

3.2.2 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的挙動と静的挙動の比較に関する研究

目 次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 平成15年度業務目的

(2) 平成15年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 実験の実施方法
 - 2) 解析の実施方法
- (c) 業務の成果
 - 1) 実験結果に基づく耐震壁単体の静的挙動の把握
 - a) 破壊状況
 - b) 復元力特性
 - c) 変形性能
 - d) 鉄筋の歪分布および応力分布
 - 2) 解析結果に基づく耐震壁単体の挙動の把握
 - a) 静的解析結果
 - b) 動的解析結果
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

(3) 平成16年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験

(b) 担当者

所 属	役 職	氏 名
豊橋技術科学大学		
工学部建設工学系	助教授・工博	倉本 洋
大学院工学研究科	修士課程 2 年	秋田 知芳
大学院工学研究科	修士課程 1 年	島崎 伸彦

(c) 業務目的

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的耐震性能と静的耐震性能を比較・検討することを目的とした静的加力実験を実施する。さらに、静的実験結果に基づいて当該耐震壁の復元力特性をモデル化し、地震応答解析により 2002 年度に実施した振動台実験結果のシミュレーションを試み、動的挙動に及ぼす静的復元力特性の影響因子を検討する。

(d) 4 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

- 1) 平成 15 年度：鉄筋コンクリート造連層耐震壁 2 体の静的加力実験の実施、およびその復元力特性モデルの検討。
- 2) 平成 16 年度：履歴経路の影響の把握を目的とした耐震壁 2 体の静的加力実験の実施、およびその復元力特性モデルの検討。
- 3) 平成 17 年度：実験結果に基づいた復元力特性モデルの構築と振動台実験結果のシミュレーション
- 4) 平成 18 年度：復元力特性モデルの精度検証のための耐震壁の補足実験

(e) 平成 15 年度業務目的

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的耐震性能と静的耐震性能を比較するために、2002 年度に実施した振動台実験に用いたものと形状・寸法および配筋が同一の試験体を 2 体製作し、せん断スパン比を実験変数とした静的加力実験を実施する。また、静的実験結果に基づいて当該耐震壁の復元力特性モデルを構築し、地震応答解析により振動台実験結果のシミュレーションを試み、動的挙動に及ぼす静的復元力特性の影響因子を検討する。

(2) 平成 15 年度の成果

(a) 業務の要約

RC 造耐震壁の静的挙動を把握し、動的挙動に及ぼす静的影響因子を検討するために、静的加力実験を実施した。さらに、静的加力実験結果に基づいて耐力低下を考慮した当該耐震壁の復元力特性をモデル化し、静的加力実験結果および平成 14 年度の振動台実験結果のシミュレーションを試み、実験結果と解析結果の比較検討を行った。

その結果、静的加力実験については耐力低下の初期段階までは良好な対応を得ることがで

きた。一方、振動台実験については良好な対応を得るには至らなかった。

(b) 業務の実施方法

1) 実験の実施方法

ここでは、豊橋技術科学大学にて実施した「鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験」の概要を述べる。

a) 試験体

i) 試験体形状および実験変数

平成 14 年度振動台実験に用いたものと形状・寸法および配筋が同一の試験体を 2 体作成し、せん断スパン比を実験変数とした静的加力実験を実施した。本実験で用いた試験体は 6 層鉄筋コンクリート造建物を想定し、その連層耐震壁の下部 2 層を取り出した縮尺 1/3 のモデルである。試験体の部材断面詳細を表 1 に、形状を図 1 に、配筋を図 2 に示す。

耐震壁は壁内法高さ 800mm、内法長さ 1600mm、壁厚 80mm である。側柱は 200mm 角で、1 層の梁は幅 150mm、梁せい 200mm である。2 層の梁は上部スタブと一体となっている。また、基礎スタブは高さ 400mm、幅 2700mm、奥行き 700mm、上部スタブは高さ 350mm、幅 2700mm、奥行き 700mm で配筋はともに同じである。

実験変数はせん断スパン比であり、平成 14 年度振動台実験と同じせん断スパン比となるように実験を実施した。せん断スパン比は、せん断破壊先行型の試験体 A が 1.38、曲げ破壊先行型の試験体 B が 1.75 である。

) 試験体製作

試験体の製作は豊橋技術科学大学低層実験棟にて行った。製作の様子を写真 1~4 に示す。コンクリートの打設は、基礎スタブ、壁部 1 層（1 層梁上端レベルまで）、壁部 2 層と上部スタブの 3 回に分けて行った。打継面にはコンクリート打設の翌日に十分な目荒しを行った。また試験体 A の西側壁脚部にジャンカが確認された。

b) 材料特性

i) コンクリート

実験時の圧縮強度を表 2 に示す。使用したコンクリートは呼び強度 21N/mm^2 （実験時の目標圧縮強度が 27N/mm^2 ）である。

) 鉄筋

鉄筋の材料特性を表 3 に示す。試験体に使用した鉄筋は、SD295A の D6（壁筋、柱・梁横補強筋）と D10（梁主筋）、SD390 の D13（柱主筋、スタブ幅止筋）と SD295A の D13 および D25（スタブ筋）である。

c) 計測計画

計測は、原則として平成 14 年度振動台実験と同様のものとした。

変位の測定は、歪型変位計を用いて行った。変位の計測位置を図 3 に示す。測定箇所は、上部スタブおよび側柱での水平変位、側柱を 4 分割した軸方向変位、1 層梁および壁板の部分変位である。

鉄筋の歪は、柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋、梁主筋の主要な位置に歪ゲージを貼り

測定を行った。歪ゲージ貼付位置を図 4 に示す。

水平ジャッキおよび鉛直ジャッキにはロードセルを設置し、それぞれせん断力および軸力の計測を行った。また、試験体のひび割れ状況を把握するために、クラックスケールによるひび割れ幅の計測および写真、ビデオ、スケッチによるひび割れの記録を行った。

d) 実験方法

i) 載荷装置

載荷装置の形状を図 5 に、試験体の設置状況を写真 5 に示す。水平力は、反力壁に取り付けた容量 1000kN(100tf)、揚程 ±300mm の水平オイルジャッキにより与えた。さらに、反力フレームに取り付けた容量 2000kN(200tf)、揚程 ±400mm の 2 台の鉛直オイルジャッキにより、想定する 6 層鉄筋コンクリート建物の軸力である、442kN を試験体に与えると同時に、それぞれの試験体においてせん断スパン比を満足するように付加モーメントを与えた。

) 載荷計画

本実験では、表 4 に示すような載荷計画に従って載荷を行った。ここでの水平変位は上部スタブ位置(2000mm)での変位であり、部材角は水平変位を上部スタブ位置で除したものである。

e) 試験体の諸強度

試験体 A および B の耐力算定結果を表 5 に、加力点高さをパラメータにして耐力を表わしたものを図 6 に示す。曲げ強度は実用略算式、せん断強度は既往の略算式(荒川式、広沢式)、および靱性保証型指針のせん断強度式を用いて求めた。

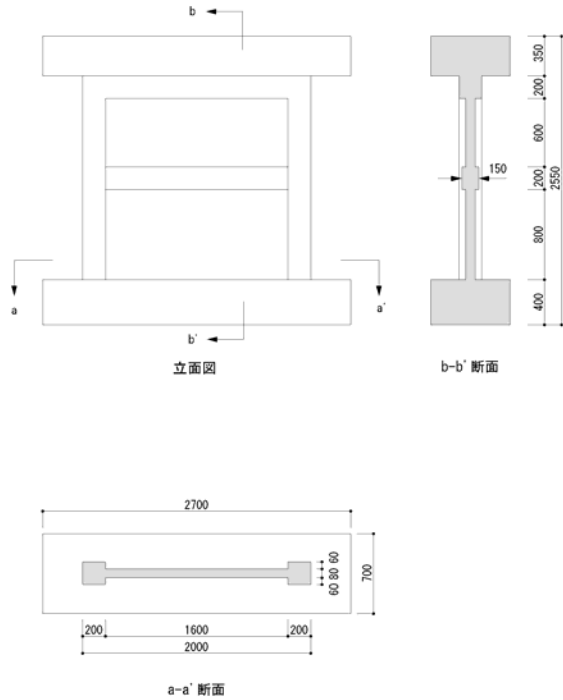


図 1 試験体形状

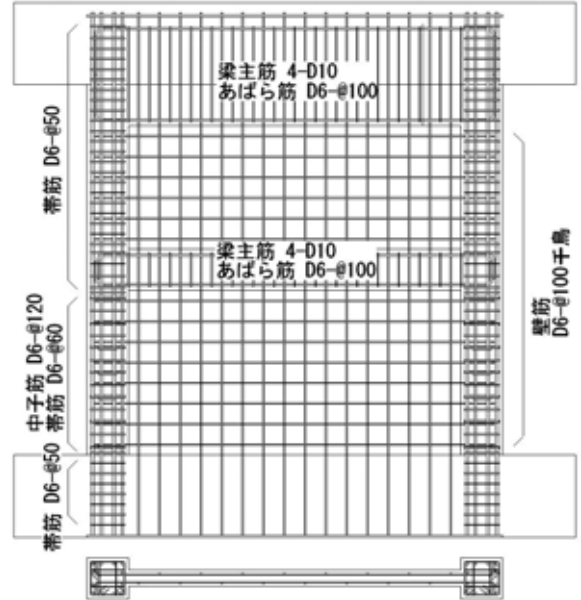


図 2 壁部の配筋

D:計測フレームから計測
I:試験体に取り付けて計測

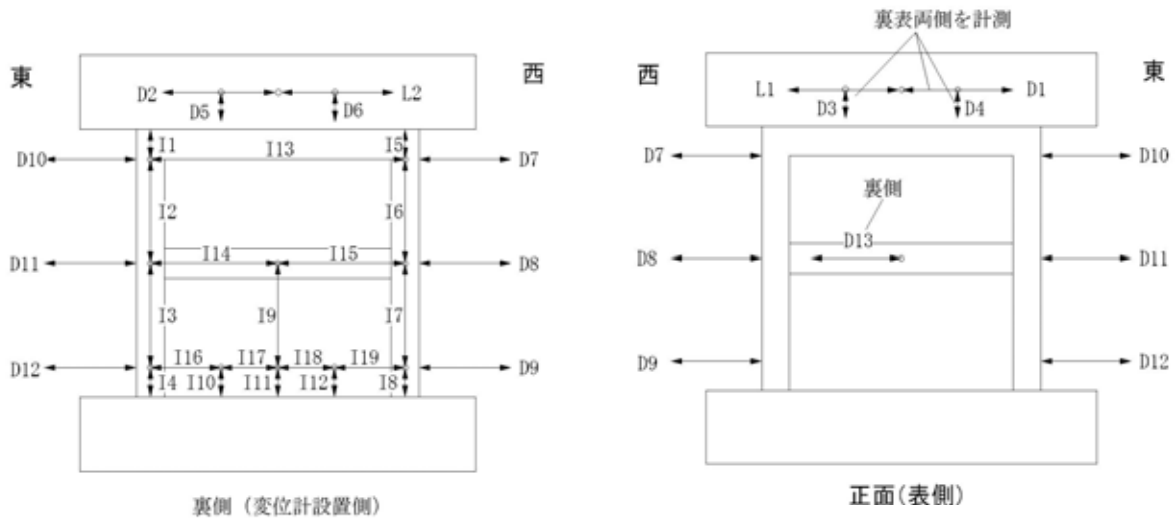


図 3 変位計設置位置

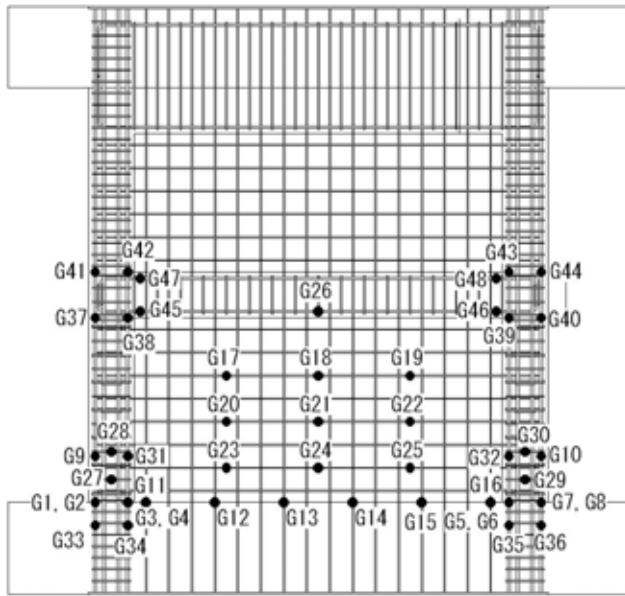


図4 歪ゲージ位置

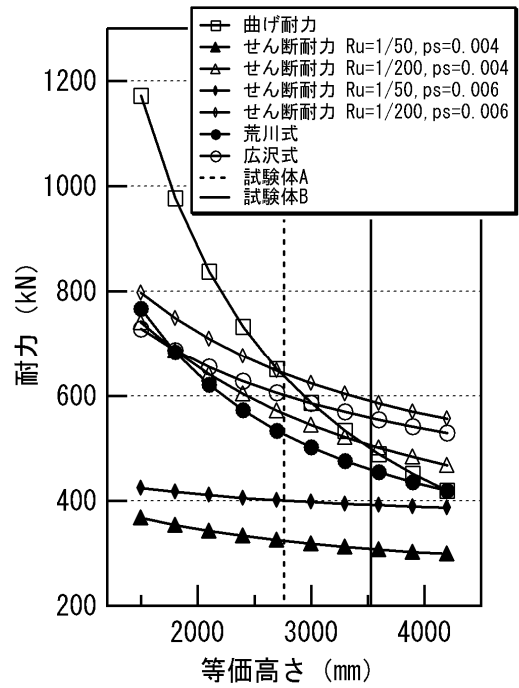


図6 耐力算定結果

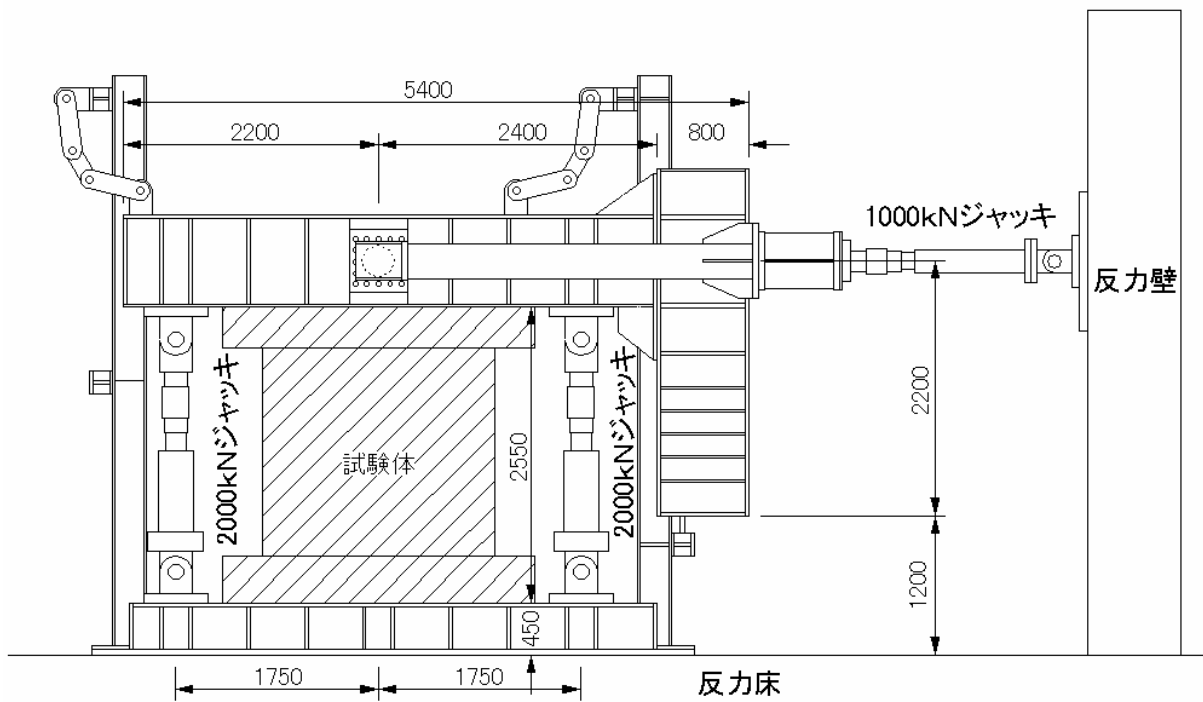


図5 荷装置形状

表 1 部材断面詳細 (単位: mm)

部材	Fc=27MPa, SD295,SD390(柱主筋のみ)				
柱(2F) 基礎 スタブ 接合部	B×D	200×200	柱(1F)	B×D	200×200
	主筋	12-D13(pg=3.8%)		主筋	12-D13(pg=3.8%)
	帯筋	2-D6@50(pw=0.64%)		帯筋	2-D6@60(pw=0.53%)
	副帯筋	none		副帯筋	2-D6@120(pw=0.27%)
梁(3F) スタブ内 300に飲込	B×D	200×200	梁(1F)	B×D	150×200
	主筋	4-D10(pt=0.54%)		主筋	4-D10(pt=0.54%)
	あばら筋	2-D6@100(pw=0.42%)		あばら筋	2-D6@100(pw=0.42%)
壁(2F上部)	壁厚	80	壁(1F)	壁厚	80
	縦筋	2-D6@100(ps=0.8%)		縦筋	D6@100(ps=0.4%)

表 2 実験時のコンクリート圧縮強度

試験体	部位	材令	B
		(日)	(N/mm ²)
試験体A	1層壁部	39	26.0
	2層壁部	34	27.9
試験体B	1層壁部	46	27.4
	2層壁部	41	30.2

表 3 鉄筋の材料特性

種別・使用部位		降伏点	ヤング係数	引張強さ	伸び
		(%)	(kN/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
D6(SD295A)	壁筋、柱・梁横補強筋	371	199	495	12.9
D10(SD295A)	梁主筋	378	199	473	28.0
D13(SD390)	柱主筋	485	192	615	18.5

表 4 載荷計画

部材角(rad)	変位(mm)	試験体A	試験体B
		サイクル(回)	サイクル(回)
1/1600	1.25	1	1
1/800	2.5	1	1
1/400	5	2	2
1/200	10	2	2
1/133	15	2	2
1/100	20	2	2
1/67	30	2	2
1/50	40	1	2
1/33	60	1	1
1/20	100	正方向のみ	正方向のみ

表 5 耐力算定結果 (単位: kN)

	曲げ		せん断			
	降伏	終局	ひび割れ	終局		
				荒川式	広沢式	指針式(Ru=1/200)
試験体A	564.5	639.0	342.0	526.3	599.8	565.5
試験体B	441.0	499.8	342.0	458.6	557.6	504.7



写真 1 鉄筋組み立て(1層梁まで)



写真 2 基礎スタブ打設、1層部型枠組み立て



写真 3 打設完了



写真 4 試験体完成



写真 5 試験体設置状況

2) 解析の実施方法

a) 静的解析の実施方法

) 解析概要

既往の実験的研究²⁾から、RC 部材が正負繰り返し载荷を受けることにより、曲げ降伏後に耐力低下を起こすことが一般に知られている。本実験においてもこの耐力低下が確認できた。そこで本解析では、既往の研究に基づいて復元力特性モデルを構築し、実験で得られた履歴曲線を再現することを目的とした解析を実施した。

) 復元力特性モデル

本解析では以下のような復元力特性モデルを用いた。

【スケルトンカーブ】

スケルトンカーブには図7に示すような5折線型のスケルトンカーブを採用し、実験で得られた履歴曲線を基にスケルトンカーブを推定した。

【履歴モデル】

履歴モデルには4つのパラメーター(、 α' 、 β 、 γ)によって、履歴面積の小さいスリップ性状から履歴面積の大きい性状のものまで表すことができる TAKEDA-SLIP モデルを使用した。TAKEDA-SLIP モデルの履歴ループを図8に示す。

【剛性低下】

梅村らの研究³⁾を参考にして、指向点の移動という形で剛性低下を考慮した。指向点移動の考え方を図9に示す。指向点の移動量は以下の式(1)で表される。剛性低下係数 α' は、指向点の変位増加量を決定するパラメーターである。

$$d_n = d_p + (d_{\max} - d_{\min}) \times \alpha' \quad (1)$$

ここに、 d_n : 新しい指向点

d_p : 前回の同方向の指向点

d_{\max} : 前回の同方向の最大変位

d_{\min} : 前回の反対方向の最大変位

α' : 剛性低下係数

) 解析手順

本解析は以下のような手順で実施した。

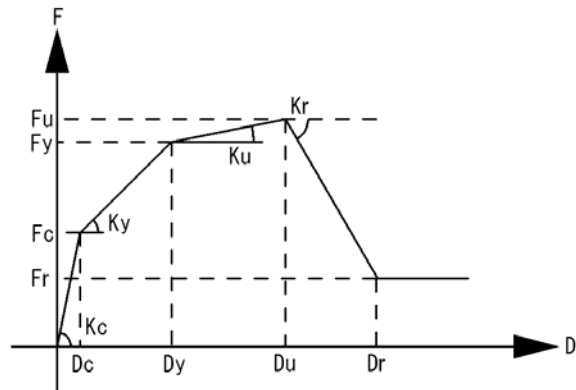


図7 スケルトンカーブ

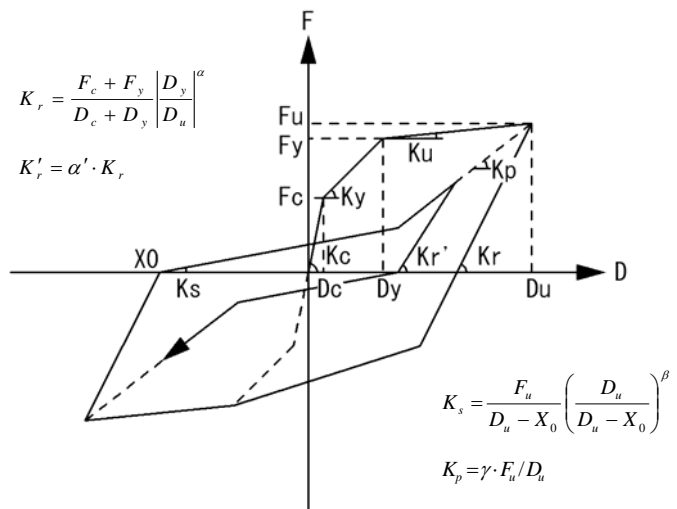


図8 TAKEDA-SLIP モデルの履歴ループ

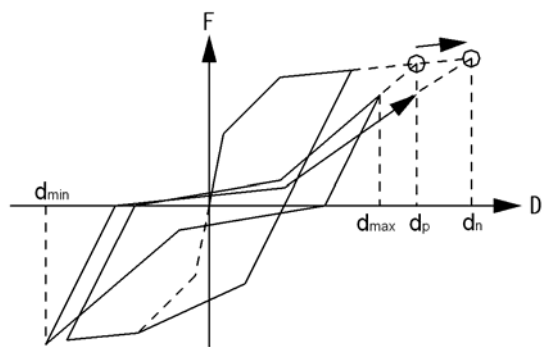


図9 指向点移動

実験結果を基にスケルトンカーブを決定

TAKEDA-SLIP モデルの 4 つのパラメーターを任意に設定

剛性低下係数 の値を任意に設定

解析実行

～ の手順を繰り返し行い、実験結果を良好に再現するパラメーターを試行錯誤的に決定した。

b) 動的解析の実施方法

) 解析概要

静的解析によって決定したパラメーターを用いて 1 質点系モデルを用いた地震応答解析を実施し、平成 14 年度に防災科学技術研究所において実施された耐震壁単体での振動台実験の結果のシミュレーションを試みた。

) 復元力特性モデル

復元力特性モデルには、静的解析と全く同様なものを用いた。

) 解析方法

地震応答解析は、全重量がひとつの質点として重心位置にあると仮定し、1 質点系モデルを使用した。運動方程式の数値積分には、Newmark 法 ($\gamma=1/4$) の増分法を用い、各積分時刻において反復法により、運動方程式と履歴特性を同時に満足させた。積分時間刻みは入力地震動の加速度データの時間刻み (0.02 秒) の 1/10 とし、0.002 秒を用いた。減衰係数は履歴モデルの瞬間剛性に比例するものと仮定し、弾性時の減衰定数を 0.02 として求めた。

(c) 業務の成果

1) 実験結果に基づく耐震壁単体の静的挙動の把握

a) 破壊状況

各部材角終了時における試験体のひび割れ状況を以下に述べる。破壊状況は観察されたひび割れの発生状況やひび割れの幅、鉄筋に貼付した歪ゲージから得られた降伏状態などから判断した。各部材角の終了時における試験体のひび割れ状況を図 10 に、部材角 1/100 の時の破壊状況および最終破壊状況を写真 6～9 に示す。

) ひび割れ経過

R=±1/800～±1/200

両試験体とも変形部材角 R=±1/800～±1/200 まではほぼ同様なひび割れの経過をたどり、R=±1/800 では初期ひび割れが 1 層壁部下部および両側柱に発生し、R=±1/400 で引張側柱脚に曲げひび割れ、引張側柱の中間部から上部にかけて引張りひび割れおよび壁部のひび割れが大量に発生し伸展した。また、試験体 B では R=+1/400 の載荷ピーク時には東側柱脚部が約 0.1 mm 浮き上がっているのが確認された。続いての R=±1/200 において鉄筋に貼付した歪ゲージより引張側柱主筋の全てにおいて降伏が確認され、降伏耐力に達した。また R=+1/200 の載荷ピーク時には試験体 B の東側柱脚部の浮き上がりは約 0.5 mm に拡大しており、柱頭部分にも同様に約 0.5 mm の隙間が確認された。

R=±3/400

試験体 A では、R=+3/400 の 1 回目載荷時において東側柱脚部に曲げひび割れが発生するとともに、西側柱脚部にせん断ひび割れが発生した。R=+3/400 の 2 回目載荷時において西側柱脚部のせん断ひび割れと壁部のひび割れが繋がると同時に、西側壁脚部に細かなひび割れが大量に発生し、圧壊の兆候が見られた。一方、試験体 B では、1 回目載荷時において東側壁部下部東側に大きな曲げひび割れが発生し、曲げ型の破壊性状が顕著に現れてきた。

R=±1/100

試験体 A では、R=+1/100 の 1 回目載荷時において西側壁脚部のコンクリートの剥落が起こった。それとともに R=+1/100 の 2 回目載荷時において耐力の著しい低下が起こり、西側壁脚部の圧壊が起こった。一方、試験体 B では、R=+1/100 の 1 回目載荷時に西側柱脚部にせん断ひび割れが発生するとともに細かなひび割れが大量に発生し、圧壊の兆候が見られた。

R=±1/67

試験体 A では、R=+1/67 の 1 回目載荷時に西側壁脚部および西側柱脚部の圧壊が進行するとともに、西側壁脚部の圧壊と 1 層壁部東側の曲げせん断ひび割れが一気に拡大し、壁が約 15mm 滑って急激に破壊が進行した。基礎スタブに対して左回りで 25 度の角度で 1 層壁部全体にコンクリートの剥落が起こった。一方、試験体 B では、R=+1/67 の 1 回目載荷時には鉄筋のひずみ硬化に伴う耐力の上昇が確認された。R=+1/67 の 2 回目載

荷時に西側壁脚部のコンクリートの剥落が起こり、圧壊が起こり始めた。また、 $R=-1/67$ の2回目載荷時に東側壁脚部のコンクリートの剥落が起った。

$R=\pm 1/50$

試験体 A では、コンクリートの剥落が進行するとともに、壁縦筋の座屈や破断が見られた。一方、試験体 B では、 $R=+1/50$ の1回目載荷時に西側壁脚部および西側柱脚部の圧壊が進行するとともに、西側壁脚部の曲げひび割れと1層壁部東側の曲げせん断ひび割れが一気に拡大し、壁が滑って急激に破壊が進行した。基礎スタブに対して左回りで20度の角度で1層壁部全体にコンクリートの剥落が起こった。

）破壊性状

圧壊の兆候が見られる以前の部材角では、両試験体ともひび割れの発生状況にあまり違いがないが、圧壊の兆候が見られた部材角(試験体 A で $R=1/133$ 、試験体 B で $R=1/100$)でのひび割れ幅を見ると、試験体 A では、圧縮側柱脚近傍で角度が 45° 以上のせん断ひび割れの幅が拡大しているのに対し、試験体 B では引張側の曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れが拡大していき、ひび割れ推移状況の違いが確認できた。しかし、破壊形式としては、ともに曲げ降伏後に壁の圧縮側柱脚付近のコンクリートの圧壊による圧縮せん断破壊となった。

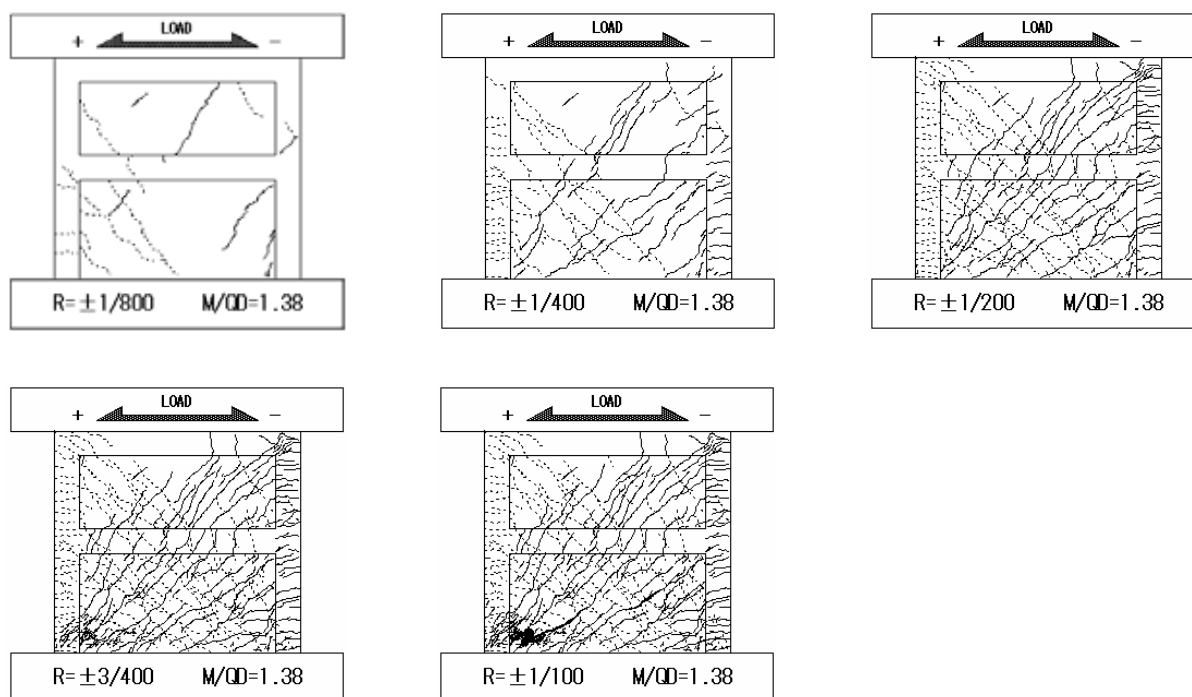


図 10 各部材各の終了時におけるひび割れ状況(試験体 A)

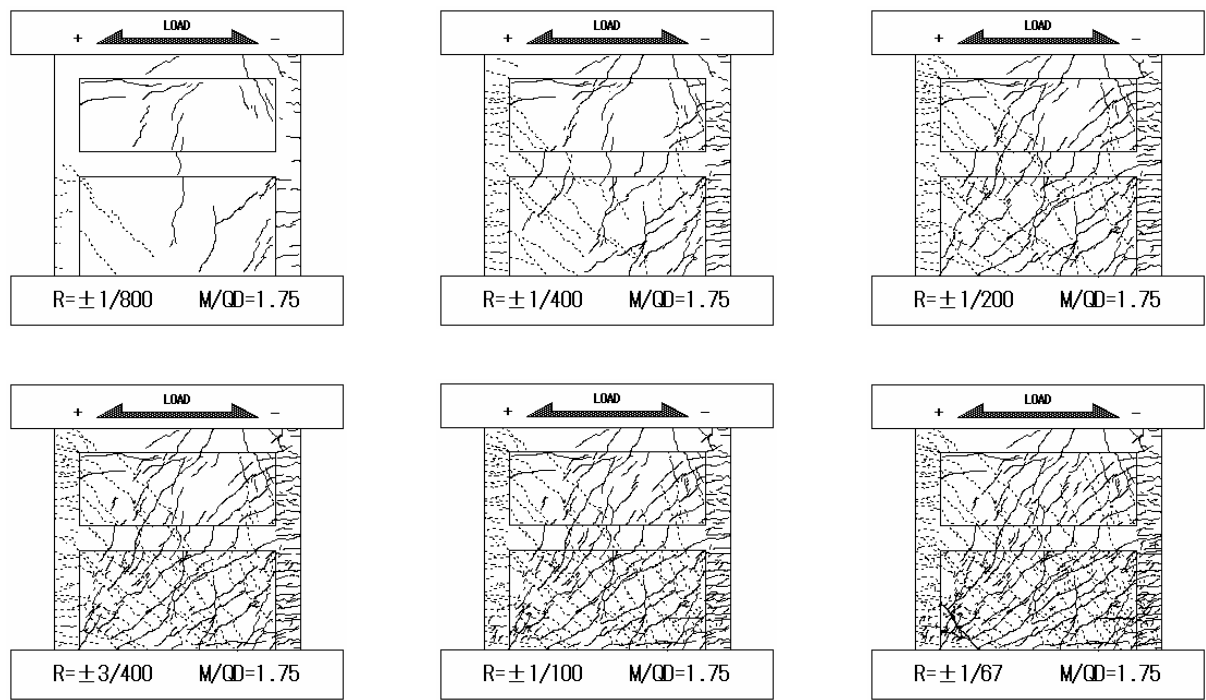


図 10 各部材角の終了時における破壊状況（試験体 B）



写真 6 部材角 1/100 終了時（試験体 A）



写真 7 最終破壊状況（試験体 A）



写真 8 部材角 1/100 終了時（試験体 B）



写真 9 最終破壊状況（試験体 B）

b) 復元力特性

せん断力と部材角の関係を曲げ強度およびせん断強度(AIJ式)の計算値と併せて図11に示す。

両試験体とも部材角 $R=1/800$ でほぼ弾性範囲であり、部材角 $R=1/400$ で剛性低下が見られ、部材角 $R=1/200$ において引張側柱脚の主筋が全て降伏したことにより、ほぼ最大耐力に達した。また、試験体Bは降伏後に鉄筋のひずみ硬化に起因する耐力上昇が確認された。以降、試験体Aでは $R=1/100$ の二回目正加力時で 100kN 程度の耐力低下が見られる。これは圧縮側柱脚のせん断ひび割れが壁部とつながり、柱が圧縮力を負担できなくなり、圧縮側柱脚付近の壁部に圧縮力が集中したことにより、圧壊したためであると考えられる。続いての部材角 $R=1/67$ 繰り返し加力で斜め圧縮せん断破壊し、急激に耐力が低下した。一方、試験体Bでは、部材角 $R=1/67$ の繰り返し加力まで、耐力低下の少ない安定した曲げ降伏型の復元力特性が得られ、部材角 $R=1/50$ 繰り返し加力において斜め圧縮せん断破壊し、急激に耐力が低下した。最大耐力は試験体Aで 681kN 、試験体Bで 545kN であり両試験体とも曲げ強度の計算値とほぼ一致していた。

せん断スパン比による違いは、耐力の違いおよび靱性の違いとして表れている。とくに靱性の違いは、曲げ降伏以降の部材角 $R=1/67$ の加力時において見られ、試験体Aでは耐力が低下しながら変形しているのに対し、試験体Bは耐力を維持したまま変形していることが分かる。したがって、せん断スパン比の大きい試験体Bの方が履歴ループの面積が大きくなり、履歴エネルギー吸収能力の大きい性状を示した。このことは耐力の計算値において、試験体Aでは曲げ耐力がせん断耐力を上回り、試験体Bではせん断耐力が曲げ耐力を上回ることに対応している。

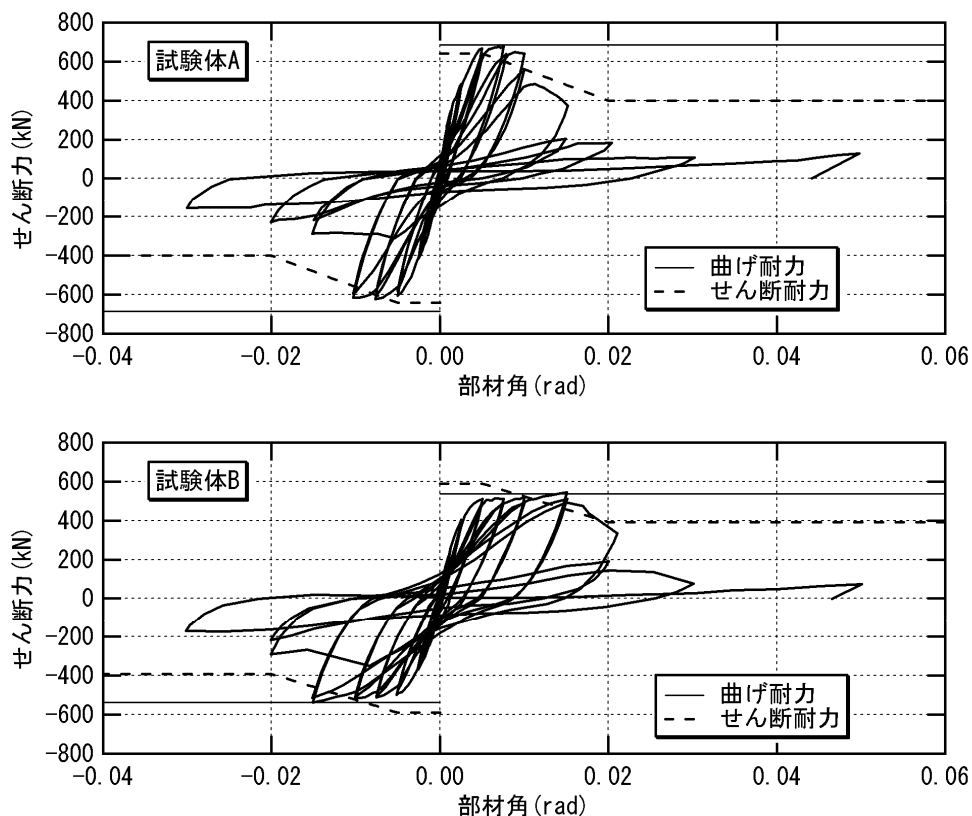


図11 せん断力 部材角関係

c) 変形性能

1) 側柱の軸方向変形

ベースモーメントと柱脚部(脚部から高さ 200mm)の軸方向ひずみの関係を図 12、13 に、ベースモーメントと柱頭部(頭部から下 200mm)の軸方向ひずみの関係を図 14、15 に示す。

柱頭部における軸方向変形を見ると、両試験体とも軸方向歪は小さく、ほぼ弾性であることがわかる。また、引張側の傾きが圧縮側の傾きより緩やかになっており、引張側でコンクリート面が開いて、鉄筋により軸方向力を負担し、圧縮側で開いたコンクリート面が閉じて、それらが軸方向力を負担し、剛性が上がっている様子が見てとれる。

柱脚部における軸方向変形を見ると、圧縮側軸方向歪の絶対値では図 9 より試験体 A では約 0.60%、試験体 B では約 0.52% となり、また図 10 より、試験体 A では約 0.47%、試験体 B では約 0.67% となり、せん断スパン比による違いは見られなかった。引張り側軸方向歪について見ると、両試験体とも部材角 $R=1/400$ の繰り返し加力までは、ほぼ弾性範囲であったが、部材角 $R=1/200$ の繰り返し加力で引張り側柱脚の主筋が降伏したことにより軸方向歪が大きくなり、部材角 $R=1/133$ の繰り返し加力でベースモーメントを維持したままさらに軸方向歪が進んだ。以降、試験体 A では軸方向歪は変化せず、部材角 $R=1/133$ とほぼ同様な履歴ループを描いた。一方、試験体 B では部材角 $R=1/67$ でさらにベースモーメントを保持したまま軸方向歪が進み、以降 $R=1/67$ とほぼ同様な履歴ループを描いた。

ここでも、復元力特性と同様に部材角 $R=1/67$ の加力時においてせん断スパン比による違いが見られ、せん断スパン比の大きい試験体 B の方が履歴ループの面積が大きくなった。

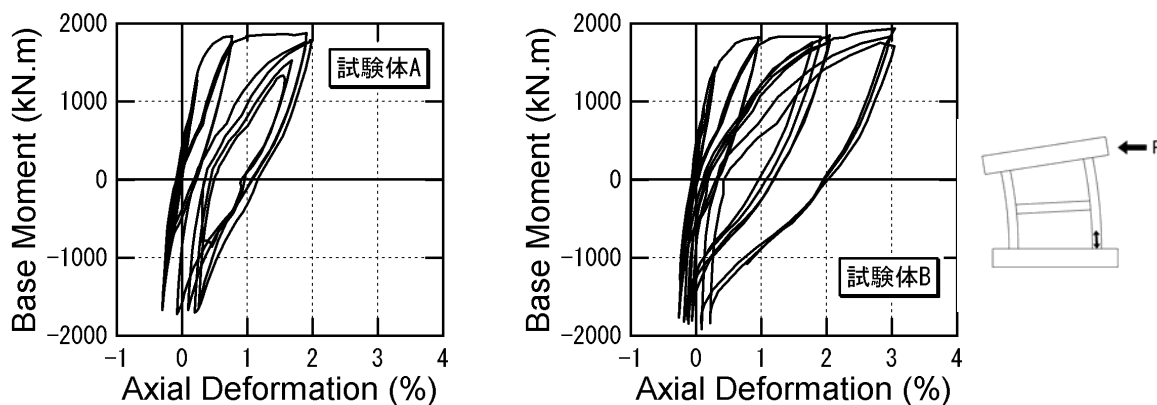


図 12 ベースモーメントと軸方向ひずみの関係 (柱脚部東側)

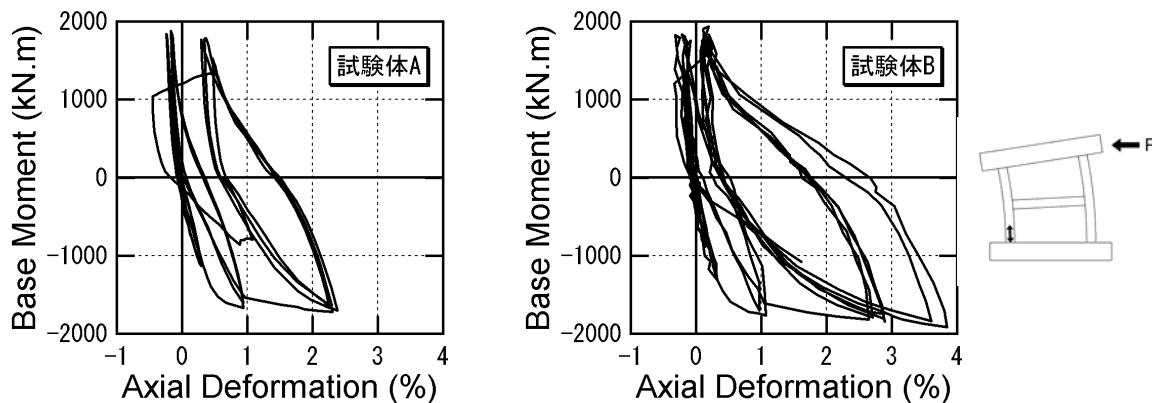


図 13 ベースモーメントと軸方向ひずみの関係 (柱脚部西側)

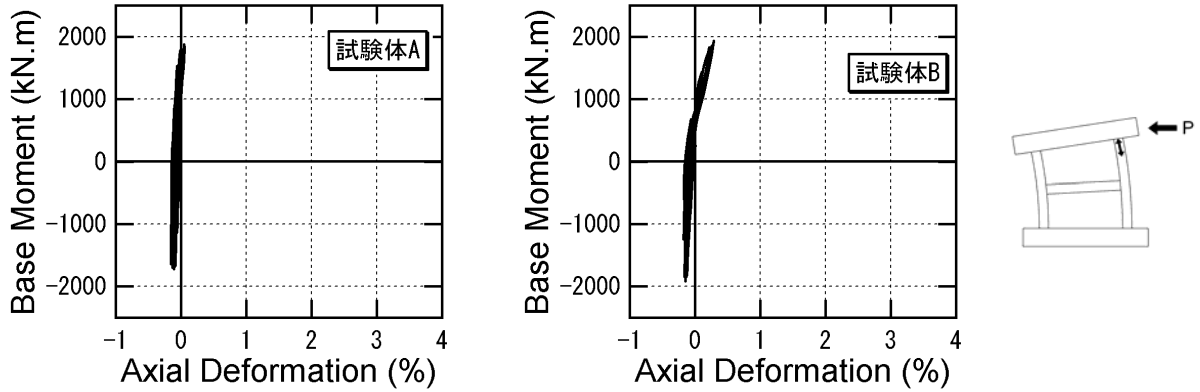


図 14 ベースモーメントと軸方向ひずみの関係（柱頭部東側）

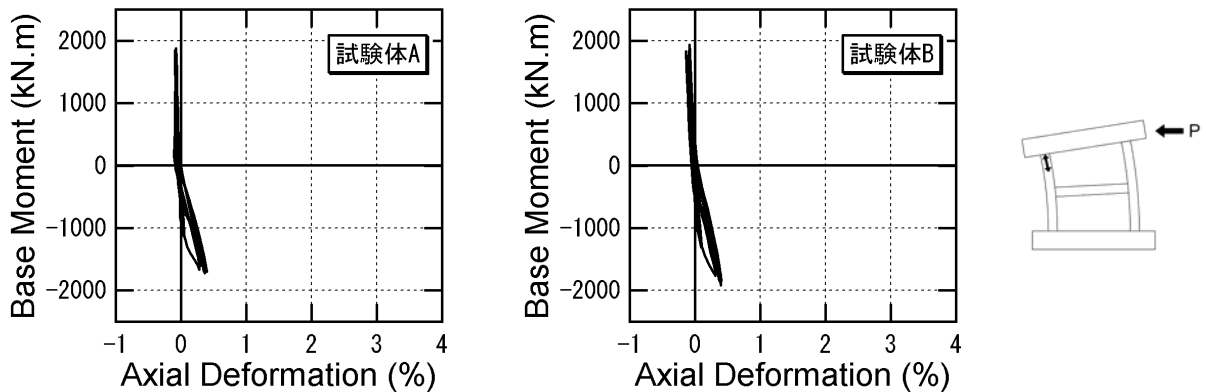


図 15 ベースモーメントと軸方向ひずみの関係（柱頭部西側）

) 曲率分布

壁高さ方向の曲率分布を図 16 に示す。曲率は、高さ方向を 4 分割し、変位計 (I1~I8) により測定した側柱伸縮量から平面保持を仮定して、各ブロックから算定した。

両試験体とも、部材角 $R = \pm 1/400$ 程度では下層から上層にかけてなだらかに曲率が減少し、部材角 $R = \pm 1/200$ において最下層部に曲率が集中し始め、部材角 $R = \pm 1/133$ においてさらに最下層部に曲率が集中した。以降、試験体 A では、部材角 $R = \pm 1/100$ において最下層部の曲率が減少し、中層部の曲率が増加したために曲率がなだらかになった。部材角 $R = +1/67$ では最下層部の曲率にあまり変化が見られなかったが、 $R = -1/67$ において最下層部の曲率が大きく減少した。一方、試験体 B では、部材角 $R = +1/100$ において最下層部の曲率が減少し、中層部の曲率が増加したために曲率がなだらかになったが、部材角 $R = -1/100$ においては最下層部にさらに曲率が集中した。部材角 $R = \pm 1/67$ では、最下層部および中層部において同程度の曲率の増加がみられた。部材角 $R = +1/50$ では最下層部の曲率にあまり変化が見られなかったが、部材角 $R = -1/50$ において最下層部の曲率が大きく減少した。

両試験体ともほぼ同じような曲率の変化が見られるが、せん断スパン比による違いは曲げ降伏以降の部材角 $R = 1/100$ において見られ、試験体 A では最下層部の曲率の変化が見られず、試験体 B ではさらに最下層部に曲率が集中した。

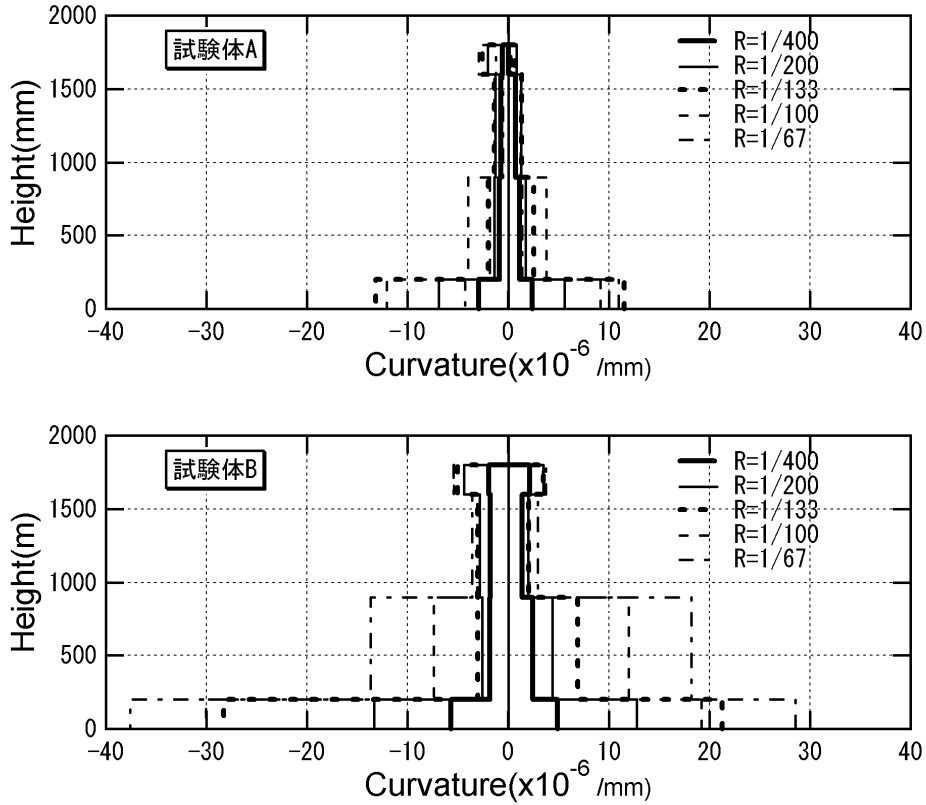
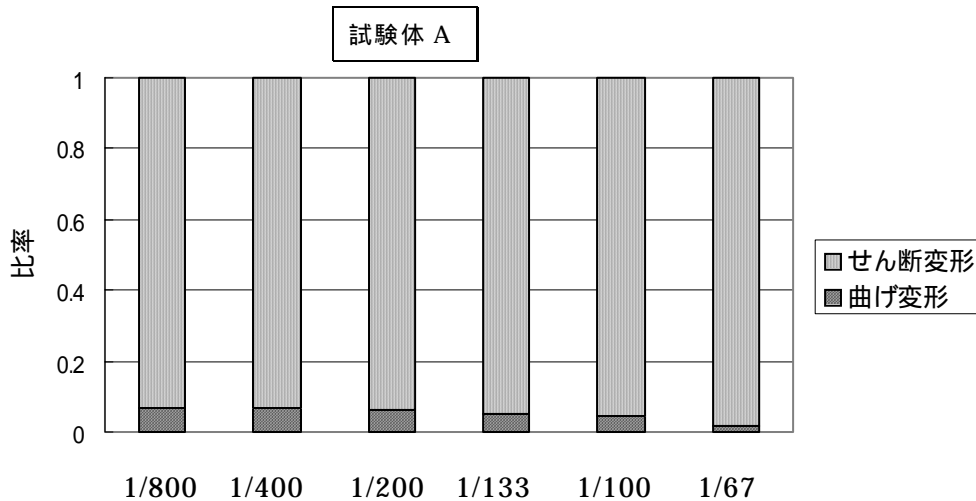


図 16 壁高さ方向の曲率分布

) 曲げ変形とせん断変形

曲げ変形とせん断変形の割合を図 17 に、ベースモーメントと曲げ変形の間を関係を図 18 に、せん断力とせん断変形の間を関係を図 19 に示す。求めた曲率により生ずる水平変位の和を曲げ変形として、せん断変形は全体の水平変形から曲げ変形を除いたものとする。

図 17 より変形部材角ごとの曲げ変形の割り合いは、試験体 A において 5~7% 程度、試験体 B において 13~17% 程度で、曲げ降伏後のせん断破壊にいたるまではほとんど変化が見られない。図 18、図 19 より、せん断変形および曲げ変形については、両試験体ともせん断変形が卓越していることが分かる。



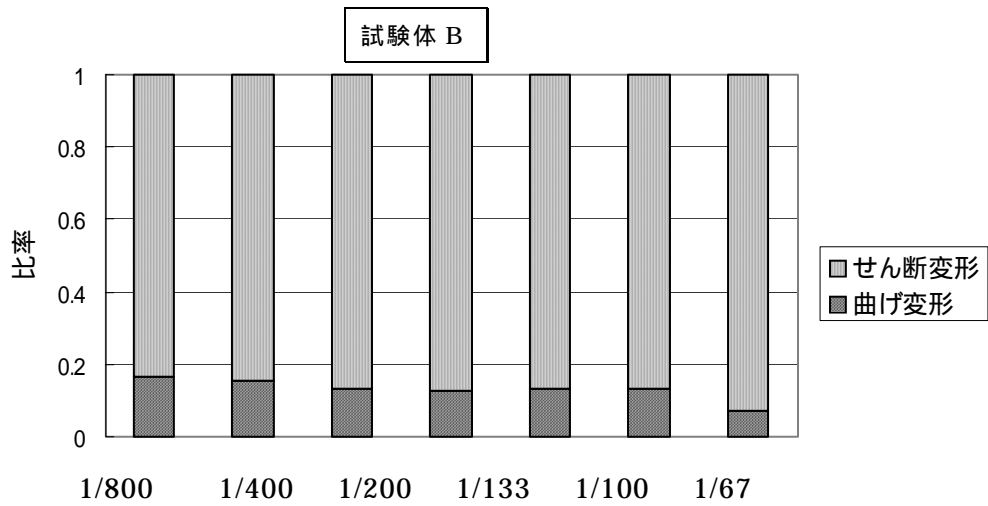


図 17 曲げ変形とせん断変形

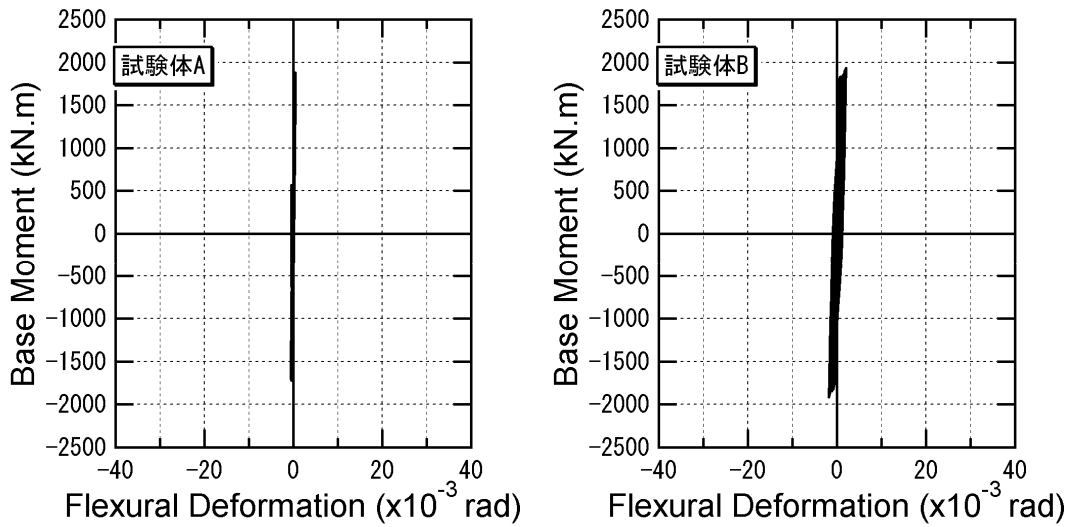


図 18 ベースモーメントと曲げ変形の関係

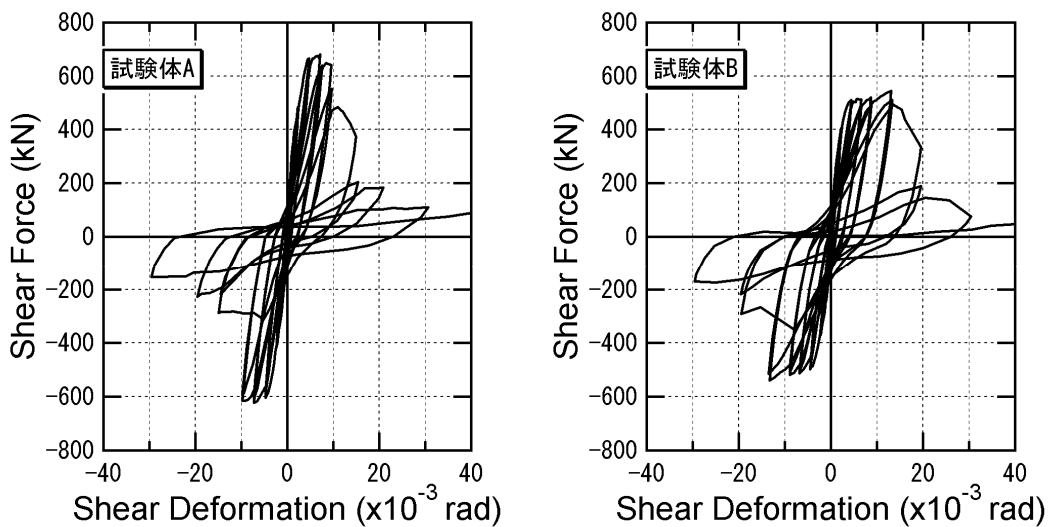


図 19 せん断力とせん断変形の関係

）柱脚および壁脚部変形

壁および柱の脚部（200mm）における、変位計による軸方向変形を図 20 に示す。

両試験体とも部材角が大きくなるにつれて中立軸位置は側柱に近づいていくことが分かる。歪ゲージにより測定された危険断面の歪分布（図 23）は、鉄筋が降伏する以前の部材角 $R=1/400$ においてほぼ対応しているが、絶対値は小さい。

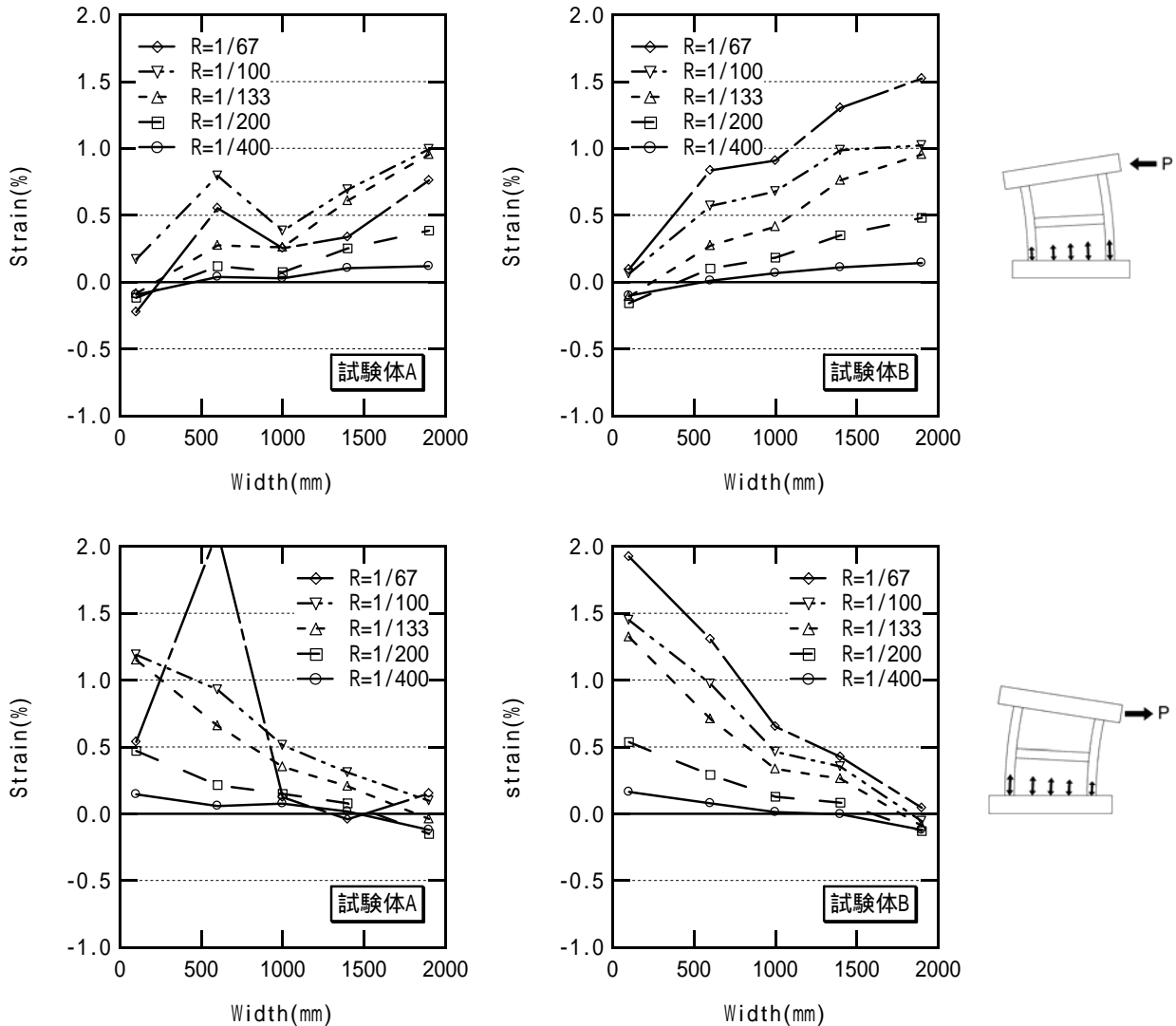


図 20 壁および柱の脚部における変位計による軸方向変形

）頂部回転角

ベースモーメントと頂部回転角の関係を図 21 に示す。

試験体 A では、曲げ降伏以降、頂部回転角はあまり変化しなかった。履歴ループの面積は、図 11 の復元力特性（せん断力と頂部水平変形角の関係）と同様に小さく、履歴エネルギー吸収能力の少ない性状を示した。一方、試験体 B では、曲げ降伏以降もベースモーメントを保持したまま頂部回転角が増加していった。履歴ループの面積は、試験体 A に比べて、図 11 の復元力特性（せん断力と頂部水平変形角の関係）と同様に大きく、履歴エネルギー吸収能力の大きい性状を示した。

また、各部材変形角のピーク時における変形角と頂部回転角を比べると、両試験体とも

終局破壊（試験体 A で $R=1/67$ 、試験体 B で $R=1/50$ ）で一気に頂部回転角が小さな値となっている。このことからせん断破壊した事が分かる。また終局破壊以前を見ると試験体 A は試験体 B に比べ、どの変形角に対しても頂部回転角が近い値となっている。

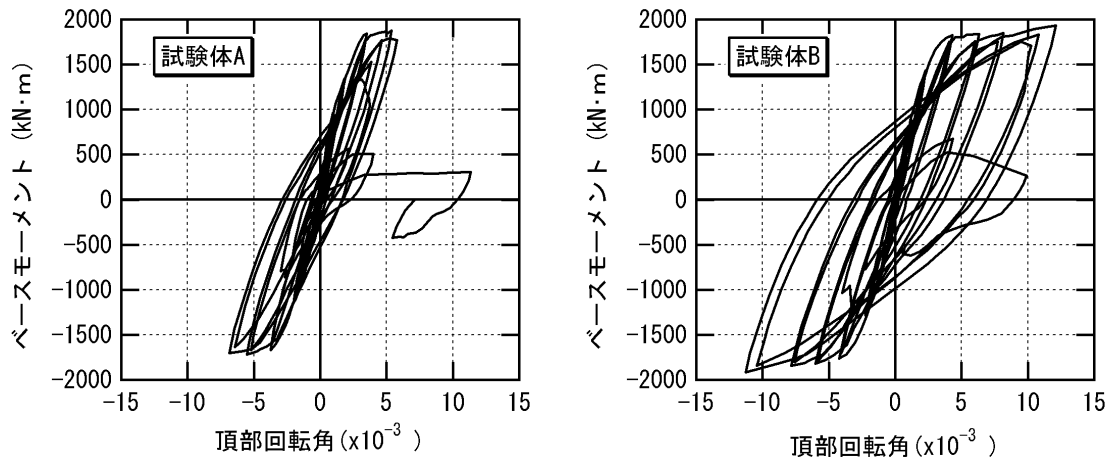


図 21 ベースモーメントと頂部回転角の関係

) 等価粘性減衰定数

部材角ごとの等価粘性減衰定数を図 22 に示す。

等価粘性減衰定数は、試験体 A では 5～15% 程度の範囲にあり、試験体 B では 5～20% 程度の範囲にある。また試験体 B は試験体 A に比べて、粘性減衰定数の値が大きく、その上昇の割合も大きい。これらのことから試験体 B の方が、エネルギー吸収能力が高いことが分かる。

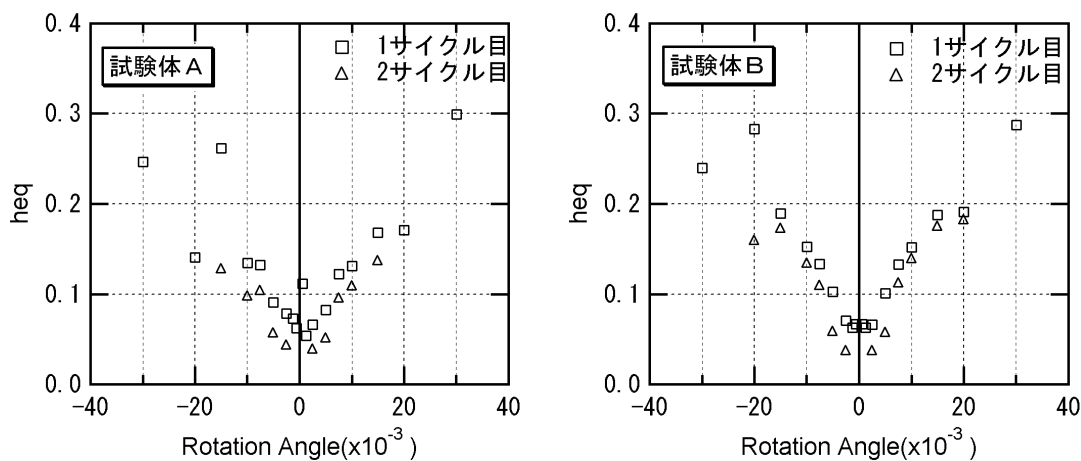


図 22 変形部材角ごとの等価粘性減衰定数

d) 鉄筋の歪分布および応力分布

) ひずみ分布

ひずみゲージにより測定された各ひずみ分布を図 23 に示す。引張側柱脚の降伏状況について、両試験体とも変形部材角 $R=1/200$ の一回目加力時で側柱の主筋のほとんどが降伏した。引張側となる壁の縦筋は、両試験体とも $R=1/200$ の一回目加力時で全てが降伏した。

また 1 層の壁横補強筋は、試験体 A で $R=1/133$ の一回目加力時で 9 ヶ所の計測置中 1 ヶ所降伏し、二回目加力時には、ほとんどが降伏した。一方、試験体 B では $R=1/100$ の二回目加力時で 9 ヶ所中 1 ヶ所降伏し、 $R=1/67$ の一回目加力時で 3 ヶ所降伏し、二回目加力時でほとんどが降伏した。側柱の縦方向の圧縮側ひずみ分布は両試験体とも $R=1/100$ 以降、下層部から高さ 20 cm の位置で引張側に歪んでいた。柱主筋および壁脚部の縦筋においては両試験体の降伏状況に違いが見られないが、横補強筋の降伏状況に違いが見られた。

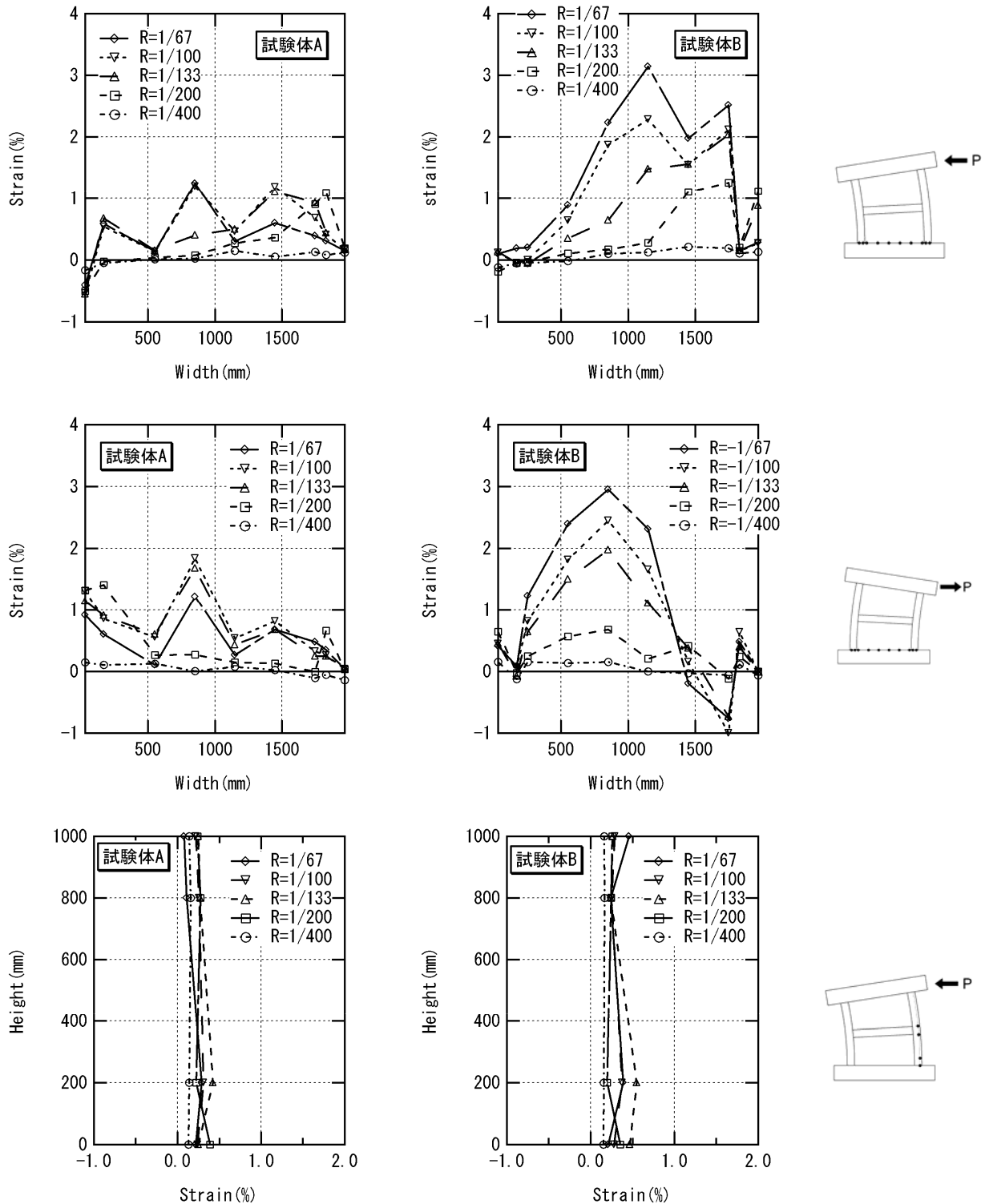


図 23 ひずみゲージにより測定された各ひずみ分布

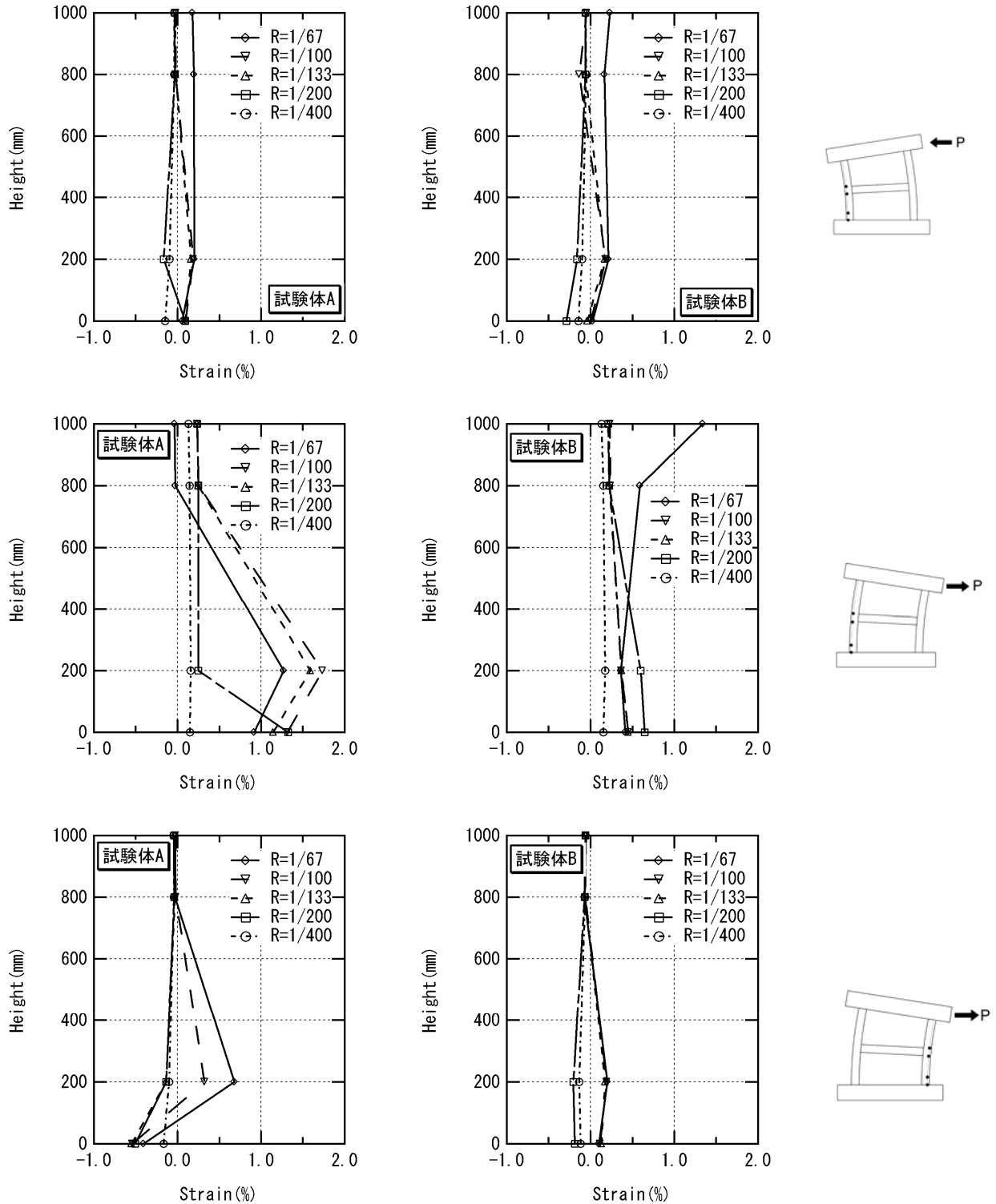


図 23 ひずみゲージにより測定された各ひずみ分布

) 応力分布

測定された各ひずみより算定した鉄筋の応力分布を図 24 に示す。引張側柱の主筋において壁脚部から 200mm の高さに貼り付けたひずみゲージより得られた応力が、変形部材角 $R=1/200$ 以降で突如、圧縮側となる応力状態を示した。

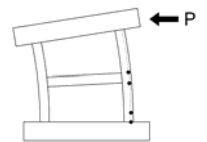
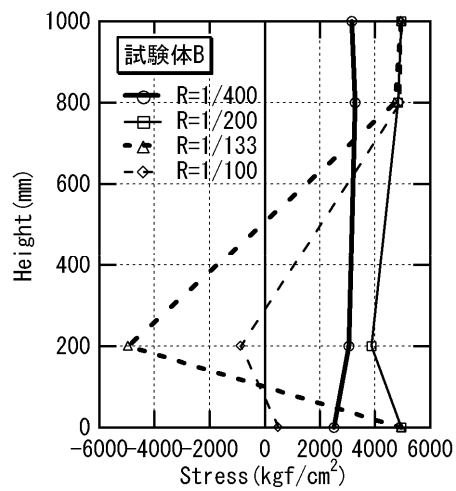
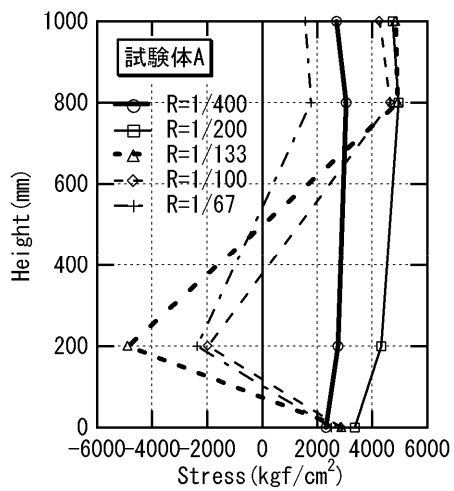
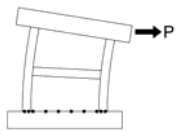
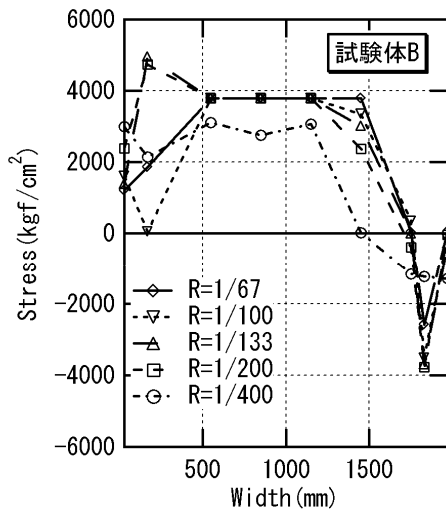
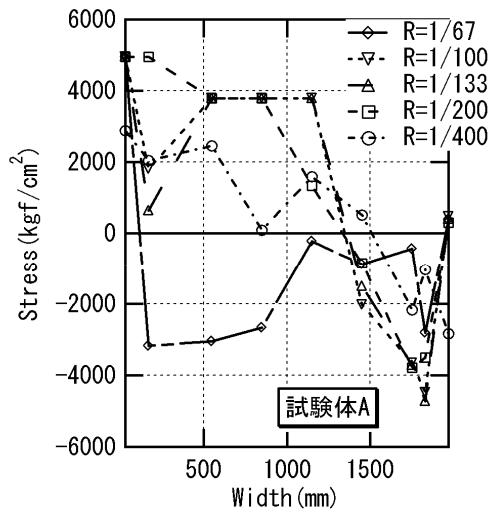
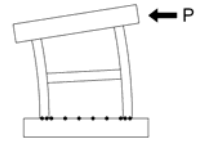
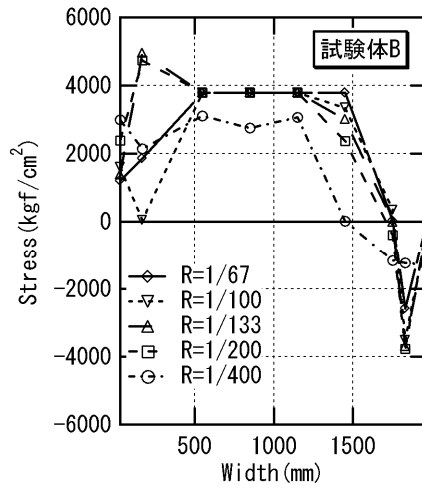
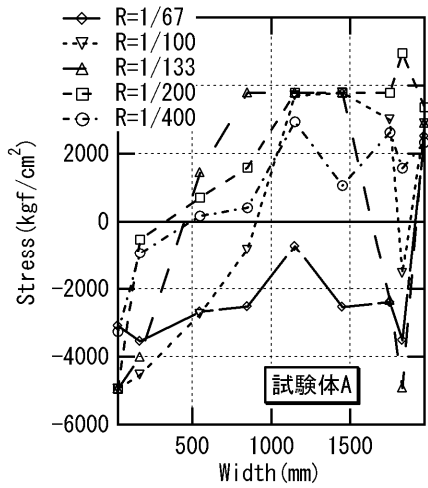


図 24 鉄筋の応力分布

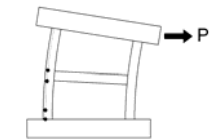
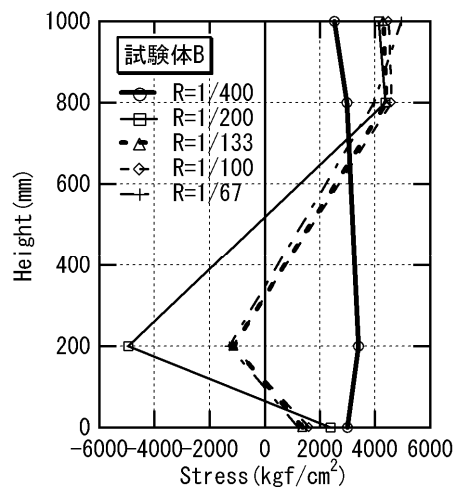
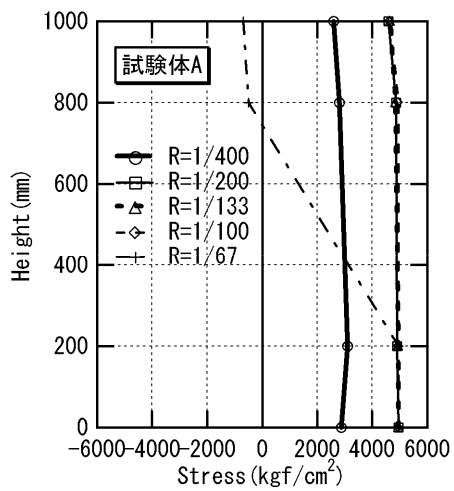
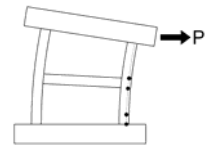
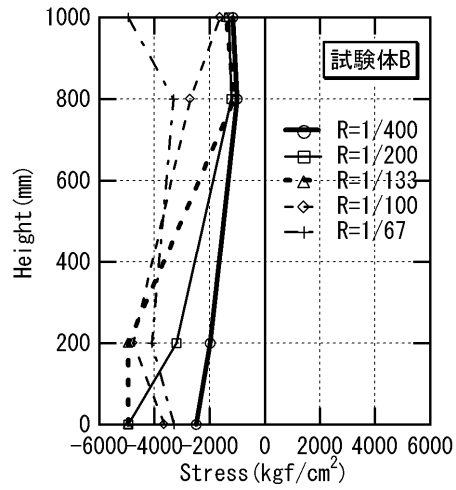
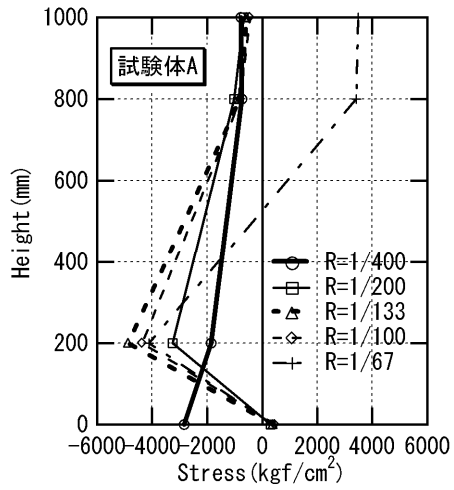
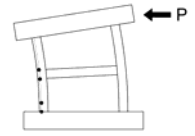
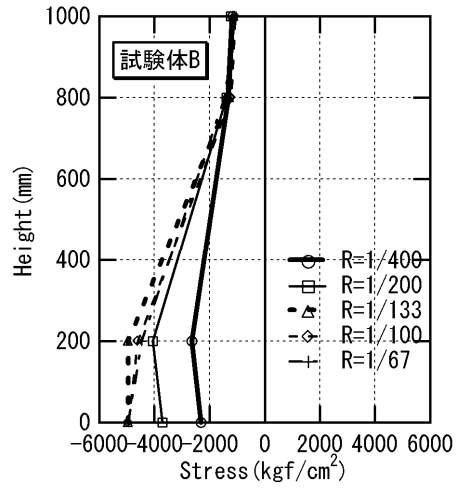
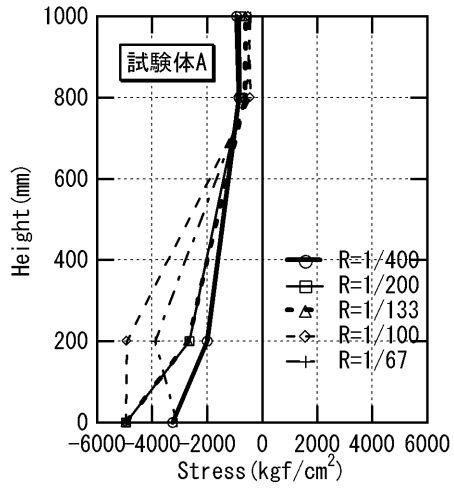


図 24 鉄筋の応力分布

2) 解析結果に基づく耐震壁単体の挙動の把握

a) 静的解析結果

) スケルトンカーブ

実験結果を基に決定したスケルトンカーブの各値を表 6 に示す。

) パラメーター

解析の結果定まったパラメーターを表 7 に示す。試験体 A と試験体 B では除荷剛性低下係数 およびスリップ剛性硬化係数 に差が現れた。

表 6 スケルトンカーブの各値

	Kc	Ky	Ku	Kr
試験体A	214.3	48.7	1.4	-19.0
試験体B	121.4	29.8	1.4	-15.3

剛性: kN/mm

	Fc	Fy	Fu	Fr	Dc	Dy	Du	Dr
試験体A	300.0	670.0	680.0	130.0	1.4	9.0	16.0	45.0
試験体B	340.0	510.0	540.0	80.0	2.8	8.5	30.0	60.0

せん断力: kN 変位: mm

表 7 パラメーターの値

試験体A	0.6	1.0	1.0	1.0	0.02
試験体B	0.4	1.0	1.0	0.9	0.02

) 履歴曲線の比較

図 25 に解析で得られた履歴曲線と実験で得られた履歴曲線を併せて示す。両試験体とも耐力低下の初期段階（試験体 A で $R=1/100\text{rad.}$ 、試験体 B で $R=1/67\text{rad.}$ ）までは概ね良好な対応を示した。しかし、それ以降では対応は良好ではなかった。

耐力低下の初期段階では、低下の度合いが小さいため指向点の移動量も少ない。従って次節で述べるような原因によって、指向点が正しく推定できていなくても概ね良好に対応し得る。しかし耐力低下が大きくなると、それにつれて指向点の移動量も多くなるため指向点が正しく推定できていないと良好な対応は得られなくなる。

) 考察

耐力低下以降の履歴曲線の再現が不十分な原因はいくつか考えられるが、ひとつには指向点が正しく推定できていないことがある。図 26 に示すように解析における指向点はスケルトンカーブ上に位置するため、スケルトンカーブの推定精度に左右される。図 26 を見ると第 4 折線の部分で指向点のばらつきが生じていることが分かる。それに加えて式(1)では、変形が大きくなるに従って指向点の移動量が不足してくる傾向も見られる。つまり式(1)における α の値は常に一定とするのではなく、変位に従って変える、もしくは指向点の移動量の算定式自体を新たに提案する必要があると考えられる。

その他の原因としては、正負の対称性の問題が挙げられる。本解析で用いたモデルでは、

若干の相違はあるものの、ほぼ正負対称の履歴曲線を描くこととなる。それに対して実験で得られた履歴曲線は、特に耐力低下以降の部分において正負非対称であり、その部分を良好に再現することは困難である。

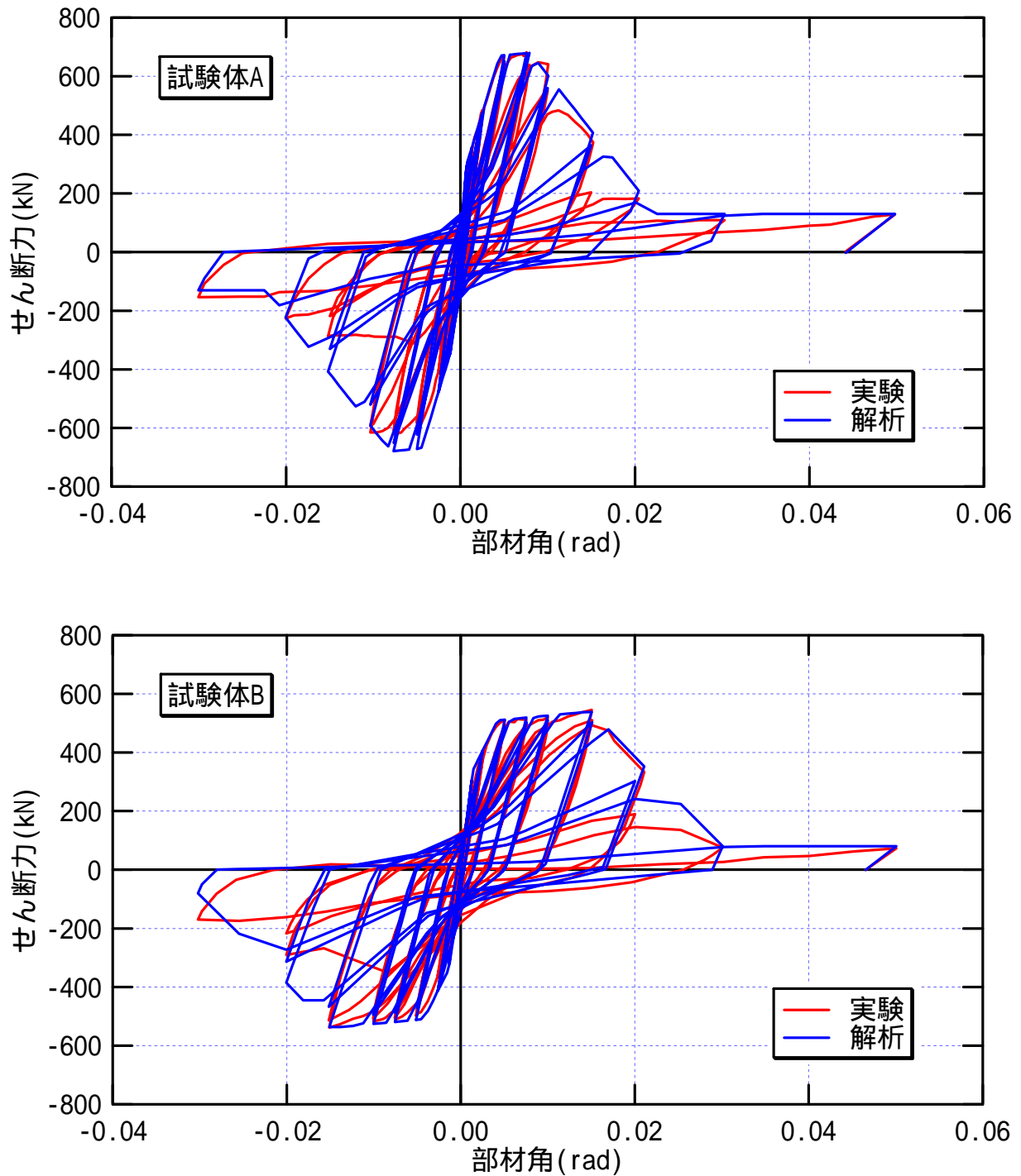


図 25 履歴曲線の比較

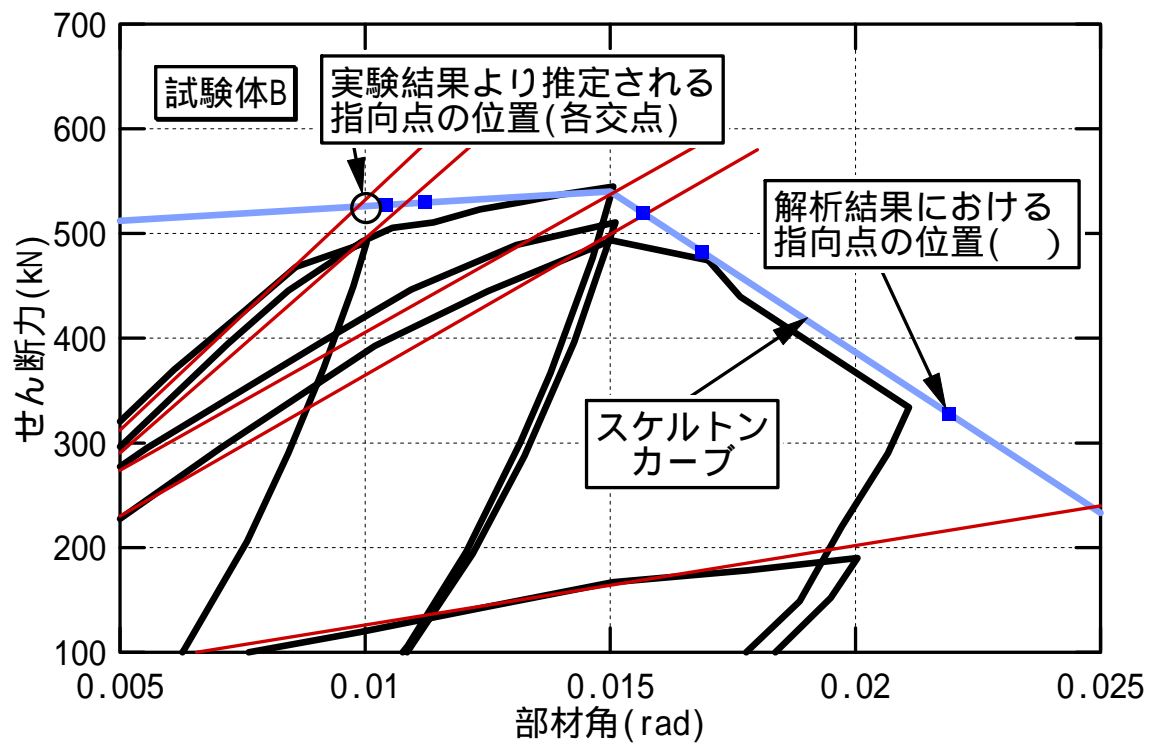
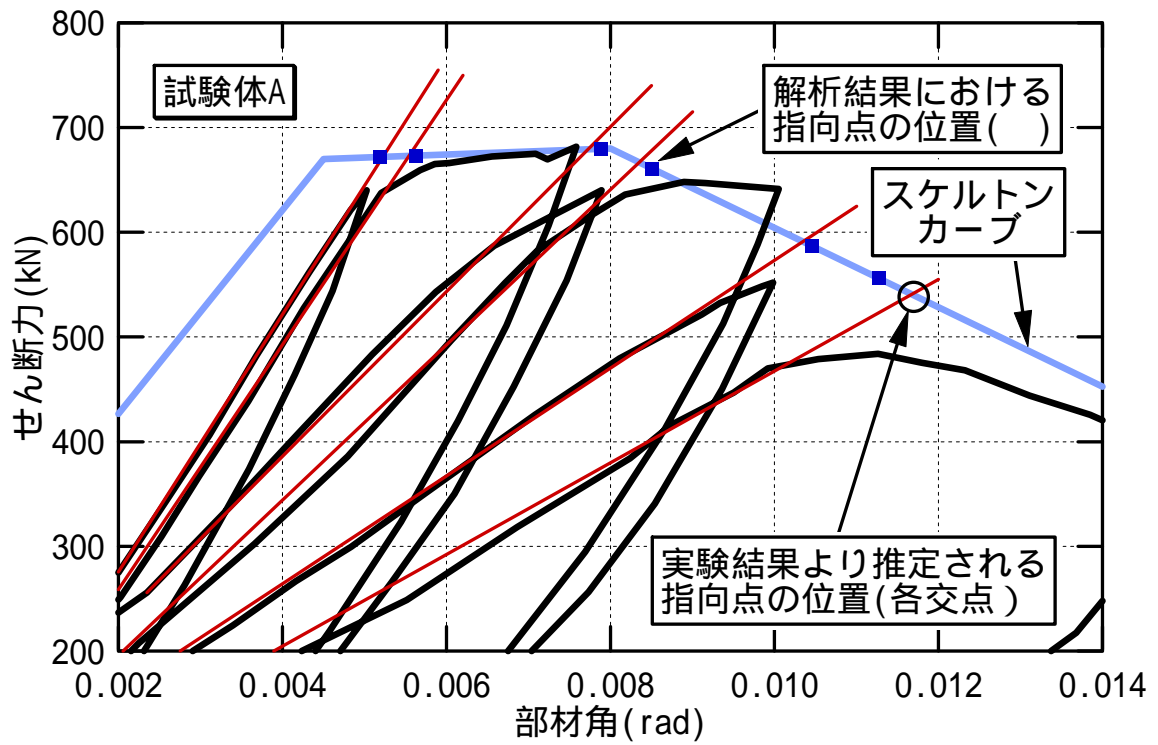


図 26 指向点の位置

b) 動的解析結果

) 履歴曲線の比較

図 27 に、平成 14 年度耐震壁実験で得られた履歴曲線と本解析で得られた履歴曲線の比較の一例を示す。試験体 A は JMA100kine、試験体 B は JMA75kine 入力時の履歴曲線である。

) 考察

両試験体とも、実験結果を良好に再現するには至らなかった。さらなる検討が必要である。

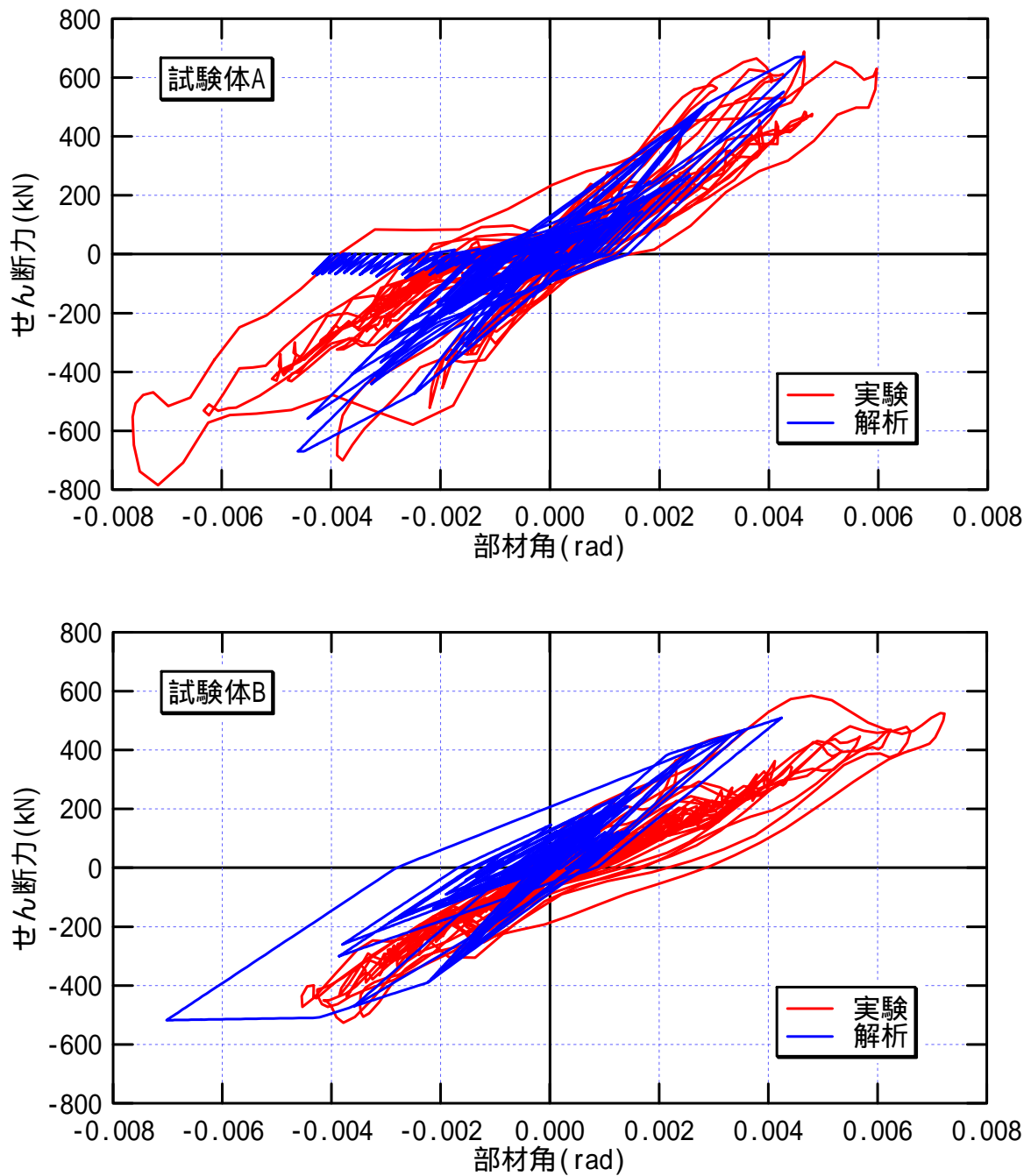


図 27 履歴曲線の比較

(d) 結論並びに今後の課題

耐震壁単体の静的加力実験により静的挙動の把握を行った。また、実験で得られた履歴曲線を再現することを目的とした解析を実施し、実験結果との比較検討を行った。本研究で得られた知見を以下に要約する。

- a) 既往の設計式により算定した耐力から、せん断スパン比の小さい試験体 A はせん断破壊先行型の破壊形式、せん断スパン比の大きい試験体 B は曲げ破壊先行型の破壊形式になると予想された。しかし実験の結果、破壊経過は異なるものの、両試験体とも曲げ降伏後にせん断破壊を起こすという破壊形式となった。
- b) 復元力特性、側柱の軸方向変形、頂部回転角および等価粘性減衰定数から、試験体 A に比べ、せん断スパン比の大きい試験体 B の方がエネルギー吸収能力の高い性状を示した。
- c) 両試験体とも全変形過程において、せん断変形が卓越していた。しかし、10%程度の曲げ変形の割合の違いにより、両試験体において曲げ降伏後の復元力特性および変形性能で大きな違いが見られた。
- d) 繰り返しによる耐力低下を考慮した復元力特性モデルを用いた解析では、耐力低下の初期段階まで履歴曲線を比較的良好に再現することができた。
- e) 耐力低下後の履歴曲線を良好に再現するためには、今後、試行点の移動量の算定式およびスケルトンカーブの第 4 接線について、さらなる検討が必要である。

(e) 引用文献

- 1) 文部科学省、独立行政法人 防災科学技術研究所：「大都市大震災軽減化特別プロジェクト 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」平成 14 年度成果報告書、p.35-62、2004.3
- 2) 衣笠 秀行，野村 設郎：正負繰り返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状，コンクリート工学論文集，Vol.6，No.2，pp.21-32，1994.7
- 3) 梅村 恒，市之瀬 敏勝，大橋 一仁，前川 純一：耐力低下を考慮した RC 部材の復元力特性モデルの開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1147-1152，2002.7

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
秋田知芳 倉本 洋 松井智哉 島崎伸彦	鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験	コンクリート工学年次論文集、第 26 巻	2004 年 7 月 (掲載予定)
島崎伸彦 秋田知芳 倉本 洋 松井智哉 壁谷澤寿海	RC 造耐震壁の静的加力実験(その 1 実験の概要と結果)	日本建築学会大会学術講演梗概集	2004 年 10 月 (投稿中)

秋田知芳、 島崎伸彦、 倉本 洋、 松井智哉、 壁谷澤寿海	RC造耐震壁の静的加力実験(その2 解析の概要と結果)	日本建築学会大会学術講演梗概集	2004年10月 (投稿中)
---	-----------------------------	-----------------	-------------------

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

名称	機能
なし	

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成16年度業務計画案

平成15年度には、鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的耐震性能と静的耐震性能を比較することを目的として、2002年度に独立行政法人防災科学技術研究所で実施した振動台実験に用いたものと形状・寸法および配筋が同一の試験体を2体製作し、せん断スパン比を実験変数とした静的加力実験を実施した。

平成16年度ではその継続実験として、当該耐震壁の耐震性能に及ぼす載荷履歴の影響を検討するために、平成15年度実験に用いた試験体と形状・寸法および配筋が同一のものを用いて、水平加力における繰り返し回数を増加させた静的加力実験を実施する。また、静的実験結果に基づいて当該耐震壁の復元力特性モデルを構築し、地震応答解析により振動台実験結果のシミュレーションを試み、動的挙動に及ぼす静的復元力特性の影響因子を検討する。