

高強度鉄筋を軸方向鉄筋に用いて補強した RC巻立て壁式橋脚の正負交番載荷実験

鬼木浩二¹・中尾尚史²・岡田太賀雄³・星隈順一⁴

¹正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 博(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 専門研究員 (同上)

³正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員 (同上)

⁴正会員 博(工) 前 (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 (同上)

1. はじめに

設計年次の古いRC壁式橋脚は、現行基準で設計された橋脚に比べて軸方向鉄筋量が少なく、地震時の慣性力が作用した際に曲げひび割れが分散しないため、少ない本数のひび割れに変形が集中して早い段階で鉄筋が破断するような損傷が懸念される。実際に1978年の宮城県沖地震では、低鉄筋比RC壁式橋脚の基部に損傷が生じた事例がある¹⁾。また、2011年東北地方太平洋沖地震でも、低鉄筋比RC壁式橋脚の段落し部において、水平ひび割れが1本だけ生じ、相応の大きさの残留ひび割れが確認された事例が報告されている²⁾。

このように設計年次の古いRC壁式橋脚は一般に軸方向鉄筋比が小さく、地震時保有水平耐力が小さくなっていることが多いため、地震時保有水平耐力を向上させる対策が検討されることが多い^{例え3)}。

一方、過密配筋の解消やフーチングへの削孔箇所数を減らし耐震補強工事における施工品質を向上させる観点から、RC巻立て補強への高強度鉄筋の適用が期待されている。壁式橋脚に対するRC巻立て補強に関しては、これまでも補強効果や変形能についての検証が行われているが^{3),4)}、これらは軸方向鉄筋にSD295を用いた場合であり、設計基準強度21N/mm²のフーチングに高強度鉄筋を定着させてRC巻立て補強した場合の補強効果について検証した研究は少ない⁵⁾。

本研究では、軸方向鉄筋比が小さいRC壁式橋脚に高強度鉄筋を軸方向鉄筋として用いてRC巻立て補強した場合の補強効果や変形能の評価手法を構築

していく一環として、模型供試体を用いた正負交番載荷試験を実施した。本稿では、破壊特性や損傷の進展状況について報告する。

2. 正負交番載荷実験の概要

(1) 実験供試体

図-1に供試体の配筋図を、表-1に供試体の構造諸元を示す。供試体は実橋脚を寸法比で1/4に縮小したサイズとし、断面寸法1800mm×600mm(縦横比3.0)の壁式橋脚で、壁式橋脚基部からの載荷点高さを2400mm(せん断スパン比4.0)とした。無補強供試体は設計年次の古い既設橋脚(支承条件:固定)を想定したものであり、当時の基準を踏まえて、レベル1地震動で耐震設計された降伏震度が0.18の橋脚とした。軸方向鉄筋はD10(SD295A)を30本配置し、軸方向鉄筋比を0.2%とした。帯鉄筋はD6(SD295A)を75mm間隔で配置し、帯鉄筋体積比は0.1%とした。橋脚及びフーチングのコンクリート設計基準強度は21N/mm²とした。

RC巻立て補強供試体(以降、補強供試体と呼称)は、その無補強供試体を製作後、RC巻立て工法にて補強を行った。RC巻立て補強においては、基礎への負担を軽減することに配慮し、橋脚に塑性変形能が発揮されることを想定して、目標耐力を降伏震度で0.56相当にまで向上させる補強量を設定した。その結果、巻立て補強の厚さは75mm、コンクリート設計基準強度を30N/mm²とした上で、軸方向鉄筋には高強度鉄筋のSD490を用い、軸方向鉄筋比0.37%とした。軸方向鉄筋にSD490を用いることに伴い、SD345を用いる場合と比較して、削孔箇所数を計算

上36箇所から26箇所にまで減らすことができた。なお、別途実施したSD490の群鉄筋を用いた引抜き試験⁶⁾及びSD490を用いたRC巻立て補強のアンカー定着特性試験⁵⁾の結果より、鉄筋の抜け出しが生じないようにするためには、定着ピッチを5.3d以上(d:軸方向鉄筋の直径)、定着長を30d以上とせば定着機能が確保できることが確認されている。そのため、RC巻立て補強供試体の軸方向鉄筋は、既設部の軸方向鉄筋ピッチを考慮して、定着ピッチを12d程度(156mm)、定着長を30d(390mm)とし、エポキシ樹脂を充填することによりフーチングに定着させた。帯鉄筋はD6(SD345)を50mm間隔で配置し、帯鉄筋体積比は0.14%とした。

表-2に供試体を使用したコンクリートの材料試験結果を、表-3に鉄筋の材料試験結果を示す。表内の数値は3試験体の試験結果の平均値である。

表-4に無補強時と補強時の地震時保有水平耐力を道路橋示方書⁷⁾に基づき算出した結果を示す。これより、補強することで、地震時保有水平耐力が3倍程度増加していることが確認できる。また、かぶりコンクリート厚を断面有効高に考慮して耐力計算を行っても、破壊形態は曲げ破壊型と評価される構造条件である。

(2) 載荷方法

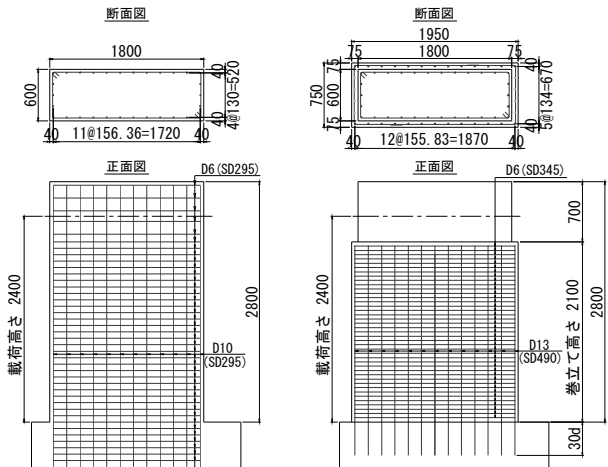
図-2に実験のセットアップ図を、写真-1にセットアップの状況を示す。供試体は橋脚軸線と実験施設の床面が平行になるように横向きに設置し、フーチングと固定ブロックを結合した上で、PC鋼棒により床面に固定した。

軸方向荷重は無補強供試体の橋脚基部における圧縮応力が 0.8N/mm^2 となるよう上部構造反力800kNおよび既設部の自重分64kNを加味した864kNの荷重を載荷する⁸⁾。本実験は、この無補強供試体の実験条件に合わせて、巻立て部の自重20kNをさらに負荷させ、合計884kNの荷重を与えた。

水平方向荷重は、図-3に示すように基準変位 δ_y の整数倍の水平変位を各載荷ステップにおいて、3回ずつ正負交番に繰返す漸増載荷とした。基準変位 δ_y は予備載荷より、軸方向鉄筋のひずみが降伏値に達した時点の水平変位8mmと設定した。なお、本実験では載荷装置や計測機器の動作確認を行うため、基準変位を与える前に小さな載荷変位を与える予備載荷を行った。

(3) 計測項目

主な計測項目は、載荷装置に内蔵のロードセルに



(a)無補強供試体(既設部) (b)RC巻立て補強供試体

図-1 供試体配筋図

表-1 供試体構造諸元

種別	項目	単位	無補強供試体(既設部)			RC巻立て補強供試体		
			実橋脚	供試体	比	実橋脚	供試体	比
寸法	断面寸法	mm	7200*2400	1800*600	4.0	7800*3000	1950*750	4.0
	巻立て厚	mm	—	—	—	300	75	4.0
	橋脚(載荷)高さ	mm	9600	2400	4.0	9600	2400	4.0
	せん断スパン比	—	4.0	4.0	1.0	3.2	3.2	1.0
軸方向鉄筋	種別	—	SD295	SD295	—	SD490	SD490	—
	軸方向鉄筋径	mm	D29	D10	—	D38	D13	—
	軸方向鉄筋間隔	mm	300	156.36	1.9	300	155.83	1.9
	軸方向鉄筋比	%	0.20	0.20	1.0	0.40	0.37	1.1
帯鉄筋	種別	—	SD295	SD295	—	SD345	SD345	—
	帯鉄筋径	mm	D16	D6	—	D16	D6	—
	帯鉄筋間隔	mm	300	75	4.0	150	50	3.0
	帯鉄筋有効長	mm	2100	1720	1.2	2700	1870	1.4
コンクリート設計基準強度	帯鉄筋体積比	%	0.13	0.10	1.3	0.20	0.14	1.4
	降伏強度	N/mm ²	21	21	1.0	30	30	1.0
	上部工反力	kN	9760	800	12.2	9760	800	12.2
	自重分	kN	4064	64	63.5	5384	84	64.1
作用軸力(基部)	作用軸力	kN	13824	864	16.0	15144	884	17.1
	単位面積あたり	N/mm ²	0.80	0.80	1.0	0.88	0.82	1.1
降伏震度(P _y /W)		—	—	0.18	—	—	0.56	—

表-2 コンクリート材料試験結果

項目	単位	無補強(既設)	RC巻立て補強
		柱部(フーチング)	巻立て部
材齢	日	43	23
実験時圧縮強度	N/mm ²	24.6	33.2
静弾性係数	kN/mm ²	28.0	30.0

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋径	鉄筋種別	降伏強度	弾性係数	引張強度	破断伸び	破断強度
		N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	%	kN
D6	SD295A	401.1	173.6	540.7	14.3	17.12
D10	SD295A	398.6	164.8	449.8	17.2	32.08
D6	SD345	439.9	181.0	574.6	14.8	18.20
D13	SD490	533.9	194.5	689.3	18.7	87.33

表-4 実験供試体の地震時保有水平耐力

項目		単位	無補強供試体(既設部)	RC巻立て補強供試体	比率(補強/無補強)
せん断耐力 P _s , P _{s0}	c _c =0.8	kN	337	780	2.3
	c _c =1.0	kN	389	862	2.2
地震時保有水平耐力 P _s	かぶり無視	kN	153	476	3.1
	かぶり考慮	kN	177	506	2.9
破壊形態		kN	曲げ破壊型	曲げ破壊型	—

よる荷重，載荷点位置における水平変位，橋脚基部付近の曲率，軸方向鉄筋および帯鉄筋ひずみであり，ひずみ計測については動ひずみアンプを用いて計測を行った．水平変位および水平荷重は載荷装置の押し側を正とした．また，各供試体の軸方向鉄筋，帯鉄筋の計測位置の橋脚基部からの高さを表-5に，各高さにおける断面内の計測位置を図-4に示す．

3. 正負交番載荷実験結果

(1) 荷重-変位関係と損傷の進展状況

図-5に水平荷重と水平変位の関係を，写真-2にRC巻立て部の損傷状況(P面)を示す．ここで，無補強供試体の荷重-変位関係は文献8)より引用した．

本補強供試体の正負交番載荷試験では， $2\delta_y$ の正側の載荷時に最大荷重515kNに達しており，無補強供試体の最大荷重200kNに対して2.6倍程度向上した．これは，圧縮側かぶりコンクリートを考慮して計算した最大耐力506kNと概ね一致する． $3\delta_y$ の載荷では耐力が概ね保持され，無補強供試体と同様，微細な水平方向ひび割れとともにRC巻立て基部のみ全周にひび割れが進展し，巻立て基部とフーチングの間に隙間が生じた(写真-2(a))． $4\delta_y \sim 6\delta_y$ の載荷時には，耐力が徐々に低下して，斜め方向や縦方向にもひび割れが増えたが，剥離・剥落の範囲は巻立て基部付近のみと変わらなかった(写真-2(b))．なお， $4\delta_y$ の載荷時に降伏耐力と同程度の耐力となった． $7\delta_y$ の載荷時には最初の鉄筋破断が生じ， $8\delta_y$ 以降で断続的に鉄筋が破断し，最終的に $9\delta_y$ で最大耐力から70%程度耐力が低下したところで載荷を終了した(写真-2(c))．

図-6に本補強供試体の $9\delta_y$ 載荷後の損傷状況を示す．巻立て基部から高さ100mm程度のごく僅かな範囲において，かぶりコンクリートの剥離・剥落等の損傷が見受けられるものの，高さ100mm～1000mm程度の範囲では，明らかな損傷はなく，微細なひび割れのみが確認された．写真-3に軸方向鉄筋の破断状況を示す．軸方向鉄筋は，はつり調査より，巻立て基部から高さ60mmの範囲(帯鉄筋間隔と同様な範囲)で座屈していたこと，P面側13本のうち3本，M面側13本のうち1本破断していることを確認した．M面側で破断までは至っていないが，座屈しているものも1本あった．その鉄筋破断位置はコンクリートが剥離・剥落していた位置と一致していた．

本補強供試体の破壊の進展状況は，軸方向鉄筋比が1%前後の一般的なRC橋脚の破壊特性と異なる結果であった．すなわち，一般的な破壊特性は，塑性ヒンジ領域に軸方向鉄筋の座屈によるはらみ出しや

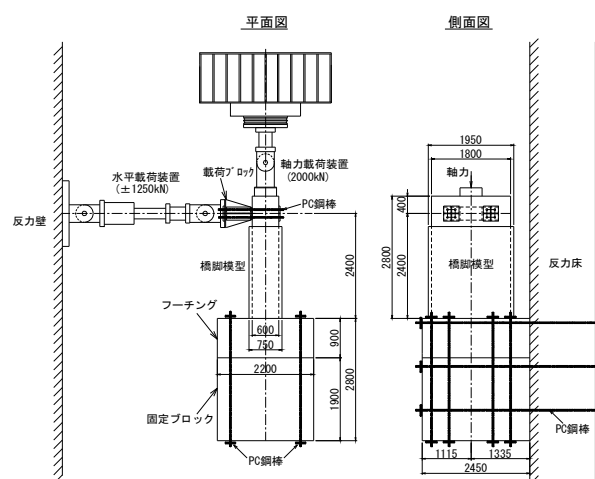


図-2 セットアップ図

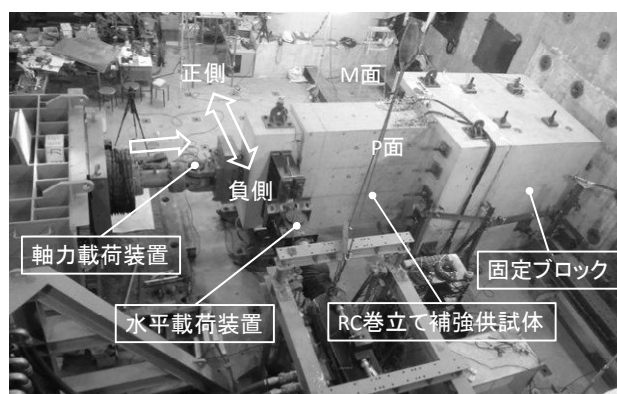


写真-1 セットアップ状況

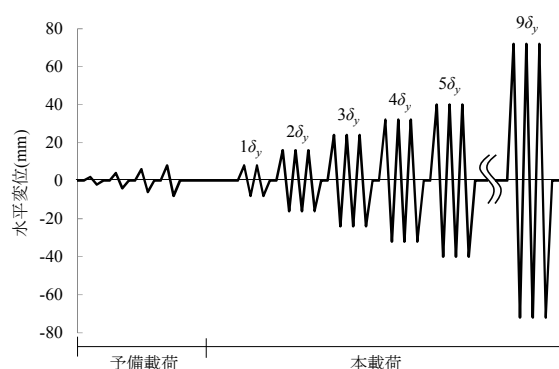


図-3 載荷ステップ

表-5 鉄筋ひずみ計測位置(高さ)

部位	対象鉄筋	橋脚基部からの設置高さ(mm)
既設部	軸方向鉄筋	-300, -150, 0, 150, 300
	帯鉄筋	75
RC巻立て部	軸方向鉄筋	-300, -200, -100, 0, 100, 200, 300, 400, 600, 800, 1200
	帯鉄筋	50, 100, 150, 200, 300, 400

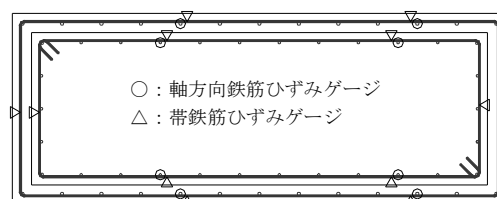


図-4 鉄筋ひずみ計測位置(断面)

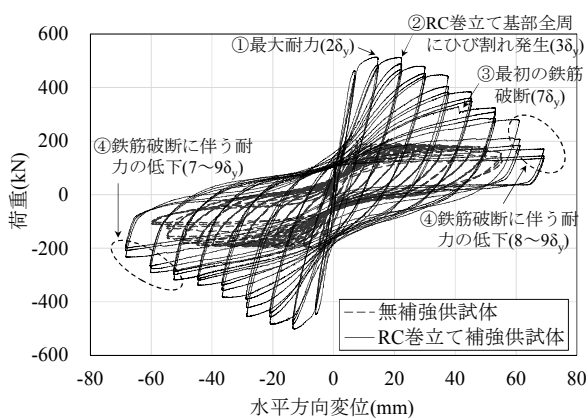
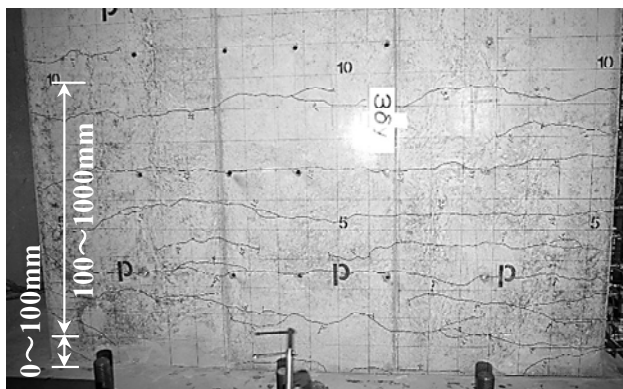
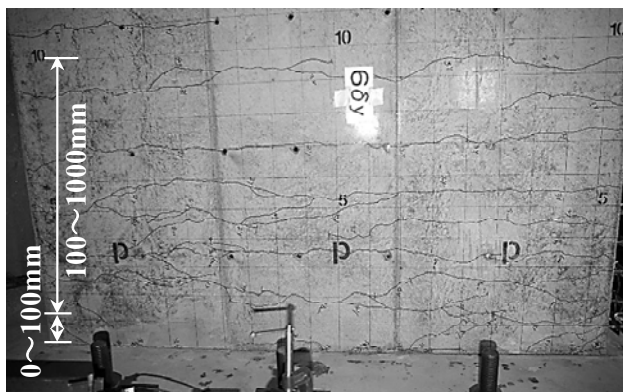


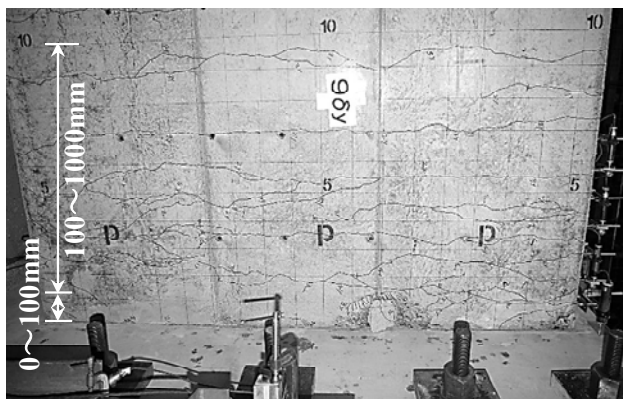
図-5 水平荷重-水平変位関係



(a)3δ_y 載荷終了後の損傷状況



(b)6δ_y 載荷終了後の損傷状況



(c)9δ_y 載荷終了後の損傷状況

写真-2 RC 巻立て部の損傷状況(P 面)

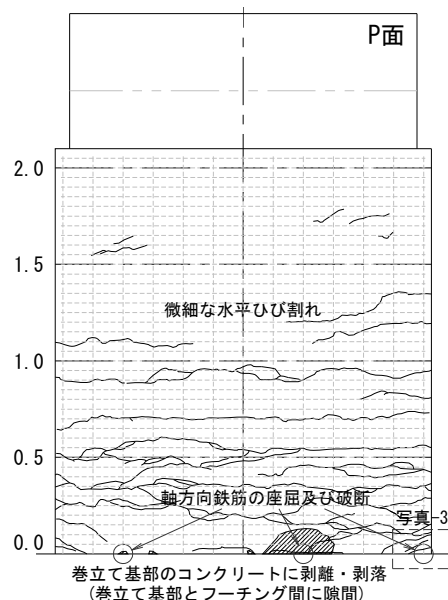


図-6 9δ_y 載荷終了後の損傷状況(P 面)

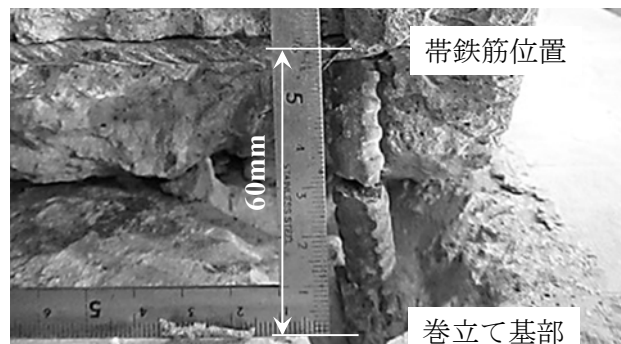


写真-3 軸方向鉄筋の破断状況(はつり調査)

コンクリートの剥離・剥落が生じることが報告されている⁹⁾が、本補強供試体では、道路橋示方書¹⁰⁾に基づく塑性ヒンジ長360mmと実際の損傷範囲(高さ0~100mmの範囲)は大きく異なっていた。また、鉄筋の破断した7δ_yより前に耐力が低下していることから、写真-3に示すように軸方向鉄筋の座屈は生じているものと考えられるが、かぶりコンクリートの剥落にまでは至っていない。これは、軸方向鉄筋比が0.37%と小さく、軸方向鉄筋が座屈しはらみ出そうとする力が巻立て部のかぶりコンクリートの抵抗に対して相対的に小さかったことが要因として考えられる。また、このような破壊特性は、鉄筋の破断に至る前に座屈が生じず、またそれまでは大きな耐力低下も生じないという低鉄筋比の無補強供試体とも異なる破壊性状である⁸⁾。

(2) エネルギー吸収量

図-7に各実験供試体における繰返し回数別のエネルギー吸収量の推移を示す。ここで、無補強供試体のエネルギー吸収量は文献⁸⁾より引用した。なお、エネルギー吸収量とは、図-5に示す水平荷重と水平

変位の履歴曲線面積の合計値である。

本補強供試体では、 $7\delta_y$ に相当する56mmの水平変位まではエネルギー吸収量が上昇し、 $8\delta_y$ に相当する64mmで低下した。载荷開始から $7\delta_y$ までは、1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度が概ね15%程度、2回目と3回目の低下度は10%程度に留まっていた。一方、 $8\delta_y$ における1回目と3回目のエネルギー吸収量の低下度は30%程度、2回目と3回目の低下度は20%程度と繰返しに対する挙動の安定性が低下したことがわかる。また、1回目と3回目の水平荷重の低下度は、 $7\delta_y$ まで概ね15%以内に留まっていたものの、 $8\delta_y$ は35%程度と大きくなった。これより、3回の繰返し载荷における水平荷重とエネルギー吸収量が安定して期待できる状態は $7\delta_y$ までと言える¹¹⁾。エネルギー吸収量と鉄筋破断発生との関係については、 $7\delta_y$ に最初の鉄筋破断は生じたが、1本だけであったため、エネルギー吸収量への影響は小さかったと考えられる。一方、 $8\delta_y$ 以降では4本の鉄筋が破断(うち1本は座屈)したため、エネルギー吸収量の低下が起こったものと考えられる。

図-5に示すように補強供試体では、32mm以降、水平耐力が低下しているが、エネルギー吸収量が安定して期待できる変位は56mmであった。一方、無補強供試体では図-7に示すように45mmであった。繰返し荷重に対しては、補強供試体においても無補強供試体と同程度の安定したエネルギー吸収量が期待できる結果である。

(3) 曲率分布

図-8に補強供試体の橋脚高さ方向の曲率分布を示す。曲率は、柱高さ方向に対して一定の計測区間長を設定し、その区間における圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍の鉛直方向の変形量を変位計により計測し、この計測値から、計測区間内の断面における平均曲率を算出した¹²⁾。なお、各基準変位 δ_y における曲率は、1回目の正側および負側载荷時の水平変位が最大となる時の値を示している。

補強供試体は、巻立て基部付近(橋脚基部から60mm)のみに大きな曲率が発生し、それより上の区間ではほとんど曲率は発生しなかった。これより、補強供試体は巻立て基部全周に発生したひび割れ部において、正負交番繰返し载荷することで、軸方向鉄筋の全引張降伏による伸び出しの発生後、引張縁はさらにひび割れ幅が拡がり、伸び出し量が増加していく一方、圧縮縁はその前までの载荷で生じたひび割れが閉じ、ロッキングのような挙動となっていたものと考えられる。

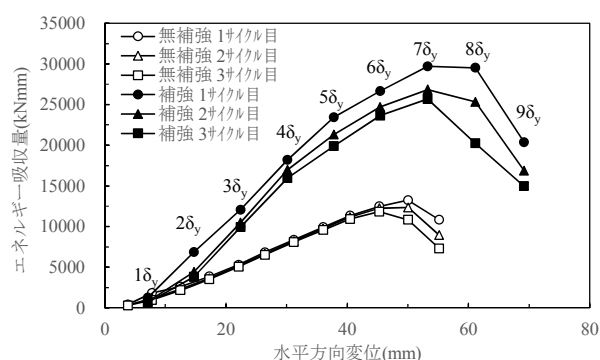


図-7 実験供試体のエネルギー吸収量

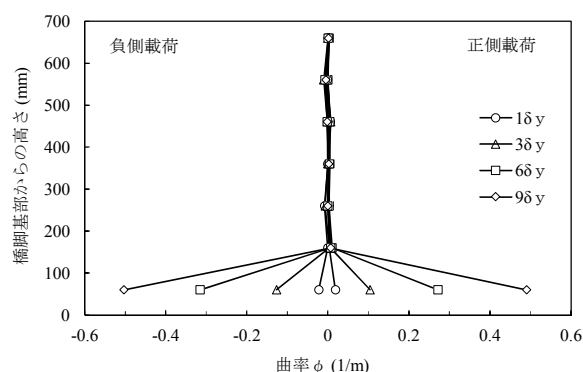


図-8 各基準変位における曲率分布

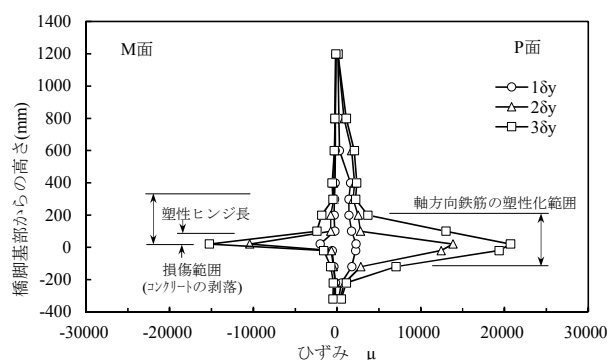


図-9 各基準変位における軸方向鉄筋のひずみ分布

(4) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-9に1~ $3\delta_y$ 時における軸方向鉄筋(SD490)の引張ひずみ分布を示す。なお、 $4\delta_y$ 以降はひずみゲージ又はリード線が損傷したことより示していない。 $2\delta_y$ の载荷で巻立て基部付近のみにひずみが集中的に生じており、 $3\delta_y$ の载荷でも軸方向鉄筋の塑性化範囲が広がっていないことが確認でき、かぶりコンクリートの損傷状況と一致している。これより、道路橋示方書¹⁰⁾に基づく塑性ヒンジ長と実際の損傷範囲が大きく異なっていることがわかる。また、図-5に示す最大荷重時に相当する荷重が生じた $3\delta_y$ 時においてもフーチング埋込み部先端のひずみは大きく変化しておらず、正負交番载荷の全プロセスにおいてアンカー部の定着機能が確保されていることも確認できる。

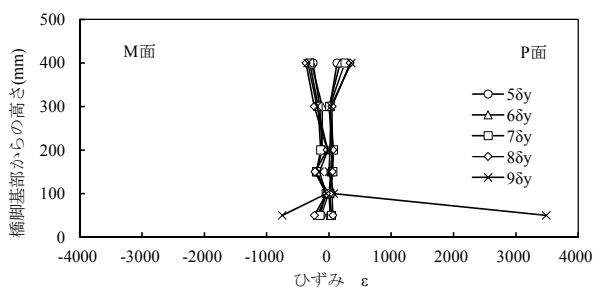


図-10 各基準変位における帯鉄筋のひずみ分布

(5) 帯鉄筋のひずみ分布

図-10に5～9 δ_y におけるRC巻立て部の帯鉄筋(SD345)のひずみ分布を示す。補強供試体の巻立て部では、8 δ_y までは、最大でも400 μ 以下に留まった。その後、9 δ_y 載荷時に巻立て基部P面において3500 μ 程度、M面において800 μ 程度のひずみに達した。

ここで、断面寸法□600mm×600mm、高さ2400mm、軸方向鉄筋比1.2%の供試体では、軸方向鉄筋の座屈が発生し、座屈の腹の位置の帯鉄筋に最大1000 μ 程度のひずみが発生したことが報告されている⁹⁾ことから、本補強供試体では、P面の巻立て基部において軸方向鉄筋がはらみ出す作用力に対して、帯鉄筋が寄与していたものと考えられる。軸方向鉄筋量が少ない場合、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力がかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さいため、軸方向鉄筋はほとんどはらみ出さないことが知られている⁸⁾が、本補強供試体(断面寸法□1950mm×750mm、高さ2400mm、軸方向鉄筋比0.37%)はその損傷過程とも異なるものであった。

4. まとめ

本稿では、軸方向鉄筋の本数を減らすために、高強度鉄筋を用いてRC巻立て補強(軸方向鉄筋比0.37%)を施したRC壁式橋脚を対象に正負交番載荷試験を行い、破壊特性及び損傷の進展状況について確認した。以下に得られた主な知見を示す。

- (1) 本補強供試体は、3 δ_y で巻立て基部全周にひび割れが入った後、正負交番載荷に伴い当該断面での残留ひび割れ幅が大きくなった。また、橋脚の挙動は基部を回転中心とするロッキング挙動となった。そして、4～6 δ_y でRC巻立て基部のごく僅かな範囲のみでかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しに伴い耐力が低下しており、7～9 δ_y で鉄筋が断続的に破断した。
- (2) 本補強供試体の破壊特性は、軸方向鉄筋のはらみ出しやかぶりコンクリートの剥落を伴う軸方向鉄筋比が1%前後の一般的なRC橋脚の破壊特性や、軸方向鉄筋のはらみ出しやかぶりコンクリートの剥落を伴わない軸方向鉄筋比0.2%前後

のRC壁式橋脚の破壊特性とも異なっており、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しは局所的に生じるものの、その損傷の範囲に大きな違いがあった。

- (3) 高強度鉄筋を用いて曲げ耐力補強を行った場合の最大耐力は、道路橋示方書⁷⁾による計算結果と同程度となったが、4 δ_y 以降、耐力は低下した。ただし、繰返し荷重に対するエネルギー吸収量は、無補強供試体と同程度に安定していることを確認した。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所報告第159号，1983.3.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第814号/土木研究所資料第4295号，2014.12.
- 3) 長屋和宏，大塚久哲，星隈順一：壁式RC橋脚の鉄筋コンクリート巻立て補強とその効果，土木学会第51回年次学術講演会，pp.552-553，1996.9.
- 4) 玉越隆史，白戸真大，星隈順一，堺淳一：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，国土技術政策総合研究所資料第700号/土木研究所資料第4244号，2012.11.
- 5) 末崎将司，篠原聖二，星隈順一：高強度鉄筋を用いたRC巻立て補強のアンカー定着に関する実験的検討，土木学会第70回年次学術講演会，pp.613-614，2015.9.
- 6) 井上崇雅，篠原聖二，星隈順一：RC巻立て耐震補強において既設フーチングに定着させるSD490群鉄筋の定着特性，第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.15-20，2015.7.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.3.
- 8) 篠原聖二，末崎将司，堺淳一，星隈順一：低鉄筋比RC壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・変形能の評価，構造工学論文集，Vol.61A，pp.265-272，2015.3.
- 9) 建設省土木研究所，日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書，土木研究所共同研究報告書，第234号，1999.10.
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.3.
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料，2015.3.
- 12) (独)土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法)，土木研究所資料第4023号，2006.8.