プレート定着型せん断補強鉄筋のせん断補強効果と建築構造物への適用

APPLIED TO BUILDING STRUCTURE AND SHEAR CAPACITY WITH PLATE-ANCHORED SHEAR REINFORCEMENT

飯塚崇文 — * 1 小野英雄 — * 2
 児玉城司 — * 2 是永健好 — * 1
 小室 努 — * 3 征矢克彦 — * 3
 野崎 博 — * 4

Takafumi IIZUKA — * 1 Hideo ONO — * 2
 Joji KODAMA — * 2 Takeyoshi KORENAGA — * 1
 Tsutomu KOMURO — * 3 Katstuhiko SOYA — * 3
 Hiroshi NOZAKI — * 4

キーワード：
 プレート定着型せん断補強鉄筋, 基礎スラブ, せん断補強効果, 有限要素法解析

Keywords:
 Plate anchored shear reinforcement, Mat foundation, Shear capacity, Finite element analysis

A head-bar is a plate-anchored bar for shear reinforcement. Head-bars have been higher resistance to earthquakes than standard shear reinforcement bars, but because head-bar has a semicircular hook, it's efficiency compared to other types of shear reinforcement bars has been questioned. In this study, a shearing experiment using base slab specimens, verified that the shear capacity of a plate-anchored shear reinforcement was nearly equal to that of a standard shear reinforcement.

1. はじめに

プレート定着型せん断補強鉄筋¹⁾ (Head-bar, 以後プレート定着型と記す)は, 従来型の135°及び180°フック付きせん断補強筋(以後曲げフック型と記す)の代替鉄筋として, 1999年に, (財)土木研究センターより土木系材料技術・技術審査証明を取得し, その配筋作業の容易さから橋脚やシールド立坑等の土木構造物に数多く採用されている。ここでいうプレート定着型とは, フックの代りに鉄筋端部に摩擦圧接したプレートを有するせん断補強鉄筋のことである。

一方, 建築物においても基礎スラブや壁など面部材の面外せん断補強筋にプレート定着型が適用可能となれば, 配筋作業の合理化やコストダウンが期待出来る。しかし, 土木分野での既往の技術資料

¹⁾のみでは設計資料は十分ではなく, 建築法規上も, 建築基準法施行令第73条第5項に基づく平成13年国土交通省告示1371号に従った加力実験による性能確認の必要があった。

そこで本研究では, プレート定着型を面部材の面外せん断補強筋として使用する目的で, 縮小基礎スラブ試験体を用いて曲げせん断実験を行い, 180°曲げフック型を用いた場合と同等以上の構造性能が得られることを検証した。また, せん断補強筋比をパラメータとした本実験, 及びFEM解析により, せん断補強筋の効果と既往のせん断強度式との適用性を検討した。

本報では, 実験概要とその解析検討概要, 及びプロジェクトに適用した事例についてここに報告する。

図1 試験体形状及び配筋 (単位:mm)

図2 プレート定着型せん断補強鉄筋の端部詳細

*1 大成建設(株)技術センター建築技術研究所
 (〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町344-1)
 *2 大成建設(株)設計本部特殊構造グループ
 *3 大成建設(株)設計本部構造グループ
 *4 (株) VSL ジャパン

*1 Building Engineering Research Institute, Technology Center, Taisei Corporation
 *2 Special Structural Group, Design Division, Taisei Corporation
 *3 Structural Group, Design Division, Taisei Corporation
 *4 VSL Japan Corporation

表 1 試験体一覧

試 験 体 名	M/Qd	せん 断 補 強 筋	
		配筋、鉄筋比	種別・形状
A-1-0-A (No. 1)	1. 05	—	—
A-1-0-B (No. 2)			
H-2-0. 2 (No. 3)	2. 1	2-D13@160 (0. 2%)	プレート 定着型
H-1-0. 2-A (No. 4)	1. 05		
H-1-0. 2-B (No. 5)			
A-2-0. 2 (No. 6)	2. 1		180° フック
A-1-0. 2 (No. 7)	1. 05		
H-1-0. 4 (No. 8)		4-D13@160 (0. 4%)	プレート 定着型
H-1-0. 6 (No. 9)		6-D13@160 (0. 6%)	
A-1-0. 6 (No. 10)			180° フック

表 2 鉄筋の力学特性

呼び径 (種別)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D13 (SD345)	401	546	188
D29 (SD390)	443	656	194

表 3 コンクリートの力学特性

試験体名	σ_B (N/mm ²)	試験体名	σ_B (N/mm ²)
A-1-0-A (No. 1)	28.9	A-2-0.2 (No. 6)	28.5
A-1-0-B (No. 2)	29.8	A-1-0.2 (No. 7)	29.9
H-2-0.2 (No. 3)	28.7	H-1-0.4 (No. 8)	26.8
H-1-0.2-A (No. 4)	29.7	H-1-0.6 (No. 9)	27.7
H-1-0.2-B (No. 5)	30.2	A-1-0.6 (No. 10)	26.9

表 4 実験結果の一覧

試験体 現象等	A-1-0-A (No. 1)	A-1-0-B (No. 2)	H-2-0.2 (No. 3)	H-1-0.2 -A (No. 4)	H-1-0.2 -B (No. 5)	A-2-0.2 (No. 6)	A-1-0.2 (No. 7)	H-1-0.4 (No. 8)	H-1-0.6 (No. 9)	A-1-0.6 (No. 10)
Q_{fc}	210	208	103	243	245	97	203	198	280	216
Q_{sc}	320	377	210	315	363	225	488	377	377	267
Q_{max}	619	740	474	900	866	514	860	1,036	1,207	1,145
破壊 モード	斜め引張破壊		せん断 引張破壊	斜め引張破壊		せん断 引張破壊	斜め 引張破壊	せん断圧縮破壊		

Q_{fc} : 曲げひび割れ発生荷重 (kN) 、 Q_{sc} : せん断ひび割れ発生荷重 (kN) 、 Q_{max} : 最大耐力 (kN)

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、基礎スラブの一部分を取り出した板状試験部分に加力用スタブを取り付けたもので、全試験体とも、主筋 7-D29 (1.44%)、配力筋 D29-@160 (1.03%) は共通である。試験体数は 10 体で、実験パラメータは、せん断スパン比 M/Qd (1.05, 2.1)、せん断補強筋比 p_w (0%, 0.2%, 0.4%, 0.6%)、及びせん断補強筋の種別 (プレート定着型、曲げフック型) である。図 1 に試験体の形状と配筋詳細を、図 2 にプレート定着型の端部詳細を示す。プレート定着型は、従来の曲げフック型の代替として鉄筋端部に所定寸法のプレートを摩擦圧接で接合したものである。表 1 に試験体緒元を示す。表 2 に鉄筋を、表 3 にコンクリートの力学特性を示す。コンクリートの目標圧縮強度は 27N/mm² で、実験時の σ_B は、27~30 N/mm² 程度であった。

2.2 加力方法

加力は、正負交番による逆対称繰返し曲げせん断加力とした (大野式加力方式)。全体変形は、測定治具を左右の加力スタブの加力点から持出しその相対変位を計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過、及びせん断力-全体変形量の関係

実験結果を表 4 に、代表的な試験体のせん断力 Q -全体変形量 δ の関係、及び最終破壊状況を図 3 に示す。

各試験体とも、部材変形角 $R=1/1000\text{rad}$ に至る前に材端部に曲げひびわれが発生した後、 $R=1/500\text{rad}$ の加力ループで試験体のせい方向中央付近 (以降腹部と呼ぶ) にせん断ひびわれが発生した。せん断補強筋は、 $p_w=0.2\%$ の No. 3~No. 7 試験体では最大耐力に達する以前に降伏したが、 $p_w=0.4\%$ 、 0.6% の No. 8~No. 10 試験体は、最大耐力後に降伏した。

$M/Qd=1.05$ の試験体のうち、 p_w が 0%、 0.2% の試験体では、試験区間中央の腹部に発生したせん断ひびわれが部材角 $R=1/150\text{rad}$ 付近で急激に拡大したのと同時に最大耐力に達した後、急激な耐力低下を起こし、斜め引張破壊型と呼ばれている破壊モード²⁾を示した (図 3 左側)。また、 p_w が 0.4% 、 0.6% の試験体では、 $R=1/100\text{rad}$ ~ $1/66\text{rad}$ にて材端部のコンクリートに圧壊が生じて最大耐力に達した後、徐々に耐力低下していくせん断圧縮破壊型の性状を示した (図 3 中央)。

$M/Qd=2.1$ で、 $p_w=0.2\%$ の試験体では、斜めひび割れ延長線上の上端主筋に沿った付着破壊ひびわれに加えて、そのひびわれ開口部での鉄筋のダボ作用によりコンクリートの割裂領域が拡大していき $R=1/150\text{rad}$ 前後で最大耐力に達し、その後徐々に耐力低下するせん断引張破壊型の性状を示した (図-3 右側)。

3.2 せん断補強筋の種別・形状の影響

図 4 に、せん断補強筋の種別・形状の異なる $M/Qd=1.05$ 、 $p_w=0.6\%$ の試験体について Q - δ 関係の比較を示す。プレート定着型の試験体

No. 4 試験体 [斜め引張破壊] No. 8 試験体 [せん断圧縮破壊] No. 3 試験体 [せん断引張破壊]

図3 せん断力-全体変形量関係と最終破壊状況 (□は部材実験での破壊モードを示す。)

図4 せん断補強筋の種別・形状の違いによるせん断力-全体変形量関係の比較

図5 p_w の違いによるせん断力-全体変形量関係の比較

(実線)は、曲げフック型の試験体(点線)に比べて、RC梁やRC壁の実験結果¹⁾の場合と同様に、最大耐力、及び最大耐力後の変形性能等は、ほぼ同等の構造性能であった。また、 $M/Qd=1.05$ 、 $p_w=0.2\%$ の各試験体は、 $p_w=0.6\%$ の試験体と比較した場合、最大耐力後に耐力低下する度合いは大きいものの、プレート定着型と曲げフック型ではほぼ同様な $Q-\delta$ 関係を示した。更に、せん断補強筋の種別・形状がひびわれ性状に及ぼす影響は、 $M/Qd=1.05$ で p_w が 0.2% 、 0.6% の各試験体共に、明確な違いは認められなかった。

3.3 せん断補強筋の補強効果

図5に、 $M/Qd=1.05$ で、 p_w が 0% ～ 0.6% の各試験体での包絡曲線の比較を示す。最大耐力は、RC梁の実験結果³⁾と同様に、 p_w が 0% 、 0.2% (横補強筋量 $p_w \cdot \sigma_s = 0.8\text{N/mm}^2$)、 0.4% (1.6N/mm^2)、 0.6% (2.4N/mm^2)と増大していくに伴い上昇傾向を示した。

最大耐力後の変形性能は、せん断圧縮破壊した p_w が 0.4% 、 0.6% の各試験体は、 $R=1/40\text{rad}$ ($\delta=20\text{mm}$) 前後までは耐力低下は僅かであったが、斜め引張破壊した p_w が 0% 、 0.2% の各試験体では、最大耐力後に急激に耐力性能が低下する傾向であった。

以上の3.1～3.3節に示すような比較結果より、プレート定着型は、 180° フック付きせん断補強筋を用いた場合のせん断補強効果とほぼ同等であった。また、従来型の 135° フック付きと 180° フック付きによるせん断補強効果については同等なことが確認されており⁴⁾、プレート定着型は、 180° フック付きの本実験結果と同様、 135° フック付きを用いた場合の構造性能とも同等程度と推定される。

3.4 最大実験耐力と各種せん断強度算定値との比較

本節では、プレート定着型を用いた基礎スラブ試験体について、最大実験耐力と各種せん断強度算定値との比較を行い、各種算定式

表5 最大実験耐力と各種せん断強度算定値との比較

試験体 強度等	A-1-0-A (No. 1)	A-1-0-B (No. 2)	H-2-0.2 (No. 3)	H-1-0.2 -A (No. 4)	H-1-0.2 -B (No. 5)	A-2-0.2 (No. 6)	A-1-0.2 (No. 7)	H-1-0.4 (No. 8)	H-1-0.6 (No. 9)	A-1-0.6 (No. 10)
Q_{max}	619	740	474	900	866	514	860	1,036	1,207	1,145
Q_{AS}	314 (1.97)	318 (2.32)	404 (1.17)	620 (1.45)	624 (1.39)	403 (1.28)	621 (1.38)	704 (1.47)	817 (1.48)	810 (1.41)
$Q_{u.min}$	626 (0.99)	639 (1.16)	530 (0.89)	839 (1.07)	845 (1.02)	528 (0.97)	841 (1.02)	882 (1.17)	958 (1.26)	945 (1.21)
V_u	730 (0.85)	748 (0.99)	634 (0.75)	833 (1.08)	842 (1.03)	632 (0.81)	837 (1.03)	1,027 (1.01)	1,233 (0.98)	1,206 (0.95)
Q_{bu}	—	—	395 (1.2)	—	—	393 (1.31)	—	—	—	—
破壊 モード	斜め引張破壊		せん断 引張破壊	斜め引張破壊		せん断 引張破壊	斜め 引張破壊	せん断圧縮破壊		

凡例： () は、実験最大耐力/各種せん断力算定値を示す。また、実験最大耐力、せん断力算定値の単位は、全てkNである。

Q_{max} ：実験最大耐力、 Q_{AS} ：短期許容せん断力設計値、文献4）、 $Q_{u.min}$ ：荒川せん断強度下限値、文献4）

V_u ：靱性保証型せん断信頼強度値、文献5）、 Q_{bu} ：付着割裂強度時のせん断強度値、文献6）

との適用性を検証する。

表5に、最大実験耐力と短期許容せん断力設計式⁴⁾、荒川せん断強度下限式⁴⁾、靱性保証型せん断信頼強度式⁵⁾、付着割裂強度式⁶⁾による各種算定値との比較を示す。短期許容せん断力設計値に対する実験最大耐力の比 Q_{max}/Q_{AS} は、 p_w が 0%～0.2%では1.17～2.32倍で、 $0.4\% \leq p_w$ になると1.5倍程度の余裕度となり、せん断強度設計式としては十分に安全側となる結果であった。

以上を踏まえて設計上、短期許容せん断力の算定では、RC規準⁴⁾の15条「梁・柱および柱梁接合部のせん断補強」によるせん断強度算定式を準用することとし、 $0.2\% \leq p_w$ の場合はRC規準式をそのまま使用し、 $p_w < 0.2\%$ では M/Qd による割増係数を安全側に $\alpha=1$ で評価し、コンクリートのせん断力負担のみとした。また、長期許容せん断力の算定では、柱の長期許容せん断力算定式と同様に、コンクリートのせん断力負担のみで評価し、せん断補強筋による補強効果分は余裕度として扱うこととした。

荒川下限式 $Q_{u.min}$ の場合、 $0.4\% \leq p_w$ では1.17倍以上であったが、 p_w が 0%～0.2%では実験値とほぼ同等で、 $M/Qd=2$ シリーズでは0.9倍程度であった。靱性保証型せん断信頼強度式 V_u の場合は、荒川下限式と同様な傾向を示し、 $M/Qd=2$ シリーズでは0.75倍程度であったが、他の $M/Qd=1$ シリーズでは0.95～1.0倍程度であった。

よって、 $M/Qd=1$ シリーズで、 p_w が 0%～0.6%で斜め引張破壊、及びせん断圧縮破壊した試験体の最大せん断耐力は、荒川下限式、又は靱性保証型せん断信頼強度式によりほぼ精度良く推定可能である。

一方、 $M/Qd=2$ シリーズで、 $p_w=0.2\%$ の No. 3, No. 6 試験体の場合は、既往の RC 梁試験体⁷⁾と同様、せん断補強筋（プレート定着型、曲げフック型）による種別・形状の影響を受けるのではなく、せん断スパン比が $1 < M/Qd < 2.5$ 程度で十分に主筋量が配筋されているが、 p_w が 0.2%程度と比較的少ない場合に生じるせん断引張破壊モード²⁾の性状を示して最大耐力に至った。また、No. 3, No. 6 試験体については、 $Q_{u.min}$ 、 V_u 共に1.0を下回ったが、断面形状や配筋状態を考慮した付着割裂強度算定値 Q_{bu} は、実験値を1.2倍程度上回る結果と

なった。従って、 $M/Qd=2$ シリーズ、 $p_w=0.2\%$ でせん断引張破壊の最大実験耐力は、既往のせん断強度算定式のなかでは、断面形状や配筋状況を反映した付着割裂強度式にて安全側に評価可能であった。

以上のように実験値と各種算定値の比較結果より、プレート定着型を用いて基礎スラブを設計する場合は、従来の曲げフック型と同様、主筋の付着強度を検定した後、短期許容せん断力、及び最大せん断耐力を算定することが重要で、その必要性が確認された。

4. FEM解析によるせん断補強効果の検討

プレート定着型を用いた基礎スラブのせん断補強効果は、 $0\% \leq p_w \leq 0.6\%$ は部材実験にて検証可能があるが、RC規準で柱・梁の補強限界値と示されている $p_w=1.2\%$ までの補強筋比については、今回の試験体形状のまま、せん断補強筋量を増大してもせん断破壊させることが困難と予測されたため、構造実験は実施していない。 $0.6\% < p_w \leq 1.2\%$ のプレート定着型試験体の場合、 $p_w \leq 0.6\%$ の実験値と解析値の比較結果を基本とし、鉄筋を弾性モデルに仮定した条件でFEM解析を行い、その解析結果を用いてせん断補強効果を検証した。

4.1 解析モデル、及び解析コード

FEM解析は、先ず、解析法の精度検証のため、 $M/Qd=1$ 試験体 ($p_w=0.2\%$, 0.4% , 0.6%) について本実験結果との比較解析を行った。次に、 p_w を 0.8% , 1.2% に配筋した縮小基礎スラブ試験体モデル（数値実験モデル）を用いて、最大せん断耐力と変形性能の確認、及びせん断強度算定式との適用性を検証した。

要素分割は、基礎スラブを模擬した試験区間と加力スタブを含めたもので、コンクリートは平面応力要素でモデル化し、鉄筋（主筋、せん断補強筋）はトラス要素でモデル化した（図6）。プレート定着型のモデル化では、1) プレート定着板は、実験終了時の $R=1/40\text{rad}$ 前後まで主筋にフック掛けした配筋位置からずれていないこと（歪計測値とひびわれ性状で観察）、2) $p_w=0.8\%$, 1.2% のプレート定着型は、 $p_w \leq 0.6\%$ の実験結果と同様に、プレート定着型が曲げフック型の定着性能と同等であると仮定し、プレート形状やフック形状等

図6 解析モデル

表6 解析で使用了材料の力学特性

コンクリート	σ_B (N/mm ²)	28.5
	E_c (kN/mm ²)	27.5
	σ_{CR} (N/mm ²)	1.86
	ν	0.2
異形鉄筋	σ_y (N/mm ²)	401 (D13) 443 (D29)
	E_s (kN/mm ²)	188 (D13) 194 (D29)

図7 セン断力-全体変形量関係の実験結果と解析結果の比較

図8 p_w をパラメータとした数値実験モデルによる解析結果の比較

図9 実験最大耐力、解析せん断耐力、短期許容せん断力の比較

の3次元モデル化までは行わずに、せん断補強筋が主筋と完全定着されたものとした。解析は、東京大学前川教授らで開発された非線形FEM解析コード「COM3」^{8) 9)}を用いて、2次元変位漸増解析を行った。表6に、解析で使用了材料特性を示す。

4.2 解析結果

(1) $M/Qd=1$ シリーズの実験結果と解析結果との比較

図7に、 $p_w=0.2\%$ (No.4試験体)と $p_w=0.6\%$ (No.9試験体)について、 $Q-\delta$ 関係の実験結果と解析結果の比較を示す。解析結果は、最大耐力に至るまで実験結果の $Q-\delta$ 関係の包絡曲線より若干硬めであったが、最大耐力、及び最大耐力後の軟化性状については概ね良好な対応結果であった。解析では、材端部のコンクリートが圧壊した後、圧壊範囲が徐々に拡大していき $Q-\delta$ 関係が低下していく破壊経過を示したが、この現象は実験で確認されたせん断圧縮破壊モードに

対応したものであった。せん断補強筋は、解析では実験結果と同様に、 $p_w=0.2\%$ の試験体では最大耐力に至る前に降伏したが、 p_w が0.4%、0.6%では最大耐力後に降伏した。以上のような比較結果より、 $M/Qd=1$ シリーズの試験体については、COM3を用いた2次元解析でほぼ精度良く実験結果が追跡可能であった。

(2) $p_w=0.8\%, 1.2\%$ を仮定した数値実験モデルでの解析結果

図8に、 p_w をパラメータとした縮小基礎スラブ試験体での $Q-\delta$ 関係の解析結果を重ね書きで示す。 $p_w=0.8\%$ 、及び $p_w=1.2\%$ の $Q-\delta$ 関係は、 $R=1/100\text{rad}$ 付近までは $p_w=0.6\%$ の解析結果とほぼ同様な包絡曲線を辿った後、 $R=1/80\text{rad}$ 前後にてコンクリートの圧壊と同時にプレート定着型せん断補強鉄筋も降伏し、最大耐力に至った。解析結果は、 p_w の増加に伴い、最大耐力とその時の変形量は共に増大する傾向を示したが、 p_w の増加割合ほど増大することはなかった。

図 10 基礎版の配筋詳細 (適用例 1)

また、図 9 に、プレート定着型を用いた試験体の実験最大耐力、数値実験モデルでの解析値、及び短期許容せん断力算定値の比較を示す。短期許容せん断力算定値は、最大耐力と同様、 p_w に比例して強度増大していく傾向である。その算定値は、最大耐力に比べて $p_w \leq 1.2\%$ までは 1.2 倍程度の余裕度であり、十分安全側の評価であった。

5. 建築工事への適用

5.1 適用事例 1 (基礎版の面外せん断補強筋)

事例 1 では、プレート定着型せん断補強鉄筋が RC 造高層集合住宅での基礎版の面外せん断補強筋に用いられた。図 10 に、基礎版の配筋詳細を示す。基礎版は、上端主筋・下端主筋共 D22-xy@150mm に対して、面外せん断補強筋 (プレート定着型) が D19-@900×600 で設計されている。プレート定着型の選定理由は、基礎版の主筋間隔は 150mm と狭く、従来の曲げフック付き鉄筋では、フック部分が主筋や隣合う曲げフック付き鉄筋同士で緩衝し、整然と配筋することが困難であるため、曲げフック部分がなく主筋を仮配筋した後、せん断補強筋を後挿入で取付けることが可能なプレート定着型が採用された。実施工では、上端主筋、及び下端主筋を仮配筋した後、プレート定着型鉄筋を上端主筋側から落込みながら取付けていき配筋作業を効率化したことで、工期短縮が可能となった。プレート定着型の特徴は、本例のように通常より主筋間隔が狭い場合でも、曲げフック部分がないためせん断補強が出来ることである。

5.2 適用事例 2 (地下擁壁の面外せん断補強筋)

事例 2 では、基礎免震構造の S 事務所ビルにて、プレート定着型せん断補強鉄筋が地下擁壁の面外せん断補強筋に用いられた。プレート定着型は、図 11 に示すように、土圧が厳しくなる地下擁壁の脚部分に用いられ、地下壁厚さの低減が図られた。本例のように、太径の壁縦横主筋 (D38, D41-@200) に対して、面外せん断補強筋 D19-@200×200 を密に配筋する場合、事例 1 と同様、従来の曲げフック付きせん断補強筋では配筋が困難となるため、曲げフック部分がなく、施工性に優れたプレート定着型が用いられた。

6. まとめ

本報では、プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた縮小基礎スラブ試験体に対する曲げせん断実験とその解析検討、及び建築現場への適用事例について述べた。以下に、得られた主な知見を示す。

図 11 地下擁壁の配筋詳細 (適用例 2)

- ① プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた基礎スラブ試験体のせん断耐力と変形性能は、従来型の 135°、及び 180° フック付きせん断補強筋を用いた場合とほぼ同等であった。
- ② プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた RC 面部材の短期許容せん断力設計式には、建築学会 RC 計算規準によるせん断強度算定式を準用することで評価可能であった。また、終局せん断耐力は、荒川せん断強度下限式、及び靱性保証型せん断信頼強度算定式で評価可能であった。
- ③ プレート定着型せん断補強鉄筋を、主筋、及びせん断補強筋が高密度に配筋された基礎版、及び地下擁壁の面外せん断補強筋に適用し、その優れた施工性を確認した。

2006 年 11 月に、本報に示す実験結果とその解析検討結果を基に、「プレート定着型せん断補強鉄筋 Head-bar 設計・施工指針」を作成し、第三者による技術評価機関にて建築工事で使用可能なせん断補強筋として構造評定を取得した。最後に、開発及び建築現場への適用に際し、多大な御協力を戴いた関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) (財)土木研究センター：プレート定着型せん断補強鉄筋「Head-Bar」, 土木系材料技術・技術審査証明報告書, 1999 年
- 2) 小阪義夫, 森田司郎：鉄筋コンクリート構造, 丸善
- 3) 福原正志, 黒正清治：RC 部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 320 号, pp.12-20, 1982
- 4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説一許容応力度設計法一, 日本建築学会, 1999 年改定
- 5) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1997 年
- 6) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 日本建築学会, 1990
- 7) 福原正志：高強度せん断補強筋を用いた梁のせん断引張破壊型のせん断終局強度算定式の提案, 第 7 回日本コンクリート工学年次論文, pp.525-528, 1985
- 8) 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 年
- 9) Koichi MAEKAWA : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, SPON Press, London, March 2003

[2008 年 6 月 5 日原稿受理 2008 年 8 月 5 日採用決定]