

低鉄筋比RC壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・変形能

篠原聖二¹・末崎将司²・堺淳一³・星隈順一⁴

¹正会員 修（工） （独）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
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

²正会員 修（工） （独）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（同上）

³正会員 博（工） （独）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） （独）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 壁式橋脚では、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 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⁾。

このような損傷形態ではひび割れ本数は少ないが、そのひび割れに変形が集中することから、地震応答時のひび割れ幅が大きくなるため、軸方向鉄筋が破断に至る可能性もある。一方、外観上は残留変位がほとんど生じず、少ない本数のひび割れが確認される程度であるため、地震後の点検時に軽微な損傷と判定されるケースもあると考えられる。

低鉄筋比の RC 部材の地震時の破壊特性の評価に関する研究については、これまでケーソン基礎を対象に行われた事例がある。鈴木ら³⁾は実ケーソン基礎の部分模型を製作し、曲げ変形能とせん断耐力に関する正負交番載荷試験を行い、終局に至る挙動とその解析的評価法に関する検討を行っている。その結果、終局モーメントがひび割れモーメントより小さくなるような低鉄筋比断面の場合、曲げひび割れ発生後のひび割れ分散が少なく、ひび割れ発生後、すぐに鉄筋降伏となったが、終局に至るまで大きな塑性変形能を有し、最終的にはコンクリートの圧壊

ではなく、鉄筋の破断により破壊に至ることが確認された。また、豊島ら⁴⁾は、低鉄筋比断面の既設ケーソン基礎の実態調査と傾向分析をもとに代表的な基礎形状や配筋諸元を設定し、大型模型載荷実験を行っている。橋軸方向載荷の結果、曲げひび割れが発生したときにケーソン部材として最大強度を発揮するような場合で、曲げモーメントが最大となる断面において水平ひび割れが生じるが、その後はこの位置を境界に直接基礎のようにロッキング挙動となることが示された。小森ら⁵⁾は、この実験供試体を



写真-1 橋脚基部の軸方向鉄筋の座屈¹⁾

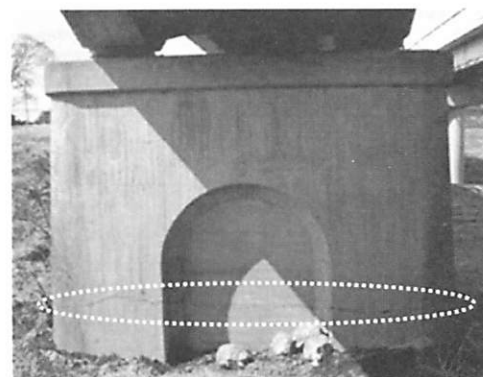


写真-2 段落し部全周に発生した曲げひび割れ²⁾

対象として、ファイバー解析による終局状態の評価手法を検討している。最大耐力は、塑性ヒンジ長の値に関わらず良く再現できるが、平成 14 年版の道示 V⁶⁾における終局状態である軸方向鉄筋の座屈時変位は、実験と一致せず、また鉄筋引張りずみも載荷サイクルが進むにつれ実験値と解析値で差が大きくなったことが示されている。

一方、低鉄筋比 RC 橋脚を対象とした地震時の破壊特性の評価に関しては、黄ら⁷⁾が RC 梁部材の供試体、RC 壁式供試体および実橋脚の破壊挙動を分布ひび割れモデルに基づく非線形有限要素法で解析的に評価している事例がある程度で、損傷を受けた橋脚の残存性能の評価に関する知見が十分でないのが現状である。

また、このような低鉄筋比の RC 壁式橋脚を耐震補強する場合には、RC 巻立て工法が採用されることが多いと考えられるが、設計結果によっては、補強部の軸方向鉄筋がフーチングに定着されない場合もある。補強部の軸方向鉄筋がフーチングに定着される場合には、一般には新設の RC 橋脚と同様の破壊メカニズムになると考えられるため、これまでに RC 巻立て工法に関する実験的な検討はほとんどないが、補強部の軸方向鉄筋がフーチングに定着されない場合には、軸方向鉄筋がかぶりコンクリート表面から相応の距離に位置することになるため、破壊メカニズムが一般の RC 橋脚とは異なる可能性があるが、こうした RC 巻立てされた橋脚に対する実験もほとんど実施されてない。

そこで本研究では、軸方向鉄筋比の小さい RC 壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・塑性変形能を評価すること、また、同橋脚に対して軸方向鉄筋を定着しない RC 巻立て補強した場合の補強効果を検証することを目的とし、模型供試体を用いた正負交番載荷試験を実施した。本稿ではその結果について報告する。

2. 実験条件

(1) 供試体

図-1 に供試体の配筋一般図を、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なるように設計した。供試体 No.1 は既設の低鉄筋比 RC 壁式橋脚を想定したものであり、軸方向鉄筋は D10 (SD295A) を 30 本配置した。軸方向鉄筋比は 0.2%となる。コンクリートの設計基準強度は 21N/mm²とし、軸方向鉄筋には SD295A を用いた。帯鉄筋は D6 (SD295A) を 75mm ピッチで配置した。帯鉄筋体積比は 0.1%となる。

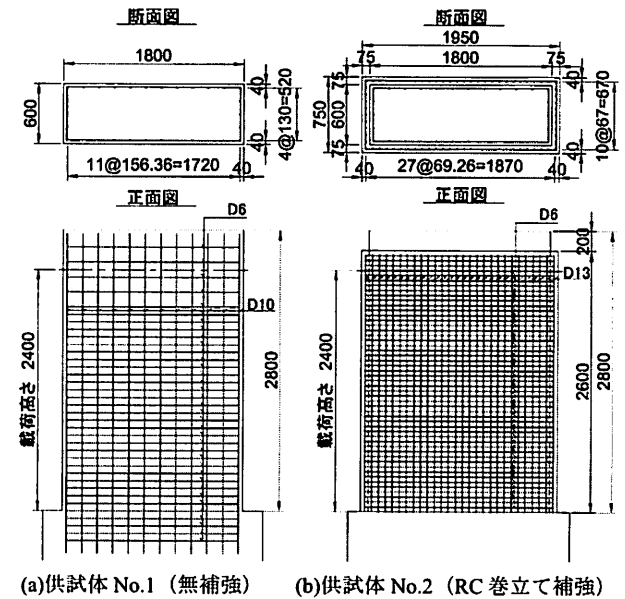


図-1 供試体配筋一般図

表-1 供試体構造諸元

種別	項目	単位	No.1 無補強			No.2 RC巻立て補強 ^{a)}		
			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
	せん断支間比	—	4.0	4.0	1.0	3.2	3.2	1.0
軸方向鉄筋	種別	—	SD295	SD295	—	SD345	SD345	—
	軸方向鉄筋径	mm	D29	D10	—	D38	D13	—
	軸方向鉄筋間隔	mm	300	156.36	1.9	150	69.26	2.2
	軸方向鉄筋比	%	0.20	0.20	1.0	0.83	0.79	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
コンクリート強度(No.2は巻立部)	帯鉄筋体積比	%	0.13	0.10	1.3	0.20	0.14	1.4
	コンクリート強度	N/mm ²	21	21	1.0	30	30	1.0
	作用軸力(基部)	N/mm ²	0.80	0.80	1.0	0.65	0.61	1.1
	作用軸力	kN	9760	864	11.3	9760	886	11.0

^{a)}RC巻立ての軸方向鉄筋はフーチングに定着しない。

表-2 コンクリート材料試験結果

項目	単位	No.1無補強		No.2 RC巻立て補強	
		柱部	巻立て部	柱部	巻立て部
材齢	日	35	41	33	33
実験時圧縮強度	N/mm ²	21.0	21.3	34.3	34.3
静弾性係数	kN/mm ²	26.7	26.2	29.4	29.4

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	380.4	182.9	547	16.3	17.33
D10	SD295A	391.5	182.8	522.5	16.4	37.27
D6	SD345	389.8	174.8	544.1	17.9	17.23
D13	SD345	384.4	185.2	547.1	18.4	69.32

表-4 各供試体の地震時保有水平耐力

かぶり	単位	供試体No.1 (無補強)	供試体No.2 (補強)
未考慮	kN	153	195
考慮	kN	177	221

供試体 No.2 としては、まず No.1 と同じ構造諸元の供試体を製作し、その後 RC 巻立て補強を行った。巻立て厚は 75mm、巻立てコンクリートの設計基準強度は 30N/mm²とし、巻立て部の軸方向鉄筋としては D13 (SD345) を 70 本配置したが、フーチング

には定着していない。巻立てコンクリートの打設前には、実際の施工と同様に、既設橋脚表面との付着を確保するためにチップングを施した。

表-2 に供試体に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。コンクリートの強度は設計基準強度と同程度であった。鉄筋については、SD295A の降伏強度が SD345 と同程度であった。

表-4 に各供試体の地震時保有水平耐力を文献 8) に基づき算出した結果を示す。一般的に断面有効高に考慮しない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たところ、供試体 No.2 において 221kN となり、供試体 No.1 の 177kN を 24%程度上回った。

(2) 載荷方法

図-2 に実験のセットアップ図を、写真-3 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

軸方向荷重は橋脚基部における圧縮応力が 0.8N/mm^2 となるように載荷した。なお、軸力載荷装置は、供試体の水平変位に追従することができる。

水平方向荷重は、図-3 に示すように基準変位 δ_0 の整数倍の水平変位を各載荷ステップにおいて、3 回繰り返す漸増載荷とした。基準変位 δ_0 は供試体 No.1 の予備載荷より、軸方向鉄筋のひずみが降伏値に達した時点の水平変位 5mm とし、No.1 と No.2 で同じ基準変位とした。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ている。

載荷高さは基部から 2400mm の高さとし、せん断スパン比は供試体 No.1 (断面高 600mm) で 4.0, No.2 (断面高 750mm, RC 巻立て含む) で 3.2 となる。

(3) 計測方法

主な計測項目は、載荷装置に内蔵のロードセルによる荷重、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。

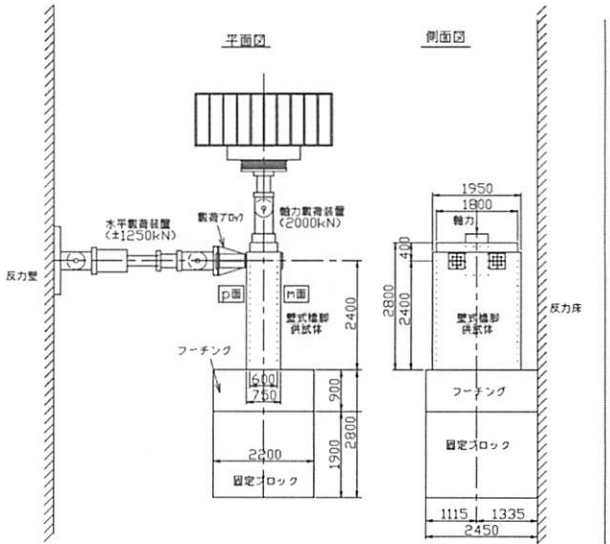


図-2 セットアップ図

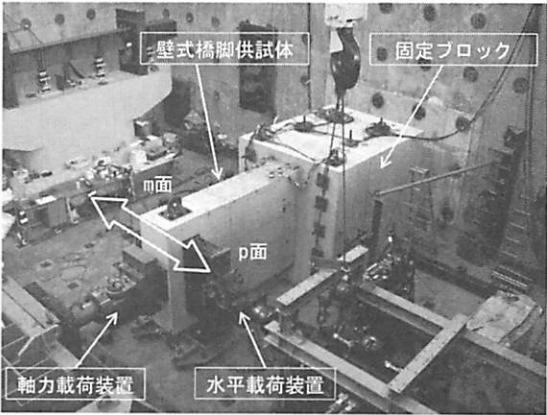


写真-3 セットアップ状況

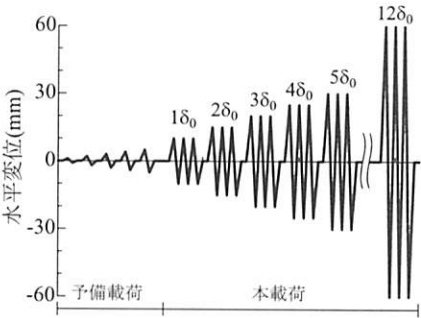


図-3 載荷ステップ

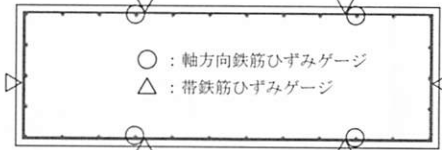
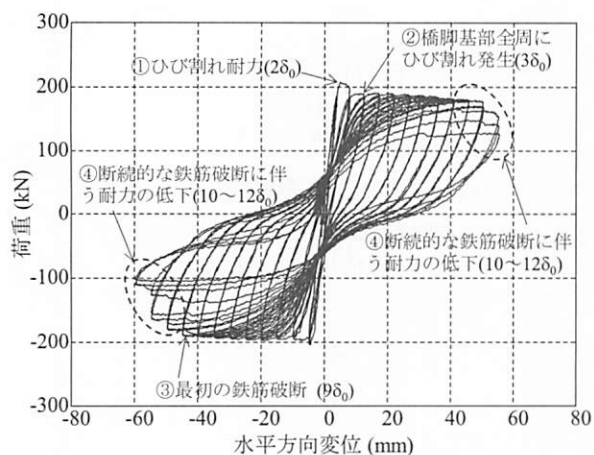


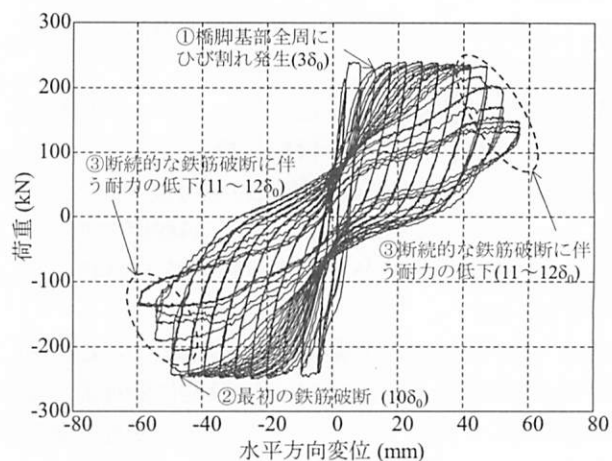
図-4 鉄筋ひずみ計測位置 (断面)

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)
橋脚躯体	軸方向鉄筋	-600, -400, -300, -200, -100, 0, 100, 200, 300, 400, 600, 800, 1200
	帯鉄筋	0, 75, 150, 225, 300
RC巻立て	帯鉄筋	0, 50, 100, 150, 200, 250, 300

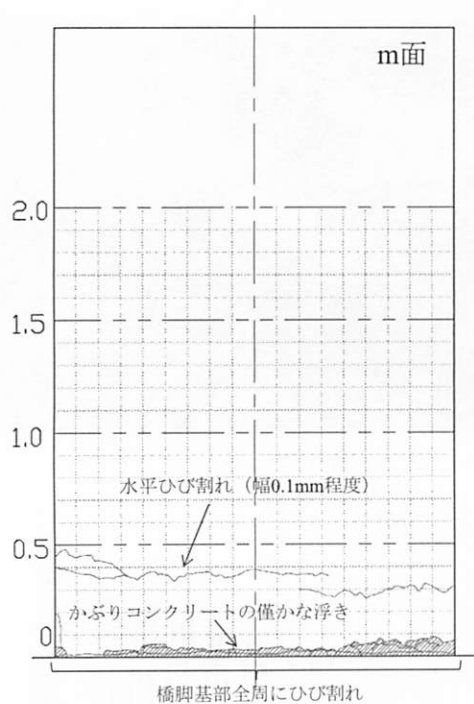


(a)供試体 No.1 (無補強)

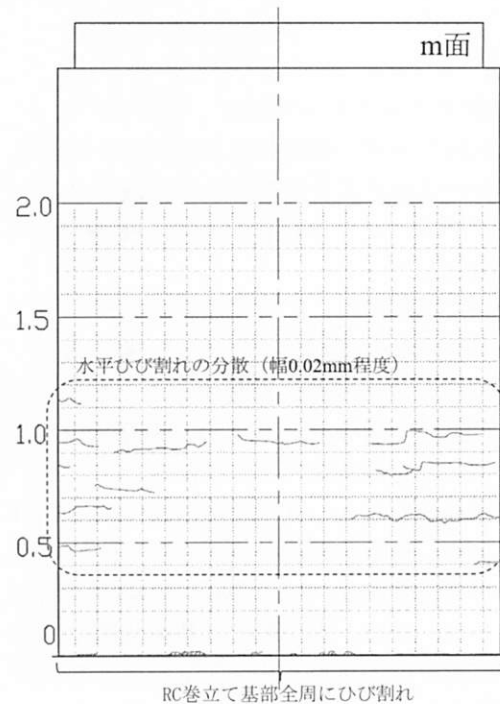


(b)供試体 No.2 (補強)

図-5 荷重—水平変位関係

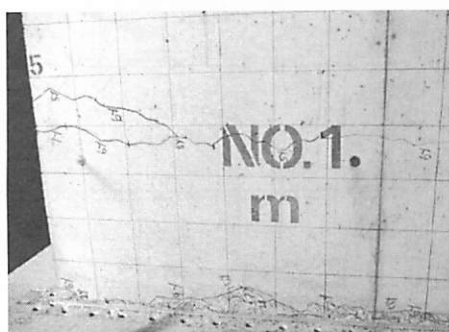


(a)供試体 No.1 (無補強)



(b)供試体 No.2 (補強)

図-6 振幅 $12\delta_0$ 載荷終了後の損傷状況



(a)供試体 No.1 (無補強)



(b)供試体 No.2 (補強)

写真-4 振幅 $12\delta_0$ 載荷終了後の橋脚基部の損傷状況

3. 実験結果

(1) 荷重－水平変位関係

図-5(a)に供試体 No.1（無補強）の水平荷重と載荷位置における変位関係を示す。2 δ_0 の正側の載荷時に最大荷重 208kN に達した後、3 δ_0 で橋脚基部全周にひび割れが進展し、190kN 程度に耐力が低下した。これはコンクリートのひび割れ耐力が降伏耐力を上回っていたためと考えられる。その後、正負交番載荷に伴い橋脚基部全周に発生したひび割れ部において、ロッキング挙動を繰り返しながら、8 δ_0 までは降伏耐力を保持していたが、9 δ_0 の 3 サイクル目の負側の載荷において、最初の鉄筋破断が発生し耐力が低下し始めた。10 δ_0 以降、鉄筋が断続的に破断し、12 δ_0 で最大耐力から 50%程度低下したところで載荷を終了した。

図-6(a)に供試体 No.1 の 12 δ_0 載荷終了後の損傷状況を、写真-4(a)に橋脚基部の損傷状況示す。

橋脚基部に高さ 0～50mm 程度の範囲でかぶりコンクリートの僅かな浮きや高さ 300～500mm の範囲に水平方向の 0.1mm 程度のひび割れが見受けられるものの、かぶりコンクリートの剥落といった明らかな損傷は認められなかった。図-7 に各基準変位における鉄筋破断本数を示す。最終的には、軸方向鉄筋は載荷中の破断音から全 30 本のうち 19 本程度が破断していると推定される。

図-5(b)に供試体 No.2（補強）の荷重－変位関係を示す。2 δ_0 で供試体 No.1 の降伏耐力を 26%程度上回る最大荷重 240kN に達した。これは表-4 で示したように、計算上においても 24%程度耐力が向上したことから、RC 巻立て厚分、断面有効高が大きくなったことが耐力の向上に寄与したと考えられる。供試体 No.1 同様、3 δ_0 で RC 巻立て基部全周にひび割れが進展し、その後、供試体 No.1 同様、正負交番載荷に伴い橋脚基部全周に発生したひび割れ部において、ロッキング挙動を繰り返しながら、9 δ_0 までは降伏耐力を保持していたが、10 δ_0 の 3 サイクル目の負側の載荷において、最初の鉄筋破断が発生し耐力が低下し始めた。10 δ_0 以降、鉄筋が断続的に破断し、供試体 No.1 と同じ 12 δ_0 で最大耐力から 50%程度低下したところで載荷を終了した。

図-6(b)に供試体 No.2 の 12 δ_0 載荷後の損傷状況を、写真-4(b)に橋脚基部の損傷状況示す。

3 δ_0 で全周にひび割れが進展した RC 巻立て基部より上の範囲については、高さ 400～1200mm の間に 0.02mm 程度の水平ひび割れの分散は認められたが、大きなひび割れは発生しなかった。橋脚基部については、全周にひび割れは生じているが、供試体 No.1

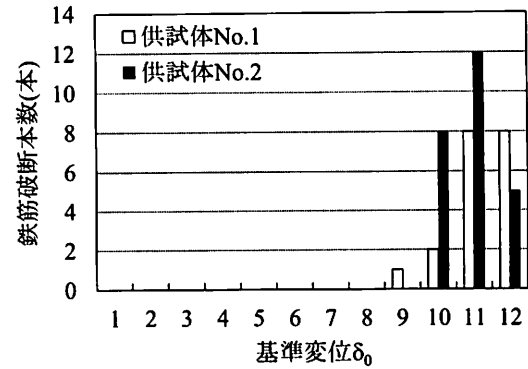


図-7 各基準変位における鉄筋破断本数

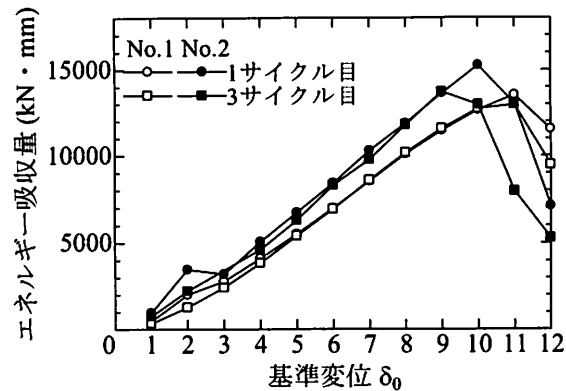


図-8 各基準変位におけるエネルギー吸収量

でみられたかぶりコンクリートの僅かな浮きすら発生しておらず、外観上の損傷はほとんど認められなかった。図-7 に示すように軸方向鉄筋は載荷中の破断音から全 30 本のうち 25 本程度が破断していると推定される。

(2) エネルギー吸収量

図-8 に No.1, No.2 供試体の各基準変位における 1 サイクル目と 3 サイクル目のエネルギー吸収量の推移を示す。

供試体 No.1（無補強）では、11 δ_0 まではエネルギー吸収量が上昇し、12 δ_0 で低下した。載荷開始から 10 δ_0 まで各基準変位における 1 サイクル目と 3 サイクル目のエネルギー吸収量に差はなかったが、11 δ_0 以降において 3 サイクル目のエネルギー吸収量が低下した。エネルギー吸収量と図-7 の鉄筋破断発生との関係については、9 δ_0 の 3 サイクル目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、11, 12 δ_0 では、8 本ずつ鉄筋が破断したため、エネルギー吸収量の低下が起こったと考えられる。

供試体 No.2（補強）では、9 δ_0 まではいずれのサイクルにおいても、供試体 No.1 を上回るエネルギー吸収量を示していたが、10 δ_0 の 3 サイクル目では供試体 No.1 と同程度までエネルギー吸収量が低

下した。その後、11, 12 δ_0 において1サイクル目のエネルギー吸収量が低下し、3サイクル目では1サイクル目よりもさらに低下した。エネルギー吸収量と鉄筋破断発生との関係については、最初に鉄筋破断が生じた10 δ_0 において、8本の鉄筋が破断し、1サイクル目に対して、3サイクル目のエネルギー吸収量が低下した。その後、11, 12 δ_0 において、それぞれ12本、5本の鉄筋が破断したため、エネルギー吸収量が急激に低下していったと考えられる。

(3) 曲率分布

図-9にNo.1, No.2供試体の橋脚高さ方向の曲率分布を示す。曲率は、文献9)の方法に従い、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。なお、各基準変位 δ_0 における曲率は、1サイクル目の正側載荷時および負側載荷時の水平変位が最大となる時の値を示している。

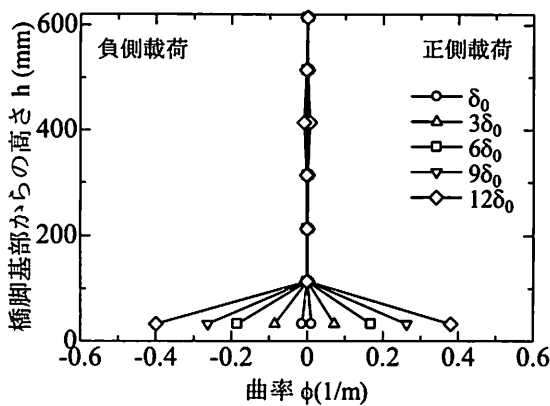
いずれの供試体も、橋脚基部区間（橋脚高さ0～60mm）のみに曲率が発生し、それより上の区間で

はほとんど曲率は発生しなかった。これより橋脚は基部全周に発生したひび割れ部において、浮き上がりと接触を繰り返すロッキング挙動をしていたものと考えられる。

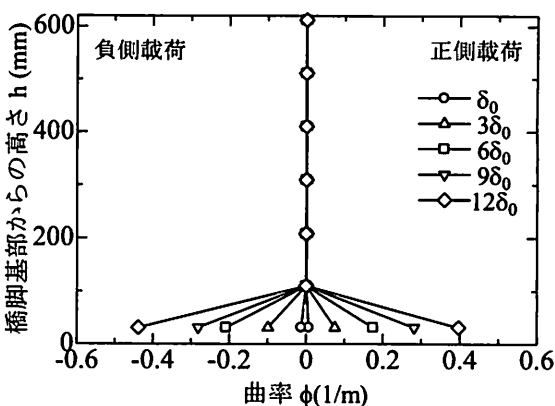
(4) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-10に供試体No.1, No.2の軸方向鉄筋の降伏から最初の鉄筋破断が生じる直前まで（2 δ_0 ～8 δ_0 ）の軸方向鉄筋の最大ひずみ分布の推移を示す。

供試体No.1では、2 δ_0 時に橋脚基部に20000 μ を超える大きなひずみが発生し、その後も増加した。また、水平変位が大きくなるのに従い、橋脚基部からの高さ300～600mmおよびフーチング内の-200～-400mmの範囲の鉄筋ひずみが大きくなり、橋脚基部から橋脚高さ方向およびフーチング内部に向けて鉄筋ひずみの分布領域も広がっている。図-6(a)には、高さ500mm付近にひび割れが生じたことを示したが、この位置と軸方向鉄筋のひずみが増加した位置（300～600mmの範囲）は概ね一致しており、このひずみの増加は表面ひび割れの影響だと考えられる。

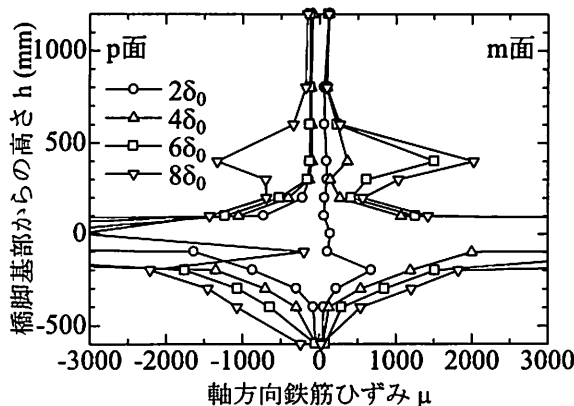


(a)供試体 No.1（無補強）

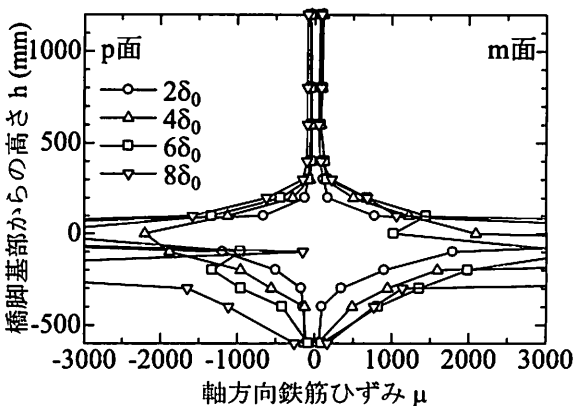


(b)供試体 No.2（補強）

図-9 各基準変位における曲率分布



(a)供試体 No.1（無補強）



(b)供試体 No.2（補強）

図-10 各基準変位における軸方向鉄筋の最大ひずみ分布

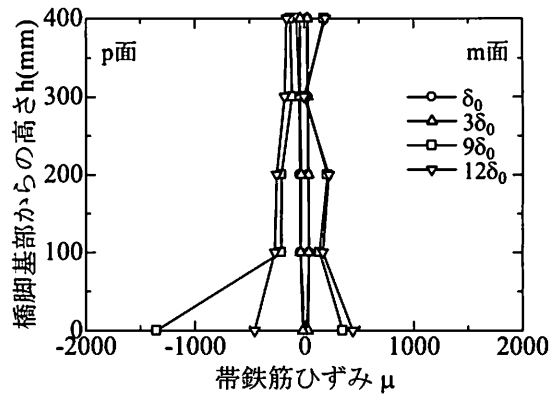
供試体 No.2 では、 $2\delta_0$ 時に橋脚基部に 8000μ を超える大きなひずみが発生し、その後も増加した。基準変位が大きくなるのに従い、 $-200\sim-400\text{mm}$ の範囲の鉄筋ひずみが大きくなり、供試体 No.1 同様に、橋脚基部からフーチング内部に向けて鉄筋ひずみの分布領域が広がった。供試体 No.2 においては、図-6(b)に示したように基部からの高さ $500\sim1000\text{mm}$ の範囲において微細なひび割れが生じたが、この範囲において軸方向鉄筋のひずみの増加は確認されなかった。これは、供試体 No.2 においては、 75mm の巻立て部に軸方向鉄筋と帯鉄筋が配置されているため、表面のひび割れが巻立て部のさらに内側に配置された軸方向鉄筋には及ばなかったためと考えられる。

(5) 帯鉄筋のひずみ分布

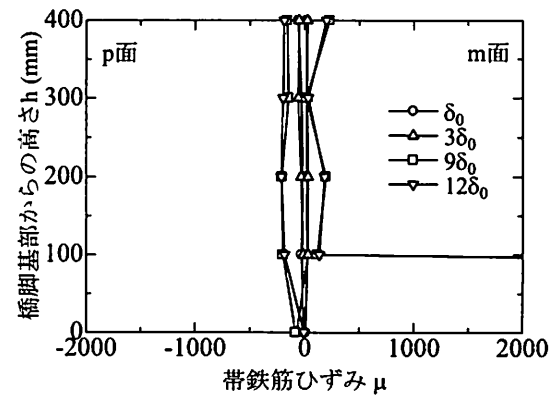
図-11 に No.1 供試体の柱部の帯鉄筋、No.2 供試体の柱部および RC 巻立て部の帯鉄筋における、橋脚高さ方向の最大ひずみ分布を示す。

供試体 No.1 の柱部では、 $3\delta_0$ までは、最大でも 100μ 以下に留まった。その後、荷重の進展につれて、ひずみは徐々に大きくなり、軸方向鉄筋がはじめて破断した $9\delta_0$ 時に橋脚基部 p 面において 1400μ 程度、m 面において 400μ 程度のひずみに達した。 $12\delta_0$ 時に、橋脚基部 p 面では 500μ 程度までひずみが減少し、m 面では 500μ 程度のひずみが発生した。

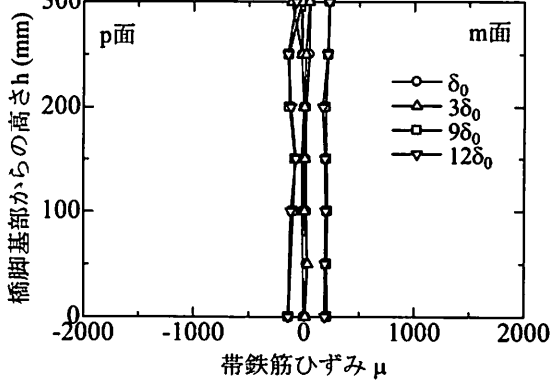
帯鉄筋の最大ひずみは、浮き上がりが生じた橋脚基部での値を除けば、最大でも 250μ 程度しか生じていない。文献 10) の S1 供試体（断面寸法 $600\text{mm}\times600\text{mm}$ ，高さ 2400mm ，軸方向鉄筋比 1.2%）では、軸方向鉄筋の座屈が発生し、座屈の腹の位置の帯鉄筋に最大 1000μ 程度のひずみが発生したことが報告されていることから、供試体 No.1 では、軸方向鉄筋のはらみ出す作用力に対しては、帯鉄筋がほとんど寄与していなかったと考えられる。軸方向鉄筋量が少ない場合、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力がかぶりコンクリートの抵抗力に対して相対的に小さいため、軸方向鉄筋はほとんどはらみ出さず、その結果、かぶりコンクリートは剥落せず、軸方向鉄筋が座屈することなく、最終的には軸方向鉄筋は、軸方向の繰り返しの引張力と圧縮力の作用により破断に至ったと考えられる。これはフーチングに定着された軸方向鉄筋量が橋脚断面積に対して 1%前後とした一般的な RC 橋脚における損傷進展過程、すなわち、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋がはらみ出し、その正負交番作用によって最終的には軸方向鉄筋が破断するという損傷過程とは異なるものである。



(a) 供試体 No.1 (柱部)



(b) 供試体 No.2 (柱部)



(c) 供試体 No.2 (RC 巻立て部)

図-11 各基準変位における帯鉄筋の最大ひずみ分布

その後、荷重の進展につれてひずみは徐々に大きくなるが、荷重の最終段階である $12\delta_0$ の荷重時にも m 面、p 面ともに最大でも 250μ 程度に留まっている。なお、m 面においては柱基部位置のひずみゲージは計測限界を超えるような値を示したが、他の計測値や損傷状況から考えても、このような大きなひずみが生じたとは考えにくく、これはひずみゲージ又はリード線が損傷したことによるものと考えられる。

供試体 No.2 の RC 巻立て部では、 $3\delta_0$ までは、ほとんどひずみは発生しなかった。その後、ひずみは徐々に大きくなり、 $12\delta_0$ では、高さ $0\sim300\text{mm}$ の範囲で、 250μ 程度のひずみが一様に発生した。

ひずみゲージの計測限界を超過した橋脚基部 m 面の測点を除き、供試体 No.1 に対して概ね小さいひずみの値を示した。これは、柱部の軸方向鉄筋がはらみ出す作用力に対して、RC 巻立て部のコンクリートおよび帯鉄筋も抵抗したため、柱部の帯鉄筋の負担が低減し、ひずみが小さくなったと考えられる。

供試体 No.2 では、RC 巻立て補強により拘束力は高まったはずであるが、供試体 No.1 の実験結果から明らかになったように、軸方向鉄筋量が少ない場合には、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力に対して、もともとのかぶりコンクリートでも十分に抵抗できたため、RC 巻立て補強の拘束効果による塑性変形能の向上はみられなかった。

4. 結論

本稿では、軸方向鉄筋比の小さい RC 壁式橋脚の地震時破壊特性と耐力・塑性変形能を把握すること、また、同橋脚に対して軸方向鉄筋を定着しない RC 巻立て補強した場合の補強効果を評価することを目的とし、模型供試体を用いた正負交番載荷試験を実施した。以下に得られた主な知見を示す。

- (1) 供試体 No.1 (無補強) は 38% で橋脚基部全周にひび割れが入った後、正負交番載荷に伴いひび割れ部において、浮き上がりと接触を繰り返すロッキング挙動となり、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈を伴うことなく、98% から鉄筋が断続的に破断し耐力が低下した。
- (2) 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、かぶりコンクリートは剥落せず、軸方向鉄筋が座屈することなく、軸方向の繰り返しの引張力と圧縮力の作用により破断に至ったと考えられる。これはフーチングに定着された軸方向鉄筋量が橋脚断面積に対して 1% 前後とした一般的な RC 橋脚における損傷進展過程、すなわち、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋がはらみ出し、その正負交番作用によって最終的には軸方向鉄筋が破断するという損傷過程とは異なるものである。
- (3) 軸方向鉄筋をフーチングへアンカー定着せずに RC 巻立てを施した供試体 No.2 は、有効断面高が大きくなることにより、補強前の供試体 No.1 に比べて保有水平耐力が向上した。また、その向上値は計算による推定値ともほぼ一致した。

- (4) RC 巻立て補強により拘束力は高まったはずであるが、供試体 No.1 の実験結果から明らかになったように、軸方向鉄筋量が少ない場合には、軸方向鉄筋がはらみ出そうとする力に対して、もともとのかぶりコンクリートでも十分に抵抗できたため、RC 巻立て補強の拘束効果による塑性変形能の向上はみられなかった。

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，pp.296-300，1983.3.
- 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土木施設災害調査速報，国土技術政策総合研究所資料第 646 号/土木研究所資料 4202 号，2011.7.
- 3) 鈴木直人，井上晋，青島行男，村上弘：低鉄筋比 RC 部材の終局挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.1489-1494，2000.
- 4) 豊島孝之，張広鋒，谷本俊輔，白戸真大，中谷昌一，大石雅彦，小滝勝美：大型模型載荷実験による既設ケーソン基礎の耐震性能評価，第 13 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.267-274，2010.2.
- 5) 小森暢行，堺淳一，星隈順一：低鉄筋既設ケーソン基礎の耐力・変形能評価におけるファイバー解析の適用性，土木学会全国大会第 65 回年次学術講演会，pp.678-679，2010.9.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3.
- 7) 黄玲，彦坂熙，杣辰雄，兼年俊吉：低鉄筋比 RC 橋脚の水平耐力と破壊挙動の FEM 解析，土木学会西部支部研究発表会，I-5，pp.10-11，1998.3.
- 8) 国土技術政策総合研究所資料，土木研究所資料：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 4244 号，2012.11.
- 9) 独立行政法人土木研究所：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.
- 10) 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，整理番号第 234 号，1999.10.