

# 斜行配置座屈拘束ブレースによる耐震補強 SEISMIC STRENGTHENING BY THE BUCKLING RESTRAINED BRACES ARRANGED DIAGONALLY

金木洋平\*<sup>1</sup>, 彦根 茂\*<sup>2</sup>, 山下哲郎\*<sup>3</sup>, 岩田 衛\*<sup>4</sup>  
*Yohei KANEKI, Shigeru HIKONE, Tetsuo YAMASHITA  
and Mamoru IWATA*

Structural retrofit work meets many difficulties for the continuous occupation of buildings, and also sometimes spoils building external appearance. An integrated façade system is researched and developed for solving those problems. Here, seismic performance is improved using seismic energy dissipation devices, and also external and environmental designs are upgraded. In this paper, the integrated façade system, which has the buckling restrained braces arranged continuously diagonally as louvers, is studied. A design method applied to structural retrofit is proposed based on loading tests and structural analyses.

**Keywords :** *Integrated façade, Diagonal arrangement, Seismic strengthening, Buckling restrained brace, Design method*

統合ファサード、斜行配置、耐震補強、座屈拘束ブレース、設計法

## 1. 序論

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要素である<sup>1)</sup>。既存建物の改修に当たってはファサードを適切なものに交換することで、建物外観を一新すると共に建物のエネルギー負荷を低減することが可能となる<sup>2-9)</sup>。

既存建物には最新の耐震規準を満足しない、いわゆる既存不適格建物が多く含まれており、この場合には予想される大地震時の被害を低減するための耐震改修を合わせて行う必要がある。構造要素を配する場所としては建物外周部が適していることから、外面に露出して補強が付加されることが多いが、これらの耐震改修がその性格上、構造要素としてのみ検証、設計されるために、ファサードの持つべき性能や景観を考慮するゆとりが無く、時として劣悪となる場合が多い<sup>10)</sup>。筆者らは、これらの問題を効果的に改善するために、これら各分野を

統合したファサードエンジニアリングを採用することによって上記の問題を一体的に対処する概念を提案し、その統合ファサードによる性能評価を行った<sup>11-14)</sup>。

ここでは、文献14)において新築の鉄骨造建物を想定して提案された図1に示す斜行配置ファサードをRC造の既存建物の耐震補強として適用するために、斜行配置する座屈拘束ブレースと外付け枠を構成する部分に着目し、実験と解析を行う。そして、耐震補強の効果に影響を及ぼす、外付け枠の性能を踏まえて、座屈拘束ブレースと外付け枠の設計法を提案する。

## 2. 斜行配置座屈拘束ブレースの耐震補強工法

### 2.1. 斜行配置ファサードにおける耐震補強の有効性

図2(a)に示すような水平配置されたルーバーが建物の南面の環境性能向上に効果的であるのに対し、図2(b)に示すような一方向に斜行

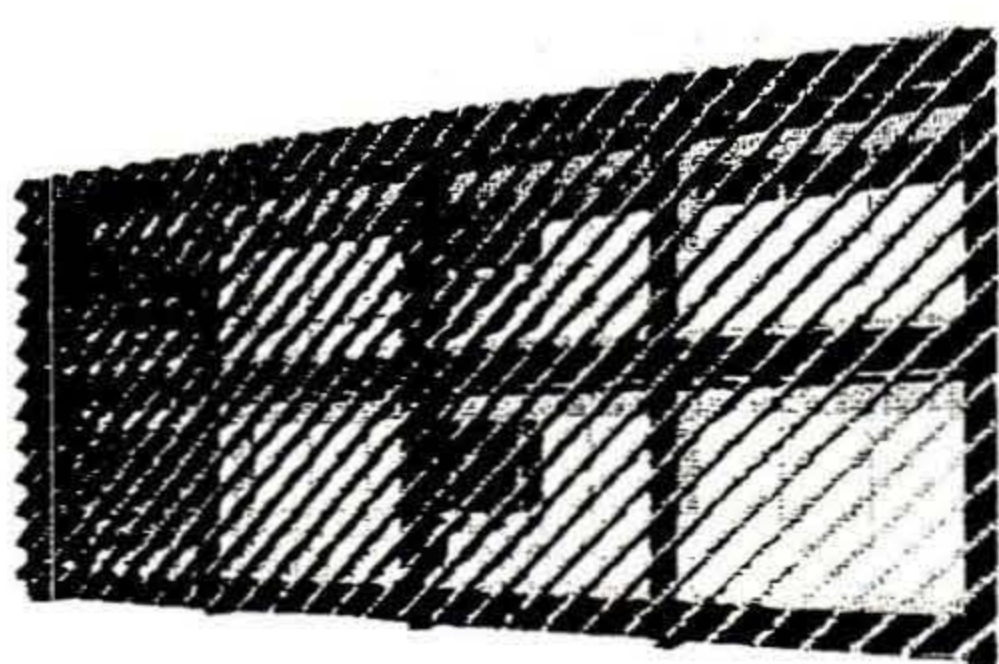


図1 斜行配置ファサード



(a) 水平配置 (b) 斜行配置  
図2 ファサード方位と日射制御に有効なルーバータイプ

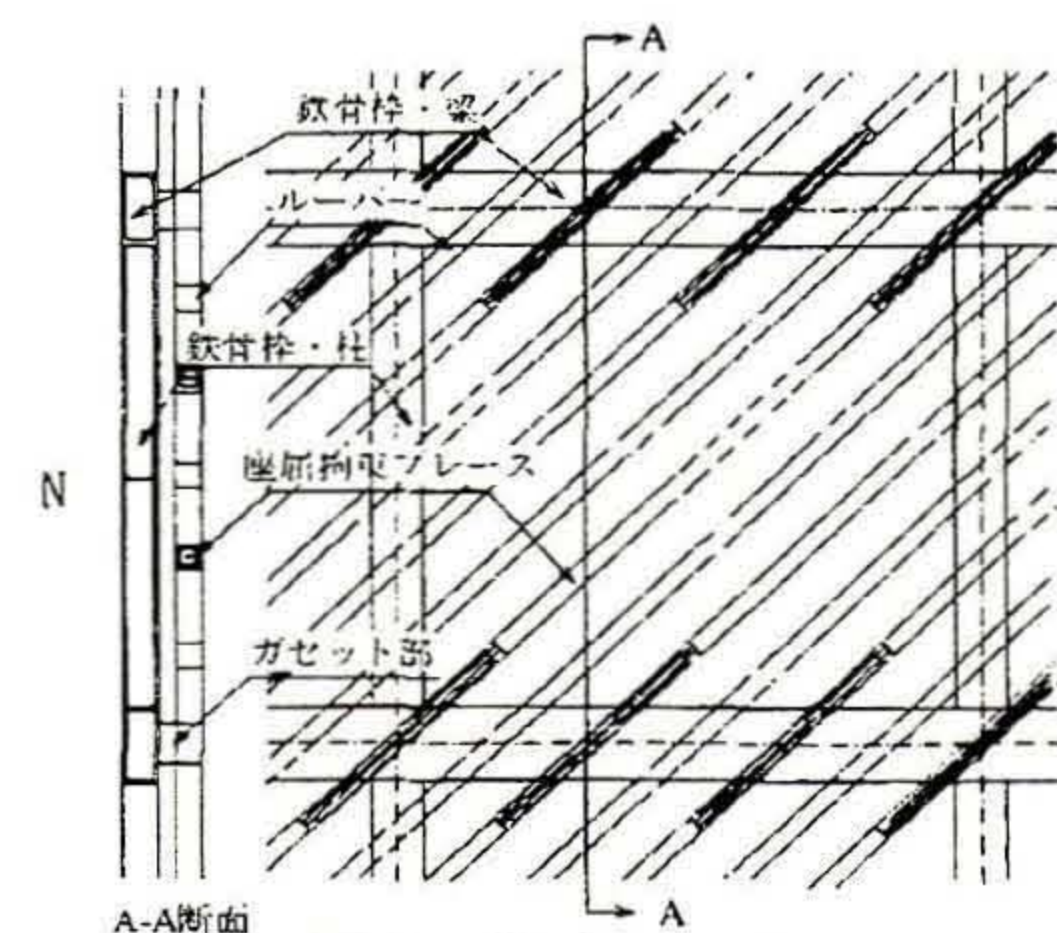


図3 構造システム

\*<sup>1</sup> 榎類設計室 工修  
\*<sup>2</sup> オープ・アラップ・アンド・パートナーズ・ジャパン・リミテッド 代表  
\*<sup>3</sup> 工学院大学工学部建築学科 准教授・博士(工学)  
\*<sup>4</sup> 神奈川大学工学部建築学科 教授・工博

Rui Sekkeishitsu Co., Ltd., M. Eng.  
Ove Aorp & Partners Japan Limited  
Assoc. Prof., Dept. Architecture and Building Engineering, Kogakuin Univ., Dr. Eng.  
Prof., Dept. Architecture and Building Engineering, Kanagawa Univ., Dr. Eng.

配置された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。この場合、構造要素としては、引張力と圧縮力で同等の性能を有する座屈拘束ブレースを用いる。ルーバーでカバーをした座屈拘束ブレースを図3に示すように、必要な場所に適宜、1本置き、あるいは2本置きに斜行配置させる。ルーバーでカバーした座屈拘束ブレースは、構造要素を意識せず、従来の耐震補強工法にない意匠的に新しい耐震補強が可能となる。

## 2.2. 構造システム

構造システムは、曲げ剛性・捩り剛性の高い角型鋼管梁を、弱軸配置 H 形鋼柱間に架け渡すことで外付け枠を構成し、この外面に斜行配置した座屈拘束ブレースを偏心させて、梁に取り付けたものである。梁は、柱間に均等配置された座屈拘束ブレースの偏心反力を柱に伝達し、できる限り全ての座屈拘束ブレースをほぼ同変位で降伏させる役割を担う。梁に生じる捩りモーメントは、柱に曲げモーメントとして伝達させ処理するものとする。一方、柱は架構の剛性を高めず、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。

耐震補強に使用する座屈拘束ブレースは、既存建物が崩壊しない変形性能を考慮して設計する。既存建物の変形性能について、柱がせん断破壊する場合、許容層間変形角の限界値は1/250である。炭素繊維巻き付け補強やスリットを設けることで、柱を曲げ破壊型とした場合の許容層間変形角の限界値は1/150である。

外付け枠と座屈拘束ブレースの接合は、ガセットプレートを外付け枠に溶接接合し、そのガセットプレートと座屈拘束ブレースの端部を、スプライスプレートを用いて高力ボルトで接合する。接合部の設計については、座屈拘束ブレースの耐力を踏まえた許容応力度設計を行う。

この工法を外付け枠付ブレース補強工法と呼ぶ。

## 2.3. 研究の目的

外付け枠付ブレース補強工法は、次の性能を有するものとする。

- 1) 外付け枠と既存建物の接合方法は、既存建物の主架構の梁に捩りや撓み変形を生じさせにくい接合方法とする。
- 2) 外付け枠の梁は、連続に斜行配置する座屈拘束ブレースが健全に機能できる強度と剛性を有する。

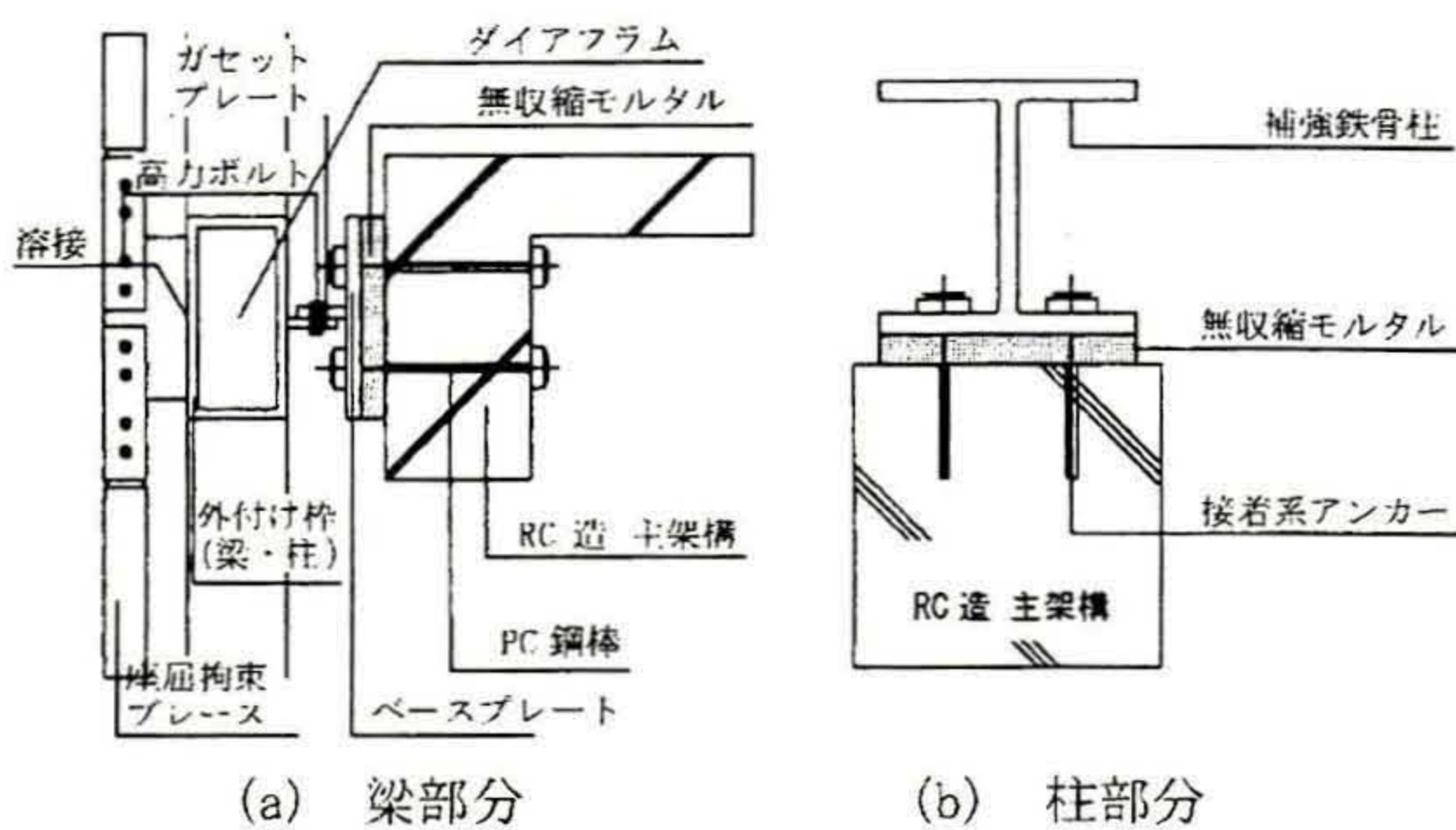


図4 接合部詳細

表1 建物概要

建物	RC造 6F 事務所	
一層当り	585	m <sup>2</sup>
重量 (1.2 t/m <sup>2</sup> )	702	t
	6880	kN
設計用 1次固有周期	0.55	s
地震地域係数	1.00	
振動特性係数	1.00	

1)は、文献 15)に記載されている接合部を採用する。既存建物の梁と外付け枠の梁は、図4(a)に示すように、既存建物の梁に PC 鋼材により圧着したベースプレートに、外付け枠を高力ボルトで接合する。この接合部を採用することにより、座屈拘束ブレースの荷重による偏心の影響で外付け枠に捩りや撓み変形が生じて、既存建物の主架構の梁には、捩りや撓み変形の影響を少なくできると考える。また、既存建物の柱と外付け枠の柱は、図4(b)に示すように、鉄骨フランジを既存架構の柱に打設したアンカーにより締付けて直接接合する。接合部は、文献 15)に従って設計する。

しかしながら 2)については、外付け枠の捩りや撓み変形の影響により座屈拘束ブレースが適切に機能するか明確ではない。よって、本研究では、以下の検討を行う。

- 1) 座屈拘束ブレースと外付け枠構成要素のサイズ、強度等を設定し、縮小試験体を製作する。捩りや撓み変形の差異を確認するため、外付け枠の梁・柱部分の断面を変えた試験体を数体製作し、連続斜行配置した座屈拘束ブレースによって外付け枠に生じる現象を、実験により確認する。
- 2) 上記実験を踏まえて、解析モデルを設定し、解析モデルの妥当性を確認する。
- 3) 現実的な設計条件を考慮した解析モデルを設定し、解析結果を踏まえ理論式の検討を行い、座屈拘束ブレースと外付け枠の設計法の提案を行う。

## 3. 実験計画

試験体を設定するために、耐震補強を行う既存建物を想定する。次に、耐震補強によって必要保有耐力を満たすために外付け枠付ブレース補強工法による外付け枠の柱、梁、座屈拘束ブレースの断面を設定する。

### 3.1. 建物概要

耐震補強を想定する既存建物を図5に、建物概要を表1に示す。また、既存建物の補強後を図6に示し、使用する座屈拘束ブレースと外付け枠詳細を表2に示す。

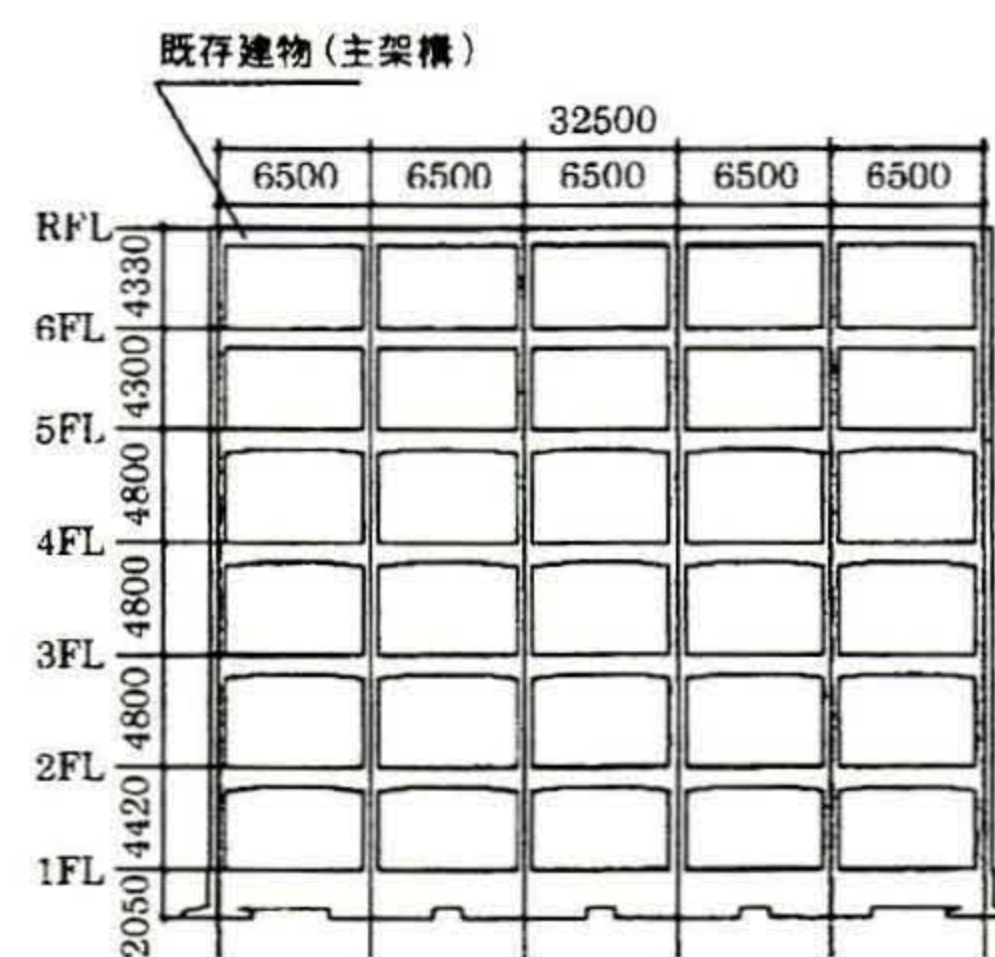


図5 既存建物

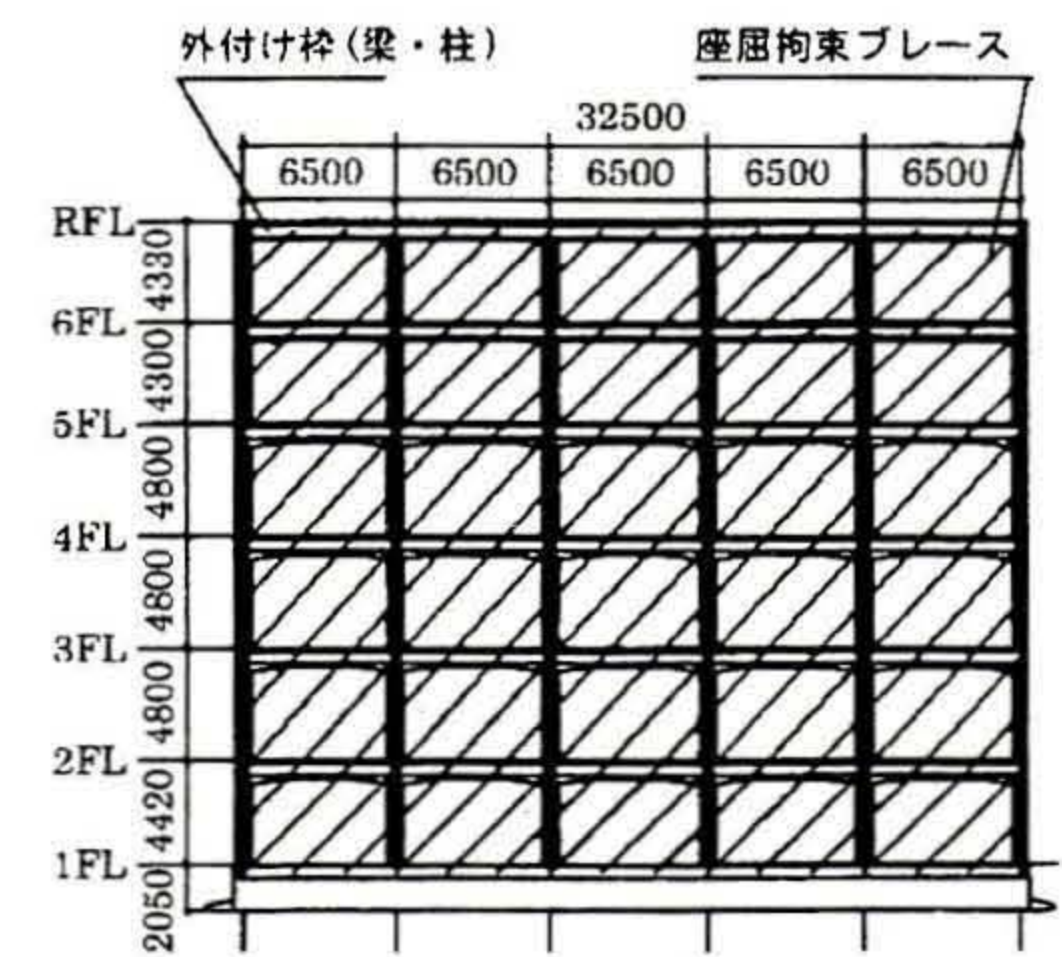


図6 耐震補強イメージ

表2 各部材詳細

階	座屈拘束ブレース(28本)		外付け枠	
	断面	降伏耐力(kN)	柱部材	梁部材
1F	PL-12×85	295.8	H-250×375×16×30	□-500×250×30×30 (2F)
2F	PL-12×80	278.4	H-250×375×16×30	□-500×250×30×30 (3F)
3F	PL-9×95	248.0	H-250×375×16×25	□-500×250×30×30 (4F)
4F	PL-9×80	208.8	H-250×375×16×22	□-500×250×30×30 (5F)
5F	PL-6×85	147.9	H-250×350×9×19	□-500×250×30×30 (6F)
6F	PL-6×55	95.7	H-250×350×9×19	□-500×250×30×30 (RF)

既存建物の補強後における各層の必要保有水平耐力は、既存建物の柱を曲げ崩壊型(靱性指標 F 値=1.27)とし、 $l_s=0.6$ 以上を満たすベースシア係数( $C_0=0.55$ )を考慮し算出する。また、各層の座屈拘束ブレースが補う耐力は、必要保有水平耐力の25%分とし、本数は各層で28本(片面14本)とする。外付け枠の梁は、曲げ剛性・振り剛性の高い角型鋼管を用い、柱はH形鋼とする。

### 3.2. 試験体

図6に示す既存建物の補強後の2階部分の1層1スパンを抜き出し、1/2.5に縮小した試験体を設定する。梁に角型鋼管を用いる場合をRtype、H形鋼を用いる場合をHtypeとする。試験体の柱に用いるH形鋼は、梁のウェブと柱のフランジを一致させるため、Rtypeは、荷重方向に対して弱軸配置とし、Htypeは、荷重方向に対して強軸配置とする。

Rtypeの基本試験体がRtype1試験体である。さらに、振りや撓み変形の差異を確認するため、外付け枠部材が異なる試験体としてRtype2試験体とHtype1試験体を設定する。

Rtype2試験体は、Rtype1試験体と同じ外付け枠の梁に角型鋼管を設定し、曲げ剛性、振り剛性が異なる試験体で、これらの変化による性能の差を比較し検証する。Htype1試験体は、Rtype1試験体とほぼ同等の曲げ剛性をもつ外付け枠の梁であるが、振り剛性が極めて低い試験体で、これらの違いによる性能の差を比較し検証する。

各試験体の詳細を表3に示し、座屈拘束ブレースの芯材の詳細寸法を図7に、座屈拘束ブレースと各試験体の機械的性質を表4(a)と(b)に示す。

### 3.3. 荷重計画

試験体のセットアップを図8に示し、試験体における座屈拘束ブ

表3 試験体詳細

試験体名	部材	部材パラメータ	$I_b$	$J_T$	パラメータ詳細
			( $\text{cm}^4$ )	( $\text{cm}^4$ )	
Rtype1試験体	梁	$\square$ -200 $\times$ 100 $\times$ 12 $\times$ 12	3316	2380	図4に示す想定建物の2階部分を1層1スパン抜き出し1/2.5に縮小した試験体
	柱	H-100 $\times$ 150 $\times$ 6 $\times$ 12	-	-	
Rtype2試験体	梁	$\square$ -200 $\times$ 50 $\times$ 9 $\times$ 9	1786	476	Rtype1の角型鋼管梁の断面2次モーメント $I_b$ の約1/2となる断面2次モーメントをもつ角型鋼管梁断面を設定した試験体
	柱	H-50 $\times$ 150 $\times$ 6 $\times$ 12	-	-	
Htype1試験体	梁	H-200 $\times$ 100 $\times$ 16 $\times$ 16	3443	50	Rtype1とほぼ同等な断面2次モーメント $I_b$ となる断面2次モーメントをもつH形鋼梁断面を設定した試験体
	柱	H-100 $\times$ 100 $\times$ 9 $\times$ 16	-	-	

表4 機械的性質

(a) 座屈拘束ブレース

名称	塑性化部断面	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
座屈拘束ブレース(芯材)	PL-4.5 $\times$ 35	305.66	441.65



図7 芯材の詳細寸法

(b) 外付け枠

試験体名	部材	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
Rtype1試験体	梁	386.32	525.51
	柱	386.32	525.51
Rtype2試験体	梁	392.57	525.24
	柱	386.32	525.51
Htype1試験体	梁	421.05	548.43
	柱	421.05	548.43

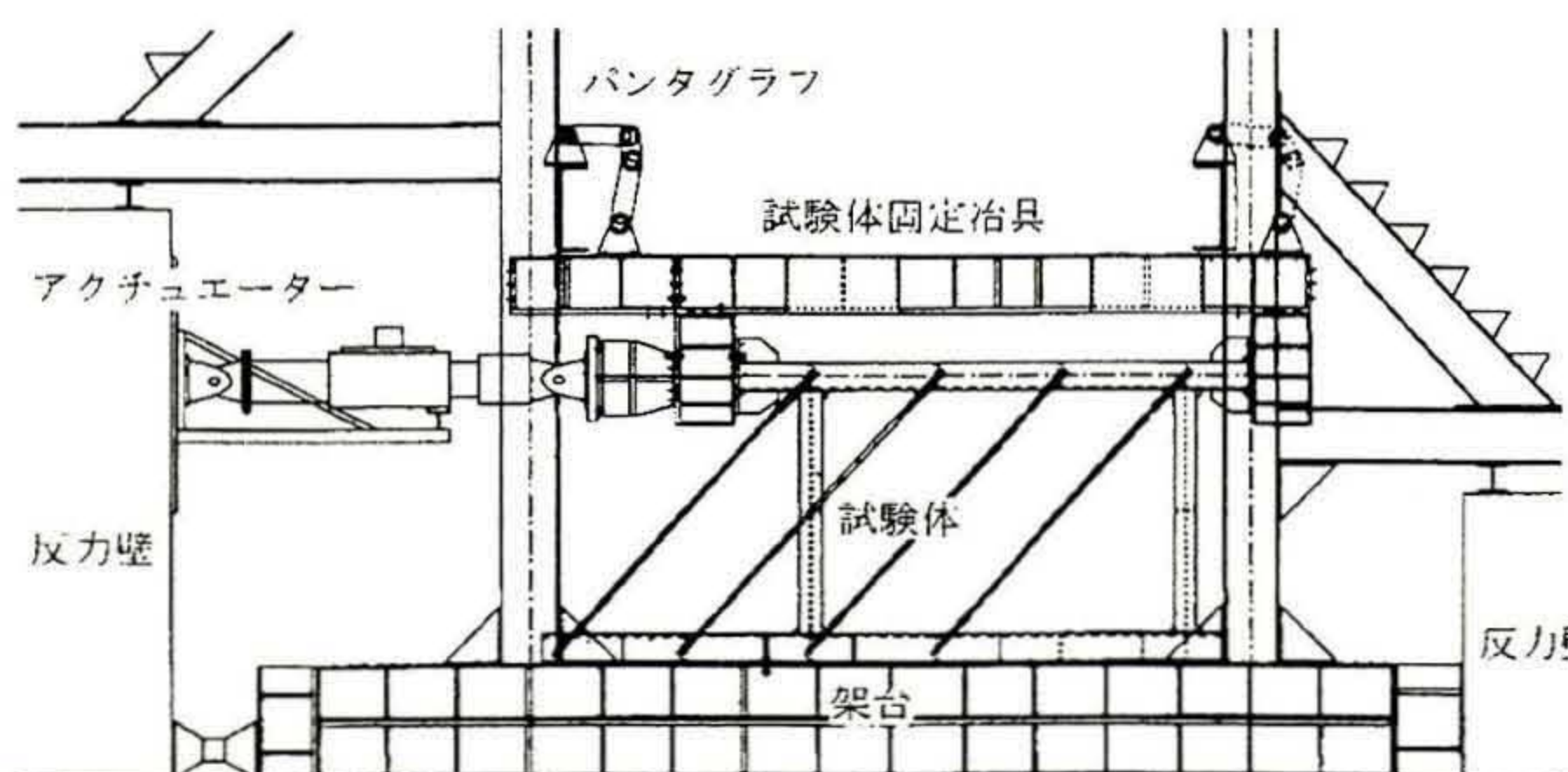


図8 試験体セットアップ

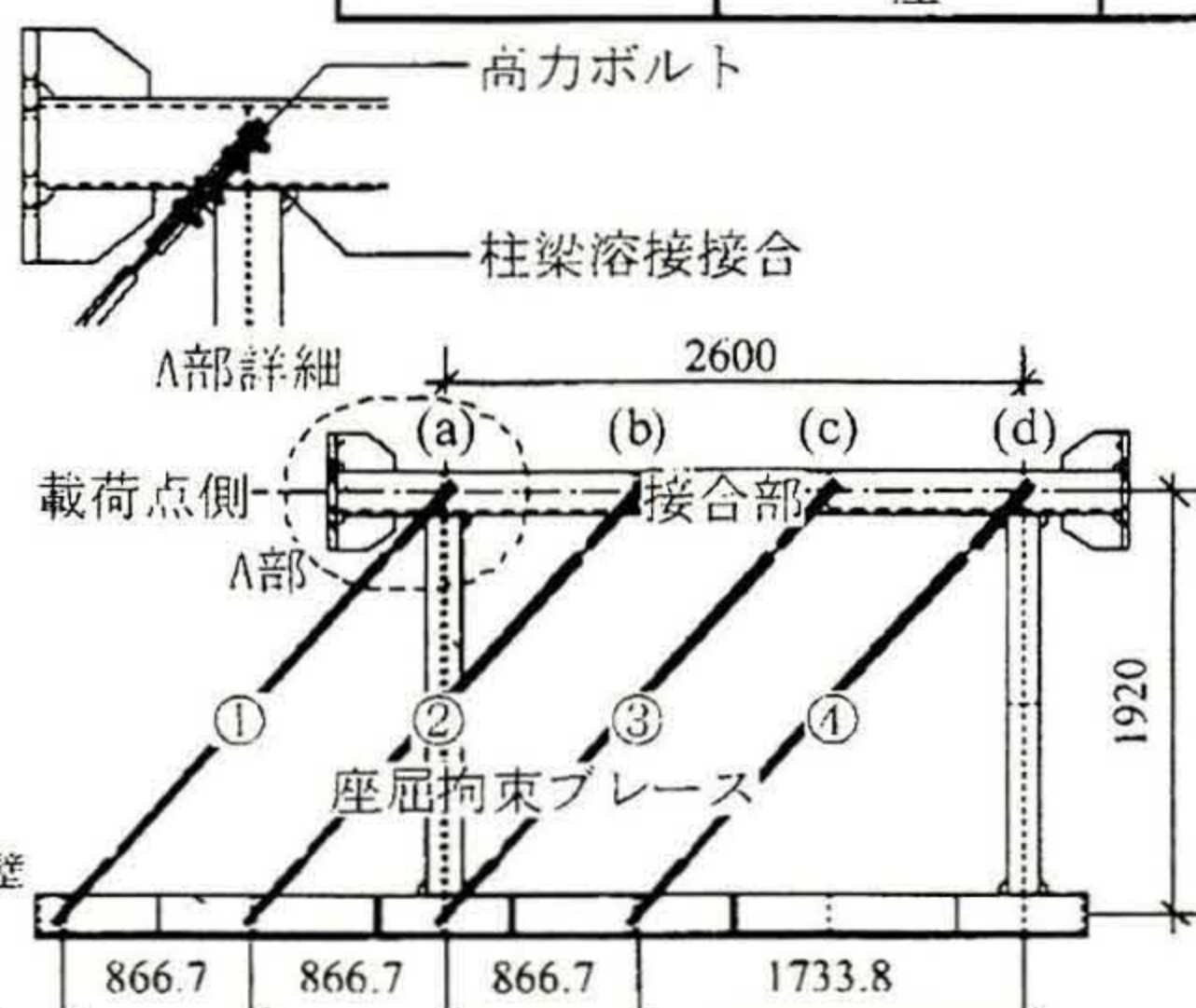


図9 座屈拘束ブレース番号と接合部記号

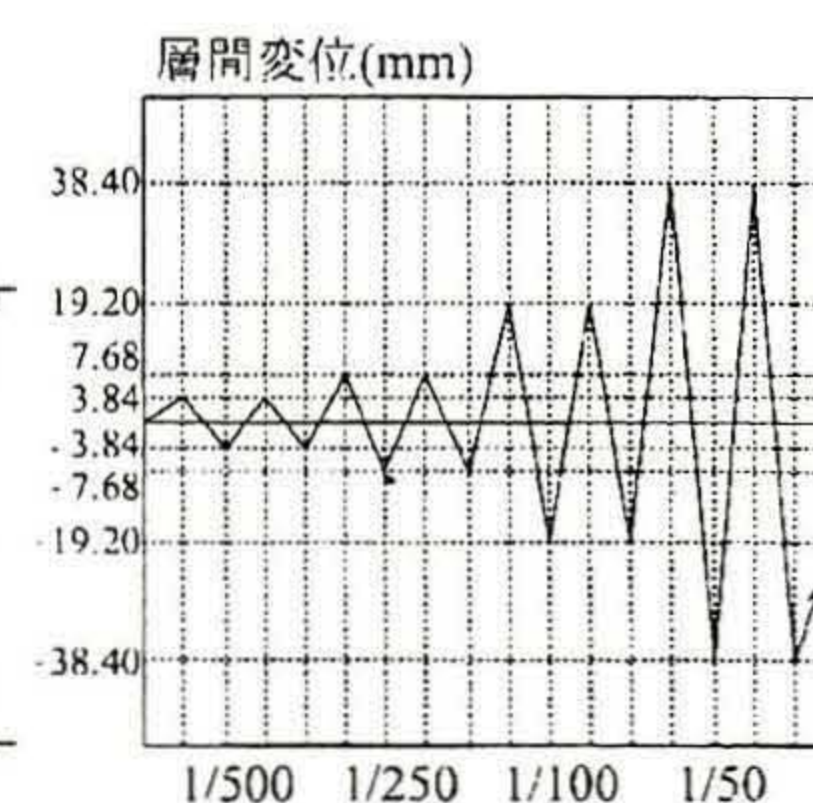


図10 荷重サイクル

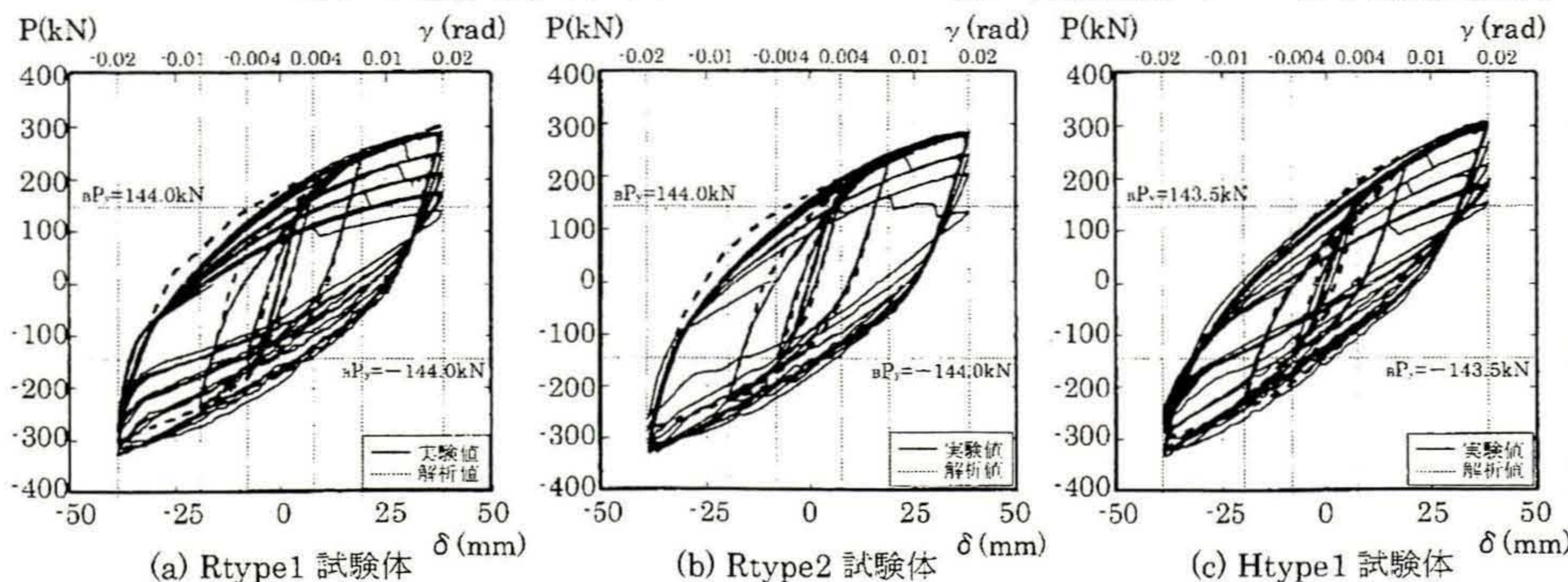


図11 荷重-変位関係



図12 実験状況

表5 座屈拘束ブレース破断状況

Rtype1試験体	層間変形角1/50の5回目まで安定した履歴特性を示した。	座屈拘束ブレース番号	②	④	①	③
		破断時回数	6回目	9回目	15回目	24回目
Rtype2試験体	層間変形角1/50の5回目まで安定した履歴特性を示した。	座屈拘束ブレース番号	②	④	③	①
		破断時回数	6回目	9回目	10回目	10回目
Htype1試験体	層間変形角1/50の8回目まで安定した履歴特性を示した。	座屈拘束ブレース番号	①	②	④	③
		破断時回数	9回目	11回目	12回目	37回目

表6 初期剛性

解析モデル名	初期剛性 (kN/mm)		
	実験値	解析値	誤差(%)
Rtype1試験体	30.70	30.50	0.65
Rtype2試験体	27.00	26.95	0.19
Htype1試験体	24.30	23.82	1.98

表7 振り角・撓み変形量

試験体名	振り角 (rad)				撓み変形量 (mm)			
	接合部(a)	接合部(b)	接合部(c)	接合部(d)	接合部(a)	接合部(b)	接合部(c)	接合部(d)
Rtype1試験体	0.0010	0.0015	0.0010	0.0016	0.03	0.80	0.78	0.16
Rtype2試験体	0.0012	0.0044	0.0052	0.0014	0.09	1.00	0.82	0.16
Htype1試験体	0.0014	0.0136	0.0138	0.0016	0.04	0.30	0.28	0.06

ース番号と接合部記号を図9に示す。層間変形角1/500、1/250、1/100で正負2回ずつ載荷を繰り返し行い、最終段階の層間変形角1/50では座屈拘束ブレースがすべて破断するまで繰り返し載荷を行う。載荷サイクルを図10に示す。

3.4. 実験結果

各試験体の荷重-変位関係を図11に、実験状況を図12に、座屈拘束ブレースの破断状況を表5に示す。

a) Rtype1試験体

Rtype1試験体は、層間変形角1/50の5回目まで安定した履歴特性を示した。6回目の引張側で座屈拘束ブレースが1本破断し、座屈拘束ブレース1本分の耐力が低下した。しかし、それ以上の耐力低下は見られず、残りの座屈拘束ブレース3本分と外付け枠の耐力がピーク値に現れた。1本破断後載荷を繰り返したところ、7回目以降も安定した履歴特性を示した。その後は、表5に示す順と回数で座屈拘束ブレースが破断し、破断する度に1本分の耐力が低下した。最終的に外付け枠のみの耐力のピーク値を確認し、載荷を終了した。

b) Rtype2試験体

Rtype2試験体は、層間変形角1/50の5回目まで安定した履歴特性を示した。6回目の引張側で座屈拘束ブレースが1本破断し、耐力が低下した。その後は、表5に示す順と回数で座屈拘束ブレースが破断し、破断する度に1本分の耐力が低下した。最終的に外付け枠のみの耐力のピーク値を確認し、載荷を終了した。

c) Htype1試験体

Htype1試験体は、層間変形角1/50の8回目まで安定した履歴特性を示した。9回目の引張側で座屈拘束ブレースが1本破断し、耐力が低下した。その後は、表5に示す順と回数で座屈拘束ブレースが破断し、破断する度に1本分の耐力が低下した。最終的に外付け枠のみの耐力のピーク値を確認し、載荷を終了した。

3.5. 各試験体の初期剛性

各試験体の初期剛性を表6に、層間変形角1/500時の座屈拘束ブレースを接合している梁の振り角と撓み変形量を表7に示す。ここで表6に示す初期剛性の解析値とは、4章で示す試験体に対応する解析モデルから得られたものを示す。

Rtype1試験体、Rtype2試験体、Htype1試験体の順で初期剛性が低下している。Rtype1試験体とRtype2試験体を比較すると、Rtype2試験体の方が振り角と撓み変形量ともに大きな値である。曲げ剛性がほぼ同じ梁断面を有しているRtype1試験体とHtype1試験体を比較すると、

表8 エネルギー吸収量

層間変形角 (rad)	エネルギー吸収量 Et (kNm)		
	Rtype1試験体	Rtype2試験体	Htype1試験体
1/500	0.33	0.28	0.26
1/250	2.12	1.71	1.37
1/100	11.94	11.13	9.91
1/50	39.81	38.21	33.41
1本日破断時	136.12	113.93	142.20
繰返し回数	6回目(1/50)	6回目(1/50)	9回目(1/50)

※各層間変形角のエネルギー吸収量は2ループ分

Htype1試験体の方が、振り角が大きい。以上より、座屈拘束ブレースから生じる軸力によって梁に生じる振りや撓みの変形量が大きいほど試験体の初期剛性が低下すると考える。

3.6. 各試験体の座屈拘束ブレース降伏時における耐力

図11に、梁を剛体と仮定し、座屈拘束ブレース降伏時における試験体の耐力の計算値を $\mu Py$ として示す。ここで示す計算値には、柱の初期剛性と座屈拘束ブレースが降伏するまでの変形量から算出した柱の耐力を加算している。

図11より、計算値とRtype1試験体の実験値は、ほぼ一致していることがわかる。しかし、Rtype2試験体とHtype1試験体は、計算値よりも高い耐力で、全ての座屈拘束ブレースが、降伏していることがわかる。

これは、梁に生じた捻りと撓みの変形により、座屈拘束ブレース②、③の降伏時の層間変位が大きく、その分柱の変形も増加したことで、計算値よりも試験体の座屈拘束ブレース降伏時の耐力が大きく現れたと考える。

3.7. 各試験体のエネルギー吸収性能

各試験体の各層間変形角ごとのエネルギー吸収量と1本目が破断するまでのエネルギー吸収量を表8に示す。

各層間変形角でのエネルギー吸収量を比較すると、Rtype1試験体が他の試験体に比べ多くエネルギーを吸収している。また、1本日破断時までの層間変形角1/50の繰返し回数やエネルギー吸収量を比較すると、Htype1試験体が一番多くエネルギーを吸収している。これは、Htype1試験体がRtype1試験体やRtype2試験体より、振りや撓み変形の影響が大きいことから、座屈拘束ブレースの振幅歪が小さくなり、その差により繰返し回数が増えたためである。しかし、各試験体においてエネルギー吸収量に少々差は表れたものの、ほぼ同等なエネルギー吸収能力を有していると考えられる。

表9 偏心距離

	偏心距離 (mm)
Rtype1試験体	110
Rtype2試験体	85
Htype1試験体	110

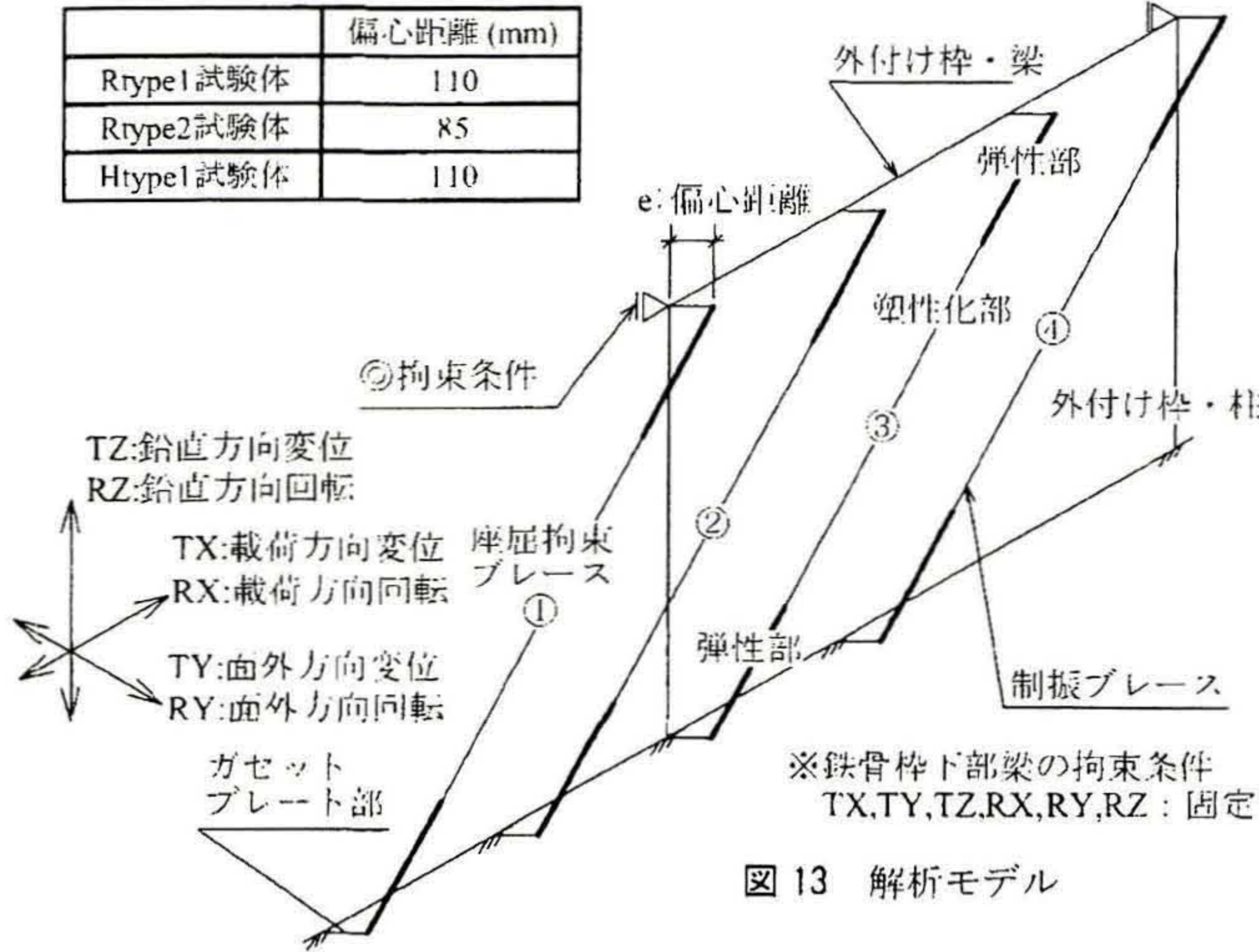


図13 解析モデル

表10 解析モデルの拘束条件

	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
実験時の条件	自由	自由	自由	自由	自由	自由
実際の施工時を考慮した条件	自由	固定	固定	固定	固定	固定

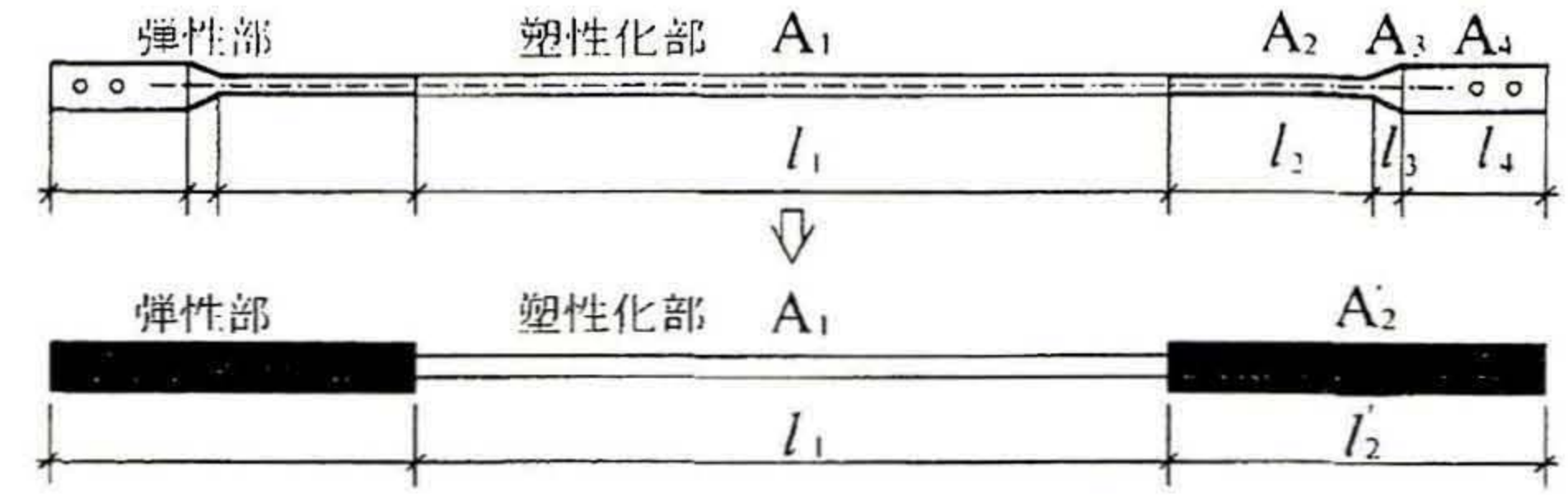


図14 解析に用いる座屈拘束ブレースのモデル化

表11 解析に用いる座屈拘束ブレース詳細

解析モデル	塑性化部断面	弾性部断面	塑性化部長さ	弾性部長さ
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm
座屈拘束ブレース	158	600	1200	600

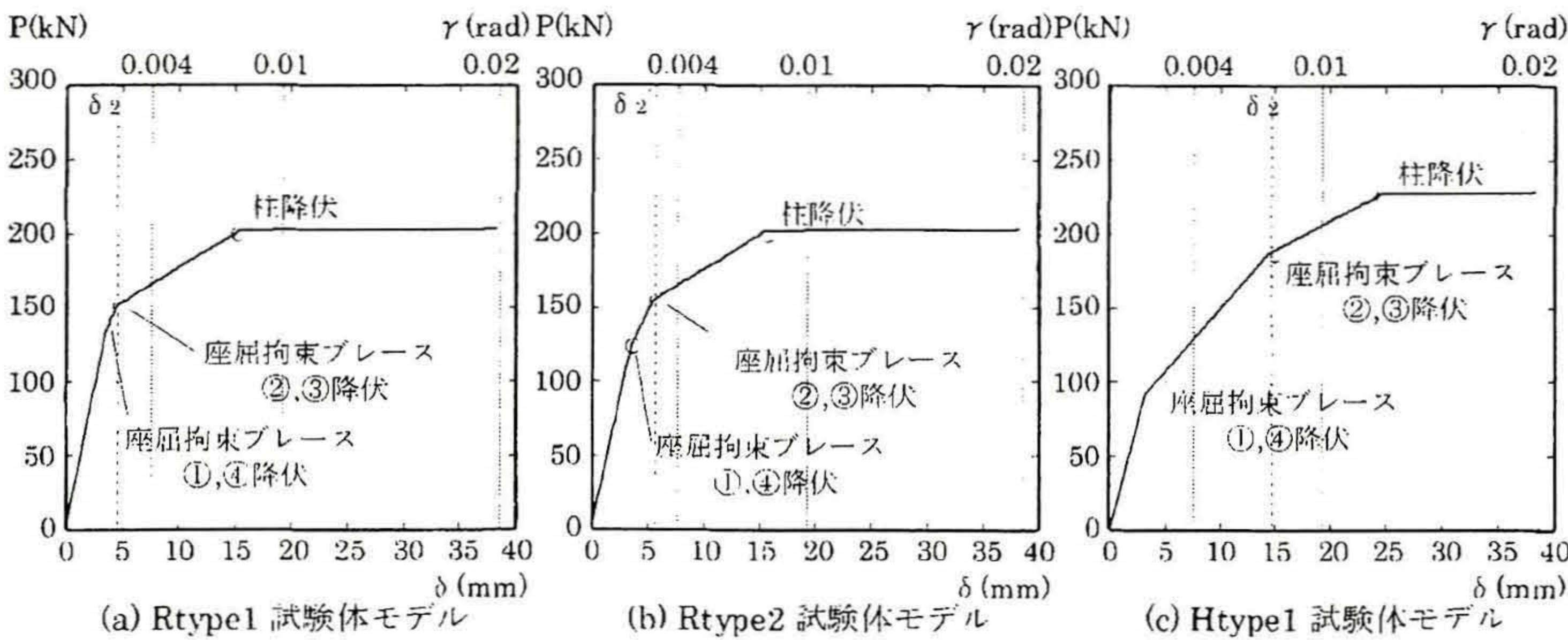


図15 荷重-変位関係

表12 設計値における各試験体部材の水平降伏変位

部材	水平降伏変位 (mm)
座屈拘束ブレース	3.51
Rtype1試験体モデル:柱	15.89
Rtype2試験体モデル:柱	15.89
Htype1試験体モデル:柱	23.60

4. 解析モデルの設定と整合性の検証

実験で用いた試験体に対応する解析モデルを設定し、実験値と解析値の比較を行い、解析モデルにおける妥当性を検討する。次に、妥当性が確認できた解析モデルを用いて、実際のRC造建物を耐震補強する場合の設計条件を考慮して、解析モデルを設定する。さらに、解析結果から解析モデルに生じる現象について考察する。

4.1. 解析モデルの設定

図13に解析モデルを示す。解析モデルは、表3に示す部材断面を設定する。解析モデルは3次元立体モデルとし、座屈拘束ブレースは偏心させて接合させる。各試験体の偏心距離を表9に、実験時を考慮した拘束条件を表10に示す。座屈拘束ブレースは、図14に示すように塑性化部と弾性部に分けたものとする。座屈拘束ブレースの弾性部は、表11に示すように実験に使用した座屈拘束ブレースの弾性部分を等価断面として計算した断面を採用する。実験結果と比較するため、機械的性質から座屈拘束ブレースの $\beta$ 値=0.066(2次剛性/初期剛性)を算出し、座屈拘束ブレースの材端バネモデルに入力する。

解析は、実験と同様の変位目標を入力し、正負交番繰返しの変位増分解析とする。

4.2. 解析モデルの妥当性

図11に解析値と実験値を比較した荷重-変位関係を、表6に解析値と実験値を比較した初期剛性を示す。

解析結果は、実験値とほぼ一致し、初期剛性も誤差が2%以内に収

まっており、良い一致を示している。以上の荷重-変位関係と初期剛性における比較から、解析は実験の履歴特性を十分再現しており、解析モデルは妥当であると考えられる。

4.3. 実際の施工条件を考慮した解析モデルの設定

実際の耐震補強における既存建物と外付け柱の接合部を考慮し、解析モデルを設定する。既存建物と外付け柱は、図4(a)と(b)に示す接合部を考慮する。実際の施工条件を考慮した図9に示す解析モデルの拘束条件を表10に示す。

解析は、一方向荷重による増分解析とする。理論式の検討を行うため、座屈拘束ブレースの2次剛性は極めて小さいものとする。

4.4. 解析結果

各試験体モデルの一方向荷重による増分解析から得られた荷重-変位関係と勾配が変化する時の部材の状況を図15に示す。

解析結果は、すべての試験体モデルにおいて、最初に座屈拘束ブレース①、④が降伏し、次に座屈拘束ブレース②、③が降伏し、最後に柱が降伏する4段階の剛性変化が見られたが、梁の振り剛性、曲げ剛性が高いRtype1試験体モデルでは、ほぼ同変位で座屈拘束ブレースが降伏した。一方、振り剛性の極めて低いHtype1試験体モデルは、各座屈拘束ブレースの降伏変位に明確な差がみられた。

4.5. 考察

図15の現象をもとに、履歴曲線をモデル化したものを図16に、座屈拘束ブレースと各試験体モデルの柱の設計値における水平降伏変

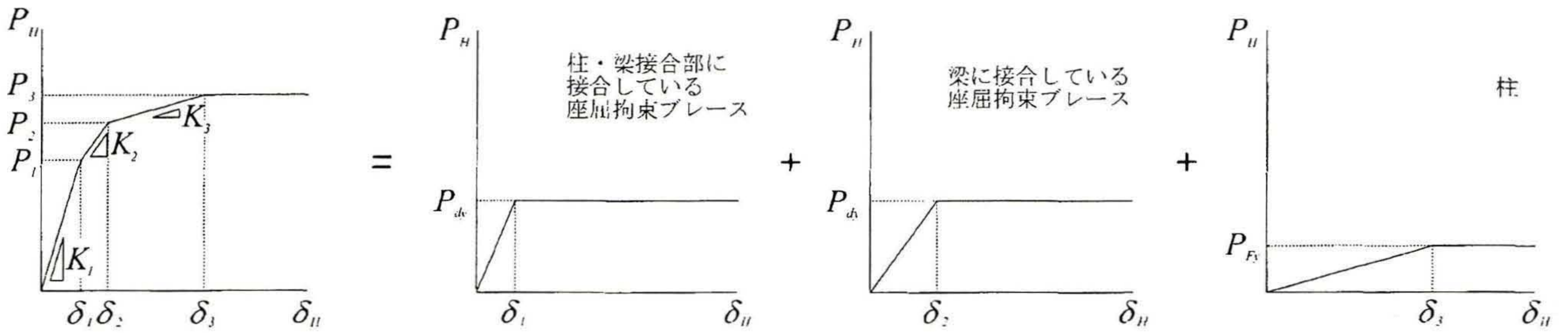


図 16 履歴曲線のモデル化

位を表 12 に示す。

図 16 に示す  $\delta_1$  と  $\delta_2$  は、図 15 に示す各試験体モデルに関わらず、設計値どおりの水平変位で座屈拘束ブレース①、④と柱が降伏する。しかし  $\delta_2$  は、曲げ剛性や捩り剛性が低い解析モデルほど、座屈拘束ブレース②、③の降伏する水平変位が大きい値となる。捩りと撓み変形が原因で座屈拘束ブレース②、③の水平降伏変位が増加し、座屈拘束ブレース②、③の見かけの水平剛性が低下しているからである。このことは、実験結果において見られた初期剛性低下につながる。

Htype I 試験体モデルでは、 $\delta_2$  の位置が層間変形角  $1/250 (=7.68\text{mm})$  を超えている。この場合は、せん断破壊する柱を有する既存建物を耐震補強したとしても、目標とする補強耐力に達する前に、既存建物の柱に損傷を与えてしまう可能性がある。また、Htype は、外付け枠の梁の変形により座屈拘束ブレースの効果が発揮されにくくなり、Rtype よりエネルギー吸収性能が劣る。よって、外付け枠に Htype を採用することは適切ではない。

## 5. 設計法の提案

解析モデルから得られた解析結果を踏まえて、外付け枠の梁に座屈拘束ブレースが等間隔に 2 本設置している条件での理論式を検討し、解析と比較する。次に、検討した理論式を踏まえ設計法の提案を行う。

### 5.1. 理論式の検討

図 16 に示す  $\delta_2$  について理論式の検討を行い、4.3. で示した解析モデルを用いて理論式の整合性を確認する。図 17 に水平荷重  $P_d$  が生じた場合における a 点(試験体では接合部(b) と(c))の変形前と変形後の状態を示す。図 17 (a) は、a 点に捩りと撓み変形が生じない場合の状態であり、図 17 (b) は、a 点に捩りと撓み変形が生じる場合の状態である。

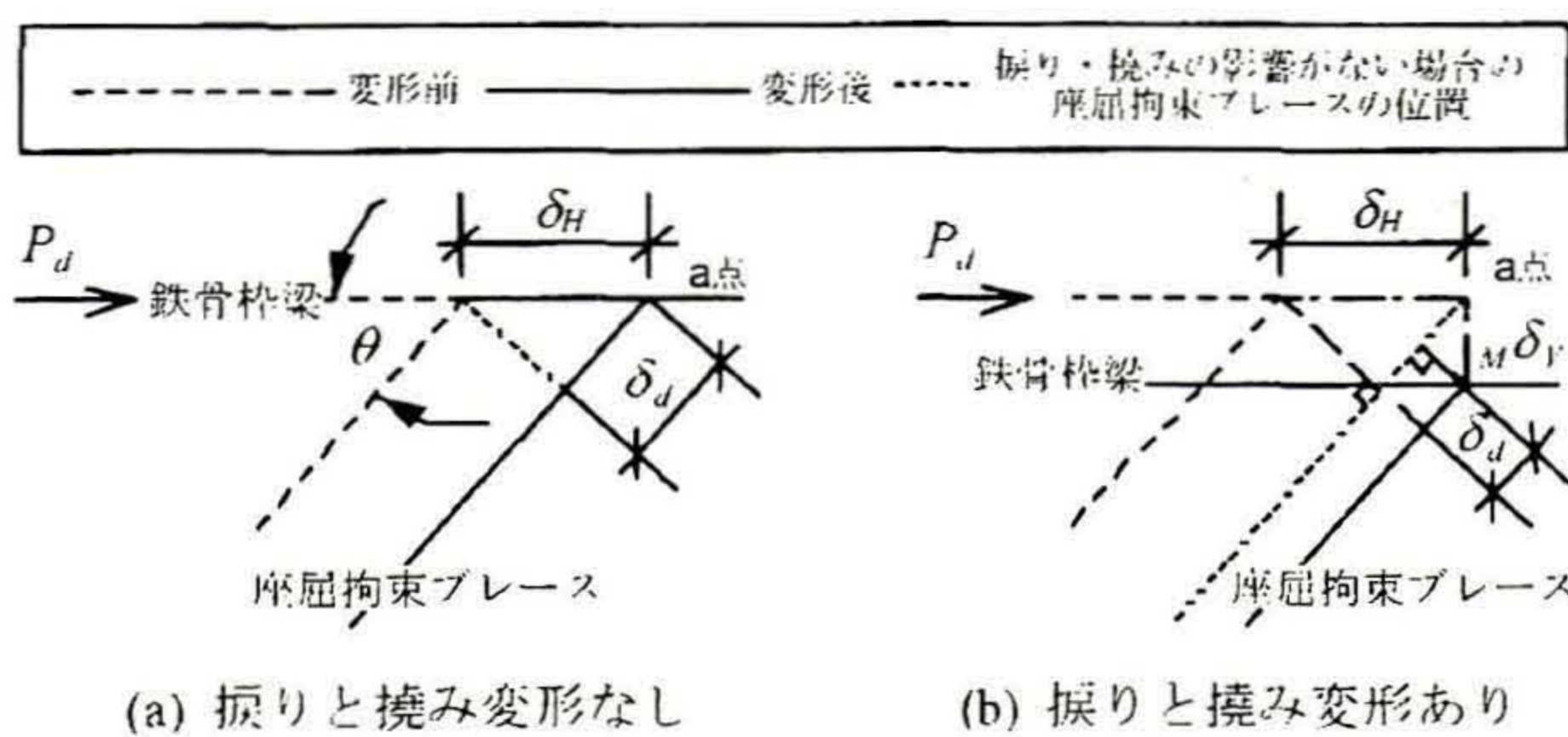


図 17 変形前後の状態

ここでは、a 点に生じる捩りと撓みの変形について検討を行う。a 点に  $P_d$  が生じた場合、座屈拘束ブレースに生じる軸力  $N_d$  は、(1)式で表すことができる。また、(1)式より求まる座屈拘束ブレースに生じる軸力の鉛直成分の荷重  $P_{dk}$  は(2)式となる。

$$N_d = \frac{P_d}{\cos \theta} \quad (1)$$

$$P_{dk} = N_d \sin \theta = P_d \tan \theta \quad (2)$$

この  $P_{dk}$  によって a 点に生じる鉛直方向の撓み変形量  ${}_M\delta_{dv}$  は、梁が両端固定で集中荷重が等間隔に 2 箇所生じている場合、次式で表すことができる。 $I_b$  は梁の断面 2 次モーメントであり、 $L$  は 1 スパン分の梁幅である。

$${}_M\delta_{dv} = \frac{P_{dk} L^3}{162 E I_b} = \frac{P_d L^3}{162 E I_b} \tan \theta \quad (3)$$

次に  $P_{dk}$  によって a 点に生じる鉛直方向の捩り変形量  ${}_M\delta_{dt}$  を求めるためには、a 点に生じる捩り角  $\theta_t$  を求める必要がある。 $\theta_t$  を算出するために、サン・ブナン方程式を(4)式に、座屈拘束ブレースの鉛直成分の荷重に偏心距離  $e$  を乗じることで求まる捩りモーメント  $M_t$  を(5)式に示す。ここで、梁が H 形鋼の場合に算出する  $M_t$  は、反り捩りモーメントが極めて微小であるとし考慮せず、サン・ブナン方程式で求まる値のみを採用する。

$$M_t = G J_t \theta_t \quad (4)$$

$$M_t = e P_{dk} = e P_d \tan \theta \quad (5)$$

$G$ : せん断弾性係数  $J_t$ : 捩り定数  $\theta_t$ : 単位長さあたり捩り角

(4)式に示す  $\theta_t$  は、偏心させて接合している座屈拘束ブレースの鉛直成分の荷重により生じる  $\theta_t$  に、柱梁接合部から座屈拘束ブレースが接合している距離  $L'$  で除したものであり次式で与えられる。

$$\theta_t = \frac{\theta_t}{L'} \quad (6)$$

(4)式に(5)式と(6)式を代入し、 $M_t$  を消去し  $\theta_t$  でまとめた式を次式に示す。

$$\theta_t = \frac{e P_d L'}{G J_t} \tan \theta \quad (7)$$

(7)式で得られた  $\theta_t$  に  $e$  を乗じることで a 点の  ${}_M\delta_{dt}$  が次式より求まる。

$${}_M\delta_{dt} = \frac{e^2 P_d L'}{G J_t} \tan \theta \quad (8)$$

(3)式と(8)式で得られた  ${}_M\delta_{dv}$  と  ${}_M\delta_{dt}$  の変形量を足したものが、a 点の鉛直方向に生じる変形量  ${}_M\delta_v$  となり、次式で表せる。

$${}_M\delta_v = \frac{P_d L^3}{162 E I_b} \tan \theta + \frac{e^2 P_d L'}{G J_t} \tan \theta \quad (9)$$

次に、図 17 (b) に示すように、a 点が水平方向に変形  $\delta_H$  したときに、 ${}_M\delta_v$  が生じた状態において座屈拘束ブレース②、③に生じる軸変形量  $\delta_d$  は、次式で表すことができる。

$$\delta_d = \delta_H \cos \theta - {}_M\delta_v \sin \theta \quad (10)$$

(10)式を、 $\delta_H$ の式に変換すると次式となる。

$$\delta_H = \frac{\delta_d}{\cos \theta} + M \delta_v \tan \theta \quad (11)$$

(11)式に(9)式を代入し整理すると次式が得られる。

$$\delta_H = \frac{\delta_d}{\cos \theta} + P_d (\tan \theta)^2 \left( \frac{L^3}{162EI_b} + \frac{e^2 L'}{GJ_t} \right) \quad (12)$$

(12)式の  $P_d$ ,  $\delta_d$  それぞれに座屈拘束ブレースの水平成分の降伏荷重  $P_{d0}$ 、降伏軸変位  $\delta_{d0}$  を入力し得られた値が、振りと撓み変形を考慮した座屈拘束ブレースの水平降伏変位  $\delta_2$  となる。

理論式の整合性を確認するため、 $\delta_2$  について解析値と理論値を比較したものを表 13 に示す。解析値と理論値は、誤差約 3% となりほぼ一致おり、(12)式は妥当である。また、座屈拘束ブレースの本数が変わった場合においても、それに応じて座屈拘束ブレースを接合する梁の場所の振りと撓み変形を考慮することによって対応することができる。と考える。

表 13  $\delta_2$  における解析値と理論値の比較

	解析値	理論値	誤差 (%)
	(mm)	(mm)	
Rtype1 試験体モデル	4.49	4.34	3.28
Rtype2 試験体モデル	5.53	5.34	3.65
Itype1 試験体モデル	14.73	14.46	1.84

## 5.2. 設計フローチャート

本研究では、実験・解析を踏まえて得られた結果を基に、設計フローチャートを提案する。

補強耐力は、各層に配置する座屈拘束ブレースの耐力のみを考慮する。座屈拘束ブレースの降伏変位は、既存の柱の条件によって決まる変形量

以下として設定する。この設定方法については、文献 16) や解析に基づいて行うものであり、本研究では対象外とする。

外付け枠の梁に接合する座屈拘束ブレースの本数は、1 本もしくは 2 本とし、設計時に配置方法を変化させることによって、勾配を自由に变化させることができる。

上記のことを踏まえて、図 18 に設計フローチャートを示す。

最初に、 $\delta_H$  と必要補強耐力  $Q_d$ 、接合する座屈拘束ブレースの本数、材長、配置方法を決定し、座屈拘束ブレース 1 本が負担する耐力を求める。次に、外付け枠の梁、柱の断面と偏心距離を設定し、外付け枠の梁に生じる鉛直成分の変形量  $M \delta_v$  を求める。 $\delta_H$  と  $M \delta_v$  を踏まえ、座屈拘束ブレースの許容降伏軸変位  $\delta_{d0}$  を求め、 $\delta_{d0}$  が 0 以下となる場合、外付け枠の梁、柱の断面と偏心距離の設定を変更し、再計算を行う。 $\delta_{d0}$  が 0 よりも大きい場合、外付け枠の剛性を確保したと判断し、座屈拘束ブレースの設計を行う。

座屈拘束ブレースの耐力と  $\delta_{d0}$  から、必要軸剛性  $K_d$  を算出する。座屈拘束ブレースの鋼材を決定し、塑性化部断面  $A_1$  を求める。 $A_1$  を踏まえ弾性部断面  $A_2$  を設定し、塑性化部長さ  $l_1$  と弾性部長さ  $l_2$  を求める。ここで、 $l_1$  が材長の 0.2 倍~0.8 倍に収まっている場合、座屈拘束ブレースと外付け枠の詳細が決定する<sup>17)</sup>。不可と判定された場合、 $A_2$  もしくは外付け枠の梁、柱の断面と偏心距離の設定を変更し、再計算を行う。

検証のために、座屈拘束ブレースの許容降伏水平変位の設計条件を層間変形角 1/250 として、設計フローチャートに沿って「3. 実験計画」で設定した表 2 に示す座屈拘束ブレース、外付け枠の部材を入力し、安全側で設計が行われるか確認する。表 14 に座屈拘束ブレースの許容降伏軸変位とその判定を示し、表 15 に表 14 を踏まえ決定した座屈拘束ブレースの塑性化部長さにおける判定を示す。座屈拘束ブレースと外付け枠は、安全側で設計できていることが分かる。

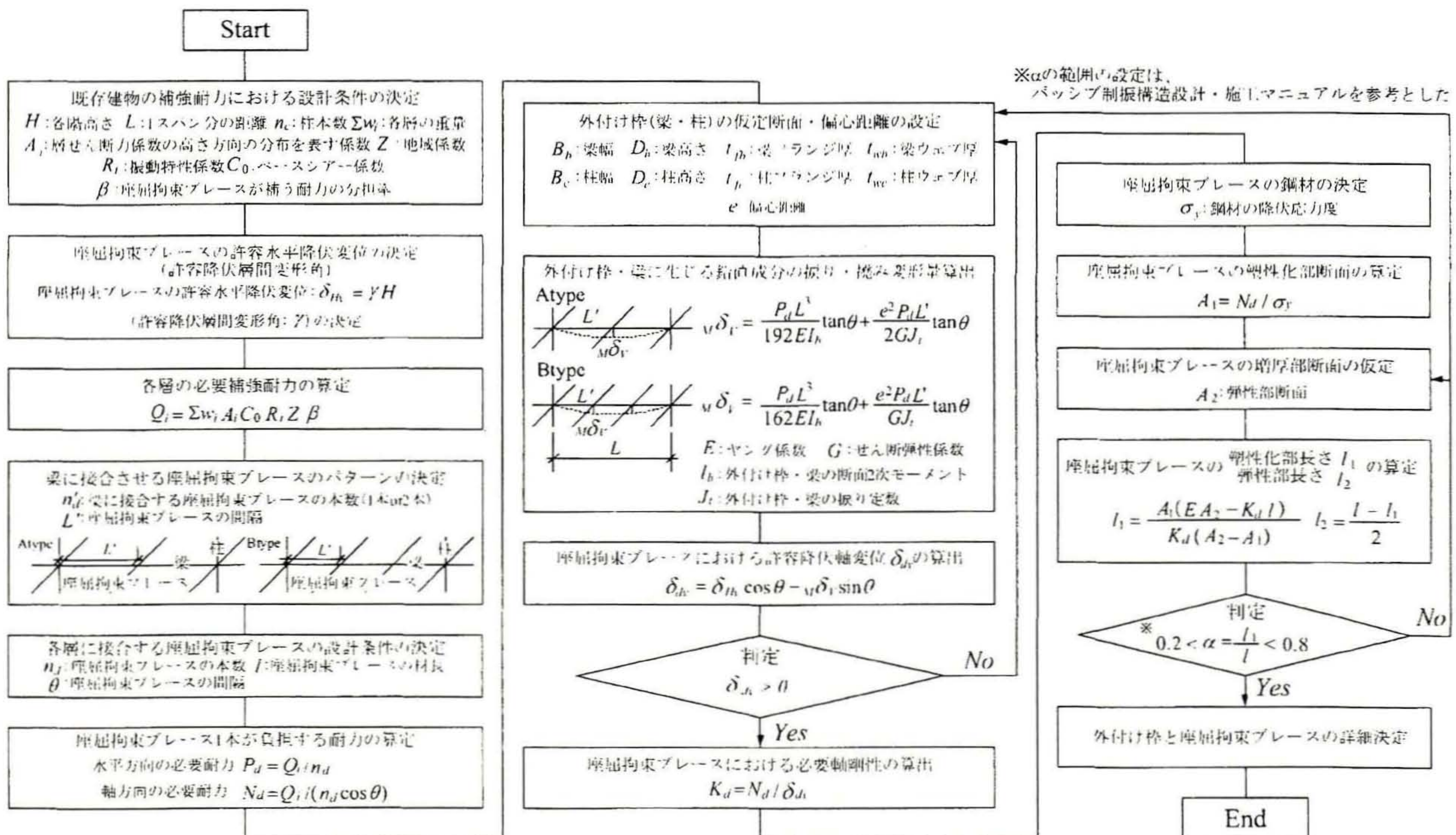


図 18 設計フローチャート

表 14 許容降伏軸変位の判定

	$\delta_{dy}$	判定
	(mm)	
1F	10.959 (1/279)	OK
2F	11.382 (1/267)	OK
3F	11.548 (1/263)	OK
4F	11.759 (1/258)	OK
5F	11.493 (1/264)	OK
6F	11.790 (1/257)	OK

( )内は許容降伏層間変形角を表す

表 15 塑性化部長さの判定

	$A_1$	$A_2$	$l_1$	$l_2$	$l_1/d$	判定
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm		
1F	1020	5100	2500	1845	0.40	OK
2F	960	4800	2500	1983	0.39	OK
3F	855	4275	2500	1983	0.39	OK
4F	720	3600	2500	1983	0.39	OK
5F	510	2550	2500	1802	0.41	OK
6F	330	1650	2500	1813	0.41	OK

表 16 各部材詳細

階	座屈拘束ブレース(28本)		外付け枠	
	断面	降伏耐力(kN)	柱部材	梁部材
1F	PL-12×85	295.8	H-250×375×16×30	H-500×250×40×40 (2F)
2F	PL-12×80	278.4	H-250×375×16×30	H-500×250×40×40 (3F)
3F	PL-9×95	248.0	H-250×375×16×25	H-500×250×40×40 (4F)
4F	PL-9×80	208.8	H-250×375×16×22	H-500×250×40×40 (5F)
5F	PL-6×85	147.9	H-250×350×9×19	H-500×250×40×40 (6F)
6F	PL-6×55	95.7	H-250×350×9×19	H-500×250×40×40 (RF)

表 17 許容降伏軸変位の判定

	$\delta_{dy}$	判定
	(mm)	
1F	-10.029	NG
2F	-10.619	NG
3F	-8.002	NG
4F	-4.662	NG
5F	0.896	OK
6F	5.047	OK

次に、HtypeI試験体で用いた梁を実寸で設定した場合について検証する。表16に外付け枠の梁をH形鋼として設定した場合の詳細を示す。表17に座屈拘束ブレースの許容降伏軸変位とその判定を示す。表17よりH形鋼を使用した場合、外付け枠の梁に生じる振りと撓み変形が大きいため、1階から4階に使用する座屈拘束ブレースの許容降伏軸変位が0以下となっている。以上のことから外付け枠の梁に、H形鋼を使用することはできないことがわかる。

以上は、建物が1層の場合に対応するものである。建物が多層の場合でも、屋上以外の外付け枠の梁には、上下階の座屈拘束ブレースに生じる荷重の差が生じるため、振りと撓み変形は、建物が1層の場合よりも小さくなる。このことにより、図18に示す設計フローチャートを用いることによって、建物が多層でも安全側の設計ができると思われる。

6. 結論

本研究では、意匠、構造、環境性能の向上に期待できる斜行配置ファサードの構造要素である斜行配置座屈拘束ブレースを外付け枠付ブレース補強工法として適用するために、実験と解析を行い、以下に示す知見を得た。

- 1) 実験結果によると、外付け枠の梁の形状に関係なくエネルギー吸収能力はほぼ同等であるが、H形鋼のように振り剛性が極めて低い場合、梁の振りや撓み変形の影響により座屈拘束ブレースに曲げの影響が生じ、初期剛性が低下する。
- 2) また、解析結果によるとH形鋼の場合、既存建物の主構造に損傷が生じる前に座屈拘束ブレースの効果を発揮させることが難しくなる。
- 3) よって、耐震補強としては振り剛性・曲げ剛性が共に確保できる角型鋼管を外付け枠の梁に採用することが望ましい。

以上の知見に基づき、座屈拘束ブレースと外付け枠の設計法ならびに設計フローチャートを提案した。

今後、実用之際しては、既存建物に伝達される力の経路や各部の変形などの総合的な検討が必要であると考えている。

参考文献

1)日本建築学会編：地球環境建築のすすめ、彰国社、2002.8  
 2)Richard Saxson:Atrium Buildings-Development and Design-2nd Edition,

Architectural Press 1986

3)M.Wigginton: Glass in Architecture、Phaidon、1996  
 4)旭硝子：ダブルスキン・ファサード、Glass & Architecture、2001.12  
 5)建築画報特別号：Facade Engineering、Vol.39、2003.12  
 6)日本建築学会：ガラスの建築学、学芸出版社、2004  
 7)建築外装メカニズム読本、建築技術、1995.12  
 8)占田倬朗：ガラス建築の設計手法、建築技術、No653、pp.91-193、2004.6  
 9)建設大臣官房官庁営繕部監修：グリーン庁舎計画指針及び同解説、公共建築協会、1999  
 10)日本構造技術者協会編：構造レトロフィット、建築技術、2001.6  
 11)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、No.592、pp.97-104、2005.6  
 12)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  
 13)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  
 14)金木洋平、竹内徹、宮崎健太郎、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－統合ファサードの構造性能－、日本建築学会技術報告集、2008.6  
 15)既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」：財団法人日本建築防災協会、2003.2  
 16)既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制振による耐震改修ガイドライン：財団法人日本建築防災協会、2006.6  
 17)パッシブ制振構造設計・施工マニュアル：社団法人日本免震構造協会編、2005.9

(2008年3月10日原稿受理、2008年8月27日採用決定)