

アーチサポート工法によるRC梁の構造性能確認実験

前田 欣昌* 大滝 健* 服部 尚道**
黒岩 俊之* 小島 文寛***

要約： アーチサポート工法は、鉄筋コンクリート梁の補強工法として開発した工法である。本工法は、アーチ型の鋼材（以下、アーチサポート）を梁下面に設置し、曲げおよびせん断補強筋をあと施工アンカーで配置したのち、せん断補強筋とアーチサポートを連結し、これを吊底型枠として、中間支保工を用いることなく高流動コンクリートを打設し、梁をアーチ型に補強する工法である。このようなアーチサポート工法による鉄筋コンクリート梁と、従来のコンクリート巻立て補強工法による鉄筋コンクリート梁の構造性能を比較することを目的として、構造性能確認実験を行った。構造性能の検証は、アーチサポート工法による試験体と、それと同等の鉄筋量を有する通常の鉄筋コンクリート梁試験体の破壊性状（耐力、変形性能、エネルギー吸収能等）を比較することによって行った。実験の結果、両者の耐力および変形性能に著しい違いはなく、本実験で対象とした構造諸元の範囲において、在来試験体とアーチサポート試験体は、ほぼ同等の構造性能を有することが確認できた。

キーワード： アーチサポート工法、RC梁、正負交番載荷実験、破壊性状

目次： 1. はじめに
2. 実験概要
3. 実験結果
4. まとめ

1. はじめに

アーチサポート工法は、既設鉄筋コンクリート梁のアーチ型補強工法として開発した工法である¹⁾。アーチサポート工法は、図1に示すように、既設の梁下面に、アーチ型の鋼板（アーチサポート）を設置し、さらに曲げおよびせん断補強筋を梁および柱にあと施工アンカーで配置した後、アーチサポートを底型枠として、中間支保工を用いることなくコンクリートを打ち込み、既設梁と一体化させることによりこれを補強する工法である。

本工法による梁の曲げ補強は、梁端部は柱に定着した軸方向アンカー筋（以下、アンカー筋）をアーチサポート内部に定着させることによって、また、梁中央部はアーチサポートによって行い、せん断補強は、既設の梁あるいはスラブにアンカー定着したせん断補強筋とアーチサポートをボルト接合することによって行う。

在来工法であるコンクリート巻立て工法による梁の補強では、せん断補強筋のフレア溶接や梁下面の型枠支保工が必要となるが、アーチサポート工法ではこれらが不要となるため、施工性の向上と工期の短縮が図れ、また景観的にも優れた構造となる。

本実験は、このような特徴を有するアーチサポート工法を用いた梁の基本的構造性能（耐力、変形性能、エネルギー吸収性能等）を確認することを目的として、実施したものである。

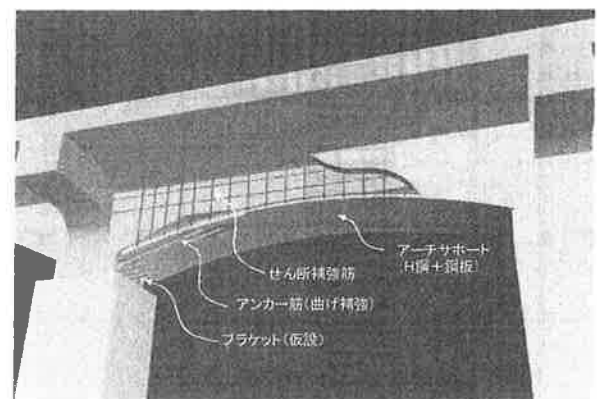


図1 アーチサポート工法の概要

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の諸元は、鉄道ラーメン高架橋の梁の諸元を参考とし、載荷装置の能力を考慮して、約1/2の縮尺モデルとした。試験体の諸元を表1に、配筋図を図2に、アーチサポートの詳細を図3に示す。試験体は、試験部分である梁と、その両端に試験体を加力装置に固定するための加力スタブを有する形状とした。

No.1 試験体は、在来工法による試験体であり、No.2～No.4 はアーチサポート試験体である。アーチサポート試験体間の違いは、補強用軸方向アンカー筋 (D10) の定着方法であり、定着長として梁せい (D=650mm) を

*土木エンジニアリング部 土木構造グループ **土木エンジニアリング部 土木設計第二グループ

***土木エンジニアリング部 土木施工グループ

表1 試験体諸元

No	断面寸法			軸方向鉄筋			せん断補強鉄筋				備考	
	幅	高さ (梁中央)	シアスパン	位置	既設 or 補強	本数-径	鉄筋比合 計 (%)	既設 or 補強	位置	径@ピッチ		面積比合 計 (%)
1	455	570 (675)	933	上端	既設	4-D13	0.195	既設+補強	中間部	D13@100	0.557	在来配筋
				側方	既設+補強	4-D13	0.195		端部	D13@70	0.796	
				下端	既設 補強	3-D10 4-D10	0.193					
2	455	520 (650)	933	上端	既設	4-D13	0.214	既設+補強	中間部	D13@100	0.557	アーチサポート 端部定着なし
				側方	既設+補強	4-D13	0.214		端部	D13@70	0.796	
				下端	既設 補強	3-D10 4-D10	0.211					
				下辺	鋼板	t=3.2	-					
3	455	520 (650)	933	上端	既設	4-D13	0.214	既設+補強	中間部	D13@100	0.557	アーチサポート 端部定着あり
				側方	既設+補強	4-D13	0.214		端部	D13@70	0.796	
				下端	既設 補強	3-D10 4-D10	0.211					
				下辺	鋼板	t=3.2	-					
4	455	520 (650)	933	上端	既設	4-D13	0.214	既設+補強	中間部	D13@100	0.557	アーチサポート ブラケット定着
				側方	既設+補強	4-D13	0.214		端部	D13@70	0.796	
				下端	既設 補強	3-D10 4-D10	0.211					
				下辺	鋼板	t=3.2	-					

()内は梁端部の高さ 鉄筋比の計算において丸鋼の断面積はSD345換算(235/345=0.681倍)とした

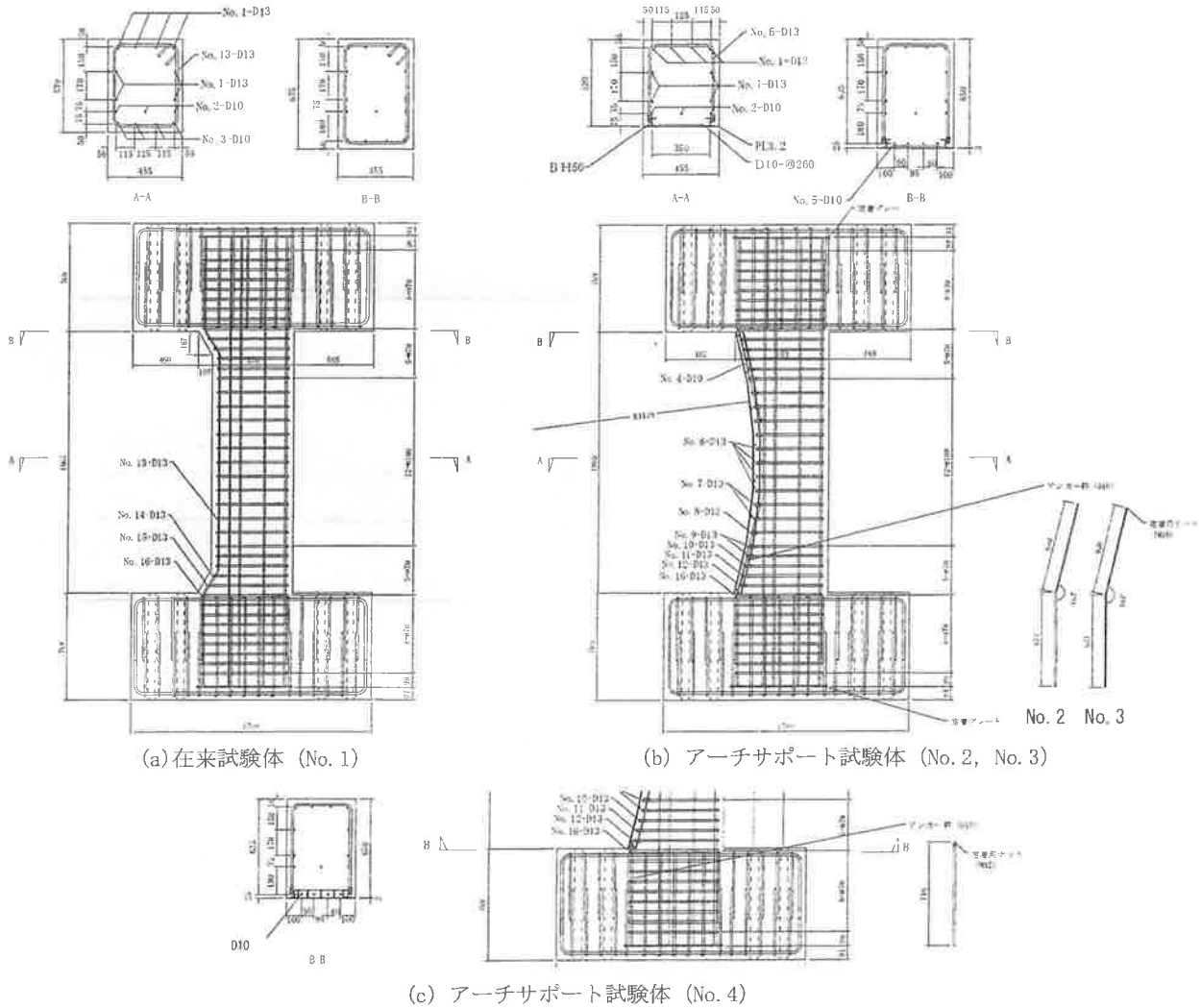


図2 試験体配筋図

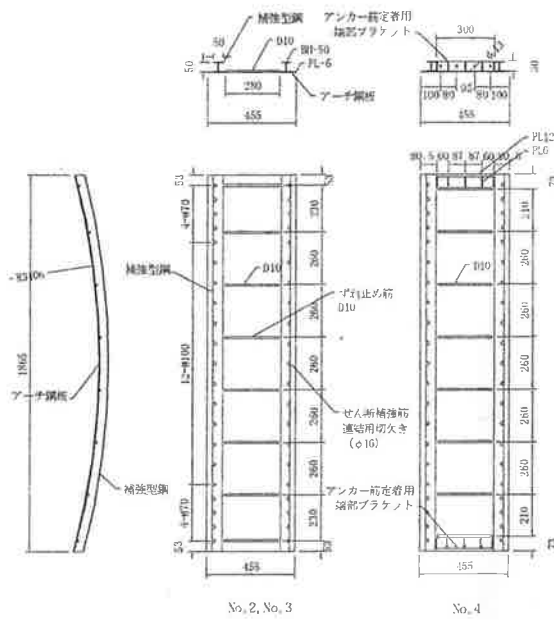


図3 アーチサポート詳細図

確保した試験体を No. 2, この端部に定着プレートを想定してM16 ナットを溶接した試験体を No. 3, アーチサポート端部に設けた定着用ブラケットとアンカー筋端部に溶接したM12 ナットによって機械的に定着した試験体を No. 4 とした。

せん断補強筋とアーチサポートとの接合は、実構造物と同様、せん断補強筋にねじ筋鉄筋を用い、ナットによる接合とした。また、専用クリップ（鋼線）によってコンクリート打設時のせん断補強筋の脱落を防止した。

なお、試験体は、構造性能の確認という目的から、既設の梁に補強を施すのではなく、補強後の断面をモデル化して、一体構造として製作した。

コンクリートの配合強度は 30N/mm² とし、軸方向鉄筋には SD345 - D13 および SD345 - D10 を、せん断補強筋には SD345 - D13（アーチサポート試験体については、ねじ筋鉄筋）を使用した。また、アーチサポート鋼材の規

格は SS400 とし、t=3.2mm の鋼板をアーチ状に加工した後、アーチ状に切り出した t=4.0mm の鋼材をH型に溶接して製作した。

コンクリートおよび鋼材の材料試験結果を、それぞれ表 2 および表 3 に示す。

表 2 コンクリートの材料試験結果

試験体	打設車	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
No.1	—	27.2	24.1
No.2	—	28.4	24.8
No.3	—	31.3	27.0
No.4	1車目	30.5	26.1
	2車目	31.1	25.1

表 3 鋼材の材料試験結果

鉄筋の種類	規格	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)
軸方向筋、帯筋 D13	SD345	364	517	1920	1.89E+05
軸方向筋 D10	SD345	378	529	2090	1.81E+05
軸方向筋、帯筋 D13 ネジ筋	SD345	374	512	1990	1.86E+05
鋼板 t=3.2	SS400	352	445	1690	2.05E+05
鋼板 t=4.0	SS400	340	468	1600	2.13E+05

2.2 載荷方法

ラーメン高架橋の梁には、地震時に逆対称曲げモーメントが繰り返して荷重として作用する。本実験では、図 4 に示すように、梁試験体を立て起こした状態で、L型の加力フレームを用いて、この逆対称モーメントを正負繰返して試験体に作用させるものとした。本載荷装置は、鉛直方向の 2 台の 300tf アクチュエータ（電気油圧式加振機）が L 型フレームの重量を支えるとともにこれを水平に保ち、他端に取り付けた水平方向の 150tf アクチュエータによって、試験体に逆対称モーメントを作用させるものである。

載荷パターンは、部材角 R（水平変位の梁長さに対する比）で制御し、R = ±1/1600, ±1/800 を各 1 回、R = ±1/400, ±1/200, ±1/100, ±1/50…を各 3 回繰返し作用させるものとした。

測定項目は、水平荷重、水平変位、曲率、せん断変形、軸方向鉄筋のひずみ、鋼板のひずみ、せん断補強筋のひずみ等である。

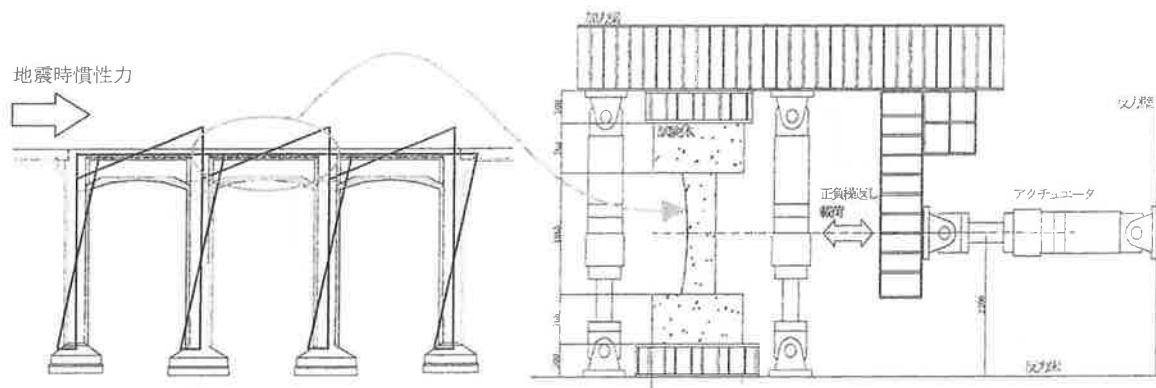


図4 アーチサポート詳細図

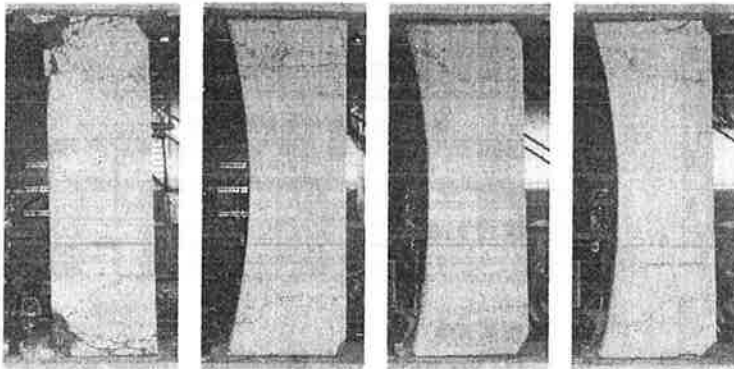
3. 実験結果

3.1 破壊性状および荷重-変位関係

各試験体の最終破壊状況を図5に、荷重-変位関係を図6に示す。また、各試験体の荷重-変位関係の包絡線を図7に示す。

試験体の破壊状況は、いずれの試験体も $R=1/1600$ までに梁端部において曲げひび割れが発生し、部材角の増大とともに進展したが、ひび割れの発生領域は、梁端

部から $300\text{mm}\sim 400\text{mm}$ 程度の範囲に限られたものとなった。在来工法による No.1 試験体はハンチ部分のコンクリートの損傷が部材角の増大とともに進展し、 $R=1/67$ 以降、かぶりコンクリートの浮き、剥落が認められたが、アーチサポート工法の場合には、いずれの試験体についても、顕著なひび割れの発生および進展はなく、ひび割れの開口は梁と加力スタブとの境界部に限られたものであった。また、いずれの試験体も $R=1/67$ において、



No. 1 試験体 No. 2 試験体 No. 3 試験体 No. 4 試験体

図5 最終破壊状況

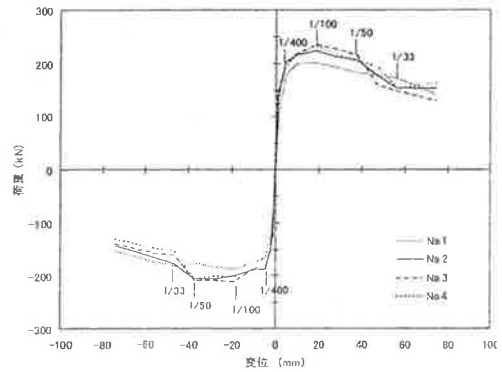
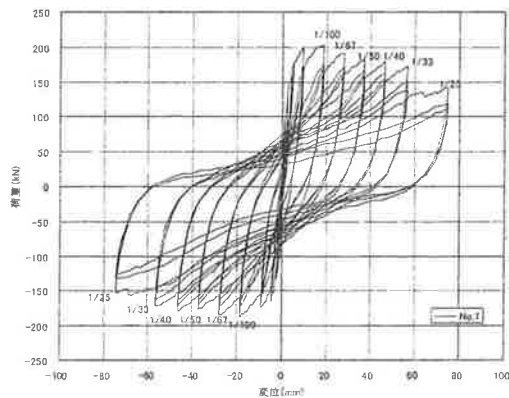
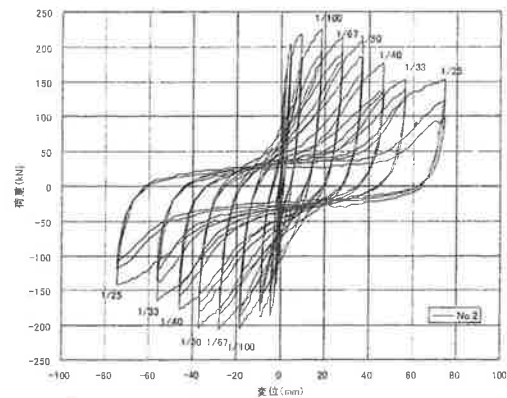


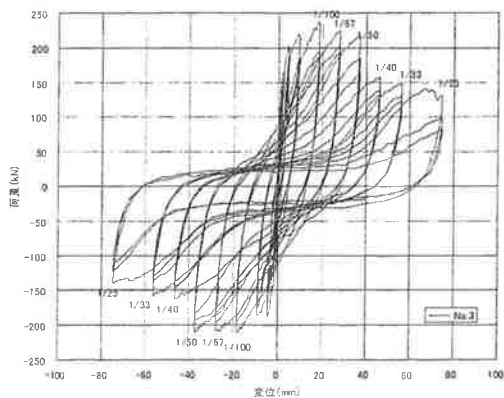
図7 荷重変位包絡線



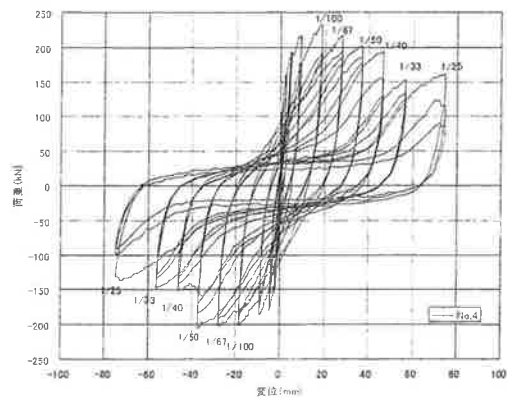
(a) No. 1 試験体



(b) No. 2 試験体



(c) No. 3 試験体



(d) No. 4 試験体

図6 荷重-変位曲線

この梁端部境界面に 3~4mm のせん断ずれが生じたが、これは軸方向鉄筋量が少なく、損傷が接合部に集中したためと考えられる。

荷重-変位関係は、 $R=1/100$ において最大荷重を与えた後、徐々に低下していく傾向は、全ての試験体について共通であった。最大荷重は、在来試験体 No. 1 の $P=203\text{kN}$ (正側) に対してアーチサポート試験体 No. 2~No. 4 は、 $P=224.2\sim 235.5\text{kN}$ (正側) と 11~15%程度大きなものとなり、 $R=1/50$ までは、No. 1 試験体を上回っているが、 $R=1/40\sim 1/30$ において、No. 1 試験体の耐力を若干下回る結果となった。

破壊状況との関係から見ると、No. 1 試験体は、 $R=1/67$ 以降ハンチ部分のコンクリートが大きく損傷し、耐力が低下し始め、 $R=1/50\sim 1/40$ でハンチ筋が座屈、 $R=1/33\sim 1/25$ において破断し、徐々に耐力低下した。一方、No. 2~No. 4 試験体では、 $R=1/67$ 以降鋼板のはらみ出し等により徐々に耐力が低下し始め、 $R=1/50\sim 1/40$ においてアンカー筋が破断し始め、 $R=1/33$ の繰返し載荷時に、ほとんど全てのアンカー筋の破断が確認された。したがって、 $R=1/50\sim 1/33$ 間における耐力低下率は No. 1 試験体に比べて No. 2~No. 4 試験体のほうが顕著であり、履歴ループの形状もスリップがやや大きい。ただし、これらの最大耐力はいずれも No. 1 試験体より上回っているため、低下後の耐力に大きな差はない。

以上のように、アーチサポート試験体の最大耐力が、在来工法試験体より 10%程度大きくなったのは、アー

チサポート梁がSRC構造として強固な構造体を形成したことと、アーチ鋼板および型鋼が、より大きな曲げ圧縮抵抗を受け持ったことによるものと考えられる。しかしながら、 $R=1/50$ 以上の大変形領域におけるアーチサポート試験体は、梁端部に損傷領域が集中し、アンカー筋の破断が顕著となったため、耐力については在来工法試験体と同等なものとなった。なお、アンカー筋の定着方法が異なるアーチサポート試験体間で、荷重-変位関係に大きな違いは認められなかった。

3.2 鉄筋のひずみ分布

(1) 軸方向鉄筋のひずみ分布

軸方向鉄筋の中で、No. 1 試験体のハンチ筋、No. 2~No. 4 試験体のアンカー筋に着目し、各載荷サイクルのひずみ分布を図8に示した。ここでは、梁スパン中央を0mm、上側加力スタブ方向をプラス側に表示している。また、部材角 $R=1/100$ 以降では、梁と加力スタブの境界面において損傷が進み、当該箇所を横断していたひずみゲージのリード線の多くが破断したことから、部材角 $R=1/50$ までの計測値を図に示した。

ハンチ筋およびアンカー筋は、No. 1~No. 3 試験体が部材角 $R=1/400$ において、No. 4 試験体が部材角 $R=1/800$ において加力スタブとの境界部 ($\pm 927.5\text{mm}$) 付近で降伏ひずみ ($\epsilon_y=2090\mu\epsilon$) に達している。

No. 1 試験体では、ハンチ筋の折り曲げ位置 (スパン中央から $\pm 733\text{mm}$) 付近においても降伏しており、試験体のひび割れ状況に一致する。これは、ハンチによる断

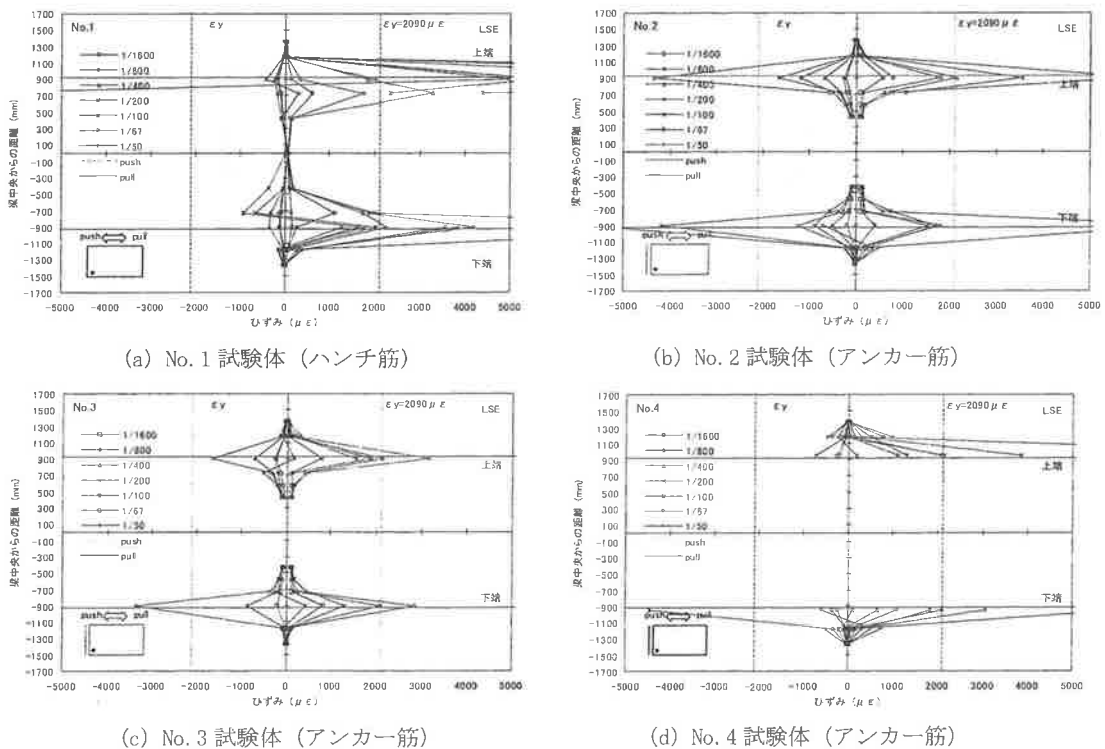
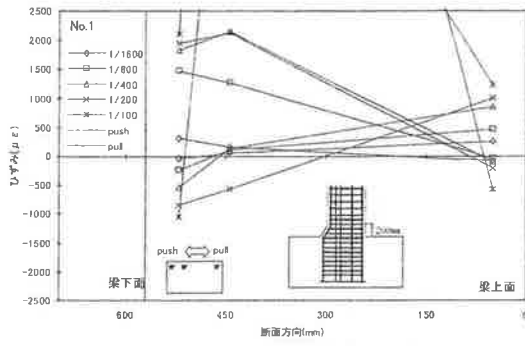
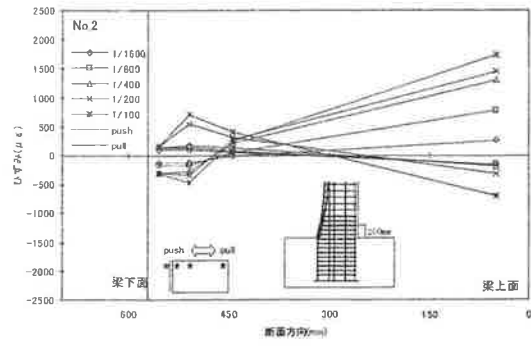


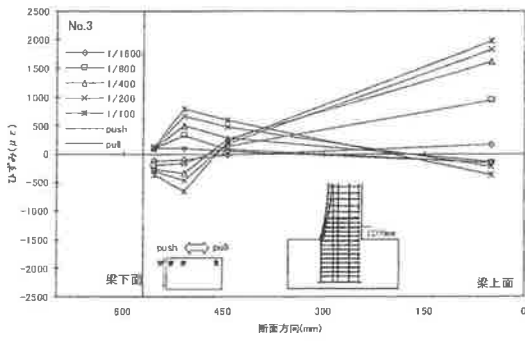
図8 軸方向鉄筋のひずみ状況



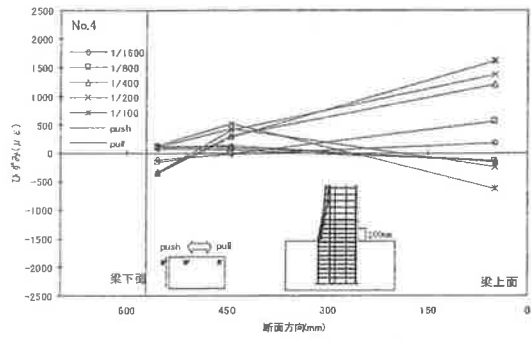
(a) No. 1 試験体 (高さ 200mm 位置)



(b) No. 2 試験体 (高さ 200mm 位置)

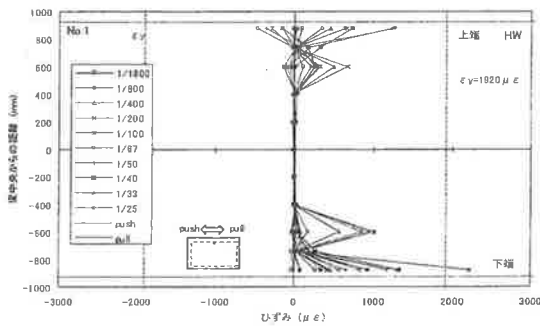


(c) No. 3 試験体 (高さ 200mm 位置)

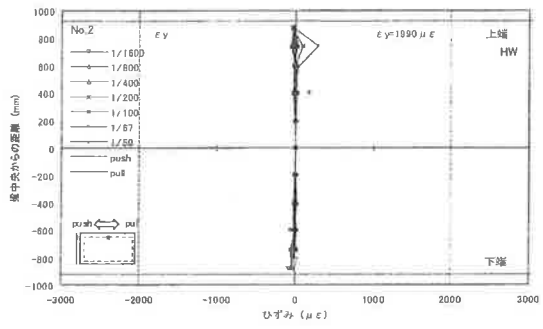


(d) No. 4 試験体 (高さ 200mm 位置)

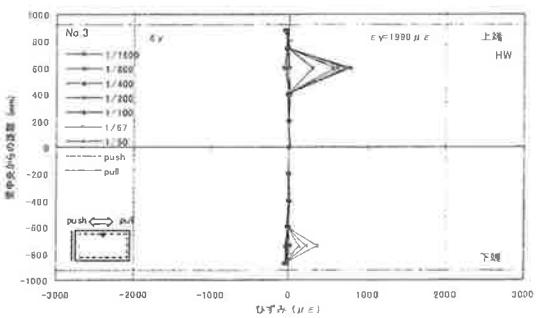
図 9 断面内のひずみ分布



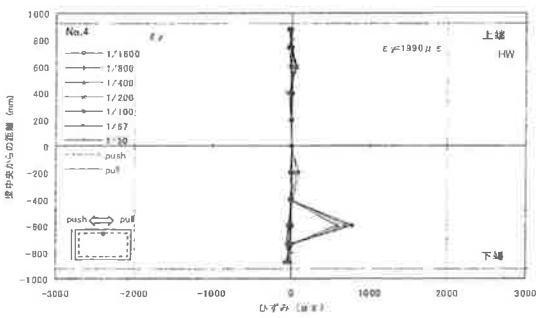
(a) No. 1 試験体



(b) No. 2 試験体



(c) No. 3 試験体



(d) No. 4 試験体

図 10 セン断補強筋のひずみ分布

面変化およびハンチ筋の曲げ形状の影響により、鉄筋折り曲げ位置にひずみが集中したためと考えられる。

No. 2 および No. 3 試験体では、軸方向鉄筋の降伏は梁と加力スタブの境界部に限られ、アンカー筋の定着方法によるひずみ分布形状の違いは認められない。No. 4 試験体は、ブラケットを用いて直接鋼板とアンカー筋を接合しているため、接合位置である加力スタブとの境界部にひずみが集中したと考えられる。スタブと梁の境界付近におけるアンカー筋のひずみは、定着方法の異なる No. 2～No. 4 のアーチサポート試験体において、同様な分布を示した。すなわち、本実験においてはアンカー筋の定着性能に著しい差は見られず、アンカー筋をアーチサポート内部に定着する場合、定着長は梁せい (D=650mm) を確保すれば十分であるという結果となった。

(2) 軸方向鉄筋の同一断面内のひずみ分布

梁端部から 200mm の位置における梁断面内の軸方向鉄筋のひずみ分布を図 9 に示した。ここで、横軸は梁上面を 0mm とした軸方向鉄筋の位置を示している。これらによると、No. 2～No. 4 試験体は、部材角 R=1/800 まで平面保持が認められるが、部材角 R=1/400 以降、鋼板ひずみが大きくなり、ほぼ一定の値となっている。これは、アーチサポート試験体のアンカー筋が降伏したことにより、鋼板に伝達される引張力が制限されたためと考えられる。

(3) セン断補強筋のひずみ分布

図 10 に試験体高さ方向 (梁の部材軸方向) のせん断補強筋のひずみ分布を示した。ここでは、梁スパン中央を 0mm、上側加力スタブ方向をプラス側として示している。また、部材角 R=1/100 以降では、No. 2～No. 4 試験体の梁と加力スタブの境界面において、ひずみゲージのリード線の多くが断線したことから、部材角 R=1/50 までの計測値を図に示した。

No. 1 試験体では、±600mm および ±880mm の位置で $1000 \mu \epsilon$ を超えるひずみが発生している。また、ハンチ位置 (-880mm) では部材角 R=1/25 で降伏ひずみ ($\epsilon_y = 1920 \mu \epsilon$) に達している。±600mm の位置には曲げせん断ひび割れが通過しており、また、±880mm の位置ではハンチ部分のかぶり剥落、軸方向鉄筋の座屈が観察されていることから、これらの影響を受けたものと考えられる。

一方、No. 2～No. 4 試験体では、±600mm もしくは ±740mm の位置で発生したひずみを除けば、ほとんどせん断補強筋にひずみは発生していない。発生したひずみは、最大 $800 \mu \epsilon$ 程度で降伏ひずみ ($1990 \mu \epsilon$) に達したものは無く、曲げせん断ひび割れの発生状況と一致した。

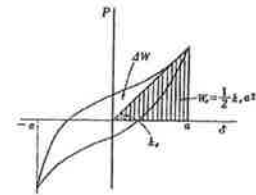
このように、せん断補強筋のひずみに関しては、在来工法のハンチ部分のひび割れ、損傷によって在来工法とアーチサポート工法おひずみ分布に違いが現れたものの、アーチ鋼板とせん断補強筋の接合に関して問題となる現

象は認められなかった。

3.3 エネルギー吸収能

各試験体の荷重変位関係から求めた履歴吸収エネルギー (履歴ループの 1 サイクルの面積) を、各部材角における 1 サイクル目について、図 11 に示した。また、次式によって計算される等価粘性減衰定数 (h_{eq}) を同様に 1 サイクル目について図 12 に示した。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_c} \right)$$



ここに、

ΔW : 履歴ループの 1 サイクルの面積

W : 等価ポテンシャルエネルギー = $(1/2)k_c a^2$

No. 1 試験体の 1 サイクル目における履歴吸収エネルギーは、部材角 R=1/25 に至るまで、ほぼ直線的に増加している。一方、No. 2～No. 4 試験体の履歴吸収エネルギーは、R=1/50 までは、No. 1 試験体を 20～30% 程度上回っているが、R=1/40 以降頭打ちとなり、No. 1 試験体を下回る結果となった。

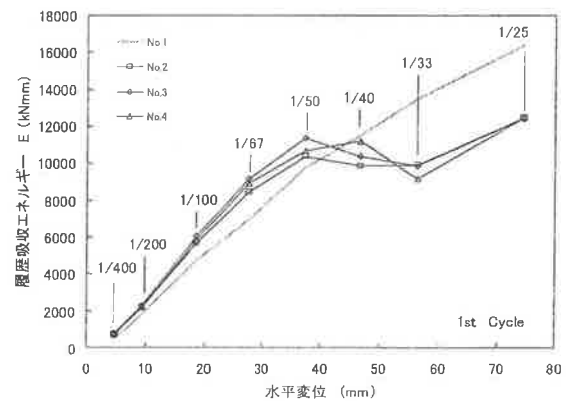


図 11 履歴吸収エネルギー (1 サイクル目)

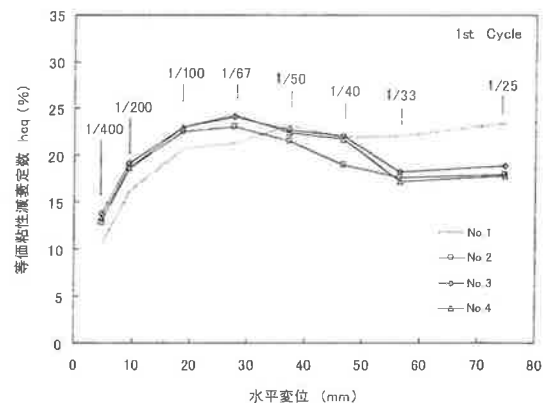


図 12 等価粘性減衰定数 (1 サイクル目)

No.1 試験体の等価粘性減衰定数は、最大荷重となった $R=1/100$ において、おおよそ $h_{eq}=20\%$ 程度、その後 $R=1/50\sim 1/25$ においてやや増加し、 $h_{eq}=22\%$ 程度でほぼ一定となった。一方、No.2~No.4 試験体の等価粘性減衰定数は、 $R=1/100$ で $h_{eq}=23\%$ 程度となり、No.1 試験体より 1 割程度大きい値を示したが、 $R=1/50$ 以降低下し始め、 $R=1/25$ では $h_{eq}=18\%$ 程度となった。

履歴吸収エネルギーおよび等価粘性減衰定数が、 $R=1/67$ まで、アーチサポート試験体 (No.2~No.4) が在来工法試験体 (No.1) を上回ったのは、アーチサポート試験体の耐力が、 $R=1/50$ まで在来工法試験体より 10~15% 大きかったためであり、 $R=1/50\sim 1/40$ において下回る結果となったのは、在来工法試験体の軸方向鉄筋が、 $R=1/50$ から座屈し始め、 $R=1/33\sim 1/25$ において破断して耐力低下したのに対し、アーチサポート試験体の軸方向鉄筋はそれより早く、 $R=1/67$ 程度から座屈し始め、 $R=1/50$ から破断し始めたことによると考えられる。特に、No.2 試験体は、No.3, No.4 試験体に比べて座屈および破断の開始がやや早かったため、これらより等価粘性減衰定数が若干小さい値となったと考えられる。

このように、アーチサポート試験体の履歴吸収エネルギーおよび等価粘性減衰定数は、 $R=1/67$ までに関しては、在来工法に比べ同等以上であった。

4. まとめ

本実験結果から得られた知見を以下に示す。

- (1) アーチサポート工法による梁の破壊状況は、アーチ鋼板と型鋼によって強固な構造体を形成することから、損傷が梁端部の境界面に集中する傾向に

謝 辞

本実験にあたり、多大なるご指導とご協力を頂きました京浜急行電鉄 (株) 鉄道本部施設部工務課の皆様、ならびに (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の関係各位に、心より御礼申し上げます。

STRUCTURAL PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BEAMS RETROFITTED WITH ARCH SUPPORT METHOD

Y.Maeda, T.Ohtaki, H.Hattori, T.Kuroiwa, and F.Ojima

We developed a retrofitting method for reinforced concrete beams of existing structure. The technique is basically concrete jacketing using arch shaped steel plate (arch support) as a bottom form which also enhances flexural strength. Installing additional longitudinal and transverse rebars with after-bond anchoring, set side forms and cast concrete completes the retrofit. No middle timbering and stirrup welding are required for this construction procedure, which save time, labor and cost. This paper describes the results of structural tests on the retrofitted beams with arch support method. The strength and deformation capacity of the retrofitted beams were equivalent to those of a beam retrofitted with normal concrete jacketing, showing the capability of this retrofitting method.

ある。しかしながら、在来工法による梁も同様な構造諸元であるため、ハンチ部の圧壊等によって損傷領域がやや大きいものの、境界部に集中するという傾向は同様であった。

- (2) 最大荷重点 (部材角 $R=1/100$) を含め、荷重のやや低下する $R=1/50$ に到るまで、アーチサポート試験体の耐力は、在来工法試験体の耐力を 10% 程度上回り、それ以降の荷重についても著しく劣ることはなかった。
- (3) 履歴吸収エネルギー及び等価粘性減衰定数に関しては、 $R=1/67$ 程度までは、在来工法試験体よりも大きくなった。しかしながら、 $R=1/40$ 以降については、アンカー筋の破断等の影響により、下回る結果となった。
- (4) アーチサポート試験体と在来工法試験体の間には破壊性状やひずみ分布に若干の相違点が認められるが、これらは耐力および変形性能に著しく影響を及ぼすものではないと考えられる。したがって、本実験で対象とした構造諸元の範囲において、部材角 $R=1/67$ 程度までは、在来工法試験体とアーチサポート試験体は、アンカー筋の定着方法によらず、ほぼ同等以上の耐力およびエネルギー吸収を有する。
- (5) アーチサポート試験体においては、アンカー筋の定着方法の違いによる構造性能 (最大耐力や変形性能等) への影響は軽微であり、大きな差異は認められなかった。しかしながら、アンカー筋の定着長に関して、本実験では梁断面高さとしていたが、鉄筋径に応じて定着長を確認する必要がある。