

論文 鉄筋コンクリート造連層耐震壁のひび割れ幅の評価法

ト部藍*1・坂下雅信*2・河野進*3・田中仁史*4

要旨：鉄筋コンクリート（以下 RC）構造物の損傷度定量化を目的として、RC 造集合住宅の張間方向の下層部をモデル化した 25% 寸法の連層耐震壁の載荷実験を行った。各荷重段階において、ひび割れ進展の経過を記録し、クラックスケールを用いてひび割れ幅を測定した。この測定値を用いて、既往の曲げひび割れ幅算定式による解析値との比較検討を行った。解析値は、任意対象部位全体のひび割れ幅合計値の比較においては十分な精度を有したが、1 本あたりのひび割れ幅に関しては実験値との間に大きな相違が見られた。柱脚部の曲げひび割れ幅に関しては、既存の算定式を用いる事で、実験結果を精度良く予測する事ができた。

キーワード：連層耐震壁、ひび割れ幅

1. はじめに

90 年代に発生した兵庫県南部地震等の都市直下型大地震において多数の死者と膨大な経済的被害が発生したことを契機に、建築構造物は地震時に単に崩壊しないというだけでなく、その損傷の程度を直接目標として設計される必要があるというのが建築界の認識となった。その認識を受け、設計された建物の耐震性能を評価するための指針として、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説¹⁾（以後、性能評価指針とする）が、2004 年に刊行された。この性能評価指針¹⁾が RC 造構造物の性能を評価するうえでひび割れ幅に注目しているように、ひび割れは鉄筋腐食による RC 部材劣化の原因になるなど RC 構造物の損傷評価の点で非常に重要な指標であるといえる。しかしながら、耐震壁のひび割れ幅の定量化に関する既往の実験事例は非常に少なく、特に曲げひび割れ幅に関しては、そのデータが直接的に示されたものは皆無である²⁾。

そこで本研究では、現在の中高層集合住宅建設の大部分に取り入れられている RC 造構造物

の梁間方向の主構造形式である連層耐震壁を対象とした載荷実験から、損傷の経過を把握し、ひび割れ幅の直接的な情報を収集した。また性能評価指針¹⁾をもとに耐震壁の曲げひび割れ幅の定量化が可能であるか実験結果と照らし合わせ検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験対象としたのは 14 階建て RC 造建物中央の梁間方向 3 層 1 スパンをモデル化した構造体である。図-1 に示すように、試験体は 1 階・2 階・3 階の連層耐震壁、1 階床スラブ、基礎梁、杭基礎からなり、縮尺は、想定建物の 25% である。試験体数は、1 体である。使用材料の力学的性質を表-1 及び表-2 に、試験体の諸元を表-3 に示す。

設計は、中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説³⁾、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、一許容応力度設計法⁴⁾ 及び鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説⁵⁾ に基づいて行った。

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 工修 (正会員)

*3 京都大学 工学研究科建築学専攻 助教授 Ph. D. (正会員)

*4 京都大学 防災研究所地震災害研究部門 教授 Ph. D. (正会員)

表-1 鉄筋の力学的特性

鉄筋	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数
D6	377	532	179
D10(SD295A)	378	511	183
D10(KSS785)	919	1078	201
D13	351	505	175
D16	337	502	191
D22	341	525	183
D32	387	585	188

表-2 コンクリートの力学的特性

コンクリート	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
基礎梁・杭	45.7	3.41	25.9
壁・柱・梁	60.3	3.32	30.4

表-3 試験体の諸元

部材名	寸法 bxD	鉄筋		
		種類	配筋	鉄筋量
柱	260mm x260mm	主筋	8-D13	1.50%
		せん断補強筋	2-D10(K)@100	0.55%
枠梁	140mm x200mm	主筋	4-D10(S)	0.59%
		せん断補強筋	2-D6@150	0.30%
壁	70mm厚	縦補強筋	D6@150 千鳥	0.30%
		横補強筋	D6@150 千鳥	0.30%
杭	440mm x440mm	主筋	8-D32	3.28%
		せん断補強筋	2-D13@120	0.48%
基礎梁	260mm x880mm	主筋	4-D22	0.63%
		せん断補強筋	2-D10@150	0.63%
直交梁	260mm x880mm	主筋	8-D16	0.37%
		せん断補強筋	2-D10(S)@150	0.37%
床	70mm厚	スラブ筋	D6@150 千鳥	0.30%
載荷梁	350mm x400mm	主筋	8-D16	0.68%
		せん断補強筋	2-D10(S)@150	0.27%

* (S)・・・SD295A (K)・・・KSS785 表1を参照のこと。

2.2 載荷と計測

図-2に載荷装置を示す。水平荷重 Q は上部の 1000kN ジャッキを用いて与える。また、鉛直荷重は、試験体東西に設置した 2000kN ジャッキによって変動軸力を入力する。壁脚における軸力 N_1 (西側柱) 及び N_2 (東側柱) と水平荷重 Q の関係は上部構造の地震層せん断力分布を Ai 分布と仮定した時のベースシアと転倒モーメントが再現できるように式(1)及び式(2)と定義した。

$$N_1 = 353 + 2.27Q \quad (kN) \quad (1)$$

$$N_2 = 353 - 2.27Q \quad (kN) \quad (2)$$

杭は、一方がピン支持、他方がローラー支持である。ローラー支持点では、杭が圧縮側になる場合には、上部の水平力 Q の 0.7 倍を、引張側になる場合には、上部の水平力 Q の 0.3 倍を外力として与えた。なお、杭の水平力の分担率については、11F 建物、杭、地盤をモデル化した動的二次元有限要素解析の結果を参考にして決めた。加力は、西側方向への載荷を正方向と定

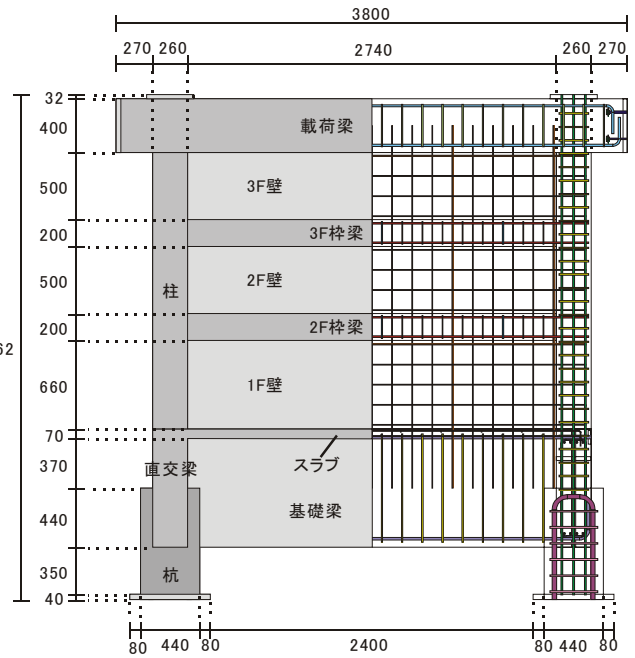


図-1 試験体の形状及び配筋(単位:mm)

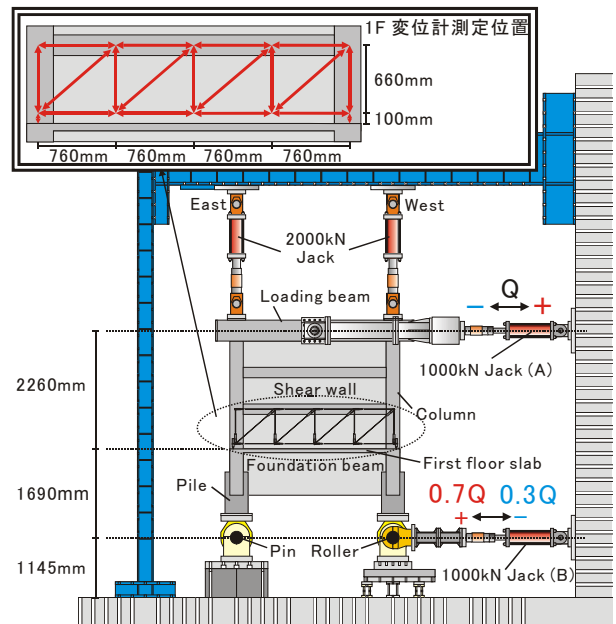


図-2 載荷装置及び耐震壁の変位計

義して、250 kN までは荷重制御、その後は図-2に示す耐震壁に設置した変位計から独立に計測した曲げ変形及びせん断変形を足し合わせて求めた 1 階層間変形角により制御し、0.05%、0.10%、0.20%、0.30%、0.40%、0.50%、1.10%、1.70%で正負各 2 回の静的繰返し載荷を行い、その後、正側に 2.8%まで一方向載荷を行った。

耐震壁の曲げひび割れは、ひび割れ確認時にマークし、側柱の引張縁位置でのひび割れ幅を計測した。計測は、各荷重及び層間変形角サイ

クル 2 回目の正方向載荷時の値を最大応答変位時ひび割れ幅として、また次の無載荷時(0kN)における値を残留ひび割れ幅として、クラックスケールを用いて行った。

3. 実験結果

3.1 水平せん断力-層間変形角関係

実験より得られた水平せん断力-1F 層間変形角関係と曲げひび割れ点及び曲げ降伏点を図-3と表-4とに示す。曲げひび割れ発生点は実験時に発生を確認した点とし、曲げ降伏点は変位計の値より求められる1F柱の平均伸びが柱主筋の降伏歪を超えた点とした。

3.2 損傷状況

層間変形角 0.50%載荷終了時の試験体のひび割れ状況を図-4に示す。耐震壁のひび割れは、曲げひび割れが柱から伸展し、壁脚まで曲げせん断ひび割れとして発展した。曲げせん断ひび割れの数は一層片面 4 本程度であった。2階および3階のひび割れは、枠梁上面で水平ひび割れとなり、後下階へ伸展していった。壁脚に達した曲げせん断ひび割れはスラブ幅全体を貫通して基礎梁へと伸展した。また基礎梁では、基礎梁下端から曲げひび割れが生じ、東西それぞれ2

本程度が曲げせん断ひび割れへと発展した。その後の載荷では、一部の壁縦補強筋の破断や柱主筋の座屈を確認した。

4. ひび割れ幅の予測

4.1 ひび割れ幅の算定法

ここでは、性能評価指針¹⁾による耐震壁の最大応答変位時曲げひび割れ幅及び残留変位時曲げひび割れ幅を示す。

4.1.1 最大応答変位時曲げひび割れ幅

引張側柱の引張縁における最大応答変位時曲げひび割れ幅 ${}_{pb}W_{cr}$ は式(3)で算定する。

$${}_{pb}W_{cr} = b l_{cr} \varepsilon_t + W_{sl} \quad (3)$$

式(3)の $b l_{cr}$, ε_t は曲げひび割れ間隔と引張側柱の引張縁の歪であり復元力特性算定法に対応させて求める。 W_{sl} は引張側柱主筋の接合部の抜け出しにより生じる付加ひび割れ幅であり、壁の脚部及び頂部の曲げひび割れ幅を算定する場合のみ累加する。曲げひび割れ間隔 $b l_{cr}$ は式(4)で算定する。

$$b l_{cr} = 3 \alpha \sigma_t b D / (n_s \tau_{max} \phi_s) \quad (4)$$

$$\alpha = (0.5 : \text{脚部及び頂部}, 1.0 : \text{左記以外})$$

$$\sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_{B(MPa)}} \quad (5)$$

$$\tau_{max} = 0.7 \sigma_{B(MPa)}^{2/3} \quad (6)$$

式(4)の b , D は引張側柱の幅とせい, n_s , ϕ_s

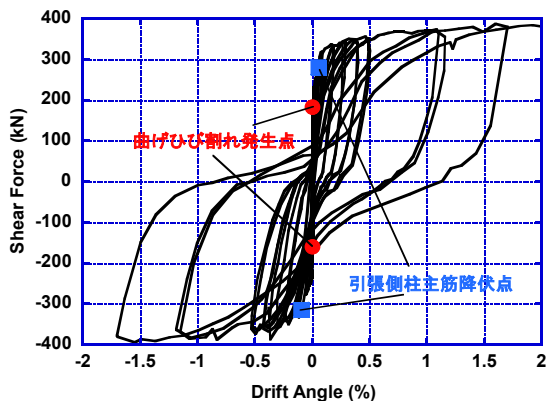


図-3 水平せん断力-1F 層間変形角関係

表-4 曲げひび割れ点及び曲げ降伏点

		正載荷	負載荷
曲げひび割れ発生	荷重 Qcr (kN)	182	-160
	層間変形角 Rcr (%)	0.004	0.002
引張側柱主筋降伏	荷重 Qcr (kN)	279	-315
	層間変形角 Rcr (%)	0.054	-0.096

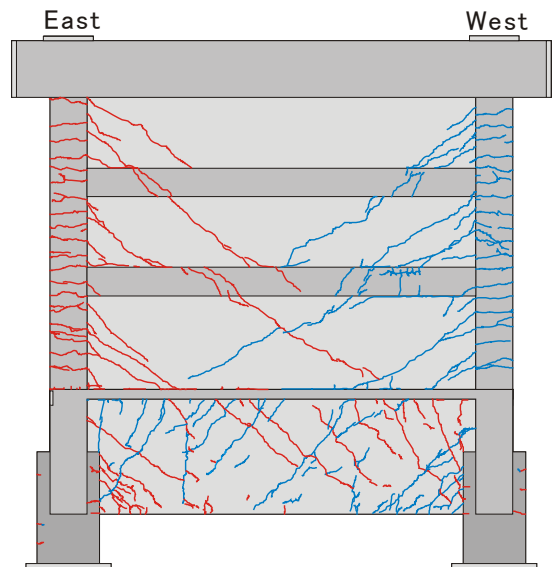


図-4 層間変形角 0.50%サイクル終了後のひび割れ状況

は引張側柱主筋の本数と周長である。 σ_t はコンクリートの引張強度、 τ_{max} は鉄筋とコンクリートの付着強度であり式(5)及び式(6)で表す。 σ_B はコンクリート圧縮強度である。

付加ひび割れ幅 W_{sl} は式(7)で算定する。

$$W_{sl} = 0.5l_{sl}\epsilon_s \quad (7)$$

$$l_{sl} = \epsilon_s E_s a_s / (\tau_{max} \phi_s) \quad (8)$$

ここで、 l_{sl} は側柱主筋の有効付着長さで、 ϵ_s 、 E_s 、 a_s は側柱主筋の歪度、ヤング係数、断面積である。この算定位置は側柱断面中央、 $\epsilon_s E_s$ は降伏強度以下とし、 W_{sl} は曲げ降伏以降は曲げ降伏時で一定とする。

なお、付加ひび割れ幅の算定式としては、岡村らによる鉄筋の歪と滑りの関係式⁶⁾がある。式(7)との違いは、降伏後も鉄筋の抜け出しを考慮できる点である。ここでは、鉄筋の歪硬化後の関係式のみを式(9)及び式(10)に示す。

$$s = Slip(f'_c(MPa)/20)^{2/3} / D \quad (9)$$

$$s = \epsilon_y(2 + 3500 \epsilon_y) + 0.047(f_u(MPa) - f_y(MPa))(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) \quad (10)$$

但し、式(10)の適用範囲は、 $\epsilon_{sh} < \epsilon_s$ である。また、 D は鉄筋の直径、 f'_c はコンクリートシリンダー圧縮強度、 ϵ_s 、 ϵ_y 及び ϵ_{sh} は鉄筋の歪、降伏時歪及び歪硬化開始時の歪である。 f_y 及び f_u は鉄筋の降伏強度及び引張強度である。

4.1.2 残留変位時曲げひび割れ幅

残留変位時曲げひび割れ幅 ${}_{rb}W_{cr}$ は、最大応答変位時曲げひび割れ幅 ${}_{pb}W_{cr}$ の1/2とする。

$${}_{rb}W_{cr} = {}_{pb}W_{cr}/2 \quad (11)$$

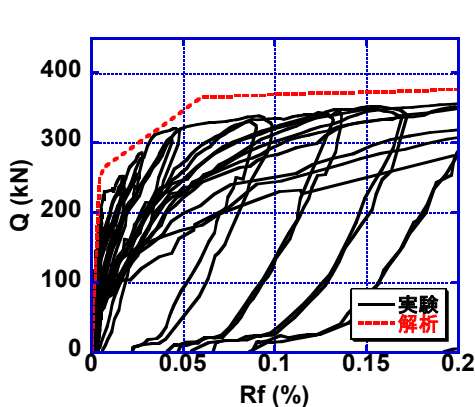


図-5 曲げ変形成分のモデル化

4.2 曲げの復元力特性

性能評価指針¹⁾の曲げに対する復元力特性算定法の4折れ線モデルを用いて、水平せん断力Q-1F層間変形角の曲げ変形成分Rf(本研究では耐震壁の曲げひび割れを議論することから変形角には、以降このRfを採用する事とする。)関係の包絡線を予想した。図-5に示すように解析結果は実験で得られる包絡線を高い精度で予測可能であることを確認した。この解析結果に対応させて式(3)の ϵ_t を求めた。

4.3 実験結果と解析結果の比較

本研究で検討する1F柱の曲げひび割れの詳細と位置関係を図-6に示す。

表-5に示すように、本実験結果の曲げひび割れ間隔は最大168mm、最小40mmでかなりのばらつきはあるものの平均95.6mmであり、側柱のせん断補強筋間隔100mmに近似している。一方、式(4)による曲げひび割れ間隔の算定結果は、152mmとなり実験結果の平均を1.5倍以上上回った。この結果を受けると算定では脚部のひび割れを含め1F柱のひび割れ本数は5.34本(=660/152+1)であるとされるが、実験では8本であった。本研究では、1F柱全体としての損傷が精度良く評価できるかを検証するために、解析では1F柱に1本の脚部のひび割れと4.34本の脚部以外のひび割れが発生するものとして式(3)から式(8)で算定される1F柱全体のひび割れ幅の合計と実験値との比較を行った。ここで、性能

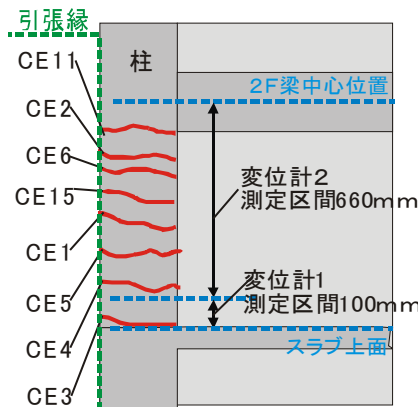


図-6 実験値測定位置

表-5 ひび割れ間隔

ひび割れ名 (2F梁中心位置)	ひび割れ間隔(mm)
CE11	91
CE2	59
CE6	40
CE15	88
CE1	70
CE5	142
CE4	102
CE3(スラブ上面)	168
平均ひび割れ間隔(mm)	95.6

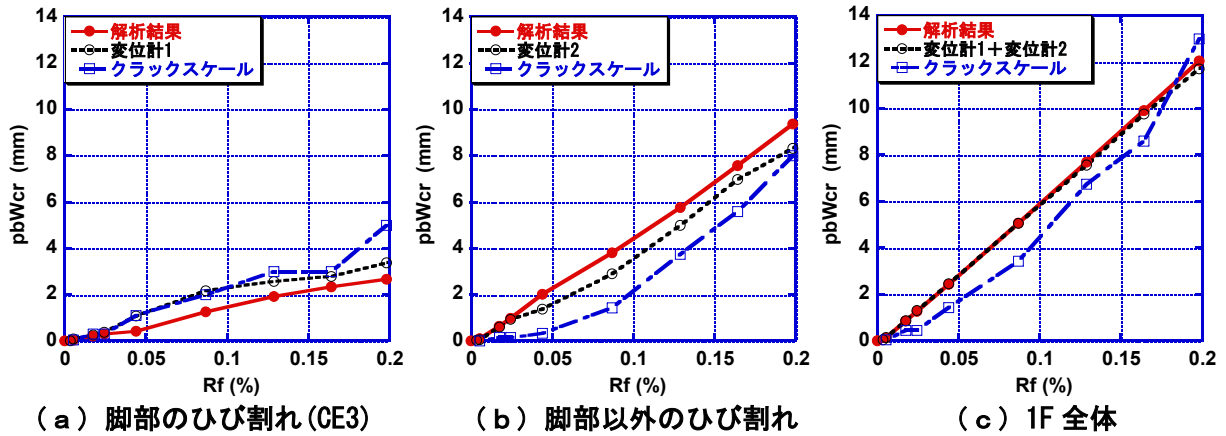


図-8 最大応答変位時曲げひび割れ幅の実験結果と解析結果の比較

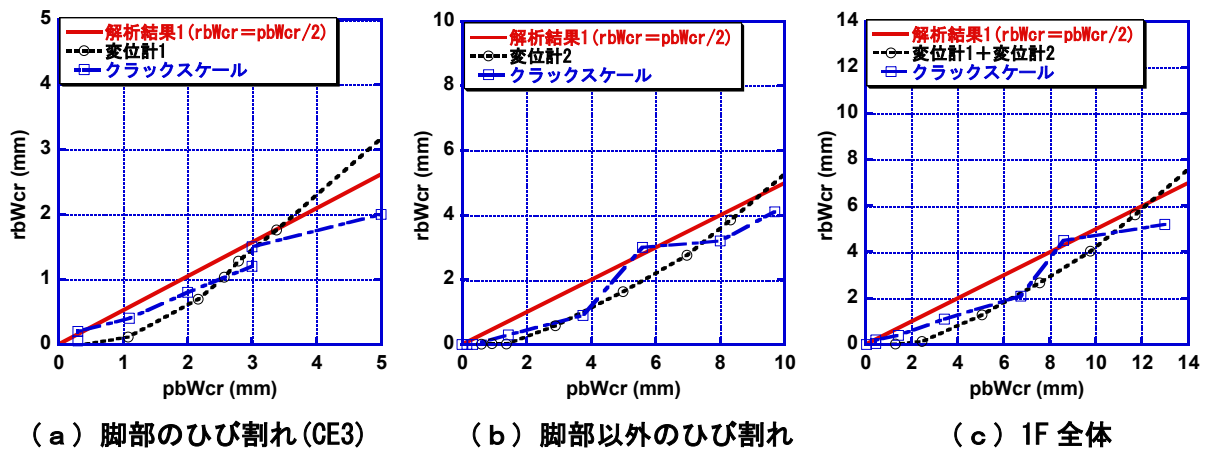


図-9 残留変位時と最大応答変位時曲げひび割れ幅関係の比較

評価指針¹⁾では脚部及び頂部のひび割れとそれら以外のひび割れを区別して評価しているため、本報に於いても脚部のひび割れ(CE3)と脚部以外のひび割れ(CE11, CE2, CE6, CE15, CE1, CE5及びCE4)をそれぞれ評価した上で両者を足し合わせたものを1F全体のひび割れとして検討するものとする。また、既往の研究²⁾では、曲げ変形算定用に柱に設置した変位計計測値をひび割れ幅に代用して損傷度を評価する値として採用していることから、本研究においても図-6に示す変位計1, 2の値を検討した。ここには記載しないが、本実験では1F柱以外の数箇所でも変位計による測定区間の伸び量とひび割れ幅の合計とを比較しており、両者の間には一貫して1mm程度の誤差(この誤差の原因には、目視によるエラーとひび割れ幅に評価されない弾性変形による柱コンクリートの伸び量を変位計ではカウントすることが考えられる。)があるも

の傾向は一致する情報を得た。したがって、クラックスケールによるひび割れ幅測定値の信頼性が確認できたと共に、直接的なひび割れ幅計測値と変位計による間接的なひび割れ幅計測値との関係が把握できたことから、変位計によるひび割れ幅計測値は実際のひび割れ幅よりある程度大きい値であるものとして、すなわち安全側に算定結果との比較が可能であることを実証した。

4.3.1 最大応答変位時曲げひび割れ幅

以上を前提として、1F層間変形角の曲げ変形成分Rf-最大応答変位時曲げひび割れ幅関係を実験結果と解析結果とを比較して図-8に示す。解析結果は、脚部に関してはやや過小に、壁脚以外ではやや過大に評価したが、両者を足し合わせたものは実験結果とほぼ一致した。ゆえに、指針による最大応答変位時曲げひび割れ幅算定法は本実験における1F柱全体の損傷度を高精

度に予測できる事を確認した。

4.3.2 残留変位時曲げひび割れ幅

残留変位時と最大変位応答変位時曲げひび割れ幅関係の比較を図-9に示す。実験結果は、式(11)による残留ひび割れ幅を最大応答時の1/2とする算定式によって概ね予測できた。

4.4 ひび割れ幅1本あたりによる再検討

脚部のひび割れに関しては、性能評価指針¹⁾では柱主筋の接合部からの抜け出しによる付加ひび割れ幅 W_{sl} を柱主筋降伏後は一定としているが、本実験では柱主筋降伏後も、脚部のひび割れ(CE3)幅が飛躍的に増大する様子を観察した。そこで、岡村らによる算定式⁶⁾を用いて、柱主筋降伏後の柱主筋の抜け出し挙動を考慮する事とした。その結果、図-10(a)に示すように解析結果は概ね実験結果と対応した。

壁脚以外のひび割れに関しては、図-10(b)に示すように1本あたりのひび割れ幅に注目すると、解析と実験結果の間に2倍以上の開きがあった。ゆえに、脚部以外のひび割れに関しては、式(4)におけるひび割れ間隔 b_{cr} に誤差の因子があると今後検討課題としたい。

5. 結論

性能評価指針¹⁾をもとに、RC造連層耐震壁の曲げひび割れ幅の定量化に関する実験的研究を行った。実験では、損傷の経過を把握し、ひび割れ幅の直接的な情報を収集した。既往の曲げひび割れ幅算定式による解析値と実験値の比較を行い以下の結論を得た。

- (1) 性能評価指針¹⁾の曲げに対する復元力特性算定法による解析結果は実験で得られる包絡線とほぼ一致した。
- (2) 最大応答変位時曲げひび割れ幅算定法¹⁾は、1F柱全体の損傷度を高精度に

予想した。

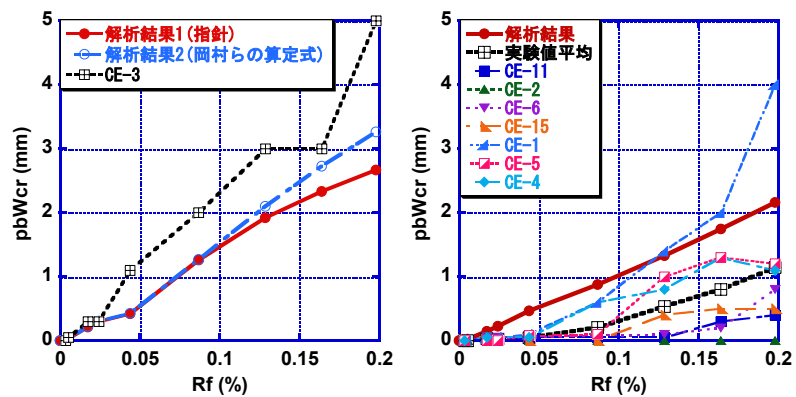
- (3) 残留変位時の曲げひび割れ幅は、最大変位応答変位時曲げひび割れ幅の1/2とする算定方法¹⁾によって、概ね予測できた。
- (4) 1本あたりのひび割れ幅の定量化に関しては解析と実験結果との間に2倍以上の大きな相違が見られた。
- (5) 脚部の曲げひび割れに関しては、壁脚降伏後の柱主筋の接合部からの抜け出しを考慮した既存の算定式⁶⁾を用いる事によって、精度良く実験結果を予測できた。

謝辞

本研究は、国土交通省建設補助金(研究代表者・渡邊史夫)及び文部科学省科学研究費(課題番号・16206056, 研究代表者・渡邊史夫)を用いて行なわれた。実験に際しては、高周波熱錬株式会社から資材の提供を受けた。また、大成建設の小室努氏には、実験方法に関する助言を頂いた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 2) 津田和明ほか：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の曲げ及びせん断ひびわれ幅の算定法，日本建築学会構造系論文集NO.575, pp.97-104, 2004
- 3) 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説，1996
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—，1999
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 6) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，pp.61-71, 1991



(a) 脚部のひび割れ(CE3) (b) 脚部以外のひび割れ

図-10 最大応答変位時曲げひび割れ幅の推移