

(1) 鉄道RCラーメン高架橋柱部材の一面だけから行う耐震補強工法の実施例

東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術センター 正会員 小林 薫
東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術センター 正会員 吉田 徹
東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術センター フェロー正会員 石橋忠良

1. はじめに

都市部の鉄道用 RC ラーメン高架橋などでは、高架下が店舗や倉庫などで利用されている場合が多い。高架下利用箇所の補強工事として、鋼板巻きや炭素繊維・アラミド繊維等による巻立て工法を適用する場合は、既存建物の一部撤去・復旧等が必要となる。このため、耐震補強工事そのもののだけでなく前作業、後作業が多くなるため工事費が増大することになる。また、工事期間中は、店舗等の営業ができなくなるため、テナントの了解を得るための時間と労力も必要となる。

このような箇所では、柱部材表面の四面のうち一面が露出している場合が多くある。著者らは、高架下の既存建物に一切手を触れずにこの露出面からのみで耐震補強が可能となる新しい耐震補強工法の開発を進めてきた。

柱の露出している一面から耐震補強工事を行う工法(以下「一面補強工法」という)の概要を図-1に示す。一面補強工法具体的な施工手順としては、露出面からコアボーリングによる削孔を行い、削孔した孔に補強鉄筋を挿入しグラウト注入等により既存 RC 柱との一体化を図る。次に、削孔面に補強鋼板を取り付け、鋼板と既存 RC 柱との空隙にエポキシ樹脂を注入し接着を行う。

本報告は、一面補強工法による耐震補強効果、補強設計方法と実施工例について述べる。

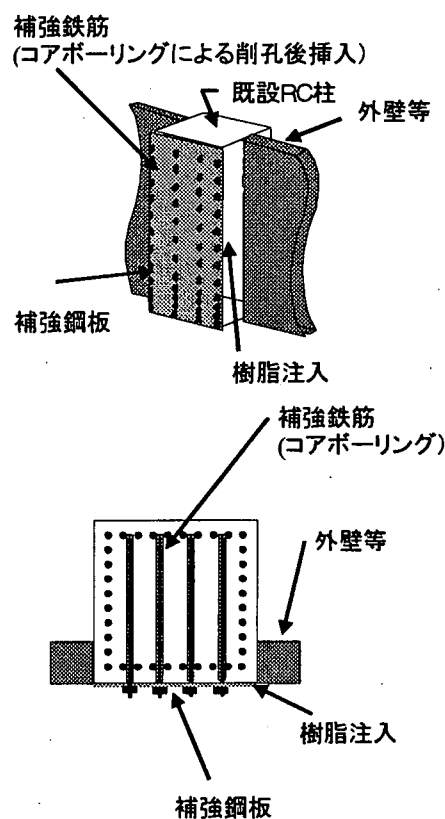


図-1 一面補強工法の概要

2. 一面補強工法で補強された RC 柱の変形性能

2.1 正負交番載荷実験の概要

一面補強工法による RC 柱の耐震補強効果を確認するため、ラーメン高架橋柱の約 1/2 スケールの試験体を用いて正負交番載荷実験を行った。なお、耐震補強後の構造物に要求される性能としては、阪神大震災クラスの地震動が作用しても構造物が崩壊しないことである¹⁾。既存のラーメン高架橋は、柱の降伏震度が 0.3 程度以上²⁾である。普通地盤上の通常の鉄道構造物では、部材のじん性率で 10 程度の変形性能を有していれば、阪神大震災クラスの地震動が作用しても十分なエネルギー吸収性能となる²⁾ことから、構造物が崩壊するような大被害は生じないものと考えられる。よって、耐震補強の目標は、じん性率 10 程度の変形性能を有することとした。

一面補強工法では、後挿入する鉄筋と柱面の鋼板が、RC 柱の耐震補強として機能する。後挿入鉄筋が

Key word : 交番載荷試験, 後挿入鉄筋, 一面鋼板, じん性率, エネルギー吸収性能

連絡先: 東京都渋谷区代々木 2-2-2 tel 03-5334-1288, fax 03-5334-1289 kaoru-kobayashi@head.jreast.co.jp

表-1 試験体諸元表

(a) As タイプ試験体

試験体No	断面寸法	主鉄筋					帯鉄筋			補強用鋼板		後挿入補強鉄筋				平均軸方向 応力度 σ_o (N/mm ²)
	B(mm)×H(mm)	径	材質	本数	引張鉄筋	径	材質	ピッチ	鋼板厚さ (mm)	材質	鉄筋	材質	ピッチ	本/段		
A-0	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	—	—	—	—	—	—	1.0	
As-1	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D16	SD345	150	2	1.0	
As-2	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345		4	1.0	
As-3	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	100	4	1.0	
As-4	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	250	4	1.0	
As-5	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	400	4	1.0	
As-6	600 × 600	D25	SD345	24	7	D13	SD345	200	9	SS400	D19	SD345	150	4	1.0	
As-7	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	300	4	1.0	
As-8	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	3.0	
As-9	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	140	4	6.0	

(b) Ap タイプ試験体

試験体No	断面寸法	主鉄筋					帯鉄筋			補強用鋼板		後挿入補強鉄筋				平均軸方向 応力度 σ _o (N/mm ²)
	B(mm)×H(mm)	径	材質	全本数	引張側鉄筋 最外縁の鉄 筋本数	径	材質	ピッチ	鋼板厚さ (mm)	材質	鉄筋	材質	ピッチ	本/段		
A-0	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	—	—	—	—	—	—	1.0	
Ap-1	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-2	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-3	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	9	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-4	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-5	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-6	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-7	600 × 600	D25	SD345	24	7	D13	SD345	200	9	SS400	D19	SD345	150	4	1.0	
Ap-8	600 × 600	D25	SD345	24	7	D13	SD345	200	18	SS400	D19	SD345	150	4	1.0	
Ap-9(門型) 片側分	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-10	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	14	SS400	D13	SD345	150	4	1.0	
Ap-11	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	14	SS400	D16	SD345	150	2	1.0	
Ap-12	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	160	6	SS400	D13	SD345	150	4	3.0	
Ap-13	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	140	6	SS400	D13	SD345	150	4	6.0	

RC 柱の耐震補強として機能する場合は、後挿入鉄筋の挿入方向と水平荷重の作用方向が一致する場合である。柱面の鋼板が RC 柱の耐震補強として機能する場合は、鋼板の面内方向と水平荷重の作用方向が一致する場合である。このため、2種類の試験体を製作し、一面補強工法による耐震補強効果を正負交番載荷実験から確認することにした。表-1 に、正負交番載荷実験に用いた試験体の諸元を示す。図-2 に、試験体の断面形状、側面図の例を示す。なお、試験体番号で、As タイプは後挿入鉄筋が、Ap タイプは柱面の鋼板がそれぞれ RC 柱の耐震補強として機能する場合を示している。

交番載荷実験は、図-3 に示す試験装置により行った。載荷は、最外縁の軸方向鉄筋が材料強度から定まる降伏ひずみに達したときの載荷点変位を降伏変位 (δ_y) とし、以後は、 $2\delta_y$ 、 -2

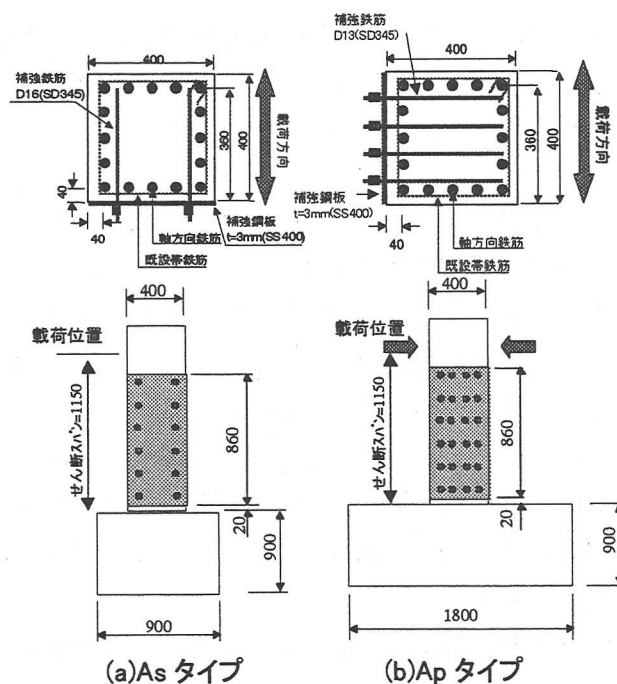


図-2 試験体形状の例

表-2 As タイプ試験体実験結果

試験体 NO	耐力比 (V_y/V_{mu})	約合い 耐力比 (N/N_b)	実験値					計算値		比較	
			降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	降伏荷重 P_{yc} (kN)	最大荷重 P_{mc} (kN)	P_y / P_{yc}	P_{max} / P_{mc}
A-0	0.81	0.088	0.625	1.445	2.31	217.1	233.6	199.2	231.5	1.09	1.05
As-1	2.06	0.083	0.580	5.615	9.68	225.4	290.6	200.2	252.6	1.13	1.15
As-2	2.37	0.082	0.585	5.688	9.67	232.8	295.0	200.4	253.1	1.16	1.17
As-3	3.01	0.082	0.555	5.730	10.32	227.9	292.5	210.2	264.8	1.08	1.10
As-4	1.67	0.078	0.555	5.200	9.37	220.0	285.7	211.2	266.6	1.04	1.08
As-5	1.34	0.082	0.575	4.621	8.04	223.9	294.5	210.4	265.0	1.06	1.11
As-6	2.81	0.089	0.665	6.692	10.06	573.8	793.8	559.4	702.1	1.03	1.13
As-7	1.48	0.083	0.515	4.602	8.94	230.3	287.1	217.0	270.8	1.06	1.06
As-8	2.09	0.276	0.590	4.628	7.84	294.0	339.6	248.4	298.1	1.18	1.14
As-9	2.10	0.518	0.585	3.908	6.68	356.7	401.3	292.4	328.3	1.22	1.22

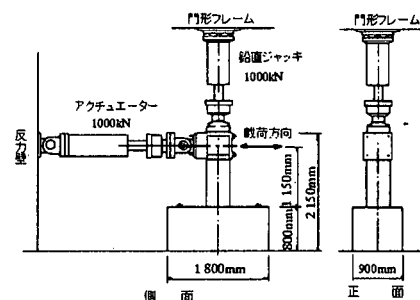


図-3 交番载荷試験状況

δ_y , $3\delta_y$, $-3\delta_y$ ・・・と、降伏変位の整数倍の正負交番変位を1サイクルづつ変位制御で与えた。

2.2 正負交番载荷実験結果の概要

(1) As タイプ試験体

表-2 に、As タイプ試験体の補強後の耐力比の計算値とじん性率の実験値を示す。ここで、耐力比 (V_y/V_{mu} , ここに、 V_y : 部材のせん断耐力, V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達するときのせん断力) の計算値は、材料強度試験から求まる実強度を用い、部材のせん断耐力の計算は通常の RC 部材のせん断耐力算定式で行った。じん性率 μ は、降伏荷重を維持する最大変位を終局変位と定義し、降伏変位で除して求めた。

As タイプの試験体で、後挿入鉄筋量が補強後の RC 部材の変形性能に与える影響を基準試験体 A-0 との実験結果の比較から検討を行った。図-4 に、3 体の試験体 (A-0, As-2, As-5) の荷重-変位曲線の包絡線を示す。図-4 から、降伏変位までの剛性に変化はなく、後挿入鉄筋量が多くなれば水平荷重を保持できる水平変位が大きくなった。このことから、帯鉄筋のように軸方向鉄筋を取り囲むような形状でなく、棒状の後挿入鉄筋でも変形性能の改善に効果があることがわかった。図-5 に、作用軸方向圧縮応力度を 1.0N/mm^2 の As タイプ試験体で、耐力比の計算値とじん性率 μ の実験値の関係を示す。補強の効果としては、補強後の耐力比が 1.3~2.0 程度の範囲で、補強試験体のじん性率は増加する傾向となり、補強後の耐力比が 2 程度でじん性率は約 10 となる。補強後の耐力比が 2 よりも大きな領域では、じん性率の増加の傾向は見られず 10 程度でほぼ一定値となった。

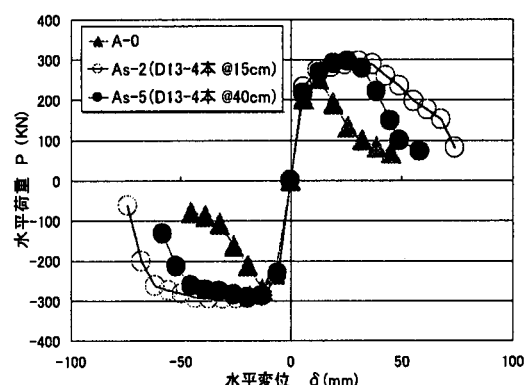


図-4 荷重-変位曲線の包絡線 (A-0, As-2, As-5)

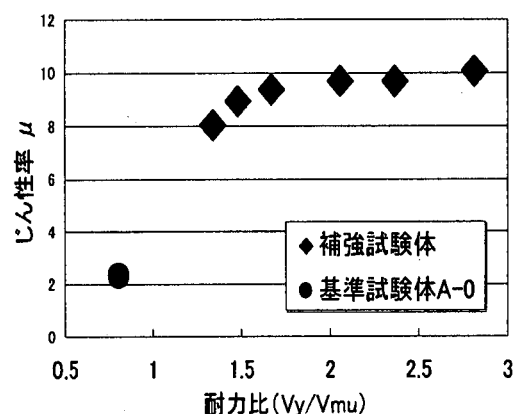


図-5 耐力比の計算値とじん性率 μ の実験値

(2) Ap タイプ試験体

表-3 に、Ap タイプ試験体の補強後の耐力比の計算値とじん性率の実験値を示す。ここで、耐力比 (V_y/V_{mu} , ここに、 V_y : 部材のせん断耐力, V_{mu} : 部材が曲げ耐力に達するときのせん断力) の計算値は、材料強度試

験から求まる実強度を用い、部材のせん断耐力の計算は鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断耐力算定式³⁾を用いた。

鋼板の補強量が、補強後の RC 部材の荷重-変位関係に与える影響の検討を基準試験体 A-0 と鋼板による補強量を変化させた 4 体の試験体 (Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-10) について行った。図-6 に、5 体の試験体の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

鋼板で補強した 4 体の試験

体は、基準試験体 A-0 より水平荷重を維持している水平変位が大きくなり、変形性能が向上した。このことから、柱面の一面だけに取付ける鋼板での補強は、変形性能を改善する効果が認められた。補強試験体の水平荷重は、最大荷重を維持している水平変位より大きな変位領域の交番载荷で徐々に低下するようになる。この水平荷重の低下はほぼ一定の値で、急激に大きくなるようなことはなかった。

補強効果については、耐力比の計算値とじん性率 μ の実験値について検討を行った。検討対象とした試験体は、平均軸方向圧縮応力度 σ_o を 1.0N/mm^2 とした作用軸力で载荷した 7 体 (A-0, Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-9, Ap-10, Ap-11) である。図-7 に、耐力比の計算値と 7 体の試験体のじん性率 μ を示す。図中には、 $1/2P_y$ までのエネルギー等価じん性率 μ_e の値も示した。補強試験体のじん性率 μ の実験値および $1/2P_y$ までのエネルギー等価じん性率 μ_e の値は、表-3 に示した。なお、 $1/2P_y$ までのエネルギー等価じん性率 μ_e とは、図-8 に示すように補強試験体のエネルギー吸収能力として降伏荷重の $1/2$ となる水平変位までの荷重-変位曲線の包絡線の面積で評価したものである ($1/2P_y$ までのエネルギー等価終局変位 δ_{ue})。この理由は、降伏荷重の $1/2$ となる水平変位よりもさらに大きな水平変位の交番载荷を行っても急激に水平

表-3 Ap タイプ試験体実験結果

試験体 NO	耐力比 (Vy/Vmu)	釣り合い軸力比 N/Nb	降伏変位 δ_y (cm)	終局変位 δ_u (cm)	じん性率 μ	降伏変位 δ_y (cm)	1/2Pyまでのエネルギーから求まる等価終局変位 δ_{ue} (cm)	1/2Pyまでのエネルギー等価じん性率 μ_e
A-0	0.80	0.088	0.65	1.45	2.24	0.65	2.93	4.54
Ap-1	1.37	0.113	0.62	3.82	6.21	0.62	6.10	9.92
Ap-2	1.68	0.08	0.58	3.86	6.71	0.58	6.16	10.71
Ap-3	2.89	0.076	0.55	4.39	7.98	0.55	6.51	11.84
Ap-4	(1.90)	0.072	0.62	2.93	4.76	0.62	5.69	9.25
Ap-5	(1.91)	0.082	0.62	2.08	3.35	0.62	4.91	7.92
Ap-6	(1.88)	0.089	0.65	2.72	4.22	0.65	4.36	6.76
Ap-7	1.98	0.088	0.83	5.96	7.18	0.83	—	—
Ap-8	3.83	0.091	0.64	5.94	9.28	0.64	—	—
Ap-9	1.75	0.072	0.52	4.05	7.79	0.52	6.21	11.94
Ap-10	4.55	0.134	0.40	3.69	9.34	0.40	5.61	14.20
Ap-11	4.51	0.116	0.42	3.15	7.59	0.42	4.86	11.71
Ap-12	1.85	0.314	0.48	2.82	5.88	0.48	4.32	9.00
Ap-13	1.85	0.705	0.51	2.23	4.37	0.51	3.15	6.18

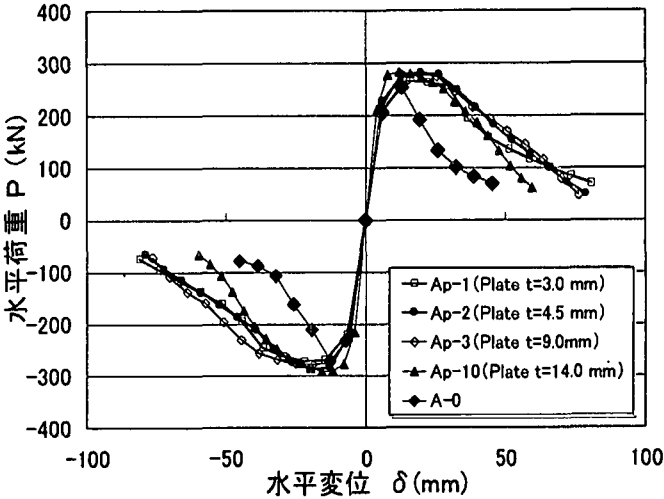


図-6 荷重-変位曲線の包絡線(A-0,Ap-1,Ap-2,Ap-3,Ap-10)

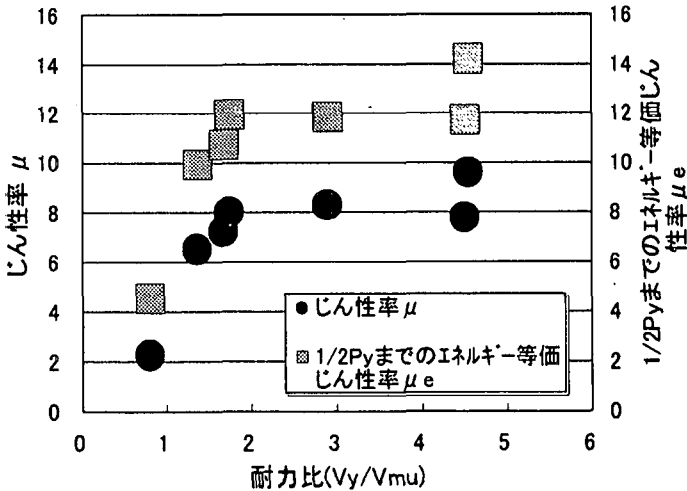


図-7 耐力比の計算値とじん性率 μ の実験値

荷重の低下とならない安定した耐荷性状を示したことによる。

補強試験体のじん性率 μ は、耐力比(V_y/V_{mu})が1.37のAp-1試験体で6程度、耐力比(V_y/V_{mu})が4.55のAp-10試験体で9程度となった。Ap-10試験体は、Ap-1試験体の約3.3倍耐力比(V_y/V_{mu})が大きいがじん性率 μ は50%程度しか増加しなかった。1/2 P_y までのエネルギー等価じん性率 μ_e の値は、Ap-1試験体で10程度、Ap-10試験体で14程度となった。

上記のように、本試験体の変形性能は、鋼板による補強量を大きくしてもそれほど顕著に増加しなかった。この理由としては、鋼板が圧縮側のコンクリートの剥落に対する抵抗が小さいためであると考えられる。

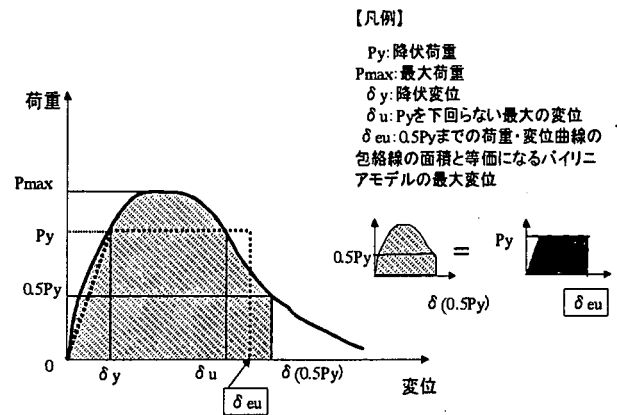


図-8 1/2 P_y までのエネルギー等価終局変位 δ_{eu}

3. 一面補強工法の補強設計

本工法を用いて、じん性率10程度を目標としてラーメン高架橋柱の耐震補強設計を行う場合の後挿入鉄筋、柱面の鋼板厚さは、以下により求まる鋼材量を配置することにする。

(1) 後挿入鉄筋量

補強鉄筋は、部材の接合部から2D(Dは、断面高さ)までは式(1)を、それ以外の区間では式(2)を満足するように配置するものとする。

$$\gamma_i \cdot V_{yd} / V_{mu} \geq 2.0 \quad (2D \text{ 区間}) \quad \dots (1)$$

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0 \quad (2D \text{ 区間以外}) \quad \dots (2)$$

V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達する時の部材のせん断力(軸方向鉄筋の材料修正係数 $\rho_m=1.2$ とする)

V_{yd} : 部材の設計せん断耐力

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2}$$

V_{cd} : 既設RC柱のせん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力⁴⁾

V_{sd1} : 既設RC柱の帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力⁴⁾

V_{sd2} : 後挿入する補強鉄筋で受け持たれる設計せん断耐力で、 V_{sd1} と同様の計算により算出

γ_i : 構造物係数(一般の場合1.0)

(2) 柱面の鋼板厚さ

柱面の鋼板は、部材の接合部から2D(Dは、断面高さ)までは式(3)を、それ以外の区間では式(4)を満足する板厚を確保するものとする。

$$\gamma_i \cdot V_{yd} / V_{mu} \geq 1.4 \quad (2D \text{ 区間}) \quad \dots (3)$$

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} \leq 1.0 \quad (2D \text{ 区間以外}) \quad \dots (4)$$

V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達する時の部材のせん断力(軸方向鉄筋の材料修正係数 $\rho_m=1.2$ とする)

V_{yd} : 部材の設計せん断耐力

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd1} + V_{pld}$$

V_{cd} : 既設RC柱のせん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力⁴⁾

V_{sd1} : 既設RC柱の帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力⁴⁾

V_{pld} : 補強鋼板で受け持たれる設計せん断耐力³⁾

γ_i : 構造物係数(一般の場合1.0)

4. 1 A高架橋

a) 概要

また、耐震補強が必要となる柱は、一面ないし二面が露出している状態にある。耐震補強工法の選定では、高架下利用設備に支障せずに耐震補強工事を行うことができ、トータルコストで有利となる本工法が採用された。

b) 補強設計の概要

図-9に、本高架橋の一般図を示す。図-10に、本耐震補強工法での設計後の柱断面を示す。

c) 施工状況

図-11 に、本耐震補強工法の施工フローを示す。施工手順としては、地中梁から上の地中部分は、地表面から約 1.0m 程度掘削し、削孔面となる柱表面を露出させた。

既設 RC 柱の配筋状態の確認は、かぶりコンクリートの一部をはつり、目視で確認することにした。かぶりコンクリートをはつる範囲は、柱上下、柱中央付近の 3 個所で柱断面方向に幅 5 cm 程度の溝状にはつり、軸方向鉄筋の配置状況の確認を行った。当該柱の設計図面では、軸方向鉄筋が 2 段配筋となっていたので、2 段目の軸方向鉄筋位置はコンクリートドリルで数箇所削孔を行い、ドリルと 2 段目の軸方向鉄筋が接触する位置で確認した。

帯鉄筋の配置状況は、柱部材の軸方向に幅 5 cm 程度を溝状にはつり、目視により確認した。かぶりコンクリートのはつり作業は、まず柱面にコンクリートカッターで溝を入れ、かぶりコンクリートはエアーチッパーを用いて取り除いた。削孔前の既設 RC 柱の配筋状態の確認は、削孔時の軸方向鉄筋および帯鉄筋を切断しないため、あるいは、補強設計通りの位置で削孔が可能かどうかを判断するために非常に重要な作業となる。

柱面のはつりにより確認された配筋状態は、図-12 中の丸囲いで示すように補強鉄筋を挿入する位置の軸方向鉄筋が多少ずれており、この位置での軸方向鉄筋間隔は 30mm 程度であった。このため、所定の削孔径 $\phi 45\text{mm}$ での削孔が困難となり、この箇所は $\phi 27\text{mm}$ により削孔を行い、後挿入する補強鉄筋を D 22 に変更することとした。このため、後挿入鉄筋量に関して再計算を行い、補強鋼材の配置を図-12 に示すように修正した。



写真-1 A 高架橋の全景

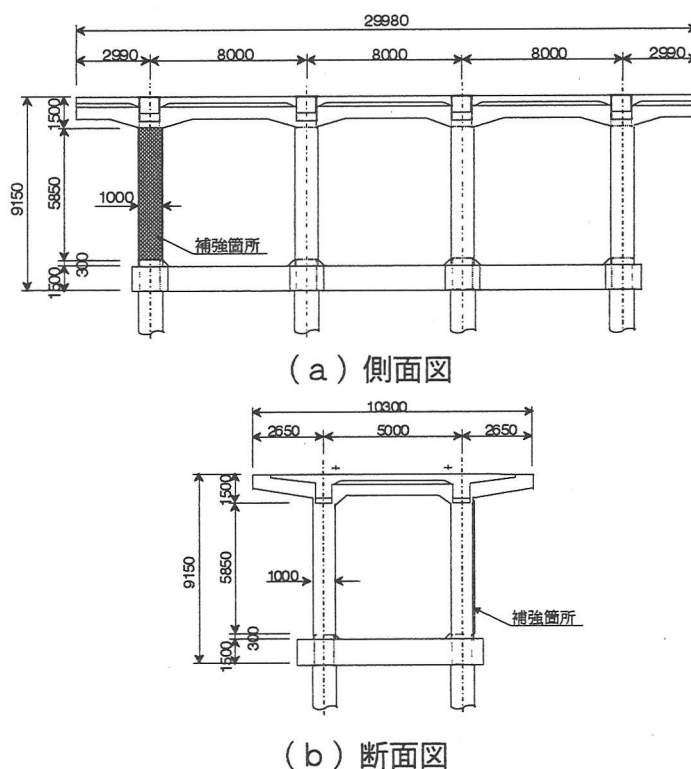


图-9 A 高架橋一般図

柱の2 D 区間以外については、削孔径φ45mm で施工可能であったため、補強設計の変更は行わなかった。

次に、柱表面の清掃をしたのち、削孔位置の墨出しを行った。削孔は、高速ダイヤモンドコアドリルを3台使用し、所定の長さを削孔した。一孔当りの削孔時分は約20分程度であり、柱一本(82穴)で約2日を要した。削孔後、テンプレートを用いて削孔位置を記録し、これに工場に持ち込み補強鋼板の孔加工を行った。補強鋼板は、柱上下の2 D 区間をそれぞれ1枚ずつ、2 D 区間以外の部分を1枚とし、合計3枚に分割した。

続いて、柱の一面に補強鋼板を取付けるための補強鉄筋を補強鋼板1枚に対し4本程度先行挿入した。この先行挿入した補強鉄筋を補強鋼板の仮押えとして利用し、取付けを行うこととした。補強鋼板は、高架橋の横梁に設置した揚重用のチェンブロックを用いて吊り上げ、最下段位置の鋼板から取付け作業を開始した。吊り上げた補強鋼板は、先行挿入しておいた補強鉄筋で支持させ、鋼板を柱面に合わせナットで固定した。写真-2 に、補強鋼板の取付け状況を示す。なお、補強鋼板と柱間の空隙は、エポキシ樹脂の注入を考慮しライナープレートを用いて3mm 程度確保した。

補強鉄筋の RC 柱との一体化には、モルタルカプセルによる施工方法を適用した。最初に、削孔内の清掃を行い、所定時間浸水したモルタルカプセルを削孔内に挿入し、インパクトレンチで回転を加え補強鉄筋を挿入した。削孔内のモルタルが所定の強度発現となる時間の養生をした後、ナットの本締め作業を行った。

次に、エポキシ樹脂の注入前作業として、補強鋼板周囲と補強鉄筋のナット部をエポキシ樹脂系のシーリング材でシールした。その後、補強鋼板と柱面との空隙にエポキシ樹脂の注入を行った。最後に補強鋼板に塗装を施して施工が完了した。写真-3 に施工完了後の状況を示す。なお、柱一本当りの総施工日数は、約2週間であった。

4. 2 B高架橋

写真-4 に、B 高架橋の状況を示す。本高架橋は、高架下を店舗(本屋、食堂)として利用している。

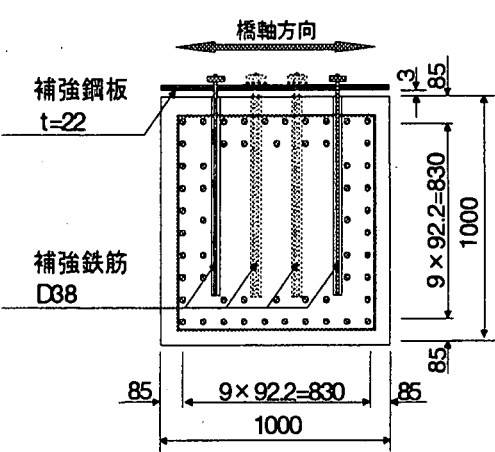


図-10 A 高架橋柱補強鋼材配置図

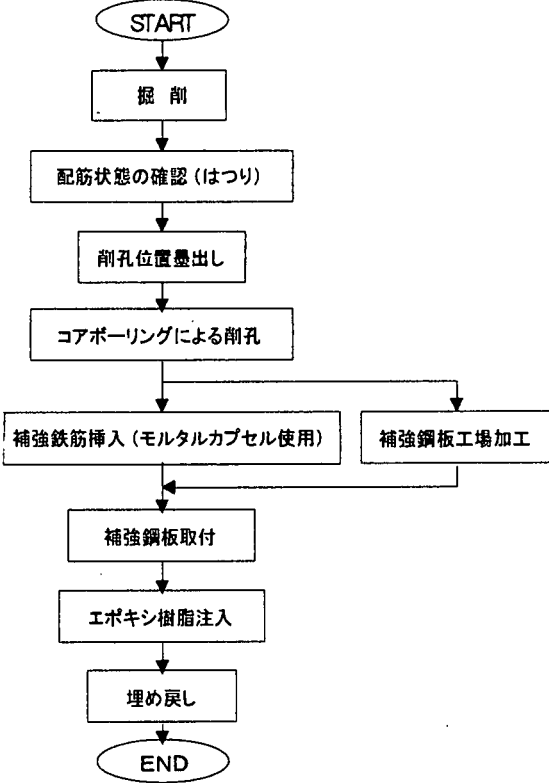


図-11 施工フロー

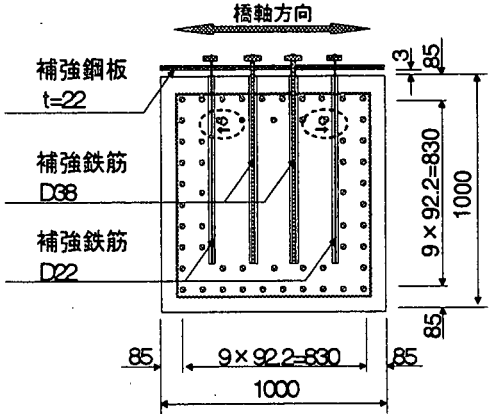


図-12 A 高架橋柱補強鋼材修正配置図

本高架橋の柱は、写真-4 に示すように1層部の柱では、柱面は露出しているものの柱の大部分は建物の壁の中に入っている。このため、本高架橋の耐震補強に鋼板巻き補強工法を採用することは、高架下建物の一部撤去復旧、店舗に対する補強などが必要となり、大幅なコスト増となることが想定された。さらに、私鉄の線路と近接した位置の柱では、小型の建設機械の進入が無理であること、柱の一面だけしか露出していないことなどの施工条件からも本工法が採用された。写真-5 に、本耐震補強工法での施工が終了状況を示す。

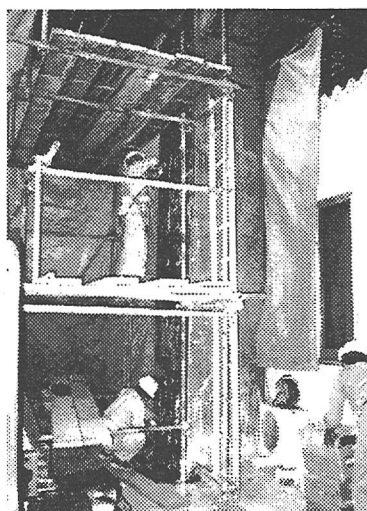


写真-2 補強鋼板取付け状況
(A 高架橋)

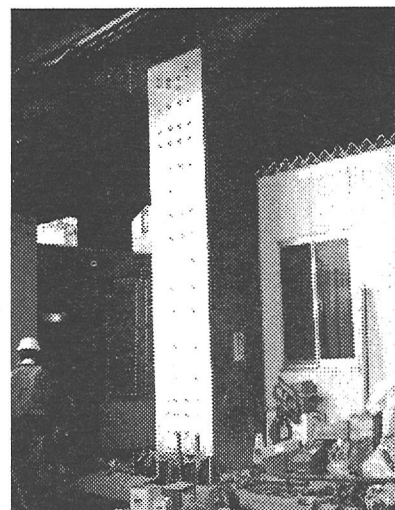


写真-3 施工完了後の状況
(A 高架橋)

5. おわりに

高架下を店舗や事務所等が利用している箇所では、高架下の建物等に支障せずに耐震補強工事を行うことができるように開発した一面補強工法の交番載荷試験の概要、設計方法、施工例について紹介した。本工法は、鋼板巻き補強工法の採用が困難となる箇所でも施工が可能となり、今後同様な箇所の耐震補強に適用していく予定である。今後、より一層の施工性の向上を目指し、適宜改良を加えていきたいと考えている。

なお、本文で紹介した耐震補強工法は、特許を出願中である。

【参考文献】

- 1) 鉄道施設耐震構造検討委員会：既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について、平成7年7月
- 2) 石橋忠良，池田靖忠，菅野貴浩，岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害と設計上の耐震性能に関する検討，土木学会論文集 No.563/I-39, pp.95~103, 1997.4
- 3) 村田，池田，渡邊，戸塚：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集，第 626 号/I-48, 1999.7
- 4) 鉄道技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，丸善株式会社，1992.4
- 5) 吉田徹，小林薫，斉藤哲夫：新しい耐震補強工法（一面耐震補強工法）の設計施工例，SED, No15, JR 東日本構造技術センター，2000.11

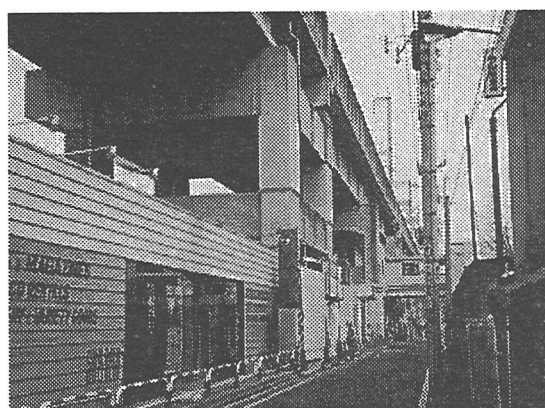


写真-4 B 高架橋 全景

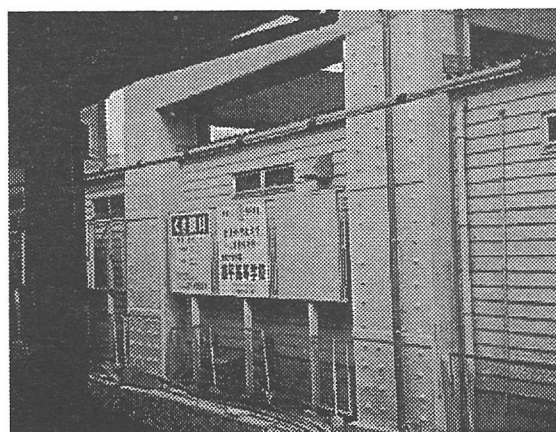


写真-5 B 高架橋施工終了後