

## 第5章 第三期の活動成果

### 5.1 鋼材ダンパーを用いた既存建築物の耐震補強に関する研究

兵庫県南部地震における地震被害では、1981年以前に設計された旧基準の建物の被害は、1981年以後のいわゆる「新耐震設計法」で設計された建物の被害に比べ、大破、倒壊等の大きな被害の割合が多いことが指摘され、旧基準の建物の耐震補強を行うことの重要性が明らかになった。その後、耐震改修を促進させるための法律が制定されるとともに、様々な行政的な支援も行われ、耐震改修の方法に関しても研究や実務レベルで、様々な方法も示されている。しかしながら、現状で、旧基準で設計された建物の耐震改修は、必ずしも十分に進んではいないと考えられる。

21世紀鋼構造フォーラムでは、鋼材ダンパーを用いる耐震補強方法に着目し、この方法が、これまでの一般的な補強方法よりも高性能で、かつ、施工も容易な補強方法となる可能性があると考えられることから、フォーラムの第三期目（平成17年秋～19年秋）の研究活動の1つとして「鋼材ダンパーを用いた既存建築物の耐震補強に関する研究WG」を設置して、鋼材ダンパーを用いた耐震補強に関し、現状の問題点、有効性、適用範囲、評価法、設計法等に関して基礎的な検討を実施することとした。

約2年間の研究期間で、以下の項目について、アンケート調査や解析的な検討を行い、有益な結果を得ることができた。

- 1) 耐震補強の実状（ダンパー補強割合等）に関するアンケート調査
- 2) 鋼材ダンパーを用いた耐震補強の有効性や適用範囲に関する地震応答解析
- 3) 補強後の建物の性能評価法としてのエネルギー法の適用可能性に関する検討
- 4) 鉄骨造体育館の鋼材ダンパーを用いた高性能な補強設計法の検討

これらの調査、研究の結果、鋼材ダンパーを用いた耐震補強方法は、既存のブレースを用いた補強方法に比べ、優れた性能を発揮する可能性があることがわかった。今後、コスト的な検討を行う必要はあるが、耐震補強を一層促進させるための方法として、有効なものになると考えられる。このWGで実施した基礎的な検討が、さらに実用的な検討に引き継がれ、発展することを期待する。

# 鋼材ダンパーを用いた既存建築物の耐震補強に関する研究

耐震補強	鋼材ダンパー	補強事例調査
エネルギー法	鉄骨体育館	地震応答解析

長谷川隆（日本建築防災協会）	荻野雅士（日本設計）	小野潤一郎（日建設計）
河村克彦（三菱地所設計）	斉藤利昭（清水建設）	竹内一郎（新日本製鐵）

## 1. はじめに

兵庫県南部地震における地震被害では、1981年以前に設計された旧基準の建物の被害は、1981年以後のいわゆる「新耐震設計法」で設計された建物の被害に比べ、大破、倒壊等の大きな被害の割合が多いことが指摘された。この地震被害の教訓の1つとして、旧基準の建物の耐震補強を行う必要性が指摘され、その後、耐震改修を促進させるための法律が制定されるとともに、耐震改修を促進させるための様々な行政的な支援も行われている。また、耐震改修の方法に関しても研究や実務レベルで、様々な方法が示されてきている。しかしながら、現時点で、旧基準で設計された建物の耐震改修は、必ずしも十分に進んではない。

21世紀鋼構造フォーラムでは、この緊急に解決しなければならない問題に焦点を当て、鋼構造建築物の実務設計や研究等に携わる立場から、どのようなことができるか検討することとした。特に、ここでは、鋼材ダンパーを用いる耐震補強方法に着目し、この方法が、これまでの補強方法よりも高性能で、かつ、施工も容易な補強方法となる可能性があると考えられることから、21世紀鋼構造フォーラムの第3期目（平成17年秋～19年秋）の研究活動の1つとして「鋼材ダンパーを用いた既存建築物の耐震補強に関する研究WG」を設置して、鋼材ダンパーを用いた耐震補強に関し、現状の問題点、有効性、適用範囲、評価法、設計法等に関して基礎的な検討をすることとした。

## 2. 全体の研究項目と中間報告の内容

このWGにおける当初の研究活動の検討項目として、以下の4つを掲げている。

- 1) 鋼材ダンパーを用いた補強事例の実態
- 2) 鋼材ダンパーによる補強の有効性（適用範囲）
- 3) 評価法としてのエネルギー法の適用可能性
- 4) 非構造部材の落下に対する効果

平成18年秋には、本WGにおける研究の中間報告として、平成17年秋から約1年間で実施してきた

研究として、上記の項目のうちの2)及び3)に関連する研究成果を報告した<sup>1)</sup>。

このうち、2)の「鋼材ダンパーによる補強の有効性（適用範囲）」に関しては、強度型ブレースによる補強とダンパーによる補強の地震応答の違いを、質点系モデルを用いた地震応答解析により検討を行った<sup>2)</sup>。この解析では、ブレースは引張型（スリップ）と引張・圧縮型（スリップ+バイリニア）の2種類について、復元力特性を設定し、ダンパーとの比較を行った。解析の結果、低層建物で直下型の地震以外の場合には、ダンパーによる補強はブレースによる補強と同程度かそれ以上の応答低減効果が見られた。また、引張型ブレースは引張・圧縮型ブレースに比べて、同一強度では補強効果が劣ることがわかった。

3)の「評価法としてのエネルギー法の適用可能性」については、現状では新築の建物に関しては、鋼材ダンパーを用いた場合でも、エネルギー法を適用することで、主事確認によって建設が可能な状況である。そのことから、鋼材ダンパーを用いた耐震補強の場合にも、同様に、エネルギー法が適用できるかどうか、RC造のピロティ建物と学校校舎を解析対象にして、地震応答解析により検討を行った。解析の結果、エネルギー法によって鋼材ダンパーで補強したRC造ピロティ建物の応答を精度よく予測できることがわかった<sup>3)</sup>。また、精度のよい応答予測するためには、既存のRCフレーム部分の荷重-変形関係の設定に注意が必要であることがわかった。

本報告では、中間報告から現時点までのおおよそ1年間で実施してきた以下の3つの検討内容、結果について、主に記述している。

- a) 補強建物の事例の調査と分析
- b) 鋼材ダンパーによる鉄骨造体育館の高性能な耐震補強設計法に関する検討
- c) 旧基準で設計されている鉄骨造事務所建物の鋼材ダンパーによる耐震補強

これらは、このWGの研究項目のうちの1)～3)に

に関して、研究を行ったものである。a) の補強建物の事例の調査は、本WG委員の所属会社を対象にして、各会社で設計（施工）をした耐震補強建物について調査を行い、補強の実態を調査、分析したものである。b) は、鉄骨造体育館の耐震補強として、鋼材ダンパーを用いる場合の有用性を検討したものである。c) は兵庫県南部地震で被災した建物を対象にして、ダンパーによる補強の効果とエネルギー法の適用性を検討したものである。中間報告では主にRC造建物について、ダンパー補強の有効性やエネルギー法の適用性を発表しているため、最終報告ではS造の体育館、事務所建物を解析対象にした検討の結果を報告する。

### 3. 耐震補強建物の事例の調査と分析

#### 3.1 調査の目的

建物の耐震補強が実施された件数は、実質的には1995年の兵庫県南部地震以降に、かなり増加しているものと推測される。しかし、実際に補強される建物の構造種別、用途、補強方法やそれらの年度推移などの実態は、データとして公表されにくく、必ずしも明らかではない。また、これまでにダンパーを用いた耐震補強がどの程度の割合で実施されて

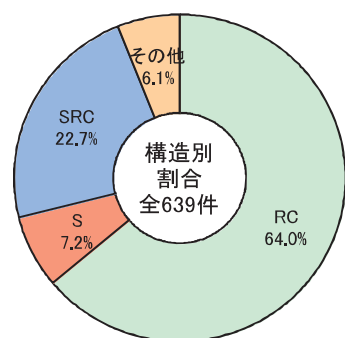


図1 調査対象建物の構造種別

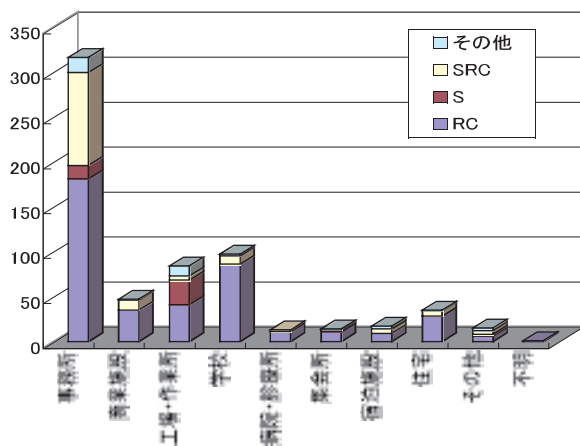


図2 調査対象建物の用途

いるかも明らかではない。そこで、本WGでは、実際に耐震補強が実施された建物についての調査を行うこととした。

#### 3.2 調査方法

調査は本WG委員の所属会社4社（日建設計、日本設計、三菱地所設計、清水建設）で耐震補強の設計または施工を実施し、実際に耐震補強工事が行われた建物について調査を実施した。補強件数は兵庫県南部地震以降に増加していると考えられるため、主に、1995年以降の補強建物を調査対象としているが、それ以前に補強された建物のデータも可能な限り収集している。主な調査項目としては、補強対象となった建物の、建物層数、構造種別、用途、補強年、竣工年、及び補強方法として、どのような補強（耐震壁、鉄骨ブレース、柱補強、免震、制振、その他）を行ったかについて調査を行った。結果として、4社で合計639件の補強実施建物のデータを収集することができた。

#### 3.3 調査結果及び分析

図1は収集した639件の補強建物の構造種別の内訳である。補強した建物のうちRC造とSRC造で

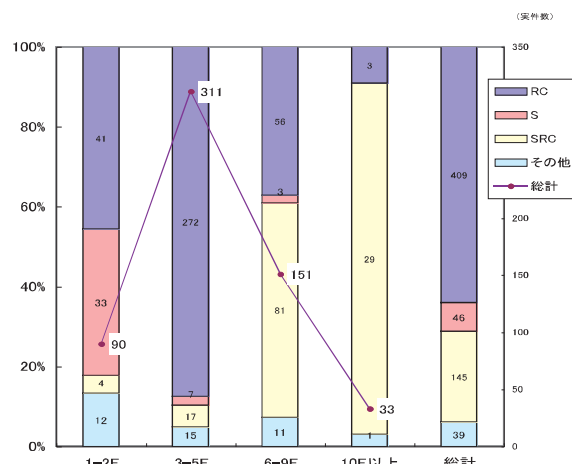


図3 階数別の構造種別

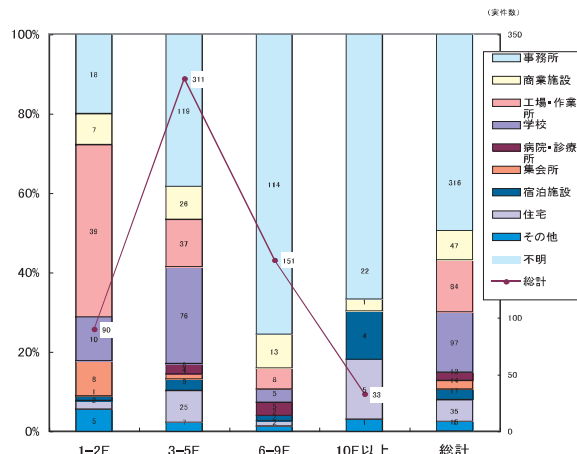


図4 階数別の建物用途

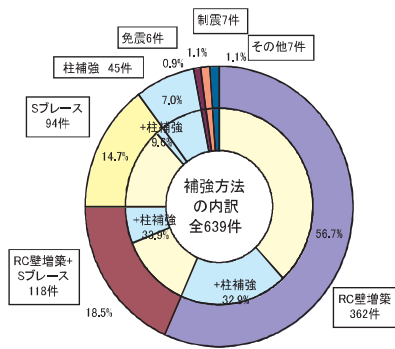


図5 補強方法の内訳（全体）

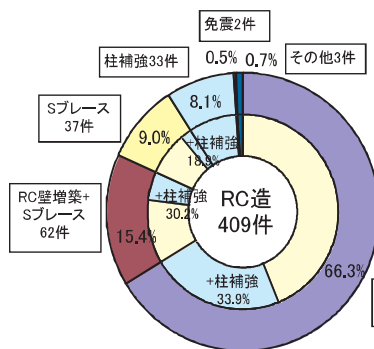


図6 RC造建物の補強方法

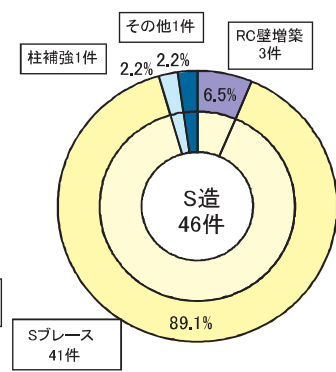


図7 S造建物の補強方法

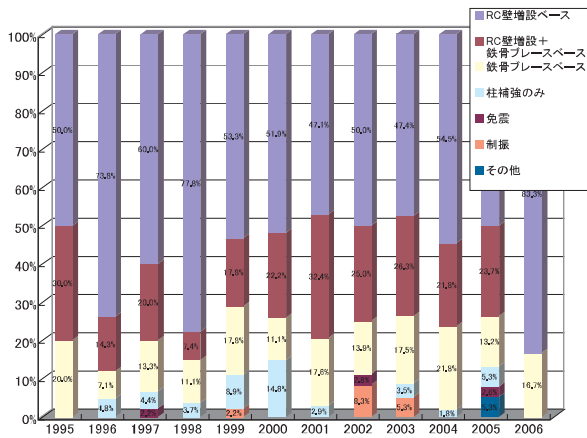


図8 補強方法の年度別推移

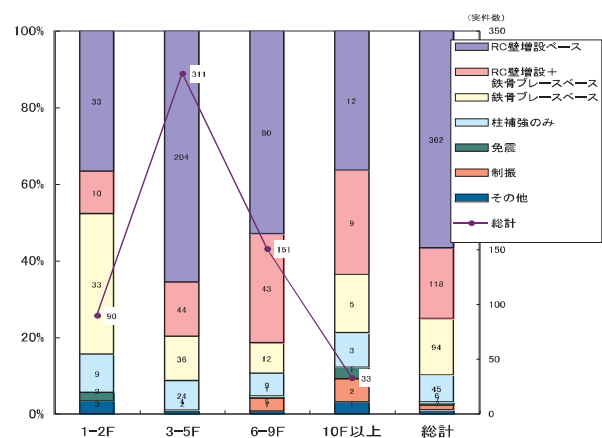


図9 階数別の補強方法内訳

85%程度となり、S造は7%程度である。図2はこれらの調査建物の建物用途別に構造種別の割合を示している。用途としては事務所が最も多く300件以上で、割合としては5割程度である。次いで、学校、工場・作業所の順となっている。S造建物は、工場・作業所で3割程度、事務所に1割弱程度であるが、その他の用途では、ほとんど見られない。図3は階数別に構造種別の割合を示したものである。1-2Fの建物ではS造の建物の割合が3割程度であるが、3F以上ではS造の建物の割合が極めて少ない。3-5FではRC造が大半であり、10F以上ではSRC造の割合が多くなる。図4は階数別に建物用途の割合を示している。1-2Fの建物では工場・作業所の割合が多く4割以上である。また、3F以上の建物では事務所の割合が多くなる。

図5はここで収集した639件の補強建物の補強方法の内訳である。補強方法の分類として、ここでは、RC壁増築、S造ブレース、柱補強、免震、制振、その他の6種類で分類しているが、97%がRC壁増築、S造ブレース、柱補強による補強であり、それらの単独または、それぞれを組み合わせた補強が行われているので、それらの割合がわかるように示している。RC壁増築による補強方法は、単独及び他の補

強との組み合わせも入れると、その割合は全体の75%程度になっている。また、S造ブレースを用いた補強は、単独の補強及びRC造壁増設、柱補強との組み合わせも入れると、全体の33%程度の割合になっている。制振補強は7件あり、1.1%である。図6はRC造建物の補強方法の内訳である。RC壁増築による補強（単独及び組み合わせ）は8割以上である。また、S造ブレースを用いた補強（単独及び組み合わせ）は、25%程度である。図7はS造建物の補強方法の内訳である。補強建物がS造の場合には9割以上がS造ブレースによる補強が用いられる。

図8は各補強方法の割合を1995年から年度別に示したものである。S造ブレースを用いた補強は3〜4割程度であり、10年間でその割合はあまり変化していない。図9は階数別に補強方法の割合を示したものである。ブレースを用いた補強の割合は、1-2Fの低層建物で多く（50%程度）、3-5Fでは少なくなるが、10F以上の建物では、やや多くなる（40%程度）傾向が見られる。1-2Fの低層建物としては工場・作業所がブレースによる補強の対象になっているものと考えられる。

### 3.4 まとめ

本WG委員の所属会社4社を対象にして、各会社で設計(施工)した耐震補強建物に関して、合計639棟の建物のデータを収集し分析した。これらの調査結果の概要を以下に示す。また、調査結果の一覧を本報告の後に付録として掲載する。

- 1) 収集した639件の補強建物のうち、RC造とSRC造で85%程度、S造は7%であった。また、用途は事務所が最も多く、5割程度であった。
- 2) 階数別の構造種別の割合は、1-2Fの建物はS造の建物の割合が3割程度、3-5FではRC造が大半であり、10F以上ではSRC造の割合が多かった。建物用途としては、1-2Fの建物では工場・作業所の割合が多く4割以上であった。
- 3) 補強方法は、収集した建物の97%が、RC壁増築、S造ブレース、柱補強による補強であり、それらの単独または組み合わせによる補強であった。
- 4) S造ブレースによる補強は全体の33%であった。また、制振補強は1.1%であった。
- 5) ブレースによる補強の割合は1995年から3-4割程度であり、大きく変化していない。また、ブレースを用いた補強は1-2Fの低層建物で比較的多い。

#### 4. 鋼材ダンパーによる鉄骨造体育館の高性能な耐震補強設計法に関する検討

##### 4.1 研究目的

旧基準で設計されている鉄骨造体育館の典型的な被害である桁方向ブレース及びその接合部の座屈や破断を防止するために、桁方向を鋼材ダンパーによって補強する方法の有効性に関する検討を行う。本報告では、質点系モデルを用いた地震応答解析によって、これまで一般的に用いられているブレースで補強する場合とダンパーで補強する場合の鉄骨造体育館の地震応答を比較し、鋼材ダンパーによって補強する方法の有効性を明らかにする。

##### 4.2 解析方法

旧基準で設計されている体育館の桁方向について、ダンパーで補強した場合と、ブレースで補強した場合について地震応答解析を実施する。ここで解析検討で着目する点及び解析パラメーターは以下である。

- 1) 補強部材: 引張ブレース(スリップ)、引張・圧縮ブレース(スリップ+パイリニア)、履歴型ダンパー(パイリニア)の3種類で補強し、比較検討する。
- 2) 既存部分の補修、補強方法: 文献4)を参考として、以下の3つの補強方法について比較検討する。  
①既存部分の施工不良を改善しない場合(施工状態

が悪いブレースであるが、これを改善せず、既存部分の耐力を無視して補強設計を行い、解析上も、既存部分を無視する)

②施工不良の改善処置を行う場合(施工不良部分を改良するもので、解析上、既存部分はF値1.3程度の変形能力の改善が行われる場合)

③既存部分の靱性が期待できる性状に改善する場合(施工不良の改善とともに接合部の補強を行い、部材、接合部の靱性が期待できる性状に改善する)

3) 補強後の目標 $I_s$ 指標( ${}_R I_{50}$ ): 補強後の鉄骨層の目標 $I_s$ 指標を、0.7、1.0、1.2の3種類設定し、補強設計を行う。

##### 4.3 解析モデルの設定

対象とする旧基準体育館は、低層部RC造で、体育館のギャラリーから上部が鉄骨造となっているものとし、このような体育館の桁行方向をモデル化して、質点系の地震応答解析を行う。これまでの地震被害報告からは、低層部RC部分はほとんど無被害であり、ここでは、文献4)を参考として、この部分のベースシヤ係数を1.8、降伏変形角0.0035radとする。鉄骨層の桁行方向はほとんどの場合ブレース構造であり、ここではその部分の耐力係数 $Q_i/(W_i \cdot A)$ を0.3とし、降伏層間変形角を0.004radとする。このような骨組に対して、上記で示す3つの補強方法と補強部材によって、補強設計を行う。

本報では、補強後の目標 $I_s$ 指標を1.0として補強設計を行った場合の解析結果を示す。図10-図12に、既存部分及び補強部分の荷重-変形関係を示す。図10は、上記の補強方法のうち、①既存部分の施工不良を改善しない場合、である。ブレースによる補強では、補強ブレースのF値を2.2(変形性能は3.0で評価)として、保有性能を表す指標 $E_{0i} \geq 1.0$ として、既存部分の耐力は無視して、補強ブレースの耐力 $Q_i/(W_i \cdot A)$ (0.45)を設定している。補強ブレースの降伏変形角は0.003radとしている。ダンパーによる補強は、ダンパー1としてブレース補強の場合のブレース耐力の1/2の場合、ダンパー2として、ブレース耐力の1/3の場合の2種類(それぞれ(b)と(c))を設定している。ダンパーの耐力を小さくすることによって、ダンパーの本数を減少させて、ブレース補強とのコスト面での優位性も確保することを意図している。ブレースによる補強では、細長比が大きい引張ブレースによる補強と細長比が小さい(50以下)引張・圧縮ブレースによる補強の2種類を設定している。引張ブレースによる補強では、復元力特性をスリップ型に仮定し、引張・圧縮ブレースによる補強はスリップとパイリ

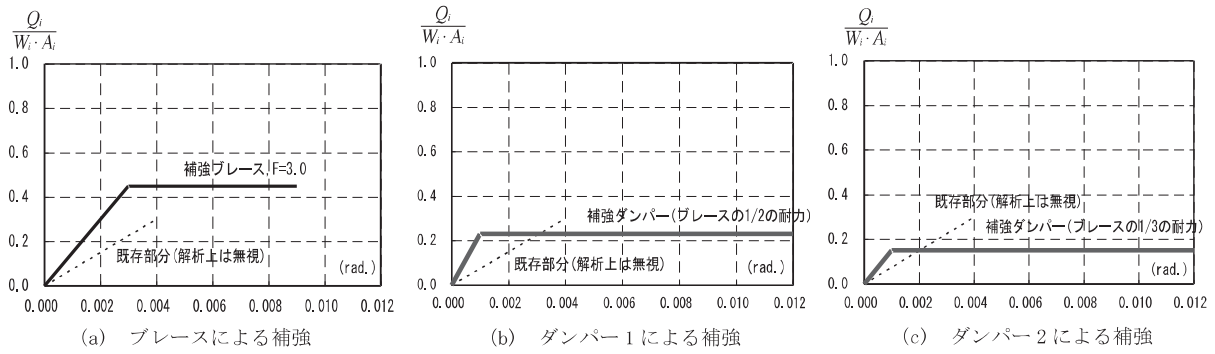


図 10 補強方法①の既存部分及び補強部分の荷重 - 変形関係の設定

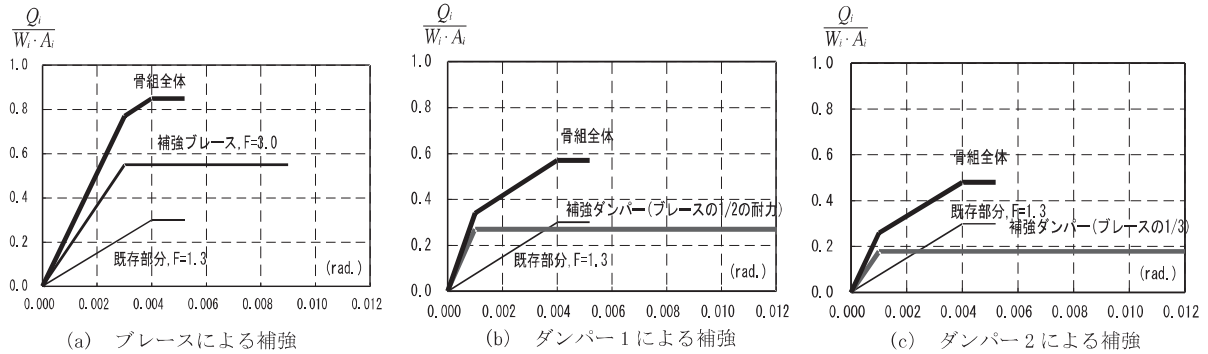


図 11 補強方法②の既存部分及び補強部分の荷重 - 変形関係の設定

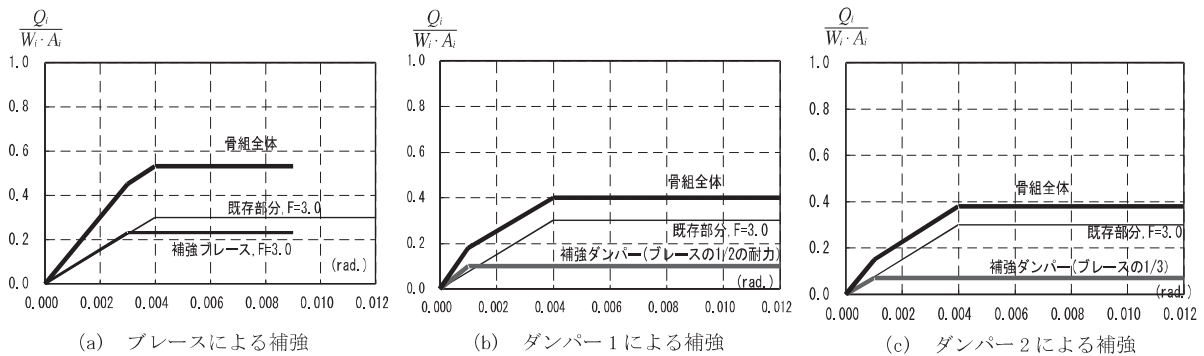


図 12 補強方法③の既存部分及び補強部分の荷重 - 変形関係の設定

ニアを組み合わせた復元力特性とし、スリップ成分とバイリニア成分の耐力比を 3 : 2 に設定している<sup>5)</sup>。ダンパー補強の復元力特性はバイリニア型である。ブレース補強、ダンパー補強の復元力特性の 2 次勾配は 0% である。この①の補強方法の地震応答解析では、既存部分の復元力は無いものとして解析を行う。

図 11 は、3 つの補強方法のうちの、②既存部分の施工不良の改善処置を行う場合、である。この場合では、既存部分の F 値は 1.3 (変形性能は 2.0 で評価) に改善されるものとし、この F 値に基づいて、補強ブレース + 既存ブレースの耐力  $Q_i / (W_i \cdot A_i)$  を 0.77 として、補強ブレースの必要耐力を図 11(a) のように設定している。ブレース補強では、このブレース耐力によって、引張ブレースと引張・圧縮

ブレースの 2 つを設定する。ダンパー補強は、(b)、(c) に示すように、補強ブレースのブレース耐力の 1/2 と 1/3 の 2 種類を設定する。ブレース補強及びダンパー補強の復元力特性は、①の場合と同様である。また、ブレース補強の場合の骨組全体としての変形限界値は、図に示すように既存部分の変形性能 (F=1.3) の制限値がそのまま骨組全体の限界変形となる。

図 12 は、3 つの補強方法のうちの、③既存部分の靱性が期待できる性状に改善する場合、である。この場合では、既存部分の F 値は 2.2 (変形性能は 3.0 で評価) に改善されるものとし、この F 値に基づいて、補強ブレース + 既存ブレースの耐力  $Q_i / (W_i \cdot A_i)$  を 0.45 として、補強ブレースの必要耐力を図 12(a) のように設定している。①、②と同

様に、ブレース補強では、引張ブレースと引張・圧縮ブレースの2つを設定し、ダンパー補強でも、2種類設定している。ブレース補強の場合の骨組全体としての変形限界値は、図に示すように補強部分の変形性能 (F=3.0) の制限値がそのまま骨組全体の限界変形となる。

#### 4.4 応答解析の方法

ここでの地震応答解析では、入力地震動として、EL Centro NS、Hachinohe EW、JMA Kobe NSの3つの地震波を用いることとする。入力地震動の大きさは、各骨組の地震応答解析における骨組の損傷に寄与する地震入力エネルギーVdが、エネルギー法告示<sup>6)</sup>の2種地盤で与えられるVs値になるように、入力地震動の最大加速度を調整する方法を基本とする。ただし、本解析では補強後の建物の目標Is指標が1.0に設定されていることから、地震応答解析における骨組の損傷に寄与する地震入力エネルギーVdは、エネルギー法告示のVsの、1/1.2=0.83倍で解析している。

Vsを算定するための骨組の有効周期は、補強無しの骨組は、弾性1次固有周期を1.2倍にした周期で算定し、補強した骨組については、ブレース補強した骨組の弾性1次固有周期を1.2倍にした周期で算定している。減衰は、レーリー型減衰で2%とした。

#### 4.5 解析結果

図13は、補強方法が、①の場合（既存部分の施工不良を改善しない場合）の鉄骨層の最大層間変形角について、補強無し、引張ブレース補強、引張・圧縮ブレース補強、ダンパー補強1、ダンパー補強2の場合の応答を、EL Centro NS、Hachinohe EW、JMA Kobe NSについて示したものである。また、図中には、補強ブレースの限界変形角と既存ブレースの限界変形角を示している。補強ブレースの限界変形角は弾性限界変形角0.003radの3倍の値である。既存ブレースの限界変形角は、弾性限界変形角0.004radとしているが、施工不良がある場合には、これよりも小さくなる可能性がある。この図から、

全ての補強方法の最大層間変形角は、既存ブレースの限界変形角である弾性限界変形角0.004radを超えていることから、既存部分では破断等の被害が生じている可能性がある。圧縮・引張ブレース補強の場合の応答は、補強ブレースの限界変形角0.009radより小さいことがわかる。ダンパーによる補強では、地震動によっては、0.01radを超える応答になる場合がある。引張ブレースによる補強の場合には、0.015rad程度の変形になる可能性があり、補強ブレースの限界変形角を超えている。補強しない場合の応答は、0.04rad程度に達する可能性があり、大きな被害が生じると考えられる。この補強方法では、圧縮・引張ブレース補強の場合とダンパー補強の場合には、大地震時の安全性が確保できるが、既存部分は、かなり破壊されている可能性がある。

図14は、補強方法が、②の場合（施工不良の改善処置を行う場合）の鉄骨層の最大層間変形角である。補強ブレースの限界変形角は弾性限界変形角0.003radの3倍の0.009radである。既存ブレースの限界変形角は、弾性限界変形角0.004radの1.3倍の0.0052radである。この補強方法ではダンパーによる補強は既存ブレースの限界変形角より小さな応答結果であり、圧縮・引張ブレース補強の場合よりも小さな変形となっている。ダンパーによる応答では、ダンパー1とダンパー2の応答にほとんど差がない。圧縮・引張ブレース補強の場合には、既存ブレースの限界変形角程度の変形となっている。引張ブレースによる補強は既存ブレースの限界変形角より大きな変形になっている。これらの補強は、補強ブレースの限界変形よりも小さな応答である。この補強方法では、ダンパーによる補強が応答変形を小さくする上で、最も有効であり、既存部分もほとんど損傷無しの応答にすることが可能である。

図15は、補強方法が③の場合（既存部分の靱性が期待できる性状に改善する場合）である。補強ブレースの限界変形角は弾性限界変形角0.003radの3倍の0.009radである。既存ブレースの限界変形角は、弾性限界変形角0.004radの3倍の0.012radであ

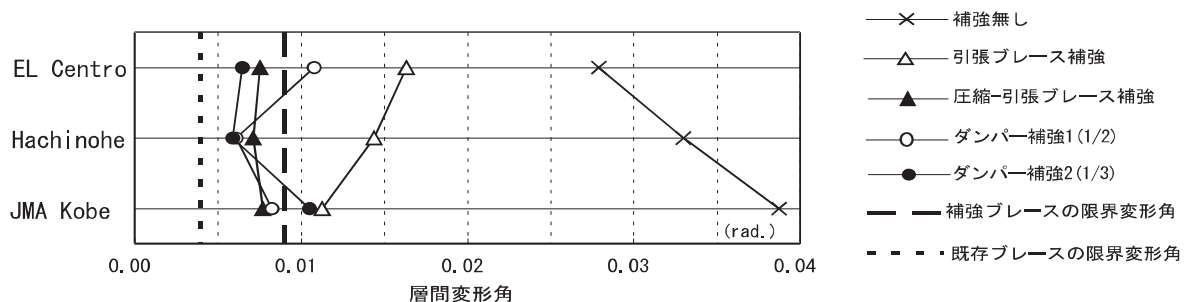


図13 補強方法①の場合の鉄骨層の最大層間変形角

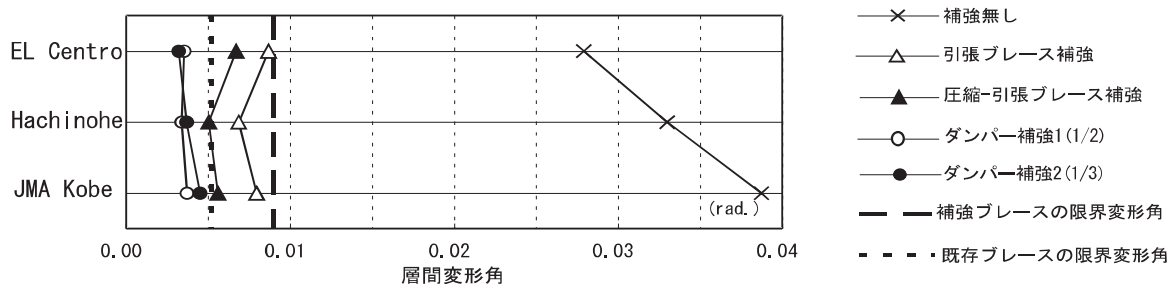


図 14 補強方法②の場合の鉄骨層の最大層間変形角

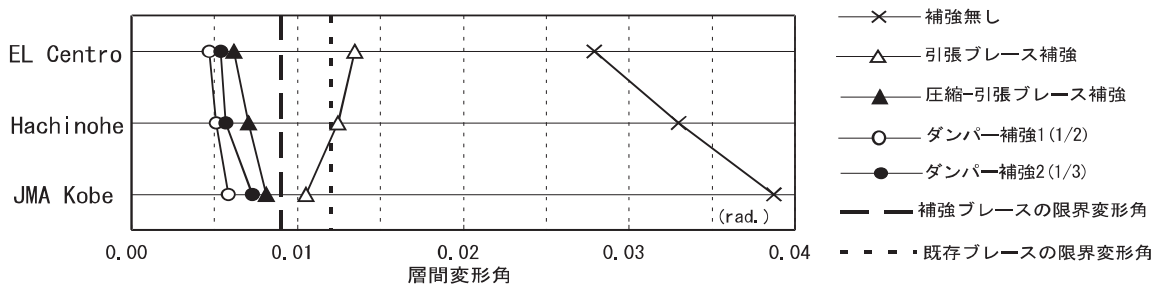


図 15 補強方法③の場合の鉄骨層の最大層間変形角

る。ダンパー 1 による応答は、最も応答変形を小さくすることができ、圧縮・引張ブレース補強の場合には、ダンパーの場合よりも応答変形が大きくなる。圧縮・引張ブレース補強の場合には、既存ブレース及び補強ブレースの限界変形角より小さな応答になっていることから、大地震時の安全性が確保できると言える。引張ブレースでは、補強ブレースの限界変形を超えていることから、安全性が確保できないことになる。この補強方法では、ダンパーによる補強と圧縮・引張ブレース補強の場合に、安全性が確保できる。

#### 4.6 まとめ

旧基準で設計されている鉄骨造体育館に関して、質点系モデルを用いた地震応答解析によって、一般的に用いられているブレース補強とダンパーで補強する場合の地震応答を既存部分の補修方法をパラメーターとして比較し、鋼材ダンパーによって補強する方法の有効性を示した。ここでの解析から得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 既存部分の施工不良を改善しない場合には、ブレースによる補強では、補強ブレースの限界変形角より小さな応答となり、ダンパーによる補強よりも最大変形にばらつきが無かった。また、既存部分の破壊をさけるためには既存部分を取り除く方が良いかもしれない。
- 2) 既存部分の施工不良のみを改善する場合には、ダンパーによる補強は、最大層間変形角が 0.005rad より小さく、圧縮・引張ブレースによる補強よりも応答変形を小さくすることができた。また、地震

動によるばらつきも少なく、最も有効にダンパーが働いた。一方、ブレース補強による応答は既存部分の限界変形角を超えた。

3) 既存部分の靱性を改善する場合には、ダンパーの補強は、圧縮・引張ブレースによる補強よりも応答変形を小さくすることができたが、応答変形は 0.005rad より大きくなった。圧縮・引張ブレース補強による応答は既存部分の限界変形角を超えなかった。

4) 引張ブレースによる補強は、最大応答変形が既存部分または補強部分の限界変形角を超え、安全が確保できない可能性がある。

## 5. 旧基準で設計されている鉄骨造事務所建物の鋼材ダンパーによる耐震補強<sup>7),8)</sup>

### 5.1 はじめに

1980 年以前の旧基準で設計されている鉄骨造事務所建物の耐震補強については、RC 造学校校舎や S 造体育館等に比べれば、その必要性の認識は、必ずしも高くないように感じられる。しかし、実際には旧基準で設計されている S 造事務所建物においても、高さ方向の設計外力が  $A_i$  分布でないことや、接合部が保有耐力接合されていない、等、現行基準の建物に比べれば、耐力と変形能の両面で劣っていると考えられる。また、柱として、角形鋼管ではなく H 形鋼を用いている場合も多いため、接合部パネルの早期の降伏が及ぼす影響等も懸念される。

そこで、旧基準で設計されている S 造事務所建物を対象にして、耐震補強の方法とその効果や検証方



法の検討を行う。旧基準の建物では、高さ方向の耐力分布や接合部の変形能に問題があると考えられ、ここでは、既存フレームへの影響が小さいと考えられる履歴型ダンパーを付加した補強を行い、補強後の建物が、接合部パネルや梁部材等、元のフレームの各部位が、ほとんど塑性化しない性能を目指す。ここで検討対象としたS造事務所建物は、兵庫県南部地震で接合部破断等の大きな被害を受けた旧基準の建物である<sup>9)</sup>。以下に、選定した建物の概要と兵庫県南部地震での被害状況、履歴型ダンパーによる補強の効果と応答評価方法としてのエネルギー法の適用結果について述べる。

### 5.2 選定建物の構造概要

検討対象として選定した建物は、昭和48年に建設された建物で、旧基準の設計である。この建物は神戸市に建設され、兵庫県南部地震で震度7の地域

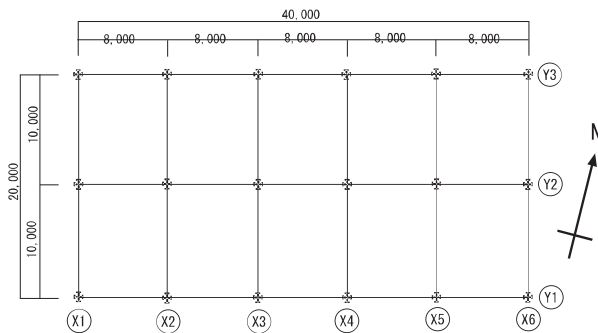


図16 被災建物の平面図

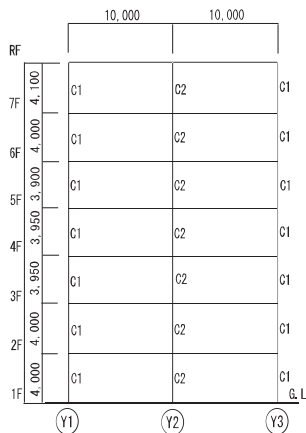


図17 南北方向軸組

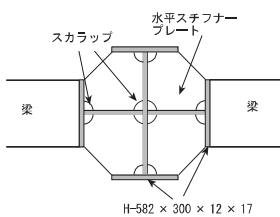


図18 接合部柱断面

表1 柱断面一覧

階	方向	柱	
		外柱 (C1)	内柱 (C2)
7	強軸	H-182×300×11×15	H-482×300×11×15
	弱軸	H-582×300×12×17	同上
6	強軸	H-182×300×11×15	H-182×300×11×15
	弱軸	H-582×300×12×17	同上
5	強軸	H-582×300×12×17	H-582×300×12×17
	弱軸	同上	同上
4	強軸	H-582×300×12×17	H-594×302×14×23
	弱軸	同上	H-582×300×12×17
3	強軸	H-588×300×12×20	H-600×300×16×28
	弱軸	同上	H-588×300×12×20
2	強軸	H-594×302×14×23	H-600×300×16×32
	弱軸	同上	H-594×302×14×23
1	強軸	H-600×300×16×28	H-600×300×16×32
	弱軸	同上	H-600×300×16×32

表2 梁断面一覧

階	梁	
	X2-X5通り	X1, X6通り
RF	H-582×300×12×17	H-582×300×12×17
7F	H-588×300×12×20	同上
6F	H-600×300×16×28	H-588×300×12×20
5F	H-692×300×13×20	H-692×300×13×20
4F	H-700×300×13×24	H-692×300×13×20
3F	H-792×300×14×22	H-792×300×14×22
2F	H-800×300×14×26	同上

にあったため、柱梁接合部に破断等の被害が生じた。地震後に、被害部位を補修して使用していたが、現在は解体されている。図16に、この建物の平面図、図17に被害が大きかった南北方向の軸組図を示す。建物は地下1階、地上7階のS造事務所建物であるが、X1、X2、Y1、Y2構面に囲まれた部分にはRC耐震壁があり、SRC造となっている。このため、南北方向の入力に対して偏心が生じる。図18に、この建物の柱梁接合部の柱断面の1例を示す。柱はH形鋼を組み合わせた十字柱である。表1に柱断面一覧を、表2には、内側構面(X2-X5)と外側構面(X1, X6)の梁断面を示す。柱断面として、南北方向を主軸とした場合の強軸、弱軸それぞれの断面を示す。柱、梁部材の鋼種はSM50である。

### 5.3 建物の被害状況

建物の外観上の被害としては、東面の外壁の被害が最も大きく、この部分のALCパネルがほとんど脱落している。一方、北面のALCパネルは目地等の部分的な損傷、西面は仕上げモルタルの剥がれ、南面はほとんど損傷がなかった。構造部材の被害としては、X4、X5、X6通りの中間層の柱梁接合部で母材に破断が生じていた。被害状況から、南北方向の大きな地震入力に対し、建物の偏心の影響によりX5、X6通りが大きく振られてこのような被害になったと推定される。

図19は被害が大きかったX4、X5、X6通りのうち、X6通りの被害状況を示す。この建物の典型的な被害は、中間層の外柱の柱梁接合部内部における、接合部パネルの顕著な降伏と破断及び接合部内の水平スチフナー(図18参照)のスカラップからの破断である。接合部内の弱軸柱のフランジがせん断降伏した様子はなかった。このような被害は、接合部内のせん断パネルの強度不足と水平スチフナーの板厚不足によると推測されるが、後で述べるように、この付近の入力地震動が、現行基準法のレベルよりもかなり大きかったと推定されることから、少なからず構造被害は生じると考えられる。

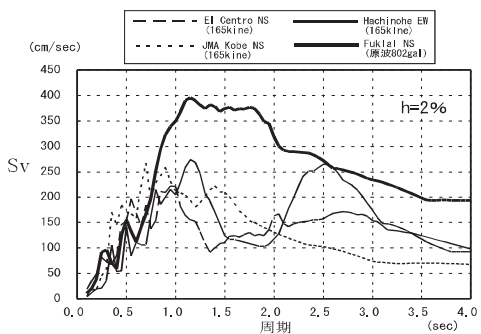


図20 入力地震動の速度応答スペクトル

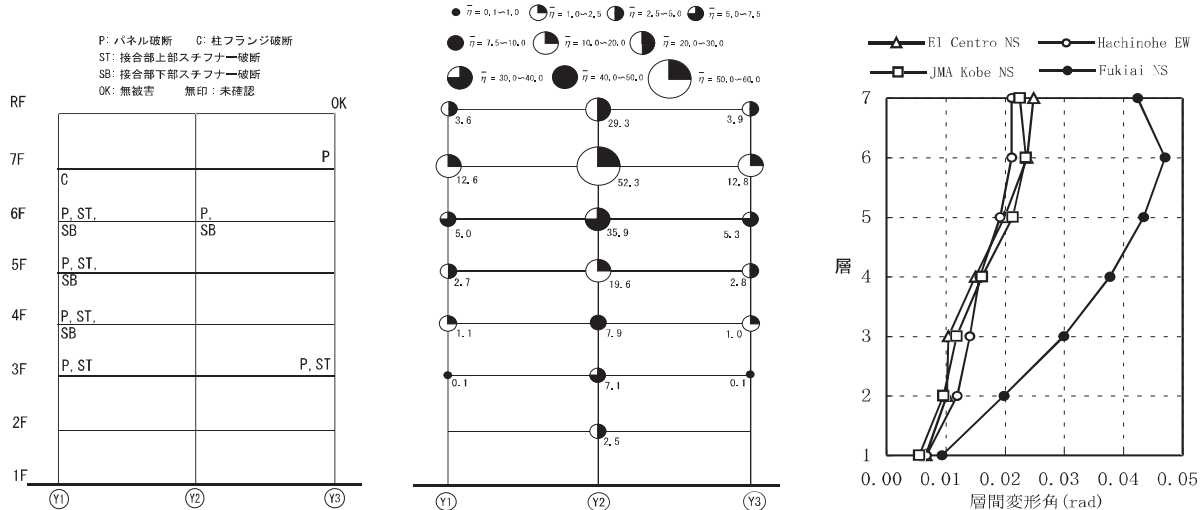


図 19 建物の被害状況 (X6 通り) 図 21 X6 通りの各部材の損傷 (JMA Kobe) 図 22 各層の最大層間変形角

### 5.4 建物の地震応答解析

この建物の被害状況を検証するために地震応答解析を実施する。解析条件を単純にするため、RC耐震壁による偏心を無視し、この建物の東西方向の半分を対象にして、X4、X5、X6 構面をモデル化し、それらの各層を変位等置した解析を行う。応答解析は、接合部パネルのせん断変形が考慮できる部材レベルの応答解析プログラムを使用する<sup>10)</sup>。各部材の降伏点は、公称値の 1.1 倍、各層重量は  $0.8 \text{ ton/cm}^2$ 、減衰は剛性比例型で 2% とする。この解析骨組の固有周期は 1.47 秒である。

入力地震動は、EL Centro NS、Hachinohe EW、JMA Kobe NS 及び Fukiai (大阪瓦斯葺合供給所 N030W 成分) の 4 波である。EL Centro、Hachinohe、JMA Kobe の 3 波は、損傷に寄与するエネルギーの速度換算値が、エネルギー法<sup>9)</sup>の 2 種地盤での極稀地震のレベルである  $165 \text{ cm/s}$  になるように最大加速度を調整して解析し、Fukiai は原波 ( $802 \text{ cm/s}^2$ ) で解析する。この建物は、大阪瓦斯葺合供給所から 200 ~ 300m 程度に位置していたため、葺合供給所での観測地震動記録が、概ねこの建物にも入力したものと思われる。図 20 から、Fukiai の速度応答値が、他の 3 波の 2 倍程度であることがわかる。

図 21 に JMA Kobe による X6 通りの損傷を示す。解析結果は、実際の被害のパネル部への損傷集中や高さ方向の損傷分布の傾向を概ねとらえている。また、応答解析では、梁端部には損傷が生じていない。図 22 は、4 波による最大層間変形角である。現行基準の極稀地震の入力レベルとした EL Centro、Hachinohe、JMA Kobe の 3 波の解析では、最大層間変形角が  $0.025 \text{ rad}$  程度となっている。一方、Fukiai の解析では上層階は  $0.04 \text{ rad}$  以上の応

答となり、他の 3 波に比べかなり大きくなっている。

### 5.5 履歴型ダンパーによる補強設計

検討対象建物の地震被害の形態は、接合部パネルへの損傷集中によるパネルの過度な塑性化と破断である。パネルのダブルプレートによる補強は施工が煩雑であり、現実的ではないと考えられるので、ここでは、周辺フレームへの影響も小さいと考えられる履歴型ダンパーによる補強を行い、ダンパーで地震エネルギーを吸収することでパネルへの応力を抑え、パネルの塑性化をできるだけ小さくすることを目標とする。H 形鋼柱の接合部パネルの塑性変形能力は、一般的にはかなり大きいため、少々の塑性化は問題にならない。そこで、補強後の建物での大地震時のパネルの部材としての損傷が平均累積塑性変形倍率 ( $\bar{r}$ ) で、5 以下になること、及び補強後の骨組の各層の最大層間変形角が  $1/100$  以下になることを設計目標として、各層の履歴型ダンパーの断面設計を行う。

ダンパーは座屈拘束ブレース型とし、建物の X1、X6 構面に、図 23 に示すように各階に逆 V 字状に配置する。なお、元の骨組では、X1、X2、Y1、Y2 で囲まれた部分に RC 耐震壁があり、偏心を有する建物であるが、解析条件を単純にするため、この部分も S 造であると仮定し、偏心が無い建物とする。この条件下で、各層の履歴型ダンパーを設計し、以後の検討を行う。ダンパーは鋼管コンクリートで芯材を補剛するタイプとし、芯材の鋼種を LY225 とし、塑性化部分の長さにより剛性を調整する。設計後の各層のダンパーの降伏軸力及び等価断面積を表 3 に示す。

### 5.6 エネルギー法による応答の計算

履歴型ダンパーによる補強後の建物の最大応答

と各層のダンパーやフレームの損傷を確認するために、エネルギー法<sup>6)</sup>を用いてこれらの計算を行う。エネルギー法の計算を行うためには、骨組各層のダンパーとフレームそれぞれの層せん断力-変形関係が必要である。図24の実線は補強後の建物の静的漸増載荷から得られた第1層のダンパー及びフレームの層せん断力-変形関係であり、破線はエネルギー法の計算で用いるための完全弾塑性への置換である。フレームは1/100の変形までで面積等価になるように置換している。表4は、エネルギー法計算における2種地盤を仮定した極稀地震時の

建物全体のエネルギーの計算である。表中のフレームの弾性歪エネルギー及びダンパーの弾塑性歪エネルギーは最弱層のフレームが保有水平耐力点に達するまでの変形で計算した値である。

表5に、極稀地震時のフレームの損傷とダンパーの損傷の計算を示す。表4で計算された必要エネルギー吸収量(Es)は告示に示される損傷配分則を用いて、各層(Esi)に配分され、さらにこれがフレーム(Esfi)とダンパー(Esdi)に配分される。ダンパーは、最弱層のフレームが保有水平耐力点に達するまでで計算されるダンパーの塑性歪エネルギー

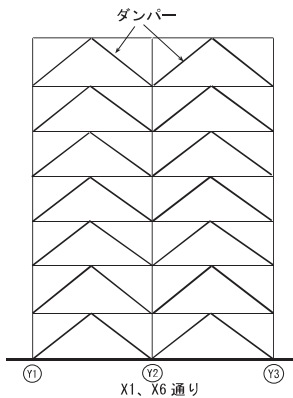


図23 ダンパーの配置

表3 ダンパーの降伏軸力と等価断面積

階	ダンパー (LY225)	
	降伏軸力 (kN)	等価断面積 (cm <sup>2</sup> )
7	500	42.9
6	500	37.0
5	750	56.5
4	750	55.0
3	750	52.6
2	750	50.8
1	500	37.6

表4 建物全体のエネルギー計算結果一覧

有効周期 Ts(sec)	1.05
作用するエネルギーの速度換算値 Vs(m/sec)	1.65
建物全体の質量 M(ton)	2240
作用するエネルギー (1/2)MV <sup>2</sup> (kN・m)	3049.6
フレームの弾性歪エネルギー Wf(kN・m)	247.8
ダンパーの弾塑性歪エネルギー Wd(kN・m)	2527.1
必要エネルギー吸収量 Es(kN・m)	274.7

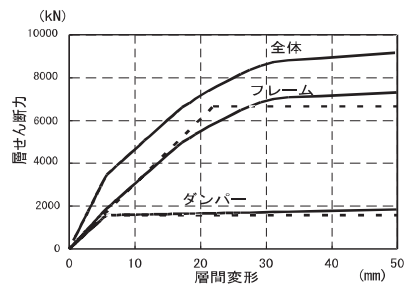


図24 第1層の層せん断力-変形関係

表5 各層の塑性歪エネルギー計算結果一覧

層	各層の必要エネルギーの配分						フレームの損傷		ダンパーの損傷		
	Si	Pi	Esi/Es	Esi (kN・m)	Esf <sub>i</sub> (kN・m)	$\bar{\eta}_d$	Esd <sub>i</sub> * (kN・m)	Esd <sub>pi</sub> (kN・m)	Esd <sub>i</sub> (kN・m)	$\bar{\eta}_d$	
7	0.399	0.970	0.037	10.2	4.2	0.1	6.0	512.2	518.2	25.5	
6	0.747	0.886	0.100	27.6	16.1	0.1	11.5	1098.3	1109.8	52.6	
5	1.045	0.880	0.144	39.6	19.9	0.1	19.7	1657.9	1677.6	50.3	
4	1.232	0.839	0.206	56.6	32.2	0.2	24.4	1931.7	1956.1	64.2	
3	1.345	0.838	0.226	62.2	38.0	0.2	24.2	2023.8	2048.0	65.4	
2	1.399	0.869	0.203	55.8	36.1	0.1	19.7	1902.7	1922.4	59.7	
1	1.000	1.000	0.083	22.8	18.4	0.1	4.4	795.5	799.9	45.4	

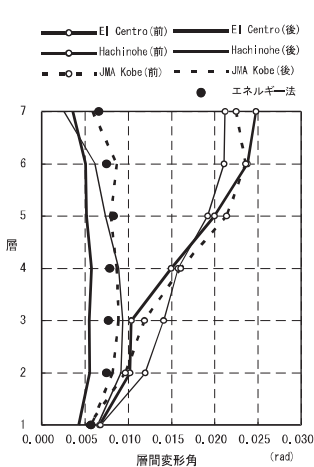


図25 最大層間変形角

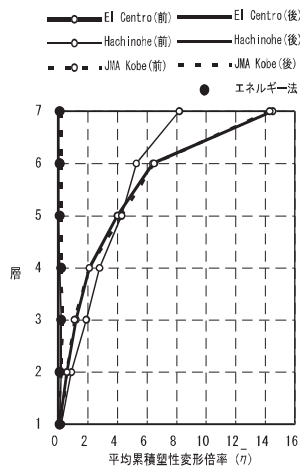


図26 フレームの損傷

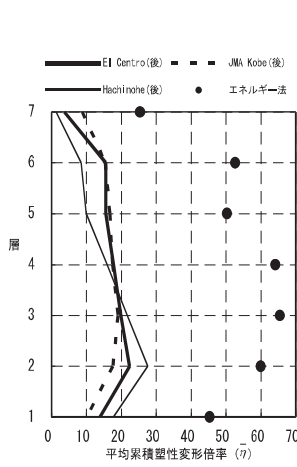


図27 ダンパーの損傷

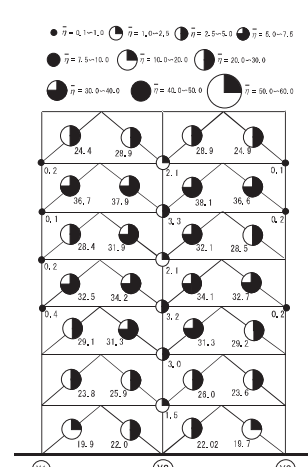


図28 各部材の損傷 (JMA Kobe)

(Esdpi) との和により、ダンパーの塑性歪エネルギー (Esd<sub>i</sub>) が計算される。Esf<sub>i</sub> からフレームの損傷  $\bar{\eta}_f$  が、Esd<sub>i</sub> からダンパーの損傷  $\bar{\eta}_d$  が計算される。各層の最大層間変形は、層の最大塑性率  $\mu$  と  $\bar{\eta}_f$  の関係が、 $\mu = (\bar{\eta}_f / 2) + 1$  で表されることから計算される<sup>1)</sup>。

計算された損傷の評価については、表 5 で示されるフレームの損傷は 0.2 以下であり、フレームには損傷がほとんど生じない程度と考えられる<sup>5)</sup>。一方、ダンパーの損傷は最大で 65 程度である。これに対して、層としてのダンパーのエネルギー吸収能力は、最大層間変形時のダンパーの軸変形量から塑性化部分の長さを考慮してダンパー部材単体の保有性能を求め、これを層に変換して算出することになるが、今回想定したダンパーの疲労特性<sup>1)</sup> によると、十分余裕があることが確認されている。

## 5.7 地震応答解析

ダンパーによる補強の効果とエネルギー法による計算の妥当性を明らかにするため、補強後の建物の地震応答解析を行う。5.4 の解析モデルの X6 の構面に表 3 のダンパーを入れたモデルによって、5.4 と同様の解析条件で応答解析を行う。入力地震動も、EL Centro NS、Hachinohe EW、JMA Kobe NS の 3 波であり、骨組への損傷に寄与するエネルギーの速度換算値が、165cm/s になるように入力する。

図 25 は、各層の最大層間変形角について、補強前、補強後の地震応答解析結果及びエネルギー法の計算値を示す。補強後は、1/100rad 以下の変形になり、上層階で補強の効果が大きいことがわかる。またエネルギー法の計算値も概ね、応答解析結果に近い。図 26 は、補強前後での各層のフレームの損傷である。補強後は、各層の損傷がほとんど 0 であり、エネルギー法の計算値も、概ね、同程度になっている。図 27 は、ダンパーの損傷であり、エネルギー法の計算値は、2～3 倍程度の安全率を持って予測している<sup>6)</sup>。図 28 は、JMA Kobe による X6 通りの各部材の損傷の解析結果である。パネルの損傷は、図 21 の補強前の損傷に比べて、小さくなっているのがわかる。

## 5.8 まとめ

旧基準で設計されている S 造事務所建物を対象にして、履歴型ダンパーで補強した場合の補強効果とエネルギー法による検証方法について検討を行った。その結果、ダンパー補強による最大応答変形とフレームの損傷の低減が確認され、エネルギー法による計算結果の妥当性が確認された。

## 6. おわりに

## 6.1 最終報告のまとめ

本報告では、21 世紀鋼構造フォーラム第 3 期の研究 WG の 1 つである「鋼材ダンパーを用いた既存建築物の耐震補強に関する研究 WG」における研究の最終報告として、中間報告以降の研究結果について主に述べた。本報告の検討結果の概要をまとめて以下に示す。

(1) 補強建物の実例の調査と分析：

- ・収集した 639 件の補強建物のうち、RC 造と SRC 造で 85% 程度、S 造は 7% であった。
- ・補強方法は、収集した建物の 97% が、RC 壁増築、S 造ブレース、柱補強による補強であり、それらの単独または組み合わせによる補強であった。
- ・S 造ブレースによる補強は全体の 33% であった。また、制振補強は 1.1% であった。ブレースによる補強の割合は 1995 年から 3～4 割程度であり、大きく変化していない。

(2) 鋼材ダンパーによる鉄骨造体育館の高性能な耐震補強設計法に関する検討：

- ・既存部分の施工不良のみを改善する場合、ダンパーによる補強は、最大層間変形角が 0.005rad より小さく、圧縮・引張ブレースによる補強よりも応答変形を小さくすることができた。また、地震動によるばらつきも少なく、非常に有効にダンパーが働いた。
- ・既存部分の靱性を改善する場合には、ダンパーの補強は、圧縮・引張ブレースによる補強よりも応答変形を小さくすることができたが、応答変形は 0.005rad より大きくなった。
- (3) 旧基準で設計されている鉄骨造事務所建物の鋼材ダンパーによる耐震補強：
  - ・対象とした建物では接合部パネルに損傷が集中し、補強しない場合は、最大層間変形角が 0.025rad 程度になる。
  - ・ダンパー補強による最大応答変形とフレームの損傷の低減が確認され、エネルギー法による計算結果の妥当性が確認された。

## 6.2 今後の展開

本 WG でのアンケート調査で明らかになったように、現時点で鉄骨造建物の補強割合は、RC 造や SRC 造に比べて非常に少ない。しかし、2004 年新潟県中越地震でも鉄骨造体育館では、旧基準の体育館がかなり大きな被害を受けて、実際に避難所として使用できなかった例が多く見られた<sup>12)</sup>。これらのことから、少なくとも鉄骨造体育館については、今後、耐震補強を積極的に進める必要があると考えられる。そのための補強方法の 1 つとして、本 WG で提案した補強方法がさらに検討され、実現されること

を期待したい。

また、現在、(独)建築研究所の研究課題として、「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発(平成18～20年)」が実施され、その中の鋼構造分科会では、鋼材ダンパーを用いた高性能な耐震改修技術の設計法(主査:東京理科大学、北村春幸教授)について研究が行われている。21世紀鋼構造フォーラムの本WGで得られた基礎的な研究成果が、この研究課題の中でも生かされることを期待する。

## 謝辞

本報告には、(独)建築研究所の研究課題「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発(平成18～20年)」の鋼構造分科会(主査:東京理科大学、北村春幸教授)で検討した内容を一部含んでいる。

## 参考文献

- 1) 鋼材ダンパーを用いた既存建築物の耐震補強に関する研究、;第3期21世紀鋼構造フォーラム研究、中間報告概要集、pp11-18、2006年11月
- 2) 長谷川隆:履歴型ダンパーを用いた既存建築物の耐震補強に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集C-1、pp.685-686、2006.9
- 3) 井澤保一、荻野雅士、長谷川隆:エネルギー法を適用したピロティ形式鉄筋コンクリート造建物の履歴型ダンパーによる耐震補強、日本建築学会大会学術講演梗概集C-2、pp.625-626、2006.9
- 4) 実務者のための既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例、(財)日本建築防災協会、(社)建築研究振興協会、2004.8
- 5) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、日本建築学会、1990.10
- 6) エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説、(財)日本建築センター、2005.10
- 7) 長谷川隆、西本晃治、竹内一郎:旧基準で設計されている鉄骨造建物の履歴型ダンパーによる耐震補強(その1 建物概要と兵庫県南部地震での被害状況)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造III、pp.945-946、2007.8
- 8) 西本晃治、長谷川隆、竹内一郎:旧基準で設計されている鉄骨造建物の履歴型ダンパーによる耐震補強(その2 補強の効果とエネルギー法による検証)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造III、pp.947-948、2007.8
- 9) 平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書、

建設省建築研究所、pp.106-110、平成8年3月

10) 小川厚治、多田元英:柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発、第17回情報システム利用技術シンポジウム、pp.79-84、1994.12

11) 中村博志、他:実大アンボンドブレースの疲労性能(その2:実験結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造III、pp.815-816、1999.9

12) 長谷川隆、向井昭義、西田和生、石原直:新潟県中越地震における鉄骨造体育館被害調査(その1 構造被害の分析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.569-570、2005.9

## 5.2 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探究と開発

薄板を用いた鋼構造の可能性というテーマについては、21世紀鋼構造フォーラム第一～三期全体にわたって探求および開発が継続した。第一期の公募設計競技においても多くの貴重な提案があったこと、第二期で構造・意匠・環境・技術開発の動向にわたる広範囲なスペクトラムを整理することができたことが、第三期の成果の基礎にある。また、この6年あまりの間、建築家の前衛的な試みとして、薄板鋼構造の作品が格段に多く発表されるようになり、デザイン的にも技術的にも洗練が進んでいる。

以上の背景のもとで得られた、第三期の成果を列記する。

- 1) 鋼薄板を題材として、各種断面形状および要素技術の技術的可能性を、幅広く実験的に検討し、基礎資料を得た。
- 2) 局部座屈を起ししやすい1mm厚以下の薄板を用いて、面外力・面内力に十分抵抗できる建築部材を構成できることを示した。
- 3) 仕様変数が多岐にわたる建材製品開発の実験評価方法として、規準化および性能空間の理論を準備した。
- 4) 規準適合上の諸問題と取り組みのロードマップを示した。
- 5) 建築意匠上の表現の開拓にどのようなインパクトを及ぼすか、予測と整理をした。
- 6) 適用すべき部材種別およびグレードを想定して、今後の開発のロードマップを示した。

以上のように、第三期の成果の特質は、その具体性と幅広さにある。これは参加したメンバーの多くが、建材開発の第一線にいる技術者であったことによる。ふだん競争関係にある各建材メーカーが一堂に会し、将来の技術の基礎を共同で据えたことは、真に特筆すべきことである。WGで戦わされる議論も、厳しさと共感を同時に込めたものであった。また参加者の積極的意志により、試験体数も当初の予測を大幅に越え、要素技術も幅広く渉猟することができた。

端的に言えば、第三期の成果は、薄板鋼構造を実際に建設できる水準にまで引き上げることができたことにある。プロトタイプを建築物として実現してみせることは、もはや十分に可能である。自社施設など好適なチャンスがあれば、ぜひ技術開発の機会としても活かしていただきたい。その次のステップは、合理的製品として商品化し、また規準に見合った建設資材としての「市民権」を育て上げることである。前者については、建材開発の性質上、本WGのような開かれた場での開発研究は困難である。このため今後は、参加会社と研究者の間での守秘原則の共同研究に移行することとなる。後者については、産学官の布置を備えた本WGのスキームは再び力を発揮することになるはずである。本WGは、そのときのための種子として蒔かれたものでもある。製品開発に一定の進歩があった段階で、自ずと発芽することになるだろう。

# 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発

鋼薄板，面内応力，構造パネル，性能評価，製品開発

富岡義人，五十嵐規矩夫，河野守，石原直，穂苅實，作本好文，  
清水信孝，藤田正則，石丸亮，中川治彦，太田克也，大隅康令，大室彰男，渡邊力

## 1. はじめに

### 1.1 研究の背景と目的

鉄鋼材料は，近代建築の黎明期以降，建築物の主体構造の主要材料として広く用いられ，その空間形態・構造形態の変革に大きな影響を与え続けてきた<sup>1)~4)</sup>。しかし「鉄骨構造」という日常語が示す通り，これまで鋼構造はほぼ骨組構造に限定して捉えられてきた。すなわち，建築物全体は，構造要素たる骨組に非耐力の壁体や屋根など（以下「空間規定部材」という）が取り付けられて完成するものと捉えられてきた。

この考え方には，構造設計の前提を明快に設定し，実構造物の力学的挙動との整合性を高く保つという利点があるが，一方，ほとんどの空間規定部材の構造性能を積極的に利用せず単なる固定荷重とみなしてしまうこと，工数やコストが累積することなど，非効率な面をあわせ持っている。とくに意匠設計の立場から見た場合，構造体・二次部材・胴縁材・仕上材という多段階性が，ディテールを複雑化し，要素厚を増して，鋼本来のシャープで軽快な表情を大きく殺してしまうことが多い。

この冗長な構成を単純化し，鋼の利点を生かした屋根・壁・床などの空間規定部材と構造材を一体化する構造形式（以下「鋼薄板構造」という）を開発することによって，鋼構造の技術・デザインの格段の発展が期待できよう。このような構造形式には，大きく骨組ハイブリッド構造とモノコック構造のふたつがある。前者は構造物に流れる力を骨組と表面材が協調して伝えることを前提とする考え方，後者は表面材のみが伝えることを前提とする面構造の考え方である。

鋼薄板材料（以下「薄板」という）は，これまで建築物の構造体として用いられることは少なかったものの，非耐力の内外装建材として幅広く用いられてきた。鋼板サンドイッチパネルは，その代表例である。この分野では防錆，表面処理，加工，接合など，精緻な技術が蓄積されており，薄板を利用して空間規定部材と構造材を兼ねることに十分な技術的ポテンシャルが培われていると考えられる。また，自動車生産などの分野では，薄板に適した様々な加工法や接合法が開発され続けている。これらの新技術を建築生産に積極的に取り入れることで，更なる飛躍が期待できよう。

平成13年，告示により軽量形鋼の構造材利用への

途が拓かれ，薄板軽量形鋼造，いわゆるスチールハウスの設計指針が成立し実用に供されている<sup>5)</sup>。薄板軽量形鋼造は，基本的に軽量形鋼を主たる骨組として用いているものの，構面に張り渡した石膏ボードや構造用合板によって合成耐力壁を形成し，各種外力に抵抗するという枠組壁構法と同様のコンセプトは，鋼薄板構造へとつながる第一歩ととらえることもできる。さらに鋼板サンドイッチパネルの面内耐力性能を評価した論考も発表されており<sup>6)~8)</sup>，鋼薄板構造の研究の機運は徐々に多面的な高まりを見せつつある。

なお，この経緯と並行するように，最近発表された作品では構造体に鋼板を用いたものが散見されるようになった。これらはデザイン的にも構造的にも，鋼構造の今後の姿を示唆する事例として，注目を集めるに至っている<sup>9)</sup>。

### 1.2 研究の全体目的

以上の背景に基づき，本研究は，薄板を利用した鋼構造建築物の可能性を探求し，詳細な研究開発のなすべき萌芽を発見収集することを目的とする。

## 2. 研究の範囲

本研究では，特定の製品開発には踏み込まず，個別の新製品の開発に資し得る汎用技術の総覧ならびに開発・評価方法の構築という基礎的一般的事項を探究することとした。その範囲は以下の通りである。

### 2.1 想定する構造形式

本研究において主題とする薄板は，おおむね $t=0.1\sim 3.0\text{mm}$ 程度の範囲のめっき鋼板・塗装鋼板とする。想定する用途・部位は，住宅・小規模集合住宅，3階程度までのビル，産業用建築物（工場建屋や倉庫）の壁・屋根・床とする。

以上のように，本研究が想定する鋼薄板構造は，薄板建材の技術を発展させて，その実用化を構想しようとするものである。この際，骨組材を一切排除した，純粋なモノコック型の面構造には固執しない。建築物はいずれにせよ多数の運搬可能な大きさの部材から構成されざるを得ず，それゆえパネル間を結合する仲立材が必要となる。また施工上も，一定の幾何学的規準をもたらす定規材が必要である。こうした役割を担う微細な骨組状の材がパネル材を緊結一体化し，全体として面構造を形成するような構造形式を念頭に置いて

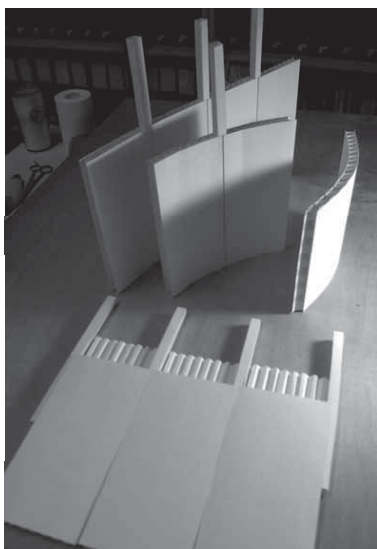


写真1 構造パネルの基本構成のアイデア

いる(写真1)。すなわち、これまで分散した面外力の負担材としてのみ取り扱われてきた薄板を、面内力の負担材としてとらえなおし、小径の骨組材と協調しながら一体の面状の構造体を形成することを基本的なコンセプトに据える。このとき、骨組材にパネル材よりも卓越した構造性能を期待して設計する場合には骨組ハイブリッド構造、パネル材同等の性能しか期待せずに設計する場合にはモノコック構造とみなすことができるであろう。

## 2.2 構造パネルの断面形

試験に供する薄板パネルの仕様を決定するために、まず断面形の調査を行うとともに提案をつのり、バリエーションを整理した。その結果、FP：折板挟み込み断面(段ボール状)、SW：サンドイッチ形状(発泡材充填構成)、HC：ハネカム形状ないし切板はめ込み形状、P：プレス加工板接合形状の4種が見いだされた(図1)。このバリエーションのうち、既存の生産技術の蓄積、および適用可能な要素技術が十分に発展していること、などの点から、FPないしSWが有利であるとの感触を得て、この種の断面形の実験研究を行うこととした。

## 2.3 研究の全体構成

以上の目的を達成するために、本研究は大きく次の4領域に区分して取り組むこととした。

第一に、パネル要素の力学的実験研究である。この領域では、鋼薄板を利用した様々なパネル材の断面形状、部品構成を構想し、それらを各種構造試験に供し、その性能を多面的に把握することを主眼とする。

第二に、各種構造性能の総合評価のあり方の考察、ひいては建材開発論の研究である。実験に供される試験体は、形状・部品構成・接合技術が多彩であり、また得られる力学的性能も多岐にわたる。このように確

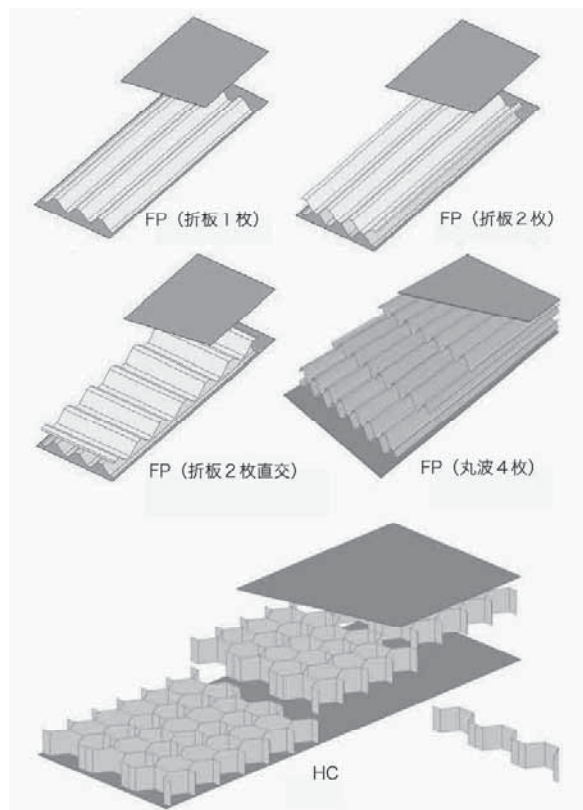


図1 構造パネルの断面形のバリエーション

定的なパラメータがない総合的研究は、実験変数を厳しく限定する通常の実験研究とは明らかに異なる水準にある。このときまず必要となるのは、多彩な試験体の多岐にわたる性能を、総合的に評価する理論である。

第三に、規基準に対応するための課題整理である。鋼薄板構造の実用化に向けた法規上備えるべき構造並びに防火関係の課題を整理することを目的とする。

第四に、これらのアイデアが指し示す意匠的可能性の把握である。この領域では、設計案の作成を通じて、今後の発展の可能性を発見・指摘することを主眼とする。本報告に示す概要コメントとともに、発表と同時に展示するパネルおよび模型をご覧いただきたい。

## 3. 構造特性確認実験

### 3.1 構造特性確認実験の全体像

鋼薄板構造要素の力学特性を確認するための実験手法として面外曲げ試験、面外振動試験、面内圧縮試験、面内せん断(曲げ)試験の4種の実験を計画し、実施した。それぞれの実験目的は、以下の通りである。

1) 面外曲げ試験では、鋼薄板構造要素の基本的な力学特性を検証する。またその結果により、風圧力等を受ける壁、積載荷重を受ける床、屋根等に鋼薄板構造要素を使用する際の剛性及び強度を確認する。

2) 面外振動試験では、単純支持された鋼薄板構造要素の振動特性を把握することを目的としている。これ



により、鋼薄板構造要素を床材として使用した場合の特性を把握し、床材としての可能性を探索するための基礎資料とする。

3) 面内せん断（曲げ）試験では、鋼薄板構造要素を面材として配置し、地震力等による水平力を負担する部位として用いる鋼構造建築物の可能性を検討する。この面材としてのせん断剛性、強度を確認する。あわせてエネルギー吸収要素としての可能性も検討する。

4) 面内圧縮試験では、面内圧縮力を受けた場合の力学特性を把握する事を目的としており、特に鋼薄板構造要素の座屈特性を検討する。この検討により、薄板構造要素をモノコック構造あるいはシェル構造等の軸力系鋼構造建築物への適用の可能性を探索するための基礎資料とする。

以上は鋼薄板構造要素の力学特性を確認するための基本的な実験手法であるが、要素単体としての力学特性を把握することの他に、接合手法およびその特性を把握しておく事は重要である。この接合技術の中には、a) パネル要素単体を構成するための技術、b) パネル要素相互あるいはパネル要素と骨組との接合技術、に大きく分類して考えることができる。

これらのうち a) については、パネル要素の基本的性能として、第一に 1) 面外曲げ試験、2) 面外振動試験によって検討すべき問題と捉えられるが、3) 面

内せん断（曲げ）試験、4) 面内圧縮試験については、パネル要素の用途・部位に依存するだけでなく、パネル間あるいは骨組との接合部の性状が重要なパラメータとなる。

従って b) については、パネル要素自体の性能を観察し、具体的な適用部位と要求性能を限定した上で、順次検討していくのが合理的である。

以上の理由から、a) パネル要素単体の 1) 試験を最初に行ない、続いて、b) 接合方法を導入し、3), 4) 試験を行なう方針とした。2) 試験について本研究では、試験体の一部に対して行った。

構造特性を把握する上では、素材の機械的性質を把握することは必要不可欠であり、その応力度ひずみ度曲線を知ることは重要である。現在一般的に使用されている薄板あるいは構造要素として使用することを考えている薄板の材料特性を素材引張試験を通して確認、整理する。その際、素材の機械的特性のばらつきを把握する。

以上を通じて、鋼薄板構造要素の選定、新たな鋼薄板構造要素の提案を行い、薄板の建築物への利用可能性の具体的なあり方を提示できることとなる。

### 3.2 提案断面とその部品構成

載荷試験に供せられる薄板パネルの断面形は、本研究を遂行するワーキンググループの委員が既存製品や工作上の様々な条件を勘案して提案したものである。その際の試験体寸法については、試験装置への取付上の制限はあるものの、その他については特に制限は設けず、実際に容易に製作できる断面形を自由に提案し、比較検討の結果、試験体として採用したものである。

断面形としては全ての試験体が、概ね FP：折板挟み込み断面（段ボール状）に分類できるものである。一部その断面に発泡ウレタンを充填した SW との混合構成も含まれる。コアの形状に注目すると提案された試験体は次の 3 つに分類できる。

- A) 折板コア型挟み込み断面パネル
- B) 丸波コア型挟み込み断面パネル
- C) 角波コア型挟み込み断面パネル

コア部分の詳細を、図 2 に示す。ほとんどのものが薄板を折り曲げて製作されており、角波コアの閉断面は、角部でかしめて構成されている。これら試験体について各種実験を行った。なお、面内圧縮実験では、鋼薄板を表面材とした一般的な鋼板サンドイッチパネルを加えた。

### 3.3 薄板の材料特性

使用した薄板の素材引張試験結果の一部を、応力度ひずみ度曲線で表し、図 3 に示す。一部板厚 0.19mm の極薄板のみ未焼鈍材であったため、極端に降伏応力度が高く、伸び能力が低かった。その他は降伏応力度がほぼ 300N/mm<sup>2</sup> 程度であり、降伏比は高いものの明確な降伏棚を有した SS400 によく似た応力度ひずみ度

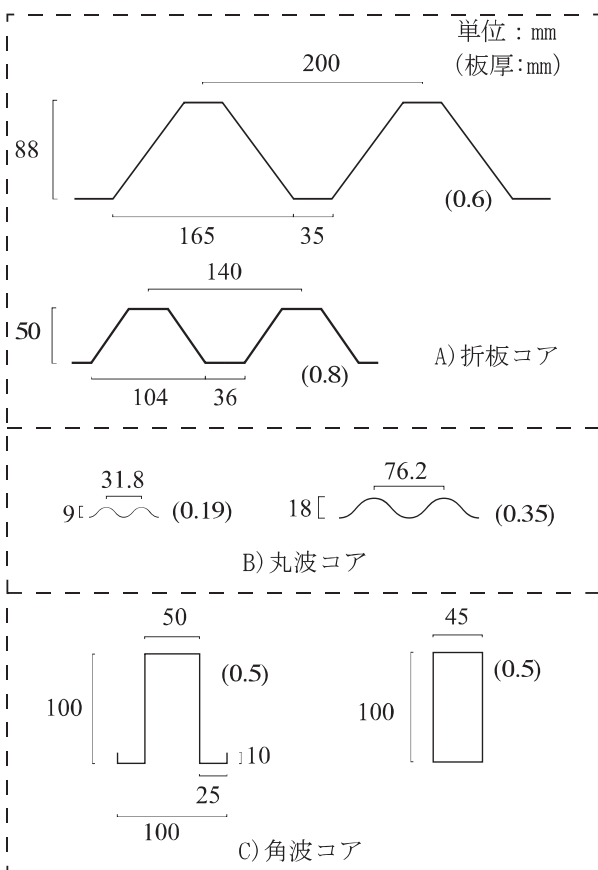


図 2 コア断面

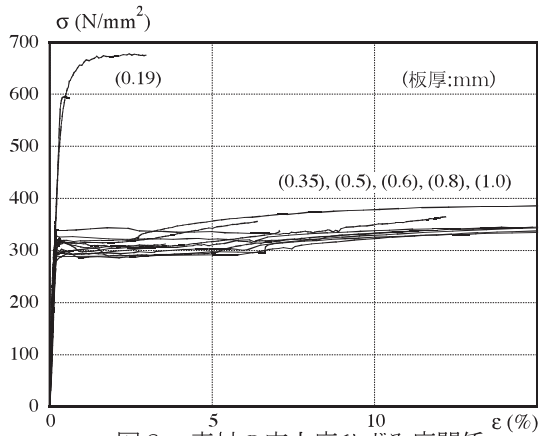


図3 素材の応力度ひずみ度関係

表1 使用鋼材の機械的性質

test-piece		t (mm)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (kN/mm <sup>2</sup> )	Elong (%)	Y.R.
AS80	A1b, A2b, A3b, A4b	0.82	277	330	195	33.0	0.83
AC60	A1b, A2b, A3b, A4b	0.64	291	349	166	31.4	0.83
AS100	A5b, A5s	1.02	305	361	180	35.2	0.84
AC80	A5b, A5s	0.83	312	350	189	37.6	0.89
BSS0_1	B1b, B2b, B3b, BU1b, BU2b	0.57	313	347	176	23.8	0.90
BC35	B1b	0.43	304	338	168	21.6	0.90
BC19_1	B2b, B3b, BU1b, BU2b	0.22	591	592	187	1.60	1.00
BSS0_2	B4b, BU1b, BU2b, B2s, B5s	0.57	287	360	197	28.8	0.80
BC19_2	B4b, BU1b, BU2b, B2s, B5s	0.20	607	678	196	4.60	0.90
CS100_1	C2b	1.00	342	417	212	27.1	0.82
CSC50	C1b, C2b	0.50	372	401	226	32.9	0.93
CS100_2	C2b, C3b, C3s, C4s, C5s, C3c	1.02	322	387	189	30.6	0.83
CC50_1	C3b, C3s, C4s, C5s, C3c	0.48	316	379	172	30.4	0.83
CC50_2	C2b	0.54	321	365	158	28.1	0.88
DS50_1	D1c, D2c, D3c	0.55	363	365	190	36.4	0.99
DS50_2	D1c, D2c, D3c	0.54	337	353	183	22.2	0.95

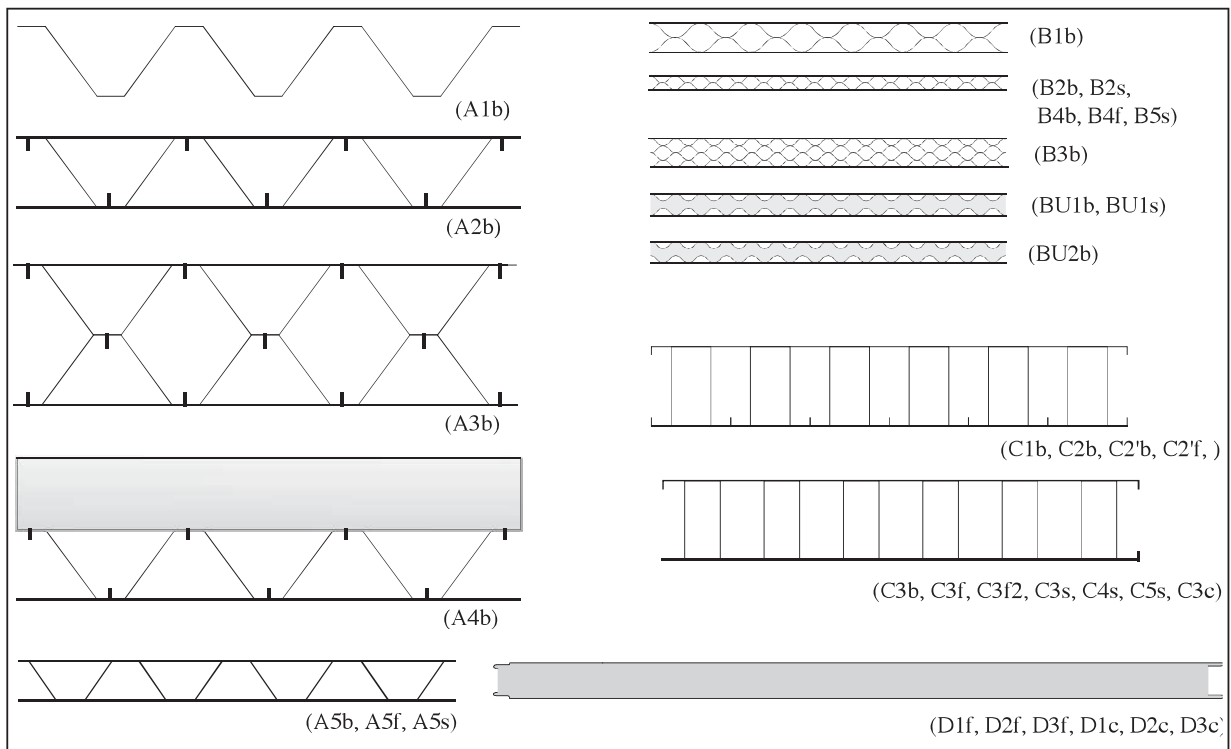


図4 試験体断面構成

曲線となっている。これらの材料特性は板厚によらず等しいものであった。この機械的性質を表1に使用した試験体名との対応とともに示す。

試験体全体の断面は、図4に示すとおりであり、その各要素の実験ごとの仕様については表2に示している。これらの要素の組み立てはおおむね手作業による。写真2は製作の様子の一例を示したものである。A) の折板コア型挟み込み断面パネルはドリルねじあるいは低反力片面スポット溶接により、B) 丸波コア型挟み込み断面パネルはシリコン系接着剤あるいは低反力片面スポット溶接により、C) 角波コア型挟み込み断面パネルはウレタン系接着剤によって薄板を接合し、要素を構成している。

### 3.4 面外曲げ実験の概要

本実験の手法として、4点曲げ試験を行うこととした。この載荷は、図5に示すように、面外等分布荷重を受けた際のモーメント分布を近似的に再現するものである。またこの載荷手法は、JIS A1414-1994「建築用構成材(パネル)及びその構造部分の性能試験方法」に示されている載荷手法に類似したものである。

なおこの実験で採用した載荷手法は、鋼薄板構造要素の面外挙動を把握するために確立された実験方法ではないため、今後は本実験結果を分析しながら、薄板構造要素の構造特性確認実験手法の確立も視野に入れた検討も必要である。

図6に実験を行った試験体の材中央下面のたわみ  $\delta$

表2 試験体一覧

記号	面外曲げ試験	コア形状	コア重ね総数	コア板厚 (mm)	表面平鋼板厚 (mm)	接合方法	要素厚 (mm)	要素幅 (mm)	反力支点間距離 (mm)	備考
A1b	折板のみ	折板	1	0.6	-	-	88	650	2000	タイバー有
A2b	折板1層	折板	1	0.6	0.8	ねじ (ピッチ200mm)	89.6	650	2000	
A3b	折板2層	折板	2 (平行)	0.6	0.8	ねじ (ピッチ200mm)	177.6	650	2000	
A4b	折板2層	折板	2 (直交)	0.6	0.8	ねじ (ピッチ200mm)	177.6	650	2000	
A5b	折板1層2	折板	1	0.8	1.0	スポット溶接 (ピッチ140mm)	52	550	1680	
B1b	丸波大波2層	丸大波	2	0.35	0.5	シリコン系接着剤	37	450	1120	
B2b	丸波小波2層	丸小波	2	0.19	0.5	シリコン系接着剤	19	450	1120	
B3b	丸波小波4層	丸小波	4	0.19	0.5	シリコン系接着剤	29	450	1120	
B4b	丸波小波2層2	丸小波	2	0.19	0.5	シリコン系接着剤	19	550	1680	
BU1b	丸波小波発泡ウレタン逆位相	丸小波	2	0.19	0.5	シリコン系接着剤	28	450	1120	発泡ウレタン充填
BU2b	丸波小波発泡ウレタン同位相	丸小波	2 (同位相)	0.19	0.5	シリコン系接着剤	28	450	1120	発泡ウレタン充填
C1b	角波表面板0.5	角波 (ハット型)	1	0.5	0.5	ウレタン系接着剤	101	600	2000	
C2b	角波表面板1.0	角波 (ハット型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	600	2000	
C2'b	角波ハット型 (再)	角波 (ハット型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	600	2000	
C3b	角波角型	角波 (角型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	600	2000	

記号	振動試験	コア形状	コア重ね総数	コア板厚 (mm)	表面平鋼板厚 (mm)	接合方法	要素厚 (mm)	要素幅 (mm)	反力支点間距離 (mm)	備考
A5f	折板1層スポット溶接	折板	1	0.8	1.0	スポット溶接 (ピッチ140mm)	52	550	1820	
B4f	丸波小波2層2	丸小波	2	0.19	0.5	シリコン系接着剤	19	550	1820	
C2'f	角波ハット型 (再)	角波 (ハット型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	600	2200	
C3f	角波角型1	角波 (角型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	600	2200	
C3'f2	角波角型2	角波 (角型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	750	2200	
D1f	鋼板サンドイッチパネル1500	発泡ウレタン	-	-	0.5	発泡ウレタン	45	920	1400	
D2f	鋼板サンドイッチパネル2000	発泡ウレタン	-	-	0.5	発泡ウレタン	45	920	1900	
D3f	鋼板サンドイッチパネル2500	発泡ウレタン	-	-	0.5	発泡ウレタン	45	920	2400	

記号	面内せん断試験	コア形状	コア重ね総数	コア板厚 (mm)	表面平鋼板厚 (mm)	接合方法	要素厚 (mm)	要素幅 (mm)	要素長さ (mm)	備考
A5s	折板せん断スポット溶接	折板	1	0.8	1.0	スポット溶接 (ピッチ140mm)	52	550	1980	
B2s	丸波せん断接着剤接合	丸小波	2	0.19	0.5	シリコン系接着剤	19	550	1980	
B5s	丸波せん断スポット溶接	丸小波	2	0.19	0.5	スポット溶接 (ピッチ140mm)	19	550	1980	
BU1s	丸波発泡ウレタン接着剤接合	丸小波	2	0.19	0.5	シリコン系接着剤	28	550	1980	発泡ウレタン充填
C3s	角波せん断外枠0.5	角波 (角型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	653	2260	
C4s	角波せん断外枠2.3	角波 (角型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	653	2260	枠材のみ2.3mm
C5s	角波せん断外枠2.3ダブル	角波 (角型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	1390	2260	C4sを二丁合わせ

記号	面内圧縮試験	コア形状	コア重ね総数	折板板厚 (mm)	表面平鋼板厚 (mm)	接合方法	要素厚 (mm)	要素幅 (mm)	要素長さ (mm)	備考
C3c	角波角形2	角波 (角型)	1	0.5	1.0	ウレタン系接着剤	102	750	2350	
D1c	鋼板サンドイッチパネル1500	発泡ウレタン	-	-	0.5	発泡ウレタン	45	920	1500	
D2c	鋼板サンドイッチパネル2000	発泡ウレタン	-	-	0.5	発泡ウレタン	45	920	2000	
D3c	鋼板サンドイッチパネル2500	発泡ウレタン	-	-	0.5	発泡ウレタン	45	920	2500	



角波コア型挟み込み断面パネルのビス接合組立  
丸波コア型挟み込み断面パネルの接着接合組立



スポット溶接接合組立  
角波コア型挟み込み断面パネルの2丁合わせ現場接着接合  
写真2 製作風景

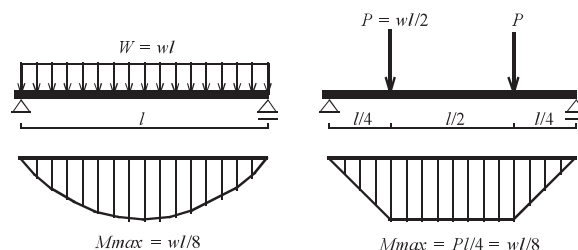


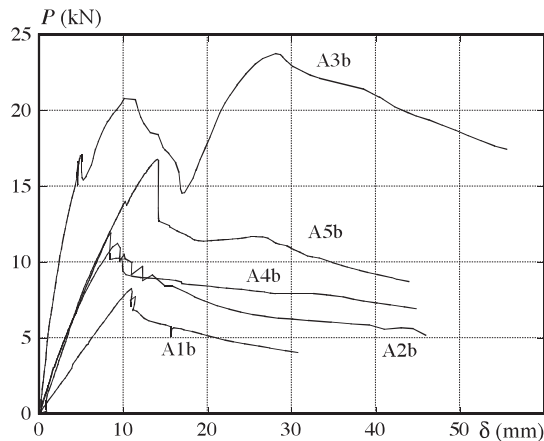
図5 曲げ実験概要

のは剛性, 最大耐力共に大きくなっている. また, コアを平行に2層重ねた A3b は, 一層の A2b に比べ, 剛性, 最大耐力ともほぼ2倍程度の値となり, 積層の効果が現れている. また, 変位 10mm 程度で一旦大きく耐力低下した後, 再度耐力上昇に転じている. これは, 変位 10mm 程度の最大耐力は, 1層分のコア部の局所変形により決定しているが, その変形を他の層の折板コアが拘束し, 応力再配分により耐力上昇に転じたためであると考えられる.

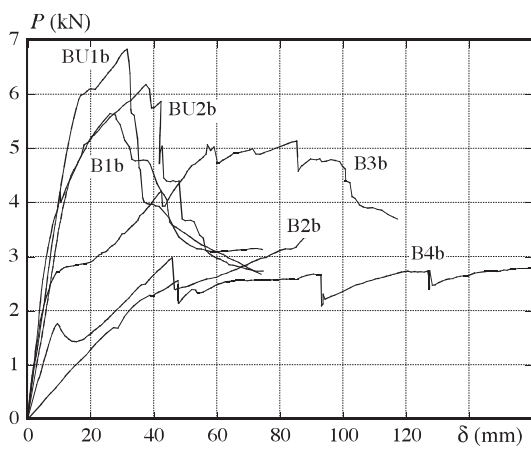
また, コアの方向を直角にして積層した A4b の荷重変位関係の中で剛性と最大耐力は, 一層の A2b のものとはほぼ等しいことから, 直交型の積層は, 面外曲げに対する効果は小さいと考えられる. しかし, 最大耐力後

を横軸にとり, 荷重の合計を縦軸にとった荷重変位関係を示す. ただしこれらのグラフの縦軸, 横軸は, コア形状ごとに変えてあることに注意願いたい.

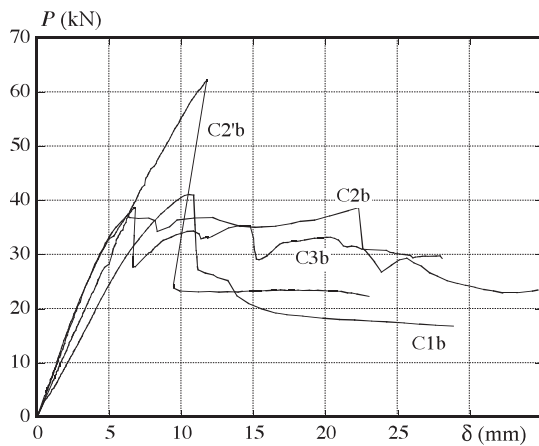
A) 折板コア型挟み込み断面パネルの荷重変位関係を見ると, 当然の事ながら折板のみの A1b より他のもの



(a) 折板コア型挟み込み断面パネル



(b) 丸波コア型挟み込み断面パネル

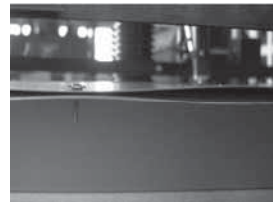


(c) 角波コア型挟み込み断面パネル

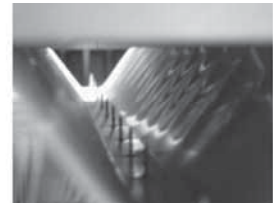
図6 面外曲げ実験結果

の耐力劣化勾配は若干ではあるが緩やかである。

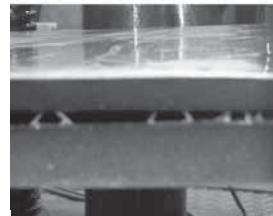
またコアや表面の薄板の板厚を厚くし、スポット溶接で接合し構造要素を構成した A5b は、同系の A2b に比較して要素厚が薄いにもかかわらず、初期剛性は同程度である。また最大耐力も高い。しかし、最大耐力が高い分その後の耐力劣化は急激である。接合方法として、ねじとスポット溶接という違いはあるが、どち



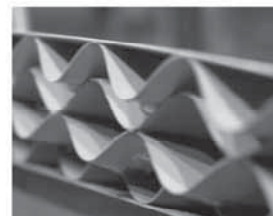
A2b : 表面板とコア材の分離



A2b : 折板ウェブの座屈



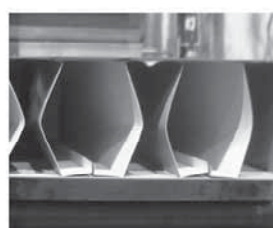
B1b : 接着箇所ではがれ



B3b : 接着箇所でのずれ



C1b : 表面薄板の座屈



C2b : コアの局部変形

写真3 崩壊形式の例

らも離散的に接合しているという点で等しいため、この2つの接合方法が構造特性に大きな影響を及ぼすことは無いと考えられる。

B) 丸波コア型挟み込み断面パネルの荷重変位関係からは、初期弾性勾配とその後の2次勾配が明確に見てとれる。この明確な2次勾配は、接着による接合部のずれに伴う断面の平面保持が崩れたことによるものであると推測している。その後は、接合部のずれを伴いながら最大耐力を迎え、接合部のはがれ、コア波のつぶれ等により徐々に剛性低下している。耐力は低いものの、大波 B1b よりも小波 B2b, B3b の方がその挙動は大変安定しており、急激な耐力劣化は見られない。

また、B4b は B2b に比べ、せん断スパンが長いものであるが、B4b のほうが見かけ上降伏した後の挙動は大変安定したものとなっている。これらは、接着接合により要素が構成されているものであるが、この接着箇所の挙動にせん断応力度が大きく影響していると考えられ、せん断スパン比の違いが曲げの構造特性に大きな違いを及ぼしているものと思われる。

発泡ウレタンを充填した BU1b, BU2b は、B2b に比べて弾性剛性が高くなっている。また当然の事ながら最大耐力も大きくなっている。しかし、耐力が大きくなったことにより最大耐力以降の耐力劣化勾配は急になっている。これは、載荷点近傍におけるウレタン部分のせん断変形を伴う圧壊によるものである。

C) 角波コア型挟み込み断面パネルの荷重変位関係

では、コアが等しく表面薄板の板厚 0.5mm と 1.0mm で異なっている C1b と C2b で大きな差異が見られる。表面薄板が薄い C1b の最大耐力点は表面薄板の座屈で決定されている。これに対して、C2b はコアウェブの局所的な変形により決定されている。C1b の表面薄板の座屈による耐力低下は急激であるが、C2b のコア部の局所変形による耐力低下は必ずしも急激な耐力低下を伴うものではなく、順次コア断面が変形していくことで、応力再配分により急激な耐力低下が抑えられながら変形するものと考えられる。

C2b はコア部形状がハット形、C3b は閉矩形断面という違いはあるが、これら 2 つの挙動に大きな違いはない。これはパネル要素を構成する板厚が等しいため、崩壊形式がほぼ等しいものであったことに起因しているものと考えられる。また、C2b と C2' b は、コア形状、表面板厚とも全く同じ試験体であるが、その最大耐力とその後の挙動に大きな違いがある。最大耐力は、コア部の局部変形で決定しているため、コア部や断面構成時の施工に伴う僅かな不整等による違いが大きな違いとなって現れたものであると考えている。

なお、分類された 3 種類の断面形について代表的な崩壊状態を写真 3 に示している。これら写真には載荷途中のものと同載荷終了後のものが含まれている。

崩壊形式は、概ね 3 種類に大別できる。1) コア部分の局所崩壊、2) 表面薄板の座屈崩壊、3) 接合部の崩壊、である。これら崩壊形式が、最大耐力並びに最大耐力以降の耐力劣化勾配を決定していることから、鋼薄板構造要素の必要性能との関わりで、これら崩壊の抑制、遅延のための方策を施すことになる。また当然のことながら、使用方法、使用範囲によっては、写真のような崩壊を許容することもあり得る。

### 3.5 面外振動実験の概要

振動実験は、先の面外曲げ試験及び後述する圧縮試

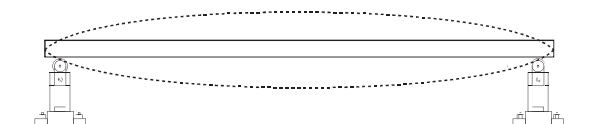


図 7 振動実験概要

験に用いた試験体に対し、本試験の前に一部の試験体を用いて行った実験である。

試験方法は、図 7 に示すように試験体を適度なスパンでおいたピンの上に自然状態で置き、砂袋を等分布で載せた場合、自重のみの場合などいくつかの荷重条件で実験を行った。試験体には加速度計を設置し、加速度で振動特性を把握した。加振は、砂袋を落下させる方法、ハンマーで軽く打撃する方法をためし、良好な波形、振幅値が得られたものを適宜選択した。

図 8 に試験体中央の加速度の時刻歴の一例として丸波コア型挟み込み断面パネル試験体 B4f についての結果を示している。得られた固有振動数及び減衰定数の結果を表 3 に示す。固有振動数に関しては、様々な載荷条件で得られた振動数から一旦試験体の剛性に変換し、それらの平均を用いて、自重のみの振動数を求めた結果である。また減衰定数は、波形が安定した後の極大値、極小値から求めた値の平均値である。

これらの結果より折板コア型挟み込み断面パネルや角波コア型挟み込み断面パネルは、比較的振動数が高く、減衰定数が小さい傾向にあった。これらの値は、応答加速度にもよるが、床の居住性という観点からいっても十分対応可能な範囲にある。丸波コア型挟み込み断面パネルは、その振動数が床居住性の観点から若干低いかも知れないが、減衰性はかなり良い値を示している。これは、断面形もさることながらシリコン系接着の効果が現れているものと考えられる。断面形厚を上げたり、断面形をもう少し工夫することで振動数の向上を図れば、床として十分機能するものと思われる。

なお、表 3 には、鋼薄板構造要素の全断面有効として求めた曲げ剛性から得られる固有振動数並びに先の面外曲げ実験の初期剛性より得られた固有振動数を記載している。面外曲げ実験より得られた固有振動数

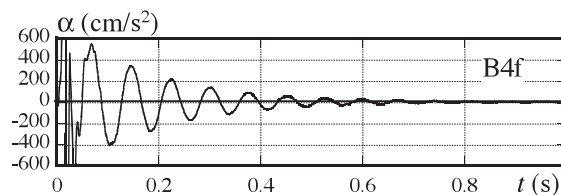


図 8 振動実験結果 (加速度 - 時間)

表 3 振動実験結果一覧

記号		固有振動数 (Hz) (全断面有効)	固有振動数 (Hz) (面外曲げ実験)	固有振動数 (Hz) (振動実験)	減衰定数 (%)
A5f	折板 1 層スポット溶接	72.4	55.6	43.4	3.02
B4f	丸波小波 2 層 2	13.1	8.2	12.6	6.53
C2' f	角波 (ハット型)	68.0	63.5	53.2	3.95
C3f	角波(角型)	65.1	60.7	63.2	2.86
C3f2	角波(角型)	62.7	*	51.4	2.16
D1f	鋼板サンドイッチパネル1500	72.6	*	35.3	2.31
D2f	鋼板サンドイッチパネル2000	39.7	*	24.9	1.54
D3f	鋼板サンドイッチパネル2500	25.0	*	18.4	0.87

と本振動実験より得られた固有振動数を比較すると、少々ばらつきはあるものの、概ね一致している。簡易的な方法による振動実験であることを考慮すれば、振動実験で概ね面外曲げ剛性を推定できていると判断できる。この結果は、鋼薄板構造要素の非破壊的な製品検査手法の一つとして振動試験が有用な手法となり得ることを示唆するものである。

### 3.6 面内せん断実験の概要

面内せん断実験は、鋼薄板構造要素を壁材に使用することを意識した実験方法を取った。荷重は、図9に示すように基本的には壁下側を固定し、頭部に水平力を一方向に静的に加力する形式とした。

折板コア型挟み込み断面パネル、丸波コア型挟み込み断面パネルについては、4辺に角形鋼管を置き、その中央にコア材を配し、この角形鋼管とコア材を表面板で覆い接合することで要素を構成している。この枠材の上下辺を高力ボルトを用いて多点で載荷治具に接合し、左右の壁長辺は両面より角形鋼管を配して面外曲げ剛性を付与し、擬似的に面外変位を拘束している。

角波コア型挟み込み断面パネルについては、まずパネルを構成し、外周立て枠の4隅に軸組木造用ホールダウン金物を介して上下載荷治具にアンカーボルトで取付けている。またパネルを水平方向に連続的に設置することを想定し、2丁合せの試験体についても検討した。この試験体は、荷重2日前に、現場でパネル同士をウレタン系接着剤（コア接着材と同じもの）で接着した。

図10に実験を行った試験体のパネルのせん断変形を横軸に、水平荷重を縦軸にとった荷重変位関係を示す。ただしこれらのグラフの縦軸、横軸は、コア形状ごとに変えてあることに注意願いたい。

A) 折板コア型挟み込み断面パネルは、そのせん断

強度が十分高く、110kNのせん断力に対しても見かけ上降伏することはなかった。この最大耐力は、下側のボルト接合箇所において、留め付け金具としての山形鋼孔周りの局所的な変形（写真4）が大きくなってきたために荷重を終了したことによる。したがって、この時点で表面板に若干の波打ちのような変形は見られるものの、構造パネルとしては何ら問題ない状態であった。

この図中には、参考のために表面板2枚の合計の板厚の平板の弾性せん断座屈耐力値  $Q_{cr1}$  ならびに全断面の合計板厚からなる平板の弾性せん断座屈耐力値  $Q_{cr2}$  を示している。この値は、純せん断応力を受ける周辺固定支持平板の座屈耐力から求めている。荷重変位関係は、これら2つの値のほぼ中間点から、その勾配が変わっており、座屈現象が生じている可能性を示唆するものである。この折れ曲がり点は表面板のせん断座屈によるものと考えられる。また全断面の合計板厚からなる平板の弾性せん断座屈耐力値  $Q_{cr2}$  を遙かに上回っていることから、表面板とコアからなる本鋼薄板構造要素はせん断力に抗する部材にも適していると考えられる。

B) 丸波コア型挟み込み断面パネルでは安定したせん断挙動が得られている。またこの図にも先の折波コア型挟み込み断面パネルの場合と同様に、 $Q_{cr1}$ 、 $Q_{cr2}$  が示されている。いずれの最大耐力もこれらの値を大きく上回り、40kN程度で見かけ上降伏し、その後は張力場を形成、成長させながら安定した挙動を示している。ただし、発泡ウレタンを入れた試験体BU1sは、50kN弱まで線形的な高い剛性を維持している。これはウレタンによる面外変形の拘束のためと考えられる。しかし、せん断力によりウレタンが圧壊すると急激に耐力が劣化し、ウレタンが入っていないB2s、

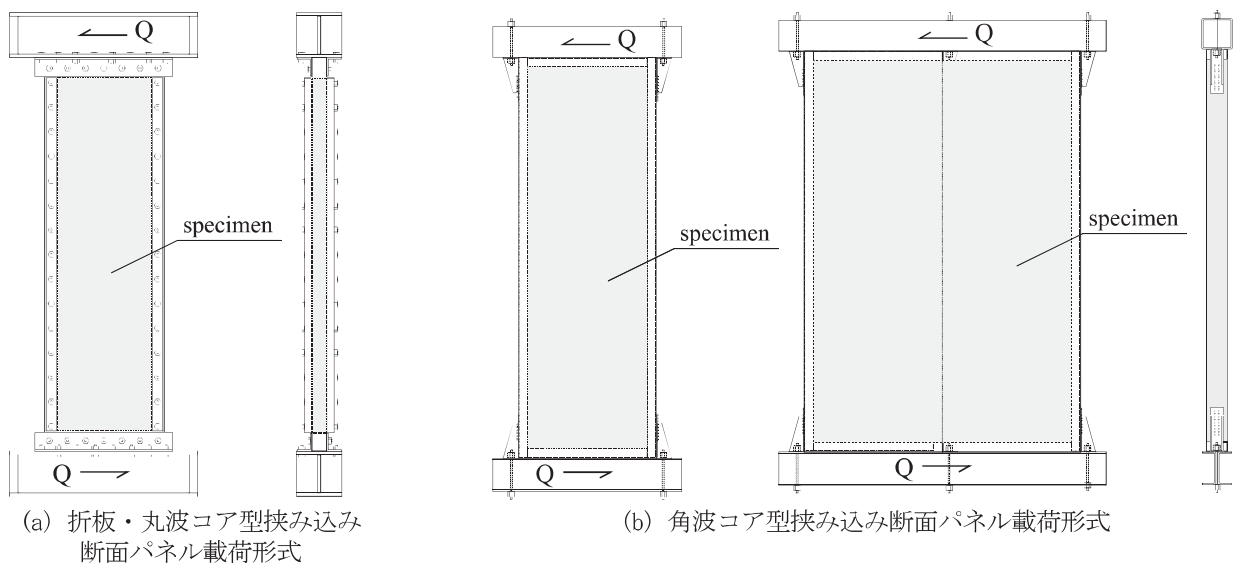
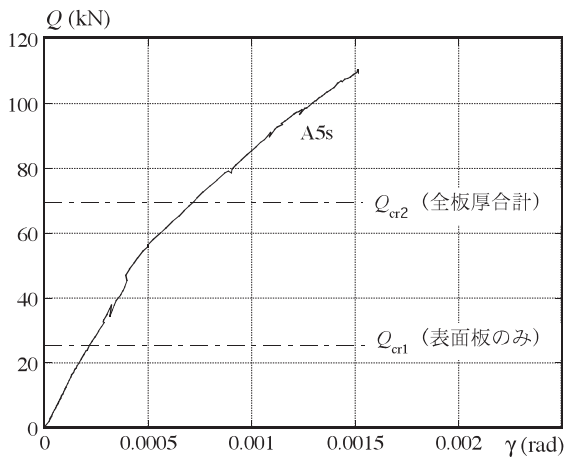
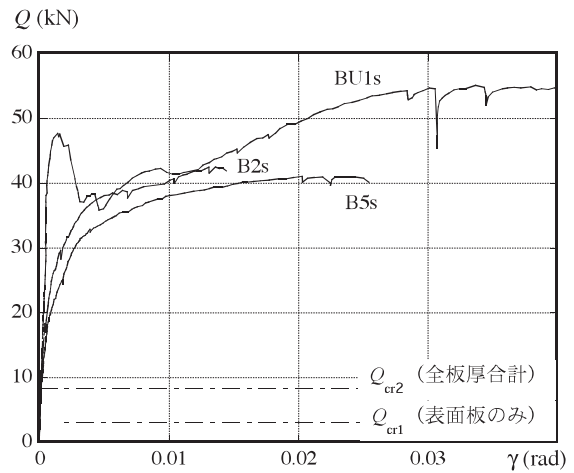


図9 面内せん断実験概要



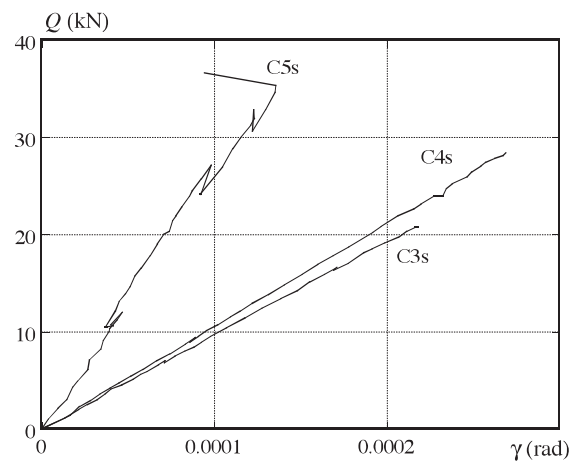
(a) 折板コア型挟み込み断面パネル



(b) 丸波コア型挟み込み断面パネル

B5s と同様な挙動を示すようになる。

次に丸波コア挟み込み断面で要素構成のための接合方法が異なる B2s と B5s の荷重変位関係を比較する。B2s がシリコン系接着剤による接合、B5s がスポット溶接による離散的接合である。接着材による接合をした B2s の方が、B5s に比べて初期線形関係から離れる荷重が高く、最大耐力も高くなっている。これは、接着が線的・面的な接合で要素を構成しているのに対し、スポット溶接は離散的な点状接合であるため、断面としての一体性が崩れ易いためと考えられる。しかし、スポット溶接を行ったものでも表面板とコア材の部分的な乖離もなく、最終的に要素一体として安定した張力場を形成した。写真 5 に B2s の最終的な張力場形成後の変形状態を示す。



(c) 角波コア型挟み込み断面パネル

図 10 面内せん断実験結果

③ 角波コア型挟み込み断面パネルの最大耐力決定要因は、2 丁合わせの C5s が、現場接合部付近での接着材のはがれによるパネル同士のずれであり、その他の 2 体は写真 4 に示すようにホールダウン金物及びその周辺の破壊によるものであった。したがって、パネル部自体は全く問題なく、弾性状態を保っているといえる。また、ホールダウン金物近傍の破壊は、縦材の板厚が 2.3mm と厚い C4s で遅れている。このように、角波コア型挟み込み断面パネルは、それ自体のせん断弾剛性及びせん断耐力は、薄板のみより十分高いと予測できるが、骨としてのフレーム部分に如何に接合するかが大きな課題として明確になった。今後は、この接合方式について、パネルごとの適正を見極めながら熟考していく必要がある。

### 3.7 面内圧縮実験の概要

面内圧縮実験は、鉛直力支持の壁材あるいは屋根から壁へとつながる一連の軸力支持材としての性能を把握するための基礎実験として行い、鋼薄板構造要素の座屈特性を把握することを目的としている。

試験体は、角波コア型挟み込み断面パネルと鋼薄板を表面材とした一般的な鋼板サンドイッチパネルの 2



A5s : ボルト孔の  
支圧によるのび



C3s : ホールダウン金物  
接合部の破壊

写真 4 接合部における破壊

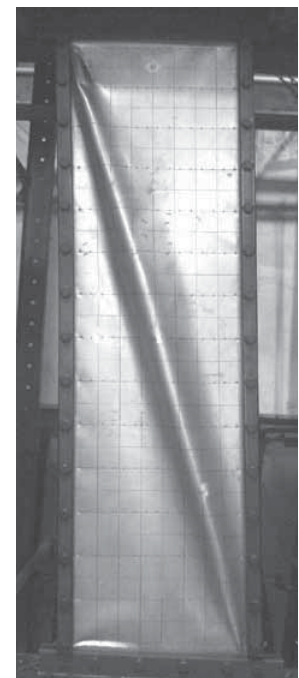


写真 5 最終破壊状態  
(B2s)

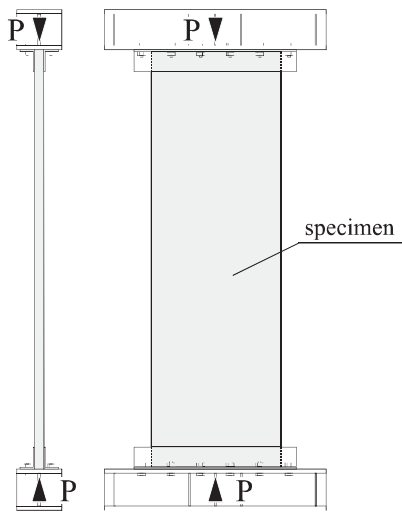


図 11 面内圧縮実験概要



写真 6  
座屈後変形 (D3c)

種類である。荷重は、図 11 に示すように上下端の短辺を山形鋼を用いて両面から挟み込む形で面外拘束しているが、その他は自由として、長辺材軸方向に圧縮する形式で行った。

図 12 に材軸方向の平均縮み量を取り、縦軸には荷重をとって示している。ただし、これらのグラフの縦軸、横軸はコア形状ごとに変えてあることに注意願いたい。

角波コア型挟み込み断面パネルについては一体のみの試験であり、使用変数による違いの考察を行うことはできない。この試験体は、要素としての面外曲げ剛性が相当大きいため、荷重途中でのパネル全体としての面外方向への変形は見られなかった。崩壊形式は、角パイプの局所的な座屈によるものであった。

鋼板サンドイッチパネルについては、3種類の長さに対し、荷重を行ったが全ての試験体で最大耐力はほぼ等しかった。これは、その崩壊形式によるものであ

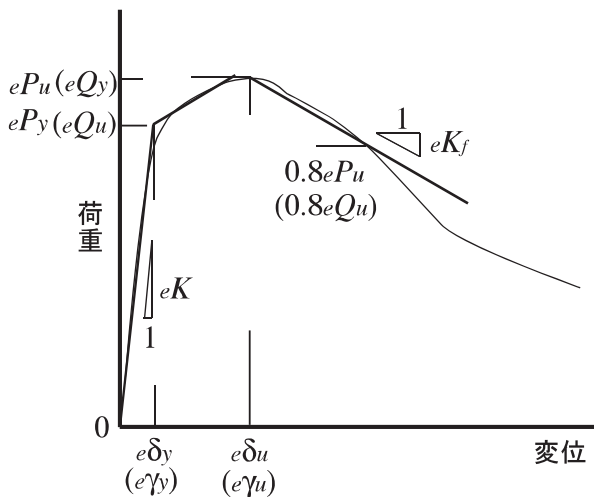
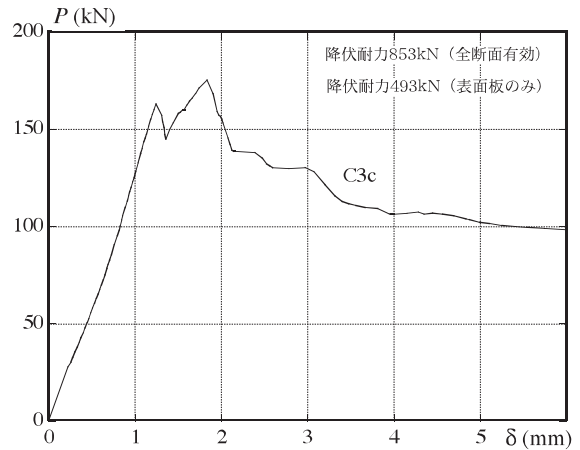
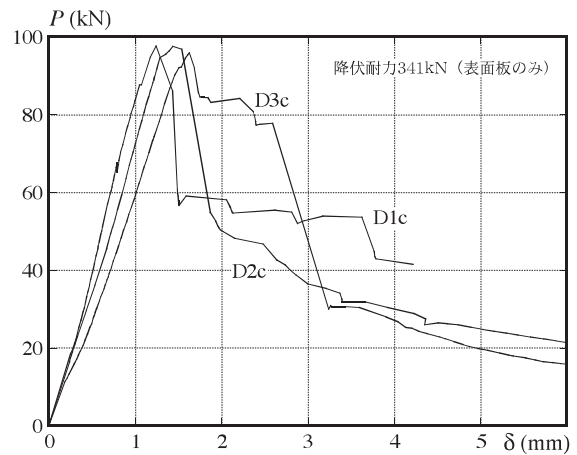


図 13 断面性能の抽出



(a) 角波コア型挟み込み断面パネル



(b) 鋼板サンドイッチパネル

図 12 面内圧縮実験結果

る。写真 6 に示すように、全ての試験体で表面板が中央部付近で局所的に座屈している。最大耐力は、この局部座屈により決定していると考えられる。従って、実験を行った試験体程度の面外曲げ剛性を有する鋼板サンドイッチパネルで、全体的な面外曲げ変形が生じることはない判断できる。しかし、これはパネル全体としての面外曲げ剛性と表面板の局部座屈耐力の相関関係で決まるものであり、今後検討していく課題である。実験でもこの現象は目で捉えられている。材長が一番長い 2500mm の試験体は荷重途中において若干全体的な面外変形が見られたと同時に表面板の座屈が発生し、最大耐力となった。

### 3.8 性能特性値の抽出

前節までの基本的構造特性確認実験としての面外曲げ試験、面内せん断試験、面内圧縮試験より得られた荷重変位関係を一般化すれば図 13 のようになる。この荷重変位関係及び実験観察より、鋼薄板構造要素の初期剛性  $K$ 、降伏耐力  $P_y$  ( $Q_y$ )、最大耐力  $P_u$  ( $Q_u$ ) の値を抽出できる。初期剛性  $K$  については、たわみ量  $1/300$  荷重時あるいは最大荷重の  $1/2$  荷重時の割線剛性の小さい方の値であり、降伏耐力  $P_y$  ( $Q_y$ ) は、



表4 断面性能一覧

記号	コア部構成	単位重量 W(kg/mm <sup>2</sup> )	要素厚 T(mm)	表面板厚 t(mm)	コア板厚 t(mm)	初期剛性 K (N/mm)	降伏耐力 ePy (eQy) (kN)	最大耐力 ePu (eQu) (kN)	エネルギー吸収量 (kN・mm)	固有振動数 (Hz)	減衰定数	耐力劣化勾配 eKf (N/mm)
A1b	折板のみ	8.10	87.5	-	0.64	794	7.08	8.26	47.9	-	-	-1730
A2b	折板1層	18.8	90.2	0.83	0.64	1690	7.22	11.2	65.2	-	-	-499
A3b	折板2層平行	25.3	176	0.83	0.64	4870	12.6	23.8	506	-	-	-239
A4b	折板2層直交	25.8	173	0.83	0.64	1530	9.26	11.9	53.7	-	-	-4760
A5b	折板1層2	24.3	52.0	1.02	0.82	1501	9.25	16.7	139	46.4	3.02	-222693
B1b	丸波大波2層	14.8	34.5	0.57	0.43	458	3.76	5.64	103	-	-	-81
B2b	丸波小波2層	11.9	18.0	0.57	0.22	146	1.58	2.98	202	-	-	-
B3b	丸波小波4層	15.7	34.7	0.57	0.22	518	2.63	5.14	330	-	-	-58
B4b	丸波小波2層2	13.1	17.6	0.57	0.20	65	1.96	2.91	441	13.2	6.53	-52.9
BU1b	丸波小波発泡ウレタン逆位相	13.0	30.9	0.57	0.22	348	5.96	6.83	170	-	-	-949
BU2b	丸波小波発泡ウレタン同位相	12.4	31.4	0.57	0.22	339	4.76	6.18	152	-	-	-236
C1b	角波表面板0.5	21.3	102	0.50	0.50	4820	30.9	41.1	264	-	-	-18200
C2b	角波表面板1.0	29.2	104	1.00	0.50	7170	26.6	38.7	713	-	-	-20600
C2'b	角波ハット型(再)	29.3	102	1.02	0.55	5881	38.5	62.1	393	50.1	3.95	*( $\infty$ )
C3b	角波角型	38.7	102	1.02	0.55	5862	21.8	38.7	623	71.4	2.16	*( $\infty$ )
A5s	折板せん断スポット溶接	24.3	52.0	0.83	0.82	57268	*(110)	*(110)	-	-	-	-
B2s	丸波せん断接着剤接合	12.4	19.0	0.57	0.22	27707	25.4	42.4	941	-	-	-
B5s	丸波せん断スポット溶接	12.4	19.0	0.57	0.22	38570	25.4	40.9	1226	-	-	-
BU1s	丸波ウレタン接着剤接合	12.9	28.0	0.57	0.22	30117	46.6	54.2	2553	-	-	-
C3s	角波せん断外枠0.5	29.2	102	1.02	0.48	41412	-	-	-	-	-	-
C4s	角波せん断外枠2.3	29.2	102	1.02	0.48	44132	-	-	-	-	-	-
C5s	角波せん断外枠2.3ダブル	29.2	102	1.02	0.48	101658	-	-	-	-	-	-
C3c	角波角形2	33.6	102	1.02	0.48	113918	158	175	190	51.4	2.86	-40271
D1c	鋼板サンドイッチパネル1500	10.7	44.6	0.55	-	94516	87.8	97.6	61.6	35.3	2.31	-65047
D2c	鋼板サンドイッチパネル2000	10.7	44.7	0.55	-	80419	87.7	97.5	70.5	24.9	1.54	-11696
D3c	鋼板サンドイッチパネル2500	10.7	44.5	0.55	-	65628	86.2	95.8	76.6	18.4	0.87	-14737

文献5)に示されている方法により求めている。最大耐力以降の劣化勾配については、明確な劣化を示したものが少なかったため、本研究においては評価の対象から外している。またエネルギー吸収量を最大耐力時変位までの荷重変位関係で囲まれた面積で算出した。

振動実験に関しては、先に示したように固有振動数ならびに減衰定数を鋼薄板構造要素が有する特性として抽出した。

以上のようにして得られた各特性値を表4に示す。参考のため、要素全厚、コアに使用した薄板の板厚、表面板に使用した薄板の板厚の実測値も記載している。次章でこれら特性値を用途・部位に適した評価尺度により相対評価する。

## 4. 性能評価と開発の方針

### 4.1 性能評価の必要性

前章では、構造実験から得られた知見について試験体コア形状ごとに述べた。しかし、すべての実験を総合的に把握し、今後の開発の方向を定めようとする場合、個別の実験結果の総覧では不十分である。

今回の実験に供した試験体は、参加各社の手持ちの製品や工作技術を適用して製作したため、実験変数が十分少数に厳選されていない。それゆえ、直接の実験結果を相互に比較することができない。

さらに言えば、このことは建材製品の開発研究には本質的につきまとう特徴的なものとも言える。建材製品の開発においては、設計変数は非常に多岐にわたり、評価すべき性能もまた多彩である。こうした問題に通常の実験研究のアプローチで取り組もうとすれ

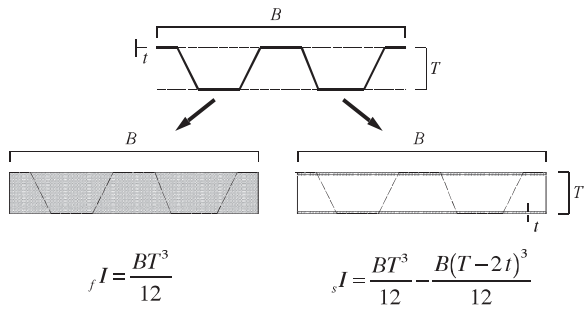
ば、実験変数、実験ケース数ともに累乗的に増加してしまい、効率的開発が困難になる。一定の予測のもとに実験を企画することになるが、その場合、他の設計変数の及ぼす影響は無視されることになり、重要な開発の契機を見逃すことにもなりかねない。こうした困難さゆえ、開発対象物に対する評価は、漠とした感覚的・経験的・自己納得的判断や、あるいは競合製品との直接の比較に頼ることが多かった。しかし、適切かつ論理的な総合評価は、本来、開発の要となるべきものである。

この課題を解決するためには、多変数の開発対象物を共通に評価する性能指標を導入する必要がある。本章では、3章で述べた鋼薄板構造要素の実験を題材として、多様な実験結果相互の体系的評価を試みる。

### 4.2 性能評価のための規準化

多変数の開発対象物を共通に評価する性能指標に換算する方法のことを、本稿では「規準化」と呼ぶ。規準化の換算法を次のように定義する。すなわち、当該「試験体の特定の規準化された性能指標」は「実験で得られた当該試験体の特定の性能値」を「当該試験体の基本的構成を抽象化したモデルに当該試験体の仕様の一部を代入したときに得られる当該モデルの特定性能の理論値」で除した値である。

ゆえに規準化された性能指標の値は、無次元数であり、採用された規準化のためのモデルによって異なる値となる。規準化の際使用したモデルを「規準化モデル」と呼ぶ。本研究で提案された断面は、基本的には、薄板で構成された折板、丸波、角波からなるコア材とそれらを上下から挟み込む2枚の表面薄板とから構成



(a) ソリッドモデル (b) 理想サンドイッチモデル

図 14 断面性能の規準化

されている。この断面は、表面板2枚を何らかのコア材を挟んで対向させたサンドイッチ断面と捉えることもでき、また、密実一体の無垢の鋼材の断面から、特定の部分を除去し空洞化したものと捉えることもできる。すなわち本研究での提案断面は、いずれも密実断面とサンドイッチ断面の中間的なものであると考えてよい。そこで、本稿で採用する規準化モデルを次の2種とした。

#### 1) ソリッドモデル

試験体の断面の輪郭寸法のみを参照し、その断面がすべて鋼材で置き換えられたとした断面を、以下「ソリッドモデル」と呼ぶ。ソリッドモデルによる規準化は、実際には複合的な構成をもった試験体を、均質な素材とみなして、無垢の鋼との能力比を算出する方法とも考えられよう。ゆえに、コンクリート、ALC、木材など、他の材料と比較可能な性能指標が得られるという特徴を持っている。

#### 2) 理想サンドイッチモデル

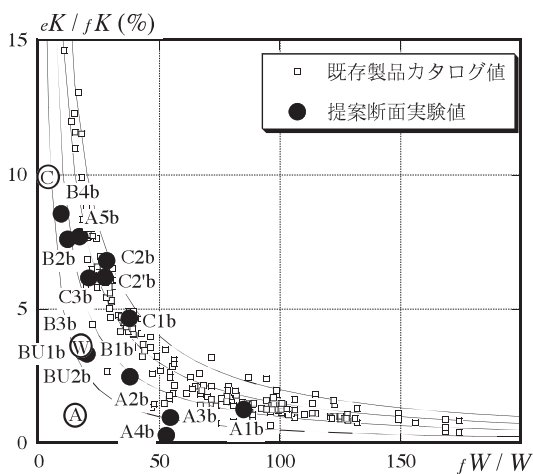
試験体の断面の輪郭寸法に加え、表面薄板自体の厚みを参照し、断面を、対向する2枚の表面薄板のみからなるものとし、かつ厚み一定のまま互いにずれを生ぜず、一体となって挙動するものとした理想サンド

イッチ断面を、以下「理想サンドイッチモデル」と呼ぶ。理想サンドイッチモデルによる規準化は、コア材の材料・形状・接合法といった詳細を無視して、サンドイッチパネルとしての性能を、理想状態との比で表現する方法で、本研究で対象とした断面は、いずれもこのように規準化することができる。この規準化モデルは、ソリッドモデルにくらべ、表面板厚という仕様変数がひとつ多く取られている。そのため、ソリッドモデルに比して、開発対象物の現実の部品構成に近づいた規準化モデルであると言える。

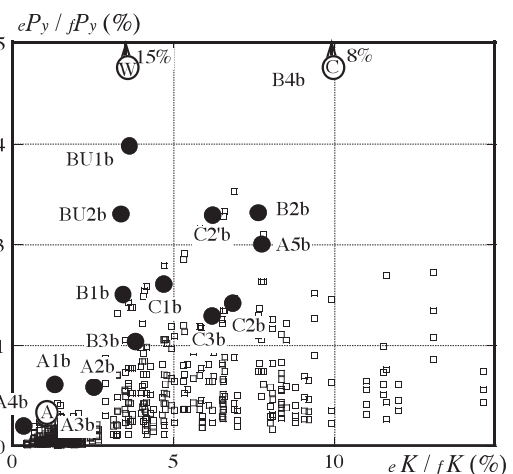
このことを敷衍して考えると次のようになる。規準化モデルが現実の部品構成に近づけば近づくほど、実験結果を正確に再現できる構造モデルに近づくが、同時に、構成の異なる様々な試験体との相互比較はできなくなる。逆に規準化モデルを抽象的に設定すれば、相互比較の幅は広がるが、正確な仕様-性能関係の再現は難しくなる。ゆえに規準化モデルは、比較対象の範囲と、現下の開発が必要とする精密さの両者を見定めながら決定すべきものと考えられる。

以上に基づき、本研究では対象断面を図14のようなソリッドモデル及び理想サンドイッチモデルを用いて提案断面性能及び既往製品性能を規準化した。以降、本文中およびグラフ中の記号の左下に実験値はe、ソリッドモデル値はf、理想サンドイッチモデル値はsを付け区別している。

なお、曲げ試験の性能については、実験で得られた提案断面の性能値に加え、各社のカタログや技術資料で公表された既存製品の性能値と比較することが可能である。このことは研究成果の位置付けと今後の新たな開発の方向性を探る上で重要と考えられる。そこで、本ワーキンググループ委員各社の製品カタログより既存製品の性能値を読み取り、それらの値と本実験で得られた性能指標の比較を試みた。既存製品のほとんどは、折板及びデッキプレートであり、一部鋼板サンド



(a) 重量比逆数 - 初期剛性比



(b) 初期剛性比 - 降伏耐力比

図 15 ソリッドモデルにより規準化された性能評価空間例 (面外曲げ性能)

イチパネルが含まれる。ただし表面薄板のない折板及びデッキプレートについては、板厚を表面板厚とみなして規準化した。これは、A1bの実験結果についても同様である。

### 4.3 規準化した性能比較

図15にソリッドモデルを用いて規準化した性能2次元空間を示す。(a)は横軸に見付面積あたりの重量比の逆数を取り、縦軸には、面外曲げ初期剛性比をとって示した性能空間である。ここで、重量比について、本研究では重量が軽いものほど性能が良いとして評価しているため、逆数で表現している。また(b)は横軸に面外曲げ剛性比、縦軸に面外曲げ降伏(許容)耐力比をとった性能空間である。□が既存製品性能、●が本研究での断面性能、丸で囲ったC, W, Aはそれぞれコンクリート製品、木製品、ALC製品の概略位置を示している。

(a)より、Cシリーズ試験体は、□で示した既存製品性能限界近傍に位置し、それ以外は若干劣る結果となっている。しかし、B, BUシリーズ試験体に関しては、ALC製品と同等の重量比を有しながらも剛性は高く、木製品のものとほぼ一致している。このように本研究で提案された鋼薄板構造要素は、構造体の性能として木材の材料特性を有するようなものに仕上げることも可能であり、金属を用いて他の材料と同等な性能を有する製品開発の可能性を示唆するものである。(b)より、本研究での断面性能は、耐力の面で木材やコンクリート製品に及ばないものの、既存製品に比べれば、それらが有する曲げ剛性の割には曲げ耐力は大きいものであったことがわかる。

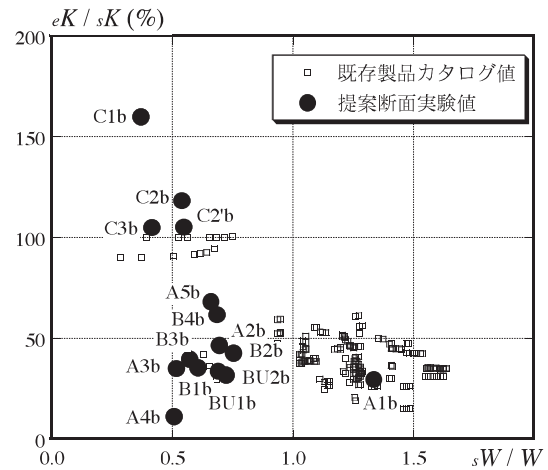


図16 理想サンドイッチモデルにより規準化された性能評価空間例(面外曲げ性能)  
(重量比逆数-初期剛性比)

また図16は理想サンドイッチモデルを用いて規準化した性能2次元空間である。この既存製品の中で縦軸100%近傍に位置するものは鋼板サンドイッチパネルのものであり、その他は折板、デッキプレートのものである。この図からは本研究での提案断面は金属サンドイッチパネルと折板の中間的な存在として位置づけられる。参考までに理想サンドイッチモデルで規準化した性能を表5に示す。

以上図15, 16で示した性能評価空間はほんの一面を示すにすぎない。評価手法には根本的に総合性・多次元性があり、開発者の観点ねらいに応じて定められるべきものである。適切な評価空間を見極め開発を進

表5 理想サンドイッチモデルで規準化された断面性能一覧

記号	コア部構成	単位重量 (理想サンドイッチ) sW (kg/mm <sup>2</sup> )	剛性 (理想サンドイッチ) sK (N/mm)	降伏耐力 (理想サンドイッチ) sPy (sQy) (kN)	sW/W	eK/sK	ePy/sPy (eQy/sQy)	ePu/sPu (eQu/sQu)	エネルギー比
A1b	折板のみ	-	3406	50.7	-	0.23	0.14	0.16	0.12
A2b	折板1層	13.0	3622	52.3	0.69	0.47	0.14	0.22	0.17
A3b	折板2層平行	13.0	13849	103	0.52	0.35	0.12	0.23	1.33
A4b	折板2層直交	13.0	13503	101	0.51	0.11	0.09	0.12	0.14
A5b	折板1層2	16.0	2029	41.7	0.66	0.74	0.22	0.40	0.33
B1b	丸波大波2層	8.95	1289	19.1	0.60	0.36	0.20	0.30	0.73
B2b	丸波小波2層	8.95	342	9.7	0.75	0.43	0.16	0.31	1.47
B3b	丸波小波4層	8.95	1304	19.2	0.57	0.40	0.14	0.27	2.33
B4b	丸波小波2層2	8.95	132	7.06	0.68	0.49	0.28	0.41	2.33
BU1b	丸波小波ウレタン逆位相	8.95	1030	17.0	0.69	0.34	0.35	0.40	1.21
BU2b	丸波小波ウレタン同位相	8.95	1065	17.3	0.72	0.32	0.27	0.36	1.08
C1b	角波表面板0.5	7.85	3014	44.8	0.37	1.60	0.69	0.92	0.79
C2b	角波表面板1.0	15.7	6051	85.8	0.54	1.18	0.31	0.45	1.17
C2'b	角波ハット型(再)	16.0	5147	78.8	0.55	1.14	0.49	0.79	0.65
C3b	角波角型	16.0	5147	78.8	0.41	1.14	0.28	0.49	1.03
A5s	折板せん断スロット溶接	13.0	40384	343	0.54	1.42	*(0.34)	*(0.34)	-
B2s	丸波せん断接着剤接合	8.95	21047	158	0.72	1.32	0.16	0.27	1.59
B5s	丸波せん断スロット溶接	8.95	21047	158	0.72	1.83	0.16	0.26	2.07
BU1s	丸波ウレタン接着剤接合	8.95	21047	158	0.70	1.43	0.30	0.34	4.31
C3s	角波せん断外枠0.5	16.0	41493	415	0.55	1.00	-	-	-
C4s	角波せん断外枠2.3	16.0	41493	415	0.55	1.06	-	-	-
C5s	角波せん断外枠2.3ダブル	16.0	82985	831	0.55	1.23	-	-	-
C3c	角波角形2	16.0	123051	493	0.48	0.93	0.32	0.36	0.19
D1c	鋼板サンドイッチパネル1500	8.64	125488	341	0.81	0.75	0.26	0.29	0.13
D2c	鋼板サンドイッチパネル2000	8.64	94116	341	0.81	0.85	0.26	0.29	0.11
D3c	鋼板サンドイッチパネル2500	8.64	75293	341	0.81	0.87	0.25	0.28	0.10

めていく必要がある。

#### 4.4 今後の開発方向の提案

次に今後の開発方向の可能性を知るために、本研究で取り扱った各試験体を次の4つの型に類型化し、それぞれの型の性質を明らかにする。

1) 折板スポット接合型：コアに折板を用い、表面板とはドリルねじ、スポット溶接を用いて離散的に接合し要素を構成するもの。

2) 丸波シリコン接着型：コアに丸波を用い、比較的柔軟性のある変性シリコン系接着剤を用いて、コア及び表面板を接合し、要素を構成するもの。

3) 丸波発泡ウレタン型：先の丸波シリコン接着型に発泡ウレタンを充填して要素を構成するもの。

4) 角波ウレタン接着型：コアにハット形断面、角パイプ等を用い、表面板とは比較的硬質なウレタン系接着剤を用いて面的に接合し、要素を構成するもの。

以上の1)には試験体A2b, A5b, A5s, 2)には試験体B2b, B4b, B2s, 3)には試験体BU1b, BU2b,

BU1s, 4)には試験体C1b, C2b, C2'b, C3b, C3s, C4s, C5sが該当する。これら試験体の規準化後の性能値を平均してその型の性能指標の現状の成果と考えることとした。ただし規準化には理想サンドイッチモデルのみを用いることとした。

性能指標には、曲げ剛性指標、曲げ降伏耐力指標、曲げ最大耐力指標、曲げエネルギー吸収量指標、せん断剛性指標、せん断降伏耐力指標、せん断最大耐力指標、せん断エネルギー吸収量指標、曲げ振動減衰定数指標をとり、これに単位見付面積あたりの重量指標を加えた。さらに型相互の比較を容易にするため、それぞれの指標でもっとも高い性能を発揮した試験体の性能値を1として性能軸を調整した。なお、重量の指標は、重量比の逆数を採用した。これは、性能指標の値の増加が、製品の価値の向上の方向と一致するように配慮したためである。

このようにして作成したレーダーグラフが図17である。なお、図17の諸値については、表6に示して

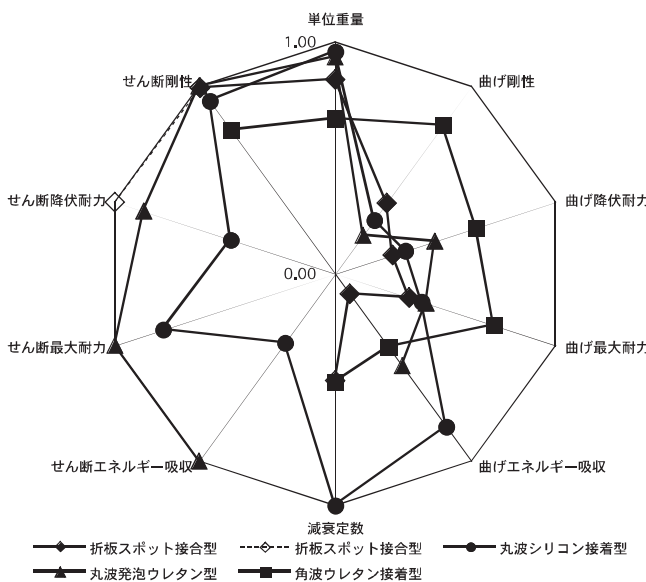


図17 分類型による多軸性能評価値

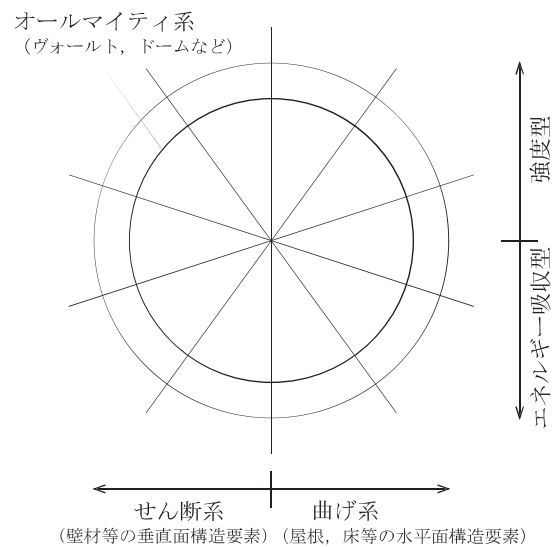


図18 多軸性能評価による各型の特性分類概念図

表6 規準化された断面性能とパネルタイプごとの平均値

型名	試験体名	コア部品構成	曲げ剛性 K/Ks	曲げ降伏耐力 ePy/sPy	曲げ最大耐力 ePu/sPu	曲げエネルギー吸収	せん断剛性 K/Ks	せん断降伏耐力 eQy/sQy	せん断最大耐力 eQu/sQu	せん断エネルギー吸収	単位重量 W/sW	減衰定数
折板スポット接合型	A2b	折板1層	0.47 (0.29)	0.14 (0.20)	0.22 (0.23)	0.17 (0.07)					0.69 (0.92)	
	A5b	折板1層2	0.74 (0.46)	0.22 (0.32)	0.40 (0.44)	0.33 (0.14)					0.66 (0.88)	3.02 (0.46)
	A5s	折板せん断スポット溶接					1.42 (0.99)	0.34 (1.00)			0.54 (0.71)	
	(平均)		(0.38)	(0.26)	(0.33)	(0.11)	(0.99)	1			(0.84)	(0.46)
丸波シリコン接着型	B2b	丸波小波2層	0.43 (0.27)	0.16 (0.24)	0.31 (0.33)	1.47 (0.63)					0.75 (1.00)	
	B4b	丸波小波2層2	0.49 (0.31)	0.28 (0.40)	0.41 (0.45)	2.33 (1.00)					0.68 (0.91)	6.53 (1.00)
	B2s	丸波せん断接着剤接合					1.32 (0.92)	0.16 (0.47)	0.27 (0.78)	1.59 (0.37)	0.72 (0.96)	
	(平均)		(0.29)	(0.32)	(0.39)	(0.82)	(0.92)	(0.47)	(0.78)	(0.37)	(0.96)	(1.00)
丸波発泡ウレタン型	BU1b	丸波小波発泡ウレタン逆位相	0.34 (0.21)	0.35 (0.51)	0.40 (0.44)	1.21 (0.52)					0.69 (0.92)	
	BU2b	丸波小波発泡ウレタン同位相	0.32 (0.20)	0.27 (0.40)	0.36 (0.39)	1.08 (0.46)					0.72 (0.96)	
	BU1s	丸波ウレタン接着剤接合					1.43 (1.00)	0.30 (0.87)	0.34 (1.00)	4.31 (1.00)	0.70 (0.93)	
	(平均)		(0.21)	(0.45)	(0.41)	(0.49)	(1.00)	(0.87)		(1.00)	(0.94)	
角波ウレタン接着型	C1b	角波表面板0.5	1.60 (1.00)	0.69 (1.00)	0.92 (1.00)	0.79 (0.34)					0.37 (0.49)	
	C2b	角波表面板1.0	1.18 (0.74)	0.31 (0.45)	0.45 (0.49)	1.17 (0.50)					0.54 (0.72)	
	C2'b	角波ハット型 (再)	1.14 (0.71)	0.49 (0.71)	0.79 (0.86)	0.65 (0.28)					0.55 (0.73)	3.95 (0.6)
	C3b	角波角型	1.14 (0.71)	0.28 (0.40)	0.48 (0.53)	1.03 (0.44)					0.41 (0.55)	2.16 (0.33)
	C3s	角波せん断外枠0.5					1.00 (0.70)				0.55 (0.73)	
	C4s	角波せん断外枠2.3					1.06 (0.74)				0.55 (0.73)	
	C5s	角波せん断外枠2.3ダブル					1.23 (0.86)				0.55 (0.73)	
(平均)		(0.79)	(0.64)	(0.72)	(0.39)	(0.77)				(0.67)	(0.47)	

いる。このレーダーグラフの軸の配列は工夫しており、概ね図 18 に示すような特徴が直観的に理解できるようになっている。なお、一部の型については、せん断試験の際、パネルの崩壊にいたる以前に取付け部等の局部的な破壊がおこったため、パネルそのものの性能を評価できないものもあった。こうしたものはグラフ上にプロットしていない。このレーダーグラフから以下のことを読み取ることができる。

角波ウレタン接着型が特に曲げ剛性、せん断剛性が高いこと、それとは対比的に丸波シリコン接着型がエネルギー吸収に優れていることがわかる。ゆえに前者は強度型、後者はエネルギー吸収型の構造要素として進化していくことが可能である。

折板スポット接合型は曲げ領域での性能は、角波ウレタン接着型よりも、性能値で半分程度しか発揮されていない。これは主として、コア材のウェブ板の傾斜や離散的な接合方法によるものと思われる。折板スポット接合型に接着を併用すれば性能の向上が望めよう。また弱軸方向の曲げ性能は、そのコア材の形状からみて、折板の方が高いものと思われ、その点でウェブの角度は単位重量、コスト等の多元的な検討を経て最良点がきまるのではないかと予想される。

丸波発泡ウレタン型と丸波シリコン接着型を比較してみると、発泡ウレタンを充填することにより、せん断系の性能が飛躍的に高くなる一方、ウレタンを充填しない場合の特徴である曲げ系のエネルギー吸収性能が多少減ずることが見て取れる。

本研究では構造性能以外の性能について論じてこなかったが、熱、音響・振動など、構造以外の様々な性能が今後課題となってくるであろう。たとえば屋根の場合、熱によって生ずる外側表面板の伸びのパイメタルの様な変形作用が考えられる。柔軟性の高いシリコン系接着材の利用は、このような熱変形を吸収するのに適していると考えられる。このように、本研究で試みられた技術それぞれの存在理由が、多面的評価のなかで発見されるであろう。

## 5. 本研究から得られた知見と今後の展望

### 5.1 鋼薄板構造の力学的特質

本研究で行った構造特性確認実験で扱った薄板は、全て 1mm 以下のものであった。この程度の薄板を単独で用いた場合、通常の部材にくらべ、その面外曲げ剛性は限りなく 0 に近く、せん断力や圧縮力に対しても早期に不安定挙動を示し耐力低下するため、構造要素としてはその使用が限定される。しかし、薄板同士を組合せ、コアと表面薄板からなる断面構成とすることで、面外力、面内力に抗する構造部材として十分な特性を達成できることが確認できた。

具体的には、全ての試験体のせん断耐力が非常に大きいという特徴が確認できた。また丸波コアのものに

関してではあるが、鋼薄板構造全体に一種の張力場が形成され、安定した塑性変形が見られた。ただし、骨としてのフレームへの接合方法については再考する余地がある。この課題をクリアすることで、より効果的なせん断部材として実用化がはかれると考えている。

鋼薄板構造を構成するための接合方式として、ウレタン系接着、シリコン系接着や離散的なドリルねじ接合、スポット溶接接合を試みた。この接合方式による構造特性の違いもある程度明らかになった。とくに面外曲げ性能においてこれらの違いが強く現れている。構造性能という面からみれば、接着接合で構成したパネルの性能が比較的良好という結果となった。特にエネルギー吸収や振動減衰という面である。この特徴を有効活用していく方向性は十分あり得る。

さらに、規準化という概念にもとづいた従来製品や他材料製品との特性比較を行うことによって、鋼薄板の新たな性格も発見できた。たとえば薄鋼板パネルが木材や ALC とよく似た性能を有する部材として構成できるという事実である。この点は、従来、鋼の性能を自明の前提と考えてきた骨組構造の常識を転換するユニークな方針を示唆していると言えるであろう。

以上、他部材との接合という点で若干解決すべき課題は残っているが、鋼薄板構造要素を用いた鋼構造建築物の可能性について、ある程度の自由度と多様性を示すことができたと考えている。

### 5.2 規基準適合上の諸問題と解決の方向

鋼薄板構造の実用化に向けて、法規上、構造関係で備えるべき条件としては、1. 該当する構造種別の判別、2. 構造耐力上主要な部分としての位置付け、3. 構造計算上の  $F$  値の指定、が最重要項目として挙げられる。

これらについての計算方法の詳細は、運用によるものになると思われるが、許容応力度等計算などの法令上の計算方法に沿った方法でなければならない。

また、実験で検証すべき事項としては、法 37 条の材料関連として、特殊な鋼材を用いる場合の材料特性の検証がある。また、令 67 条の鉄骨接合関連として、特殊な接合方法を用いる場合の接合性能（鉄骨造の接合としての認定、又は告示のただし書を適用する場合、又はかしめ接合）などがある。

一方、防火関係での法規上の制約については、1. 防火上の目標レベルをどこにするか、2. どの構造部位に使うか、の観点からの整理が必要になってくる。耐火性能で要求されるレベルは、建設地・用途・建築物の規模によって違ってくる。目標レベルとして、耐火建築物（又は耐火構造）、準耐火建築物（又は準耐火構造）、防火構造がある。また、どの構造部位への適用かについては、主要構造物なのか、壁なら耐力壁か非耐力壁か、さらに床、屋根への適用などが考えられる。

防火上の検定としては、たとえば「耐火構造」であることを耐火試験で示すことができればよい。屋根・壁等のパーツとして開発するならこの方法が最適である。「構造」としての規制への適合に関しては、試験方法は業務方法書に定められている通りなので、それ以外の方法はない。

なお、「耐火建築物」については、建築物として耐火性能検証法（ルートB）とすることは可能ではあるが、鋼薄板構造に適した耐火性能検証手法を開発する必要がある。また「建築物」としての耐火性能評価（ルートC）では、空間の特性に応じた発熱性状と、それに対する主要構造部の挙動解析が必要になる。計算解析が難しい先鋭的な鋼薄板構造が開発された場合は、実大規模での確認実験が必要となる。ある程度計算が可能であっても接合部が複雑な場合、その挙動については実験で確認することも必要になると思われる。

鋼材は不燃材料であり、絶対的欠落事由にあたることはない。しかしその一方で、鉄は熱が伝わりやすく、薄ければ高温になり易いので、熱膨張に伴う変形等に対しても、抵抗ではなく逃げ等による対応方法の工夫が必要になると思われる。

本研究での試験体製作では材料、接合方法等について、現行の規基準に過剰にとらわれることなく設計した。一例を挙げれば接合方法では、一般に火災に弱いとされる接着剤接合も用いている。接着剤接合については新たな接合技術として今後さらに実験・検証が重ねられるものと予想されるが、スポット溶接、ドリルねじといった既に性能が検証された他の接合方法との併用による使用は、現段階でも可能と思われる。

以上、鋼薄板構造の実用化にあたっては、実験による構造的・防火的な性能の検証に加え、現行規基準の制約に対して法適合性を順次戦略的に備えていく必要がある。

### 5.3 建築意匠上の表現の開拓

実験結果および性能評価から言える鋼薄板構造の最大の特徴は、せん断耐力が非常に大きく、かつその変形が非常に小さいことである。このことは意匠上、建築物の壁面の層間変形目地の一掃、あるいは目地幅の大幅な減少が可能であることを意味している。一般的に目地は、慎重にデザインすれば、建築物に魅力を与える有用なアクセントともなり得るが、反面、設計に寸法上の規制を与えて手間を増加させたり、あるいは逆に安易な設計に流れがちになるなどの弊害を持っている。この点で、鋼薄板構造の実用化は、鋼構造のあたらしいデザイン領域を開拓する意義が非常に大きい。なお、層間変形をもたない突きつけ目地の処理については、自動車钣金で開発されたパテ埋め技術の応用も考えられる。

鋼薄板構造が開拓する意匠上の第二の可能性は、構法的大幅な単純化である。もともと建材製品として活

用されてきたことが示す通り、鋼薄板材料には、屋根、壁面としての防水性能、遮音性能など、構造的性能を確保する技術がすでに十分に存在する。これにもし構造的性能を組み合わせることができれば、構造体と仕上げ材が統合した建材ができ、構法を劇的に単純化でき、かつ壁体の全体厚をかなり減少させられることを意味する。このことを通じて、建築物の単純化、軽量化、総合コストの低減など、さまざまなメリットが、今後さらに追求できるであろう。

これらの表現領域の開拓は、これまでの鋼構造に付き物であった意匠的制約をなくし、コンクリート系材料に限定されてきた表現手法を鋼構造にももたらすという意味で、いずれも建築家の創作意欲を大幅に高めると考えられる。

### 5.4 難易度から見た今後の開発プログラム

次に、開発の難易度から見た今後の開発プログラムについて展望を試みる。

まず最も開発が容易であると思われるのは、階高程度の高さを一材で架け渡すことのできる大型壁パネルである。例えばサイディングやサンドイッチパネルのような小幅の建材に、二次部材や胴縁材の構造性能を持たせ、大型化できれば、壁全体の工数および全体厚はかなり減らすことができ、さらに水平力抵抗要素としての性能が期待できる。さらに耐火性能を付与できれば、適用可能な建物は、一段と拡大できよう。

これにくらべれば、屋根パネルは難しい開発となりそうである。防水性能と構造性能の両者を成り立たせる現場接合部の開発が必須である。これもまず母屋材までの性能をパネルに付与できれば、設計者に好感をもって迎えられるであろう。さらに、もし目地なしでの防水接合部が開発できれば、鉄骨構造の外観意匠に画期的な自由度をもたらすはずである。

以上の2つの開発が済めば、平屋ないし低層の建物を鋼薄板だけで建設することができる。低層のプロトタイプ建築を造形的なデザインで建設し、設計界をリードしていけば、前衛的な建築家たちに共感の輪を広げられよう。同時に汎用性の高い建材を開発できれば、先進的デザインが徐々に一般の建築にも取り入れられていくはずである。

床については、現状ではデッキプレート合成床が主流となっているが、かつて超高層ビルで薄板の複合断面が試みられた事例<sup>10)</sup>があるように、自重を減じ地震力を低減する上で、薄板の持っているポテンシャルは高いものと思われる。まず2～3階程度の連続住宅の床（上下に別の家族が住まない形式のもの）を開発し、振動周波数や伝達、減衰などの検討を十分に積み重ねれば、デッキプレート合成床に替わる床材、ひいては小梁の性能を飲み込んだ床材の開発につながっていくはずである。

## 6. 結

以上のように本研究では、鋼薄板を用いた骨組みハイブリッドないしモノコック構造にむけて、各種構造パネルの基本的構造性能を検討し、各パネル形式の比較を行っただけでなく、あわせて開発上の性能評価手法の提案、規基準への対応、建築デザインへのインパクト、今後の開発プログラムの展望を試みた。本研究が、鋼構造の新たなあり方のさらなる探求・開拓、長期にわたる鋼板需要の維持、構法の簡略化と合理化、建設コストの低減、ひいては建築の環境負荷の総合的減低に向けての第一歩となれば幸いである。

## 追記

本報告の一部は、平成19年度日本建築学会大会において発表している<sup>11)~17)</sup>。

## 謝辞

本WGの運営に常に助力と配慮を惜しまれなかった、日本鉄鋼連盟・糸野徳一氏に、衷心より感謝申し上げます。また本研究は、同フォーラム第1～2期において探究され発展してきたアイデアに連なっている。これらの研究に加わられた諸氏に深く感謝申し上げます。

また試験体製作の一部は、三重大学大学院生 飯島誠之君、加納浩史君をはじめ富岡研究室の学生・卒業生諸君、構造実験及びデータ整理は、東京工業大学大学院生 佐藤圭一君、中野修太君をはじめ五十嵐研究室の学生諸君の協力を頂いた。ここに深く感謝申し上げます。

## 参考文献

- 磯辺聡, 川口淳, 森野捷輔, 富岡義人: 近代鉄骨建築における構造と意匠設計の関係に関する考察 (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), 構造III, pp. 977 ~ 978, 1999. 9
- 磯辺聡, 川口淳, 森野捷輔, 富岡義人: 近代鉄骨建築における構造と意匠設計の関係に関する考察 (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), 構造III, pp. 1065 ~ 1066, 2000. 9
- 吉田恵実, 川口淳, 森野捷輔, 富岡義人, 磯辺聡: 近代鉄骨建築における構造と意匠設計の関係に関する考察 (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造III, pp. 477 ~ 478, 2001. 9
- 吉田恵実, 川口淳, 森野捷輔, 富岡義人, 磯辺聡: 近代鉄骨建築における構造と意匠設計の関係に関する考察 (その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造III, pp. 929 ~ 930, 2002. 8
- 日本鉄鋼連盟「薄板軽量形鋼構造建築物設計の手引き」編集委員会: 薄板軽量形鋼構造建築物設計の手引き, 2002. 6
- 平井義行, 藤田正則, 管野良一, 井上隆二: 金属系断熱サンドイッチパネルを用いた耐力壁の面内せん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 構造III, pp. 853 ~ 854, 2004.
- 藤田正則・管野良一・井上隆二: 接合部を補強した鋼板サンドイッチパネルの面内せん断実験, 日本建築学会構造系論文集, 第593号, pp. 169 ~ 176, 2005. 7
- 平井義行, 藤田正則, 井上隆二: 鋼板サンドイッチパネルを使用した低層鉄骨造用耐力壁の面内せん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造III, pp. 923 ~ 924, 2006. 9
- 例えば「スチールデザイン」には、近年の先進的作品の写真及び構造上の解説が掲載されている。日本鉄鋼連盟: スチールデザイン, No. 5, 7, 8, 2005, 2006.
- 穂苅實: 高層建築における新しい床システム, 建築技術, No. 283, pp. 109 ~ 121, 1975. 3
- 富岡義人, 河野守, 石原直, 渡邊力, 大隅康令, 五十嵐規矩夫: 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発 その1 鋼薄板を利用した構造形式の構想と研究の全体像, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 材料施工, pp. 971 ~ 972, 2007. 8
- 富岡義人, 加納浩史: 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発 その2 先進例の形態分析から見た薄板構造の将来像, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 材料施工, pp. 973 ~ 974, 2007. 8
- 渡邊力, 富岡義人, 五十嵐規矩夫, 大隅康令, 太田克也, 清水信孝: 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発 その3 全体実験計画及び面外曲げ試験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 材料施工, pp. 975 ~ 976, 2007. 8
- 大隅康令, 富岡義人, 五十嵐規矩夫, 渡邊力, 山田一裕, 清水正志: 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発 その4 折板コア挟み込み断面パネル, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 材料施工, pp. 977 ~ 978, 2007. 8
- 中野修太, 富岡義人, 五十嵐規矩夫, 渡邊力, 藤田正則, 大室彰男: 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発 その5 丸波コア挟み込み断面パネル, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 材料施工, pp. 979 ~ 980, 2007. 8
- 太田克也, 富岡義人, 五十嵐規矩夫, 渡邊力: 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発 その6 角波コア挟み込み断面パネル, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 材料施工, pp. 981 ~ 982, 2007. 8
- 五十嵐規矩夫, 富岡義人, 渡邊力, 穂苅實, 藤田正則, 中川治彦: 薄板鉄鋼材料を用いた鋼構造建築物の可能性の探求と開発 その7 各種断面パネルの性能比較と開発の方向性, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 材料施工, pp. 983 ~ 984, 2007. 8

### 5.3 テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造の研究

本研究では、テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造の提案と、その実現可能性の探索を目的として、約 1 年半の研究期間中に、15 回の会議を開催し、WG メンバー間での情報交換ならびに討論を実施した。また、京都大学桂キャンパスにおいて実大供試体に対する静的載荷実験、京都工芸繊維大学において有限要素解析ソフトウェアを用いた数値解析実験、ならびに、福井工業大学において構造一貫計算ソフトウェアを用いた試設計を実施した。その成果は下記のとおりである。

- (1) 容易な組み立てと解体が可能となるように、テーパーピンをシアキーとして用いる柱 - 柱ピン継手を提案し、実大継手要素供試体に対する静的載荷実験を実施して、有限要素解析から予想される耐力を保有していることを確認した。
- (2) 小径 H 形鋼の格子梁とコンクリートスラブからなる合成フラットスラブユニットを、鋼板トッププレートにリブを溶接したキャピタルユニットで受けるフラットスラブ架構システムを提案し、実大部分架構供試体に対する静的載荷実験を実施して、想定する架構規模（階数は 5 階程度まで、スパンは 8m 程度まで）から予想される柱軸力に対してキャピタルユニットが十分な耐力と剛性を有していることを確認した。

本 WG で得られた成果を活かし、外壁システムやリユース可能な耐震要素など、未検討の課題を解決することで、下記のような対象への適用が期待できる。

- (1) リユース型架構としての環境にやさしい新たな建築システムであることを活かした、ショッピングセンターや事務所などの商業建築
- (2) 短工期・非熟練工による建方が可能なこと、部材の簡略化により工場生産性が上がること、リユースがキャッチフレーズになることを活かした、供用期間が比較的短い、郊外型のシステム建築



# テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造の研究

リユース, 3つのR, テーパー柱, フラットスラブ, 着脱可能, ピン接合

辻聖晃 (京都大学), 関光雄 (竹中工務店), 澤本佳和 (鹿島建設), 北岡聡 (住友金属),  
桑原進 (京都工芸繊維大学), 永野康行 (福井工業大学)

## 1. 序

全産業が排出する廃棄物 (最終処分量) および二酸化炭素のうち, 約 40% が建設産業によるものであるとされている (厚生省などの調査による). この廃棄物ならびに二酸化炭素をいかに削減するかが, 現在の建設業界に求められている最重要課題の一つとあって差し支えない.

廃棄物および二酸化炭素の削減を図るためのキーワードとなるのが3つのR, すなわち, **Reduce, Recycle** そして **Reuse** である. 鋼は, スクラップを原料にした電炉鋼が広く一般に使用されているなど (日本においては粗鋼生産量の約 25%, 米国においては約 50%), **Recycle** 性に富む材料であることは指摘するまでもないことである[1]. また, 鋼を主材料とする金属系の架構システムは, 建設現場用の足場や工事事務所にみられるように, 古くから **Resuse** の仕組みが確立されている. さらに近年では, 事務所, 倉庫, 店舗, ホテルなど, さまざまな用途を対象とした, 金属系の架構システムが提案, 実用化されている [2][3][4][5].

本研究の目的は, 鋼構造分野における **Reuse** 推進の一つの試みとして, テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造を提案し, その実現のためのフィージビリティスタディーを実施することにある.

## 2. 本研究につながるこれまでの流れ

### 2.1 着脱可能な接合部の探求

21世紀鋼構造フォーラムでは, 2002年度に「進化する鋼構造」と題したテーマでの調査・研究を実施し, そのなかで, 建築以外の分野で使用されている着脱可能な接合部についてのサーベイを実施した[6]. 図1にそのときに抽出された8種類の接合方法を示す. 着脱可能な接合部は, 「嵌合系」(ワンタッチコネクタ, ホック, ジッパー, マジックテープ), 「摩擦系」(締付けリング, 圧着ベルト), 「接着系」(はんだづけ, 粘着テープ)に大別できるが, 主として力学性能や汎用性の観点から, 建築構造には嵌合系が適しているとの結論となった(図2).

建築家の山本理顕氏は, 邑楽町役場コンペにおい

て, 60cm角の角パイプを溶接して作製した梯子状のユニットを, 図1にも示された梱包用の圧着ベルトで圧着してリユース可能な骨組架構を構成するアイデアを提示した[7]. これは上記の分類では摩擦系に属する. コンペではこの案が当選したが, 諸般の事情で実現されていない.

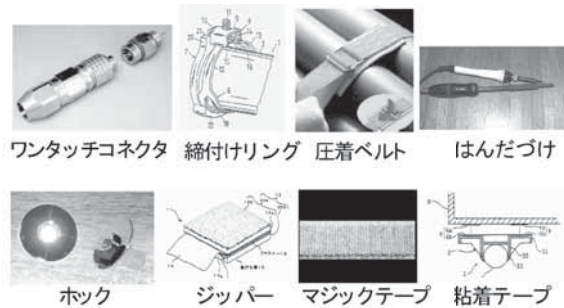


図1 着脱可能な接合方法

接合形式	線材+線材		線材+面材	
	Type-A	Type-B	Type-A	Type-B
	嵌合系	摩擦系	接着系	
Type-A	適	適	不適	
Type-B	適	適	不適	
Type-C	適	可	適	

図2 検討結果

### 2.2 次世代接合部を有するユニバーサル鉄骨架構

21世紀鋼構造フォーラムによる前述の調査・研究において, 着脱可能な接合部を有するリユース型の鋼骨組架構「次世代接合部を有するユニバーサル鉄骨架構」を提案した[6]. 図3にその模型写真を, 図4にその接合部概念図を示す. 本架構は, 図4左に示すような, 柱にねじ締め接合された接合部ユニットへの締付けリングによる梁-柱接合と, 図4右に示すような, メタルタッチによるピン継手形式の柱-柱接合からなっており, 架構を構成する各部材の分解と再利用が可能となることを目指したものである.

柱の中間をピン継手とすることによる力学的な影響を明らかにするため, 骨組モデルに対する静的応力解析を実施したところ, 変形はやや増加するものの, 反曲点位置が柱中間に来ることにより, 柱およ

Innovative reusable structure composed by steel tapered column and steel flat-slab

Masaaki TSUJI, Mitsuo SEKI, Yosikazu SAWAMOTO, Satoshi KITAOKA, Susumu KUWAHARA, and Yasuyuki NAGANO

び梁の曲げモーメントが全体的に減少することが明らかとなった[8]. 図 5に解析した骨組の一例を, 表 1と表 2に解析結果の一例を示す. しかしながら, 架構の一部が塑性化した場合には, 一般的な剛接合ラーメンに比べて早期にメカニズムを構成することになり, リダンダンシーに乏しいのではないかとの指摘もあった.



図3 ユニバーサル鉄骨架構模型写真

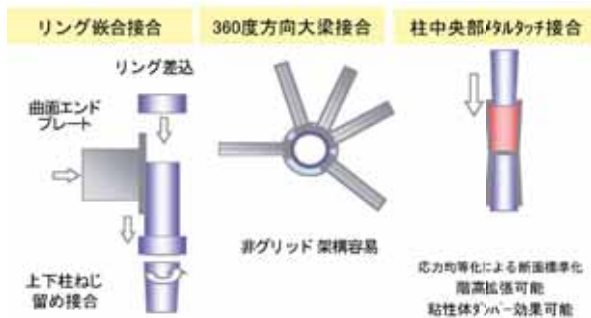


図4 ユニバーサル鉄骨架構における接合部

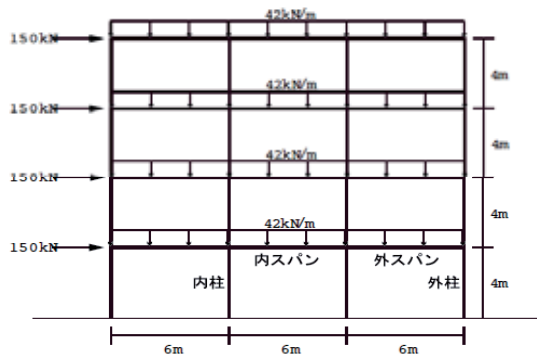


図5 骨組解析例

表1 柱中間をピン継手とすることによる部材曲げモーメントの増減 (△: 上昇, ▼: 減少)

層	外柱	内柱	階	外スパン梁	内スパン梁
4	▼ 16.7%	▼ 16.2%	R	▼ 16.7%	▼ 2.5%
3	▼ 13.5%	▼ 10.0%	4	△ 3.1%	▼ 2.0%
2	▼ 8.0%	△ 1.4%	3	▼ 0.3%	△ 3.2%
1	▼ 20.9%	▼ 9.0%	2	△ 14.2%	△ 8.6%

表2 柱中間をピン継手とすることによる層間変位と層変位の増減 (△: 上昇, ▼: 減少)

層	層間	階	水平
4	▼ 3.6%	R	△ 3.7%
3	△ 0.1%	4	△ 4.8%
2	△ 6.3%	3	△ 6.6%
1	△ 6.9%	2	△ 6.9%

### 2.3 テーパーピンを用いた柱中間ピン継手の水平加力実験および有限要素解析による力学性能評価

前記架構の実現のための一つのキーとなる, 柱 - 柱のピン接合について, テーパーピンと座金からなるピン継手を提案した. その概要を図 6に示す. テーパーピンが, 柱の相対回転を拘束することなく, せん断力を伝達する仕組みとなっている. 柱の端部エンドプレート間に挿入する座金の径を調整することで, 柱が相対回転を開始する曲げモーメントをコントロールすることが可能となる.

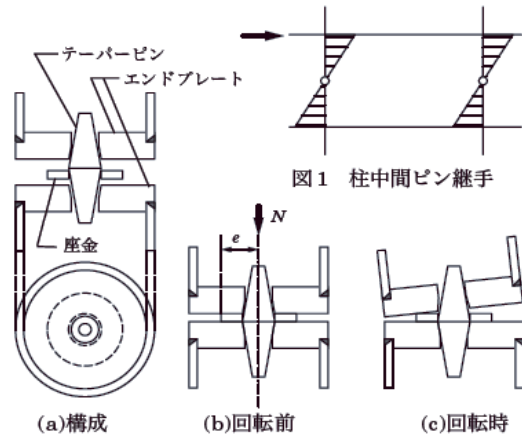


図6 テーパーピンを用いた柱中間ピン継手

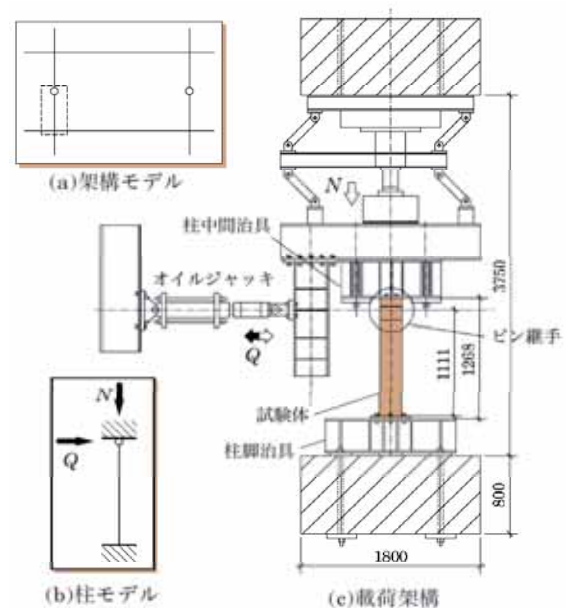


図7 実験装置概要

提案した継手が想定した力学性能を発揮できるかどうかを確認するため, 鋼管柱の一端を固定, もう一端に提案するピン継手を組み込んだ試験体に対して, 柱材軸方向力とそれに直交する力(せん断力)を同時に作用させる静的載荷実験を実施した[9]. 図 7に実験装置概要を, 図 8に実験により得られたせん断力 - 層間変形関係を示す. 図8中で, SS06-25およびSS09-25は, それぞれ6mm厚および9mm厚の普

通鋼座金を用いた場合で、LY09-25は9mm厚の低降伏点鋼を用いた場合である。また、SP-25は、比較のために実施した、球面加工した球座からなるピン継手の場合である。図中の破線は、継手が剛であったときの弾性剛性を、一点鎖線は、継手が完全にピンであったときの弾性剛性を示している。提案したピン継手は、いずれも、継手が完全にピンであるときとほぼ同等の剛性が実現できていることがわかる。

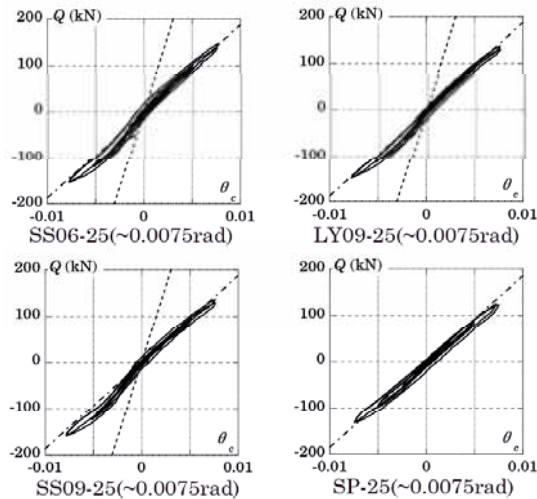


図8 実験により得られたせん断力 - 層間変形関係

## 2.4 ユニットセル構造システム

架構システムのリユースのためには、使用されている要素の種類ができるだけ少ない方が、不要な在庫を減らせること、部材の転用が容易に図れるといった意味で有利である。そこで、基本的には1種類の骨組構成部材から骨組架構を構築できる架構システムを提案した[10]。この架構システムのコンセプトを図9に、模型写真を図10に示す。

本架構システムは、一層分のユニットを積層する形式であるため、各層間に免震装置を挿入することで、一般の基礎免震構造に比べて小型の免震装置で同等の免震効果を得ることが可能な「多段免震構造」[11]を容易に実現可能である。

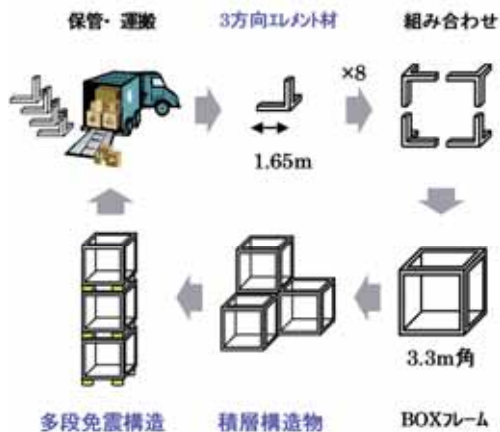


図9 ユニットセル構造システムのコンセプト



図10 ユニットセル構造システムの模型写真

## 2.5 取り外しと再接続が可能な柱継手

2.3で提案した柱継手は、曲げモーメントを伝達できず、かつ、引き抜きに対しても抵抗できない。力学的なリダンダンシーを確保する意味では、このような継手は構造的欠点ともなり得る。そこで、曲げモーメントを伝達でき、かつ、引き抜きにも抵抗できる機械式柱継手（必ずしも着脱可能とは限らない）について、あらためて既存技術のサーベイを行った。サーベイされた既存技術については、方法の概要とインターネットコンテンツの紹介に留める。(1)接合金物とコーナークリッパーをかみ合わせてボルトで締付ける[12]、(2)接合金物同士をねじ込みあるいはドリフトピンで接合する[13][14]、(3)階段状の断面を有する接合金物同士を、リングキーとセットボルトで締付ける[15]、(4)鋼管端部を内外の添接板によって挟み込み、これをボルトで固定する方法[16]。各技術の詳細は、末尾に挙げたURLを参照されたい。

## 3. テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造の概要

### 3.1 架構の概要

上述した21世紀鋼構造フォーラムでのこれまでの調査・研究に基づいて、以下のような特徴を有するリユース型鋼構造架構を提案する。架構全体を図11に、柱と床スラブの接合部見上げを図12に示す。

- ・ テーパーを有する鋼管柱と、ユニット化されたスラブからなるフラットスラブ構造。
- ・ スラブユニットは、格子状に組んだ小サイズH形鋼と鉄筋コンクリートスラブの剛性床、あるいは、鋼折板を多層に溶接した鋼製床とする。
- ・ 柱は両端ピン接合とし、長期荷重のみを支持。
- ・ 柱のピン接合には、2.3に示したテーパーピンを用いたピン継手を用いる。
- ・ スラブのたわみを抑制することを目的として、柱頭には鋼板リブプレート放射状に溶接して作製したキャピタルユニットを設置する（スパンが短い場合には、キャピタルを設置せず、フラットプレート構造とすることも可）。
- ・ 水平荷重は、柱とは別途設ける水平荷重抵抗ユニットにより支持。

なお、建物規模としては5層程度まで、主スパンは

6～8m 程度，建物用途としては，季節建築物（海の家，イベント施設）・工事現場事務所・被災時避難施設（仮設住宅など）を想定している。

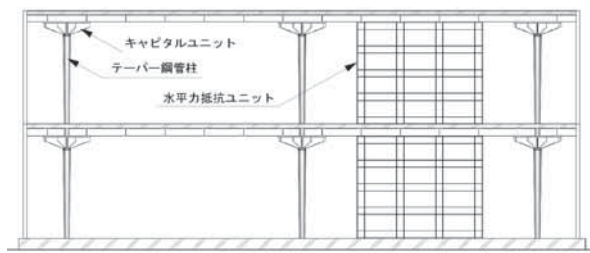


図11 架構全体図（断面図）

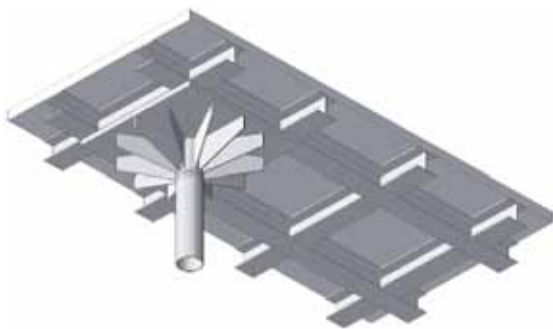


図12 スラブユニット - キャピタル - 柱頭部詳細

### 3.2 テーパー付き鋼管柱

昭和37年，高速道路網新設ラッシュに応じる形で主に道路照明用として，先端径が細くなったテーパ鋼管柱が登場した。テーパ鋼管柱の製造方法は，従来，金型プレスによる冷間成形方式が主流であったが，近年，電縫鋼管による冷間または熱間の回転圧延（スピニング）方式が実用化されている（図13）。この方式はテーパ率が高く（1/100～1/75），管の途中でテーパ率を変更することが可能である（道路照明用のテーパ鋼管柱の製造範囲は下端の最大径が318.5mm，最大板厚9mmである）。

本架構でテーパ付き鋼管柱を用いることとしているのは，主として，後述する柱 - 床スラブ接合部での応力伝達をスムーズにするためと，デザイン上の理由によるものである。

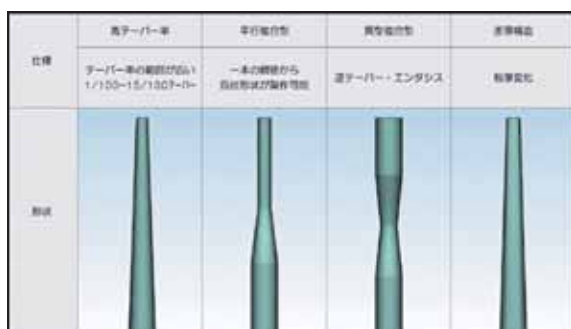


図13 回転圧延方式によるテーパ柱（[17]より転載）

### 3.3 基本的力学特性

テーパ柱とキャピタルを有するフラットスラブ

架構の弾性時基本的力学特性を明らかにするため，弾性有限要素モデルを用いたパラメトリックスタディを実施した[18]。ただし解析モデルは，柱頭はキャピタルを介して床スラブに剛接合，キャピタルはリブプレートを放射状に溶接したのではなく円錐状の鋼管，柱脚は床スラブに剛接合ないしはピン接合としたため，本稿で提示する架構システムとは力学特性に完全に同一というわけではない。

図14には有限要素モデルの一例を，図15および図16にはそれぞれ，鉛直荷重および鉛直荷重に対するたわみの解析例を示す。主たる結果を以下に述べる。

- ・ キャピタルは，床スラブのたわみを抑制するには有効である。
- ・ 水平荷重に対する水平変形は，キャピタルの有無やそのサイズにはほとんど依存しない。
- ・ 柱脚をピン接合とすると，架構の水平剛性が極端に低下する。

これらの結果を考慮して，3.1で述べたように，本研究で提案する架構では，水平荷重は柱には負担させず，別途設けた水平力抵抗機構に負担させることとした。柱に水平荷重を負担させないことにより，分解と再組立が容易なピン継手の導入が可能となる。



図14 有限要素モデル

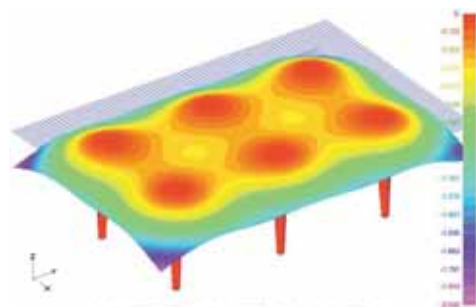


図15 鉛直荷重に対する変形



図16 水平荷重に対する変形（柱脚剛接合）

### 3.4. 分解と再組立が容易な柱 - 床スラブ接合方法

本架構では、架構を構成する各ユニットを、どのようにして接合し、分解と再組立が容易とするかが最大のキーとなる。21世紀鋼構造フォーラムでのこれまでの調査・研究成果を参考にして、図17に示すような柱 - 床スラブ接合方法を提案する。なお、図中の寸法（単位は mm）は参考寸法であり、最終確定値ではない。

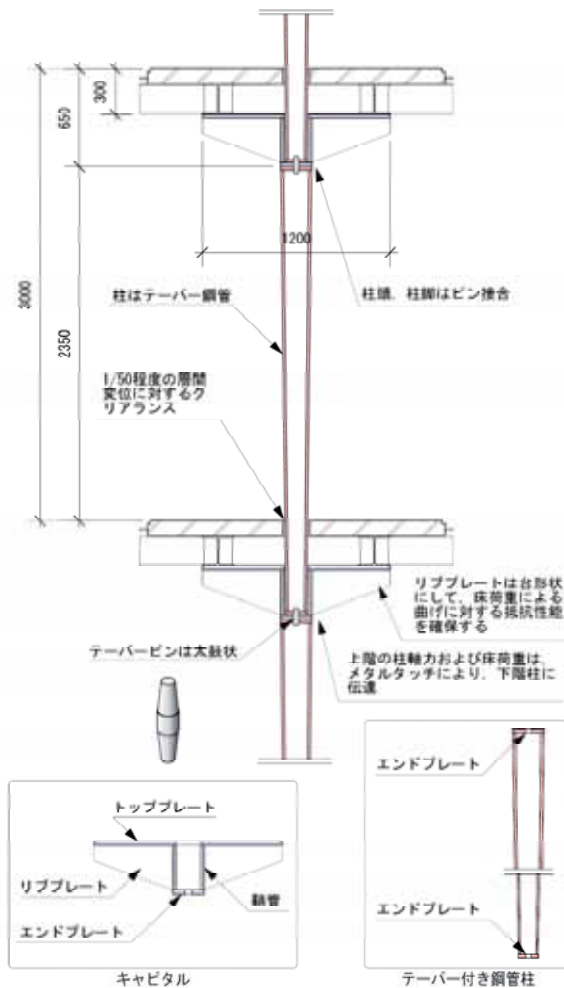


図17 分解と再組立が容易な柱 - スラブ接合方法

本接合方法は、以下のような特徴を有する。

- ・テーパ柱の柱頭部と柱脚部に溶接されたエンドプレートが、キャピタルの底部に溶接されたエンドプレートおよびエンドプレート間に挿入された座金を介して接触し、上階柱からの軸力をメタルタッチにより下階柱に伝達する。
- ・キャピタルのトッププレートと床スラブは高力ボルト接合とする。
- ・床スラブから柱への荷重伝達も、キャピタル底部エンドプレートと柱頭エンドプレートのメタルタッチにより行われる。
- ・テーパ柱の柱脚部は、キャピタルユニット内の鞘管に、鞘管管壁および床スラブと適切なく

リアランスを設けたうえで挿入される。建物が極大な水平荷重を受けた場合、柱脚部が鞘管管壁および床スラブと接触し、終局時水平耐力の上昇をもたらす。

なお、本架構はリユースを前提としているため、極稀に発生する外力に対しても、架構を構成する主要部材（鋼管柱、キャピタル、床スラブ）は弾性範囲以内に留まることを想定している。また、エンドプレート間に座金を挿入するのは、水平力作用時に隣接する2枚のエンドプレートに相対的な回転が生じたとき、座金に損傷を集中させ、エンドプレートを損傷させないためである。

### 4. 接合要素の有限要素解析による基本特性の把握

3節で提案した架構の実現可能性を検討するため、本架構の最も特徴的な箇所である、キャピタルユニットとテーパ柱の柱頭部を取り出して有限要素モデルを作成し、キャピタルユニットを構成する板材（リブプレートおよびトッププレート）の寸法や厚さ、柱鋼管厚や柱端エンドプレート厚、キャピタルユニットと柱端エンドプレート間に挿入する座金の径や厚さをパラメータとして、弾性解析を実施した。解析にはMSC Marcを使用した。解析に用いた有限要素モデルとその境界条件を図18に、解析結果の一例（Von Mises 応力分布）を図19、図20に示す。

有限要素モデルを用いたパラメトリック解析により、下記のことが明らかになった。

- ・柱外径よりも径が小さな座金をエンドプレート間に挿入した場合には、柱側、キャピタルユニット側双方のエンドプレートと座金外周の接触部に、大きな Von Mises 応力が生じる。
- ・エンドプレートの面外変形に伴って柱鋼管の端部にも面外変形が生じ、その結果として、柱端部にも中間部に比べて大きな Von Mises 応力が生じる。
- ・上記2つの応力に対して、座金の径およびエンドプレートの厚さが大きな影響を持つ。
- ・トッププレートの厚さは、上記2つの応力に対してはほとんど影響を持たない。
- ・トッププレート対角線方向のリブプレートと、トッププレート四辺に平行なリブプレートとを比較すると、前者の方により大きな Von Mises 応力が生じる。

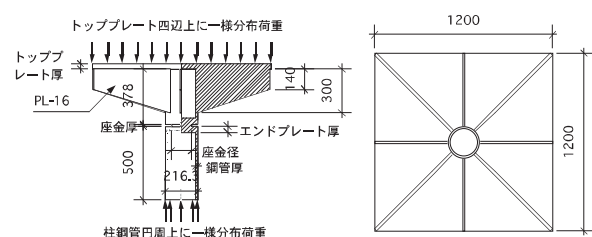


図18 有限要素モデルと境界条件

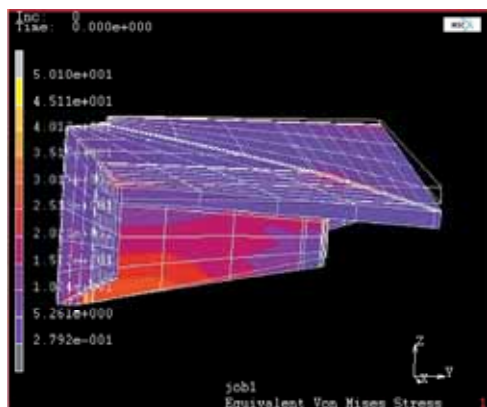
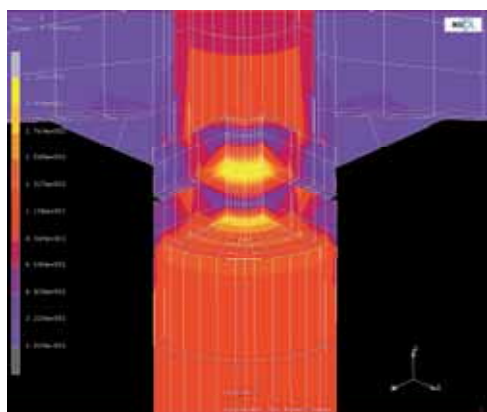
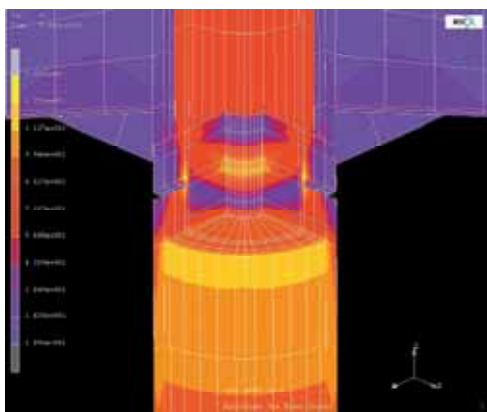


図19 解析結果の一例（トッププレートの変形とリブプレート表面に生じた Von Mises 応力）



(a)座金径 110mm



(b)座金径 140mm

図20 解析結果の一例（座金径による違い）

上記の結果も考慮して、スパンが6～8m程度、高さが5階程度までの規模の架構に対する標準的な接合要素寸法として、下記の値を設定した。エンドプレート厚：43mm、座金径：140mm、座金厚：9mm、柱鋼管厚：12.7mm、トッププレート厚：32mm。

## 5. 実大接合要素試験体に対する静的荷重実験

### 5.1. 実験概要

本架構の力学性能に対して最も影響を持つであろうと思われる、以下の2種類の接合要素に対し、実物大の試験体を作成し、静的な荷重実験を実施した：

(1)柱 - キャピタル接合要素 (2)柱 - 柱接合要素。

### 5.2. 柱 - キャピタル接合要素に対する二方向荷重実験

実験に使用する試験体は、テーパ鋼管柱の柱頭部を表わすための柱要素、キャピタルユニット、格子梁ユニット、テーパピン、座金からなる。試験体の主要な寸法を図21に、試験体の構成を図22に示す。この試験体は、前節で提示した標準寸法に基づき製作した。図23に示すように、格子梁ユニットの四隅を反力床に鋼製土台を介して固定し、柱要素端部に取り付けたジャッキ取り付け治具に200kN級アクチュエータ（鉛直荷重V用）と200kN級オイルジャッキ（水平荷重H用）を接続し、静的な荷重を行った。トッププレート下面および格子梁下面での鉛直変位と、リブプレート表面でのひずみを計測した。変位とひずみの計測位置を図24に示す。

荷重経路は次のとおりである。(1-1)H=0のまま、Vを0から50kNまで漸増荷重、(1-2)Vを50kNに保ったまま、Hを0から2.5kNまで漸増荷重、その後、Hを除荷、(2-1)H=0のまま、Vを50kNから100kNまで漸増荷重、(2-2)Vを100kNに保ったまま、Hを0から5.0kNまで漸増荷重、その後、Hを除荷、(3-1)H=0のまま、Vを100kNから150kNまで漸増荷重、(3-2)Vを150kNに保ったまま、Hを0から7.5kNまで漸増荷重、その後、Hを除荷、(4-1)H=0のまま、Vを150kNから192.5kNまで漸増荷重。なお、鉛直力Vの最大値は、アクチュエータの荷重能力から決定されたものであり、使用した鋼管の降伏荷重（公称値で2,640kN）[9]に対しては十分に余裕がある。また、水平力Hの大きさは、鉛直力Vによって決まる座金とエンドプレートの離間モーメント $M(=V \times \text{座金半径})$ からアクチュエータの偏心による付加曲げモーメントを引いた値を、水平力作用点から柱要素の回転中心までの距離（425mm）で割った値から決定した。

図25に鉛直荷重と鉛直変位の関係を、図26に鉛直荷重とリブプレート表面の主ひずみ $\epsilon_1$ 、 $\epsilon_2$ およびせん断ひずみ $\gamma$ の関係を、図27に鉛直荷重とリブプレート表面の Von Mises 応力 $\sigma_{mises}$ の関係をそれぞれ示す。なお、Von Mises 応力は、三軸ゲージにより計測された三軸ひずみから主ひずみ $\epsilon_1$ と $\epsilon_2$ を計算し、その主ひずみを用いて弾性範囲以内であるものと仮定して計算したリブプレート面内の主応力 $\sigma_1$ と $\sigma_2$ から下式により算出したものである。

$$\sigma_{mises} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[ \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 \right]} \quad (1)$$

実験より、下記のようなことが観察された。

- ・トッププレート対角線方向のリブプレートと、トッププレート四辺に平行なリブプレートとを比較すると、前者の方により大きな主ひずみおよび Von Mises 応力が生じている。
- ・リブプレート内側（柱側）と外側（トッププレート四辺側）を比べると、前者により大きな主

ひずみおよび Von Mises 応力が生じている。  
上記はいずれも、前節で示した有限要素解析の結果と対応している。

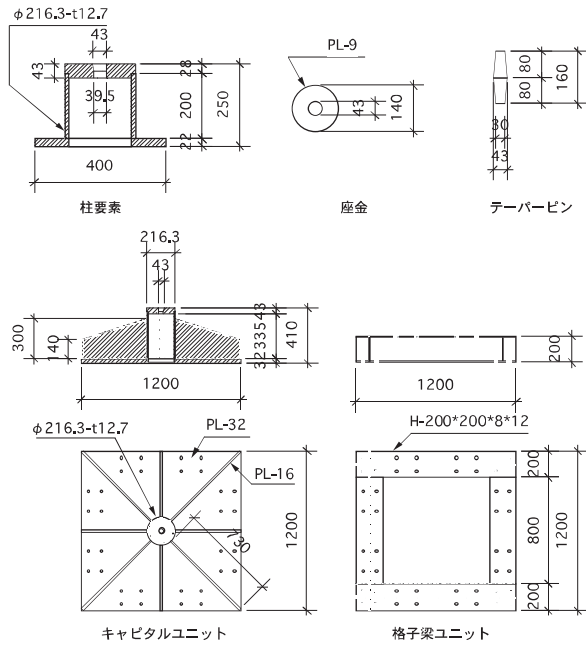


図21 試験体構成要素の寸法

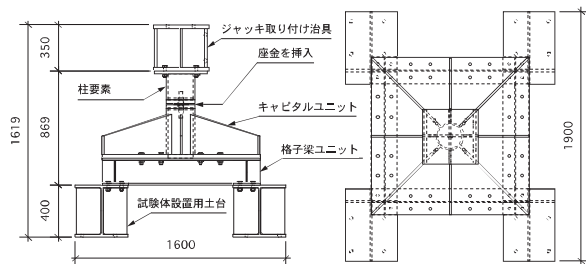


図22 試験体の構成

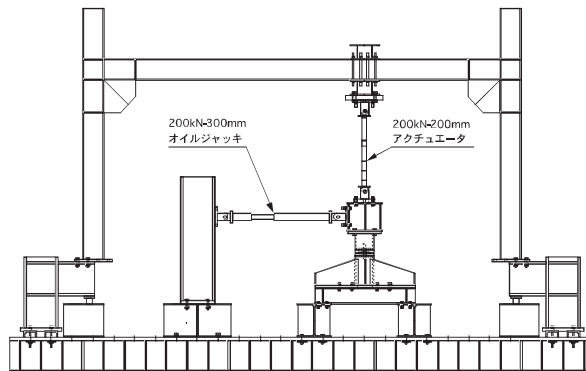


図 23 試験装置全体構成

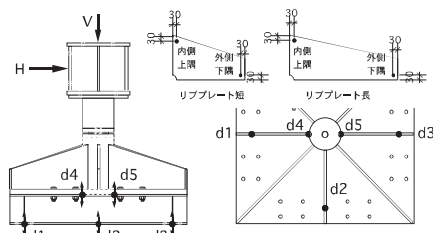


図24 ひずみと変位の計測位置

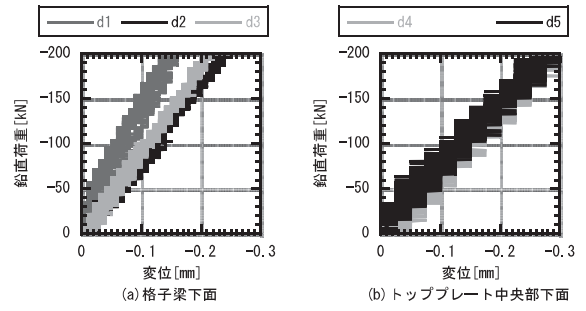
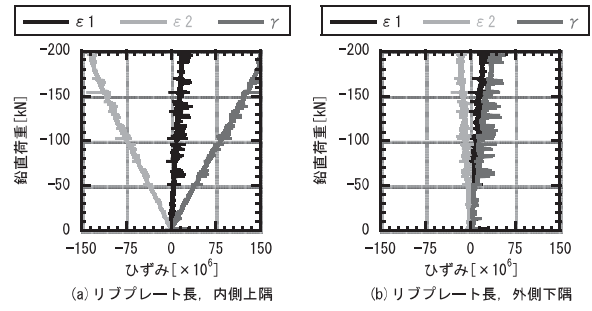
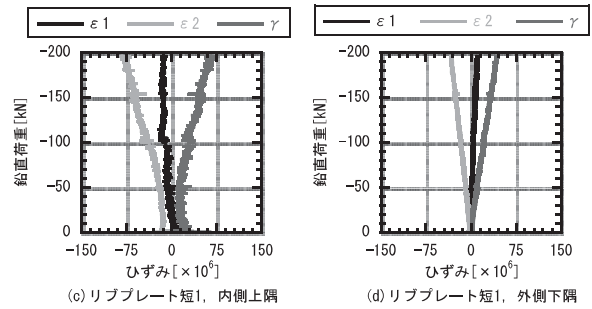


図25 鉛直荷重 - 鉛直変位関係



(a) リブプレート長, 内側上隅

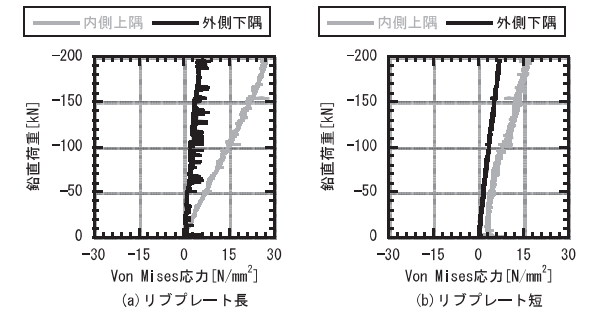
(b) リブプレート長, 外側下隅



(c) リブプレート短1, 内側上隅

(d) リブプレート短1, 外側下隅

図26 鉛直荷重 - リブプレートひずみ関係



(a) リブプレート長

(b) リブプレート短

図27 鉛直荷重 - リブプレート Von Mises 応力関係

### 5.3. 柱 - 柱接合要素に対する一方向載荷実験

実験に使用する試験体は、テーパースタブの柱頭部を表わすための柱要素と、それに座金を介して上階からの柱軸力を伝達することになる、テーパースタブの柱脚部を表わすための柱要素とからなっている。試験体の寸法および変位とひずみの計測位置を図 28 に示す。鋼管には STK490、両柱要素のエンドプレートには SM490 (焼入れ処理はせず)、座金には SS400 鋼材を使用した。この試験体を 2MN (2000kN) 級万能試験機に挿入し、単調圧縮実験を実施した。

実験はまず、140mm 径の座金を 2 つの柱要素間に挿入して、試験機の性能上限まで載荷した後に除荷

し、座金のみを110mm径のものに取り換えて、再度、試験機の性能上限まで荷重した後に除荷した。図29には鉛直荷重と鉛直変位の関係を、図30には座金径が140mmの場合についての鉛直荷重とひずみの関係を、図31には鉛直荷重と Von Mises 応力の関係をそれぞれ示す。ただし、Von Mises 応力は、弾性時の応力 - ひずみ関係から算出したものである。

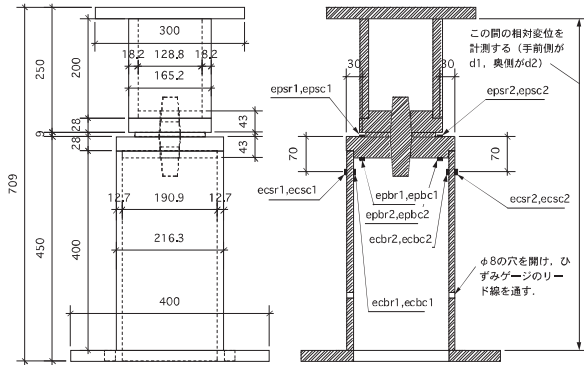


図28 試験体寸法と変位・ひずみ計測位置

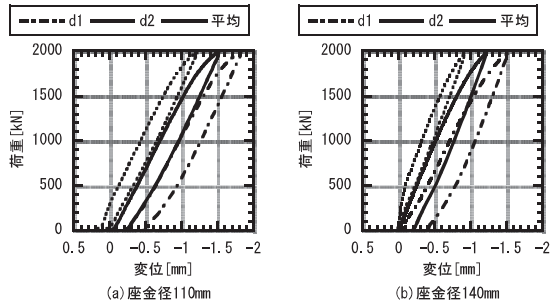


図29 鉛直荷重 - 鉛直変位関係

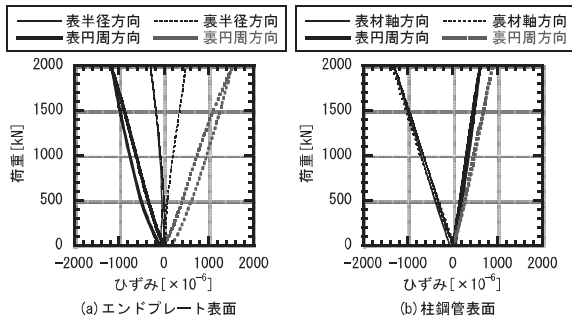


図30 鉛直荷重 - ひずみ関係 (座金径 140mm)

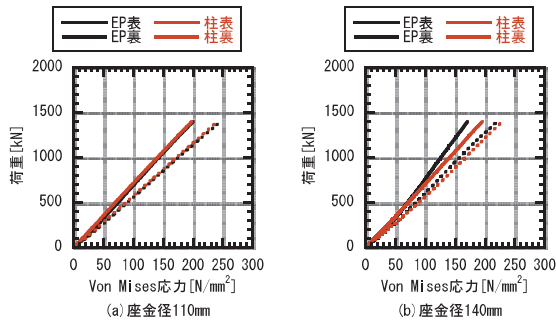


図31 鉛直荷重 - Von Mises 応力関係

実験より、下記のようなことが観察された。  
 ・柱鋼管の降伏軸力 (公称値で 2,640kN) に比べて

かなり小さな鉛直荷重 (約 1,400kN) で、鉛直荷重 - 鉛直変位関係が非線形の領域に達している。これは、エンドプレートが座金の支圧により曲げを受け、一部で塑性化が生じたものと思われる。

- ・柱鋼管のエンドプレート近傍では、裏側 (内側) により大きな Von Mises 応力が生じている。これは、4 節で示した有限要素解析結果 (例えば図 20) と対応している。
- ・座金径が 110mm の場合と 140mm の場合を比較すると、前者の方により大きな Von Mises 応力が生じている。このことも 4 節で示した有限要素解析結果と対応している。

## 6. 試設計

テーパ付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造の試設計を実施した。ここで、スラブユニットを構成する H 形鋼は、1,000N/m<sup>2</sup>の床荷重 (仕上げ) として入力している。また解析モデルでは、柱はテーパではなく、ストレート鋼管に置換している。耐震要素としては、ブレースを内蔵する耐震コアを組み込むものとした。図32に試設計モデル伏図を、図33に耐震要素構面を含む軸組図 (A'通り) を示す。構造計算には、建築構造設計システム「BRAIN」 (販売元: TIS 株式会社) を用いた。

表3に、設計用層せん断力と、それに対する層間変形角を示す。層間変形角については適切な耐震要素を設置することにより、全ての層で OK とすることができている。

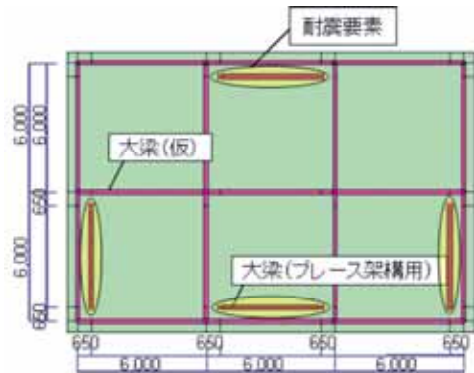


図32 試設計モデル伏せ図

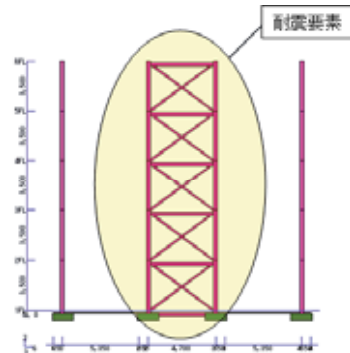


図33 A'通り軸組図



表3 設計用層せん断力と層間変形角

	階	階高 (m)	層せん断力 (kN)	平均層間 変形角	最大層間 変形角	層間変形角 判定
X	5	3.5	425	1/308	1/307	OK
	4	3.5	695	1/287	1/286	OK
	3	3.5	904	1/290	1/290	OK
	2	3.5	1063	1/326	1/326	OK
	1	3.5	1177	1/435	1/433	OK
Y	5	3.5	425	1/308	1/307	OK
	4	3.5	695	1/286	1/286	OK
	3	3.5	904	1/289	1/289	OK
	2	3.5	1063	1/325	1/325	OK
	1	3.5	1177	1/435	1/435	OK

## 7. 今後の研究課題

テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造の実現に向けては、さらに下記のような項目について検討することが必要である。

- ・コストのスタディー
- ・リユース可能な耐震要素
- ・より薄く、シンプルな床版システム
- ・外装も含めたトータル建築システム
- ・小規模架構の実現

## 8. まとめ

本研究では、テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造を提案し、骨組モデル、有限要素モデルに対する解析、および、部分要素試験体に対する載荷実験により、実現可能性について検討し、技術的には十分実現可能であることを確認した。今後もその実現に向けて、理論的・数值的・実験的研究を継続する予定である。

## 謝辞

本研究は、日本鉄鋼連盟からの研究助成によるものです。また、本研究に際して、以下の方々から多大なご助言、ご協力を頂戴しました：21世紀鋼構造フォーラムの委員・協力委員の皆様、山田哲准教授（東京工業大学）、岡田郁夫様（大阪大学）、山下直紀様（同）、吉田亘利様（京都大学）、益田五男様（同）、松尾真太郎様（同）、岩本千明様（京都工芸繊維大学）、三井裕雄様（福井工業大学）。ここに記して深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- [1] <http://www.fudenkou.jp/index.html>（普通鋼電炉工業会ホームページ）
- [2] 佐藤孝典ほか：リユース制震構造の開発 その1～その5，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），構造II，691-700（2003）
- [3] 會澤貴浩ほか：サステナブルビル構造システムの提案とその基本的特性，日本建築学会環境系論文集，第581号，109-116（2004.7）
- [4] <http://www.aluminum.or.jp/alken/katudo.htm>（アルミニウム建築構造協議会ホームページ）

- [5] 石井大吾ほか：リユース型リングパネル構法の開発，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造III，527-528（2006）
- [6] 次世代接合部を有するユニバーサル鉄骨架構の提案，建築技術，2003年1月号，192-193（2003）
- [7] 日経アーキテクチュア2002年5月13日号
- [8] 山本真一郎ほか：リユースを目的として柱中間部をピン接合した鋼構造骨組の力学特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，Pa.No.22493（2004）
- [9] 岡田郁夫ほか：テーパーピンを用いたピン継手を有する鋼管柱の履歴性状（その1～その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，731-736（2005）
- [10] 21世紀鋼構造フォーラムWG1：ユニットセル構造システムの提案，鋼構造シンポジウム2004技術特別セッション21世紀鋼構造フォーラム発表資料，11-15（2004.11）
- [11] 辻聖晃，関光雄：各層間に免震装置を有する多段免震構造物の地震挙動，構造工学論文集，Vol.51B，255-260（2005.4）
- [12] [www.asahi-kasei.co.jp/asahi/jp/news/2005/co060110.html](http://www.asahi-kasei.co.jp/asahi/jp/news/2005/co060110.html)
- [13] [caststeel.kubota.co.jp/j/jmc/jmc-b.html](http://caststeel.kubota.co.jp/j/jmc/jmc-b.html)
- [14] [www.gbrc.or.jp/contents/documents/center/gijyutu\\_n\\_insho\\_pdf/gbrcat\\_05-05.pdf](http://www.gbrc.or.jp/contents/documents/center/gijyutu_n_insho_pdf/gbrcat_05-05.pdf)
- [15] [www.gbrc.or.jp/contents/documents/center/gijyutu\\_n\\_insho\\_pdf/gbrcat\\_01-12.pdf](http://www.gbrc.or.jp/contents/documents/center/gijyutu_n_insho_pdf/gbrcat_01-12.pdf)
- [16] [www.ibrain.jp/kui.html](http://www.ibrain.jp/kui.html)
- [17] [www.ypole.co.jp/pole/product/prd\\_003.html](http://www.ypole.co.jp/pole/product/prd_003.html)
- [18] 森津祥：テーパー付き鋼管柱を用いたリユース型フラットスラブ構造の基本的力学特性，平成17年度京都工芸繊維大学修士論文（2006）

#### 5.4 展開構造システムと損傷制御構造に関する調査研究

- ①「動く」をテーマとして、部材や建物の形状を可変させることにより、施工方法や建築の用途を変えることが可能となる「展開構造システム」
- ②「感じる」をテーマとして、効果的な補強・補修対応を可能とし、自己診断やユニット化部材のリユース市場での評価方法への応用も視野に入れた建築物の「損傷制御構造」

本研究では、21世紀に求められる建築の姿としての「生きる建築」は、「感じた」結果として「動く」ことにより付加価値を高める建築であるものと考え、「動く」と「感じる」にテーマを絞って検討した。

「生きる建築」について「動く」と「感じる」にテーマを絞った展開構造システムと損傷制御構造に関する調査研究の結果を整理し、これまでに検討されていなかった展開構造システム・損傷制御構造において、幾つかの要素技術の提案と重要な要素となるセンシングについて検討を行い、21世紀における「生きる建築」のコンセプトモデルを示した。さらに、高性能要素技術である TRIP 鋼の活用法を明らかにするため、力学的性能及びモニタリング性能に関する基礎実験を行い、本鋼材の利用方法の検討及び素材の機械的性質や、損傷評価方法について検討を行った。

今回提案した地域防災制御システムのコンセプトモデルは、現段階での具体化の可能性について示したものであり、今後多くの課題を検討する必要がある。

TRIP 鋼については、機械的性質、塑性変形によるひずみの検知方法、及び構造部材への適用方法と一連の基礎実験を行い、今後の利用への端緒を得ることができた。

全体の研究活動を通して、21世紀の建築には何が必要かを考え、アイデアの検討や調査を行った。また、時には「建築の使命」や「今後どうあるべきか」といった思想的な議論も行われ、その結果として、地域防災制御システムのコンセプトモデルに結実した。本研究の成果は、今後の建築の向かってゆく1つの方向を示したものであり、今後の鋼構造建築の発展の一助となれば幸いである。

# 展開構造システムと損傷制御構造に関する調査研究

地域防災      可変構造      自己診断  
自己修復      長 寿 命      リユース

金子佳生、鈴木隆生、大西宏治、形山忠輝、佐藤芳久、宮本則幸

## 1. はじめに

2001年に発足した21世紀鋼構造フォーラムの活動も第3期を迎え、3つのテーマ「生きる、進化する、解き放たれた」から派生する次世代の鋼構造の姿として、テーマ毎に議論を重ねてきた。ここでは「生きる建築とは何か」という命題から派生した鋼構造技術に関して、第1期では、図1から図3に示す21世紀の建築として「生きる建築」「地域防災制御」の考え方を提案し、建物単体としてだけでなく、特定地域の建物群としての地域防災制御システムのあり方を示した。また、色彩可変、自己診断、可変というキーワードによる要素技術の可能性を探った<sup>1)</sup>。第2期では、第1期で示した地域防災制御の考え方を基に地震エネルギー集中型人工地盤<sup>2)</sup>およびユニット化構造システムの提案<sup>3)</sup>、さらに、それらを実現する高性能要素技術としてTRIP鋼および繊維強化金属について、より具体的な調査・研究を行った<sup>4)</sup>。

本稿では、第3期として、21世紀に求められる建築の姿としての「生きる建築」は、「感じた」結果として「動く」ことにより付加価値を高める建築であるものと考え、以下に示す「動く」と「感じる」にテーマを絞って検討した。

- ①「動く」をテーマとして、部材や建物の形状を可変させることにより、施工方法や建築の用途を変えることが可能となる「展開構造システム」
- ②「感じる」をテーマとして、効果的な補強・補修対応を可能とし、自己診断やユニット化部材のリユース市場での評価方法への応用も視野に入れた建築物の「損傷制御構造」

「生きる建築」について「動く」と「感じる」にテーマを絞った展開構造システムと損傷制御構造に関する調査研究の結果を整理し、これまでに検討されていなかった幾つかのキーワード「可変、自己診断、自己修復」の具体的な例を示すとともに、今後の可能性についての展望を述べる。さらに、各要素技術の具体的な利用方法の一つの考えとして、地域防



図1 生きる建築のイメージ

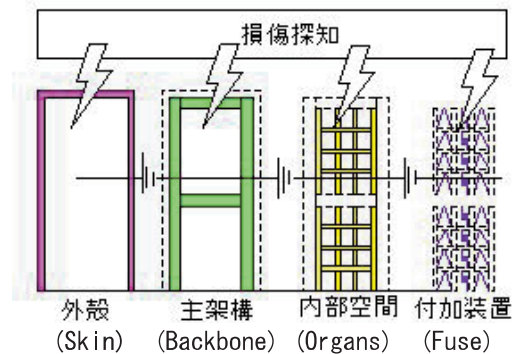


図2 生きる建築の構成要素

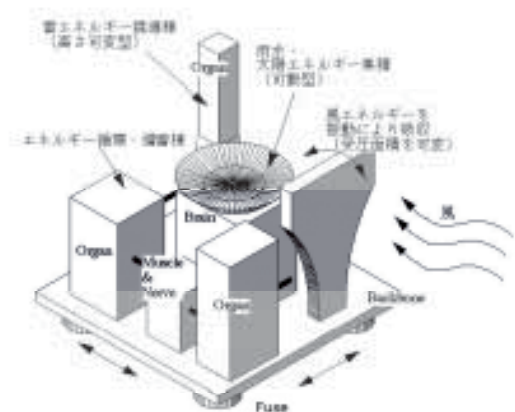


図3 地域防災制御のイメージ

災制御システムのコンセプトモデルの提案を行った。

さらに、高性能要素技術である TRIP 鋼の活用法を明らかにするため、力学的性能及びモニタリング性能に関する基礎実験を行った。

## 2. 展開構造システム

### 2.1 システム概要

展開すなわち形状が変化することで何らかの効果が出るものとして、①運搬時・施工時に効果が出るもの、②使用時に効果が出るもの、に大別される。

まず、コンパクトに折りたためることで運搬性が向上し、使用・設置時には必要形状に展開・変形する事例としては、身近なもので、テント、テーブル、椅子等のアウトドア用品、折りたたみ傘、風呂敷等がそれにあたる。建築物の場合も同様に、運搬・施工時にコンパクトな荷姿になり、設置時に所定の形態に変化できれば、それだけで工期・コスト・安全面で従来よりも優位に建設することができる。番傘をイメージした出雲ドーム<sup>5)</sup>のプッシュアップ工法(図4)などは、こうした展開構造システムを応用することで大幅な仮設構台の縮減がなされた事例である。また、運搬効率が重要視される宇宙構造物や災害時の仮設建物構築などにも大きな効果が期待される。

次に、建築物の一部が「動く」ことによって新たな機能を付加したものの事例としては、引き違い扉を大規模にした「開閉式ドーム屋根」やシザーズ構造(図5(a))を応用した「可動庇(awning)」などがあり、雨よけ、採光、遮光、通風、開放感といった機能を付加している。また、「跳ね橋」のように船・人車の動線干渉を回避したものや、「回転レストラン」や「観覧車」のように眺望の変化を得るものなどがある。

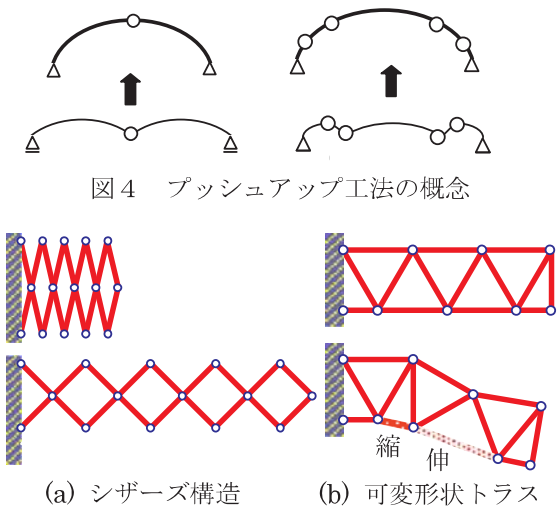


図4 プッシュアップ工法

(a) シザーズ構造 (b) 可変トラス構造

図5 可変トラス構造

このように展開構造システムは身近に存在し、展開方法の応用により今後さらに様々な付加価値が創出されるものと期待される。

### 2.2 要素技術

人を感知して扉が開閉する自動扉や煙を感知して窓が開く排煙窓はまさに「生きる建築」のよい実例である。ここでは、センサ技術と組み合わせて可動する要素技術案を示す。

#### (1) 可変ブレース

P波とS波の到達時間差を利用して何秒後にどの程度の地震による揺れが起こるかを発令するシステムが実現化してきた。あわてず「机の下に逃げる」「ガスの元栓を閉める」といった行動のための「心の備え」を得る効果の他、電車やエレベーターといった輸送・搬送システムを早期に停止させて被害を最小限にとどめる対応もなされてきた。しかし、もっと積極的にこのシステムを活用するためには、建物の損傷を回避する防災技術との連携が必要である。

そこで、通常時は躯体に収納され必要なときだけ耐震要素に変形して機能する「可変ブレース」をその一例として提案する。図6に可変ブレースの動作タイプを示す。このように軸長伸縮タイプでも軸長固定タイプでも動作可能であるし、減衰を付加するために軸材にダンパーを設置するなど様々なバリエ

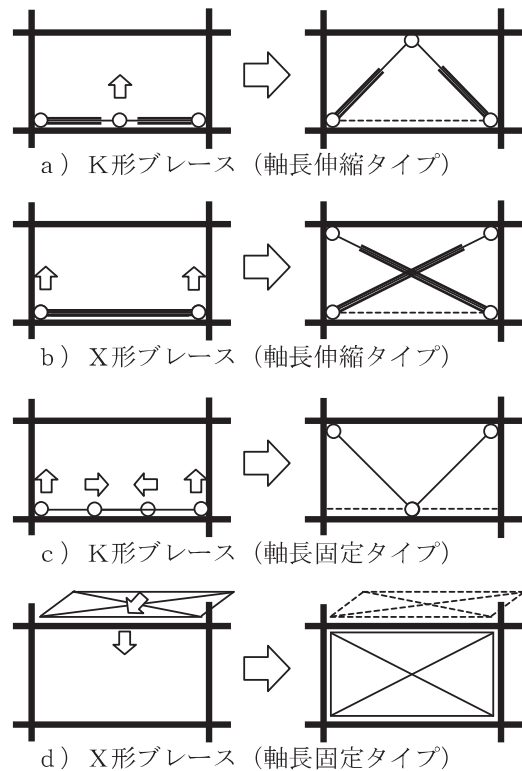


図6 可変ブレースの動作タイプ

ーションが考えられるが、共通の重要事項である「可動部の滑動・ロック機構」については今後の検討を要する。

図7に用途別ブレース配置と非常時の補強ブレース配置の例を示す。広い内部空間の確保を重視する場合はブレースを外壁側に配置し、外部空間への眺望（View）を重視する場合はブレースを内部空間に配置するなど用途に応じてブレース配置を変化させることが可能である。また、大地震時や補修・取替え時といった非常時には残りの収納されているブレースを利用して一時的な補強への対応も可能となる。このように可変ブレースは常時における空間利用の自由度を高める効果とともに、非常時における建物補強としての機能をあわせもった要素技術といえる。ただし、ある程度バランスを保持するためあらかじめ配置バリエーションを設定しておく必要がある。もともと使用空間での可変技術は、使用者が挟まらない等の安全面での対応が不可欠であることを忘れてはならない。

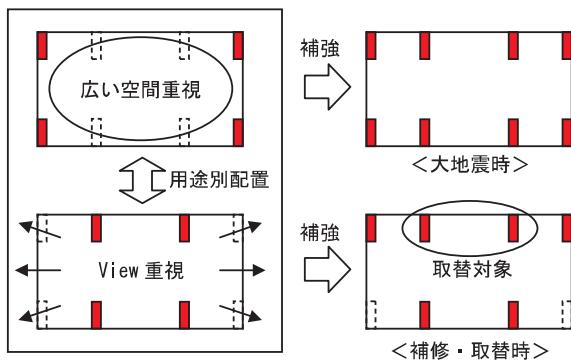


図7 用途別平面配置と補強例

## (2) 可変周期免震構造

「可変ブレース」と同様に建物損傷を回避する防災技術の一例として、免震周期を可変させることで外乱による建物挙動を最小限に抑制する「可変周期免震構造」を提案する。

図8に免震周期の調整方法について示す。a) は免震装置自体の剛性が変化するもので、例えば積層構造となる部分の一部に磁性流体を含む層を設けた

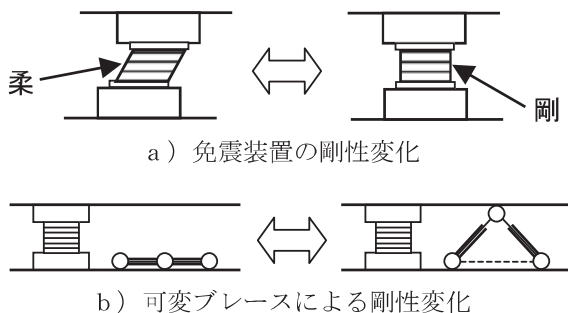


図8 免震周期の調整方法

装置が考えられる。磁性流体の磁場の強さによって見かけの粘性が変化する性質を利用したものである。また、b) は免震装置以外の部材によって免震層の剛性が変化するもので、例えば可変ブレースを免震層に配置する方法などが考えられる。

このように免震層の剛性を変えることにより建物の実重量の変動に合わせて最適な免震周期に調整したり、強風時に免震層の剛性を高くして変位を抑制したりすることが可能となるので従来の免震構造の制限緩和につながる要素技術であるといえる。

## (3) 壁面可変形状システム

外壁形状を可変させることで風による建物の揺れを抑える「壁面可変形状システム」を提案する。図9に壁面可変形状システムのイメージ図を示す。

塔状比の大きな建物に風荷重が作用すると建物の外壁形状と風向きによっては、居住性能を著しく低下させる揺れが発生する。これに対し、外壁形状（全体形状または部分形状）を可変させることでカルマン渦のような周期的な風の乱れの発生を抑制したり、その周期をずらして建物との共振を避けるなど建物の揺れを最小限に抑えることができる。またこのシステムは、居住性改善のみならず設計外力である風荷重自体の低減やビル風対策、逆に風の通り道をつくることによる環境制御、多様な外装デザインへの対応、さらに内壁や天井に用いれば多目的ホールの音響調整幅の拡大など防災面だけでなく広い範囲にわたり活用できる要素技術である。

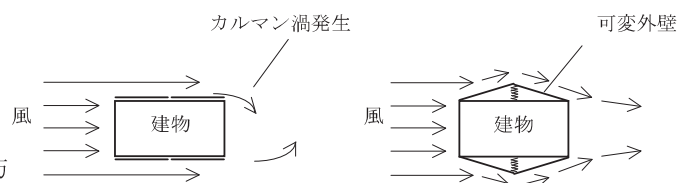


図9 壁面可変形状システム

## 3. 損傷制御システム

### 3.1 システム概要

損傷制御構造とは、一般的には主架構の損傷を防ぐために集中的にエネルギーを吸収するデバイス部材を配置した構造、すなわち損傷する箇所を限定する構造を示すが、ここではもっと広い意味で損傷した箇所を検知して補修対応を容易にする構造を示すこととする。

建物の長寿命化やリユースなど部材単位での長期間にわたる再利用への要求に伴い、新たに経年劣化や疲労の蓄積、軽微な損傷などに対する危険回避への必要性が高まってきた。したがって、これまでさ

ほど注意を払ってこなかった次に示す機能について克服していく必要がある。

- ①弱点（損傷箇所）を特定する「自己診断機能」
- ②軽微な損傷なら自ら修復できる「自己修復機能」

「自己診断機能」について、損傷には降伏や破断のように目に見える損傷と疲労のように目に見えない損傷があるので、まずはどの程度の「自己診断」が可能であるのかを調査する必要がある。

この機能により、トンネルや橋、鉄道のように診断対象が非常に大きい場合や原子力施設のように被爆の危険性があり容易に人が近づけない場所であっても遠隔操作で疲労、損傷等の被害の発生箇所・程度をすぐに検知し、迅速な状況把握と適切な安全対策を施すことで事故に至る前に危険を回避することが可能となる。

また、もし疲労度の認知ができれば、寿命の長さによって部材をランク分けして建物の要求グレードに応じて準用していくことができる。すなわち疲労度を知ることによって無理せず安心してより長く使うことが可能となり、部材のユニット化と併せて循環型社会におけるリユース市場への大きな一助につながる技術となる。

「自己修復機能」について、カサブタのように亀裂部分に安定した化合物が析出し、亀裂の進行を止める鋼材が開発されている<sup>6)</sup>が、建築の分野ではまだ実用化には至っていない。

このように損傷制御構造では、建築物を「人間」として捉えようとしている。人間の場合には、定期検診など医療技術の助けを得る場合の他、神経が主要な役割を果たしている。「生きる」建築では、この神経を代用するものとして、センサ技術が不可欠となってくる。

### 3. 2 モニターの対象

一戸建て、共同住宅ともに、ガス漏れ検知、火災の検知や防犯用監視モニターなど、現在でも建築分野では、センサが活用されている。これを荷重に応用するとしても荷重は適宜変化するものであり、時刻歴ごとの荷重をセンサによって把握することは、瞬間ごとの破壊予想箇所の把握、それに伴う避難計画にも有効であると考えられる。特に地域全体の防災を考えた場合には、対象とする領域が建築単体から広がるため、建物の構造計画では、「避難完了まで安全である」という前提が通用しなくなってくる。したがって、災害の発生を最小限に食い止める、という方向に変わっていくものと思われる。

現状においてセンサが有効に作用しているのは、

センサの対象がある程度特定されており、反応レベルがほぼ確定できるものに限られている。建物に想定される荷重の場合、状況によって許容される損傷レベルが変わることもあり、デジタルでその判定を行うことは難しいこともある。許容レベルがデジタル化できるだけのデータが蓄積されるまでは、モニタリングルームなどの集中制御システムが中心となる。モニターの対象例を以下に示す。

- ・犯罪防止
- ・構造変化（形状変化）
- ・構造体異常（躯体、免震・制震デバイス）
- ・開閉機構異常
- ・火災発生検知
- ・異常温度、湿度の検知
- ・漏水
- ・不審者・テロ発生
- ・地震速報受信と告知

### 3. 3 構造要素に関するセンシング

建築物の構造部材にかかる応力は、ランダムな上に、塑性域に入る場合もあって複雑なため、終局状態に至るまでの寿命を特定することは容易ではない。

しかし、制震・免震デバイス近傍に、ピーク時の変位（図10）を容易に計測できるセンサ（図11）を設置する場合であれば、破壊箇所があらかじめ特定されている構造要素であることから、安全側に寿命を短く設定することで当該センサとしての必要性を得ることができる。

また弾性限以下の応力に限定すれば、部材の状態を適切にモニターすることで、経年劣化や疲労寿命を推定することは可能である。ただし、経年劣化や疲労による損傷が生じそうな部位を特定し、残存の寿命がどのくらいとなるかを想定する方法であり、損傷した部位を直接見つけるのではない。

損傷箇所が予想と異なる場合、あらかじめ設置したセンサが有効にならないことや、弾性範囲の損傷状態を外観で判別することが困難な上、定量的に計

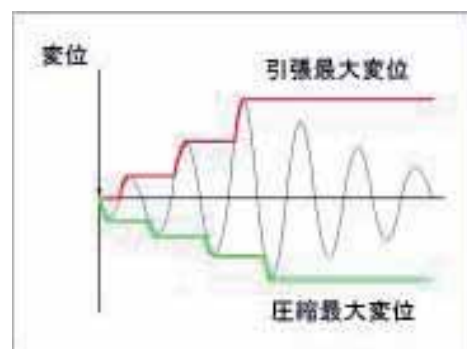


図10 最大変位測定イメージ図

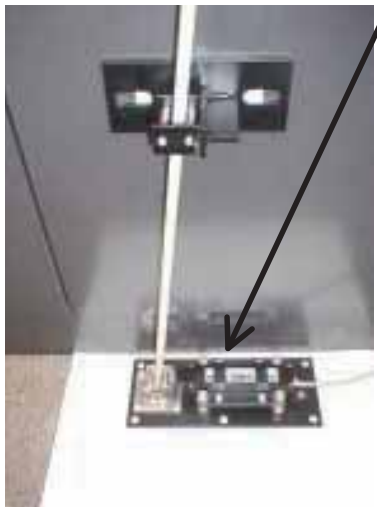
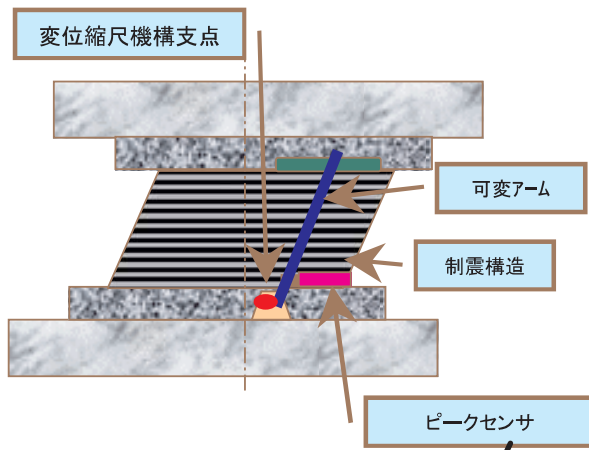


図 1 1 ピークセンサ

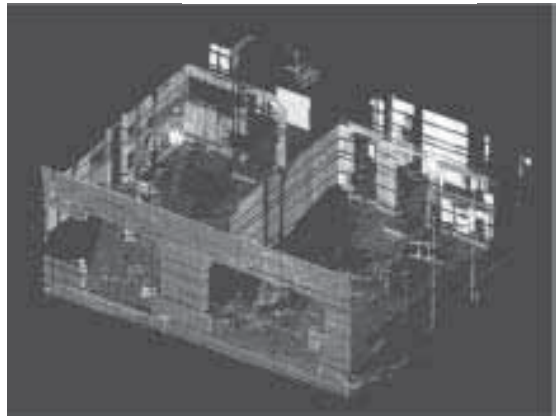


図 1 2 3次元レーザースキャナーによる測定例

測できる機器がなかったことなどの理由からモニタリング技術が充足していない状況であるが、21世紀の建築であれば、そこまで踏み込んだものが必要とされる。

### 3. 4 センサと建築物の将来

現在、建築物等の劣化状況（変位、たわみ、応力、

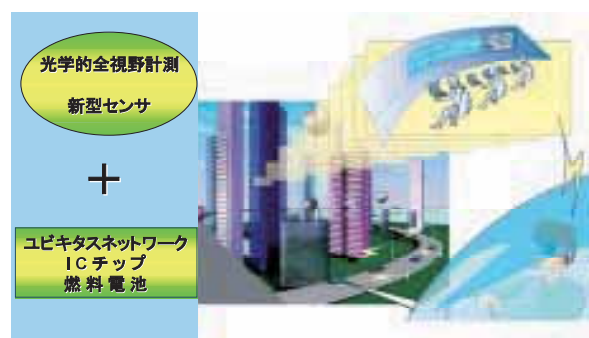


図 1 3 ユビキタスネットワーク社会のモニタリング

振動、ひび割れ、剥離、鉄筋腐食など）を調査する方法としては、目視からはじまり、磁気式、電気式、音、光等さまざまな原理を用いたセンサ技術が使用されている。一方、公共インフラに対するモニターを考えると、LCC（Life Cycle Cost）の低減という点からセンサ技術に求められるものに、耐久性・シンプル・安価・信頼性・リアルタイム等をあげる事ができ、光ファイバーやレーザーを用いたセンサやカメラ技術を駆使したセンサ技術の進歩が伺える。

また、IT 技術の進化に伴い、デジタル化・無線化・高速化・省電力化と言った技術がシステム全体の様相を進化させており、遠隔・非接触において測定する技術が実現してきている。例えば、構造物の固有振動を計測する場合、レーザー変位計によって数百mの遠隔からの測定が可能であり、無線通信を駆使すればどこからでもその情報を得る事が可能である。

また、3次元レーザースキャナー技術を用いれば構造物の3次元データ（図12）を容易に取得することも可能である。あるいは、カメラ技術とその評価手法によって、分布的なひずみ特性の情報を得たり、パターン認識の解析によって、漏水の発見、異物発見等も可能である。このように、センサ技術としてのキーワードとしては、レーザー、赤外線、光ファイバー、超音波、電磁波、弾性波、カメラ、磁気特性などが挙げられる。

このように、センシング技術は時代とともに進化し、より高度化、高精度化していくことは間違いなく、その到達点は予想をはるかに超えるものと考えられる（図13）。しかし、ここで重要な事は、センシングしたデータの継続性である。データベースとして、管理機関や担当が代わろうとも、定量的に評価されたデータが継続的に受け継がれてこそ進化していくセンシング技術が本当の意味を持つものとなる。

## 4. 地域防災制御システム

### 4. 1 コンセプトモデルの概要

今まで述べて来た各要素技術および 21 世紀に求められる建築物の 1 つの姿として、具体的なコンセプトモデルをここで提案する。ここで具体化する地域防災制御システムは、主要構造部が「動く」展開構造のドーム屋根とそれを支えるセンター建物（メガストラクチャー）、そして道路、駐車場、公園等の公共空地やインフラ等を備えた免震化された基盤構造体で構成している。そして基盤構造体の上部に広がる共有地盤に中低層の建物群が建設されるものと設定する。以下に地域防災制御システムの概要を、図 1 4 に示す。

#### (1) 耐震・耐風性能

基盤構造体を免震構造にすることによって、地震に対しては共有地盤上の建物への地震入力低減される。また、風、雪荷重に対しては、ドーム屋根とセンター建物（メガストラクチャー）が荷重を支えることとする。これにより、共有地盤上の建物に要求される構造性能は長期荷重と低減された地震力、耐久性に対して設定される事になる。

#### (2) 耐久性能

共有地盤上の建物は、建て替え後も継続使用することを目標としているため、長寿命を目標とする。地域防災制御システム自体のメインフレームは、弾性設計とし、仮にメインフレームの損傷が発生した場合には、それを早急に検知し、補修や交換を行う。

錆などへの対策のためにも、ステンレス構造の可能性についても検討する必要がある。

#### (3) 環境維持と防災性能

ドーム屋根を持つ地域防災制御システムであれば、内部の建物への、降雨、降雪、暴風の影響を制御することができ、外壁の断熱や防水なども簡素化が可能となる。また、最下階に貯水層を設け、雨水利用を図る事も可能である。

さらに、地表面における紫外線量の増加、酸性雨、温暖化など、これまで外乱として無視してきた問題に対しても、災害の一つとして意識し、対策を立てていく必要が求められてくる。これらの問題に対しても、地域防災制御システムは有効な解決方法となり得ると思われる。

### 4. 2 免震構造

建物の設計において考慮すべき荷重は、固定荷重、積載荷重、地震、風、雪と多岐にわたる。なかでも地震力は日本では重要度が大きい。したがって、共有地盤を地面から完全に切り離して地震力が伝達されないようにすることが理想である。この理想に近づける構造はやはり免震構造と考える。

免震構造で重要視されるのは、建物の固有周期と免震周期の調整であり、共有地盤上の建物の建設と取り壊しによる重量変動が基盤構造体の固有周期に大きく影響してしまう。地域防災制御システムは基本的には 1 街区で構造的に完結した形を想定してい

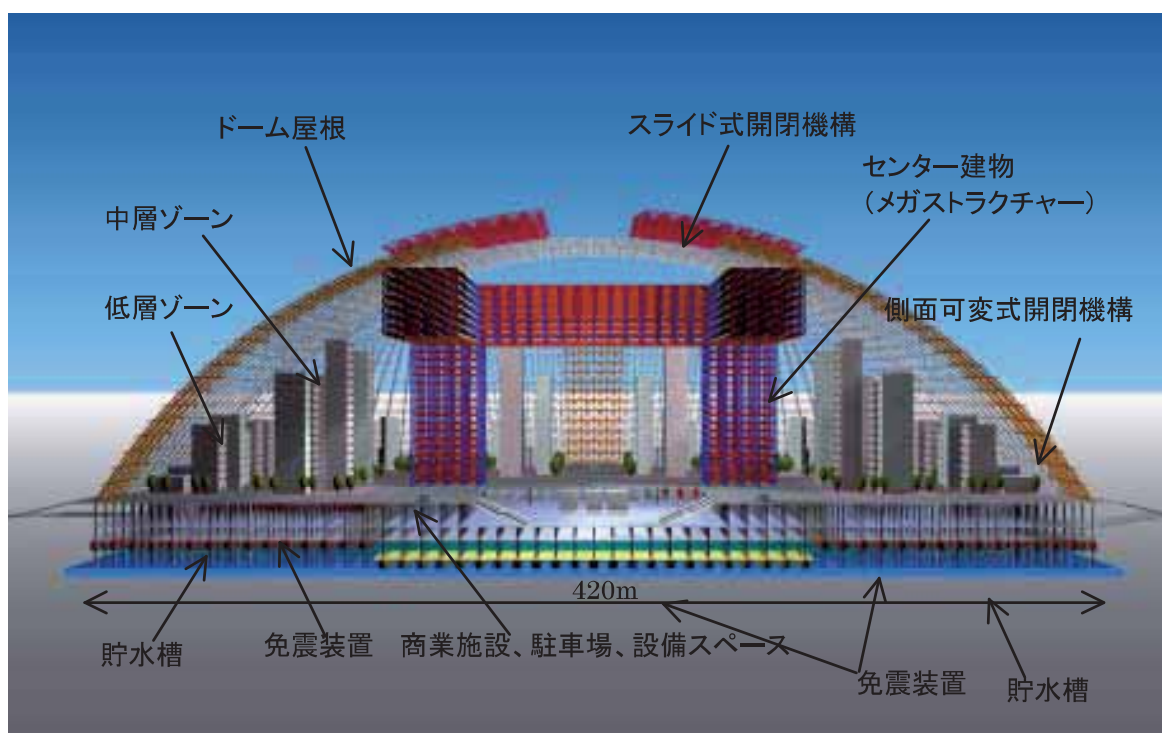


図 1 4 地域防災制御システムのコンセプトモデルの概要



るが、以下に示す2つの考えを取り入れることで免震化への制限を緩和することができる。

1つめは、1街区の地域防災制御システムが水平方向に多数連結している状況を想定する。振動モデルにおきかえればちょうど免震構造で用いる1massモデルが多数連結して大きな1massモデルが形成された状況(図15)である。

したがって、1街区の共有地盤上の建物重量が大きく変動しても全体の大きなmassに比べれば小さな重量変動にすぎなくなり、全体の免震性能への影響が極めて小さくなる。

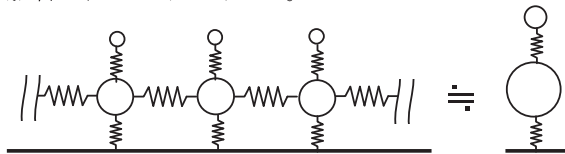


図15 街区の連結モデル

2つめは、1街区単独でもその重量変動を計測することで適切な免震性能を維持することが可能な可変周期免震構造とする方法である。

#### 4.3 構造設計条件

##### (1) 建物重量

- ・平面 420m×420mの平面形状
- ・屋根形状より建築可能高さのゾーン区分を行い(低層ゾーン、中層ゾーン、センター建物(メガストラクチャー))、その敷地面積に想定した建ぺい率の建物が建つと仮定して、免震ダンパー設計用荷重を想定する。

- センター建物(メガストラクチャー) 150万kN (8kN/m<sup>2</sup>、平面形状約30m×30m、25層×4棟、連結部7層)
- 屋根 70万kN (2.5kN/m<sup>2</sup>、2層立体トラス)
- 低層ゾーン 100万kN (8kN/m<sup>2</sup>、約10万m<sup>2</sup>、建ぺい率40%、平均2層)
- 中層ゾーン 130万kN (8kN/m<sup>2</sup>、約4万m<sup>2</sup>、建ぺい率40%、平均10層)
- 基盤構造体 1250万kN (70kN/m<sup>2</sup>、盛土1.2m+3層分)

以上より、建物総重量を1700万kNと仮定する。

##### (2) 地震荷重及び風荷重

基盤構造体およびセンター建物(メガストラクチャー)、ドーム屋根は長期利用を考慮するため、地震動については、稀に発生する地震動(レベル1)、極めて稀に発生する地震動(レベル2)に加え、巨大地震動(レベル3:レベル2の1.5倍の地震動を設定)に対しての検討を行う。また地盤については、第1

種地盤を想定した。風荷重については、基準風速(レベル1)に加え、基準風速の1.5倍の暴風時(レベル2)の検討も加える。

##### (3) 基盤構造体

基盤構造体は、8mスパンの各柱直下に1個の免震支承を配置する。免震のシステムは、天然ゴム系積層ゴム支承と弾性すべり支承にオイルダンパーと鋼

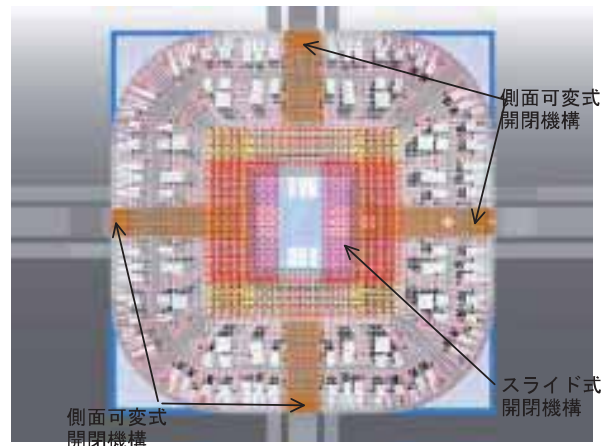


図16 ドーム屋根の外観図

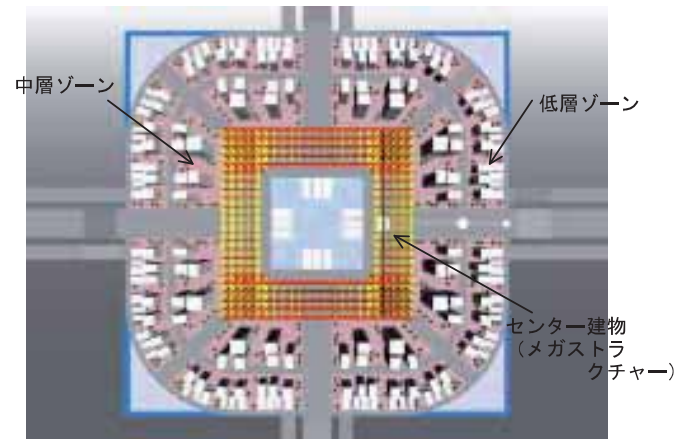


図17 ドームの内部図

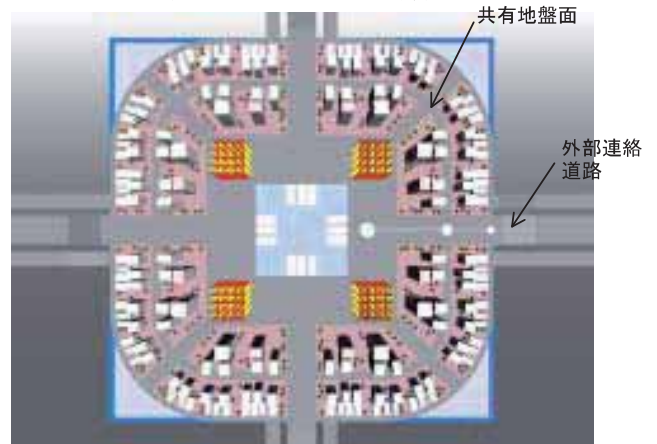


図18 2階平面図(共有地盤面)

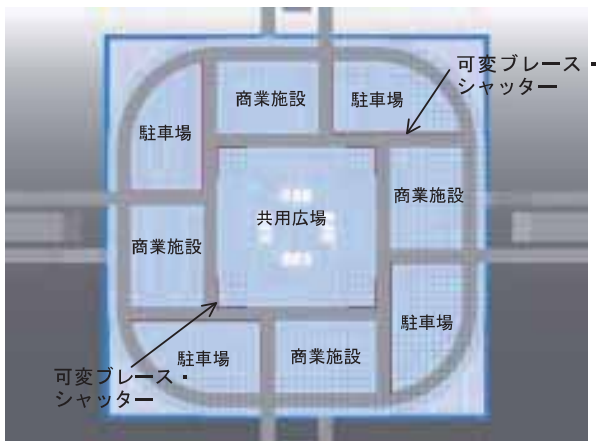


図 19 1階平面図

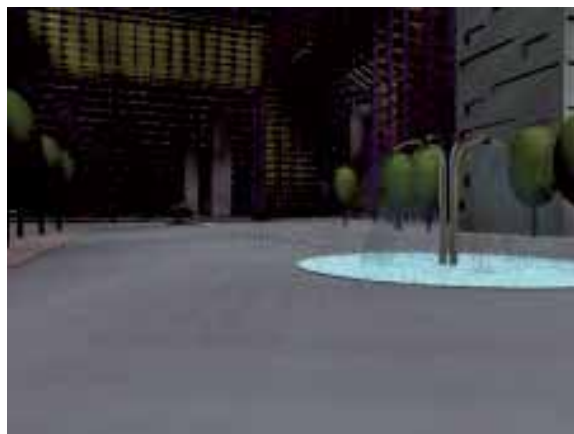


図 22 内観パース

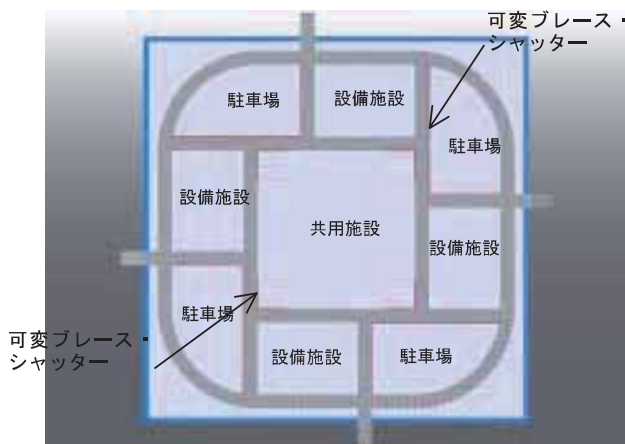


図 20 地下1階平面図

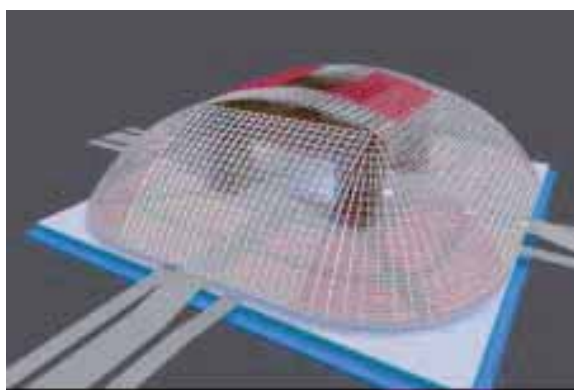


図 23 スライド式開閉機構

積層ゴム支承、弾性すべり支承、オイルダンパー、鋼製ダンパー

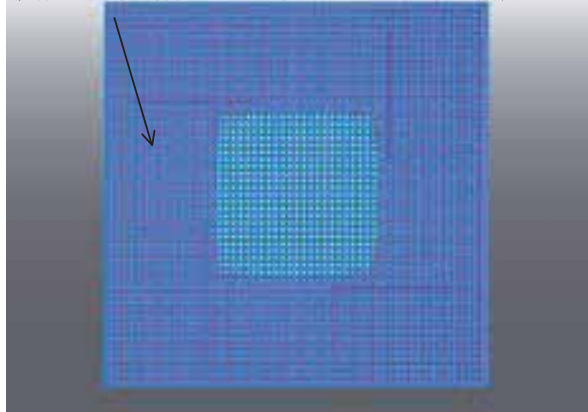


図 21 免震層部分平面図

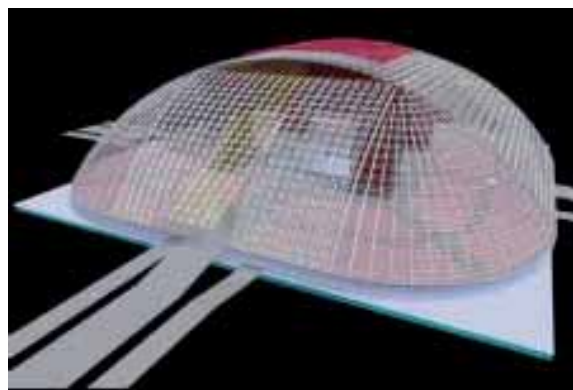


図 24 側面可変式開閉機構

材系ダンパーを適切に加えた組み合わせとし、目標周期は約 5 秒とした。また図 16～図 24 に全体の詳細図を示す。適宜ブレースを配置し各層の剛性を確保している。共有地盤面には、予め柱を納める鞘管がセットされており、柱の脱着により中低層建物の変更を可能にした。基礎はマットスラブによる直接基礎とする。免震層の復元力は、闇雲にケーススタディを行うのではなく、例えば図 25 の概念図の

ような加速度スペクトルと変位スペクトルから免震層の応答値を予測し設定すると良い。応答スペクトル法を用いた応答予測は種々提案されたおり、例えば「平成 12 年建設省告示 2009 号」などがあるが、どの手法を用いるかは設計者の判断に委ねたい。

図 26 や図 27 のように対象の地盤での応答スペクトルからターゲットとする固有周期領域や応答値を概ね掴み、復元力を設定する。

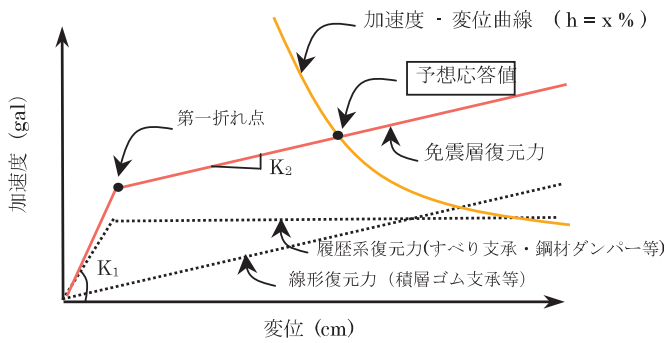


図 2 5 設計用地震動 (レベル 3 地震時)

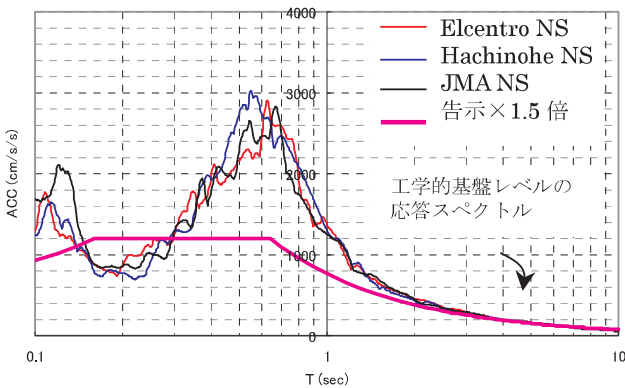


図 2 6 加速度応答スペクトル (レベル 3 地震時  $h=5\%$ )

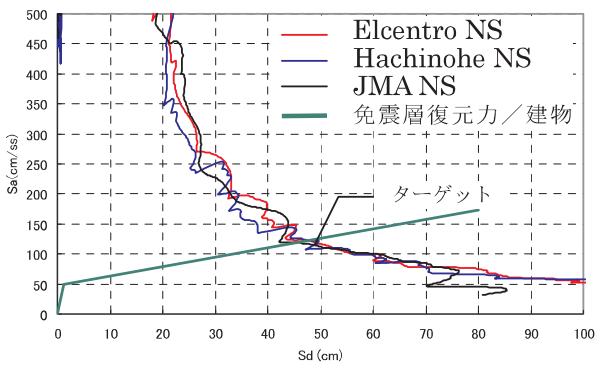


図 2 7 加速度-変位応答スペクトル

本検討においては、およそ 50cm 変形時に地表面に増幅された地震波が工学的基盤における加速度応答スペクトルレベルとなる等価周期が 4.0sec 程度となるように復元力特性を設定することとした。具体的な復元力の目標値は、以下とした。

- ・ 第一折れ点でのせん断力係数  $C = 0.05$
- ・ 初期剛性  $K_1$  での固有周期  $T_1 = 1.0\text{sec}$
- ・ 接線剛性  $K_2$  での固有周期  $T_2 = 5.0\text{sec}$

#### (4) センター建物 (メガストラクチャー)

約 30m×30m のメガ柱・メガ梁より構成される 4 本柱の構造体である。ドーム屋根の荷重を支持し、免震周期に対し十分な剛性と耐力を確保する。

#### (5) ドーム屋根

直径 300mm の鋼管により構成される 2 層立体トラス構造である。トラスせいは約 3m で上下弦材はそれぞれ一定の曲率半径を有する形状である。センター建物 (メガストラクチャー) と基盤構造体により支持される。また頂部にスライド式、側面に可変式の開閉機構を設け、ドーム内の熱環境等の調節に活用する。

#### (6) 耐震・耐風目標

免震層は、レベル 1 の地震動に対しては、安定変形以内 (せん断ひずみ 125%)、レベル 2、3 に対して性能保証変形 (せん断ひずみ 300%) 以内とする。基盤構造体および上部構造は、レベル 1、2 の地震動に対して許容応力度以内、レベル 3 の地震動に対して概ね弾性耐力以下とする。

耐風目標は、レベル 2 の風荷重に対しても、免震層がすべらないこととする。検討の結果、設定した免震システムおよび基盤構造体、ドーム屋根、センター建物 (メガストラクチャー) は地震動・風荷重に対して概ね目標を満足した。

### 4. 4 センサ技術の考察

地域防災制御システムは長寿命が要求されることからセンサ技術は重要な役割を果たす。これより、地域防災制御システム全体の安全性を把握するため、モニタリングの必要事項として以下の項目が挙げられる。

#### (a) モニタリング場所

人間が目視できない、行き来できない場所等

#### (b) 無人化

機械 (ロボット) の使用

#### (c) 遠隔操作

モニタリング装置の無線化による遠隔操作

#### (d) 非接触レーザー光線等を用いたモニタリング

これらの項目について、ロボット技術を用いることによりセンシングを行う場所・時間の空間を大き

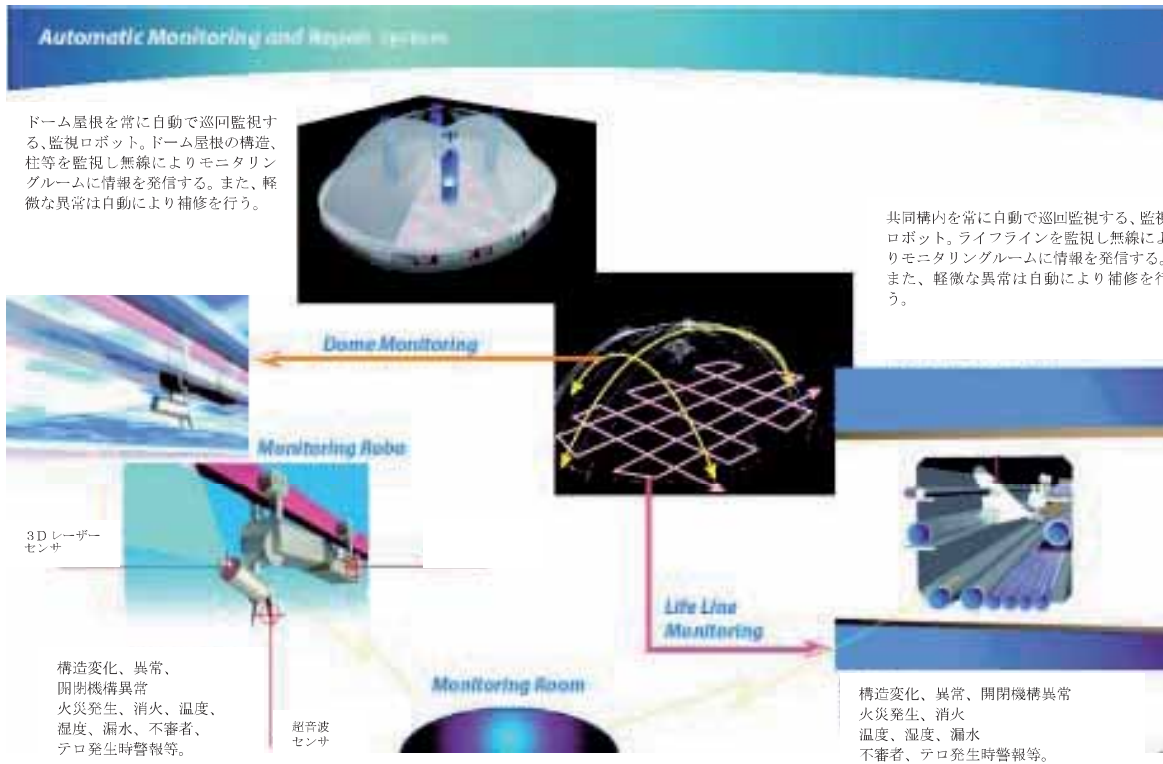


図 2 8 自動検査ロボットイメージ図

く拡大する事が期待でき、図 2 8 に示す自動検査ロボットイメージ図の様に所定の検査ルートによる安定したモニター情報の提供することにより、地域防災制御システム全体の安全性を確保することになる。

## 5. TRIP 鋼の損傷検出特性

### 5. 1 TRIP 鋼の概要

自動車部品の特定部位に使用される鋼板や一部のオーステナイト系ステンレス鋼には、図 2 9 に示すように、あるひずみに達すると原子の結晶構造として準安定のオーステナイトが、加工誘起マルテンサイトに変態し、強度、延性が増加する性質がある。このような変態現象の起こる鋼材は「変態誘起塑性鋼」、即ち「TRIP (Transformation Induced Plasticity) 鋼」と呼ばれている<sup>7)</sup>。TRIP 鋼は、Zackay ら<sup>8)</sup>によって高強度・高靱性鋼として最初に報告され、Thompson ら<sup>9)</sup>によって構造安全性を簡単に検査することが可能なセンサとして活用するための研究が行われてきた。

本 WG では、この TRIP 鋼の利用方法を検討するため、文献 1 0)において自己診断機能を有する構造材料として検討された、Fe-Cr 系のステンレス合金である TRIP 鋼と通常ステンレス鋼(SUS304)の 2 種類の鋼材を用い、TRIP 鋼の損傷検出特性に関する

実験的検討を行った。

### 5. 2 TRIP 鋼の材料特性と応用

一般に、弾性領域を越える荷重を金属に加えると塑性領域に移行する。この過程で、オーステナイトに焼鈍されたステンレス合金は常温中でマルテンサイトに変態し、マルテンサイトの割合は塑性量に概ね比例する。この時、いったんマルテンサイトに変化した結晶は除荷した後も、オーステナイトに戻ることはない(非可逆性)。図 3 0 に示すように、通常の鋼材が引張力を受けると応力の最も大きい部分から塑性化してくびれが生じ、その場所から破断するのに対し、TRIP 鋼の場合は、応力の最も大きい部分

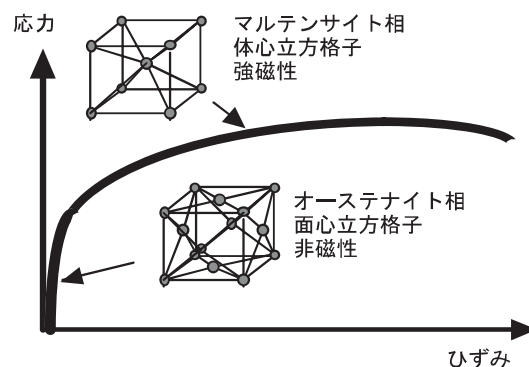


図 2 9 応力-ひずみ関係と結晶構造

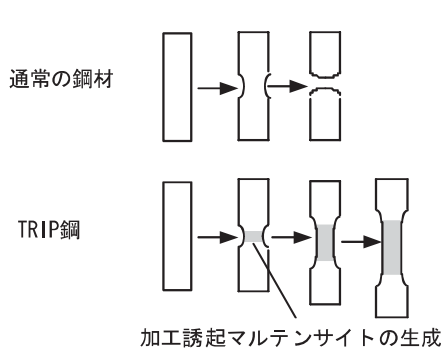


図 3 0 高靱性のメカニズム

からオーステナイトの一部が硬質で強度の高いマルテンサイトに変態していく<sup>11), 12)</sup>。そのため、局部的に弱点となる部分を自ら変態することで増強し、塑性範囲が次第に広がっていき、50%以上の大きな均一伸びが得られる。さらに先述したひずみの増加に伴う、強磁性材マルテンサイト量の増加とその非可逆性を活用し、鋼材の塑性レベル（変形レベル）を変態したマルテンサイト量すなわち磁性の強さから、同定するヘルスマonitoring機構として活用することが考えられる。

これに対し、高靱性（高延性）能、高破断強度、磁性量に関連付けた最大ひずみ記憶能、さらに一部のオーステナイト系ステンレス鋼に見られるさびへの耐食性を活用した、以下のような新しい建築への応用も考えられる<sup>13)</sup>。(図 3 1 参照)

- ・鉄筋コンクリート部材の端部鉄筋への適用による損傷検出、及び部材端部の曲げ耐力上昇と塑性領域の拡大
- ・強度上昇と靱性能向上に着目したアンカーボルトへの適用による損傷検出と数量低減
- ・ダンパ鋼板への適用による損傷検出と等断面における塑性領域の拡大
- ・強度上昇と靱性向上に着目したスプライスプレートへの適用による損傷検出と数量低減
- ・プレス加工後の材料強度を重視する薄板構造、折板構造、冷間成形角形鋼管等への適用
- ・磁気測定結果及び損傷の程度を記録した IC タグへの適用
- ・損傷履歴付きのリニューアル部材への適用
- ・鉄骨ブレースに代表される耐震補強部材への適用

TRIP 鋼の磁気特性については、細径の鋼棒に一樣引張応力が作用する状態でのセンサ利用が主であったため、圧縮応力が作用した場合のデータが不足している。また、文献 1 0)においても、TRIP 鋼を構造材料かつ損傷診断センサとして用いた場合、構造物の累積ひずみに関係する量を診断できる可能性が

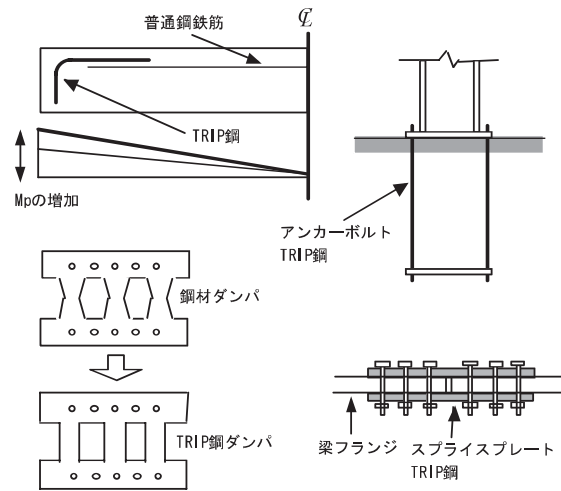


図 3 1 TRIP 鋼の新たな建築への応用

ある。一方、マルテンサイト変態量が外部応力方向に対して等方性を有しておらず、センサとしての実用性を高めるためには、マルテンサイト変態量に及ぼす応力方向の影響を把握する必要があることが指摘されている。このように、本WGが研究対象とした TRIP 鋼については、センサとして用いる研究がなされているが、主に「最大ひずみの検出」を目的としているため、引張応力状態での場合でしか検討されておらず、建築物の構造材等に適用するためには、今までの研究成果だけでは十分とはいえない。このような観点から、基本的な性状（引張、圧縮）を把握するための素材実験を行い、その機械的性質と最大ひずみの検出可否について確かめることや、通常のオーステナイト系ステンレス鋼についても比較検討することが望まれる。そのため、一方向及び交番繰返し载荷時の素材実験により磁気特性を把握し、通常のステンレス鋼(SUS304)との材料特性の比較を行うことは、実用化に向けた重要な研究課題である。

本稿では、棒鋼試験片を用いた引張圧縮载荷による応力・ひずみ関係と磁気の変化との相関に関する材料実験結果、及び既存構造部材の部分補修や損傷記憶用 IC タグとしての適用性を評価するため、平板試験片を用いた実験結果を報告する<sup>14), 15), 16)</sup>。

## 5. 3 棒鋼試験片を用いた引張圧縮実験

### 5. 3. 1 実験概要

表 1 と表 2 に本研究で使用した TRIP 鋼の代表的な化学成分と機械的性質を示す。

試験体は、図 3 2 に示すように交番载荷時の座屈を抑制するため試験片平行部を短くした試験体 A（平行部 14 mm）と、磁性測定を重視するため試験

片平行部を長くした試験体 B (平行部 24 mm) の 2 種類とした。なお、試験体には加工により発生した磁性の消磁処理 (熱処理) を行っている。図 3 3 に測定方法を、表 3 に試験体概要をそれぞれ示す。ひずみ測定は、試験体 A・B 共に、試験体中央 2 面にひずみゲージを取付け計測すると共に、突起部分に支持プレートを用いて取り付けられたクリップゲージによる測定変位を標点間距離(試験体 A : 17.44mm、試験体 B : 26mm)で除して評価する。磁性の強さは、試験片平行部に取り付けた磁性測定コイルを用いて誘導電圧として測定する。試験体 A のコイル長は 8 mm とし、磁性の測定を重視する試験体 B のコイル長は、14 mm とする。TRIP 鋼の場合は、試験体 A・B に対して、引張载荷、圧縮载荷、交番载荷を行い、ステンレス鋼の場合は、交番载荷のみ行うこととした。図 3 4 に実験状況を示す。

表 1 TRIP 鋼の代表的な化学成分(重量%)

C	Si	Mn	P	S
0.01	0.003	15.3	0.001	0.003

表 2 TRIP 鋼の機械的性質

降伏点(N/mm <sup>2</sup> )		引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数(kN/mm <sup>2</sup> )	破断伸び(%)
0.1% オフセット	0.2% オフセット			
243	278	647	167	56.6

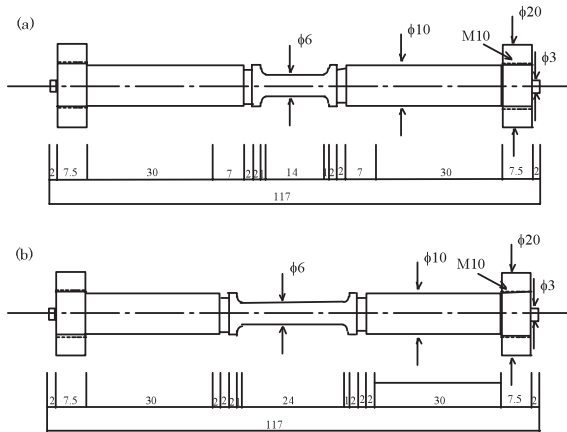


図 3 2 試験体形状 : (a) 試験体 A と (b) 試験体 B

表 3 試験体概要

試験体名	载荷法	試験体形状	材料
TRIP1A	引張载荷	A	TRIP 鋼
TRIP1B	引張载荷	B	TRIP 鋼
TRIP2A	圧縮载荷	A	TRIP 鋼
TRIP2B	圧縮载荷	B	TRIP 鋼
TRIP3A1、TRIP3A2	交番载荷	A	TRIP 鋼
TRIP3B1、TRIP3B2	交番载荷	B	TRIP 鋼
SUSA1、SUSA2	交番载荷	A	SUS304
SUSB1、SUSB2	交番载荷	B	SUS304

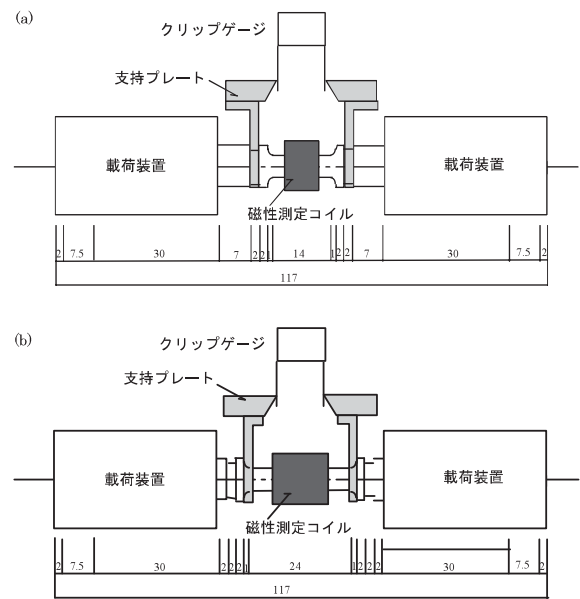


図 3 3 測定方法 : (a) 試験体 A と (b) 試験体 B



図 3 4 実験状況

各試験体の载荷用設定ひずみ履歴を以下に示す。

- ・引張载荷：  
 $0_{-0.2\%_{+0.4\%_{+0.8\%_{+1.0\%_{+2.0\%_{+3.0\%}}$
- ・圧縮载荷：  
 $0_{-0.2\%_{-0.4\%_{-0.8\%_{-1.0\%_{-2.0\%_{+3.0\%}}$
- ・交番载荷：  
 $0_{\pm 0.2\%_{\pm 0.4\%_{\pm 0.8\%_{\pm 1.0\%_{\pm 2.0\%_{\pm 3.0\%}}$

载荷はクリップゲージの測定変位で制御し、载荷速度は、試験片平行部を短くした試験体 A に対しては、ひずみが概ね±0.2%までは0.01mm/min、それ以降は0.1mm/minとし、試験片平行部を長くした試験体 B に対しては、ひずみが概ね±0.2%までは0.0025mm/min、それ以降は0.025mm/minとした。

### 5. 3. 2 実験結果と考察

引張载荷を行った TRIP 鋼試験体の履歴性状を図 3 5、圧縮载荷を行った TRIP 鋼試験体の履歴性状を図 3 6、交番载荷を行った TRIP 鋼試験体の履歴性状を図 3 7、交番载荷を行ったステンレス鋼試験体の履歴性状を図 3 8、試験体形状 A の TRIP 鋼とステンレス鋼試験体の履歴性状の比較を図 3 9、試

験体形状 B の TRIP 鋼とステンレス鋼試験体の履歴性状の比較を図 4 0 にそれぞれ示す。図より、TRIP 鋼、ステンレス鋼ともに、試験片平行部の長さに依存しない応力-ひずみ履歴を示すのに対し、出力電圧は試験体の長さに依存し、ほぼコイル長比と同じ 2 倍程度の差異が生じていることがわかる。応力-ひずみ履歴に関しては、TRIP 鋼とステンレス鋼に明らかな違いが見られ、TRIP 鋼の高いひずみ硬化性状が顕著となっている。

また、ステンレス鋼は TRIP 鋼に比べて出力電圧が 10 分の 1 以下と非常に小さく、除荷時に出力電圧が低下するのに対し、TRIP 鋼は概ね载荷時の出力電圧を維持している。さらに TRIP 鋼は、応力方向に依存せず、引張・圧縮载荷ともに同様な出力電圧-ひずみ履歴を示し、ひずみが概ね±0.5%を超えたひずみ領域から出力電圧の上昇が顕著となり 30mV から 50mV の出力電圧オーダーにまで達し、既往の引張载荷実験結果<sup>1)</sup>とも整合する。

これらの結果より、高強度・高靱性かつ自己診断材料としての TRIP 鋼の特性とステンレス鋼との違いが明らかとなった。

### 5. 4 平板試験片を用いた曲げ実験

棒材試験片の実験で得られた最大ひずみ記憶特性に関する材料基本情報に加え、平板試験片を用いて簡便な曲げ実験を行い、TRIP 鋼材損傷検出特性の部材への適用可能性を定性的に検討する。

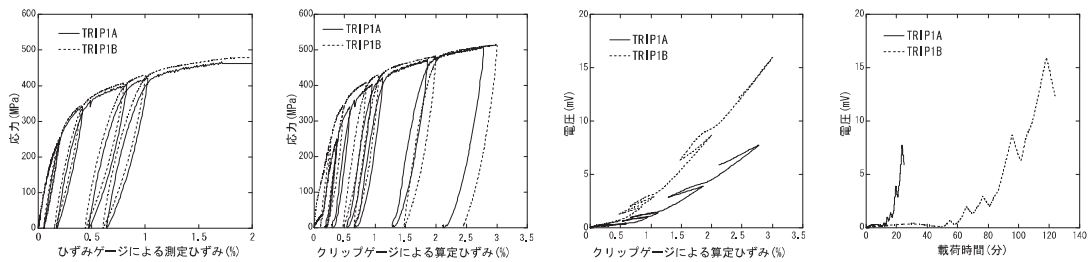


図 3 5 TRIP 鋼の引張载荷履歴性状

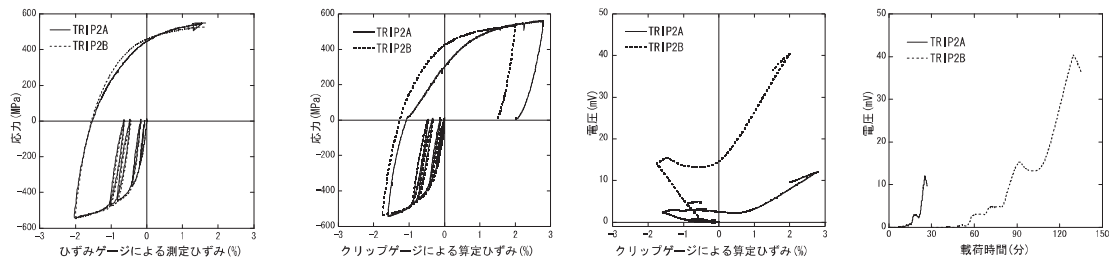


図 3 6 TRIP 鋼の圧縮载荷履歴性状

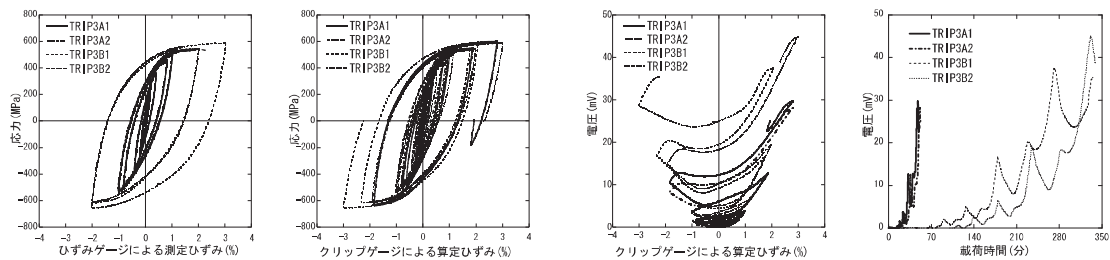


図 3-7 TRIP 鋼の交番载荷履歴

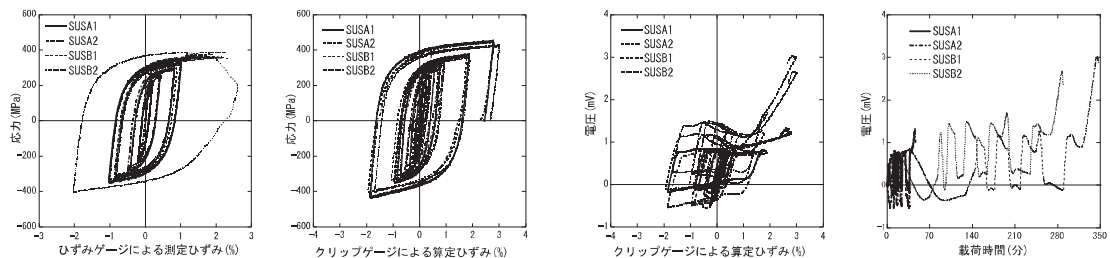


図 3-8 ステンレス鋼の交番载荷履歴

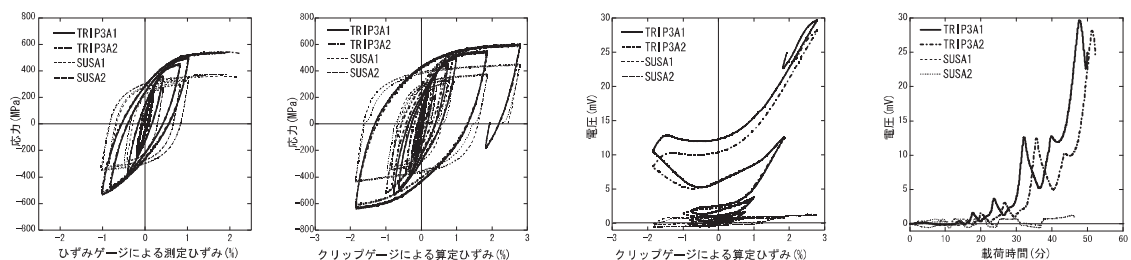


図 3-9 TRIP 鋼とステンレス鋼の履歴(試験体 A)

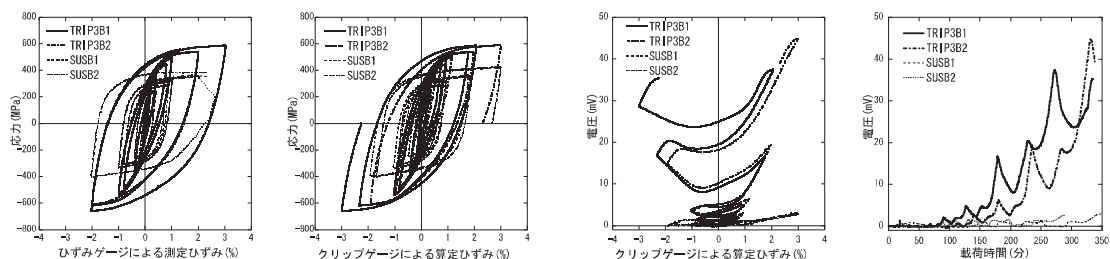


図 4-0 TRIP 鋼とステンレス鋼の履歴(試験体 B)

ここでは、TRIP 鋼板(PL-50×100×1.0)及びステンレス鋼板(SUS304: PL-50×100×0.8)を用い手で折り曲げ、板中央線に曲げ変形を与え磁気の検出を行い比較検討した。曲げ変形は、図 4-1 に示すように、平板の中央(図 4-2、図 4-3 に塑性変形させるように平板に曲げを加えた。なお、試験片には加工により発生した磁性の消磁処理を行っている。磁気の検出にはフェライトスコープを用いた。フェライトスコープは、内部にコイルの巻かれたプローブを試験

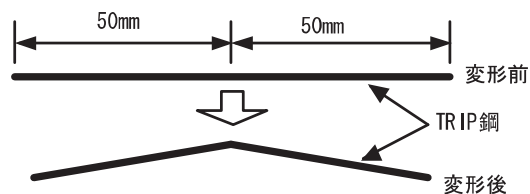


図 4-1 平板曲げ要領



(I)初期値 升目は1cm四方を表す

0.41	0.46	0.44	0.40	0.46	0.42	0.41	0.43	0.42	0.38
0.44	0.41	0.38	0.39	0.42	0.36	0.36	0.41	0.43	0.41
0.47	0.42	0.43	0.37	0.45	0.38	0.37	0.38	0.41	0.41
0.51	0.47	0.43	0.43	0.49	0.39	0.39	0.40	0.42	0.40
0.58	0.53	0.50	0.46	0.52	0.43	0.44	0.41	0.40	0.38

(II)第1回曲げ

0.44	0.46	0.47	0.67	1.80	1.40	0.54	0.45	0.44	0.39
0.46	0.41	0.37	0.55	1.90	1.80	0.48	0.44	0.46	0.41
0.45	0.42	0.37	0.58	2.00	1.80	0.50	0.41	0.43	0.41
0.51	0.48	0.44	0.59	1.90	1.70	0.51	0.43	0.43	0.39
0.58	0.52	0.51	0.67	1.70	1.60	0.60	0.44	0.43	0.40

(III)第2回曲げ(第1回曲げより大きな変形)

				2.20	*2.00			2.9	
				2.20	*2.80			2.6	
				2.00	*3.10			2.8	
				2.00	*3.00			3.1	
				2.10	*2.60			2.9	

(IV)第1回曲げ戻し

0.41	0.46	0.47	0.64	1.70	1.40	0.58	0.44	0.43	0.38
0.44	0.38	0.36	0.51	1.70	1.60	0.49	0.42	0.39	0.38
0.46	0.37	0.41	0.54	1.70	1.90	0.49	0.41	0.41	0.38
0.52	0.44	0.44	0.56	1.80	2.00	0.54	0.43	0.41	0.36
0.57	0.51	0.50	0.62	1.50	1.80	0.58	0.44	0.40	0.32

(V)第3回曲げ(第1回曲げと同程度)

				2.20	2.00				
				2.20	2.80				
				2.00	3.10				
				2.00	3.00				
				2.10	2.60				

(VI)第2回曲げ戻し(初期形状まで)

				2.10	*1.60			3.6	
				2.70	*2.10			3.0	
				2.40	*2.30			3.2	
				2.30	*2.70			2.9	
				1.90	*1.90			3.3	

図4-2 TRIP鋼実験結果

片に当て、厚さ方向に発生する渦磁場による誘導電流を計測することによってフェライト含有体積率(%)に相当する値を測定する装置である。プローブ先端の垂直方向数ミリ先の磁場まで検出されるため、プローブ先端部を鋼板垂直方向に完全に接触させ計測する必要がある。検出は鋼板を1cm四方のメッシュに区切り各メッシュの中央部について計測を行った。

実験では、曲げ変形を与えた後に変形を戻すことを繰り返し、その前後で計測を行った。図4-2にTRIP鋼の実験結果を示す。図中の数字は、フェライト含有体積率(%)を示す。図より、変形を与えた中央部に近いほど大きな計測値の増加が得られ、変形を戻した後も計測値は減少していないことがわかる。図4-3にステンレス鋼の実験結果を示す。図より、ステンレス鋼の場合は、若干の計測値の増加が見られたがTRIP鋼と比べほとんど増加していないことがわかる。

(I)初期値 升目は1cm四方を表す

0.21	0.21	0.21	0.20	0.21	0.20	0.21	0.21	0.21	0.20
0.21	0.20	0.21	0.21	0.20	0.20	0.20	0.20	0.21	0.20
0.18	0.21	0.21	0.21	0.21	0.22	0.22	0.21	0.21	0.21
0.21	0.22	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.22	0.22
0.22	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.23	0.21	0.21

(II)第1回曲げ

0.21	0.21	0.21	0.21	0.24	0.22	0.21	0.21	0.21	0.23
0.21	0.20	0.21	0.21	0.24	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
0.21	0.21	0.21	0.21	0.24	0.21	0.22	0.21	0.21	0.21
0.20	0.21	0.21	0.21	0.25	0.22	0.21	0.21	0.22	0.22
0.21	0.21	0.21	0.21	0.25	0.22	0.21	0.21	0.21	0.20

(III)第2回曲げ(第1回曲げより大きな変形)

0.21	0.21	0.21	0.22	0.26	0.23	0.21	0.21	0.21	0.21
0.21	0.21	0.21	0.21	0.26	0.24	0.21	0.21	0.21	0.21
0.20	0.20	0.21	0.21	0.26	0.23	0.22	0.22	0.21	0.21
0.21	0.21	0.22	0.21	0.26	0.24	0.22	0.21	0.21	0.21
0.21	0.21	0.21	0.22	0.27	0.23	0.21	0.22	0.21	0.21

(IV)第1回曲げ戻し

0.20	0.22	0.21	0.21	0.27	0.23	0.21	0.21	0.21	0.21
0.20	0.20	0.22	0.21	0.28	0.24	0.21	0.20	0.20	0.21
0.21	0.21	0.21	0.21	0.28	0.23	0.21	0.21	0.21	0.21
0.22	0.21	0.21	0.21	0.28	0.23	0.21	0.21	0.21	0.21
0.21	0.22	0.22	0.21	0.28	0.23	0.19	0.20	0.22	0.22

(V)第3回曲げ(第1回曲げと同程度)

0.21	0.21	0.21	0.21	0.29	0.25	0.22	0.21	0.21	0.21
0.21	0.22	0.22	0.22	0.32	0.26	0.21	0.21	0.21	0.21
0.20	0.21	0.23	0.22	0.32	0.26	0.22	0.21	0.22	0.22
0.21	0.21	0.21	0.22	0.31	0.26	0.22	0.21	0.21	0.21
0.20	0.21	0.21	0.22	0.29	0.25	0.22	0.22	0.22	0.22

(VI)第2回曲げ戻し(初期形状まで)

0.21	0.21	0.20	0.21	0.29	0.25	0.22	0.21	0.21	0.21
0.21	0.21	0.21	0.21	0.32	0.27	0.21	0.21	0.21	0.21
0.20	0.21	0.21	0.22	0.31	0.27	0.22	0.22	0.22	0.22
0.21	0.21	0.21	0.21	0.31	0.27	0.21	0.21	0.21	0.21
0.20	0.21	0.21	0.21	0.29	0.25	0.21	0.22	0.21	0.21

図4-3 ステンレス鋼実験結果

## 5. 5 部材実験

### 5. 5. 1 部材実験1

試験体は鋼製梁(H-100×100×6×8:  $\sigma_y=387\text{MPa}$ ; SN490B)にTRIP鋼板(PL-50×100×1.0)を圧縮側と引張側のフランジに取り付け、鋼材が全塑性に達する載荷点変位の0.3倍、0.4倍、0.5倍、1倍、2倍、4倍の変位で制御した。取り付け方法として隅肉溶接(ソリッドワイヤ SE-50T)による部分溶接と全周溶接、さらに接着剤(共和ゲージ用接着剤 CC-33A)による取り付けの3種類を行い、磁気計測値への影響と接合強さについて比較検討した。試験体は4体でTRIP鋼板の取り付け方法が異なる。表4および図4-4に試験体概要を示す。なおTRIP-B4では鋼材の磁性が計測値へ与える影響を考慮しTRIP鋼板の下に非磁性材料である3mm厚の木板を挟んだうえで全周隅肉溶接を行った。

計測は鋼板曲げ実験と同様に鋼板を1cm四方のメッシュに区切り各メッシュの中央部について測定を

行った。溶接による TRIP 鋼板端部への熱影響を考慮し、比較対象とする数値は、図 4 5 に示すように 3ヶ所各 6 点の平均値を領域①・領域②・領域③の値とした。図 4 6 に示すように、接着剤による取り付け、全周溶接共に取り付け後で同程度の計測値増加がみられた。取り付けにより TRIP 鋼板が鋼材により密着したためであり溶接熱による磁気への影響は少なかったと考えられる。

図 4 7 に各試験体における荷重-ひずみ関係、荷重-載荷点変位関係のグラフを示す。鋼材が全塑性化するのに十分な変位を与えたが、TRIP 鋼板を取りつけた梁中央部において得られたひずみは  $2000 \times 10^{-6}$  から  $3000 \times 10^{-6}$  程度であり概ね降伏点近傍のひずみである。

表 4 各試験体取り付け方法

試験体名	鋼材への取付け方法	鋼材と TRIP 鋼の位置関係
TRIP-B1	部分溶接	密着
TRIP-B2	全周溶接	密着
TRIP-B3	接着剤	密着
TRIP-B4	全周溶接	3mm 厚板挟み



TRIP-B1



TRIP-B2



TRIP-B3



TRIP-B4

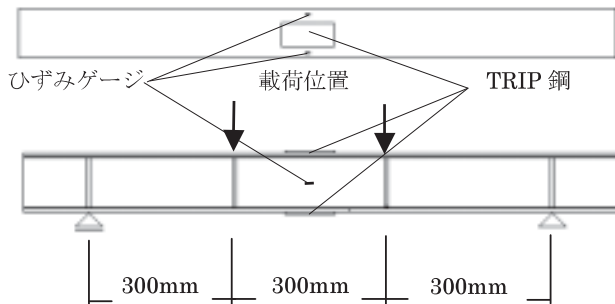


図 4 4 部材実験 1 の試験体概要

なお TRIP-B1 の試験体では鋼材が全塑性に達する載荷点変位の 2 倍、その他の試験体では鋼材が全塑性に達する載荷点変位の 4 倍の変位まで荷重を行った。

各試験体の領域①・領域②・領域③におけるフェライト含有量-ひずみ関係のグラフを図 4 8 に示す。ひずみ  $2000 \times 10^{-6}$  から  $2500 \times 10^{-6}$  の範囲において TRIP-B2 引張側でひずみの増加に伴うフェライト含有量の急激な増加が見られたが、その他の試験体では見られなかった。

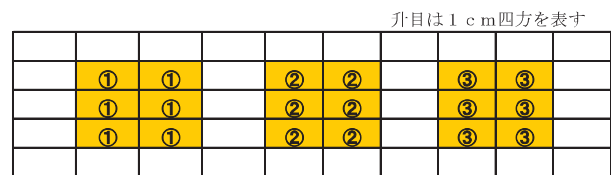


図 4 5 計測領域

(I)接着剤取り付け前

2.40	2.60	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.60	2.70	2.70
2.30	2.20	2.40	2.40	2.40	2.30	2.20	2.10	2.20	2.50
2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.20	2.10	2.00	2.40
2.40	2.20	2.20	2.10	2.20	2.20	2.10	2.10	2.40	2.40
2.90	2.80	2.50	2.50	2.50	2.70	2.70	2.70	2.80	2.70

(II)接着剤取り付け後

3.00	3.10	3.20	3.10	3.20	3.20	3.20	3.20	3.10	3.00
3.00	3.10	3.10	2.90	3.00	3.10	3.00	3.00	3.00	2.90
3.10	3.00	3.00	2.50	2.90	3.00	2.90	3.00	2.90	2.30
2.40	2.50	3.10	2.70	3.00	3.00	3.10	3.00	3.00	2.90
3.00	3.30	3.20	3.10	2.70	2.40	2.90	3.10	3.20	3.10

(III)全周溶接取り付け前

2.50	2.70	2.80	2.60	2.80	2.60	2.70	2.80	2.80	2.70
2.40	2.40	2.60	2.50	2.50	2.40	2.50	2.60	2.60	2.60
2.30	2.30	2.20	2.40	2.30	2.30	2.30	2.40	2.40	2.60
2.50	2.20	2.20	2.40	2.36	2.30	2.40	2.60	2.60	2.50
2.50	2.60	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.60	2.50	2.70

(IV)全周溶接取り付け後

3.10	3.20	3.00	3.30	3.10	3.00	2.90	2.80	2.60	2.60
2.80	2.80	2.80	2.80	3.00	2.80	2.80	2.90	2.80	2.40
2.80	2.80	2.80	2.80	3.00	2.80	2.80	2.90	2.80	2.80
3.00	3.00	3.00	2.90	3.10	3.10	3.00	2.90	2.90	2.80
3.00	3.00	3.00	3.20	3.00	2.90	2.80	3.10	2.90	2.90

図 4 6 取り付け前後の計測値

## 5. 5. 2 部材実験 2

試験体は鋼製梁(H-100×100×6×8:  $\sigma_y=298\text{MPa}$ 、及び H-100×50×5×7:  $\sigma_y=336\text{MPa}$ 、SS400)に TRIP 鋼板(PL-50×100×1.0)を圧縮側と引張側のフランジまたはウェブに取り付け、鋼材が全塑性に達する載荷点変位の 0.3 倍、0.4 倍、0.5 倍、1 倍、2 倍、4 倍、6 倍、8 倍の変位で制御した。取り付け方法は、全て全周隅肉溶接(ソリッドワイヤ SE-50T)と

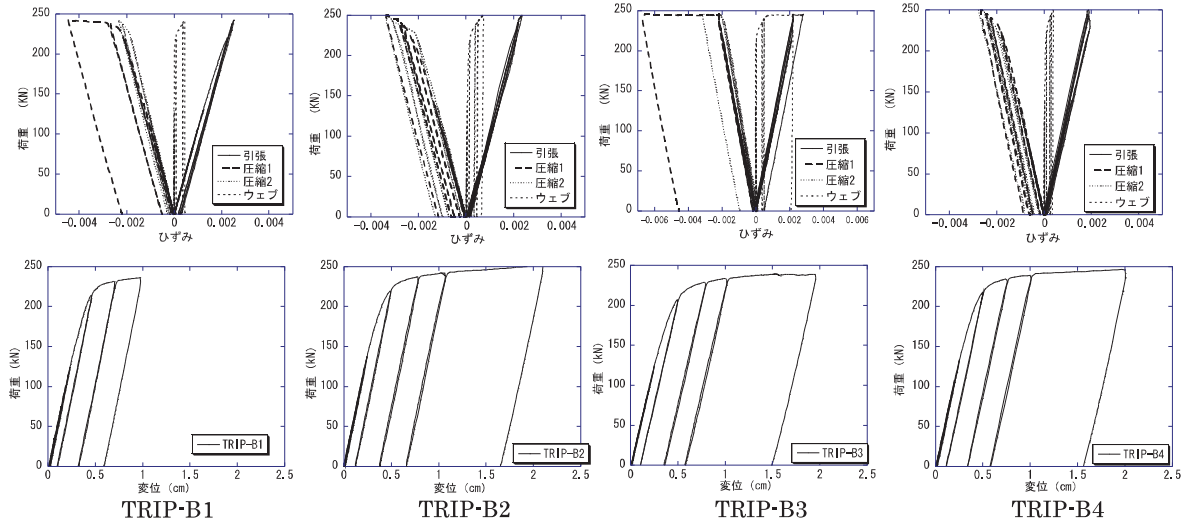


図 4-7 荷重 - ひずみ関係及び荷重 - 載荷点変位関係

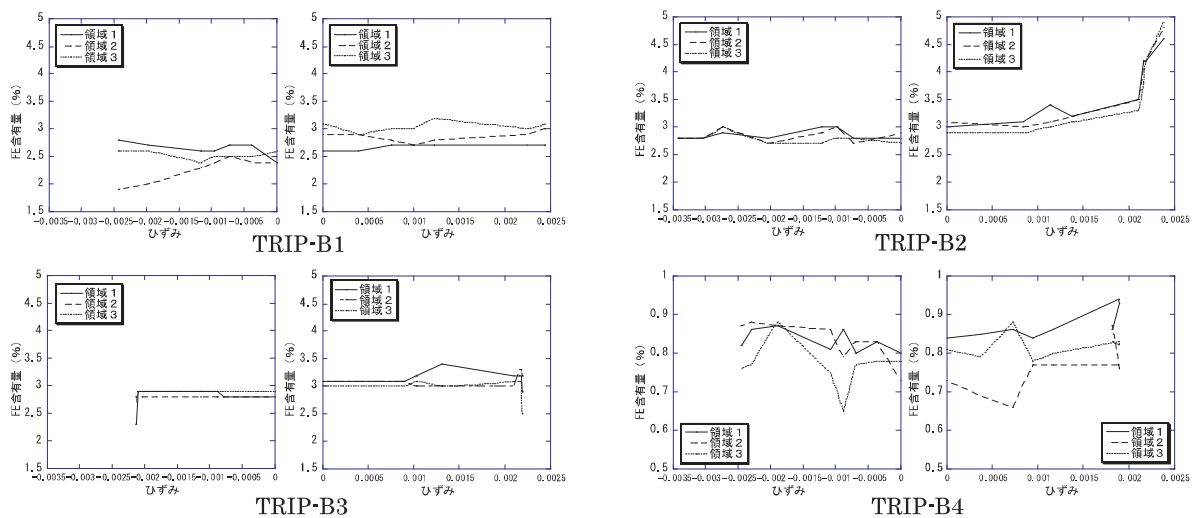


図 4-8 フェライト含有量 - ひずみ関係

した。試験体は、H-100×100×6×8を3体、H-100×50×5×7を3体の計6体とし、図4-9に示すようにそれぞれフランジ（圧縮引張両面）、ウェブ（片面または両面）にTRIP鋼を取り付けた。

表5及び図4-9に試験体概要を示す。計測は鋼板曲げ実験と同様に鋼版を1cm四方のメッシュに区切り各メッシュの中央部について測定を行った。溶接によるTRIP鋼板端部への熱影響を考慮し、比較対象とする数値は、図4-5に示すように3ヶ所各6点の平均値を領域①・領域②・領域③の値とした。

鋼材取り付けによる計測値への影響に関しては、図5-0に示すように、部材実験1と同様、溶接熱によるTRIP鋼の磁性への影響はわずかであると考えられる。

図5-1に各試験体における荷重-ひずみ関係及び荷重-載荷点変位関係のグラフを示す。全ての試験体で鋼材が全塑性に達する載荷点変位の8倍の変位を

与えても荷重が低下しなかった。試験体TRIP-F1からF3の圧縮側フランジに取り付けたTRIP鋼は、概ね4倍の載荷サイクルで座屈により盛り上がる現象を示した。ウェブにTRIP鋼を取り付けた試験体TRIP-F4からF6では、載荷中に弱軸方向座屈が確認されたが、その後も荷重が低下することはなく片面、両面取り付け共に鋼材が全塑性に達する載荷点変位の8倍まで載荷した。

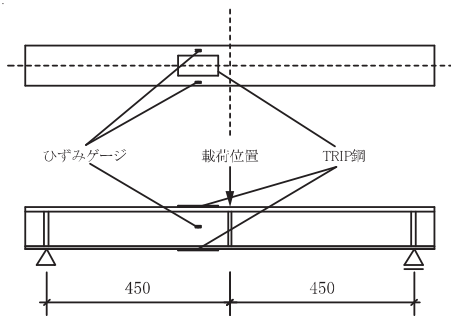
各試験体の領域①・領域②・領域③におけるフェライト含有量-ひずみ関係のグラフを図5-2に示す。試験体TRIP-F1からF3では、圧縮フランジ側で、ひずみ $15000 \times 10^{-6}$ レベルから顕著なフェライト含有量の上昇が見られるが、これは座屈によるひずみ分布のばらつきの影響が大きいと考えられる。

一方、引張フランジ側では、ひずみ $5000 \times 10^{-6}$ レベルから顕著なフェライト含有量の上昇が見られ、最終載荷後の除荷時においても低下しなかった。これは、棒鋼試験片による引張圧縮実験で観察され

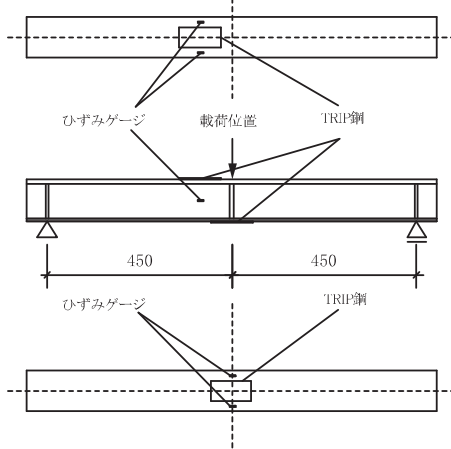
表5 各試験体取り付け方法

試験体名	H形鋼	TRIP鋼の取り付け位置
TRIP-F1, F3	H-100×100×6×8	TYPE 1
TRIP-F2	H-100×100×6×8	TYPE 2
TRIP-F 4	H-100×50×5×7	TYPE 3
TRIP-F 5, F6	H-100×50×5×7	TYPE 4

(I) 鋼材への取り付け方法 (TYPE1: 上下フランジ)



(II) 鋼材への取り付け方法 (TYPE2: 上下フランジ、下フランジ梁中央)



(III) 鋼材への取り付け方法 (TYPE3: ウェブ片面、TYPE4: ウェブ両面)

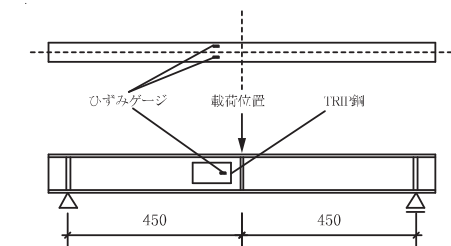


図49 部材実験2の試験体概要

た顕著な出力電圧の上昇と同レベルの応答であり、試験体形状に関係なく、このひずみレベルでの大きな材料変態挙動が推察できる。

一方、試験体 TRIP-F4 から F6 では、TRIP-F4 でひずみ  $600 \times 10^{-6}$  レベルから若干のフェライト含有量の上昇が見られる程度であった。

(I) 鋼材取り付け前

0.26	0.25	0.27	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24	0.24	0.23
0.23	0.23	0.24	0.24	0.23	0.24	0.24	0.22	0.21	0.20
0.19	0.19	0.19	0.21	0.21	0.21	0.19	0.19	0.19	0.19
0.20	0.20	0.20	0.22	0.23	0.23	0.21	0.19	0.19	0.20
0.21	0.21	0.20	0.21	0.21	0.20	0.18	0.18	0.18	0.17

(II) 鋼材上設置(溶接前)

2.3	2.2	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.7
2.1	1.9	1.7	1.9	2.0	2.1	2.3	2.3	2.4	2.5
1.9	1.6	1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	2.3	2.4	2.4
1.6	1.8	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4	2.5	2.5
1.9	2.0	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.6	2.6	2.6

(III) 鋼材上設置(溶接後)

2.5	2.4	2.5	2.4	2.5	2.6	2.5	2.4	2.5	2.5
2.5	2.3	2.3	2.4	2.4	2.3	2.3	2.3	2.5	2.4
2.4	2.3	2.3	2.2	2.2	2.3	2.5	2.4	2.6	2.7
2.4	2.3	2.3	2.3	2.2	2.3	2.3	2.4	2.4	2.6
2.5	2.4	2.4	2.5	2.3	2.3	2.3	2.4	2.4	2.5

図50 取り付け前後の計測値 (TRIP-F6)

## 5.6 まとめ

実験より、Fe-Cr系のステンレス合金であるTRIP鋼とステンレス鋼の2種類の鋼材を用い、その損傷検出特性に関する実験的検討を行った。実用化に向けて重要な研究課題である一方向及び交番繰返し載荷時の磁気特性を材料実験により把握し、ステンレス鋼との材料特性の比較を行い、応力-ひずみ履歴と磁気(誘導電圧)の変化との相関に関し検討した。

また、TRIP鋼とステンレス鋼の2種類の平板試験片についてフェライトスコープを用いた計測による簡便な曲げ実験を行った。

さらに、H形鋼部材にTRIP鋼を張り付けることによってひずみを測定する実験を行い、ひずみ検出の有効性を確認した。

本実験の範囲内では、以下の知見が得られた。

### (1) 引張圧縮実験

1-1) TRIP鋼、ステンレス鋼ともに、試験片平行部の長さ依存しない応力-ひずみ履歴を示すのに対し、出力電圧は試験体の長さに依存した。

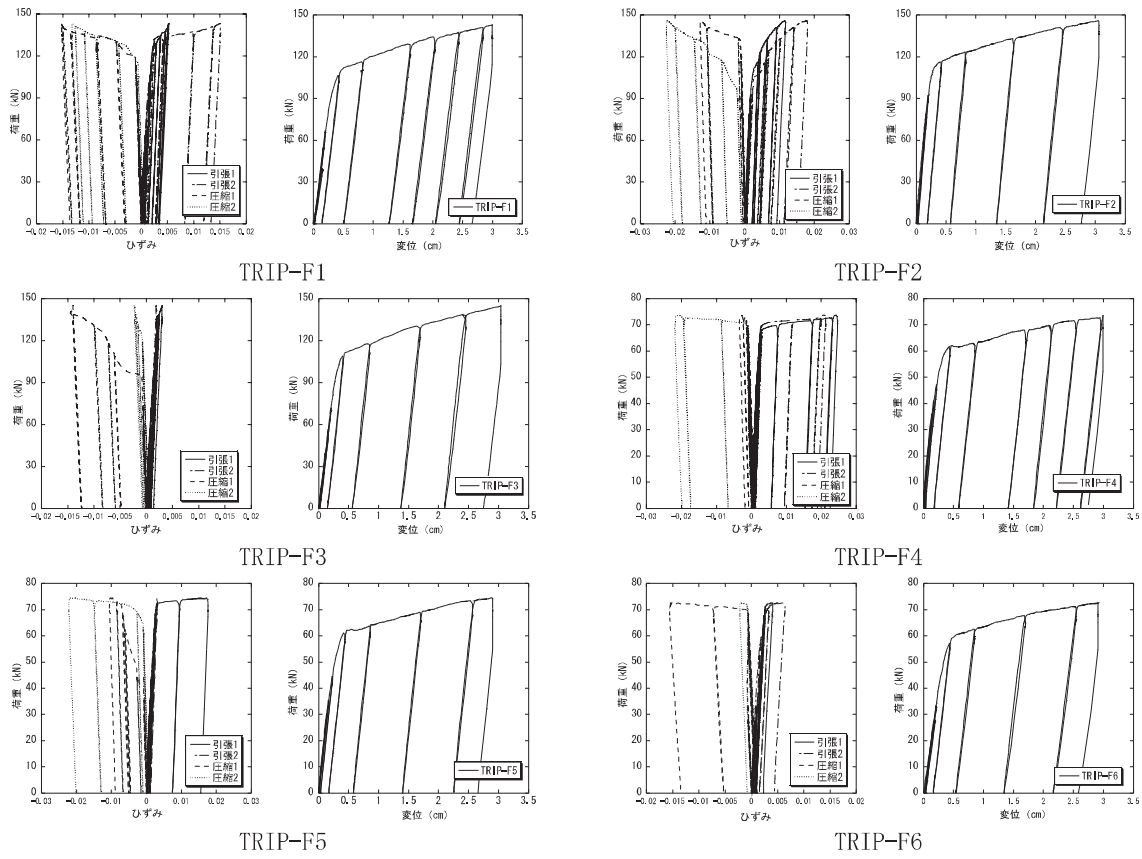


図 5 1 荷重 - ひずみ関係、及び荷重 - 载荷点変位関係

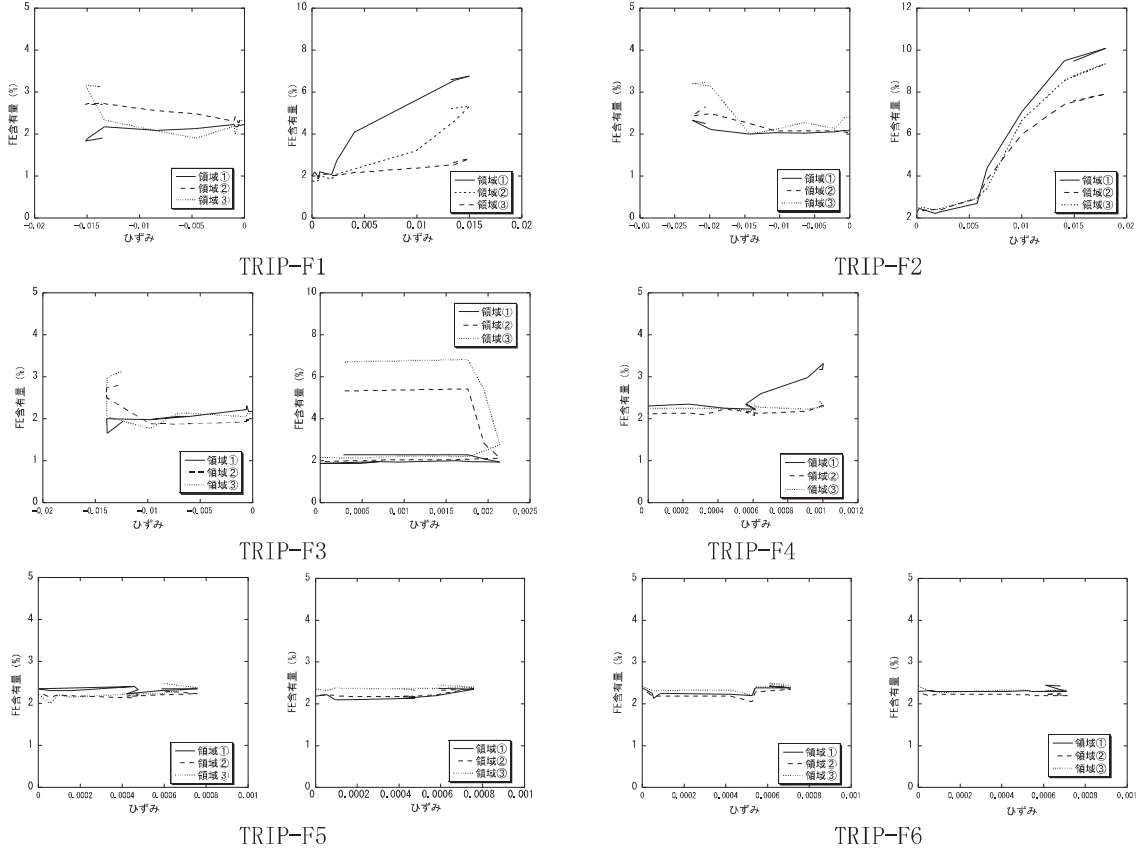


図 5 2 フェライト含有量 - ひずみ関係

- 1-2) 応力-ひずみ履歴に関しては、高いひずみ硬化性状を示した TRIP 鋼とステンレス鋼に明らかな違いが見られた。
- 1-3) ステンレス鋼は TRIP 鋼に比べて出力電圧が非常に小さく、除荷時に出力電圧が低下したのに対し、TRIP 鋼は概ね載荷時の出力電圧を維持し、応力方向に依存せず引張・圧縮載荷ともに同様な出力電圧-ひずみ履歴を示し、ひずみが概ね $\pm 0.5\%$ を超えたひずみ領域から出力電圧の上昇が顕著となった。

## (2) 曲げ実験

- 2-1) TRIP 鋼に変形を与えた場合、変形の中心に近いほど大きな計測値の変化が得られ、変形が戻った後も計測値は減少しなかった。
- 2-2) ステンレス鋼に変形を与えた場合、若干の計測値の増加が見られたが TRIP 鋼と比べほとんど増加しなかった。

## (3) 部材試験

- 3-1) 全周溶接した試験体については、フェライト含有量の顕著な上昇と維持が確認できた。
- 3-2) 引張フランジ側のフェライト含有量の顕著な上昇は、棒鋼試験片による引張圧縮実験で観察された、顕著な出力電圧の上昇と同レベルの応答であり、試験体形状に関係なく、このひずみレベルでの大きな材料変態挙動が確認できた。

## 6. まとめ

展開構造システム・損傷制御構造において、幾つかの要素技術の提案と重要な要素となるセンシングについて検討を行い、21 世紀の「生きる建築」の 1 つのコンセプトモデルを示した。また、要素技術の 1 つとして TRIP 鋼を取り上げ、本鋼材の利用方法の検討及び素材の機械的性質や、損傷評価方法について検討を行った。

今回提案した地域防災制御システムのコンセプトモデルは、現段階での具体化の可能性について検討を実施したのみであり、今後多くの課題を検討する必要がある。さらに、共有地盤と建築群においては、共有部分の保全、建替等について、権利関係が複雑になりすぎるため、責任範囲が明確となるような共有・専有の区分方法など、技術的な検討項目以外についても解決しなければならない課題がある。

TRIP 鋼については、機械的性質、塑性変形によるひずみの検知方法および構造部材への適用方法と一連の基礎実験を行い、今後の利用への端緒を得ることができた。

全体の活動を通して、21 世紀の建築物には何が必要かを考え、アイデアの検討や調査が行われた。また、時には「建築物の使命」や「今後どうあるべき

か」といった思想的な議論も本 WG の中で行われ、その結果として、地域防災制御システムのコンセプトモデルに結実したと言っても過言ではない。本研究の成果は、今後の建築物の向かってゆく 1 つの方向を示せたのではないかと筆者らは確信している。本 WG の活動の成果である本稿が、今後の建築構造物の発展の一助となれば幸いである。

## 【参考文献】

- 1) 生きる建築へのアプローチ：21 世紀鋼構造フォーラム シンポジウム「21 世紀、鋼構造技術に何ができるか」、独立行政法人建築研究所, pp.9-12, 2002.11
- 2) 地震エネルギー集中型人工地盤を用いた地域防災構造システム：21 世紀鋼構造フォーラム研究成果発表, 鋼構造シンポジウム, pp.11-15, 2004.
- 3) ユニットセル構造システムの提案：21 世紀鋼構造フォーラム研究成果発表, 鋼構造シンポジウム, pp.17-25, 2004.
- 4) 高性能要素の建築分野への適用：21 世紀鋼構造フォーラム研究成果発表, 鋼構造シンポジウム, pp.5-9, 2004.
- 5) 斎藤公男：「空間構造物語」(彰国社),2003.10
- 6) 自己修復材料研究会編：ここまできた自己修復材料研究会編(工業調査会),2003.5
- 7) 藤田利夫他訳：「鉄鋼材料の設計と理論」, 丸善株式会社,pp.177-179,1981.
- 8) Zackay, V., Parker, E., Fahr, D. and Busch, R.: The Enhancement of Ductility in High-strength Steels, Trans. Of ASM, 60,pp.252-259, 1967.
- 9) Thompson, L. and Westermo, B.: A New Strain Measurement Technology for Material Damage assessment, Proc. Smart Sensing, Processing, and Instrumentation Control, Ed. by J.S. Sirkis, SPIE Vol. 2191, pp.380-391, 1993.
- 10) 足立幸郎, 運上茂樹：自己診断機能を有する構造材料を用いたインテリジェント耐震構造に関する研究, 土木学会第 55 回年次学術講演会, pp.506-507, 2000.9
- 11) 21 世紀鋼構造フォーラムグループ A：生きる建築へのアプローチ(要約版)、建築技術、No. 636, pp.190-191, 2003.1
- 12) 高橋学：自動車用高強度鋼板の開発、新日鉄技報, 第 378 号, pp.2-6, 2003.
- 13) 21 世紀鋼構造フォーラム WG1：高性能要素の建築分野への適用、鋼構造シンポジウム 2004, 特別セッション 1, pp.5-9, 2004.11
- 14) Y. Kaneko, K. Kirikoshi, K. Onishi, T. Suzuki, N. Miyamoto and S. Sumitro, "APPLICATION OF HIGH PERFORMANCE

ALLOY WITH SELF DIAGNOSIS TO ARCHITECTURE", Proceeding of Asia-Pacific Workshop on Structural Health Monitoring, Yokohama, Japan, 4-6 December, pp.181-194, 2006.

1 5) 金子佳生、桐越一紀、大西宏治、鈴木隆生、宮本則幸、羅黃順：自己診断機能を有する TRIP 鋼の材料特性とその応用、鋼構造論文集第 1 4 巻第 3 5 号, pp.59-65, 2007.3


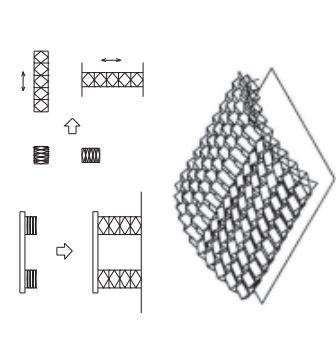

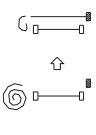
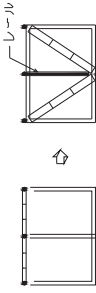
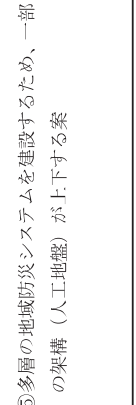
1 6) Y. Kaneko, K. Kirikoshi, K. Onishi, T. Suzuki, N. Miyamoto and S. Sumitro, "Material characteristics of TRIP steel with self-diagnosis and application to structural systems", Journal of Smart Materials and Structures, Institute of Physics Publishing, Vol. 16, pp. 2464-2476, 2007.


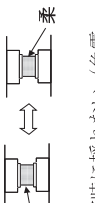

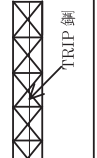
「展開構造システムと損傷制御構造に関する調査研究」

ワーキング活動で提案されたアイデア案の一覧表



以下、展開構造システム・損傷制御構造のアイデアを一覧表にまとめられたものである。

<p><b>A 展開構造の目的</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・展開（可動）することにより何らかの付加価値が生まれる。</li> <li>・自然災害時の事前対策、シェルターとしての機能</li> </ul>	<p><b>A-1 部材レベル</b> 運搬のために部材をコパ<sup>®</sup>外にし、施工時に展開する</p> <p>①メタモルフオーシス 施工時に変形することにより短期間で施工</p>  <p>②張弦センサー 柱・梁部材をセンサー型にして運搬時にコパ<sup>®</sup>外にし、施工性の向上を計る。通常の形態では搬入・搬出が困難な場所に適応</p>  <p><b>A-2 建物レベル</b> 外観形状、建物内部の形状変化</p> <p>①外乱から建物を守るため、外乱時に外部と内部を遮断する蛇腹式の壁（防風壁）</p> <p>②人工地盤上に可動する大屋根（シェルター）を設置し、災害時にその大屋根を可動させ、内部の建築物を外力から守る方法</p>  <p>③耐震シャッター 通常時は開口部分とし、地震時に耐震壁となるシャッターが下降し、建物の耐震性を向上させる。</p>  <p>④可動ブレース 通常時には梁部分の位置に設置されているが、地震時には、開口部の斜め材となる位置に移動して、建物の耐震性を向上させる。</p>  <p>⑤多層の地蔵防災システムを建設するため、一部の架構（人工地盤）が上下する案</p> 
---	--

<p><b>B 損傷制御構造の目的</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・建築物の長寿命化させるために、免震、制震、センシングを行う。</li> <li>・部材のリユースのために部材の損傷状態を把握</li> </ul>	<p><b>B-1 入力エネルギーを減らす（免震）</b></p> <p>①地震時にアイルナーを可動させ人工地盤部分に密着させることにより固有周期を調節</p>  <p>②剛性を可変できる免震装置による固有周期の制御</p>  <p>③地震時に揺れない（免震、浮遊）構造方法</p>	<p><b>B-2 入力エネルギーを吸収する（制震）</b></p> <p>①多層人工地盤化や人工地盤同士をつなげて行く事による質量増加に伴う揺れの低減</p> <p>②貯水層を設け、貯める水量で質量調節を行い、固有周期を制御</p> <p>③地震エネルギーの蓄積（方法は未定）</p>	<p><b>B-3 構造の損傷評価法</b></p> <p>①高強度・高靱性の TRIP 鋼ブレースの利用とそれにあわせて TRIP 鋼の損傷測定することにより、架構全体の損傷を推定</p>  <p>②トラス構造梁の内部に TRIP 鋼の線材を設置し、トラスの変形をこれに伝え、測定することにより梁全体の損傷を推定</p>  <p><b>B-4 センシング</b></p> <p>①TRIP 鋼</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・TRIP 鋼を用いた最大ひずみセンサー</li> <li>・弾性疲労の測定（弾性疲労時にマデットに変態するかは確認が必要）</li> </ul> <p>②EM センサー 部材の応力を直接モニタリング可能</p> <p>③スマートスキン（構造体に光ファイバーを張り巡らせたもの）で面的な変形を測定可能</p> <p><b>B-5 リユース</b></p> <p>①TRIP 鋼の変態特性や IC タグを用いることにより、部材の損傷を把握し、部材のリユースに役立てる</p> <p><b>B-6 素材</b></p> <p>①ステンレス鋼 一般鋼材に比べ高い耐食性を有する</p> <p><b>B-7 フェールセーフ</b></p> <p>①TRIP 鋼を主要構造部分に用いたフェールセーフ機能</p> <p>②TRIP 鋼の薄板を箱型にし、免震建物と地盤部分とが衝突する場合の衝撃吸収材材として使用</p> <p><b>B-8 設計</b></p> <p>①弾性設計 地震後の再使用を可能とする（風荷重による弾性疲労が問題）</p>
---	---	---	---

