非構造部材を考慮した低層鉄骨造住宅の最適耐震性能評価

ESTIMATION ON OPTIMUM ANTI-SEISMIC EFFICIENCY OF LOW-RISED STEEL FRAME HOUSE WITH NONSTRUCTURAL MEMBERS

小山雅人*, 松山智恵**, 三宅辰哉***, 青木博文****
Masato KOYAMA, Chie MATSUYAMA, Tatsuya MIYAKE
and Hirofumi AOKI

In low-rise steel frame houses, nonstructural walls have great anti-seismic efficiency while they are damaged earlier than structural members in seismic motions. Therefore the optimum anti-seismic efficiency (A_{opt}) strongly depends on anti-seismic efficiency and seismic damages of nonstructural members.

In this paper, seismic fragility curve (SFC) of nonstructural members is set based on full scale shaking table tests. SFC of structural members is set based on the cumulative damage value. A_{opt} is estimated using these SFCs. As results, A_{opt} decreases to approximately 70-80% with anti-seismic efficiency of nonstructural members, but increases to approximately 120-150% when damages of nonstructural members are considered.

Keywords : low-rise steel frame house, nonstructural member, seismic fragility curve, life cycle cost, principle of minimum total cost, optimum anti-seismic efficiency

低層鉄骨造住宅, 非構造部材, 地震損傷度曲線, ライフサイクルコスト, 総費用最小化原理
最適耐震性能

1. はじめに

平成11年の「住宅の品質確保の促進等に関する法律」の制定によって、翌年より性能表示制度が施行され「性能設計」の概念が導入された。住宅においては、これにより顧客に対し設計された住宅の耐震性能等級が客観的に示されることとなった。しかしながら、住宅を供給するものにとって耐震性能等級を示すだけでは設定した耐震性能の費用対効果に関する説明責任を果たすことにはならず、供給する住宅の耐震性能が最適値であるか否かを判定する仕組みを用意する必要がある。最適耐震性能評価についてライフサイクルコスト(以下「LCC」)を最小にする「総費用最小化原理」の考え方がある^{1,2)}。LCCは建物の耐震性能レベルと供用期間の関数となる。耐震性能レベルが上がれば初期建設費用は増大し、地震被害額は減少することにより、耐震性能レベルを変数としてLCCは一般に下に凸の曲線となる。その極小値に対応する耐震性能レベルは最適耐震性能と解釈される。

一方、3階建て以下の低層鉄骨造住宅について、地震応答値は非構造部材の耐震性能に強く依存することが明らかとなっている^{3,5,6)}。また、筆者らが行った兵庫県南部地震における低層鉄骨造住宅の被害調査では、内外装などの非構造部材に損傷が生じていても構造躯体は健全である場合が多く、低層鉄骨造住宅の実大振動実験においては、まず内装クロス、次いで内装下地石膏ボードに損傷が生じるこ

とが確認されている⁷⁾。すなわち、低層鉄骨造住宅では非構造部材は無視し得ない耐震効果を持つ反面、地震時に構造躯体に先んじて損傷を被るため損傷発生確率が構造躯体より大きい。したがって、低層鉄骨造住宅では非構造部材の耐震効果および地震損傷はLCCおよび最適耐震性能に大きく影響すると予想できる。

また、従来、LCC算定に関して重要な地震損傷度曲線を設定する際の損傷状態の分類は多くの場合、「小破、中破、大破、倒壊」といった大まかなものであり⁸⁾、具体的損傷状態および修復費用との対応が必ずしも明らかでなく、地震被害額の評価精度を低下させる要因となり得る。

本論では実大振動実験結果⁴⁻⁷⁾に基づき、修復方法・修復費用を指標として非構造部材の損傷状態を損傷モードに整理し、応答変形に応じた各損傷モードの発生確率関数を設定する。次に、モンテカルロシミュレーション(以下「MCS」)として非構造壁の耐震効果を考慮した地震応答解析を行い、この結果を用いて地震動パラメータに応じた損傷発生確率関数を設定する。構造躯体(耐力パネル)は累積損傷値を指標として損傷モードに対応付け、MCSの結果に基づいて損傷モードの発生確率関数を設定する。これらの損傷発生確率関数を用いて、非構造部材の損傷と耐震効果を考慮したライフサイクルコストおよび構造躯体の最適耐震性能について考察する。

* 横浜国立大学大学院工学府社会空間システム学専攻
大学院生

** 日本システム設計開発設計室 修士(工学)

*** 日本システム設計 専務取締役・博士(工学)

**** 横浜国立大学大学院工学府社会空間システム学専攻
教授・工博

Graduate Student, Dept. of Arch. and Civil Eng., Graduate School of Eng.,
Yokohama Nat. Univ.
Nihon System Sekkei, M. Eng.
Director, Nihon System Sekkei, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Arch. and Civil Eng., Graduate School of Eng., Yokohama Nat. Univ.,
Dr. Eng.

図1 対象建物の構法概要

図2 耐力パネルの構成

図3 非構造部材の構成

2. 対象建物

考察の対象は図1に示す低層鉄骨系工業化住宅である。本住宅の構成は文献3)に詳述されているので、ここでは概略のみを記す。

本住宅は鉄骨軸組に損傷集中型の耐力パネルを取付けた構造形式である。鉄骨軸組の主要接合部はピン接合に近く、水平力の殆どを耐力パネルが負担する。図2に耐力パネルの構成を示す。左右の蝶型トラス状フレームは偏心ブレースを形成しており、耐力パネルが水平方向に変形すると、フレーム中央のリンク部材にせん断変形が生じてエネルギーを吸収するように設計されている。リンク部材は極低降伏点鋼($F=100\text{N/mm}^2$)を用いた耐震デバイスを高力ボルト摩擦接合で取付けている。

非構造部材の構成を図3に示す。外壁にはALCを縦張りに用いており、ALC頭部・脚部はインサートボルトおよび鋼板クリップを介して鉄骨梁に留め付けられる。外壁裏面の内壁、間仕切壁および天井は木下地に石膏ボードをビス打ちにより留めつけ、その上にクロスを張っている。なお、これらの非構造部材の構成方法は文献10)中に示されるものと同様であり、低層鉄骨造建築物の非構造部材として一般的と言える。

3. ライフサイクルコストの算定方法

LCCは建物の建設から撤去に至る総費用を評価することを原則とし、初期建設費用、地震被害額²⁾、維持

管理費用、撤去費用などの和として求められる²⁾。しかし、本論の目的は最適耐震性能の評価であるので、LCCは(1)式のように初期建設費用、地震被害額のみによって算定されるものとする。

$$C_L(\alpha, T) = C_I(\alpha) + T \cdot C_R(\alpha) \quad (1)$$

ここで、 $C_L(\alpha, T)$ はLCC、 $C_I(\alpha)$ は初期建設費用、 $C_R(\alpha)$ は年間地震被害額、 α は耐震性能レベル、 T は供用期間である。 α は1階の降伏せん断力係数とし²⁾、次式による。

$$\alpha = \frac{W}{Q_y} \quad (2)$$

ここで、 W は1階が支持する建物重量、

Q_y は耐力パネルによる1階の降伏せん断力である。

年間地震被害額 $C_R(\alpha)$ の算定フローを図4に示す。まず、実大振動実験結果に基づき、修復方法を指標として非構造部材の損傷状態を損傷モードに整理し、それらの修復費用を設定する。その後、応答変形に応じた損傷モードの発生確率関数であるローカル損傷度曲線 (Local Seismic Fragility Curve, 以下‘LSFC’) を作成する。次に、MCSとして非構造壁の復元力を考慮した地震応答解析を行い、応答変形と地震動の強さの指標である地震動パラメータの関係を求め、LSFCを参照して地震動パラメータに応じた損傷モードの発生確率関数である地震損傷度曲線 (Seismic Fragility Curve, 以下‘SFC’) を設定する。なお、本論では地震動の最大加速度 A を地震動パラメータとする²⁾。構造躯体(耐力パネル)は累積損傷値を指標として損傷モードに対応づける。累積損傷値は応答解析による応答変位波形をもとに算定され、地震動パラメータと累積損傷値の関係をもとにSFCを設定する。

一つの地震動によって建物各部に生じる損傷モードの組合せはイベントツリー(以下‘ET’)として整理される¹⁾。損傷モードに応じた修復費用とSFCを参照して、ETの各終端には始端からその終端に至る各損傷モードが同時に生じる場合の発生確率と修復費用が与えられる。各終端について発生確率と修復費用の積を求め、それらの総和をその地震動パラメータに対応する地震損失期待値とする。年間地

図4 年間地震被害額の算定フロー

震被害額 $C_R(\alpha)$ は、地震損失期待値を地震動パラメータに関して、1年間の地震ハザード曲線に基づく確率密度関数で重み付け積分して得られる。

4. 非構造部材のローカル損傷度曲線(LSFC)

4.1 非構造部材の地震被害のモデル化

先に本論が対象とする鉄骨造住宅を試験体とした実大振動実験が行われている^{4~7)}。修復方法を考慮して本実験における非構造部材の損傷状態を表1のように損傷モード(以下‘mode’)へ分類する。なお、これらのmodeは開口部隅角部、室内入り隅部等に局所的に発生するが、外装の修復費用は足場設置等の修復準備費用が支配的であり、内装では修復は損傷が発生した壁面全体に対して行うため、いずれも被害規模(損傷箇所数)による修復費用の差異は無視できるものとする。

4.2 損傷パラメータと損傷発生確率の関係

非構造部材の損傷発生と経験最大総間変形角 γ の間には相関があり、両者の関係は材料強度や施工のばらつきなどの不確実性により確率的となると予想できる。 $\gamma \geq 0$ かつ $\gamma = 0$ のとき発生確率は0であることに着目して、本論ではこれを対数正規確率分布関数に近似できるものとして、実大振動実験における測定・観察結果に基づいて、各modeについて γ を損傷パラメータとしたLSFCを以下の手続

図5 LSFCの推定法

きにより推定する^{12,18)}。

①図5のように実大振動実験の各加振による γ を横軸の値とし、そのとき注目するmodeが新たに発生している場合は縦軸の値を1、発生していない場合は0としてプロットする。

②非構造部材 j のmode k の発生確率 $P_{C,jk}(\gamma)$ は次式で表されるものとする。

$$P_{C,jk}(\gamma) = \Phi\left(\frac{\ln \gamma - \hat{\mu}_{C,jk}}{\hat{\sigma}_{C,jk}}\right) \quad (3)$$

ここで、 $\Phi()$ は標準正規確率分布関数、 $\hat{\mu}_{C,jk}$ は対数平均値、 $\hat{\sigma}_{C,jk}$ は対数標準偏差である。

③mode k が発生していないデータについて $(1 - P_{C,jk})$ 、発生している

表1 非構造部材の損傷状態・損傷モード・LSFC・修復費用

部位	損傷		修復方法	損傷モード	LSFC		修復費用 (1層当り)
	名称	損傷状態			$\hat{\mu}_{d,jk}$	$\hat{\sigma}_{d,jk}$	
外壁	シーリング	しわ・膨れ	◇剥離を伴わないしわ・膨れ	—	—	—	—
		表層剥離	◇シーリング材とALC界面の剥離	—	—	—	—
		基材破断	◇シーリング材とALC界面付近のALC破断	—	—	—	—
	外壁ALC	部分亀裂	◇ALCパネルの全幅、全長に渡らない部分亀裂	1	-4.58	0.45	31
		表層剥離	◇鉄筋に達しない表面の剥離	—	—	—	—
		砕け・欠落	◇ALCパネル角部の砕け ◇ALCパネル周囲の部分的欠落	—	—	—	—
内壁	クロス	しわ	◇張替えを要しないクロスとしわ・傷	—	—	—	—
		切断	◇張替えを要するクロスの切断・傷	—	—	—	—
		部分損傷	◇ボード交換を要しない局部的な損傷	1	-6.22	0.26	174
	石膏ボード	全体変位	◇ボード交換を要しないボード全体の変位	—	—	—	—
		全体損傷	◇ボード交換を要する損傷・変位	2	-4.13	0.33	521
		全体損傷	◇ボード交換を要する損傷・変位	—	—	—	—
造作材	幅木	浮き	◇幅木のボードからの浮き・はずれ	—	—	—	0 ※1
		廻縁浮き	◇廻縁のボードからの浮き・はずれ	—	—	—	0 ※1
	木枠	損傷	◇木枠角部の開き・はずれ ◇木枠のゆがみ・はずれ	1	-3.85	0.10	92
天井	石膏ボード	部分損傷	◇ボード交換を要しない局部的な損傷	—	—	—	0 ※1
		全体変位	◇ボード交換を要しないボード全体の変位	—	—	—	0 ※1
		全体損傷	◇ボード部分交換を要する損傷・変位	1	-3.71	0.40	11
サッシ	サッシ	ゆがみ	◇サッシ枠ビス頭の突出 ◇サッシ障子の建入れ不良 ◇サッシ枠のゆがみ	1	-4.99	0.37	18
		部分損傷	◇建具の交換を要しない部分的損傷	—	—	—	0 ※1
建具	建具	破損	◇建具の交換を要する全体的損傷	1	-2.79	0.10	91
		破損	◇建具の交換を要する全体的損傷	—	—	—	0 ※1

※1 補修費用が軽微のため本論では0とする。

データについて $P_{c,jk}$ を算定し、それらすべての積を尤度 S とする。

$$S = \prod_{i=1}^{n_1} (1 - P_{c,jk,i}) \times \prod_{i=n_1+1}^n P_{c,jk,i} \quad (4)$$

ここで、 n_1 は mode k が発生していないデータ数、 n は全データ数である。

④ $\hat{\mu}_{c,jk}$ と $\hat{\sigma}_{c,jk}$ を変化させ、 S が最大となる $\hat{\mu}_{c,jk}$ と $\hat{\sigma}_{c,jk}$ を採用する。各非構造部材・各 mode の $\hat{\mu}_{c,jk}$ 、 $\hat{\sigma}_{c,jk}$ を表1に示す。

5 地震損傷度曲線(SFC)

5.1 モンテカルロシミュレーション

SFCの設定に先立ち、非構造壁の耐震効果を考慮した時刻歴応答解析を行う。振動モデルはせん断型多質点系とし、総2階建および総3階建を想定して質点数は2および3とする。質量の比率は最上層が0.7、その他を1.0とする。第1層の質量は次のように定める。

$$2\text{質点系 } m = \frac{Q_{sy}}{1.7\alpha \cdot g} \quad 3\text{質点系 } m = \frac{Q_{sy}}{2.7\alpha \cdot g} \quad (5)$$

ここで、 Q_{sy} は耐力パネルの降伏せん断力(35.87kN)、 α は降伏せん断力係数、 g は重力加速度である。また、粘性減衰は考慮しない。本建物の降伏せん断力係数の設計下限値 α_d は0.22である。振動モデルの α は α_d 、 $1.25\alpha_d$ (=0.275)、 $1.5\alpha_d$ (=0.33)の3種類とする。

建物の耐震性能に影響を与え得る非構造壁としてALC帳壁(外壁)と内壁・間仕切壁の2種類に着目する。文献3)において、耐力パネル1枚当たりおよび非構造壁長さ1m当りの復元力モデルが耐力パネルの極低サイクル疲労試験⁹⁾および非構造壁の水平加力実験³⁾に基づいて設定されている。本論でもこれらの復元力モデルを用いる。

耐力パネルは各層1枚を配置する。各層の非構造壁長さは同じとし、次式による。

$$\text{ALC帳壁} \quad L_{w,alc} = l_{alc} \cdot \frac{m \cdot g}{w_0} \quad (6)$$

$$\text{内壁・間仕切壁} \quad L_{w,gyp} = l_{gyp} \cdot \frac{m \cdot g}{w_0} \quad (7)$$

ここで、 l_{alc} 、 l_{gyp} はALC帳壁、内壁・間仕切壁の床面積1m²当りの壁長さ(壁量)であり、下記のように3種類の状態を考える。

無し	$l_{alc} = 0 \text{ cm/m}^2$	$l_{gyp} = 0 \text{ cm/m}^2$
下限	$l_{alc} = 10 \text{ cm/m}^2$	$l_{gyp} = 18 \text{ cm/m}^2$
平均	$l_{alc} = 20 \text{ cm/m}^2$	$l_{gyp} = 23 \text{ cm/m}^2$

これらの壁量は鉄鋼系工業化住宅のモデルプランを対象とした非構造壁量の調査結果¹³⁾に基づいており、「平均」はその平均値、「下限」は平均値から標準偏差を減じた値である。また、 w_0 は床面積1m²当りの層重量で、3.63kN/m²とする。

入力波は模擬地震動である。模擬地震動の作成方法は正弦波合成法とし、各正弦波成分の位相角は0~2 π 間の一様乱数とした。加速度の時刻歴波形の包絡線は文献3)と同じJennings型とし、継続時間 T_d は10, 20, 30, 60, 120secの5種類とした。ターゲットスペクトルは建築基準法施行令第82条の6が規定する第2種地盤の地表面地震動の加速度応答スペクトルを基準とし、周期0における値 S_{a0} 、すなわち地震動パラメータである最大加速度 A が次式の値となるように定数倍する。

$$S_{a0} = A = 1.2 \times 200 \times \left(\frac{P_R}{100} \right)^{0.54} = 20P_R^{0.54} \text{ (gal)} \quad (8)$$

上式は文献14)に示される地震動の最大加速度であり、東京近県の第2種地盤を想定している。 P_R は当該地震動の再現期間(年)である。ターゲットスペクトルへの適合性判定方法は文献15)によった。作成数は各 T_d 、各 P_R につき20波とした。以降、 T_d 、 P_R が同一の20波を「同一条件波」と称する。

以上の条件下で時刻歴応答解析により最大層間変形角 γ および耐力パネルの累積損傷値 D_L を算定する。本論で扱う耐力パネルは(9)式の線形累積損傷則(Miner則)に基づく累積損傷値 D_L が1.0となるときの終局限界状態とみなし得ることが確認されている⁹⁾。

$$D_L = \sum_i \left(\frac{\delta_{pi}}{\delta_{pM}} \right)^{\frac{1}{k_{dp}}} \quad (9)$$

ここで、 δ_{pi} は地震応答過程における荷重変形履歴半サイクルの塑性変形量である。 δ_{pM} および k_{dp} は疲労寿命特性から定められる係数で、 $\delta_{pM} = 24.71 \text{ cm}$ 、 $k_{dp} = -0.340$ と設定されている。 δ_{pi} は応答解析による応答変位波形をもとにレインフロー法¹⁶⁾により計数する。 D_L の詳細については文献9)を参照されたい。

なお、SFCの設定に関して、同一条件波による応答のばらつきが重要な因子となる。同一条件波の場合、各正弦波成分の位相角を一様乱数とすることが応答のばらつきの主要因であり、このため、応答のばらつきの意味が不明確である。これを確認するために、模擬地震波のほかに、El Centro(1940/05/18)、Taft(1952/07/21)、Hachinohe(1968/05/16)、Kobe JMA(1995/01/17)を含む22種類の実地震記録のフーリエ位相スペクトルを有する実地震位相波を作成した。実地震位相波のターゲットスペクトルは模擬地震波と同じである。模擬地震波と実地震位相波を用いた時刻歴応答解析の結果、両者による最大応答変位の標準偏差はほぼ一致することが確認された。

5.2 非構造部材のSFC

地震動パラメータ A を変数とした非構造部材 j ・mode k の発生確率分布を対数正規分布と仮定し、発生確率 $P_{w,jk}(\alpha, A)$ は次式で表されるものとする。

$$P_{w,jk}(\alpha, A) = \Phi \left(\frac{\ln A - \hat{\mu}_{w,jk}}{\hat{\sigma}_{w,jk}} \right) \quad (10)$$

ここで、 $\hat{\mu}_{w,jk}$ 、 $\hat{\sigma}_{w,jk}$ は非構造部材 j に損傷モード k が生じるときの A の対数平均値と対数標準偏差である。 $\hat{\mu}_{w,jk}$ 、 $\hat{\sigma}_{w,jk}$ はLSFCおよびMCSの結果を用いて次のように求める。

①MCSによる、地震動パラメータ A に応じた損傷発生確率 $\bar{P}_{w,jk}$ は同一条件波による損傷発生確率の平均値とする。

$$\bar{P}_{w,jk}(\bar{A}) = \frac{\sum_i P_{c,jk}(\gamma_i)}{20} \quad (11)$$

ここで、 γ_i は同一条件20波中 i 番目の地震動による最大層間変形角であり、 $\bar{A}$ は20波の最大加速度の相加平均とする。

② $\bar{P}_{w,jk}$ と $\bar{A}$ の関係に基づき、正規確率紙¹⁷⁾を用いて $\hat{\mu}_{w,jk}$ 、 $\hat{\sigma}_{w,jk}$ を求める。すなわち、

②-1) 変数 s を次のように定義し、

$$s = \frac{\ln A - \hat{\mu}_{w,jk}}{\hat{\sigma}_{w,jk}} \quad (12)$$

上式より、

図6 地震動の継続時間とSFCの関係(2階建て・1階)

$$\ln A = \hat{\sigma}_{w,jk} \cdot s + \hat{\mu}_{w,jk} \quad (13)$$

$\bar{P}_{w,jk}$ に対応する s 相当の値 $\bar{s}$ を次のように求める。

$$\bar{s} = \Phi^{-1}(\bar{P}_{w,jk}) \quad (14)$$

ここで、 $\Phi^{-1}()$ ：標準正規確率分布関数の逆関数

②-2) $\bar{s}$ をグラフの横軸、 $\ln A$ を縦軸にとって $\bar{s}$ と $\ln A$ の関係をプロットする。その分布を最小二乗法により $\bar{s}$ の線形関数に近似し、

(13)式の関係を考慮して、その切片を $\hat{\mu}_{w,jk}$ 、勾配を $\hat{\sigma}_{w,jk}$ とする。以上の方法による $\hat{\mu}_{w,jk}$ および変動係数 $COV (= \hat{\sigma}_{w,jk} / \hat{\mu}_{w,jk})$ と地震動の継続時間 T_d の関係を図6(a)に例示する。 $T_d \geq 30\text{sec}$ の領域では $\hat{\mu}_{w,jk}$, COV とも T_d に対する依存性はほとんど認められない。その他の非構造部材・modeについても同様であることを確認している。

前述22種類の実地震動の有効継続時間 T_{eff} を、加速度記録の二乗累積値が記録終了時の5%に達する時点から95%に達するまでの時間とする。

表3 耐力パネルの損傷状態、損傷モード、修復費用

D_L	損傷状態	修復方法	損傷モード	修復費用
0.5未満	無損傷	—	—	—
0.5以上 1.0未満	耐震デバイス変形	耐震デバイス交換	1	39 ※1
1.0以上	耐震デバイス終局状態	建替え	2	2階建 10000 ※2 3階建 15000 ※2

※1 1層当り ※2 1棟当り

表4 地震損傷度曲線(SFC)—1階・ $\alpha = \alpha_d$ の場合

質点数	非構造部材量	非構造部材							耐力パネル	
		外壁		内壁		造作材	天井	サッシ	建具	
		model1	model2	model1	model2	model1	model1	model1	model1	model2
2	無し	5.18	6.18	3.59	5.53	5.84	5.85	4.86	6.43	6.15
		0.35	0.11	0.31	0.27	0.11	0.30	0.32	0.12	0.10
	下限	5.46	6.33	4.22	5.82	6.07	6.06	5.19	6.54	6.28
		0.31	0.10	0.23	0.22	0.08	0.25	0.28	0.09	0.11
	平均	5.57	6.43	4.37	5.91	6.16	6.15	5.30	6.61	6.36
		0.31	0.10	0.22	0.22	0.08	0.25	0.28	0.08	0.11
3	無し	5.15	6.16	3.63	5.50	5.81	5.81	4.83	6.44	6.12
		0.36	0.10	0.28	0.27	0.10	0.32	0.32	0.13	0.10
	下限	5.35	6.26	4.08	5.70	5.92	5.97	5.06	6.50	6.22
		0.32	0.09	0.21	0.23	0.10	0.27	0.29	0.10	0.11
	平均	5.42	6.29	4.18	5.77	5.98	6.03	5.15	6.54	6.26
		0.31	0.09	0.23	0.22	0.09	0.26	0.28	0.10	0.11

上段: $\hat{\mu}_{w,jk}, \hat{\mu}_{s,k}$ 下段: $\hat{\sigma}_{w,jk}, \hat{\sigma}_{s,k}$

間とする。 T_{eff} はTaft NSが最長で30.67secであった。これを参考に、以降の検討では $T_d = 30\text{sec}$ の模擬地震動による解析結果を対象とする。 $\alpha = \alpha_d$ の場合について1階の各非構造壁・各modeの $\hat{\mu}_{w,jk}, \hat{\sigma}_{w,jk}$ を表4に示す。

5.3 耐力パネルのSFC

累積損傷値 D_L を指標として耐力パネルのmodeを表3のように定義する。地震動パラメータ A を変数としたmode k の発生確率分布を対数正規分布と仮定し、発生確率 $P_{s,k}(\alpha, A)$ は(15)式で表されるものとする。

$$P_{s,k}(\alpha, A) = \Phi\left(\frac{\ln A - \hat{\mu}_{s,k}}{\hat{\sigma}_{s,k}}\right) \quad (15)$$

MCSの結果を用い、非構造部材のLSFCと同様の最尤推定法により対数平均値 $\hat{\mu}_{s,k}$ と対数標準偏差 $\hat{\sigma}_{s,k}$ を決定する。

上記の方法による $\hat{\mu}_{s,k}, \hat{\sigma}_{s,k}$ と地震動の継続時間 T_d の関係を図6(b)に例示する。顕著ではないが $\hat{\mu}_{s,k}$ は T_d が長いほど小さくなっている。これはその他の振動モデルにおいても同様であった。 D_L は主に応答過程における最大塑性変形 δ_p と総履歴吸収エネルギー E_T に依存することが確認されている⁹⁾。 P_R が等しい模擬地震動では T_d が長いほど E_T が大きくなるので、 $\hat{\mu}_{s,k}$ が T_d に依存するのは当然と言える。しかしながら、地震動の継続時間に応じた発生確率に関する知見は得られておらず、LCCを評価する上で継続時間を考慮することは困難である。以降の検討では非構造壁と同じく $T_d = 30\text{sec}$ の模擬地震動による解析結果を対象とする。 $\alpha = \alpha_d$ の場合について1階耐力パネル各損傷モードの $\hat{\mu}_{s,k}, \hat{\sigma}_{s,k}$ を表4に示す。

6 地震損失の評価

6.1 地震損失の期待値

耐震性能レベル α が設計下限値 α_d であるときの初期建設コスト C_{i0} を2階建、3階建について10000および15000とする。非構造部材 j ・mode k の修復費用 $C_{w,jk}$ 、耐力パネル・mode k の修復費用 $C_{s,k}$ を表1,3に示す。 $C_{s,2}$ は建物全体の値であり、建替え費用として C_{i0} を充てている。 $C_{s,1}, C_{w,jk}$ は修復費用の実勢価格を C_{i0} で規準化した値としている^{註4)}。

一つの地震動によって建物に生じる損傷の組合せをETとして整理する。ETは図7に示すようにメインETとそれに組込まれるサブETからなる。図中、mode0は無損傷である。ET始端から終端に至る各経路がmodeの組合せを表す。メインETは各層につき耐力パネルmode0,1と耐力パネルmode2の二つに分岐する。耐力パネルmode2の

修復方法は建替えであるので耐力パネルmode2の各分枝は終端に直結する。サブETの構成は各層共通である。

まず、サブETにおける地震損失の期待値を次のように求める。

$$L_{s,n}(\alpha, A) = \sum_i \left(\sum_j C_{ij} \times \prod_j P_{ij} \right) \quad (16)$$

ここで、添字 n は階を表す。

C_{ij}, P_{ij} は経路 i における j 番目の部位の補修費用と発生確率である。 C_{ij} には該当する

図7 イベントツリー(ET)

$C_{s,k}$, $C_{w,jk}$ を充てる。 P_{ij} はSFCによる発生確率で、耐震性能レベル α と地震動パラメータ A に応じて定まる。ただし分枝が一つの場合は $P_{ij}=1$ とする。この $L_{s,n}(\alpha, A)$ を用い、メインETに従って地震損失の期待値を求める。

$$L(\alpha, A) = \sum_n \frac{L_{s,n}(\alpha, A)}{1 - P_{s,2,n}} \cdot \bar{P}_{s,2} + C_{s,2} \cdot (1 - \bar{P}_{s,2}) \quad (17)$$

$$\text{ただし、} \bar{P}_{s,2} = \prod_n (1 - P_{s,2,n})$$

上式の $P_{s,2,n}$ はSFCによる n 層・耐カパネルmode2の発生確率である。

6.2 年間地震被害額

本論では地震動の最大加速度 A と再現期間 P_R を(8)式のように関係付けている。このとき、1年間に生じる地震動の最大加速度が A を超過する確率、すなわち地震ハザード曲線 $H(A)$ は次のようになる。

$$A \leq 20\text{galのとき } H(A) = 1.0$$

$$A > 20\text{galのとき } H(A) = \frac{1}{P_R} = \left(\frac{A}{20}\right)^{-1.852} \quad (18)$$

非超過確率 $\bar{H}(A) = 1 - H(A)$ であり、 $\bar{H}(A)$ に基づく確率密度関数 $p(A)$ と $L(\alpha, A)$ を用いて年間地震被害額 $C_R(\alpha)$ は次のように求められる。

$$C_R(\alpha) = \int_0^\infty L(\alpha, A) \cdot p(A) dA \quad (19)$$

ここで、

$$A \leq 20\text{galのとき } p(A) = 0$$

$$A > 20\text{galのとき } p(A) = \frac{1.852}{20} \cdot \left(\frac{A}{20}\right)^{-2.852} \quad (20)$$

以上の方法による $C_R(\alpha)$ を図8に示す。非構造壁の耐震効果を考慮する場合(下限・平均)の $C_R(\alpha)$ は考慮しない場合(無し)の3~5割程度に減少している^{注3)}。 $C_R(\alpha)$ の内訳は内壁mode1が最も大きく、次いで耐カパネルmode2が大きい。その他の部位・modeは $C_R(\alpha)$ にほとんど寄与していない。

6.3 総費用最小化原理に基づく最適耐震性能

建物共用期間 T 年に応じたLCCは(1)式で求められる。ここで、(1)式中の $C_i(\alpha)$ を次のように算定することとする。

$$C_i(\alpha) = C_{i0} + (\alpha - \alpha_d) \cdot (C_{is} + C_{iw}) \quad (21)$$

ここで、 C_{is} は耐カパネル増加による初期建設費用増加率であり、耐震性能レベルが α_d である建物1棟分の耐カパネル費用を α_d で除

図8 年間地震被害額 $C_R(\alpha)$

図9 定期修繕による地震被害額減少の扱い

した値に相当し、2階建てで682、3階建てで1023とする。 C_{nw} は耐力パネル増加に伴う構造壁の増加による建物価値の減少率である。本論が対象とする鉄骨造住宅は耐力壁構造であり、耐震性能レベル α の増大は耐力パネルの増加によってなされる。これらの構造壁は非構造壁と比べ建設後の移動および除去が困難であり、構造壁の増加は建物供用期間中におけるプラン変更の自由度という価値の減少と考える。この価値減少は建設初期から存在するので、これを初期建設費用に加算する。 C_{nw} の値を適切に設定することは現時点では難しいが、ここでは次のような考えに基づいて、概ね妥当であろう値を仮定した。

対象とする低層鉄骨造住宅について標準的規模の住宅を想定し、 $\alpha = \alpha_d$ である建物の単位床面積(1m^2)当りの耐力パネル長さ(構造壁量) L_{s0} を2階建てで $4\text{cm}/\text{m}^2$ 、3階建てで $6\text{cm}/\text{m}^2$ とする。文献13)による単位床面積当りの壁長さ(壁量)の平均値 L_{w0} は約 $30\text{cm}/\text{m}^2$ である。すべての壁が構造壁となったとき、すなわち構造壁量が L_{w0} である建物の価値は構造壁量が L_{s0} である建物より β 割減少するものとし、構造壁量と α は比例するとして、

$$C_{nw} = \frac{\beta}{10} \cdot C_{i0} \cdot \frac{L_{s0}}{L_{w0} - L_{s0}} \cdot \frac{1}{\alpha_d} \quad (22)$$

上式において $\beta = 2$ として、 C_{nw} の値は2階建てで1399、3階建てで3409とする。

また、 $C_R(\alpha)$ に支配的な内壁mode1の修復方法はクロスの張替えである。内壁クロスは通常、地震損傷とは無関係な経年劣化・汚損

図10 50年間のLCCと耐震性能レベル α の関係(C_{nw} 考慮)表5 最適耐震性能レベル α_{OPT}

階数	非構造壁量	C_{nw} 考慮		C_{nw} 無視	
		非構造壁被害額考慮	非構造壁被害額無視	非構造壁被害額考慮	非構造壁被害額無視
2	無し	0.57	0.42	0.84	0.54
	下限	0.48	0.34	0.59	0.51
	平均	0.41	0.33	0.54	0.49
3	無し	0.50	0.36	0.72	0.55
	下限	0.42	0.33	0.63	0.53
	平均	0.39	0.32	0.62	0.51

などの理由で定期的に張替えられる。このような定期修繕を考慮すると地震被害額は減少する。定期修繕の間隔を T_c 年とし、修繕費用は毎年均等に積立てるとすると、年間地震被害額は図9(a)のようになる。建物共用期間 T 年に応じた地震被害額は図9(a)を0~ T 年間で積分して得られ、図9(b)のようになる。 T が T_c の倍数となる直前の地震被害額は定期修繕を考慮しない場合の1/2に減少する。

最適耐震性能の評価に当たり、 α を0.2から1.0まで0.1刻みで変化させて5.1節のMCSを行った。各 α に応じたSFCを5.2節、5.3節の方法で求め、6.1節、6.2節の方法で $C_R(\alpha)$ を算定した。建物共用期間 T を50年とした場合の $C_L(\alpha)/C_{i0}(\alpha)$ と α の関係を図10に示す。ただし、 $C_R(\alpha)$ 中の内壁mode1負担分は上述の定期修繕による地震被害額の減少を考慮して6.2節で得られた値の1/2とする。図11には構造壁による建物価値の減少を無視した場合、すなわち(22)式の C_{nw} を0とした場合の $C_L(\alpha)/C_{i0}(\alpha)$ と α の関係を示す。図10、図11とも、 $C_R(\alpha)$ に非構造壁の地震被害額を含める場合の他、非構造壁の地震被害額を除く場合を比較のために併記した。

図10と図11のいずれも極小点が存在する。各プロットの最小値およびその左右の計3点を通過する α の2次関数を求め、その極小点に対応する α を最適耐震性能レベル α_{OPT} とする。 α_{OPT} は表5のようになる。 C_{nw} 考慮の有無、非構造壁の地震被害額考慮の有無に関らず、非構造壁量が増加すると α_{OPT} は減少する。非構造壁の地震被害額考慮の場合、非構造壁量「平均」の α_{OPT} の非構造壁量「無し」に対する比率は2階建てで7割前後、3階建てで8割前後である。また、非構造壁の地震被害額考慮の α_{OPT} は被害額無視の1.2~1.5倍程度である。このよ

図11 50年間のLCCと耐震性能レベル α の関係(C_{nw} 無視)

うに、最適耐震性能レベル α_{opt} は非構造壁の耐震性能によって低下し、非構造壁の地震被害額によって増加する。ただし、表5網掛部のように、非構造壁地震被害額と非構造壁の耐震性能の両方を考慮する場合と両方を無視する場合の α_{opt} を比較すると、両者を考慮する場合には両者の効果が相殺され、結果的に似通った値となっている。

7 まとめ

3階建以下の低層鉄骨造住宅では、非構造壁は建物の耐震性能に大きく寄与する^{3,5,6)}反面、構造躯体に先んじて地震損傷を被る⁷⁾。このため、低層鉄骨造住宅では建物の地震被害額、LCC、および最適耐震性能は非構造壁に大きな影響を受けると考えられる。低層鉄骨造住宅の実大振動実験^{4~7)}、非構造壁の復元力特性を考慮したモンテカルロシミュレーション等の結果に基づき最適耐震性能およびそれを算定するための諸量に関して検討し、次の結果を得た。

- (1) 非構造壁の耐震性能により建物の年間地震被害額は2階建て3割程度以下、3階建て5割程度に減少する。
- (2) 非構造壁の耐震性能を考慮する場合、建物の年間地震被害額に占める比率は、内壁のクロス張替え費用が6~7割程度、構造躯体が終局状態に達することによる建替え費用が3~4割程度で、その他の部位の被害額は極めて小さい。
- (3) 非構造壁の地震被害額を考慮する場合、平均的非構造壁量である建物の最適降伏せん断力係数は非構造壁の耐震効果を無視する場合に対して2階建て7割前後、3階建て8割前後に低下する。
- (4) 非構造壁の地震被害額を考慮する場合の建物の最適降伏せん断力係数は考慮しない場合の1.2~1.5倍程度に増加する。

以上のように本論で対象とした低層鉄骨造住宅ではLCC、最適耐震性能に対して非構造部材の耐震性能と地震損傷が大きく影響する。本論では、非構造壁地震被害額と非構造壁の耐震性能両者の効果が相殺され、両者を考慮する場合としない場合の最適降伏せん断力係数は結果的に似通った値となった。ただし、これは一例に過ぎず、一般的にはLCCおよび最適耐震性能の評価に関して非構造部材の影響を考慮することは重要と考える。

謝辞

本論をまとめるにあたって(株)MED・水谷守氏には数々の有益な示唆を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) Kanda J. and Ellingwood, B.: Formulation of Load Factors Based on Optimum Reliability, Structural Safety, Vol. 9, pp. 197~210, 1991.2
- 2) 建築省建築研究所 編：新建築構造体系の開発 目標水準分科会報告書, 1998.3
- 3) 小山雅人, 山本徳人, 三宅辰哉, 青木博文：低層鉄骨建築物における非構造壁の耐震効果, 真の耐震性能を知るために, 構造工学論文集, Vol. 49B, pp. 539~548, 2003.3
- 4) 小山雅人, 馬場三千雄, 中田信治, 中村いずみ：低層鉄骨造住宅の実大振動実験, その1 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1019~1020, 1998.9
- 5) 中村いずみ, 小山雅人, 中田信治, 鷺津篤夫：低層鉄骨造住宅の実大振動実験, その2 実験結果概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1021~1022, 1998.9
- 6) 三宅辰哉, 小山雅人, 鷺津篤夫, 花井 勉：低層鉄骨造住宅の実大振動実験, その3 吸収エネルギーと躯体の損傷度の評価, 日本建築学会大会学術講

演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1023~1024, 1998.9

- 7) 花井 勉, 小山雅人, 馬場三千雄, 三宅辰哉：低層鉄骨造住宅の実大振動実験, その4 非構造部材の損傷状態, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1025~1026, 1998.9
- 8) 岡田成幸, 高井伸雄：地震被害調査のための建物分類と破壊パターン, 日本建築学会構造系論文集, No. 524, pp. 65~72, 1999.10
- 9) 小山雅人, 青木博文：繰返し変形を受ける鋼部材の累積損傷評価指標に関する研究, 極低降伏点鋼を用いた損傷集中型耐震部材の定振幅繰返し載荷実験に基づく累積損傷評価および実用的損傷評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, No. 562, pp. 159~166, 2002.12
- 10) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計・施工要領, 1985.11
- 11) 中村孝明, 水谷 守：地震被害額マネジメントにおけるイベントツリー解析, JCOSSAR '95, pp. 75~80, 1995
- 12) 中村孝明, 水谷 守：地震時損傷発生確率の統計的評価手法に関する一提案, 土木学会第51回年次学術講演梗概集, 1-A, pp. 938~939, 1996
- 13) 三宅辰哉：低層鉄骨建築物における非構造壁の耐震効果に関する研究, 名古屋工業大学博士論文, 1996
- 14) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説, pp.399~419, 1993.6
- 15) 建設省建築研究所, 日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針(案), 平成4年3月
- 16) 日本鋼構造協会：鋼構造部の疲労設計指針・同解説, 1993.4
- 17) 伊藤学, 亀田弘行訳：土木・建築のための確率・統計の基礎, pp.259~270, 丸善, 1977.6
- 18) 東京大学教養学部統計学教室編：基礎統計学Ⅲ 自然科学の統計学, pp.237~241, 1992.8, 東京大学出版会

注釈

- 注1) 厳密には「被害額の期待値」である。本論ではこれを単に「被害額」と称している。
- 注2) 低層鉄鋼系工業化住宅のうち本論が対象とする構造形式は鉄骨軸組耐力パネル(耐力壁)構造であり、層せん断力・層間変位特性は耐力パネルの荷重変形特性および耐力パネルの数によって決まる。また、2,3階の耐力パネルは直下に下階耐力パネルが存在しない場合には梁の弾性変形により剛性が低下するので、建築基準法施行令第82条の2の規定による層間変形角制限を満足するために、層が支持する重量に対する耐力パネル数の比率は1階が最小となることが多い。したがって、降伏せん断力係数も1階が最小となることが多く、これを考慮して1階の降伏せん断力係数を耐震性能レベルとした。なお、「5.1 モンテカルロシミュレーション」では各階の耐力パネル数が等しい建物を対象としている。
- 注3) 通常、建物の応答周期を加味できることにより、地震動パラメータとして応答スペクトル値が採用される。本論では「5.1 モンテカルロシミュレーション」における入力波の説明で述べているように、地震動の再現期間 P_r によって一義的に最大加速度 A と加速度応答スペクトルが定まることを前提としているので A を地震動パラメータとした。降伏せん断力係数 α および非構造壁量による応答周期の変化の影響はMCSの結果に含まれる。
- 注4) すなわち、標準的建築面積の総2階建て住宅を想定し、非構造壁量を「5.1 モンテカルロシミュレーション」に示す「平均」と仮定した場合の1層当りの修復費用実勢価格を初期建設費用実勢価格で除し、それに10000を乗じた値とした。
- 注5) 内壁・mode1の $\mu_{d,1k}$ は表1に示すように -6.22 であり、層間変形角にして1/503である。一方、本論では提示を省略したが、MCSに用いた復元力モデルの第1降伏変形角は耐力パネルが1/437、ALC帳壁が1/845、内壁・間仕切壁が1/524である。よって、MCSにおいて非構造壁無しの場合には±1/437の範囲では線形・無減衰で応答するのにに対して、非構造壁を考慮する場合は非構造壁の降伏による履歴減衰が存在する。図8において「非構造壁量：無し」の場合に内壁mode1の地震被害額が非構造壁を考慮する場合の数倍となるのはこれが原因と考えられる。

(2003年7月8日原稿受理, 2003年11月11日採用決定)