壁式鉄筋コンクリート構造建物の履歴減衰と変形分布に関する研究

STUDY ON HYSTERETIC DAMPING AND DEFORMATION PROFILE ALONG THE HEIGHT OF REINFORCED CONCRETE BOX-SHAPED WALL BUILDINGS

平石久廣^{*1}, 本橋博明^{*2}, 木村 匡^{*3}

Hisahiro HIRAISHI, Hiroaki MOTOHASHI and Tadashi KIMURA

This paper shows the results of examinations of the hysteretic damping and the deformation profile along the height of full-scale test results of reinforced concrete box-shaped wall structures. The equivalent estimation method of the hysteretic damping is proposed and examined for the test hysteretic curves, which had not stationary loop. Then, the calculated hysteretic damping ratio of reinforced concrete box-shaped wall structures is discussed and summarized. The paper also concludes that the deformation profile along the height of a structure is estimated by considering appropriately the rotation deformation in addition to shear and flexural deformations, and deterioration in flexural rigidity of simplified fish-bone type models.

Keywords : *Reinforced Concrete, Box-Shaped Wall Buildings, Seismic Performance Evaluation, Hysteretic Damping, Deformation Profile*

鉄筋コンクリート造、壁式 RC 造、性能評価、履歴減衰、変形分布

1. 序

我が国の集合住宅を代表する一つの構造形式である壁式鉄筋コンクリート構造の設計規準¹⁾は、建築物が整形な形状を有することを前提とし、壁量・壁配置等の多くの仕様書的な構造規定から成り立っている。このため、不規則な開口を有し、構造解析という観点からは極めて複雑な形状であるにもかかわらず、壁式鉄筋コンクリート造（以下、壁式 RC 造と略す）の設計においては、複雑な構造計算を行うことなく設計を容易に行える半面、詳細な構造的な検討を行わないことから、設計された建築物の構造的な性能は極めて分りづらいものとなっている。

このように設計が容易な反面、詳細な構造的な検討を行わないことは、壁式 RC 造の発展において大きな利点であり、一方ではその発展の妨げともなってきた。すなわち、設計規準が仕様書的な規定で定められていることが、戦後の驚異的とも言える壁式 RC 造の普及の一つの要因であった半面、構造性能の評価に対する必要性を希薄なものとし、結果として、壁式 RC 造の新しい形態の追求やプランの自由化を阻害する大きな要因ともなってきた。

従って、現在、その普及に陰りが見られる壁式 RC 造の建設をさらに促進するためには、簡便な設計法という利点はそれなりに保持しつつも、平面的、立体的により自由度の高い壁式 RC 造にも適用可能な性能評価、特に耐震性能の評価に基づく設計規準の確立が必要であると考えられる。この耐震性能の評価については、近年、性能設計への要求に答えるべく種々の方法が提示され、2000 年の建築基準法の改定においては、等価線形化法による限界耐力計算が新たに導入されている。

本論文は、以上のような背景及び観点から、壁式 RC 造の耐震性能評価のため、等価線形化法で重要な因子である履歴減衰定数と建築物の高さ方向の変形分布について既往の実大実験結果^{2)~5)}の検討を行った。減衰定数の評価では、壁式 RC 造の実大実験において載荷の多数回の繰り返しが行われていないことから、一回の繰り返しでも減衰定数が算定可能な方法を提示し、その方法に基づいて壁式 RC 造の減衰定数の評価を行った。また、変形分布については簡便な算定方法を意図し、魚骨型のモデルに置換した方法を用いて行った。

^{*1} 明治大学理工学部建築学科 教授・工博
(独立行政法人建築研究所 客員研究員)

^{*2} 明治大学大学院理工学研究科建築学専攻

^{*3} 都市整備公社技術監理部設計課

Prof., Dept. of Architecture, Science and Technology, Meiji Univ., Dr. Eng.
(Visiting Research Fellow, Building Research Institute)
Graduate Student, Graduate School of Science and Technology, Meiji Univ.
Technical Administration Department, Design Division, Urban Development Corporation

なお、壁式RC造の減衰定数については、振動実験結果や常時微動の測定から減衰定数の値を報告したもの(例えば2)6)があるが、いずれも弾性域における減衰定数で、塑性域での履歴減衰定数についてまとめられたものはない。また、高さ方向の変形分布については個々の実大実験について検討した報告はあるものの(例えば5)、これらは実験解析を主眼として行われており、一般論的なことについては定性的な評価すらなされていない。

2. 実大実験結果の概要

検討を行った資料は、(旧)日本住宅公団の委託を受けて(旧)建設省建築研究所が行った、壁式RC造の実大実験4体²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾である。更に詳細なデータは都市基盤整備公団総合試験所に保管されていた、これらの実験報告書によった。本研究で検討に用いた壁式RC造の実大実験4体の試験体概要を表1にそれらの平面図・立面図・荷重変形曲線を図1～9に示す。以下では、この4件の実大実験を表1のように5FW1、5FW2、8FW3、8FW4と呼ぶ。なお5FW1の実験は、現場打5階建て壁式RC造建物の合理化を図る目的で行われた実験であり、破壊形状は1階耐力壁のせん断破壊である。5FW2の実験は、丘陵地に立つ壁式RC造建物の性状把握を目的とした実験であり、破壊形状は1階耐力壁のせん断破壊である。8FW3の実験は、8階建て壁式RC造建物の実現を目的とした実験であり、破壊形状は大変形時における壁梁のせん断破壊である。8FW4の実験は、8階建て壁式RC造建物の耐震安全性の検討を目的とした実験であり、破壊形状は短スパン壁梁と耐力壁の曲げ破壊である。また、5FW1及び5FW2の5階建ての壁式RC造を想定した実大実験(以下5FWと略す)の外力分布は等分布加力で、8FW3及び8FW4の8階建ての壁式RC造を想定した下部数層の実大実験(以下8FWと略す)においては逆三角形分布で荷重が行われている。

表1 壁式RC造の実大実験結果の概要

実験名	実大5階建て壁式RC造アートの破壊実験	上下及び水平ずれ壁式建物の耐震性能に関する研究	現場打ち8階建て下部4層実大実験	8階建て壁式RC造アートの耐震性能に関する実大実験
略称	5FW1	5FW2	8FW3	8FW4
実験年次	1968	1970	1972	1978
実験目的	合理化	丘陵地に建つ場合の性状把握	壁式8階建ての実現	壁式8階建ての実現
外力分布	等分布加力	等分布加力	逆三角形分布	逆三角形分布
建物階数(実際の階数)	5(5)	5(5)	8(4)	8(5)
耐力壁厚(mm)	150	150(5階) 180(1～4階)	300(3～4階) 350(1～2階)	250(3～5階) 270(1～2階)
壁量(mm^2/m^2)	120	150	66.0	120
耐力壁の配筋	単配筋	複配筋	複配筋	複配筋
耐力壁の横方向せん断補強筋比(%)	0.25	0.28	1.13	0.47(1～2F), 0.37(3～4F), 0.26(5F)
コンクリート強度(N/mm^2)	230	230	210	240～280
τ_0 : $C_0=0.2$ の時の平均せん断応力度(N/mm^2)	49.0	41.0	69.0	58.0
τ_c : せん断ひび割れ発生時耐力壁の平均せん断応力度(N/mm^2)	11.0	13.0	20.7	11.1
τ_c / τ_0	21.0	21.6	31.0	22.8
τ_u : 最大荷重時の耐力壁の平均せん断応力度(N/mm^2)	23.0	32.0	30.0	19.0
τ_u / τ_0	7.1	7.3	22.0	10.0
破壊形式	耐力壁のせん断破壊	耐力壁のせん断破壊	大変形時における壁梁のせん断破壊	短スパンの壁梁と耐力壁の曲げ破壊
最大荷重時における一階での部材角($\times 10^{-3} \text{rad}$)	71.0	73.0	22.0	10.0
固有周期(sec)	0.15～0.49	0.15～0.46	0.14～0.28	0.229

図1 実験平面図(左上5FW1、左下5FW2、右上8FW3、右下8FW4)

図2 5FW1立面図(左 南側、中 北側、右 東側)

図3 5FW2立面図(左 南側、中 北側、右 東側)

図4 8FW3立面図(左 南側、中 北側、右 東側)

図5 8FW4立面図(左 南側、中 北側、右 東側)

図6 5FW1の荷重-変形曲線

図7 5FW2の荷重-変形曲線

図8 8FW3の荷重-変形曲線

図9 8FW4の頂部荷重-変形曲線

3. 履歴減衰の算定

3.1 定常ループから履歴減衰を求める方法

定常振幅時における荷重-変形関係の概念図と履歴減衰定数の算定式を図10および(1)式に示す。ただし、既往の実験では、同一変位を目指した荷重サイクルにおいて正荷重時と負荷重時でのピーク時での荷重と変形がかなり異なる(図6~図9参照)。このため(1)式の分母の計算に用いる荷重と変位は、サイクルピーク時の荷重、変位の平均値として算定した。この分母の取り扱いに関しては以降の算定においても同様とする。

図10 履歴特性の概念図

4.2 ループ上側から履歴減衰を求める方法

繰り返しにおける履歴特性の模擬図を図11に示す。本研究では、既往の実大実験のように図中の濃い灰色で表す定常ループが得られていない場合、薄い灰色で示した1回繰り返しループの上側の面積を2倍することで定常ループの面積を表すこととする。ここで上側の面積とは、図12のように模式化した場合の $\triangle ACD$ の面積のことであり、この面積を2倍することで(1)式の ΔW が与えられるものとし、履歴減衰定数の一次近似値を求めることとした。

図11 繰り返しにおける履歴特性の模擬図

なお、このように片側ループから履歴減衰定数を求める場合、正負のピーク時の変形が異なるとループ上側とループ下側の面積には差が生じる。そこで本論では、ループ上側の面積を2倍したものを補正することにより、ループ全体の面積を表しうるような補正係数 β を用い、最終的に履歴減衰定数の近似値(以下、換算履歴減衰定数と呼ぶ)を求めた。

以下に補正係数の算定方法を、図13に正負荷重ピーク時の変形が異なる場合の簡略図を示す。

図 12 履歴モデル A

図 13 履歴モデル B

(正負荷重ピーク時の変形が異なる場合)

・補正係数 β の算定方法図 13 において $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$ と仮定する。 $\triangle ACD$ および $ABCD$ の面積は以下になる。

$$\triangle ACD = DH \times (P_1 + P_2) / 2 \quad (2)$$

$$ABCD = DB \times (P_1 + P_2) / 2 \quad (3)$$

よって、補正係数 β は、式 (4) のように表すことができる。

$$\begin{aligned} \beta &= ABCD / (2 \times \triangle ACD) \\ &= DB / 2 DH \end{aligned} \quad (4)$$

3.3 定常ループとの比較・検討

図 14、図 15 に、8FW3、8FW4 の実験の変形一定時の定常ループから求めた履歴減衰定数と上側ループから算定した履歴減衰定数の一次近似値と、それに補正係数を乗じた換算履歴減衰定数を示す。なお、参考として下側のループから算定した履歴減衰定数の一次近似値、換算履歴減衰定数を白抜きで図中に示す。図中の横軸の加力サイクルは、変形角 $1/100$ での変形一定時における、1 回目の繰り返しサイクルの正加力時、負加力時、2 回目サイクルの正加力時、負加力時、3 回目サイクルの正加力時をそれぞれ 1, 2, 3, 4, 5 と示している。

図 14 8FW3 の変形一定時の減衰定数

図 15 8FW4 の変形一定時の減衰定数

図 14、図 15 より両実験とも履歴減衰定数の一次近似値に補正係数を乗じた換算履歴減衰定数は実験結果と良い対応を示している。以

上より履歴減衰定数の値を、一回の繰り返しループからでも本算定方法でかなり正確に算定できるといえる。

3.4 壁式 RC 造の減衰定数

各実大実験の減衰定数—変形角関係を図 16 に示す。ここで、減衰定数は荷重履歴が 2 回以上繰り返して定常ループが得られている履歴からは履歴減衰定数を、定常ループが得られていない場合には換算履歴減衰定数を算定したものを示す。壁式 RC 造の安全限界時の全体変形角はおよそ $1/200 \sim 1/100$ と考えられ、その安全限界時近傍での履歴減衰定数は、図からおおむね 10% 以上期待できるといえる。

図 16 減衰定数—変形角図

4. 変形分布の検討

4.1 モデル化の方法

変形分布算定のため、実大実験の建物を簡便な魚骨型モデルに置換した。その際、同一床レベルにある節点の水平変位・節点回転角はすべて等しいと仮定し、魚骨柱の弾性剛性 (K_{ci}) を元の骨組みの層を構成するすべての壁の弾性剛性の和 ($\sum K_{ci}$) とした。また、魚骨梁 (K_{bi}) は魚骨柱の剛体回転を床レベルで拘束するばねとして考え、元の骨組みの層を構成するすべての梁の弾性剛性の和 ($\sum K_{bi}$) とした。(5) 式、(6) 式参照。) なお、反曲点高さ比は、魚骨梁、魚骨柱の剛比から D 値法⁸⁾を用いて算定した。

$$\frac{K_{ci}}{K_{bi}} = \sum \frac{K_{ci}}{K_{bi}} \quad (5)$$

$$\frac{K_{bi}}{K_{ci}} = \sum \frac{K_{bi}}{K_{ci}} \quad (6)$$

4.2 損傷限界時の変形分布の検討

損傷限界時の変形分布について、本算定方法の有効性を検討する。なお、実験による水平変位の測定がスラブ位置であるため、以下での水平変位もスラブ位置で表す。また、変形成分はせん断変形 (δ_s)、曲げ変形 (δ_b)、およびそれによる剛体回転による変形 (以下、回転変形 (δ_r) と略す) を考慮した。ここで、回転変形は層ごとに部材を定義し、壁脚部の回転角による壁のクリアスパン間の変形と各層の壁上部に連なる梁剛域部の回転角による変形の和とする。なお、梁と柱の接合部分は剛としていることから梁に連なる柱の当該階の梁下端位置の回転角はスラブ位置の回転角と同じになり、梁成に相当する部分ではこの回転角に応じた回転変形のみを生じる。回転変形の算定式を (7)、(8) 式に示す。

$$\Delta \delta_{ri} = \theta_{ri-1} \cdot h_i + \theta_{ri} \cdot D \quad (7)$$

$$\delta_{ri} = \delta_{ri-1} + \Delta \delta_{ri} \quad (8)$$

 $\Delta \delta_{ri}$: 当該階の回転変形の増分 θ_{ri} : 当該階の水平変位を表すスラブ位置の回転角 h : 階高 D : 梁成 $\Delta \delta_{ri}$: 当該階の回転変形

損傷限界時における変形成分の解析値を図 17 に、変形分布を図 18 に示す。ここで、本論文では耐力壁にせん断ひび割れが発生した時点をも損傷限界時と設定した。また、変形分布は建物頂部の全体変形に対する各階の全体変形の比を表す。一般に、壁式 RC 造ではせん断変形が卓越するとされているが、図 17 より損傷限界時においては、曲げ変形や回転変形の全体変形に占める割合が大きい。従って、壁式 RC 造の変形を評価する際には、せん断変形だけでなく曲げ及びそれによる回転変形を適切に考慮することが重要であると言える。また、図 18 において実験値及び解析値の変形分布がほぼ一致することから、損傷限界時の変形分布をせん断変形だけでなく曲げ及びそれによる回転変形を考慮する魚骨型モデルでおおむね表すことが出来ると言える。表 2 に各実験建物を、以上の変形分布を用いて一質点系に縮約して求めた有効質量を示す。表より有効質量の実験値及び解析値の差は 3% 以内であり、このことから求めた変形分布が適切に評価されていることが分かる。

図 17 損傷限界時の変形成分

図 18 損傷限界時の変形分布

表 2 損傷限界時の有効質量

損傷限界時	exp Mu(kN)	cal Mu(kN)	exp Mu/cal Mu
5FW1	2825	2942	1.04
5FW2	3649	3649	1.00
8FW3	6961	7249	1.04
8FW4	22756	23479	1.03

4.3 最大耐力時の変形分布の検討

最大耐力時以降の実大実験のデータが少ないため、塑性域の変形分布算定の方法を最大耐力時の変形分布について検討した。ここで、耐力壁の剛性は、塑性域においてせん断剛性のみ低下すると仮

定し、曲げ・回転剛性は弾性とした変形成分之和で各層の復元力特性を作成した。具体的には、せん断力に対しては(9)～(10)式のように元の骨組みの層を構成するすべての壁の耐力の和を用いた復元力特性を作成し、第三勾配は弾性剛性の 3% としたトリリニアで評価した。また、変形分布の解析値は最大層間変形の実験値が最大耐力時の実験値と一致する時のものとした。

一方、最大耐力時において梁の剛性低下は無視すること出来ないことが実験結果より容易に想定される。そこで、本検討では梁の剛性低下を仮定し、梁の剛性を 0.5, 0.25, 0.125 に低下させたそれぞれモデルの層間変形角の分布と実験値とを比較する事で剛性低下の適正值について検討を行った。

第一折れ点 (せん断ひびわれ点)

$$\sum Q_c = \sum \{ (\tau_{cr} \cdot \gamma_c \cdot t_w \cdot l) / k_s \} \quad (9)$$

$$\gamma_c = \frac{\sum Q_c \cdot \kappa}{\gamma \cdot G_c \cdot \sum A_w} \quad (10)$$

ここで、 $\tau_{cr} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_0 \sigma_0)}$ $\sigma_t = 0.313$

$\sum Q_c$: 魚骨柱せん断ひび割れ強度 (N/mm²)

σ_t : コンクリート引張強度 (N/mm²) γ_c : せん断変形角

G_c : コンクリートせん断弾性剛性 (N/mm²)

σ_0 : 軸方向応力度 (N/mm²) r : 開口低減率 (= 1)

$\sum A_w$: 壁断面積 (mm²) K : 形状係数 (= 1.5)

第 2 折れ点 (せん断終局点)

$$\sum Q_u = \sum \left\{ \left[\frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_b + 17.6)}{\sqrt{M/(Q \cdot l_w)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_w} + 0.1 \sigma_0 \right] b_e \cdot j \right\} \quad (11)$$

$$p_t = 100 a_g / (b_e \cdot l_w)$$

$$\gamma_u = \frac{4}{1000} \quad (12)$$

$\sum Q_u$: 魚骨柱せん断終局強度 (N/mm²)

γ_u : せん断終局変形角 $M/(Q \cdot l_w)$: シヤスパン比

j : 応力中心間距離 (mm) p_w : 壁板横筋比 (%)

図 19 に最大耐力時における各階の層間変形角を示す。解析値は梁の剛性をそれぞれ 0.5 から 0.125 まで低下させた層間変形角である。ここで、8FW4 の実験の破壊形状は明らかな耐力壁の曲げ破壊であり、曲げを弾性とする本方法では変形を適切に評価出来ないもので検

図 19 最大耐力時の層間変形角

討から省いている。梁の剛性を低下させると下層の反曲点高さ比が大きくなり、その結果として上層階の回転変形が大きくなり層間変形が大きくなっている。しかし、剛性低下の割合によらず実験値とほぼ等しい層間変形の分布を表すことができ、梁の剛性をおよそ0.25に低下させるとより実験値と一致する。図20に梁の剛性低下を0.25とした最大耐力時の変形成分を、図21には変形分布を示す。最大耐力時の変形成分は、耐力壁のせん断ひび割れ、降伏の発生により、損傷限界時に比べてせん断変形の影響が大きくなっていることが分かる。表3に以上の変形分布を用いて算定した有効質量を示す。表のように有効質量の実験値及び解析値の差は5%以内であり、損傷限界時同様良い対応を示している。このことから求めた変形分布が適切に評価されていることが分かる。

図20 最大耐力時の変形成分

図21 最大耐力時の変形分布

表3 最大耐力時の有効質量

最大耐力時	exp Mu(kN)	cal Mu(kN)	exp Mu/cal Mu
5FW1	2862	3006	1.05
5FW2	3703	3808	1.03
8FW3	7428	7298	0.98
8FW4	-	-	-

4.4 安全限界時の変形分布の検討

本検討では、安全限界時の変形分布について算定した。顕著な体力低下が生じるまで加力が行われていないものについては、実験が行われた最大変形時を安全限界時とした。変形分布の算定方法は4.3と同様である。図22に安全限界時の変形成分を、図23に変形分布を示す。ここで、解析値は最大耐力時同様、梁の剛性を0.25に低下させて算定している。図22より変形成分は、最大耐力時に比べて更にせん断変形成分が増え、安全限界時にはせん断変形が卓越していることが分かる。また、変形分布は最大耐力時同様、どの実験においても変形分布の解析値は実験値とほぼ一致し、耐力壁のせ

図22 安全限界時の変形成分

断剛性及び梁の剛性を低下させる本方法でほぼ塑性域の変形分布を表すことが出来るといえる。表4に以上の変形分布を用いて算定した有効質量を示す。表のように有効質量の実験値および解析値の差は4%以内であり、そのことから求めた変形分布が適切に評価されていることが分かる。

図23 安全限界時の変形分布

表4 安全限界時の有効質量

安全限界時	exp Mu(kN)	cal Mu(kN)	exp Mu/cal Mu
5FW1	2950	2950	1.00
5FW2	3887	3839	0.99
8FW3	7845	7428	0.95
8FW4	-	-	-

6 結論

- 数少ない既往の実大実験での定常ループから、定常ループの特性を検討し、1サイクルしか繰り返されていない荷重履歴であっても、上側の半サイクルで定常ループの面積を想定しうる手法を提案した。
- 壁式RC造の安全限界時近傍での減衰定数はおおむね10%以上である事を明らかにした。
- 壁式RC造の変形分布の算定を魚骨型モデルで簡便に行えることを明らかにした。ただし、せん断変形だけでなく曲げ変形及びそれによる回転変形を適切に考慮することが重要である。また、塑性域の変形分布においても、壁のせん断剛性および梁の剛性を低下させる簡便な算定方法を提案した。

参考文献

- 日本建築学会：壁式RC造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編）
- 松島 豊：実大5階建て壁式鉄筋コンクリート造アパートの耐震実験、建設省建築研究所年報、1969、pp37～43
- 品川多美二、遠藤利根徳：上下及び水平ずれ壁式RC造実大実験、建設省建築研究所年報、1970、pp53～64
- 広沢雅也、山崎裕、小山義彦、荒木泰治、荒川総一郎：壁式RC造の高層化を目的とした実大建物破壊実験（その1～その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集1972.10、pp1211～1216
- 広沢雅也、口之町尚、後藤哲郎：8階建て壁式鉄筋コンクリート造アパートの耐震性に関する実大破壊実験（その1～その8）、日本建築学会大会学術講演梗概集1980.9、pp1669～1684
- 大場新太郎・鳥海勲：鉄筋コンクリート造低層構造物の振動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集1973.10
- 国土交通省住宅局建築指導課、国土交通省建築研究所、財団法人日本建築センター、社団法人建築研究振興協会編集：2001年度版 限界耐力計算法の計算例とその解説
- 武藤清：耐震計算法、1963
- 小川厚治、加村久哉、井上一郎：鋼構造ラーメン骨組の魚骨系地震応答解析モデル、日本建築学会論文集、第521号、1999.7、pp119～126
- 本橋博明、坂本正一、木村匡、平石久廣：壁式鉄筋コンクリート構造建物の変形分布、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、2003.9、pp1047～1048
- 本橋博明、木村匡、平石久廣、"壁式鉄筋コンクリート構造建物の履歴減衰"日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造IV、2002.8、pp1025～1026

(2003年10月10日原稿受理、2003年12月12日採用決定)