

R C ラーメン橋脚梁部の鋼板巻立て補強法における 鋼板接着面数のせん断補強効果への影響に関する実験的研究

建設省土木研究所	正会員	足立 幸郎
同 上	正会員	運上 茂樹
同 上	正会員	長屋 和宏
首都高速道路公団	正会員	富永 博夫
阪神高速道路公団	正会員	加賀山泰一

1. はじめに

兵庫県南部地震によって道路構造物が多大な被害を受けたが、鉄筋コンクリートラーメン橋脚も柱部にせん断被害や梁部にひび割れ被害を受けた。これら兵庫県南部地震による被害の教訓を生かし、大規模地震動に対する耐震設計として橋梁を構成する部材の耐力と変形性能の両者をバランスよく向上させることを目的として、平成8年12月に道路橋示方書が改訂された。鉄筋コンクリートラーメン橋脚においても、耐力と変形性能をバランスよく保有することを照査するための規定として、面内方向の変形性能を照査する規定が盛り込まれた。さらに、既設道路橋鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震補強の基本的な考え方が、平成9年8月に既設道路橋の耐震補強に関する参考資料に示された。参考資料には、鋼板巻立て工法、コンクリート巻立て工法、プレストレス導入工法等既往の補強工法が示された。

既設鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震安全性を高めるためには、柱部材だけでなく梁部材のせん断耐力等耐力の向上や、変形性能を向上させることが重要である。特に梁部材では、作用軸力が小さいことから変形性能に余裕があること、曲げ耐力の増大は隅角部の破壊を招く可能性があることから、せん断耐力のみを増加させることが望まれる¹⁾。一方、梁部材は梁上面に支承等が設置されていること、都市内での梁補強は街路上での高所作業となること等から、施工が容易な補強工法の開発が必要とされる。また、補強工費の縮減の観点から、補強作業量を可能な限り縮減し、目標とする性能を発揮できる補強工法の開発が望まれる。このような背景のもと、簡易でかつせん断耐力を効果的に向上させることが可能な工法及び補強効果の評価の開発を目的に、建設省土木研究所、首都高速道路公団、および阪神高速道路公団により、共同研究を実施した。

本稿では、共同研究で実施した研究項目のうち鋼板巻立て工法に着目し、補強面数および接着面積の違いによるせん断補強効果への影響について実験的検討を行った結果について報告を行う。

2. 兵庫県南部地震による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の被害

兵庫県南部地震による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の被災は、単柱橋脚と比較して少ないものの、一部の橋脚に大きな被災を生じた²⁾。代表的な被災状況を写真-1 および写真-2 に示す。両写真は神戸市域に存在する都市高速高架道路橋の橋脚であり、いずれも面内方向に被災した事例を示す。写真-1 に示す橋脚は、右柱基部外側で地中深くまでかぶりコンクリートが剥離しており、左柱の隅角部直下でも大きくかぶりコンクリートが剥離している。また、はりにもクラックの発生がみられる。いずれの損傷も曲げによる損傷が発生

キーワード：鉄筋コンクリートラーメン橋脚、耐震補強、鋼板巻立て工法、せん断補強

連絡先： 〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL:0298-64-4966 FAX:0298-64-4424 E-mail:y-adachi@pwri.go.jp



写真-1 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の被災事例（1）

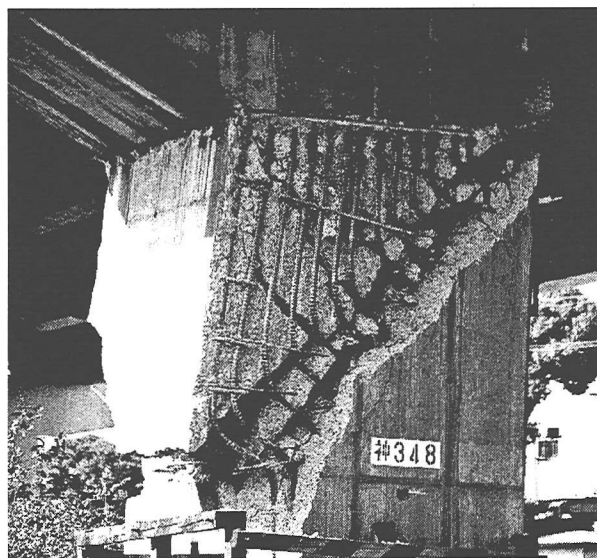


写真-2 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の被災事例（2）

したものと考えられる。写真-2は鉄筋コンクリートラーメン橋脚の柱に生じたせん断破壊を示す。橋脚柱の帯鉄筋が少ないことによるせん断耐力不足が主な原因であると考えられる。これらの、被害をみると鉄筋コンクリートラーメン橋脚においてもせん断損傷を避けねばりがある構造物を設計することが重要であることが理解される。

3. 実験方法

（1）実験供試体

荷重試験に用いた模型供試体は4体（Case1～Case4）である。模型供試体の断面は600mm×600mm、梁端部より荷重点までの長さは1,500mmであり、実物の鉄筋コンクリートラーメン橋脚梁部の約1/4を想定している。せん断支間比は2.5としており、一般的な鉄筋コンクリートラーメン供試体梁部のせん断支間比の調査結果に基づいて設定した。無補強供試体の一般図を、図-1に示す。本供試体は、軸方向鉄筋として、SD295A-D22を26本配置し、帯鉄筋はSD295A-D6を500mm間隔で配置した。主鉄筋量に対して帯鉄筋の配筋量を少なく配置させ、せん断破壊を先行させるよう設計を行った。なお、本無補強供試体については、約540kNの水平荷重を荷重させた場合にせん断破壊が生じることを別途確認³⁾を行っている。

図-1に示した無補強供試体に対して表-1に示す補強を行い、補強効果を検証した。Case1では、基本的な工法として補強鋼板(SPCC材、 $t=1.6\text{mm}$)を4面に巻立て、これの補強効果を基準として取り扱うこととした。なお、補強鋼板と無補強供試体との隙間は10mmには無収縮グラウトを充填した。Case2では、Case1と同じ板厚の補強鋼板(SPCC材、 $t=1.6\text{mm}$)を3面に巻き立てた。これは、梁上面には支承等が存在するため鋼板の取付け施工が困難であることを考慮したものである。本ケースにおいても無収縮グラウトにより隙間の充填を行ったが、交番荷重を行った場合容易に接着効果がなくなることを考慮し、無補強面側についてはアンカーボルトを用いて固定を行った。Case3では、Case1と同じ板厚の補強鋼板(SPCC材、 $t=1.6\text{mm}$)を2面に巻き立てた。Case3は、無補強面を2面にすることにより、Case2と比較してより施工性を向上させることを想定した補強工法である。本工法においても無収縮グラウトを用いて隙間の充填を行った。鋼板は、アンカーボルトにより鋼板の上下端を固定した。Case4では、Case3と同じく2

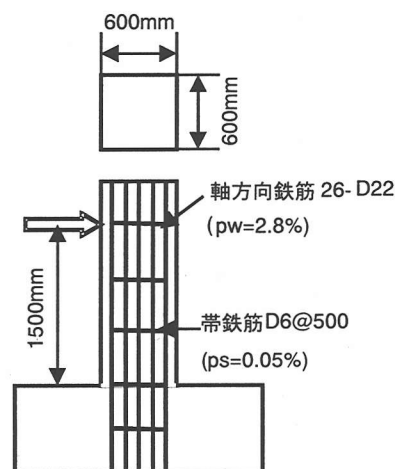


図-1 供試体配筋図

表-1 供試体諸元

	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
断面形状				
断面	600mm×600mm			
長さ	1500mm（加力点まで）			
主鉄筋	D22-SD295A($\rho_w=2.8\%$)			
帯鉄筋	D6-SD295A($\rho_s=0.051\%$)			
補強鋼板	t=1.6mm-SPCC, 4面	t=1.6mm-SPCC, 2面	t=1.6mm-SPCC, 2面	t=4.5mm-SS400, 2面(半高)
コンクリート強度	25.5N/mm ²	24.9N/mm ²	27.4N/mm ²	28.8N/mm ²
主鉄筋強度	$\sigma_y=377\text{N/mm}^2$			
	$\sigma_u=560\text{N/mm}^2$			
帯鉄筋強度	$\sigma_y=365\text{N/mm}^2$			
	$\sigma_u=558\text{N/mm}^2$			
補強鋼板強度	$\sigma_y=179\text{N/mm}^2$	$\sigma_y=178\text{N/mm}^2$	$\sigma_y=176\text{N/mm}^2$	$\sigma_y=321\text{N/mm}^2$
強度	$\sigma_u=305\text{N/mm}^2$	$\sigma_u=317\text{N/mm}^2$	$\sigma_u=311\text{N/mm}^2$	$\sigma_u=410\text{N/mm}^2$
アカボルト	-	M16	M16	M16

面に鋼板 (SS400 材) を巻立てたが、補強高さは断面高さの 50%とした。なお、本ケースでは鋼板厚は Case3 の約 3 倍の $t=4.5\text{mm}$ とした。これは、桁かかり長拡幅のために行っている縁端拡幅用の鋼製ブラケットを補強材として想定した補強工法である。

供試体のコンクリート強度、鉄筋強度、補強鋼板強度、およびその他の補強詳細について、表-1 にまとめて示した。

(2) 実験方法

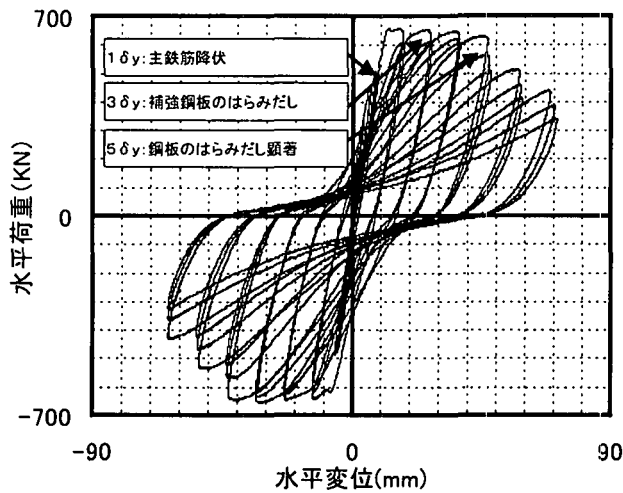
実験の目的は、せん断補強効果の確認を行うことにある。一般にせん断補強に関する実験は単調荷重状態にて行われる場合が多いが、地震力は交番して作用することから正負交番状態にて実験を行った。実験は、曲げ変形性能を検証するのと同じ実験プロトコルに従い実験を行った。すなわち、引張主鉄筋が初降伏する計算上の耐力（初降伏耐力）に対応する実験変位を初降伏変位と定義し、初降伏変位の整数倍変位を漸増させながら各荷重変位毎に 3 回ずつ一定振幅荷重した。なお、梁を想定する実験であることから軸力は荷重していない。なお、荷重基準変位となる初降伏変位については、予備荷重の結果に従い 10mm として設定した。なお、この基準変位は Case1~Case4 に共通させた。

4. 実験結果

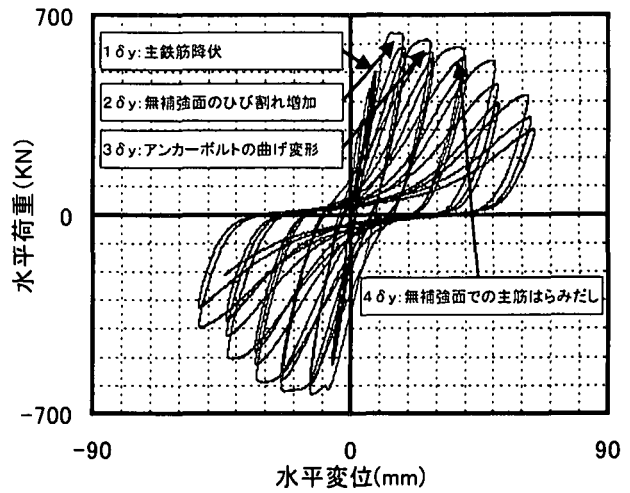
(1) 荷重-変位関係と損傷状況

各模型供試体の荷重点における水平荷重-水平変位関係を図-2 に示す。

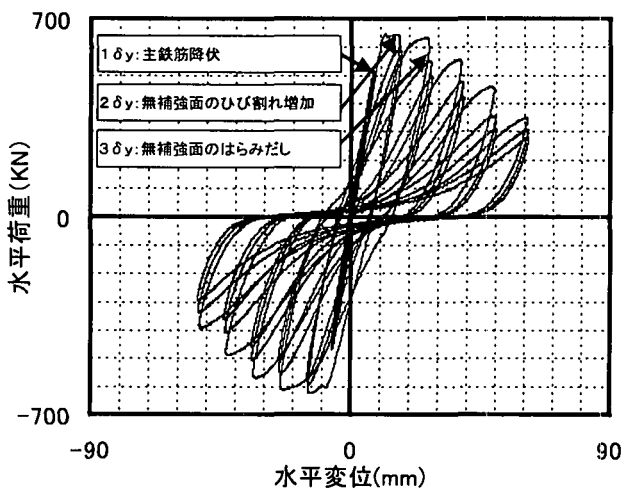
4 面に鋼板巻立てを行い補強を行った Case1 模型供試体では、次のような損傷の進展がみられた。2 δ_y 荷重時に梁端部にひび割れが生じ補強鋼板がわずかにはらみだした。3 δ_y 荷重時には梁端部のひび割れが全集に発生し、せん断抵抗面では梁中央部より梁端部にかけて鋼板がはらみだした。5 δ_y 荷重時にせん断抵抗面の梁端部で鋼板が大きく変形、充填モルタルが露出し、荷重繰返しとともに水平耐力が低下した。このように、せん断破壊から曲げ破壊へと損傷モードが移行し、本補強法によりせん断補強効果があることが確かめられた。



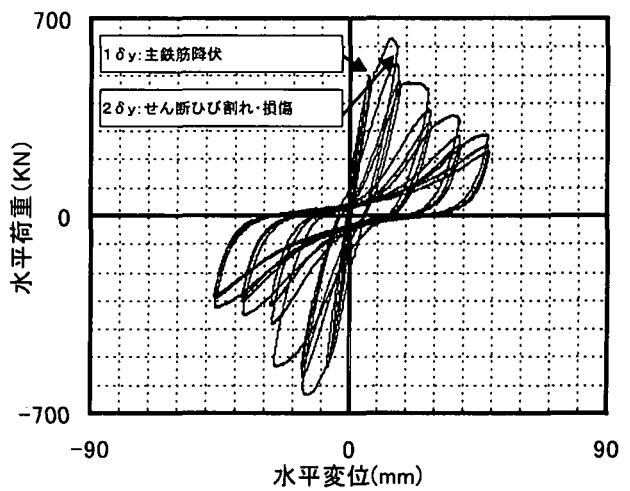
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

図-2 荷重-変位曲線

3面に鋼板巻立てを行った Case2 模型供試体では、次のような損傷の進展がみられた。2 δy 載荷時に梁端部にひび割れが生じ、3 δy 載荷時には無補強面に帯鉄筋と同方向のひび割れが増加し、補強鋼板を固定しているアンカーボルトの曲げ変形が生じた。4 δy 載荷時に端部かぶりコンクリートがはらみ出しが進行し、主鉄筋の付着破壊とみられる破壊が進行し、載荷繰返しとともに水平耐力が低下した。本供試体は Case1 と比較して最終的な破壊モードの違いや水平耐力の低下が生じる変位に差があるものの、せん断先行から曲げ損傷へと損傷モードが移行しており、せん断補強効果があることが確かめられる。

2面に鋼板巻立てを行った Case3 模型供試体では、以下のような損傷の進展がみられた。2 δy 載荷時に梁端部にひび割れが生じた。さらに 3 δy 載荷時に帯鉄筋と平行な方向と主鉄筋方向と平行な方向にひび割れが増加し、主鉄筋位置における付着破壊が進行し、載荷繰返しとともに水平耐力が低下した。本ケースにおいても、鋼板の補強によりせん断破壊は回避され、他の損傷モードへと移行していることがわかる。

2面に鋼板巻立てを行うが巻立て高さを断面の 1/2 とした Case4 では、せん断破壊を生じた。1 δy 載荷により曲げ降伏は経験したものの、2 δy 載荷時の第2波目載荷時に主として鋼板を巻き立てていない部分を中心としてせん断ひび割れが急激に進展しせん断破壊した。

以上のように、全てのケースにおいて、若干であっても鋼板巻立てや鋼板接着によりせん断耐力が増加したことがわかる。しかしながら、Case4 ではせん断破壊したため、本補強工法では鋼板による補強効果が他のケースと比較して小さいことが判明した。

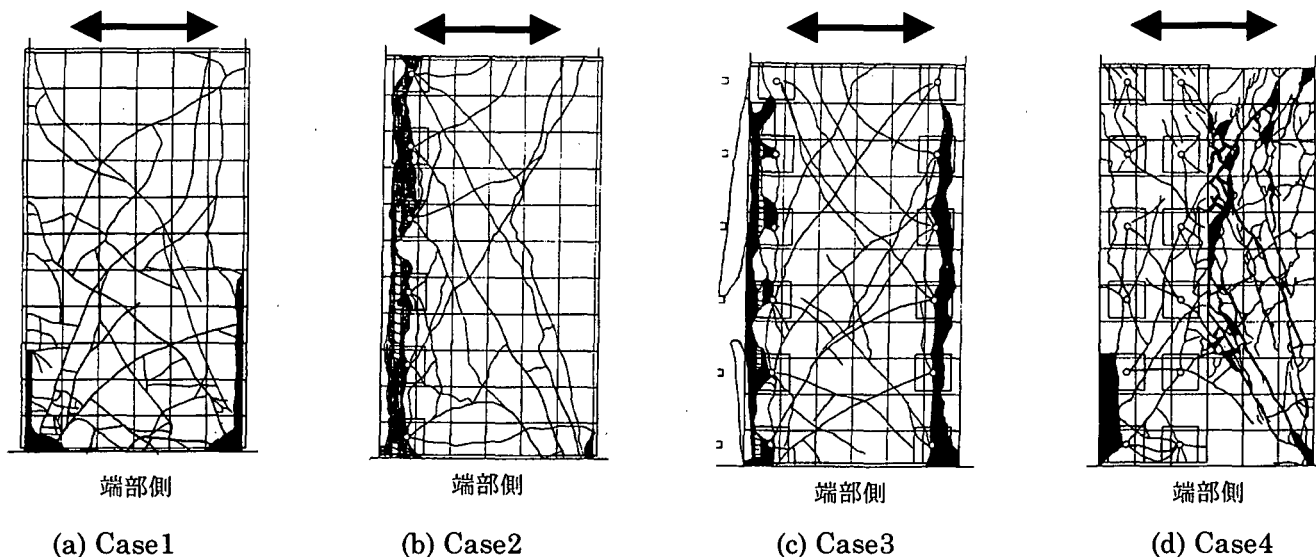


図-3 載荷終了時の供試体の損傷状況図（補強鋼板除去時）

(2) 最終損傷状況

図-3に、載荷終了時に供試体に生じた損傷状況を示す。なお、損傷状況図は全て補強鋼板を取り除いた後の状況を示す。

Case1では、主たる損傷は曲げにより生じたが、補強鋼板を取り除いた後、コンクリート表面に生じたひび割れを観察すると、せん断傾向のひび割れが生じていた。しかしながら、ひび割れ幅は非常に小さく、コンクリート骨材等のかみ合わせ効果などはまだ失われていないものと推察された。また、載荷時の変形モードを観察する限り、梁端部を中心とした回転が生じており、変形モードからもせん断的な損傷はみられなかった。したがって、鋼板を巻立てることにより効果的にせん断耐力の向上が行われたものと考えられる。

Case2では、付着破壊と思われる損傷が発生し、主鉄筋とコンクリート躯体との界面に損傷が生じた。コンクリート表面には、せん断傾向のひび割れが発生していたが、アンカーボルトおよび3面の鋼板で拘束されたコンクリート躯体部分に発生したひび割れは幅が狭く、コンクリート骨材等のかみ合わせ効果などはまだ失われていないものと推察された。したがって、その囲まれた部分のせん断抵抗は確保されているものと考えられる。

Case3においても、Case2と同様に付着破壊が主たる要因と思われる破壊が生じたが、アンカーボルトで囲まれたコンクリート躯体部分に発生したひび割れ幅は狭く、コンクリート躯体部分に生じたひび割れによりせん断破壊が進行した様子は見られない。

Case4では、せん断破壊により破壊を生じたが、主にせん断ひび割れが進展したのは鋼板で補強を行っていない無補強部分のコンクリート躯体に生じている。しかしながら、やはりアンカーボルトと鋼板とで囲まれた部分のせん断ひび割れ幅は狭く、囲まれたコンクリート部分のせん断抵抗機能は喪失していないものと考えられる。

以上の観察から、鋼板によりせん断補強を行う場合は、鋼板により囲まれたコンクリート部分がせん断に対して抵抗することが考えられる。すなわち、Case1のように鋼板を4面に巻立てた場合、コンクリートのせん断抵抗は断面高さ全てがせん断に対して寄与する。また、Case4のように鋼板を2面に巻立てるが、アンカーボルトの配置間隔が断面高さの1/3程度である場合は、補強鋼板と一体となってせん断に抵抗するコンクリート躯体部分はアンカーボルトと鋼板で拘束された部分のみが有効に作用するものと考えられる。

(3) 帯鉄筋と補強鋼板に生じたひずみ

図-4に、帯鉄筋および補強鋼板に生じたひずみを示す。ひずみは梁端部から500mm位置に位置する帯鉄筋で計測されたひずみ、およびその帯鉄筋に最も近い位置で計測された補強鋼板ひずみの最大値を用いた。

Case1の場合、 $3\delta y$ 荷重までは帯鉄筋および補強鋼板とも同じ傾向でひずみが増加しており、両者が一体となってせん断に抵抗していることがわかる。さらに $4\delta y$ 荷重時で降伏し、 $5\delta y$ 荷重時にはひずみが急増した。本供試体は、曲げによる終局を迎えているが、帯鉄筋や補強鋼板のひずみの増加傾向から判断して終局イベント発生時にはせん断変形も進行していることがわかる。供試体の終局時においても両者のひずみ増加傾向はほぼ同様の傾向を示しているが、補強鋼板が面外変形している影響も含まれている。

Case2の場合、 $2\delta y$ 荷重までは帯鉄筋および補強鋼板とも同様な傾向でひずみが増加しているが、繰返しによる荷重低下がみられた $4\delta y$ より以前の $3\delta y$ 時に帯鉄筋のひずみが急増している。Case3の場合は、Case2と同様の傾向を示しているが、 $3\delta y$ 時の帯鉄筋ひずみの増加はCase2と比較した場合大きい。帯鉄筋のひずみが増加する原因としては、主鉄筋の付着破壊との関連性があると考えられる。Case2とCase3で補強材に生じたひずみを比較した場合、Case3に発生したひずみはCase2と比較して少なく、 $2\delta y$ 荷重に至るまでのせん断力分担にも違いが認められる。これは、補強鋼板を主鉄筋を囲い込むように配置した場合とそうでない場合とにせん断抵抗メカニズムに差があるものと考えられる。Case4の場合、 $2\delta y$ 時にせん断破壊を生じているが、帯鉄筋に大きなひずみの増加が認められる。また、補強材のひずみはほとんど生じていないことがわかる。したがって、補強鋼板はせん断抵抗にはあまり寄与していないことがわかる。

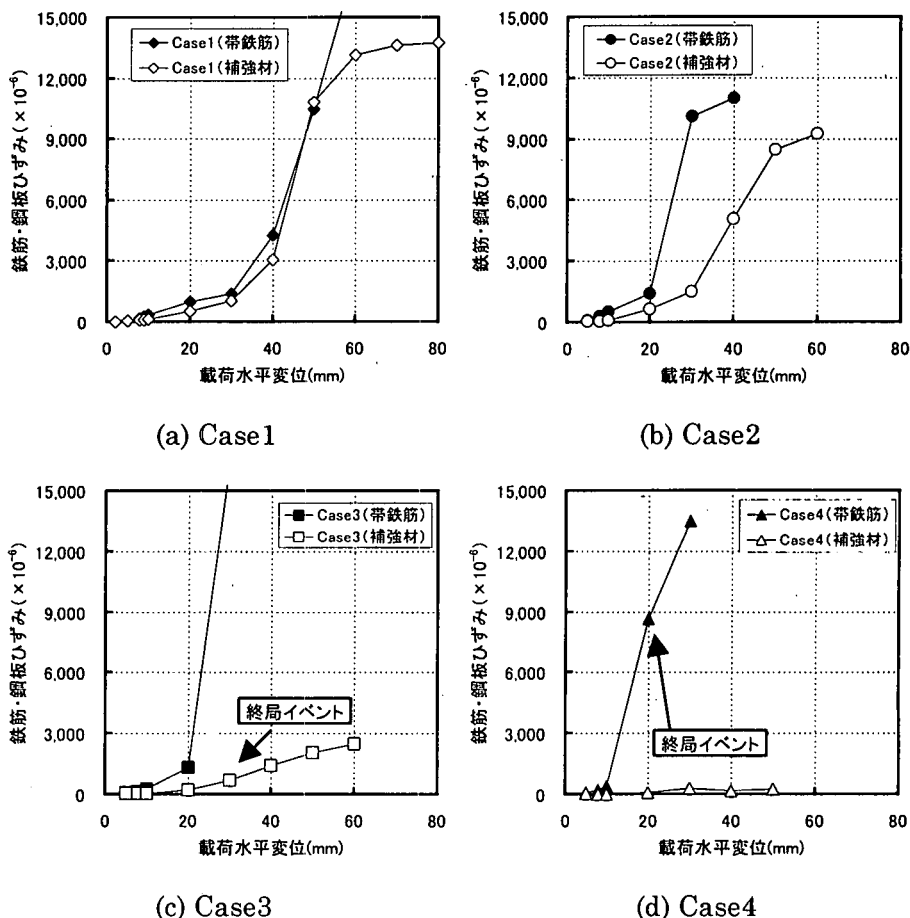


図-4 帯鉄筋および補強鋼板に生じたひずみ

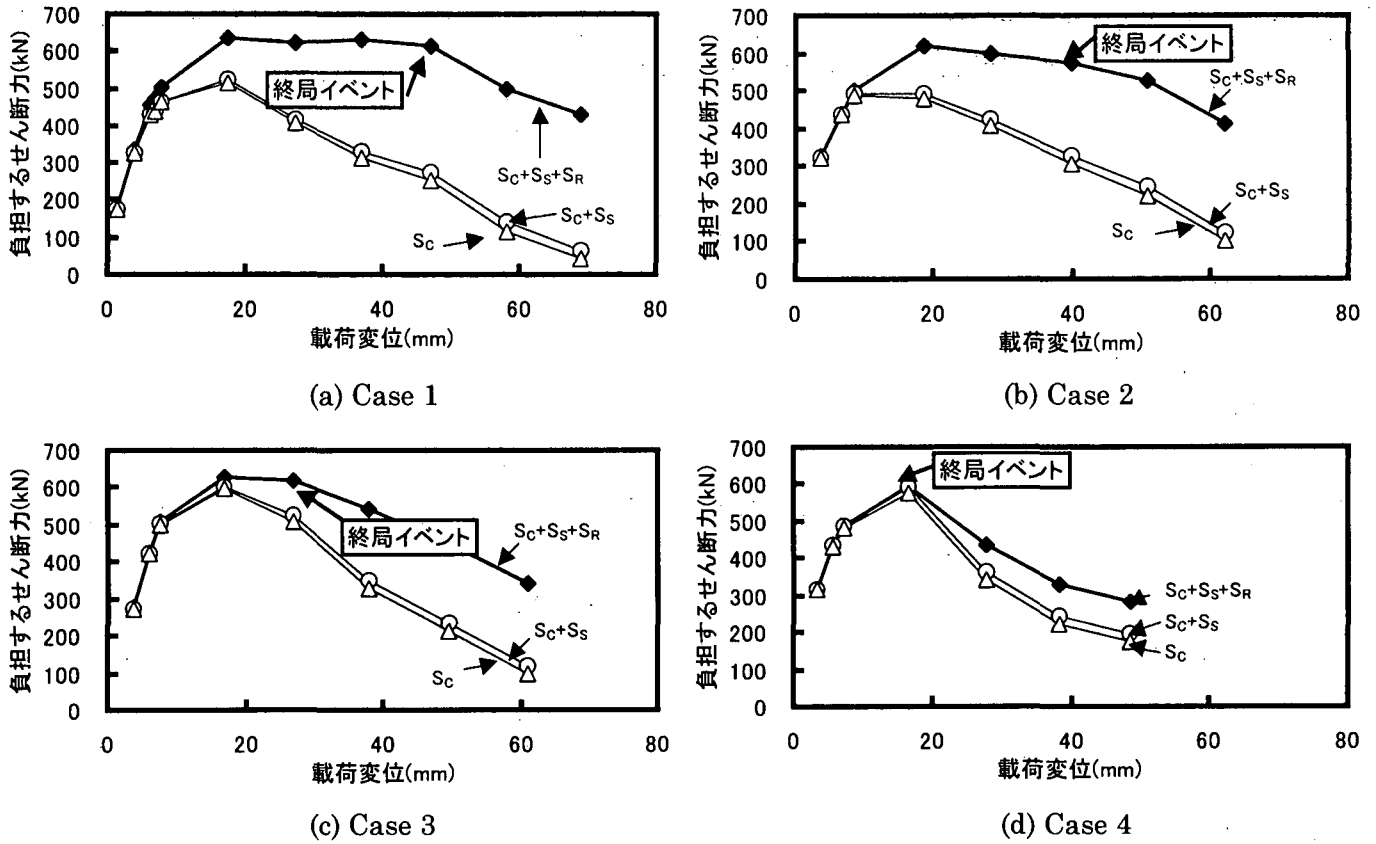


図-5 逆算分担せん断力と計算値との比較

(4) せん断耐力の分担

図-5には、各ケースにおける水平荷重－水平変位の崩落線を示す。また、各荷重時におけるコンクリート躯体、帯鉄筋、補強鋼板のせん断抵抗力の分担を示した。なお、各分担耐力は以下の算定式に基づいて、実ひずみに対応した S_R 、 S_S 、 S_C を算出した。なお、ひずみは梁端部から500mm位置に位置する帯鉄筋で計測されたひずみ、およびその帯鉄筋に最も近い位置で計測された補強鋼板ひずみの最大値を用いた。なお、図中には、繰返しにより水平荷重が低下した荷重変位を「終局イベント」として表示している。

$$S_R = \frac{A_s^R \cdot \sigma_s^R(\epsilon_s^R) \cdot d_R}{a} \quad (1)$$

$$S_S = \frac{A_s^I \cdot \sigma_s^I(\epsilon_s^I) \cdot d}{a} \quad (2)$$

$$S_C = P - S_S - S_R \quad (3)$$

ここに、 S_R ：補強鋼板によるせん断抵抗、 S_S ：帯鉄筋によるせん断抵抗、 S_C ：コンクリートによるせん断抵抗、 P ：水平荷重、 A_s^R ：補強鋼板の単位長さ a あたりの断面積、 $\sigma_s^R(\epsilon_s^R)$ ：発生ひずみが ϵ_s^R 時に鋼板に生じる引張り応力、 d_R ：補強鋼板の有効高さ（アンカーボルト間隔として算定）、 A_s^I ：帯鉄筋の断面積、 $\sigma_s^I(\epsilon_s^I)$ ：発生ひずみが ϵ_s^I 時に帯鉄筋に生じる応力、 d ：有効高さ、 a ：帯鉄筋配置間隔

Case1～Case4のいずれのケースにおいても荷重変位の増加とともに、コンクリートの分担するせん断抵抗力が減少していることがわかる。また、補強鋼板の分担耐力は、荷重変位の増加とともに分担割合が大きくなることがわかる。

補強鋼板によるせん断抵抗を比較した場合、Case1からCase4になるにつれてせん断抵抗の分担が少なくなっていることがわかる。一方、帯鉄筋は分担荷重としては小さいものの、Case1からCase4にかけてその

分担量に違いは認められず、一定してせん断力を負担していることがわかる。このように、コンクリート躯体内に存在する帯鉄筋と補強鋼板、および補強鋼板の取付け方法により、せん断抵抗の分担に違いがあることがわかる。

4. おわりに

R C ラーメン橋脚梁部の鋼板巻立て補強法における鋼板接着面数や面積の違いが補強効果に及ぼす影響について実験的検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- ①梁模型供試体に4面を鋼板巻立て補強した場合、適切な厚さの鋼板であればせん断耐力が向上しせん断補強が可能となる。
- ②梁模型供試体に、2面および3面補強を行う場合は、主鉄筋の付着破壊が発生するおそれがある。本供試体は、せん断補強鉄筋の配筋が極端に少ない実験事例であるため、実際に配筋されるせん断補強筋量を考慮しさらに検討を進める必要がある。
- ③巻き立て面数もしくはアンカー等定着方法の違いによりせん断補強効果が変化する。本実験では補強面数が少なくなるにつれ、鋼板面積が少なくなるにつれ補強鋼板が分担するせん断荷重が小さくなる傾向にあった。

今後、せん断耐力向上における鋼板巻立て工法の設計法の検討を行う。

参考文献

- 1) 寺山徹、運上茂樹、近藤益央：鉄筋コンクリートラーメン橋脚のはり柱節点部の動的耐力と変形性能、第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集、1998.1
- 2) 寺山徹、大塚久哲、長屋和宏、佐藤貴志、田崎賢治：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計、土木技術資料 Vol.39, No.2、1997.2
- 3) 寺山徹、運上茂樹、長屋和宏：炭素繊維シートにより補強されたR C ラーメン橋脚はり部材の正負交番載荷実験、第52回土木学会年次学術講演会論文集、1998.9