

第1層エネルギー集中型耐震構法を適用した実建物の地震観測

寺田 岳彦 真瀬 伸治
(技術研究所) (技術研究所)
矢部 喜堂 兼光 知巳
(技術研究所) (技術研究所)

§ 1. はじめに

第1層エネルギー集中型耐震構法(ECS構法)は、エネルギー論に基づいて当社が開発した新しい耐震構法の一つである¹⁾。当社の技術研究所内に建つウルトラクリーンルーム(UCR)実験棟は、この構法を適用した第1号の建物であり、1988年9月に竣工した²⁾。

ECS構法の耐震安全性は、縮小モデルを用いた振動台実験³⁾、部分架構を取り出した加力実験⁴⁾ならびに各種数値解析⁵⁾等により実証されているが、さらに実建物においても構法の妥当性を検証する必要がある。そこで、UCR実験棟には竣工と同時に地震観測システムを導入し、竣工以来継続して地震観測を行ない建物の地震時の挙動を把握している。

本報では、竣工以来約3年半にわたる観測データの紹介、建物の変位・加速度等の応答特性および地震応答のエネルギー評価などについて報告する。

§ 2. 観測建物の概要

写真-1に本建物の外観を示し、図-1には伏図および軸組図を示す。本建物は、地上3階、塔屋1階(ただし、構造上は塔屋を含め5層である)で、軒高は19.4mである。各階とも2×2スパンで、10.8m×10.8mの整形な平面形をしている。用途は、1階および3階がクリーンルームの実験室、2階が機械室である。PH階の床は吹抜けで、階高8.8mの実験室として使用される。また、M階はメンテナンス用の空間である。本建物は純鉄骨造であり、第2層以上はブレース構造、第1層は柔剛混合構造である。第2層以上の荷重を支える第1層の主柱を柔部材として用い、剛部材としてはつなぎブレースを伴った間柱タイプを用い、X方向およびY方向それぞれ2カ所ずつ配した。なお、本建物は構造および平面計画上、偏心はない。

また、本建物は地震時に第1層の層間変形が大きくなることが予想されるため、第1層の外壁は構造体とは縁を切り、構造体の外側に立てた独立柱に取り付けられている。ただし、第2層以上の外壁は構造体に直接取り付けられている。そのため、本建物の第1層の外壁面は第2層以上の外壁面に比べ外側にせりだしている。

UCR実験棟の主要部材は、以下のとおりである。

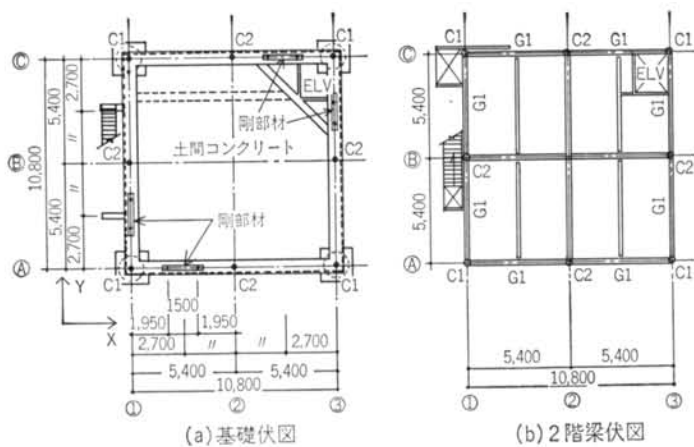
- ・第1層：

柱(柔部材)	HT780	φ152.4×24
剛部材	STK400	φ165.2×17
梁	端部 SM490A (H形鋼)	
	中央 SS400 (H形鋼)	
剛部材つなぎブレース	STK490	φ190.7×5.3
外壁	ALC板横貼り、一部 GRC板	
- ・第2層以上：

柱	STK400, STK490	
		φ267.4×6.0~φ267.4×9.3
間柱	SS400 (H形鋼)	
梁・小梁	SS400 (H形鋼)	
ブレース	SS400 (等辺山形鋼)	

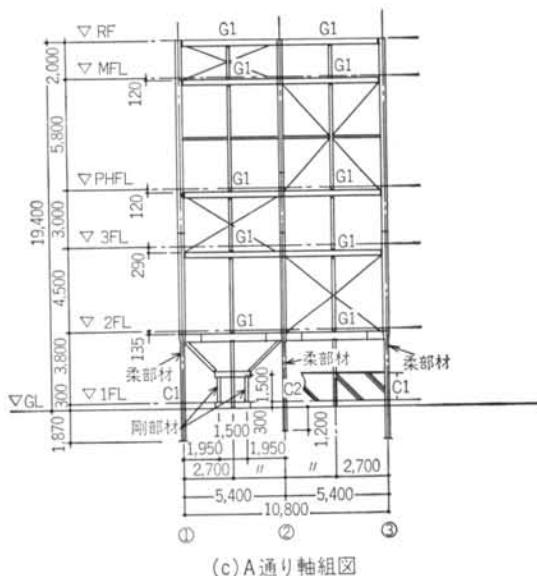


写真-1 観測建物の外観



(a) 基礎伏図

(b) 2階梁伏図



(c) A通り軸組図

図-1 伏図および軸組図

床 RC床板(ただし、屋根はALC板)
 外壁 ALC板横貼り、一部GRC板

§ 3. 地震観測の概要

観測項目および検証項目を表-1に示す。

観測は建物のXおよびY両方向について行なっているが、建物の特性上、両者の振動特性に顕著な差はない。

データの収録は、各センサーからの信号を動ひずみアンプにより増幅し、デジタルデータ収録装置(東京測振: SAMTAC-160)を用いてA/D変換し、同時にデジタルデータとしてMTに記録している。MTに書き込まれたデータは、後日大型コンピュータに転送され、各種処

理が行なわれる。

地震時には、GL-40m および GL-1m のX方向、Y方向いずれかの加速度が 0.5cm/s^2 を上回るか、またはZ方向の加速度が 0.3cm/s^2 を越えた場合にトリガーが発せられ、データ収録装置が起動する。ただし、収録装置には10秒の遅延回路が組み込まれているため、実際には収録を開始した時刻よりも10秒前のデータから記録される。収録の終了は、加速度レベルが起動レベルを下回ってから30秒後に打ち切られる。サンプリングは0.01秒間隔である。

§ 4. 観測結果および検討

本建物は正方形平面であり、偏心もないため、建物の応答特性はX方向、Y方向で差はない。したがって、X方向のみの観測結果を以下に報告する。

4.1 観測地震の入力レベル

図-2に、本報で扱っている観測地震のGL-1mでの最大入力加速度の度数分布を示す。1988年9月~1992年5月までの約3年半の間に観測された合計90回の地震である。この間、実際にはもっと多くの記録が採れているが、入力レベルが小さいもの(目安と

してGL-1mで 1cm/s^2 以下)は除外した。

図より、最大入力加速度が 5cm/s^2 以下の小さな地震が大半を占めていることが分かる。図中、最も大きなものは最大入力加速度が 89.7cm/s^2 の地震である。これは1992年2月2日の東京湾を震央とする地震であり、マグニチュードは5.9、震央距離は約50km、東京震度Vであった。

4.2 固有周期

4.2.1 建物の固有周期

図-3に、各地震時の最大入力加速度と建物の固有周期の関係を示す。最大入力加速度はGL-1mでの観測値、固有周期は「(頂部応答加速度)/(GL-1mの入力加速度)」の伝達関数の増幅率が最大となる周期である。

観測項目	測定場所	検証項目
入力および各階の応答加速度	GL-40m, GL-1m, 1 FL, 2 FL, 3 FL, M FL, PH FL, RF	・入力および各階の応答加速度 ・各層の応答層せん断力(慣性力) ・総エネルギー入力 ・各層の吸収エネルギー量
各層の応答変位	第1層, 第2層, 第3層, 第4層, 第5層	・各層の応答層間変位, 残留変位 ・総エネルギー入力 ・各層の吸収エネルギー量
第1層部材の柱頭・柱脚のひずみ	柔部材の柱頭・柱脚 剛部材の柱脚	・柔, 剛部材の応答ひずみ, 残留ひずみ, 塑性化の程度
第1層部材の応答せん断力	柔部材 剛部材	・柔・剛部材の応答せん断力 ・柔・剛部材の吸収エネルギー量
第1層柔部材の付加軸力	柔部材	・建屋の転倒モーメント ・柔部材の軸耐力

表一 観測項目および検証項目

図中には、設計時に固有値解析により求めた1次および2次の固有周期の計算値 T_1 , T_2 も示す。

観測された固有周期は、殆どが1次固有周期を表わしている。固有周期の観測値は、 $T=0.4\sim 0.5\text{sec}$ 程度であり、計算値 ($T_1=0.64\text{sec}$) よりも短周期となっている。また、図-3はやや右上がりの傾向を示し、入力が大きくなるにつれて観測される固有周期は長くなるとい

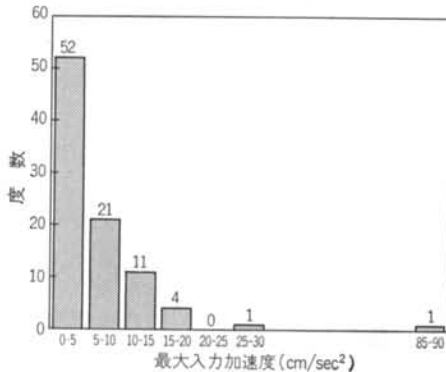


図-2 最大入力加速度の度数分布

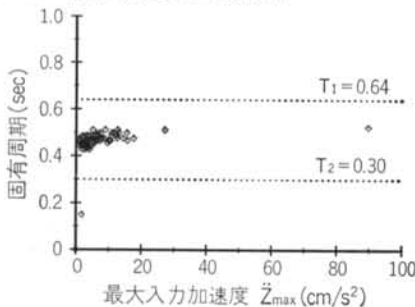


図-3 建屋の固有周期

える。

計算値に比べて観測された固有周期が短いのは、設計時に設定した値に比べて建物の剛性が高く、かつ重量が少なくなったためであると考えられる。設計時には建物剛性として鉄骨骨組だけを考慮し、重量は基準法施行令に基づく積載荷重を求め、建物の固有周期を計算した。しかし、実際の建物では外壁や設備配管等の非構造部材が建物の剛性に寄与し、かつ実際の積載荷重は設計荷重よりも軽くなる。その結果、観測された固有周期が計算値に比べ、短くなったものと考えられる。右上がりの傾向にあるのは、建物の応答振幅が大きくなるにつれて、非構造部材の剛性寄与分が若干低下するためであると考えられる。なお、建物の総重量は設計時には約400tであったのに対し、実際には約300tである。

4.2.2 地盤の固有周期

図-4に、最大入力加速度と観測された地盤の固有周期の関係を示す。地盤の固有周期は、(GL-1m/GL-40m)の伝達関数の増幅率が最大となる周期とした。また、図中には技術研究所のある越中島地区の1次~3次の地盤の固有周期 σT_1 , σT_2 および $\sigma T_3^{(b)}$ を示す。なお、これらの固有周期は入力加速度が $5\sim 30\text{cm/s}^2$ の地震の観測データにより得られたものである。

建物の応答では、伝達関数のピークの周期は殆どが1次固有周期に相当した(図-3)が、地盤では必ずしも1次固有周期ではなく、2次、3次に相当するデータも含まれている。また、文献6)で求められた固有周期に比べて、本観測で得られた1次固有周期はやや短い値である。2次および3次固有周期については、データ数が少ないが文献6)との対応はよい。

4.3 総エネルギー入力

図-5に、最大入力加速度と総エネルギー入力 E の等価速度 V_E との関係を示す。なお、総エネルギー入力 E と等価速度 V_E の関係は下式のとおりである。

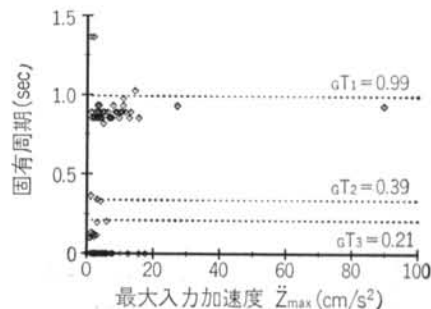


図-4 地盤の固有周期

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 M は建物の総質量である。

当然ではあるが、最大入力加速度が大きくなるにつれ総エネルギー入力も大きくなっている。しかし、両者の間には明確な線形関係はなく、ばらつきが大きい。これは、総エネルギー入力は入力地震動の加速度だけでなく継続時間、周期特性等の影響を受けるからであり、したがって最大入力加速度のみで建物の損傷（総エネルギー入力）を推定することは、かなり誤差を含むことになると考えられる。

なお、設計用総エネルギー入力の等価速度 V_D は、極限地震を想定した場合には $V_D=120\text{cm/s}$ 、強地震を想定した場合には $V_{D2}=30\text{cm/s}$ である。図-6より、今までの1回の地震での最大の総エネルギー入力は $V_E=15\text{cm/s}$ である。したがって、今までに一つの地震で建物に投入されたエネルギーは、設計で想定した極限地震および強地震の総エネルギー入力に対して、等価速度でそれぞれ $1/8$ および $1/2$ 、エネルギーの絶対量ではそれぞれ $1/64$ および $1/4$ である。

4.4 最大応答値

4.4.1 各層の最大層間変形

図-6に、最大入力加速度と各層の最大応答層間変形角の関係を示す。

第1層で、最も層間変形角が大きくなっている。本構法は、第1層で地震エネルギーの大部分を吸収するために、第1層の変形が大きくなる。このことは解析的に確かめられているが、実地震時でも第1層の層間変形角が大きいことが確認された。今までで最も大きな第1層の応答層間変形角は、 $R=1.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ ($\approx 1/700$) である。第1層剛部材が降伏するときの変位を、第1層の層間変形角に換算すると $R=1/400$ である。したがって、現在までのところ剛部材は塑性化していないといえる。

第2層以上では層間変形角は非常に小さく、 $R=4.0 \times$

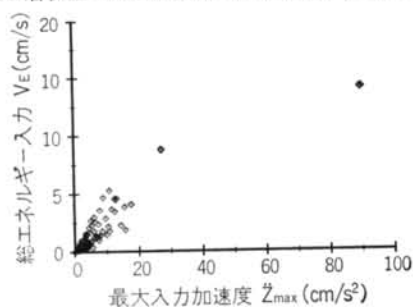


図-5 総エネルギー入力の等価速度

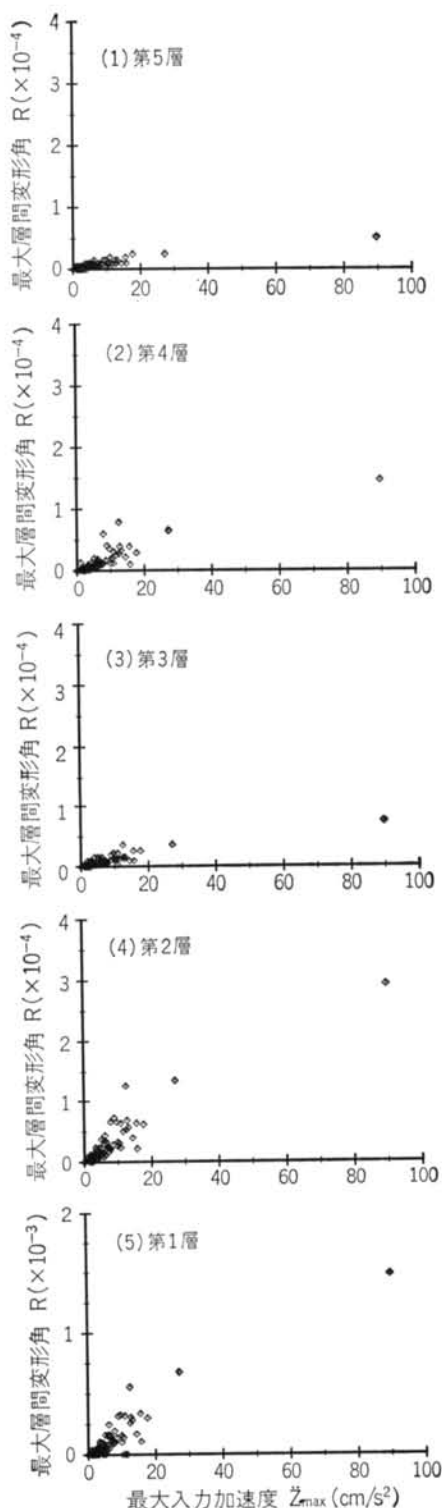


図-6 各層の最大応答層間変形角

$10^{-4}(=1/2500)$ にも達していない。

4.4.2 各フロアの最大応答加速度

図-7に、最大入力加速度と各フロアの最大応答加速度の関係を示す。

各フロアとも地震動によりばらつきはあるが、応答加速度と入力加速度との間にはほぼ線形関係がある。応答加速度は頂部で最も大きく、入力加速度に対する頂部の加速度応答倍率は約2である。

4.4.3 柔部材および剛部材の最大ひずみ

図-8に、最大入力加速度と柔部材および剛部材の柱脚部の最大応答ひずみの関係を示す。

入力が大きくなるにつれ、当然のことながら応答ひずみも大きくなっている。しかし、両者間には明確な線形関係はなく、最大応答ひずみは入力加速度だけでなく入力動の周波数特性等にも影響を受けるといえる。

今までの最大の応答値は、柔部材で約 70×10^{-6} 、剛部材で約 600×10^{-6} である。剛部材の降伏ひずみは約 1300×10^{-6} であり、最大応答ひずみから判断しても剛部材は塑性化には至っていないと考えられる。

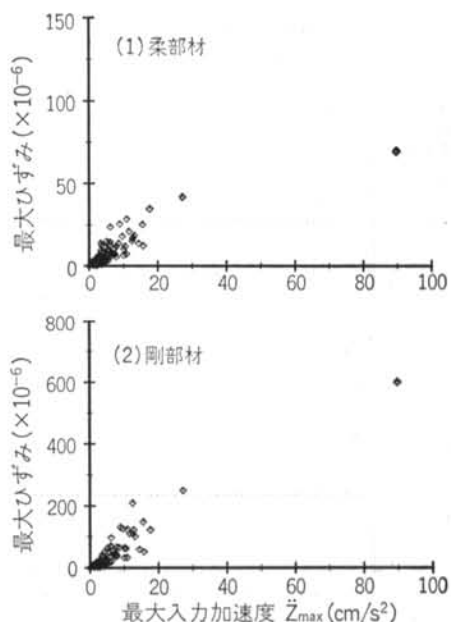


図-8 柔・剛部材の最大ひずみ

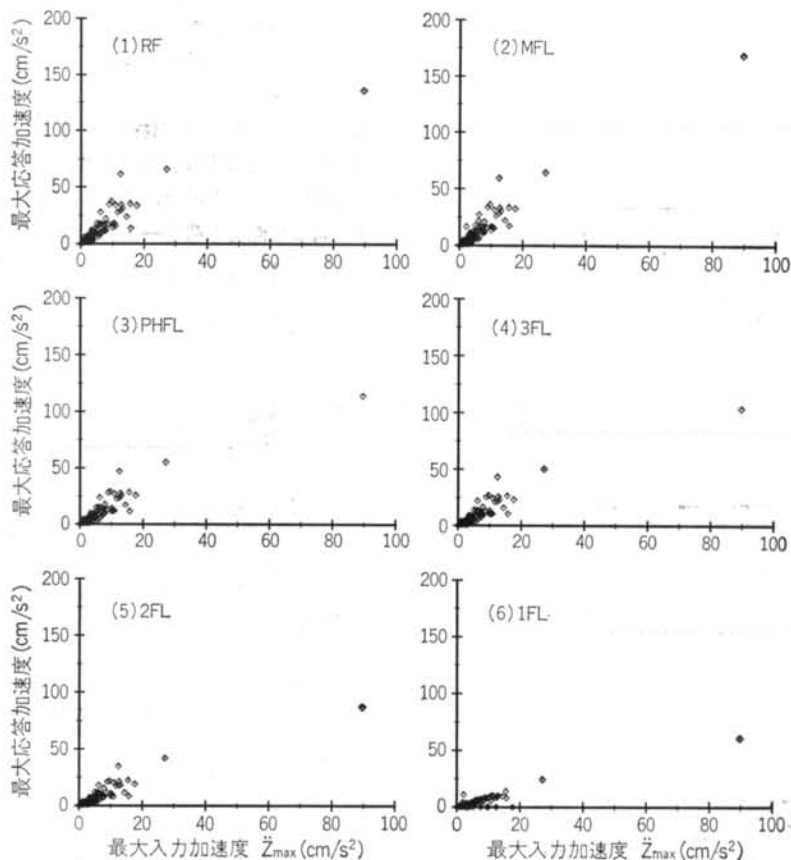
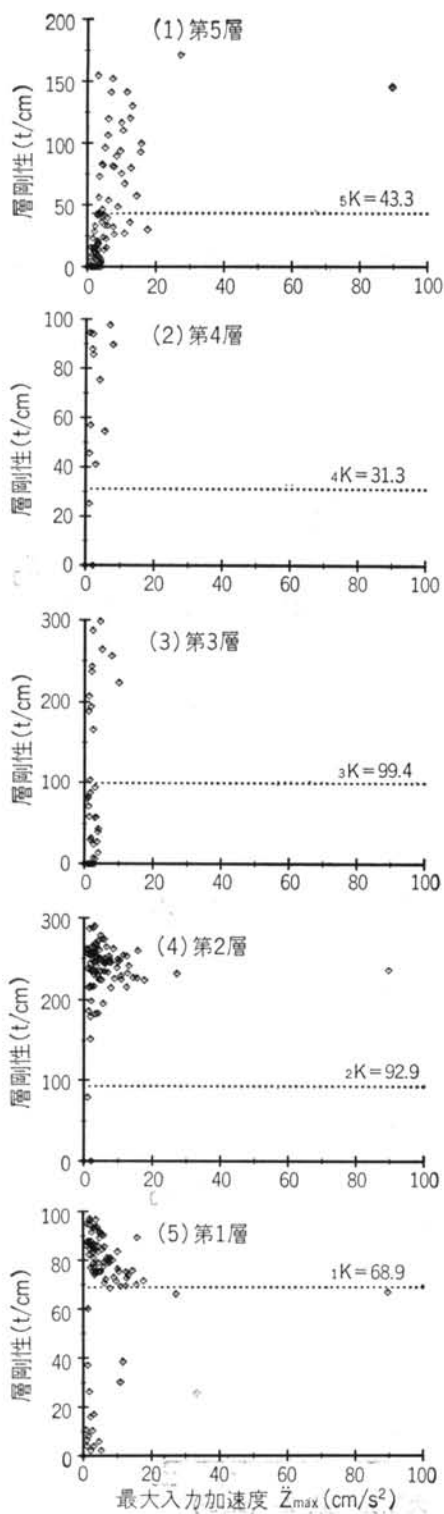


図-7 最大応答加速度



図—9 各層の層剛性

4.5 層剛性および部材剛性

4.5.1 各層の剛性

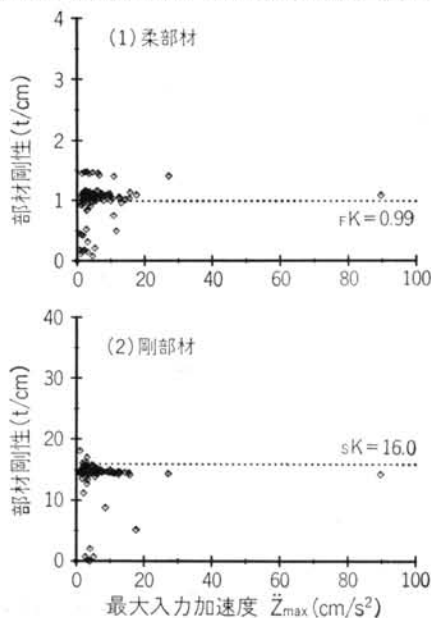
図—9に最大入力加速度と各層の剛性の関係を示す。各層の剛性は、各層の荷重—変形関係を最小二乗法により近似し、近似直線の傾きを層の剛性の測定値とした。なお、図中には層剛性の計算値も示す。計算値には建物の骨組剛性のみを考慮し、2次部材の剛性寄与分は無視している。

第1層では、層剛性の計算値に対し測定値はやや高めとなっている。ただし、入力が大きくなると層剛性の測定値は計算値に近づく右下がりの傾向を示し、最大入力加速度が 20cm/s^2 を超える場合には、測定値と計算値とは良好な一致を示している。入力レベルが小さい場合に層剛性が高く評価されるのは、微小応答時には設備配管等の剛性が層の剛性に大きく寄与し、その結果見掛けの層剛性が上昇したことによると考えられる。

第2層以上については、いずれも計算値との隔たりが大きく、かつ測定値のばらつきが大きい。これは、第2層以上では外壁等の2次部材が層の剛性に与える影響が極端に大きいこと、応答変位が小さく、変位計の分解能上十分な測定精度が確保できないこと等によると考えられる。

4.5.2 柔部材および剛部材の剛性

図—10に、最大入力加速度と柔部材および剛部材の剛性の測定値の関係を示す。柔・剛部材の剛性は、各層の剛性と同じく部材の荷重—変形関係を最小二乗法により



図—10 柔・剛部材の剛性

近似し、近似直線の傾きを部材剛性の測定値とした。なお、図中には計算値も示す。

柔部材および剛部材ともに、部材剛性は最大入力加速度によらずほぼ一定である。ただし、柔部材は計算値に対しやや高めの測定値を示し、剛部材はやや低めの値を示している。しかし、両者とも計算値と測定値とはおおむね良好な対応を示している。

4.6 振動モード

図-11に1次の振動モード形を示す。また図中には、設計で用いた各層の重量および剛性を用いて固有値解析により求めたモード形を計算値として示す。

測定された振動モードは、計算値よりも第1層での変形成分が大きく、第2層以上ではほぼ剛体的に振動しているといえる。これは図-9で見られたように、第1層については層剛性の計算値と観測値とはほぼ等しいのに対し、第2層以上では非構造部材の影響により、層剛性が計算値に対しかなり大きくなったためと考えられる。



図-11 振動モード形 (1次)

§ 5. まとめ

第1層エネルギー集中型耐震構法を採用した実建物の竣工以来、約3年半にわたり建物の地震観測を続け、地震時の挙動を把握している。この間に記録された90回の地震の観測結果をまとめると、以下のようになる。

(1)実際に観測された建物の1次固有周期は約0.4~0.5 secであった。設計時に固有値解析により求めた1次固有周期 $T_1=0.64\text{sec}$ に比べ、短周期であった。また、入力が大きくなるにつれ固有周期は長くなる傾向にある。

(2)今までの1回の地震での最大総エネルギー入力、等価速度に換算して $V_E=15\text{cm/s}$ であった。これは、設計時に設定した極限地震レベルの設計用総エネルギー入力の等価速度 $V_D=120\text{cm/s}$ に対し、等価速度で1/8、エネルギーの絶対量で1/64である。

(3)各層の層間変形角は第1層で最も大きい。しかし、今までの第1層の最大応答値は、たかだか $R=1/700$ である。

(4)各フロアの応答加速度は、頂部で最も大きい値を示している。今までに観測された頂部応答加速度の最大値は約 150cm/s^2 であった。入力に対する頂部の加速度応答倍率は約2である。

(5)柔部材および剛部材の柱脚部の最大ひずみは、いずれの地震時でも完全に弾性範囲内であった。剛部材柱脚部のひずみの最大値は $\epsilon_{\text{max}}=600 \times 10^{-6}$ であり、弾性限界ひずみ $\epsilon_y=1300 \times 10^{-6}$ の約1/2であった。

(6)各層の剛性は、第1層については計算値と観測値はほぼ合致している。ただし、第2層以上については応答変形が微小であり、また外壁等の2次部材の寄与が大きいため計算値とは大きくはずれている。柔部材および剛部材の部材剛性については、計算値と観測値との対応は良好である。

(7)振動モード形は、計算値に比べ第1層での変形成分が大きく現われている。これは、第2層以上では層剛性に2次部材の影響が大きく(第1層は骨組と外壁とを絶縁しているために、外壁の剛性は層剛性に寄与しない)寄与しているために、計算値よりも剛性が高くなったためである。

(8)設計時には、耐用年限中に1~2度発生が予想される規模の地震(強地震)の総エネルギー入力として $V_{D2}=30\text{cm/s}$ を設定した。応答解析シミュレーションによれば、 $V_{D2}=30\text{cm/s}$ を入力するためには、当該敷地で記録された地震動を用いた場合には入力加速度として $80 \sim 120\text{cm/s}^2$ が必要であった。現在までの最大の入力は1992年2月2日の東京湾の地震時の最大入力加速度約 90cm/s^2 である。ただし、このときには $V_E=15\text{cm/s}$ であり、建物は完全に弾性応答であった。今回の入力、最大加速度ではほぼ強地震レベルと見なせるが、地震動の周期特性、継続時間等により実際の総エネルギー入力はその1/4程度であった。

本構法は、大地震時のエネルギー入力を第1層剛部材の塑性ひずみエネルギーとして吸収することに大きな特徴がある。しかし現在までのところ、いずれの地震時でも建物は弾性応答であった。したがって、剛部材の塑性領域での建物の応答性状の検証は今後の観測に期待するものである。

<参考文献>

- 1) 矢部喜堂, 真瀬伸治, 平間敏彦, 寺田岳彦, 宇野寿郎: “第1層エネルギー集中型鉄骨耐震構法の提案” 清水建設研究報告 第48号 (1998年10月) pp. 57~63
- 2) 宇野寿郎, 久光脩文: “清水建設軸技術研究所UCR実験棟” ビルディングレター No. 234 (1989年1月) pp. 24~33
- 3) 矢部喜堂, 真瀬伸治, 平間敏彦, 寺田岳彦, 大竹章夫: “第1層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨構法の弾塑性振動実験” 日本建築学会構造系論文報告集 第412号 (1990年6月) pp. 53~65
- 4) 矢部喜堂, 真瀬伸治, 塚越英夫, 平間敏彦, 寺田岳彦: “第1層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨架構の仮動的実験” 日本建築学会構造系論文報告集 第413号 (1990年7月) pp. 41~52
- 5) 秋山宏, 矢部喜堂, 真瀬伸治, 平間敏彦, 寺田岳彦, 宇野寿郎, 加藤征宏, 大竹章夫: “第1層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨構造の基本特性” 日本建築学会構造系論文報告集 第402号 (1989年8月) pp. 79~87
- 6) 横田治彦, 柴慶治: “異なる手法による軟弱地盤の伝達特性の推定について” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭和60年10月) pp. 49~50