既存中高層集合住宅を対象とした大地震時層崩壊危険度の評価および耐震補強用鉄骨ブレースの配置と補強効果に関する研究

(Studies on the Arrangement of Steel Framed Brace for Seismic Strengthening and Evaluation of Story Collapse of Existing Medium-High Rise SRC Apartment Type Building)

田子　茂

(TAGO, Shigeru)

名古屋大学大学院環境学研究科 博士（工学）

2015 年

目次

第 1 章　序論 1

1.1　研究の背景 1
1.2　研究の目的 8
1.3　論文の構成 9

第 2 章　既往の研究 11

2.1　特定層への損傷集中を防止するための既往の研究 11
2.2　耐震要素の配置に関する既往の研究 12
2.3　本研究の位置づけ 14

第 3 章　層崩壊危険度の評価 16

概要 16
3.1 目的 16
3.2 検討対象建物の調査とモデル化 16
3.3 弱点層の柱梁耐力比を変化させた場合の検討 30
3.4 梁の曲げ終局強度を変化させた場合の検討 36
3.5 まとめ 65

第 4 章　耐震補強用鉄骨ブレースの配置と補強効果 67

概要 67
4.1 目的 67
4.2 補強ブレースの終局強度と変形の算定方法 68
4.3 鉄骨枠付きブレース補強配置の効果 74
4.4 解析例による補強効果の検討 75
4.5 まとめ 111

第 5 章　中高層建物の耐震診断と補強法の提案 113

概要 113
5.1 目的 113
5.2 モード優遇係数の適用の検討 113
5.3 中高層建物の耐震診断と補強法の提案 119

第 6 章　実建物による評価法の検討 122

6.1 目的 122
6.2 検討方針 122
6.3 耐震診断の検討 123
6.4 時刻歴応答解析による検討 135
6.5 まとめ 152

第 7 章　結論 154

7.1 総括 154
7.2 今後の課題 157

第1章　序論

1.1 研究の背景

1.1.1 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断・耐震改修

耐震診断および耐震補強技術は，鉄筋コンクリート造建物が大被害を受けた 1968 年の十勝沖地震と 1978 年の宮城沖地震を機に，1970 年代より民間でも開発が進められ，この技術は阪神大震災の復旧に生かされた。十勝沖地震では特に学校建築物の短柱のせん断破壊が注目され，その後，被害原因の究明，鉄筋コンクリート造建物の耐震性能に関するさまざまな被害調査，柱，耐震壁のせん断破壊等の研究が行われた。この地震被害から得られた教訓は，許容応力度設計で設計された建物はその終局的な耐震性能は異なる点である。十勝沖地震では鉄筋コンクリート造建物の約 10%に構造被害が生じ，今後の大地震時に同じような被害を受ける建物がこの程度存在することが指摘された。このようなことから，1970 年には建築基準法施行令の改正により，せん断補強筋の規定が強化され，また，既存建物の耐震性能を正しく評価する手法として，1977 年には，「耐震診断基準」が刊行された。2001 年には，従来の診断基準の考え方や評価方法との連続性を保ち，算定法や判定上の問題点が整理，分析され，適用における留意点，判定方法に対する考え方などの解説が充実され改訂されている。

1995 年に発生した兵庫県南部地震では建築物に甚大な被害が生じ，地震による直接的な死者数の約 9 割が住宅・建築物の倒壊や家具の転倒などによるものであった。被害を受けた建物の大半は既存不適格建物と呼ばれる 1981 年以前の設計基準，いわゆる旧基準によるものであった。一方，新耐震基準（昭和 56 年 6 月 1 日に施行された「建築基準法施行令の一部を改正する政令」，昭和 55 年政令第 196 号）施行以後に建築された建築物の被害程度は比較的軽く，新耐震基準は概ね妥当なものと考えられた。そこで，新耐震基準を満たさない建築物の耐震改修を図るため，「建築物の耐震改修の促進に関する法律」（平成 7 年法律第 123 号，以下「耐震改修促進法」と言う）が制定された。同法では，学校，病院，賃貸住宅など不特定多数の人物が利用する建築物で一定規模以上の建築物は特定建築物とされ，その所有者や管理者に対して，耐震診断や耐震改修の努力義務が課せられた。しかし，この法律は努力義務であったために，期待ほど浸透せず，耐震化はそれほど進展しなかった。

兵庫県南部地震以降，M6.0 クラスの大きな地震が頻発し，多大な被害が生じ，耐震化の必要性が強く叫ばれるようになった。建築物を耐震化する意義は，地震被害での人的被害を減らすだけでなく，被災者が減ることで，被災地で初期支援に参加できる人が増加する，火災延焼の危険性が減る，また，倒壊建物による道路閉塞を防止でき円滑な救援，消火活動が可能となる。さらに，瓦礫など災害廃棄物の発生が抑制されるため，処分に要する経費や労力などの負担が軽減され，早期の復旧を進める上で効率的である。仮設住宅や住宅再建に係わる経費負担も軽減されるなどが挙げられる。そこで，今も大地震の際に危険な建築物が多く残されている中，平成 25 年 11 月に耐震改修促進法が改正され，特定建築物は，

耐震診断を行い報告することを義務付けし，その結果を公表することとなった。なお，耐震改修を円滑に促進するために，耐震改修計画の認定基準の緩和（対象工事が拡大され新たな改修工法も認定可能），容積率や建ぺい率の特例措置が講じられた。また，義務化に伴い，耐震診断と耐震改修への国の補助率を引き上げ，最大で，耐震診断では，3 分の 1 から 2 分の 1 に，耐震改修では，3 分の 1 から 5 分の 2 にすることで，耐震化を進める切り札にした[1]。現在，東京都では全国に先駆けて，災害時に重要度の高い幹線道路沿いにある旧基準で建てられたビルを対象に耐震診断を義務付け，対象となる建築物およそ 5000 棟のうち，義務付け前に耐震診断が実施されたのは 1000 棟程度にとどまっていたが，義務化に合わせて耐震診断への助成を拡充したことで，新たにおよそ 1500 棟の耐震診断が行われた。今後の耐震化促進が期待される。

表 1.1.1　鉄筋コンクリート造の主な地震被害と耐震設計法

年度	鉄筋コンクリート造の主な地震被害と耐震設計法
1950	建築基準法制定（設計震度 0.2＋許容応力度設計法）
1964	新潟地震：液状化による被害
1968	十勝沖地震：短柱のせん断破壊
部分的塑性設計法（せん断破壊の防止）＋動的設計の概念の導入	
1970	建築基準法施行令改正：せん断補強筋の規定強化
1973	耐震診断法の提案（建築研究所）
1975	学校建築物の耐震診断法の提案（建築学会）
1976	東海地震説(石橋説)
1977	耐震診断基準の発表
1978	伊豆大島近海地震，宮城県沖地震 大規模地震対策特別措置法
許容応力度設計＋保有耐力の検定+新しい設計法の模索	
1980	建築基準法施行令改正（新耐震設計法，保有耐力の検定）
1988	終局強度型耐震設計指針（案）の発表（建築学会，1990 改正）
1990	耐震診断基準の改定
1995	兵庫県南部地震 既存建物の耐震改修促進法制定（特定建築物の耐震診断・改修の努力義務）
1998	建築基準法施行令改正（性能設計の採用）
1999	靭性保証型耐震設計指針の刊行
2001	耐震診断基準の改定
2004	新潟県中越地震
2005	新潟県中越沖地震 地震防戦略
2011	東北地方太平洋沖地震
2013	耐震改修促進法改訂（耐震診断の義務化，補助率の引き上げ）

1.1.2 耐震診断手法

既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断手法の具体的な手法については，「2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」（文献[2]）に詳しいが，その概要を述べると次のようになる。耐震診断基準ではその計算の手間と精度に応じ，第 1 次から第 3 次診断までの 3 つのレベルから構成され，いずれも構造物の耐震性能を建物の各主要方向それぞれの各階について(1.1)式に示す I_S 指標で表すこととしている。

$$I_S = E_0 \times S_D \times T \tag{1.1}$$

ここに，E_0：保有性能基本指標で，$C \times F$

C：強度指標（強さの指標）

F：靭性指標（粘り強さの指標）

S_D：形状指標（平面,立面形状の非整形性を考慮する指標）

T：経年指標（経年劣化を考慮する指標）

E_0 指標は構造物の耐震性能を評価する上で最も基本となる指標であり，構造物の保有する耐力を建物の重量で割った，いわゆるせん断力係数の形で表した指標（C 値）と，靭性を表す指標（F 値）の積で表すことを原則としている。これは建物が地震力を受けたときに安全であるためには，壁の多い建物では粘り（靭性）が小さいので高い強度が必要であるが，壁の少ない建物では強度があまり高くないので粘りのある構造でなければならないことを考慮して，壁の多い建物と少ない建物とに共通な耐震性能の評価尺度を与える目的で定められた。S_D 指標，T 指標はそれぞれ，構造物の平面形状，および立面形状の非整形性，構造物に生じているきれつ，変形，老朽化などの経年劣化が，その耐震性能に及ぼす影響を評価するための係数で，これらはともに，構造物の耐震性能に不利な影響を与える要因を考慮するための E_0 指標の補正係数である。以上の考えに基づき，耐震性能が数値として算定され，その値が大きいほど耐震性能に優れていることを表す[3]。

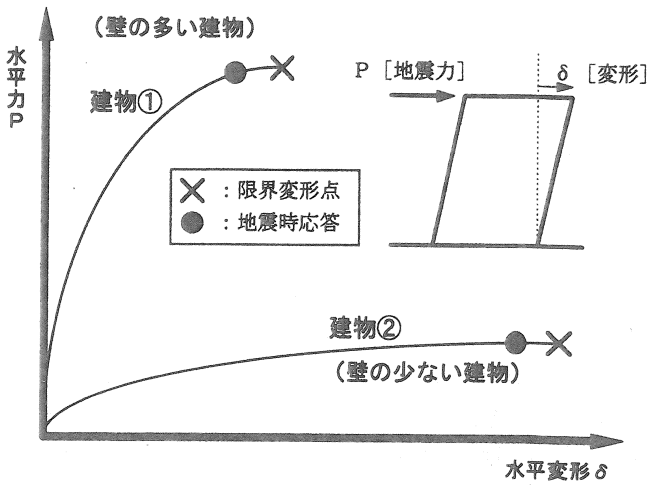


図 1.1.1　建物の地震力と変形の関係[3]

1.1.3 耐震診断の利点と問題点

耐震診断基準では，第 1 次から第 3 次までの 3 つの診断レベルが用意されている。強さの指標（*C*）粘り強さの指標（*F*）を基本として耐震性能を評価する点ではいずれの診断次数においても共通であるが，仮定条件に以下のような違いがそれぞれにある[2]。

第 1 次診断法：比較的耐震壁が多く配された建築物の耐震性能を簡略的に評価することを目的として開発された診断法である。対象建物の柱・壁の断面積とコンクリート強度から構造耐震指標を評価するものである。

第 2 次診断法：梁よりも，柱，壁などの鉛直部材の破壊が先行し，これにより構造物の耐震性能が支配される建物，すなわち柱崩壊型建物の耐震性能を簡略的に評価することを目的として開発された診断手法である。第 2 次診断法で想定している柱崩壊型の構造特性は促進法の対象となる旧基準建物では最も一般的と考えられるため，その適用性が最も高い診断手法である。このような柱せん断型の建物は，各層の層せん断力がその層の層間変位のみに依存し，特徴として，各層の損傷分布が強度分布に極めて敏感で，相対的に弱い層に損傷集中が起こり易いことである。

第 2 次診断では，このような想定建物の構造特性から，柱，壁などの強度と靭性から各層の耐震性能を直接評価できる利点がある。

問題点としては，5 から 6 階以下の建物を対象としていること，梁が柱に対して相対的に強度が低い場合，連層袖壁の反曲点高さの評価法，さらに，下階で壁が抜けたいわゆる「下階壁抜け柱」では，地震時に大きな変動軸力が作用し，これにより柱の圧壊や靭性部材から脆性部材への破壊モードの変動などが考慮されないことなどが挙げられる。したがって，このような場合には，第 2 次診断であってもフレーム解析の概念を用いて変動軸力の検討を行うなど，第 3 次診断の概念を部分的に導入する必要が有る。

第 3 次診断法：柱崩壊型建物に対して，梁の破壊が柱，壁に先行することにより耐震性能が支配される建物，すなわち梁崩壊型建物の耐震性能を簡略的に評価することを目的として開発された診断手法である。第 3 次診断や中高層で想定している梁崩壊型の構造特性は，一般的には新耐震設計法が施行される直前に設計された建物や内蔵鉄骨が充腹型の SRC 造建物が多い。第 3 次診断では，各フレームを単位に算出した部材特性に基づき各階の耐震性能を算出するため，柱，壁に加えて，梁の強度および壁の回転なども考慮して耐震性能を評価する。このような梁破壊型の建物では，梁が全層にわたって塑性化し，特定層への損傷集中は起こりにくく，架構の塑性エネルギー吸収能力が有効に発揮される。建物で確実に梁崩壊型や壁の回転が生じる場合には，耐震性評価の信頼性は高いことが利点である。

問題点としては，第 3 次診断では各フレーム単位に算出した部材特性に基づき各階の耐震性能を算出するため，柱，壁に加えて，梁の強度を考慮して耐震性能を評価する必要があり，計算量は多くなること，既存建物にはそで壁，腰壁，垂壁など雑壁が多く，適切なモデル化による判断が必要であること，さらに，第 3 次診断の

結果は，モデル化の良否に極めて敏感であるため，妥当な診断結果を得るためには，第 2 次診断結果との比較検討を行い慎重な判断が必要となる。また，実際の地震応答で梁破壊型の架構を実現することは容易ではなく，梁の耐力を柱の耐力より小さくする上で次のような困難がある。

・スラブの協力効果による梁耐力の上昇量の正確な評価法

・柱の反曲点移動

これらに加え，架構の拘束効果による梁軸力の発生およびこれによる耐力の増大に関する最近の研究事例を考慮すると破壊モードを定義する際のクライテリアなどが挙げられる。

1.1.4 集合住宅における地震被害

過去の地震による鉄骨鉄筋コンクリート造（以下，「SRC 造」）の集合住宅の特徴的な被害では，構造種別が鉄筋コンクリート造（以下，「RC 造」）に切り替わる部分の耐力不足による柱のせん断破壊，柱と基礎を結合しているアンカーボルトの抜けや破断に加え，柱の鉄骨継手の破断等による特定階の層崩壊等の被害が報告されている。また，1970 年代前半まで広く使用されてきた格子型 SRC 部材（ウェブ部分が格子状の H 型鋼）を用いた初期の建物では，部材の破壊の被害が報告されている[4]（図 1.1.2）。



築後 30 年以上経過した旧耐震基準のＳＲＣ造ラーメン構造の高層住棟。1 階が圧壊し，建物が傾斜している。1 階は柱の帯筋間隔は 30cm と広く，コンクリートが崩れ落ちている。中の鉄骨が見えているが，鉄骨も破壊されている。

図 1.1.2　SRC 造・ラーメン構造の住棟（11 階建て）の被害[4]

1.1.5 集合住宅における耐震改修

集合住宅の耐震改修については，既往の工法・技術での対応には限界があり，住宅部分を含め（住みながら，使用しながら）改修を可能とする新技術（材料，工法など）の研究開発が盛んに行われている。一般的な補強方法としては，耐震診断の結果，耐震性能が不足する場合，既存架構に新たな鉄筋コンクリート造耐震壁，鉄骨ブレースの増設，既存耐震壁の壁増厚，袖壁の増設，柱の鋼板巻などがある。ここで，代表的な耐震改修工法の概要とその選定について，以下に整理する。

各耐震改修工法のねらいは，耐震性能の低い建物の改善すべき点や必要とされる性能などにより，次の 4 つが挙げられる。

① 強度の向上

大地震に耐え得るだけの強度を有していない建物に対して，建物の壁，柱，梁などの部材を補強，または新設し，建物の強度を向上させることを目的とする。

② 靭性能の向上

建物の強度はあるが靭性能がないため，大地震時にもろく破壊されることが想定される建物に対して，建物の柱に鋼板巻などにより，建物の靭性能を確保することを目的とする。

③ 構造上のバランスの改善

一部の階の強度が著しく低い場合や，構造種別が中間階で変わる場合など，平面的・立面的なバランスが悪い建物に対して，RC 壁や鉄骨ブレースなどの新設によって，構造上のバランスを改善することを目的とする。

④ 地震力の低減

地震のエネルギーを吸収する制震・免震装置を建物に設置し，大地震時に建物の揺れを防ぐことを目的とする。

図 1.1.3 には，各耐震改修工法の分類の概要を示す。

なお，これらの各耐震改修工法は，既往の実験結果より力学モデルによる合理的な解析モデルの提案がなされ耐震改修後の部材性能は精度よく評価されている[2]。しかし，これらの耐震改修工法を既存架構に組み込んだ場合，補強効果を確認するためには，既存部材に補強部材を付加した架構モデルとして静的荷重増分解析等の詳細な検討が必要となる。

このような耐震診断，改修工法の問題に対し，これからの耐震診断，改修の主対象となる中高層集合住宅において，層崩壊を防止することを目的に運用実績も多い第 2 次診断法を中高層鉄筋コンクリート造建築物に適用する際に問題となる事項を抽出し，工学的な対応方法を提示すること，また，耐震改修工法において，円滑に耐震改修を進めることや，弱点となる層に耐震補強を行っても伝達された水平力が確実に基礎まで伝達できる補強配置と効果の評価法を提案することは有用である。

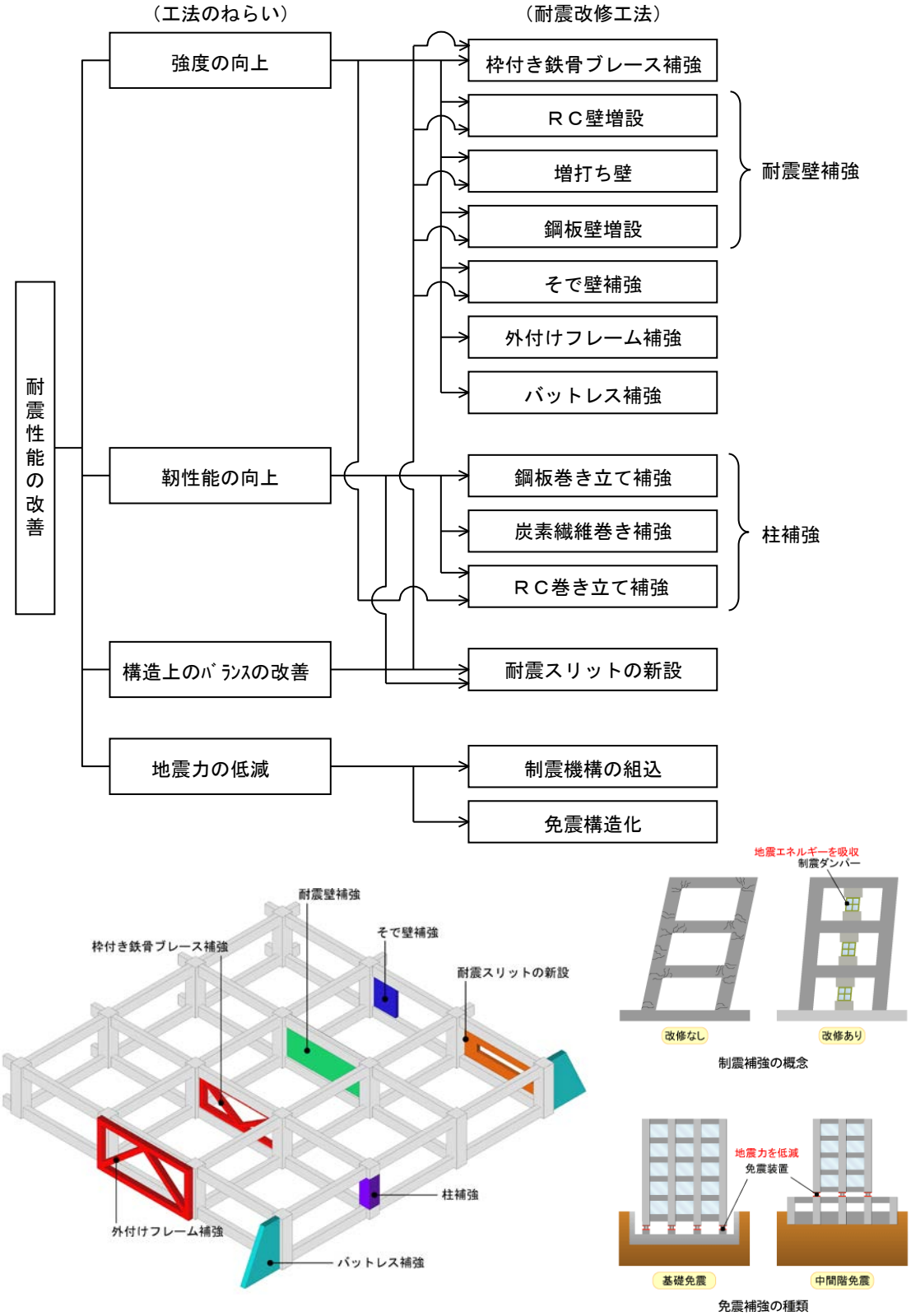


図 1.1.3 に耐震改修工法の分類の概要[5]

1.2　研究の目的

既存鉄筋コンクリート造（以下,「RC 造」と呼ぶ),および鉄骨鉄筋コンクリート造（以下,「SRC 造」と呼ぶ）中高層建築物の耐震性能の確認は，第 2 次診断法，および第 3 次診断法により行われるのが一般的である。第 2 次診断法は，前述したように梁を剛強と仮定し，各層ごとに評価した柱・壁等の鉛直部材の強度と靭性能から各層の耐震性能を評価するものである。第 2 次診断法では，各層の層せん断力がその層の層間変位のみに依存することから，各層の損傷分布と強度分布に極めて高い相関があり，相対的に強度が低い層に生じやすい損傷集中に対して補強計画が立てやすい特徴がある。一方，梁の降伏または破壊が柱，壁に先行することにより耐震性能が支配される建物，特に本研究で対象とする中高層建築物では，梁が柱に対して相対的に弱くなるため，中低層建築物を対象とした鉛直部材の強度，靭性のみを考えればよい第 2 次診断法よりも第 3 次診断法が適しており，耐震性評価の信頼性も高いとされている。ただし，第 2 次診断法が層崩壊時の耐震強度を評価するものと考えれば，第 3 次診断法における梁崩壊を保障する際の余裕度（以下,「層余裕度」という）の評価に第 2 次診断法を利用することができる。また，保有性能基本指標 E_0 の崩壊モード形による補正係数（以下,「モード優遇係数」という）λを利用する際にも第 2 次診断法は不可欠である。

これからの耐震診断，耐震改修の対象となる建物は中高層や大規模建築が多くなる中，層崩壊を防止するための妥当な耐震診断結果を得るためには，第 2 次および第 3 次の両診断法結果を総合的に判断する必要がある。また，耐震改修においては，耐震要素に水平力がスムーズにかつ確実に伝達できるように，次には伝達された水平力がスムーズにかつ確実に地盤に伝達できることが基本である。中高層建築物に対して強度型の補強を施す場合には，基礎の支持力の確認が必要である。鉄骨ブレースなどを連層させると負担せん断力による転倒モーメントが大きくなるので，もともと基礎の支持力に余裕がない既存中高層建築物は注意が必要となる。

本研究では，中高層集合住宅における特定層への大破，あるいは中破以上の大きな被害集中を回避することを目的とした層崩壊危険度の評価法を提案する。本評価法では，特定層への被害集中に影響する梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数（第 3 次診断法による C_{TU} に相当）と高さ方向の層の強度分布（第 2 次診断法の C_{TU}･S_D の分布）および，柱梁の耐力比をパラメータとして取り上げる。

また，一般に靭性能が小さいせん断部材が支配的な中高層集合住宅を鉄骨枠付きブレースで補強する際に，補強材が効果的に強度を発揮するための配置条件，すなわち，鉄骨ブレース軸降伏がブレース架構の曲げ降伏に先行し，かつ上層の曲げ変形が過大にならない条件を提示する。これら 2 つの結果を利用して，これからの耐震診断・改修の対象となる中高層建物において，耐震性能を適切に評価し，耐震改修を円滑に進めるための評価法を示す。

1.3　論文の構成

本論文は全 7 章構成とする。各章の概要を示す。

[第 1 章　序論]

鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計，耐震診断手法，地震被害，および耐震改修工法について概説する。また，既存建築物の耐震診断基準の利点と問題点について明確にし，集合住宅における過去の地震被害などを背景に，本論文の目的を述べる。

[第 2 章　既往の研究]

柱梁耐力比，高さ方向の強度比，および耐震要素の配置に関する既往の研究について概説する。既往の研究で明らかに成っている点について概説し，本研究の位置付けを明確にする。

[第 3 章　層崩壊危険度の評価]

本章では，中高層集合住宅の第 2 次診断法に基づく耐震性能の建物高さ方向の分布を分析，一般的に $I_S \geqq 0.6$ は満足するが層の強度が一番低くなる弱点層の位置を設定し，弱点層の柱梁耐力比と損傷集中の関係を検討する。次に，柱梁耐力比に加えて，梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数（第 3 次診断法による C_{TU} に相当）と高さ方向の層の強度分布（第 2 次診断法の $C_{TU}\cdot S_D$ の分布）を考える必要性を示し，高さ方向の層の強度分布と損傷集中の関係を検討する。また，層崩壊が生じないことでモード優遇係数λを適用するための条件を求める。さらに実建物を例に本評価法の検証を行い，これらの検討結果を踏まえ，層崩壊危険度の評価法について提案する。

[第 4 章　耐震補強用鉄骨ブレースの配置と補強効果]

本章では，耐震補強計画を行う上での補強部材（鉄骨枠付きブレース）配置について，第 3 章の結果を踏まえ，強度を発揮させる上で効果的に行える補強配置を検討する。まず，鉄骨枠付きブレースを分散配置した場合のせん断終局強度の算定方法を示す。次に，必要せん断力に対して鉄骨ブレース断面積によるせん断変形と，既存の引張側柱の全主筋断面積を基に 1 層から当該層の直下層までの累積された回転角による曲げ変形の算定方法，および逆せん断力が生じる条件を示す。これらの算定結果を基に補強配置と効果を分類する。

[第 5 章　中高層建物の耐震診断と補強法の提案]

本章では，第 3 章，および第 4 章の結果を利用し，中高層建物における耐震性能を適切に評価し，耐震改修を円滑に進めるための評価法を提案する。さらに，層崩壊が生じないことでモード優遇係数λを適用できる条件を提示する。

[第 6 章　実建物による評価法の検討]

本章では，実建物を用いて時刻歴応答解析を行い第5章の耐震診断と補強法の提案の妥当性について検討する。

[第 7 章　結論]

本研究で得られた知見を総括して述べる。また，今後の検討課題についても述べる。

第 1 章の参考文献

[1] 国土交通省：建築物の耐震改修の促進に関する法律の改正概要，2013.11

[2] 日本建築防災協会：2001 年度改訂版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針，2001

[3] 日本建築学会関東支部構造専門委員会 : 耐震診断・耐震補強の現状と今後の課題シンポジウム資料，2000.1

[4] 国土技術政策総合研究所 : 被災時におけるマンションの被害軽減と復興の円滑化対策に関する研究，2006

[5] 国土交通省：マンション耐震化マニュアル，2014.7

第 2 章　既往の研究

2.1　特定層への損傷集中を防止するための既往の研究

ここでは，特定層への損傷集中を防止するための関連する既往の研究を紹介する。RC 架構の層崩壊を回避するための既往の研究では，靭性能確保が困難な柱に降伏が生じないように梁破壊型とすること，また，高さ方向の強度バランスを良くすることが一般的である。その立場では，架構の崩壊型とその主要な規定要因である柱梁の曲げ耐力比や，高さ方向の各層の強度比との関係を明確にすることが肝要であり，この種の既往の研究は多く行われている。

西川[1]は，柱崩壊形式の中低層ラーメン構造建物を対象とし，地震応答解析を行い，合理的な耐震設計を行う上での適正な強度・強度分布を検討している。その結果，各層ほぼ一様な強度分布を持つような構造物の場合，構造物の強度を地動の震度で無次元化した値 α が 1.0 程度では，塑性率が大きくなることが有り，構造物の強度が地動の震度の α=1.5 程度を確保することが望ましいとしている。さらに，強度が低い層に変形が集中することを示した。ただし，弱い層に変形が集中し，強い層はあまり変形が生じないと言う傾向は，構造物がせん断型であるという仮定であり，梁崩壊型のような構造物にもこの結果を適用することは妥当ではないとしている。

久保ら[2]は，4 層の純ラーメンを解析対象として弾塑性地震応答解析を行い，梁崩壊型を確保するための柱梁耐力比について，動的割増率，および高次割増率を求めている。その結果，1 次卓越型模擬地震動入力のように 1 次振動モードが支配的な場合，柱梁耐力比の動的割増率は 1.3 倍以上必要としている。また，2 次振動モードが極端に支配的となる 2 次卓越型の模擬地震波入力に対しては，高次割増率として，1.5 倍程度必要としている。したがって，柱梁耐力比は高次モードなど動的影響を考慮すると耐震診断基準で示されている値（柱梁耐力比：1.4）以上必要と考えられる。また，特定の階のみ耐力比を割り増すと，他階の柱の降伏を生じる危険性があること指摘している。

滝沢ら[3]は，柱梁耐力比をパラメータとし，架構を梁崩壊型とする場合の柱梁の曲げ耐力比を特定するために，整形な RC 造建物において時刻歴応答解析により，柱の損傷度との関係を柱の塑性率によって示した。柱の塑性率を 1～2 程度とするためには最上層・最下層で柱梁耐力比を 1.5～2.0，中間層で 1.3～1.5 とする必要があり，柱梁耐力比が 2.0 以上であれば柱降伏が生じるにせよそれは部分的で，ほぼ完全に梁崩壊が卓越することを示している。

広瀬ら[4]は，2 方向地震動を受けるラーメン構造の弾塑性応答解析より，梁降伏型架構を実現させる柱梁分担率を検討している。解析ケースは，柱梁耐力比を 1.0，1.3，1.5 とし，入力は主軸方向と 45° 方向入力としている。解析結果から，柱梁耐力比が 1.3，1.5 としても 45° 方向に地震動の勢力が強い場合は柱降伏型の性状となり，柱降伏型の場合は，地震動の 2 方向性を強くするに従い柱耐力の 2 方向インタラクションの影響により柱部材の変形が増大することを示した。

藤原ら[5]は，1 スパンの 5 層の純ラーメン骨組を対象として，柱梁耐力比をパラメータに復元力特性を Bilinear 型と Degrading-Bilinear 型の 2 種類により弾塑性応答解析により考察している。入力レベルは実地震動を 500gal，700gal に規準化している。解析結果から，Bilinear 型では柱梁耐力比が 1.3 倍以上あれば，梁降伏型性状を示し，Degrading 型では梁降伏型骨組を実現するには 1.4 倍以上の柱梁耐力比が必要としている。

本上ら[6] [8]は，逆三角形外力を受け，崩壊機構を形成するときの i 階の層せん断力と，i 階が層崩壊するときの層せん断力を基に，層崩壊に対する余裕度を表す指標（層せん断余裕率）を用いて，地震応答解析を行い性能評価型設計手法について検討している。層せん断余裕率を全階で一定（強度分布が連続的）にすることで，特定層への入力エネルギー集中を低減することができる。また，層せん断余裕率は柱梁耐力比比べ，地震応答変形を制御するのに有効な指標であることを示している。

日比野ら[7]は，累積強度指標 C_{TU} 値の高さ方向の分布が異なり，損傷が集中する層が 1 層，および複数層あると仮定したモデルを用いて，その分布と層崩壊が起こる層の位置や損傷集中が生ずる確率との関係性について C_{TU} をパラメータに地震応答解析により検討している。その結果，弱点層が最下層にある場合は，強度率（全層の C_{TU} の平均値と各層の C_{TU} の割合）が 0.8 以下の層が有るか，あるいは，低い層が 2 層ある場合は，0.9 以下となると C_{TU} が低い層に損傷が集中することを示している。

これらの研究では，特定層への損傷集中を防止するための必要な柱梁耐力比が示されている。また，高さ方向の強度分布が損傷集中の影響について示されているが，損傷集中を防止するために柱梁耐力比と梁降伏型を想定したベースシア係数，さらに高さ方向の層の強度分布を関係付けた定量的な値は示されていないのが現状である。

2.2　耐震要素の配置に関する既往の研究

耐震要素の配置については，せん断変形成分を卓越させ効果的に耐震性能の向上が期待できる利点から，耐震要素を千鳥状に配置（以下，市松配置）することが検討されている。ここでは，耐震要素の配置に関する既往の研究を紹介する。

谷ら[9]は，ブレースの配置と耐震性能の関係について，実験および解析から考察し，ブレースを連層配置した場合には曲げ変形により上階で耐震性能の向上が期待できないこと，分散配置とすることでせん断成分が卓越し耐震性能の向上が期待できることを示した。

園部ら[10]は，実物に近い 2 つの耐震壁架構（連層壁架構，市松壁架構）の静加力実験を行い，「市松壁架構は，架構全体が一体となって荷重に抵抗し，これに対して，連層壁架構は壁の保有せん断耐力に達する前に，境界梁と連層壁の壁脚部が曲げ降伏して最大耐力に到った。」と報告している。

小室ら[11]は，既存鉄筋コンクリート造中高層集合住宅において，鉄骨枠付ブレースの配置とその補強効果の関係について解析的に検討し，連層配置では上層部の保有耐力の増加が困難であるのに対し，市

松配置や分散配置ではブレース数に比例した保有耐力の向上が得られ，各階の剛性が確保しやすいため地震時の応答変形を抑えることができることを示した。さらに，小室[12]は，ブレースの負担せん断力が梁の軸力として周辺部材に伝達することに着目し，配置と梁軸力の大きさについて検討した。分散配置とした場合が最も梁軸力が大きくなること，市松配置のようにブレースが対角方向に連続する場合は梁の軸力はあまり大きくならないが，ブレース交差部の接合部には大きな軸力が作用することを指摘した。

長田ら[13]は，既存集合住宅の柱梁接合部耐力が低い建物を耐震壁で補強したとき，壁量や配置方法による違いが柱梁接合部の耐震性能にどのような影響を及ぼすのかを静的弾塑性解析により検討した。その結果，構造スリットにより純ラーメンにし靭性型の補強を行うと柱梁接合部に問題が生じると指摘した。また，連層配置よりも市松配置の方が，建物の耐力を上昇させるのに効果的であり，架構変形量を小さく出来るので接合部せん断余裕度を上げるのに有効であることを示した。

大西ら[14]は，枠付きブレースを市松配置した場合の耐震性能の評価には，梁や柱梁接合部の破壊を含む様々な破壊モードの評価が重要であることから，枠付き鉄骨ブレースを市松配置で補強した 2 層 2 スパンの RC 架構の静的加力実験を行った。実験から，梁に大きな軸力が生じることが確認され，梁に引張軸力が作用するような場合には梁が引張軸降伏し，ブレースが耐力を発揮できないことが示された。

これらの既往の研究から既存建物の耐震補強において，全体曲げ変形を小さくし，耐震壁の脚部の曲げ降伏が先行しないことが，耐震要素の配置として強度を発揮させる上で効果的である。また，耐震要素の配置によっては，梁の軸変形を考慮した耐震性能評価が必要と考えられる。

2.3　本研究の位置づけ

特定層への損傷集中を防止するための研究では，弱点層を変化させ層崩壊機構を防ぐための必要な柱梁耐力比が示されている。また，高さ方向の強度分布がもたらす損傷集中の影響について示されているが，梁降伏が生じやすい中高層の建物において，梁の降伏耐力を変化させた場合の層崩壊を防止するために必要な高さ方向の強度分布と柱梁耐力比の関係が明確でない。さらに，耐震診断基準では，優遇係数を適用するために，架構を構成する主要な柱の柱梁耐力比，およびせん断強度の余裕度による条件は示されているが，高さ方向の層の強度分布のバランスが悪い場合での優遇係数の適用方法については，検討が成されていない。

耐震要素の配置については，効果的な耐震要素の配置は示されているが，耐震補強設計を行う上で既存架構に補強部材を組み込んだ場合の耐震性能の評価方法が明確でない。また，補強設計では，既存梁の変形を無視して設計されているのが現状である，しかし，耐震要素の配置によっては既存梁の軸変形を考慮した耐震性能評価が必要と考えられる。

よって，これからの診断，改修の対象となる中高層建物において，耐震診断を適切に評価し，耐震改修を円滑に進めるために，以下の項目について検討する必要があると判断される。

(1) 柱を剛強と考え梁の曲げ降伏を仮定したベースシア係数と高さ方向の層の強度分布，および柱梁耐力比の関係による層崩壊危険度の検討
(2) 耐震補強部材（鉄骨枠付きブレース）の配置と補強効果の検討
(3) 中高層建物の耐震診断・補強を合理的に運用するための評価法の検討

そこで，本研究では，柱梁耐力比と梁の曲げ降伏先行型を想定したベースシア係数（第 3 次診断法の C_{TU} に相当），および高さ方向の強度分布（第 2 次診断法の C_{TU}･S_D の分布）との関係を示し，層崩壊を防止するための評価法を検討する。次に，全体曲げ変形を小さくし，耐震壁の脚部の曲げ降伏が先行しないことが，耐震要素の配置として強度を発揮する上で効果的であることから，鉄骨枠付きブレースの配置と補強効果を検討する。さらに保有性能基本指標 E_0 の崩壊モード形による補正係数（モード優遇係数）λが適用できる条件を提示する。これらの検討結果を利用して，耐震診断・補強を合理的に運用するための評価法を検討する。

本研究の成果は，中高層集合住宅における耐震診断，補強計画を行う上での有効な手段となると期待できる。

第 2 章の参考文献

[1] 西川孝夫 : 構造物の強度および強度分布と地震応答に関する研究その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.645-646,1976.10

[2] 久保哲夫，中瀬知幸：梁崩壊制御の靭性 RC 造構造物の柱・梁耐力比に関する基礎研究その 1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.695-6981986.8

[3] 滝沢春男，関弘義：梁崩壊型 RC 骨組を実現する柱梁の曲げ耐力比，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2203-2204,1984.10

[4] 広瀬景一，和田章 : 2 方向地震動を受ける建築骨組構造の弾塑性応答性状（その 1 梁降伏型架構を実現させる柱／梁耐力比），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.333-334,1989.10

[5] 藤原光弥，中村武：骨組の地震時崩壊型に及ぼす柱梁耐力比に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.305-307,1991

[6] 本上忠，梅村恒，市之瀬敏勝：層せん断余裕率を用いた RC フレーム構造物の設計手法（応答変位分布の評価），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.905-906,2002.8

[7] 日比野陽，菊池大，勅使川原正臣 : RC 造建物の累積強度指標値の高さ方向の分布が損傷集中の確立に及ぼす影響，日本建築学会構造工学論文集，Vol.54B,2008.3

[8]日本建築防災協会 : 2001 年度改訂版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説付録 4，2001

[9] 谷資信，大岸佐吉 : 筋違の配置とその効果に関する研究，日本建築学会論文報告集，Vol.53, pp.50-55, 1956.7

[10] 園部泰寿，横山晶好，今井弘，小林一正：耐震壁架構の破壊機構に関する研究（耐震壁の配置の異なる２つの架構の実験），日本建築学会論文報告集，Vol.272, 1978.10

[11] 小室達也，広沢雅也：既存 RC 系中高層集合住宅の耐震補強における補強部材の連層配置や市松配置等の配置による影響の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.24, No.2, pp.1237-1242, 2002.7

[12] 小室達也 : 鉄骨枠付きブレースの配置位置の違いによる梁軸力について，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造Ⅳ，pp.589-590, 2006.9

[13] 長田孝典，小室達也，保木和明，広沢雅也：RC，SRC 系建物の耐震診断・耐震補強に関する研究その 29 柱梁接合部に対する耐震壁の配置による影響，日本建築学会大会学術講演会梗概集，構造Ⅳ，pp.649～650，2003.9

[14] 大西歩，北野靖彦，勅使川原正臣，田子茂，中村聡宏，鈴木史朗：既存鉄筋コンクリート造建築物に分散配置された鉄骨枠付きブレースの補強効果に関する実験的研究その 1~3，日本建築学会大会学術講演会梗概集，構造Ⅳ，pp.321～326，2013.8

第 3 章　層崩壊危険度の評価

概要

本章では，3.2 節において，中高層集合住宅の第 2 次診断法に基づき耐震性能を分析し，一般的に I_S ≧0.6 は満足するが層の強度（累積強度指標 C_{TU}）が一番低くなる層（以下,「弱点層」と呼ぶ）を調査，把握した。3.3 節では，弱点層の柱梁耐力比と損傷集中の関係を検討した。3.4 節では，柱梁耐力比に加えて，特に，梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数と高さ方向の層の強度の分布を考える必要性を示し，高さ方向の層の強度分布と損傷集中の関係を検討した。これらの検討結果を踏まえ，柱梁耐力比，梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数，および高さ方向の層の強度分布の関係より，損傷集中する場合の条件を求め層崩壊危険度の評価法を提案した。

3.1 目的

中高層 SRC 造集合住宅の桁行方向の第 2 次診断法に基づく建物高さ方向の強度の分布を分析し，強度が低い弱点層に損傷が集中する可能性を示す。特定層への損傷集中に影響する要因として，柱梁耐力比，高さ方向の鉛直部材の強度分布を取り上げ損傷集中との関係を検討する。その結果を踏まえ，柱梁耐力比，梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数，および高さ方向の鉛直部材の強度分布を考慮した層崩壊危険度の評価法を提案する。

3.2 検討対象建物の調査とモデル化

3.2.1 既存建物の耐震性能の把握

検討対象とする既存中高層集合住宅建物の耐震性能を把握するために耐震診断を実施した。対象とした建物は 1981 年以前に建設された SRC 造の集合住宅 23 棟である。その内訳は，下層 SRC 造（非充腹型）で上層 RC 造の構造種別の異なる建物（以下,「SRC+RC 造」と呼ぶ）が 19 棟，全層 SRC 造は 4 棟である。建物規模は SRC+RC 造が 11 階建てで，主に 1～4 層は内蔵鉄骨形式が非充腹型の SRC 造となり，5 層以上が RC 造となっている。また，全層 SRC 造は 12 階建てが多く，主に 1～6 層は内蔵鉄骨形式が充腹型となり，7 層以上は非充腹型のラチスまたは，格子型となっている。耐震診断は，日本建築防災協会の既存鉄骨鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準[1]（以下,「SRC 診断基準」と呼ぶ）に準じて桁行方向の第 2 次診断法を行った。

耐震診断結果より建築物の終局限界は，SRC＋RC 造では，全ての層において柱のせん断破壊で決定された。一方，全層 SRC 造では，充腹型の下層部は靭性能の比較的大きい曲げ破壊，非充腹型の上層部は柱のせん断破壊で決定された。表 3.2.1 に全層 SRC 造，表 3.2.2 に SRC＋RC 造の累積強度指標 C_{TU} の算出結果を示す。また，図 3.2.1 には，それぞれの第 2 次診断における C_{TU} 指標の分布を示す。なお，形状指標 S_D については，検討対象とした建物が集合住宅のため，平面形状は整形な板状で，直交方向に戸境耐震壁が全層存在し S_D 指標による低減はなされていない。

表3.2.1に示すように全層SRC造では，各層のC_{TU}の平均値の最小値は充腹型断面の4層（$C_{TU,4}$=0.52）と

なるが，内蔵鉄骨形式が非充腹型断面のラチス型から格子型に切り替わる層（表3.2.1のNo1は11層：$C_{TU,11}$=0.4，No2は10層：$C_{TU,10}$=0.41，No4は充腹型から格子型に切り替わる8層：$C_{TU,8}$=0.31）でC_{TU}が急変する。また，8層，10層，および11層のC_{TU}の平均値は，最小値である4層と同程度の値を示す。一方，SRC＋RC造では，表3.2.2に示すように1～4層（SRC造：非充腹型）のC_{TU}の平均値は0.45程度となる。5層以上のRC造の中間層では0.33～0.39に分布し，最上層で0.77と大きな値を示す。各層のC_{TU}の平均値の最小値は6層で0.33となっている。構造形式に関わらず全ての建物において，最上層のC_{TU}が大きな値を示すのは，構造規定（最小断面規定など）を満足する断面となっているためと考えられる。

表3.2.1　全層SRC造のC_{TU}指標

No	設計年度	帯筋最大間隔	Fc	1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	11階	12階
				C_{TU1}	C_{TU2}	C_{TU3}	C_{TU4}	C_{TU5}	C_{TU6}	C_{TU7}	C_{TU8}	C_{TU9}	C_{TU10}	C_{TU11}	C_{TU12}
1	1971	100	225-180	0.51	0.67	0.55	0.59	0.63	0.64	0.69	0.60	0.66	0.74	**0.40**	0.51
2	1971	100	225-180	0.59	0.71	0.64	0.66	0.68	0.74	0.63	0.71	0.80	**0.41**	0.52	
3	1979	100	225-210	0.59	0.42	0.39	**0.35**	0.43	0.45	0.48	0.50	0.57	0.62	0.79	0.83
4	1971	100	225-180	0.66	0.59	0.73	0.46	0.52	0.42	0.54	**0.31**	0.34	0.38	0.48	0.73
各階のC_{TU}の平均値				0.59	0.60	0.58	**0.52**	0.57	0.56	0.59	0.53	0.59	0.54	0.55	0.69

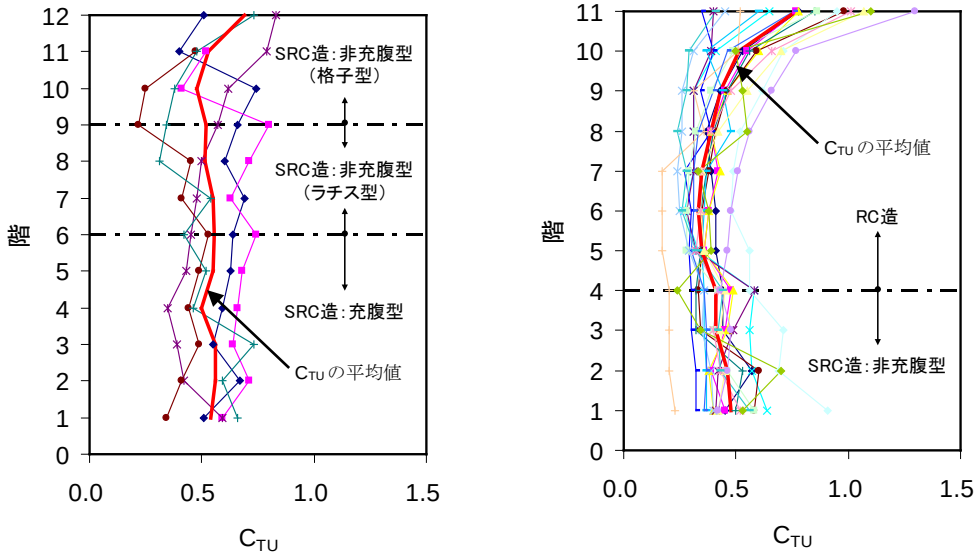
▭：充腹型　▭：非充腹型(ラチス型)　▭：非充腹型(格子型)

太字は C_{TU} の最小値を示す。

表3.2.2　下層SRC造（非充腹型）＋上層RC造のC_{TU}指標

No	設計年度	帯筋最大間隔	Fc	1階	2階	3階	4階	5階	6階	7階	8階	9階	10階	11階
				C_{TU1}	C_{TU2}	C_{TU3}	C_{TU4}	C_{TU5}	C_{TU6}	C_{TU7}	C_{TU8}	C_{TU9}	C_{TU10}	C_{TU11}
1	1972	125	210	0.45	0.57	0.44	0.44	0.41	0.41	0.39	**0.37**	0.43	0.53	0.78
2	1971	250	210	0.45	0.39	0.45	0.48	**0.36**	0.38	0.42	0.39	0.45	0.55	0.77
3	1971	250	210	0.40	0.38	0.46	0.49	**0.36**	0.38	0.43	0.39	0.46	0.60	0.78
4	1971	250	180	0.64	0.57	0.56	0.58	0.33	**0.27**	0.31	0.31	0.31	0.41	0.65
5	1971	250	180	0.41	0.42	0.49	0.58	0.32	**0.28**	0.31	0.31	0.31	0.39	0.40
6	1971	250	210	0.58	0.60	0.34	**0.33**	0.35	0.35	0.38	0.41	0.46	0.59	0.98
7	1971	250	210	0.50	0.53	0.32	**0.32**	0.34	0.34	0.37	0.40	0.46	0.56	0.85
8	1970	250	150	0.32	0.32	0.30	0.30	0.29	0.30	**0.27**	0.39	0.34	0.40	0.35
9	1970	250	150	0.37	0.37	0.36	0.36	**0.35**	0.36	0.37	0.48	0.44	0.37	0.60
10	1970	250	210	0.91	0.69	0.71	0.56	0.56	**0.48**	0.49	0.52	0.62	0.71	0.95
11	1971	250	180	0.58	0.46	0.40	0.42	0.28	**0.28**	0.29	0.32	0.39	0.49	0.86
12	1971	250	180	0.42	0.45	0.43	0.45	0.36	**0.34**	0.35	0.42	0.55	0.70	1.07
13	1971	250	180	0.40	0.39	0.35	0.36	0.29	0.25	**0.24**	0.26	0.26	0.31	0.45
14	1971	250	180	0.52	0.43	0.40	0.42	**0.32**	0.34	0.34	0.39	0.48	0.66	1.01
15	1969	250	210	**0.42**	0.46	0.48	0.43	0.46	0.48	0.51	0.56	0.66	0.77	1.30
16	1967	250	225	0.23	0.20	0.20	0.20	0.17	**0.17**	0.17	0.36	0.31	0.51	0.52
17	1967	250	225	0.36	0.37	0.37	0.36	**0.30**	0.31	0.31	0.33	0.40	0.46	0.76
18	1967	250	150	0.56	0.43	0.42	0.44	0.32	0.26	0.28	**0.24**	0.28	0.29	0.41
19	1976	100	210	0.53	0.70	0.34	**0.24**	0.39	0.38	0.33	0.55	0.53	0.50	1.10
各階のC_{TU}の平均値				0.48	0.46	0.41	0.41	0.35	**0.33**	0.35	0.39	0.43	0.52	0.77

▭：SRC 造（非充腹型），▭：RC 造，太字は C_{TU} の最小値を示す。



(a) 全層 SCR 造　　(b) SRC＋RC 造

図 3.2.1　第 2 次診断における C_{TU} 指標の分布

3.2.2 検討建物モデル概要

対象とした建物は，典型的な一文字形の集合住宅で，検討方向は桁行方向である。建物モデルは，構造形式が異なるSRC＋RC造の11層（建物モデルA）と，全層SRC造の12層（建物モデルB）の2つのモデルとする。また，1981年の新耐震設計法施行以前，いわゆる旧基準で設計された建物を想定し，耐震診断を行った実建物より検討建物モデルを設定した。図3.2.2には建物モデルA，Bの桁行方向と張間方向のスパン，図3.2.3は両モデルそれぞれの各層の階高，コンクリート強度，および柱梁断面リストを示す。また，建物重量は，実建物の平均的な値とし11kN/m^{2}とした。柱断面は耐震診断を行なった実建物の柱率の平均値より仮定し，梁断面は，旧基準による震度法を用いて設計を行い決定する。ここで，設定した部材断面を用いて建物モデルA，建物モデルBの固有周期は，建物モデルAは0.68秒で，建物モデルBは0.7秒となり，両モデル共に地震動に依存しない3.2.5節で設定する入力地震動の加速度一定領域にある。また，旧基準では応力割増にて45mまでSRC造とすることが出来ることから，本論文は10階建て以上で45mを上限とする建物を対象とする。

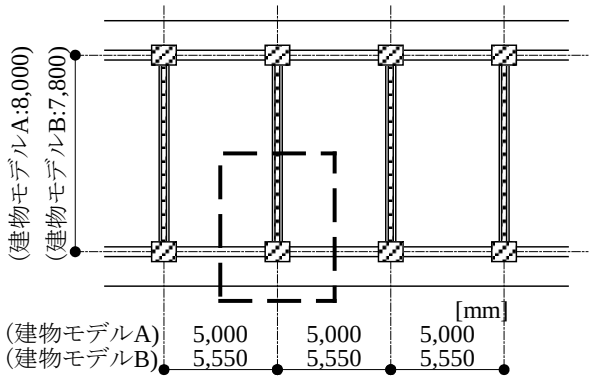
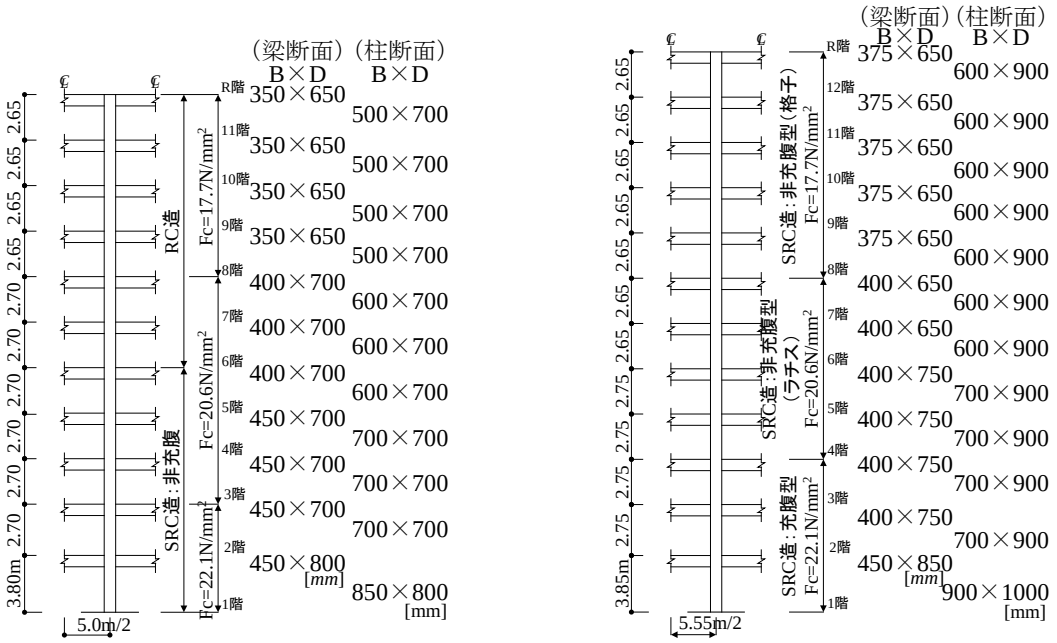


図3.2.2　基準階伏図



(a)建物モデル A　　(b)建物モデル B

図 3.2.3　柱梁断面リスト

(1) 柱軸力および建物重量

3.2.1 節で耐震診断を実施した各建物の単位床面積当りの重量ωを調査した。その結果，ωは概ね 10～12 kN/m^2 であった。ここでは，柱軸力および建物重量の算出に用いる単位床面積当りの重量は，平均的な値としてω=11kN/m^2 と仮定した。また，床面積の算出は簡便さを図るため，バルコニーや廊下を無視した通り芯で囲まれた面積を床面積とした。

したがって，柱軸力および建物重量は，下記のように支配面積にωを乗じて求める。表 3.2.3 に建物重量一覧を示す。

・柱軸方向力：

N_0＝11kN/m^2×L_X／2×L_Y／2×支える床の数

・建築物重量：$\sum W_i$ ＝11kN/m^2×L_X×L_Y×支える床の数

(L_X：桁行方向スパン，L_Y：梁間方向スパン)

表 3.2.3　建物重量一覧

	a)建物モデル A			b)建物モデル B		
階	床面積 Af[m^2]	各階重量 Wi[kN]	Σ Wi[kN]	床面積 Af[m^2]	各階重量 Wi[kN]	Σ Wi[kN]
12				28.0	308	308
11	27.0	297	297	28.0	308	616
10	27.0	297	594	28.0	308	924
9	27.0	297	891	28.0	308	1232
8	27.0	297	1188	28.0	308	1540
7	27.0	297	1485	28.0	308	1848
6	27.0	297	1782	28.0	308	2156
5	27.0	297	2079	28.0	308	2464
4	27.0	297	2376	28.0	308	2772
3	27.0	297	2673	28.0	308	3080
2	27.0	297	2970	28.0	308	3388
1	27.0	297	3267	28.0	308	3696

3.2.3 柱梁部材の強度の仮定

柱，および梁部材の強度は以下の手順で設定した。

(1) 柱の曲げ終局強度およびせん断終局強度

柱の曲げ終局時せん断力（$_cQ_{mu}$）については，3.2.1 節で実施した耐震診断結果の各層の C_{TU} の平均値を用い，その C_{TU} に上層から当該層までの重量，および A_i 分布を考慮し，それぞれを乗じて求めた値とする。曲げ終局強度（$_cM_u$）は，この $_cQ_{mu}$ に柱の反曲点高さ比を 0.5 と仮定し，柱の内法高さの 1/2 を乗じて算出する。

また，柱のせん断終局強度（$_cQ_{su}$）は，RC，および SRC 診断基準に準じて，I_S= C_{TU}×F=0.6（一定）として考え，C_{TU} に対応させて靭性指標 F（=0.6/ C_{TU}）を算出し，F 値に対応する塑性率μに応じて以下のように仮定する。

1)RC 造，および SRC 造の非充腹型の柱の場合

柱の終局変形角 $_cR_{mu}$ は，RC 診断基準付則 1.2(1) (付 1.2-2)式により，

$$ {}_cR_{mu} = {}_cR_{my} + {}_cR_{mp} \tag{3.1} $$

で表される。ここで，

$_cR_{my}$ は，柱の曲げ降伏変形角

$_cR_{mp}$ は，柱の曲げ塑性変形角で(3.2)式による。

$$ {}_cR_{mp} = 10 \times \left({}_cQ_{su} / {}_cQ_{mu} - q \right) \cdot {}_cR_{my} \tag{3.2} $$

ただし,帯筋間隔(=200mm)＞100mm より，q=1.1 とする。

$_cQ_{su}$ は柱のせん断終局耐力で，$_cQ_{mu}$ は柱の曲げ降伏時せん断耐力

(3.2)式を(3.1)式に代入し,両辺を $_cR_{my}$ で除すと，

$$ {}_cR_{mu} = {}_cR_{my} + 10 \times \left({}_cQ_{su} / {}_cQ_{mu} - q \right) \cdot {}_cR_{my} $$

$$ {}_cR_{mu} / {}_cR_{my} = 1 + 10 \times \left({}_cQ_{su} / {}_cQ_{mu} - 1.1 \right) \tag{3.3} $$

$_cR_{mu}$ / $_cR_{my}$ は塑性率であり，μとおくと(3.3)式は，

$$ \mu = 1 + 10 \times \left({}_cQ_{su} / {}_cQ_{mu} - 1.1 \right) $$

となる。したがって，塑性率に応じた RC 造柱のせん断終局耐力 $_cQ_{su}$ は，

$$ {}_cQ_{su} = \left(\mu / 10 + 1.0 \right) \times {}_cQ_{mu} $$

（ただし，μ =1.0 のときは，$_cQ_{su}$=$_cQ_{mu}$ とする） (3.4)

として仮定する。

2)SRC 造の充腹型の柱の場合

RC 柱と同様に仮定する。すなわち，SRC 診断基準では，せん断余裕度と塑性率の関係は軸力を無視した SRC 造柱断面の終局曲げ耐力 M_0 と，鉄骨断面のみの終局曲げ耐力 $_sM_0$ の比を $0.3 \leqq {}_sM_0 / M_0 < 0.4$ と仮定したとき，

$$\mu = 12\left({}_cQ_{su} / {}_cQ_{mu} - 1\right) \geq 1.0 \tag{3.5}$$

となる。したがって，SRC 造の充腹型の柱のせん断耐力は，

$${}_cQ_{su} = \left(\mu/12 + 1.0\right) \times {}_cQ_{mu} \tag{3.6}$$

（ただし，μ=1.0 のときは，${}_cQ_{su}$=${}_cQ_{mu}$ とする）

と仮定する。

ここで，μは SRC 診断基準に基づいて F 値との関係式，$F = \dfrac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu)}$ より，以下のように仮定する。

$$\left.\begin{array}{l} \text{・} 1.0 \leq F \leq 1.27 \text{ のとき，} \mu = 1.0 \\ \text{・} 1.27 < F \text{ のとき，} \mu = \left\{ -\left(0.1 - 32/9F^2\right) - \sqrt{(0.1 - 32/9F^2)^2 - 0.01 \times (1 + 16/9F^2)} \right\} \times 200 \end{array}\right\} \tag{3.7}$$

(2) 梁の曲げ終局強度およびせん断終局強度

梁の曲げ終局強度（${}_bM_u$）は，柱を剛強と考え梁曲げ降伏先行型を仮定したベースシア係数を設定し，層せん断力の分布係数を A_i 分布とした線形応力解析より得られた梁応力を曲げ終局強度とする（ただし，最上層の梁の終局強度は，最小配筋規定を想定し，線形応力解析による応力に 1.5 倍を乗じる）。以下，設定したベースシア係数を ${}_bC_u$（第 3 次診断法での C_{TU} に相当する）と定義する。また，梁のせん断終局強度（${}_bQ_{su}$）は，${}_bM_u$ より曲げ終局時せん断力（${}_bQ_{mu}$）を求め，梁の曲げ破壊型を仮定し，1.5 倍のせん断余裕度（${}_bQ_{su}$／${}_bQ_{mu}$）となるように ${}_bQ_{su}$ を設定する。

3.2.4 解析モデル

解析モデルは，桁行方向の中柱を取り出した魚骨モデルとする（図3.2.4）。なお，梁間方向には戸境耐震壁が全層存在するものとする。また，梁は曲げ降伏先行型とする。部材の変形成分は，曲げ変形およびせん断変形のみを考慮し，軸方向変形は考慮しない。柱，梁部材は，いずれも剛域を有する線材モデルとする。部材モデルは，図3.2.5に示すように材端部に曲げバネと中央部にせん断バネを配したモデルとする。

（1）曲げバネモデル

部材の曲げ性状のモデル化は，材の非線形変形成分をすべて両端の回転バネに集約して表現するGiberson[2]モデルとした。回転バネのパラメータ設定に際しては，逆対称モーメント分布を仮定し，それぞれ材端モーメントが降伏モーメントに達したときの材端回転角が原部材（連続的な非線形曲率分布）とモデル部材(可撓線材部分の線形曲率分布と材端回転バネの δ 関数的な曲率分布の和で表現)とで一致するように，回転バネの特性を定める。

曲げバネの復元力特性は，曲げひび割れ強度 M_c，曲げ降伏（=終局）強度 M_u の 2 つの特異点をもつトリリニア型の非線形特性とした。初期剛性 k_0 は，逆対称変形と仮定するため，$k_0 = 6EI/l'$（E：ヤング係数，I：断面 2 次モーメント，l'：部材長さ）となり，M_c は M_u の 1/3 とした。また，部材としての復元力特性は，端部の非線形曲げバネの復元力と弾性材の復元力を直列に連結したモデルと考える。そのため，計算の都合上，初期剛性は $1000k_0$ と大きな値を与える。したがって，ひび割れ時の変形θ_c は $\theta_c = M_c/1000k_0$ となり，降伏時の変形θ_yは，弾性材 EI と，弾塑性曲げバネの回転角の和が降伏のとき，もとの部材の変形と合うようにし，$\theta_y = \{(1/\alpha_y)-1\}\cdot M_u/k_0$ と設定する。なお，便宜上，ここでは，降伏点等価剛性α_y を 0.3 とした（図 3.2.6 (a)）。

履歴特性は，降伏以前は最大変形点（絶対値）からの原点指向型，降伏以後は武田モデルの剛性低下型である（図3.2.7 (a)）。

(2) せん断バネモデル

せん断バネ（図3.2.6(b)）は，曲げバネとは独立に，せん断ひび割れ点，せん断終局強度点により定義される3つの折れ線から成る。せん断ひび割れ強度Q_cは，せん断終局強度Q_{su}の1/3とする。また，履歴特性は，最大変形点（絶対値）からの原点指向型である（図3.2.7(b)）。

(3)建物質量

建物質量については，各層床位置に集中させて取り扱うものとする。慣性力としては，水平慣性力のみを考慮し, 各節点での回転慣性力, 上下方向慣性力, 全体回転動による回転慣性力などは考慮しない。したがって，各節点の回転各成分，基礎の上下移動変位成分などは，各層の水平変位成分に関して従属と考える。このため，応答解析においては，全体剛性マトリクスの縮小を行い，独立な水平変位成分の数に等しい次元をもつ縮小剛性マトリクスを求めて，数値積分を行う。

(4)減衰定数

建物の減衰定数については，縮小剛性マトリクスに対応する振動系に対し，各次の減衰定数を適切に仮定（ここでは，1 次の減衰定数を h_1=0.03 と仮定）し，Wilson，Penzien[3]の方法により，比例減衰マトリクスを作成し，応答計算に用いる。

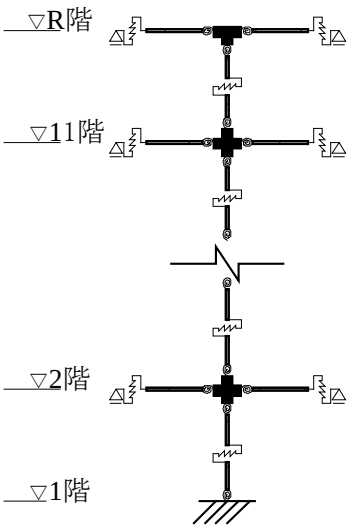


図 3.2.4　解析モデル

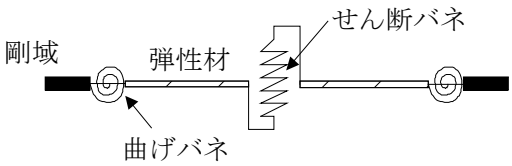
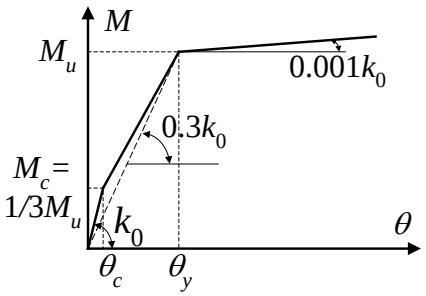
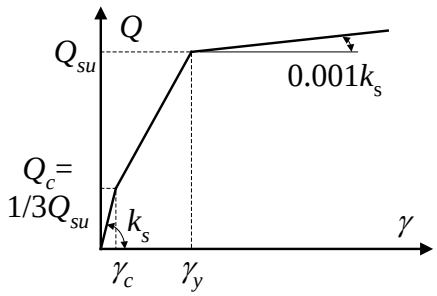


図 3.2.5　部材のモデル

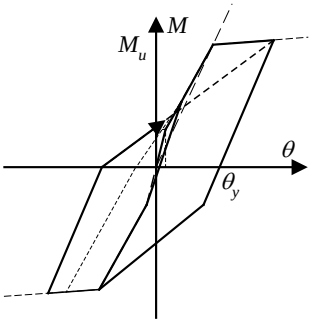


(a) 曲げバネ

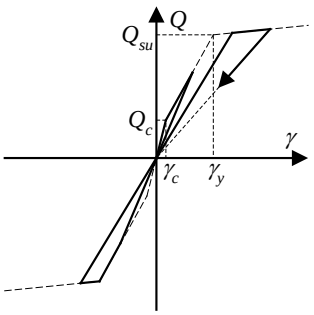


(b) せん断バネ

図 3.2.6　部材の復元力特性



(a) 曲げバネ



(b) せん断バネ

図 3.2.7　履歴特性

3.2.5　入力地震動

入力地震動は，位相特性を一様乱数とし，「国土交通省1461号に定める極めて稀に発生する地震動」の工学的基盤における応答スペクトルに基づき第2種地盤を想定した地表面での応答スペクトルに適合した模擬地震動を100波採用する。

模擬地震動の作成[4],[5]は，与えられた目標スペクトルを満足するように正弦波合成法を採用した。正弦波合成法は，時刻歴波形のフーリエ変換を利用した方法である。時間関数のフーリエ変換が振幅スペクトルと位相スペクトルに分解できることから，付与すべき地震動の特性を振幅スペクトルと位相スペクトルの形として表現し，三角関数の重ね合せにより地震動波形を合成する方法である。図3.2.8に地震動加速度波形を合成するための正弦波合成法のブロックチャートを示す。

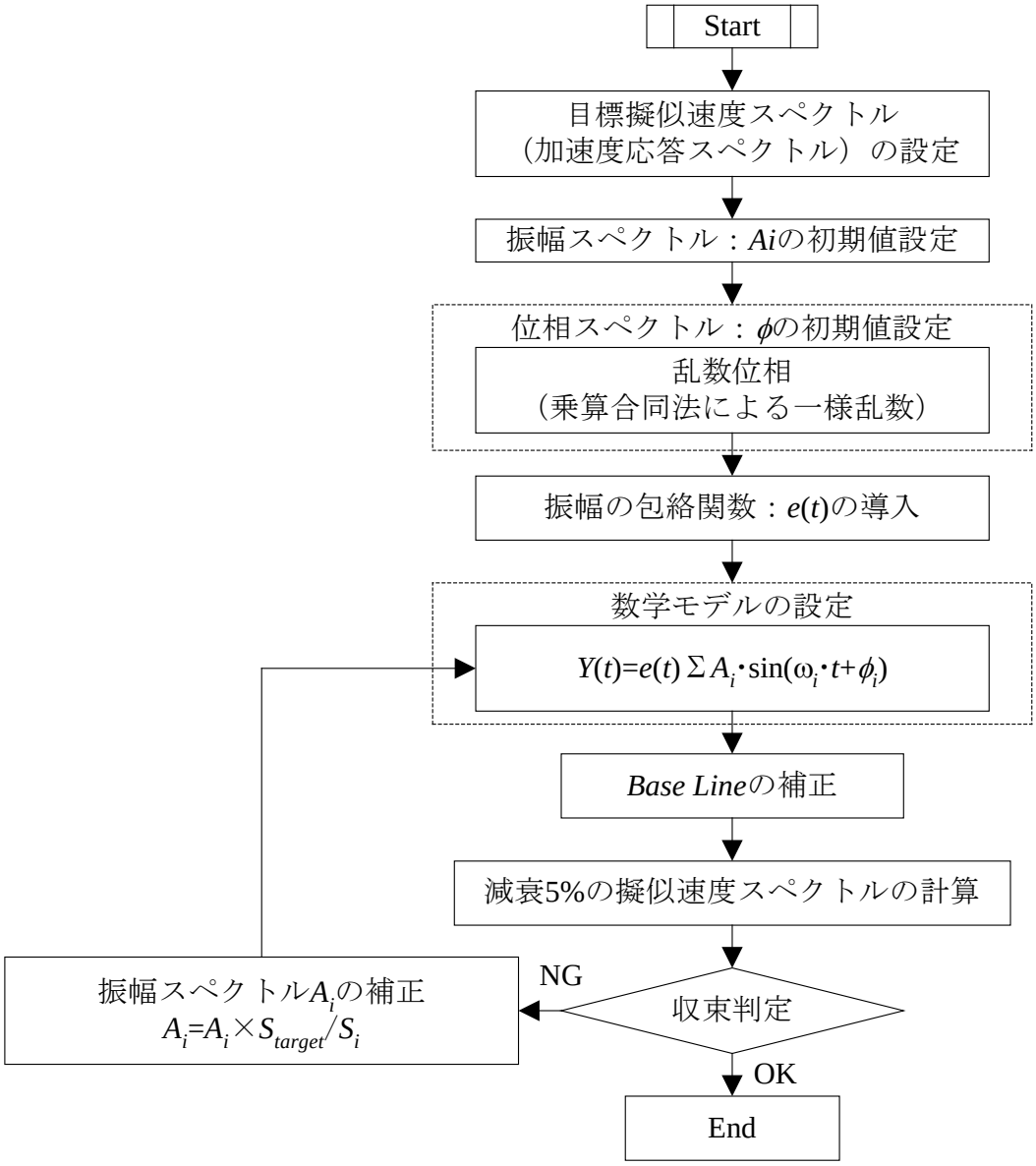


図3.2.8　解放工学的基盤における模擬地震動の作成方法ブロックチャート

以下に模擬地震動作成に必要な定数の設定についての概要を示す。

(1) 目標スペクトルの設定

改正建築基準法施行令第 81 条の 2 の規定に基づき定められた,「超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準」(建設省告示第 1461 号) の中では, 建築物に作用する地震力について, 水平方向に作用する地震動を表 3.2.4 に示す解放工学的基盤における加速度応答スペクトル (限界耐力計算入力地震動) として与えている。本論文での入力レベルは, 極めて稀に発生する地震動とする。

本検討では, 解放工学的基盤における加速度応答スペクトルに表 3.2.5 に示す地盤増幅 G_S (平成 12 建告第 1457 号第 7 の二) [6]を乗じ, これを地表面における目標スペクトルに設定した。なお, 地盤種別は第 2 種地盤とした。

表 3.2.4　解放工学的基盤における加速度応答スペクトル

周期 T(s)	稀に発生する地震動	**極めて稀に発生する地震動**
	S_A(m/s^2)	S_A(m/s^2)
T＜0.16	(0.64+6T)Z	**稀に発生する地震動に対する加速度応答スペクトルの 5 倍の数値**
0.16≦T＜0. 64	1.6Z	
0.64≦T	(1.024/T)Z	

表 3.2.5　地盤増幅係数：G_S

第一種地盤	
T＜0.576	G_S=1.5
0.576≦T＜0.64	G_S=0.864/T
0.64≦T	G_S =1.35
T：建築物の固有周期(s)	

第二種，三種地盤	
T＜0.64	**G_S=1.5**
0.64≦T＜T_u	**G_S=1.5(T/0.64)**
T_u≦T	**G_S =g_v**

T：建築物の固有周期(s)

T_u：次式によって計算した数値(s)

$$T_u = 0.64(g_v / 1.5)$$

g_v：地盤種別に応じて下表に揚げる数値

第二種地盤	**2.025**
第三種地盤	2.7

（2）位相特性の設定

模擬波の位相特性としては，0～1 の一様な乱数を発生させ，-π ～π ラジアンのランダム位相角を与える。なお，一様乱数位相を用いた場合は，波形の振幅形状が定常状態となるため，以下に示す振幅包絡関数を乗ずる。

（3）時刻歴波形の継続時間と包絡関数

乱数位相の場合，Jennings 型の包絡関数[7]を用いる。以下にその概要を示す。

Jennings 型の包絡関数については，文献[7]に示されている大崎が Jennings 型の包絡関数に基づき設定した包絡関数とする。

地震動の継続時間は，過去の記録から計量化でき，久田式と呼ばれ(3.8)式のように表される。

$$T_d = 10^{0.31M-0.774} \tag{3.8}$$

ここで，

T_d：地震動の継続時間（sec）

M：地震マグニチュード

包絡関数 $e(t)$は図 3.2.9 に示すように，0.0～T_b 間を 2 次曲線，T_b～T_c 間の主要動部分を水平な直線，T_c～T_d 間を指数曲線によって(3.9)式のように表現される。

$$\left.\begin{array}{ll} e(t)=\left(t/T_b\right)^2 & 0.0 \le t \le T_b \\ e(t)=1.0 & T_b \le t \le T_c \\ e(t)=e^{-a(t-Tc)} & T_c \le t \le T_d \end{array}\right\} \tag{3.9}$$

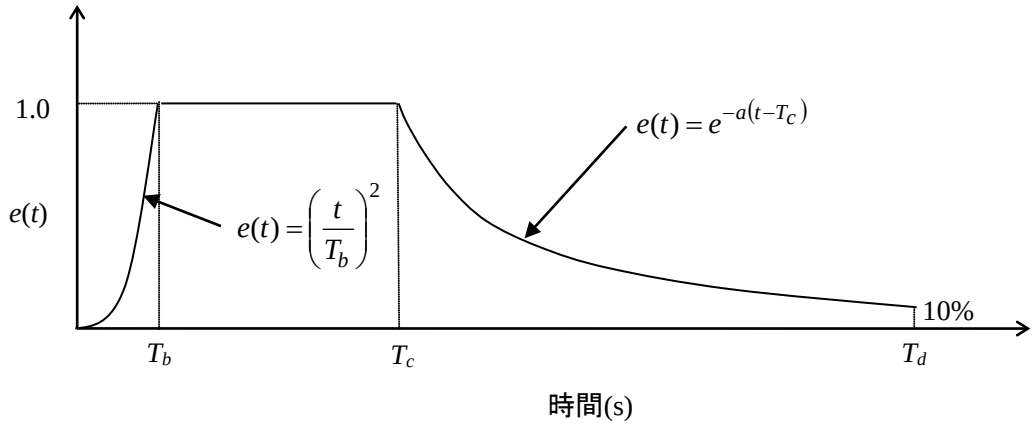


図 3. 2. 9　Jennings 型による包絡関数

時刻 T_b と T_c の T_d に対する比は，マグニチュード M によって，概ね表 3.2.6 のように変化するとされている。

表 3. 2. 6　時間比

マグニチュード：M	T_b/T_d	T_c/T_d
8	0.08	0.46
7	0.12	0.50
6	0.16	0.54

表 3.2.6 を次のように表し，

$$\left.\begin{aligned} T_b &= \{0.12 - 0.04 \times (M - 7)\} \times T_d \\ T_c &= \{0.50 - 0.04 \times (M - 7)\} \times T_d \end{aligned}\right\} \quad (3.10)$$

また，t=T_d で $e(t) = 1/10$ となる条件から a を(3.11)式のように決定する。

$$a = -\ln 0.1/(T_d - T_c) \quad (3.11)$$

(4) 収束判定（スペクトルの適合判定）[4]

（応答スペクトルの適合条件）

擬似速度応答スペクトル（減衰定数 5%）の適合度は，以下に示す条件を満足する事とする。なお，適合判定を行なう周期ポイントは，模擬波形作成時の重ね合わせ振動数ポイントと一致させないように，周期軸で指定した点数（ここでは，250 点とする）にて次式の等比数列により等比分割したポイントとする。

$$T_n = T_1 \cdot r^{n-1} \quad (3.12)$$

ここで，T_n：適合判定周期(s)

T_1：最小適合判定周期ポイント(s)

T_N：最大適合判定周期ポイント(s)

n：ある適合判定周期に対するポイント数

N：最大適合判定周期ポイント数(250)

r：$\left(\dfrac{T_N}{T_1}\right)^{\frac{1}{N-1}}$

①　最小応答スペクトル比

$$\varepsilon_{\min} = \left\{ \frac{S_{psv}(T_n, 0.05)}{DS_{psv}(T_n, 0.05)} \right\}_{\min} \geq 0.85 \quad (3.13)$$

②　目標設計用応答スペクトルからの変動係数

$$\nu \leq 0.05 \quad (3.14)$$

③　平均値の誤差

$$\left|1 - \varepsilon_{ave}\right| \leq 0.02 \quad (3.15)$$

ただし，

S_{psv}：擬似速度応答スペクトル

DS_{psv}：設計用応答スペクトル

T_i：誤差を判定する周期

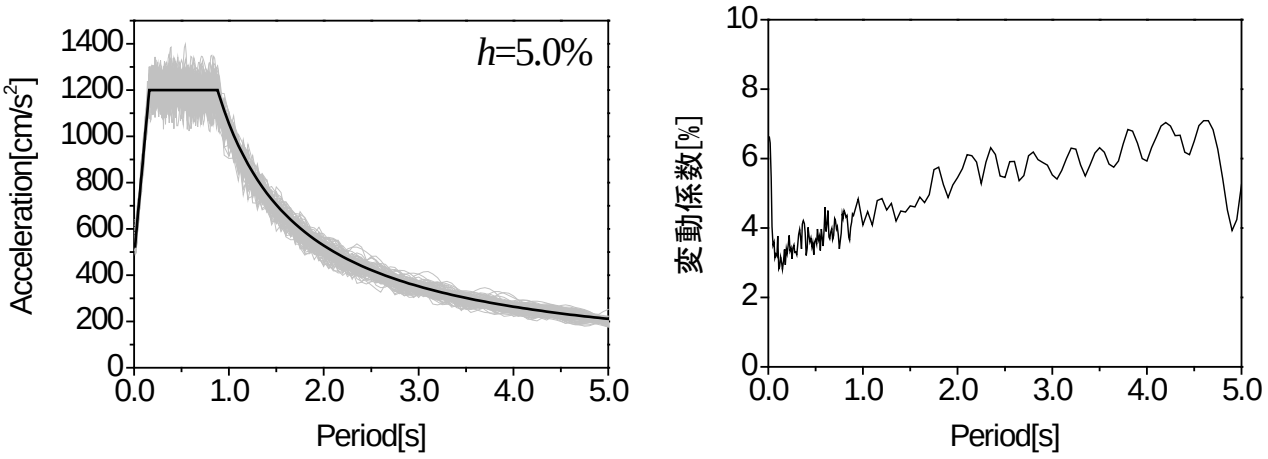
$$\nu = \sqrt{\frac{\sum(\varepsilon_i - 1.0)^2}{N}}$$

$$\varepsilon_{ave} : \frac{\sum \varepsilon_i}{N}$$

$$\varepsilon_i = \frac{S_{psv}(T_n, 0.05)}{DS_{psv}(T_n, 0.05)}$$

なお，作成した模擬地震動の加速度波形に対し，積分処理して速度波形，変位波形を算出し，最大値の発生時刻など，波形の形状を確認する。

作成した100波の模擬地震動の加速度スペクトル（h=0.05）と，各周期における減衰定数5%の加速度応答の変動係数を図3.2.10に示す。各模擬地震動の応答スペクトルは，目標スペクトルに完全には一致しないが，変動係数6%程度のバラツキの範囲以内に収まっている。



(a) 加速度応答スペクトル　　(b) 加速度応答の変動係数

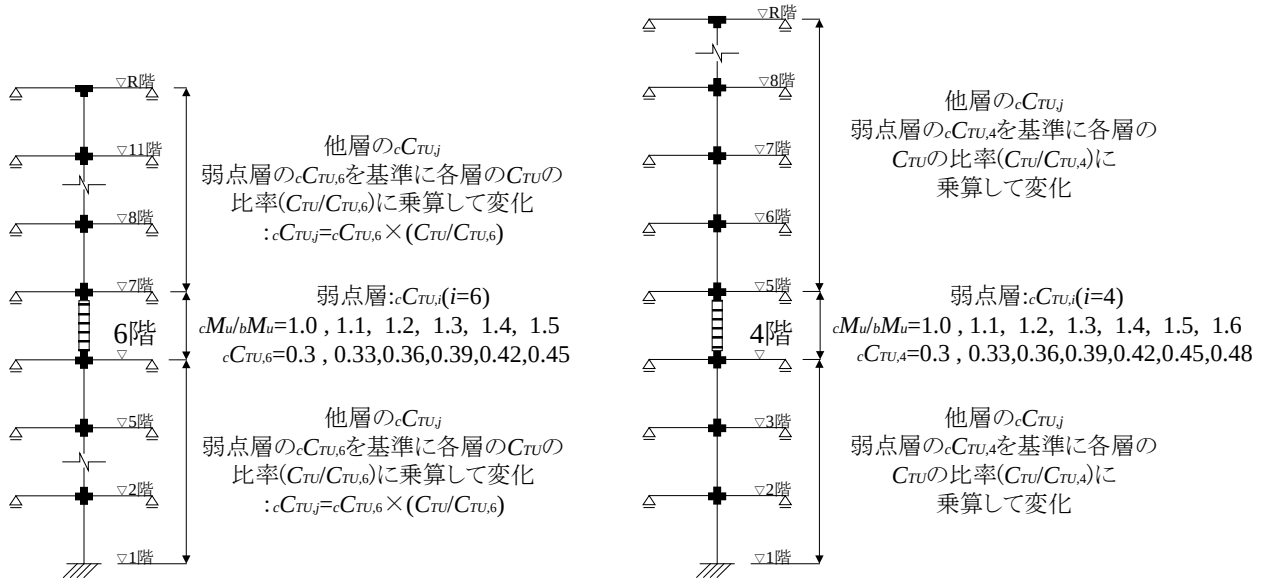
図 3.2.10　模擬地震動の加速度応答スペクトルとその変動係数

3.3　弱点層の柱梁耐力比を変化させた場合の検討

一般に柱は弾性に納まり梁のみが塑性化するいわゆる梁降伏型のラーメン骨組では，梁が全層にわたって塑性化し，特定層への損傷集中は起こりにくいとされてきた。しかし，柱梁耐力比，梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数，および高さ方向の層の強度分布の関係より，特定層へ損傷集中する可能性が考えられる。ここでは，建物モデルA，および建物モデルBのC_{TU}は，3.2.1節で実施した耐震診断結果の各層のC_{TU}の平均値の分布を用い，このC_{TU}の最小値を弱点層（以下これを「$C_{TU,i}$」とする）に設定したモデルとする。このモデルに弱点層の柱梁耐力比を変化させて地震応答解析を行い，弱点層への損傷集中との関係を検討する。

3.3.1 解析パラメータ

解析パラメータは柱梁耐力比で，弱点層（第2次診断結果より，建物モデルA：6層，建物モデルB：4層）の柱梁耐力比を1.0～1.5まで（建物モデルBは1.0～1.6までとする）0.1刻みで変化させる。ここで，柱梁耐力比を${}_cM_u$（節点上下の柱の曲げ終局強度和）／${}_bM_u$（節点左右の梁の曲げ終局強度和）と定義する。本モデルでは，ベースシア係数を${}_bC_u$=0.3に設定しているため梁の強度（線形応力解析より算出）は，表3.3.2の(1)のように定まる。したがって，弱点層i（建物モデルA：i = 6，建物モデルB：i = 4）の$C_{TU,i}$を柱の${}_cC_{TU,i}$と定義し，${}_cC_{TU,i}$を${}_cM_u$／${}_bM_u$に応じて図3.3.1のように${}_cC_{TU,i}$=0.3～0.45（i：弱点層，建物モデルBは0.3～0.48）と変化させる。また，そのときの他層の${}_cC_{TU,j}$（j：他層，表3.3.1の(3)）の値は，${}_cC_{TU,i}$に表3.3.1の(2)に示す$C_{TU}/C_{TU,i}$を乗じたものとする。すなわち，3.2節で実施した第2次診断による各層のC_{TU}の平均値の分布を変化させないようにした。表3.3.1の(6)に${}_cC_{TU,i}$=0.3の場合の柱の曲げ終局時せん断強度を示す。なお，柱のせん断終局強度は，I_S= C_{TU}×F=0.6（一定）として考え，C_{TU}に対応させて靭性指標F（=0.6/ C_{TU}）を算出し，F値に対応する塑性率μに応じて3.2.3節(1)の方法で算出する。表3.3.2，および表3.3.4に弱点層の柱梁耐力比が1.0の場合の柱および梁の曲げ終局強度を建物モデルA，Bそれぞれについて示す。



(a) 建物モデル A：弱点層 6 層　　(b) 建物モデル B：弱点層 4 層

図 3.3.1　解析パラメータ

表3.3.1　${}_cC_{TU,i}$=0.3の場合の柱の曲げ終局時せん断力（${}_cQ_{mu}$）（建物モデルA）

階	(1) 2次診断結果 C_{TU}	(2) $C_{TU}/C_{TU,i}$	(3) ${}_cC_{TU,j}$	(4) Σ Wj[kN]	(5) A_i分布	(6) 柱強度 cQmu[kN]
11	0.77	2.333	0.70	294.2	2.386	491.4
10	0.52	1.576	0.47	588.4	1.930	536.8
9	0.43	1.303	0.39	882.6	1.706	588.6
8	0.39	1.182	0.35	1176.8	1.556	649.2
7	0.35	1.061	0.32	1471.0	1.442	674.9
6	0.33	1.000	0.30	1765.2	1.347	713.3
5	0.35	1.061	0.32	2059.4	1.265	828.9
4	0.41	1.242	0.37	2353.6	1.191	1044.8
3	0.41	1.242	0.37	2647.8	1.123	1108.3
2	0.46	1.394	0.42	2942.0	1.060	1304.1
1	0.48	1.455	0.44	3236.2	1.000	1412.2

$C_{TU,i}$= 0.33 （i：弱点層で6層）　${}_cC_{TU,j}={}_cC_{TU,i}\times(C_{TU}/C_{TU,i})$　(j:他層)

表3.3.2　柱梁耐力比が1.0の場合の柱梁曲げ終局強度（建物モデルA）

階	(1) ${}_bC_U$=0.3の 梁曲げ強度 ${}_bM_u$[kNm]	(2) ${}_cC_{TU,6}$=0.3の 柱せん断強度 ${}_cQ_{mu}$[kN]	(3) 反曲点高さ比 y_0=0.5	(4) 柱曲げ強度 ${}_{c頭}M_u$[kNm] ${}_{c脚}M_u$[kNm]	(5) 柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_bM_u$
	225.4			651.1	1.24
11	(263.1)	491.4	0.5	651.1	
	316.1			711.3	1.86
10	(367.1)	536.8	0.5	711.3	
	453.8			779.9	1.41
9	(528.2)	588.6	0.5	779.9	
	551.7			860.2	1.28
8	(642.4)	649.2	0.5	860.2	
	726.0			894.3	1.04
7	(844.3)	674.9	0.5	894.3	
	799.5			963.0	1.00
6	(929.0)	713.3	0.5	963.0	
	872.9			1139.7	1.04
5	(1014.6)	828.9	0.5	1139.7	
	969.8			1436.6	1.14
4	(1127.8)	1044.8	0.5	1436.6	
	1017.7			1523.9	1.25
3	(1183.9)	1108.3	0.5	1523.9	
	1049.3			1825.7	1.37
2	(1219.6)	1304.1	0.5	1825.7	
	1243.0			2418.3	1.43
1	(1479.6)	1412.2	0.5	2418.3	

・梁曲げ強度の( )内数値は節点モーメント　・柱曲げ強度はすべて節点モーメント

表3.3.3　$_cC_{TU,i}$=0.3の場合の柱の曲げ終局時せん断力（$_cQ_{mu}$）（建物モデルB）

階	(1) 2次診断結果 C_{TU}	(2) $C_{TU}/C_{TU,i}$	(3) $_cC_{TU,j}$	(4) ΣWj[kN]	(5) A_i分布	(6) 柱強度 cQmu[kN]
12	0.69	1.327	0.40	308.0	2.504	307.0
11	0.55	1.058	0.32	616.0	2.015	393.9
10	0.54	1.038	0.31	924.0	1.778	511.8
9	0.59	1.135	0.34	1232.0	1.622	680.2
8	0.53	1.019	0.31	1540.0	1.504	708.2
7	0.59	1.135	0.34	1848.0	1.407	885.0
6	0.56	1.077	0.32	2156.0	1.323	921.5
5	0.57	1.096	0.33	2464.0	1.248	1011.2
4	0.52	1.000	0.30	2772.0	1.180	981.3
3	0.58	1.115	0.33	3080.0	1.117	1151.2
2	0.60	1.154	0.35	3388.0	1.057	1239.6
1	0.59	1.135	0.34	3696.0	1.000	1258.1

$C_{TU,i}$= 0.52 （i：弱点層で4層）　　$_cC_{TU,j}=_cC_{TU,i}\times(C_{TU}/C_{TU,i})$　(j:他層)

表3.3.4　柱梁耐力比が1.0の場合の柱梁曲げ終局強度（建物モデルB）

階	(1) $_bC_U$=0.3の 梁曲げ強度 $_bM_u$ [kNm]	(2) $_cC_{TU,8}$=0.3の 柱せん断強度 $_cQ_{mu}$[kN]	(3) 反曲点高さ比 y_0=0.5	(4) 柱曲げ強度 $_{c頭}M_u$[kNm] $_{c脚}M_u$[kNm]	(5) 柱梁耐力比 $_cM_u/_bM_u$
	289.9			406.8	0.59
12	345.5	307.0	0.500	406.8	
	342.4			521.9	1.13
11	409.1	393.9	0.500	521.9	
	486.9			678.2	1.03
10	580.8	511.8	0.500	678.2	
	613.2			901.3	1.08
9	731.3	680.2	0.500	901.3	
	709.1			938.4	1.09
8	846.5	708.2	0.500	938.4	
	844.4			1172.7	1.05
7	1007.0	885.0	0.500	1172.7	
	872.7			1244.1	1.16
6	1041.4	921.5	0.500	1244.1	
	1112.1			1390.4	0.99
5	1326.2	1011.2	0.500	1390.4	
	1128.3			1349.3	1.02
4	1346.4	981.3	0.500	1349.3	
	1182.9			1582.9	1.04
3	1411.1	1151.2	0.500	1582.9	
	1156.6			1735.5	1.20
2	1379.8	1239.6	0.500	1735.5	
	1362.6			2154.4	1.17
1	1661.6	1258.1	0.500	2154.4	

・梁曲げ強度の( )内数値は節点モーメント　　・柱曲げ強度はすべて節点モーメント

3.3.2 地震応答解析による検証

(1) 柱梁耐力比と層崩壊率の関係

図 3.3.2 には ${}_cM_u/{}_bM_u$ と層崩壊率の関係，図 3.3.3 には柱と梁の塑性率を示す。ここで，層崩壊の定義は，崩壊型形成を確認するため，各層の柱頭・柱脚の両者が(3.7)式で求めた F 値に対応した塑性率（以下，これを終局時塑性率 μ_u と呼ぶ）を超えた時点とし，そのときの地震波の数を層崩壊率と定義する。

建物モデル A の ${}_cM_u/{}_bM_u$ と層崩壊率の関係，柱と梁の塑性率の最大値を図 3.3.2(a)，および図 3.3.3(a)にそれぞれ示す。また，図 3.3.3(a)には，柱梁の終局時塑性率 μ_u，および梁終局時塑性率を超えた時点の地震波（100 波）の数を梁曲げ破壊率と定義し図中にそれぞれ示した。図 3.3.2(a)より ${}_cM_u/{}_bM_u$ が 1.0 の場合に弱点層（6 層）の層崩壊率は 90%程度となり，図 3.3.3(a)からも弱点層に変形が集中することが分かる。${}_cM_u/{}_bM_u$ が 1.3 以上になると，弱点層を含めた他層の層崩壊率が 10%以下（図 3.3.2(a)）となる。また，図 3.3.3(a)（弱点層：6 層の ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.3 の場合）に示すように梁曲げ破壊率は，2 層と最上層で 40%程度となるが，3 層では 75%，4 層から 9 層は 90～100%となり梁の曲げ破壊支配的柱と考えられる。

建物モデル B の ${}_cM_u/{}_bM_u$ と層崩壊率の関係，柱と梁の塑性率の最大値を図 3.3.2(b)，および図 3.3.3(b)にそれぞれ示す。また，図 3.3.3(b)にも建物モデル A と同様に μ_u を示した。図 3.3.2(b)より建物モデル B は，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.0 において，弱点層（4 層）以外の 8 層と 10 層にもそれぞれ 40%，20%程度の層崩壊率となった。また，図 3.3.3(b)（弱点層：4 層の ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.0 の場合）に示すように弱点層に加え 8 層，および 10 層にも変形が集中する。${}_cM_u/{}_bM_u$ が 1.3 を超えると，図 3.3.2(b)に示すように弱点層の層崩壊は生じなくなるが，8 層は柱梁耐力比が 1.6 でようやく層崩壊率が 10%以下となる。図 3.3.3(b)（弱点層：4 層の ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.5 の場合）に示すように梁曲げ破壊率は，4 層から 11 層で 90%程度となる。

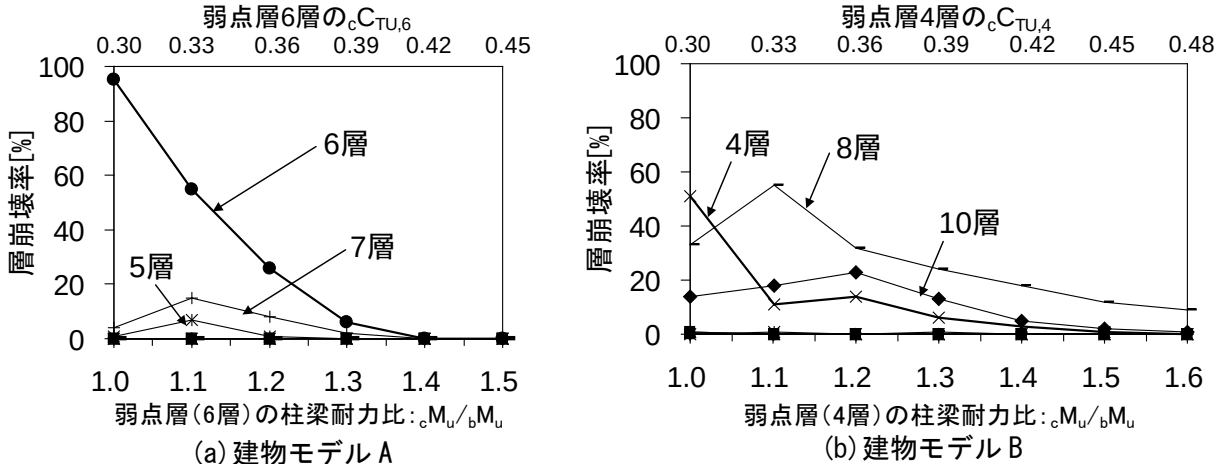
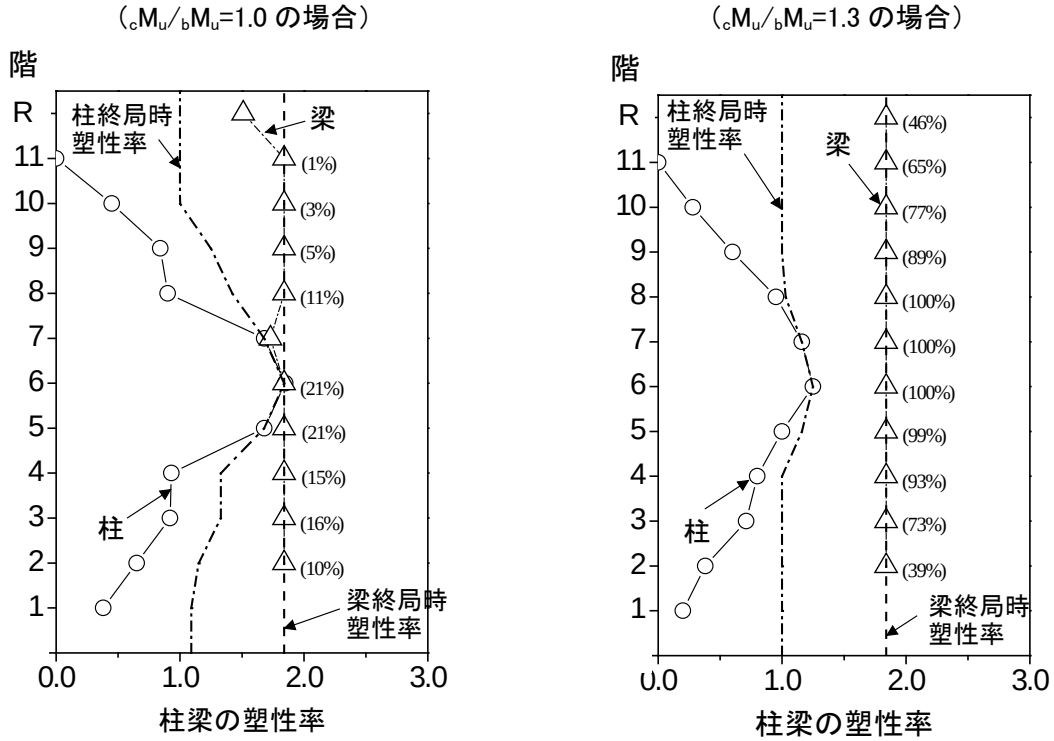
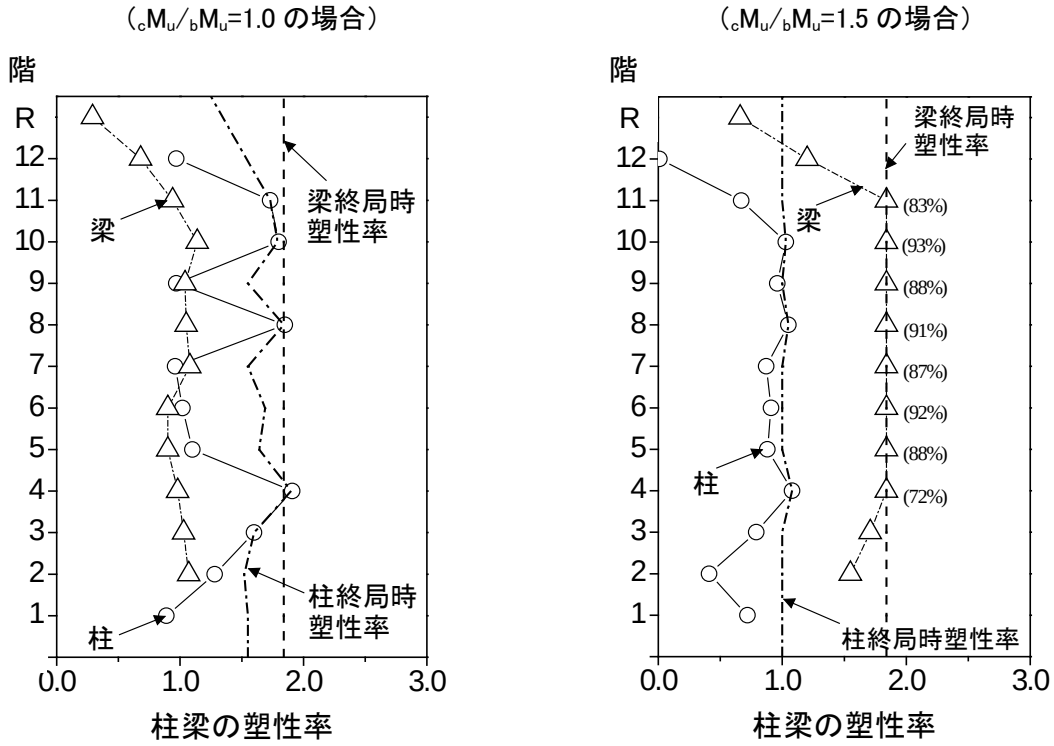


図3.3.2　$_cM_u/_bM_u$と層崩壊率の関係



(a)建物モデルAの柱梁の塑性率（弱点層：6層）



(b)建物モデルBの柱梁の塑性率（弱点層：4層）

図中の( )内数値は，梁曲げ破壊率を示す。

図3.3.3　弱点層の$_cM_u/_bM_u$による柱梁の塑性率

以上より，建物モデルA，Bによる地震応答解析の結果，I_S値を満足しているにも関わらず，両モデルともに${}_cM_u/{}_bM_u$が1.3以下となると弱点層に変形が集中する。特に構造形式が異なる建物モデルA（SRC+RC造）の場合には，3.2節で実施した耐震診断法による各層のC_{TU}の平均値の最小値の6層（表3.2.2）と同様の弱点層（6層）に層崩壊が集中した。

一方，靭性能が大きい全層SRC造の建物モデルBの場合には，弱点層以外の層（8層，10層）にも層崩壊が生ずる。これは，3.2節の表3.2.1に示すように耐震診断結果による各層のC_{TU}の平均値が4層の弱点層のC_{TU}（=0.52）に対して，8層では0.53，10層では0.54と同程度の強度のためと考えられる。${}_cM_u/{}_bM_u$が大きくなるにしたがって弱点層（4層）より8層の層崩壊率が大きくなるため，3.4節では弱点層を8層に設定する。

また，本節では，梁の強度（ベースシア係数${}_bC_u$=0.3）を一定にし，柱の強度を変化させ層崩壊の危険度の検討を行った。その結果，梁の強度により，特定層に層崩壊が生じるときの${}_cM_u/{}_bM_u$は変化すると考えられる。そこで，3.4節では，梁の強度の影響も含め高さ方向の層の強度分布，さらに${}_cM_u/{}_bM_u$を変化させ層崩壊の危険度の検討を次節で行う。

3.4　梁の曲げ終局強度を変化させた場合の検討

新耐震設計法施行以前に設計された既存集合住宅建物の桁行方向は，せん断型のラーメン構造が多い。せん断型の特徴は，各層の損傷分布が強度分布に極めて敏感で相対的に弱い層に損傷集中が起こりやすいことである。一方，梁の曲げ降伏が先行するラーメン構造の場合には，梁の曲げ強度により，特定層に層崩壊が生じるときの$_cM_u/_bM_u$は変化すると考えられる。ここでは，3.2節の建物モデルを用い，梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数$_bC_u$（第3次診断法によるC_{TU}に相当）と柱梁耐力比，および高さ方向の層の強度分布をパラメータとして地震応答解析を行い，損傷集中する場合の条件を求め層崩壊危険度の評価法について提案する。ここで，強度分布は，全層の$_cC_{TU}$の平均値に対する弱点層の$_cC_{TU,i}$の比率とし,「強度率c_i」と定義する。

3.4.1 解析パラメータの設定

解析パラメータの設定は，以下の手順で行った。

(ⅰ) 梁の曲げ終局強度については，$_bC_u$を0.2～0.45まで0.05刻みで計6ケースとする（表3.4.1の①）。

(ⅱ) 弱点層の$_cC_{TU,i}$は，$_cC_{TU,i}$の最小値を0.25とし$_cM_u/_bM_u$（表3.4.1の②）に応じて$_bC_u$（表3.4.1の①）にそれぞれ乗じて表3.4.1の③に示すように設定する。$_cM_u/_bM_u$は，$_cC_{TU,i}$=0.25ときの$_cM_u/_bM_u$から0.1刻みで，3. 3節の結果より1.6以上となるように設定する。

表3. 4. 1　解析パラメータ・弱点層の$_cC_{TU,\,i}$一覧（建物モデルA，B共通）

①$_bC_u$=0.20		①$_bC_u$=0.25		①$_bC_u$=0.30		①$_bC_u$=0.35		①$_bC_u$=0.40		①$_bC_u$=0.45	
② $_cM_u/_bM_u$	③=①×② $_cC_{TU,i}$	② $_cM_u/_bM_u$	③=①×② $_cC_{TU,i}$	② $_cM_u/_bM_u$	③=①×② $_cC_{TU,i}$	② $_cM_u/_bM_u$	③=①×② $_cC_{TU,i}$	② $_cM_u/_bM_u$	③=①×② $_cC_{TU,i}$	② $_cM_u/_bM_u$	③=①×② $_cC_{TU,i}$
1.25	0.25	1.00	0.25	0.83	0.25	0.71	0.25	0.63	0.25	0.56	0.25
1.30	0.26	1.10	0.28	0.90	0.27	0.80	0.28	0.70	0.28	0.60	0.27
1.35	0.27	1.20	0.30	1.00	0.30	0.90	0.32	0.80	0.32	0.70	0.32
1.40	0.28	1.30	0.33	1.10	0.33	1.00	0.35	0.90	0.36	0.80	0.36
1.50	0.30	1.40	0.35	1.20	0.36	1.10	0.39	1.00	0.40	0.90	0.41
1.60	0.32	1.50	0.38	1.30	0.39	1.20	0.42	1.10	0.44	1.00	0.45
1.70	0.34	1.60	0.40	1.40	0.42	1.30	0.46	1.20	0.48	1.10	0.50
1.80	0.36	1.70	0.43	1.50	0.45	1.40	0.49	1.30	0.52	1.20	0.54
1.90	0.38	1.80	0.45	1.60	0.48	1.50	0.53	1.40	0.56	1.30	0.59
2.00	0.40					1.60	0.56	1.50	0.60	1.40	0.63
								1.60	0.64	1.50	0.68
										1.60	0.72

(ⅲ) 弱点層の強度率c_iは1.0～0.6まで0.05刻みに設定する。c_iは弱点層となる層の$_cC_{TU,i}$に対し，他層の$_cC_{TU,j}$を一律に増加させることでc_iを低下させる。例として，$_bC_u$=0.25，$_cC_{TU,i}$=0.25（$_cM_u/_bM_u$=1.0）の場合，他層の$_cC_{TU,j}$は次の値となる。

c_i=1.0の場合：$_cC_{TU,j}$ =0.25

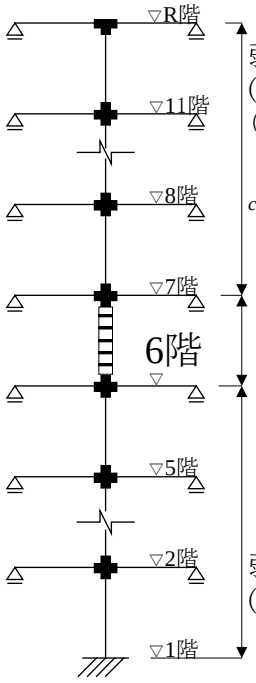
c_i=0.6の場合：$_cC_{TU,j}=\left\{{}_cC_{TU,i}/c_i\times N-{}_cC_{TU,i}\right\}/(N-1)=\{0.25/0.6\times 11-0.25\}/(11-1)=0.43$

（N:全層数で11とする）

ここで，c_iは(3)式より算出する。

$$c_i={}_cC_{TU,i}\Big/{}_c\overline{C}_{TU} \qquad (i \text{ は弱点層，} {}_c\overline{C}_{TU}=\sum_{j=1}^{N}{}_cC_{TU,j}\Big/N \text{ ：} N \text{ は全層数}) \tag{3.16}$$

なお，c_i=0.6の場合の他層の${}_cM_u/{}_bM_u$は，弱点層の${}_cC_{TU,i}$=0.25に対して他層が${}_cC_{TU,j}$=0.43と増加するため1.36となる。柱のせん断強度は，その${}_cC_{TU,j}$に上層から当該層までの重量，およびA_i分布を考慮し，それぞれを乗じて3.2.3節（1）の方法で算出する。また，F値は弱点層含めたすべての層で$I_S = C_{TU,i又はj} \times F$ =0.6となるように設定した。解析パラメータを図3.4.1に示す。

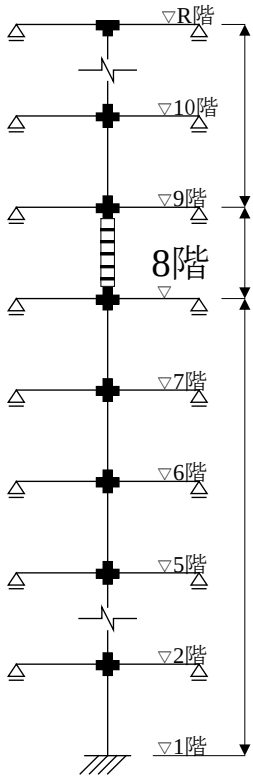


（他層の${}_cC_{TU,j}$: ${}_cC_{TU,j} = \{{}_cC_{TU,i}/c_i \times N - {}_cC_{TU,i}\}/(N-1)$ ）
弱点層の${}_cC_{TU,i}$を基準に${}_cC_{TU,j}$を増加させc_i（1.0～0.6）を変化
（I_S指標は0.6で一定）
（例：${}_bC_u$=0.25, ${}_cC_{TU,6}$=0.25の場合）
c_i=1.00 , 0.95 , 0.90 , 0.85 , 0.80 , 0.75 , 0.70 , 0.65 , 0.60
${}_cC_{TU,j}$=0.25 , 0.26 , 0.28 , 0.30 , 0.32 , 0.34 , 0.37 , 0.40 , 0.43

弱点層の${}_cC_{TU,i}$（i=6）は，${}_bC_u$=0.2～0.45に対して ${}_cM_u/{}_bM_u$に応じて変化
（例：${}_bC_u$=0.25の場合）
${}_cM_u/{}_bM_u$=1.00,1.10,1.20,1.30,1.40,1.50,1.60,1.70,1.80
${}_cC_{TU,6}$=0.25,0.28,0.30,0.33,0.35,0.38,0.40,0.43,0.45

（他層の${}_cC_{TU,j}$: ${}_cC_{TU,j} = \{{}_cC_{TU,i}/c_i \times N - {}_cC_{TU,i}\}/(N-1)$ ）
弱点層の${}_cC_{TU,i}$を基準に${}_cC_{TU,j}$を増加させc_i（1.0～0.6）を変化
（I_S指標は0.6で一定）

(a) 建物モデル A：弱点層（i=6 層）



（他層の${}_cC_{TU,j}$）
弱点層の${}_cC_{TU,i}$を基準に${}_cC_{TU,j}$を増加させc_i（1.0～0.6）を変化
（I_S指標は0.6で一定）

弱点層の${}_cC_{TU,i}$（i=8）は，${}_bC_u$=0.2～0.45に対して${}_cM_u/{}_bM_u$に応じて変化

（他層の${}_cC_{TU,j}$）
弱点層の${}_cC_{TU,i}$を基準に${}_cC_{TU,j}$を増加させc_i（1.0～0.6）を変化
（I_S指標は0.6で一定）

(b) 建物モデル B：弱点層（i=8 層）

図 3.4.1 解析パラメータ

(ⅳ)　柱の曲げ終局時せん断強度，および柱梁の曲げ終局強度の算定結果

ここでは，建物モデル A の梁の強度を ${}_bC_u$=0.2，弱点層（6 層）の ${}_cM_u / {}_bM_u$ =1.25(${}_cC_{TU,i}$=0.25)の場合についての算定結果を以下に示す。

①弱点層の強度率が c_i=0.6 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.43	294	2.386	304
10	0.43	588	1.930	492
9	0.43	883	1.706	652
8	0.43	1177	1.556	793
7	0.43	1471	1.442	919
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.43	2059	1.265	1129
4	0.43	2354	1.191	1215
3	0.43	2648	1.123	1289
2	0.43	2942	1.060	1351
1	0.43	3236	1.000	1402

$C_{TU平均}$= 0.417

C_{TUmin}= 0.25　（弱点層）

$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.60　（弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 ${}_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 ${}_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 ${}_{c頭}M_u$[kNm] ${}_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_gM_u$
	195.5			403.0	0.89
11	227.4	304.2	0.500	403.0	
	274.1			652.0	1.66
10	318.7	492.1	0.500	652.0	
	393.9			864.5	1.66
9	458.0	652.5	0.500	864.5	
	479.3			1051.4	1.72
8	557.4	793.5	0.500	1051.4	
	630.0			1217.9	1.55
7	732.5	919.2	0.500	1217.9	
	522.4			**802.5**	**1.25**
6	**806.8**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	757.8			1552.2	1.34
5	881.1	1128.9	0.500	1552.2	
	841.8			1670.2	1.65
4	978.9	1214.7	0.500	1670.2	
	883.7			1771.7	1.67
3	1027.6	1288.5	0.500	1771.7	
	910.5			1891.9	1.73
2	1058.7	1351.4	0.500	1891.9	
	1079.0			2401.5	1.67
1	1284.6	1402.4	0.500	2401.5	

上段:フェイスモーメント　　(節点モーメント)

下段:節点モーメント

②弱点層の強度率が c_i=0.65 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.40	294	2.386	279
10	0.40	588	1.930	452
9	0.40	883	1.706	599
8	0.40	1177	1.556	729
7	0.40	1471	1.442	844
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.40	2059	1.265	1037
4	0.40	2354	1.191	1116
3	0.40	2648	1.123	1184
2	0.40	2942	1.060	1241
1	0.40	3236	1.000	1288

$C_{TU平均}$= 0.385

C_{TUmin}= 0.25　（弱点層）

$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.65　（弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 ${}_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 ${}_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 ${}_{c頭}M_u$[kNm] ${}_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_gM_u$
	186.1			370.3	0.86
11	216.4	279.4	0.500	370.3	
	260.9			599.0	1.60
10	303.4	452.1	0.500	599.0	
	374.9			794.2	1.60
9	436.0	599.4	0.500	794.2	
	456.2			965.8	1.66
8	530.5	728.9	0.500	965.8	
	599.6			1118.8	1.49
7	697.2	844.4	0.500	1118.8	
	660.3			**802.5**	**1.25**
6	**767.9**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	721.2			1425.9	1.33
5	838.7	1037.0	0.500	1425.9	
	801.2			1534.3	1.59
4	931.7	1115.9	0.500	1534.3	
	841.1			1627.5	1.62
3	978.1	1183.7	0.500	1627.5	
	866.6			1738.0	1.67
2	1007.7	1241.4	0.500	1738.0	
	1027.0			2206.1	1.61
1	1222.7	1288.3	0.500	2206.1	

③弱点層の強度率が c_i=0.7 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.37	294	2.386	258
10	0.37	588	1.930	418
9	0.37	883	1.706	554
8	0.37	1177	1.556	674
7	0.37	1471	1.442	780
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.37	2059	1.265	958
4	0.37	2354	1.191	1031
3	0.37	2648	1.123	1094
2	0.37	2942	1.060	1147
1	0.37	3236	1.000	1190

$C_{TU平均}$= 0.357

C_{TUmin}= 0.25　（弱点層）

$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.70　（弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 ${}_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 ${}_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 ${}_{c頭}M_u$[kNm] ${}_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_gM_u$
	177.8			342.1	0.83
11	206.8	258.2	0.500	342.1	
	249.3			553.5	1.54
10	289.9	417.7	0.500	553.5	
	358.3			733.9	1.54
9	416.6	553.9	0.500	733.9	
	436.0			892.5	1.60
8	507.0	673.6	0.500	892.5	
	573.1			1033.9	1.45
7	666.3	780.3	0.500	1033.9	
	631.1			**802.5**	**1.25**
6	**733.9**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	689.3			1317.7	1.32
5	801.5	958.3	0.500	1317.7	
	765.8			1417.8	1.54
4	890.4	1031.2	0.500	1417.8	
	803.8			1504.0	1.56
3	934.8	1093.8	0.500	1504.0	
	828.2			1606.0	1.61
2	963.0	1147.2	0.500	1606.0	
	981.5			2038.7	1.56
1	1168.5	1190.5	0.500	2038.7	

④弱点層の強度率が c_i=0.75 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.34	294	2.386	240
10	0.34	588	1.930	388
9	0.34	883	1.706	514
8	0.34	1177	1.556	626
7	0.34	1471	1.442	725
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.34	2059	1.265	890
4	0.34	2354	1.191	958
3	0.34	2648	1.123	1016
2	0.34	2942	1.060	1065
1	0.34	3236	1.000	1106

$C_{TU平均}$= 0.333
C_{TUmin}= 0.25 （弱点層）
$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.75 （弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 $_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 $_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 $_{c頭}M_u$[kNm] $_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 $_cM_u/_gM_u$
	170.8			317.8	0.80
11	198.6	239.8	0.500	317.8	
	239.4			514.1	1.49
10	278.4	388.0	0.500	514.1	
	344.1			681.6	1.49
9	400.1	514.5	0.500	681.6	
	418.6			829.0	1.55
8	486.9	625.6	0.500	829.0	
	550.3			960.3	1.40
7	639.9	724.7	0.500	960.3	
	606.0			**802.5**	**1.25**
6	**704.7**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	661.9			1223.9	1.32
5	769.7	890.1	0.500	1223.9	
	735.3			1316.9	1.49
4	855.0	957.7	0.500	1316.9	
	771.9			1396.9	1.51
3	897.6	1015.9	0.500	1396.9	
	795.3			1491.7	1.56
2	924.8	1065.5	0.500	1491.7	
	942.5			1893.5	1.51
1	1122.1	1105.7	0.500	1893.5	

上段:フェイスモーメント　　(節点モーメント)
下段:節点モーメント

⑤弱点層の強度率が c_i=0.8 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.32	294	2.386	224
10	0.32	588	1.930	362
9	0.32	883	1.706	480
8	0.32	1177	1.556	584
7	0.32	1471	1.442	676
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.32	2059	1.265	830
4	0.32	2354	1.191	893
3	0.32	2648	1.123	948
2	0.32	2942	1.060	994
1	0.32	3236	1.000	1032

$C_{TU平均}$= 0.313
C_{TUmin}= 0.25 （弱点層）
$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.80 （弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 $_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 $_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 $_{c頭}M_u$[kNm] $_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 $_cM_u/_gM_u$
	164.9			296.5	0.77
11	191.7	223.7	0.500	296.5	
	231.2			479.6	1.44
10	268.8	362.0	0.500	479.6	
	332.2			635.9	1.44
9	386.3	479.9	0.500	635.9	
	404.2			773.4	1.50
8	470.1	583.7	0.500	773.4	
	531.3			895.9	1.35
7	617.8	676.1	0.500	895.9	
	585.1			**802.5**	**1.25**
6	**680.4**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	639.1			1141.8	1.31
5	743.1	830.4	0.500	1141.8	
	710.0			1228.6	1.44
4	825.6	893.5	0.500	1228.6	
	745.2			1303.2	1.46
3	866.7	947.8	0.500	1303.2	
	767.9			1391.6	1.51
2	892.9	994.0	0.500	1391.6	
	910.0			1766.5	1.46
1	1083.4	1031.5	0.500	1766.5	

⑥弱点層の強度率が c_i=0.85 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.30	294	2.386	210
10	0.30	588	1.930	339
9	0.30	883	1.706	449
8	0.30	1177	1.556	547
7	0.30	1471	1.442	633
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.30	2059	1.265	778
4	0.30	2354	1.191	837
3	0.30	2648	1.123	888
2	0.30	2942	1.060	931
1	0.30	3236	1.000	966

$C_{TU平均}$= 0.294
C_{TUmin}= 0.25 （弱点層）
$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.85 （弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 $_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 $_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 $_{c頭}M_u$[kNm] $_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 $_cM_u/_gM_u$
	159.0			277.7	0.75
11	184.9	209.6	0.500	277.7	
	222.9			449.2	1.40
10	259.2	339.0	0.500	449.2	
	320.3			595.6	1.40
9	372.5	449.5	0.500	595.6	
	389.8			724.3	1.46
8	453.3	546.6	0.500	724.3	
	512.4			839.0	1.31
7	595.7	633.2	0.500	839.0	
	564.2			**802.5**	**1.25**
6	**656.1**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	616.2			1069.4	1.31
5	716.6	777.7	0.500	1069.4	
	684.6			1150.6	1.39
4	796.1	836.8	0.500	1150.6	
	718.6			1220.5	1.42
3	835.7	887.7	0.500	1220.5	
	740.4			1303.4	1.47
2	861.0	931.0	0.500	1303.4	
	877.5			1654.4	1.42
1	1044.7	966.1	0.500	1654.4	

⑦弱点層の強度率が c_i=0.9 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.28	294	2.386	197
10	0.28	588	1.930	319
9	0.28	883	1.706	422
8	0.28	1177	1.556	514
7	0.28	1471	1.442	595
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.28	2059	1.265	731
4	0.28	2354	1.191	786
3	0.28	2648	1.123	834
2	0.28	2942	1.060	875
1	0.28	3236	1.000	908

$C_{TU平均}$= 0.278
C_{TUmin}= 0.25 （弱点層）
$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.90 （弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 $_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 $_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 $_{c頭}M_u$[kNm] $_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 $_cM_u/_gM_u$
	154.3			260.9	0.73
11	179.4	196.9	0.500	260.9	
	216.3			422.1	1.36
10	251.5	318.6	0.500	422.1	
	310.8			559.7	1.36
9	361.5	422.4	0.500	559.7	
	378.2			680.7	1.41
8	439.8	513.7	0.500	680.7	
	497.2			788.5	1.27
7	578.1	595.1	0.500	788.5	
	547.5			**802.5**	**1.25**
6	**636.7**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	598.0			1005.0	1.30
5	695.3	730.9	0.500	1005.0	
	664.3			1081.3	1.35
4	772.5	786.4	0.500	1081.3	
	697.3			1147.1	1.37
3	810.9	834.2	0.500	1147.1	
	718.5			1224.9	1.42
2	835.5	874.9	0.500	1224.9	
	851.5			1554.8	1.37
1	1013.7	907.9	0.500	1554.8	

上段:フェイスモーメント　　(節点モーメント)
下段:節点モーメント

⑧弱点層の強度率が c_i=0.95 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.26	294	2.386	186
10	0.26	588	1.930	300
9	0.26	883	1.706	398
8	0.26	1177	1.556	484
7	0.26	1471	1.442	561
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.26	2059	1.265	689
4	0.26	2354	1.191	741
3	0.26	2648	1.123	786
2	0.26	2942	1.060	825
1	0.26	3236	1.000	856

$C_{TU平均}$= 0.263
C_{TUmin}= 0.25 （弱点層）
$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 0.95 （弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 $_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 $_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 $_{c頭}M_u$[kNm] $_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 $_cM_u/_gM_u$
	149.6			246.0	0.71
11	173.9	185.6	0.500	246.0	
	209.7			397.9	1.32
10	243.8	300.3	0.500	397.9	
	301.3			527.6	1.32
9	350.4	398.2	0.500	527.6	
	366.7			641.7	1.37
8	426.4	484.3	0.500	641.7	
	482.0			743.3	1.24
7	560.4	561.0	0.500	743.3	
	530.8			**802.5**	**1.25**
6	**617.2**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	579.7			947.4	1.30
5	674.1	689.0	0.500	947.4	
	644.0			1019.4	1.31
4	748.9	741.4	0.500	1019.4	
	676.0			1081.3	1.34
3	786.2	786.4	0.500	1081.3	
	696.6			1154.7	1.38
2	810.0	824.8	0.500	1154.7	
	825.5			1465.7	1.33
1	982.8	855.9	0.500	1465.7	

⑨弱点層の強度率が c_i=1.0 の場合

階	C_{tumin6}= 0.25	ΣW_i [kN]	A_i	柱耐力:cQ_u [kN]
11	0.25	294	2.386	175
10	0.25	588	1.930	284
9	0.25	883	1.706	376
8	0.25	1177	1.556	458
7	0.25	1471	1.442	530
6	**0.25**	**1765**	**1.347**	**594**
5	0.25	2059	1.265	651
4	0.25	2354	1.191	701
3	0.25	2648	1.123	743
2	0.25	2942	1.060	780
1	0.25	3236	1.000	809

$C_{TU平均}$= 0.250
C_{TUmin}= 0.25 （弱点層）
$C_{TUmin}/C_{TU平均}$= 1.00 （弱点層の強度率）

階	C_{tu}=0.2のときの梁耐力 $_gM_u$[kNm]	$C_{tu,6}$=0.25の柱せん断耐 $_cQ_u$[kN]	反曲点高さ比 y_0=0.5とする	柱曲げ応力 $_{c頭}M_u$[kNm] $_{c脚}M_u$	柱梁耐力比 $_cM_u/_gM_u$
	146.0			232.5	0.68
11	169.8	175.5	0.500	232.5	
	204.7			376.2	1.28
10	238.1	283.9	0.500	376.2	
	294.2			498.8	1.28
9	342.1	376.4	0.500	498.8	
	358.0			606.6	1.33
8	416.3	457.8	0.500	606.6	
	470.6			702.6	1.20
7	547.2	530.3	0.500	702.6	
	518.2			**802.5**	**1.25**
6	**602.6**	**594.4**	**0.500**	**802.5**	
	566.0			895.5	1.29
5	658.2	651.3	0.500	895.5	
	628.8			963.6	1.27
4	731.2	700.8	0.500	963.6	
	660.1			1022.1	1.29
3	767.6	743.4	0.500	1022.1	
	680.1			1091.5	1.34
2	790.8	779.6	0.500	1091.5	
	806.0			1385.5	1.29
1	959.6	809.0	0.500	1385.5	

3.4.2 地震応答解析による検証

(1) 柱梁耐力比による強度率と層崩壊率の関係

梁曲げ降伏先行型を仮定したベースシア係数$_bC_u$の変化に伴う地震応答解析の結果（層崩壊率，崩壊機構）より，弱点層に層崩壊が生じないときの強度率c_iと弱点層の柱梁耐力比$_cM_u/_bM_u$の関係を調べる。ここで，層崩壊，および層崩壊率については3.3節と同様の定義とし，各層の柱頭・柱脚の両者が終局時塑性率μ_uを超えた時点で解析を終了する。

1）建物モデル A

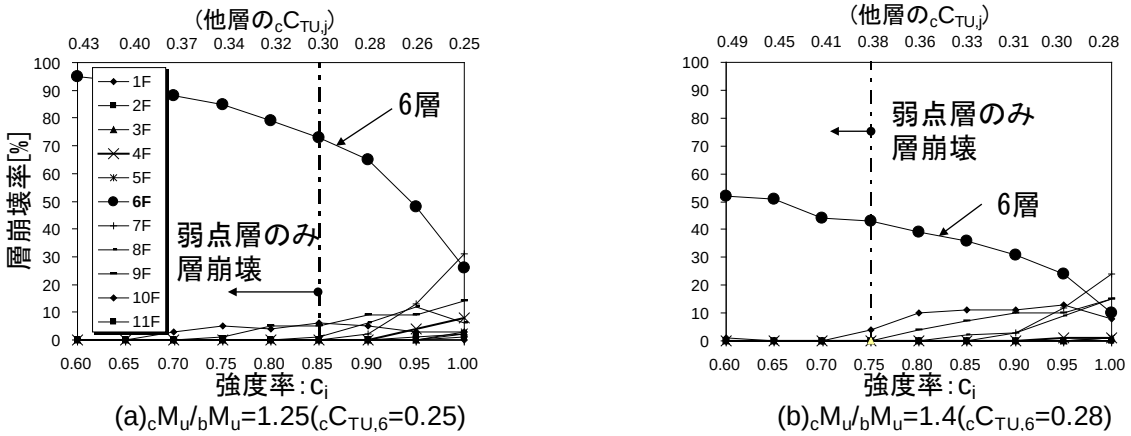
図 3.4.2～図 3.4.13 に $_cM_u/_bM_u$=1.0,1.2,1.4,1.6（ただし，$_bC_u$=0.2 のときは，$_cM_u/_bM_u$=1.25,1.4,1.6,1.8）についての地震応答解析結果を示す。図 3.4.2～図 3.4.7 には c_i と各層の層崩壊率の関係を示す。図 3.4.8～図 3.4.13 には，弱点層のみ層崩壊するときの c_i における塑性率の最大値と崩壊機構の関係を示す。また，図中には，柱梁の終局時塑性率μ_u を一点鎖線，破線でそれぞれ示した。

ここで, 一般的な建物を想定したモデルである $_bC_u$=0.3 の地震応答解析結果について考察する。図 3.4.4 より $_cM_u/_bM_u$=1.0（図 3.4.4(a)），$_cM_u/_bM_u$=1.2（図 3.4.4(b)），および $_cM_u/_bM_u$=1.4（図 3.4.4(c)）の場合，c_i がそれぞれ 0.95，0.75，0.6 以下になると弱点層（6 層）のみ層崩壊が生じる。$_cM_u/_bM_u$ が 1.6（図 3.4.4(d)）となると c_i に関わらず他層も含めて，層崩壊が生じなくなる。なお，$_cM_u/_bM_u$=1.0 の c_i=1.0 の場合において弱点層以外の 7 層で層崩壊率が 55%となる。これは，全層の $_cC_{TU}$ が 0.3 の場合であり，いずれかの層で層崩壊を防ぐためには，$_cC_{TU,i}$=0.36（$_cM_u/_bM_u$=1.2）以上の強度が必要と考えられる。

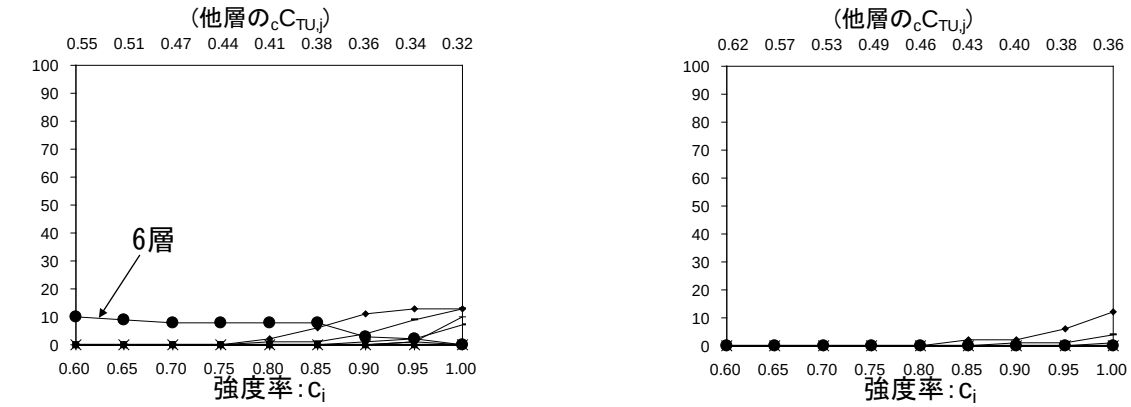
図 3.4.4 から図 3.4.7 の(a) （$_cM_u/_bM_u$=1.0 場合）に示すように，$_bC_u$=0.3，0.35，0.4，0.45 で c_i=0.95 のとき層崩壊率は，それぞれ 55%，90%，98%，97%と $_bC_u$ が大きくなるほど強度率 c_i が大きくても層崩壊率が大きくなる。この要因は以下のことが考えられる。柱および梁の終局時塑性率は $F=I_S/_cC_{TU}$ とし，F 値に応じて終局時塑性率を求めている。今，I_S=0.6 と一定にしているため $_cC_{TU}$ が大きくなると F 値は小さくなり，それに伴い終局時塑性率も小さくなる。したがって，$_cM_u/_bM_u$=1.0 の場合，$_bC_u$ (= $_cC_{TU}$) が，$_bC_u$ =0.3 のとき F=2.0 で終局時塑性率は 1.84 となる。$_bC_u$ が 0.4，0.45 と大きくなるほど終局時塑性率は 1.21，1.05 と小さくなり， $_bC_u$ と $_cC_{TU}$ は等しいことから，終局時塑性率が小さくなることが要因で強度率 c_i が大きくても層崩壊率が大きくなると考えられる。ただし，$_cM_u/_bM_u$≧が 1.2 以上では $_bC_u$ が大きくなると層崩壊率は小さくなる。

崩壊機構については，$_cM_u/_bM_u$=1.0（図 3.4.10(a)）の場合，7 層の柱にヒンジが発生し層崩壊率は 13%となり，弱点層の 6 層で層崩壊が支配的となる（層崩壊率=55%）。$_cM_u/_bM_u$=1.2（図 3.4.10(b)）の場合には，殆どの梁にヒンジが発生するが弱点層の層崩壊も確認できる。また，$_cM_u/_bM_u$ が 1.6（図 3.4.10(d)）の場合には，中間層の梁にヒンジが発生し弱点層には層崩壊が生じないことが確認できる。また，図 3.4.10 から図 3.4.13 より，層崩壊が生じないときの $_cM_u/_bM_u$，および $_cC_{TU}$ の関係を考察する。図 3.4.10 に示す $_bC_u$ =0.3（F=2.0，終局塑性率：1.84）の場合，層崩壊が生じないときの $_cM_u/_bM_u$ は，図 3.4.10(d) の $_cM_u/_bM_u$=1.6 のときで，$_cC_{TU}$ は 0.48（F=1.25，終局塑性率：1.0）となる。$_bC_u$ =0.35（F=1.7，終局塑性率：1.45）の場合も図 3.4.11(d)に示すように $_cM_u/_bM_u$=1.6 で，$_cC_{TU}$ は 0.56（F=1.07，終局塑性率：1.0）

となる。${}_bC_u$ =0.4（F=1.5，終局塑性率：1.21），および ${}_bC_u$ =0.45（F=1.3，終局塑性率：1.05）の場合では, 図 3.4.12(c), 図 3.4.13(c)に示すようにともに ${}_cM_u/{}_bM_u$ は 1.4 のときで, ${}_cC_{TU}$ はそれぞれ 0.56, 0.63（F=0.95, 終局塑性率：1.0）となる。したがって，層崩壊を防止するためには，$M_u/{}_bM_u$ が 1.6 であれば，${}_cC_{TU}$ は 0.48 必要で，$M_u/{}_bM_u$ が 1.4 であれば，${}_cC_{TU}$ は 0.56 の強度が必要と考えられる。

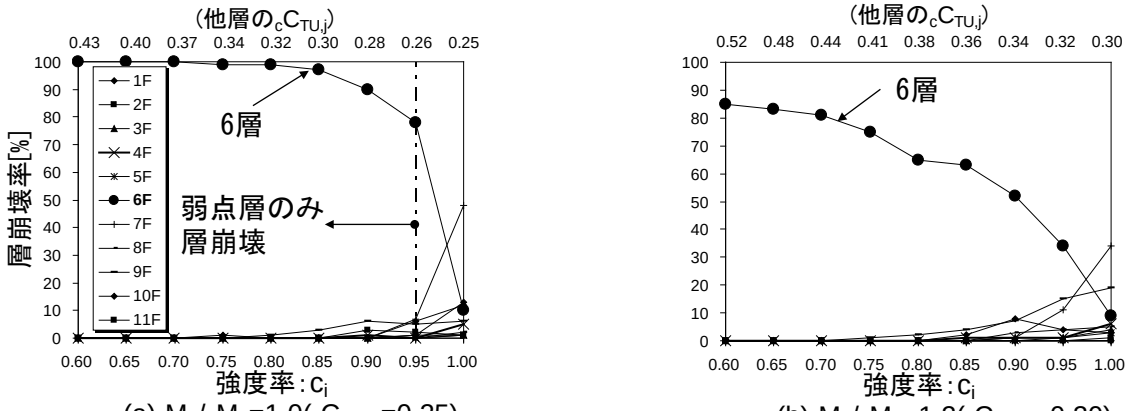


(a)$_cM_u/_bM_u$=1.25($_cC_{TU,6}$=0.25)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,6}$=0.28)

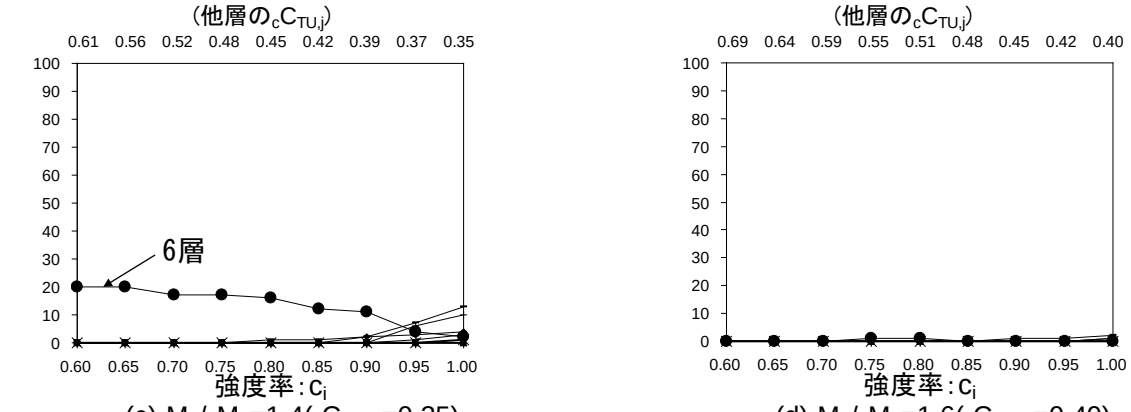


(c)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,6}$=0.32)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.8($_cC_{TU,6}$=0.36)

図 3.4.2 建物モデル A：$_bC_u$=0.2 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係

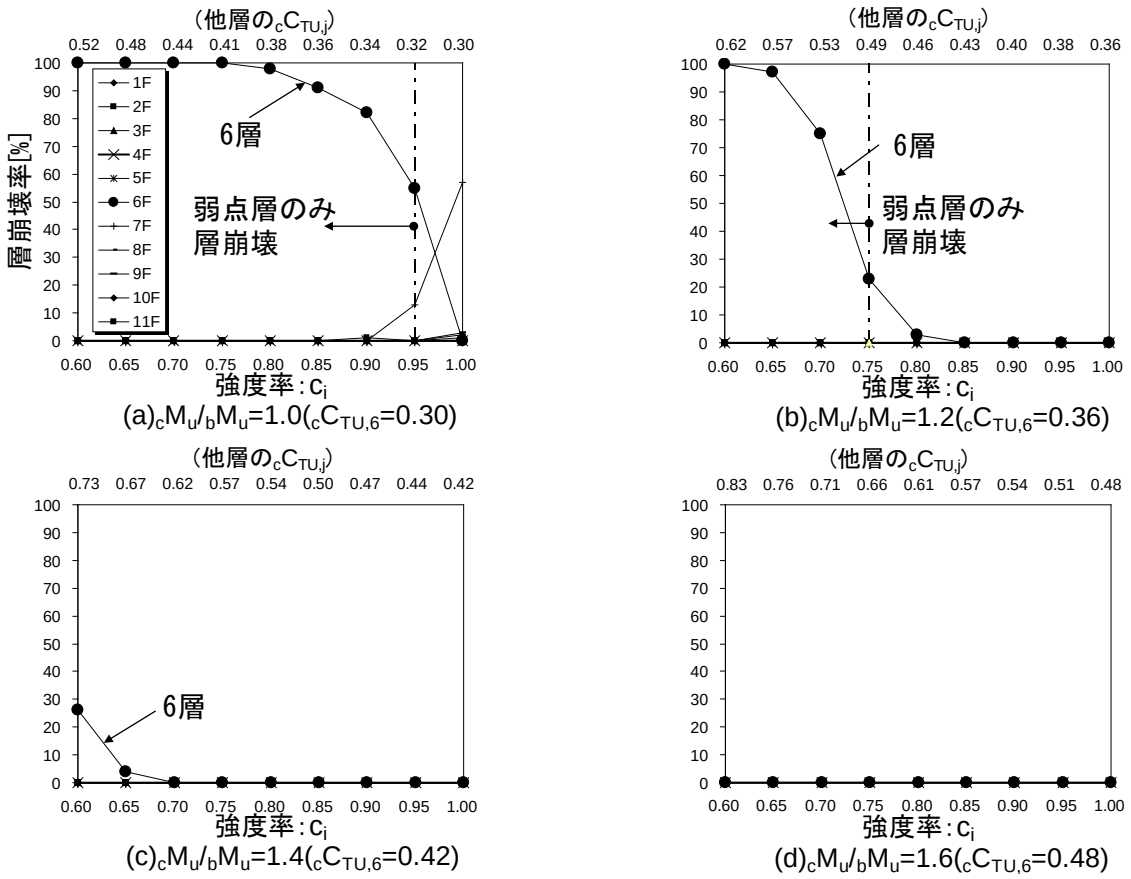


(a)$_cM_u/_bM_u$=1.0($_cC_{TU,6}$=0.25)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.2($_cC_{TU,6}$=0.30)



(c)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,6}$=0.35)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,6}$=0.40)

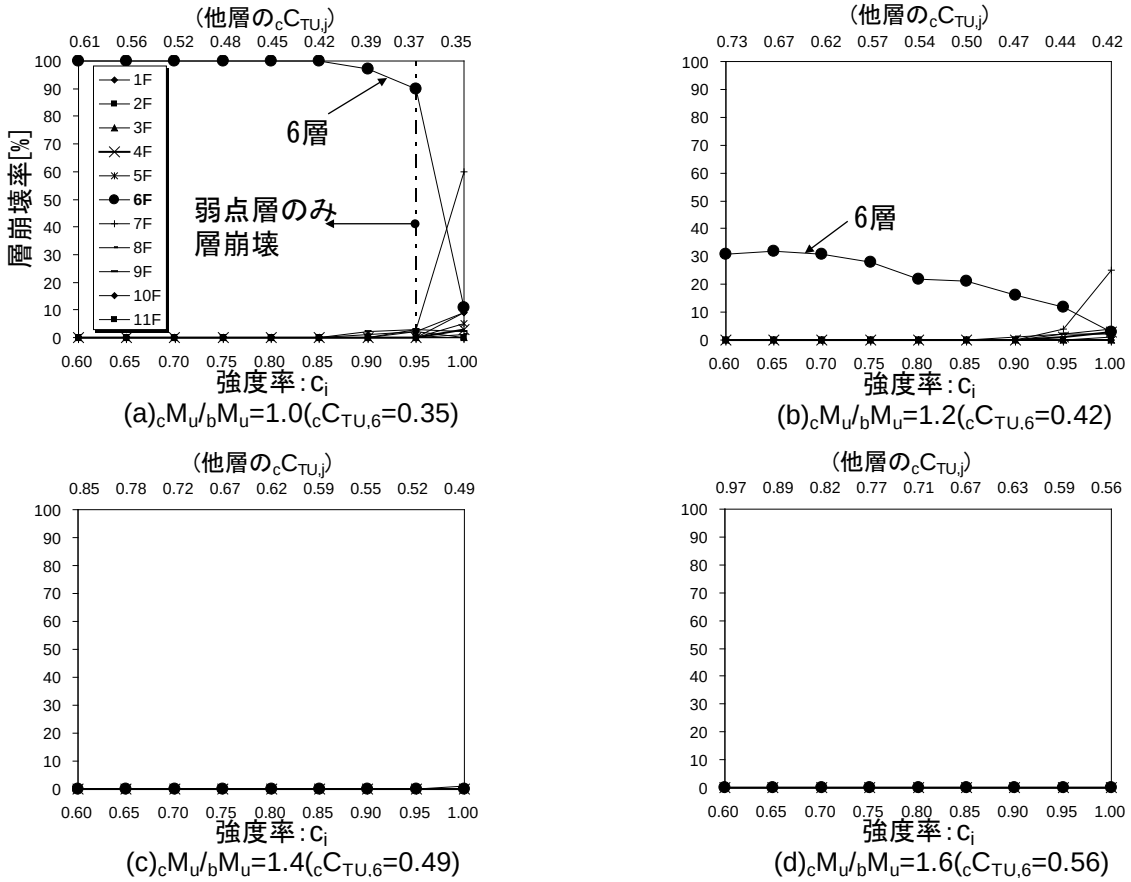
図 3.4.3 建物モデル A：$_bC_u$=0.25 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係



(a)$_cM_u/_bM_u$=1.0($_cC_{TU,6}$=0.30)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.2($_cC_{TU,6}$=0.36)

(c)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,6}$=0.42)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,6}$=0.48)

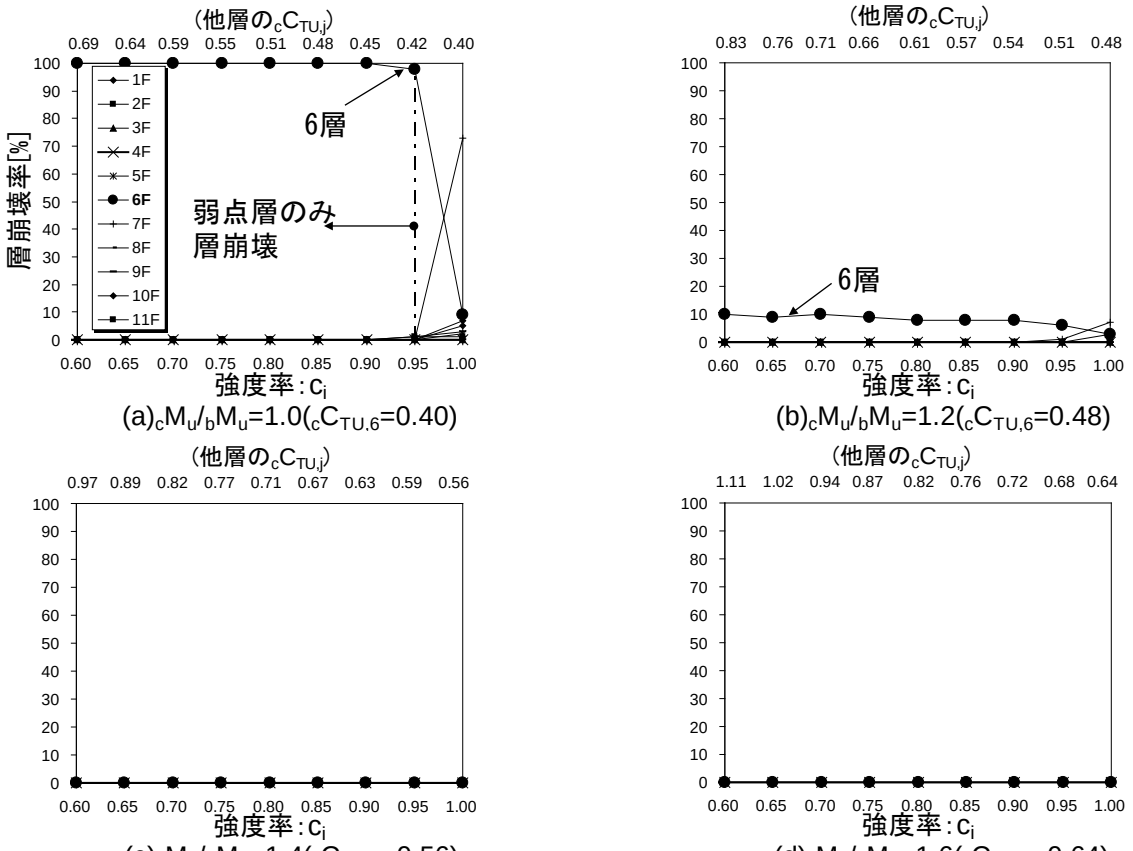
図 3.4.4 建物モデル A：$_bC_u$=0.30 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係



(a)$_cM_u/_bM_u$=1.0($_cC_{TU,6}$=0.35)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.2($_cC_{TU,6}$=0.42)

(c)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,6}$=0.49)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,6}$=0.56)

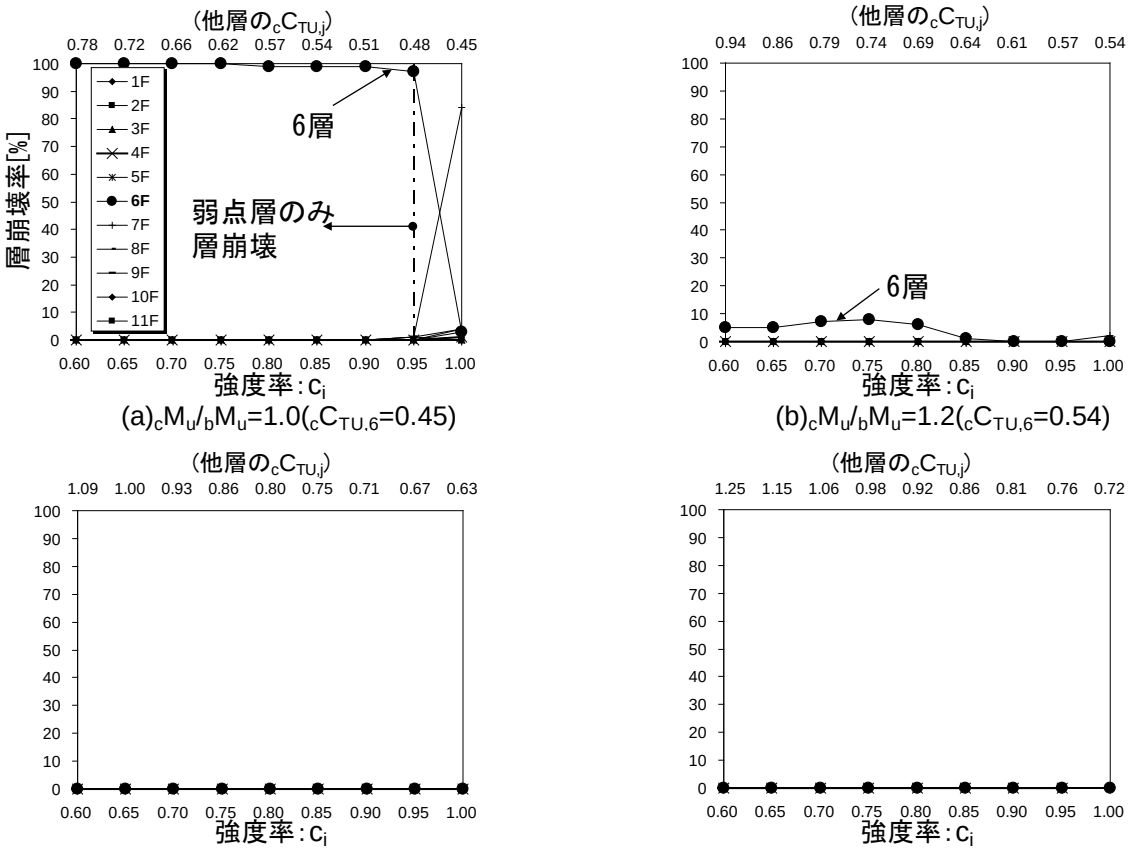
図 3.4.5 建物モデル A：$_bC_u$=0.35 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係



(a)$_cM_u/_bM_u$=1.0($_cC_{TU,6}$=0.40)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.2($_cC_{TU,6}$=0.48)

(c)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,6}$=0.56)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,6}$=0.64)

図 3.4.6 建物モデル A：$_bC_u$=0.40 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係



(a)$_cM_u/_bM_u$=1.0($_cC_{TU,6}$=0.45)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.2($_cC_{TU,6}$=0.54)

(c)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,6}$=0.63)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,6}$=0.72)

図 3.4.7 建物モデル A：$_bC_u$=0.45 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係

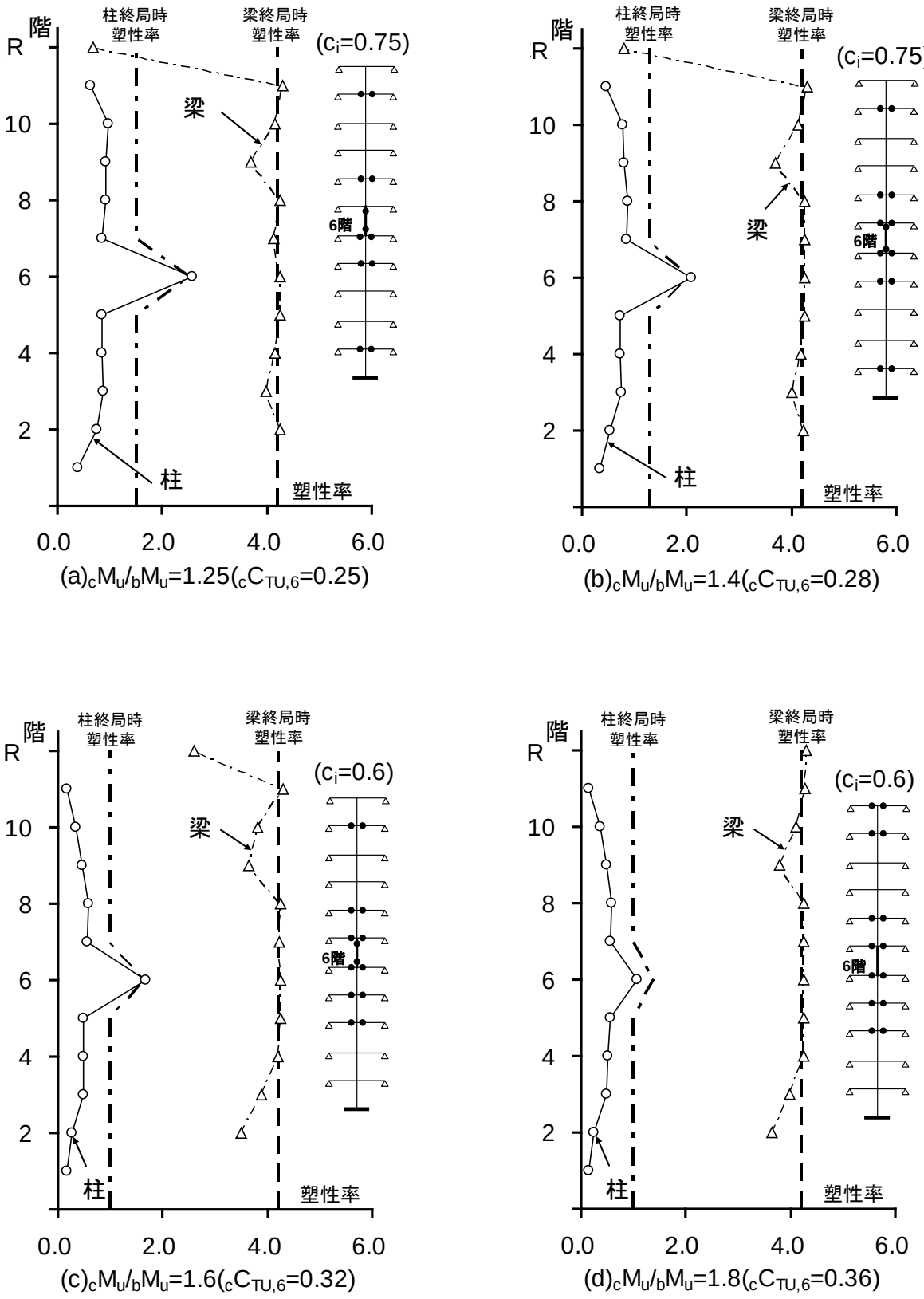


図 3.4.8 建物モデル A：$_bC_u$=0.2 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

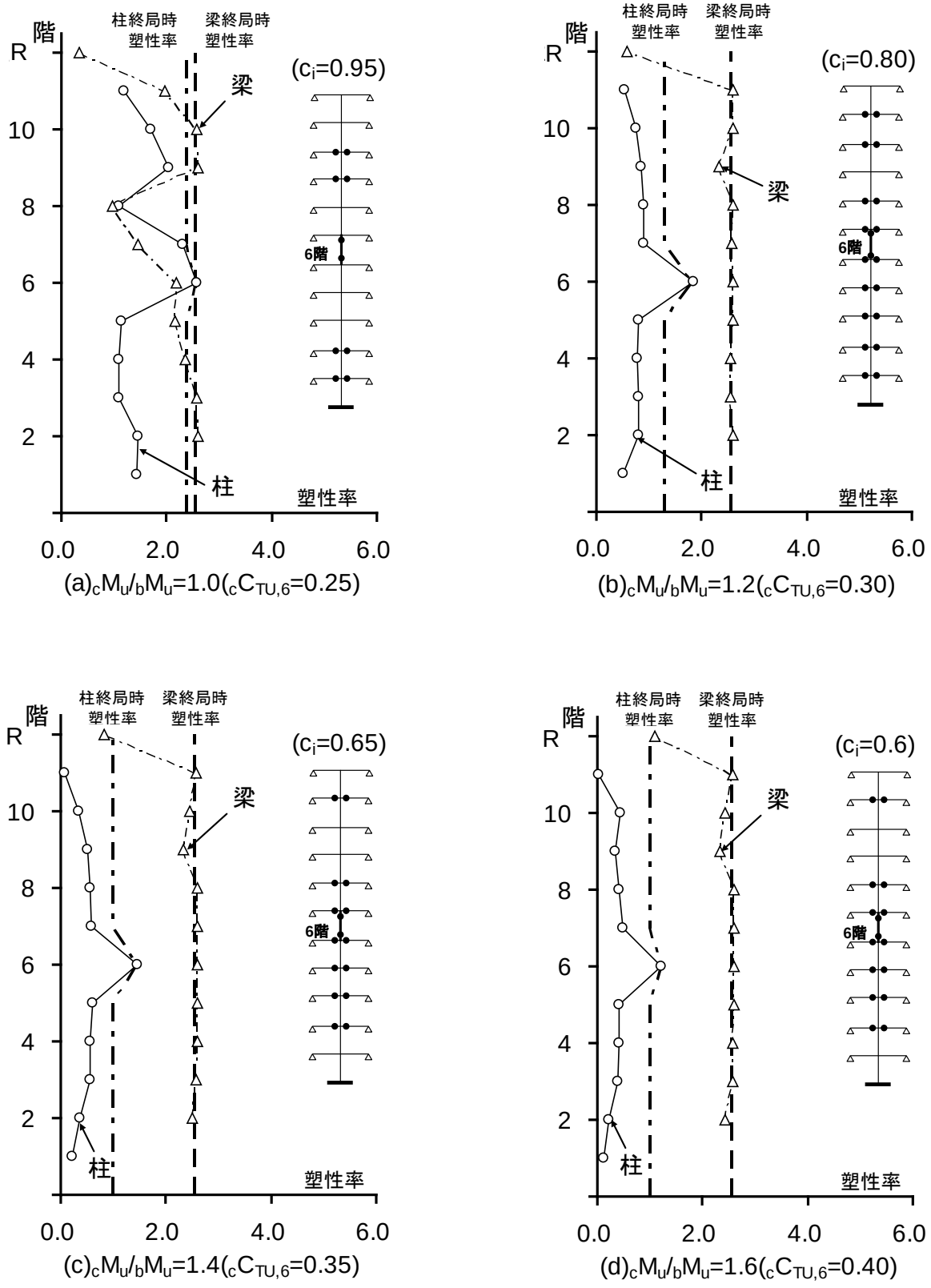


図 3.4.9 建物モデル A：$_bC_u$=0.25 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

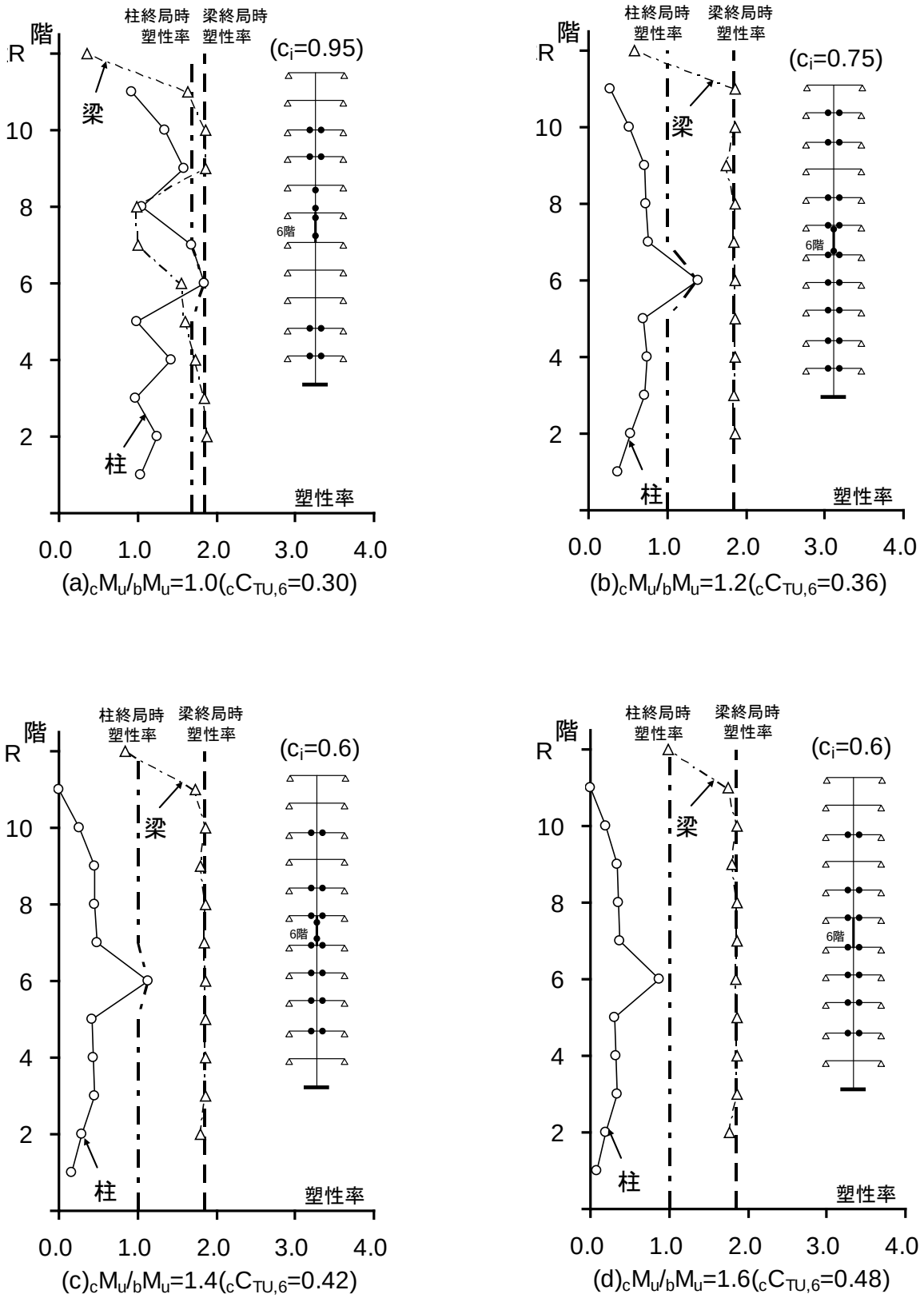


図 3.4.10 建物モデル A：$_bC_u$=0.3 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

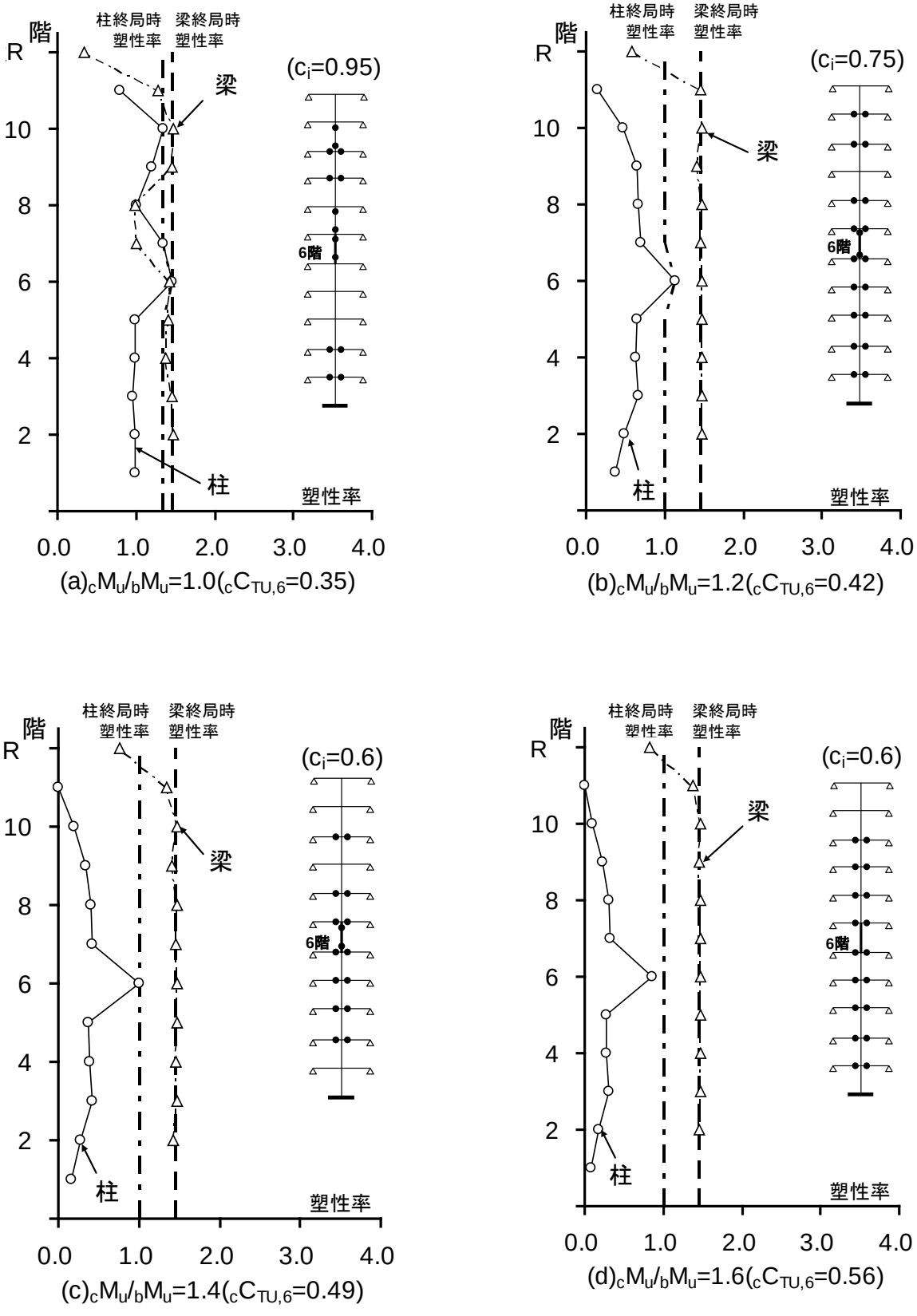


図 3.4.11 建物モデル A：$_bC_u$=0.35 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

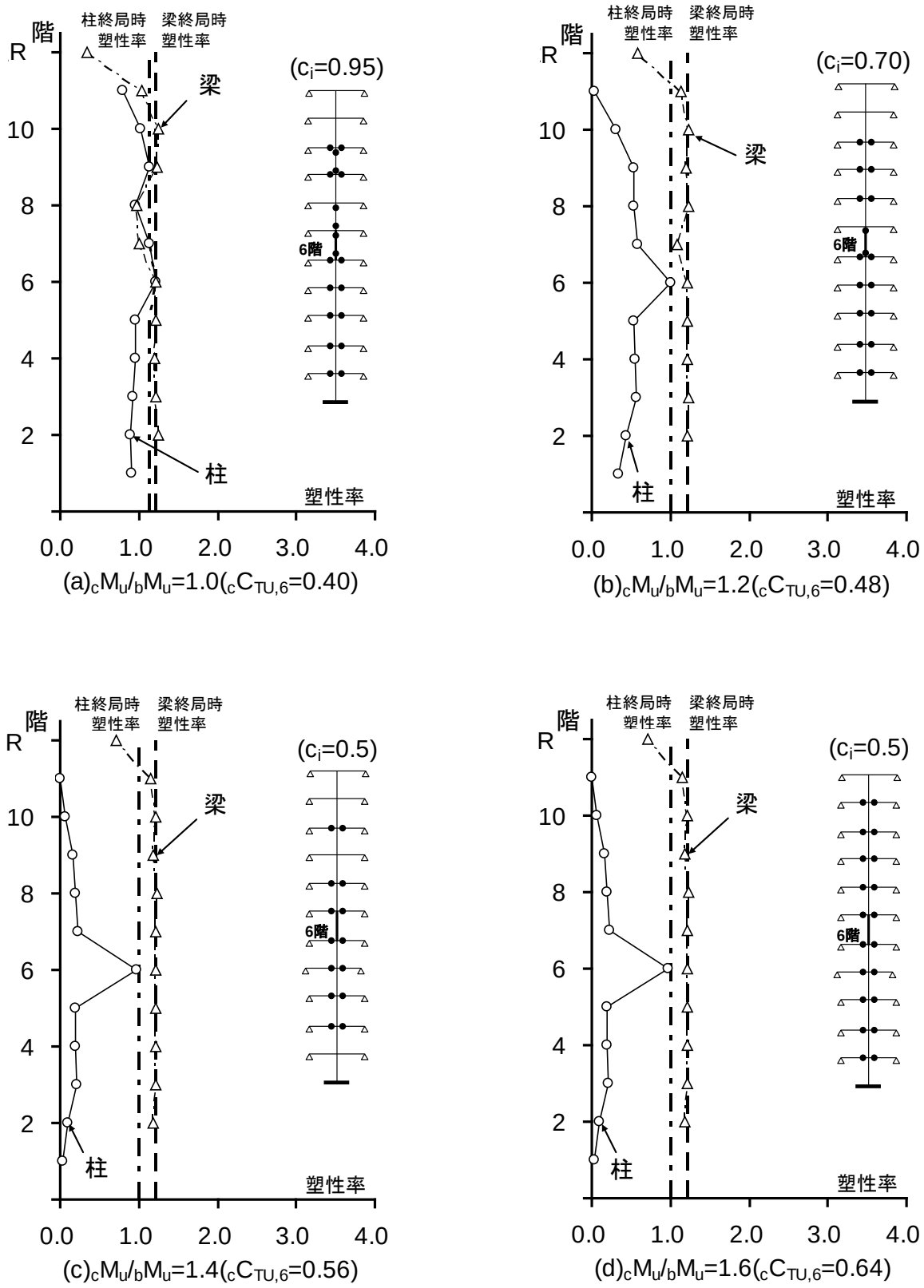


図 3.4.12 建物モデル A：$_bC_u$=0.4 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

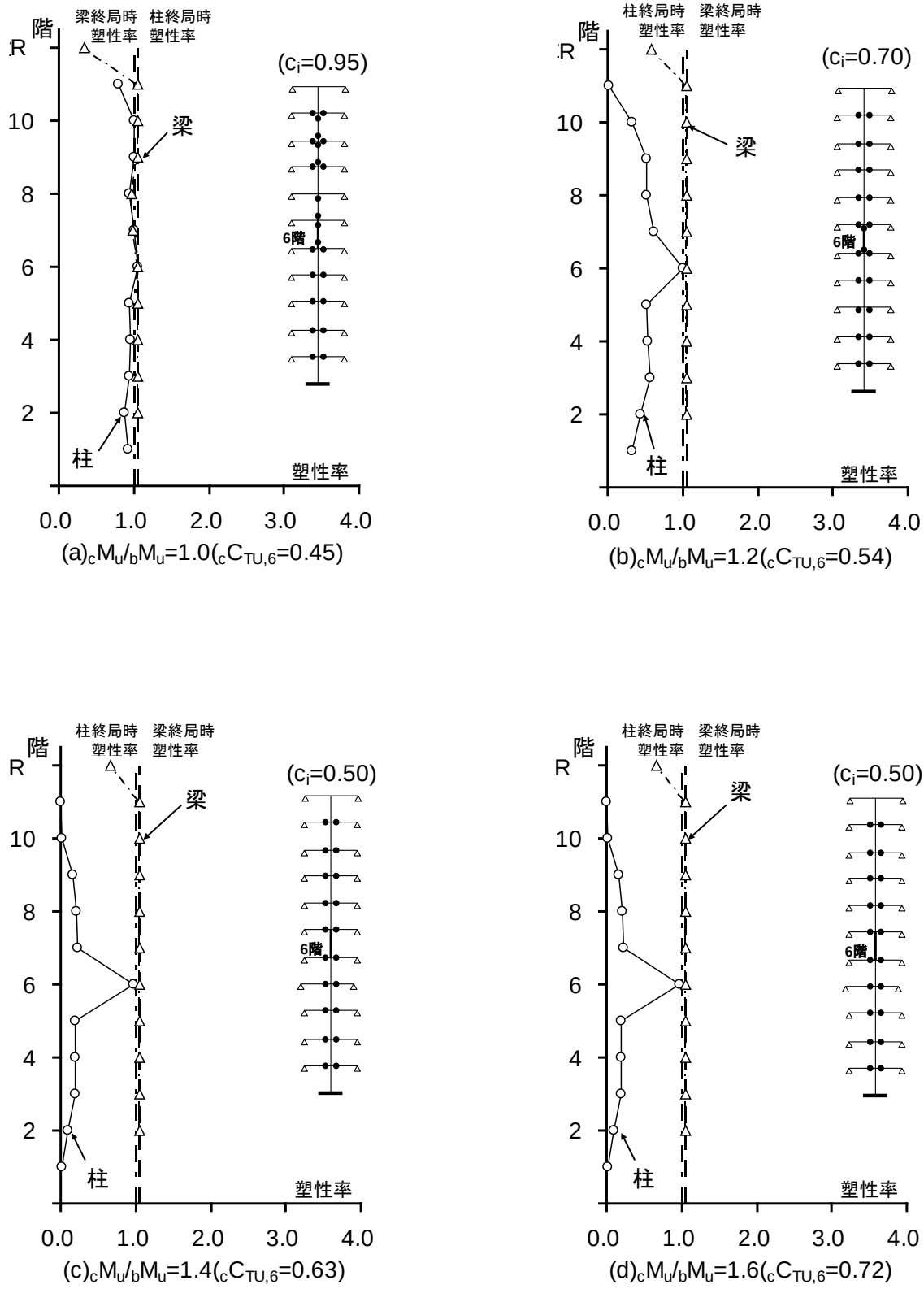


図 3.4.13 建物モデル A：$_bC_u$=0.45 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

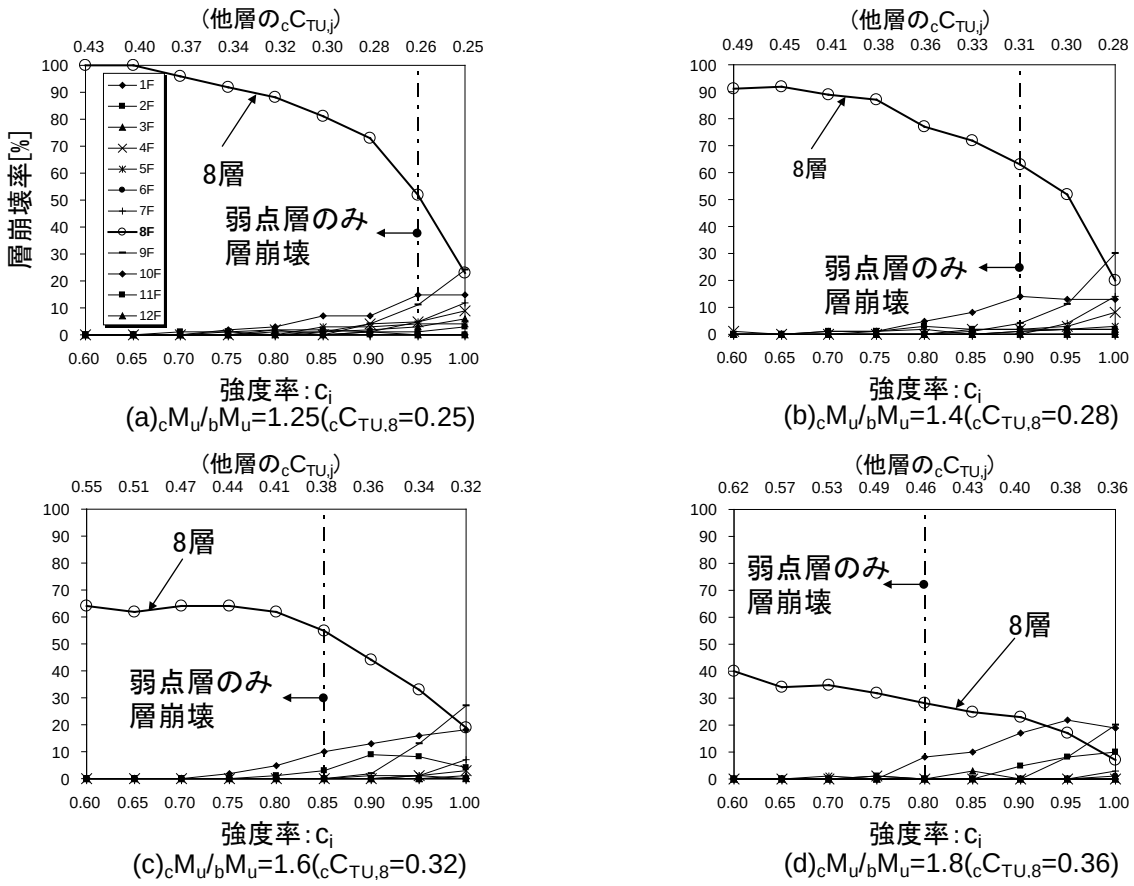
2）建物モデル B

図 3.4.14～図 3.4.25 に ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.0,1.2,1.4,1.6（ただし，${}_bC_u$=0.2 のときは，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.25,1.4,1.6,1.8）についての地震応答解析結果を示す。図 3.4.14～図 3.4.19 には c_i と各層の層崩壊率の関係を示す。図 3.4.20～図 3.4.25 には，弱点層のみ層崩壊するときの c_i における塑性率の最大値と崩壊機構の関係を示す。また，図中には，建物モデル A と同様にμ_u を示した。

ここで，建物モデル A と同様に一般的な建物を想定したモデルである ${}_bC_u$=0.3 の地震応答解析結果について考察する。全層 SRC 造の建物モデル B では，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.0，および ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.2 の場合，図 3.4.16(a)，図 3.4.16(b)に示すように c_i が 0.95 以下になると弱点層（8 層）のみ層崩壊が生じる。${}_cM_u/{}_bM_u$=1.4（図 3.4.16(c)）の場合は，c_i が 0.8 以下になると層崩壊率が 10%以上となる。${}_cM_u/{}_bM_u$ が 1.6（図 3.4.16(d)）となると他層も含めて，層崩壊率が 10%以下となる。なお，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.0 の c_i=1.0 の場合において弱点層以外の 10 層で層崩壊率が 40%となり，建物モデル A と同様に，いずれかの層で層崩壊を防ぐためには，${}_cC_{TU,i}$=0.36（${}_cM_u/{}_bM_u$=1.2）以上の強度が必要と考えられる。

図 3.4.16 から図 3.4.19 の(a)（${}_cM_u/{}_bM_u$=1.0 場合）に示すように，建物モデル A と同様に ${}_bC_u$ が大きくなるほど柱および梁の終局時塑性率が小さくなり，強度率 c_i が大きくても層崩壊率が大きくなる。同図より，${}_bC_u$=0.3，0.35，0.4，0.45 で c_i=0.95 のときの層崩壊率は，それぞれ 65%，84%，86%，84%と ${}_bC_u$ が大きくなるほど強度率 c_i が大きくても層崩壊率が大きくなる。ただし，${}_cM_u/{}_bM_u$≧が 1.2 以上では，建物モデル A と同様の傾向で ${}_bC_u$ が大きくなると層崩壊率は小さくなる。

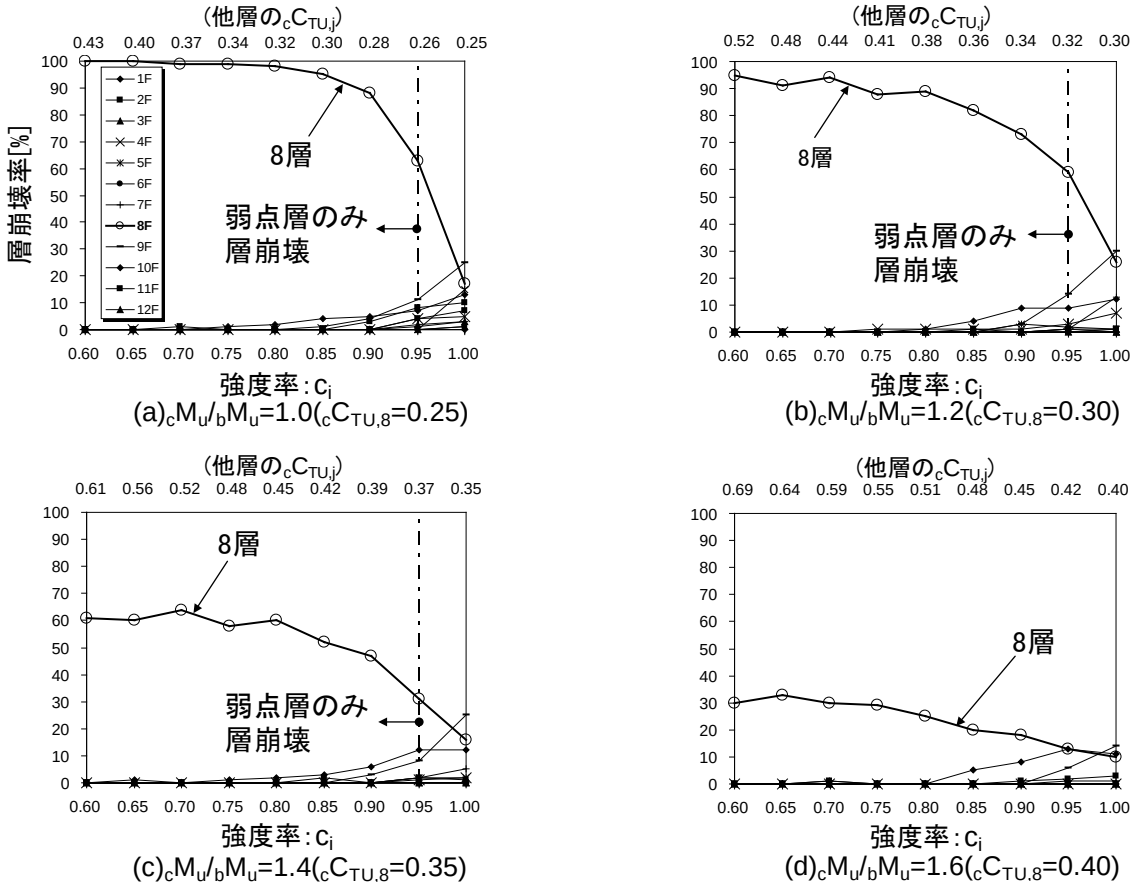
崩壊機構は，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.0 の場合，図 3.4.22(a)に示すように弱点層以外の層にも柱ヒンジが確認されるが，c_i が 0.95 以下では弱点層以外の層の層崩壊率は 10%以下（図 3.4.16(a)）となる。${}_cM_u/{}_bM_u$=1.2（図 3.4.22(b)）の場合では，下層および上層に梁ヒンジが形成され，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.6（図 3.4.22(d)）でようやく中間層にも梁ヒンジが形成される。${}_cM_u/{}_bM_u$=1.2，1.6（図 3.4.22(b)，(d)）ともに弱点層以外の層にも柱ヒンジが確認されるが，いずれも図 3.4.16(b)，(d)に示すように弱点層以外の層の層崩壊率は 10%以下となる。また，図 3.4.22 から図 3.4.25 より，層崩壊が生じないときの ${}_cM_u/{}_bM_u$，および ${}_cC_{TU}$ の関係を考察する。図 3.4.22 に示す ${}_bC_u$ =0.3（F=2.0，終局塑性率：1.84）の場合，同図(d)の ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.6（${}_cC_{TU}$=0.48）より 2 層，4 層から 6 層，および 8 層で柱ヒンジが形成される。そのときの層崩壊率は 2 層，4 層から 6 層で 1%となり，8 層では 4%となった。${}_bC_u$ =0.35 以上となると図 3.4.23(d)，図 3.4.24(d)，および図 3.4.25(d)に示すように ${}_cM_u/{}_bM_u$ は 1.6 のとき柱ヒンジが生じなくなる。したがって，層崩壊を防止するためには，${}_bC_u$ が 0.3 以上の場合，${}_cM_u/{}_bM_u$ が 1.6 以上で，${}_cC_{TU}$ は 0.48 の強度が必要と考えられる。



(a)$_cM_u/_bM_u$=1.25($_cC_{TU,8}$=0.25)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,8}$=0.28)

(c)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,8}$=0.32)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.8($_cC_{TU,8}$=0.36)

図 3.4.14 建物モデル B：$_bC_u$=0.2 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係



(a)$_cM_u/_bM_u$=1.0($_cC_{TU,8}$=0.25)　(b)$_cM_u/_bM_u$=1.2($_cC_{TU,8}$=0.30)

(c)$_cM_u/_bM_u$=1.4($_cC_{TU,8}$=0.35)　(d)$_cM_u/_bM_u$=1.6($_cC_{TU,8}$=0.40)

図 3.4.15 建物モデル B：$_bC_u$=0.25 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係

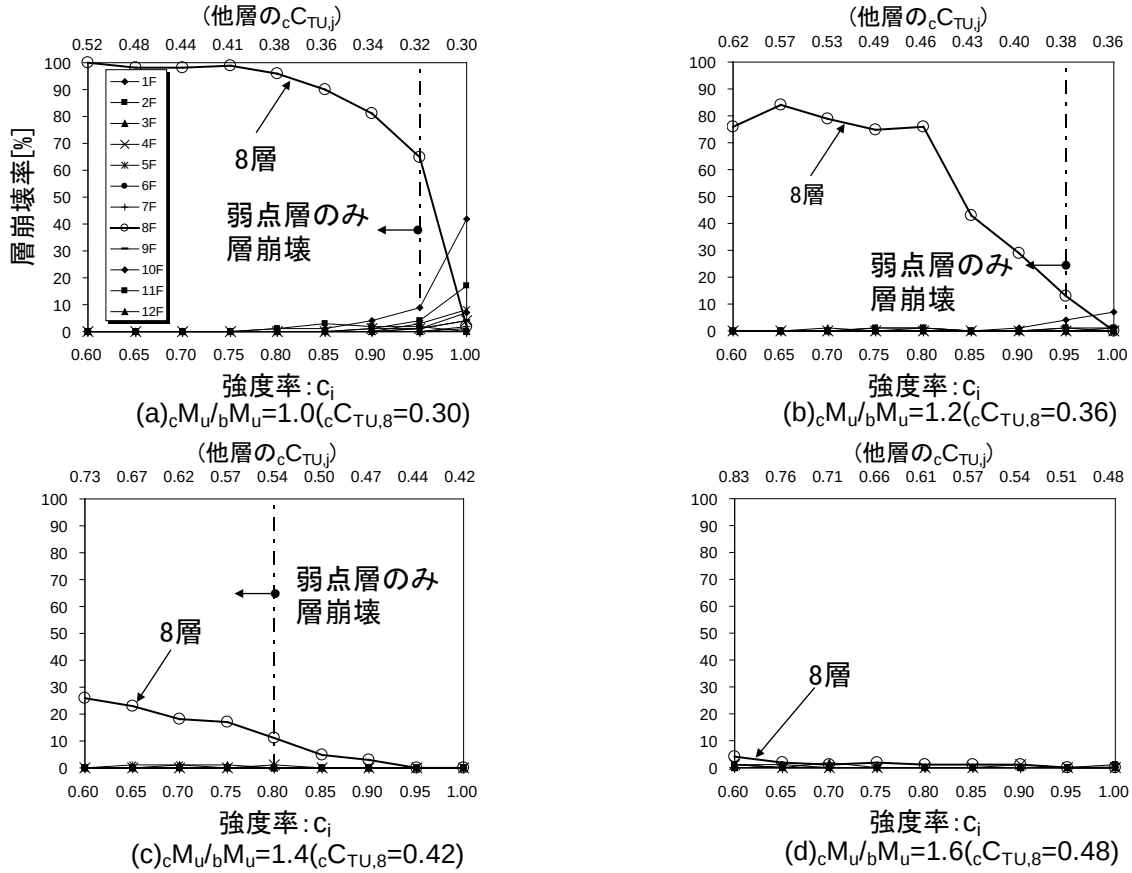


図 3.4.16 建物モデル B：$_bC_u$=0.30 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係

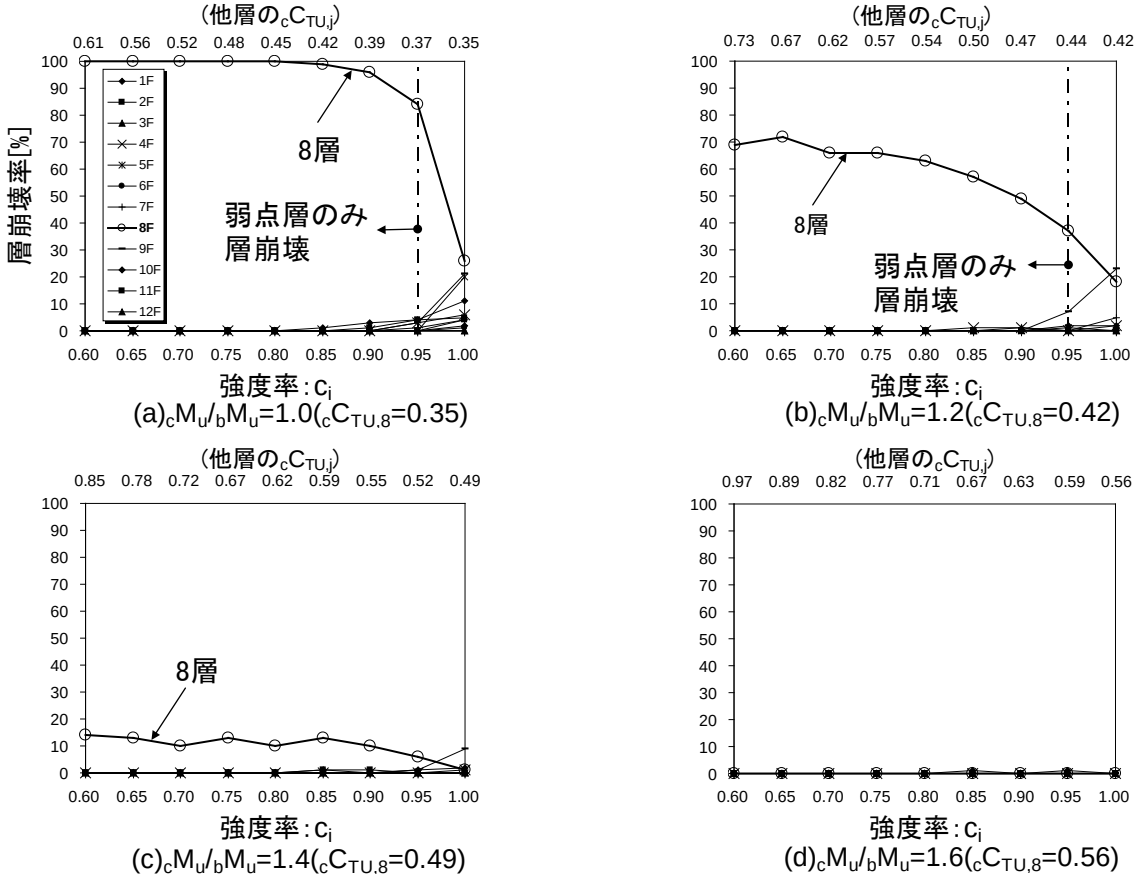


図 3.4.17 建物モデル B：$_bC_u$=0.35 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係

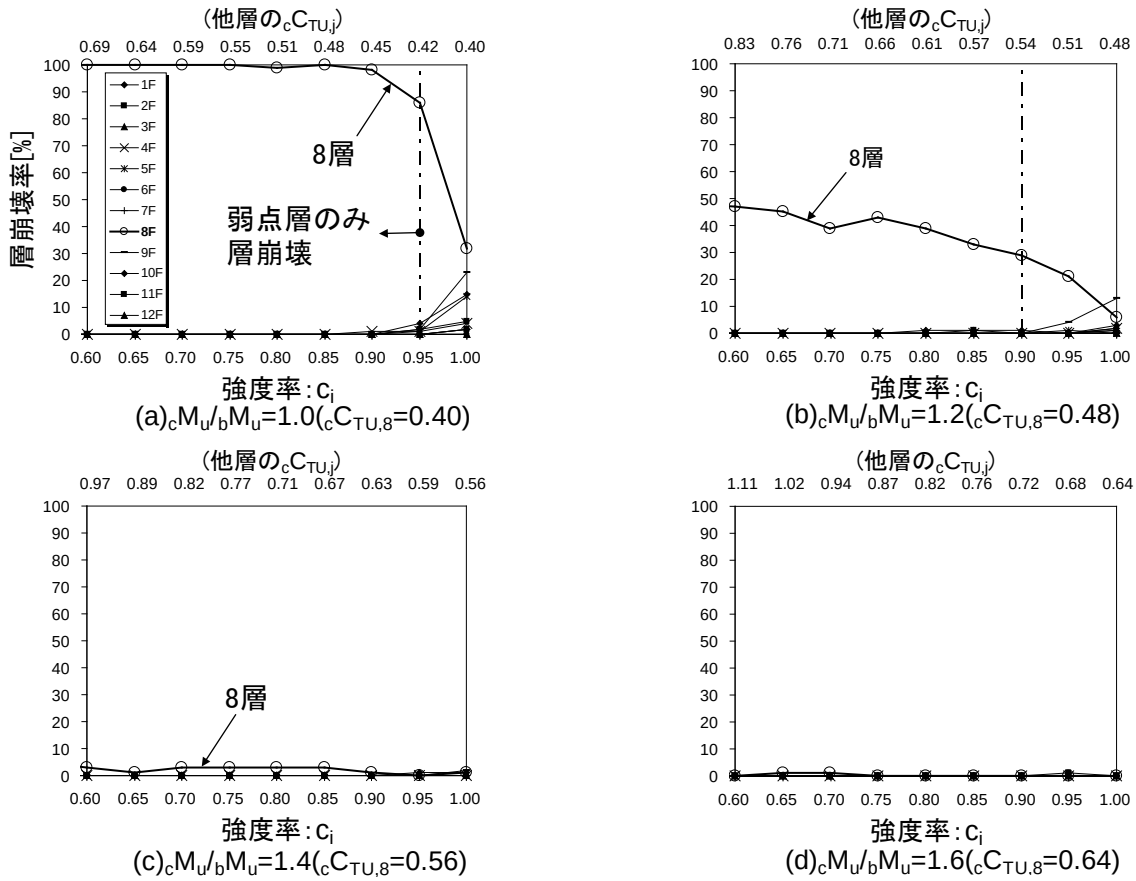


図 3.4.18 建物モデル B：$_bC_u$=0.40 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係

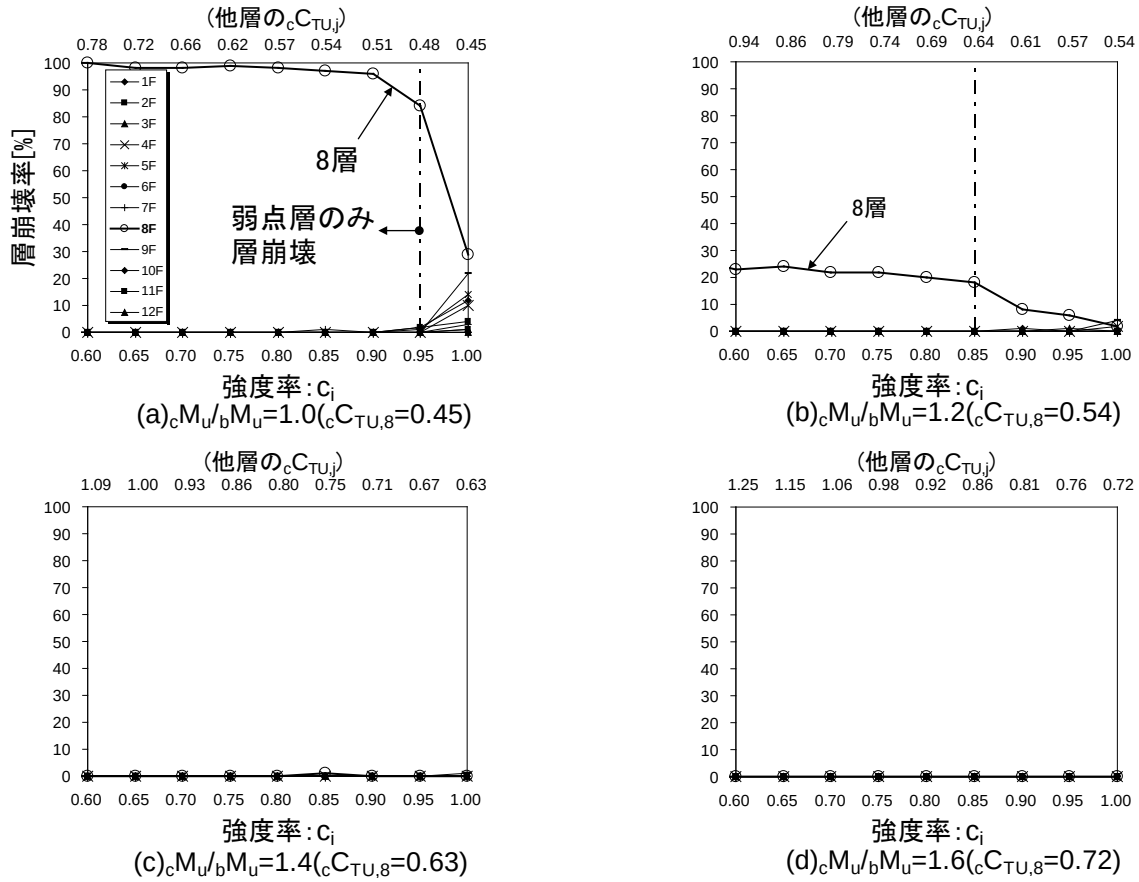


図 3.4.19 建物モデル B：$_bC_u$=0.45 の場合の強度率 c_i と層崩壊率の関係

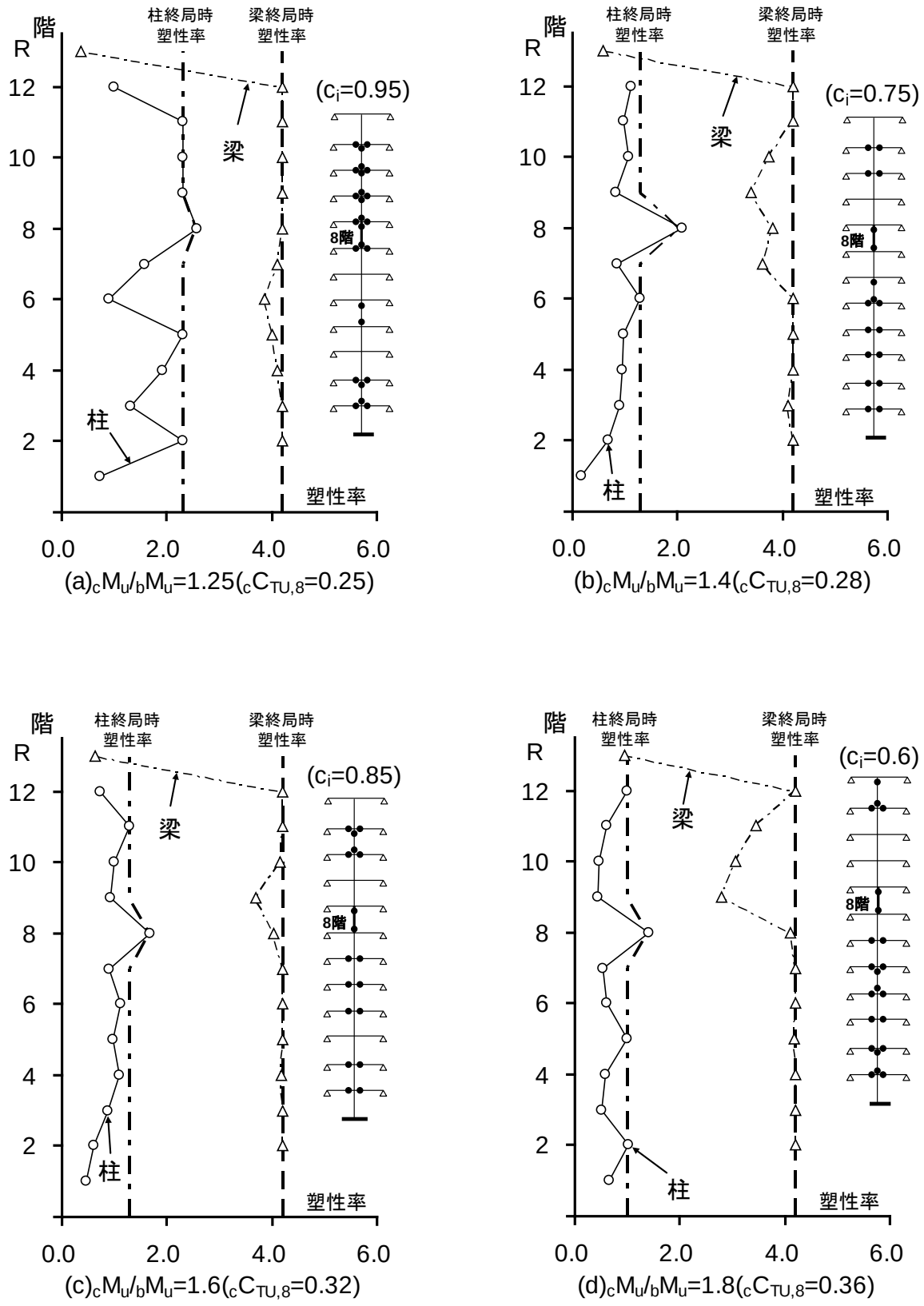


図 3.4.20 建物モデル B：$_bC_u$=0.2 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

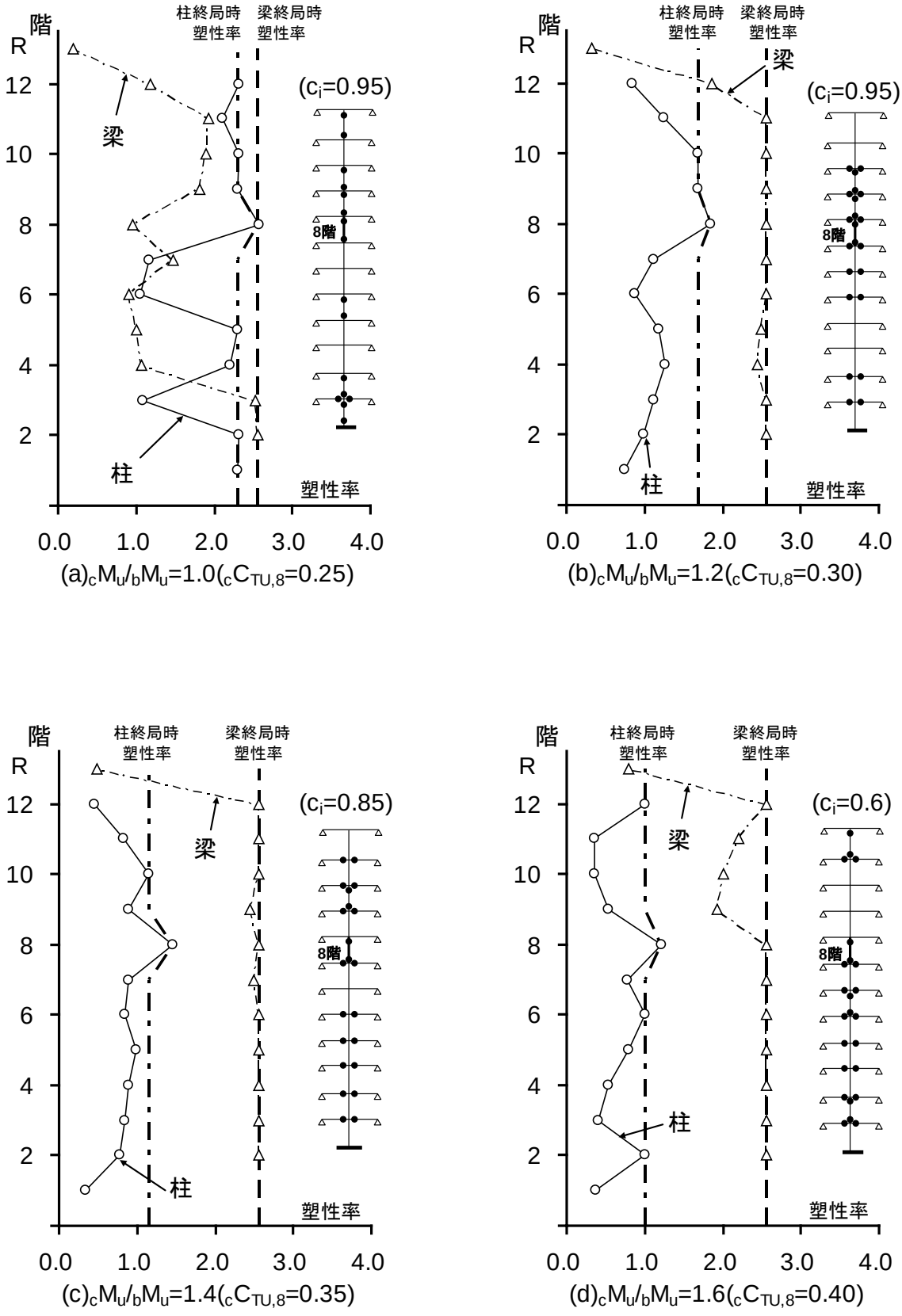


図 3.4.21 建物モデル B：$_bC_u$=0.25 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

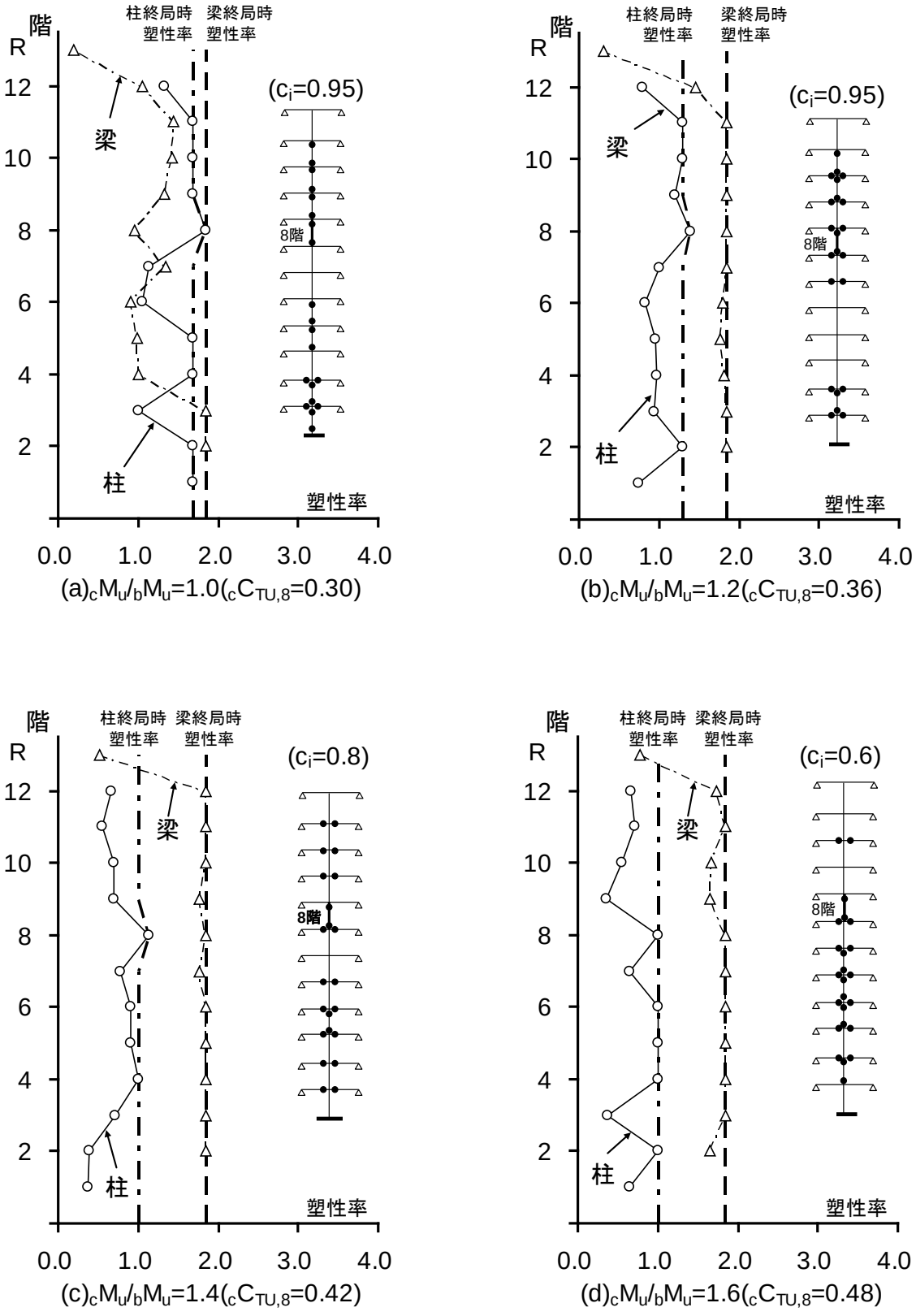


図 3.4.22 建物モデル B：$_bC_u$=0.3 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

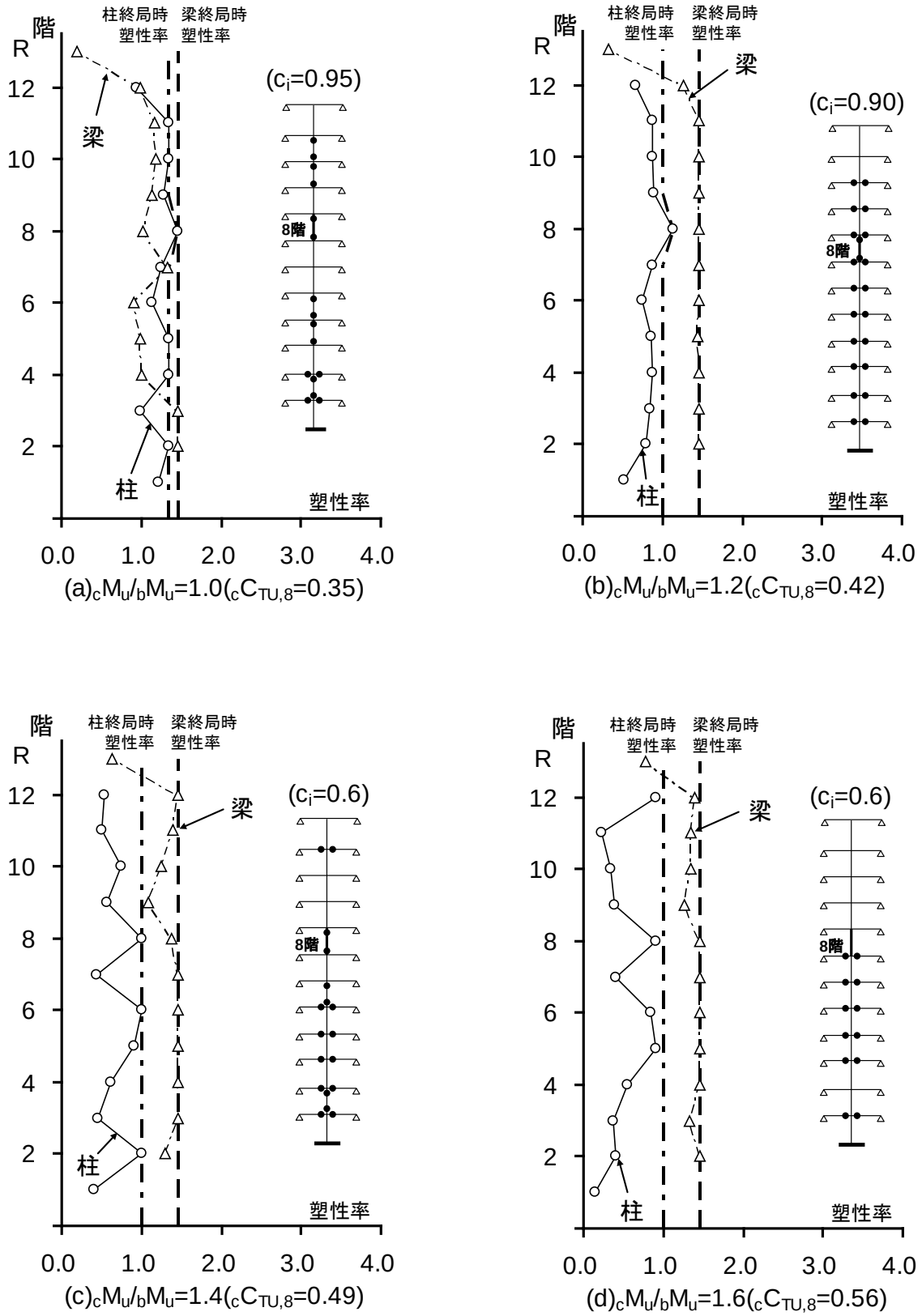


図 3.4.23 建物モデル B：$_bC_u$=0.35 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

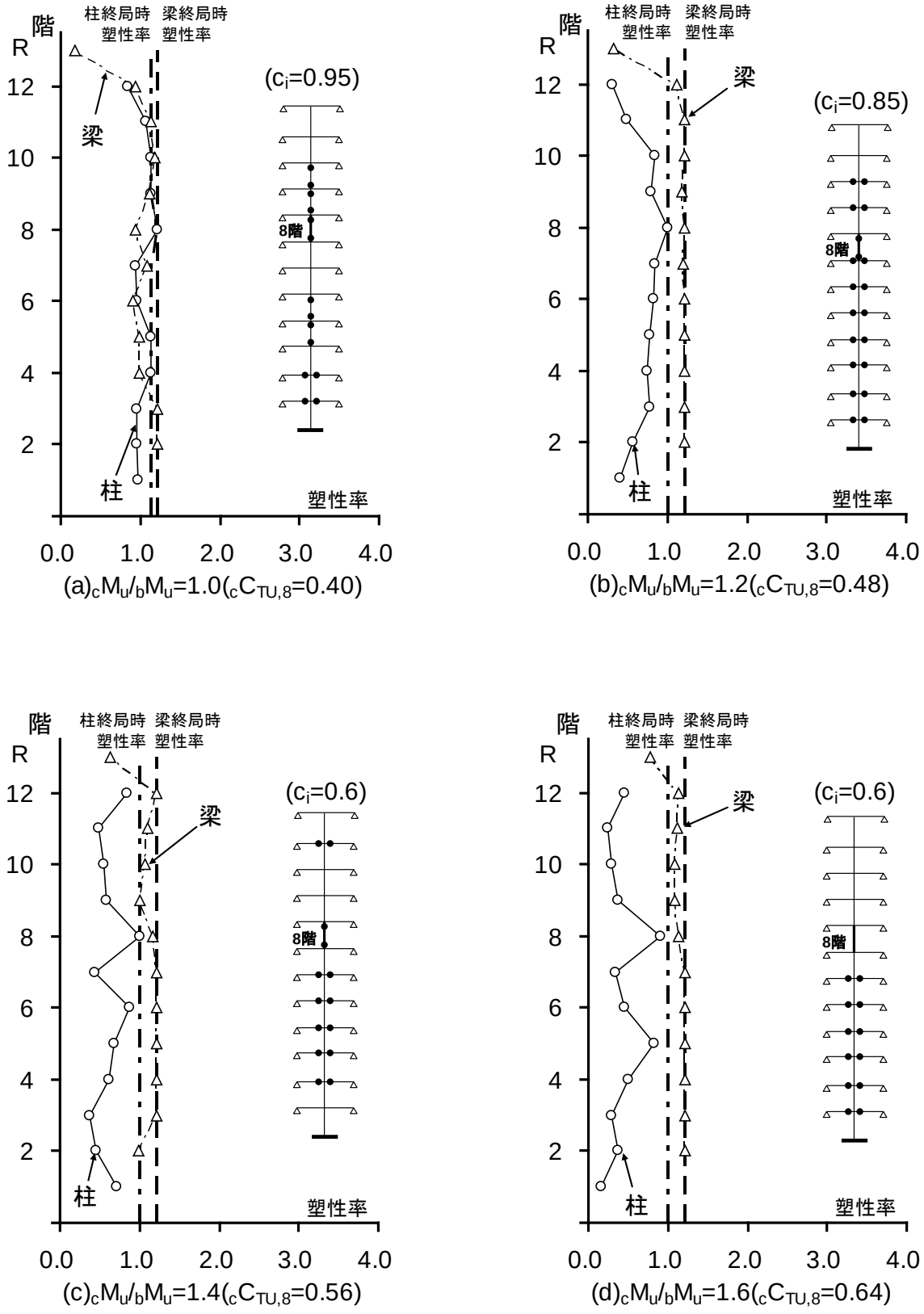


図 3.4.24 建物モデル B：$_bC_u$=0.4 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

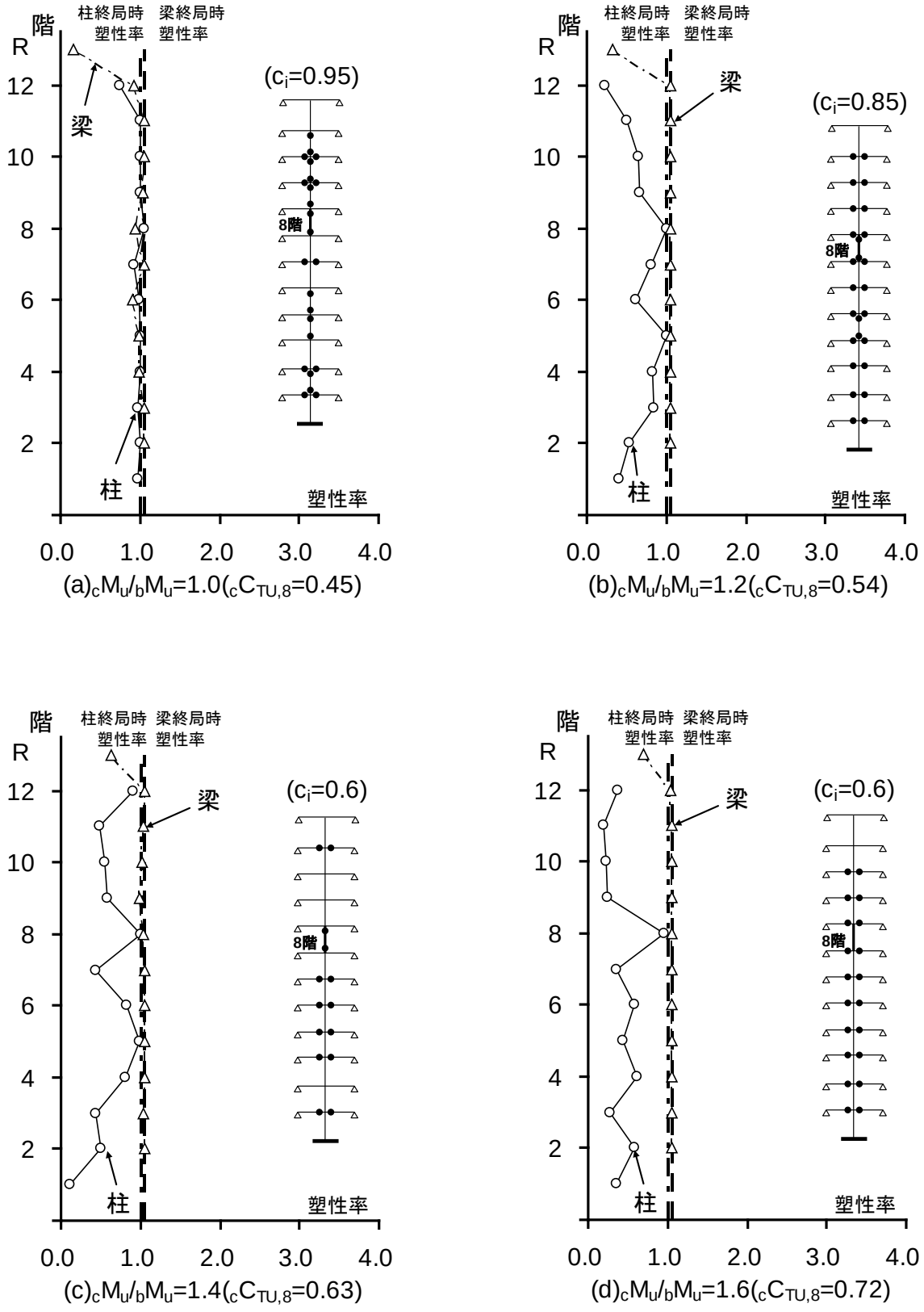


図 3.4.25 建物モデル B：$_bC_u$=0.45 のときの $_cM_u/_bM_u$ の違いによる塑性率と崩壊機構の関係

(2) 弱点層における層崩壊率と柱梁耐力比および強度率 c_i の関係

弱点層に層崩壊が生じないときの条件を求めるために，ここでは，弱点層のみ層崩壊が生じるときの${}_bC_u$対する${}_cM_u/{}_bM_u$と強度率c_iの関係をさらに分類して考察する。図3.4.26，図3.4.27には建物モデルA，Bについて弱点層のみ層崩壊が生じるときのc_iを${}_cM_u/{}_bM_u$および${}_bC_u$との関係で示した。●印は，層崩壊が生じないケースである。図中には，診断基準で示される梁降伏となるための条件である${}_cM_u/{}_bM_u$=1.4の線（太一点鎖線），およびC_{TU}の規定値であるC_{TU} =0.3を太破線で示した。なお，診断基準では，梁の曲げ降伏が建物の耐震性能を支配して層崩壊が生じない場合には，モード優遇係数によりC_{TU}を補正することが出来るため，${}_cM_u/{}_bM_u$ ≧1.4の場合には，${}_bC_u$=0.25までを本評価法を適用するための対象範囲とする。

1）建物モデル A

図3.4.26より，いずれのc_iにおいても弱点層を含む他層が層崩壊を生じないときの${}_cM_u/{}_bM_u$は，${}_bC_u$=0.25で1.6となり，${}_bC_u$=0.3以上では，1.5となる。${}_bC_u$=0.3の${}_cM_u/{}_bM_u$ ＜1.5の場合，弱点層のみ層崩壊が生じるときのc_iは，${}_cM_u/{}_bM_u$ =1.4，1.3でそれぞれ0.6，0.65となる。${}_cM_u/{}_bM_u$ が1.2，1.1と小さくなるとc_iは0.75，0.85と大きくなる。${}_cM_u/{}_bM_u$ ≦1.0では，弱点層のみ層崩壊が生じるときのc_iはc_i=0.95となる。なお，柱の曲げ降伏が先行するため，他の${}_bC_u$においても弱点層のみ層崩壊が生じるときのc_iはc_i=0.95と大きなc_iが必要となる。

2）建物モデル B

図 3.4.27 より，いずれの c_i においても弱点層を含む他層が層崩壊を生じないときの ${}_cM_u/{}_bM_u$ は，${}_bC_u$=0.25 で 1.7，${}_bC_u$=0.3 で 1.5 となり，${}_bC_u$=0.35 以上では診断基準で示される梁降伏と判定される ${}_cM_u/{}_bM_u$ =1.4 となる。建物モデル A と同様な傾向を示すが，例えば ${}_bC_u$=0.3 以上で 1.0＜${}_cM_u/{}_bM_u$≦1.4 の場合，弱点層のみ層崩壊が生じるときの c_i は，${}_cM_u/{}_bM_u$ が小さくなるに伴い 0.8，0.85，0.95 程度と建物モデル A に比較して，大きな c_i を必要とする。なお，${}_cM_u/{}_bM_u$ ≦1.0 では，弱点層のみ層崩壊が生じるときの c_i は，建物モデル A と同様に c_i=0.95 となる。

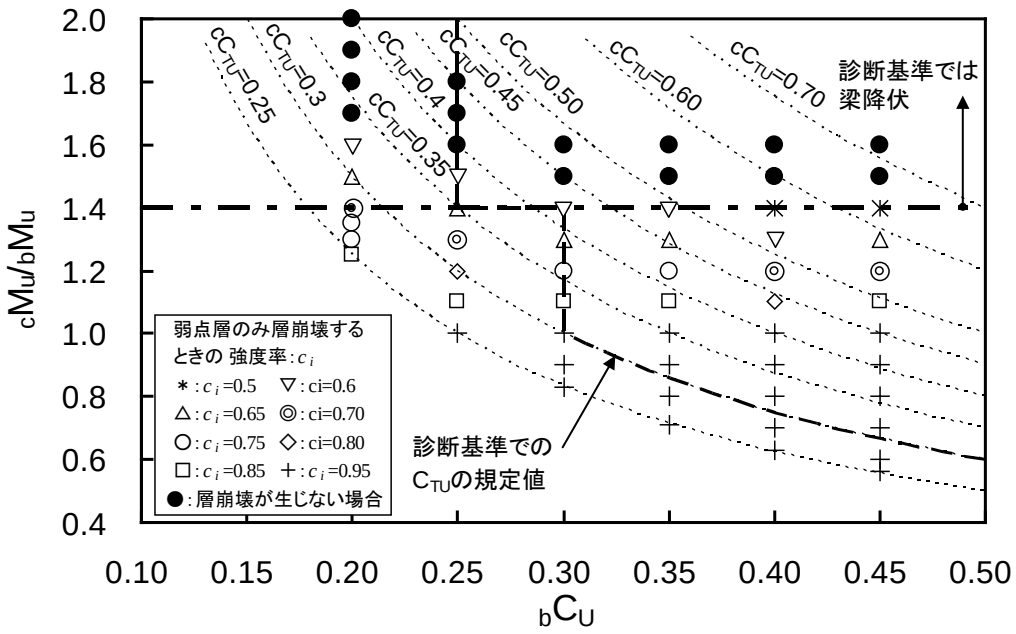


図 3.4.26 $_cM_u/_bM_u$ および $_bC_U$ と c_i の関係(建物モデル A)

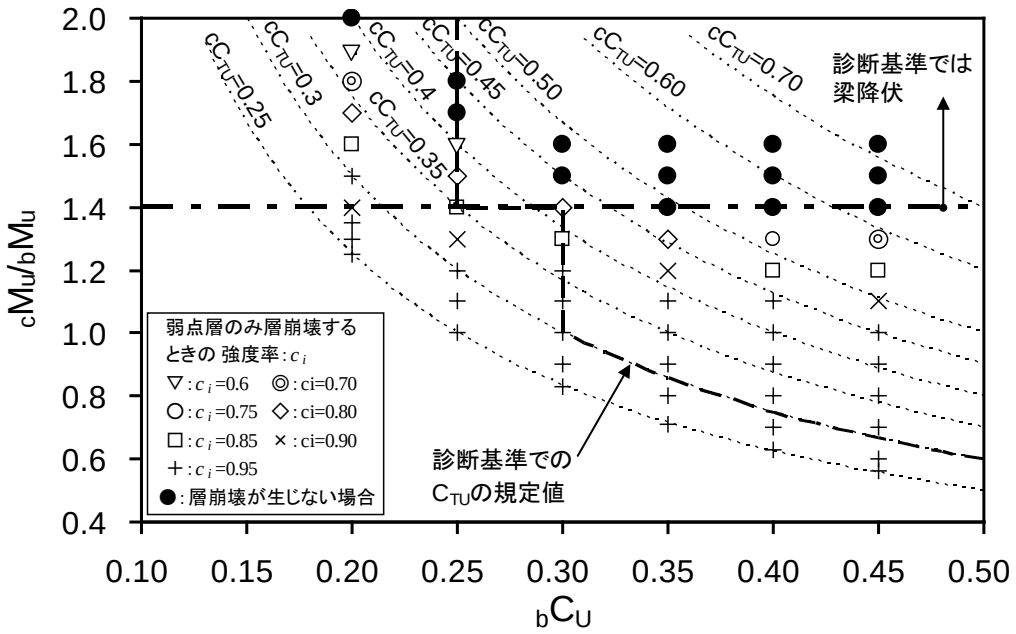


図 3.4.27 $_cM_u/_bM_u$ および $_bC_U$ と c_i の関係(建物モデル B)

以上，建物モデルA，Bの地震応答解析結果より，層崩壊が生じないときのc_iと${}_cM_u/{}_bM_u$，${}_bC_u$との関係を図3.4.28のⅠ～Ⅳグループにまとめた。まず, c_iに関わらず全層が層崩壊を生じないときの${}_cM_u/{}_bM_u$と${}_bC_u$の範囲がⅠグループになる。

・Ⅰグループ

$0.25 \leqq {}_bC_u < 0.3$の${}_cM_u/{}_bM_u \geqq 1.7$の場合，および$0.3 \leqq {}_bC_u$の${}_cM_u/{}_bM_u \geqq 1.5$の場合には，第3次診断法での評価とする。

Ⅱ～Ⅲグループは, 第2次診断法での評価が可能となる。その際, 層崩壊が生じないときのc_iは, 図3.4.26, 図3.4.27のc_iの平均値に標準偏差の1/2を加えた値とした。

・Ⅱグループ

$0.25 \leqq {}_bC_u < 0.3$の$1.4 \leqq {}_cM_u/{}_bM_u < 1.7$の場合，および$0.3 \leqq {}_bC_u$の$1.2 < {}_cM_u/{}_bM_u < 1.5$の場合には，$c_i$=0.72（平均値：0.67+標準偏差：0.092/2）とする。

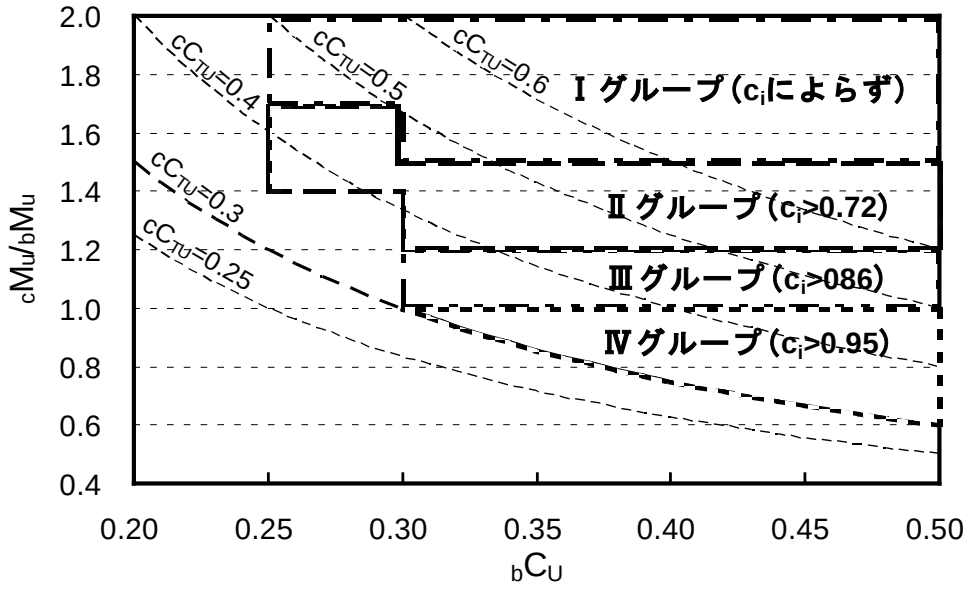
・Ⅲグループ

$0.3 \leqq {}_bC_u$の$1.0 < {}_cM_u/{}_bM_u \leqq 1.2$の場合には，$c_i$=0.86（平均値：0.84+標準偏差：0.039/2）とする。

Ⅳグループは，柱降伏型となるので，第2次診断法が適当であるが，$c_i > 0.95$と強度バランスが非常に良くなければならず，層崩壊の可能性が非常に高い。

・Ⅳグループ

$0.3 \leqq {}_bC_u$の${}_cM_u/{}_bM_u \leqq 1.0$の場合には，$c_i > 0.95$とするが，層崩壊の可能性が高い。



Ⅰグループ：c_iによらず全層層崩壊が生じない範囲
Ⅱグループ：$c_i > 0.72$ であれば全層層崩壊が生じない
Ⅲグループ：$c_i > 0.86$ であれば全層層崩壊が生じない
Ⅳグループ：$c_i > 0.95$ とするが，層崩壊の可能性が高い

図 3.4.28　${}_cM_u/{}_bM_u$ と ${}_bC_U$ に応じた c_i の関係

3.5 まとめ

本章では，典型的な一文字形の集合住宅で梁間方向には戸境耐震壁が全層存在する均等多スパンの桁行方向を対象として，建物の特定層への大破あるいは，中破以上の大きな被害集中を回避するための層崩壊危険度の評価について提案した。なお, 10 階建て以上で 45m を上限とする建物を適用範囲とする。

建物の代表中柱の梁曲げ降伏先行型を仮定したベースシア係数 ${}_bC_u$ と，柱梁の曲げ耐力比 ${}_cM_u/{}_bM_u$ の組合せにより，グループⅠ，Ⅱ，Ⅲ，およびⅣに分類し，グループⅠ～Ⅲに対しては，${}_cM_u/{}_bM_u$ の比に応じて，強度率 c_i の値を一定値以上確保することにより，第 2 次，第 3 次診断法により層崩壊の可能性を小さくできるものとした。なお，Ⅰグループとなる場合には，第 3 次診断法によるものとした。グループⅣは，第 2 次診断法が適当であるが，層崩壊の可能性が非常に高いため，第 2 種構造要素の有無の確認を行う。また，本章では，耐震診断で要求する目標値 I_{s0}=0.6 と同等レベルの模擬地震動を用いた検討のため，I_{s0} が 0.6 を超える場合には，${}_bC_u$ と ${}_cC_{TU}$ は I_{s0}/0.6 倍する等の対応が必要となろう。

本章では，柱を剛強と考え梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数と高さ方向の層の強度分布により，層崩壊危険度の評価法を示した。4章では，鉄骨枠付きブレース補強により層の強度を発揮させる上で効果的に行える配置と補強効果を検討する。

第 3 章の参考文献

[1]（財）日本建築防災協会：改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準，1997

[2] Giberson,M.F.：Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility,Proc,ASCE,Vol.95,No.ST2,1969

[3] Wilson,E.L. and J.Penzien：Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.4,1972

[4] 模擬地震動研究会：模擬地震動作成手法の改良について，昭和 59 年 3 月(1984)

[5] 日本建築学会:建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計（3.1.2 土の非線形特性），日本建築学会，2006.2

[6] 建設省：平成 12 年建設省告示 1457 号 別表第 1 および別表第 2，2000

[7] 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，1994,5

第4章　耐震補強用鉄骨ブレースの配置と補強効果

概要

第 3 章では，層の強度を高さ方向にバランスよく向上することで層崩壊が防止できることを示した。本章では，第 3 章の結果を踏まえ耐震補強用鉄骨ブレースの強度が効果的に発揮できる配置と補強効果を検討した。4.2 節では，鉄骨ブレース軸部の降伏で決まる架構のせん断終局強度と，梁主筋の引張軸降伏で決まる鉄骨ブレース架構のせん断終局強度のいずれか小さい値を分散配置のせん断終局強度とする算定方法を示した。また，必要せん断力に対して鉄骨ブレース断面積によるせん断変形と，既存の引張側柱の全主筋断面積を基に 1 層から当該層の直下層までの累積された回転角による曲げ変形の算定方法を示した。さらに，曲げ変形と当該層のせん断変形より逆せん断力が生じる条件を示した。4.3 節では，4.2 節で算定した強度と変形を基に補強配置の効果を分類した。

次いで 4.4 節では，例題を用いて 3 章で示した層崩壊が生じないための評価法を基に補強配置モデルを以下のように設定した。

- 鉄骨枠付きブレースを 1 スパンから 3 スパン連層配置
- 鉄骨枠付きブレースを各層 1 箇所から 3 箇所分散配置

これらの補強配置モデルより，本章による補強効果の分類の妥当性を検証した。

4.1 目的

既存建築物は，一般に靭性能が小さいせん断部材が支配的であり，耐震性能が目標値を満足しない場合には，せん断破壊型として強度を大きくすること，また，補強部材配置において最上層では，曲げ変形を小さくし逆せん断力を生じさせないことが耐震補強として効果的である。ここでは，鉄骨ブレース軸降伏がブレース架構の曲げ降伏に先行し，かつ上層の曲げ変形が過大にならない条件を設定することで，強度抵抗型の補強が効果的に行える補強配置を示すことを目的とする。適用範囲は，平面形状が一文字型の桁行方向を対象とし，補強部材を桁行方向に対称配置とする形状指標が 1.0 の整形建物とする。さらに，鉄骨枠付きブレースの終局強度算定の際，作用するせん断力分布係数が A_i 分布で，曲げモーメント分布は当該層から鉄骨枠付きブレース架構（既存柱を含めたブレース部分のみの架構）の頂部までの高さの 1/2 が反曲点高さとみなせる建物とする。

4.2 補強ブレースの終局強度と変形の算定方法

ここでは, 鉄骨枠付きブレースの補強効果を評価するために補強ブレースのせん断終局強度と曲げ終局時せん断力，および曲げ変形とせん断変形の算定方法を示す。

4.2.1　i 層のせん断終局強度と曲げ終局強度

鉄骨枠付きブレースのせん断終局強度 ${}_BQ_{su,i}$（連層配置：${}_{BR}Q_{su,i}$，分散配置：${}_{BT}Q_{su,i}$），および既存柱の引張軸降伏による曲げ終局時せん断力 ${}_BQ_{mu,i}$ の算定方法を示す。算定は，日本建築防災協会の既存鉄筋コンクリート[1]，および鉄骨鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・改修設計指針[2]（以下，「RC 診断基準」，および「SRC 診断基準」と呼ぶ）の第 2 次診断法に準ずる。なお，分散配置については，既存梁を考慮した鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度の算定方法を示す。基礎回転，および境界梁の効果は無視する。

(1) 鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度

1) 連層配置の場合

連層配置の場合の鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度 ${}_{BR}Q_{su,i}$ は，RC，SRC 診断基準によるタイプ I の破壊形式より左右の既存柱の終局強度（せん断終局強度，または曲げ降伏時せん断強度のいずれか小さい値）をそれぞれ ${}_{C1}Q_{u,i}$，${}_{C2}Q_{u,i}$，鉄骨ブレースのせん断終局強度を ${}_BQ_{u,i}$ とし(4.1)式より算定する。

$$ {}_{BR}Q_{su,i} = {}_BQ_{u,i} + {}_{C1}Q_{u,i} + {}_{C2}Q_{u,i} \tag{4.1} $$

ここで，鉄骨ブレースは，RC，SRC 診断基準に準じて，圧縮・引張ともに有効に働くように細長比を $890/\sqrt{F}$ （F は鋼材の規準強度）以下とし，圧縮ブレースは座屈止めを入れることで座屈強度が降伏強度に等しいと仮定した。したがって，${}_BQ_{u,i}$ は，鉄骨ブレースの軸断面積 ${}_BA$，降伏強度を ${}_s\sigma_y$ より軸耐力を N_T, N_C （$N_T = N_C = {}_BA \cdot {}_s\sigma_y$，$\theta$ は図 4.2.1 参照）として(4.2)式より算定する。

$$ {}_BQ_{u,i} = \cos\theta\left(N_T + N_C\right) \tag{4.2} $$

また，枠材は鉄骨ブレースの反力を負担できるように鉄骨ブレースと同程度の断面とし，既存部と補強部の間接接合部で決まる架構のせん断終局強度[1]は，${}_{BR}Q_{su,i}$ を上回るようにする。なお，連続スパン配置の場合の終局強度は, 連続する鉄骨ブレースと付帯するすべての既存柱のせん断終局強度の総和とする。

2) 分散配置の場合

鉄骨枠付きブレースを分散配置する場合，図 4.2.1 のような加力時には，既存柱や梁の軸力により，左上と右下の柱梁接合部を中心として圧縮域が形成される。中間層に配置された鉄骨枠付きブレースの水平力は，2 つの圧縮域を結ぶ圧縮力により下層に伝達されることになる。当該軸方向力を支持できた場合,

鉄骨ブレースの軸降伏強度を期待することが可能となる（既存躯体とブレース枠材の間接接合部の破壊が先行しないことを前提)。文献[6]では，枠付き鉄骨ブレースを市松配置で補強した 2 層 2 スパンの RC 架構の静的加力実験を行った。実験から，梁に大きな軸力が生じることが確認され，梁に引張軸力が作用するような場合には梁が引張軸降伏し，ブレースが強度を発揮できないことが示された。

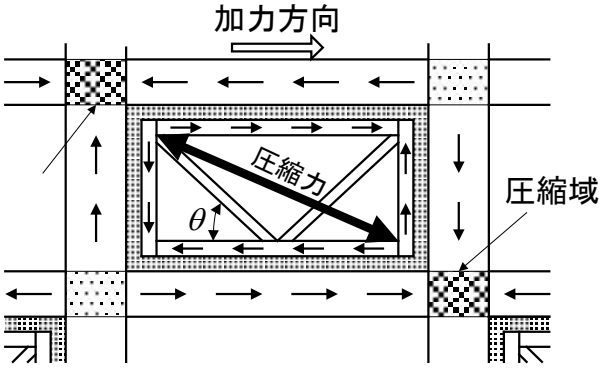


図 4.2.1　鉄骨ブレース架構周辺の応力図

ここで，鉄骨枠付きブレースが図 4.2.2 に示す地震力の方向に対し *iF* 層外端部（破線部）に配された場合を考える。*iF* 層外端部の鉄骨枠付きブレース架構に生じた力(既存柱のせん断終局強度 ${}_{C1}Q_{u,i}$, ${}_{C2}Q_{u,i}$, 鉄骨ブレースのせん断終局強度 ${}_{B}Q_{u,i}$）が(*i*−1)*F* 層に伝達するためには，*iF* 層既存梁の引張力 ${}_{G}N_{y,i}$ が十分大きいことが条件となる。すなわち，力の釣合から既存梁の ${}_{G}N_{y,i}$ は，当該既存柱のせん断終局強度 ${}_{C2}Q_{u,i}$ と鉄骨ブレース直下の(*i*−1)*F* 層既存柱のせん断終局強度 ${}_{C2}Q_{u,i-1}$ の差となる $P_{u,i}$（= ${}_{C2}Q_{u,i-1}-{}_{C2}Q_{u,i}$ ）の和が鉄骨ブレース単体の ${}_{B}Q_{u,i}$ を上回る場合である。なお，分散配置された鉄骨枠付きブレースの下層が独立柱（直交方向に耐震壁が無い場合）となる場合には，第 2 種構造要素の検討が必要である。

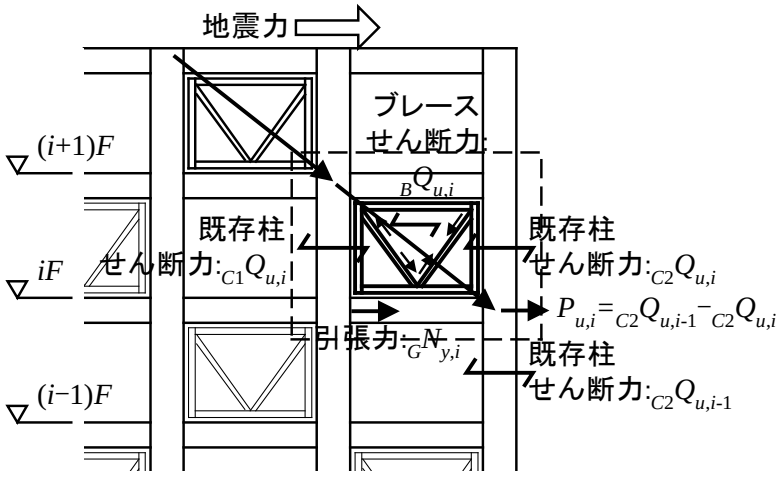


図 4.2.2 分散配置における応力の模式図

分散配置された鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度 ${}_{BT}Q_{su,i}$ の算定は以下の通りである。

鉄骨ブレース軸部の降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT1}Q_{su,i}$ は，連層配置と同様に両側既存柱のせん断終局強度と鉄骨ブレースのせん断終局強度の和とする(4.4)式より算定する。また，梁主筋の引張軸降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT2}Q_{su,i}$ は，両側既存柱のせん断終局強度，および鉄骨ブレース下部の既存梁の軸強度（${}_{G}N_{y,i}$ と当該既存柱のせん断終局強度 ${}_{C2}Q_{u,i}$ と直下既存柱の ${}_{C2}Q_{u,i\text{-}1}$ の差である $P_{u,i}={}_{C2}Q_{u,i\text{-}1}-{}_{C2}Q_{u,i}$）の総和とする(4.5)式より算定しいずれか小さい値を ${}_{BT}Q_{su,i}$（4.3 式）とする。

$$ {}_{BT}Q_{su,i} = \min\left({}_{BT1}Q_{su,i}, {}_{BT2}Q_{su,i}\right) \tag{4.3} $$

（ｉ）鉄骨ブレース強度で決まる終局強度 ${}_{BT1}Q_{su,i}$

$$ {}_{BT1}Q_{su,i} = {}_{B}Q_{u,i} + {}_{C1}Q_{u.i} + {}_{C2}Q_{u.i} \tag{4.4} $$

（ⅱ）既存梁主筋の引張軸降伏強度で決まる終局強度 ${}_{BT2}Q_{su,i}$

$$ {}_{BT2}Q_{su,i} = {}_{G}N_{y,i} + \left({}_{C2}Q_{u,i-1} - {}_{C2}Q_{u,i}\right) + {}_{C1}Q_{u,i} + {}_{C2}Q_{u,i} \tag{4.5} $$

ここで，${}_{B}Q_{u,i}$ は鉄骨ブレースのせん断終局強度で連層配置と同様に(4.2)式で算定する。${}_{C1}Q_{u,i}$，${}_{C2}Q_{u,i}$ は両側既存柱のせん断終局強度，${}_{G}N_{y,i}$ は既存梁の引張軸降伏強度（${}_{G}A_g \cdot \sigma_y$，${}_{G}A_g$：梁の全主筋断面積で片側 1m 範囲のスラブ筋も含む，また SRC 造の場合には鉄骨全断面積を含む，σ_y：降伏強度），${}_{C2}Q_{u,i\text{-}1}$ は鉄骨枠付きブレース直下層の既存独立柱のせん断終局強度である。なお，既存部と補強部の間接接合部は，連層配置と同様に ${}_{BT1}Q_{su,i}$ を上回るようにする。

(2) 鉄骨枠付きブレース架構の曲げ終局時せん断力

鉄骨枠付きブレース架構の曲げ終局時せん断力${}_{B}Q_{mu,i}$を(4.6)式より算定する。

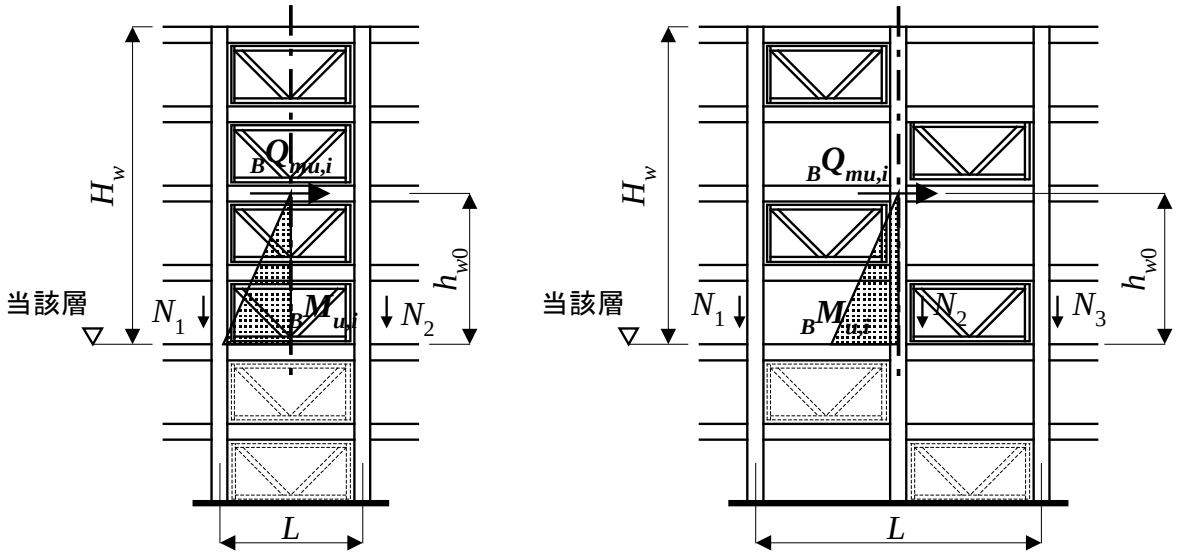
$$ {}_{B}Q_{mu,i} = {}_{B}M_{u,i} \Big/ h_{w0} \tag{4.6} $$

ここで，${}_{B}M_{u,i}$は連層および分散配置の鉄骨枠付きブレース架構の当該層の脚部の終局曲げモーメントで(4.7)式による。h_{w0}は反曲点高さ。

$$ {}_{B}M_{u,i} = {}_{C}A_g \cdot \sigma_y \cdot L + 0.5N \cdot L + 0.5\sum {}_{CC}A_g \cdot \sigma_y \cdot L \tag{4.7} $$

ここで，${}_{C}A_g$は引張側既存柱の全主筋断面積（SRC造の場合には鉄骨全断面積を含む，ただし，鉄骨枠付きブレースの枠柱材は含めない），σ_yは降伏強度，Lはスパン長さ，N（$=N_1+N_2$）は当該鉄骨枠付きブレースに取り付く柱の全軸力，${}_{CC}A_g$は鉄骨枠付きブレースが連続する場合の中間柱の全主筋断面積。

反曲点高さ h_{w0} は，RC，SRC 診断基準に準じて一般階では鉄骨枠付きブレース架構頂部までの高さ H_w の 1/2（最上階は階高）とする（図 4.2.3）。なお，図 4.2.3(b)に示すように分散配置においても鉄骨枠付きブレース架構全体（ここでは 2 スパン）で水平力に抵抗するものと仮定する。



(a) 連層配置　　(b) 分散配置

図 4.2.3　反曲点高さ

4.2.2　i層のせん断変形と曲げ変形

鉄骨枠付きブレース架構の i 層の層間変形 ${}_B\delta_i$ は，(i-1)層までの累積された回転角に i 層の階高を乗じて算出した曲げ変形 ${}_B\delta_{b,i}$，i 層の曲げ変形 $\delta^*_{b,i}$ とせん断変形 $\delta^*_{s,i}$ の和として(4.8a)式となる。

$$ {}_B\delta_i = \delta^*_{b,i} + \delta^*_{s,i} + {}_B\delta_{b,i} \tag{4.8a} $$

ここで，$\delta^*_{b,i}$ は建物上層の層特有の曲げ変形なので(i-1)層までの累積された回転角による曲げ変形 ${}_B\delta_{b,i}$ に比べ小さいことからこれを無視すると(4.8a)式は,

$$ {}_B\delta_i = \delta^*_{s,i} + {}_B\delta_{b,i} \tag{4.8b} $$

となる。また，一般にラーメン架構はせん断変形が支配的となることから ${}_B\delta_i$ を,

「ラーメン架構の層間変形」　＝　「鉄骨ブレースのせん断変形」

と仮定する。鉄骨枠付きブレースが曲げ変形がないせん断のみの変形を ${}_B\delta_{s,i}$ とすると,

$$ {}_B\delta_{s,i} = \delta^*_{s,i} + {}_B\delta_{b,i} \tag{4.9} $$

となる。本論では外力分布を一定と仮定しており，(i-1)層までの累積された回転角による曲げ変形 ${}_B\delta_{b,i}$ が，i 層のせん断力によるせん断変形 ${}_B\delta_{s,i}$ より大きくなると，$\delta^*_{s,i}$ は負の値を取り，逆せん断力が生じることになる（図 4.2.4)。本論ではこれを逆せん断力が生じる条件とした。また，耐震補強をする際に鉄骨枠付きブレース架構の必要せん断力 Q_i は，$\Delta I_{S,i}$（必要な $I_{S,i}$ 値と定義）に建物重量$\sum W_i$（i 層よりも上層の建物重量の和)，および層せん断力分布係数 A_i を乗じて算定する。$\Delta I_{S,i}$ は，$I_{S,i}$ 値が目標値 I_{S0} を上回るように I_{S0} に対する不足分（$I_{S0} - I_{S,i}$）を既存柱の靭性指標 F で除した値とする。なお，本研究では, 鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度, および終局曲げモーメントは, 鉄骨ブレースの軸降伏,

既存柱の軸引張降伏までの評価とするため，以下に示す鉄骨枠付きブレース架構によるせん断剛性，および既存柱の鉄筋の軸剛性による曲げ剛性は弾性剛性で扱うことができる。

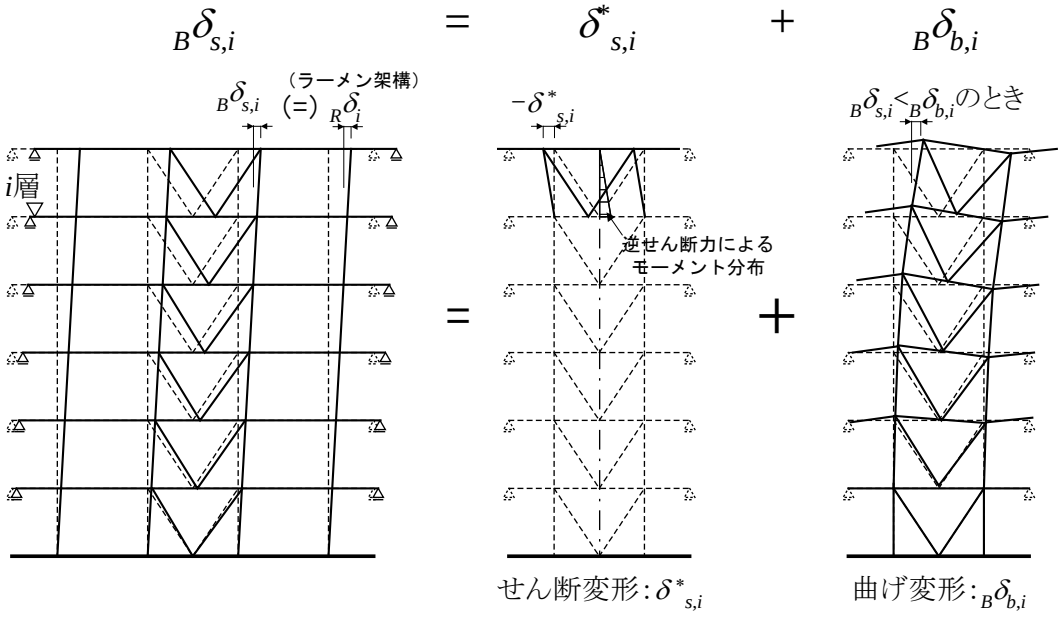


図 4.2.4　逆せん断力が生じるときの模式図

補強配置された鉄骨枠付きブレース架構について，図 4.2.5 に示すように，当該(*i*)層の Q_i による鉄骨枠付きブレース架構のせん断変形 $_B\delta_{s,i}$，および図 4.2.6 の曲げ変形 $_B\delta_{b,i}$ を算定する。

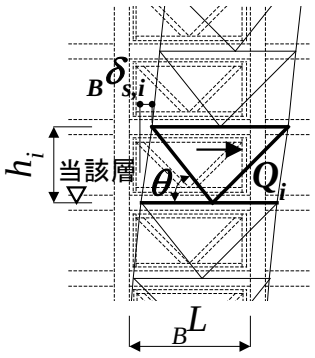


図 4.2.5　せん断変形の模式図

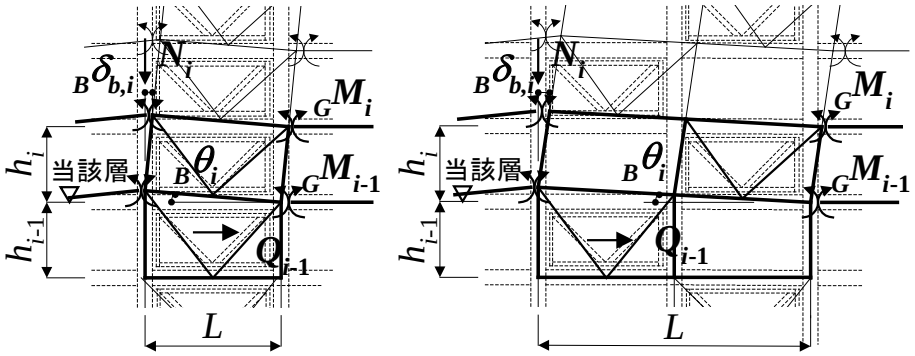


図 4.2.6　曲げ変形の模式図

(1) 鉄骨枠付きブレース架構のせん断変形

鉄骨枠付きブレース架構のせん断変形 ${}_B\delta_{s,i}$ は，既存架構に補強された鉄骨ブレース架構として(4.10)式より算定する。

$$ {}_B\delta_{s,i} = \frac{Q_i \cdot {}_BL}{4\cos^3\theta \cdot {}_BA \cdot E_s} \tag{4.10} $$

ここで，Q_i は当該階(i)層の必要せん断力，${}_BL$ は鉄骨枠付きブレースのスパン長さ，${}_BA$ は鉄骨ブレースの軸断面積，E_s は鉄骨のヤング係数。

(2) 鉄骨枠付きブレース架構の曲げ変形

鉄骨枠付きブレース架構の曲げ変形 ${}_B\delta_{b,i}$ は，(i-1)層までの累積された回転角による変形とし，既存の引張側柱の全主筋断面積（SRC 造の場合には鉄骨全断面積を含む）を基に(4.11)式より算定する。

$$ {}_B\delta_{b,i} = {}_B\theta_i \cdot h_i \tag{4.11} $$

ここで，${}_B\theta_i$ は，最下層から当該(i)層の直下(i-1)層までの累積された回転角で，文献[3]に基づき(4.12)式による。h_i は当該(i)層の階高。

$$ {}_B\theta_i = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{h_j^2}{2E_r \cdot {}_BI} \left\{ Q_j - \frac{1}{h_j} \sum \left({}_GM_j + N_j \cdot L \right) \right\} \tag{4.12} $$

ここで，h_j，Q_j はそれぞれ j 層の階高および必要せん断力，E_r は鉄筋のヤング係数，${}_BI$（${}_BI = \Sigma_C A_g L^2$，${}_CA_g$：既存柱の全主筋断面積，ただし，SRC 造の場合には鉄骨断面積を含む，L：スパン長さ）は，鉄骨枠付きブレース架構の断面 2 次モーメント，${}_GM_j$ は境界梁の終局曲げ強度，N_j は引張側柱の長期柱軸力。なお，鉄骨枠付きブレースの間接接合部は，鉄骨ブレースの軸降伏耐力で決まる架構の耐力と同等以上とするため，鉄骨ブレースが軸降伏するまでは既存躯体と鉄骨枠付きブレースは一体と仮定し，断面 2 次モーメント ${}_BI$ には枠柱材の鉄骨断面積を考慮（枠柱材の鉄骨断面積を既存柱の全主筋断面積に含める）する。

4.3 鉄骨枠付きブレース補強配置の効果

鉄骨枠付きブレースの補強配置の効果としては以下の 4 つに分類できる。図 4.3.1 の縦軸は，いずれかの層で鉄骨枠付きブレース架構のせん断変形 ${}_B\delta_{s,i}$（4.10 式）と曲げ変形 ${}_B\delta_{b,i}$（4.11 式）の比の全層中の最大値，横軸は，せん断終局強度 ${}_BQ_{su,i}$ と曲げ終局時せん断力 ${}_BQ_{mu,i}$（4.6 式）の比の全層中の最大値を示す。なお，${}_BQ_{su,i}$ は連層配置の場合は ${}_{BR}Q_{su,i}$（4.1 式），分散配置の場合は ${}_{BT}Q_{su,i}$（4.3 式）により評価する。また，必要せん断力 Q_i と鉄骨ブレースの負担せん断力 ${}_BQ_i$ の比を鉄骨ブレースの負担せん断力比 ${}_BQ_i/Q_i$ と定義し縦右軸に示す。${}_BQ_i/Q_i$ は，曲げ変形がゼロ，すなわち ${}_B\delta_{b.i}$=0.0，${}_B\delta_{s.i}=\delta^*_{s,i}$ のとき，${}_BQ_i/Q_i$ =1.0，せん断変形がゼロ，すなわち $\delta^*_{s,i}$ =0.0，${}_B\delta_{s.i}={}_B\delta_{b.i}$ のとき，${}_BQ_i/Q_i$ =0.0 となるので，0.0～1.0 間，および 0.0 未満は $\delta^*_{s,i}\big/{}_B\delta_{s,i}$ の線形関係とした。${}_BQ_i/Q_i$ が 0.0 以下の場合，逆せん断力が生じることになる。ここで，$\delta^*_{s,i}\big/{}_B\delta_{s,i}$ は，(4.9)式より $\left({}_B\delta_{s,i}-{}_B\delta_{b,i}\right)\big/{}_B\delta_{s,i}$ となり，${}_B\delta_{b.i}/{}_B\delta_{s.i}$ で整理すると，${}_BQ_i/Q_i$ とは(4.13)式の関係になる。

$$ {}_BQ_i/Q_i = 1-{}_B\delta_{b,i}\big/{}_B\delta_{s,i} \tag{4.13} $$

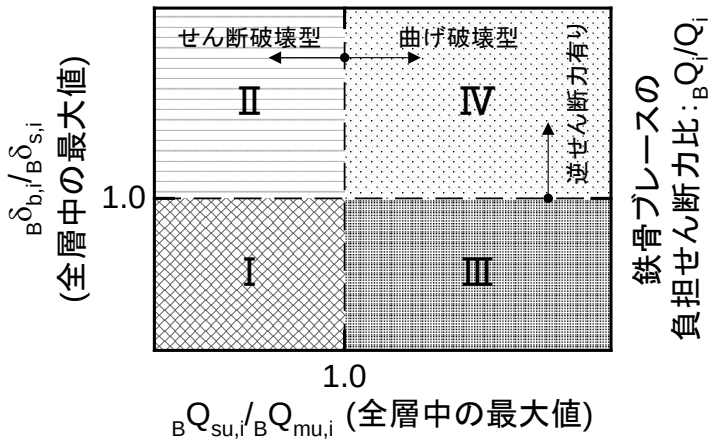


図 4.3.1　鉄骨枠付きブレース補強配置の効果の分類

分類Ⅰ：${}_B\delta_{b,i}\big/{}_B\delta_{s,i}\le 1.0$ かつ，　${}_BQ_{su,i}\big/{}_BQ_{mu,i}\le 1.0$ の場合

鉄骨枠付きブレース架構はせん断破壊型（強度型）で，最上層に逆せん断力が生じない。全層にわたり鉄骨ブレースのせん断強度を期待できる。

分類Ⅱ：${}_B\delta_{b,i}\big/{}_B\delta_{s,i}>1.0$ かつ，　${}_BQ_{su,i}\big/{}_BQ_{mu,i}\le 1.0$ の場合

鉄骨枠付きブレース架構はせん断破壊型（強度型）ではあるが，最上層で逆せん断力が生じる。上層部で補強が効果的でない範囲である。曲げ変形を小さくするために上層部にハットトラス的に鉄骨ブレースの補強を配置する対策等が必要になる。

分類Ⅲ：${}_B\delta_{b,i}\big/{}_B\delta_{s,i}\le 1.0$ かつ，　${}_BQ_{su,i}\big/{}_BQ_{mu,i}>1.0$ の場合

鉄骨枠付きブレース架構は曲げ破壊型で，最上層には逆せん断力が生じない範囲である。鉄骨枠付きブレース架構の曲げ終局時せん断力の算定のときは，梁の曲げ戻しを考慮する必要がある。

分類Ⅳ：${}_B\delta_{b,i}\big/{}_B\delta_{s,i}>1.0$ かつ，　${}_BQ_{su,i}\big/{}_BQ_{mu,i}>1.0$ の場合

鉄骨枠付きブレース架構は曲げ破壊型で，最上層に逆せん断力が生じるため，補強配置が効果的でない範囲である。鉄骨ブレース断面を小さくし，平面配置における補強の箇所数を増やす等補強計画の見直しが必要となる。

4.4 解析例による補強効果の検討

ここでは, 解析例を用いて 3 章で示した層崩壊危険度の評価法より層崩壊が生じないための強度率を基に補強配置モデル（Case1～Case6）を設定し，各補強建物に対して，静的荷重増分解析，および時刻歴応答解析を行い図 4.3.1 の補強効果の分類・評価法を検討する。

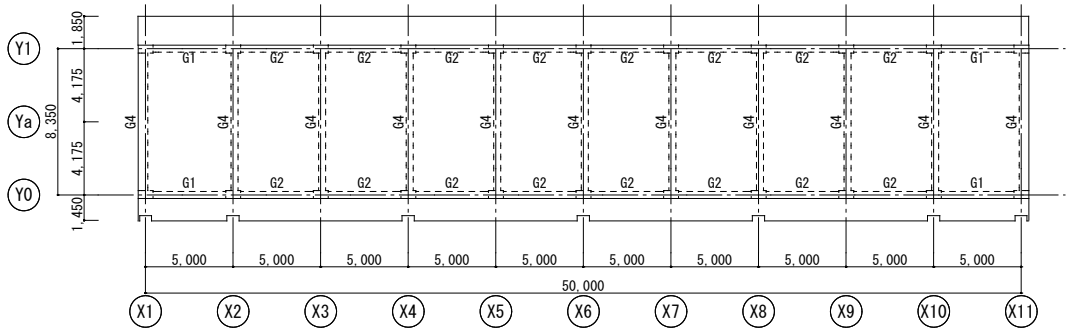
4.4.1　対象建物モデル

(1)　建物概要

検討対象建物は，図 4.4.1，図 4.4.2 に示す構造形式の異なる SRC 造(1~4 階)+RC 造(5~11 階)の 11 層 10 スパンの典型的な一文字形の集合住宅である（文献[5]）。対象構面は Y0 とした。また，各層の重量，および階高は実建物を基に決定した。建物重量及び階高を表 4.4.1 に，1 階，中間階，および最上階の柱軸力を図 4.4.4 に示す。

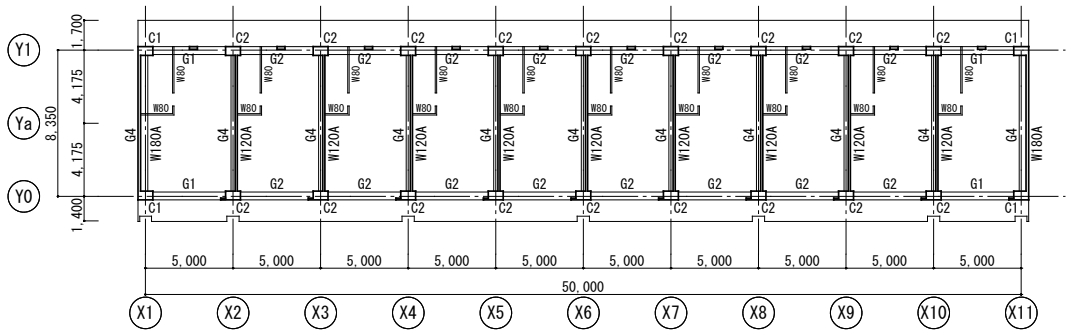
柱梁断面は，1981 年の新耐震設計法施行以前に設計された建物を想定し，第 2 次診断で構造耐震指標 *Is* の最小値が 0.3 程度となるように調整した。その際の *F* 値は SRC 造部を 1.27，RC 造部を 1.0 とし，旧基準による震度法を用いて，3.2 節で実施した耐震診断法による各層の C_{TU} の平均値の最小値を基に C_0=0.3 程度となるように許容応力度設計を行った。鋼材の材料強度は耐震診断にならい，丸鋼については 294N/mm^2 を，異形鉄筋については規格降伏点強度に 49N/mm^2 を加算した値をそれぞれ採用した。また，1～4 階には普通コンクリートを，5 階以上には第 1 種軽量コンクリートを採用した。各部材リストを図 4.4.5，図 4.4.6，および図 4.4.7 に，材料強度を表 4.4.2 に示す。

[現況-伏図]



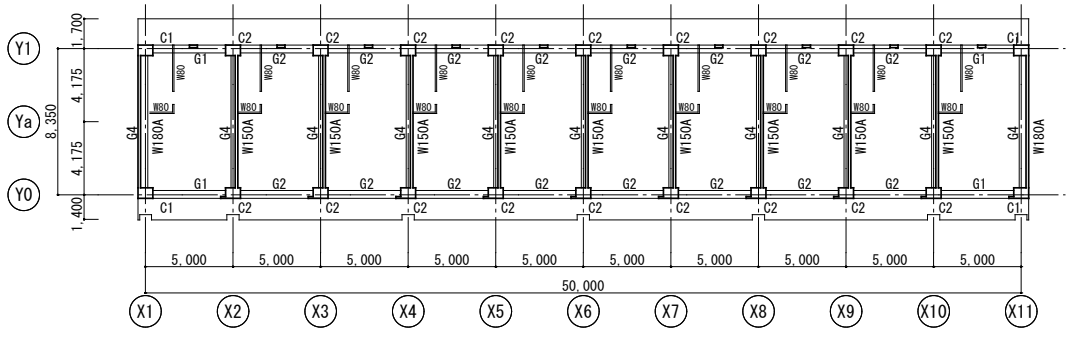
R階伏図　S=1：400

特記なき袖壁、及び、雑壁は、W１２０とする。



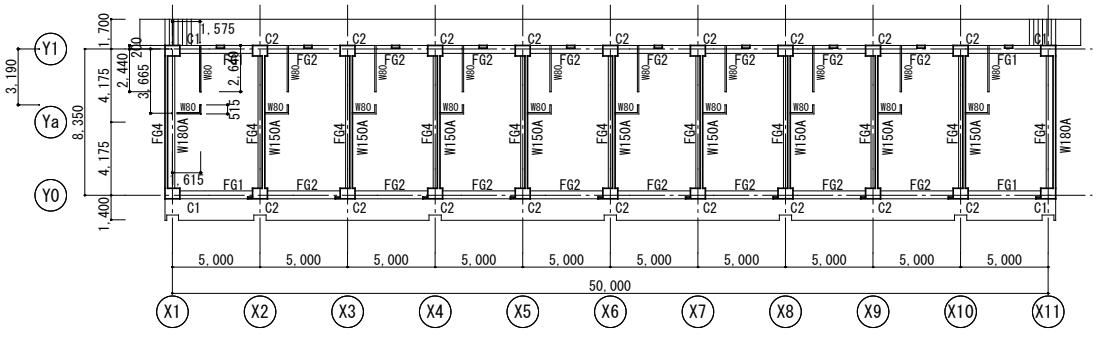
5～11階伏図　S=1：400

特記なき袖壁、及び、雑壁は、W１２０とする。



2～4階伏図　S=1：400

特記なき袖壁、及び、雑壁は、W１２０とする。

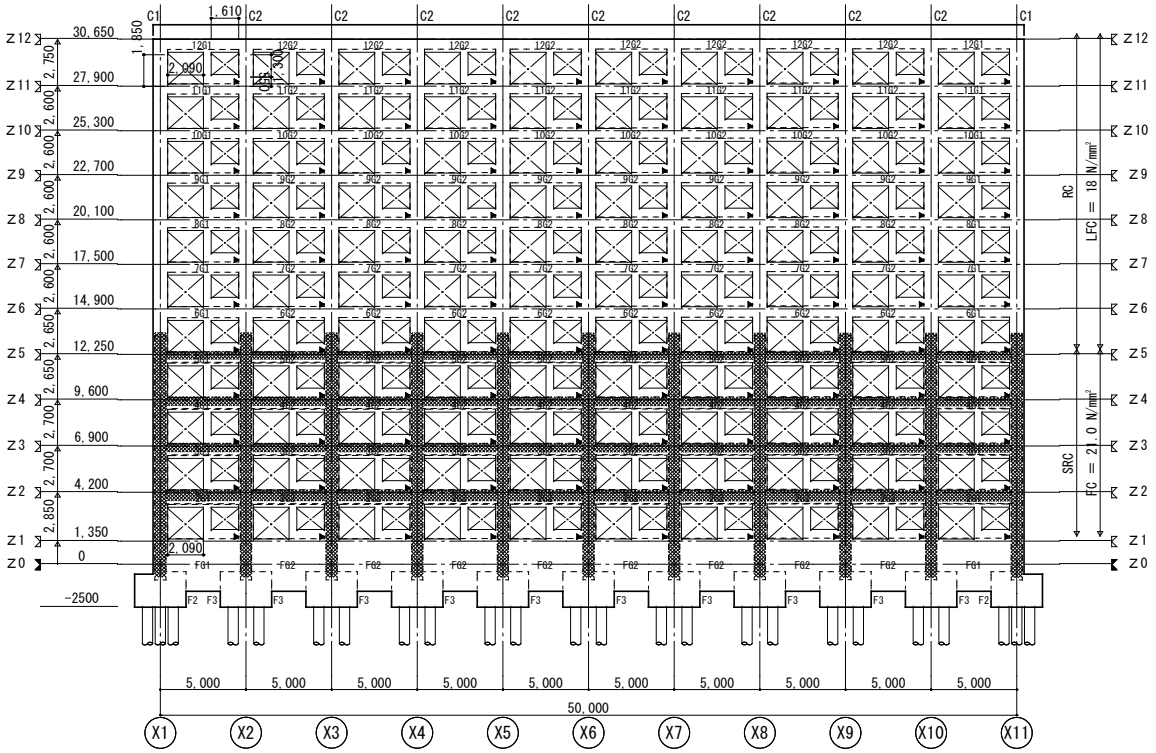


1階伏図　S=1：400

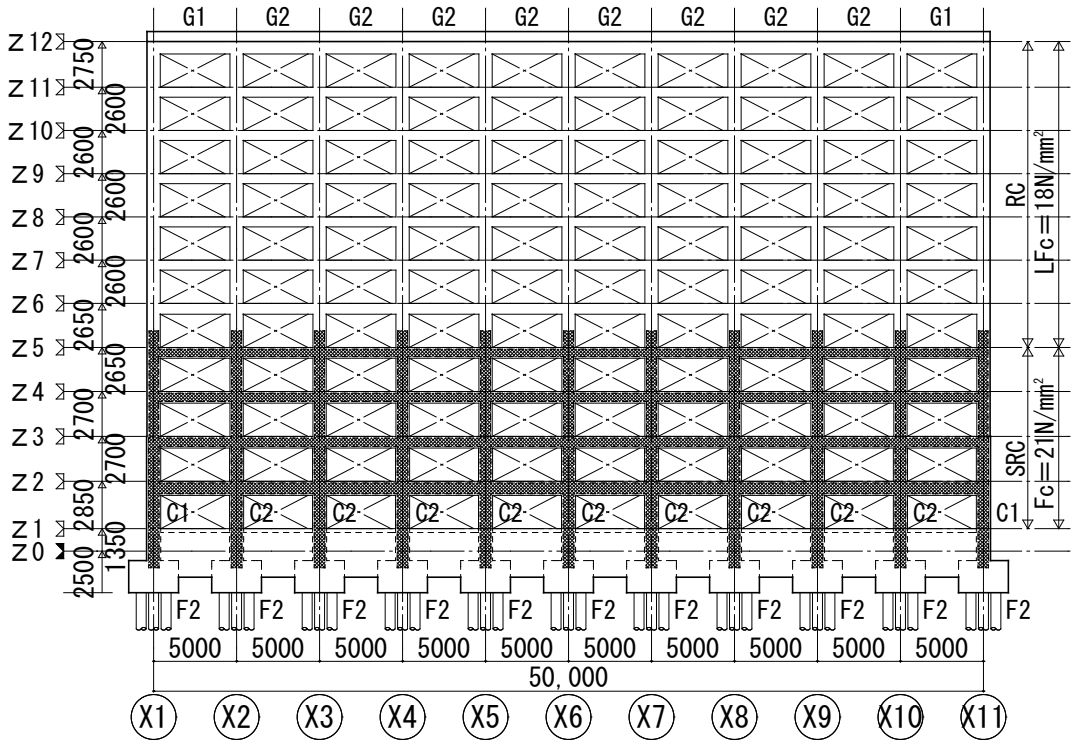
特記なき袖壁、及び、雑壁は、W１２０とする。

図 4.4.1　検討対象建物（各階伏図，単位：mm）

［ 現況-軸組図 ］



Y1 構面軸組図



Y0 構面軸組図

図 4.4.2　検討対象建物（Y0 構面軸組図，単位：mm）

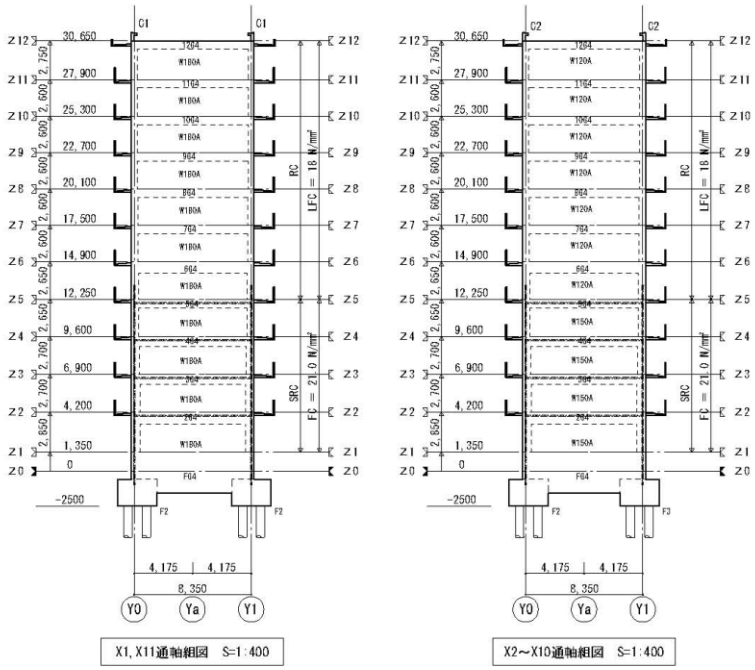


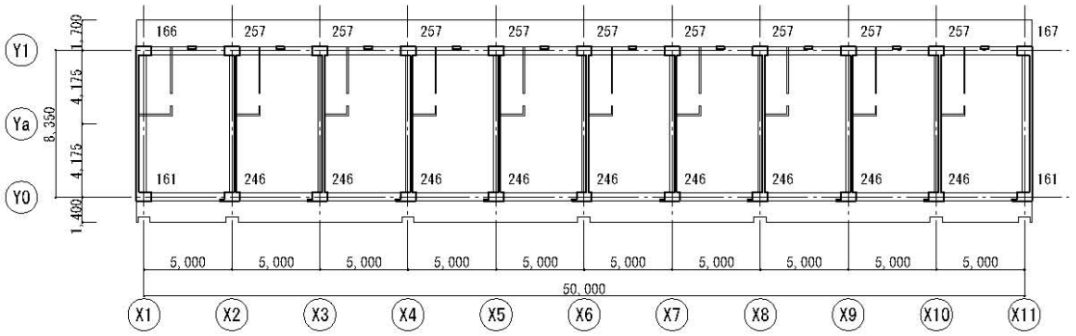
図 4.4.3　解析モデル（梁間方向軸組図，単位：mm）

表 4.4.1　建物重量及び階高

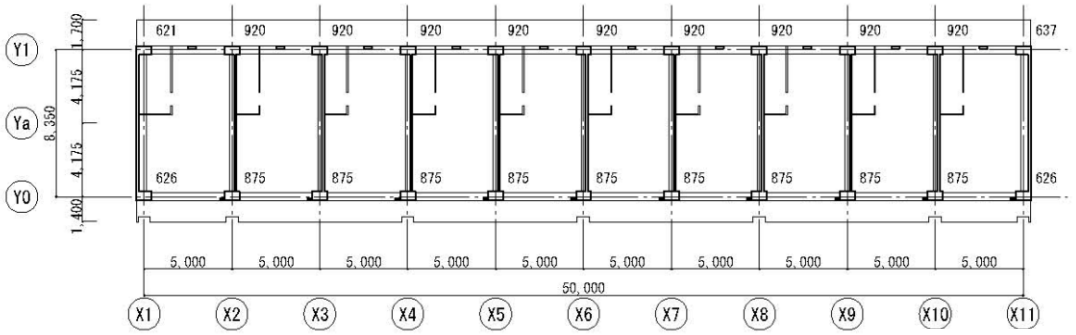
	階	階高 [mm]	各階重量 W_i [kN]	ΣW_i [kN]
RC造	11	2750	4946	4946
	10	2600	4350	9297
	9	2600	4286	13582
	8	2600	4286	17868
	7	2600	4346	22214
	6	2600	4368	26582
	5	2650	4507	31089
SRC造	4	2650	5162	36251
	3	2700	5451	41702
	2	2700	5527	47229
	1	2850	6086	53315

表 4.4.2　材料強度

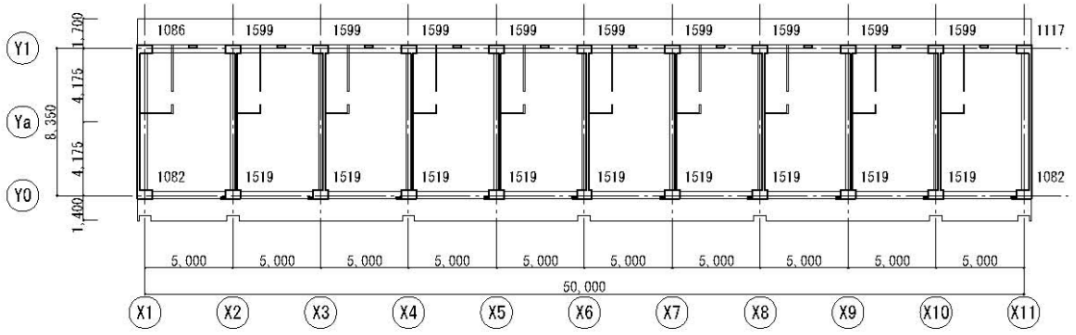
種別			設計基準強度 [N/mm^2]	鉄筋コンクリートの単位体積重量[kN/m^3]	ヤング係数 [N/mm^2]	せん断弾性係数 [N/mm^2]	該当箇所
コンクリート	普通コンクリート		21	24	21682.1	9034.2	1～4階
	第1種軽量コンクリート		18	20	14055.2	5856.3	5～11階
鉄筋	丸鋼	SR235	294		14055.2	79000	
	異形鉄筋	SD295A	344				～D16
		SD345	394				D19～



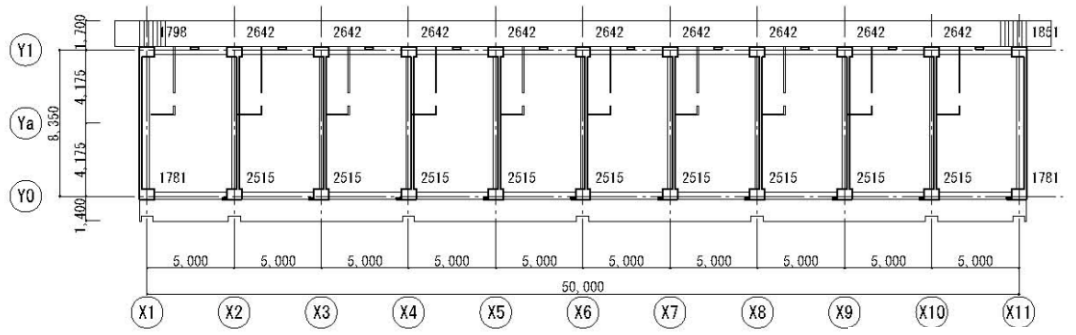
11 階 軸力表



8 階 軸力表



5 階 軸力表

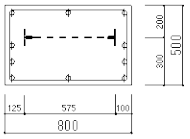
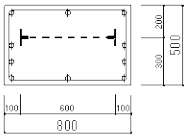
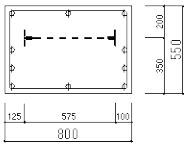
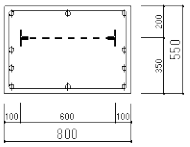
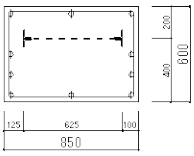
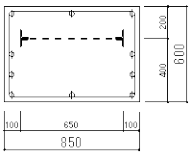
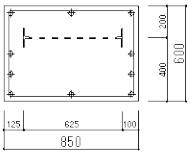
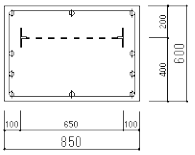
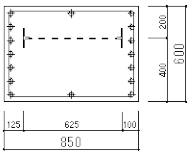
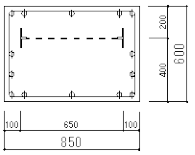


1 階 軸力表

図中の数値は，柱軸力で単位は，[kN]

図 4.4.4　柱軸力

ダイヤフープ:9φ@750

	C１	C２
Ｚ４		
主筋	10-D22	10-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨 X方向	4Ls-50×50×6	4Ls-50×50×6
鉄骨 Y方向	---	---
腹材	Lats PL -6×125	Lats PL -6×125
Ｚ３		
主筋	10-D22	10-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨 X方向	4Ls-50×50×6	4Ls-50×50×6
鉄骨 Y方向	---	---
腹材	Lats PL -6×125	Lats PL -6×125
Ｚ２		
主筋	10-D22	10-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨 X方向	4Ls-75×75×9	4Ls-75×75×9
鉄骨 Y方向	脚部　F　-9×125	脚部　F　-9×125
腹材	Lats PL -6×125	Lats PL -6×125
Ｚ１（柱頭）		
主筋	10-D25	10-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨 X方向	4Ls-75×75×9	4Ls-75×75×9
鉄骨 Y方向	---	---
腹材	Lats PL -6×125	Lats PL -6×125
Ｚ１（柱脚）		
主筋	16-D25	14-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨 X方向	4Ls-75×75×9	4Ls-75×75×9
鉄骨 Y方向	---	---
腹材	Lats PL -6×125	Lats PL -6×125

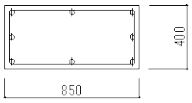
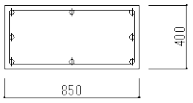
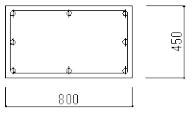
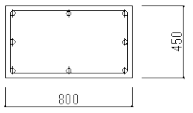
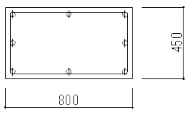
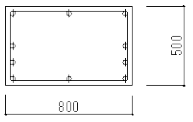
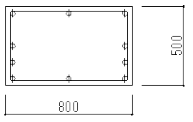
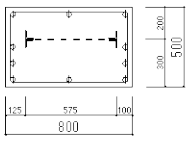
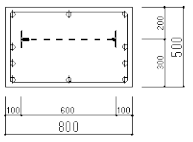
	C１	C２
Ｚ11		
主筋	8-D22	8-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
Ｚ10	同上	同上
主筋	8-D22	8-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
Ｚ９	同上	同上
主筋	8-D22	8-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
Ｚ８	同上	同上
主筋	8-D22	8-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
Ｚ７		
主筋	8-D22	8-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
Ｚ６	同上	
主筋	8-D22	8-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
Ｚ５（柱頭）		
主筋	10-D22	10-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
Ｚ５（柱脚）		
主筋	10-D22	10-D22
HOOP	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨 X方向	4Ls-50×50×6	4Ls-50×50×6
鉄骨 Y方向	---	---
腹材	Lats PL -6×125	Lats PL -6×125

図 4.4.5　柱リスト

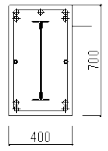
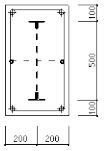
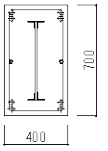
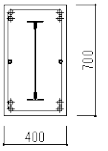
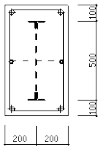
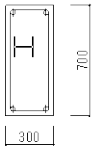
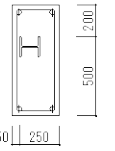
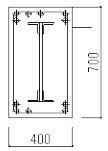
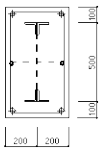
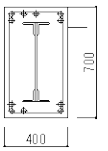
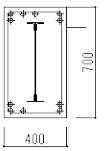
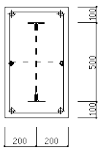
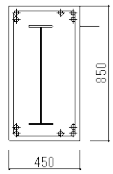
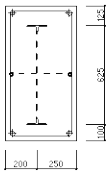
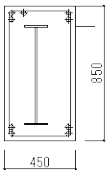
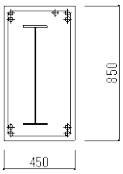
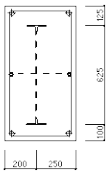
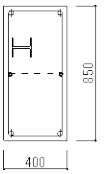
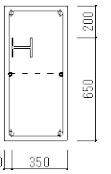
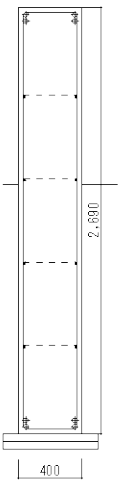
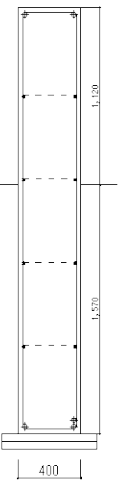
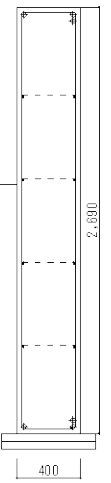
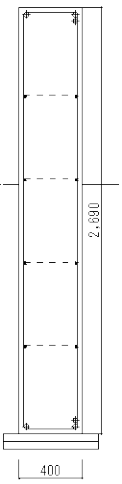
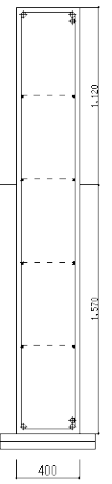
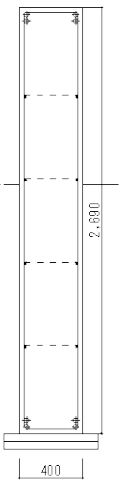
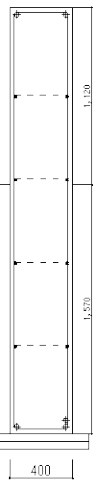
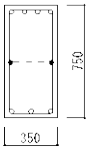
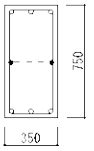
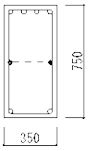
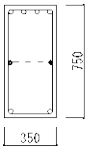
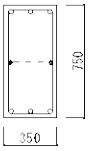
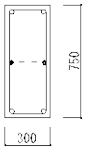
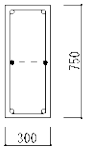
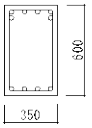
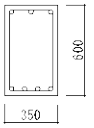
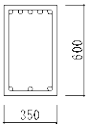
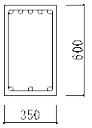
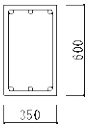
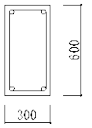
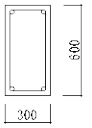
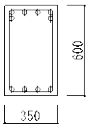
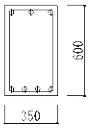
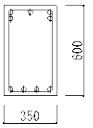
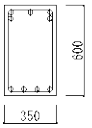
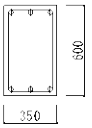
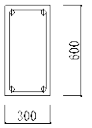
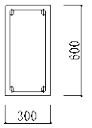
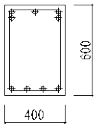
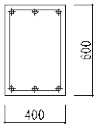
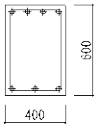
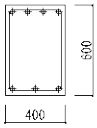
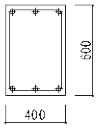
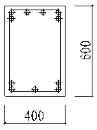
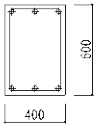
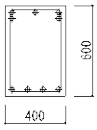
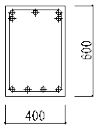
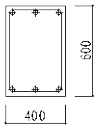
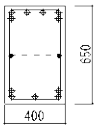
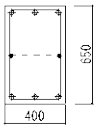
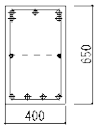
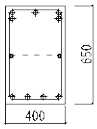
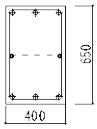
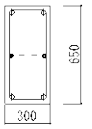
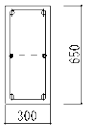
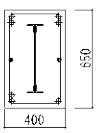
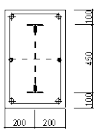
	Ｇ１			Ｇ２		Ｇ４	
位置	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
Ｚ４							
上端筋	5-D25	2-D25	4-D25	4-D25	2-D25	2-D22	2-D22
下端筋	4-D25	2-D25	4-D25	4-D25	2-D25	2-D22	2-D22
ＳＴ	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨部材	GPL-8	4Ls-50×50×6	GPL-8	GPL-8	4Ls-50×50×6	H-125×125×6.5×9	
膜材	Lats PL -6×125			Lats PL -6×125			
Ｚ３						同上	同上
上端筋	6-D25	2-D25	6-D25	6-D25	2-D25		
下端筋	5-D25	2-D25	5-D25	5-D25	2-D25		
ＳＴ	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250		
鉄骨部材	GPL-16	4Ls-75×75×9	GPL-16	GPL-8	4Ls-50×50×6		
膜材	Lats PL -6×125			Lats PL -6×125			
Ｚ２							
上端筋	5-D25	2-D25	5-D25	5-D25	2-D25	2-D22	2-D22
下端筋	5-D25	2-D25	4-D25	4-D25	2-D25	2-D22	2-D22
ＳＴ	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨部材	FPL-9×150	2Ts-125×6	FPL-9×150	FPL-9×150	2Ts-125×6	H-125×125×6.5×9	
膜材	WebPL-6	Lats PL -6×100	WebPL-6	WebPL-6	Lats PL -6×100		
Ｚ１							
上端筋	4-D25	2-D25	3-D25	3-D25	3-D25	4-D25	2-D25
下端筋	4-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25	4-D25	3-D25
ＳＴ	□-13φ@250	□-13φ@250	□-13φ@250	□-13φ@250	□-13φ@250	□-13φ@250	□-13φ@250
鉄骨部材	---	---	---	---	---	---	---
腹筋	8-D13			8-D13		8-D13	

図 4.4.6　梁リスト１

	Ｇ１			Ｇ２		Ｇ４	
位置	外端	中央	内端	端部	中央	端部	中央
Ｚ12							
上端筋	4-D19	3-D19	4-D19	4-D19	3-D19	2-D19	2-D19
下端筋	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19	3-D19	2-D19	2-D19
Ｚ11							
上端筋	6-D19	3-D19	5-D19	5-D19	3-D19	2-D19	2-D19
下端筋	4-D19	4-D19	3-D19	3-D19	3-D19	2-D19	2-D19
Ｚ10							
上端筋	6-D22	3-D22	5-D22	5-D22	3-D22	2-D22	2-D22
下端筋	4-D22	4-D22	4-D22	4-D22	3-D22	2-D22	2-D22
Ｚ９	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上
上端筋							
下端筋							
Ｚ８						同上	同上
上端筋	5-D25	3-D25	4-D25	4-D25	3-D25		
下端筋	4-D25	3-D25	3-D25	3-D25	3-D25		
Ｚ７						同上	同上
上端筋	6-D25	3-D25	5-D25	5-D25	3-D25		
下端筋	5-D25	3-D25	4-D25	4-D25	3-D25		
ＳＴ	□-9φ@250			□-9φ@250			
Ｚ６							
上端筋	6-D25	3-D25	5-D25	5-D25	3-D25	2-D22	2-D22
下端筋	5-D25	3-D25	4-D25	4-D25	3-D25	2-D22	2-D22
ＳＴ	□-9φ@250			□-9φ@250			
Ｚ５							
上端筋	4-D25	2-D25	4-D25	4-D25	2-D25	2-D22	2-D22
下端筋	3-D25	2-D25	4-D25	4-D25	2-D25	2-D22	2-D22
ＳＴ	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250	□-9φ@250
鉄骨部材	GⅡ-8	4Ls-50×50×6	GⅡ-8	GⅡ-8	4Ls-50×50×6	H-125×125×6.5×9	
腹材		Lats　PL6×125			Lats　PL6×125		

特記なきはST:□-9φ@250

図 4.4.7　梁リスト 2

(2)　既存建物の第 2 次診断結果

既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準と既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準に準じて，既存建物の Y0 構面の第 2 次診断を行う。第 2 次診断を行う際の計算条件を以下に示す。

1）外力分布は A_i 分布を採用する。外力分布及び建物重量を表 4.4.3 に示す。
2）柱のせん断終局強度 Q_{su} は平均値を採用する。
3）曲げ耐力算定用直交壁の考慮はしない。
4）内法高さ H_0 は全柱の平均値を採用する。
5）フレーム面内雑壁の反曲点高さは，階高の 1/2 とする。
6）腰壁・垂壁がある場合の柱の内法高さ h_0 は加力方向毎に採用する。

表 4.4.3　外力分布

	階	階高 [mm]	各階重量 W_i [kN]	ΣW_i [kN]	αi	Ai
RC造	11	2750	4946	4946	0.093	2.356
	10	2600	4350	9297	0.174	1.944
	9	2600	4286	13582	0.255	1.734
	8	2600	4286	17868	0.335	1.592
	7	2600	4346	22214	0.417	1.481
	6	2600	4368	26582	0.499	1.390
	5	2650	4507	31089	0.583	1.309
SRC造	4	2650	5162	36251	0.680	1.226
	3	2700	5451	41702	0.782	1.148
	2	2700	5527	47229	0.886	1.075
	1	2850	6086	53315	1.000	1.000

既存部材のみの全体架構（以下，「既存建物」と呼ぶ）の第 2 次診断の構造耐震指標 I_S を表 4.4.4 に示す。I_S 値の最小値は SRC 造部から RC 造部へ切替わる層の直上（6 層）で 0.28 となる。ただし，経年指標 T=1.0，形状指標 S_D=1.0 とする。

表 4.4.4　既存建物の第 2 次診断結果

	階	C	F	I_S	$C_{TU}S_D$
RC	11	1.61	1.00	0.68	0.68
	10	0.95	1.00	0.48	0.48
	9	0.68	1.00	0.39	0.39
	8	0.54	1.00	0.33	0.33
	7	0.46	1.00	0.31	0.31
	6	0.39	1.00	0.28	0.28
	5	0.45	1.00	0.34	0.34
SRC	4	0.46	1.27	0.47	0.37
	3	0.41	1.27	0.46	0.36
	2	0.44	1.27	0.52	0.41
	1	0.41	1.27	0.52	0.41

（ただし，経年指標 T=1.0，形状指標 S_D=1.0）

(3)　既存建物の第 3 次診断結果

RC 診断基準と SRC 診断基準に準じて，Y0 構面の第 3 次診断を行う。第 3 次診断を行う際の計算条件を以下に示す。

1）終局曲げ強度の算定には，スラブ断面及びスラブ筋を考慮する。
2）メカニズム時の応力は，節点振り分け方による。また，節点モーメントの分割方法は，柱部材の耐力比による分割とする。
3）梁のせん断終局強度 Q_{su} は，左端と右端のうちの最小値を採用する。

既存建物の第 3 次診断結果による構造耐震指標 I_S 値を表 4.4.5 に示す。既存建物の耐震性能は，第 2 次診断結果同様に SRC 造の F=1.27，RC 造の F=1.0 のせん断破壊部材が支配的となった。Is 値は SRC 造から RC 造に切り替る 5 層の直上階で小さくなり，6 階，7 階で最小値 0.22 となった。

また，既存建物の第 2 次診断及び第 3 次診断の Is 値の高さ方向の分布図を図 4.4.8 に，$C_{TU}S_D$ 値の高さ方向の分布図を図 4.4.9 に示す。弱点層は第 2 次診断，第 3 次診断ともに 6 階となった。

表 4.4.5　既存建物の第 3 次診断結果

	階	C	F	I_S	$C_{TU}S_D$
RC	11	1.32	1.10	0.61	0.56
	10	0.74	1.27	0.48	0.38
	9	0.51	1.10	0.32	0.29
	8	0.38	1.00	0.24	0.24
	7	0.32	1.10	0.22	0.21
	6	0.28	1.10	0.22	0.20
	5	0.36	1.00	0.28	0.27
SRC	4	0.36	1.27	0.37	0.29
	3	0.32	1.27	0.35	0.28
	2	0.36	1.27	0.43	0.33
	1	0.39	1.27	0.50	0.39

（ただし，経年指標 T=1.0，形状指標 S_D=1.0）

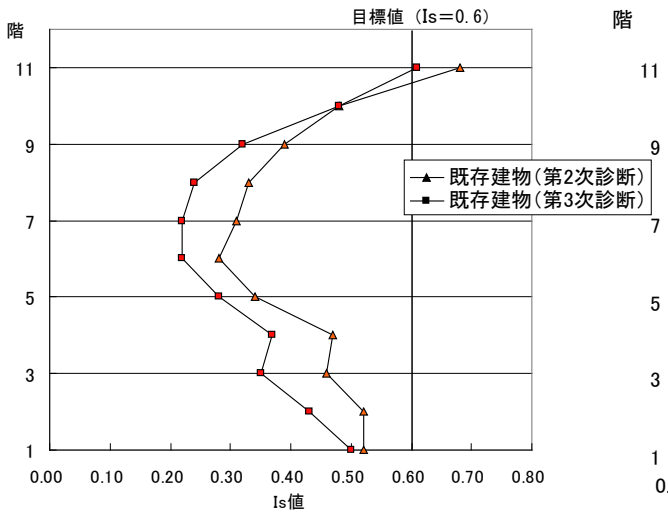


図 4.4.8　Is 値の高さ方向の分布図

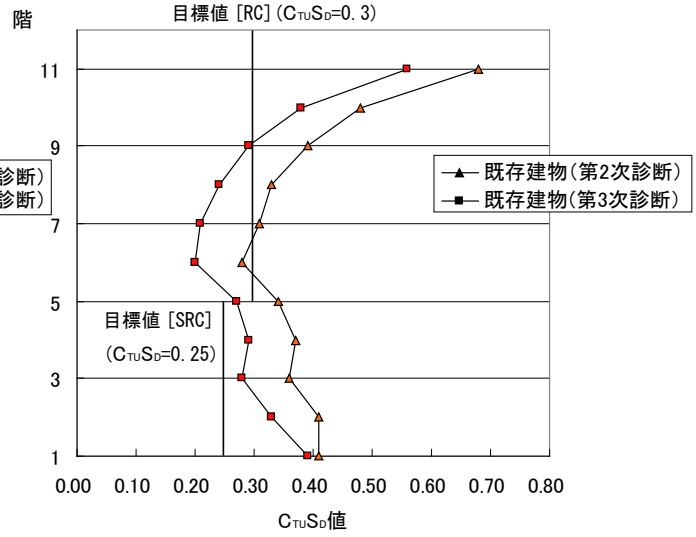


図 4.4.9　$C_{TU}S_D$ 値の高さ方向の分布図

4.4.2　補強配置の検討

既存建物の第 2 次診断結果で得られた $I_{S,i}$ 値が目標値（I_{S0}=0.6）を上回るように鉄骨枠付きブレースの必要補強量を算定する。具体的には必要強度 ${}_nQ_i$ を $\Delta I_{S,i}$ （$=\left(I_{S0}-I_{S,i}\right)/F$ ）に建物重量$\sum W_i$（各層の全体重量／2 とする），および層せん断力分布係数 A_i を乗じて算定し（表 4.4.6），各階の鉄骨枠付きブレースの箇所数と断面をこの ${}_nQ_i$ に対し鉄骨枠付きブレースの箇所数に応じて表 4.4.7 に示すように設定した。また，図 4.4.10 に ${}_nQ_i$ と鉄骨枠付きブレースの降伏強度 ${}_BQ_{ui}$ の比率（${}_BQ_{ui}/{}_nQ_i$）を示す。図 4.4.10 より，1 層から 4 層は ${}_BQ_{ui}/{}_nQ_i$ が 2.5～4.0 と余裕のある値となっている。これは，最小 I_S 値を示す 6 層以下の層の補強量を割引くことはしないで，最下層まで同じ断面を設定したためである。なお，補強部材は，桁行方向対称に配置するため，形状指標は S_D=1.0 とする。

表 4.4.6　必要補強量

階	形状指標 S_D	第2次診断結果:I_S	必要I_S値 ΔI_S	ΣWi [kN]	Ai 分布	必要せん断力 nQi [kN]
11	1.0	0.68				
10	1.0	0.48	0.12	4648	1.944	1084
9	1.0	0.39	0.21	6791	1.734	2472
8	1.0	0.33	0.27	8934	1.592	3839
7	1.0	0.31	0.29	11107	1.481	4771
6	1.0	0.28	0.32	13291	1.390	5912
5	1.0	0.34	0.26	15545	1.309	5289
4	1.0	0.47	0.10	18126	1.226	2275
3	1.0	0.46	0.11	20851	1.148	2639
2	1.0	0.52	0.06	23614	1.075	1599
1	1.0	0.52	0.06	26657	1.000	1679

$\Delta I_S=(I_{S0}-I_S)/F$ ：I_{S0}=0.6, F=1.27（1～4階），F=1.0（5階以上）

表 4.4.7　鉄骨枠付きブレース断面リスト

鉄骨ブレースが各階1箇所の場合		
階	鉄骨断面	${}_BQ_u$ [kN]
10階	H-150×150×7×10	1423
9階	H-250×250×9×14	3281
8階	H-300×300×10×15	4253
7～1階	H-350×350×12×19	6108

鉄骨ブレースが各階2箇所の場合		
階	鉄骨断面	${}_BQ_u$ [kN]
9,10階	H-150×150×7×10	1423
8階	H-200×200×8×12	2280
7～1階	H-250×250×9×14	3122
（ただし，10階は1箇所）		

鉄骨ブレースが各階3箇所の場合		
階	鉄骨断面	${}_BQ_u$ [kN]
8～10階	H-150×150×7×10	1423
7階	H-175×175×7.5×11	1846
6～1階	H-200×200×8×12	2169
（ただし，9階は2箇所，10階は1箇所）		

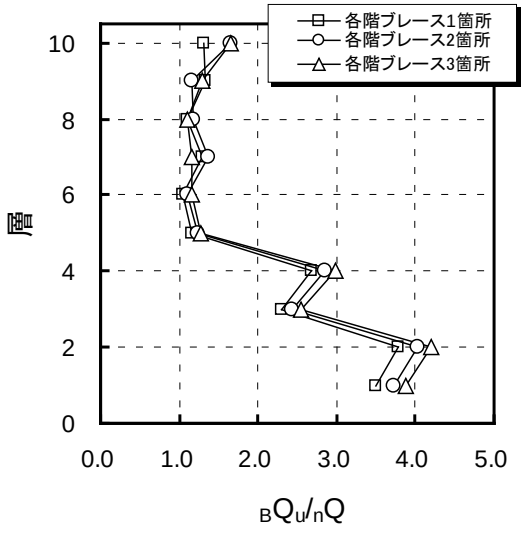


図 4.4.10　${}_BQ_u$ と ${}_nQ_i$ の比率

(1) 層崩壊危険度の評価

第 3 章で示した層崩壊危険度の評価を検討する。表 4.4.8 に代表的な柱(Y_0-X_4)の柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_bM_u$, および梁曲げ降伏先行型を仮定したベースシア係数 ${}_bC_u$ の算定結果を示す。第 3 章では，${}_bC_u$ を解析因子として任意の値として定め, 外力分布を A_i 分布と仮定した線形応力解析結果に基づき各階の梁強度を算定しているが，ここでは，以下のように ${}_bC_u$ を算定する。

①代表的な中柱とその柱に取り付く梁を取り出した魚骨形の架構を想定する。

②上記架構の i 層における支配面積に基づく地震力算定用重量（以下,「支配地震力算定用重量」と呼ぶ）W_i を算定する。

③各層の梁降伏時の節点モーメント $\Sigma {}_bM_i$ を算定する。

④梁降伏時の節点モーメント $\Sigma {}_bM_i$ を上下の柱に分配する。なお，分配率は，1/2 ずつ上下に振り分ける。

⑤柱に振り分けた節点モーメントより，梁降伏時の柱せん断力 ${}_cQ_{bu,i}$ を算定する。

⑥梁降伏時の i 層柱のせん断力係数 ${}_bC_{TU,i}$ を ${}_bC_{TU,i}={}_cQ_{bu,i}/(A_i\cdot \Sigma W_i)$ として定める。

⑦梁降伏先行型を想定したベースシア係数 ${}_bC_u$ を ${}_bC_u=\min[{}_bC_{TU,1},\cdots\cdots,{}_bC_{TU,n}]$ として定める。

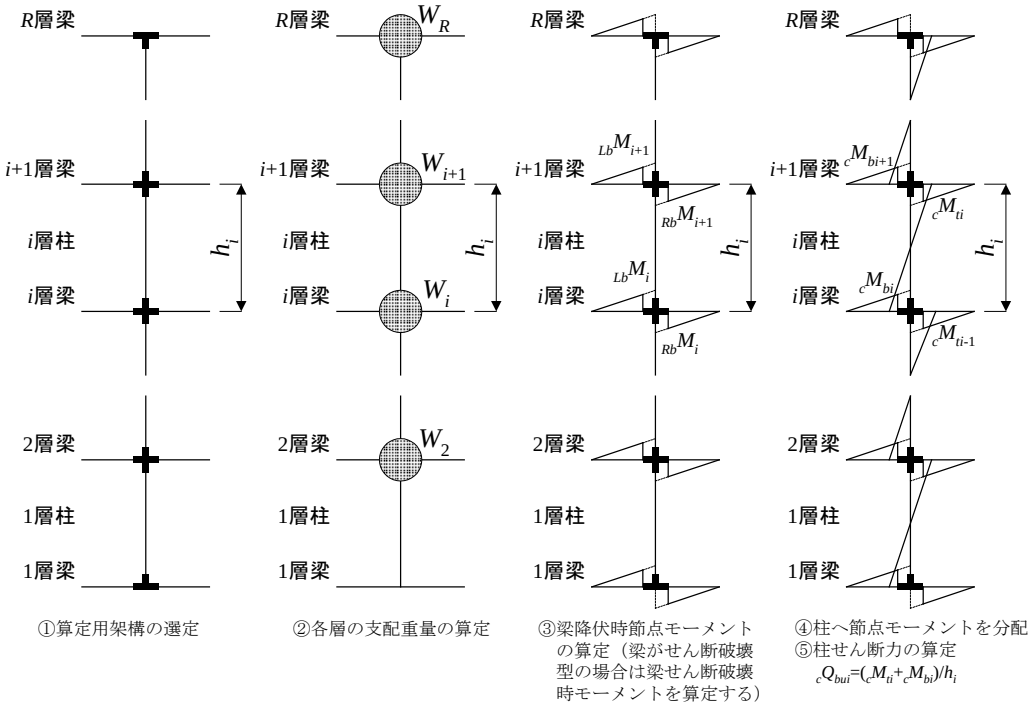


図 4.4.11　　梁降伏先行型を想定したベースシア係数 ${}_bC_u$ の算定

表 4.4.8　柱（Y_0–X_4）の ${}_cM_u/{}_bM_u$，および ${}_bC_{Tu}$ の算定結果

階	${}_bM_{u1}$ [kNm]	${}_bM_{u2}$	${}_cM_u$	$\Sigma_b M_u$	$\Sigma_c M_u$	$\Sigma_c M_u / \Sigma_b M_u$	${}_cM_b$	${}_cQ_{bu}$ [kN]	A_i	$\Sigma_c Wi$	${}_bC_{TU}$
11	455.8	201.9	524.2 496.3	657.7	524.2	0.8	657.7 316.5	354.2	2.356	177	0.85
10	414.7	218.2	540.0 540.0	632.9	1036.3	1.6	316.5 457.6	297.7	1.944	354	0.43
9	536.9	378.2	536.4 536.4	915.1	1076.4	1.2	457.6 457.8	352.0	1.734	530	0.38
8	537.8	377.7	537.0 537.0	915.5	1073.4	1.2	457.8 464.3	354.6	1.592	707	0.31
7	555.5	373.1	603.1 603.1	928.6	1140.1	1.2	464.3 572.0	398.6	1.481	884	0.30
6	664.0	479.9	605.7 605.7	1143.9	1208.8	1.1	572.0 614.0	456.1	1.390	1061	0.31
5	714.9	513.1	683.0 683.0	1228.0	1288.7	1.0	614.0 645.9	475.4	1.309	1238	0.30
4	666.2	625.5	998.0 998.0	1291.7	1681.0	1.3	645.9 703.6	509.2	1.226	1414	0.30
3	725.5	681.6	1099.7 1099.7	1407.1	2097.7	1.5	703.6 995.6	629.3	1.148	1591	0.34
2	1146.1	845.1	1184.0 1184.0	1991.2	2283.7	1.1	995.6 1231.2	824.7	1.075	1768	0.43
1	1258.2	1204.1	1321.5 1680.8	2462.3	2505.5	1.0	1231.2 1680.8	1021.7	1.000	1945	0.53
			弱点層（I_S最小値:6層）の${}_cM_u/{}_bM_u$：			1.1				${}_bC_{TU,min}$=	0.30

弱点層の ${}_cM_u/{}_bM_u$，および梁曲げ降伏先行型を仮定して求めたベースシア係数 ${}_bC_u$ の最小値から，図 4.4.12 を用いて層崩壊危険度の評価を行った。図 4.4.12 より，評価法の分類は，強度率 c_i が 0.86 以上であれば全層層崩壊が生じないⅢグループに分類される。

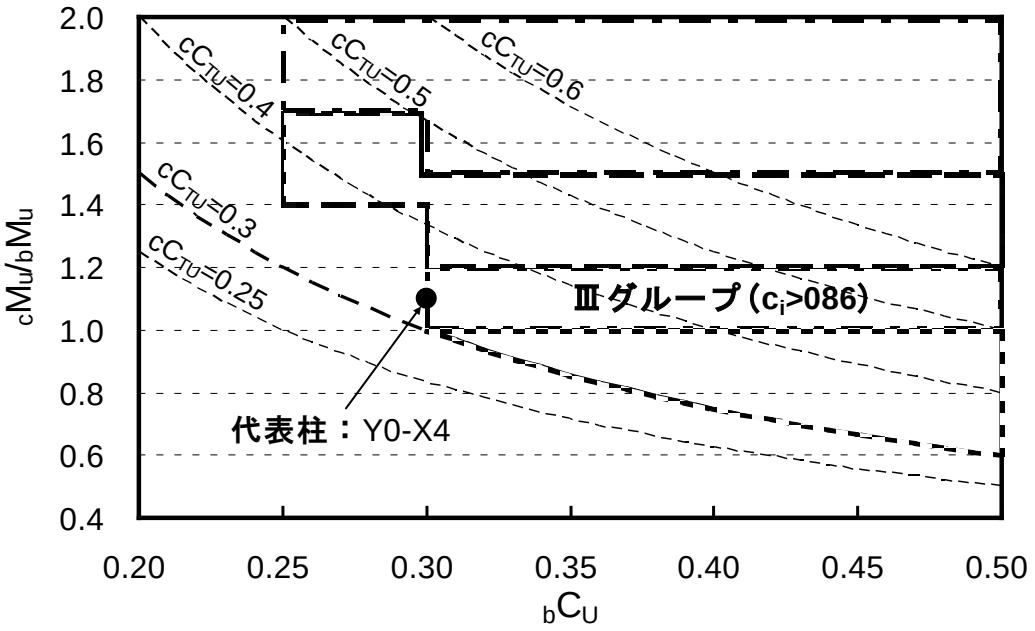


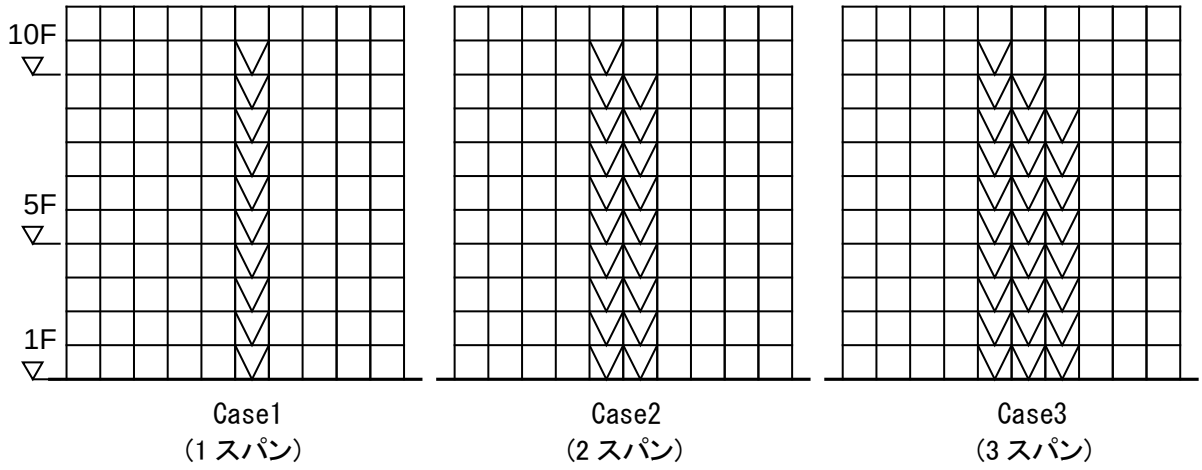
図 4.4.12　層崩壊危険度の評価

(2) 検討モデル

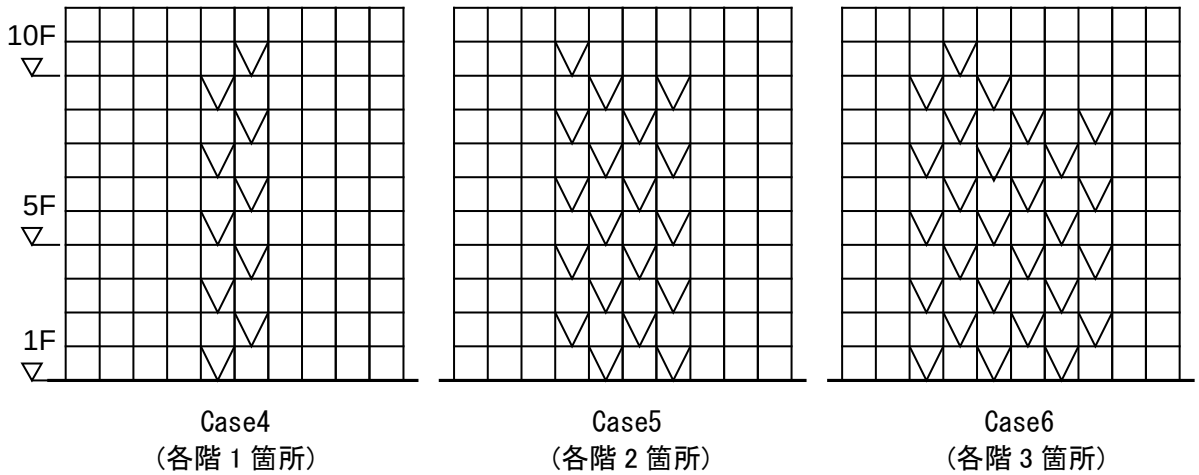
検討モデルは，第 3 章で示した層崩壊危険度の評価による強度率 c_i を確保するとともに，図 4.4.13 に示すように，

- 鉄骨枠付きブレースを 1，2，および 3 スパン連続に連層配置した架構（Case1,2：曲げ破壊型，Case 3：せん断破壊型）
- 鉄骨ブレース軸部の降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT1}Q_{su,i}$ に対して，梁主筋の引張降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT2}Q_{su,i}$ が ${}_{BT1}Q_{su,i} > {}_{BT2}Q_{su,i}$（平均：${}_{BT1}Q_{su,i} / {}_{BT2}Q_{su,i}$ =1.9）とした各階 1 箇所，${}_{BT1}Q_{su,i} \fallingdotseq {}_{BT2}Q_{su,i}$（平均：${}_{BT1}Q_{su,i} / {}_{BT2}Q_{su,i}$ =1.1）とした各階 2 箇所，および ${}_{BT1}Q_{su,i} < {}_{BT2}Q_{su,i}$（平均：${}_{BT1}Q_{su,i} / {}_{BT2}Q_{su,i}$ =0.9）とした各階 3 箇所の分散配置の架構（Case4,5,6）

を作成した。表 4.4.9，表 4.4.10 には，既存建物および各 Case の強度率 c_i の算定結果を示す。また，図 4.4.14 には，各 Case の c_i の分布を示す。既存建物の 6 階の c_i は 0.7 で $c_i < 0.86$ となり層崩壊の可能性がある。Case1，Case2，および Case4 は c_i=0.86 を下回るが，その他の Case の検討モデルは c_i=0.86 以上となっている。



(a) 連層配置



(b) 分散配置

図 4.4.13　検討モデル（補強配置）

表 4.4.9　既存建物の強度率 c_i

階	ΣW_i [kN]	A_i	既存建物の強度率: c_j		
			C	C_{TU}	c_j
11	2473	2.356	1.61	0.68	1.71
10	4648	1.944	0.95	0.49	1.22
9	6791	1.734	0.68	0.39	0.98
8	8934	1.592	0.54	0.34	0.85
7	11107	1.481	0.46	0.31	0.78
6	13291	1.390	0.39	0.28	0.70
5	15545	1.309	0.45	0.34	0.86
4	18126	1.226	0.46	0.38	0.94
3	20851	1.148	0.41	0.36	0.89
2	23614	1.075	0.44	0.41	1.03
1	26657	1.000	0.41	0.41	1.03
			C_{TU} 平均値:		0.40

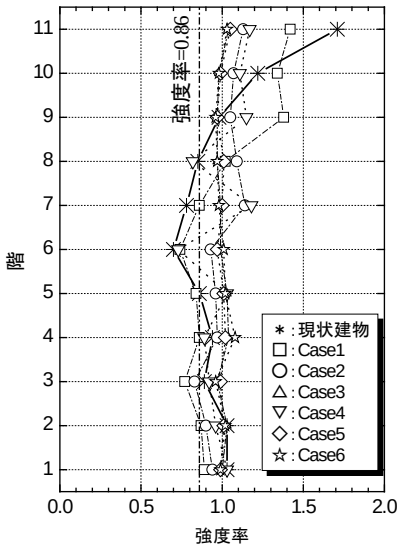


図 4.4.14　各 Case の強度率 c_i の分布

表 4.4.10　補強後の各 Case の強度率 c_i

階	Case1(1スパン): 補強後の強度率 c_i				
	${}_BQ_u$ [kN]	${}_BCu$	${}_RC$	${}_RC_{TU}$	c_i
11			1.61	0.68	1.42
10	2090	0.45	1.26	0.65	1.34
9	3841	0.57	1.15	0.66	1.38
8	2835	0.32	0.78	0.49	1.02
7	2430	0.22	0.62	0.42	0.86
6	2112	0.16	0.50	0.36	0.74
5	2004	0.13	0.53	0.40	0.84
4	2356	0.13	0.51	0.41	0.86
3	2000	0.10	0.43	0.37	0.77
2	2091	0.09	0.45	0.42	0.87
1	2360	0.09	0.43	0.43	0.89
			${}_RC_{TU}$ 平均値:		0.48

階	Case2(2スパン): 補強後の強度率 c_i				
	${}_BQ_u$ [kN]	${}_BCu$	${}_RC$	${}_RC_{TU}$	c_i
11			1.61	0.68	1.13
10	2090	0.45	1.26	0.65	1.07
9	3846	0.57	1.10	0.63	1.05
8	5560	0.62	1.05	0.66	1.09
7	7291	0.66	1.02	0.69	1.14
6	6337	0.48	0.79	0.57	0.93
5	6012	0.39	0.76	0.58	0.96
4	7068	0.39	0.72	0.59	0.97
3	5999	0.29	0.58	0.50	0.83
2	6274	0.27	0.59	0.54	0.90
1	7081	0.27	0.57	0.57	0.94
			${}_RC_{TU}$ 平均値:		0.61

階	Case3(3スパン): 補強後の強度率 c_i				
	${}_BQ_u$ [kN]	${}_BCu$	${}_RC$	${}_RC_{TU}$	c_i
11			1.61	0.68	1.04
10	2090	0.45	1.26	0.65	0.98
9	3846	0.57	1.10	0.63	0.97
8	5603	0.63	1.02	0.64	0.97
7	6949	0.63	0.96	0.65	0.99
6	8252	0.62	0.90	0.65	0.99
5	8342	0.54	0.89	0.68	1.03
4	9844	0.54	0.83	0.68	1.04
3	10000	0.48	0.73	0.64	0.97
2	10478	0.44	0.72	0.67	1.03
1	10379	0.39	0.65	0.65	1.00
			${}_RC_{TU}$ 平均値:		0.66

階	Case4(各階1箇所): 補強後の強度率 c_i				
	${}_BQ_u$ [kN]	${}_BCu$	${}_RC$	${}_RC_{TU}$	c_i
11			1.61	0.68	1.17
10	2090	0.45	1.26	0.65	1.11
9	3948	0.58	1.16	0.67	1.15
8	2267	0.25	0.76	0.48	0.82
7	6875	0.62	1.02	0.69	1.18
6	2722	0.20	0.59	0.43	0.73
5	6012	0.39	0.79	0.60	1.03
4	3993	0.22	0.64	0.52	0.89
3	5999	0.29	0.62	0.54	0.92
2	4696	0.20	0.60	0.56	0.96
1	7081	0.27	0.60	0.60	1.03
			${}_RC_{TU}$ 平均値:		0.58

階	Case5(各階2箇所): 補強後の強度率 c_i				
	${}_BQ_u$ [kN]	${}_BCu$	${}_RC$	${}_RC_{TU}$	c_i
11			1.61	0.68	1.05
10	2090	0.45	1.26	0.65	0.99
9	4180	0.62	1.10	0.63	0.97
8	5894	0.66	1.05	0.66	1.01
7	6670	0.60	0.97	0.65	1.00
6	7975	0.60	0.88	0.64	0.97
5	7586	0.49	0.86	0.66	1.01
4	9569	0.53	0.82	0.67	1.02
3	9416	0.45	0.74	0.65	0.99
2	10207	0.43	0.71	0.66	1.01
1	10115	0.38	0.64	0.64	0.99
			${}_RC_{TU}$ 平均値:		0.65

階	Case6(各階3箇所): 補強後の強度率 c_i				
	${}_BQ_u$ [kN]	${}_BCu$	${}_RC$	${}_RC_{TU}$	c_i
11			1.61	0.68	1.03
10	2090	0.45	1.26	0.65	0.98
9	4180	0.62	1.10	0.63	0.96
8	6269	0.70	1.02	0.64	0.97
7	7655	0.69	0.96	0.65	0.98
6	8958	0.67	0.93	0.67	1.01
5	9126	0.59	0.89	0.68	1.02
4	11380	0.63	0.88	0.71	1.08
3	11647	0.56	0.73	0.64	0.96
2	12365	0.52	0.72	0.67	1.02
1	12315	0.46	0.65	0.65	0.99
			${}_RC_{TU}$ 平均値:		0.66

(3) 評価方法による補強の効果の検討

1) せん断終局強度と曲げ終局強度の算定

① 鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度の算定

(ⅰ)連層配置の場合

連層配置の場合の鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度 ${}_{BR}Q_{su,i}$ は，両側既存柱の終局強度（せん断終局強度，または曲げ降伏時せん断強度のいずれか小さい値）を ${}_{C1}Q_{u,i}$，${}_{C2}Q_{u,i}$，鉄骨ブレースのせん断終局強度を ${}_{B}Q_{u,i}$ とし(4.1)式より算定する。ここで，${}_{B}Q_{u,i}$ は，鉄骨ブレースの軸断面積 ${}_{B}A$，降伏強度を ${}_{s}\sigma_{y}$ より軸耐力を N_T, N_C （$N_T = N_C = {}_{B}A \cdot {}_{s}\sigma_{y}$）として(4.2)式より算定する。

また，枠材は鉄骨ブレースの反力を負担できるように鉄骨ブレースと同程度の断面とし，既存部と補強部の間接接合部で決まる架構のせん断終局強度[1]は，${}_{BR}Q_{su,i}$ を上回るようにする。なお，連続スパン配置の場合の終局強度は，連続する鉄骨ブレースと付帯するすべての既存柱のせん断終局強度の総和とする。

(ⅱ)分散配置の場合

分散配置された鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度 ${}_{BT}Q_{su,i}$（4.3 式）は，鉄骨ブレース軸部の降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT1}Q_{su,i}$（4.4 式）と，梁主筋の引張軸降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT2}Q_{su,i}$（4.5 式）のいずれか小さい値とする。

なお，既存梁の引張軸降伏強度 ${}_{G}N_{y,i}$ には，梁の全主筋断面積に片側 $1m$ 範囲のスラブ筋，および SRC 造の場合には鉄骨全断面積を考慮する。また，既存部と補強部の間接接合部は，連層配置と同様に ${}_{BT1}Q_{su,i}$ を上回るようにする。

② 鉄骨枠付きブレース架構の曲げ終局時せん断力の算定

連層および分散配置の鉄骨枠付きブレース架構の終局曲げモーメント${}_{B}M_{u,i}$を(4.7)式で算定する。曲げ終局時せん断力${}_{B}Q_{mu,i}$は(4.6)式より算定する。

なお，引張側既存柱の全主筋断面積${}_{C}A_{g}$には，鉄骨全断面積を考慮する（SRC造の場合）。ただし，鉄骨枠付きブレースの枠柱材は含めない。反曲点高さh_{w0}は，RC，SRC診断基準に準じて一般階では鉄骨枠付きブレース架構頂部までの高さH_wの1/2（最上階は階高）とする。

連層配置，および分散配置の各ケースの ${}_{B}Q_{su}/{}_{B}Q_{mu}$ の算定結果をそれぞれ表 4.4.11，表 4.4.12 に示す。

表 4.4.11　連層配置の場合の各ケースの $_{BR}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$

(a) Case1(1 スパン)

層	柱断面 [mm]		連層配置の鉄骨枠付きブレースの終局強度								$_{BR}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$
			せん断終局強度:$_{BR}Q_{su}$[kN]			曲げ強度終局強度:$_{B}Q_{mu}$[kN]					
	B	D	$_{B}Qu$	$_{C}Qu$	$_{BR}Q_{su}$	N_L	$A_q\ \sigma_y L$	$0.5NL_w$	$_{B}M_u$	$_{B}Q_{mu}$	
11											
10	500	700	1423	333	2090	930	6590	2324	8914	3429	0.61
9	500	700	3281	333	3948	1358	6590	3396	9986	3841	1.03
8	500	700	4253	333	4920	1787	6590	4467	11057	2835	1.74
7	600	700	6169	353	6875	2221	7084	5554	12638	2430	2.83
6	600	700	6169	353	6875	2658	7084	6645	13730	2112	3.25
5	600	700	6108	392	6892	3109	7908	7772	15680	2004	3.44
4	700	700	6108	768	7643	3625	12494	9063	21556	2356	3.24
3	700	700	6048	824	7695	4170	10572	10425	20997	2000	3.85
2	700	700	6048	943	7935	4723	12974	11807	24781	2091	3.79
1	850	800	5869	968	7805	5331	18005	13329	31334	2360	3.31

(b) Case2(2 スパン)

層	柱断面 [mm]		連層配置の鉄骨枠付きブレースの終局強度								$_{BR}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$
			せん断終局強度:$_{BR}Q_{su}$[kN]			曲げ強度終局強度:$_{B}Q_{mu}$[kN]					
	B	D	$_{B}Qu$	$_{C}Qu$	$_{BR}Q_{su}$	N_L	$A_q\ \sigma_y L$	$0.5NL_w$	$_{B}M_u$	$_{B}Q_{mu}$	
11											
10	500	700	1423	333	2090	930	6590	2324	8914	3429	0.61
9	500	700	1423	333	3846	2037	19770	10187	29957	11522	0.33
8	500	700	2280	333	5560	2680	19770	13401	33171	8505	0.65
7	600	700	3281	353	7622	3332	21253	16661	37913	7291	1.05
6	600	700	3281	353	7622	3987	21253	19936	41189	6337	1.20
5	600	700	3249	392	7675	4663	23724	23317	47041	6012	1.28
4	700	700	3249	768	8801	5438	37481	27188	64669	7068	1.25
3	700	700	3217	824	8904	6255	31715	31276	62991	5999	1.48
2	700	700	3217	943	9263	7084	38923	35422	74344	6274	1.48
1	850	800	3121	968	9147	7997	54015	39986	94001	7081	1.29

(c) Case3(3 スパン)

層	柱断面 [mm]		連層配置の鉄骨枠付きブレースの終局強度								$_{BR}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$
			せん断終局強度:$_{BR}Q_{su}$[kN]			曲げ強度終局強度:$_{B}Q_{mu}$[kN]					
	B	D	$_{B}Qu$	$_{C}Qu$	$_{BR}Q_{su}$	N_L	$A_q\ \sigma_y L$	$0.5NL_w$	$_{B}M_u$	$_{B}Q_{mu}$	
11											
10	500	700	1423	333	2090	930	6590	2324	8914	3429	0.61
9	500	700	1423	333	3846	2037	19770	10187	29957	11522	0.33
8	500	700	1423	333	5603	3574	39540	26802	66342	17011	0.33
7	600	700	1846	353	6949	4443	42506	33321	75827	14582	0.48
6	600	700	2280	353	8252	5316	42506	39873	82379	12674	0.65
5	600	700	2257	392	8342	6218	47448	46634	94082	12023	0.69
4	700	700	2257	768	9844	7250	74962	54377	129339	14135	0.70
3	700	700	2235	824	10000	8340	63429	62553	125982	11998	0.83
2	700	700	2235	943	10478	9446	77845	70843	148688	12548	0.84
1	850	800	2169	968	10379	10663	108030	79972	188002	14162	0.73

表 4.4.12　分散配置の場合の各ケースの $_{BT}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$

(a) Case4 (各層 1 箇所)

層	柱断面 [mm]		分散配置の鉄骨枠付きブレースの終局強度								$_{BT}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$
			せん断終局強度:$_{BT}Q_{su}$[kN]			曲げ強度時せん断力:$_{B}Q_{mu}$[kN]					
	B	D	$_{BT1,2}Qu$	$_{C}Qu$	$_{BT}Q_{su}$	N_L	$A_g\ \sigma_y L$	$0.5NL_w$	$_{B}M_u$	$_{B}Q_{mu}$	
11											
10	500	700	1423	333	2423	1395	19770	6973	26743	10286	0.24
9	500	700	3281	333	4282	2037	19770	10187	29957	11522	0.37
8	500	700	(1581)	333	2581	2680	19770	13401	33171	8505	0.30
7	600	700	6169	353	7228	3332	21253	16661	37913	7291	0.99
6	600	700	(1977)	353	3036	3987	21253	19936	41189	6337	0.48
5	600	700	6108	392	7284	4663	23724	23317	47041	6012	1.21
4	700	700	(2402)	768	4705	5438	37481	27188	64669	7068	0.67
3	700	700	6048	824	8519	6255	31715	31276	62991	5999	1.42
2	700	700	(2784)	943	5614	7084	38923	35422	74344	6274	0.89
1	850	800	5869	968	8773	7997	54015	39986	94001	7081	1.24

*1)$_{B}Q_{u\,1,2}$の( )内数値は，既存梁主筋の引張軸降伏強度で決まる終局強度

(b) Case5 (各層 2 箇所)

層	柱断面 [mm]		分散配置の鉄骨枠付きブレースの終局強度								$_{BT}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$
			せん断終局強度:$_{BT}Q_{su}$[kN]			曲げ強度時せん断力:$_{B}Q_{mu}$[kN]					
	B	D	$_{BT1,2}Qu$	$_{C}Qu$	$_{BT}Q_{su}$	N_L	$A_g\ \sigma_y L$	$0.5NL_w$	$_{B}M_u$	$_{B}Q_{mu}$	
11											
10	500	700	1423	333	2090	930	46130	2324	48455	18636	0.11
9	500	700	1423	333	4180	2716	65901	27164	93065	35794	0.12
8	500	700	2280	333	5894	3574	65901	35735	101636	26061	0.23
7	600	700	(1977)	353	6670	4443	70843	44428	115271	22168	0.30
6	600	700	3281	353	7975	5316	70843	53164	124007	19078	0.42
5	600	700	(2392)	392	7586	6218	79081	62178	141259	18052	0.42
4	700	700	3249	768	9569	7250	124937	72503	197439	21578	0.44
3	700	700	(2785)	824	9416	8340	105716	83404	189119	18011	0.52
2	700	700	3217	943	10207	9446	129742	94458	224200	18920	0.54
1	850	800	3121	968	10115	10663	180050	106630	286680	21595	0.47

*1)$_{B}Q_{u\,1,2}$の( )内数値は，既存梁主筋の引張軸降伏強度で決まる終局強度

(c) Case6 (各層 3 箇所)

層	柱断面 [mm]		分散配置の鉄骨枠付きブレースの終局強度								$_{BT}Q_{su}/_{B}Q_{mu}$
			せん断終局強度:$_{BT}Q_{su}$[kN]			曲げ強度時せん断力:$_{B}Q_{mu}$[kN]					
	B	D	$_{BT1,2}Qu$	$_{C}Qu$	$_{BT}Q_{su}$	N_L	$A_g\ \sigma_y L$	$0.5NL_w$	$_{B}M_u$	$_{B}Q_{mu}$	
11											
10	500	700	1423	333	2090	930	72491	2324	74815	28775	0.07
9	500	700	1423	333	4180	2716	118621	20373	138995	53459	0.08
8	500	700	1423	333	6269	5360	138391	80405	218796	56102	0.11
7	600	700	1846	353	7655	6664	148771	99963	248734	47833	0.16
6	600	700	2280	353	8958	7975	148771	119619	268389	41291	0.22
5	600	700	2257	392	9126	9327	166070	139901	305970	39102	0.23
4	700	700	2257	768	11380	10875	262367	163131	425498	46502	0.24
3	700	700	2235	824	11647	12511	222003	187658	409661	39015	0.30
2	700	700	2235	943	12365	14169	272458	212530	484988	40927	0.30
1	850	800	2169	968	12315	15994	378105	239917	618022	46555	0.26

2）せん断変形と曲げ変形の算定

① 鉄骨枠付きブレース架構のせん断変形の仮定

鉄骨枠付きブレース架構のせん断変形 ${}_B\delta_{s,i}$ は，既存架構に補強された鉄骨ブレース架構として(4.10)式より算定する。

② 鉄骨枠付きブレース架構の曲げ変形の仮定

鉄骨枠付きブレース架構の曲げ変形 ${}_B\delta_{b,i}$ は，(*i*-1)層までの累積された回転角 ${}_B\theta_i$ （4.12 式）より，既存の引張側柱の全主筋断面積（SRC 造の場合には鉄骨全断面積を含む）を基に(4.11)式より算定する。

なお，鉄骨枠付きブレースの間接接合部は，鉄骨ブレースの軸降伏耐力で決まる架構の耐力と同等以上とするため，鉄骨ブレースが軸降伏するまでは既存躯体と鉄骨枠付きブレースは一体と仮定し，断面 2 次モーメント ${}_BI$ には枠柱材の鉄骨断面積を考慮（枠柱材の鉄骨断面積を既存柱の全主筋断面積に含める）する。

連層配置，および分散配置の各ケースの ${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$ の算定結果をそれぞれ表 4.4.13，表 4.4.14 に示す。

表 4.4.13　連層配置の場合の各ケースの ${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$

(a) Case1(1 スパン)

層	柱断面 [mm]		ブレース架構のせん断変形:${}_B\delta_s$				ブレース架構の曲げ変形:${}_B\delta_b$								${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$
	B	D	Q_i [kN]	${}_BA$ [mm^2]	$\cos\theta$	${}_B\delta_s$ [mm]	${}_CA_g$ [mm^2]	${}_BI$ [cm^4]	h_j [mm]	${}_GM_j+NL$ [kNm]	ΔQ [kN]	${}_B\theta'_i$	${}_B\theta_i$	${}_B\delta_b$ [mm]	
11			1864							2209					
10	500	700	2891	3965	0.773	7.47	7932	1.98E+07	260	2659	2745	2.27E-04	2.46E-03	6.40	0.86
9	500	700	3768	9143	0.773	4.22	9285	2.32E+07	260	2659	3528	2.49E-04	2.23E-03	5.81	1.38
8	500	700	4550	11850	0.773	3.93	12207	3.05E+07	260	2680	4234	2.28E-04	1.99E-03	5.16	1.31
7	600	700	5265	17190	0.773	3.14	12207	3.05E+07	260	3065	4733	2.55E-04	1.76E-03	4.57	1.46
6	600	700	5912	17190	0.773	3.52	12627	3.16E+07	260	3221	5294	2.86E-04	1.50E-03	3.91	1.11
5	600	700	6510	17190	0.773	3.88	14965	3.74E+07	265	3104	5942	2.71E-04	1.22E-03	3.22	0.83
4	700	700	7113	17190	0.773	4.24	13985	3.50E+07	265	3263	6452	3.27E-04	9.46E-04	2.51	0.59
3	700	700	7660	17190	0.773	4.57	15210	3.80E+07	270	3906	6677	3.11E-04	6.20E-04	1.67	0.37
2	700	700	8124	17190	0.773	4.84	17775	4.44E+07	270	4487	6956	3.09E-04	3.09E-04	0.83	0.17
1	850	800	8530	17190	0.765	5.11									

*)鉄骨枠付きブレースのスパン長さ:${}_BL$=5,000mm×1

(b) Case2(2 スパン)

層	柱断面 [mm]		ブレース架構のせん断変形:${}_B\delta_s$				ブレース架構の曲げ変形:${}_B\delta_b$								${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$
	B	D	Q_i [kN]	${}_BA$ [mm^2]	$\cos\theta$	${}_B\delta_s$ [mm]	${}_CA_g$ [mm^2]	${}_BI$ [cm^4]	h_j [mm]	${}_GM_j+NL$ [kNm]	ΔQ [kN]	${}_B\theta'_i$	${}_B\theta_i$	${}_B\delta_b$ [mm]	
11			1864							3372					
10	500	700	2891	3965	0.773	7.47	5343	6.68E+07	260	3821	2298	5.65E-05	6.33E-04	1.65	0.22
9	500	700	3768	3965	0.773	4.87	6537	8.17E+07	260	3821	3081	6.19E-05	5.77E-04	1.50	0.31
8	500	700	4550	6353	0.773	3.67	8184	1.02E+08	260	3842	3787	6.08E-05	5.15E-04	1.34	0.36
7	600	700	5265	9143	0.773	2.95	8184	1.02E+08	260	4227	4286	6.88E-05	4.54E-04	1.18	0.40
6	600	700	5912	9143	0.773	3.31	8604	1.08E+08	260	4384	4856	7.70E-05	3.85E-04	1.00	0.30
5	600	700	6510	9143	0.773	3.65	10942	1.37E+08	265	4266	5504	6.86E-05	3.08E-04	0.82	0.22
4	700	700	7113	9143	0.773	3.99	9962	1.25E+08	265	4425	6022	8.56E-05	2.40E-04	0.64	0.16
3	700	700	7660	9143	0.773	4.29	11187	1.40E+08	270	5068	6247	7.91E-05	1.54E-04	0.42	0.10
2	700	700	8124	9143	0.773	4.55	13752	1.72E+08	270	5649	6548	7.51E-05	7.51E-05	0.20	0.04
1	850	800	8530	9143	0.765	4.81									

*)鉄骨枠付きブレースのスパン長さ:${}_BL$=5,000mm×2

(c) Case3(3 スパン)

層	柱断面 [mm]		ブレース架構のせん断変形:${}_B\delta_s$				ブレース架構の曲げ変形:${}_B\delta_b$								${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$
	B	D	Q_i [kN]	${}_BA$ [mm^2]	$\cos\theta$	${}_B\delta_s$ [mm]	${}_CA_g$ [mm^2]	${}_BI$ [cm^4]	h_j [mm]	${}_GM_j+NL$ [kNm]	ΔQ [kN]	${}_B\theta'_i$	${}_B\theta_i$	${}_B\delta_b$ [mm]	
11			1864							4534					
10	500	700	2891	3965	0.773	7.47	5343	6.68E+07	260	4983	1851	4.55E-05	2.67E-04	0.69	0.09
9	500	700	3768	3965	0.773	4.87	5343	1.87E+08	260	4983	2634	2.31E-05	2.22E-04	0.58	0.12
8	500	700	4550	3965	0.773	3.92	6184	2.16E+08	260	5004	3340	2.53E-05	1.99E-04	0.52	0.13
7	600	700	5265	5143	0.773	3.50	6789	2.38E+08	260	5389	3839	2.65E-05	1.73E-04	0.45	0.13
6	600	700	5912	6353	0.773	3.18	7209	2.52E+08	260	5546	4417	2.98E-05	1.47E-04	0.38	0.12
5	600	700	6510	6353	0.773	3.50	9547	3.34E+08	265	5428	5065	2.58E-05	1.17E-04	0.31	0.09
4	700	700	7113	6353	0.773	3.82	8567	3.00E+08	265	5587	5591	3.30E-05	9.10E-05	0.24	0.06
3	700	700	7660	6353	0.773	4.12	9792	3.43E+08	270	6230	5816	3.00E-05	5.80E-05	0.16	0.04
2	700	700	8124	6353	0.773	4.37	12357	4.32E+08	270	6811	6141	2.80E-05	2.80E-05	0.08	0.02
1	850	800	8530	6353	0.765	4.61									

*)鉄骨枠付きブレースのスパン長さ:${}_BL$=5,000mm×3

表 4.4.14　分散配置の場合の各ケースの ${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$

(a) Case4 (各層 1 箇所)

層	柱断面 [mm]		ブレース架構のせん断変形:${}_B\delta_s$				ブレース架構の曲げ変形:${}_B\delta_b$								${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$
	B	D	Q_i [kN]	${}_BA$ [mm^2]	$\cos\theta$	${}_B\delta_s$ [mm]	${}_CA_g$ [mm^2]	${}_BI$ [cm^4]	h_j [mm]	${}_GM_j+NL$ [kNm]	ΔQ [kN]	${}_B\theta'_i$	${}_B\theta_i$	${}_B\delta_b$ [mm]	
11			1864							2848					
10	500	700	2891	3965	0.773	7.47	7932	9.91E+07	260	3072	2586	4.28E-05	6.97E-04	1.81	0.24
9	500	700	2891	9143	0.773	4.22	9285	5.68E+07	260	3072	3369	9.73E-05	6.54E-04	1.70	0.40
8	500	700	4550	11850	0.773	3.93	12207	1.53E+08	260	3083	4079	4.39E-05	5.57E-04	1.45	0.37
7	600	700	5265	17190	0.773	3.14	12207	6.66E+07	260	3275	4652	1.15E-04	5.13E-04	1.33	0.43
6	600	700	5912	17190	0.773	3.52	12627	1.58E+08	260	3354	5244	5.66E-05	3.99E-04	1.04	0.29
5	600	700	6510	17190	0.773	3.88	14965	1.01E+08	265	3295	5870	9.90E-05	3.42E-04	0.91	0.23
4	700	700	7113	17190	0.773	4.24	13985	1.75E+08	265	3374	6411	6.49E-05	2.43E-04	0.64	0.15
3	700	700	7660	17190	0.773	4.57	15210	1.04E+08	270	3696	6755	1.15E-04	1.78E-04	0.48	0.11
2	700	700	8124	17190	0.773	4.84	17775	2.22E+08	270	3986	7132	6.33E-05	6.33E-05	0.17	0.04
1	850	800	8530	17190	0.765	5.11									

*)鉄骨枠付きブレースのスパン長さ:${}_BL$=5,000mm/1スパン

(b) Case5 (各層 2 箇所)

層	柱断面 [mm]		ブレース架構のせん断変形:${}_B\delta_s$				ブレース架構の曲げ変形:${}_B\delta_b$								${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$
	B	D	Q_i [kN]	${}_BA$ [mm^2]	$\cos\theta$	${}_B\delta_s$ [mm]	${}_CA_g$ [mm^2]	${}_BI$ [cm^4]	h_j [mm]	${}_GM_j+NL$ [kNm]	ΔQ [kN]	${}_B\theta'_i$	${}_B\theta_i$	${}_B\delta_b$ [mm]	
11			1864							5172					
10	500	700	2891	3965	0.773	7.47	5343	3.21E+08	260	5397	1692	8.64E-06	1.10E-04	0.29	0.04
9	500	700	2891	3965	0.773	4.87	6537	4.90E+08	260	5397	2475	8.28E-06	1.01E-04	0.26	0.05
8	500	700	4550	6353	0.773	3.67	8184	4.31E+08	260	5407	3185	1.21E-05	9.32E-05	0.24	0.07
7	600	700	5265	9143	0.773	2.95	8184	6.14E+08	260	5600	3758	1.00E-05	8.10E-05	0.21	0.07
6	600	700	5912	9143	0.773	3.31	8604	4.62E+08	260	5678	4367	1.61E-05	7.10E-05	0.18	0.06
5	600	700	6510	9143	0.773	3.65	10942	8.21E+08	265	5619	4993	1.04E-05	5.49E-05	0.15	0.04
4	700	700	7113	9143	0.773	3.99	9962	5.64E+08	265	5699	5550	1.74E-05	4.45E-05	0.12	0.03
3	700	700	7660	9143	0.773	4.29	11187	8.39E+08	270	6020	5894	1.24E-05	2.71E-05	0.07	0.02
2	700	700	8124	9143	0.773	4.55	13752	8.49E+08	270	6311	6316	1.47E-05	1.47E-05	0.04	0.01
1	850	800	8530	9143	0.765	4.81									

*)鉄骨枠付きブレースのスパン長さ:${}_BL$=5,000mm/1スパン

(c) Case6 (各層 3 箇所)

層	柱断面 [mm]		ブレース架構のせん断変形:${}_B\delta_s$				ブレース架構の曲げ変形:${}_B\delta_b$								${}_B\delta_b/{}_B\delta_s$
	B	D	Q_i [kN]	${}_BA$ [mm^2]	$\cos\theta$	${}_B\delta_s$ [mm]	${}_CA_g$ [mm^2]	${}_BI$ [cm^4]	h_j [mm]	${}_GM_j+NL$ [kNm]	ΔQ [kN]	${}_B\theta'_i$	${}_B\theta_i$	${}_B\delta_b$ [mm]	
11			1864							6334					
10	500	700	2891	3965	0.773	7.47	5343	1.15E+09	260	6559	1245	1.78E-06	3.45E-05	0.09	0.01
9	500	700	2891	3965	0.773	4.87	5343	1.04E+09	260	6559	2028	3.21E-06	3.27E-05	0.09	0.02
8	500	700	4550	3965	0.773	3.92	6184	1.41E+09	260	6569	2738	3.19E-06	2.95E-05	0.08	0.02
7	600	700	5265	5143	0.773	3.50	6789	1.26E+09	260	6762	3311	4.32E-06	2.63E-05	0.07	0.02
6	600	700	5912	6353	0.773	3.18	7209	1.64E+09	260	6840	3929	4.08E-06	2.20E-05	0.06	0.02
5	600	700	6510	6353	0.773	3.50	9547	1.89E+09	265	6781	4554	4.12E-06	1.79E-05	0.05	0.01
4	700	700	7113	6353	0.773	3.82	8567	1.95E+09	265	6861	5119	4.65E-06	1.38E-05	0.04	0.01
3	700	700	7660	6353	0.773	4.12	9792	1.94E+09	270	7182	5464	4.98E-06	9.13E-06	0.02	0.01
2	700	700	8124	6353	0.773	4.37	12357	2.81E+09	270	7473	5908	4.14E-06	4.14E-06	0.01	0.00
1	850	800	8530	6353	0.765	4.61									

*)鉄骨枠付きブレースのスパン長さ:${}_BL$=5,000mm/1スパン

3）評価法による補強効果の検討結果

図 4.4.15 には鉄骨枠付きブレース補強配置の効果の分類による結果を示す。縦左軸は，(4.10)式，(4.11)式による ${}_B\delta_{s,i}$ と ${}_B\delta_{b,i}$ の比率である。また，必要せん断力 Q_i と鉄骨ブレースの負担せん断力 ${}_BQ_i$ の比 ${}_BQ_i/Q_i$（以下，「負担せん断力比」と言う）を縦右軸に示す。

図 4.4.16 には，鉄骨枠付きブレース架構を取り出した各ケースの終局時保有せん断力を示す。終局時保有せん断力は，RC,SRC 診断基準に準じてせん断終局強度，および曲げ降伏時せん断強度を算定し小さい値とする第 2 次診断法により求めた。連層配置のせん断終局強度は，既存柱の終局強度，および鉄骨ブレースのせん断終局強度の和とした(4.1)式より算定した。分散配置の場合には，既存梁の引張降伏強度を考慮した(4.3)式より算定した。また，曲げ降伏時せん断強度は，連層，分散配置共に引張側既存柱の軸降伏で決まる全体曲げ終局強度として(4.6)式より算定した。

表 4.4.15 には，第 2 次診断法による各 Case の I_S 指標の算定結果，図 4.4.17 には，各 Case の I_S 指標の分布を示す。なお，形状指標 S_D 値，および経年指標 T 値は，1.0 とした。

① Case1 の場合

図 4.4.15 より，${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i}$=3.85（3 層），${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i}$=1.46（7 層，負担せん断力比=－0.46）となり，既存柱の引張降伏による曲げ破壊型で鉄骨枠付きブレースの最上層では逆せん断力が生じる分類Ⅳの範囲となる。図 4.4.16 より，鉄骨枠付きブレース架構の 1 層の終局時保有せん断力（2360kN）は，同じ曲げ破壊型の Case2 の 1/3, せん断破壊型の Case3 の 1/4 程度の終局時保有せん断力となり鉄骨枠付きブレースの強度が発揮されていない。また，表 4.4.15 より，第 2 次診断法による I_S 指標の最小値（以下，「$I_{S,min}$」とする）は，6 層で $I_{S,min}$ =0.36 となり，目標値（I_{S0}=0.6）を下回る。

② Case2，Case4 の場合

図 4.4.15 より，Case2 は ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i}$=1.48（3 層），${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i}$=0.40（負担せん断力比=0.60），Case4 は ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i}$=1.42（3 層），${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i}$=0.43（負担せん断力比=0.57）となり，既存柱の引張降伏による曲げ破壊型で，最上層には逆せん断力が生じない分類Ⅲの範囲となる。図 4.4.16 より，Case2 は鉄骨枠付きブレース架構の 1 層の終局時保有せん断力（7081kN）は，せん断破壊型の Case3 の 70%程度の強度が発揮されている。なお，Case4 は梁主筋の引張降伏で強度が決まる鉄骨枠付きブレース架構となるため，1 層おきに強度が低くなり上層では Case1 の強度に近くなる。また，表 4.4.15 より，第 2 次診断法による $I_{S,min}$ 値は，Case2 で $I_{S,min}$ =0.59（5 層），Case4 は $I_{S,min}$ =0.43（6 層）となる。Case2 は鉄骨枠付きブレース架構が 70%程度の強度を発揮するが両 Case ともに I_{S0}=0.6 を下回る。

③ Case3，Case5，および Case6 の場合

図 4.4.15 より，Case3 は，${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i}$=0.84（2 層），${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i}$=0.13（負担せん断力比=0.87）となった。また，Case5，6 は鉄骨枠ブレース架構全体の抵抗するスパン長さが大きくなるため，Case5 は ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i}$=0.54（2 層），${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i}$=0.07（負担せん断力比=0.93），Case6 は ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i}$=0.30（2 層），${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i}$=0.02（負担せん断力比=0.98）となり，Case3，Case5，および Case6 は，鉄骨枠付きブレースの強度が効果的に発揮するせん断破壊型で逆せん断力も生じない分類 I の範囲となる。図 4.4.16 より，鉄骨枠付きブレース架構の 1 層の終局時保有せん断力は Case3 が 10379kN，Case5 が 10115kN，Case6 は

12315kN となり Case3，5 は Case6 に劣るものの十分にせん断力を発揮している。また，表 4.4.15 より，第 2 次診断法による $I_{S,min}$ 値は，各 Case（Case3，5，および Case6）で補強量が 2 箇所となる 9 層で決定され $I_{S,min}$ =0.63 となり，I_{S0}=0.6 を上回る。

なお，標準的な実建物をモデルとした本解析例では，上層で逆せん断力が生じるモデルは 1 スパン連層配置モデルである。しかし，このモデルでは，曲げ破壊型となり，現実的な分類Ⅱのモデルは設定できなかった。

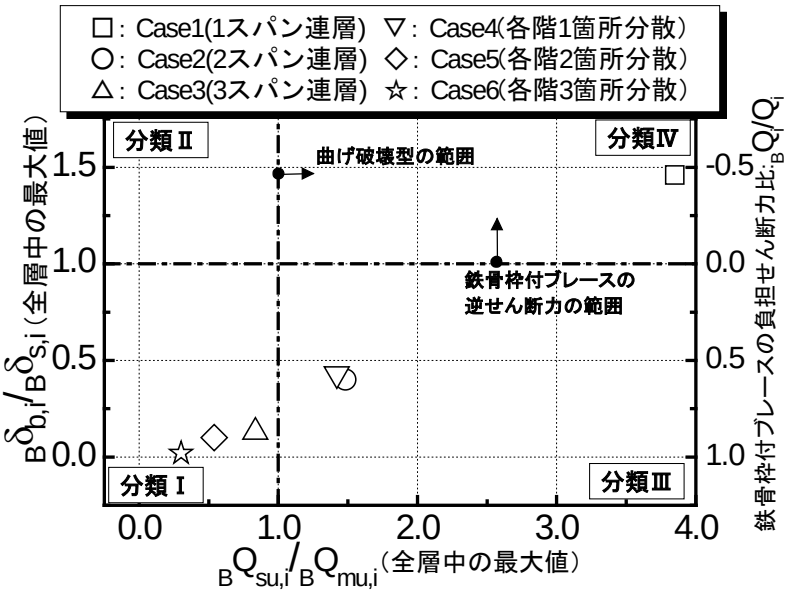


図 4.4.15　$_BQ_{su}/_BQ_{mu}$ と $_B\delta_b/_B\delta_s$ の関係

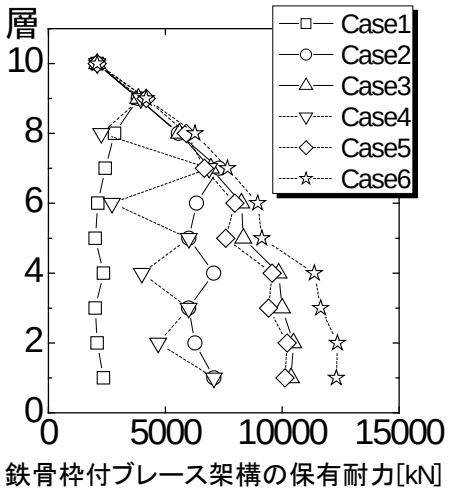


図 4.4.16　鉄骨枠付きブレース架構の保有水平耐力の比較

表 4.4.15　補強後の各 Case の I_S 指標（第 2 次診断法）

階	既存建物		Case1(1スパン)		$E_{0,4}$	$E_{0,5}$	I_S
	C	F	${}_BCu$	F			
11	1.61	1.00				0.68	0.68
10	0.95	1.00	0.31	2.00	0.58	0.65	0.65
9	0.68	1.00	0.47	2.00	0.67	0.66	0.67
8	0.54	1.00	0.24	2.00	0.46	0.49	0.49
7	0.46	1.00	0.16	2.00	0.37	0.42	0.42
6	0.39	1.00	0.11	2.00	0.32	0.36	0.36
5	0.45	1.00	0.08	2.00	0.36	0.40	0.40
4	0.46	1.27	0.05	2.00	0.48	0.52	0.52
3	0.41	1.27	0.02	2.00	0.45	0.47	0.47
2	0.44	1.27	0.01	2.00	0.52	0.53	0.53
1	0.41	1.27	0.02	2.00	0.52	0.54	0.54

階	既存建物		Case4(各階1箇所		$E_{0,4}$	$E_{0,5}$	I_S
	C	F	${}_BCu$	F			
11	1.61	1.00				0.68	0.68
10	0.95	1.00	0.31	2.00	0.58	0.65	0.65
9	0.68	1.00	0.48	2.00	0.68	0.67	0.68
8	0.54	1.00	0.22	2.00	0.43	0.48	0.48
7	0.46	1.00	0.56	2.00	0.81	0.69	0.81
6	0.39	1.00	0.20	2.00	0.41	0.43	0.43
5	0.45	1.00	0.34	2.00	0.62	0.60	0.62
4	0.46	1.27	0.18	2.00	0.56	0.66	0.66
3	0.41	1.27	0.21	2.00	0.58	0.68	0.68
2	0.44	1.27	0.16	2.00	0.60	0.71	0.71
1	0.41	1.27	0.19	2.00	0.65	0.77	0.77

階	既存建物		Case2(2スパン)		$E_{0,4}$	$E_{0,5}$	I_S
	C	F	${}_BCu$	F			
11	1.61	1.00				0.68	0.68
10	0.95	1.00	0.31	2.00	0.58	0.65	0.65
9	0.68	1.00	0.42	2.00	0.62	0.63	0.63
8	0.54	1.00	0.51	2.00	0.73	0.66	0.73
7	0.46	1.00	0.56	2.00	0.82	0.69	0.82
6	0.39	1.00	0.40	2.00	0.64	0.57	0.64
5	0.45	1.00	0.31	2.00	0.59	0.58	0.59
4	0.46	1.27	0.26	2.00	0.64	0.75	0.75
3	0.41	1.27	0.17	2.00	0.54	0.64	0.64
2	0.44	1.27	0.15	2.00	0.59	0.69	0.69
1	0.41	1.27	0.16	2.00	0.61	0.72	0.72

階	既存建物		Case5(各階2箇所)		$E_{0,4}$	$E_{0,5}$	I_S
	C	F	${}_BCu$	F			
11	1.61	1.00				0.68	0.68
10	0.95	1.00	0.31	2.00	0.58	0.65	0.65
9	0.68	1.00	0.42	2.00	0.62	0.63	0.63
8	0.54	1.00	0.51	2.00	0.73	0.66	0.73
7	0.46	1.00	0.51	2.00	0.75	0.65	0.75
6	0.39	1.00	0.49	2.00	0.76	0.64	0.76
5	0.45	1.00	0.41	2.00	0.72	0.66	0.72
4	0.46	1.27	0.36	2.00	0.75	0.85	0.85
3	0.41	1.27	0.33	2.00	0.74	0.82	0.82
2	0.44	1.27	0.27	2.00	0.73	0.84	0.84
1	0.41	1.27	0.23	2.00	0.70	0.82	0.82

階	既存建物		Case3(3スパン)		$E_{0,4}$	$E_{0,5}$	I_S
	C	F	${}_BCu$	F			
11	1.61	1.00				0.68	0.68
10	0.95	1.00	0.31	2.00	0.58	0.65	0.65
9	0.68	1.00	0.42	2.00	0.62	0.63	0.63
8	0.54	1.00	0.48	2.00	0.69	0.64	0.69
7	0.46	1.00	0.50	2.00	0.74	0.65	0.74
6	0.39	1.00	0.51	2.00	0.79	0.65	0.79
5	0.45	1.00	0.44	2.00	0.75	0.68	0.75
4	0.46	1.27	0.37	2.00	0.77	0.86	0.86
3	0.41	1.27	0.32	2.00	0.72	0.81	0.81
2	0.44	1.27	0.28	2.00	0.74	0.86	0.86
1	0.41	1.27	0.24	2.00	0.71	0.83	0.83

階	既存建物		Case6(各階3箇所)		$E_{0,4}$	$E_{0,5}$	I_S
	C	F	${}_BCu$	F			
11	1.61	1.00				0.68	0.68
10	0.95	1.00	0.31	2.00	0.58	0.65	0.65
9	0.68	1.00	0.42	2.00	0.62	0.63	0.63
8	0.54	1.00	0.48	2.00	0.69	0.64	0.69
7	0.46	1.00	0.50	2.00	0.74	0.65	0.74
6	0.39	1.00	0.54	2.00	0.83	0.67	0.83
5	0.45	1.00	0.44	2.00	0.75	0.68	0.75
4	0.46	1.27	0.42	2.00	0.83	0.91	0.91
3	0.41	1.27	0.32	2.00	0.72	0.81	0.81
2	0.44	1.27	0.28	2.00	0.74	0.86	0.86
1	0.41	1.27	0.24	2.00	0.71	0.83	0.83

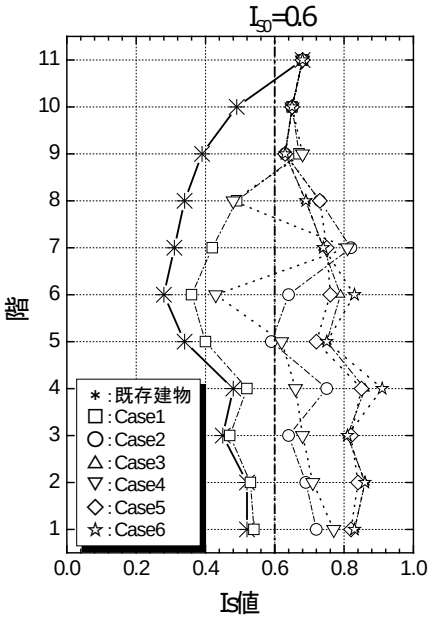


図 4.4.17　既存建物と補強後の各 Case の I_S 指標の分布

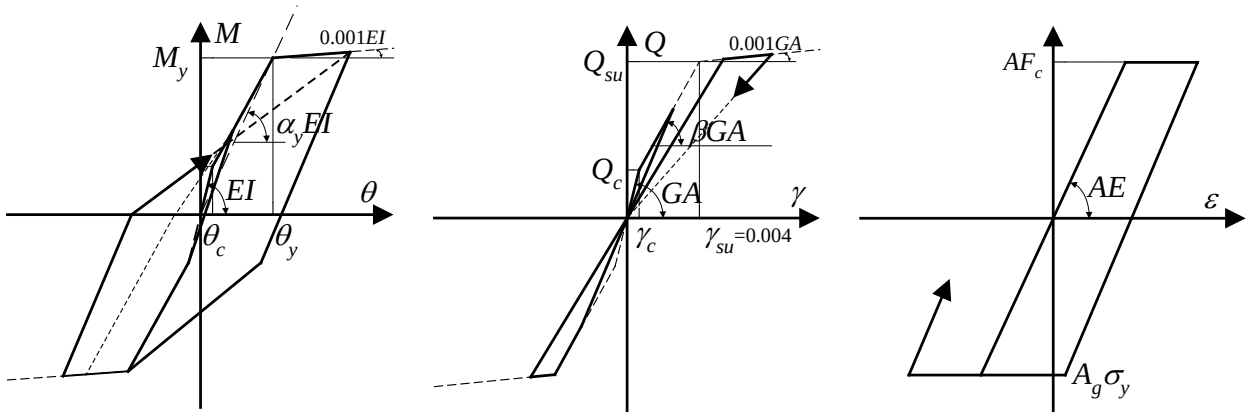
4.4.3　静的荷重増分解析による検討

ここでは，静的荷重増分解析を行い評価方法の適合性を考察する。

(1) 解析モデルと解析方法

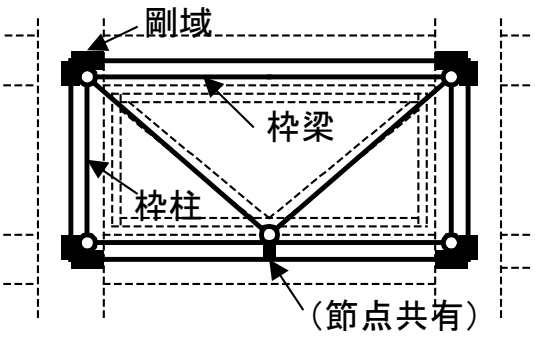
静的荷重増分解析における対象建築物のモデル化は，既存架構に鉄骨枠付きブレースを配置した平面骨組モデルとした。各部材のモデル化は以下の方針に沿って設定した。

a) 柱，梁，鉄骨ブレース部材は，断面図心を通る線材に置換した。剛域はフェイス位置までとした。柱梁部材は，材端部に曲げばね，材中央部に軸ばね，およびせん断ばねを有する材端剛塑性ばねモデルとした（ただし，鉄骨ブレース部材は，軸ばねのみとした）。
b) 柱，梁部材の曲げ終局強度，せん断終局強度は RC，SRC 診断基準に基づき算定した。ひび割れ強度は建築構造設計で慣用的に用いられる算定式により求めた。図 4.4.18 に示すように柱，梁部材の曲げに対する復元力特性は，ひび割れ，降伏を考慮するトリリニア型とした。降伏点剛性低下率α_yは菅野式による。
c) せん断については，同様にトリリニア型とし，せん断終局時変形角γ_{su}は，γ_{su}=0.004 と仮定した。
d) 梁部材にはスラブ筋を 9ϕ@200 とし梁主筋に 9ϕを 10 本考慮した。
e) 柱梁部材には，軸力と曲げモーメントおよびせん断力の相互作用を考慮した。
f) 鉄骨枠付きブレースのブレース部材は，両端部ピンとした軸ばねのみ考慮した（図 4.4.19(a)）。ブレース部材の軸力に対する復元力特性は，軸力のみ作用するバイリニア型とする（図 4.4.19(b)）。枠柱梁材は，既存柱と節点を共有した並列弾性ばね（図 4.4.19(c)）とする。ただし，枠柱梁材の軸剛性は，RC，SRC 診断基準（タイプⅠ：既存柱の曲げ破壊，またはせん断破壊で，ブレースは軸降伏，タイプⅢ：既存柱の引張降伏による全体曲げ破壊の破壊形式を想定），および文献 10 に基づき鉄骨ブレースの軸降伏，または既存柱梁主筋の軸降伏後には，鉄骨断面積がゼロとなるように設定した。なお，枠柱梁材に作用した応力（軸力）は，既存柱梁材が負担するように設定した。
g) 履歴特性は，曲げばねは武田モデルとし，せん断ばねは最大変形点（絶対値）からの原点指向型，また，軸ばねは除荷時の剛性を変化させないバイリニア型モデルとした。
h) 外力分布は，対象建物全体から求められた $A_i \cdot \Sigma W_i$ に基づく層せん断力分布とし，各層の水平外力は当該層の各節点に負担面積に応じて分配させた。
i) 解析は，全層変形角（R 階の水平変形を建物高さで除した値）が 1/50 となった時点で解析を終了する。

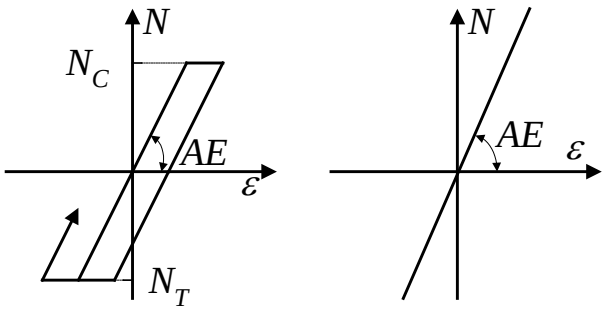


(a) 曲げばね　　(b) せん断ばね　　(c) 軸ばね

図 4.4.18　柱梁部材の復元力特性



(a) 鉄骨枠付きブレースのモデル



(b) ブレースの軸ばね　　(c) 枠材の軸ばね

図 4.4.19　鉄骨枠付きブレースのモデルと軸ばね

(2) 解析結果

図 4.4.20～図 4.4.25，および図 4.4.26 に静的荷重増分解析結果を示す。図 4.4.20～図 4.4.25 は各層（架構全体）のせん断力 Q_u を全重量で除して無次元化した値と層間変形角 R の関係，およびいずれかの層で R=1/125（RC，SRC 診断基準によるせん断梁支配型柱）に達した時点の降伏機構図を示す。

図 4.4.26 は，鉄骨ブレースが静的荷重増分解析時に負担したせん断力 ${}_{pB}Q_i$ と鉄骨ブレースのせん断終局強度 ${}_{B}Q_{u,i}$ の比の関係（${}_{pB}Q_i / {}_{B}Q_{u,i}$）を示す。また，図 4.4.27 には 4.4.2 節で得られた評価方法の結果（評価法）と，静的荷重増分解析結果（増分）の比較を示す。なお，増分は，静的荷重増分解析による鉄骨ブレースの作用せん断力 ${}_{pB}Q_i$ と，${}_{B}\delta_{b,i}$，${}_{B}\delta_{s,i}$ 算定時の必要せん断力 Q_i の比率（${}_{pB}Q_i / Q_i = 1 - {}_{B}\delta_{b,i} \big/ {}_{B}\delta_{s,i}$）として縦右軸で示した。また，静的荷重増分解析における横軸の ${}_{B}Q_{su,i}/{}_{B}Q_{mu,i}$ は，鉄骨ブレース架構の引張側既存柱が軸降伏したときを曲げ破壊とし，その時の鉄骨ブレース架構のせん断力（既存柱のせん断力＋ブレース軸力をせん断力に換算した応力）を ${}_{B}Q_{mu,i}$ として，これと 4.2 節で求めた ${}_{B}Q_{su,i}$ との比率とした。また，鉄骨ブレースが軸降伏したときをせん断破壊型とし，同様に鉄骨ブレース架構のせん断力を求め ${}_{B}Q_{su,i}$ とし，これと 4.2 節で求めた ${}_{B}Q_{mu,i}$ との比率とした。

1) 評価方法により分類Ⅳと評価された Case1 では，図 4.4.20 より，降伏機構は，鉄骨枠付きブレース架構の引張側柱が 1～3 層，および 5 層で軸降伏し，鉄骨ブレースには軸降伏が確認されなかった。

図 4.4.26 より，鉄骨枠付きブレースの最上層（10 層）には層間変形角 R=1/102 で逆せん断力が生じた。同図より，${}_{pB}Q_i / {}_{B}Q_{u,i}$ は，R=1/250 時の 10 層が 0.18，6 層で 0.29，1 層では 0.45 となり，鉄骨枠付きブレースの効果は発揮されず分類Ⅳの評価に対応する。

また，図 4.4.27 より，${}_{B}Q_{su,i}/{}_{B}Q_{mu,i}$ は評価法の 3.**85** に対し，増分では 3.32 となる。鉄骨ブレースの負担せん断力比は，評価法の−0.46 に対し，増分では−0.09 となった。これは，逆せん断力が生じた R=1/102 時での値を示したため，両者の値に差が生ずるがいずれも分類Ⅳに対応する。

2) 分類Ⅲと評価された Case2，および Case4 では，図 4.4.21 より，Case2 の降伏機構は，鉄骨ブレースのせん断強度が発揮する以前に 3 層の R=1/546 で鉄骨ブレース架構最外端柱の引張軸降伏が先行する。5 層まで引張軸降伏した後，3 層の R=1/262 で鉄骨ブレースが圧縮軸降伏し，続いて 1 層の R=1/375 で鉄骨ブレースが軸降伏する。

一方，Case4 の降伏機構は，図 4.4.23 より，Case2 と同様に 3 層の R=1/521 で鉄骨ブレース架構最外端柱の引張軸降伏が先行し，5 層の R=1/451 で 6 層の梁主筋の引張軸降伏となる。続いて 8 層の梁の引張軸降伏後，5 層の鉄骨ブレース架構最外端柱の引張軸降伏が生じ，4，2 層の順で梁が引張軸降伏する。鉄骨ブレースには軸降伏が確認されなかった。

図 4.4.26 より，Case2，4 共に逆せん断力は生じなかった。${}_{pB}Q_{,i}/{}_{B}Q_{u,i}$ は，Case2 の場合，R=1/250 時の 10 層が 0.65，6 層で 0.59，1 層では 0.80 となり，Case4 は，10，6，1 層でそれぞれ 0.70，0.51，0.70 と両 Case 共に鉄骨枠付きブレースの効果は十分に発揮されなかった。Case2，4 は共に曲げ破壊型で，最上層には逆せん断力が生じない範囲の分類Ⅲの評価に対応する。

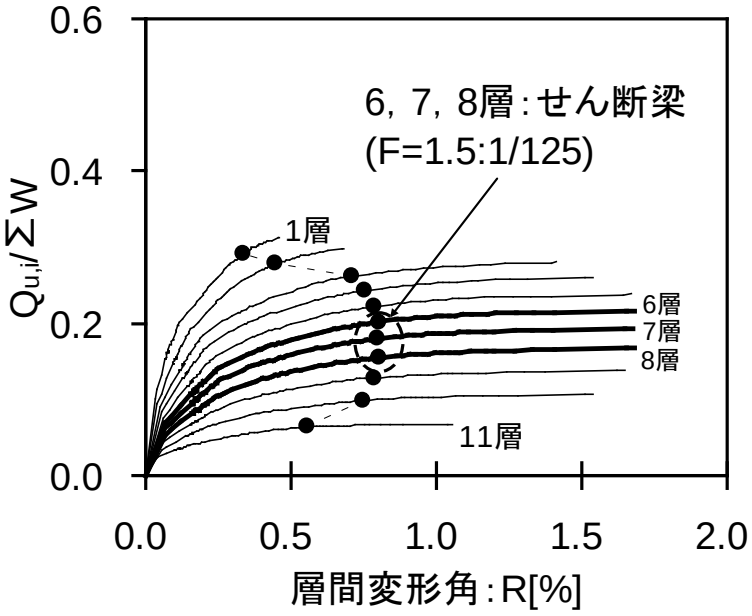
また，図 4.4.27 より，評価法の ${}_{B}Q_{su,i}/{}_{B}Q_{mu,i}$ は，Case2 では 1.48，Case4 では 1.42 となり，増分では Case2,4 それぞれ 1.55，1.6 となる。鉄骨ブレースの負担せん断力比は，Case2，4 の評価法の 0.60，0.58 に対し，増分では Case2，4 それぞれ 0.75，0.61 となり評価方法は概ね解析値と対応する。

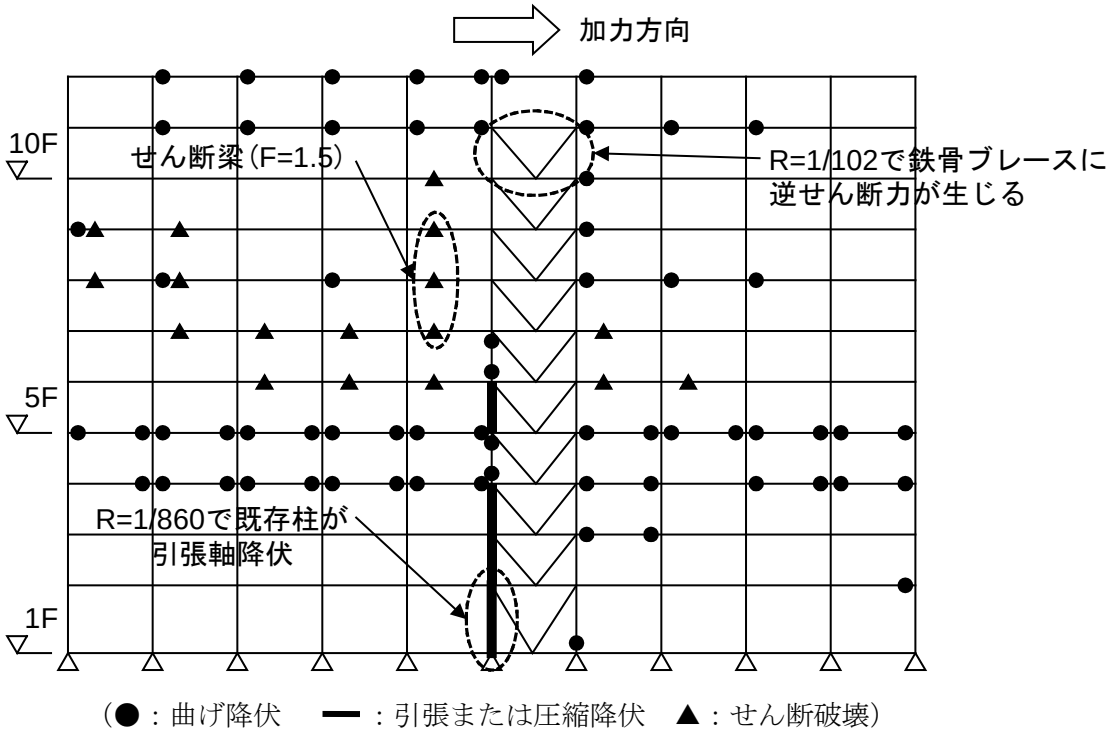
3) 分類 I と評価された Case3，5，および Case6 では，図 4.4.22 より，Case3 の降伏機構は，Case2 同様に鉄骨ブレースのせん断強度が発揮する以前に 3 層の R=1/465 で鉄骨ブレース架構最外端柱の引張軸降伏が先行するが，その後，9 層の鉄骨ブレースが圧縮軸降伏し，他層の鉄骨ブレース架構最外端柱の引張軸降伏と同時期に鉄骨ブレースも軸降伏する。R=1/125 時には，殆どの鉄骨ブレースが圧縮引張軸降伏する。Case5，6 の場合では，図 4.4.24，図 4.4.25 より，Case5 は 6 層の R=1/218 で 7 層の梁が引張軸降伏するが, 両 Case 共に鉄骨ブレースの軸降伏が先行する。Case5 は 9 層で R=1/370，Case6 では 10 層の R=1/295 で鉄骨ブレースの軸降伏が生じその後，R=1/125 時には，殆どの鉄骨ブレースが圧縮引張軸降伏し鉄骨枠付きブレースの強度が効果的に発揮していることが分かる。

図 4.4.26 より Case3，5，6 に逆せん断力は生じなかった。Case3，5，6 のそれぞれの R=1/250 時の ${}_{pB}Q_{i}/{}_{B}Q_{u,i}$ は，10 層が 0.91（Case3），0.96（Case5），1.0（Case6），6 層で 0.79（Case3），0.86（Case5），0.98（Case6），1 層では 0.93（Case3），1.0（Case5，Case6）と鉄骨枠付きブレースの効果は十分に発揮され，せん断破壊型で，分類 I の評価に対応する。

また，図 4.4.27 より，評価法の ${}_{B}Q_{su,i}/{}_{B}Q_{mu,i}$ は，Case3 で 0.84，Case5 で 0.54，Case6 では 0.30 となり，増分では Case3，5，6 それぞれ 0.66，0.46，0.25 となる。鉄骨ブレースの負担せん断力比は，Case3，5，6 の評価法の 0.87，0.93，0.98 に対し，増分では Case3，5，6 それぞれ 0.87，0.96，0.94 となり評価方法は概ね解析値と対応する。

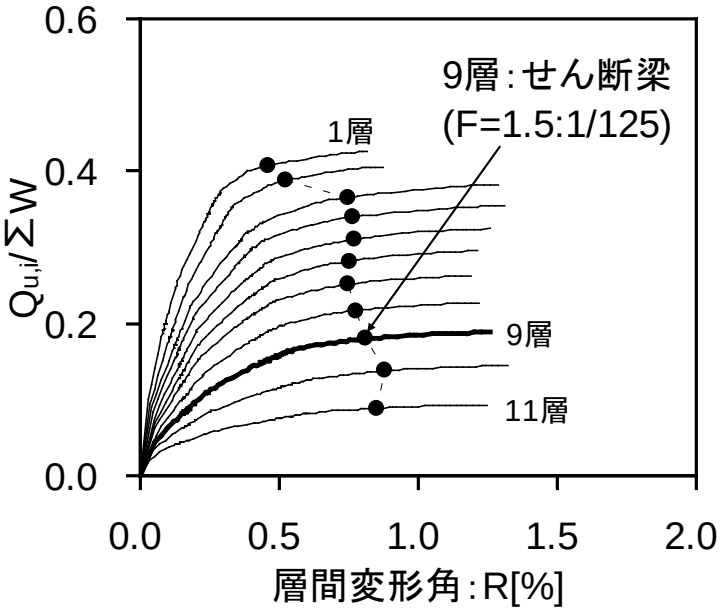
なお，図 4.4.22，図 4.4.24，および図 4.4.25 の $Q_u/\sum W$-R の関係より，8 層より上層で変形が大きくなる傾向がある。これは，必要強度に対して鉄骨枠付きブレースの降伏強度が，下層に比べ上層で小さくなっているためと考えられる（図 4.4.10）。

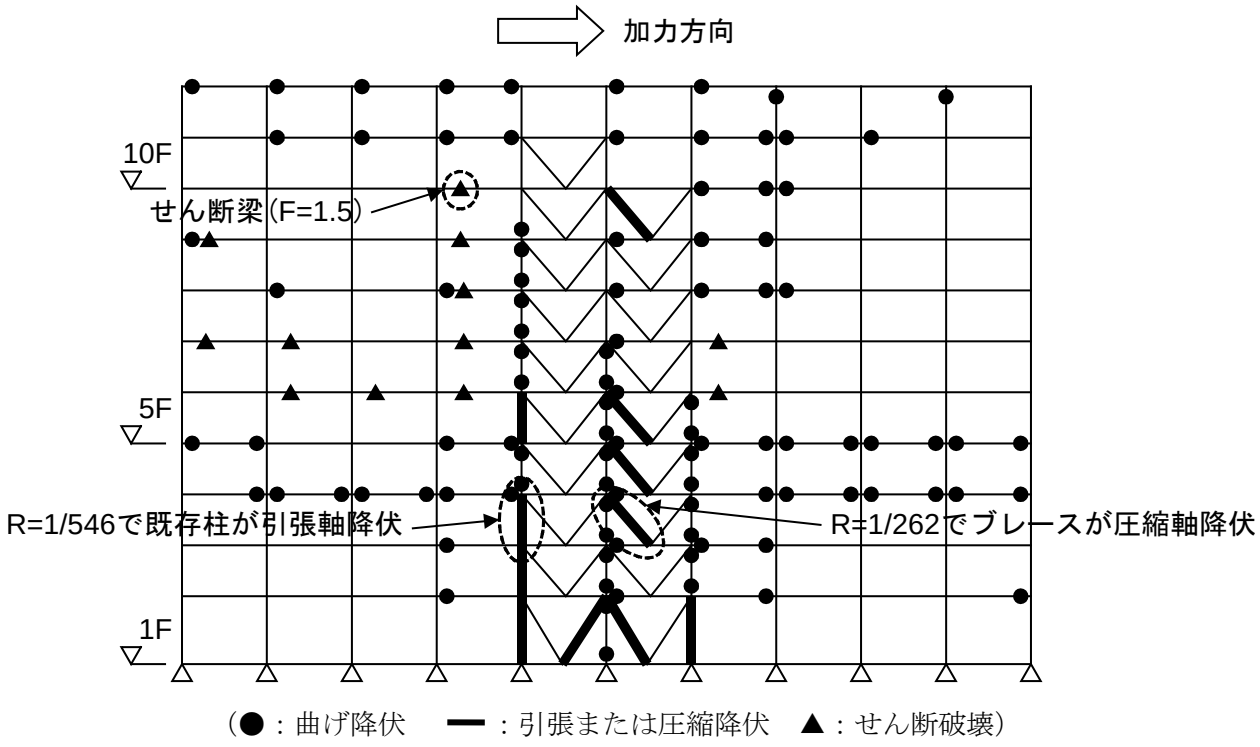




Case1（1 スパン連層）

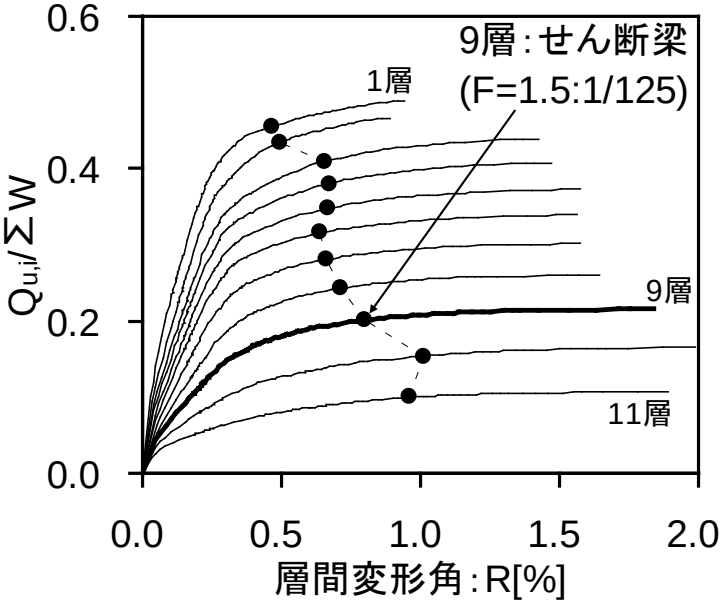
図 4.4.20　$Q_u/\Sigma W$-R の関係および層間変形角 1/125 時の降伏機構

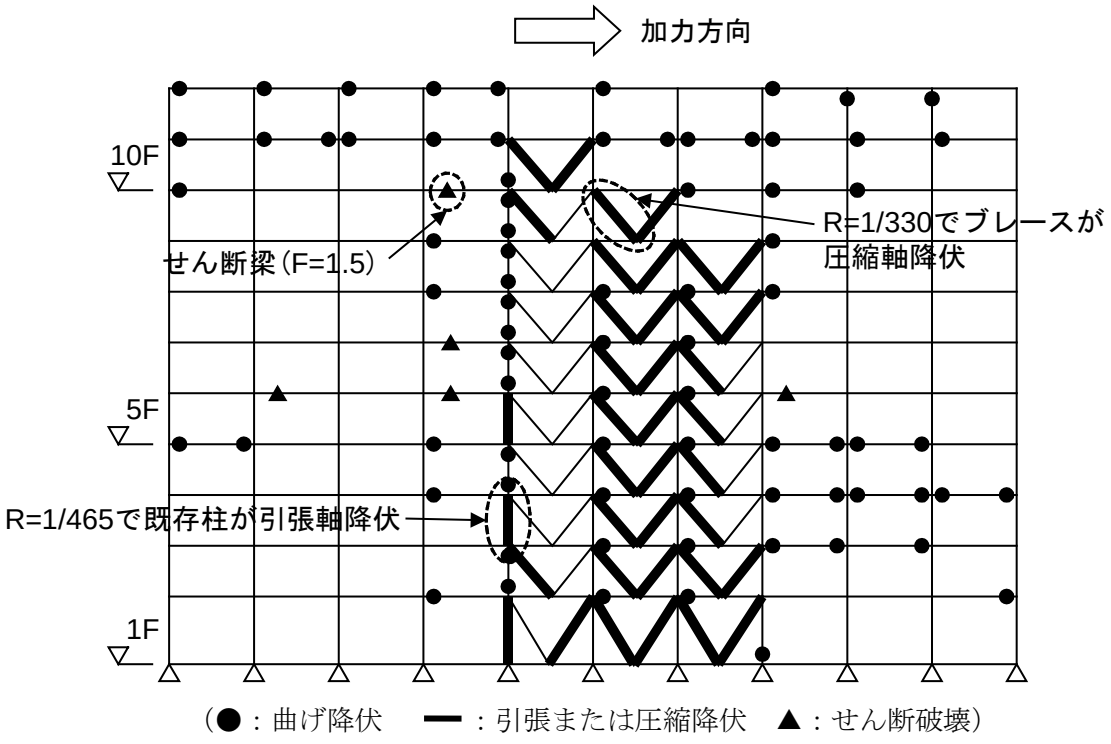




Case2（2 スパン連層）

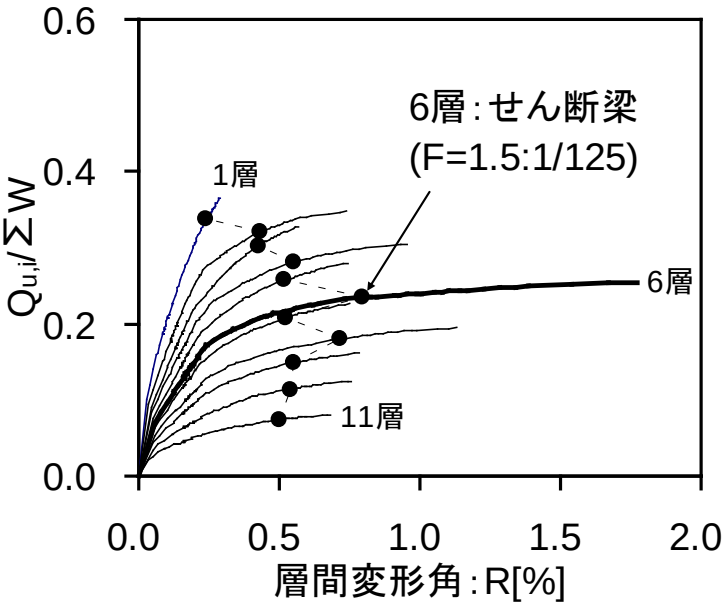
図 4.4.21　$Q_u/\Sigma W$-R の関係および層間変形角 1/125 時の降伏機構

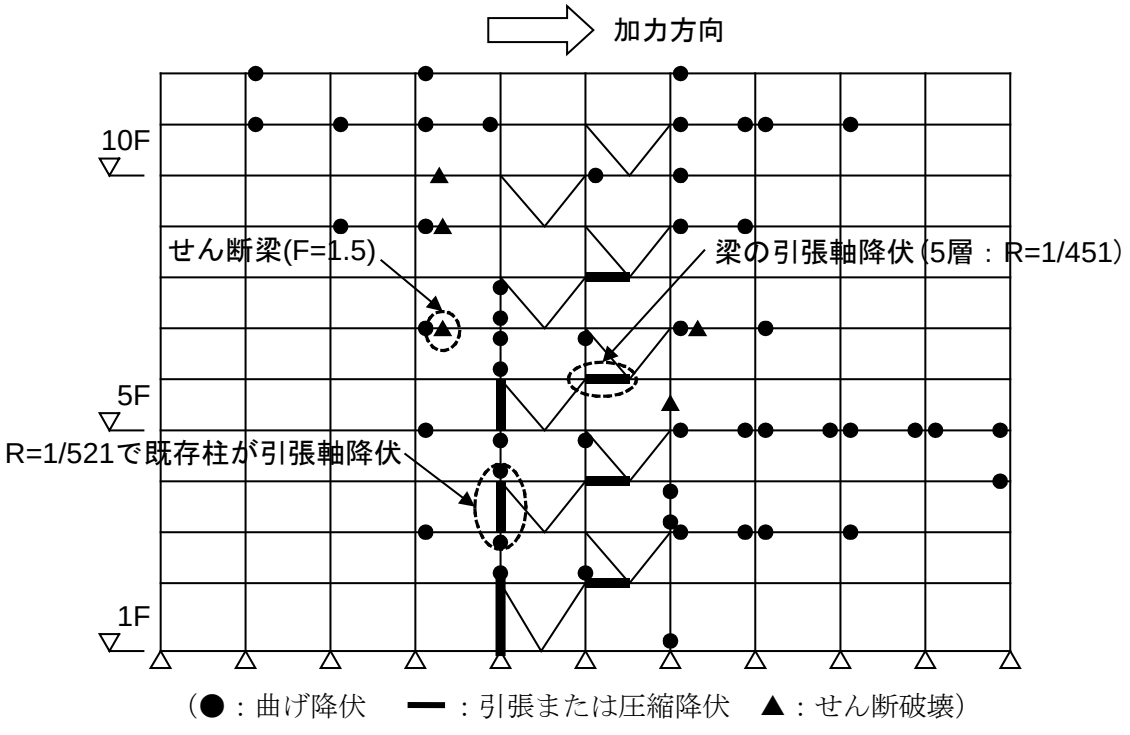




Case3（3 スパン連層）

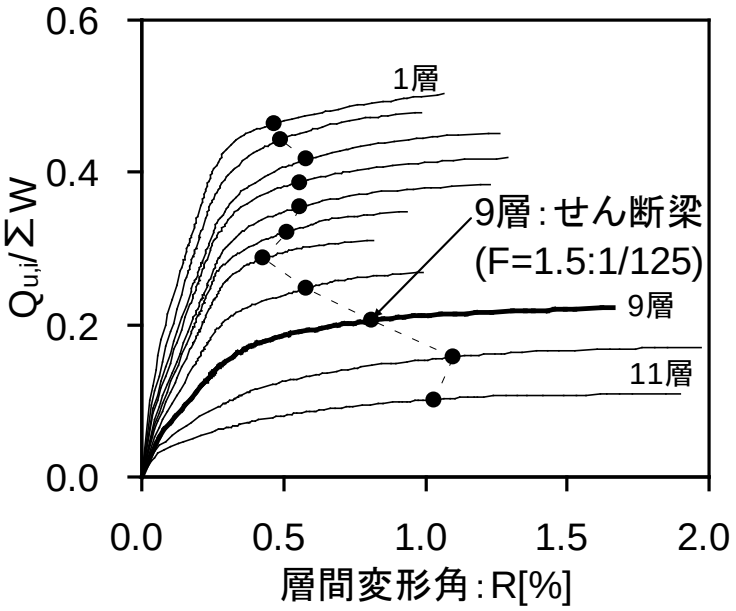
図 4.4.22　$Q_u/\Sigma W$-R の関係および層間変形角 1/125 時の降伏機構

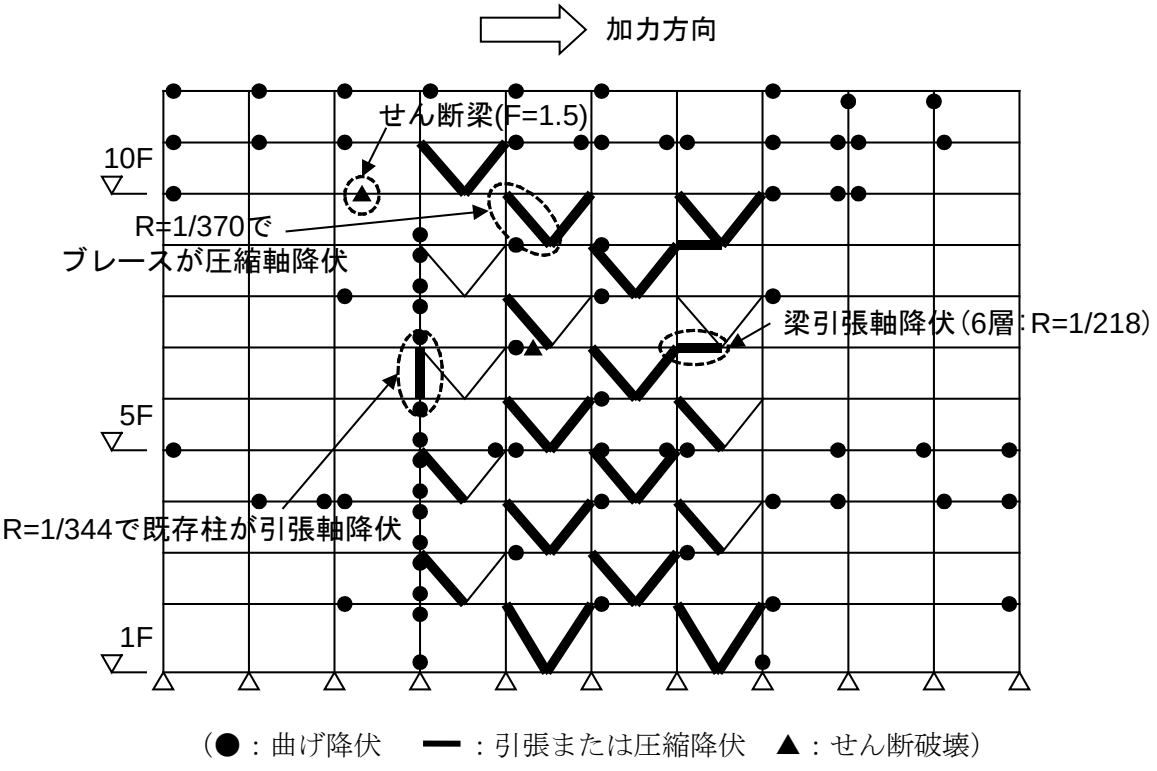




Case4（各層 1 箇所分散）

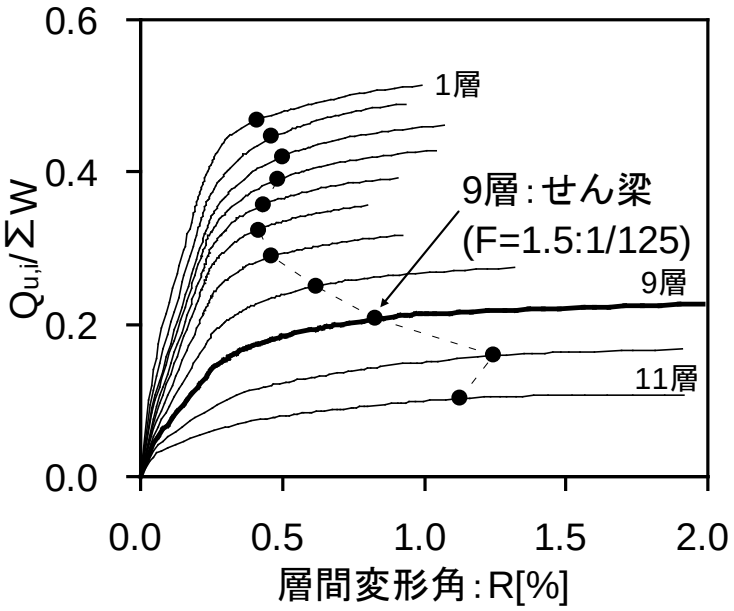
図 4.4.23　$Q_u/\Sigma W$-R の関係および層間変形角 1/125 時の降伏機構

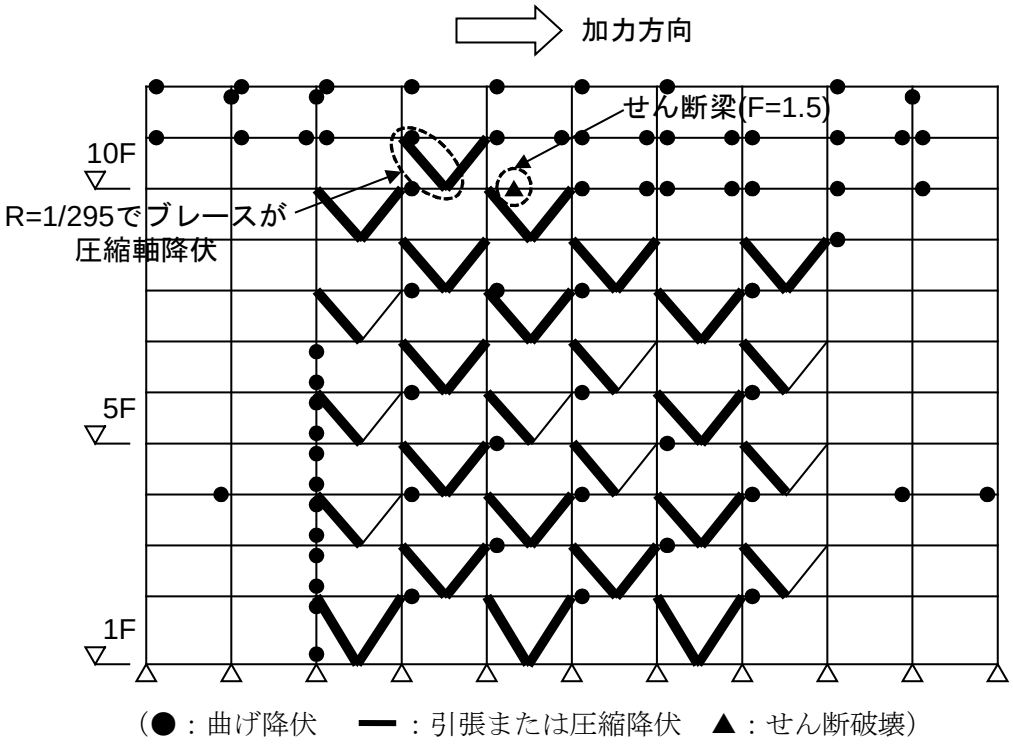




Case5（各層 2 箇所分散）

図 4.4.24　$Q_u/\Sigma W$-R の関係および層間変形角 1/125 時の降伏機構





Case6（各層 3 箇所分散）

図 4.4.25　$Q_u/\Sigma W$-R の関係および層間変形角 1/125 時の降伏機構

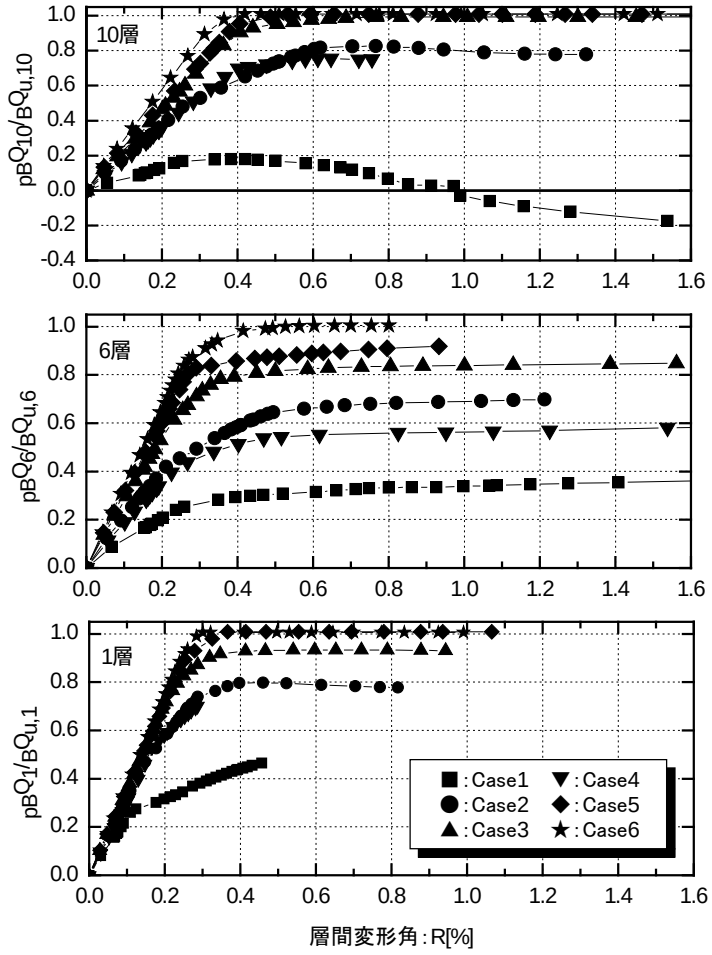


図 4.4.26　$_{pB}Q_i$／$_BQ_{u,i}$ と層間変形角の関係

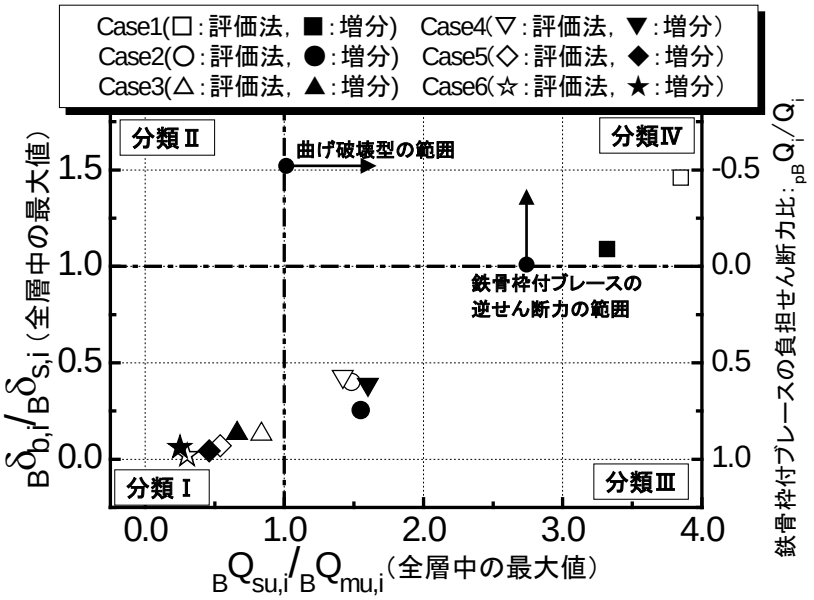
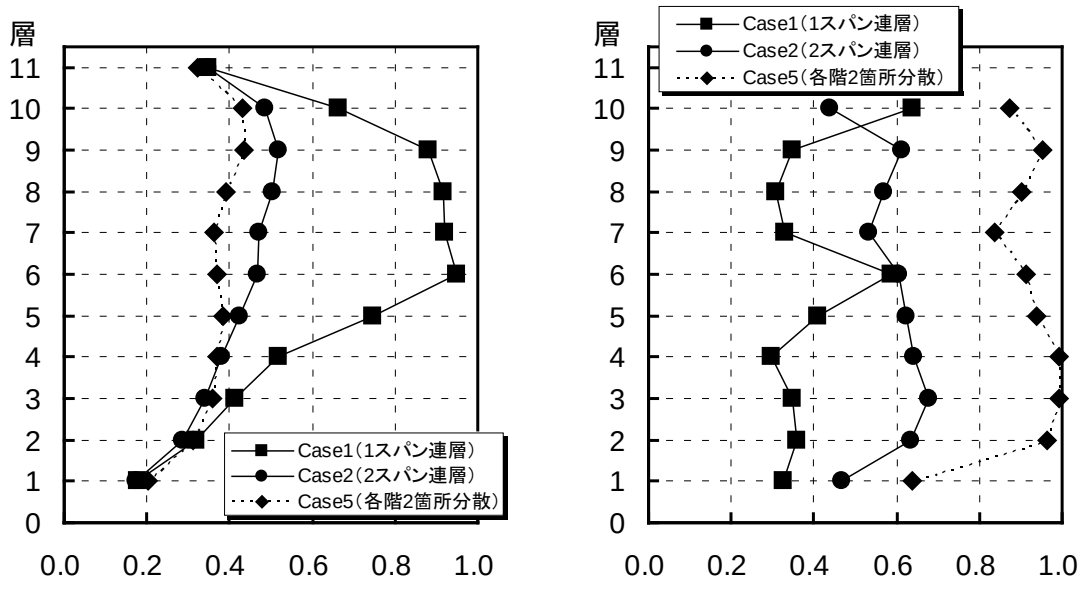


図 4.4.27　$_BQ_{su,i}/_BQ_{mu,i}$ と $_B\delta_{b,i}/_B\delta_{s,i}$ の関係（評価法と増分の比較）

4.4.4　時刻歴応答解析による検討

ここでは，Case1，Case2，および Case5 のモデルを用い時刻歴応答解析を行い変形性状と鉄骨ブレースに作用するせん断力について考察する。部材，および解析モデルは，4.4.3 節と同様の平面フレームとする。入力地震動は，位相特性を一様乱数とし，「国土交通省 1461 号に定める極めて稀に発生する地震動」の工学的基盤における応答スペクトルに基づき第 2 種地盤を想定した地表面での応答スペクトルに適合した模擬地震動（継続時間：60 秒）とする。解析時間は 50 秒とし減衰は瞬間剛性比例型で弾性 1 次モードに対して 3%とした。なお，各 Case の弾性固有周期は，それぞれ，Case1 が 0.628 秒，Case2 が 0.565 秒，Case5 は 0.523 秒である。図 4.4.28(a)に応答最大層間変形角 $_rR_i$，同図(b)には鉄骨ブレースに作用する応答最大せん断力 $_{rB}Q_i$ と鉄骨ブレースのせん断終局強度 $_BQ_{u,i}$ の比の関係（$_{rB}Q_i/_BQ_{u,i}$）を示す。図 4.4.28(a)より，Case1 は，静的荷重増分解析と同様に中間層の 6～8 層で $_rR_i$=1/100 程度と大きな変形を示す。Case2，および Case5 では，補強量が減る 9 層より上層の変形は，静的荷重増分解析とは異なり両 Case 共に減少した。また，Case5 は，概ね同一層間変形分布となりせん断変形が支配的と言える。図 4.4.28(b)より，Case1，および Case2 は，鉄骨枠付きブレース架構の外端部柱の軸降伏が先行し曲げ破壊型となる。Case1，Case2 の $_{rB}Q_i/_BQ_{u,i}$ は，それぞれ 10 層で 0.64，0.44 となり，6 層で 0.59，0.61，1 層では 0.33，0.47 となる。Case5 では，鉄骨ブレースが軸降伏しせん断破壊型となり，$_{rB}Q_i/_BQ_{u,i}$ は，10，6，1 層でそれぞれ 0.87，0.91，0.64 となる。なお，Case1 は静的荷重増分解析で鉄骨枠付きブレースの最上層（10 層）の層間変形角が R=1/102 で逆せん断力が生じたが，応答最大層間変形角では $_rR_{10}$=1/150 程度となり，すべてのケースで逆せん断力は生じなかった。時刻歴応答解析の結果，Case1 を除き Case2，および Case5 は，評価方法による分類（Case2：分類Ⅲ，Case5：分類Ⅰ）と対応する。



(a) 応答最大層間変形角：$_rR_i$ [%]　　(b) $_{rB}Q_i/_BQ_{u,i}$

図 4.4.28　時刻歴応答解析結果

4.5 まとめ

本章では，1981 年の新耐震設計法施行以前，いわゆる旧基準で設計された中高層集合住宅を対象として，限られた適用範囲の中，効果的な補強配置の評価方法を示し，実建物を例に静的荷重増分解析，時刻歴応答解析を行い，本評価法の適合性を考察した。得られた結果を以下に記す。

(1) 実建物による分類Ⅰ（ ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i} \le 1.0$ かつ， ${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i} \le 1.0$ の場合）に評価された Case では，静的荷重増分解析において上層まで鉄骨ブレースが圧縮引張軸降伏し鉄骨枠付きブレースの効果は十分に発揮された。また，第 2 次診断法による I_S 指標は，目標値を上回り耐震性能を確保できる。

分類Ⅲ（ ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i} > 1.0$ かつ， ${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i} \le 1.0$ の場合）と評価された Case では，鉄骨ブレースのせん断強度が発揮する以前に鉄骨ブレース架構最外端柱の引張軸降伏が先行する曲げ破壊型となり，鉄骨枠付きブレースの効果は十分に発揮されなかった。また，I_S 指標は目標値を満足できなかった。

分類Ⅳ（ ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i} > 1.0$ かつ， ${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i} > 1.0$ の場合）と評価された Case では，鉄骨枠付きブレース架構の引張側柱が軸降伏し，鉄骨ブレースには軸降伏が確認されなかった。最上層で逆せん断力が生じた。また，I_S 指標は目標値を下回り耐震性能は確保できない可能性がある。

これらの結果は，評価方法による分類と概ね対応する。

(2) 分散配置された鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度の算定方法(4.3)式～(4.5)式は，静的荷重増分解析による降伏機構と概ね対応する。

(3) 分散配置の場合では，分類Ⅰに判定されれば鉄骨ブレースの軸降伏強度を発揮することができる。また，(4.4)式による鉄骨ブレース軸部の降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT1}Q_{su,i}$ が，(4.5)式の既存梁主筋の引張降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT2}Q_{su,i}$ を下回るように設計することで鉄骨ブレースのせん断強度を発揮することができる。

第 4 章の参考文献

[1] (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・改修設計指針，2001.10

[2] (財)日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・改修設計指針，2009.12

[3] 谷資信 : 筋違の配置とその効果に関する研究，日本建築学会論文報告集，第57号，pp.425-428，1957.7

[4] 田子茂，勅使川原正臣，太田勤：中高層鉄骨鉄筋コンクリート造建物における層崩壊を防止するための耐震診断手法の提案，日本地震工学会論文集，第12巻，第3号，pp.21-33，2012.8

[5] 大西歩，勅使川原正臣，田子茂：RC+SRC 造中高層集合住宅における鉄骨枠付きブレース補強の配置に関する研究その 1，2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.853-856，2012.9

[6] 大西歩，北野靖彦，勅使川原正臣，田子茂，中村聡宏，鈴木史朗：既存鉄筋コンクリート造建築物に分散配置された鉄骨枠付きブレースの補強効果に関する実験的研究その 1~4，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.321-328，2013.8

[7] 小室達也：鉄骨枠付きブレースの配置位置の違いによる梁軸力について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.589-590，2006.9

[8] 小室達也：鉄骨枠付きブレースの配置位置の違いによる建物の耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.487-488，2007.8

[9] 福島智祐，北山和宏，李康寧：鉄骨ブレースで補強された鉄筋コンクリート骨組の全体曲げ破壊に関する解析研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.373-374，2000.9

第 5 章　中高層建物の耐震診断と補強法の提案

概要

本章では，5.2 節で層崩壊が生じないことでモード優遇係数λを適用できる条件を提示した。5.3 節では，第 3 章の「層崩壊危険度の評価」，および第 4 章の「耐震補強用鉄骨ブレースの配置と補強効果」，さらに 5.2 節の結果を利用して，中高層建物における耐震診断・補強を合理的に運用するための診断法を示した。

5.1　目的

ここでは，第 3 章，および第 4 章の結果を利用して，モード優遇係数λを適用できる条件，および層崩壊を防止するための条件を検討し，中高層建物における耐震診断法（診断次数の選定）と補強法（鉄骨枠付きブレースの補強配置方法）を提案することを目的とする。

5.2　モード優遇係数の適用の検討

耐震診断基準では，架構を構成する主要な柱および圧縮側の隅柱を対象として，その節点周りの柱梁の曲げ強度の和の比較を行い，その柱梁耐力比が 1.4 以上あれば梁崩壊形が保証されるとし，かつ殆どの柱のせん断強度の余裕が 1.4 以上あれば，地震時に 1 次振動モードが支配的で，層崩壊が生じないとしており，これを保有性能基本指標 E_0 の崩壊モード形による補正係数（モード優遇係数）λが適用できる条件としている[1]。しかし，3.4.2 節で層崩壊危険度の評価を行った検討結果では，図 5.2.2，図 5.2.3，および図 5.2.4 のそれぞれ(a)に示すように柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_bM_u$ が 1.4 の強度率 c_i=0.6 において，${}_bC_u$=0.3 では層崩壊の可能性が確認された。ここでは，上記の場合でも弱点層を鉄骨枠付きブレース補強することにより，層崩壊を防止しモード優遇係数λを適用できるための条件を検討する。

検討方法は，弱点層の柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.4 を満足し，c_i=0.6 で ${}_cC_{TU}/{}_bC_u$=1.5，または 1.6 を満足できるよう弱点層に鉄骨枠付きブレース補強したモデルで，地震応答解析を行い 3.3.2 節で定義した層崩壊率をよりλが適用できる条件を求める。

解析モデルは，図 5.2.1 に示すように，3.4 節で用いた建物モデル A（既存架構）の弱点層である 6 層に鉄骨枠付きブレースを配置したモデルと建物モデル A を剛床で並列に結んだ（既存＋鉄骨枠付きブレース架構）モデルとする。パラメータは，柱を剛強と考え梁の曲げ降伏先行を仮定したベースシア係数 ${}_bC_u$=0.2，0.25，0.3 で，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.4，強度率 c_i=0.6 とし，弱点層の ${}_cC_{TU}/{}_bC_u$ は 1.5，1.6 とする。なお，入力地震動は，3.4 節と同様の大地震を想定したレベル 2 の模擬地震動 100 波とする。

ここで，耐震診断基準に示されている E_0 指標の補正（モード優遇係数λ）について，以下に概要を紹介する。

一般に建物の地震時の振動性状は，1 次の振動モードが卓越すると考えれば，n 階建て建物の i 層の弾性応答せん断力 Q_i は次式で表すことができる。

$$Q_i = \left(\sum_{j=1}^{n} {}_1\beta_j \cdot {}_1u_j \cdot W_j \right) \cdot Sa \tag{5.1}$$

ここで，${}_1\beta_j$：j 層の 1 次モード刺激関数

${}_1u_j$：j 層の 1 次モード形

W_j：j 層の重量

Sa：等価 1 質点系の応答せん断力係数

建物のある部分のみが塑性域に入ると上記の関係は成立しなくなるが，この関係が全層で保たれるものとして，かつ，振動モードが直線で各層の重量が均一であるとして i 層のせん断力係数を求めると，

$$C_i = \frac{3}{(2n+1)(n-i+1)} \left\{ \frac{n(n+1)}{2} - \frac{i(i-1)}{2} \right\} \times Sa \tag{5.2}$$

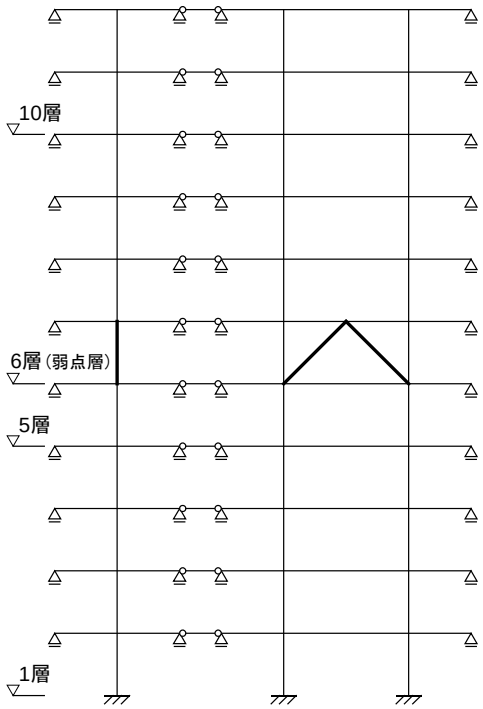
すなわち，

$$C_i = \frac{3}{2} \frac{(n+i)}{(2n+1)} \times Sa \tag{5.3}$$

となる。(5.3)式は，多層建物の応答せん断力係数は，上層では等価 1 質点系の応答せん断力係数より大きく，下層では小さいことを示している。
また，応答せん断力係数の高さ方向の分布は，次式で表される。

$$\frac{C_i}{C_1} = \frac{n+i}{n+1} \tag{5.4}$$

耐震診断基準では，振動モードが直線など(5.3)式を導いた際の仮定が実際の建物では必ずしも満足されないことを考慮して，原則として，(5.3)式のように下層で等価 1 質点系の応答量を割引く（下層で，$C_i < S_a$，上層で，$C_i > S_a$）ことはしないで，多層建物の 1 層には，等価 1 質点系と同じ応答が生じると仮定し，上層のみ(5.4)式の比率で応答量を割りますこととなっている（1 層：$C_1 = S_a$，i=2 以上：$C_i = \frac{n+i}{n+1} C_1 > S_a$）。したがって，$E_0$ 指標算定の外力分布による補正係数は，(5.4)式の右辺の逆数を用いている。しかしながら，第 3 次診断法において，建物の振動系が(5.3)式を導いた際の仮定に近いと考えられる梁降伏形の柱が支配的な場合に限り，(5.3)式をそのまま用いても良いとされている。すなわち，優遇係数は，多層建物の 1 層の応答せん断力係数を等価 1 質点系のそれよりも低減させるための係数で，(5.3)式の右辺の係数に i=1 を代入したものの逆数となっている。



【解析パラメータ】

（既存架構）

・梁の曲げ降伏時ベースシア係数 $_bC_u$

$_bC_u$=0.2，0.25，0.3

・柱梁耐力比 $_cM/_bM$

$_cM_u/_bM_u$=1.4

・強度率 c_i

c_i=0.6

（既存＋鉄骨枠付きブレース架構）

・弱点層の $_cC_{TU}/_bC_u$ は 1.5，1.6 とする。

図 5.2.1　　解析モデルとパラメータ

(1) 解析結果（梁の曲げ降伏時ベースシア係数 $_bC_u$ における塑性率と降伏機構）

梁の曲げ降伏時ベースシア係数 $_bC_u$ に対して，弱点層の $_cC_{TU}/_bC_u$ を 1.5，1.6 としたモデルで地震応答解析を行い層崩壊が生じるか否かにより，モード優遇係数λの適用を検討した。図 5.2.2 から図 5.2.4 に地震応答解析の結果を示す。

$_bC_u$=0.2 の場合，図 5.2.2 に示すように層崩壊率は，弱点層の $_cC_{TU}/_bC_u$=1.5 で 94%と層崩壊が生じた。$_cC_{TU}/_bC_u$=1.6 においては層崩壊率が 6%と低くなり，層崩壊の可能性は低いと判定した。

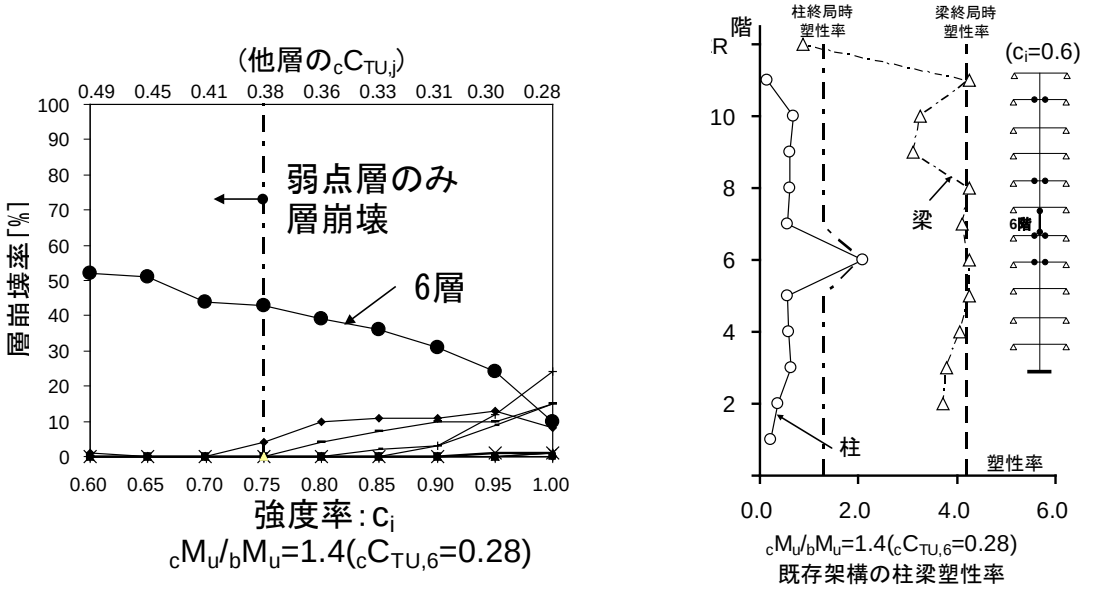
$_bC_u$=0.25 の場合，図 5.2.3 に示すように層崩壊率は，$_cC_{TU}/_bC_u$=1.5 で 2 %と層崩壊の可能性は低いと判定した。$_cC_{TU}/_bC_u$=1.6 においては層崩壊が生じなかった。

$_bC_u$=0.3 の場合，図 5.2.4 に示すように $_cC_{TU}/_bC_u$=1.5，1.6 ともに層崩壊は生じなかった。

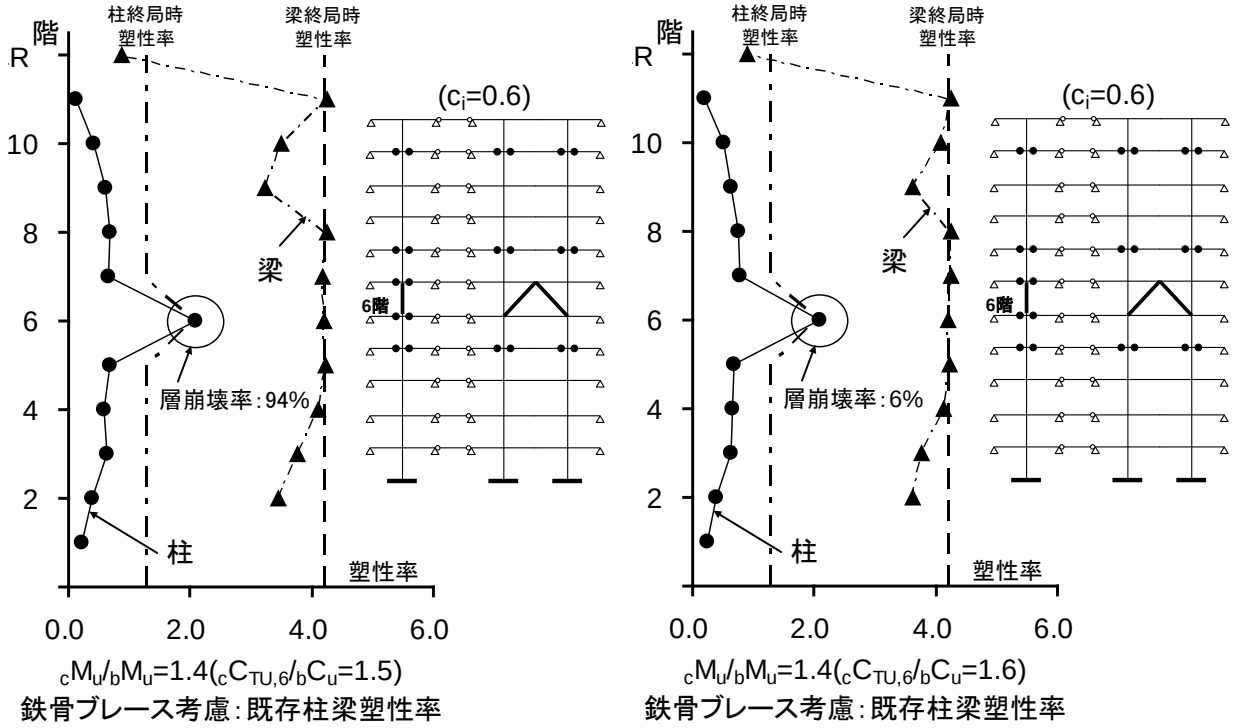
以上より，$_cM_u/_bM_u \geqq 1.4$ を満足し，柱を剛強と考え梁の曲げ降伏時のベースシア係数 $_bC_u$ において，

- $0.2 \leqq {}_bC_u < 0.25$ の場合：$_cC_{TU}/_bC_u \geqq 1.6$
- $0.25 \leqq {}_bC_u$ の場合：$_cC_{TU}/_bC_u \geqq 1.5$

を確保すれば強度率 c_i によらず層崩壊が生じないとし，保有性能基本指標 E_0 の崩壊モード形によるモード優遇係数λが適用できる。



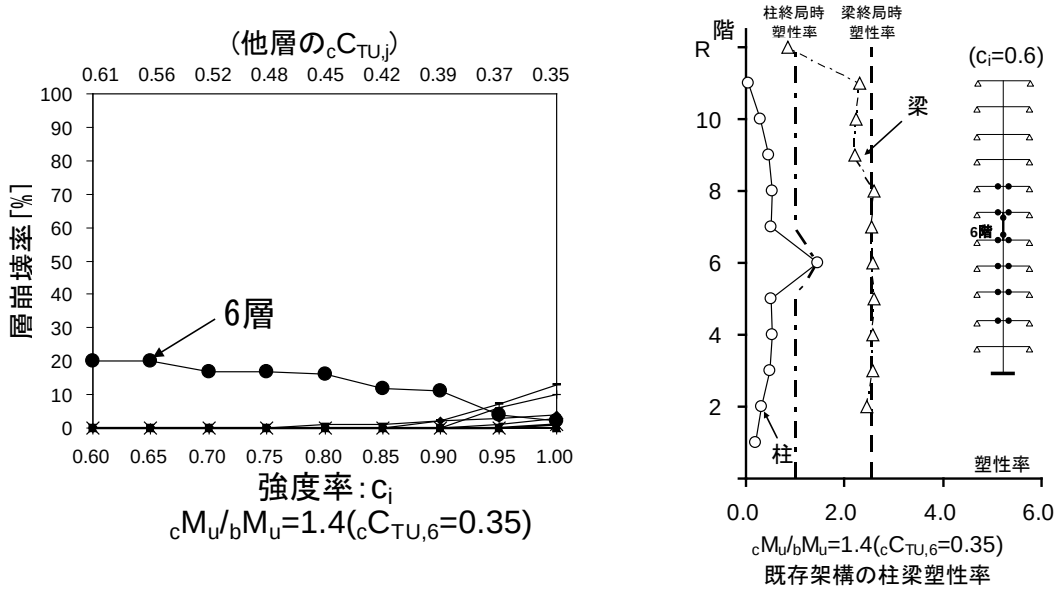
(a) 既存架構の強度率 c_i と層崩壊率の関係，および塑性率と降伏機構



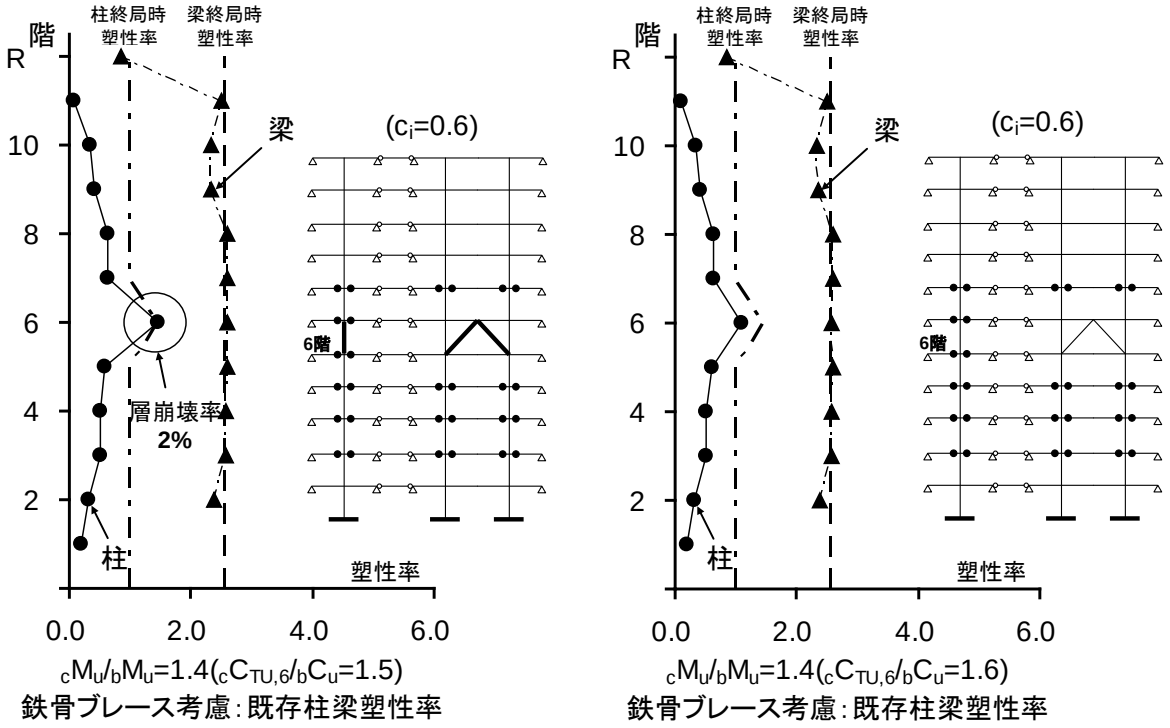
($_cC_{TU,6}/_bC_u$=1.5 の場合)　　($_cC_{TU,6}/_bC_u$=1.6 の場合)

(b) 鉄骨枠付きブレースで補強した既存柱の塑性率と降伏機構

図 5.2.2 $_bC_u$=0.2 の場合の塑性率と降伏機構



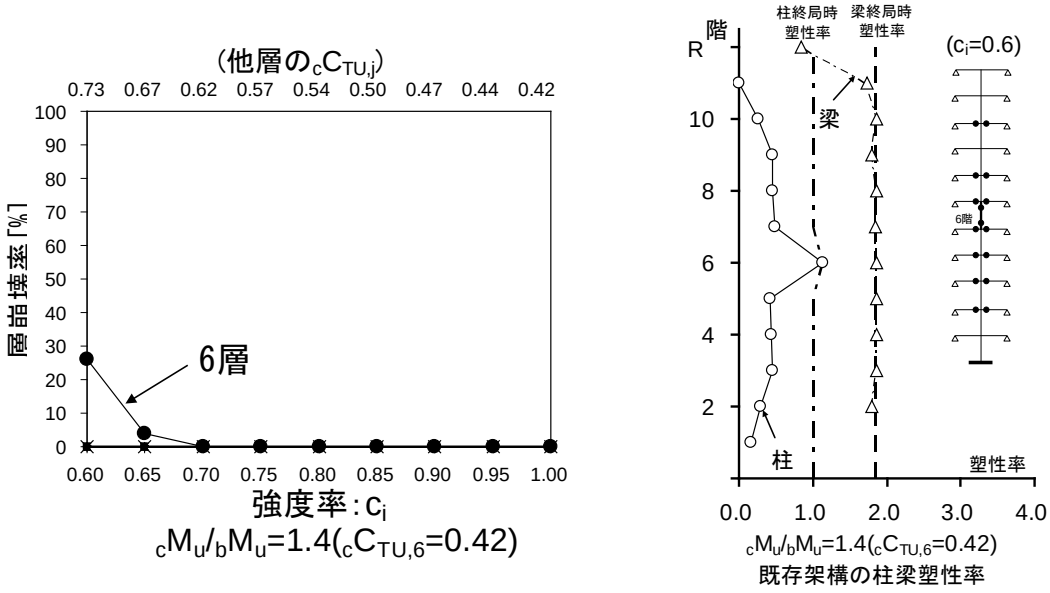
(a) 既存架構の強度率 c_i と層崩壊率の関係，および塑性率と降伏機構



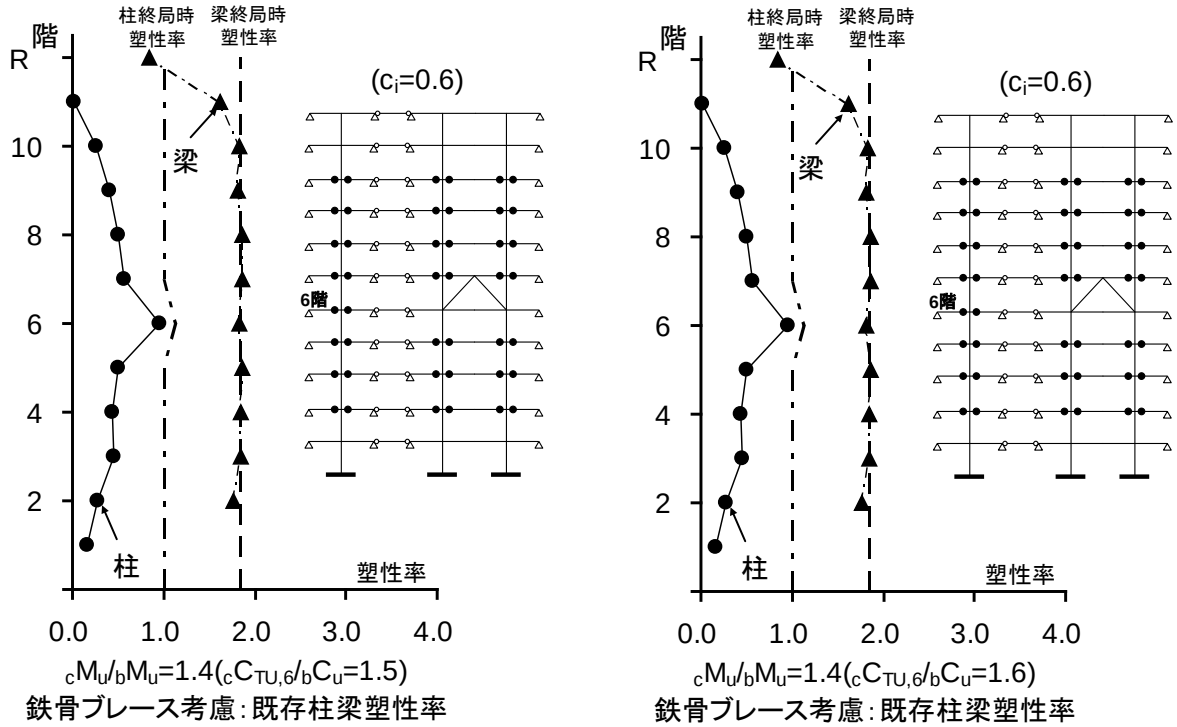
($_cC_{TU,6}/_bC_u$=1.5 の場合)　　($_cC_{TU,6}/_bC_u$=1.6 の場合)

(b) 鉄骨枠付きブレースで補強した既存柱の塑性率と降伏機構

図 5.2.3 $_bC_u$=0.25 の場合の塑性率と降伏機構



(a) 既存架構の強度率 c_i と層崩壊率の関係，および塑性率と降伏機構



($_cC_{TU,6}/_bC_u$=1.5 の場合)　　($_cC_{TU,6}/_bC_u$=1.6 の場合)

(b) 鉄骨枠付きブレースで補強した既存柱の塑性率と降伏機構

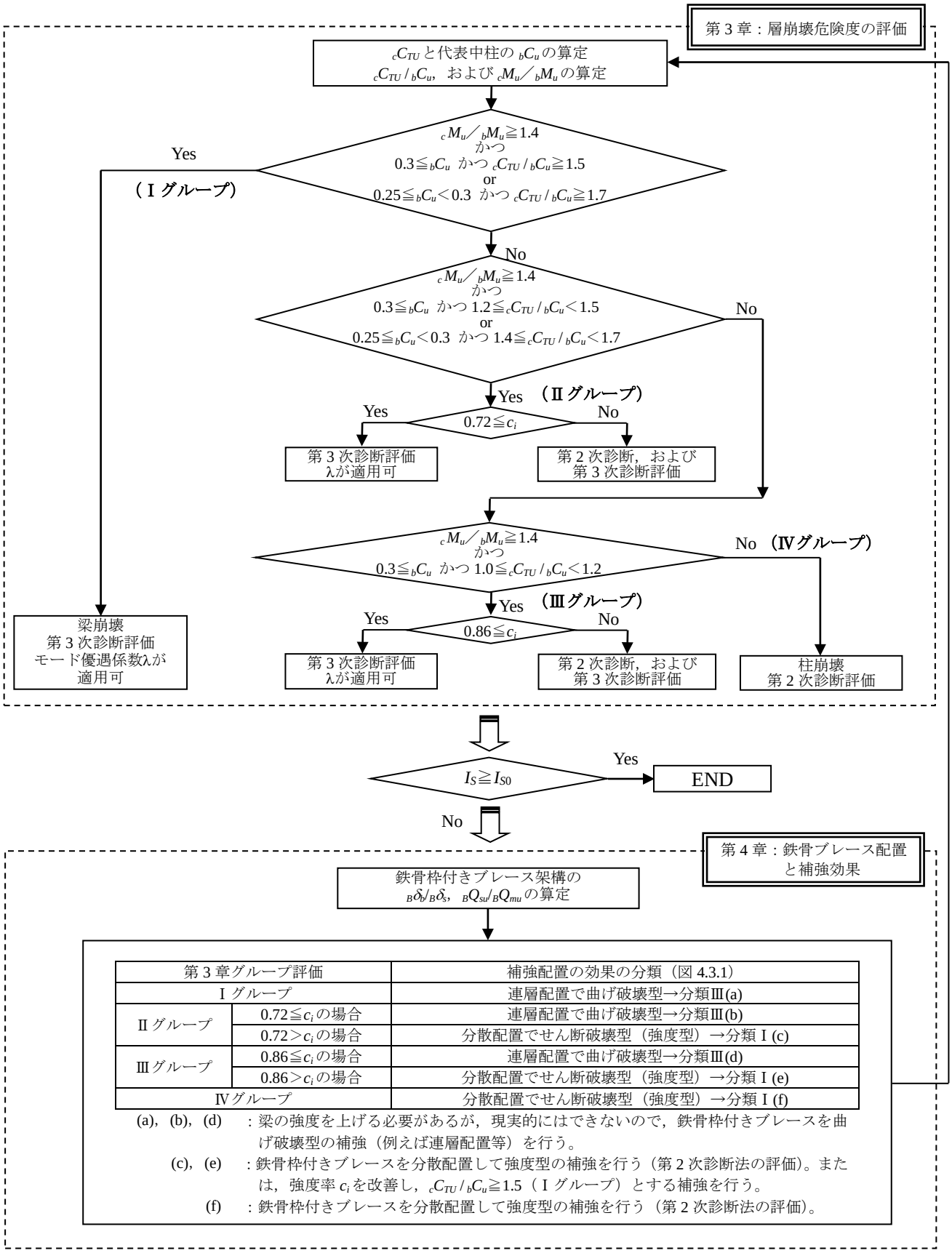
図 5.2.4 $_bC_u$=0.3 の場合の塑性率と降伏機構

5.3　中高層建物の耐震診断と補強法の提案

これからの診断，改修の対象となる中高層建物において，耐震診断を適切に行い，耐震改修を円滑に進めるために，第 3 章（図 3.4.28），第 4 章（図 4.3.1），および 5.2 節のモード優遇係数λの評価法を利用する。診断法は，図 5.3.1 のようにまとめられる。

まず，第 3 章（図 3.4.28）による層崩壊危険度の評価法では，柱梁耐力比 ${}_cM_u/{}_bM_u$ を ${}_cC_{TU}/{}_bC_u$ と読みかえることができる。すなわち，$0.3 \leqq {}_bC_u$ で ${}_cC_{TU}/{}_bC_u \geqq 1.5$ の場合には第 3 次診断法による評価とする。また，梁降伏型が保証できるとして，モード優遇係数λが適用できる。$0.3 \leqq {}_bC_u$ で $1.0 \leqq {}_cC_{TU}/{}_bC_u < 1.5$，および ${}_cM_u/{}_bM_u \geqq 1.4$ の場合は，第 3 次診断法による評価とし，${}_cC_{TU}/{}_bC_u$ に応じた強度率 c_i を満足すればλが適用できる。また，前記以外と ${}_cM_u/{}_bM_u < 1.4$ の場合には，層崩壊を想定した診断と梁崩壊を想定した診断の両方を行うことが現実的である。なお，$0.3 \leqq {}_bC_u$ で ${}_cC_{TU}/{}_bC_u < 1.0$ の場合は，層崩壊型となり第 2 次診断法により評価する。ここで，${}_bC_u$ は，既存柱を剛強と考え既存梁の曲げ降伏先行型を仮定したベースシア係数とする。また，${}_cC_{TU}$ は第 2 次診断による層の累積強度指標とする。補強前では，${}_cC_{TU}/{}_bC_u = {}_cM_u/{}_bM_u$ となり，補強後の場合は，${}_cM_u/{}_bM_u$ は変化しないが，${}_cC_{TU}$ に補強部材の強度指標を加算することで ${}_cC_{TU}/{}_bC_u$ は増加する。

次に，第 3 章の評価結果を基に第 4 章（図 4.3.1）による鉄骨枠付きブレースの配置と補強効果の分類を行い，再度，第 3 章による層崩壊危険度の評価法に戻り目標値を満足することを確認する。具体的には，第 3 章の評価結果がグループⅠの場合，グループⅡの $0.72 \leqq c_i$ の場合，およびグループⅢの $0.86 \leqq c_i$ の場合には，鉄骨枠付きブレースを連層配置した曲げ破壊型の分類Ⅲの補強が効果的である。前記以外とグループⅣの場合には，鉄骨枠付きブレースを分散配置した強度型の分類Ⅰの補強が効果的である。ただし，鉄骨枠付きブレース架構は，既存柱の引張側柱の引張降伏または，圧縮側柱が圧縮降伏し，鉄骨ブレースの軸降伏が生じない場合を全体曲げ破壊型とする。



第 3 章グループ評価		補強配置の効果の分類（図 4.3.1）
Ⅰグループ		連層配置で曲げ破壊型→分類Ⅲ(a)
Ⅱグループ	$0.72 \leqq c_i$ の場合	連層配置で曲げ破壊型→分類Ⅲ(b)
	$0.72 > c_i$ の場合	分散配置でせん断破壊型（強度型）→分類Ⅰ(c)
Ⅲグループ	$0.86 \leqq c_i$ の場合	連層配置で曲げ破壊型→分類Ⅲ(d)
	$0.86 > c_i$ の場合	分散配置でせん断破壊型（強度型）→分類Ⅰ(e)
Ⅳグループ		分散配置でせん断破壊型（強度型）→分類Ⅰ(f)

(a)，(b)，(d)　：梁の強度を上げる必要があるが，現実的にはできないので，鉄骨枠付きブレースを曲げ破壊型の補強（例えば連層配置等）を行う。

(c)，(e)　：鉄骨枠付きブレースを分散配置して強度型の補強を行う（第 2 次診断法の評価）。または，強度率 c_i を改善し，$_cC_{TU}/_bC_u \geqq 1.5$（Ⅰグループ）とする補強を行う。

(f)　：鉄骨枠付きブレースを分散配置して強度型の補強を行う（第 2 次診断法の評価）。

図5.3.1　耐震診断と補強法の検討フロー

第 5 章の参考文献

[1] 日本建築防災協会：2001 年度改訂版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針，pp84，2001

第 6 章　実建物による評価法の検討

6.1　目的

ここでは，実建物を例題として，時刻歴応答解析を行い第 5 章の「中高層建物の耐震診断と補強法の提案」の妥当性について検討する。

6.2　検討方針

一般に中高層の集合住宅は，SRC 階と RC 階の切替え階において *Is* 指標が急変する。*Is* 指標が 0.6 を下回るのは切替え階もしくは，その直上階近辺に集中しており，他の階は *Is* 指標が 0.6 を上回る場合が多くなっている。検討対象とした建物は，構造形式が異なる中高層集合住宅（15 層）の実建物である。検討対象は桁行方向とし，第 5 章の「中高層建物の耐震診断と補強法の提案」に基づき $Is \geqq 0.6$ となるように耐震補強した建物において，時刻歴応答解析により，特定層への損傷集中の可能性について検討する。

検討項目を以下に示す。

【検討項目】

① 耐震診断基準に準じて，現状建物の第 2 次診断における I_S 指標を算出すると共に，強度率を算出する。
② 桁行方向の代表的な中柱を取り出し，柱梁耐力比の検討を行う。
③ 第 5 章の耐震診断と補強法の提案を基に耐震補強計画を行なう。
④ 建物全体による部材レベルの時刻歴応答解析により，目標値を満足すると共に特定層に変形集中が生じないことを確認する。

6.3　耐震診断の検討

(1)　検討対象の建物概要

検討対象とした実建物は，1972 年に施工された 15 階建ての集合住宅である。3 種類の構造種別により形成されており，1～7 階が SRC 造の充腹型，8～11 階が SRC 造の非充腹型（ラチス），と充腹型の混在，12～15 階は RC 造となっている。また，平面形状は中央部が吹き抜けとなるロ字型の整形な形状である。なお，1 階には集会室等の施設があり，一部がピロティ架構となっている。

・所 在 地　　神奈川県
・構造規模　　鉄骨鉄筋コンクリート造，地上 15 階，塔屋 1 階
　　建築面積 3,600 m^2，延床面積 51,000 m^2，軒高 42.5 m
・用　　途　　共同住宅
・竣 工 年　　1972 年
・構造種別　　1～7階：SRC造充腹，8～11階がSRC造の非充腹型，12～15階はRC造



写真 6.3.1　対象建物の概観写真

図 6.3.1，図 6.3.2 に 1 階および基準階伏図，図 6.3.3～図 6.3.5 に各軸組図，柱リスト，および大梁リストを表 6.3.4，表 6.3.5 に示す。
また，表 6.3.1～表 6.3.3 に材料強度の一覧を示す。

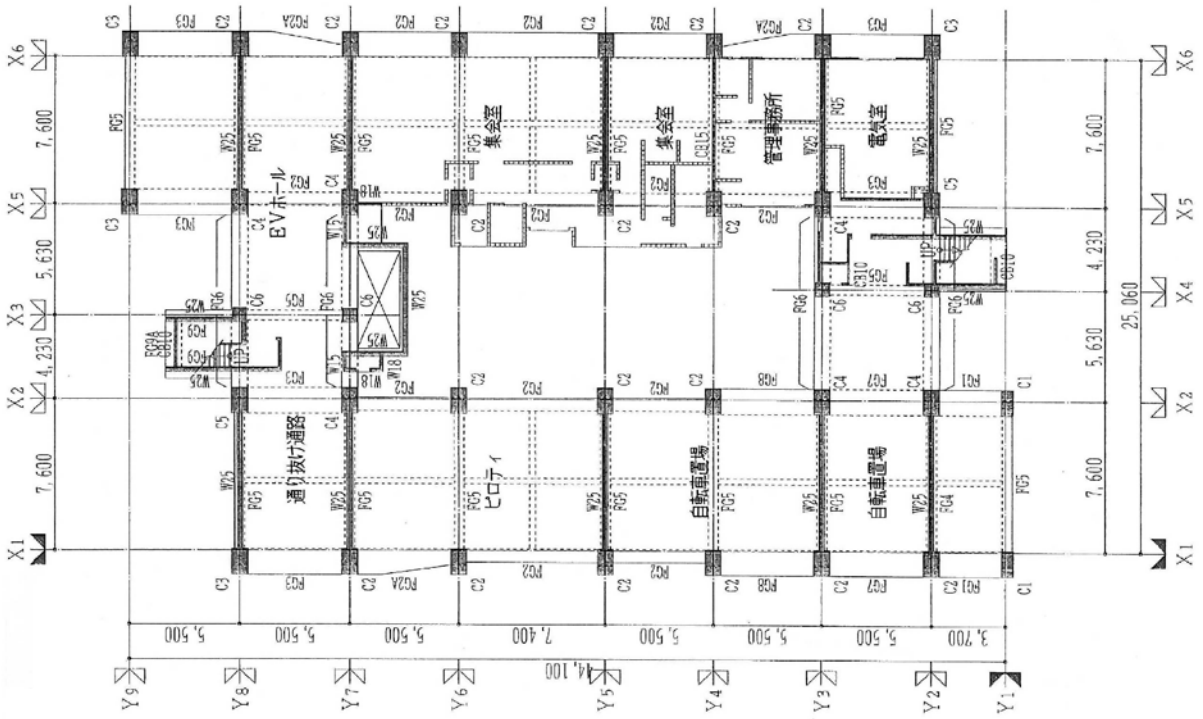


図 6.3.1　1 階伏図

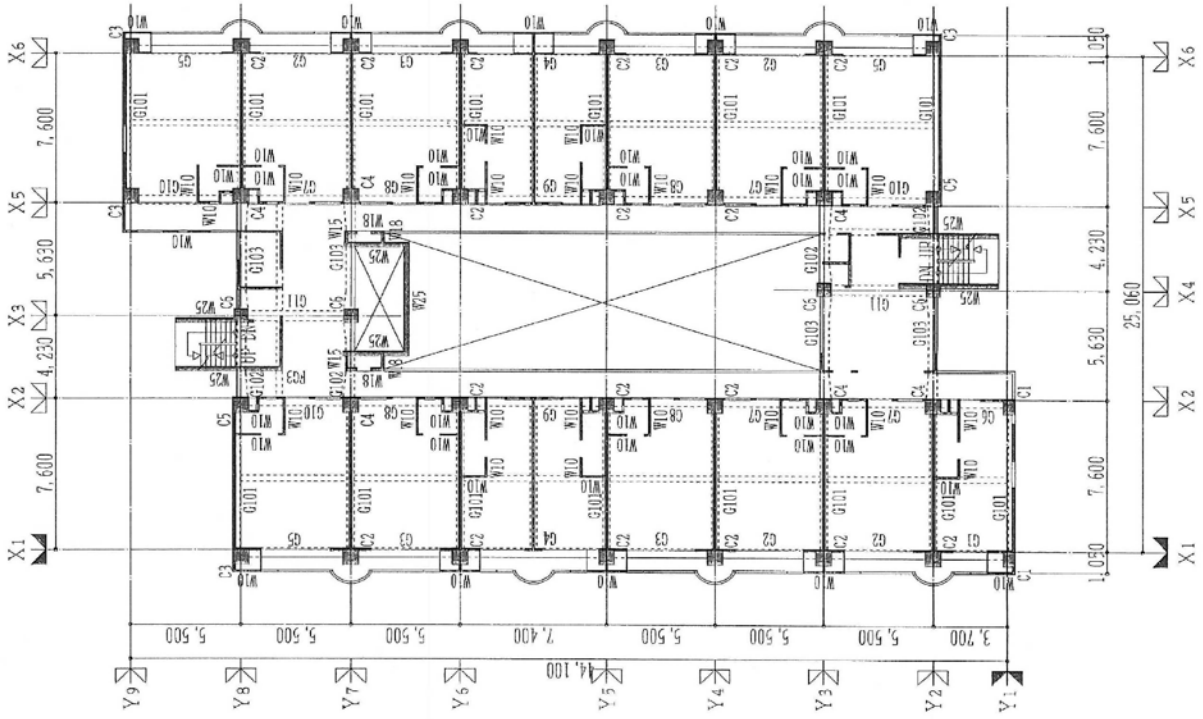


図 6.3.2　基準階伏図

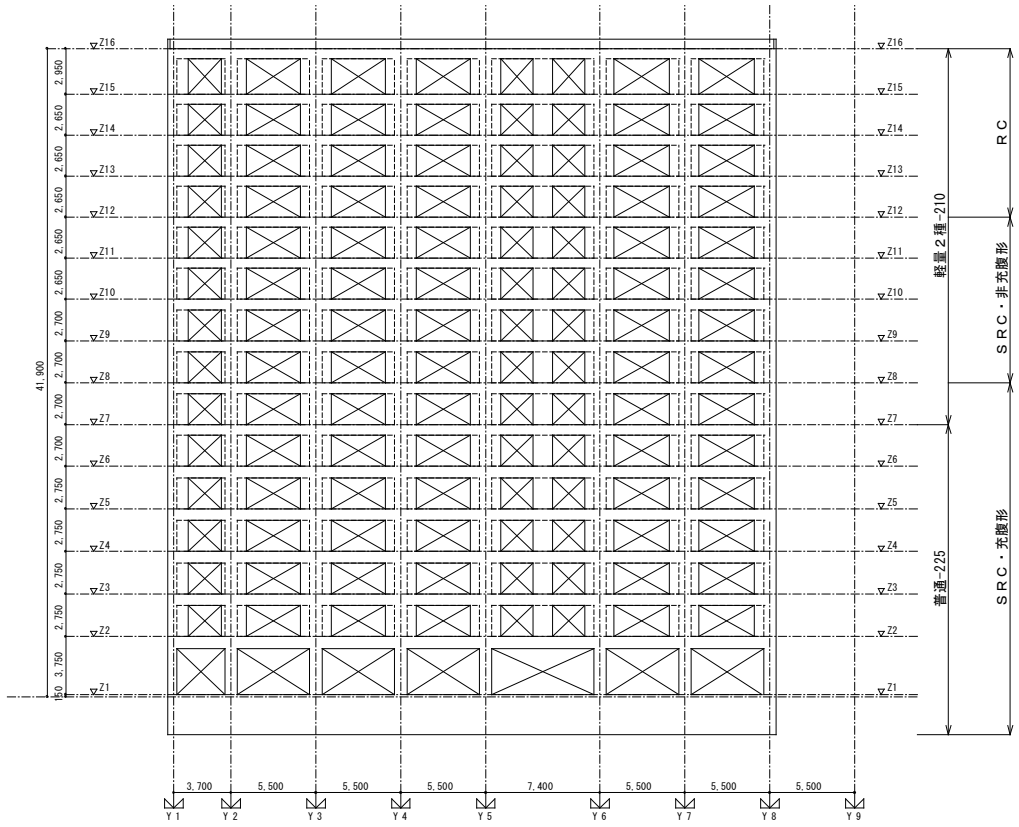


図 6.3.3　X1 通り軸組図

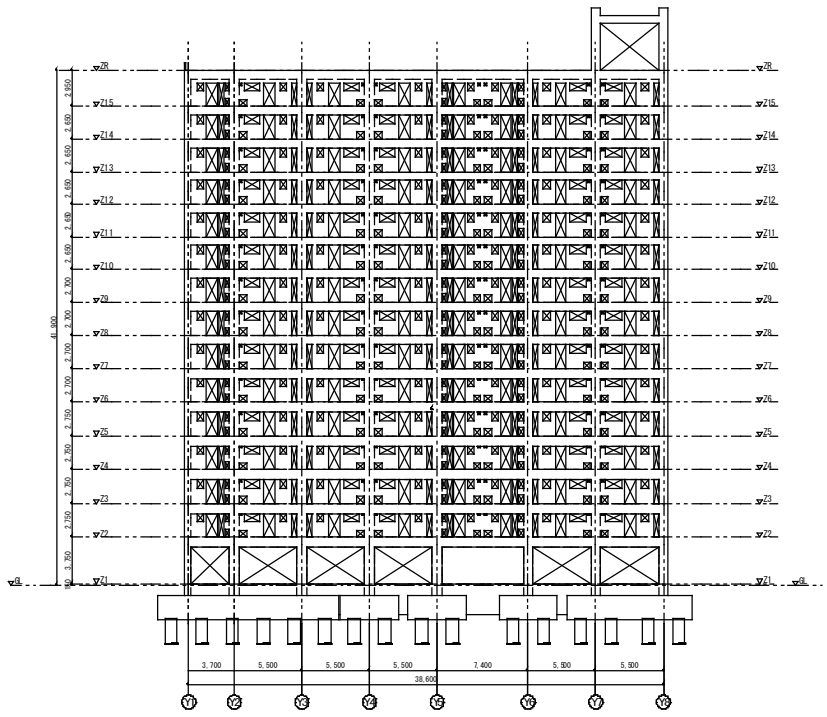


図 6.3.4　X2 通り軸組図

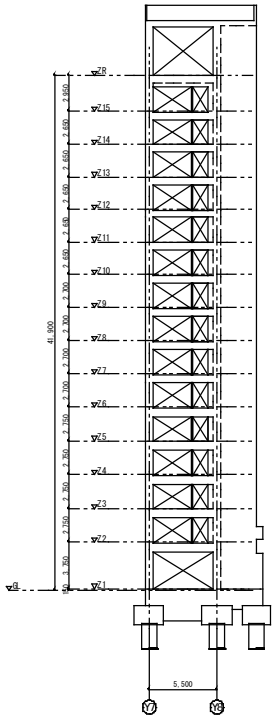


図 6.3.5　X3 通り軸組図

表 6.3.1 コンクリート

階	ｺﾝｸﾘｰﾄ種別	設計基準強度 kgf/cm²	圧縮試験強度		採用強度
			kgf/cm²	N/mm²	N/mm²
7 階柱以上	軽量 2 種ｺﾝｸﾘｰﾄ	210	280.5	27.5	27.5
基礎～7 階床	普通ｺﾝｸﾘｰﾄ	225	212.7	20.9	20.9

表 6.3.2　鉄筋

使用部位	鉄筋径，種別	採用強度	材料種別
主筋	D19 以上	394 N/mm²	SD35(SD345)
せん断補強筋	D10～D13	344 N/mm²	SD30(SD295)
	9φ	294 N/mm²	SR24(SR235)
壁筋，スラブ筋	D10～D13	344 N/mm²	SD30(SD295)
	9φ	294 N/mm²	SR24(SR235)
開口部補強筋	D10～D16	344 N/mm²	SD30(SD295)

表 6.3.3　鉄骨

階	使用部位	採用強度	材料種別
1～11 階	フランジ	357 N/mm²	SM50A(SM490A)
12 階以上	フランジ	357 N/mm²	SM50A(SM490A)
Y(桁行)方向	大梁端部	357 N/mm²	SM50A(SM490A)
―	上記以外	258 N/mm²	SS41(SS400)

表 6.3.4　代表的な柱リスト

	構造	階		C_2	C_4
柱	RC	15	B×D	500×800	500×800
			主筋	6-D22+4-D19	6-D25+4-D19
			帯筋	□-9φ@100	□-9φ@100
			鉄骨:X方向	―	H-600×125×6×6
	SRC	8	B×D	600×800	600×800
			主筋	6-D25+4-D19	6-D25+4-D19
			鉄骨:X方向	2T-125×6, ラチスPL-125×6	H-600×125×6×6
			帯筋	□-D10,D13@100	□-D10,D13@90
		1(柱脚)	B×D	1300×800	1300×800
			主筋	18-D25+6-D22	18-D25+6-D19
			鉄骨:X方向	H-600×300×6×19	H-600×300×6×19
			帯筋	□-D10,D13@100-150	□-D10@100-150

表 6.3.5　代表的な大梁リスト

	構造	階		G_1			G_4	
				外端	中央	内端	端部	中央
大梁	RC	R	B×D	350×650			350×650	
			上端筋	2-D25	2-D25	2-D25	3-D25	2-D25
			下端筋	2-D25	2-D25	2-D25	2-D25	3-D25
			スターラップ	□-9φ@200			□-9φ@200	
	SRC	7	B×D	400×700			400×700	
			上端筋	4-D25	2-D25	2-D25	4-D25	2-D25
			下端筋	3-D25	2-D25	2-D25	3-D25	2-D25
			鉄骨:X方向	F.PL-175×19	T-150×9	F.PL-170×22	F.PL-170×28	T-150×12
				W.PL-9	L.PL-150×9	W.PL-9	W.PL-9	L.PL-150×9
			スターラップ	□-13φ@200			□-13φ@200	
		2	B×D	450×800			450×800	
			上端筋	3-D25	2-D25	2-D25	4-D25	2-D25
			下端筋	3-D25	2-D25	2-D25	3-D25	2-D25
			鉄骨:X方向	F.PL-220×19	T-200×16	F.PL-220×22	F.PL-220×28	T-200×16
				W.PL-9	L.PL-150×9	W.PL-9	W.PL-9	L.PL-210×9
			スターラップ	□-13φ@200			□-13φ@200	

(2)　耐震診断の方針

耐震診断は，RC 造，SRC 造診断基準に準じて行う。下記に仮定条件を示す。

①診断次数は第 2 次診断法とする。

②保有性能基本指標(E_0)の算出の際に用いる高さ方向の補正係数は，A_i 分布の逆数を用いる。

③形状指標（S_D）の算出の際の項目ℓ（平面剛性），n（立面剛性）は偏心率，剛性率を用いる。

④経年指標（T）は便宜上，T=1.0 とする。

⑤RC 造から SRC 造に切り替わる位置での柱脚部の終局耐力，および F 指標は，RC 造として評価する。

表 6.3.6 に建物重量一覧，表 6.3.7 に形状指標算出結果を示す。

ここで，本建物における目標値となる構造耐震判定指標 I_{S0} は，SRC 診断基準に基づき以下のように設定した。

$I_{S0}=Es\cdot Z\cdot G\cdot U$

Es：耐震判定基本指標で，第 2 次，3 次診断用として $E_s=0.6$ とする。

Z ：地域指標で，建築基準法･同施行令に示される地域係数の値を採用することとし，本建物に対して $Z=1.0$ とする。

G：地盤指標で，敷地の表層地盤の増幅特性，地形効果などによる補正係数であるが，本建物に対して $G=1.0$ とする。

U：用途指標で，重要度係数など，建物の用途などによる補正係数であるが，本建物に対して $U=1.0$ とする。

以上により，本建物に対して

$I_{S0}=0.6\times1.0\times1.0\times1.0=0.6$ とする。

本建物の耐震性の判定は，耐震診断の結果得られる構造耐震指標 I_S 及び $C_{TU}\cdot S_D$ の値を用い，次式による。

$I_S\geqq I_{S0}$

$C_{TU}\cdot S_D\geqq 0.25Z\cdot G\cdot U$　[充腹型鉄骨内蔵]

$C_{TU}\cdot S_D\geqq 0.30Z\cdot G\cdot U$　[RC 造]

上式を満足する場合に，本建物は「安全である（想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している）」と判断し，そうでない場合には，「耐震性に疑問あり」とする。

表6.3.6　建物重量一覧

階	W(tf)	ΣW(tf)	W(kN)	ΣW(kN)	α	Ａｉ	Af(m2)	W/Af	ｺﾝｸﾘｰﾄ種別	構造種別
15	951.6	951.6	9332	9332	0.069	2.784	891.7	10.46	軽量２種 Lc-21	ＲＣ＋SRC充腹
14	764.1	1715.7	7493	16825	0.124	2.294	891.7	8.40		
13	748.6	2464.3	7341	24167	0.178	2.044	891.7	8.23		
12	751.6	3215.9	7371	31537	0.233	1.877	891.7	8.27		
11	765.9	3981.8	7511	39048	0.288	1.751	891.7	8.42		SRC非充腹＋SRC充腹
10	770.4	4752.2	7555	46603	0.344	1.649	891.7	8.47		
9	796.8	5549.0	7814	54417	0.402	1.561	891.7	8.76		
8	811.1	6360.1	7954	62371	0.461	1.483	891.7	8.92		
7	817.1	7177.2	8013	70384	0.520	1.414	891.7	8.99		SRC充腹
6	981.8	8159.0	9628	80012	0.591	1.339	891.7	10.80	普通 Fc-22.5	
5	1075.8	9234.8	10550	90562	0.669	1.264	891.7	11.83		
4	1084.2	10319.0	10632	101195	0.747	1.195	891.7	11.92		
3	1088.1	11407.1	10671	111865	0.826	1.131	891.7	11.97		
2	1097.5	12504.6	10763	122628	0.906	1.069	891.7	12.07		
1	1301.9	13806.5	12767	135396	1.000	1.000	891.7	14.32		

表6.3.7 形状指標算出結果

耐震診断規準のＳＤ指標算定項目　*I*　及び　ｎ　に代えて偏心率(Ｆｅ)及び剛性率(Ｆｓ)を用いる。この場合、項目ａ，ｉ，ｊのグレードを1.0として算定する。

なお、偏心率(Ｆｅ)及び剛性率(Ｆｓ)は前掲の一貫計算ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑにより算定する。

・２次診断用ＳＤ指標［　Ｘ・Ｙ方向共通　］　　ｸﾞﾚｰﾄﾞ欄の＊部分は1/Fesを採用するため、1.0とした。

	項目	計算値	ｸﾞﾚｰﾄﾞ	R(ﾚﾝｼﾞ 調整係数)		q(ａ～ｋ)
				R1i	R2i	２次用
a	整形性	0.00	1.0 ＊	1.0	0.5	1.000
b	辺長性	1.76	1.0	0.5	0.25	1.000
c	くびれ	なし	1.0	0.5	0.25	1.000
d	ｴｷｽﾊﾟﾝｼｮﾝ･ｼﾞｮｲﾝﾄ	なし	1.0	0.5	0.25	1.000
e	吹抜	なし	1.0	0.5	0.25	1.000
f	吹抜の偏在	なし	1.0	0.25	0	1.000
g	その他	ー	1.0	0.5	0.25	1.000
h	地下室の有無	なし	0.8	1.0	1.0	1.000
i	層高の均等性	0.73	1.0 ＊	0.5	0.25	1.000
j	ピロティの有無	ﾋﾟﾛﾃｨなし	1.0 ＊	0.5	0.25	1.000
k	その他	ー	1.0	0.5	0.25	1.000
						SD2(a-K)
						1.000

＊1：　44.10/25.06 =1.760

＊2：　2.75/3.75 = 0.733

・２次診断用の形状指標（ＳＤ２）の算定

［　Ｘ方向　］

階	SD2(a-K)	1/Fe	1/Fs	SD2
15	1.000	1.000	1.000	1.000
14	1.000	1.000	1.000	1.000
13	1.000	1.000	1.000	1.000
12	1.000	1.000	1.000	1.000
11	1.000	1.000	1.000	1.000
10	1.000	1.000	1.000	1.000
9	1.000	1.000	1.000	1.000
8	1.000	1.000	1.000	1.000
7	1.000	1.000	1.000	1.000
6	1.000	1.000	1.000	1.000
5	1.000	1.000	1.000	1.000
4	1.000	1.000	1.000	1.000
3	1.000	1.000	1.000	1.000
2	1.000	1.000	1.000	1.000
1	1.000	1.000	1.000	1.000

(3)　現状建物の耐震診断結果

SRC診断基準に準拠して現状建物の第2次診断を実施した。表6.3.8には第2次診断による構造耐震指標I_S結果一覧を示し，表6.3.9に柱梁耐力比および強度率の算定結果を示す。

表6.3.8より，すべての階で曲げ部材とせん断部材が混在する破壊形式となるが，層の終局限界はせん断破壊部材で決定される。したがって，靭性限界F_uは，1～7階のSRC造の内蔵鉄骨が充腹型の場合で1.27となり，8階以上のSRC造の内蔵鉄骨が非充腹型の階，およびRC造階では1.0となる。構造耐震指標I_Sの最小値は，構造形式がSRC造の充腹型から非充腹型に切り替わる8階で0.44となり，8階以上は目標値となるI_{S0}=0.6を満足しない結果となった。なお, SRC造の充腹型の1～7階はI_{S0}=0.6を上回る結果となった。

表 6.3.9 より，累積強度指標 C_{TU} は，概ね 0.5 程度となる。強度率については，平均値で 1.00 となる。柱梁耐力比は，SRC 造の充腹型の 1～7 階で ${}_cM_u/{}_bM_u$=1.5 程度となり，上層の RC 造階では，${}_cM_u/{}_bM_u$=1.2 程度となる。ここで，梁曲げ降伏先行型を仮定したベースシア係数 ${}_bC_u$ は，第 3 章 3.3 節で ${}_bC_u$ を解析因子として任意の値として定め, 外力分布を A_i 分布と仮定した線形応力解析結果に基づき各階の梁強度を算定している。ここでは，図 6.3.6 に示すように ${}_bC_u$ を以下の手順で算定する。

（${}_bC_u$ の算定手順）

①代表的な中柱とその柱に取り付く梁を取り出した魚骨形の架構を想定する。

②上記架構の i 層における支配面積に基づく地震力算定用重量（以下,「支配地震力算定用重量」と呼ぶ）W_i を算定する。

③各層の梁降伏時の節点モーメント $\Sigma {}_bM_i$ を算定する。

④梁降伏時の節点モーメント $\Sigma {}_bM_i$ を上下の柱に分配する。なお, 分配率は 1/2 ずつ上下に振り分ける。

⑤柱に振り分けた節点モーメントより，梁降伏時の柱せん断力 ${}_cQ_{bu,i}$ を算定する。

⑥梁降伏時の i 層柱のせん断力係数 ${}_bC_{TU,i}$ を ${}_bC_{TU,i}={}_cQ_{bu,i}/(A_i \cdot \Sigma W_i)$ として定める。

⑦梁降伏先行型を仮定したベースシア係数 ${}_bC_u$ を ${}_bC_u=\min[{}_bC_{TU,1}, \cdots {}_bC_{TU,n}]$ として定める。

表 6.3.9 に算定結果を示す。同表より，梁降伏先行型を仮定したベースシア係数 ${}_bC_u$ の最小値は，X2-Y2 柱で 0.327 となり，X2-Y3 柱は 0.302 となった。

表 6.3.8　第 2 次診断による現状建物の構造耐震指標 I_S 結果一覧

階	C_{TU}	F	E_0	S_D	T	I_S	$C_{TU}S_D$	判定
15	0.67	1.20	0.798	1.00	1.00	0.80	0.67	OK
14	0.55	1.00	0.550	1.00	1.00	0.55	0.55	NG
13	0.47	1.00	0.470	1.00	1.00	0.47	0.47	NG
12	0.45	1.00	0.450	1.00	1.00	0.45	0.45	NG
11	0.52	1.00	0.520	1.00	1.00	0.52	0.52	NG
10	0.47	1.00	0.470	1.00	1.00	0.47	0.47	NG
9	0.46	1.00	0.460	1.00	1.00	0.46	0.46	NG
8	0.44	1.00	0.440	1.00	1.00	0.44	0.44	NG
7	0.53	1.27	0.673	1.00	1.00	0.67	0.53	OK
6	0.51	1.27	0.648	1.00	1.00	0.65	0.51	OK
5	0.49	1.27	0.622	1.00	1.00	0.62	0.49	OK
4	0.49	1.27	0.622	1.00	1.00	0.62	0.49	OK
3	0.49	1.27	0.622	1.00	1.00	0.62	0.49	OK
2	0.48	1.27	0.610	1.00	1.00	0.61	0.48	OK
1	0.48	1.27	0.610	1.00	1.00	0.61	0.48	OK

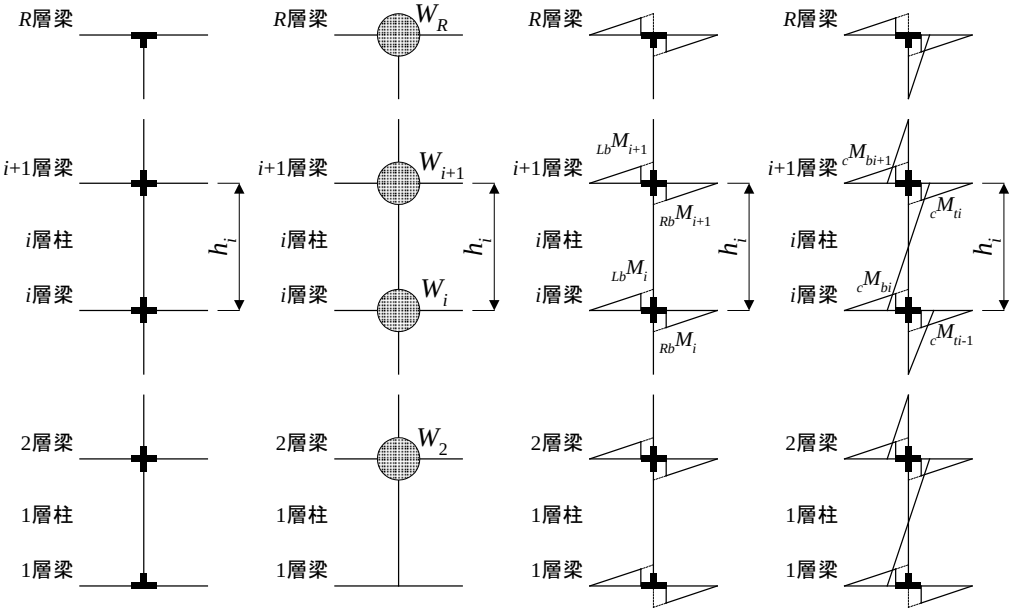


図 6.3.6　　梁降伏先行型を想定したベースシア係数 $_bC_u$ の算定

表 6.3.9　現状建物の柱梁耐力比および強度率

(a) X2-Y2 柱

階	C_{TU}	$_bC_u$	$_cM_u/_bM_u$ $(C_{TU}/_bC_u)$	強度率:c_i
15	0.67	0.40	1.68	1.34
14	0.55	0.32	1.72	1.10
13	0.47	0.32	1.47	0.94
12	0.45	0.32	1.41	0.90
11	0.52	0.32	1.63	1.04
10	0.47	0.32	1.47	0.94
9	0.46	0.31	1.48	0.92
8	**0.44**	**0.31**	**1.42**	**0.88**
7	0.53	0.33	1.62	1.06
6	0.51	0.33	1.53	1.02
5	0.49	0.32	1.53	0.98
4	0.49	0.32	1.53	0.98
3	0.49	0.32	1.53	0.98
2	0.48	0.31	1.55	0.96
1	0.48	0.31	1.55	0.96
平均値:	0.50			

(b) X2-Y3 柱

階	C_{TU}	$_bC_u$	$_cM_u/_bM_u$ $(C_{TU}/_bC_u)$	強度率:c_i
15	0.67	0.40	1.68	1.34
14	0.55	0.32	1.72	1.10
13	0.47	0.32	1.47	0.94
12	0.45	0.32	1.41	0.90
11	0.52	0.32	1.63	1.04
10	0.47	0.32	1.47	0.94
9	0.46	0.31	1.48	0.92
8	**0.44**	**0.31**	**1.42**	**0.88**
7	0.53	0.30	1.75	1.06
6	0.51	0.31	1.66	1.02
5	0.49	0.32	1.53	0.98
4	0.49	0.32	1.53	0.98
3	0.49	0.32	1.53	0.98
2	0.48	0.32	1.50	0.96
1	0.48	0.31	1.55	0.96
平均値:	0.50			

(4)　補強計画および補強後診断結果

第 5 章の耐震診断と補強法の提案を基に耐震補強計画を行なう。図 6.3.7 には補強前の X2-Y2 柱，および X2-Y3 柱の弱点層の $_cM_u/_bM_u$ と $_bC_U$ の関係を示した。その結果，X2-Y2，Y3 柱は評価法のⅡグループに分類される。したがって，図 6.3.8 の検討フローに示すようにすべての層で $_cM_u/_bM_u \geqq 1.4$ となり，1 階から 7 階の $_cC_{TU}/_bC_u$ が 1.5 以上となっているため，補強対象の 8 階以上を $_cC_{TU}/_bC_u \geqq 1.5$ となるような強度を向上させる補強計画とする。補強後の耐震性能の確認は，第 2 次診断法，および第 3 次診断法の両診断法により行う。具体的には，補強対象階の SRC 造の内臓鉄骨が充腹型から非充腹型に切り替わる 8 階以上に鉄骨枠付きブレースを分散配置させた。図 6.3.9，および図 6.3.10 に補強前後の I_S 指標，および補強前後の強度率を示した。また，図 6.3.11 に補強伏図，図 6.3.12 には補強軸組図を示す。

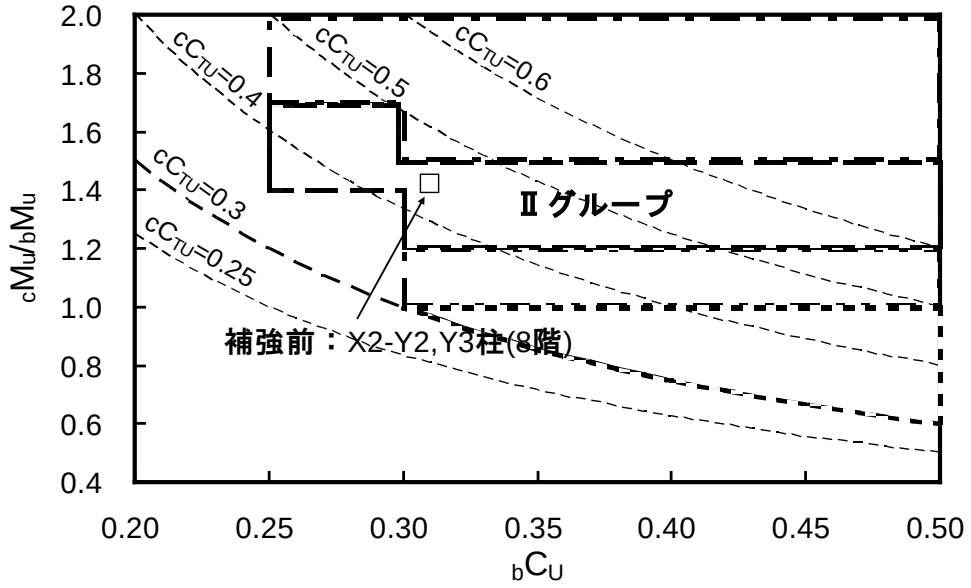
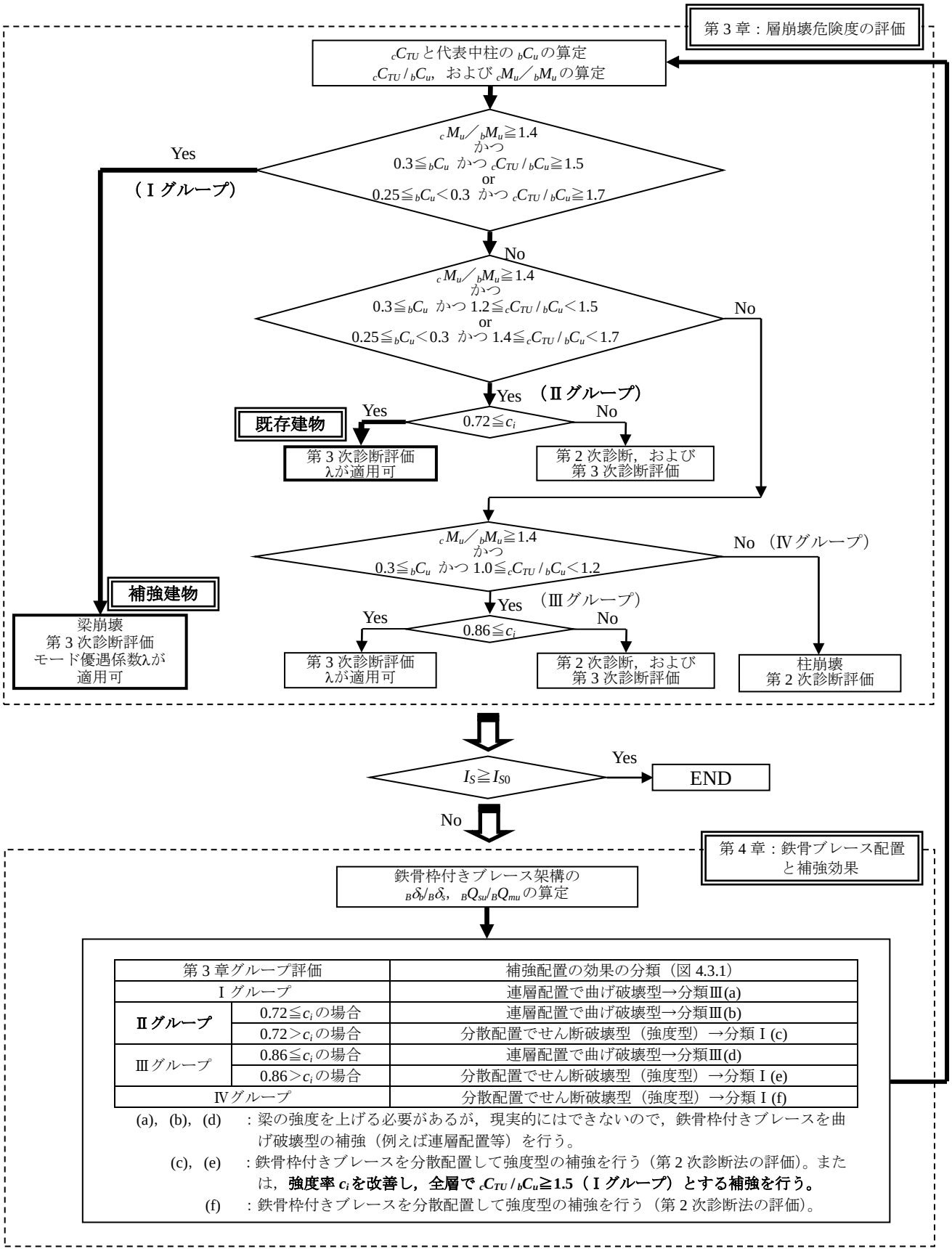


図 6.3.7　耐震診断結果（現状建物）による $_cM_u/_bM_u$ と $_bC_U$ に応じた c_i の関係

補強建物の耐震性能は以下の通りである。

- $_cC_{TU}/_bC_u$ は鉄骨枠付ブレース補強を行うことで，表 6.3.10 に示すようにすべての階で 1.5 以上となった。また，図 6.3.11 に示すように補強後の建物はⅠグループとなる。
- 図 6.3.9 より第 2 次診断法の結果では，9 階，10 階，および 13 階で目標値（I_{S0}=0.6）を下回るが，第 3 次診断結果では，モード優遇係数が適用できるため I_S 指標はすべての層で I_{S0}=0.6 を上回り，I_S 指標の高さ方向の分布もバランスの良い結果を示している。
- 図 6.3.10 より，補強建物の強度率については，補強を行った 8 階以上は強度が向上し 1.0 以上と大きな値を示した。一方，補強を行なわない 7 階以下は，補強前と比較して，強度率は小さくなり，8 階を境に上下層逆の強度分布は示すが，強度率は 0.8 以上を確保している。



第 3 章グループ評価		補強配置の効果の分類（図 4.3.1）
Ⅰグループ		連層配置で曲げ破壊型→分類Ⅲ(a)
Ⅱグループ	$0.72 \leqq c_i$ の場合	連層配置で曲げ破壊型→分類Ⅲ(b)
	$0.72 > c_i$ の場合	分散配置でせん断破壊型（強度型）→分類Ⅰ(c)
Ⅲグループ	$0.86 \leqq c_i$ の場合	連層配置で曲げ破壊型→分類Ⅲ(d)
	$0.86 > c_i$ の場合	分散配置でせん断破壊型（強度型）→分類Ⅰ(e)
Ⅳグループ		分散配置でせん断破壊型（強度型）→分類Ⅰ(f)

(a)，(b)，(d)　：梁の強度を上げる必要があるが，現実的にはできないので，鉄骨枠付きブレースを曲げ破壊型の補強（例えば連層配置等）を行う。

(c)，(e)　：鉄骨枠付きブレースを分散配置して強度型の補強を行う（第 2 次診断法の評価）。または，**強度率 c_i を改善し，全層で ${}_cC_{TU}/{}_bC_u \geqq 1.5$（Ⅰグループ）とする補強を行う。**

(f)　：鉄骨枠付きブレースを分散配置して強度型の補強を行う（第 2 次診断法の評価）。

図 6.3.8　耐震診断と補強法の検討フロー

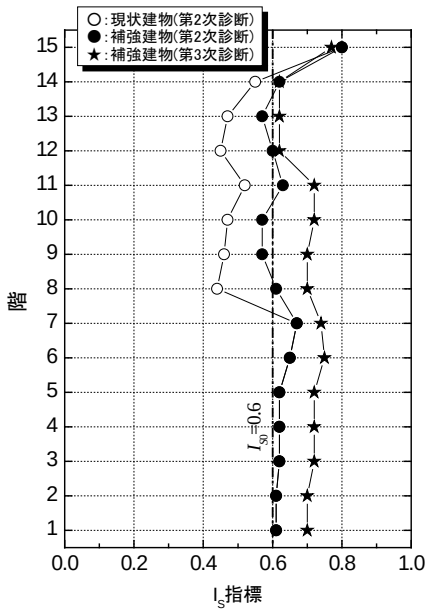


図 6.3.9　補強前後の I_S 指標の比較

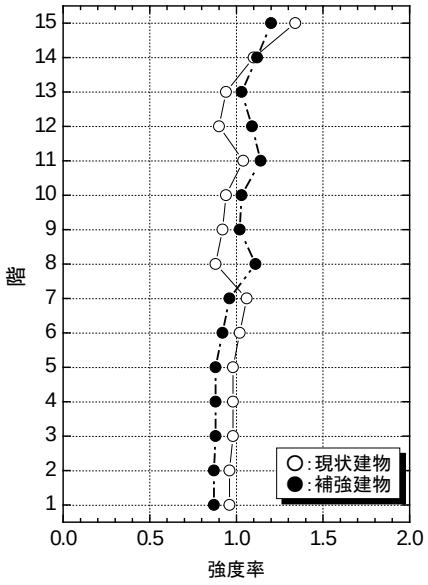


図 6.3.10　補強前後の強度率の比較

表 6.3.10　補強建物の柱梁耐力比および強度率

階	C_{TU}	${}_bC_u$	${}_cM_u/{}_bM_u$	$C_{TU}/{}_bC_u$	強度率:c_i
15	0.67	0.40	1.68	1.66	1.20
14	0.62	0.32	1.72	1.94	1.12
13	0.57	0.32	1.47	1.79	1.03
12	0.60	0.32	1.41	1.89	1.09
11	0.63	0.32	1.63	1.98	1.14
10	0.57	0.32	1.47	1.79	1.03
9	0.57	0.32	1.48	1.77	1.02
8	**0.61**	**0.31**	**1.42**	**1.98**	**1.11**
7	0.53	0.33	1.62	1.62	0.96
6	0.51	0.33	1.53	1.53	0.92
5	0.49	0.32	1.53	1.53	0.88
4	0.49	0.32	1.53	1.53	0.88
3	0.49	0.32	1.53	1.53	0.88
2	0.48	0.31	1.55	1.55	0.87
1	0.48	0.31	1.55	1.55	0.87

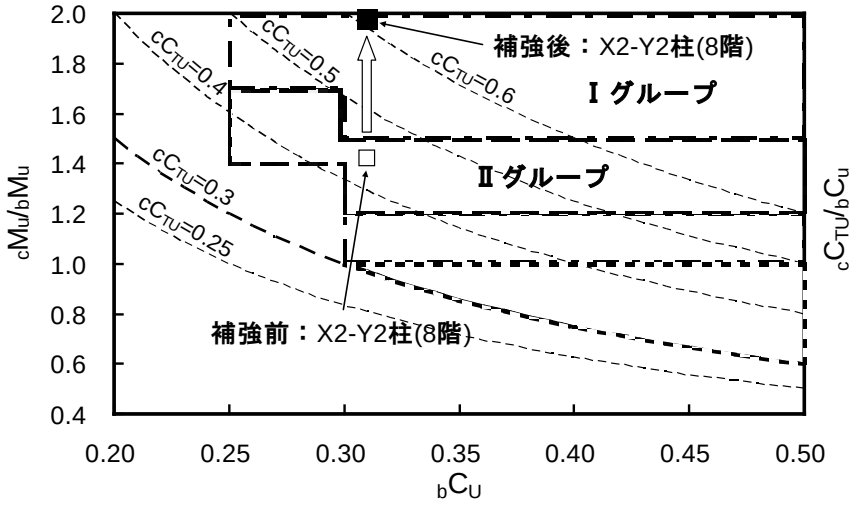


図 6.3.11　耐震診断結果（補強建物）による ${}_cM_u/{}_bM_u$ と ${}_bC_U$ に応じた c_i の関係

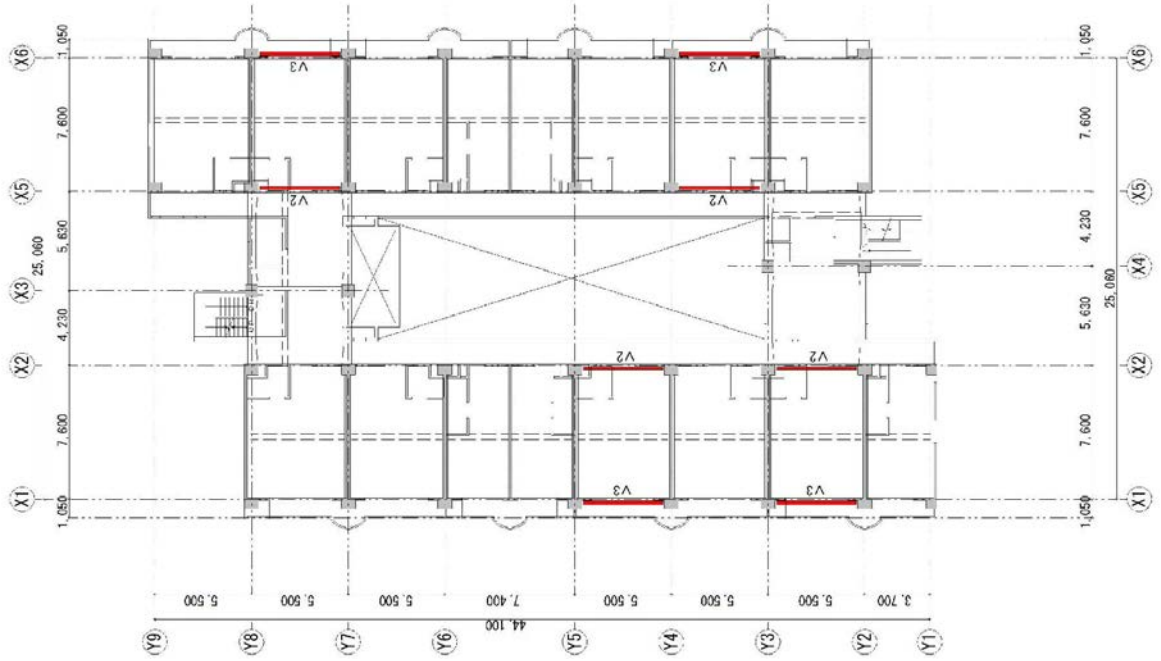
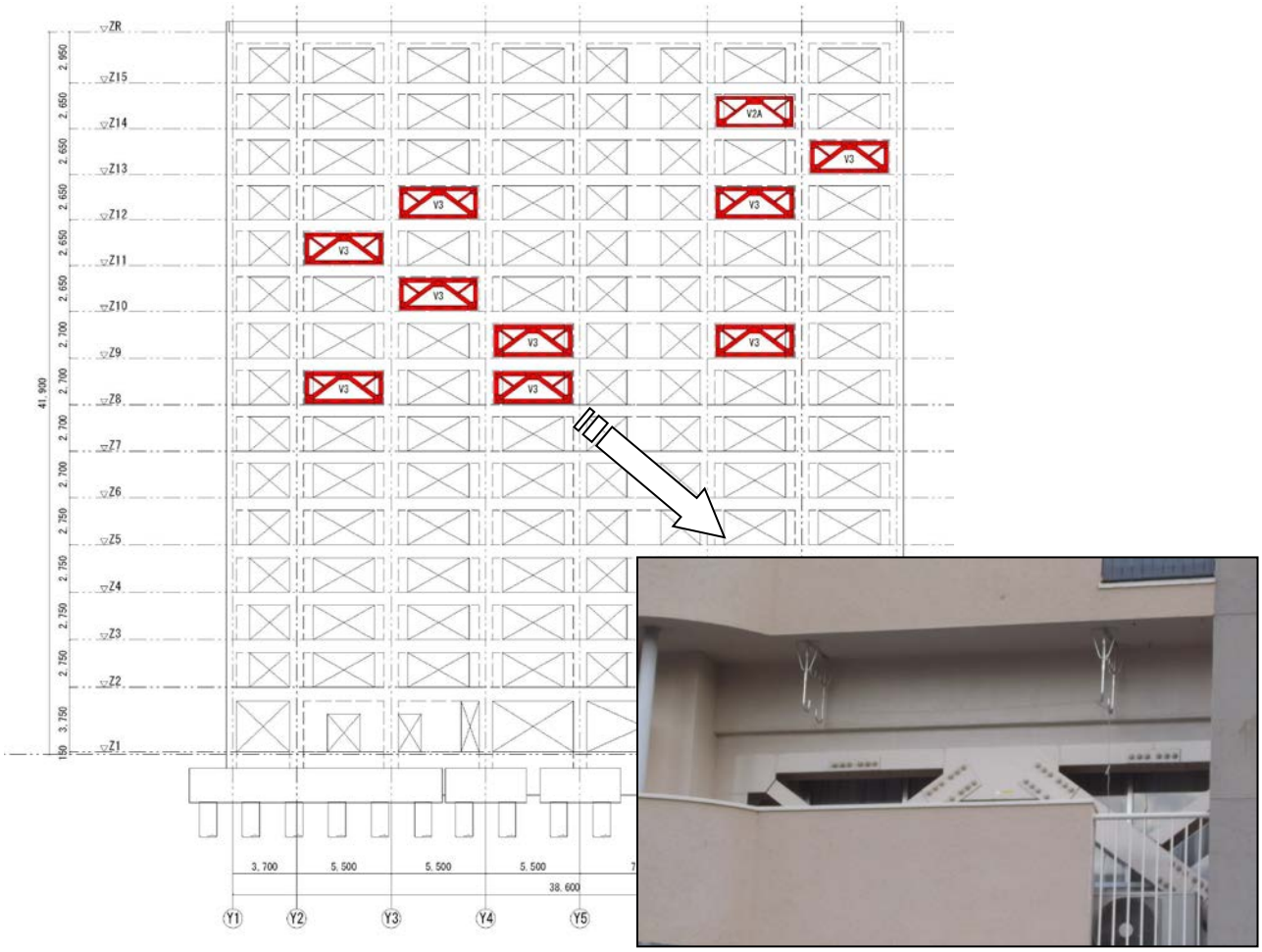


図 6.3.11　8 階補強伏図



（鉄骨枠付きブレース補強）

図 6.3.12　補強軸組図

6.4　時刻歴応答解析による検討

第 5 章の耐震診断と補強法の提案を基に耐震補強を行った実建物について, 時刻歴応答解析により層崩壊の可能性について検討する。

(1)　設計クライテリアの設定

時刻歴応答解析による層崩壊危険度の評価の妥当性を検討するために，以下のクライテリアを設定する。

極めて稀に発生する地震動（レベル 2 地震動）を想定し，部材レベルによる時刻歴応答解析を行う。建物の安全性の確認は，この時刻歴応答解析の最大応答量を評価することにより行う。すなわち，応答最大値が耐震診断時による終局限界値以内となることを確認する。

ここで，終局限界値は増分解析結果の破壊形式より，診断基準に基づき F 値を定め，それに対応する最大変形角，および塑性率を限界値に設定する。

増分解析結果による破壊形式は，1 階～7 階は曲げ梁支配型柱（充腹型）であるため F=3.0 以上となる。また，8 階～11 階はせん断柱となり F=1.27 となる。12 階以上はせん断梁支配型柱となり F=1.5 となる。

これらの F 値に応じた最大変形角, および塑性率のクライテリアは, 1 階～7 階で最大層間変形角 1/75 以内（F=3.0 以上となるが F=2.1 として評価），8 階～11 階は F=1.27 より 1/150 以内，12 階以上は F=1.5 より 1/124 に設定した。表 6.4.1 に各階のクライテリアを示す。

表 6.4.1　各階のクライテリア一覧

階		破壊形式	F_u	μ	R_u	終局時変形角
12～15	RC 造	梁せん断	1.50	1.21	0.0081	1/124
8～11	非充腹 SRC 造	柱せん断	1.27	1.00	0.0067	1/150
1～7	充腹 SRC 造	はり曲げ	2.10	2.00	0.0133	1/75

（終局時変形角と塑性率の関係）

終局時変形角 Ru, および塑性率 μ は, 前述したように RC 耐震診断基準に準じて下式より設定した。

・$1.27 < F$ の時，F 値と塑性率の関係は，$F = \dfrac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75 \times (1 + 0.05\mu)}$ であり，

上式を μ についてまとめると，

$$\mu = \left\{ -\left(0.1 - 32/9F^2\right) - \sqrt{(0.1 - 32/9F^2)^2 - 0.01 \times (1 + 16/9F^2)} \right\} \times 200$$ となる。

また，Ru は F=1.27（1/150）時を μ=1.0 として算出する。

(2)　解析モデル

解析モデルは，1 階床位置を固定とし，曲げ，せん断，軸方向変形，および剛域を考慮した部材レベルとする。材料の復元力特性を図 6.4.1, および図 6.4.2 に示す。図 6.4.1 はコンクリートの復元力特性で，応力度(σ)－歪度（ε）関係は，*e* 関数により表現し，圧縮強度時歪度，終局時歪度をそれぞれ，0.2%，0.3%と設定した。また，図 6.4.2 は鋼材の復元力特性で，応力度(σ)－歪度（ε）関係は，降伏以後の剛性をゼロとする，完全弾塑性 Bi-Linear 型とした。

図 6.4.3 には梁部材の復元力特性を示す。曲げは単軸バネモデルで D-Tri 型とし，せん断については単軸バネモデルの原点指向型とした。柱および袖壁部材は，図 6.4.4 に示すように，曲げはファイバーモデルとし，せん断については同様に単軸バネモデルの原点指向型とした。また，鉄骨枠付ブレース補強材は，軸方向による単軸バネモデルとし，復元力特性は Bi-Linear 型とした（図 6.4.5）。

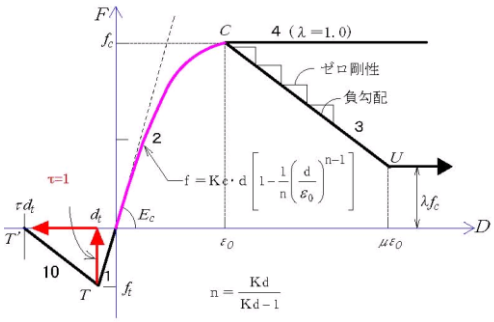


図 6.4.1　コンクリートの復元力特性

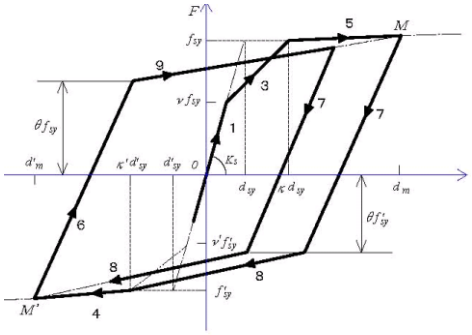
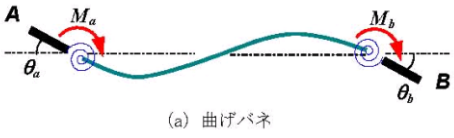
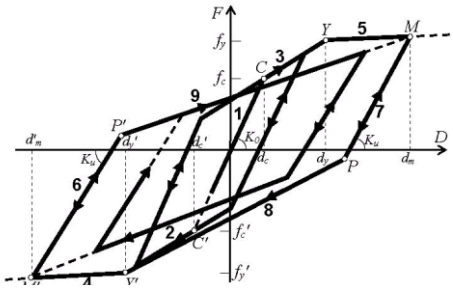
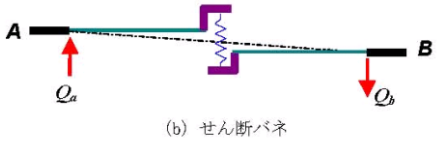


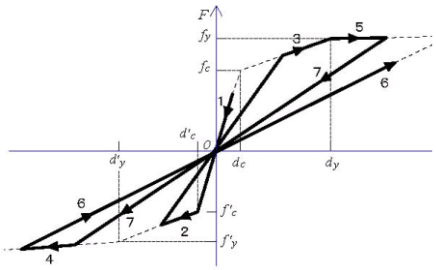
図 6.4.2　鋼材の復元力特性





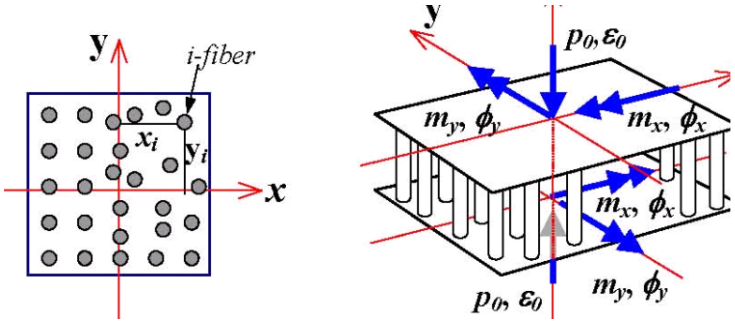
(a)　曲げバネモデルと復元力特性



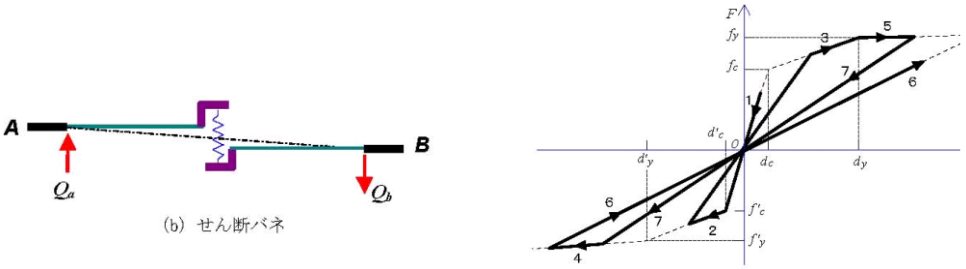


(b)　せん断バネモデルと復元力特性

図 6.4.3　梁の部材モデルと復元力特性



(a)　曲げバネ（ファイバーモデル）



(b)　せん断バネモデルと復元力特性

図 6.4.4　柱および袖壁の部材モデルと復元力特性

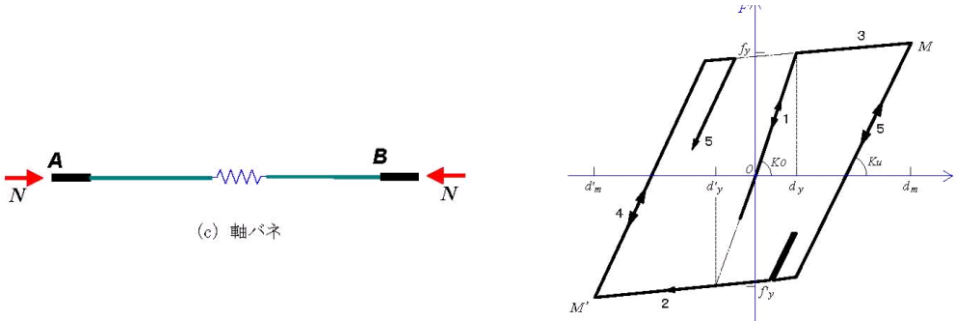


図 6.4.5　鉄骨枠付ブレース補強の部材モデル（軸バネ）と復元力特性

使用プログラムは，任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラム「SNAP ver4」（構造システム）による。解析演算刻みは，1/2000 秒とし，積分方法は Newmark β 法（β=1/4）とした。なお，減衰定数については，瞬間剛性比例型で 3%とした。

(3)　入力地震動

1)　摸擬地震動波形の作成方針

解放工学的基盤における入力地震動として，建築基準法に準じた場合（以下，告示波と記す）と，建設地周辺のプレート境界に沿った震源モデルより設定した場合（以下，サイト波と記す）のそれぞれの加速度スペクトルに適合した模擬地震動波形を作成する。これをモデル化した表層地盤モデルに入力し，一次元重複反射理論（SHAKE）[1]より表層地盤の応答解析を行い，得られた地表面位置での加速度時刻歴波形を上部構造検討用の入力地震動とする。図 6.4.6 に摸擬地震動波形の作成概要を示す。

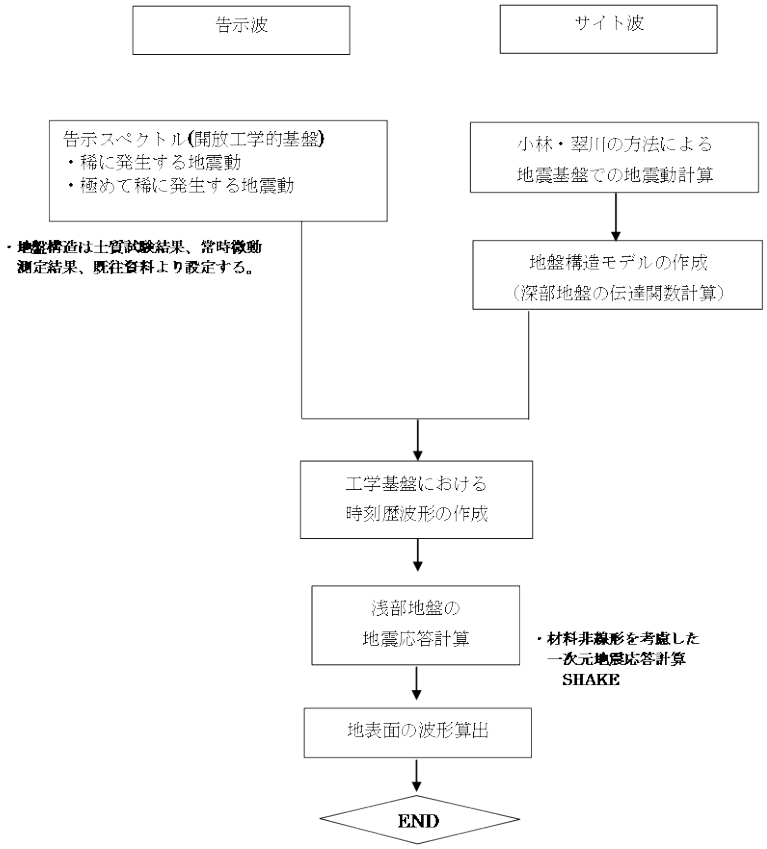


図 6.4.6　摸擬地震動波形の作成概要

2) 目標スペクトルの設定

①　告示波の場合

改正建築基準法施行令第 81 条の 2 の規定に基づき定められた，「超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準」（建設省告示第 1461 号）による解放工学的基盤における加速度応答スペクトル（減衰 5%）に適合する加速度時刻歴波形を作成する。なお，作成にあたっては，以下の条件とした。

時間刻み：0.02 秒

対象とする周期：0.02～10 秒

位相特性：乱数位相，実地震動位相

包絡関数：*Jennings* 型[7]の包絡関数とする

入力レベル：極めて稀に発生する地震動

② サイト波（想定南関東地震による模擬地震動波形の作成）

建設地点における地震環境に基づいた模擬地震動（サイト波）として，南関東地震を想定地震とする模擬地震動を作成した。模擬地震波の作成は，次の手順に従って行なった。

(a).想定地震と断層パラメータの設定

・断層モデルのパラメータの設定

(b).建設地点の深部地盤構造の設定

・既往資料に基づく深部地盤の速度構造モデルの設定

(c).解放工学的基盤での模擬地震波の作成

・小林・翠川法による地震基盤面の応答スペクトルの計算

・地震基盤面の応答スペクトルによる地震基盤波の作成

・深部地盤の応答解析による解放工学的基盤波の作成（一次元重複反射解析）

ⅰ） 想定地震と断層パラメータの設定

建設地点におけるサイト波作成の想定地震とする「南関東地震」については，相模湾から房総半島南東沖にかけての相模トラフ沿いに発生するマグニチュード(M)8 クラスの海溝型地震として, 国の地震調査研究推進本部地震調査委員会により将来の発生位置や規模，発生確率についての長期評価がなされている。この地震調査委員会による長期評価[2]では, 相模トラフ沿いの M8 程度の地震の想定震源域を 1923 年関東地震と同様なタイプの「大正型関東地震」と 1703 年元禄地震と同様なタイプの「元禄型関東地震」に分類して評価を実施しており，それぞれのタイプの将来の地震発生確率（今後 30 年以内の発生確率，今後 50 年以内の発生確率）と想定規模を，大正型関東地震の場合には 30 年以内ほぼ 0～0.8%，50 年以内ほぼ 0～5%，地震規模 M7.9 程度と評価し，元禄型関東地震の場合には 30 年以内ほぼ 0%，50 年以もほぼ 0%，M8.1 程度と評価している。サイト波の作成に当ってはこれら二つのタイプのうちから地震発生確率の大きな大正型関東地震を南関東地震の想定地震に採用することとし，具体的な地震像として 1923 年関東地震（M7.9）を想定した。

1923 年関東地震の断層モデルについては研究者により種々のモデルが提案されているが, ここでは一様破壊断層モデルの中から平均的な地震動レベルを与えるものとして松浦によるモデル[3]を採用し，断層パラメータを設定した。図 6.4.7 に想定地震の断層面と評価地点との位置関係を，表 6.4.2 に想定地震の断層パラメータを示す。断層面の破壊伝播形式については 1923 年関東地震の震源位置（35.3278°N, 139.1388°E(日本測地系)）からのラディアル破壊を設定した。

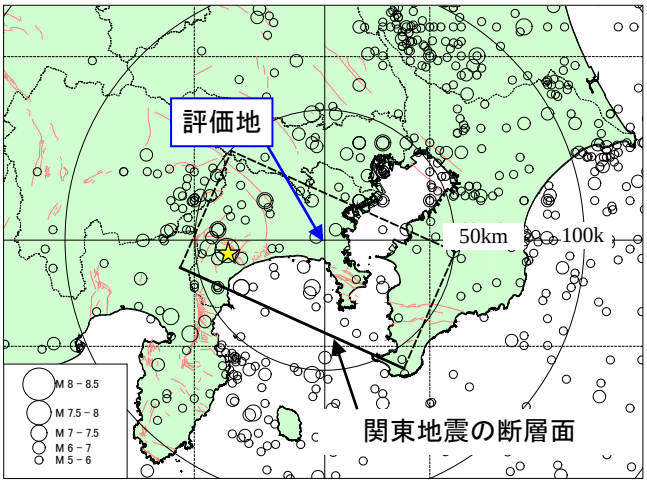


図 6.4.7　想定地震の断層面位置

［関東地震（松浦モデル)］

○は 715 年～2000 年までに発生した M5 以上の地震の震央位置を示す。
☆印は破壊開始点を示す。

表 6.4.2　想定地震の断層パラメータ

	関東地震（松浦モデル）	
パラメータ	設定値	備考
地震規模 M	7.9	1923 年関東地震 M7.9
断層面基準点位置	34.92° N, 139.89° E	＊1
断層上端深さ	1.9 km	＊1
断層全体の長さ L	95 km	＊1
断層幅 W	54 km	＊1
走向角 str	N294.0° E	＊1
傾斜角 dip	25°	＊1
食い違い量 D	480 cm	＊1
地震モーメント M0	9.73 E+20 N*m	M0 = μLWD
ライズタイム τ	5.0 sec	＊1
破壊伝播速度 Vr	3.0 km/s	
S 波速度 Vs	3.5 km/s	
剛性率 μ	3.95 E+10 N/m^2	

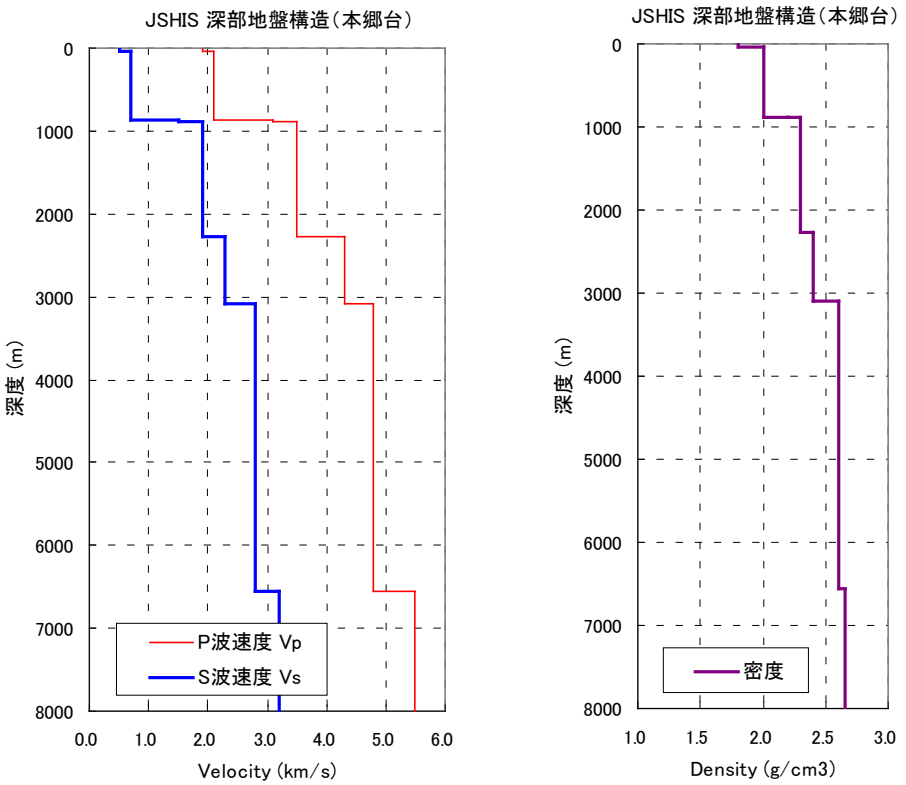
＊1　佐藤良輔編著「日本の断層パラメターハンドブック」(1989)に掲載の Matsu'ura et al.(1980)の断層モデルパラメータを参照して設定。

ⅱ）　建設地点の深部地盤構造の設定

建設地点（神奈川県横浜市）直下の地震基盤から工学的基盤までの深部地盤構造について，既往の調査・研究資料に基づいて設定する。

工学的基盤は，建設地点でのボーリングデータに基づく地盤データから，GL-26.0m の砂礫層（Vs388.74m/s，地盤応答解析時には Vs400m/s）に設定した。工学的基盤 GL-26m 以深の深部地盤構造については，防災科学技術研究所が三浦半島断層群の地震動予測地図を作成するために構築した関東平野南部領域についての深部地盤構造モデル[4],[5]に基づいて設定することとした。図 6.4.8 に防災科学技術研究所の深部地盤構造モデルにおける本サイト近傍での深部地盤構造を示す。設定地盤の地震基盤相当層 Vs3.2km/s 層の上面深度は 6561m，Vs2.8km/s 層の上面深度は 3092m である。

表 6.4.3 に，設定した地震基盤から工学的基盤までの地盤構造を示す。図 6.4.9 には，設定した地盤モデルについての S 波鉛直入射時の解放地震基盤（2E）に対する解放工学的基盤面での弾性時の増幅特性を示す。建設地点の深部地盤の一次卓越周期は 5.3 秒程度であり，以下 1.6 秒，1.0 秒，0.7 秒付近の高次が続くのが認められる。



三浦半島断層群のための深部データ（XPO36,YPO28）

図 6.4.8　サイト近傍での深部地下構造モデル
（防災科学技術研究所の J-SHIS 公開データより）

表 6.4.3　建設サイトの深部地盤構造モデル（地震基盤～工学的基盤）

層番号	地質（地層）	深度 GL- (m)	層厚 (m)	S 波速度 (m/sec)	密度 (t/m^3)	減衰 Q 値
1	砂礫［工学的基盤］	26.0~ 30	4	400	1.8	40
2		~ 44	14	500	1.8	50
3		~ 875	831	700	2.0	50
4		~ 892	17	1500	2.2	75
5		~ 2274	1382	1900	2.3	75
6		~ 3092	818	2300	2.4	75
7		~ 6561	3469	2800	2.6	150
8	［ 地震基盤 ］	―	―	3200	2.65	150

＊減衰 h=1/2Q

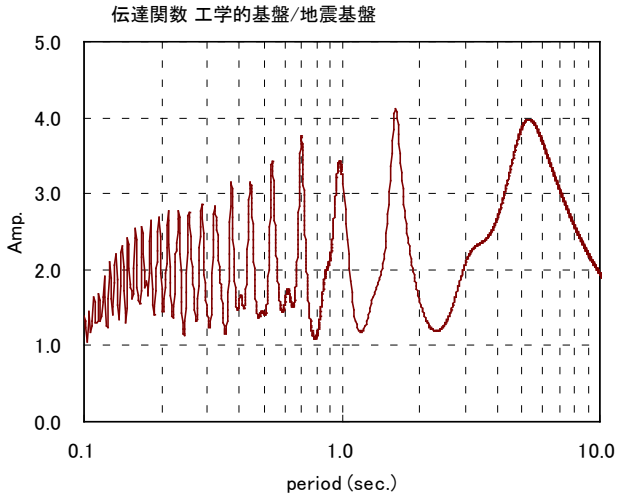


図 6.4.9　深部地盤（工学的基盤～地震基盤）の増幅特性

iii）　解放工学的基盤での模擬地震波の作成

想定地震による解放工学的基盤での模擬地震動波形を，以下の手順により求めた。

①小林・翠川法による地震基盤面の応答スペクトルの計算：

建設地点直下の地震基盤における入射波速度応答スペクトルを下式に示す速度応答スペクトル Sv(T)の経験的距離減衰式に断層面の広がりと破壊の移動効果を加味した小林・翠川（1982）[6]の方法により計算する（図 6.4.10）。なお，小林・翠川の方法では対象周期領域が 5 秒までであるため，周期 5～10 秒の長周期域については，得られた速度応答スペクトルの周期 5 秒における値を周期 10 秒まで一定となるように延長して用いる。

$$\log S_v(T) = a(T)\left[\log M_0 - 26.6\right] - b(T)\log X + 2.36$$

$\left(M_o : \text{地震モーメント}，\ X : \text{震源距離}\right)$

ここに,

$$a(T) = 0.318 + 0.128\log T$$

$$b(T) = 0.509(\log T)^2 + 0.483\log T + 1.124 \qquad (0.1s \le T \le 0.3s)$$

$$b(T) = 0.985 - 0.05\log T \qquad (0.3s \le T \le 5.0s)$$

②地震基盤面の応答スペクトルによる地震基盤波の作成：

基盤入射波スペクトル Sv(T)にベストフィットする時刻歴波形を正弦波合成法により作成し，地震基盤波を求める。この際，用いる位相はランダムとし，包絡関数 e(t)は下式[7]によるものとする。

$$e(t) = (t / Tb)^2 \qquad \leftarrow [0 \le T \le Tb]$$

$$e(t) = 1.0 \qquad \leftarrow [Tb \le T \le Tc]$$

$$e(t) = \exp\{\ln 0.1(t - Tc)/(Td - Tc)\} \qquad \leftarrow [Tc \le T \le Td]$$

ここに,

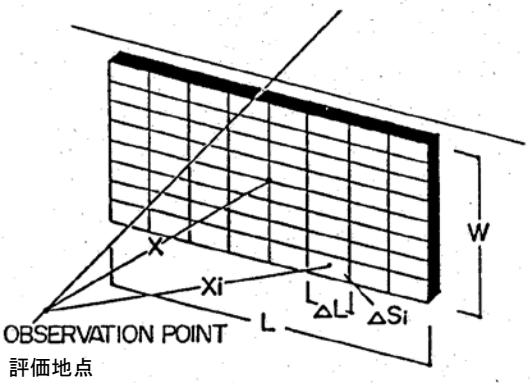
$$Td = 10^{(M-2.5)/3.23}, \quad Tb = (0.16 - 0.04 * (M - 6))Td,$$

$$Tc = (0.54 - 0.04 * (M - 6))Td$$

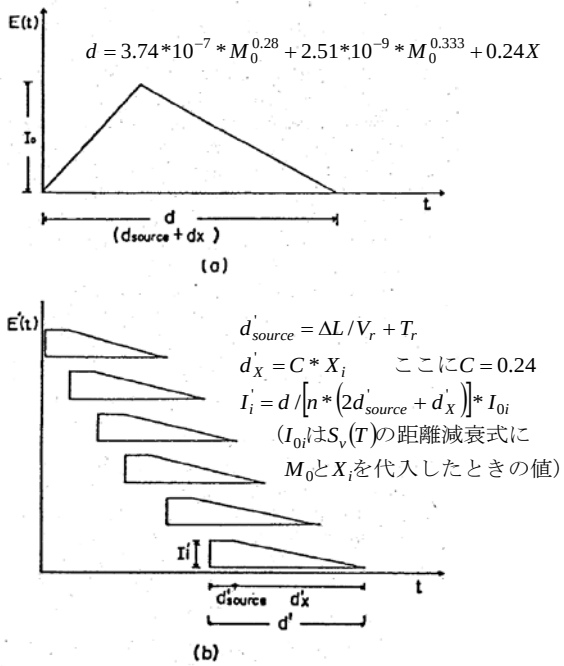
③深部地盤の地震応答解析による解放工学的基盤波の作成：

建設地点の深部地盤構造モデルに地震基盤を鉛直入射させて地盤応答解析計算を行ない，解放工学的基盤面での地震動波形を求める。計算には，一次元の重複反射理論解析を使用する。

図 6.4.11，および図 6.4.12 に，作成した地震基盤の入射波スペクトルと，解放地震基盤および解放工学的基盤における加速度波形，擬似速度応答スペクトル（減衰 h=5%）を示す。

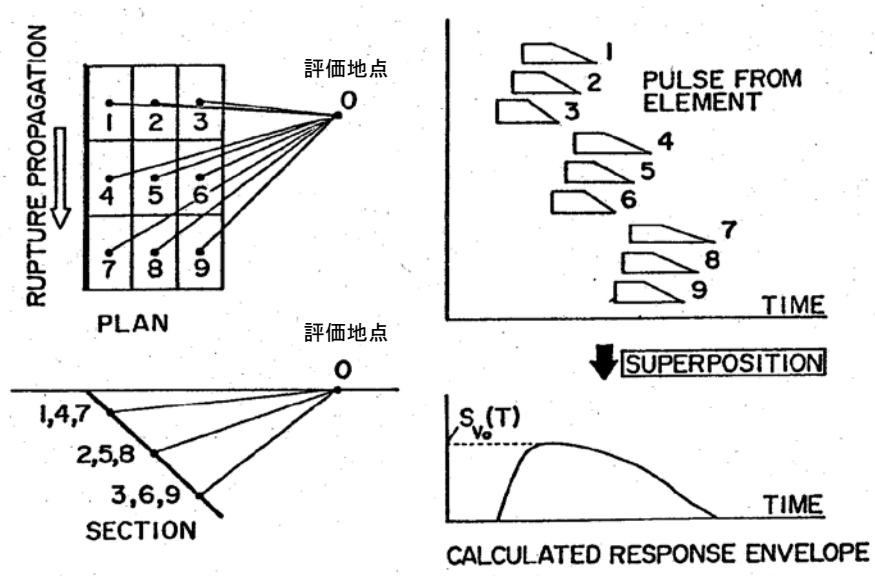


（1）断層面の分割



（2）小要素断層からの速度応答包絡形の設定

震源断層全体を点震源とした時の速度応答波形包絡形(a)と合計面積が等しくなるように，各小要素からの速度応答波形包絡形(b)を決める。



（3）断層面の広がりと破壊の移動効果を加味した合成手法の概念図

破壊伝播を考慮して小要素からの速度応答波形包絡形を合成し直す事により，震源断層全体の速度応答波形包絡形を算定する。
この手順を距離減衰式による速度応答スペクトルの各周期毎に適用することで，断層面の拡がり及び破壊伝播効果を考慮した地震基盤での速度応答スペクトルを推定する。

図 6.4.10　小林・翠川の方法による地震基盤面の応答スペクトル評価の概要
（Kobayashi and Midorikawa(1982)[13]の図に加筆，説明文追加）

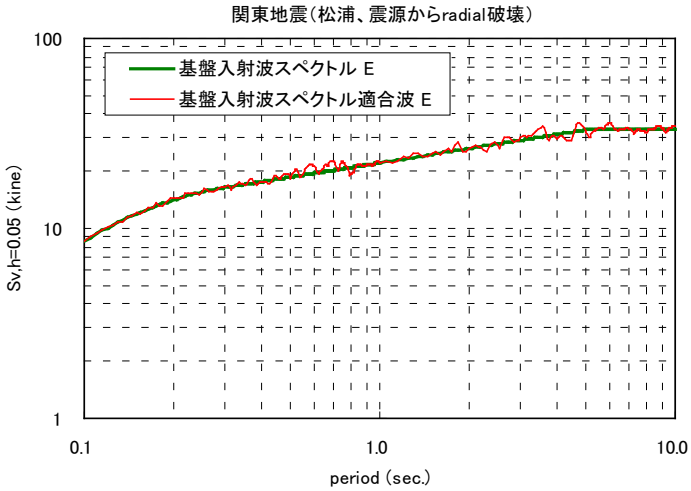
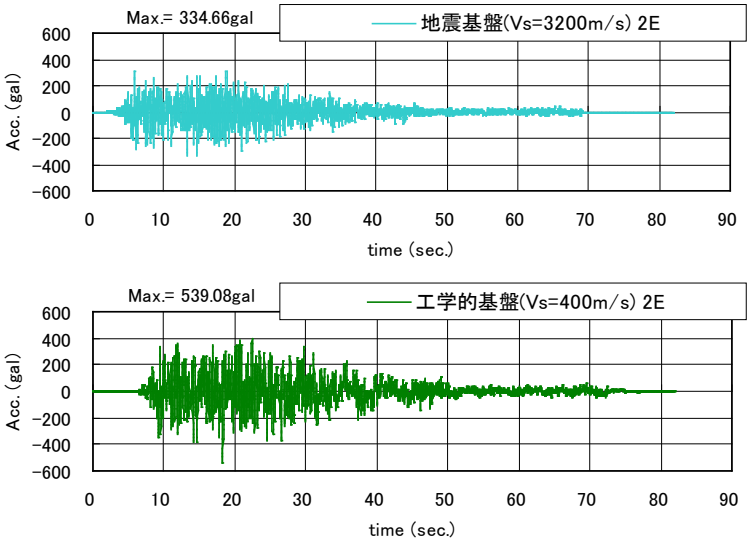
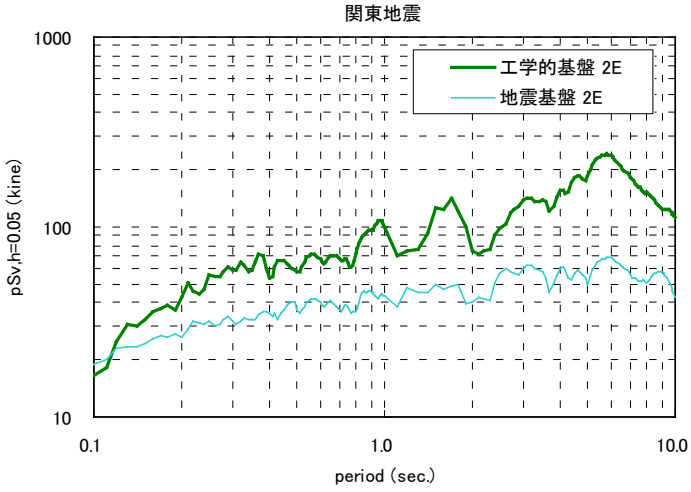


図 6.4.11　地震基盤における入射波速度応答スペクトルと適合波のスペクトル［関東地震］



加速度波形



疑似速度応答スペクトル（h=5%）

図 6.4.12　解放地震基盤および解放工学的基盤における模擬地震波　［関東地震］

ⅳ）　表層地盤構造の設定

解析に用いる表層地盤の地盤データは，検討地点におけるボーリングデータに基づき設定する。地盤の深部構造は既往の文献から設定するものとし，工学的基盤以浅の比較的浅い構造については，検討地点で建設時に実施された調査結果を用いるものとする。建設時実施のボーリング柱状図を図 6.4.13 に，解析に用いた地盤データを表 6.4.4 に示す。

解析に際して用いる動的地盤特性は，文献[8]を参考に略算式で求めた値を用い，また，各層の動的変形特性（剛性と減衰の歪み依存特性）については，現地試料による室内土質試験結果がないため，建築基準法の旧告示[9]による特性を採用した。図 6.4.14 に，設定した地盤の剛性および減衰の歪み依存性を示す。なお，解放工学的基盤（GL-26.0m，Vs=388.74m/s，砂礫層）のせん断波速度 Vs については地盤応答解析時には 400m/s に設定した。

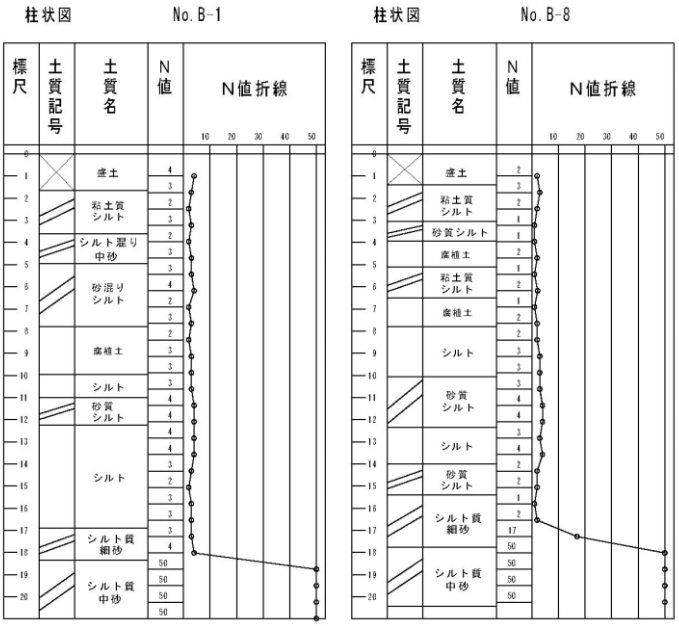


図 6.4.13　検討地点におけるボーリング柱状図

表 6.4.4　建設サイトの表層地盤構造（地表面～工学的基盤）

層番号	深度 GL- (m)	層厚 (m)	N 値	S 波速度 (m/sec)	密度 (kN/m^3)	ポアソン比	地質（地層）
1	0 ~ 2.0	2.0	2	88.90	1.60	0.49	粘土質シルト
2	~ 3.5	1.5	2	107.92	1.80	0.49	砂質シルト
3	~ 12.0	8.5	2	137.91	1.80	0.49	砂質シルト
4	~ 19.0	7.0	4	170.13	1.80	0.49	砂質シルト
5	~ 22.0	3.0	10	204.88	1.80	0.49	シルト質細砂
6	~ 26.0	4.0	50	278.91	1.80	0.49	シルト質中砂
7	―	―	50	(388.74) 400	1.80	0.49	砂礫［工学的基盤］

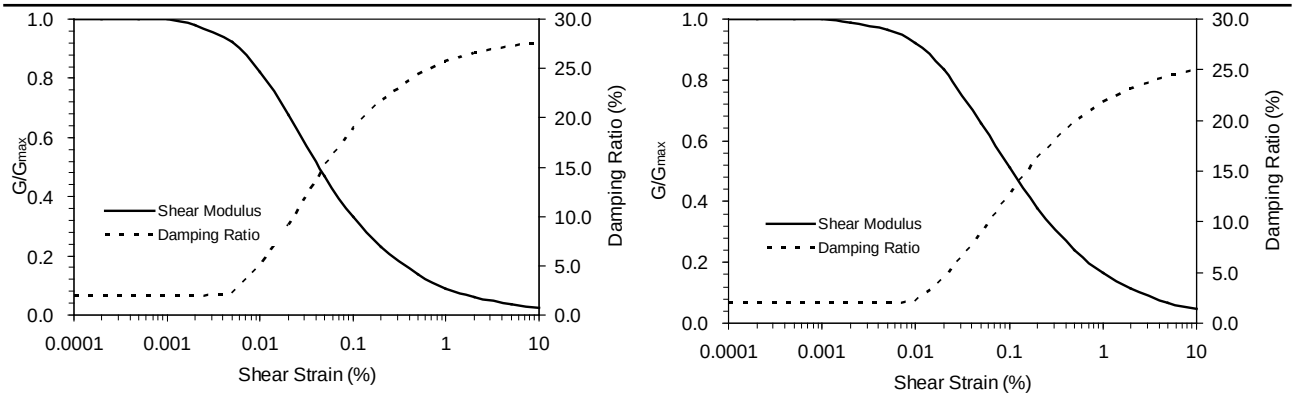


図 6.4.14　地盤の動的変形特性（剛性と減衰の歪み依存性）

γ：せん断歪み，G/G0：せん断剛性比，h：減衰定数

v）　地表面での模擬地震波の作成

設定した表層地盤構造モデルに工学的基盤波を鉛直下方から入射させて地盤応答解析計算を行ない，地表面での地震動波形を求めた。地盤応答計算には，一次元の等価線形解析（SHAKE）[1]を使用した。

サイト波の工学的基盤と地表面での加速度応答スペクトルの比較，およびスペクトル比を図 6.4.15 に示す。表層地盤の固有周期が T_G=1.0 秒と比較的やわらかい地盤のため，図 6.4.15 (a)に示すように固有周期が 0.5 秒以下の短周期領域では，工学的基盤より地表面位置での加速度は小さくなる。固有周期が 0.5 秒以上となると地表面位置での加速度は工学的基盤より増幅し大きな加速度を示す。特に今回，対象とした建物の固有周期（T_1=0.91 秒）では，加速度はスペクトル比（図 6.4.15 (b)）より，工学的基盤に対して地表面位置では 2.0 倍程度の増幅となる。

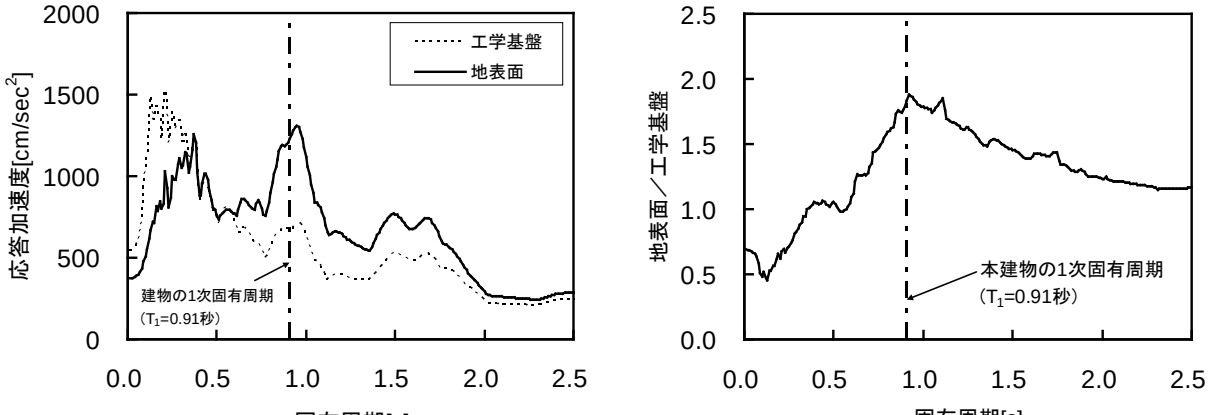
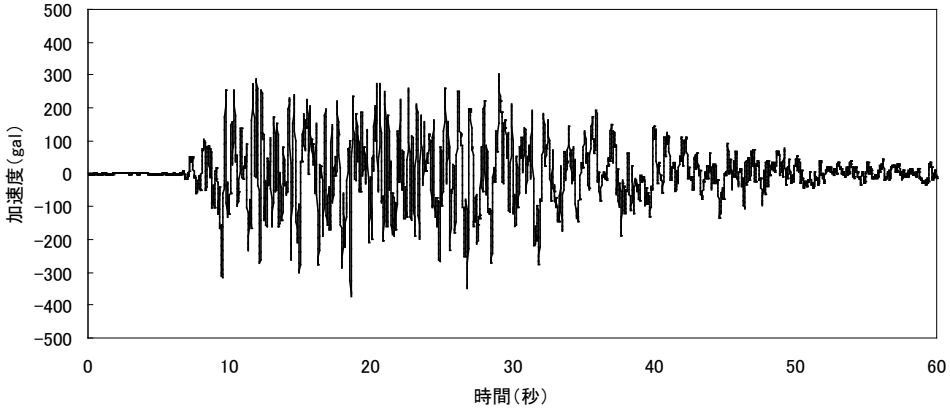
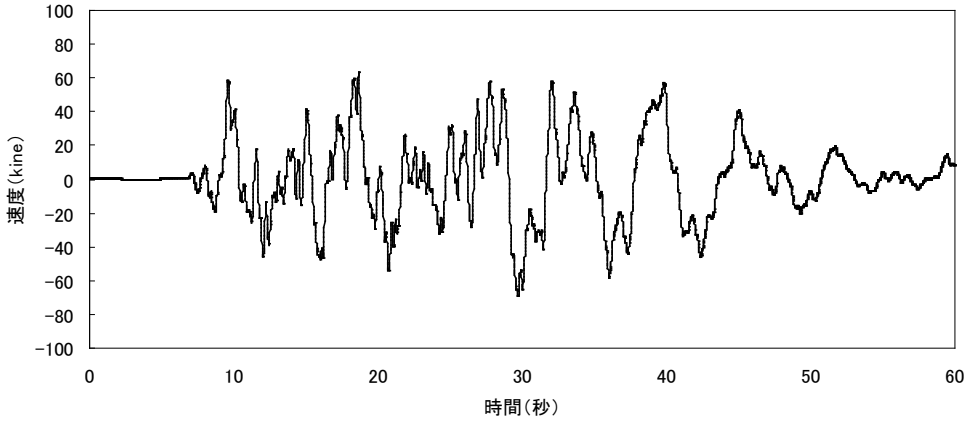


図 6.4.15　サイト波の加速度スペクトルの比較とスペクトル比

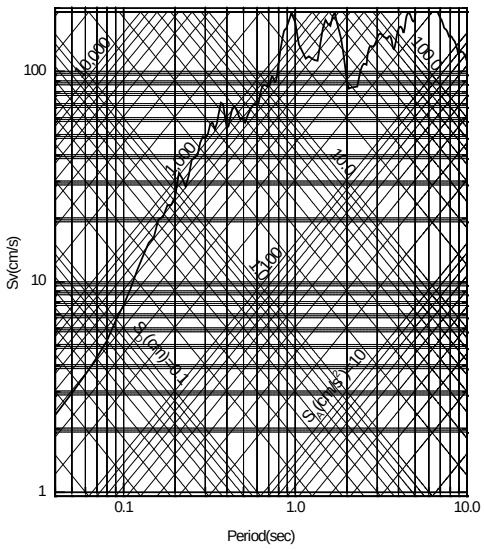
図 6.4.16 に作成されたサイト波の地表面での模擬地震波の時刻歴波形と応答スペクトル（減衰 *h*=5%）を示す。



（a）加速度時刻歴波形



（b）速度時刻歴波形



（c）応答スペクトル

図 6.4.16　地表面における模擬地震波　サイト波（関東地震）

3) 入力地震動

時刻歴応答解析に用いる地震波は，告示スペクトル適合波の一様乱数位相 10 波のうち加速度順に採用した 3 波，および告示スペクトル適合波で既往観測波位相 3 波，さらに建設地周辺のプレート境界に沿った震源モデルから作成した模擬地震波（サイト波）の合計 7 波とする。表 6.4.5 に採用した地震波，図 6.4.17 に地表面における加速度応答スペクトルを示す。

表 6.4.5 設計用入力地震動（地表面）

採用地震波	最大加速度 (gal:cm/s^2)	最大速度 (kine:cm/s)	応答継続時間 (s)
告示波 1 （一様乱数位相：AW-R5）	347.15	54.53	60
告示波 2 （一様乱数位相：AW-R8）	341.16	56.62	60
告示波 3 （一様乱数位相：AW-R10）	361.72	59.32	60
告示波 4 （EL CENTRO 1940NS 位相）	390.80	57.61	60
告示波 5 （八戸 NS 位相）	350.40	57.30	60
告示波 6 （JMA 神戸 NS 位相）	401.32	66.70	60
サイト波 （関東地震）	373.21	69.83	60

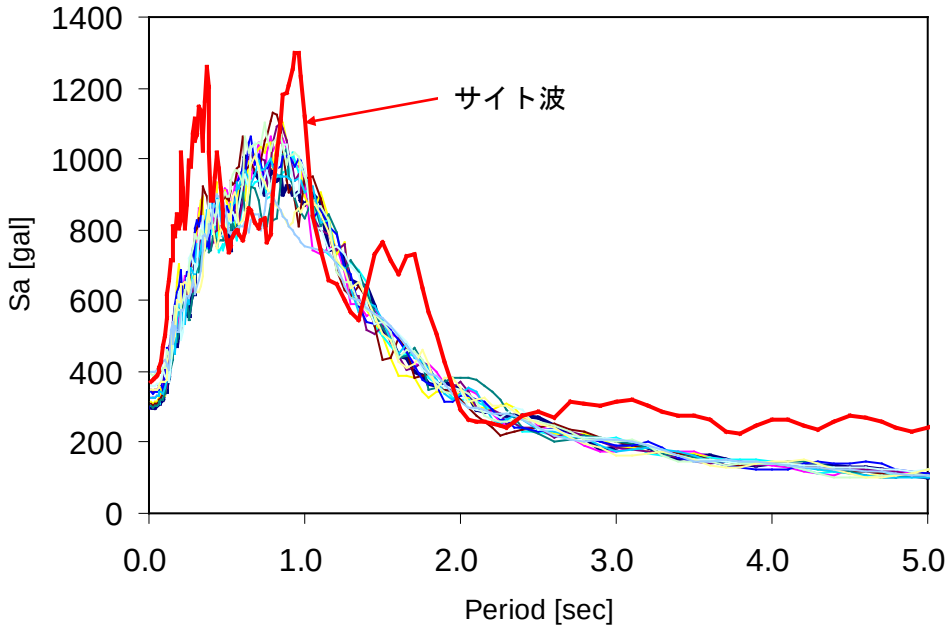


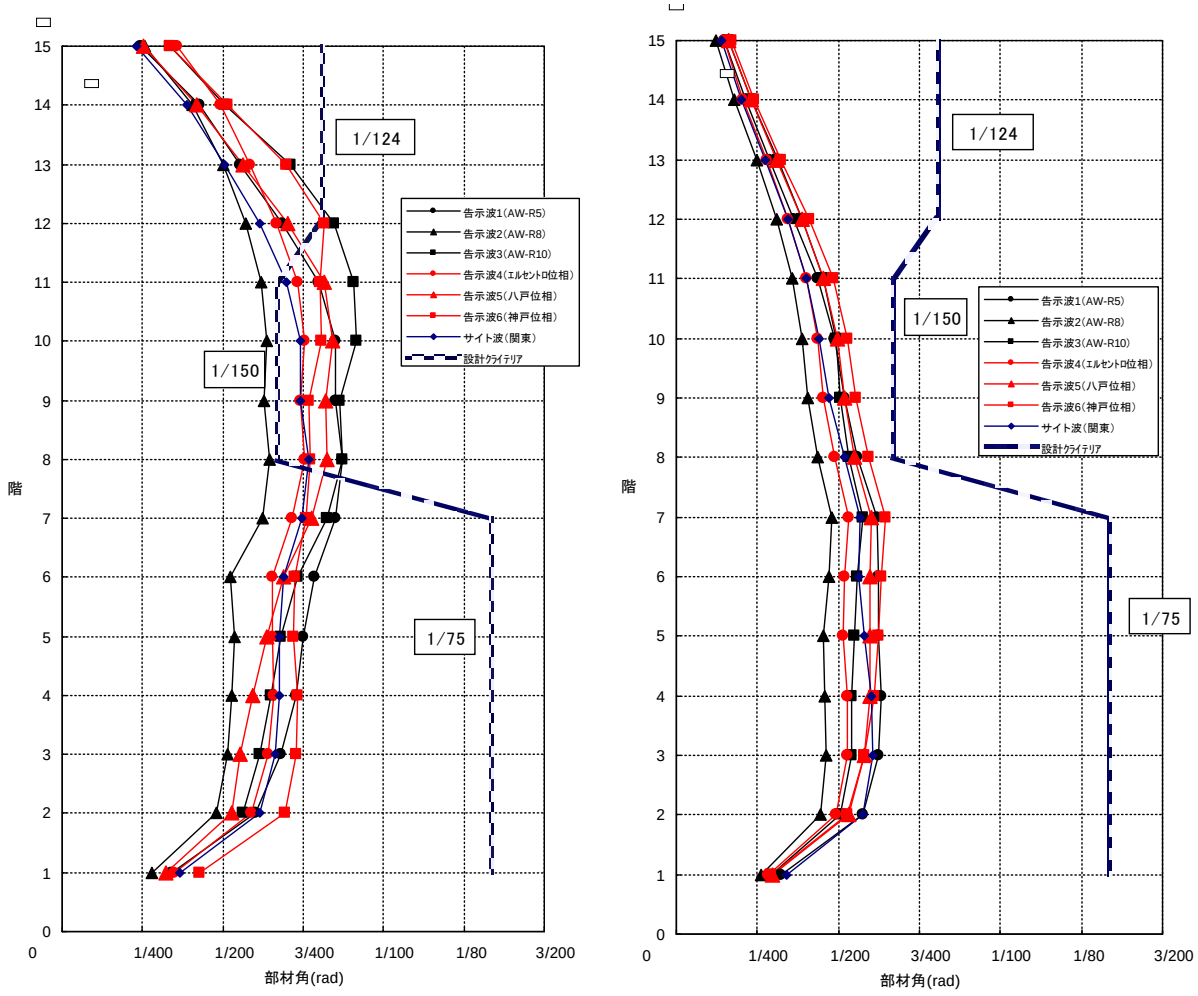
図 6.4.17　地表面における加速度応答スペクトル(h=5%)

(4) 時刻歴応答解析結果

補強前後について部材レベルによる時刻歴応答解析を行った結果を図 6.4.18, 表 6.4.6 に示す。図 6.4.18 は，補強前後の最大応答層間変形角を示す。また，表 6.4.6 には各層の最大応答層間変形角のまとめた結果を示す。

図 6.4.18(a)より，補強前の現状建物では，SRC 造の充腹型から非充腹型に切り替わる 8～12 階において，AW-R8（乱数位相）波を除いた他の地震波が，クライテリアとした終局限界変形角（1/150）をすべて上回った。最大応答値を示したのは，10 階で乱数位相による告示波（AW－R5）に対して，最大応答層間変形角は 1/110 程度であった。

耐震性能が不足する層のみ目標値を満足（$I_S \leqq I_{S0}$）するよう補強された建物については，図 6.4.18(b)に示すように，すべての地震波において，最大応答層間変形角は各層のクライテリアを下回る結果となった。最大応答値を示したのは，7 階で神戸位相による告示波において，最大層間変形角は 1/167 であった。また，高さ方向の変形分布については，補強後建物において，特定層に変形が集中するような傾向は無く，高さ方向にほぼ一定の良好な結果を示す。



（a）補強前　　（b）補強後

図 6.4.18　補強前後の最大応答層間変形角の比較

表 6.4.5 に設定した入力地震動に対して，時刻歴応答解析による各階の最大応答変形角とクライテリアの比較をまとめた。表 6.4.6 よりすべての階においてクライテリアを満足する結果となっている。

表 6.4.6　設計クライテリアに対する地震応答解析結果による判定結果

判定項目	設計クライテリア		解析結果			判定
	階	終局 変形角	応答層間 変形角	応答換算 部材角	該当地震波	
最大応答 変形角 （部材角）	15	1/124	1/696	1/589	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	14	1/124	1/441	1/416	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	13	1/124	1/327	1/308	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	12	1/124	1/259	1/244	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	11	1/150	1/219	1/206	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	10	1/150	1/202	1/188	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	9	1/150	1/195	1/180	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	8	1/150	1/182	1/168	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	7	1/75	1/167	1/154	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	6	1/75	1/172	1/157	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	5	1/75	1/176	1/160	告示波 6（JMA 神戸 NS 位相）	○
	4	1/75	1/174	1/158	告示波 1（乱数位相：AW-R5）	○
	3	1/75	1/177	1/160	告示波 1（乱数位相：AW-R5）	○
	2	1/75	1/193	1/170	サイト波（関東地震）	○
	1	1/75	1/359	1/294	サイト波（関東地震）	○
降伏メカ ニズム	応答変位以前の せん断破壊		柱及び梁とも せん断破壊なし			○

※層間変形角から部材角への換算（RC 診断基準 pp.218 より）

$$ {}_cR = \frac{R}{1.25} \times \frac{H}{h_0} $$

ここで，cR：換算部材角，R：層間変形角，H：層高さ，
h_o：内法高さ
係数 1.25 は梁の変形の影響値

6.5　まとめ

第 5 章の耐震診断と補強法の提案を基に耐震補強を行った実建物について，時刻歴応答解析により特定層への損傷集中の可能性を検討し以下の結果を得た。

補強後の建物の時刻歴応答解析の結果，下層部（2 階～7 階）の応答層間変形角は 1/170 程度となり，最大応答層間変形角は 7 階の 1/167 となった。しずれの層も目標とした層間変形角を満足している。また，耐震性が不足した 8 層以上（非充腹形断面の層と RC 造の層）の層間変形角は 1/200 程度となり耐震補強により層間変形は改善され変形集中は生じなかった。以上より，第 5 章の検討フローに基づき鉄骨枠付きブレースによる補強を行い，目標値を満足（$I_S \geqq I_{S0}$）するとともに強度率 c_i をバランスよく改善し，${}_bC_u$ が 0.3 程度以上で $C_{TU}/{}_bC_u \geqq 1.5$ とすることで，特定層に変形が集中するような層崩壊は生じないことを時刻歴応答解析より確認した。

第 6 章の参考文献

[1] A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits (University of California,Berkeley)

[2] 地震調査研究推進本部地震調査委員会:相模トラフ沿いの地震活動の長期評価, 平成 16 年 8 月, 2004

[3] 佐藤良輔ほか：日本の地震断層パラメター・ハンドブック，鹿島出版会，1989

[4] 防災科学技術研究所：詳細法計算に使用した深部地下構造モデル，震源断層を特定した地震動予測地図，地震ハザードステーション J-SHIS，http://www.j-shis.bosai.go.jp/，2006.7

[5] 藤原広行ほか：三浦半島断層群の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討，防災科学技術研究所研究資料，第 261 号，2004.12

[6] Kobayashi, H. and S. Midorikawa： A semi-empirical method for estimating response spectra of near-field ground motions with regard to fault rupture, *Proc. of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*, 1982.

[7] 模擬地震動研究会：模擬地震動作成手法の改良について，昭和 59 年 3 月(1984)

[8] 日本建築学会:建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計（3.1.2 土の非線形特性），日本建築学会，2006.2

[9] 建設省：平成 12 年建設省告示 1457 号 別表第 1 および別表第 2，2000

第 7 章　結論

7.1　総括

第 3 章では，特定層への損傷集中に影響する要因として，柱梁耐力比，高さ方向の鉛直部材の強度分布を取り上げ，損傷集中との関係を示した。これらの結果を踏まえ，建物の特定層への大破あるいは中破以上の大きな被害集中を防ぐことを目的に，中高層建物の層崩壊危険度の評価法を提案した。さらに，層の強度を高さ方向にバランスよく向上することで層崩壊が防止できることから，第 4 章では，耐震補強を行う上での鉄骨ブレース軸降伏がブレース架構の曲げ降伏に先行し，かつ上層の曲げ変形が過大にならない条件を設定することで，鉄骨ブレースの強度が発揮する効果的な補強配置を示した。第 5 章では，第 3 章，および第 4 章の結果を利用し，これからの耐震診断・改修の対象となる中高層建物において，耐震性能を適切に評価し，耐震改修を円滑に進めるための評価法を提案した。

7.1.1　層崩壊危険度の評価

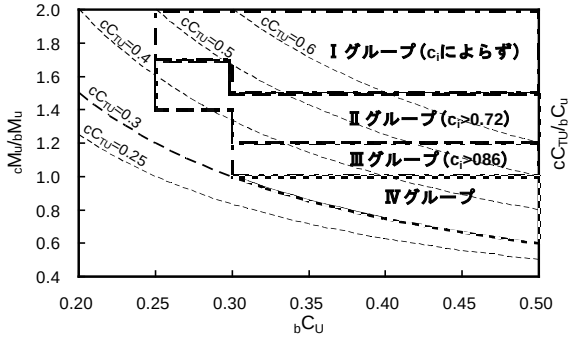
構造形式が異なる SRC 造＋RC 造の 11 層建物と，全層 SRC 造の 12 層建物において，弱点層の柱梁耐力比 ${}_cM/{}_bM$（${}_cM$: 柱の降伏耐力，${}_bM$: 梁の降伏耐力）と，梁降伏先行型を仮定したベースシア係数 ${}_bC_u$，および強度率 c_i（${}_cC_{TU}$ の最小値を全層の ${}_cC_{TU}$ の平均値で除した値）をパラメータにレベル 2 の地震動を想定した時刻歴応答解析を行い，特定層への損傷集中を防ぐための ${}_cM/{}_bM$ と c_i との関係を把握した。また，層崩壊が生じないことで保有性能基本指標 E_0 の崩壊モード形による補正係数（以下，「モード優遇係数」という）λを適用できる条件を検討した。ここで，${}_bC_u$ は梁の降伏耐力 ${}_bM$ より得られた値であり，柱の降伏耐力 ${}_cM$ は層の累積強度指標値 ${}_cC_{TU}$ を用いて求めた値であるため，柱梁耐力比 ${}_cM/{}_bM$ を ${}_cC_{TU}/{}_bC_u$（「層余裕度」と定義）と読みかえることができる。結果は以下のようにまとめられる。

(1) Ⅰグループ（$0.25 \leqq {}_bC_u < 0.3$かつ${}_cC_{TU}/{}_bC_u \geqq 1.7$，または$0.3 \leqq {}_bC_u$かつ${}_cC_{TU}/{}_bC_u \geqq 1.5$）の場合
　強度率c_iによらず層崩壊が生じない。

(2) Ⅱグループ（$0.25 \leqq {}_bC_u < 0.3$かつ$1.4 \leqq {}_cC_{TU}/{}_bC_u < 1.7$，または$0.3 \leqq {}_bC_u$かつ$1.2 < {}_cC_{TU}/{}_bC_u < 1.5$）の場合
　${}_cM/{}_bM \geqq 1.4$のとき，$c_i > 0.72$を満足すれば層崩壊は生じない。

(3) Ⅲグループ（$0.3 \leqq {}_bC_u$かつ$1.0 < {}_cC_{TU}/{}_bC_u \leqq 1.2$）の場合
　${}_cM/{}_bM \geqq 1.4$のとき，$c_i > 0.86$を満足すれば層崩壊は生じない。

(4) Ⅳグループ（$0.3 \leqq {}_bC_u$かつ${}_cC_{TU}/{}_bC_u \leqq 1.0$）の場合
　層崩壊型となるので，第2次診断法での評価となる。



Ⅰグループ：c_iによらず全層層崩壊が生じない範囲
Ⅱグループ：$c_i > 0.72$ であれば全層層崩壊が生じない
Ⅲグループ：$c_i > 0.86$ であれば全層層崩壊が生じない
Ⅳグループ：層崩壊型

図 7.1.1　層崩壊が防止できる範囲

7.1.2　耐震補強用鉄骨ブレースの配置と補強効果

第 3 章では，層の強度を高さ方向にバランスよく向上することで層崩壊が防止できることを示した。ここでは，鉄骨ブレース軸降伏がブレース架構の曲げ降伏に先行し，かつ上層の曲げ変形が過大にならない条件を設定することで，強度を発揮することができる効果的な配置と効果の評価方法を示した。また, 実建物を例に静的荷重増分解析, 時刻歴応答解析を行い, 本評価法による分類の適合性を検討した。その結果は以下のようにまとめられる。

(1) 分類Ⅰ（ ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i} \leq 1.0$ かつ， ${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i} \leq 1.0$ の場合）では，静的荷重増分解析において上層まで鉄骨ブレースが圧縮引張軸降伏し鉄骨枠付きブレースの効果は十分に発揮さる。

分類Ⅲ（ ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i} > 1.0$ かつ， ${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i} \leq 1.0$ の場合）では，鉄骨ブレースのせん断強度が発揮する以前に鉄骨ブレース架構最外端柱の引張軸降伏が先行する曲げ破壊型となり，鉄骨枠付きブレースの効果は十分に発揮されない。

分類Ⅳ（ ${}_BQ_{su,i}/{}_BQ_{mu,i} > 1.0$ かつ， ${}_B\delta_{b,i}/{}_B\delta_{s,i} > 1.0$ の場合）では，鉄骨枠付きブレース架構の引張側柱が軸降伏し，鉄骨ブレースには軸降伏が確認されなかった。また，最上層で逆せん断力が生じた。これらの結果は，評価方法による分類と概ね対応することを示した。

(2) 分散配置された鉄骨枠付きブレース架構のせん断終局強度の算定方法(4.3)式～(4.5)式は，静的荷重増分解析による降伏機構と概ね対応することを示した。

(3) 分散配置の場合では，分類Ⅰに判定されれば鉄骨ブレースの軸降伏強度を発揮することができる。また，(4.4)式による鉄骨ブレース軸部の降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT1}Q_{su,i}$ が，(4.5)式の既存梁主筋の引張降伏で決まる架構のせん断終局強度 ${}_{BT2}Q_{su,i}$ を下回るように設計することで鉄骨ブレースのせん断強度を発揮することができる。

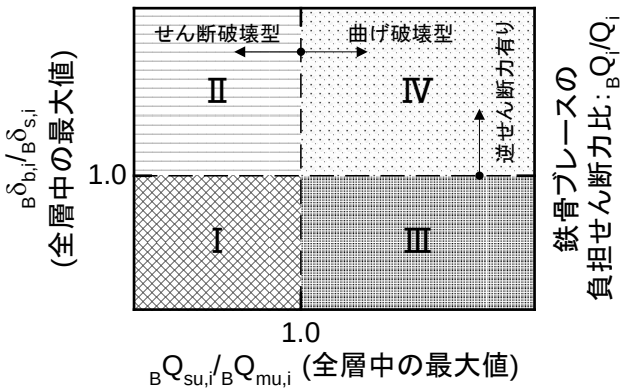


図 7.1.2　鉄骨枠付きブレース補強配置の効果の分類

7.1.3　中高層建物の耐震診断と補強法の提案

これからの耐震診断，改修の対象となる中高層建物において，耐震診断を適切に評価し，耐震改修を円滑に進めるための評価法を提案した。評価法は以下のようにまとめられる。

・$0.3 \leqq {}_bC_u$ で ${}_cC_{TU}/{}_bC_u \geqq 1.5$ の場合には，第 3 次診断法による評価とする。また，梁降伏型が保証できるとして，モード優遇係数λが適用できる。

・$0.3 \leqq {}_bC_u$ で $1.0 \leqq {}_cC_{TU}/{}_bC_u < 1.5$，および ${}_cM_u/{}_bM_u \geqq 1.4$ の場合は，第 3 次診断法による評価とし，${}_cC_{TU}/{}_bC_u$ に応じた強度率 c_i を満足すればλが適用できる。

また，前記以外と ${}_cM_u/{}_bM_u$＜1.4 の場合には，層崩壊を想定した診断と梁崩壊を想定した診断の両方を行うことが現実的である。

・0.3≦${}_bC_u$ で ${}_cC_{TU}/{}_bC_u$＜1.0 の場合は，層崩壊型となり第 2 次診断法により評価する。

次に，これらの評価結果を基に第 4 章による鉄骨枠付きブレースの配置と補強効果の分類より補強計画を行い，再度，第 3 章による層崩壊危険度の評価法に戻り目標値を満足することを確認する。

以上より，中高層建物の耐震診断と耐震補強行う上で，以下のことを明確にした。

- 耐震診断を適切に評価し，効果的な耐震補強配置を提案した。
- モード優遇係数λを適用するための条件を明確にした。
- 耐震補強用鉄骨ブレースの配置方法により，${}_cC_{TU}/{}_bC_u$ と強度率 c_i を調整することで層崩壊を防止することができることを示した。

7.2　今後の検討課題

これまでに未解決な事項を挙げ，今後の検討課題とする。

(1) 柱梁耐力比について

本論文では，梁の降伏耐力以降の評価を弾性時に対して，1/100 程度で評価したが，実状では終局時に梁に取り付く床の協力幅の増大や軸方向力の作用により，梁の耐力が徐々に上昇することが報告されており，その影響を考慮した応答性状の検討が必要である。

層崩壊の可能性が低い場合には，耐震診断基準ではモード形の優遇を適用することが出来る。しかし，これは終局に至るまで直線分布に近い振動モードを仮定している。今後，高次モードの影響等の振動モードについても検討が必要である。

(2) 高さ方向の強度分布について

本論文では，強度に着目した解析モデルを採用しており，弱点層以外は I_S 指標が一定値となる仮定を設定しているため，他層の強度も変化させた強度分布の影響についても検討を行う必要がある。また，剛性変化についても考慮する必要がある。

(3) 解析モデルについて

本論文では，部材数の少ない魚骨モデルを採用した。部材数が少ないモデルに対して，部材数が多く不静定次数の高いモデルの方が全体降伏機構の生起確率（信頼性）は高くなると報告されていることから，多スパンモデルによる検討が必要である。補強配置においても本論文では，基本的な配置として，既存架構の中央部としており今後，補強位置による検討が必要である。

(4) 補強配置について

補強配置については，梁に引張軸力が作用する方向でのスラブ筋の有効範囲や，鉄骨枠付きブレース架構の終局強度が梁主筋の引張軸耐力で決まった場合の靭性指標 F 値，および強度寄与係数の評価方法の問題が挙げられる。また，制震補強部材を考慮した補強量の設定方法については，エネルギーに基づく考え方から提案することを今後の課題としたい。

(5) せん断破壊部材について

せん断破壊部材は，F 値に相当する塑性率により評価したが，せん断破壊による耐力劣化の影響については今後の課題としたい。

(5) 入力地震について

今回の検討において，時刻歴応答解析に採用した入力地震動は表層地盤が一般的な第 2 種地盤の地表面位置でのスペクトル（周期 0.16～0.86 秒まで加速度一定領域となるスペクトル）に適合した模擬地震動のみであり，今後，建物の固有周期と地盤周期が一致する場合には振動が増幅するため別途検討が必要である。

(6) 実建物モデルによる本評価法の検討結果では，既存建物の第 2 次診断において，強度，剛性共に高さ方向のバランスが良く，さらに I_S 指標も 0.4 程度以上と良好な建物であった。今後，I_S 指標が 0.4 以下で，かつ強度の高さ方向のバランスの悪い建物モデルによる検討が必要である。