

アンボンド X 型配筋 RC 梁の損傷評価

DAMAGE EVALUATION OF A DE-BONDED DIAGONALLY REINFORCED BEAM

島崎 和 司*

Kazushi SHIMAZAKI

The structural design of a reinforced concrete building aims at performance based design. With upgrading of required performance, the demand for the building changes to be used with small repair cost even after a severe earthquake. RC members are required to evaluate the damage, and also required good reparability. A beam with de-bonded diagonal reinforcements is very ductile and has good reparability even used as a short beam.

To evaluate the load resisting system and the condition of damage level of a member, parametric experimental tests were carried out and a load-carrying model was proposed. After applying this model to the tested results, the design method with less damage was evaluated and investigated by FEM analysis.

Keywords : RC structure, damage control, diagonally reinforced beam, bond, earthquake resistance design
RC 構造、損傷制御、X 型梁、付着、耐震設計

1. はじめに

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、要求性能の高度化により、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。こうした背景から、修復性の向上を目指した部材の構法が報告されるようになってきている¹⁾²⁾³⁾。現在の設計においては鉄筋コンクリート部材にせん断破壊を生じさせないことを前提としており、損傷としては、1)コンクリートにおけるヒンジ領域での曲げクラック発生、曲げせん断クラック発生、コンクリートの剥落、非ヒンジ領域でのせん断クラック発生と、2)鉄筋の降伏、破断を考える必要がある。

文献 1)において、図 1 に示したようなコアタイプの建物の、靱性に劣る短スパン梁のせん断破壊の防止、付着割裂破壊の防止、変形性能の向上、損傷の低減を目的として、X 型筋の付着を除去したアンボンド X 型配筋梁を提案した。アンボンド X 型配筋梁の特徴として、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り、総クラック長が大幅に減少し、修復性が良好になる、2)ボンドされた X 型配筋梁と、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、等を報告した。

これらの試験体においては、すべての試験体において鉄筋の破断は生じていない。また、想定する変形レベルでのコンクリートの剥落は生じていない。しかし、クラック数の減少は見られるものの、中央部に対角クラックが生じ、履歴性状が逆 S 字型になって、吸収エネルギーの減少する試験体が見られた。中央部対角クラックは、エポキシ等の注入による補修を行っても、せん断剛性回復が困難であり、修復性という観点より問題が残るといえる。本研究では、アンボンド X 型配筋梁のパラメトリックな実験的研究と、耐荷機構のマクロモデルによる検討を通じて、中央部せん断クラックを評価し、地震後の修復労力を低減させる損傷制御型の RC 梁の検討を行なうものである。

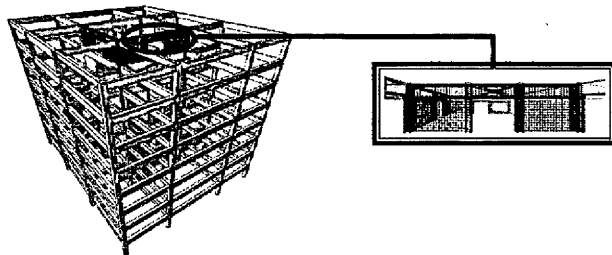
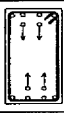
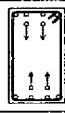
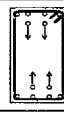
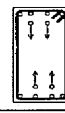
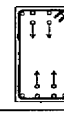


図 1: コアタイプの建物における短スパン梁

* 神奈川大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

Prof., Department of Architecture, Kanagawa University, Dr. Eng.

表 1: 試験体一覧

試験体	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10
断面					
$b \times D$ (mm)	200×400				
σ_B (N/mm ²)	64	48	32	60	43(SF)
平行筋	2-D16				
σ_y (N/mm ²)	439	455	478	463	467
X 型筋 (片側)	4-φ16 De-bond	4-φ19 De-bond	4-φ16 De-bond	4-φ16 De-bond	4-φ19 De-bond
σ_y (N/mm ²)	370	373	376	364	370
p_t (%)	1.7	2.1	1.7	1.7	2.1
横補強筋	2-D6 @100/@50				
σ_y (N/mm ²)	348	349		347	
p_w (%)	0.32/0.64				
実施年度	2002	2003		2004	

* p_t は、平行配筋と X 型配筋を合わせた時の値

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は図 1 に示した 8F 建てのプロトタイプ建物の 1/3 スケールの梁で、断面が 200mm×400 mm、内法寸法が 1000 mm 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、代表的な試験体の寸法形状と配筋を図 2 に示す。主なパラメータは X 型主筋をブレースとみなした時の耐力とコンクリートの強度である。No.10 試験体は、コンクリートの引張強度を増すために、体積比で 1% のコンクリート補強用スチールファイバー (SF) を梁部分にのみ混入した。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。横補強筋量は、前報¹⁾の結果より中央部は平行配筋分について靱性保証型耐震設計指針式⁴⁾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、端部 $3/4D$ (D は梁せい) 区間はその 2 倍とした。

2.2 アンボンド鉄筋

鉄筋をアンボンドとするために、アンボンド部分に SNR490B の丸鋼を用い、定着部分に SD390 の異形鉄筋を溶接した (図 3a)。定着側の異形鉄筋と溶接材を丸鋼部分より高強度とし、SNR490B の丸鋼部分のみが降伏するよう計画した。アンボンド化は、丸鋼部分をブチレンゴム系のアンボンド材でコーティングし (図 3b)、粘着テープにてカバーをした (図 3c)。スタップに定着される部分は、アンボンドにせず異形のままとして定着させた。

2.3 実験

加力装置、加力サイクル、試験体の変形の計測計画は前報¹⁾と同じである。No.6 試験体は $R=1/100$ のサイクル終了時、No.7 試験体は $R=1/67$ のサイクル終了時にエポキシ注入による補修を行い、 $R=1/200$ より再加力を行った。

試験体の軸方向変形を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その区間の平均曲率を求め、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形の平均から軸変形を求めた。鉄筋のひずみは、X 型配筋、平行配筋、横補強筋のそれぞれをひずみゲージにて計測した。

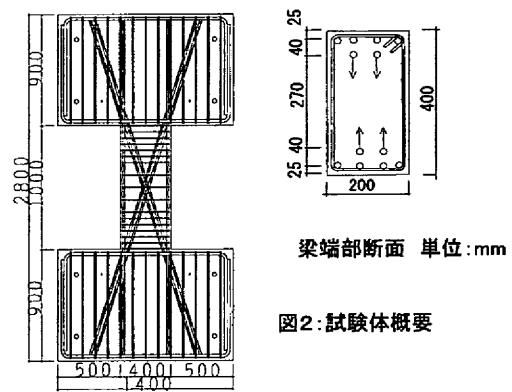


図 2: 試験体概要



(a) 異形鉄筋と丸鋼の溶接



(b) アンボンド材によるコーティング



(c) テープによるカバー

図 3: アンボンド鉄筋

(a) $R=1/200$ (b) $R=1/100$ 

(c) 最終状況

図 4: 各サイクルのクラック性状と最終状況

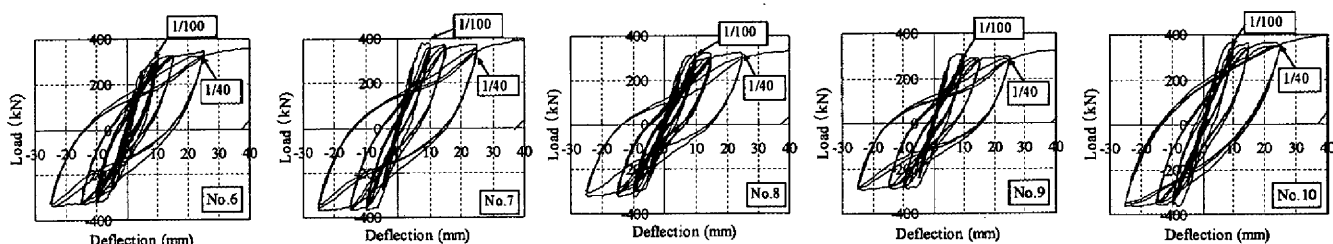


図5： 荷重—全体変形関係

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4に示す。各試験体とも $R=1/700$ のサイクルで梁端部に曲げひび割れ、 $R=1/400$ のサイクルで、曲げせん断ひび割れが発生した。No.7,8,9 は $R=1/100$ のサイクルで中央部にせん断ひび割れが発生した。No.6 は $R=1/40$ のサイクルの除荷時に中央部にせん断ひび割れが発生した。No.10 は $R=1/200$ のサイクルで中央部に微小なせん断ひび割れが発生したが、最終時まで対角に繋がらず、ひび割れ幅も 0.05mm 程度であった。全ての試験体は、 $R=1/40$ の大変形時においてもコンクリート剥落などの大きな損傷を起こしていない。本論では、図4の写真に見られるクラックの程度を損傷として表現している。

3.2 荷重—変形関係

各試験体の荷重—全体変形関係を図5に示す。各試験体の荷重—変形関係には $R=1/100$ まで、試験体パラメータである X 型ブレース耐力の違いによる最大荷重以外大きな差はなく、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、繰返し加力時の耐力低下も少ない。中央部対角方向にせん断クラックの生じた No.7,8,9 は $R=1/67$ 、 $1/40$ 繰返し時の履歴ループが逆 S 字型の形状となっている。中央部のせん断クラックが対角方向に進展しなかった No.10 は $R=1/40$ の繰返し時においても紡錘形の履歴ループとなっている。

No.6,7 の補修後の再加力では、中央部せん断クラックの生じていない No.6 では、 $R=1/200$ 加力時に初加力時と同等の剛性回復を見せたが、 $R=1/100$ のサイクルで中央部せん断クラックの生じた No.7 では、降伏時剛性の回復には至らなかった。中央部せん断クラックが生じない部材では、 $R=1/100$ の最大変形を受けた後でも、エポキシ注入による修復が可能と考えられる。

3.3 鉄筋のひずみ分布

すべてのアンボンド X 型主筋では、前報¹⁾と同じように、降伏するまでは、ひずみが全長でほとんど一定で、圧縮側の鉄筋ひずみは引張側に比べて $1/4$ 以下のひずみとなっている。平行主筋のひずみ分布も前報¹⁾と同じように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。

図6に横補強筋のひずみ分布を示す。中央部にせん断クラックが入り、クラック幅が開いて繰返し時の剛性低下を起こした No.7,8,9 では、中央のせん断補強筋 (図では右端) が $R=1/100 \sim 1/67$ で降伏しているのに対し、中央部にクラックが生じない No.6、生じてもほとんどクラック幅が開かなかった No.10 では、中央部せん断補強筋は降伏していない。SFRCを用いた No.10 は横補強筋のひずみが全体的に小さく、図4に見られるようにクラックも少ない。横補強筋のひずみ分布と、損傷の程度はよく対応しているといえる。

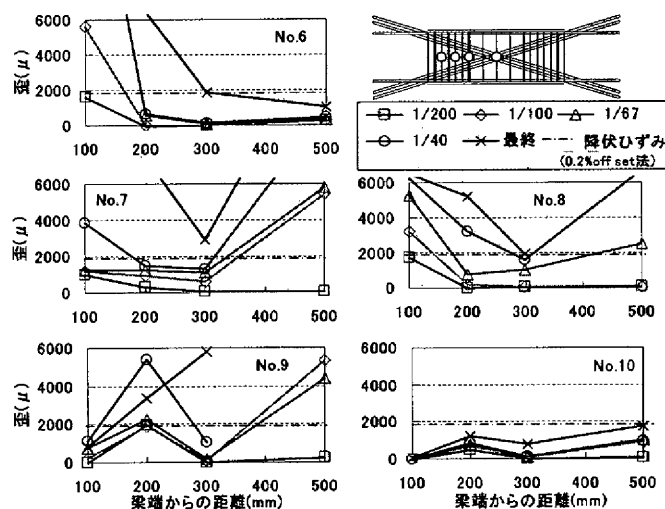


図6： 横補強筋のひずみ分

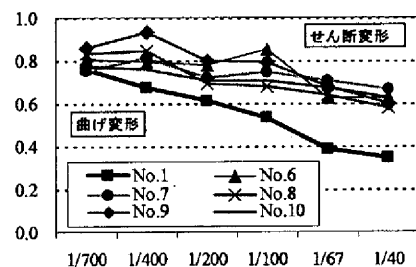


図7： 曲げ・せん断変形成分の推移

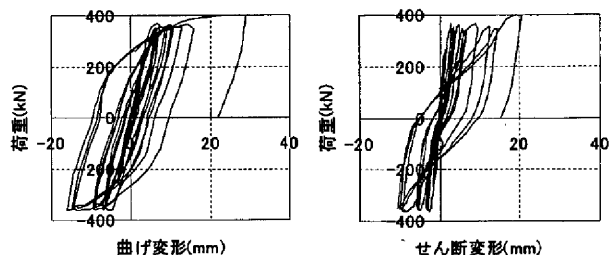


図8： No.10 試験体の曲げ変形とせん断変形

3.4 変形成分

図7に各試験体の曲げ・せん断変形の割合の変形レベルによる変化を示す。前報で示した横補強筋の少ないボンド試験体である No.1 試験体に比べ、せん断変形成分の増大は少なく、試験体による差は少ない。中央部に対角方向のせん断クラックが入らなかった No.6 では、 $R=1/100$ 程度までは、せん断変形成分が増大していないが、その後は、端部でのせん断変形成分が増大して、他の試験体と同様の傾向となっている。大変形時においても損傷の少ない No.10 においても、その傾向は変わらない。これは、求めたせん断変形が、一

般の平行配筋梁のせん断変形と異なり、X型配筋をブレースとして評価し、X型筋の引張降伏による変形が多くを占めるためである。図8にNo.10試験体の曲げ変形、せん断変形と荷重の関係を示すが、せん断変形成分も履歴面積が大きく、鉄筋の降伏による変形であることがわかる。

これらの結果より、変形成分と損傷を直接関連付けることは難しいといえる。

3.5 等価粘性減衰定数

図9に、荷重-変形関係の正側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。微小変形時を除き、アンボンドの試験体すべてにおいて、横補強筋の少ないボンド試験体であるNo.1に比べ、大きい値となっている。R=1/100の変形時に中央部に対角方向のせん断クラックの生じていないNo.6試験体はこのサイクルで、図7に示したようにせん断変形成分が少なく等価粘性減衰係数が大きい。対角方向にせん断クラックが生じた後は、他の試験体と同様な値となっている。SFRCとして中央部対角方向のせん断クラックのクラック幅が広がらなかったNo.10試験体では、大変形時の繰り返し時の等価粘性減衰係数が大きい値となっている。等価粘性減衰係数の差は、中央部せん断クラックの損傷度合いと対応しているといえる。

3.6 残留軸伸び変形

図10に各試験体のそれぞれの層間変形角最終サイクル終了時(水平変形=0)の軸伸び量の変化を示す。No.6試験体はR=1/100のサイクル終了時、No.7試験体はR=1/67のサイクル終了時に補修を行った後の累積量を示している。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ず、R=1/100から軸伸びが顕著となる。R=1/100のときの軸伸びは、前報¹⁾No.1のボンドされ損傷が大きい試験体に比べ倍以上の残留軸伸び量となっている。アンボンドの試験体同士の比較を行うと、図4に示した最終クラック状況の損傷の小さなものほど軸伸びが大きい結果となっている。

コンクリートの損傷が少なく、X型筋のトラスにおいて、大変形時に圧縮側の変形が進まず、引張り側の鉄筋のみが降伏して、幾何的に軸伸びを起こし、この塑性変形が累積されることが原因と考えられる。軸伸びが大きくなると、周辺のスラブやコア壁脚部の損傷が大きくなることが考えられるため、損傷評価に当たっては自部材だけでなく、その取り付く部材を含めて評価することが必要である。

4. 耐力機構モデルと損傷評価

4.1 耐力機構モデル

損傷評価のための耐力機構マクロモデルを図11に示すように、X型配筋によるブレースシステム(以下X型ブレースと記す)と平行配筋によるRC梁とに断面を分けて考える。

X型ブレースにおいては、引張力は鉄筋(T_s)のみで抵抗し、圧縮力は鉄筋(C_s)とコンクリートのストラット(C_c)で抵抗する。引張力と圧縮力は等しいので、コンクリートストラットの圧縮力 C_c は、鉄筋の引張力 T_s と圧縮力 C_s の差分になる。また、コンクリートの圧縮歪度が鉄筋と同じとすると、この圧縮力 C_c を圧縮鉄筋の歪度から求めた圧縮応力度で除することにより、コンクリートストラットの

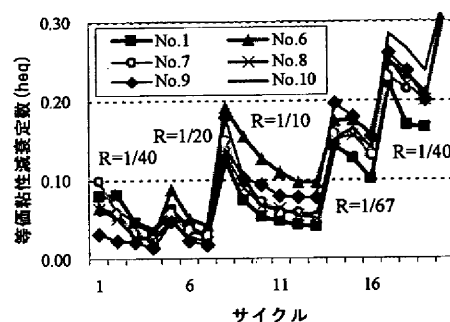


図9： 等価粘性減衰の推移

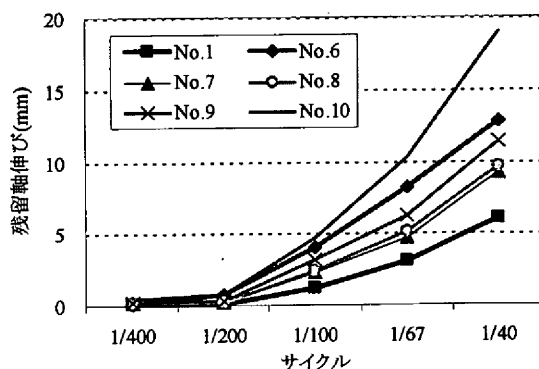


図10： 残留軸伸び量の推移

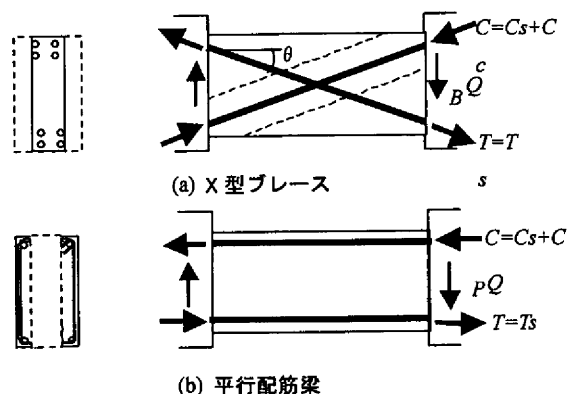


図11： 耐力機構モデル

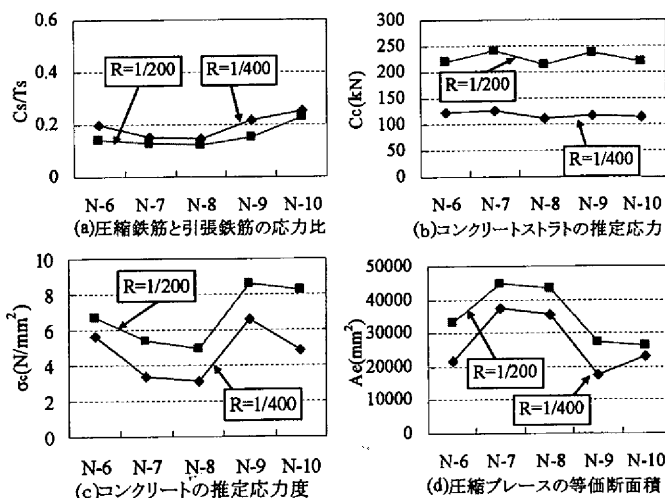


図12： X型ブレースの応力状態

等価断面積が求まる。

図 12 は、各試験体の X 型ブレースの応力状態を示したものである。(a)に鉄筋の歪から求めた圧縮鉄筋と引張鉄筋の応力比 C_s/T_s を示す。鉄筋量や鉄筋とコンクリートとの強度比、変形レベルにかかわらず、各試験体に差はほとんど無く、圧縮鉄筋は引張鉄筋の 15～20%程度の応力となっている。(b)に、引張鉄筋が負担する力 T_s から圧縮鉄筋の負担する力 C_s を引いて求めたコンクリートストラットが負担する圧縮力 C_c を示す。各試験体に差はほとんど無い。(c)に、圧縮側コンクリートの歪が圧縮鉄筋と同じと仮定して求めたコンクリートの圧縮応力度を示す。(d)に、(b)(c)を用いて求めた等価圧縮コンクリートストラット断面積を示す。早期に対角クラックの入った No.7,8 が等価断面積が大きくなっている。また、SFRC を用いた No.10 を除いて $R=1/400$ より $1/200$ でのほうが大きく、損傷に伴い等価断面積が大きくなると考えられる。これは直交方向の引張力によるミクロな損傷に伴い剛性が低下して、同じ圧縮力を負担するのにより多くの断面積を要するからと考えられる。

圧縮鉄筋はアンボンドされており、端部では平行配筋によるモーメントに抵抗してコンクリートに圧縮力が作用するので、鉄筋のひずみとコンクリートの圧縮ひずみは位置によって異なると想定されるが、この圧縮ブレースの等価断面積はクラックが生じて損傷が目に見える前の評価に適用できそうである。リアルタイムモニタリング等により鉄筋の歪度の計測が行われるようになれば、損傷評価が行えるものと考えられる。

図 13 は、各試験体の平行配筋梁部分の応力状態を示したものである。(a)に材端の鉄筋の歪から求めた圧縮鉄筋と引張鉄筋の応力比を示す。各試験体に差はほとんど無く、圧縮鉄筋は引張鉄筋の 35～40%前後の応力となっている。(b)は材端の引張、圧縮両鉄筋の歪度より、 $R=1/400, 1/200$ の中立軸位置を算定したものである。同図中には、図 11(b)の平行配筋梁部分について、コンクリートの応力度分布を三角形分布とした弾性理論により求めた短期許容応力時の中立軸位置も示した。すべての試験体でおおむね圧縮端から 80～100 mm の位置で、全せいの 20～25%となっており、損傷の程度との関係は少ないと思われる。

4.2 損傷評価

コンクリートに作用するせん断力は、全せん断力より X 型ブレースで鉄筋の負担している応力 (図 11(a)の T_s+C_s) の鉛直方向成分を引いたものとなる。矩形梁なので、最大せん断応力度は、断面中央で生じ、平均せん断応力度の 1.5 倍となる。X ブレースにおけるコンクリートの圧縮力圧縮応力度は、図 12(c)の推定値を用いることとする。X 型鉄筋はアンボンド化されているので、図 11(a)に示した X 型ブレースではコンクリートに引張力は生じない。梁中央部においては、曲げモーメントが 0 であるために、図 11(b)に示した平行梁部分のコンクリートの曲げ理論による圧縮部分は存在しないことになる。これらより、部材中央の断面中央における最大主応力をモールの応力円より求めることが出来る。図 14 は、 $R=1/200, 1/100$ の時の得られた最大主応力をコンクリート圧縮強度 σ_B の平方根との比で示したものである。同図中には対角クラックが最初に入った部材角も、右座標軸で合わせて図示してある。最大主応力がコンクリート圧縮強度の平方根の 0.25 倍を超えると、中央部に対角クラックが生じている。

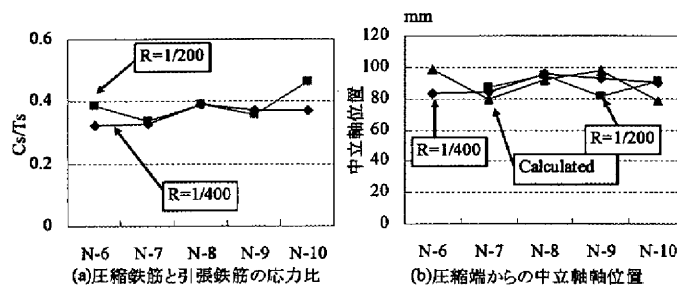


図 13: 平行配筋梁の材端の応力状態

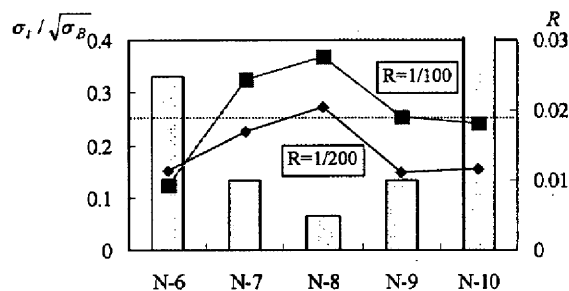


図 14: 中央部に生じる最大主応力度と初期対角クラック変形

実際の設計においては、鉄筋の歪より材料の応力度を推定することは出来ない。ここで、引張鉄筋はすべて降伏しており、X ブレースにおける圧縮鉄筋の応力度は図 12(a)を参考にして引張鉄筋の 0.2 倍とし、コンクリート圧縮ストラットの歪度が圧縮鉄筋と同じと仮定すると、図 11 の耐荷機構モデルにおける各力は以下ようになる。

平行配筋梁

$$T_s = p_t a_t \times p \sigma_y = p p_t p \sigma_y b d \quad (1)$$

ここで、 $p p_t = p a_t / b d$ 、 $p a_t$: 引張鉄筋断面積、
 $p \sigma_y$: 主筋降伏応力度、 b : 梁幅、 d : 有効せい

これより、

$$p Q = \sum M u / l = 1.8 p p_t p \sigma_y b d^2 / l \quad (2)$$

ここで、 l : スパン長

X 型ブレース

$$T_s = x a_t \times x \sigma_y = x p_t x \sigma_y b d \quad (3)$$

ここで、 $x p_t = x a_t / b d$ 、 $x a_t$: 1 組の X 型鉄筋断面積 (圧縮、引張とも同じ)、 $x \sigma_y$: X 型筋降伏応力度

仮定より $C_s = 0.2 T_s$ 、 $C_c = 0.8 T_s$ であるので、X ブレースのコンクリートの負担するせん断力は、 θ を X 型ブレースの角度として、

$$x Q_c = C_c \sin \theta = 0.8 x p_t x \sigma_y b d \sin \theta \quad (4)$$

コンクリートの圧縮応力度 $x \sigma_c$ は、歪が圧縮鉄筋と等しいとし、ヤング係数比を n とすると、 $x \sigma_c = -0.2 x \sigma_y / n$ となるので、その水平方向成分 σ_c は、

$$\sigma_c = -0.2 x \sigma_y \cos \theta / n \quad (5)$$

トータルコンクリートの負担するせん断力 Q_c は、 $p Q + x Q_c$ であるので、最大せん断応力度 τ_{\max} は、

$$\begin{aligned}\tau_{\max} &= 1.5Q_c / bd \\ &= 1.5d / D(1.8p_t p \sigma_y b d^2 / l + 0.8x p_t x \sigma_y b d \sin \theta) \quad (6)\end{aligned}$$

ここで、D は梁の全せいを示す。

これらより、部材中央の断面中央における最大主応力 σ_t をモールの応力円より求めることが出来る。

$$\sigma_t = \sqrt{(\sigma_c / 2)^2 + \tau_{\max}^2} + \sigma_c / 2 \quad (7)$$

この最大主応力をコンクリート圧縮強度の平方根で除して求めると図 15 に示したようになる。 $R=1/100$ で対角クラックが入らない条件として、 $\sigma_t / \sqrt{\sigma_B}$ が 0.13 以下となり、図 14 に比べ半分の値になっている。また、単純に(6)式で求めたせん断応力度を用いた $\tau_{\max} / \sqrt{\sigma_B}$ もプロットしたが、この場合は、0.45 以下となるようにすれば良いといえる。

$R=1/100$ で対角クラックが生じない梁を設計するには、(7)式で得られる最大主応力が、コンクリート圧縮強度の平方根の 0.13 倍以下となるか、(6)式で得られる最大せん断応力度が、コンクリート圧縮強度の平方根の 0.45 倍以下となるように、 $p_t, p \sigma_y, x p_t, x \sigma_y, \sigma_B$ の組み合わせを考えればよいといえる。本論における試験体は、せん断スパン比が一定値であるので、これらが変動した時の条件については更なる検討が必要である。

(5)(6)(7)式によると、 $p p_t$ が 0 で、 $x \sigma_c$ が 0 となると、部材中央部のコンクリートに引張応力度が生じないことになる。これは、平行配筋の主筋をなくし、何らかの工夫により圧縮ブレースのコンクリートに圧縮力が生じないようにすれば可能であり、こうすることにより、損傷のない X 型配筋梁を作成することが出来る。これについては、別途報告予定である。

4.3 せん断補強筋量の評価

本論における試験計画において、横補強筋量は前報の結果に基づいて定め、実験結果は十分な靱性を有することを示している。設計においては、中央部における対角クラックが広がって、剛性の低下することを防止することが必要と考えられる。そのためには、耐荷機構モデルにおいて、1) 平行配筋梁のせん断力に対してせん断補強筋が降伏しないことと、2) X 型配筋梁のコンクリートストラットに圧縮力に対するポアソン効果による拡張を拘束する横補強筋量が必要と考えられる。ここでは、図 11 に示す(a) X 型ブレース梁と(b) 平行配筋梁のコンクリート断面をそれぞれの鉄筋中央で分けて考える。本例ではこれをそれぞれ全断面積の 1/2 とし、横補強筋量を評価する。

平行配筋梁

平行配筋梁に作用するせん断力は、(2)式により与えられる。このせん断力を、対角クラックが生じた後に対角クラックを横切るせん断補強筋で負担するとすると、全せん断補強筋断面の合計引張力とこのせん断力が釣り合うことになる。平行配筋梁部分の断面積に対するせん断補強筋比を $p p_w$ とすると、

$$0.5bl p p_w \sigma_y = p Q = 1.8 p p_t p \sigma_y b d^2 / l \quad (8)$$

ここで、 $w \sigma_y$: せん断補強筋降伏応力度

これより、せん断補強筋が降伏しないためには、

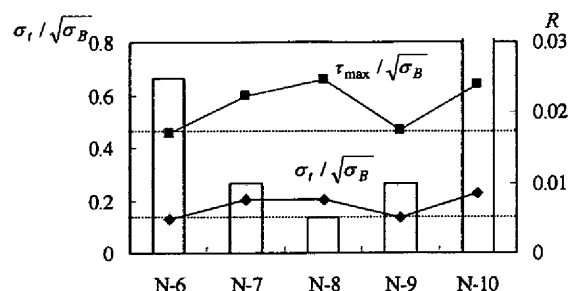


図 15: 鉄筋降伏時に中央部に生じる最大主応力度

$$p p_w \geq 1.8 p p_t \frac{p \sigma_y}{w \sigma_y} \left(\frac{d}{l} \right)^2 \quad (9)$$

X ブレース

X 型配筋梁のコンクリートストラットの圧縮応力度 σ_c は、(5)式で与えられる。圧縮力を受ける時の横拘束筋に生じる拘束応力度 $w \sigma_s$ は、その拘束剛性が ∞ とすると、X 型配筋梁断面積に対する横補強筋比を $x p_w$ 、コンクリートのポアソン比を ν とすると³⁾、

$$x p_w w \sigma_s = \frac{\nu}{(1-\nu)} \sigma_c \quad (10)$$

実際の拘束剛性は ∞ ではなく、拘束剛性が 0 の場合は、拘束応力度は 0 であり、実際に拘束筋に生じる応力度は(10)式で得られる値より小さな値となる。 $\nu/(1-\nu)$ は、コンクリートのポアソン比が 0.15 ~ 0.20 なので ν より大きな数字となるが、拘束効果が ∞ でないことを考慮して簡単にするため、これを ν として評価する。横補強筋が降伏しないためには、コンクリートストラットの圧縮応力度の角度 θ による傾き補正 $\cos \theta \approx 1$ とし、X 型配筋梁の横補強筋比を $x p_w$ 、降伏応力度を $w \sigma_y$ とすると、

$$x p_w \geq \frac{\nu \sigma_c}{w \sigma_y} = \frac{0.2 \cdot \nu \cdot x \sigma_y}{n_w \sigma_y} \quad (11)$$

部材全体の全断面に対する横補強筋比としては、両者の断面を 1/2 と仮定したので(9)(11)式の平均とすればよい。部材端部の靱性確保においては、(9)式の代わりに靱性保証型耐震設計指針⁴⁾による平行配筋部分の必要補強筋量を算定し、(11)式で得られる補強筋量と加算すればよい。

本論の試験体では、(9)(11)式の平均として得られる値は 0.3 ~ 0.35% となり、表 1 に示したようにこの値を満足している。前報¹⁾の結果のうち、この値を満足していない No.1,3 では、中央部せん断クラックの増大により耐力が低下し、端部も中央部と同じ No.4 では、端部せん断クラックの増大により耐力が低下し、靱性が劣る結果となっている。

4.4 有限要素解析による検証

提案した耐荷機構マクロモデルの検証のため、No.7 試験体を対象にして、汎用プログラムである ADINA⁶⁾により弾塑性解析を行った。解析モデルを図 16 に示す。コンクリートは、試験体部分は厚さ 200mm、スタップ部分は厚さ 400mm の平面応力で 8 節点を有す分散クラック 2 次元ソリッド要素とし、材料特性はプログラムに用意されているコンクリートモデルを用いた。強度、ヤング係数は実験

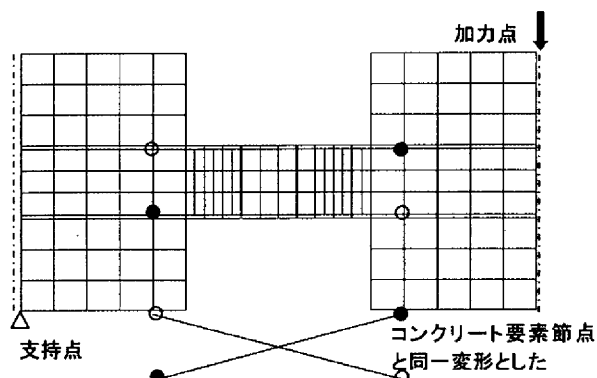


図 16: FEM 解析メッシュ割り図

値を用い、図 17 に示した歪度—応力度関係とした。鉄筋は 2 節点トラス要素とし、コンクリート要素の節点部分で同一変形として完全付着を仮定した。ただし、スタップからの鉄筋の抜け出しを考慮するため、平行配筋の最外端の節点は、スタップの 1 つ内側の節点に結合した。X 型鉄筋は、完全な付着無し状態を再現するために要素外に 1 本のトラス要素として設け、同一変形条件で、平行配筋の最外端接合節点に結合した。鉄筋断面積は試験体と同じとし、材料特性はパイリニアモデルで降伏強度は実強度とした。

解析は、図 16 の解析モデルの左下節点を固定とし、左端面の水平方向の変形を拘束した。加力点は図に示したように右上端とし、右端面の水平方向変位を加力点と同じとして、逆対称曲げ加力の実験を模擬した。解析結果を実験結果と比較して図 18 に示す。解析は完全付着を仮定しているため、剛性・耐力ともやや高くなり、X 型筋降伏後の剛性を過大評価している。実験結果との比較では、変形レベルではなく、同じ荷重レベルで比較するものとする。

No.7 試験体の $R=1/400$, $1/200$, $1/100$ と同じ荷重時の主圧縮応力度とクラックの分散図を図 19 に、コンクリート要素の主応力を図 20 に、X 型筋、平行配筋のそれぞれの圧縮鉄筋と引張鉄筋の応力比を図 21 に示した。

図 4 に示したクラック図と、図 19 のクラック分布状況の対応は良いといえる。図 12 に示したコンクリートストラットの圧縮力は、 $R=1/400$ で 3.5N/mm^2 , $R=1/200$ で 5.5N/mm^2 であり、図 20 に示した圧縮主応力度とおおむね対応している。図 21 に示した圧縮鉄筋と引張鉄筋の応力比は、X 型筋で $0.12\sim 0.2$ 程度、平行配筋で最小値が 0.4 となっており、図 12, 13 に示した実験結果と対応している。これらにより、提案したマクロモデルの応力度状態は弾塑性 FEM 解析結果と対応が良く、これにより損傷評価が可能であることを示しているといえる。逆に、一般的なモデル化による汎用弾塑性 FEM 解析により、損傷評価が可能とも言え、性能評価型の構造設計に用いることが出来る可能性が示せたといえよう。

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であるアンボンド X 型配筋梁の損傷評価について、実験的研究とマクロモデル、弾塑性 FEM 解析による評価を行ったものである。本論で得られた主な結論は以下のとおりである。

1. SFRC のようにコンクリートの見かけの引張強度を上昇させた

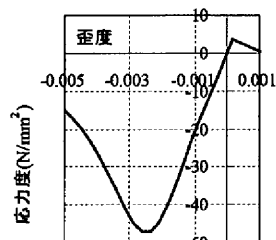


図 17: コンクリートの歪度—応力度関係

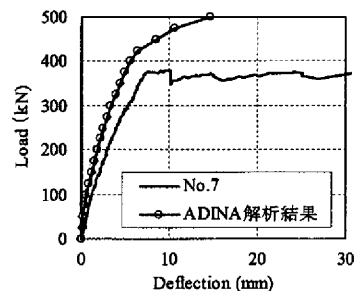


図 18: 荷重-変形関係の比較

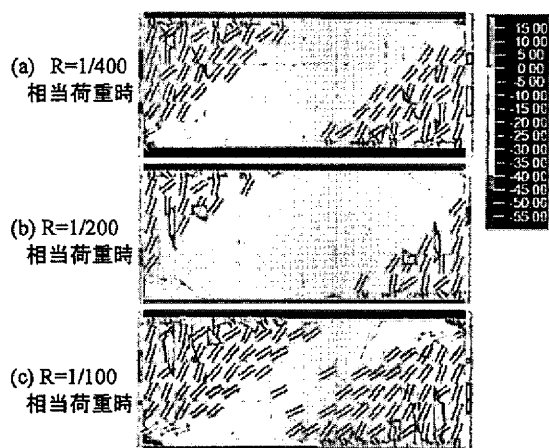


図 19: コンクリート要素の主圧縮応力度とクラック分布

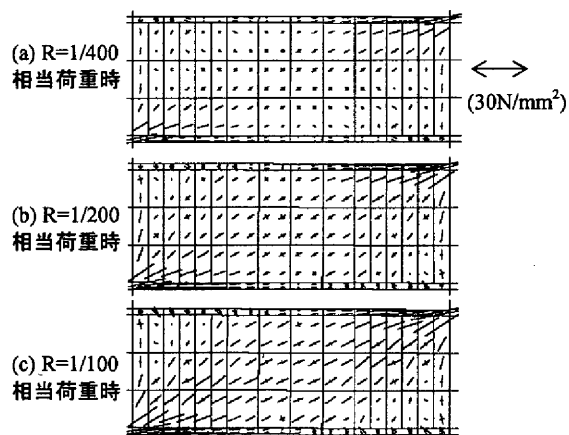


図 20: コンクリート要素の主応力度分布

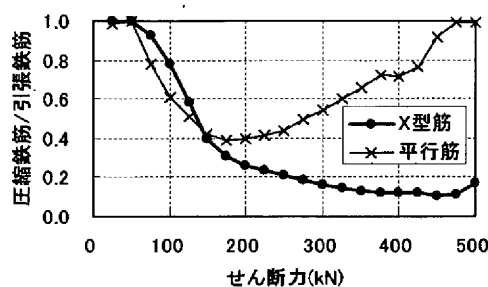


図 21: 鉄筋の圧縮力と引張力の比

部材とすることにより、大地震後でも部材中央部でほとんど修復を必要としない部材とすることができる。この場合、軸伸びが大きくなるので、取り付く部材を含めた損傷評価が重要となる。

2. 部材の損傷と相関性が強い項目として、横補強筋の歪、等価粘性減衰定数、耐荷機構モデルにおけるコンクリートストラットの等価断面積が挙げられる。相関が少ない項目として、変形成分、軸伸び、圧縮鉄筋と引張鉄筋の応力比が挙げられる。これらの相関の高い項目をモニタリングすることにより、損傷の評価が可能になると考えられる。
3. 最大主応力がコンクリート圧縮強度の平方根の 0.25 倍を超えると、中央部に対角クラックが生じる。
4. 部材の設計において、部材中央部に対角クラックを生じさせないための条件としては、(7)式で得られる最大主応力が、コンクリート圧縮強度の平方根の 0.13 倍以下となるか、(6)式で得られる最大せん断応力度が、コンクリート圧縮強度の平方根の 0.45 倍以下となるように、 $p_{t,p}\sigma_{y,x}p_{t,x}\sigma_{y,p}\sigma_B$ の組み合わせを考えればよい。
5. 必要せん断補強筋量として、部材中央部では横補強筋比を (9)(10)式の平均とし、部材端部では、(9)式の代わりに靱性保証型耐震設計指針式⁴⁾による平行配筋部分の必要補強筋量を算定し、(11)式で得られる補強筋量と加算すれば良い。
6. 弾塑性 FEM 解析による検証結果により、提案したマクロモデルが応力状態をよく再現していることが示された。

本研究により、アンボンド X 型配筋の損傷評価が可能となった。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、本論で有効性を示した弾塑性 FEM 解析により、パラメトリックな解析的研究を進めるつもりである。本論の一部は文献^{7,8)}にて発表した。

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・教務技術主任五十嵐泉氏、卒論生の吉野美美、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) 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、日本建築学会構造系論文集、No.562、pp.83~89、2002.12
- 2) 平石久廣、西尾浩平、山田宗徳、斉藤亮平、高木仁之、越路正人：降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験)、日本建築学会構造系論文集、No.580 pp.99~104 2004.6
- 3) 平石久廣、西尾浩平、稲井栄一、山田宗徳、斉藤亮平：鋼製筒を用いた降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の応力伝達システムに関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.588 pp.133~140 2005.2
- 4) 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
- 5) 吉川 弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計—限界状態設計法と性能設計法、第2版、pp.108-109、丸善、2004.2
- 6) ADINA : The Finite Element System for Structures, Heat Transfer and CFD, ADINA R&D, Inc
- 7) Shimazaki, K. : Experimental Study of a Diagonally Reinforced Beam with Well Repairability, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 258, CD-ROM, 2002
- 8) K. Shimazaki : De-bonded diagonally reinforced beam for good repairability, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 3173, Vancouver, B.C., Canada, 2004

(2005年8月9日原稿受理、2006年2月23日採用決定)