

論文 ギャップ壁を有する鉄筋コンクリート造構造物の弾塑性地震応答解析

上村 勇人^{*1}・塩原 等^{*2}

要旨: 建物のフレームと壁の間に隙間（ギャップ）を設けたギャップ壁という架構について、本研究では、履歴エネルギー吸収要素を付加したギャップ壁をモデル化し、ギャップの大きさと履歴エネルギー吸収要素に用いる鉄筋の数を変化させて梁崩壊型と層崩壊型の2種類のモデル建物に導入して、地震時の挙動を解析的に検討した。大地震時には、適切なギャップの大きさとする事で壁の損傷を抑えつつフレームの変形を小さくしたり、変形が大きくなる層の損傷を建物全体に分散したりすることができた。中小地震時にも、履歴エネルギー吸収要素による減衰効果により、層間変形角が小さくなった。

キーワード: ギャップ壁, 履歴ダンパー, 弾塑性地震応答解析, 層間変形角, 塑性率

1. はじめに

大地震時に鉄筋コンクリート造構造物が受ける損傷の軽減・分散を図るために、ギャップ壁と呼ばれる架構が提案されている¹⁾。本研究では、鉄筋コンクリート造構造物のフレームと隙間を設けた壁にフレームと壁を繋ぐ履歴エネルギー吸収要素を付加したものをギャップ壁と称する。このギャップ壁を梁崩壊型と層崩壊型の2種類の建物に導入して弾塑性地震応答解析を行うことにより、大地震時や中小地震時にギャップ壁が構造物の耐震性能に与える影響を考察する。

2. ギャップ壁のメカニズム

ギャップ壁のメカニズムを図-1に示す。本研究におけるギャップ壁とは、構造物の構面内の上側の梁でのみ壁を剛接させ、壁と柱の間および壁と下側の梁の間に隙間を設け、さらに壁と下側の梁を履歴エネルギー吸収要素（以下、履歴ダンパーと呼ぶ）で繋いだものを想定する（図-1(1)）。水平荷重によるフレームの変形が生じると、直列に繋がった履歴ダンパーと壁がせん断方向に復元力を発揮する。（図-1(2)）。そして、水平荷重によるフレームの水平変位と直列に繋がった履歴ダンパーと壁の水平変位の差がギャップの大きさ（以下、 d_g と表記する）に達すると、壁がフレームに接触し、ブレースとしての働きをなす（図-1(3)）。ギャップ壁は、 d_g の大きさを変えることで、壁がブレースとして機能し始める層

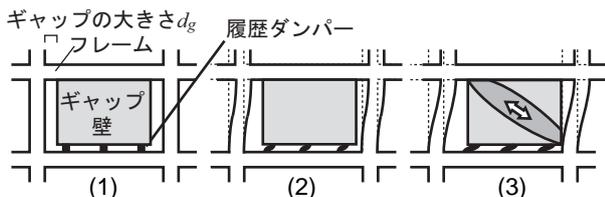


図-1 ギャップ壁のメカニズム

間変形角を調節することができる。変形が小さい層では、直列に繋がった履歴ダンパーと壁が水平方向の荷重を負担することしかしなが、変形が大きくなった層では、壁がブレースとして機能して、層の剛性を高めることが期待される。

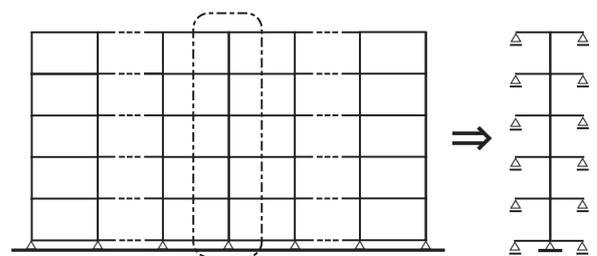
3. 弾塑性応答解析の手法

3.1 モデル建物

解析対象は、梁崩壊型と層崩壊型の2種類のモデル建物として弾塑性地震応答解析を行う。モデル建物は、図-2(1)のように基礎梁を有するスパン数の多い多層ラーメン構造とする。建物から代表的な中柱と接続する左右の梁をスパン中央で切り出し、梁端部でローラー支持したキの字型の柱梁骨組とした（図-2(2)）。柱・梁は材端ばねモデルとし、履歴モデルは、柱には Takeda モデルを²⁾、梁には Takeda-Slip モデルを用いる³⁾。

(1) 梁崩壊型のモデル建物

地上10階建とし、梁スパンは7m、階高は全て3.5mとする。柱の断面寸法は1階を900mm×900mm、最上階を750mm×750mmとし、その間の寸法は線形に変化しているものとする。梁の断面は基礎梁が500mm×1800mm、それ以外は全て500mm×900mmとする。梁の



(1) 建物の軸組図

(2) 解析モデル

図-2 解析モデル

*1 東京大学 大学院工学系研究科 修士課程 (正会員)

*2 東京大学 大学院工学系研究科 准教授 工博 (正会員)

断面剛性の算定にあたっては、スラブの影響を考慮して断面 2 次モーメントの増大率を 2 とした。建物質量は $1.2t/m^2$ とし、モデルの幅を 7m として設定した。

モデル建物の高さに 0.02 を乗じたものを固有周期とし、それをもとに算定される第 2 種地盤上の振動特性係数 R_t に 0.3 を乗じた値 (0.298) をベースシア係数とし、 A_i 分布に基づき定めた外力分布を用いて静的弾性解析を行う。梁および 1 階柱脚の曲げ強度は、この静的解析によって得られたそれぞれの部材の応力とする。1 階柱脚以外の柱の曲げ強度は、各節点における柱梁曲げ耐力比が 1.6 となるように設定し、下階の柱頭と上階の柱脚で等しくする。最上階の梁及び柱頭の強度は 1 つ下の階のそれと等しくし、基礎梁の強度も曲げ耐力比を乗じた。コンクリートには強度 48MPa の普通コンクリートを用いるとし、断面のひび割れ強度は、コンクリート強度の平方根の 0.57 倍に断面係数を乗じて算出する。

このモデル建物で静的弾塑性解析を行い、最大層間変形角が 1% となったときを保有水平耐力とすると、ベースシア係数が 0.342 となる。また、固有値解析による 1 次固有周期は 0.628 秒である。

(2) 層崩壊型のモデル建物

次に、地震時に建物の 1 階部分で層崩壊を起こすようなモデルを設定する。地上 10 階建て、梁崩壊型のモデル建物と等しいスパン、階高、部材断面の建物に関して、同様に静的弾性解析を行う。そして、柱降伏による層崩壊が 1 階にて生じやすいよう、各節点における柱梁曲げ耐力比は 1.3 とし、梁崩壊型モデルと同様の手順で部材の曲げ強度とひび割れモーメントを設定し、1 階の階高を 5m とする。

このモデル建物で静的弾塑性解析を行い、最大層間変形角が 1% となったときを保有水平耐力とすると、ベースシア係数が 0.275 となる。また、固有値解析による 1 次固有周期は 0.682 秒である。

3.2 解析上のギャップ壁のモデル化

各層の上下の節点を繋ぐ、水平変形に対して作用するばねを図-3(1)のように設定する。ギャップ要素 G_w 、履歴ダンパーを表すばね K_s 、壁を表すばね K_w の復元力特性をそれぞれ図-3(2), (3), (4)に示す。ギャップ要素 G_w は、変位が d_g 未満なら復元力が生じず、変位が d_g に達すると、無限大の剛性を示すものとする。そしてこのギャップ要素 G_w を図-3(1)のように接続することによって、変位が d_g 未満のときは履歴ダンパーと壁を直列に繋いだものが働き、変位が d_g 以上のときは壁のみがブレースとして働くことを表す。履歴ダンパー K_s は鉄筋を想定してバイリニア型、壁 K_w は原点指向のバイリニア型の復元力特性を有するものとする。

解析にあたっては、 G_w 、 K_s 、 K_w の復元力特性を個別に

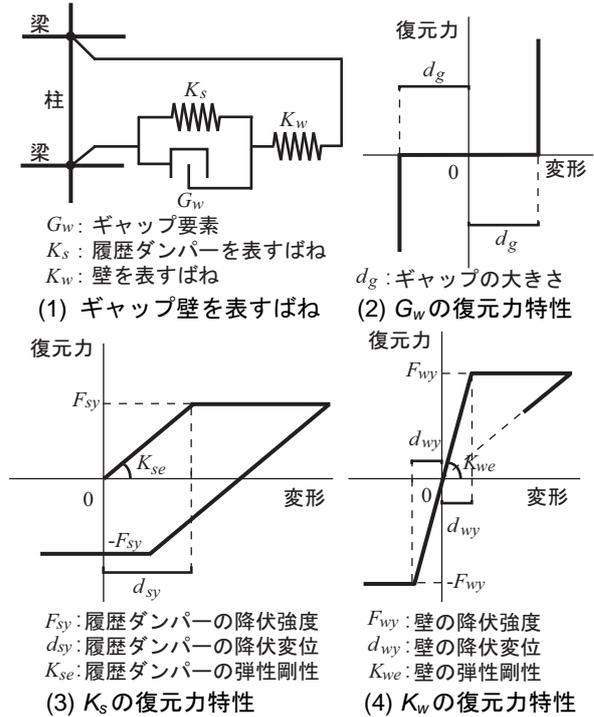


図-3 ギャップ壁のモデルと各ばねの復元力特性

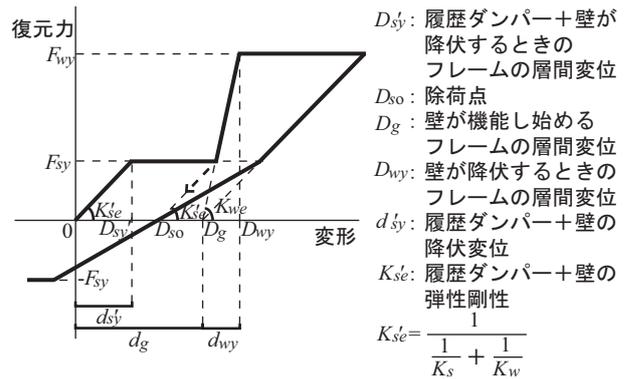


図-4 ギャップ壁の復元力特性

用いると解析が不安定になる可能性があるため、それぞれの復元力特性を組み合わせて、図-3(1)で示したギャップ壁を表すばねをひとつの復元力特性で表し、それを解析に用いることにする。その合成ばねの復元力特性を図-4に示す。フレームに水平方向の変位が生じると、履歴ダンパーと壁を直列に繋いだものがせん断方向に変形し、復元力が増加する（このときの剛性を K_{se} とする）。履歴ダンパーが降伏すると、復元力を維持したまま変位が増える。そしてフレームが壁と接触すると、壁がブレースとして働き、再び復元力が増加する（このときの剛性 K_{we} は壁の剛性である）。復元力が増大し始める変位は、ギャップの大きさ d_g に復元力 F_{sy} による壁の変形 F_{sy}/K_{we} を加えたものとなる。壁が降伏すると、再び復元力を維持したまま変位が増える。壁が降伏していない状態でフレームが壁に衝突した点からの除荷剛性は K_{se} で、除荷した点を D_{so} とする。壁が降伏した状態から除荷を行ったときの履歴は、復元力が履歴ダンパーの降伏

強度 F_{sy} より大きい間は、復元力ゼロで変位が d_g である D_g を目指し、復元力が F_{sy} 以下になると、 D_{s0} を目指すものとなる。

3.3 ギャップ壁の諸元

履歴ダンパーとしては低降伏点鉄筋を想定し、降伏強度 F_{sy} は $\Phi 16$ -ELCH2 を用いた際の実験値⁴⁾より 10kN、せん断強度時の水平変位 d_{sy} は 0.5mm とする。壁は厚さ 150mm とし、周囲がフレームにより拘束されていないことを考慮してせん断強度 F_{wy} は壁の断面にコンクリートの短期許容せん断応力度を乗じたものとして算定する。コンクリートは強度 48MPa の普通コンクリートを用いる。壁のせん断強度時のひずみ度は $\gamma=0.004$ とし¹⁾、これに階高を乗じて壁の降伏変位 d_{wy} を算出した。ギャップ壁は建物の各スパンに設けるものとし、本解析モデルでは各層に 1 枚のギャップ壁を設置した。

3.4 入力地震動

解析に用いる入力地震動は、4 章の大地震時の検討では正弦波合成法により作成した第 2 種地盤上の告示波（極めて稀に発生する地震動）とし、位相には El Centro NS, Taft EW, Hachinohe EW, JMA Kobe NS, Tohoku University NS を用いた（以下、それぞれを Elc 位相, Tft 位相, Hch 位相, Kjm 位相, Thu 位相と表記する）。5 章の中小地震時の検討では、これに 0.2 を乗じたものを入力する。なお、解析における時間刻みは 0.01 秒とする。

4. 大地震時の地震応答解析結果

3.1 で設計した 2 種類の建物モデルについて、極めて稀に発生する大地震時の弾塑性応答解析を行う。解析結果は、5 つの地震動を入力した応答の平均について検討する。

4.1 梁崩壊型のモデル建物の場合

以下の解析では、履歴ダンパーに用いる鉄筋の本数を 3 本、5 本、8 本、10 本とした 4 つの場合、及びギャップの大きさ d_g を階高（以下、 h とする）の 0.25%、0.5%、1%、1.5% とした 4 つの場合を考える。

(1) 最大層間変形角の検討

各階の最大層間変形角の検討を行う。4 種類の d_g の値に関して、履歴ダンパーの鉄筋の本数を 4 通りに変化したときの各階の最大層間変形角を図-5 に、4 種類の履歴ダンパーの鉄筋の本数に関して、 d_g の大きさを 4 通りに変化したときの各階の最大層間変形角を図-6 に示す。それぞれの図中にはフレームのみで解析したものもあわせて示す。

フレームのみの場合、4 階の最大層間変形角が最大になったが、ギャップ壁を入れると 2 階の最大層間変形角が最大になった。 d_g が小さいときほどその傾向は顕著であり、 $d_g=0.25\% \times h$ のときは 2 階の最大層間変形角が大

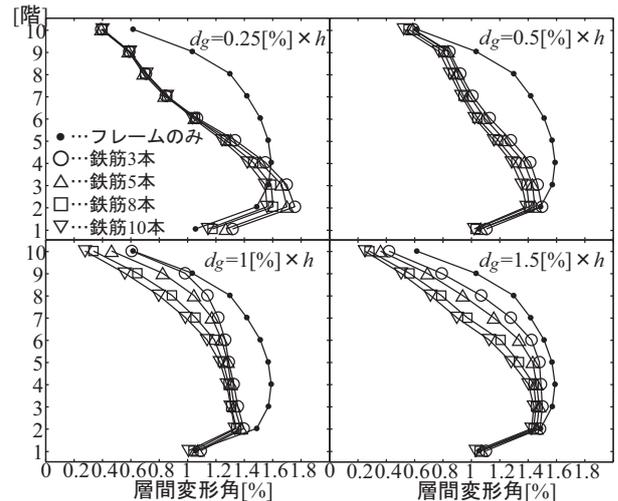


図-5 梁崩壊型の d_g ごとの最大層間変形角

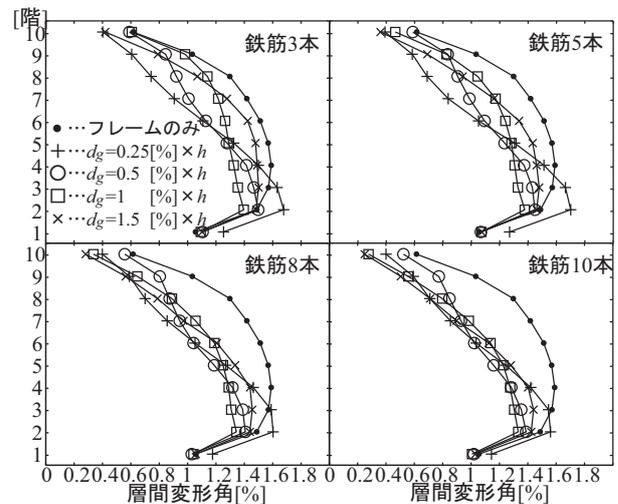


図-6 梁崩壊型の鉄筋の数ごとの最大層間変形角

きく、フレームのみのときの 4 階の最大層間変形角よりも大きくなった。最大層間変形角が最も小さくなったのは $d_g=1\% \times h$ のときであった。 $d_g=1.5\% \times h$ のときは、応答の最大層間変形角が 1.5% に満たないため、壁がブレースとして機能していないが、壁が接触した $d_g=1\% \times h$ のときと同程度に最大層間変形角が小さくなった。また、 d_g が小さすぎると、フレームのみのときよりも最大層間変形角は大きくなってしまい、フレームと壁の間に適度な隙間を設けたほうが最大層間変形角は小さくなった。また、 d_g をどのように設定しても、履歴ダンパーに用いる鉄筋の数を増やすにつれて、フレームの変形は徐々に小さくなった。 d_g を大きくするにつれ、最大層間変形角の分布はフレームのみの場合のそれに近づいた。

(2) 梁と壁の塑性率の検討

履歴ダンパーの鉄筋の本数を変えても、最大層間変形角に大きな差は生じなかったため、ここでは鉄筋の本数を 5 本の場合についてのみ、 d_g を 4 通りに変化した場合を検討する。梁、壁の塑性率を図-7 に示す。梁の塑性率のグラフには、フレームのみの場合も示した。壁の塑性率は、ギャップ壁を示す合成ばねの変形から壁の変

形を分離し、壁の降伏変位 d_{wy} で除したものと定義する。

フレームのみの場合、梁は基礎梁以外全てが降伏した。柱は1階柱脚を除いて、降伏は生じなかった。また、ギャップ壁の有無による差は小さく、ギャップ壁を入れることで降伏が生じることもなかった。ギャップ壁を入れると、梁の塑性率は $d_g=0.25\% \times h$ の場合の2階以外は小さくなった。 d_g が小さいときは、上層の梁の塑性率が大きくなった。壁の塑性率は d_g が大きいくほど小さくなった。 d_g が大きくと、フレームの変形がある程度進まない壁がブレースとして機能しないためである。 $d_g=1.5\% \times h$ のときは壁がほとんど変形しておらず、ブレースとして機能していないことが読み取れる。 d_g が $1\% \times h$ 以上の場合は、どの階の壁も降伏しておらず、これらの場合は最大層間変形角も小さくなった。ギャップの大きさを大きくとることで、壁を降伏させないことと、建物の変形を小さくすることの両方を実現できている。

4.2 層崩壊型のモデル建物の場合

次に層崩壊型モデルを用いた場合を検討する。履歴ダンパーの鉄筋の本数と、ギャップの大きさ d_g は梁崩壊型モデルの解析と同様に設定する。

(1) 最大層間変形角の検討

4種類の d_g の値に関して、履歴ダンパーの鉄筋の本数を4通りに変化させたときの各階の最大層間変形角を図-8に、4種類の履歴ダンパーの鉄筋の本数に関して、 d_g の大きさを4通りに変化させたときの各階の最大層間変形角を図-9に示す。図中にはフレームのみで解析したのもあわせて示す。

フレームのみの場合だと、1階の最大層間変形角が3%を超えた。最大層間変形角の最大値(1階)に着目すると、 d_g が大きくなるにつれて小さくなり、 $d_g=1.5\% \times h$ のときが最も小さくなった。それに伴い、他の層での変形は大きくなった。その一例として、フレームのみの場合だと3階以上の最大層間変形角は1%に満たないが、 $d_g=1\% \times h$ のギャップ壁を入れると、1階から5階部分までのフレームが壁に接触している。変形が突出している層の変形を小さくして、他の層の変形が大きくなったことから、 d_g が大きいくときのほうが構造物の損傷集中を軽減し、建物全体で振動によるエネルギーを吸収する効果があると言える。 d_g が大きくと、上層部の壁はブレースとして機能しないため、直列に繋がった履歴ダンパーと壁によって多くの衝撃吸収がなされていると言える。また、履歴ダンパーの鉄筋の本数を増やすと、変形はわずかに小さくなった。

(2) 梁と壁の塑性率の検討

梁崩壊型と同様に、鉄筋の本数が5本の場合についてのみ、 d_g を4通りに変化させた場合を解析する。梁、壁の塑性率を図-10に示す。梁の塑性率のグラフには、フ

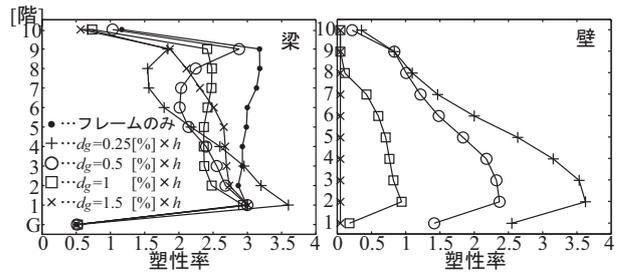


図-7 梁崩壊型の塑性率

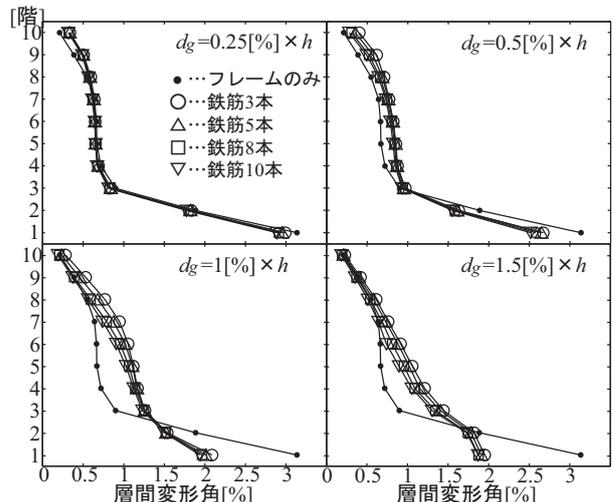


図-8 層崩壊型の d_g ごとの最大層間変形角

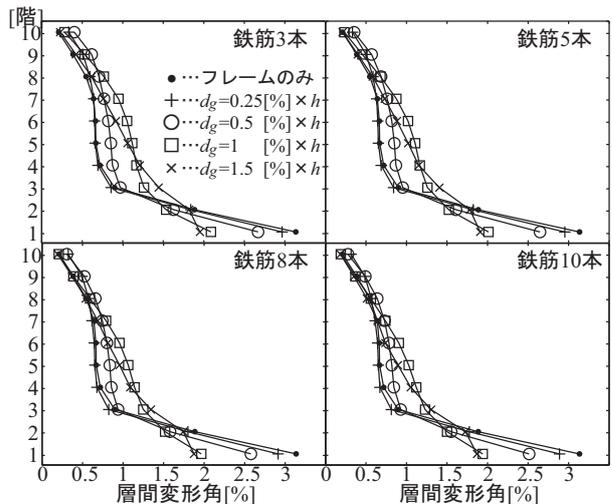


図-9 層崩壊型の鉄筋の数ごとの最大層間変形角

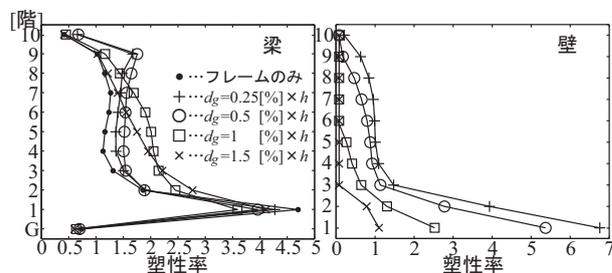


図-10 層崩壊型の塑性率

フレームのみの場合もあわせて示す。

フレームのみの場合、1階柱脚、1階から3階の柱頭、および基礎梁と10階の梁以外の梁が降伏した。塑性率が特に大きいのは、1階柱脚、1階と2階の柱頭、1階の

梁であった。ギャップ壁を入れると、これらの塑性率はそれぞれ小さくなったが、それ以外の部材の塑性率が大きくなる傾向がある。 d_g が小さいと、梁の塑性率は9階部分が大きくなっており、地震による建物への入力为上層に伝わっていることがわかる。壁の塑性率は、梁崩壊型の場合と同様、 d_g が大きいときほど小さくなった。 d_g が大きいときは、下層でしか壁がブレースとして機能していない。1階の最大層間変形角が小さくなったのは $d_g=1\% \times h$ や $d_g=1.5\% \times h$ のときであるが、これらの場合は壁の塑性率は小さくなったものの、2階より上の柱や梁の塑性率が大きくなった。

4.3 最大加速度の検討

ギャップ壁を入れたモデル建物の加速度から、大地震時に建物の利用者が体感する衝撃の大きさを検証する。2つのモデルの履歴ダンパーの鉄筋が5本の場合について、各層の最大加速度を図-11に示す。

梁崩壊型モデルの場合、フレームのみだと全ての層の加速度がおよそ700gal前後で、上層になるほど加速度は大きくなった。ギャップ壁を入れると、下層の加速度は小さくなり、上層の加速度は大きくなった。最大加速度の値も大きくなった。ギャップ壁がフレームに接触すると、建物の剛性が急に高まるため、その瞬間に加速度が上昇するからだと考えられる。 $d_g=0.25\% \times h$ の場合と $d_g=0.5\% \times h$ の場合は、上部の層の加速度が大幅に増しており、10階の加速度は1300galを超えている。 d_g が小さいときは、フレームが壁に衝突するときの速度が大きいいため、衝突による両者の衝撃力が大きくなる。逆に d_g が大きいと、フレームが壁に衝突するときには既にフレームの速度が遅くなっているため、衝撃力が小さくなる。

一方、層崩壊型モデルの場合は、フレームのみだと全ての層の加速度が400galから700gal程度である。梁崩壊型モデルでは、上層になるほど加速度が大きくなっているが、層崩壊型モデルでは上層部分に加えて、2階部分での加速度も大きくなっている。1階部分の剛性が低いことから、1階部分の変形が大きくなることによる影響だと考えられる。梁崩壊型モデルの場合と同様、高さ方向における加速度の分布の形状はギャップ壁を入れても大きな変化はないが、加速度の大きさはギャップ壁を入れたときのほうが大きくなっている。 $d_g=0.25\% \times h$ の場合と、 $d_g=0.5\% \times h$ の場合は、上部の層の加速度が特に増している。

4.4 ギャップ壁の枚数を変えた場合

4.1から4.3では、ギャップ壁を1スパンに1枚入れた場合のみの解析を行った。ただ、実際には全構面で全スパンに壁が入っている建物は少なく、それよりも壁の枚数が少ない建物がほとんどである。そこで、壁を入れる枚数を変えると、建物の応答がいかに変化するかを検

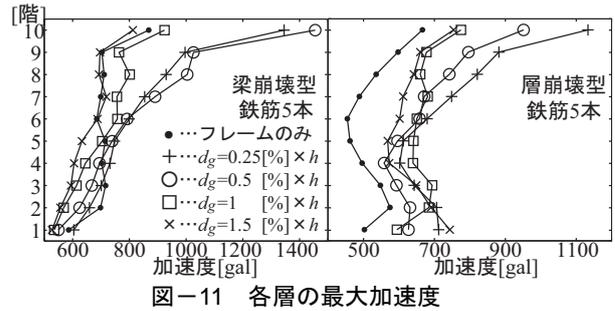


図-11 各層の最大加速度

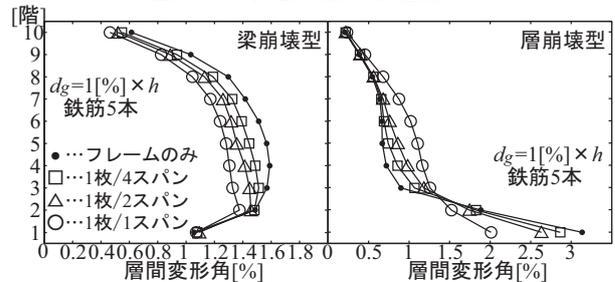


図-12 壁の枚数ごとの最大層間変形角

討する。履歴ダンパーの鉄筋の本数を5本、 $d_g=1\% \times h$ とした場合について、壁を2スパンに1枚の割合で入れた場合と、壁を4スパンに1枚の割合で入れた場合の解析を2つのモデル建物に関して行う。それぞれの場合の最大層間変形角を図-12に示す。図中には、1スパンに1枚入れた場合とフレームのみの場合の最大層間変形角もあわせて示す。

両モデルともに、壁の枚数が増えるごとに、最大層間変形角が小さくなった。梁崩壊型モデルでは、壁の枚数が増えると変形の大きくなる層が4階から2階へと変化している。層崩壊型モデルでは、壁の枚数を増やすことで1階の変形が小さくなる分、3階より上の層の変形が大きくなり、建物の変形の均一化がなされている。

4.5 地震動によるばらつき

4.1から4.4では、5つの地震動の応答の平均値で検討を行った。ここでは、梁崩壊型モデルと層崩壊型モデルの応答の入力地震動によるばらつきを検討する。履歴ダンパーに用いる鉄筋を5本とし、 d_g が h の0.5%、1%、1.5%の場合、およびフレームのみの場合について解析を行う。各地震動ごとの最大層間変形角を梁崩壊型モデルは図-13に、層崩壊型モデルは図-14に示す。

梁崩壊型モデルのフレームのみの場合、Elc位相を入力すると建物の上層の変形が大きくなり、Hch位相を入力すると中層部の変形が大きくなった。それ以外の地震動では、下層部の変形が大きくなった。ただ、どの地震動のときでも、ギャップ壁を入れると下層の変形が増大するという傾向は同じである。層崩壊型モデルでは、Tft位相のときの変形が大きくなっているように、地震動によって最大層間変形角の大きさは異なるが、建物全体の変形の性状は似ていると言える。

5. 中小地震時の地震応答解析結果

稀に発生する中小地震時のモデル建物の挙動を検討する。入力する地震動は、大地震時の地震動の加速度に0.2を乗じたものとする。

フレームのみの場合、梁崩壊型モデルも層崩壊型モデルも最大層間変形角が0.3%にも満たなかったため、ここでは $d_g=0.25\% \times h$ の場合についてのみ、履歴ダンパーの鉄筋の本数を3本、5本、8本、10本と変えて解析を行う。それぞれのモデルの最大層間変形角を図-15に示す。

鉄筋の本数を増やすことでわずかに最大層間変形角は小さくなっているが、本数が5本、8本、10本のときはほとんど差が見られない。ギャップ壁を入れた場合は、どの場合も最大層間変形角が0.25%に満たないため、壁がブレースとして機能していない。直列に繋いだ履歴ダンパーと壁がせん断方向に変形し、履歴ダンパーの変形による履歴吸収エネルギーにより、中小地震時には変形を小さくできることが確認された。

6. まとめ

梁崩壊型モデルでは、ギャップの大きさを小さくとりすぎると、変形が増大し、壁も降伏してしまった。だが、ギャップの大きさを適切に設定したときに、壁が降伏せずにフレームの変形が小さくなる傾向が見られた。層崩壊型モデルでは、ギャップの大きさが大きいほど最大層間変形角は小さくなったが、そのぶん他の層の変形が増大した。変形が進む層の損傷を建物全体に分散する動きが見て取れた。履歴ダンパーに用いる鉄筋の数を増やしても、大幅に変形を小さくすることは見込まれなかったが、増やせば増やすほど変形は小さくなった。また、中小地震時には、履歴ダンパーの変形による履歴吸収エネルギーによって、壁がブレースとして機能することなく変形を小さくすることができた。

最適なギャップの大きさを決定づけるには更なる検討が必要である。また、本研究は10階建のモデル建物を用いて解析を行ったが、低層や高層の建物にもギャップ壁を設置するメリットがあるかを今後検討していきたいと考えている。

謝辞：本研究は、平成18、19年度国土交通省建設技術開発助成「制震機能内蔵型の次世代非構造部材の開発（研究代表者：塩原等）」により、実施された。ここに記して謝意を表す。

参考文献

1) 渡辺宏一、田村和夫：ギャップ連層壁架構の基本振動特性、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.2753-2758、1998.11.

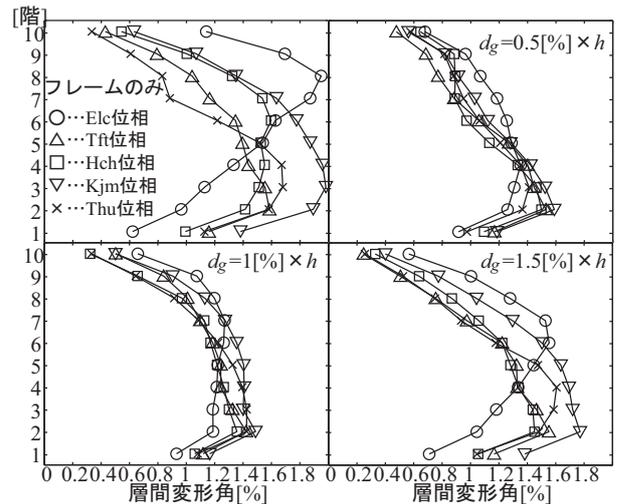


図-13 各地震動での梁崩壊型の最大層間変形角

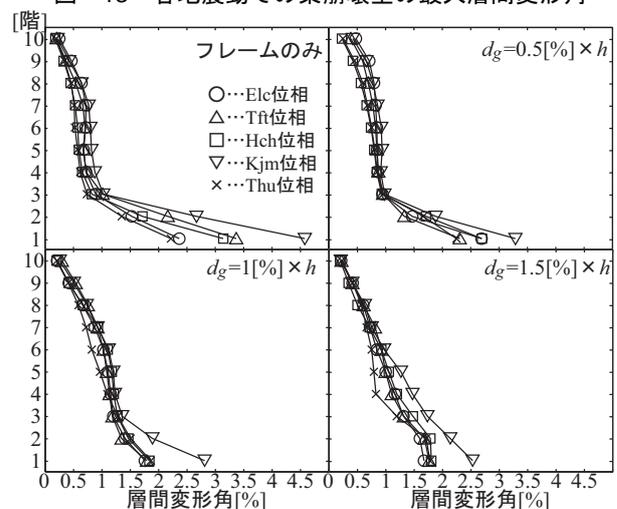


図-14 各地震動での層崩壊型の最大層間変形角

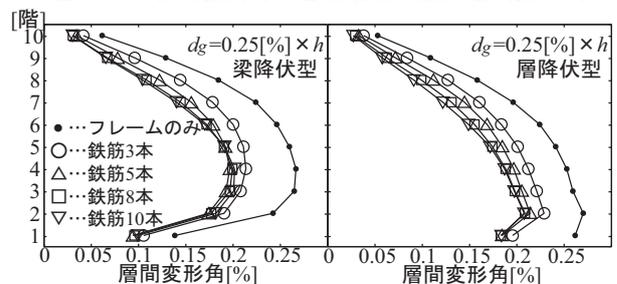


図-15 中小地震時の2つのモデルの最大層間変形角

- 2) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. :Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, Proceeding of the ASCE, Vol96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec.1970.
- 3) 江戸宏彰、武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析、日本建築学会学術講演梗概集、pp.1877-1878、1977.10.
- 4) 大久保香織、Huseyin DARAMA、田村和夫、塩原等：ダウエル鉄筋で周辺骨組に接合されたプレキャストコンクリート非構造パネルの水平加力実験、日本コンクリート工学協会年次論文集、Vol.28, No.2, pp.925-930、2006.7.