

5.2 付録 A 鉄筋コンクリート造非耐力壁の損傷に 関する実験的知見の整理

(1) はじめに

東北地方太平洋沖地震による RC 造建築物の被害として、制振ダンパーによって耐震補強された建築物における非耐力壁の被害が確認された。耐震補強を行う際に、ある程度の変形から効果を発揮するような補強工法を採用する場合には、非耐力壁の損傷についても慎重な検討が求められることになるであろう。しかし、非耐力壁の各変形段階における損傷の程度に関する実験データは必ずしも十分に整備されているとはいえない。ここでは（独）建築研究所で行われた非耐力壁の損傷に着目した実験的検討の一例を示す。具体的には、縮小架構試験体の構造実験により得られた非耐力壁の層間変形角と損傷に関する知見と、実大架構試験体の構造実験によって得られた層間変形角とひび割れなどの損傷量に関する知見について概観する。

(2) 実験例 1（縮小架構試験体における構造実験）

実験概要

図A-1 に試験体配筋図を示す。試験体は、ドア開口と窓開口を有するスリットのない一般的な非耐力壁を想定したもので、縮尺率は実大の 1/2.5 である。壁厚は 40mm で、壁筋は D4@100mm シングル（壁筋比：0.35%）である。側柱の断面は 240mm×240mm で、柱主筋は 8-D13、柱帯筋は D6@50mm（帯筋比：0.53%）、使用コンクリート強度は実強度で 34N/mm^2 である。図A-2 に加力システムを示す。加力は一一定軸力下（柱 1 本あたりの軸力比 0.1）における正負交番繰り返し漸増水平加力で、加力パターンは $\pm 1/6400\text{rad.}$ （約 0.016%）、 $\pm 1/3200\text{rad.}$ （約 0.031%）、 $\pm 1/1600\text{rad.}$ （約 0.063%）、 $\pm 1/800\text{rad.}$ （0.125%）、 $\pm 1/400\text{rad.}$ （0.25%）、 $\pm 1/200\text{rad.}$ （0.5%）、 $\pm 1/100\text{rad.}$ （1.0%）である。

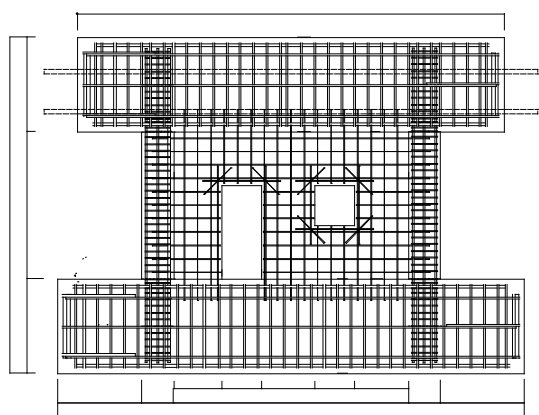


図 A-1 試験体配筋図

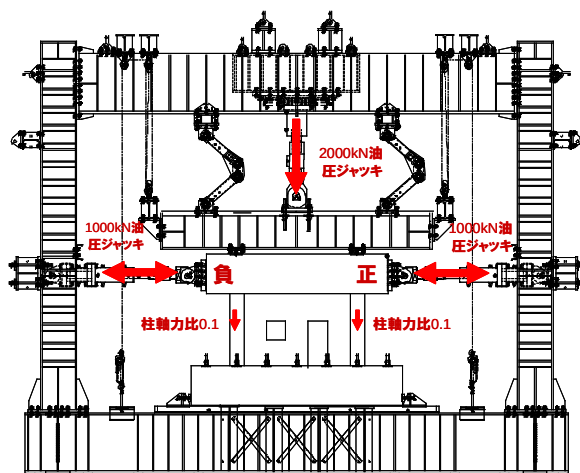


図 A-2 加力システム

実験結果

図 A-3 に荷重－変形関係を、写真 5.2.3-1 に $1/800\text{rad.}$ 以上の変形角における加力終了時の写真をそれぞれ示す。 $1/800\text{rad.}$ の加力終了時では、最大残留ひび割れ幅が 0.1mm に止まっているが、 $1/400\text{rad.}$ からひび割れ幅は急激に増大していることがわかる。また、 $1/200\text{rad.}$ では、ひび割れ幅の拡幅のみならず、圧壊や剥落などの現象が顕著となり、 $1/100\text{rad.}$ では、壁板はほぼ完全に破壊している。なお、本実験のような縮小試験体を用いた実験から得られるひび割れ幅の情報には寸法効果の影響が含まれるが、実大試験体との相関については今後の検討課題である。

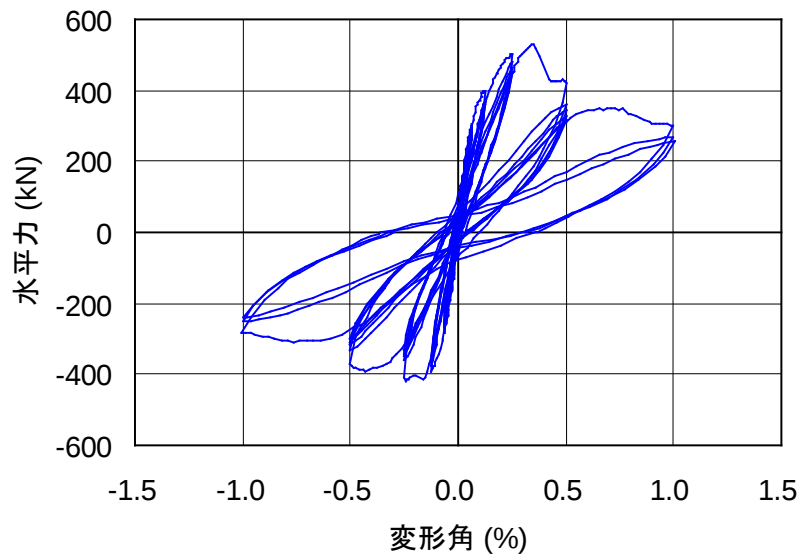


図 A-3 荷重－変形関係



(a) 1/800rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅
→ピーク時：0.4mm、除荷時：0.1mm）



(b) 1/400rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅
→ピーク時：3.0mm、除荷時：2.7mm）



(c) 1/200rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅
→ピーク時：12.0mm、除荷時：11.0mm）



(d) 1/100rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅
→計測終了）

写真 A-1 各変形角における加力終了時の損傷状況

(3) 実験例 2（実大架構試験体における損傷量分析）

実験概要

ここで取り上げる試験体は合計 2 体である。1 体目は全 3 シリーズ、2 体目は 1 シリーズの計 4 シリーズである。

1 体目の試験体は、実在する共同住宅の北側構面を模擬した 2 本の柱と 1 本の梁からなる実大の平

面RC造架構（以降「平面RC造架構」）で、構面内に開口付き非耐力壁が設けられている。最初の実験シリーズは、スリットを設けず非耐力壁を周辺架構と一体として施工した試験体（以下、剛接試験体^{A-1)}）である。実験は、まず剛接試験体で増分載荷（1/120rad. (0.83%)まで）を行った後に、損傷した非耐力壁を除去した試験体（以下、架構試験体）で剛性・耐力を確認するための加力（1/120rad. (0.83%)）を行った。その後、部分スリット（スリット部の壁厚は30mm）を有する非耐力壁を新たに当該架構に取り付け（以下、部分スリット試験体^{A-1)}）、柱や梁部材が大きく損傷するまで載荷した。

2体目の試験体は、4本柱（加力方向に対して2構面）からなる実大の立体RC造1層試験体（高さ2.4m）で、桁行方向は5.3m、梁間方向は7.0mのラーメン架構（以降、「立体RC造架構」）である。桁行方向には、RC造非耐力壁が完全スリットの仕様で取り付けられている（以下、完全スリット試験体^{A-2、A-3)}）。加力は桁行方向に対して行い、完全スリットを有する非耐力壁の損傷のデータを収集した。各試験体の非耐力壁の諸元を表A-1に示す。ひび割れ幅や本数などの損傷量は試験体の寸法効果の影響を受けるので、それを避けるため実験では実大規模の試験体を使用した。以上の試験体に正負交番漸増繰り返し載荷を行い、非耐力壁に生じる損傷を評価した。

表 A-1 各試験体の非耐力壁部材の形状・配筋一覧

架構形式	実験シリーズ	内法長さ×内法高さ (mm)	壁厚 (mm)	壁筋 (縦・横壁筋)	開口補強筋	スリット部分詳細
平面RC造架構	剛接試験体	4600×2050	120	D10(SD295) シングル	1-D13 (SD295)	なし
	部分スリット 試験体					スリット幅25mm D10,D13(SD295)@250
立体RC造架構	完全スリット 試験体	4600×2050	120	D10(SD295) シングル	1-D13 (SD295)	スリット幅25mm D10(SD295)@400

荷重変形関係と破壊過程

剛接試験体では、柱脚と梁端の主筋が全て降伏したのは変形角+1/120rad. (0.83%)の1サイクル目であり、最大耐力は2407kN、架構試験体の最大耐力は1543kNであった。部分スリット試験体では、1/800rad. (0.125%)でスリット部分が損傷し、壁部材と周辺架構が構造的に絶縁される効果が確認された。+1/300rad. (0.33%)の1サイクル目においてドア開口上部の補強筋が降伏し、続いて+1/200rad. (0.5%)の1サイクル目においてスリット内に配された壁筋が降伏した。最大耐力は1802kNであった。以上の結果から、RC壁が降伏時変形における耐力および剛性に寄与していることが分かる。

完全スリット試験体は、正負方向とも変形角1/100rad. (1.0%)前後で架構が降伏した後、緩やかな耐力の上昇が見られ、正負方向とも変形角1/33rad. (3.3%)で水平力の最大値4286kNに達し、履歴ループは紡錘型の形状を示した。梁端部の主筋および柱脚の主筋がそれぞれ降伏しており、梁曲げ降伏型となっていることが確認されている。

損傷量比較

実験においては、ピーク時のひび割れと除荷時のひび割れの双方の損傷を計測しているが、被災後の状況においては除荷時のひび割れ情報がより重要となる。そこで、壁面に発生した全ひび割れ長さを壁面積（表A-1の内法寸法による面積から開口部の面積を除く）で除した残留ひび割れの割合（以下、総ひび割れ率）の比較を行う。なお、剛接試験体は部材角0.83%、部分スリット試験体は部材角

1.0%のときに加力を終了しており^{A-1)}、完全スリット試験体は部材角 2.0%まで加力を行っている^{A-2)}。

図 A-4 に取り付け工法別の経験最大部材角—総ひび割れ率の関係を示す。部材角 0.125%から剛接壁の加力を終了した部材角 0.83%までの総ひび割れ率の大小関係は、大きい方から剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の順となり、完全スリット試験体のひび割れ率に対して剛接試験体と部分スリット試験体はそれぞれ約 3 倍、2 倍のひび割れ量となる。以上のように、部分スリット試験体と完全スリット試験体にひび割れ率の差があることから、完全スリットの方が部分スリットよりも損傷低減に有効であるものの、非耐力壁部材を無損傷状態に保つことは難しいことも示唆している。

ひび割れ幅に着目すると、剛接試験体は部材角 0.125%から幅 0.2mm 以上の残留ひび割れが発生し、部材角 0.83%では全体の 5 割程度を占める。部分スリット試験体は部材角 0.25%から幅 0.2mm 以上のひび割れが発生し、0.83%では全体の 6 割程度を占める。完全スリット試験体は、部材角 0.125%から幅 0.2mm 以上のひび割れが発生し、0.83%で全体の 7 割程度となる。これより、非耐力壁部材に構造スリットを設けることで残留時の総ひび割れ量を抑えることができるが、幅の大きなひび割れが支配的であることが分かる。

図 A-5 に取付け工法別の部材角—コンクリート剥落率（壁面積（前出と同定義）に対するコンクリートの剥落面積の比率）関係を示す。剛接、部分スリット試験体では部材角 0.5%からコンクリートの剥落が確認され、完全スリット壁では部材角 0.83%から確認された。部材角 0.83%時における剥落量は、剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の順で小さくなり、ひび割れ量と同様にコンクリート剥落についても取付け工法次第で損傷量を低減できることが分かる。

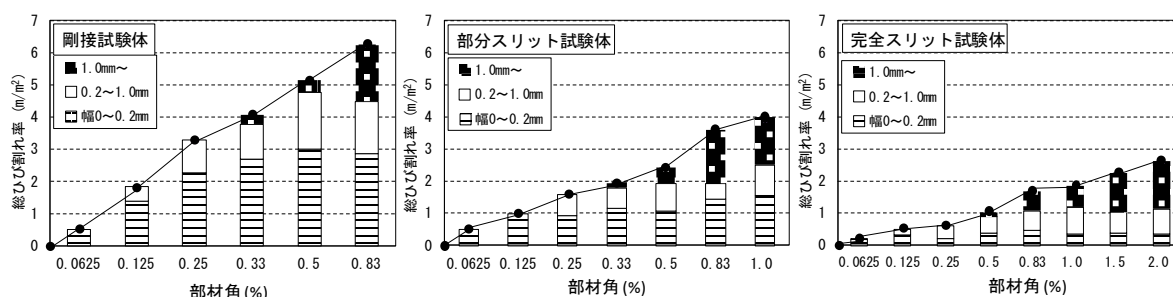


図 A-4 非耐力壁部材の部材角—総残留ひび割れ率関係

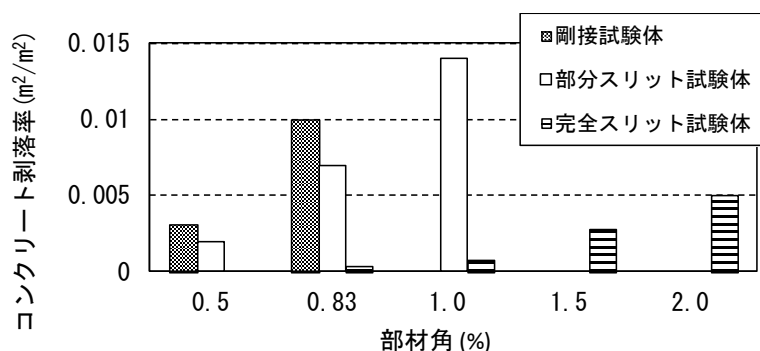


図 A-5 非耐力壁部材の部材角—コンクリート剥落率関係

(4) まとめ

非耐力壁部材の損傷について、これまでに建築研究所で実施した非耐力壁に関する構造実験結果を概観し、縮小架構試験体の構造実験により得られた非耐力壁の層間変形角と損傷に関する知見と、実大架構試験体である剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の構造実験によって得られた層間変形角とひび割れなどの損傷量に関する知見を以下のようにとりまとめた。

[縮小架構実験]

1. 部材角 $1/800\text{rad.}$ では、最大残留ひび割れ幅は 0.1mm に止まっていた。
2. 部材角 $1/400\text{rad.}$ では、ひび割れ幅が急激に増大し、最大残留ひび割れ幅は 2.7mm となった。
3. 部材角 $1/200\text{rad.}$ では、ひび割れ幅の拡幅のみならず圧壊や剥落などの現象が顕著となり、 $1/100\text{rad.}$ では壁板はほぼ完全に破壊した。
4. 本実験のような縮小試験体を用いた実験から得られるひび割れ幅の情報には寸法効果の影響が含まれるので、実大試験体との相関については今後の検討課題である。

[実大架構実験]

1. 部材角 0.125% から剛接壁の加力を終了した部材角 0.83% までの総ひび割れ率の大小関係は、大きい方から剛接壁、部分スリット壁、完全スリット壁の順となるが、完全スリット壁であつても非耐力壁部材を無損傷状態に保つことは難しい。
2. 非耐力壁部材は、構造スリットを設けることで残留変形時の総ひび割れ量を抑えることができるが、幅の大きなひび割れが支配的になる。
3. 部材角 0.83% における剥落量は、剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の順で小さくなり、コンクリート剥落についてもひび割れ量と同様に取付け工法次第で損傷量を低減できる。

以上の検討より、非耐力壁部材が周辺架構に取り付く条件の違いを考慮して、実大規模の非耐力壁部材の損傷をひび割れ量やコンクリートの剥落量で定量的に示すことができれば、時刻歴応答解析などによって最大応答変位が直接算定されるダンパー補強においては、要求される応答変位に抑えるために必要なダンパー量を定める際の有用な情報となり得る。

参考文献：

- A-1) 向井智久、斎藤大樹、衣笠秀行、福山洋：非耐力壁を有する実大 RC 造架構の修復性能評価に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 30、No. 3、2008
- A-2) 加藤博人ほか：地震による RC 造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験（その 1 実験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集(富山)、2010. 9
- A-3) 北代尚稔ほか：地震による RC 造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験（その 8 非構造 RC 外壁の計測概要と損傷状態）、日本建築学会大会学術講演梗概集(富山)、2010. 9