

高強度コンクリート及び高強度鉄筋を用いたRC橋脚の耐震性

Seismic Performance of Reinforced-Concrete Bridge-Columns with High-Strength Reinforcing Bars and Concrete

宮路健太郎*, 中澤宣貴*, 川島一彦**, 渡邊学歩***

Kentaro Miyaji, Nobutaka Nakazawa, Kazuhiko Kawashima, Gakuho Watanabe

* 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

*** 工修 東京工業大学助手 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

This paper presents an effect of high-strength concrete and high-strength reinforcements on the seismic performance of RC bridge columns. Five square columns were loaded in the unilateral and bilateral directions under a constant vertical load. It was found from the test that the overall hysteretic behavior of the columns with the high-strength concrete is similar to that of the column with the normal-strength concrete. The use of high-strength bars did not result in any deterioration of the displacement ductility capacity. The bilateral loading results in deterioration of both flexural strength and ductility capacity. The fiber element analysis provides a good estimate for the columns with the normal-strength reinforcements, however the accuracy was poor for the columns with the high-strength reinforcements.

Key Words: bridges, seismic design, high-strength concrete, high-strength reinforcements

キーワード: 橋, 耐震設計, 高強度コンクリート, 高強度鉄筋

1. はじめに

現在, 上部構造には強度50MPa程度の高強度コンクリートがごく普通に使用されているが, 橋脚には強度24MPa程度のコンクリートと295MPa程度の鉄筋を使用する場合がほとんどである。これは, 施工費の制約の他, 橋脚の剛性を確保するためにはある程度の断面が必要であり, そのため高強度コンクリートや高強度鉄筋の使用は不要という考え方によるものである。しかし, 高強度コンクリート及び高強度鉄筋を有効に橋脚に用いれば, 強度の増加だけでなく, 断面の減少とそれに伴う慣性力の減少により, 耐震性能の向上に資することができると期待される。

建築分野では, 高層建物の建設を目指して, 1980年代から高強度コンクリート, 高強度鉄筋を用いたはりや柱・はり接合部, 柱等のせん断耐力, 曲げ耐力, じん性等に関する研究が行われてきている¹⁾²⁾³⁾。しかしながら, これらの研究では, 軸方向鉄筋や帯鉄筋比が高く, そのままでは橋脚に適用することはできない。

また, 現在の耐震設計では水平1方向ずつに地震力を作用させているが, 本来の地震力は水平2方向に同時に作用する。高強度コンクリート及び高強度鉄筋を用いた場合についても2方向水平力同時作用の影響を検討することが求

められる。

本文は, RC橋脚に高強度コンクリート及び高強度鉄筋を採用した場合の耐震性およびこれに及ぼす水平2方向同時載荷の影響を模型橋脚に対するくり返し載荷実験によって検討した結果を報告するものである。

2. 実験供試体および載荷方法

くり返し載荷実験には, 表-1及び図-1に示す5体の供試体を用いた。いずれも400mm x 400mmの正方形断面を有するRC単柱式橋脚である。基部から水平力作用点までの有効高さは1350mm, せん断支間比は3.75である。これらの供試体は, もともと, 2方向地震力の作用を研究するため, コンクリート強度を25MPa, 軸方向鉄筋をD13 (SD295A), 橋脚1基あたりの上部構造重量を160kN (橋脚基部の応力=1MPa), 固有周期を1秒, 地盤種別をII種と想定し, 模型橋脚を小さな実橋脚と見なして, 1996年道路橋示方書に従い, 地震時保有耐力法で設計したものである⁴⁾。このようにして定めた断面と鉄筋配置をそのままにして, 今回の研究では, コンクリートを高強度コンクリート, 軸方向鉄筋を高強度鉄筋に置き直した。高強度コンクリートや高強度鉄筋を見込んで設計したわけではないため, 後述するよう

表-1 実験供試体と載荷法

供試体	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5
軸方向鉄筋	普通 SD295A	高強度 SD685			
コンクリート強度(MPa)	72.1	71.2	72.5	72.5	72.5
載荷方法	1方向載荷	矩形	円形	楕円	楕円

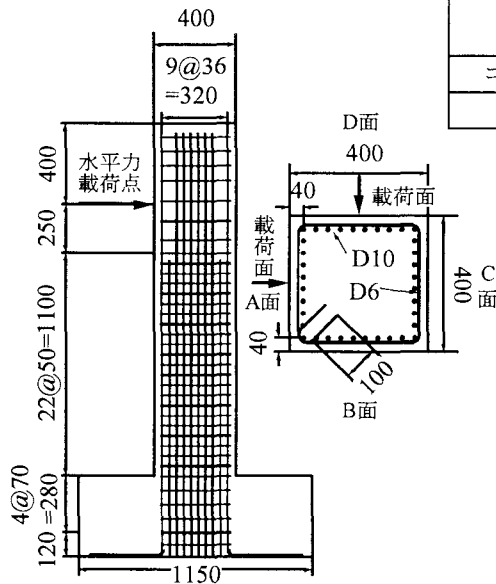


図-1 実験供試体

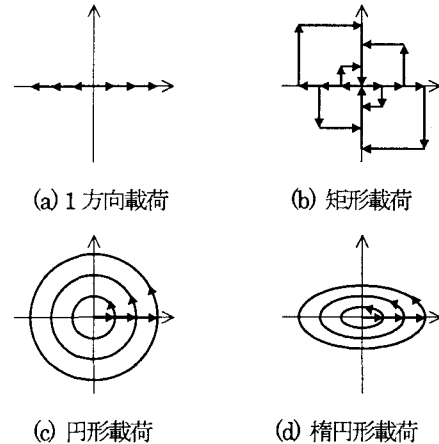


図-2 水平2成分の載荷履歴

に、曲げ耐力とせん断耐力のバランスが崩れており、せん断破壊寸前までいった模型もある。

コンクリートには、最大粒径20mmの粗骨材を用い、水セメント比を約24%とした。混和剤としてシリカヒュームを用いた。スランプフローは600mmを目標とした。強度としては、90MPaを目標としたが、実際にはこれよりも多少低く、70～80MPaとなった。

軸方向鉄筋としては、P-1では普通強度鉄筋を、また、P-2～P-5では高強度鉄筋を用いた。普通強度鉄筋としてはSD295A、高強度鉄筋としては新日本製鐵製のSD685を用いた。ミルシートによれば、SD685は破断強度828MPa、破断ひずみ16%を持つ。軸方向鉄筋径はいずれもD10であり、軸方向鉄筋比は1.6%である。これに対して、帯鉄筋としては、いずれの供試体にもD6(SD295A)を50mm間隔に配置した。道路橋示方書の定義に基づく帯鉄筋体積比 ρ_s は0.79%である。高強度鉄筋を用いる場合にはそれなりの最適断面設計があるが、ここでは最初の検討であることから、鉄筋比や帯鉄筋比は普通強度鉄筋を用いた場合と同一とした。軸力は400kN一定にした。これによる橋脚の軸方向応力は2.5MPaとなる。

くり返し載荷には、東京工業大学耐震実験施設の3台の動的アクチュエータを用いた。載荷履歴は図-2に示すとおりであり、1方向載荷の他、矩形、円形及び楕円形載荷とした⁴⁾。ここで、楕円形載荷では1方の載荷変位に対して他方の載荷変位を50%にしている。載荷変位はドリフト0.5% (=6.75mm) を基準にし、その整数倍で順次変位を増加させていった。同一変位によるくり返しは3回とした。実験では、軸方向鉄筋を普通強度鉄筋にした場合と高強度鉄筋

とした場合の違い、1方向載荷と2方向載荷との違いに着目して、橋脚の損傷状況、水平力～水平変位関係を検討した。

3. 高強度鉄筋の効果

1方向載荷において、高強度鉄筋を用いた場合の影響を検討するため、普通強度鉄筋を用いた橋脚模型(P-1)と高強度鉄筋を用いた橋脚(P-2)に対する実験を行なった。載荷に伴う損傷の進展は、図-3に示すとおりである。普通強度鉄筋を用いた場合(P-1)には典型的な曲げ破壊先行型の損傷であり、曲げ水平クラックから、塑性ヒンジ区間におけるコンクリートの圧縮破壊に伴うかぶりおよびコアコンクリートの剥離、剥落へと損傷が進んでいく。

これに対して、高強度鉄筋を用いた場合(P-2)には、普通強度鉄筋を用いた場合よりも曲げ耐力が上がるため、ドリフト2%程度までは曲げ水平クラックしか生じないが、その後、載荷方向に平行な面においてせん断クラックが生じ始める。ドリフト3%になるとせん断クラックがかなり進み、せん断変形が目視できる程度になった。しかし、最終的には、せん断破壊せず、曲げ破壊した。

これを水平力～水平変位の履歴曲線で比較すると、図-4のようになる。また、表-2は最大曲げ耐力及び終局変位を比較した結果である。ここで、終局変位とは、降伏後安定した復元力が曲げ耐力から20%程度以上低下し始める時のドリフトと定義している。これによれば、普通強度鉄筋を用いた場合(P-1)には、1%ドリフト付近になると曲げ耐力は正負の平均値で189.7kNと安定し、その後、4.5%ドリフトから曲げ耐力が低下し始めるまで、ほぼ曲げ耐力は

表-2 最大耐力，終局変位に対する高強度鉄筋の効果

軸方向鉄筋	最大耐力(kN)			終局変位 (ドリフト)		
	＋側	－側	平均	＋側	－側	平均
普通強度 (P-1)	180.9	198.5	189.7	4.5	4.5	4.5
高強度 (P-2)	349.8	326.8	338.3	5.0	5.0	5.0

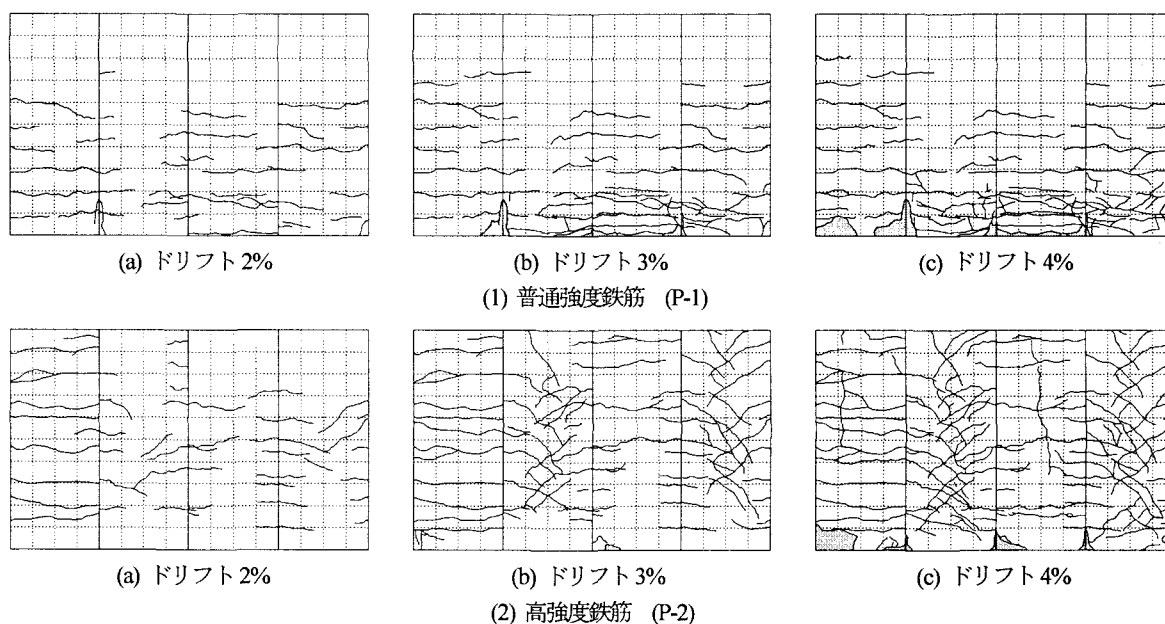


図-3 高強度鉄筋と普通強度鉄筋の違いが損傷モードに与える影響

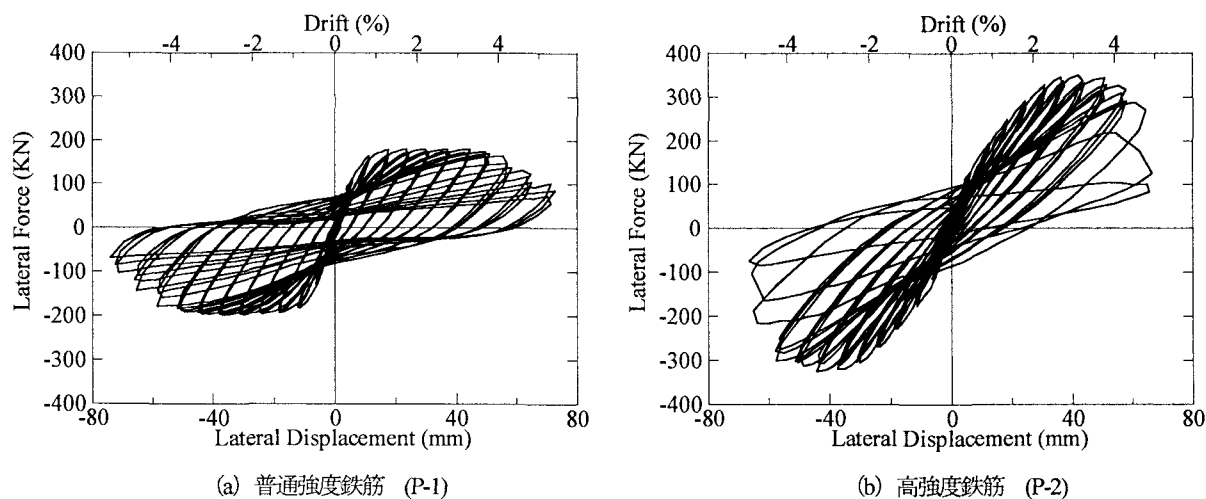
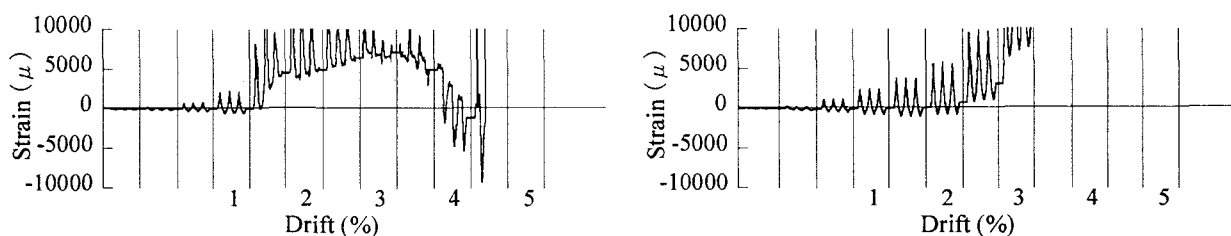


図-4 高強度鉄筋と普通強度鉄筋の違いが履歴曲線に与える影響

一定となる。これに対して，高強度鉄筋を用いた場合 (P-2) には，ドリフト1%程度ですでに上述した普通強度鉄筋を用いた場合 (P-1) の平均曲げ耐力189.7kNに達し，その後も載荷の進展とともに耐力は増加し続けて，ドリフト2%程度では，正負の平均で338.3kNに達する。その後，5%ドリフトあたりから曲げ耐力は急速に低下し，終局状態に至る。終局変位は，高強度鉄筋を用いた場合 (P-2) には5%ドリフトと，普通強度鉄筋を用いた場合 (4.5%ドリフト) を上回り，普通強度鉄筋を用いた場合 (P-1) に比較して遜色はない。

このような履歴特性の違いは，軸方向鉄筋の降伏強度の

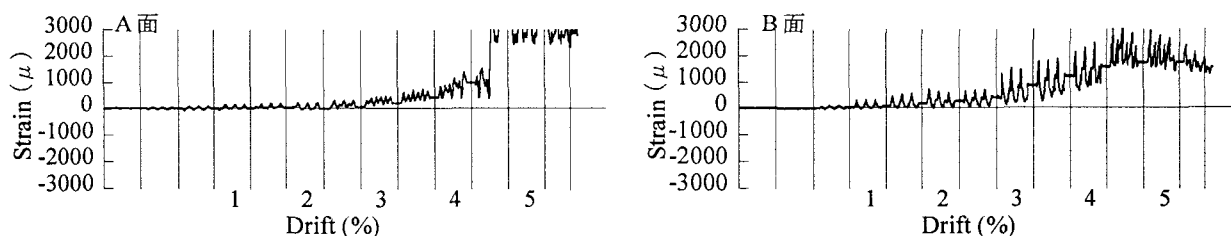
違いによるが，これを示した結果が図-5である。これは，載荷方向に直交する面 (A面，図-1参照) の中央に位置する軸方向鉄筋のひずみを，基部から25mm位置で計測した結果である。これによれば，普通強度鉄筋を使用した場合 (P-1) には，すでに1%ドリフトの段階で引張ひずみが2100 μ と降伏ひずみ (1800 μ) を上回り，1.5%ドリフトになるとひずみは計測不能な大きな値になる。これに対して，高強度鉄筋を用いた場合 (P-2) には，ドリフト1%で降伏ひずみ1800 μ に達するが，その後も2.5%ドリフトまで安定したひずみを保っている。軸方向鉄筋の降伏後の履歴は橋脚の履歴に大きな影響を与えるため，図-4に示したよ



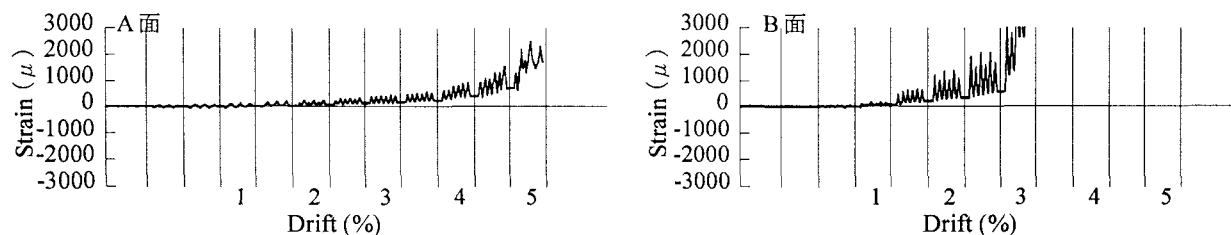
(a) 普通強度鉄筋 (P-1)

(b) 高強度鉄筋 (P-2)

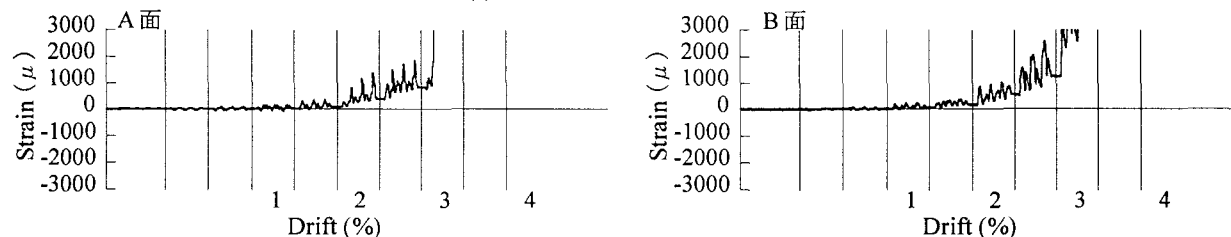
図5 軸方向鉄筋に生じるひずみの履歴 (橋脚基部から 25mm 位置, A 面)



(1) 普通強度鉄筋, 1 方向載荷 (P-1)



(2) 高強度鉄筋, 1 方向載荷 (P-2)



(3) 高強度鉄筋, 2 方向矩形載荷 (P-3)

図6 帯鉄筋に生じるひずみの履歴 (橋脚基部から 200mm 位置)

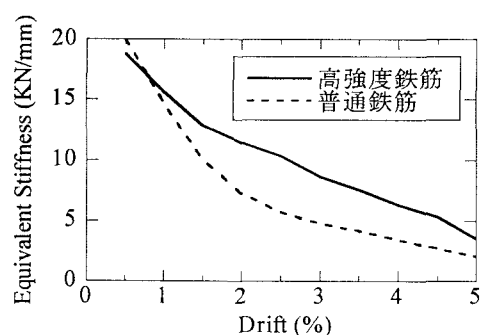


図-7 高強度鉄筋 (P2) と普通強度鉄筋 (P1) の違いが等価剛性に与える影響

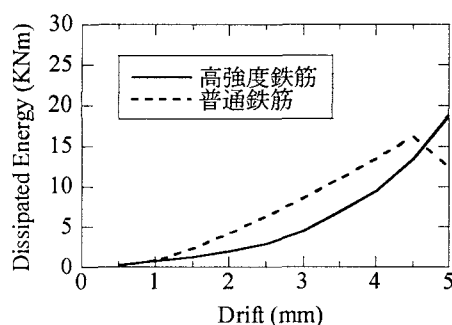


図-8 高強度鉄筋 (P2) と普通強度鉄筋 (P1) の違いが履歴吸収エネルギーに与える影響

うに普通強度鉄筋を用いた場合 (P-1) には、ドリフト1%程度で橋脚が降伏するが、高強度鉄筋を用いた場合 (P-2) にはドリフト2.5%程度まで耐力が増加し続けるという履歴特性の違いをもたらした。

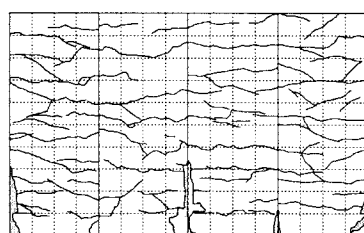
図-6は、橋脚基部から200mmの高さの帯鉄筋に生じるひずみをA面とB面 (図-1参照) で示した結果である。帯鉄筋

ひずみは橋脚基部から100mm, 200mm, 300mmの高さで計測したが、基礎から100mmよりも200mmの方がひずみが大きいので、ここではこの高さにおけるひずみを示している。また、ここでは1方向載荷した場合の他、後述する2方向載荷 (矩形載荷) の場合の結果も比較のために示している。これによれば、P-1, P-2ともに、載荷方向に直交する

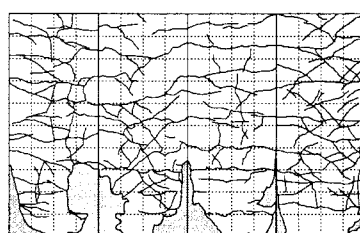
表-3 最大耐力，終局変位に対する載荷履歴の影響

(a) 最大耐力 (kN)							
載荷方法	x 方向			y 方向			x, y 方向 平均
	+側	－側	平均	+側	－側	平均	
1 方向 (P-2)	349.8	326.8	338.3	—	—	—	338.3
矩形 (P-3)	298.5	301.0	299.8	232.6	232.0	232.3	266.1
円形 (P-4)	314.9	292.4	303.7	256.3	252.1	254.2	279.0
楕円形 (P-5)	319.2	344.3	331.8	151.6	145.9	148.7	240.3

(b) 終局変位 (ドリフト(%))							
載荷方法	x 方向			y 方向			x, y 方向 平均
	+側	－側	平均	+側	－側	平均	
1 方向 (P-2)	5.0	5.0	5.0	—	—	—	5.0
矩形 (P-3)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
円形 (P-4)	3.5	3.5	3.5	4.0	4.0	4.0	3.75
楕円形 (P-5)	4.0	4.0	4.0	4.5	4.5	4.5	4.25

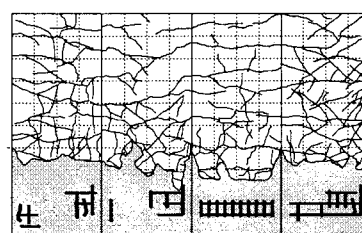


(a) ドリフト 2%

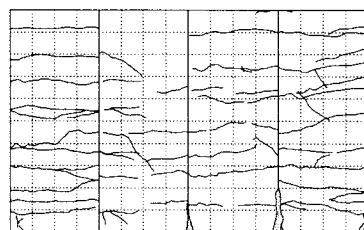


(b) ドリフト 3%

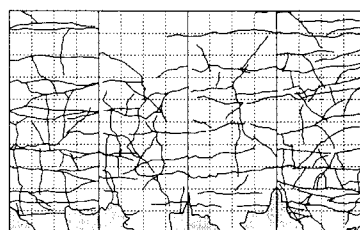
(1) 矩形載荷 (P-3)



(c) ドリフト 4%

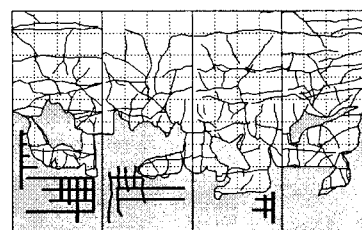


(a) ドリフト 2%

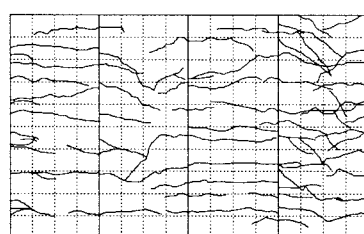


(b) ドリフト 3%

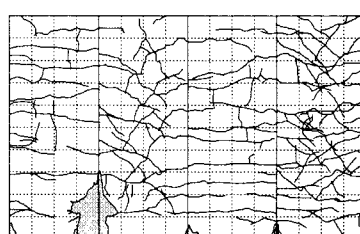
(2) 円形載荷 (P-4)



(c) ドリフト 4%

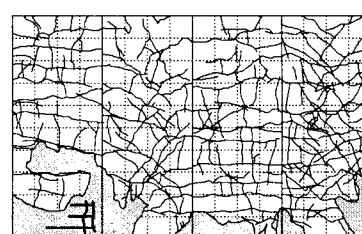


(a) ドリフト 2%



(b) ドリフト 3%

(3) 楕円形載荷 (P-5)



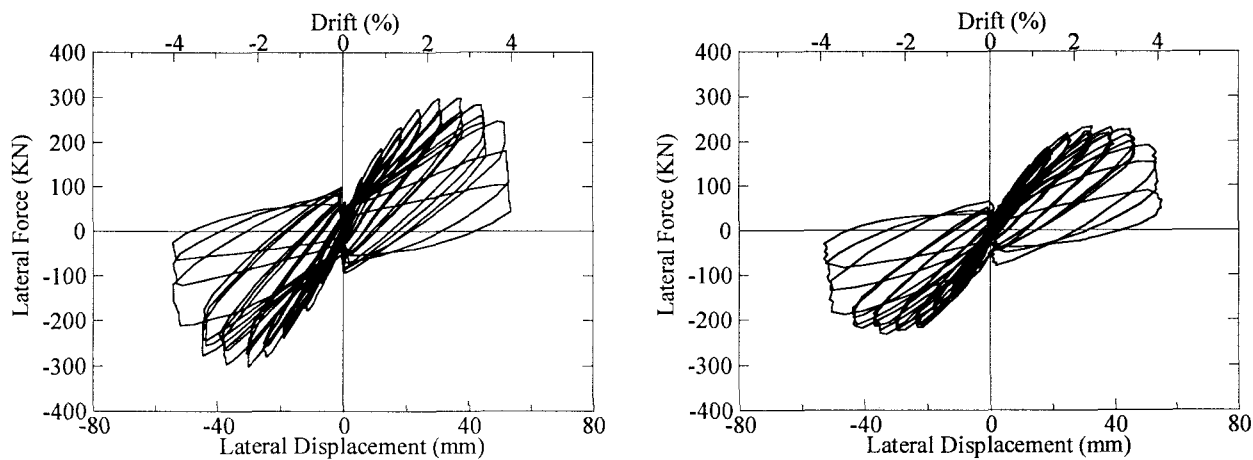
(c) ドリフト 4%

図-9 載荷履歴の違いが損傷モードに与える影響

A面よりも載荷方向に平行なB面においてより大きなひずみが生じている。特に、曲げ耐力の大きいP-2では、ドリフト2.5%になると帯鉄筋は降伏し始め、ドリフト3%では3000 μ を超える。これが、前述したドリフト3%になると斜めひび割れが生じ始めた原因と考えられる。

図-7及び図-8は、それぞれ等価剛性及び履歴吸収エネルギーで、P-1とP-2を比較した結果である。ここで、等価剛

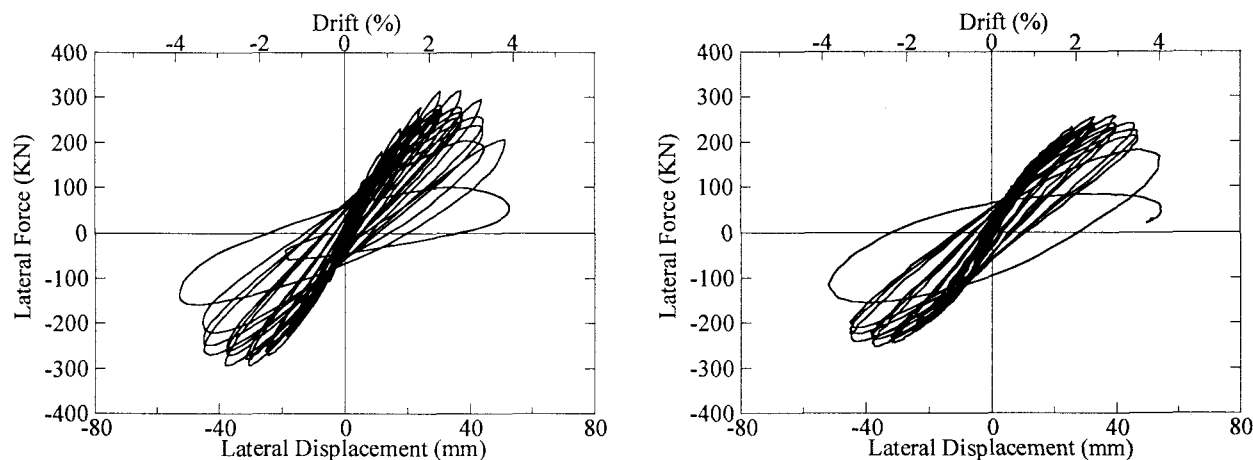
性とは、水平力～水平変位関係の履歴曲線の最大変位点と最小変位点を結ぶ直線の勾配として定義している。等価剛性はいずれの供試体においても1サイクル目の履歴曲線から算出した。高強度鉄筋を用いた場合 (P-2) の等価剛性は、載荷変位が大きくなると軸方向鉄筋が降伏しないため、当然、普通強度鉄筋を用いた場合 (P-1) よりも大きい。反対に、高強度鉄筋を用いた場合 (P-2) には普通



(a) x 方向

(b) y 方向

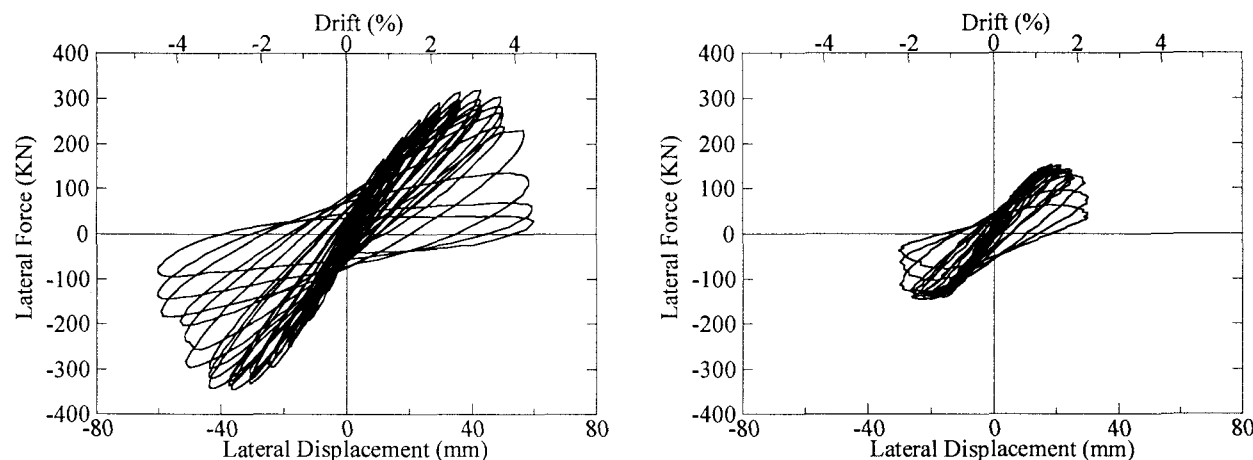
(1) 矩形載荷した場合 (P-3)



(a) x 方向

(b) y 方向

(2) 円形載荷した場合 (P-4)



(a) x 方向

(b) y 方向

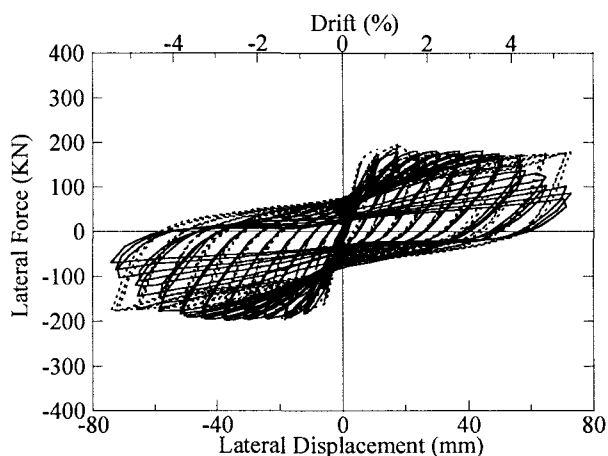
(3) 楕円形載荷した場合 (P-5)

図-10 載荷履歴が水平力～水平変位の履歴曲線に及ぼす影響

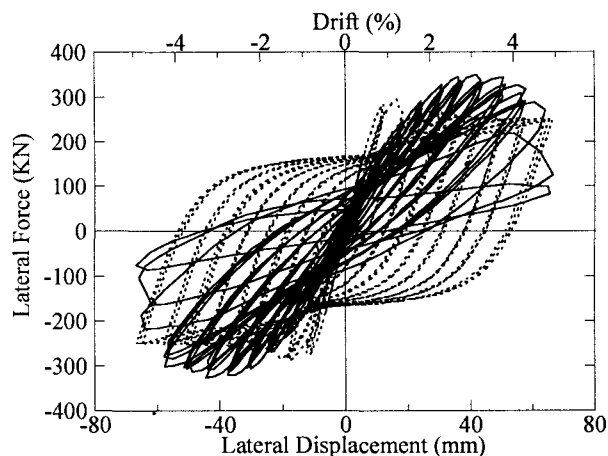
強度鉄筋を用いた場合 (P-1) よりも塑性化が遅れるため、ドリフトが小さい範囲ではエネルギー吸収は普通強度鉄筋を用いた場合よりも高強度鉄筋を用いた場合の方が小さくなる。

4. 載荷履歴の影響

1方向載荷した場合に比較して、2方向載荷した場合には、損傷が大きく、曲げ耐力、終局変位が小さくなることが知



(a) 普通強度鉄筋 (P-1)



(b) 高強度鉄筋 (P-2)

図-11 ファイバー要素解析による履歴曲線と実験値との比較 (1 方向載荷)

られている⁴⁾。これが、高強度鉄筋を用いた場合にどのようなかを示すと、図-9のようになる。矩形載荷した場合 (P-3) には、基部から400mm程度の範囲で隅角部からかぶりコンクリートが剥落し始める。ドリフト2%程度になると、曲げ水平クラックだけではなく、斜めクラックも生じ始め、ドリフト3%になると、かなり斜めクラックも発達する。しかし、1方向載荷した場合と同様に、斜めクラックはこれ以上発達せず、ドリフト4%程度になると圧縮破壊により、基部から400mm程度の範囲のかぶりコンクリートはほぼ剥落し、最終的には曲げ破壊する。

円形載荷した場合 (P-4) にも、矩形載荷した場合 (P-3) と同様に、隅角部から損傷が進展し、ドリフト3%になると、基部から200mm程度の範囲でかぶりコンクリートの剥落が生じる。ドリフト4%になると、損傷はさらに進展し、基部から500mm程度の範囲までかぶりコンクリートは剥落し、コアコンクリートも損傷する。楕円載荷した場合 (P-5) には、円形載荷した場合 (P-4) と図-3に示した1方向載荷した場合 (P-2) との中間的な損傷状況となる。

図-10は履歴曲線によって、載荷履歴の影響を示した結果である。また、表-3は最大曲げ耐力及び終局変位を比較した結果である。矩形載荷した場合 (P-3) には、変位が0および最大となる箇所で曲げ耐力がほぼ垂直に低下し、結果として変位が0の付近でくびれ、最大変位の部分で角張った特異な履歴曲線となる。これは、ある方向の載荷変位を0に戻す過程で他方向の復元力が減少するために起こる現象であり、2方向載荷に伴う2方向間の復元力のインターアクションを表している⁴⁾。矩形載荷した場合 (P-3) には、正側、負側の平均最大曲げ耐力を水平2方向間でさらに平均すると266.1kNであり、これは上述した1方向載荷したP-2の平均最大曲げ耐力338.3kNの79%と小さくなっている。また、終局変位も、1方向載荷した場合には5%ドリフト程度であるのに対して、矩形載荷した場合 (P-3) には4%ド

リフト程度と、80%程度に小さくなっている。

円形載荷した場合 (P-4) には、正側、負側の平均曲げ耐力を水平2方向でさらに平均すると279.0kNであり、これは水平1方向に載荷した場合の曲げ耐力(338.3kN)の82%に相当する。終局変位は3.75%ドリフトで、上述した矩形載荷した場合よりもさらに小さくなっている。

楕円載荷した場合 (P-5) には、載荷変位振幅が小さいy方向の耐力は上述した結果と直接の比較できないため、x方向の耐力に注目すると、正側、負側の平均曲げ耐力は331.8kNで、1方向載荷した場合(P-2、338.3kN)とほぼ同じである。したがって、2方向載荷しても、当該方向に比較して他方向の載荷変位振幅が50%と小さい場合には、当該方向の曲げ耐力に及ぼす他方向の載荷の影響は大きなものではない。ただし、終局変位は、x方向には4%ドリフト、y方向には4.5%ドリフトであり、2方向載荷の影響は無視できない。

図-6に示したように、矩形載荷した場合 (P-3) には、A面ではドリフト3%から、B面においてもドリフト3%から帯鉄筋には3000 μ 以上のひずみが生じる。これは、図-9に示した損傷モードと対応するものである。

5. ファイバー要素解析

実験結果を解析的に再現するためにファイバー要素解析を行った。解析には強度30～90MPaまでの幅広いコンクリート強度に対する横拘束効果を良く表す中澤・川島によるコンクリートの横拘束モデル³⁾と除荷、再載荷をくり返した際に安定した鉄筋の応力-ひずみ関係が得られるように、Menegotto-Pintoモデル⁷⁾を修正した堺・川島による修正Menegotto-Pintoモデル⁸⁾を用いた。

図-11は解析により得られた水平力～水平変位の履歴と実験結果とを比較した一例 (1方向載荷の場合) である。

普通強度鉄筋を用いた場合 (P-1) には解析値は実験による履歴特性をよく再現することができる。ただし、軸方向鉄筋の座屈の影響は考慮していないため、ドリフト4%以上になると解析精度は下がってくる。これに対して、高強度鉄筋を用いた場合 (P-2) には解析は実験の履歴特性を十分表していない。これは高強度鉄筋の履歴が修正 Menegotto-Pinto モデルにより正しく表すことができないためである。これについては今後さらに検討する必要がある。

6. 結論

本研究では、圧縮強度が72.1~72.5MPaの高強度コンクリートを用い、軸方向鉄筋としては一般に用いられるSD295AとSD685の高強度鉄筋を用いた場合のRC橋脚の耐震性を水平1方向および水平2方向載荷の影響も含めてくり返し載荷実験に基づいて検討した。本研究で得られた結論は、以下の通りである。

- 1) 高強度鉄筋を軸方向鉄筋として用いると、普通強度鉄筋を用いた場合に比較して、曲げ耐力は1.8倍程度と大きくなる。終局変位も普通強度鉄筋を用いた場合には4.5%ドリフトであるのに対して、高強度鉄筋を用いた場合には5%ドリフトと遜色はない。
- 2) 高強度鉄筋を軸方向鉄筋として用いると、普通強度鉄筋を用いた場合に比較して、橋脚が弾性的に変形できる範囲が増加し、等価剛性は普通強度鉄筋を用いた場合よりも高くなる。しかし、普通強度鉄筋を用いた場合に比較して、軸方向鉄筋の降伏が遅れるため、エネルギー吸収は小さくなる。
- 3) 高強度鉄筋を軸方向鉄筋として用いると、普通強度鉄筋を用いた場合に比較して、降伏強度が高く、緩やかに降伏していくため、橋脚の降伏変位が大きくなり、また、徐々に降伏する結果、降伏自体もはっきりとは現れない。このため、“降伏”の設定に関しては、道路橋示方書の方法は適用できない。今後、高強度鉄筋を用いた場合の降伏の定義を明らかにする必要がある。
- 4) 1方向載荷した場合に比較して、2方向載荷した場合には、損傷の度合いが大きくなり、橋脚の最大曲げ耐力、終局変位ともに小さくなる。
- 5) 1方向載荷を対象にファイバー要素解析法を用いて履歴特性を解析すると、普通強度鉄筋を用いた供試体に対しては、実験の特徴をよく再現できる。しかし、高強度鉄筋を用いた供試体に対しては、高強度鉄筋の履歴則のモデル化が不十分であるため実験の特徴をうまく再現できない。これについては、今後、さらに検討する必要がある。

謝辞

高強度コンクリートの製作に関しては中島商事(有)、高強度鉄筋の入手に関しては新日本製鐵の川端規之氏にお世話になった。また、本実験の実施に際しては、東京工業大学土木工学専攻川島研究室の下山田英介、永田聖二、松川亮平、中澤宣貴、中村剛、早川涼二、福田智之の各氏のご支援を得た。本研究を実施するに際しては、(財)国土開発研究センターの研究助成を得た。ここに記して厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 菅野俊介, 長嶋俊雄, 木村秀樹, 田村彰男: 高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10-3, pp.227-232, 1988
- 2) 境有紀, 日比純一, 小谷俊介, 青山博之: 高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12-2, pp.445-450, 1990
- 3) 西山峰広, 藤村孝暢, 渡辺史夫, 六車熙: 高強度コンクリートと横拘束筋を用いた鉄筋コンクリート柱の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13-2, pp.409-414, 1991
- 4) 早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 水平2方向地震力を受ける単柱式RC橋脚の耐震性, 土木学会論文集, No.759/I-67, pp.79-98, 2004.
- 5) 中澤宣貴, 川島一彦: 高強度コンクリートの横拘束モデルの開発, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム, 土木学会, pp.99-104, 2003.
- 6) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度~ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.297-316, 2000.
- 7) Menegotto, M. and Pinto, P.E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp.15-22, 1973.
- 8) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.159-169, 2003.

(2004年9月17日受付)