐台状
S19S	正方形プレート
S19R	長方形プレート

表—2 抜け出し性状試験体



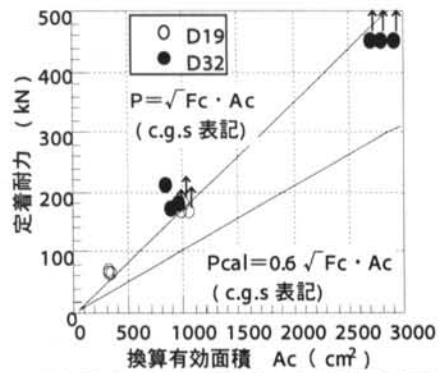
図—11 抜け出し性状実験試験体形状と載荷装置

試験体名称	埋込み深さLe (cm)	換算半径 D (cm)	換算有効面積Ac (cm ²)	定着耐力 P cal (kN)	実験値 Pmax (kN)	Pmax / P cal
S1904N	7.6	5	300.8	31	72	2.32
S1904S	7.6	5.6	316.2	33	67	2.03
S1904R	7.6	6.7	340.8	35	68	1.94
S1908N	15.2	5	964.6	101	167以上	1.65↑
S1908S	15.2	5.6	995.2	105	183以上	1.74↑
S1908R	15.2	6.7	1044.6	110	167以上	1.52↑
S3204N	12.8	8	836.4	88	213	2.42
S3204S	12.8	9	877.7	92	172	1.87
S3204R	12.8	10.6	940.4	99	183	1.85
S3208N	25.6	8	2702.3	283	451以上	1.59↑
S3208S	25.6	9	2784.9	292	451以上	1.54↑
S3208R	25.6	10.6	2910.2	305	451以上	1.48↑

表—3 定着耐力実験結果一覧表

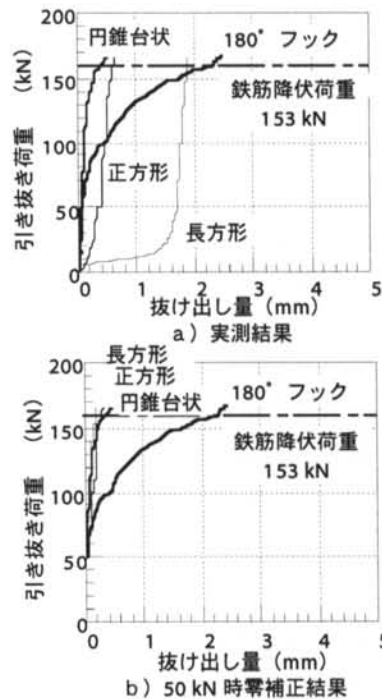
カーボルトの設計」での設計式で推定可能な見通しが立った。

抜け出し性状実験結果は図—13の通りである。プレート付きTヘッドバーは、円錐台状Tヘッドバーおよび180°フック鉄筋と比べ、引き抜き荷重50kN未滿で抜け出し量が大きい傾向を示す。これは抜け



注) 図中の↑印は引き抜き力が鉄筋降伏耐力を越えた為、コンクリート破壊耐力としては、これ以上あることを示している。

図—12 定着耐力—換算有効面積



図—13 引き抜き荷重—抜け出し量

出し性状試験体ではプレート部を型枠の外に配置した為、コンクリートのモルタル分が鉄筋とプレートとの隙間に回り込むことはなく、鉄筋とプレートのガタ付きがそのまま実験結果に反映されたからである。先に実施した定着耐力試験体ではコンクリート中に埋め込んでおり、実験終了後に観察したところ、コンクリートのモルタル分が鉄筋とプレートとの隙間に回り込み、鉄筋とプレートとのガタ付きはみられなかった事から、引き抜き荷重50kN時の抜け出し量を零として相対比較してみると、プレート付きTヘッドバーと円錐台状Tヘッドバーはほぼ同一の抜け出し性状を示し、鉄筋降伏荷重時で約0.2mm程度に対して、180°フック鉄筋は約1.8mmと大きい値を示した。

これらの結果から以下の事項が明らかとなった。1)

長方形プレート型Tヘッドバー・正方形プレート型Tヘッドバー・円錐台状Tヘッドバーの3種類の定着耐力は、コンクリートのコーン破壊・鉄筋の降伏・と背面の支圧から決まる、頭付きアンカーボルトの定着耐力と同一な設計式で推定できる。²⁾長方形プレート型Tヘッドバー・正方形プレート型Tヘッドバー・円錐台状Tヘッドバー、および180°フック鉄筋の4種類について抜け出し性能を実験的に比較した結果、鉄筋の降伏耐力を越えて十分に定着できる。しかしながら、長方形プレート型Tヘッドバー・正方形プレート型はガタ付きが大きく50kN以下の荷重では抜け出し量が大きくなった。円錐台状Tヘッドバーは180°フック鉄筋と比較して抜け出し量が小さく、180°フック鉄筋と同等以上の定着性能を有している。

§ 5. 外端梁主筋を定着するト形接合部実験 (RC柱 - RC梁架構)

本章では、RC梁の外端の主筋定着部にTヘッドバーを用いた場合のト形接合部実験の結果を報告する。

主筋の端部にTヘッドバー等の定着コブを設けることは、過密配筋となりがちな柱梁接合部の配筋の簡素化を実現でき、現場工数の削減を図れることが期待できる。本実験は、そのような工夫をした接合部の構造性能が、一般的な定着方法による場合と同等であることを確認することを目的として実施したものである。

試験体の形状および加力の概要を図-14に示す。同図には使用した材料の規格等も記載しているが、

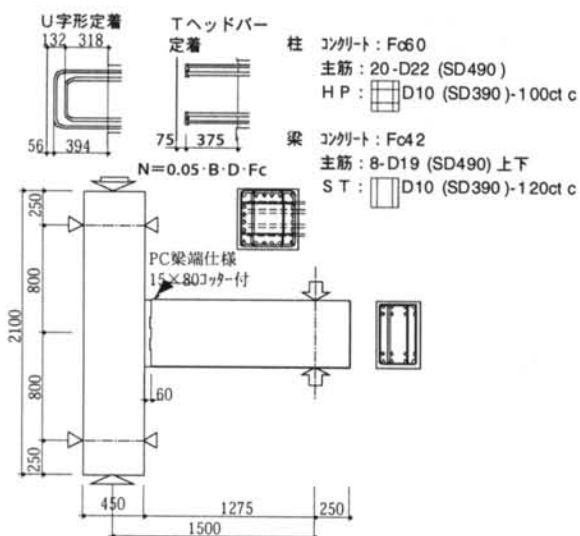


図-14 試験体形状および加力概要

実験時のコンクリート強度は柱および接合部のコンクリート (Fc60) が78.8N/mm²、梁のコンクリート (Fc48) が56.3N/mm²であった。なお、本実験では正方形プレート型Tヘッドバーを用いている。加力は、図示のとおり、梁先端に正負交番の変位漸増繰り返し力を与えるものとした。

実験結果を図-15、最終破壊状況を写真-6, 7に示す。荷重-変形関係、破壊状況とも、Tヘッドバー定着の試験体はU字形定着の試験体と同等であり、安定したヒステリシス・ループを示している。この結果より、梁主筋の端部をTヘッドバー定着とした場合の構造性能は従来形式とほぼ同等であると結論できる。

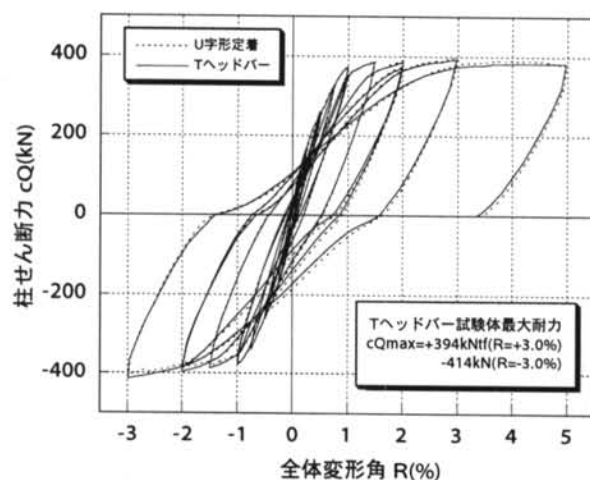


図-15 実験結果

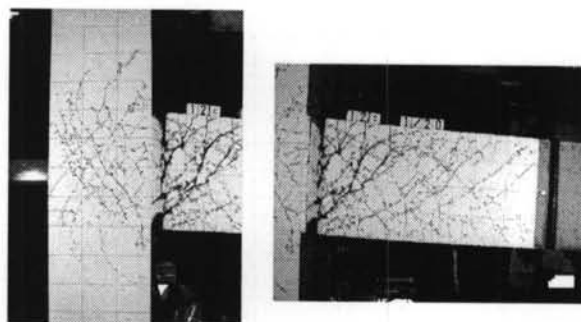


写真-6 U字形定着試験体 最終破壊状況

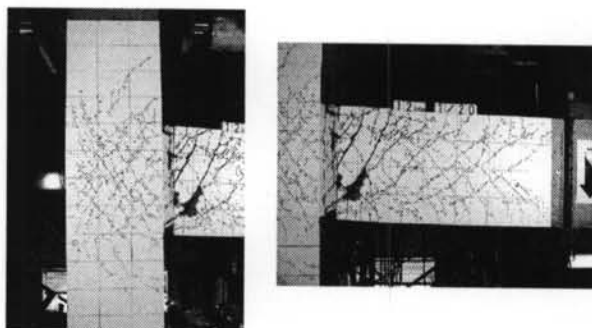


写真-7 Tヘッドバー定着試験体 最終破壊状況

§ 6. 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¹⁷⁾¹⁸⁾¹⁹⁾

6.1 実験概要

6.1.1 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、重ね継ぎ手のある場合、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、重ね継ぎ手のある場合、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—4に、形状寸法と配筋を図—16、17に示す。

6.1.2 使用材料

(1) コンクリート

コンクリート配合を表—5に示す。粗骨材は茨城県西茨城郡砕石($G_{max}=20\text{mm}$, 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—4に示した。

6.1.3 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。

6.1.4 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—18に示す。圧縮試験は一方向単調載荷とした。

6.2 実験結果

6.2.1 実験結果一覧表

表—4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、0.5m×0.8m×5.0m×2.5ton/m³=5.0tonである。また、ここでいう荷重とは、2点載荷の合計荷重である。

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

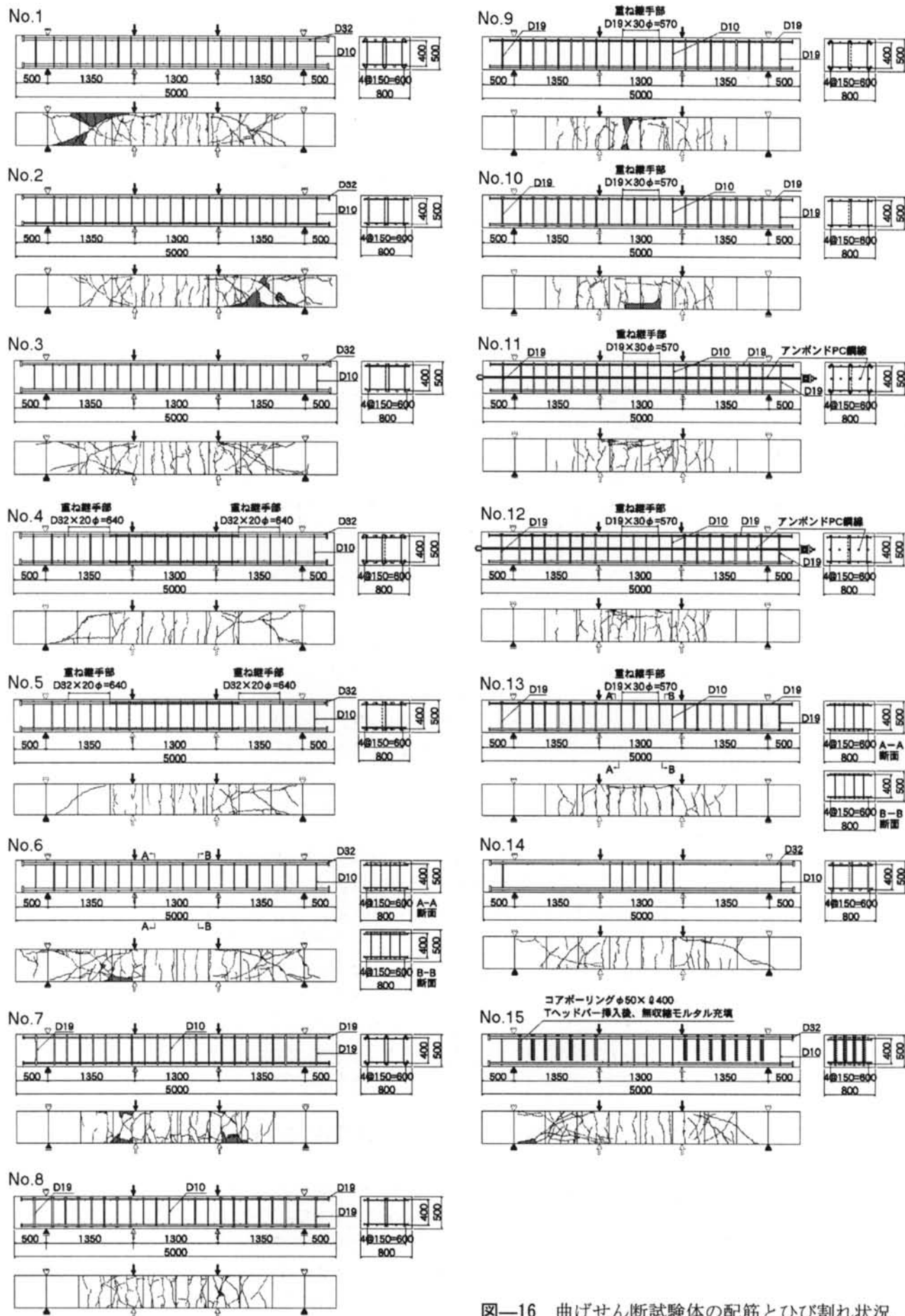
主鉄筋はせん断試験体の場合D32, $f_{sy}=529\text{N/mm}^2$, $f_{su}=706\text{N/mm}^2$,曲げ試験体の場合D19, $f_{sy}=398\text{N/mm}^2$, $f_{su}=595\text{N/mm}^2$,
圧縮試験体の場合D10, $f_{sy}=403\text{N/mm}^2$, $f_{su}=550\text{N/mm}^2$,帯鉄筋はD10, $f_{sy}=403\text{N/mm}^2$, $f_{su}=550\text{N/mm}^2$

表—4 試験体と実験結果の一覧

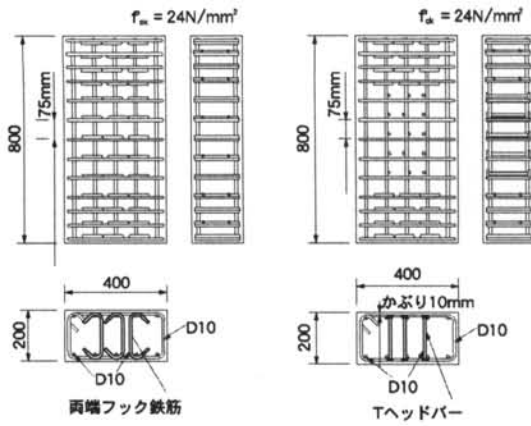
呼び強度 f_c (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 G_{max} (mm)	スランブの範囲 (cm)	水セメント比 W/C (%)	細粗骨材率 S/a (%)	単 位 量 (m ³)				混和剤* (cc/m ³)	
					水 W (kg)	セメント C (kg)	砂 S (kg)	砂利 G (kg)		
24	20	8±2	56.5	43.6	158	280	794	1057	700	4

*ボゾリス No.70

表—5 コンクリート配合



図—16 曲げせん断試験体の配筋とひび割れ状況



図—17 圧縮試験体の配筋

6.2.2 破壊過程

図—16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。

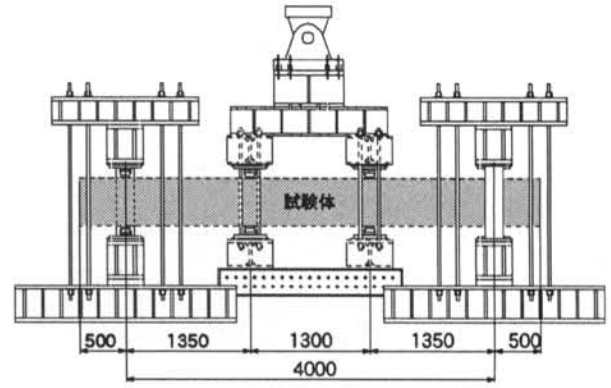
曲げ破壊となった曲げ試験体は曲げ降伏後、曲げスパン内のひび割れ幅が大きくなり、大きな変形能力を示した後、圧縮側のコンクリートの一部が圧壊して最大荷重に至った。

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。

6.2.3 変位挙動

図—19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 $\tau_{test,av} = 0.89\text{N/mm}^2$ (+側 0.91N/mm^2 、-側 0.86N/mm^2) 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²⁰⁾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・岡村式でばらつきの範囲とされている±15%以内に収まっている。

せん断補強 (pw=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らかになった。また、



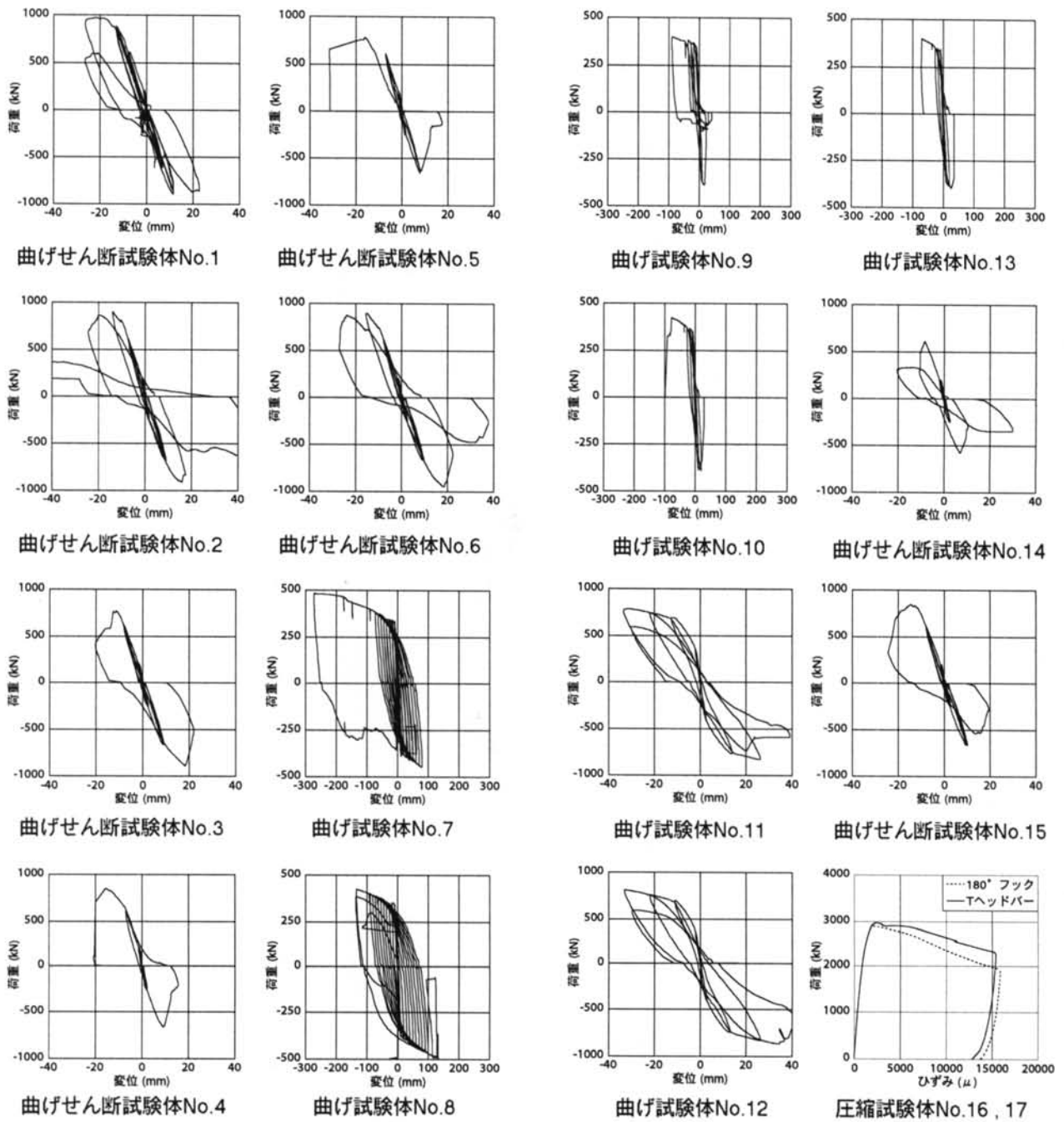
図—18 曲げせん断試験の加力方法

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—20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。

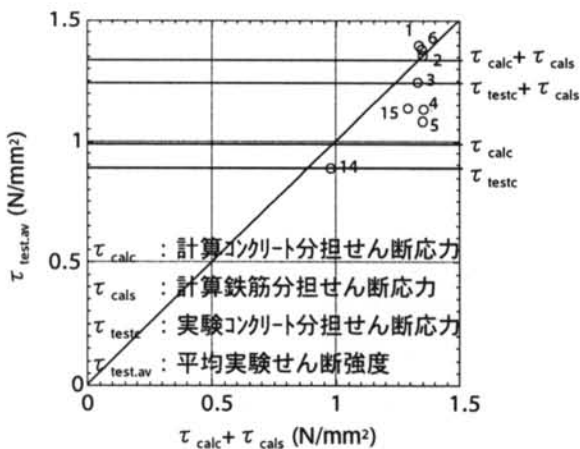
せん断補強してはいるがせん断補強筋にフックもTヘッドも付けていないNo. 3試験体ではせん断耐力はフックあるいはTヘッドを用いた場合と比較すると若干せん断耐力は劣るものの、せん断補強筋のない場合に比べ高いせん断耐力を示した。したがって、例えば耐震補強でフックなどを設けられない場合など、やむを得ない場合は、せん断補強筋を増やしてせん断補強筋の端部定着を簡略化することも可能であると考えられる。しかしながら、せん断補強筋にフックもTヘッドも付けていない場合は最大耐力以後は脆性的に破壊することから採用にあたっては十分注意を要する。

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、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²¹⁾²²⁾²³⁾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、せん断スパンに重ね継ぎ手がない場合 (No. 1, No. 2, No. 6) に



図—19 荷重 - 中央変位曲線

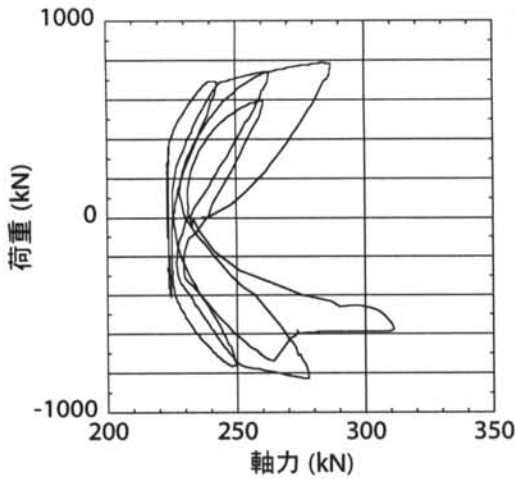


図—20 二羽・岡村式と実験値の比較

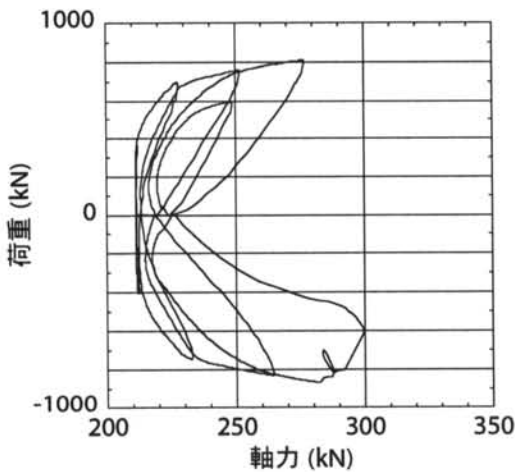
比べて小さな耐力となった。せん断補強筋を後施工した場合のせん断耐力の算定法については今後の課題である。

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—21、22 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。したがって、計算曲げ破壊荷重は 755kN ~ 860kN であり実験



図—21 曲げ試験体 No. 11 荷重 - 軸力関係



図—22 曲げ試験体 No. 12 荷重 - 軸力関係

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。

6.2.4 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。

§ 7. 中間帯鉄筋としてTヘッドバーを用いたRC柱実験

本章では、地震時に柱部材が交番荷重を受けた際、中間帯鉄筋としてTヘッドバー²⁾¹⁷⁾を用いた場合の軸方向鉄筋の拘束性能について、従来の半円形フック

と比較して拘束性能を検討した実験結果について述べる。

7.1 実験概要

7.1.1 試験体

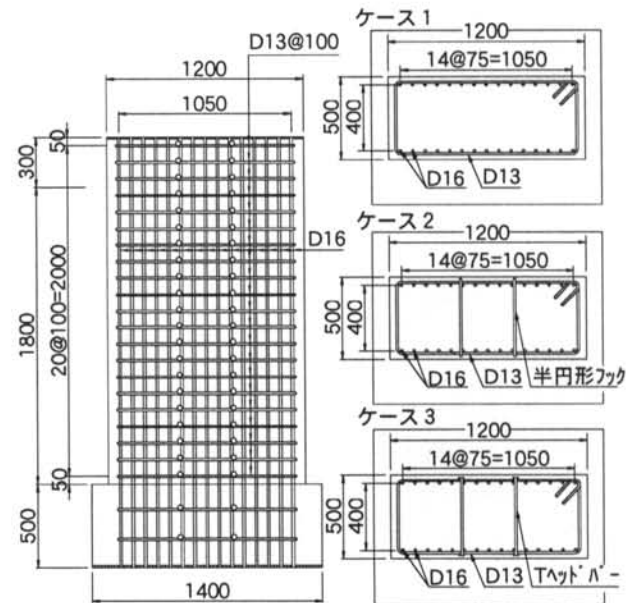
実験パラメータは中間帯鉄筋なしと、中間帯鉄筋の種類として、半円形フック、Tヘッドバーとした。試験体の種類を表—6に、形状寸法、配筋を図—23に示す。中間帯鉄筋の端部形状を図—24に示す。軸方向鉄筋比は0.993%、鉄筋はSD345とした。帯鉄筋比は0.21%、中間帯鉄筋比も0.21%とした。柱の断面は1200mm×500mm、断面有効高さは450mm、加力点からスタブまでの距離は1800mmである。試験時のコンクリート強度は35~38N/mm²、鉄筋の降伏点はD16で381N/mm²、D13で377N/mm²であった。

7.1.2 荷重方法

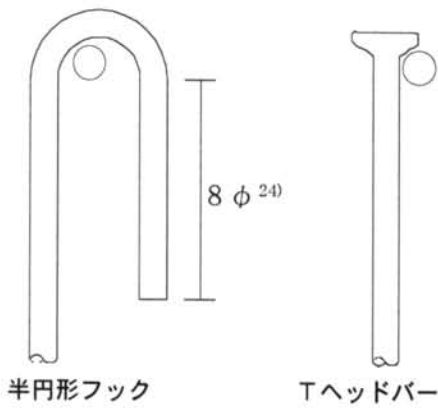
荷重方法は変位制御とし、降伏変位の設定は、柱基部の主鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値が、鉄筋の引張試験によって求めた降伏ひずみに達した時点の変位とした。荷重方向は、橋軸方向とし、計算降伏荷重の75%の予備荷重と、降伏変位の整数倍の変位での正負交番荷重とした。同一変位による繰り返し回数は3回とした。

	ケース1	ケース2	ケース3
軸方向鉄筋	D16×30	D16×30	D16×30
軸方向鉄筋比(%)	0.993	0.993	0.993
帯鉄筋	D13@100	D13@100	D13@100
帯鉄筋比(%)	0.21	0.42	0.42
中間帯鉄筋	なし	半円形フック鉄筋	Tヘッド鉄筋

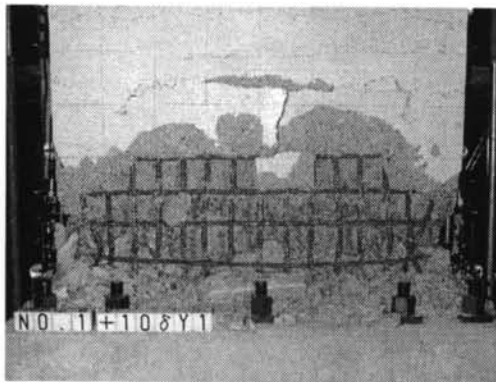
表—6 試験体の一覧



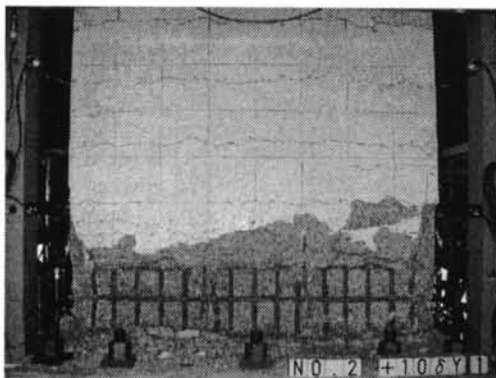
図—23 試験体の形状寸法と配筋



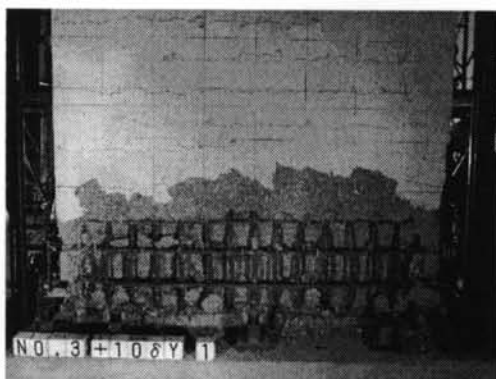
図—24 中間帯鉄筋端部形状



中間帯鉄筋なし試験体



中間帯鉄筋に半円形フックを用いた試験体

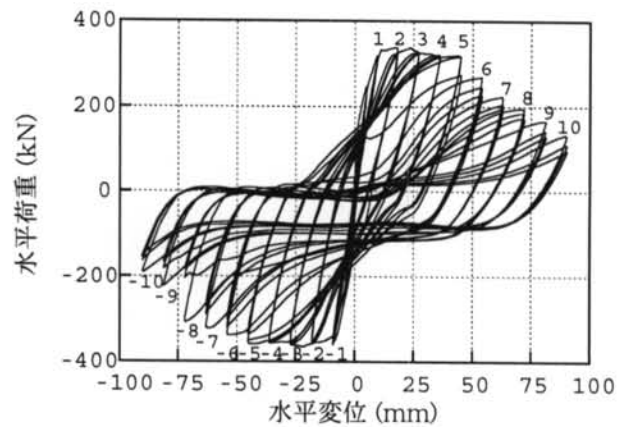


中間帯鉄筋にTヘッドバーを用いた試験体

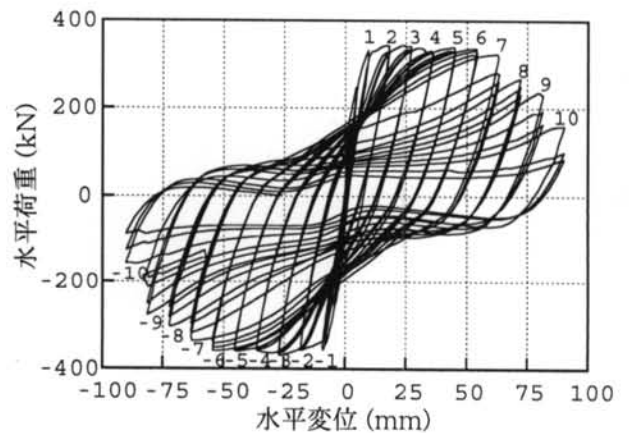
写真—8 試験体の破壊状況

7.2 実験結果と考察

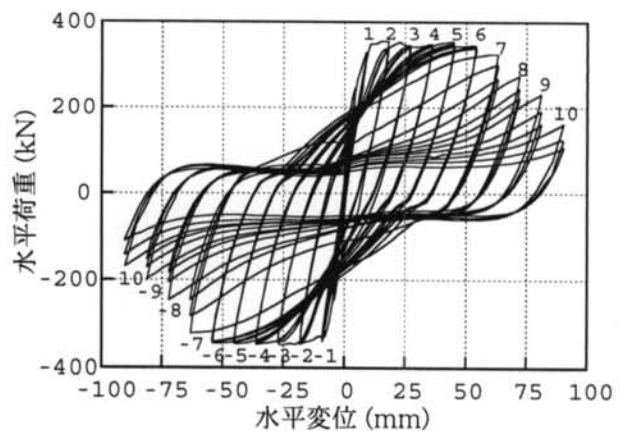
写真—8に破壊状況を、図—25～27に荷重-変形関係を示す。中間帯鉄筋なしの試験体では $5\delta_y$ の3回目の正側の加力途中で主筋が座屈し被りコンクリートを押し出し、その後徐々に耐力が低下した。 $8\delta_y$ でコーナー部の主鉄筋が1本破断し最終的には4本の主鉄筋が破断した。中間帯鉄筋として半円形フックを用いた試験体では $7\delta_y$ でコンクリートのは



図—25 中間帯鉄筋なし試験体の水平荷重-変位関係



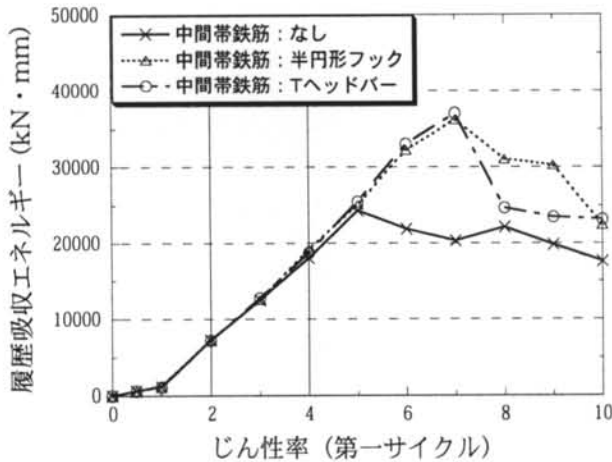
図—26 中間帯鉄筋に半円形フックを用いた試験体の水平荷重-変位



図—27 中間帯鉄筋にTヘッドバーを用いた試験体の水平荷重-変位

らみ出しが見られ、徐々に耐力が低下した。9 δ_y で6本の主鉄筋が破断し、最終的には16本の主鉄筋が破断した。最終的にも中間帯鉄筋の抜け出しは認められていないことから、これは中間帯鉄筋の拘束により、圧縮側の主鉄筋が帯鉄筋ピッチで座屈したためと考えられる。中間帯鉄筋としてTヘッドバーを用いた試験体でも半円形フックの場合と同様に7 δ_y でコンクリートのはらみ出しが見られ、徐々に耐力が低下した。7 δ_y の3回目の加力途中で一部のTヘッドが主鉄筋から外れている現象が見られた。10 δ_y では破壊部のほとんどのTヘッドが主鉄筋から外れており、主鉄筋の座屈長が長くなったため、コーナー部の主鉄筋が3本しか破断しなかった。

図—28に各試験体の履歴吸収エネルギーを示す。中間帯鉄筋のない試験体では中間帯鉄筋を用いた試験体に比べ履歴吸収エネルギーが少ないことがわかる。Tヘッドバーを用いた場合は半円形フックを用いた場合と同様に、7 δ_y の第2サイクル以降で履歴吸収エネルギーが低下しており、設計上許容できるのは共に6 δ_y まで考えられ、その意味で、中間帯鉄筋としての主鉄筋拘束効果は同等と言える。



図—28 履歴吸収エネルギーとじん性の関係

7.3 まとめ

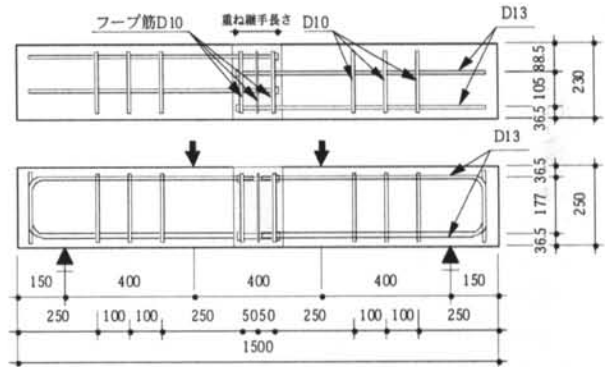
Tヘッドバーを中間帯鉄筋として用いた場合、半円形フックの場合とほぼ同等の荷重-変位挙動を示すことが明らかとなった。また、主鉄筋の破断本数は中間帯鉄筋のない場合は4本、半円形フックの場合は16本に対してTヘッドバーは3本と最も少なく、コアコンクリートの損傷も深部には至っていなかった。

§ 8. Tヘッドバーを用いた重ね継ぎ手実験²⁵⁾

本章では開発に伴って行ったプレキャスト部材の重ね継ぎ手実験について述べる。

8.1 試験体

試験体の種類を表—7に、形状寸法、配筋を図—29に示す。実験パラメータは、コンクリート種別(普通コンクリート、鋼繊維補強コンクリート(以下SFRCと呼ぶ))、重ね継ぎ手長さ(5d, 10d, 15d:d鉄筋径)と継ぎ手部フープ筋量(2本, 3本)とし一体物と併せて計7体の実験を行った。コンクリートの配合を表—8に示す。なお、主鉄筋はD13, SD345(降伏点389N/mm², 引張強度562N/mm²)、フープ筋はD10, SD345(降伏点390N/mm², 引張強度535N/mm²)である。



図—29 形状寸法・配筋

試験体番号	重ね継ぎ手長さ	フープ筋	コンクリート種類	コンクリート強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	破壊形式
M	継ぎ手なし	なし	普通コンクリート	27	129.1	19.7	鉄筋破断
5S0	5d	なし	SFRC	68.3	93.1	2.9	剥離破壊
10N2	10d	2本	普通コンクリート	27	140*	9.5*	付着割裂
10N3	10d	3本	普通コンクリート	27	119.3	14.4	付着割裂
10S0	10d	なし	SFRC	68.3	129.8	16.3	剥離破壊
15N2	15d	2本	普通コンクリート	27	126.3	15.7	剥離破壊
15N3	15d	3本	普通コンクリート	27	128.8	16.9	付着割裂

*:10N2試験体は支持条件が半固定となっていた。

表—7 試験体一覧

配合	水結合材比 W/B (%)	細組骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m ³)					鋼繊維 SF	AE減水剤 ((C+F)×%)	
			水 W	セメント C	フライアッシュ FA	砂 S	砂利 G			
普通コンクリート	57.2	45.6	166	290	0	833	1012	0	0.25	0
SFRC	38	68.5	190	400	100	1111	507	78.5	2.4	1111

表—8 配合

8.2 加力方法

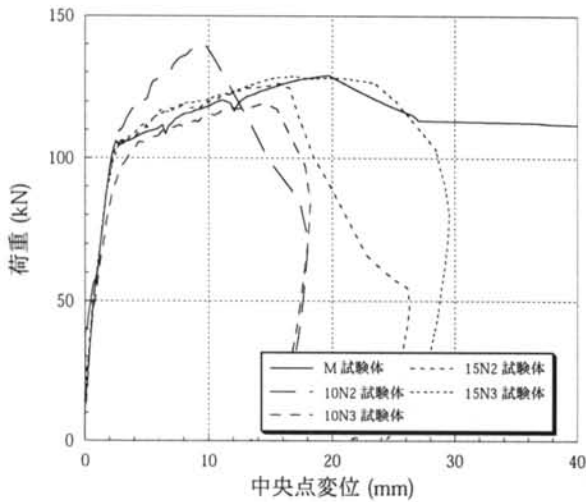
支持条件は単純支持とし、3等分点載荷を行った。しかしながら10N2試験体だけは支持条件が半固定となっていた。

8.3 実験結果と考察

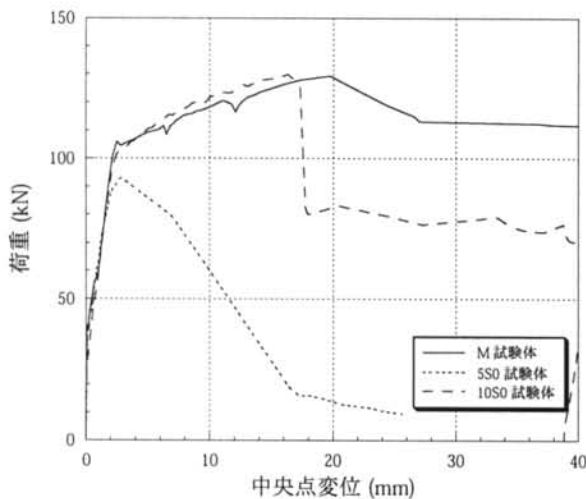
主な実験結果を表—7に示す。図—30、31に各試験体の荷重-中央変位の関係を示す。図—32に最大荷重を、図—33に最大荷重時の変位を示す。この結果から以下のことが言える。

5S0試験体を除く重ね継ぎ手試験体の最大荷重はM試験体とほぼ同じであり計算値を上回った。したがって、耐力だけが要求されるのであれば、重ね継ぎ手長さは普通コンクリート、SFRCにかかわらず10d程度とすればよい。5S0試験体の耐力が小さかったのは鉄筋ゲージを貼付したため付着ロスを起こした可能性もある。

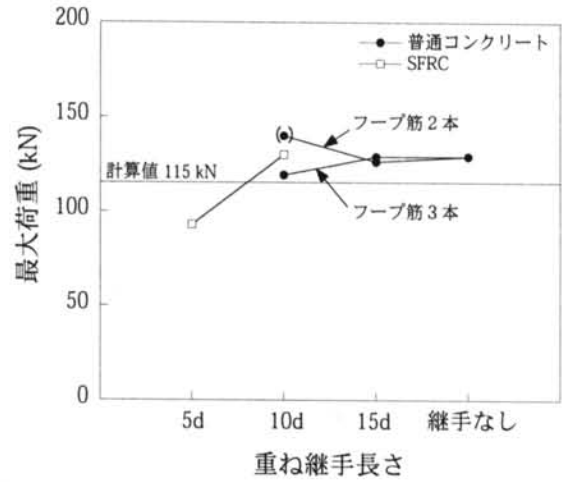
最大荷重時の変位はM試験体が最も大きく最後は鉄筋破断に至っている。じん性能が一番良かった重



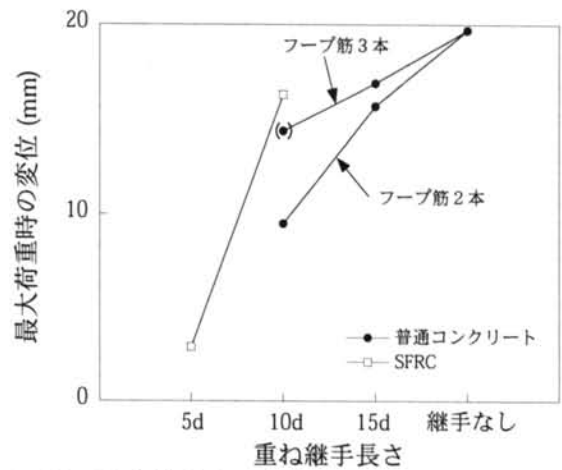
図—30 荷重と中央点変位（普通コンクリート）



図—31 荷重と中央点変位（SFRC）



図—32 最大荷重と重ね継ぎ手長さの関係



図—33 最大荷重時の変位と重ね継ぎ手長さの関係

ね継ぎ手試験体は15N3試験体であり、M試験体と同程度の変形能が必要であれば重ね継ぎ手長さを15d程度とし横補強するのが良い。

重ね継ぎ手試験体は剥離破壊、付着割裂などで破壊に至っているがこれは左右のスパンの配筋が同一ではなく鉄筋降伏後試験体がねじれた可能性が高く、破壊状況からもその様子がうかがえる。したがって、スラブとスラブを繋ぐような場合のように断面に多数の鉄筋が配置されていれば、ねじれることなく変形性能も向上したものと考えられる。

鋼繊維補強コンクリートを用いれば最大荷重後の変形性能が良くなる。

§ 9. 施工性実験²⁶⁾

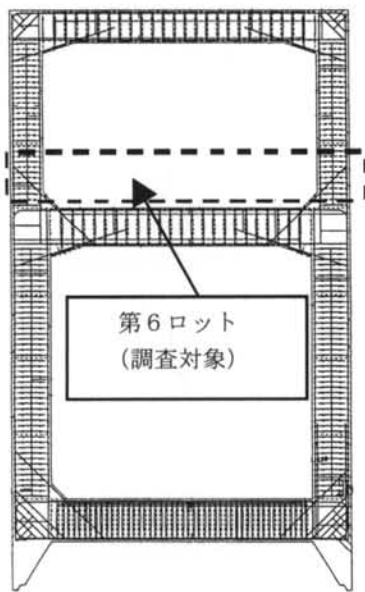
Tヘッドバーについて、構造面での検討と比較すると、その生産面での検討は少ない⁶⁾。本章ではTヘッドバーを採用したときの鉄筋工事の生産性（鉄筋重量、労務量、労務歩掛り）を評価し、その結果を従来型のフック付き鉄筋の生産性と比較する。以

下、Tヘッドバーを用いる工法を「Tヘッドバー工法」、従来型のフック付き鉄筋を用いる工法を「在来工法」とよぶ。

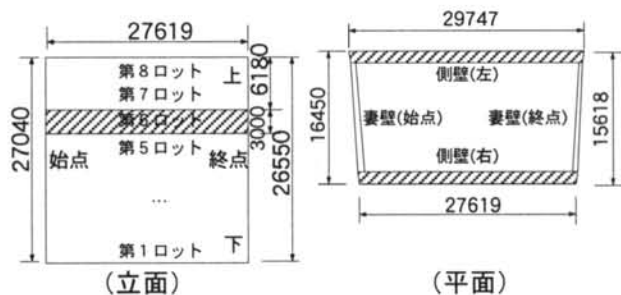
9.1 測定対象

道路トンネルに供用されるボックスカルバート型ケーソンの鉄筋工事を測定対象とする。ケーソン断面の配筋を図—34に、その平面および立面の見取りを図—35に示す。ケーソンは壁面と床版からなる。壁面にはケーソン本体の側壁と施工時の剛性を保持するための妻壁がある。側壁は左と右に、妻壁は始点と終点に分類する。

図—35のように、ケーソンは深さ方向に8つのロットに分割されている。そのうち、ここでは第6ロットを対象とする。同ロットには床版は含まれない。壁の鉄筋は、主に、主筋・配力筋・せん断補強筋で構成される。これらの鉄筋のうち、従来型のフック鉄筋がTヘッドバーに置換されるのは側壁のせん断補強筋である。他の鉄筋は、従来と同じものが用いられる。ただし、側壁のせん断補強筋について、工法による生産性を比較するために、限定した



図—34 ケーソン断面配筋



図—35 ケーソン見取り

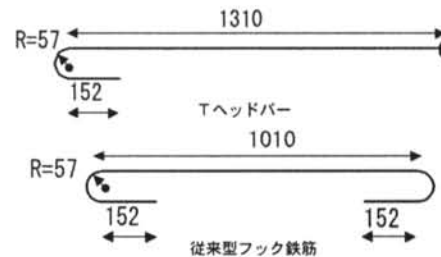
局所範囲で在来工法による鉄筋工事もおこなう。後で分類する評価部位に対応させて、従来型のフック鉄筋がTヘッドバーに置換される部位を「A部位群」、その他の部位を「B部位群」とよぶこととする。

鉄筋の組立て手順は、ケーソンの内面、外面それぞれの主筋を建てた後、配力筋を組立て、最後に両面の鉄筋間を渡してせん断補強筋を配筋・結束する。

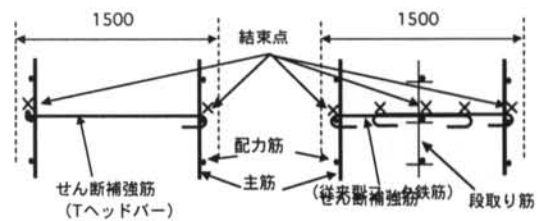
図—36にTヘッドバーと従来型フック付き鉄筋を、図—37に各工法ごとの鉄筋配置を示す。図に示されているように、両鉄筋には①鉄筋端部、②せん断補強筋1箇所あたりの鉄筋本数、③結束点数、④段取り筋(図—38)の有無、に関しての差異がある。在来工法と比較して、Tヘッドバー工法の作業量があきらかに低減されることがわかる。

9.2 局所労務歩掛りの測定

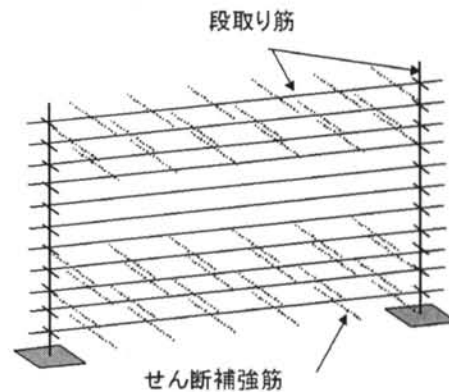
鉄筋工事の局所的な生産性を7地点で測定した。測定方法は、事前に作業人員を確認し、ストップウォッチで作業時間を計測し、時間内の施工鉄筋重



図—36 Tヘッドバーと従来型鉄筋



図—37 Tヘッドバーと従来型鉄筋の鉄筋配置



図—38 段取り筋



図—39 作業分類項目

記号	壁種類	壁位置	鉄筋種類	鉄筋位置	作業人数	時間(分)	工数(人日)	鉄筋径(mm)	さ(kg/m)	長さ(m)	数量(本)	重量(kg)	掛り(人日/t)	高所歩						
															内	外				
A	側	右	主筋	外	2	31	0.1556	35	7.51	3.0	52	117	0.133							
B	側	右	主筋	内	2	2	0.0889	32	6.23	3.0	26	486	0.184							
C	側	右	配力筋	外	4	9	0.8000						116	0.685						
															内	22	3.04	5.0	12	182
																22	3.04	8.0	12	292
																22	3.04	8.0	12	292
																22	3.04	6.0	12	219
	22	3.04	5.0	12	182															
D	側	左	せん断補強筋(Tヘッドバー)		3	11	0.1267	19	2.25	1.5	59	204	0.617							
E	側	左	せん断補強筋(在来)		3	5	0.3600	19	2.25	3.1	61	431	0.835							
F	妻	始点	主筋	内	2	7	0.0311	35	7.51	3.0	12	270	0.115							
G	妻	始点	せん断補強筋		1	1	0.0356	22	3.04	1.0	36	109	0.325							

表—9 測定結果(局所労務歩掛り)

量を求めた。測定結果を表—9に示す。表中、D、EはA部位群の結果であり、DがTヘッドバー工法、Eが在来工法に対応する。表の最右欄が測定地点の局所労務歩掛りであり、次節の労務歩掛りの推定に用いる。ここで、測定結果は図—39の主作業(対象物に直接係わる加工・組立てなどの作業)に対応する。

9.3 評価対象全体の労務歩掛りの算定

労務量や労務歩掛りは、通常、全作業に対する値として用いられるため、測定結果もこれと対応するように変換する必要がある。評価対象(第6ロット)全体の全作業に対する労務歩掛りは、次の手順で算定する。①評価部位の分類、②部位iの鉄筋重量 w_i ならびに各工法に対する評価対象全体の鉄筋重量 WC 、 WT の算定、③部位iの労務量 L_i ならびに各工法に対する全体の労務量 LCp 、 LTp の算定、④Tヘッドバー工法による全作業に対する労務量 LTa の算定、⑤全作業に対する主作業の比率 $r(=LTp/LTa)$ の算定、⑥在来工法による全作業の労務量 $LCa(=LCp/r)$ の推定。変数右下のCおよびTはそれぞれ在来工法、Tヘッドバーを右上のpおよびaはそれぞれ主作業、全作業を意味する。

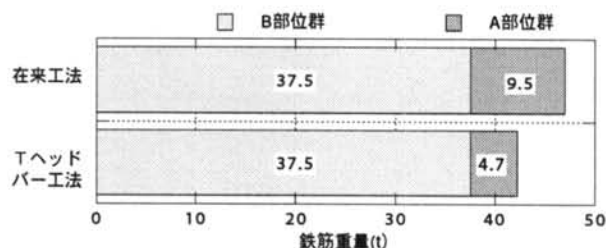
結果を以下に述べる。表—10は上記①~③の結果であり、①評価部位は20、② $WT=4.7+37.5=42.2t$ 、 $WC=9.5+37.5=47.0t$ 、③ $LTp=2.88+11.49=11.43$ 人日、 $LCp=7.93+11.49=19.42$ 人日、となる。表中、 p_i は表—9の局所歩掛りであり、参照した部位を表—9のA~Gに対応させて記した。作業日報から④ $LTa=53.7$ 人日となる。これより、⑤ $r=0.268$ となり、⑥ $LCa=72.5$ 人日となる。両工法の労務歩掛り PTa および PCa はそれぞれ LTa/WT 、 LCa/WC で算出され、

$PTa=1.27$ 人日/t、 $PCa=1.54$ 人日/tとなる。以上で得た鉄筋重量および労務量をそれぞれ図—40、図—41に示す。

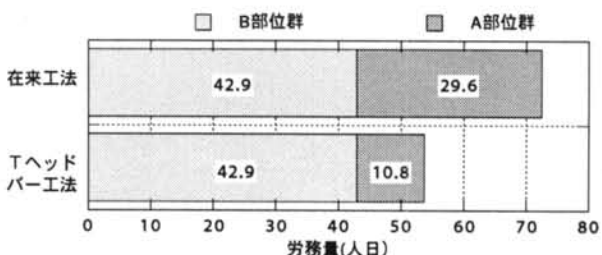
側壁のせん断補強筋を従来型のフック鉄筋とした場合、 $L=72.5$ 人日、 $P=1.54$ 人日/tとなった。一方、Tヘッドバーとした場合、 $L=53.7$ 人日、 $P=1.27$ 人日/tとなった。在来工法に対するTヘッドバー工法のLの比率は74%となる。

a) A部位群(Tヘッドバー工法)							
壁面	壁位置	鉄筋種類	鉄筋位置	w_i	p_i	測定部位	L_i
				t	人日/t		
側	左	せん断補強筋	—	2.4	0.617	D	1.49
側	右	せん断補強筋	—	2.3	0.617	D	1.39
計				4.7			2.88
b) A部位群(在来工法)							
側	左	せん断補強筋	—	4.9	0.835	E	4.11
側	右	せん断補強筋	—	4.6	0.835	E	3.82
計				9.5			7.93
c) B部位群							
側	左	主筋	外	5.3	0.133	A	0.71
側	左	主筋	内	2.2	0.184	B	0.41
側	右	主筋	外	5.0	0.133	A	0.66
側	右	主筋	内	2.1	0.184	B	0.38
側	左	配力筋	外	1.0	0.685	C	0.71
側	左	配力筋	内	0.8	0.685	C	0.53
側	右	配力筋	外	1.2	0.685	C	0.80
側	右	配力筋	内	0.9	0.685	C	0.59
妻	始点	主筋	外	3.2	0.113	F	0.36
妻	始点	主筋	内	2.3	0.113	F	0.26
妻	終点	主筋	外	2.2	0.113	F	0.25
妻	終点	主筋	内	1.3	0.113	F	0.14
妻	始点	配力筋	外	2.4	0.685	C	1.64
妻	始点	配力筋	内	0.9	0.685	C	0.59
妻	終点	配力筋	外	2.4	0.685	C	1.64
妻	終点	配力筋	内	0.9	0.685	C	0.59
妻	始点	せん断補強筋	—	1.8	0.329	G	0.60
妻	終点	せん断補強筋	—	1.9	0.329	G	0.64
計				37.5			11.4

表—10 算定された労務量



図—40 評価対象全体の鉄筋重量



図—41 評価対象全体の労務量

§ 10. まとめ

各種実験結果を以下にまとめる。

- (1) 組織観察結果から高周波誘導加熱による影響は強度や靱性を悪化させるような状態では無いことが分かった。
- (2) 定着耐力試験結果から定着耐力は建築学会「頭付きアンカーボルトの設計」での設計式で推定可能な見通しが立った。
- (3) 鉄筋とプレートの隙間へのコンクリートの回り込みを考慮して補正した結果、いずれのタイプのTヘッドバーも180°フック鉄筋と比較して抜け出し量が小さいことから、180°フック鉄筋と同等以上の定着性能を有しているといえる。
- (4) 外端梁主筋を定着するト形接合部実験(RC柱-RC梁架構)から梁主筋の端部を正方形プレート型Tヘッドバーとした場合の構造性能は従来形式とほぼ同等であることが明らかとなった。
- (5) Tヘッドバーは低温時においても十分な性能を有していることが確認された。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らかとなった。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。
- (6) Tヘッドバーを中間帯鉄筋として用いた場合、半円形フックの場合とほぼ同等の荷重-変位挙動を示すことが明らかとなった。また、主鉄筋の破断本数は

中間帯鉄筋のない場合は4本、半円形フックの場合には16本に対してTヘッドバーは3本と最も少なく、コアコンクリートの損傷も深部には至っていなかった。

- (7) 耐力だけが要求されるのであれば、重ね継ぎ手長さは普通コンクリート、SFRCにかかわらず10d程度とすればよい。
- (8) M試験体と同程度の変形能が必要であれば重ね継ぎ手長さを15d程度とし横補強するのが良い。
- (9) 鋼繊維補強コンクリートを用いれば最大荷重後の変形性能が良くなる。
- (10) 道路トンネルに供用されるボックスカルバート型ケーソンの鉄筋を対象に、労務量Lと労務歩掛りPを求めた。側壁のせん断補強筋を従来型のフック鉄筋とした場合、L=72.5人日、P=1.54人日/tとなった。一方、Tヘッドバーとした場合、L=53.7人日、P=1.27人日/tとなった。在来工法に対するTヘッドバー工法のLの比率は74%となる。

謝辞

本実験は第一高周波工業株式会社との共同研究開発であり、技術統括本部 技術部長：高岸正章殿、同じく技術統括本部 開発試験室長：前之園司殿に謝意を表します。9章の測定に際し、清水建設土木東京支店の川崎隆行氏、服部慶太氏には多大なご協力をいただいた。ここに記し、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 長澤保紀, 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年9月
- 2) 塩屋俊幸, 中澤春生, 長澤保紀, 高岸正章: Tヘッドバー工法の開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1291-1296, 2000年6月
- 3) 塩屋俊幸, 松井淳, 樋口義弘, 高岸正章, 前之園司: Tヘッドバーの熟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年9月
- 4) 塩屋俊幸, 樋口義弘, 岡本修平: Tヘッドバー工法(過密鉄筋の施工性改善), 電力土木, No.291, pp.116-120, 2001.1
- 5) 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年9月
- 6) 中村泰介, 吉田諭, 清水伸彦, 足立英明: 過密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3回年次学術講演会, VI-192, pp.384-385, 1998年10月
- 7) Dale E. Berner, Ben C. Gerwick, Jr. and George C. Hoff: T-Headed Stirrup Bars, Concrete International, pp.49-53, May 1991
- 8) Dale E. Berner and George C. Hoff: Headed Reinforcement in Disturbed Strain Regions of Concrete Members, Concrete International, pp.48-52, January, 1994
- 9) Walter H. Dilger and Amin Ghali: Double-Head Studs as Ties in Concrete, Concrete International, pp.59-66, June1997
- 10) 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年9月
- 11) 村井和雄, 岡本晴彦, 菅野俊介, 吉田啓喜, 太田道彦: 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年9月

- 12) 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年6月
- 13) 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年6月
- 14) 瀧 論, 梶 隆, 熊田昭彦: Tヘッドバーを用いた鉄筋工事の生産性, 第57回土木学会年次学術講演会, VI-273, pp. 545-546, 2002年9月
- 15) 塩屋俊幸, 勝沢勝栄, 出羽克之, 佐藤孝典, 塩川英世: CFT柱とRCはりの新しい接合部方法の開発, 第4回複合構造の活用に関するシンポジウム論文集, 1999年11月, pp. 219-224
- 16) Shioya T., Dewa K., Shiokawa H. and Takagishi M. : Development of New Type Connections between CFT-Columns and RC-Beams, fib, session 7, pp. 45-52, 2002.10
- 17) 塩屋俊幸, 樋口義弘, 塩川英世, 高岸正章: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, 2001年6月, pp. 799-804
- 18) Shioya T., Higuchi Y., Shiokawa H. and Takagishi M. : RC Beam Test using T-headed Bars under Shear, Flexure and Compression, fib, session 5, pp. 17-22, 2002.10
- 19) 塩屋俊幸, 樋口義弘: せん断補強筋にフックは必要か?, 土木学会第57回年次学術講演会, V-135, pp.269-270, 2002.3
- 20) 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
- 21) 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
- 22) 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
- 23) 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
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002.3
- 25) 塩屋俊幸, 栗田守朗, 吉武謙二, 高岸正章, 尾上篤生: Tヘッドバーを用いた重ね継ぎ手実験, 土木学会第56回年次学術講演会, V-457, pp.914-915, 2001.10
- 26) 瀧 論, 梶 隆, 熊田昭彦, 塩川英世, 塩屋俊幸, 服部慶太, 川崎隆行: Tヘッドバーを用いたせん断補強筋の組立性評価, 清水建設研究報告, 第75号, pp. 7-15, 2002.4