低層鉄骨建物における非構造部材の耐震効果に関する研究

その2 非構造部材によるエネルギー吸収分担

STUDY ON ANTI-SEISMIC EFFECTS OF NONSTRUCTURAL MEMBERS
IN SEVERAL STORY STEEL STRUCTURE

Part 2 Share in energy absorption by nonstructural members

三宅辰哉*, 福知保長**

Tatsuya MIYAKE and Yasunaga FUKUCHI

Based on a vibration test of a full scale 3-stories steel frame structure, a characteristics of seismic energy absorption by nonstructural members such as curtain walls and partition walls, is studied. And following matters are confirmed. 1) Partition walls have superior capacity on energy absorption, in comparison with curtain walls. In this test, in a story which have partition walls, 70% of seismic energy is absorbed by nonstructural members. 2) In an ordinary several story steel structure, a tendency on energy concentration to first story, grows strong by nonstructural members, but structural characteristics factor(Ds-value) is decreased to 50 or 60%, in the cause of energy absorption by nonstructural members.

Keywords : vibration test, steel frame, nonstructural member, energy absorption, Ds-value

振動実験, 鉄骨造, 非構造部材, エネルギー吸収, Ds値.

1. 序

木造住宅の分野では、非構造部材の耐震効果に関する研究が盛んであり、その成果として建築基準法では、非構造部材が水平荷重の1/3を負担することを前提として、壁倍率の規定を設けている。工業化住宅に代表される低層鉄骨造住宅における間仕切壁の構成は木造住宅とほぼ同様であり、またこれらの低層鉄骨造建物の水平耐力・剛性は木造建築物と大差はなく、従って間仕切壁および帳壁などの非構造部材による耐震効果は木造建築と同等のものが期待できるはずである。

このような前提に立ち、前報¹⁾では低層鉄骨造建物における非構造部材による耐震効果に関する研究の一環として、3階建て鉄骨造建築物の実大振動実験の結果をもとに、主に非構造部材による水平力分担と減衰性の向上に着目して検討を行った。その結果、加振加速度に関わらず非構造部材は第1層において約40%の水平力を分担し、第1層の減衰定数は80gal以上の加振に対して16~18%に達することが明かとなった。

本報では同実験結果に基づき、間仕切壁および帳壁の構造性能が、極限地震時における建築物の耐震性能の重要な指標である地震エネルギー吸収能力に関して、どの程度寄与しているのかを明らかにする。

まず主体構造の復元力特性を、別途行われた構面せん断実験の結果に基づいて定め、主体構造および非構造部材の吸収エネルギー量を推定する。次に振動実験による荷重変形履歴から主体構造が負担する水平力を差し引いたものを非構造部材の荷重変形履歴として、これをもとに非構造部材の復元力特性を設定し、応答解析結果と振動実験結果を比較して、これらの復元力特性の妥当性を確認する。続いて、低層鉄骨建物として一般的な復元力特性を有する主体構造に対して、非構造部材の復元力特性を付加した場合の主体構造への入力エネルギー量を応答解析により求める。この結果を構造特性係数 D と累積塑性変形倍率 η の関係として表し、非構造部材を考慮する場合に設計用 D がどの程度低減されるかについて検討を行う。

* 名古屋工業大学工学部社会開発工学科
大学院生(日本システム設計)

** 名古屋工業大学工学部社会開発工学科
教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture, Urban Eng. and Civil Eng.,
Faculty of Eng., Nagoya Institute of Technology
Prof., Dept. of Architecture, Urban Eng. and Civil Eng., Faculty of
Eng., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

図－1 試験体概要・その1(平面図・軸組図)

2. 実験概要

実験の内容は前報¹⁾で詳述したので、ここでは概略のみ記述する。

2-1 試験体

試験体は図－1、2に示す3階建ての量産型鉄骨造住宅であり、基礎梁以外の柱・梁などの主体構造及びその他の非構造部材は、全て量産システムによって供給される正規の部品を用いた。

2-2 加振・測定方法

加振・計測は建物の進行状態に応じて計24回行ったが、本報ではこのうち内装工事完了後に行ったエルセントロNS波による計10回の加振結果を対象とする。これらの加振では目標最大加振加速度(以下加振レベルと称する)を表－1に示すように25galから500galまで順次増大し、各部の加速度、歪みを測定した。

2-3 測定結果概要

本試験体を3質点モデルに置換した場合の各質点の重量を構成部材の公称重量を用いて計算すると次のようになる。

$$w_1 = 13.96 \text{ tf}$$

$$w_2 = 14.12 \text{ tf} \quad \dots \quad (1)$$

$$w_3 = 7.73 \text{ tf}$$

各床レベルの応答加速度を1FC、2FR、3FR、4FRによる計測値とし、 a_0 、 a_1 、 a_2 、 a_3 と表す。各層の層せん断力 Q_i は(1)式による重量を用いて次のように計算される。

$$Q_1 = -m_1 a_1 - m_2 a_2 - m_3 a_3$$

$$Q_2 = -m_2 a_2 - m_3 a_3 \quad \dots \quad (2)$$

$$Q_3 = -m_3 a_3$$

ここで、 $m_i = w_i / g$ (g : 重力加速度)

層間変位は加速度 $a_0 \sim a_3$ を用いた数値積分により求められ、本試験体をせん断型弾性3質点系とみなした場合に、計算上の応答値が実験計測値に一致するような各層の等価剛性 K_{oi} と等価減衰定数 h_{oi} は、前報¹⁾において表－2のように求められている。

図－2 試験体概要・その2(非構造部材の構成)

表－1 加振の行程

加振順番	加振レベル	A0	A1
11	25gal	20.7	37.7
16	50gal	52.5	74.4
17	100gal	92.3	133.8
18	150gal	132.6	180.4
19	200gal	174.8	230.7
20	250gal	230.5	319.3
21	300gal	285.6	416.3
22	350gal	341.5	499.5
23	400gal	436.5	614.5
24	500gal	571.4	837.8

A0: 加振台(AT0)最大加速度(gal)

A1: 1階床面(1FC)最大加速度(gal)

表－2 等価剛性 K_{oi} 、等価減衰定数 h_{oi}

加振レベル (gal)	等価剛性 K_{oi} (t/cm)			等価減衰定数 h_{oi}		
	1層	2層	3層	1層	2層	3層
25	20.4	9.1	18.7	0.110	0.060	0.105
50	15.4	6.9	12.4	0.150	0.090	0.120
100	12.6	5.0	10.2	0.180	0.125	0.130
150	10.7	4.1	6.8	0.155	0.085	0.130
200	8.1	3.7	5.9	0.160	0.070	0.130
250	6.2	3.4	5.8	0.170	0.040	0.180
300	5.5	3.1	4.6	0.180	0.040	0.195
350	5.1	3.0	4.0	0.180	0.135	0.200
400	4.5	2.5	3.6	0.220	0.120	0.200
500	4.0	1.9	3.2	0.135	0.200	0.200

3. 主体構造の復元力特性

3-1 ラチス柱構面の復元力モデル

本試験体に用いたラチス柱構面の水平力に対する荷重変形特性は、先に行われた実大構面せん断実験により確認されており¹⁾、降伏せん断力は1層構面で3.1t、2・3層構面で2.8tである。この荷重変形特性を再現できる復元力モデルとして図-3に示すものを設定する。

図-3 ラチス柱(主体構造)の復元力モデル

本モデルは、Degrading Tri-linear型の復元力モデルの加力勾配と減力勾配にそれぞれ第2勾配を付加したものであり、図-3中の各パラメータを次のように設定すると、図-4に示すように実大構面せん断実験の結果と良く一致する。

1層構面

$$\begin{aligned} P_y &= 3.10 \text{tf} & \delta_y &= 2.07 \text{cm} & K_e &= 1.50 \text{t/cm} \\ P_{yo} &= 1.09 \text{tf} & \gamma &= 0 & \xi &= 0.90 \\ \alpha &= 0.65 & \beta_u &= 0.80 & \beta_d &= 1.60 \end{aligned}$$

図-4 復元力モデルと実験値の比較

2・3層構面

$$\begin{aligned} P_y &= 2.80 \text{tf} & \delta_y &= 3.29 \text{cm} & K_e &= 0.85 \text{t/cm} \\ P_{yo} &= 0.98 \text{tf} & \gamma &= 0 & \xi &= 0.80 \\ \alpha &= 0.55 & \beta_u &= 0.80 & \beta_d &= 1.70 \end{aligned}$$

振動実験に用いた試験体は各層にそれぞれ6本のラチス柱が配置されているが、本振動実験に先立って行った主体構造のみの状態における加振結果に基づく層せん断力・層間変位曲線が示す剛性は K_e の6倍にほぼ一致することが確認されている。また、実大構面せん断実験では最大変形時においてもラチス材以外の部材には降伏が認められず、主体構造の水平耐力はラチス材の耐力に支配される。よって層の復元力特性は耐力・剛性ともラチス柱の本数に比例するものとすれば、上式中の P_y 、 K_e および、 P_{yo} の値を6倍したものとなる。

また、実大構面せん断実験による荷重変形特性は P_y 以下の領域でも若干の面積を描き、エネルギー吸収能力を有している。荷重変形曲線の片振幅 s と片振幅ごとに描く面積(吸収エネルギー量)の関係を図-5に示した。この分布を下式のように s の2次式で最小自乗近似した $\tilde{E}_1$ を同図中に実線で示した。

$$\tilde{E}_1 = D_1 s^2 \dots \dots \dots (3)$$

ここで、1階 $D_1 = 0.2363$

2階 $D_2 = 0.1794$

このとき、 $\tilde{E}_1$ による履歴減衰に対する等価粘性減衰定数は $D_1/(\pi K_e)$ となる。

図-5 ラチス柱の弾性範囲の吸収エネルギー

3-2 振動実験におけるラチス柱の荷重変形曲線

Y40通り1層のラチス柱の脚部に設置した歪み計によって計測された歪みデータを用いてラチス柱のせん断応力 Q_c を計算する。また前記3.で求めた1層の層間変位を $\delta_1(t)$ とする。この $\delta_1(t)$ はY00通り上のもの

図-6 ラチス柱の荷重変形曲線

図-7 ラチス柱の剛性低下率

であるので、Y40通り上の層間変位 $\delta_c(t)$ と $\delta_1(t)$ における床の振れ振動などによる振幅の比率 C と位相差 τ が加速度計3FC、3FR設置位置の加振台に対する相対変位 δ_{3FC} 、 δ_{3FR} のそれと等しいとして、次のように $\delta_c(t)$ を推定する。

$$\delta_c(t) = \delta_1(t - \tau) \cdot C \quad (4)$$

振幅の比率 C は δ_{3FR} の最大値に対する δ_{3FC} の最大値の比率とする。位相差 τ は次式による δ_{3FC} と δ_{3FR} の相互相関関数 $R(\tau)$ のピークから読みとった²⁾。その値は1.6~32.5msecであった。

$$R(\tau) = \frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} \delta_{3FC}(t) \delta_{3FR}(t - \tau) dt \quad (5)$$

ここで、 T_d : 加振の継続時間

図-6に Q_c と δ_c の関係を示した。同図から最小自乗法により振動実験におけるラチス柱の剛性 K_v を決め、ラチス柱構面のせん断実験によって確認された弾性剛性 K_e に対する比率 K_v/K_e を図-7に示した。前報¹⁾では1層のラチス柱が初めて降伏耐力 P_y に達するのは加

振レベル400gal($A1=614.5$ gal)であることが確認されているが、 K_v/K_e は加振レベル50gal($A1=74.4$ gal)で早々に1を下回り、加振レベル250gal($A1=319.3$ gal)では0.5程度まで低下している。したがって、本実験では主体構造にラチス柱の降伏以外の接合部の局所変形などに起因する剛性低下があったと判断できる。

3-3 主体構造の復元力モデル

前記2-3による i 層の層せん断力を Q_i 、層間変位の時間率である層間速度を V_i とし、加振終了後の弾性振動エネルギーは微小で無視できるものとするれば、吸収エネルギー E_{oi} は次のように求められる。

$$E_{oi} = \int_0^{T_d} Q_i V_i dt \quad (6)$$

i 層の主体構造の復元力特性の接線剛性 K_{si} は、前記3-1のラチス柱による層の復元力特性の接線剛性 K_{ci} に前述のラチス柱の

剛性低下を考慮するためのバネ K_{fi} が次式のように直列に接続されたものとする。

$$K_{si} = \frac{K_{ci} \cdot K_{fi}}{K_{ci} + K_{fi}} \quad (7)$$

このとき時刻 T での主体構造の負担せん断力 Q_{si} は、

$$Q_{si} = \int_0^T K_{si} V_i dt + C_i V_i \quad (8)$$

ここで C_i は減衰係数で、(3)式の D_i を用いて次のように定める。

$$C_i = \frac{2 D_i}{\pi} \sqrt{m_i / K_{oi}} \quad (9)$$

主体構造の履歴吸収エネルギー E_{si} は次式となる。

$$E_{si} = \int_0^{T_d} Q_{si} V_i dt \quad (10)$$

K_{fi} の剛性は1層については K_v 、 K_e を用いて次のように求められる。

$$K_{fi} = \frac{K_v K_e}{K_v + K_e} \quad (11)$$

2層についてはラチス柱のせん断応力が計測されていないので、1層と同様の方法で推定することができない。そこで、次の4項目を条件として試行錯誤的に定めた。

- ①実験中の目視観察では2層部のラチス材の降伏が初めて確認されたのは加振レベル250galであったことから、(7)式による復元力特性に前記2-3による2層部の層間変位波を適用したときに、ラチス柱が同加振レベルで降伏し、かつ、加振レベル200galでは降伏しないこと。
- ② K_{fi} が柱梁接合部の局所変形によるものであれば、その剛性は1層より2層の方が小さいと考えられるので、 $K_{f2} < K_{f1}$ であること。

③ $E_{s2} < E_{o2}$ であること。

④ 加振レベルの増加に伴い K_{f2} の剛性が低下すること。

表-3 に各加振レベルにおける K_{fi} の剛性値を示した。

表-3 各加振レベルにおける K_{fi}

加振レベル (gal)	25	50	100	150	200
K_{fi}					
2層	34.5	34.5	19.9	10.0	7.7
1層	∞	∞	46.6	27.4	13.8
加振レベル (gal)	250	300	350	400	500
K_{fi}					
2層	6.5	6.0	5.0	4.5	4.2
1層	9.0	8.5	8.0	7.0	7.0

3-4 主体構造の履歴吸収エネルギー

前記3-3 で設定された K_{fi} を用いて、(10)式により求められる E_{si} および(6)式による E_{oi} と加振レベルの関係を図-8 に示した。図-9 には E_{si} の E_{oi} に対する比率 $\beta = E_{si}/E_{oi}$ と加振レベルの関係を示した。帳壁のみの2層では加振レベル250gal ($A_1=319.3$ gal) 以降は β が急激に増大する。これに対して、内装を施した1層では加振レベルの増大に対して安定した値を示しており、前報¹⁾と同様に間仕切壁などの内装材が振幅の増加に対して安定したエネルギー吸収能力を有し、加振加速度が500galに達する極限的な状態においても入力エネルギーの約70%を非構造部材が分担していることがわかる。

4. 非構造部材の復元力特性

4-1 非構造部材の荷重変形曲線

非構造部材の負担せん断力 Q_{wi} を次のように求める。

$$Q_{wi} = Q_i - Q_{si} \dots\dots\dots (12)$$

この Q_{wi} と層間変位の関係を、非構造部材の荷重変形曲

図-8 主体構造の吸収エネルギー

図-9 主体構造のエネルギー分担率

図-10 非構造部材の荷重変形曲線

線として図-10に示した。加振レベル200gal($A_1=230.7$ gal)以降は、1・2層とも一定変位以上の領域で剛性が増加して、逆S形の履歴を描いている。また、その剛性は加振レベルに関わらず各層でほぼ一定である。ここではこれを「2次剛性」と称する。

図-11 帳壁の変位状態

この現象が生じる理由は次のように考えられる。層間変位により帳壁は図-11のように下部隅角部を中心とした回転移動を生じる。回転中心の対角に位置する上部隅角部は上に移動するが、その移動量が帳壁上部と帳壁受け金物とのクリアランス e に達すると上部隅角部は帳壁受け金物に接触し、回転を拘束される。それ以上の層間変位に対しては、帳壁受け金物の変形、金物が接合されている梁の曲げおよび振れ変形、帳壁隅角部の欠損などによって追従する。帳壁受け金物に接触するときの帳壁の回転角 θ_k および層間変位量 δ_k は次のようになる。

$$\delta_k = H \theta_k \quad \dots \dots \dots (13)$$

$$\text{ここで、} \theta_k = \sin^{-1} \frac{H+e}{L} - \sin^{-1} \frac{H}{L}$$

本試験体では、

$$H=2875\text{mm} \quad B=1000\text{mm} \quad L=3044\text{mm} \quad e=5\text{mm}$$

$$\theta_k=0.0050\text{rad.} \quad \delta_k=14.5\text{mm} \quad \text{となる。}$$

この δ_k を図-10中に記入してある。いずれの加振レベルでも δ_k は剛性の増加が始まる変位量にほぼ一致して

いる。なお、図-10の加振レベル400galでは大変形領域で履歴曲線が乱れているが、これは振れ振動の影響のほか、前述の帳壁と金物の干渉により梁に変形が強制され層相互の連成が生じたためと考えられるが、本試験体ではラチス柱は層ごとに分断されており、最終段階までラチス材以外には降伏が認められなかったことから、これらの影響は微小であり、前報¹⁾と同様に本試験体はせん断型質点系として評価できるものとする。

4-2 非構造部材の復元力モデル

非構造部材の復元力モデルを図-12に示すように、帳壁と帳壁受け金物の接触に起因する2次剛性部分とそれ以外の履歴部分に分離して設定し、履歴部分は劣化勾配を有する Degrading bi-linear型としてモデル化する。非構造部材の吸収エネルギー E_{wi} は、

$$E_{wi} = E_{oi} - E_{si} \quad \dots \dots \dots (14)$$

(履歴部分)

(2次剛性部分)

図-12 非構造部材の復元力モデル

図-13 荷重変形履歴・実験値と解析値の比較

図-14 吸収エネルギー・実験値と解析値の比較

となる。図-12中の各パラメータは、本復元力モデルに層間変位波を適用したときの履歴吸収エネルギーが上式の E_{oi} に一致すること、および履歴曲線の形状が図-10に概ね一致することに留意して、次のように定めた。

(1層)

$$\left. \begin{aligned} P_{w1} &= 3.00 \text{tf} \quad \delta_{w1} = 0.263 \text{cm} \quad K_{w1} = 11.4 \text{t/cm} \\ \gamma_{w1} &= -0.023 \quad \alpha_{w1} = 0.30 \\ \delta_{w2} &= 1.368 \text{cm} \quad K_{w2} = 3.80 \text{t/cm} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

(2層)

$$\left. \begin{aligned} P_{w2} &= 1.30 \text{tf} \quad \delta_{w2} = 0.325 \text{cm} \quad K_{w2} = 4.00 \text{t/cm} \\ \gamma_{w2} &= -0.065 \quad \alpha_{w2} = 0.30 \\ \delta_{w3} &= 2.131 \text{cm} \quad K_{w3} = 1.90 \text{t/cm} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

5. 応答計算シミュレーション

本試験体をせん断型3質点系に置換して弾塑性応答解析を行う。1、2層の復元力特性は、前記の3、および4、で設定された主体構造と非構造部材の復元力モデルの和とする。3層は弾性とし、剛性と減衰定数は表-2に示す等価剛性 K_{e3} および等価減衰定数 h_{o3} を用いる。解析方法は線形加速度法であり、入力波は本振動実験で加速度計1F Cによって計測された加速度波である。計測間隔は0.01sであるが応答計算の時間刻みは、これを直線補間により5等分し、0.002sとする。

図-13に解析による層せん断力・層間変位曲線を実験値と比較して示した。最大応答層せん断力、最大応答層間変位は実験値とほぼ一致しており、加振レベルの増大による履歴性状の変化を良くとらえている。図-14には層せん断力・層間変位の関係から求められる履歴吸収エネルギーを層全体と主体構造負担分について、実験値と比較して示した。ただし実験値とは、(6)式、(10)式による E_{oi} 、 E_{si} である。同図によれば解析値と実験値はほぼ一致しており、エネルギー吸収量の点でも本復元力モデルは妥当であると判断できる。

6. 一般の系における非構造部材の耐震効果

低層鉄骨建物として一般的な復元力特性を有する主体構造に、図-12に示す非構造部材の復元力特性が付加さ

れた場合の主体構造への地震エネルギー入力について考察する。

6-1 対象とする振動系

ここで用いる主体構造としての振動系は、無減衰せん断型質点系であり、質点数は2および3とする。各層の復元力特性は図-15に示すバイリニア型およびスリップ型とする。各質点の重量は本論で用いた試験体と同規模の建物を想定して次のように設定する。

$$2 \text{ 質点系} \quad m_1 g = 14 \text{tf} \quad m_2 g = 7 \text{tf}$$

$$3 \text{ 質点系} \quad m_1 g = 14 \text{tf} \quad m_2 g = 14 \text{tf} \quad m_3 g = 7 \text{tf}$$

各層の降伏せん断力係数は次式による。

$$\alpha_i = \alpha_{oi} R_i \alpha_1 \dots \dots \dots (17)$$

α_1 は第1層の降伏せん断力係数である。 α_{oi} は α_1 に対する比率であり、建築基準法施行令(以下"法")に規定される A_i を参考にして次のように定める。

$$2 \text{ 質点系} \quad \alpha_{o1} = 1.0 \quad \alpha_{o2} = 1.420$$

$$3 \text{ 質点系} \quad \alpha_{o1} = 1.0 \quad \alpha_{o2} = 1.248$$

$$\alpha_{o3} = 1.732$$

図-15 一般の系・主体構造の復元力特性

この α_{oi} は各層の累積塑性変形倍率を等しくする最適降伏せん断力係数分布³⁾に相当するものである。 R_i はその最適分布からの偏りを表し、次の範囲とする。

$$R_1 = 1.0$$

$$R_i = 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0 \quad (i \neq 1)$$

各層の弾性剛性 K_{ei} は次式による。

$$K_{ei} = K_{e1} \alpha_{oi} \frac{M_i}{M_1} \dots \dots \dots (18)$$

$$\text{ここで、} M_i = \sum_{j=1}^N m_j, \quad N: \text{質点数}$$

第1層の弾性剛性 K_{e1} は全重量の0.2倍に相当する水平力が作用したときの層間変形角 γ_d が所定の値となるように次のように定める。

$$K_{e1} = \frac{0.2 M_1 g}{\gamma_d H} \dots \dots \dots (19)$$

$$\text{ここで、} H: \text{階高}$$

γ_d は一般の低層鉄骨建物の主体構造として上限および下限に近い値として、1/120、1/300の2種類を扱う。

また、階高 H は 300cm とする。

以上のように設定された主体構造の各層に、下記の3通りの方法で図-12の非構造部材の復元力特性を付加したものを解析対象とする。

Case1 主体構造のみ

Case2 非構造部材有り(2次剛性無し)

Case3 非構造部材有り(2次剛性有り)

なお、非構造部材の復元力特性を決定するパラメータはすべての層が内装まで施された状態を想定し、(15)式の値を用いる。

減衰定数10%の弾性1質点系に対する、地震動による入力エネルギー E の次式による速度換算値 V_E と、1質点系の固有周期の関係はエネルギースペクトルと呼ばれる³⁾。

$$V_E = \sqrt{2E/M} \quad \dots\dots\dots (20)$$

ここで、 M : 1質点系の質量

入力波は長周期領域におけるエネルギースペクトルが比較的平坦な EL CENTRO EW(1940/5/18) と TAFT EW(1952/7/21)とし、周期領域 0.4~1.0sのエネルギースペクトルの平均値が、第II種地盤における終局強度設計用エネルギースペクトル値150kine⁴⁾ となるように規準化したものを用いる。

6-2 構造特性係数

解析結果は構造特性係数 D_s と下記の主体構造の累積塑性変形倍率 η_i の関係として表す。

$$\eta_i = \frac{E_{s,i}}{(\alpha_i M_i g)^2 / K_{e,i}} \quad \dots\dots\dots (21)$$

ここで、 $E_{s,i}$: i 層の主体構造の吸収エネルギー
対象とする多質点系の総質量 M_1 と等しい質量を持ち、固有周期 T_1 が多質点系の1次固有周期と等しい無減衰弾性1質点系を等価1質点系とする。入力地震動の T_1 に対応するエネルギースペクトルを V_E とすれば、地震動による入力エネルギー E は、

$$E_o = \frac{M_1 V_E^2}{2} \quad \dots\dots\dots (22)$$

等価1質点系の最大応答せん断力を Q_{max} とすれば、最大弾性歪みエネルギー E_e は、

$$E_e = \frac{Q_{max}^2}{2 K_{e,q}} \quad \dots\dots\dots (23)$$

ここで、 $K_{e,q}$: 等価1質点系の剛性

$E_o = E_e$ として、

$$Q_{max} = V_E \sqrt{M_1 K_{e,q}} \quad \dots\dots\dots (24)$$

最大せん断力係数 α_e は、

$$\alpha_e = \frac{Q_{max}}{M_1 g} = \frac{V_E}{g} \sqrt{K_{e,q} / M_1} \quad \dots\dots\dots (25)$$

となる。一方、弾塑性応答を生じる多質点系において、 i 層の主体構造への入力エネルギーの全入力エネルギーに対する比率を $1/\gamma_i$ とすれば、エネルギーの釣合によ

り次式が成り立つ。

$$\frac{(\alpha_i M_i g)^2}{2 K_{e,i}} (1 + 2 \eta_i) = \frac{M_1 V_E^2}{2 \gamma_i} \quad \dots\dots\dots (26)$$

したがって、

$$\alpha_i = \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \eta_i}} \frac{V_E}{M_i g} \sqrt{K_{e,i} M_1 / \gamma_i} \quad \dots\dots\dots (27)$$

法に規定される必要保有水平耐力 Q_{un} は、

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_o \cdot M_i \cdot g \quad \dots\dots\dots (28)$$

ここで、 F_{es} : 建物の剛性分布による割増係数

Z : 地域係数

R_i : 振動特性係数

C_o : 標準層せん断力係数

F_{es} 、 Z 、 C_o を1として、

$$D_s \cdot R_i \cdot A_i = \frac{Q_{un}}{M_i g} \quad \dots\dots\dots (29)$$

上式の右辺は Q_{un} に相当する必要降伏せん断力係数であり、これを α_i とし、 R_i は α_e に等しいとすれば、

$$D_s = \frac{\alpha_i}{\alpha_e A_i} \quad \dots\dots\dots (30)$$

上式に(25)式、(27)式を代入すれば、主体構造のみによってエネルギー吸収がなされる場合の D_s と η_i が次式のように関係づけられる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{1 + 2 \eta_i}} \frac{M_1}{M_i} \frac{\sqrt{K_{e,i} / \gamma_i}}{A_i} \quad \dots\dots\dots (31)$$

ここで、 $K_i = K_{e,i} / K_{e,q}$

応答解析による D_s と η_i を D_s' 、 η_i' と表す。 D_s' と η_i' は次のように求められる。 i 層の応答層間速度を V_i とし、主体構造および非構造部材の負担層せん断力を $F_{s,i}$ 、 $F_{w,i}$ とすれば、主体構造および非構造部材の履歴吸収エネルギー $E_{s,i}$ 、 $E_{w,i}$ は次のようになる。

$$E_{s,i} = \int_0^{T_d} F_{s,i} V_i dt \quad \dots\dots\dots (32)$$

$$E_{w,i} = \int_0^{T_d} F_{w,i} V_i dt \quad \dots\dots\dots (33)$$

この $E_{s,i}$ を(21)式に用いて η_i' を求める。全入力エネルギー E_o は、

$$E_o = \sum_{i=1}^N E_{s,i} + \sum_{i=1}^N E_{w,i} \quad \dots\dots\dots (34)$$

これを次のようにエネルギースペクトル値に換算し、

$$V_E = \sqrt{2 E_o / M_1} \quad \dots\dots\dots (35)$$

(25)式に用いて α_e を求め、これと(17)式による α_i を(30)式に代入し、 D_s' を定める。なお、(30)式中の A_i には $\alpha_{o,i}$ の値を用いる。

6-3 解析結果

応答解析による D_s' と η_i' の関係を $D_s' - \eta_i'$ 、(31)式による D_s と η_i の関係を $D_s - \eta_i$ と表記する。

図-16にはバイリニア型、3質点系、 $\gamma_d = 1/300$ 、入力波を EL CENTRO EWとした場合の $D_s' - \eta_i'$ を示した。

図-16 D_s 値(その1)、パイリニア型、3質点系、 $\gamma_d=1/300$

同図には(31)式において $\gamma_i=1$ として、表示された層に全エネルギーが集中する場合の $D_s-\eta_i$ を併記した。

Case1 では R_i の値により $D_s'-\eta_i$ は大きく変動し $R_i=2.0$ でほとんどのエネルギーが第1層に集中して、 $D_s-\eta_i$ に一致する。これに対してCase2 では R_i の値による $D_s'-\eta_i$ の変化が小さくなり、 R_i が1以上の場合は第2以上の層の塑性変形がほとんど無くなり、第1層の主体構造にエネルギーが集中している。図示は省略したが、2質点系の場合はこの傾向がさらに顕著であり、 $R_i=0.5$ の場合も第1層の主体構造にエネルギーが集中する結果となった。

これは非構造部材の水平力負担能力が各層で等しく、相対的に第2以上の層の降伏せん断力係数分布が増加したためと考えられる。

ただしそのときの D_s' は、非構造部材が同時にエネルギーを吸収するので、Case1 で $R_i=1.0$ とした場合より小さな値となる。Case3 ではCase2 に比べ第1層へのエネルギー集中が若干緩和され、第1層の D_s' が1割程度減少する。

6-4 設計用 D_s 値

以上のように非構造部材の構造性能により第1層の主体構造へエネルギー

ギーが集中する傾向が強くなる。したがって非構造部材の構造性能を考慮する場合の設計用 D_s 値を第2以上の層に塑性化が生じない状態を基準として定めることは安全側の処置である。

図-17に Case2で $R_i=2.0$ とした場合の第1層の $D_s'-\eta_i$ を示した。同図では、3質点系より2質点系の方

図-17 D_s 値(その2)、Case2、 $R_i=2.0$

が、また、 $\gamma_d=1/300$ より $\gamma_d=1/120$ の方が D_s' が小さく、非構造部材の耐震効果大きい。バイリニア型とスリップ型の違いはほとんど認められない。

文献5)では設計用 D_s 値を定めるに当たり、不可避的な降伏せん断力係数分布のばらつきによる第1層へのエネルギー集中を考慮して、エネルギー集中の度合いを表す γ_1 の値を次のように設定している。

$$\gamma_1 = 1 + \bar{S} P_d^{-2} \dots\dots\dots (36)$$

ここで、 $\bar{S}=0.64(N-1)$

$$P_d = 1.185 - 0.0014N$$

$$n = 6 + 23P_d^{-6}, \quad N: \text{層数}$$

この γ_1 を(31)式に用いた $D_s-\eta_1$ を主体構造のみの場合の設計用 $D_s-\eta_1$ として図-17に併記した。同じく文献5)では、主体構造の許容累積塑性変形倍率 η は構造ランク(I~IV)に応じて、表-4のように設定される。

表-4 許容累積塑性変形倍率 η 。

構造ランク	I	II	III	IV
柱降伏型ラーメン構造	14.0	6.50	4.00	2.00
純引張り型ブレース構造	6.50			2.00

構造ランクは構成部材の幅厚比によって決まり、構造ランクIIIは鋼構造設計規準に示される幅厚比制限値を満たす場合であり、構造ランクIVは幅厚比制限が無く、接合部破断が先行する場合に対応する。図-17に構造ランクごとの η を記入した。ただし、バイリニア型ではラーメン構造、スリップ型ではブレース構造の値を用いた。この η と $D_s-\eta_1$ の交点に対応する D_s が設計用 D_s となる。非構造部材を考慮する場合の設計用 D_s は構造ランクIIに注目すれば、3質点系で0.20程度、2質点系で0.16程度であり、主体構造のみの場合の50~60%の値となる。

6-5 非構造部材の等価減衰定数

図-12のような復元力特性を有する非構造部材を等価な粘性減衰機構として扱うことができれば、今後の研究上好都合である。応答解析による非構造部材の荷重変形履歴曲線の片振幅 s と、片振幅ごとの履歴吸収エネルギーの関係を図-5と同様にプロットし、これを(3)式と同様に s の2次式として最小自乗近似を行う。その結果2次式の係数 D_w は次のようになった。

$$\gamma_d=1/120 \text{の場合} \quad \text{最上層: } 0.75 \quad \text{その他: } 1.50$$

$$\gamma_d=1/300 \text{の場合} \quad \text{最上層: } 1.00 \quad \text{その他: } 2.00$$

この D_w を用いて次式により非構造部材の等価減衰定数 h_{wi} を求める。

$$h_{wi} = \frac{D_w}{\pi K_e} \dots\dots\dots (37)$$

この h_{wi} の値は次のようになる。

2質点系

$$\gamma_d=1/120 \quad \text{1層: } 0.284 \quad \text{2層: } 0.309$$

$$\gamma_d=1/300 \quad \text{1層: } 0.152 \quad \text{2層: } 0.165$$

3質点系

$$\gamma_d=1/120 \quad \text{1層: } 0.171 \quad \text{2層: } 0.241 \quad \text{3層: } 0.261$$

$$\gamma_d=1/300 \quad \text{1層: } 0.091 \quad \text{2層: } 0.128 \quad \text{3層: } 0.139$$

主体構造の各層に上記の減衰定数を設定し、2・3層には塑性化が生じないようにした場合の $D_s'-\eta_1$ を図-17に太実線で示したが、非構造部材に復元力モデルを用いた場合とほぼ一致しており、非構造部材のエネルギー吸収特性は粘性減衰として評価し得ることがわかる。

7. 結 語

3階建て鉄骨建物の実大振動実験の結果に基づき、帳壁、間仕切壁などの非構造部材による地震エネルギー吸収について検討を行った。その結果は次のように要約される。

1) 実験結果をもとに主体構造と非構造部材の復元力モデルを設定し、それらを用いた応答解析結果と振動実験結果を比較して、復元力モデルの妥当性を確認した。

2) 復元力モデルに計測された層間変位を適用して非構造部材のエネルギー吸収量を求めた。帳壁のみの2階部に対して内装を施した1階部は、振幅の増加に対して安定した値を示し、加振加速度が500galに達する極限的な状態においても入力エネルギーの約70%を非構造部材が分担していることがわかった。

3) 低層鉄骨建物の主体構造の復元力モデルとして一般的なバイリニア型とスリップ型履歴を有する主体構造の各層に、今回得られた1階部の非構造部材の復元力モデルを付加した質点系を設定し、応答解析により構造特性係数 D_s と累積塑性変形倍率 η_1 の関係を求めた。非構造部材の存在により第1層の主体構造にエネルギーが集中する傾向が強くなるが、非構造部材によるエネルギー吸収分担がなされるため、設計用 D_s は主体構造のみの場合の50~60%に低減される。

参考文献

- 1) 三宅辰哉、福知保長：低層建築物における非構造部材の耐震効果に関する研究 その1 非構造部材による水平力分担と減衰性の向上，日本建築学会構造系論文報告集，第462号，pp.151~160，1994.8
- 2) D.E.Newland：不規則振動のスペクトル解析，pp.31~34，1991.7.30，オーム社
- 3) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計，pp.23~26,66~69，1980.9，東京大学出版会
- 4) 日本建築学会：免震構造設計指針，pp.70~72，1989.9.20，丸善
- 5) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，pp.264~280，1990.10.30，丸善

(1995年1月10日原稿受理，1995年5月2日採用決定)