

# スチールハウスの耐震性能に関する研究

## Seismic Resistance and Design of Steel Framed Houses

河合 良道<sup>\*(1)</sup>  
Yoshimichi KAWAI

菅野 良一<sup>\*(2)</sup>  
Ryoichi KANNO

宇野 暢芳<sup>\*(3)</sup>  
Nobuyoshi UNO

作本 好文<sup>\*(4)</sup>  
Yoshifumi SAKUMOTO

### 抄 録

スチールハウスの設計法の概要と耐震性能評価のための研究内容を紹介し、その耐震安全性について論じた。スチールハウスでは大地震に対する安全性を直接的に評価するため、高層建築物に適用される地震応答解析を行っている。このため履歴モデルの開発、実住宅振動実験、耐力壁の振動台実験が行われ、地震応答解析手法が提案された。提案された解析手法に基づいて標準的なプランのスチールハウスの大地震時応答を調査し、最大応答で層間変形角1/300rad程度に収まり、十分な耐震性能を持つことを明らかにした。

### Abstract

This paper describes the outlines of the seismic design methods of steel framed houses and the research activities for estimating the behavior under large earthquakes. To investigate the safety level directly, seismic response analyses are applied in this study. For the analyses, hysteresis models under cyclic loading are developed and dynamic vibration tests of real steel houses and shaking table tests of steel framed walls are conducted. Based on these, the response of a typical steel house under large earthquakes are analyzed. The results show that the maximum story angle is about 1/300 rad. This results mean that typical steel houses have quite high safety against large earthquakes.

## 1. 結 言

スチールハウスは、阪神大震災においてその耐震性の高さが立証された枠組壁工法(ツーバイフォー)<sup>1)</sup>を基本としており、スチール部材の高耐力、高品質な特性と相まって、より高い耐震性が期待できるものと考えられる。しかし、建設実績が僅かなこともあり、大地震に対する安全性は実証されておらず、耐震性を適正に評価、反映できる設計法も無い。構法の基礎となる木造ツーバイフォーに至っても、大地震に対する安全性を直接的に検討した例は少なく、木造ツーバイフォーの設計法をスチールハウスに直接適用することにも問題がある。従って、スチールハウスの合理的な耐震設計法の確立が重要な課題となる。

鋼材倶楽部スチールハウス委員会では、鉄鋼6社の共同開発体制の下、1996年よりスチールハウスの設計法確立を目指した研究開発に取り組んできた。この活動を通じて、耐力壁、床、屋根等の要素試験、実大住宅試験、振動試験、地震応答解析による総合的な研究を行って来ている<sup>2-5)</sup>。新日本製鐵は、これら研究活動全般で主導的な役割を果たすと共に、特に耐震性能に関する振動試験や地震応答解析を推進してきた。この結果、合理的なスチールハウスの耐震設計法を提案した<sup>6)</sup>。

提案した設計法は、スチールハウス独自の耐震安全性を規定するクライテリアを導入して構築したものであり、木造ツーバイフォー

と同様な簡便さも併せ持っている。特筆すべき点は高層建築物に適用される地震応答解析に基づいて、スチールハウスの構造特性を十分考慮しながら、大地震時の安全性を定量的、直接的に評価し設計法に反映させていることにある。本報では、スチールハウス設計法(1998年6月19日付建設省東住生発第24号KC型スチールハウスタイプA)の概要を説明する。併せてその背景としてスチールハウスの耐震関連の研究概要を述べ、それを通してスチールハウスの耐震性を定量的に論ずる。

## 2. スチールハウスの設計法の概要と特徴

スチールハウスと木造ツーバイフォーの主たる違いは、枠材自身と枠材と面材とを接合するファスナー材である。スチールハウスでは、枠材を木材から厚さ1mm前後の表面処理軽量形鋼<sup>7)</sup>とし、ファスナー材を釘からドリルねじ<sup>8)</sup>としている。これまでの研究から、これらの違いが耐震性能に与える影響は小さく、スチールハウスは木造ツーバイフォーと類似した方法で設計できることが分かっている<sup>1,5)</sup>。

図1は、建設大臣の一般認定を受けた2階建て住宅用の設計法のうち、耐震設計に関わる部分を簡略化して、木造ツーバイフォーと比較して示したものである<sup>6)</sup>。スチールハウスは木造ツーバイフォーと同様、簡易な壁量計算で設計可能であり、壁倍率もほぼ同

\*<sup>(1)</sup> 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター 主任研究員  
千葉県富津市新富20-1 ☎293-8511 ☎0439-80-2196

\*<sup>(2)</sup> 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター 主任研究員 Ph. D.

\*<sup>(3)</sup> 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター 主幹研究員 グループリーダー

\*<sup>(4)</sup> 建材開発技術部 グループリーダー 工博(薄板営業部 マネジャー兼務)

様な値をとることが出来る。しかし、スチールハウスでは、耐震性確保について十分な配慮を加えており、以下のような特長がある。

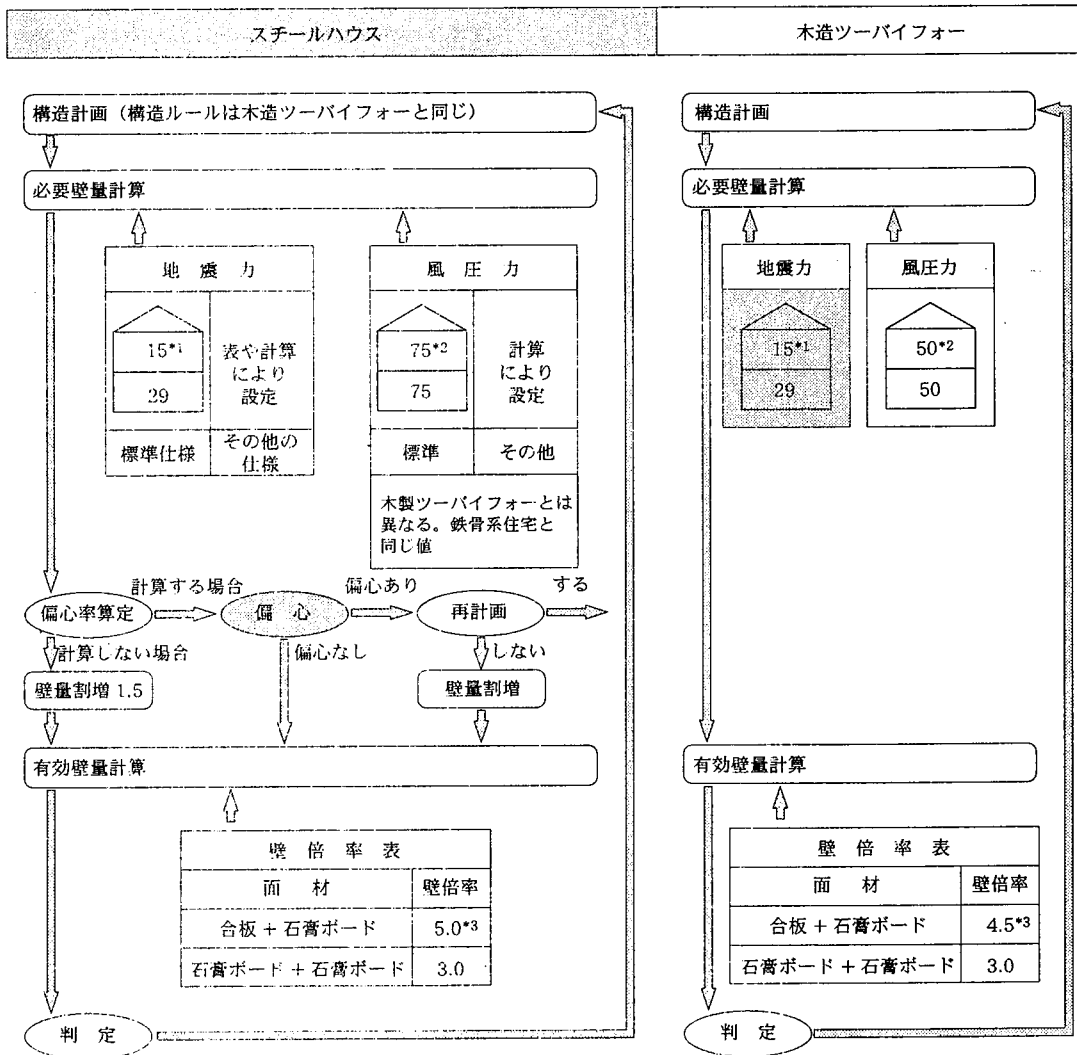
- 1) 高層建築物と同様な考え方の鉄鋼系住宅の設計ルート<sup>3)</sup>を基本としており、加えて動的応答解析<sup>10)</sup>による安全性評価にも基づいている。動的応答解析では、大地震に対して層間変形角を1/50radに抑えることをクライテリアとして安全性を評価し、設計法に反映させている。なお、図1のスチールハウス設計法は、ベースシア係数 $C_0=0.2$ としてAi分布(高さ方向の分布係数)を考慮した一次設計と等価なものであるが、構造特性係数 $D_s=0.3\sim 0.37$ とした保有耐力評価(二次設計)も併せて満足している<sup>4,5)</sup>。
- 2) 震害の要因となるねじれ振動によって地震時に大きな損傷が発生しないように、木造住宅では通常行われていない偏心率に対する検討を課しており、バランスの良い耐力壁配置に十分に配慮している(図1参照)。
- 3) 性能規定化への対応を考慮して、様々な内外装仕様に応じた地震力計算への対応を簡易化するとともに、風圧力については鉄鋼系住宅の風圧力値を採用して、木造住宅との間にある技術背景に乏しいギャップに配慮を加えている。

### 3. スチールハウスの構造概要と耐震性能上の特徴

スチールハウスは壁構造であり、その地震時挙動は耐力壁の挙動により支配される。本章では、このような観点から、スチールハウス耐力壁の面内せん断抵抗の特性に基づいて、スチールハウスの耐震抵抗上の特徴を明確にするとともに、耐震性能の直接評価に当たっての留意点について考察する。

片面構造用合板(厚さ9mm)、片面石膏ボード(厚さ12mm)で構成された2P(1Pは幅910mmの壁を指す)のスチールハウス耐力壁(図2参照)の面内せん断試験結果<sup>1)</sup>を図3に示す。面材と枠材間は、外周150mm、内周300mmピッチでドリルねじ接合されている。図4には、比較のため、木造ツーバイフォー耐力壁の同様な試験結果<sup>1)</sup>を示す。この場合は外周100mm、内周200mmピッチで釘(軸径2.51mmと2.87mm)を木質枠材(SPF材)に打設している。

スチールハウス壁では、面材とのドリルねじ接合部が支圧・抜けだし破壊<sup>11)</sup>を起こして終局状態に至る挙動を示しており、耐力壁の特性はドリルねじ接合部の破壊特性の影響を強く受けている。木造ツーバイフォーでも類似した挙動が観察されている。スチールハウスと木造ツーバイフォーとの比較からは、1) 両者共に比較的類似



\*1: 地震力に対する必要壁率, 床面積に乘ずる数値。単位は壁倍率×cm/床面積 (m<sup>2</sup>)  
 \*2: 風圧力に対する必要壁率, 見付け面積に乘ずる数値。単位は壁倍率×cm/見付け面積 (m<sup>2</sup>)  
 \*3: 1m幅の壁の壁倍率であり, 壁倍率1は130kg/mの面内せん断力に相当する

図1 スチールハウスと木造ツーバイフォーの設計フロー

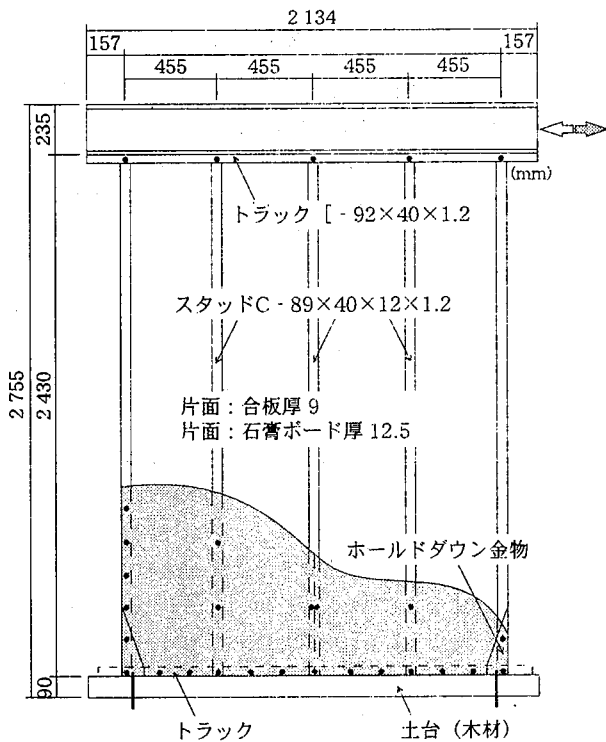


図2 スチールハウス耐力壁試験体の概要

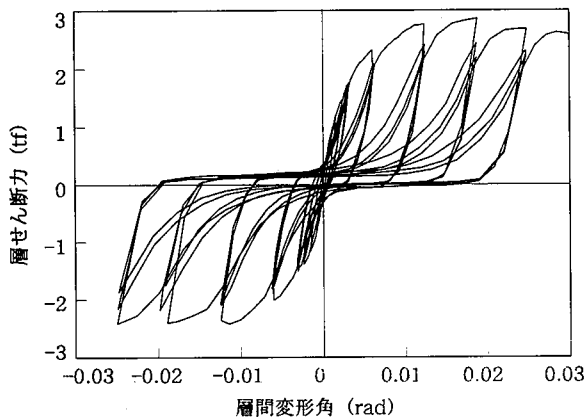


図3 スチールハウス耐力壁の繰返し挙動

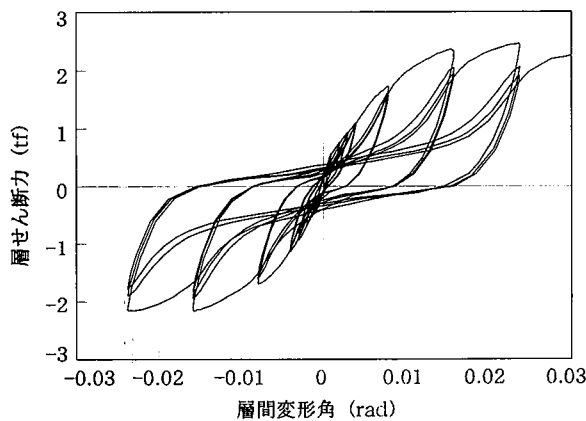


図4 木造ツーバイフォー耐力壁の繰返し挙動

した繰返し挙動を示す、2) 同一サイズの壁では、スチールハウス壁の方が初期剛性、最大耐力ともに大きい、3) 両者ともに顕著なスリップ性状を持つが、スチールハウスの方がやや大きい傾向にあ

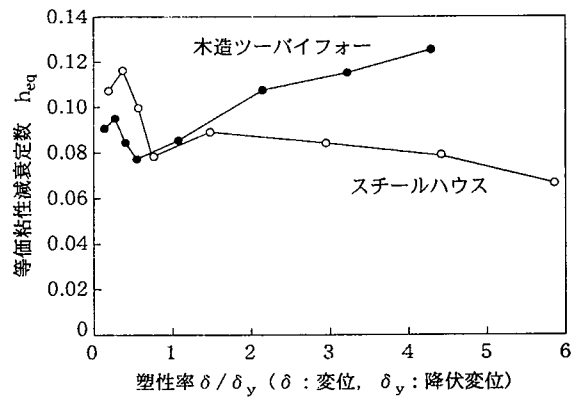


図5 塑性率による等価粘性減衰定数の変化

る、ことなどが分かる。図3、4の各変位振幅での2サイクル目のループに基づいて算出した等価粘性減衰定数( $h_{eq}$ )の変化を、無次元化した変位(塑性率)との関係で図5に示す。スリップ性状の影響により、変形量の増大に伴ってスチールハウス壁の減衰効果は木造ツーバイフォーより小さくなる傾向が理解できる。

このようなスチールハウスと木造ツーバイフォーの違いは、面材と枠材間の接合部挙動の相違に起因している。木造ツーバイフォーでは釘の強度が小さく、木材による拘束度が大きいため、壁がせん断力を受けると釘自体がせん断力により変形、降伏してエネルギーを吸収するのに対して、スチールハウス壁では、ドリルねじの変形はほとんど発生せず、接合部では面材の支圧・抜けだし破壊が発生する。

以上のように、スチールハウスは、マクロ的には木造ツーバイフォーの挙動と類似しているものの、面材とドリルねじ接合部の破壊に起因してやや大きなスリップ性状を示す特徴を持つ。従って、このような履歴性状の影響を適切に考慮した耐震性の検討を行うことが重要となる。

なお、図2のような挙動は、面材と枠材とのドリルねじ接合部の破壊に先立って、枠材の局部変形、座屈が発生しないことが前提となる。図1に提案されている設計法では、十分な耐力を持つ枠材を使用したり、接合部の細部に留意することにより、これら局部変形や座屈の発生を十分に防止している。

#### 4. 地震応答解析に基づく耐震性評価と検討ステップ

本研究では、高層建築物に適用される地震応答解析に基づいて、スチールハウスの耐震性能を直接的に評価することを基本とした。戸建住宅のような小規模建築物に対して、地震時の弾塑性応答まで調査した例は限られており<sup>12,13)</sup>、スチールハウス関連でも間仕切り壁を対象とした研究に留まっている<sup>14)</sup>。従って、解析にはスチールハウスの特徴的な挙動を模擬できる履歴モデルの開発が必要であり、減衰定数などの基礎データの蓄積も重要である。

このため、図6に示すステップで検討を進めた。まず、1) スチールハウス用の履歴モデルを提案し、2) 微小振幅域の振動実験より、スチールハウス振動特性の把握と解析に用いる減衰定数の設定を行う。加えて、3) スチールハウス壁の振動台実験により、大地震下のスチールハウスの挙動を調査し、解析モデルの妥当性を検証する。以上を経て構築した地震応答解析手法に基づいて、4) 高層建築物動的解析用のレベル2の強さを持つ地震波による地震応答を解析し、その耐震安全性を評価して、スチールハウス設計法を提案す

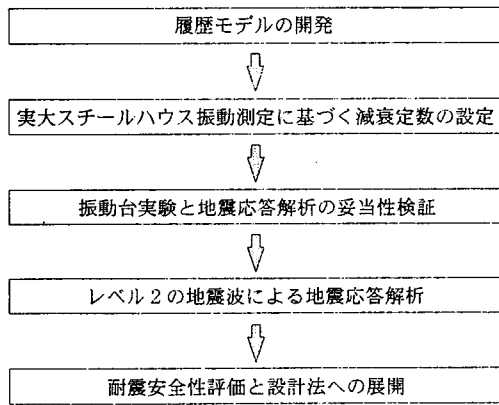


図6 耐震安全性の評価ステップ

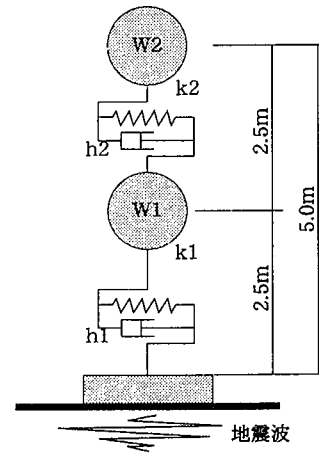


図7 2質点系せん断ばねモデル

る。以下の章では、各ステップでの研究概要を説明する。

5. 履歴モデルの開発

地震応答解析に当たっては、スチールハウスを二質点系せん断ばねモデル(図7参照)によりモデル化した。使用した解析プログラムはshearms.f<sup>15)</sup>と呼ばれ、履歴ダンパー付き架構の地震応答性状の検討を主目的に熊本大学で開発されたものである。shearms.fは、各層の復元力特性を複数のせん断ばねの並列接合で表すことができ、様々な繰返し履歴特性を考慮できる。

本研究で対象とする住宅は2階建てが標準であり、図7に示すモデルが基本となる。解析に必要なデータは、各層の重量(W1, W2)、せん断剛性(k1, k2)、減衰定数(h1, h2)、入力地震波(地動加速度)である。重量(W1, W2)については、住宅の固定荷重と地震力算出用の積載荷重から設定できる。せん断剛性については、耐力壁のせん断試験結果の特徴をより忠実に反映させた履歴モデルを開発している。減衰定数については、実大のスチールハウスの振動測定結果より定めており、詳細は6章で述べる。

以下に、開発した履歴モデルを説明する。スチールハウスの履歴特性の特徴は、1) 明確な降伏点を持たずに剛性が徐々に低下する包絡線挙動を示し、2) 若干のエネルギー吸収能力を保持しながらやや強いスリップ性状を示すことが挙げられる。このような性状は、鉄筋コンクリート系構造において観察され、過去に比較的多くの履歴モデルが提案されている<sup>16,17)</sup>。本研究では、これらの研究成果を参考とした。

開発した履歴モデルは、単調載荷の層せん断力-層間変形角関係に対応する包絡線部と除荷・再負荷時挙動を規定する履歴部で構成される。包絡線部については、図8に示すように、原点からa点、b点、c点を結ぶ折線により近似する。a点を弾性限界とし、c点は実験結果から得られた層せん断力-層間変形角関係の包絡線を等価なバイリニア型に置き換えた場合の降伏点として定める。b点は、a点とc点の間の折れ曲がり適切に表現するための点であり、実験結果より適当な点を定める。なお、原点とa点を結ぶ勾配を初期弾性勾配としてKと定義する。実験結果に基づいて設定したa, b, c点の層せん断力、層間変形角の値を、片面構造用合板の耐力壁(幅1.82m)と片面石膏ボードの耐力壁の各々のケースについて表1と2に示す。

一方、履歴部の挙動は図9の折れ線によってモデル化した。除荷過程では、荷重が0になるまで包絡線部の初期弾性勾配Kを保つも

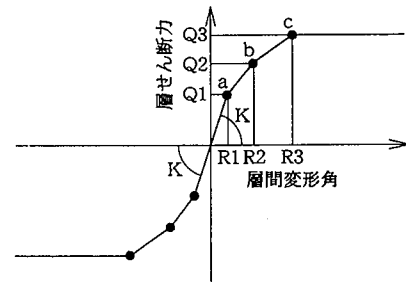


図8 解析用履歴モデルの包絡線

表1 包絡線を規定するパラメータ (面材が合板の耐力壁：壁幅1.82m)

点	層せん断力Q (kgf)	層間変形角R (rad)
a	Q1	769
b	Q2	828
c	Q3	2 203

設計許容耐力：828kgf  
設計用壁倍率：3.5(壁倍率1=130kgf/mとした設計値)

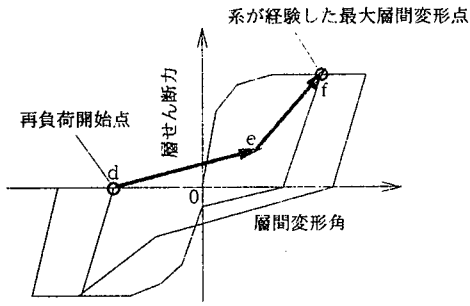
表2 包絡線を規定するパラメータ (面材が石膏ボードの耐力壁：壁幅1.82m)

点	層せん断力Q (kgf)	層間変形角R (rad)
a	Q1	231
b	Q2	355
c	Q3	748

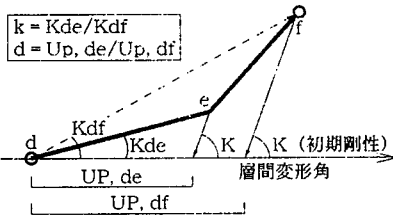
設計許容耐力：355kgf  
設計用壁倍率：1.5(壁倍率1=130kgf/mとした設計値)

のとし、再負荷過程では、開始点(d点)から載荷方向において系が過去経験した包絡線上での最大変形点fを目標点とし、図9の大線d~e~f上を移動するとしてモデル化した。ここで、e点はスリップ性状を特徴づける点であり、図中に示すKdfとKdeの比kとUp,dfとUp,deの比dにより決定できる。従って、kとdがスリップ性状を伴う履歴特性を規定するパラメータとなる。実験結果より設定した構造用合板と石膏ボードのkとdの値を表3に示す。

以上のような履歴モデルと、耐力壁の実験結果とを図10, 11に比較して示す。ここで開発した履歴モデルは、実験結果の繰返し挙動を適切に再現できていることが分かる。なお、ここで提案したモデルでは繰返しによる耐力低下は考慮していない。提案したモデル



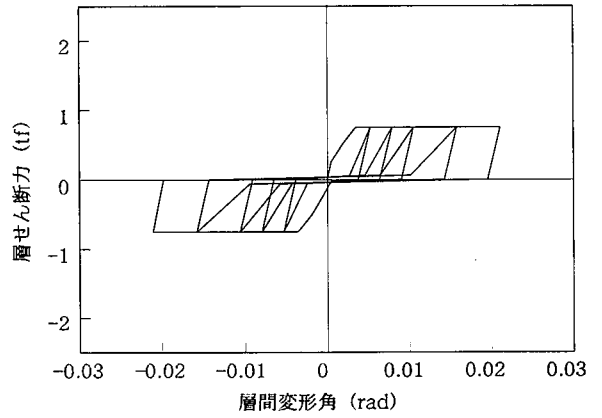
(a) 履歴モデル(全体)



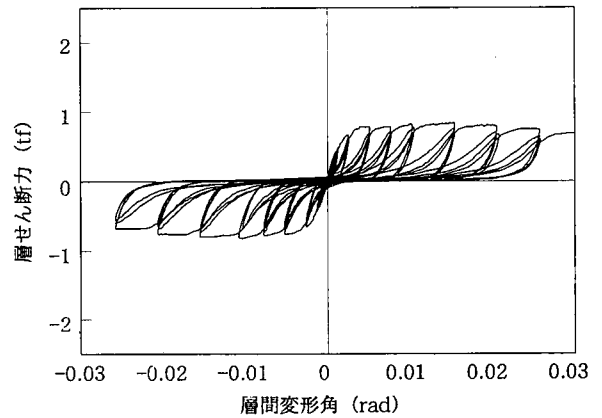
(b) 履歴部の詳細  
図9 履歴部のモデル化

表3 履歴部を規定するパラメータ

	面 材	
	合板	石膏ボード
k	0.2	0.1
d	0.8	0.85

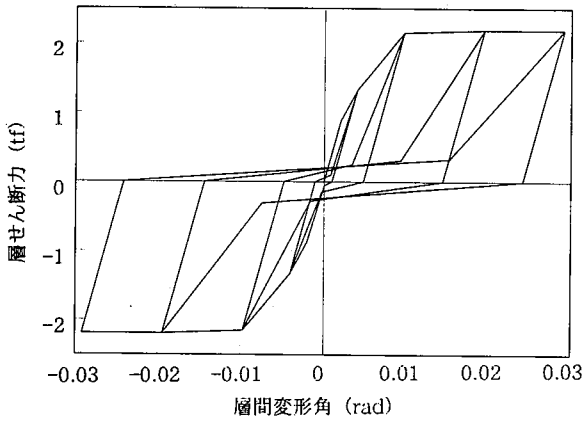


(a) 履歴モデル

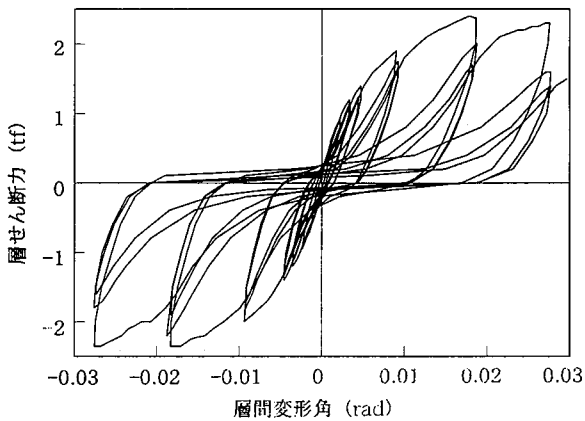


(b) 実験結果

図11 モデルと実験結果との比較(石膏ボード)



(a) 履歴モデル



(b) 実験結果

図10 モデルと実験結果との比較(合板)

は、パラメータを変化させることによって木造ツーバイフォーのモデルとしても適用可能である。

## 6. 実大スチールハウスの振動測定<sup>18)</sup>

建築物の地震応答は、建物の減衰効果の影響を強く受ける。地震応答解析結果(後述する8章の条件で解析を実施)に基づいた減衰定数の影響を図12に示す。減衰定数増大による応答変形量減少が明確である。従って、建物の減衰定数の適切な評価は地震応答解析を行う上で重要な課題となる。鉄骨造、鉄筋コンクリート造建築物の解析では、2~3%程度の減衰定数を設定しているのが一般的であるが、戸建住宅でのデータは少ない<sup>19,20)</sup>。

スチールハウスの減衰定数については、新日本製鐵を含む鉄鋼メーカー内に建設された実験住宅を対象に調査が行われており<sup>4)</sup>、4~10%程度の大きな減衰定数が得られている。この特性は、内外装材の影響による可能性が高く、これを適正に評価できれば、より経済的、合理的な設計が可能となる。

そこで、本研究では、典型的なスチールハウスを対象に、建設段階ごとの振動特性を調査し、内外装材等の影響の定量化を試みた<sup>18)</sup>。対象としたスチールハウスは、ジャパンデベロップメント社保有のもので、写真1に示すような延べ床面積約132m<sup>2</sup>の2階建て住宅(総2階形式)である。図13に示すように、1) 耐力壁、床、屋根に合板が取り付けられた状態(第1段階)、2) 天井と一部の壁を除く石膏ボード取り付け、ルーフィング、外壁の一部(東西面)取り付けが終了した状態(第2段階)、3) 天井を含む部分の石膏ボード取り付け、内装仕上げ、外壁取り付けが終了した完成状態(第3段階)の

3段階で振動測定を行った。振動測定は、常時微動測定、スウィープ試験、自由振動試験の3方法で実施した<sup>18)</sup>。なお、起振機の加振力の大きさの影響を調べるために、小、中、大加力の3種類の加振レベルを設定し、最大速度値で各々10、50、120mkine程度とした。

測定段階、測定方法、加振力の大きさごとの減衰定数と固有振動数の関係を図14に示す。減衰定数は約2.5~7%、固有振動数は約

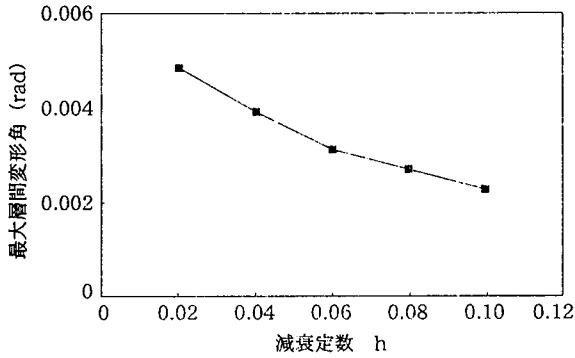


図12 地震応答に及ぼす減衰定数の影響

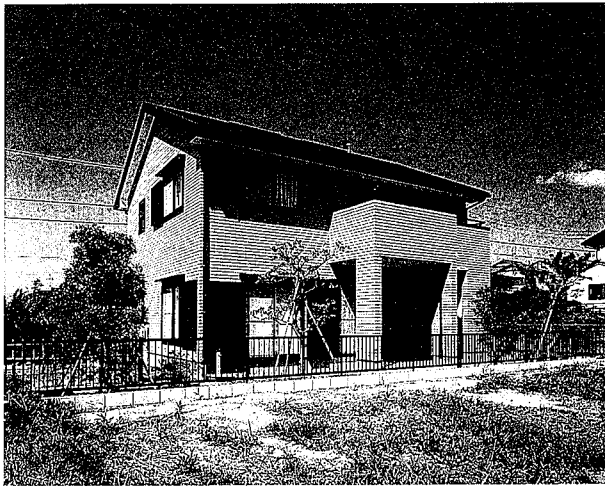


写真1 振動測定の対象としたスチールハウス (ジャパンデベロプメント社保有)

6.4~7.8Hzにある。施工が進むに従い減衰定数、固有振動数が増大する傾向が分かる。これは、内外装材の取り付けにより建物の剛性、減衰効果ともに増すためである。また、加振力の増大に伴って減衰定数が増大し、固有振動数が低下する傾向も見られる。これは、加振力の増大により面材や仕上げ材、それらの接合部がマイクロレベルで損傷し、減衰定数の増大と建物全体の剛性低下を引き起こすためと考えられる。なお、完工時における大加力レベルで得られた減衰定数は5.5~7%程度であり、相当地に大きな値を示している。

以上のように、スチールハウスの減衰定数は、内外装材の存在と加力レベルの影響を強く受け、比較的大きな値をとるものと考えられる。以上のような知見をベースに、スチールハウスの地震応答解析では、減衰定数を6%として剛性比例型で減衰効果を評価することとした。

### 7. 振動台実験と地震応答解析の妥当性<sup>21)</sup>

スチールハウスの地震時挙動の直接的な把握と5章で述べたモデルの妥当性検証を目的として、スチールハウス耐力壁の振動台試験を実施した。図15に示す試験体は、加振方向構面内に幅910mm

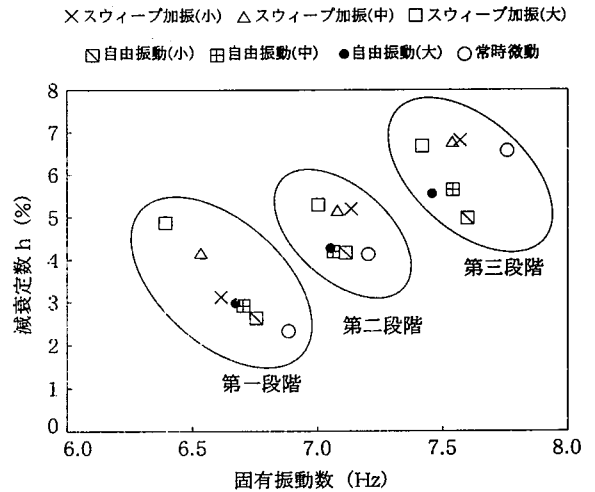


図14 施工段階ごとの減衰定数と固有振動数の関係

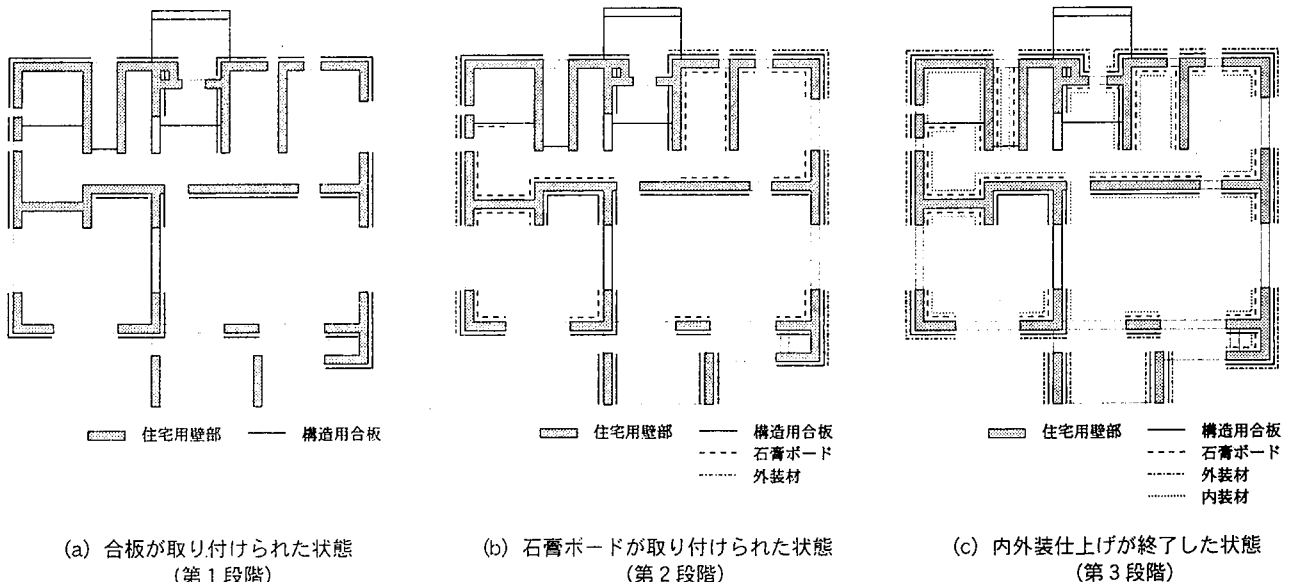


図13 振動測定を行った施工段階

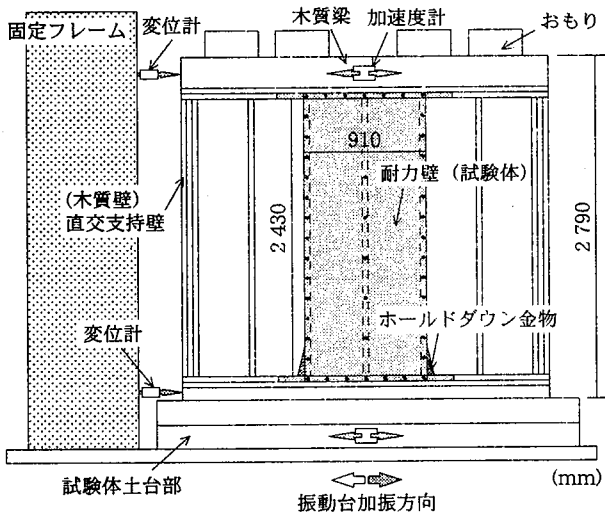


図15 試験体の概要

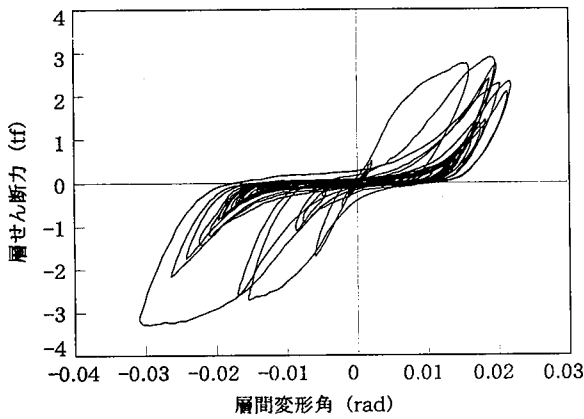


図16 層せん断力-層間変形角関係

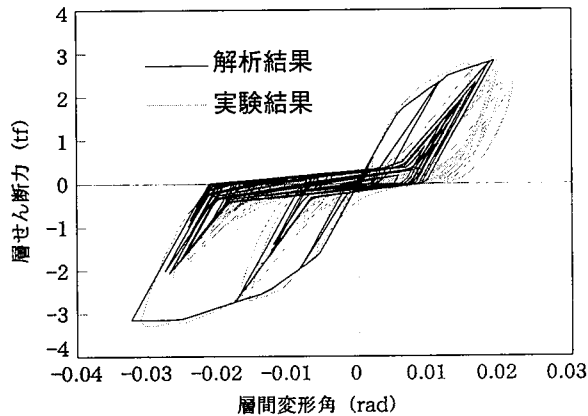


図17 解析結果と実験結果の比較

(= 1P)のスチールハウス耐力壁2枚を向い合わせにセットし、上部にはおもりを乗せて積載荷重とした。入力地震波はTaft EW 1952を用い、最大速度が50kineとなるように調整して(最大加速度=497gal)入力している。試験体には、図15に示す数か所に変位計と加速度計を取り付けて挙動を計測した。

天井面レベルの加速度記録から算出した層せん断力と相対変位の関係を図16に示す。試験体は、加振により塑性域に至り、層間変形角で最大1/32に及んでいる。しかしながら、崩壊までには至っておらず、試験終了時でも耐力を保持していることが確認された。破

壊形態は、ドリルねじ接合部の支圧抜けだし破壊であり、動的載荷による特殊な破壊形態の発生はなく、静的載荷試験で観察された破壊と同じである。応答変位量が多い傾向にあるが、試験体には現実の住宅の状態と異なって、非構造材などの振動低減要素が無いと考えられる。全体的な荷重-変形関係の形状は、大きな2~3波の入力によって決定されており、特徴的な応答を示している。

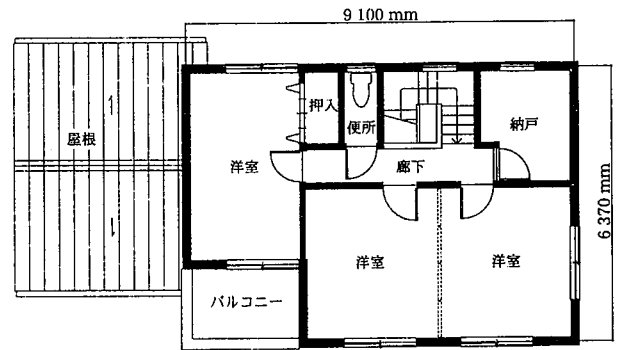
5章に示した解析モデルに基づいて実験結果と解析結果との比較を行った。解析に当たって、包絡線部は図16の実験結果から折れ線で近似し、履歴部は実験の挙動に極力近くなるようにパラメータ  $k=0.2$ ,  $d=0.85$  と設定した。減衰定数  $h$  は、試験体に外壁ならびに内装材が無いことから0%と仮定した。結果を図17に示す。層せん断力-相対変位のスケルトンが数回の入力波で決定されている状況などの全体的な挙動は比較的良くシミュレートされている。この結果から、5章で示した解析モデルは、適切なパラメータを選択することによって、スチールハウス耐力壁の地震時挙動を妥当に評価できることが分かる。

### 8. スチールハウスの地震応答解析

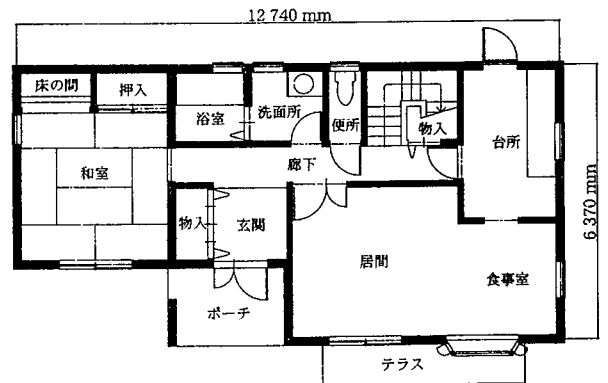
前章までの成果に基づいて、ここでは、標準的なスチールハウスを対象として大地震時の応答解析の結果を示す。

解析対象としたスチールハウスは、建築センターにおいて構造評定を受けた鋼材倶楽部型スチールハウスタイプA(多雪地域を除く地域に建設される床面積500m<sup>2</sup>以下の2階建て住宅を対象としたタイプ)の標準プランであり(図18参照)、延床面積128m<sup>2</sup>(1階75m<sup>2</sup>, 2階53m<sup>2</sup>), 1階重量:18.8t, 2階重量:5.83t, 階高:2.5mである。面材は、構造用合板と石膏ボードが使用されている。

実際の住宅において配置される壁量は、間取り設計の関係上、必



(a) 2階平面図



(b) 1階平面図

図18 解析対象としたスチールハウス

要壁量よりもかなり多いのが一般的である。ここで対象とした標準プランでは、梁間方向1階と2階の壁量は、必要壁量の各々3.17倍、7.55倍であり、桁行方向1階と2階の壁量は、必要壁量の各々3.28倍、5.15倍といずれも必要量を大きく上回っている。また、2階の方がより多くの耐力壁が配置されている傾向にある。

減衰は剛性比例型として $h=6\%$ としており、入力地震波は標準的な地震波であるTaft EW 1952とし、最大速度50kineのレベル2<sup>10)</sup>に調整して使用した。

履歴特性については、構造用合板と石膏ボードでは挙動が異なるため、対象とする住宅の1階と2階の各層で、構造用合板の量と石膏ボードの量を各々計算し、許容耐力値を基準にせん断ばねの諸特性を決定して、独立な弾塑性ばねとして考慮している。履歴特性を規定するパラメータである $k$ と $d$ は、表3の値を直接適用している。なお、各層の許容耐力の計算では、開口部周辺の小壁の抵抗や拘束効果などを考慮して、耐力壁の量から直接算出される許容耐力を1.5倍して求めている。

標準プランの梁間方向と桁行方向の解析結果を図19に示す。必要壁量に対して、2階の方が1階よりも多くの壁が配置されているため、損傷のほとんどは1階で発生している。最大応答値に着目すると、梁間方向及び桁行方向の最大層間変形角は $1/320\text{rad}$ 及び $1/279\text{rad}$ であり、 $1/300$ 程度に留まっている。この値は高層建築物での目安として一般的に使用される $1/100\text{rad}$ よりもかなり小さく、小さな損傷レベルにある。このように、標準的なスチールハウスは大地震に対して十分な安全性を持つことがよく理解できる。

なお、地震時の応答は、地震波の種類によって大きな影響を受けることが分かっているため、入力地震波の影響を調査した結果を図20に示す。図20では、Taft EW 1952に加えて、長周期成分を含む地域特性波として知られているHachinohe-NS 1968、人工地震

波であり主要動の継続時間が長いYokohama<sup>22)</sup>、阪神大震災で記録されたFukiai-x 1995を考慮しており、いずれも最大速度が50kineとなるように調整した。標準プランの梁間方向ではFukiai-x 1995が最も大きな応答を示し、後述の必要壁量ぎりぎり設計された場合には、Taft EW 1952が最も大きな応答を示している。

### 9. 耐震設計クライテリアと耐震安全性

地震応答解析により耐震性能を評価して設計法を構築するためには、安全性を規定する適切なクライテリアが必要となる。地震時の最大層間変形角の大きさが一般的な指標となるが、戸建住宅に対して、最大層間変形角の制限値に関する一般的な考え方は無い。軸力が大きい高層建築物と同様とするのは余りにも不経済であり、住宅に対応したクライテリアが必要となる。ここでは、低層建築物の耐震要素の終局変位が層間変形角で $1/30\sim 1/15\text{rad}$ <sup>9)</sup>で規定されることや、住宅の修復可能限界変形として $1/60\text{rad}$ <sup>12)</sup>が適用されていることなどを勘案して、“レベル2の強さの地震波に対して最大層間変形角を $1/50\text{rad}$ 以内に抑える”ことをクライテリアとした。図2

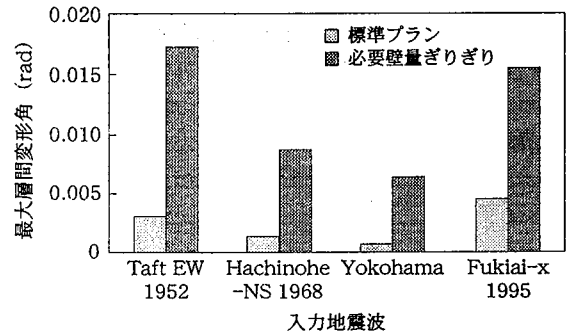
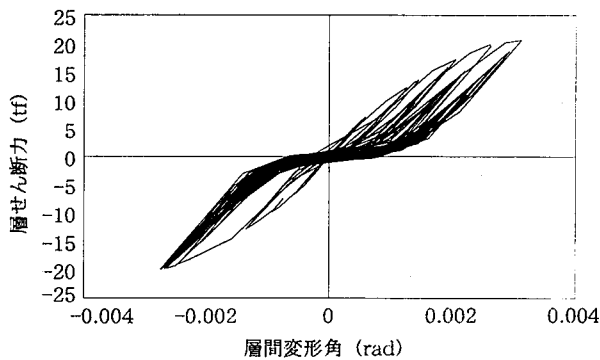
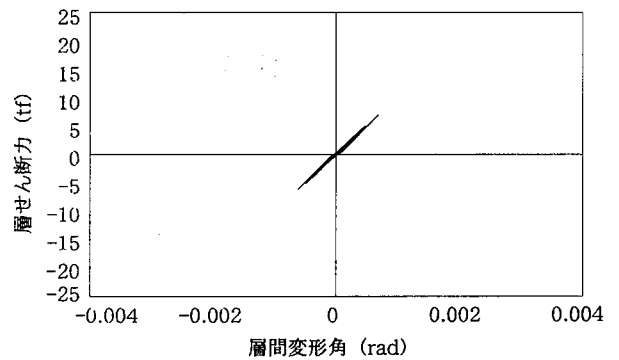


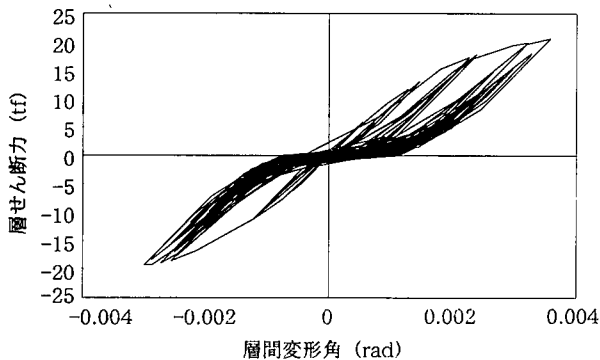
図20 地震応答に対する入力地震波の影響



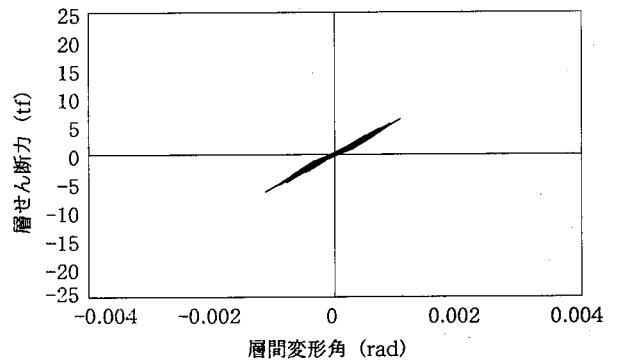
(a) 梁間方向, 1階



(b) 梁間方向, 2階



(c) 桁行方向, 1階



(d) 桁行方向, 2階

図19 標準プランの地震応答解析結果



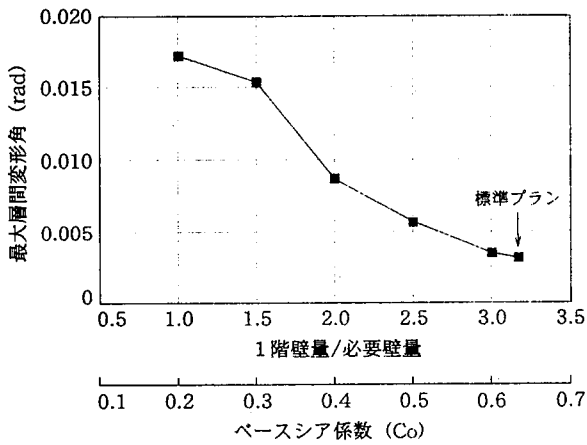


図21 壁量と最大層間変形角の関係

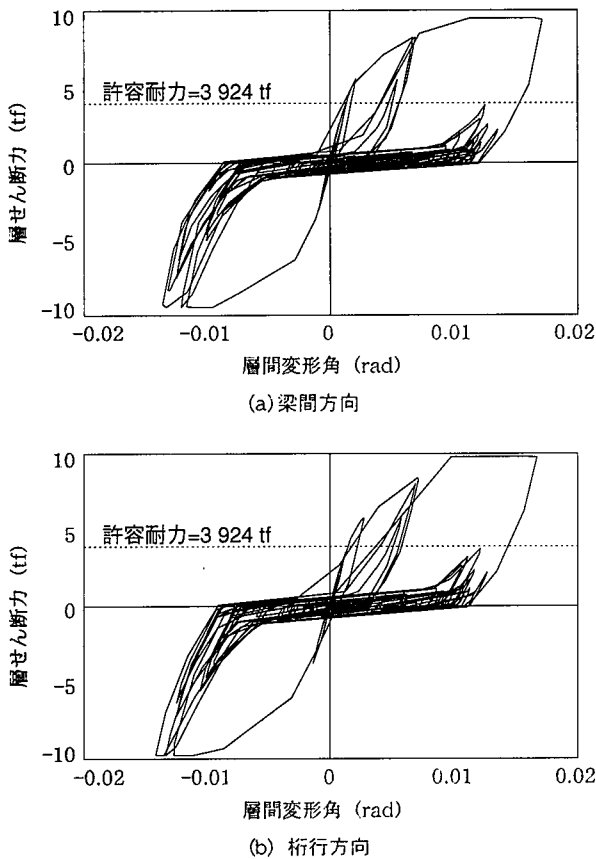


図22 スチールハウス1階の地震応答(必要壁量ぎりぎりの場合)

のスチールハウス壁の繰返し実験結果から、1/50radにおいても十分な耐力を保持しており、1/50radのクライテリアは抵抗の面からも十分な安全性を保障している。

2章で説明したスチールハウスの耐震設計法は、8章に示した地震応答解析に基づいて、“レベル2の強さの地震波に対して最大層間変形角を1/50rad以内に抑える”ことをクライテリアとして構築しており、大地震時での損傷レベルの直接評価を基礎としている。

必要壁量ぎりぎりの場合の応答値が、クライテリアである1/50rad以内であることを例示するために、8章の標準プランの梁間方向を対象として、1階の壁量を徐々に必要壁量まで低減した場合の応答値の変化を図21に示す。また、必要壁量ぎりぎりの場合における解析結果を図22に示す。

図21は、横軸に1階の壁量と必要壁量の比率をとり、縦軸に地震

応答解析で得られた最大層間変形角をとった場合の関係である。解析では、2階の壁量も1階の壁量と同じ比率で低減している。図21の横軸の下欄には、1階耐力壁の許容耐力の総和値を住宅の重量で除して算出したベースシア係数(Co)も示している。図より、壁量を減少させるに従って、最大層間変形角は大きくなるが、2章の設計法で与えられた必要壁量ぎりぎり(比率=1, Co=0.2)でも最大層間変形角は1/60rad程度であり、クライテリアの1/50radに十分取まっていることが分かる。また、壁量は最大層間変形角の大きさに直接影響を与えるため、壁量の確保が地震時の安全性を確保する上で最も重要である。

## 10. 結 言

本報では、鋼材倶楽部において実施したスチールハウス耐震関連の研究概要を説明するとともに、スチールハウスの耐震性を定量的に論じた。以下に得られた知見をまとめて示す。

- 1) スチールハウスの設計法は、高層建築物に適用される地震応答解析に基づいて耐震性の直接的な評価に基づいている。大地震時に最大層間変形角で1/50radに抑えることがクライテリアとして提案されており、大地震時の安全性を定量的に評価できる。
- 2) スチールハウスの耐震性を適正に評価するために、その履歴性状を適切に反映した応答解析用履歴モデルを開発した。繰返し履歴部でのスリップ性状を適切に考慮しており、スチールハウス耐力壁の振動台試験との比較でモデルの妥当性を確認した。
- 3) 実際のスチールハウスを対象に建設ステップごとの振動試験を実施し、減衰定数は、内外装材の影響によって比較的大きな値を示すことが分かった。この試験により、地震応答解析では減衰定数を6%と設定したことが示された。
- 4) 標準的なスチールハウスを対象としたレベル2の地震波に対する応答解析を行い、大地震時の最大応答は層間変形角で1/300rad程度であり、建築物として高い耐震性を有することを示した。また、必要壁量ぎりぎりのケースでも、最大応答は1/60rad程度であり、クライテリアとして設定した1/50rad以内である。今後は、スチールハウスの普及を目指して、共同住宅や3階建てへの適用範囲拡大を図っていくとともに、スチールハウス耐震性について継続した研究活動を続けていく予定である。

なお、スチールハウスに関する研究は鉄鋼6社(川崎製鉄、神戸製鋼所、新日本製鐵、住友金属工業、日新製鋼、NKK)の共同研究として鋼材倶楽部で実施されたものであり、特に本報の耐震関連研究は、新日本製鐵とNKK(二宮淳氏、宮尾俊明氏)が共同研究を分担した。

## 謝 辞

本研究の遂行に当たり、京都大学 井上一朗教授、熊本大学 小川厚治教授、名古屋大学 福和伸夫教授、西阪理永講師、建築研究所 河合直人室長に御指導を頂きました。また、大阪ガスには地震波(Fukai-x 1995)を御提供頂きました。ここに各位の御指導と御協力に対して、厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 建設省住宅局監修：枠組壁工法建築物構造計算指針、1992年、日本ツーバイフォー建築協会、1992.645p.
- 2) 鋼材倶楽部住宅建材小委員会：スチールハウス構造計算指針、鋼材倶楽部、1997.5

- 3) 鋼材倶楽部住宅建材小委員会：スチールハウス構造・耐久性研究報告書 Vol.1. 鋼材倶楽部. 1997.10. 315p.
- 4) 鋼材倶楽部住宅建材小委員会：スチールハウス構造・耐久性研究報告書 Vol.2. 鋼材倶楽部. 1997.10. 211p.
- 5) 鋼材倶楽部住宅建材小委員会：スチールハウス構造・耐久性研究報告書 Vol.3. 鋼材倶楽部. 1998.6. 155p.
- 6) 鋼材倶楽部スチールハウス委員会：Steel House これからスチールハウスを設計・施工される皆様へ(技術パンフレット). 鋼材倶楽部. 1998. 16p.
- 7) 鋼材倶楽部：鋼材倶楽部規格 建築構造用表面処理軽量形鋼. 鋼材倶楽部. 1997.7. 21p.
- 8) 鋼材倶楽部：鋼材倶楽部規格 スチールハウス用ドリルねじ. 鋼材倶楽部. 1997.6. 26p.
- 9) 青木博文：鉄鋼系低層建築物の構造耐力性能に関する技術規程について. ビルディングレター. 23-38(1995.7)
- 10) 高層建築物評定委員会：高層建築物の動的解析用地震動について. ビルディングレター. 49-50(1986.6)
- 11) 半谷, 菅野：薄鋼板と木質合板のスクリー接合に関する基礎研究 その1, その2. 日本建築学会学術講演会梗概集. 1995.8
- 12) 坂本, 大橋：木造住宅の地震応答解析—標準的な在来構法住宅のモデルに関して—. 日本建築学会学術講演会梗概集. 1984.10. p.2651-2652
- 13) 大橋, 坂本：木造住宅の地震応答解析その2—荷重変形曲線をトレースする復元力モデルによる解析— 日本建築学会学術講演会梗概集. p.1237-1238 (1985.10)
- 14) Smith, H.A. et al. : Model to Incorporate Architectural Walls in Structural Analysis. J. Struc. Engrg. ASCE, 122(4), 431-438(1996)
- 15) 小川厚治：shear.m.f Ver. 1.2 利用説明書, 熊本大学工学部環境システム工学科. 1997
- 16) Kunnath, S.K. et al. : Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures. J. Struc. Engrg. ASCE, 116(4), 996-1017 (1990)
- 17) El-Tawil, S., Kanno, R., Deierlein, G.G. : Inelastic Models for Composite Moment Connections in RCS Structures. Composite Construction in Steel and Concrete III. ASCE, 1997, p.197-210
- 18) 高橋 ほか：振動実験に基づくスチールハウスの振動性状に関する研究. 日本建築学会東海支部研究報告集. 1998, p.181-184
- 19) 建設省建築研究所, 日本ツーバイフォー協会：総3階建2×4住宅実大構造実験共同研究報告書. 1988.3
- 20) 福和 ほか：振動実験に基づく鉄骨3階建住宅の固有振動特性に関する研究. 構造工学論文集. 41B, 279-288(1995)
- 21) 菅野 ほか：スチールハウス耐力壁の振動台試験 スチールハウスの諸性能に関する研究 その7. 日本建築学会学術講演会梗概集. 1998.9
- 22) 横浜市構造建築物耐震指導基準策定委員会：振動応答解析マニュアル. 付-2, 横浜標準波の作成
- 23) 河合 ほか：スチールハウスの弾塑性地震応答解析 スチールハウスの諸性能に関する研究 その6. 日本建築学会学術講演会梗概集. 1998.9