

RC系構造物の損傷制御型構造設計法

島崎 和司
(神奈川大学工学部)

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にあり、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。しかし、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。建物の損傷制御という言葉も、大地震後の財産保全の観点より語られることが多い。

損傷制御というと本来、構造物の構造部材だけでなく建築物すべてについての機能が維持できることが必要である。これは、地震時だけでなく、常時荷重に対しても必要であるし、経過年数の増大に伴う性能劣化に対しても必要となる。この点から言えば、鋼材とコンクリートの欠点をお互いにカバーしあう鉄筋コンクリート造建物は、構造物としての優位点があるといえる。この優位点を崩すのがコンクリートに生じるクラックである。鉄筋コンクリート構造においては、コンクリートの引張力を無視して設計がなされるため、コンクリートに入るクラックは“しょうがない”として受け止められてきた。しかしながら、構造物の耐久性上、常時荷重下でクラックが生じることは好ましいことではなく、これを防ぐための研究が進み、その成果として建築学会より鉄筋コンクリート造建物の耐久性設計施工指針¹⁾やひび割れ対策指針²⁾として刊行されている。

一方、耐震性能としての損傷制御という観点で見ると、コンクリートのクラックを補修可能な程度に収めることを目標として損傷制御設計が行われるようになってきている。そのためには、部材の性能を高め、修復不可能な損傷を受けないようにするか、構造部材が損傷を受けないように、地震時の応答を制限するかのどちらかである。後者の場合には、非構造部材の損傷も抑えられることになるので、損傷制御という観点から見れば望ましく、最近の超高層住宅においては、免震・制振構法を用いることが多い。免震・制振構造は、主体構造物に追加されて取り付くデバイス装置であり、付加価値を高めるための高級建築として位置づけられる。超高層建物においては、この付加装置のコストは相対的に大きなものとならないので取り入れやすい。

コンクリートにクラックを生じさせない構法としては、プレストレスト構法(PS構法)が知られているが、これまで設計の煩雑さとコストの面から一般的となっていなかった。最近、プレキャスト部材(PCa部材)の圧着構法による設計手法の確立とともに、PCaPS構法による構造物が増えてきている。PS構法は、地震時におおむね弾性的挙動を示し、残留変形が少ないので損傷が少ない構造物といえる。しかしながらエネルギー吸収能力に欠けるため、応答値が大きくなって非構造部材の損傷が制御できないという懸念がある。住宅においては、応答値の制限と耐力確保という観点より、耐震壁架構と併用されることが多かった。この場合には、耐震壁部分の損傷を考える必要がある。純ラーメン構造の場合、駐車場などへの利用以外では、変形を抑えるためにエネルギー吸収機構が必要であり、制振・免震といった構法との組み合わせが望まれる。最近では、超高層住宅免震建築への適用が報告されている³⁾⁴⁾⁵⁾。

これらの構法は、中高層以下の建物の場合コストの観点より採用されることが少なく、損傷制御設計としては、応答変形で構造部材が補修可能な程度になるようにすることが求められる。そのためには、出来るだけコストをかけないで部材の性能を高め、地震応答を低減させ、地震後の補修が容易となる構造形式、構造部材の開発が望まれる。

2. RC系の損傷制御型構造

地震を水平力として捉え、外力に抵抗する要素としてコアシステムを用いる構法は古くから実用化され、多くの構造物に使用されている。水平力はもっぱらコアで負担し、それ以外の部材は鉛直力のみを負担させようとする場合、図1に示したようなRC壁コアとCFT+フラットプレート構造を組み合わせたハイブリッド(HB)構造は、表1に示したように、それぞれの特徴を最大限生かした最適な構造形式のひとつといえる。この構造形式の場合、コア壁部分で水平力のほとんどを負担し、地震時のエネルギーもコア部分で吸収することになる。このエネルギーは、コア壁脚部と、各層でコア壁をつなぐ境界梁の塑性変形により吸収することとなる。大地震後に建物が使えるためには、このコア部分のRC部材の修復性が良好である事と、フラットプレート部分の鉛直支持能力の確保が必要である。

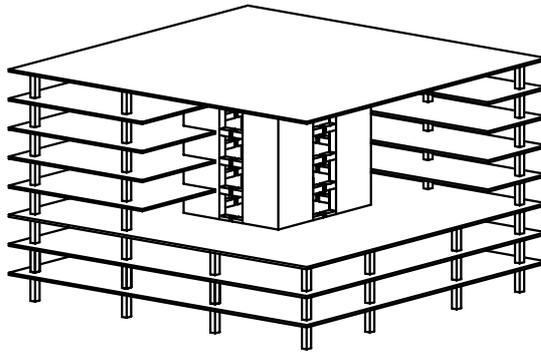


図1： RC壁コアとCFT+フラットプレート構造を組み合わせたハイブリッド(HB)構造

表1： 各構法の特徴

| | HB | CFT | S | SRC | RC | HB構造のメリット |
|------------|----|-----|---|-----|----|----------------|
| 空間の自由度 | | | | | | 柱・梁による圧迫感なし |
| 揺れに対する居住性 | | | | | | 強風時の居住性も良好 |
| 耐震性能(変形能力) | | | | | | コア壁が水平力負担、変形量小 |
| 耐火性能 | | | | | | S、CFTに比べ、耐火被覆減 |
| 施工性 | | | | | | SRC、RCに比して優秀 |
| コスト | | | | | | S、SRCより安価 |
| 超高層化への適合性 | | | | | | 制震と組み合わせればより優秀 |

コア部分の性能については、境界梁をデボンD X型配筋とし、地震後の修復性が良好でエネルギー吸収能力に優れて制振効果を有する部材となることを確認している⁶⁾。この部分の損傷評価については、後述する。また、大地震後にもほとんど修復を必要としない構造形式を目指して、境界梁に図2に示すような低降伏点鋼を利用した根巻き型S梁ダンパーを組み込んだ実験的研究を行った。根巻き型S梁ダ

ンパーは、梁中央部分のウェブに低降伏点鋼を用い、その部分をせん断降伏させるものであり、せん断降伏する事によりエネルギー吸収、応答の低減を目指すものである。大地震後は、その部分のみ取り替えることで修復性の良好な構造とした。実験結果では、境界梁ダンパーは安定した履歴性状を描き、 $R=1/200$ では $h_{eq}=0.07\sim 0.1$ 程度、 $R=1/100$ では $h_{eq}=0.1\sim 0.12$ 程度のエネルギー吸収能力を有する。復元力特性は合成部材として算定が可能であり、ダンパーの耐力を適切に評価し、曲げ、せん断、てこ反力に関して適切な安全率を考慮して接合部の設計の設計を行う方法を提案した⁷⁾。このダンパーを用いた構法は、実構造物に適用された⁸⁾。



図2： 低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパー⁸⁾

一方、コア壁部分については、超高層建物においては建設会社においてその立体的挙動を明らかにしようという研究が行われている⁹⁾¹⁰⁾。超高層建物においては、コア壁はおおむね弾性的な挙動にとどまり、損傷評価の観点からは問題が少ないようである。中高層の建物への適用としては、アンボンド PC を用いた図3、4のようなシステムが提案され、損傷の少ないコア壁の可能性が示されている。各機関でも積極的な研究が行われており、今後、コア壁の挙動については、引き続き研究を行なう予定である。

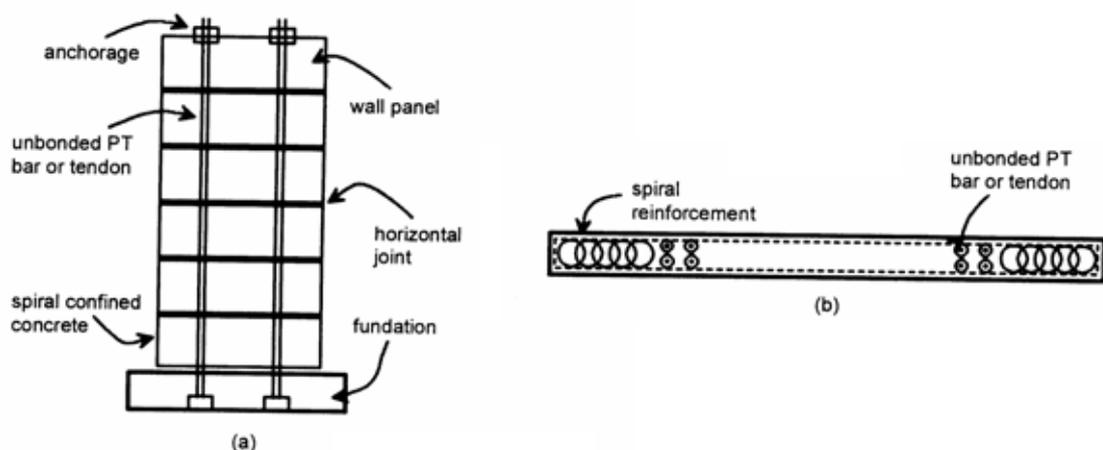


図3： アンボンドポストテンション PCa 耐震壁¹¹⁾

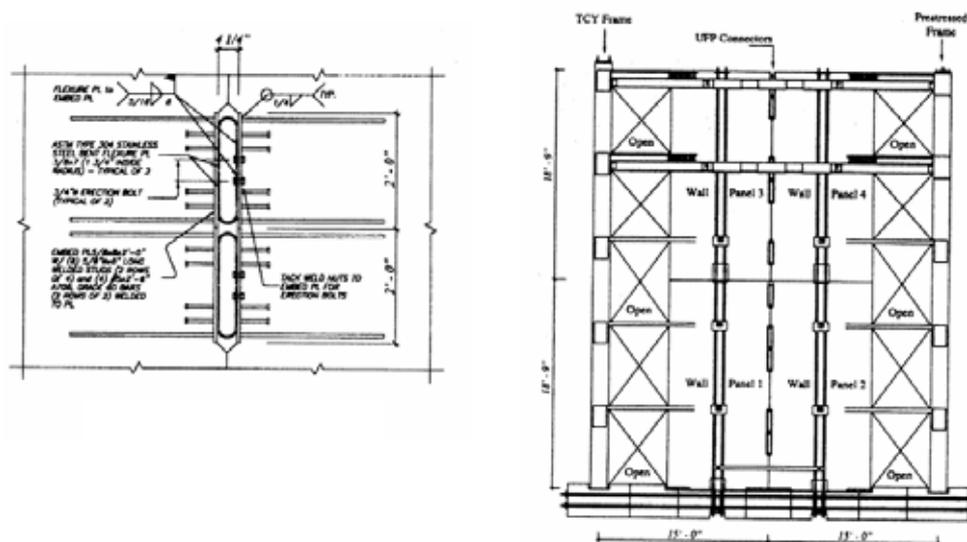


図 4： 壁間にダンパーを組み込んだ耐震壁¹²⁾

3. フラットプレート構造

3.1 概要

図 1 に示したプロトタイプ建物において、主として鉛直力の負担を行うことになる外周の柱 - フラットプレート架構では、柱を CFT 構造とすることにより、設計で想定する変形内での柱の損傷制御は容易となり、スラブの評価が重要となる。この架構がラーメン構造と異なる点は、1) 梁に相当するスラブ内で、応力が 2 次元的な分布をすること、2) コンクリートに生じるひび割れの進展にともなって応力が再配分され、その分布が変化していく事、3) 水平力を受けた時に、スラブから柱へ伝えられるモーメントとの連成によって、スラブが脆性的なパンチングシアー破壊を生じやすくなること等があげられる。

設計では、応力伝達モデルを設定して、その水平力 変形関係を検討する必要がある。この接合部においては、大変形時においてもパンチングシアー破壊を起こさない事が必要であり、施工性も考慮した、図 5 に示すような接合部を提案した。スラブと CFT 柱は、鋼管とダイアフラムに溶接された接合プレートと、フラットプレート内に埋め込まれる埋設 H 鋼のウェブをハイテンションボルトで接合する。接合プレートはパンチングシアー破壊、水平力に対しても抵抗を期待する。埋設 H 鋼は施工時につなぎ梁の役割を期待したものである。ダイアフラムは通しダイアフラム形式とし、上下のダイアフラムでコンクリートスラブを拘束する。スラブ筋は柱を貫通させずに柱面で 180° フックにする。

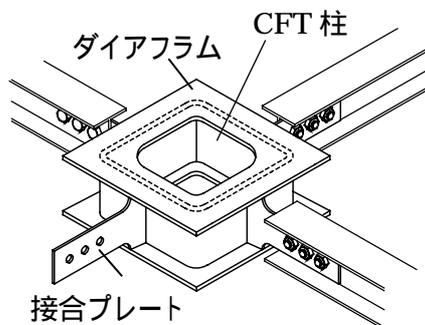


図 5： 接合部ディテール

この接合部に水平力が作用したときの耐力と剛性について、図6に示すような部分架構実験、ねじり要素実験の2シリーズの実験により検討した。さらにこれらの実験結果から、応力伝達モデルに基づいた接合部の復元力特性の考察を行い、提案したモデルを用いて算定した復元力が実験結果とよく対応することを示した¹³⁾。

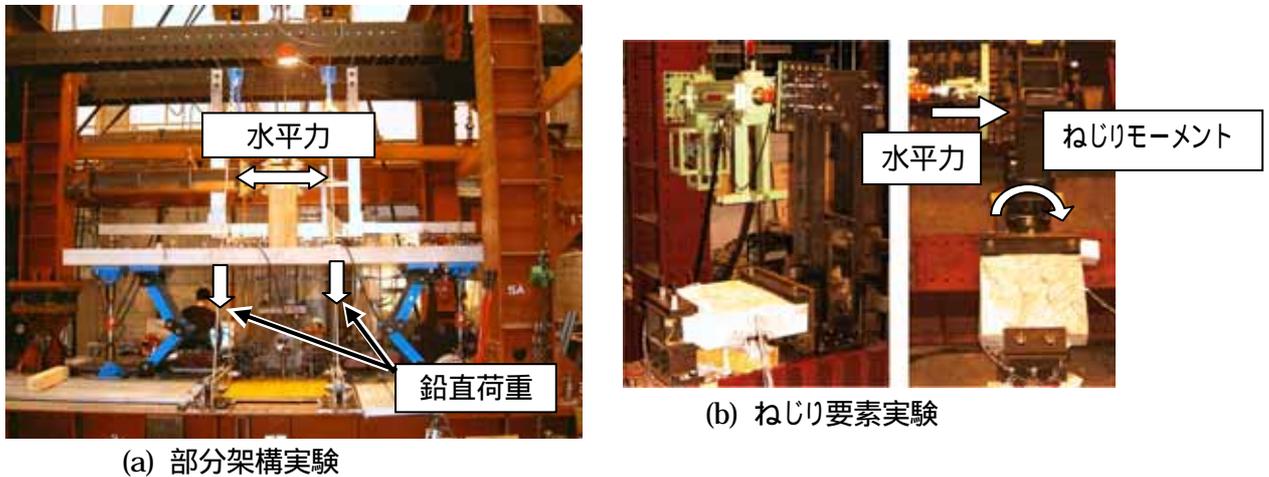


図6：実験概要

3.2 マクロモデルによる復元力の設定

マクロモデルは図7に示すように、スラブを次の3つの部分に分けた。

- 1) 柱側面のスラブを部分架構実験結果から得られた危険断面幅のねじりスラブに置換
- 2) 柱前後面のスラブを柱幅の仮想梁に置換
- 3) ねじりスラブ前後のスラブを単位幅（鉄筋間隔とした）で2)の仮想梁と平行な p 個の分割仮想梁に置換

ねじりスラブは3)の分割仮想梁のモーメントとせん断力によりねじり力に抵抗する。ねじりスラブの各耐力は、ねじり要素実験の結果より以下のように定めた。

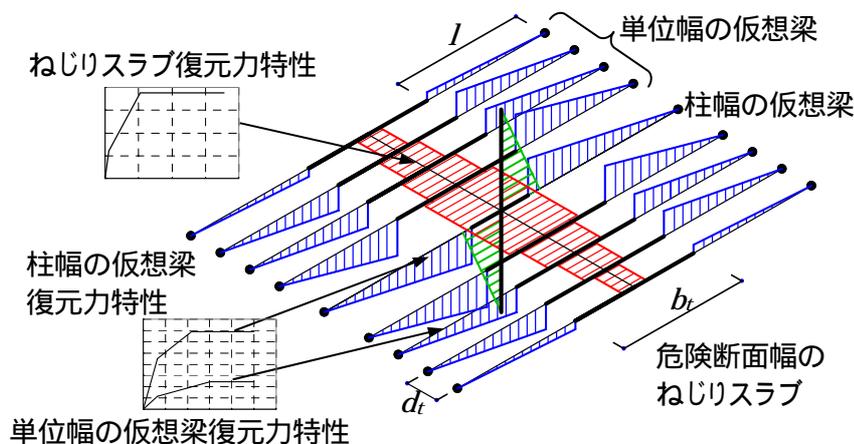


図7 応力伝達モデル

1) ひび割れ荷重 ${}_tM_c$: 柱幅を有効幅とした弾性論による次式

$${}_tM_c = (t^2 b / \eta_1) \cdot \tau_a \text{-----}(1)$$

ここで、 t :スラブ厚さ、 b :スラブ有効幅、 $\eta_1=3.1+1.8/(b/t)$ で、 τ_a は、クラック時のせん断応力度で、2軸応力状態を考慮する必要があるが、ここではコンクリートの引張強度とする。

2) 最大耐力 ${}_tM_u$: 全幅を有効幅としたコンクリート示方書¹⁴⁾の式を用いた次式

$${}_tM_u = 2b_0 t_0 \sqrt{\frac{A_t f_{ty}}{s_t} \frac{\Sigma A_l f_{ly}}{2(b_0 + t_0)}} \text{-----}(2)$$

ここで、 A_t 、 f_{ty} 、 s_t :横方向補強筋の断面積、降伏強度、間隔であり、 A_l 、 f_{ly} :有効幅内の軸方向補強筋の断面積の総和の1/2、降伏強度であり、 t_0 :横補強筋の短辺長さ、 b_0 :横補強筋の長辺長さである。ねじりスラブの剛性の設定は、以下のようにする。

1) 初期剛性 K_0 : 柱せい幅を有効幅とした弾性論による近似式

$$K_0 = t^3 (b - 0.63t) G / 3 \text{-----}(3)$$

ここで、 G はせん断弾性係数である。

2) ひび割れ後の剛性 : 全幅を有効幅とし、次式で示される Hsu による剛性低下率¹⁵⁾を適用して算定した値

$$= 0.021 (p_v + p_l) \text{-----}(4)$$

ここで、 p_v は軸方向鉄筋比、 p_l は横方向鉄筋比を示す。

算定手法は、まずスラブ最外端の分割梁の回転角を初期条件として与え、順次柱側の分割梁のモーメントとせん断力によるモーメントおよび分割区間でのねじりモーメントを計算し、最終的に柱の回転角とねじりモーメントの関係を求める。得られた復元力は、実験結果と良い対応を示しており、このモデルにより復元力が設定できる。

3.3 設計法

RC 規準のフラットスラブの設計では、パンチングシア破壊は柱周辺のせん断力、柱前後面のモーメントとせん断力、柱側面のねじりモーメントが作用する事で起こるとしている。パンチングシアの検討は、設計用せん断力 V_u とその耐力 V_0 の比と、スラブから柱に伝わるモーメントを不釣合いモーメントと定義したときの設計用不釣合いモーメント M_u とその耐力 M_0 の比の和が1以下になるように次式で検討している¹⁶⁾。

$$\frac{\alpha V_u}{V_0} + \frac{M_u}{M_0} \leq 1 \text{-----}(5)$$

ここで、設計用せん断力 V_u 、設計用不釣合いモーメント M_u は長期荷重時と水平力時の和であり、 α は鉛直動による割り増し係数である。また、許容せん断耐力 V_0 は柱周辺の危険断面での許容せん断耐力で、コンクリートのせん断耐力により与えている。許容不釣合いモーメント M_0 は、柱前後面の許容モーメント M_m 、柱前後面のせん断力による許容モーメント M_s と柱側面の許容ねじりモーメント M_t の和で与えられる。

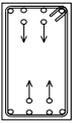
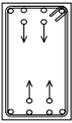
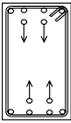
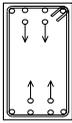
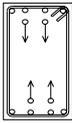
(5)式によりパンチングシアの検討を行うためには、曲げモーメントとせん断力の両者の設計用応力を長期荷重時、水平変形時について設定する必要がある。水平変形時の接合部の剛性は、初期段階から入るスラブのひび割れにより急速に低下する。そこで、前節で提案した復元力を用いて設計用応力を定める事により、設計で想定する変形レベルに応じた、構造システムとしての設計が可能となる。

4. デボンド X 型配筋を持つ境界梁の損傷評価

4.1 耐荷機構モデル

損傷評価のため表 1 に示した 5 体の試験体について検討を行う。

表 2：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 | 4- 16 De-bond | 4- 19 De-bond | 4- 16 De-bond | 4- 16 De-bond | 4- 19 De-bond |
| σ_y (N/mm ²) | 370 | 373 | 376 | 364 | 370 |
| p_t (%) | 1.51 | | | | |
| 横補強筋 | 2-D6 @100/@50 | | | | |
| σ_y (N/mm ²) | 308 | | 349 | | 347 |
| p_w (%) | 0.32/0.64 | | | | |
| 実施年度 | 2002 | | 2003 | | 2004 |

この梁の耐荷機構マクロモデルを図 8 に示すように、X 型配筋によるブレースシステムと平行配筋による RC 梁とに分けて考える。

ブレースシステムにおいては、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。ブレースシステムにおいては、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は、鉄筋の引張力と圧縮力の差分になる。また、歪度が鉄筋と同じとすると、この圧縮力を鉄筋の歪度から求めた圧縮応力度で除することにより、ストラットの等価断面積が求まる。

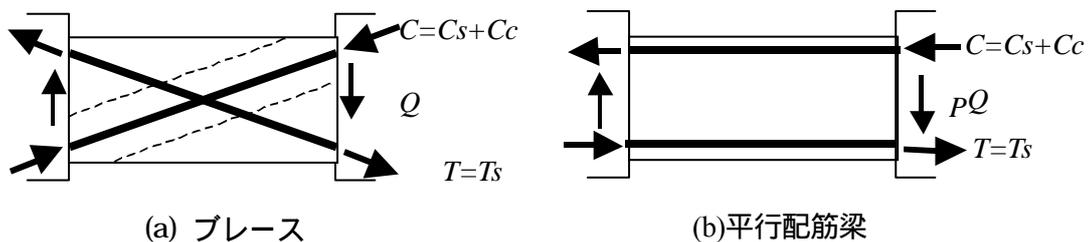


図 8： 耐荷機構モデル

図 9 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から圧縮鉄筋の負担する力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ブレース断面積を示す。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 $1/200$ 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。

圧縮鉄筋はデボンドされており、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ひずみは異なると想定されるが、この圧縮ブレース

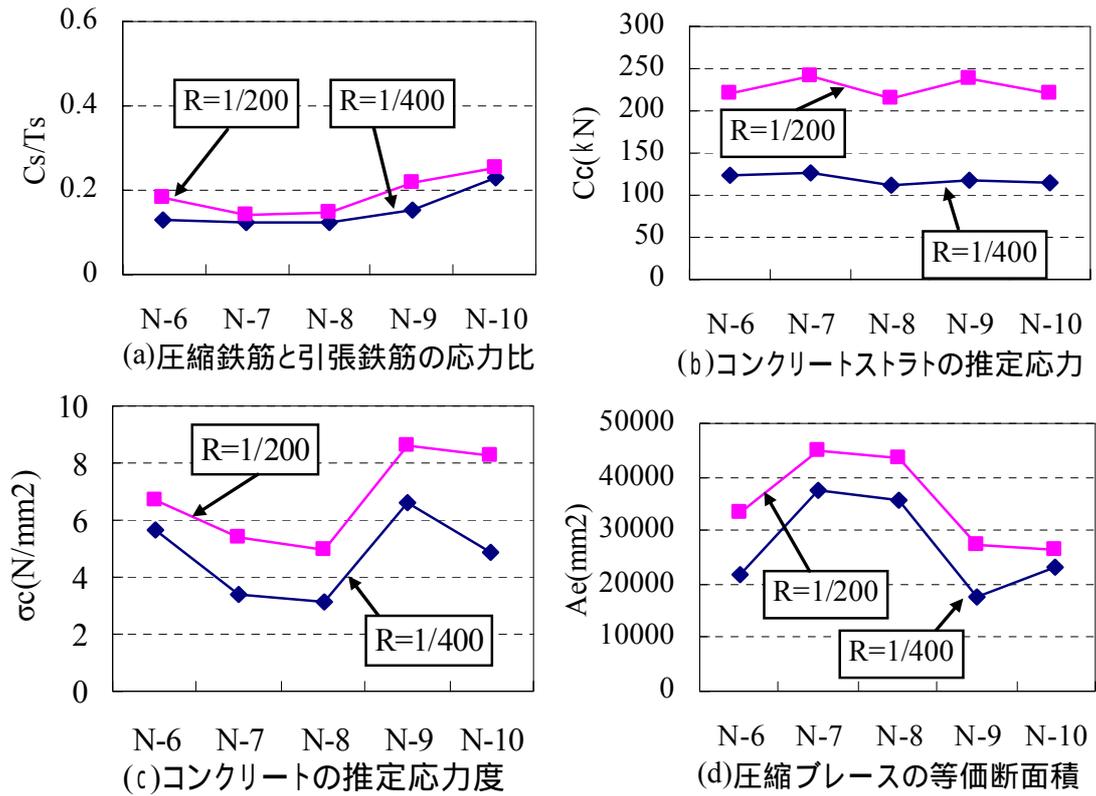


図9： X型ブレースの応力状態

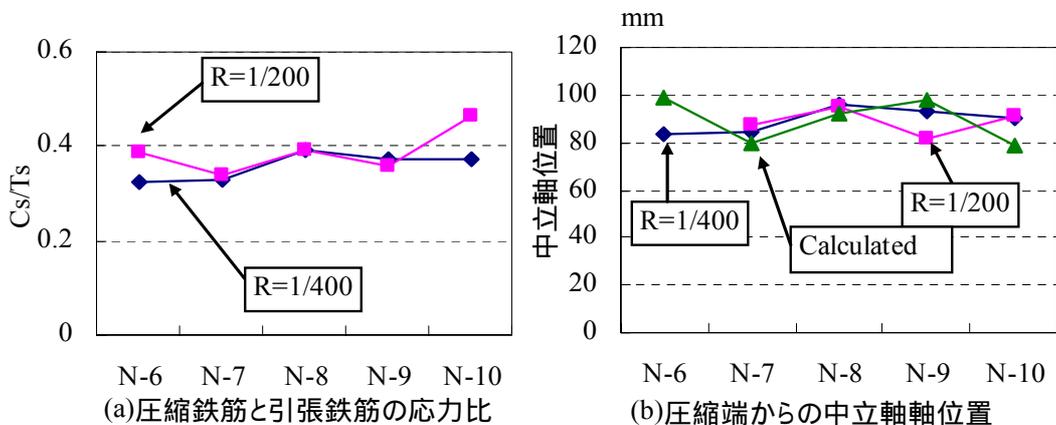


図10： 平行配筋梁の材端の応力状態

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。

図 10 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、弾性曲げ理論よりもとめた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 8(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 9(c)の推定値を用いることとする。曲げ理論においては、梁中央部において曲げモーメントが 0 であるために、平行梁部分のコンクリートの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 11 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。 $R = 1/100$ で対角クラックが入らない条件として、最大主応力がコンクリート圧縮強度の平方根の 0.3 倍以下となるようにすれば良い。

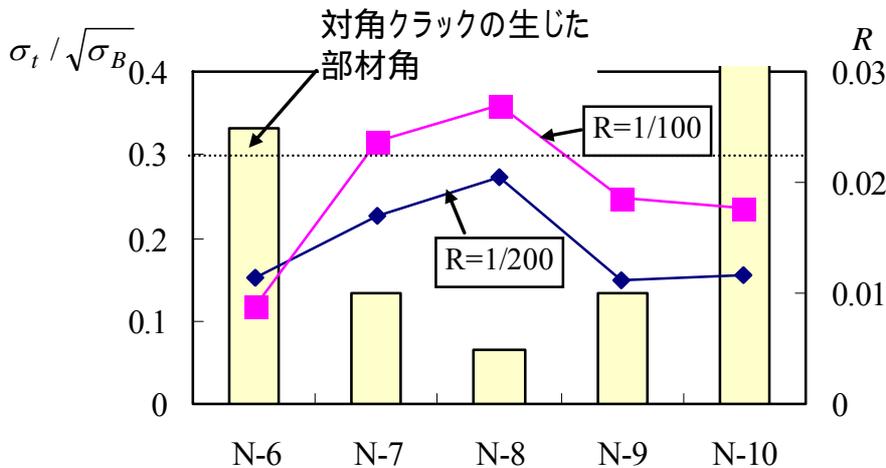


図 11： 中央部に生じる最大主応力度と初期対角クラック変形

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、全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 9(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 8 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

$$T_s = p_t a_t \times p_t \sigma_y = p_t p_t \sigma_y b d \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 $p_t p_t = p_t a_t / b d$ 、 $p_t \sigma_y$: 主筋降伏耐力、 b : 梁幅、 d : 有効せい

これより、

$$p Q = \sum M u / l = 1.8 p_t p \sigma_y b d^2 / l \dots\dots\dots (7)$$

X プレース

$$T_s = x a_t \times x \sigma_y = x p_t x \sigma_y b d \dots\dots\dots (8)$$

仮定より $C_s = 0.2T_s$ 、 $C_c = 0.8T_s$ であるので、X プレースのコンクリートの負担するせん断力は、

$$x Q_c = C_c \sin \theta = 0.8 x p_t x \sigma_y b d \sin \theta \dots\dots\dots (9)$$

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仮定して、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、

$$\sigma_c = -0.2 x \sigma_y \cos \theta / n \dots\dots\dots (10)$$

トータルの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、

$$\tau_{max} = 1.5 Q_c / b D = 1.5 d / D (1.8 p_t p \sigma_y b d^2 / l + 0.8 x p_t x \sigma_y b d \sin \theta) \dots\dots\dots (11)$$

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。

$$\sigma_t = \sqrt{(\sigma_c / 2)^2 + \tau_{max}^2} + \sigma_c / 2 \dots\dots\dots (12)$$

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 12 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 0.15 以下となる。また、単純に(11)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

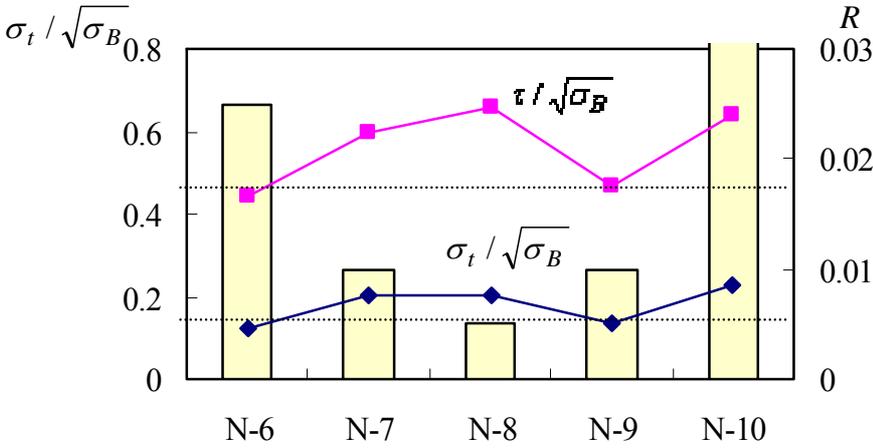
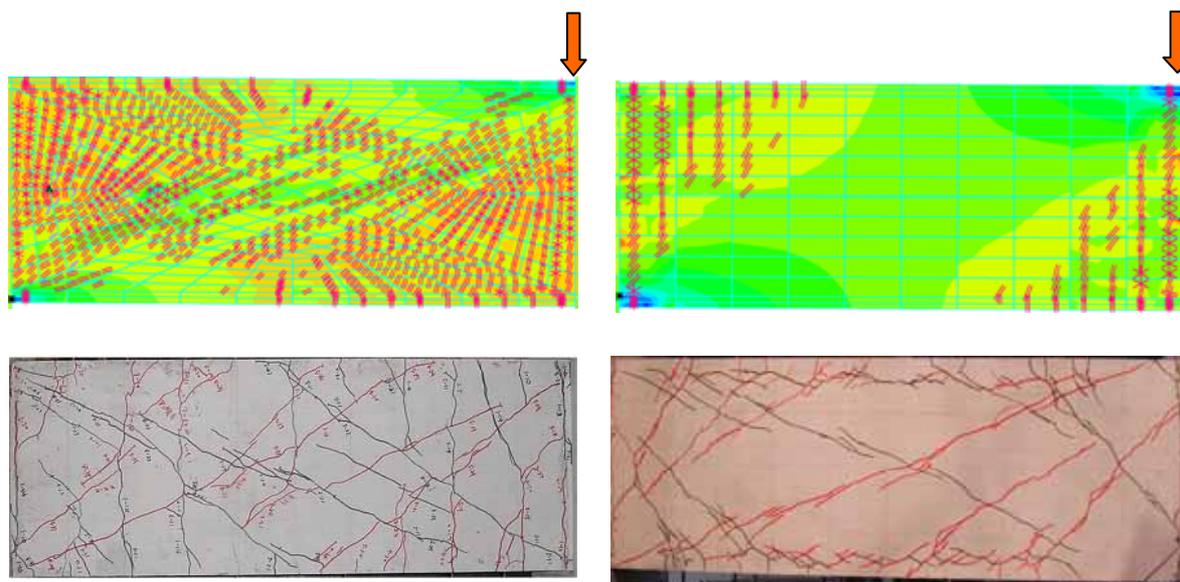


図 12: 鉄筋降伏時に中央部に生じる最大主応力度

圧縮強度の平方根の 0.15 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、これらに変動した時の条件については更なる検討が必要である。

4.3 FEM 解析による損傷評価

最近、弾塑性有限要素法 (FEM) 解析が一般化して構造設計にも取り入れられるようになり、損傷評価にも使うことが可能となった。ここでは、その可能性の検討のため、汎用 FEM プログラムである ADINA に用意されているコンクリートモデルを用いた 2 次元の弾塑性解析により、ボンドされた X 型配筋梁とデボンド X 型配筋梁とを解析して比較した。図 13 に解析結果のうち、 $R=1/100$ 時の水平方向応力度分布とひび割れ分布を重ね合わせた図と、実験でのひび割れ状況を比較して示した。デボンド X 型配筋梁のほうがクラックが少ないことが解析結果からも示されており、FEM 解析の有効性が認められる。これにより、実験では実施できなかったパラメータの組み合わせに対する損傷評価等が FEM 解析を利用することにより可能になると考えられる。



(a)ボンドのある X 型配筋梁

(b)デボンド X 型配筋梁

図 13: FEM 解析による損傷評価

5. まとめ

本論は、部材の性能を高め、地震後の補修が容易な構造形式、構造部材の開発をめざし、水平力はもっぱらコアで負担し、それ以外の部材は鉛直力のみを負担させる RC 壁コアと CFT+フラットプレート構造を組み合わせたハイブリッド (HB) 構造の設計手法と、損傷評価について検討したものである。この構造形式の場合、コア壁部分で水平力のほとんどを負担し、地震時のエネルギーもコア部分で吸収することになる。このエネルギーは、コア壁脚部と、各層でコア壁をつなぐ境界梁の塑性変形により吸収することとなる。大地震後に建物が使えるためには、このコア部分の RC 部材の修復性が良好である必要がある。特にエネルギー吸収部材である X 型配筋の境界梁においては、部材中央部の対角クラックが生じないことが必要であり、そのための損傷評価を行い、条件式を示した。

また、外周部の CFT 柱とフラットプレート構造については、その復元力特性の設定手法を示し、それを用いた設計法について述べた。

今後は、コア壁部分の実験的研究、各部材の耐荷機構の詳細検討と損傷評価のために FEM 解析等を利用した研究を進めるつもりである。

謝辞

X 型配筋梁の研究は、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。また、フラットプレート構造の研究は独立行政法人日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究(c)(2))により行い、神奈川大学・修論生の佐藤宏貴君の研究に負う所が多い。ここに関係者及び修論生・卒論生の諸君に感謝します。

参考文献

1. 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計指針(案)・同解説、2004年3月
2. 日本建築学会：鉄筋コンクリート造のひび割れ対策(設計・施工)指針・同解説、2002年12月
3. 渡辺一成、北村春幸、向野聡彦：PCaPC 高層免震建物の設計、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 1998年9月
4. 時本和則、富田知己、渡辺一弘、浜田公也、大迫一徳、傳金華、林三雄：PCaPC 超高層免震建築物の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 2002年
5. 杉村直樹、丸田誠、丸山東：PCaPC 高層板状免震マンションへの新たな PC 施工システム導入・実施報告、プレストレストコンクリート、Vol45、No.4、2003年7月
6. 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報告集、No.562、pp.83~89、2002年12月
7. 佐藤宏貴、島崎和司、黒瀬行信、熊谷仁志、戸沢正美：低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの実験的研究、構造工学論文集 Vol.49B、pp.503~509、日本建築学会、2003年3月
8. 清水建設株式会社 1 級建築士事務所：(仮称)西新宿 4 丁目計画、日本 ERI 株式会社性能評価シート、ビルディングレター、2003年5月
9. 別所佐登志、丸田誠、鈴木紀雄、永井覚：H 形断面 RC コア壁の構造性能確認実験、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 1997年
10. 熊谷仁志、戸沢正美、黒瀬行信：超高強度鉄筋コンクリート構造($F_c=120\text{N/mm}^2$)の開発 その 10 立体耐震壁の耐力・変形性能、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 2002年
11. Yahya, C., Kurama, Y., Sause, R., Pessiki, S., and Lu, L.W., "Seismic Response Evaluation of Unbonded Post-Tensioned Precast Walls," ACI Structural Journal, American Concrete Institute, Vol. 99, No. 5, September-October 2002, pp. 641-651
12. Seismic design of precast concrete buildings, state of art report, 2003, fib bulletin No.27
13. 佐藤宏貴、島崎和司：CFT 柱 - フラットプレート接合部の水平力 変形関係、日本建築学会構造系論文報告集、No.590、pp.145~152、2005年4月
14. 土木学会 コンクリート委員会：コンクリート標準示方書、土木学会出版委員会
15. 泉 満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法、技報堂、S47.9.10 第1版
16. 鉄筋コンクリート構造設計規準、同解説 許容応力法、日本建築学会、1999.10