

鉄筋コンクリート構造系エネルギー吸収デバイスの研究開発

島崎 和司

(神奈川大学工学部建築学科)

1. はじめに

多くの地震国において、耐震設計の基本は大地震時においても人命を保護することであり、適切な強度を建物に与え、崩壊を防止することを第一の目標としている。鉄筋コンクリート構造においても、そういった観点から構造設計がなされてきた。しかし、鉄筋コンクリート造建物の構造設計においても、性能設計が指向されるようになり、また、阪神大震災以降、大地震後でも建物を使えるという要求が強くなってきている。その為には、RC部材の修復性が良好である事が必要である。

図1に示したようなコアタイプの建物では、靱性に劣る短スパン梁が存在する。この梁の靱性能を満足させるため、X型配筋が用いられている¹⁾。多くのX型配筋に関する実験的研究が日本でも行われ^{2) 3) 4)}、平行配筋と比べ、せん断耐力の上昇、せん断補強筋の減少、せん断破壊の防止、付着割裂破壊の防止、変形性能の向上などが期待できることが示されている⁵⁾。RC部材に埋め込まれたX型の鉄筋を降伏させてエネルギー吸収を行わせようとすると、コンクリートが圧縮に効くために鋼材は、もっぱら引張降伏のみすることになる。そのため、コンクリートに多くのクラックが生じ、軸方向の残留変形が累積することになり、地震後の修復に支障をきたすと考えられる。

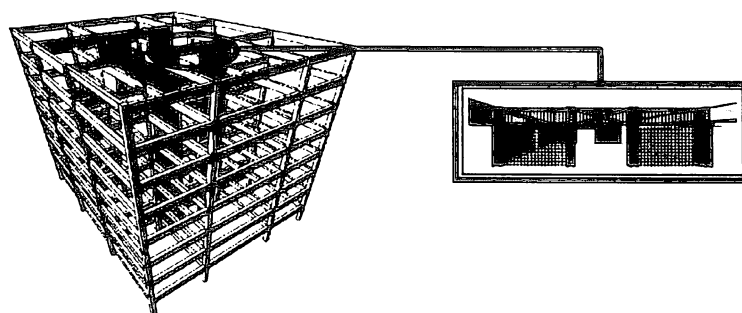


図1: コアタイプの建物における短スパン梁

X型配筋梁のX型主筋に作用する力は全長にわたり一定であり、主筋とコンクリートが付着している必要はない。そこで、このX型主筋をアンボンドとすることにより、鉄筋が引張り降伏してもコンクリートに引張り力が伝わらず、クラックの少ない梁とすることが可能と考えられる。本研究では、アンボンドX型配筋梁の実験的研究を行い、そのエネルギー吸収能力やクラック等を検討し、エネルギー吸収能力と地震後の修復性が良好な梁部材の開発を目指す。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体を図2に示す。図1に示したプロトタイプ建物の1/3スケールで、梁断面が200mm×400mm、内法寸法が1000mmで、左右に主筋定着用のスタップを有する。試験体一覧を表1に示す。主なパラメータはX型主筋

のボンドの有無と横補強筋量である。すべての試験体の梁部分には、8本のX型主筋と4本の平行配筋を有する。試験体 No.1,2 は普通のボンドされたX型配筋梁で、横補強筋比が異なる。試験体 No.3,4,5 はアンボンドのX型配筋梁で、横補強筋比が異なる。No.1,3 の横補強筋量は、平行配筋分について鉄筋コンクリート構造計算規準⁶⁾により算定したせん断補強筋量とし、No.2,4 の横補強筋量は、靱性保証型耐震設計指針式⁷⁾で、層間変形角 $R=1/50$ として算定したせん断補強筋量とした。No.5 の横補強筋量は、端部のみ No.2,4 の倍としたものである。

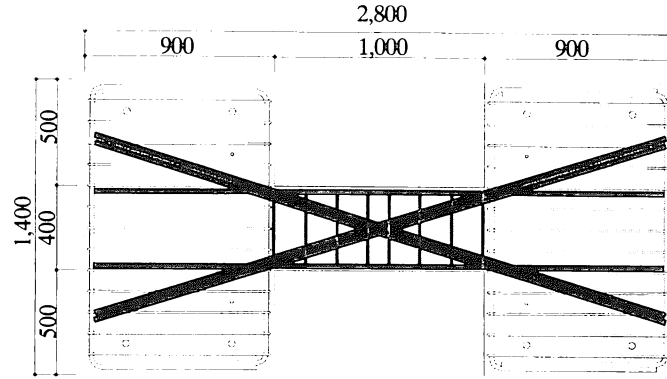


図 2：試験体

表 1：試験体一覧

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
断面					
b×D(mm)	200×400				
$\sigma_B(N/mm^2)$	54	51	54	51	51
平行筋	2-D16				
X 型筋	4-D16 Bond	4-D16 Bond	4-D16 Unbond	4-D16 Unbond	4-D16 Unbond
$\sigma_y(N/mm^2)$	476	459	476	459	459
$P_t(\%)$	1.51				
横補強筋	2-D6 @150	2-D6 @100	2-D6 @150	2-D6 @100	2-D6 @100/@50
$\sigma_y(N/mm^2)$	331				
$P_w(\%)$	0.21	0.32	0.21	0.32	0.32/0.64
実施年度	2000	2001	2000	2001	2001

2.2 アンボンド鉄筋

鉄筋をアンボンドとするために、図 3 に示したようにワックスとプラスチックプレート、アンボンド剤を用いた。No.1,3 では、まず異型鉄筋のくぼみの部分をワックスで埋めて (図 3a)、その回りを薄いプラスチックプレートでカバー (図 3b) してボンドを切った。No.2,4,5 では、ゲージ部分のアンボンド特性を改善するため、ワックスでくぼみを埋めた後 (図 3a) プチレンゴム系のアンボンド剤でコーティングし (図 3c)、テープにてカバーをした (図 3d)。スタップに定着される部分は、アンボンドにせず異型のままとして定着させた。

2.3 加力装置

加力装置を図 4 に示す。試験体は 90° 回転して、下スタップを加力フレームに固定する。上スタップには $500 \times 600\text{mm}$ の L 型加力治具を取り付け、試験体中央高さに取り付けたアクチュエータにより加力することで逆対称

モーメントを与えた。なお、加力治具は2本の副アクチュエータで水平を保持するように連続制御されている。

2.4 加力サイクル

加力サイクルは図5に示すように、各サイクル3回づつ、変形角を増加させながら行った。 $R=1/100$ のサイクルのみ6回の繰り返しを行っている。これは、図1に示した8階建CFT構造の中心部分にコアを有するプロトタイプ建物の地震応答解析を行い、大地震レベルでの応答で必要とされる消費エネルギーを消費するために必要な繰り返し回数として定めた。

2.5 計測

試験体の全体変形は、上下スタップから変位形取り付け用治具を伸ばし、その変形差として計測した。試験体の軸方向変形は、図6に示したように両側フランジで区間ごとに計測し、同一区間の両側の変形差から曲率を求め、曲げ変形を算定した。せん断変形は、全体変形から曲げ変形を引くことにより求めた。また、同一区間の両側の変位の平均から軸変形を求めた。

鉄筋のひずみは、平行配筋、X型配筋、横補強筋のそれぞれをストレインゲージにて計測した。

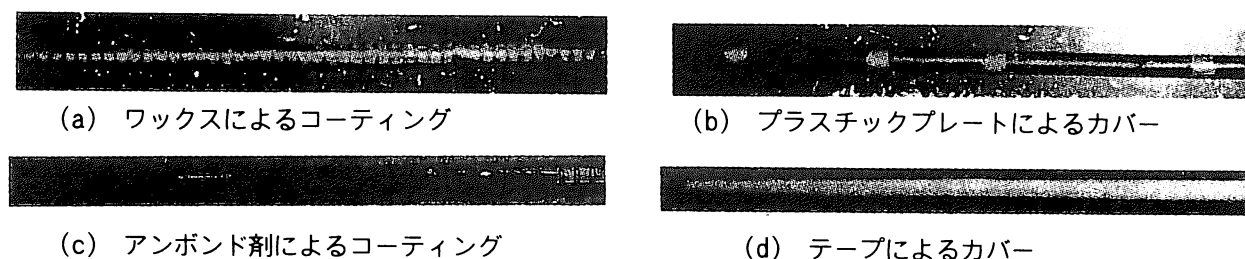


図3：アンボンド鉄筋

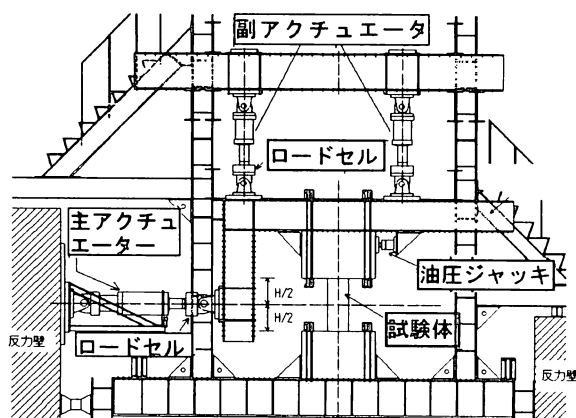


図4： 加力装置

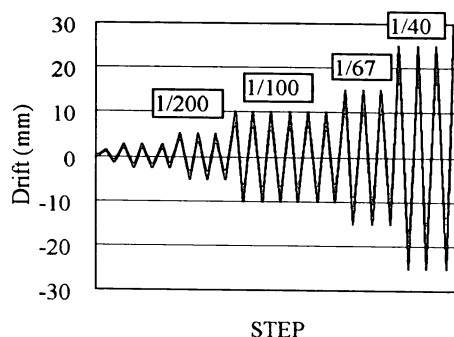


図5： 加力サイクル

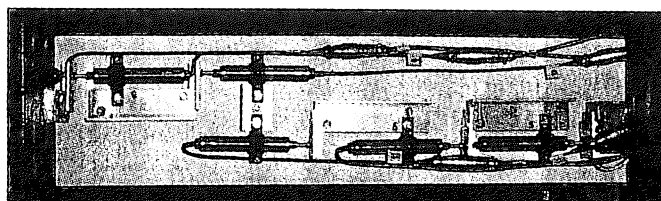


図6： 軸方向変形

3. 実験結果

3.1 クラック性状

各試験体の代表的なサイクルと終局のひび割れ状況を図7に示す。各試験体とも $1/700$ のサイクルで梁端部に曲げひび割れ、 $1/400$ のサイクルで、曲げせん断ひび割れが発生した。No.1,2 は $1/400$ のサイクルで、No.4,5 は $1/100$ のサイクルで中央部にせん断ひび割れが発生した。No.1,2 は全般的にひび割れが分散したが、No.3,4,5 は中央部のひび割れは増加せず、端部のひび割れ幅が広がる傾向があった。最終的には、No.1,2 は中央部のせん断ひび割れが増大し、No.1 はせん断破壊、No.2 は、X 型主筋が面外へ座屈した。No.3 は端部のせん断ひび割れが中央部平行筋の付着割裂ひび割れとつながった。No.4 は、大変形時に端部のせん断クラック部分で破壊した。No.5 は、大変形時においても大きな損傷を起こさず、修復可能な損傷にとどまった。

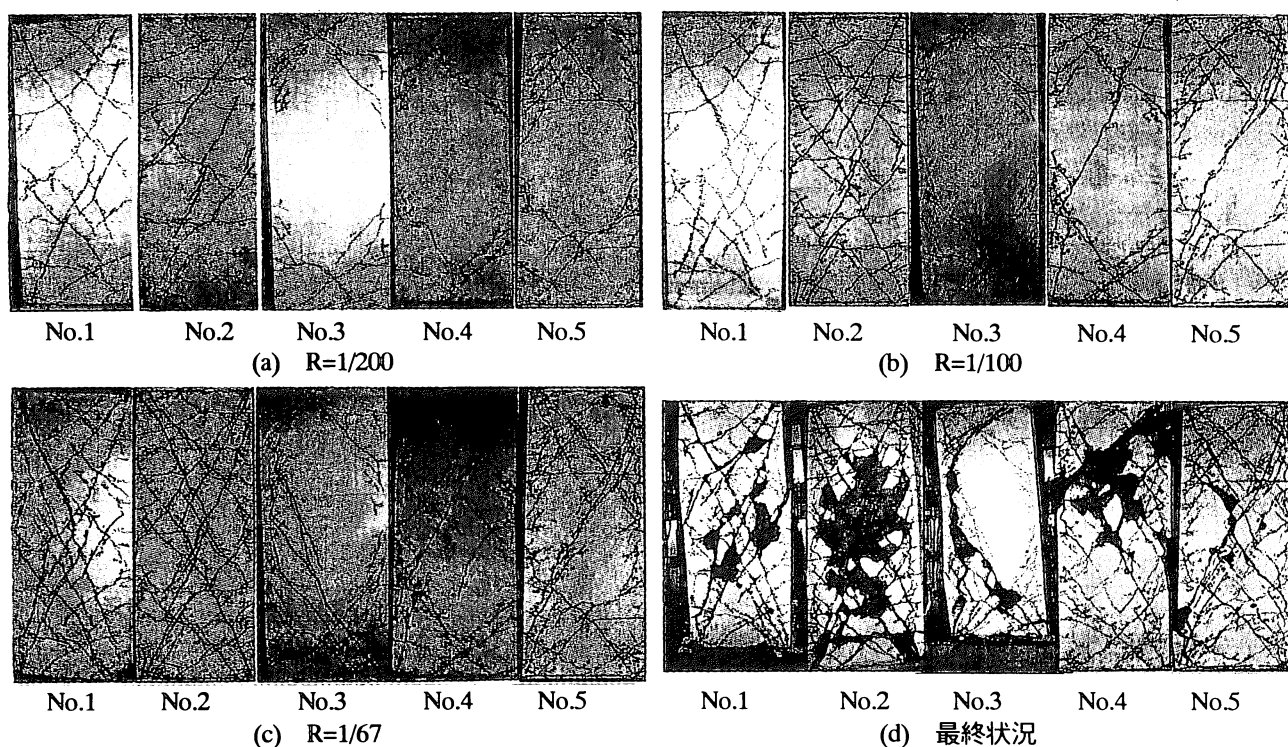


図7： 各サイクルのクラック性状と最終状況

3.2 荷重－変形関係

各試験体の荷重－全体変形関係を図8に示す。各試験体の荷重－変形関係には $1/100$ まで大きな差は見られず、繰返しによる耐力の低下はあまり見られない。すべての試験体で部材角 $R=1/40$ の大変形まで最大荷重を維持したが、No.5 以外は繰返し加力時に耐力が低下した。No.1,2 は中央部のせん断クラックにより耐力低下を起こし、No.3 は中央部平行配筋の付着割裂破壊により耐力低下、No.4 は、端部のせん断ひび割れの損傷が集中して耐力低下を起こした。No.4 に比べて端部の横補強筋を増した No.5 ではさらなる大変形時においても耐力低下を起こしていない。図9に、アンボンド試験体の繰返し時の耐力低下と横補強筋量との関係を示す。層間変形角 $R=1/67$ の繰返しまでは耐力低下に対する横補強筋量の影響は少ないが、 $R=1/40$ の繰返し時には、横補強筋量と相関が見られ、靱性保障型の算定式で求めた横補強筋量により、想定した変形能が得られることがわかる。

図10に各実験の包絡線の比較を示す。2000年度実施の横補強筋の少ない No.1,3 に比べ、2001年度実施の横補強筋の多い No.2,4,5 は、全体として耐力が大きい。2001年度実施の3体の耐力は $1/40$ までは同じで、その後横補強筋量によって差が生じている。

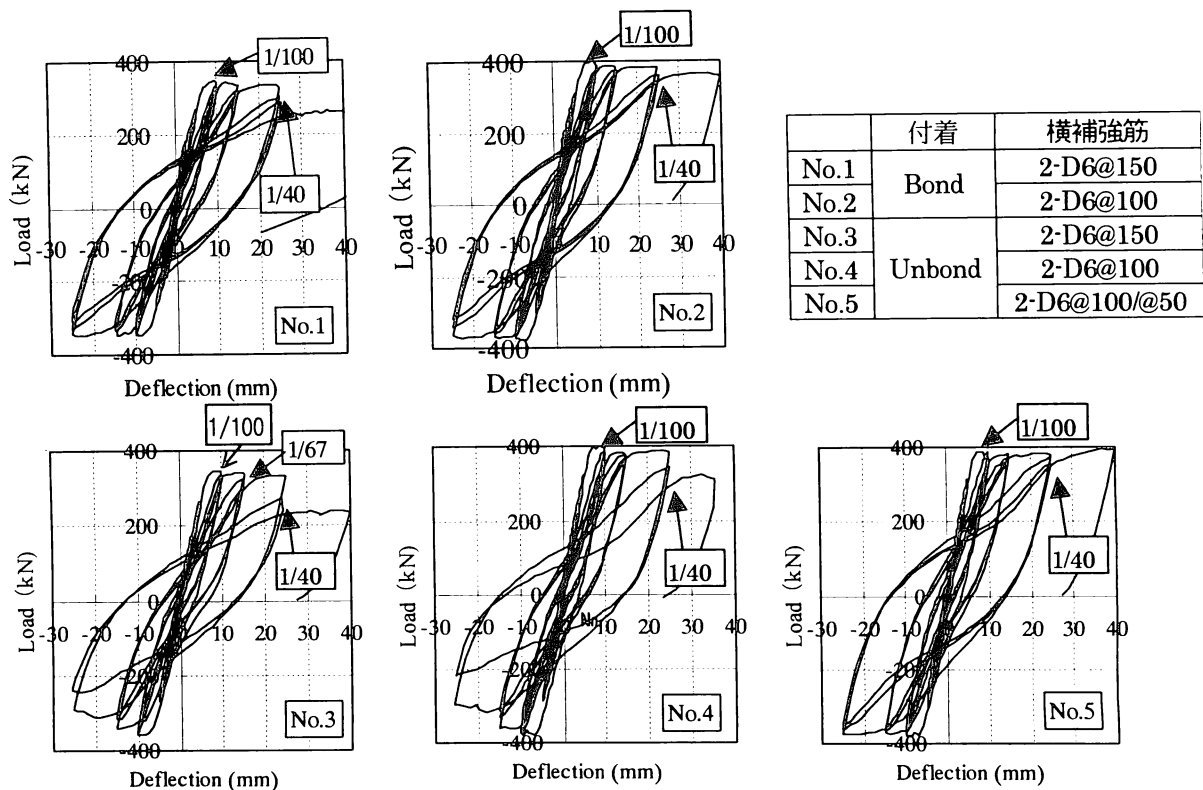


図8： 荷重－変形関係

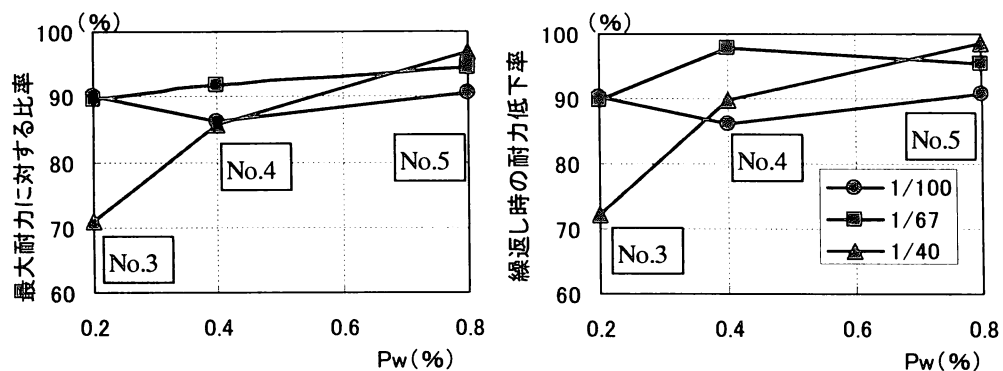


図9： アンボンド試験体の横補強筋量と繰返し時の耐力低下の関係

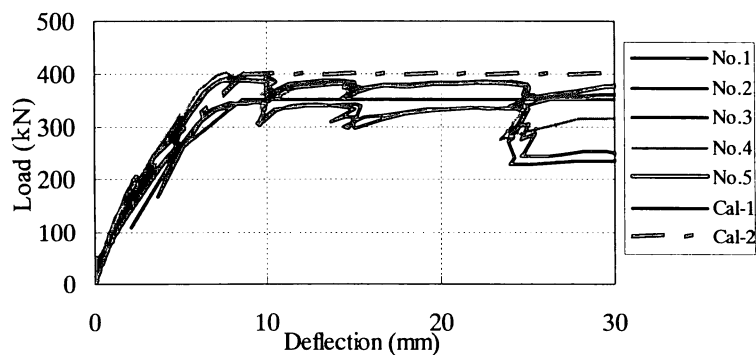


図10： 包絡線の比較

同図中には、平行配筋の RC 梁と X 型配筋をブレースとみなして別々に算定して加え合わせた計算値を示した。平行配筋梁の曲げクラック耐力と降伏耐力は略算式(1),(2)により求め⁶⁾、降伏時の剛性低下率は、菅野短柱式⁸⁾(3)によった。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z \quad (\text{units: N, mm}) \quad (1)$$

$$M_y = 0.9 a_f \sigma_y d \quad (2)$$

$$\sigma_y = (-0.0836 + 0.159 a/d)(d/D)^2 \quad (3)$$

ここで、 σ_B はコンクリート強度 (N/mm^2)、 Z は断面係数、 a_f は平行筋の鉄筋断面積、 σ_y は鉄筋の実降伏強度、 d は梁の有効せい、 D は梁せい、 a はせん断スパン長さである ($a = M/Q$)。

X 型筋は降伏強度まで線形で、降伏後は降伏強度を維持するバイリニアールと仮定した。図中の cal-2 の計算においては、圧縮側の X 型配筋 4 本で囲まれたコンクリート部分も圧縮ブレースとして耐力を受け持つとして算定し

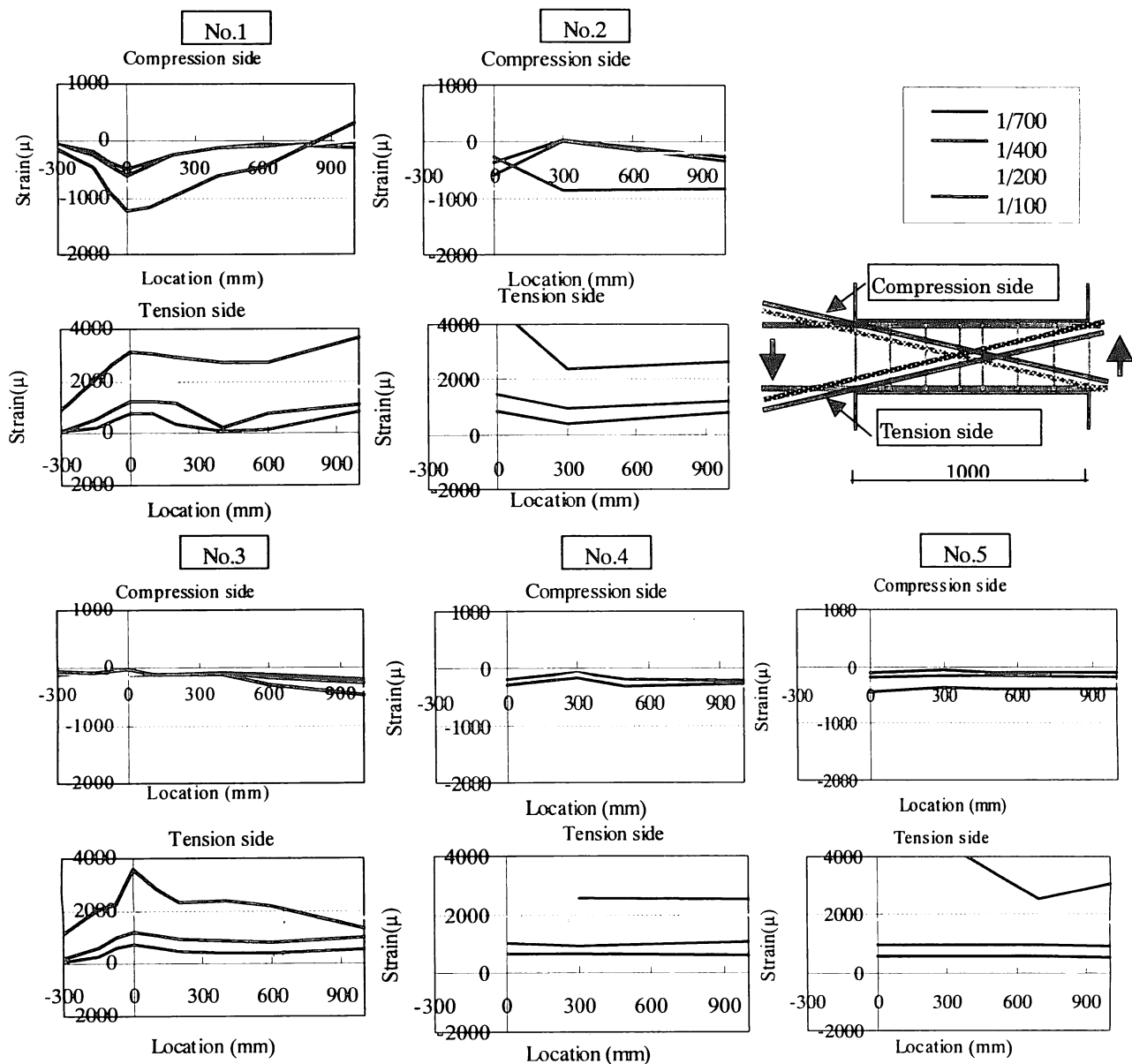


図 11 : X 型主筋のひずみ分布

た値である。No.1,3 の実験値は X 型鉄筋のみをブレースとした計算値に、No.2,4,5 の実験値は X 型鉄筋で囲まれたコンクリートも圧縮ブレースとした計算値とよく対応しており、コンクリートの負担を適切に評価できれば、この算定式により部材としての復元力特性を定めることが可能と考えられる。

3.3 鉄筋のひずみ分布

図 11 は、X 型主筋の各サイクルの最初のピークにおけるひずみ分布を示したものである。No.3,4,5 のアンボンド X 型主筋ではひずみがほとんど一定なのに対し、No.1,2 のボンドの X 型主筋は、曲げモーメントや、クラックによる局部応力の影響を受けて一定値とはなっていない。特に、圧縮側でその差が顕著となる。横補強筋の多いアンボンド試験体の No.4,5 では、圧縮側の鉄筋ひずみがほとんど一定で引張り側に比べて 1/4 以下のひずみとなっている。これは、圧縮側のブレースとしてコンクリートが鉄筋と一緒に有効に働いていることによると考えられる。横補強筋の多いボンド試験体である No.2 においても、ひずみ分布にばらつきはあるが、同様の傾向にある。これに比べ、横補強筋の少ない No.1,3 では、圧縮側のひずみ分布が一定とならず、特にボンド試験体である No.1 では端部で曲げによるコンクリートの圧縮ひずみの影響を受け、X 型主筋の圧縮ひずみが増大している。また、アンボ

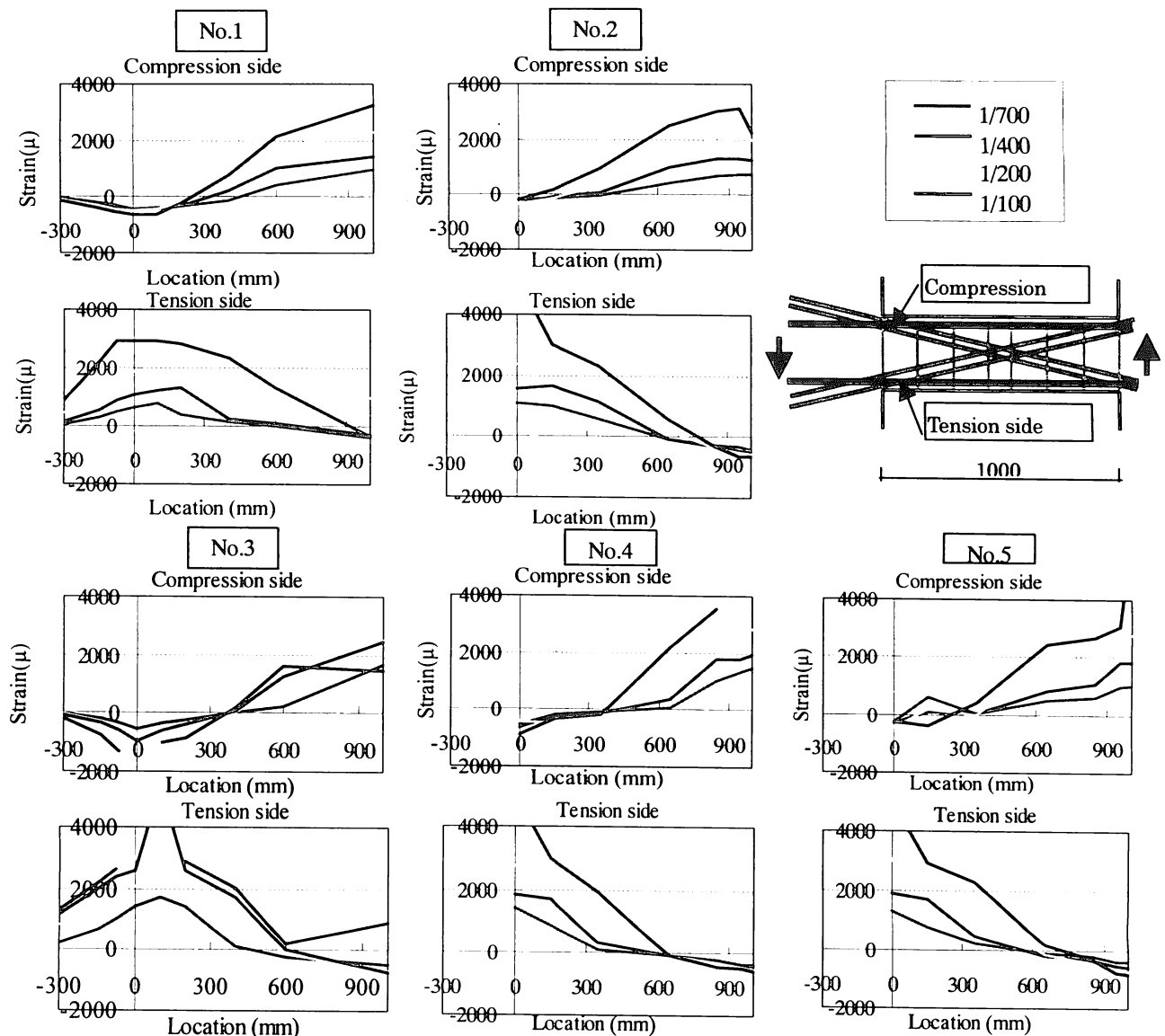


図 12：平行配筋主筋のひずみ分布

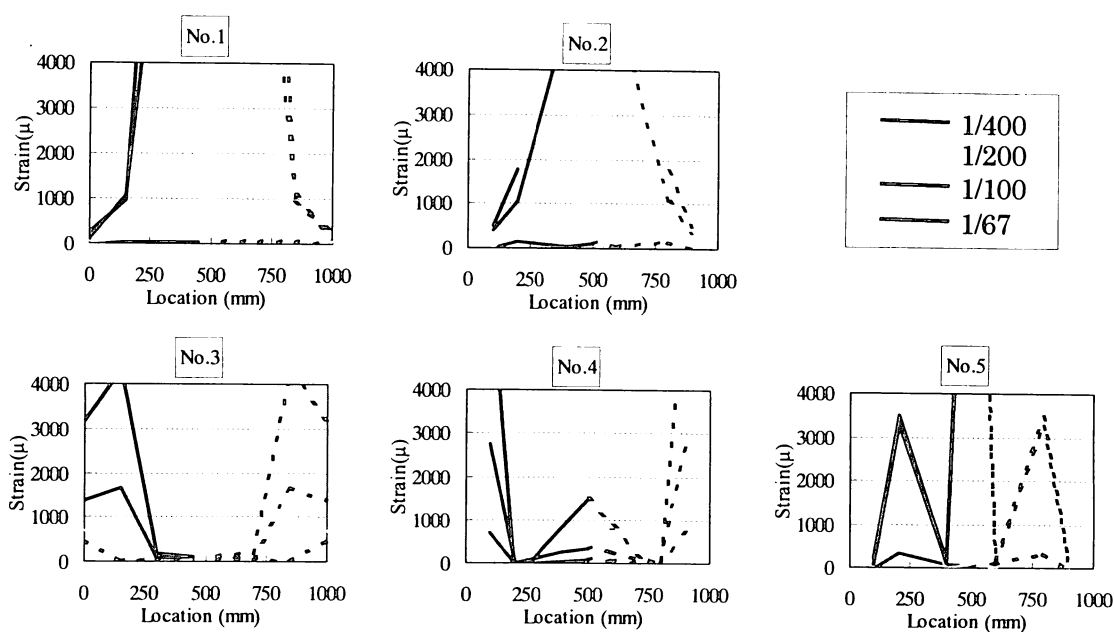


図 13：横補強筋のひずみ分布

ンド試験体である No.3 では、平行主筋の付着割裂の影響を受け、圧縮筋として有効に働いていない。

図 12 は、平行主筋の各サイクルの最初のピークにおけるひずみ分布を示したものである。No.1,2 のボンド試験体の平行主筋に比べ、No.3,4,5 のアンボンド試験体の平行主筋では引張りひずみから圧縮ひずみに変化する点までの距離が短く、平行筋の付着応力度が大きくなっている。これが、横補強筋の少ない No.3 試験体において付着割裂破壊した原因となっている。これは、X 型主筋がアンボンドの場合、平行配筋梁の曲げに対する圧縮応力を X 型配筋が負担しないため、平行配筋部分の圧縮応力度が大きくなるためと考えられる。図 12 における No.1 と No.3 の平行配筋の圧縮ひずみを比較すると、アンボンドである No.3 の圧縮ひずみがかなり大きくなっている。

図 13 は、横補強筋のひずみ分布を示している。図中の右側の破線部分は、実際に計測されたデータではなく、対称性を仮定して描いたものである。ボンド試験体である No.1,2 は、 $R=1/200$ から $1/100$ のサイクルにかけて梁中央部の横補強筋が降伏している。アンボンド試験体である No.3,4 は、梁端部でひずみが大きく、中央部で定着割裂破壊した No.3 試験体は $R=1/100$ を超えて、横補強筋を増した No.4 試験体では $R=1/100$ のサイクルで降伏している。No.4 からさらに端部に横補強筋を増した No.5 では、全体的に横補強筋のひずみが増加し、最終的には中央部のひずみが増大している。これらの傾向は、図 7 に示したクラックパターンとよい対応を示している。

3.4 変形成分

図 14 に各試験体の曲げ・せん断変形の割合を示す。横補強筋の少ないボンド試験体である No.1 試験体は、全体変形の増大にともない、図 7 に示したように梁中央部のせん断クラックが増大し、せん断変形成分が増大している。同じアンボンドであるが補強筋の多い No.2 試験体では、 $R=1/100$ 程度までは、No.1 と同様にせん断変形成分が増大しているが、それ以降、中央部のせん断クラック幅が余り増大せず、せん断変形成分の増大は少ない。アンボンド試験体である No.3,4,5 試験体もそれほどのせん断変形成分の増大はない。これは、X 型主筋がアンボンドのため、クラックが端部に集中して端部クラック幅のみが増大して、端部が曲げヒンジとして回転変形したことによると考えられる。

3.5 等価粘性減衰定数

図 15 に、荷重－変形関係の最初のハーフサイクルの面積から求めた等価粘性減衰定数の変化を示す。すべての試験体において差は少ない。これは、本試験体のエネルギー吸収の多くは X 型主筋の引張り降伏によるものであり、その差が現れなかったと考えられる。このことは、図 7 に示したひび割れ分布とあわせて考えると、X 型主筋をア

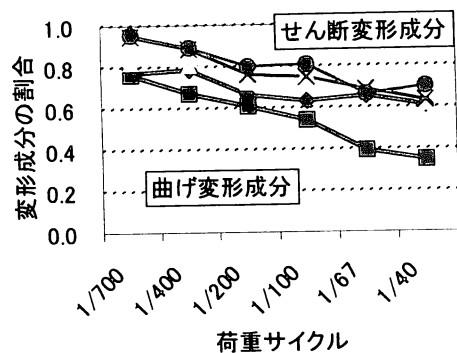


図 14： 曲げとせん断変形の比

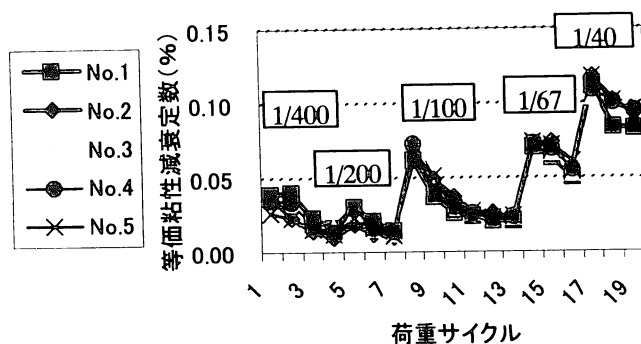


図 15： 等価粘性減衰定数

ンボンドにすることにより、エネルギー吸収能力は同等であるが、ひび割れ本数が少ないが梁が作成できることになる。

3.6 軸伸び変形

図 16 に各試験体の軸方向変形を示す。すべての試験体において X 型主筋が降伏しない $R=1/200$ までは軸方向伸び変形の累積は見られない。X 筋が降伏する $R=1/100$ から軸伸びが顕著となる。軸伸びは、同じ横補強筋量の場合、アンボンドのほうがボンドより大きい。これは、図 10 に示した X 型主筋の圧縮ひずみの差より説明できる。ボンドされた X 型配筋の圧縮ひずみは、曲げに伴うコンクリートの圧縮ひずみにより、大きな圧縮ひずみを受ける。アンボンドの X 型配筋は、コンクリートからの圧縮ひずみが伝わらず、また圧縮ブレースとして働くときにはコンクリートも同時に働くため圧縮ひずみが大きくなならない。そのため、引張りひずみの累積が大きくなり、軸方向伸び変形が増大すると考えられる。また、ボンド同士、アンボンド同士だと横補強筋が多いほど大きい。これは、補強筋の少ないものは、端部での曲げモーメントによる圧縮ひずみによってコンクリートが圧壊をはじめ、軸方向伸びが少なくなるのに対し、横補強筋の多いものはコンクリートが拘束されて圧壊が生じなくなるためである。端部に横補強筋を増した No.5 では、1/100 の繰返し時には軸方向伸びが No.4 と比べ減少しており、修復性の観点からは、望ましい方向となっている。

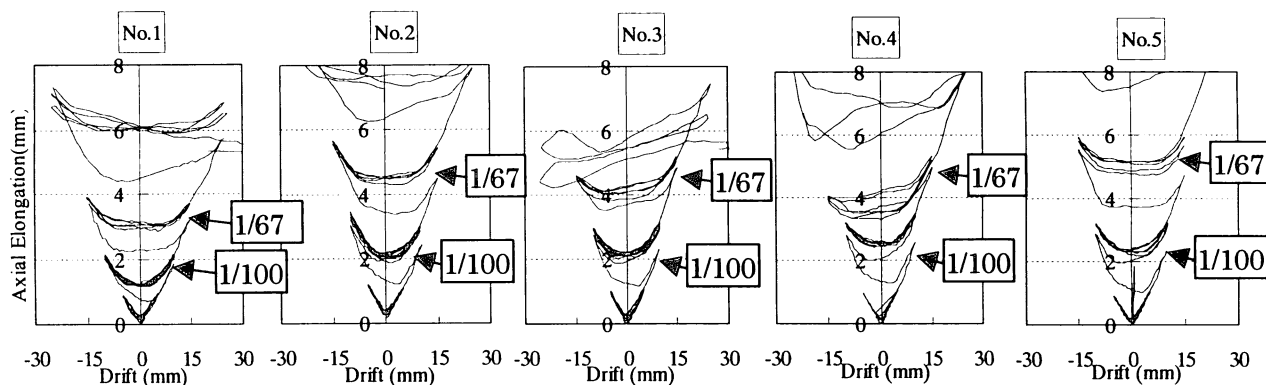


図 16： 軸伸び変形

4. まとめ

本論は、コアタイプの建物の境界梁の、地震時のエネルギー吸収能力に富み、損傷が低減され修復性が良好な部材の開発をめざし、X 型配筋梁に関する実験的研究を行ったものである。X 型主筋に作用する力は全長にわたり

一定で、主筋とコンクリートの付着は必要はなく、これをアンボンドとすることにより、クラックの少ない梁とすることが可能となる。本論で得られた主な結論は以下のとおりである。

1. 短スパン梁にアンボンドX型筋を用いることによって、梁中央部のせん断クラックを含めたクラック本数の大幅な低減が可能となる。
2. ボンドされたX型配筋梁とアンボンドのX型配筋梁の両者において、荷重変形関係における履歴性状や等価減衰定数で示されるエネルギー吸収能力には大きな差はない。
3. X型配筋梁の荷重変形特性は、平行配筋梁とX型配筋ブレースとの和として算定することが可能である。このとき、横拘束筋が多い場合には圧縮側のブレース耐力にコンクリートが寄与すると考えられる。
4. アンボンドX型配筋のひずみは、各荷重サイクルにおいて均一であり、曲げモーメントによる応力の影響を受けない。ボンドのX型配筋は、特に圧縮の場合曲げモーメントによりひずみを受け、均一とならない。
5. ボンドX型配筋試験体の横補強筋は、梁中央部で降伏し、アンボンド試験体では、梁端部で降伏している。端部に横補強筋を増したアンボンド試験体では、全体的に横補強筋のひずみが増加し、最終的には中央部のひずみが増大している。
6. 軸伸びは、同じ横補強筋量の場合、アンボンドのほうがボンドより大きく、ボンド同士、アンボンド同士だと大変形時には横補強筋が多いほど大きくなる。ただし、アンボンドで、端部にさらに横補強筋を増した場合、設計で一般に想定する最大変形角である $R=1/100$ までの軸伸びは減少する。

謝辞

本研究は、文部省学術フロンティア・横浜市産官学共同研究総合プロジェクト「地震・台風災害の制御・低減に関する研究 (TEDCOM)」(研究代表者：大熊武司) の一環として行い、神奈川大学・教務技術主任五十嵐泉氏、卒論生の伊藤努、山田裕理、原田和行、佐藤宏貴、坂上教夫、牧健太郎君の協力を得ました。ここに関係者及び卒論生の諸君に感謝します。

参考文献

1. Park, R. and T. Paulay, Reinforced Concrete Structures, A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION, 1975
2. 小川雄一郎、草間伊知郎他、短スパン梁を有する超高層鉄筋コンクリート造の耐震設計に関する研究、その1、2、日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 日本建築学会, pp.337~340、1987
3. 江戸宏彰、吉岡研三他、チューブ構造による41階建RC構造の耐震設計、その4 X型配筋梁のせん断終局強度、日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 日本建築学会, pp.773~774、1989
4. 早川幸孝、島崎和司：短スパン梁の靱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, pp.179~184、1990
5. 南宏一編、はじめてのX形配筋、建築技術、1992
6. 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1999)、日本建築学会、1999
7. 日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1999
8. 菅野俊介他、「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その18)」、AIJ 大会梗概集、1974