

U.D.C 624.041.6

アーチ型鋼材により補強した T 型 RC 梁の変形性能に関する載荷試験

前田 欣昌* 黒岩 俊之* 北沢 宏和* 奥村 幹也*

要約： 筆者らは、鉄道高架橋の梁部材に対し、アーチ型補強鋼材と補強アンカー鉄筋を用いて、曲げおよびせん断補強を行う補強方法を研究している。鉄道高架橋梁部材におけるせん断補強およびじん性補強は、スラブ上にバラスト軌道や直結軌道が存在するため、せん断補強筋の上側を併合することが困難であり、既設スラブや梁側面にあと施工アンカーにより定着することが多い。本研究では、このようなせん断補強筋の定着方法が、部材の変形性能に与える影響を検証するために、せん断補強筋の定着方法をパラメータとして、本方法により補強を行った試験体を用い、交番載荷による載荷実験を行った。実験の結果、せん断補強筋の定着方法が T 型 RC 部材の変形性能に与える影響を把握できた。

キーワード： アーチ型補強、鉄道高架橋、T型梁部材、交番載荷試験

目次： 1. はじめに
2. 実験概要
3. 実験結果と考察
4. まとめ

1. はじめに

筆者らは、鉄道ラーメン高架橋の梁部材をアーチ型に補強する方法を研究している¹⁾²⁾。

本方法による曲げ補強は、図1に示すように、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。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、アーチ型補強鋼材自体は梁端部の曲げ補強効果を有していない。また、せん断補強は、せん断補強鉄筋の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することにより行う。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。

このような補強方法を用いて曲げ補強を行う場合、曲げ補強鉄筋は所要の曲げ耐力を確保するために設置するものであるため、既往の文献³⁾⁴⁾等により鉄筋量を決定できる。一方、せん断補強鉄筋量は、せん断耐力と変形性能から決定され³⁾⁴⁾、単に耐力から決定できない。さらに、高架橋梁部材にせん断補強鉄筋を増設する場合は、スラブ上にバラストや直結軌道が存在するため、スラブ側上端を併合することが施工上困難であり、上端は既存部材にあと施工アンカーにより定着することになる。すなわち、せん断補強筋の定着性能を考慮した上で、せん断補強鉄筋量を決定する必要があるといえる。

そこで、本研究では、せん断補強鉄筋の定着方法に着目し、変形性能を確認することを目的として、T型梁部

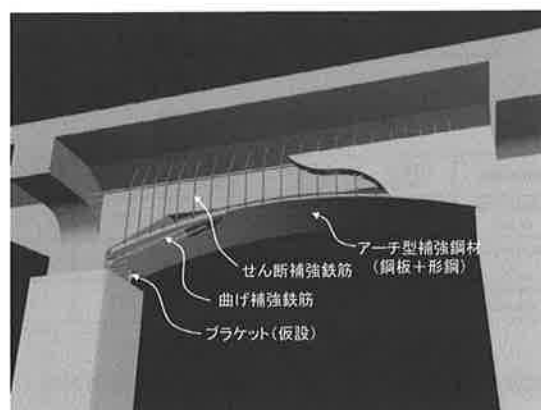


図1 アーチ型補強方法の概要

材を模擬した試験体を製作し、これに本方法による補強を行い、正負交番載荷実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

試験体の諸元を表1に示す。また、各試験体の断面図を図2に、側面図は各試験体を代表して No.3 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2に、鋼材を表3に示す。

試験体は、無補強の試験体 (No.1)、せん断補強鉄筋を梁側面に L 型に定着した試験体 (No.2)、せん断補強鉄筋をスラブ下面に直線的に定着した試験体 (No.3) の3体とした。

* 土木総本部 土木技術部

表1 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	軸方向鉄筋比(%)			せん断補強筋比(%)		
	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
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
No.2	450	675 (525)	1350	2.00	側方	既設梁 既設スラブ 既設鉄筋 + 補強 4-D10	0.355	既設 補強	D6@200 D10@100 (L型定着)	0.387
					下側	既設梁 既設スラブ 既設鉄筋 + 補強 4-D13	0.261			
No.3	450	675 (525)	1350	2.00	上側	既設鉄筋	0.229			
					側方	既設鉄筋 + 補強 4-D10	0.355	既設 補強	D6@200 D10@100 (直線定着)	0.387
					下側	既設鉄筋 + 補強 4-D13	0.261			

表2 コンクリートの材料試験結果

	試験体No.	No. 1	No. 2	No. 3
コンクリート 強度 (N/mm ²)	既設部	38.7	39.3	34.6
	補強部	—	43.0	36.0
	平均	38.7	41.2	35.3
弾性係数 (kN/mm ²)	既設部	23.5	25.3	26.0
	補強部	—	26.1	26.3
	平均	23.4	25.7	26.1

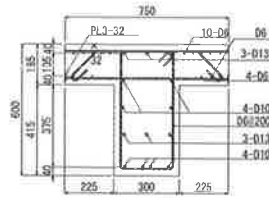
表3 鋼材の材料試験結

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

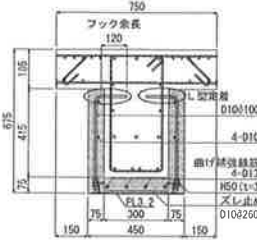
試験のパラメータは、せん断補強筋定着部の形状(L型, 直線)としている。なお、梁下面のせん断補強鉄筋の機能を担うアーチ型補強鋼材については、同一の断面とし、パラメータとしていない。

あと施工アンカーのせん断補強鉄筋は D10 を使用し、既設部材への定着長は、直線タイプが 150mm (15φ, φ:鉄筋径), L 形タイプは直角フックの曲げ形状(余長 12φ)に準じ、120mm とした(図 2(b), (c))。なお、あと施工のせん断補強鉄筋の間隔は 100mm である。また、あと施工アンカーの曲げ補強鉄筋は、D13 を使用し、定着長は 500mm とした。

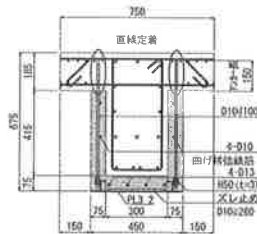
全ての試験体は、実大サイズの約 1/2 のスケールとし、軸方向鉄筋の補強量は、側方鉄筋として D10 を 4 本、下側鉄筋として、D13 を 4 本とし、コンクリートの増厚は 75mm とした。また、曲げ補強鉄筋の梁側の定着長(アーチ型補強鋼材との重ね継ぎ手長)は、図 3 に示すように、全ての試験体において梁高と同じ長さ(675mm)とした。



(a) No.1 試験体



(b) No.2 試験体



(c) No.3 試験体

図2 試験体断面図

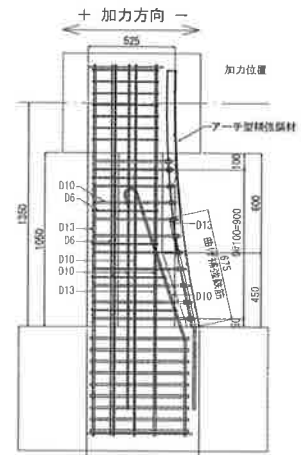


図3 試験体側面図
(No.3 試験体)

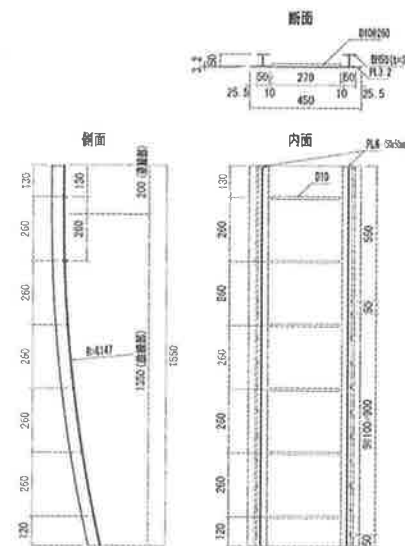


図4 アーチ型補強鋼材 (No.3 試験体)

2.2 試験体の製作

まず補強前の梁部材を、普通コンクリートを用いて製作した。補強前の梁部材には、せん断補強筋をあと施工アンカーで定着させるための最小限のスラブを模擬した。このとき、梁軸直角方向のスラブ筋の端部は 32mm 角のプレートに溶接して定着した。

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、 $t=3.0\text{mm}$ の鋼板をアーチ状に切り出しH型に加工した鋼材とを、全周隅肉溶接により一体化させた。また、鋼板の内側には、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 $1/2$ 間隔で溶接している。

補強部は、巻立て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、補強部分の軸方向鉄筋、せん断補強鉄筋を全てエポキシ樹脂系材料により定着した。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ナットにて接合し、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 実験方法

荷荷は、図 4 に示すような片持式荷荷とした。荷荷は、梁下側引張を正方向とした正負交番荷荷により行い、部材変形角 R で制御した。各部材変形角における繰り返し回数は、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を代表し、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、 $R=\pm 1/250$ において軸方向

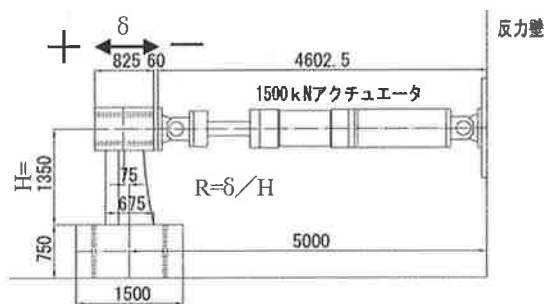


図 4 荷荷方法



(a) No.1 試験体



(b) No.2 試験体



(c) No.3 試験体

写真 1 損傷状況 ($R=3/100$)

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.3 試験体は、いずれも、 $R=+1/500, -1/250$ において軸方向鉄筋が降伏した。また、 $R=3/100$ の繰返しで軸方向鉄筋の座屈により鋼板がはらみ出し、スラブ側のかぶりコンクリートが剥落、 $R=3/100$ あるいは $R=4/100$ の繰返しで梁端部の軸方向鉄筋が破断した。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、梁端部が曲げモーメント最大点であること、また、アーチ型補強鋼材をスタブに定着しない構造のため、梁端部の曲げ剛性が、端部より上のアーチ型補強鋼材とせん断補強筋に囲まれた部分よりも、小さくなっていることに起因しているものと考えられる。

L 型に定着した No.2 試験体では、 $R= -2/100$ においてスラブとウェブの境界にひび割れが確認された (写真 2)。このひび割れは、せん断補強筋を L 型にウェブ側面に定着したことにより、せん断補強筋に発生するひずみがスラブまで伝達されず、発生したものと考えられる。

なお、アーチ型補強方法により補強を行った No.2 および No.3 試験体は、いずれもあと施工アンカーで施工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、および軸方向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

交番荷荷試験の結果を表 4 に示す。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のゲージにて判定した。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、試験体の水平荷重の値が降伏荷重の値を下回らない最大変位とした。

計算値の算定は、文献 3) により行った。せん断耐力 V_y は、ディープビーム式により算定した。また、耐力比 (V_y/P_m) は、せん断耐力と最大荷重 (最大曲げ耐力



写真 2 ひび割れ状況 (No.2 試験体)

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。

コンクリート強度は、既設部と補強部の2種類存在するため、便宜的に既設部と補強部の平均値とした。

表4に示すように、各試験体の降伏荷重および最大耐力(曲げ耐力)は、計算値とほぼ一致している。

各試験体の荷重-変位関係を図5~7に、各試験体の荷重-変位包絡線を重ね合わせたものを図8に示す。

アーチ型補強方法により補強したNo.2およびNo.3試験体は、曲げ補強鉄筋降伏後にややスリップ型の傾向を示した。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、梁端部で局部的に付着が失われ、ややスリップ型になったものと考えられる。No.2およびNo.3試験体は $R=3/100$ 以降に耐力低下が見られるが、これは、軸方向鉄筋の破断によるものである。

また、せん断補強筋定着部の形状を変えたNo.2とNo.3を比較すると、 $R=1.5/100$ の繰返し以降、No.3がややスリップ型の傾向を示すものの、 $R=3/100$ の繰返しまで降伏耐力以上を維持し、せん断補強鉄筋の定着形状の違いに関わらず同等の変形性能を有していた。したがって、せん断補強筋定着部の形状(直線、L型)による違いは、特に認められなかった。

表4 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_y/P_d	最大荷重 P_m/P_d	P_y/P_d	P_m/P_d	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	40.5	17.9	175	243	166	230	1.05	1.06	580	2.39
	上側引張		-2.5	-54.0	21.4	-186	-250	-168	-229	0.99	1.09	-552	2.21
No.3	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

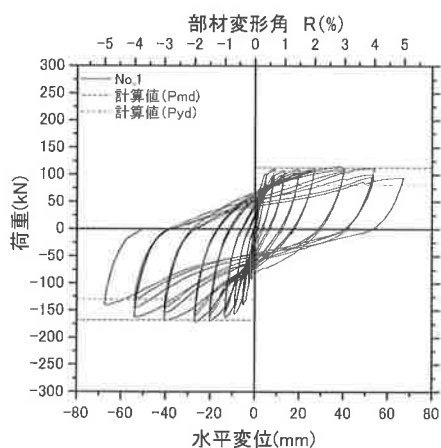


図5 荷重-変形関係(No.1)

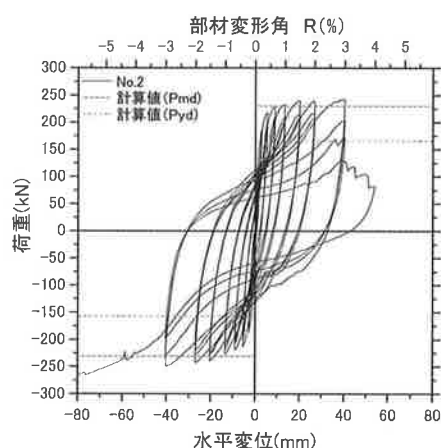


図6 荷重-変形関係(No.2)

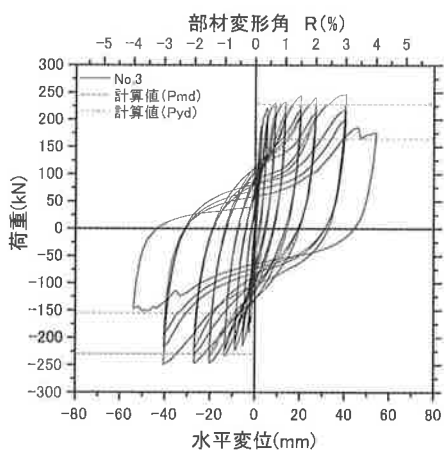


図7 荷重-変形関係(No.3)

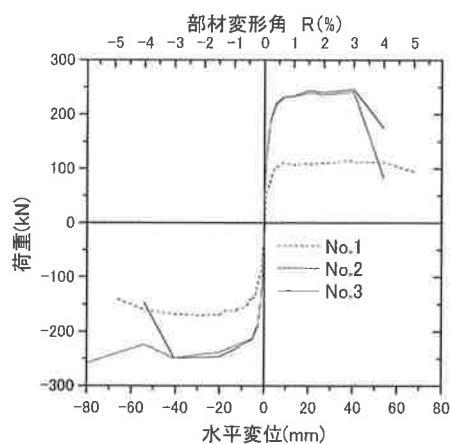


図8 荷重-変形の包絡線(No.1~3)

3.3 軸方向鉄筋のひずみ

各試験体の梁下面側の軸方向鉄筋のひずみ分布を図9～図11に示す。無補強のNo.1試験体はハンチ筋、アーチ型補強方法により補強したNo.2およびNo.3試験体は曲げ補強鉄筋である。

No.1試験体のハンチ筋は、部材角 $R=1/250$ で降伏し、

高さ850mmの位置よりひずみが徐々に増加している。

一方、補強したNo.2試験体およびNo.3試験体は、共に部材角 $R=1/500$ で降伏し、各々類似したひずみ分布を成していることがわかる。

3.4 せん断補強鉄筋のひずみ

No.1～No.3試験体のせん断補強鉄筋のひずみ分布を、

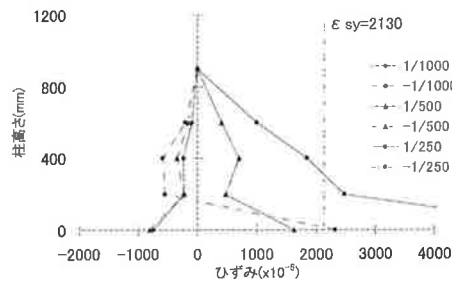


図9 ハンチ筋ひずみ(No.1)

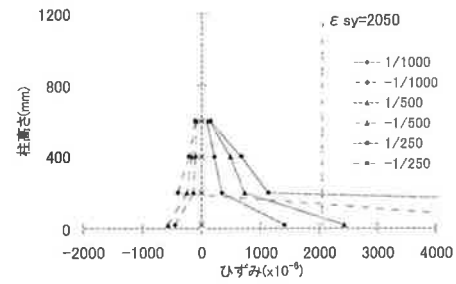


図10 軸方向鉄筋ひずみ(No.2)

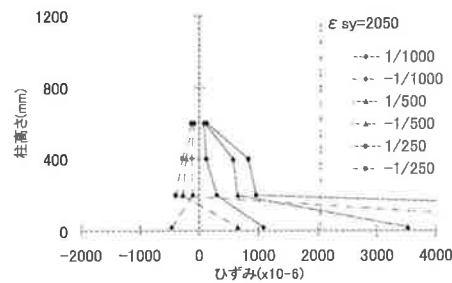


図11 軸方向鉄筋ひずみ(No.3)

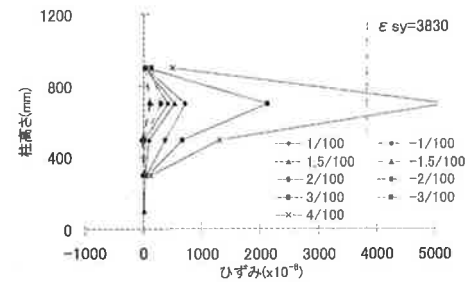
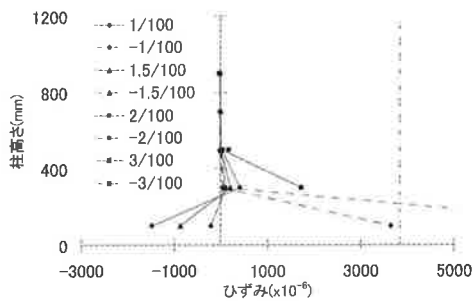
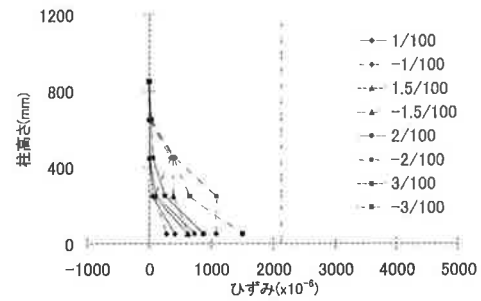


図12 せん断補強筋ひずみ(No.1)

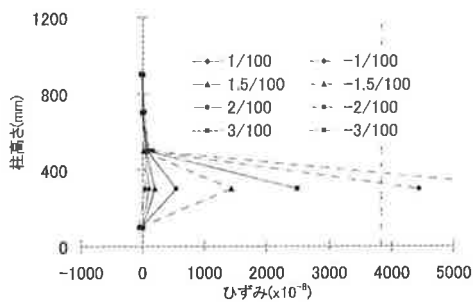


(a) 既設部

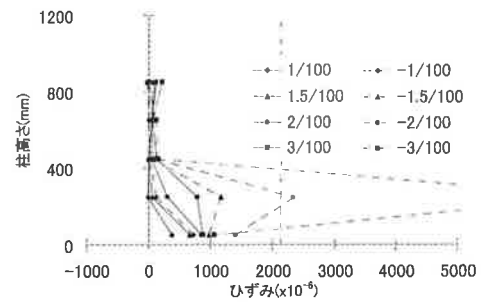


(b) 補強部

図13 せん断補強筋ひずみ(No.2)



(a) 既設部



(b) 補強部

図14 せん断補強筋ひずみ(No.3)

それぞれ図 12～図 14 に示す。補強を行った No.2 および No.3 試験体については、既設部のせん断補強筋と、新設部のせん断補強筋の両方を示した。

無補強の No.1 試験体は、高さ 700mm の位置において、せん断補強鉄筋のひずみが最も大きい。この位置は、ハンチ始点から 250mm 梁中央に寄ったところであり、せん断力の照査位置とされる梁中央部の高さ ($d=450\text{mm}$) の約 $d/2$ 離れた位置である。なお、高さ 100mm の位置のひずみゲージは、载荷直後にデータ取得が不可能となり、表示されていない。

図 13(a) より、既設部の帯鉄筋は、補強を行うことにより、ひずみ分布が大きく変化することがわかる。特に、無補強の際に大きなひずみが生じていた高さ 700mm 近くにおいては、ほとんどひずみが生じていない。

せん断補強鉄筋定着部の形状の違いに着目すると、直線定着した No.3 試験体の方が、L 型フック定着した No.2 試験体よりも、部材角 $R=3/100$ 以降において、ひずみが大きく出ていることが確認された。L 型定着した No.2 試験体は、先の破壊性状で述べたように、スラブとウェブとの境界部にひび割れが確認されている。このようなひび割れの発生により、L 型フック形状に定着したせん断補強筋のひずみが小さくなった可能性が考えられる。

謝 辞

本研究は、(財) 鉄道総合技術研究所との共同研究によるものです。ご指導とご協力を頂きました関係各位に、心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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 梁部材の交番载荷試験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 V 部門, 2008.9
- 2) 笠倉亮太, 前田欣昌, 黒岩俊之, 服部尚道: せん断補強鉄筋を引張鋼材に接合した SRC 梁部材の载荷試験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 V 部門, 2008.9
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準 (コンクリート構造物), 2004.4
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準 (耐震設計), 1999.10

PRINT SAMPLE OF MANUSCRIPT FOR TOKYU CONSTRUCTION TECHNICAL REPORTS

Y.Maeda, T.Kuroiwa, H.Kitazawa, and M.Okumura

We developed a retrofitting method for T shaped reinforced concrete beams of existing structure. The technique is basically concrete jacketing using arch shaped steel plate as a bottom form, and installing additional longitudinal and shear reinforcement with after-bond anchoring, cast concrete completes the retrofit. In this paper, in order to verify the effect of after-bond anchoring performance of shear reinforcement on toughness of the member, cyclic loading test was carried out using the retrofitted beams with arch support method. As an experimental result, the effect of anchoring method of the shear reinforcement on toughness of T shaped RC member was able to be grasped.

4. まとめ

鉄道高架橋梁部材に補強を行う際には、せん断補強筋を既設スラブ下面あるいは既設梁側面に定着する方法が考えられる。本研究では、このようなせん断補強筋の定着方法をパラメータとして、アーチ型補強方法により補強した梁部材の交番载荷実験を行った。本研究で得られた知見を以下に記す。

- (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、曲げ破壊した。
- (2) 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 部材としての計算値とほぼ一致した。
- (3) せん断補強鉄筋の定着形状が L 型フックタイプの試験体は、スラブとウェブの境界にひび割れが見られ、せん断補強筋が直線タイプの試験体と異なる損傷が確認された。
- (4) せん断補強鉄筋の定着形状の違い (直線タイプ, L 型フックタイプ) が、耐力および変形性能に及ぼす影響は、ほとんど見受けられなかった。
- (5) せん断補強鉄筋の定着形状の違いにより、せん断補強筋に発生するひずみの大きさに若干の違いが見られた。