

損傷制御型デボンドX型配筋梁の開発

五十嵐 泉、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、耐震設計の第一の目標は大地震時においても人命を保護することであり、建物の崩壊を防止するために適切な強度と耐久性を建物に与えることにある。鉄筋コンクリート(RC)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、大地震後でも少ない修復コストで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。この梁の靱性を満足させるために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行われ²⁾³⁾⁴⁾、平行配筋と比べ、変形性能の向上、クラック本数の低減、梁の大きな損傷を防止し修復性が向上することが示されている⁵⁾。しかしRC梁に埋め込まれた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、コンクリートが圧縮に効くために、引張側の鉄筋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、軸方向の変形が増加することになり、修復に支障をきたすと考えられる。

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型主筋をデ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であり、梁端部のコンクリートにノッチなどを設けることにより圧縮側の鉄筋が圧縮降伏し、エネルギー吸収能力が増加すると考えられる。

本研究では、クラックの減少と修復性が良好で、より大きなエネルギー吸収能力をもつX型配筋短スパン梁を提案する。

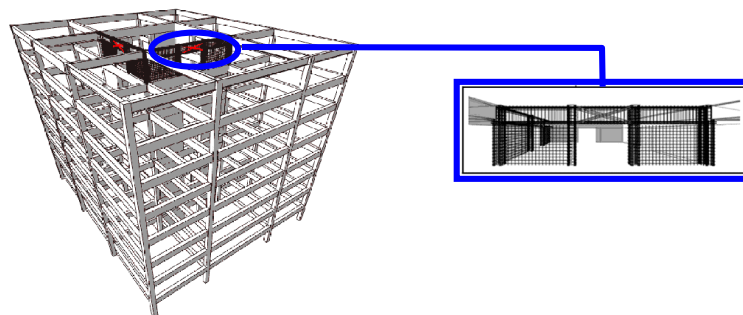


図1: コアタイプの建物における短スパン梁

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。

試験体は基本的なものとそれを進歩させた 2 シリーズがあり、前者を N シリーズとしてその概要を表 1 に示す。最初の実験パラメータはボンド X 型配筋であり、次ぎに横補強筋の量、鉄筋とコンクリート強度であり、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. N-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 N-3~10 はデボンドの X 型配筋梁である。試験体 N-1, 3 の横補強筋量は、鉄筋コンクリート構造計算規準⁶⁾により平行配筋分について算定したせん断補強筋量とし、N-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。N-5~10 の横補強筋量は、端部のみ N-2, 4 の倍としたものである。表 1 にはコンクリート圧縮強度と鉄筋の降伏応力度をあわせて示す。

I シリーズ試験体の概要を表 2 に示す。I シリーズのすべての試験体は、コンクリートクラックの減少と修復性の改善のために、梁端部付近に小さなノッチを設けている。試験体 No. I-1 は平行筋 2-D16 を I-2, 3 は 2-D10 を配置しスタップに定着させている。I-7, 8 の芯鉄筋にはデボンド PC 鋼棒 (B 種 1 号、 $\phi 17$) を配置し、I-8 の芯鉄筋にプレストレス (100kN/本) を導入した。ノッチは、I-1 は梁端部、I-2~8 は梁端部から 150mm の位置に 4 箇所設けた。X 型鉄筋はすべてデボンドとした。横補強筋の量は、I-1 は N-1, 3 と同量とし、それ以外は N-5~10 と同量とした。

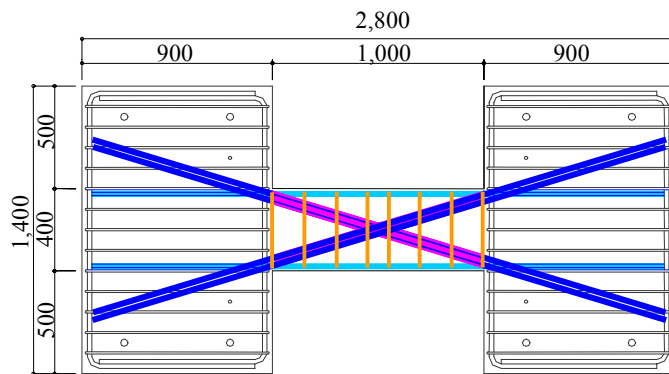


図 2：試験体

2.2 デボンド鉄筋

鉄筋をデボンドとするために、図 3 に示したようにワックスとブチレンゴム系のデボンド材を用いた。まず異型鉄筋のくぼみの部分にワックスを埋め (図 3 (a))、その回りにデボンド材をコーティングし (図 3 (c)) コンクリートのボンドを切った。丸鋼の両端はスタップに定着させるために異型鉄筋を溶接し (図 3 (b))、丸鋼の部分はそのままデボンド材をコーティングした。両者とも最後にガムテープにてカバーをした (図 3 (d))。



(a) Step 0 : Wax coating (deformed bar only)



(b) Step 0 : welding deformed and round bar



(c) Step 1 : De-bond material coating



(d) Step 2 : Covered by gummed tape

図 3：デボンド鉄筋

表 1 : Nシリーズ試験体一覧

Specimen	No.N-1	No. N-2	No. N-3	No. N-4	No. N-5	No. N-6	No. N-7	No. N-8	No. N-9	N-10
Section										
b×D(mm)	200×400									
Concrete (N/mm ²)	54	51	54	51	51	64	48	32	60	43(SF)
Parallel bars	Bars	2-D16								
	σ_y (N/mm ²)	476	459	476	459		439	455	478	463
X Shape bars	Bars	4-D16		4-D16		4- ϕ 16	4- ϕ 19	4- ϕ 16		4- ϕ 19
		Bond		De-bond						
	σ_y (N/mm ²)	476	459	476	459		370	373	376	364
Web bars	Bars	2-D6 @150	2-D6 @100	2-D6 @150	2-D6 @100	2-D6 @100/@50				
		σ_y (N/mm ²)	331	337	331	337		308	349	
	p_w (%)	0.21	0.32	0.21	0.32	0.32/0.64				
Tested year	2000	2001	2000	2001		2002	2003		2004	

表 2 : Iシリーズ試験体一覧

Specimen	No.I-1	No. I-2	No. I-3	No. I-4	No. I-5	No. I-6	No. I-7	No. I-8
Section								
b×D(mm)	200×400							
Concrete(N/mm ²)	54	64	64	49	33	33	43	60
Parallel bars	Bars	2-D16	2-D10		—			
	σ_y (N/mm ²)	476	370		—			
Axial bars	Bars	4-D16 Bond	2-D16 Bond	—	2- ϕ 19 De-bond		—	2- ϕ 17 De-bond
		σ_y (N/mm ²)	476		849	380		930
X Shape bars	Bars	4-D16 Bond	4- ϕ 19 De-bond					
		σ_y (N/mm ²)	476	386		380		370
Web bars	Bars	2-D6 @150	2-D6 @100/@50					
		σ_y (N/mm ²)	331	308		349		349
	p_w (%)	0.21	0.32/0.64					
Tested year	2000	2002		2003		2004		

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。上スタップには断面が500×600mm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主アクチュエータにより加力することで試験体に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。

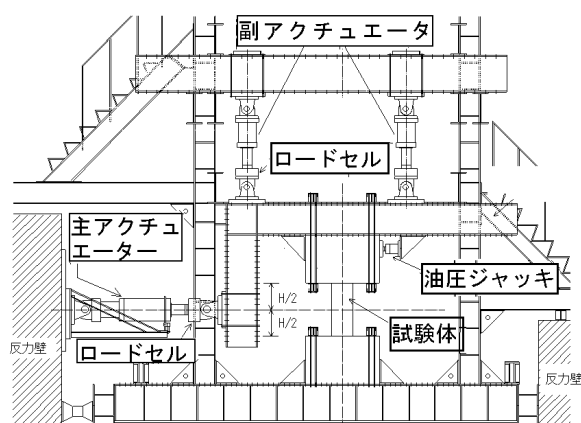


図4：加力装置

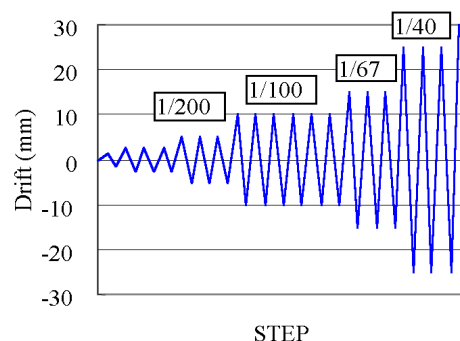


図5：加力サイクル

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。試験体N-6とI-4は、加力(N-6はR=1/100、I-4はR=1/67)後にクラックを補修してR=1/200から再加力をした。

2.5 計測

試験体の全体変形は、上下スタップから変位計取り付け用治具を伸ばし、その変位差として計測した。試験体の軸方向変形は、図6に示す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位差から曲率を求め、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差し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。

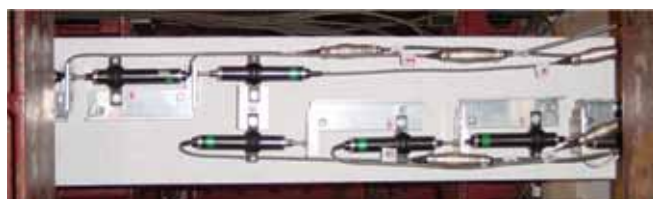


図6：軸方向変形の計測

3. 実験結果

3.1 クラック性状

図7, 8にR=1/100時と最終のクラック状況を示す。各試験体とも1/700のサイクルで梁端部に曲げクラックが発生した。Nシリーズ試験体は1/400のサイクルで曲げせん断クラックが発生し、1/100サイクル時にN-3, 6を除く試験体の中央に対角線上のせん断クラックが発生した。デボンドX型配筋の試験体(N-3~10)のクラックは両端部に集中する傾向があるがクラック数は少ない。またコンクリートをSFRC(鋼繊維補強コンクリート)としたN-10はクラックの開口幅が小さくクラック数は更に少なくなった。Iシリーズ試験体はI-1を除き、両端部のクラックは非常に少なく、大変形時まで中央部にはせん断クラックは発生しなかった。

3.2 荷重-変形関係

各試験体の荷重~全体変形関係を図9に示す。Nシリーズの各試験体はR=1/40サイクルまで履歴特性に大きな差は見られない。1/40の繰返しによりN-1, 2は中央部のせん断クラックにより耐力低下を起し、N-3は中央部平行配筋の付着割裂破壊により耐力低下、N-4は、端部のせん断クラックの損傷が集中して耐力低下を起した。N-4に比べて端部の横補強筋を増したN-5~10ではさらなる大変形時においても耐力低下を起していない。Iシリーズの各試験体(I-1を除く)は荷重~変形曲線が紡錘形となり、Nシリーズ試験体よりエネルギー吸収能力が大きい。I-2, 4, 5試験体は1/67以後の大変形時にピンチング現象が発生した。これは芯鉄筋が曲げ筋として作用したことによると考えられる。I-2試験体は、1/40の2回目の繰返し時に、X筋の片側が溶接部で破断して耐力が低下した。I-2, 3試験体の鉄筋は、強度増加のために焼き入れを施したことにより、溶接性が低下したものと考えられる。

4. 実験結果の検討

4.1 復元力特性

復元力特性は、図10に示すように、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ることができると仮定して、予測することができる。RC梁の曲げクラックモーメント M_c と降伏モーメント M_y は略算式(1), (2)により求め、降伏時の剛性低下率 α_y は、(3)式⁸⁾によった。

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

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

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

ここで、 σ_B はコンクリート強度(N/mm²)、 Z は断面係数、 a_t 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(M/Q)である。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。

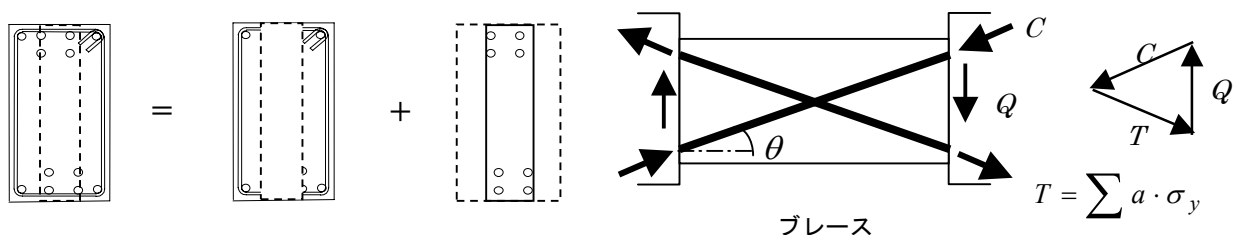
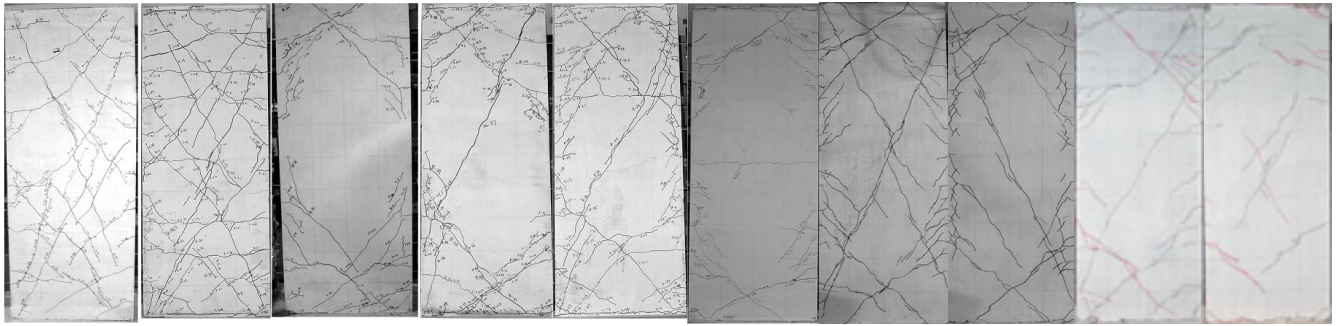
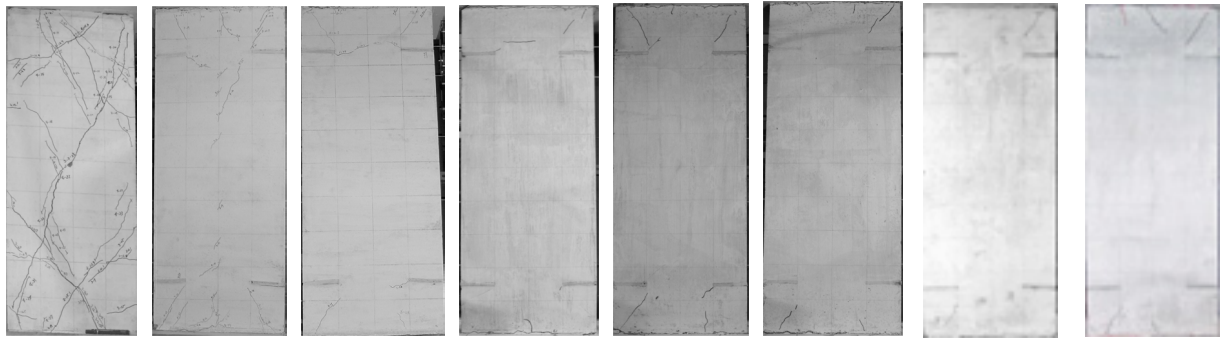


図10：荷重伝達モデル



No. N-1 No. N-2 No. N-3 No. N-4 No. N-5 No. N-6 No. N-7 No. N-8 No. N-9 No. N-10

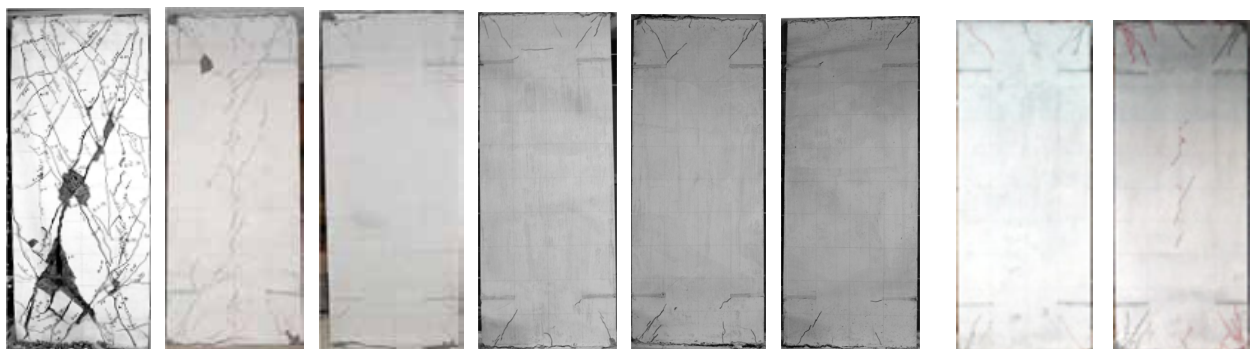


No. I-1 No. I-2 No. I-3 No. I-4 No. I-5 No. I-6 No. I-7 No. I-8

図7：クラック状況(R=1/100)



No. N-1 No. N-2 No. N-3 No. N-4 No. N-5 No. N-6 No. N-7 No. N-8 No. N-9 No. N-10



No. I-1 No. I-2 No. I-3 No. I-4 No. I-5 No. I-6 No. I-7 No. I-8

図8：クラック状況(最終)

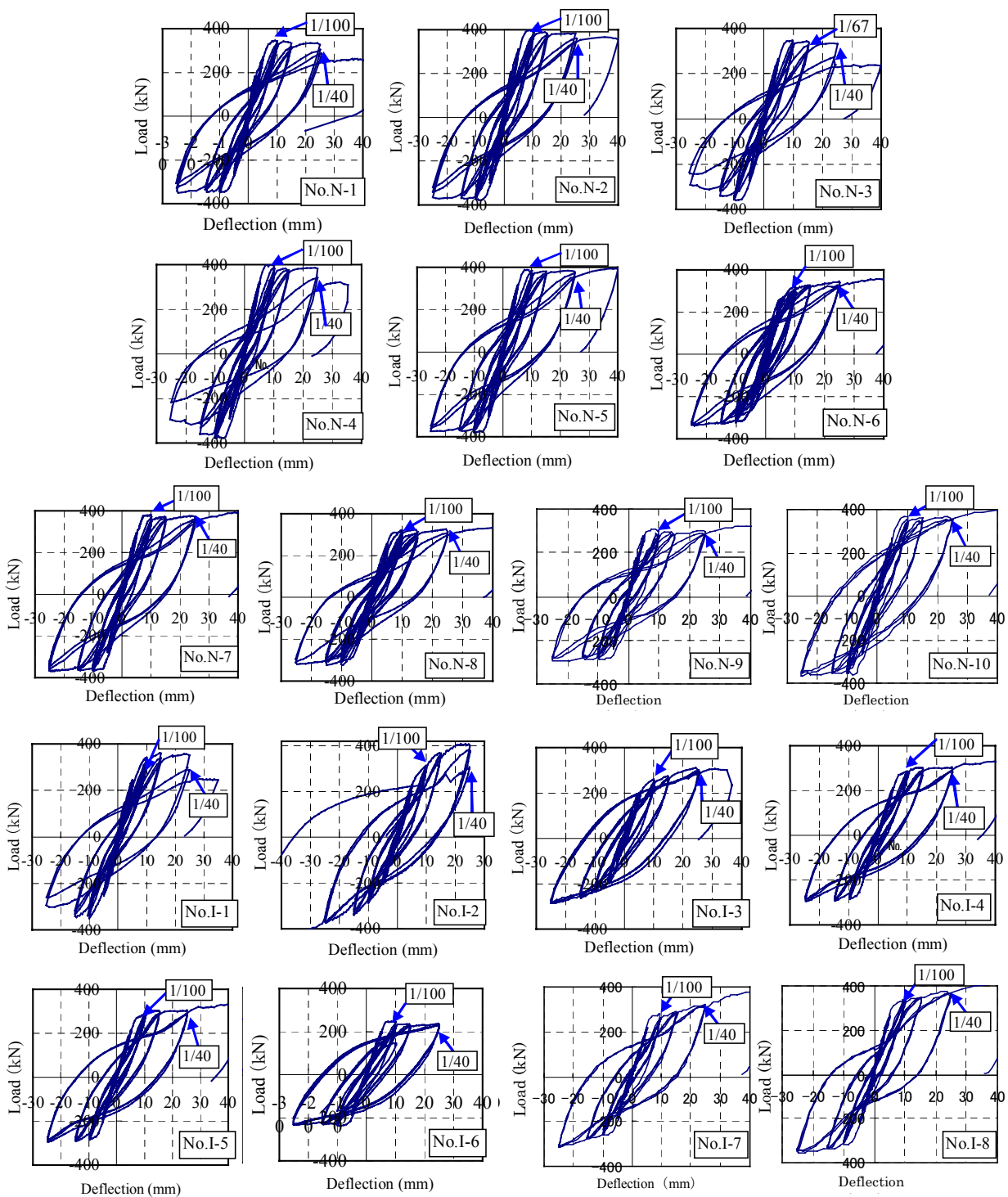


図9：荷重～変形関係

図 11 に実験から得られた包絡線および荷重と変形関係の計算値を示す。Nシリーズでは実験値と計算値が良く一致している。芯鉄筋を有する I シリーズは、変形に伴い荷重が増加し、計算値よりも大きくなる傾向がある。

この概算法は、X型配筋梁の荷重と変形の関係の評価に使用することでき、設計では十分に満足することができる。

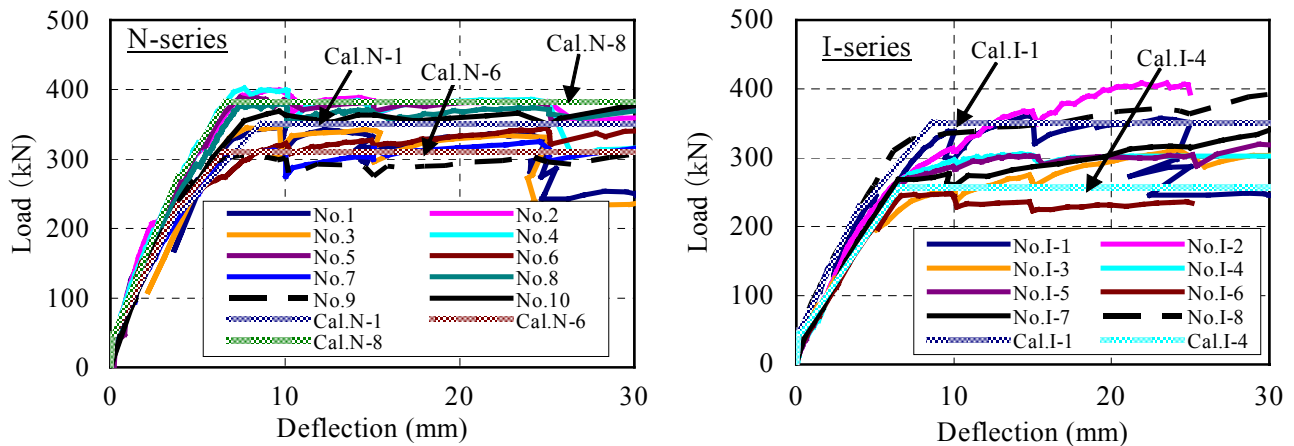


図 11：包絡線の比較

4.2 鉄筋のひずみ分布

図 12 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。N-5, 8 のデボンド X型主筋ではひずみがほとんど一定なのに対し、N-1 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。横補強筋の多いデボンド試験体の N-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。これに比べ、横補強筋が少なくボンド試験体である N-1 では、圧縮側のひずみ分布が一定とならず、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。I シリーズの I-5 試験体は、Nシリーズのものより圧縮ひずみが大きく、引張りひずみが小さくなっている。これはノッチの効果が良く働いたことによると考えられる。

図 13 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。N-1 のボンド試験体の平行主筋に比べ、N-5, 8 のデ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。X型主筋がデボンドの場合、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。

4.3 変形成分

図 14 に各試験体の曲げと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 N-1 試験体は、全体変形の増大にともない、図 7, 8 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。デボンド試験体である N-3~10 試験体はそれほどのせん断変形成分の増大はない。これは、X型主筋がデボンドのため、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。I シリーズでは、ボンド試験体の I-1 を除き、せん断変形成分が極めて小さい。

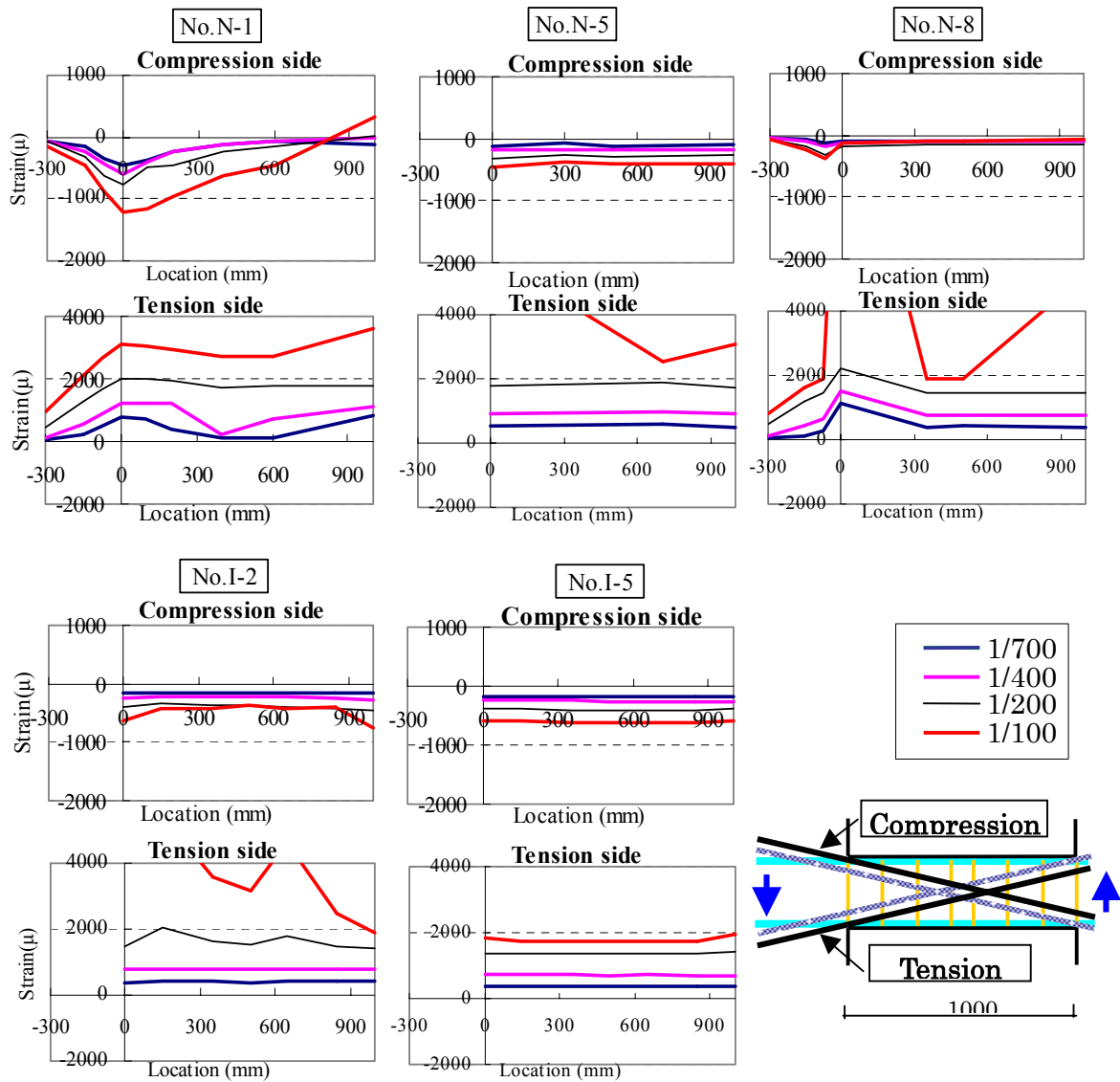


図 12 : X型主筋のひずみ分布

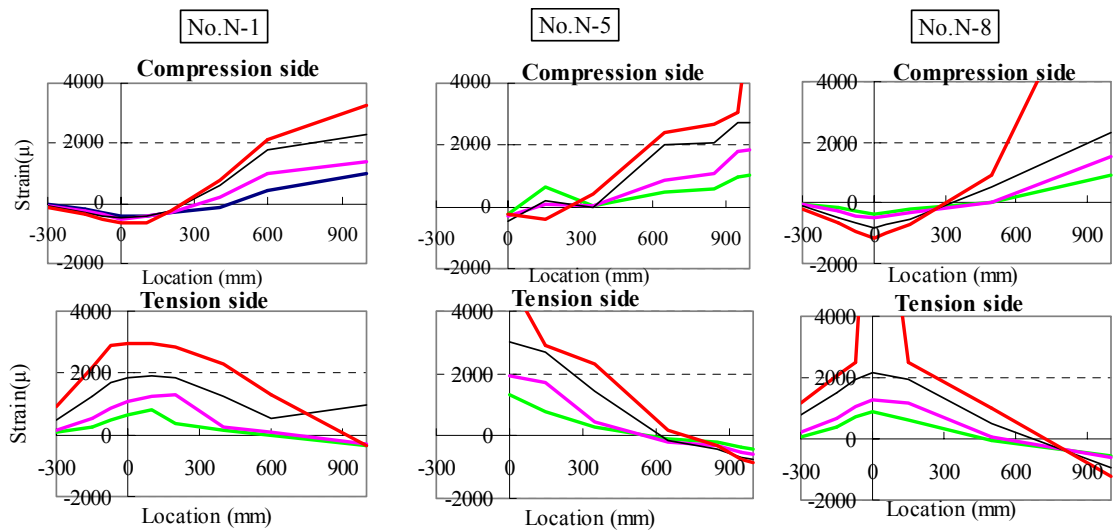


図 13 : 平行配筋のひずみ分布

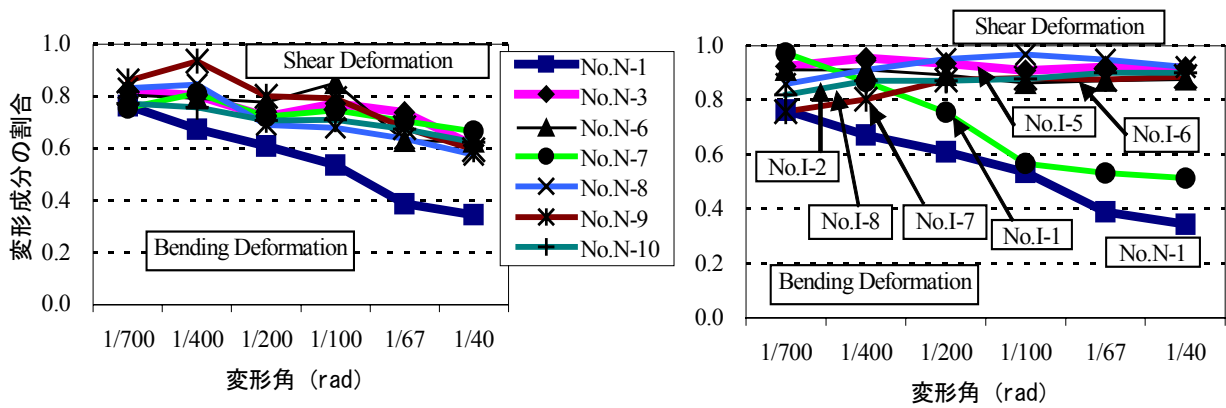


図 14 : 曲げとせん断変形の比

4.4 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、8に示したひび割れ分布とあわせて考えると、X型主筋をデ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梁が作成できることになる。

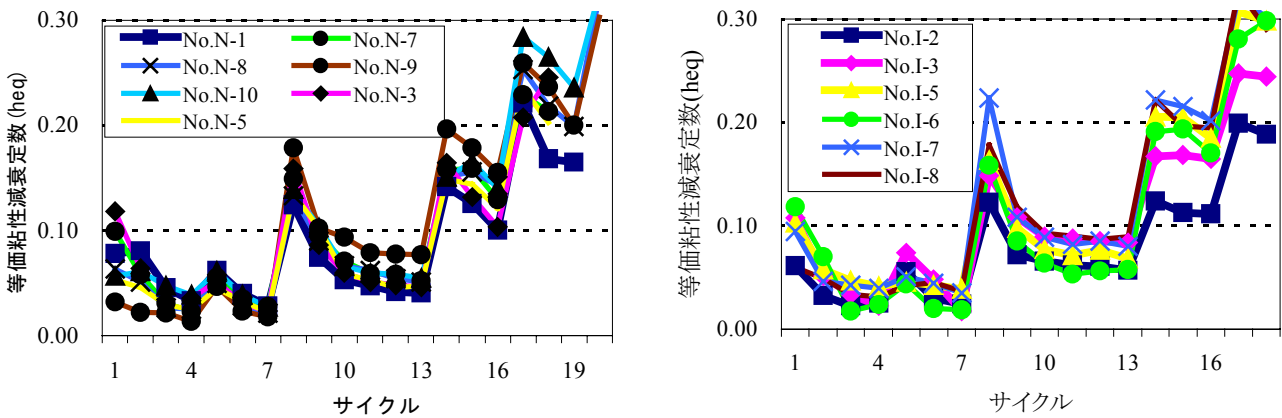


図 15 : 等価粘性減衰定数

4.5 軸伸び変形

図 16 に各試験体の軸方向変形を残留軸伸びで示す。すべての試験体においてX型主筋が降伏しないR=1/200 までは軸方向の残留軸伸びは見られない。X筋が降伏するR=1/100 から残留軸伸びが顕著となる。残留軸伸びは、同じ横補強筋量の場合、デボンドのほうがボンドより大きい。これは、図 12 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。デボンドの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る。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、デボンド同士だと

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。その結果残留軸伸びも少なくなり、修復性の観点からは、望ましい方向となっている。また I シリーズの芯鉄筋を配置した試験体は、残留軸伸びが少なくなり、芯鉄筋にプレストレスを導入した I-8 は更に少ない値を示した。

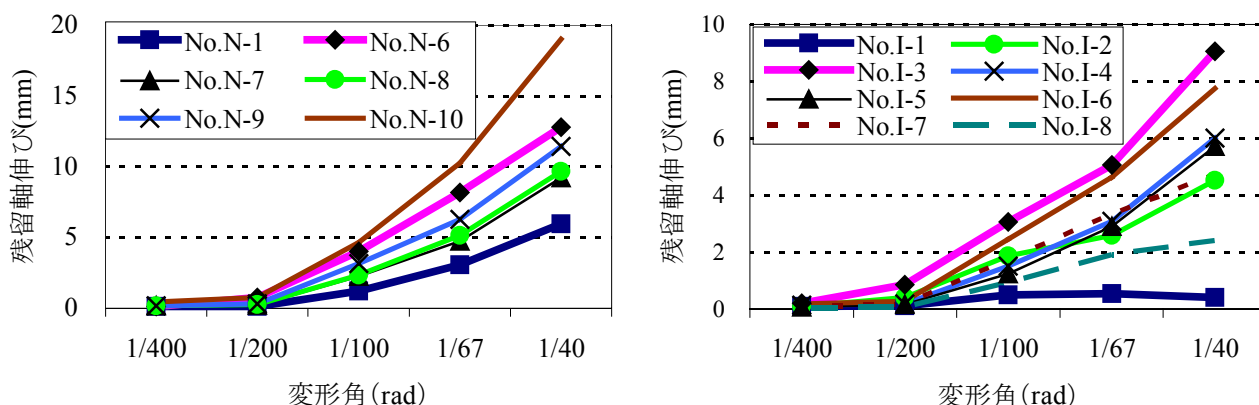


図 16 : 残留軸伸び

5. 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でなく、これをデ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. 短スパン梁にデボンド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。このため、総クラック長が大幅に減少し、修繕性が良好になると考えられる。また、SFRC 部材のように引張力に抵抗のあるコンクリートを併用することにより、損傷が著しく低減され、大地震後も修復が容易な部材とすることができる。
2. ボンドされたX型配筋梁とデボンドの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。
4. 部材端にノッチを入れた部材においては、コンクリートに作用する圧縮応力度を低減し、結果的に引張応力度が低減されるため、部材中央部にまったくクラックの生じない部材とすることができる。この部材は大地震後の修復性とエネルギー吸収能力に優れた部材である。
5. 大変形時の耐力低下を防止するには、平行配筋部分に対して靱性保障型耐震設計指針⁷⁾で算定される量の横補強筋を入れればよい。デボンドX型配筋梁では、損傷を抑えるためにさらに横補強筋を入れることが有効である。
6. 残留軸伸びは、芯鉄筋を配置することにより少なくなり、芯鉄筋にプレストレスを導入すると更に有効であることが認められた。

本研究により、デボンドX型配筋の有効性が示せた。本論においては、X型配筋と平行配筋の割合はプロトタイプ建物に最適と思われる組合せ1種類のみであり、この割合によっては多少の違いが生じる可能性がある。今後は、耐荷機構の詳細検討と損傷評価のために解析的研究を進めるつもりである。

謝辞

本研究は、文部科学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・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、吉野芙美、香取直樹、関島知佳子、安田純、阿部俊幸、奥山宏之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、東端泰夫他：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)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp. 1323~1324、1974
- 9) 島崎和司、五十嵐泉：損傷低減を目的としたエネルギー吸収型X型配筋RC梁の開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、日本建築学会、pp. 305~306、2001
- 10) 五十嵐泉、島崎和司：損傷低減を目的としたエネルギー吸収型X型配筋RC梁の開発(その2 横拘束筋量をパラメータとした検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、日本建築学会、pp. 275~276、2002
- 11) Shimazaki, K. : Experimental Study of a Diagonally Reinforced Beam with Well Reparability, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 258, CD-ROM, 2002