

論文 実大実験により耐震性能を検証した既存RC造校舎の耐力・変形性能に関する3次元FEM解析

惟 義英^{*1}・横内 基^{*2}・田嶋 和樹^{*3}・白井 伸明^{*4}

要旨：RC 構造物には袖壁・腰壁などの非構造壁が設置される場合が多く、このような 2 次部材が建物の地震時挙動に大きく影響することが指摘されている。本研究では、既存 RC 構造物の耐震性能を検証した実大耐震実験結果を用いて、非構造部材が混在する RC 建物の耐力・変形性能を 3 次元 FEM 解析で評価し、2 次部材の影響を把握することを目的とする。FEM 解析結果より、スラブ筋や非構造壁が試験体の耐力・変形性能に及ぼす影響が大きく、その影響を定量的に把握することができた。また、FEM 解析より算出したひび割れ幅は、耐震性能を評価する手法として有効なツールとなる可能性を示した。

キーワード：実大実験，耐震性能評価，非構造部材，3 次元 FEM 解析，ひび割れ幅

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、性能評価型の設計法に関する議論が高まる中で、RC 構造物の耐震性能評価に関する研究が盛んに行われている。また、RC 造建物には袖壁・腰壁といった非構造部材が混在しており、このような 2 次部材が建物の耐力・変形性能に大きく影響することが過去の地震より指摘されている。そのため、非構造部材が建物の破壊挙動に与える影響を把握しようとする多くの構造実験が行われている。しかし、それらの多くは縮小モデルや建物の一部を抜き出した供試体による実験であり、寸法効果や他の部材との連成効果を考えると、実建物の挙動を忠実に再現しているとは言い難い。

このような背景のもと安達、北嶋らは、解体予定の学校校舎を用いた実大耐震実験を実施し、既存 RC 造建物の耐震性能に関する有益なデータを得た¹⁾。この実大耐震実験で確認された現象を FEM 解析でも評価可能であれば、その結果をマクロモデルの構築や耐震性能評価法に反映することができ非常に有効である。本研究では、実大耐震実験により耐震性能を検証した建物の 3 次元 FEM 解析を行い、解析による試験

体挙動の再現性や内部応力状態等を確認する。さらに、非構造部材が試験体の耐力や変形性能および破壊挙動に及ぼす影響や、被災 RC 構造物の残余耐力を評価する際の指標となる残留ひび割れ幅に着目し、FEM 解析によるひび割れ幅評価の可能性について検討する。

2. 実大耐震実験概要

2.1 試験体概要および加力方法

建物は、X 方向 10 スパン、Y 方向 3 スパンの RC 造 3 階建て学校校舎である。実験では校舎を 3 分割し、中央部分 X5-X6、Y1-Y3 の 1×2 スパンを試験体として用いた。試験体は、柱・梁に垂壁・腰壁・袖壁が混在し、さらに Y1,Y3 通りの梁はウォールガーダー形式の構造となっている。試験体への加力は、試験体と反力架構の R

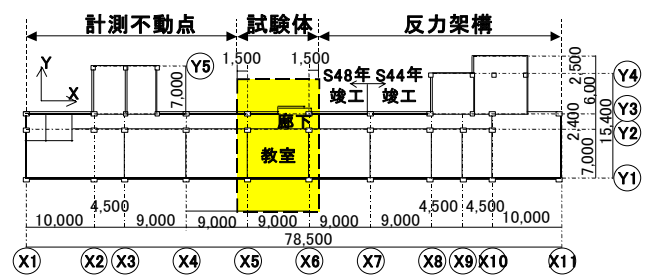


図-1 実験対象建物平面図

*1 株式会社構造設計研究所 工修 (正会員)

*2 青木あすなろ建設(株) 技術本部技術研究所建築研究室 工修 (正会員)

*3 日本大学 理工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)

*4 日本大学 理工学部建築学科教授 工博 (正会員)

階梁に加力ビームとして H 形鋼を固定し、試験体と反力架構の加力ビーム間に設置した 2 台のアクチュエータによる頂部集中加力で行った。実験対象建物平面図を図-1 に、試験体軸組図を図-2 に、加力方法を図-3 に示す。

2.2 実験スケジュール

実験では、まず摩擦ダンパーを用いた制震ブレースによる耐震補強効果を確認するため、制震補強建物と無補強建物に対する仮動的実験を行った。仮動的実験で試験体が経験した最大頂部変形はおよそ 68mm であった。その後、試験体の保有耐力や変形と損傷の関係など、既存 RC 構造物の耐震性能を把握するため、正負漸増繰返し载荷による破壊実験を最大頂部変形 250mm まで行った。表-1 に破壊実験の加力スケジュールを示す。

2.3 静的フレーム解析による耐力評価

図-4 は、静的フレーム解析による 2 層の層せん断力と層間変形の関係を示している。フレーム解析では、設計図書を基に文献 2) などに示される部材の終局強度算定手法に従い部材性能をモデル化した Case1 と、実験で確認した材料強度や、損傷状況より部材をモデル化した Case2 の計 2 つのモデルについて検討した。モデル化手法等は文献 3) に詳述されている。

実験時最大耐力と同一変形時(層間変形 42mm)における耐力を比較すると、Case1 の耐力は、設計図書と実際の配筋が異なっていたことなどもあり、実験結果よりかなり安全側に評価された。これに対して、Case2 は実験結果の耐力には若干及ばないが、概ね挙動を再現できることが確認できた。

以上のような既往の検証より、実在建物による大規模な実験を行い、各部の損傷状況などを解析モデルに反映させることで、試験体の挙動をマクロモデルにて精度良く評価することができた。そこで、以降では 3 次元 FEM 解析により実験結果の再現性について検討し、実験やフレーム解析からは把握できない部材内部の応力状態等を確認する。

3. 3次元 FEM 解析概要

3.1 試験体のモデル化

図-5 に 3 次元 FEM 要素分割図および解析に使用した要素種類の一覧を示す。既往の研究で RC 造建物全体の FEM 解析事例が極めて少ないことから、予備検討として使用要素に着目した単調载荷解析を行った。解析モデルは Type1~3 の計 3 つを設定し、Type1,2 は簡略化のためスラブ・壁にシェル要素を用いたモデル、Type3 は全ての部材をソリッド要素としたモデルである。基礎部分は弾性材料とし、上部構造(柱、梁、スラブ、壁)は全て非線形性を考慮した。また、鉄筋は全て埋め込み鉄筋要素で離散化し、完全付着を仮定した。解析に使用した材料物性を表-2 に示す。なお材料物性は、試験体より採取したテストピースによる材料試験結果の値を用いた。

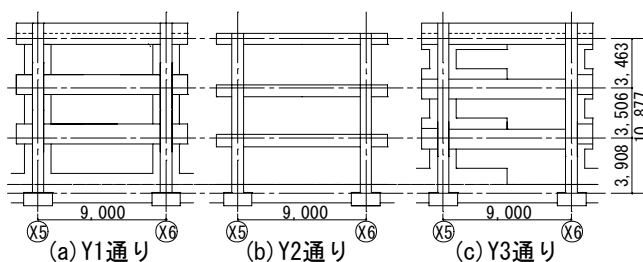


図-2 試験体軸組図

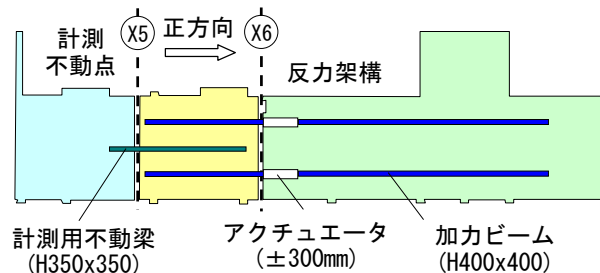


図-3 加力方法 (RF 平面図)

表-1 加力スケジュール

頂部変位 (頂部変形角)	±109mm (1/100rad)	±163mm (1/67rad)	±218mm (1/50rad)	±250mm (1/44rad)
サイクル数	4	4	3	1

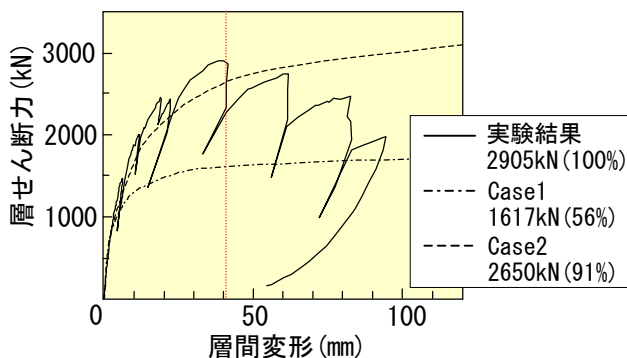


図-4 静的フレーム解析結果

3.2 材料構成則

コンクリートの非線形挙動に対する構成則は、修正圧縮場理論に基づいた共軸応力-ひずみの概念で表される回転ひび割れモデルを用いた。

図-6にコンクリートの1軸圧縮応力-ひずみ関係を示す。上昇域と下降域は異なる放物線で近似し、下降域は圧縮破壊エネルギー G_{FC} を考慮した軟化モデルとした。なお、 $G_{FC}(N/mm)$ は中村らにより提案された次式を用いた⁴⁾：

$$G_{FC} = 8.8(f_c)^{1/2} \quad (1)$$

ここで、 $f_c(\text{MPa})$ はコンクリートの圧縮強度である。ピーク後の応力(σ_c)-ひずみ(ϵ)関係は、応力-塑性変形(δ_p)関係から、ひずみを δ_p/L_c として求めている。 L_c は破壊領域の長さを表し、要素代表長さと呼ぶ。 L_c はソリッド要素に対して $V^{1/3}$ (V ：要素体積)、シェル要素に対しては $(2A)^{1/2}$ (A ：要素面積)と仮定した。

図-7にコンクリートの1軸引張応力-ひずみ関係を示す。上昇域は引張強度 f_t までを線形弾性と仮定し、下降域はHordijkらによる引張軟化曲線⁵⁾を用いた。破壊エネルギー G_F は次式による大岡らの提案式⁶⁾より求めた：

$$G_F = (0.23f_c + 136)/1000 \quad (2)$$

引張側の要素代表長さ L_c は圧縮側と同様に仮

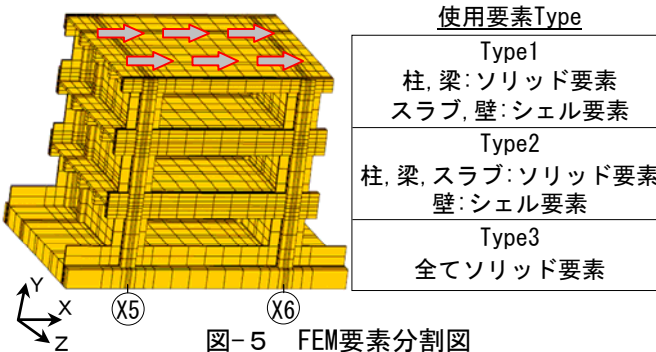


図-5 FEM要素分割図

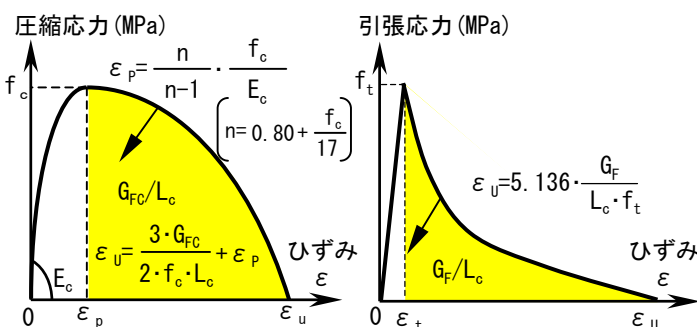


図-6 圧縮側構成則

図-7 引張側構成則

定した。また、圧縮・引張とも除荷、再負荷時の剛性は原点指向の割線剛性とした。

鉄筋の応力-ひずみ関係は、降伏値を折点とする bi-linear モデルとし、降伏後の2次剛性は初期剛性の1/100とした。

3.3 解析方法

加力はまず自重を負荷させた後、実験と同様に変位制御による頂部集中加力を行った。解析は汎用解析コード DIANA8.1⁷⁾を用いた。

3.4 予備検討解析結果

図-8にFEM解析と実験の層せん断力-層間変位関係(2層)を示す。初期剛性は、モデルの違いによる影響は無く、実験よりも若干高く評価されている。最大耐力は、全てソリッド要素でモデル化した Type3 が、一部シェル要素を用いた Type1,2より実験結果を良好に再現している。

シェル要素はソリッド要素に比べて積分点や総自由度数が少なく、演算時間の短縮が望める。しかし、自由度の相違から両要素間で曲げ応力の伝達が不十分となる可能性もある。よって Type1, 2 では、壁・スラブの曲げ応力を柱・梁に上手く伝達できず、耐力を低く評価していると推測できる。以上より、Type3 が適切なモデルであるという結論を得た。

表-2 材料物性
(a) コンクリート

	圧縮強度	引張強度	ヤング係数
柱	17.6	1.40	15723
梁	21.7	1.46	18175

(b) 鉄筋

	降伏強度	ヤング係数
柱・梁主筋	341	193520
スラブ筋($\phi 13$)	311	196133
せん断補強筋、壁筋($\phi 9$)	311	205939

[MPa]

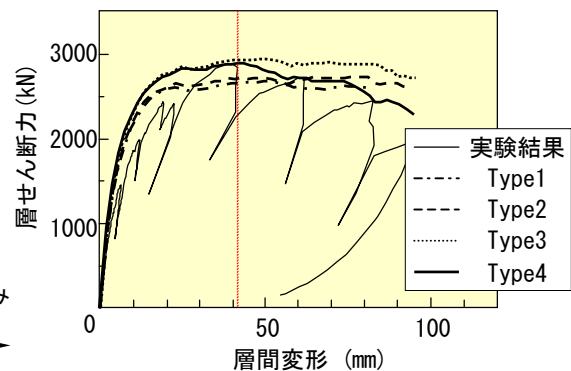


図-8 FEM予備解析結果

なお図-8には、Type3要素の圧縮主方向の強度低減を引張主ひずみの関数で考慮⁸⁾した結果をType4として示している。強度低減を考慮することで実験のピーク後における耐力低下を捉えられることが確認できる。しかし、解析(単調載荷)では実験時の繰返し劣化の影響を考慮していないにも拘わらず、ピーク後のスケルトンは実験と解析で良く一致していることから、解析では低減効果を若干過大に評価している可能性がある。試験体のピーク後における挙動は今後の検討課題とし、本報ではType3を用いて、試験体の最大耐力近傍における挙動を検討することとする。

4. 試験体各部の挙動

4.1 崩壊メカニズム

図-9に実験結果の最終破壊状況(Y1構面)と、解析結果の終局時における最大主ひずみ分布図を示す。解析では実験と同様に、梁端部の損傷が顕著となり、梁端曲げ降伏先行の全体崩壊型を示した。さらに、袖壁・腰壁など非構造壁の損傷が顕著な様子も実験と良く対応している。

4.2 最大耐力時におけるスラブの応力状態

ウォールガーダー形式の梁の場合、スラブが梁せいの中央付近に取付くことが多いため、梁曲げ耐力算定時にスラブ筋の影響を無視しても良いとされている⁹⁾。また、T形梁においてはスラブの有効幅は片側1mとされている⁹⁾。しかし、実験では最大耐力近傍でスラブのほぼ全幅にひび割れが生じていたことから、試験体の耐力に広範囲のスラブ筋が寄与していたことが推測できる。

図-10に最大耐力時のX6通り側スラブ筋軸応力分布図を示す。図より、2SL・3SLともほぼ全幅にわたりスラブ筋に大きな軸応力が発生しているのがわかる。この3SLのスラブ筋軸応力分布を図-11に定量的に示す。Y2通りのT形梁付近だけでなく、Y1、Y3通りのウォールガーダー付近のスラブ筋も降伏値に達している。それにより、Y2-Y3通り間はスラブ筋が全幅にわたり降伏し、Y1-Y2通り間のスパン中央付近でも大きな軸応力が生じていることが見てとれる。

また、ウォールガーダー形式の梁については、図-12に示すY1通り梁端部の梁軸方向の応力分布から、引張縁のひび割れにより中立軸が圧縮側へ移動することで、梁の上・下端引張時共にスラブに引張応力が作用していることが確認できる。これにより、ウォールガーダー形式の梁についても最大耐力時にスラブ筋が梁の曲げ耐力に寄与していることが確認できた。よって、同形式の梁曲げ耐力を算定する際にT形梁と同様にスラブ筋の寄与分を適切に考慮するべきであろう。

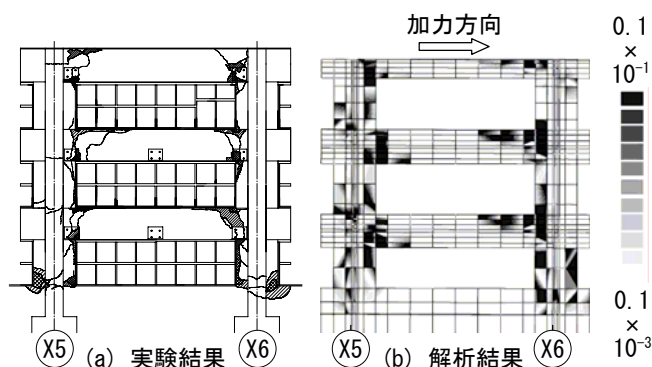


図-9 破壊状況の比較(最終破壊時)

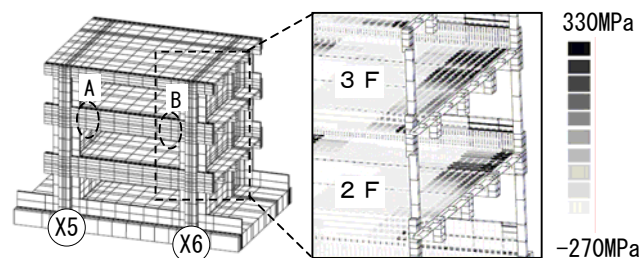


図-10 鉄筋の軸応力分布図(最大耐力時)

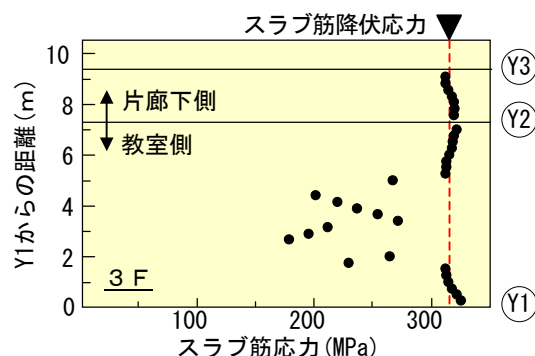


図-11 スラブ筋軸応力分布

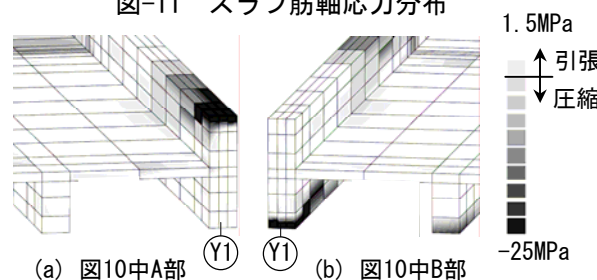


図-12 ウォールガーダーの応力分布図

5. 壁部材の有無が耐震性能に及ぼす影響

壁部材が耐力や変形性能に及ぼす影響を把握するため、それらの有無を変動因子とした解析的検討を行った。検討モデルは、図-13 に示すように、実大耐震実験での試験体を基本モデル (Model-1) とした計 4 モデルである。

図-14 に 2 層の層せん断力-層間変形関係を示す。最大耐力に関しては、Model-1 と 2 の比較から直交壁が取付くことによる違いはわずか 7% である。一方、Model-1 と 3 より、非構造壁の有無では 25% も異なり、非構造壁が耐力へ及ぼす影響が大きいことがわかる。変形性能に着目すると、Model-1 では、層間変形角 1/200rad 程度でほぼ最大耐力に達しているのに対し、非構造壁を取除いた Model-3 では、層間変形角 1/100rad 程度で最大耐力に達している。これは、袖壁や腰壁などの非構造壁が柱・梁の変形を拘束することによる違いだと考えられ、非構造壁が試験体の変形性能に及ぼす影響が確認できた。

また、耐震スリットを設けて骨組と 2 次壁を絶縁し、建物の靱性を期待する手法の有効性が、兵庫県南部地震において証明された。しかし一方で、梁端部の変形が過大となり、建物が補修不能となるような問題も指摘された。そこで、壁部材の有無と骨組の損傷状況の関係を考察する。図-15 に Y3 通り X5 側における Model-1 と 3 の最大主ひずみ分布図 (頂部変形角 1/100rad 時) を示す。Model-1 で梁圧縮縁 (上端) に腰壁、袖壁が取付く 2G, 3G 梁に着目すると、Model-1 では腰壁にひずみの大きな領域が目立つが、梁については袖壁フェイス位置までに止まっている。Model-1 における梁の損傷領域は Model-3 に比べて明らかに狭くなっており、非構造壁が取付くことで、主架構 (柱、梁) の損傷を抑制する効果が見られた。この結果より、修復性を考慮する場合には、変形制御の観点から非構造壁が有効となる可能性を示された。

6. FEM 解析によるひび割れ幅の評価

部材の残留ひび割れ幅から損傷度を推定することで、被災 RC 建造物の残余耐震性能評価が

行われている¹⁰⁾。このように、ひび割れ幅は耐震性能を評価する上で、重要な指標の一つである。本章では、実験で観察したひび割れ幅と解析より評価したひび割れ幅を比較し、FEM 解析によるひび割れ幅評価手法の可能性を検証する。ここでは、頂部変形角 1/100rad 1 サイクル終了時における繰返し解析結果と実験結果を比較した。FEM 解析によるひび割れ幅は、要素に生じたクラックひずみ ϵ_{cr} (全ひずみ ϵ - 弾性限ひずみ ϵ_e) に要素代表長さ L_c を乗じて評価した。

図-16 に示す頂部荷重-頂部変形関係では、実験と解析でピークへ至るまでの剛性や履歴形

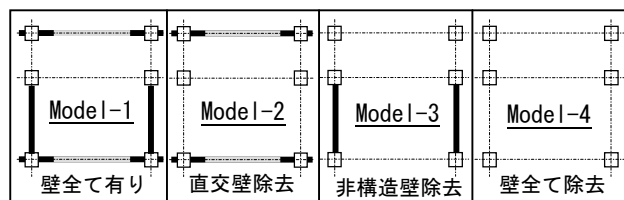


図-13 FEM解析モデル平面図

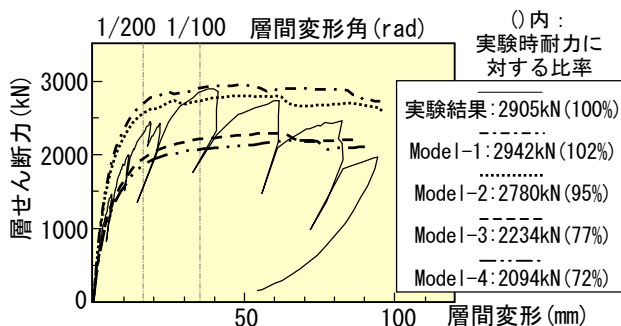


図-14 壁の有無を変動因子とした解析

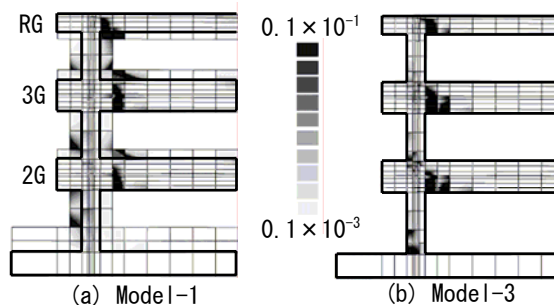


図-15 最大主ひずみ分布図 (Y3 通り)

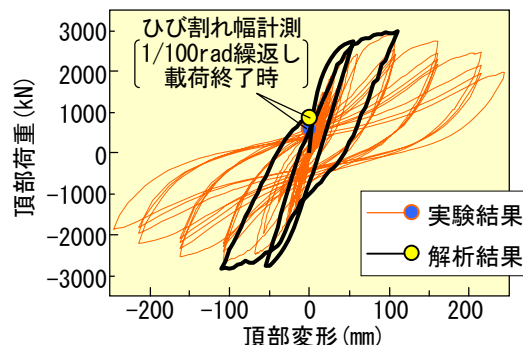


図-16 頂部荷重-頂部変形関係

状に差異が見られる。これは、本解析では 2.2 節で述べた仮動的実験における小振幅の繰返しの影響を考慮していないことや、全ての鉄筋を完全付着としていることなどが原因していると考えられる。図-17 に Y1 通りの実験と解析より得られたひび割れ幅を示す。実験で観察された幅が 2.0mm より小さいひび割れについては、実験と解析で概ね対応しており、ひび割れ幅から耐震性能を評価する手法として FEM 解析が有効なツールとなる可能性を示している。なお、実験での幅 2.0mm のひび割れについては、解析で全ひずみ ϵ が限界ひずみ ϵ_u を超えている要素があり、それらの要素については評価精度が劣るため、ばらつきが大きいと考えられる。

7. まとめ

- (1) 最大耐力近傍でスラブ筋は、ウォールガーダー形式の梁付近も含め、ほぼ全幅にわたり試験体の耐力に寄与していたことが、FEM 解析結果の内部応力状態より確認できた。
- (2) 非構造壁や直交壁の有無を変動因子とした解析より、非構造壁が試験体の耐力や変形性能に及ぼす影響を定量的に確認できた。
- (3) FEM 解析で評価したひび割れ幅は、2.0mm よりも小さい場合は実験結果とのばらつきが少なく、損傷の傾向を概ね捉えられることができた。

【謝辞】

本研究の実施にあたり、日本大学理工学部海洋建築工学科安達洋教授および青木あすなろ建設(株)北嶋圭二氏に実験データの提供と研究遂行上の貴重なご指導・ご助言を受けた。ここに記して謝意を表します。

また、本研究の一部は文科省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部):研究課題「環境・防災都市に関する研究(研究代表者:石丸辰治)」の一環として実施したものであり、一部は科学研究費補助金(基盤研究(C), 代表者:白井伸明)の助成を受けて行われたものである。

【参考文献】

- 1) 横内基ほか:制震補強された実在鉄筋コンクリート造校舎の補強効果に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 592 号, pp.145-152, 2005.6
- 2) 日本建築センター:建築物の構造規定, 1997
- 3) 横内基ほか:制震補強された既存校舎の弾塑性挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, 2001
- 4) Nakamura,H.,and Higai,T.:Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete,Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads,ASCE, pp.471-487, 1999.10
- 5) Cornelissen,H.A.W., Hordijk,D.A., Andreinha rdt,H.W : Experimental determination of crack softening characteristics of normal - weight and lightweight concrete:Heron 31,2(1986)
- 6) 大岡督尚ほか:コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材齢の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 529 号, pp.1-6, 2000.3
- 7) DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, TNO Building and Construction Research.,2002
- 8) Vecchio, F.J., and Collins, M.P :Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, ASCE, pp3590-3610, 1993.12
- 9) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001.10
- 10) 日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001

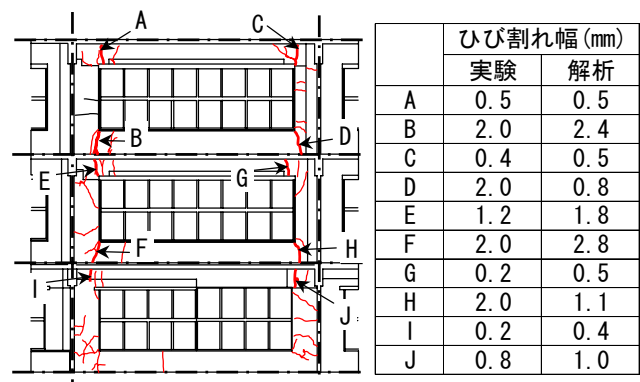


図-17 測定結果と解析結果のひび割れ幅比較