

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	RC立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される超高層建物の耐震性能に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	熊谷仁志
Author(English)	Hitoshi Kumagai
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第8028号, 授与年月日:2010年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:林 静雄
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第8028号, Conferred date:2010/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

R C 立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される
超高層建物の耐震性能に関する研究

2010 年 3 月

熊 谷 仁 志

RC 立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される超高層建物の耐震性能に関する研究

論文要旨

超高層建物のコア部と供用部を区画する壁を鉄筋コンクリート（以下、RC）立体耐震壁とすると、地震力の大半が負担されるため柱の負担が軽減し、柱本数を少なくすることやスパンを拡大することができるため、より自由度や使用性の高い空間を実現することができる。さらに耐震壁の両側または片側に柱ではなく直交壁が取り付け付いた立体耐震壁を採用することにより、ジャンプアップ型枠の適用など工期短縮のメリットが生じ、海外では早くからこのような構造形式が用いられている。地震国である我が国において立体耐震壁を用いた超高層建物を実現するため、高強度コンクリート・高強度鉄筋を採用し、立体耐震壁間をつなぐ RC 境界梁の中央部に低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパー（以下、境界梁ダンパー）を設けたのが、本論文で対象とする構造形式の特長である。

本論文は、全 7 章で構成されており、以下に各章の概要を示す。

1 章では、本研究の背景と目的を示すとともに、本研究に関連する既往の研究成果についてまとめた。背景と目的では、Coupled Shear Wall 等の技術の進展を概観するとともに、本研究で対象とする RC 立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される超高層建物を開発するに至った経緯について述べた。

2 章では、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の曲げせん断実験結果を示した。実験によるせん断力－変形関係は紡錘形の復元力特性を示し、等価粘性減衰定数にして梁全体部材角 $R=1/400$ で 10%程度、 $1/200 \sim 1/100$ で 20%程度、 $1/50$ 以降で 30%程度の優れたエネルギー吸収能力を有していることが確認された。RC 根巻き接合部におけるせん断力伝達機構に着目して分析を行い、根巻き部せん断力の大半がせん断補強筋を介して伝達されるが、せん断耐力はコンクリートストラットの圧縮破壊によって決定することを明らかにした。また、鉄骨せいのおよそ 2～3.5 倍の埋め込み長さの範囲では、構造性能の違いはほとんど生じないことが確認された。

3 章では、鋼材ダンパー部を対象として有限要素法を用いた弾塑性大変形解析を行い、2 章の実験結果から抽出したダンパー部のせん断力－変形関係と比較して検討を行った。実験結果のせん断力－変形関係と有限要素解析結果は良く一致した。実際の設計で用いているダンパーウェブの幅厚比（約 15）では座屈は発生しないが、その 2 倍の幅厚比（約 30）

とした場合には、変形角 60%で座屈が生じて耐力が低下することを示し、幅厚比の限界を確認することができた。また、根巻き部とダンパー部を直列に接合したモデルを用いて、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁(境界梁ダンパー)の復元力特性を表すことができた。

4 章では、設計基準強度 120 N/mm^2 の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた RC 立体耐震壁の曲げせん断実験と、立体耐震壁の脚部を取り出した試験体の中心圧縮実験を行って、立体耐震壁の構造性能を検討した。立体耐震壁にとってクリティカルな現象である曲げ圧縮破壊時の耐力および変形性能については、横補強筋による拘束の領域を考慮した断面解析によって評価することができた。ただし、超高強度コンクリートの場合、寸法効果による圧縮強度の低下は、普通強度コンクリートよりも大きいので考慮が必要であることも明らかになった。せん断耐力については既往の設計式で評価可能であることを確認することができた。

5 章では、4 章の立体耐震壁の実験結果を対象として、立体耐震壁を立体骨組に置換したモデルを用いて静的増分解析を行った。モデルの構成部材の履歴特性には実験結果を参考にして、超高強度材料の特性を表わすような改良を行った。その結果、置換骨組の分割などモデル化方法による影響や、置換柱要素の圧縮ひずみから立体耐震壁全体の曲げ圧縮破壊の評価を行うことの妥当性について明らかにすることができた。

6 章では、超高層建物について、3 章および 5 章で検証したモデルを用い、ダンパー容量やダンパーの垂直方向の配置方法をパラメーターとした地震応答解析を行った。モデル建物では、1 層につき 4 台の境界梁ダンパーを用いることで、最大層間変形角を 70%程度に低減でき、立体耐震壁の圧縮ひずみを 65%程度に軽減できることが確認できた。境界梁ダンパーのせん断ひずみは、今回のモデル建物では中間階よりやや低い位置で最大になる傾向があり、下層部に境界梁ダンパーを設置することが効果的であることを明らかにすることができた。

最後に 7 章において、本研究を総括し、各章で得られた知見を要約して示すとともに、今後の研究課題について提示した。

Studies on Seismic Performance of High-Rise Buildings with RC Shear Walls and Coupling Beam Dampers

SUMMARY

This dissertation describes “seismic performance of high-rise buildings with RC shear walls and coupling beam dampers”.

RC coupling beams with low-yield-point steel damper in the mid-span (coupling beam damper) have been developed and investigated in this study. Steel damper in the mid-span is embedded into the RC beams at the both ends. Cyclic loading tests have been performed, resulting that the coupling beam dampers provide the stable hysteretic performance up to 1/20 of drift angle, and equivalent damping coefficients of 20 to 30%. Finite element analyses have also been carried out to evaluate the shear buckling strength of the coupling beam damper. It is verified that the low-yield-point steel web panel (with width-thick ratio of about 15) of the coupling beam damper is thick enough to avoid shear buckling.

High-rise buildings with reinforced concrete shear walls make flexible planning possible, since the shear walls can bear most of seismic force and relieve the load of columns. Lateral and axial loading tests on the reinforced concrete shear wall with ultra-high-strength concrete ($F_c=120\text{N/mm}^2$) have been conducted. The test results reveal that structural performance of the shear wall is greatly affected by axial compression behavior of the local compression zone. Deformation limit induced by compressive failure can be estimated by the analysis based on the appropriate stress-strain curves and on the assumption that the plane section remains plane after deformation. 3D-frame model for earthquake response analysis of the shear wall is also proposed, which can represent its compressive failure.

Finally, seismic performance of high-rise buildings with RC shear walls and coupling beam dampers is reviewed with earthquake response analysis. This parametric study is usefully applied to structural design and actual construction.

RC 立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される超高層建物の耐震性能に関する研究

目 次

1 章	序 論	...	1
1.1	研究の背景と目的	...	2
1.2	既往の研究	...	4
1.3	本論文の構成	...	9
	参考文献	...	10
2 章	中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の構造性能	...	13
2.1	はじめに	...	14
2.2	中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の曲げせん断実験	...	15
2.2.1	試験体	...	15
2.2.2	加力・計測方法	...	21
2.2.3	実験結果	...	23
2.3	中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の終局耐力	...	28
2.3.1	せん断力伝達機構	...	29
2.3.2	RC 部のせん断終局耐力	...	33
2.3.3	ダンパー部のせん断終局耐力	...	35
2.4	まとめ	...	37
	参考文献	...	38
3 章	中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の復元力特性	...	39
3.1	はじめに	...	40
3.2	各部位の変形成分	...	41
3.3	ダンパー部の有限要素解析	...	45
3.3.1	解析モデルおよび解析方法	...	45
3.3.2	解析結果および考察	...	47
3.4	中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の復元力特性のモデル化	...	51
3.5	まとめ	...	60
	参考文献	...	61

4 章	高強度 RC 立体耐震壁の構造性能	…	63
4.1	はじめに	…	64
4.2	高強度 RC 立体耐震壁の曲げせん断実験	…	65
4.2.1	試験体	…	65
4.2.2	加力・計測方法	…	67
4.2.3	実験結果	…	68
4.2.4	平面保持を仮定した断面解析	…	72
4.2.5	せん断終局耐力	…	75
4.3	中心圧縮実験	…	77
4.3.1	実験方法	…	77
4.3.2	実験結果	…	79
4.4	曲げ圧縮破壊に対する寸法効果の影響	…	82
4.5	まとめ	…	83
	参考文献	…	84
5 章	高強度 RC 立体耐震壁の復元力特性	…	85
5.1	はじめに	…	86
5.2	立体耐震壁のモデル化	…	87
5.3	構成要素の復元力特性のモデル化	…	89
5.4	実験結果との比較	…	92
5.5	まとめ	…	96
	参考文献	…	97
6 章	本構造形式を用いた超高層建物の地震応答	…	99
6.1	はじめに	…	100
6.2	モデル建物の設定	…	101
6.3	地震応答解析	…	103
6.4	解析結果および考察	…	105
6.4.1	入力地震動による影響	…	105
6.4.2	境界梁ダンパーの復元力モデルによる影響	…	108
6.4.3	境界梁ダンパーの設置量による影響	…	110
6.4.4	境界梁ダンパーの配置による影響	…	111
6.4.5	壁脚の回転による影響	…	113
6.5	まとめ	…	115
	参考文献	…	116

7 章	結 論	…	117
7.1	研究の総括	…	118
7.2	今後の研究課題	…	120
7.3	結語	…	121
	謝 辞	…	A-1
	関連する発表論文	…	A-3
	付 録	…	A-4

1 章 序 論

1.1 研究の背景と目的

1.2 既往の研究

1.3 本論文の構成

参考文献

1.1 研究の背景と目的

本研究は、鉄筋コンクリート（以下、RC とする）立体耐震壁と中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁（以下、境界梁ダンパーとする）で構成される超高層建物の耐震性能に関するものである。

RC 造は、一般的に木造や鉄骨造に比べて剛性が高く、居住性や遮音性に優れていることから、集合住宅に適していると考えられている。しかしながら、地震国である我が国では高い耐震性能が求められるため、1970 年代に入るまで RC 造集合住宅は 10 階建以下の中低層のものに限られていた。1974 年の 18 階建集合住宅（鹿島建設椎名町アパート）の建設を契機として、超高層集合住宅に関する研究が盛んになり、高強度コンクリート、太径鉄筋、プレキャスト工法など現在でも用いられている技術の開発が進められた。さらに、1988 年から 1993 年には建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発(略称, New RC)」が実施され¹⁾、設計基準強度(F_c)が 60N/mm^2 を超える高強度コンクリートが普及するようになり、超高層集合住宅の開発が加速された。最近では $F_c=150\text{N/mm}^2$ のいわゆる超高強度コンクリートを使用した 60 階建クラスの超高層集合住宅が建設されている²⁾。

RC 造の中でも、壁の耐力を考慮し、柱型・梁型を壁の厚さと揃えて凹凸をなくした壁式 RC 造は、公営住宅への適用を中心に独自の進化を遂げた。1968 年十勝沖地震や、1978 年宮城県沖地震においても、壁式 RC 造では顕著な被害が報告されず、耐震性に優れたものと評価された³⁾。1980 年に改正され、1981 年に施行された建築基準法施行令（新耐震設計法）においても、耐力壁の水平断面積が一定の水準を満足すれば、保有水平耐力や層間変形角の確認など、柱・梁で構成されるラーメン構造に要求される規定が免除された。

先に述べたように 1970 年代には、計算機を利用した地震応答解析技術の進歩や、柱・梁部材の変形性能向上に関する研究の成果として、高さ 60m を超える超高層建物が実現されるようになった。しかしながら壁式 RC 造については、耐力壁の復元力モデルや変形性能に関する知見が十分では無かったため、ラーメン構造に比べて超高層化は進まなかった。

海外に目を向けると、地震による影響の少ない国々では、壁式 RC 造の超高層集合住宅は広く普及している。超高層集合住宅の草分けと言われている Marina City（米国シカゴ、1962 年完成、高さ 180m）も円筒形の耐力壁とフラットスラブで構成された建物である。

超高層建物のコア部と供用部を区画する壁を RC 耐震壁とし、外周部を柱・梁フレーム構造とすると、地震力の大半が RC 耐震壁で負担されるため、外周部の柱の負担が軽減される。これにより、柱本数を少なくすることやスパンを拡大することができるため、より自由度や使用性の高い空間を実現することが可能となる。さらに耐震壁の両側または片側に柱ではなく直交壁が取り付いた RC 立体耐震壁を採用することにより、ジャンプアップ型枠の適用など工期短縮のメリットが生じる。筆者は、地震国である我が国において RC 立体耐震壁を用いた超高層建物を実現するため、1990 年頃から研究開発を開始した。RC 立体耐震壁

の曲げ圧縮破壊が建物の耐震性能に大きな影響を与えることが明らかになり、 $F_c=60\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを使用したL型断面耐震壁に関する研究を行った。さらに、並立する耐震壁をつなぐ境界梁に地震時の損傷が集中することから、高強度太径鉄筋を用いた短スパン X 形配筋梁についても研究を行った。1992 年にはこれらの技術を用いた 24 階建の超高層建物が建設されたが、これは国内で初めて $F_c=60\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートと RC 立体耐震壁が採用された建物となった⁴⁾。この短スパン X 形配筋梁は優れた変形性能を有しているが、地震後の修復性を考えた場合、ひび割れなどによる損傷が顕著であることから、その後は境界梁を鉄骨造の梁とするハイブリッド構造について研究を進め⁵⁾、1995 年に境界梁を鉄骨造とした超高層建物が建設されている。境界梁端部を根巻き接合として中央部に低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーを設けた境界梁（境界梁ダンパー）は、境界梁全体を鉄骨造とした場合に比べて、ダンパー部に変形がより集中し、小さな層間変形角から鋼材ダンパーの効果が期待できる。

本論文は、図 1.1 に示すように、60 階建までの超高層化に対応できるように $F_c=120\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを RC 立体耐震壁に使用し、さらに RC 立体耐震壁の損傷軽減を目的として境界梁ダンパーを採用した超高層建物に関する研究成果をまとめたものである。これらの成果を活用し、本構造形式はこれまで 9 棟の建物に適用されている（付録参照）。

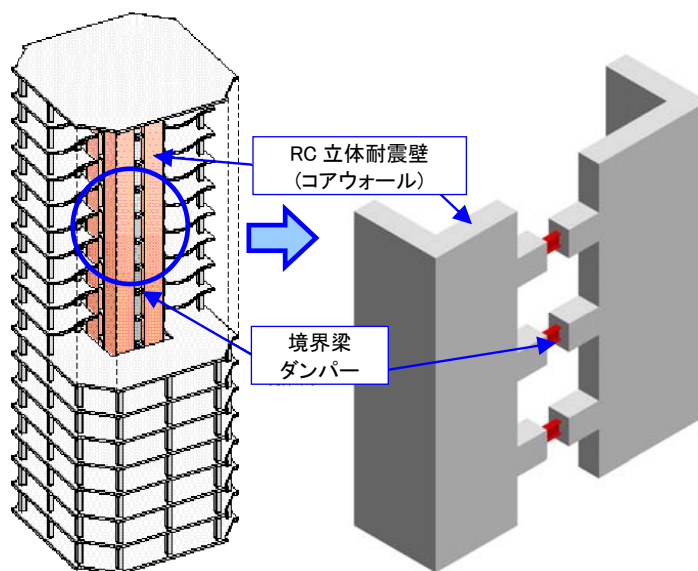


図 1.1 本論文で対象とする構造形式の模式図

1.2 既往の研究

(a) 境界梁の構造性能に関する研究

並立する RC 耐震壁とそれを連結する境界梁で構成される構造形式は、欧米では”coupled shear wall”と呼ばれ、古くより一般的に用いられている。1964 年アラスカ地震において、こうした構造形式を用いた建物が被害を受けたが、建物全体としての損傷が軽微であったのに対して、RC 境界梁のせん断破壊が顕著であったことから、RC 境界梁の弾塑性挙動が注目されるようになった。1970 年代にニュージーランド・カンタベリー大学の Paulay 教授らは、RC 境界梁に関する萌芽的な研究を行い、X 形配筋を用いることによってその変形性能が改善されることを初めて提案した^{6),7)}。X 形配筋はその後日本においても、短スパンの梁・柱部材に広く適用されるようになった。

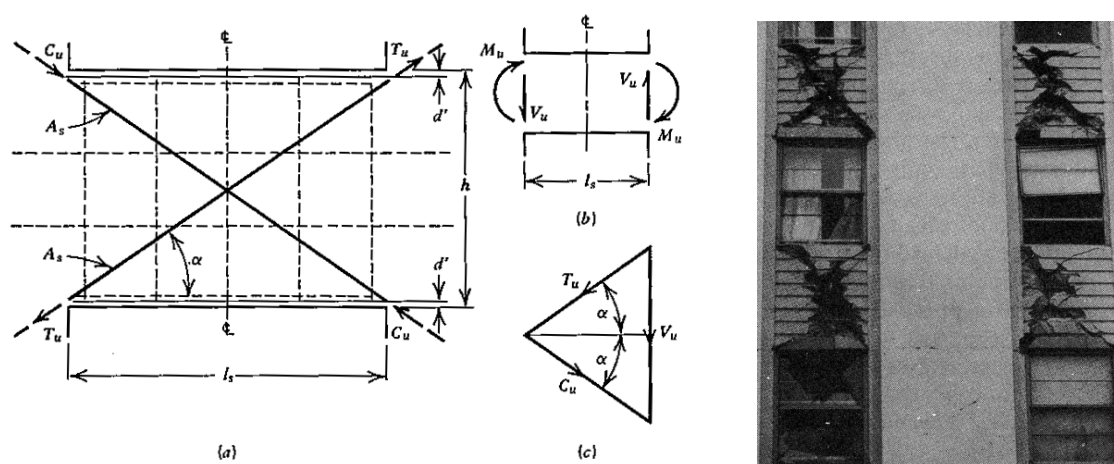


図 1.2 Paulay 教授の提案した X 形配筋のせん断力伝達モデルとアラスカ地震の被害²⁵⁾

1980 年代に Popov, Kasai らによって鉄骨造の偏心ブレース骨組が提案され⁸⁾、偏心ブレースが取り付く梁のパネルゾーンの塑性変形によって、優れたエネルギー吸収性能が発揮されることが示された。こうした研究を参考にして 1990 年代に入ると、Harries ら⁹⁾、宮内ら¹⁰⁾、筆者ら⁵⁾によって、RC 耐震壁内部に定着された H 形鋼を境界梁とする構造形式に関する研究が行われ、実際の建物にも適用されるようになった。この構造形式の課題として、十分な埋め込み長さが無いと鉄骨定着部のコンクリートの支圧破壊によって RC 耐震壁が損傷するが、一方で必要な埋め込み長さを確保すると鉄骨定着部の施工が困難であることが挙げられる。このような問題点を解決するべく、筆者は本論文で扱う根巻き接合形式の境界梁ダンパーの研究に着手することとなった。



梁せいの 1.5 倍埋め込んだ場合



梁せいの 2.0 倍埋め込んだ場合

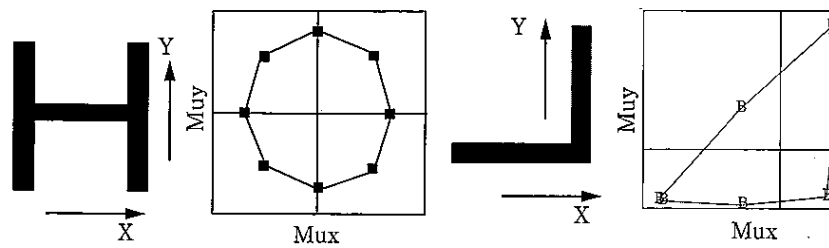
図 1.3 鉄骨境界梁の耐震壁定着部の支圧破壊⁵⁾

柱スパンの中間に軸力を負担させない柱を設け、この一部に低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーを組み込んだ「間柱型ダンパー」が鉄骨造建物では用いられているが、2000 年に入ると RC 造建物にも適用されるようになってきた。安田らは¹¹⁾、RC 根巻き接合形式の間柱ダンパーに関する研究を行い、その終局耐力や破壊性状について実験的に明らかにしている。本論文の境界梁ダンパーと類似した点も多く、参考となるものであるが、間柱タイプではダンパー部パネルの大きさに寸法的な制約が少ないのに対して、境界梁タイプでは梁せいの寸法的な制約があるためパネルの幅厚比が小さくなるという特徴がある。

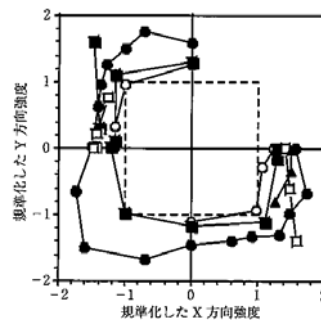
(b) RC 立体耐震壁の構造性能に関する研究

I 型断面を有する RC 耐震壁に関する研究については枚挙に暇がなく、原子力発電建屋を模擬したボックス断面耐震壁に関する研究も盛んに行われているが、これに比べて本論文で扱う L 型、C 型、H 型のような断面形状をした RC 立体耐震壁に関する研究例は少ない。通常の耐震壁は設計的には一方向のみに対して有効であると考えるが、立体耐震壁では加力方向によって耐力が変化するため、二方向加力や斜め加力に関する研究が行われている。

荒井ら^{12),13)}、丸田ら¹⁴⁾、北山ら¹⁵⁾は、RC 立体耐震壁の曲げ耐力やせん断耐力に与える加力方向の影響に関する研究を行っており、曲げ耐力やせん断耐力の X-Y 平面上での相関図を提案している。例えば L 型耐震壁の曲げ耐力の二軸相関は加力方向によって変化し、概ね三角形で表わされることが示されている。一方でせん断耐力の二軸相関は概ね四角形で表わされ、X 方向、Y 方向を独立して考えている現在の設計法が妥当であることが示されている。



H 型耐震壁, L 型耐震壁の曲げ耐力



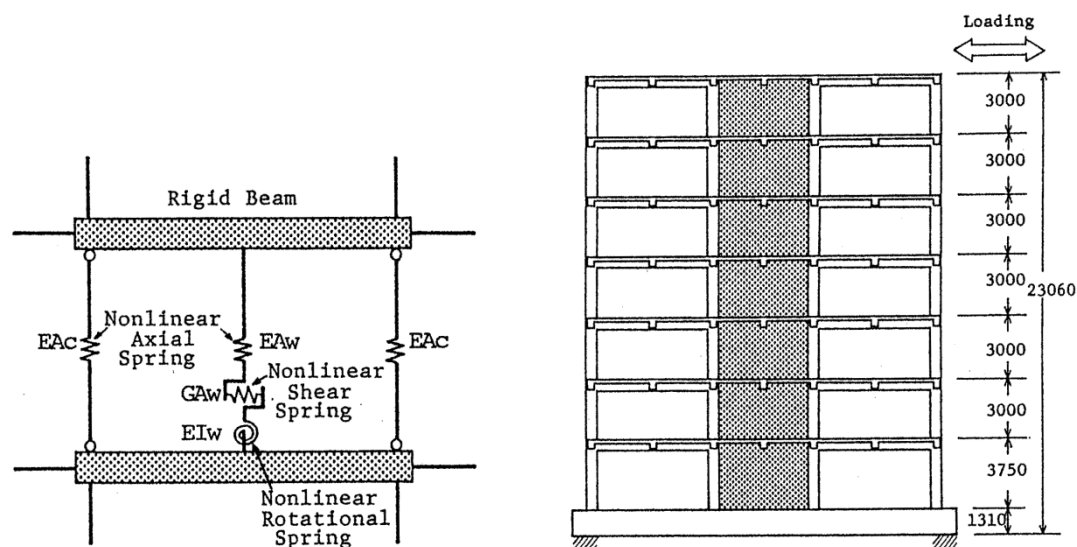
L 型耐震壁のせん断耐力

図 1.4 立体耐震壁曲げ耐力, せん断耐力の二軸相関¹⁴⁾

RC 立体耐震壁の変形性能については、特に曲げ圧縮破壊が生じやすい L 型耐震壁の弱軸 45 度方向加力の場合について研究が行われている。仲地ら¹⁶⁾、筆者ら⁴⁾、大久保ら¹⁷⁾、小西ら¹⁸⁾、有馬ら¹⁹⁾、岩渕ら²⁰⁾は、L 型耐震壁の曲げ圧縮部に横拘束筋を配置することが有効であることを実験的に明らかにしていると同時に、隅角部にのみ拘束筋を配しても、拘束筋の無い部分の圧縮破壊によって変形性能が決定することも併せて示している。曲げ圧縮破壊を遅らせるには高強度コンクリートの使用が有効であるとしているが、これらの研究で使用されているコンクリートの強度は 60 N/mm^2 クラスであり、 100 N/mm^2 を超える高強度コンクリートを用いた場合については研究例が見られない。

(c) RC 耐震壁のモデル化に関する研究

高さ 60m を超える超高層建物の設計では、地震応答解析による検証が必要であるが、当初は耐震壁のモデル化については不明な部分が多く、1980 年代後半に至るまで超高層建物への耐震壁の適用は限定的であった。耐震壁を等価な一本の柱に置換するモデル化方法もあるが、この方法では塑性化に伴う中立軸の移動を表わすことができず、連層耐震壁を用いた骨組においては正確なモデル化が困難である。壁谷澤らは²¹⁾、中央の曲げ・せん断・軸変形を表わす柱と、両側の軸変形を表わす柱で構成されるモデルを提案し、実大 7 層モデルの疑似動的加力実験の結果を精度良く表現できることを示し、高橋ら²²⁾は柱型の無い立体耐震壁においてもこの壁谷澤モデルが適用可能であることを示している。

図 1.5 壁谷澤モデルと実大7層試験体²¹⁾

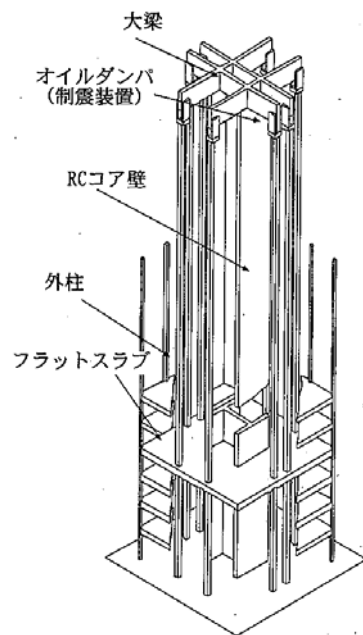
最近になって、多軸バネのモデル²³⁾や、ヒンジ部断面を分割して平面保持を仮定したモデル (MS モデル)²⁴⁾の適用が提案されているが、超高層建物に適用した場合には計算時間が膨大であるため、現状では壁谷澤モデルが広く適用されているようである。

(d) RC 立体耐震壁を用いた架構に関する研究

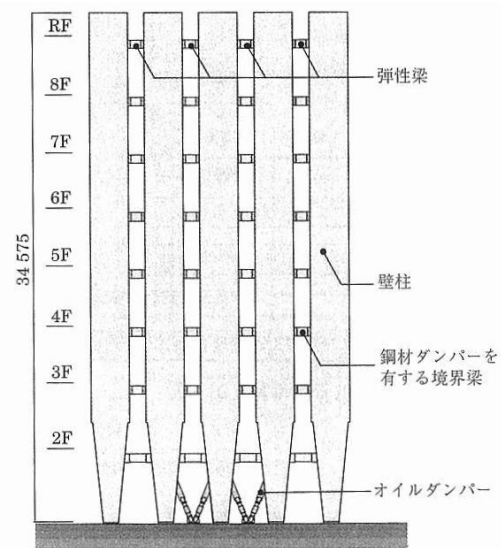
RC 立体耐震壁を用いた架構に関する研究に関しては、前述の”coupled shear wall”について、Paulay らが 7 層モデル²⁵⁾、Aktan, Bertero らが 4 層モデル²⁶⁾の実験を行い、耐震壁と境界梁を線材に置換して、coupled shear wall の構造挙動を表している。さらに Fintel, Ghosh ら²⁷⁾はこうした手法を用い、16 階建高層建物の地震応答解析を行っている。

ハイブリッド構造における日米共同研究では²⁸⁾、12 層モデルの加力実験が行われている。耐震壁は T 型断面のものであり、境界梁部分には分力計が内蔵され、境界梁に生じるせん断力、軸力を計測している。実験によって全体変形角として 1/25 までの変形能力を確認し、境界梁の軸力を介して、引張側の壁から圧縮側の壁へせん断力が移動することを明らかにしている。

近年では、オイルダンパーと組み合わせた RC 立体耐震壁架構が開発されている、河原らは中央の RC 立体耐震壁と頂部の大梁で構成される高さ 200m クラスの超高層建物の施工について報告している²⁹⁾。外柱と頂部の大梁の間にはオイルダンパーが組み込まれており、中央の RC 立体耐震壁の曲げ戻しに働くような減衰が付加されている。小室らは耐震壁脚部にオイルダンパーを組み込んだ建物事例について報告している³⁰⁾。



文献¹⁴⁾より引用



文献³⁰⁾より引用

図 1.6 オイルダンパーと組み合わせた RC 立体耐震壁架構

1.3 本論文の構成

1 章では、本研究の背景と目的を示すとともに、本研究に関連する既往の研究成果についてまとめる。背景と目的では、超高層 RC 造建物の技術の進展を概観するとともに、本研究で対象とする RC 立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される超高層建物の開発に至った経緯について述べる。

2 章では、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁（境界梁ダンパー）の曲げせん断実験を行い、鉄骨の埋め込み長さを変化させた場合の構造性能の違いや、根巻き接合部におけるせん断力伝達機構について検討を行う。実験の破壊経過、せん断力－変形角関係、等価粘性減衰定数などを概観し、基本的な構造性能について把握する。特に RC 根巻き部のせん断耐力については、鉄骨、主筋、せん断補強筋のひずみ計測結果を分析した結果から、せん断力伝達機構について考察を行い、せん断耐力の評価方法について検討を行う。

3 章では、2 章の曲げせん断実験結果を分析し、全体変形から RC 部の変形を分離することによって、ダンパー部のせん断力－せん断変形関係を抽出する。ダンパー部を対象として有限要素法を用いた弾塑性大変形解析を行い、実験結果から抽出したダンパー部のせん断力－変形関係と比較して評価を行う。この結果を参考にして地震応答解析に用いるための境界梁ダンパーの復元力モデルの作成方法についても提案を行う。

4 章では、縮尺が 1/7～1/10 の $F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた C 型断面と L 型断面の RC 立体耐震壁の曲げせん断実験と、RC 立体耐震壁の一部を取り出した縮尺が 1/3～1/4 の試験体の中心圧縮実験の 2 つのシリーズの実験を行い、その結果を利用して、曲げ圧縮破壊における寸法効果や横補強筋による拘束効果について検討を行う。

5 章では、4 章の RC 立体耐震壁の曲げせん断実験を対象として、立体骨組に置換したモデルを用いて解析を行う。その結果、壁の分割などモデル化方法による影響や、置換柱の応力から曲げ圧縮破壊の評価を行うことの妥当性について検討を行う。

6 章では、本構造形式を用いた超高層建物について、3 章および 5 章で検証したモデルを用いて地震応答解析を行う。特に、境界梁ダンパーの復元力モデル、設置量、配置計画や、壁脚の回転の影響に着目して検討を行う。

最後に 7 章において、本研究を総括し、各章で得られた知見を要約して示すとともに、今後の研究課題について提示する。

参考文献

- 1) 青山博之ほか：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，国土交通省建築研究所・建築研究報告，No.139，2001.2
- 2) 日本建築学会：高強度コンクリートの技術の現状(2009)，2009
- 3) 日本建築学会：壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート編），2003
- 4) 熊谷仁志，佐武直紀，西田朗，中島秀雄：RC コアウォールシステムの開発と実証，日本建築学会技術報告集，第3号，pp.151-156，1996.12
- 5) 熊谷仁志，田村和夫，柴慶治，磯田和彦：鉄骨梁および鋼材ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.1，1999
- 6) Paulay, T.: "Coupling beams of Reinforced Concrete Shear Walls", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, pp.843-862, 1971.3
- 7) Paulay, T., and Santhakumar, A. R.: "Ductile Behavior of Coupled Shear Walls," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.102, pp.93-108, 1976.1
- 8) Kasai, K., and Popov, E. P.: "A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Steel Frame Systems", UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1986.
- 9) Harries, K. A., Mitchell, D., Cook, W. D., and Redwood, R. G.: "Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.119, pp.3611-3629, 1993.12
- 10) 宮内靖昌，毛井崇博，東端泰夫：鉄骨コンクリート造コア壁の耐震性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.508，pp.151-156，1998.6
- 11) 安田聡，原孝文，鍋田隆，成原弘之，木村正人，征矢克彦：極低降伏点鋼を用いた RC 構造用間柱型制振部材の開発，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.C-1，pp.1073-1074，2001.9
- 12) 荒井康幸，溝口光男，カイラッラ フォアド，山田基彦：二方向水平力と軸圧を受ける鉄筋コンクリート L 形断面耐震壁の曲げ終局強度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.1037-1042，1996
- 13) 荒井康幸，溝口光男，口地英樹：鉄筋コンクリートコ型開断面耐震壁の二方向曲げ終局強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.3，pp.445-450，2001
- 14) 丸田誠：鉄筋コンクリート造立体耐震壁の地震時弾塑性性状に関する実験的研究，千葉大学学位論文，2001.1
- 15) 北山裕人，白石一郎：斜め方向水平力を受ける RC 造 L 型耐震壁の破壊局面に関する解析的考察，日本建築学会構造系論文集，第548号，pp.107-114，2001.10

- 16) 仲地唯治, 田畑健, 戸田哲雄: コア壁の靱性確保に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.499-504, 1995
- 17) 大久保孝雄, 菊池一紀, 上地健二, 壁谷澤寿海: 高軸力を受ける L 型壁の隅角部拘束効果, Vol.18, No.2, pp.1031-1036, 1996
- 18) 小西覚, 丸田誠, 鈴木紀雄, 別所佐登志: 鉄筋コンクリート造 L 型断面耐震壁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1083-1088, 1997
- 19) 有馬久智, 松下貴広, 前田匡樹, 山本憲一郎: 高軸力を受ける高強度 RC 造 L 型耐震壁の復元力特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1089-1094, 1997
- 20) 岩渕一徳, 前川利雄, 福島寛二: RC 造 L 型断面耐震壁の靱性能に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.2, pp.481-486, 2001
- 21) 壁谷澤寿海, 小谷俊介, 青山博之: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート造構造物の非線形地震応答解析, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.213-216, 1983
- 22) 高橋元美, 宮下丘, 鈴木紀雄, 丸田誠: 鉄筋コンクリートコア壁の立体弾塑性解析モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.509, pp.143-150, 1998.7
- 23) 中山尚之: 鉄筋コンクリート造耐震壁の解析モデルに関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.181-182, 2006.9
- 24) 今野修, 山本憲一郎, 古宮嘉之, 前田匡樹: 高軸力を受ける高強度コンクリートを用いた RC 立体型耐震壁の復元力特性に関する実験的研究—その 3 MS モデルによる検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.183-184, 1997.9
- 25) Park, R., and Paulay, T.: “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley and Sons, New York, 1975
- 26) Aktan, A. E., and Bertero, V. V.: “Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.110, pp.1803-1821, 1984.
- 27) Fintel, M. and Ghosh, S. K.: “Case Study of Aseismic Design of a 16-Story Coupled Wall Using Inelastic Dynamic Analysis”, ACI Structural Journal, Vol.79, No.3, pp.171-179, 1982
- 28) 勅使川原正臣, 菅谷憲一, 加藤真人, 西山功: 12 層立体並列壁の地震時における全体挙動に関する研究—ハイブリッド構造に関する日米共同研究(HWS), 日本建築学会構造系論文集, No.497, pp.149-156, 1997.7
- 29) 河原慎治, 世古信之, 望月義延, 釘嶋秀樹: 工事記録／高さ日本一の RC 造建築物の構築—スーパーRC フレーム構法の施工記録, コンクリート工学, Vol.44, No.7, pp.31-37, 2006.7
- 30) 小室努, 河本慎一郎, 竹崎 真一, 甲斐隆夫: 設計報告／知的制震システムを採用した事務所ビル—大成札幌ビル, プレストレスト・コンクリート, Vol.48, No.4, pp.22-28, 2006.7

2 章 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の構造性能

2.1 はじめに

2.2 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の曲げせん断実験

2.2.1 試験体

2.2.2 加力・計測方法

2.2.3 実験結果

2.3 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の終局耐力

2.3.1 せん断力伝達機構

2.3.2 RC 部のせん断終局耐力

2.3.3 ダンパー部のせん断終局耐力

2.4 まとめ

参考文献

2.1 はじめに

本研究で対象とする中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁（境界梁ダンパー）は、並立する RC 立体耐震壁を結合する境界梁の中央部に、低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーを設けたものである。境界梁全体を鉄骨造とした場合に比べて、中央部の鋼材ダンパーに変形が集中し、小さな層間変形角から鋼材ダンパーの効果が期待できるという長所がある。一方で、短スパンとなることから、根巻き接合形式とした場合に鉄骨の埋め込み長さが比較的短くなり、RC 部の損傷が境界梁ダンパーの構造性能に影響を及ぼす可能性がある。

RC 造と鋼構造を組み合わせた長大スパンの梁については多くの研究例があり^{例えば 1),2)}、RC 造建物に取り付ける間柱型の鋼材ダンパーに関する研究例も見られる^{3),4)}。しかしながら、本研究の境界梁ダンパーは RC 梁に取り付くため、鋼材ダンパーの大きさに制約があり、ダンパー部せん断パネルの幅厚比が小さくなることが特徴である。

本章では、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の曲げせん断実験を行い、鉄骨の埋め込み長さを変化させた場合の構造性能の違いや、根巻き接合部におけるせん断力伝達機構について検討を行う。実験結果における破壊経過、せん断力－変形角関係、等価粘性減衰定数などを概観し、その基本的な構造性能について把握する。特に RC 根巻き部のせん断耐力については、鉄骨、主筋、せん断補強筋のひずみ計測結果を分析した結果から、せん断力伝達機構について考察を行い、せん断終局耐力の評価方法について検討を行う。

2.2 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の曲げせん断実験

まず、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の基本的性能を把握するため試験体形状を同一とし、鉄骨を RC 立体耐震壁まで埋め込んだ場合、梁端部まで埋め込んでアンカーボルトを RC 立体耐震壁に定着した場合、梁端部まで埋め込んでアンカーボルトが無い場合、アンカーボルト接合とした場合の4種類について実験を実施し、比較検討を行った(シリーズ1)。シリーズ1の実験から、鉄骨を梁端部まで埋め込んで根巻き接合形式とした場合に良好な結果が得られたため、さらに埋め込み長さ等を変化させて実験を実施した(シリーズ2)。境界梁の長さ(内法スパン)は建物の平面計画によって変化する。そこでシリーズ2では実際に想定される範囲で、内法スパンを変化させることにより埋め込み長さを変化させた。

2.2.1 試験体

試験体の形状および配筋を図2.1、図2.2および図2.3に、試験体一覧を表2.1に示す。試験体は中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の約 1/2 の縮小モデルである。厚さ 12mm (実機では 25mm を想定) の低降伏点鋼板 LY225 を H 形鋼の中央ウェブに溶接により組み込み、他の部分にはすべて普通鋼 SS400 を用いている。ダンパーのせん断降伏によりレベル1程度の地震時からエネルギーを吸収し(梁全体の応答変形角にして 1/400~1/200 程度)、ダンパーのせん断耐力時に RC 根巻き部の曲げ降伏やせん断破壊が発生しないように設計されている。

シリーズ1では、内法スパンが 1000mm、ダンパーの区間は 200mm で共通であり、RC 部の配筋も同じである。試験体 No.1, No.2, No.3 のダンパー両端は根巻き接合形式となっており、No.1 は RC 立体耐震壁まで鉄骨を埋め込んだことを想定したもので、No.2, No.3 は RC 梁端部近傍まで埋め込んでいる。No.2 には鉄骨端部のベースプレートにアンカーボルト D16 をスタッド溶接している。No.4 は埋め込みが無く、スタッド溶接されたアンカーボルトによる接合となっており、アンカーボルトの配置の関係で、他の試験体よりもフランジ幅を大きくしている。

シリーズ2では、先に行ったシリーズ1の No.3 と同様に鉄骨を RC 梁端部近傍まで埋め込み、アンカーボルトを設けない根巻き接合形式としている。内法スパンを 1375mm (No.5, No.6), 850mm (No.7), 1250mm (No.C1) と、シリーズ1の 1000mm に対して変化させている。ダンパーの区間は No.C1 のみ 175mm で他はシリーズ1と同じくいずれも 200mm である。No.6 は、No.5 と同様の試験体であるが、梁端部をプレキャスト接合面(耐震壁側に凹面コッター付き)とし、施工方法による違いを評価するためのものである。鋼構造接合部設計指針⁵⁾では根巻き接合部の埋め込み長さは鉄骨せいの 2.5 倍以上となっているが、本実験では表 2.1 に示すように 2~3.5 倍の範囲となっている。

シリーズ 1 では RC 梁先端部のせん断補強筋を外周のみ 2 重としたが、後述するように RC 梁先端部のせん断補強筋の効果が大きいことが明らかになったため、シリーズ 2 では外周，中子とも 4 重 (No.5, No.6)，3 重 (No.7)，5 重 (No.C1) と RC 梁先端部に集約的に配筋している。

使用したコンクリートの力学的性質を表 2.2 に，鋼材の力学的性質を表 2.3 に示す。コンクリートの設計基準強度は 48N/mm^2 とした。RC 部の主筋には SD490，せん断補強筋には USD785 の高強度鉄筋を用いている。

表 2.1 試験体一覧

試験体	スパン L_o	鉄骨 (せいを D とする)	埋込長 $L_d(\text{mm})$	RC 部寸法 (mm)			$\frac{L_d}{D}$	アンカー ボルト
				幅 b	せい D_c	長さ L_c		
No.1	1000	BH-200×100×12×12	700	300	450	400	3.50	無
No.2			416				2.08	6-D16
No.3			387				1.94	無
No.4		BH-200×210×12×12	0				0	12-D16
No.5	1375	BH-190×90×12×9	587.5	425	425	587.5	3.09	無
No.6			572.5				3.01	
No.7	850	BH-150×100×12×9	325		350	325	2.18	
No.C1	1250	BH-175×90×12×12	537.5	250	500	537.5	3.07	

表 2.2 コンクリートの力学的性質

コンクリート	シリーズ 1	シリーズ 2	No.6 PCa 部	No.C1
圧縮強度(N/mm^2)	52.0	57.7	51.6	47.6
引張強度(N/mm^2)	3.7	4.0	3.7	---
弾性係数(N/mm^2)	33300	35100	35500	36100

* 弾性係数は圧縮強度の 1/3 応力度における割線剛性である

表 2.3 鋼材の力学的性質

鋼 材	シリーズ 1					
	LY225	SS400	SS400	SD345	SD490	USD785
	パネ ル ダンパー PL-12	フランジ ウェブ他 PL-12	ベース プレート PL-16	アンカー ボルト D16	主筋 D22	せん断 補強筋 D10
降伏強度(N/mm ²)	219	287	281	446	537	861
引張強度(N/mm ²)	319	448	447	546	699	1024
破断伸び(%)	36.6	28.4	30.2	21.5	19.7	10.9

鋼 材	シリーズ 2				
	LY225	SS400	SS400	SD490	USD785
	パネ ル ダンパー PL-12	フランジ ウェブ他 PL-9	ウェブ他 PL-12	主筋 D22	せん断 補強筋 D10
降伏強度(N/mm ²)	199	411	304	516	928
引張強度(N/mm ²)	307	470	441	685	1079
破断伸び(%)	41.7	24.2	30.4	16.5	7.2

鋼 材	試験体 No.C1			
	LY225	SS400	SD490	USD785
	パネ ル ダンパー PL-12	フランジ ウェブ他 PL-12	主筋 D19	せん断 補強筋 D10
降伏強度(N/mm ²)	204	304	517	893
引張強度(N/mm ²)	301	429	694	1079
破断伸び(%)	41.4	31.3	16.6	12.2

* LY225 の降伏強度は 0.2%オフセット法で求めた

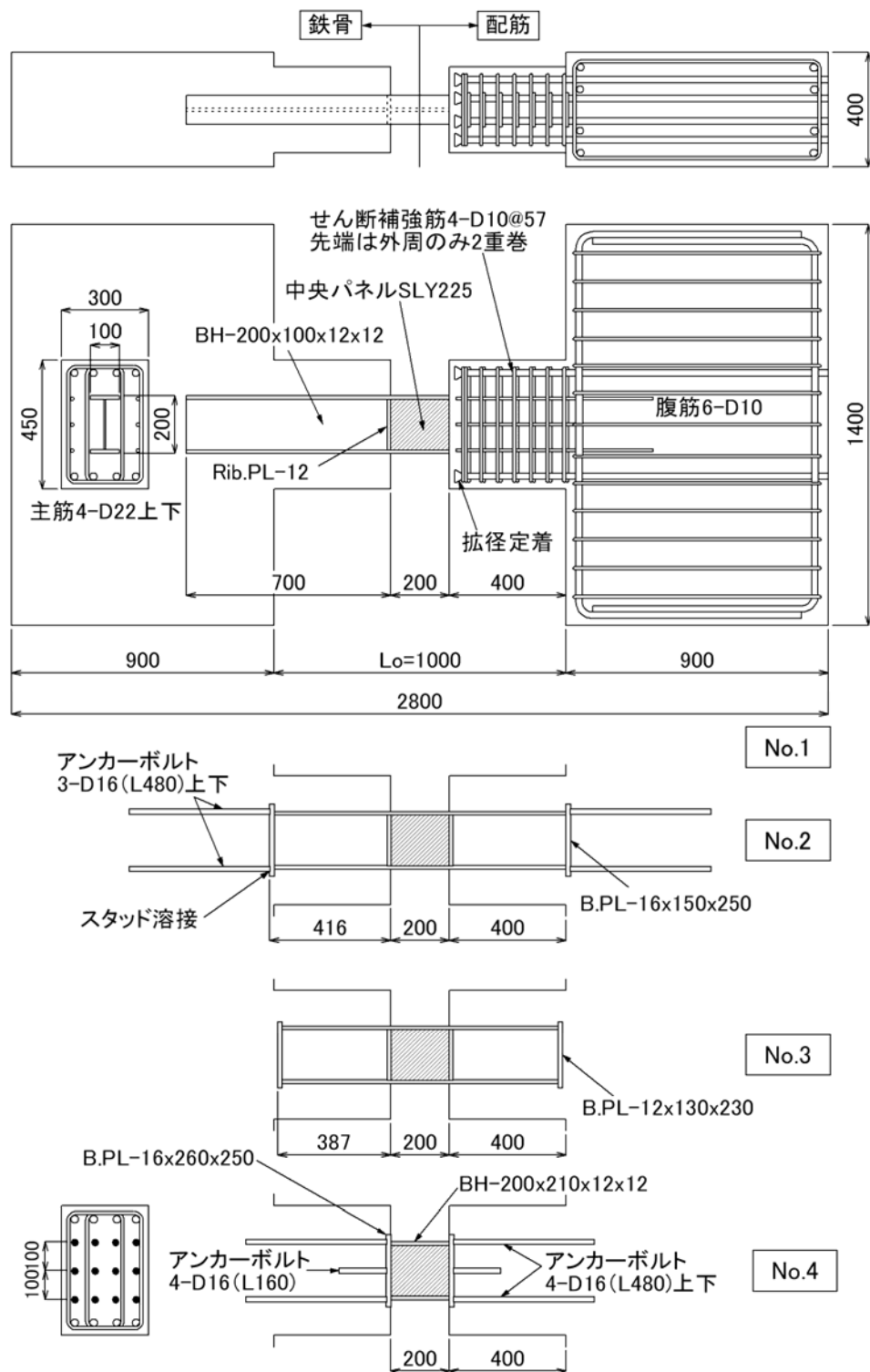


図 2.1 試験体の形状・寸法(シリーズ 1)

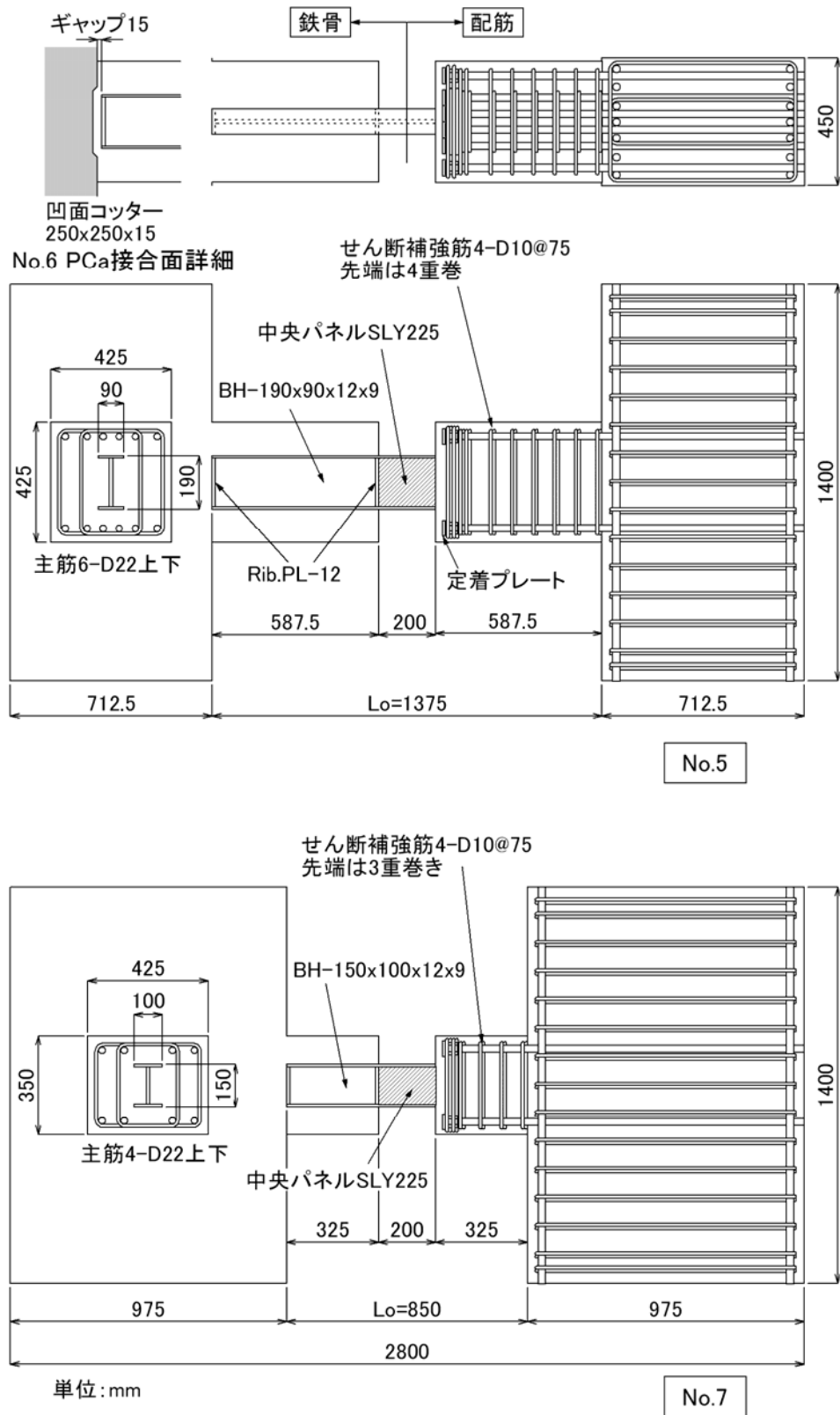


図 2.2 試験体の形状・寸法(シリーズ 2)

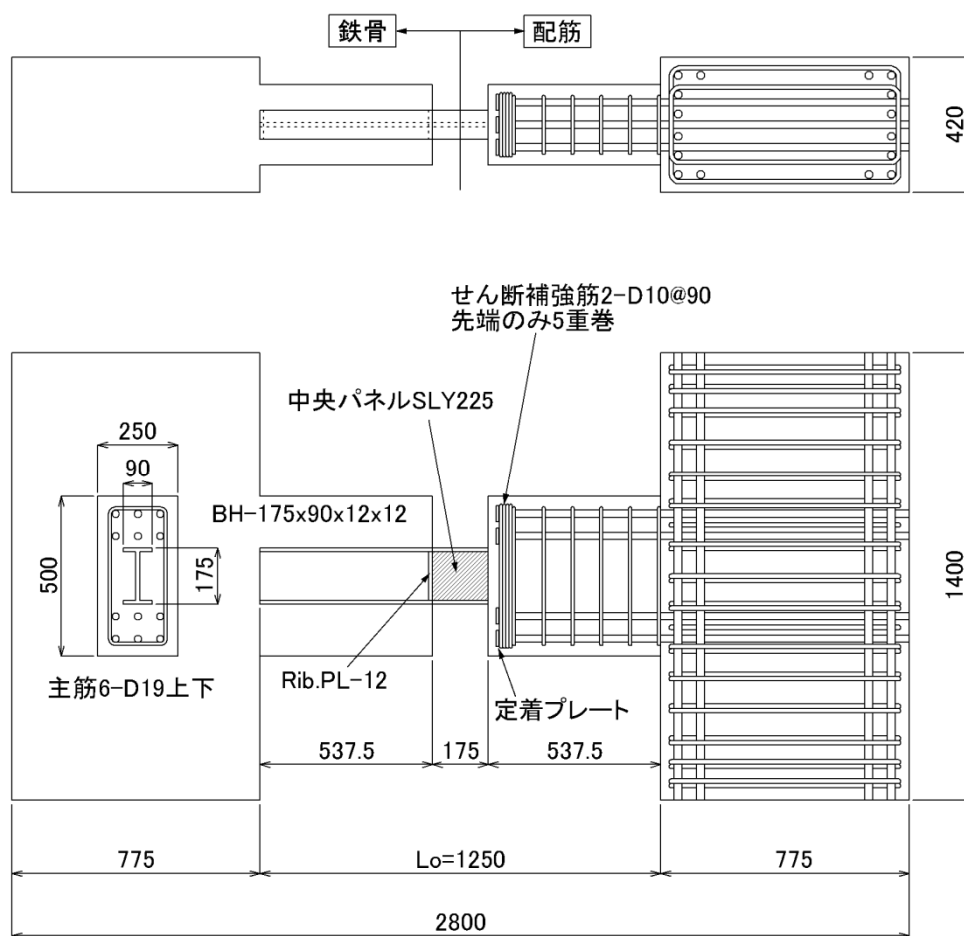


図 2.3 試験体の形状・寸法(シリーズ 2, 試験体 No.C1)

2.2.2 加力・計測方法

加力装置を図 2.4 に示す。試験体は 90° 回転させて加力装置に設置した（コンクリート打設方向は実際と同じである）。スタブ間の水平を保ち、かつ軸力が加わらないように副アクチュエーターで制御しながら、試験体中央高さに取り付けた主アクチュエーターにより変位制御で正負交番繰返し加力を行った。ただし、試験体 No.3 の一部のサイクルと、試験体 No.C1 については軸変形を拘束して、水平力を作用させた。

加力サイクルは図 2.5 に示すように、スタブ間水平変形を内法スパン L_0 で除した梁全体の変形角 R で制御した。 $R=1/2000$ （1 サイクル） $\rightarrow 1/1000$ （1 サイクル） $\rightarrow 1/400$ （3 サイクル） $\rightarrow 1/200$ （3 サイクル） $\rightarrow 1/100$ （6 サイクル） $\rightarrow 1/50$ （3 サイクル） $\rightarrow 1/33$ （1 サイクル）を加力した後、正側で $1/20$ まで加力した。プロトタイプ建物の地震応答解析結果から、 $R=1/400 \sim 1/200$ を最大速度 250mm/sec 、 $1/100$ を最大速度 500mm/sec 、 $1/50$ を最大速度 750mm/sec レベル地震動における応答部材角に設定した。 $R=1/100$ の繰返し回数は 500mm/sec レベル地震動入力時のダンパー部材での吸収エネルギーを、 $R=1/100$ 定振幅繰返しのみに消費し得る回数として設定した。試験装置の制約から最大部材角は $R=1/20$ としたが、これは設計で考慮すべき部材角に比べて十分大きなものである。シリーズ 2 の実験では $1/33$ のサイクルを追加して実施した。

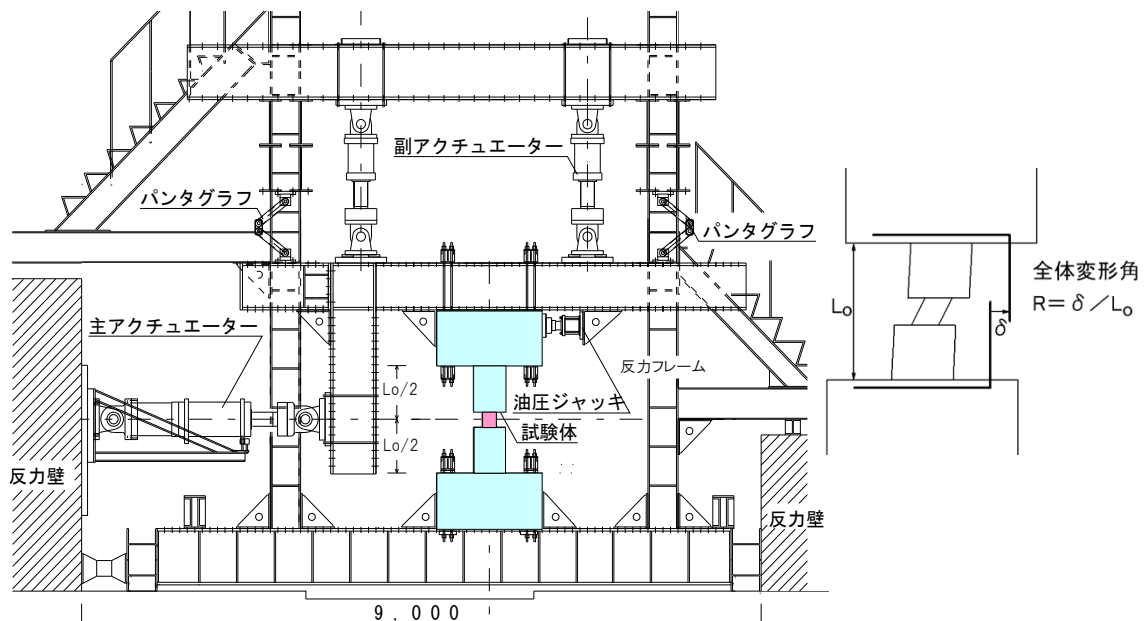


図 2.4 加力方法

スタブ間水平変形のほか、RC 部の水平変形、ダンパー端部のめりこみ変形、ダンパー部
 抜出しによる変形を計測できるように変位計を設置した。また主筋、せん断補強筋（中子
 筋含む）、鉄骨（ダンパー部含む）のウェブ・フランジに歪ゲージを貼付した。

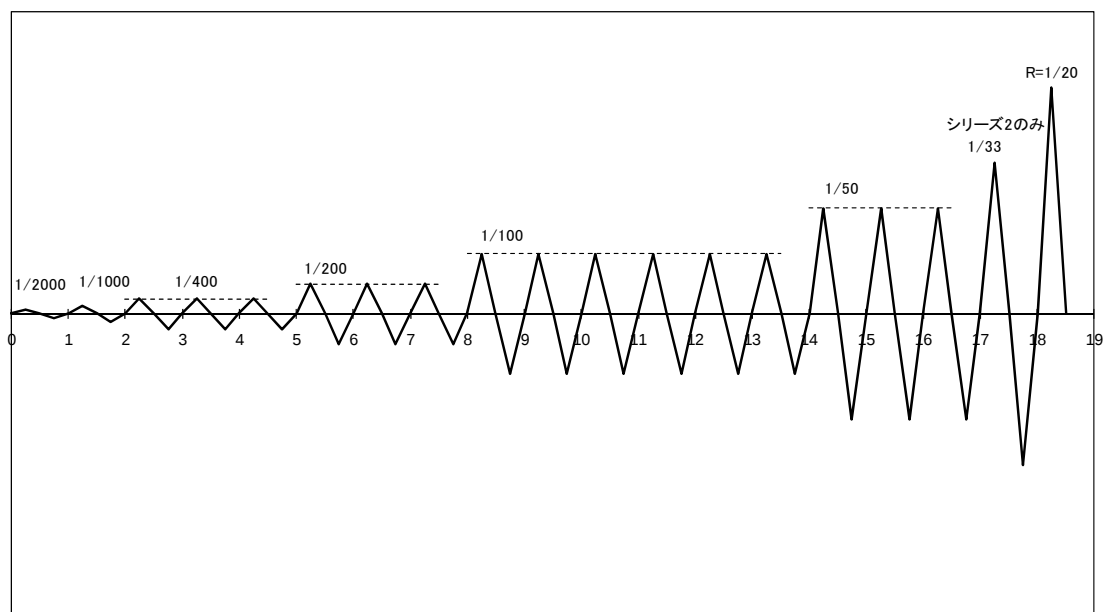


図 2.5 加力サイクル

2.2.3 実験結果

図 2.6 に試験体 No.3, No.4, No.5 および No.C1 の $R=1/20$ ピーク時の破壊状況の写真を示す。ひび割れ記録の方法が異なる (No.3, No.4 はペンでなぞっている) ため, 比較のためひび割れ図も示している。いずれの試験体も $R=1/2000 \sim 1/1000$ で RC 梁端部の曲げひび割れ, $R=1/400 \sim 1/200$ で RC 部のせん断ひび割れおよびダンパー部のせん断降伏が認められた。試験体 C1 では $R=1/100$ でせん断破壊が発生し, $R=1/100$ の 1 サイクル目負側で最大耐力に達すると, 以降は荷重が低下した。他の試験体は最終的に $R=1/20$ まで加力したが, 荷重は低下しておらず, ダンパー部の座屈も確認されなかった。また, $R=1/100$ 程度までは RC 部のひび割れ幅は小さく, ひび割れ本数も少なく, $R=1/20$ に達するとダンパー端部フランジの RC 部へのめりこみ変形が認められたものの, それ以外には著しい損傷は見られなかった。試験体 No.4 については RC 部のひび割れが比較的多く, 最終的にはアンカーボルトの残留抜け出し変形が目視でも確認できるようになっていた。プレキャストの試験体 No.6 の RC 梁端とスタブの境界面にはひび割れ・ずれは認められず, ひび割れ状況も一体打設された No.5 と同様であった。

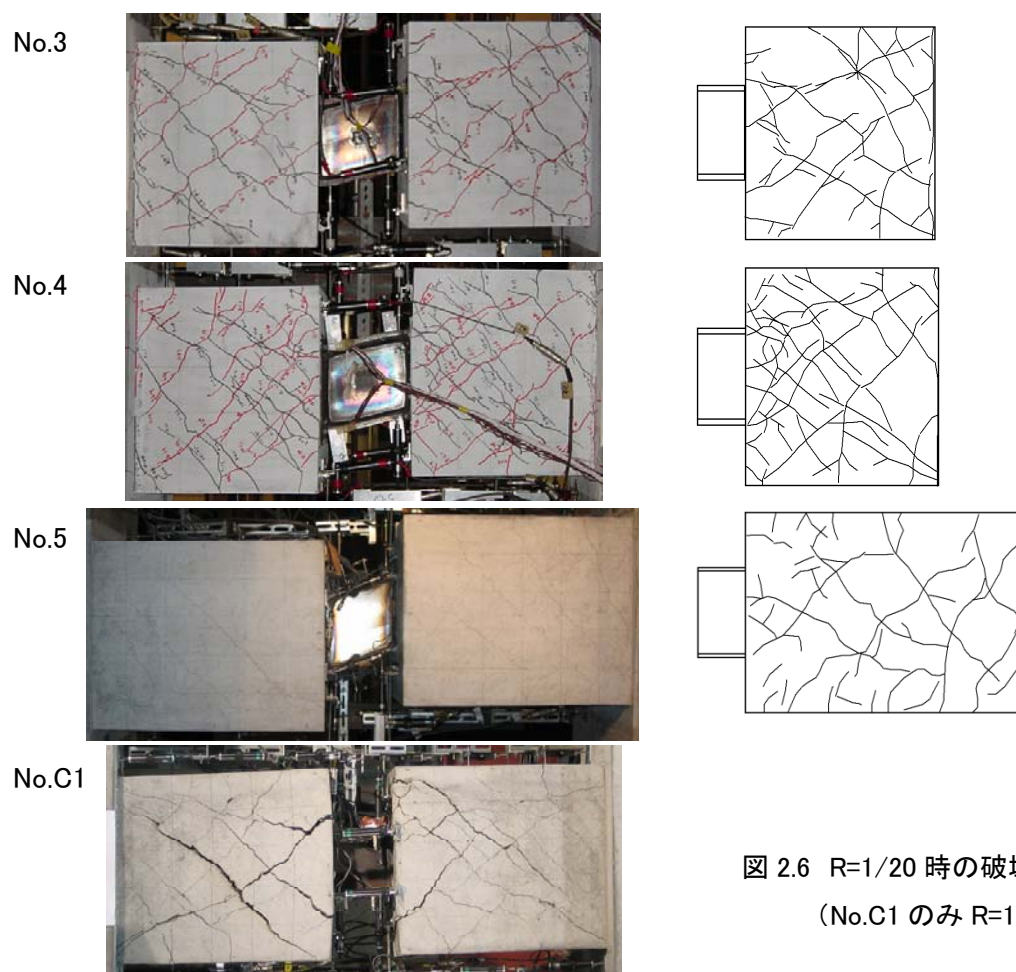


図 2.6 $R=1/20$ 時の破壊状況
(No.C1 のみ $R=1/33$)

図 2.7 にシリーズ 1 のせん断力-全体変形角関係を示す。いずれも全体として紡錘形の復元力特性を示しているが、せん断力の正負が反転する付近で逆 S 字型のスリップ性状も見られる。アンカーボルト接合の No.4 は $R=1/100$ でアンカーボルトが降伏し、残留抜け出し変形が生じるため、繰返しサイクルでは最初のループに比べて剛性低下が認められる。

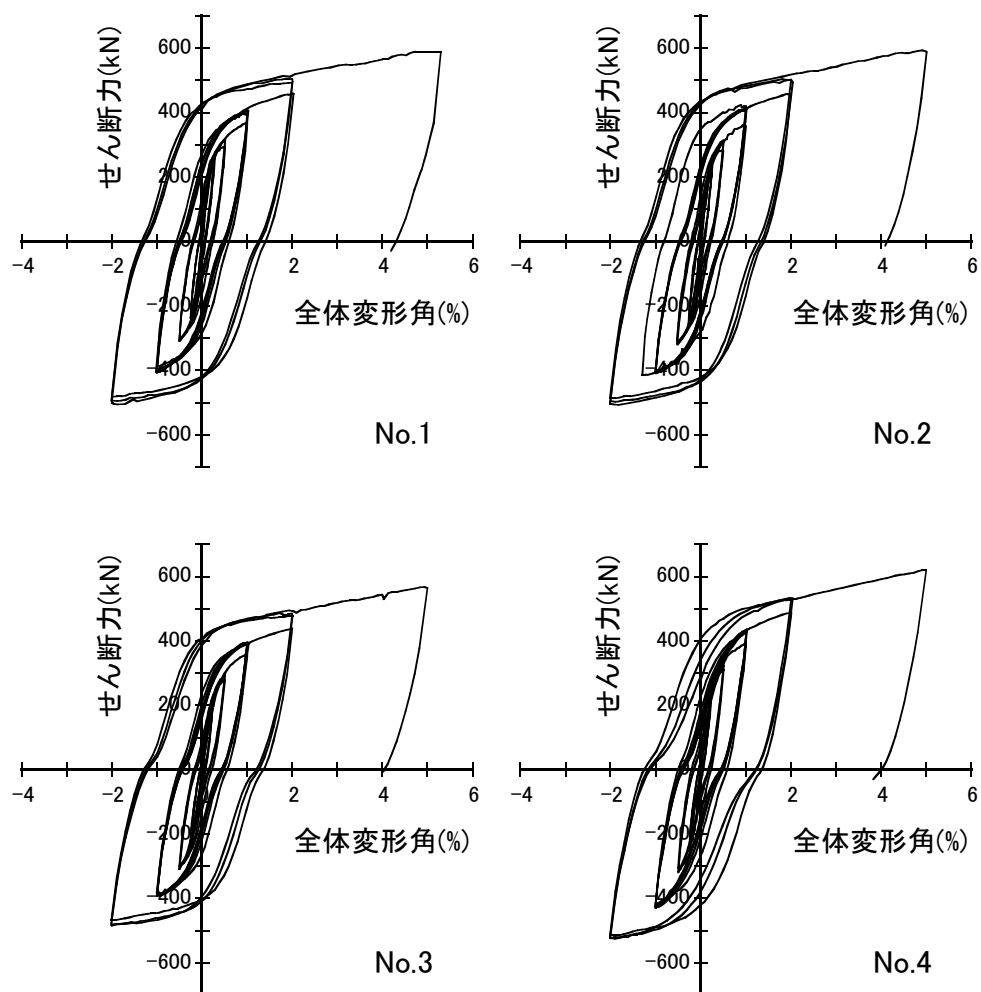


図 2.7 せん断力-全体変形角関係(シリーズ 1)

図 2.8 にシリーズ 2 のせん断力-全体変形角関係を示す。同様の接合形式であるシリーズ 1 の No.3 とシリーズ 2 の No.5, No.6, No.7 のせん断力-変形角関係は、1/33 のサイクルを実施していないことを除けば、ほとんど同等であった。プレキャスト試験体 No.6 と一体打設された No.5 のせん断力-変形角関係はまったく同等であった。試験体 No.7, No.C1 の耐力が試験体 No.5, No.6 よりも低いのは、ダンパー部鉄骨のせいが小さいためである。試験体 No.C1 は $R=1/100$ でせん断破壊が発生し、 $R=1/100$ の 1 サイクル目負側で最大耐力に達すると、以降は荷重が低下した。

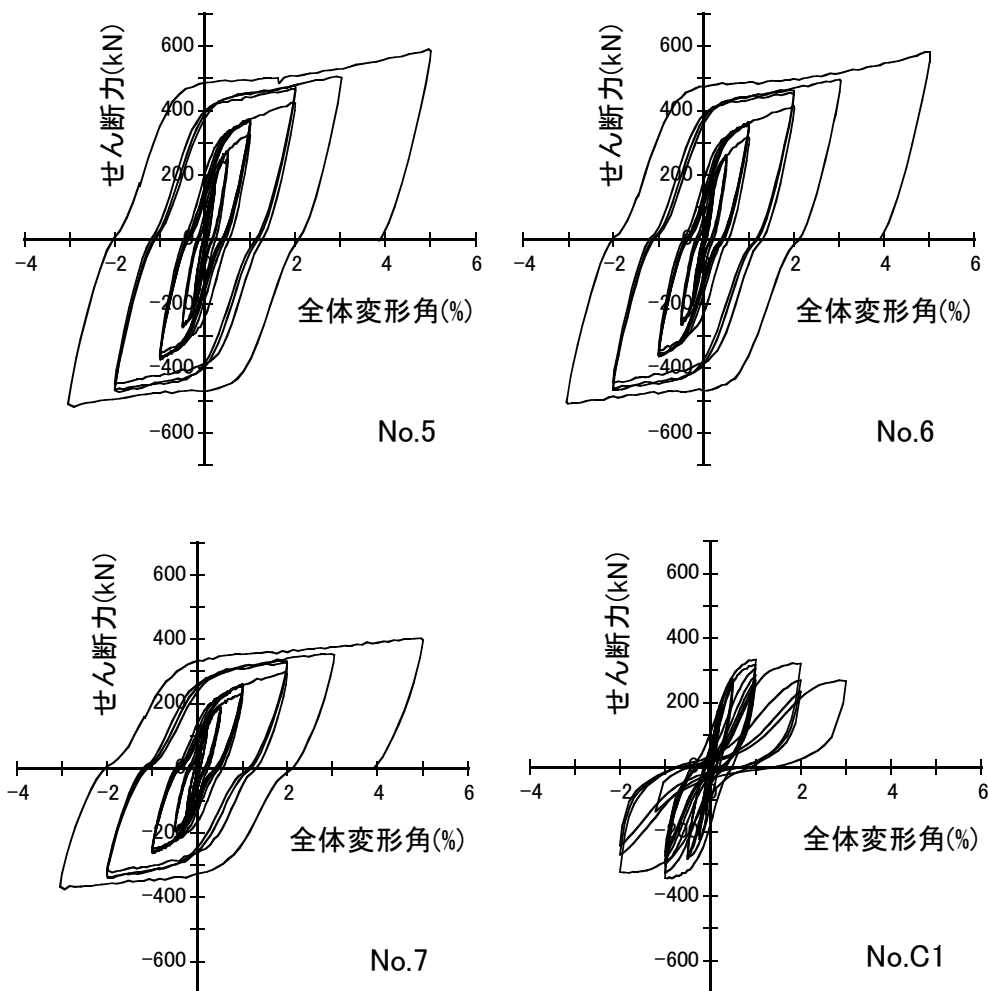


図 2.8 せん断力-全体変形角関係(シリーズ 2)

図 2.9 にせん断力-全体変形角関係から求めた各サイクルにおける等価粘性減衰定数の推移を示す（せん断破壊した試験体 No.C1 を除く）。 $R=1/20$ は正側を用いたが、他のサイクルは 1 サイクルのループの面積から求めている。大まかに見れば $R=1/400$ で 10%程度、 $1/200 \sim 1/100$ で 20%程度、 $1/50$ 以降で 30%程度の等価粘性減衰定数となっている。筆者が過去に実施した鉄骨造境界梁ダンパーの実験では⁶⁾、 $R=1/200 \sim 1/100$ における等価粘性減衰定数が 10%程度であることから、本論文の境界梁ダンパーでは中央部の鋼材ダンパーに変形が集中し、エネルギー吸収性能が向上しているものと考えられる。接合方法を変化させたシリーズ 1 については、試験体 No.1 と No.2 はほぼ同等であるが、No.3 はそれより若干等価粘性減衰定数が小さくなり、アンカーボルト接合とした No.4 ではさらに小さくなっている。埋め込み長さの影響については、試験体 No.3 とシリーズ 2 の No.5, No.6, No.7 の等価粘性減衰定数は、ほぼ同等であった。今回の実験の範囲では、境界梁ダンパーのエネルギー吸収能力は、接合方法による違いは認められるが、鉄骨の埋め込み長さの影響は顕著ではない。

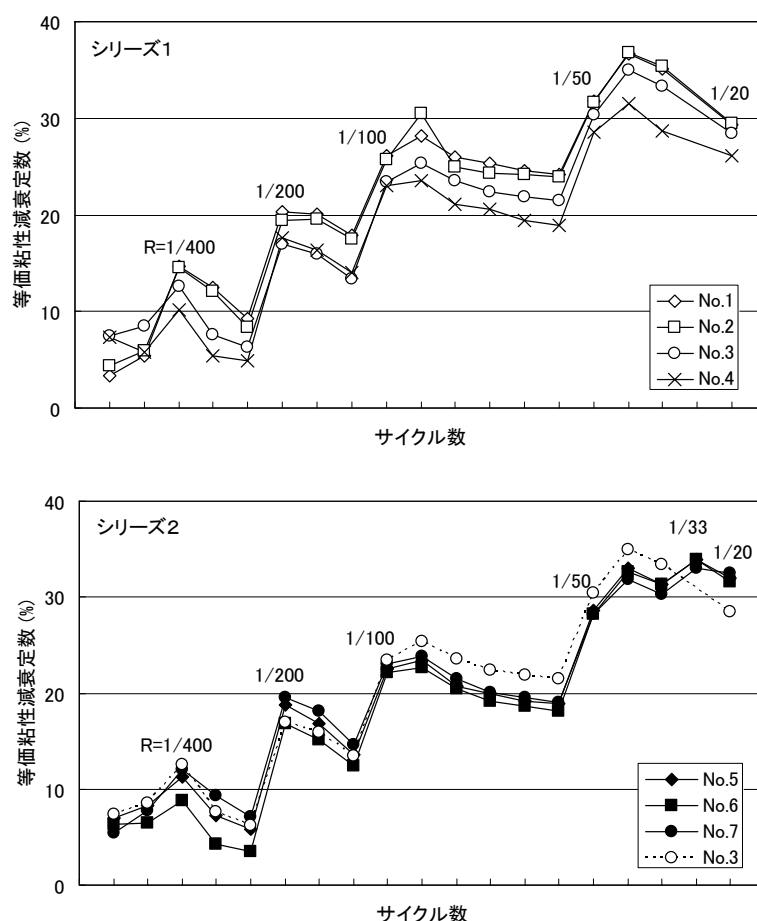


図 2.9 等価粘性減衰定数の推移

図 2.10 は試験体 No.3 について所定の加力を終了した後、 $R=1/50$ の変形角で軸方向変形を拘束したサイクルを追加して加力を行った結果である。若干スリップ性状が顕著ではあるが、軸方向変形を拘束した場合においても、軸方向変形を拘束しない場合と同様の履歴を描いていることがわかる。

図 2.11 は軸拘束を行って実験した No.C1 の軸力の推移である。最大せん断力時の軸力は引張で 375kN (コンクリート応力度にして 3N/mm^2 , 鋼材応力度にして 96N/mm^2) であり、この程度の引張軸力ではダンパー部の構造性能に影響が少ないことは、既往の実験によっても確認されている⁷⁾。RC 梁では曲げ降伏に伴って軸伸びが生じ、軸拘束を行った場合には圧縮軸力が作用することが知られているが、本実験では大変形を受ける鋼材ダンパー部に軸縮みが生じ (後述する図 3.7 参照)、結果として引張軸力が作用している⁸⁾。

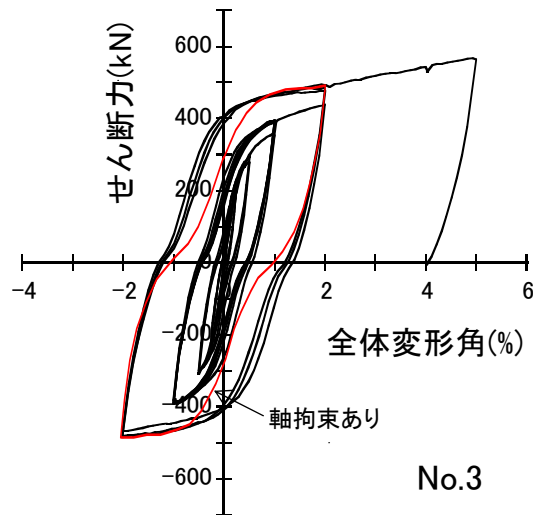


図 2.10 軸拘束の影響(試験体 No.3)

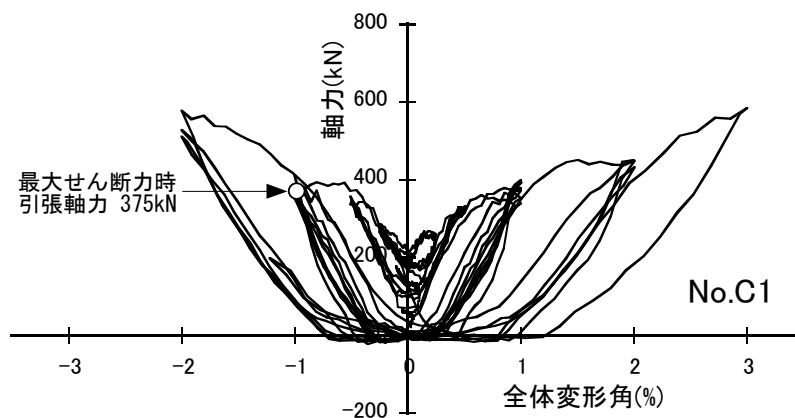


図 2.11 軸拘束の影響(試験体 No.C1 の作用軸力)

2.3 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の終局耐力

表 2.4 に各試験体の最大耐力（試験体 No.1~7 では $R=1/20$ 時のせん断力）およびその計算値の一覧を示す。RC 部せん断力は鋼構造接合部設計指針⁵⁾で示されているように RC 梁先端部のせん断補強筋の位置に集中的にてこ反力が作用していると仮定して計算している。その概念図を図 2.12 に示す。梁端曲げ耐力は鋼構造接合部の根巻き柱脚に準じて計算し、試験体 No.2 についてはアンカーボルトの曲げ耐力も累加している。

梁端曲げモーメントは、試験体 No.5, No.6 では曲げ耐力計算値とほぼ同等であるが、他の試験体では曲げ耐力計算値に達していない。RC 部せん断力は、シリーズ 1 およびせん断破壊した試験体 C1 はせん断耐力計算値とほぼ同等であるが、他の試験体ではせん断耐力計算値を下回っており、RC 部に顕著な損傷が見られなかったことと符合している。

表 2.4 最大耐力実験値および計算値一覧

試験体	実 験 値				計 算 値		
	最 大 せん断力	梁 端 最大曲げ モーメント	せん断 補強筋 先端位置	RC 部最大 せん断力	梁 端 曲げ耐力	RC 部 せん断耐力	ダンパー部 せん断耐力
	Q_{max} (kN)	M_{max} (kN・m)	L_j (mm)	Q_{jmax} (kN)	M_{bu} (kN・m)	Q_{ju} (kN)	Q_{pu} (kN)
No.1	590	295	347	757	(529)	659	421
No.2	593	297		761	358		
No.3	567	283		727	303		
No.4	619	310		—	—		
No.5	590	406	538	754	404	1034	383
No.6	581	399		743			
No.7	404	172	278	618	216	1003	299
No.C1	321	173	487.5	433	584	450	248

- *1 梁端曲げ耐力は鋼構造接合部設計指針の根巻き柱脚に準じて計算した
ただし、No.1 の曲げ耐力は SRC 部材として平面保持を仮定した断面解析によって計算した
*2 RC 根巻き部せん断耐力は 2.3.2 節で述べる
*3 ダンパー部せん断耐力は 2.3.3 節で述べる

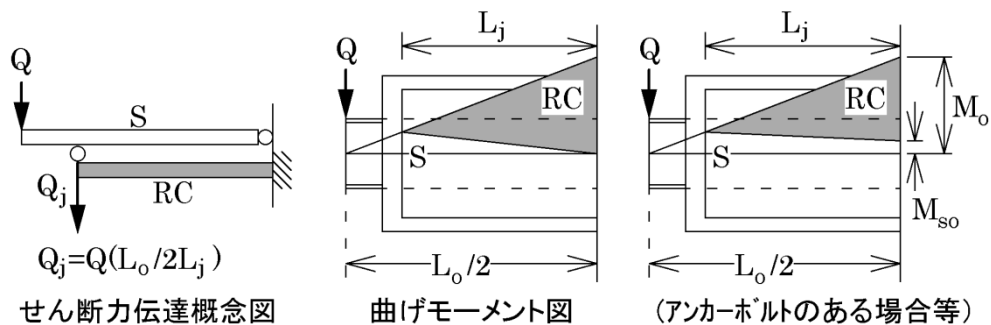


図 2.12 RC 根巻き部のせん断力

2.3.1 セン断力伝達機構

RC 部のせん断耐力については、終局強度型耐震設計指針⁹⁾に示されるような、アーチ・トラス理論を準用して求められると考えられるが、RC 部に生じるせん断力は鉄骨埋め込み部にて反力を介して伝達されており、通常の RC 梁と同様には計算することはできない。そこで、鉄骨、主筋、せん断補強筋のひずみ計測結果を手がかりにして、せん断力伝達機構について検討する。

図 2.13 は RC 部の主筋および埋め込み部のフランジのひずみ計測値から求めた曲げモーメント分布である。最終の $R=1/20$ ではひずみのデータに欠測があったため、 $R=1/50$ サイクル 1 回目ピーク時で作図したが、この時点で主筋、埋め込み部のフランジ・ウェブに降伏は認められていない。計算方法は以下による。

鉄骨の曲げモーメント M_S 、軸力 N_S 、せん断力 Q_S

$$M_S = Z_S E_S (\varepsilon_{tf} - \varepsilon_{cf}) / 2 \quad \dots \text{式(2.1)}$$

$$N_S = A_S E_S (\varepsilon_{tf} + \varepsilon_{cf}) / 2 \quad \dots \text{式(2.2)}$$

$$Q_S = t_w d_w \frac{E_S}{2(1+\nu_S)} \gamma_w \quad \dots \text{式(2.3)}$$

RC 部の曲げモーメント M_{RC} 、せん断力 Q_{RC}

$$M_{RC} = \sum a_t E_r \varepsilon_{tr} j \quad \dots \text{式(2.4)}$$

$$Q_{RC} = \sum a_{rw} E_r \varepsilon_{rw} \quad \dots \text{式(2.5)}$$

ここで、

- Z_S : 埋め込み部鉄骨の断面係数, A_S : 埋め込み部鉄骨の断面積
- E_S : 埋め込み部鉄骨のヤング係数, ν_S : 埋め込み部鉄骨のポアソン比
- ε_{tf} : 引張側フランジのひずみ計測値, ε_{cf} : 圧縮側フランジのひずみ計測値
- γ_w : ウェブのせん断ひずみ計測値 (3 軸ゲージ使用)
- a_t : 引張主筋の断面積, a_{rw} : せん断補強筋の断面積
- E_r : 主筋のヤング係数
- ε_{tr} : 引張側主筋のひずみ計測値, ε_{rw} : せん断補強筋のひずみ計測値
- j : 応力中心間距離 (=7/8 d_r , d_r は有効せい)

シリーズ 2 の試験体 No.5, No.6, No.7 の埋め込み部の曲げモーメント分布は, 図 2.12 の鋼構造接合部設計指針で想定しているもの (実線で示す) と概ね一致している。主筋ひずみから計算した曲げモーメントが一部大きめに出ているのは, 梁端部では曲げ降伏に近い曲げモーメントに達しており, 付着劣化の影響により主筋のひずみが先端側にシフトしたためと考えられる。

シリーズ 1 の試験体 No.1, No.2, No.3 では梁端部で鉄骨の曲げモーメントが伝達されており, 鉄骨および RC 部の曲げモーメント勾配は緩やかである。図 2.14 に梁端部断面のひずみ分布を示す。

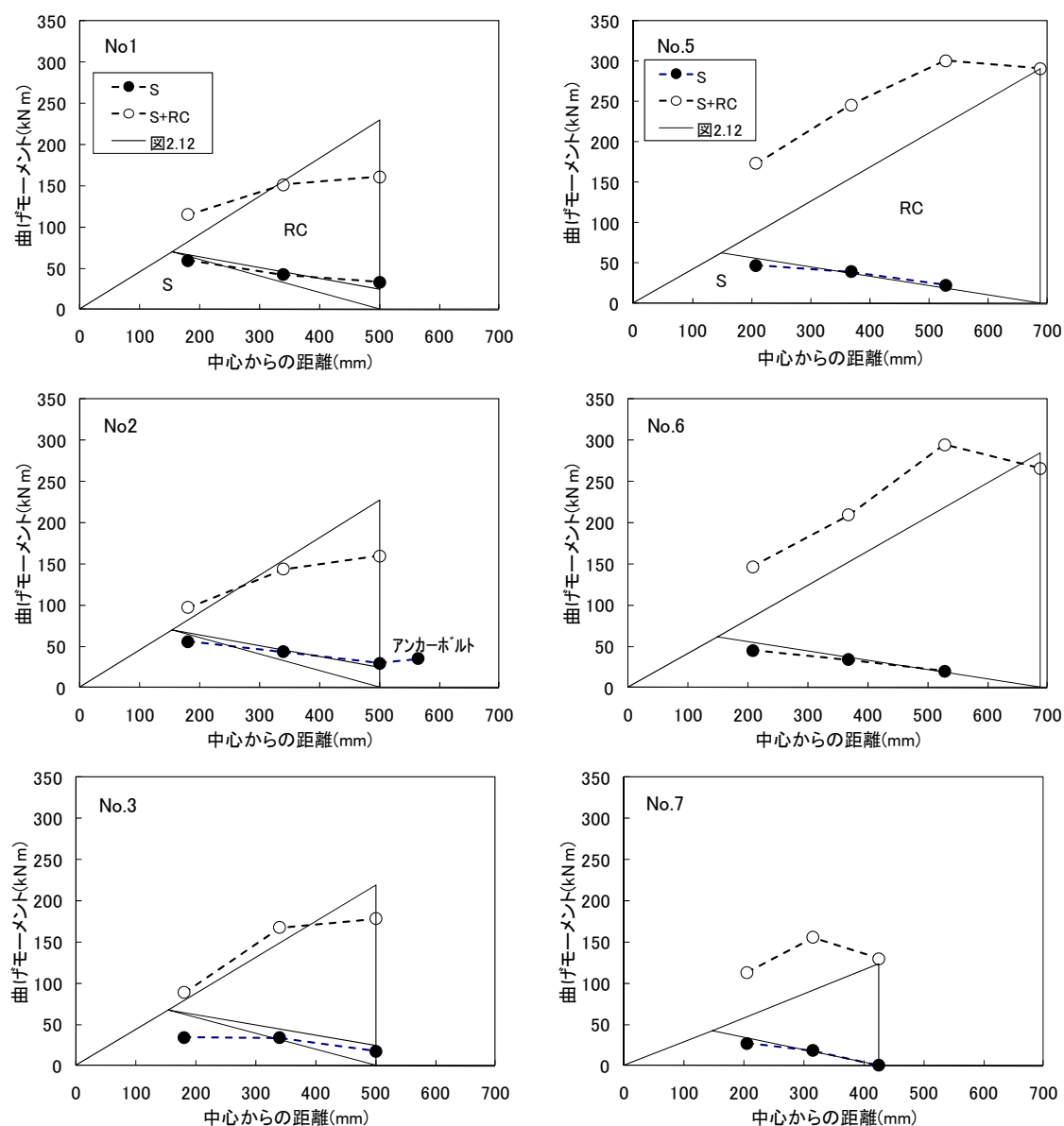


図 2.13 RC 部の曲げモーメント分布

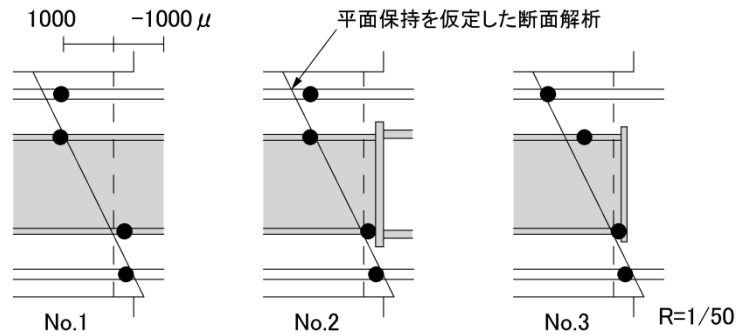


図 2.14 梁端部の断面ひずみ分布(シリーズ1)

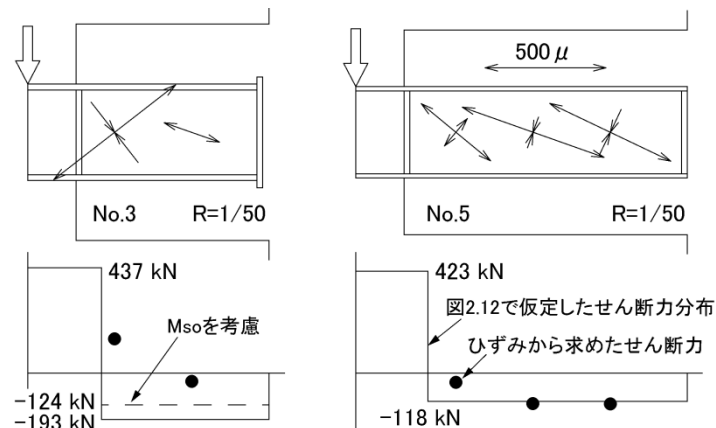


図 2.15 RC 部のせん断力分布

鉄骨が定着されている試験体 No.1, アンカーボルトのある試験体 No.2 のみならず, 試験体 No.3 でも梁端部鉄骨にひずみが生じており, そのひずみ分布は鉄骨を考慮した断面解析のひずみ分布と概ね一致している。シリーズ 2 とは異なりエンドプレートが H 形鋼のサイズよりも大きく, ずれ止めのような効果をしており¹⁰⁾, 鉄骨端部で曲げモーメントが伝達されているものと考えられる。表 2.4 に示す試験体 No.1, No.2, No.3 の RC 部のせん断力は鉄骨端部の曲げモーメント M_{so} を考慮して計算しているが (図 2.12 右), その値は平面保持を仮定した断面解析から求めている。なお, 図 2.13 のひずみ計測値から求めた曲げモーメントは, 式(2.1)と式(2.4)を単純累加しており, SRC 梁としての挙動 (一般化累加) を考慮していないため, 曲げモーメントを少なめに評価している。

図 2.15 はウェブのひずみ計測値から求めた主ひずみ図およびせん断力分布である。せん断力分布は, 図 2.12 で想定しているものと概ね一致している。

試験体 No.3, No.5 およびせん断破壊した試験体 No.C1 のせん断補強筋のひずみ分布を図 2.16 に示す。せん断補強筋のひずみは, 先端部が大きく, 端部に行くにしたがって直線的に低下している。このことは先端部のせん断補強筋が最も効果があることを示している。図 2.16 の右側の図はせん断補強筋のひずみを引張力に換算して合計し (計測していない鉄筋についてはひずみ分布図から内挿して求めた, 式(2.5)), せん断補強筋の負担せん断力と RC 部せん断力の関係を示したものである。RC 部せん断力が 200 kN 程度まではまだせん

断ひび割れが進展していないため、コンクリートによってせん断力が負担されているが、せん断力の増大に伴ってせん断補強筋の負担せん断力が増加している。図には参考として次節で述べるせん断力伝達の比率を点線で示しているが、シリーズ2の試験体 No.5, No.6 では最大耐力時にはほぼ 100%のせん断力がせん断補強筋によって伝達されている。

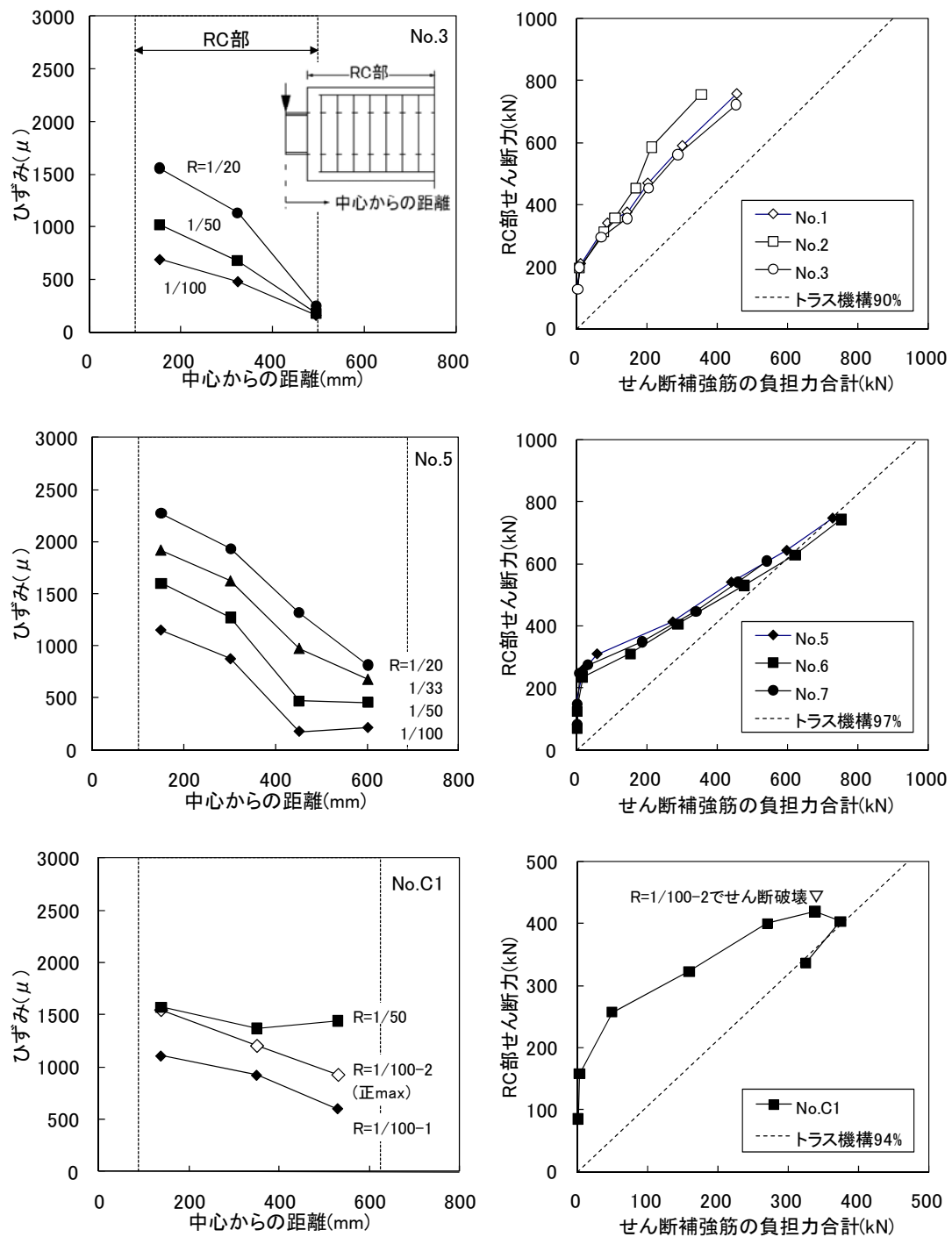


図 2.16 せん断補強筋のひずみ分布およびそのせん断力分担

2.3.2 RC 部のせん断終局耐力

根巻き部のせん断力は鉄骨フランジの支圧からせん断補強筋を介して RC 部へ伝達され
ると考えるのが一般的であるが¹¹⁾、せん断補強筋を介さずにせん断力が伝達されるアーチ
機構が存在している可能性があるため、終局強度型耐震設計指針⁹⁾を参考に、図 2.17 に示
すようなせん断力伝達機構を仮定してみた。

$$Q_{ju1} = \tan \theta b'_f d \nu_o \sigma_B / 2 + \sum a'_{rw} \sigma_{rwy} \quad \cdots \text{式(2.6)}$$

$$Q_{ju2} \leq 0.8(b - b_f) j_t \nu_o \sigma_B / 2 \quad \cdots \text{式(2.7)}$$

ここで、

$\tan \theta$: アーチ機構の角度 ($=D_c/2L_c$, 図 2.17 参照)

b'_f : アーチ機構の有効幅 ($=b_f - t_w$, b_f はフランジ幅)

σ_B : コンクリート圧縮強度

$\nu_o \sigma_B$: コンクリート有効圧縮強度 ($\nu_o = 0.7 - \sigma_B/200$)

$\sum a'_{rw}$: RC 梁先端から $L_c/2$ の範囲にあるせん断補強筋断面積

σ_{rwy} : せん断補強筋の降伏強度

j_t : 主筋間距離

アーチ機構は終局強度型耐震設計指針⁹⁾を参考にし、図 2.17 に示すようにフランジ内側
の 1/2 の断面積が有効であり、そこから梁端隅角部に向かう角度で成立すると仮定した。こ
れは図 2.17 の試験体のひび割れ方向とも対応している。図 2.16 に示したように、せん断
補強筋のひずみ分布はほぼ三角形の分布となっていることから、RC 部の先端から 1/2 ま
でのせん断補強筋を有効範囲とした。式(2.6)で計算されるトラス機構の占める割合は、試験
体 No.3 で 90%, No.5 で 97%, No.C1 で 94%となり、ほとんどがトラス機構で伝達されて
いるが、この比率は図 2.16 に示す実験結果の傾向と一致している。

式(2.6)はアーチ機構とトラス機構を累加したものであるが、式(2.7)のように、コンクリ
ートストラットの圧壊による上限値を設定した。アーチ機構もトラス機構も、材端部では
フランジの外側で形成され则认为られるため、式(2.7)のコンクリートストラットの幅は
フランジ幅を除いたものとし、さらにその 80%が有効であるとした。図 2.16 に示したよう
に、せん断破壊した試験体 No.C1 では高強度せん断補強筋を使用していることもあり、最
大耐力時にせん断補強筋が降伏しておらず、したがって式(2.7)で耐力が決定したものと思
えられる。図 2.18 はそれぞれの計算値と実験結果を比較したものである。今回の実験でせ
ん断破壊したのは 1 体であるため、既往の実験結果⁴⁾も併せて示した。限られたデータでは
あるが、式(2.7)は実験結果を良く表している。

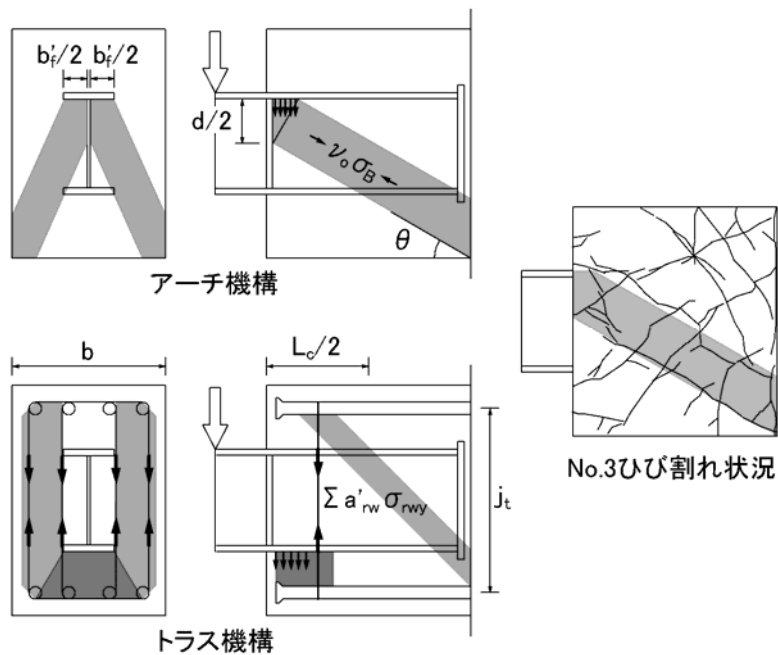


図 2.17 アーチ機構とトラス機構

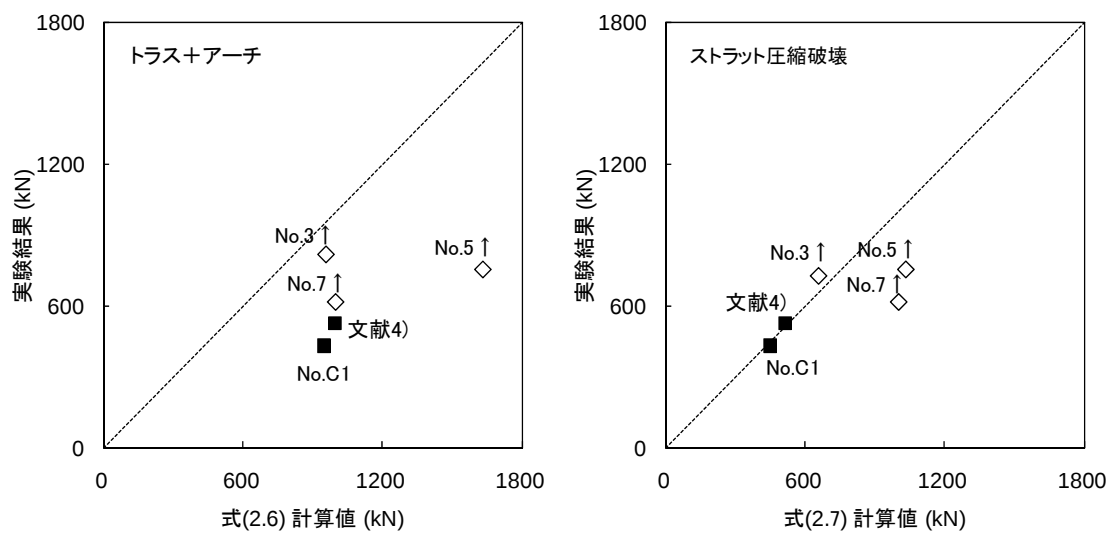


図 2.18 RC 部せん断耐力の実験結果と計算値の比較

2.3.3 ダンパー部のせん断終局耐力

ダンパー部せん断終局耐力 Q_{pu} については下式によって計算した。

$$Q_{pu} = Q_{pfu} + Q_{pwu} \quad \dots \text{式(2.8)}$$

$$Q_{pfu} = \frac{4\sigma_{fu}Z_{pf}}{L_s} \quad \dots \text{式(2.9)}$$

$$Q_{pwu} = \frac{\sigma_{wu}}{\sqrt{3}} t_w d_w \quad \dots \text{式(2.10)}$$

ここで、

Q_{pfu} ：フランジの負担せん断力

σ_{fu} ：フランジの引張強度

Z_{pf} ：フランジの塑性断面係数

L_s ：ダンパー部の区間長さ

Q_{pwu} ：ウェブの負担せん断力

σ_{wy} ：ウェブの降伏強度

σ_{wu} ：ウェブの引張強度

E ：ウェブのヤング係数

t_w ：ウェブの厚さ

d_w ：ウェブのせい（フランジの内側）

今回の実験ではダンパー部のウェブのせん断降伏によって最大耐力が決定しているが、実験値は材料強度として降伏強度ではなく引張強度を用いた式(2.8)による計算値の 1.5 倍程度となっている（表 2.4 参照）。このような耐力上昇現象は田中ら¹²⁾、桑原ら¹³⁾の正方形シアパネルの実験においても指摘されている。そこで田中らの実験式(2.12)、桑原らの実験式(2.13)と本実験結果の比較を図 2.19 に示す。縦軸（規準化最大耐力）は実験結果から式(2.9)で計算されるフランジの負担せん断力計算値を差し引いてウェブの負担せん断力を計算し、この値と式(2.10)によるウェブのせん断耐力計算値の比率をとったものである。横軸は式(2.11)で計算される換算幅厚比である。

$$(d_w/t_w)_{eq} = (d_w/t_w) \sqrt{\frac{\sigma_{wy}}{E}} \sqrt{\frac{\sigma_{wu}}{\sigma_{wy}}} \quad \dots \text{式(2.11)}$$

田中らによる規準化最大耐力

$$Q_{\max}/Q_{pwu} = 1.671 \left\{ (d_w/t_w)_{eq} \right\}^{-0.741} \quad \dots \text{式(2.12)}$$

桑原らによる規準化最大耐力

$$Q_{\max}/Q_{pwu} = 1.49 \left\{ (d_w/t_w)_{eq} \right\}^{-0.62} \quad \dots \text{式(2.13)}$$

今回の実験結果は、式(2.12)および式(2.13)の耐力上昇率には達していない。式(2.12)によれば規準化最大耐力の約 2.6 倍、式(2.13)によれば規準化最大耐力の約 2.2 倍に達すると予想されるが、実験終了時にまだ耐力は上昇し続けており、実験結果からその適合性について評価するのは困難である。次章において解析的検討を加え、さらにダンパー部せん断終局耐力の評価を行うものとする。

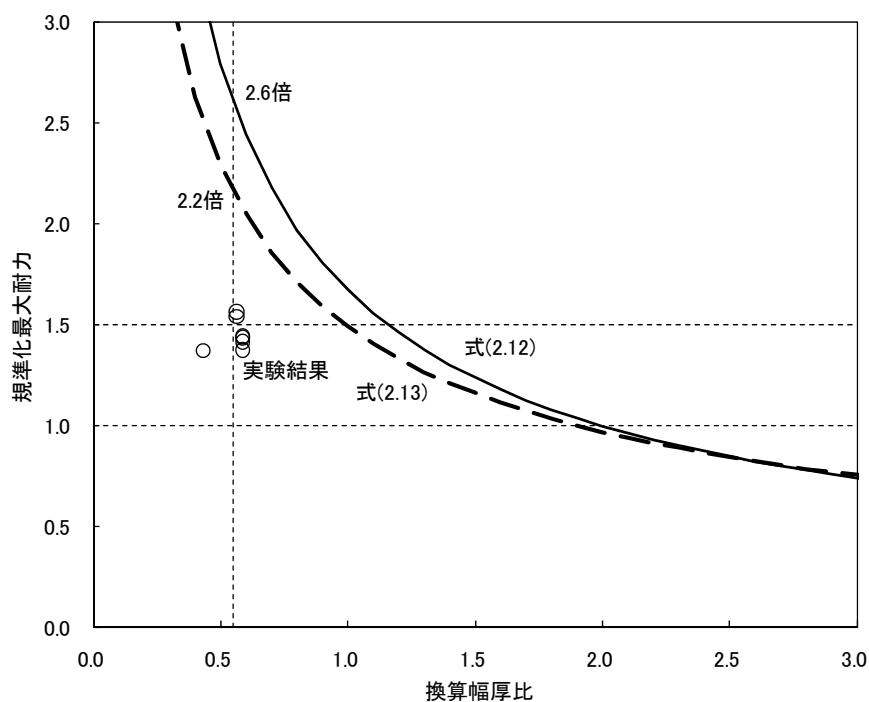


図 2.19 シアパネルせん断耐力実験式との比較

2.4 まとめ

中央部に低降伏点鋼を用いた鋼材ダンパーを有する RC 梁（境界梁ダンパー）について曲げせん断実験を実施し，接合方法や鉄骨の埋め込み長さを変化させた場合の構造性能の違いや，根巻き接合部におけるせん断力伝達機構について検討を行った。その結果を以下に要約する。

境界梁ダンパーは紡錘形の復元力特性を示し，等価粘性減衰定数にして $R=1/400$ で 10% 程度， $1/200 \sim 1/100$ で 20% 程度， $1/50$ 以降で 30% 程度の優れたエネルギー吸収能力を有している。

アンカーボルト型接合と，根巻き型接合の両方について実験的に検討したが，アンカーボルト型接合は繰返しによる剛性低下が顕著で RC 部の損傷も大きかった。

根巻き型接合について，鉄骨せいのおよそ 2～3.5 倍の埋め込み長さで実験を行ったが，今回の実験ではダンパー部のせん断降伏が先行し，埋め込み長さによる構造性能の違いはほとんど見られなかった。

根巻き型接合のせん断力伝達機構については，ほとんどのせん断力がトラス機構によって伝達されていることが確認されたが，最終的にはコンクリートストラットの圧縮破壊によって耐力が決定している。限られたデータではあるが，コンクリートストラットの圧縮破壊によって決定するせん断終局耐力式を提案することができた。

ダンパー部のせん断耐力については，実験によって材料強度として引張強度を用いた場合の計算値の 1.5 倍以上あることが確認された。最大耐力の評価については，次章で解析的な検討を加えることとする。

参考文献

- 1) 川端一三, 原孝文, 小室努: 端部 RC 造, 中央部 S 造の梁(C.S.Beam)を使用した建築物の設計・施工指針, ビルディングレター, pp.1-8, 1998.5
- 2) 鈴木英之, 西原寛: 材端部 RC 造中央部鉄骨造で構成される複合構造梁のせん断耐力と変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No.631, pp.1673-1680, 2008.9
- 3) 安田聡, 原孝文, 鴫田隆, 成原弘之, 木村正人, 征矢克彦: 極低降伏点鋼を用いた RC 構造用間柱型制振部材の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-1, pp.1073-1074, 2001.9
- 4) 木田貴史, 稲井栄一, 松浦恒久: 履歴ダンパーと RC 部材との接合方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.26, No.2, pp.1195-1200, 2006
- 5) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2001
- 6) 熊谷仁志, 田村和夫, 柴慶治, 磯田和彦: 鉄骨梁および鋼材ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.1, 1999
- 7) 佐々木康人, 田中清: 極低降伏点鋼を用いたせん断パネル型ダンパーの引張・圧縮軸力下の静的せん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-1, pp.785-786, 1999.9
- 8) 伊藤嘉朗, 松浦恒久, 稲井栄一: 低降伏点鋼を用いた制振間柱の構造性能に関する研究ーその 3 付加軸力の検討ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-1, pp.613-614, 2001.9
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説, 1988
- 10) 青山尚樹, 西村泰志: RC 部材とエンドプレートを有する S 部材で構成される切替え部の耐力評価, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1375-1380, 2008
- 11) 秋山 宏: 鉄骨柱脚の耐震設計, 技法堂出版, 1985
- 12) 田中清, 佐々木康人: 極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.509, pp.159-166, 1998.7
- 13) 池田耕二, 桑原進: 降伏応力度が 225N/mm^2 級の鋼材を用いたシアパネル型履歴ダンパーの静的加力実験と復元力モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-1, pp.605-606, 2002.8

3 章 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の復元力特性

3.1 はじめに

3.2 各部位の変形成分

3.3 ダンパー部の有限要素解析

3.3.1 解析モデルおよび解析方法

3.3.2 解析結果および考察

3.4 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の復元力特性のモデル化

3.5 まとめ

参考文献

3.1 はじめに

2 章では、中央部に低降伏点鋼 LY225 を用いた鋼材ダンパーを有する RC 梁（境界梁ダンパー）の曲げせん断実験結果から、基本的な構造性能および根巻き接合部におけるせん断力伝達機構について検討を行った。境界梁ダンパーは紡錘形の復元力特性を示し、等価粘性減衰定数にして梁全体部材角 $R=1/400$ で 10%程度、 $1/200 \sim 1/100$ で 20%程度、 $1/50$ 以降で 30%程度の優れたエネルギー吸収能力を有していることが確認された。一方で最終的に $R=1/20$ まで加力を行い、材料強度として引張強さを用いて計算したダンパー部せん断耐力の約 1.5 倍に至っても耐力は低下しなかった。

本構造形式で用いられる鋼材ダンパーは H 形鋼の形状をしているが、RC 梁に埋め込まれていることから H 形鋼の梁せいが制限され、低降伏点鋼パネルは幅厚比が 15 程度と小さくなるのが特徴である。座屈後に形成される張力場の理論等¹⁾によってダンパー部の最大耐力を評価することは困難であり、数値解析による検討が必要であると考えられる²⁾。

そこで本章では、境界梁ダンパーの曲げせん断実験結果を分析し、梁全体の変形から RC 部の変形、RC 部とダンパー部の境界での変形（めりこみ、抜け出しなど）を分離することによって、ダンパー部のせん断力ーせん断変形関係を抽出する。ダンパー部を対象として有限要素法を用いた弾塑性大変形解析を行い、実験で確認できなかったダンパー部の最大耐力について評価を行う。さらに実験結果から抽出したダンパー部のせん断力ーせん断変形関係と解析結果について比較検討を行う。

次に、この結果を参考にして、地震応答解析に用いるための復元力モデルについて検討を行う。RC 部については、曲げ変形・せん断変形だけではなく、めりこみ変形などを適切に考慮することが重要であり、その評価方法についてモデル化の提案を行う。

低降伏点鋼を用いたせん断パネルダンパーの復元力特性については、骨格曲線・バウシinger部・弾性除荷部に分離したもの^{3),4)}、等方硬化則と移動硬化則を組み合わせたもの^{5),6)}、曲線関数で表わしたもの⁷⁾、累積エネルギーに基づくもの^{8),9)}など、様々なモデルが提案されている。本論文では、RC 部の過大な損傷を防ぐことに主眼を置き、境界梁ダンパーに作用するせん断力を簡便に評価することを目的としているため、耐力上昇の大きい場合として等方硬化則を、耐力上昇の小さい場合として移動硬化則を用いた 2 ケースについて検討を行う。

3.2 各部位の変形成分

2 章の実験ではスタブ間変形のほか、図 3.1 に示すように RC 部の変形（曲げ変形，せん断変形），ダンパー部拔出しによる変形，ダンパー端部のめりこみ変形を計測できるように変位計を設置している。

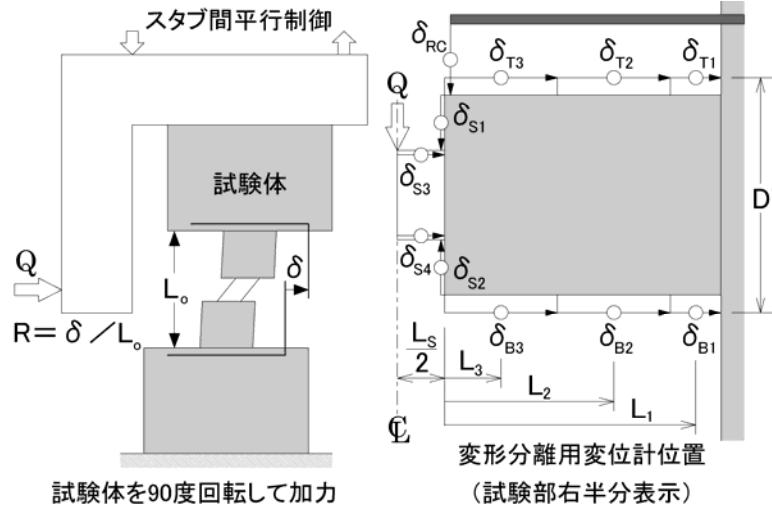


図 3.1 変位計測方法

図 3.1 の変位計測結果から以下のようにして各変形成分を求めた。

RC 部曲げ変形

$$\delta_{RCF} = \sum \left[\frac{(\delta_{Ti} - \delta_{Bi})}{D'} L_i \right] \quad \dots \text{式(3.1)}$$

RC 部せん断変形

$$\delta_{RCS} = \delta_{RC} - \delta_{RCF} \quad \dots \text{式(3.2)}$$

RC 先端部回転角によるダンパー部変形

$$\delta_{RCR} = \left[\sum \frac{(\delta_{Ti} - \delta_{Bi})}{D'} \right] \frac{L_s}{2} \quad \dots \text{式(3.3)}$$

ダンパー部拔出しによる変形（ダンパー部曲げ変形を含む）

$$\delta_{SL} = \frac{(\delta_{S3} - \delta_{S4}) L_s}{d_w} \quad \dots \text{式(3.4)}$$

ダンパー端部めりこみ変形

$$\delta_{SI} = \frac{\delta_{S1} - \delta_{S2}}{2} \quad \dots \text{式(3.5)}$$

ダンパー部せん断変形

$$\delta_D = \delta - \delta_{RCF} - \delta_{RCS} - \delta_{RCR} - \delta_{SL} - \delta_{SI} \quad \dots \text{式(3.6)}$$

ここで、

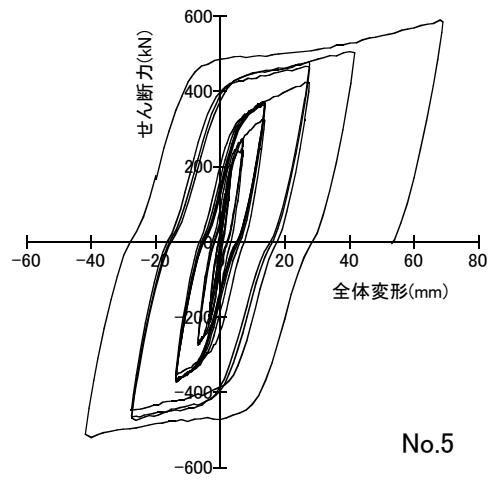
L_s : ダンパー部の区間長さ

d_w : ウェブのせい (フランジの内側)

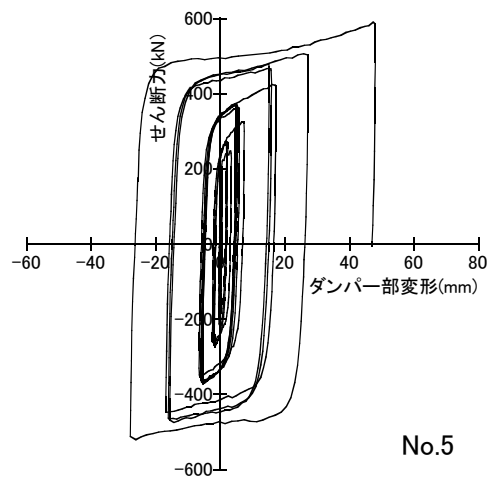
なお、式(3.1)～式(3.5)は左右の 1/2 について記述したもので、式(3.6)では左右それぞれについて計算した結果を合計したものをスタブ間変形 δ (全体変形) から差し引くものとする。

試験体 No.5 を例として、抽出されたダンパー部のせん断力-せん断変形関係を図 3.2 に示す。せん断力-全体変形関係 (図 3.2 (a)) では、逆 S 字型のスリップ挙動が見られるが、せん断力-ダンパー部せん断変形関係 (図 3.2 (b)) ではこうした挙動が取り除かれている。図 3.2(c)はダンパー部せん断変形をダンパー部の長さ L_s で除してせん断変形角とし、ダンパー部ウェブ中央に貼付した 3 軸ひずみゲージから求めたせん断ひずみと比較したものである (ひずみゲージが計測可能であった $R=1/50$ の第 1 サイクルまでを示す)。両者は良く一致しており、今回行ったダンパー部変形の抽出方法は妥当であったと考えられる。これらは他の試験体でも同様であった。

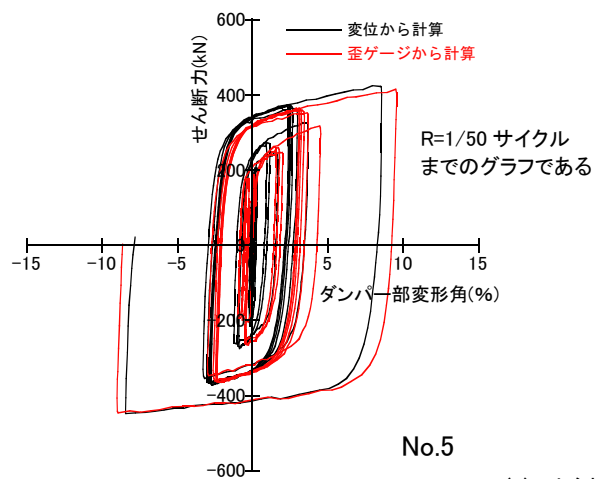
図 3.3 は式(3.1)～式(3.6)によって計算した各変形成分の全体変形に対する比率を、正側サイクルピーク時について示したものである。3 回以上繰り返しを行ったサイクルについては第 1 サイクルと最終サイクルのみを示している。 $R=1/2000$ ではダンパー部のせん断変形が占める割合は小さいが、 $R=1/400 \sim 1/200$ でダンパー部がせん断降伏するとその割合は上昇し、 $R=1/100$ では約 50%、 $R=1/20$ では約 70%に達している。RC 部の曲げ変形、せん断変形、先端部回転角による変形については、これとは反対に全体変形角の増加に伴って減少しているが、めりこみ変形は常に 10～20%を占めており無視できない。拔出しによる変形は、試験体 No.7 を除き、それほど大きな割合にはなっていない。同一変形角での繰り返しでは最終サイクルは第 1 サイクルに比べてダンパー部せん断変形の割合が小さく、せん断変形・めりこみ変形の割合が大きくなっている。



(a) せん断力－全体変形関係



(b) せん断力－ダンパー部せん断変形関係



(c) せん断力－ダンパー部せん断変形角関係

図 3.2 ダンパー部のせん断力－せん断変形関係の抽出

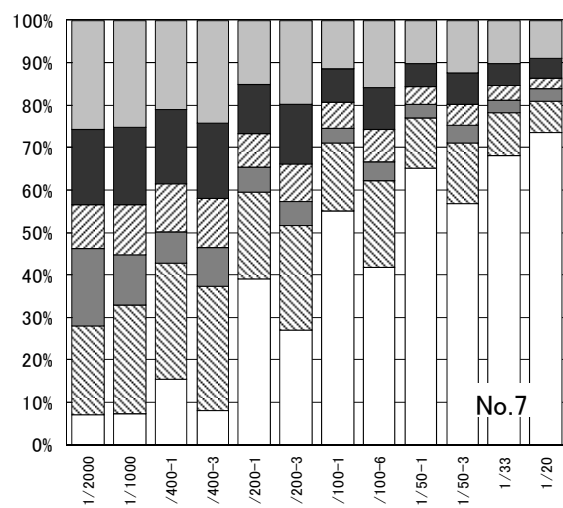
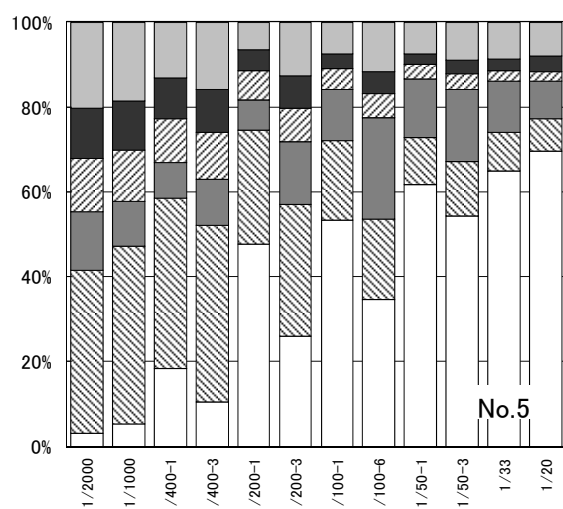
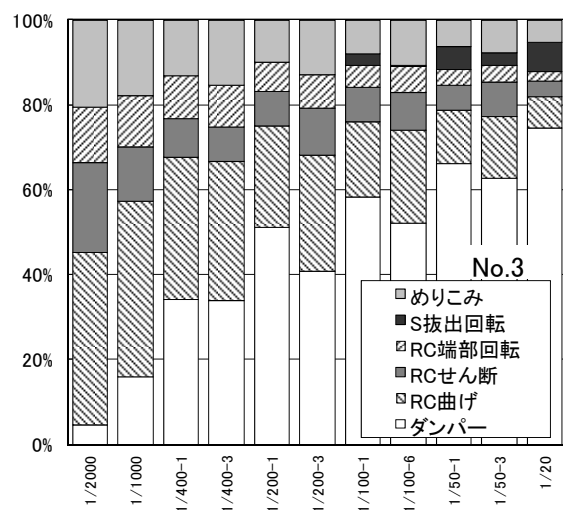


図 3.3 変形成分の比率(正側サイクルピーク時)

3.3 ダンパー部の有限要素解析

3.3.1 解析モデルおよび解析方法

試験体 No.3, No.5, No.7 のダンパー部を取り出し、有限要素法を用いた弾塑性大変形・大ひずみ解析（Updated Lagrange 法）を行った。解析には汎用有限要素解析プログラム MARC を用いた。解析モデルを図 3.4 に示す。フランジ・ウェブともに 4 節点の積層シェル要素（厚さ方向 11 層）を用い、降伏条件には Von-Mises の条件を用いた。初期不整は考慮していない。試験体ダンパー部の左右にはリブプレートが溶接されていることから、両端のフランジ・ウェブの回転を拘束した境界条件を適用し、変形角にして 75%（変形 150mm）までウェブ面内せん断方向に強制変形を与えた。

解析に用いる真応力－真ひずみ関係は材料試験による公称応力－公称ひずみ関係を、香林らの研究¹⁰⁾を参考にして式(3.7)～式(3.9)を用いてモデル化した。最大公称応力時のひずみは 0.2 とし、それを超える大ひずみ領域では香林らの方法¹⁰⁾で外挿した（図 3.5）。

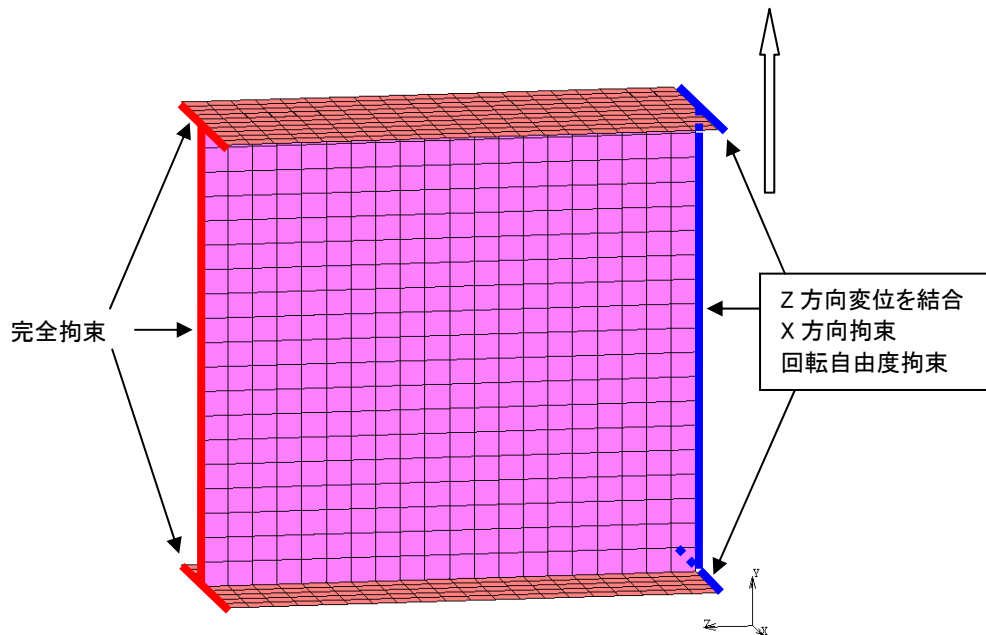


図 3.4 解析モデル

ひずみ硬化領域のモデル化

$$s/s_u = \left[\frac{2(e/e_u)}{(e/e_u)^2 + 1} \right]^{0.3} \quad \dots \text{式(3.7)}$$

公称ひずみから真ひずみへの変換

$$\varepsilon = \ln(1+e) \quad \dots \text{式(3.8)}$$

公称応力から真応力への変換

$$\sigma = s(1+e) \quad \dots \text{式(3.9)}$$

ここで,

s : 公称応力, s_u : 最大公称応力 (引張強さ)

e : 公称ひずみ, e_u : 最大公称応力時のひずみ

ε : 真ひずみ, σ : 真応力

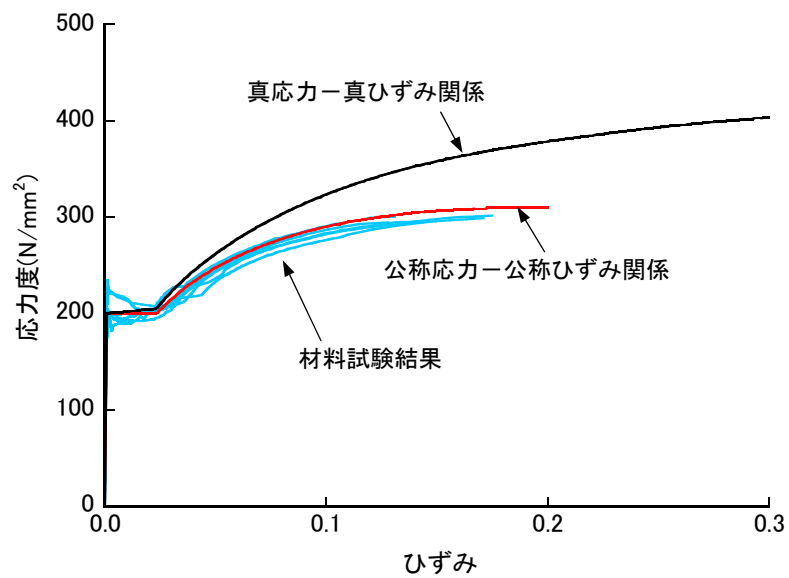


図 3.5 解析に用いた真応力-真ひずみ関係

3.3.2 解析結果および考察

図 3.6 に 3.2 節の方法で抽出した各試験体のダンパー部のせん断力-せん断変形関係（骨格曲線）と有限要素解析結果の比較を示す。実験結果と解析結果は良く一致しており、有限要素解析によって境界梁ダンパーの終局耐力や骨格曲線を評価できるものと考えられる。

解析結果の一例として実験での全体変形角 $R=1/33 \sim 1/20$ 時に相当する、ダンパー部せん断変形角 30% 時の中心層の相当応力コンターを図 3.7 に示す。相当応力コンターを見ると、ウェブはほぼ様な応力度になっているが、フランジの端部には局所的な曲げによる応力集中が認められる。変形角で 75% まで解析を行ったが、いずれのモデルについても座屈による耐力低下は示さなかった。

そこで試験体 No.5 のモデル（ウェブ厚 $t_w=12\text{mm}$, $d_w/t_w=14.3$ ）に対して、ウェブ厚を 9mm ($d_w/t_w=19.1$), 6mm ($d_w/t_w=28.6$) と変化させた場合の解析結果を図 3.8 に示す。ウェブ厚 6mm の場合に、変形角 60%（変形 120mm）で耐力低下が発生した。このとき図 3.9 に示すように座屈による面外変形が生じていることが認められた。本構造形式では鋼材ダンパーが RC 梁に取り付くため、鉄骨のせいに制約がありウェブの幅厚比 (d_w/t_w) が 15 程度と小さくなるのが特徴的である。筆者らが設計で対象としている 15 程度の幅厚比では、座屈による耐力低下は示さないものと考えられる。本解析によれば、試験体 No.5 ($t_w=12\text{mm}$) については実験終了時の最大荷重の約 1.5 倍（図 2.19 の規準化最大耐力の約 2.3 倍）に達しても、耐力は低下していない。

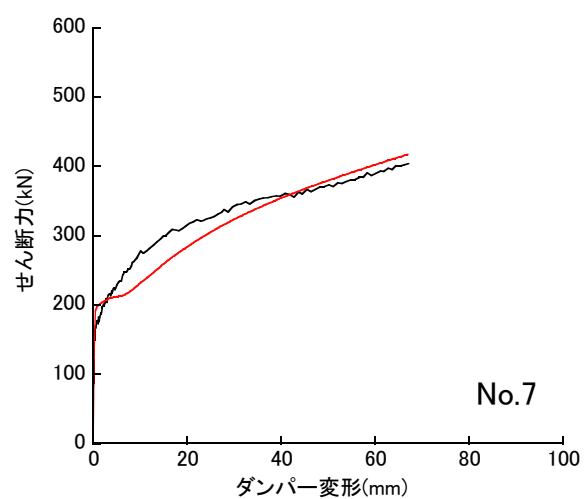
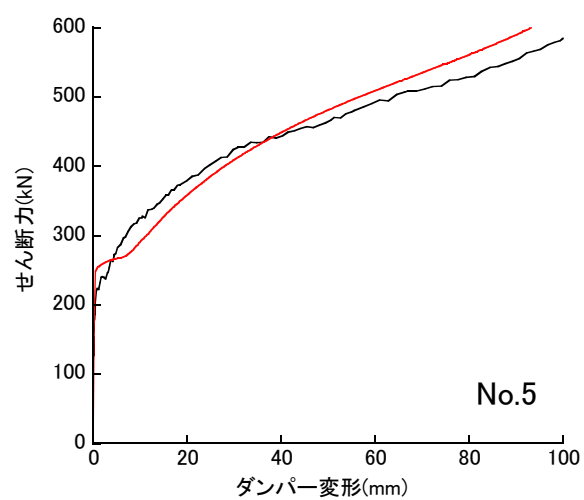
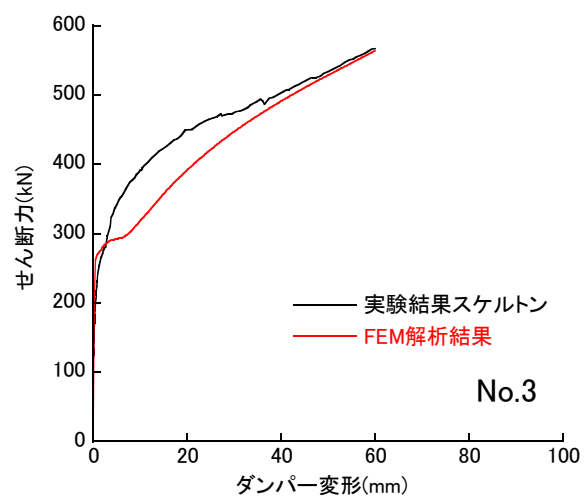
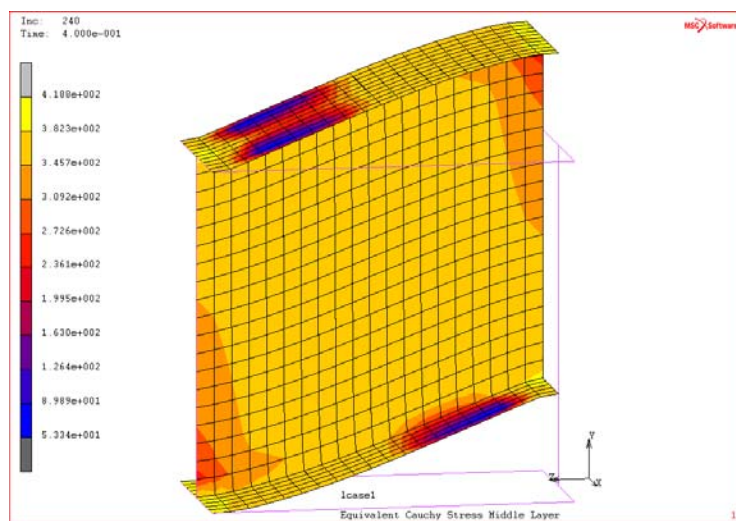
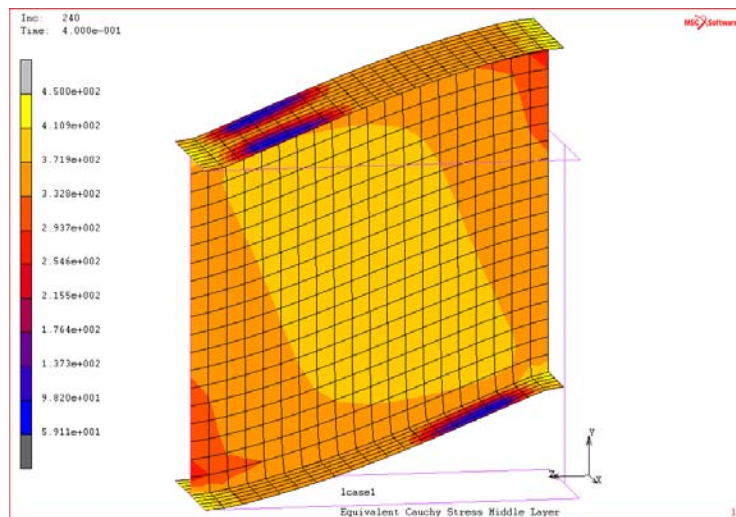


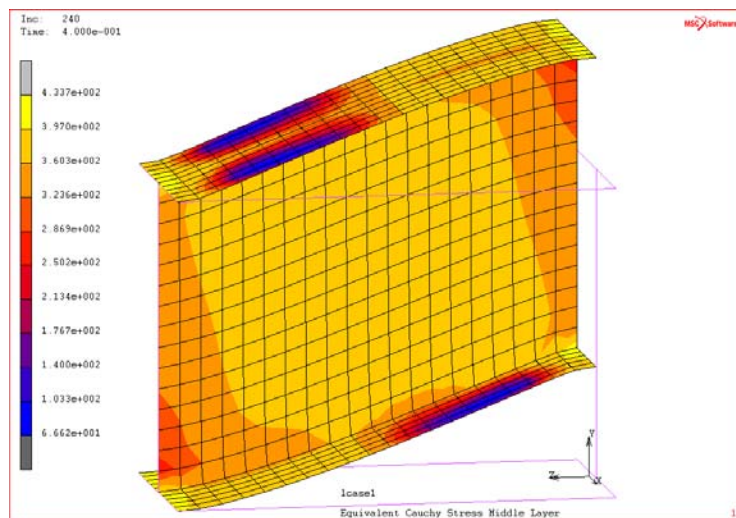
図 3.6 実験結果と解析結果の比較(骨格曲線)



No.3



No.5



No.7

図 3.7 変形図および相当応力コンター図(変形角 30%)

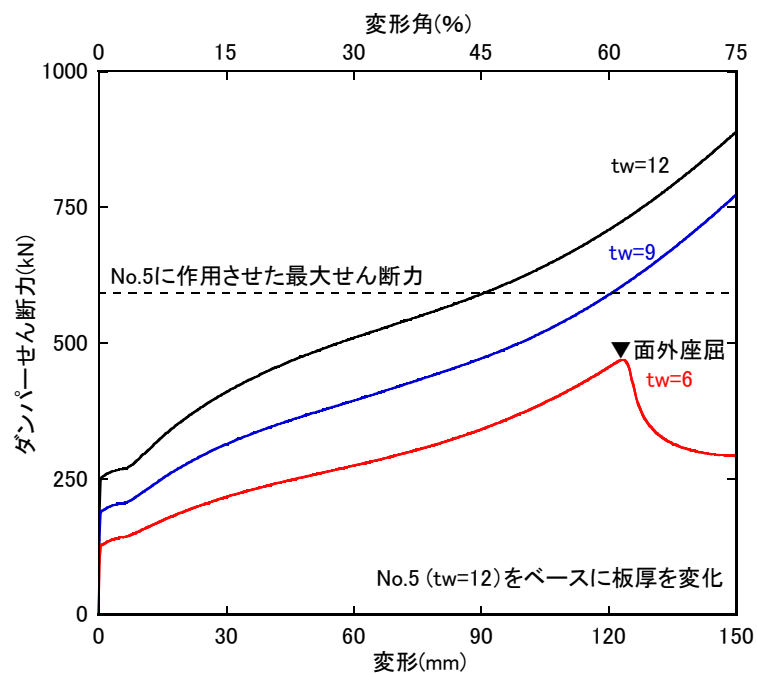


図 3.8 No.5 モデルの板厚を変化させた解析結果

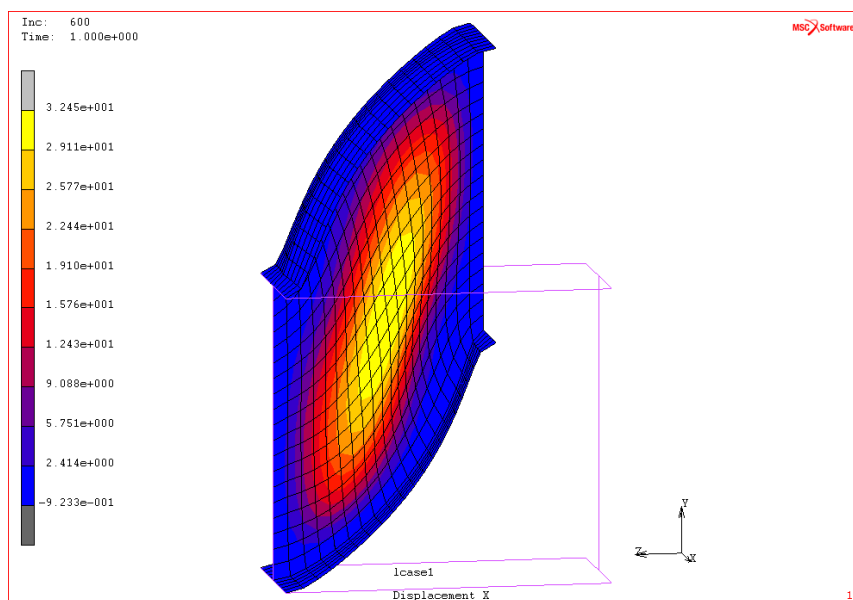


図 3.9 $t=6\text{mm}$ のウェブ座屈状況

3.4 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の復元力特性のモデル化

境界梁ダンパーは、鋼材ダンパーと RC 梁から成るハイブリッド構造であり。それぞれの挙動が適切に表現できるモデル化が望ましい。一方で、実際の構造設計（地震応答解析）では部材数も多く、簡便なモデル化が求められる。2 章の RC 部の終局耐力評価では重ね梁モデルを用いているが、鉄骨と RC の付着を無視しているため剛性を過小評価してしまう。そこで本論文では、図 3.10 に示すダンパー部と RC 部を直列に接続したモデルを用いて検討する。

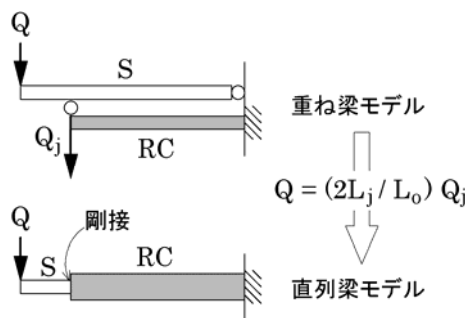


図 3.10 境界梁ダンパーのモデル化

有限要素解析の結果ではダンパー部のウェブについてはほぼ一様なせん断応力場が生じていることが確認された。そこで、ダンパー部については図 3.5 に示した真応力(σ)–真ひずみ(ε)関係を、式(3.10)および式(3.11)を用いて、せん断応力度(τ)–せん断ひずみ(γ)関係に変換する。これをもとに式(3.12)を用いて、ダンパー部のせん断力–せん断変形角関係を求めることができる。

3.3 節でも述べたように、今回対象としている幅厚比（15 程度）では、ダンパー部のせん断座屈によって耐力が決定する可能性は低い。したがって設計上、RC 部に作用するせん断力がどこまで増加していくかは、ダンパー部の復元力モデルに依存するところが多いと考えられる。鋼材ダンパーのモデル化には様々な手法があるが、本論文では RC 部の過大な損傷を防ぐことに主眼を置いている。そこで、耐力上昇の大きい場合として等方硬化則を、耐力上昇の小さい場合として移動硬化則を用いて検討を行う。図 3.11 に示すように、ダンパー部のせん断力–せん断変形角関係の骨格曲線を 3 折線で近似した Tri-linear モデルを用い、降伏条件には Von-Mises の条件を用いる。曲げ変形については弾性とし、拔出による変形は考慮しない。

真応力からせん断応力度への変換

$$\tau = \sigma / \sqrt{3} \quad \dots \text{式(3.10)}$$

真ひずみからせん断ひずみへの変換

$$\gamma = 2\varepsilon \quad \dots \text{式(3.11)}$$

ダンパー部のせん断力（右辺第 2 項はフランジを考慮）

$$Q_D = \tau t_w d_w + \frac{4\sigma_{fu} Z_{pf}}{L_s} \quad \dots \text{式(3.12)}$$

ここで、

σ_{fu} : フランジの引張強さ

Z_{pf} : フランジの塑性断面係数

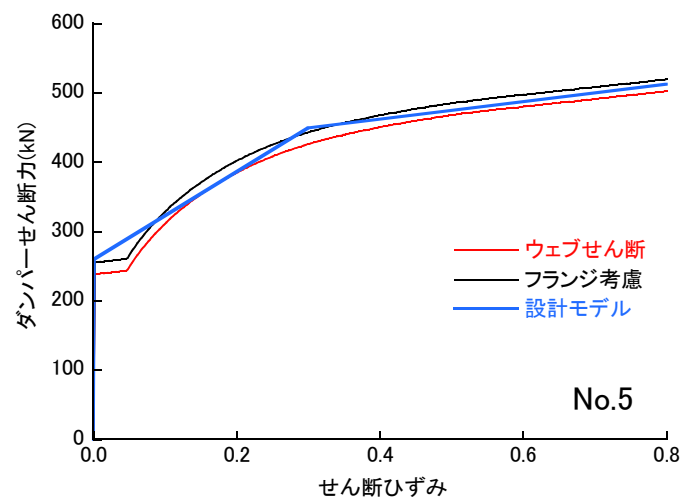


図 3.11 ダンパー部の復元力特性（骨格曲線）

RC 部の復元力特性については、曲げ変形・せん断変形ともに武田モデルを用いる。第 1 折れ点は曲げひび割れならびにせん断ひび割れ発生荷重となるが、それらは靱性保証型耐震設計指針¹¹⁾を用いて計算する。ただし、直列梁モデルにおけるせん断力は材軸方向に一定であるが、実際には RC 部に生じるせん断力はダンパー部のせん断力よりも大きくなる。そこで、直列梁モデルの RC 部せん断ひび割れ発生荷重については式(3.13)の関係をを用いて低減している。

RC 部せん断力(Q_j)からダンパー部せん断力(Q)への変換

$$Q = \frac{2L_j}{L_o} Q_j \quad \dots \text{式(3.13)}$$

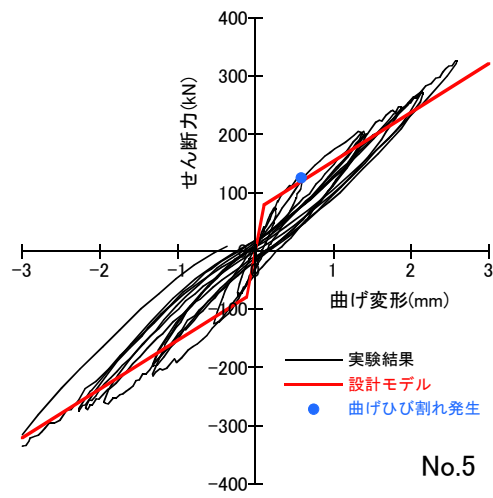
ここで、

L_j : 鉄骨からのもこの反力作用位置、ここではせん断終局耐力計算時とは異なり RC 部長さ (L_o)とする

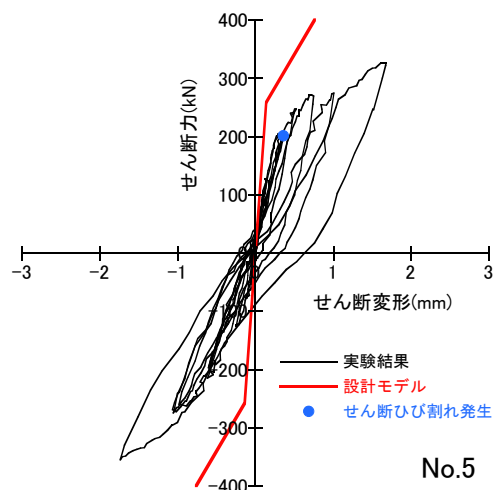
第 2 折れ点は RC 部の曲げ耐力・せん断耐力であるが、これらは 2 章で詳述しており、今回対象とする試験体では曲げ耐力・せん断耐力に達しないため説明を割愛する。初期剛性に対する第 2 剛性の比率は断面解析の結果を参考にして 0.12 とし、除荷剛性を決定するパラメータは 0.2 とした。

このような RC 部の復元力特性（骨格曲線）と No.5 の実験結果の比較を図 3.12 に示す。図 3.12 (a)に示した曲げ変形については適切なモデル化ができています。図 3.12 (b)に示したせん断変形については剛性が高めになっている。先に述べたようにダンパー部のめりこみ変形は無視できないが、めりこみ変形はせん断ひび割れが拡大することによって生じることから、本論文では簡単のため、めりこみ変形もせん断変形に含めて評価する。図 3.12 (c)はせん断変形とめりこみ変形を合わせて示したものであり、せん断弾性剛性を 1/5 に低下させている。同図では試験体 No.5 を例として示しているが、いずれの試験体も見かけ上のせん断弾性剛性を 1/5 に低下させた場合に、めりこみ変形を含めた実験結果を概ね評価できている。

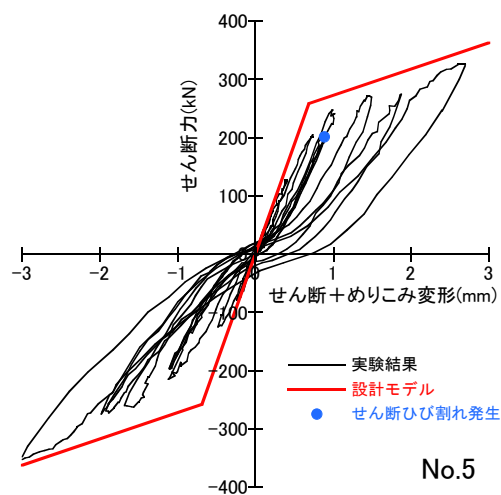
また、図 3.12 (c)では繰り返しによって変形が増大していく傾向が見られる。図 3.3 の説明でも述べたように、全体変形角 R として同一変形角での繰り返しでも、最終サイクルでは第 1 サイクルよりもダンパー部せん断変形の割合が小さくなり、せん断変形・めりこみ変形の割合が大きくなっていくことと符号している。現状ではこれらを定量的に評価するには十分なデータが無く、今後の課題である。



(a) 曲げ変形



(b) せん断変形



(c) せん断変形+めりこみ変形

図 3.12 RC 部の復元力特性(骨格曲線)の適用性

図 3.10 の直列梁キャンチレバーモデル（実際の左右 1/2 のモデル）に以上のような復元力特性を設定し、梁先端に実験におけるスタブ間変形履歴の 1/2 の振幅を作用させた。図 3.13～図 3.15 は計算結果の梁先端の変形（全体変形）、RC 先端の変形（RC 部変形）、ダンパー部変形を横軸に用い、実験結果と比較したものである。なお、各変形は 1/2 モデルの結果を 2 倍して表わしている。

等方硬化型モデルではせん断力を若干高く評価している。実験では定変位繰返しにおける耐力上昇が少ないが、等方硬化型モデルでは定変位繰返しによる耐力上昇がやや大きくなっている。一方、移動硬化型モデルでは、正負繰返しによる耐力上昇が無いため、せん断力を過小評価している。RC 部の過大な損傷を防ぐという観点からは、等方硬化型モデルで地震応答解析を行い、作用せん断力に対して RC 部の設計を行うのが妥当である。

せん断力－全体変形関係の形状としては、試験体 No.3 および No.5 については実験結果と一致しているが、No.7 では実験結果のほうが逆 S 字型の傾向が強く現れ、特に等方硬化型モデルと比較した場合にバウシンガー効果が表現できないことによる差が大きい。図 3.10 のモデル図に示したように直列梁モデルでは RC 部とダンパー部を剛接合しているため、ダンパー部の RC 部からの拔出しによる回転角は表されていない。図 3.3 に示したように $R=1/200$ 程度の小振幅の範囲では、試験体 No.3 では拔出しによる変形が生じていないのに対して、No.7 では全体の 15%程度の拔出しによる変形が生じており、ダンパー部の拔出しを無視したことによる影響が現れているものと考えられる。試験体 No.3、No.7 のいずれも埋め込み長さが約 $2D$ （ D は鉄骨せい）であるが、鉄骨先端部のベースプレートの形状が異なっていることなどが影響しているものと考えられ、詳細については今後の検討課題である。

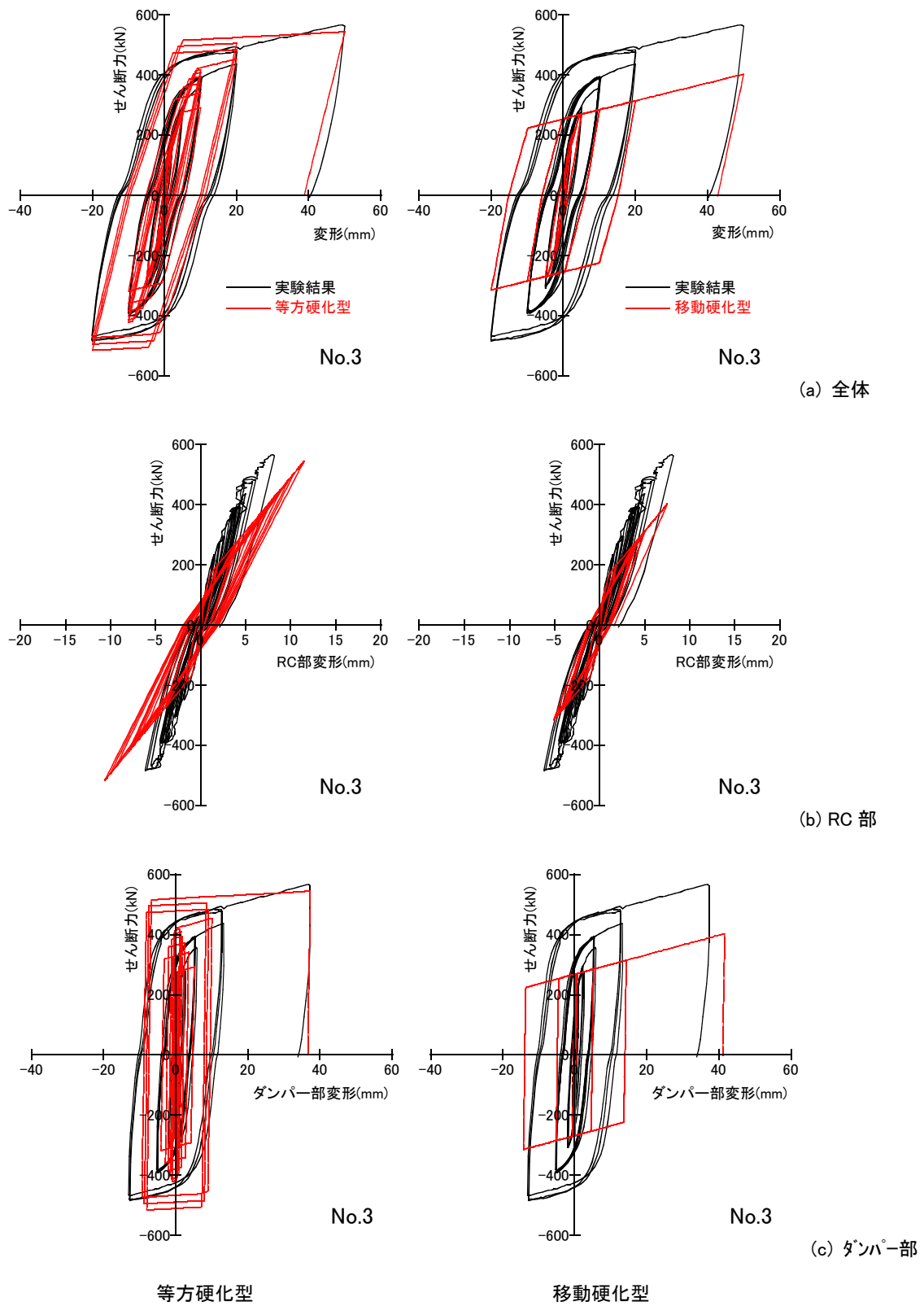


図 3.13 実験結果と設計モデルの比較(No.3)

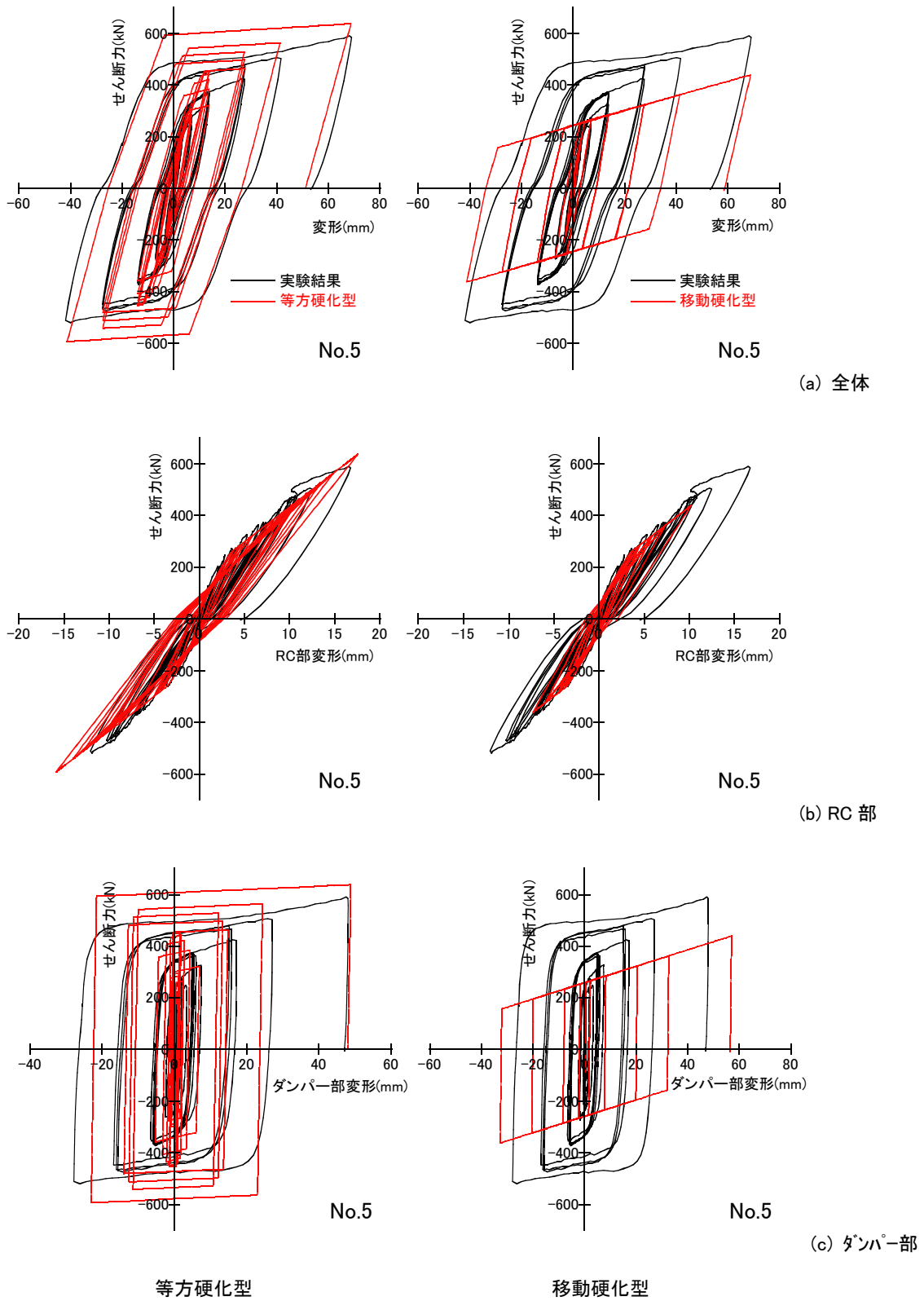


図 3.14 実験結果と設計モデルの比較(No.5)

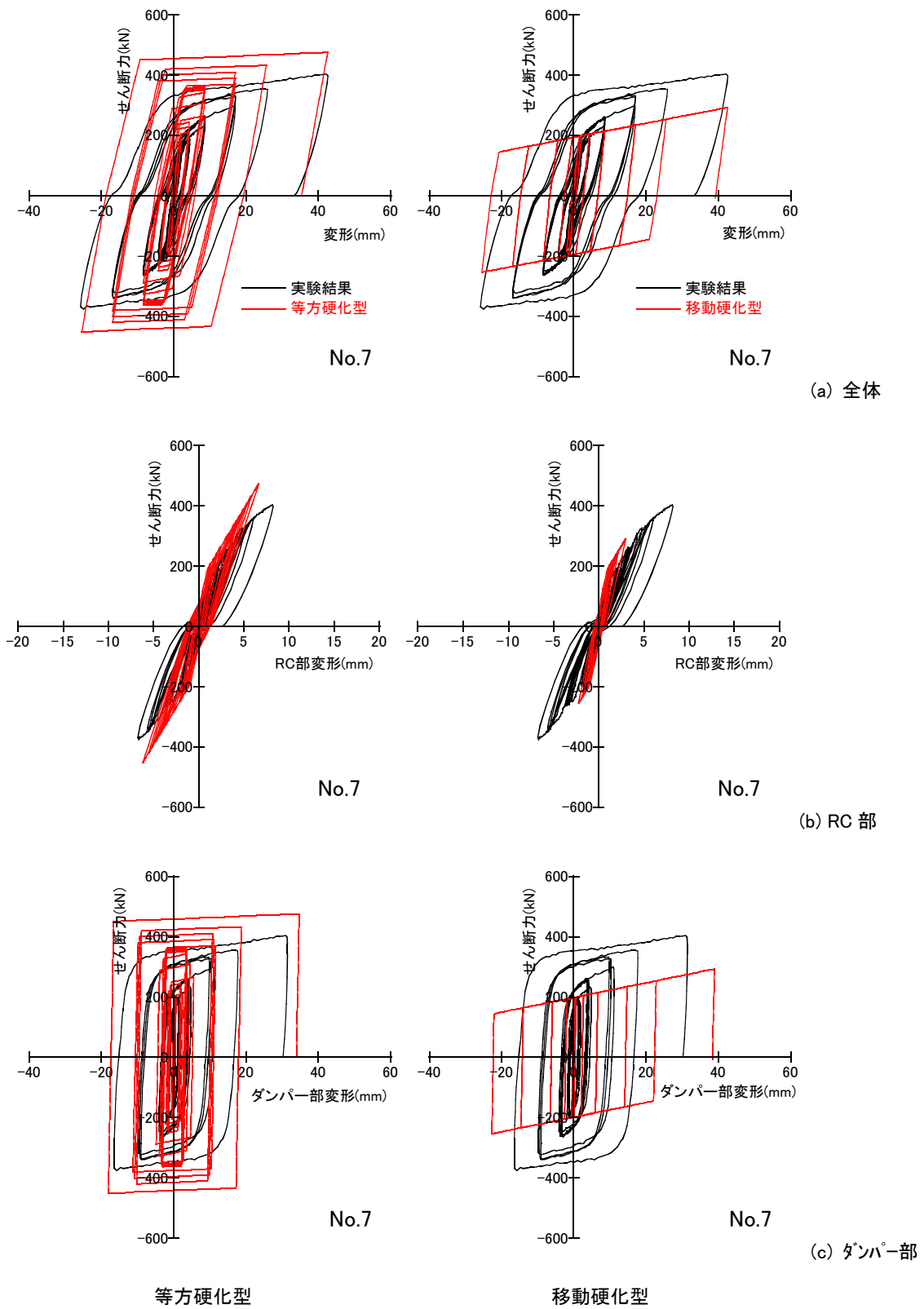


図 3.15 実験結果と設計モデルの比較(No.7)

図 3.16 はダンパー部変形比率を比較したものである。全体として、等方硬化型モデルのほうが移動硬化型モデルよりも実験結果を良く表わしている。移動硬化型モデルでは RC 部に作用するせん断力が小さくなり、RC 部の変形が少なくなることによって、相対的にダンパー部の変形が大きくなっているものと考えられる。No.3 は小振幅の範囲ではダンパー部の変形を過小評価しているが、 $R=1/100$ 以上では一致している。No.7 はいずれのモデルでもダンパー部の変形を過大評価している。

図 3.17 は等価粘性減衰定数を比較したものである。試験体 No.3 および No.5 については等方硬化型モデルを用いた場合に実験結果と良く一致しているが、No.7 については等価粘性減衰定数を過大評価している。

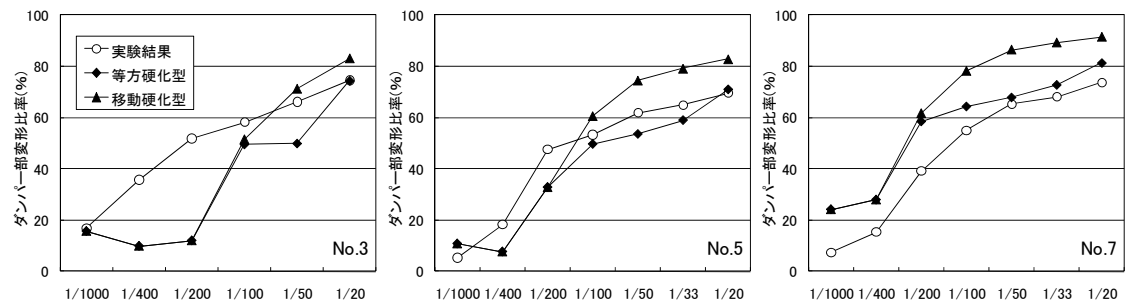


図 3.16 実験結果と設計モデルのダンパー部変形比率の比較

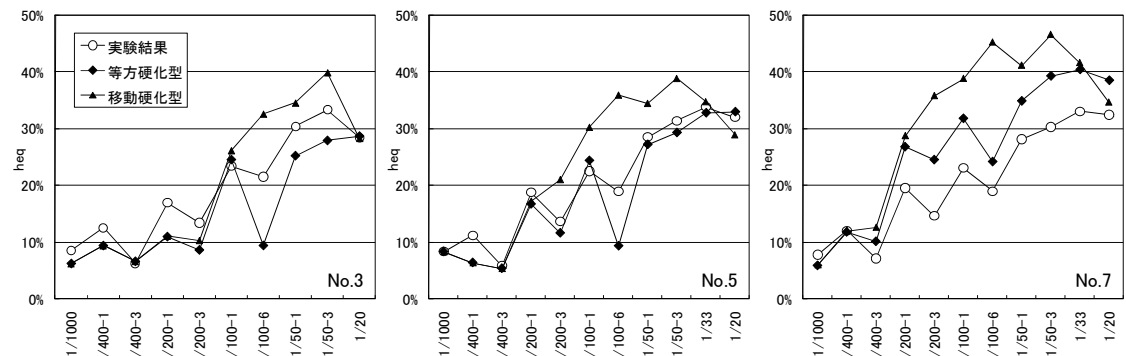


図 3.17 実験結果と設計モデルの等価粘性減衰定数の比較

3.5 まとめ

中央部に低降伏点鋼 LY225 を用いた鋼材ダンパーを有する RC 梁（境界梁ダンパー）について、ダンパー部を取り出して有限要素法を用いた弾塑性大変形解析を行い、実験結果から抽出したダンパー部のせん断力－せん断変形関係と比較を行った。また、地震応答解析に用いる復元力特性のモデル化についても検討を行った。その結果を以下に要約する。

実験結果の変形成分を分析すると、 $R=1/2000$ ではダンパー部のせん断変形が全体変形に占める割合は小さいが、 $R=1/400 \sim 1/200$ でダンパー部がせん断降伏するとその割合は上昇し、 $R=1/100$ では約 50%、 $R=1/20$ では約 70%に達している。RC 部の曲げ変形・せん断変形・先端部回転角による変形については、これとは反対に全体変形角の増加に伴って減少しているが、めりこみ変形は常に 10～20%を占めており無視できないことが明らかになった。

ダンパー部を取り出して有限要素法を用いた弾塑性大変形解析を行った結果、実験結果のダンパー部のせん断力－変形関係（骨格曲線）と良く一致した。ウェブはほぼ一様な応力度になっていることが確認され、板厚 12mm と 9mm のモデルでは変形角 75%まで解析を行っても座屈は生じなかった。ウェブの板厚を試験体の 12mm（幅厚比が約 15）に対して半分の 6mm（幅厚比が約 30）として解析を行った結果、変形角 60%で座屈が生じ、耐力が低下した。初期不整の影響などで解析よりも座屈の発生が早まる可能性もあるが、筆者らが設計で対象としている幅厚比 15 程度では、ダンパー部の座屈による耐力低下は考慮しなくてもよいものと考えられる。

RC 部とダンパー部を直列に接合したモデルを用いて、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁のせん断力－変形関係を表すことができた。この際に、RC 部の復元力特性については、ダンパー端部のめりこみ変形を適切に考慮することが重要である。今回適用した直列梁のモデルでは、直接めりこみ変形を表現することが困難であるが、それに相当する分をせん断変形に加えることにより、一般の RC 梁部材と同様な方法を用いてせん断力－変形関係を評価することができた。

ダンパー部の復元力特性については、鋼材の材料試験から得られた真応力－ひずみ関係をせん断応力度－せん断ひずみ関係に変換し、3 折線（Tri-linear）で近似した。RC 部の損傷を抑えるという観点から、等方硬化則を用いて試験体の解析を行うことによって、ダンパー部の耐力上昇を安全側に評価することができた。

参考文献

- 1) 五十嵐規矩雄, 清水真, 富澤徹弥: H 形鋼ウェブのせん断座屈後繰返し履歴特性, 日本建築学会構造系論文集, No.612, pp.197-205, 2007.2
- 2) 佐々木康人, 桂大輔, 佐々木聡, 田中清: 極低降伏点鋼を用いたせん断パネル型ダンパーの最大せん断耐力に関する考察—その 2 数値解析による検討—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.967-968, 2002.9
- 3) 山田哲, 吉敷祥一: バウシンガー効果を考慮したダンパー用鋼材の簡潔な履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.581, pp.109-116, 2004.7
- 4) 秋山宏, 高橋誠: 鋼構造剛接骨組の耐震性に及ぼすバウシンガー効果の影響, 日本建築学会構造系論文報告集, No.418, pp.49-57, 1990.12
- 5) Nakashima, M., Akazawa, T., and Tsuji, B.: Strain-Hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel, Part II Model, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.1750-1757, 1995.2
- 6) 諸石智彦, 池田耕二, 陶山貴宏, 桑原進: 降伏応力度が 225N/mm^2 級の鋼材を用いたシアパネル型履歴ダンパーの静的加力実験と履歴モデル—その 3 モデル化—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.633-634, 2001.9
- 7) 笠井和彦, 山崎久雄, 小澤秀允, 金子洋文, 貞末和史, 小野喜信: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル—その 7 解析モデルの改良—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.907-908, 2008.9
- 8) 小野徹郎, 上之郷貴重, 吉田文久, 岩田衛, 林賢一: 金属系素材の素材特性及び履歴挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.498, pp.137-143, 1997.8
- 9) 佐藤篤司, 小野徹郎, 加古康也: 金属系素材の履歴型応力—歪度関係の定式化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.583-584, 1998.9
- 10) 香林洋, 山崎真司, 見波進, 石井大吾: 鋼材の応力歪関係の数式表現, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.859-860, 2002.9
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

4 章 高強度 RC 立体耐震壁の構造性能

4.1 はじめに

4.2 高強度 RC 立体耐震壁の曲げせん断実験

4.2.1 試験体

4.2.2 加力・計測方法

4.2.3 実験結果

4.2.4 平面保持を仮定した断面解析

4.2.5 せん断終局耐力

4.3 中心圧縮実験

4.3.1 実験方法

4.3.2 実験結果

4.4 曲げ圧縮破壊に対する寸法効果の影響

4.5 まとめ

参考文献

4.1 はじめに

本章では、超高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた RC 立体耐震壁に関する実験結果の概要について記す。RC 立体耐震壁は、さまざまな平面形状をしているが、本研究ではその中でも代表的な、C 型断面と L 型断面の耐震壁について検討を行う（図 4.1）。

RC 立体耐震壁の隅角部や端部は変形能力を増大させるため、RC 柱と同様のせん断補強筋や中子筋が配筋されるが、平行部（ウェブ部）では施工上幅止め筋程度の配筋しかできない場合が多い。既往の研究¹⁾では、立体耐震壁が転倒曲げモーメントを受けた時に、隅角部や端部ではなく平行部のコンクリートが圧縮破壊して変形能力が決定している。また、立体耐震壁の実験では、試験体はかなり縮小せざるを得ず、配筋の詳細なディテールを検討することは難しい。

圧縮破壊に関する寸法効果は、普通強度のコンクリートでは断面寸法の $1/10$ 乗に反比例するとされている。しかしながら高強度コンクリートでは、圧縮破壊面が粗骨材を貫通することなどから、圧縮破壊が局所化して脆性的になることが知られており、普通強度のコンクリートに比べて寸法効果が顕著になる可能性がある^{2),3)}。

そこで本章では、縮尺が $1/7 \sim 1/10$ の $F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた RC 立体耐震壁の曲げせん断実験と、RC 立体耐震壁の一部を取り出した縮尺が $1/3 \sim 1/4$ の試験体の中心圧縮実験の 2 つのシリーズの実験を行い、それぞれの結果を利用して、曲げ圧縮破壊における寸法効果や横補強筋による拘束効果について検討を行う。

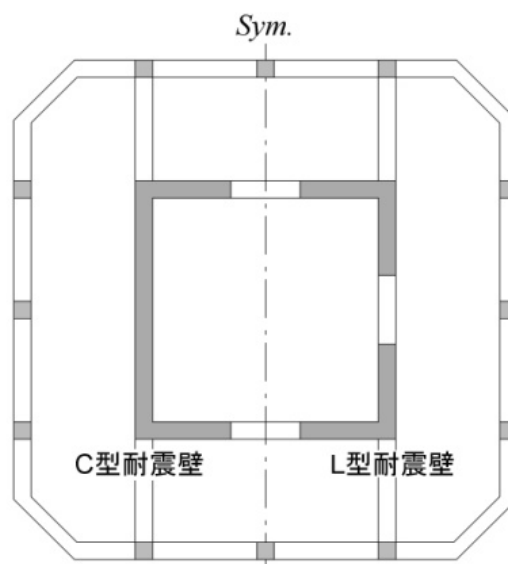


図 4.1 本章で対象とする立体耐震壁

4.2 高強度 RC 立体耐震壁の曲げせん断実験

4.2.1 試験体

試験体の形状および寸法を図 4.2 に示す。試験体は実際の 1/7～1/10 の縮小モデルである。C 型断面試験体は水平力の作用方向（0, 45, 90°）を変化させた 3 体である。L 型断面試験体は 45° 方向加力の 1 体である。壁厚は 100mm で共通である。加力点高さは、6 章で後述する実建物モデルでは最下層のせん断スパン比が 4～5 程度となるが、試験装置の制約から本実験では 1500mm（短辺でせん断スパン比 3.3）で共通とした。断面および配筋の詳細を図 4.3 に示す。C 型断面試験体の短辺は 450mm，長辺は 900mm で，L 型断面試験体の各辺は 450mm である。縦筋には 2-D10（USD685 と同等の強度特性となるように製造した特注品，以下 USD685 相当とする）を 50mm 間隔に配しているが，端部および隅角部には D13（USD685 相当）を用いて実際の立体耐震壁と鉄筋比の分布を合わせている。横筋には D6（SD345）U 字筋を 50mm 間隔に配し，壁板中央での重ね継手としている。図 4.3 に示す位置に，幅止筋 D6 フープを 100mm 間隔に配している。

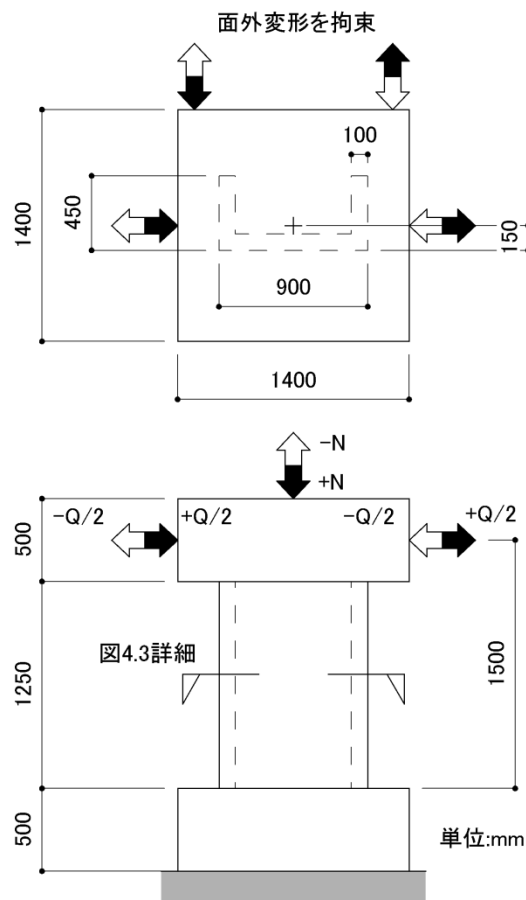


図 4.2 立体耐震壁試験体

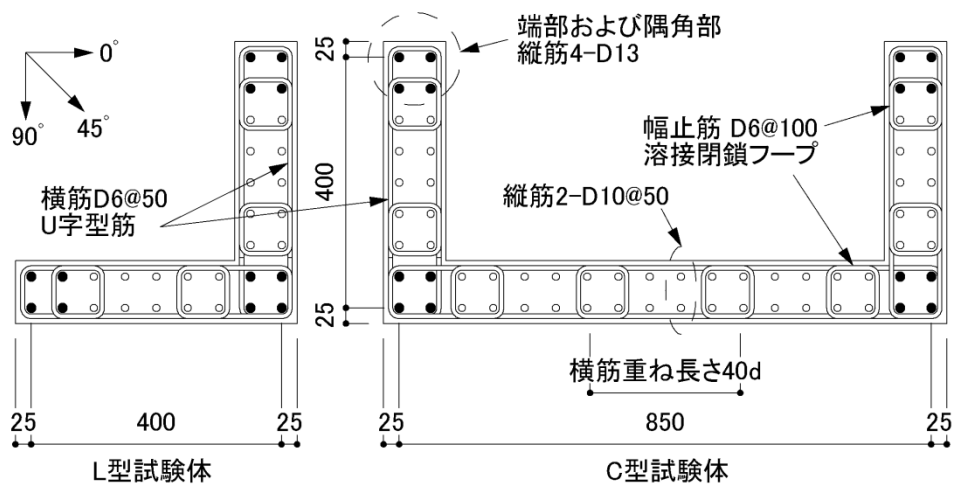


図 4.3 断面配筋詳細と加力方向

使用材料の力学的性質を表 4.1 に示す。壁部には $F_c=120\text{N/mm}^2$ （シリカヒュームセメントを使用，水セメント比 20%，粗骨材最大寸法 20mm）のコンクリートを用いた。実験時の圧縮強度（ $\phi 100 \times 200$ の円柱供試体，現場封緘養生）は 134N/mm^2 であった。

表 4.1 使用材料の力学的性質

(1) コンクリート

使用部位	圧縮強度 N/mm^2	強度時歪 %	弾性係数 N/mm^2
壁 部	134	0.339	46600
上スタブ	112	0.308	44200
下スタブ	112	0.321	43600

* 弾性係数は 1/3 割線剛性，引張強度は割裂試験結果

(2) 鉄筋

使用部位	呼称	降伏強度 N/mm^2	引張強度 N/mm^2
縦筋	D13	739	968
	D10	721	875
横筋	D6	379	491

* D13, D10 の降伏強度は 0.2% オフセット

4.2.2 加力・計測方法

試設計⁴⁾の結果から図 4.4 のような関係で軸力と水平力を作用させた。L-45 は C-45, C-90 の 2 倍の軸力比となっているが、断面積が 1/2 であるため上下限軸力（圧縮 4800kN, 引張 -960kN）は共通である。C-0 は一定軸力（1920kN）である。軸力用および水平力用のアクチュエータは試験体断面の図心線上に取り付いている。C-0 と C-45 については図心とせん断中心がずれているため、水平力用に直交する方向の 2 台のアクチュエータを用いて面外変形およびねじれを拘束した。

加力は部材変形角で制御を行った。加力サイクルを図 4.5 に示す。

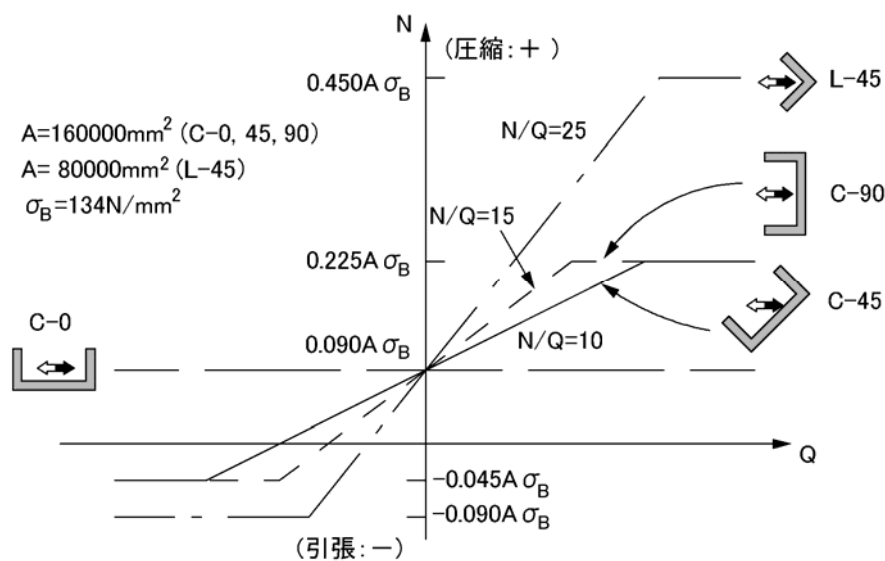


図 4.4 水平力－軸力関係

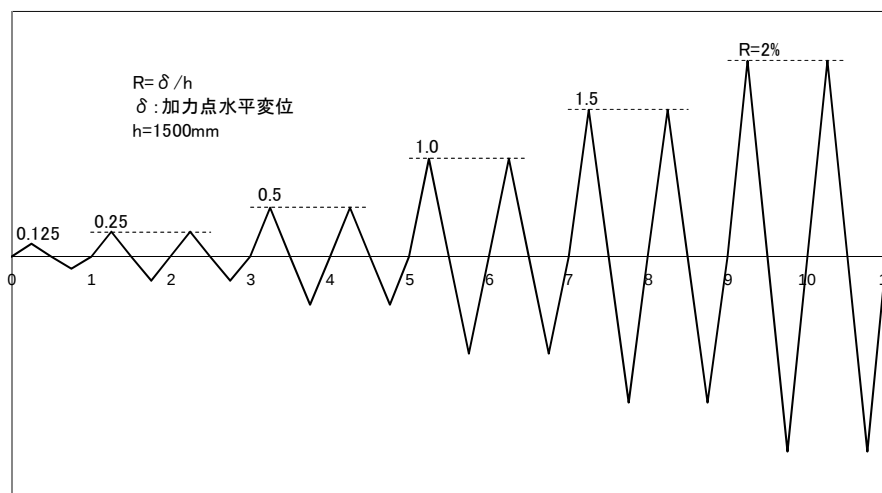


図 4.5 加力サイクル

4.2.3 実験結果

実験結果一覧を表 4.2 に、せん断力と部材変形角の関係を図 4.6 に、試験体の最終破壊状況を図 4.7 に示す。強軸方向に加力した C-0 は、長辺壁横筋降伏 ($R=+0.4\%$)、短辺壁縦筋圧縮降伏 ($+0.9\%$)、引張降伏 ($+1.0\%$) と破壊が進展し、 $R=+1.4\%$ で長辺壁がせん断破壊した。 45° 方向に加力した C-45 は、隅角部縦筋圧縮降伏 ($R=+0.7\%$)、端部縦筋引張降伏 ($+0.8\%$) と破壊が進展し、 $R=+1.7\%$ で曲げ圧縮破壊して縦筋が座屈し、軸力を保持できなくなった。弱軸方向に加力した C-90 は、 $R=+1.0\%$ で短辺壁縦筋が引張降伏した後、 $R=+1.7\%$ で長辺壁のかぶりコンクリートが圧壊して荷重が低下した (軸力は保持していた)。L-45 は、隅角部縦筋圧縮降伏 ($+0.7\%$)、引張降伏 (-0.8%) と破壊が進展し、 $R=+2.1\%$ で曲げ圧縮破壊して縦筋が座屈し、軸力を保持できなくなった。C-45 および L-45 の曲げ圧縮破壊は隅角部よりも拘束筋の無い平行部で顕著であり、端部から 200mm 程度上がった位置の主筋の座屈を伴っている。

図 4.8 は曲げ破壊した試験体の $R=1.5\%$ (主筋が引張降伏した後、曲げ圧縮破壊する直前のサイクルのピーク時) の曲率分布である。試験体の高さ方向に約 250mm の間隔で取り付けた変位計から求めた曲率を実線で、主筋に貼付したひずみゲージから求めた曲率を丸印で表している。柱の実験では曲げ降伏後に脚部の曲率が増大する部分 (ヒンジ領域) が存在するが、今回の実験では三角形分布に近い曲率分布を示している。曲率分布を 2 回積分して曲げ変形を計算すると、C-90、L-45 では全体変形の約 80%、C-0、C-45 では約 50% を曲げ変形が占めていることが確認された。

表 4.2 試験体および実験結果一覧(立体耐震壁曲げせん断実験)

試験体	最大耐力 kN		最大耐力時部材角 %		限界部材角 %	曲げ耐力計算値 kN		せん断耐力計算値 kN
	正加力	負加力	正加力	負加力		正加力	負加力	
C-0	1368 [1391]	-1346 [-1366]	1.25 [1.25]	-1.02 [-1.02]	1.44 せん断破壊	1602	-1602	1073
C-45	1327 [1403]	-674 [-660]	1.50 [1.67]	-1.51 [-1.51]	1.67 曲げ圧縮破壊	1488	-834	1382
C-90	758 [843]	-549 [-531]	1.71 [1.75]	-2.06 [-2.06]	2.33 以上	702	-478	881
L-45	358 [411]	-125 [-110]	0.94 [1.42]	-1.52 [-1.52]	2.12 曲げ圧縮破壊	276	-98	623

* [] 内は軸力による P- Δ 効果を考慮したもの

C-45 および L-45 のせん断耐力計算値は個々の壁板の面内せん断耐力のベクトル和とした

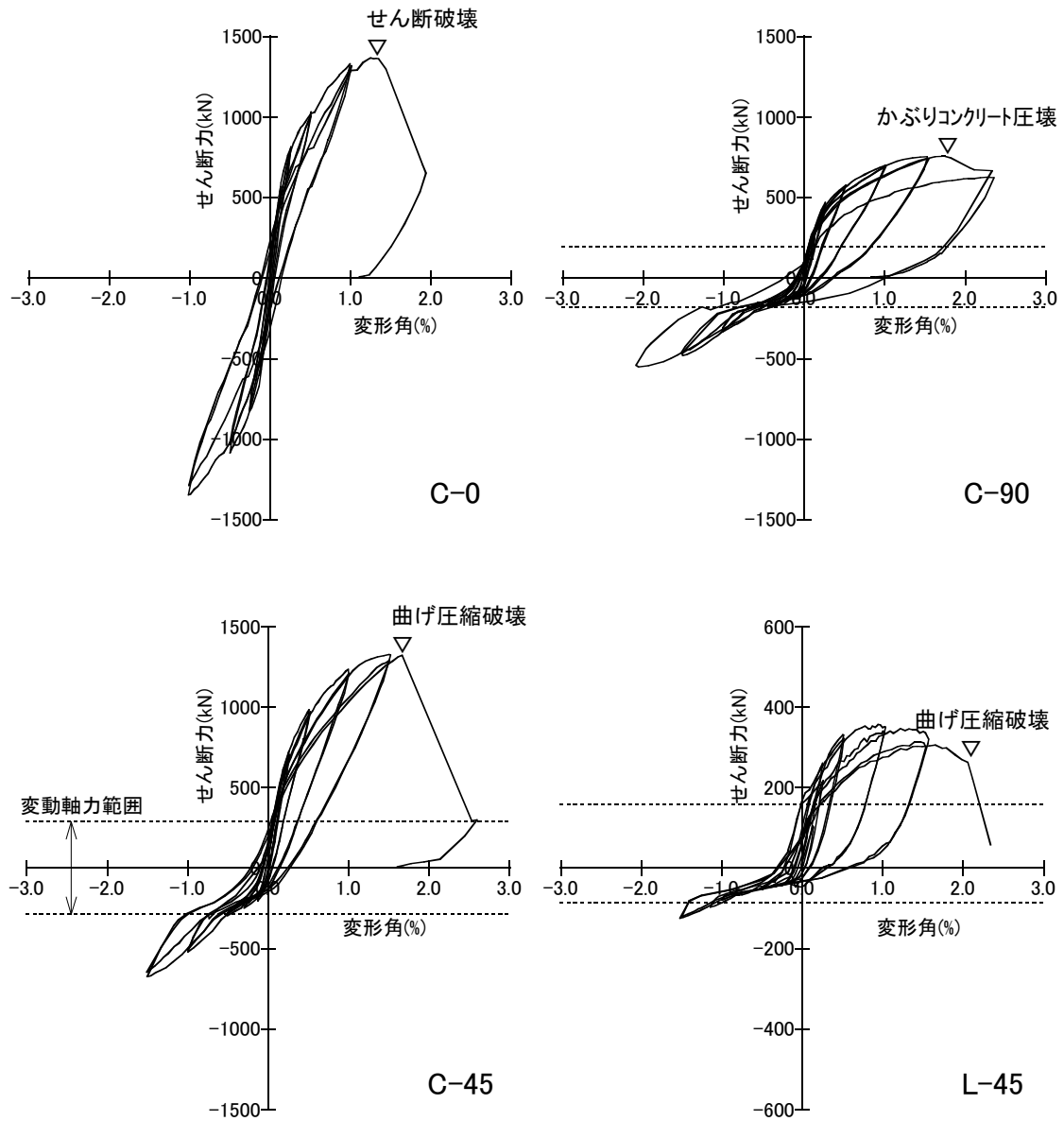


図 4.6 せん断力と部材変形角の関係

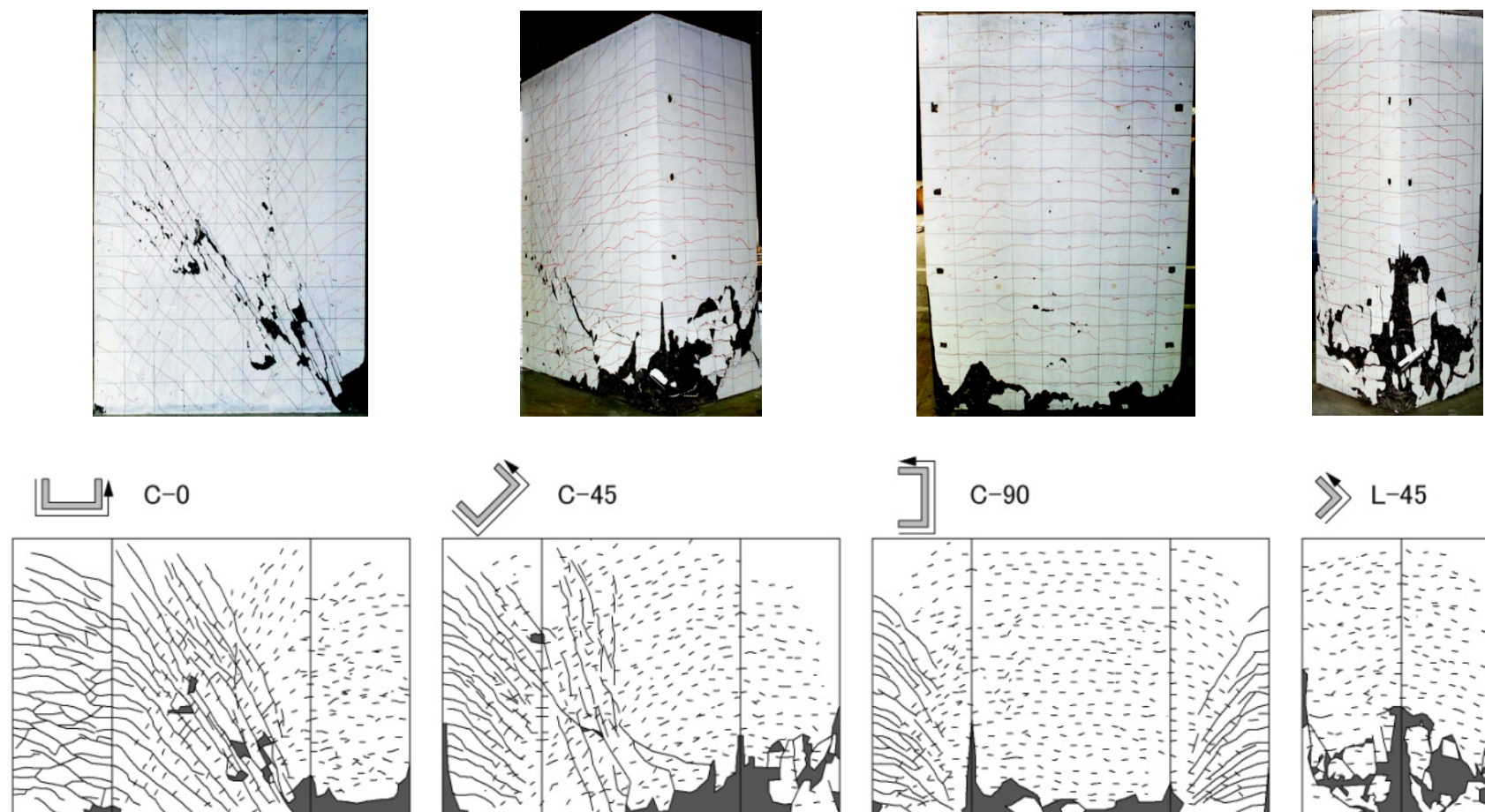


図 4.7 試験体の最終破壊状況(上は写真, 下は展開図, 実線は正加力, 点線は負加力)

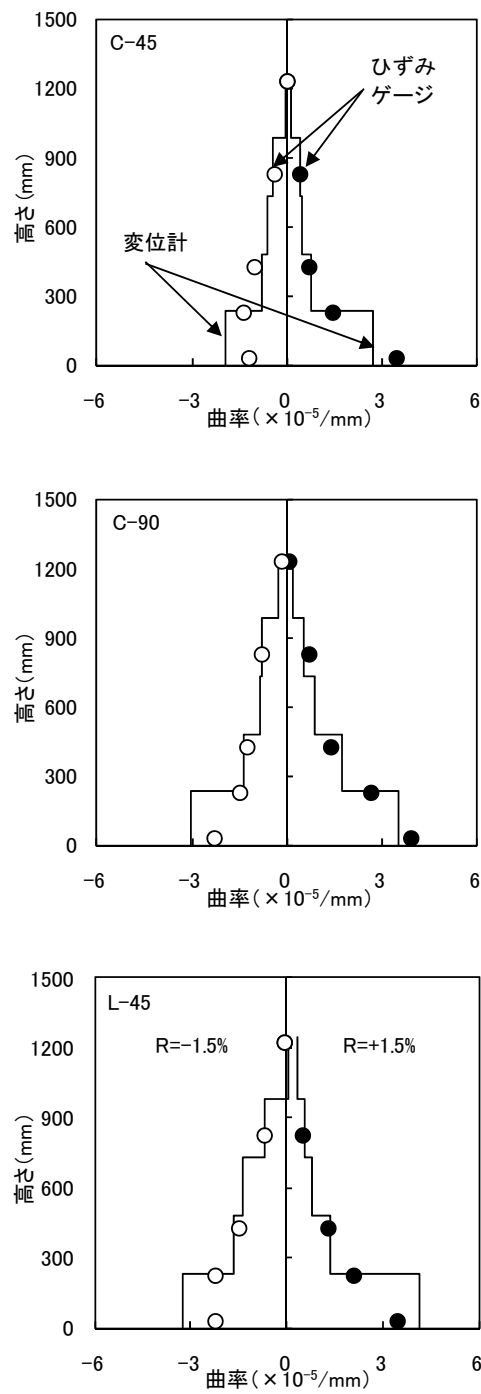


図 4.8 曲率分布 (R=1.5%ピーク時)

* 変位計による曲率にはスタブからの抜きし・めり込みが含まれている

4.2.4 平面保持を仮定した断面解析

RC 立体耐震壁実験の曲げ耐力を、平面保持を仮定した断面解析によって求める。試験体断面を加力方向に 200 要素に分割し、さらにそれぞれの要素を横筋（U 字型筋）および幅止筋（フープ）による拘束コンクリートと無拘束コンクリートに分割した。拘束コンクリートの応力度－ひずみ関係には孫・崎野らの式⁵⁾を、無拘束コンクリートには Fafitis 式⁶⁾を用いた。立体耐震壁試験体の壁厚は 100mm であるため、寸法効果は考慮しない。

壁脚曲げモーメントと曲率の関係を図 4.9 に、曲げ圧縮破壊時の壁脚断面ひずみ分布を図 4.10 に示す。実験結果の曲率は壁脚部に取り付けた変位計から求めた。C-90、L-45 の曲げ耐力および曲げ圧縮破壊時曲率（▽は実験結果，▼は解析結果）については、実験結果と解析結果はほぼ一致している。C-45 の曲げ耐力については、解析結果は実験結果を若干過大評価している。壁脚断面のひずみ分布を見ると、C-90、L-45 については実験結果と解析結果がほぼ一致している。C-45 については圧縮縁と引張縁ではひずみが一致しているが、中間部では実験結果のひずみが小さく、平面保持は成立していないようである。試験体の面外変形を拘束しているため、図 4.10 のように面外にも曲げモーメントが作用していることが原因として考えられる。いずれの試験体も曲げ圧縮破壊時に、無拘束コンクリートの圧縮ひずみが無拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみである約 0.35%に達していることがわかる。このことは断面解析でも良く表されている。C-90 では中立軸が圧縮縁に近く、かぶりコンクリートの占める割合が大きいため、かぶりコンクリートが圧壊した時点で耐力が緩やかに低下している。

孫・崎野らの 拘束コンクリート 応力度－ひずみ関係式

$$\frac{\sigma}{\sigma_{CB}} = \frac{Ax + (D-1)x^2}{1 + (A-2)x + Dx^2} \quad x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \quad \sigma_{CB} = \sigma_B + 11.5 \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_c} \right) \rho_h \sigma_{hy} \quad \cdots \text{式(4.1)}$$

Fafitis らの 無拘束コンクリート 応力度－ひずみ関係式

$$\begin{aligned} \frac{\sigma}{\sigma_B} &= 1 - (1-x)^a \quad x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \quad a = \frac{E_c \varepsilon_o}{\sigma_B} \quad \text{for } \varepsilon \leq \varepsilon_o \\ \frac{\sigma}{\sigma_B} &= \exp \left[-k(\varepsilon - \varepsilon_o)^{1.15} \right] \quad \text{for } \varepsilon > \varepsilon_o \end{aligned} \quad \cdots \text{式(4.2)}$$

ここで、

σ : 応力度, ε : ひずみ,

σ_{CB} : 拘束コンクリートの圧縮強度, ε_{co} : その時のひずみ,

σ_B : 無拘束コンクリートの圧縮強度, ε_o : その時のひずみ, E_c : 弾性係数

その他の記号についてはオリジナル論文（文献 5）,6）を参照されたい

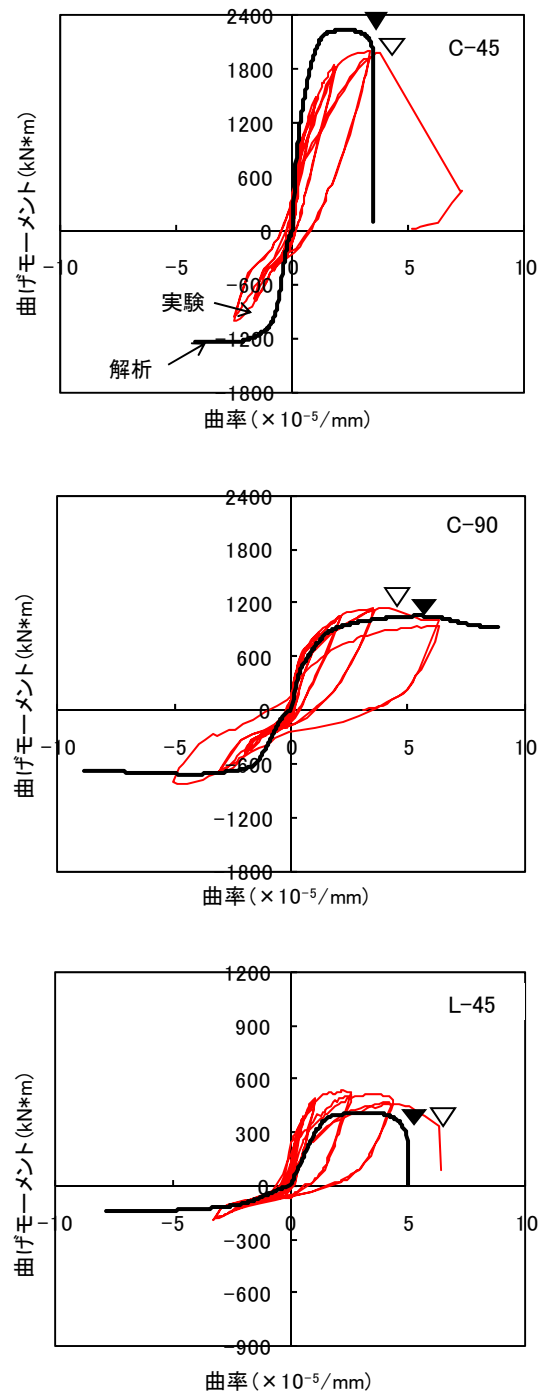


図 4.9 壁脚曲げモーメントと曲率の関係
(実験結果と解析結果の比較, $\nabla \blacktriangledown$ は曲げ圧縮破壊時)

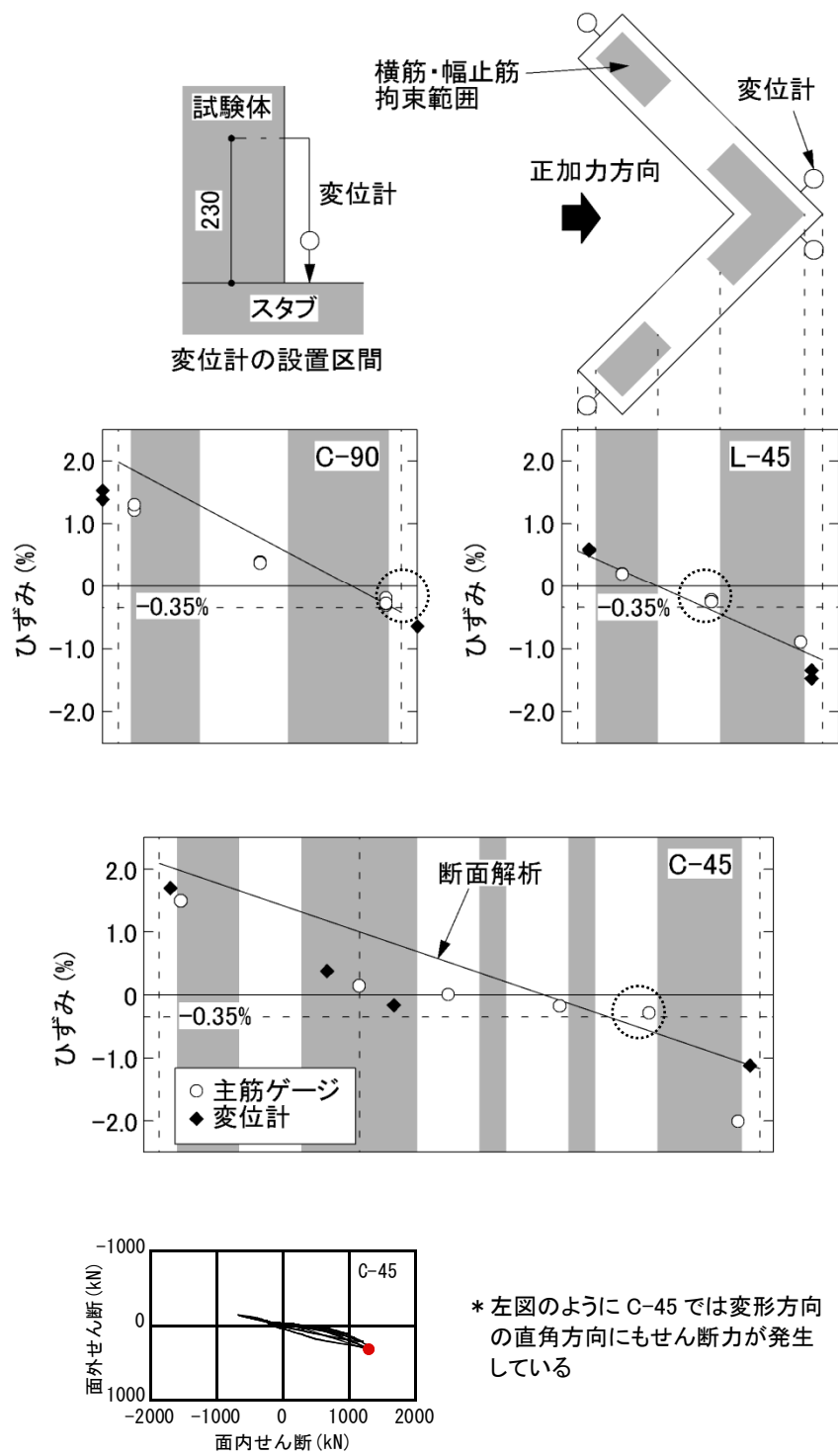


図 4.10 曲げ圧縮破壊時の壁脚断面ひずみ分布(実験結果と解析結果の比較)

4.2.5 セン断終局耐力

せん断耐力計算値は高強度コンクリートでも適用できる NewRC 式(4.3) を用いて求めた。前提条件として、L 型断面、C 型断面のフランジ壁については面外せん断力を負担しないものとする。45 度方向に加力する場合には、それぞれの壁の面内せん断耐力を計算し、そのベクトル和を立体耐震壁のせん断耐力とする。

$$Q_{su} = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad \cdots \text{式(4.3)}$$

ここで、

σ_t : コンクリートの引張強度 η , σ_o : 軸応力度,

t_w : 壁厚, l_w : 側柱中心間距離,

l_{wa} : アーチ機構に対する壁長さ, l_{wb} : トラス機構に対する壁長さ,

$\tan \theta$: アーチ機構の角度 η , $\cot \phi$: トラス機構の角度,

$1 - \beta$: アーチ機構の寄与率 η ,

p_s : 壁横筋比, σ_{sy} : 壁横筋の降伏強度,

ν : 有効圧縮強度係数である。

NewRC の検討 η を参考にして、トラス機構の角度については $\cot \phi = 1.5$ とし、有効圧縮強度係数については $\nu = 1.70 \sigma_B^{-1/3}$ とした。 $p_s \sigma_{sy}$ について原式では上限値 4.1 N/mm^2 が定められているが、文献 8) の検討を参考に $p_s \sigma_{sy}$ が全て有効であるとした。また、靱性保証型耐震設計指針では、側柱の負担せん断力を考慮して、アーチ機構に対する壁長さ l_{wa} 、トラス機構に対する壁長さ l_{wb} を算定しているが、ここではいずれも壁全長（長辺 900mm、短辺 450mm）とし、アーチ機構に対する壁高さはスタブ間内のり高さ（C-0 では 1250mm）とした。

図 4.11 に実験結果と式(4.3)による計算値の比較を示す。両側柱付壁の場合^{9), 10)}は、実験値と計算値とは良く一致しているが、アーチ機構に対する壁長さを全長と仮定し、直交するフランジ壁の負担せん断力を無視しているため、C 形断面壁¹¹⁾では計算値はやや安全側の評価を与えている。

本研究のような超高強度コンクリートを用いた場合でも NewRC 式を用いてせん断耐力を評価できるものと考えられるが、直交壁のせん断力分担について定量的な検討が必要である。

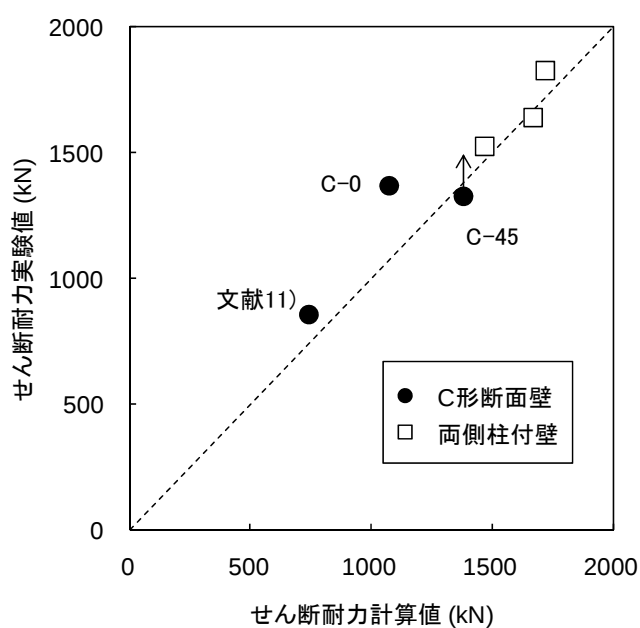


図 4.11 実験結果と式(4.3)による計算値の比較

4.3 中心圧縮実験

4.3.1 実験方法

4.2 節の試験体 C-45, L-45 では、曲げ圧縮部コンクリートの圧縮破壊によって耐力および変形性能が決定している。しかし、これらの試験体は 1/7～1/10 の縮小モデルであり、鉄筋比は合わせているものの配筋詳細は模擬していないため、必ずしも実際の立体耐震壁の構造性能を評価しているとは言えない。そこで、立体耐震壁の一部を取り出した試験体の中心圧縮実験を行い、超高強度コンクリートの圧縮破壊における寸法効果や横補強筋による拘束効果について検討する。

試験体および実験結果の一覧を表 4.2 に、試験体の形状および寸法の代表例を図 4.12 に示す。試験体は 1/2～1/3 の縮小モデルであるが、配筋詳細は実際にできるだけ合わせている。断面は 350mm×350mm (C シリーズ: 立体耐震壁の隅角部を取り出したもの)、250mm×500mm (W シリーズ: 立体耐震壁の平行部を取り出したもの) の 2 種類で、高さは 1000mm である。コンクリート設計基準強度は $F_c=60, 120\text{N/mm}^2$ (実験時の $\phi 100 \times 200$ 円柱供試体の圧縮強度はそれぞれ 74, 124N/mm^2) の 2 種類である。 $F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートの調合は 2 章の立体耐震壁試験体と同様で、粗骨材の最大寸法は 20mm である。主筋 (16-D16) には SD390, USD685 を用いている。横補強筋については副帯筋の有無、径および強度 (D10 は SD345, D6 は USD685 相当と SBPD1275 の 2 種類) をパラメータとしている。幅止筋には両端 180 度フックおよびヘッド付の 2 種類を用いている。断面が 100mm×100mm の試験体は立体耐震壁試験体の要素試験として行ったものである。

試験体が破壊に至るまで単調に圧縮力を作用させた。試験区間 (高さ 700mm) の長さ変化を変位計で測定し、平均ひずみを求めた。

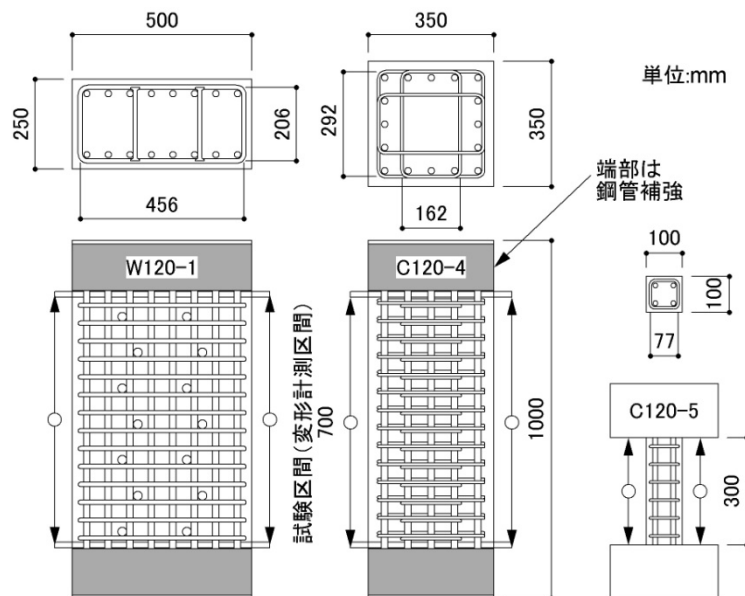


図 4.12 中心圧縮試験体

表 4.2 試験体および実験結果一覧(中心圧縮実験)

試験体	円柱強度 N/mm ²	断面 mm	主 筋	外周帯筋	副帯筋 幅止筋	最大荷重 MN	計算値1 MN	計算値2 MN	最大荷重 時歪 %	
C120-0	124	350×350	無	無	無	12.5	12.5	—	0.348	
C120-1			16-D16 [740]	D10@50 [360]	無	13.1	14.4	10.9	0.408	
C120-2				D10@50 [360]	⊕D6@50 [731]	12.6	14.4	11.5	0.443	
C120-3				D6@50 [731]	⊕D6@50 [731]	12.2	14.4	11.1	0.417	
C120-4				D6@50 [1392]	⊕D6@50 [1392]	13.2	14.4	11.5	0.503	
C120-5		100×100	4-D13 [739]	D6@50 [379]	無	1.37	1.48	1.06	0.334	
W120-0		250×500	無	無	無	11.8	12.4	—	0.229	
W120-1			16-D16 [740]	D10@50 [360]	2 I-D10@100 [360]	12.4	14.4	11.6	0.269	
C60-0		74	350×350	無	無	無	7.53	7.69	—	0.253
C60-2				16-D16 [448]	D10@50 [360]	⊕D6@50 [731]	8.78	9.11	7.34	0.466
C60-3	D6@50 [731]				⊕D6@50 [731]	9.44	9.06	6.98	0.215	
C60-5	100×100		4-D13 [375]	D6@50 [379]	無	0.82	0.91	0.65	0.297	
W60-0	250×500		無	無	無	7.69	7.66	—	0.204	
W60-1			16-D16 [448]	D10@50 [360]	2 I-D10@100 [360]	9.04	9.02	7.24	0.215	
W60-2				D10@50 [360]	2 C-D10@100 [360]	9.57	9.02	7.24	0.227	

* 円柱強度はφ100×200の円柱供試体(現場封緘養生)による, []内は鉄筋の降伏強度, 単位 N/mm²
 計算値1 はかぶりコンクリートを考慮, 計算値2 はかぶりコンクリートを無視したもの

4.3.2 実験結果

図 4.13(a)に示すように普通強度コンクリートの円柱圧縮強度は概ね直径の 10 乗根に反比例して低下することが知られているが¹²⁾, 本実験および文献 13)のような超高強度コンクリートではさらに寸法効果による強度低下が大きいことがわかる。C120-0 と同じものから採取した $\phi 100 \times 200$ コア供試体の圧縮強度は 120 N/mm^2 と現場封緘養生供試体と同等であり, これは養生方法や温度履歴の影響ではないと言える。そこで寸法効果を表す指数 α にコンクリート強度による補正を考慮し, 寸法効果による圧縮強度低下率を式(4.5)のように定義する。なお, 試験体によって高さ/径比が異なるため JIS A 1107 の補正係数を回帰した式(4.6)を乗じて補正している。

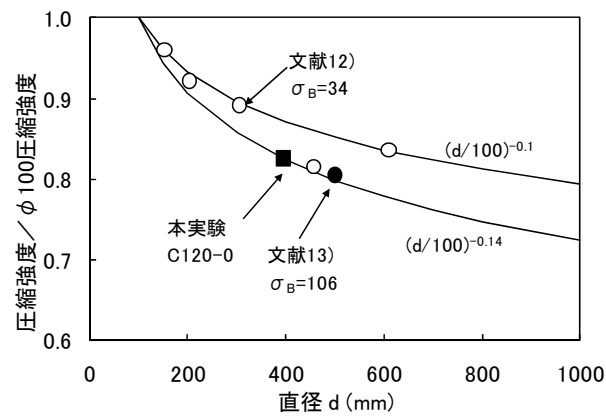
$$\sigma_c = k_d k_h \sigma_B \quad \text{式(4.4)}$$

$$k_d = (d/100)^\alpha, \quad \alpha = -0.08 - \sigma_B/2000 \quad \text{式(4.5)}$$

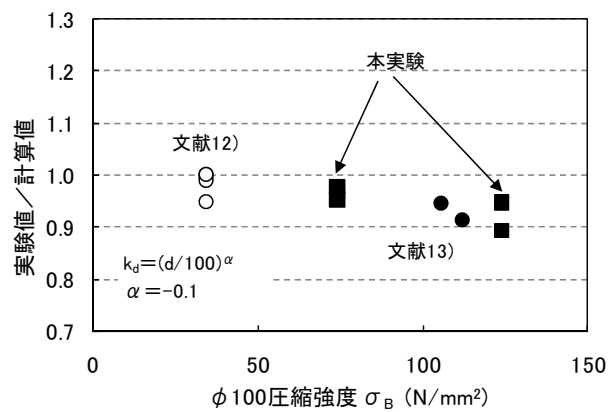
$$k_h = 0.95 + 0.2 (h/d_{min})^{-2} \quad \text{式(4.6)}$$

ここで, σ_c は寸法効果を考慮した圧縮強度計算値, $d(\text{mm})$ は断面積が等価な円柱の直径, $d_{min}(\text{mm})$ は断面の最小長さであり, $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$ は $\phi 100 \times 200$ 円柱供試体の圧縮強度である。図 4.13(b)と図 4.13(c)を比較すると, $\alpha = -0.1$ で一定とした場合よりも式(4.5)の強度補正を取り入れたほうが実験結果を良く表している(実験値/計算値が 1.0 に近い)ことがわかる。

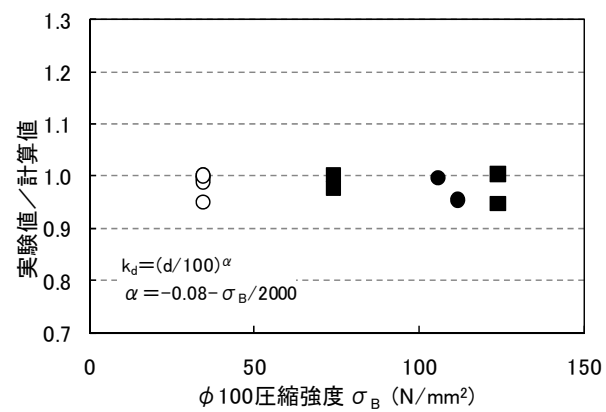
図 4.14 に荷重と平均ひずみの関係の例を示す。前述したように拘束コンクリートの応力度-ひずみ関係に孫・崎野らの式⁵⁾, 無拘束コンクリートに Fafitis 式⁶⁾, 鉄筋に材料試験結果を用いて計算した結果を併せて示している。超高強度コンクリートの場合でも, 横拘束された場合には圧縮強度に対する寸法効果は少ないという研究事例もあるが³⁾, ここでは, ベースとなる無筋コンクリートに式(4.4)～式(4.6)によって寸法効果を考慮した後, 孫・崎野らの式で拘束効果を考慮している。鉄筋コンクリート試験体では理想的な均一ひずみとはならず, 平均ひずみ 0.2%程度から局部的にかぶりコンクリートが圧壊した。したがって実験結果はかぶりコンクリートを考慮した場合と無視した場合のほぼ中間となっている。W シリーズの試験体ではかぶりコンクリートの剥落と同時に, 直接横補強筋のかかっている主筋が座屈して急激に耐力が低下したため, 幅止筋の効果や形状による差異は認められなかった。



(a) 無拘束コンクリート強度と直径の関係



(b) 実験値と計算値の比較(寸法効果は直径の-1/10 乗)



(c) 実験値と計算値の比較(寸法効果に強度補正)

図 4.13 圧縮強度に対する寸法効果(無拘束コンクリート)

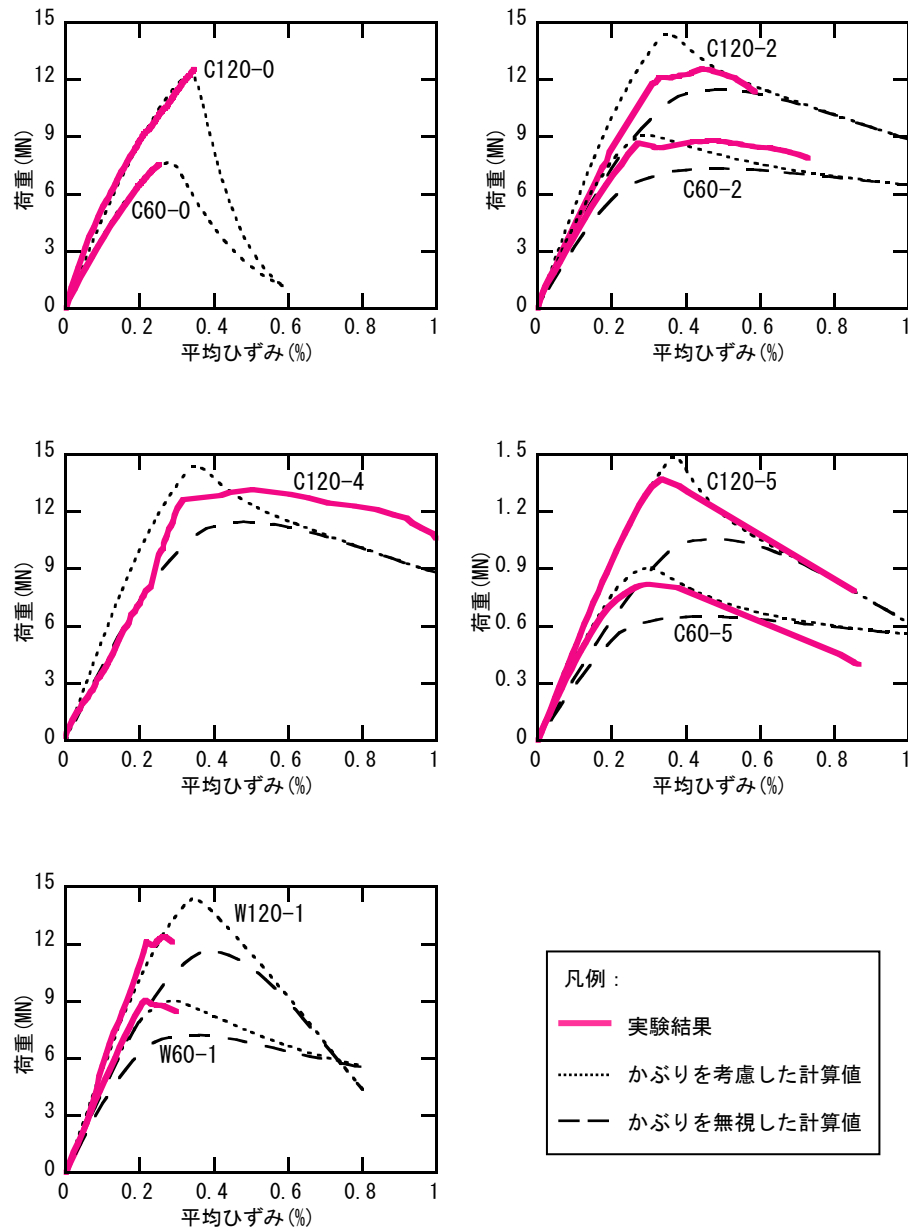


図 4.14 荷重と平均ひずみの関係

4.4 曲げ圧縮破壊に対する寸法効果の影響

次に実建物の低層部分を模擬した図 4.15 のモデルを用いて、断面解析を行う。拘束コンクリートの応力度－ひずみ関係に孫・崎野らの式、無拘束コンクリートに Fafitis 式を用い、式(4.4)による寸法効果を考慮した場合と考慮しなかった場合の比較検討を行う。圧縮部の寸法としては壁厚である 750mm を用いた。実際には曲率が存在するため、圧縮部の寸法として壁厚全部をとるのは安全側の仮定である。解析ケースは 0° 方向加力（軸力は $0.2AF_c$ ， A は全断面積， $F_c=120\text{N/mm}^2$ ）， 45° 方向加力（軸力は $0.2AF_c$ と $0.4AF_c$ の 2 ケース）である。ここでは解析を簡単にするために一定軸力としている。

図 4.16 に解析に用いた応力度とひずみの関係を、図 4.17 に解析結果を示す。寸法効果によって圧縮強度は 74%に低下している。 0° 方向加力の場合、曲げモーメントと曲率の関係に寸法効果の影響は顕著には見られない。 45° 方向加力の場合、寸法効果を考慮すると曲げ耐力は、軸力比 0.2 では 88%，軸力比 0.4 では 79%に低下している。

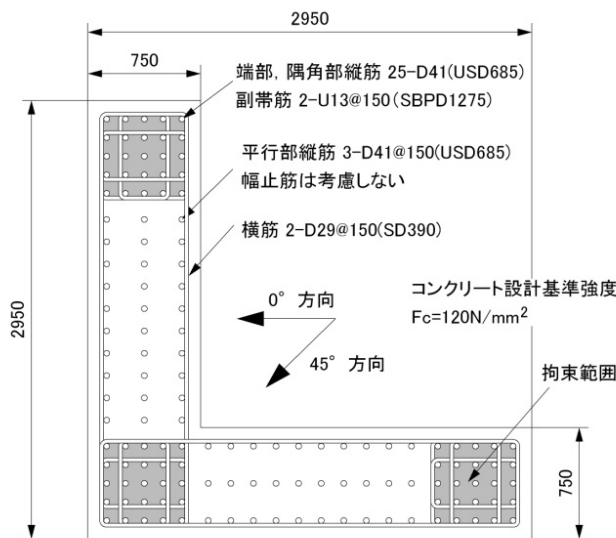


図 4.15 断面解析対象モデル

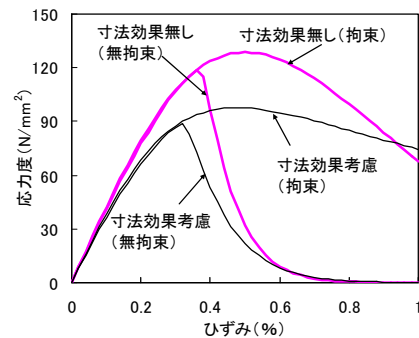


図 4.16 解析に用いた応力度とひずみの関係

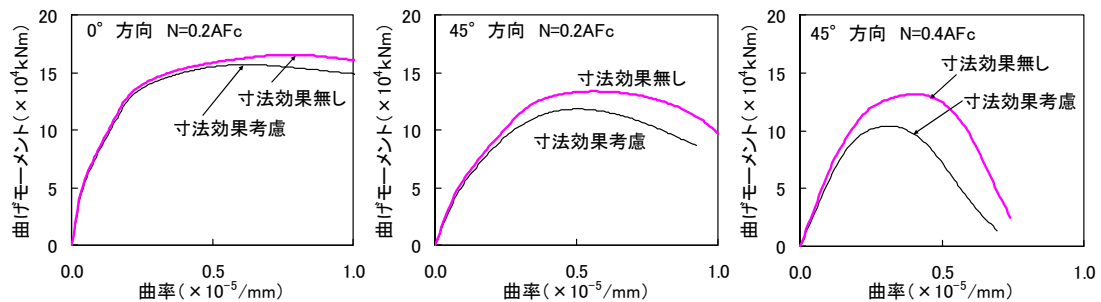


図 4.17 実大モデルの断面解析結果

4.5 まとめ

$F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート立体耐震壁の曲げせん断実験を行い、耐力および変形性能について検討した。その結果、せん断耐力については NewRC 式で安全側に評価することができた。曲げ耐力および変形性能については、横補強筋による拘束の領域を考慮した平面保持を仮定した断面解析によって評価することができた。

RC 立体耐震壁の一部を取り出した試験体を用いて中心圧縮実験を行った結果、 $F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートの場合、寸法効果による圧縮強度の低下は普通強度コンクリートよりも大きくなるため、コンクリート強度を考慮した寸法効果による圧縮強度低下率を提案した。また、拘束コンクリートの応力度-ひずみ関係は孫・崎野らの式で、無筋コンクリートは Fafitis 式で表すことができた。

立体耐震壁の曲げ耐力および変形性能は、特に高圧縮軸力下で斜め方向加力を受ける場合、圧縮部コンクリートの応力度-ひずみ関係に大きく影響を受ける。したがって実建物の設計においては、圧縮部コンクリートに対する寸法効果および横補強筋による拘束効果を適切に考慮することが重要である。今回実施した解析では、寸法効果を考慮した場合、考慮しなかった場合の約 80% に曲げ耐力が低下する場合もあった。

実際の耐震設計（地震応答解析）においては、立体耐震壁を複数本の柱に置換する方法が一般的に用いられるが、復元力モデルについては次章で検討を行う。

参考文献

- 1) 熊谷仁志, 佐武直紀, 西田朗, 中島秀雄: RC コアウォールシステムの開発と実証, 日本建築学会技術報告集, 第3号, pp.151-156, 1996.12
- 2) 中村敏治, 田口典生, 勝倉靖, 菊池憲一: プレーンコンクリートの寸法効果に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.883-884, 1997.9
- 3) 阿部諭史, 秋山充良, 前田直己: 高強度 RC 柱の圧縮破壊性状に及ぼす供試体断面寸法の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.613-618, 2006
- 4) 戸沢正美, 原田卓, 黒瀬行信, 熊谷仁志: 超高強度 RC コアウォールと境界梁型制振ダンパーを用いた超高層 RC 造建物の設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.863-864, 2003.9
- 5) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp.95-104, 1994.7
- 6) Fafitis, A. and Shah, S. P.: "Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns", ACI SP-87, pp.213-232, 1985
- 7) 青山博之: 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法, 技報堂出版, pp.425-446, 1990.8
- 8) 高木仁之: 高強度鉄筋コンクリート耐震壁のせん断補強筋の補強限界に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.12-2, pp.13-26, 2001.5
- 9) 斎藤文孝, 倉本洋, 南宏一: 高強度コンクリートを用いた耐震壁のせん断破壊性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.605-606, 1990.10.
- 10) 金本清臣, 松本和行, 壁谷澤寿海: 高強度材料を用いた曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.607-610, 1990.10.
- 11) 松本智夫, 飯田剛, 根本恒, 島崎和司: コア壁を用いた超高層 RC 住宅の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.715-716, 2007.8.
- 12) Blanks, R. F., and Mcnamara, C. C.: Mass Concrete Tests in Large Cylinders, Journal of ACI, pp.280-303, Sept.-Oct. 1935.
- 13) 香田伸次, 田中伸幸, 坂口昇, 山崎庸行: 中心圧縮力を受ける超高強度コンクリート柱の寸法効果と横拘束効果に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C, pp.751-752, 1989.10

5 章 高強度 RC 立体耐震壁の復元力特性

5.1 はじめに

5.2 立体耐震壁のモデル化

5.3 構成要素の復元力特性のモデル化

5.4 実験結果との比較

5.5 まとめ

参考文献

5.1 はじめに

4 章では、設計基準強度 $F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた立体耐震壁の曲げせん断実験と、立体耐震壁の一部を取り出した試験体の中心圧縮実験を行った。さらに平面保持を仮定した断面解析によって、曲げ圧縮破壊における寸法効果や横補強筋による拘束効果が説明できることを示した。

一方、実際の構造設計においては、立体耐震壁を立体骨組に置換したモデルを用いて地震応答解析を実施するのが一般的であり、丸田らの研究などでその適用性が示されている^{1),2)}。しかしながら、解析結果による部材応力と耐震壁に実際に生じている応力との対応や、超高強度材料を用いた立体耐震壁において最もクリティカルな現象である曲げ圧縮破壊の発生をこのモデルによって表現できるかについては、十分には明らかになっていない。

本章では、先に実施した立体耐震壁の曲げせん断実験を対象として、立体骨組に置換したモデルを用いて解析を行う。その結果、壁の分割などモデル化方法による影響や、置換柱の応力から曲げ圧縮破壊の評価を行うことの妥当性について検討を行う。

5.2 立体耐震壁のモデル化

立体耐震壁は建物の高さ方向に連続的に存在しているが、立体骨組モデルにおいては、梁や床が取り付くことから立体耐震壁を階高ごとに分割するのが一般的である。そこで立体耐震壁の部材寸法と階高の関係について、本構造形式を採用した実際の建物 9 棟の調査を行った。

図 5.1 は最下層における壁の厚さ t と長さ L の関係である。壁厚は 750~900mm の範囲にあるが、 L/t の大きいもの（T 形断面壁や H 形断面壁の長辺、以下、長辺壁という）と L/t の小さいもの（前記の短辺や L 形断面壁、以下、短辺壁という）の 2 つのグループに分かれている。2 章で述べた C 形断面试験体の長辺壁は $L/t=9.0$ 、短辺壁は $L/t=4.5$ であり、これらをほぼ代表していることがわかる。図 5.2 は最下層における壁の長さ L と階高 H の関係である。ばらつきはあるものの、長辺壁についてはおおむね $H/L=0.5$ 、短辺壁についてはおおむね $H/L=1.0$ の関係にあることがわかる。以上のことから、今回の試験体については $H=450\text{mm}$ が標準的な建物の階高を模擬していることが確認された。

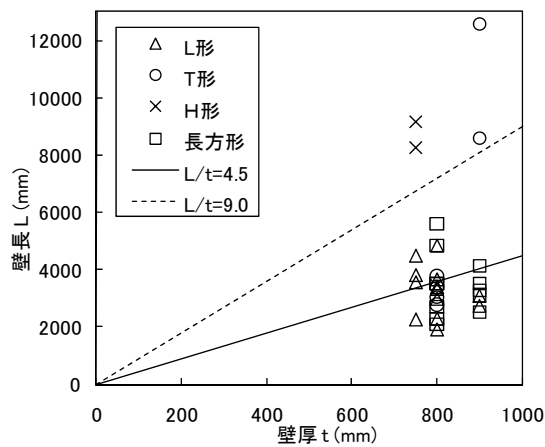


図 5.1 調査建物の壁長と壁厚の関係

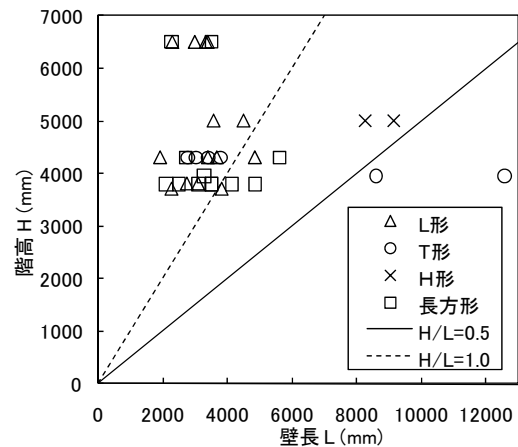


図 5.2 調査建物の階高と壁長の関係

解析モデルを図 5.3 に示す。下層部を高さ 450mm ごとに分割したものを標準モデル (MODEL450) とし、それに対して半分の高さに分割したモデル (MODEL225) と 2 倍の高さに分割したモデル (MODEL900) の計 3 種類である。壁パネル部分の曲げ剛性、せん断剛性、軸剛性を表わす「中柱」と、壁端部、隅角部の軸剛性を表わす両端ピンの「側柱」で構成されるモデルである。

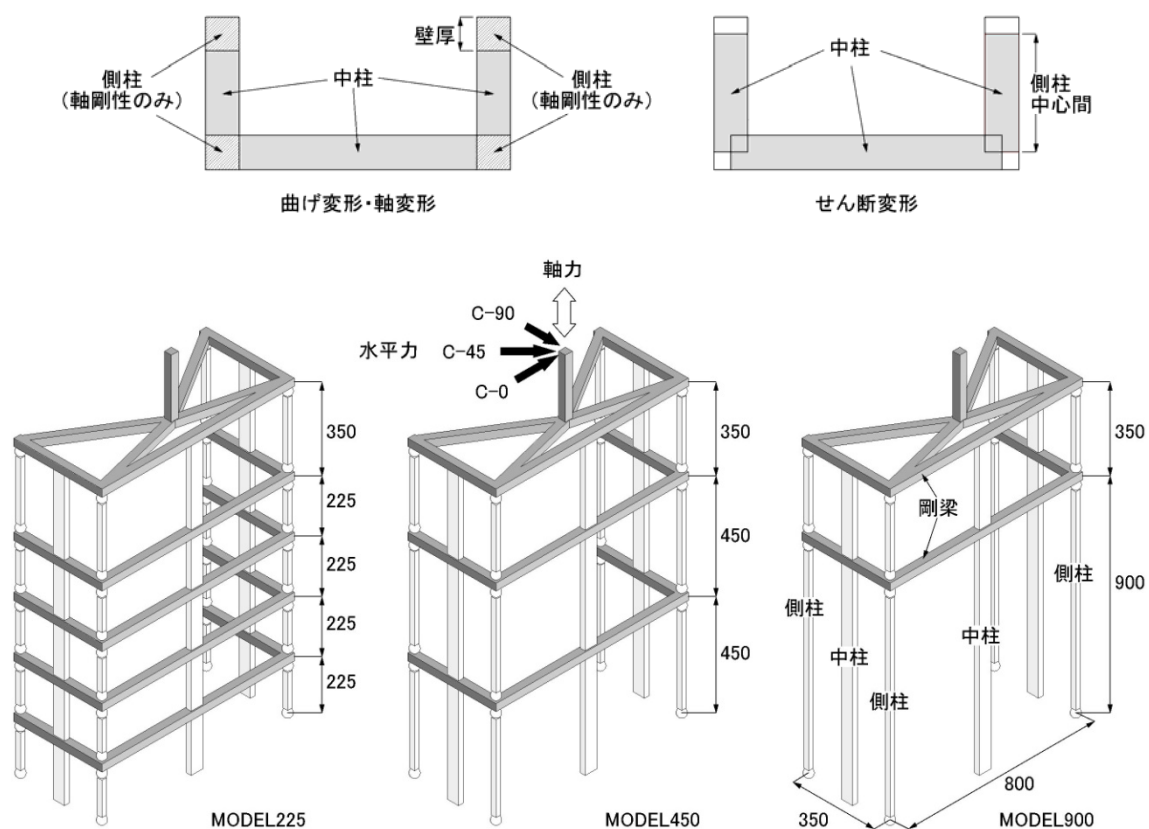


図 5.3 立体骨組モデル

5.3 構成要素の復元力特性のモデル化

各部材（構成要素）の復元力特性を図 5.4 に示す。

(a) 中柱脚部の曲げモーメントー曲率関係

中柱には脚部のみ塑性ヒンジが生じるものとしている。その曲げモーメントー曲率関係は、側柱部分を除いた壁パネル部分（短辺壁では長さ 250mm，長辺壁では長さ 700mm）に長期軸力負担分を作用させて平面保持を仮定した断面解析を行い，第 1 折点を曲げひび割れ発生時，第 2 折点を主筋引張降伏時として，図 5.4(a) のようなトリリニアのスケルトンカーブに置換した。履歴モデルには武田モデルを用い，除荷剛性を表わすパラメータは 0.4 とした。コンクリートの圧壊で決定する終局曲げモーメントに達した後も解析を継続した。

(b) 中柱のせん断力ーせん断ひずみ関係

側柱の中心間の壁パネル部分（短辺壁では長さ 350mm，長辺壁では長さ 800mm）についてせん断力ーせん断ひずみ関係を定義した。第 1 折点をせん断ひび割れ発生時，第 2 折点をせん断破壊発生時とし，せん断破壊が発生した時点で解析終了とした。履歴モデルには原点ピーク指向型モデルを用いている。第 2 剛性はせん断破壊発生時のせん断ひずみを 0.4% として求めた。せん断ひび割れ発生荷重（式(5.1)）は靱性保証型耐震設計指針³⁾をベースにし，せん断終局耐力は 4 章と同じ方法（式(5.2)）で算定した。

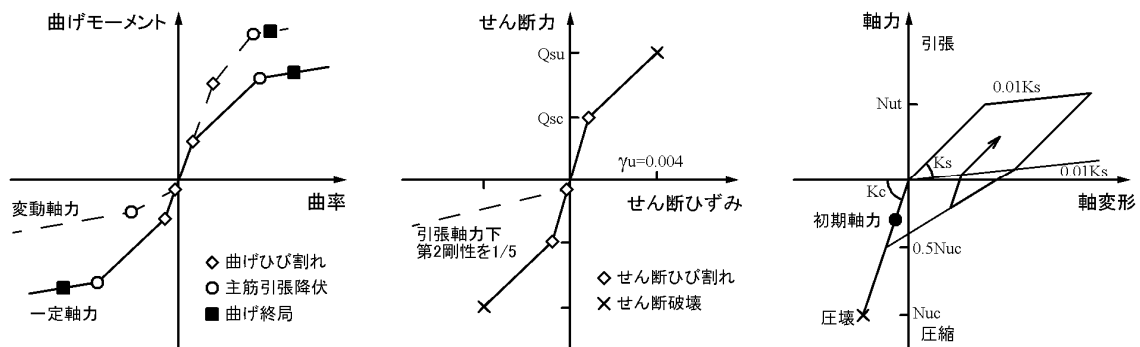
$$Q_{sc} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_t \sigma_o)} t_w l_w \quad \cdots \text{式(5.1)}$$

$$Q_{su} = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad \cdots \text{式(5.2)}$$

ここで，

σ_t ：コンクリートの引張強度³⁾， σ_o ：軸応力度，

t_w ：壁厚， l_w ：側柱中心間距離，式(5.2)については 4 章を参照



(a) 中柱脚部の曲げモーメントー曲率関係 (b) 中柱のせん断力ーせん断ひずみ関係 (c) 中柱および側柱の軸力ー軸変形関係

図 5.4 復元力特性モデル

(c) 中柱および側柱の軸力－軸変形関係

中柱および側柱の軸力－軸変形関係は、超高強度材料を用いた立体耐震壁の復元力特性の中でも特に重要である。そこで4章の中心圧縮試験（試験体 C120-5, C60-5）の結果を用いて検討を行った。この要素圧縮試験体は2章の立体耐震壁試験体の端部あるいは隅角部を抜き出したもので配筋および使用材料も同一としている（要素圧縮試験時のコンクリート圧縮強度は 124 N/mm^2 であった）。また、比較のため、 $F_c=60 \text{ N/mm}^2$ クラスのコンクリート（圧縮強度 74 N/mm^2 ）と普通強度の主筋（降伏強度 375 N/mm^2 ）を用いた試験体も製作した。各2体ずつ製作し、1体は単調圧縮加力、1体は引張→圧縮の繰返し加力とした。正負交番繰返しサイクルは軸ひずみにして 0.05, 0.1, 0.2, 0.4% を目標としたが、主筋が降伏した際には若干目標ひずみを超えている。

普通強度材料を用いた場合には、ひび割れの開閉などによって主筋が降伏しなくても弾塑性的な挙動をするが、超高強度材料を用いた場合には主筋が降伏しない範囲ではほとんど履歴を描かず、弾性的な挙動を示すのが特徴である⁴⁾。軸力－軸変形関係として代表的な壁谷澤らのモデル⁵⁾と比較すると、引張から圧縮へ移行する際に描く履歴が試験結果とはやや異なっている。そこで要素試験結果と適合するような軸力－軸変形関係のモデル作成を検討した（図 5.4(c)）。

軸剛性としては、圧縮側では鉄筋コンクリートの剛性を、引張側では主筋のみの剛性を与えるものとする。ただし、コンクリートの弾性係数としては、圧縮破壊時と原点を結ぶ割線剛性を用いることとする。引張側の降伏荷重 N_{ut} と圧縮側の破壊荷重 N_{uc} はそれぞれ式 (5.3)、式(5.4)で定義する。

$$N_{ut} = \sum a_r \sigma_{ry} \quad \cdots \text{式(5.3)}$$

$$N_{uc} = \sum a_r \sigma_{ry} + k A_{col} \sigma_B \quad \cdots \text{式(5.4)}$$

ここで、

a_r ：主筋断面積， σ_{ry} ：主筋降伏強度，

A_{col} ：柱要素の断面積， k ：圧縮強度低減係数である。

圧縮強度低減係数は、寸法効果や横補強筋の拘束効果を考慮して決定するものであり、4章では詳細な評価を行っているが、本論では解析モデルの評価に主眼を置いているため、単純に $k = 0.8$ としている。主筋が引張降伏してからの除荷剛性は引張側の弾性剛性と同じとし、降伏しない範囲では原点を指向する。引張降伏してから圧縮側へ载荷する場合は、圧縮側の破壊荷重の 1/2 を指向するものとする。圧縮側の破壊荷重に到達した時点で解析終了とし、圧縮側での降伏は評価しないものとする。このような軸力－軸変形関係は図 5.5 に示すように試験結果を良く評価している。

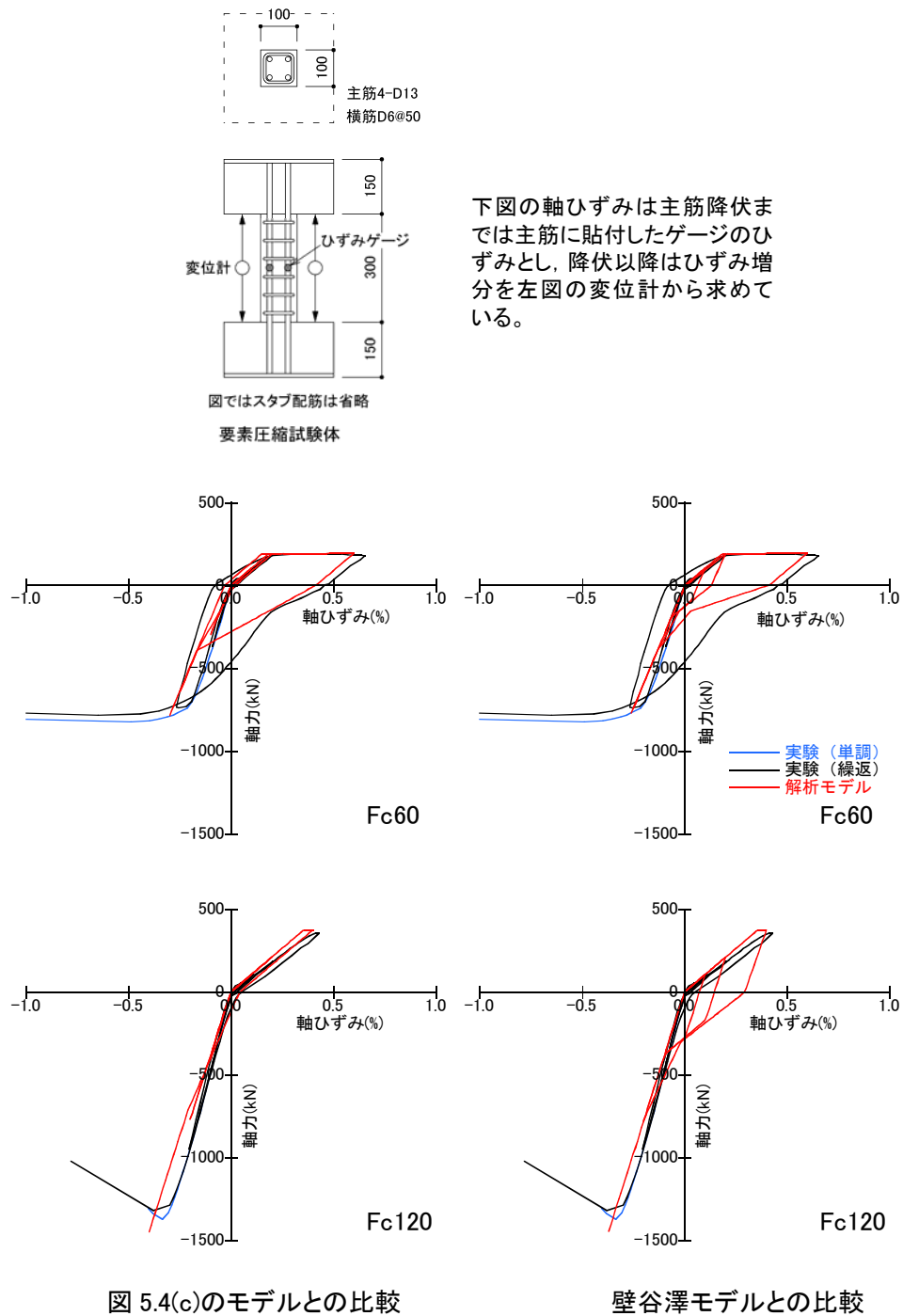
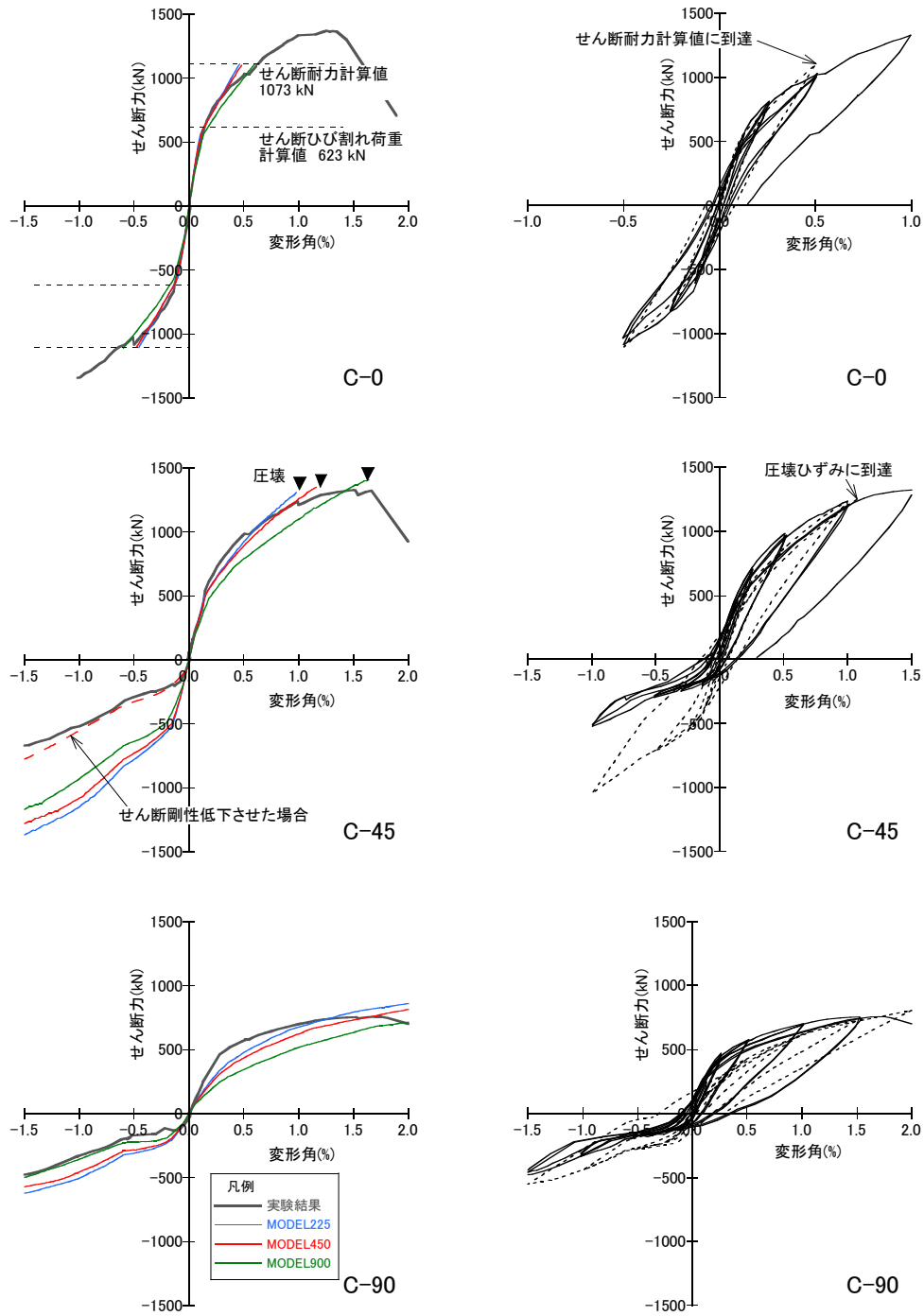


図 5.5 要素圧縮試験結果と軸力-軸変形関係モデルの比較

5.4 実験結果との比較

実験結果と解析結果のせん断力－変形角関係包絡線の比較を図 5.6 に示す。C-0 については解析結果と実験結果は良く一致しており、モデル（高さ方向の分割数）による違いは見られない。せん断ひび割れ荷重計算値と、実験における剛性低下点も一致している。せん断耐力については前述したように安全側の評価となっている。C-45、C-90 の正側（圧縮軸力側）については、MODEL225、450 では実験をおおむね評価できているが、MODEL900 では剛性を小さめに評価している。曲げ圧縮破壊時の荷重については、いずれも良く一致している。C-45、C-90 の負側（引張軸力側）については、解析の剛性が高くなっており、特に C-45 の場合に顕著である。そこでその原因を検討するため、各要素の剛性を変化させて影響を検討した結果、図 5.4(b)の破線のように引張軸力下での第 2 剛性を 1/5 に低下させた場合、図 5.6 の破線で示すように実験結果と一致した。このせん断剛性低下率 1/5 は、有限要素解析で用いられている、ひび割れたコンクリートのせん断剛性低下係数⁶⁾とも対応する値である。長辺壁のようにせん断変形が支配的な壁全体に引張軸力が作用する場合には注意が必要である。右側の図は繰返し履歴も含めて、実験結果と解析結果（MODEL450）を比較したものである。前述した引張軸力下のせん断剛性の問題を除けば、解析によって実験結果を表現できている。

図 5.7 は曲げ変形が支配的な C-90 の曲率分布について、実験結果と解析結果の比較をしたものである。太線は区間変位計から求めた曲率分布（脚部では拔出し変形も含む）、丸印は縦筋に貼付したひずみゲージから求めた曲率分布、実線が MODEL225 の解析結果である。実験では軸方向に一定の区間で変形を計測しているがその分割は MODEL225 とほぼ同様である。したがって MODEL225 の解析結果と比較すれば、実験結果と良く一致しており、主筋のひずみ計測値から求めた曲率分布ともほぼ一致している。図 5.8 はモデル（高さ方向の分割数）による曲率分布の違いを示したものである。当然のことながら分割数が少なくなると曲率が平均化され、脚部の値も小さくなることがわかる。この曲率分布から曲げ変形を計算し、その全体変形に占める割合を各サイクルピークで比較したものが図 5.9 である。実験結果および MODEL225、450 による解析結果では、曲げ変形の比率は約 80% で一定である。MODEL900 による解析結果はそれよりも 15%程度曲げ変形が少なくなっている。したがって階高と壁長さの比率 H/L が 2 以上の場合には、変形モードや剛性を合わせるため、仮想中間梁を設けるなどの配慮が必要であると考えられる。



(a) 骨格曲線の比較

(b) Model450 の繰返しループの比較

図 5.6 実験結果と解析結果のせん断力－変形角関係の比較

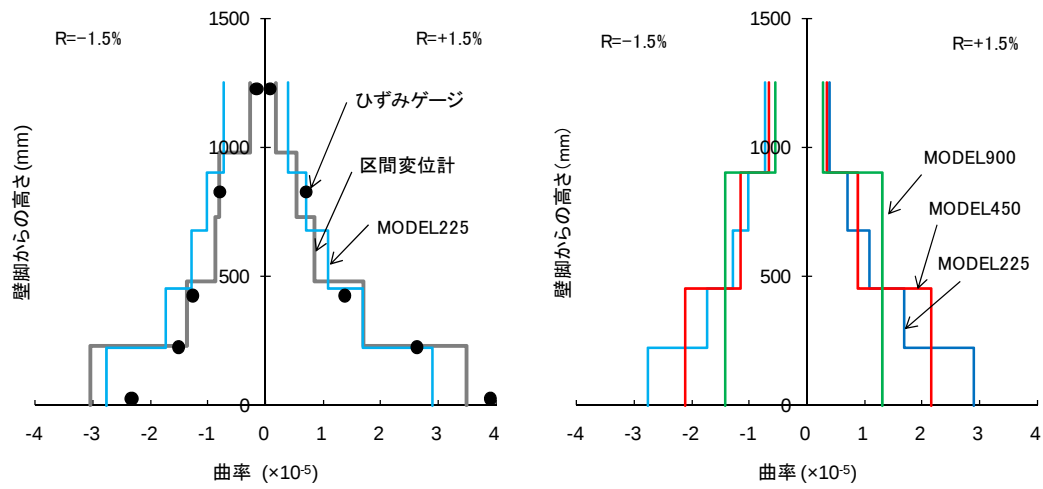


図 5.7 曲率分布の比較(C-90)

図 5.8 モデルによる曲率分布の違い(C-90)

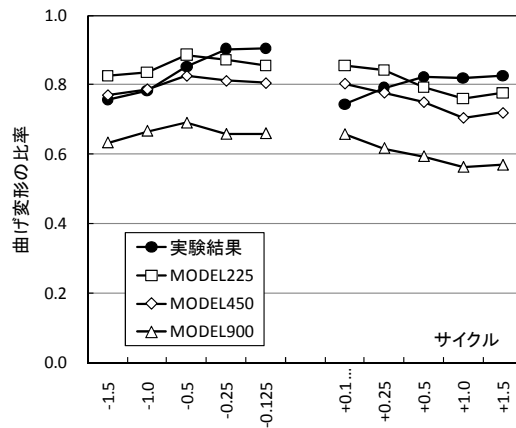


図 5.9 曲げ変形の比率の比較(C-90)

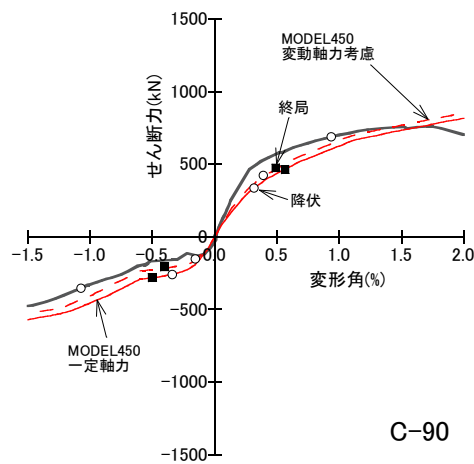


図 5.10 変動軸力の影響

中柱の曲げモーメントー曲率関係は一定の長期軸力を想定して求めているが、変動軸力の影響（曲げモーメントと軸力の相関）を考慮することが重要であるという指摘もある²⁾。そこで曲げモーメントー曲率関係において、曲げモーメントと軸力の相関を考慮した場合と、考慮しない場合の違いを比較して図 5.10 に示す。曲げモーメントと軸力の相関を考慮したほうが実験結果に近くはなっているが、顕著な差は見られなかった。中柱の塑性化状況を示すために、グラフ上に主筋降伏時点と終局曲げモーメントに達した時点をマーキングしている。中柱脚部に発生する曲げモーメントは応力の釣り合いから決まっており、実際の曲げモーメント勾配とは必ずしも一致しない。実験ではまだ降伏も発生していない変形角で、解析では終局曲げモーメントに達していることがわかる。したがって、曲げ圧縮破壊を評価するには、中柱脚部の曲げモーメントよりも、側柱の軸ひずみが適切であると考えられる。

図 5.11 は曲げ圧縮破壊が発生する可能性がある位置について、ひずみ履歴を比較したものである。C-45 では実験結果も解析結果も圧縮破壊に達しており、圧縮破壊時までの履歴を評価できている。実験ではこの位置が圧縮破壊しても耐力を保持したまま圧縮ひずみが増大し、周辺部の拘束の少ない領域の圧縮破壊で耐力が決定している。解析では側柱の圧縮破壊で判断することになるが、この場合は安全側の評価となることが確認された。

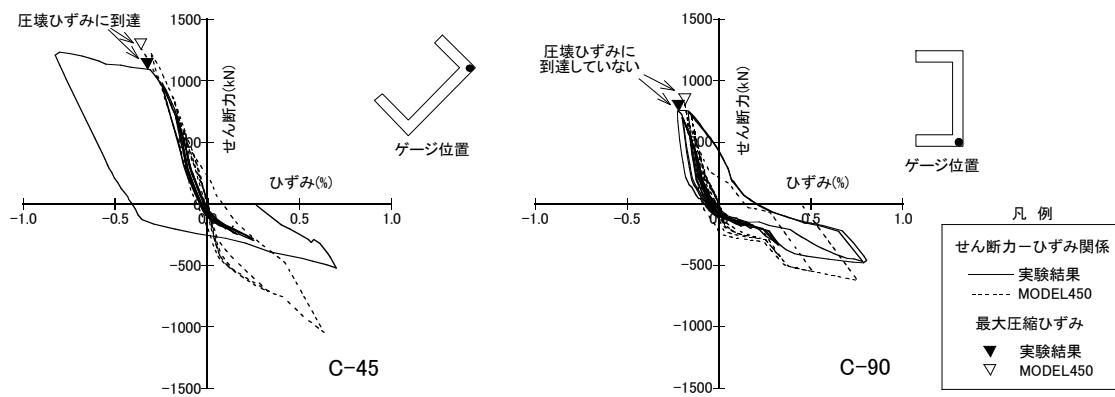


図 5.11 せん断力ーひずみ関係の比較 (MODEL450)

5.5 まとめ

4 章で実施した，設計基準強度 $F_c=120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた C 形断面立体耐震壁の曲げせん断実験の結果について立体骨組モデルを用いた解析によって評価を行った。その内容を以下に要約する。

超高強度材料を用いた立体耐震壁の構造挙動は，本章で提案したように，立体耐震壁を立体骨組に置換したモデルを用いた解析によって適切に評価できる。詳細に見れば，下記のようなことを考慮する必要がある。

超高強度材料を用いた場合の軸力－軸変形関係は，普通強度コンクリートが示すようなひび割れの開閉による履歴を描かず，主筋が降伏しない範囲では弾性的な挙動を示すのが特徴であり，骨組解析モデルの軸力－軸変形関係に反映する必要がある。

長辺壁のようにせん断変形が支配的な壁全体に引張軸力が作用する場合には，せん断剛性の低下を考慮しないと，剛性を過大評価する可能性があり注意が必要である。

立体骨組モデルにおいて，階高と壁長さの比率が 2 以上となるような場合には，階高を規準としてモデル化すると変形モードや剛性が適切に評価できないため，仮想中間梁を設けるなどの配慮が必要である。

参考文献

- 1) 丸田誠：鉄筋コンクリート造立体耐震壁の地震時弾塑性性状に関する研究，千葉大学学位論文，2001.1
- 2) 高橋元美，宮下丘，鈴木紀雄，丸田誠：鉄筋コンクリートコア壁の立体弾塑性解析モデルに関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.509，pp.143-150，1998.7
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 佐藤幸博，高森直樹，佐々木仁，寺岡勝：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の一軸引張－圧縮繰返し特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.C-2，pp.437-438，2002.8.
- 5) 壁谷澤寿海，小谷俊介，青山博之：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造構造物の非線形地震応答解析，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.213-216，1983
- 6) 例えば，日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用，2008
- 7) 熊谷仁志，佐武直紀，西田朗，中島秀雄：RC コアウォールシステムの開発と実証，日本建築学会技術報告集，第3号，pp.151-156，1996.12
- 8) 戸沢正美，原田卓，黒瀬行信，熊谷仁志：超高強度 RC コアウォールと境界梁型制振ダンパーを用いた超高層 RC 造建物の設計，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.C-2，pp.863-864，2003.9.
- 9) 熊谷仁志，松浦正一，黒瀬行信，梅津誠二：工事記録／高強度 RC コアウォールと境界梁ダンパーを用いた超高層集合住宅，コンクリート工学，Vol.46，No.2，2008.2
- 10) 戸沢正美，熊谷仁志，黒瀬行信，今井三雄，矢部喜堂：超高強度鉄筋コンクリート構造（ $F_c=120\text{N/mm}^2$ ）の開発－その7 試設計－，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.C-2，pp.669-670，2001.9.

6 章 本構造形式を用いた超高層建物の地震応答

6.1 はじめに

6.2 モデル建物の設定

6.3 地震応答解析

6.4 解析結果および考察

6.4.1 入力地震動による影響

6.4.2 境界梁ダンパーの復元力モデルによる影響

6.4.3 境界梁ダンパーの設置量による影響

6.4.4 境界梁ダンパーの配置分布による影響

6.4.5 壁脚の回転による影響

6.5 まとめ

参考文献

6 章 本構造形式を用いた超高層建物の地震応答

6.1 はじめに

3 章では中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁（境界梁ダンパー）の、5 章では高強度 RC 立体耐震壁の復元力特性について検討してきた。本章では、本論文で提案した復元力モデルを用いて、超高層集合住宅を想定した 30 階建モデル建物の地震応答解析を実施し、境界梁ダンパーを設置することによる応答低減効果や主要構造への損傷軽減効果について検討を行う。

3 章では、境界梁ダンパーのせん断終局耐力に着目し、低降伏点鋼を用いたダンパー部の耐力上昇を評価できる「等方硬化型」の復元力モデルが適切であると述べた。しかしながら建物全体としての地震応答に着目した場合、「等方硬化型」の復元力モデルとすることが安全側の評価とならない可能性がある。そこで本章では、ダンパー部の復元力モデルとして、「等方硬化型」とした場合と、一般に用いられる「移動硬化型」とした場合について、地震応答性状の違いについて検討する。

超高層集合住宅では、高層階と低層・中層階で平面計画を変化させる場合が多い。実際に本構造形式が適用された建物では、境界梁ダンパーの設置台数が高さ方向で変化する場合も見られる（付録参照）。各種ダンパーを有する超高層建物について、ダンパー配置の影響について検討した研究は多いが^{例えば 1),2)}、ほとんどは鋼構造ラーメンなど、いわゆる「せん断型」の骨組に関するものである。本構造形式では、並立する立体耐震壁の曲げ変形に起因する鉛直変位によって境界梁ダンパーが変形を受けるため、これらの知見がそのまま適用できない可能性がある。そこで本章では、境界梁ダンパーの高さ方向の配置をパラメーターとした地震応答解析を行い、本構造形式を用いた超高層建物の耐震設計に資する知見を得ることとする。

6.2 モデル建物の設定

解析対象は、図 6.1 および図 6.2 に示すような 30 階建のモデル建物で、階高は最下層が 4.3m、一般階が 3.3m であり、最高高さは 100m である。本構造形式を実際に採用した超高層集合住宅^{3),4)}などを参考にして、立体耐震壁および柱の配置を設定したものである。

立体耐震壁の壁厚は 800mm で 1 階から 30 階まで同一とした。コンクリート強度は 1 階で $F_c=100 \text{ N/mm}^2$ 、30 階で 36 N/mm^2 とし、その間は直線で補間した。長期軸圧縮応力度は 1 階で $0.06F_c$ である。壁縦筋については、鉄筋比は隅角部が 1 階で 4.2% (20-D41)、30 階で 1.5% (12-D32)、平行部が 1 階で 2.5% (3-D41@200)、30 階で 1.5% (3-D32@200) とし、材種は 1 階で USD685、30 階で SD390 とし、その間は直線で補間した。せん断補強筋については、本検討ではせん断破壊が生じない十分な量が配筋されているものとした。1 組の立体耐震壁は側柱 2 本と中柱で構成されるモデルに置換し、高さ方向に床位置で剛梁によって分割されているが、この分割比は 5 章で検討に用いた Model450 とほぼ同等である。

柱の断面は 900 mm×900 mm で全階共通とした。コンクリート強度は立体耐震壁と同じであり、長期軸圧縮応力度は 1 階で $0.18F_c$ である。鉄筋比については 1 階と 30 階の値を設定し、その間は直線で補間した。復元力モデルには武田モデルを用いた。

梁の断面は 800 mm×800 mm、コンクリート強度は $F_c=36 \text{ N/mm}^2$ 、主筋は上・下端筋とも 8-D41 (SD390) で全階共通とした。復元力モデルには武田モデルを用いた。境界梁ダンパーの RC 部の断面も一般の梁と同じとした。境界梁ダンパーの鉄骨部の断面は BH-400×200×25×25 (ダンパー部のウェブのみ LY225、他は SN490) で全階共通とした。

図 6.2 に示すように、立体耐震壁構面と柱梁フレーム構面の半分を取り出し、立体耐震壁は上述の方法で、フレーム構面はフィッシュボーン型⁵⁾で置換した平面骨組モデルである。立体耐震壁構面とフレーム構面は水平方向の自由度のみ剛床で結合している。立体耐震壁と外周フレームを繋ぐ梁が各階 4 箇所存在するが、この梁は大型プレキャストスラブを受ける扁平断面のものを想定しているため柱梁フレーム構面には含めていない。また既往の研究⁶⁾によれば、各階の床スラブの曲げ剛性の影響により、立体耐震壁脚部の曲げモーメントが 10%程度変化するとされているが、解析モデルを簡潔にするため、ここでは床スラブの曲げ剛性を考慮していない。

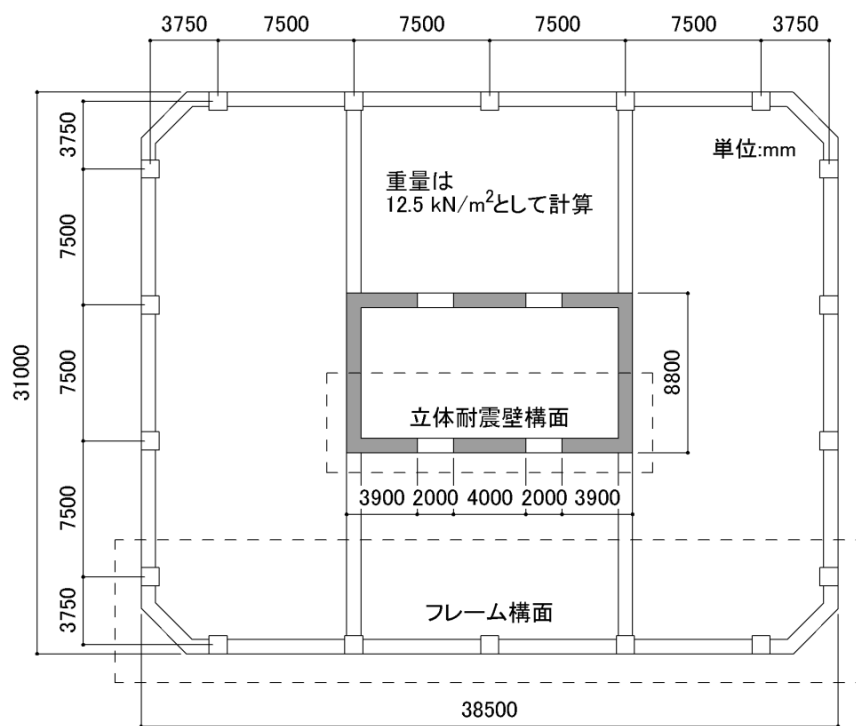


図 6.1 モデル建物の平面図

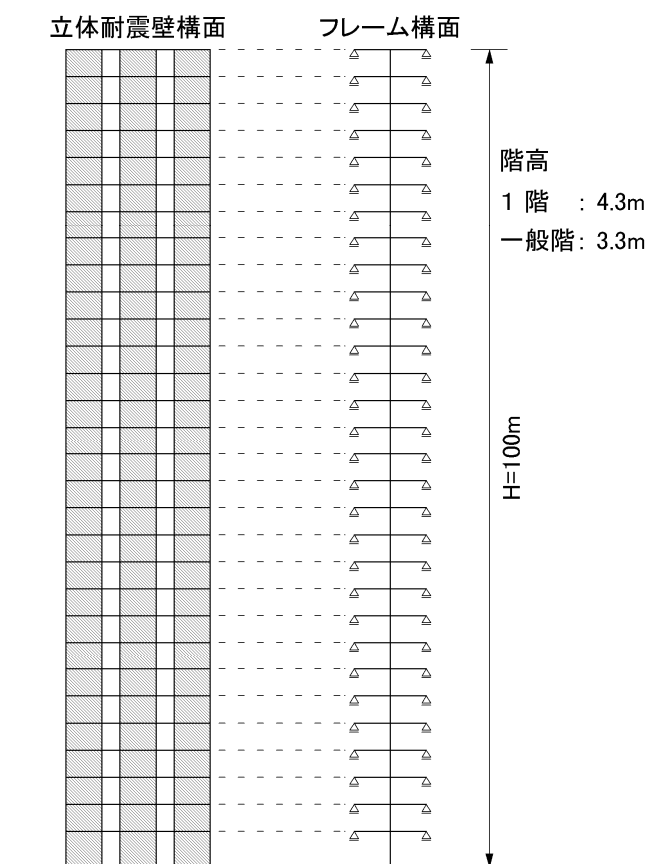


図 6.2 解析モデル

6.3 地震応答解析

解析ケースは表 6.1 に示すように、境界梁ダンパーを全層に配置してダンパー部の復元力モデルを等方硬化型としたものを標準（ケース 1）とし、復元力モデルを移動硬化型としたもの（ケース 2）、境界梁ダンパーが無いもの（ケース 3）、1 層おきに配置したもの（ケース 4）、下層半分にのみ配置したもの（ケース 5）、上層半分にのみ配置したもの（ケース 6）、1 階脚部の壁縦筋抜け出しを考慮したもの（ケース 7）、基礎スラブの変形を考慮したもの（ケース 8）の計 8 ケースとした。

表 6.1 解析ケース一覧

ケース	ダンパー部の 復元力特性	ダンパーの配置	固定条件	1 次固有周期 (sec)
1	等方硬化型	全 層	1 階柱脚 壁脚を固定	2.16
2	移動硬化型			
3	等方硬化型	無 し		2.59
4		隔 層		2.27
5		下層(2～16F のみ)		2.20
6		上層(17～RF のみ)		2.46
7		全 層	壁縦筋抜け出しを考慮	2.17
8			基礎スラブ変形を考慮	2.21

入力地震動は図 6.3 および図 6.4 に示すように、極まれに発生する地震動の加速度応答スペクトル（告示スペクトル）に適合するように、1923 年関東地震の東京気象庁再現波 NS 成分位相⁷⁾（継続時間の長い場合、告示波 T と記す）、1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台 NS 成分位相（継続時間の短い場合、告示波 K と記す）で作成した 2 種類の時刻歴波形である。

今回はパラメトリック解析を目的としているので、表層地盤を想定せずに、工学的基盤の地震動をそのまま 1 階柱脚および壁脚に入力した。内部粘性減衰は初期剛性比例型で 1 次モードに対する減衰定数を 2%とした。

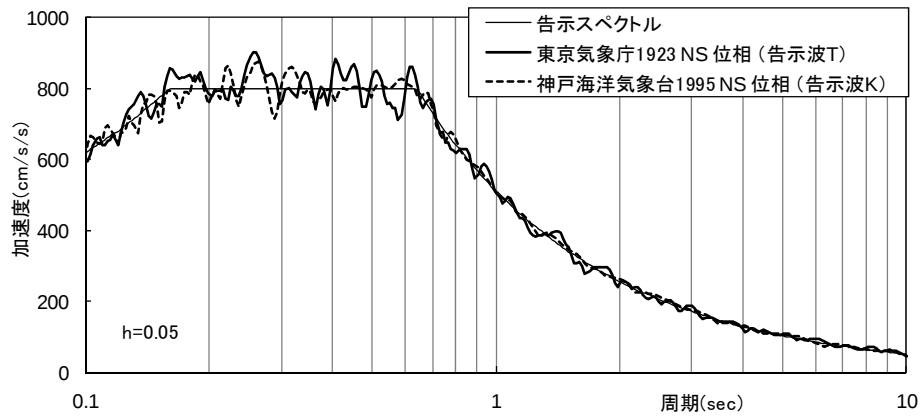


図 6.3 入力地震動の加速度応答スペクトル

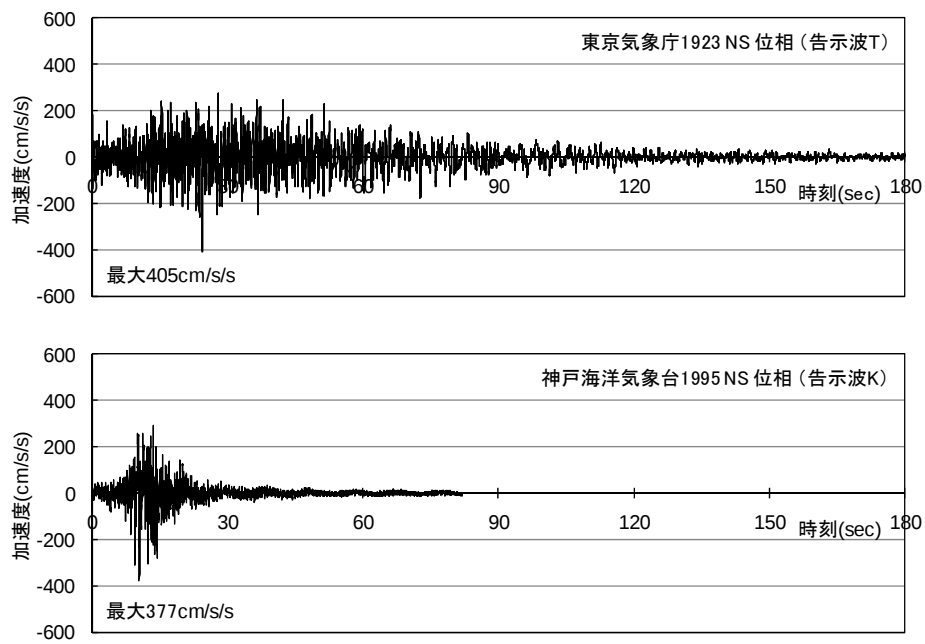


図 6.4 入力地震動の加速度時刻歴波形

6.4 解析結果および考察

6.4.1 入力地震動による影響

固有値解析による弾性 1 次固有周期を前出の表 6.1 に、ケース 1 の最大応答値分布を図 6.5 に示す。最大層間変形角はいずれも 1/100 以内に納まっている。

境界梁ダンパーのせん断ひずみは、25 階より上層では弾性範囲にあり、基礎固定の影響を受ける 2 階でも弾性範囲にある。中間階よりやや低い位置の 5～15 階で境界梁ダンパーのせん断ひずみが大きくなり、最大値は 50000μ 程度であるが、これは実験で確認した最大せん断ひずみの 1/5 程度に納まっている。

立体耐震壁側柱要素の圧縮ひずみは比較的ひずみが大きくなる中央の耐震壁について示したものであるが、脚部の圧縮ひずみは最大 1000μ 程度で、圧壊ひずみの 1/3 程度であり、本ケースでは耐震壁の曲げ圧縮破壊は生じないと考えられる。

今回のモデル建物では、継続時間の長い告示波 T のほうが、境界梁ダンパーに生じるせん断ひずみが大きくなり、層間変形角も大きくなっている。したがって、以降の検討では、告示波 T を入力した解析結果について記す。

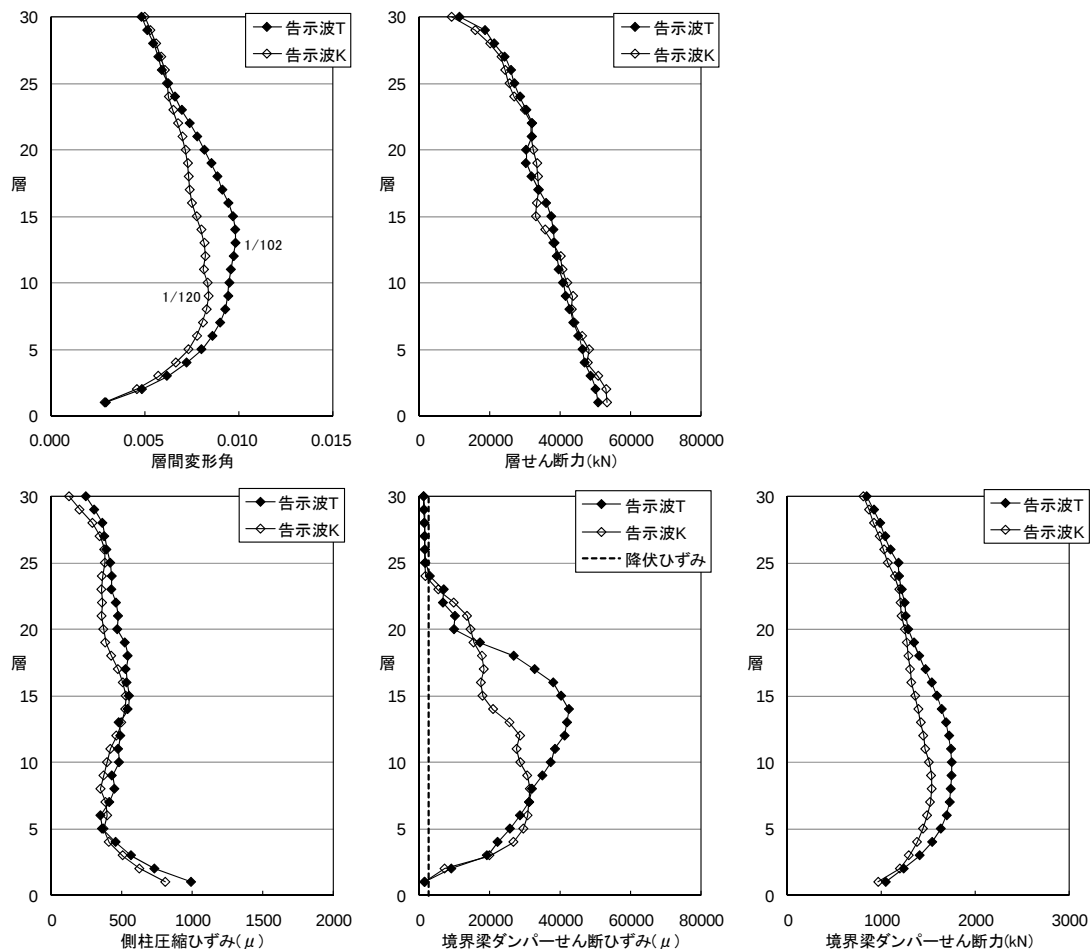


図 6.5 最大応答値分布(ケース1, 入力地震動による影響)

建物重心位置の水平変位が最大となった時刻におけるケース 1 の層せん断力分布を図 6.6 に示す。1 階層せん断力については、立体耐震壁が全体の 71%と大半を分担していることが確認された。ただし、上から 4 層までは立体耐震壁に逆向きのせん断力が作用している。このように上層部の壁に逆向きのせん断力が生じる現象は、連層耐震壁架構において指摘されている「周辺フレームの境界効果⁸⁾」と同様のものであり、図 6.5 に示したように 25 階より上層で境界梁ダンパーのせん断ひずみが小さくなっている原因と考えられる。

同時刻におけるモーメント分布を図 6.7 に示す。立体耐震壁のモーメント分布は、側柱要素に作用する軸力と中柱要素の曲げモーメントを用い、中柱要素位置のモーメントとして図示したものである。境界梁による抵抗モーメントは、境界梁に作用するせん断力に壁の中柱要素間の距離を乗じ、上層から累積して図示したものである。1 階脚部における各構成要素によるモーメントの分担率は、柱梁フレームが全体の 43%，境界梁による抵抗モーメントが 31%，立体耐震壁が 26%であった。

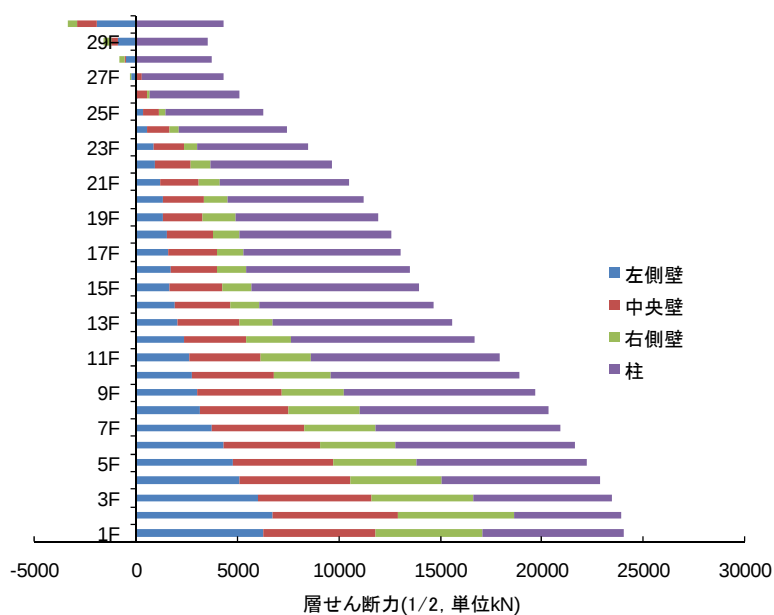


図 6.6 層せん断力分布(ケース 1, 最大応答変位時)

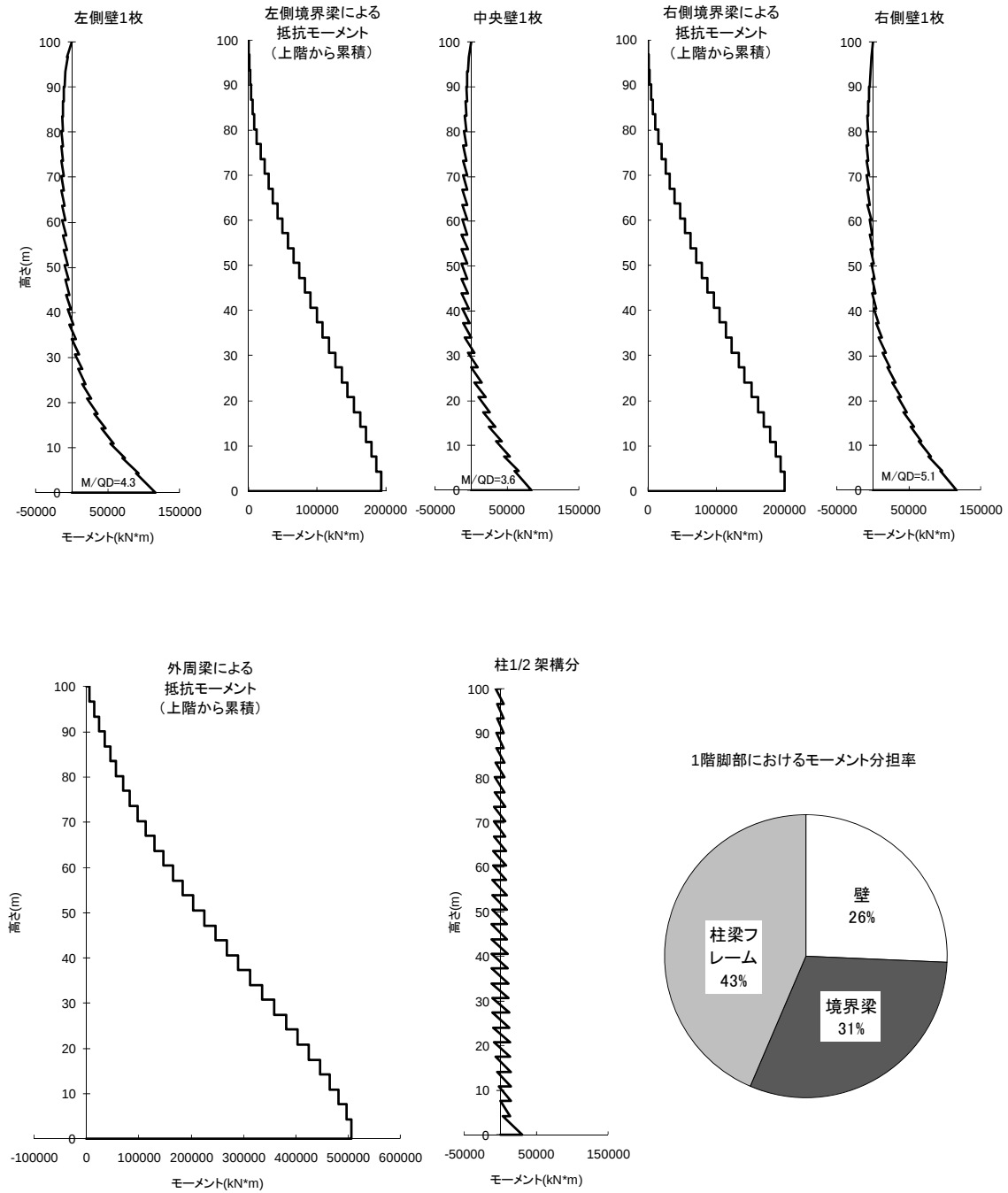


図 6.7 モーメント分布(ケース 1, 最大応答変位時)

6.4.2 境界梁ダンパーの復元力モデルによる影響

ケース 1 とケース 2 を比較することで、境界梁ダンパーのダンパー部の復元力モデルが地震応答に及ぼす影響を検討する。図 6.8 にダンパー部のせん断ひずみが最大となる 12 階床レベルのせん断力-せん断ひずみ関係を、図 6.10 に最大応答値分布を示す。

図 6.8 によれば、本モデル建物では等方硬化型のほうが境界梁ダンパーに作用するせん断力が大きくなり、移動硬化型のほうがダンパー部のせん断ひずみが大きくなっていることがわかる。

図 6.9 に示すように、境界梁ダンパーによるエネルギー吸収量としては移動硬化型のほうが若干大きくなっており、図 6.10 に示すように建物全体としての最大層間変形角、最大層せん断力、立体耐震壁の最大圧縮ひずみについてもわずかではあるが移動硬化型のほうが小さくなっているものと考えられる。

以上のことから、境界梁ダンパーの RC 根巻き部の設計に着目すれば、作用せん断力の大きくなる等方硬化型の復元力モデルを用いたほうが安全側であると考えられる。

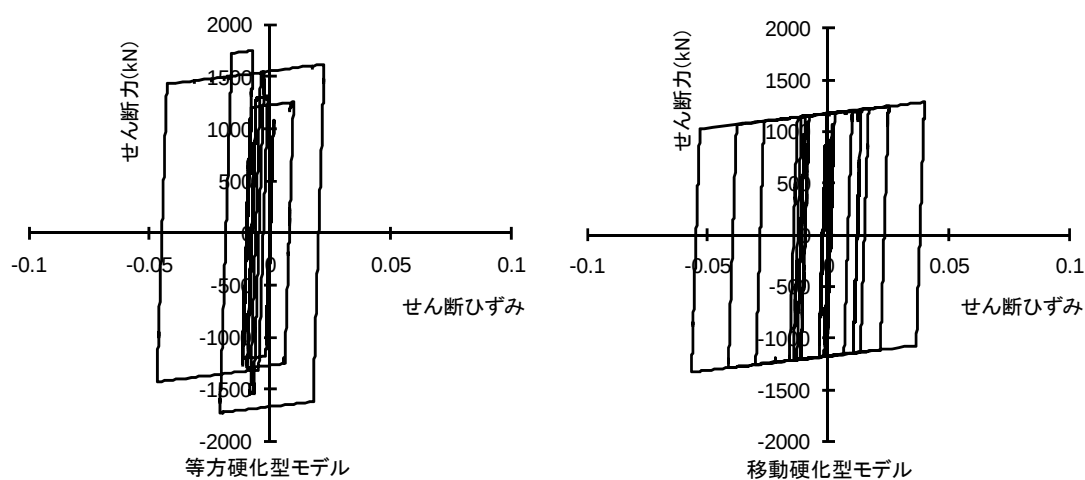


図 6.8 ダンパー部のせん断力-せん断ひずみ関係(ケース1, 2の比較)

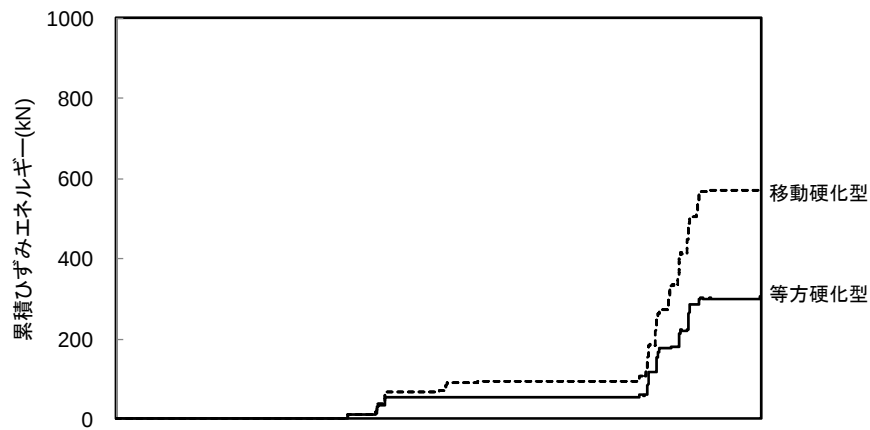


図 6.9 ダンパー部のせん断力-せん断ひずみ関係から計算した累積ひずみエネルギー

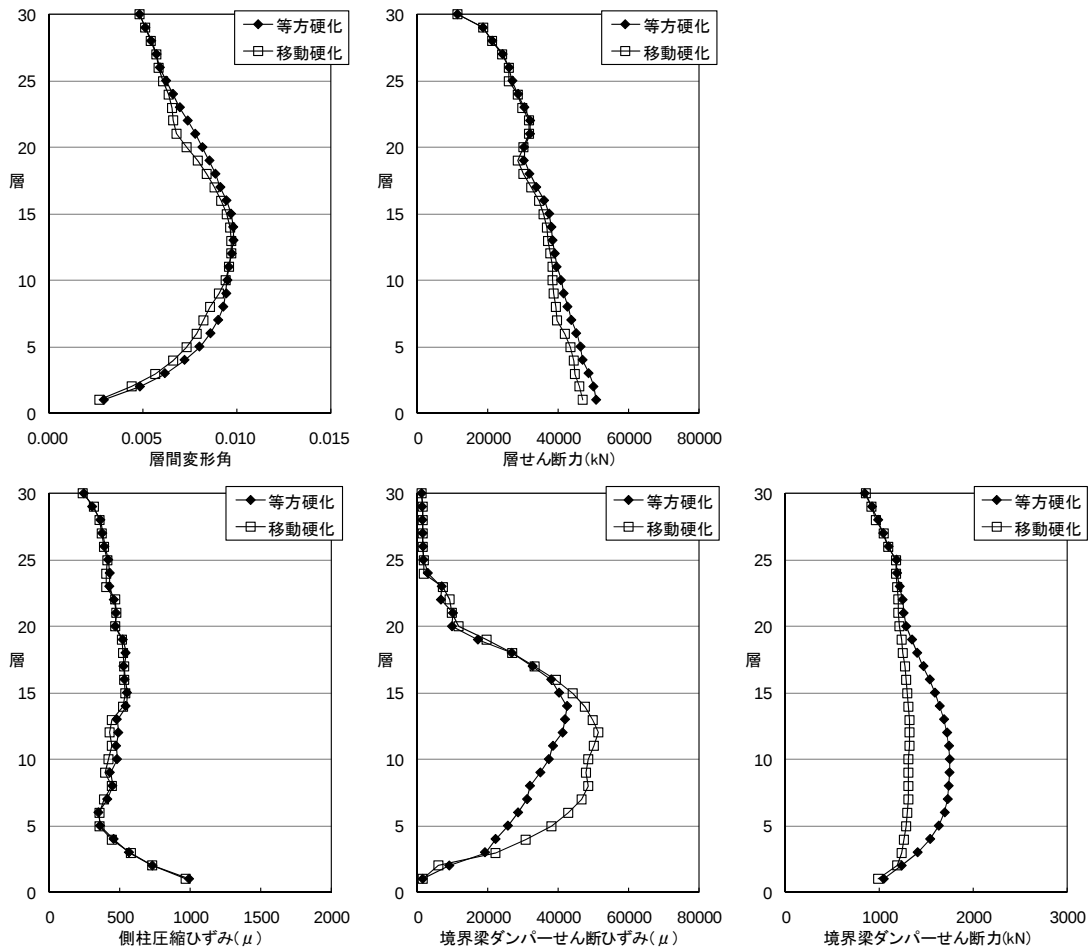


図 6.10 最大応答値分布(ケース1, 2の比較)

6.4.3 境界梁ダンパーの設置量による影響

ケース 1, 3, 4 を比較することで、境界梁ダンパーの設置量が地震応答に及ぼす影響を検討する。図 6.11 に最大応答値分布を示す。

最大層間変形角については、境界梁ダンパーが無い場合を基準にすると、隔層に設置した場合は約 80%に、全層に設置した場合は約 70%に応答が低減されている。

立体耐震壁の最大圧縮ひずみについては、境界梁ダンパーが無い場合を基準にすると、隔層に設置した場合は約 85%に、全層に設置した場合は約 65%に低減されており、境界梁ダンパーを設置することによる立体耐震壁の損傷軽減効果が認められる。

最大層せん断力については顕著な差は見られなかった。

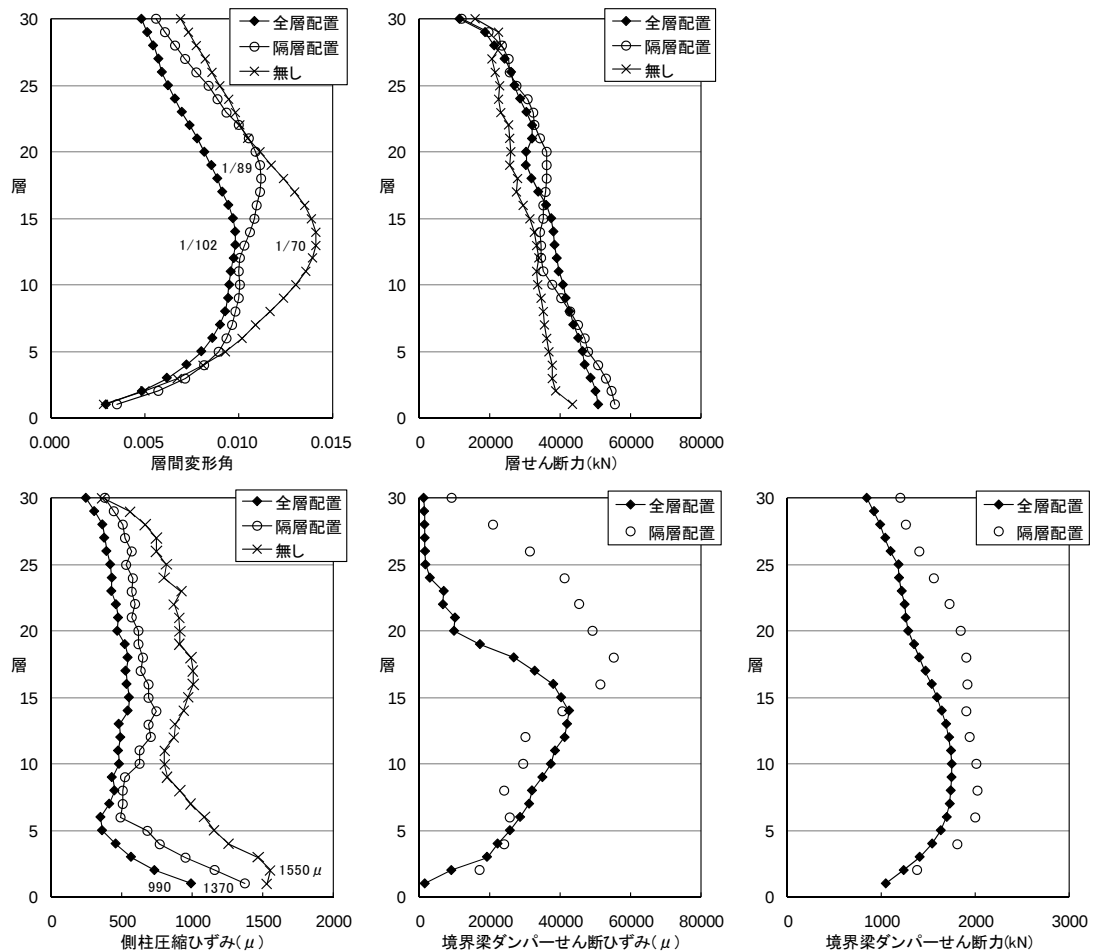


図 6.11 最大応答値分布(ケース1, 3, 4の比較)

6.4.4 境界梁ダンパーの配置による影響

境界梁ダンパーの総設置量が同じである、ケース 4, 5, 6 を比較することで、境界梁ダンパーの配置が地震応答に及ぼす影響を検討する。図 6.12 に最大応答値分布を示す。

境界梁ダンパーの高さ方向配置を均等にした場合と、上層あるいは下層に集中配置した場合を比較すると、上層に集中配置した場合には、他のケースに比べて最大層間変形角が大きくなる傾向が見られる。

前述のように、本モデル建物では境界梁ダンパーのせん断ひずみは、中間階よりやや低い位置の 5～15 階で最大になる傾向があり、この場所に境界梁ダンパーが設置されていないことによる影響があったものと考えられる。

最大層せん断力、立体耐震壁の最大圧縮ひずみに顕著な違いは見られなかった。

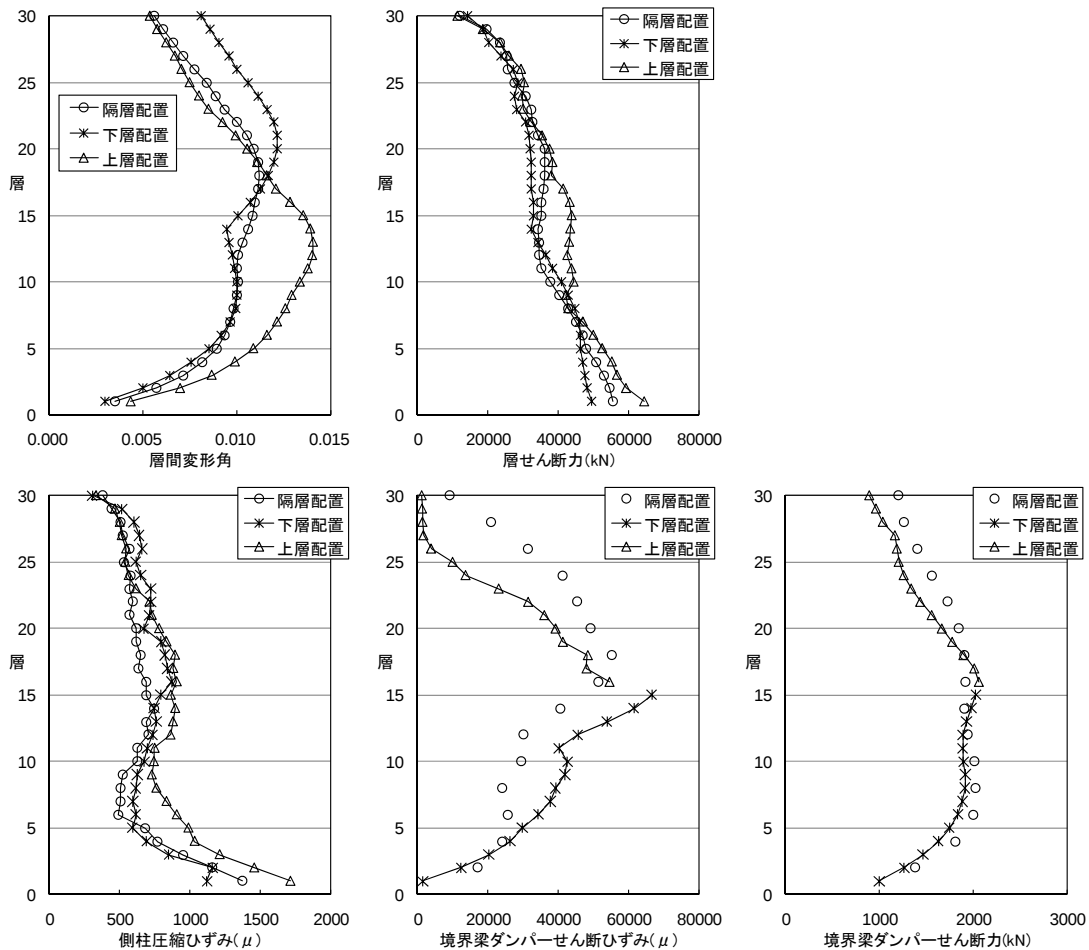


図 6.12 最大応答値分布(ケース4, 5, 6の比較)

図 6.13 は境界梁ダンパーが全層にある場合あるいは全くない場合と、上層あるいは下層に集中配置した場合の最大層間変形角を比較したものである。

下層に集中配置した場合と全層配置した場合を比較すると、ダンパーのある 15 階までは層間変形角は同等である。一方で上層に集中配置しても下層の層間変形角の低減には寄与しないことが分かる。上層に集中配置した場合はダンパーが無い場合と同等の結果となっている。したがって、境界梁ダンパーは 5～15 階の下層に配置することが重要であり、逆に言えばダンパーが無い場合でも 1/100 に収まっている上層部についてはダンパーを配置する効果が低いと考えられる。ダンパーが無い場合について解析を行い、層間変形角がクライテリアを超えている階より下層にダンパーを配置すれば、目標とする層間変形角に収めることができるものと考えられる。

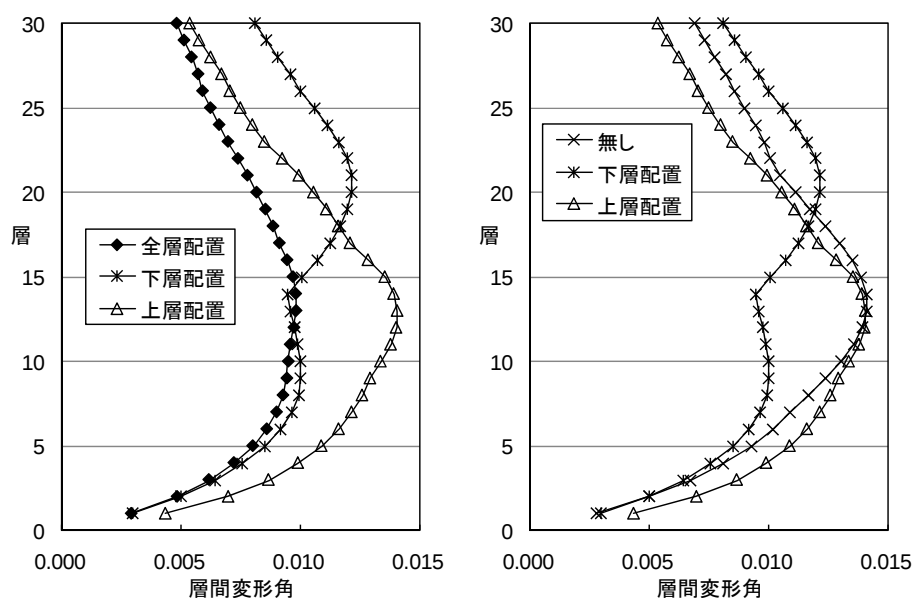


図 6.13 最大層間変形角分布(ケース1, 3, 5, 6の比較)

6.4.5 壁脚の回転による影響

ケース1～6は壁脚固定として解析を行っているが、壁縦筋の拔出しや基礎スラブの変形によって壁脚が回転すると、各階の境界梁ダンパーにせん断変形が生じる。

そこで、壁脚の回転の影響を検討するため、ケース7では壁縦筋の拔出しを考慮して解析を行った。既往の文献⁹⁾を参考にして、図6.14のような壁縦筋のひずみ分布を仮定し、1階壁の側柱要素および中柱要素の軸バネの長さを、階高よりも $20d_b$ (d_b は1階壁縦筋の直径である41mm)長くすることによって壁縦筋の拔出しの影響を表した。

ケース8では壁縦筋の拔出しに加えて、図6.14のように基礎スラブを梁要素に置換して解析を行った。本構造形式を採用した実際の建物の基礎スラブの厚さ D_s は2.5m～4m程度であるが、壁脚の回転の影響を見るために、本解析では基礎スラブの厚さを2.5mとした。基礎梁に置換する場合の梁幅および剛域についてはRC規準¹⁰⁾を参考にして設定した。基礎スラブは通常、杭によって支持されており、支持杭は立体耐震壁の下部に均等に配置されているが、ここでは中柱要素直下に集中配置されていると仮定して、中柱要素直下をピン支持とした。

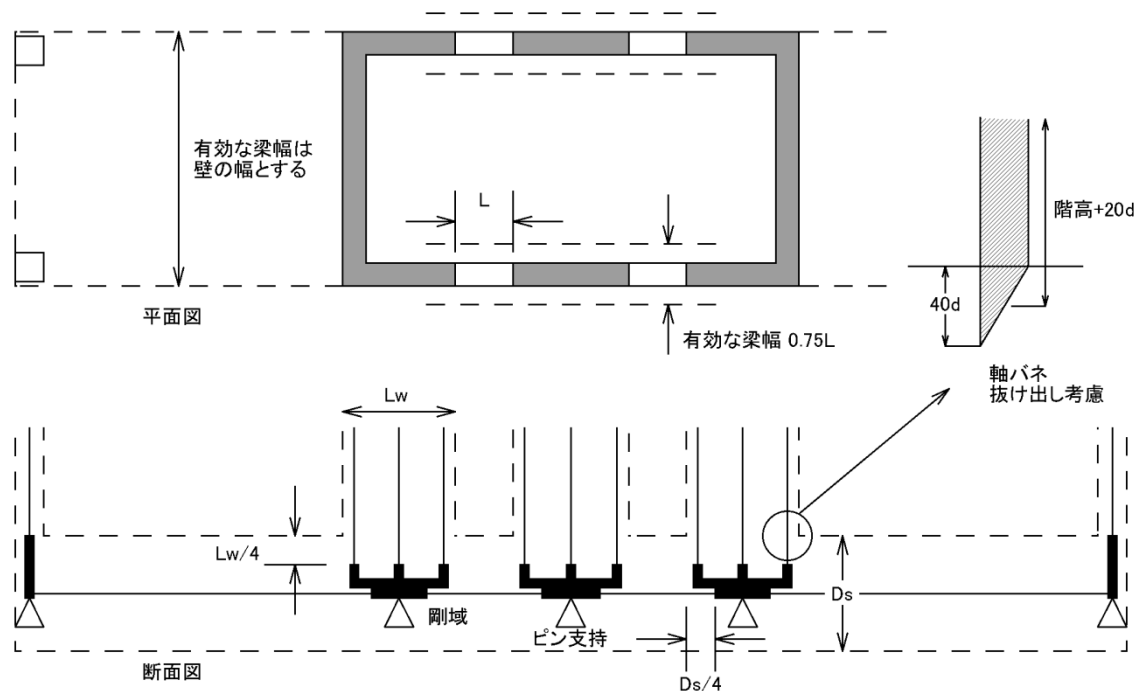


図 6.14 壁脚回転の考慮方法

図 6.15 に最大応答値分布を示す。壁縦筋の抜出しの影響は顕著には見られない。基礎スラブの変形を考慮すると、境界梁ダンパーのせん断ひずみやせん断力が平準化する傾向が見られ、下層部の層間変形角が増加する傾向が見られる。

図 6.16 は建物重心位置で求めた全体の変形角最大値と、その時点の壁脚回転角の比率を示したものである。壁縦筋の抜出しによる回転角、基礎スラブ変形による回転角ともに約 8%を占めているが、建物全体としての変形は同等であった。

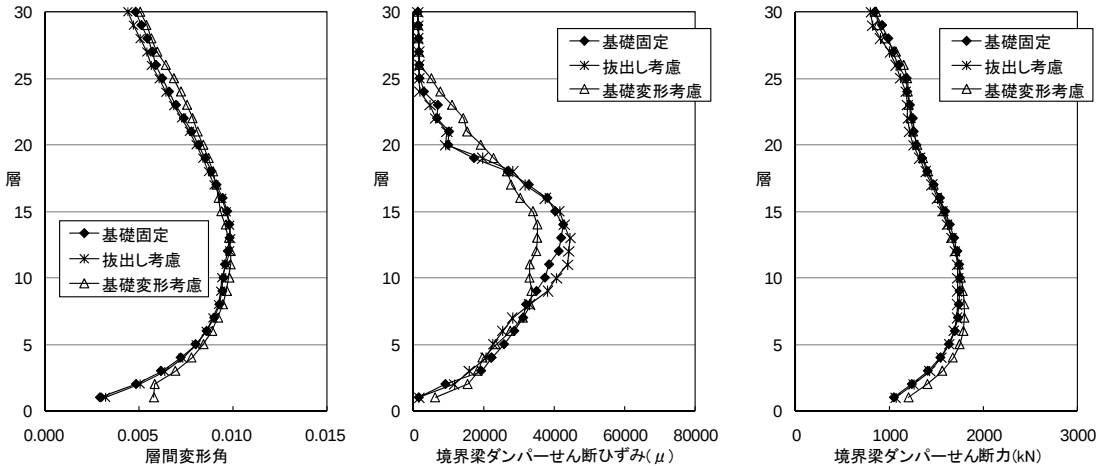


図 6.15 最大応答値分布(ケース1, 7, 8の比較)

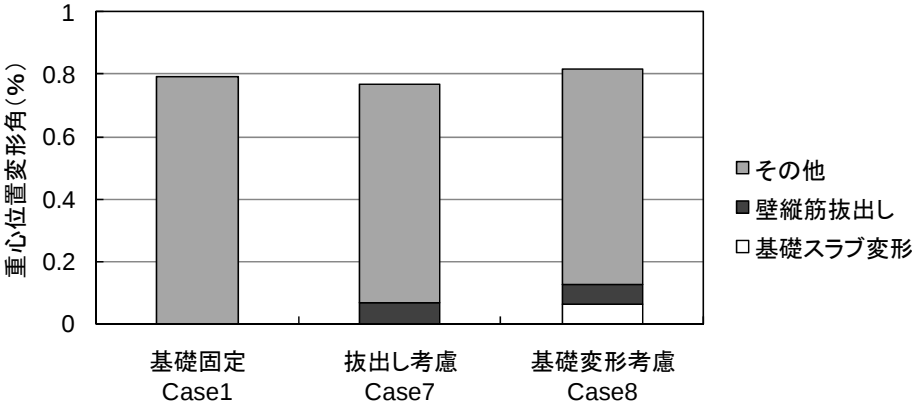


図 6.16 建物全体変形角に占める壁脚回転角の比率

6.5 まとめ

30 階建モデル建物を設定し、3 章および 5 章で提案した復元力モデルを用いて、地震応答解析を実施した。限られた解析例ではあるが、本解析によって明らかになったことを以下に要約する。

今回のモデル建物では、1 層につき 4 台の境界梁ダンパーを用いることで、最大層間変形角を 70%程度に低減でき、立体耐震壁の圧縮ひずみを 65%程度に軽減できることが確認された。

ダンパー部の復元力特性を等方硬化型とした場合と、移動硬化型とした場合の比較を行った結果、建物全体の応答には顕著な差は見られなかった。境界梁ダンパーに着目すれば、等方硬化型のほうが境界梁ダンパーに作用するせん断力が大きくなり、移動硬化型のほうがダンパー部のせん断ひずみが大きくなった。境界梁ダンパーの RC 根巻き部の設計に対しては、作用せん断力の大きくなる等方硬化型の復元力モデルを用いたほうが安全側であると考えられる。

基礎スラブの変形による壁脚の回転を考慮すると、壁脚固定とした場合に比べ、各階の境界梁ダンパーのせん断ひずみが平準化する傾向が見られるが、建物全体の変形に顕著な差は見られなかった。

上層部の立体耐震壁には周辺の柱梁フレームの影響により、中低層部とは逆向きのせん断力が生じる。したがって境界梁ダンパーのせん断ひずみは、上層部は小さく、中間階よりやや低い位置で最大になる傾向があった。境界梁ダンパーを上層に集中配置した場合には、下層に集中配置した場合に比べて最大層間変形角が大きくなる傾向が見られた。下層部に境界梁ダンパーを配置することが効果的であり、設計の目安としてはダンパーが無い場合について解析を行って、層間変形角がクライテリアを超えている階より下層に適切な量の境界梁ダンパーを配置すれば、目標とする層間変形角に収めることができるものと考えられる。

参考文献

- 1) 竹内徹, 市川康, 中島秀雄, 笠井和彦: ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測, 日本建築学会構造系論文集, No.583, pp.115-122, 2004.9
- 2) 平田淳二, 寺本隆幸: 各種ダンパーを用いた鋼構造建物の応答性状に関する研究 — ダンパーの配置による影響 —, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.B-2, pp.569-570, 2008.9
- 3) 熊谷仁志, 松浦正一, 黒瀬行信, 梅津誠二: 工事記録/高強度 RC コアウォールと境界梁ダンパーを用いた超高層集合住宅, コンクリート工学, Vol.46, No.2, 2008.2
- 4) 戸沢正美, 原田卓, 黒瀬行信, 熊谷仁志: 超高強度 RC コアウォールと境界梁型制震ダンパーを用いた超高層 RC 造建物の設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.863-864, 2003.9
- 5) 加村久哉, 井上一朗, 桑原進, 小川厚治: 履歴型ダンパー付鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.562, pp.151-158, 2002.12
- 6) 遠藤利根穂, 磯健一, 飽津福秀, 蜂須賀裕嗣: 鉄筋コンクリート造コア耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究—その2—スラブ付き耐震壁の弾塑性挙動に関する検討—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C, pp.399-400, 1987.10
- 7) 壇一男, 渡辺基史, 佐藤俊明, 宮腰淳一, 佐藤智美: 統計的グリーン関数法による 1923 年関東地震の広域地震動評価, 日本建築学会構造系論文集, No.530, pp.53-62, 2000.4
- 8) 大沢胖, 洪忠熹: 高層耐震壁の境界効果の実用計算法 (その2), 日本建築学会研究報告, Vol.55, pp.61-64, 1961
- 9) 稲田泰夫: 原子炉建屋に用いられる鉄筋コンクリート造立体耐震壁の地震時復元力に関する研究, 東京大学学位論文, 1988.1
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 11) 中島秀雄, 磯田和彦, 田村和夫, 林康裕, 渡辺宏一: 鋼梁ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究—その1—地震応答特性—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-1, pp.1081-1082, 1999.9

7 章 結 論

7.1 研究の総括

7.2 今後の研究課題

7.3 結語

7.1 研究の総括

1 章では、本研究の背景と目的を示すとともに、本研究に関連する既往の研究成果についてまとめた。背景と目的では、Coupled Shear Wall 等の技術の進展を概観するとともに、本研究で対象とする RC 立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される超高層建物を開発するに至った経緯について述べた。

2 章では、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁の曲げせん断実験結果を示した。実験によるせん断力-変形関係は紡錘形の復元力特性を示し、等価粘性減衰定数にして梁全体部材角 $R=1/400$ で 10%程度、 $1/200 \sim 1/100$ で 20%程度、 $1/50$ 以降で 30%程度の優れたエネルギー吸収能力を有していることが確認された。RC 根巻き接合部におけるせん断力伝達機構に着目して分析を行い、根巻き部せん断力の大半がせん断補強筋を介して伝達されるが、せん断耐力はコンクリートストラットの圧縮破壊によって決定することを明らかにした。また、鉄骨せいのおよそ 2~3.5 倍の埋め込み長さの範囲では、構造性能の違いはほとんど生じないことが確認された。

3 章では、鋼材ダンパー部を対象として有限要素法を用いた弾塑性大変形解析を行い、2 章の実験結果から抽出したダンパー部のせん断力-変形関係と比較して検討を行った。実験結果のせん断力-変形関係と有限要素解析結果は良く一致した。実際の設計で用いているダンパーウェブの幅厚比（約 15）では座屈は発生しないが、その 2 倍の幅厚比（約 30）とした場合には、変形角 60%で座屈が生じて耐力が低下することを示し、幅厚比の限界を確認することができた。また、根巻き部とダンパー部を直列に接合したモデルを用いて、中央部に鋼材ダンパーを有する RC 梁(境界梁ダンパー)の復元力特性を表すことができた。

4 章では、設計基準強度 120 N/mm^2 の超高強度コンクリートおよび USD685 の高強度鉄筋を用いた RC 立体耐震壁の曲げせん断実験と、立体耐震壁の脚部を取り出した試験体の中心圧縮実験を行って、立体耐震壁の構造性能を検討した。立体耐震壁にとってクリティカルな現象である曲げ圧縮破壊時の耐力および変形性能については、横補強筋による拘束の領域を考慮した断面解析によって評価することができた。ただし、超高強度コンクリートの場合、寸法効果による圧縮強度の低下は、普通強度コンクリートよりも大きいので考慮が必要であることも明らかになった。せん断耐力については既往の設計式で評価可能であることを確認することができた。

5 章では、4 章の立体耐震壁の実験結果を対象として、立体耐震壁を立体骨組に置換したモデルを用いて静的増分解析を行った。モデルの構成部材の履歴特性には実験結果を参考にして、超高強度材料の特性を表わすような改良を行った。その結果、置換骨組の分割な

どモデル化方法による影響や、置換柱要素の圧縮ひずみから立体耐震壁全体の曲げ圧縮破壊の評価を行うことの妥当性について明らかにすることができた。

6 章では、超高層建物について、3 章および 5 章で検証したモデルを用い、ダンパー容量やダンパーの垂直方向の配置方法をパラメーターとした地震応答解析を行った。モデル建物では、1 層につき 4 台の境界梁ダンパーを用いることで、最大層間変形角を 70%程度に低減でき、立体耐震壁の圧縮ひずみを 65%程度に軽減できることが確認できた。境界梁ダンパーのせん断ひずみは、今回のモデル建物では中間階よりやや低い位置で最大になる傾向があり、下層部に境界梁ダンパーを設置することが効果的であることを明らかにすることができた。

7.2 今後の研究課題

本論文は、 $F_c=120\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを RC 立体耐震壁に使用し、さらに RC 立体耐震壁の損傷軽減を目的として境界梁中央部に鋼材ダンパーを設置した超高層建物に関する研究成果をまとめたものである。設計に必要な基本的な構造性能を把握し、復元力モデルについて提案することができたが、いくつかの課題も残されている。本研究によって明らかになった課題を以下に示す。

境界梁ダンパーの RC 根巻き部のせん断耐力については、せん断破壊した試験体が少なかったことから、今後さらにデータの蓄積を行い、本論文で提案した設計手法の妥当性を検証していくことが重要である。

本論文の境界梁ダンパーの復元力モデルでは、設計の簡便性を考え、従来のように曲げ変形、せん断変形のみを考慮できる直列梁モデルを適用し、めりこみ変形はせん断変形に含めて考慮している。めり込みの繰返しによる劣化挙動や鉄骨の拔出しなど、詳細についてはさらなる検討が必要である。

高強度 RC 立体耐震壁のせん断耐力については、既往の実験式で評価できることを示したが、せん断破壊した試験体が少なかったことから、今後さらにデータの蓄積を行い、その妥当性を検証していくことが重要である。特に直交するフランジ壁の効果については不明な点が多く、今後の課題である。

本論文では、RC 立体耐震壁を立体骨組モデルに置換して構造挙動を評価できることを示したが、引張軸力を受けた場合の剛性低下の評価など、必ずしも表現しきれていない現象もあり、さらなる検討が必要である。

7.3 結語

地震国である我が国において、設計自由度の高い RC 立体耐震壁を用いた超高層建物を実現するため、高強度コンクリート・高強度鉄筋を採用し、RC 立体耐震壁間をつなぐ境界梁の中央部に低降伏点鋼を用いた履歴型ダンパーを設けた（境界梁ダンパー）構造形式を提案し、その構造性能について実験的および解析的研究を行った。

その結果、高強度 RC 立体耐震壁および境界梁ダンパーの構造要素としての曲げ・せん断設計方法、復元力特性のモデル化方法を確立し、それらのモデルで構築された超高層建物の試設計を行うことによって、本構造形式を用いた超高層建物の耐震設計に資する知見を得ることができた。

謝 辞

本論文は、著者が清水建設株式会社技術研究所ならびに東京工業大学大学院博士課程（社会人プログラム）で実施した研究開発の成果をまとめたものであります。

東京工業大学教授 林静雄博士には、学生時代から終始懇切丁寧なる御指導を賜りました。本論文のとりまとめに際しても多くの御助言をいただき、完成に導いていただきました。ここに心より感謝申し上げます。

東京工業大学教授 和田章博士，同准教授 篠原保二博士，准教授 坂田弘安博士，准教授山田哲博士には、本論文の審査にあたり適切な御指導と貴重な御意見をいただきました。ここに深く御礼を申し上げます。

神奈川大学教授 島崎和司博士には、境界梁ダンパーの実験に際して多大なるご協力をいただいただけでなく、本論文の審査にも貴重な御時間を割いていただきました。ここに厚く御礼を申し上げます。

東京工業大学名誉教授 黒正清治博士には、同大学における卒業研究と大学院修士課程を通じて、鉄筋コンクリート構造の実験的研究の基本を御指導いただきました。この経験が筆者の研究の礎となっております。ここに深く感謝申し上げます。

本研究は、鉄筋コンクリート立体耐震壁を用いた超高層建物の実現を目指して、1990年代から継続的に実施してきたものです。このような機会を与えていただいた清水建設株式会社 常務執行役員 技術研究所所長 矢代嘉郎博士，同 副所長 田村和夫博士，同 原子力施設技術センター所長 佐藤俊明博士，同 上席研究員 吉田一博博士，同 グループ長 中西啓二氏，原子力火力本部 部長 小島功氏，同 主査 平間敏彦博士に心より感謝いたします。

元上司である株式会社大崎総合研究所社長 稲田泰夫博士，社団法人日本鉄筋継手協会専務理事 矢部喜堂博士，ものづくり大学教授 坂口昇博士には、新入社員時代より建設会社における研究開発の心構えを教えていただきました。ここに深く感謝いたします。

研究の遂行にあたっては、当社技術研究所 次世代構造技術センター グループ長 山野辺宏治博士，同 グループ長 寺田岳彦博士，同 主任研究員 神野靖夫氏，同 主任研究員 中澤春生博士，同 研究員 石井大吾博士，研究開発支援センター グループ長 齋藤秀人博士，生産技術センター 上席研究員 塚越英夫博士，総合解析技術センター 主任研究員 渡辺宏一氏をはじめ多数の皆様のご協力をいただきました。ここに心より御礼を申し上げます。

当社設計本部 部長 黒瀬行信博士，同 主査 刑部章氏，同 グループ長 戸澤正美氏，同 設計長 遠藤芳雄氏，同 松浦正一氏，技術ソリューション本部 部長 中島秀雄氏，関西事業本部構造設計部 グループ長 原田卓氏をはじめとする設計プロジェクトメンバーには、実際の業務を通じて本研究に関する重要な発想をいただきました。ここに厚く御礼を申し上げます。

実験を実施する上では，神奈川大学島崎研究室の各位や当社技術研究所の協力業者の方々にお世話になりました。ここに厚く御礼を申し上げます。

最後に，長きにわたって暖かく見守ってくれた家族に感謝いたします。

関連する発表論文

審査付き論文

- 1) 熊谷仁志, 島崎和司, 林静雄: 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 境界梁に関する実験的研究—低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーに関する研究 その 1—, 日本建築学会構造系論文集, No.638, pp.755-763, 2009.4 (2 章に関連)
- 2) 熊谷仁志, 島崎和司, 林静雄: 中央部に鋼材ダンパーを有する RC 境界梁の復元力特性—低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーに関する研究 その 2—, 日本建築学会構造系論文集, No.643, pp.1677-1684, 2009.9 (3 章に関連)
- 3) 熊谷仁志, 戸沢正美, 黒瀬行信: 超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の曲げ圧縮破壊に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol.16, No.3, pp.59-68, 2005.9 (4 章に関連)
- 4) 熊谷仁志, 林静雄: 超高強度鉄筋コンクリート立体耐震壁の復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 648, pp.395-403, 2010.2 (5 章に関連)

口頭発表ほか

- 5) 熊谷仁志, 神野靖夫, 戸沢正美, 刑部章, 徳田浩, 島崎和司: 低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーの研究—その 4 耐力・変形状, 日本建築学会学術講演梗概集, Vol.C-1, pp.1229-1230, 2008.7 (2 章に関連)
- 6) 熊谷仁志, 戸沢正美, 黒瀬行信: 超高強度鉄筋コンクリート構造 ($F_c=120\text{N/mm}^2$) の開発—その 10 立体耐震壁の耐力・変形性能, 日本建築学会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.457-458, 2002.8 (4 章に関連)
- 7) 熊谷仁志, 塚越英夫, 戸沢正美: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート立体耐震壁の構造性能, 清水建設研究報告, Vol.77, pp.43-50, 2003.4 (4 章に関連)
- 8) 熊谷仁志: RC 立体耐震壁および境界梁ダンパーを用いた超高層建物の地震応答, 清水建設研究報告, Vol.87, pp.39-47, 2010.1 (6 章に関連)
- 9) 熊谷仁志, 松浦正一, 黒瀬行信, 梅津誠二: 工事記録/高強度 RC コアウォールと境界梁ダンパーを用いた超高層集合住宅, コンクリート工学, Vol.46, No.2, pp.57-62, 2008.2

付 録

ここでは本論文で対象としている RC 立体耐震壁と境界梁ダンパーで構成される超高層建物の事例を 2 件紹介する

建物1

本建物は、37 階建の RC 造集合住宅であり、本構造形式を初めて適用した建物である。建物の平面形状は約 24m×31m の長方形の 4 隅をカットしたものであり、基準階高は 3.26m～3.51m、建物高さは約 120m（塔状比約 5.0）、最高高さは約 130m である。4～13 階の一部にはバルコニーが設けられているが、その他の部分についてはすべてインナーバルコニー形式としている。

建物概要

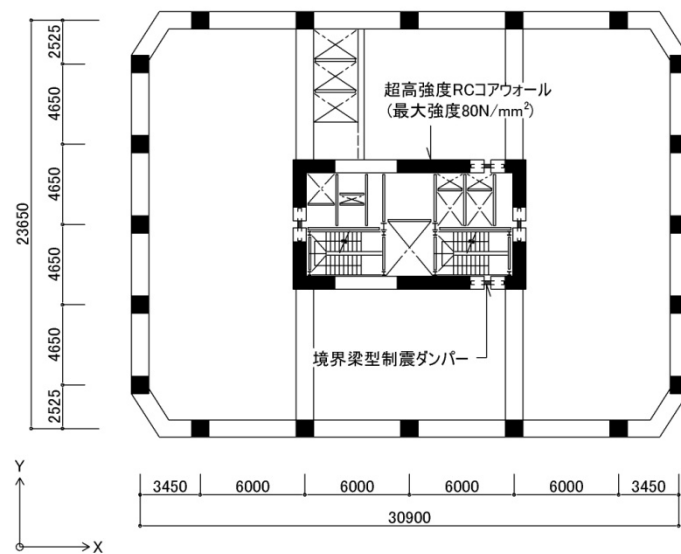
所在地	東京都新宿区
設計	清水建設株式会社一級建築士事務所
施工	清水建設株式会社
構造	鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）
階数	地下 2 階，地上 37 階，塔屋 2 階
延床面積	28727.48m ²
最高高さ	130.642m



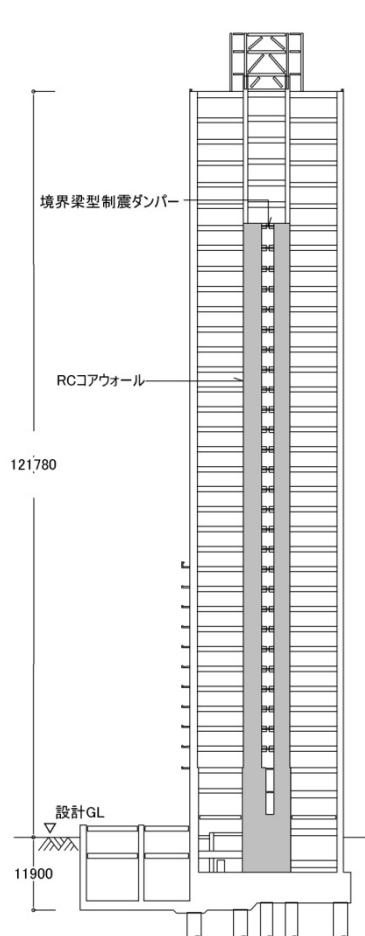
建物の中央には最高 80N/mm² の超高強度コンクリートおよび 685N/mm² の高強度鉄筋を用いた RC 立体耐震壁を配置し、並立する立体耐震壁間に境界梁ダンパーを設けている。地震力の大半をこれらの要素で負担することで、耐震安全性の高い構造を実現し、さらに柱や梁の数を減らすことが可能となり、広い室内空間を確保している。外周には RC フレームを配置したいわゆるダブルチューブ構造となっており、31 階以上の上層階はコアウォールを柱、梁に置き換えて、純ラーメン構造としている。基礎は場所打ちコンクリート杭（杭先端 GL-30～35m）に支持された剛強なマットスラブとしている。

基準階のコアウォール断面は壁厚 750mm で、最大で設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、壁縦筋 D41（USD685）、壁横筋 D29（SD390）としている。B1 階～1 階では、構造としての階高が高いことなどから壁厚 900mm、 $F_c=80\text{N/mm}^2$ と強度および剛性を高めている。

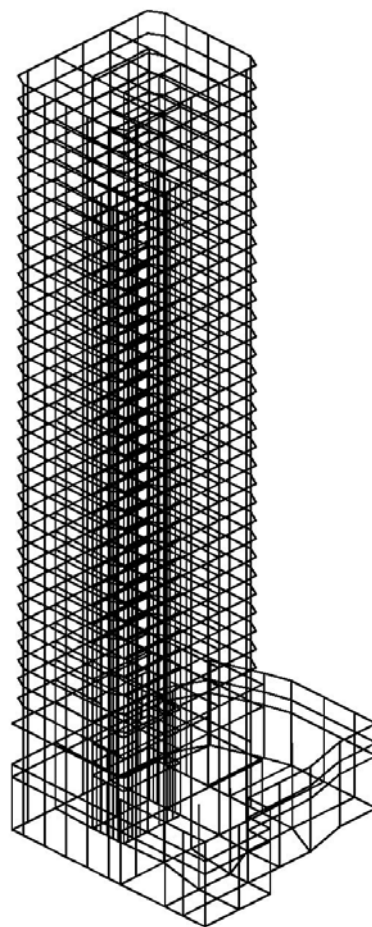
境界梁の内法スパンは 2.0m であり、RC 根巻き部は幅 750mm×せい 900mm、鉄骨部は幅 200mm×せい 400mm、中央ウェブパネルには厚さ 25mm の低降伏点鋼 LY225 を用いている。



付図 1 基準階平面図



付図 2 軸組図

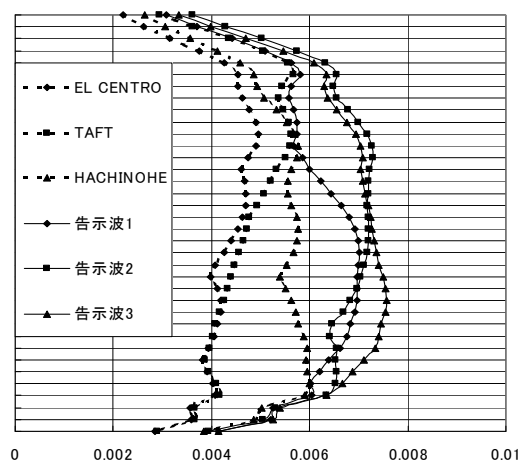


付図 3 地震応答解析モデル

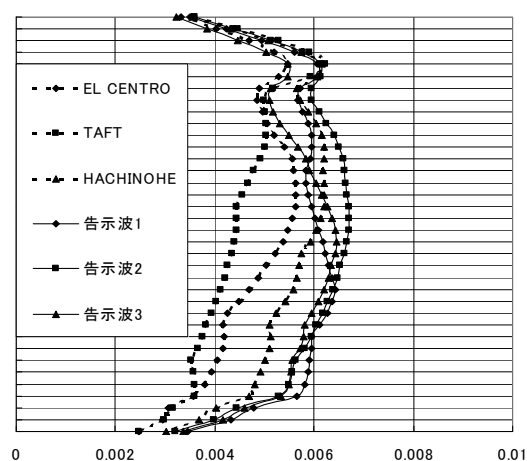
1 次設計用地震力は、ベースシア係数を $C_B=0.081$ とし、外力分布は A_i 分布を基本として予備応答解析結果を参考にして定め、許容応力度設計を行っている。静的非線形増分解析において外力重心位置（建物高さの $2/3$ の階）の全体変形角が約 $1/100$ となる時点を「架構設計変形」と定義する。2 次設計では、架構設計変形時の応力に基づいて終局強度設計を行っている。

地震応答解析では、付図 3 に示すような基礎固定の立体骨組モデルを用いて行っている。建物の固有周期は 1 次（Y 方向）が 2.96 秒、2 次（X 方向）が 2.64 秒である。入力地震動は、レベル 1 地震動として、告示波（稀に発生する地震動）および観測波の標準 3 波（最大地動速度 25cm/s ）、レベル 2 地震動として告示波（極めて稀に発生する地震動）および標準 3 波（ 50cm/s ）を採用している。地震応答解析に対するクライテリアは、レベル 1 地震動に対して最大応答層間変形角 $1/200$ 以下、最大応答層せん断力が 1 次設計用層せん断力以下、レベル 2 地震動に対して最大応答層間変形角 $1/100$ 以下、最大応答層せん断力が確認水平耐力以下、ダンパーを除く各部材の塑性率が 4 以下とする。

地震応答解析の結果、レベル 1 地震動に対して、最大応答層間変形角は X 方向 $1/321$ 、Y 方向 $1/356$ 、最大応答せん断力は 1 次設計用地震力以下であった。レベル 2 地震動に対して、最大応答層間変形角は X 方向 $1/149$ 、Y 方向 $1/132$ 、最大応答せん断力は確認水平耐力以下、部材の最大応答塑性率は X 方向 3.69、Y 方向 1.05 であった。これらは設定したクライテリアをすべて満足しており、地震時の安全性が確認された。また、レベル 2 地震時に建物が吸収するエネルギーの約 20%を境界梁ダンパーが消費していることを確認している。



付図 4 最大層間変形角(X 方向レベル 2)



付図 5 最大層間変形角(Y 方向レベル 2)

$F_c=80\text{N/mm}^2$ にはハイフローセメントを用い、水セメント比 $W/C=26\%$ とした。打設にはコンクリートバケットおよびトレミー管を用いている。4 階より上の基準階（床については 3 階床より上）では以下の工法を採用している。

耐震壁：先組鉄筋工法＋在来型枠工法

外周柱：先組鉄筋工法＋外周面は厚さ 85mm の PCa 型枠

内部柱：先組鉄筋工法＋在来型枠工法

外周大梁：ハーフ PCa 工法，上端筋は現場配筋

住戸部床：中空 PC 板を用いた段差付き合成床板



耐震壁の配筋状況



耐震壁のコンクリート打設



柱の配筋状況



ハーフ PC 梁



境界梁ダンパー根巻き部配筋



境界梁ダンパー

建物 2

本建物は、48 階建の RC 造集合住宅であり、本構造形式を適用した建物では現段階で最も高い建物である。建物の平面形状は約 50m×40m の長方形であり、最高高さは約 160m（塔状比約 4.0）である。4 階建の低層棟と連結している。

建物概要

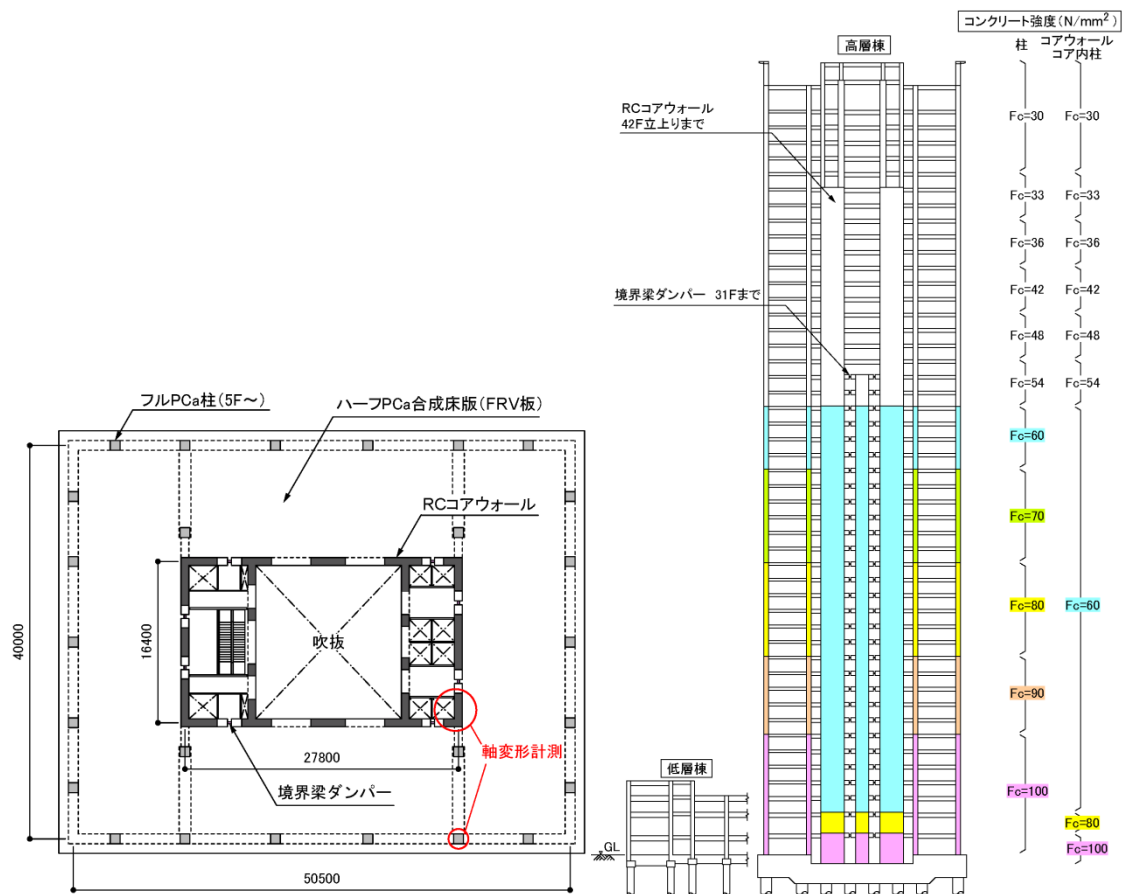
所在地	東京都港区
設計	清水建設株式会社一級建築士事務所
施工	清水建設株式会社
構造	鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）
階数	地下 0 階，地上 48 階，塔屋 1 階
延床面積	97045.88 m ²
最高高さ	160.865 m



上部構造は RC 立体耐震壁と外周の柱・梁フレームから成るいわゆるダブルチューブ構造であり、中央部は一部吹き抜け（タワーパーキング）となっている。コアウォールは 42 階立ち上がりまで配置されており、31 階までは境界梁ダンパーが X、Y 方向にそれぞれ 4 台ずつ配置されている。基準階高は 3250mm、床の支持スパンは 11.8m となっている。

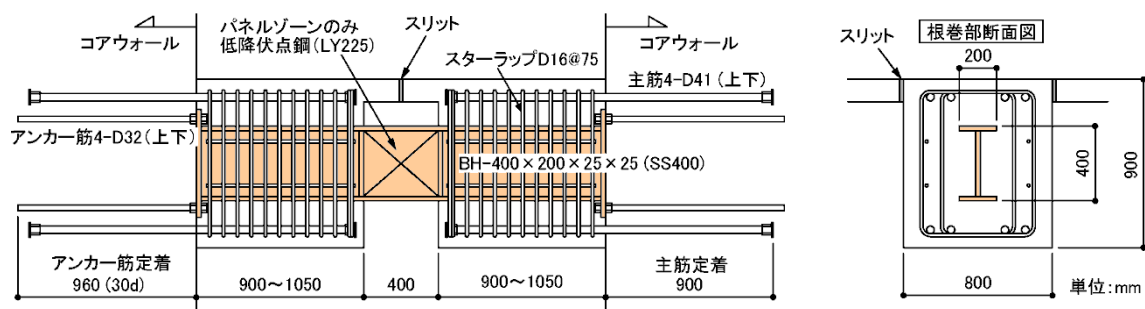
コアウォールの壁厚は 1 階から上階まで 800mm で同一であり、使用するコンクリートの設計基準強度は 100N/mm² から 33N/mm² まで段階的に変化させている。壁縦筋には SD490 から SD390（径は D41 から D32）を使用しており、一部の壁拘束筋には高強度せん断補強筋 SBPD1275/1420 を使用している。

外周部柱については 5 階から上層はフル PCa 柱とし、大梁は在来 RC 工法を用いている。居室部の床はハーフ PCa 板（FRV 板）を用いた合成床版工法、バルコニーはフル PCa 板としている。基準階となる 5 階より上層では、1 フロアの躯体工事を実働 6 日間で施工している。基礎構造は GL-23m 以深の土丹層を支持地盤とする杭基礎（アースドリル拡底杭）である。



付図 6 基準階平面図

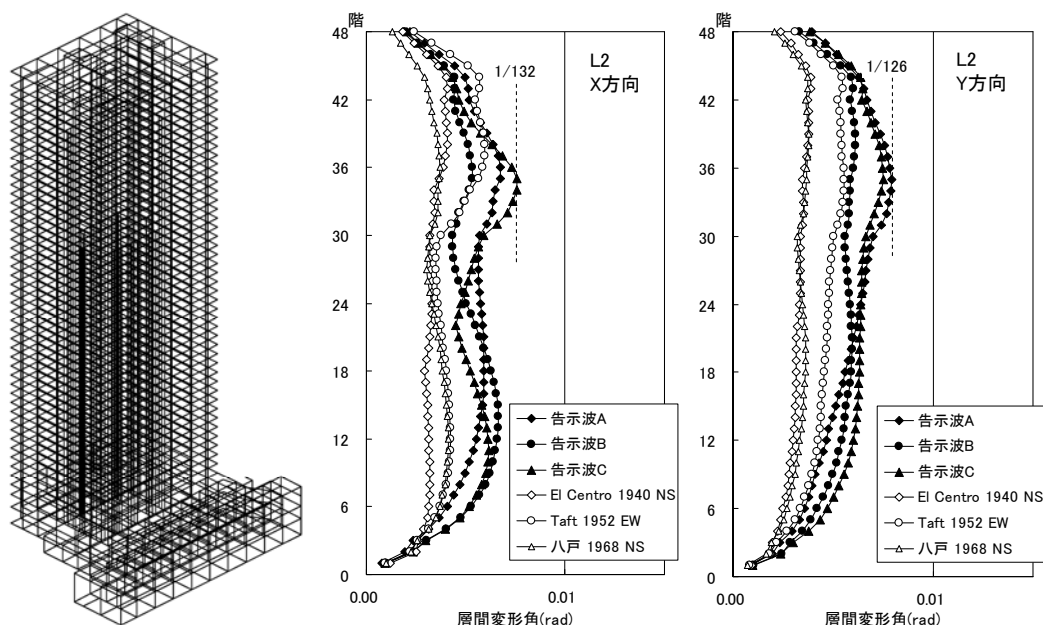
付図 7 軸組図(コンクリート強度分布)



付図 8 境界梁ダンパーの詳細

架構設計変形時の応力を用いて各部材の断面検定を行う。立体耐震壁については側柱要素の限界軸力が圧縮側で軸耐力の 75%，引張側で軸耐力の 80%以下にすることを設計クライテリアとし，架構設計変形時の軸力がこの範囲に収まることを確認している。

建物の 1 次固有周期は，X 方向で約 3.1 秒，Y 方向で約 3.5 秒である。「極めて稀に発生する地震動」時の最大応答層間変形角は 1/100 を下回っている。また，境界梁ダンパーのダンパー部の最大せん断ひずみは約 2%であった。



付図 9 地震応答解析モデルおよび最大層間変形角(レベル 2)

柱およびコアウォールには $F_c=30\sim100\text{N/mm}^2$ 、床および梁には $F_c=30\sim48\text{N/mm}^2$ のコンクリートが使用されている。そのうち $F_c=60\text{N/mm}^2$ を超える高強度コンクリートについては、火災時の爆裂防止対策として、ポリプロピレン繊維を混入した耐火性に優れた超高強度コンクリート（AFR コンクリート：2000 年 3 月に（財）日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得）を使用している。練り上がったベースコンクリートをトラックアジテータに積載した後、 2kg/m^3 （体積比で 0.22% 程度）のポリプロピレン繊維をトラックアジテータ内へ投入した。繊維を均一に分散させるために 2 分間程度高速で回転させ、工場から現場に向けて出荷した。スランブフローの管理値は $65\pm7.5\text{cm}$ とした。AFR コンクリートの打設は、コアウォールおよび一部の柱梁接合部についてはバケットを用いて行った。PCa 柱についてはトラックアジテータから直接打設するか、あるいはバケットを用いた。粘性はやや高いものの十分な流動性を有し、良好に施工することができた。

付表 1 F_c100 コンクリートの調合例

種類	調合強度	スランブフロー (cm)	単位量 (kg/m^3)					W/C (%)	空気量 (%)
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad		
106-SFC	118	65	142	736	629	953	13.2	19.3	2.0
106-M	118	65	169	745	707	820	14.9	22.7	2.0

106-SFC: 呼び強度 106, シリカフュームセメントを使用

106-M: 呼び強度 106, 中庸熱ポルトランドセメントを使用(主に PCa 柱に用いる)



AFR コンクリートの性状



境界梁ダンパー周辺の配筋状況



境界梁ダンパー

参考文献

- 1) 戸沢正美, 原田卓, 黒瀬行信, 熊谷仁志: 超高強度 RC コアウォールと境界梁型制振ダンパーを用いた超高層 RC 造建物の設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-2, pp.863-864, 2003.9
- 2) 日本コンクリート工学協会: 高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会報告書, pp.283-287, 2006.7
- 3) 熊谷仁志, 松浦正一, 黒瀬行信, 梅津誠二: 工事記録/高強度 RC コアウォールと境界梁ダンパーを用いた超高層集合住宅, コンクリート工学, Vol.46, No.2, pp.57-62, 2008.2