

アンボンド 芯材を活用した高耐震性能 RC 構造の 開発

家村 浩和¹・高橋 良和²・曾我部 直樹³

¹フェロー 工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

²正会員 博 (工) 京都大学助手 工学研究科土木システム工学専攻 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

³学生会員 修 (工) 京都大学大学院 工学研究科土木システム工学専攻 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

次世代の新しい高耐震性能コンクリート系構造として、アンボンド高強度芯材を活用した RC 構造を提案する。本構造は RC 構造の塑性域における骨格曲線に安定した二次剛性を発揮させることで、終局時の高い耐力、変形性能を確保するとともに、地震後の修復性を向上させるだけでなく、兵庫県南部地震以降標準となった二段階耐震設計法の観点からも合理的な橋脚構造であろうとするものである。本研究では、提案する構造の概念、背景を述べるとともに、正負交番載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を通し、高耐震性能を発揮できることを確認した。また二段階耐震設計法を合理的に適用することにより、主鉄筋量を減らしながら L2 地震動に対応できる構造を簡便な施工法により実現できる、などの結果を得た。

Key Words : UBRC structure, unbonded high strength bar, two level seismic design, cyclic loading test, pseudo dynamic test

1. はじめに

兵庫県南部地震における数多くの鉄筋コンクリート橋脚の崩壊・被害は、土木技術者はもちろんのこと、一般市民にも大きな衝撃を与えた。この復旧作業の中で、大きく損傷した橋脚はもちろん撤去・再構築の対象となったが、橋脚天端の残留変形が 15 cm 以上もしくは傾斜角が 1° 以上である橋脚も撤去・再構築の対象となった。詳細調査の結果、いわゆる軽微な損傷を意味する被災度判定 B,C,D ランクの橋脚のうち、15 cm 以上傾いていたものは、実に 129 橋脚にのぼる¹⁾。重要土木構造物の耐震性能としては、単に高い耐力、変形性能を有するだけでなく、地震後の供用性、修復性にも優れたものであることが要求されている。

このような教訓のもと、次世代の新しい高耐震性能コンクリート系橋脚の開発が活発に進められている。プレレストコンクリート橋脚(PC 橋脚)は、曲げに対して合理的な構造である PC 構造を橋脚構造に適用し、残留変形を極めて有効に低下させることを特徴として開発されている^{2),3)}。また地震後の修復性を考慮した構造として、損傷した部位の軸方向鉄筋ならびに帯鉄筋の取り替えが容易となる構造も提案されている⁴⁾。橋脚基部に集中する損傷を低減するために、アンボンド区間を有する鉄筋コンクリート橋脚も提案され、鉄筋の損傷を遅らすことができるとともに、終局変位を伸長できることを確認している⁵⁾。RC 橋脚の骨格構造を積極的に変化させようとしたものとして、各種強度の主

鉄筋を混用した RC 構造も提案され、完全弾塑性型の挙動に縛られない構造を実現しようとしている⁶⁾。高橋脚の分野では、活発に合成構造の利用が進められ、例えば鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、高いせん断耐力とじん性能を発揮するだけでなく、施工の合理化も図る構造として開発されている^{7),8)}。

本研究では、このような次世代高耐震性能橋脚として、アンボンド高強度芯材を活用した RC 構造を提案する。本構造は耐力、変形性能、地震後の供用性を満足させようとするだけでなく、近年用いられている二段階耐震設計法の観点からも合理的な橋脚構造であろうとするものである。本論文では、提案する構造の基本概念について述べるとともに、正負交番載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を通して静的および動的特性を明らかにする。また鉄道構造物を対象に、本構造の二段階耐震設計法への適用ならびに簡便な施工法についても検討する。

2. アンボンド 芯材入り RC 構造

本研究で提案する RC 構造の基本的構成は、通常の RC 構造の断面内に高強度のアンボンド芯材を配置するものである(図-1)。芯材の両端は RC 構造内に定着する。ただし図-2において後述するが、片側には間隙を有する定着としてもよく、間隙量によって芯材が作用する変形領域を調節することができる。本構造は主鉄筋だけではなくアンボンド芯材によっても補強しているこ

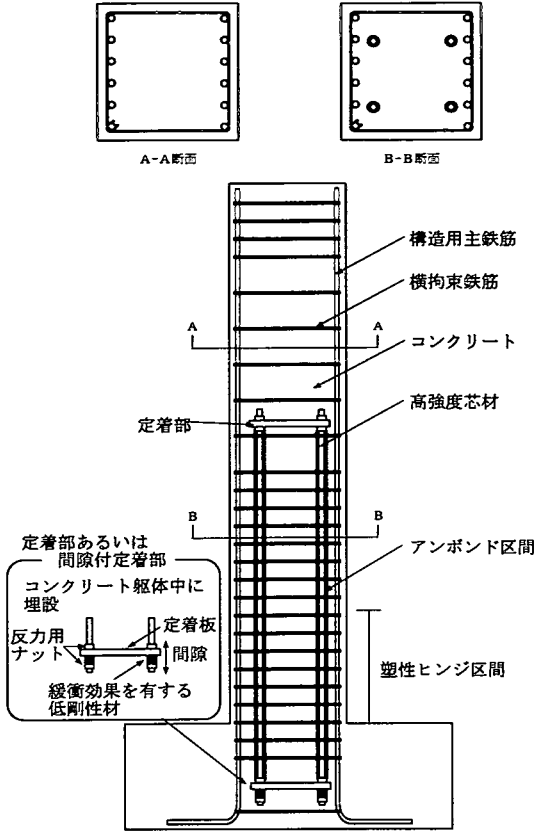


図-1 提案する UBRC 構造の概念図

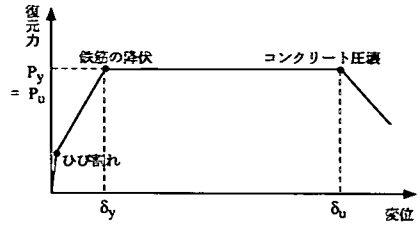
とから、Unbonded Bar Reinforced Concrete (UBRC) 構造と呼ぶこととする。

UBRC 構造の特性を、荷重-変位骨格曲線の観点から説明する(図-2)。RC 構造は一般に完全弾塑性型にモデル化されるが⁹⁾、弾性部材を付与すれば、二次剛性を有する構造を得ることができる。この大変形領域でも安定した正の二次剛性を有する骨格構造が、UBRC 構造の目指すところである。

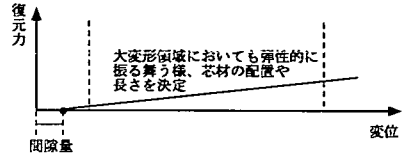
原理的には図-2 に示した通りであるが、現実には安定した二次剛性を得るために、大変形時においても芯材が弾性挙動することを保証する必要がある。そこで本構造では、芯材の材料として高強度のものを使うだけでなく、アンボンド化して導入した。また芯材は必ずしも橋脚断面内に配置する必要はないが、大変形時にも座屈せず安定した挙動を発揮させるため、また芯材を降伏にくくさせるために、ここでは断面内に配置している。

アンボンド化した場合のひずみ分布を図-3 に示す。一般に鉄筋のひずみは、小さな荷重下ではモーメント分布と同じ三角形分布を示す。荷重が大きくなると、モーメントが小さな載荷点付近ではそれほど変化しないが、

モデル化された通常の RC 構造の変位-復元力の静的関係



弾性部材 (アンボンド高強度芯材) の変位-復元力関係



提案する UBRC 構造の変位-復元力関係 = RC 構造 + 芯材

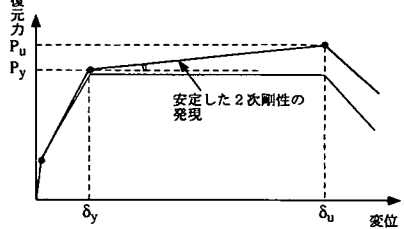


図-2 弾性部材挿入の効果

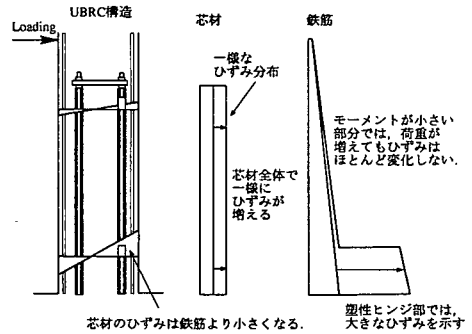


図-3 芯材のアンボンド化の効果

大きなモーメント領域では鉄筋が降伏して大きなひずみを示し、塑性ヒンジ部を形成する。一方芯材は、アンボンド化によって、芯材の長さ方法に一律なひずみ分布を示す。つまり芯材全体として変形の伸びに抵抗することから、ひずみとしては小さなレベルとなり、降伏しにくくなる。このことにより、大変形時にも弾性挙動が期待できる部材を配置でき、本構造は安定した二次剛性を発揮できることになる。

芯材の材料は高強度であるほど降伏しにくく、UBRC 構造にとって有利なものとなり、鋼材に限らず、連続繊維補強材も効果的に用いることができる。ただし現

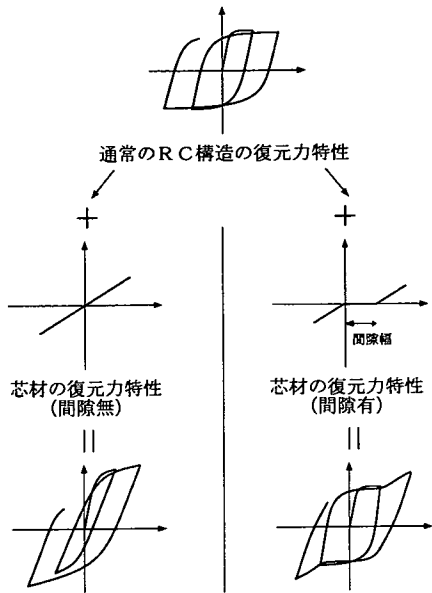


図-4 履歴応答への効果

段階では、コストの観点からこれら超高強度材料を採用することが困難となる場合も考えられる。UBRC 構造の特徴で最も重要なことは、大変形領域での二次剛性の確保であるので、多少新たな機構が必要となるが、定着部に間隙を設け、芯材が効き出す範囲をその間隙量によりコントロールできるようにすることで、高強度材料を用いずとも、本構造を実現可能であるようにしている(図-1、図-2)

次に、履歴応答の観点から本構造の特性を示したものが図-4である。従来の RC 構造は二次剛性がほぼゼロであるため、最大応答変位も大きなものとなる。しかも多くの鉄筋が塑性化しているため、地震後残留塑性変形も大きなものになってしまう。一方 UBRC 構造は、有意な二次剛性を有し、全体的に線形性を有するため、変形が大きくなると復元力も大きくなり、最大応答変位の低減が期待できる。また芯材は降伏していないため、有効に弾性復元力を発揮でき、残留変形の低減効果も期待できる。つまり、UBRC 構造では、「最大応答変位の低減+弾性部材の確保」の2つの組合せにより、効果的に残留塑性変形の低減を目指している。また、部材の多くが降伏や劣化しているなかで、弾性部材が存在していることは、地震応答を安定化させる役割も期待できる。

UBRC 構造は、基本的には RC 構造としてエネルギー吸収する(主鉄筋の塑性化)ようにし、二次剛性を付与するために弾性挙動をする芯材を配置する、という機能分離型の設計概念を有している。

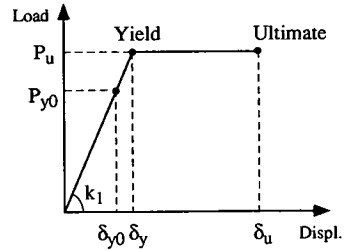


図-5 設計における RC 橋脚の変位-復元力関係

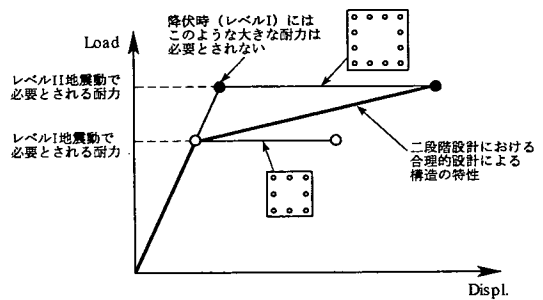


図-6 二段階設計における変位-復元力関係の概念図

3. 二段階耐震設計法

兵庫県南部地震以降の土木構造物の耐震設計の流れとして、二段階設計法が提案された^{10),11)}。これは設計で想定する地震動として、供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル I)と供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動(レベル II)の2段階を考え、重要度の高い構造物は、レベル I に対して、地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない性能を満足すること、またレベル II に対して、地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる性能を満足することを目標として設計しようとするものである。このような提言のもと、各種設計示方書の改訂が進められ、現行の示方書がまとめられている^{9),12)}。

一方、設計における RC 構造は、道路橋示方書では降伏後の剛性をゼロとした完全弾塑性型モデルが用いられている(図-5)⁹⁾。鉄道構造物等設計標準では、構造物の変位の照査は、橋脚単体ではなく構造物全体系で行うものとされているため、原点、曲げひび割れ発生、降伏、最大、終局を直線で結ぶテトラリニアモデルが採用されている¹²⁾が、一般に単柱橋脚では、ほぼ完全弾塑性モデルで表現することが、過去の実験結果からも明らかであろう。

さて、このような RC 構造に対して二段階設計法を適用した場合、レベル II に対する設計で断面が決ってしまうことが多い。これはレベル II で要求される耐力

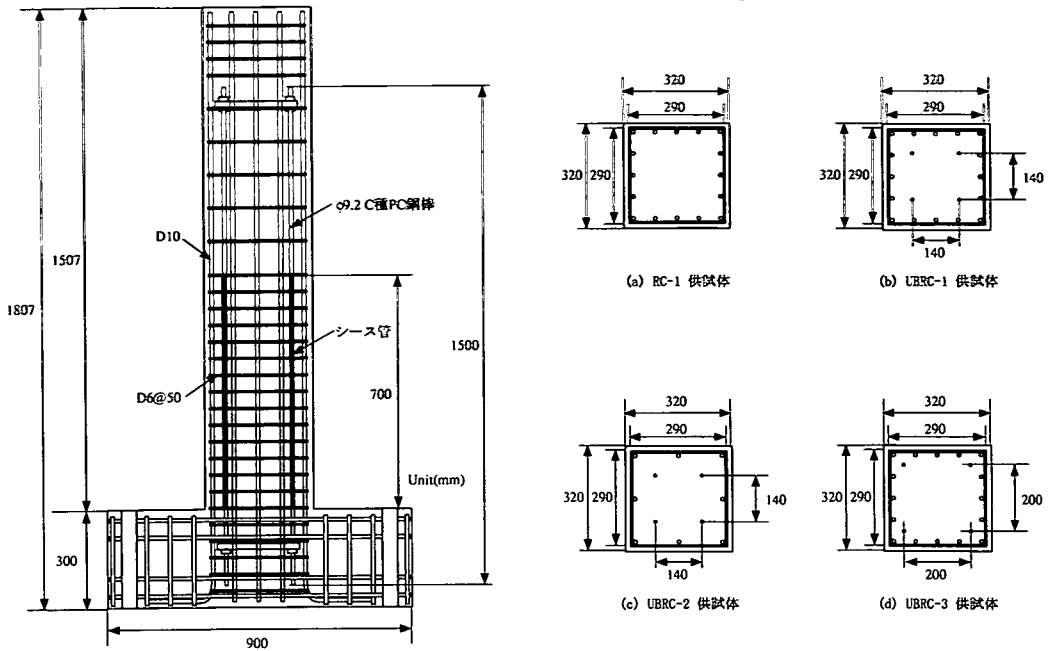


図-7 供試体図

表-1 供試体諸元

供試体名	軸応力度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	帯筋	芯材	軸方向鉄筋
RC-1	1.46	24.0	D6@50		16×D10
UBRC-1	1.46	24.0	D6@50	4×SBPR φ9.2 (中心より 70mm)	16×D10
UBRC-2	1.46	24.0	D6@50	4×SBPR φ9.2 (中心より 70mm)	8×D10
UBRC-3	1.46	24.0	D6@50	4×SBPR φ9.2 (中心より 100mm)	16×D10

はレベル I で要求される耐力よりはるかに大きいためであるが、RC 構造の骨格構造では降伏時と終局時の耐力がほぼ等しいため、終局時のみ満足すればよいはずの大きなレベル II 要求耐力を、降伏時にも要求されることになるからである。もし構造物の二次剛性を有効に活用することができるならば、レベル I・レベル II 地震動により要求される性能を結んだ変位-復元力特性を持つ構造物が構築でき、合理的な設計ができることになる(図-6)。この意味でも、有意な二次剛性を有する UBRC 構造は、合理的耐震設計にも寄与できると考えられる。

4. 基本的構造特性

(1) 実験概要

UBRC 構造の基本的特性、特に芯材の配置効果について検討するため、芯材の両端を定着した柱供試体を製作し、正負交番載荷実験を行った。また UBRC 供試

体を製作するにあたり、予備解析を実施した。解析においては、従来の RC 構造のように平面保持の仮定のみによる構造計算を行うことはできない。RC 部はファイバー要素によりモデル化しながら、アンボンド芯材部は変形の適合条件を満足するように変形し、RC 部に力を与えるようにモデル化し、解析・設計を行った。

供試体の断面寸法は 32 cm 角の正方形断面であり、載荷スパンは 1.507 m である。これらの寸法は、載荷実験を実施する載荷装置や載荷能力を考慮して決定した。供試体寸法を図-7 に、芯材や主鉄筋など供試体諸元を表-1 に示す。

芯材として、C 種 PC 鋼棒を用いた。鋼材の機械的性質を表-2 に示す。塑性ヒンジ部での芯材のアンボンド処理を確実に確保するため、PC 鋼棒用シース管を設置した。

供試体は RC モデルを基本型として製作した (RC-1)。UBRC-1 は RC-1 に芯材を配置したものであり、弾性部

表-2 鋼材の機械的性質

鋼材種類		降伏強度	引張強度
		(MPa)	(MPa)
鉄筋	SD295D6	312	451
	SD295D10	312	451
PC 鋼棒	SBPR φ9.2	1185	1331

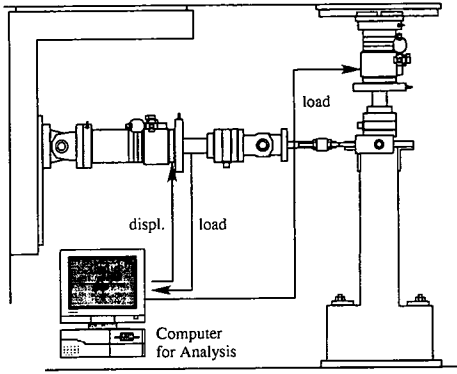


図-8 荷重実験システム

材の付加による影響を知ることができる。UBRC-2は芯材を配置してもRC-1と曲げ耐力がほぼ同じになるように設計したものであり、耐力が同じ場合の残留変形などについて検討することができる。UBRC-3は芯材をUBRC-1より外側に配置したものであり、芯材の配置位置の影響を知ることができる。

(2) 荷重実験システム

荷重実験システムを図-8に示す。横方向はRC-1供試体の降伏変位5mmを基準とする振幅漸増3回繰返し波をアクチュエータにより荷重した。軸方向には、表-1に示した所定の軸応力度に相当する軸力を荷重した。

(3) 実験結果および考察

a) 履歴特性

各供試体の荷重-変位関係の比較を図-9に示す。RC-1は通常のRC橋脚模型であり、降伏後の二次剛性がほぼ0であるのに対し、芯材を導入した他の供試体では正の二次剛性を確認できる。

またUBRC-1とUBRC-2の二次剛性はほぼ等しく、UBRC-3はより大きな剛性を示しているのは、芯材の配置による影響である。これにより、UBRC構造の二次剛性は、芯材の配置によりコントロールできることが分かる。ただUBRC-3ではその他に比べて、芯材が降伏しており、芯材配置可能範囲が存在することが分かる。

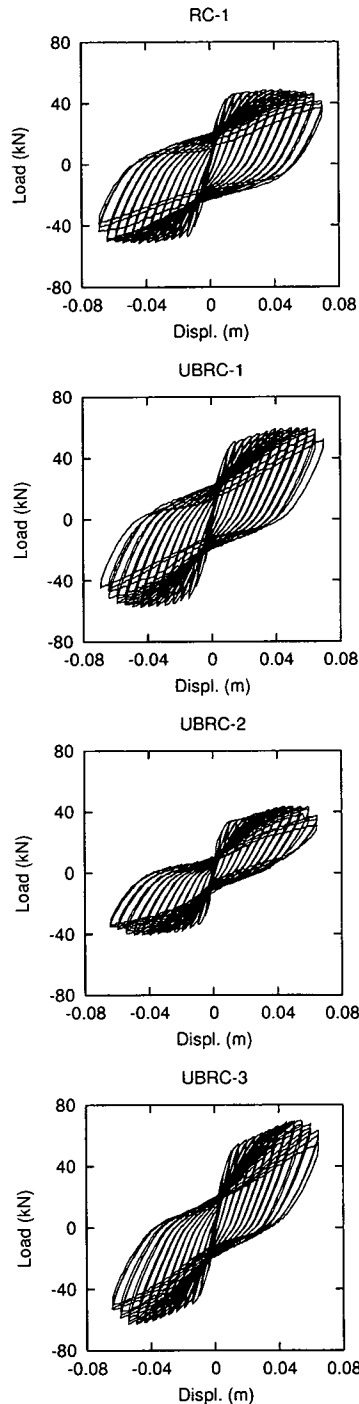


図-9 正負交番荷重実験による荷重-変位履歴関係

b) 損傷性状

実験終了時のひび割れ図を図-10に示す。

RC-1では上部に比べて基部でのひび割れ間隔が狭く、かつひび割れ幅も大きいのに対し、UBRC-1、UBRC-3

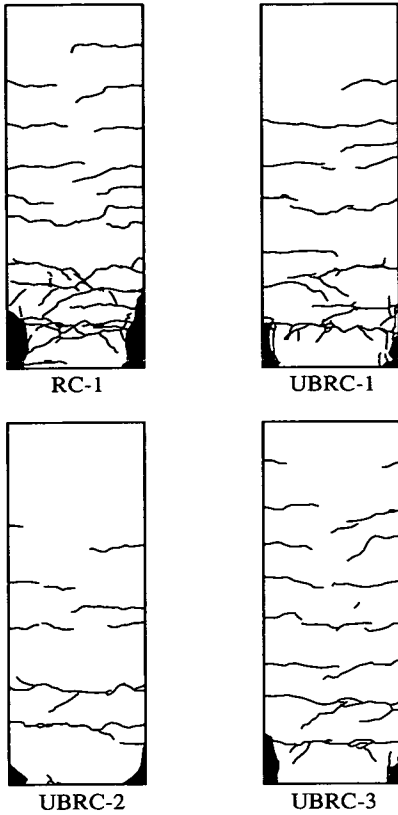


図-10 ひび割れ状況

では同程度幅のひび割れが供試体高さ方向に分散して進展した（最終的には基部でのひび割れが支配的になった）。これは変形が大きくなると、芯材が大きな軸圧縮力を発揮し、一種のプレストレスの様な効果となることにより、基部の損傷が低減されたと考えられる。

一方 UBRC-2 については、ひび割れの数が他に比べて少ない。これは主鉄筋量を少なくしたことによって、ひび割れを分散する効果が小さくなったためと考えられる。UBRC 構造は RC 構造を基本としていることから、ひび割れ幅制御などの観点からも適切な主鉄筋を配置することが重要であることが分かる。

また本実験では柱上部での定着部において有害なひび割れが生じていないが、大きな力が作用するため、十分な補強を施す必要がある。

c) 芯材のアンボンド効果

実験に際しては芯材のひずみをシース管によりアンボンド化を施した位置において計測した。図-11は正負交番荷重の各振幅時（正側）における芯材ひずみの高さ方向の分布を示しているが、供試体頂部の変位が大きくなるにつれて、高さ方向にほぼ一定のひずみを示しながら大きくなっている。これより図-3に示したア

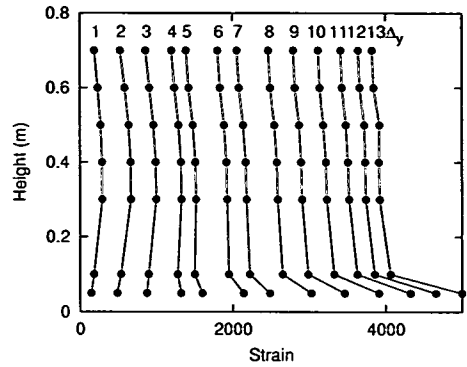


図-11 芯材ひずみ

ンボンド化の効果を見ることができる。また最も上部までひずみが平滑化されていること、芯材として丸鋼を用いていることから、シース管によりアンボンド化している区間より上部でも、滑りが生じ、結果としてアンボンド化されていると考えられる。

d) 残留変位

各供試体の残留変位の比較を図-12に示す。ここでは、交番荷重の載荷点変位が最大を示した後除荷を行い、荷重が零になった時の変位を残留変位と呼ぶ。本図より、RC-1に比べて他の供試体では残留変位が低減されていることが分かる。これは変形が大きくなると芯材による軸圧縮力が作用し、PC橋脚の挙動と良く似た振舞いをするためであり、芯材を導入することにより残留変位を小さくする効果が確認できた。また UBRC-2では構造用鉄筋量が少ないので履歴の紡錘形が小さく、本定義による残留変位が55mmから小さくなっているが、この UBRC-2が最も残留変位が小さな値を示しているように構造用鉄筋に対して芯材の比率が高いほど小さくなっており、PC橋脚の傾向と一致している。

e) エネルギー吸収能

各供試体の累積吸収エネルギーの比較を図-13に示す。これによると UBRC-2を除く供試体のエネルギー吸収量はほとんど差がないことが分かる。これより芯材は履歴面積を変化させることなく、剛性のみを変化させていることが分かる。これに対し、UBRC-2は小さなエネルギー吸収能を示している。つまり UBRC 構造のエネルギー吸収能は構造用主鉄筋の量に大きく依存しており、先のひび割れ制御の観点からも、適切な量の構造用主鉄筋が必要であることが分かる。

5. 地震応答性状

(1) 実験概要

UBRC 橋脚構造の地震応答性状を検討するため、通常の RC 橋脚とそれにアンボンド芯材を配置した UBRC

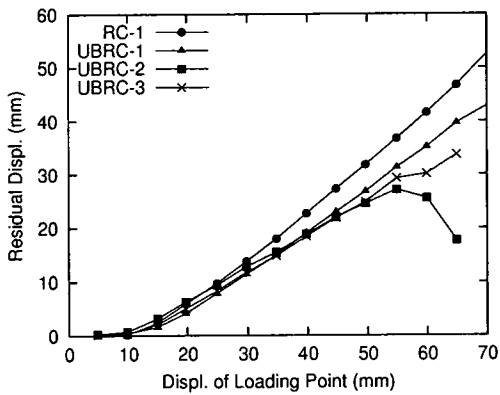


図-12 残留変位と載荷点変位の関係

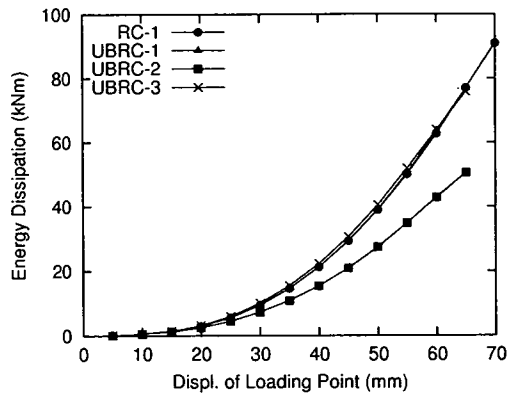


図-13 累積吸収エネルギーと載荷点変位の関係

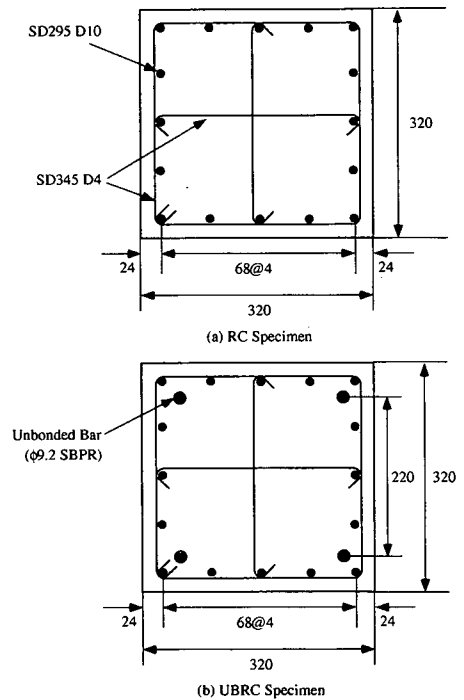
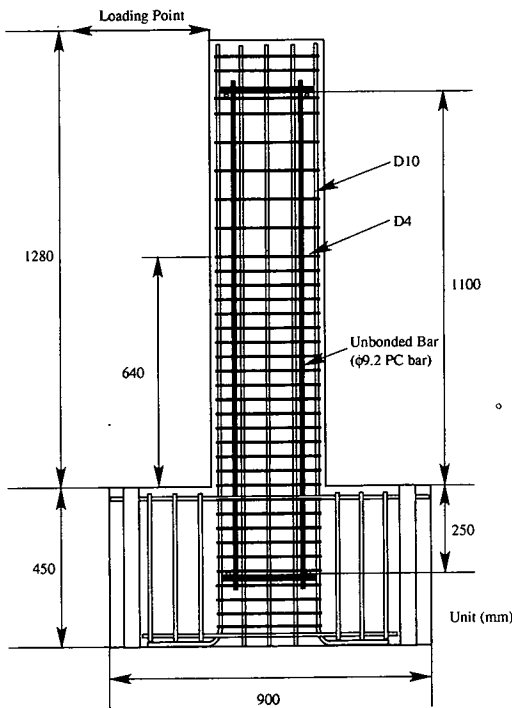


図-14 供試体図

橋脚の2種の供試体を作製し、ハイブリッド地震応答実験を実施した。

供試体は断面 2.4×2.4 m、高さ9.6 mの道路橋橋脚¹³⁾を想定し、その7.5分の1縮小モデルを作製した。柱部の断面寸法は 32×32 cm、載荷スパンは1.28 mとなる。軸方向鉄筋としてD10を16本、帯鉄筋としてD4を40 mmの間隔で配置し、中間帯鉄筋も用いることで帯鉄筋比を合わせている(図-14)。UBRC橋脚の場合には、断面中央より110 mmの位置に、 $\phi 9.2$ のC種PC鋼棒をアンボンド処理したものを配置した。芯材の両端は機械的に定着している。

ハイブリッド地震応答実験では、地震応答特性を検討するために、神戸JMA記録NS成分および神戸ポートアイランド記録EW成分を用いた。実験は縮小モデルで行うものの、相似則を勘案して、コンピュータ内では実大構造物に対する地震応答計算を行っている¹⁴⁾。これに従うと、コンピュータ内では実地震動を入力して応答計算し、変位相似率 $s (= 7.5)$ であるので、コンピュータ内の実大構造物の変位を $1/s$ 倍してアクチュエータを制御し、供試体復元力を s^2 倍してコンピュータに取り込み、引き続き応答計算を行うこととなる。想定する上部工重量は、鋼I桁を想定して約5000 kNと

表-3 供試体諸元および実験ケース

供試体名	入力地震動	軸応力度 (MPa)	コンクリート 強度 (MPa)	帯筋	芯材	軸方向鉄筋*
RC-2	神戸海洋気象台 NS	0.88	24.0	D4@40		16×D10
UBRC-4	神戸海洋気象台 NS	0.88	24.0	D4@40	4×SBPR φ9.2	16×D10
UBRC-5	ポートアイランド EW	0.88	24.0	D4@40	4×SBPR φ9.2	16×D10

* 鉄筋の材料強度は表-2 と同一である。

設定した。

供試体諸元および実験ケースを表-3 に示す。

(2) ハイブリッド地震応答実験結果

a) 神戸 JMA 記録 NS 成分入力

芯材の有無に関する検討として、RC-2 と UBRC-4 供試体に対する神戸 JMA 記録 NS 成分による実験結果を図-15 と図-16 に示す。なお、ハイブリッド地震応答実験結果は、実大構造物スケールに換算した値で示している。

まず履歴形状を見ると、UBRC-4 橋脚では RC-2 橋脚に見られない二次剛性が現れている。これにより履歴形状も全体的に弾性を帯びたものとなっており、正負交番載荷実験で見られた芯材配置効果が、UBRC-4 橋脚に現れていることが分かる。

時刻歴応答変位を見ると、最大応答変位については、RC-2、UBRC-4 橋脚とも約 30 cm であり、芯材配置による相違、すなわち二次剛性の差による最大応答の低減は見られなかった。実験後、神戸海洋気象台記録を用い、二次剛性をパラメータとした感度分析を行った結果、UBRC-4 橋脚で実現できる二次剛性付近では最大応答変位はそれほど変化しないことが確認された。ただ変位応答性状については、6～7 秒付近の挙動に大きな違いが現れている。UBRC-4 橋脚の波形については、6～7 秒付近において変位がほぼ零まで戻っているのに対し、RC-2 橋脚では 0.1～0.12 m 程度しか戻っていない。この結果、地震後残留変位については、RC-2 供試体が約 5 cm であるのに対し、UBRC-4 橋脚では約 1.5 cm と大きく低減している。これは RC 構造部が塑性化している中で、芯材の弾性復元力が発揮されたことによるものであり、予期していたような芯材配置による地震後残留変位の低減効果を確認できた。

b) 神戸ポートアイランド記録 EW 成分入力

入力地震動の特性が二次剛性による地震時応答の低減効果に与える影響について検討するため、UBRC-5 供試体に対して、三種地盤用 Type II 地震動である神戸ポートアイランド記録 EW 成分を用いた実験を行った。なお、同地震波を用いた RC 橋脚に対する実験は作製供試体数の制約から実施していないので、比較検討には、

RC-2 供試体により得られた構造特性値を用いた解析により代替する。予備的検討として、RC-2 に対する解析と実験結果を比較し、本解析モデルによる結果とほぼ一致することを確認している。図-17 に RC 橋脚の解析結果、図-18 に UBRC-5 橋脚の実験結果を示す。

最大応答変位については、神戸海洋気象台記録を入力した時とは異なり、RC 橋脚では約 25 cm であるのに対し、芯材を配置した UBRC-5 橋脚では約 20 cm と、二次剛性による地震時応答低減効果が確認された。その結果地震後残留変位についても、UBRC-5 橋脚はほぼ零となり、さらに数種の入力地震動、解析的検討が必要ではあるが、最大応答変位低減による残留変位低減の可能性が確認できた。

6. UBRC 構造の二段階耐震設計への適用

(1) 概要

前節まで、UBRC 構造の挙動について検討してきた。この中で UBRC 構造は二次剛性を有効に発揮できることが明らかとなったが、これにより二段階耐震設計を合理的に適用できると考える。本節では、鉄道構造物の RC ラーメン高架橋の柱部材を対象に UBRC 部材の適用性を検討するものである。これは鉄道構造物ラーメン柱は比較的鉄筋量の多い部材であり、合理的耐震設計により鉄筋量を減らす効果が得られやすいことや、鉄道標準では、構造物の非線形モデルとしては、部材端部の曲げモーメント-部材角の関係として、テトラリニア型を採用しており、図-6 のような設計思想を反映しやすいと考えられるためである。

(2) 対象とする鉄道ラーメン高架橋と試設計

本研究の対象鉄道ラーメン高架橋は鉄道ビームスラブ式であり、その一般図を図-19 に示す。この高架橋の橋脚に対して試設計を行い、UBRC 部材の適用を試みる。

まず RC 部材を対象とすると、L2 地震動に対する設計では、700 mm 角の断面内に D32 を 24 本配置しなければならない。これより、小断面の中に非常に多くの鉄筋を配置しなければならないことが分かる。一方、L1 地震動に対する耐震性能のみを考えると、92 kN の耐

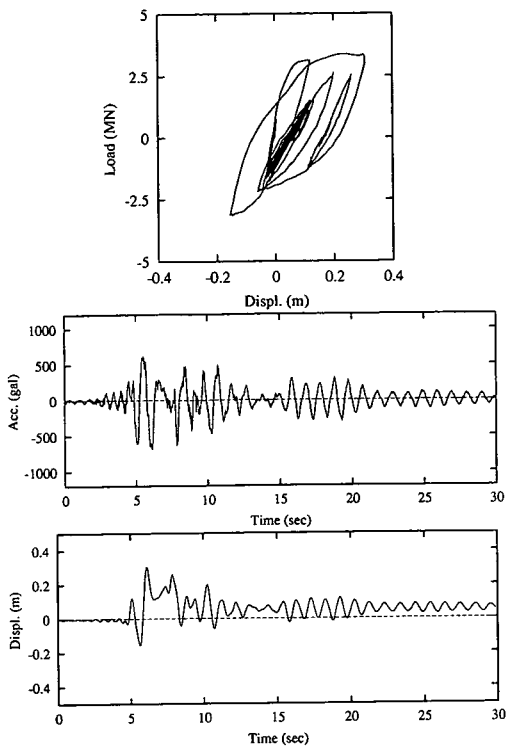


図-15 ハイブリッド地震応答実験結果 (RC-2)

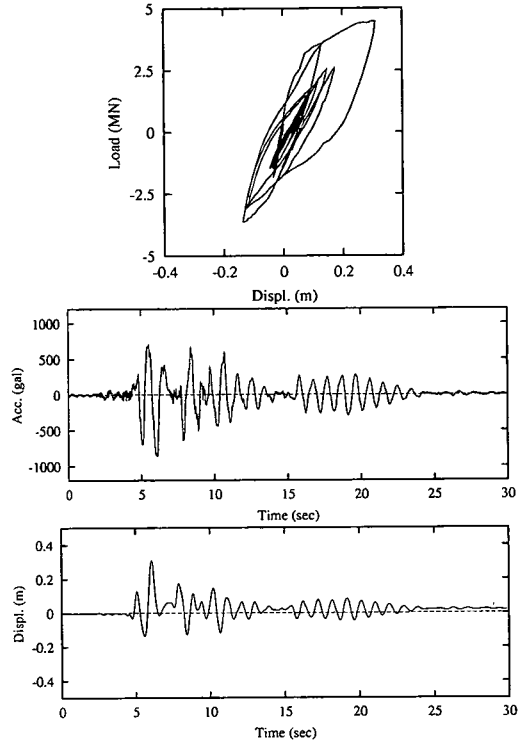


図-16 ハイブリッド地震応答実験結果 (UBRC-4)

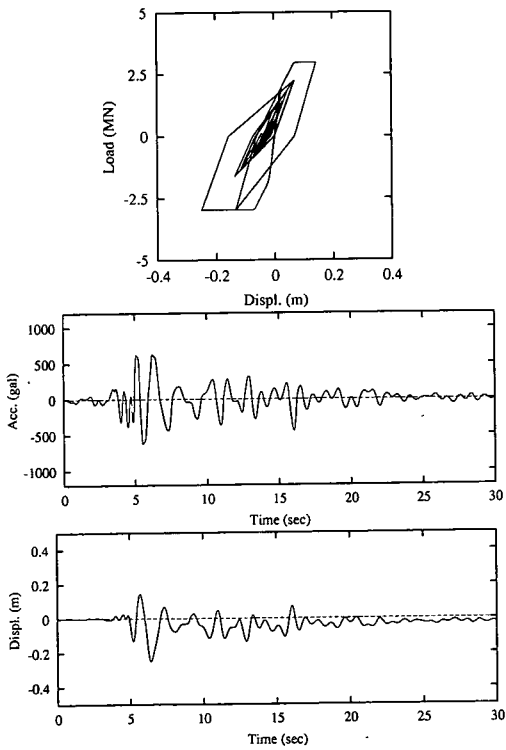


図-17 地震応答解析結果 (RC)

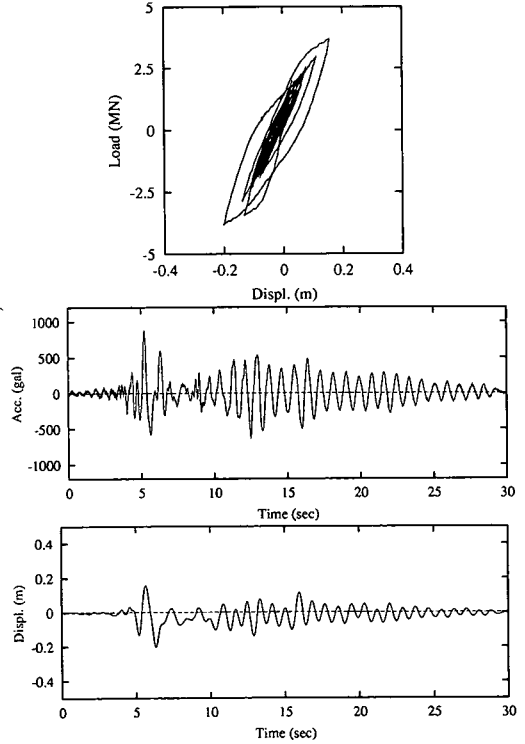


図-18 ハイブリッド地震応答実験結果 (UBRC-5)

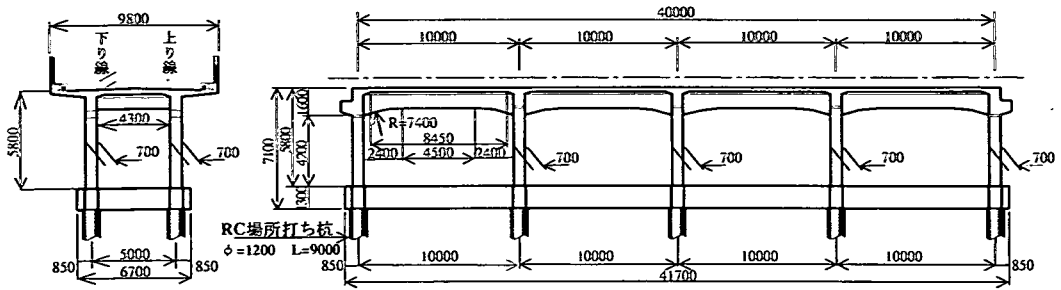


図-19 鉄道ラーメン高架橋一般図

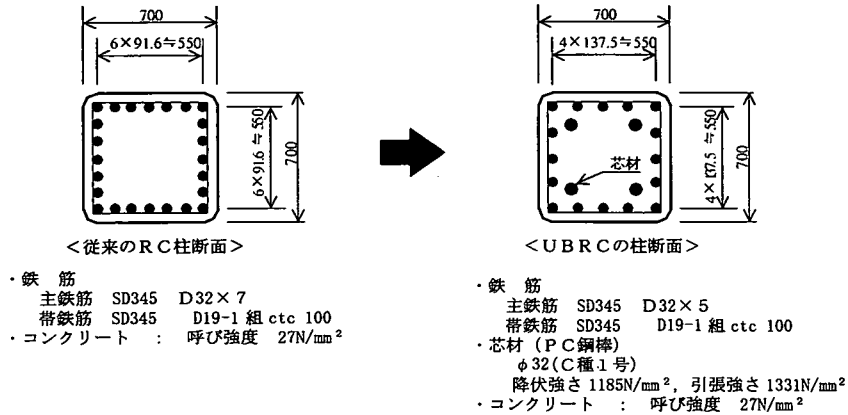


図-20 UBRCの部材断面

力が必要とされるので、主鉄筋は16本で良いことになる。従って、UBRC部材の設定としては、

1. 鉄筋のみでL1地震動に対する耐震性能I（弾性域内）を満たす
2. 鉄筋+芯材でL2地震動における耐震性能IIを満たす

こととし、L1地震動により設計したRC断面を基本として、芯材を設置することでL2地震動に対応するものとした（図-20）。

芯材の強度評価などを加えて、UBRC部材の断面を縮小することも可能であるが、今回は断面を縮小せず、施工性を重視して設計的に安全側の配筋を設定している。

(3) 実験概要

a) 実験供試体

RC供試体は、前述したラーメン高架橋RC橋脚を想定し、鉄道標準に従いL2地震動に対して設計された橋脚を、供試体レベル（相似率2.1875）に縮小したものである（図-21）。

UBRC供試体も同じく前述したUBRC橋脚の相似率2.1875の縮小模型である。主鉄筋の配置はL1地震動に

対する耐震性能を満たすように設計された断面を用い、芯材の配置は最大耐力がRC構造よりも大きくなるように、4.(1)に示した解析法により、中央から190mmの位置に決定した。

断面構成としては、RC供試体に比べ軸方向鉄筋が、橋脚断面から8本分少ない代わりに、φ17のC種PC鋼棒が断面四隅に4本配置した結果となった。その結果、主鉄筋間隔が大きくなり、配筋作業は非常に容易となった。また本実験では、アンボンドチューブにより芯材を被覆する方法によりアンボンド化を行った。本芯材は主鉄筋と共に配置し、コンクリート打設により埋めるだけでよいので、PC構造のようにプレストレス導入に伴う施工・管理も必要なく、製作は非常に容易である。

b) 実験方法

上記供試体に対し、正負交番載荷実験を行い、その構造特性について検討した。載荷波形は、UBRC供試体の最外縁鉄筋の降伏変位6mmを基準とする振幅漸増3回繰り返す波形である。また、軸力については、想定する鉄道構造物（ラーメン橋脚柱部材）に作用する面圧を基に算定した127.4kNである。

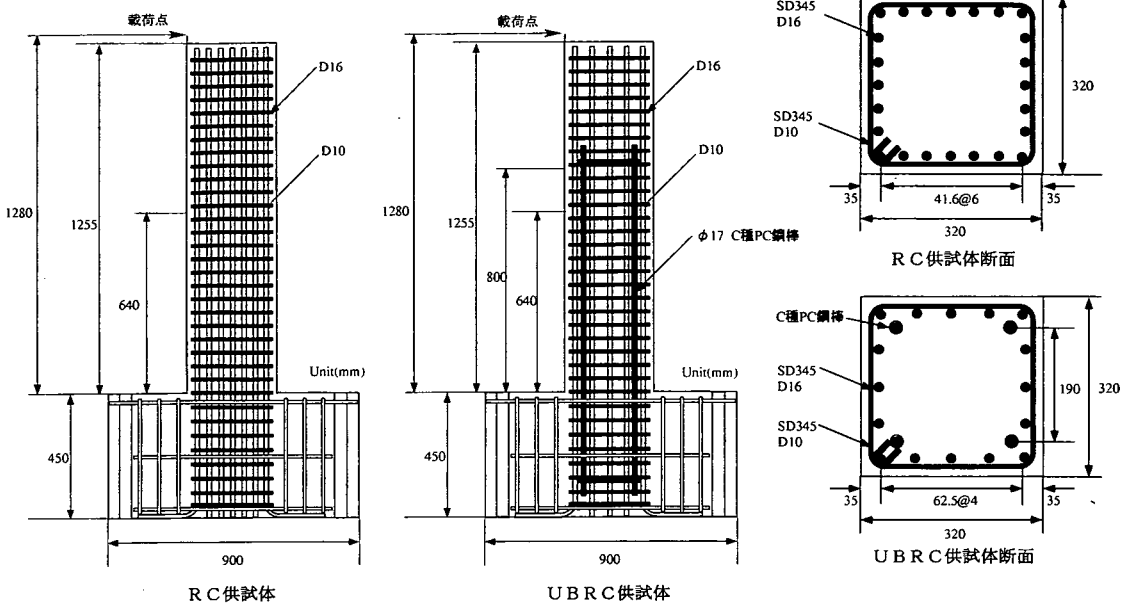


図-21 実験供試体

(4) 実験結果および考察

a) 荷重-変位関係

図-22にRC供試体、UBRC供試体の履歴曲線を示す。RC供試体では、荷重点変位0.041 mにおいて最大耐力(約183 kN)を示した後は、徐々に耐力が低下していく傾向が見られる。これに対し、UBRC供試体ではRC供試体が最大耐力を示した荷重点変位時(0.041 m)では耐力は約171 kNであるが、その後も芯材による安定した二次剛性により耐力は増加しつづけ、荷重点変位が0.077 mの時に最大耐力186 kNを示し、L2地震動に対する耐震性能を満たしている(図-23)。また、UBRC供試体の最外縁軸方向鉄筋の降伏は2~3サイクルの間起こっており、その時の耐力は97 kN~128 kNであった。L1地震動に対する耐震性能を満たすために必要なこの供試体の降伏耐力が92 kNであることを考えると降伏耐力についても設定した性能を満たしているといえる。以上より、今回設計されたUBRC供試体はL1地震動に対しては損傷が弾性域であり、また、L2地震動に対しては、芯材による二次剛性により最大耐力がL2地震動に対する耐震性能を満たすことが分かる。

b) アンボンド効果

UBRC供試体について、荷重ステップの山ごとの主鉄筋と芯材の高さ方向のひずみ分布を図-24に示す。図の上から下に荷重が進んでいる様子を示している。

芯材とコンクリートが完全に付着している場合、橋脚基部でのひずみが大きくなり、高さ方向のひずみ分

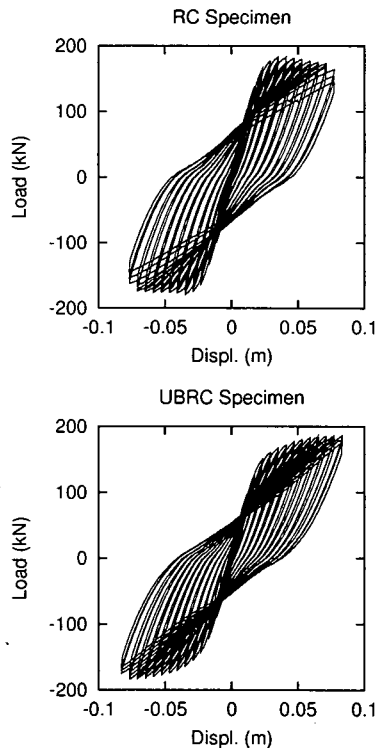


図-22 荷重-変位関係

布は三角形分布となるが、アンボンドとすることにより、ひずみ分布が平滑化されており、上下部ともほぼ同じ値を示していることが分かる。特に最下図のように、

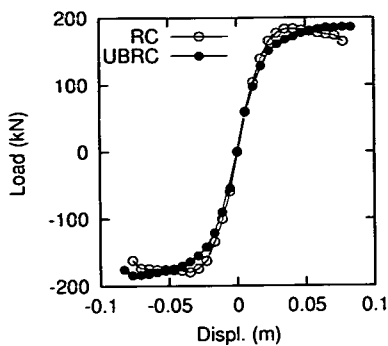


図-23 骨格曲線の比較

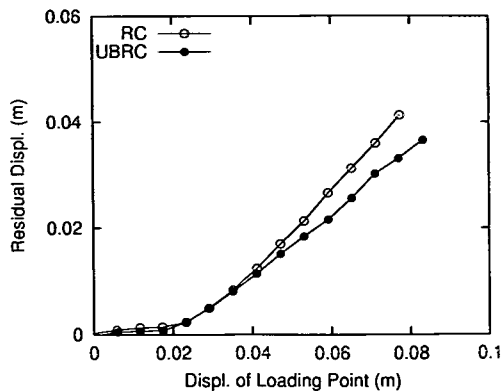


図-25 残留変位と載荷点変位の関係

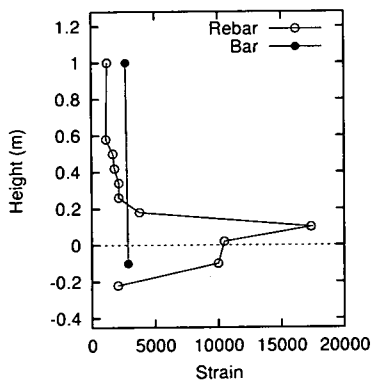
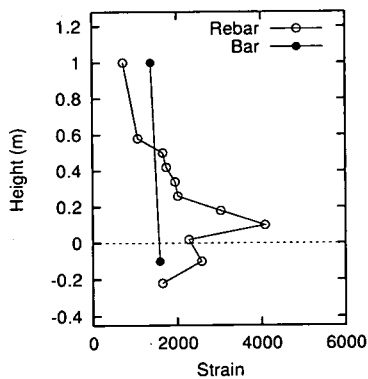
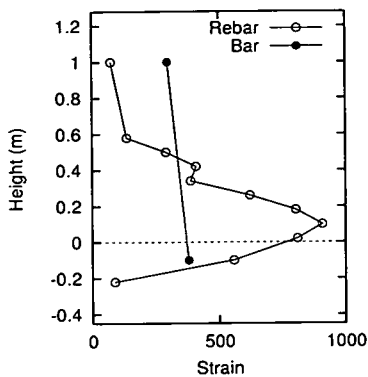


図-24 芯材の高さ方向のひずみ分布

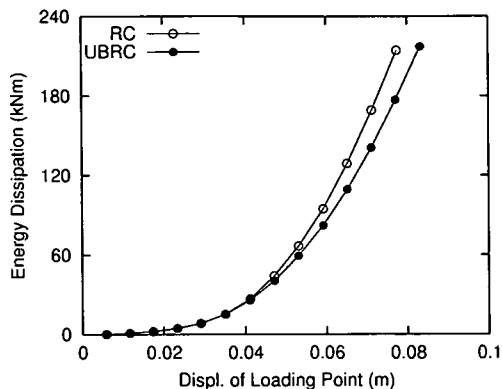


図-26 累積エネルギー吸収量と載荷点変位の関係

主鉄筋が大きく降伏し、塑性ヒンジ部を形成している変形領域においても、芯材が全体として有効に機能していることが確認できる。また本実験では、載荷終了時まで芯材はほぼ弾性域に止まることができた。

c) 残留変位

残留変位を図-25に示す。降伏時には、UBRC 供試体の方が耐力が小さいため、残留変位は RC 供試体とほぼ同程度であるが、耐力がほぼ同じになってきた大変形領域で効果的に低減できていることが分かる。

d) エネルギー吸収能

累積履歴吸収エネルギー量を図-26に示す。RC 供試体に比べ UBRC 供試体の方が主鉄筋量は小さいので、エネルギー吸収性能は UBRC 供試体の方が低い。この結果からは、UBRC 供試体の方が耐震性能が低いように思われるが、必ずしもそうではない。履歴吸収エネルギーが大きいということは、すなわちそれだけ部材が塑性変形（損傷）していることを意味する。塑性変形が小さくても同程度の耐震性能を有する構造ならば、地震後の補修を考えてみても有利である。UBRC 構造は少ない鉄筋量で耐震設計において求められる性能を

満足しつつ地震後の損傷指標の1つである残留変形も減少できることから、非常に耐震性に富んだ構造であるといえる。

7. まとめ

本研究では、次世代高耐震性能構造として UBRC 構造を新しく提案し、その概念と背景について整理した。またその基本的性能を得るため、正負交番載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を実施した。本研究で得られた結果をまとめると次のようになる。

- アンボンド芯材を導入することにより、正の二次剛性を有する荷重-変位関係を持つ RC 構造を容易に実現することができる。
- アンボンド芯材を導入することにより、従来の RC 構造に比べて強震後の残留変位を小さくすることができる。
- エネルギー吸収性能は主鉄筋量に依存し、高強度芯材を導入しても変化しない。すなわち RC 構造と同程度の鉄筋を配置することにより、同程度のエネルギー吸収性能が期待できる。
- 構造用主鉄筋をひび割れ幅制御できるよう適切に配置されていれば、アンボンド芯材を導入することで、橋脚塑性ヒンジ区間の損傷局所化を低減できる。
- RC 構造に弾性部材を導入することにより得られる原理とほぼ同等の結果を正負交番載荷実験より得ることができた。本構造は施工性にも優れており、実用性の高い高耐震性能構造と言える。
- 神戸海洋気象台記録を用いた実験では、RC 橋脚と UBRC 橋脚の最大応答変位はほぼ同一であったものの、地震後残留変形は UBRC 橋脚の方が小さくなった。これは芯材を配置したことにより、履歴形状が原点指向に近くなることによるものであり、静的載荷実験だけでなく、地震時にも芯材効果が有効に発揮されることが明らかとなった。
- 神戸ポートアイランド記録を用いた実験では、地震後残留変形だけでなく、最大応答変位も RC 橋脚に比べて UBRC 橋脚は小さくなった。今後、構造物の二次剛性と地震時応答との関係を検討し、有効な芯材配置法を検討する必要がある。
- 二次剛性を発揮できる UBRC 構造は、二段階耐震設計の観点からも有利である。特に主鉄筋量の多い鉄道 RC 構造物では、UBRC 構造は L2 地震動に対する性能は RC 構造と同等でありながら、主鉄筋量を低減することができ、施工性を高めることができる。
- RC 構造に比べて累積エネルギー吸収量が小さくと

も荷重-変位関係が同程度以上の性能を示している UBRC 構造は、地震後の供用も考えると非常に耐震性に富んだ構造であることが分かった。

謝辞：本研究は科学技術庁振興調整費および文部省科学研究費の援助を受け実施した。最後に、本研究を進めるにあたり中西伸二技術専門官や鶴飼正裕君、永尾直也君をはじめとする京都大学工学研究科土木システム工学専攻構造ダイナミクス研究室の学生諸君の協力が不可欠であった。また鉄道構造物の設計においては JR 東海コンサルタンツの岩田秀治氏の協力を得た。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(編): 阪神・淡路大震災調査報告土木構造物の応急復旧, 補修, 補強, 丸善, 1999.
- 2) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 40, No. 5, pp. 40-47, 1998.
- 3) 稲田文展, 睦好宏史, Zatar, W.: プレストレスを導入した RC 橋脚の耐震性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 739-744, 1998.
- 4) 塩島亮彦, 運上茂樹, 星隈順一, 長屋和宏: 修復を考慮した鉄筋コンクリート橋脚構造に関する実験的検討, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1401-1404, 2001.
- 5) 細入圭介, 川島一彦, 庄司学: アンボンド区間を有する鉄筋コンクリート橋脚の繰返し変形特性に関する実験的研究, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 717-720, 1999.
- 6) 渡辺史夫, 大住和正, 六車照: 各種強度の鉄筋混用による RC 断面曲げ性能の制御, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 295-298, 1990.
- 7) 家村浩和, 加藤敏明, 高橋良和, 前堀伸平: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震性能に関する載荷実験, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 2099-2104, 1998.
- 8) Kato, T. and Takahashi, Y.: Earthquake Design and Construction of Tall Composite Bridge Piers, *Proceeding of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, No.899, 2000.
- 9) 日本道路協会(編): 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 1996.
- 10) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言, 土木学会誌, Vol. 80, No. 7, 1995.
- 11) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」, 土木学会誌, Vol. 81, No. 2, 1996.
- 12) 鉄道総合技術研究所(編): 鉄道構造物等設計標準・同解

説 耐震設計, 丸善, 1999.

- 13) 星隅順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 実大鉄筋コンクリート橋脚に関する橋梁の正負交番載荷実験, 第3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講演論文集, pp. 189-194, 1999.
- 14) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英磁, 宇佐美勉: 相似則を考慮

したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, Vol. I-30, No. 507, pp. 179-190, 1995.

(2002.10.12 受付)

INNOVATION OF HIGH-PERFORMANCE RC STRUCTURE WITH UNBONDED BARS FOR STRONG EARTHQUAKES

Hirokazu IEMURA, Yoshikazu TAKAHASHI and Naoki SOGABE

As a new RC structure with high seismic performance, the Unbonded Bar Reinforcement Concrete (UBRC) structure is proposed. Installing unbonded high strength bars into a RC pier, the post-yield stiffness can be easily increased and controlled. This structure can reduce not only maximum displacement response but also the residual displacement by the combination of the elastic bar's action. And the elastic bars can generate stable inelastic hysteresis loops. From the results of cyclic and pseudo dynamic loading tests, it is verified that the UBRC structure has high seismic performance. And consequently the UBRC structures also have the rational advantage for the two-level seismic design. From the trial design of the railway structure, it is found that the UBRC structure can reduce the amount of sectional area and reinforcement, but can be satisfied with the required performance of both of L1 and L2 earthquakes.