関西地域における告示波を超える長周期地震動に対する検証法

COPY

2018 年 2 月 1 日

一般社団法人日本建築構造技術者協会関西支部　大震研委員会

国交省より「超高層建物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について」（技術的助言）が出され、関西地域では速度応答スペクトルにおいて告示波の 2.0 倍(OS1)あるいは 1.5 倍(OS2)となる地震動が提示されいます。さらに、これらの地震動は、歴史的な地震活動度から約 100～150 年間隔で発生しているとされていることより告示で示されている極稀に発生する地震動と同等とし、レベル２扱いとされています。

このような地震動に対して実務者はどのような設計が可能か、大震研委員会各ＷＧでスタディしてきました。その成果として、超高層建物等の大臣認定に係る性能評価に適用される「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」に記載されている一般的なクライテリアを越えた設計に係る検証法を、学識経験者の方々からの意見を頂きながら「関西地域における告示波を超える長周期地震動に対する検証法」としてまとめました。本検証法が実務者の方々の一助となることを期待します。

本検証法の作成に当たりご協力を頂いた学識経験者の方々に深甚の謝意を表します。

2017 年 11 月

一般社団法人日本建築構造技術者協会関西支部　大震研委員会

COPY

大震研委員会委員（2017 年 11 月，敬称略）

鉄筋コンクリート構造ワーキンググループ

主　　査　上田博之

委　　員　阿波野昌幸，太田寛，神沢宏明，河本弘，小西淳二，司馬勢也，塚本尚由，
橋本宗明，森清宣貴，屋宜修，山田裕之，山本俊司，

学術委員　真田靖士，谷昌典，西山峰広

鉄骨構造ワーキンググループ

主　　査　西村勝尚

委　　員　上森博，片岡大，軸丸久司，福本義之，堀本明伸，三谷淳

学術委員　多田元英，田中剛，向出静司，聲高祐治，多賀謙蔵，安井信行，孫玉平

免震構造ワーキンググループ

主　　査　大住和正

委　　員　池田周英，大谷康二，小倉正恒，貝谷淳一，澤田毅，鈴木昭司，竹内貞光，
東毅洋，福井弘久，福田滋夫，藤井章男，前野敏元，増田寛之，三谷学

学術委員　藤谷秀雄，向井洋一，岸田明子

基礎構造ワーキンググループ

主　　査　園田隆一

委　　員　細野久幸，久保恒治，山本博

学術委員　宮本裕司，多賀謙蔵，鬼丸貞友

原稿執筆担当（2017 年 11 月，敬称略）

１．はじめに　西村勝尚

２．鉄筋コンクリート構造

2.1 上田博之，2.2 上田博之，森清宣貴，2.3 上田博之，神沢宏明，森清宣貴，山本俊司

３．鉄骨構造

3.1 西村勝尚，3.2 西村勝尚，片岡大，安井信行，3.3 西村勝尚，福本義之，片岡大，向出静司

４．免震構造

4.1 大住和正，小倉正恒，前野敏元，4.2 池田周英，大住和正，小倉正恒，前野敏元，
4.3 大住和正，小倉正恒，前野敏元

COPY

１．はじめに

「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について」（技術的助言）に提示されている地震動は告示に示されている極稀に発生する地震動と同等とし，レベル２扱いとされている．

レベル２に対するクライテリアは，建築基準法第 20 条第１項第一号（第二号ロ，第三号ロ及び第四号ロを含む）の認定に係る性能評価に適用される「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」の「4.4.4 評価判定クライテリア　(2) 倒壊、崩壊限界」に以下のように示されている．また，免震構造物に対するクライテリアは具体的に示されていなく，今までの判定基準が準用されるものと推察される．

（業務方法書抜粋）

イ．各階の応答層間変形角が 100 分の１を超えない範囲にあること。

ロ．各階の層としての応答塑性率が 2.0 を超えないこと。この場合，塑性率を求める基準となる変形が構造方法及び振動特性を考慮して適切に設定していること．

ハ．構造耐力上主要な部分を構成する各部材の応答塑性率が，その部材の構造方法，構造の特性等によって設定された限界値（当該数値が 4.0 を超える場合は 4.0）以下であること．この場合，塑性率を求める基準となる変形が構造方法及び振動特性を考慮して適切に設定していること．（ただし，制振部材にあっては，この限りでない．

ニ．応答値が，イ，ロ及びハに示した値を超える場合にあっては，その超過する程度に応じ，以下の事項が確かめられていること．

①部材ごとの応答値を算定できる適切な解析モデルを用いて層間変形角，層の塑性率及び部材の塑性率等の妥当性が確かめられていること．

②応答解析に用いる部材の復元力特性が，応答変形を超える範囲まで適切にモデル化され，かつ，そのモデルが適切である構造ディテールを有すること．

③水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を算定できる適切な応答解析が行われていること．

一方，技術的助言に示された設計用地震動は，既往の 2000 年の極めて稀に発生する地震動（レベル２告示波）に比べ，速度応答スペクトルにおいて 1.5 倍あるいは 2.0 倍となる地域がある．

このような大きな地震動に対して，業務方法書イ～ハあるいは既往の免震構造建物の判定基準に準拠した設計を行うと，大きな躯体工事費のアップあるいは建築空間を阻害することが想定される．また，免震構造建物に関しては免震層の剛性あるいは減衰力を大きくする必要が生じ，その結果，頻度の高い中地震等に対して本来の免震効果が低下することを危惧する．

そこで，技術的助言で提示されている告示波を超える長周期地震動に対して，制振構造，耐震構造による超高層建物に対して業務方法書のニによる設計法あるいは検証法を，免震構造建物に対しては上部構造の塑性化，免震層の大変形領域あるいは制動を許容する設計についての検証法を提案する．

本検証法の内容は現状の知見に基づいたものであり，特別な研究あるいは今後の研究成果を反映したより精度の高い設計法を阻害するものではなく，さらに，今後の研究による新たな知見により改定していくべきものである．

COPY

なお，本検証法は，国土交通省建築指導課，建築研究所および国土技術政策総合研究所の意見を参考にしてまとめたものである．しかし，本検証法に基づき設計・検討することにより性能評価の取得を保証するものではなく，個々の案件に関しては個別に議論され，性能評価機関の評価を受けるべきものである．また，本検証に記載のない部分については従来のやり方に従って検討する必要があることを付記する．

COPY

2.　鉄筋コンクリート構造

2.1　基本方針 …… 2- 1
2.1.1　対象建物と基本方針 …… 2- 1

2.2　解析手法と解析条件 …… 2- 3
2.2.1　限界状態Ｉの検証方針 …… 2- 3
2.2.2　検証フロー …… 2- 3
2.2.3　解析モデル …… 2- 5
2.2.4　解析条件 …… 2- 18

2.3　設計クライテリア …… 2- 23
2.3.1　検証方法 …… 2- 23
2.3.2　設計クライテリアの設定 …… 2- 25
2.3.3　Ｅディフェンス実験に対する検証例 …… 2- 38

参考文献 …… 2- 46

COPY

2.1 基本方針

2.1.1 対象建物と基本方針

本節が対象とするのは，時刻歴応答解析を用いて設計を行う鉄筋コンクリート造建物で，構造形式は純ラーメン構造，およびコアウォール形式の連層耐震壁付きラーメン構造の建物とする．

技術的助言で提示されている告示波を超える地震動に対する耐震性能限界として「限界状態Ⅰ」を規定し，以下の二段階で検証を行う．

(1) 地震応答解析結果の各部材の応答値が 2.3.2 (1)で定めるクライテリアを超えないこと．

(2) 地震応答解析結果から限界状態Ⅰを検証するための終局状態（架構設計変形時）を定め，各部材が 2.3.2 (2)で定める限界状態Ⅰを検証するためのクライテリアを満足すること．

限界状態Ⅰは「大きな損傷は残るが，倒壊することはなく，人命を確実に守ることのできる状態」として定義する．

なお，本節の内容は特別な研究あるいは今後の研究成果を反映した，より精度の高い設計法を阻害するものではない．

本節では鉄筋コンクリート造建物の設計法について記述する．鉄筋コンクリート造建物には様々な規模，様々な構造形式のものが存在するが，本節で対象にするのは，高さ 60m 超等，時刻歴応答解析を用いて設計を行う建物とし，構造形式としては純ラーメン構造およびコアウォール形式の連層耐震壁付きラーメン構造を想定しており，基本的に曲げ破壊先行型の部材で構成される全体崩壊系の建物が対象である．

一般的には，極めて稀に発生する地震動（いわゆるレベル 2 地震動）に対するクライテリアとしては，応答層間変形角 1/100 以下や各階の層としての塑性率 2.0 以下などで規定される．しかしながら，「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について」の技術的助言によれば，関西圏の一部の地域では速度応答スペクトルにおいて既往のレベル 2 地震動の 1.5～2.0 倍の外力となる．これらの大きな地震動に対して，上述の一般的クライテリアを超える場合にあっては，その超過する程度に応じ以下の事項が確かめられていること，とされている．

①部材ごとの応答値を算定できる適切な解析モデルを用いて層間変形角，層の塑性率および部材の塑性率等の妥当性が確かめられていること．

②応答解析に用いる部材の復元力特性が，応答変形を超える範囲まで適切にモデル化され，かつ，そのモデルが適切である構造ディテールを有すること．

③水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を算定できる適切な応答解析が行われていること．

そこで，大きな変形に対しても構造安全性を損なうことのない解析モデル，復元力特性，履歴特性とし，部材個々の性能をより直接表すことのできる指標として，主として部材角（部材端回転角）に着目し，地震応答解析の結果から限界状態Ⅰを検証するための終局状態（架構設計変形時）を定め，各部材が 2.3.2 (2)で定める設計クライテリアを満足することを確認する．

また，これとは別に，鉄筋コンクリート部材の繰り返し加力による影響が確認されている範囲として，2.3.2 (1)で地震応答解析結果の各部材の応答値に対するクライテリアを定め，二段階での検証を行うものとした．

COPY

なお，水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮するため，地震応答解析に際し鉛直荷重によるＰΔ効果を必ず考慮するものとする．

限界状態Ｉとして，建物のいずれの部材もクライテリアとして定めた限界性能に至らないことにより，「大きな損傷は残るが，倒壊することはなく，人命を確実に守ることのできる状態」と定義する．各部材の限界性能については，基本的に日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説；2004 年刊（文献 2.1：以下，「評価指針」）にならうこととし，「評価指針」の安全限界が本指針の限界状態Ｉに相当すると定義する．これは，「評価指針」において，“部材の終局状態は従来の評価手法，例えば「靭性保証型設計指針」（文献 2.2）を踏襲することで評価することとしている．ただし，これら従来の評価法ではいわゆる靭性限界，すなわち水平力に対する抵抗力が低下し始める限界を評価している．靭性設計された構造物の倒壊限界，鉛直支持能力の限界は，一般にさらにかなりの余裕がある”と記述されていることによる．

例えば図 2.1-1 は，「評価指針」に示された梁の典型的な復元力特性であり，曲げ降伏後のせん断破壊点を安全限界としている．「評価指針」では柱や耐震壁についても別の定義で安全限界を定めている．本節では，地震応答解析の結果から限界状態Ｉを検証するための終局状態（架構設計変形時）を定め，その時に各部材が安全限界として定められた限界状態Ｉのクライテリアを満足することを確認して，十分な構造安全性が確保されていることを確認する．

極めて稀に発生する地震動（いわゆるレベル 2 地震動）を超える直下型断層巨大地震に対する検証法としては，地震応答解析による部材の応答値を直接に限界状態Ｉのクライテリアと比較することや，「倒壊・崩壊しない状態としての限界状態Ⅱ」を定義して，部材レベルにおいては限界状態Ｉのクライテリアを超える部材の存在を許容することもあり得るが，今回の対象はレベル 2 地震動であることから，基本方針に述べたとおり二段階の検証としている．

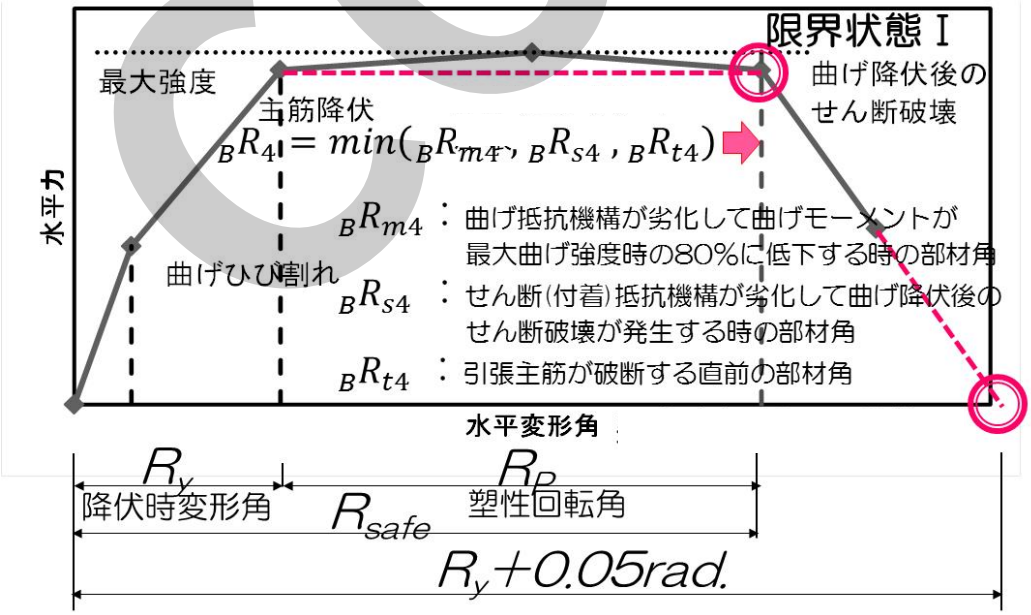


図 2.1-1　梁の復元力特性

COPY

2.2 解析手法と解析条件

2.2.1 限界状態Ⅰの検証方針

層ではなく，部材レベルの検証を行う． 2.2 に基づく地震応答解析の結果から限界状態Ⅰを検証するための終局状態（架構設計変形時）を定め，各部材が 2.3 で定める設計クライテリアを満足することを確認する．

2.2.2 検証フロー

次ページに検証フローを示す．

立体フレームを用いた場合と質点系モデルを用いた場合で，検証のための手順は異なる．

地震応答解析モデルは，立体フレームモデルが望ましいが，質点系モデルの地震応答解析結果からフレームモデルによる静的弾塑性解析結果を用いて，部材応答値を精度よくあるいは安全側に推定できる場合は質点系モデルでもよい．

静的弾塑性解析や地震応答解析に際しては「2.2.3 解析モデル」に準拠し，部材のモデル化，復元力特性の設定，履歴構成則や減衰定数の決定を行う．

限界状態Ⅰの検証に際しては図 2.1-0 に示すように，静的弾塑性漸増解析による 1 階の層せん断力 Q_1 と水平外力重心位置の変形 δ_G との関係において，レベル 2 地震応答時※の重心位置水平変形までの面積（仕事量）の 2 倍以上の面積（仕事量）を確保する変形時を架構設計変形時とし，限界状態Ⅰを検証するための終局状態として取り扱う．

この架構設計変形時の各部材が, 2.3.2 で定める各部材の設計クライテリアを満足することを確認して検証を終了する．

なお，地震応答解析に際しては「2.2.4 解析条件」に示した以下の事項を考慮する．

(1) 基礎固定条件，(2) PΔ効果の考慮，(3) 上下動の影響，(4) 水平 2 方向入力の扱い

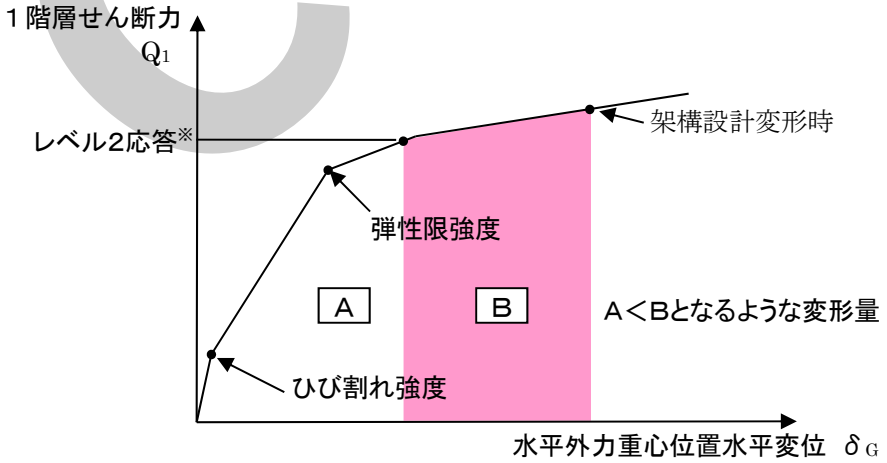
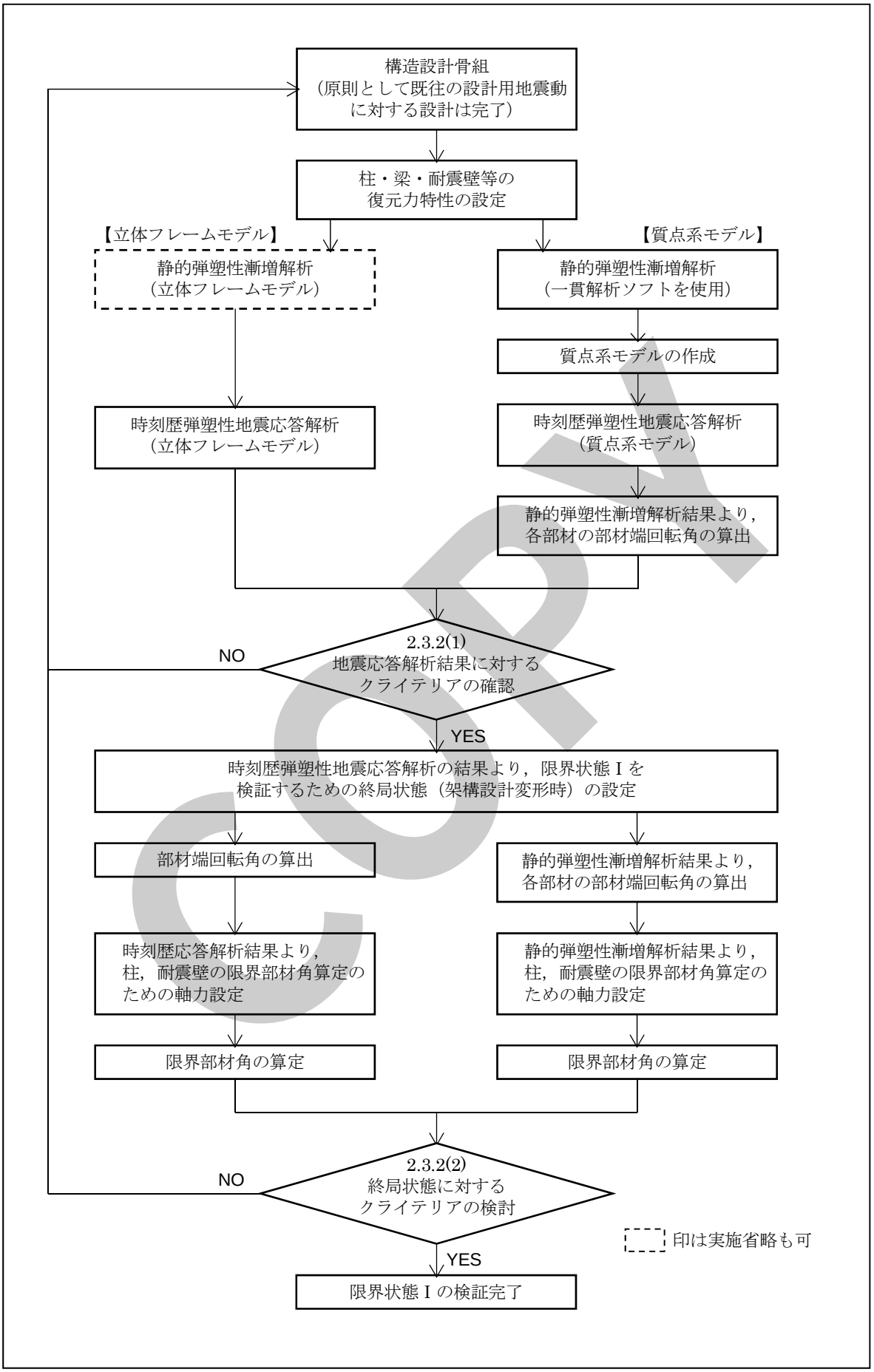


図 2.1-0　1 階の層せん断力 Q_1 と水平外力重心位置の変形 δ_G との関係

※：「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について」の技術的助言に基づいて，「極めて稀に発生する地震動（レベル 2)」として扱う場合の解析を対象としている．

COPY


構造設計骨組
（原則として既往の設計用地震動
に対する設計は完了）
柱・梁・耐震壁等の
復元力特性の設定
【立体フレームモデル】
【質点系モデル】
静的弾塑性漸増解析
（立体フレームモデル）
静的弾塑性漸増解析
（一貫解析ソフトを使用）
質点系モデルの作成
時刻歴弾塑性地震応答解析
（立体フレームモデル）
時刻歴弾塑性地震応答解析
（質点系モデル）
静的弾塑性漸増解析結果より，
各部材の部材端回転角の算出
2.3.2(1)
地震応答解析結果に対する
クライテリアの確認
NO
YES
時刻歴弾塑性地震応答解析の結果より，限界状態Ｉを
検証するための終局状態（架構設計変形時）の設定
部材端回転角の算出
静的弾塑性漸増解析結果より，
各部材の部材端回転角の算出
時刻歴応答解析結果より，
柱，耐震壁の限界部材角算定の
ための軸力設定
静的弾塑性漸増解析結果より，
柱，耐震壁の限界部材角算定の
ための軸力設定
限界部材角の算定
限界部材角の算定
2.3.2(2)
終局状態に対する
クライテリアの検討
NO
YES
印は実施省略も可
限界状態Ｉの検証完了

COPY

2.2.3 解析モデル

(1) 部材のモデル化

部材のモデル化は曲げ変形,せん断変形,軸変形などを再現できるモデルとしなければならない.

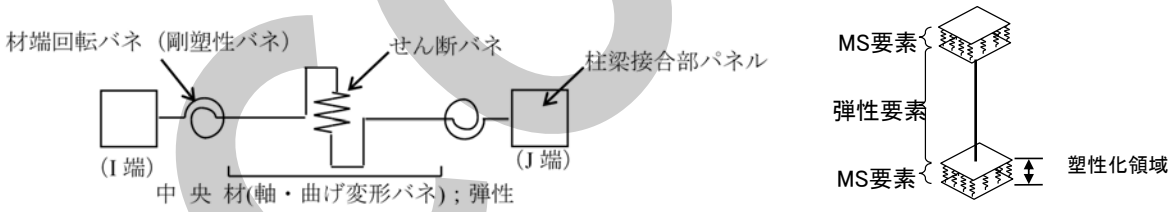
(a) 柱・梁

柱部材では曲げ変形･せん断変形･軸方向変形,梁部材では曲げ変形･せん断変形を適切に表現でき,静的弾塑性解析あるいは地震応答解析に用いる部材の曲げモーメント－回転角関係は，塑性ヒンジ部の塑性回転角を適切に評価することが可能なモデルとする.

平面フレームモデルの場合には，曲げに関しては部材両端に剛塑性ばねを設置して応力と変形の関係を再現し，中央部材で弾性曲げ変形やせん断変形，軸変形を再現する（図 2.2-1(a)）．柱は軸力により復元力が変化するが，平面フレームモデルの場合はあらかじめ適切な軸力を想定し，復元力特性に反映させる手法をとればよい.

立体フレームモデルにおいては，梁については部材端に剛塑性ばねを設置するモデルで問題ないが，柱については 2 方向の曲げと軸方向力の 3 軸降伏相関関係を表現できるように，ファイバーモデルやマルチスプリングモデル（以下，MS モデル）を採用するのが一般的である（図 2.2-1(b)）.

なお，柱を材端剛塑性ばねでモデル化した場合は，部材端回転角と曲げモーメントとが一定の関係になり，設定した復元力特性の再現が簡単である．一方，MS モデル等を設けた場合には精度よく柱の挙動を再現できるが，曲げ降伏後のせん断で決まる限界点や実験的に求められた限界点をモデル上で再現することは現状では困難である.



(a) 材端バネモデル　　(b) ＭＳモデル

図 2.2-1　柱・梁のモデル化

(b) 耐震壁

耐震壁では，曲げ変形，せん断変形および軸方向変形を再現できるようにモデル化とする．コアウォールのように直交壁が存在する場合には，耐震壁の曲げとせん断抵抗の評価に直交壁の影響を適切に考慮する必要がある.

(c) 柱梁接合部

柱梁接合部はせん断変形を考慮できるモデルとしなければならない．ただし，柱梁接合部のせん断余裕度が 1.2 倍以上確保されている場合は，剛域としてよい.

COPY

(2) 部材の復元力特性

部材の復元力特性は，コンクリートのひび割れや鉄筋の降伏などの非線形性を反映したものとしなければならない．また履歴則は武田モデル，Degrading Tri-linear モデル，スリップ挙動を考慮することができる履歴構成則などを用いる．武田モデルにおいては除荷時剛性低下指数を 0.4～0.6 にすればよい．また耐震壁と柱梁接合部には原則として原点指向型モデルを用いるが，コアウォールについては武田モデルを用いてよい．

(a) 柱・梁

柱・梁の曲げに対する骨格曲線は，ひび割れ点と降伏点を折れ点とする三折れ線とする．第一折れ点はひび割れ点とし弾性剛性とひび割れ強度から決まる．第二折れ点は降伏点とする．ここで柱は軸方向鉄筋の 50%が降伏した時点，梁では引張側主筋が全て降伏した時点を降伏と定義する．各種基規準に示される略算式で降伏モーメントの値を求めてもよい．復元力特性の設定に用いる降伏強度算定時の鉄筋強度は平均値を用いるとする．降伏点の変形については，2.3.2 に記述した四種類の変形成分を足し合わせて降伏変形を求める方法と，菅野の方法（文献 2.3）により降伏時変形を求める方法のいずれによってもよい.「評価指針」では変形成分を足し合わせる方法の方が実験結果を精度よく再現でき，菅野の方法は変形を過小評価する傾向にあるとされている．なお，設定方法は限界部材角算出時と同一の方法としなければならない．梁においては，スラブの影響が大きく剛性と耐力に考慮が必要である．スラブ有効幅については文献 2.3 によればよいが，変形が進むにつれて協力幅が大きくなり，梁の曲げ強度が大きくなるとの報告（文献 2.9, 10）があるので，本指針が想定するような大きな変形に対しては，適切に考慮する必要がある．

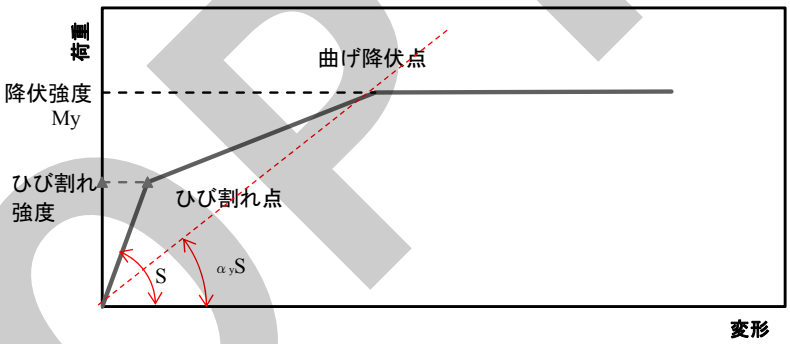


図 2.2-2　梁の復元力特性
（tri-linear 型モデル）

COPY

以下に，菅野の方法（文献 2.3）により，梁の上端引張時（スラブ引張）の降伏曲げモーメント M_y および T 形断面梁の降伏時の剛性低下率 α_y' を求める時のスラブ有効幅の考え方に関する検討結果を示す.

梁部材の復元力特性を決める履歴骨格曲線の設定に際しては以下を推奨する.

・梁の上端引張時（スラブ引張）降伏曲げモーメント M_y を求める時の鉄筋断面積は，スラブ全幅の鉄筋を考慮する.

$$M_y = 0.9 a_t \sigma_y d$$

・梁の上端引張時（スラブ引張）の T 形断面梁の降伏時の剛性低下率 α_y' を算出する際の有効鉄筋比は，スラブ全幅（両側に取り付くスラブ幅の平均）に含まれる鉄筋の断面積より算出を行う．ただし T 形梁の断面二次モーメント I_T を計算するときには，スラブ全幅とはせず，RC 規準の方法による．また，ヤング係数比 n は，実際のコンクリートのヤング係数から定める.

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 a/D + 0.33\eta_0)\left(\frac{d}{D}\right)^2$$

$$\alpha_y' = \alpha_y (I_o / I_T)$$

ここに，I_T：T 形梁の断面二次モーメント

I_o：長方形梁の断面二次モーメント

鉄筋コンクリート造建物の梁の骨格曲線を設定する際，梁の耐力および剛性算出時に用いるスラブの有効幅は「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」に基づき，0.1L 等（L：スパン長）として求められることが一般的である（連続梁の場合）.

しかしながら，米澤らにより，震動実験において用いられた試験体の形状を細部にわたり詳細に再現した超大規模モデルによる 3 次元静的 FEM 解析が行われ，その解析結果により，終局レベルの応答時においてスラブ筋が全スパンにわたり有効に寄与することが報告されている（文献 2.26）. また，倉本らにより，梁の降伏モーメント M_y を算出する際，スラブ協力幅を全幅有効とすることで E-ディフェンスで行われた縮小 20 層 RC 造建物の震動実験における実験結果を良好に評価可能であることが確認されている（文献 2.27）.

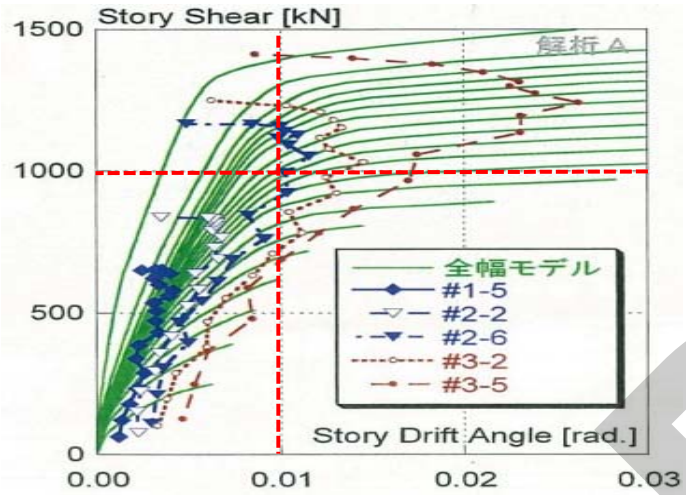
このことから，梁の上端引張時（スラブ引張）降伏モーメント M_y および T 形断面梁の降伏時の剛性低下率 α_y' は，全幅にわたるスラブ筋が有効に寄与するとして算出することを推奨する．以下では，縮小 20 層 RC 造建物の震動実験をトレースした解析結果と実験結果の荷重 - 変形関係の比較を行う．ここでは，梁の両方向載荷を考慮し，圧縮側と引張側の耐力および剛性を平均して梁の骨格曲線を設定する.

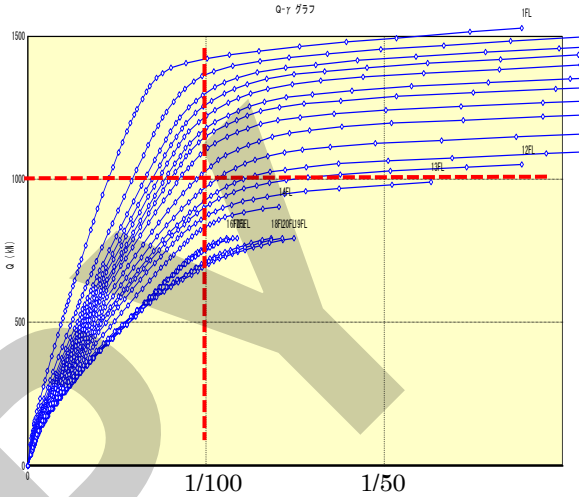
COPY

（i）縮小 20 層 RC 造建物の骨格曲線の比較

文献 2.26 および E-ディフェンス実験の公開資料を基に，縮小 20 層 RC 造建物を立体フレームモデルでモデル化した．解析プログラムは BRAIN（㈱TIS）とし，梁の上端引張時（スラブ引張）降伏曲げモーメントを算出する際の鉄筋断面積および降伏後の剛性低下率を算出する際の有効鉄筋比は，スラブ全幅（両側に取り付くスラブ幅の平均）に含まれる鉄筋の断面積より算出した．

図 2.2-3 に，E-ディフェンス実験の公開資料における結果と作成した解析モデルの層間変形角-層せん断力関係の比較を示す．スラブ全幅に含まれる鉄筋を考慮することで，最大層せん断力およびひび割れ後の剛性が概ね良く対応していることを確認した．





E-ディフェンス実験の公開資料における結果　　解析モデルの層間変形角-層せん断力関係

図 2.2-3　層間変形角-層せん断力関係の比較

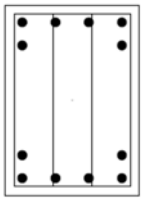
また，従来行われている，レベル 1，2 地震動に対する検討で使われる復元力特性は，層間変形角が 1/100 程度までを対象にして，復元力特性における仕事量が静的弾塑性解析で得られる，層せん断力 - 層間変形関係と等しくなるようにモデル化することが多い．しかし，本指針で取り扱う地震動に対する応答層間変形角は，1/100 を大きく超える．したがって，層せん断力 - 層間変形関係をモデル化して復元力特性を設定する場合には，応答解析で達する可能性のある層間変形角を考慮した設定を行わなければならない．可能であれば従来多用される三折れ線モデルではなく，折れ線を増やすことも有効である．三折れ線を使う場合でもさらに大きな変形領域まで仕事量が等しくなるようにモデルを設定し，解析の精度向上を図ることも有効である．

COPY

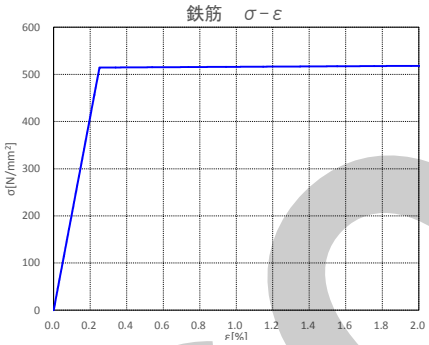
なお，RC 部材では変形の進行と繰り返しにより，部材の強度が低下することが知られており，その影響を骨格曲線や履歴則に取り込む研究が行われている（文献 2.11）が，本節では，限界状態Ｉの検討のための復元力特性の設定には考慮不要としている．以下にその理由を示す．

耐力劣化に影響を及ぼす要因として，①曲げ大変形，②繰り返し加力，③せん断破壊（曲げ降伏後のせん断破壊を含む）が考えられる．

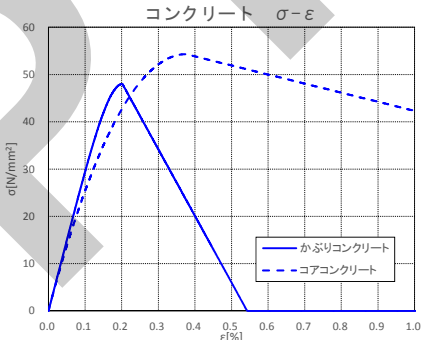
まず，曲げ大変形による耐力劣化については，十分なせん断補強筋や圧縮鉄筋が配置され，靭性を確保できるように設計された建物では，大変形による耐力劣化について無視できるものとする．圧縮鉄筋が十分に配置されている場合，最大耐力以降の劣化はほとんど生じないことが下記の断面解析例によっても示される（図 2.2-4, 5）．



断面　　：600×850（Fc48）
配筋　　：上端 4/2-D41，下端 4/2-D41（SD490）
　　str. 4-S13@100（KSS785）
材料特性：［鉄筋］規格降伏点強度×1.05 を折点荷重とする Bi-Linear 型
［コンクリート］鈴木式および中塚らの文献（文献 2.12）を参考に設定

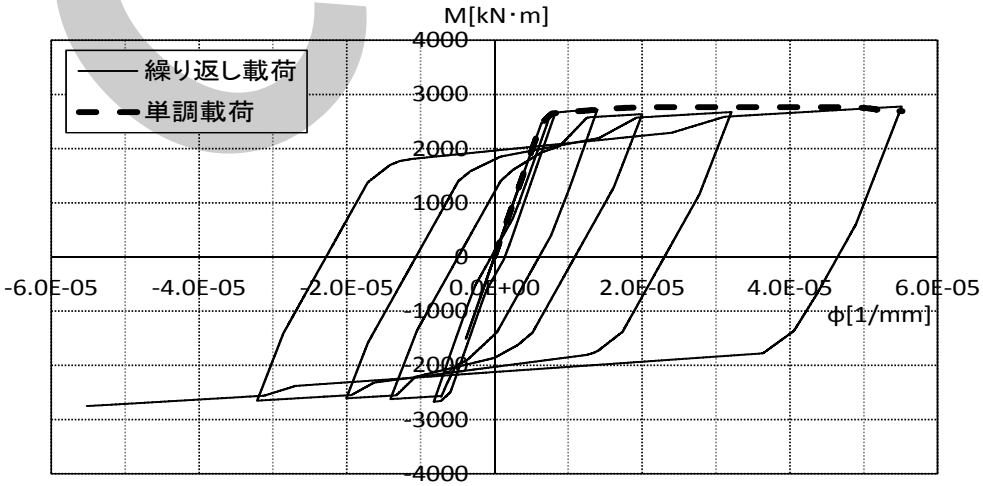


【鉄筋の応力ひずみ関係】



【コンクリートの応力ひずみ関係】

図 2.2-4　断面および材料のモデル化



【梁の M-φ 関係】

図 2.2-5　梁の断面解析

COPY

次に繰り返し加力の影響を検討するために，文献 2.29 検討例 1 に対して，直下型の大きな設計用地震波 2 波を入力した場合の応答層間変形角の時刻歴を図 2.2-6 に示す．繰り返し加力による部材の耐力劣化は，最大応答に達するほどの揺れの繰り返し数は少なく，耐力劣化への影響は小さいと考えられるが，海洋型地震動において最大応答に達するほどの揺れが連続する場合には，繰り返しによる耐力劣化が顕在化する可能性がある．文献 2.11 では，繰り返し載荷に伴うコンクリートの内部の残留ひずみが RC 部材のせん断抵抗機構の破壊を生じさせる要因と考え，「累積損傷変形」という概念を用いて耐力低下開始点の移動を考慮した復元力特性モデルが提案されているが，限界状態 I に与える影響などは今後の検討課題としたい．

また，繰り返しの影響を受けやすく，かつその破壊がエネルギー吸収性能に大きな影響を及ぼす柱梁接合部は特に重要であり，文献 2.30 などを参考に十分な余裕度を与える．

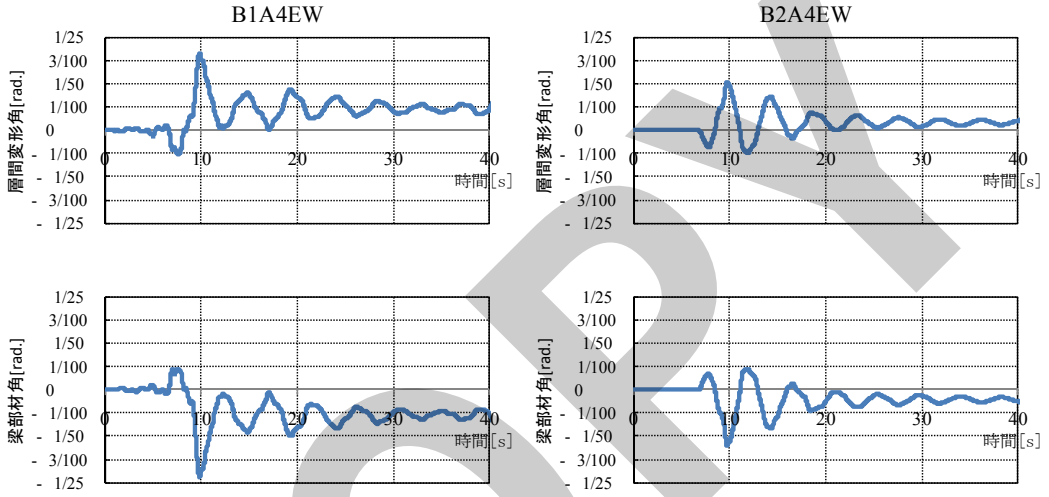


図 2.2-6　層間変形角および梁部材角

最後にせん断破壊による耐力劣化については，梁のせん断破壊発生時部材角を，限界状態 I のクライテリアとして設定し，それを超えないように設計するので，せん断破壊後の耐力劣化についての影響を限界状態 I の検証に考慮する必要はない．

以上のように通常は限界状態 I の検証においては，耐力劣化の考慮は不要であるが，参考のために，最大耐力以降の劣化を仮定した場合の応答への影響を以下に示す．検討結果によると劣化の程度にもよるが，層間変形角がおおむね 1/50 を超えると応答値への影響が表れ，劣化非考慮の場合と比較して 10%程度応答が大きくなる．

COPY

【参考検討 1】（劣化勾配を初期剛性の 0.01 倍とし，劣化開始点を塑性率（μ）3 と 4 にした場合の応答）

文献 2.29 検討例 1 を用いて，図 2.2-7 に示す復元力特性を設定して，部材の耐力劣化開始塑性率(μ)と最大応答層間変形角との関係を検討する．μ=3.0 および 4.0 とし，劣化勾配を初期剛性の 0.01 倍として検討を行った．検討地震波は，A3・A4・D6 ゾーンのレベル 3A～3C 地震波の計 15 波とし，最大応答層間変形角の変化を検討した．解析は立体フレームモデルで行う．

図 2.2-8 によれば，変形角の増大率は最大で 6.5%程度であり小さく，特に層間変形角が 3/100 程度以下においては 3%程度以下，1/50 以下ではほとんど変形角の増大はない．

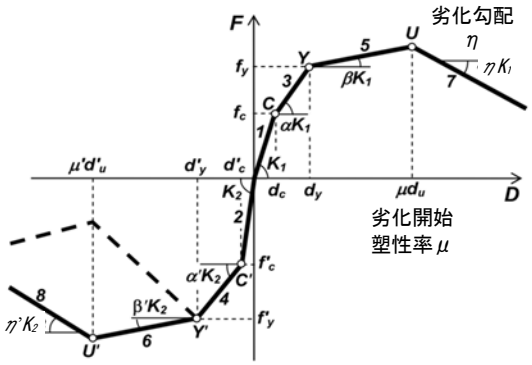


図 2.2-7　梁部材の耐力劣化モデル

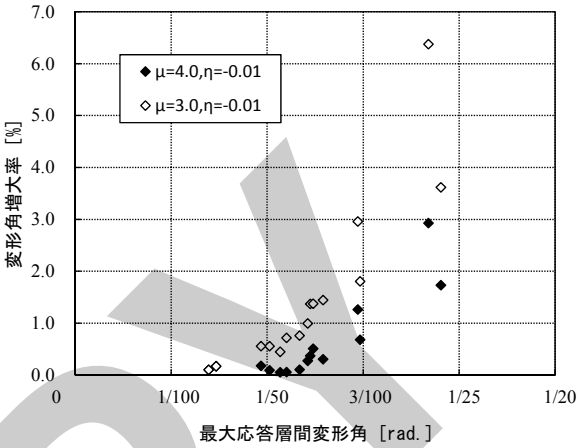
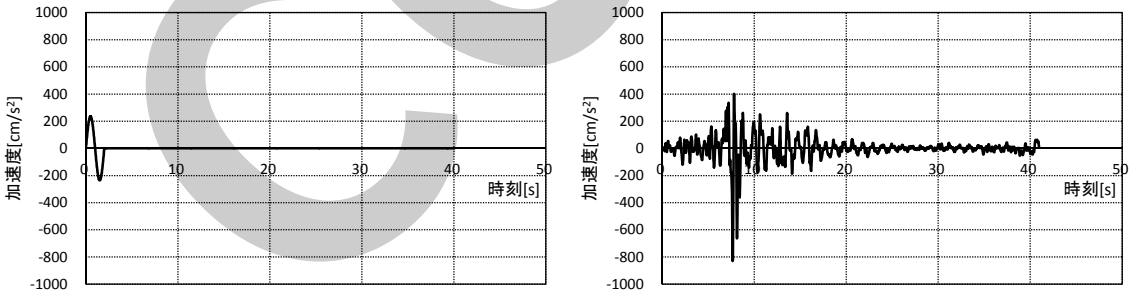


図 2.2-8　劣化開始時期による最大応答層間変形角への影響（劣化勾配：初期剛性の 0.01 倍）

【参考検討 2】（劣化勾配を初期剛性の 0.03 倍とし，劣化開始点を塑性率（μ）3 と 4 にした場合の応答）

文献 2.29 検討例 2 を用いて，劣化勾配を初期剛性の 0.03 倍とし，検討例 1 と同様の解析を行う．検討地震波は，sin パルス波およびターゲットスペクトル波（D6 ゾーン，レベル 3B）とする．表 2.2-1 に示すように，μ=4.0 の場合は応答値への影響は小さいが，μ=3.0 の場合は最大応答層間変形角が約 10%増加する．



(a)sin パルス波　150cm/s

(b)ターゲットスペクトル波
D6 ゾーン，ﾚﾍﾞﾙ 3B

図 2.2-9　検討地震波の時刻歴波形

表 2.2-1　劣化開始時期による最大応答層間変形角への影響（劣化勾配：初期剛性の 0.03 倍）

	地震波	劣化非考慮（①）	劣化開始点 μ=4（②）	②／①	劣化開始点 μ=3（③）	③／①
検討例 2	sin パルス波 150cm/s	1/42	1/41	1.02	1/38	1.11
	ターゲット スペクトル波	1/50	1/49	1.02	1/46	1.09

COPY

(b) 耐震壁

図 2.2-10 に,「評価指針」に示されている，せん断応力度・せん断ひずみ度関係で表した耐震壁の復元力特性モデル(太実線)を示す．縦軸はせん断応力度，横軸はせん断ひずみ度を表している．

ここで，$_s\tau_u$ ：終局せん断強度

$_b\tau_u$ ：終局曲げ強度時せん断応力度

$_b\tau_y$ ：曲げ降伏強度時せん断応力度

$_s\tau_{cr}$ ：せん断ひび割れ強度時せん断応力度

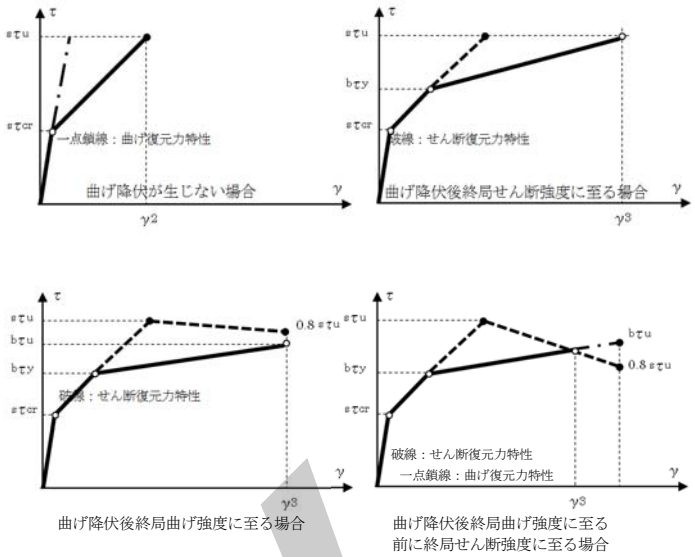


図 2.2-10　耐震壁のせん断応力度・せん断ひずみ度関係

それぞれの場合について，正勾配の復元力特性上にある，$\gamma 2$ または $\gamma 3$ を限界状態 I のクライテリアとしているので，耐力劣化についての影響を考慮する必要はない．

(c) 柱梁接合部

柱梁接合部については，せん断変形を考慮する場合，せん断に対する復元力特性は「評価指針」にせん断ひび割れ発生点，パネルコンクリートの圧壊点，最大耐力点，耐力低下点を結ぶ四折れ線モデルが示されており，それにならうこととする．ただし限界状態 I の検討においては，柱梁接合部は，一般にその最大せん断強度が，接合する梁降伏時に生じる，主筋に上限強度を考慮したせん断応力を余裕をもって上回るように設計されるので，耐力劣化開始点まで至ることはなく，最大耐力点までをモデル化する三折れ線モデルで問題はない．

(d) 履歴則

柱や梁には武田モデルや Degrading Tri-linear モデルを用いればよい．また，文献 2.9 では鉄筋のスリップを考慮することにより実験値と解析値の整合性が上がることが報告されている．スリップを考慮するモデルとしては武田スリップモデル等があり，次頁以降に検討例を示す．

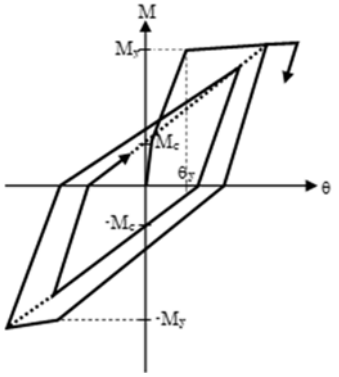
耐震壁については原点指向モデルを適用すればよいが，コアウォールは通常の耐震壁に比べてエネルギー吸収能力が高く，柱梁と同じく武田モデルや Degrading Tri-linear モデルを適用してよい．

(e) コンクリートのヤング係数

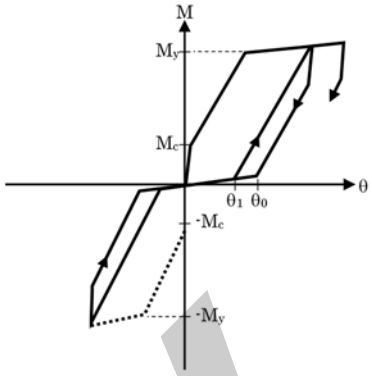
コンクリートの実強度は設計基準強度より大きく強度発現していることが多い．これに伴うコンクリートのヤング係数の違いが，地震応答解析結果に与える影響も小さくない．ここでは文献 2.33 等を参考に，一般的に高層 RC 建物で設計用ヤング係数の算出に用いられる想定調合強度として，1.2Fc を用いて部材剛性を算出することを推奨する．

COPY

1 層 1 質点に置換した質点系モデルや立体フレームモデルの層・梁（曲げ）の履歴構成則には，一般的に武田モデル（下図(a)）を採用するが，大変形領域を扱う地震応答解析では，下図(b)のようなスリップ挙動を考慮することができる履歴構成則の採用を推奨する．



(a)武田モデル



(b)スリップ挙動を考慮したモデルの一例

鉄筋コンクリート造建物の地震応答解析においては，1 層 1 質点に置換した質点系モデルの層や，立体フレームモデルの梁（曲げ）の履歴構成則に武田モデルを採用することが一般的である．

しかしながら，長周期地震動を受ける多層 RC 造骨組架構の動的挙動の確認のために E-ディフェンスで行われた縮小 20 層 RC 造建物の震動実験では，層の履歴曲線や梁端回転の履歴曲線にスリップ性状が見られたと報告されている（文献 2.25）．また，武田モデルを用いた応答解析結果と実験結果では大変形時に大きな差異が生じる傾向にあり，スリップ挙動を考慮することができる履歴構成則[2)]としていることから，長周期地震動に対する検討や大震研が提供するレベル 3 地震波の検討などで大変形領域を扱う場合には，スリップ挙動を考慮することができる履歴構成則の採用を推奨する．

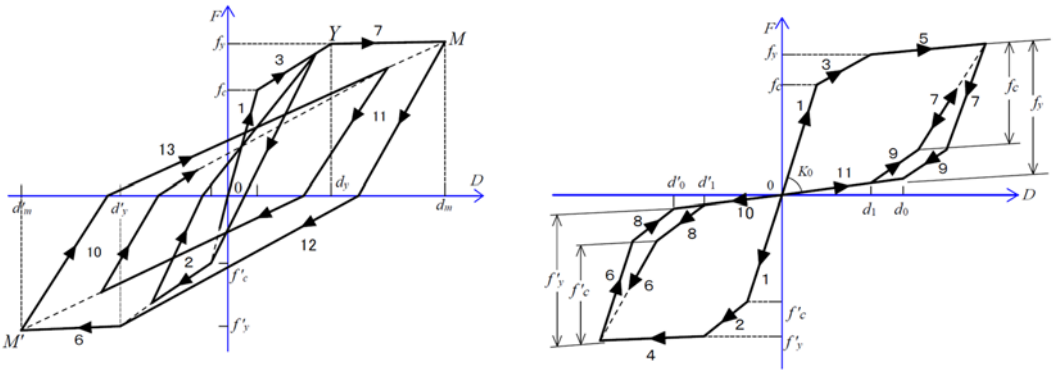
以下では，縮小 20 層 RC 造建物の震動実験をトレースした地震応答解析による履歴構成則の比較結果を示す．

（i）縮小 20 層 RC 造建物の地震応答解析モデル

文献 2.25 および E-ディフェンス実験の公開資料を基に，縮小 20 層 RC 造建物を立体フレームモデルでモデル化した．解析プログラムは SNAP（㈱構造システム）とし，プログラム内の履歴構成則は，武田モデル：剛性低減型 H，スリップ挙動を考慮したモデル：トリリニアスリップ型に設定した（図 2.2-11）．

プログラム	SNAP　立体フレームモデル
部材 履歴構成則	柱：MS モデル 梁：武田モデル,ﾄﾘﾘﾆｱｽﾘｯﾌﾟ ﾓﾃﾞﾙ せん断は弾性
耐力劣化	考慮しない
PΔ効果	考慮する
スラブ効果	耐力・剛性とも全幅有効
剛域評価	部材フェイス位置
減衰	瞬間剛性比例型 3%

COPY



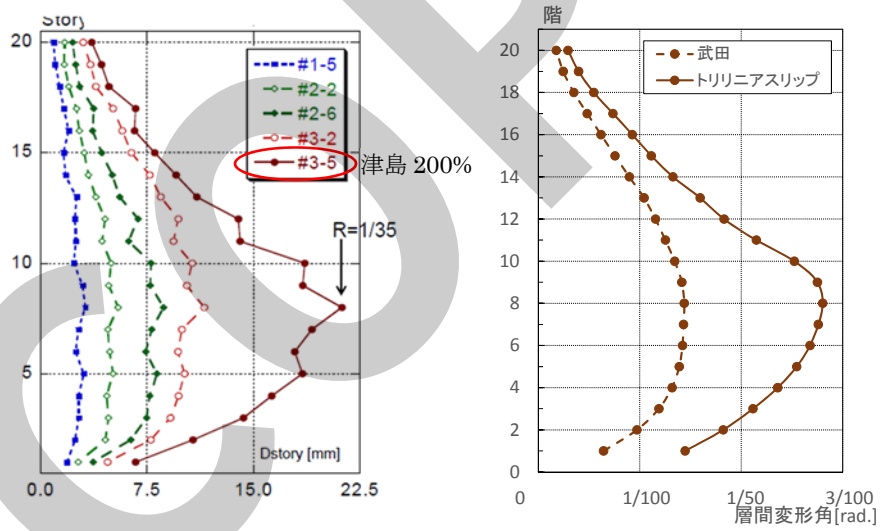
(a)剛性低減型 H [武田モデル]　　(b)ﾄﾘﾘﾆｱｽﾘｯﾌﾟ型 [スリップ挙動考慮]

図 2.2-11　SNAP で設定した履歴構成則

（ii）等価 1 自由度系への縮約結果による比較

作成した解析モデルの精度確認も兼ねて文献 2.26 にならって等価 1 自由度系への縮約を行い，結果を比較した．比較に用いる地震波は震動実験で採用された「津島 200%」とした．

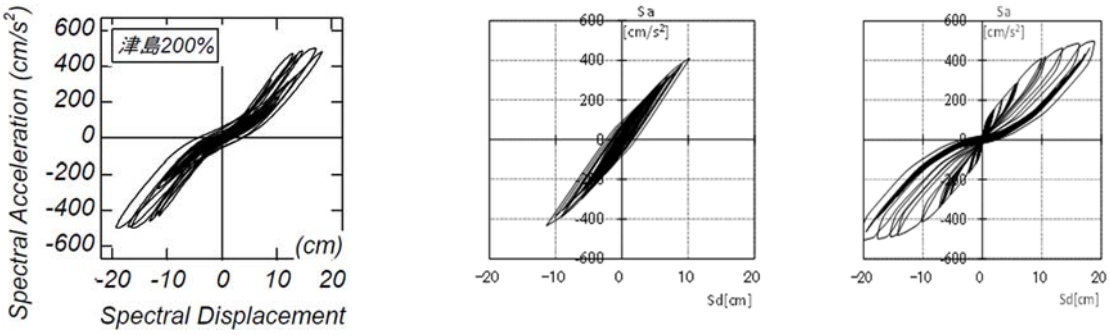
図 2.2-12 に最大応答層間変形角，図 2-2-13 に等価 1 自由度系への縮約結果の比較をそれぞれ示す．各比較結果とも文献 2.26 で示された結果と同様の傾向となり，武田モデルを用いた解析結果は実験結果に対して変形を過小評価し，トリリニアスリップ型を用いた解析結果が良く対応することを確認した．



(a) 実験結果
[E-ディフェンス公開資料]

(b) 解析結果

図 2.2-12　最大応答層間変形角の比較［津島 200%］



(a) 実験結果 3)　　(b) 武田モデル　　(c) ﾄﾘﾘﾆｱｽﾘｯﾌﾟ型

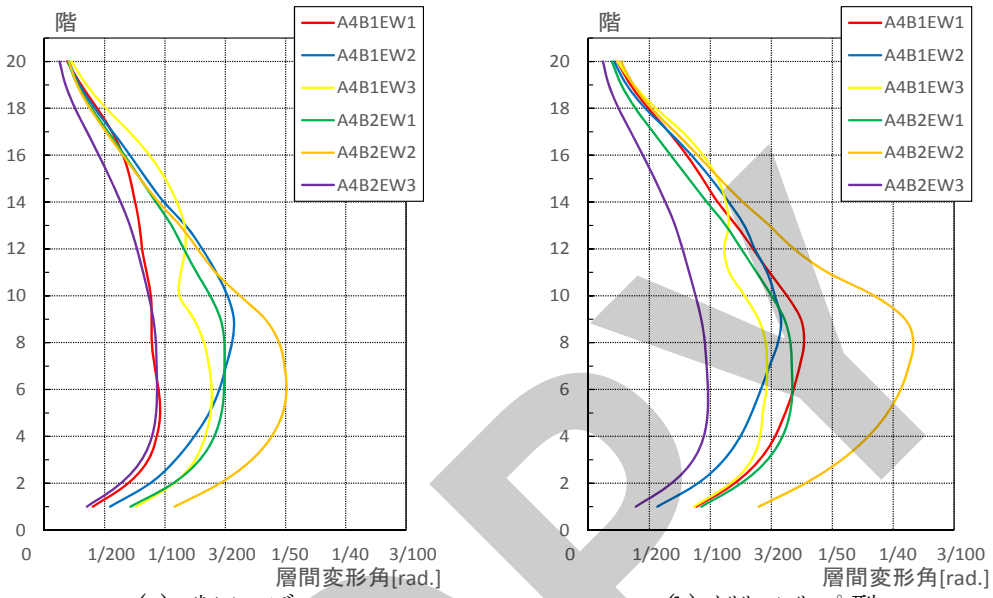
図 2.2-13　等価 1 自由度系への縮約結果の比較［津島 200%］

COPY

（iii）上町断層帯地震波による比較

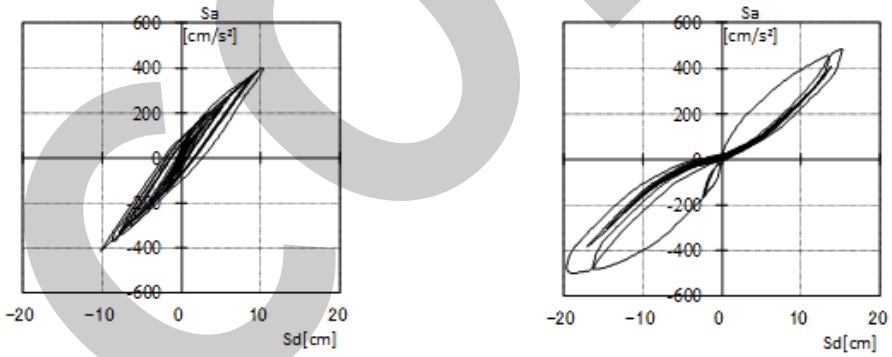
縮小 20 層 RC 造建物の地震応答解析モデルに上町断層帯地震波を入力し，履歴構成則の違いによる応答結果の比較を行った．比較に用いる地震波は，上町断層帯地震波・レベル 3B・A4 ゾーン・EW 方向のフラットタイプとパルスタイプの計 6 波とした．

図 2.2-14 に示す通り，履歴構成則の違いによる最大応答層間変形角への影響は地震波によって異なるが，影響が大きい地震波では変形が増大する．また，図 2.2-15, 16 には履歴構成則の影響が大きい[A4B2EW2]と影響が小さい[A4B1EW2]の等価 1 自由度系への縮約結果を示す．



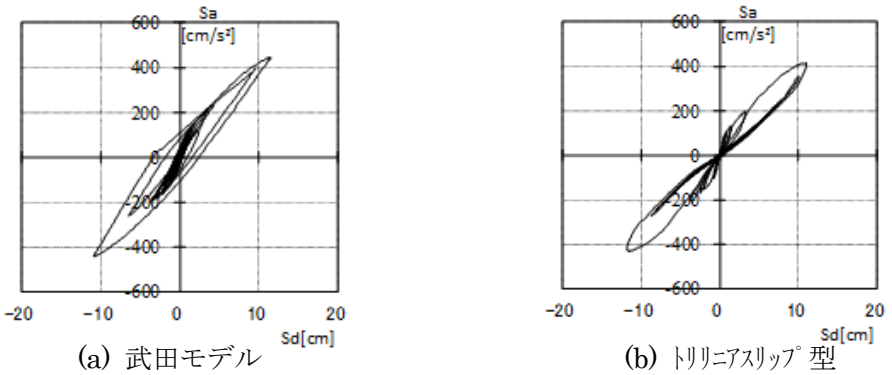
(a) 武田モデル　　(b) ﾄﾘﾘﾆｱｽﾘｯﾌﾟ型

図 2.2-14　最大応答層間変形角の比較［上町断層帯地震波］



(a) 武田モデル　　(b) ﾄﾘﾘﾆｱｽﾘｯﾌﾟ型

図 2.2-15　等価 1 自由度系への縮約結果の比較［A4B2EW2］



(a) 武田モデル　　(b) ﾄﾘﾘﾆｱｽﾘｯﾌﾟ型

図 2.2-16　等価 1 自由度系への縮約結果の比較［A4B1EW2］

COPY

(3) 地震応答解析モデル

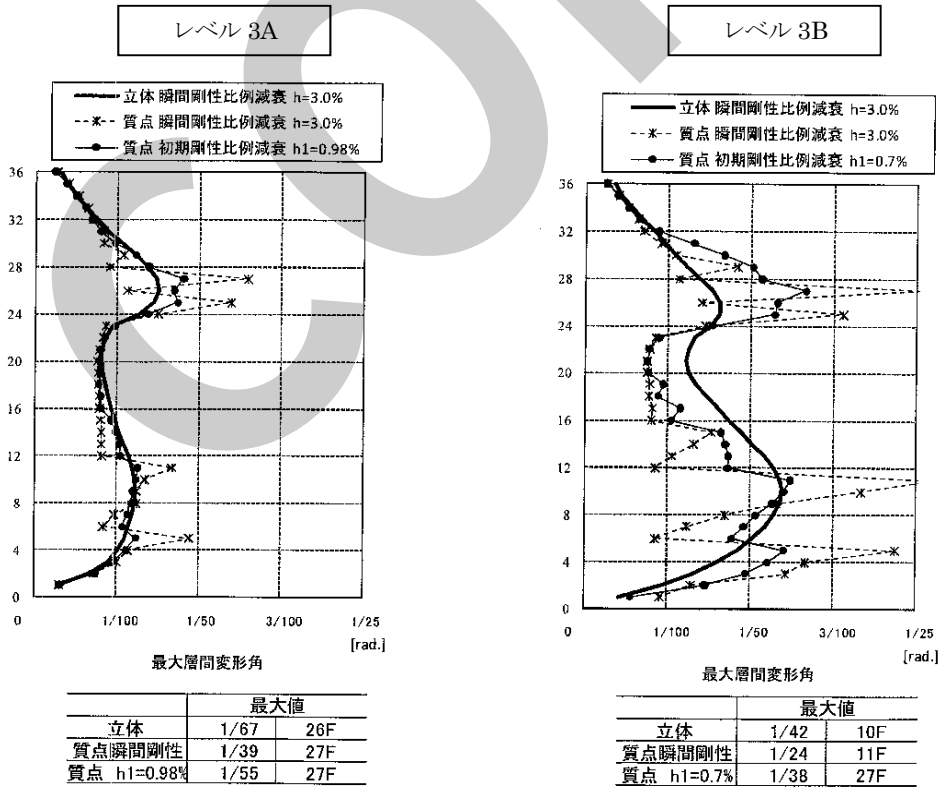
検証に使用する地震応答解析モデルについては，以下を推奨する．

(a) 建物を質点系モデルにした非線形時刻歴応答解析（以下，質点系応答解析）において，減衰を初期剛性比例型減衰とする方法，および類似の架構ごとに集約した質点系モデルを連結する方法（減衰は初期剛性比例型でも瞬間剛性比例型でも可）．

(b) 立体フレームモデルを用いた非線形時刻歴応答解析．減衰は初期剛性比例型でも瞬間剛性比例型でも可．

従来，鉄筋コンクリート造建物に使われている瞬間剛性比例型の減衰を仮定した質点系応答解析では，建物の最大層間変形角がおおむね 1/100 を超えるような変形になった場合，図 2.2-17 に示すように特定層に変形が集中し，立体フレームモデル解析との誤差が大きくなる傾向がある．これは減衰が瞬間剛性に比例するため，ある層で剛性低下が生じると，その剛性低下に比例して減衰が小さくなり，特定層に変形が集中するからである．

RC 造の時刻歴地震応答解析では減衰は瞬間剛性比例型減衰が使われるが，大変形領域での応答解析では初期剛性比例型減衰を採用することは有効である．次ページにおいて，質点系非線形時刻歴応答解析の場合は初期剛性比例型減衰とし h=1%とすると，瞬間剛性比例型減衰の h=3%と同程度の応答値になることを示している．しかし，その関係は一定ではないので，初期剛性比例型減衰とする場合には h=1%を固定するのではなく，応答変形の大きさを考慮して等価剛性を求め減衰定数を設定する必要がある．



	最大値	
立体	1/67	26F
質点瞬間剛性	1/39	27F
質点 h1=0.98%	1/55	27F

	最大値	
立体	1/42	10F
質点瞬間剛性	1/24	11F
質点 h1=0.7%	1/38	27F

図 2.2-17　解析法と減衰の設定による応答値の違い

COPY

(a) 質点系モデルを用いた応答解析（初期剛性比例型減衰，フレーム連結型モデル）

①初期剛性比例型減衰（h=1%）の採用

図 2.2-18 は文献 2.29 検討例 3 の建物で，減衰を瞬間剛性比例型とし h=3%とした場合と初期剛性比例型とし h=0.9%とした場合のエネルギーを比較したものである．両者の「運動エネルギー＋減衰エネルギー」はほぼ等しい．そこで，最大層間変形角がおおむね 1/100 を超える場合には，減衰は初期剛性比例型とし，数値を丸めて h=1%とすることを推奨する．図 2.2-17 によれば，減衰を初期剛性比例型にすることにより，特定層の応答が大きくなる傾向はかなり改善されている．しかし，減衰以外にも特定層の剛性が急激に小さくなることも変形が集中する原因であると考えられ，減衰の考え方を変えただけでは問題は完全には解決されず，立体フレームモデルの結果と比較すると，依然特定層の応答値が大きくなる傾向がある．図 2.2-17 では層間変形角が概ね 1/75 を超える場合に顕著になっている．階により最大応答変形角が著しく不連続になった場合には，他の地震応答解析モデルでの検討を行うことが好ましい．

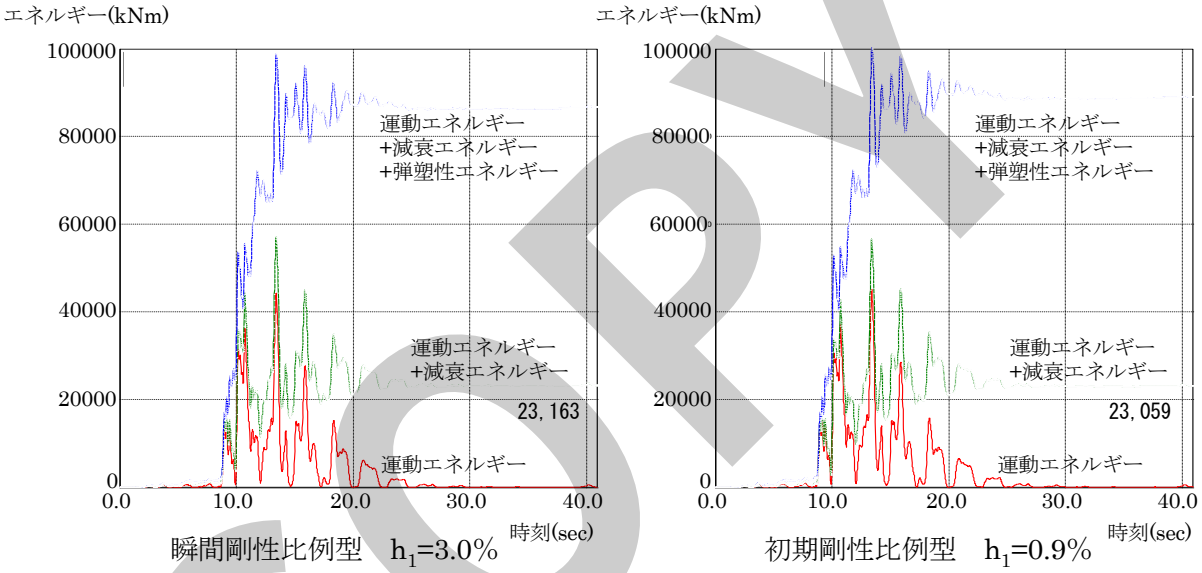


図 2.2-18　減衰定数と吸収エネルギー

②フレーム連結型モデル（減衰は初期剛性比例型または瞬間剛性比例型）

立体フレームモデルを用いた静的弾塑性漸増解析結果に基づき，立体骨組全体を図 2.2-19 に示すように，平面フレームごとに面内方向に剛性を有する等価な曲げせん断棒およびせん断棒に置換し，連結する．建物全体を 1 本棒ではなく多本棒とすることで，瞬間剛性比例型減衰 3%とした場合でも特定層の変形が増大することのない，変形分布の滑らかな応答解析結果が得られた（文献 2.29 検討例 2，検討例 4）．

ただし，板状建物のラーメン方向において，2 構面のみの連結になる場合は，その効果が期待できない．

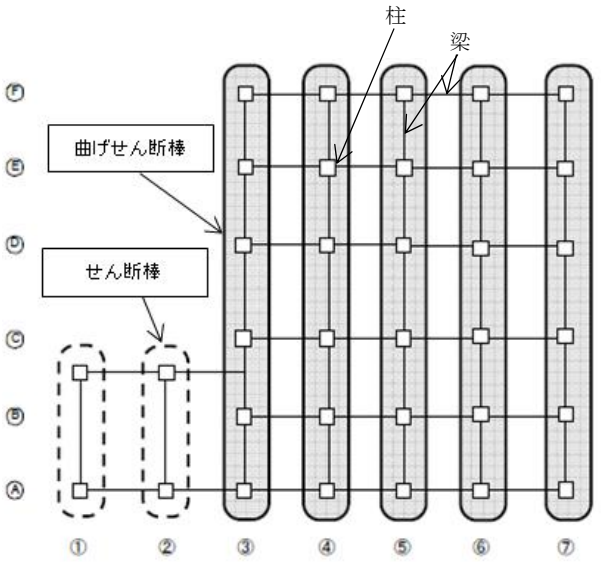


図 2.2-19　連結質点系へのモデル化（平面）化

COPY

(b) 立体フレームモデルを用いた応答解析

立体フレームモデルを用いた非線形時刻歴応答解析によれば，より精緻な建物挙動を再現できると考えられ，本節でも鉄筋コンクリート構造に対して最も有効な検証手法と考える．ただし，解析に長時間を要すため，実用的には(a)または(c)の手法と併用することも考えられる．

立体フレームモデルの場合，瞬間剛性比例型減衰を用いても質点系応答解析の場合のような変形の集中は見られない．

2.2.4 解析条件

解析に際しては以下の条件で行うものとする．

(1) 基礎固定条件

基礎固定条件は地盤や建物の条件を考慮して，スゥエイやロッキングの影響が大きいと思われる建物には，SR モデルを使用する．

固有周期が短い建物や軟弱な地盤地域に建つ建物などでは，スゥエイやロッキングが応答結果に大きく影響する可能性がある．そのような場合には，建物の基礎や杭，地盤をモデル化して SR モデルとして検討を行う必要がある．

(2) PΔ 効果の考慮

対象とする設計用地震動では，建物の応答変形が大きくなることが予測されるため，PΔ 効果を考慮する

解析において，PΔ 効果を考慮する手法は複数あるが，何れの手法を用いる場合でも危険側にならないように配慮する必要がある．

例えばユーロコードでは，安定係数(θ)により PΔ 効果を考慮する手法が提示されており（文献 2.12)，応答計算に直接 PΔ 効果の影響を考慮しなくても，変形増大など応答値の割増という形で評価できるようになっている．文献 2.29 検討例 3 において，ユーロコードの方法による応答値は，PΔ 効果を直接応答解析に考慮した場合の 0.94～1.34 倍となり，概ね安全側の評価ができるという結果が得られている．

COPY

また，質点系モデルで復元力特性にPΔ効果を考慮して解析を行う場合，市販ソフトでは，PΔ効果により層の復元力特性が負勾配になると解析できないことが多い．その場合は図2.2-20のように，第三分枝の勾配を正のままにし，第二折れ点の荷重を低減するPΔ効果を疑似的に考慮する方法も考えられる．その際，危険側のモデル化とならないように配慮する必要がある．

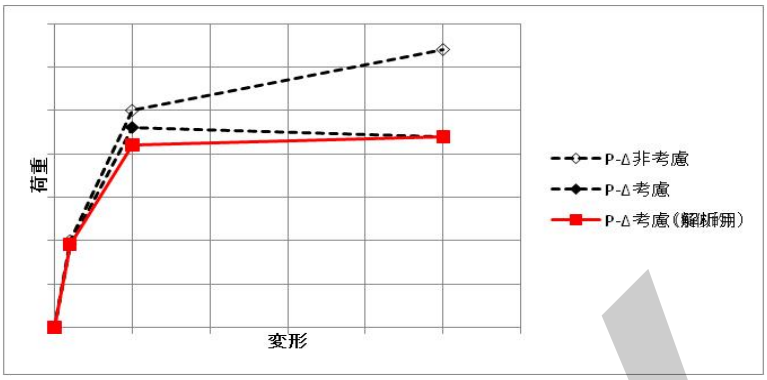


図2.2-20　PΔ効果を考慮した復元力特性設定模式図

(3) 上下動の影響

限界部材角の算定および軸力比制限の確認には，上下動による軸力増分を考慮する．
ただし，上下動地震波を用いた同時入力による時刻歴地震応答解析によってもよい．

上下動を考慮した場合と水平動のみを考慮した場合とでは，軸力が変わることによる柱の曲げ塑性ヒンジの発生状況の変化が考えられる．しかし，柱の部材端回転角は梁に比べて小さく，また全柱に占めるヒンジ発生柱の割合は小さいので，ヒンジ発生柱以外への上下動の影響は無視し，柱の限界部材角の算出において，応答解析により得られた応力に，静的に上下動の影響を加算すればよいものとする．ただし塔状比の大きな建物などで，構面内で軸力変動の影響を受ける柱の本数が多い場合には，上下地震動同時入力による応答解析など，別途検討が必要である．

なお，「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について」の技術的助言にしたがい，限界状態Ⅰに至らないことを検証する場合には，長期軸力に対する震度として0.1～0.3程度の軸力増分を適切に考慮する．

COPY

(4) 水平 2 方向入力の扱い

地震応答解析を主軸 2 方向に対してのみ行えばよい場合と，斜め方向入力あるいは 2 方向入力に対しても行う必要がある場合がある．以下にその条件を記す．ただし，L 型建物のように架構方向と建物主軸方向が異なる場合は架構方向に対して 2 方向入力の検討が必要である．

(a) 主軸 2 方向の地震応答解析で終了する場合

以下の条件を満足する場合は，主軸 2 方向以外に対する検討は省略してよい．

①曲げ塑性ヒンジ発生を想定しない柱は，主軸 2 方向の各方向各節点における，柱曲げ強度和($\sum M_{cy}$)および梁曲げ強度和($\sum M_{by}$)において，原則として $\Sigma M_{cy} \geqq 1.5 \Sigma M_{by}$ を満たす場合．なお各部材の曲げ強度は，スラブ筋の効果，鉄筋強度のバラツキを安全側に評価（柱主筋：信頼強度，梁主筋：上限強度）して算定する．

・柱梁耐力比の検討に用いる柱の変動軸力は，各主軸方向入力による応答解析から求められた変動軸力の単純和とする．これは，本指針が対象とするような大きな入力に対しては，45 度方向入力時においても，各架構それぞれの梁端が塑性化している可能性が高いことによる．

・梁に曲げ塑性ヒンジが発生していないことが明らかな場合は，弾性応力の重ね合わせとして，該当する梁からの変動軸力を $1/\sqrt{2}$ としてよい．

・柱軸力には上下動の影響を考慮する．

②最下階柱脚あるいは最上階柱頭，引張側柱など曲げ塑性ヒンジ発生を許容する柱のうち，最下層柱脚では変動軸力を考慮した限界部材角と比較し，限界状態に達していないことを確認する．ただし，最下階柱脚および最上階柱頭を含む階を除き，当該層全体において $\Sigma M_{cy} \geqq 1.5 \Sigma M_{by}$ を確保する．

(b) 斜め方向入力あるいは 2 方向入力に対する地震応答解析を行う場合

水平 2 方向入力の影響を，立体フレームモデルによる地震応答解析により，直接部材端回転角を算出し，限界状態 I の検証を行う場合は，斜め方向入力に対して検討を行えばよいこととする．その際の地震動入力の方法は下記のいずれでもよいものとする．

・NS，EW のいずれか大きい方向の地震動を 45 度方向および 135 度方向に入力する．

・地震動を各架構方向に同時入力する．

・斜め方向入力を受ける柱の変形性能について

水平力の入力方向が 0 度，90 度ではない場合の柱の変形性能についての実験は限られている．文献 2.8 では，公表されている実験データを収集，分析し（例えば文献 2.14～2.16），入力方向が変形性能に与える影響は小さいと考えられることを報告している．収集された実験データには，曲げ降伏後に付着割裂破壊した試験体の結果も含まれており（文献 2.13），破壊モードによらず，入力方向が変形性能へ与える影響は小さい．文献 2.29 検討例 1 のように，X，Y 方向それぞれの変形（回転角）のベクトル和から求めた部材端回転角と，X，Y 方向の限界部材角の小さい方とを比較することにより，限界部材角の確認を行えばよい．ただし，部材主軸方向により柱の応答部材角や変形性能が大きく異なる場合は，方向ごとに限界部材角の確認をしてもよい．

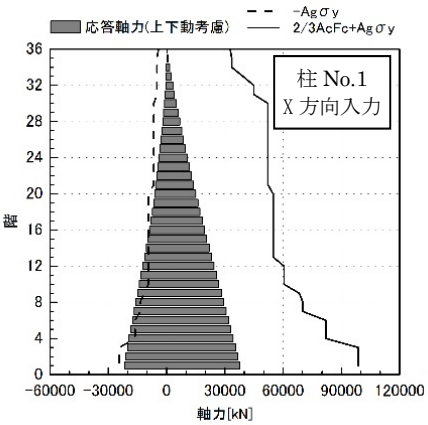
COPY

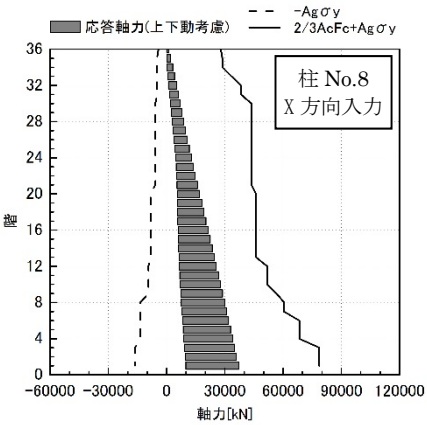
・軸力変動検討例

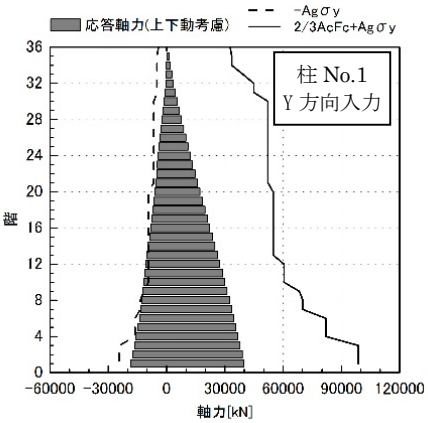
図2.2-21に，文献2.29検討例1において行った柱軸力の検討例を示す．隅柱（No.1）と中柱（No.8）において，主軸方向のみに加力した場合の軸力と，2方向入力の場合の軸力（X方向，Y方向それぞれの付加軸力の単純和）を示している．レベル3Bに対する検討であり，いずれの場合も上下動（0.4×長期軸力）を静的に考慮している．主軸2方向の軸力変動を単純和する2方向入力考慮の柱軸力は，かなり大きな軸力変動を考慮することになるが，圧縮軸力については，隅柱，中柱ともに圧縮軸力比制限の50%程度の軸力であり，余裕のある値となっている．また，側柱（No.2）についても，2方向入力考慮しても圧縮軸力比制限を下回っている．

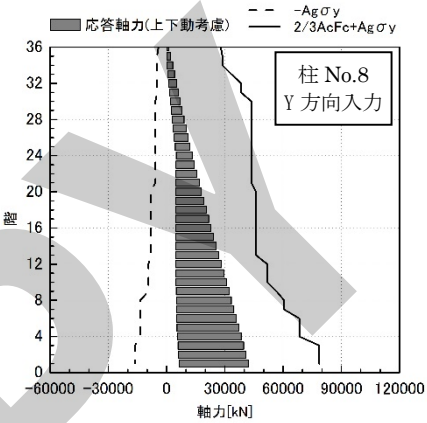
引張軸力については，中柱（No.8）は上階の一部を除き，引張軸力を生じておらず，全主筋の降伏に対して余裕のある値となっている．一方，隅柱（No.1）は全主筋降伏（引張軸力=A_g・σ_y）を大きく超える引張軸力となっている．また，側柱（No.2）についても建物下層階でほぼ全主筋が降伏している．引張軸力に対し，ここではこれ以上の検討を行わないが，算出された引張軸力を処理できる断面にするか，45度および135度方向加力の応答解析や上下動を同時入力する等を行い，より精度の高い軸力を算定したうえで，改めて断面の検討を行う等の対応が必要である．

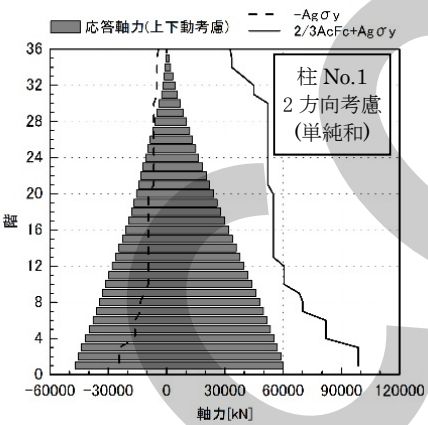
COPY

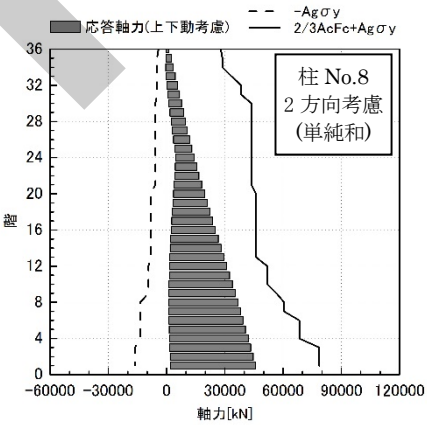


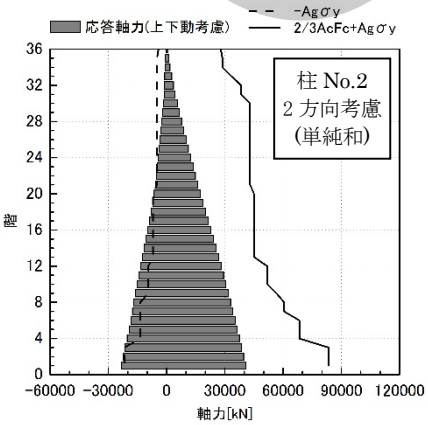












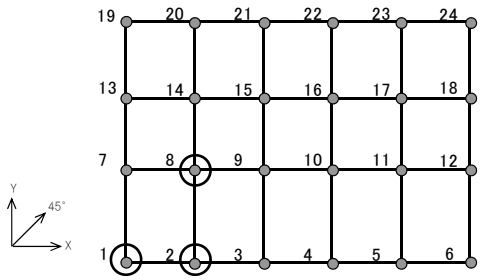


図 2.2-21　2 方向入力配慮による柱軸力

COPY

2.3 設計クライテリア

2.3.1 検証方法

技術的助言で提示されている告示波を超える地震動に対する検証は，各主要部材に対して以下の二段階により，解析で求められる部材端回転角と，2.3.2 で規定する設計クライテリアとを比較することにより行う．

(1) 地震応答解析結果の部材端回転角が 2.3.2 (1)で定めるクライテリアを超えないこと．

(2) 限界状態 I を検証するための終局状態（架構設計変形時）における部材端回転角が 2.3.2 (2)で定める限界状態 I を検証するためのクライテリアを満足すること．

質点系応答解析では部材端回転角を直接得ることができないため，静的弾塑性漸増解析からこれらを算出する．その際は応答解析の結果の変形と対応づけて，*Ai* 分布または応答解析結果から得られた高さ方向の外力分布で地震力を漸増させ，層間変形角が応答値を超えるステップにおいて部材端回転角を求める手法をとる．

質点系応答解析モデルを用いた応答解析では，部材応力および部材端回転角が直接得られないので，変形が対応する静的弾塑性漸増解析結果から算出することになる．高さ方向の外力分布は *Ai* 分布または応答解析結果から得られた外力分布を採用すればよい．ただし，いずれの場合も，応答解析時の変形モードとは対応していないことに注意を要する．なお，漸増荷重各ステップの部材応力と変形の履歴が解析終了後に出力されない解析ソフトがあるので，その場合は，検討に必要なステップまで，静的弾塑性漸増解析を最初から繰り返し行う必要がある．

また，質点系応答解析モデルを用いた応答解析では，柱の限界部材角算出のための圧縮軸力最大値，引張軸力最大値は全梁降伏時の軸力を用いて算出するか，静的弾塑性漸増解析で，いずれかの層の層間変形角が 1/50 を超えた時点の軸力を用いて限界部材角を算出してよい．

なお，市販の構造一貫解析ソフトでは，通常柱梁接合部を剛として取り扱っているため，柱梁接合部の限界変形角の検討は行えないので注意を要する．

本検証法では，既往の設計よりも大きな部材端回転角を取り扱うため，架構設計変形時における部材設計方針は重要である．地震応答解析結果に対して水平外力重心位置の仕事量として 2 倍以上の余裕を確保しているものの，部材設計に際しては以下の点に留意して設計者として靭性の確保に努める．

- 架構設計変形時に曲げ降伏に至らない部材についても，せん断破壊や付着割裂破壊などの脆性的な挙動を避けるように設計する．
- 架構設計変形時の限界状態 I に対する検証においても，可能な限りクライテリアに対して余裕を確保した設計が望ましい．
- 2.3.2 (1)で地震応答解析結果の部材応答値に対するクライテリアを定めていない耐震壁についても，架構設計変形時の検証だけでなく部材応答値による構造安全性の確認を行う．

COPY

限界状態Ｉを検証するためのクライテリアは基本的に「評価指針」の安全限界状態に対応する部材角にならっている.「評価指針」の部材性能評価では「限界部材角」が用いられているが，本節で評価の対象とする「部材角」は，一般的に「部材端回転角」といわれる値である.「評価指針」で「部材角」と表現している理由は，評価式が主に実験結果から導かれており，実験においては部材両端の変位差を部材長で除すことにより得られた部材角に基づいて誘導されているためである.「評価指針」p.330 の「評価例 (4) 損傷度の評価の中で，静的漸増載荷解析によって得られた各梁端の応答回転角と上述の結果とを利用して建物が各限界状態に到達したときの梁の損傷度を検討した.(以下省略)」と記載されていることがこれを裏付けている．したがって，本指針では解析で得られた「部材端回転角」とクライテリアとして求められた「限界部材角」とを比較している.

解析により得られる部材端回転角は,計算ソフトにもより,たわみ角(弾性部分と塑性部分の和),塑性ヒンジ回転角，部材角など出力される値が異なるので，計算ソフトの仕様をよく理解し，確認する必要がある.

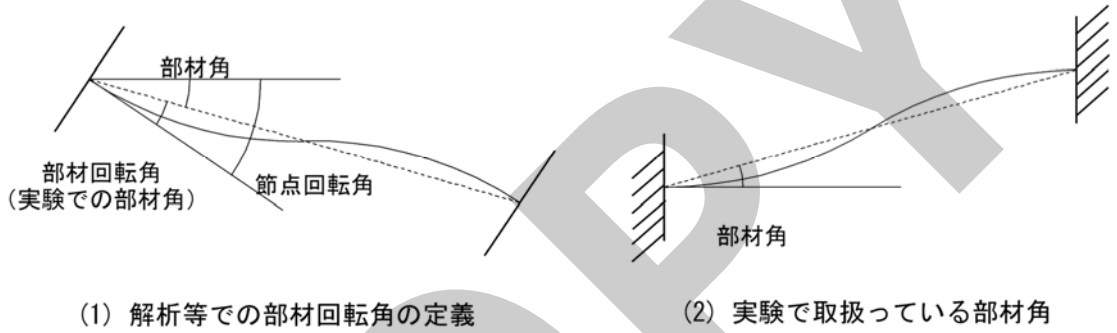


図 2.3-1　部材角の定義

COPY

2.3.2 設計クライテリアの設定

(1) 地震応答解析結果の部材応答値に対するクライテリア

告示波を超える地震動に対する地震応答解析の結果から求めた部材角は,(1)および(2)の限界部材角を超えないことが望ましい.

(1) 梁の限界部材角 ：1/50

(2) 柱の限界部材角 ：1/75

これを超える場合は，長時間の繰り返しによる影響などを詳細に検討する.

文献 2.31「平成 24 年度建築基準整備促進事業報告会：27-1 長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討」では，3 年間の実験･解析結果を踏まえて以下のことが指摘されている.

(1) 従来の告示波を超える応答を評価する場合には耐力評価が不十分である.

(2) 従来の告示波を超える応答を評価する場合には減衰の設定が未解明である.

(3) 耐力余裕度を確保することの重要性を改めて確認した.

(4) 梁の部材角 1/50 程度，柱の部材角 1/75 程度まで顕著な劣化は見られない.

(1)についてはスラブ全幅の鉄筋を考慮し,(2)についてはスリップを考慮する履歴特性を使用することにより，実験結果を概ねトレースできることが文献 2.27 等で示されている.

(3)については従来の告示波を超える地震動に対する地震応答解析結果に対して，架構設計変形時を定義して安全性を検証することで構造安全性を確保できると考えられる.

また,「2.3.3 Eディフェンス実験に対する検証例」として載せたように，文献 2.31 のモデルに対する検証の結果から以下を確認した.

・柱の最大応答部材角は 1/60 程度で制限値 1/75 を超え，架構設計変形時の柱の検討用部材角は 1/30 程度になり，限界状態Ⅰの限界部材角とほぼ同等となるが，構造安全性を損ねていないことが実験で確認されている.

・梁の最大応答部材角は 1/30 程度で制限値 1/50 を超え，架構設計変形時の梁の検討用部材角は 1/20 程度になり，限界状態Ⅰの限界部材角を満足させることは厳しいが，実験結果としては曲げ降伏で構造安全性を損ねていないことが確認されている.

一方，文献 2.32 によれば，下層階隅柱を想定した変動高軸力下での繰り返し試験において，限界変形角が繰り返し載荷の影響を受けないことも報告されている.

これらを総合的に勘案して，告示波を超える地震動に対する地震応答解析の結果から求めた部材角は，梁において 1/50 を，柱において 1/75 を，それぞれ超えないことが望ましいとした．これを超える設計とする場合は，長時間の繰り返しによる影響を適切に考慮するための実験結果を用意するなど，慎重な対応が必要である.

なお，耐震壁については上述の柱・壁のように明快な実験結果がないため，地震応答解析結果の部材応答値に対するクライテリアを定めていないが，部材応答値から耐震壁の応力負担能力を適切に判断して構造安全性を確保する必要がある.

COPY

(2) 限界状態Ⅰを検証するための終局状態（架構設計変形時）に対するクライテリア

クライテリアは以下のように設定する．

本節では層ではなく部材レベルで限界状態Ⅰの検証を行うものとし，部材の水平力負担能力または軸力負担能力が最大値から一定以下に低下した点をクライテリアとして定め,限界部材角とする．限界部材角は,「評価指針」の安全限界部材角（R_{safe}）にならったものであり，降伏時変形角（R_y）と塑性回転角（R_p）を足し合わせたものである（式(2.3-1)）．

$$R_{safe} = R_y + R_p \tag{2.3-1}$$

ここで,

$$R_y = R_{y,f} + R_{y,s} + R_{y,pj} + R_{y,b} \tag{2.3-2}$$

$R_{y,f}$ ： 弾性曲げ変形による部材角

$R_{y,s}$ ： 斜めせん断ひび割れが発生するヒンジ領域のせん断変形とその領域の弾性せん断変形による部材角

$R_{y,pj}$ ： 主筋の梁柱接合部からの抜け出しによる付加回転角

$R_{y,b}$ ： 部材のひび割れや主筋に沿った付着劣化に起因する付加変形による部材角

(1) 柱

以下の 3 つの条件から決まる部材角のうち，最も小さな値を限界部材角とする（水平力負担能力喪失点）．また，圧縮軸力制限を設け，変形と応力の双方から安全性確認を行うものとする．

$${}_cR_4 = \min\left({}_cR_{s4} \ , {}_cR_{m4} \ , {}_cR_{a4} \right) \tag{2.3-3}$$

ここで,

${}_cR_4$ ： 柱の限界部材角

${}_cR_{s4}$ ： せん断強度の低下により水平力を安定して維持できなくなる部材角（以下，せん断で決まる限界部材角）

${}_cR_{m4}$ ： 圧縮コンクリートの圧壊により水平力を安定して維持できなくなる部材角（以下，曲げで決まる限界部材角）

${}_cR_{a4}$ ： 軸力負担能力を喪失する部材角（以下，軸力で決まる限界部材角）

せん断で決まる限界部材角は以下の式による．（文献 2.2）

$${}_cR_{s4} = R_y + R_p \tag{2.3-4}$$

ここで,

R_y ： 引張主筋が降伏するときの部材角．式（2.3-2）もしくは，菅野による降伏剛性低下率（文献 2.3）より算出することとする．

R_p ： 以下のせん断強度式 V_u と曲げ強度が等しい時の R_p として評価する．

$V_u = min(V_{u1} \ , V_{u2} \ , V_{u3})$

COPY

$$V_{u1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(\nu \cdot \sigma_B - 5p_{we} \cdot \sigma_{wy}/\lambda\right) \cdot b \cdot D \cdot \tan\theta/2$$
$$V_{u2} = \left(\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}\right) \cdot b_e \cdot j_e/3$$
$$V_{u3} = \lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b_e \cdot j_e/2$$

b ： 断面の幅

D ： 断面のせい

b_e ： トラス機構の有効幅

j_e ： トラス機構の有効せい

S ： 横補強筋の間隔

a_w ： 横補強筋の断面積

p_{we} ： 有効補強筋比$(= a_w/(b_e \cdot S))$

μ ： トラス機構の角度を表す係数$(= 2 - 20R_p)$

ν ： コンクリート強度の有効係数$(= \left(1 - 20R_p\right) \cdot \nu_0)$

σ_B ： コンクリートの圧縮強度

ν_0 ： ヒンジを計画しない場合の有効係数$(= 0.7 - \sigma_B/200)$

b_s ： 横補強筋の断面方向の最大間隔

λ ： トラス機構の有効係数$(= 1 - S/(2j_e) - b_s/(4j_e))$

L ： クリアスパン長さ

θ ： アーチ角度$(\tan\theta = \left(\sqrt{L^2 + D^2} - L\right)/D)$

曲げで決まる限界部材角は，平面保持解析による評価または実験結果を安全側に評価する式による．以下に示す実験結果を安全側に評価する式による場合は，靭性保証型耐震設計法の方法（文献 2.2）あるいは稲井・平石らの方法（文献 2.4，2.5）を用いて算出する．

<u>靭性保証型耐震設計法の方法</u>

$$_cR_{m4} = R_y + \phi_u \cdot D \tag{2.3-5}$$

$$\phi_u = \begin{cases} \left(m \cdot \varepsilon_p/j_e\right) \cdot (2/3)/\ _e\eta & \left(0 <\ _e\eta < 1/3\right) \\ \left(m \cdot \varepsilon_p/j_e\right) \cdot (2/3)/\left(5\ _e\eta - 4/3\right) & \left(1/3 <\ _e\eta < 2/3\right) \end{cases} \tag{2.3-6}$$

ここで，

$_e\eta$ ： 等価軸力比

$$_e\eta = \begin{cases} \eta_p & & 0 < \eta_p \le 1/3 \\ \eta_p/5 + 4/15 - \eta_s & (> 0.33) & 1/3 < \eta_p < 2/3/(1+\gamma) \\ (3 + 2 \cdot \gamma)/5 \cdot \eta_p - \eta_s & (> 0.33) & 2/3/(1+\gamma) \le \eta_p \le 2/3 \end{cases}$$

m ： *1.9*

η_p ： コア断面の拘束を考慮した最大軸力比$(= N/\left(j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p\right))$

N ： 最大の軸力

γ ： 最小軸力／最大軸力(>0)

η_s ： 芯筋の負担するコアコンクリート断面に対する軸力比

$\sigma_p = \sigma_B + \kappa \cdot \rho_{wh} \cdot \sigma_{wy}$

$\kappa = 11.5 \cdot (d_w/C) \cdot (1 - 0.5 \cdot s/j_e)$

d_w ： 横補強筋の公称直径

COPY

ρ_{wh} ： 横補強筋のコアコンクリートに対する体積比

σ_{wh} ： 横補強筋の信頼強度で直線横補強筋型の場合は$687\,N/mm^2$以下とする．

ε_p ： コアコンクリートの最大応力度時の軸ひずみ度

$$\varepsilon_p = \begin{cases} \varepsilon_c \cdot \left(1 + 4.7 \cdot (K-1)\right) & K \leq 1.5 \\ \varepsilon_c \cdot \left(3.35 + 20 \cdot (K-1.5)\right) & K > 1.5 \end{cases}$$

$$\varepsilon_c = \begin{cases} 0.93(\sigma_B)^{1/4} \cdot 10^{-3} & \left(\sigma_B\text{の単位を}\,N/mm^2\,\text{とした場合}\right) \\ 0.52(\sigma_B)^{1/4} \cdot 10^{-3} & \left(\sigma_B\text{の単位を}\,kgf/cm^2\,\text{とした場合}\right) \end{cases}$$

$K = \sigma_p / \sigma_B$

<u>稲井・平石らの方法</u>

$$_cR_{m4} = min(R_{u1}\ ,R_{u2}) \tag{2.3-7}$$

$$R_{u1} = \begin{cases} (1-\eta_m)/24 & (R_{u1} \leq 1/34) \\ (1-2\eta_m)/14 & (1/34 \leq R_{u1} \leq 0.06) \end{cases} \tag{2.3-8}$$

$$R_{u2} = \begin{cases} \left(1-\eta_{eq}\right)/57 & (R_{u2} \leq 0.01) \\ \left(1-2\eta_{eq}\right)/14 & (0.01 \leq R_{u2} \leq 0.06) \end{cases} \tag{2.3-9}$$

ここで，

R_{u1} ： 一方向載荷時における限界部材角

R_{u2} ： 繰り返しによる限界部材角

η_m ： 最大圧縮軸力時のコンクリートの軸力比

$\eta_m = (\eta_L + \eta_E^+) - \eta_{SY}$

η_{eq} ： 軸力変動を考慮した鉛直荷重時のコンクリートの軸力比

$\eta_{eq} = \eta_L + 1/2\,\eta_E^+ - 1/3\,\eta_E^- - 1/3\,(\eta_S^+ + \eta_S^- + \eta_S^0)$

$\eta_L = N_L/(A_c \cdot f_c')$ ， $\eta_E^+ = N_E^+/(A_c \cdot f_c')$ ， $\eta_E^- = N_E^-/(A_c \cdot f_c')$ ， $\eta_{SY} = 1/2 \cdot \left(\sum a_{cs}\sigma_{cy}\right)/(A_c \cdot f_c')$

η_S^+ ，η_S^-およびη_S^0は，

$\eta_L + \eta_E^+ < \eta_{SY}$のとき，$\eta_S^+ = \eta_L + \eta_E^+$，

$\eta_L - \eta_E^- < \eta_{SY}$のとき，$\eta_S^- = \eta_L - \eta_E^-$，

$\eta_L + 1/2\,\eta_E^+ < \eta_{SY}$のとき，$\eta_S^0 = \eta_L + 1/2\,\eta_E^+$

それ以外の場合は，η_{SY}とする．

N_L ： 鉛直荷重による軸力

N_E^+ ： 水平力による付加圧縮軸力

N_E^- ： 水平力による付加引張軸力

a_{cs} ： 柱断面の中間部$D/3$の範囲にある主筋の断面積

σ_{cy} ： 上記中間部主筋の規格降伏点強度

A_c ： 柱のコア断面積

f_c' ： 拘束されたコンクリートの圧縮強度

$f_c' = F_c + 11.5(d''/C) \cdot (1 - s/(2D_c)) \cdot \rho_h \cdot \sigma_{hy}$

F_c ： コンクリートの設計基準強度

d'' ： 横補強筋の公称直径

C ： 横補強筋の有効横支持長さ

COPY

s　：横補強筋の間隔

D_c　：外周横補強筋の芯々間距離

ρ_h　：横補強筋の体積比

σ_{hy}　：横補強筋の規格降伏点強度，ただし，$686\,N/mm^2$を超える場合は$686\,N/mm^2$とする．

軸力で決まる限界部材角は，平面保持解析による評価は困難なので，実験結果を安全側に評価する式として，m=4.4 とし，式(2.3-5,6)を適用する（軸力負担能力喪失点）．（文献 2.2，2.6）

上記に加えて，ヒンジ発生を想定する柱に対して圧縮軸力比の制限を設けるものとする．

・ヒンジ発生を想定する柱について，圧縮軸力の最大値(N_{max})が式(2.3-10)を満足することを確認する．

$$Nmax \leq \frac{2}{3}AcFc + Ag\sigma y \tag{2.3-10}$$

ここで，A_c：柱コンクリート断面，F_c：コンクリート設計基準強度，A_g：主筋断面積，

σ_y：鉄筋信頼強度

ただし，横補強筋による十分な拘束が行われている場合は，式(2.3-11)により軸力制限を確認してよい．

$$Nmax \leq AcoreFc \tag{2.3-11}$$

ここで，A_{core}：柱のコア部分の断面積（横補強筋の芯に囲まれた部分の面積）

(2) 梁

以下の 3 つの条件から決まる部材角のうち，最も小さな値を限界部材角とする．

$${}_BR_4 = min\left({}_BR_{m4}\ ,\ {}_BR_{s4}\ ,\ {}_BR_{t4}\right) \tag{2.3-12}$$

ここで，

${}_BR_4$　：梁の限界部材角

${}_BR_{m4}$　：曲げ抵抗機構が劣化して曲げモーメントが最大曲げ強度時の 80%に低下する時の部材角（曲げで決まる限界部材）

${}_BR_{s4}$　：せん断（付着）抵抗機構が劣化して曲げ降伏後のせん断破壊が発生する時の部材角（せん断で決まる限界部材角）

${}_BR_{t4}$　：引張主筋が破断する直前の部材角（主筋破断で決まる限界部材角）

曲げで決まる限界部材角は以下の式による．

$${}_BR_{m4} = \phi_{m4} \cdot l_p \tag{2.3-13}$$

ここで，

ϕ_{m4}　：断面の曲げモーメントが最大曲げ強度時の 80%に低下するときの曲率で，平面保持を仮定した断面解析によって求める．

l_p　：ヒンジ領域長さ

COPY

せん断で決まる限界部材角は以下の式による.

$$ {}_{B}R_{s4} = R_y + R_p \tag{2.3-14} $$

ここで,

R_y ： 引張主筋が降伏するときの部材角. 式(2.3-2)もしくは, 菅野による降伏時剛性低下率（文献 2.3）より算出することとする.

R_p ： 以下のせん断強度式 V_u と曲げ強度が等しい時の R_p として評価する.

$V_u = min(V_{u1}\ ,V_{u2}\ ,V_{u3})$

$V_{u1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(\nu \cdot \sigma_B - 5p_{we} \cdot \sigma_{wy}/\lambda\right) \cdot b \cdot D \cdot \tan\theta/2$

$V_{u2} = \left(\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}\right) \cdot b_e \cdot j_e/3$

$V_{u3} = \lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b_e \cdot j_e/2$

b ： 断面の幅

D ： 断面のせい

b_e ： トラス機構の有効幅

j_e ： トラス機構の有効せい

S ： 横補強筋の間隔

a_w ： 横補強筋の断面積

p_{we} ： 有効補強筋比$(= a_w/(b_e \cdot S))$

μ ： トラス機構の角度を表す係数$(= 2 - 20R_p)$

ν ： コンクリート強度の有効係数$(= \left(1 - 20R_p\right) \cdot \nu_0)$

σ_B ： コンクリートの圧縮強度

ν_0 ： ヒンジを計画しない場合の有効係数$(= 0.7 - \sigma_B/200)$

b_s ： 横補強筋の断面方向の最大間隔

λ ： トラス機構の有効係数$(= 1 - S/(2j_e) - b_s/(4j_e))$

L ： クリアスパン長さ

θ ： アーチ角度$(\tan\theta = \left(\sqrt{L^2 + D^2} - L\right)/D)$

主筋破断で決まる限界部材角は以下の式による．なお，通常の部材では ${}_{B}R_{t4}$ による検討は省略してよい.

$$ {}_{B}R_{t4} = \phi_{t4} \cdot l_p \tag{2.3-15} $$

ここで,

ϕ_{t4} ： 引張主筋が破断する直前の曲率で，平面保持を仮定した断面解析によって求める.

(3) 耐震壁

以下の 3 つの条件から決まる部材角のうち，最も小さな値を限界部材角とする.

$$ {}_{W}R_4 = \left({}_{W}R_{m4}\ ,{}_{W}R_{s4}\ ,{}_{W}R_{t4}\right) \tag{2.3-16} $$

COPY

ここで，

$_{W}R_4$　：耐震壁の限界部材角

$_{W}R_{m4}$　：曲げ抵抗機構が劣化して断面の曲げモーメントが最大曲げモーメントの 90%に低下する時の部材角（曲率）

$_{W}R_{s4}$　：せん断抵抗機構が劣化して，負担せん断力が曲げ終局強度の 80%に低下する時の部材角（せん断ひずみ度），曲げ降伏の生じない耐震壁では，せん断終局強度時部材角（せん断ひずみ度）

$_{W}R_{t4}$　：引張側柱の引張最外縁主筋が破断する時の部材角

曲げ抵抗機構が劣化して断面の曲げモーメントが最大曲げモーメントの 90%に低下する時の部材角（曲率）は以下の式による．（文献 2.7）

$$\phi_u = \begin{cases} {}_c\varepsilon_B/0.5D & X_n \le J_D \\ min\left({}_c\varepsilon_B/(X_n + 0.5D)\ ,\ {}_w\varepsilon_B/(2/3 \cdot X_n)\ \right) & X_n > J_D \end{cases} \tag{2.3-17}$$

ここで，

$X_n = \frac{N_{cc}-C_c}{\sigma_B t_w}$ ，$x_{ne} = \frac{N_{cc}}{0.9\ {}_c\sigma_{cB} J_B}$，$N_{cc} = \frac{T^2 + {}_bV_u^2}{T}$，$T = a_{ww}\sigma_y + N$，$C_c = 0.9\ {}_c\sigma_{cB} J_B J_D$

a_w　：壁板縦筋の全断面積

$_{w}\sigma_y$　：壁板縦筋の降伏強度

N　：軸方向力（圧縮を正）

$_{c}\sigma_{cB}$　：拘束コンクリートの圧縮強度

J_B　：圧縮側柱の外々のせん断補強筋の芯々間距離（幅方向）

J_D　：圧縮側柱の外々のせん断補強筋の芯々間距離（せい方向）

D　：圧縮側柱せい

$_{c}\varepsilon_B$　：圧縮側柱の断面中央の曲げ限界変形時の圧縮ひずみ度で，拘束コンクリートの応力度-ひずみ度関係モデルで圧縮応力度が最大点を超えて$0.9\ {}_c\sigma_{cB}$に低下した時のひずみ度

$_{w}\varepsilon_B$　：壁板圧縮領域の曲げ限界変形時の圧縮ひずみ度で$_{w}\varepsilon_B = 0.003$

x_{ne}　：曲げ終局時せん断力の影響を考慮して算定される中立軸

せん断抵抗機構が劣化して，負担せん断力が曲げ終局強度の 80%に低下する時の部材角(せん断ひずみ度)[曲げ降伏の生じない耐震壁では，せん断終局強度時部材角(せん断ひずみ度)]は以下による．（文献 2.2）

せん断終局限界変形時せん断ひずみ度(γ_3)は，新たなせん断剛性G_{trs2}（「評価指針」P198 付図 7.1 に示されたポイント[G_{trs2}の起点]を起点とする）を用いて算定する．

$G_{trs2} = 1/\left[1/(K_2 \cos^2\theta_{t1} \sin^2\theta_{t1}) + \tan^2\theta_{t1}/K_x + 1/\left(K_y \tan^2\theta_{t1}\right)\right]$

$K_2 = (5\times10^{-4}\sigma_B)E_c$

$K_x = p_{sc}E_s$

$K_y = p_{sy}E_s$

$p_{sx} = \left[a_{wh} + 0.5\left({}_ua_{gs} + {}_ba_{gs}\right)\right]/(t_w h)$

$p_{sy} = {}_ca_c/(t_w l_w)$

E_c　：コンクリートのヤング係数

COPY

E_s　：鉄筋のヤング係数
a_{wh}　：壁板の横筋の全断面積
${}_ua_{gs}$　：壁板上の梁主筋とスラブ筋(有効幅内)の全断面積(最上層上部および最下層下部以外)
${}_ba_{gs}$　：壁板下の梁主筋とスラブ筋(有効幅内)の全断面積(最上層上部および最下層下部以外)
${}_ca_c$　：圧縮側の柱主筋の全断面積(壁板の中間に柱が存在する場合は，その柱主筋も考慮する)
t_w　：耐震壁の壁厚
l_w　：壁板の内法長さ
h　：連想耐震壁の場合が階高，一層耐震壁の場合が壁板の内法高さ

ただし，終局点の強度が曲げ終局強度で決定した場合，せん断終局強度の 0.8 倍が曲げ終局強度よりも小さくなる場合は，せん断終局限界変形時せん断ひずみ度を「評価指針」P198 付図 7.2 に示した手法により低減する．

(4) 柱梁接合部

以下の 2 つの条件から決まるせん断変形角のうち，小さな方の値を限界せん断変形角とする．

$$ {}_P\gamma_4 = \left({}_P\gamma_{ac4} \ , \ {}_P\gamma_{u4} \right) \qquad (2.3\text{-}18) $$

ここで，
${}_P\gamma_4$　：柱梁接合部の限界せん断変形角
${}_P\gamma_{ac4}$　：設計せん断力と軸力を安定して維持できる限界のせん断変形角
${}_P\gamma_{u4}$　：柱，梁主筋の端部定着破壊が生じるせん断変形角

設計せん断力と軸力を安定して維持できる限界のせん断変形角は，通常の場合，$\gamma = 2.0\%$としてよい．また，柱，梁主筋の端部定着破壊が生じるせん断変形角は，実験あるいは信頼できる方法により求める．なお，柱梁接合部における通し筋の付着性能に対する限界状態は付着劣化が架構に及ぼす影響を適切に考慮して定める．

ただし，柱梁接合部のせん断余裕度が 1.2 倍以上確保されている場合は，限界せん断変形角の検討を省略することができる．

(1) 柱

・圧縮軸力の制限

対象としているような大変形時の限界部材角の計算精度については,必ずしも確認できていない．また，柱の変形性能を確保し，建物の崩壊を防止するために，柱の軸力を一定値以下に抑えることは非常に有効であると考えられる．そのためクライテリアとして圧縮軸力制限を行い，変形と応力の双方から安全性確認を行うものとする．

・引張軸力

引張軸力を受ける柱は変形性能に富むため，隅柱や側柱など一部の柱の全主筋降伏（引張軸力 $=A_g \cdot \sigma_y$）は許容する．ただし，過大な引張と圧縮が繰り返された場合には，かぶりコンクリートのひび割れ，脱落に伴う柱主筋の座屈により，耐力が急激に失われる可能性があるので，4 本柱や

COPY

6 本柱のように柱本数が少ない場合や，1 スパン架構など，多くの柱が全主筋降伏となる可能性が高い建物などでは，主筋本数を増やす等の対応が必要である．

・主筋の座屈の影響

本節の限界部材角の算定式は主筋の座屈の影響を考慮していない．文献 2.2 には一般的な柱では主筋の座屈による影響を無視してよいとされているが，主筋量が多い場合の注意点や，主筋座屈の検討式も示されている．

・軸力と限界部材角

柱の限界部材角は，せん断で決まる限界部材角，曲げで決まる限界部材角，軸力で決まる限界部材角のうちの最小の部材角である．このうち，曲げで決まる限界部材角の算定方法の一つに稲井・平石の式がある（式 2.3-7～9）．式 2.3-9 は繰り返し荷重で限界部材角が決まる場合の式であるが，計算で用いる付加軸力は，検討時点までに経験した最大の付加軸力を用いればよい．この時，式 2.3-7～9 は圧縮コンクリートの圧壊によって水平力を安定して維持できなくなる部材角を算出する式であるので，検討時の柱軸力が，引張軸力であれば検討の必要はない．ただし，柱軸力には上下動を考慮する必要がある．図 2.3-2 は柱の軸力と節点回転角の時刻歴を示した図である．最大の節点回転角は 9.71 秒に発生しているが，引張軸力であるため検討不要であり，他の時刻の節点回転角に対して限界部材角の検討を行えばよい．ただし，図 2.3-2 の軸力は，上下動を考慮しないの場合の軸力であり，上下動を考慮した場合は，この例では圧縮軸力になるため，9.71 秒に発生した節点回転角に対して，限界部材角の検討を行わなければならない．

その他，限界状態 I のクライテリアにはせん断で決まる限界部材角（式 2.3-4），曲げで決まる限界部材角（式 2.3-6 で m=1.9）および軸力で決まる限界部材角（式 2.3-6 で m=4.4）等があるが，柱軸力最大時あるいは部材端回転角最大時で限界部材角が必ずしも決まるわけではないので，時刻歴で軸力と回転角の履歴を追跡して検討することが必要である．履歴の追跡作業が煩雑である場合は，安全側の結果が得られる軸力を設定して限界部材角の算出を行わなければならない．

なお，解析で求められる節点回転角とクライテリアとする部材角の関係については 2.3.1 に示す通りであり，同一のものである．

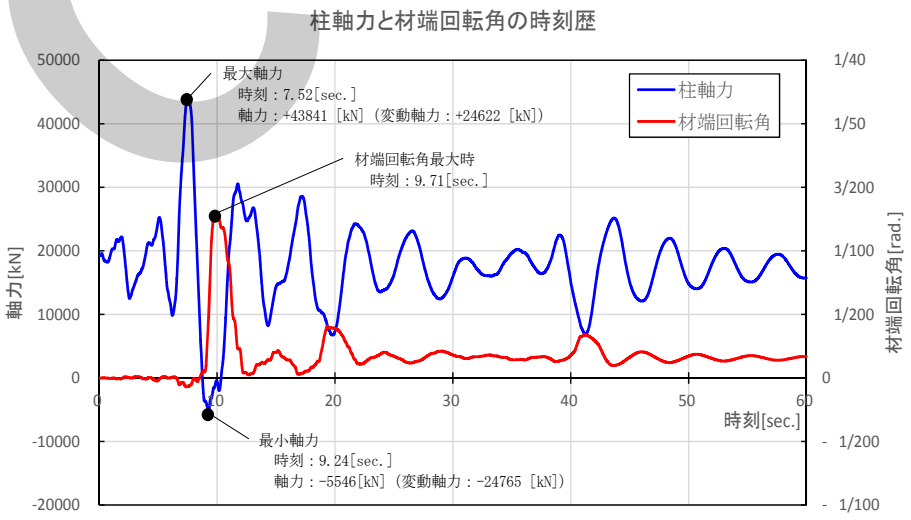


図 2.3-2　限界部材角の算定

・コンクリート強度

「評価指針」では適用範囲を高さ 60m 以下の建物としているが，コンクリート強度についての記述はない．しかし，例えば文献 2.3 における試験体のコンクリートの強度の範囲はσ_B＝120～774kgf/cm^2 であり，コンクリート強度が 80N/mm^2 を超えるような試験体は含まれていない．高強度材料を使用した場合の限界部材角について，文献 2.8 には，既往の実験結果から，コンクリート強度が高くなると軸力比が同じでも限界変形が小さくなることが報告されている．したがって，Fc80 を超えるような高強度のコンクリートを使用する場合には，文献調査や実験により，限界部材角の確認を行うことが望まれる．

(2) 梁

・限界部材角

十分なせん断補強筋および圧縮鉄筋が配置されている場合，大変形時においても曲げ耐力が大きく低下することはない．限界部材角は，曲げ降伏後のせん断破壊によって限界部材角が定まるものとし，限界部材角の算定式は主筋の座屈の影響を考慮していないが，文献 2.28 では，梁主筋の座屈を防止することは変形性能を向上させるための有効な対策になることが示されている．

(3) 耐震壁

応答部材角は構造解析により算定することになるが，直接 R_y や R_p に相当する数値が出力されない解析ソフトもある．検証に使用するソフトの選定時に確認をしておく必要がある．

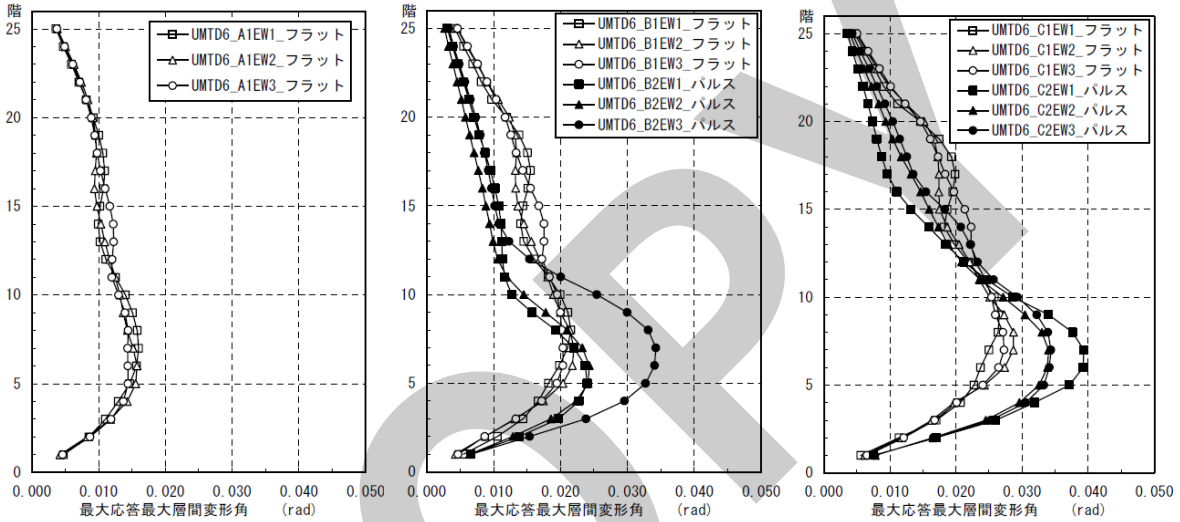
COPY

(4) 柱梁接合部

・限界せん断変形角の検討を省略できる条件

柱梁接合部の弾塑性挙動把握のため，地上 25 階，軒高 82m，27×27m（4×4 スパン）平面，純ラーメン構造，使用コンクリート Fc48～60，1 次固有周期 1.9 秒の共同住宅について，基礎固定立体フレームモデル（PΔ 考慮，部材耐力劣化無視）を構築し，レベル 1，2 に対して設計終了後，文献 2.29 にしたがい D6 ゾーンにおける地震動入力（フラットおよびパルスタイプ）により，応答解析（瞬間剛性比例型減衰 3%）を実施した（以下，「接合部検討例」）．この時，柱梁接合部の復元力特性は「評価指針」によった．

比較的応答の大きい方向の最大応答層間変形角を図 2.3-3，代表中柱梁接合部の最大応答せん断変形角を図 2.3-4，最大応答層間変形角を生じた階の代表柱梁接合部のせん断応力度・せん断ひずみ度関係履歴を図 2.3-5 に示す．



レベル 3A　　レベル 3B　　レベル 3C

図 2.3-3　「接合部検討例」における最大応答層間変形角

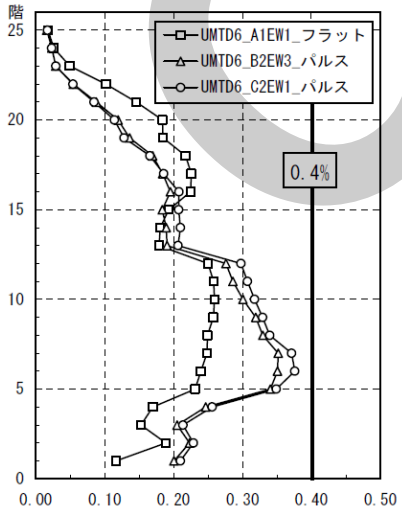


図 2.3-4　「接合部検討例」における代表柱梁接合部の最大応答せん断変形角

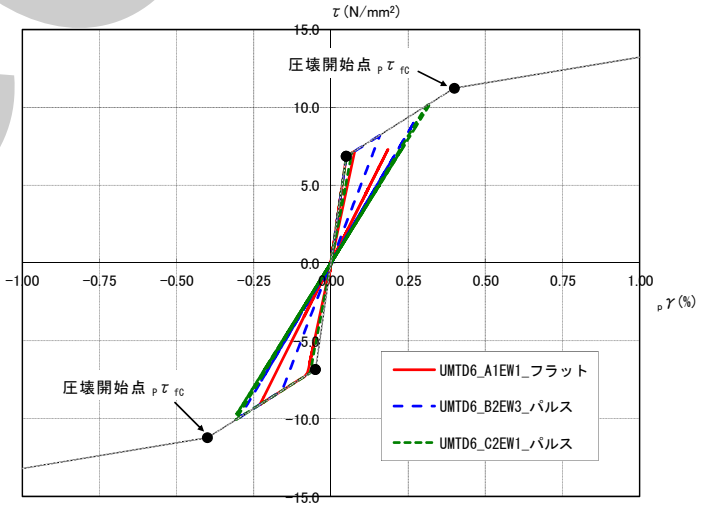


図 2.3-5　「接合部検討例」における代表柱梁接合部のせん断応力度・せん断ひずみ度関係履歴

COPY

図 2.3-3 によれば，最大層間変形角は，3.1.5 検討例 1～3 の純ラーメン構造と同程度の応答値となっている．また，図 2.3-4 および図 2.3-5 より，柱梁接合部はコンクリートの圧壊（せん断ひずみ 0.4%に相当）に至っていないことが分かる．また，図 2.3-6 に示す，3.1.5 検討例 (1)の応答解析における代表柱梁接合部のせん断応力度・せん断ひずみ度関係履歴においても，コンクリート圧壊には至っていない．

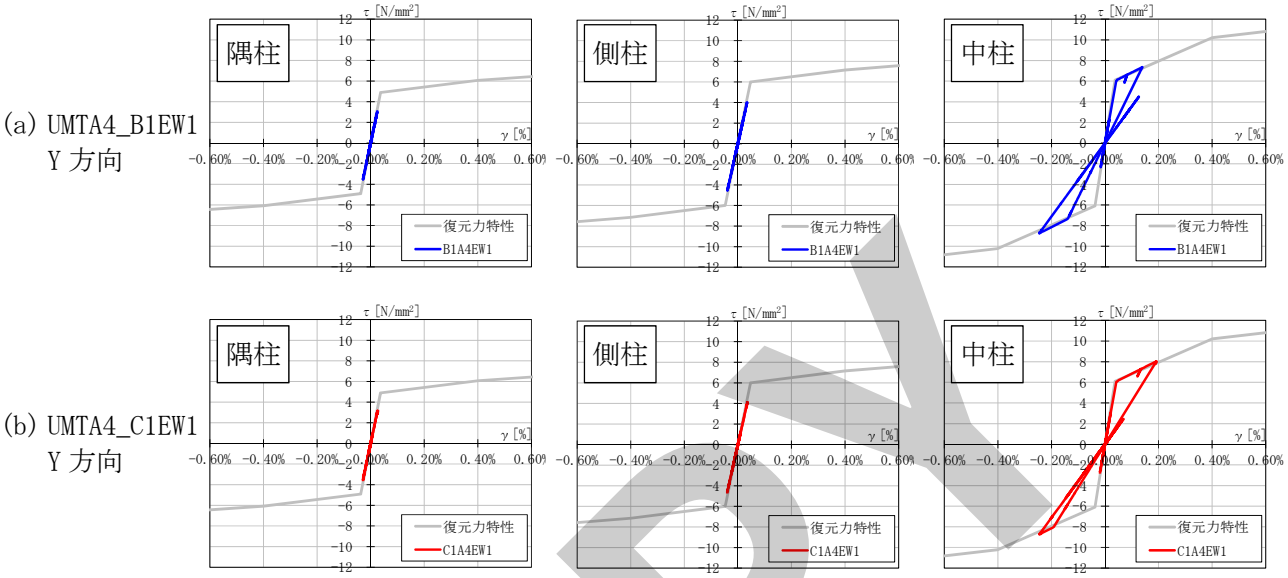


**図 2.3-6　検討例 1 における代表柱梁接合部の
せん断応力度・せん断ひずみ度関係履歴**

それぞれの例において，設計条件の厳しい中柱梁接合部の最大せん断強度に対する余裕度は，「接合部検討例」で 1.12～1.81，3.1.5 検討例 1 で 0.77～1.73 となっている．設計せん断力（応力度：$_p\tau_D$），最大せん断強度（$_p\tau_u$）と接合する梁が曲げ信頼強度で降伏した時の接合部のせん断応力度（$_p\tau_{by}$）との関係は式（2.3-19）となる．

$$_p\tau_u \geqq \alpha\ _p\tau_D = \alpha\beta\ _p\tau_{b_y} \qquad (2.3\text{-}19)$$

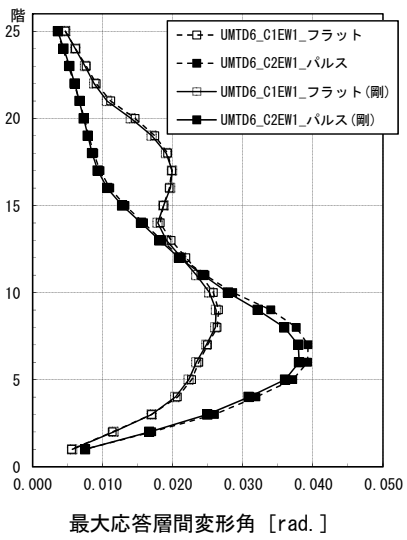
ここで，α：せん断余裕度，β：鉄筋の規格降伏点に対する強度上昇係数，

「評価指針」より柱梁接合部のコンクリート圧壊開始点は $0.85_p\tau_u$ であるから，接合する梁が曲げ降伏した場合に，接合部コンクリートが圧壊しないための条件は $0.85\ _p\tau_u \geqq \beta_p\tau_{by}$ であり，式（3.1.3-4）より $_p\tau_u \geqq \alpha\beta_p\tau_{by}$ であるから，$0.85\alpha \geqq 1$ となる．つまりせん断余裕度 α が 1／0.85＝1.18 以上あれば，柱梁接合部はコンクリート圧壊に至ることはない．前述の「接合部検討例」および 3.1.5 検討例 1 においても，柱梁接合部のせん断余裕度は，概ね 1.18 以上となっている．

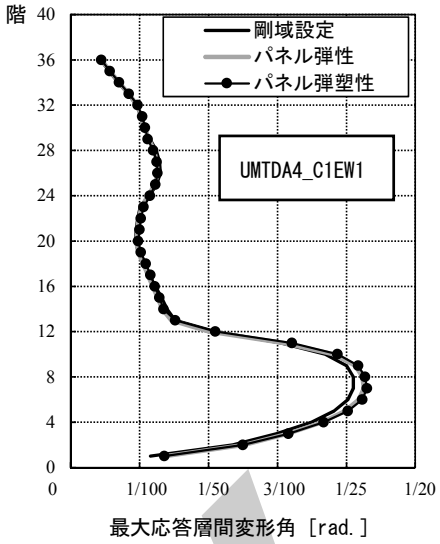
「評価指針」には，柱梁接合部のせん断変形角がコンクリート圧壊ひずみ 0.4～0.5%程度を超えると，急速にせん断変形が増大するという知見が示されており，柱梁接合部のコンクリート圧壊はその弾塑性挙動に大きな影響を及ぼす要因である．

図 2.3-7 に，「接合部検討例」および 3.1.5 検討例 1 に対して，柱梁接合部に剛域または弾塑性履歴を設定した場合について，最大応答層間変形角を比較して示す．ほぼ最大応答層間変形角に差はなく，柱梁接合部せん断応力がコンクリート圧壊レベル以下であれば，市販の構造設計一貫計算ソフトにおいて一般に用いられている，接合部を剛域とする仮定によっても架構の応答への影響はないことがわかる．

COPY



接合部検討例



3.1.5 検討例 (1)

図 2.3-7　柱梁接合部を剛とした場合の最大応答層間変形角

以上より，最大せん断強度に対して 1.18→1.2 倍以上のせん断余裕度を確保すれば，柱梁接合部を弾塑性としてモデル化した解析による限界せん断変形角の検討の必要はない．

・柱梁曲げ耐力比

柱梁接合部は，軸力および曲げを受ける部材としては柱の一部でもあり，接合する梁との曲げ耐力比も重要な要素である．図 2.3-8 に，図 2.3-4 と同じ柱梁接合部における柱と梁の曲げ耐力比（柱曲げ耐力算定用軸力は最大応答値を採用）を示す．概ね 1.5 を超えている．ちなみにこの柱の最も応答の大きい階における柱梁曲げ耐力総和比は 1.69 である．

柱梁接合部の設計と柱梁曲げ耐力比との相関関係については，今後の研究が待たれるところであるが，従来の超高層鉄筋コンクリート造建物においても，柱梁曲げ耐力比は 1.5 倍程度以上であり，本指針においても，水平 2 方向入力対応のために，同じ性能を要求していることもあるので，柱梁接合部においても，集合する柱の終局曲げ耐力和は梁のそれの 1.5 倍以上確保することが望ましい．

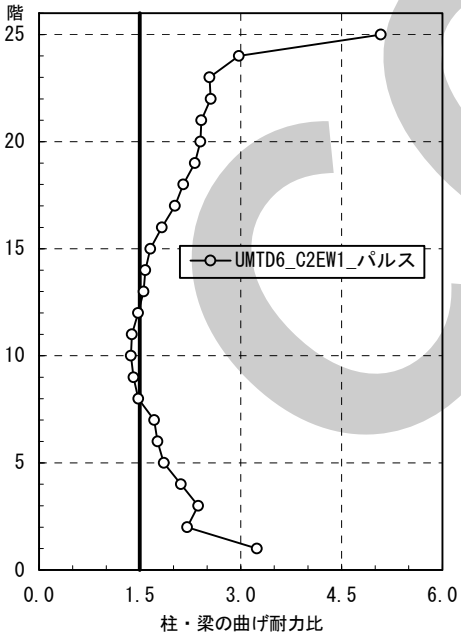


図 2.3-8　柱梁曲げ耐力比

COPY

2.3.3 Ｅディフェンス実験に対する検証例

(1) Ｅディフェンス震動実験の概要

文献 2.31 による縮小 20 層 RC 造建物試験体に対する検証例を示す.

実験は，超高層 RC 建物を模擬した 1/4 縮小モデルの長周期地震動に対する応答性状把握を目的とし，1990 年代後半に設計された耐震構造 20 層モデル建物を想定している.

文献 2.31 に記載の試験体の形状・寸法を図 2.3-9 に転載し，部材断面リストを表 2.3-2 に示す.

表 2.3-2 に示す試験体部材を実スケールで表すと概ね表 2.3-1 に示すようになり，当時の一般的な耐震構造超高層 RC 建物であることがわかる.

表 2.3-1　試験体部材と実スケール部材の比較

		試験体部材	実スケール
柱 C12 (2～8 階)	断 面	225×225（Fc60）	900×900（Fc60）
	主 筋	SD490 12-D13（Pt=1.00%）	SD490 24-D38（Pt=0.99%）
	帯 筋	SHD685 4-D6@90（Pw=0.63%）	KH785 4-K13@100（Pw=0.56%）
梁 GX (9～12 階)	断 面	150×200（Fc30）	600×800（Fc30）
	主 筋	SD490 3,2-D10（Pt=1.18%）	SD490 4,1-D38（Pt=1.19%）
	肋 筋	SHD685 2-D6@60（Pw=0.71%）	KH785 4-K13@125（Pw=0.68%）

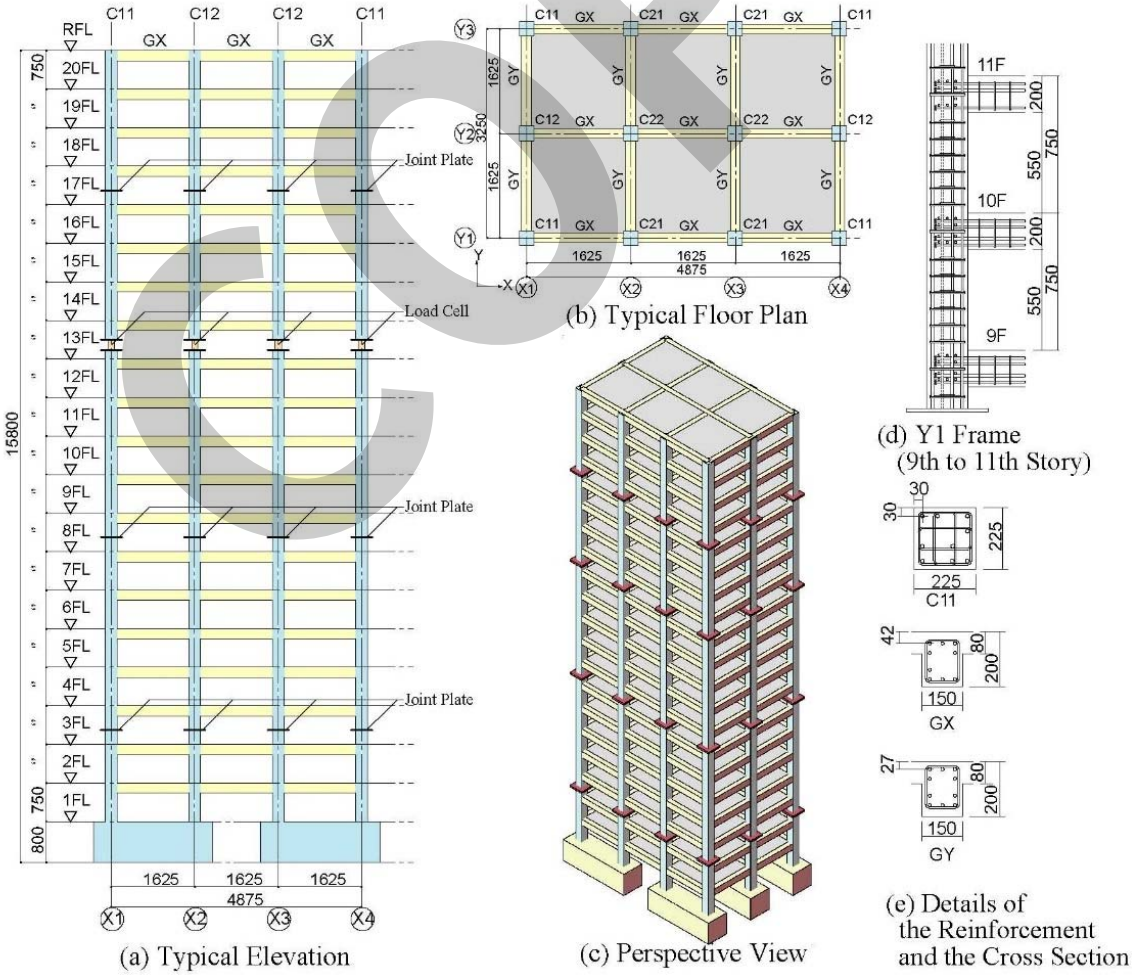


図 2.3-9　試験体の形状・寸法

COPY

表 2.3-2　試験体の断面リスト

<table>
<tr><th colspan="6">柱(225×225)</th><th colspan="6">梁(150×200)</th></tr>
<tr><th>階</th><th>Fc</th><th>C22</th><th>C12</th><th>C11</th><th>C21</th><th>階</th><th>Fc</th><th colspan="4">GX</th></tr>
<tr><td rowspan="3">20C-17C</td><td rowspan="3">30</td><td colspan="4">8-D10
4-D6@90</td><td rowspan="3">RG,20G</td><td rowspan="3">30</td><td colspan="4">3 / 3-D10
2-D6@100</td></tr>
<tr><td colspan="4">pt = 0.42%</td><td>ｽﾗﾌﾞ片側pt= 0.69%</td><td>ｽﾗﾌﾞ両側pt= 0.62%</td><td colspan="2">下端pt = 0.90%</td></tr>
<tr><td colspan="4">pw = 0.63%</td><td colspan="4">pw = 0.43%</td></tr>
<tr><td rowspan="3">17C-13C</td><td rowspan="3">36</td><td colspan="3">8-D10
4-D6@90</td><td>12-D10
4-D6@90</td><td rowspan="3">19G,18G</td><td rowspan="3">30</td><td colspan="4">3+1 / 3-D10
2-D6@100</td></tr>
<tr><td colspan="3">pt = 0.42%</td><td>pt = 1.00%</td><td>ｽﾗﾌﾞ片側pt= 0.83%</td><td>ｽﾗﾌﾞ両側pt= 0.72%</td><td colspan="2">下端pt = 0.90%</td></tr>
<tr><td colspan="4">pw = 0.63%</td><td colspan="4">pw = 0.43%</td></tr>
<tr><td rowspan="3">13C-8C</td><td rowspan="3">48</td><td>8-D10
4-D6@90</td><td>12-D10
4-D6@90</td><td>8+1-D10
4-D6@90</td><td>12-D10
4-D6@90</td><td rowspan="3">17G,16G</td><td rowspan="3">30</td><td colspan="4">3+1 / 3-D10
2-D6@85</td></tr>
<tr><td>pt = 0.42%</td><td>pt = 1.00%</td><td>pt = 0.75%</td><td>pt = 1.00%</td><td>ｽﾗﾌﾞ片側pt= 0.83%</td><td>ｽﾗﾌﾞ両側pt= 0.72%</td><td colspan="2">下端pt = 0.90%</td></tr>
<tr><td colspan="4">pw = 0.63%</td><td colspan="4">pw = 0.51%</td></tr>
<tr><td rowspan="3">8C-3C</td><td rowspan="3">60</td><td>12-D10
4-D6@90</td><td>12-D13
4-D6@90</td><td>12+2-D13
4-D6@90</td><td>12-D13
4-D6@90</td><td rowspan="3">15G-13G</td><td rowspan="3">30</td><td colspan="4">3+2 / 3+1-D10
2-D6@85</td></tr>
<tr><td>pt = 0.56%</td><td colspan="3">pt = 1.00%</td><td>ｽﾗﾌﾞ片側pt= 0.98%</td><td>ｽﾗﾌﾞ両側pt= 0.81%</td><td colspan="2">下端pt = 1.20%</td></tr>
<tr><td colspan="4">pw = 0.63%</td><td colspan="4">pw = 0.51%</td></tr>
<tr><td rowspan="3">3C-2C</td><td rowspan="3">60</td><td>12-D10
4-D6@90</td><td>12-D13
4-D6@90</td><td>12+2-D13
4-D6@90</td><td>12-D13
4-D6@90</td><td rowspan="3">12G-9G</td><td rowspan="3">30</td><td colspan="4">3+2 / 3+1-D10
2-D6@60</td></tr>
<tr><td>pt = 0.56%</td><td colspan="3">pt = 1.00%</td><td>ｽﾗﾌﾞ片側pt= 0.98%</td><td>ｽﾗﾌﾞ両側pt= 0.81%</td><td colspan="2">下端pt = 1.20%</td></tr>
<tr><td colspan="4">pw = 0.63%</td><td colspan="4">pw = 0.71%</td></tr>
<tr><td rowspan="3">1C</td><td rowspan="3">60</td><td>12-D10
4-D6@50</td><td>12-D13
4-D6@50</td><td>12+2-D13
4-D6@50</td><td>12-D13
4-D6@50</td><td rowspan="3">8G-2G</td><td rowspan="3">30</td><td colspan="4">3+3 / 3+2-D10
2-D6@60</td></tr>
<tr><td>pt = 0.56%</td><td colspan="3">pt = 1.00%</td><td>ｽﾗﾌﾞ片側pt= 1.12%</td><td>ｽﾗﾌﾞ両側pt= 0.91%</td><td colspan="2">下端pt = 1.50%</td></tr>
<tr><td colspan="4">pw = 1.14%</td><td colspan="4">pw = 0.71%</td></tr>
</table>

(2) 震動実験に用いられた地震動と代表的な地震応答解析結果

実験は，応答性能目標に応じてレベル 1・2・終局と 3 段階の大きさの地震動を用いて，主に X 方向を主要加震方向として行われた．

ここでは，関西圏において速度応答スペクトルで既往のレベル 2 地震動の 1.5～2.0 倍になる OS1・OS2 波を対象とする目的から，同等の速度応答スペクトルとなる Case#3-2（津島波 150%），Case#3-5（津島波 200%）を検討対象とする．

文献 2.31 に記載の最大層せん断力応答結果と最大層間変形角応答結果を図 2.3-10,11 に転載する．

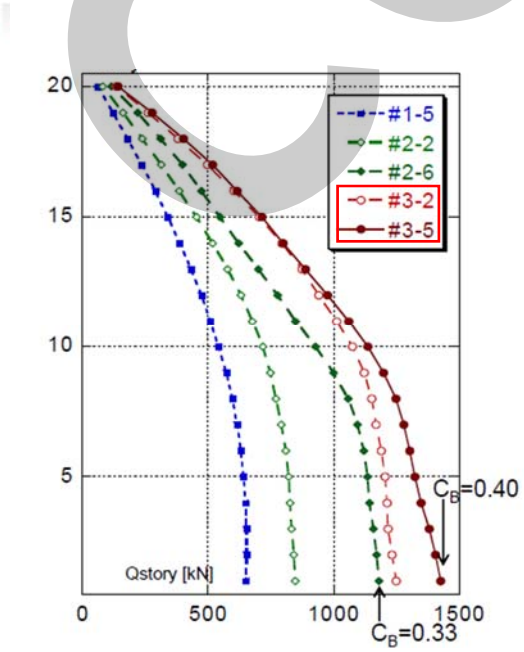


図 2.3-10　最大層せん断力応答結果

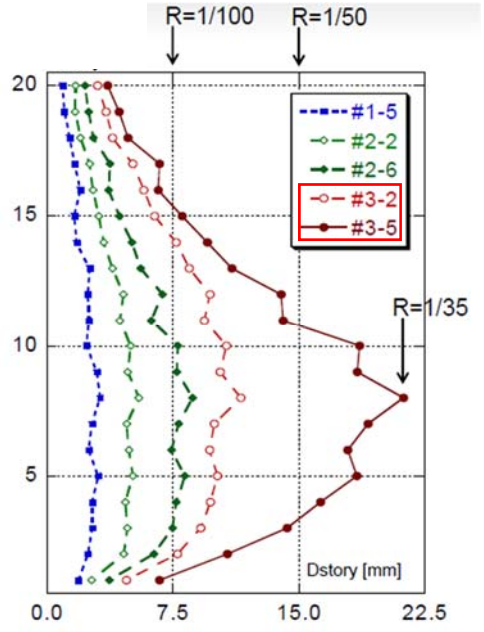
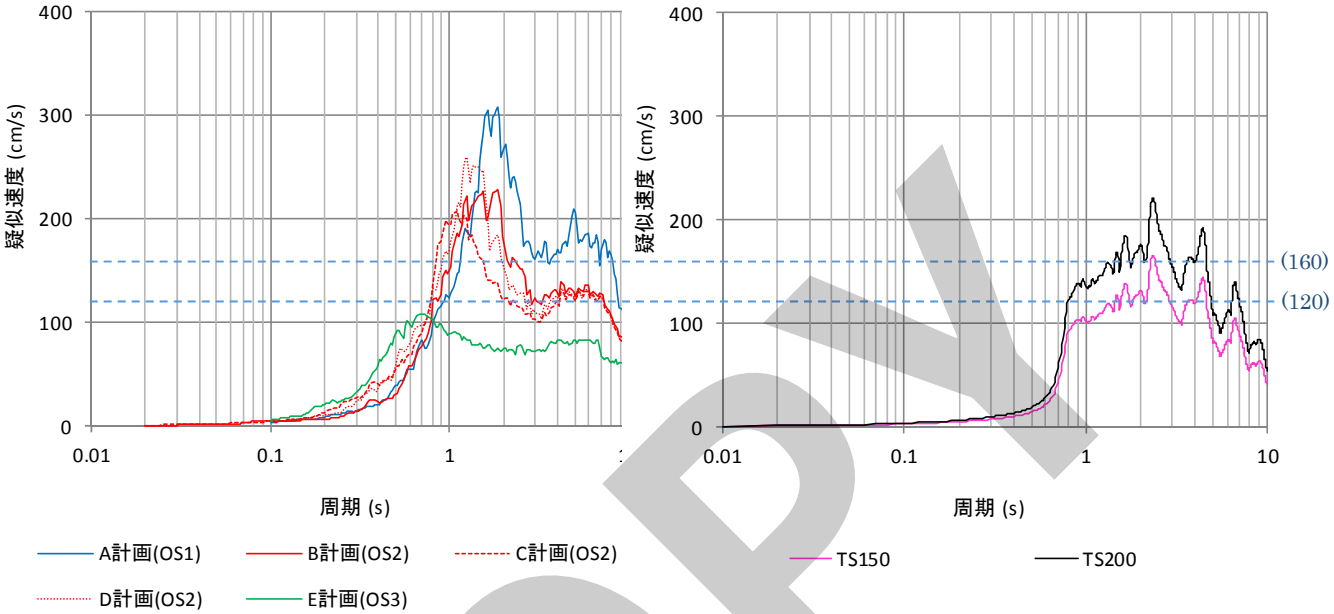


図 2.3-11　最大層間変形角応答結果

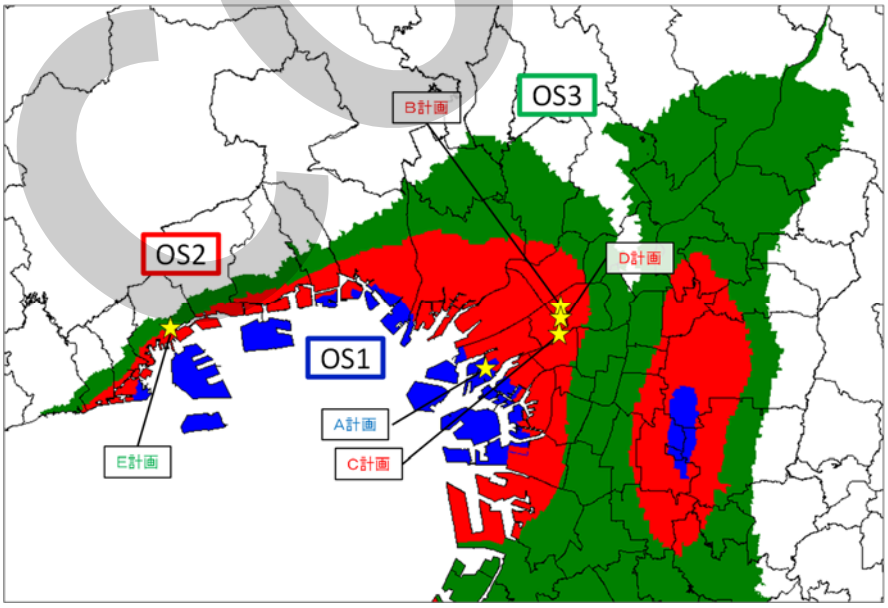
COPY

関西圏における長周期地震動検討対象地区で作成した地震動 OS1・OS2・OS3 波と，実験で用いられた入力地震動 Case#3-2（津島波 150%），Case#3-5（津島波 200%）の疑似速度応答スペクトルを比較して図 2.3-12 に示す.

固有周期 2～4(s)で比較すると，Case#3-2（津島波 150%）が OS2 と，Case#3-5（津島波 200%）が OS1 と，それぞれ概ね同等のレベルであると考えられる.



OS1・OS2・OS3 の疑似速度応答スペクトル (h=0.05)　　実験で使用した津島波の疑似速度応答スペクトル (h=0.05)



長周期地震動対策対象地域＜大阪地域＞と比較した OS 波の位置図

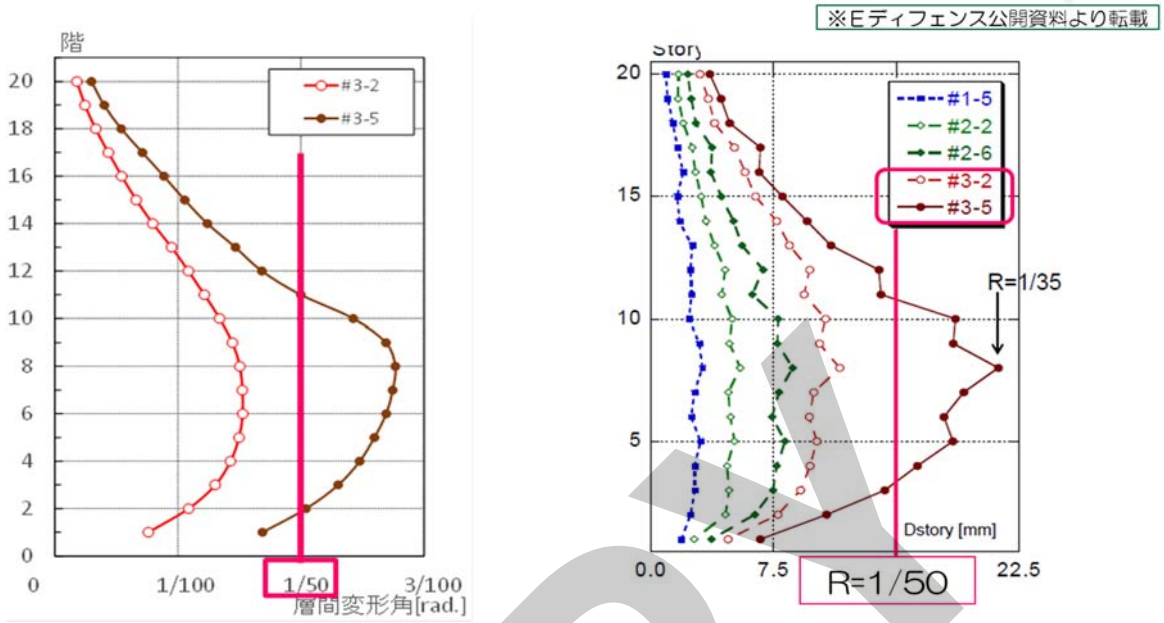
図 2.3-12　OS1・OS2・OS3 波と実験で用いられた津島波の疑似速度応答スペクトルの比較

COPY

(3) 地震応答解析モデルと解析結果

最大層間変形角応答結果を，実験結果と比較して図 2.3-13 に示す.

なお，柱および梁の部材角応答結果は次節の限界部材角の検証結果に合わせ示す.



(a) 地震応答解析結果　　(b) 実験結果

図 2.3-13　最大層間変形角応答結果

(4) 架構設計変形時の検証結果

架構設計変形時の変形の設定は，「New RC 構造設計ガイドライン 1993」（日本国土開発技術センター）にならい，入力地震動 Case#3-2（津島波 150%），Case#3-5（津島波 200%）に対して，以下の手順で応答変形よりさらに大きな変形を想定して架構設計変形時を定義し，この変形に対して部材の限界部材角がクライテリアを満足することを確認する.

① 地震応答解析結果を元に，外力重心位置(12F 床)での応答限界変形角 δ_{L3} を定める.

② 荷重増分解析における外力重心位置の水平変位と 1 階の層せん断力の関係に応答限界変形角 δ_{L3} をプロットする.

③ 図 2.3-14 に示すように，応答限界変形角までの歪みエネルギー(A)に対し 2 倍以上の歪みエネルギーを確保できる変形として架構設計変形時の変形 δ_{Ru} を定める（A≦B）.

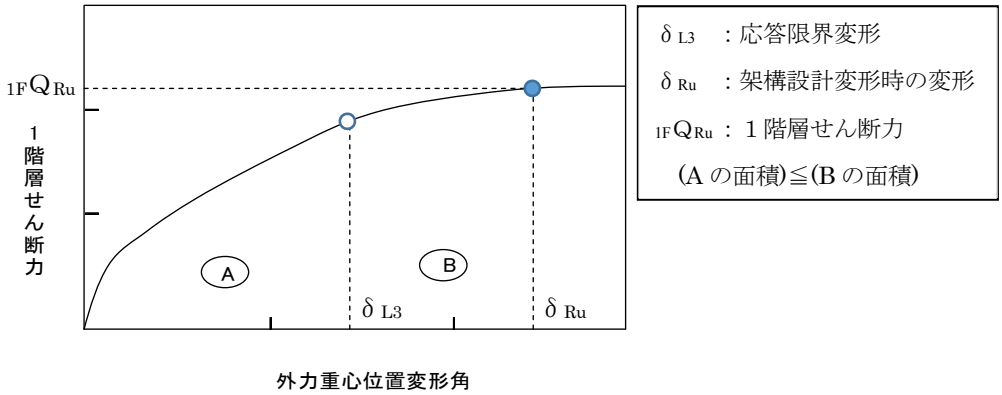
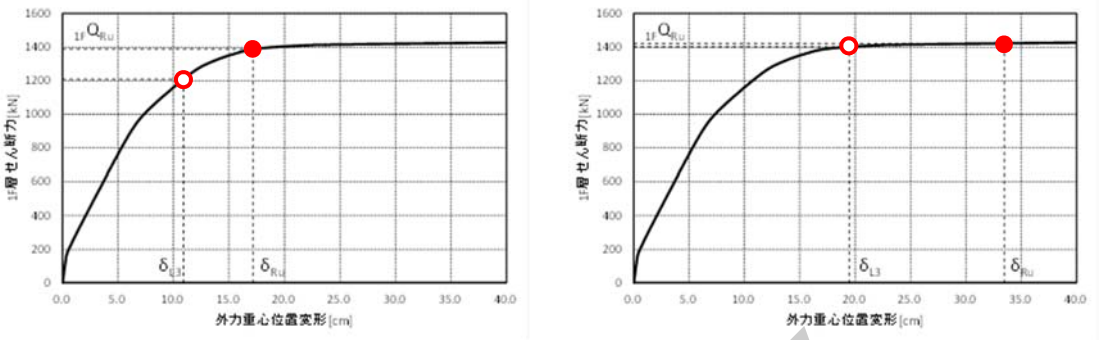


図 2.3-14　架構設計変形時の定義

COPY

入力地震動 Case#3-2（津島波 150%），Case#3-5（津島波 200%）に対して定めた架構設計変形時のプロットを図 2.3-15 に示す.



(a) Case#3-2（津島波 150%）　　(b) Case#3-5（津島波 200%）

図 2.3-15　外力重心位置の荷重変形関係と架構設計変形時

次頁以降の表 2.3-3～2.3-6 に，入力地震動 Case#3-2（津島波 150%），Case#3-5（津島波 200%）に対して求めた代表部材の設計クライテリアとしての限界部材角，最大応答部材角，架構設計変形時部材角を示す.

COPY

表 2.3-3 入力地震動 Case#3-2（津島波 150%）における柱の限界部材角の検証

位置			符号	柱幅	柱せい	Fc	L	Le	E	軸力										
軸	軸	階		B	D					長期 (kN)		地震 +(kN)	地震 -(kN)	地震+上下 +(kN)	地震+上下 -(kN)		部材角最大時軸力	圧縮側最大時軸力	at
X1	Y1	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1071	-661	1138	0.375	-729	-0.797	1159		508
X2	Y1	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	349	256	441	0.145	164	0.054	432		508
X3	Y1	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	349	256	441	0.145	164	0.054	432		508
X4	Y1	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1071	-661	1138	0.375	-729	-0.797	1159		508
X1	Y2	1	C12	225	225	60	750	650	39200.0	292	0.096	1193	-622	1280	0.421	-710	-0.905	1265		508
X2	Y2	1	C22	225	225	60	750	650	39200.0	407	0.134	539	453	661	0.218	331	0.109	662		284
X3	Y2	1	C22	225	225	60	750	650	39200.0	407	0.134	539	453	661	0.218	331	0.109	662		284
X4	Y2	1	C12	225	225	60	750	650	39200.0	292	0.096	1193	-622	1280	0.421	-710	-0.905	1265		508
X1	Y3	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1072	-662	1140	0.375	-730	-0.798	1160		508
X2	Y3	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	350	257	442	0.145	164	0.054	433		508
X3	Y3	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	350	257	442	0.145	164	0.054	433		508
X4	Y3	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1072	-662	1140	0.375	-730	-0.798	1160		508

Mu 部材角 最大	Mu 圧縮時 最大	Mu	主筋・芯鉄筋							せん断補強筋			主筋降伏時 部材角 Ry	$_cR_{s4}$						
			X方向主筋	Y方向主筋	芯鉄筋			σy		σwy	Pw		Rp1	Rp2	Rp3	Rp		$_cR_{s4}$=Ry+Rp	
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2 -D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00705	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02645	1/ 38
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0 -D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00472	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03347	1/ 30
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0 -D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00472	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03347	1/ 30
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2 -D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00705	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02645	1/ 38
127		127	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0 -D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00679	0.037	0.030	0.020	0.020	1/ 51	0.02645	1/ 38
80		80	4 -D10 + 0 -D10	4 -D10 + 0 -D10	0 -D10	0	429	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00467	0.045	0.046	0.031	0.031	1/ 32	0.03545	1/ 29
80		80	4 -D10 + 0 -D10	4 -D10 + 0 -D10	0 -D10	0	429	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00467	0.045	0.046	0.031	0.031	1/ 32	0.03545	1/ 29
127		127	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0 -D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00679	0.037	0.030	0.020	0.020	1/ 51	0.02645	1/ 38
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2 -D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00705	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02645	1/ 38
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0 -D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00473	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03345	1/ 30
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0 -D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00473	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03345	1/ 30
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2 -D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00705	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02645	1/ 38

$_cR_{m4}$						$_cR_{a4}$				限界部材角 $_cR_4$		最大応答部材角		架構設計変形時 部材角		限界状態Ⅰ 判定
Ru1		Ru2		$_cR_{u4}$		φ*D		$_cR_{u4}$=Ry+φ*D								
0.0264	1/ 38	0.0267	1/ 37	0.02639	1/ 38	6.4.E-02	1/ 16	0.07087	1/ 15	0.02639	1/ 37	0.00680	1/ 147	0.01458	1/ 68	O.K.
0.0578	1/ 17	0.0589	1/ 17	0.05782	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12214	1/ 9	0.03347	1/ 29	0.00587	1/ 170	0.01337	1/ 74	O.K.
0.0578	1/ 17	0.0589	1/ 17	0.05782	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12214	1/ 9	0.03347	1/ 29	0.00576	1/ 173	0.01323	1/ 75	O.K.
0.0264	1/ 38	0.0267	1/ 37	0.02639	1/ 38	6.4.E-02	1/ 16	0.07087	1/ 15	0.02639	1/ 37	0.00667	1/ 149	0.01268	1/ 78	O.K.
0.0241	1/ 42	0.0201	1/ 50	0.02005	1/ 50	2.8.E-02	1/ 35	0.03501	1/ 29	0.02005	1/ 49	0.00691	1/ 144	0.01481	1/ 67	O.K.
0.0397	1/ 25	0.0454	1/ 22	0.03975	1/ 26	7.8.E-02	1/ 13	0.08296	1/ 13	0.03545	1/ 28	0.00626	1/ 159	0.01377	1/ 72	O.K.
0.0397	1/ 25	0.0454	1/ 22	0.03975	1/ 26	7.8.E-02	1/ 13	0.08296	1/ 13	0.03545	1/ 28	0.00612	1/ 163	0.01364	1/ 73	O.K.
0.0241	1/ 42	0.0201	1/ 50	0.02005	1/ 50	2.8.E-02	1/ 35	0.03501	1/ 29	0.02005	1/ 49	0.00682	1/ 146	0.01245	1/ 80	O.K.
0.0264	1/ 38	0.0267	1/ 37	0.02637	1/ 38	6.4.E-02	1/ 16	0.07080	1/ 15	0.02637	1/ 37	0.00678	1/ 147	0.01455	1/ 68	O.K.
0.0578	1/ 17	0.0589	1/ 17	0.05776	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12188	1/ 9	0.03345	1/ 29	0.00584	1/ 171	0.01333	1/ 75	O.K.
0.0578	1/ 17	0.0589	1/ 17	0.05776	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12188	1/ 9	0.03345	1/ 29	0.00575	1/ 173	0.01319	1/ 75	O.K.
0.0264	1/ 38	0.0267	1/ 37	0.02637	1/ 38	6.4.E-02	1/ 16	0.07080	1/ 15	0.02637	1/ 37	0.00669	1/ 149	0.01264	1/ 79	O.K.

表 2.3-4 入力地震動 Case#3-2（津島波 150%）における梁の限界部材角の検証

梁符号	層	梁幅	梁せい	Fc	L	接続柱		Le	E	My (kNm) 3折線ﾓﾃﾞﾙより		端部上筋	端部下筋	d_{cs}	d_{ct}	上筋 a_{t1}	下筋 a_{t1}	上筋 a_{t2}	下筋 a_{t2}
		B	D			D	D			下端	上端			(mm)	(mm)	(mm²)		(mm²)	
GX	20,R	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	15.1	36.9	3 -D10 + 0 -D10	3 -D10 + 0 -D10	32.0	17.0	213	213	0	0
	18,19	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	15.1	63.6	3 -D10 + 1 -D10	3 -D10 + 0 -D10	32.0	17.0	213	213	71	0
	16,17	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	15.1	63.6	3 -D10 + 1 -D10	3 -D10 + 0 -D10	32.0	17.0	213	213	71	0
	13～15	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	19.1	67.2	3 -D10 + 2 -D10	3 -D10 + 1 -D10	32.0	17.0	213	213	142	71
	9～12	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	22.3	71.0	3 -D10 + 2 -D10	3 -D10 + 1 -D10	32.0	17.0	213	213	142	71
	2～8	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	27.0	75.3	3 -D10 + 3 -D10	3 -D10 + 2 -D10	32.0	17.0	213	213	213	142

せん断補強筋						主筋降伏時 部材角 Ry 3折線ﾓﾃﾞﾙより	$_BR_{s4}$					梁の限界部材角 $_BR_{s4}$=Ry+Rp		最大応答部材角		架構設計変形時 部材角		限界状態Ⅰ 判定
			端部 Aw	σwy	Pw		Qu (kN)	Rp1	Rp2	Rp3	Rp							
2	-D6	@100	32	685	0.0043	0.01975	37.1	0.04395	0.03328	0.02250	0.02250	1/ 44	0.04225	1/ 24	0.00172	1/ 582	0.00254	1/ 394	O.K.
2	-D6	@100	32	685	0.0043	0.01250	56.2	0.03233	0.01208	0.00836	0.00836	1/ 120	0.02086	1/ 48	0.00352	1/ 285	0.00550	1/ 182	O.K.
2	-D6	@85	32	685	0.0050	0.01250	56.2	0.03937	0.01954	0.01224	0.01224	1/ 82	0.02474	1/ 41	0.00640	1/ 157	0.00990	1/ 102	O.K.
2	-D6	@85	32	685	0.0050	0.01378	61.6	0.03646	0.01403	0.00857	0.00857	1/ 117	0.02235	1/ 45	0.01185	1/ 85	0.01657	1/ 61	O.K.
2	-D6	@60	32	685	0.0071	0.01593	66.6	0.04708	0.02395	0.01124	0.01124	1/ 89	0.02717	1/ 37	0.01797	1/ 56	0.02728	1/ 37	N.G.
2	-D6	@60	32	685	0.0071	0.02164	73.1	0.04453	0.01833	0.00749	0.00749	1/ 134	0.02913	1/ 35	0.01824	1/ 55	0.02918	1/ 35	N.G.

COPY

表 2.3-5 入力地震動 Case#3-5（津島波 200%）における柱の限界部材角の検証

位置			符号	柱幅	柱せい	Fc	L	Le	E	軸力										
軸	軸	階		B	D					長期 (kN)		地震 +(kN)	地震 −(kN)	地震+上下 +(kN)		地震+上下 −(kN)		部材角最大時軸力	圧縮側最大時軸力	at
X1	Y1	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1105	−687	1173	0.386	−755	−0.825	1170		508
X2	Y1	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	349	255	441	0.145	163	0.054	431		508
X3	Y1	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	349	255	441	0.145	163	0.054	431		508
X4	Y1	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1105	−687	1173	0.386	−755	−0.825	1170		508
X1	Y2	1	C12	225	225	60	750	650	39200.0	292	0.096	1176	−651	1264	0.416	−739	−0.942	1264		508
X2	Y2	1	C22	225	225	60	750	650	39200.0	407	0.134	560	461	682	0.225	339	0.112	671		284
X3	Y2	1	C22	225	225	60	750	650	39200.0	407	0.134	560	461	682	0.225	339	0.112	671		284
X4	Y2	1	C12	225	225	60	750	650	39200.0	292	0.096	1176	−651	1264	0.416	−739	−0.942	1264		508
X1	Y3	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1106	−688	1174	0.387	−756	−0.826	1172		508
X2	Y3	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	351	256	443	0.146	164	0.054	433		508
X3	Y3	1	C21	225	225	60	750	650	39200.0	307	0.101	351	256	443	0.146	164	0.054	433		508
X4	Y3	1	C11	225	225	60	750	650	39200.0	226	0.074	1106	−688	1174	0.387	−756	−0.826	1172		508

Mu 部材角 最大	Mu 圧縮時 最大	Mu	主筋・芯鉄筋							せん断補強筋			主筋降伏時 部材角 Ry	$_{C}R_{s4}$						
			X方向主筋	Y方向主筋	芯鉄筋			σy		σwy	Pw		Rp1	Rp2	Rp3	Rp		$_{C}R_{s4}$=Ry+Rp	
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2	-D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00707	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02640	1/ 38
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0	-D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00472	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03348	1/ 30
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0	-D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00472	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03348	1/ 30
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2	-D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00707	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02640	1/ 38
127		127	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0	-D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00679	0.037	0.030	0.020	0.020	1/ 51	0.02644	1/ 38
81		81	4 -D10 + 0 -D10	4 -D10 + 0 -D10	0	-D10	0	429	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00470	0.045	0.046	0.031	0.031	1/ 33	0.03536	1/ 29
81		81	4 -D10 + 0 -D10	4 -D10 + 0 -D10	0	-D10	0	429	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00470	0.045	0.046	0.031	0.031	1/ 33	0.03536	1/ 29
127		127	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0	-D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00679	0.037	0.030	0.020	0.020	1/ 51	0.02644	1/ 38
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2	-D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00707	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02639	1/ 38
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0	-D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00473	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03345	1/ 30
89		89	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	0	-D13	0	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00473	0.044	0.043	0.029	0.029	1/ 35	0.03345	1/ 30
128		128	4 -D13 + 0 -D13	4 -D13 + 0 -D13	2	-D13	254	515	4 -D6 @ 50	685	0.0114	0.00707	0.037	0.029	0.019	0.019	1/ 52	0.02639	1/ 38

$_{C}R_{m4}$						$_{C}R_{s4}$				限界部材角 $_{C}R_{4}$		最大応答部材角		架構設計変形時 部材角	限界状態Ⅰ 判定
Ru1		Ru2		$_{C}R_{s4}$		φ*D		$_{C}R_{s4}$=Ry+φ*D							
0.0258	1/ 39	0.0253	1/ 40	0.02528	1/ 40	6.1.E-02	1/ 16	0.06854	1/ 15	0.02528	1/ 39	0.01654	1/ 60	0.03541	1/ 28	N.G.
0.0578	1/ 17	0.0589	1/ 17	0.05781	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12211	1/ 9	0.03348	1/ 29	0.01529	1/ 65	0.03413	1/ 29	N.G.
0.0578	1/ 17	0.0589	1/ 17	0.05781	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12211	1/ 9	0.03348	1/ 29	0.01511	1/ 66	0.03397	1/ 29	N.G.
0.0258	1/ 39	0.0253	1/ 40	0.02528	1/ 40	6.1.E-02	1/ 16	0.06854	1/ 15	0.02528	1/ 39	0.01591	1/ 62	0.03336	1/ 29	N.G.
0.0244	1/ 41	0.0200	1/ 50	0.01997	1/ 51	2.8.E-02	1/ 36	0.03488	1/ 29	0.01997	1/ 50	0.01668	1/ 59	0.03566	1/ 28	N.G.
0.0386	1/ 26	0.0450	1/ 22	0.03858	1/ 26	7.6.E-02	1/ 13	0.08058	1/ 13	0.03536	1/ 28	0.01568	1/ 63	0.03471	1/ 28	O.K.
0.0386	1/ 26	0.0450	1/ 22	0.03858	1/ 26	7.6.E-02	1/ 13	0.08058	1/ 13	0.03536	1/ 28	0.01559	1/ 64	0.03455	1/ 28	O.K.
0.0244	1/ 41	0.0200	1/ 50	0.01997	1/ 51	2.8.E-02	1/ 36	0.03488	1/ 29	0.01997	1/ 50	0.01606	1/ 62	0.03322	1/ 30	N.G.
0.0258	1/ 39	0.0252	1/ 40	0.02522	1/ 40	6.1.E-02	1/ 16	0.06845	1/ 15	0.02522	1/ 39	0.01651	1/ 60	0.03537	1/ 28	N.G.
0.0577	1/ 17	0.0588	1/ 17	0.05771	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12164	1/ 9	0.03345	1/ 29	0.01526	1/ 65	0.03408	1/ 29	N.G.
0.0577	1/ 17	0.0588	1/ 17	0.05771	1/ 18	1.2.E-01	1/ 9	0.12164	1/ 9	0.03345	1/ 29	0.01507	1/ 66	0.03392	1/ 29	N.G.
0.0258	1/ 39	0.0252	1/ 40	0.02522	1/ 40	6.1.E-02	1/ 16	0.06845	1/ 15	0.02522	1/ 39	0.01594	1/ 62	0.03330	1/ 30	N.G.

表 2.3-6 入力地震動 Case#3-5（津島波 200%）における梁の限界部材角の検証

梁符号	層	梁幅	梁せい	Fc	L	接続柱		Le	E	My (kNm) 3折線ﾃﾞﾙより		端部上筋	端部下筋	d_{cs}	d_{ct}	上筋 a_{t1}	下筋 a_{t1}	上筋 a_{t2}	下筋 a_{t2}
		B	D			D	D			下端	上端			(mm)	(mm)	(mm^2)		(mm^2)	
GX	20, R	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	15.1	36.9	3 -D10 + 0 -D10	3 -D10 + 0 -D10	32.0	17.0	213	213	0	0
	18, 19	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	15.1	63.6	3 -D10 + 1 -D10	3 -D10 + 0 -D10	32.0	17.0	213	213	71	0
	16, 17	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	15.1	63.6	3 -D10 + 1 -D10	3 -D10 + 0 -D10	32.0	17.0	213	213	71	0
	13～15	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	19.1	67.2	3 -D10 + 2 -D10	3 -D10 + 1 -D10	32.0	17.0	213	213	142	71
	9～12	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	22.3	71.0	3 -D10 + 2 -D10	3 -D10 + 1 -D10	32.0	17.0	213	213	142	71
	2～8	150	200	30	1625	225	225	1400	25800.0	27.0	75.3	3 -D10 + 3 -D10	3 -D10 + 2 -D10	32.0	17.0	213	213	213	142

せん断補強筋						主筋降伏時 部材角 Ry 3折線ﾃﾞﾙより	$_{B}R_{s4}$					梁の限界部材角 $_{B}R_{s4}$=Ry+Rp		最大応答部材角		架構設計変形時 部材角		限界状態Ⅰ 判定
			端部 Aw	σwy	Pw		Qu (kN)	Rp1	Rp2	Rp3	Rp							
2	-D6	@100	32	685	0.0043	0.01975	37.1	0.04395	0.03328	0.02250	0.02250	1/ 44	0.04225	1/ 24	0.00285	1/ 351	0.00283	1/ 354	O.K.
2	-D6	@100	32	685	0.0043	0.01250	56.2	0.03233	0.01208	0.00836	0.00836	1/ 120	0.02086	1/ 48	0.00611	1/ 164	0.00602	1/ 167	O.K.
2	-D6	@85	32	685	0.0050	0.01250	56.2	0.03937	0.01954	0.01224	0.01224	1/ 82	0.02474	1/ 41	0.01093	1/ 92	0.01071	1/ 94	O.K.
2	-D6	@85	32	685	0.0050	0.01378	61.6	0.03646	0.01403	0.00857	0.00857	1/ 117	0.02235	1/ 45	0.01851	1/ 55	0.01880	1/ 54	O.K.
2	-D6	@60	32	685	0.0071	0.01593	66.6	0.04708	0.02395	0.01124	0.01124	1/ 89	0.02717	1/ 37	0.03295	1/ 31	0.05199	1/ 20	N.G.
2	-D6	@60	32	685	0.0071	0.02164	73.1	0.04453	0.01833	0.00749	0.00749	1/ 134	0.02913	1/ 35	0.03334	1/ 30	0.05473	1/ 19	N.G.

COPY

(5) 考察

入力地震動 Case#3-2（津島波 150%）に対する検証結果から以下を確認した.

・柱の最大応答部材角は 1/150 程度であり，制限値 1/75 を満足する.
・架構設計変形時の柱の部材角は 1/70 程度で，限界状態 I の限界部材角を満足する.
・梁の最大応答部材角は 1/60 程度で，クライテリアの制限値 1/50 を満足する.
・架構設計変形時の低層部梁の部材角は 1/35 程度で，限界状態 I の限界部材角と概ね同等になる.
・架構設計変形時の中層部梁の部材角は 1/60 程度であり，限界状態 I の限界部材角を満足する.

入力地震動 Case#3-5（津島波 200%）に対する検証結果から以下を確認した.

・柱の最大応答部材角は 1/60 程度であり，制限値 1/75 を超える.
・架構設計変形時の柱の部材角は 1/30 程度で，限界状態 I の限界部材角とほぼ同等となる.
・低層部梁の最大応答部材角は 1/30 程度で，クライテリアの制限値 1/50 を超えるが，実験結果としては曲げ降伏で構造安全性を損ねていないことが確認されている.
・架構設計変形時の低層部梁の部材角は 1/20 程度であり，限界状態 I の限界部材角を満足させることは厳しいが，上述の結果より構造安全性に問題はないと判断できる.
・中層部梁の最大応答部材角は 1/50 程度であり，クライテリアの制限値 1/50 と概ね同等になる.
・架構設計変形時の中層部梁の部材角は 1/50 程度で，限界状態 I の限界部材角を満足する.

疑似速度応答スペクトルの比較から,関西圏における長周期地震動検討対象地区の OS2 地震動は入力地震動 Case#3-2（津島波 150%）に，OS1 地震動は入力地震動 Case#3-5（津島波 200%）に，それぞれ概ね対応する．したがって，1990 年代後半に設計された耐震構造 20 層モデル建物に対する OS1・OS2 地震動による建物挙動は上記の検証結果に近いと推察される.

COPY

参考文献

2.1　日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004 年

2.2　日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針

2.3　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010 年

2.4　稲井栄一，平石久廣，薬研地彰：一定軸力下で曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の限界変形と設計用算定式，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.129-134，2000 年 10 月

2.5　稲井栄一，平石久廣：軸力変動を考慮した曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の限界変形と設計用算定式，日本建築学会構造系論文集，第 545 号，pp.119-126，2001 年 7 月

2.6　佐々木潤一郎，加藤大介：RC 造柱のひび割れ幅，圧壊領域長さおよび軸力負担性能の評価法，第 24 回コンクリート工学年次論文報告集 24-2，pp.253-258，2002 年

2.7　崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 461 号，pp.95-104，1994 年 7 月

2.8　石川裕次，木村秀樹：高強度材料を用いた RC 柱部材の限界変形に関する研究，コンクリート工学論文集，第 16 巻 1 号，pp.55-66，2005 年 1 月

2.9　奥田真士，倉本洋，勝俣英雄，福山洋：長周期地震動を受ける 20 層 RC 造フレームの地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，第 702 号，pp.1167-1174

2.10 芳村学，黒瀬行信，上之園隆志：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物実験におけるはり・柱部材の弾塑性挙動　日米共同耐震実験研究　その 5，日本建築学会構造系論文報告集第 391 号，昭和 63 年 9 月

2.11 梅村恒，市之瀬敏勝，大橋一仁，前川純一：耐力低下を考慮した RC 部材の復元力モデルの開発，コンクリート工学年次論文集，vol.24，NO.2，2002

2.12 中塚佶，阪井由尚，中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式 コンファインドコンクリートの強度・変形特性に関する研究（その 2），日本建築学会構造系論文集，第 505 号，pp.93-99，1998 年 5 月

2.13 石山祐二：耐震規定と構造動力学，第 8 章　海外の耐震規定，三和書籍，2008，pp.283-335

2.14 高見信嗣，吉岡研三：超高強度コンクリートを用いた柱の 2 方向曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.177-178，1996.9

2.15 丸田誠，木村暁子，鈴木紀雄：100N/mm² コンクリートを用いた高強度鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.419-422，2001.9

2.16 村田耕司，東端泰夫，渡井富喜男，木村秀樹，小南勝義：Fc800 高強度コンクリートと高強度主筋（SD490 ,685）を用いた RC 柱の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.167-170，1996.9

2.17 コンクリート工学文献調査委員会　日比野陽：鉄筋コンクリート柱梁部材の強度・剛性劣化を考慮した部材解析モデルに関する研究，コンクリート工学 vol52　NO.2　2014.2

2.18 小川厚治，加村久哉，井上一朗：鋼構造ラーメン骨組みの魚骨形地震応答解析モデル，日本建築学会構造系論文集，pp.119-126，1999.7

2.19 鶴来雅人，趙伯明，Petukhin Anatoly，香川敬生：南海・東南海地震の大阪府域における強震動予測，日本建築学会構造工学論文集 Vol.51A, 2005

2.20 日本建築学会：鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説　2010 年 2 月

COPY

2.21 石川裕次, 木村秀樹, 角彰, 松本竹史：X 形配筋短スパン梁の強度と靭性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17No.2，pp.589-594　1995 年
2.22 丸田誠，鈴木紀雄，別所佐登志：鉄筋コンクリート造開断面立体耐震壁の構造性能に関する研究：日本建築学会構造系論文集，第 520 号，pp.109～116，1999 年 6 月
2.23 斉藤知生：モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定，日本建築学会構造系論文集，第 508 号，pp.47-54，1998.6
2.24 池田芳樹：地震観測記録に基づく 10 層建物のシステム同定と設置した AMD の制御効果，日本建築学会構造工学論文集，Vol.46B，pp.335-344，2000.3
2.25 杉本訓祥，勝俣英雄，三輪田吾郎，福山洋：縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験，コンクリート工学年次論文集，vol.35，NO.2，2013
2.26 豊田真士，倉本洋，勝俣英雄，福山洋：長周期地震動を受ける 20 層 RC 造フレームの地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 702 号，1167-1174，2014 年 8 月
2.27 倉本洋，豊田真士，塩原等，勝俣英雄，福山洋，壁谷澤寿一：縮小 20 層 RC 造建物試験体の（長周期地震動による）震動実験（その 10）事前解析：実験結果との比較，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.671-672，2013 年 8 月
2.28 赤堀巧，尹ロク現，真田靖士：RC 架構解析に基づく梁主筋座屈点の評価法の提案：評価法の提案と検証結果　RC 造建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発(その 18)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.281-282，2016.8
2.29 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針，3 章設計指針 3.1 鉄筋コンクリート造，2015 年
2.30 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016 年
2.31 平成 24 年度建築基準整備促進事業報告会：27-1 長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討，平成 25 年 4 月 15 日
2.32 木村秀樹，石川裕次，田邊裕介，宮内靖昌，前田匡樹，福山洋，壁谷澤寿一：多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱の耐震性能（その 1）実験概要，（その 2）主な実験結果，（その 3）長周期地震動に対する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.167-172，2011 年 8 月
2.33 岩清水隆，角　彰：関西地区におけるコンクリートのヤング係数の実態調査と構造設計におけるヤング係数設定方法の一提案，コンクリート工学 2004 年 12 月

COPY

3.　鉄骨構造

3.1　基本方針 ---------- 3-1

3.2　解析手法と解析モデル ---------- 3-2
3.2.1　解析手法 ---------- 3-2
3.2.2　解析モデル ---------- 3-6

3.3　設計クライテリアと検証方法 ---------- 3-36
3.3.1　鉄骨梁端部に対する設計クライテリアと検証方法 ---------- 3-36
3.3.2　鉄骨柱および梁の局部座屈に対する設計クライテリアと検証方法 ---------- 3-40
3.3.3　鉄骨柱端溶接部の破断に対する設計クライテリアと検証方法 ---------- 3-51
3.3.4　コンクリート充填鋼管柱の設計クライテリアと検証方法 ---------- 3-59
3.3.5　耐震ブレースおよび制振部材に対する設計クライテリアと検証方法 ---------- 3-66

COPY

3.1　基本方針

鉄骨造建物の応答値が層間変形角 1/100 を超えることを許容する設計に際し,応答値を精度よく,あるいは安全側に評価する手法を提案するに当たり，実験結果を基にした部材のモデル化，復元力特性あるいは履歴特性とする．また，大変形領域での建物の挙動を把握することになるため，地震応答解析に際し鉛直荷重によるＰ⊿効果を必ず考慮する．

設計において対象とする建物の目標とする崩壊形は，最下層柱脚，最上層柱頭等に塑性ヒンジ発生を許容するが，梁が先行降伏する全体崩壊形とする．

部材の曲げ座屈，横座屈を先行して生じさせない．その場合，鉄骨造建物の部材の耐力劣化の大きな要因は溶接接合部破断と局部座屈であり,この点に着目し,建物の耐力劣化を一つの指標とし,部材レベルで評価することとする．

応答値が層間変形角１/100 を超えるような大変形を許容する設計に際し,業務方法書ニ.には「部材ごとの応答値を算定できる適切な解析モデル」,「応答変形を超える範囲まで適切にモデル化された復元力特性」,「水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を算定できる適切な応答解析」が要求されている．また，継続時間が長い長周期地震動に対して建物の性能を把握する上で，多数回の繰返しが部材の耐力あるいは変形性能に及ぼす影響を精度よく，あるいは安全側に評価する必要がある．そのためには，解析に用いる部材のモデル化に際し，実験結果を安全側にシミュレートできる解析モデル，復元力特性，履歴特性とする必要がある．また，水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮するため，地震応答解析に際し鉛直荷重によるＰ⊿効果を必ず考慮することとする．

設計において対象とする建物の目標崩壊形は，大きな塑性変形を許容することとなるため，梁が先行降伏する全体崩壊形を原則とする．一般的には，最下層柱脚，最上層柱頭等に部分的に塑性ヒンジ発生を許容することになるが，セットバックやトラス層のために全体崩壊形にならない場合も損傷，変形が特定層に集中しないように配慮して設計する．

部材の曲げ座屈，横座屈が先行して生じさせないことを前提に，鉄骨造建物の耐力劣化の大きな要因は溶接接合部破断と局部座屈であり，この点に着目し，部材の耐力劣化を指標とした耐震性能評価を部材レベルで行う手法を提案する．

COPY

3.2　解析手法と解析上の留意事項

3.2.1　解析手法

地震応答解析モデルは，原則，フレームモデルあるいは魚骨形モデルとする．ただし，質点系モデルの地震応答解析結果とフレームモデルによる静的弾塑性解析結果を併用することにより精度よく，あるいは安全側に部材応答値を推定できる場合は質点系モデルでもよい．

地震応答解析において考慮する事項を以下に示す．

(1) P⊿効果を考慮する．

(2) 地震応答解析における減衰は，原則，初期剛性比例型とし 1 次モードの減衰定数 h_1 を 0.02 とする．ただし，瞬間剛性比例型等，応答結果が安全側に算出される減衰評価法を用いる場合はこの限りではない．

(3) 柱あるいは長スパン梁等の水平動に対する部材の検討に際し，上下動による柱の軸力増分あるいは梁の曲げモーメント，せん断力増分を考慮すること．その際，上下動による影響は設計用上下動波形を用いた地震応答解析等により水平動と上下動の同時性を考慮してもよい．このとき，地盤，基礎，建物の動的相互作用を適切に評価してよい．

(4) 地震応答解析は主軸２方向および斜め方向あるいは２方向に対して行う．

地震応答解析モデルは，部材の繰返しによる破断あるいは局部座屈による耐力劣化を精度よくあるいは安全側に評価するため，フレームモデルあるいは魚骨形モデルを原則とする．

地震応答解析モデルとして立体フレームモデルを採用する場合は，魚骨形モデルよりも詳細に個々の部材の挙動を評価することが可能であり，直接的に部材の耐力劣化を地震応答解析により把握することが可能である．主軸各方向の一方向入力において，偏心が少ない建物の挙動を把握する上では，魚骨形モデルよりも精値が得られる平面フレームを結合したモデル（擬似立体モデル等）でも実用上構わない．

魚骨形モデルの場合，フレームモデルによる静的弾塑性解析において最大塑性率が生じる部材を数種類抽出したモデルとし，部材応答値を安全側に評価できる魚骨部材にモデル化する．魚骨形モデルは部材の応答値を直接求めることができるため，質点系モデルよりも詳細に耐力劣化の有無を地震応答解析結果から直接的に得られる部材回転角により評価することができる．また，制振部材や耐震ブレースの耐力劣化の有無も直接的に部材変形により評価することが可能である．

文献 1）に示されているようにフレームモデルと質点系モデルの応答値（最大応答層間変形角）が近似している場合は，質点系モデルによる最大応答層間変形角とフレームモデルの静的弾塑性解析結果との対応から部材応答値を推定することができるため，質点系モデルでもよい．

地震応答解析モデルとして質点系モデルを採用する場合，立体フレームモデル等による静的弾塑性解析により層せん断力－層間変形角関係を定義する．静的弾塑性解析の際の部材の復元力特性および地震応答解析の際の層の履歴則は「3.2.2 解析モデル」に準拠して定める．質点系モデルによる地震応答解析では，検証指標である部材レベルでの塑性回転角等を直接算出することができない．そこで，地震応答解析結果から得られた各階の最大応答層間変形角に対応する静的弾塑性解析結果の当該階の上下階の梁端の最大塑性回転角を求めることとする．

COPY

地震応答解析あるいは静的弾塑性解析において，特に考慮しなければならない事項を以下に示す．

(1) 最大応答層間変形角が 1/100 を超える領域まで許容する場合，層せん断力－層間変形角あるいは部材剛性に及ぼすP⊿効果の影響は無視できない．そのため，質点系モデルの各層の層せん断力－層間変形関係を設定するための静的弾塑性解析，あるいは魚骨形モデルやフレームモデルによる地震応答解析において，P⊿効果を考慮しなければならない．

(2) 地震応答解析における減衰は，原則，初期剛性比例型とし 1 次モードの減衰定数 h_1 を 0.02 とする．瞬間剛性比例型等，応答結果が安全側に算出される減衰評価法を用いる場合はこの限りではない．

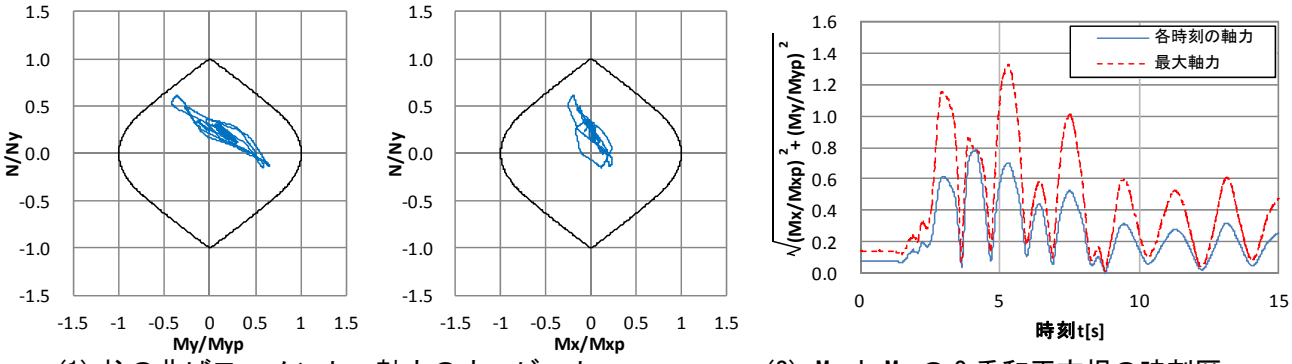
(3) 設計用上下動波形を用いて上下方向の地震応答解析を行い，水平動との同時性を考慮して応答値を低減した値を上下方向の静的荷重として考慮してもよい．上下動による地震応答解析に際し，地盤，基礎，建物の動的相互作用を適切に評価してよい．水平動のみによる地震応答解析結果から得られる柱の耐力あるいは塑性ヒンジ部の回転角は，上下動も考慮した場合よりも小さくなることが懸念される．しかし，梁端先行降伏の全体崩壊形建物では柱の塑性ヒンジ部の回転角は梁に比べて大きくない．さらに，設計クライテリアを部材の耐力劣化とする場合は，倒壊に至るまでには余裕がある．以上より，上下動の影響は，柱の耐力，塑性ヒンジ発生の有無および耐力劣化の検討に際し，柱の軸力増分として考慮する．

また，設計用水平動と上下動を組合せた同時入力による地震応答解析を行ってもよい．ただし，設計用水平動と上下動を組合わせた同時入力を行った場合，減衰を初期剛性比例型とすると一般的に上下方向が支配的となる振動モードが高次となり上下動に対する減衰定数が大きくなる．その結果，上下動を単独入力した場合に比べ同時入力による上下方向の応答値は過小評価となるなど，減衰の考え方により応答値が異なる．そのため，軸力と曲げモーメントの相関を考慮できる柱部材モデル（一般化ヒンジモデル，マルチスプリングモデル等）を用い水平動と上下動の同時入力により検討する場合は減衰の設定に注意する必要がある．

(4) 地震応答解析は建物主軸 2 方向に加えて斜め方向に対して，あるいは地震動を 2 方向に同時入力して行い建物の耐震安全性を検証する必要がある．

上町断層帯設計用地震動 3B および 3C の斜め 45 度方向入力に対する立体フレームモデルによる地震応答解析を行った結果から得られた知見を以下に示す．

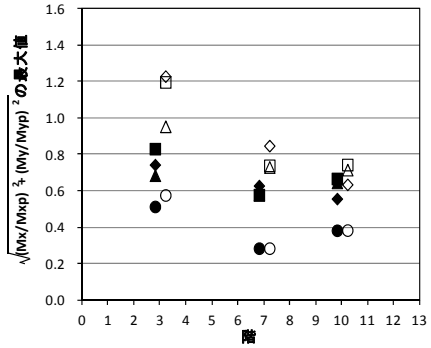
図 3.2-1,2 に示すように，柱の最大応答軸力を考慮した全塑性曲げモーメントに対する柱の曲げモーメントの比率は 1.0 以上となる場合があるが，各時刻の応答軸力を考慮した全塑性モーメントに対する柱曲げモーメントの比率は 1.0 以下であり，全塑性状態に到らない．この結果は，軸力が最大となる時刻と曲げが最大となる時刻が必ずしも同時ではないことによる．



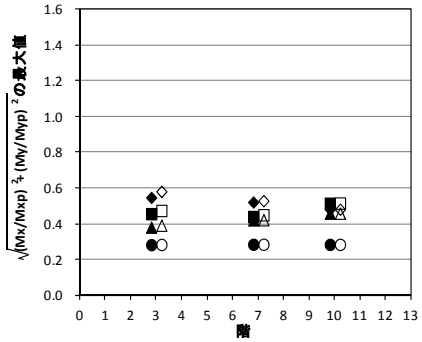
(1) 柱の曲げモーメント－軸力のオービット　　(2) Mx と My の 2 乗和平方根の時刻歴

図 3.2-1　斜め方向入力時の隅柱の地震応答解析結果例

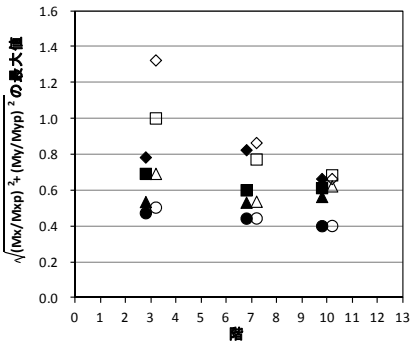
COPY



(a)X 方向入力

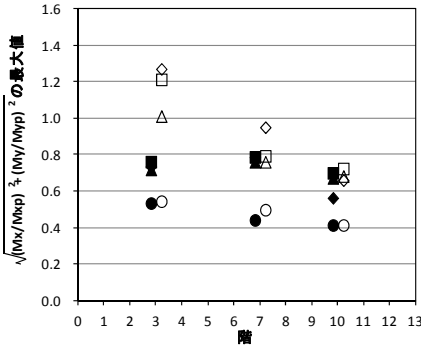


(b)Y 方向入力

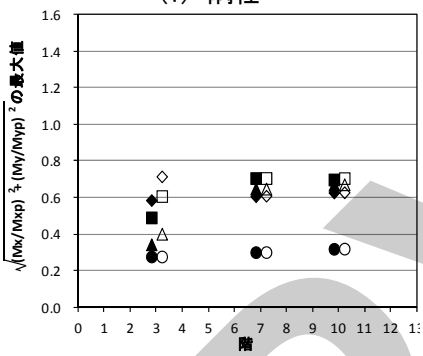


(c)斜め方向入力

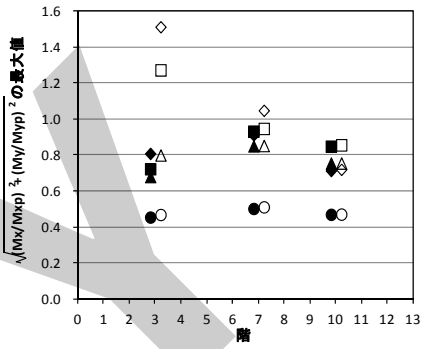
(1) 隅柱



(a)X 方向入力

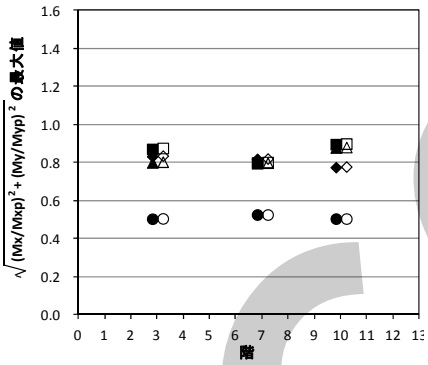


(b)Y 方向入力

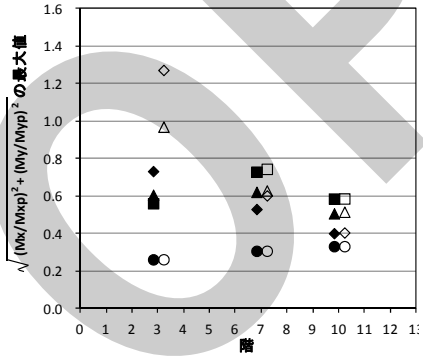


(c)斜め方向入力

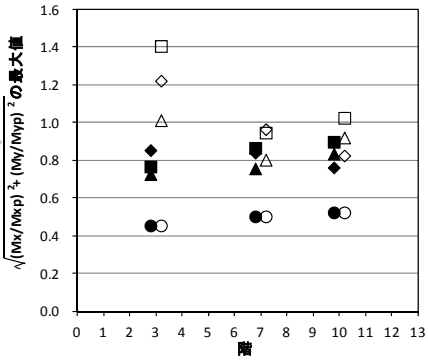
(2) 隅柱



(a)X 方向入力

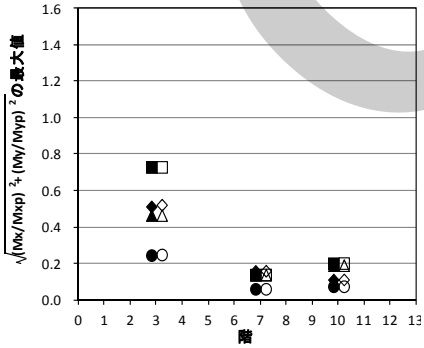


(b)Y 方向入力

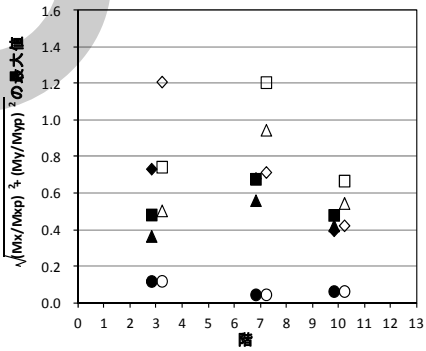


(c)斜め方向入力

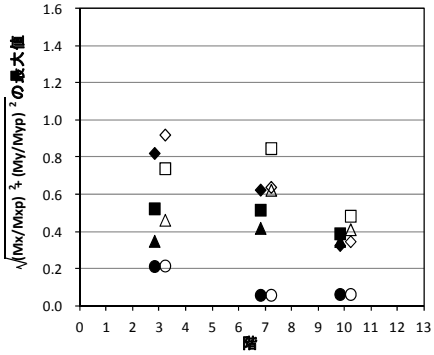
(3) 外柱



(a)X 方向入力



(b)Y 方向入力



(c)斜め方向入力

(4) 内柱

図 3.2-2　立体フレームモデルの地震応答解析による
柱の全塑性モーメントに対する最大応答曲げモーメント比率

各時刻の軸力考慮	▲B1EW2	●B2EW3	■C1EW2	◆C2EW3
最大軸力考慮	△B1EW2	○B2EW3	□C1EW2	◇C2EW3

COPY

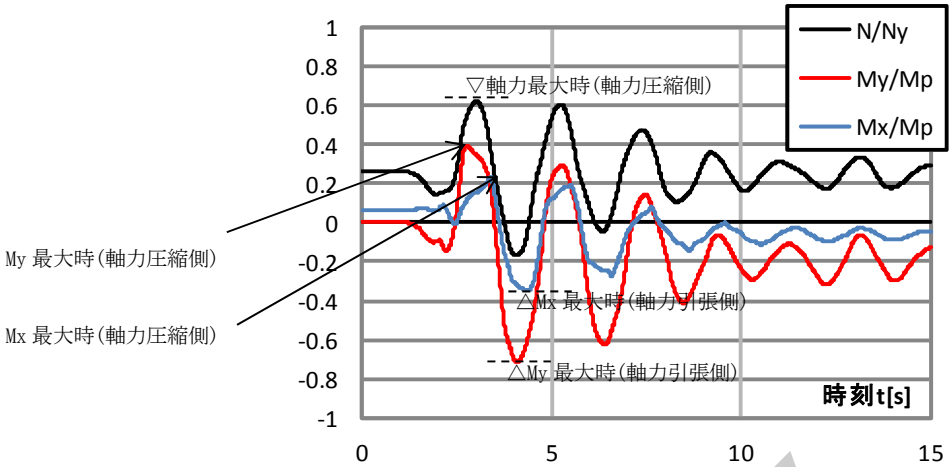


図 3.2-3　斜め方向入力時の隅柱の地震応答解析結果による軸力および曲げモーメントの時刻歴例

この理由に関しては，図 3.2-3 に示す曲げモーメントと軸力の時刻歴から，以下のことが推察される．

・曲げモーメントと軸力の時刻歴の結果から，隅柱の柱軸力は長期軸力の影響により圧縮軸力時に最大となるが，最大曲げモーメント発生時の柱軸力は引張の状態にあり，曲げに対する余裕率が非常に大きくなる．

・柱軸力と曲げモーメントの時刻歴のピークが一致する場合は，各時刻の軸力と最大軸力で評価した曲げの余裕率はほぼ同じであるが，クリティカルとなっていない．

・同時刻での X，Y 各方向に発生する曲げモーメントに差があり，全塑性曲げモーメントに対する発生曲げモーメント比が方向により異なるため，2 軸曲げ評価に対する余裕度がある．すなわち，検討対象建物の X 方向 Y 方向架構のモードの違いにより，各方向の最大曲げモーメント発生の時刻が異なる．

・変動軸力が大きい下層階ほど最大軸力を考慮した場合と各時刻での軸力を考慮した場合の差は大きい．これは，変動軸力が小さい図 3.2-2 の内柱において両者の差が小さいことでも明らかである．

以上より，立体フレームモデルにより二方向あるいは斜め入力に対する検討を行う場合の柱の塑性化を判定するための全塑性曲げモーメントは，最大曲げモーメントが生じている時刻での軸力に上下動による軸力を累加した軸力を考慮して求めればよい．

COPY

3.2.2　解析モデル

(1) 部材のモデル化

静的弾塑性解析あるいは地震応答解析に用いる部材，復元力特性および履歴特性は塑性ヒンジ部の塑性回転角を適切に評価することが可能なモデルとする．

(2) 鉄骨柱および梁部材の復元力特性と履歴特性

地震応答解析における層あるいは部材の非線形を考慮した復元力特性は Bi-Linear, Tri-Linear 型あるいは耐力劣化を考慮したモデルとし，履歴則は移動硬化則を基本とする．また，その他，大井ら [2]，加藤・秋山 [3]等の履歴則を用いてもよい．また，制振部材など個々の特性に応じて，等方硬化則や混合硬化則など適切に選択する．

(3) 魚骨形モデルの魚骨梁，魚骨柱は建物の応答性状が近似でき，部材応答値を安全側に評価することができるようモデル化する．

(1) 部材のモデル化

繰返しによる破断あるいは局部座屈による部材の耐力劣化を判断する指標は塑性ヒンジ部の塑性回転角であり，塑性ヒンジ部の塑性回転角を精度よくあるいは安全側に評価する必要がある．

静的弾塑性解析あるいは地震応答解析に用いる魚骨形モデル，フレームモデルにおける部材の曲げモーメントー回転角関係は塑性ヒンジ部の塑性回転角を評価することが可能なモデルとする必要がある．例えば，塑性ヒンジ発生後の挙動（塑性回転角）を表す端部回転バネ要素と弾性挙動（弾性回転角）を表す中央部回転バネ要素を直列に連結したモデルが考えられる（図 3.2-4）．

柱部材の場合は，降伏曲げモーメント，全塑性曲げモーメントは軸方向力の関数であるから，ファイバーモデルあるいはＭＳモデル（図 3.2-5）等の，曲げモーメントと軸方向力の相関を考慮した降伏曲面等を考慮することが可能なモデルとする必要がある．

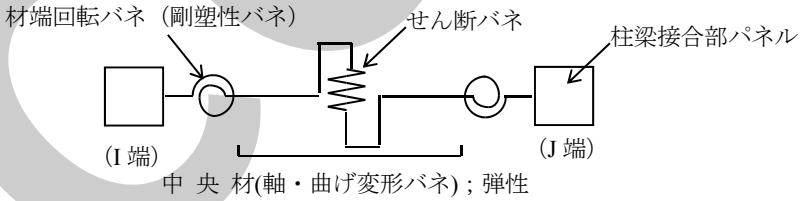


図 3.2-4　梁部材のモデル化の例

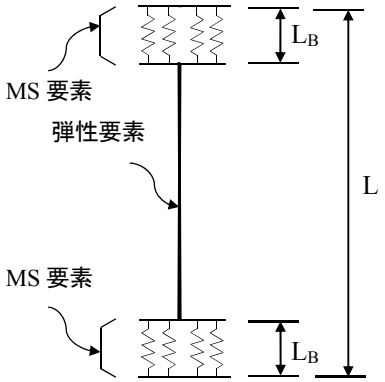


図 3.2-5　柱部材のモデル化の例

COPY

(2) 部材の復元力特性および履歴特性

1) 鉄骨柱部材の復元力特性と履歴特性

柱部材の復元力特性は，材料特性に応じ部材の降伏，終局曲げモーメントを考慮した Bi-Linear，Tri-Linear 型あるいは耐力劣化モデルとする．以下に，局部座屈による耐力劣化を考慮した復元力特性および履歴特性の例を示す．

(a) 角形鋼管柱

柱の塑性化領域を Multi-Spring 要素（以下 MS 要素）にて局部座屈を考慮したモデル化の方法を示す．

局部座屈を伴う箱形断面部材の荷重－変形関係のモデル化については，鋼材の耐力劣化域までを扱ったものとして，山田らの研究[4),10)]がある．溶接組立・ロール成形の製造方法の異なる鋼材について，短柱圧縮試験を統計的に処理し，鋼材の劣化域までを含む荷重－変形関係を多折れ線でモデル化している．解析手法については，部材を材軸方向に要素分割し，さらに断面を積層状に要素分割し，存在曲げモーメントに対応する曲率を材軸方向に積分して数値解を得る手法を提案し，単調載荷実験と比較している．これらの研究を参考に，耐力劣化を考慮した柱部材のモデル化手法の具体例を以下に示す．

MS 要素の圧縮側の骨格曲線は，文献 4)および 5)を基に算出し，図 3.2-6 に示すように，第 1 折れ点を降伏点（σ_y），第 2 折れ点を最大耐力点（$S\sigma_y$），第 3 折れ点を劣化第一勾配と劣化第二勾配の遷移点（$T\sigma_y$），第 4 折れ点を劣化第二勾配と劣化第三勾配の遷移点（$T_2\sigma_y$）とする 5 折れ線でモデル化する．塑性化領域の長さ L_B は，文献 10)を参考にして，柱せい(D)の 0.8 倍とする．短柱圧縮試験で得られた荷重－変形関係を整理し，劣化域を 3 直線で表現する．各記号の定義および算出方法は，文献 4)，10)を参考に，表 3.2-1 に示す．応力上昇率 S は，箱形断面の製造方法ごとに短柱圧縮試験を整理した結果を基にした幅厚比(D/t)の関数が文献 5)示されている．文献 5)では，ロール成形と溶接箱形断面のものを対象としている．冷間プレス成形については性状がロール成形よりも近いと考えられる溶接箱形断面の応力上昇率 S の算定式を準用する．局部座屈による耐力劣化を考慮しない場合は，MS 要素を Bi-linear とし $S\sigma_y$ を超えないことを確認すればよい．

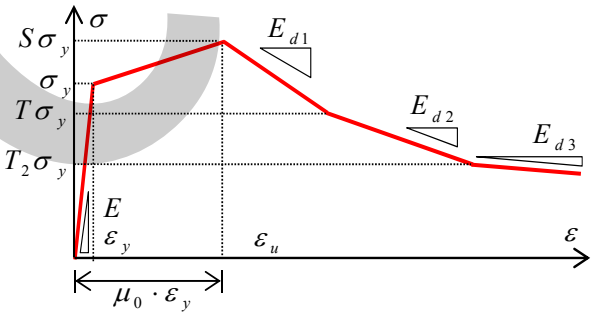


図 3.2-6　局部座屈が発生した領域における短柱の応力度－ひずみ度関係の骨格曲線

山田らの研究[10)]では，最大耐力規定点（固定端から局部座屈波の半波長の位置：固定端から 0.4D の位置）の圧縮縁における応力度が短柱圧縮試験結果から得られる最大応力に達した時に，部材端で最大耐力に至るとしている．MS モデルでは部材端に MS 要素を仮定するため，山田・石田らは MS(Multi Spring)モデルを用いた角形鋼管柱の解析モデルの提案[7)]において最大耐力規定点での応力上昇率を部材端において換算している．換算方法は，曲げモーメントが材長に沿って線形分布と

COPY

なり，柱中央に反曲点があるものとして最大耐力規定点から部材端までの長さ比倍を応力上昇率に乗じている．一方，この手法は煩雑となる上，後述する実験結果との比較で安全側の評価となるため,便に柱の塑性ヒンジ位置を端部より 0.4D 内側に入った位置とし解析を行えばよいこととする．

引張側の復元力特性は，引張強さまでの第二勾配を初期剛性に対して 0.01 とし，第三勾配は，初期剛性に対して 0.001 として設定する．

表 3.2-1　短柱の応力度－ひずみ度関係の骨格曲線に関する諸元

	溶接組立	プレス成形	ロール成形
局部座屈長さ領域の長さ $L_B = 0.8L_S$	$L_S = B$ $(14.3 \leqq B/t \leqq 50)$	$L_S = B$ $(16.0 \leqq B/t \leqq 50)$	$L_S = B$ $(26 < B/t \leqq 54.7)$ $L_S = 0.17 + 0.032B/t$ $(14.4 \leqq B/t \leqq 26)$
塑性率 μ_0 と α の関係 α ：基準化幅厚比 $\alpha = \varepsilon_y (B/t)^2$	$\mu_0 = 16.0/\alpha - 12.7$ $(3.01 \geqq 1/\alpha \geqq 1.09)$ $\mu_0 = 4.8/\alpha - 0.52$ $(1.09 > 1/\alpha \geqq 0.23)$	$\mu_0 = 17.4/\alpha - 9.6$ $(2.51 \geqq 1/\alpha \geqq 0.72)$ $\mu_0 = 4.8/\alpha - 0.52$ $(0.72 > 1/\alpha \geqq 0.23)$	$\mu_0 = 8.7/\alpha - 1.20$ $(2.62 \geqq 1/\alpha \geqq 0.19)$
劣化第一勾配 E_{d1}	$E_{d1}/E = -0.014\alpha^2 - 0.005 \quad (3.14 \geqq \alpha \geqq 0.33)$		
劣化第二勾配 E_{d2}	$E_{d2}/E = -0.005 \quad (3.70 \geqq \alpha \geqq 0.62)$		
劣化第三勾配 E_{d3}	$E_{d3}/E = -0.001$		
最大耐力点の応力上昇率 S^*	$\frac{1}{S} = 0.710 + 0.167\frac{\sigma_y}{E}\left(\frac{B}{t}\right)^2$		$\frac{1}{S} = 0.778 + 0.13\frac{\sigma_y}{E}\left(\frac{B}{t}\right)^2$
T/S	$T/S = -0.079\alpha + 0.81 \quad (3.70 \geqq \alpha \geqq 0.62)$		
T_2/T	$T_2/T = 0.9$		

T ：劣化第一勾配から劣化第二勾配への遷移点の応力度の降伏応力度に対する比
T_2：劣化第二勾配から劣化第三勾配への遷移点の応力度の降伏応力度に対する比
文献 5)には，プレス成形の場合の記載がないので，応力上昇率 S の値として溶接組立の式を準用する．

MS 要素の履歴則は，バウジンガー効果を考慮できる大井らの履歴則 [2]を採用した河野らの研究 [6] を用いる．大井らが提案する履歴則は，骨格曲線の塑性化部分の除荷点と，履歴曲線の目指す逆側の骨格曲線上の点との間を RO 関数で表される曲線で結んでいる．図 3.2-7 に示すように逆側の骨格曲線を目標点と共に，塑性変形量$\Delta\delta_p$の Ψ 倍だけ変位軸に沿って平行移動するものとする．

文献 [2]より，大井の履歴則による繰返し荷重下の除荷時の接線剛性は(3.2-1)式で与えられる．

$$k^* = \frac{k_1 k_{UT}}{k_{UT} + \gamma(k_1 - k_{UT})\left|\frac{p - p_U}{p_T - p_u}\right|^{\gamma - 1}} \tag{3.2-1}$$

ただし，　$k_{UT} = \dfrac{p_T - p_U}{\delta_T - \delta_U}$

k^* ：接線剛性
k_1 ：初期弾性勾配
p ：除荷時の荷重
p_U ：現在除荷点における荷重
δ_U ：現在除荷点における変形
p_T ：目標点における荷重
δ_T ：目標点における変形

COPY

(3.2-1)式より，γ=1とした場合，除荷時の荷重pの値とは無関係に接線剛性k^*は，k_{UT}で表され，現在除荷点(p_U, δ_U)と目標点(p_T, δ_T)を結んだ直線式となる．すなわち，γ=1およびΨ=1の場合は加藤・秋山の履歴則と一致する．

文献 2)では，係数 Ψ と履歴部分の丸みを表す RO 関数の指数γに関して Ψ=0.8，γ=5 とし，実験値との対応を示している．

後述する実験結果と解析結果の比較では Ψ=0.5，γ=5 としている．この値を用いた場合，解析結果の方が実験結果よりも耐力劣化が早く進んでおり，部材の耐力劣化をクライテリアの一指標とする評価法では安全側の評価となるため，地震応答解析で採用する大井らの履歴則において Ψ=0.5，γ=5 とする．

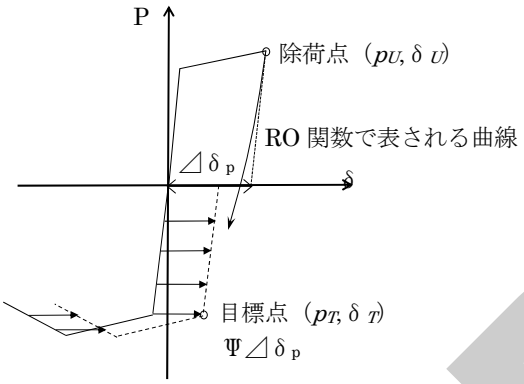


図 3.2-7　大井らの履歴則

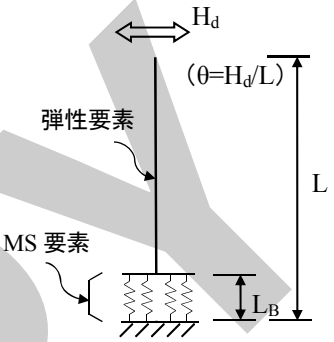


図 3.2-8　解析モデル

●検証例

河野 6)らの研究を参考にして，MS 要素を用いた解析モデルと実験値との比較を行う．汎用解析プログラム SNAP を用いて鉄骨箱形断面について耐力劣化を表現できるかの検証をする．

幅厚比の異なる部材について，実験結果 8)と SNAP による解析結果との比較を行う．解析モデルを図 3.2-8 に示す．柱脚を固定端，柱頭を自由端とした解析モデルである．諸元および解析条件を以下に示す．

・部材長さ L：1640mm
・繰返し載荷の場合の載荷履歴を図 3.2-9 に示す．
・軸力比は 0.25 とする．
・図 3.2-8 に示す塑性ヒンジ長さ L_B は表 3.2-1 を参考にして算出し，塑性ヒンジ部分は MS 要素にてモデル化する．断面の分割数は一辺を 6 分割した計 24 分割で解析をする．また，塑性ヒンジ位置は材端から 0.4D の位置とする．
・圧縮側の復元力特性は，表 3.2-1 に示す式により，5 折れ線でモデル化する（図 3.2-6）．
・引張側の復元力特性は，引張強さまでの二次剛性比を BCP では 0.01，BCR では 0.005 とする．三次勾配は，初期剛性に対して BCP・BCR 共に 0.001 とする．図 3.2-10 に板厚が 12mm の場合を例として素材試験結果と解析の設定値を示す．
・MS 要素の履歴則は大井らの履歴則とする．

図 3.2-11 に実験結果と解析結果の比較を示す．また，参考に，図 3.2-12 に加藤・秋山の履歴則 3)を用いた場合の実験結果と解析結果の比較を示す．

COPY

以上より，

・解析値は実験値に比べ最大耐力がやや低く，安全側の評価となる．

・繰返し載荷実験との比較では，加藤・秋山の履歴則 2)を用いた場合，解析モデルの方が耐力劣化しやすい．また，バウジンガー効果による影響を考慮できていない．

・大井らの履歴則を用いた場合，バウジンガー効果を表現できている．履歴則に関わる係数を Ψ=0.5，γ=5 とした場合の解析結果は，耐力劣化点および劣化後の挙動等，実験結果と概ね良く対応している．

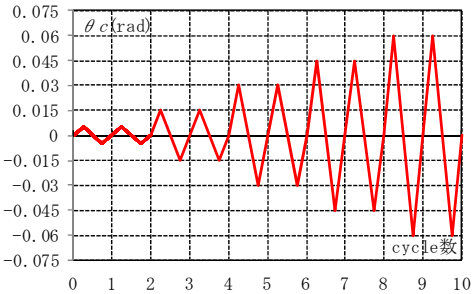
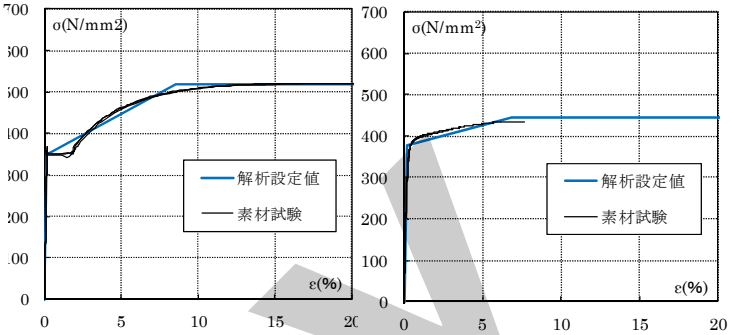
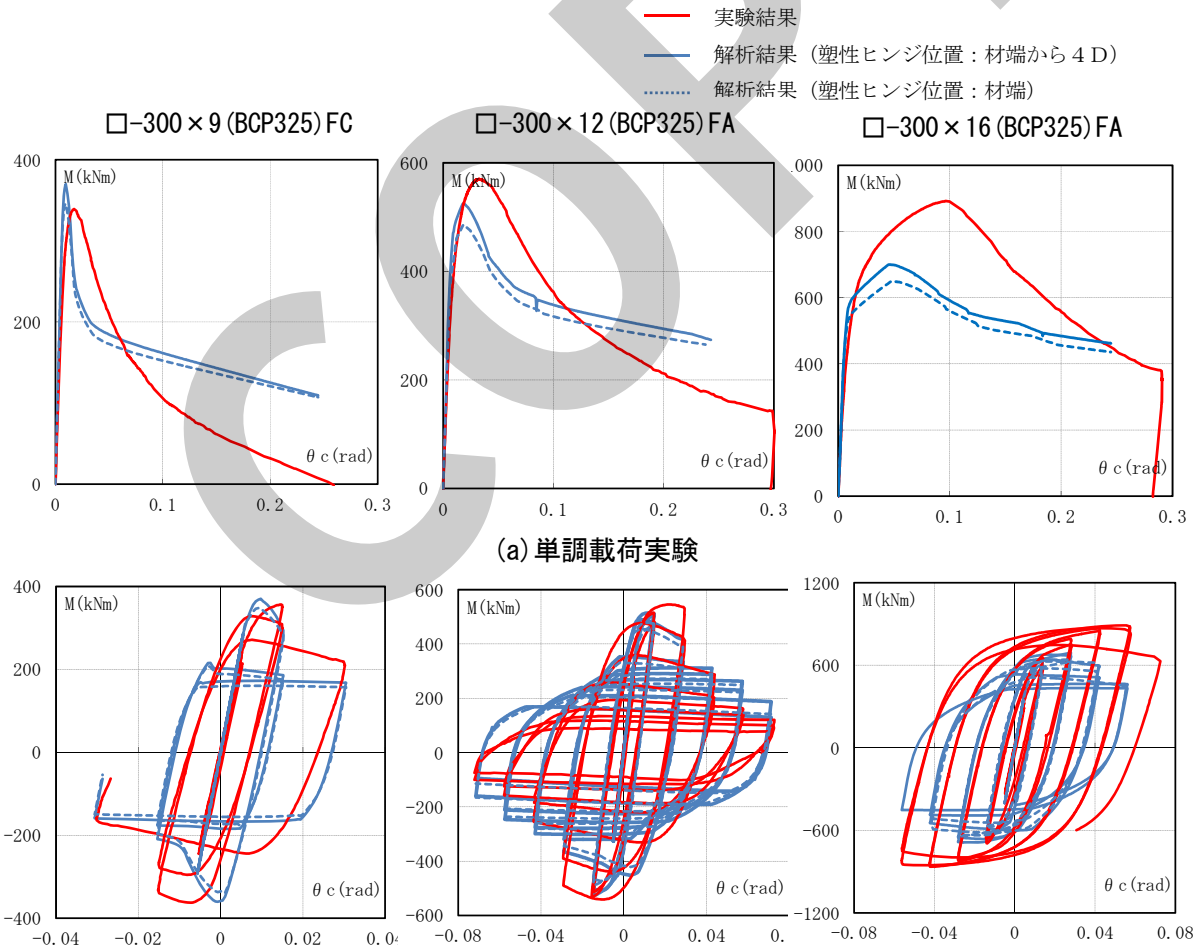


図 3.2-9　載荷履歴



(a) □-350×12(BCP325)　　(b) □-350×12(BCR295)

図 3.2-10　素材試験結果および引張側の復元力特性（板厚 t=12）

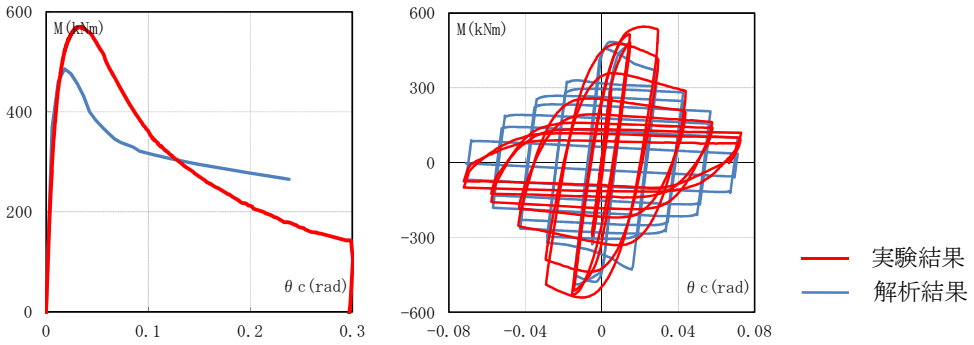


(a) 単調載荷実験

(b) 繰返し載荷実験

図 3.2-11　解析結果と実験結果の比較（大井らの履歴則）

COPY



(a) 単調載荷　　(b) 繰返し載荷

図 3.2-12　解析結果と実験結果の比較（□-300×12(BCP325)FA）
履歴則：加藤・秋山の履歴則

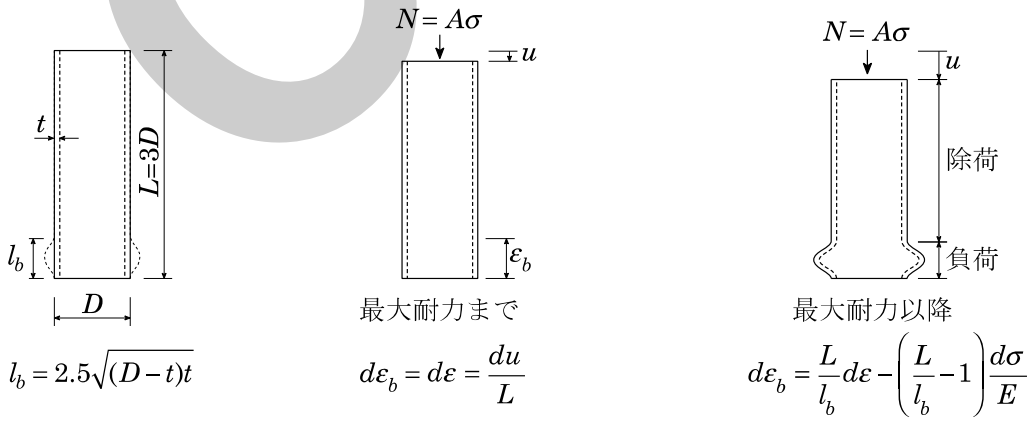
(b) 円形鋼管柱

角形鋼管柱と同様に，円形鋼管柱の塑性化領域を MS 要素にて局部座屈を考慮したモデル化の方法を示す．

①短柱圧縮試験結果を用いた耐力劣化モデルの作成手法

図 3.2-13(a)に示す短柱圧縮試験によって得られる軸力 N と軸方向変形 u の関係から，長さ l_b の局部座屈域の歪ε_bを求め，図 3.2-14 に示すσ/σ_yと$\varepsilon/\varepsilon_y$の関係を求める．ここで，$\sigma_y$は短柱圧縮試験の 0.2%off-set 降伏耐力，ε_yはσ_yをヤング係数 E（=205,000N/mm²）で除した降伏歪である．局部座屈域の長さ l_bは，図 3.2-15 に示す実測の結果と既往の研究結果から決定している [29]．

耐力劣化のモデルは，局部座屈域だけの応力－歪関係が必要なため，図 3.2-13(b)に示す方法でε_bを求めた．すなわち，最大耐力までは円形鋼管の歪は一様とし，最大耐力以降は 1 箇所の局部座屈域だけの圧縮変形が進行し，他は除荷するものとした．図 3.2-14 に示すように，劣化モデルはσとε_bの関係を 3 つの直線で表現するものとし，1 本目の直線は原点と降伏応力時（ε_y，σ_y）の点を結び，2 本目の直線は降伏応力時（ε_y，σ_y）と最大耐力時（$\mu_0\varepsilon_y$，$S\sigma_y$）を結ぶ．また，3 本目の直線は最大耐力時（$\mu_0\varepsilon_y$，$S\sigma_y$）と劣化後に降伏応力に達する点を通る直線としている．



(a)　試験体と局部座屈域長さ　　(b)　局部座屈域の歪増分

図 3.2-13　短柱圧縮試験

COPY

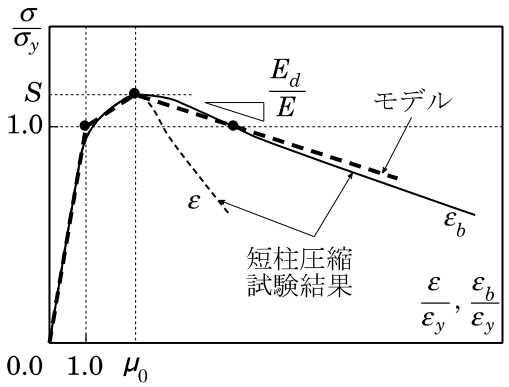


図 3.2-14　短柱圧縮試験の応力-歪関係と劣化モデル

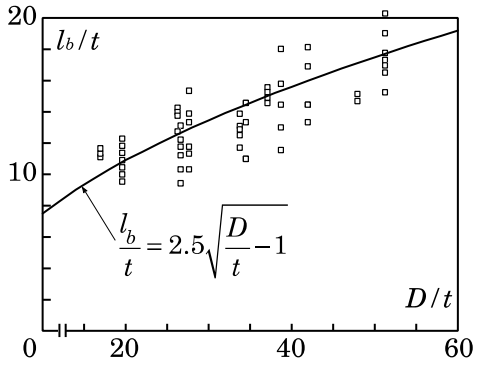


図 3.2-15　局部座屈域の長さと径厚比の関係

②短柱圧縮試験結果

表 3.2-2 に短柱圧縮試験の結果一覧を示す. 対象とした短柱圧縮試験の結果は全部で 43 体である. ここで，基準化径厚比 α は次式で与えられる.

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{E}\frac{D}{t}$$

図 3.2-16 に応力ー歪関係の例を示す. 細破線の歪は短柱圧縮試験で得られた軸方向変形 u を全長 L で除した歪εであり，細実線は局部座屈域の歪ε_b，太破線は実験から得られたσ/σ_yとε_bの関係の所定の 3 点を通る劣化モデルである.

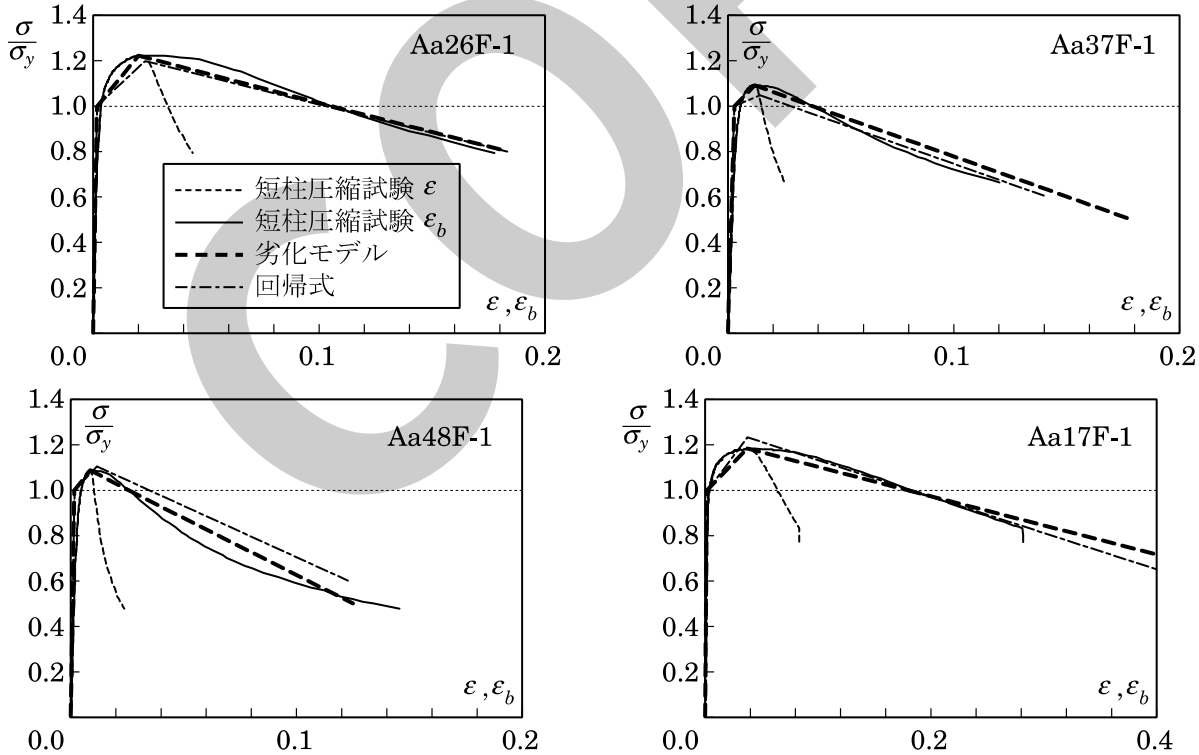


図 3.2-16　応力-歪関係の例

COPY

表 3.2-2　短柱圧縮試験結果

No.	試験体名	D mm	t mm	D/t	σ_y N/mm^2	ε_y	σ_{max}/σ_y S	$1/S$	$\varepsilon_u/\varepsilon_y$ μ_0	$\sigma y/E \cdot D/t$ α	$1/\alpha$	劣化勾配 E_d/E
1	Aa26F-1	216.3	8.2	26.4	322	0.00157	1.22	0.818	12.787	0.0414	24.1	-0.00407
2	Aa26F-2	216.3	8.2	26.4	316	0.00154	1.21	0.8242	13.264	0.0407	24.6	-0.00337
3	Aa37F-1	216.3	5.8	37.3	577	0.00281	1.09	0.9165	4.1705	0.1050	9.5	-0.00998
4	Aa37F-2	216.3	5.8	37.3	572	0.00279	1.07	0.9335	3.8802	0.1041	9.6	-0.00827
5	Aa48F-1	216.3	4.5	48.1	336	0.00164	1.09	0.9209	5.2516	0.0788	12.7	-0.00823
6	Aa48F-2	216.3	4.5	48.1	337	0.00164	1.07	0.9307	4.3112	0.0790	12.7	-0.00831
7	Aa17F-1	216.4	12.7	17.0	343	0.00167	1.18	0.8453	22.214	0.0285	35.1	-0.00214
8	Aa17F-2	216.6	12.7	17.1	350	0.00171	1.20	0.8361	19.988	0.0291	34.3	-0.00187
9	Aa17R-1	216.5	12.7	17.0	344	0.00168	1.23	0.8133	21.234	0.0286	35.0	-0.00184
10	Aa27F-1	216.3	7.9	27.4	341	0.00166	1.17	0.852	10.888	0.0455	22.0	-0.00479
11	Aa27F-2	216.4	7.9	27.4	360	0.00176	1.17	0.8511	10.046	0.0481	20.8	-0.00422
12	Aa27R-1	216.3	7.9	27.4	350	0.00171	1.21	0.8247	12.3	0.0467	21.4	-0.00410
13	Aa39F-1	217.0	5.5	39.4	383	0.00187	1.09	0.9187	7.7019	0.0736	13.6	-0.00459
14	Aa39F-2	217.2	5.6	39.0	381	0.00186	1.09	0.9193	6.9014	0.0725	13.8	-0.00595
15	Aa39R-1	217.1	5.5	39.2	380	0.00185	1.12	0.8901	8.482	0.0726	13.8	-0.00715
16	Aa42F-1	139.6	3.3	42.4	378	0.00184	1.05	0.9495	6.1766	0.0782	12.8	-0.00696
17	Aa42F-2	139.8	3.3	41.9	295	0.00144	1.14	0.8791	10.276	0.0602	16.6	-0.00624
18	Aa42R-1	139.7	3.3	42.2	292	0.00142	1.17	0.856	10.922	0.0601	16.6	-0.00558
19	Ac26F-1	114.0	4.4	26.2	313	0.00153	1.16	0.8594	14.536	0.0400	25.0	-0.00353
20	Ac26F-2	114.2	4.3	26.7	311	0.00152	1.16	0.8623	15.013	0.0405	24.7	-0.00387
21	Ac26R-1	114.1	4.3	26.4	314	0.00153	1.23	0.8102	18.331	0.0405	24.7	-0.00431
22	Ac34F-1	114.3	3.4	33.5	328	0.00160	1.16	0.8634	12.036	0.0536	18.6	-0.00550
23	Ac34F-2	113.9	3.3	34.3	323	0.00158	1.16	0.8636	11.679	0.0541	18.5	-0.00595
24	Ac34R-1	114.1	3.4	34.0	348	0.00170	1.15	0.8733	9.7348	0.0576	17.3	-0.00593
25	Ac27F-1	114.3	4.1	27.8	384	0.00187	1.18	0.8501	9.9776	0.0521	19.2	-0.00479
26	Ac27F-2	114.2	4.2	27.5	383	0.00187	1.17	0.8515	10.72	0.0514	19.5	-0.00538
27	Ac27F-3	114.1	4.2	27.1	378	0.00184	1.18	0.8475	10.234	0.0500	20.0	-0.00439
28	Ad42F-1	139.6	3.3	42.0	342	0.00167	1.12	0.894	8.4105	0.0701	14.3	-0.00716
29	Ad42F-2	139.6	3.3	42.6	349	0.00170	1.11	0.9034	7.9209	0.0725	13.8	-0.00685
30	Ad42F-3	139.6	3.3	42.6	350	0.00171	1.10	0.9051	8.1809	0.0727	13.8	-0.00652
31	Ae39F-1	114.4	3.0	38.8	318	0.00155	1.17	0.8515	10.961	0.0602	16.6	-0.00591
32	Ae39F-2	114.3	3.0	38.7	322	0.00157	1.17	0.8555	10.689	0.0609	16.4	-0.00520
33	Ae39F-3	114.3	3.0	38.7	321	0.00157	1.17	0.854	10.645	0.0607	16.5	-0.00561
34	Ae39F-4	114.4	3.0	38.8	319	0.00156	1.18	0.8509	10.062	0.0603	16.6	-0.00517
35	Ae39F-5	114.4	3.0	38.6	320	0.00156	1.17	0.8547	10.408	0.0603	16.6	-0.00553
36	Ae34F-1	114.5	3.3	34.4	368	0.00179	1.13	0.8823	11.209	0.0616	16.2	-0.00553
37	Ae34F-2	114.4	3.4	33.9	357	0.00174	1.13	0.8829	11.171	0.0590	16.9	-0.00609
38	Ae34F-3	114.2	3.3	34.2	369	0.00180	1.14	0.8805	11.046	0.0615	16.3	-0.00628
39	Ae34F-4	114.4	3.4	34.0	364	0.00178	1.15	0.8693	12.217	0.0605	16.5	-0.00649
40	Af24F-1	139.9	5.7	24.5	319	0.00156	1.28	0.7784	18.868	0.0382	26.2	-0.00442
41	Af24F-2	140.8	5.8	24.2	309	0.00151	1.30	0.7664	19.666	0.0364	27.5	-0.00384
42	Af44F-1	165.8	3.7	44.5	359	0.00175	1.11	0.9021	7.7368	0.0779	12.8	-0.00815
43	Af44F-2	165.3	3.7	44.7	359	0.00175	1.11	0.9006	7.9519	0.0783	12.8	-0.00833

③応力上昇率と最大耐力時塑性率および劣化勾配

短柱圧縮試験の結果から得られた基準化径厚比 α と応力上昇率 S の関係を図 3.2-17 に示す．プロットは表 3.2-2 の 43 体の結果であり，実線は回帰直線である．破線は，(3.2-2)式に示す越智ら[30]による統計量から求まる応力上昇率であり，回帰直線に近い結果となっている．

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{yc}} = 1.80\left(\frac{D}{t}\right)^{-0.160}\left(\frac{\sigma_{yc}}{\sigma_u}\right)^{-0.433} \tag{3.2-2}$$

$$\sigma_{yc} = 4.56\left(\frac{D}{t}\right)^{-0.0803} \tag{3.2-3}$$

$$\sigma_u = 4.78\left(\frac{D}{t}\right)^{-0.0034} \tag{3.2-4}$$

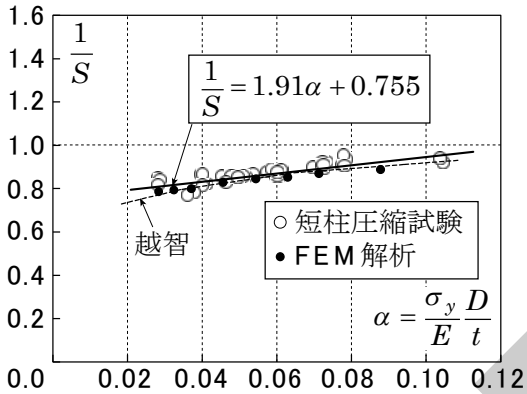


図 3.2-17　基準化径厚比と応力上昇率の関係

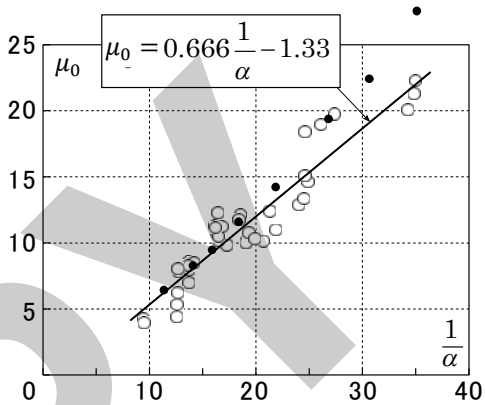


図 3.2-18　基準化径厚比と最大耐力時塑性率の関係

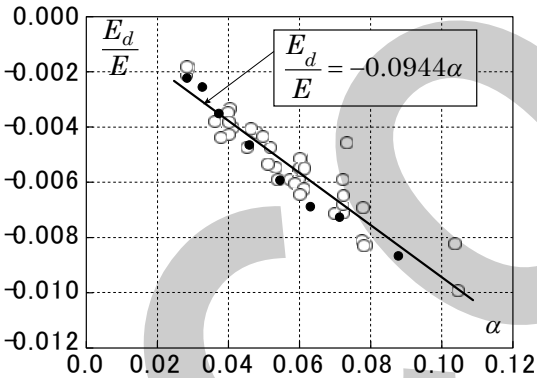


図 3.2-19　基準化径厚比と劣化勾配の関係

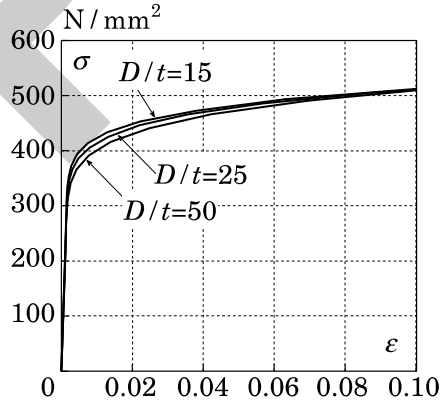


図 3.2-20　FEM 解析に用いた円形鋼管の応力と歪の関係の例

図 3.2-18 に基準化径厚比αと最大耐力時塑性率μ_0の関係を，図 3.2-19 には基準化径厚比 α と劣化勾配 E_dの関係を示す．いずれも直線回帰した関係式（相関係数 0.94，0.92）を示している．図 3.2-16 には，これらの回帰式から求めた局部座屈域の応力と歪の関係を一点鎖線で示している．図 3.2-17～図 3.2-19 に示す●は FEM による結果であり，汎用有限解析ソフト Marc による軸対称の解析を行った結果である．対象とした径厚比は 15，17.5，20，25，30，35，40，50 の 8 種類で，外径は 400mm としている．材料は，越智ら[3)]が求めた(3.2-5)式に示す引張降伏応力度と(3.2-4)式の引張強さの統計量（単位は t/cm²）から応力−歪関係を(3.2-6)式の Ramberg-Ogood 型で仮定し，図 3.2-20 に示す poly-linear の応力−歪関係として与えた．

$$\sigma_{yt} = 4.69\left(\frac{D}{t}\right)^{-0.0622} \tag{3.2-5}$$

COPY

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002\left\{1.5\left(\frac{\sigma}{0.6\sigma_{yt}} - 1\right)\right\}^m \tag{3.2-6}$$

図 3.2-17～図 3.2-19 に示す●は，短柱圧縮試験の結果から求めた回帰直線とよく対応している．なお，FEM 解析の妥当性を確認するため，表 3.2-2 に示す短柱圧縮試験を対象とした FEM 解析を行っている．図 3.2-21 に短柱圧縮試験の無次元化圧縮応力度と軸方向歪の関係に，FEM の結果を重ねて示す．試験結果と解析結果はよく対応している．

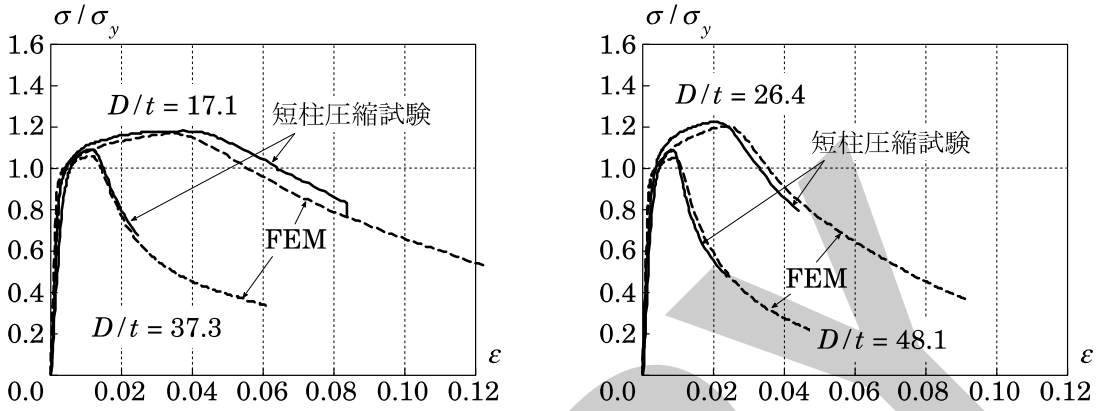


図 3.2-21　短柱圧縮試験の無次元化圧縮応力度と軸方向歪の関係

④検証例

幅厚比の異なる部材について，実験結果と Multi-Spring 要素（以下 MS 要素）を用いた解析モデルによる解析結果との比較を行う．解析対象の試験体および素材試験一覧を表 3.2-3 に示す．
解析モデルを図 3.2-22 に示す．柱脚を固定端，柱頭を自由端とした解析モデルである．
塑性化部分の復元力特性モデルを図 3.2-23 に示す. 圧縮側骨格曲線の折れ点および勾配は, 表 3.2-4 に示す式により設定する．引張側の骨格曲線は，二次剛性比を 0.01 とし，引張強さ（σu）に達した後の三次剛性比は 0.001 とする．履歴則は大井らの履歴則[2)]とする．履履歴則に関わる係数Ψ および γ はそれぞれ Ψ=0.5，γ=5 とする．部材が曲げ応力を受ける場合，固定端から局部座屈波の半波長の位置の圧縮縁における応力度が短柱圧縮試験結果から得られる最大応力に達した時に，部材端で最大耐力に至ると考えられるため，塑性ヒンジ発生位置を端部より局部座屈波の半波長内側に入った位置とする．

表 3.2-3　解析対象の試験体および素材試験一覧

試験体名	D (mm)	t (mm)	D/t	軸力比	σ_{yc} (N/mm^2)	σ_{yt} (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	載荷方法
Ca17-1	216.3	12.7	17.1	0.3	345	362	403	単調
Ca27-1	216.3	7.9	27.4	0.3	351	402	439	
Cc27-1	114.3	4.16	27.5	0.3	382	433	489	
Ca17-2	216.3	12.7	17.1	0.3	345	362	403	繰返し
Ca27-3	216.3	7.9	27.4	0.3	351	402	439	
Cc27-3	114.3	4.16	27.5	0.3	382	433	489	

COPY

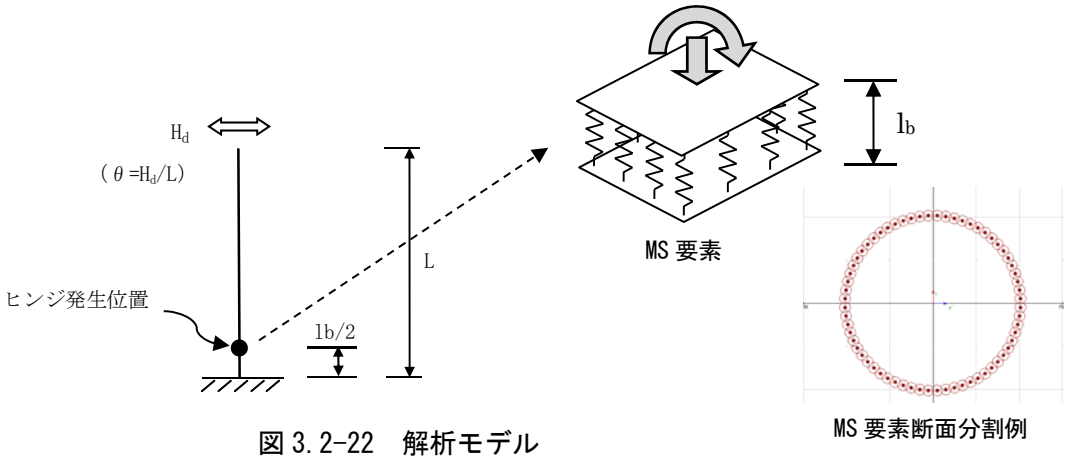


図 3.2-22　解析モデル

表 3.2-4　短柱の応力ーひずみ関係の圧縮側骨格曲線に関する諸元

局部座屈長さ領域の長さl_b	$l_b = 2.5\sqrt{(D-t)\cdot t}$
塑性率μ_0とαの関係 α：基準化径厚比$\varepsilon_y(D/t)$	$\mu_0 = 0.666/\alpha - 1.33$
劣化第一勾配E_d	$E_d/E = -0.0944\alpha$
最大耐力点の応力上昇率S	$1/S = 1.91\alpha + 0.755$

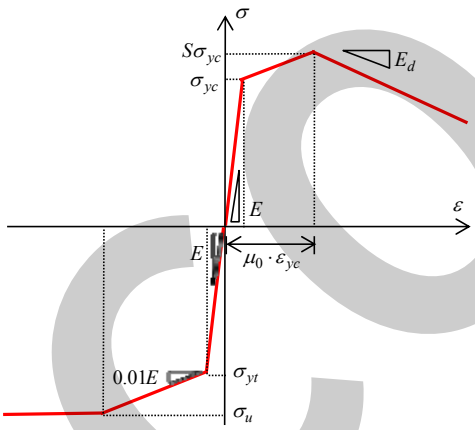
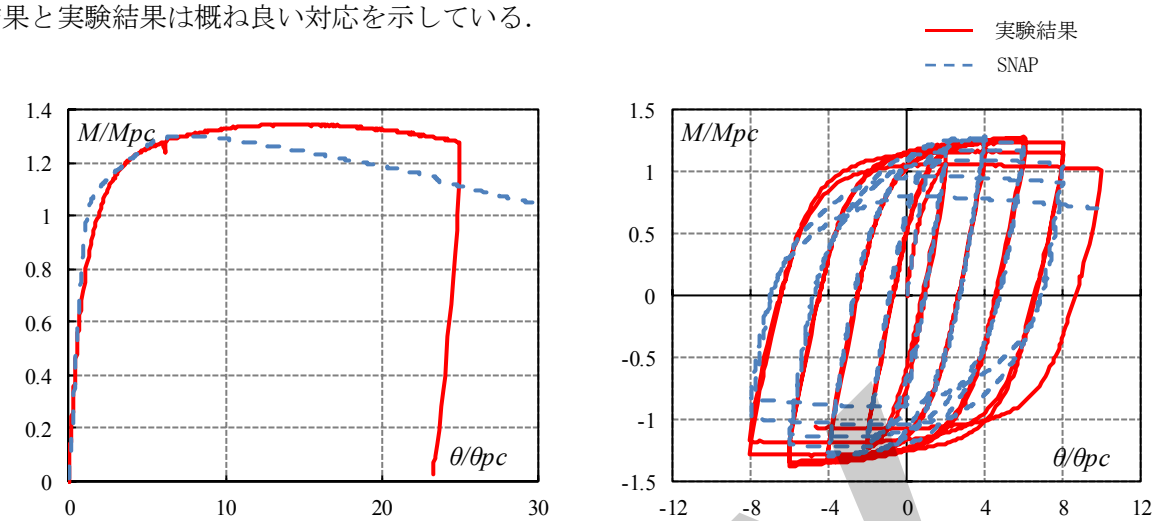


図 3.2-23　短柱の局部座屈が発生した領域における
応力度ー平均軸歪度関係のモデル化

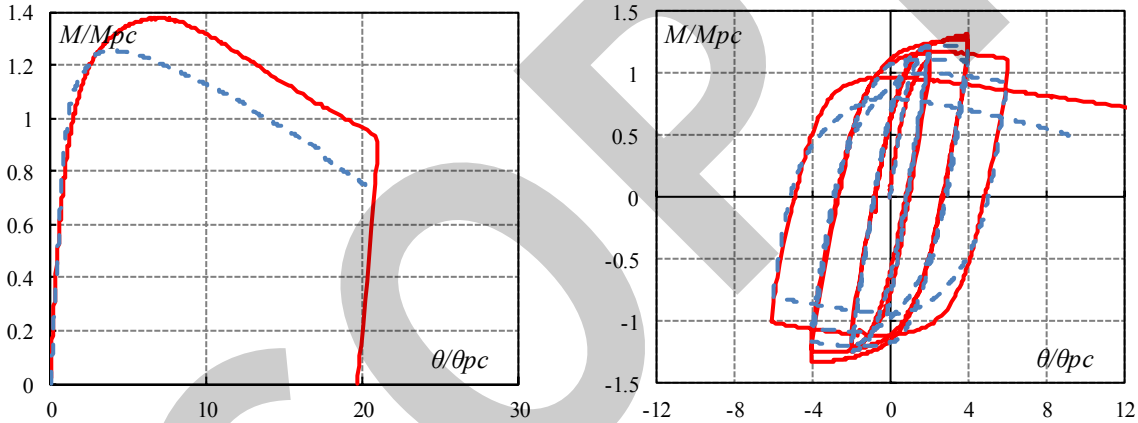
COPY

円形鋼管柱を対象にした実験結果と解析結果の比較を図 3.2-24～図 3.2-26 に示す．各試験体共，最大耐力は実験結果よりも解析結果の方が低くなっているものの，繰返し載荷の履歴性状は，解析結果と実験結果は概ね良い対応を示している．



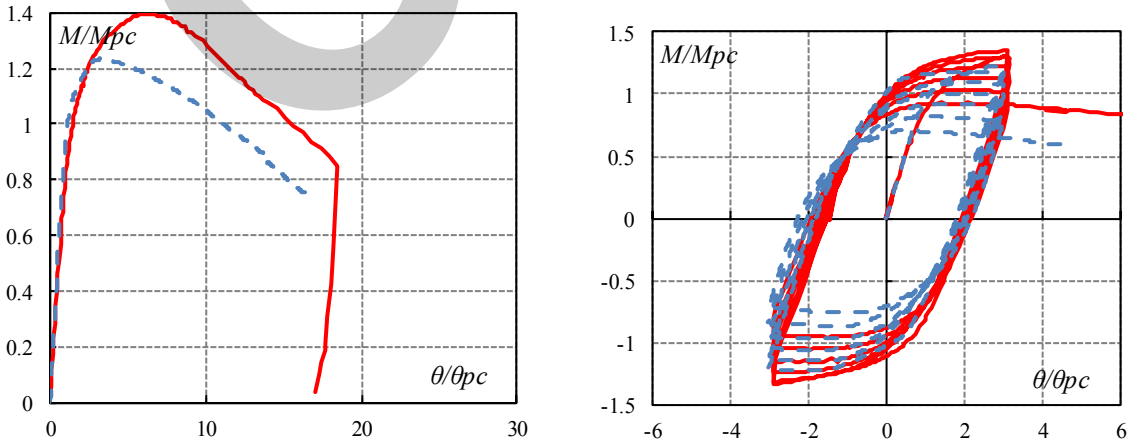
(a)単調載荷（試験体：Ca17-1）　(b)繰返し載荷（試験体：Ca17-2）

図 3.2-24　解析結果と実験結果の比較（φ216.3×12.7　D/t=17.1　軸力比 0.3）



(a)単調載荷（試験体：Ca27-1）　(b)繰返し載荷（試験体：Ca27-3）

図 3.2-25　解析結果と実験結果の比較（φ216.3×7.9　D/t=27.4　軸力比 0.3）



(a)単調載荷（試験体：Cc27-1）　(b)繰返し載荷（試験体：Cc27-3）

図 3.2-26　解析結果と実験結果の比較（φ114.3×4.16　D/t=27.5　軸力比 0.3）

COPY

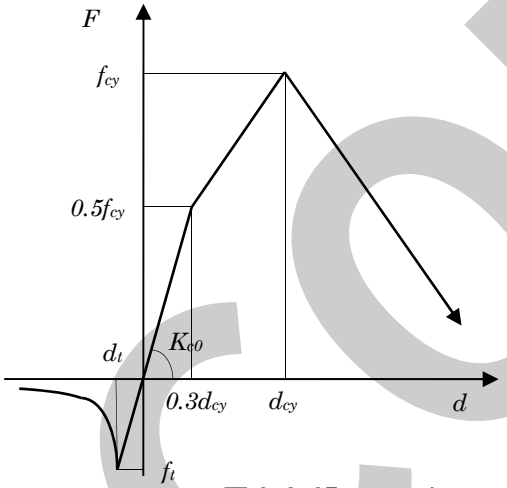
2) コンクリート充填鋼管柱の復元力特性と履歴特性

コンクリート充填鋼管柱の局部座屈による耐力劣化は，コンクリートが充填されていることにより，鉄骨中空柱に比べ緩和されると推察される．本指針では，鉄骨部の耐力劣化を鉄骨中空柱と同様に取り扱う安全側の評価となる場合と，鉄骨とコンクリートの相互作用効果を評価する場合の２通りのモデル化に関して示す.

(a) 鉄骨部の復元力特性を鉄骨中空柱と同様に評価する場合

コンクリート充填鋼管柱のモデル化は，鉄骨柱と同様に，ＭＳ要素によりモデル化し，鉄骨部のＭＳ要素の復元力特性を，鉄骨柱と同様に，引張側は Bi-linear，圧縮側は山田らの提案モデル [4] の耐力上昇および劣化を考慮した５折れ線モデルとする．また，溶接接合部破断による耐力喪失を考慮したモデルとする．コンクリート部のＭＳ要素の復元力特性はひび割れおよび圧縮側の劣化特性を考慮したモデルとする．コンクリート部のＭＳ要素の復元力特性のモデルの一例を図 3.2-27 に示す.

鉄骨要素の履歴則は大井らの提案 [2] に従ったものとし，コンクリート要素の履歴則は材料特性を考慮した履歴則とする.



f_{cy}：コンクリート最大圧縮強度

d_{cy}：コンクリート最大圧縮強度時歪

f_t ：曲げひび割れ強度

$$K_{c0} = \frac{E_i A_i}{\eta L_0}$$

η：柱の可撓長さに対するヒンジ長さ比

L_0：柱の可撓長さ

A_i：各要素の面積

E_i：各要素のヤング係数

図 3.2-27 コンクリートのＭＳ要素復元力特性例

(b) 鉄骨とコンクリートの相互作用を考慮した場合

① 鉄骨部分の復元力特性について

圧縮側の復元力特性は，全長が断面せいの 3 倍の中空鋼管の軸圧縮試験から応力度－ひずみ度関係を回帰分析によって定式化した孫らが提案している(3.2-7)および(3.2-8)式による復元力特性モデル（図 3.2-28）に基づき設定する．局部座屈の発生している領域の長さは 1.0D 程度であり，局部座屈発生後では，この部分に変形が集中することが報告されている[例えば 9)10)]．MS 要素の復元力特性モデルにおいて，局部座屈発生後の応力度－ひずみ度関係は，これを考慮して(3.2-9)式でモデル化する．コンクリートの影響により，局部座屈発生後に耐力が安定することを考慮し，復元力特性モデルに 0.3Sfsy の下限値を設ける.

COPY

局部座屈発生前（最大耐力以前）

$$f_s = E_s \varepsilon_s \left(Q + \frac{1-Q}{\left(1+\left|\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sh}}\right|^N\right)^{1/N}} \right) \quad N = 6 \tag{3.2-7}$$

$$Q = 0.1(\varepsilon_{sm})^{-2.5} \le 0.005, \quad \varepsilon_{sm} \text{ in } \%$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{Sf_{sy} - QE_s\varepsilon_{sm}}{(1-Q)E_s}$$

局部座屈発生後（最大耐力以降）

$$f_s = \frac{R(0.04-\varepsilon_{sm})}{(1-R)\varepsilon_s + 0.04R - \varepsilon_{sm}} Sf_{sy} \tag{3.2-8}$$

$$R = \frac{f_{res}}{Sf_{sy}} = 0.26 + 0.185\varepsilon_{sm} \le 1.0, \quad \varepsilon_{sm} \text{ in } \%$$

$$S = 1.51e^{-0.3\alpha}$$

$$\alpha = \frac{B}{t}\sqrt{\frac{f_{sy}}{E_s}}$$

$$\frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_{sy}} = \begin{cases} 60\mathrm{e}^{-2.2\alpha}, & \alpha \le 1.81 \\ 1.12, & \alpha > 1.81 \end{cases}$$

・MS 要素の復元力特性モデル

$$f_s = \frac{R(3\times0.04 - 3\times\varepsilon_{sm})}{(1-R)\varepsilon_s + (3\times0.04 - 2\times\varepsilon_{sm})R - \varepsilon_{sm}} Sf_{sy} \quad \text{（下限値：0.3}Sf_{sy}\text{）} \tag{3.2-9}$$

f_s ：鉄骨の応力度(N/mm^2)

E_s ：鉄骨のヤング係数(N/mm^2)

S ：耐力上昇率（圧縮側）

f_{res} ：ひずみ度 4%時の鉄骨の応力度（圧縮側）

ε_s ：鉄骨のひずみ度

ε_{sm} ：最大耐力時のひずみ度（圧縮側）

f_{sy} ：鉄骨の降伏応力度(N/mm^2)

ε_{sy} ：鉄骨の降伏時のひずみ度

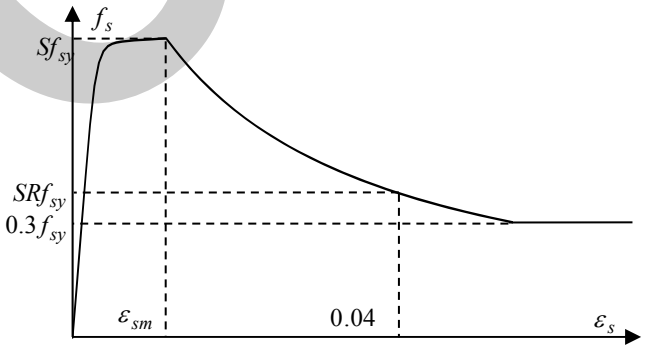


図 3.2-28　鉄骨の応力度－ひずみ度関係（圧縮側）

COPY

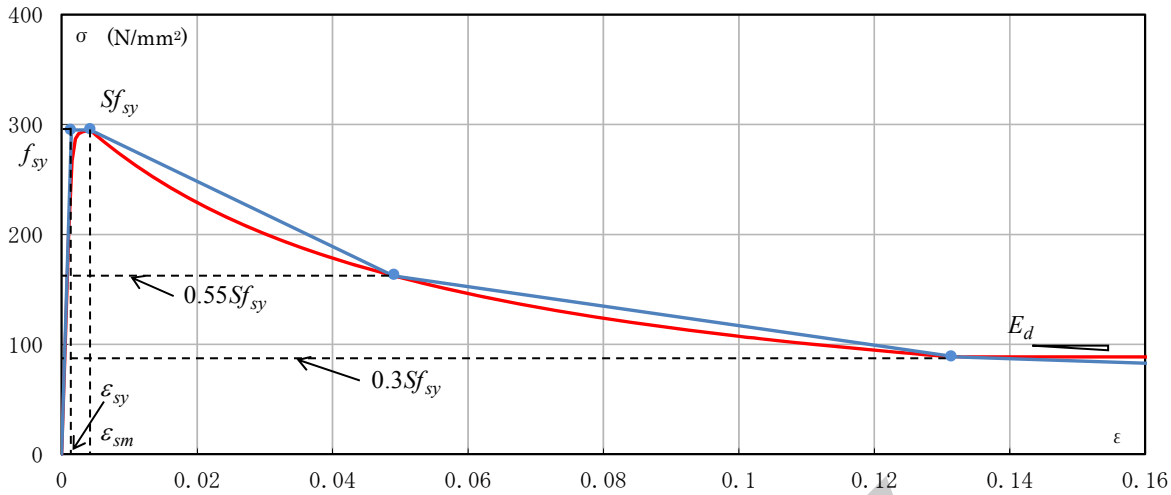


図 3.2-29　解析での鉄骨部分（圧縮側）のモデル化（例：試験体名 SR4-A-4-C[14]）

鉄骨部分の圧縮側の復元力特性は 5 折れ線（青線）で設定する（図 3.2-29）．前述した鉄骨の応力度－ひずみ度関係から得られる降伏応力度，降伏ひずみ度（ε_{sy}，f_{sy}）の値を第一折れ点とする．第二折れ点は，最大耐力時（ε_{sm}，Sf_{sy}）とする．第三折れ点は，最大耐力時に対する比が 0.55 となる時点とする．第四折れ点は，応力度が 0.3fsy となる時点とする．また第四折れ点以降の劣化勾配は，初期剛性に対する比が-0.001 の値とする．

引張側の復元力特性は，文献 11)を参考にして，鋼管のポアソン効果による断面の収縮を充填コンクリートが拘束していることを考慮し，1.08 f_{sy} を折れ点とする完全弾塑性型としてモデル化する．MS 要素の履歴則は，大井らの提案する履歴則[2)]とする．履歴則に関わる係数 Ψ および γ はそれぞれ Ψ=0.5，γ=5 とする．

②　コンクリート部分の復元力特性について（鉄骨部分が角形鋼管の場合）

コンクリートの応力度－ひずみ度関係は，文献 12)のとおり，下式による復元力特性モデルを基本とする．（ただし，(3.2-12)式は孫による提案式[26)]）

$$Y=\frac{AX+(D-1)X^2}{1+(A-2)X+DX^2} \qquad Y=\frac{\sigma_c}{f'_{cc}} \qquad X=\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \tag{3.2-10}$$

σ_c ：コンクリートの応力度(N/mm²)　　ε_c ：コンクリートのひずみ度

f'_{cc} ：拘束されたコンクリートの強度(N/mm²)　　ε_{c0} ：拘束されたコンクリートのひずみ度

$$A=E_c\varepsilon_{c0}/f'_{cc} \tag{3.2-11}$$

$$E_c=\left(0.69+0.33\sqrt{f_p}\right)\times10^4 \qquad \varepsilon_{c0}=\varepsilon_0\begin{cases}[1+4.7(K-1)] & K\le1.5\\ [3.35+20(K-1.5)] & K>1.5\end{cases}$$

$$K=\frac{f'_{cc}}{f_p}=1.0 \qquad f_p=1.68(B_c)^{-0.1}\cdot f_c$$

$$\varepsilon_0=0.94f_p^{\,0.25}\times10^{-3}$$

E_c ：コンクリートの始源剛性(N/mm²)　　ε_0 ：シリンダー強度時のひずみ度

f_p ：寸法効果を考慮したコンクリートの強度(N/mm²)

K ：拘束コンクリートの強度上昇率（角形鋼管の場合：1）

B_c ：コンクリートの幅(mm)　　f_c ：コンクリートのシリンダー強度(N/mm²)

COPY

$$D = \alpha_D - 0.017 f_p + \gamma_D \sqrt{\sigma_{re}} \qquad (3.2\text{-}12)$$

$$\alpha_D = \begin{cases} 1.5 & \cdots original \\ \boxed{2.25 \quad \cdots considering\ strain\ gradient} \end{cases} \qquad \gamma_D = \begin{cases} 1.6 & \cdots for\ common\ hoop \\ \boxed{2.4 \quad \cdots for\ steel\ tube} \end{cases}$$

$$\sigma_{re} = \frac{4.1}{23} \times \left(\frac{2t}{B-2t} \right) \times f_{yt} \times 0.82 \quad \cdot\cdot\cdot (3.2\text{-}8)$$

σ_{re} ：有効側圧因子(N/mm²)　　B ：角形鋼管の幅(mm)

t ：角形鋼管の板厚(mm)　　f_{yt} ：鋼管の降伏応力度(N/mm²)

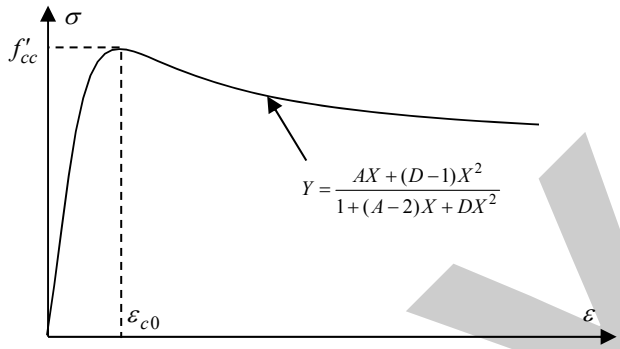


図 3.2-30　拘束コンクリートの応力度－ひずみ度関係

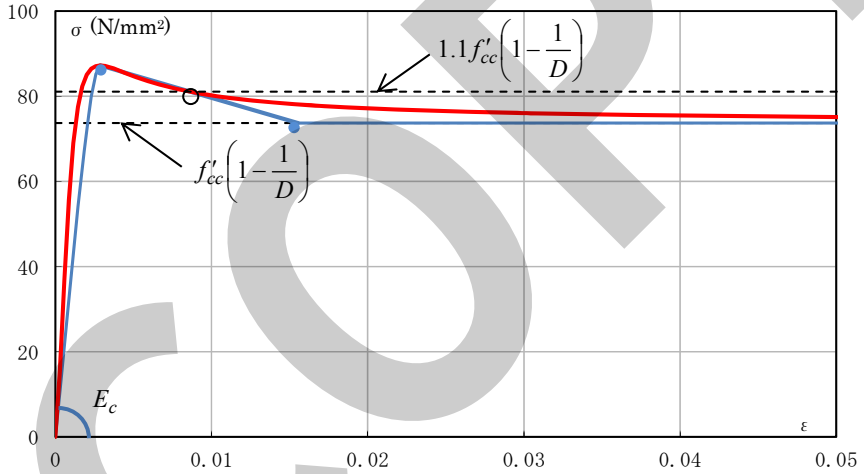


図 3.2-31　解析でのコンクリート部分のモデル化（例：試験体名 SR6-A-9-C[14)]）

解析モデルのコンクリートの復元力特性は，図 3.2-31 の青線のように設定する．前述したコンクリートの応力度－ひずみ度関係から得られる最大応力度，最大ひずみ度（f'_{cc}， ε_{c0}）の値を第一折れ点とする．

(3.2-10)式の Y の値は，下式に示す通り 1－1/Dの値に収束する．

$$Y = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad \Rightarrow \quad Y = 1 - \frac{1}{D} \quad (X \to \infty)$$

第一折れ点以降の劣化勾配は，(3.2-10)式より得られるコンクリートの応力度が収束する値の 1.1 倍の時点（$1.1 f'_{cc}(1-1/D)$）と第一折れ点とを結んだ割線剛性とする．第二折れ点は，応力が $f'_{cc}(1-1/D)$ となった時点とし，第二折れ点以降の剛性は 0 とする．

COPY

最大応力度，最大ひずみ度までの骨格曲線は，図 3.2-32 に示す通り $f=\left[1-\frac{1}{n}\left(\frac{d}{\varepsilon_0}\right)^{n-1}\right]$ の関数で表す．なお，引張側の耐力は考慮しない．コンクリートの履歴則は，文献 13)を参考にして図 3.2-33 に示す履歴則とする．

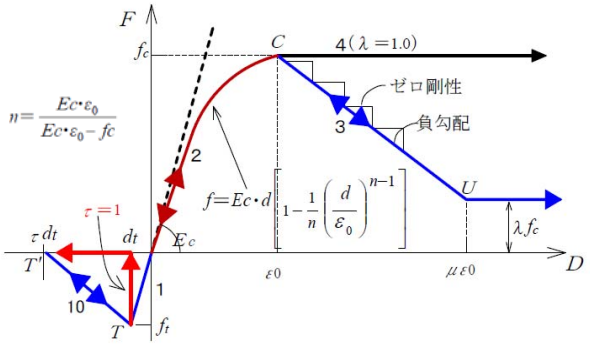
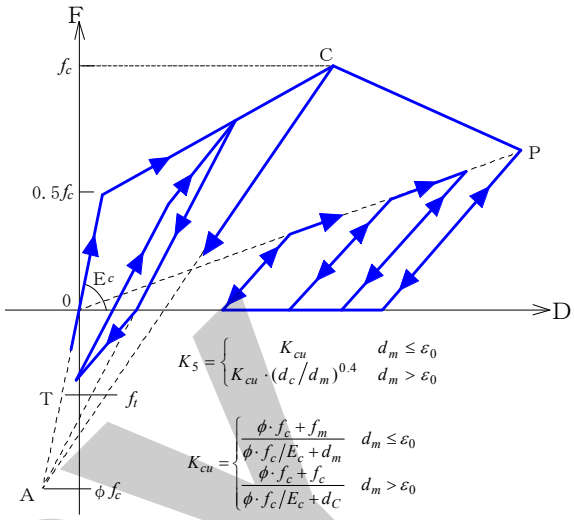


図 3.2-32 コンクリートの骨格曲線



$$K_5=\begin{cases} K_{cu} & d_m \le \varepsilon_0 \\ K_{cu}\cdot(d_c/d_m)^{0.4} & d_m > \varepsilon_0 \end{cases}$$

$$K_{cu}=\begin{cases} \dfrac{\phi\cdot f_c+f_m}{\phi\cdot f_c/E_c+d_m} & d_m \le \varepsilon_0 \\ \dfrac{\phi\cdot f_c+f_c}{\phi\cdot f_c/E_c+d_C} & d_m > \varepsilon_0 \end{cases}$$

K_5：除荷剛性　d_m：除荷時変位　d_c：最大耐力時のひずみ度

※本解析ではφを、φ・fc=|ft| と設定する．

図 3.2-33 コンクリートの履歴則

③　実験結果と解析結果の比較

図 3.2-34 に実験結果 [14] と解析結果の比較を示す．

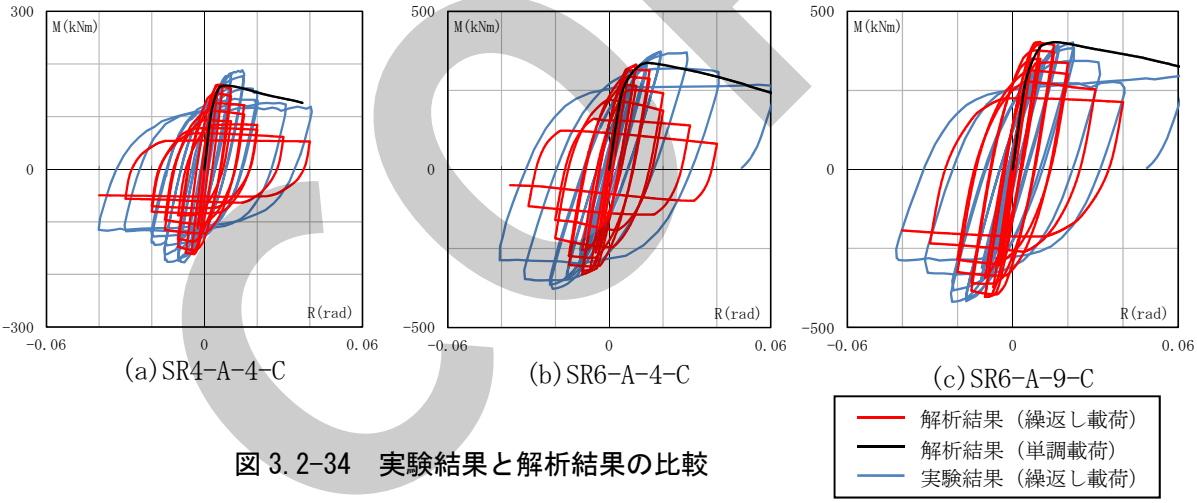


図 3.2-34　実験結果と解析結果の比較

コンクリート充填角形鋼管柱を対象としてＭＳ要素を用いた復元力特性モデルを提示し，実験との比較を行った．解析において，最大耐力時に SR4-A-4-C ，SR6-A-4-C の解析値は，実験値に対して 15%程度小さい値を示している．SR-6-A9-C の最大耐力時の解析値は，実験値と概ね一致している．実験結果に対して解析結果の方が早期に耐力劣化が始まり，繰返回数が多くなる程耐力劣化していることがわかる．この要因として，鋼管に生じる座屈波がコンクリートにより拘束され，耐力劣化勾配が純鉄骨の場合に比べて緩やかになることが，鉄骨部分の復元力特性に考慮されていないことが考えられる．

以下に，参考として，本検討で示した(3.2-7)，(3.2-8)式で表される鉄骨部分の圧縮側の復元力特性と中空鋼管の軸圧縮試験の実験結果との比較を図 3.2-35 に示す．本検討で示した復元力特性と実験結果は，概ね良い対応を示している．

COPY

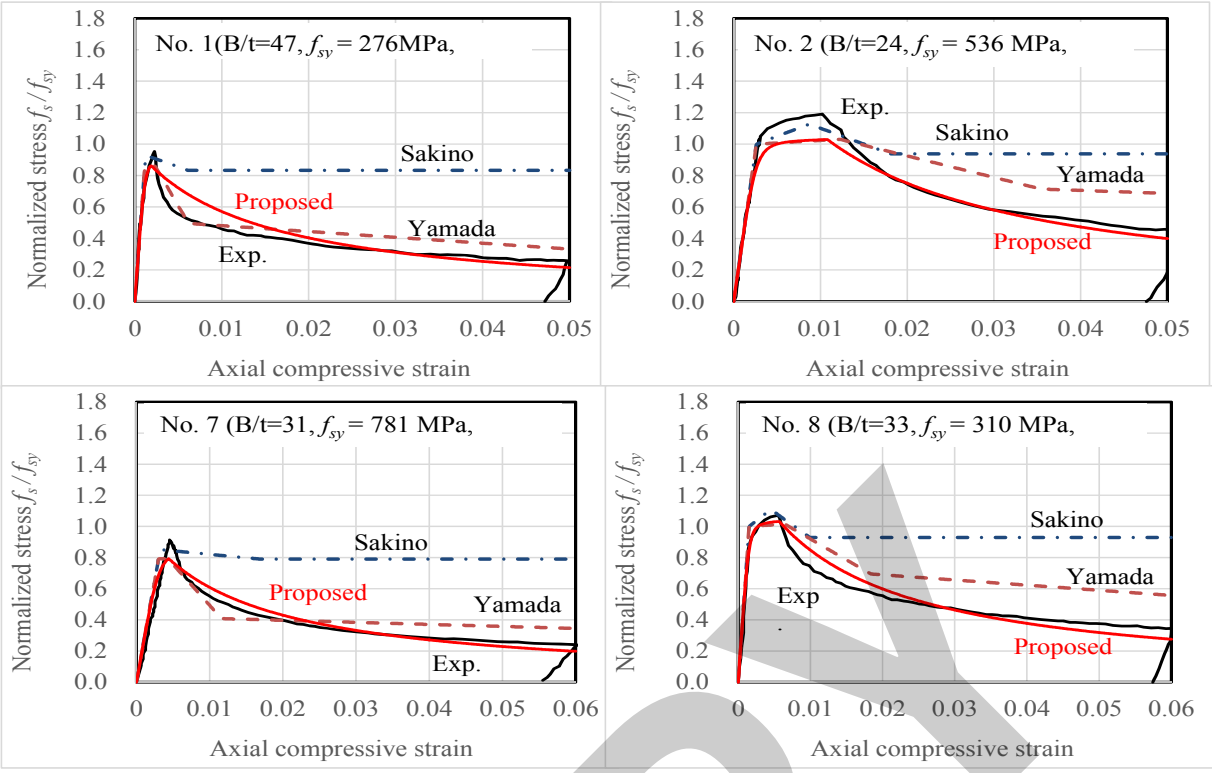


図 3.2-35　中空鋼管柱の圧縮応力度－ひずみ度関係の比較

COPY

3) 鉄骨梁の復元力特性と履歴特性

スラブによる合成効果は，曲げ剛性および曲げ耐力の評価に考慮する．正曲げの剛性は各種合成構造設計指針・同解説(2010)により算出し，曲げ剛性は正曲げと負曲げの平均値とする．正曲げ耐力は鋼構造限界設計指針・同解説(2010)に従う．

塑性ヒンジ発生後の塑性挙動を表現する曲げモーメント－回転角関係は，一般的に用いられている Tri-linear あるいは Bi-linear 型以外に歪硬化による強度上昇を考慮したモデルとしてもよい．

具体的な例として，部材断面縁が降伏強度に達した降伏曲げモーメント My，全断面が降伏強度に到達する全塑性曲げモーメント Mp を考慮した Tri-linear 型あるいは全塑性曲げモーメント Mp までは弾性とした Bi-linear 型が考えられる．Tri-linear 型を用いる場合の耐力劣化を判断する累積塑性回転角は，図 3.2-36 に示すように，Bi-linear 型と同様に弾性剛性を延長させ Mp に達した回転角 θp を起点とした塑性回転角により算出する．また，Mp 以降の剛性評価は，歪効果による耐力上昇を適切に評価しながら塑性回転角を安全側に評価する等の配慮が必要である．例えば，Bi-linear 型あるいは Tri-linear 型で定義する場合の第２勾配あるいは第３勾配は，図 3.2-36 右図に示した耐力劣化モデルにおける第 2 勾配を超えない剛性および同図の(M_p, θ_p)点と（$\max(0.9M_{max}, M_p), \theta'$）（：実験結果をまとめる上で一般的に安定限界とされている 0.9Mmax を指標とした）を結ぶ剛性を超えないこととする．

降伏曲げモーメント My は σy・Ze，全塑性曲げモーメント Mp は σy・Zp とする．このとき，σy；降伏応力度=1.1×F，F は材料強度（基準強度），Zp；塑性断面係数とする．また，局部座屈による最大耐力時の塑性回転角は「建築物の耐震極限設計」[3]に準拠する．

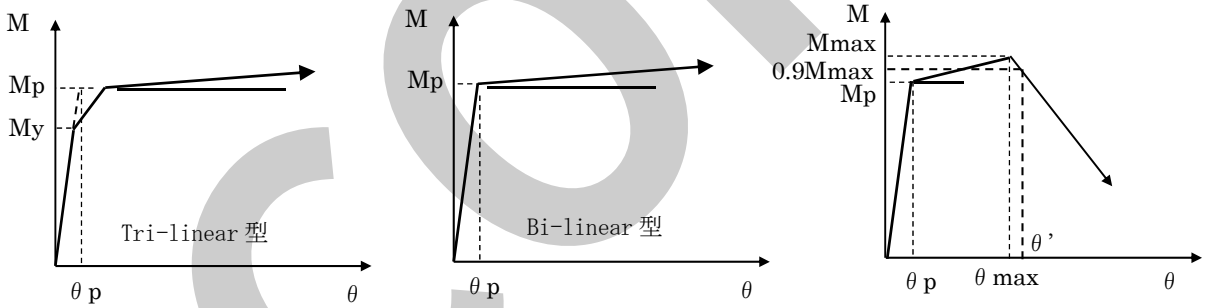


図 3.2-36　部材の曲げモーメント－回転角関係

図 3.2-36 右図の局部座屈による耐力劣化を考慮した曲げモーメント－回転角関係について具体的に以下に示す．負曲げについては，加藤・秋山が提案する骨格曲線 [3]とする．単調載荷実験に基づく実験式であり，全塑性耐力，最大耐力で折れ点となり，第３折れ線に座屈による劣化勾配を持つ３折れ線で表現される．図 3.2-37 に材端回転バネの復元力特性を示す．

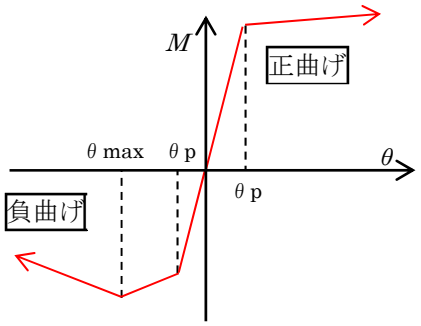


図 3.2-37　梁の骨格曲線モデル

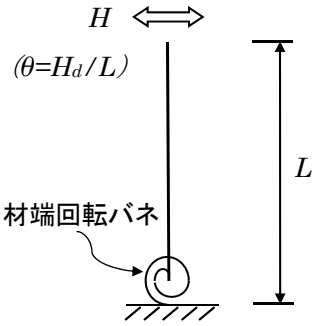


図 3.2-38　解析モデル

COPY

履歴則は，前述した柱の場合と同様に，大井らの履歴則とする．

復元力特性を加藤・秋山が提案する骨格曲線とし，履歴則を大井らの履歴則とした解析結果と吹田らが行った純鉄骨梁の実験結果[15]を比較する．なお，破断による耐力喪失は考慮しない．

解析モデルを図 3.2-38 に，荷重の載荷履歴を図 3.2-39 に，解析モデルの骨格曲線を図 3.2-40 に示す．解析モデルと実験結果とを比較をするため，材料強度と載荷履歴の条件は，実験と同条件とする．一端を固定端，他端を自由端とした解析モデルであり，部材長さ L は 2825mm である．

解析モデルと実験結果の比較を図 3.2-41 に示す．解析結果と実験結果では，解析結果は最大耐力を小さく評価する等違いが見られることや実験結果よりも耐力劣化域が早期に現れている等の相違点もあるが，バウジンガー効果による影響を表現できていることがわかる．加藤・秋山の骨格曲線の第三勾配は，頭打ちすることなく劣化し続けるモデルになっており，正負交番で何度も履歴を描く場合，実験結果との乖離が激しくなると考えられる．参考に，加藤・秋山の履歴則を用いた場合の実験結果と解析結果の比較を図 3.2-42 に示す．

以上のように，実験と異なる部分もあるが，部材レベルで最大耐力および耐力劣化を安全側に評価していることより本モデルを用いる．

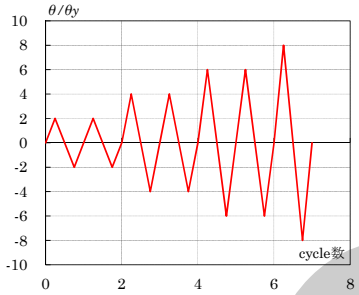


図 3.2-39　載荷履歴

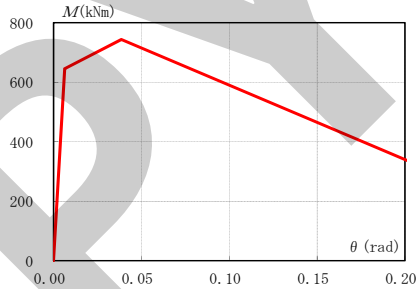


図 3.2-40　解析モデルの骨格曲線

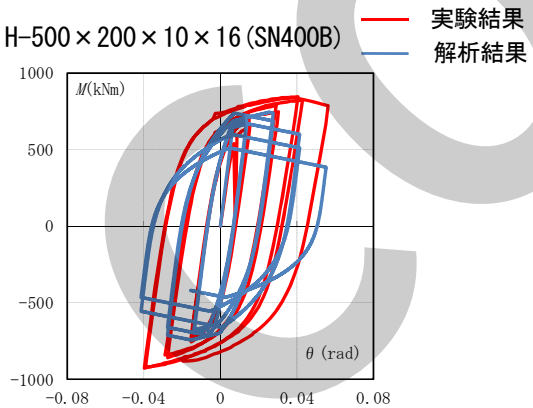


図 3.2-41　解析結果と実験結果の比較
履歴則：大井の履歴則（Ψ=0.5，γ=5）

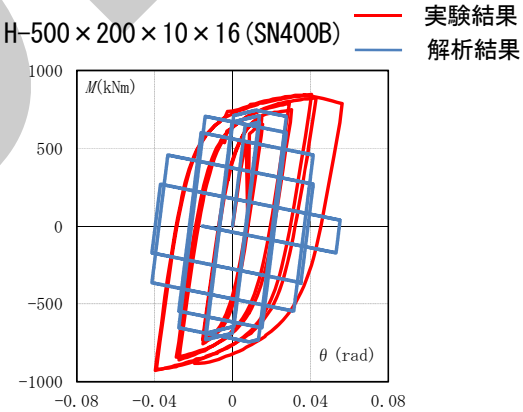


図 3.2-42　解析結果と実験結果の比較
履歴則：加藤・秋山の履歴則

4)　履歴型制振部材あるいは耐震ブレース部材の復元力特性と履歴特性

ブレース形式あるいは間柱形式により取り付けられる履歴型制振ダンパー（鋼材ダンパー，摩擦ダンパー等）あるいは耐震ブレースの復元力特性および履歴特性は基本的に移動硬化則 Normal Bi-linear（二次剛性 $0.001K_1$）でモデル化すればよい．

ただし，初期剛性に取付け部（ガセットプレート部等）の剛性および部材長を実情に合わせ適切に評価する必要がある．また，履歴系制振部材の場合，変形量あるいは滑り量が限界量以下であることを確認する必要がある．

COPY

5)　フレームモデルによる震動実験結果と解析モデルとの比較

E-ディフェンスにて震動実験が実施された実大４層鉄骨造建物の完全崩壊試験体(図 3.2-43, 44)を対象とし，実験結果と解析結果の比較を示す．解析対象の概要を下表に示す．

表 3.2-5　解析対象の概要

建物規模	地上４階　基準階高 3.5m，建物高さ約 14m 長手方向：10m　短手方向：6m
構造種別	鉄骨構造
架構形式	X 方向：ﾗｰﾒﾝ架構 Y 方向：ﾗｰﾒﾝ架構
部材断面	表 3.2-6 による
柱梁接合部形式	通しダイアフラム形式

図 3.2-43　試験体全景 [16)]

図 3.2-44　加振終了後の１層の崩壊状況 [16)]

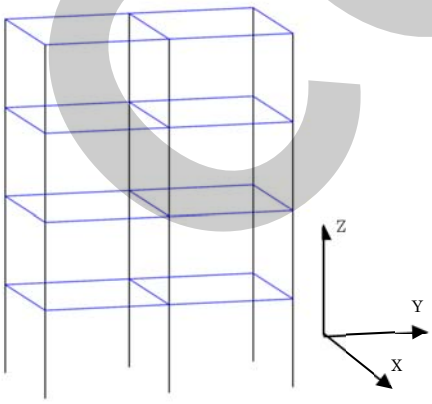
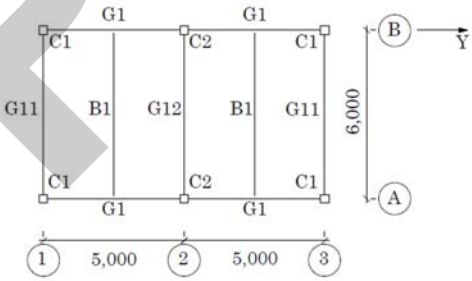
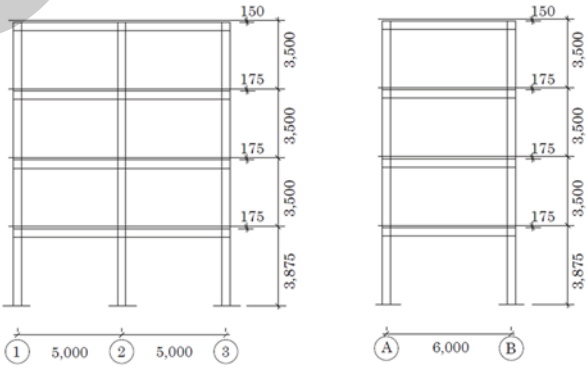


図 3.2-45　解析モデル



(a)　伏図



(b) Ｙ方向軸組図　　(c) Ｘ方向軸組図

図 3.2-46　検討対象の伏図および軸組図

表 3.2-6　部材断面表

梁 (SN400B)				柱 (BCR295)	
階	G1	G11	G12	階	C1,C2
R	H-346 × 174 × 6 × 9	H-346 × 174 × 6 × 9	H-346 × 174 × 6 × 9	4	□-300 × 9
4	H-350 × 175 × 7 × 11	H-350 × 175 × 7 × 11	H-340 × 175 × 9 × 14	3	□-300 × 9
3	H-396 × 199 × 7 × 11	H-400 × 200 × 8 × 13	H-400 × 200 × 8 × 13	2	□-300 × 9
2	H-400 × 200 × 8 × 13	H-400 × 200 × 8 × 13	H-390 × 200 × 10 × 16	1	□-300 × 9

COPY

(a)　解析モデルの概要

①柱材のモデル化

・圧縮側の復元力特性は，文献[4),10)]を参考に図 3.2-6 に示すように 5 折れ線でモデル化する．

・引張側の復元力特性は，引張強さまでの二次剛性比を 0.01 とする．三次勾配は，初期剛性に対して 0.001 とする．

・塑性ヒンジ長さは文献 4)を参考にして算出し（L_B），塑性ヒンジ部分は MS 要素にてモデル化する．

・履歴則は，梁と同様，バウジンガー効果を考慮した大井らの履歴則[2)]とする．（Ψ=0.5，γ=5）

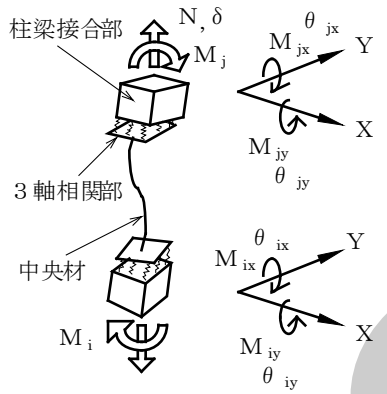
②接合部パネルのモデル

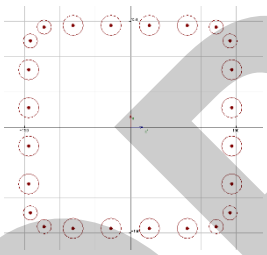
・せん断変形のみを考慮したモデルとする．

・パネルの全塑性耐力は，日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」に基づき下式により算出する．

$$ {}_pM_p = V_e \frac{F_y}{\sqrt{3}} \qquad V_e：接合部パネルの有効体積 $$

・M－γ関係は，${}_pM_p$以降の二次剛性比を 0.001 としたバイリニアとしてモデル化する．





断面の分割例

図 3.2-47　Multi-spring モデルの概要

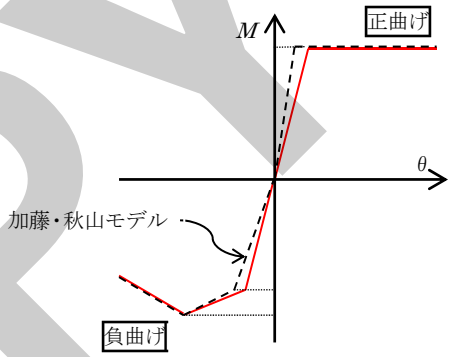


図 3.2-48　骨格曲線のモデル化（梁）

③梁材のモデル

・梁の負曲げは，加藤・秋山の骨格曲線とする．

・正曲げの耐力は，日本建築学会「限界状態設計指針」に基づき算出する．

・初期剛性は，正負曲げの平均とし，正曲げ・負曲げ共，指針および文献によって算出できる折れ点の荷重値をそのままに図 3.2-48 に示す実線のようにモデル化する．

・履歴則は，バウジンガー効果を考慮した大井らの履歴則[2)]とする．（文献中の係数 Ψ と履歴部分の丸みを表す RO 関数の指数γに関して Ψ=0.5，γ=5 とする．）

(b)　地震応答解析

①解析対象の 1 次固有周期の比較

表 3.2-7 に試験体および解析対象の 1 次固有周期を示す．

表 3.2-7　解析対象の 1 次固有周期

	実験値	解析モデル
X 方向	0.82s※	0.87s
Y 方向	0.74～0.78s※	0.83s

※加振レベル 5%～20%（試験体弾性範囲）の場合[27)]

COPY

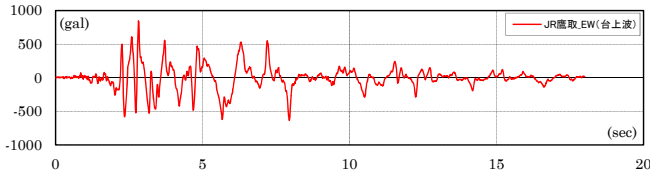
②入力地震動

入力地震動は，震動台実験の台上波（1995 年兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録）を用いる．図 3.2-49 に入力地震動の加速度波形，図 3.2-50 に入力地震動の速度応答スペクトルを示す．

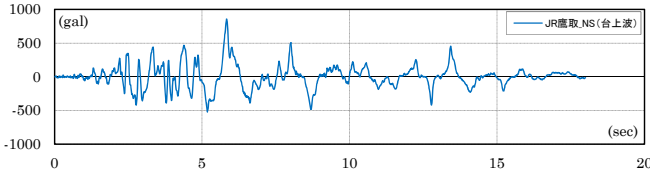
地震動の入力方向は，実験と同様，2 方向入力とし，X 方向に EW 成分，Y 方向に NS 成分を入力する．解析においては，上下動は考慮しない．

③解析条件

内部粘性減衰はレーリー型減衰とする．X 方向の 1 次と 2 次に対して，減衰定数を 2%とする．



(a) EW 成分（最大加速度：849.2 gal）



(b) NS 成分（最大加速度：856.6gal）

図 3.2-49　入力地震動

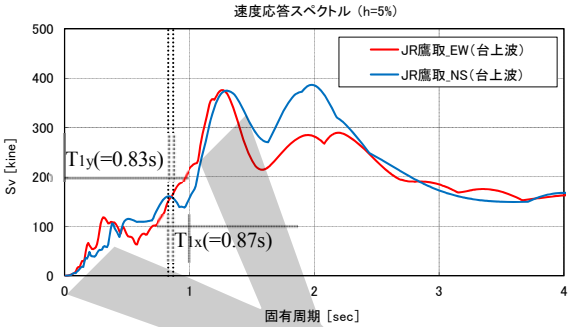
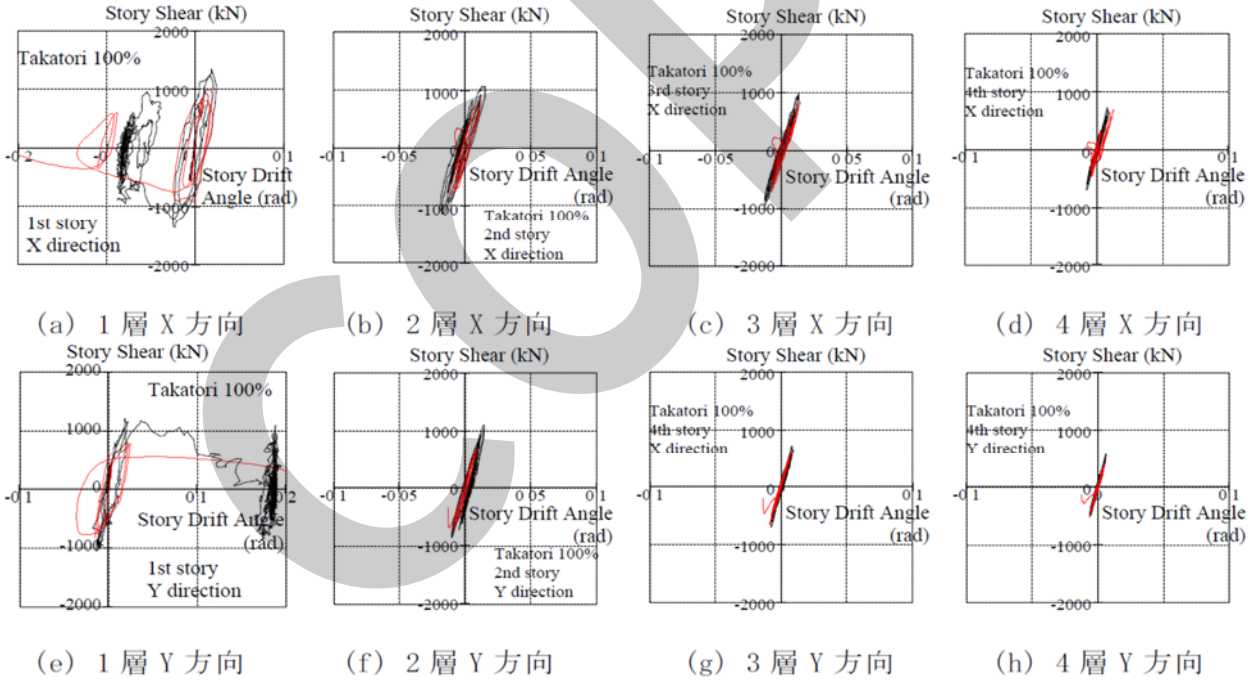
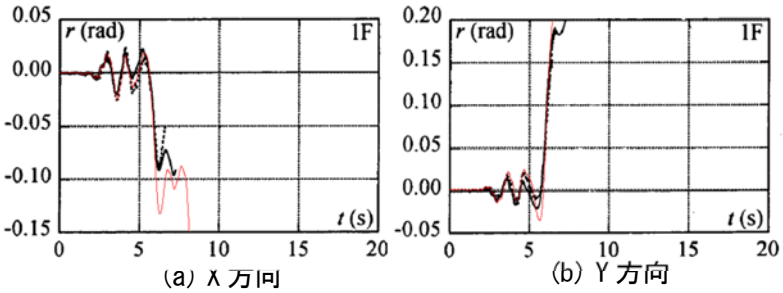


図 3.2-50　入力地震動の速度応答スペクトル（h=5%）

④地震応答解析結果



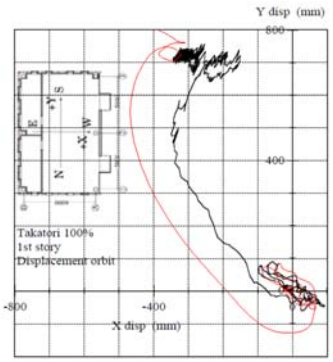
(1) 各層の層せん断力－層間変形角関係



(a) X 方向　　(b) Y 方向

(2) 1 層の層間変形角の時刻歴（破線が実験データ）

図 3.2-51　層の応答結果

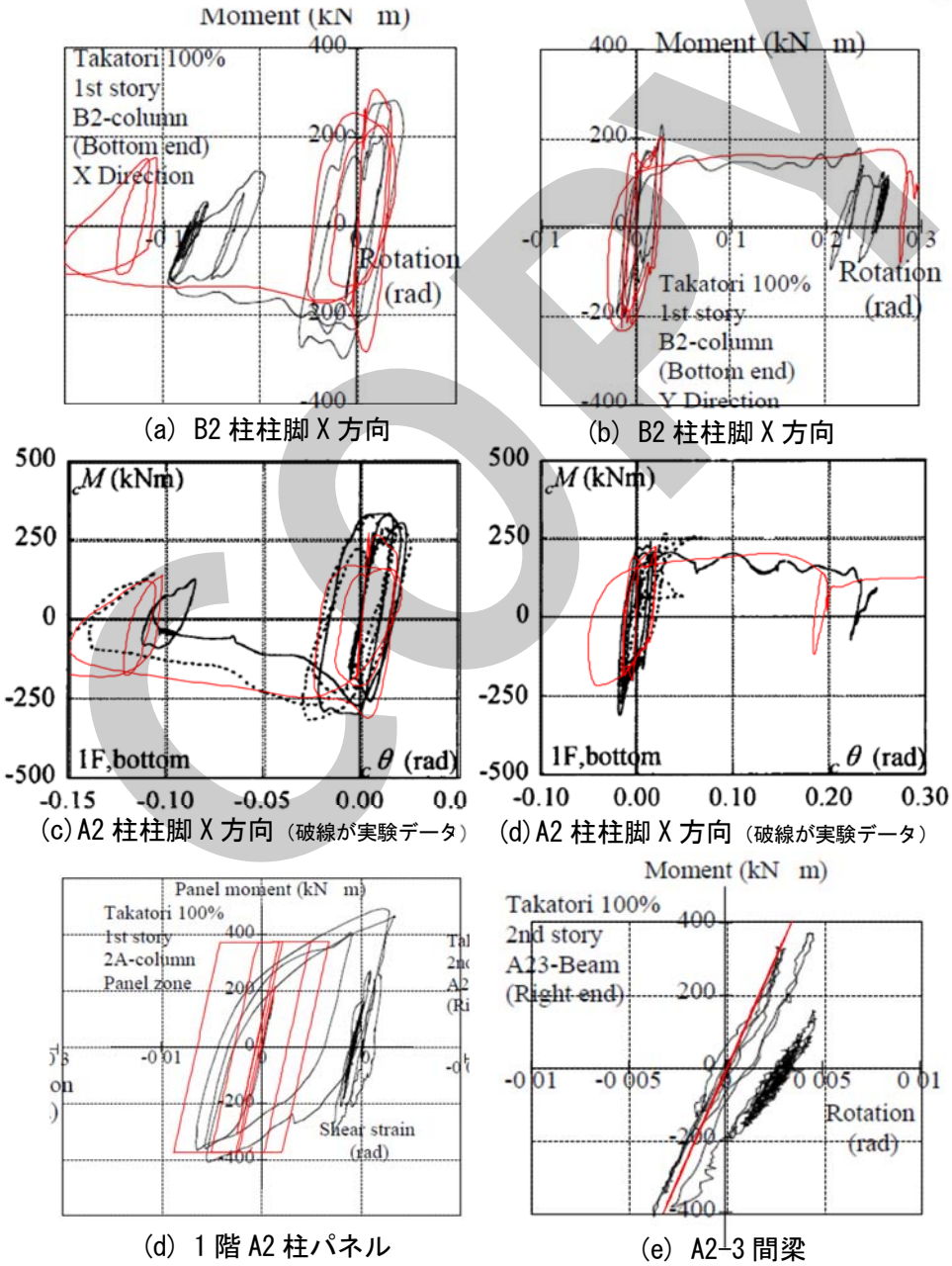


(3) 2 階床面の変位オービット

COPY

層せん断力－層間変形角関係，1 層の層間変形角時刻歴および 2 階床面の変位オービットを図 3.2-51 に示す．解析結果は実験結果に比べ最大耐力は多少小さく評価する結果であったが，耐力劣化が生じるまではよく対応している．また，耐力劣化以降の層の挙動は実験結果と近似しおり，実験に比べ X 方向，Y 方向の変形量は多少異なるものの，実験と同様に 1 層柱の柱頭および柱脚に局部座屈が生じ 1 層の層崩壊となり，1 層の変形が進展して倒壊に至る挙動を表現できている．また，解析結果は実験結果より大きな変形となっており安全側に評価している．

部材の応答結果に関して実験結果と解析結果の比較を図 3.2-52 に示す．1 階柱が局部座屈により耐力劣化するまでは，柱および梁の実験結果と解析結果はよく対応している．柱部材の耐力劣化以降は，層と同様に挙動は近似しているが，部材回転角の解析結果は実験結果よりも大きく，解析結果は安全側の評価となっている．また，接合部パネルのせん断歪は実験結果に比べ解析結果は小さな値となっているが，建物全体あるいは柱，梁部材の挙動への影響は小さいものと推察する．



(a) B2 柱柱脚 X 方向　(b) B2 柱柱脚 X 方向

(c) A2 柱柱脚 X 方向（破線が実験データ）　(d) A2 柱柱脚 X 方向（破線が実験データ）

(d) 1 階 A2 柱パネル　(e) A2-3 間梁

図 3.2-52　各部材の応答結果

COPY

(3) 魚骨形モデルのモデル化

魚骨形モデルは複数の部材を集約してモデル化するため，弾塑性域での挙動が異なる要因，例えば梁スパン長の違い，制振部材，耐震ブレース等によりグループ化してモデル化することが望ましい．魚骨形へのモデル化，および累積塑性回転角の算定方法の詳細，フレームモデルとの地震応答解析結果の比較等は以下の文献 17),18),19),20),21)を参考に行えばよい．魚骨梁あるいは魚骨柱の復元力特性および履歴則は(2)に準拠して定める．ただし，魚骨形モデルの復元力特性は加藤秋山モデルにおける柱，梁部材の全塑性曲げモーメント以後の耐力上昇を考慮しないこととする．

魚骨形モデルは複数の部材を集約してモデル化するため，別途行うフレームモデルの静的弾塑性解析により最初に塑性ヒンジが発生する部材を把握しておき，図 3.2-53 に示すように，先行して塑性化する部材（魚骨梁１）を考慮した曲げモーメント－回転角関係を用い，文献 17)を参考に(3.2-13)式により先行して塑性化している梁の累積塑性回転角$\sum\theta_p$を算出する等の工夫が必要である．

$$\sum\theta_p = 1.5\left(\sum\theta_{p1} - \sum\theta_{p2}\right) + \sum\theta_{p2} \quad (rad) \quad \text{文献 17)} \qquad (3.2\text{-}13)$$

ただし，魚骨柱は変動軸力による全塑性曲げモーメントの変動を考慮することができないため，塑性回転角および累積塑性回転角の算出には注意を要する．

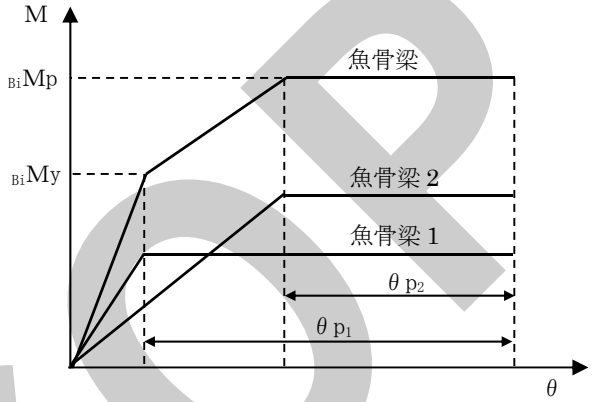


図 3.2-53　魚骨梁の塑性変形　文献 9)

魚骨形モデルは，図 3.2-54 に示すような，魚骨柱；剛塑性回転バネ＋弾性棒，魚骨梁；弾塑性回転バネ，魚骨ブレース；せん断バネで構成する．モデル化方法の具体例を以下に示す．

1)　初期剛性

文献 17)では各階床レベルにおいてすべての節点の回転角が等しいことを原則として魚骨部材の剛性を評価している．また，剛性評価に際して全体曲げの影響を考慮する必要がある．これらの魚骨形モデルの精度を低下させている課題に対して，静的弾塑性解析結果を活用した魚骨部材の剛性評価法として文献 19)～21)，28)等に詳細に示されているので参考にすればよい．

2)　復元力特性と履歴則

魚骨部材の復元力特性を図 3.2-55 に示す．図中の記号の定義を以下に示す．

・魚骨梁

M_p：静的弾塑性増分解析における当該階の梁部材のいずれかが全塑性曲げモーメントに至った時点のフロアモーメント

COPY

M_{max}：当該層の梁すべてが全塑性曲げモーメントに至った場合のフロアモーメント

$M_{max}=\Sigma\ (M_{pi}\times\varphi\times\beta)$

M_{pi}：各梁部材の鉄骨梁全塑性モーメント

φ：スラブの合成効果による耐力上昇率

（鋼構造限界状態設計指針・同解説日本建築学会 2010）

β：（梁部材の節点間長さ÷内法長さ）

$k_p=0.25$

k_d：各梁部材の加藤・秋山モデル劣化勾配総和

（$k_d\times k_0=\Sigma k_{di}\times k_{0i}$）

・魚骨柱

M_{max}：柱部材の長期軸力比時の全塑性曲げモーメントを節点曲げモーメントに換算した値の総和

$M_{max}=\Sigma\ (M_{pi}\times\beta)$

M_{pi}：各柱部材の長期軸力比での全塑性モーメント,β：（柱部材の節点間長さ÷内法長さ）

k_d：各梁部材の加藤・秋山モデル劣化勾配総和（$k_d\times k_0=\Sigma k_{di}\times k_{0i}$）

・魚骨ブレース

Q_p：降伏耐力.

$k_p=0.0001$

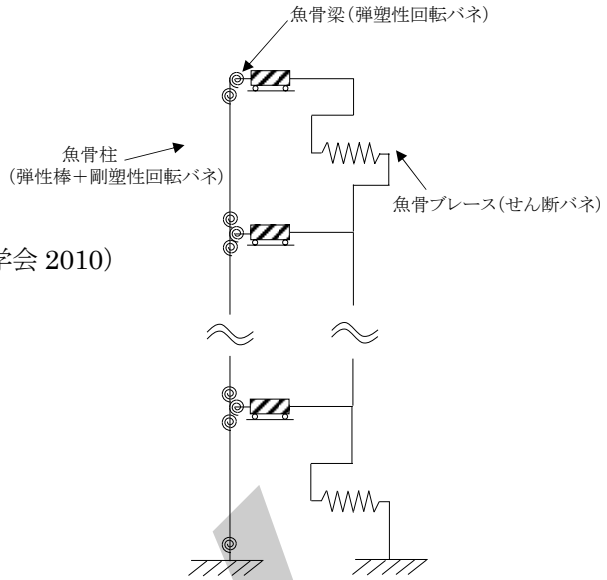
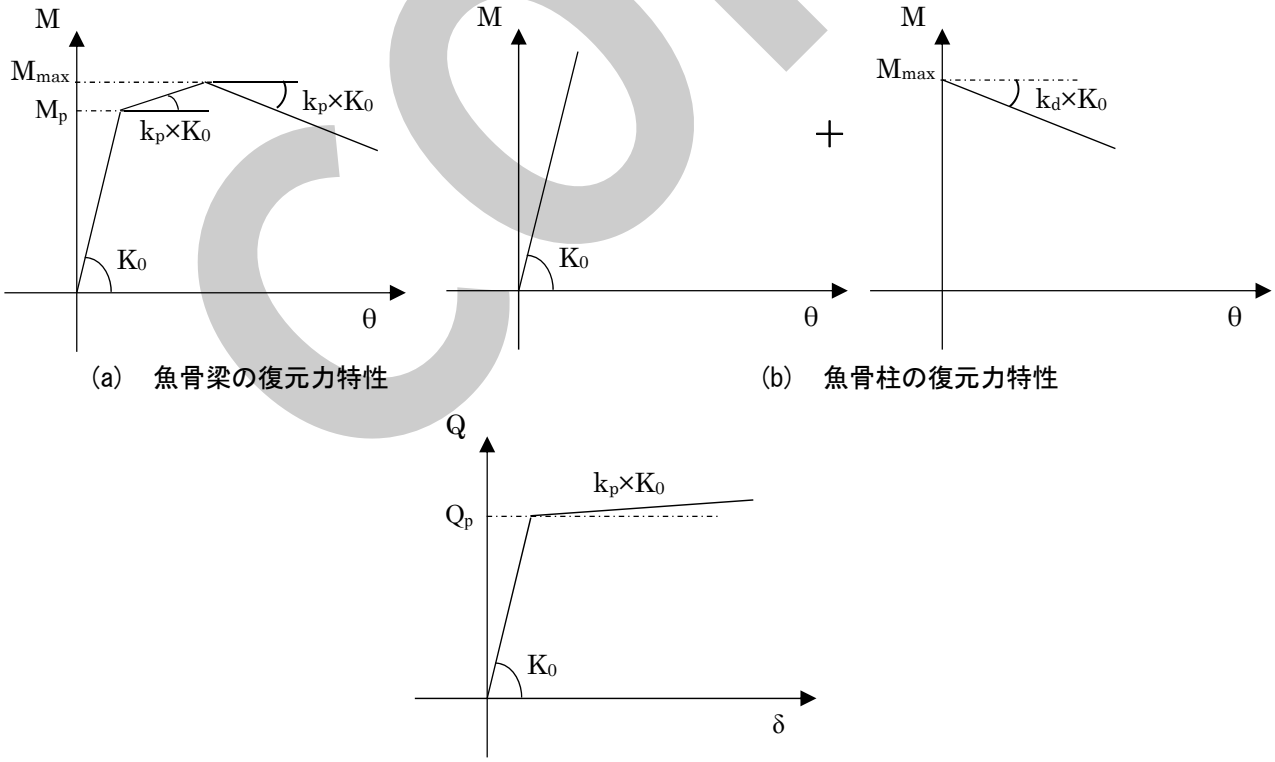


図 3.2-54　魚骨形モデルの概要



(a)　魚骨梁の復元力特性

(b)　魚骨柱の復元力特性

(c)　魚骨ブレースの復元力特性

図 3.2-55　魚骨部材の復元力特性

COPY

同図に示す復元力特性による魚骨形モデルとフレームモデルとの地震応答解析結果の最大応答値の比較を図 3.2-56, 57 に示す. 魚骨柱, 梁は加藤秋山の履歴側, 魚骨ブレースは移動硬化則（Normal Bi-linear）とする.

図 3.2-56 より，柱，梁部材の全塑性曲げモーメント以後の耐力上昇を考慮しない魚骨形モデルの最大応答層間変形角は立体フレームモデルよりも大きく安全側に評価している．一方，耐力上昇を加藤・秋山モデルに基づき考慮した魚骨形モデルでは，図 3.2-56 に示すように，立体フレームモデルの最大応答層間変形角を下回るケースがある．以上より，魚骨形モデルの復元力特性は耐力上昇を考慮しないこととした.

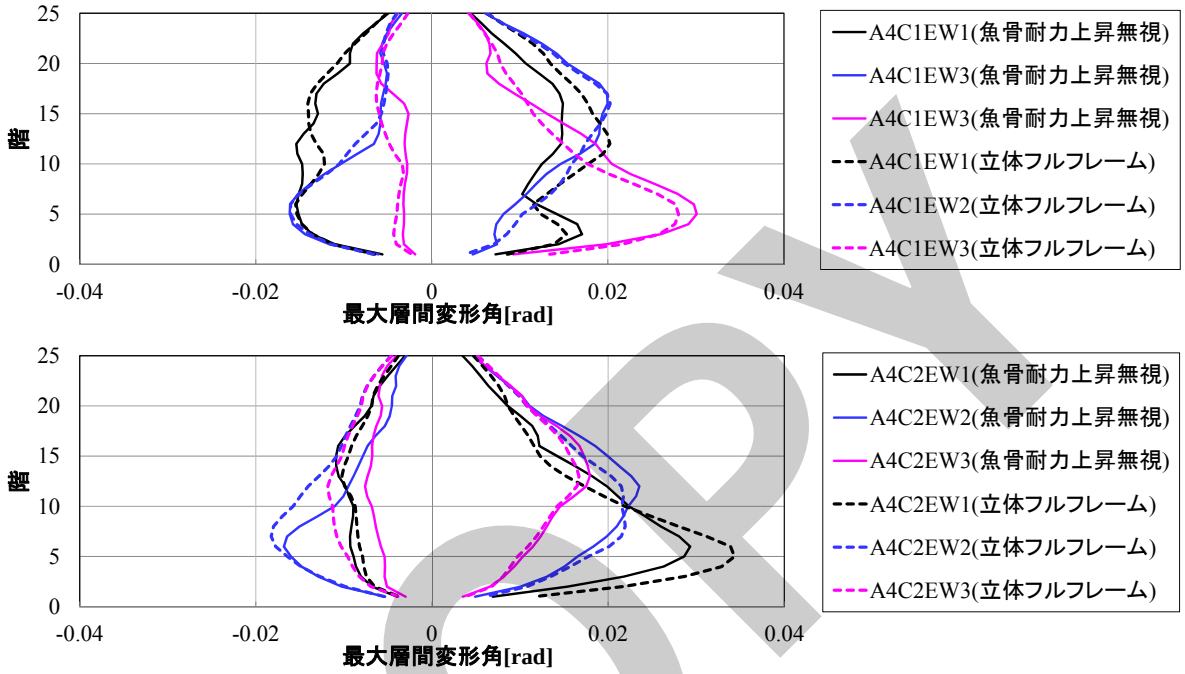


図 3.2-56　入力レベル 3C に対する魚骨形モデルと立体フレームモデルの最大層間変形角の比較
（魚骨形モデルにおいて耐力上昇を考慮しない場合）

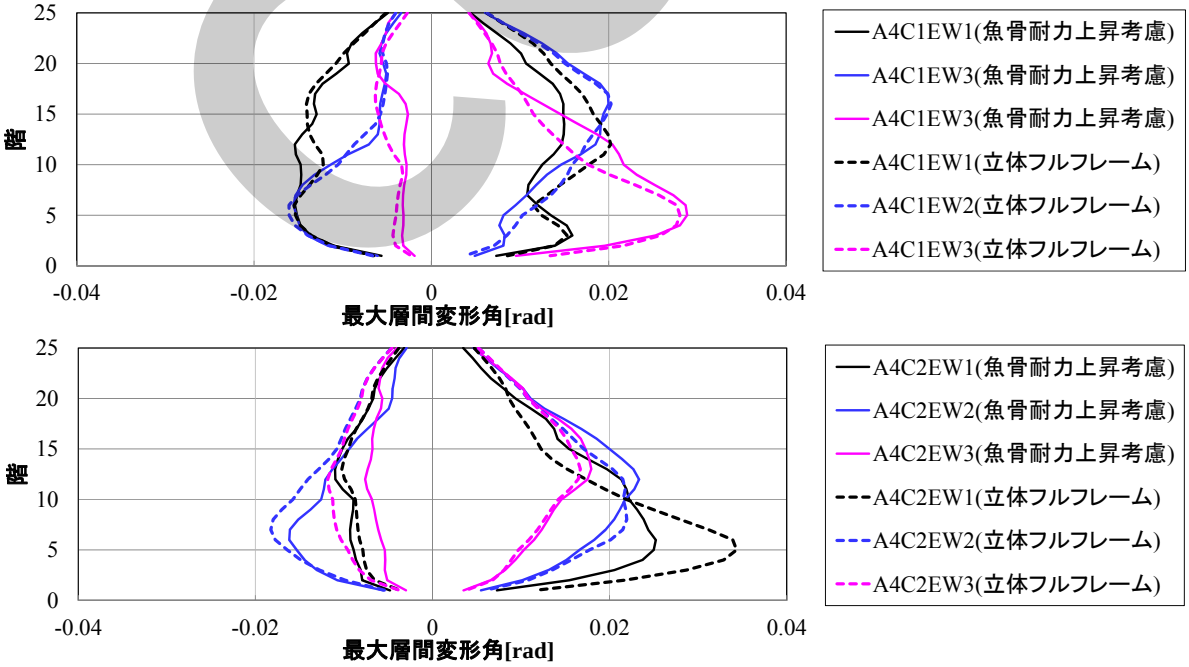


図 3.2-57　入力レベル 3C に対する魚骨形モデルと立体フレームモデルの最大層間変形角の比較
（魚骨形モデルにおいて耐力上昇を考慮した場合）

COPY

3) 斜め方向入力に対するモデル化

魚骨形モデルは一般的に平面で定義され，同一床レベルにある節点回転角は等しいという条件が前提となっている．そのため，斜め方向入力に対する検証を魚骨形モデルで行う場合工夫が必要である．文献 22)，23) に，角形鋼管柱の任意方向加力試験結果より得られた最大耐力以降の劣化域の挙動は主軸方向（スキンプレート平行方向）での劣化勾配が最も厳しく，主軸方向に対して角度が大きくなる方が緩やかとなる知見が示されている．したがって，魚骨柱の最大耐力以降の劣化勾配は主軸方向の劣化勾配を提案した加藤・秋山モデルにより設定すれば安全側である．

建物主軸方向（X方向；０度方向）に対する設計用地震動入力方向角度をφとしたときの魚骨モデルの設定方法を２案示す. ただし, 柱は概ね設計用地震動入力方向に挙動することを前提とする．また，X，Y各方向の振動性状が概ね同等の建物に限定して適用することが望ましい．

(a) 設計用地震動入力方向にモデル化する方法

設計用地震動入力方向（主軸：X方向に対してφ）の地震応答解析により検証を行う．

（魚骨柱の曲げモーメント－回転角関係）

・加力方向φとした静的弾塑性解析より，1)の方法と同様に，φ方向の魚骨柱の初期剛性を算定する．

・魚骨柱の曲げモーメント－回転角関係の復元力特性の M_{max} は長期軸力を考慮したφ方向の全塑性曲げモーメントを節点曲げモーメントに換算した値の総和とする．

・魚骨柱の M_{max} 以後の劣化勾配は $k_d \times k_0$ は，各梁部材の加藤・秋山モデルの劣化勾配の総和（$= \Sigma k_{di} \times k_{0i}$）とする．

（魚骨梁の曲げモーメント－回転角関係）

・X，Y主軸方向の梁を各方向別にグルーピングし，各方向別に曲げモーメント－回転角関係を前述の 2)と同様の方法で設定する．

・設定した曲げモーメント－回転角関係の曲げモーメントをX方向；cosφ，Y方向；sinφ倍して，回転角をX方向；1/cosφ，Y方向；1/sinφ倍して曲げモーメント－回転角関係を修正する．

（魚骨ブレース）

・X，Y主軸方向のブレースを各方向別にグルーピングし，各方向別にせん断力－層間変形関係を前述の 2)と同様の方法で設定する．

・設定した復元力特性のせん断力をX方向；cosφ，Y方向；sinφ倍して，せん断変形をX方向；1/cosφ，Y方向；1/sinφ倍してせん断力－せん断変形関係を修正する．

(b) 主軸２方向にモデル化する方法

文献 24)に斜め方向入力による立体フレームモデルと平面フレームモデルによる倒壊までの地震応答解析結果の比較が示されており，平面フレームモデルにおいて軸力を考慮した柱の塑性曲げ耐力を２軸曲げの影響を考慮して文献 25)に基づいて低減することにより立体フレームモデルの倒壊挙動と概ねよく対応しているとある．

・建物主軸２方向の地震応答解析により検証を行う．

・魚骨柱，梁等の復元力特性は前項(a)に基づき設定する．ただし，柱の全塑性曲げモーメントは，２軸曲げの影響を考慮して，X，Y方向と入力方向との角度に応じて文献 25) に基づき低減する．

・設計用地震動入力レベルは，X方向解析時はcosφ倍，Y方向解析時はsinφ倍する．

COPY

参考文献

1) 鈴木芳隆,石田隆司,安部雅史,小鹿紀英,長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討，構造工学論文集，Vol.61B，pp.439-445，2015 年 3 月

2) 孟令樺，大井謙一，高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル，日本建築学会構造系論文報告集，第 437 号，1992 年 7 月

3) 秋山宏：建築物の耐震極限設計第 2 版

4) 山田哲,石田孝徳,島田侑子：局部座屈を伴う角形鋼管柱の劣化域における履歴モデル,日本建築学会構造系論文集,第 674 号,2012 年 4 月

5) 加藤勉：閉断面部材の局部座屈と変形能力,日本建築学会構造系論文集,第 387 号,1987 年 8 月

6) 渡邉真,河野昭彦,岡山昂平：局部座屈を考慮した鉄骨部材の要素モデルの開発,日本建築学会九州支部研究報告集,第 48 号,2009 年 3 月

7) 石田孝徳，山田哲，島田侑子：一定軸力下で水平２方向外力を受ける角形鋼管柱の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 691 号，2013 年 9 月

8)向出静司,奥伸之,松尾克也,多田元英:製造方法が異なる箱形断面柱の大変形域載荷実験,鋼構造論文集,第 23 巻,第 90 号,pp51-64,2016 年 6 月

9) 藤本利昭，向井昭義，西山功，他：高強度材料を用いたコンクリート充てん鋼管柱の軸圧縮特性，日本建築学会構造系論文集，第 498 号，1997 年 8 月

10) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，第 444 号，1993 年 2 月

11) 中原浩之，蜷川利彦，崎野健治：コンクリート充填鋼管柱の一定軸力下における繰り返し曲げ性状，日本建築学会構造系論文集，第 568 号，2003 年 6 月

12) 崎野健治，孫王平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力ーひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 461 号，1994 年 7 月

13) W.F.Chen：コンクリート構造物の塑性解析，丸善，1985 年

14) 藤本利昭，向井昭義，西山功，他：高強度材料を用いたコンクリート充てん鋼管柱の曲げせん断性状，日本建築学会構造系論文集，第 509 号，1998 年 7 月

15) 吹田啓一郎,田村匠,森田周平,中島正愛,マイケル・エンゲルハート:ノンスカラップ工法と RBS 工法による柱梁接合部の塑性変形能力,(改良型溶接柱梁接合部の実大実験その 1),日本建築学会構造系論文集,第 526 号,pp.177-184,1999.12

16) 国立研究開発法人　防災科学研究所　公開実験データ

17) 小川厚治,加村久哉,井上一朗；鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル,日本建築学会構造系論文集,No.521,119-126,1999.7

18) 加村久哉,井上一朗,桑原進,小川厚治；履歴型ダンパー付鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル,日本建築学会構造系論文集,No.562,151-158,2002.12

19) 向出静司,村上友規,多田元英：魚骨形骨組による鋼構造ラーメン骨組の倒壊解析,日本建築学会構造系論文集, Vol.78,No.690,pp.1523-1532,2013.8

20) 上野泰永,西本篤史,岡山真之介,田川浩之,荒木慶一：純ラーメンＲＣ造超高層骨組の魚骨形モデルの作成手法,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.243-244,2011.8

21) 諸麦康介,佐藤陽介,三崎洋輔,西本篤史,田川浩之,荒木慶一：魚骨形モデルを用いたレベル２超地震動に対する座屈拘束ブレース付超高層鋼構造骨組の応答予測,日本建築学会大会学術講演梗

COPY

概集,pp.317-318,2013.8
22) 松永達哉.石田孝徳,島田侑子,山田哲：載荷方向を変化させた角形鋼管柱の劣化域を含む履歴挙動の検討 ：その 1. 繰り返し載荷実験,日本建築学会関東支部研究報告集,81(I), pp.233-236,2011.3
23) 奥伸之,向出静司,松尾克也,多田元英：鋼種や製造工程の異なる角形鋼管柱の大変形域載荷実験 その１ 実験概要,日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1 分冊,pp.1207-1208,2013.8
24) 三谷淳,向出静司,多田元英: 4 層鉄骨造建物の統合化構造解析システムによる立体解析と平面解析を用いた倒壊挙動の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集,C-1分冊,pp.1111-1112,2010.9
25) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針,第３章 全塑性モーメント,pp.46-47,2010.2
26) Hua Zhao,Yuping Sun,Takashi Takeuchi, Shichun Zhao : Comprehensive stress-strain model of square steel tube stub columns under compression, Engineering Structures 131,pp.503-512,2017
27) 吹田啓一郎,松岡祐一,山田哲,島田侑子,多田元英,笠井和彦：震動台実験の概要と弾塑性応答特性 －実大４層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その１－,日本建築学会構造系論文集,第74巻,第635号,pp.157-166,2009.1
28) 永野貴也,小川厚治:静的骨組解析による鋼ラーメン骨組の魚骨形骨組へのモデル化,日本鋼構造協会年次論文報告集,pp.405-412,2014.11
29) 安井信行：繰返し軸力を受ける円形鋼管の局部座屈挙動解析に関する研究,日本建築学会構造系論文集,第 543 号,pp.161-168,2001.5
30) 越智健之,黒羽啓明:冷間成形円形鋼管部材の変形能力の統計的評価,日本建築学会構造系論文報告集,第 391 号,pp.59-70,1988.9

COPY

3.3　設計クライテリアと検証方法

地震応答解析結果の最大層間変形角が 1 /100 を超えるような大変形を許容する設計に際し，部材の耐力劣化が生じないことを耐震性能目標として設計クライテリアを設定し，その検証方法を示す．継続時間が長い長周期地震動に対して，多数回繰り返しによる鉄骨造建物の耐力劣化の大きな要因である塑性ヒンジ部の溶接接合部破断，局部座屈による設計クライテリアを設定する．

3.3.1　鉄骨梁端破断に対する設計クライテリアと検証方法

鉄骨梁端溶接接合部の破断限界に対する検証は，多数回繰り返し実験より求めた梁端部の破断に至る疲労曲線と，地震応答解析の応答値より求めた梁端部の塑性率などを基に算定した損傷度(D)により評価する．

損傷度(D)を求める方法は，原則フレームモデルを用いた地震応答解析により，各部材の塑性率と累積塑性変形倍率を求め，式(3.3-1)により算出し，損傷度(D)が 1 未満であることを確認する．

$$D = \frac{{}_b\eta}{4\left({}_b\mu_{max} - 1\right)} \cdot \left(\frac{{}_b\mu_{max}}{C}\right)^{\frac{1}{\beta}} \tag{3.3-1}$$

D：損傷度

${}_b\eta$：累積塑性変形倍率

${}_b\mu_{max}$　：塑性率

C：接合形式に基づく係数であり，下記の値とする．

$C = 4$：スカラップ有　　$C = 5.6$：スカラップ無　$C = 8$：高性能仕口

β ：評価式の勾配で 1/3 とする

ただし，より詳細な検討方法としてレインフロー法などを用い，フレームモデルによる各部材の応答時刻歴による精算値を求める方法を用いてもかまわない．また，部材応答値が，質点系モデルの地震応答解析結果とフレームモデルによる静的弾塑性解析とを対比することで精度良く求められる場合に限り，質点系モデルによるより損傷度(D)を求めてもよい．

鉄骨梁端溶接部の破断限界のクライテリアは，国土交通省における「長高層建築物における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策」の別紙 5-1「超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法」（以下「別紙 5-1」），別紙 5-1・別紙 5-1-2「超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法（その２）」（以下「別紙 5-1-2」）による検証法を基に設定する．「別紙 5-1」・「別紙 5-1-2」における検証法は，梁端部における限界繰り返し回数を推定する疲労曲線を定め，解析モデルおよび条件に応じて梁端部に生じる塑性変形と繰り返し回数を算定することにより損傷度を求める方法である．以下に，疲労曲線の設定法および損傷度(D)の計算法について示す．

COPY

(1)　多数回繰り返し載荷実験に基づく梁端部の疲労曲線

「別紙 5-1」・「別紙 5-1-2」に示された梁の塑性率μと破断までの繰り返し回数N_f（破断寿命）との関係の評価式を式(3.3-2)に示す．また，図 3.3-1 に，H 形断面梁端溶接部を対象とする塑性域での一定振幅多数回繰り返し実験の結果と評価式(3.3-2)との関係を示す．評価式は，実験結果に基づき，梁端部の接合形式別にスカラップ有，スカラップ無，および梁端部を拡幅した高性能仕口の 3 種類に分類されている．

$$\mu = C \cdot N_f{}^{-\beta} \tag{3.3-2}$$

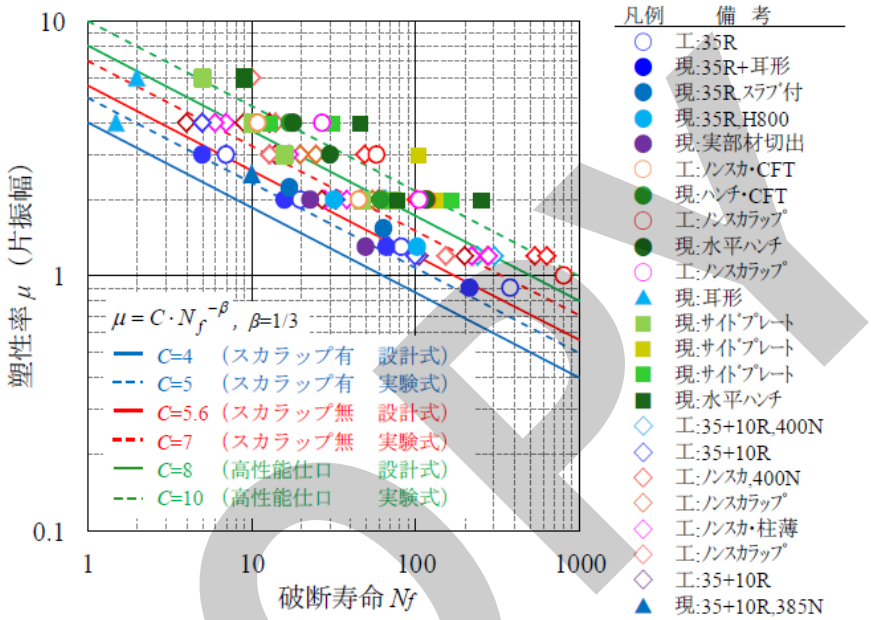


図 3.3-1　塑性率μ－破断繰り返し回数N_f関係

(2)　超高層鉄骨造建築物の梁端部の損傷度(D)の計算方法

前述の梁端部の設計疲労曲線と地震応答解析結果に基づいて，超高層鉄骨造建築物の梁端部の損傷度(D)を計算する方法を示す．計算によって求められた損傷度(D)が 1 を超えた場合，長周期地震動の作用を受けた梁端部が塑性変形の繰り返し回数や梁端部の仕様に応じて破断が生じる可能性があると判定する．

損傷度(D)を求める計算方法は，「別紙 5-1-2」に準じ，地震応答解析における解析モデルの種類や解析方法に応じて 4 通りの方法を用いる．以下に，各々の計算方法の概略を示すが，詳細な方法は「別紙 5-1-2」を参照することとする．

また，本指針は，大変形領域を想定しているため，原則として，フレームモデルを用いた応答解析による各部材の応答最大値を用いる方法により算定することを推奨する．

COPY

1）フレームモデルを用いた応答解析による方法

(a)　各部材の応答時刻歴を用いる方法

フレームモデルの地震応答解析により，各梁端の塑性率（曲げ回転角）時刻歴を算出する．それを基にレインフロー法などで塑性率の振幅頻度分布n_{i}（塑性率振幅－繰り返し回数関係）を算定する．それぞれの振幅に対応する限界繰り返し回数N_f（図 3.3-1 参照）との比 n_{i}/N_fを算定し，振幅毎のn_{i}/N_fを加算する Miner 則により損傷度(D)を算定する．

(b)　各部材の応答最大値を用いる方法

フレームモデルの地震応答解析において，すべての梁端の時刻歴を記載し後で損傷度を算定するのは多大な労力を要する．簡易な方法として，地震応答解析を行うことで算定される各部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率を用いて損傷度(D)を算定する方法がある．

この方法は, 最大塑性率と累積塑性変形倍率により等価な繰り返し回数を仮定して損傷度(D)を評価する方法である．

具体的には，地震応答解析から得られる骨組の各梁端部の累積塑性変形が最大塑性率に対応する振幅で繰り返された結果であると仮定した場合の等価な繰り返し回数を (3.3-3) 式により計算する．

$$ {}_bN_e = \frac{{}_b\eta}{4\left({}_b\mu_{max}-1\right)} \tag{3.3-3} $$

(3.3-3) 式による等価繰り返し回数${}_bN_e$と，(3.3-2) 式の設計疲労曲線より得られる最大振幅時の繰り返し回数N_fとの比により損傷度を算定する．

$$ D = \frac{{}_bN_e}{N_f} = \frac{{}_b\eta}{4\left({}_b\mu_{max}-1\right)} \cdot \left(\frac{{}_b\mu_{max}}{C}\right)^{\frac{1}{\beta}} \tag{3.3-4} $$

2)　質点系モデルを用いた応答解析による方法

(a)　層応答最大値を用いる方法（構造解析モデルがある場合）

フレームモデルを用いた地震応答解析を行わない場合の計算方法である．この場合，地震応答解析は質点系モデルによることとなるため，直接，部材の塑性率や累積塑性変形倍率を算定することができない．したがって層の応答を基に部材応答を想定する必要がある．

以下に算定の手順を示す．

① 骨組みの荷重－変形関係から，質点系モデルのための各層の復元力特性を設定し，その質点系モデルを用いて，各層の塑性率 ${}_s\mu_{max}$ ，各層の累積塑性変形倍率 ${}_s\eta$を算出する．

② 等価な繰り返し回数 ${}_sN_e$ を計算する．

$$ {}_sN_e = \frac{{}_s\eta}{4\left({}_s\mu_{max}-1\right)} \tag{3.3-5} $$

COPY

③ 各層の梁部材の等価な繰り返し回数 ${}_bN_e$ の最大値と層の等価な繰り返し回数 ${}_sN_e$ の比nは，架構の梁スパン長により異なる値となり下式で計算する．

$$ {}_bN_e = n \times {}_sN_e \tag{3.3-6} $$

ここで，$n = 1.0$（梁スパン長 15m 程度の長スパン架構）

$n = 1.8$（梁スパン長 6m 程度の標準スパン架構）

$n = 2.5$（梁スパン長 3m 程度の短スパン架構）

④ 応答解析から得られる各層の最大応答変形により，静的増分解析で得られる荷重－変形関係上における各層の最大応答変形点において塑性率が最大となるヒンジの塑性率を各層の最大塑性率 ${}_b\mu_{max}$ とする．

⑤ (3.3-2)式の設計疲労曲線を用い，部材の最大振幅時の繰り返し回数を計算する．

$$ N_f = \left(C / {}_b\mu_{max} \right)^{1/\beta} \tag{3.3-7} $$

⑥ 損傷度Dを計算する．

$$ D = \frac{{}_bN_e}{N_f} \tag{3.3-8} $$

(b) 層応答最大値を用いる方法（構造解析モデルがない場合）

この方法は，既存建築物の検討を行う場合を想定した方法であり，質点系モデルの情報があるがフレームモデルが無い場合に用いる方法である．基本的に(a)の方法に準じるが，フレームモデルが無いため，部材の最大塑性率 ${}_b\mu_{max}$ を層の最大塑性率 ${}_s\mu_{max}$ から「別紙 5-1-2」に示されている下式等により推定することとなる．ただし，最大応答層間変形が大きい場合においては，フレームモデルを用いた解析により各部材の時刻歴応答値あるいは最大応答値より損傷度を算出する方法を推奨する．

$$ {}_b\mu_{max} = f\left({}_s\mu_{max} \right) \times {}_s\mu_{max} \tag{3.3-9} $$

$$ f\left({}_s\mu_{max} \right) = \frac{{}_b\mu_{max}}{{}_s\mu_{max}} = \sqrt{\alpha\left({}_s\mu_{max} - 1 \right)} + 1 \tag{3.3-10} $$

ここで、$\alpha = 0.08$（梁スパン長 15m 程度の長スパン架構）

$\alpha = 0.8$（梁スパン長 6m 程度の標準スパン架構）

$\alpha = 3.0$（梁スパン長 3m 程度の短スパン架構）

COPY

3.3.2　鉄骨柱および梁の局部座屈に対する設計クライテリアと検証方法

(1) 鉄骨柱，梁の局部座屈による部材の耐力劣化限界クライテリアについては，部材の曲げモーメント－回転角関係において，最大曲げモーメント Mmax から Mmax の 90%(=0.9Mmax) あるいは全塑性曲げモーメント Mp のどちらか大きい曲げモーメントに達した時点での塑性回転角を部材の局部座屈による耐力劣化限界塑性回転角とする（図 3.3-2 参照）.

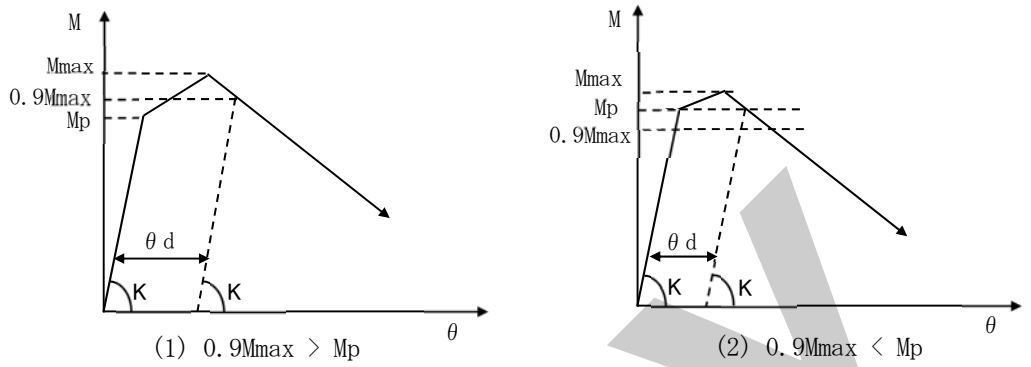


図 3.3-2　局部座屈による部材の耐力劣化限界塑性回転角の定義

(2) 耐力劣化を考慮しない解析モデルを用いる場合，局部座屈による部材の耐力劣化の有無は，原則として，クライテリアの耐力劣化限界塑性回転角 θd に対して正負片側の累積塑性回転角により判断する．耐力劣化限界を設定するための骨格曲線は，部材の局部座屈を考慮した耐力劣化挙動を再現するモデルである加藤・秋山モデル（文献 1),2)）を用いる．

(3) 耐力劣化を考慮する骨格曲線および履歴特性として大井モデル [3]を用いる場合，局部座屈による耐力劣化の有無は曲げモーメント－回転角関係の履歴ループから判断してよい．

(4) 局部座屈に関して，実験により 0.9Mmax あるいは Mp までの累積塑性回転角あるいは塑性率，回転角等と繰返し回数の疲労曲線を用いて検証してもよい．

(1) 柱，梁部材の局部座屈による耐力劣化限界塑性回転角は，一般的に鉄骨造の実験結果において最大耐力の 90%耐力までの安定限界としていることより，曲げモーメント－回転角関係の骨格曲線において最大曲げモーメント Mmax から Mmax の 90%(=0.9Mmax)あるいは全塑性曲げモーメントのどちらか大きい曲げモーメントまで低下した点での回転角を局部座屈による耐力劣化限界塑性回転角と定義した．

(2) 加藤・秋山モデルによる耐力劣化塑性回転角の検証

加藤・秋山モデルの骨格曲線は，図 3.3-3 に示される全塑性耐力・最大耐力で折れ点となる 3 折れ線で表現される．これらのうち最大耐力・二次勾配・劣化勾配は，軸力比・幅厚比・細長比・降伏応力度の 4 つのパラメータにより決定される．

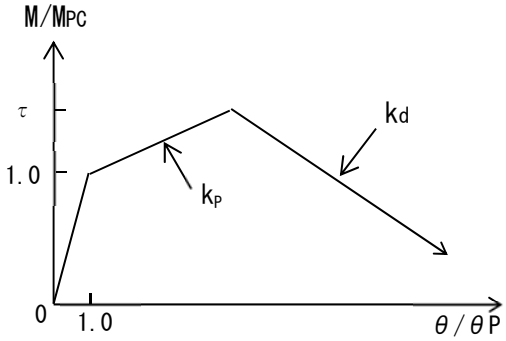


図 3.3-3　加藤-秋山モデル

COPY

M_{PC} ：全塑性耐力

$$M_{PC} = Z_{PC} \times \sigma_Y \tag{3.3-11}$$

Z_{PC} ：軸力の影響を考慮した塑性断面係数

σ_Y ：降伏応力度=1.1×F，F は材料強度（基準強度）

k_p ：歪硬化域の剛性を弾性剛性で除したもの

τ ：応力上昇率

k_d ：局部座屈発生後の劣化域の剛性を弾性剛性で除したもの

以下に，H 形断面および角形断面鋼管柱における k_p ・ τ ・ k_d の算出法について示す.

1） H形断面

H 形断面においては，最大耐力が降伏耐力を下回らないために板要素の幅厚比は次式を満たす必要がある.

$$\frac{b}{t_f} \le \frac{24}{\sqrt{\sigma_Y}} \qquad \frac{d}{t_w} \le \frac{110}{\sqrt{\sigma_Y}} \tag{3.3-12}$$

(a) k_p

H 形断面における k_p は以下の式による.

$$k_p = 0.03 + 0.04|p| \tag{3.3-13}$$

ここで $p = P / P_Y$ P ：軸力（地震力による付加軸力を考慮する） P_Y ：降伏軸力

(b) τ，k_d

τ ， k_d は，局部座屈，曲げねじれ座屈，局部座屈と曲げねじれ座屈の連成によって決定される.

本項においては，局部座屈によるものについて記述する.

局部座屈による τ は以下の式による.

$$\tau = \tau_0 Z_{PC}(p')/Z_{PC}(p) \tag{3.3-14}$$

ここで， $p' = \dfrac{p}{\tau_0}$

$Z_{PC}(p')$ ，$Z_{PC}(p)$：軸力比を考慮した塑性断面係数

τ_0 は，（3.3-15）式，（3.3-16）式の与える値のうち大きいほうの値とする.

ただし， $\tau_0 < 1.0$ になった場合は， $\tau_0 = 1.0$ とする．また， $\tau_0 \le \sigma_B / \sigma_Y$ とする． σ_B は，素材の引張強度である.

$$\tau_0 = 1 + \left[\left(0.0403 - 0.0744\frac{b}{t_f}\sqrt{\varepsilon_Y}\right)^2 - \left(0.00024\frac{d}{t_w}\sqrt{\varepsilon_Y} - 0.00025\right)\right]\frac{1}{\varepsilon_Y} \tag{3.3-15}$$

$$\tau_0 = 1.46 - \left[0.63\frac{b}{t_f} + 0.053\frac{d}{t_w} + 0.02(\lambda_Y - 50)\right]\sqrt{\varepsilon_Y} \tag{3.3-16}$$

ここで， λ_Y ：断面の弱軸に関する細長比 ε_Y ：降伏歪

k_d は，（3.3-17）式，（3.3-18）式の与える値のうち小さいほうの値とする.

$$k_d = -0.355\frac{d}{t_w}\varepsilon_Y \tag{3.3-17}$$

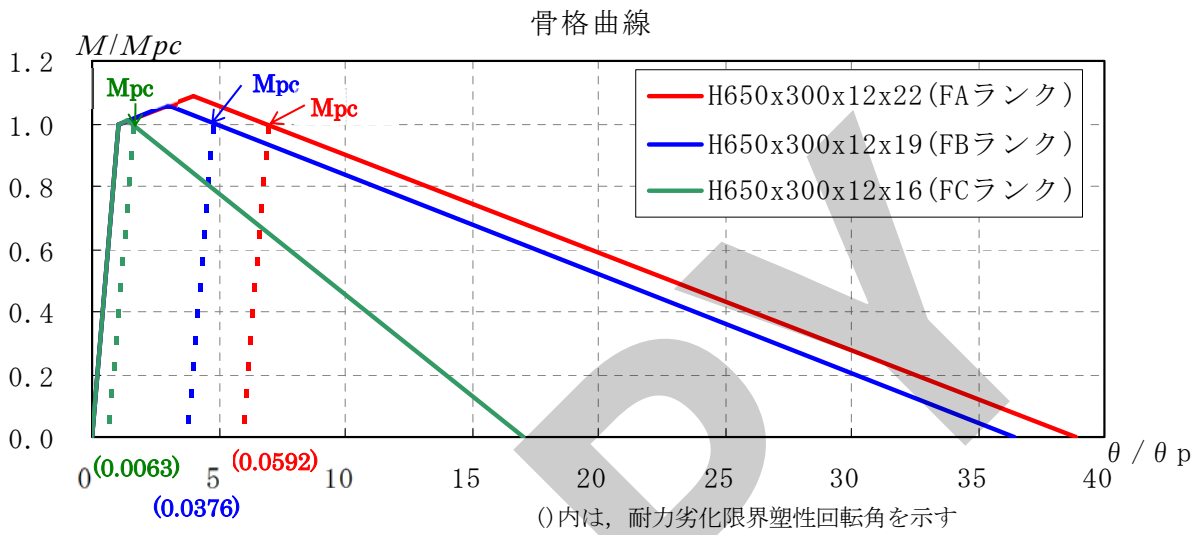
COPY

$$k_d = -\left[-1.33 + \left(10.6\frac{b}{t_f}\sqrt{\varepsilon_Y} - 2\right)\left(0.63 + 0.33\frac{d}{t_w}\sqrt{\varepsilon_Y}\right)\right]\sqrt{\varepsilon_Y} \qquad (3.3\text{-}18)$$

但し，$p > 2A_w / 3A$ の場合は，(3.3-15)，(3.3-16)，(3.3-17)，(3.3-18)式中の d/t_w は実断面の値の 2 倍とする．また $p < 2A_w / 3A$ で $\lambda_Y > 100$ の場合は，(3.3-15)式中の d/t_w は実断面の値の 1.5 倍とする．

なお，$A_w = dt_w$，A は部材断面積である．

図 3.3-4 に梁部材における骨格曲線の例を示す．



	材長 (m)	幅厚比		部材ランク	k_p	τ	k_d	θ_d
		フランジ	ウェブ					
H-650x300x12x22	10.0	6.8	50.5	FA	0.030	1.09	-0.031	0.0592
H-650x300x12x19	10.0	7.9	51.0	FB	0.030	1.06	-0.032	0.0376
H-650x300x12x16	10.0	9.4	51.5	FC	0.030	1.01	-0.065	0.0063

（部材ランクは，告示昭 55 建告 1792 号の規定による）

図 3.3-4　加藤-秋山モデルの例（梁）

COPY

2) 角形断面鋼管柱

(a) k_p

図 3.3-5 に示す角形断面鋼管柱における k_p は以下の式による．

素材が降伏棚を示すもの（BCP，B.BOX 材等）

$$k_p = 0.03 + 0.04|p| \tag{3.3-19}$$

素材が降伏棚を示さないもの（ロール材等）

$$k_p = \frac{\tau - 1.0}{\dfrac{0.1}{k_{p1}} + \dfrac{\tau - 1.1}{k_{p2}}} \tag{3.3-20}$$

$$k_{p1} = \frac{1}{10(1 - 0.7|p|)} \tag{3.3-21}$$

$$k_{p2} = \frac{1}{22(1 - 0.7|p|)} \tag{3.3-22}$$

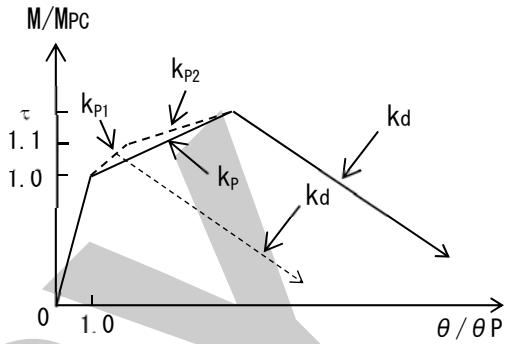


図 3.3-5　角形鋼管部材の加藤-秋山モデル

ただし，$\tau \leq 1.1$の場合は$k_p = k_{p1}$とする．

(b) τ，k_d

τ は，局部座屈によって決定され，以下の実験式で与えられる．

$$\tau = \tau_0 Z_{PC}(p')/Z_{PC}(p) \tag{3.3-23}$$

ここで，$p' = \dfrac{p}{\tau_0}$

τ_0 は，下式の与える値のうち大きいほうの値とする．但し，$\tau_0 < 1.0$ になった場合は，$\tau_0 = 1.0$ とする．また，$\tau_0 \leq \sigma_B/\sigma_Y$ とする．

$$\tau_0 = \frac{1}{0.526 + 0.341\dfrac{B}{t}\sqrt{\varepsilon_Y}} \tag{3.3-24}$$

$$\tau_0 = 0.98 + 0.0202\left[\left(2.624\frac{B}{t}\sqrt{\varepsilon_Y} - 5.79\right)^2 - 1.368\right]\left(1.81 - \sqrt{\varepsilon_Y}\lambda\right) \tag{3.3-25}$$

ここで，λ：細長比

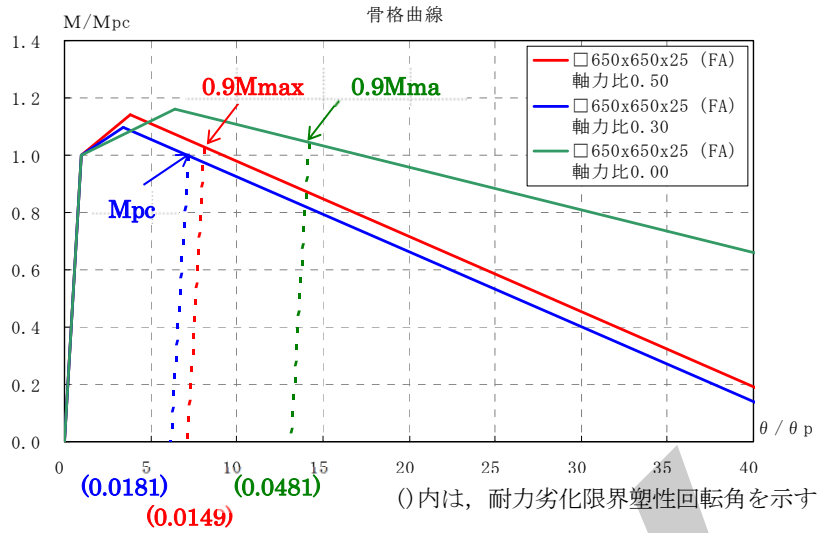
B：外径

k_d は，下式で与える．

$$k_d = -0.1377\left[\left(2.624\frac{B}{t}\sqrt{\varepsilon_Y} + 0.4\right)^2 - 3.76\right]\left(\sqrt{\varepsilon_Y}\lambda - 0.1906\right)\sqrt{\varepsilon_Y} \tag{3.3-26}$$

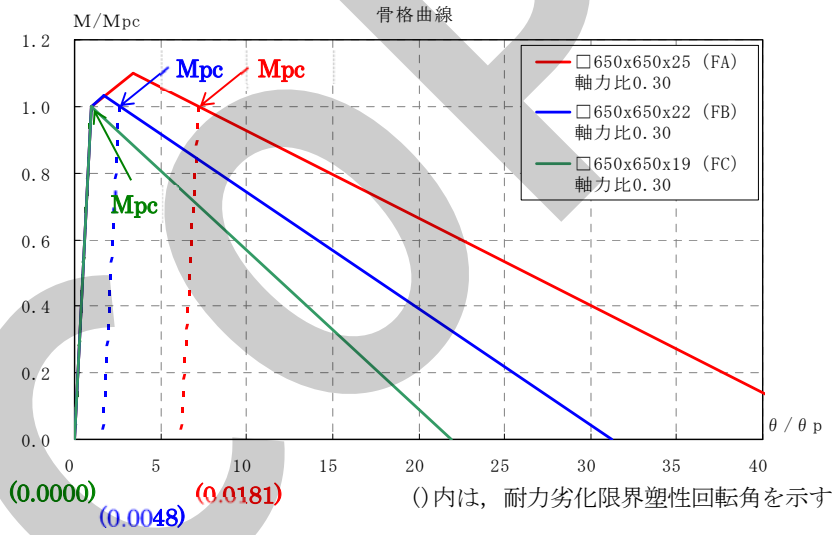
なお，$p \geq 0.3$ となる場合は式(3.3-24)，(3.3-25)，(3.3-26)式中の B/t は実断面の 5/4 倍とする．図 3.3-6 に柱部材における骨格曲線の例を示す．

COPY



	材長 (m)	軸力比	幅厚比	部材ランク	kd	τ	kp	θ_d
□650 x 650 x 25	3.50	0.50	26	FA	-0.026	1.14	0.050	0.0149
□650 x 650 x 25	3.50	0.30	26	FA	-0.026	1.10	0.042	0.0181
□650 x 650 x 25	3.50	0.00	26	FA	-0.015	1.16	0.030	0.0481

(1)　軸力比による比較



	材長 (m)	軸力比	幅厚比	部材ランク	kd	τ	kp	θ_d
□650 x 650 x 25	3.50	0.30	26	FA	-0.026	1.10	0.042	0.0181
□650 x 650 x 22	3.50	0.30	29.5	FB	-0.035	1.03	0.042	0.0048
□650 x 650 x 19	3.50	0.30	34.2	FC	-0.048	1.00	0.042	0.0000

(2)　部材ランクによる比較

図 3.3-6　加藤-秋山モデルの例（柱）

繰返しによる塑性回転角の累積値と単調載荷試験の骨格曲線の回転角が一致するとの仮定により，前述した単調載荷試験に基づく加藤・秋山モデルの骨格曲線による耐力劣化限界塑性回転角に対して，地震応答解析結果より柱，梁部材の応答値である正負片側の累積塑性回転角を算出し，耐力劣化限界塑性回転角以下であることを検証する．

COPY

3）多数回繰返し実験結果の検証

文献 4）に，鉄骨柱部材の定振幅繰返し実験結果より，最大耐力実験値 Qmax の 90%まで低下した繰返し回数 $N_{90\%}$と塑性率（$\mu = \delta_h/\delta_p$，δ_h：載荷振幅，δ_p：全塑性耐力時の変形）との関係が 3.3-27 式として示されている．

$$\delta_h/\delta_p \cdot {N_{90\%}}^{0.113} = 2.389 \qquad (3.3\text{-}27)$$

文献 5）の局部座屈により耐力低下した試験体について，定振幅で繰返した時の各サイクルでの片側の累積塑性回転角を算出し，骨格曲線および履歴特性を加藤・秋山モデルとし累積塑性回転角が骨格曲線において最大耐力の 90%の回転角に達したサイクル数と実験結果を比較する．塑性率と繰返し回数関係において実験結果と加藤・秋山モデルによる評価法の比較を図 3.3-7 に示す．

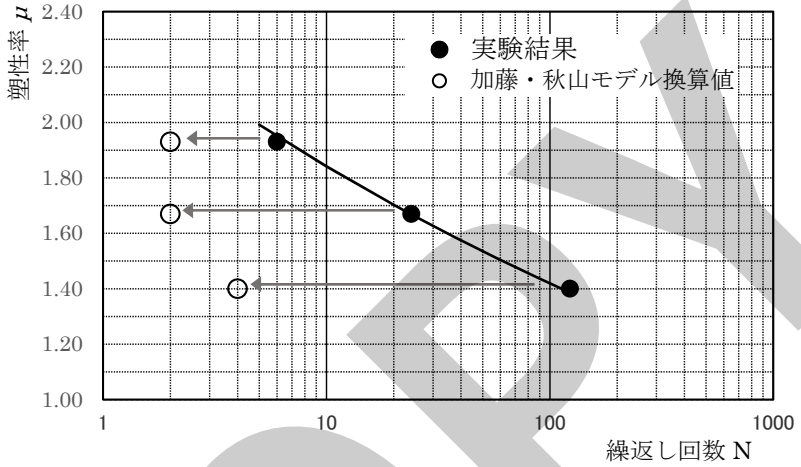


図 3.3-7　塑性率と繰返し回数関係における実験結果と加藤・秋山モデルによる評価法の比較

図 3.3-7 より実験結果の塑性率での 90%耐力低下繰返し数よりも加藤・秋山モデルでの 90%耐力低下時繰返し回数の方が小さい．

また，文献 6)の定軸力下および変動軸力下での多数回繰返し載荷実験により得られた最大耐力の 90%に達した時点での片側の累積塑性回転角を算出し，加藤・秋山モデルによる評価法と実験結果の比較を行った結果を表 3.3-1 に示す．

表 3.3-1　多数回繰返し載荷試験体の局部座屈に対する耐力劣化検証 [6)]

試験体	幅厚比 D/t	せん断スパン比 L/D	軸力比	最大塑性回転角 θ_{pmax}(rad.)	累積塑性回転角 $\sum\theta_{pl}$(rad.)	片側の累積塑性回転角 (rad.)	局部座屈による耐力劣化塑性回転角 θ_d(rad.)
L-3C-S	28.4	9.09	0.3	0.0024	0.77	0.384	0.0058
L-3C-M				0.0039	0.23	0.115	0.0058
L-3C-L				0.0053	0.08	0.040	0.0058
S-L-3C-SS	29.7			0.0011	1.86	0.928	—
M-3C-S	28.4	6.06	0.6	0.0022	0.31	0.153	0.0077
M-3C-M				0.0031	0.12	0.062	0.0077
L-06V-M	28.4	9.09	0	0.0041	0.10	0.049	0.0058
S-LL-06V-SS	29.7	12.1	⇔	0.0016	0.39	0.049	—
S-M-06V-SS		6.06	0.6	0.0010	0.11	0.194	0.0017

・文献 6)の実験結果より 90%耐力時の各塑性回転角は，塑性回転角＝（塑性率-1)×基準変位/試験体高さ，累積塑性回転角＝累積塑性変形倍率×基準変位/試験体高さ，片側の累積塑性回転角＝累積塑性回転角/2 により算出した．

・変動軸力試験体の局部座屈による耐力劣化塑性回転角 θd は中間値軸力比 0.3 として算出した．

COPY

同表より，各試験体の片側の累積塑性回転角は加藤・秋山モデルにより局部座屈による耐力劣化塑性回転角θ_dを大きく上回り，耐力劣化と判断される．なお，各試験体耐力劣化要因は局部座屈の進展であり，安全側の評価となるが，検証結果は実験結果を反映している．

以上より，局部座屈による耐力劣化は骨格曲線を加藤・秋山モデルとし片側の累積塑性回転角で評価すれば安全側の評価となる．

(3) 骨格曲線に耐力劣化を考慮したモデル，履歴特性に大井モデル[3]を採用した場合の検証

履歴特性として大井モデルを用いた場合の耐力劣化限界回転角を検証するため，梁部材の実験結果と解析結果の比較検討および柱部材の定振幅多数回繰返し実験結果と解析結果の比較検討を行った結果を以下に示す．

1）梁部材の実験結果と解析結果による比較検討

表 3.3-2 に示す試験体について，実験結果[7]と SNAP による解析結果との比較を行う．諸元および解析条件を以下に示す．

- 梁の復元力特性は、加藤・秋山の骨格曲線とする．
- 履歴則はバウジンガー効果を考慮した大井らの履歴則[3]とする．（図 3.3-8 参照，文献中の係数 Ψ と履歴部分の丸みを表す RO 関数の指数γに関して Ψ=0.5，γ=5 とする．）

表 3.3-2　試験体諸元一覧

試験体名	断面寸法	梁長さ(mm) ※1	幅厚比（幅厚比ランク※2）		スカラップ有無
			フランジ	ウェブ	
A-F	BH-400×160×9×12	3050	6.67 (FA)	41.8 (FA)	有
C-F	BH-400×220×9×12		9.17 (FC)		
DD-F	BH-400×240×6×9		13.3 (FD)	63.7 (FD)	無

※1　片曲げ形式の載荷とし，通しダイアフラム形式の柱梁接合部を有する．
※2　鋼種SM490Aの基準強度325(N/mm2)を1割増しした値358(N/mm2)を降伏点として用いる．

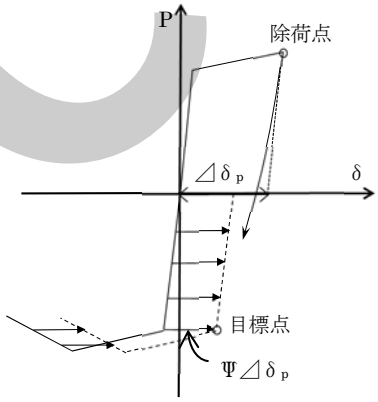
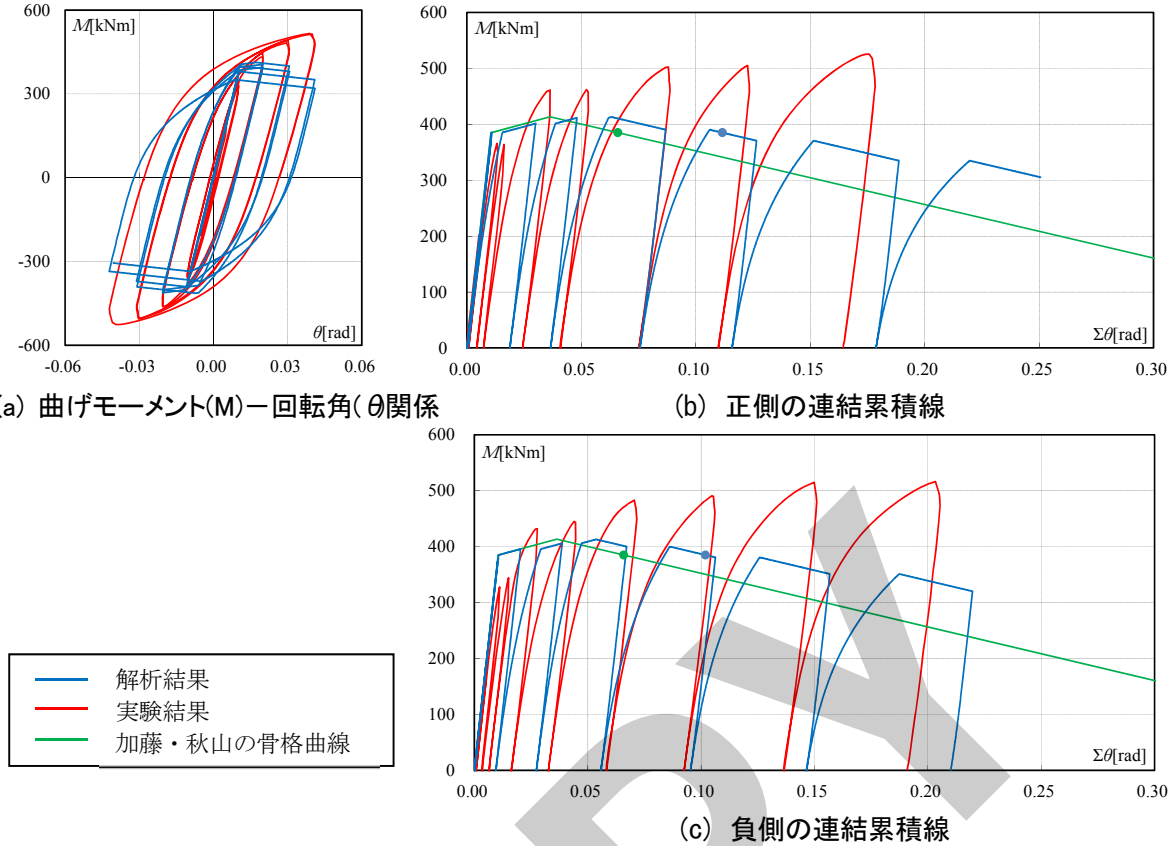


図 3.3-8　大井の履歴則

○解析結果と実験結果の比較

図 3.3-9～3.3-11 に解析結果と実験結果の比較を示す．各図の(a)は曲げモーメント－回転角関係，(b)および(c)は正負それぞれの半サイクル毎の履歴曲線を順次繋ぎ合わせた連結累積線を示す．

COPY



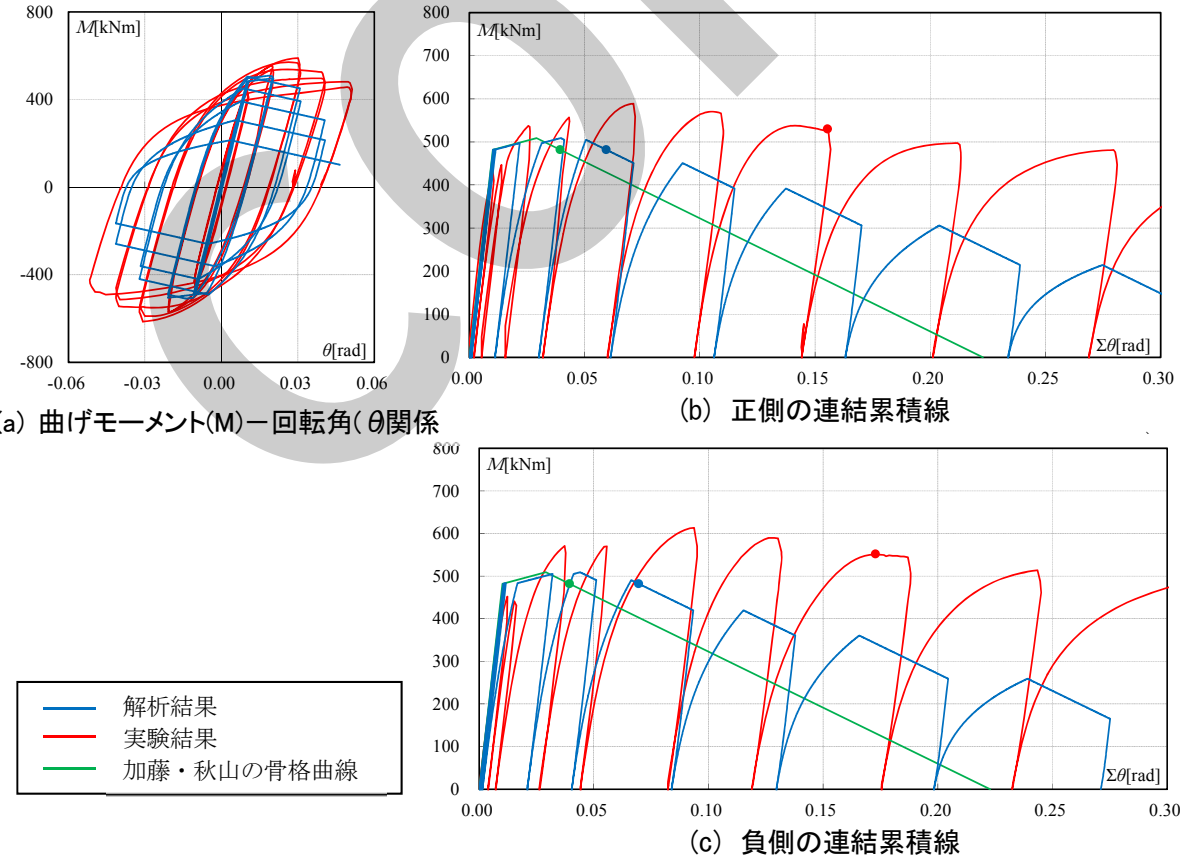
(a) 曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係

(b) 正側の連結累積線

(c) 負側の連結累積線

図 3.3-9　解析結果と実験結果の比較（試験体名 A-F）

※●は、最大耐力から最大耐力の 90%あるいは全塑性曲げモーメントのどちらか大きい方を示す時点（耐力劣化限界回転角）



(a) 曲げモーメント(M)－回転角(θ)関係

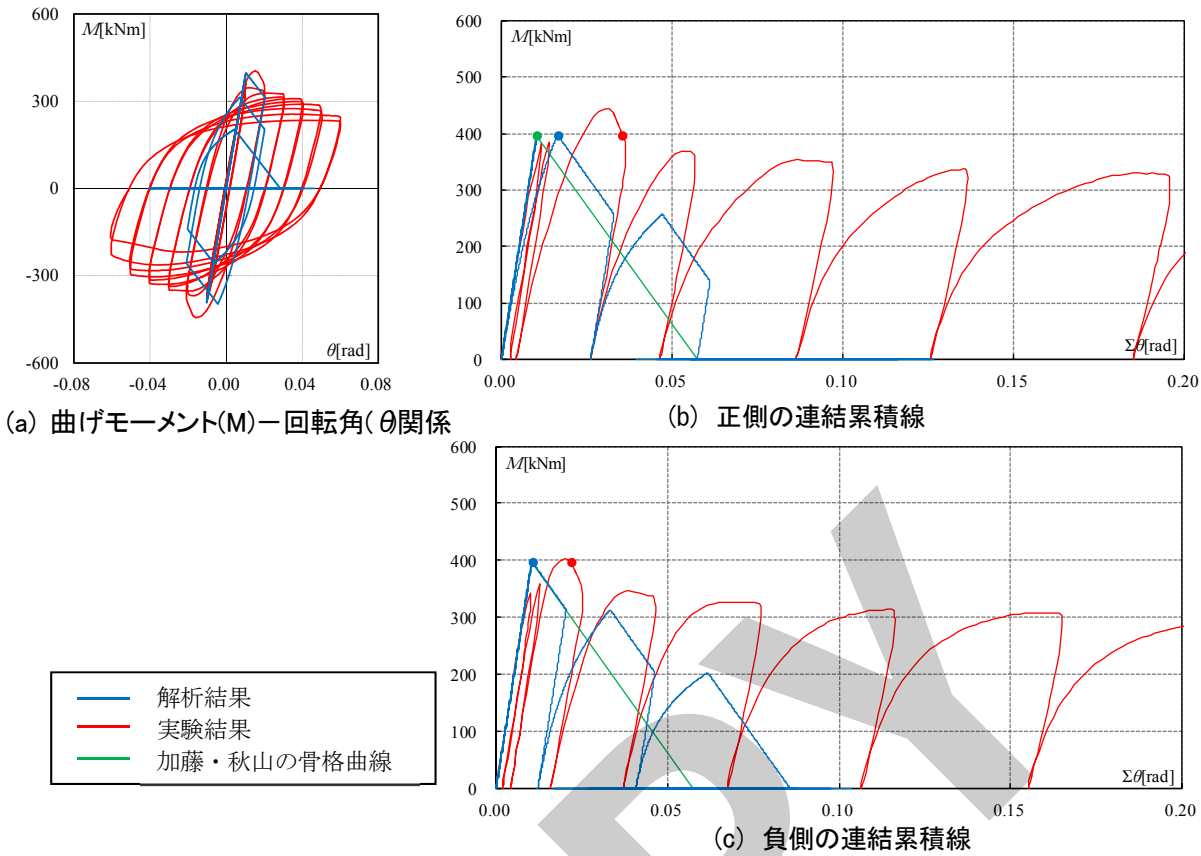
(b) 正側の連結累積線

(c) 負側の連結累積線

図 3.3-10　解析結果と実験結果の比較（試験体名 C-F）

※●は、最大耐力から最大耐力の 90%あるいは全塑性曲げモーメントのどちらか大きい方を示す時点（耐力劣化限界回転角）

COPY



(a) 曲げモーメント(M)－回転角(θ関係

(b) 正側の連結累積線

(c) 負側の連結累積線

図 3.3-11　解析結果と実験結果の比較（試験体名 DD-F）

※●は、最大耐力から最大耐力の 90%あるいは全塑性曲げモーメントのどちらか大きい方を示す時点（耐力劣化限界回転角）

表 3.3-3 に連結累積線による検討結果を示す．最大耐力から最大耐力の 90%あるいは全塑性曲げモーメントのどちらか大きい方を示す時点に至る変形量（耐力劣化限界回転角）は、実験結果と比較して解析結果の方が小さい．

表 3.3-3　連結累積線による検討結果一覧

試験体名	耐力劣化限界回転角（rad）				
	正側		負側		加藤・秋山
	解析結果	実験結果	解析結果	実験結果	
A-F	0.102	－	0.112	－	0.066
C-F	0.059	0.155	0.070	0.173	0.039
DD-F	0.016	0.022	0.016	0.035	0.010

2) 柱部材の定振幅多数回繰返し実験結果と解析結果による比較検討

(2)の 3)と同様に柱部材の文献 5)の定振幅多数回繰返し載荷実験結果と 3.2.2 (2)に示した耐力劣化を考慮した解析モデルによる解析結果の比較検討を行う．解析モデルはＭＳモデルとし，各要素復元力特性は表 3.2-1 とし，履歴特性は大井モデル（係数Ψ=0.5、γ=5）とする．

図 3.3-12 に試験体 L-3C-M の解析結果による基準化せん断力(Q/Q_p)－基準化変位（δ_h/δ_p）関係を示す．ここで，Q　：せん断力，Q_p：全塑性モーメント時せん断力，δ_h：変位，$\delta_p = Q_p/K_e$

塑性率と繰返し回数関係において実験結果と履歴特性を大井モデルとした解析結果のせん断力－変位関係より 1)と同様にせん断力が最大せん断力の 90%に低下した時点での繰返し回数を算出し図 3.3-13 に示す．

COPY

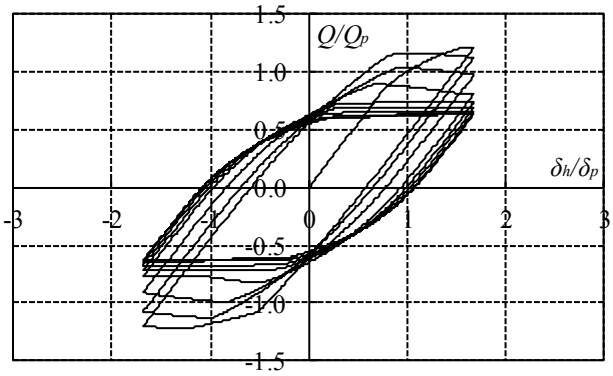


図 3.3-12　試験体 L-3C-M の解析結果の基準化せん断力(Q/Q_p)－基準化変位（δ_h/δ_p）関係

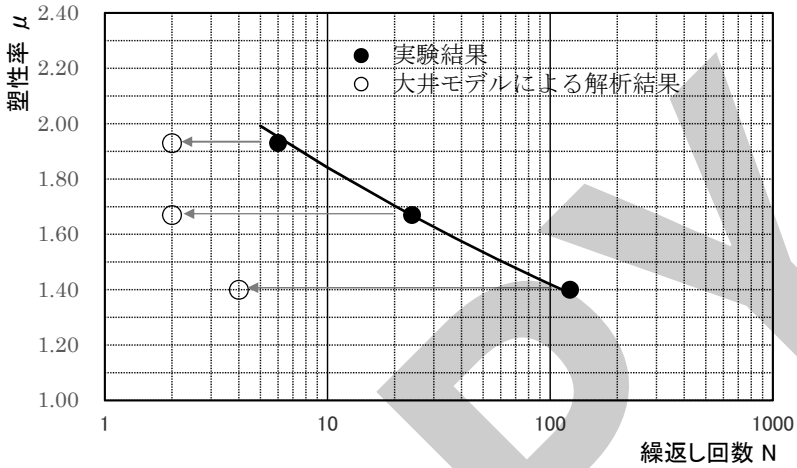


図 3.3-13　塑性率と繰返し回数関係における実験結果と大井モデルによる評価法の比較

図 3.3-13 より実験結果の塑性率での 90%耐力低下繰返し数よりも大井モデルでの 90%耐力低下時繰返し回数の方が小さく，安全側の評価となる．

以上より，地震応答解析における部材モデルの履歴特性として大井モデル（履歴則に関わる係数 Ψ=0.5、γ=5）を適用した場合の耐力劣化限界塑性回転角は，実験結果と比較して安全側の評価となる．したがって，履歴特性として大井モデルを採用する場合の局部座屈による耐力劣化の有無の判定は地震応答解析結果の履歴曲線より判断すればよいこととする．

(4) 個別部材実験等に基づく検証

部材実験により最大曲げモーメントと塑性回転角関係の骨格曲線を求め，最大曲げモーメントの 90%時の塑性回転角と地震応答解析より片側の累積塑性回転角と比較検証してもよい．

柱部材の多数回繰返し変形時の検証は，定振幅の多数回繰返し載荷実験より回転角あるいは塑性回転角等と最大耐力の 90%耐力時の繰返し回数($N_{90\%}$)の疲労曲線を求め，レインフロー法により，Miner 則を仮定して各振幅レベルでの繰返し回数 Ni と $N_{90\%}$との比を加算して累積損傷度 D を計算する方法や梁端破断の検証の(3.3-4)式で示すような応答解析から得られる最大塑性率と累積塑性率変形倍率を用いて計算する方法等が可能である．限られた範囲の実験に基づく疲労曲線であるが以下に文献 6)に示されている疲労曲線の提案式を示す．

継続時間の長い長周期地震動からパルス性の強い地震動まで不特定の地震動に対して検証する場合は，前述した加藤・秋山モデルによる局部座屈，3.3.3 に示す溶接接合部破断および疲労曲線によ

COPY

る累積損傷度評価の３手法により検証することが安全側の評価となるとの考え方もある．しかし，多数回繰返しが想定される本検証法で対象としている長周期地震動に対しては疲労曲線を用いて累積損傷度を検証する場合，加藤・秋山モデルによる局部座屈および 3.3.3 の溶接接合部破断の検証は省略できることとする．

また，文献 8)に角形鋼管柱(STKR400)の定軸力下での定振幅繰返し載荷実験（幅厚比：B/t=16.4～41.1，軸力比：0.1,0.2,0.3，細長比：29.3～31.9，繰返し振幅：0.02～0.04）に基づく耐力が全塑性曲げモーメントに低下する点までの累積塑性回転角と幅厚比関係が示されており，目安の参考となる．

1）塑性率と 90%耐力時までの繰返し回数（$N_{90\%}$）の疲労曲線

文献 6)に角形鋼管柱の下記の実験パラメータによる多数回繰返し載荷実験結果から得られた塑性率と 90%耐力時までの繰返し回数($N_{90\%}$)の疲労曲線が提案されている．提案式を(3.3-28)式に，提案式と実験結果の関係を図 3.3-14 に示す．ただし，実験データは限られたものであり検証に際し留意する必要がある．また，実験結果より，細長比が小さくなると保有変形性能は小さくなること，一定軸力より変動軸力載荷の方が保有変形性能は小さくなることが知見として得られている．

（実験パラメータ）

・細長比：15.4，23.1，30.8　　・軸力比：（一定）0.3，0.6　（変動）0⇔0.6

・変位振幅（$\mu = \delta_h/\delta_p$）：1.2，1.5，1.7，2.0

（δ_h：柱水平変位，δ_p：軸力比 0.3 での全塑性耐力時の弾性変位）

（適用範囲）細長比：15.4≦λ≦23.1，軸力比：0.3（一定），28.4≦幅厚比≦29.7，μ≦2.0

$$\mu = C \cdot N_{90\%}{}^{-\beta} \qquad (3.3\text{-}28)$$

ここで，μ：塑性率，$\beta = 0.113$，$C = 2.07 + 0.0136\lambda$（λ：細長比）

ただし，C の値と細長比の関係が線形となるか，他の関数となるかは同じ軸力比で異なる細長比での実験データが必要であり，今後の検討課題である．また，幅厚比が小さくなれば変形能力は向上するが耐力劣化要因が破断となる可能性もあるため，幅厚比をパラメータとした疲労曲線による保有変形性能は今後の検討課題である．適用に際しては，変動軸力の場合は疲労曲線の傾きが大きくなる点および変位振幅が塑性率で 2.0 までである点等に留意する必要がある．

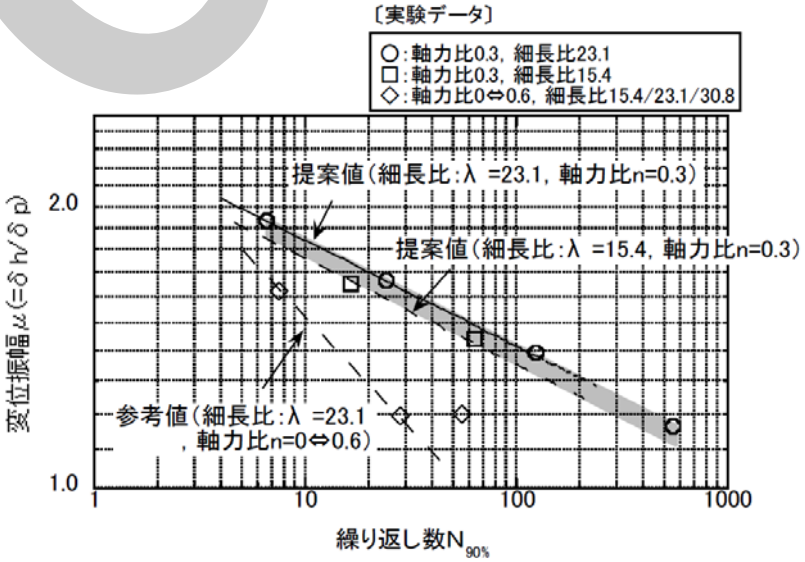


図 3.3-14　塑性率と繰返し回数 $N_{90\%}$関係（提案値と参考値）[6)]

COPY

3.3.3　鉄骨柱端溶接部の破断に対する設計クライテリアと検証方法

通しダイアフラム形式等の柱端溶接接合部の破断に対する検証は，部地震応答解析結果から得られる最大塑性回転角および累積塑性回転角が実験結果を基にした以下に示すクライテリア以下であることを検証する.

1）矩形中空断面柱

軸力ゼロでの矩形中空断面柱の直交 2 方向の塑性回転角の和に対する柱端溶接部の破断限界を鋼種別に下表に示す.

鋼種	$\theta_{s(0)}$ (rad)	$\Sigma\theta_{pl(0)}$ (rad)
BCR295・BCP235・BCP325・SN490B（溶接組立材）	0.12	0.6
BCP325T	0.14	0.7

軸力N（軸力比 n）を考慮した破断限界 $\Sigma\theta_{pl(n)}$・$\theta_{s(n)}$は式(3.3-29)による.

$$\sum\theta_{pl(n)} = \frac{\sum\theta_{pl(0)}}{(1-n)} \quad , \quad \theta_{s(n)} = \frac{\theta_{s(0)}}{(1-n)} \tag{3.3-29}$$

ここに,

$\sum\theta_{pl(n)}$：軸力比 n での破断限界累積塑性回転角

$\sum\theta_{pl(0)}$：軸力比 0 での破断限界累積塑性回転角

$\theta_{s(n)}$　：軸力比 n での破断限界塑性回転角

$\theta_{s(0)}$　：軸力比 0 での破断限界塑性回転角

n　：軸力比$(= N/N_y)$

N_y　:降伏軸力

N　:長期軸力と地震荷重による付加軸力の和

2）円形中空断面柱

軸力ゼロでの円形中空断面柱の任意方向の塑性回転角に対する柱端溶接部の破断限界を下表に示す.

鋼種	$\theta_{s(0)}$ (rad)	$\Sigma\theta_{pl(0)}$ (rad)
STKN400・STKN490	0.14	0.7

軸力N（軸力比 n）を考慮した破断限界 $\Sigma\theta_{pl(n)}$・$\theta_{s(n)}$は式(3.3-30)による.

$$\sum\theta_{pl(n)} = \frac{\sum\theta_{pl(0)}}{1-cos\left\{\frac{\pi}{2}(1-n)\right\}} \quad , \quad \theta_{s(n)} = \frac{\theta_{s(0)}}{1-cos\left\{\frac{\pi}{2}(1-n)\right\}} \tag{3.3-30}$$

ここに,

$\sum\theta_{pl(n)}$：軸力比 n での破断限界累積塑性回転角

$\sum\theta_{s(0)}$：軸力比 0 での破断限界累積塑性回転角

$\theta_{s(n)}$　：軸力比 n での破断限界塑性回転角

$\theta_{s(0)}$　：軸力比 0 での破断限界塑性回転角

n　：軸力比$(= N/N_y)$

N_y　:降伏軸力

N　:長期軸力と地震荷重による付加軸力の和

COPY

1）破断限界検討方針

柱端溶接接合部は，スラブの合成効果や軸力など作用力の点で梁端接合部と異なる上，断面形状が異なる点，スカラップ・エンドタブにおける歪集中の影響がない点，冷間加工による脆化が影響する点など，梁端溶接部とは異なる破断限界に影響する因子が種々存在するため別途規定する必要がある．そこで，以下では，柱端溶接接合部の破断限界を規定するにあたって，研究例が比較的多い矩形中空断面材と円形中空断面材を対象に，一定軸力と曲げせん断下の塑性変形能力について既往実験を調査する．

実験結果の抽出にあたっては，載荷方向が 1 方向ではなく任意方向となる場合，純曲げとなる場合については，調査対象から除外しており，矩形中空断面材では文献 9)～18)，円形中空断面材では文献 19)～27)をそれぞれ調査対象とする．なお，冷間成形後に焼鈍処理した材や熱間成形材は実験例が少ないので割愛しており，内ダイアフラム形式（柱貫通形式）は柱端接合部と見なさず除外している．調査対象の概要は，表 3.3-4 に示す通りである．矩形中空断面材は，建築構造用冷間成形角形鋼管 BCR 材・BCP 材・BCPT 材（以下，現行の冷間成形材），一般構造用冷間成形角形鋼管 STKR 材・STKC 材（以下，旧来の冷間成形材），溶接組立材の 3 種類に使用材料を大別している．円形中空断面材は，STKN 材のデータが見当たらなかったので，STK 材のデータのみについて検討を行う．

表 3.3-4　調査対象の概要

	矩形中空断面材	円形中空断面材
鋼種	・ 現行の冷間成形材：建築構造用冷間成形角形鋼管 BCP 材・BCR 材・BCPT 材 ・ 溶接組立材：SM490A 材・SN490B 材を用いた溶接組立材 ・ 旧来の冷間成形材：一般構造用冷間成形角形鋼管 STKR 材（SS400 材，SM490A 材を用いた冷間プレス成形材を含む）ならびに冷間成形角形鋼管 STKC 材	・ 冷間成形円形鋼管：STK400 材・STK490 材
外径	300～800mm	100～200mm
幅厚比	15.9～38.9	12.5～41.8
シアスパン比	3.2～6.5	3.2～6.5
軸力比	0～0.25	0～0.5
載荷履歴	単調載荷，漸増交番繰返し載荷	単調載荷，漸増交番繰返し載荷
載荷方向	構面平行方向，斜め 45 度方向のいずれか一方向	任意の一方向

ここでの塑性変形能力は，最大耐力到達後，耐力が最大耐力の 90%に低下した時点（それ以前に実験終了した一部の結果は実験終了時点）までの変形と定義する．調査対象の実験結果から得られた累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{pl}$ と骨格曲線の最大塑性回転角 θ_s，それらを全塑性時の弾性部材変形角 θ_p で無次元化した累積塑性変形倍率 η_a と骨格曲線の塑性変形倍率 η_s を塑性変形能力の指標として用いる．累積塑性変形は正側と負側の和であり，骨格曲線の塑性変形は正側と負側のうち大きい方である．

COPY

2) 既往文献調査

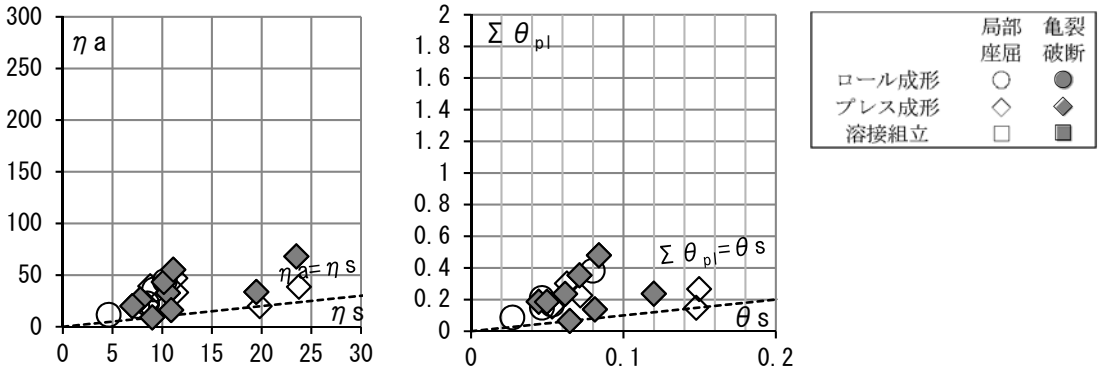
上述の方法に基づき，塑性変形能力の各指標を用いた累積塑性変形と最大塑性変形の関係を図 3.3-15，図 3.3-16 に示す．ただし，これらの値が文献に示されておらず荷重–変形関係が図示されているものはグラフから読み取り，片方の値が示されていないものはゼロとして図中に示している．また，図中では，脆性破断が生じるか延性亀裂が進展することで耐力劣化したもの（局部座屈を伴うものを含む）を色塗りで，局部座屈により耐力劣化したものを白抜きで示す．図 3.3-15(d)および図 3.3-16 のうち，亀裂・破断が生じた試験体の詳細を表 3.3-5 に示す．

図 3.3-15(a)，(b)より，旧来の冷間成形材は比較的小さい変形量で脆性破断あるいは延性亀裂が生じていることがわかる．脆性破断になったものは，角部の靭性が低く（${}_vE_0$＝30~40 J 程度）入熱量が大きかったものや，外径 800mm の大断面のケースである．

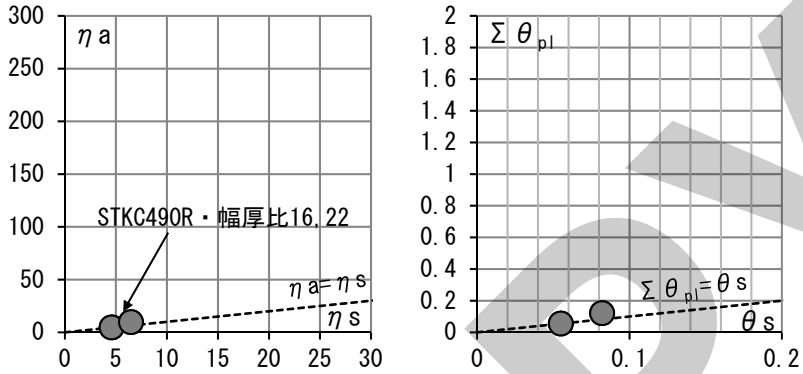
図 3.3-15(c)より，現行の冷間成形材 BCP・BCR や溶接組立材を平行載荷した場合には，大変形域においても脆性破断や延性亀裂により耐力劣化することはほとんどない．しかしながら，図 3.3-15(d)に示すように，45 度方向載荷した場合にはいずれの鋼種でも脆性破断あるいは延性亀裂が生じるケースが見られる．曲げ加工により角部における延性および靭性が低下するため，45° 方向載荷が破断・亀裂に対して最も厳しい条件になると考えられ，構面平行方向載荷の数分の 1 程度の塑性変形能力となっている．破断・亀裂が生じたケースのうち，文献 7)は主要なメーカーが共同で実施した実験であり，載荷履歴（$2\theta_p$，$4\theta_p$，$6\theta_p$，$8\theta_p$，の振幅を各 2 サイクルずつ繰返した後に単調載荷），シアスパン（1750mm，外径が異なるためシアスパン比は異なる），溶接条件（540N/mm^2 級ワイヤ，入熱・層間温度管理，ロボット施工，角部グラインダ仕上げ）といった条件が同じで，異なる鋼種の破断例が報告されている．これらには図 3.3-14 中に黒丸を付している．溶接組立材の破断例は 1 つで，母材（SN490B）の靭性がやや低い（${}_vE_0$=50J）こともあり，溶接欠陥を起点に脆性破断が生じている．冷間成形材については，BCR295 材で 2 体と BCP325 材で 1 体の破断例が生じており，両者の塑性変形能力は概ね同程度である．他の文献を含めて比較しても，亀裂・破断が生じたデータ数は少ない上，表 3.3-5 に示すように，載荷履歴・シアスパン比・溶接欠陥などの諸条件も異なることから，ばらつきが大きい．鋼種の違いは明瞭ではないものの，BCPT325 材については BCR・BCP 材よりも塑性変形能力がやや高い傾向にある．また，BCP325 材に単調載荷（軸力比 0.25）の例では，角部の溶接内部欠陥に沿って延性亀裂が進展し，その後，辺部で脆性破断に至っている．図 3.3-15(d)中で軸力比がゼロではないものは，BCP325 材を単調載荷した 3 例のみであり，このうち脆性破断・延性亀裂が生じたものは 1 体のみである．

図 3.3-16 より，円形中空断面材のほとんどの試験体において変形性能が局部座屈により決まっており，破断または亀裂が生じたものは 3 体である．このうち 1 体は最大耐力の 90%に低下した後，亀裂が発生したため，その時点の変形量も図中に併記している．破断・亀裂が生じた試験体は，径厚比が 25 以下の厚い試験体であったものの，それらのうち破断または亀裂が発生した試験体は一部であり，検討した試験体の中には径厚比 20 以下であっても亀裂も破断も発生しない試験体が存在した．データが少なく比較することが難しいものの，円形鋼管（STK）と同等の鋼種となる旧来の角形鋼管（STKR）と比較すると，円形鋼管材の塑性変形能力は旧来の角形鋼管の塑性変形能力より高いことがわかる．

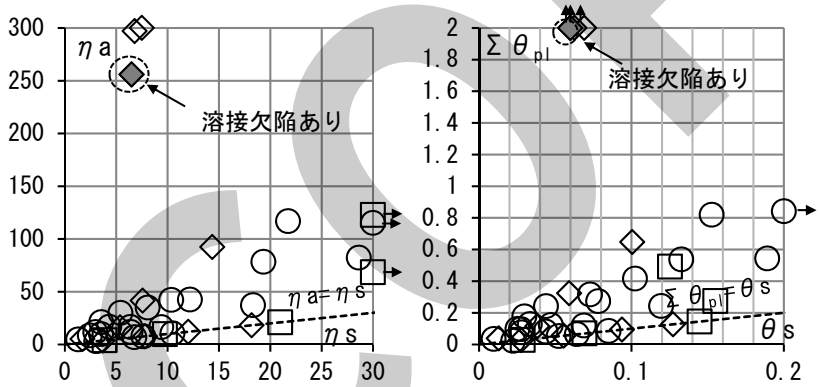
COPY



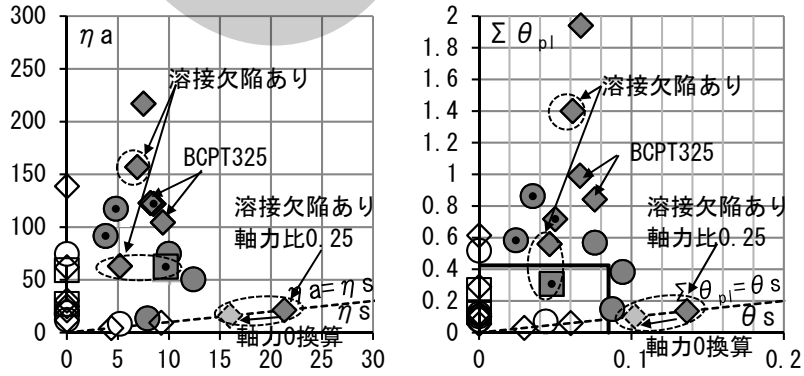
(a)　冷間成形材（旧来），平行載荷（20 体）



(b)　冷間成形材（旧来），45 度載荷（2 体）



(c) 冷間成形材（現行）・溶接組立材，平行載荷（33 体）



(d) 冷間成形材（現行）・溶接組立材，45 度載荷（28 体）

図 3.3-15　矩形中空断面柱の塑性変形能力

COPY

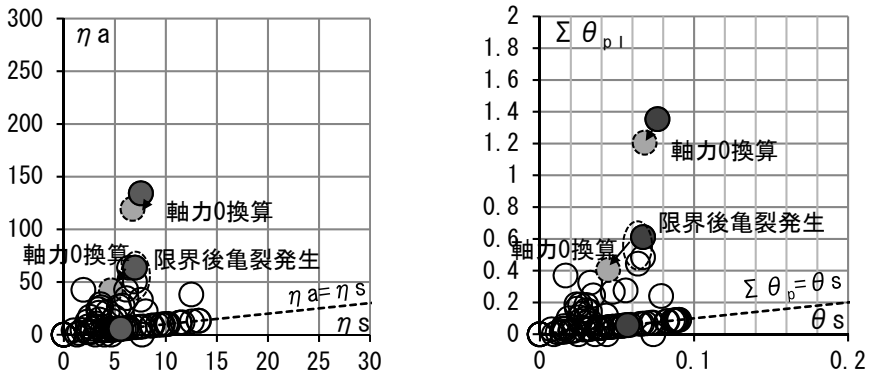


図 3.3-16　円形中空断面柱の塑性変形能力（88 体）

表 3.3-5　亀裂・破断の発生事例

(a) 矩形中空断面材（現行材に対する 45°方向載荷時）

文献番号	試験体名称	柱断面(mm) 外径D	柱断面(mm) 板厚t	D/t	鋼種	載荷履歴	軸力比	シアスパン比	M_{max}/M_{pc}	ηs	ηa	θs (rad)	Σθpl (rad)	$\varepsilon_t/\varepsilon_0$	終局状態	備考
12)	R35B	350	21	16.4	BCR295	繰返1	0	5.3	1.21	7.9	13	0.087	0.15	1	CR→BR	
13)	B45-3522-1	350	22	15.9	BCR295	繰返2	0	5.0	1.28	10.0	75	0.076	0.57	1	CR→BR	
13)	B45-3522-2	350	22	15.9	BCR295	繰返3	0	5.0	1.3	12.4	50	0.094	0.38	1	CR→BR	
14)	4R-16	350	22	15.9	BCR295	繰返4	0	5.0	1.24	4.8	117	0.035	0.86	1	CR	
14)	4R-18	400	22	18.2	BCR295	繰返4	0	4.4	1.18	3.8	92	0.024	0.58	1	CR→BR	
14)	5B-16	450	28	16.1	SN490B(BB)	繰返4	0	3.9	1.48	9.7	62	0.048	0.31	1	CR→BR	溶接欠陥，vE0=50
14)	5P-16	450	28	16.1	BCP325	繰返4	0	3.9	1.41	8.5	122	0.050	0.72	1	CR→BR	
15)	5TP-20	650	32	20.3	BCPT325	繰返5	0	5.7	1.44	9.4	104	0.076	0.84	1	CR，LB	
15)	5TP-16	650	40	16.3	BCPT325	繰返5	0	5.7	1.51	8.2	123	0.066	0.99	1	CR	
17)	P1925-45	300	16	18.8	BCP325	単調	0.25	5.5	1.82	21.3	21	0.136	0.14	0.75	CR→BR	溶接欠陥
18)	C45-N	300	19	15.8	BCP325	繰返6	0	6.5	1.68	7.5	217	0.067	1.94	1	CR→BR	
18)	C45-In	300	19	15.8	BCP325	繰返6	0	6.5	1.69	6.9	157	0.061	1.40	1	CR→BR	溶接欠陥（内側）
18)	C45-Out	300	19	15.8	BCP325	繰返6	0	6.5	1.63	5.2	63	0.046	0.56	1	CR→BR	溶接欠陥（外側）

(b) 円形中空断面材

文献番号	試験体名称	柱断面(mm) 外径D	柱断面(mm) 板厚t	D/t	鋼種	載荷履歴	軸力比	シアスパン比	M_{max}/M_{pc}	ηs	ηa	θs (rad)	Σθpl (rad)	$\varepsilon_t/\varepsilon_0$	終局状態	備考
19)	I -201	140	6.6	21.2	STK400	繰返7	0.07	5.4	1.01	7.56	130	0.08	1.31	0.89	CR	
19)	I -203	140	6.6	21.2	STK400	繰返7	0.21	5.4	1.08	9.87 (9.87)	48 (61)	0.09 (0.09)	0.46 (0.56)	0.68	LB→CR	局部座屈後 亀裂発生
20)	114.3φ-4.5	114	4.4	25.4	STK400	単調	0	3.5	1.59	7.22	7	0.06	0.06	1	(CR→BR?)	破断状況不明瞭

注 1　「載荷履歴」　繰返 1：1/15 程度の大変形繰返し，繰返 2：±(2, 4, 6)θp を各 2 回→単調，繰返 3：±6θp を各 2 回→単調，繰返 4：±(2, 4, 6, 8)θp を各 2 回→単調，繰返 5：±(2, 4, 6, 8, 10)θp を各 2 回，繰返 6：±(2, 4, 6)θp を各 2 回→±8θp×n 回，繰返 7：±(1, 2, 3, 4,…)×0.01rad を各 2 回

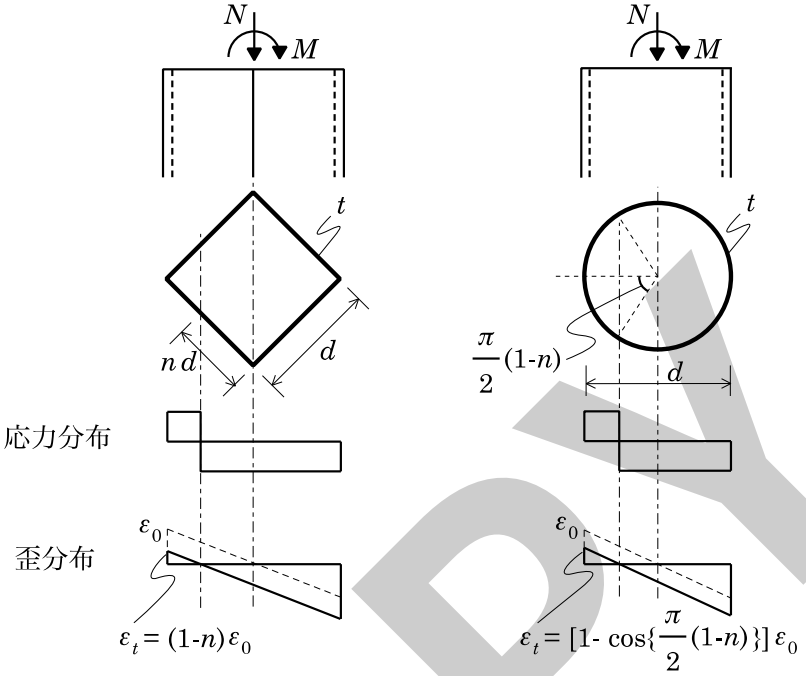
注 2　「M_{max}/M_{pc}」　M_{pc}：軸力による低減を考慮した全塑性耐力，M_{max}：最大耐力

注 3　「終局状態」　CR：延性亀裂，BR：脆性破断，LB：局部座屈

注 4　文献 19)の試験体 I-203 は，局部座屈後に亀裂が発生した時点の変形量を括弧内に示す．

事例が限られているために，軸力による破断限界への影響は不明瞭であるものの，図 3.3-17 に示すような単純なモデルに基づいて，軸力 N（軸力比 n，圧縮を正）による破断限界への影響を定量化することを試みる．まず，板厚 t ≪せい d と近似し，矩形のストレスブロックと線形の歪分布を仮定する．この際，軸力が 0 の場合の柱端断面最外縁歪 ε_0 を基準とし，同じ曲率が生じるならば，軸力比 n の場合は曲げ引張側の最外縁には n に応じた倍率を乗じた歪 ε_t が生じる．材端断面位置の曲率と部材回転角が比例関係にあると近似的に考え，曲げ引張側の最外縁歪が一定の値に達した時点で破断するものとすると，軸力比 n の場合の塑性変形能力に上述の倍率（$=\varepsilon_t/\varepsilon_0$）を乗じることで，軸力比 0 の場合の塑性変形能力を換算することができる．

図 3.3-15(d)および図 3.3-16 には，軸力による影響を考慮し，軸力 0 に換算した破断時塑性変形能力を薄い色塗りの記号により併記している．矩形中空断面および円形中空断面の場合ともに軸力が導入された試験体が少ないこと，軸力がゼロの場合にもそれ以外の要因により大きくばらつくことから，軸力の影響を上述の方法により定量化することの妥当性を検証するには至らないが，以後の考察においてはこの方法により軸力の影響を定量化する．



(a) 矩形中空断面（45 度方向）　　(b) 円形中空断面

図 3.3-17　軸力による歪分布の影響

3)　塑性変形能力の目安

現在利用されている鋼材の柱端溶接接合部に破断・亀裂が発生した実験結果は，データ数が僅かであるため，柱材の鋼種，溶接条件，載荷履歴，シアスパン比などさらに細分類して，塑性変形能力を設定することが難しい．ここでは，今後，研究成果がさらに充実するまでの暫定的な値として，表 3.3-6 に示すように，軸力ゼロ時の破断限界累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{pl(0)}$および破断限界骨格曲線塑性回転角 $\theta_{s(0)}$を設定する．これらの値は，適切に施工された試験体の概ね下限を与える目安であり，図 3.3-18 に示すように，矩形中空断面材は 0°方向の塑性変形能力を基準として設定され，円形中空断面材は任意方向の塑性変形能力として設定されている．

表 3.3-6　軸力ゼロに対する柱端溶接接合部の塑性変形能力（下限）の目安

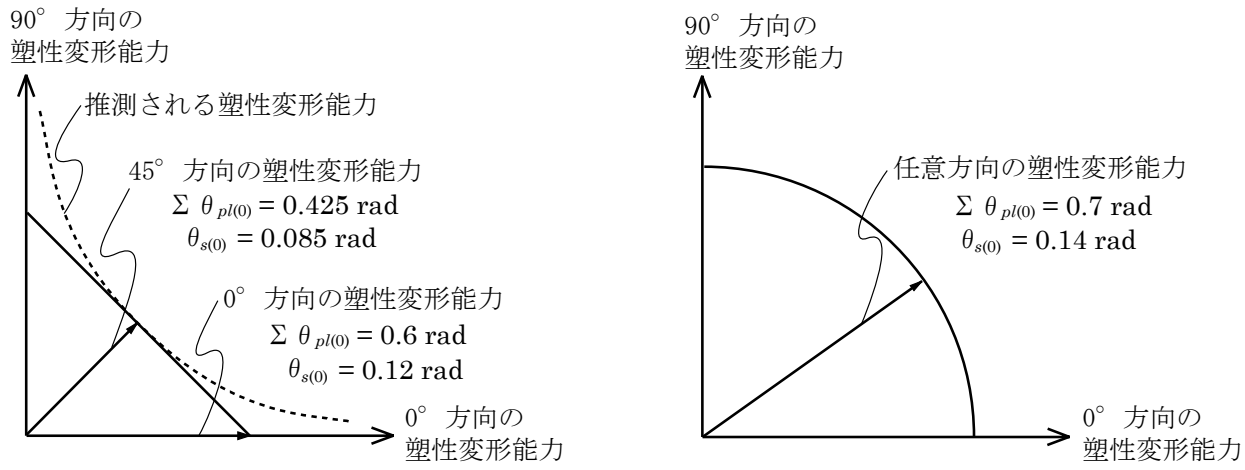
(a) 矩形中空断面柱の直交 2 方向の塑性変形能力の和

鋼種	$\theta_{s(0)}$ (rad)	$\Sigma\theta_{pl(0)}$ (rad)
BCR295・BCP235・BCP325・SN490B（溶接組立材）	0.12	0.6
BCP325T	0.14	0.7

(b) 円形中空柱の任意方向の塑性変形能力

鋼種	$\theta_{s(0)}$ (rad)	$\Sigma\theta_{pl(0)}$ (rad)
STKN400・STKN490	0.14	0.7

COPY



(a) 矩形中空断面（BCPT325 を除く）　　(b) 円形中空断面

図 3.3-18　任意方向の塑性変形能力

建築構造用角形鋼管 BCP・BCR および SN490B を用いた溶接組立材のいずれの場合も，45° 方向載荷に対しては，軸力ゼロ時の破断限界累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{pl(0)}=0.425$ rad，破断限界骨格曲線塑性回転角 $\theta_{s(0)}=0.085$ rad と見なし，これに基づいて表 3.3-6(a)の値は設定されている．これらの値は，図 3.3-15(d)に実線で示している．本指針で対象とする直下型地震では，少ない塑性化回数で大きな塑性変形が生じ，累積塑性変形角が最大塑性変形の 5 倍程度になるという傾向が確認されている．これに基づいて，溶接欠陥のない試験体の概ね下限となりつつ，$\Sigma\theta_{pl}$ が θ_s の 5 倍となるよう設定している．冷間成形角形鋼管材の角部で脆性破断・延性亀裂が生じやすく 45° 方向載荷が最も厳しい条件と考えられ，0° 方向載荷では 45° 方向の数倍の塑性変形能力を有している．ここでは図 3.3-17 に示すように，任意方向に対する塑性変形能力が 0° から 90° まで線形に変化すると仮定する．すると，45° 方向の $\sqrt{2}$ 倍となる $\Sigma\theta_{pl(0)}=0.6$ rad，$\theta_{s(0)}=0.12$ rad が 0° 方向の塑性変形能力となり，同じ値が直交 2 方向の塑性変形能力の和となる．BCP325T については，BCP・BCR よりも塑性変形能力がやや高い傾向にあることから，1～2 割程度大きい塑性変形能力を有していると見なして設定している．

円形中空断面においては，主要構造材として使用されることが多い STKN 材の柱端接合部に破断・亀裂が発生する調査結果が得られていない．しかしながら，旧来使用されていた STK 材と STKR 材の比較により，原材が同等の鋼種により製造された場合，円形鋼管の塑性変形能力が角形鋼管の 0° 方向の塑性変形能力よりも高いという調査結果に基づき，BCP・BCR より大きいと見なす．ただし，その程度が不明瞭であるため，STKN 材の塑性変形能力は BCPT 材の 0° 方向と同様に，1～2 割程度大きく設定している．円形断面では任意方向で一律の塑性変形能力を持つため， X 方向と Y 方向の塑性変形の二乗和平方根を最大応答が生じる方向の塑性変形と見なせば良い（矩形中空断面と同様，両応答を累加することで安全側の評価も可能である）．

軸力 N（軸力比 n）を考慮した破断限界 $\Sigma\theta_{pl(n)}$・$\theta_{s(n)}$は，次式により算出される．

矩形中空断面の場合：

$$\sum\theta_{pl(n)}=\frac{\sum\theta_{pl(0)}}{(1-n)}\quad,\quad\theta_{s(n)}=\frac{\theta_{s(0)}}{(1-n)}\qquad(3.3\text{-}29)$$

COPY

円形中空断面の場合：

$$\sum \theta_{pl(n)} = \frac{\sum \theta_{pl(0)}}{1 - cos\left\{\frac{\pi}{2}(1-n)\right\}} \quad , \quad \theta_{s(n)} = \frac{\theta_{s(0)}}{1 - cos\left\{\frac{\pi}{2}(1-n)\right\}} \qquad (3.3\text{-}30)$$

ここに，$\sum \theta_{pl(n)}$：軸力比 n での破断限界累積塑性回転角

$\sum \theta_{pl(0)}$：軸力比 0 での破断限界累積塑性回転角

$\theta_{s(n)}$　：軸力比 n での破断限界塑性回転角

$\theta_{s(0)}$　：軸力比 0 での破断限界塑性回転角

n　：軸力比$(= N/N_y)$

N_y　：降伏軸力

N　：長期軸力と地震荷重による付加軸力の和

軸力 N（軸力比 n）を設定するにあたっては，柱梁耐力比を評価する際と同様，直交 2 方向の地震荷重に対して算出する．なお，式(3.3-29)による矩形中空断面の破断限界は，最も厳しい条件と考えられる 45°方向載荷時の応力分布に基づくものであり，任意方向に対する破断限界の安全側の評価としても用いることができる．

先に挙げた鋼種以外の高強度材などについては，同条件の研究結果に基づいて適宜判断する．

4）　多数回繰返し載荷実験結果の検証

文献 6)の実験データを基に最大塑性回転角および累積塑性回転角を算出し，前述した手法により耐力劣化を検証する．表 3.3-7 に検証結果を示す．

表 3.3-7　多数回繰返し載荷試験体の耐力劣化検証 [6)]

試験体	幅厚比 D/t	せん断スパン比 L/D	軸力比	最大塑性回転角 θ_{pmax}(rad.)	累積塑性回転角 $\sum\theta_{pl}$(rad.)	$\theta_{s(n)}$	$\sum\theta_{pl(n)}$	判定
L-3C-S	28.4	9.09	0.3	0.0024	0.77	0.17	0.72	破断
L-3C-M				0.0039	0.23			—
L-3C-L				0.0053	0.08			—
S-L-3C-SS	29.7			0.0011	1.86			破断
M-3C-S	28.4	6.06	0.6	0.0022	0.31	0.3	0.86	—
M-3C-M				0.0031	0.12			—
L-06V-M	28.4	9.09	0	0.0041	0.10	0.12	0.6	—
S-LL-06V-SS	29.7	12.1	⇔	0.0016	0.39			—
S-M-06V-SS		6.06	0.6	0.0010	0.11			—

・文献 6)の実験結果より 90%耐力時の各塑性回転角は，塑性回転角＝（塑性率−1)×基準変位/試験体高さ，累積塑性回転角＝累積塑性変形倍率×基準変位/試験体高さ，により算出した．

・変動軸力試験体の$\theta_{s(n)}$，$\sum\theta_{pl(n)}$は軸力=0 として算出した．

表 3.3-7 の各試験体の耐力劣化要因は局部座屈の進展であるが，3.3.3 の検証方法によると L-3C-S，S-L-3C-SS 試験体は溶接接合部破断による耐力劣化と判定される．一方，3.3.2 に示した局部座屈による耐力劣化検証手法では全ての試験体とも局部座屈による耐力劣化となる．

以上より，3.3.2 および 3.3.3 に示した局部座屈および溶接接合部破断の両者で検証する本検証手法は安全側の検証手法である．

COPY

3.3.4 コンクリート充填鋼管柱の設計クライテリアと検証方法

塑性化するコンクリート充填鋼管柱のクライテリアは，多数回繰返し実験に基づく塑性率μ，塑性回転角θsあるいは部材回転角θと最大耐力の80%耐力劣化時の繰返し回数（$N_{80\%}$）の関係式（保有性能評価曲線）により，地震応答解析の応答値を基に算定した累積損傷度(D)により評価する．累積損傷度（D）は，レインフロー法により，Miner則を仮定して各振幅レベルでの繰返し回数Niと保有性能$N_{80\%}$との比を加算し算出する．または，部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率から，最大振幅（塑性率）で繰返すと仮定して累積損傷度(D)を算出する．

国土交通省建築基準法整備促進事業「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」において実施されたコンクリート充填鋼管柱（ＣＦＴ柱）の多数回繰返し載荷実験報告が文献28)～32)に示されている．これらの実験の因子は以下の通りである．

・幅厚比：20～31.1
・長さ/径(L/D)：8～10
・軸力比：0.3，0.6（定軸力），0～0.6，0.15～0.45（変動軸力）
・コンクリート強度：Fc60，100
・鋼種：SN400B，SN490B，590N級
・塑性率：1.0～2.04

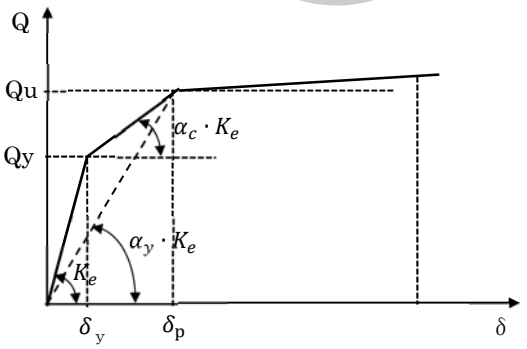
文献28)～32)より，実験概要を以下に示す．

・荷重低下要因

①柱頭・柱脚における引張フランジの亀裂の進展および破断
②柱頭・柱脚における圧縮フランジの局部座屈の進展および充填コンクリートの損傷
③局部座屈を伴わない柱頭・柱脚における充填コンクリートの損傷

軸力比，変位振幅が大きいほどQmax以降の荷重低下が大きい．①の破壊による試験体は繰返しによる荷重低下が途中で急激に大きい．②の破壊による試験体は少ない繰返し数で荷重が大きく低下している．③の破壊による試験体は繰返し初期では荷重低下が大きいが，途中から緩やかになる傾向がみられる．

以降に示す塑性率，塑性回転角の基点となるδ_pの定義を図3.3-19に示す．



$\delta_y = Q_y/K_e$

$\alpha_y = 0.7$

$$\alpha_c = \frac{Q_u - Q_y}{Q_u/\alpha_y - Q_y}$$

Q_u，Q_y：日本建築学会ＣＦＴ指針[30]に示されているスケルトンカーブをもとに算出

図3.3-19　塑性率，塑性回転角の基点となるδ_pの定義

COPY

・多数回繰返し特性

定振幅多数回繰返し実験結果の塑性率 μ と最大ピーク荷重の 80%荷重（0.8Qmax）に低下した時点までの累積塑性変形倍率 $\eta_{80\%}$ の関係を図 3.3-20 に示す．

同図より，塑性率の増大に伴う累積塑性変形倍率の大きな変化は認められない．塑性率 μ と累積塑性変形倍率関係 $\eta_{80\%}$ の関係は，一般的な反比例関係は見られなく，明確な相関関係は認められない．そのため，80%耐力低下を指標とした場合，部材の最大塑性率と累積塑性変形倍率等により評価することは困難である．

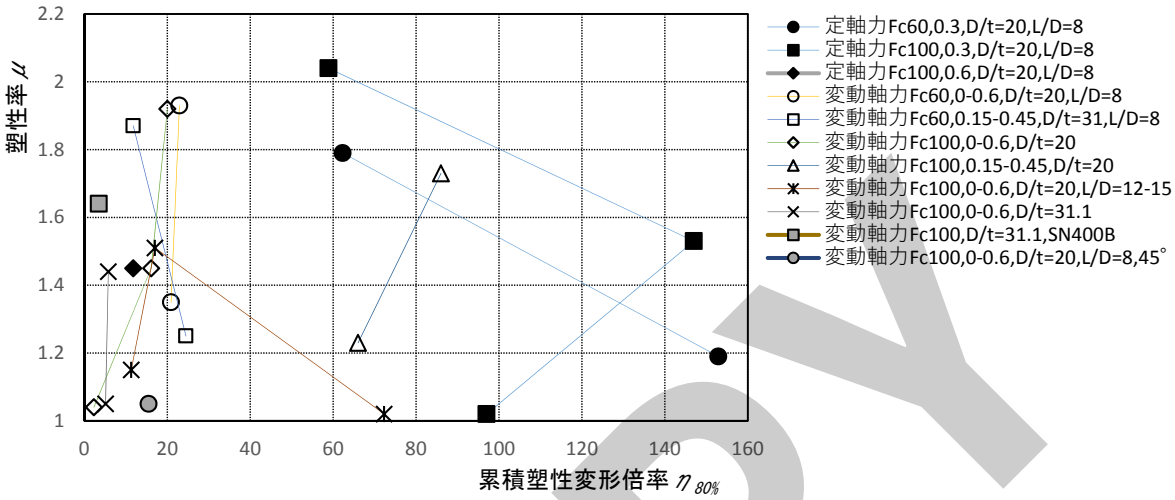


図 3.3-20　塑性率 μ と累積塑性変形倍率 $\eta_{80\%}$ の関係

・疲労損傷評価

図 3.3-21 に塑性率 μ と 0.8Qmax までの繰返し回数 $N_{80\%}$ 関係を示す．また，部材角 θ と $N_{80\%}$ 関係，塑性回転角 θ s と $N_{80\%}$ 関係を図 3.3-22，3.3-23 に示す．図中の直線は同一部材の近似曲線である．

破壊形式が①の場合，$N_{80\%}$ は 60～450 回程度に分布している．②の場合は，$N_{80\%}$ は 200 回以下であり，そのほとんどは 30 回以下である．③の場合は，$N_{80\%}$ は 100 回以下である．同一部材でみると塑性率，部材角あるいは塑性回転角が大きくなるほど $N_{80\%}$ は減少している．

異なる部材（試験パラメータ）で比較すると，定軸力より変動軸力の試験体の方が $N_{80\%}$ は減少している．コンクリート強度の増加（Fc60→100）に伴い $N_{80\%}$ は増加する．また，幅厚比が大きくなると $N_{80\%}$ は減少する．定軸力と変動軸力幅が小さい（0.15～0.45）試験体の μ - $N_{80\%}$ 関係の傾きは同程度である．

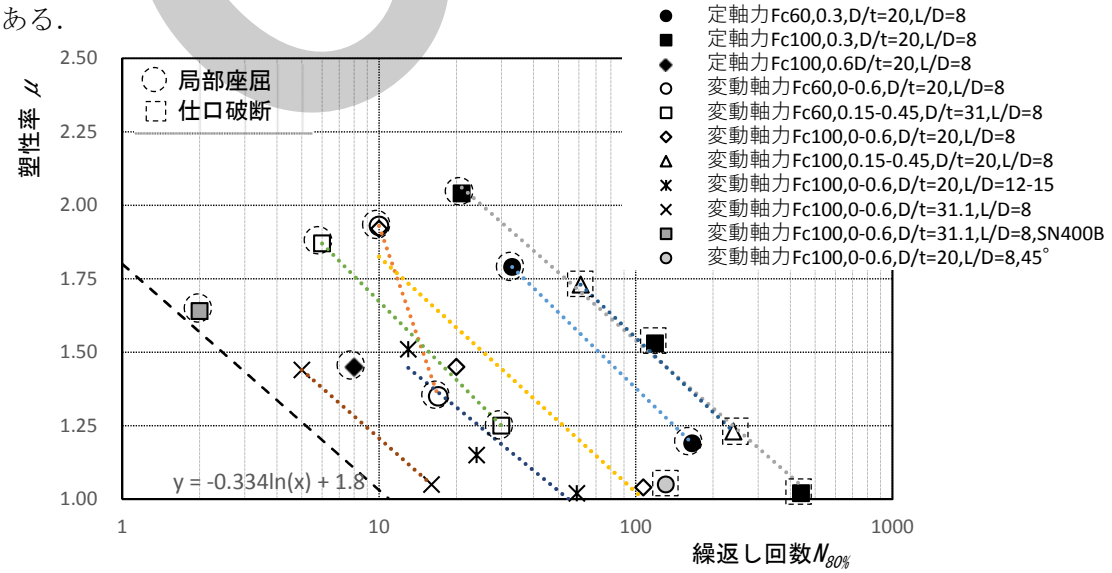


図 3.3-21　塑性率 μ と繰返し回数 $N_{80\%}$ の関係

COPY

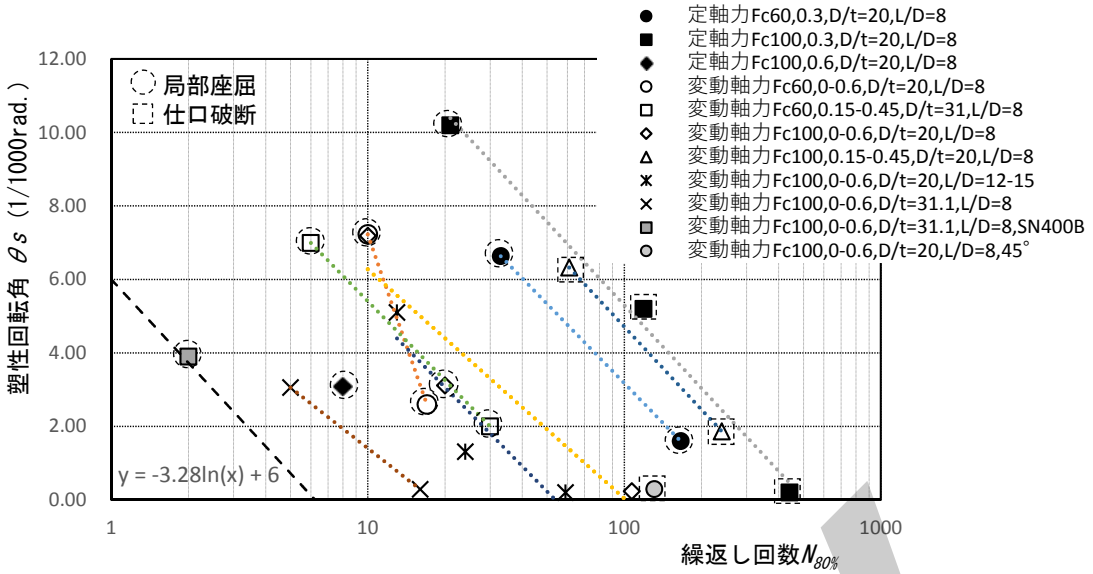


図 3.3-22　塑性回転角 θs と繰返し回数 $N_{80\%}$の関係

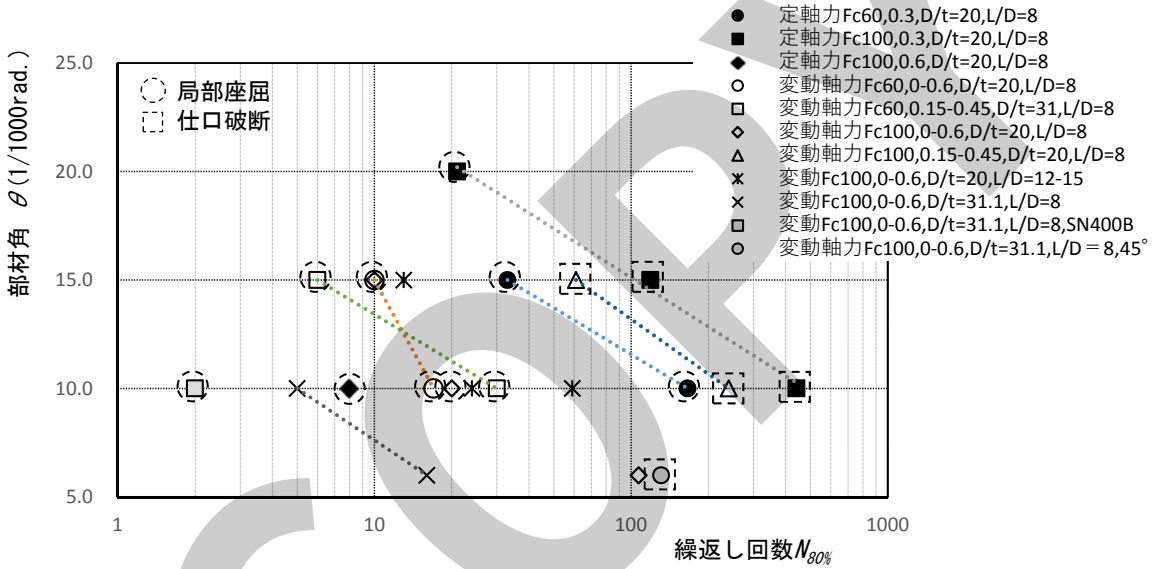


図 3.3-23　部材角 θ と繰返し回数 $N_{80\%}$の関係

図 3.3-21，3.3-22，3.3-23 を比較すると，傾向に大きな差はないが，縦軸が塑性率あるいは塑性回転角の方が部材角に比べて部材長さと部材せいの比（L/D）の違いによるばらつきが小さい．

以上より，塑性変形が多数回繰返される可能性がある長周期地震動の場合，塑性率と累積変形倍率により損傷を評価することは難しく，多数回繰返しの影響を考慮する必要がある．従って，塑性化を許容するＣＦＴ柱は，レインフロー法により地震応答解析より得られる部材の塑性率 μ，塑性回転角 θs あるいは部材角（回転角）θ の頻度分布 Ni を求め，μ，θs，θ と 80%耐力低下時の繰返し回数（$N_{80\%}$）の関係式を設定し，Miner 則を仮定し，各振幅レベルでの繰返し回数 Ni と保有性能 $N_{80\%}$との比を加算して累積損傷度を評価することとする．

以下に，文献 28)～32)の実験結果に基づく塑性率，塑性回転角あるいは回転角を指標とした 80%耐力低下時繰返し回数による幅厚比 20 以下の角形鋼管ＣＦＴ柱の保有性能評価曲線を示す．回転角（部材角）と繰返し回数（$N_{80\%}$）関係は文献 33)による．なお，幅厚比が小さくなると $N_{80\%}$は増加することは明らかであり，幅厚比 20 以下の角形鋼管ＣＦＴ柱に適用可能とする．

COPY

(1) 塑性率 μ と 80%耐力低下時の繰返し回数（$N_{80\%}$）関係による保有性能評価曲線

$$\mu = -0.334ln(N_{80\%}) + N_1 \qquad (3.3\text{-}31)$$

ここで，μ：コンクリート充填鋼管柱の塑性率

$N_{80\%}$：繰返し載荷により，最大耐力の 80%に耐力低下した時の繰返し回数

N_1：実験結果より近似して得られた保有性能評価曲線の切片をコンクリート強度及び軸力比によって分類する．表 3.3-8 を参照

表 3.3-8　保有性能評価曲線切片 N_1 の分類

地震応答解析結果軸力比		保有性能評価曲線		
長期軸力比	軸力比（長期+変動）	軸力比(N/Ny)分類	N_1	
		文献 25)～29)の軸力比との対応	Fc100	Fc60
0.3 以下		0.3 一定	3.05	2.9
0.3 以下	0.3 以上 0.45 未満	0.15～0.45	3.05	2.9*1 2.38(D/t=31)
0.3 以下	0.45 以上 0.6 未満	0～0.6	2.45	2.3
0.3 以下	0.6 以上	0.6 一定	2.15	2.0
0.3 以上	—	0.6 一定	2.15	2.0*1

*1　Fc60 における軸力比 0.15～0.45 および 0.6 一定の実験は実施されていないので，Fc100 における関係と同様になるように N_1 を設定する．

図 3.3-24 に，文献 28)～32)の実験結果と μ と $N_{80\%}$関係による保有性能評価曲線を示す．

図 3.3-24 中の Fc=100，変動軸力比 0～0.6 での D/t=20 の塑性率 μ の保有性能評価曲線の N_1 は 2.45 であり，一方，D/t=31.1 の同一条件下の試験体（図中×印）から求まる N_1 は 1.98 程度である．この関係から D/t=31.1 の場合の他の軸力比での塑性率 μ を指標とした保有性能評価曲線を推定することができる．

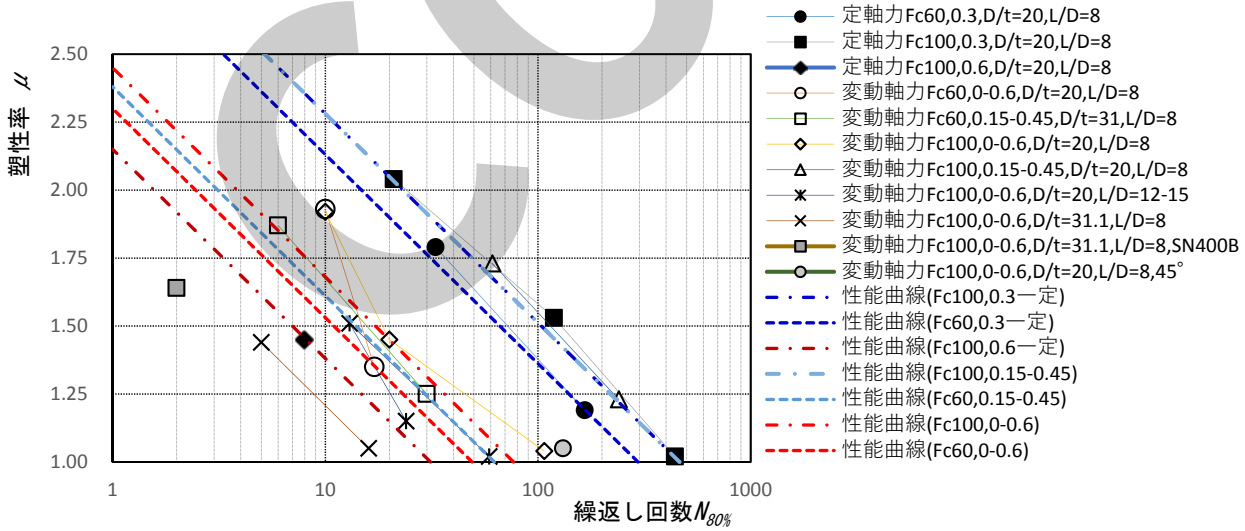


図 3.3-24　実験結果 [28)～32)] および μ と $N_{80\%}$関係による保有性能評価曲線

COPY

(2) 塑性回転角 θ s と 80%耐力低下時の繰返し回数（$N_{80\%}$）関係による保有性能評価曲線

$$\theta_s = -3.28ln(N_{80\%}) + N_1 \qquad (3.3\text{-}32)$$

ここで，θ_s：コンクリート充填鋼管柱の塑性回転角（1/1000rad.）

$N_{80\%}$：繰返し載荷により，最大耐力の 80%に耐力低下した時の繰返し回数

N_1：実験結果より近似して得られた保有性能評価曲線の切片をコンクリート強度及び軸力比によって分類する．表 3.3-9 を参照

表 3.3-9　保有性能評価曲線切片 N_1 の分類

地震応答解析結果軸力比		保有性能評価曲線		
長期軸力比	軸力比（長期+変動）	軸力比(N/Ny)分類	N_1	
		文献 25)～29)の軸力比との対応	Fc100	Fc60
0.3 以下		0.3 一定	20	18
0.3 以下	0.3 以上 0.45 未満	0.15～0.45	19.8	17.8*1 13(D/t=31)
0.3 以下	0.45 以上 0.6 未満	0～0.6	13	11.8
0.3 以下	0.6 以上	0.6 一定	10	9
0.3 以上	—	0.6 一定	10	9*1

*1　Fc60 における軸力比 0.15～0.45 および 0.6 一定の実験は実施されていないので，Fc100 における関係と同様になるように N_1 を設定する．

図 3.3-25 に，文献 28)～32)の実験結果と θ s と $N_{80\%}$関係による保有性能評価曲線を示す．

図 3.3-25 中の Fc=100，変動軸力比 0～0.6 での D/t=20 の塑性回転角 θ s の保有性能評価曲線の N_1 は 13 であり，一方 D/t=31.1 の同一条件下の試験体（図中×印）から求まる N_1 は 8.3 程度である．この関係から D/t=31.1 の場合の他の軸力比での塑性回転角 θ s を指標とした保有性能評価曲線を推定することができる．

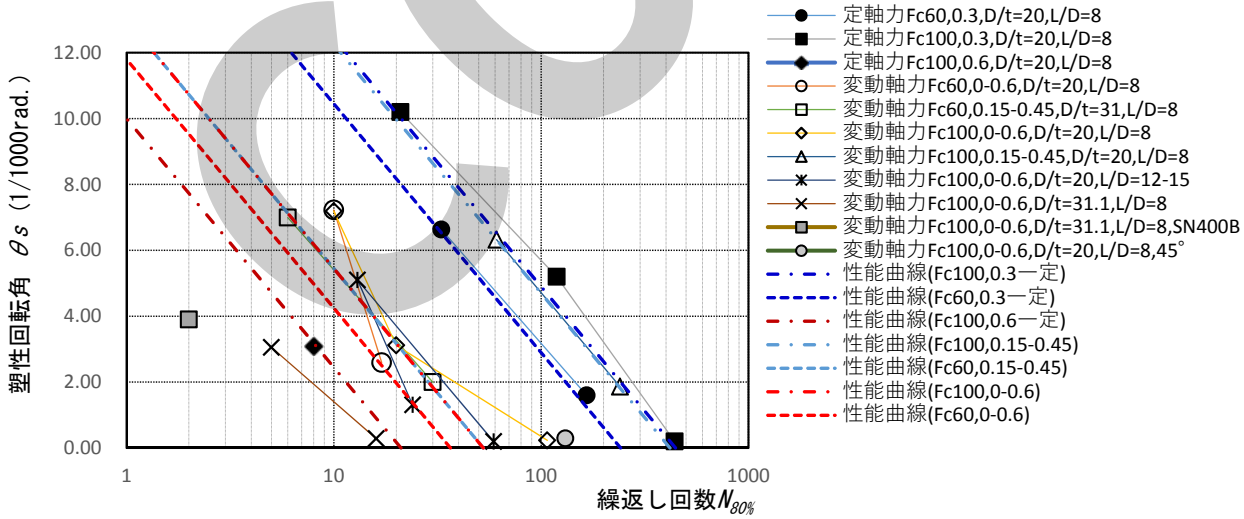


図 3.3-25　実験結果 [28)～32)] および θ s と $N_{80\%}$関係による保有性能評価曲線

COPY

(3) 部材回転角 θ と 80%耐力低下時の繰返し回数（$N_{80\%}$）関係による保有性能評価曲線

部材回転角 θ と N80%関係は，文献 33)により（3.3-33）式による．

$$\theta = -3.3ln(N_{80\%}) + N_1 \qquad (3.3\text{-}33)$$

ここで，θ：コンクリート充填鋼管柱の部材回転角（1/1000rad.）

$N_{80\%}$：繰返し載荷により，最大耐力の 80%に耐力低下した時の繰返し回数

N_1：実験結果より近似して得られた保有性能評価曲線の切片をコンクリート強度及び軸力比によって分類する．表 3.3-10 を参照

表 3.3-10　保有性能曲線切片 N_1 の分類

地震応答解析結果軸力比		保有性能評価曲線		
長期軸力比	軸力比（長期+変動）	軸力比(N/Ny)分類	N_1	
		実験 25)～29)の軸力比との対応	Fc100	Fc60
0.3 以下		0.3 一定	30	26
0.3 以下	0.3 以上 0.45 未満	0.15～0.45	28	24*1 21(D/t=31)
0.3 以下	0.45 以上 0.6 未満	0～0.6	20	19
0.3 以下	0.6 以上	0.6 一定	17	16
0.3 以上	—	0.6 一定	17	16*1

*1　Fc60 における軸力比 0.15～0.45 および 0.6 一定の実験は実施されていないので，Fc100 における関係と同様になるように N_1 を設定する．

図 3.3-26 に，文献 28)～32)の実験結果と θ s と $N_{80\%}$関係による保有性能評価曲線を示す．

図 3.3-26 中の Fc=100，変動軸力比 0～0.6 での D/t=20 の部材角 θ の保有性能評価曲線の N_1 は 20 であり，一方 D/t=31.1 の同一条件下の試験体（図中×印）から求まる N_1 は 15 程度である．この関係から D/t=31.1 の場合の他の軸力比での塑性回転角 θ s を指標とした保有性能評価曲線を推定することができる．

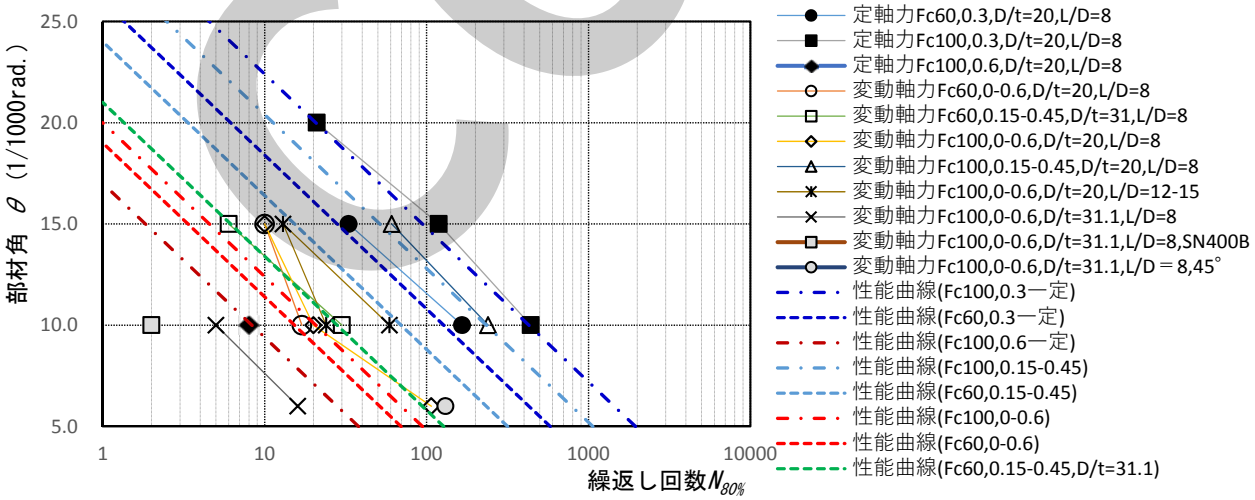


図 3.3-26　実験結果 28)～32)および θ と $N_{80\%}$関係による保有性能評価曲線

COPY

以上に示した塑性率，塑性回転角あるいは部材回転角と 80%耐力低下繰返し回数 $N_{80\%}$関係による保有性能評価曲線は限られた範囲の幅厚比，細長比，コンクリート強度，加力振幅による実験に基づくものであり適用に当たり留意する必要がある．例えば，前記保有性能評価曲線を適用するに当たり，地震応答解析により得られた部材の塑性率，塑性回転角，部材回転角あるいは応答軸力を大きめにグルーピングする等の安全側に評価する方法が必要である．

また，同一幅厚比(D/t)の円形鋼管と角形鋼管を比較すると円形鋼管の方が高い性能を有していることは明らかであり，角形鋼管で得られた保有性能評価曲線を円形鋼管に適用してもよい．

参考に，文献 28)～32)の試験体について日本建築学会 CFT 指針[33]に基づく限界部材角 Ru を表 3.3-11 に示す．

表 3.3-11　学会 CFT 指針[34]による文献 28)～32)の試験体の限界部材角 Ru(1/1000rad.)

軸力比 N/N_0	Fc100，590N 級		Fc60，SN490B	
	D/t=20	D/t=31	D/t=20	D/t=31
0	291.7	188.2	317.2	204.6
0.15	62.0	40.0	65.9	42.5
0.3	34.1	21.9	37.1	23.9
0.45	24.0	15.5	25.6	16.5
0.6	18.3	11.8	19.6	12.6

日本建築学会 CFT 指針[34]による限界部材角 Ru

$$R_u = \frac{\gamma_r}{0.15 + 3.79 \cdot \frac{N}{N_0}} \cdot \frac{t}{B} \cdot {}_R\alpha$$

$${}_R\alpha = 1.0 - \frac{F_c - 40.3}{566} \leq 1.0$$

ここで、B：鋼管の幅
D：鋼管の径
Fc：コンクリートの設計基準強度
Fy：鋼管の降伏強さ
N ：作用軸力
N_0：単純累加軸耐力=sA・Fy＋cA・Fc
γ_c：$l_k/D \leq 10$の場合 1.0、$l_k/D > 10$の場合 0.6
γ_r：$l_k/D \leq 10$の場合 1.0、$l_k/D > 10$の場合 0.8

学会 CFT 指針[34]による限界部材角は，文献 28)～32)の実験結果から得られた部材角と 80%耐力低下繰返し回数関係において繰返し回数＝１程度の部材角に相当する．

COPY

3.3.5　耐震ブレースおよび制振部材に対する設計クライテリアと検証方法

耐震ブレースおよび制振部材，取付け部について以下の方針に基づき検証する．

1)　耐震ブレース

耐震ブレースは，引張側を降伏耐力以下，圧縮側を座屈耐力以下とし，塑性変形を許容させないこととする．

2)　制振部材

制振部材については，鋼材あるいは摩擦系などの履歴系制振部材，オイルダンパーなどの粘性系あるいは粘弾性系制振部材を対象とする．

履歴系制振部材については，制振部材に生じる変形量もしくは滑り量が限界値以下であることを確認する．また，多数回繰り返しにおける制振部材の損傷度を評価する必要があり，各々の制振部材における累積変形－破断関係を用い,時刻歴応答解析結果の応答値から部材の損傷度を確認する．

オイルダンパーなどの粘性系あるいは粘弾性系制振部材については，繰り返しにおける減衰力の変化が生じる場合は，これを適切に評価する．

3)　取り付け部材および接合部

耐震ブレースあるいは制振部材取付け部材の接合部の座屈あるいは接合部破断により耐力劣化が生じないことを確認する．

1）耐震ブレース

本設計法で考慮する耐震ブレースは，重量鉄骨（H 型鋼・角形鋼管）による圧縮・引張ブレースを対象とする．耐震ブレースのクライテリアは，引張側は降伏耐力以下，圧縮側は座屈耐力以下とすることで，塑性変形を許容しないこととする．

2）制振部材

制振部材としては，鋼材系あるいは摩擦系などの履歴系制振部材，オイルダンパーなどの粘性系あるいは粘弾性系制振部材を対象とする．

〇履歴系制振部材

履歴系制振部材の復元力特性は，基本的に Normal Bi-Liner でモデル化する．ただし，初期剛性は，取り付け部（ガセットプレート部など）の剛性および部材長を実状に合わせ評価する必要が有る．

履歴系制振部材には，地震時に生じる変形や滑りを許容するためにクリアランスを設けている．本検証法においては，建物の応答結果に大きな影響を及ぼす制振部材の性能を確保し，地震後も維持することを目的に制振部材の最大応答値がクリアランスの限界量（図 3.3-27 の荷重－変形関係に示す滑動限界量）以下であることを確認する．

座屈拘束ブレースなどの履歴系制振ブレースにおいては，各々の製品において多数回繰り返し実験により，累積塑性変形と破断関係が求められている．(3.3-34)式 [35]に一例として，ある製品の破

COPY

断までの疲労性能曲線を示す．本検証法においては，実験結果によって得られた疲労性能曲線等を用いて時刻歴応答値により求めた損傷度により破断の有無を検証する．

$$\Delta\varepsilon_a(\%) = (20.48/\alpha)\cdot N_f^{-0.49} \tag{3.3-34}$$

$\Delta\varepsilon_a(\%)$ ：平均歪振幅　　N_f ：破断繰り返し回数

α ：歪集中率（平均歪区間長/芯材の区間長）

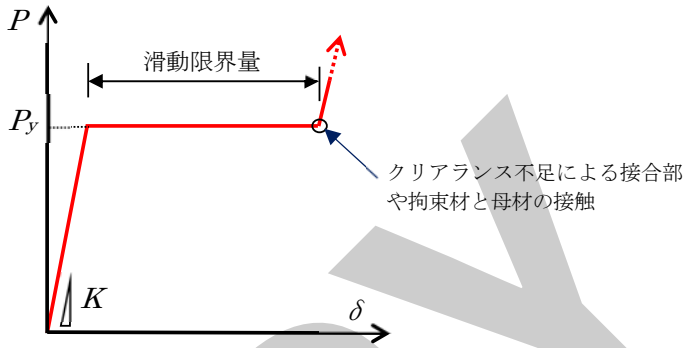


図 3.3-27　履歴系制振ダンパーの荷重－変形関係

損傷度は，フレームモデルによる時刻歴応答解析により，レインフロー法などを用いて精算する方法を推奨する．ただし，部材応答値が質点系モデルの時刻歴応答解析結果とフレームモデルによる静的弾塑性解析とを対比することで，精度良く部材応答値が求められる場合に限り，質点系モデルにより部材の損傷度を求めてもかまわない．

〇粘性系あるいは粘弾性系制振部材

粘性系制振部材については，繰り返しによる温度変化により減衰力が変化する場合は，これを適切に考慮する必要がある．

オイルダンパーにおいては，図 3.3-28 [36]に示す様に，作動油の温度上昇による減衰力の繰り返し依存性は小さいと考えられるが，繰り返しに伴う作動油の温度上昇が想定される場合は，その影響を確認しておく必要がある．

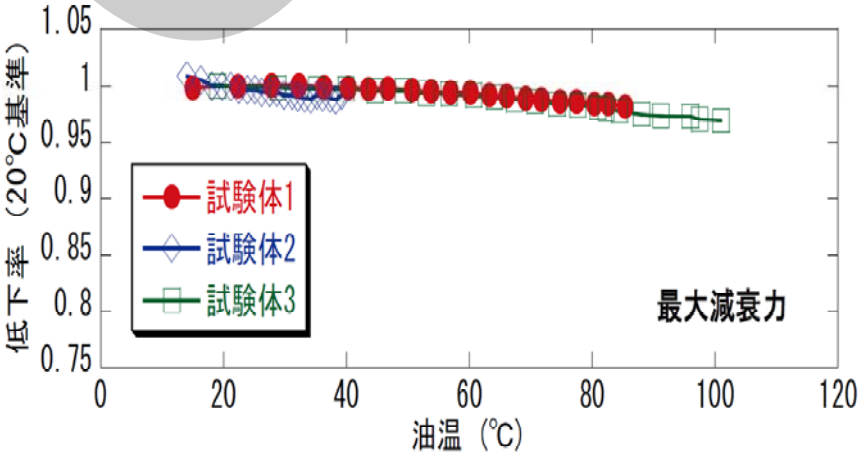


図 3.3-28　油温と最大減衰力（伸び側）の低下率の関係 [36]

COPY

また，粘弾性系制振部材に関しても，同様に，多数回繰返しによる剛性，耐力および減衰性能が変化する場合は，変形および繰返し回数を考慮した剛性，耐力および減衰性能の低減等により，応答値を安全側に評価するよう設定する必要がある．

3）取り付け部材および接合部

耐震ブレースあるいは制振部材の取付け部材の接合に関して，接合部の座屈，引張降伏あるいは引張破断が生じないよう，文献 37)等を参考に，検証する必要がある．制振部材取り付け部材とは，制振部材が取り付くブレース及び間柱を想定している．

制振ブレースの一種である座屈拘束ブレースは，図 3.3-29 に示すような接合部を含む座屈拘束ブレースの構面外座屈モードを生じさせないことを確認する必要がある [37]．

設計用の長周期地震動に対して多数回の降伏を許容する耐震ブレースや座屈拘束ブレースは繰返し変形による耐力上昇を適切に評価して接合部の座屈，引張破断に対する安全性を確認する必要がある．

接合部の検証に際し，引張降伏耐力以下とする場合は問題ないが，接合部の引張降伏を許容する場合には多数回繰返しによる変形性能の低下を考慮する必要がある．

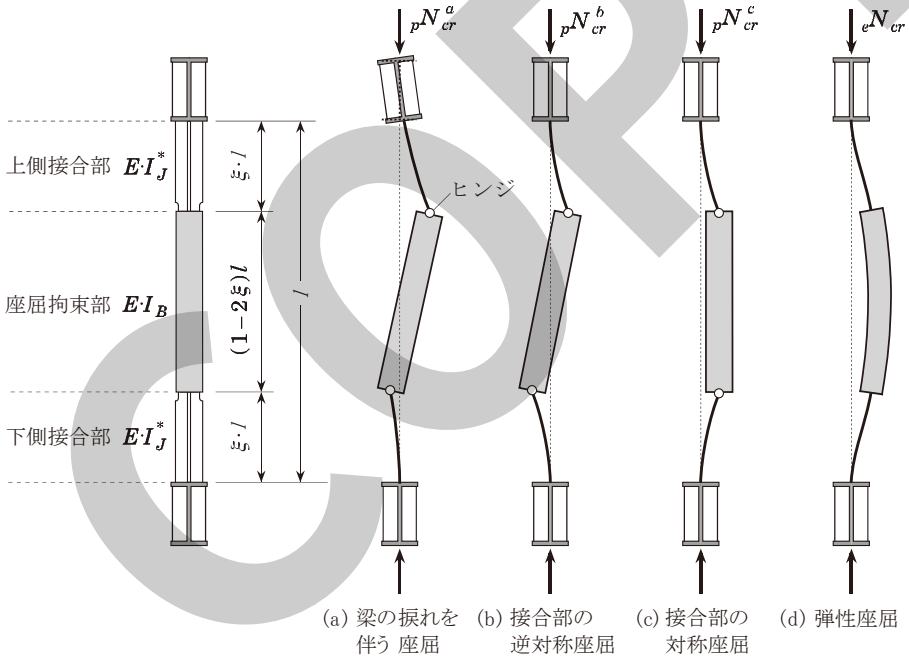


図 3.3-29　接合部を含む座屈モード [37]

COPY

参考文献

1) 秋山宏：建築物の耐震極限設計第 2 版

2) 向出静司, 奥伸之, 松尾克也, 多田元英：製造方法が異なる箱形断面柱の大変形域載荷実験，鋼構造論文集, 第 23 巻, 第 90 号, pp. 51−64, 2016. 6

3) 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル，日本建築学会構造系論文報告集，第 437 号，1992 年 7 月

4) 澤本佳和，清川貴世，久保田淳，田上淳，福元敏之，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その１３　柱部材の多数回繰り返し載荷実験（実験計画及び結果概要），日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp1057-1058，2012.9

5) 清川貴世，澤本佳和，久保田淳，田上淳，福元敏之，長谷川隆，岩田善裕：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その６　柱部材の多数回繰り返し載荷実験（実験計画及び結果概要），日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp1023-1024，2011.8

6) 長谷川隆，福元敏之，田上淳，澤本佳和，久保田淳，時野谷浩良，鈴井康正，寺田岳彦，石井大吾，成原弘之，安田聡，金子洋文，宇佐美徹，小鹿紀英，鈴木芳隆，西山功，向井昭義，岩田善裕：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討，建築研究所，No.160，2014.7

7) 村上竜人，聲高裕治：H形鋼梁の復元力特性に及ぼす軸方向変形拘束の影響，鋼構造年次論文報告集第 24 巻，pp794-801，2016 年 11 月

8) 安井信行：繰返し載荷を受ける角形鋼管柱の塑性変形性能，日本建築学会九州支部研究報告，第 52 号，pp.361-364，2013.3

9) 建築研究所・鋼材倶楽部：角形鋼管設計研究会研究報告書～鉄骨象柱材としていの要求性能と保有性能の面からみた冷間成形コラムの評価～，1993.11

10) 秋山宏，桑村仁，山田哲，邸榮政，菊川春三：角形鋼管の終局挙動に及ぼす製造工程の影響，構造工学論文集，Vol.38B，pp.399-410，1992.3

11) 稲岡真也，形山忠輝，岡本晴仁：建築構造用冷間成形角形鋼管の変形性能，鋼構造年次論文報告集，第 4 巻，pp.189-196，1996.11

12) 桑村仁，松本由香，武谷政國：熱間成形および冷間成形角形鋼管の脆性破壊，日本建築学会構造系論文集，No.493，pp.121-129，1997.3

13) 園田正雄：建築構造用冷間ロール成形角形鋼管（BCR295）の力学性状に関する実験的研究，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.101-104，1998.3

14) 遠藤良治，岡本晴仁，今井章彦，笹治峻，稲岡真也：斜め入力を受けた場合の建築構造用冷間成形角形鋼管の力学性状に関する研究（その１～２），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.687-690，1998.9

15) 形山 忠輝, 森田 耕次, 岡本 晴仁, 塚本 裕昭, 平野 攻, 尾野 好彦, 志村 保美, 吉田 譲, 渡邉 一夫, 塩飽 豊明, 川辺 壮一：全断面靭性を保証した冷間成形角形鋼管の構造特性，鋼構造論文集，第 11 巻，第 41 号，pp.1-9，2004.3

16) 松尾克也・向出静司・多田元英：降伏比の異なる角形鋼管柱の大変形域単調載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.725-726，2012.8

17) 奥伸之・向出静司・松尾克也・多田元英：鋼種や製造工程の異なる角形鋼管柱の大変形域単調

COPY

載荷実験（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.1207-1208，2013.8
18) 鎌倉和彦，上田遼，田中剛，佐藤勇介，中澤好道，佐々木靖文：角形鋼管柱の塑性変形能力に及ぼす溶接欠陥の影響(その１～その２)，日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1 分冊，pp1183-1186，2013.8
19) 津田 恵吾，松井 千秋：一定軸力と変動水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集，巻号 505，pp131-138，1998.3
20) 辻 文三，西野 孝仁，寺坂 延昭：電縫鋼管柱の弾塑性変形・崩壊挙動，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，巻号 31，pp237-240，1991.5
21) 辻 文三，西野 孝仁，中塚 力：鋼管柱の弾塑性変形性状に関する研究（Ⅰ～Ⅲ），学術講演梗概集. C，構造 II，pp681-682，1985.9，pp1115-1116，1986.7，pp837-838，1987.8
22) 山田 誠，倉田 光春 ，浅里 和茂，中村 雅俊：一定軸力・正負繰返しせん断力を受ける円形鋼管部材の局部座屈挙動に関する研究（その 1），日本建築学会東北支部研究報告集，巻号 62，pp521-524，1999.6
23) 松井 千秋，津田 恵吾，横山 一智：水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性挙動に関する研究（その１～その３），学術講演梗概集.構造系，巻号 59，pp1343-1344，1984.9,学術講演梗概集.C,構造 II，pp665-666，1985.9，pp1117-1118，1986.7
24) 五十嵐 定義，長尾 直治：電縫鋼管部材の局部座屈挙動，学術講演梗概集.構造系，巻号 50，pp829-830，1975.8
25) 遠藤 康弘，倉田 光春，黒田 浩司，浅里 和茂，田村 智之：軸力下における電縫鋼管柱のせん断挙動に関する研究，学術講演梗概集.C-1， 構造 III，pp683-684，1998.7
26) 中村 雅俊，倉田 光春，遠藤 康弘，田村 智之：軸方向力を受ける電縫鋼管柱のせん断挙動に関する実験的研究，日本建築学会東北支部研究報告集，巻号 61，pp519-522，1998.6
27) 山田 誠，倉田 光春，浅里 和茂，野内 英治，中村 雅俊：電縫鋼管柱の材料特性と局部座屈に伴う断面の形状変形に関する研究，日本建築学会東北支部研究報告集.構造系，巻号 63，pp97-100，2000.6
28) 成原弘之，安田聡，佐藤英佑，宇佐美徹，鈴井康正，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その２７　ＣＦＴ柱部材の多数回繰返し載荷実験（実験概要：490N 級鋼材,Fc60 コンクリート試験体)，日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ，pp1251-1252，2014.9
29）佐藤英佑，成原弘之，安田聡，宇佐美徹，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その２８　ＣＦＴ柱部材の多数回繰返し載荷実験（結果と考察：490N 級鋼材,Fc60 コンクリート試験体)，日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ，pp1253-1254，2014.9
30）宇佐美徹，山崎賢二，牛渡ふみ，成原弘之，鈴井康正，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その２９　ＣＦＴ柱部材の多数回繰返し載荷実験（実験概要：590N 級鋼材,Fc100 コンクリート試験体ほか)，日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ，pp1255-1256，2014.9
31）牛渡ふみ，宇佐美徹，山崎賢二，成原弘之，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その３０　ＣＦＴ柱部材の多数回繰返し載荷実験（結果と考察：

COPY

590N 級鋼材,Fc100 コンクリート試験体ほか)，日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ，pp1257-1258，2014.9
32）山崎賢二，宇佐美徹，牛渡ふみ，成原弘之，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その３１　ＣＦＴ柱部材の多数回繰返し載荷実験（損傷評価），日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp1259-1260，2014.9
33）池嵜大輔，小鹿紀英，鈴木芳隆，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討　その３３　長周期地震動に対するＣＦＴ柱を有する超高層建築物の応答評価，日本建築学会学術講演梗概集,構造Ⅲ，pp1263-1264，2014.9
34）日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計指針,2008.10
35）前田泰史，中村博志，竹内徹，中田安洋，岩田衛，和田章：実大アンボンドブレースの疲労性能（その１～その２），日本建築学会学術講演会梗概集，pp813-816，1999.9
36）欄木龍大ほか:長周期地震動に対する免震部材の多数回繰返し実験その８:オイルダンパー　日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）　2011 年 8 月 4
37）日本建築学会：鋼構造制振設計指針，2014

COPY

4.　免震構造

4.1　基本方針 4-1

4.2　解析モデルと解析手法 4-5
(1)　解析モデル 4-5
1)　制動ばね 4-6
2)　免震材料 4-9
(a)　ハードニング 4-9
①天然ゴム系積層ゴム 4-9
②高減衰ゴム系積層ゴム 4-10
③鉛プラグ入り積層ゴム 4-11
(b)　引張の影響 4-11
(c)　繰返し累積変形の影響 4-12
(d)　その他要因による影響 4-13
3)　上部構造 4-13
4)　留意事項 4-13
(2)　解析手法の検証 4-14
1)　実験概要 4-14
(a)　試験体 4-14
(b)　入力地震波 4-14
2)　解析概要 4-15
(a)　解析モデル 4-15
(b)　解析結果 4-15
3)　既往論文 4-17

4.3　設計クライテリアと検証方法 4-18
(1)　免震材料のクライテリア 4-18
1)　積層ゴム支承の変形 4-18
2)　すべり支承，転がり支承，ダンパー等の変形 4-19
3)　支承面圧 4-19
4)　上下動の考慮 4-19
5)　接合部 4-20
6)　参考１：圧縮限界強度 4-20
7)　参考２：引張限界強度 4-20
(2)　制動材のクライテリア 4-21
(3)　上部構造のクライテリア 4-22

参考文献 4-27

COPY

4.1 基本方針

本章では「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について（技術的助言）平成 28 年 6 月 24 日　国住指第 1111 号」で提示されている告示波を超える長周期地震動に対して，免震構造の建物と制動に寄与する部材（以下，制動材）との衝突を評価した設計法（以下，制動設計）について提示する．本設計法は上記地震動による免震層の過大変形を制動材との衝突により防ぐとともに，制動材との衝突時（以下，制動時）の建物の挙動を把握し，免震材料および構造部材の変形や応力がクライテリアを満足することを確認するものである．上記衝突は衝突緩衝材を介した衝突も含むものとする．

制動時の建物の挙動は，制動材との衝突を評価した地震応答解析（以下，衝突応答解析）により把握する．制動時の建物の挙動を適切に評価するため，制動材は，その剛性・耐力などの復元力特性や減衰が適切に設定できるものを用いる．

また，制動時の建物の応答については，衝突応答解析により把握するとともに，エネルギーの釣合に基づく検討を行う．

設計では，各種要因により制動時の建物の応答値が大きくなることも考慮して、免震材料、構造部材とも余裕のある設計を行うこととする．また，擁壁等，制動材以外とのクリアランスについても同様に余裕のある設定を行う．

免震材料の変形については，材料認定の限界変形までを取り扱うこととするが，大変形領域を扱う場合は積層ゴムのハードニングや限界変形に対する余裕度等に十分留意する．

対象は建物の最下階に免震材料を配置した基礎免震構造の建物，および建物中間層に免震材料を配置した中間層免震構造の建物とする．

免震構造は高い耐震安全性を要求される場合に採用される構造形式で，稀に起こる地震動（レベル 1 地震動）および極稀に起こる地震動（レベル 2 地震動）に対して，免震材料を含む建物の主要な構造体を軽微な損傷にとどめ，継続して使用できるように設計を行っている．また，人命の安全確保や建物の継続使用だけでなく，家具什器の類でも転倒などを生じさせないことを設計目標とする場合もある．そのため，設計時には超高層建物と同様に地震応答解析を行い，地震時の挙動を予測している．

免震材料は工業製品であるため，材料特性把握は比較的容易で精度も高い．免震構造の建物の地震時挙動はその免震材料の特性に強く依存して決定されるため，一般の耐震構造建物に比べて挙動予測の精度は高い．

免震構造の建物は，法令に定められたレベル 1 およびレベル 2 の地震動に対して最適の性状となるように支承やダンパーなどの免震材料を選択し，建物と擁壁とのクリアランスを考慮して設計されている．レベル 2 地震動に対しては，建物の主要な構造体に生じる応力度を短期許容応力度以下になるように設計する場合もある．RC 造の場合には，柱梁壁などの主要な構造体にひび割れなど

COPY

の軽微な損傷は生じるものの，修復可能な軽微な損傷に留めている．S 造の場合でも同様に，主要な構造体は降伏することはない．

構造設計においては，法に定められた地震動に対して余裕を確保した設計が実施されている．しかし，免震構造の場合，耐震構造に比べていわゆる「計算外の余裕」と言われるものが少なく，設計時の余裕の範囲を超える大きさの地震動が入力した場合，設計時の目標制限値を上回る挙動となる可能性がある．言い換えれば，想定される地震動の大きさであれば建物応答は予測の範囲となり，耐震構造の建物に比べて安全性は高いが，過大な入力地震動に対しては、建物全体の応答が専ら装置の挙動にのみ支配されるので冗長性が低く，免震材料の破断や座屈，擁壁との衝突，主要な構造体の損傷など設計上対応されていない事象が生じることが予想される．中間層免震建物では，建物周りに免震層の過大な変形を制御する役割をもつ擁壁が存在しないため，上部架構の飛出しも想定される．

告示波を超える長周期地震動に対しても上記と同様のことが想定される．これに対する設計としては，免震層の過大変形による免震材料の破断や擁壁との衝突を避けるため，積層ゴム支承のサイズアップにより免震層の剛性を大きくする，ダンパー等を追加して減衰力を大きくするなどの対応が考えられるが，逆にレベル 1 およびレベル 2 地震動に対しては、こうした対応が免震効果の低下を招いてしまう．

今回提示する制動設計法は，レベル 1 およびレベル 2 地震動に対する免震効果を維持しながら，免震層の過大変形を制動材により防ぐとともに，制動時の建物の挙動を把握し，免震材料および構造部材の変形や応力がクライテリアを満足することを確認するものである．

免震構造の建物が制動材と衝突した時の建物の挙動を予測するために，制動材をモデル化したばねを用いた衝突応答解析や FEM による衝突解析などが提案されている．数少ないが衝突実験も実施例があり，E-ディフェンスでも 4 層の実大 RC 造建物で実施された．「4.2 (2) 解析手法の検証」には実験と解析の対応を示している．本設計法では制動時の建物の挙動について，衝突応答解析により把握することとする．

制動時の建物挙動は制動材の剛性，耐力などの復元力特性や減衰に大きく影響される．そのためそれらの復元力特性や減衰の把握は重要であり，復元力特性や減衰が適切に設定できる部材を用いることとする．

また，制動時の建物の応答については，衝突応答解析により把握するとともに，エネルギーの釣合に基づく検討を行う．検討方法については「4.3 (3) 上部構造のクライテリアと検証方法」で後述する．

設計においては，各種要因により制動時の建物の応答値が大きくなることも考慮する必要がある．入力地震動の観点からいえば，設計用地震動は一つの仮定・代表例であり，熊本地震の事例を見ても，常に想定外の入力を意識して設計を行う必要がある．たとえば入力の設定やそれに起因する応答のばらつきに対する余裕が必要である．また，制動時の建物の挙動では，制動材との衝突によって免震層の等価剛性は大きくなり，免震建物は短周期化することになるが，衝突を繰り返しながら入力が大きくなるような挙動を生じる可能性もある．これら各種要因に対する配慮として，制動設

COPY

計では免震材料，構造部材とも余裕のある設計を行うこととする．また，擁壁等，制動材以外とのクリアランスについても同様に余裕のある設定を行う．

免震材料および構造部材のクライテリアについては，「4.3　設計クライテリアと検証方法」で後述するが，免震材料については，原則として材料認定の範囲内で，余裕のある設計を行うこととする．構造部材についても，「2.　鉄筋コンクリート造」「3.　鉄骨造」「5.　基礎構造」のクライテリアに基づくが，免震材料と同様に余裕のある設計を行うこととする．

免震材料の変形については，材料認定の限界変形までを取り扱うが，積層ゴムのハードニング領域を取り扱う場合は十分な注意が必要である．（「4.2 (1) 2) (a) ハードニング」参照）また，積層ゴム支承の応答変形も限界変形に対して余裕のある変形レベルに抑えることとする．（「4.3 (1) 1) 積層ゴム支承の変形」参照）

対象は，建物の最下階に免震材料を配置した基礎免震構造の建物，および建物中間階に免震材料を配置した中間層免震構造の建物とする．中間層免震建物では，免震層の下部側の架構での部材降伏などによる不安定な挙動を排除することが望ましい．そのため，免震層の上部側の架構よりも厳しい応力や変形制限を設ける必要がある．

設計フローチャートを次頁，図 4.1-1 に示す．

COPY

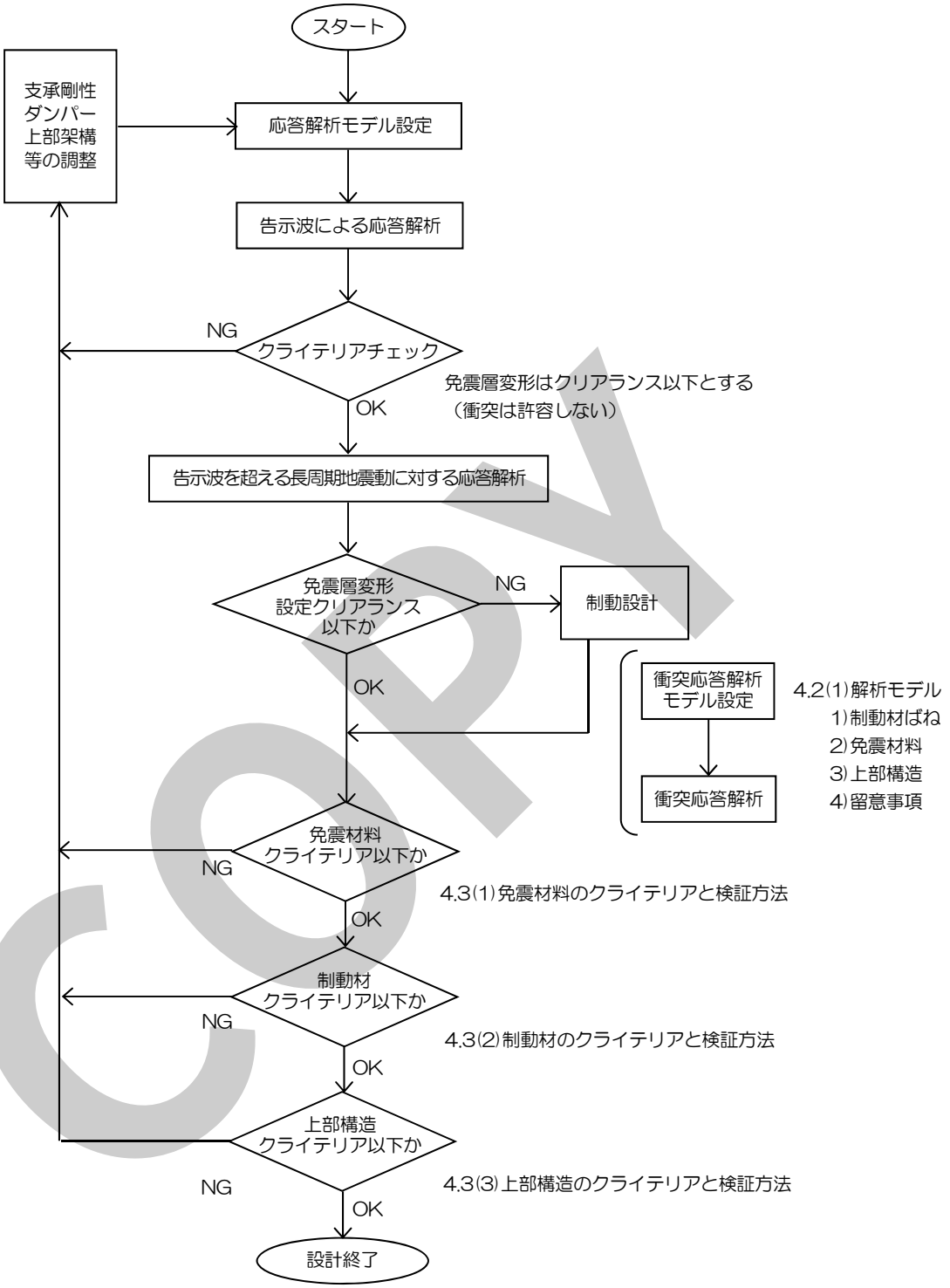


図 4. 1-1　設計フローチャート

COPY

4.2 解析モデルと解析手法

本節では免震構造の建物と制動時の挙動を把握するための衝突応答解析について記載する．

(1) 解析モデル

免震構造の建物と制動材との衝突応答解析モデルは，免震層を含む建物を質点系モデルあるいはフレームモデルに置換し，上部構造と免震層下部構造との間に衝突前および衝突後の建物と制動材との間の相互作用（復元力特性および減衰）をモデル化した要素（以下，制動ばね）を設定したモデルとする．

上部構造の層間変形角が 1/100 を超える，もしくは層の剛性が大きく変化する領域となる場合は，免震材料を含む部材ごとの応答値が算定できるフレームモデルに置換する．ただし免震材料を含む部材応答値が，質点系モデルの地震応答解析結果を用いて，フレームモデルによる静的解析にて，精度良くあるいは安全側に推定できる場合は質点系モデルでもよい．

免震層は，制動時において，免震層の斜め方向あるいはねじれ変形による二次元的な挙動が与える影響を評価できるよう免震材料や制動材の平面的な配置が考慮できるモデルとする．また，制動時の転倒モーメントによる免震層のロッキング挙動を評価し，免震支承の鉛直方向変形を把握するため，免震層直上の梁の剛性および免震支承の鉛直方向剛性を考慮したモデルとする．ただし，免震層のねじれ変形や転倒モーメントの影響を精度良くあるいは安全側に推定できる場合はこの限りではない．

P⊿効果，上下動，水平 2 方向入力に対する検討は「2.　鉄筋コンクリート造」「3.　鉄骨造」に基づき行う．

建物と制動材との衝突が発生するまでの建物挙動は，これまで一般的に用いられてきた地震応答解析モデルにて評価できる．より大きな地震動に対して，建物と制動材とのクリアランスを超える変形となり衝突が生じると，衝突しないものとして当初モデル化した一般的な地震応答解析モデルでは表現できない応答を生じる．制動時の建物の挙動を評価するために，上部構造と免震層下部構造との間に制動ばねを設定する．質点系モデルの衝突応答解析モデルの例を図 4.2-1 に示す．

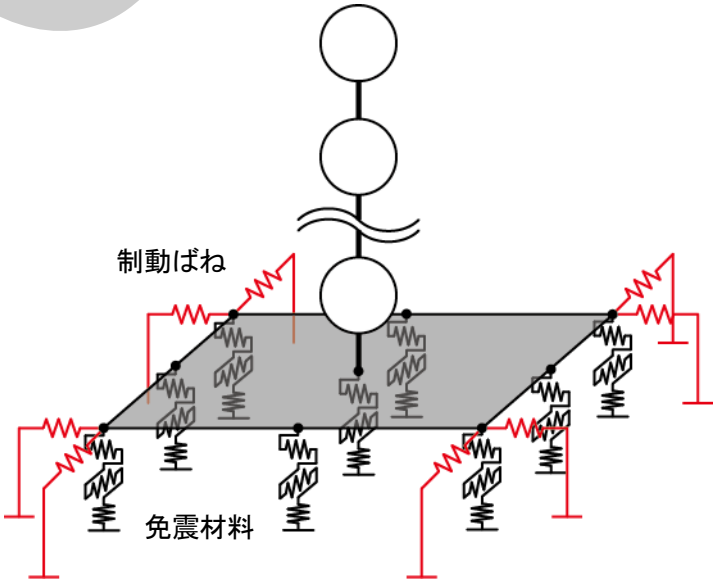


図 4.2-1　衝突応答解析モデル（例）

制動時の建物挙動には，制動ばねの剛性，耐力などの復元力特性や減衰が

COPY

大きな影響を与える．衝突応答解析では，上部構造と免震層下部構造を連結する制動ばねが最も重要な要素であり，この制動ばねの特性により，制動時の建物挙動が支配される．

免震構造の建物の設計では，通常レベル 2 地震動に対して，層の剛性が大きく変化しない変形の範囲内で地震応答解析がなされている．制動材との衝突を考慮する本設計法では，上部構造においてより大きな変形領域を取り扱う場合があるため，そのような場合には，部材ごとの応答値が算定できるフレームモデル等の地震応答解析モデルを用いることとしている．

制動設計では制動材は複数以上配置されることが多く，免震層にねじれ変形が生じると，制動時の挙動はその影響を受ける．また，制動材に対して斜めの衝突を考えた場合，制動材との接触面と平行な制動力が作用し，免震層にねじれ変形が生じることになる．これらねじれを伴う二次元的な挙動を評価するため，免震層は免震材料や制動材の平面的な配置が考慮できるモデルとする．上部構造も必要に応じてねじれ振動の影響を評価できるモデルとする．

制動設計では免震層の大変形領域を取り扱うため，免震支承の鉛直方向変形も詳細に把握する必要がある．そこで制動時の転倒モーメントによる免震層のロッキング挙動を評価できように，免震層直上の梁の剛性および免震支承の鉛直方向剛性を考慮したモデルとする．図 4.2-1 のモデル図では免震層直上の梁が剛とみなせ，転倒モーメント平面保持のもと各支承の軸力に分配できる場合を示している．免震層直上の梁の剛性の詳細な評価が必要な場合は，免震層直上の梁を含む上部構造をフレームモデルとする等のモデル化が考えられる．

1）制動ばね

上部構造と免震層下部構造を連結する制動ばねは，建物と制動材とのクリアランス、および制動材の剛性・耐力などの復元力特性や減衰に基づき設定する．

建物の特性に応じて，制動材の種類や配置などを適切に設計する．

免震層のねじれ変形が制動時の挙動に与える影響は，免震材料や制動材を平面的に配置したモデルにより評価することとしているが、その影響が極力小さくなるよう免震材料・制動材はできる限り偏心がないように配置する．

「4.1　基本方針」に示したように，制動材はその剛性・耐力などの復元力特性や減衰が適切に評価できる部材を用いることとし，制動ばねの特性はこれらに基づいて設定するものとする．

制動材に用いる材料は復元力特性等を設定するための力学特性が明確にされている材料とする．指定建築材料・材料認定を取得した材料および実験等により地震応答解析に必要な諸元が明らかにされた材料がこれに該当する．衝突の衝撃を緩和することを意図した衝突緩衝材もこれにならう．

建物の特性に応じて，制動材の種類や配置などを適切に設計する．

制動材の簡単な例としては，上部構造から片持ち柱を出し下部構造体に衝突させる，もしくは下部構造から片持ち柱を出し上部構造体に衝突させる方法が挙げられる．この場合，制動ばねの復元力特性は柱脚部固定度を考慮した片持ちの鉄骨造柱，鉄筋コンクリート造柱等の復元力特性および

COPY

減衰となる.

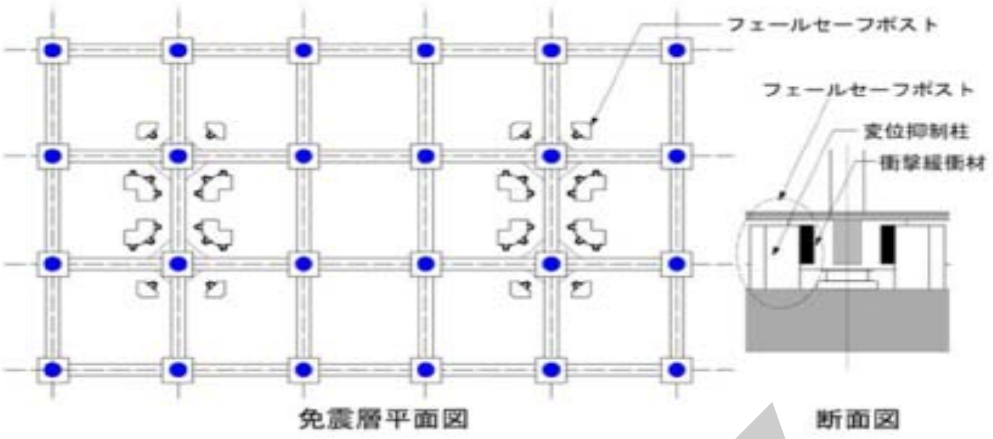
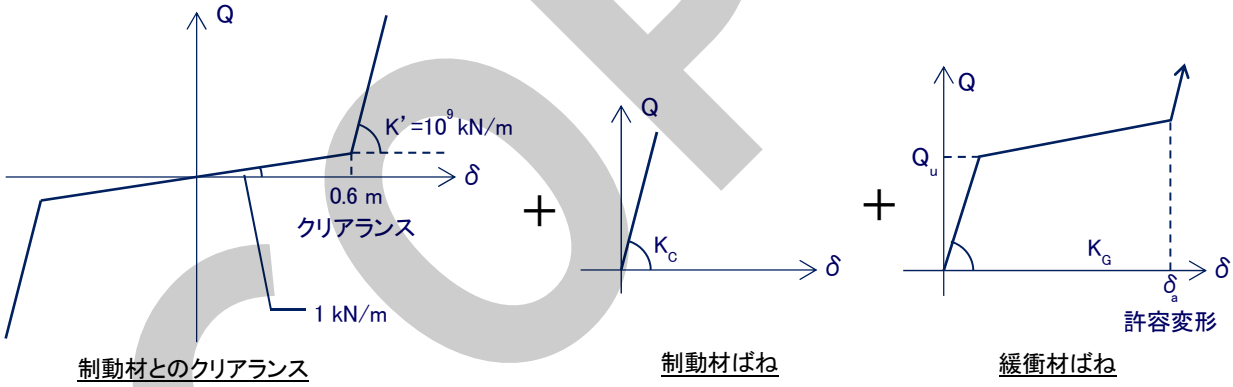


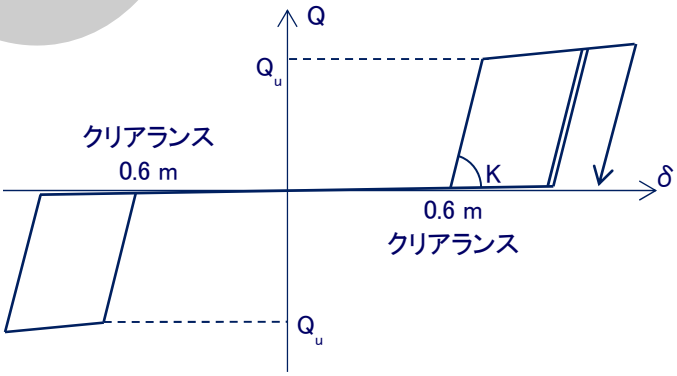
図 4.2-2　制動材の例 [1)]

建物と制動材とのクリアランスを考慮した制動ばね（復元力特性：Bi-Linear）のモデル化の例（制動材とのクリアランスが 0.6mの場合）を図 4.2-3,4 に示す.「制動ばね」は「制動材とのクリアランス」と「制動材ばね」および「緩衝材ばね」（緩衝材を配置する場合）を組み合わせたばねと定義する.



制動材とのクリアランスを表現する要素と制動材ばね要素および緩衝材ばね要素を直列で連結

図 4.2-3　制動ばねモデル（例 1）



クリアランス付制動材・緩衝材ばね

制動材とのクリアランスと制動材，緩衝材を一つの要素でモデル化

図 4.2-4　制動ばねモデル（例 2）

COPY

例 1 の制動ばねモデルは，建物と制動材とのクリアランスを表現する要素と制動材の復元力を表現する要素を，個別に設定し直列に連結している．このモデル化では，例えば正側で衝突して制動ばねの塑性化による残留変形が生じた場合，負側の制動材とのクリアランスが正側の残留変形に相当する分だけ小さくなってしまう．そのため衝突が 1 回であれば問題ないが，複数回の衝突を想定する場合は注意が必要である．

例 2 の制動ばねモデルは，制動材とのクリアランスと制動材の復元力を 1 つの要素で表現しており，複数回の衝突が生じても制動材とのクリアランスおよび制動材の残留変形は正当に評価されている．

基礎免震構造の建物外周には通常免震擁壁が存在する．免震擁壁を制動材として用いることも可能であるが，シンポジウム「巨大地震への備えを目指す免震構造の取り組み」（2017 年 1 月 23 日日本建築学会　構造委員会　振動運営委員会　免震構造小委員会）では,「免震建物の擁壁衝突現象のシミュレーションにおいては,擁壁部水平抵抗をいかに精度よく評価するかが極めて重要となる.（中略）FEM 解析を用いれば擁壁部水平抵抗や衝突応答を比較的良好に評価することが可能と思われるが，実務設計では非常に困難である.」とされている．また，同シンポジウムでは，線材を用いた擁壁部のモデル化方法や衝突解応答モデルの代表的な事例として，以下に示す 4 つの方法が提示されている．

①擁壁部水平抵抗を任意に決定する方法

②背後地盤を半無限地盤上の矩形領域と考える方法

③背後地盤を半無限一次元土柱と考える方法

④背後地盤の抵抗を杭の応答評価法を準用して評価する方法

しかし，現段階ではいずれの方法にも問題点や課題があるとされており，現状では擁壁の特性を把握して設計に用いることは難しい．

免震層を一次元にモデル化した衝突応答解析は，一方向の地震動に対して並列に配置された複数の制動材に建物がほぼ同時に衝突することを想定したものである。しかしながら，制動時に免震層にねじれ変形が生じた場合，複数の制動材への同時衝突とはならない。その影響を評価するため，免震材料や制動材を平面的に配置するモデル化を行うこととしている．

設計的にはその影響を極力小さくする（衝突にいたるまで免震層にねじれ変形が生じない，衝突によりねじれ変形が励起されない）ため，免震材料・制動材は偏心がないよう配置することが望ましい．

COPY

2) 免震材料

免震材料の特性は材料認定の仕様に基づく．

積層ゴムのせん断ひずみが限界ひずみ 400%の 2/3（ひずみ 267%）を超える場合は，積層ゴムの復元力特性にゴムのハードニングを考慮する．

積層ゴムに引張力が作用する場合は,積層ゴムの引張側の特性に基づき,引張ひずみを算定する．

長時間の繰返し累積変形による免震材料の特性への影響については，長周期地震動対策に関わる技術資料・データ（国立研究開発法人　建築研究所）に基づき考慮する．また現状，各免震材料にて長周期地震動に対する性能変化について任意評定取得が進んでいる．それら免震材料では，評定内容に基づいて長周期地震動に対する性能変化を考慮する．

(a) ハードニング

積層ゴムの復元力特性は限界ひずみ 400%の 2/3（ひずみ 267%）以上になるとハードニング等の非線形挙動を示す．ハードニング領域のモデル化については，各免震材料の実験結果に適合した復元力特性を設定する．

また，長時間の繰返し累積変形による免震材料の特性への影響については，各免震材料でその影響を評価できる資料が取り揃えられつつあるが，ハードニング領域については，長時間の繰り返し実験が十分なされていないのが現状である．したがってハードニング領域の変形を許容する場合は，その変形領域に至る回数が,各免震材料の繰返し変形試験で確認されている繰返し回数(数回程度)になるよう制御することとする．

① 天然ゴム系積層ゴム

天然ゴム系積層ゴムの復元力特性のモデル化の一例を表 4.2-1 と図 4.2-5 に示す．天然ゴム系積層ゴムの大変形時のハードニングを考慮して，せん断ひずみγが 267%を超えると剛性が大きくなるモデルとする．ハードニングによる剛性増大は各免震材料の実験結果に適合したものとする。

表 4.2-1　天然ゴム系積層ゴムの復元力特性モデル

せん断ひずみ	水平剛性 K
$\gamma \leqq 267\%$	K＝K(100)（せん断ひずみ 100%時の値）
$267\% < \gamma \leqq 400\%$	各免震材料の実験結果に適合した非線形曲線
履歴型	逆行型

COPY

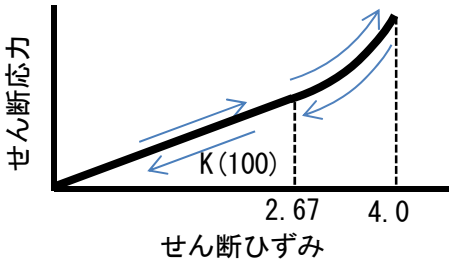


図 4.2-5　天然ゴム系積層ゴムの荷重-変形モデル例

②　高減衰ゴム系積層ゴム

高減衰ゴム系積層ゴムのハードニング領域の復元力特性は各免震材料の実験結果に適合したモデル化とする。実験結果に適合したモデル化の例としては文献 2)が参照できる．文献 2)では軸力の影響を考慮した大変形領域（せん断ひずみ 400%まで）の復元力特性モデルが提案されており，実験結果とよい整合を示している．

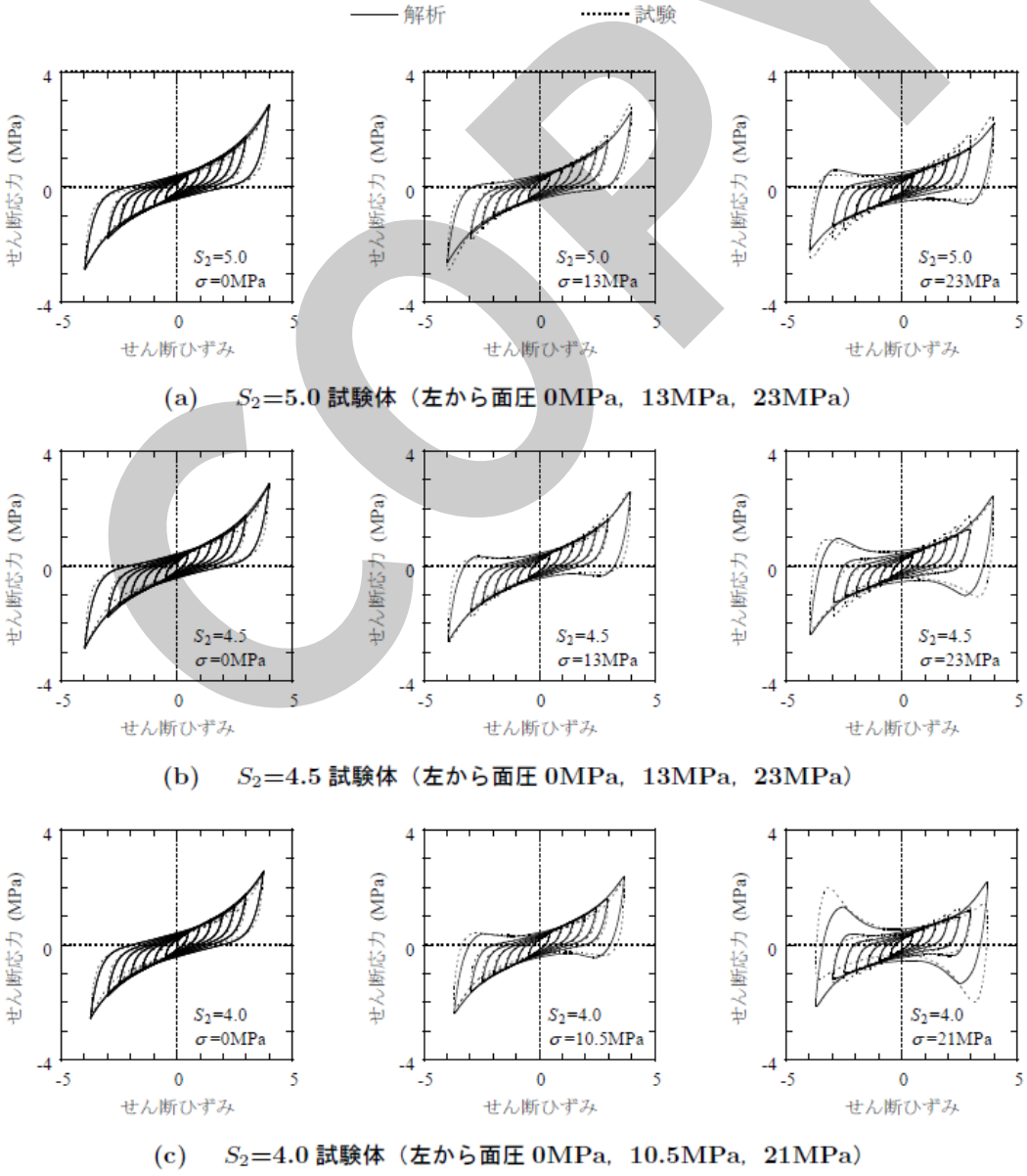


図 4.2-6　文献 2)の実験結果と解析結果の比較

COPY

③ 鉛プラグ入り積層ゴム

鉛プラグ入り積層ゴムの復元力特性のモデル化の一例を，図 4.2-11 に示す．ひずみ依存性を有する修正バイリニアと大変形時のハードニングを考慮してせん断ひずみが 267%を超えると剛性が大きくなる付加ばね(逆行型)を並列に組み合わせるモデルとする．ハードニングによる剛性増大は各免震材料の実験結果に適合したものとする。

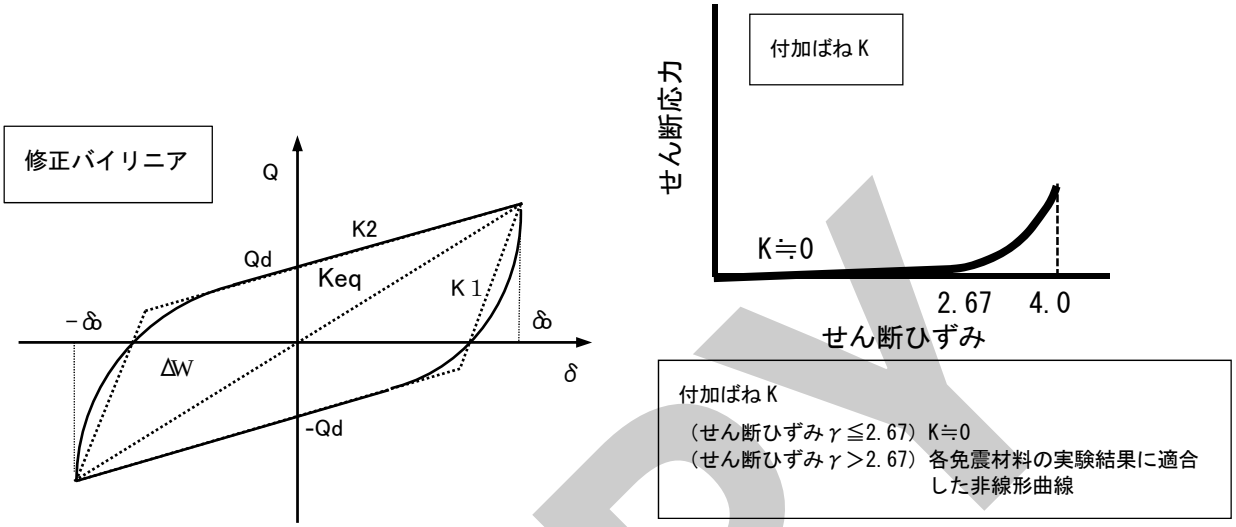


図 4.2-7　　鉛プラグ入り積層ゴムの復元力モデル例

(b) 引張の影響

積層ゴムに引張力が生じる場合，通常積層ゴムの引張応力は引張限界強度（基準値 1N/mm²）以下となるよう設計されている．積層ゴムのせん断ひずみがこれまでの一般的な免震構造の設計レベルであれば問題ないが，制動設計ではより積層ゴムのせん断ひずみが大きい領域を扱うことになる．

積層ゴムの引張方向は圧縮方向の特性とは異なり，初期剛性は比較的高いが，線形限界応力に達してからは剛性が急激に低下して破断に至る．また，引張破断ひずみは，せん断ひずみが大きくなるに従い低下するとされている．これらを考慮すると，積層ゴムに引張力が作用する場合は，引張ひずみにより許容値を規定するのが妥当と考えられる．したがって，解析では積層ゴムの引張側の特性に基づいて引張ひずみを算定することとした．

また，制動時には転倒モーメントによるロッキング振動およびそれに伴う上下振動が懸念される．文献 3)でも免震建物が擁壁と衝突するとロッキング振動に伴い上下動が励起されることが指摘されている．これらロッキング振動および上下振動による免震材料の鉛直方向変形を評価し，引張ひずみを把握するため，免震材料を平面的に配置し，鉛直方向剛性を考慮した解析モデルとしている．（「4.2 (1) 解析モデル」参照)）

積層ゴムの引張ひずみは，個々の積層ゴム支承の応答値が算定可能な地震応答解析モデルにより求める．ただし，積層ゴムの引張ひずみを精度良くあるいは安全側に推定できる場合はこの限りではない．

COPY

(c) 繰返し累積変形の影響

長時間の繰返し累積変形による免震材料の特性への影響を考慮する方法としては，長周期地震動対策に関わる技術資料・データ（国立研究開発法人　建築研究所）「別紙 5 - 2」免震建築物の繰り返し依存性の検証方法 に示されている．

精算的な方法として，吸収エネルギーに応じた免震部材の発熱量を時刻歴地震応答と同時並行に求め，発熱量に応じて免震部材の特性を時々刻々変動させて解を求める方法が挙げられている．しかしながら，この種の解析は高度な技術を要するとともに，煩雑であることから，以下に示す実用的な方法も簡略法として提案されている．

Step 1：免震部材の繰り返し依存性を無視した時刻歴地震応答解析を実施

Step 2：繰り返し依存性を有する免震部材の吸収エネルギー等を評価

Step 3：吸収エネルギー等に応じて繰り返し依存性を考慮した免震部材の特性を設定

Step 4：免震部材の繰り返し依存性を考慮した時刻歴応答解析を実施

この方法では，解析中に繰り返し依存性による免震部材の特性変化を考慮しない代わりに，時刻歴地震応答解析を 2 回行うことになる．Step 3 において，繰り返し依存性を考慮した免震部材の特性を設定するためには，免震部材の吸収エネルギー等と特性変化とを関係づける定式化が必要とされている．

現状，各免震材料にて長周期地震動に対する性能変化について任意評定取得が進んでいる．評定内容には，免震材料の累積吸収エネルギー量と性能変化の関係式，応答評価フローチャート等が設定されており，これらに基づいて検証を行うことになる．以下に各免震材料の応答評価フローチャートの概略を簡単に記載する．

鉛プラグ入り積層ゴム支承

・長周期地震動に対する性能変化を考慮しない地震応答解析を実施し，累積吸収エネルギー量（鉛プラグ単位体積当たり）を求める．

・求めた累積吸収エネルギー量より水平性能（切片荷重 Qd）の変化率を求める．

・変化率を考慮した切片荷重 Qd’を用いた地震応答解析を行う．

・累積吸収エネルギー量（鉛プラグ単位体積当たり），鉛プラグの体積平均温度等，適用範囲の確認を行う．

弾性すべり支承

・長周期地震動に対する性能変化を考慮しない地震応答解析を実施し，累積吸収エネルギー量（単位面積当たり）を求める．

・求めた累積吸収エネルギー量よりすべり板の温度，摩擦係数 μ の変化率を求める．

・変化率を考慮した摩擦係数 μ’を用いた地震応答解析を行う．

・累積吸収エネルギー量（単位面積当たり），すべり板の温度等，適用範囲の確認を行う．

高減衰ゴム系積層ゴム支承

・長周期地震動に対する性能変化を考慮しない地震応答解析を実施し，累積吸収エネルギー量（内部ゴム単位体積当たり）を求める．

COPY

・求めた累積吸収エネルギー量より内部ゴムの代表温度，水平性能（等価剛性，等価粘性減衰定数，降伏荷重特性値）の変化率を求める．
・変化率を考慮した水平性能を用いた地震応答解析を行う．
・適用範囲の確認を行う．

(d) その他要因による影響

繰返し累積変形以外の要因による免震材料の性能への影響について，設計上必要なものは考慮する．ただし，免震材料の品質（製造）・温度・経年によるばらつきについては，必ずしも考慮しなくてよいこととする．

3) 上部構造

上部構造の解析モデルについては「2.　鉄筋コンクリート造」「3.　鉄骨造」に基づき設定する．

4) 留意事項

衝突応答解析では，解析の収束等に配慮し適切な解析時間刻みを設定する．

衝突応答解析では，衝突前後で応答性状が急激に変化する可能性がある．解析を収束させるためには一般の地震応答解析より小さい解析時間刻みが必要となる場合がある．また，衝突応答解析の解析時間刻みとしては衝撃力の時間幅を対象とし，解析で用いる数値積分法に応じて適切な分割数を設定することが望ましい．衝撃力の時間幅はそれぞれの衝突事象により異なるが，落下実験に関する文献 4)，5) の衝撃力の時刻歴応答波形を参考にすると 1/1000～4/1000 秒程度である．例えば解析手法をニューマーク β 法（β=1/4）とすると分割数は 1/10 以下が適正とされているので，解析時間刻みは 1/10000 秒程度が必要と考えられる．

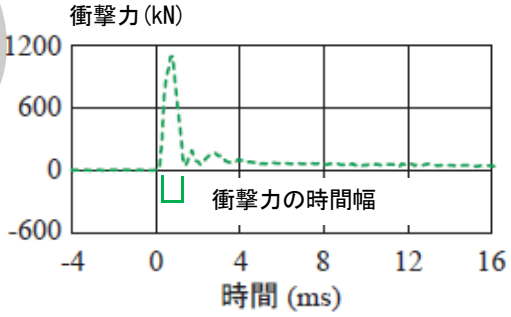


図 4.2-8　衝撃力時刻歴応答波形例 [4)]

COPY

(2) 解析手法の検証

本設計法では制動時の建物挙動について，衝突応答解析により把握することとしている．ここでは，神戸大学の所有する振動台を用いて行った免震試験体の衝突実験と，制動ばねを用いた衝突応答解析の比較例について示す．

1) 実験概要

免震試験体から所定のクリアランス分隔てて設置したストッパーに免震試験体を衝突させることで，免震建物と擁壁の衝突を模擬する実験である．

(a) 試験体

試験体の上部構造材料は鋼材（SS400）であり，試験体の各層は，鉛直方向を支持する転がり支承，及び水平方向の剛性を確保するばねから構成される．また，最下部には免震層のクリアランスと擁壁を模擬し，試験体より約 250 ㎜離れた位置にストッパーを設置している．上部構造の諸元を表 4.2-2 に示す．

ストッパーには，ニトリルゴム（NBR）製のゴム緩衝材を用い，70°，85°の硬さの異なる 2 種類のものを用いた．ここでは硬度 70°の結果について示す．ゴムの剛性は，ゴム緩衝材の一軸圧縮載荷試験の結果の平均値から求める．ゴム緩衝材の諸元を表 4.2-3 に示す．

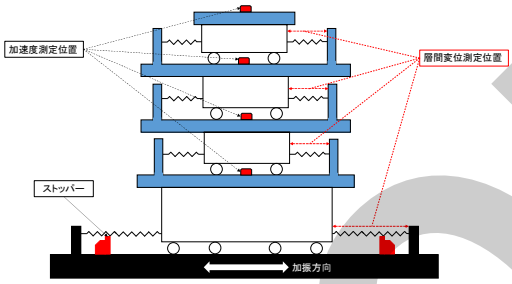


図 4.2-9　試験体

表 4.2-2　上部構造諸元

	質量（kg）	剛性（N/mm）
3 階	386	95.2
2 階	475	112
1 階	471	139
免震層	695	9.81
合計	2,027	－

図 4.2-10　ゴム緩衝材

表 4.2-3　ゴム緩衝材諸元

高さ（mm）	50
幅（mm）	150
厚み（mm）	20.5
硬度（°）	70
材料	ニトリルゴム（NBR）
剛性（kN/mm）	5.15

(b) 入力地震波

入力地震波は，El Centro 1940 NS，八戸 1968 NS，JR 鷹取 1995 EW の 3 波を用いる．地震波は原波を 100%入力とした時に対する倍率により入力レベルを調整する．ここでは El Centro 1940 NS（以下，El Centro 波）について示す．なお，El Centro 波の衝突が生じた際の最大加速度は，422 cm/s²

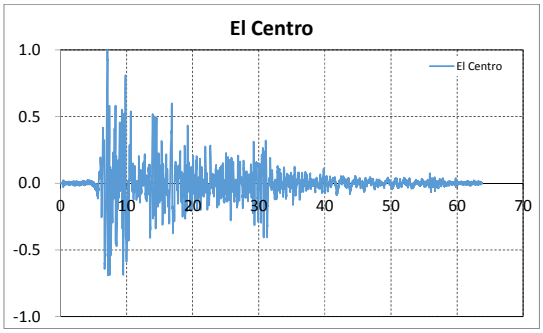


図 4.2-11　入力地震波（最大加速度で基準化）

COPY

（122%）である．

2) 解析概要

衝突応答解析は，図 4.2-9 の免震試験体を模擬した解析モデル及び実験で用いた地震波により行う．

(a) 解析モデル

解析モデルは，図 4.2-11 に示す 4 質点系の等価せん断モデルを用い，最下層の質点に図 4.2-12 に示す履歴を有するクリアランスとストッパー要素を設置する．なお，上部構造は線形とし，内部粘性減衰は，h＝0.005 とした．解析は Newmark-β 法（β＝1/4）により行い，減衰マトリクスに瞬間剛性比例型を用いた時刻歴応答解析とした．時間刻みは Δt＝1/10000s とし，入力地震波には，実験で衝突が生じる入力レベルの地震動を用いた．

上部構造の諸元を表 4.2-4（表 4.2-2 と同じ）に示す．その他の諸元は実験に合せ，クリアランス寸法は 243.4mm，ストッパーのゴム緩衝材の剛性は 5.15（kN/mm）とした．免震層の減衰は無視し，h＝0 とした．

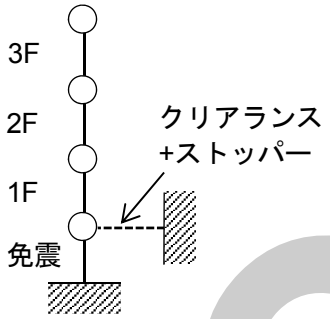


図 4.2-12　解析モデル

表 4.2-4　上部構造諸元

	質量（kg）	剛性（N/mm）
3 階	386	95.2
2 階	475	112
1 階	471	139
免震層	695	9.81
合計	2,027	－

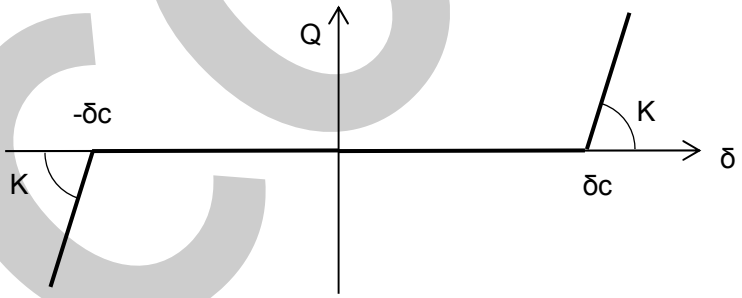


図 4.2-13　クリアランス+ストッパー要素履歴

(b) 解析結果

表 4.2-5,6, 図 4.2-13,14 に, 各層の最大水平応答加速度, 最大応答変位を実験結果と併せて示す. 参考としてストッパー要素を取り除いた非衝突モデルの解析結果を併せて示す.

免震層及び上部構造の応答変位は，解析結果は実験結果と比較的よく一致しているが，応答加速度は，解析結果の方が実験結果より大きな値となっている．

図 4.2-15 に，免震層の時刻歴応答加速度，変位を実験結果と重ねて示している．図中の矢印は，解析において衝突が発生した時刻を示す．解析結果は実験結果とよく一致しているが，衝突発生後の応答加速度は，両者で異なる挙動を示している．差異の原因としては，実験時のサンプリング振動数と解析時の時間刻みの差異などが考えられる．

COPY

表 4.2-5　最大応答加速度（El Centro 波，硬度 70°）

層	実験（cm/s²）	解析（cm/s²）	
	衝突	非衝突	衝突
4	220	175	1,039
3	222	168	776
2	236	155	983
免震層.	740	150	3,789
振動台	474	422	422

表 4.2-6　最大応答変位（El Centro 波，硬度 70°）

層	実験（cm）	解析（cm）	
	衝突	非衝突	衝突
4	28.0	35.6	33.4
3	27.3	35.0	30.5
2	26.1	33.6	27.5
免震層.	24.5	32.1	24.8

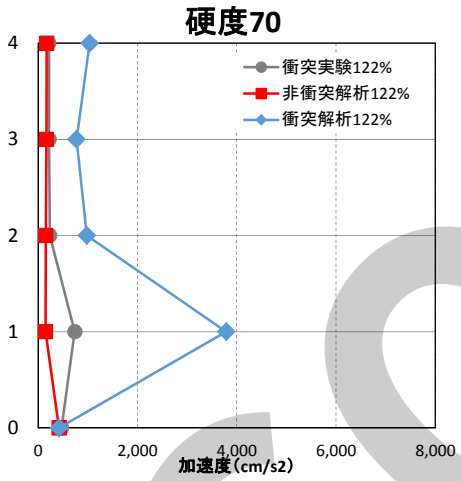


図 4.2-14　最大応答加速度（El Centro 波）

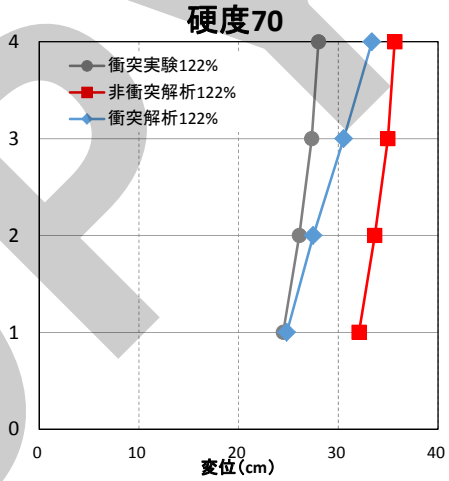
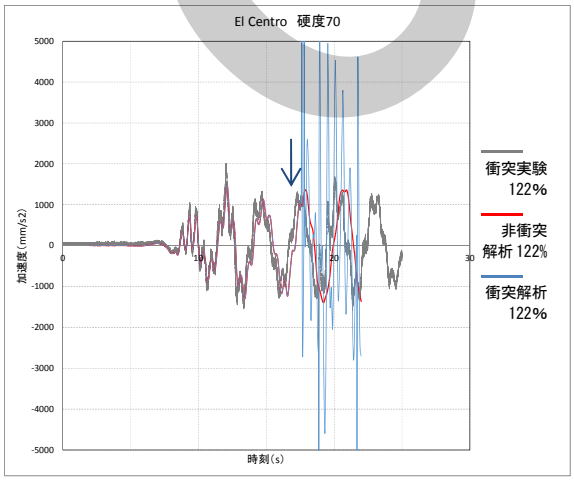
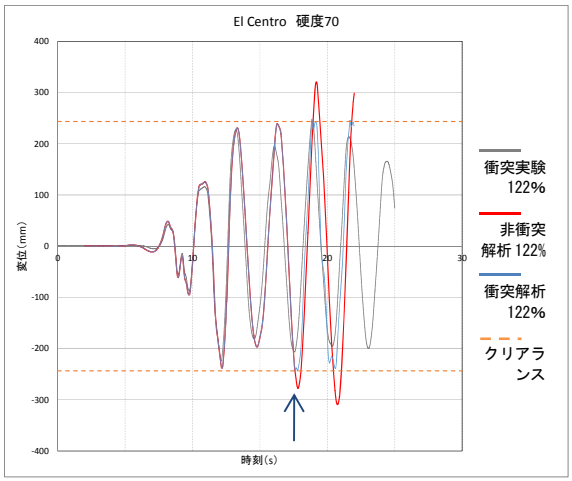


図 4.2-15　最大応答変位（El Centro 波）



免震層応答加速度



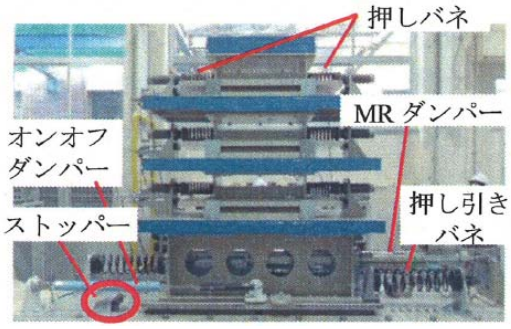
免震層応答変位

図 4.2-16　解析・実験結果比較（El Centro 波，硬度 70°）

COPY

3) 既往論文

文献 6) では，神戸大学の所有する振動台（1)，2)と同様）を用いて行った免震試験体（初期ダンパー，付加ダンパー付き）の衝突実験と衝突応答解析の比較を行っている．以下に概要を示す．



試験体外観

試験体諸元

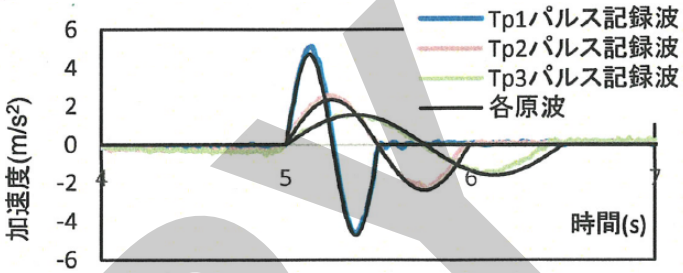
層	質量(kg)	剛性(kN/m)
4	503.5	117.96
3	482.2	111.45
2	478.2	137.72
1	713.2	18.80
計	2177.1	-

初期ダンパー特性

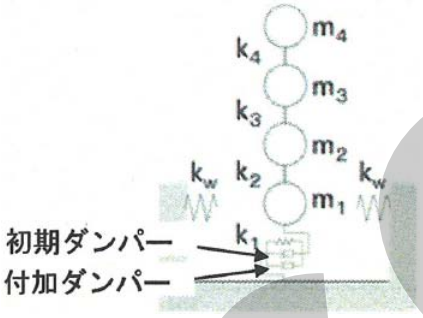
項目	
初期減衰係数	6.82 kN･s/m
リリーフ後減衰係数	0.44 kN･s/m
リリーフ荷重	0.89 kN
リリーフ時速度	0.13 m/s
最大荷重	1.27 kN
最大速度	1.00 m/s

固有周期

上部構造固有周期(s)		免震周期(s)
1 次	0.87	2.14
2 次	0.31	
3 次	0.22	



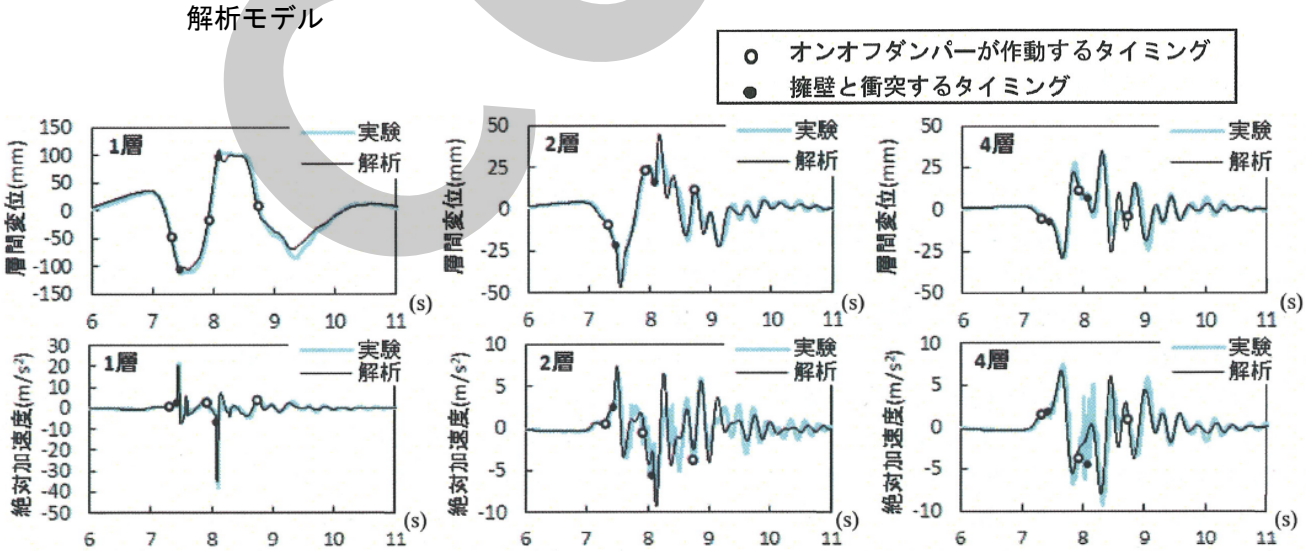
入力パルス波



解析モデル

実験ケース

入力地震動	Tp1 パルス，Tp2 パルス，Tp3 パルス El Centro，Hachinohe，JMA Kobe
付加ダンパーの減衰係数 c（1 台あたり）	$c=0$ (kN·s/m)　：付加ダンパーなし $c=0.98$ (kN·s/m)　：dp1 $c=1.96$ (kN·s/m)　：dp2 $c=2.94$ (kN·s/m)　：dp3
付加ダンパーのクリアランス L	$L=0$ (mm), $L=25$ (mm), $L=50$ (mm)
擁壁クリアランス L_w	擁壁なし,$L_w=100$ (mm),$L_w=150$ (mm)



実験と解析の比較（Lw=100mm, 付加ダンパーdp1，L=50mm，Tp2 パルス，時間刻み⊿t=0.001 秒）

図 4.2-17　文献 6）概要

文献 6) の比較によると解析結果は実験結果と比較的よく一致している．

COPY

4.3 設計クライテリアと検証方法

本節では各部材の設計クライテリアと検証方法について記載する．

制動時の建物の応答値，およびその応答値に基づく静的応力解析等により算定した力もしくは変形が各部材のクライテリアを満足することを確認する．

また，各種要因により制動時の建物の応答値が大きくなることも考慮して、免震材料，構造部材とも余裕のある設計を行うこととする．また，擁壁等，制動材以外とのクリアランスについても同様に余裕のある設定を行う．

(1) 免震材料のクライテリアと検証方法

免震構造の建物の制動設計では免震材料は以下を満足する．

・免震材料（積層ゴム）が破断しない．

・各支承材は荷重支持能力を保持している．

設計クライテリアは材料認定の限界値を満足するとともに，応答値は限界値に対して余裕を確保する．

・積層ゴム支承変形

破断防止に十分留意し，限界ひずみに対して余裕を確保する．

・すべり支承，転がり支承，ダンパー等変形

限界変形以下とする．

・支承面圧

限界範囲内（圧縮限界強度以下，引張限界強度以下）とする．

ただし，積層ゴムは引張ひずみを確認し，引張破断防止のため，引張破断ひずみに対して十分な余裕を確保する．

1) 積層ゴム支承の変形

積層ゴム支承の最大応答変形（ひずみ）は限界ひずみ（天然ゴム系積層ゴムの場合，400%以下かつS2（二次形状係数）×100%以下等）に対して余裕をもった変形レベルに抑えることとする．例えば，積層ゴム支承の最大応答変形（ひずみ）は限界ひずみの 3/4 以下とする等の対応を行う．

この規定により，せん断変形による積層ゴムの破断を回避することができる．また，最大変形時においても積層ゴムの最上面と最下面の投影重複部分（有効支持部：図 4.3-1 参照）を確保できる．

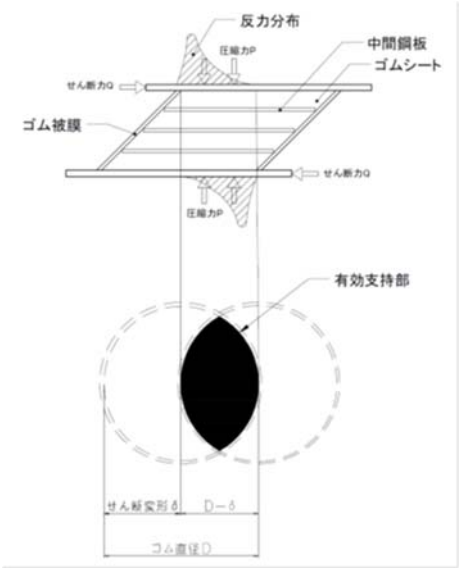


図 4.3-1　積層ゴムの耐荷機構と有効支持部

COPY

2）すべり支承，転がり支承，ダンパー等の変形

すべり支承，転がり支承，ダンパー等の最大応答変形が各支承およびダンパーの限界変形以下であることを確認する．各支承の限界変形は，すべり系支承ではすべり材の直径とすべり板の大きさによって,転がり系支承では転がり機構の寸法と転がり部の寸法によって,限界変形が規定される．限界変形以下であれば荷重支持能力は確保でき，支承，ダンパー等の性能を期待できる．

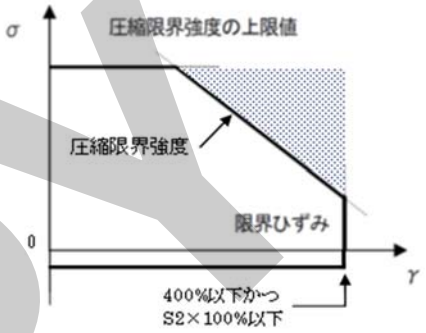
3）支承面圧

各支承の面圧が限界範囲内であることを確認する．

積層ゴム支承について，圧縮限界域を図 4.3-2 に示す．

支承面圧が圧縮限界範囲内であれば積層ゴムは曲げによる座屈（復元力特性上で負勾配となる現象，図 4.3-4 参照）を起こさない．

引張側については，引張線形限界応力が引張限界強度として定められており，基準値として 1.0N/mm² が示されている．これは規定のせん断ひずみ（γ=100%）を加えた状態で引張荷重を作用させた実験より設定されている．一方，引張破断ひずみはせん断ひずみが大きくなるに従い低下する傾向を持っている．（図 4.3-7）



（天然ゴム系積層ゴムの場合）

図 4.3-2　支承の圧縮限界域図

制動設計ではこれまでの一般的な免震構造より積層ゴムに生じるせん断ひずみが大きい領域を取り扱うことになる．また，制動時の転倒モーメントによるロッキング振動およびそれに伴う上下振動も考慮する必要がある．そのため，解析モデルでは支承に適切な引張側復元力特性を設定し，個々の支承に対する面圧とせん断ひずみ及び引張ひずみを求めた上で，引張破断に至らないことを十分余裕を考慮したうえで確認する必要がある．

4）上下動の考慮

免震支承の軸力には，水平方向の地震動（制動時の転倒モーメントによるロッキング振動およびそれに伴う上下振動の影響を含む）に加えて，上下方向の地震動の影響を考慮する．

考慮の手法としては以下の方法等が挙げられる．

・上下方向地震動による地震応答解析を行い，その応答結果に基づき上下方向地震動による軸力を設定する．上下方向地震動の設定は水平方向の長周期地震動から「設計用入力地震動作成手法技術指針（案）：平成 4 年」（建設省建築研究所　日本建築センター）の水平・上下変換係数を用いて評価する等の方法がある．

・上下方向地震動の影響に関する既往の知見より，免震支承の長期軸力に対して一定の比率の軸力を上下方向地震動による軸力と設定する．

COPY

5) 接合部

免震部材の性能を十分に発揮するためには，免震部材の特性を把握した上で確実に躯体に接続させる必要がある．そのためには，接合部の設計（各種アンカーボルト，コンクリートの支圧，フランジプレート等）が重要となり，免震部材に生じる応力を着実に躯体に伝達させる必要がある．また，免震部材の接合部が免震部材より先に壊れないように，接合部は余裕を持った設計を行う必要がある．

6) 参考 1：圧縮限界強度 [7)]

積層ゴムの圧縮限界特性試験は，一定の面圧を与えた状態でせん断方向へ単調載荷する方法が多く実施されている．圧縮限界強度は以下の手順で求める．

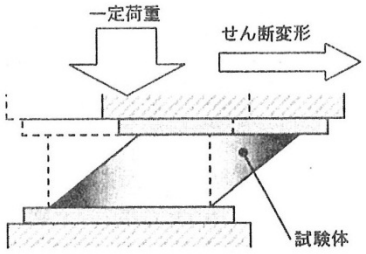


図 4.3-3　せん断加力による座屈試験

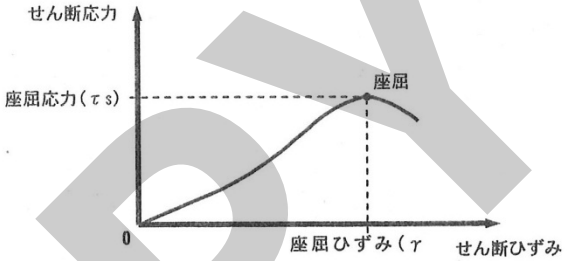


図 4.3-4　せん断加力試験の応力-ひずみ曲線

① 一定面圧下にて座屈するまでせん断ひずみを与える．
② せん断応力-ひずみ曲線よりせん断応力が最大値 τs に相当するせん断ひずみ γs を求める．
③ 得られた γs と一定面圧 σc より圧縮限界強度を求める．

7) 参考 2：引張限界強度 [7)]

積層ゴムの引張限界特性試験は，規定のせん断変形を加えた状態で鉛直引張方向へ荷重を加えて行う．各特性値は以下の手順で求める（図 4.3-6 参照）．

① 積層ゴムのせん断弾性率 G に相当する応力と原点とを結んだ直線を引張ひずみ 1%分オフセットする．
② オフセットさせた直線と試験によって得られた引張応力-引張ひずみ関係の線が交わった点を引張線形限界応力（σty，引張降伏応力）と定義し，その時の引張ひずみを引張線形限界ひずみ（εty，引張降伏ひずみ）とする．
③ 引張試験によって破断した場合，その時の引張応力及び引張ひずみをそれぞれ引張破断応力（σtb），引張破断ひずみ（εtb）とする．

COPY

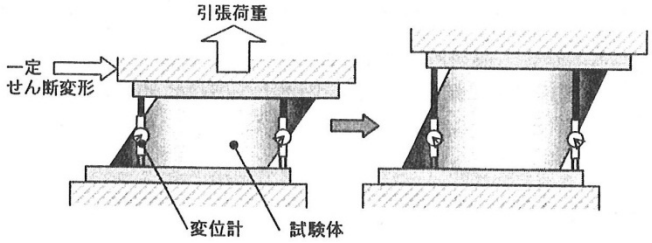


図 4.3-5　引張試験（規定せん断ひずみ時）

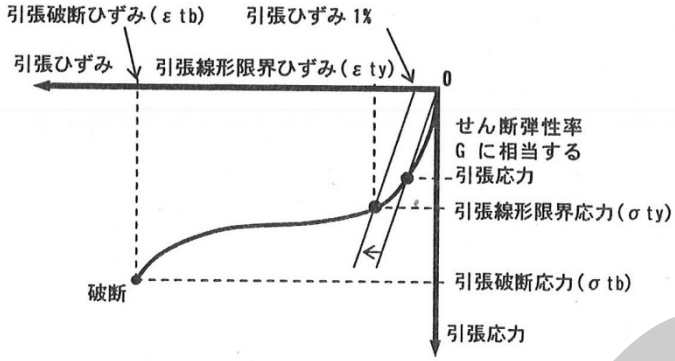


図 4.3-6　引張特性値の求め方

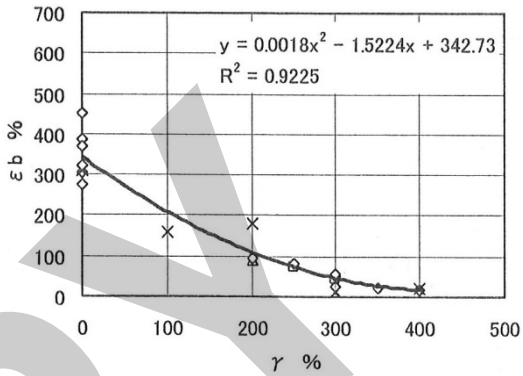


図 4.3-7　せん断ひずみと引張破断ひずみの関係

(2) 制動材のクライテリアと検証方法

制動材は複数回の衝突に対し安定した効果が発揮できるよう，制動時に生じる力に対して概ね弾性状態にとどまるよう設計する．

長周期地震動では繰返し変形により，制動材との衝突は複数回になる可能性がある．制動材が複数回の衝突に対して安定した効果を発揮するためには，制動材は衝突応答解析から算定される制動時に生じる力に対して概ね弾性状態にとどめることとする．制動部材は制動時に生じる力に対して，弾性限耐力以下（鉄筋コンクリート部材のひび割れは許容する）であることを確認する等の対応を行う．

COPY

(3) 上部構造のクライテリアと検証方法

上部構造は制動材との衝突により，レベル 2 地震動による応答値を上回る変形や層せん断力が生じる可能性がある．上部構造は靭性のある架構および構造部材とする必要がある．

クライテリアについては「2.　鉄筋コンクリート造」「3.　鉄骨造」に基づき設定するが，制動材との衝突を考慮する免震構造では，上部構造は各層の水平剛性が著しく低下しない変形レベルを設計目標とし、「2.　鉄筋コンクリート造」「3.　鉄骨造」に基づくクライテリアに対して余裕のある設計を行うこととする．

制動時の上部構造の応答については，衝突応答解析により算定するとともに，エネルギーの釣合基づく検討を行う．現状，衝突応答解析による応答値を基本とし、エネルギーの釣合に基づく検討結果も加味して，設計目標値に対して適宜余裕度を確保する．

免震構造の建物では，通常レベル 2 地震動に対して，主要な構造部材は降伏しないように設計されている．　制動材との衝突を考慮する本設計法では，上部構造はレベル 2 地震動による応答値を上回る変形や層せん断力が生じる可能性がある．上部構造は靭性を確保した架構および構造部材とする必要があり，以下の点に留意する．

・降伏機構の保証

原則として梁端部に降伏ヒンジが形成される全体崩壊形を保証する．

・部材設計について

ヒンジ計画部材については，降伏ヒンジ域の変形能力を確保するとともに，脆性的な破壊を防止する．

非ヒンジ計画部材については，ヒンジ計画部材により作用する力に対して，ばらつきや強度上昇等を考慮のうえ，降伏しないよう一定の余裕を確保した設計を行う．

制動材との衝突により各層の層せん断力は増大し，一部の層の水平剛性が著しく低下すると，当該層に変形が集中する可能性がある．局所的な層に変形が集中すること避けるためには，上部構造は各層の水平剛性が著しく低下しない変形レベルを設計目標値とし,「2.　鉄筋コンクリート造」「3. 鉄骨造」に基づくクライテリアに対し余裕のある設計を行うこととする．設計目標値としては，各階の応答層間変形角を 1/100 程度以下，各階の層としての応答塑性率を 2.0 程度以下とすることが望ましい．

制動時の上部構造の応答については，衝突応答解析により算定するとともに，エネルギーの釣合に基づく検討を行うこととする．エネルギーの釣合に基づく検討方法は後述するが，衝突時の運動エネルギーと衝突によるひずみエネルギー増分の対比の度合いを確認するものである．現状，制動時の上部構造の応答は，衝突応答解析による応答値を基本とするが，エネルギーの対比の度合いに応じて，設計目標値に対して適宜余裕度を確保する．

COPY

文献 8)，9)では衝突時の運動エネルギーから，免震層を含む上部構造のひずみエネルギーの増分を求めることができる可能性を示している．具体的には以下の内容が記載されている．

・免震層のエネルギー増分は衝突してから最大変形に至るまでのエネルギーとして求める．
・上部構造のエネルギー増分は衝突時の最大応答層間変形から計算される各階のひずみエネルギーから非衝突時のエネルギーを差し引くことで簡易的に求める．
・上記により求めた建物全体の総エネルギー増分は，衝突時の免震層の速度と建物総重量から求められる運動エネルギーに対して，0.8～1.4 倍程度の範囲にあった．

エネルギーの釣合に基づく検討としては，上記文献 8)，9)に記載の方法により，衝突応答解析結果を用いて算定される建物全体の総エネルギー増分と衝突時の運動エネルギーを比較し，その対比の度合いを確認する方法等が挙げられる．

以下にモデル建物を用いて検討した例を参考に示す．

■検討モデル概要

【上部構造】

・25 階建て RC 造，平面形状約 32m×23m，上部建物総重量 W=24,057ton
・上部構造固有周期（免震層固定）T=2.15 秒

【免震層】

・免震材料：天然ゴム系積層ゴム支承，すべり支承（低摩擦），直動転がり支承，
　　鋼材ダンパー，オイルダンパー
・固有周期：免震層 380mm 変形時　T=5.90 秒
・免震層等価粘性減衰定数 heq=17.2%（免震層変形 380mm を基に算定）
・クリアランス：500mm

【緩衝材付き制動材】

・制動柱：H-1000×400×19×32（490N/mm² 級鋼）鉄骨片持ち柱　一方向片側 4 本，
　　衝突位置高さ H=2000mm，弾性剛性 K=566kN/mm（片持ち柱 1 本当たり）
・緩衝材：緩衝材用ゴム　弾性剛性 K=156kN/mm，降伏耐力 840kN/mm（制動柱 1 本あたり）

簡単のため応答解析モデルは一方向の多質点系曲げせん断型弾塑性モデルとする．上部構造のせん断変形成分の復元力特性は Tri-Linear 型とし，履歴法則は武田モデルとする．曲げ変形成分は弾性とする．上部構造の減衰は瞬間剛性比例型の内部粘性減衰とし，減衰定数は h_1=3%とする．免震層については天然ゴム系積層ゴム支承，すべり支承（低摩擦），直動転がり支承，鋼材ダンパーはせん弾ばね，オイルダンパーは Maxwell 型要素としてモデル化する．天然ゴム系積層ゴム支承は Linear 型，すべり支承（低摩擦），直動転がり支承，鋼材ダンパーは Bi-Linear 型の復元力特性とする．制動ばねはクリアランスを考慮した制動柱と緩衝材を直列に一つの要素としたせん断ばね（図 4.2-4 参照）とする．制動材は Linear 型，緩衝材は Bi-Linear 型の復元力特性とする．入力地震動は，大阪地方の長周期地震対策の対象区域 OS1 における地震動とする．

ただし，本検討では免震材料の長時間繰返し変形による性能変化として鋼材ダンパーの降伏耐力を 0.8 倍，すべり支承（低摩擦），オイルダンパーについては繰り返し変形による性能変化は概ね無いとされているが、それぞれ摩擦係数を 0.8 倍，リリーフ減衰力を 0.8 倍と仮定した．また地震動

COPY

については，表層地盤の増幅として解放工学的基盤における地震動の加速度波形を 1.1 倍したものを地表波として入力している．

■応答解析結果

図 4.3.-8,9,10,11 に衝突応答解析結果，制動材の無い非衝突応答解析結果を示す。衝突時の免震層の速度は 30.5cm/sec である．衝突応答解析による最大応答変位がクリアランスを超えているのは，緩衝材の弾塑性変形と制動材の弾性変形によるものである．

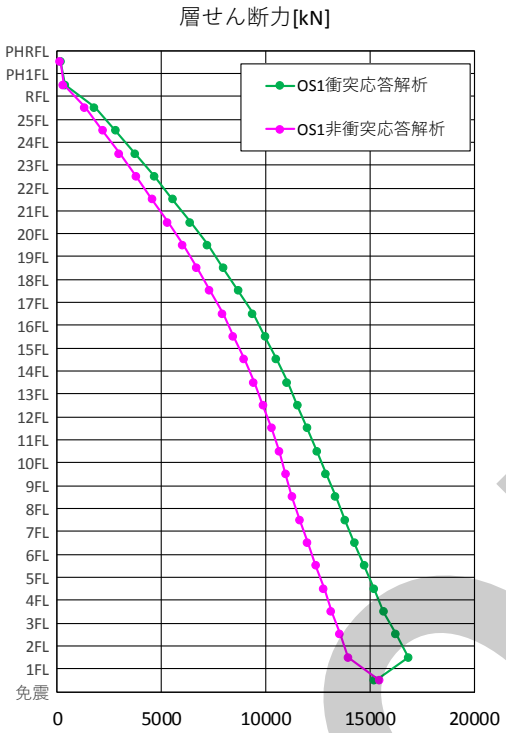


図 4.3-8　最大応答層せん断力

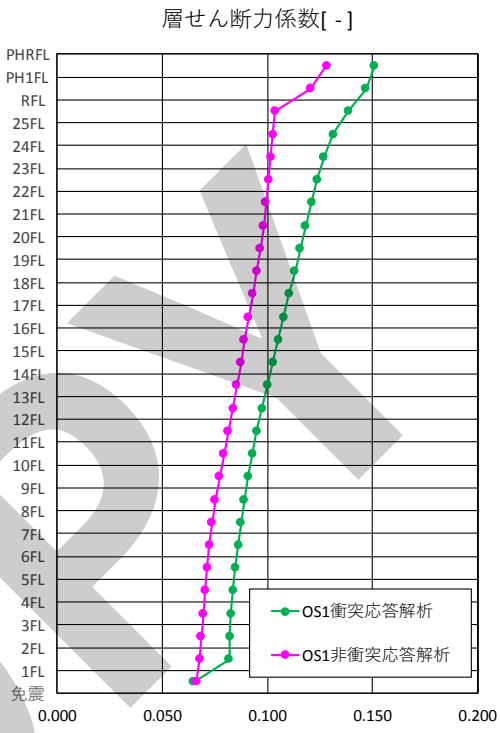


図 4.3-9　最大応答層せん断力係数

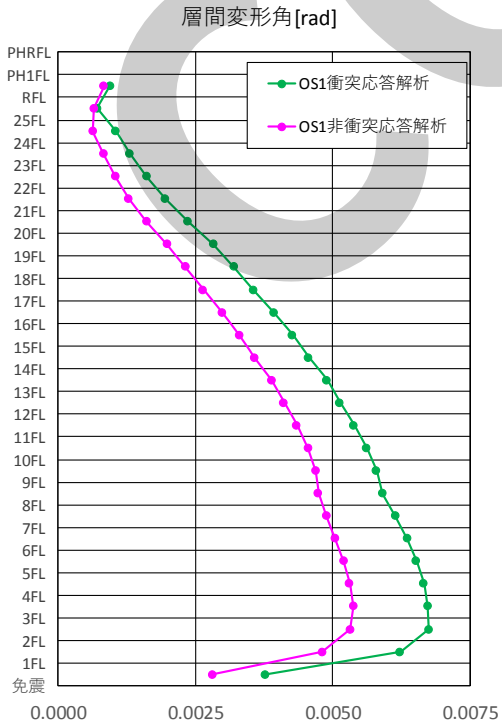


図 4.3-10　最大応答層間変形角

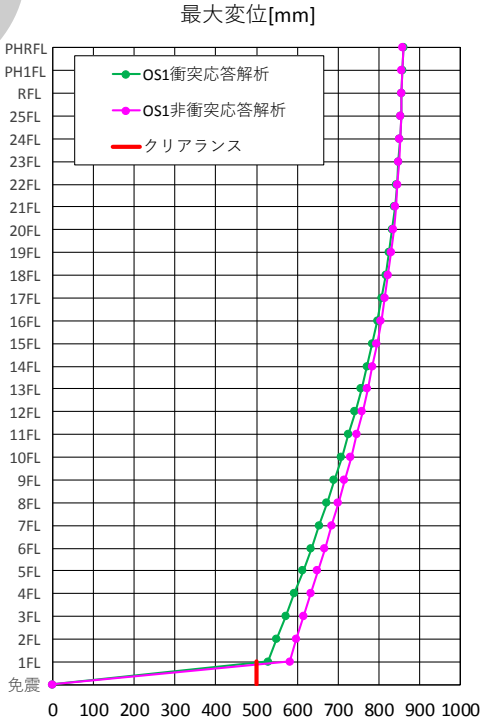


図 4.3-11　最大応答変位

COPY

■エネルギーの算定

・衝突時の運動エネルギー

衝突時の運動エネルギーは応答解析から得られる衝突時の免震層の速度と建物総重量から求める.

免震層衝突時速度　　：V=30.5cm/sec

建物総重量　　：W=24,057ton

衝突時運動エネルギー　：Ev=1,119.0kN･m

・免震層のエネルギー増分

免震層のエネルギー増分は，衝突応答解析結果から得られる免震層の衝突時変形から最大応答変形までのエネルギーとする.

免震層のエネルギー増分：Eiso=194.9kN･m

・上部構造のエネルギー増分

上部構造のエネルギー増分は,衝突応答解析の最大応答層間変形時の各階ひずみエネルギーから,非衝突応答解析の最大応答層間変形時の各階ひずみエネルギーを差し引くことで簡易的に求める.

上部構造のエネルギー増分：Eu=906.3kN･m

表 4.3-1　上部構造のひずみエネルギー増分

階	衝突応答解析		非衝突応答解析		ひずみエネルギー増分
	最大応答層せん断力	最大応答層間変形	最大応答層せん断力	最大応答層間変形	
	kN	mm	kN	mm	kNm
PH1F	189.7	1.9	161.1	1.6	0.1
RF	382.2	0.8	312.6	0.7	0.1
25F	1802.6	2.5	1349.2	0.9	2.6
24F	2806.9	3.0	2191.0	1.4	4.0
23F	3753.1	4.0	3004.5	2.2	6.3
22F	4672.8	5.1	3796.0	3.0	9.0
21F	5562.8	6.5	4567.9	4.1	12.2
20F	6413.8	8.0	5318.4	5.3	15.5
19F	7219.4	9.1	6033.7	6.4	18.2
18F	7986.1	10.3	6711.7	7.5	20.9
17F	8711.5	11.5	7346.1	8.6	23.8
16F	9394.6	12.7	7944.8	9.6	26.5
15F	9982.8	13.6	8469.4	10.5	28.7
14F	10543.8	14.8	8984.3	11.6	31.1
13F	11052.2	15.6	9451.8	12.3	33.1
12F	11546.7	16.4	9899.5	13.1	35.5
11F	12003.3	17.3	10296.0	13.9	38.2
10F	12462.7	17.9	10665.8	14.4	41.2
9F	12912.0	18.3	10986.7	14.6	44.7
8F	13375.0	19.2	11281.3	15.1	50.1
7F	13823.6	19.9	11632.7	15.7	53.9
6F	14285.4	20.6	12030.5	16.3	56.8
5F	14737.0	21.1	12409.9	16.7	59.6
4F	15203.7	21.4	12797.4	17.0	62.1
3F	15666.5	21.6	13173.9	16.9	67.7
2F	16257.7	22.9	13580.3	17.6	79.4
1F	16857.2	21.0	13980.1	15.6	84.9
				上部構造ひずみエネルギー増分の合計	906.3

COPY

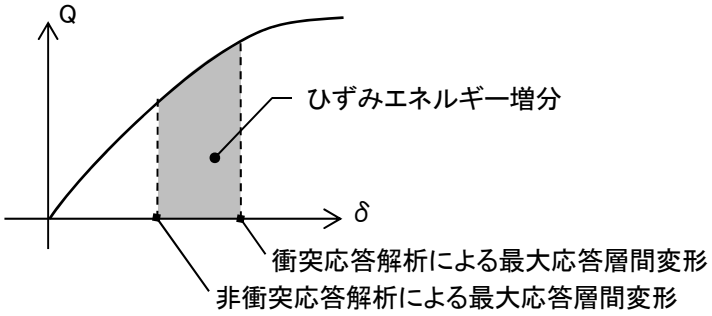


図 4.3-12　ひずみエネルギー増分概念図

■検討結果

衝突応答解析結果を用いて算出した建物全体の総エネルギー増分 Etotal=1,101.2 kN･m（免震層のエネルギー増分 Eiso=194.9kN･m と上部構造のエネルギー増分 Eu=906.3kN･m の和）は，衝突時の運動エネルギーEv=1,119.0kN･m の 0.98 倍程度であり，概ね同等の結果となった.

本検討では，衝突応答解析結果を用いて，文献 8)，9)に示された方法によりエネルギーの釣合に基づく検討を行った結果，概ね良好な対比がみられた.

COPY

参考文献

1）田中鉄也他，巨大地震に対する免震建物のフェールセーフ機構－その1．衝撃緩衝材の効果に関する考察―，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，pp.555-556,2014年9月

2) 菊地優他，大変形･高軸力下における高減衰積層ゴムの力学挙動に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.56B，pp.179-188,2010 年 3 月

3）小巻潤平他，免震建物の擁壁衝突によるロッキング応答，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp.485-486,2011年8月

4）岸徳光他，四辺支持RC版の耐衝撃性に及ぼすコンクリート強度の影響と耐衝撃設計法，土木学会　構造工学論文集Vol.57A，pp.1239-1250,2011年3月

5）中野雄哉他，版厚の異なる二辺支持RC版の耐衝撃挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No2，pp.655-660,2012年

6）山下勇紀，岸田明子他，擁壁との衝突を考慮した免震建物の応答低減手法に関する実験的研究（その1　振動台実験）（その2　時刻歴応答解析），日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，pp.893-896,2017年8月

7) (社)日本免震構造協会，日本ゴム工業会　免震部材講習会テキスト「免震材料認定に伴う実大試験資料調査に基づく積層ゴムの限界性能とすべり・転がり支承の摩擦特性の現状」H15.8

8）高山峯夫他，免震建物の擁壁衝突時の応答評価に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp.515-516,2015年9月

9）友田裕子他，免震建物の擁壁衝突時の応答評価に関する考察（その2）衝突時のエネルギーについて，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，pp.523-524,2016年9月

COPY