

波形分割鋼板巻立て工法（耐震ラップ工法） の開発

大越 靖広¹・篠原 巖²・濱田 真³・松田 敏⁴
小林 和幸⁵・青垣 成良⁵・斎藤 孝志⁶・小林 宏光²

¹ 正会員 工修 (株)熊谷組 土木事業本部土木設計部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

² 正会員 (株)熊谷組 土木事業本部土木設計部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

³ 工修 (株)熊谷組 技術研究所建築構造研究G (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

⁴ (株)熊谷組 土木事業本部環境・リニューアル技術部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

⁵ テクノス(株) 建設事業部豊川工事部 (〒442-0061 愛知県豊川市穂ノ原2-1)

⁶ 正会員 テクノス(株) 建設事業部建設・リニューアル部 (〒110-0016 東京都台東区台東2-27-3毛塚ビル202)

高架橋柱の耐震補強工事において、従来の鋼板巻立て工法では施工が困難であった高架下利用箇所や狭隘な場所で、簡易に施工できる波形分割鋼板巻立て工法（耐震ラップ工法）を開発した。本工法は、分割した鋼板を用いることにより人力施工を可能とし、波形およびくさび形鉛直継ぎ目のかみ合わせ効果により鋼板の現場溶接を不要とした工法である。本工法の耐震補強効果を確認するために、実物大の試験体を用いた性能確認試験を行い、じん性補強効果およびせん断補強効果を確認した。

キーワード：分割鋼板, 高架橋, 耐震補強, じん性補強, せん断補強

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、ラーメン高架橋の既設柱等を対象として鋼板巻立て工法を中心とした耐震補強工事が施工されてきたが、高架下を店舗や事務所として利用している箇所や狭隘な場所などでは従来の鋼板巻立て工法の施工が困難であり、これにかわる補強工法が求められている。筆者らは、波形に切断加工した分割鋼板を積み上げ、既設柱と鋼板の隙間にモルタルを充填する波形分割鋼板巻立て工法（耐震ラップ工法）を開発した（図-1 参照）。本工法は、人力施工が可能で現場溶接が不要であることから、狭隘な箇所での施工に特に優位性を発揮し、従来工法と比較して工期短縮・コスト削減が見込めるものである。本論文は、正負交番載荷試験による耐震ラップ工法の性能確認試験の結果、および供用中の高架橋の柱を対象に行った試験施工の状況について報告するものである。

2. 耐震ラップ工法の構造

波形分割鋼板は、補強鋼板を周方向に2分割し、高さ方向に柱幅の1/2の高さに分割したものであり、くさび形鉛直継ぎ目を有する標準部分割鋼板とボル

ト接合により閉合する基部および頂部の端部分割鋼板に大別される。標準部の分割鋼板は上・下端が波形に切断加工されており、かみ合わせ効果により上側および下側の分割鋼板と一体化を図る（写真-1）。端部分割鋼板は標準部とのかみ合わせ効果が十分に発揮できるように、鋼板の全強を伝達できるボルトで接合を行う。

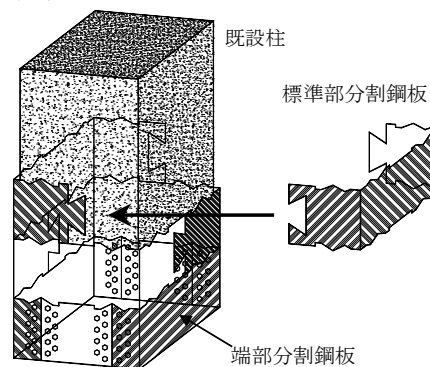


図-1 耐震ラップ工法の概念図

3. 性能確認試験の概要

(1) 試験体概要

試験体の諸元を表-1 に示す。図-2 に試験体 A-1 の断面図を示す。試験体 A-1 は新幹線の既設ラーメン高架橋柱の実物大モデルであり、その他の試験体

は2/3モデルである．いずれの柱も補強前の破壊形態はせん断破壊型である．実験パラメータは，せん断スパン比，鋼板の板厚，基部分割鋼板の高さ，および標準部の鉛直目地の構造とした．鉛直目地については，突合せ構造（Aシリーズ）とくさび形継ぎ目構造（Bシリーズ）の2種類とした（図-3 参照）．



写真-1 波形分割鋼板の組立て状況

表-1 試験体諸元

試験体名称(Aシリーズ)		A-1	A-2	A-3	A-4
RC断面寸法(mm)		900×900	600×600	600×600	600×600
せん断スパン La (mm)		3150	2100	2100	1500
せん断スパン比 La/d		3.75	3.75	3.75	2.68
モルタル厚(mm)		50	20	20	20
軸圧縮応力度(N/mm ²)		3.7	3.7	3.7	3.7
波形分割 鋼板	板厚(mm)	9	6	4.5	6
	基部分割高さ	D/2	D/3	D/3	D/3
	鉛直目地	突合せ	突合せ	突合せ	突合せ

試験体名称 (Bシリーズ)		B-1	B-2	B-3
RC断面寸法 (mm)		600×600	600×600	600×600
せん断スパン La (mm)		1680	1375	1680
せん断スパン比 La/d		3.00	2.46	3.00
モルタル厚 (mm)		20	20	20
軸圧縮応力度 (N/mm ²)		3.7	3.7	8.0
波形分割 鋼板	板厚 (mm)	6	6	6
	基部分割高さ	D/2	D/2	D/2
	鉛直目地	くさび形	くさび形	くさび形

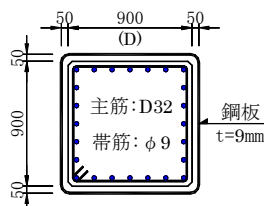
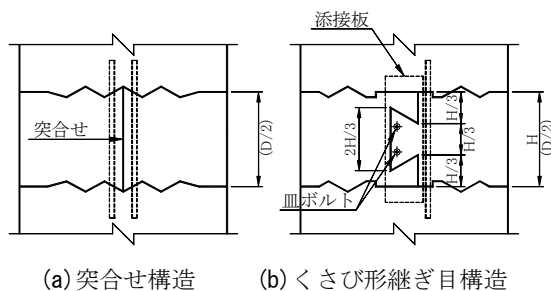


図-2 試験体断面 (A-1)



(a) 突合せ構造 (b) くさび形継ぎ目構造

図-3 鉛直目地の構造

(2) 載荷方法

載荷試験は，以下の条件で行った．写真-2 に載荷試験状況の写真を示す．

・軸圧縮応力度

試験体の鉄筋コンクリート柱に作用させる軸圧縮応力度は，死荷重＋列車荷重分として $3.7\text{N}/\text{mm}^2$ を基本とした．なお，試験体 B-3 については，地下鉄の中柱の軸圧縮応力度を想定して， $8.0\text{N}/\text{mm}^2$ とした．

・降伏変位

正側・負側において最外縁の軸方向鉄筋が降伏した時点の変位を降伏変位 δ_y と定めた．

・載荷ステップ

降伏変位 δ_y の整数倍を基本とし，変位制御により $\pm 1\delta_y \cdot \pm 2\delta_y \cdot \pm 4\delta_y \cdot \pm 6\delta_y \cdots$ の正負交番載荷を各3サイクルずつ繰り返した．

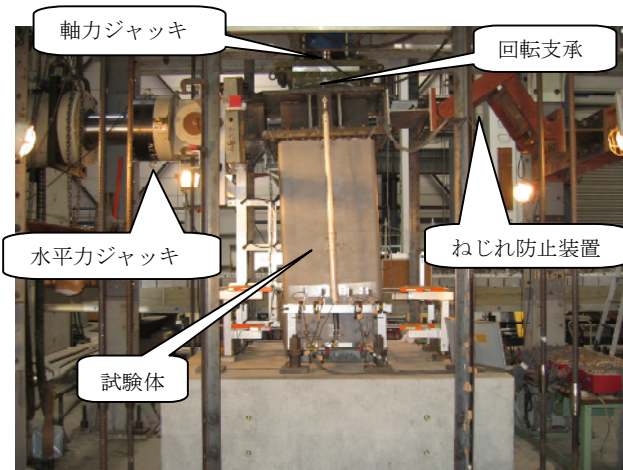


写真-2 載荷試験状況

4. 性能確認試験の結果

(1) 耐震ラップ工法による補強効果

載荷試験の主要結果を表-2 に，水平荷重と水平変位関係の履歴曲線を図-4 に示す．なお，表中および図中に示す水平荷重は $P-\delta$ 効果を補正した値を示す．

表-2 主要結果一覧

試験体	試験結果					補強前の試験体の計算値	
	Y点		M点		N点	設計せん断耐力 V_{yd} (kN)	N点変位 δ_{ncal} (mm)
	P_y (kN)	δ_y (mm)	P_m (kN)	δ_m (mm)	δ_n (mm)		
A-1	1057.4	14.3	1437.8	112.4	196.4	566.6	105.9
A-2	459.0	11.7	587.9	70.6	114.0	273.3	72.6
A-3	455.4	11.9	575.6	71.7	99.0	268.8	72.4
A-4	666.6	11.0	779.0	40.8	70.2	325.3	47.6
B-1	613.6	9.0	749.4	35.9	79.8	257.6	53.8
B-2	793.2	7.7	929.8	30.9	63.7	306.2	42.0
B-3	778.1	10.9	899.7	43.6	72.1	264.2	47.3

注．試験値は全て正負平均値を示す．

補強前試験体のN点変位 δ_{ncal} は，破壊形態を曲げ破壊型と仮定した場合の値を示す．

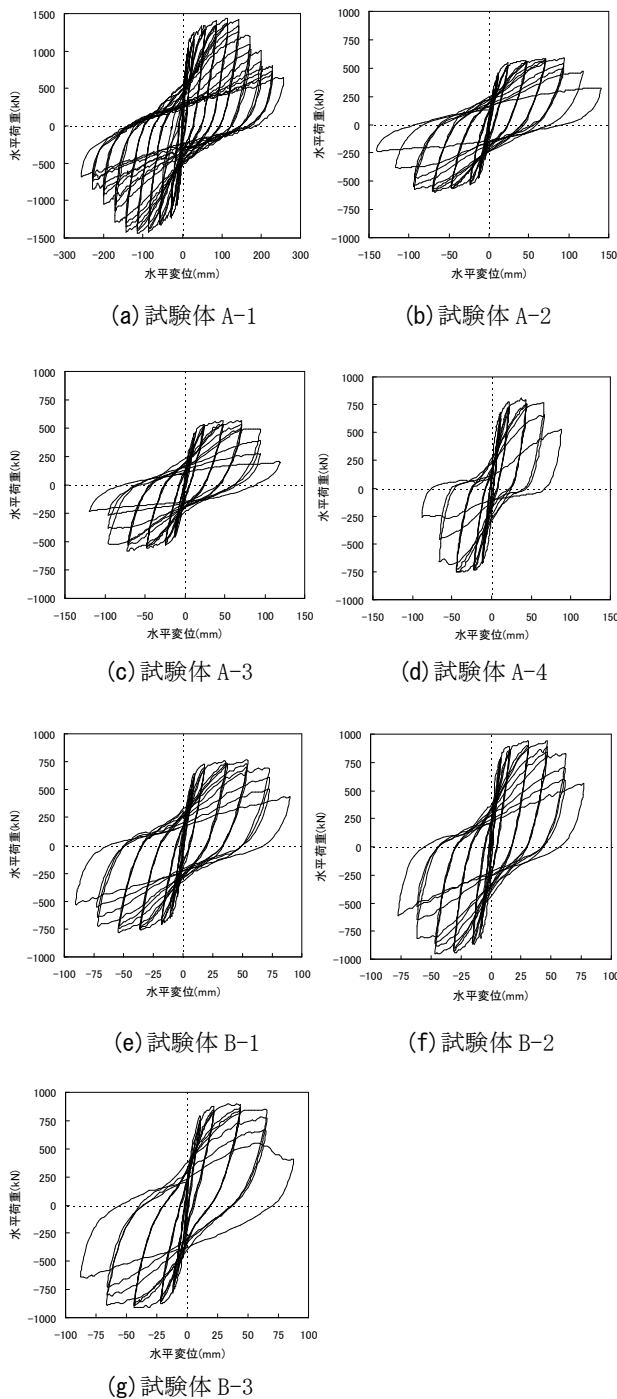


図-4 荷重－変位関係の履歴曲線

a) せん断補強効果

全ての試験体において最大耐力点 M 点の水平荷重 P_m が補強前の設計せん断耐力 V_{yd} を大きく上回り、破壊形態が曲げ破壊型となったことから、所要のせん断補強効果が得られていることを確認した。

b) じん性補強効果

変形性能については、最大耐力後の耐力降下域で降伏荷重を維持できる最大変位である N 点の変位が計算値の 1.4～1.9 倍となっており、鋼板の板厚

およびせん断スパンに応じたじん性補強効果が得られていることを確認した。

c) 高軸力下での補強効果

試験体 B-3 の結果より軸圧縮応力度が 8.0N/mm^2 の条件下においても、軸圧縮応力度が 3.7N/mm^2 の試験体の結果と同様な補強効果が得られることを確認した。

(2) 実験パラメータによる影響

a) 基部分割鋼板の高さの違いによる影響

図-5に示すように、基部分割鋼板の高さの違いにより最終の鋼板の変形形状が大きく異なった。特に、基部分割鋼板の高さが低い試験体A-2は、基部と2段目の鋼板間の段差が顕著で、かみ合わせが局所的となった。これは、塑性ヒンジ領域が基部鋼板の高さ以内に収まり、損傷領域が限定された場合（試験体A-1）と、基部分割鋼板の高さが低いため塑性ヒンジ領域が上方に移動して2段目鋼板まで及んだ場合（試験体A-2）の違いによるものと考えられる。この結果、図-6(a)の荷重－変位関係の比較に示すように、基部分割鋼板の高さがじん性補強効果に大きく影響を及ぼすことを確認した。

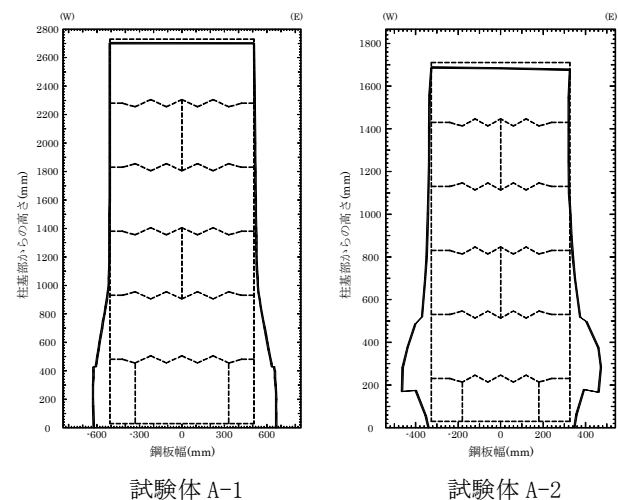


図-5 鋼板の最終変形状況

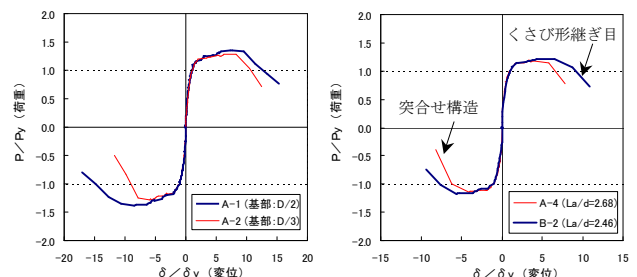


図-6 荷重－変位関係の包絡線の比較

b) 鉛直目地部の構造の違いによる影響

鉛直目地が突合せ構造である A シリーズの試験の結果、せん断スパン比 (L_a/d) が小さい試験体 A-4 が、最大耐力点を超えてから分割鋼板の目開きが他の試験体と比べて顕著となり、図-4(d)に示すように耐力が急速に低下した。

このため、鉛直目地をくさび形継ぎ目構造に改良した B シリーズの載荷試験を行った。また、B シリーズでは基部分割鋼板の高さを試験体 A-1 と同様に試験体幅の 1/2 とした。この結果、試験体 B-2 は、図-6(b)に示すように試験体 A-4 と比べてせん断スパン比が小さいにも係わらずじん性能が向上し、最終の鋼板の変形状も試験体 A-1 と同様となった。

以上より、いずれもじん性補強効果に有意な差が確認されたことから、耐震ラップ工法の標準仕様として、①ボルト接合を行う端部分割鋼板の高さは既設部材の柱幅の 1/2 以上とし、②標準部の鉛直目地をくさび形継ぎ目構造とした。

5. 耐震ラップ工法の設計上の扱い

(1) 補強後の部材の非線形性

鋼板巻立て補強した RC 部材の非線形性は、一般に曲げモーメントと部材角の関係をを用い、原点と次の点を通るテトラニアモデルの骨格曲線で表すことができる (図-7 参照)。

C 点：ひび割れ点 (M_c, θ_c)

Y 点：軸方向鉄筋の降伏点 (M_y, θ_y)

M 点：最大耐力を維持できる最大変位点 (M_m, θ_m)

N 点：最大耐力後の耐力降下域で降伏耐力を維持できる最大変位点 (M_n, θ_n)

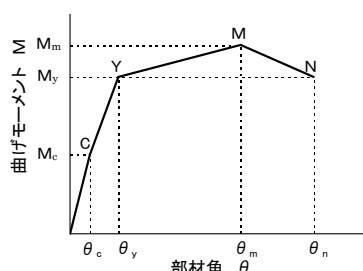


図-7 補強部材の非線形性

(2) じん性補強効果

実験値との比較を行う計算値は、「既存鉄道高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針—鋼板巻立て補強編—」¹⁾ (以下、「鋼板巻立て指針」という) に準拠して算出した。

a) Y点およびM点の部材角の比較

Y 点および M 点の部材角の実験値と計算値の比較を図-8、図-9 に示す。また、図-8、図-9 には従来の鋼板巻立てによる既往データ^{1),2)}を併せて示す。実験値が全ての試験体で計算値を上回っており、耐震ラップ工法による補強後の Y 点および M 点の部材角については、「鋼板巻立て指針」の算定式で評価できることを確認した。

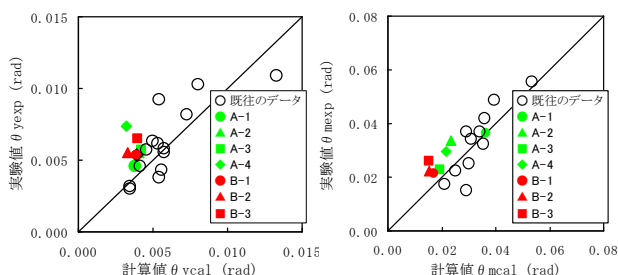


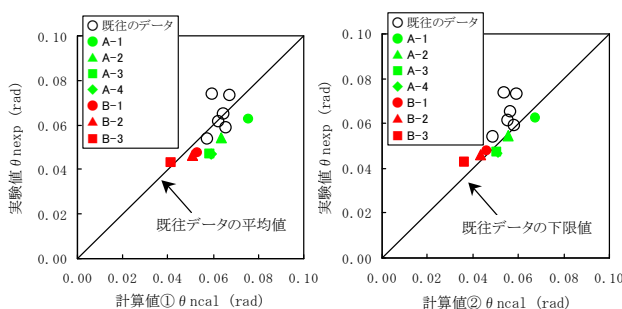
図-8 Y 点の部材角の比較 図-9 M 点の部材角の比較

b) N点の部材角の比較

N 点の部材角の実験値と計算値の比較を表-3および図-10(a)に示す。鉛直目地が突合せ構造の A シリーズの試験体では、実験値は「鋼板巻立て指針」の算定式を用いた計算値 (以下、「計算値①」という) の 80% 程度となった。一方、鉛直目地をくさび形継ぎ目とした B シリーズの試験体では、計算値①の 90% 以上となり、鉛直目地部の改良の効果が得られている。

表-3 M 点の部材角の比較

試験体	実験値 (rad)	計算値 (rad)		実験値 計算値①	実験値 計算値②	鉛直目地部の 構造
		計算値① 式 i)	計算値② 式 ii)			
A-1	0.06233	0.07555	0.06767	0.83	0.92	突合せ
A-2	0.05426	0.06339	0.05536	0.86	0.98	
A-3	0.04712	0.05863	0.05071	0.80	0.93	
A-4	0.04677	0.05885	0.05135	0.79	0.91	
B-1	0.04747	0.05316	0.04595	0.89	1.03	くさび形 鉛直継ぎ目
B-2	0.04633	0.05064	0.04359	0.91	1.06	
B-3	0.04291	0.04159	0.03626	1.03	1.18	



(a) 計算値①との比較

(b) 計算値②との比較

図-10 N 点の部材角の比較

計算値①の算定に用いた「鋼板巻立て指針」の算定式は以下のとおりである。式(1)はM点からN点の塑性ヒンジ回転角の増加量であり、係数0.25は既往の実験の平均値から定められたものである。

$$\begin{aligned}\theta_n &= \theta_{n0} + \theta_{n1} \\ \theta_{n0} &= (\delta_{nb} + \delta_{np}) / L_a \\ \delta_{np} &= \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p / 2)\end{aligned}$$

ここに、 θ_{n0} ：躯体変形による回転角、 θ_{n1} ：軸方向鉄筋の拔出しによる回転角、 δ_{nb} ：塑性ヒンジ以外の区間の躯体変形、 δ_{np} ：塑性ヒンジの変形、 θ_{pn} ：塑性ヒンジの回転角、 L_a ：せん断スパン、 L_p ：塑性ヒンジ長を表す。

$$\begin{aligned}\theta_{pn} &= \theta_{pm} + \Delta\theta_{pmn} \\ \Delta\theta_{pmn} &= 0.25 \cdot (M_m - M_y) / M_m\end{aligned}\quad (1)$$

ここに、 θ_{pm} ：M点の塑性ヒンジの回転角、 $\Delta\theta_{pmn}$ ：M点からN点への塑性ヒンジ回転角の増加量、 M_y, M_m ：Y点およびM点の曲げモーメント（「鋼板巻立て指針」の算定式による）を表す。

ここで、式(1)を既往の実験値の下限值を用いて設定すると $\Delta\theta_{pmn}$ は式(2)のように表すことができる。

$$\Delta\theta_{pmn} = 0.20 \cdot (M_m - M_y) / M_m \quad (2)$$

式(2)を用いてN点の部材角を算出した計算値②と比較すると、表-3 および図-10(b)に示すようにBシリーズにおいて実験値が計算値②を上回っており、式(2)を用いることにより従来の鋼板巻立て補強と同様に変形性能が評価できることを確認した。

以上より、鉛直目地部をくさび形継ぎ目構造とした場合のN点の部材角は、 $\Delta\theta_{pmn}$ を式(2)により算出することにより、「鋼板巻立て指針」の算定式を適用できる。

(3) せん断補強効果

従来の鋼板巻立て工法を対象とした「鋼板巻立て指針」は、母材の全強を伝達できる接合を前提としている。しかし、耐震ラップ工法ではくさび形鉛直継ぎ目接合に母材の全強を伝達することを期待していないことから、同指針に規定される設計補強せん断耐力の算定式をそのまま適用することができない。そこで、耐震ラップ工法では、式(3)のように鋼板に受け持たれる設計せん断耐力 V_{pld} について分割鋼板の影響を考慮する係数 α を設定する（従来の鋼板

巻立て工法； $\alpha=1.0$ に相当）。表-4に示すように、正負交番載荷試験では、「鋼板巻立て指針」に示される鋼板に受け持たれる設計せん断耐力 V_{sd} に対して、鋼板が負担したせん断力が最大で54%となることを確認しているが、これまでの試験ではせん断耐力を定量的に把握するには至っていない。このため、安全側を考慮して、鉛直目地部を有する範囲で負担されるせん断力を考慮しないものとし、柱各面で鉛直目地部を有する範囲の高さ方向に占める割合が1/2であることから、当面、係数 α を0.5とした。なお、今後の試験データの蓄積等により係数 α については見直しを行っていく所存である。

$$V_{pld} = 2 \cdot \alpha \cdot t \cdot h \cdot f_{svyd} / \gamma_b \quad (3)$$

ここに、 V_{pld} ：波形分割鋼板に受け持たれる設計せん断耐力、 α ：鋼板分割の影響を考慮する係数（一般に0.5）、 t ：波形分割鋼板の厚さ(mm)、 h ：充填材も含めた断面の高さ(mm)、 f_{svyd} ：補強用鋼板の設計せん断降伏強度 $= f_{syd} / \sqrt{3}$ (N/mm²)、 f_{syd} ：補強用鋼板の設計引張降伏強度 (N/mm²)、 γ_b ：部材係数（1.0）を表す。

表-4 波形分割鋼板が負担したせん断力

試験体	最大 水平荷重 P_{max} (kN)	補強前の設計 せん断耐力 V_{yd} (kN)	鋼板が負担 したせん断力 $P_{max} - V_{yd}$ (kN)	鋼板に受け持 たれるせん断力 V_{sd} (kN)	$\frac{P_{max} - V_{yd}}{V_{sd}}$
A-1	1345.5	566.6	778.9	3312.0	24%
A-2	549.1	273.3	275.8	1348.0	20%
A-3	535.7	268.8	266.9	917.9	29%
A-4	771.1	325.3	445.8	1348.0	33%
B-1	730.9	257.6	473.3	910.5	52%
B-2	911.0	306.2	604.8	1118.9	54%
B-3	835.0	264.2	570.8	1118.9	51%

注. V_{sd} は「鋼板巻き立て指針」により算定

6. 試験施工

(1) 試験施工の概要

- ・ 施工時期：2006年7月
- ・ 対象柱：ラーメン高架橋のRC柱4本
(断面900mm×900mm、高さ5.5m)
- ・ 波形分割鋼板の厚さ：12mm

本試験施工の対象柱は、主鉄筋が2段配筋となっており鉄筋量が多いため、12mmの鋼板が必要となった。主鉄筋が1段配筋程度の柱であれば板厚が6mmまたは9mmの波形分割鋼板での適用が可能となる。

(2) 試験施工の状況

写真-3～写真-6 に試験施工の状況写真を示す。試験施工での施工速度は各写真に示すとおりであり、狭隘な箇所でも本工法の施工性が良好であることを確認できた。標準部については、柱の頂部付近にて1段分の波形分割鋼板を組立てた後、チェーンブロックを用いて降下させて所定の位置に設置した。なお、波形分割鋼板が薄く軽量の場合には吊り治具等が不要となり、さらに施工性の向上が期待できる。



写真-3 基部波形分割鋼板組立て状況
(1段当たり平均 40 分)



写真-4 標準部波形分割鋼板組立て状況
(1段当たり平均 20 分)



写真-5 頂部波形分割鋼板組立て状況
(1段当たり平均 30 分)



写真-6 施工完了

7. まとめ

性能確認試験により、耐震ラップ工法を適用した柱のせん断補強効果およびじん性補強効果について定量的な評価を行った。この評価に基づいて、(財)鉄道総合技術研究所から「既存鉄道高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針―波形分割鋼板巻立て補強編―」³⁾が発行され、本工法は耐震補強工法の一工法として確立された。

また、高架橋柱の耐震補強工事において試験施工を行い、狭隘な箇所での施工性に優れていることを確認した。今後、従来の鋼板巻立て工法では施工が困難な箇所の柱を対象に耐震ラップ工法を普及させたいと考えている。

謝辞

本工法は、東京大学 松本名誉教授の発明のもと、(株)熊谷組、テクノス(株)の3者が共同開発したものです。開発に際して、(財)鉄道総合技術研究所の構造物技術研究部各位より貴重なご助言やご指導をいただきました。また、試験施工に際して、西日本旅客鉄道株式会社には多くのご配慮を賜りました。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編，1997.7
- 2) 玉井真一，佐藤勉：鋼板巻立て補強した RC 柱の変形性能，鉄道総研報告，Vol.12, No.9，pp.39～44，1998.9
- 3) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 波形分割鋼板巻立て補強編，2006.4