

ファサードエンジニアリングの統合に関する研究

—統合ファサードの構造性能—

STUDIES ON INTEGRATED FACADE ENGINEERING

—Structural performance of integrated facades—

金木洋平 —— * 1 竹内 徹 —— * 2
宮崎健太郎 —— * 3 岩田 衛 —— * 4

Youhei KANEKI —— * 1 Toru TAKEUCHI — * 2
Kentaro MIYAZAKI —— * 3 Mamoru IWATA — * 4

キーワード：
ファサードエンジニアリング, 環境負荷, 構造要素, 都市景観

Keywords:
Facade engineering, Environmental impact, Structural element, Urban landscape

The building facade plays important role for not only creating urban landscape design, but also affecting the environmental impact through energy consumption. Also such perimeter zones are effective area for providing seismic resisting elements in structural design. For satisfying all of these demands, the authors proposed the concept of integrated facade engineering, which treats architectural design, structural and environmental design combined together. Following the previous papers, other detailed examples of Integrated Facade are proposed in this paper, and their structural performance is evaluated through mock-up experiments.

1. 序

建物の外壁面を構成するファサードは都市景観を形成する重要な要素の一つであるとともに、建物内部を外的環境から保護し、建築物の消費エネルギー効率に影響を与える環境要素でもある。また、改修を含めて耐震構造要素を効率的に配置する最適な箇所でもある。

筆者らは各分野のファサードエンジニアリングを統合化することにより、上記の問題への対処を一体に行う概念を提案するとともに、統合ファサードの具体例を示し、性能評価を行った¹⁾³⁾。

文献 2)では、設定された建物条件から、各種の統合ファサードを提案し、解析によりその構造性能評価を行った。しかし意匠・環境設計上設定した部材が有効な地震エネルギー吸収性能を有しているかどうかを確認する必要がある。本論文では一体型ファサード構法の新たな構法例を提案し、前論文で環境面・意匠面での評価を行った構法と合わせて構造面からの性能評価を行うことを目的とする。具体的には設定された各ファサードの縮小構造モデルを製作して水平繰返し加力試験を実施し、その構造特性および地震エネルギー吸収性能を実験的に検証する。

2. 統合ファサード構造検討モデルの設定

2.1. 構造検討用モデルの設定

図 1~3 に検討対象とする統合ファサードの設定を示す。図 1 は文献 2)3)で提案された制振ブレース・ルーバー分離型ファサード(以下分離型と呼ぶ)である。このタイプでは鋼管状の制振ブレースを設置し、これらを支持材として利用し外壁のルーバー・ガラスが取り付けられている。改修の場合、既存の外壁がファサード付加後は内壁となる。この構法では、耐震性能を向上させる制振部材と環境性能を向上させるルーバー・ガラスが分離した構成となっている。

図 2 に文献 2)で提案された制振ブレース・ルーバー一体型ファサードの構成例を示す。これは板状の制振ブレースを菱形に配置してそのままルーバーとして利用し、格子状の斜行ルーバーと一体化したもので以降一体型菱形配置と呼ぶ。一体型菱形配置では鉄骨造の新築建物を想定し、外壁架構より内壁をセットバックさせた内部の無柱空間を実現できる。

以上の構法に加え、本論文では図 3 に示すような一方に斜行配置した、制振ブレースをルーバーとして設計した制振ブレース・ルーバー一体型ファサードを提案し検討する。以降このタイプを一体型斜行配置と呼ぶ。図 4 に示すように、分離型のような水平ルーバーは建物の南面の環境性能向上に効果的であるのに対し、一体型斜行配置のような斜行ルーバーは日射が斜め上より入射する建物の東西面の環境性能向上に効果が期待できる。

一体型斜行配置では曲げ剛性・捩れ剛性の高い箱型断面梁を剛性の低い弱軸配置 H 形鋼柱間に架け渡し、この外面に斜行ブレースを取り付ける。箱型断面梁は柱間に均等配置された斜行ブレースの偏心反力を柱に伝達し、できる限り各斜行ブレースを同時期に降伏させる役割を担う。一方、H 形柱は架構の剛性を下げ弾性変形性能を向上させると共に、弾性限以降は柱側に安定した塑性ヒンジを形成するように設計する。これらの組合せを、耐震性能の不足する建物外壁に付加することにより、構造要素と認識させない耐震補強が可能となる。また、新築設計においても、本架構を外周部の構造要素として使用することにより、外周部の構造要素を意識させないファサード設計が実現できる。

以上 3 例の統合ファサード構法については、構造面で以下のような検証を行う必要がある。

*1 神奈川大学工学研究科 大学院生(当時)
(〒221-8686 神奈川県横浜市神奈川区六角橋3-27-1)

*2 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学)

*3 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 大学院修士課程(当時)

*4 神奈川大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

*1 Graduate Student, (previous) Dept. of Architecture and Building Eng., Kanagawa Univ.

*2 Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

*3 Graduate Student, (previous) Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology

*4 Prof., Dept. of Architecture and Building Eng., Kanagawa Univ., Dr. Eng.

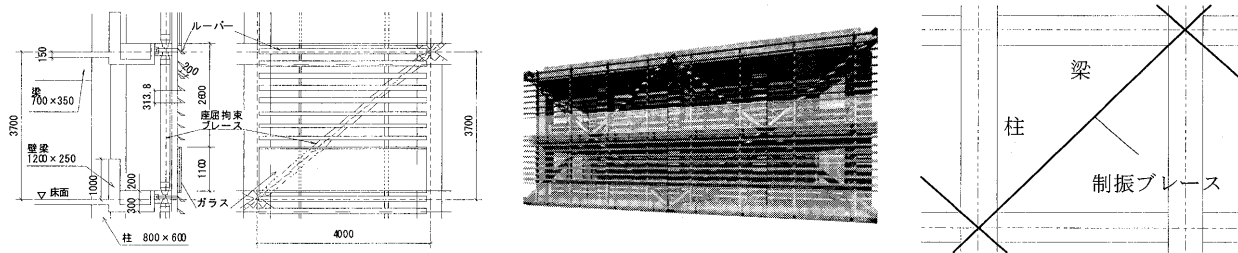


図1 制振ブレース・ルーバー分離型ファサード

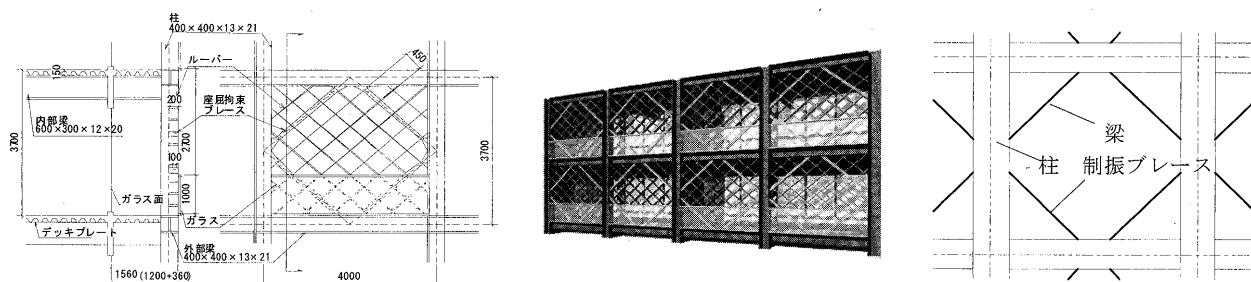


図2 制振ブレース・ルーバー一体型ファサード(菱形配置)

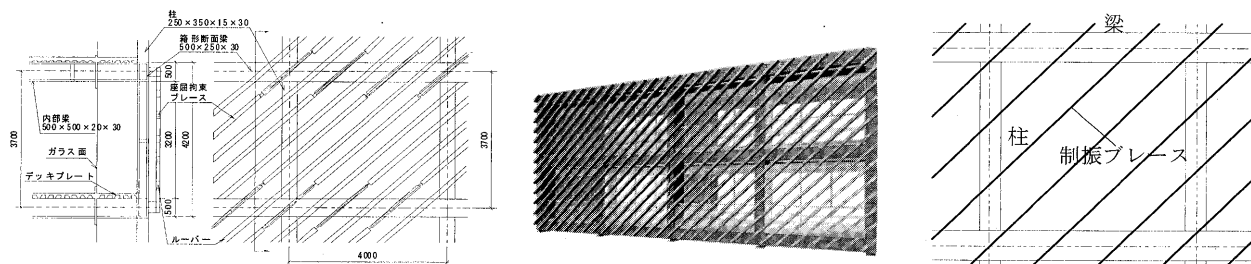


図3 制振ブレース・ルーバー一体型ファサード(斜行配置)

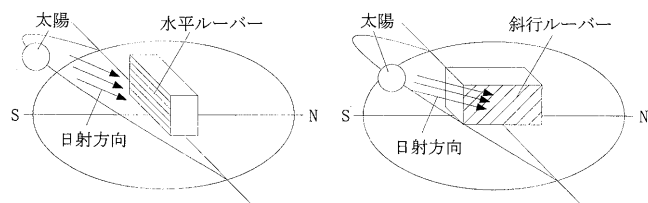


図4 ファサード方位と日射制御に有効なルーバータイプ

1) 提案された統合ファサードにおける制振ブレースが、デザイン面・環境面上許容できる形状寸法で設計でき、主構造に組み込まれた状態で、現実に主構造を弾性範囲内に留め得るエネルギー吸収性能を発揮できるかどうかの検証。

2) 各制振ブレースの接合部が機能上許容できる形状寸法で設計でき、最大変形に追従可能であることの検証。

3 例のうち、図1に示す分離型の構造実験については前報3)にて報告しており、本論文では図2、3の一体型菱形配置と一体型斜行配置に関し、構造面から以下の実験的検証を行う。ただし得られた構造性能の評価においては、分離型も踏まえて比較を行う。

2.2. 一体型斜行配置ファサードの構造性能評価

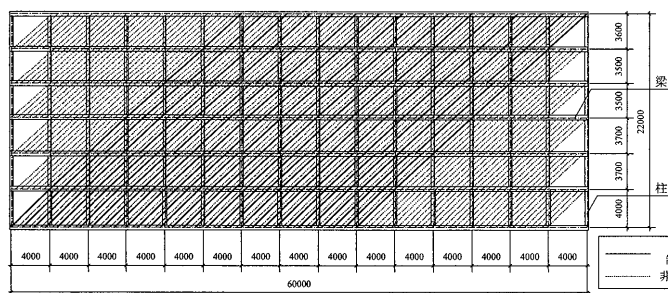
一体型斜行配置ファサードの断面を設定するための検討対象建物は文献2)の一体型菱形配置で用いたものと同じ鉄骨造建物とする(図5)。表1に検討対象とした建物の部材リストを、表2にファサードに含まれるルーバー型制振ブレースの断面サイズを示す。制振ブレースには座屈拘束ブレースを想定し、文献2)で環境解析を

行ったルーバーに相当するサイズの断面での設計を行う。さらに立体解析モデルを作成し、ブレース無し、有りの場合の水平荷重増分解析を行った結果を図6の(a), (b)に示す。また、同構造に対し最大速度 $V_{max}=50\text{cm/sec}$ に基準化した観測地震波EL CENTRO-NS, TAFT-EW, HACHIOHE-NS, JMA KOBE-NS 及びBCJ-L2⁴⁾原波を使用した時刻歴応答解析を行った結果を図6(c)~(d)に示す。減衰定数は初期剛性比例型で0.02とした。同図(c)(d)中、点線が主構造のみ、実線がブレース付きの応答を示す。主構造のみの層間変形角が1/100を超えているのに対し、ブレース付きの層間変形角はほぼ1/150以下となっており、耐力の小さなブレースを斜行配置した場合でも十分な耐震性能を持つ架構が設計可能であることがわかる。以上より、文献2)で応答低減効果が確認された分離型、一体型菱形配置と合わせて、この一体型斜行配置の構造実験を実施する。

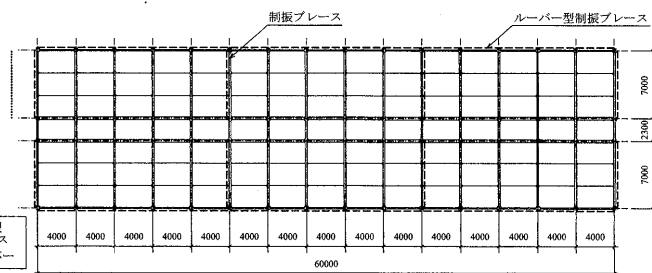
3. S造一体型ファサードモデル(菱形配置)

3.1. 実験計画

図2の一体型菱形配置ファサードについてNU1試験体を設定し、実験によりその特性を確認する。試験体寸法は想定建物を1/2.5にモデル化したものとする。試験体のセットアップを図7に示す。NU1試験体は鉄骨造建物をモデル化しており、柱と梁は剛性の低いものを用い、ルーバーサイズの制振ブレース(座屈拘束ブレース)をフレームの中に菱形となるよう配置し取り付けたものである。試験体断面と鋼



(a)立面図



(b)基準階平面図

表 1 一体型斜行配置柱梁断面

	梁
6F	□-500×250×30×30
5F	□-500×250×30×30
4F	□-500×250×30×30
3F	□-500×250×30×30
2F	□-500×250×30×30
1F	□-500×250×30×30

*鋼種はSM490

	柱
6F	H-250×350×9×19
5F	H-250×350×9×30
4F	H-250×350×9×30
3F	H-250×350×9×30
2F	H-250×350×9×30
1F	H-250×375×9×30

*鋼種はSN490

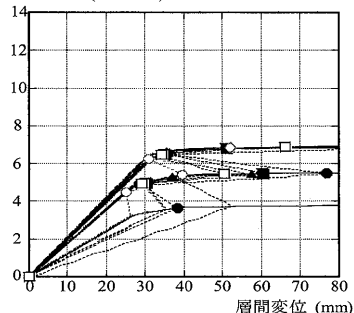
表 2 一体型斜行配置制振ブレース

	芯材	ブレース外形寸法	本数
6F	PL-15×45	□-250×100	16
5F	PL-15×70	□-250×100	16
4F	PL-15×65	□-250×100	21
3F	PL-15×75	□-250×100	21
2F	PL-15×60	□-250×100	31
1F	PL-15×65	□-250×100	31

*芯材鋼種はSN400

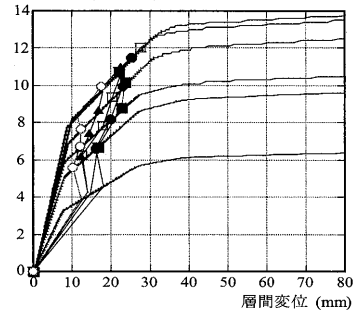
図 5 一体型斜行配置の検討モデル

せん断力 (×10³kN)

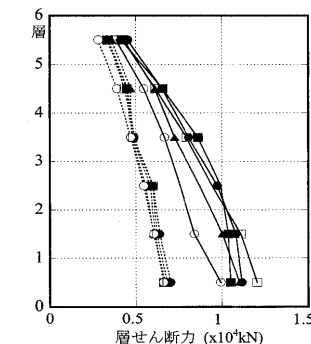


(a)荷重-変形関係(主構造のみ)

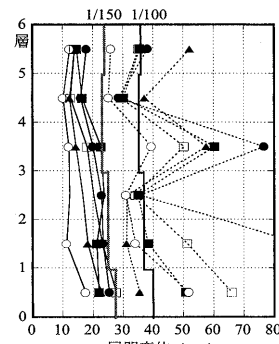
せん断力 (×10³kN)



(b)荷重-変形関係(ファサード付加後)



(c)応答せん断力



(d)層間変形

主構造のみ	
●	BCJ-L2
■	ELCENTRO-NS
▲	TAFT-EW
○	HACHINOHE-NS
□	KOBE-NS
ファサード付加後	
●	BCJ-L2
■	ELCENTRO-NS
▲	TAFT-EW
○	HACHINOHE-NS
□	KOBE-NS

図 6 一体型斜行配置ファサードの耐震性能

断面と鋼材の機械的性質を表 3,4 に示す。NU1 試験体の制御目標とする層間変形角は1/500、1/250、1/100、1/50とする。それぞれ、正負2回ずつ載荷を繰り返し行い、層間変形角1/50 まで繰り返し載荷を行う。載荷プログラムを図8に示す。

3.2. 実験結果

NU1試験体の実験状況と荷重-変位関係を図9(a), (b)に示す。NU1試験体は、層間変形角1/500、1/250では、弾性的な応答を示した。次に層間変形角1/100の1回目では、剛性が低下しながら荷重が最大値まで上昇した。さらに、層間変形角1/50を2回繰り返し行っても、試験体の耐力が低下することなく、安定した履歴曲線を示した。

表 5 に各振幅終了時の累積吸収エネルギーを示す。NU1 試験体は、層間変形角 1/500、1/250 ではエネルギー吸収量が少なく、ほぼ弾性変形していると考えられる。大地震に相当する層間変形角 1/100 においては、制振ブレースの塑性化によるエネルギー吸収が始まり、層間変形角 1/50 においても、安定した履歴曲線が得られていることから、大地震に耐え得る性能と十分なエネルギー吸収能力が確保されているといえる。また、履歴曲線は理論値とほぼ同等の特性を示し、層間変形 1/100 程度までフレームはほぼ弾性範囲に留まる事がわかる。

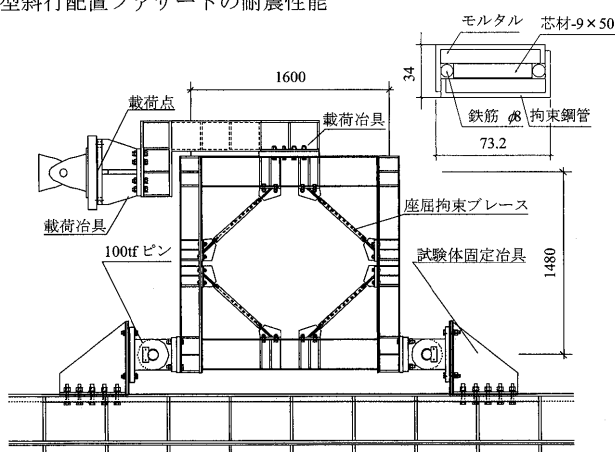


図 7 NU1 試験体設置図

表 3 NU1 試験体断面

試験体名	部材名	断面サイズ
NU1試験体	柱	H-175×175×6×9
	梁	H-250×100×6×9
	座屈拘束ブレース(芯材)	PL-9×50

このように低剛性の主架構に制振ブレースを菱形に配置することで安定した履歴特性を得られることが実験的にも確認できる。ただし初期剛性58.3kN/mmは設計剛性108kN/mmの半分程度まで低下し、降伏変形角は1/290程度まで延びている。これは、ルーバー型制振ブレースと梁柱間の接合が剛性の低い引張ベースプレート型となっていることが原因と考えられる。以下接合部剛性について考える。

3.3. 接合部の剛性評価

初期剛性の分析を行う上でまず、接合部に離間が生じていたかを検討する。制振ブレースの最大軸力 N_u (199.1kN)を水平耐力 H_u (146.2kN)に置き換え、水平耐力 H_u を用いて以下の(1)、(2)式から高力ボルト1本分に生じている軸力 P を算出し、大きい方を導入軸力(離間耐力)と比較する。図10に対象となるベースプレート型の接合部を示す。

$$P_1 = H_u / 2n \quad P_2 = \frac{H_u \cdot l/2 - w \cdot M_u}{l_1 \cdot n} \quad (1), (2)$$

ここに n : ティフランジの片側を接合している高力ボルト本数、 w : ティフランジ幅、 M_u : ティフランジ単位幅当たり最大曲げ耐力、 l : ティフランジ片側有効長さ、 l_1 : 高力ボルトの端あき寸法である。上式より $P_1=36.6$ kN、 $P_2=37.0$ kN という値が得られる。一方、手締め高力ボルト導入軸力は50~80kNと考えられ、引張りボルトは最大耐力時でも離間していないと考えられる。一方、接合部軸剛性を離間のある場合とない場合に対し表6および(3)式で評価し、フレームモデルに軸方向ばねとして組み込み、水平剛性を評価する。

$$K = \frac{16 \cdot E \cdot w \cdot l_f^3}{L_T^3} \quad (3)$$

得られた水平剛性は離間時で73.3kN/mm、離間無しで89.0kN/mmとなり、設計剛性よりは実験値58.3kN/mmに近くなっている。残された誤差の原因としては、固定治具の変形等が考えられる。

4. S造一体型ファサードモデル(斜行配置)

4.1. 実験計画

次に、2章で新たに提案した制振ブレース・ルーバー一体型斜行配置ファサード試験体(NU2試験体)の実験的検証を行う。寸法の設定は3章と同様の条件になっている。試験体のセットアップを図11に示し、試験体断面と機械的性質を表7, 8に示す。

NU2試験体もNU1試験体と同様に3節で示した鉄骨造建物をモデル化したものである。柱はH形鋼、梁は角型鋼管を用いる。制振ブレースを梁部材外面に沿って配置するため、梁は曲げ・振り剛性の高い角型鋼管を用いる。柱は剛性を低くする為に弱軸配置とし、主架構は、柱崩壊型のフレームとなっている。このフレームに各スパン4本のルーバー型に設計した座屈拘束ブレースを制振ブレースとして斜行に配置し、取り付けたものを試験体とする。

NU2試験体の制御目標とする層間変形角は1/500、1/250、1/100とする。層間変形角1/500と1/250は、正負2回ずつ载荷を繰り返し行い、層間変形角1/100では制振ブレースが破断するまで繰り返し载荷を加える。载荷プログラムを図12に示す。

4.2. 実験結果

NU2試験体の実験状況と荷重-変位関係を図13(a), (b)に示す。付加している座屈拘束ブレースは、载荷点側からブレース①~④とする。NU2試験体は、層間変形角1/500では、剛性低下することなく弾性範囲内の挙動となっている。次の層間変形角1/250では、座屈拘束ブ

表4 鋼材の機械的性質

鋼材	BRB (芯材)
素材	SN400B
降伏応力 (N/mm ²)	293
引張応力 (N/mm ²)	443

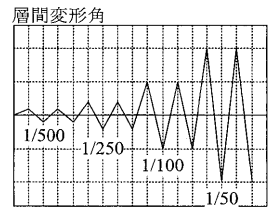
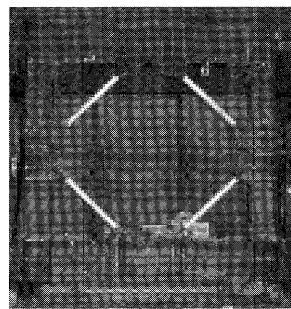
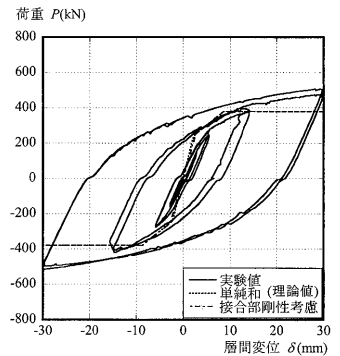


図8 载荷プログラム



(a)実験状況



(b)荷重-変位関係

図9 NU1試験体

表5 エネルギー吸収量

層間変形角	エネルギー吸収量(kNm)
1/500	0.40
1/250	2.65
1/100	18.68
1/50	77.69

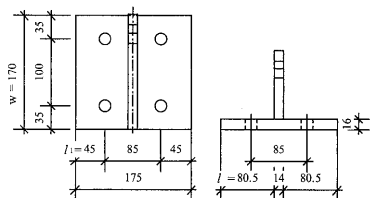


図10 ベースプレート型の接合部

表6 接合部の剛性評価

考慮離間状態	離間時	離間無
	ピン状態 175 フランジ面	ピン状態 80 フランジ面
w(mm)	170	170
t(mm)	16	16
L_T(mm)	175	85
K(kN/mm) (3)式	426	3718

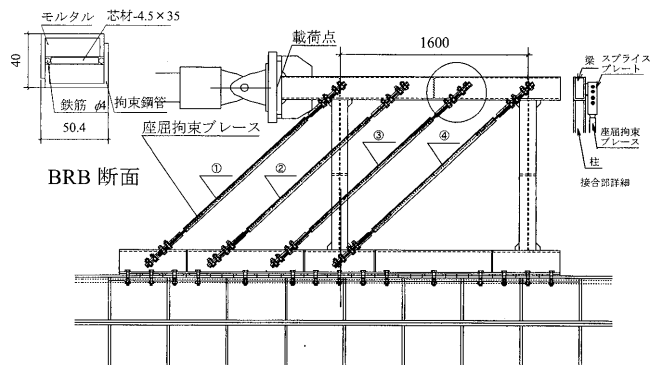


図11 NU2試験体設置図

表7 NU2試験体断面

試験体名	部材名	断面サイズ
NU2試験体	柱	H-100×140×6×12
	梁	□-200×100×12
	座屈拘束ブレース(芯材)	PL-4.5×35

表 8 鋼材の機械的性質

鋼材	BRB (芯材)
素材	SS400
降伏応力 (N/mm ²)	336
引張応力 (N/mm ²)	429

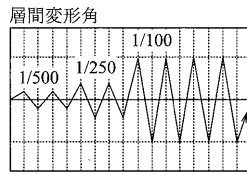
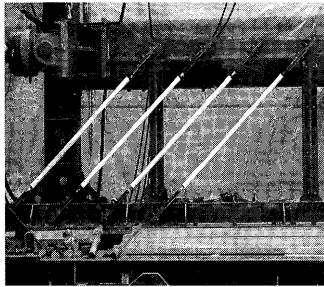
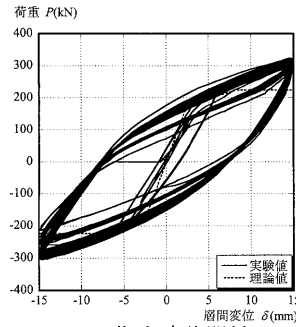


図 12 載荷プログラム



(a) 実験状況



(b) 荷重-変位関係

図 13 NU2 試験体の実験結果

レース芯材が降伏し塑性化し始めたためやや剛性が低下したが、層間変形角1/100でも、荷重は低下することなく最大値まで上昇し、安定した復元力特性を示した。また、主架構の剛性が履歴曲線において明確に現れていることから、4本のブレース芯材が共に塑性化していることが分かる。このことにより、NU2試験体は梁を介して各ブレースにせん断力が分散され、エネルギーを吸収していると考えられる。

そのまま層間変形角1/100で載荷を繰り返したところ、118ループ目で載荷点側から3番目のブレース芯材が破断した。その後、荷重はブレース耐力1本分低下(約32kN)したが、さらに載荷を繰り返したところ、162ループ目で載荷点側から1番目のブレース芯材が破断した。この時点で1本目の破断と同様に1本分の荷重が低下(約35kN)した。以上のようにNU2試験体は、大地震に相当する層間変形角1/100において安定した履歴特性を示した。また、ブレース芯材が破断したときでも主架構の損傷は見られず、ほぼ座屈拘束ブレースで全てのエネルギーを吸収していたと考えられる。またブレース③が破断後も載荷を続けた際、ブレース圧縮側で層間変形角1/100のピーク時に荷重が上昇していることが図13(b)よりわかる。これはブレース③が破断しているとしても、圧縮時にブレース芯材の破断面が接触しそのまま圧縮力が生じたためである。

4.3. 斜行ブレースの性能

次にNU2試験体の座屈拘束ブレースの特性について考察する。付加していた座屈拘束ブレースに関し、ブレース③が破断するまでの各ブレースの軸力-軸方向変位関係を図14(a)-(d)に示す。各ブレースとも層間変形角1/100の変位を繰り返していくうちに徐々に軸力が低下していくが、安定した履歴曲線を描いていることがわかる。座屈拘束ブレースの挙動については、ブレース引張時のときはなめらかな曲線となっている一方、ブレース圧縮時には、ピーク時までは荷重が上昇しているものの、最大耐力が引張側よりやや低下し、一時的な剛性低下が断続的に生じていることがわかる。これは、芯材が拘束材内で高次の局部座屈を繰り返し生じていることを示している。最初に破断したブレース③は、破断時に急な耐力低下がみられるが、ブレース③が破断しても他のブレースは安定した履歴曲線を描いてい

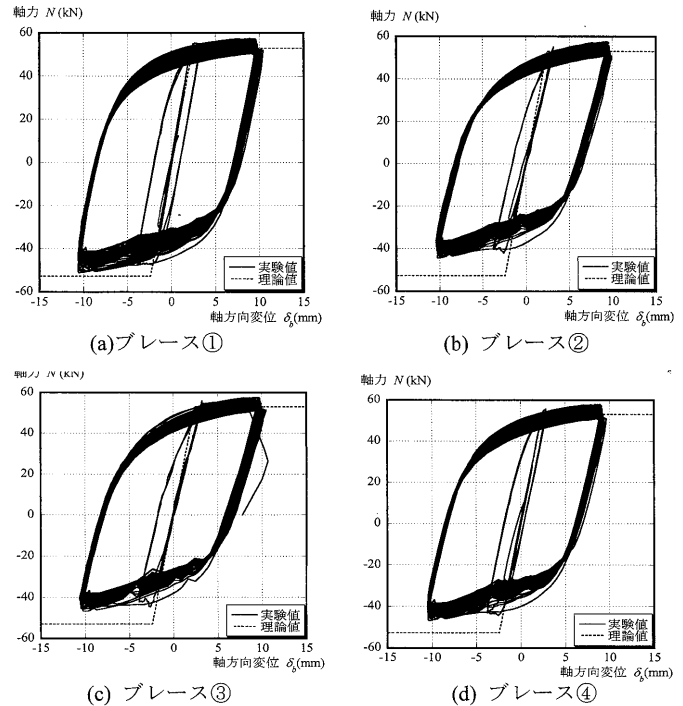
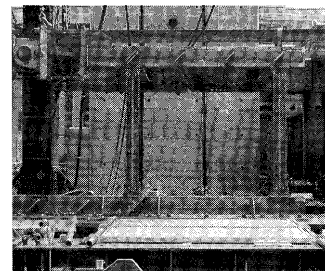
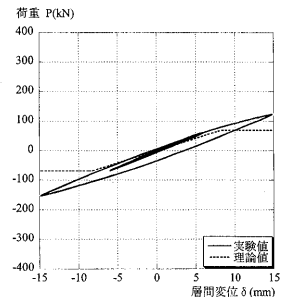


図 14 軸力-軸方向変位



(a) 実験状況



(b) 荷重-変位関係

図 15 NU2 試験体(ブレース無し)の実験結果

表 9 NU2 試験体各振幅終了時の累積吸収エネルギー量

層間変形角	累積エネルギー吸収量 (kNm)		
	無補強モデル	ブレースモデル	ブレース/無補強
1/500	0.07	0.38	5.72
1/250	0.31	2.44	7.77
1/100	2.76	15.88	5.75

ることがわかる。このことより、ブレースが1本破断した直後でも他のブレースに与える影響は少ないといえる。なお、制振ブレースの取り付け梁の最大たわみ量は約1mm(1/1600)、最大ねじれ量は約0.01radであった。この変形は後述するように水平剛性に2割程度の影響を与えるが、耐力上もブレース端部に加わる曲げモーメントが、特に圧縮時の降伏軸力の低下に寄与しているものと思われる。

最後に、制振ブレースをすべて取り外し、無補強の状態ではフレームの載荷を行った。実験状況および荷重-変位関係を図15に示す。層間変形角1/100まで載荷した後であるが、無補強状態のフレームの剛性は理論値と一致し、層間変形角1/250まで弾性的な応答を示した。このことから、制振ブレースが付加した状態では、制振ブレースがほぼ全てのエネルギーを吸収し、主架構に与える損傷の影響は少ないといえる。NU2試験体の無補強モデルとブレースモデルの各振幅終了時までの累積吸収エネルギーを表9に示す。

5. 各ファサードタイプの構造性能比較

5.1. 初期剛性および耐力の比較

ここでは、文献3)に記載されている一体型RC耐震補強試験体(以降RS試験体と呼ぶ)を踏まえて初期剛性の比較を行う。

RS試験体、NU1試験体、NU2試験体の制振ブレースのみの剛性(K_d)、主架構のみの剛性(K_f)、初期剛性(K_f+K_d)、各試験体の K_d/K_f 、降伏耐力(Q_y)、降伏変位(δ_y)の理論値を比較したものを表10に示す。また()内には実験より得られた値を示す。

RS試験体の初期剛性は、89.9kN/mmと他の試験体に比べ最も高い。これは、本来剛性の高いRC造にさらに剛性の高い制振ブレースを用いたために初期剛性が高くなったためである。また、理論値と実験値の初期剛性を比べると理論値のほうが約1.1倍程度大きい。

NU1試験体の初期剛性は、理論値84.9 kN/mmに対し、実験値では58.3 kN/mmとなっており、理論値と実験値で約1.4倍の差が生じている。これは先述したように制振ブレースのベースプレート型の接合部と柱梁のフランジ部分で離間が生じたことや柱梁の柱梁の縮み効果による影響が原因と考えられる。

NU2試験体は、ブレース剛性 K_d とフレーム剛性 K_f の理論値は実験値とほぼ同等な剛性を示していることがわかる。しかし全体系 K_f+K_d では理論値と実験値の初期剛性に1.26倍程度の差が生じている。これは、先述したように接合部変形に加え偏心ブレース接合による梁の曲げ、回転変形が生じたためと考えられる。以上の初期剛性の低下により、各試験体の降伏変位実験値は接合部の変形を無視した理論値よりも大きな値となっている。

表10中に実験の荷重-変形関係における接線剛性が実験値の初期剛性の1/3になるときの荷重を用いて、その荷重と初期剛性の勾配が交わる点を、実験上の降伏変位として示す。また、実験値より換算した実大ファサードの構造性能を表10の下段に示す。これを見ると、設定された統合ファサードの降伏耐力はペリメータ長あたり340~550kN/m程度と同等の値に分布していることがわかる。

5.2. エネルギー吸収量の比較

実験により得られたRS試験体、NU1試験体、NU2試験体の各層間変形角1ループ分のエネルギー吸収量を表11に示す。

層間変形角1/500では、どの試験体も1.0kNm以下で、ほとんどエネルギー吸収せず、ほぼ弾性変形内に留まっていることがわかる。層間変形角1/250、1/100では、RS試験体が他の試験体よりやや多くエネルギー吸収をしていることがわかる。これは剛性の高いRS試験体に対し $K_d/K_f=3.6$ となる軸剛性の制振ブレースを付加し、降伏変形角が小さくなっているためである。しかしながら、3つの試験体は、層間変形角1/100までの1ループ分のエネルギー吸収能力がほぼ同等となっており、いずれのタイプのファサードも同程度の構造性能を有することが分かる。実大ファサードのエネルギー吸収量は、これらの値の約 $2.5^3=15.6$ 倍で評価できると考えられる。

6. 結

本論文では前論文で提案した統合ファサードの概念に基づき、一体型ファサード構法の新たな具体例を設定し、前論文で示された構法と合わせて縮小モデルを用いた構造実験を実施し、構造面からの性能評価を行った。得られた知見を以下に示す。

1)S造一体型菱形配置試験体は、層間変形角1/50の変形に対しても安

表 10 各試験体の剛性比較

	RS試験体		NU1試験体		NU2試験体	
K_d (kN/mm)	(72.2)	-	(63.4)	-	(46.8)	44.0
K_f (kN/mm)	(27.0)	-	(21.5)	-	(8.3)	10.4
K_f+K_d (kN/mm)	(99.2)	89.9	(84.9)	58.3	(55.1)	43.6
K_d/K_f	(2.67)	-	(2.95)	-	(5.64)	5.75
Q_y (kN)	(304.2)	350.6	(258.9)	297.3	(182.9)	218.0
δ_y (mm)	(2.68)	3.9	(3.05)	5.1	(3.32)	5.0
実大換算値						
Q_y/L (kN/m)	547.8		464.5		340.6	
γ_y (rad)	1/379		1/290		1/296	

() は設計値

表 11 各試験体層間変形角 1 ループ分のエネルギー吸収量比較

層間変形角	エネルギー吸収量(kNm)		
	RS試験体	NU1試験体	NU2試験体
1/500	0.70	0.31	0.28
1/250	1.96	1.52	1.17
1/100	10.04	8.72	6.94

定した履歴曲線を示し、良好な性能を示すことが実験的に確認された。

- 2)新たに提案したS造一体型斜行配置ファサードタイプは、ルーバーサイズの耐力の小さい制振ブレースを連続に斜行配置することで、レベル2地震に対する主架構の層間変形角を1/150以下に留めることができ、十分な耐震性能を持つ架構が設計可能である。
- 3)一体型斜行配置試験体は、実験において層間変形角1/100の変形を100回以上繰り返しても安定した履歴特性を示した。これより斜行配置ファサードも構造的に成立し得ることが実験的に確認された。
- 4)各ファサードにおいて、実験より得られた降伏耐力はほぼ設計値通りの値となり、実大寸法で340~550kN/mの耐力を有することが確認された。ただし、初期剛性は、接合部や梁の変形により理論値の0.7~0.9倍の値となり、これに伴い降伏層間変形角も1/370~1/290に延びる傾向が見られた。

謝辞

本研究におきまして、ご協力を頂きました神奈川大学大学院・小谷野一尚氏(当時)、東京工業大学大学院・岡山俊介氏、神奈川大学・山田祐司氏に感謝の意を表します。なお本研究は平成 18 年度科学研究費補助金基盤研究(B)(1)(課題番号 16360283)によるものです。

参考文献

- 1) 竹内徹、小谷野一尚、岩田衛：ファサードエンジニアリングの統合に関する研究－既存ファサードの性能調査・分析－、日本建築学会環境系論文集、pp.97-104、2005.6
- 2) 竹内徹、小谷野一尚、安田幸一、湯浅和博、岩田衛：ファサードエンジニアリングの統合に関する研究－統合ファサードの提案および性能評価－、日本建築学会環境系論文集、No.601、pp.81-88、2006.3
- 3) 竹内徹、岡山俊介、宮崎健太郎、安田幸一、湯浅和博、岩田衛：統合ファサードによる既存不適格建物の耐震改修、日本建築学会技術報告集、No24、pp161~166、2006.12
- 4) 建設省建築研究所：建築研究資料 第 83 号 設計用入力地震動作成法、1994.11
- 5) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針・同解説、pp.46-47、2006

[2007年10月18日原稿受理 2007年12月3日採用決定]