

論文 アーチ型鋼材で補強したT形RC梁の変形性能に及ぼすせん断補強鉄筋の影響

前田 欣昌*1・黒岩 俊之*1・谷村 幸裕*2・田所 敏弥*3

要旨: 筆者らは、鉄道高架橋梁部材をアーチ型補強鋼材と補強アンカー鉄筋により、曲げおよびせん断補強を行う補強方法を研究している。本研究では、せん断補強鉄筋をスラブ下面に定着するものとし、せん断補強鉄筋の量、充填材の種類、せん断補強鉄筋の配置間隔が部材の破壊性状や変形性能に与える影響を検証するために、本方法により補強を行った試験体による正負交番載荷実験を行った。本研究における実験の範囲において、アーチ型鋼材で補強した補強法は、充填材の種類、せん断補強鉄筋間隔等にかかわらず、所定の曲げ耐力および変形性能を有することを確認した。

キーワード: 鉄道高架橋、梁部材、アーチ型補強、交番載荷試験、変形性能

1. はじめに

鉄道ラーメン高架橋の梁部材は、スラブと一体となったT形RC部材であり、スラブ上にバラスト等の軌道構造物が存在するため、補強材を全周にわたって巻き立てる補強が困難である。筆者らは、このような梁部材を対象に、曲げおよびせん断補強を行う方法について検討している¹⁾²⁾。

本補強方法の概要を図-1に示す。曲げ補強は、曲げ補強鉄筋の一端を既設柱部材にあと施工アンカーで定着し、他端はアーチ型補強鋼材の内側に定着することによって行う。また、せん断補強鉄筋は、上端を既設スラブあるいは既設梁に定着し、下端はアーチ型補強鋼材とボルト接合により行う。アーチ型補強鋼材は、既設柱部材に定着せず、梁端部までの配置とすることから、それ自体は梁端部の曲げ補強効果を有していない。アーチ型補強鋼材は梁下面の型枠支保工を兼ねており、これにコンクリートを打設して、梁をアーチ型に補強する。

本方法が使用される状況として、上載荷重の増大や高

架橋全体の耐震性能向上の対策として、第一に梁の曲げ耐力の向上が必要となり、第二に曲げ耐力の向上に伴いせん断耐力の向上が求められる、といった場合を想定している。

これまでの研究¹⁾²⁾では、せん断補強鉄筋の定着方法をパラメータとし、スラブに定着した試験体と、途中で直角に折り曲げ梁側面に定着した試験体を用いて、補強部材の変形性能に与える影響を載荷実験により比較、検証した。本論では、せん断補強鉄筋をスラブに定着するケースにおいて、せん断補強鉄筋量、せん断補強鉄筋の充填材の種類、せん断補強鉄筋の配置間隔が、補強部材の変形性能や破壊性状に与える影響を確認することを目的としている。本研究では、ラーメン高架橋のスラブと上層梁を模擬した試験体を製作し、これに本方法による補強を施した試験体に正負交番載荷実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

試験体は、実大寸法の約1/2のスケールとし、補強後のせん断スパン比が2.0となるように設定した。また、試験体の種類は、曲げせん断耐力比が1.0に近い曲げ破壊先行型の無補強の試験体(No.1)と、これに曲げ補強とせん断補強を施した補強試験体3体(No.2~No.4)の

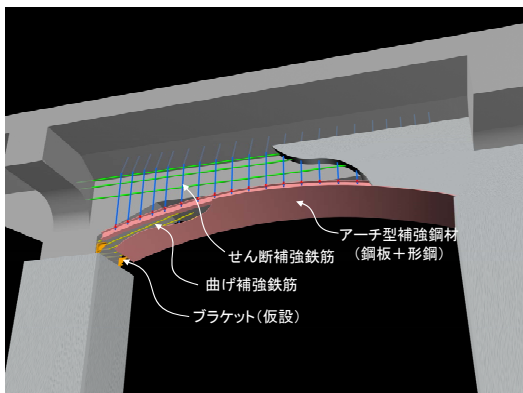


図-1 アーチ型補強方法の概要

表-1 試験パラメータと試験体の関係

パラメータ	値 (試験体名)
せん断補強鉄筋量	0.4% (No. 2試験体)
	0.2% (No. 4試験体)
充填材種類	セメント系 (No. 3試験体)
	樹脂系 (No. 4試験体)
せん断補強鉄筋の配置間隔	0.2%D10@240 (No. 3試験体)
	0.2%D6@100 (No. 4試験体)

*1 東急建設(株) 土木技術部 土木構造・材料グループ 工修 (正会員)

*2 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 研究室長 博(工) (正会員)

*3 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博(工) (正会員)

合計4体とし、変形性能の違いを見ることとした。試験パラメータと試験体の関係を表-1に示す。試験パラメータとして、せん断補強鉄筋量は0.2%と0.4%の2水準、充填材の種類はセメント系と樹脂系の2水準、せん断補強鉄筋の配置間隔も2水準とした。なお、No.3試験体とNo.4試験体の比較は、充填材の種類とせん断補強鉄筋の配置間隔の2つのパラメータを同時に比較することになる。梁下面のせん断補強鉄筋の機能を担うアーチ型補強鋼材については、同一の断面とし、パラメータとしていない。

各試験体の諸元を表-2に示す。また、各試験体の断面図を図-2に、側面図は各試験体の一例としてNo.2試験体を図-3に、アーチ型補強鋼材の詳細図を図-4に示す。また、使用材料の諸元として、コンクリート材料を表-3に、鋼材を表-4に示す。

No.2~No.4 試験体のせん断補強鉄筋の既設スラブへ

表-2 試験体諸元

試験体 No.	断面寸法(mm)		せん断スパン(mm)	せん断スパン比	軸方向鉄筋			せん断補強筋			
	幅	高さ基部(中央部)			位置	既設 or 補強	本数-径	鉄筋比 (%)	既設 or 補強	径-ピッチ	鉄筋比 (%)
No.1	300	600 (450)	1350	2.25	上側	既設梁 既設スラブ	3-D13 10-D6	0.387	既設	D6@200	0.106
					側方	既設梁 既設スラブ 既設梁	4-D10 4-D6 4-D10	0.440			
					下側	既設ハッチ	4-D10	0.159			
No.2	450	675 (525)	1350	2.00	上側	既設	既設鉄筋	0.229	既設 補強	D6@200 D10@100 (樹脂系)	0.387
					側方	既設 + 補強	既設鉄筋 + 4-D10	0.355			
					下側	既設 + 補強	既設鉄筋 + 4-D13	0.261			
No.3	450	675 (525)	1350	2.00	上側	既設	既設鉄筋	0.229	既設 補強	D6@200 D10@240 (セメント系)	0.203
					側方	既設 + 補強	既設鉄筋 + 4-D10	0.355			
					下側	既設 + 補強	既設鉄筋 + 4-D13	0.261			
No.4	450	675 (525)	1350	2.00	上側	既設	既設鉄筋	0.229	既設 補強	D6@200 D6@100 (樹脂系)	0.211
					側方	既設 + 補強	既設鉄筋 + 4-D10	0.355			
					下側	既設 + 補強	既設鉄筋 + 4-D13	0.261			

表-3 コンクリートの材料試験結果

	試験体No.	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
		コンクリート強度 (N/mm ²)	既設部	38.7	34.6
	補強部	-	36.0	37.0	38.7
	平均	38.7	35.3	39.2	35.5
弾性係数 (kN/mm ²)	既設部	23.4	26.0	28.5	23.5
	補強部	-	26.3	24.9	25.6
	平均	23.4	26.1	26.7	24.6

表-4 鋼材の材料試験結果

鉄筋の種類	鉄筋D6 (SD345)	鉄筋D10 (SD345)	鉄筋D13 (SD345)	鋼板 t=3.2 (SS400)	形鋼鋼板 t=3.0 (SS400)
降伏応力度 (N/mm ²)	339	388	397	301	360
降伏ひずみ (μ)	3830	2130	2050	3530	1760
ヤング係数 (kN/mm ²)	185	183	194	197	205

の定着長は、150mmとし、No.2試験体がD10を100mm間隔で、No.3試験体がD10を240mm間隔で、No.4試験体がD6を100mm間隔で配置している(図-2(b))。

全ての試験体の軸方向鉄筋の補強量は、側方鉄筋としてD10を4本、下側鉄筋(曲げ補強鉄筋)として、D13を4本とし、コンクリートの増厚は75mmとした。また、曲げ補強鉄筋は、全ての試験体において、柱側(スタブ側)への定着長は500mm、梁側の定着長(アーチ型補強鋼材との重ね継ぎ手長)は、梁高と同じ長さ(675mm)とした(図-3)。また、全ての試験体において、せん断補強鉄筋をあと施工アンカーで定着させるためのスラブを有する形状とした。

2.2 試験体製作

アーチ型補強鋼材は、アーチ型に加工したt=3.2mmの鋼板と、t=3.0mmの鋼板をアーチ状に加工したH形鋼を、全周隅肉溶接により一体化させた。また、鋼板の内側に

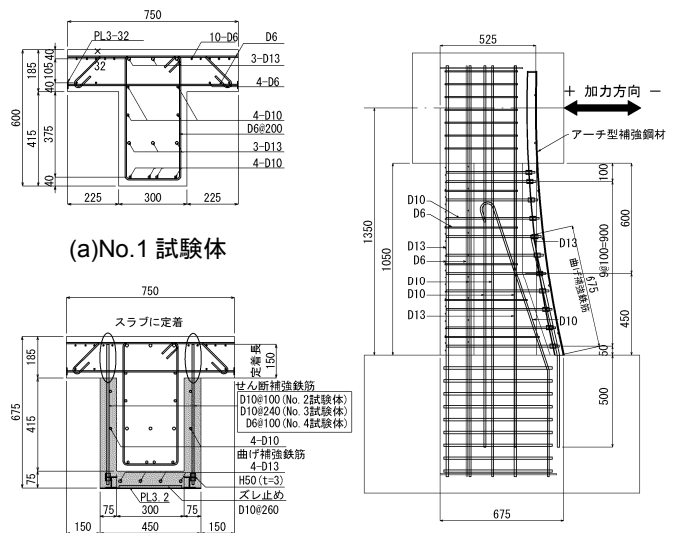


図-2 試験体断面図

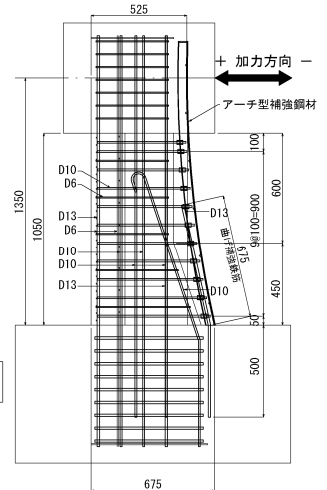


図-3 試験体側面図

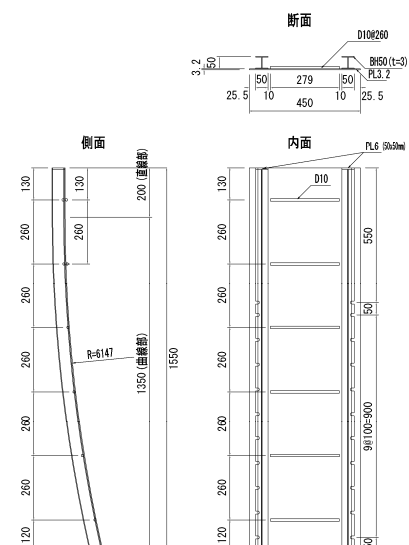


図-4 アーチ型補強鋼材 (No.2 試験体)

は、補強コンクリートとの一体化を図るため、ずれ止め鋼材（D10 鉄筋）を、補強後の梁部材中央断面高さの 1/2 間隔（260mm）で溶接している。

補強前の梁部材は、普通コンクリートを用いて製作した。補強部は、増厚部分のコンクリート表面の目荒しを行い、電動ドリルを用いてあと施工アンカーの削孔を行い、曲げ補強鉄筋とせん断補強鉄筋を、充填材により定着した。曲げ補強鉄筋の充填材は樹脂系材料を使用し、せん断補強鉄筋の充填剤は上述のとおりである。充填材が硬化したのち、せん断補強鉄筋とアーチ型補強鋼材をボルトにて接合し、既設部材との隙間に高流動コンクリートを打設した。

2.3 荷重方法

荷重は、図-3 に示すような片持式荷重とし、梁下側引張を正方向とした正負交番荷重により行い、部材変形角 R で制御した。各部材変形角における回数は、軸方向鉄筋が降伏するまで 1 回、降伏後を 3 回とし、漸増ピッチは $R=1/1000, 1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1.5/100, 2/100, 3/100, 4/100$ とした。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

各試験体の損傷状況の一例として、部材角 $R=3/100$ における損傷状況を写真-1 に示す。無補強の No.1 試験体は、 $R=±1/250$ において軸方向鉄筋が降伏し、 $R=4/100$ において、梁下面のハンチ筋が破断した。

アーチ型補強方法により補強を行った No.2~No.4 試験体は、いずれも類似した破壊形態となった。 $R=+1/500, -1/250$ において軸方向鉄筋が降伏し、 $R=2/100$ の繰返しでスラブ側コンクリートが圧壊し、 $R=3/100$ の繰返しで軸方向鉄筋の座屈により鋼板がはらみ出し、 $R=3/100$ あるいは $R=4/100$ の繰返しで梁端部の曲げ補強鉄筋が破断した。補強を行った試験体は、いずれも最終的な損傷が梁端部に集中する傾向が見られた。これは、アーチ型補

強鋼材をスタブに定着しない構造であることに起因しているものと考えられる。

なお、補強した No.2~No.4 試験体は、いずれもあと施工アンカーで定着したせん断補強鉄筋の拔出しによる既設部分と補強部分の分離や、曲げ補強鉄筋とアーチ型補強鋼材の重ね継手が破壊する状態は観察されず、既設部分と補強部分は一体として挙動していた。

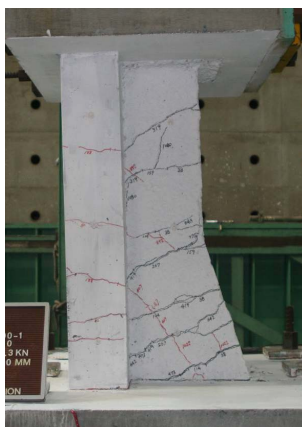
3.2 荷重-変形

各試験体の荷重-変位関係を図-5~図-8 に、試験結果を表-5 に示す。また、図-5~図-8 には表-5 に示した降伏荷重と最大荷重の計算値を合わせて表示した。表-5 に示した降伏変位 δ_y および降伏荷重 P_y は、下側引張は曲げ補強鉄筋の基部に貼付したひずみゲージにて、上側引張は既設梁上筋の基部に貼付したゲージにて判定している。また、終局変位 δ_u は、実験から得られる荷重変位曲線の包絡線において、試験体の水平荷重が降伏荷重を下回らない最大変位とした。

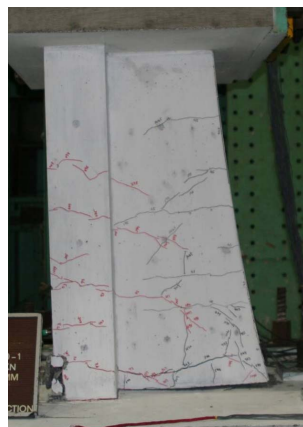
計算値の算定は、土木学会コンクリート標準示方書³⁾により行い、曲げ耐力の算出にあたっては、曲げ補強鉄筋、側方鉄筋、スラブ軸方向鉄筋等、全ての軸方向鉄筋を考慮して算定している。また、せん断耐力 V_y は、文献 3) のディープビーム式により算定した。また、曲げせん断耐力比 (V_y/P_m) は、せん断耐力と最大荷重（最大曲げ耐力時の作用水平力）との比であり、せん断耐力の余裕を推定することができる。なお、コンクリート強度は、便宜的に既設部と補強部の平均値とした。

各試験体の降伏荷重および最大耐力は、表-5 に示すように、計算値と比較的良く一致した。また、表-5 に示した補強試験体 (No.2~No.4) の変形性能（じん性率）は 15.0~23.7 と、10.0 を上回る水準であり、変形性能については有意な差は見られなかった。

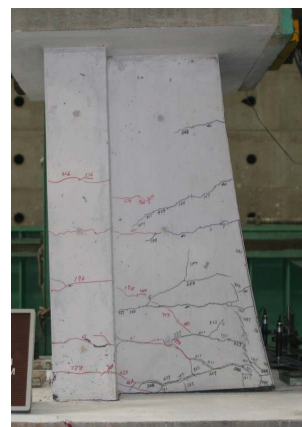
補強前後の耐力に着目すると、図-5 より無補強の試験体 No.1 に比べ、補強試験体 No.2~No.4 はいずれも耐力が向上していることが確認できる。



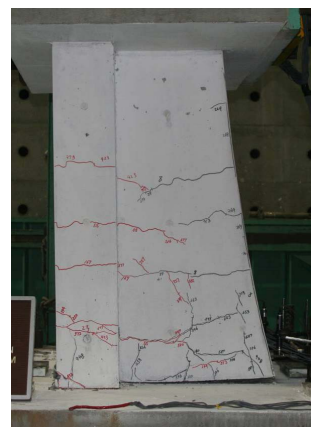
(a)No.1 試験体



(b)No.2 試験体



(c)No.3 試験体



(d)No.4 試験体

写真-1 損傷状況 ($R=3/100$)

表-5 試験結果

試験体	載荷方向	せん断スパン (mm)	実験結果				計算値		実験値/計算値		せん断耐力		
			降伏変位 δy (mm)	終局変位 δu (mm)	じん性率 $\mu = \delta u / \delta y$	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_m (kN)	降伏荷重 P_{yd} (kN)	最大荷重 P_{md} (kN)	P_y/P_{yd}	P_m/P_{md}	せん断耐力 V_y (kN)	耐力比 (V_y/P_m)
No. 1	下側引張	1350	4.1	67.5	16.6	94	112	81	115	1.16	0.97	181	1.62
	上側引張		-4.7	-67.5	14.3	-140	-170	-128	-162	1.10	1.05	-181	1.06
No. 2	下側引張	1350	2.3	54.0	23.7	175	246	164	229	1.07	1.08	570	2.31
	上側引張		-2.7	-40.5	15.0	-159	-249	-166	-228	0.96	1.09	-543	2.18
No. 3	下側引張	1350	2.7	54.0	19.9	180	247	165	230	1.09	1.07	366	1.48
	上側引張		-2.4	-54.0	22.4	-188	-248	-167	-229	1.13	1.08	-349	1.41
No. 4	下側引張	1350	2.7	40.6	15.0	188	247	164	229	1.15	1.08	364	1.47
	上側引張		-2.7	-54.0	20.0	-193	-247	-166	-228	1.16	1.08	-339	1.37

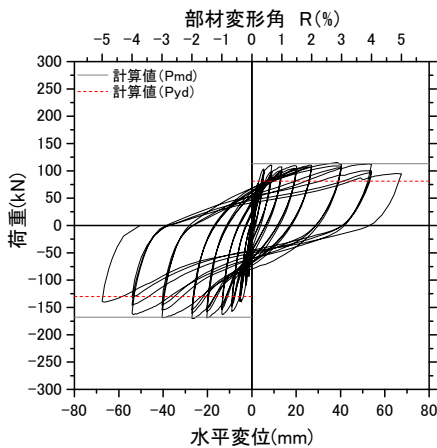


図-5 荷重-変形関係(No.1)

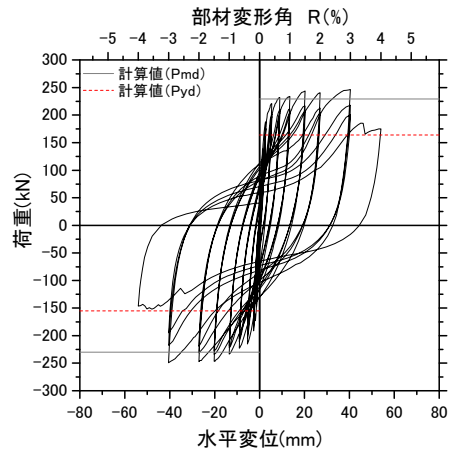


図-6 荷重-変形関係(No.2)

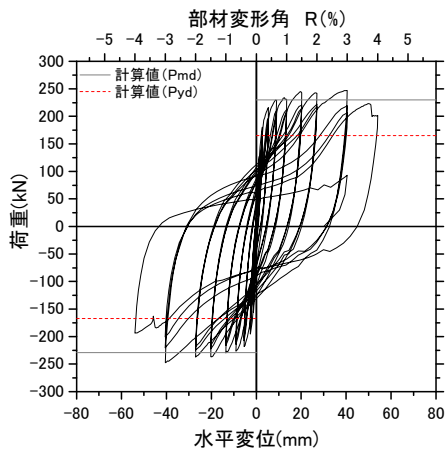


図-7 荷重-変形関係(No.3)

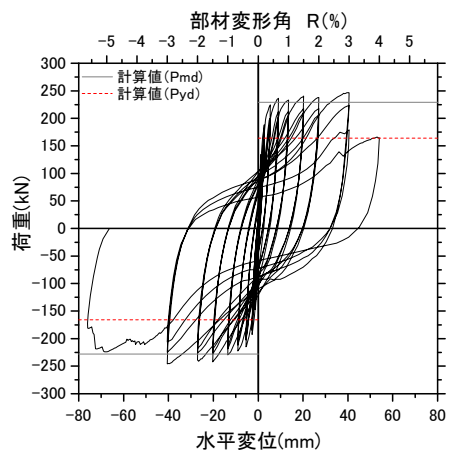


図-8 荷重-変形関係(No.4)

また、補強した No.2~No.4 試験体の荷重-変形の特徴としては、曲げ補強鉄筋降伏後に、ややスリップ型の傾向を示した。これは、損傷が集中した梁端部では、小さな降伏範囲に大きなひずみが発生しているため、梁端部で局所的に付着が失われ、ややスリップ型になったものと考えられる。

図-9 は、各試験体の荷重-変形包絡線を重ね合わせたものである。これによると、せん断補強鉄筋量の違い (No.2 と No.4) による明確な差は、特に認められない。また、充填材の種類と同一鉄筋比でせん断補強鉄筋の配置間隔を変化させた No.3 試験体および No.4 試験体にも明確な違いは認められない。これは、補強後の梁は曲げ

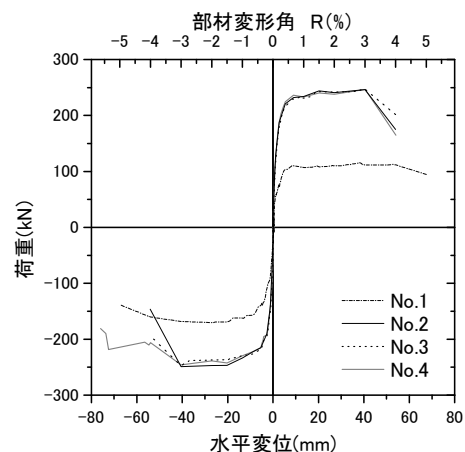


図-9 荷重-変形の包絡線

せん断耐力比が大きく、せん断補強鉄筋が軸方向鉄筋の座屈防止に及ぼす影響が小さいためと考えられる。さらに、通常の RC 部材では軸方向鉄筋座屈を帯鉄筋が拘束することにより、変形性能を維持するが、本補強方法の場合、ずれ止めや H 形鋼で一体化されたアーチ型補強鋼材が軸方向鉄筋の座屈を防止する。そのため、変形性能に対しては、側面のせん断補強鉄筋よりもアーチ型補強鋼材の影響が大きいものと考えられる。

なお、無補強の No.1 試験体に比べ、補強した No.2～No.4 試験体は、荷重が低下する変位が若干小さくなった。補強した試験体は、部材基部にひずみが局所化することから、軸方向鉄筋の座屈後、鉄筋が破断し、荷重が低下した。ただし、曲げ耐力の大幅な増加に伴い、履歴吸収エネルギーが増加することから、耐震性能は向上していると考えられる。

3.3 軸方向引張鋼材のひずみ

補強試験体である No.2～No.4 試験体の梁下面側の曲げ補強鉄筋のひずみ分布を図-10～図-12 に、アーチ型補強鋼材の鋼板のひずみ分布を図-13～図-15 に示す。鋼板のデータは、鋼板側が引張となる正側載荷時のみ記載した。

曲げ補強鉄筋は、全ての試験体において、同様のひずみ分布となっており、全ての試験体において部材角 $R=1/500$ で降伏し、基部のひずみを最大として部材高さ方向に減少している。

鋼板のひずみ分布も、全試験体ともに同様なひずみ分布となった。鋼板は柱側（スタブ側）に定着していない

ため、基部のひずみは発生していない。また、基部から上方に向かって徐々に増大し、部材高さ 600mm 程度の位置で最大ひずみ（500 μ 程度）となっている。曲げ補強鉄筋と鋼板の重ね継手部における、対称的な両者のひずみ分布形状は、曲げ補強鉄筋と鋼板の応力伝達がなされていることを示唆している。

3.4 せん断補強鉄筋のひずみ

補強試験体である No.2～No.4 試験体のせん断補強鉄筋のひずみ分布を、既設部と補強部について、図-16～図-18 に示す。また、同図には、せん断補強鉄筋の降伏ひずみを併記した。

せん断補強鉄筋比の違いに着目し、せん断補強鉄筋比を 0.4% とした No.2 試験体と 0.2% とした No.4 試験体を比較すると、せん断補強鉄筋比の大きな No.2 試験体の補強部の高さ 250mm の位置においてせん断補強鉄筋の降伏が見られる。せん断補強鉄筋比の小さな No.4 試験体は、No.2 試験体が降伏した高さ 250mm のひずみが不明である（図-18(b)では 0.0 になっている）ため、正確な比較はできないが、比較可能な高さ 50mm のひずみを見るかぎり、大きな違いはないように思われる。

充填材の種類を変え、せん断補強鉄筋の配置間隔を変化させた No.3 試験体（モルタル系充填材、D10@240）と No.4 試験体（樹脂系充填材、D6@100）を比較すると、得られたデータの範囲内では、両者の間に明確な差は見られない。よって、充填材の種類とせん断補強鉄筋の配置間隔が部材の破壊性状や変形性能に与える影響は小さいものと考えられる。

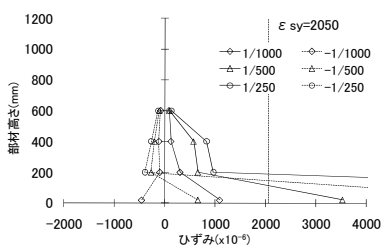


図-10 曲げ補強鉄筋ひずみ(No.2)

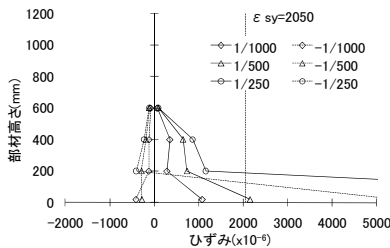


図-11 曲げ補強鉄筋ひずみ(No.3)

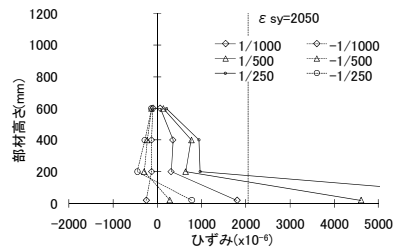


図-12 曲げ補強鉄筋ひずみ(No.4)

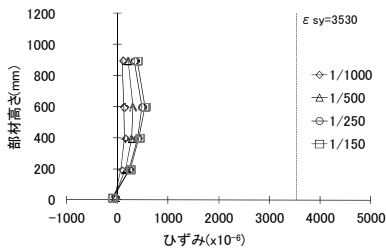


図-13 鋼板ひずみ(No.2)

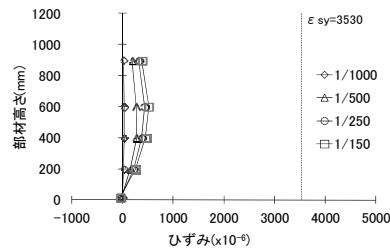


図-14 鋼板ひずみ(No.3)

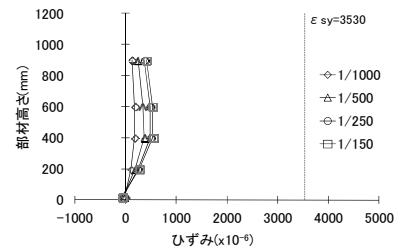
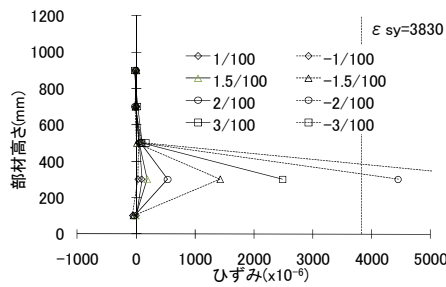
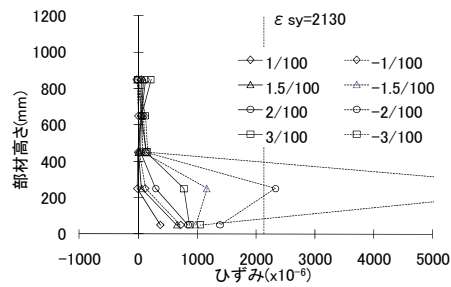


図-15 鋼板ひずみ(No.4)

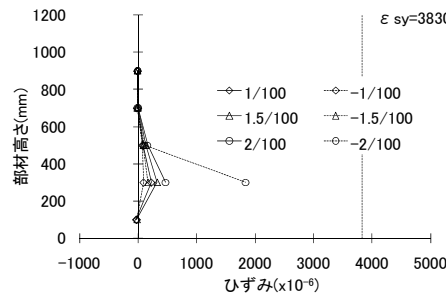


(a) 既設部

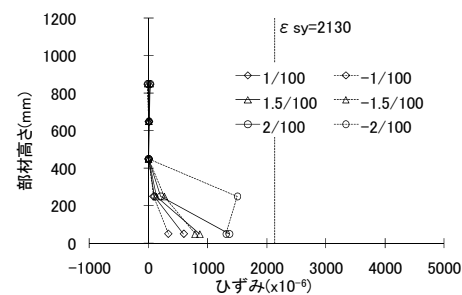


(b) 補強部

図-16 せん断補強鉄筋ひずみ(No.2)

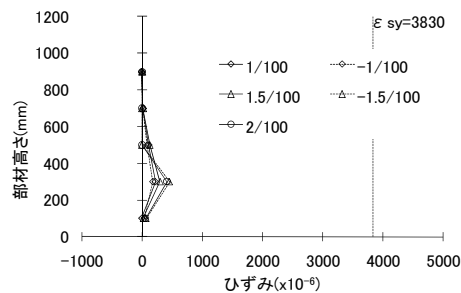


(a) 既設部

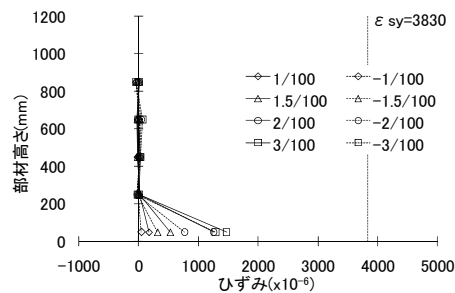


(b) 補強部

図-17 せん断補強鉄筋ひずみ(No.3)



(a) 既設部



(b) 補強部

図-18 せん断補強鉄筋ひずみ(No.4)

4. まとめ

本論では、鉄道高架橋梁部材に適用するアーチ型補強方法において、せん断補強鉄筋の量、充填材の種類、せん断補強鉄筋の配置間隔が、部材の破壊性状や変形性能に及ぼす影響を検討するために、本方法により補強した梁部材による正負交番載荷実験を実施した。

本論で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) アーチ型補強方法により補強された梁部材は、既設部と補強部が一体となって挙動して曲げ破壊し、補強後の曲げ耐力は、既設部と補強部の一体性を仮定したRC部材として算定できることを確認した。
- (2) せん断補強鉄筋の量を0.2%と0.4%の2種類に設定した試験体およびせん断補強鉄筋の間隔が異なる試験体による載荷実験を行った結果、破壊性状や変形性能に明確な違いは認められなかった。これは、せん断補強鉄筋よりもアーチ型鋼材が変形性能に

及ぼす影響が大きいと考えられる。

- (3) せん断補強鉄筋の充填材の種類として、セメント系と樹脂系の2種類の実験を行ったが、せん断補強鉄筋の抜け出しは確認されず、両者の破壊性状や変形性能はほぼ同じであった。

参考文献

- 1) 前田欣昌, 黒岩俊之, 谷村幸裕, 田所敏弥: アーチ型鋼材により補強したT形RC梁の変形性能に関する載荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, 2009
- 2) 黒岩俊之, 前田欣昌, 北沢宏和, 谷村幸裕, 田所敏弥: アーチ型鋼材により補強したRC梁部材の交番載荷試験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第V部門, 2008.9
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 2007