

超高層住宅における
高強度鉄筋コンクリートフレーム構造の
耐震性能に関する研究

2016年1月

千葉大学大学院工学研究科

建築・都市科学専攻 建築学コース

濱田 聡

(千葉大学審査学位論文)

超高層住宅における
高強度鉄筋コンクリートフレーム構造の
耐震性能に関する研究

2016年1月

千葉大学大学院工学研究科

建築・都市科学専攻 建築学コース

濱田 聡

超高層住宅における高強度鉄筋コンクリートフレーム構造の耐震性能に関する研究

【論文要旨】

本論文は、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造住宅において、高強度材料を使用したフレーム構造の耐震性能に関する研究である。

超高層 RC 造住宅の耐震設計において、大規模な海洋型地震や直下型地震に対する安全性の確保や長周期地震動による多数回繰返し変形に対する損傷制御性の向上には、通常より高強度の主筋を用いた高強度 RC 構造の適用が有効であると考えられる。また、社会的資本として重要な超高層住宅における耐震設計では、中地震レベルに対する損傷の確認や大地震レベルに対する倒壊・崩壊に対する安全性の確保だけでなく、連続的な入力レベルに対する耐震性能を評価し、多様な要求性能を検証する性能設計が求められている。

このような背景のもと、本研究では、高強度 RC 構造の実現のため、高強度 RC 梁の骨格曲線や多数回繰返し載荷に対する履歴特性などの構造特性の評価、多数回繰返し載荷を受ける高強度 RC フレーム構造の応答評価、耐震設計に用いる振動解析モデルの妥当性の検証を目的として、それらを明らかにするために構造実験、地震応答解析による検討を行った。

本論文は、全 6 章で構成されており、以下に各章の概要と得られた主な知見を記す。

第 1 章では、本研究の背景・目的、既往の研究、本論文の構成について示した。既往の研究では、本研究に関連した多数回繰返し載荷を受ける RC 部材に関する実験的及び解析的研究や地震時の室内被害に関する研究について整理した。

第 2 章では、多数回繰返し載荷を受ける高強度鉄筋コンクリート部材の復元力特性への影響を把握するために、高強度 RC 梁、高強度 RC 柱、高強度 RC 柱梁部分架構の構造実験を行い、多数回繰返し載荷による耐力の低下やエネルギー吸収の変化など復元力特性への影響を検討した。RC 部材の多数回繰返し載荷による耐力低下は、主筋の降伏以前では小さく、主筋降伏後にその度合いが大きくなることが確認できた。また、高強度主筋（SD590, SD685）を用いた高強度 RC 梁の骨格曲線について検討し、一般的な RC 梁の降伏点剛性低下率の算定式に補正係数を乗じた修正式により、本実験結果の骨格曲線を評

価できることを示した。

第3章では、多数回繰返し荷重を受ける超高層 RC フレーム構造の地震応答に関して検討した。まず、多数回繰返し荷重によるスリップ剛性や耐力の劣化などの復元力特性の変化を考慮した履歴モデル（以下、Saito-Slip モデル）と実験結果との比較を行い、履歴特性を決定するパラメータの設定値について検討した。設定した Saito-Slip モデルと多数回繰返し荷重による復元力特性の変化を考慮しない一般の履歴モデル（以下、Takeda モデル）を用いて、骨組の形状が異なる複数の骨組モデルを対象に、基準地震動 BCJ-L2 波を 3 回連続で入力した地震応答解析を行った。入力回数の増加に伴う最大応答層間変形角 R_{max} の増大が、いずれの履歴モデルにも見られたが、Saito-Slip モデルの方が R_{max} の増大が大きくなる傾向が見られた。 R_{max} が増大する要因は、多数回繰返し荷重によるスリップ剛性や耐力劣化により履歴面積が減少することによる最大振幅の増大だけでなく、片寄り変形が増大することにも起因することを示した。また、多数回繰返し荷重による R_{max} の増大に対して、その抑制にオイルダンパーを用いた制振補強が有効であることが確認できた。

第4章では、耐震設計に用いる振動解析モデルの精度を検証するために、既存の実建築物を対象として、その実測値や地震観測記録について、通常設計に用いる解析モデル（以下、設計モデル）の剛性、建築物重量、内部粘性減衰を変動させた解析を実施し、諸条件の評価とそれらが応答値に与える影響について検討した。解析モデルには質点系（等価曲げせん断型）モデルと立体フレームモデルを設定した。実建築物で測定した固有周期と設計モデルによる解析値の比較では、実建築物の固有周期が解析値よりも短いことを示し、その要因について分析した。内部粘性減衰による応答値への影響を評価するために、減衰モデルと減衰定数を変化させて、最大応答加速度と観測記録との比較を行った。解析結果は、通常的设计で用いる減衰定数 $h_1=3\%$ の場合より、減衰定数を $h_1=1\%$ と小さくした場合の方が、観測記録との対応が良かった。等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルの比較では、本検討に用いた観測記録においては全般的に立体フレームモデルの応答加速度が大きくなる傾向があった。また、東北地方太平洋沖地震による観測記録を用いた地震応答解析結果により家具の転倒・移動や内装材の亀裂など室内被害を推定した。その推定結果は、アンケート調査による被害調査結果の分布と傾向は概ね一致した。ただし、家具の諸元や被害状況については十分なデータが開示されていないため、推定値との詳細な対応については今後の課題である。

第 5 章では、超高層住宅の性能評価として、既存超高層住宅の保有耐震性能評価法に、第 2, 3, 4 章から得られた知見を用いて、高強度 RC フレーム構造の耐震性能評価法を提示するとともに、超高層住宅モデルによる検討例を示した。高強度 RC フレーム構造には、レベル 2 を超える大地震に対する安全性の向上と多数回繰返し载荷に対する損傷制御性の向上を目的として、高強度 RC 梁を用いた。これは第 2, 3 章で検討した多数回繰返し载荷による復元力特性への影響や応答値への影響に対する検討結果から、部材の塑性化を抑制することが有効と考えたためである。復元力特性には、第 2 章で検討した骨格曲線と第 3 章で検討した履歴モデルを用いた。また振動解析モデルでは、第 4 章での検討結果の反映とこれまでの設計との連続性を考慮して、地震動レベルに応じた減衰定数を設定した。連続的な入力レベルに応じた耐震性能の評価には、耐震性能残存率曲線と室内被害評価曲線を用いた。

第 6 章では、各章で得られた知見をまとめ、今後の課題について記した。

超高層住宅における高強度鉄筋コンクリートフレーム構造の耐震性能に関する研究

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景・目的	3
1.1.1 研究の背景	3
1.1.2 研究の目的	5
1.2 既往の研究	6
1.2.1 多数回繰返し荷重を受ける RC 部材に関する実験的研究	6
1.2.2 多数回繰返し荷重を受ける RC 構造に関する解析的研究	30
1.2.3 地震時の室内被害に関する研究	48
1.3 本論文の構成	63
【第1章 参考文献】	65
第2章 多数回繰返し荷重を受ける 高強度鉄筋コンクリート部材に関する構造実験	69
2.1 はじめに	71
2.2 高強度材料を用いた RC 梁の実験	73
2.2.1 試験体概要	73
2.2.2 加力方法, 加力スケジュール	75
2.2.3 実験結果	76
2.2.4 実験結果の考察	82
2.2.5 骨格曲線の検討	87
2.3 高強度材料を用いた RC 柱の実験	93
2.3.1 試験体概要	93
2.3.2 加力方法, 加力スケジュール	95
2.3.3 実験結果	96
2.3.4 実験結果の考察	98

2.4	高強度材料を用いた RC 柱梁部分架構の実験	101
2.4.1	試験体概要	101
2.4.2	加力方法, 加力スケジュール	104
2.4.3	実験結果	105
2.4.4	実験結果の考察	107
2.5	まとめ	110
	【第 2 章 参考文献】	112
第 3 章	多数回繰返し载荷を受ける 超高層鉄筋コンクリートフレーム構造の地震応答	113
3.1	はじめに	115
3.2	履歴モデルの検討	117
3.2.1	履歴モデルの概要	117
3.2.2	履歴モデルと実験結果の比較	119
3.3	解析概要	131
3.3.1	解析対象建築物	131
3.3.2	解析モデル	134
3.3.3	解析ケース	135
3.4	履歴モデルと繰返し回数の影響	137
3.4.1	層間変形角	137
3.4.2	層の変形の時刻歴	141
3.4.3	層間変位の変動	143
3.5	入力地震動の影響	145
3.5.1	層間変形角	145
3.5.2	梁の塑性状況の変動	149
3.6	耐震設計法に関する考察	152
3.6.1	終局限界変形と梁の変形	152
3.6.2	部材の保証設計変形	152
3.7	多数回繰返し载荷に対する制振補強効果の検討	154
3.7.1	層間変形角の低減効果	154
3.7.2	残留変形の低減効果	154

3.8	履歴特性パラメータの変化が応答値に与える影響	157
3.8.1	解析モデルの概要	157
3.8.2	入力地震動	160
3.8.3	地震応答解析結果	160
3.9	まとめ	166
	【第3章 参考文献】	168
第4章	超高層鉄筋コンクリート造住宅の解析モデル	169
4.1	はじめに	171
4.2	既存超高層鉄筋コンクリート造住宅の地震観測記録の概要	172
4.2.1	建築物及び観測点の概要	172
4.2.2	竣工時の常時微動測定	174
4.2.3	主な地震の観測記録	174
4.3	解析モデルの設定	176
4.3.1	質点系モデル及び立体フレームモデル	176
4.3.2	設計モデルと竣工時モデル	177
4.3.3	解析モデルの固有周期と常時微動測定結果の比較	178
4.4	質点系モデルによる地震応答解析	179
4.4.1	等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルの応答結果の比較	179
4.4.2	内部粘性減衰の設定	182
4.4.3	解析結果と地震観測結果の比較	183
4.4.4	2011年 東北地方太平洋沖地震による応答値の推定	186
4.4.5	解析結果による室内被害の推定	190
4.5	立体フレームモデルによる地震応答解析	193
4.5.1	内部粘性減衰の設定	193
4.5.2	解析結果と地震観測結果の比較	194
4.5.3	2011年 東北地方太平洋沖地震による応答値の推定	199
4.5.4	解析結果による室内被害の推定	202
4.5.5	設計用振動系モデルに関する考察	206
4.6	まとめ	207

【第4章 参考文献】	209
第5章 高強度材料を使用した 超高層鉄筋コンクリート造住宅の耐震性能評価	211
5.1 はじめに	213
5.2 建築物のモデル化の概要	214
5.2.1 解析モデルの概要	214
5.2.2 復元力特性の概要	216
5.2.3 内部粘性減衰の概要	218
5.3 検討用入力地震動	220
5.4 超高層 RC 造住宅の耐震性能の評価法	222
5.4.1 保有耐震性能指標値と耐震性能残存率	222
5.4.2 高強度 RC 梁部材の損傷度の検討	227
5.5 地震時の室内被害の評価法	229
5.5.1 室内被害の推定方法と被害指標値	229
5.5.2 室内被害発生率の算定方法	232
5.6 超高層 RC 造住宅の耐震性能評価の検討例	233
5.6.1 建築物モデルの概要	233
5.6.2 保有耐震性能指標値と耐震性能残存率	235
5.6.3 室内被害発生率	238
5.6.4 多数回繰返し載荷に対する応答評価例	242
5.7 まとめ	248
【第5章 参考文献】	250
第6章 結論	251
6.1 本研究の成果	253
6.2 今後の課題	256

謝辞	257
発表論文リスト	259
付録	263
付録 1 論文要旨 (英文)	265
付録 2 論文要旨 (独文)	269

第 1 章 序論

1.1 研究の背景・目的

1.1.1 研究の背景

1.1.2 研究の目的

1.2 既往の研究

1.2.1 多数回繰返し荷を受ける RC 部材に関する実験的研究

1.2.2 多数回繰返し荷を受ける RC 構造に関する解析的研究

1.2.3 地震時の室内被害に関する研究

1.3 本論文の構成

【第 1 章 参考文献】

第1章 序論

1.1 研究の背景・目的

1.1.1 研究の背景

筆者は1989年より構造設計の実務に携わり、長年にわたって超高層鉄筋コンクリート造の技術研究開発に係わり、多くの超高層住宅作品の構造設計に従事してきた。ここでは、超高層鉄筋コンクリート造の耐震設計に関連する日本国内での主要な出来事、耐震設計に対する考え方や研究報告の動向を以下に整理し、本研究の背景を述べる。

日本における超高層鉄筋コンクリート（以下RC）造住宅は、1990年代の建設省総合技術開発プロジェクト：「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」¹⁾において、高強度鉄筋や高強度コンクリートに関する研究やそれらを用いた建築物の設計法などの成果がまとめられ、その成果を用いて数多くの超高層RC造住宅が建設されるようになった。

1995年に発生した兵庫県南部地震では、1981年に行われた建築基準法の改正（新耐震設計法）以前に設計された建築物の倒壊・崩壊は見られたものの、法改正以後に設計された建築物の過大な被害は見られなかった。しかし、これを契機に建築基準法に定められるような大地震時の人命の保護を目的とした建築物の倒壊・崩壊の防止だけではなく、地震後の継続的な使用性にも関心が集まり、免震構造物が注目されるようになった。RC造建築物の設計においても、大地震時の倒壊・崩壊に対する安全性の検討だけではなく、地震後の損傷レベルに対する評価法も提案されるようになり、RC部材の損傷性に関する研究も多く行われるようになった。

近年、南海・東南海・東海地震など南海トラフを震源とする海溝型の地震を想定した長周期地震動に関する研究も進められるようになった。長周期地震動は、長周期帯（数秒から十数秒）に大きなパワーを持つとともに、継続時間の長いことが特徴として挙げられる。このような地震動に対し、固有周期の長い超高層建築物は大きな揺れを多数回にわたり経験することが危惧される。

これまで耐震設計に用いられてきた検討用地震動では、想定される大変形時（層間変形角 R が $1/100$ rad.程度）の繰返し回数は2～3回程度であり、大地震時を検討したRC部材の構造実験における载荷履歴の繰返し回数もそれらを想定したものであった。

最近では、今後、発生が予想される長周期地震動を想定して、大変形時における多数回の繰返し載荷の影響による RC 部材の剛性や耐力の劣化性状に関する構造実験も実施されるようになってきた^{9)~18)}。また、それらを表現する復元力特性モデルの提案やそれらの影響を評価した地震応答解析の研究^{22),23)}も行なわれてきている。

しかし、多数回繰返し載荷による RC 部材の剛性や耐力劣化のような復元力特性の変化が、超高層 RC 造建築物の応答値や耐震性に与える研究は特定の建築物に限定されたものであり、その数は少ない。また、高強度材料を使用した RC 部材に関する多数回繰返し載荷の影響に関する報告も極めて少ない。

一方、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、数分間にわたる長い継続時間の本震に続き、大規模な余震が多数回発生した。これら一連の地震により超高層建築物は、これまでにない繰返し回数の揺れを経験した。また、この地震では、関東地方における超高層建築物の骨組には大きな損傷は確認されなかったが、超高層住宅では非構造壁や天井などの仕上げ材の損傷、室内家具の移動や転倒が数多く生じ²⁾、社会的な不安が増大した。

これまでの超高層建築物の設計では、主として地震時における層間変形角や層せん断力の最大応答値に着眼点があり、骨組の安全性が検討の対象とされてきた。しかし、東北地方太平洋沖地震の経験により、非構造部材や室内被害の状況を適切に評価することは、骨組の安全性と合わせて超高層住宅の耐震設計において特に重要であると考えられる。

上記のような背景のもと、超高層住宅の耐震設計では、これまでの設計のように建築基準法に定められた中地震レベル（レベル1地震動）に対する損傷の確認、大地震レベル（レベル2地震動）に対する骨組の倒壊・崩壊に対する安全性の確認を行う設計のみではなく、多様な要求性能グレードが設定され、それらに対する建築物の耐震性能を評価し検証する性能設計が求められるようになってきた。

1.1.2 研究の目的

性能設計では、入力レベルに応じた損傷性や安全性に対する耐震性能の評価が重要である。また、検討の対象とする地震動についても、大規模な海洋型地震や直下型地震を想定したレベル2を超えるような地震動や南海トラフ3連動型地震のように継続時間の長い地震動に対する建物の耐震性能を評価することも必要である。また、超高層住宅では、東北地方太平洋沖地震で注目された室内被害に対する評価も性能設計において必要な項目と考える。

上記のような超高層住宅の性能設計を目指す上で重要な検討課題を以下に示す。

骨組の損傷制御性やレベル2地震動を超える地震動に対する安全性の向上には、高強度材料を使用したRC部材の適用が有効であると考えられる。それらの適用に際しては、設計に用いる解析モデルで設定する部材の復元力特性を決定する骨格曲線の評価が必要である。

また、南海トラフ3連動型地震のような継続時間の長い地震動により骨組に生じることが想定される多数回繰返し載荷に対する部材の履歴特性と建物の応答評価が必要である。

さらに、これまでの耐震設計では、大地震時の応答値（層間変形角，層せん断力）に着眼点があり、解析モデルもそれに対応したものである。多様な入力レベルに応じた耐震性能を評価するためには、設計に用いる振動解析モデルの精度に関する検証が必要である。

そこで、本研究では上記のような課題に対し、下記に示す検討項目を研究の目的とした。

高強度材料を用いたRC造部材の多数回繰返し載荷実験により、高強度RC梁の復元力特性を検討し、解析モデルに用いる高強度RC梁の骨格曲線の評価法について提案する。また、繰返し載荷が部材の復元力特性に与える影響について検討する。

次に、実験結果から、多数回繰返し載荷による復元力特性への影響を評価する履歴モデルの検討を行う。地震応答解析により多数回繰返し載荷による超高層RCフレーム構造の応答値への影響を評価する。

さらに、既存の超高層住宅における地震観測記録と地震応答解析結果との比較により、超高層RCフレーム構造の設計に用いる振動解析モデルの妥当性について検討する。また、室内被害の推定と被害の報告との対応についても検討する。

1.2 既往の研究

1.2.1 多数回繰返し载荷を受ける RC 部材に関する実験的研究

現在，地震応答解析に用いる RC 部材の復元力特性モデルとして，剛性逓減型の武田モデル³⁾が一般的に広く用いられている。武田モデルは，RC 造部材でスリップ性状の生じない曲げ系の復元力特性をよく表現しているとされている。

このモデルは，ひび割れ及び降伏による剛性の変化を 2 つの折れ点と 3 折れ線により表現したもので，繰返しの履歴特性は，荷重が 0 を超えた点から過去に経験した最大点を指向するように剛性を決定するものである。従って，武田モデルは繰返しによる剛性や耐力の低下は考慮されていない。

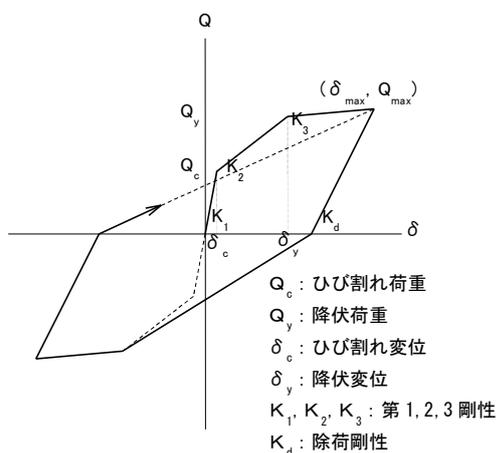


図 1.2.1 武田モデル³⁾

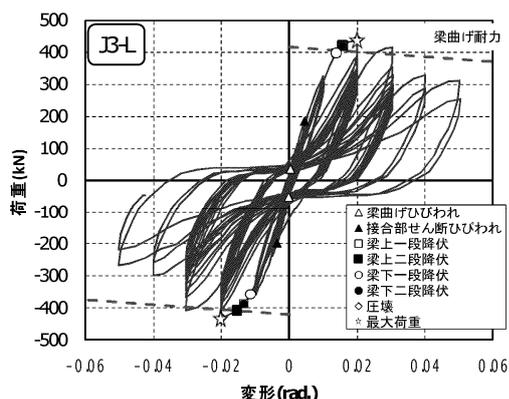


図 1.2.2 多数回繰返し载荷による剛性，耐力劣化の例⁴⁾

一方，曲げ降伏が先行する RC 部材の実験においては，正負繰返し载荷において，耐力が低下する現象が見られる。この耐力低下は，部材のスケルトン曲線に表れるもの，同一変形における繰返し履歴の中で，剛性の低下とともに生じるものがある。前者は単調载荷実験によっても確認される現象であり，曲げ降伏後のせん断破壊やそれに伴う主筋の座屈，高軸力下における柱の曲げ圧縮破壊などに起因するものと考えられる。後者は繰返し载荷を受けることに起因する現象と捉えられ，大変形時におけるひび割れの進行や付着の劣化，圧縮コンクリートの圧壊などに起因するものと考えられる。

ここでは，RC 部材の復元力特性において，繰返し载荷に起因する剛性や耐力の劣化の検討を目的として実施された既往の実験的研究について記述する。

(1) 齊藤, 村上, 今井の研究⁵⁾

<主筋 σ_y 3619kgf/cm², コンクリート σ_B 231~247kgf/cm²>

齊藤らは, 載荷履歴が部材の靱性能に与える影響を調べるために, 使用材料, 配筋が同一の柱及び梁試験体に4種類の異なる載荷履歴を与えた実験を実施した。

柱試験体は曲げ降伏が先行し, その後, 圧縮鉄筋の座屈に伴う圧縮コンクリートの剥離・落下により終局的な破壊に至ったと報告している。

梁試験体(図1.2.5(1))では, 単調載荷を行ったB1は, 終局時まで曲げ降伏による破壊性状を示し, 耐力低下が生じていないのに対し, 繰返し載荷を行ったB2~B4では, 曲げ降伏後にせん断破壊に移行し耐力が低下, また, 柱試験体(図1.2.5(2))における定変位($2\delta_y$, $4\delta_y$, $6\delta_y$)の繰返し載荷では, 1回目に耐力がやや低下するものの, その後の繰返しでは耐力の低下はあまり認められず, 梁試験体では $2\delta_y$, $4\delta_y$ の定変位での多数回繰返し載荷時の耐力低下の割合は少ないが, $6\delta_y$ の定変位繰返しでは, 耐力低下の割合が大きくなったとしている。

以上の結果より, 曲げ降伏型では $2\delta_y$, $4\delta_y$ の定変位での繰返しが終局耐力や靱性能の低下に与える影響は少ないものと考えられると報告している。

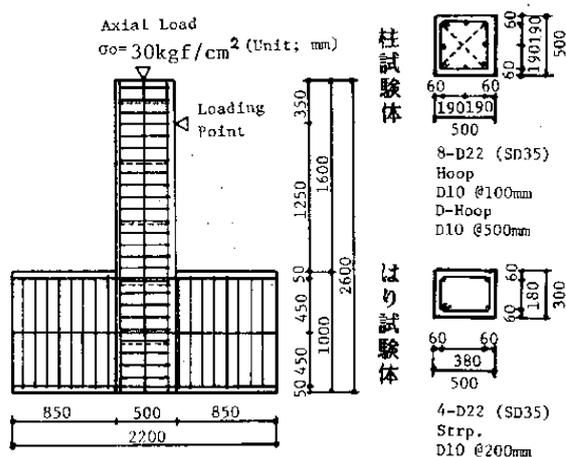


図 1.2.3 試験体配筋図⁵⁾

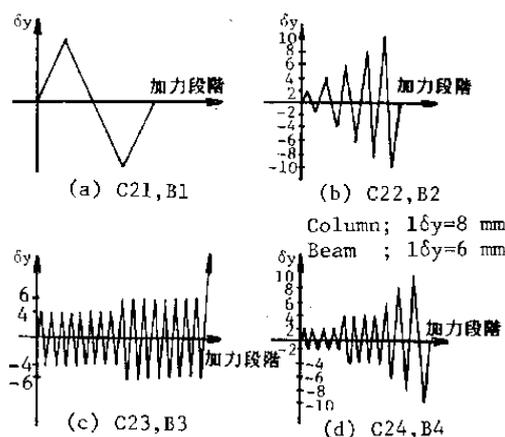
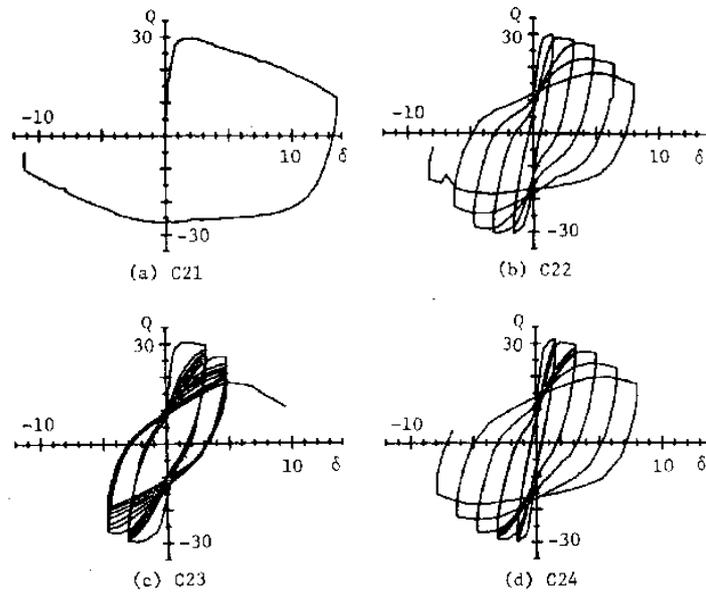
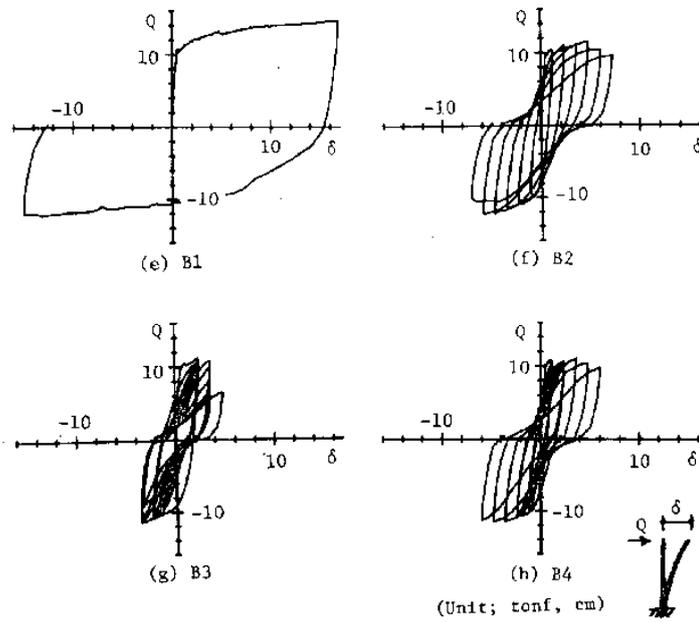


図 1.2.4 加力計画⁵⁾



(1) 梁試験体



(2) 柱試験体

図 1.2.5 荷重変形曲線⁵⁾

(2) 衣笠・野村の研究⁶⁾

<主筋 σ_y 4100~4300kgf/cm², コンクリート σ_B 180~340kgf/cm²>

衣笠らは、曲げ降伏を起こす RC 構造の柱・梁部材は、一方向単調載荷下においては靱性に富む場合でも、曲げ降伏後の繰返し載荷を受けることにより耐力低下し、一方向単調載荷時と比較して著しく変形能力を低下させる場合があることを指摘し、梁部材を対象に耐力低下のメカニズムについて検討している。

繰返し載荷時のヒンジ領域には、一方向単調載荷時と同等のせん断抵抗機構が形成され、この機構の消滅が異なる 2 つのメカニズムによって生じ、1 つを「せん断破壊」、もう 1 つを「正負繰返し履歴破壊」と呼んでいる。

繰返し載荷時には、載荷の方向を変えることによるひび割れの開閉が行われ、この過程においてヒンジ領域のせん断抵抗機構の一時的消滅と再形成が行われるとした。「せん断破壊」は、形成されたせん断抵抗機構が作用力によって圧壊するものであるのに対し、「正負繰返し履歴破壊」は、載荷の方向を変えたひび割れ開閉過程において一時的に消滅したせん断抵抗機構が、再び形成されないために耐力低下し破壊に至るものであるとした。

これらは最終的にせん断変形が卓越し耐力を低下させる点は同じであるが、「せん断破壊」の発生が載荷荷重の大きさによって定義されるのに対し、「正負繰返し履歴破壊」は、ひび割れの開閉挙動と関係があり、ひび割れのゆるみ・噛み合いの劣化を表す指標により定義されると予想した。

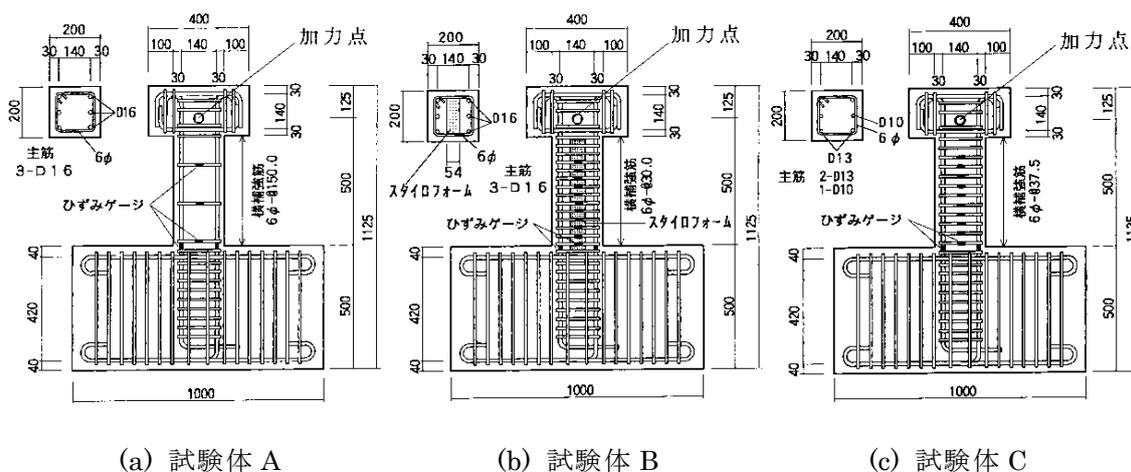


図 1.2.6 試験体形状及び配筋⁶⁾

上記2つの破壊モードを検討するために、図1.2.6に示すせん断引張破壊（試験体A）、せん断圧縮破壊（試験体B）、正負繰返し破壊（試験体C1, C2, C3）を目的とした試験体による実験を行っている。荷重履歴は正負漸増繰返し荷重（A, B, C1）の他、C試験体では一方向単調荷重（C2）、一方向漸増繰返し荷重（C3）を用いている。

各試験体の荷重-変形角関係は図1.2.7に示す通りであり、試験体Aは主筋降伏直後、試験体Bは主筋降伏以前のせん断破壊により、試験体C1は曲げ降伏後60/1000 rad.付近での繰返し荷重により耐力低下が生じたとしている。

試験体Cは、曲げ降伏時においてせん断破壊に対して十分な余裕を有しており、それは一方向単調荷重試験体C2には耐力低下は見られず、十分な変形能力を有していることから確認できるとしている。また、1方向に多数回の繰返しを行った試験体C3においても耐力低下が生じていないことから、試験体C1における耐力低下が、荷重方向を変えたことかつ繰返し荷重が作用したことによる強度疲労とは異なるメカニズムにより生じていることが示唆されるとした。

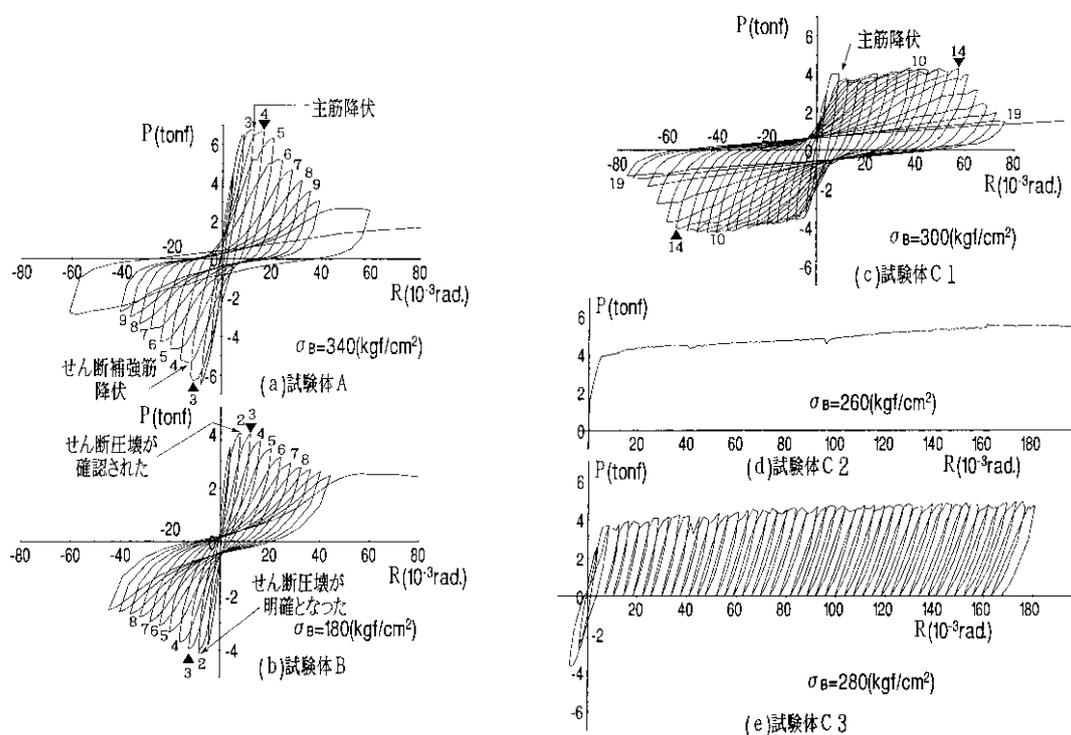


図 1.2.7 荷重 P-変形角 R 関係⁶⁾

試験体の耐力低下進行時の変形挙動を図 1.2.8 に示す部材の変形角 R と曲げ変形角 R_B を用いて検討している。部材のせん断変形成分が大きくなると変形角 R に比べ曲げ変形角 R_B は小さくなり、曲げ変形角 R_B - 変形角 R 関係における曲線の傾きにより、部材のせん断変形成分の定性的な推移が観察されると報告している。

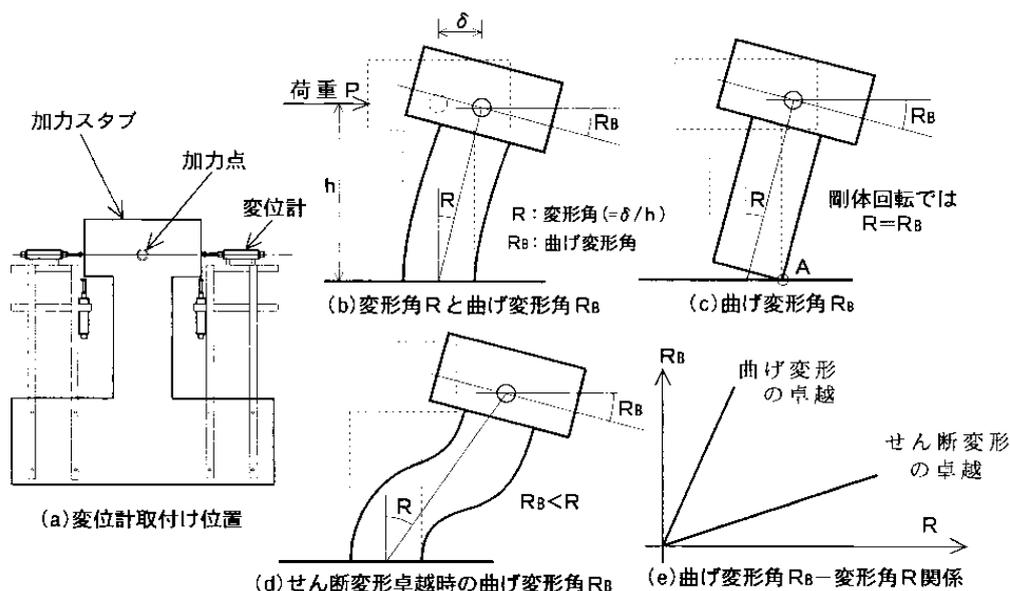


図 1.2.8 計測方法と加力部変形挙動⁶⁾

図 1.2.9 は試験体 A, B, C1 の正側ピーク時の荷重 P/P_{max} と曲げ変形角 R_B 、せん断変形角 R_S を縦軸に、変形角 R を横軸とした図であり、いずれの試験体においても、耐力低下が発生したサイクル後、曲げ変形角 R_B は一定か緩やかな減少の傾向にあるのに対し、せん断変形角 R_S は急激に増加しており、耐力低下進行時における部材の変形挙動は、せん断変形が増加したことに起因していると報告した。

図 1.2.10 は試験体 A, B, C1 の曲げ変形角 R_B と変形角 R の関係であり、図中の傾きの大きさが変形に占める曲げ変形成分の大きさを示している。図 1.2.11 は R_B - R 関係における一部を拡大した図で、各試験体とも繰返し载荷により傾きが小さくなり、せん断変形成分が増加、また、試験体 A, B では载荷過程における傾きの低下が認められる（図中の矢印）。

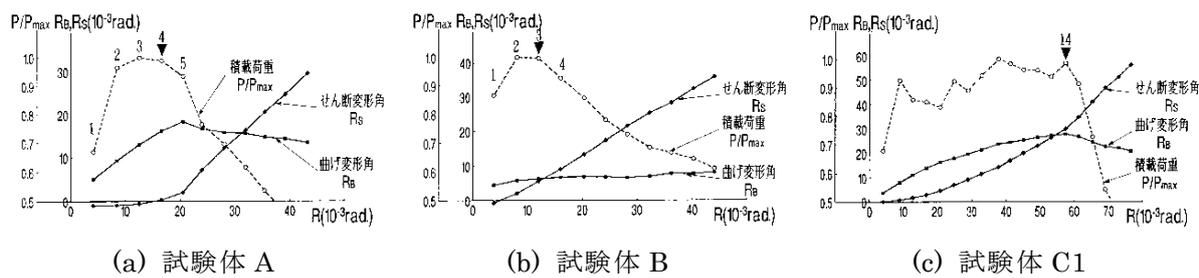


図 1.2.9 耐力低下の発生とせん断変形 R_s , 曲げ変形 R_B ⁴⁾

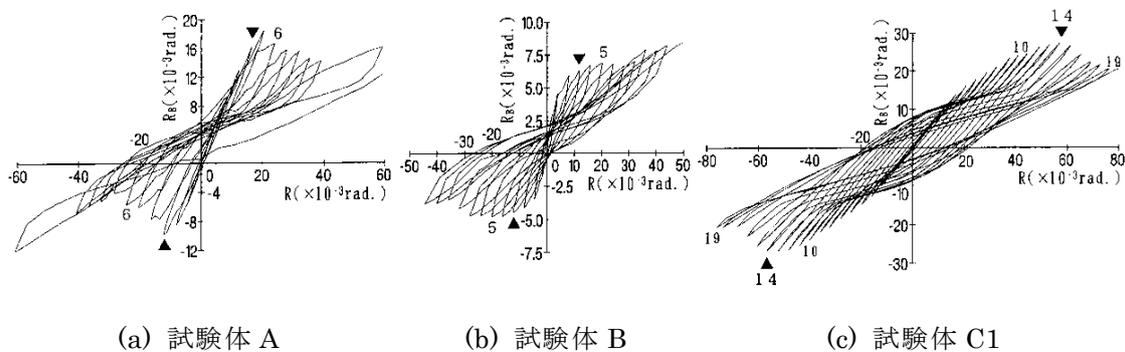


図 1.2.10 曲げ変形角 R_B —変形角 R 関係⁶⁾

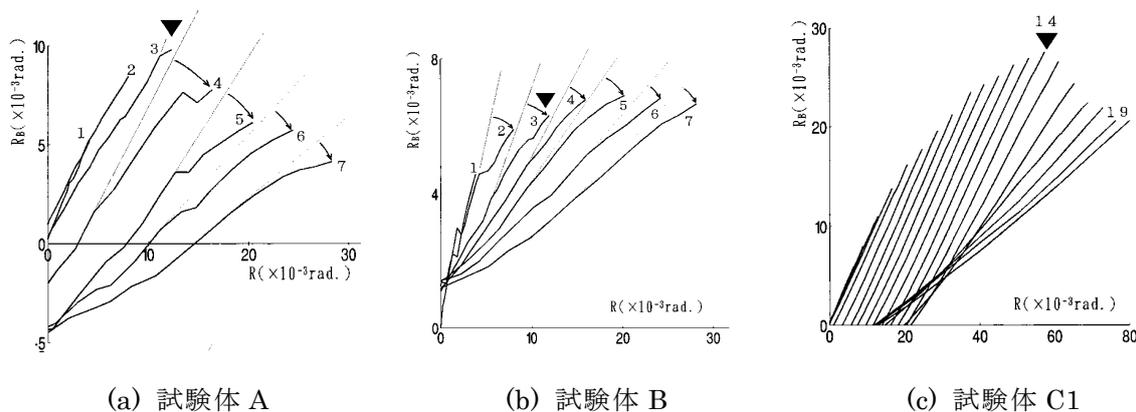


図 1.2.11 載荷過程における曲げ変形角 R_B —変形角 R 関係⁶⁾

これは、載荷荷重の増加によるせん断破壊の発生に起因したもので、試験体 C1 においても、繰返し載荷による傾きの低下は見られるが、耐力低下後の曲線もほぼ直線となっており、載荷過程におけるせん断変形の増加は見られないとしている。

図 1.2.12 は R_B-R 及び $P-R$ 関係で、せん断破壊を起こした試験体 A, B では、せん断変形成分が大きくなる（傾きの小さくなる）2つの領域が存在するとしている。1つ目は、除荷後の反転載荷直後の低荷重域で $P-R$ 関係上のスリップ域と対応し、載荷方向の反転によりひび割れが開くことでせん断剛性が一時的に低下したために発生したもの、2つ目は、スリップ域から剛性が回復し荷重がピークに至るまでの領域で、載荷荷重の増加によるせん断破壊の発生により生じたものであるとしている。

試験体 C1 の R_B-R 及び $P-R$ 関係では、耐力低下発生前（10 サイクル）では、試験体 A, B と同様にスリップ域でせん断変形成分が大きい領域と剛性が回復しピークに至る曲げ変形成分の大きい2つの部分があり、耐力低下発生後の R_B-R 関係では、曲げ変形成分が卓越する領域が顕著には見られないが、載荷過程における傾きの低下は生じていないことを指摘している。これらのことは、試験体 C1 の耐力低下が、載荷荷重の増加によるせん断抵抗機構の破壊によって生じたのではなく、耐力低下前に維持されていたせん断抵抗機構が、載荷方向が変わることによる一時的な消滅の後に再び形成されないために発生しているとした。

以上のように「正負繰返し履歴破壊」は、荷重が増加することによってせん断抵抗機構が強度破壊するせん断破壊のメカニズムとは異なり、耐力低下前は、載荷方向が変わる度にせん断抵抗機構の一時的消滅と再形成を繰返していたものが、載荷方向を変えたことによる一時的消滅の後に再び形成されないために発生すると報告している。

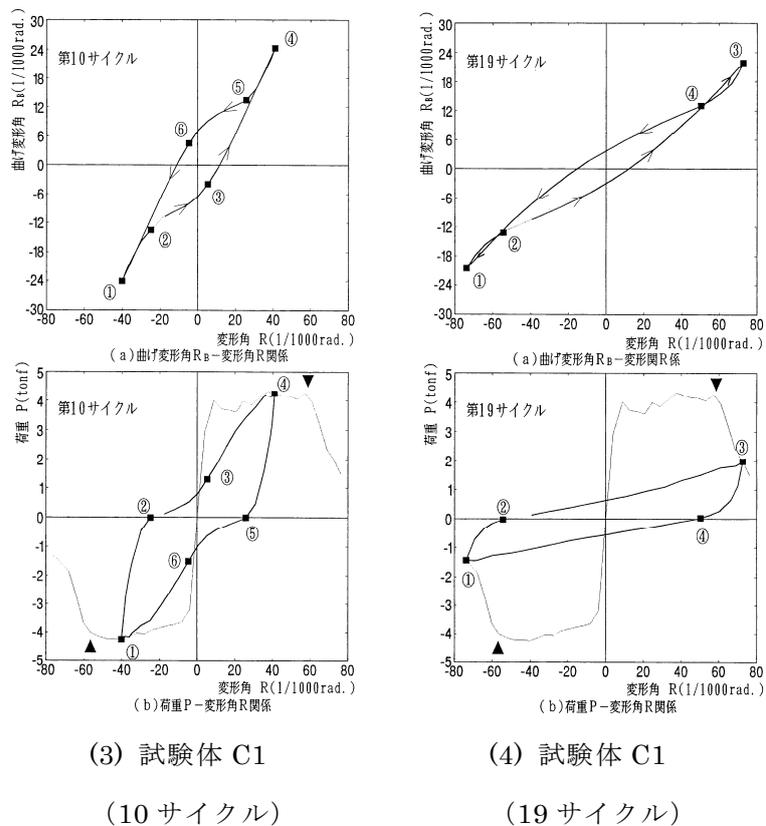
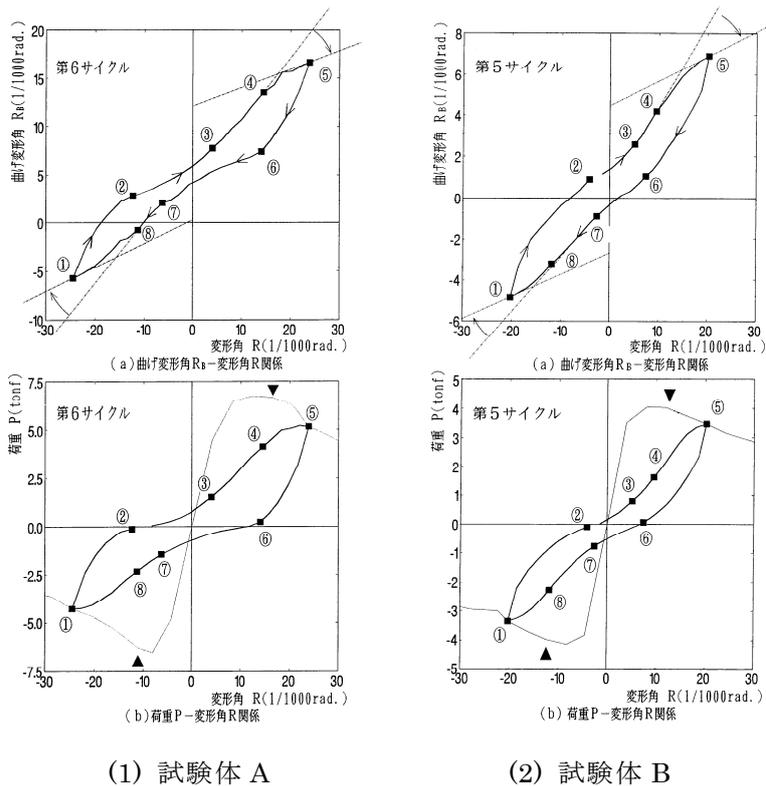


図 1.2.12 耐力低下発生後の R_B - R 関係と P - R 関係⁶⁾

(3) 石飛, 渡辺, 是永, 中野, 松崎らの研究⁷⁾

<主筋 σ_y 378~559N/mm², コンクリート σ_B 41~70N/mm²>

石飛らは、繰返し荷重を受ける梁部材の耐力低下と限界変形の定義について、エネルギー吸収能力に着目した検討を行っている。

図 1.2.13 は、荷重－変形関係の実験結果の一例である。上段は横補強筋量のみが異なる試験体、下段は荷重履歴のみが異なる試験体の比較である。

限界変形の定義は、荷重－変形関係の包絡線上で、荷重が最大耐力の 80%以下に低下した時とされることが多い。しかし、その場合、図 1.2.13 上段の試験体 1-12 と 1-13 が同じ評価となる、同図下段の各試験体が異なる評価となるなど、この定義は繰返し荷重による耐力低下を伴う破壊に対しては有効な評価法となっていないことを指摘した。

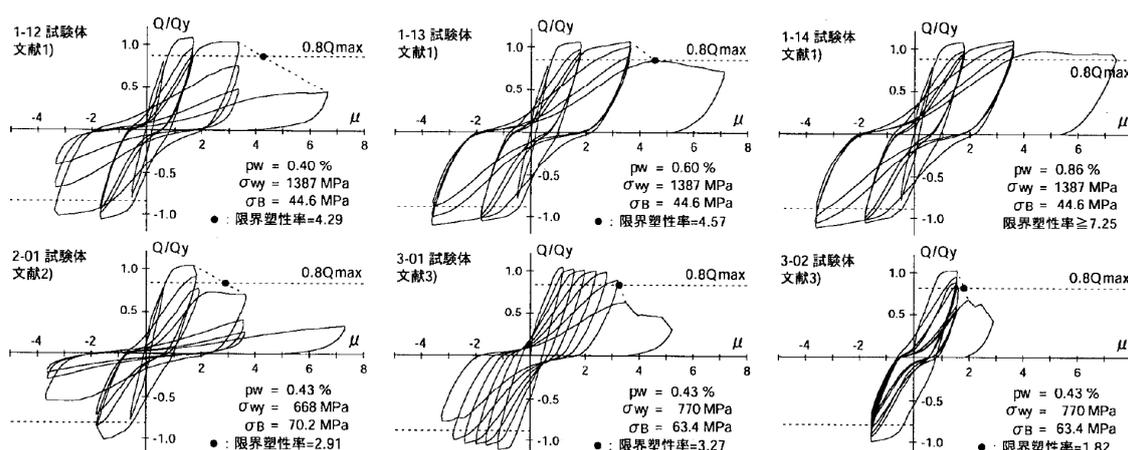


図 1.2.13 荷重－変形関係の実験結果の一例⁷⁾

そこで、耐力低下による限界変形量の評価を累積エネルギー吸収量の限界値により検討している。図 1.2.14 は実験で得られた荷重－変形関係を半ループごとに分解し、正側、負側ごとに連結したもので、図中ハッチ部が累積エネルギー吸収量の限界値であり、エネルギー吸収量の限界の定義として、「変形更新加力時は荷重が最大耐力 Q_{max} の 90%以下に低下した時、繰返し加力時は 1 回目 Q_{max} の 80%以下、2 回目以降 Q_{max} の 64%以下に低下した時」と仮定している。

この方法により、限界変形では評価出来なかった試験体 1-12 と 1-13 の性能の優劣が評価可能であるとした。

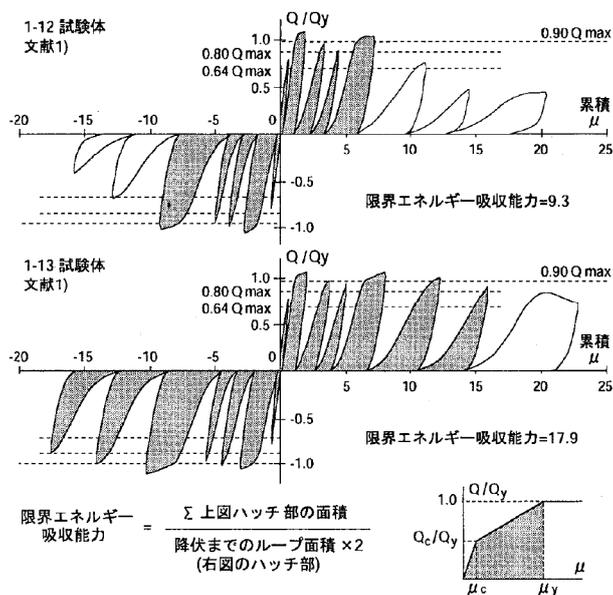


図 1.2.14 限界エネルギー吸収能力の算出 7)

(4) 永井, 高稻, 丸田, 鈴木, 小鹿, 金子らの研究^{8), 9), 10), 11)}

永井, 高稻らは, 梁部材, 柱部材, 柱梁接合部について, 繰返し荷重を受ける RC 部材の挙動を把握するための多数回繰返し加力実験を実施した。

RC 部材の多数回繰返し荷重を想定した加力実験では, 図 1.2.15 に示すように長周期地震動などを想定した加力プログラムを用いている。

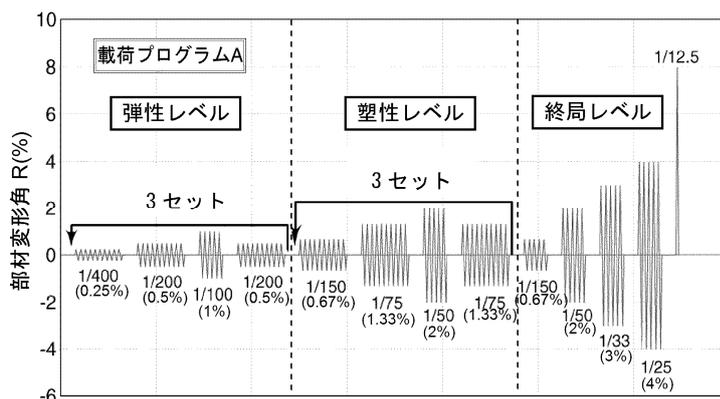


図 1.2.15 基本加力プログラム (梁実験の例)⁸⁾

(a) 柱実験

<主筋 σ_y 569N/mm², コンクリート σ_B 35~64N/mm²>

柱実験では, コンクリート強度, 軸力比, 横補強筋比をパラメータとしている。試験体形状, 試験体一覧, 実験結果の荷重-部材角関係は, 図 1.2.16, 表 1.2.1, 図 1.2.17 に示す通りである。

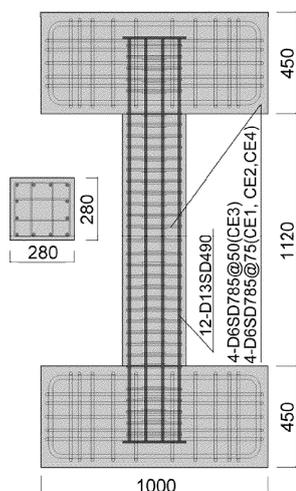


表 1.2.1 柱試験体一覧⁹⁾

試験体名	CE1	CE2	CE3	CE4
試験体断面 (幅×せい (mm))	280×280			
スパン(mm) [せん断スパン比]	1120 [2.5]			
主筋 [主筋比 (%)]	12-D13 SD490 [1.9]			
横補強筋 [横補強筋比 (%)]	4-D6@75 SD785 [0.60]	4-D6@50 SD785 [0.91]	4-D6@75 SD785 [0.60]	
コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	60			36
軸力比 η	0.3	0.4		0.3

図 1.2.16 柱試験体形状・配筋⁹⁾

図 1.2.18 は、部材角 $R=1/250\text{rad}$. (弾性レベル) と $R=1/75\text{rad}$. (塑性レベル) 時の等価粘性減衰定数 h_{eq} の繰返し回数による変化を示したもので、弾性レベル、塑性レベルのいずれにおいても、繰返し回数による h_{eq} の低下は顕著ではないとしている。

また、図 1.2.19 は、部材角 $R=1/250\text{rad}$. と $R=1/75\text{rad}$. 時の繰返し回数による剛性低下率 (各サイクルのピーク間の割線剛性を 1 サイクル目のピークの間割線剛性で除した値) の変化を示したもので、弾性レベルでは、低下率は 0.95 以上であり、繰返しによる影響は小さいとしている。塑性レベルでは、ある値に収束することなく徐々に剛性が低下し、その要因はコンクリートの圧壊によるものであるとした。

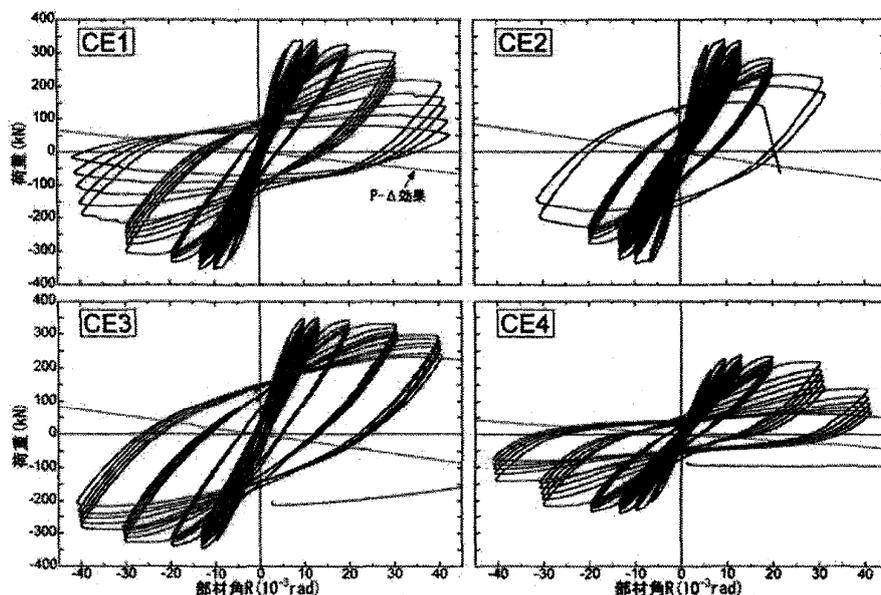


図 1.2.17 荷重一部材角関係⁹⁾

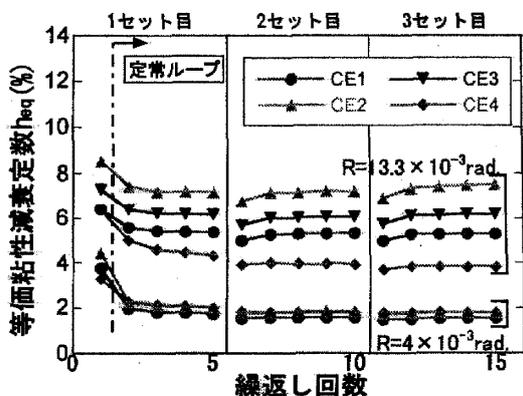


図 1.2.18 等価粘性減衰定数の推移¹⁰⁾

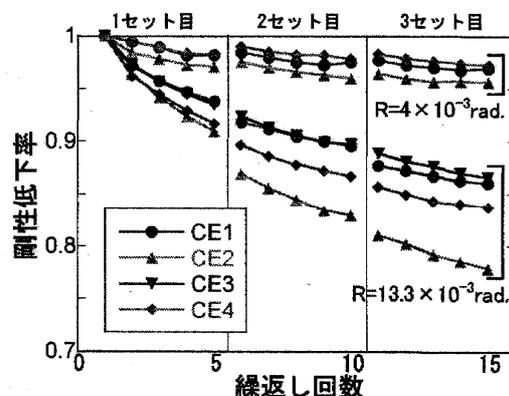


図 1.2.19 剛性低下率¹⁰⁾

(b) 梁実験 <主筋 σ_y 389~539N/mm², コンクリート σ_B 36~73N/mm²>

梁実験では、コンクリート強度、せん断スパン比、主筋強度・量、横補強筋比をパラメータとしている。試験体形状、試験体一覧、実験結果のせん断力-部材変形角関係は、図1.2.20、表1.2.2、図1.2.21に示す通りである。

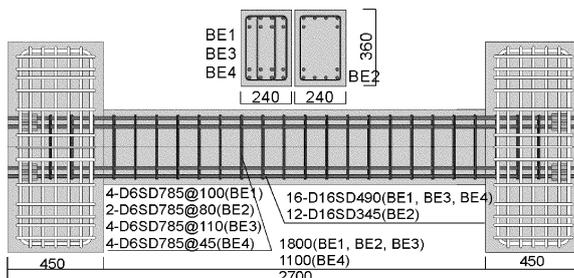


図 1.2.20 梁試験体形状・配筋⁸⁾

表 1.2.2 梁試験体一覧⁸⁾

試験体名	BE1A	BE2A	BE3A	BE4A
試験体断面 (幅×せい (mm))	240×360			
スパン(mm) [せん断スパン比]	1800 [2.5]		1100 [1.53]	
主筋 [主筋比 (%)]	16-D16 SD490 [3.6]	12-D16 SD345 [2.8]	16-D16 SD490 [3.6]	
横補強筋 [横補強筋比 (%)]	4-D6@100 SD785 [0.53]	2-D6@80 SD785 [0.33]	4-D6@110 SD785 [0.48]	4-D6@45 SD785 [1.17]
コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	42		70	

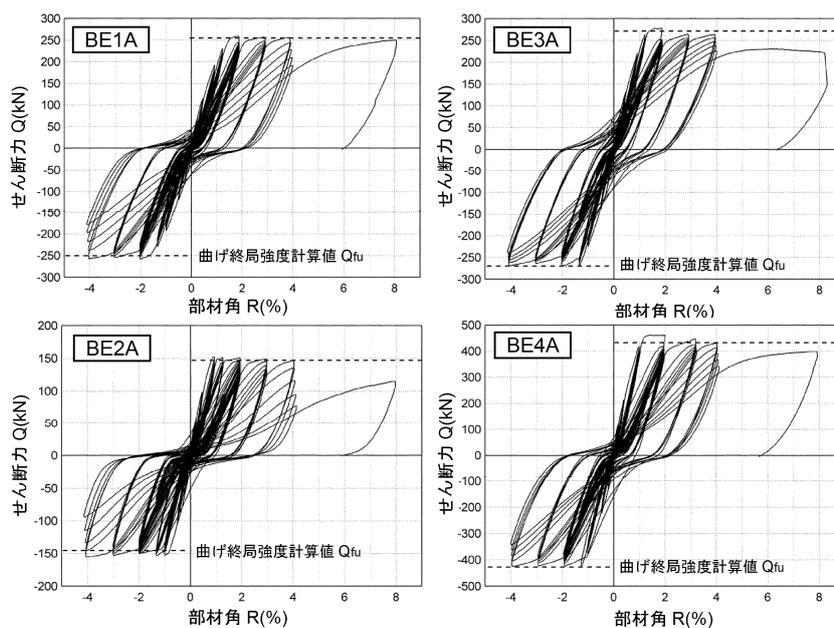


図 1.2.21 せん断力-部材変形角関係⁸⁾

図 1.2.22 は、部材角 $R=1/100\text{rad}$. (弾性レベル), $R=1/50\text{rad}$. (塑性レベル) 時の繰返し回数による等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を示したもので、変形レベルによらず繰返し回数の増大とともに h_{eq} は低下し、繰返し回数 6 程度からほぼ一定値に収束する傾向にあると報告している。

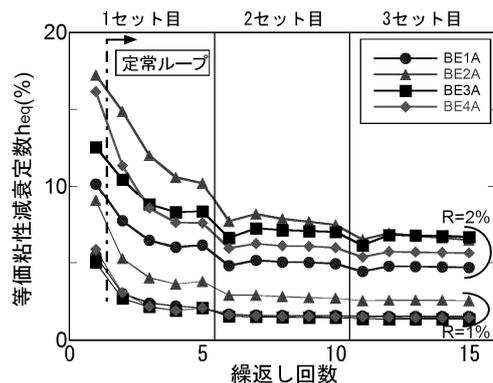


図 1.2.22 等価粘性減衰定数の推移⁸⁾

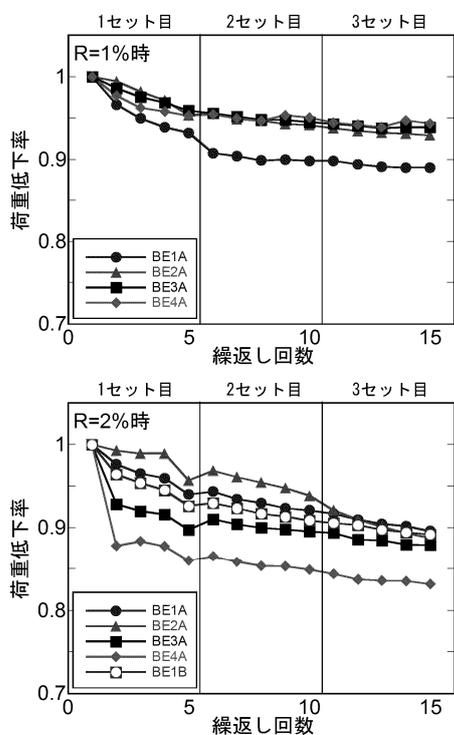


図 1.2.23 荷重低下率⁸⁾

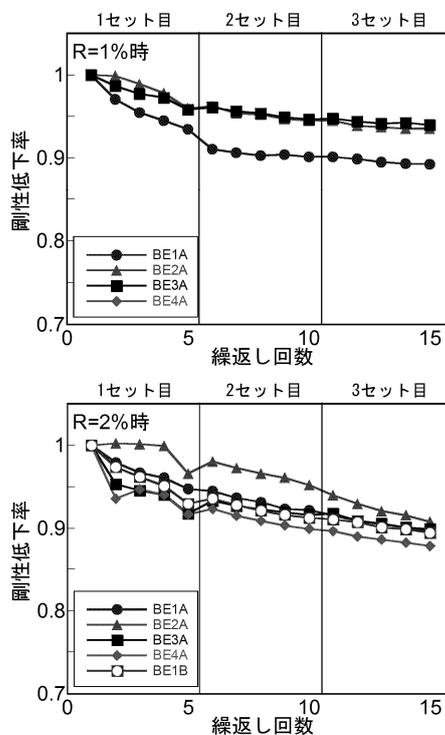


図 1.2.24 剛性低下率⁸⁾

図 1.2.23 及び図 1.2.24 は、 $R=1/100\text{rad.}$ 及び $1/50\text{rad.}$ 時の荷重低下率（各振幅 1 サイクル目のピーク荷重に対する各サイクルのピーク荷重の劣化率）及び剛性低下率（各振幅 1 サイクル目の正負ピーク時割線剛性に対する各サイクル正負ピーク時割線剛性の低下率）の推移を示したもので、弾性レベルでは、繰返し回数の増大に伴い、荷重、剛性ともに低下が進展するが、いずれも 0.95 程度に収束する傾向にあるとしている。塑性レベルにおいては、荷重、剛性低下率ともに小さくなり収束する傾向は見られず、その要因は、梁端コンクリートの圧壊が繰返し変形により進展したことによるとした。

(c) 柱梁接合部実験 <梁主筋 $\sigma_y 563\text{N/mm}^2$, 梁コンクリート $\sigma_B 40\sim 42\text{N/mm}^2$ >

柱梁接合部実験では、梁主筋量、試験体形状（十字型、ト型）をパラメータとしている。試験体形状、試験体一覧、実験結果の梁端せん断力-層間変形角関係は図 1.2.25, 表 1.2.3, 図 1.2.26 に示す通りである。

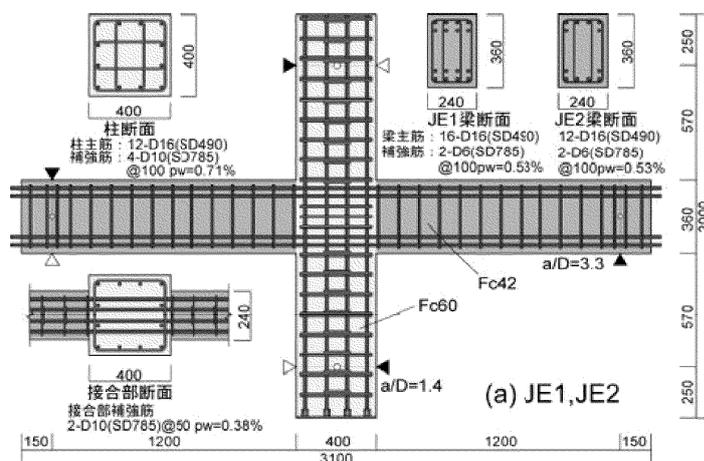


図 1.2.25 柱梁接合部試験体形状・配筋¹²⁾

表 1.2.3 柱梁接合部試験体一覧¹²⁾

試験体名		JE1	JE2	JE3
形状		十字形		ト形
梁	断面 $b \times B \times D$ (mm)	240×360		
	せん断スパン(m)	1200		
	[せん断スパン比]	[3.3]		
	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	42		
	梁部主筋 [引張鉄筋比 ρ_l (%) at/BD]	16-D16 SD490 [1.84%]	12-D16 SD490 [1.38%]	16-D16 SD490 [1.84%]
横補強筋 [横補強筋比 ρ_w (%)]	4-D6-SD785@100 [0.53%]			
柱	断面 $b \times B \times D$ (mm)	400×400		
	せん断スパン(m)	570		
	コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	60		
	軸力N(kN) [軸力比 $\eta = N / (b \cdot B \cdot D \cdot F_c)$]	1920 [0.2]	480 [0.05]	
	主筋 [主筋比 ρ_g (%)]	12-D16-SD490[1.44%]		
	横補強筋 [横補強筋比 ρ_w (%)]	4-D10-SD785@100 [0.71%]		
接合部	横補強筋 [横補強筋比 ρ_{jw} (%)]		2-D10-SD785@50 [0.38%]	

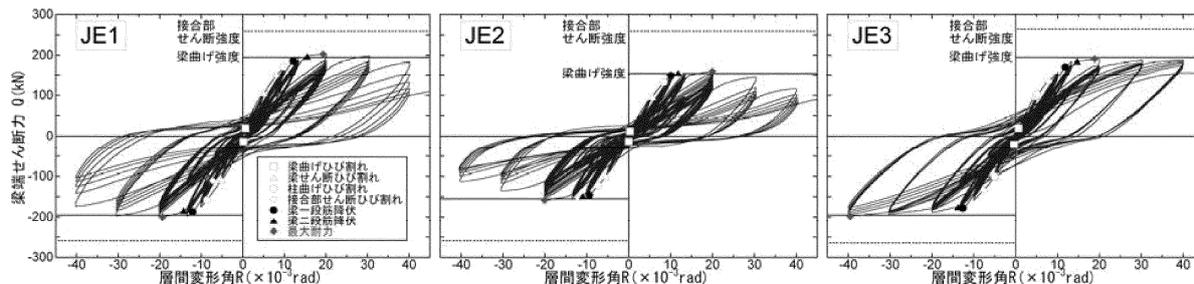


図 1.2.26 梁端せん断力－層間変形角関係¹²⁾

図 1.2.27 は、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$. (弾性レベル), $R=1/50\text{rad}$. (塑性レベル) 時の繰返し回数による等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を示したもので、等価粘性減衰定数は、初めは繰返し回数の増大に伴い減少するが、弾性レベルでは 3%程度に、塑性レベルでは 9%程度に収束する傾向が見られると報告している。

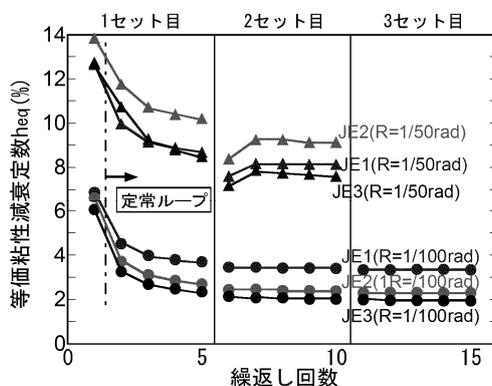


図 1.2.27 等価粘性減衰定数の推移¹²⁾

図 1.2.28 及び図 1.2.29 は、最大層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ 及び $R=1/50\text{rad}$ 時の荷重低下率（各振幅 1 サイクル目のピーク荷重に対する各サイクルのピーク荷重の劣化率）及び剛性低下率（各振幅 1 サイクル目の正負ピーク時割線剛性に対する各サイクル正負ピーク時割線剛性の低下率）の推移を示したもので、弾性レベルでは、繰返し回数の増大に伴い、荷重、剛性ともに低下が進展するが、いずれも 0.93 程度に収束する傾向にあるとしている。塑性レベルにおいては、荷重、剛性低下率ともに小さくなり収束する傾向は見られず、その要因は、梁端コンクリートの圧壊が繰返し変形により進展したことによるとした。

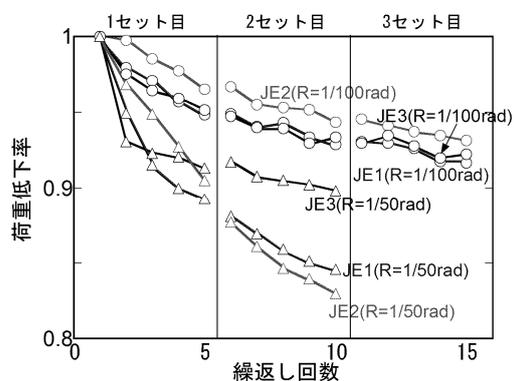


図 1.2.28 荷重低下率¹²⁾

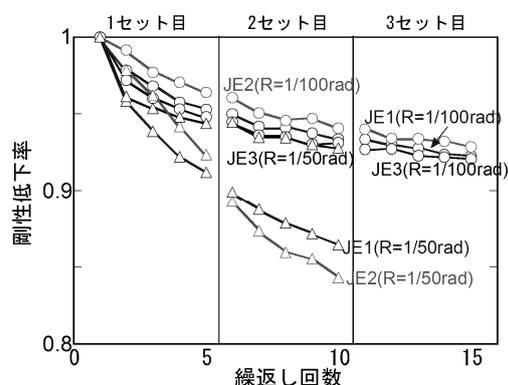


図 1.2.29 剛性低下率¹²⁾

(5) 建築研究所+6社（熊谷，佐藤，戸田，西松，ハザマ，フジタ）の研究^{13)~17)}

(a) 梁実験 <主筋 σ_y 546N/mm²，コンクリート σ_B 49~62N/mm²>

石橋，濱田ら^{12),14)}は，多数回繰返しを受ける高強度 RC 梁の実験を行い，復元力特性の検討を行った。

試験体（図 1.2.30）は，スラブ付き（B1，B2）とスラブ無し（B3，B4，B5）の梁を対象とし，ノーマル履歴（N）と長周期履歴（L）の 2 種類の荷重方法を行い，多数回繰返し変形の影響について検討している。

荷重履歴は図 1.2.31 に示す通りであり，ノーマル履歴は各サイクルを 2 回ずつ繰返し，長周期履歴は R=1/200，1/100，1/50，1/33 を 10 回ずつ繰返している。

実験結果のせん断力-部材角関係（図 1.2.32）は，B2L の負荷荷（スラブ引張）を除いて靱性のある挙動を示し，顕著な耐力低下は見られなかったとしている。また，ノーマル履歴と長周期履歴の Q-E 関係に違いは見られなかったが，長周期履歴において同一部材角での多数回繰返しにより徐々に耐力低下を示したと報告している。

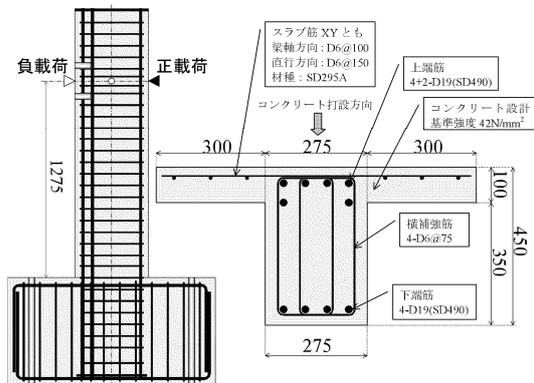


図 1.2.30 試験体形状及び配筋¹³⁾

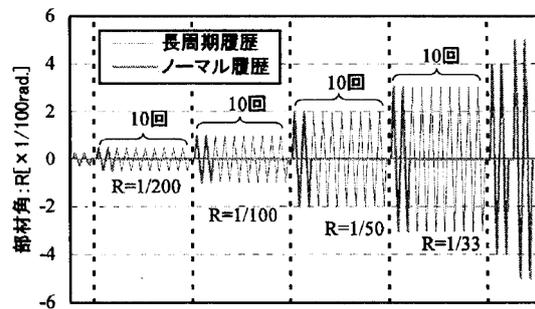


図 1.2.31 ノーマルと長周期の荷重履歴¹³⁾

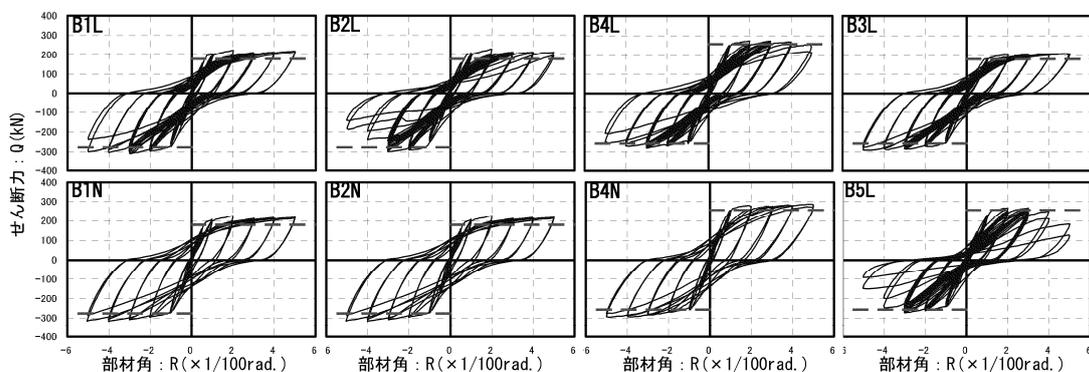


図 1.2.32 せん断力 Q-部材角 R 関係¹³⁾

図 1.2.33 は、スラブ付き梁の各サイクルピーク時せん断力の推移を示したものである。長周期荷重履歴 L とノーマル履歴 N の新たな部材角に移る際のせん断力を比較すると、スラブ圧縮となる正荷重では、B1、B2 とほぼ同じ耐力に復帰したが、スラブ引張となる負荷重では、横補強筋比が小さい B2 では $R=1/33$ から $1/25$ に移る際、L と N に大きな差が生じ、多数回繰返しの影響が見られたとしている。

図 1.2.34 は、等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を示したものであるが、 $R=1/33$ 程度までの範囲では、各試験体間で大きな相違は見られず、多数回繰返しを与えた場合、 $R=1/50$ 程度までは、 h_{eq} が一定値に収束する傾向を示したが、 $R=1/33$ では一定値に収束する傾向はなかったとしている。

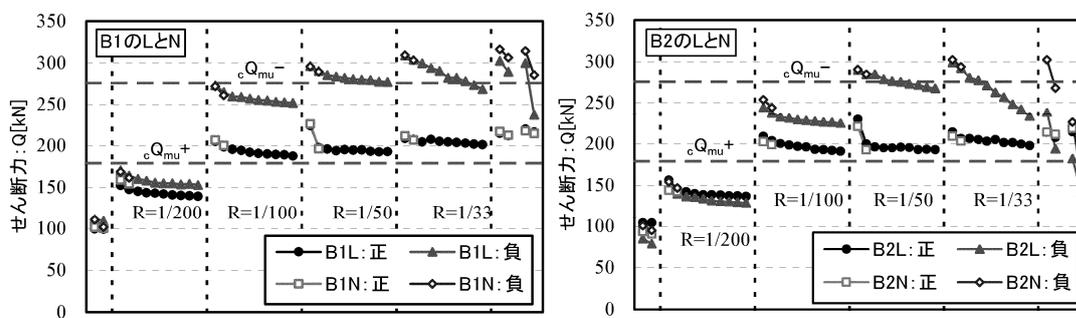


図 1.2.33 各サイクルピーク時せん断力の推移¹⁴⁾

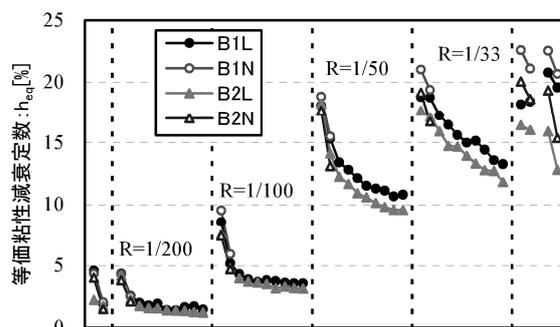


図 1.2.34 等価粘性減衰定数の推移¹⁴⁾

(b) 柱実験

＜主筋 σ_y 543N/mm², コンクリート σ_B 70~75N/mm²＞

傅野, 菊田^{13),14)}らは, 軸力比 (0.25, 0.40) と载荷履歴 (ノーマル载荷 : N, 長周期载荷 : L) をパラメータ (図 1.2.36) とした高強度 RC 柱の曲げせん断実験 (図 1.2.35) を行い, 多数回繰返し载荷が柱の変形性能に及ぼす影響を検討した。

図 1.2.37 は, 各試験体の荷重-変形関係であり, 変形角 $R=1/100\text{rad.}$ で端部コンクリートが圧壊, ほぼ同時に主筋が圧縮降伏し, $1/75\text{rad.}$ で最大耐力を示したと報告している。

多数回繰返し载荷の復元力特性への影響は, 最大耐力に達するまではほとんどなく, 最大耐力以降において, 繰返しによる耐力低下と変形能力の低下をもたらしたとしている。

図 1.2.38 は, 試験体の軸方向変形と水平変形の関係を示したものであり, 両試験体ともある変形までは繰返し回数によらず同程度の圧縮歪を示すが, 試験体 C1 (軸力比 0.25) では $R=1/33\text{rad.}$, 試験体 C2 (軸力比 0.40) では, $1/50\text{rad.}$ のサイクルから繰返しによる軸歪の増大が顕著となったと報告している。長周期载荷を行った試験体の方が, ノーマル载荷の試験体よりも軸歪が急激に増大する変形が小さくなる傾向があり, 多数回繰返しの影響が軸変形の増大にも影響を与えることを指摘した。

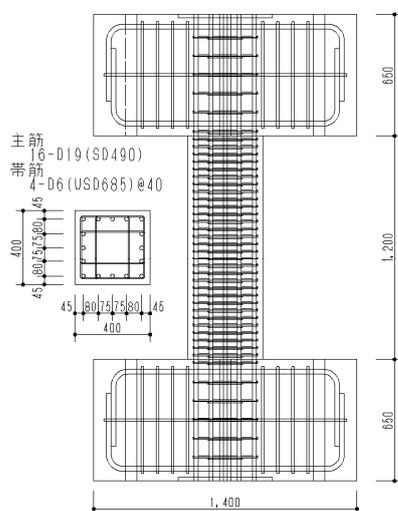


図 1.2.35 試験体形状・配筋¹⁵⁾

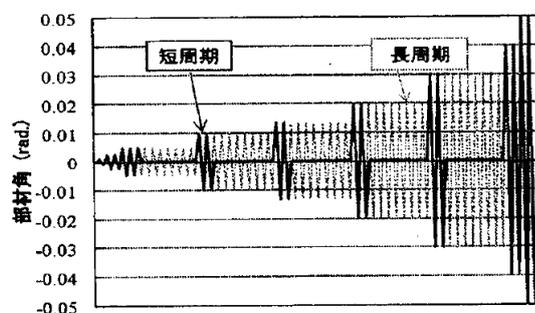


図 1.2.36 ノーマルと長周期の载荷履歴¹⁵⁾

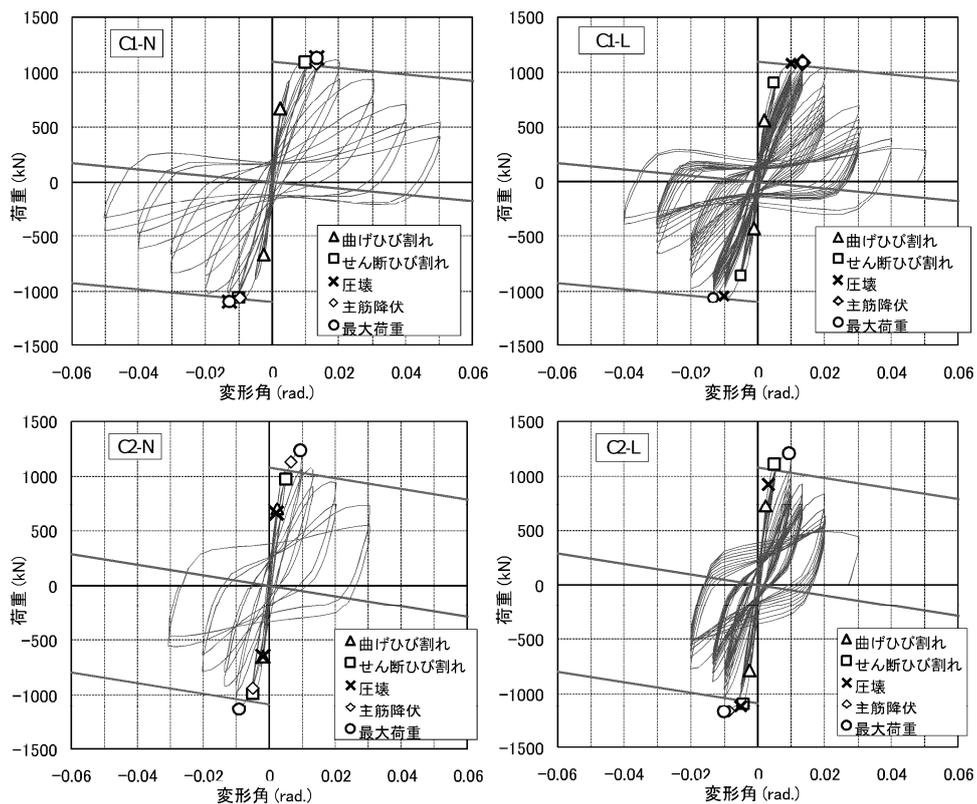


図 1.2.37 荷重－変形関係¹⁵⁾

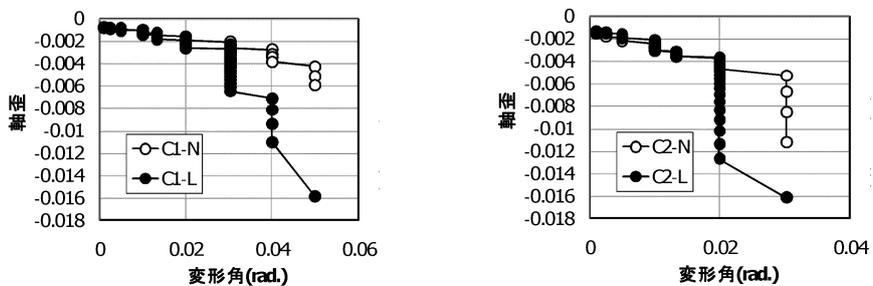


図 1.2.38 軸歪－水平変形関係¹⁶⁾

(c) 柱梁接合部 <梁主筋 σ_y 541N/mm², 梁コンクリート σ_B 40~46N/mm²>

薬研地ら¹⁵⁾は、高強度 RC 造柱梁接合部の実験を行い、多数回繰返し载荷が復元力特性に与える影響を検討した。試験体は、十字型接合部、(図 1.2.39) で、パラメータは直交梁の有無(有: JB, 無: JU), 载荷履歴(従来: S, 多数回: L)としている。靱性指針による接合部のせん断余裕度は、JB が 1.37, JU が 1.17 で、同指針による付着特性を表す指標は 0.97 としている。

図 1.2.40 は、実験結果の柱せん断力 Q -層間変形角 R 関係である。全試験体とも $R=1/100\text{rad}$.を超えた直後に梁主筋が降伏し、梁曲げ降伏先行型となったと報告している。最大耐力に至るまでは、S, L 载荷とも同等な荷重-変形関係を示し、多数回繰返しによる影響は小さいとしている。最大耐力以降、L 载荷を行った試験体では、 $R=1/50\text{rad}$.で耐力低下が顕著となり、その要因は接合部内梁主筋の付着劣化によるものであるとした。

図 1.2.41 は Q - R 関係から求めた等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移であり、 $R=1/100\text{rad}$.までは、直交梁の有無による影響は見られないが、最大耐力以後の $R=1/50\text{rad}$.における多数回繰返し履歴では、直交梁の有無による差異が認められたと報告している。

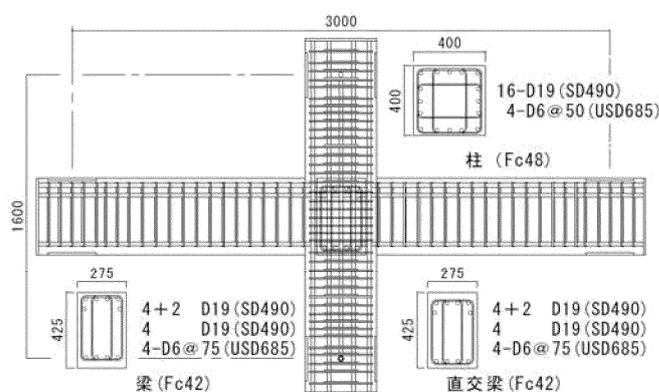


図 1.2.39 試験体の形状・配筋¹⁷⁾

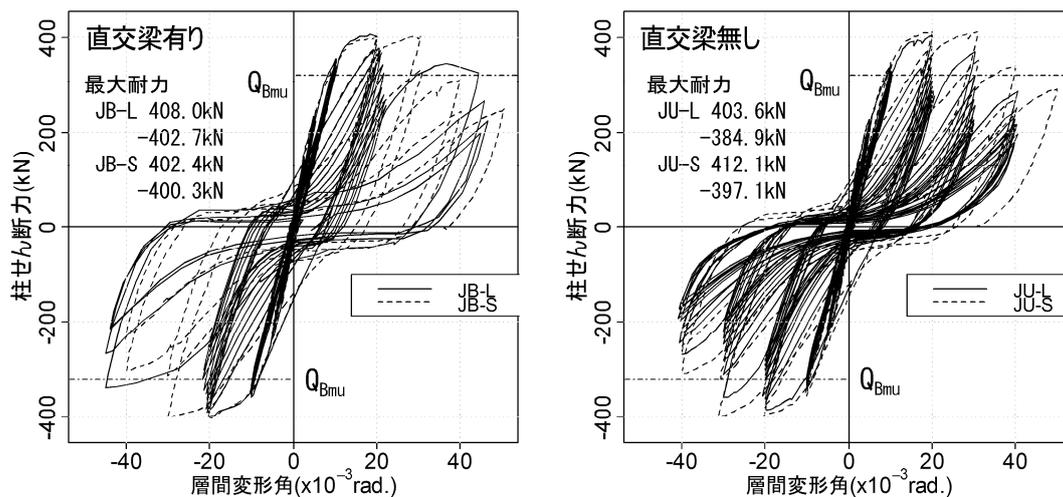


図 1.2.40 柱せん断力－層間変形角関係¹⁷⁾

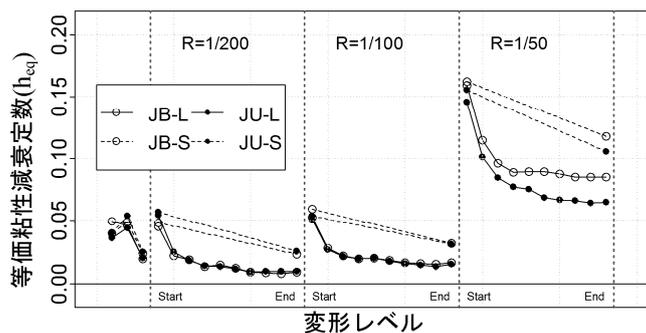


図 1.2.41 等価粘性減衰定数の推移¹⁷⁾

1.2.2 多数回繰返し载荷を受ける RC 構造に関する解析的研究

これまで、超高層建築物の設計に用いられて来た検討用地震動では、部材が塑性域に入るような変形での繰返し回数は数回と想定されてきた。また、曲げ降伏が先行するように設計された RC 造骨組の柱や梁の復元力特性では、設計で評価する変形においては、スケルトン曲線上での耐力低下は生じないとしてきた。

既往の曲げ降伏が先行する RC 部材の構造実験においても、繰返しによる履歴曲線上の剛性や耐力劣化はみられたが、想定される繰返し回数が少ないと考えられるため、その影響については、これまで考慮されていなかった。

一般的に RC 造建築物の履歴モデルとして設計に用いられている武田モデルにおいても、経験した変形（塑性率）に応じた剛性の変化は考慮されているが、多数回の繰返しによる剛性や耐力の劣化については考慮されてない。

近年、長周期帯における大きなエネルギーと継続時間の長い長周期地震動の発生が予想されている。このような特性を持つ地震動においては、固有周期の長い超高層建築物が多数回の繰返し载荷を受けることになる。多数回の繰返し载荷による超高層 RC 造建築物の地震時の挙動を把握するためには、RC 部材の繰返し载荷による履歴特性の変化を評価できる履歴モデルが必要となる。

ここでは、RC 部材の繰返し载荷に起因する復元力特性における剛性や耐力の劣化、また、それらが建築物の地震時挙動に与える影響の検討を目的として行われた既往の解析的研究について記述する。

(1) 梅村, 境, 南, 壁谷澤の研究^{18), 19)}

梅村らは¹⁸⁾, 地震応答解析に用いる履歴モデルとして, RC部材実験などで大きく変形が進行する場合や正負繰返し载荷を受けるときに見られる耐力低下を考慮したモデルを提案した。

理想的に設計された建物では, 柱が曲げモードで破壊することを想定しているため, 一般の建物を対象とした地震応答解析のための復元力モデルの開発には, 曲げ破壊する柱の特性を把握する必要がある。せん断破壊する柱は, 繰返し载荷を受けることによって早い段階で主筋が座屈して耐力低下するのに対し, 曲げ破壊する柱では主筋が座屈する前に, ひび割れの進行や付着の劣化によって徐々に耐力が低下するなど, せん断破壊とは異なる特性を示すことが考えられる。そのためモデルの提案に際しては, 曲げ破壊する柱の実験的研究を参照して, 耐力低下のルールについて検討を行っている。

図 1.2.42, 1.2.43 は, 曲げ破壊がせん断破壊に先行するように設計された柱部材の曲げせん断実験による部材の荷重変形関係の例である。一定変形量の繰返し载荷を受ける図 1.2.42 の部材は, 繰返しが発生するたびに最大耐力が低下しているように見えるが, 繰返しの度に変形量を増大させている図 1.2.43 の部材では, 図 1.2.44 に示すように, 変形が進行することによって耐力が回復し, 大きな塑性変形に至るまで最大耐力は変化していないことを指摘している。

曲げで耐力が決定する靱性の高い部材を対象とした場合, 繰返し载荷による耐力低下に関しては, 損傷によって最大耐力が低下すると仮定するよりも, 部材の剛性が低下すると考えた方が実験結果との対応が良いとした。

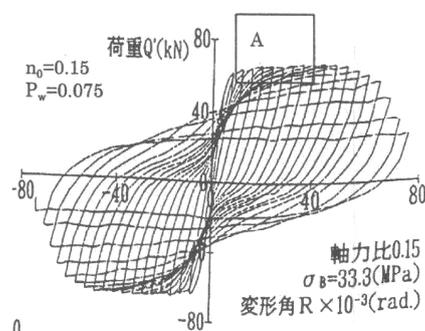
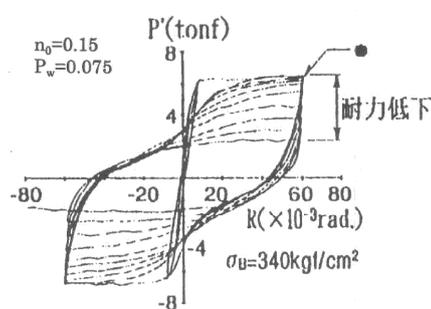
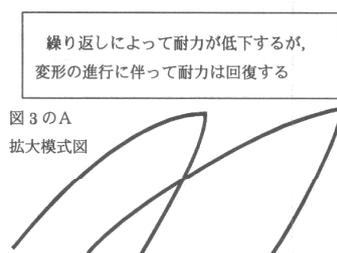


図 1.2.42 柱部材の繰返し载荷実験例 1¹⁸⁾ 図 1.2.43 柱部材の繰返し载荷実験例 2¹⁸⁾

図 1.2.44 耐力低下の性状¹⁸⁾

提案されたモデルでは、図 1.2.45 に示すように、繰返し载荷による部材低下は、反対方向への载荷によって部材の損傷が進行することにより、前回までに経験したループのピークに当たる指向点の変位が増大すると考えて、指向する点を移動させて剛性を低下させる方法をとった。指向点の移動の大きさは、前回の反対方向への変形の大きさに関係が深いと考え、これを降伏変位で除したものを基準とした。

$$d_n = d_p \times \left(1 - \frac{d_0}{d_y} \times \chi \right) \quad (1.2.1)$$

d_0 : 前回の反対方向の最大変位

d_y : 降伏変形

d_p : 前回の同じ方向の指向点

d_n : 移動した新しい指向点の変位

χ : 指向点の変位増大量を決めるパラメータ

前回の反対方向の変位が小さく、反対方向のピークまでの履歴が変位 $d=0$ の直線を横切らなかつたときには、繰返し载荷による損傷の進行はないと考え、 $d_0=0$ とした。

上記モデルを用いた復元力の履歴と実験結果の比較を行った(図 1.2.46~1.2.49)。モデルは Takeda モデルを基にしているため、スリップ性状や変形の進行による耐力の低下を考慮していないので大変形時まで追うことはできないが、耐力低下の傾向をとらえているといえる。

また、指向点の変位増大量を決めるパラメータ χ を、耐力低下に対する影響が大きいと考えられるコンクリートの局所的な圧壊を早める柱軸力 n_0 とコアコンクリートを拘束する横補強筋量 p_w により定義し、式 1.2.2 を提案している。

$$\chi = 0.12n_0 - 0.011p_w + 0.068 \quad (1.2.2)$$

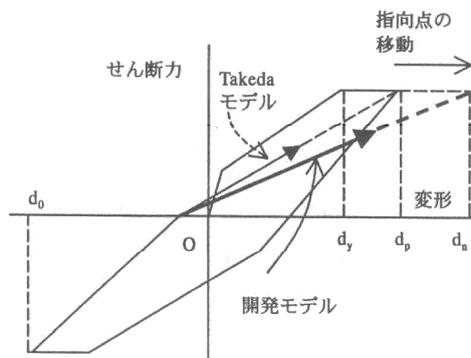


図 1.2.45 耐力低下の考え方¹⁸⁾

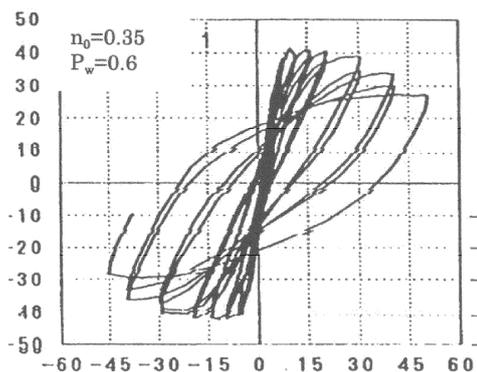


図 1.2.46 柱部材の繰返し載荷実験例 3¹⁸⁾

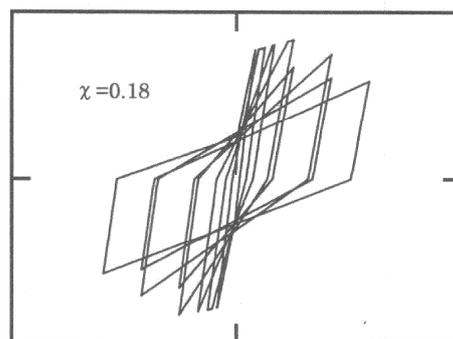


図 1.2.47 実験の再現－実験例 3¹⁸⁾

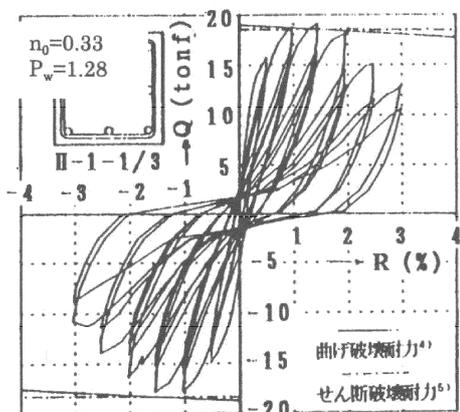


図 1.2.48 柱部材の繰返し載荷実験例 4¹⁸⁾

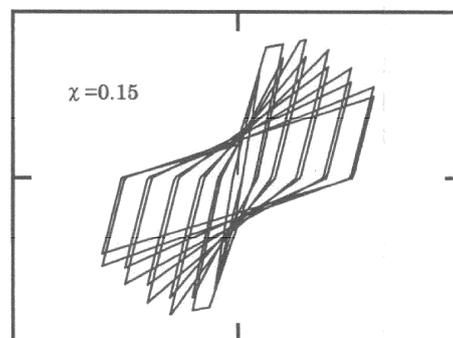


図 1.2.49 実験の再現－実験例 4¹⁸⁾

境ら¹⁹⁾は、繰返しによる耐力低下を考慮した履歴モデルを用いた地震応答解析を行い、繰返しによる耐力低下が地震応答に与える影響について検討した。

検討には一自由度系を用い、図 1.2.50 に示す Takeda モデルと前述の繰返しによる耐力低下を考慮した提案モデルの耐力低下率 χ を 0 (Takeda モデルに相当) から 0.3 まで変化させている。振動系の弾性周期は 0.25, 0.5, 1.0, 2.0 秒とし、入力地震動は、特性の異なる FKI 波, SCT1 波, KSR 波を用いた。FKI, SCT は長周期, KSR は短周期が卓越, FKI は繰返し回数が少なくパルス的な地震動, KSR, SCT は繰返し回数の多い地震動である。

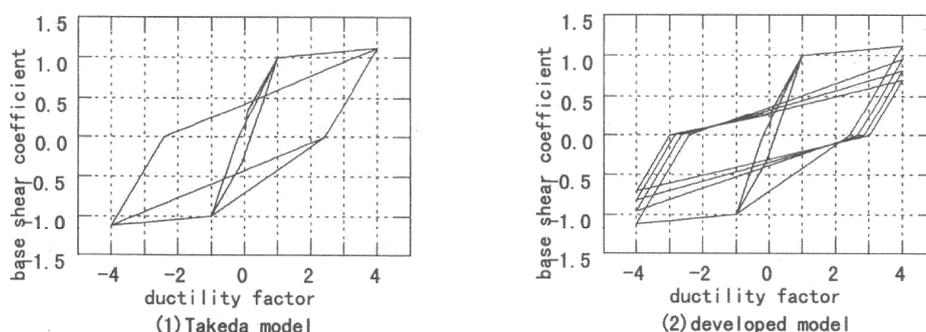
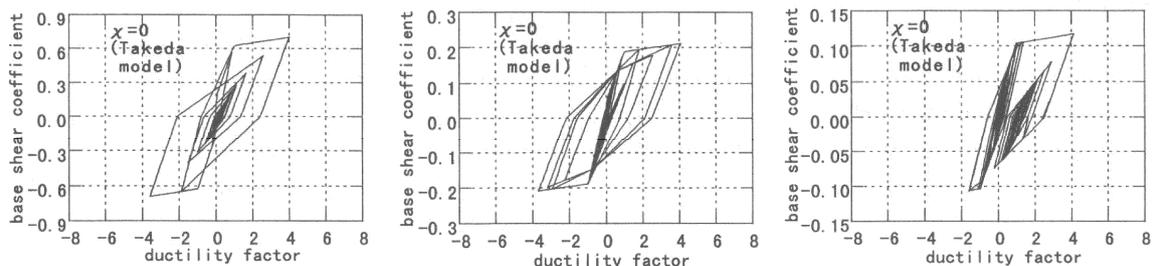


図 1.2.50 Takeda モデルと提案モデルの履歴モデルの比較¹⁹⁾

系の周期が 0.5 秒の場合の応答塑性率—応答ベースシア係数関係を図 1.2.51, 1.2.52 に、耐力低下率と塑性率増大率の関係を図 1.2.53 に示す。

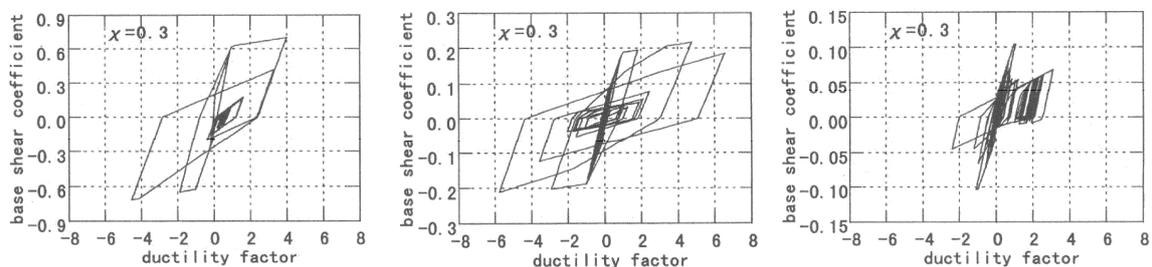
繰返し回数の少ないパルス的な地震動 FKI では、耐力低下の影響は小さく、繰返し回数の多い SCT では耐力低下の影響が大きいことを示した。 χ が 0.3 の場合、最大塑性率は Takeda モデルの 1.5 倍程度となっている。しかし、同じ繰返し回数の多い KSR では、耐力低下は生じているが、 χ が 0.3 の場合の最大応答塑性率は Takeda モデルより小さくなったと報告している。

図 1.2.53 を見ると、繰返し回数の多い SCT や KSR では、耐力低下率により塑性率増大率が変化しているが、系の周期によっては必ずしも耐力低下率が大きいほど塑性率増大率が大きくなっているとは限らない。これは、繰返しによる耐力低下により系の等価周期が長くなり、地震動の卓越周期を超えることに起因しているとした。



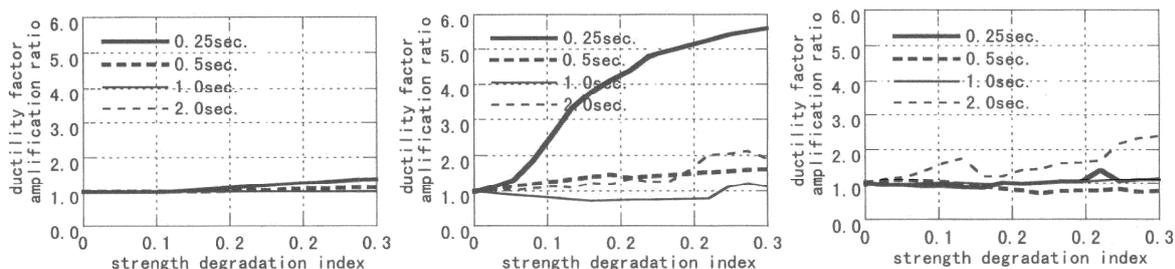
(1) FKJ 波 (2) SCT 波 (3) KSR 波

図 1.2.51 ベースシア係数と塑性率の時刻歴(Takeda モデル¹⁹⁾)



(1) FKJ 波 (2) SCT 波 (3) KSR 波

図 1.2.52 ベースシア係数と塑性率の時刻歴(提案モデル¹⁹⁾)



(1) FKJ 波 (2) SCT 波 (3) KSR 波

図 1.2.53 耐力低下率と塑性率増大率¹⁹⁾

(2) 石飛, 渡辺, 是永, 中野, 松崎らの研究²⁰⁾

渡辺らは²⁰⁾, 梁部材の実験結果に基づき, 繰返しによる耐力低下を考慮したモデルを提案している。実験結果では, ある変形レベルの繰返し载荷では, 载荷を重ねる毎に前回の载荷のピーク荷重に対してほぼ一定の割合で荷重が低下していたことから, 荷重の低下率を「耐力低下率 α 」と定義し, 耐力低下率 α と塑性率 μ の関係をを用いて履歴則を以下のようにモデル化している。

- (a) 処女载荷時の $\mu=1.0$ までは, 武田モデルと同様とする。
- (b) $\mu > 1.0$ の履歴ループ更新時(図 1.2.54 左)に荷重反対方向の最大 μ に従って指向点の耐力を低下させる。指向点の荷重の低下量は, 最大 μ と $\alpha - \mu$ 関係から算出される。
- (c) 内部ループ(図 1.2.54 右)については, 前回反対方向の変形が小さく Y 軸を横切らない場合は繰返し耐力低下を発生させない。変形が Y 軸を横切り, 符号が反転した場合は耐力低下を発生させる。

図 1.2.55 は, 試験体 1-12, 1-13 の実験結果に基づく $\alpha - \mu$ 関係の一例を示したものである。また, 図 1.2.56 は, 上記 $\alpha - \mu$ 関係を用いた復元力特性モデルと実験結果の荷重-変形関係の比較である。上記手法のモデル化により実験結果をある程度表現できるとして

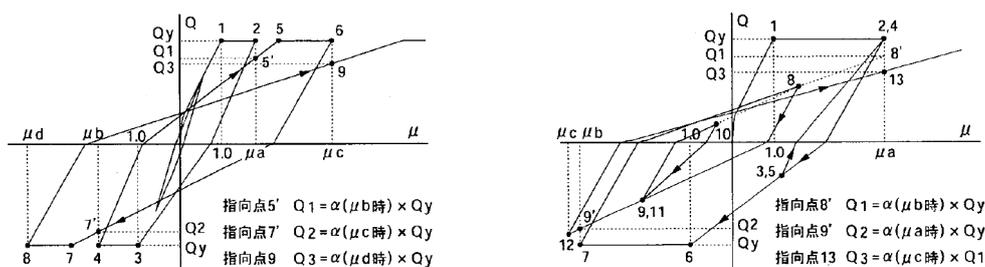


図 1.2.54 耐力低下を考慮した復元力特性モデル²⁰⁾

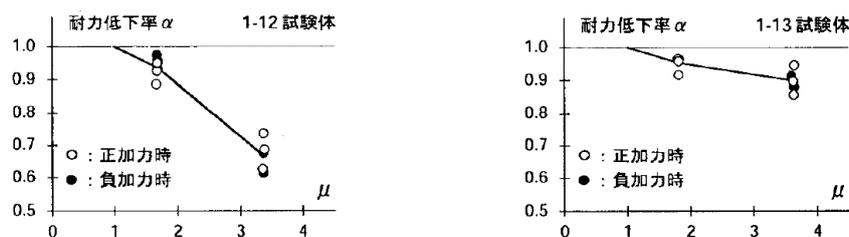


図 1.2.55 耐力低下率-塑性率関係²⁰⁾

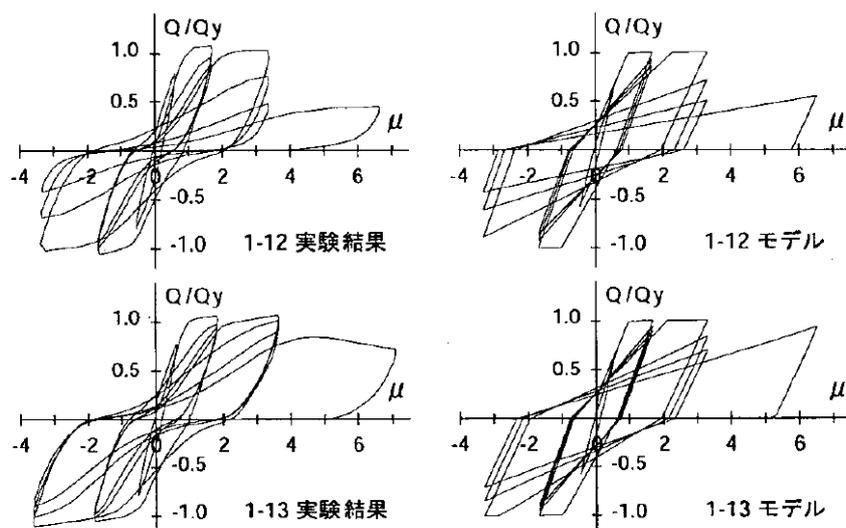


図 1.2.56 復元力特性モデルと実験結果の比較²⁰⁾

耐力低下が地震応答に与える影響を検討するために、復元力特性の提案モデルを用いた地震応答解析を行っている。

解析パラメータは、耐力低下の程度(4水準)とベースシア係数($C_B=0.3, 0.4$)であり、入力地震動は EL CENTRO NS と TAFT EW として、最大速度を 50 kine に基準化して用いている。

図 1.2.57 は $C_B=0.3$ の場合の応答結果、図 1.2.58 は各ケースの塑性率とエネルギー吸収量の最大応答値を武田モデルの最大応答値で基準化したものである。 $C_B=0.3$ の場合、耐力低下が大きいモデルほど応答塑性率が大きく、エネルギー吸収量が小さい、 $C_B=0.4$ では、いずれのケースも武田モデルと大きな差は見られないと報告している。

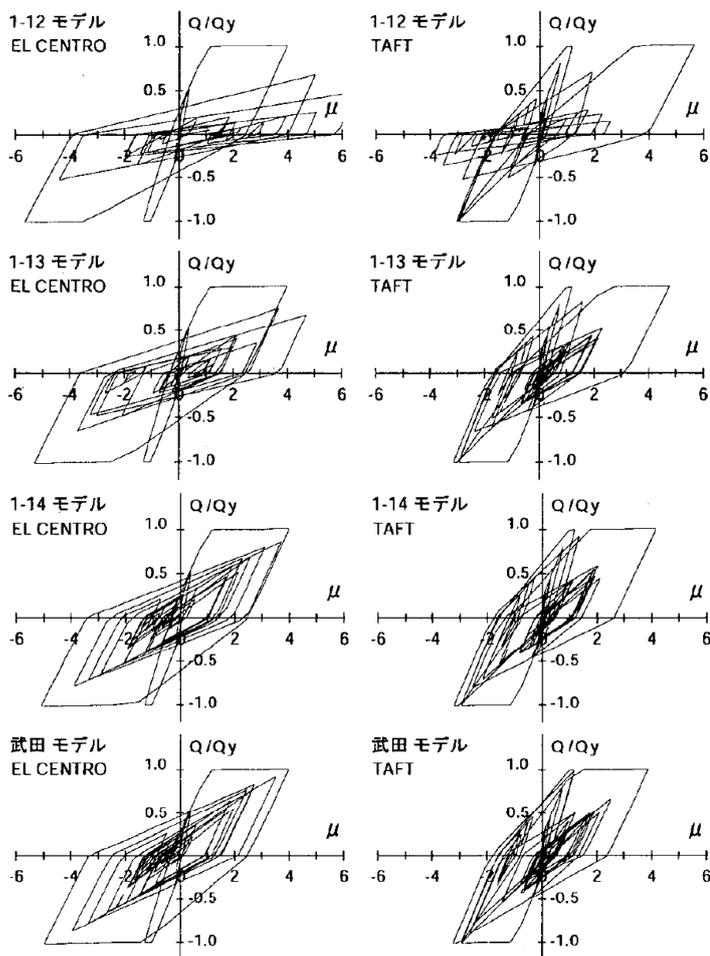


図 1.2.57 地震応答解析結果 ($C_B=0.3$)²⁰⁾

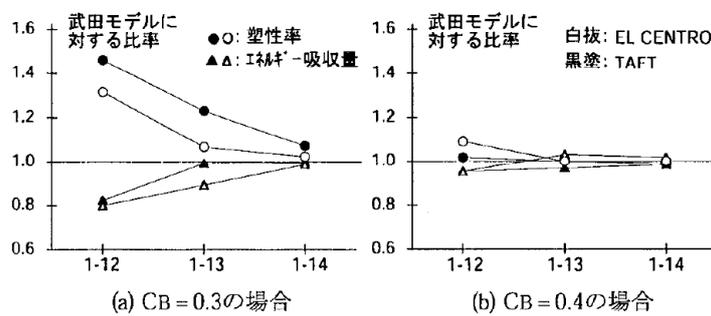


図 1.2.58 最大応答量の比較²⁰⁾

(3) 鈴木, 兵頭, 丸田, 鈴木, 小鹿らの研究²¹⁾

鈴木ら²¹⁾は, 柱部材, 梁部材, 柱梁接合部について, 繰返し荷重を受ける RC 部材の挙動を把握するための多数回繰返し加力実験を実施し, 実験より得られた RC 部材の繰返し変形時の構造特性を分析して, 繰返し時の特性を追跡できる履歴モデルを提案している。また, 提案モデルを用いた RC 造建物モデルの地震応答解析により, 多数回繰返し変形を受ける RC 造建物の挙動を確認している。

RC 部材の多数回繰返し荷重を想定した加力実験では, 図 1.2.59 に示すように長周期地震動などを想定した加力プログラムを用いている。

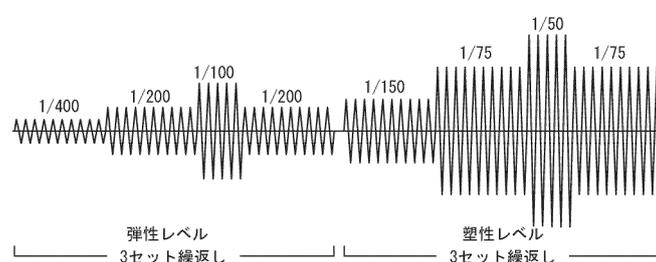


図 1.2.59 基本加力プログラム (梁実験の場合)²¹⁾

実験結果から得られた多数回繰返し载荷に対する RC 部材の特性を, 以下のように報告した。

「 柱実験では以下の通りである。

- ・弾性レベルの繰返しであれば, 同一変形繰返し時の荷重低下はわずかである。
- ・塑性レベルの繰返しでは, 荷重低下は見られるものの等価粘性減衰定数はあまり低下せず, 繰返し回数の少ない状態で想定したエネルギー吸収が繰返し時にも期待できる。
- ・横補強筋量が多い方が, また軸力が小さい方が同一変形繰返しでの耐力低下が小さい。」

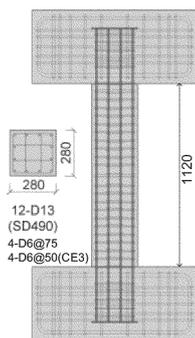


図 1.2.60 柱試験体形状・配筋 ²¹⁾

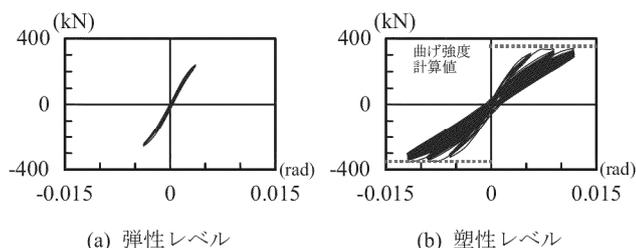


図 1.2.61 柱せん断力一部材角関係(CE1 試験体) ²¹⁾

「 梁実験では以下の通りである。

- ・主筋降伏（曲げ降伏）前の弾性レベルの繰返しでは、荷重及び剛性の低下は僅かである。主筋降伏後の塑性レベルでの繰返しでは、荷重及び剛性の低下が進展した。
- ・繰返し毎に逆 S 字型のスリップ性状が顕著になる履歴特性が得られ、履歴吸収エネルギーは繰返しにより大きく減少した。」

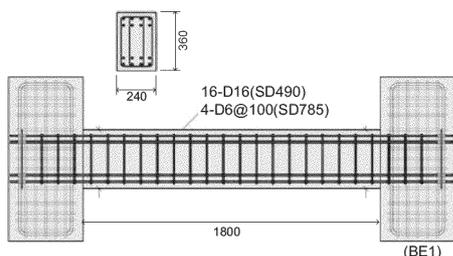


図 1.2.62 梁試験体形状・配筋 ²¹⁾

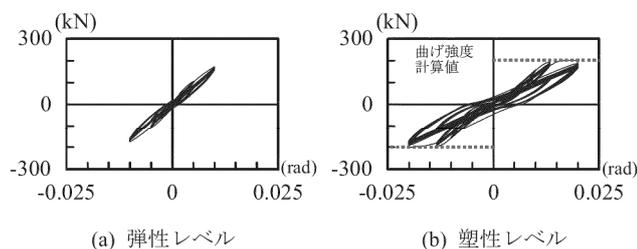


図 1.2.63 梁せん断力一部材角関係 ²¹⁾
(BE1 試験体)

「 柱梁接合部実験では以下の通りである。

- ・柱梁接合部パネルがひび割れ程度の損傷に収まっている加力レベルでは、繰返しによる剛性劣化等はほとんど見られない。
- ・実験に用いた試験体諸元では、柱梁接合部としての全体変形のうち、梁の曲げ変形が 8 割以上を占めていた。」

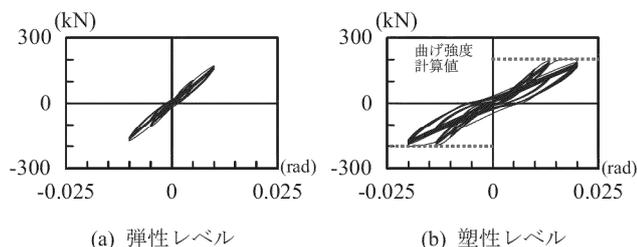
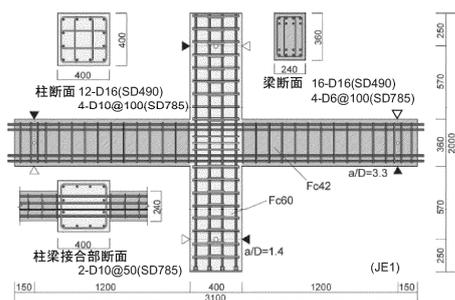


図 1.2.64 柱梁接合部試験体形状・配筋²¹⁾ 図 1.2.65 梁端せん断力-梁変形角関係²¹⁾
(JE1 試験体)

梁曲げ降伏が先行するように設計された建物では、柱部材は1階柱脚及び最上階柱頭以外は弾性範囲であると考えられるため、履歴特性はほとんど変わらず健全な範囲での挙動であるとした。梁部材は、大地震時には曲げ降伏を想定した設計となるため、塑性化する大変形域での繰返しを受ける可能性があり、剛性低下やスリップ性状が現れ、履歴吸収エネルギー量の減少が推測されるとした。柱梁接合部パネルは、せん断破壊を避けるように設計されている場合、劣化はほとんどないとした。

以上により、RC造建物の多数回繰返し荷重下の挙動の推定には、主に梁部材の曲げ降伏後の挙動の把握が必要であり、梁実験結果に基づき多数回繰返しを考慮した復元力・履歴モデルの提案を行っている。

梁実験から観察された繰返し変形による部材特性の変動の特徴を以下の通りとした。

- ・同一変形繰返し時の荷重の低下（指向点移動）
- ・大変形繰返しによる履歴の劣化（スリップ特性）
- ・大変形繰返し後の小変形時の履歴の劣化（スリップ特性）

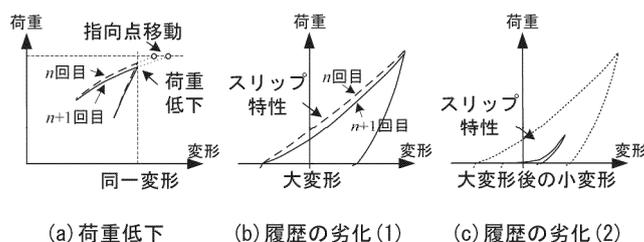


図 1.2.66 梁部材実験より抽出した復元力履歴特性の劣化モード²¹⁾

提案モデルは、最大変形を更新する漸増振幅の場合には武田モデルとし、同一変形繰返し時に見られる荷重の低下は指向点の移動で表現した。指向点の移動には、梅村らの定式化による χ を用い式 1.2.3 とした。

$$\chi = \frac{d_{n+1} - d_n}{d_{\max} - d_{\min}} \quad (1.2.3)$$

d_{n+1} : 今回の指向点 d_n : 前回の指向点
 d_{\max} : 同方向の最大指向点 d_{\min} : 反対方向の最大指向点
 χ : 剛性低下係数

戻り勾配は武田モデルに従い、荷重が 0 となる点から χ を考慮した指向点に向かう際に、一旦剛性を落とし（スリップ剛性）、途中から指向点に立上るスリップ型とし、このスリップ形状の剛性を繰返しに従って低下させることで、履歴の劣化を表現している。

剛性低下指数 χ は、前回の片側履歴吸収エネルギー量を過去に経験した最大変形時の片側エネルギー吸収量で基準化した変数 dE_n/dE_{\max} の関数で以下の式で表現している。

$$\chi = 0.02 \left(\frac{dE_n}{dE_{\max}} \right)^6 \quad (1.2.4)$$

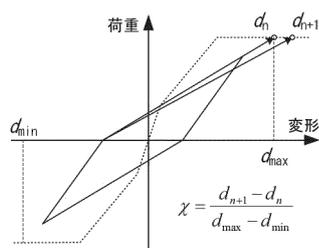


図 1.2.67 指向点の移動量 χ ¹⁹⁾

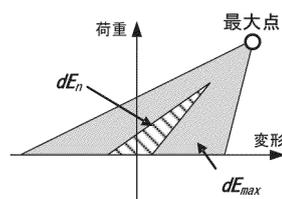


図 1.2.68 変数 dE_n/dE_{\max} の定義 ²¹⁾

スリップ型の特性は、図 1.2.69 に示すように、荷重が 0 となる点から始まる剛性の低い領域をスリップ剛性、ループ開始点に向かう剛性を立ち上がり剛性とし、剛性の切り替わり点は、実験結果を参考に指向点からの除荷点の変位（残留変形点 δ_d ）の 1/2 倍としている。

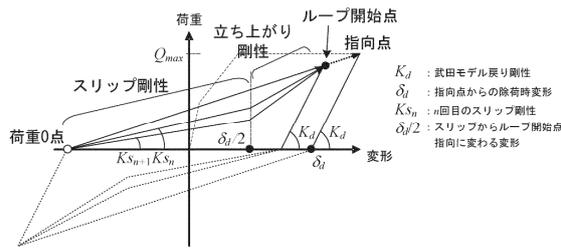


図 1.2.69 スリップ剛性の導入 21)

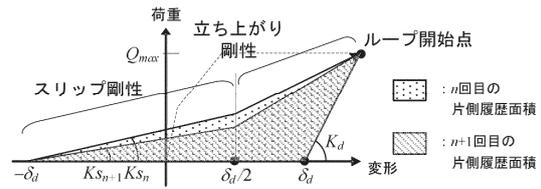


図 1.2.70 スリップ剛性低下ルールに用いる履歴面積の定義 21)

一定振幅繰返し下でスリップ剛性が低下するルールは、 n 回目と $n+1$ 回目の履歴吸収エネルギーの減少比率を $h_{n+1}(=dE_{n+1}/dE_n)$ として、 n 回目のスリップ剛性 K_{Sn} と $n+1$ 回目のスリップ剛性 K_{Sn+1} の関係は式 1.2.5 で表現した。

$$K_{Sn+1} = h_{n+1} \cdot (K_{Sn} + \beta) - \beta \tag{1.2.5}$$

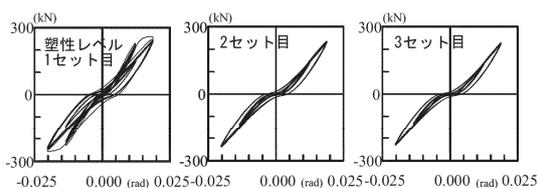
ここに、

$$\beta = \frac{Q_{max}}{3(2d_{max} - Q_{max}/K_d)}$$

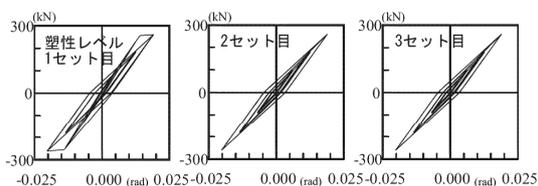
履歴吸収エネルギーの減少比率 h_{n+1} を、前回の片側履歴吸収エネルギー量を過去に経験した最大変形時の片側履歴吸収エネルギー量で規準化した変数 dE_n/dE_{max} の関数で以下の式で表現した。

$$h_{n+1} = 1 - 0.2 \left(\frac{dE_n}{dE_{max}} \right)^2 \tag{1.2.6}$$

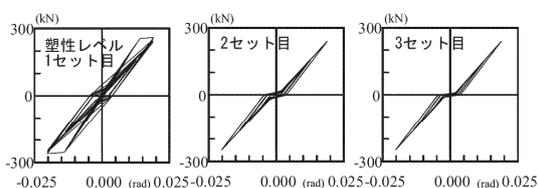
繰返しの影響を考慮した提案モデルと武田モデルを用いた解析結果と梁実験結果との比較を図 1.2.71, 1.2.72 に示す。武田モデルは、繰返し回数が増えても同じひし形の履歴を描き、繰返しによる部材の損傷を表現できないのに対し、提案モデルは、実験結果の履歴形状や指向点の移動の様子を良好に表現できているとした。



(1) 実験結果

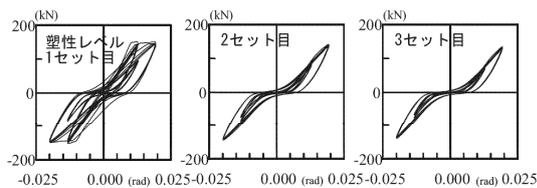


(2) 解析結果 (武田モデル)

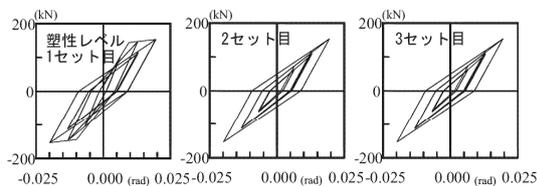


(3) 解析結果 (提案モデル)

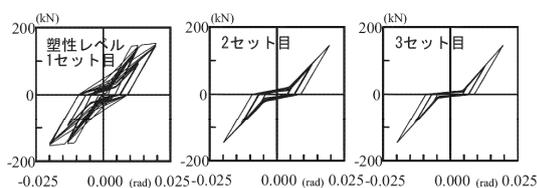
図 1.2.71 せん断力-部材角関係²¹⁾
(BE1 試験体)



(1) 実験結果



(2) 解析結果 (武田モデル)



(3) 解析結果 (提案モデル)

図 1.2.72 せん断力-部材角関係²¹⁾
(BE2 試験体)

図 1.2.73 は履歴吸収エネルギー量を繰返し回数ごとに積算したものである。武田モデルは多数回繰返しを考慮していない履歴特性のため、各セットにおける吸収エネルギー量はほぼ同程度となっており、実験値と比べて吸収エネルギーを過大評価している。提案モデルは繰返し回数が増えるたびにスリップ剛性が低下し、吸収エネルギー量が減る特性を有し、実験結果と比較的良好な対応を示すとした。

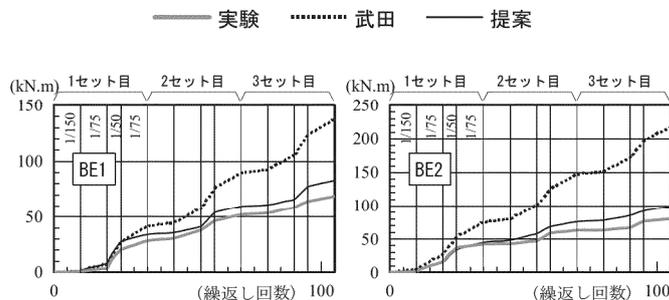


図 1.2.73 履歴吸収エネルギーの比較²¹⁾

武田モデルと提案モデルによる地震応答解析を行い、RC 造建物に与える繰返し荷重の影響を確認している。

図 1.2.74 に示す 1 質点モデルに、BCJ-L2 波を 2 回連続させて入力した結果の応答せん断力-変形関係を図 1.2.75 に示す。繰返しを考慮した提案モデルでは、剛性の低下や履歴吸収エネルギーの減少により、最大変形が多少大きくなっているが、武田モデルとの違いはそれほど大きくないと報告している。

また、図 1.2.76 に示す 43 階建モデルについて立体フレームモデルにより行った地震応答解析結果の最大層間変形角の比較を図 1.2.77 に示す。入力地震動は 1 質点モデルと同様に BCJ-L2 波を 2 回連続させて入力している。繰返しを考慮した場合には 1~2 割程度の増大は見られるが、極端な変形増大は見られない。0-120 秒までの最大値と 240 秒までの最大値を比較すると、提案モデルの方がその差が大きく、提案モデルが繰返しの影響を受けやすくなっているとした。

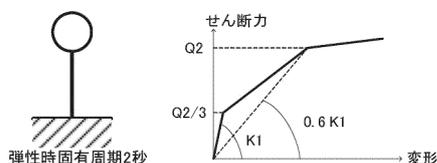


図 1.2.74 1 質点モデル 21)

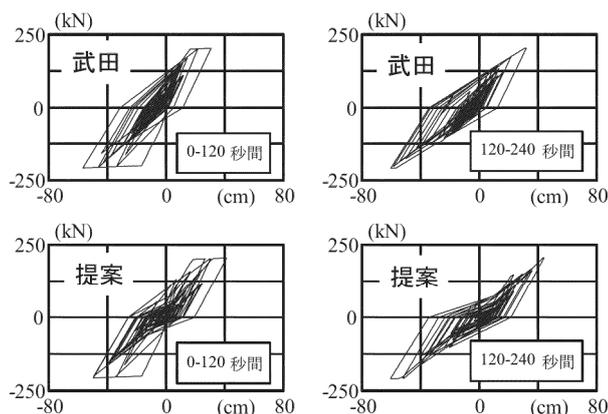


図 1.2.75 1 質点モデルの応答せん断力-変形関係 21)

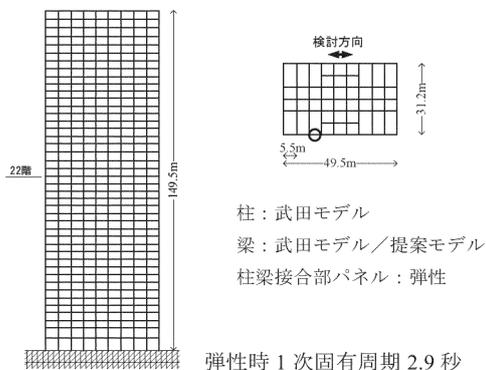


図 1.2.76 43 階建モデル建物 21)

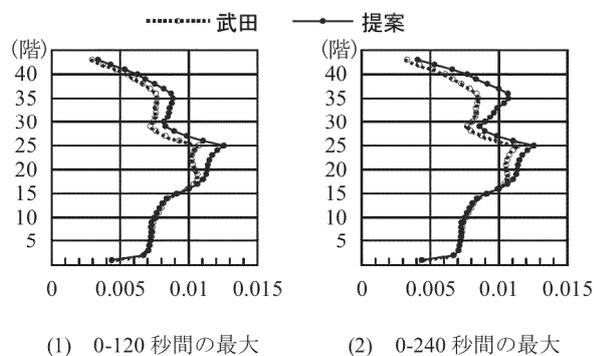


図 1.2.77 最大層間変形角 21)

(4) 建築研究所+6社（熊谷，佐藤，戸田，西松，ハザマ，フジタ）の研究²²⁾

齊藤ら²²⁾は、RC梁の復元力特性に繰返し载荷による耐力劣化やスリップ性状を考慮し、柱のP-Δ効果を考慮した解析モデルにより、長周期地震動に対する地震応答解析を行った。

図1.2.78は、多数回繰返し载荷によるスリップ性状や耐力劣化等を組込んだ復元力特性モデルである。復元力特性は降伏剛性 k_y ，戻り剛性 k_r ，荷重反転後のスリップ剛性 k_s から規定され、定振幅の繰返しで耐力低下する性状は、荷重反転後に指向する最大点の変位 ϕ_m を塑性率に応じて移動する方法を採用している。また、変形の進行に伴うコンクリートの圧壊や曲げ降伏後のせん断破壊による耐力低下は、繰返しの目標点を負勾配の骨格曲線に沿って低下させることで表現した。復元力モデルのパラメータ α ， β ， γ は、菊田，齊藤ら²⁾の実施した試験体の実験結果に基づき設定している。図1.2.79に実験結果と解析モデルの比較を示す。

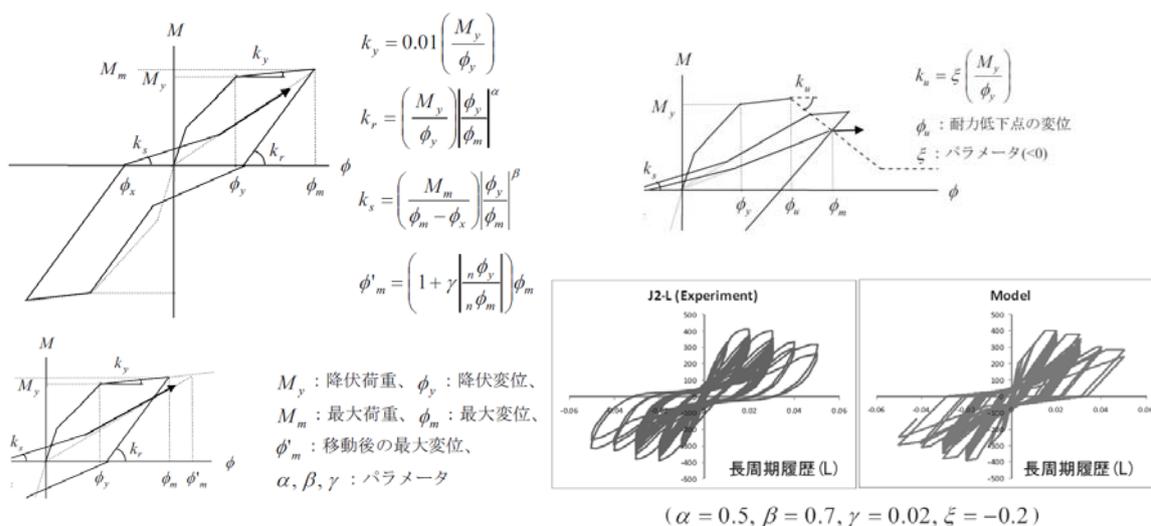


図 1.2.78 スリップ及び耐力劣化の考慮²²⁾

図 1.2.79 実験結果と解析モデルの比較²²⁾

また、上記モデルを用いた地上36階建ての超高層RC造建築物を対象とした地震応答解析を行い、復元力特性における多数回繰返し载荷の影響やP-Δ効果の影響を考慮した場合としない場合の比較を行っている。入力地震動は、東海・東南海地震による名古屋三の丸波 (C-SAN-EW) と BCJ-L2 波を用いている。

図 1.2.80 は、解析結果の最大応答層間変形角を示したものである。解析結果では、繰返しによる耐力低下や柱の P- Δ 効果の影響による応答結果の大きな差異は見られないと報告した。

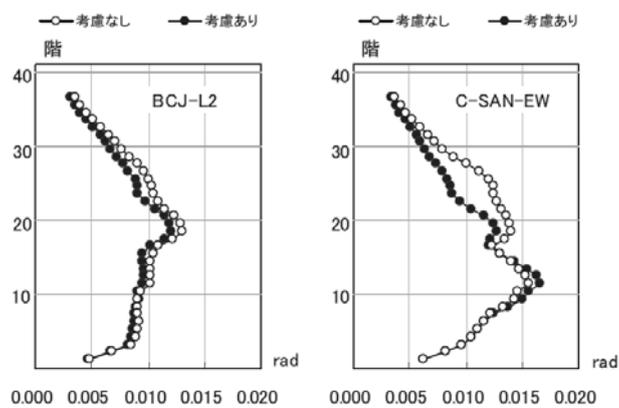


図 1.2.80 最大応答層間変形角²²⁾

1.2.3 地震時の室内被害に関する研究

近年、建築物の設計法の進歩に伴い耐震性が向上し、地震時に骨組が大きな損傷を受けるような被害は減少してきている。

一方、高強度材料の開発や解析技術の向上による建築物の高層化に伴い、地震時の床応答加速度や応答層間変形が増大する傾向にある。その結果、建築物内の家具や什器の転倒や移動の被害や、耐震要素ではない二次壁や仕上げ材に生じる亀裂などの被害が顕在化された。

2011年の東北地方太平洋沖地震では、長周期帯にパワーを持つ地震が発生し、関東地方における超高層建築物では大きな揺れが生じた。その結果、超高層建築物では構造部材における顕著な被害は見られなかったが、数多くの室内被害が報告された。超高層住宅においても、仕上げ材の亀裂や家具の転倒、移動などに関する調査・報告も行なわれ、社会の大きな関心事となった。

ここでは、上記のような室内被害について行われた既往の研究について記述する。また、既往の研究による家具の転倒や滑り量の予測方法に関する知見を整理し、本論で行う地震応答解析による室内被害の推定に用いるものとする。

(1) 翠川, 佐藤らの研究^{23), 24)}

翠川ら^{23), 24)}は, 1993年に発生した釧路沖地震において, 震度VIが観測された釧路市内の釧路市役所(RC造, 地上5階, 地下1階), 釧路気象台(RC造, 地上2階)での家具の転倒状況の調査を地震後に行った。

調査結果について, 家具の形状や設置階及び設置状態(単体・多段積み, 家具背後の状況)に分類し, それらの状況ごとに転倒率を分析することにより, 家具の転倒に関する要因について考察を行い, 以下のような結論を得ている。

- 「・単体の家具と多段積みの家具では転倒率が大きく異なる。
- ・単体の家具の転倒率は背後に家具がある場合に比較的大きな値を示すが, 独立や壁際の場合には小さい。
- ・多段積み家具の転倒率は背後の状況による違いは明瞭に見られない。」

表 1.2.4 調査した家具の個数²³⁾

階	階	個数	転倒率(%)
市役所	2階	294(14)	4.8
	3階	256(23)	9.0
	4階	449(85)	18.9
	5階	390(126)	32.3
	合計	1389(248)	17.9
気象台	1階	60(14)	23.3
	2階	24(8)	33.3
	合計	84(22)	26.2

() は転倒数

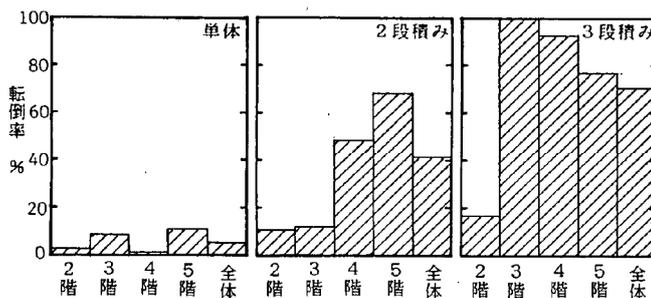


図 1.2.81 単体及び多段積み家具の転倒率の比較²³⁾

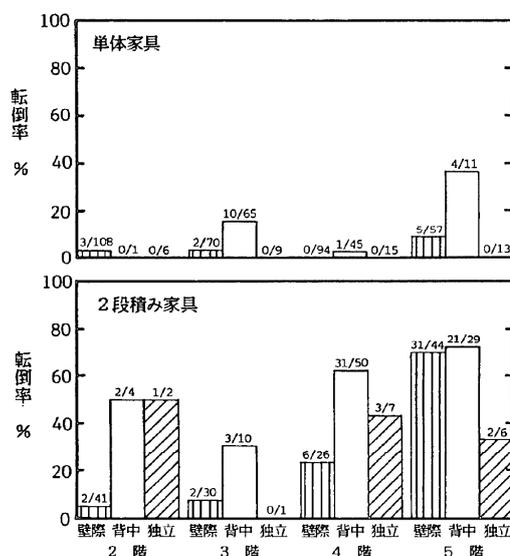


図 1.2.82 背後の状況による単体家具の転倒率の比較²³⁾

さらに本震時の床応答値（釧路気象台は観測記録，釧路市役所は解析による推定値）と前述の被害調査結果より，家具の転倒危険度評価を行っている。

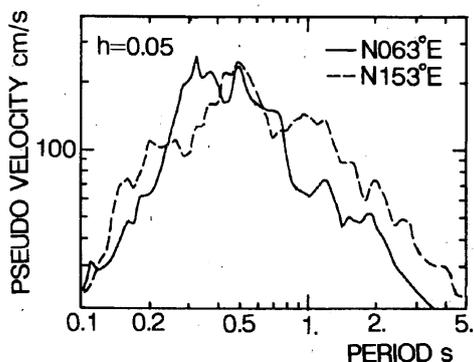


図 1.2.83 釧路気象台での本震の速度応答スペクトル²⁴⁾

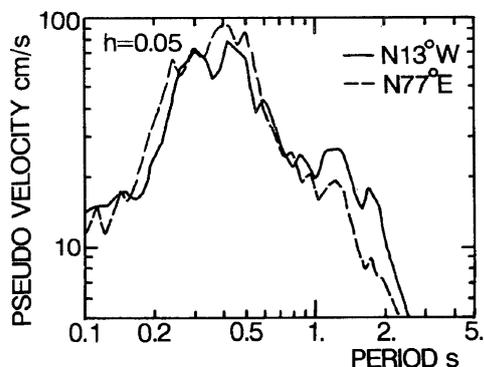


図 1.2.84 推定された釧路市役所での本震の速度応答スペクトル²⁴⁾

表 1.2.5 釧路気象第での本震の最大振幅²⁴⁾

方位	最大加速度	最大速度	最大変位
N063E	979cm/s ²	51.1cm/s	7.3cm
N153E	856cm/s ²	66.7cm/s	8.6cm
UP	468cm/s ²	22.8cm/s	1.7cm

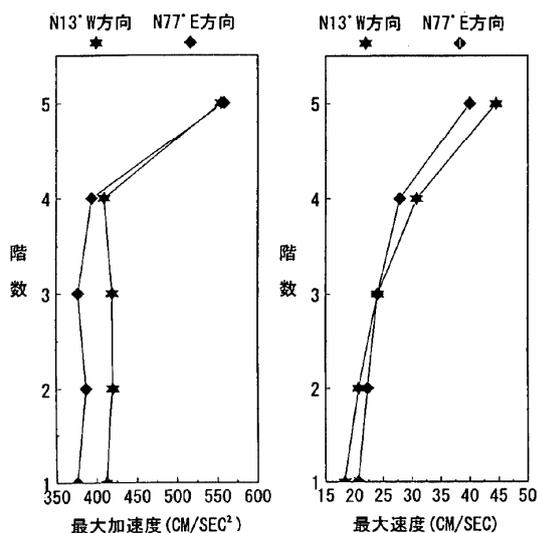


図 1.2.85 釧路市役所での床応答の最大値²⁴⁾

単純な回転運動による転倒を考えると，地震動の周期が 0.3～1 秒程度の範囲では最大速度振幅が転倒条件を与えると指摘されている。シミュレーションや振動台実験から単体の転倒限界速度 v_c (cm/s) は下式で与えられるとした。

$$v_c = 10 \cdot B / \sqrt{H} \tag{1.2.7}$$

B : 単体の奥行き (cm)

H : 高さ (cm)

また、地震動の加速度パワースペクトルは周期 0.4～1 秒に最大値を持つ場合が多く、この周期帯に地震動の卓越周期が存在することが一般的であること、当該建物が 5 及び 2 階建てであり床応答周期が 1 秒を大きく超えることは少ないと考えられることから、家具の転倒と最大速度の関係を検討している。

図 1.2.86(a)は単体家具、(b)は 2 段積み家具、(c)は 3 段積み家具の転倒率と最大速度の関係を示したものである。各図から以下のような考察を行なっている。

- 「・背後に家具がある場合 (TOGETHER) には転倒率が高い (25cm/s で 50%前後)。
- ・壁際や独立 (WALL・ALONE) の場合転倒率は小さい (40cm/s まで 0%)。
- ・上記より背後の状況により転倒限界速度は大きく異なる。
- ・式(1.2.7)による転倒限界速度は約 30cm/s となるが、調査結果の独立単体家具が転倒し始めるのは 50cm/s 程度である。
- ・上記要因のひとつとして、調査建物の床がビニルタイルであり、家具のスリップにより転倒がしにくくなったことを挙げている。
- ・2 段積み家具の場合、最大速度が 20cm/s 付近から転倒しはじめ、30cm/s で転倒率は 50%、50cm/s で 100%に近づく。
- ・3 段積み家具の場合も 2 段積みの場合と同様、20～25cm/s で転倒率が急増する。」

また、図 1.2.86(a)～(c)中に示す点線は、岡田・鏡味ら²³⁾の提案する震度 I での重い家具の転倒率 $V(I)$ (式 1.2.8) と震度 I と最大速度 v の関係式 (式 1.2.9) により求めた転倒率と最大速度の関係を示したものである。

$$V(I) = 1 / (\sqrt{2\pi}\sigma) \int_0^I \exp\left[-(I' - I_0)^2 / 2\sigma^2\right] dI' \quad (1.2.8)$$

I_0 : 50%の転倒率を与える震度 (= 5.84)

σ : I_0 の標準偏差 (= 0.35)

$$\log v = 0.5 \cdot I - 1.15 \quad (1.2.9)$$

この曲線は最大速度 60cm/s 弱で 50%の転倒率を示し、被害調査結果の転倒率を満足しない。単体の背中合せの場合と 2 段積みの場合には、式中の 50%の転倒率を与える最大速度を半分とした図 1.2.86(a)中の実線がデータをほぼ満足した。

上記のような差異は、(式 1.2.8) は対象が住宅内での家具に対するものがほとんどと考

えられ、壁を背にした単体家具が畳や絨毯の上に置かれた場合が多く、ビニルタイル上のスチール家具に比べてすべりが生じにくい条件下の評価式であるためとした。

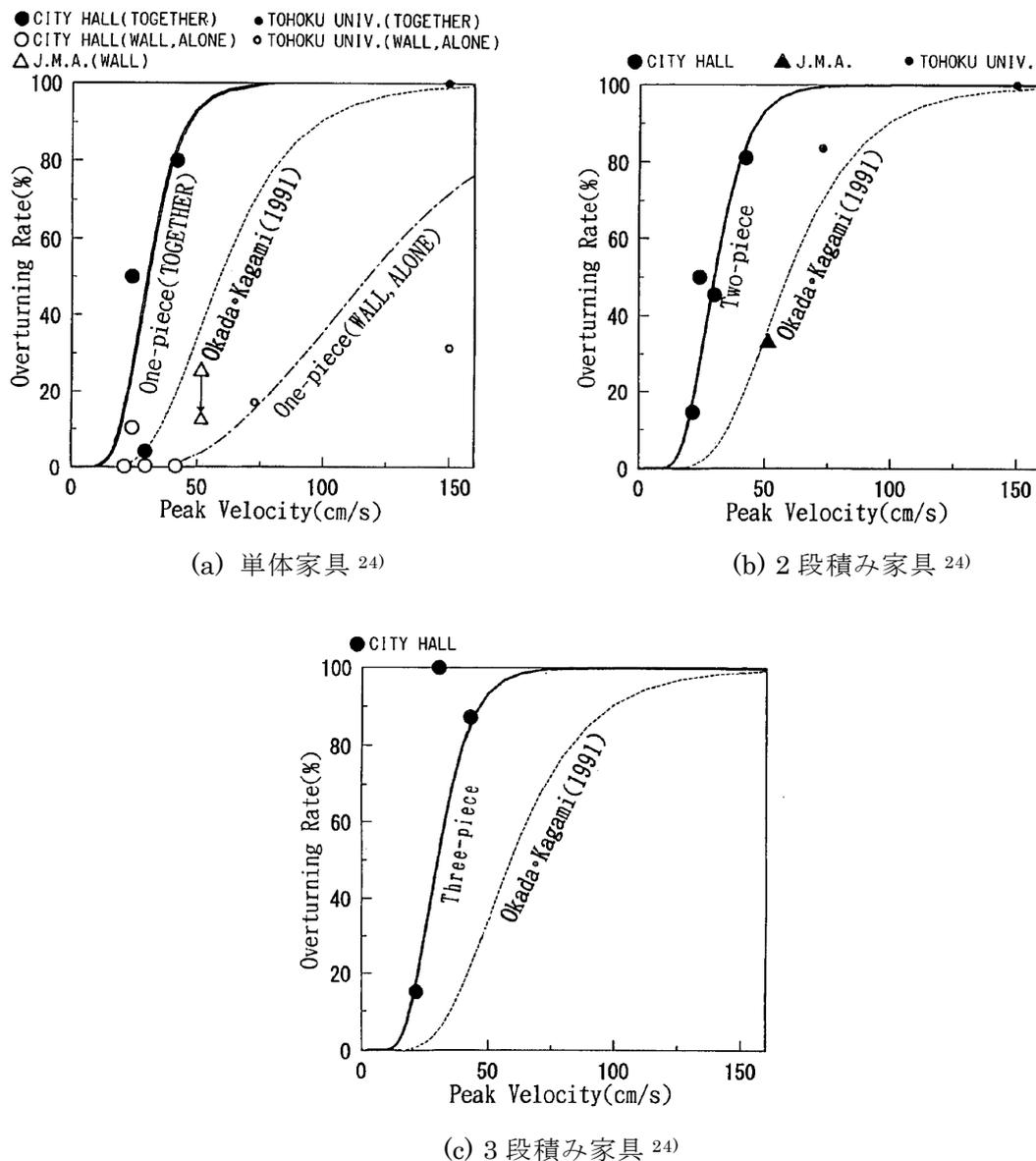


図 1.2.86 転倒率と最大速度の関係

以上のように、理論や実験により得られた単体の転倒限界速度は実建物の調査結果を説明せず、家具の転倒限界速度は、その設置条件で大きく異なること、また、従来提案されている震度と家具の転倒率の関係を修正し、事務室で代表的と考えられる単体家具、多段積み家具の転倒率と最大速度の関係を示した。

(2) 金子らの研究^{26)~29)}

金子ら²⁶⁾は、単体の剛体の転倒について、既往の提案式による転倒限界の値には大きな違いが見られ、その主な要因は、式を誘導する際の剛体の加振条件（定常か非定常かなど）や転倒限界の設定方法にあるとした。

そこで、単体の剛体に対する転倒限界を、実験及び解析（個別要素法）により検討し、既往の転倒条件式との比較を行っている。また、二段重ねになった剛体についても、その挙動や転倒限界について検討している。

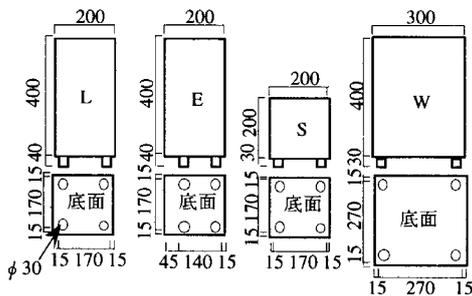


図 1.2.87 実験模型の形状²⁶⁾

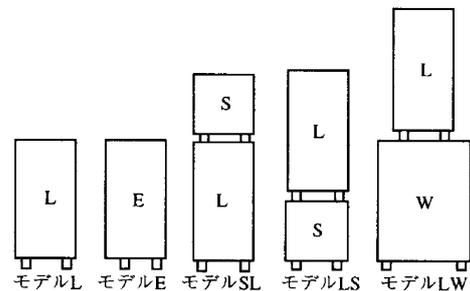


図 1.2.88 実験及び解析に用いたモデル²⁶⁾

実験における加振は、水平一方向に正弦波加振を行い、時刻 t における加振加速度 $\ddot{u}_0(t)$ は下式により与えている。なお、モデルと振動台の間、上下のモデルの間には、ゴムシートを貼り滑動を防止している。

$$\ddot{u}_0(t) = \begin{cases} F(t) \cdot \ddot{u}_{\max} \cdot \sin(2\pi ft) & 0 < t \leq T \\ \ddot{u}_{\max} \cdot \sin(2\pi ft) & T < t \leq T+5 \end{cases} \quad (1.2.10)$$

$$F(t) = \left(1 - \cos \frac{\pi}{T}\right) / 2 \quad (1.2.11)$$

図 1.2.89 はモデル L の実験結果と解析による転倒加速度（実線）を示したものであり、加振振動数が高いほど転倒加速度が大きくなっている。2.0Hz 以下の振動数では、解析による転倒加速度は実験結果と整合したとしている。（2.5Hz 以上の振動数では、振動台の性能により転倒加速度に至っていない）

1.5Hz 以下の加振振動数では、一定の加速度を境界に転倒しており、この値は West の式による理論的な静的転倒加速度（図中の一点鎖線）に近い値となったとしている。また、転倒加速度が大きくなり始める境界の振動数を、境界振動数と定義している。

図 1.2.90 は解析における入力波の立ち上がり時間 T を 5 秒、2 秒、0.5 秒と変化させた

場合の転倒加速度の比較である。境界振動数以上では、立ち上がり時間が長いほど、転倒加速度が大きくなり、加振振動数が高いほど、入力波の立ち上がり時間による転倒加速度の差が大きくなるとしている。

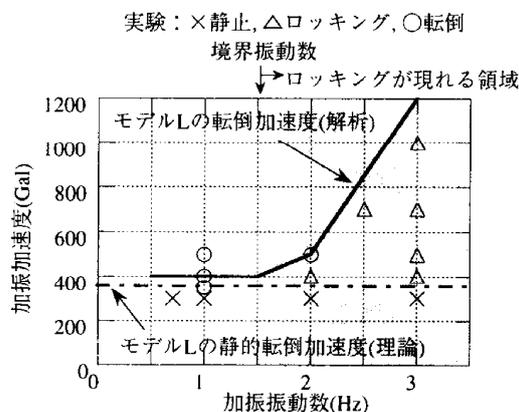


図 1.2.89 実験と解析による転倒限界 (モデル L) ²⁶⁾

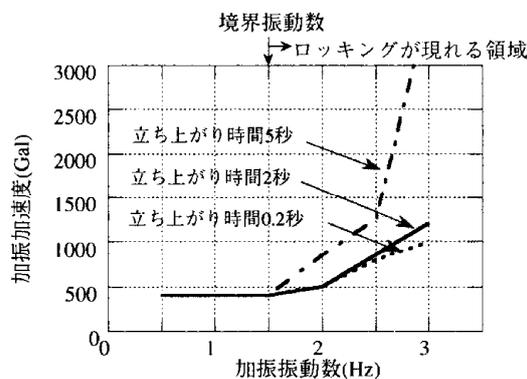


図 1.2.90 入力波の立ち上がり時間による転倒加速度の違い (モデル L) ²⁶⁾

既往の転倒条件式とモデル L の実験及び解析結果との比較を行った。既往の代表的な転倒条件式として、以下の(a)~(f)を挙げている。

〔 (a) West の式：静的な力の釣合から求まる転倒加速度条件

$$A = (b/h)g \tag{1.2.12}$$

(b) 大森の式：静止状態から急激に地面が動いた時の転倒条件

$$D = (2r^2/3h^2)b \tag{1.2.13}$$

(c) 小川の式：正弦波加振時に、加振波と逆位相の定常ロックイン振動解が存在する条件

$$D = g\alpha \frac{(1+\sigma^2)d}{\sigma f(\sigma)} \sqrt{p^2 + (f(\sigma)-1)^2} \tag{1.2.14}$$

ここで、 $f(\sigma) = d^2 - R^2(1-d^2 - \sigma^2 d^2)$, $p = r\sigma d$, $d = \tanh(\pi/2\sigma)$, $\sigma = \omega/\lambda$, $R = (1-\delta)/(1+\delta)$

$$\lambda = \sqrt{\frac{mr}{I_G + mr^2} g}$$

(d) 遠藤・足立の式：静止状態から正弦波加振を行い、その結果より転倒に至る条件を設定し、それを初期条件として解析的に導いた転倒条件

$$D = (4/3\pi)r\alpha \tag{1.2.15}$$

- (e) 石山の式：加速度一定の振動数掃引試験による転倒条件を，理論的に求めたある基準速度値の比例倍として定めた転倒条件

$$V = 0.4 \sqrt{\frac{8gr}{3} \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha}} \quad (1.2.16)$$

- (f) 梅村・武藤の式：変位一定の振動数掃引試験を行った時の転倒条件

$$D = 0.23b \quad (1.2.17)$$

各式中の A, V, D は剛体が転倒に至る入力加速度，速度，変位振幅，b, h, r, α は剛体の形状，大きさを表す変数， ω は入力の角振動数， δ は剛体の角速度減衰率，m は質量， I_G は重心まわりの慣性モーメント，g は重力加速度である。

図 1.2.91 は，各式から求めたモデル L に対する加振振動数と転倒加速度との関係を示したものである。転倒加速度の値は式によって大きな差異があり，この理由として各式で加振条件が異なることや，転倒限界の設定方法に違いある点を挙げた。

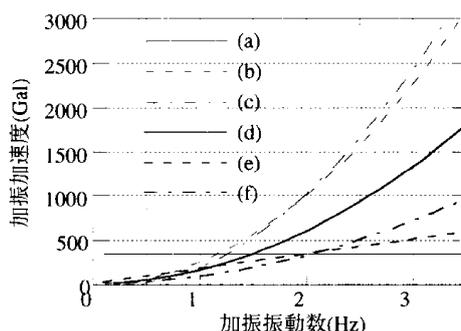


図 1.2.91 各種条件式の比較 (モデル L) ²⁶⁾

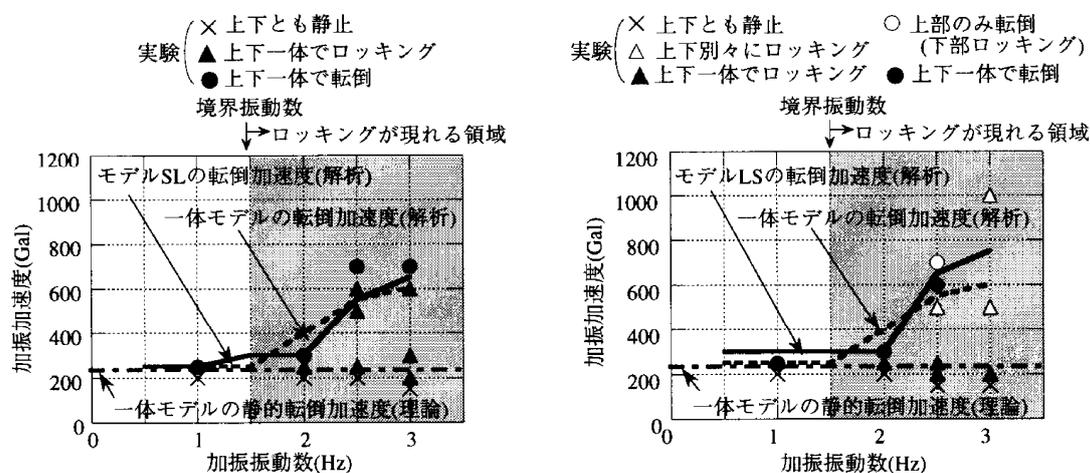
上記のような検討の結果，様々な入力波の性質を考慮して厳密な転倒限界を設定することは難しく，入力波によらない剛体の転倒限界を考えるならば，静的転倒加速度値(a)式とせざるを得ないとした。

また，剛体が二段に重なっている場合についても検討を行っている。図 1.2.92 は形状のことなるモデル SL, LS, LW の 3 種類について，実験と解析による転倒限界を示したものである。どのモデルにおいても，解析による転倒加速度（図中の実線）は，実験結果と良く対応すると報告した。

モデル SL (b/h の関係が 1 体 < 下部 < 上部) では，上部と下部が常に一体でロッキング振動または転倒，モデル LS (b/h の関係が 1 体 < 上部 < 下部) では，振動数 1~2Hz では上下

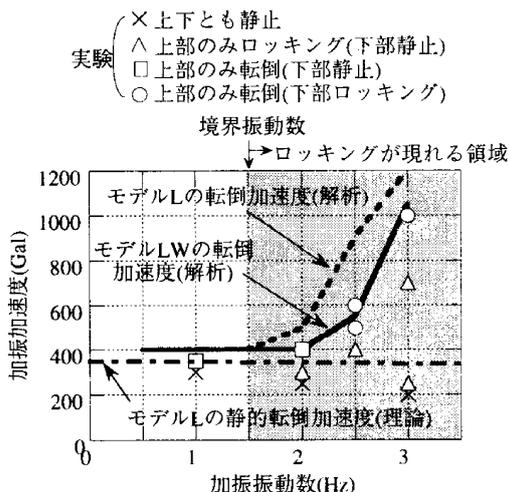
一体で転倒，2.5Hz以上では上下別々にロッキング振動し，上部のみが転倒する場合もある。モデル LW (b/h の関係が上部と一体で同程度) では，上部のみが転倒し，一体での転倒はない。図 1.2.92(a), (b)中の一点鎖線は，上下一体として計算した静的転倒加速度，(c)中の一転鎖線は，上部単体での静的転倒加速度を示している。どのモデルにおいても，実験結果及び解析結果の境界振動数以下での転倒加速度と良く対応すると報告している。

上記のような検討の結果，二段に重なった剛体の境界振動数以下での転倒加速度は，上部単体，上下一体の内，b/h の小さい方の静的な転倒加速度で表現できるとした。



(a) モデル SL (b/h : 一体<下部<上部)

(b) モデル LS (b/h : 一体<上部<下部)



(c) モデル LW (b/h : 上部<一体<下部)

図 1.2.92 実験結果と解析による転倒限界 (二段に重なった剛体) ²⁶⁾

また、金子ら²⁷⁾は多くの地震波（24 ケース）を用いて剛体挙動の解析を行い、実地震波入力時の剛体の転倒限界について検討した。その際、剛体の幅高さ比及び設置面との摩擦係数をパラメータとし、剛体の移動量に着目して検討を行っている。

地震波の卓越振動数を表す1つの指標として、最大加速度 A_{\max} と最大速度値 V_{\max} から下式を用いて求められる値 F_e を設定し、これを等価振動数としている。

$$F_e = A_{\max} / (V_{\max} \cdot 2\pi) \quad (1.2.18)$$

ここで V_{\max} は、加速度波を入力した時の一自由度系（周期 10 秒，減衰 70.7%）の応答から求めたものである。

図 1.2.93 は、幅高さ比 B/H が 0.2 と 0.4 の剛体について、水平方向の入力加速度と剛体の転倒ケース数の関係を示したものである。 μ が B/H よりも小さい場合には、入力レベルを上げてても剛体はほとんど転倒せず、 μ が B/H よりも大きい場合には、 μ の値によらず転倒ケース数は同程度であることが分かる。

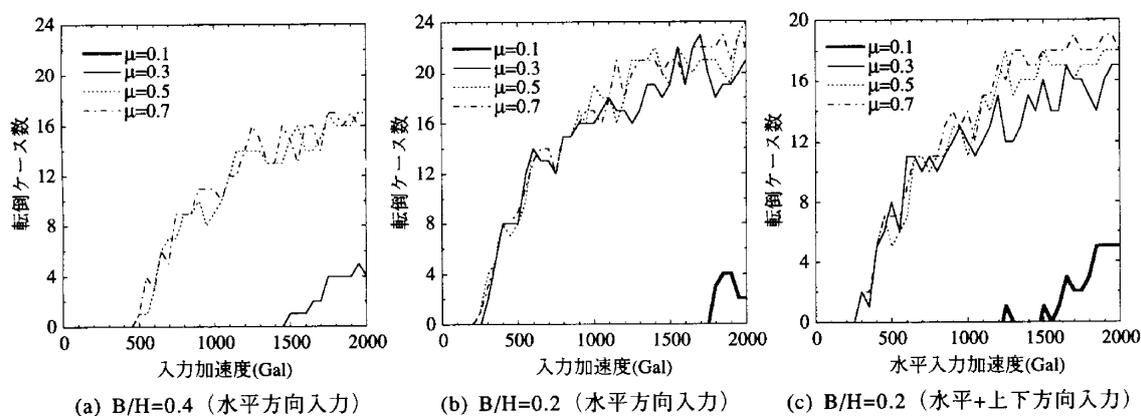


図 1.2.93 入力加速度と転倒ケース数の関係²⁷⁾

また、地震波の入力加速度を変化させて行った剛体の挙動（静止，滑り，ロッキングまたはロッキング+滑り）に関する解析結果を，石山らが定常正弦波入力による検討から提案する低い振動数領域では静的な転倒加速度，高い振動数領域では速度一定の式で転倒限界が表せるという以下の式との対応を比較検討した。

$$A_{cr} = \frac{B}{H} g \quad (1.2.19)$$

$$A_{cr} = V_{cr} \cdot (2\pi F_e) = 10 \frac{B}{\sqrt{H}} \cdot (2\pi F_e) \quad (1.2.20)$$

ここで、 A_{cr} 、 V_{cr} は転倒限界加速度及び速度、 F_e は等価振動数、 g は重力加速度である。両式の交差する振動数 F_b (境界振動数) は下式のように表現される。

$$F_b = \frac{g}{20\pi\sqrt{H}} = \frac{15.6}{\sqrt{H}} \quad (1.2.21)$$

$B/H=0.2$ の場合、境界振動以下の領域では(1.2.19)式が転倒限界を、境界振動数以上の領域では、(1.2.20)式がほぼ転倒速度の下限値を与える。 $B/H=0.6$ の場合には、(1.2.19)、(1.2.20)式よりも解析結果の転倒加速度が大きくなっている。これは、 $B/H=0.6$ の場合はロッキングと同時に滑りを伴うため、剛体に入力するエネルギーが減少することによるとした。

次に摩擦係数 μ と剛体の幅高さ比 B/H が、剛体の移動量に与える影響について検討している。その結果、 μ が B/H よりも小さい場合には、剛体の移動量は B/H の影響をほとんど受けず、等価振動数が高くなるほど同じ入力加速度レベルでの移動量は小さくなる。 μ が B/H よりも大きい場合、 B/H が小さい時には、剛体はほとんど移動せずロッキングするが、 B/H が大きい時には、ロッキングしながら移動するとしている。

図 1.2.94 は、移動量と入力速度の関係について、地震動 24 波を入力した結果の平均及び平均+標準偏差の値を μ が B/H より小さい場合について示したものである。 μ が B/H よりも小さい場合には、剛体の移動量が μ に依存し、 μ が大きいほど剛体の移動量は小さくなると報告している。

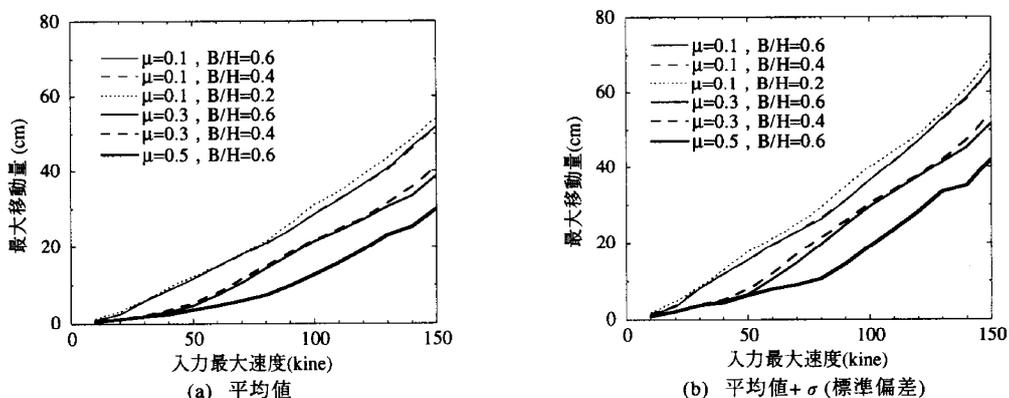


図 1.2.94 入力速度と剛体の最大移動量の関係²⁷⁾

さらに金子ら²⁸⁾は、以上のような検討をもとに、剛体の転倒率曲線の提案を行った。転倒率曲線の作成に際し、入力波として特性の異なる複数の模擬地震動（ランダム位相）を用いた解析を行い、そこから得られる転倒率を求めて、入力加速度 A_{\max} と転倒率 R の回帰曲線を設定した。

剛体の転倒率 R が下式のように入力加速度 A_{\max} の対数正規分布関数で表せるものとして、最小二乗法により回帰を行った。得られた結果が図 1.2.95 中に実線で示されている。

$$R = \Phi\left(\frac{\ln A_{\max} - \lambda}{\zeta}\right) = \frac{1}{\zeta\sqrt{2\pi}} \int_0^{\ln A_{\max}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln A' - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] d(\ln A') \quad (1.2.22)$$

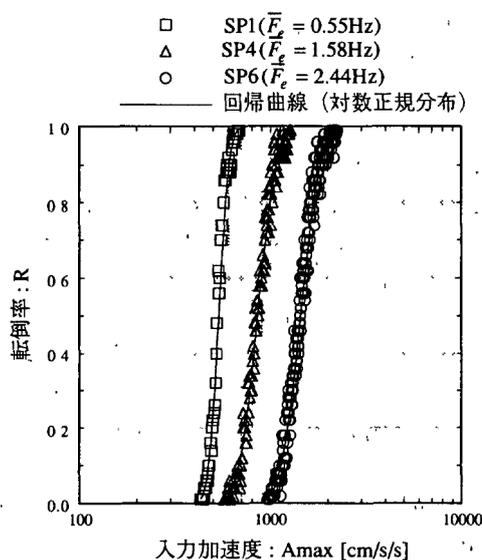


図 1.2.95 解析による剛体の転倒率と回帰曲線の例²⁸⁾

解析による剛体の転倒率の性質を以下のように導いている。

- 「・ 剛体の転倒率は、低振動数領域では入力波の最大加速度値、高振動領域では入力波の最大速度値と関係づけられる。
- ・ 転倒率 50%となる入力レベルを既往の転倒限界式と比較すると、その比は剛体の形状比 B/H が大きいほど大きくなり、低振動数入力の場合よりも高振動数入力の場合の方が大きい。
- ・ 剛体の転倒率を入力加速度の対数正規分布で表現した時の対数標準偏差 ζ の値は、剛体の形状や大きさに影響されず、0.1~0.2 程度であり、高振動数の入力の方が大きくなっている。」

以上の結果に基づき、剛体の転倒率曲線を以下のように設定し提案している。剛体の転倒率 R は、(1.2.23)式のように入力加速度 A_{\max} の対数正規分布関数で表現されるものとし、分布における加速度の中央値 e^λ は、(1.2.24)式のように転倒限界加速度 A_{cr} または転倒限界速度 V_{cr} との比で表し、その比率は剛体の形状比 B/H に依存するとした。分布の対数標準偏差 ζ は、剛体の大きさや形状によらず $0.1 \sim 0.2$ 程度の値となり、高振動数の方で大きくなるように(1.2.26)式のように設定した。

$$R = \Phi\left(\frac{\ln A_{\max} - \lambda}{\zeta}\right) \tag{1.2.23}$$

$$e^\lambda = \begin{cases} A_{cr} \left(1 + \frac{B}{H}\right) = \frac{B}{H} g \left(1 + \frac{B}{H}\right) & , F_e \leq F'_b \\ V_{cr} \left(1 + \frac{B}{H}\right)^{2.5} \cdot 2\pi F_e = 10 \frac{B}{\sqrt{H}} \left(1 + \frac{B}{H}\right)^{2.5} \cdot 2\pi F_e & , F_e > F'_b \end{cases} \tag{1.2.24}$$

$$F'_b = F_b \left(1 + \frac{B}{H}\right)^{-1.5} = \frac{15.6}{\sqrt{H}} \left(1 + \frac{B}{H}\right)^{-1.5} \tag{1.2.25}$$

$$\zeta = 0.1 \cdot (1 + F_e)^{0.5} \tag{1.2.26}$$

図 1.2.96 は、剛体の解析による転倒率の回帰結果と上式で設定される転倒率曲線の比較である。どの剛体モデルについても、設定された転倒率曲線と回帰結果は、適合するとしている。

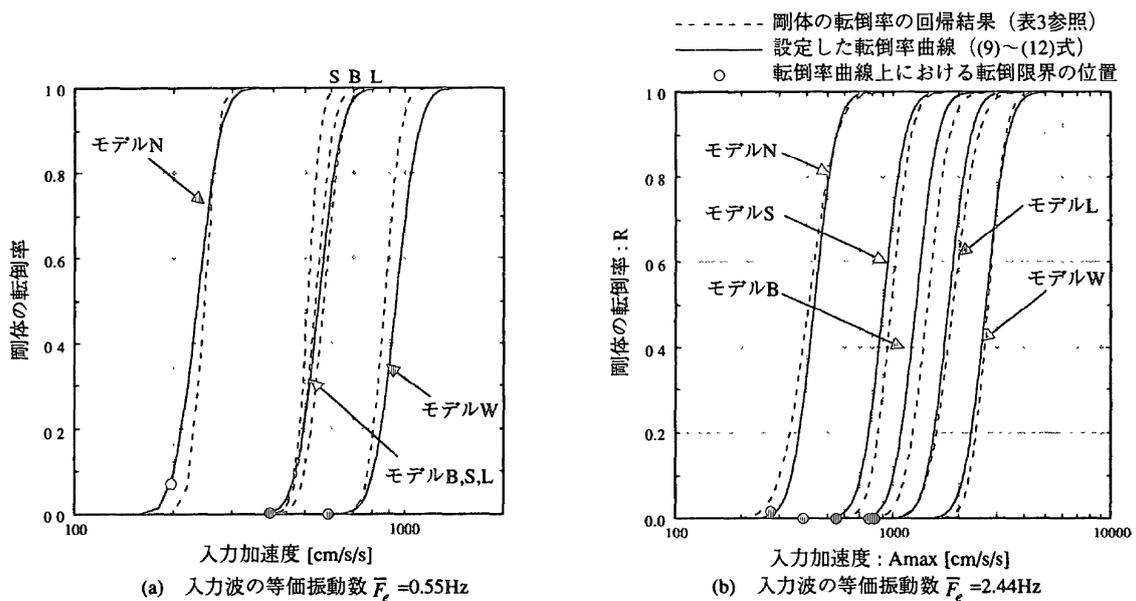


図 1.2.96 剛体の転倒率の回帰結果と転倒率曲線の比較 28)

式(1.2.23)～(1.2.26)による転倒率曲線は、剛体が滑らないという条件下での式であり、滑りの影響が大きいと考えられる家具の転倒率推定には、この式をそのまま適用することはできない。そこで、上式に滑りの影響を表す項を加えることにより、家具の転倒率を推定する方法を提案している。

既往の研究では、摩擦係数 μ が剛体の幅高さ比 B/H より小さい場合は、滑り挙動が卓越して、剛体はほとんど転倒しないことが解析により確認されている。そこで、滑りの影響を考慮した家具の転倒率 R' を下式のように表すこととしている。

$$R' = P(\mu \geq B/H) \cdot R \quad (1.2.27)$$

ここで、 $P(\mu \geq B_j/H_j)$ は摩擦係数 μ が剛体の幅高さ比 B/H より大きくなる確率である。

金子は²⁷⁾、以上のような剛体の転倒に関する検討結果をまとめて、地震時における家具転倒率の簡易推定法の提案及びその方法を用いて各種地震、建物内の家具転倒率を推定し、被害データとの比較を行った。

家具の転倒率曲線の $R(A_f)$ は、前述のように滑らない条件下での剛体の転倒率曲線と滑りの影響を表す係数 α を用いて、下式のように表現される。

$$R(A_f) = \alpha \cdot \Phi((\ln A_f - \lambda)/\zeta) \quad (1.2.28)$$

$$e^\lambda = A_{R=50} = \begin{cases} \frac{B}{H} \cdot g \cdot \left(1 + \frac{B}{H}\right) & , F_f \leq F_b \\ 10 \frac{B}{\sqrt{H}} \left(1 + \frac{B}{H}\right)^{2.5} \cdot 2\pi F_f & , F_f > F_b \end{cases} \quad (1.2.29)$$

$$F_f = A_f / (V_f \cdot 2\pi) \quad (1.2.30)$$

$$F_b = \frac{15.6}{\sqrt{H}} \left(1 + \frac{B}{H}\right)^{-1.5} \quad (1.2.31)$$

ここで、 Φ は平均 λ 、標準偏差 ζ の正規部分分布関数、 A_f 、 V_f は床応答加速度 (cm/s^2)、速度 (cm/s)、 $A_{R=50}$ は滑らない条件下で転倒率 50% となる入力加速度 (cm/s^2)、 B 、 H は対象家具の平均幅と高さ (cm)、 F_f は床応答の等価振動数 (Hz)、 F_b は家具の境界振動数 (Hz)、 g は重力加速度 (cm/s^2) である。

ζ は家具の寸法によるばらつき ζ_1 とその他の要因（設置条件や入力特性など）による

ばらつき ζ_2 を設定して、 $\zeta = (\zeta_1^2 + \zeta_2^2)^{1/2}$ から求めることとしている。 α は床と家具との摩擦係数 μ と家具の幅高さ比 B/H の大小関係を考慮して設定している。

表 1.2.6 に示す 4 つの家具被害データについて、上記方法による家具転倒率の推定値との比較を行っている。各パラメータの設定については、 ζ_1 は各データの家具寸法のばらつきから算定し、 ζ_2 は厳密な設定が困難なため $F_f > F_b$ の時に 0.3、 $F_f \leq F_b$ の時に 0.2 と仮定している。 α は各データにおける床と家具との摩擦係数 μ が B/H の値を上回る家具の割合を基に設定し、ケース(a), (b)で 0.8、ケース(c), (d)で 0.5 としている。また、図 1.2.97 は推定した家具転倒率と過去の地震被害データの比較である。推定した各ケースの転倒率曲線は、被害データとほぼ整合しているとした。

表 1.2.6 家具の転倒被害データと転倒率推定のためのパラメータ 27)

家具の転倒被害データ	ケース	(a)	(b)	(c)	(d)
	地震		兵庫県南部地震		釧路沖地震
建物用途		住宅	住宅(高層)	市役所	大学
対象家具		本棚・食器棚・タンス	本棚	キャビネット	キャビネット
参考文献		3)	4)	5)	6)
転倒率推定のためのパラメータ	平均寸法 $B \times H$ [cm]	47×160	36×160	40×180	40×165
	振動数領域	$F_f > F_b$	$F_f \leq F_b$	$F_f > F_b$	$F_f > F_b$
	$A_{R=50}$ [cm/s ²]	$71 \times 2\pi F_f$	270	$49 \times 2\pi F_f$	$54 \times 2\pi F_f$
	ζ_1	0.5	0.4	0	0.4
	ζ_2	0.3	0.2	0.3	0.3
	ζ	0.58	0.45	0.3	0.5
	α	0.8	0.8	0.5	0.5

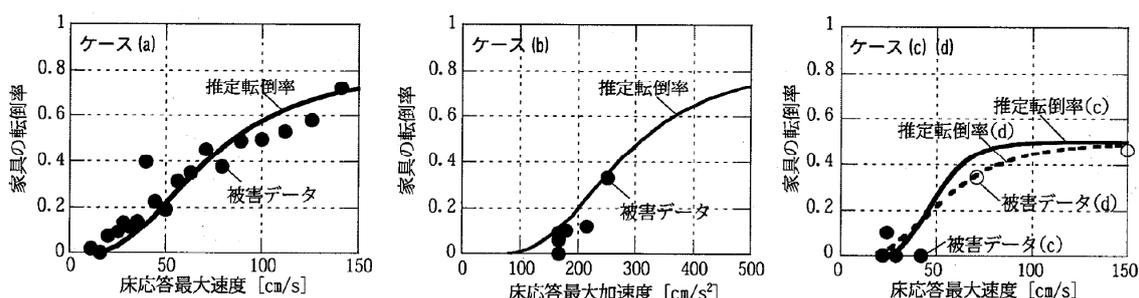


図 1.2.97 推定した転倒率曲線と過去の地震被害データの比較 29)

1.3 本論文の構成

本論文は、全6章で構成されている。以下に各章の概要を示す。

第1章では、本研究の背景・目的、既往の研究、本論文の構成について示した。既往の研究では、本研究に関連した多数回繰返し荷重を受けるRC部材に関する実験的及び解析的研究と地震時の室内被害に関する研究を整理した。

第2章では、多数回繰返し荷重を受ける高強度鉄筋コンクリート部材の性状を把握するために、RC梁、RC柱、RC柱梁部分架構の構造実験を行い、多数回繰返し荷重による耐力の劣化、エネルギー吸収量の変化など復元力特性に関して考察する。

また、高強度主筋（SD590、SD685）を用いた高強度RC梁の実験では、梁降伏型の崩壊形を示す超高層RCフレーム構造の復元力特性に及ぼす影響の大きい梁の荷重-変形関係における骨格曲線の設定について検討する。

第3章では、多数回繰返し荷重を受ける超高層RCフレーム構造の地震応答に関して検討する。まず、多数回繰返し荷重を行った既往の実験や第2章に示した実験の結果を用いて、復元力特性に多数回繰返し荷重による剛性や耐力の劣化を考慮しない履歴モデルと考慮した履歴モデルによる解析結果との対応について検討する。次に、設定した履歴モデルを用いて、使用材料やスパン、階数の異なる複数棟の建築物モデルによる地震応答解析を行い、多数回繰返し荷重による復元力特性における剛性や耐力の劣化が応答値に与える影響と要因について考察する。また、多数回繰返し荷重による応答の変動に対する制振補強の効果についても検討する。

第4章では、超高層RCフレーム構造の地震応答解析に用いる解析モデルを検証するため、実超高層住宅で計測された観測記録（加速度）と解析結果を比較検討する。まず、骨組の剛性や減衰モデル、減衰定数の設定値や解析モデル（質点系モデルと立体フレーム）による応答値への影響と観測記録との対応について検討し、振動解析モデルの妥当性を検証する。

次に、設定した解析モデルを用いて、東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いた地震応

答解析を行い、解析結果から推定した最大応答値により、超高層住宅における家具の転倒・移動や仕上げ材の被害推定を行い、実建物での被害状況との対応について考察する。

第5章では、今後の超高層住宅の耐震設計で必要と考える性能設計として、既存超高層住宅の保有耐震性能評価法に、第2章、第3章、第4章から得られた知見を用いて、高強度RCフレーム構造の連続的な入力レベルに応じた耐震性能の評価法を提示するとともに、超高層住宅モデルを用いた検討例を示す。

第6章では、本研究で得られた知見をまとめ、今後の課題について述べる。

【第1章 参考文献】

- 1) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 設計分科会報告書, (財)国土開発技術研究センター, 1993年3月.
- 2) 渡辺一弘: 東日本大震災における RC 集合住宅の被害, 2012年度日本建築学会大会構造部門(鉄筋コンクリート構造)PD資料, pp.32-41, 2012.9.
- 3) Takeda.T, M.A.Sozen and N.N.Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, December 1970, pp.2557-2573.
- 4) 菊田繁美, 齊藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 出水俊彦, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その10 付着およびせん断余裕度の異なる柱梁部分架構の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.729-730, 2010.9.
- 5) 齊藤仁, 村上雅英, 今井弘: 載荷履歴が曲げ降伏する RC 部材の力学的性状に与える影響 -実験結果の概要- 鉄筋継手を有する RC 部材の挙動に関する研究 その3 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.559-560, 1985.10.
- 6) 衣笠秀行, 野村設郎: 正負繰返し履歴破壊とせん断破壊の破壊メカニズムの相違の検証, コンクリート工学論文集, 第6巻第2号, pp.85-97, 1995.7.
- 7) 石飛直樹, 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: エネルギー吸収能力に着目した RC 梁部材の損傷評価法 (その1 損傷限界の評価法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.693-694, 2001.9.
- 8) 永井覚, 金子貴司, 丸田誠, 小鹿紀英: 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 梁部材の構造特性, コンクリート工学年次論文集 Vol.30, No.3, pp.979-984, 2008.7.
- 9) 丸田誠, 金子貴司, 永井覚, 鈴木紀雄, 兵頭陽: 多数回繰返し荷重をうける鉄筋コンクリート柱部材の構造特性 (その1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.595-596, 2008.9.
- 10) 金子貴司, 丸田誠, 永井覚, 高稲宜和, 鈴木芳隆, 小鹿紀英: 多数回繰返し荷重をうける鉄筋コンクリート柱部材の構造特性 (その2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.597-598, 2008.9.

- 11) 高稲宜和, 丸田誠, 永井覚, 鈴木紀雄: 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 部材の剛性低下挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, 2009.7.
- 12) 高稲宜和, 永井覚, 丸田誠, 鈴木紀雄: 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 柱梁接合部の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vo.30, No.3, pp.985-990, 2008.7.
- 13) 石橋久義, 斉藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 出水俊彦, 菊田繁美, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その2 梁実験と結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.501-502, 2009.9.
- 14) 濱田真, 斉藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 出水俊彦, 菊田繁美, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その3 スラブ付き梁の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.503-504, 2009.9.
- 15) 傅野悟史, 斉藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 出水俊彦, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その5 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, pp.507-508, 2009.9.
- 16) 菊田繁美, 斉藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 出水俊彦, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その6 高強度鉄筋コンクリート柱の変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.509-510, 2009.9.
- 17) 薬研地彰, 斉藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 出水俊彦, 菊田繁美, 金川基, 濱田真, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その7 柱梁接合部実験および結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.511-512, 2009.9.
- 18) 梅村恒, 境有紀, 南忠夫, 壁谷澤寿海: 繰返しによる耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性のモデル化, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1015-1020, 1998.
- 19) 境有紀, 梅村恒, 南忠夫, 壁谷澤寿海: 繰返しによる耐力低下が鉄筋コンクリート構造の地震応答に与える影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, 1998.
- 20) 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: エネルギー吸収能力に着目した RC 梁部材の損傷評価法 (その8 復元力特性モデルと応答量についての検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.695-696, 2001.9.

- 21) 鈴木芳隆, 兵頭陽, 丸田誠, 鈴木紀雄, 小鹿紀英: 多数回繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造建物の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第646号, pp.2317-2325, 2009.12.
- 22) 斉藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 濱田真, 出水俊彦, 菊田繁美, 金川基, 薬研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その13 耐力劣化と P- Δ 効果を考慮した地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.735-736, 2010.9
- 23) 翠川三郎, 佐藤俊明, 松岡昌志: 1993年釧路沖地震での釧路市役所および釧路気象台での家具の転倒調査 -家具転倒率と設置状態の関係-, 日本建築学会構造系論文集, 第461号, pp.11-17, 1994.7.
- 24) 翠川三郎, 佐藤俊明: 1993年釧路沖地震での釧路市役所および釧路気象台での家具の転倒調査 家具転倒率と床応答の関係, 日本建築学会構造系論文集, 第469号, pp.53-60, 1995.3.
- 25) 岡田成幸, 鏡味洋史: 震度による地震被害系統評価のためのパルナラビリティ関数群の構成, 地震, 第44巻, pp.93-108, 1991.
- 26) 金子美香, 林康弘: 剛体の転倒限界に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第479号, pp.41-49, 1996.1.
- 27) 金子美香, 林康弘: 地震時の剛体の転倒限界と移動量に関する検討, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.43B, pp.451-458, 1997.3.
- 28) 金子美香, 林康弘: 剛体の転倒率曲線の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp.55-62, 2000.10.
- 29) 金子美香: 地震時における家具転倒率の簡易推定法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.61-62, 2003.9.

第2章 多数回繰返し載荷を受ける 高強度鉄筋コンクリート部材に関する構造実験

2.1 はじめに

2.2 高強度材料を用いた RC 梁の実験

2.2.1 試験体概要

2.2.2 加力方法, 加力スケジュール

2.2.3 実験結果

2.2.4 実験結果の考察

2.2.5 骨格曲線の検討

2.3 高強度材料を用いた RC 柱の実験

2.3.1 試験体概要

2.3.2 加力方法, 加力スケジュール

2.3.3 実験結果

2.3.4 実験結果の考察

2.4 高強度材料を用いた RC 柱梁部分架構の実験

2.4.1 試験体概要

2.4.2 加力方法, 加力スケジュール

2.4.3 実験結果

2.4.4 実験結果の考察

2.5 まとめ

【第2章 参考文献】

第2章 多数回繰返し荷重を受ける高強度鉄筋コンクリート部材に関する構造実験

2.1 はじめに

長周期帯（数秒～十数秒）における大きなエネルギーを持ち、地震動の継続時間が非常に長い長周期地震動が発生した場合、固有周期の長い超高層建築物では、多数回にわたる大きな揺れを受けることが予想される。また、2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、数分間に渡る長い継続時間の本震に続いて、大規模な余震が多数回にわたって観測され、これら一連の地震により、建築物は今までに経験したことの無い繰返し回数の揺れを受けたことになる。

これまでの耐震設計で検討されてきた、部材の塑性域における繰返し荷重は数回程度であるものが大部分であり、過去に行われた RC 部材に関する実験的研究においても、同一変形における繰返し荷重は 2, 3 回程度で行われたものが多い。しかし、前述のような特性を持つ長周期地震動では、RC 骨組が塑性域での多数回にわたる繰返し荷重を受ける可能性があり、それらが RC 部材の耐震性能や復元力特性に与える影響、超高層建築物の応答性状へ与える影響を把握する必要性が生じてきた。このような背景のもと、超高層建築物を対象とした多数回の繰返し荷重を受ける RC 部材の履歴性状を把握することを目的とした構造実験が実施されるようになってきた。

一方、超高層 RC 造骨組の研究では、コンクリート設計基準強度 F_c 60N/mm² 級、鉄筋種別 SD490 級を超える高強度材料を使用した部材の開発も進み、柱の一部で実用化されている。高強度材料を用いた RC 部材は、建築物の高層化、大スパン化への対応だけでなく、その特性を生かした骨組の損傷制御や、今後発生が危惧される大規模な海洋型地震に対する超高層住宅の耐震安全性の余裕度を確保することにも有用であると考えられる。

しかし、通常の方法を用いた RC 骨組の研究に比べて、高強度材料を用いた RC 梁や RC 骨組に対する多数回の繰返し荷重時における耐震性能に関する研究は、ほとんどないのが現状である。

そこで本研究では、コンクリート強度 F_c 60N/mm² 級、鉄筋種別 SD490, SD590, SD685 の高強度材料を用いた高強度 RC 梁、コンクリート強度 F_c 150N/mm² 級、鉄筋種別 SD685 を使用した高強度 RC 柱、及びこれらの高強度材料を使用した RC 柱梁骨組の多数回繰返し荷重時における構造性能の把握を目的として、梁試験体、柱試験体及び柱梁部分架構試験体に関する構造実験を実施した。

本章では、実験で得られた部材の挙動や荷重変形関係の劣化状況等について示し、多数回繰返し荷重の影響について考察する。

また、梁降伏型全体崩壊形として設計された超高層 RC 住宅では、骨組の特性の決定において梁の復元力特性が支配的となる。このため、地震時における骨組の挙動を精度良く把握するためには、梁の復元力特性の評価が重要となる。本章では、これまでに広く使用されてきた SD490 級の鉄筋強度を超える SD590, SD685 を主筋に用いた高強度 RC 梁の復元力特性の評価についても検討を行う。

2.2 高強度材料を用いた RC 梁の実験

2.2.1 試験体概要

試験体のパラメータは、梁主筋材質、引張鉄筋量、せん断スパン比、コンクリート強度とし、試験体は全6体で、実部材の1/2縮尺に相当する。

梁の断面形状は、全試験体共通で $b \times D = 350 \times 425$ (mm) とした。

梁主筋量は、試験体 No.1~No.3 及び No.5, No.6 は、 $5+2 \cdot D19$ ($p_t=1.59\%$) とした。No.4 は、他の試験体に対して主筋量を増大し $5+4 \cdot D19$ ($p_t=2.09\%$) とした。

梁の主筋には、No.1 には SD490, No.3 には USD685 を用い、それ以外の試験体には全て USD590 を用いた。

No.1~No.4 及び No.6 のせん断スパン (a) は 1250mm ($a/D=2.94$) とし、No.5 はせん断スパン比を他の試験体の1.4倍として a は 1750mm ($a/D=4.12$) とした。

また、コンクリート強度は、No.1~5 では $F_c60 \text{ N/mm}^2$ とし、No.6 では $F_c42 \text{ N/mm}^2$ とした。

せん断補強筋の配筋は、全試験体で共通とし $4 \cdot D6@75$ ($p_w=0.49\%$)、材質は高強度せん断補強筋 USD685 とした。全試験体とも曲げ降伏が先行するようにせん断設計した。

試験体詳細図を図 2.2.1 に、試験体一覧を表 2.2.1 に示す。また、使用材料の試験結果を表 2.2.2 に示す。

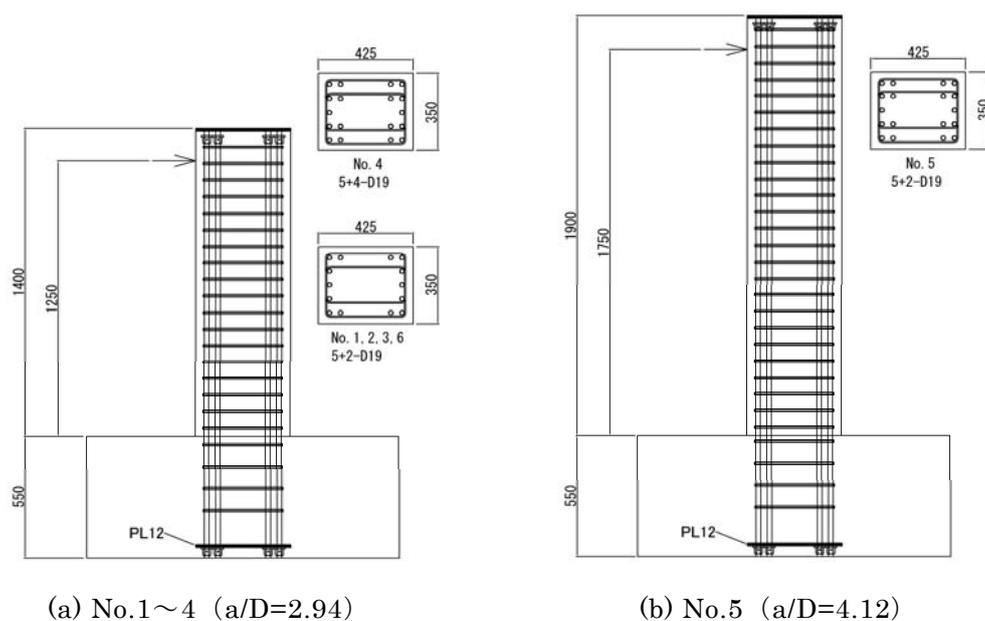


図 2.2.1 試験体詳細図

表 2.2.1 試験体一覧

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
b×D(mm)	350×425					
F _c (N/mm ²)	60					42
主筋材種	SD490	SD590	SD685	SD590		
主筋量	5+2-D19			5+4-D19	5+2-D19	
せん断スパン比	2.94				4.12	2.94
あばら筋	4-D6 @ 75 (p _w =0.49%)					

表 2.2.2 梁試験体 使用材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
No.1	35800	64.9	3.92
No.2	36400	60.2	3.95
No.3	36500	65.5	3.36
No.4	36700	69.4	4.20
No.5	35600	68.5	4.15
No.6	35800	49.1	3.66

(b) 鉄筋

鉄筋材種	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D19 (SD490)	192000	534	732
D19 (SD590)	194000	626	778
D19 (SD685)	196000	725	915
D6 (SD685)	187000	668*	892

※0.2%オフセット耐力

2.2.2 加力方法, 加力スケジュール

試験体の加力方法は、地震時に逆対称曲げを受ける梁部材を反曲点位置で切り出した片持ち梁形式とし、材端部に水平力を加力した。図 2.2.2 に加力装置を示す。

加力の制御は梁の部材角で行い、加力スケジュールは多数回繰返し変形を模擬した載荷履歴を計画し、 $1/800\text{rad.}$ を正負1回、 $1/400\text{rad.}$ を正負2回、 $1/200\text{rad.}$ 、 $1/150\text{rad.}$ 、 $1/100\text{rad.}$ を正負10回、 $1/67\text{rad.}$ を正負2回、 $1/50\text{rad.}$ を正負10回繰返し、大変形後の小ループの考察のため $1/200\text{rad.}$ 、 $1/100\text{rad.}$ を正負2回ずつ載荷した後、 $1/50\text{rad.}$ 、 $1/33\text{rad.}$ 、 $1/25\text{rad.}$ を正負2回ずつ繰返し載荷して、正方向に載荷し実験を終了した。図 2.2.3 に加力スケジュールを示す。

主筋のひずみの測定は、主筋に貼付したひずみゲージにより、梁全体の変形の測定は、スライド式マグネスケールにより実施した。

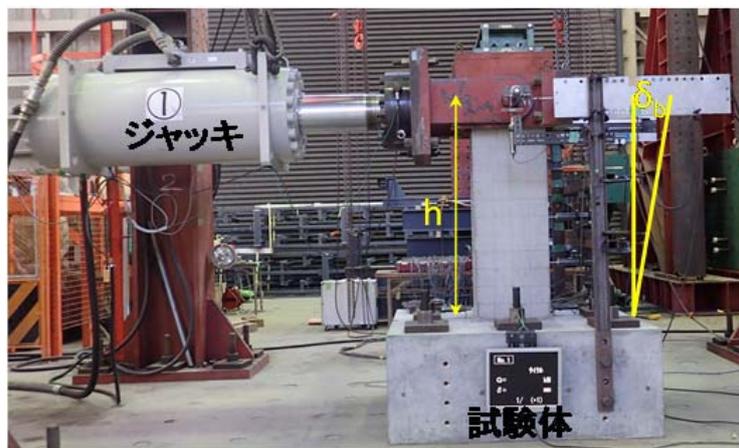


図 2.2.2 加力装置

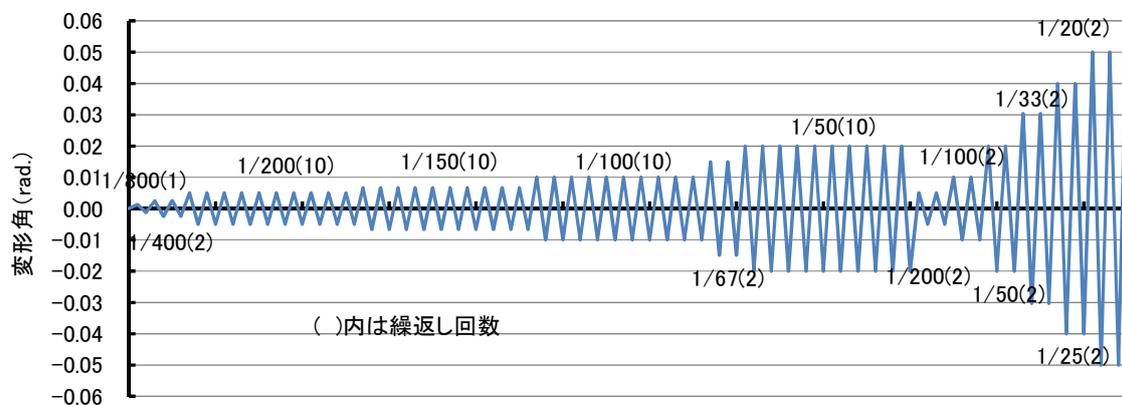


図 2.2.3 加力スケジュール

2.2.3 実験結果

図 2.2.4 に各試験体の梁せん断力－梁部材角関係を示す。図中の破線は、曲げ降伏時の計算値から求めたせん断力である。また、図 2.2.5 に試験体の部材角 1/100rad., 1/50rad. 載荷終了時のひび割れ状況及び加力終了後の最終状況を示す。

以下に実験経過を示す。

(1) 試験体 No. 1

1/800rad.載荷時にコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/200rad.載荷時にせん断ひび割れが生じた。1/100rad.で梁主筋が降伏し、急激な剛性の低下が見られた。1/67rad.時に梁端部圧縮側コンクリートに浮きが生じ始め、1/50rad.時に僅かに圧壊が見られた。

骨格曲線において、荷重は 1/67rad.以降、1/25rad.載荷時までには緩やかに上昇し、顕著な耐力低下は見られなかった。1/20rad.で梁端部のせん断ひび割れが大きく進展し、1/15rad.正載荷時に荷重が大きく低下して実験を終了した。

(2) 試験体 No. 2

1/800rad.載荷時にコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/200rad.載荷時にせん断ひび割れが生じた。1/100rad.から 1/67rad.へ向かう途中 (1/81rad.) で梁主筋が降伏し、急激な剛性低下が見られた。1/67rad.時に梁端部圧縮側コンクリートに浮きが生じ始め、1/50rad.時に僅かに圧壊が見られた。

骨格曲線において、荷重は 1/67rad.以降、1/33rad.まで正負ともに緩やかに増加した。正側では、1/25rad.載荷時に荷重がわずかに低下したが、試験体 No.1 と同様に目立った耐力低下は起こらなかった。1/20rad.で梁端部のせん断ひび割れが大きく進展し、1/15rad.負載荷時に荷重が大きく低下して実験を終了した。

(3) 試験体 No. 3

1/800rad.載荷時にコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/200rad.載荷時にせん断ひび割れが生じた。1/67rad.で梁主筋が降伏し、急激に剛性の低下が見られた。1/67rad.時に梁端部圧縮側コンクリートに浮きが生じ始め、1/50rad.時に僅かに圧壊が見られた。

骨格曲線において、荷重は 1/50rad.以降、1/25rad.まで正側ではほぼ一定、負側ではわずかに上昇が見られ、顕著な耐力の低下は見られなかった。1/67rad.時に梁端部圧縮側コンクリートに浮きが生じ始め、1/50rad.時に僅かに圧壊が見られた。1/20rad.で梁端部のせん断ひび割れが大きく進展し、1/15rad.負載荷時に荷重が大きく低下して実験を終了した。

(4) 試験体 No. 4

1/800rad.荷重時にコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/200rad.荷重時にせん断ひび割れが生じた。1/100rad.から1/67rad.へ向かう途中(1/81rad.)で梁主筋が降伏し、急激な剛性低下が見られた。1/67rad.時に梁端部圧縮側コンクリートに浮きが生じ始め、1/50rad.時に僅かに圧壊が見られた。

骨格曲線において、荷重は正側でほぼ一定、負側ではわずかに上昇がみられ、顕著な耐力低下は見られなかった。1/20rad.で梁端部のせん断ひび割れが大きく進展し、1/15rad.の荷重時に荷重が大きく低下して実験を終了した。

(5) 試験体 No. 5

1/800rad.荷重時にコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/200rad.荷重時にせん断ひび割れが生じた。1/100rad.から1/67rad.へ向かう途中(1/74rad.)で梁主筋が降伏し、急激な剛性低下が見られた。試験体 No.2 と断面、配筋、使用材料が同一でシアスパン比のみが大きい No.5 試験体では、1/33rad.に梁端部圧縮側コンクリートの圧壊が見られた。

骨格曲線において、荷重は1/50rad.以降、正側、負側ともほぼ一定で推移し、顕著な耐力の低下は見られなかった。1/20rad.で梁端部のせん断ひび割れが大きく進展し、1/15rad.の荷重時に荷重が大きく低下して実験を終了した。

(6) 試験体 No. 6

1/800rad.荷重時にコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/200rad.荷重時にせん断ひび割れが生じた。1/100rad.から1/67rad.へ向かう途中(1/78rad.)で梁主筋が降伏し、急激な剛性低下が見られた。試験体 No.2 と断面、配筋、主筋強度が同一でコンクリート強度の低い No.6 試験体では、1/67rad.荷重時に僅かに圧壊が見られた。

骨格曲線において、荷重は1/50rad.以降、正側、負側ともほぼ一定で推移し、顕著な耐力低下は見られなかった。

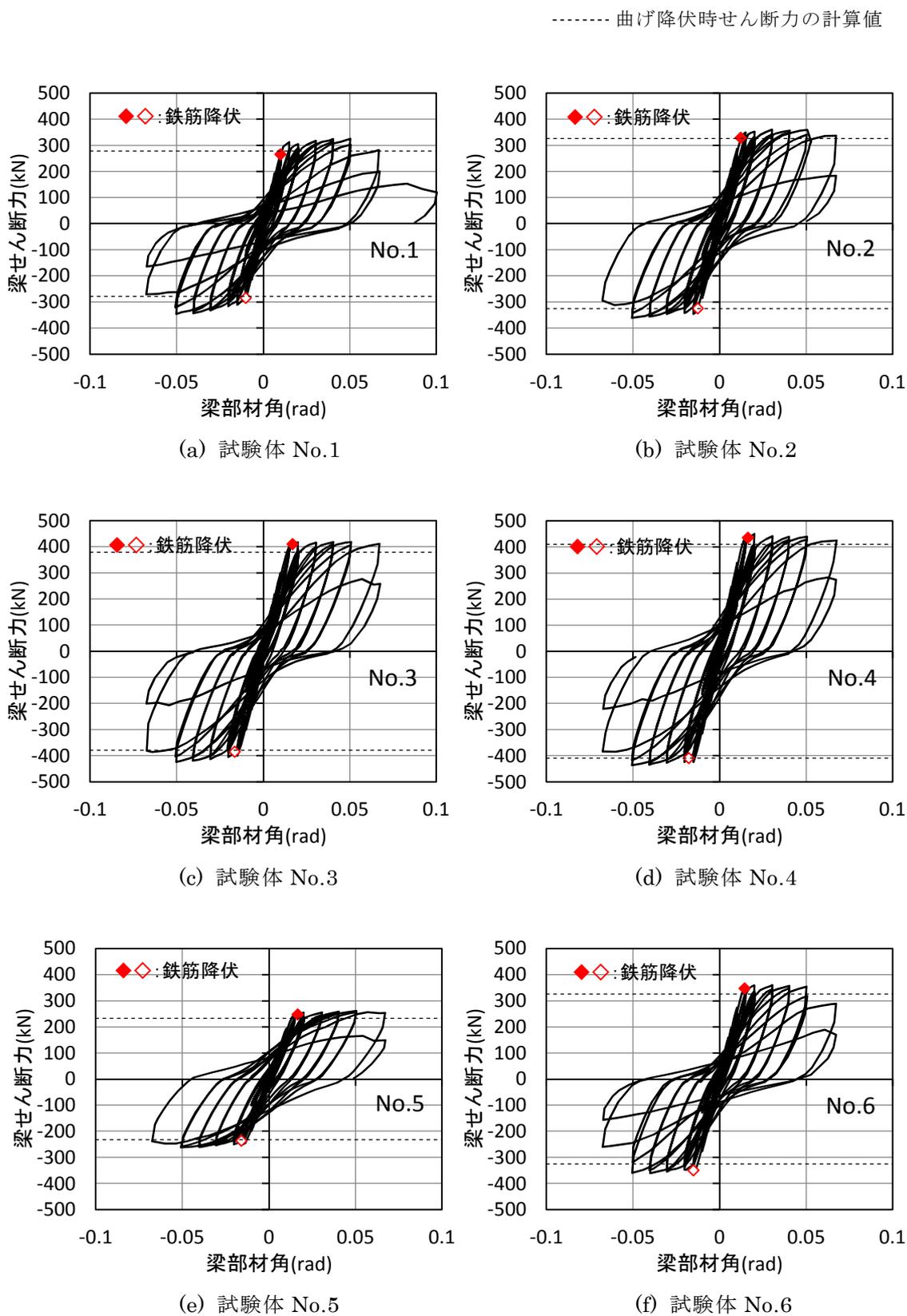
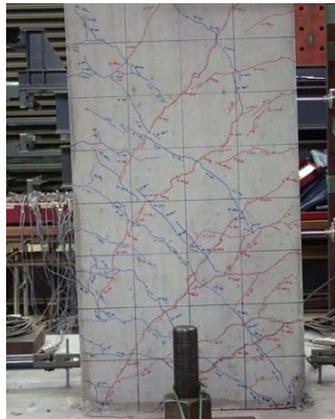


図 2.2.4 梁せん断力－梁部材角関係



部材角 1/100 rad. 終了時



部材角 1/50 rad. 終了時



最終状況

(a) 試験体 No.1



部材角 1/100 rad. 終了時



部材角 1/50 rad. 終了時



最終状況

(b) 試験体 No.2



部材角 1/100 rad. 終了時



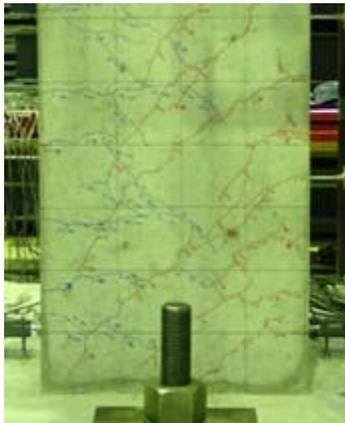
部材角 1/50 rad. 終了時



最終状況

(c) 試験体 No.3

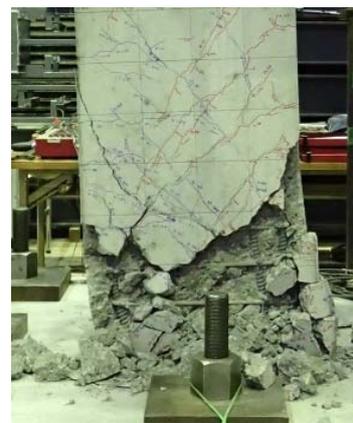
図 2.2.5-1 試験体のひび割れ状況と最終状況



部材角 1/100 rad. 終了時

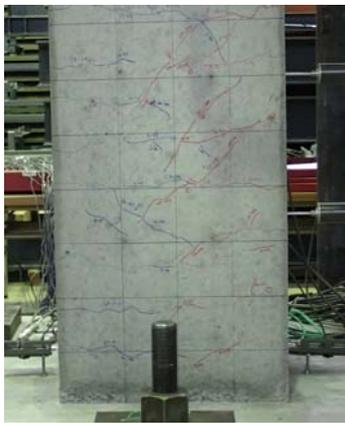


部材角 1/50 rad. 終了時

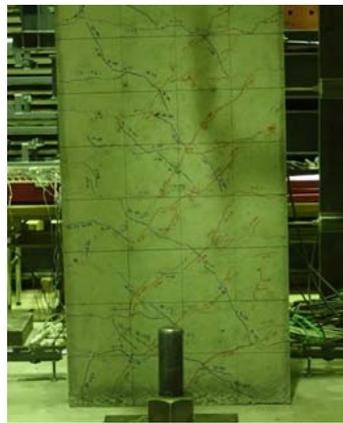


最終状況

(d) 試験体 No.4



部材角 1/100 rad. 終了時

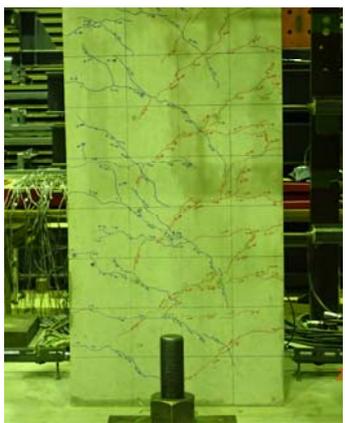


部材角 1/50 rad. 終了時

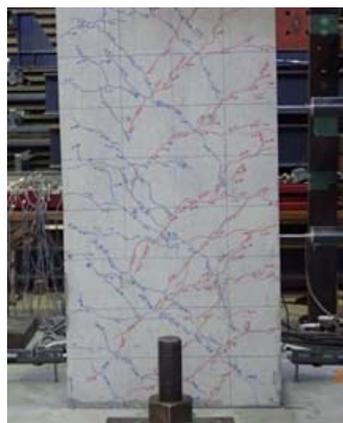


最終状況

(e) 試験体 No.5



部材角 1/100 rad. 終了時



部材角 1/50 rad. 終了時



最終状況

(f) 試験体 No.6

図 2.2.5-2 試験体のひび割れ状況と最終状況

図 2.2.6 に荷重 0 点における最大残留ひび割れ幅とピーク時部材角 R の関係を示す。(a) は No.1~No.6 全試験体を示したもので、(b)~(c)には主筋強度ごとに分類したものを示す。

全ての試験体でピーク時部材角 $1/100\text{rad}$.までは、残留ひび割れ幅小さく、 $1/100\text{rad}$.以降、梁主筋の降伏が生じるとひび割れ幅が増大する傾向が見られた。

前述したように主筋強度の違いにより各試験体の降伏変形は、SD490 を用いた No.1 では $1/100\text{rad}$.程度、SD590 を用いた試験体 No.2, 4~6 では $1/81\sim 1/74\text{rad}$.程度、主筋に SD685 を用いた試験体 No.3 では $1/67\text{rad}$.と異なる。主筋強度別に分類した図(b)~(c)では、主筋降伏直後のピーク時部材角 $1/67\text{rad}$.や $1/50\text{rad}$.程度までは、主筋の塑性化の大きさに比例して、SD490, SD590, SD685 の順に残留ひび割れ幅が大きくなる傾向は見られる。それ以降の $1/33\text{rad}$.や $1/25\text{rad}$.の変形においては、SD490 の残留ひび割れ幅がやや大きい傾向はあるが、SD590 と SD685 については、ばらつきの中央値で見た場合には、主筋強度による明確な残留ひび割れの差異は見られない。

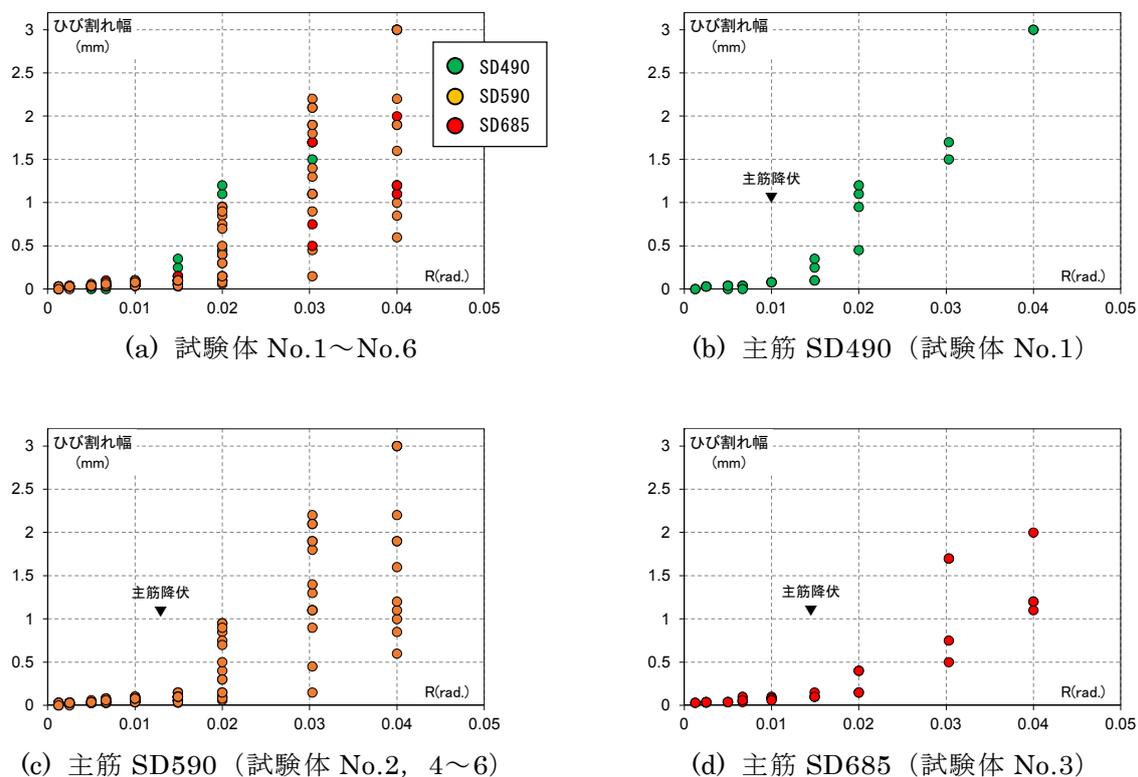


図 2.2.6 最大残留ひび割れ幅と荷重ピーク時部材角の関係

2.2.4 実験結果の考察

図 2.2.7 に、梁主筋の強度のみが異なる No.1 (SD490), No.2 (SD590), No.3 (SD685) の曲げモーメント-部材角関係の包絡線の比較を示す。図中の●は、主筋降伏が生じた点を示している。

3 試験体の包絡線は、曲げひび割れ発生により剛性が低下する点から、主筋降伏の降伏発生まで、同一の曲線を描いている。このため、主筋強度の上昇に伴い、曲げ耐力の上昇とともに、降伏変形も増大する。この特性は、設計において目標とする層間変形角に対し、骨組の剛性（固有周期）を変化させずに降伏変形を大きくする、言い換えれば部材の塑性率（損傷レベル）を小さくすることに有用であると考えられる。

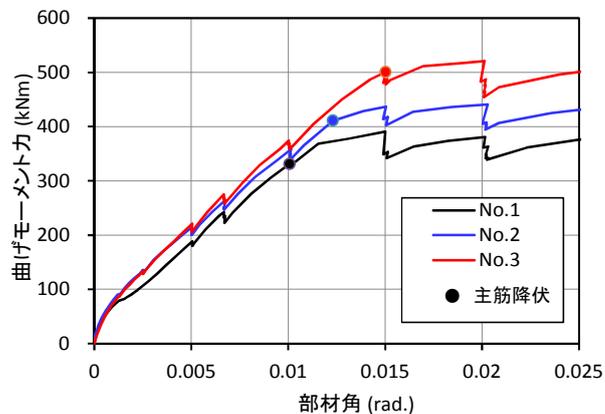


図 2.2.7 包絡線の比較 (No.1, No.2, No.3)

図 2.2.8 に、荷重変形関係における、各サイクルピーク荷重の繰返し载荷による劣化状況の推移を示す。

ピーク荷重の推移を見ると、全ての試験体で、ピーク荷重の推移は変形の増大とともに上昇し最終サイクルまで顕著な耐力低下は生じていない。

また、1/50rad.の変形を経験した後に行った小振幅 (1/200, 1/100rad.) での繰返し载荷時のピーク荷重は、梁主筋降伏後の塑性変形を経験したことにより、荷重反転後の戻り剛性の低下が生じたため、1/200, 1/100rad.の初期载荷時のピーク荷重に比べて、50~60%程度に低下している。その後で载荷した 1/50rad.の変形時のピーク荷重は、小振幅载荷を行う前の 1/50rad.における 10 サイクル目のピーク荷重と同程度に達している。

図 2.2.9 に、各変形角の 1 サイクル目に対する同一変形におけるピーク荷重の低下率を

示す。なお、試験体 No.1 における 1/100rad.の繰返し荷における 6 回目以降に耐力が上昇している部分が見られるが、この部分は加力装置の盛替え時に生じたトラブルによるものと考えられるため、評価の対象からは除外する。

同一変形における多数回繰返し荷による 1 サイクル目に対する各サイクルの耐力低下を見ると、新しい変形経験後の最初の繰返し荷となる 2 サイクル目の耐力低下の割合が大きく、その後 10 サイクル目まで緩やかに耐力低下が進行している。

多数回繰返し荷（10 サイクル）を行った 1/200, 1/150, 1/100, 1/50rad.での各変形 1 サイクル目に対する 10 サイクル目の耐力低下率は、各試験体とも梁主筋降伏以前の 1/100rad.までは概ね 5～7%程度である。

梁主筋降伏後の 1/50rad.における繰返し荷においては、正負荷荷時で多少の差は見られるが、1 サイクル目に対する 10 サイクル目の耐力低下率は 10～14%程度となり、主筋降伏以前に比べて増大する傾向が見られた。

また、最大せん断力（曲げ降伏強度）が大きい No.3, No.4 試験体では、主筋降伏後の 1/50rad.時の繰返し荷における耐力低下が僅かではあるが大きい。これは、曲げ強度の増大により、梁端部における曲げ降伏後の圧縮側コンクリートの応力度レベルが大きいため、コンクリートの圧壊の進行が、他の試験体より大きかったことに起因すると考えられる。

コンクリート強度が他の試験体よりも低い (F_c42) 試験体 No.6 についても、上記と同様な傾向が見られ、繰返しによる耐力低下には、曲げ降伏後の圧縮側コンクリートの損傷度が影響していることが示唆される。

以上の結果より、多数回繰返し荷による耐力低下は、主筋降伏以前では過大ではなく、主筋降伏後に大きくなる傾向があること、また、降伏後の耐力低下の度合いは、曲げ降伏が生じる断面における圧縮側コンクリート応力とコンクリート強度との比に比例する傾向のあることが確認された。

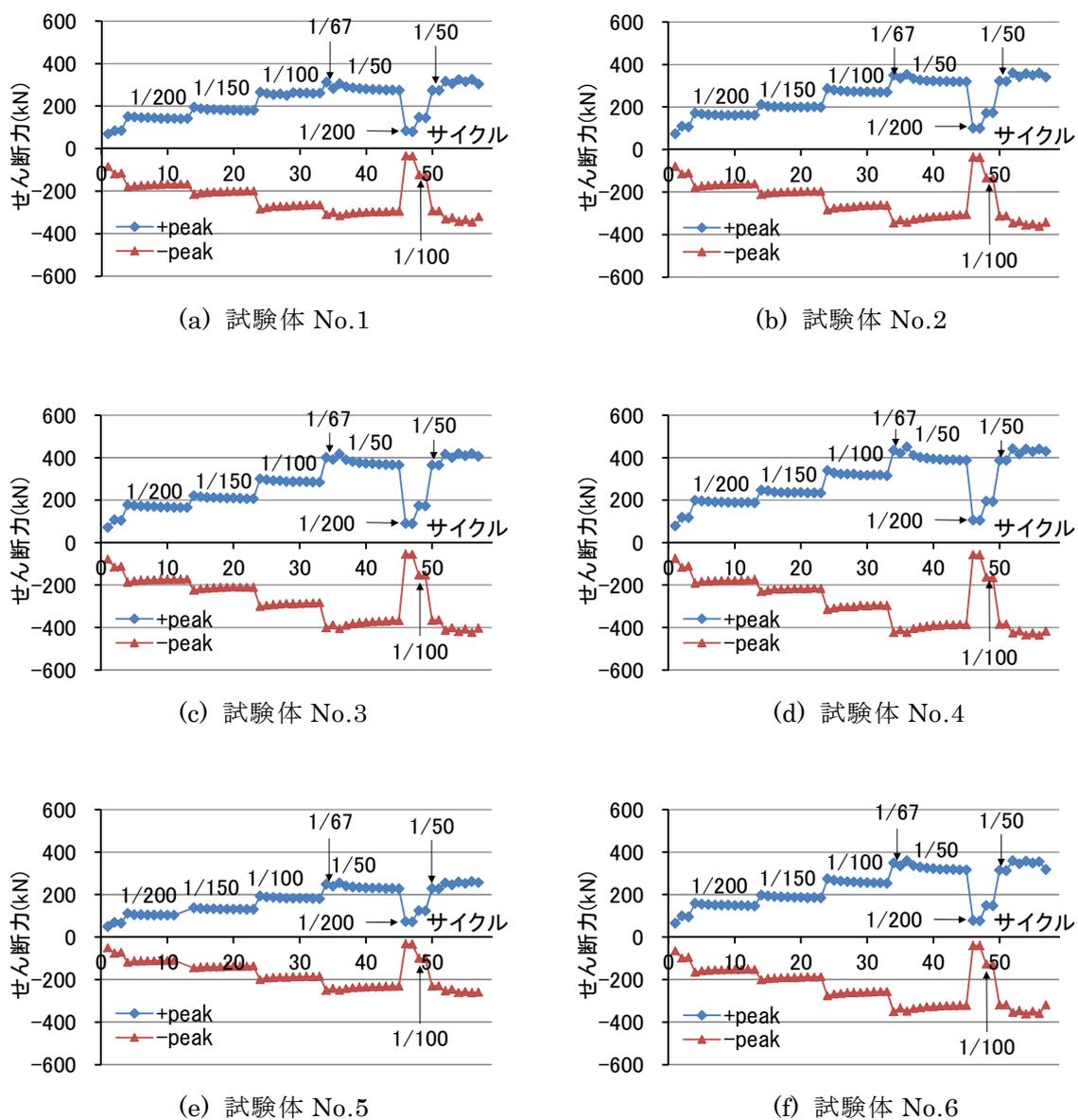


図 2.2.8 ピーク荷重の推移

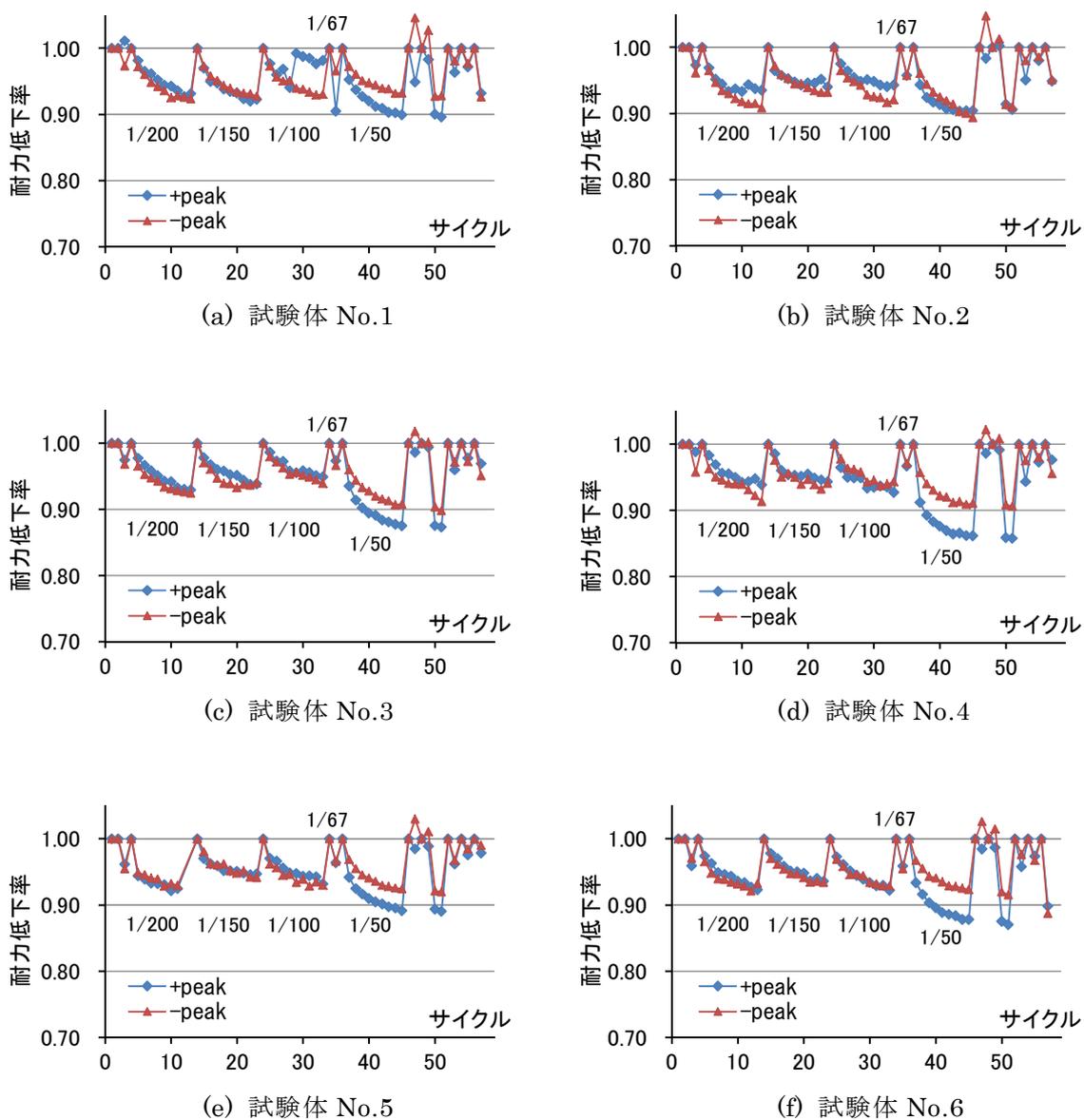


図 2.2.9 耐力低下率

図 2.2.10 に荷重－変形関係より求められた各試験体の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の推移を示す。

全体的に h_{eq} は、試験体 No.1 が大きく、試験体 No.3 が小さい傾向にあるが、主筋降伏が生じる以前の $1/100rad.$ まではその差異は小さく、主筋降伏が生じた後の $1/67 \sim 1/50rad.$ 以降にその差が顕著に現れている。

鉄筋の降伏強度が高くなると、降伏変形が大きくなり、同一変形における塑性率が小さくなる。 h_{eq} は、塑性率が大きい程、大きくなる傾向がある。主筋強度のみが異なる No.1, No.2, No.3 を比較すると、主筋強度が大きく降伏変形が大きい、すなわち塑性率の小さい No.3 の h_{eq} が最も小さくなっている。ただし、繰返し荷重による低下の度合いには大きな差異は見られない。

各試験体とも、曲げひび割れが進展する以前の初期変形 ($1/800 \sim 1/400rad.$) では、剛性低下が進行する変形 ($1/200 \sim 1/100rad.$) に比べ h_{eq} が大きな値を示すが、 $1/200rad.$ 以降、主筋降伏が生じる変形までは 5%程度の値を示し、同一変形における低下も小さい。

また、主筋降伏以降の $1/50rad.$ における 10 サイクルの繰返しでは、2, 3 サイクル目までは、1 サイクル目に対する低下の度合いが大きいですが、それ以降は大きな低下は見られなかった。また、大変形前後の $1/200rad.$, $1/100rad.$ 荷重時の h_{eq} については、大変形を受ける前後で h_{eq} の違いはあまり見られず、大変形後の小ループでは、ピーク荷重は低下するが、 h_{eq} は大きく変化しなかった。

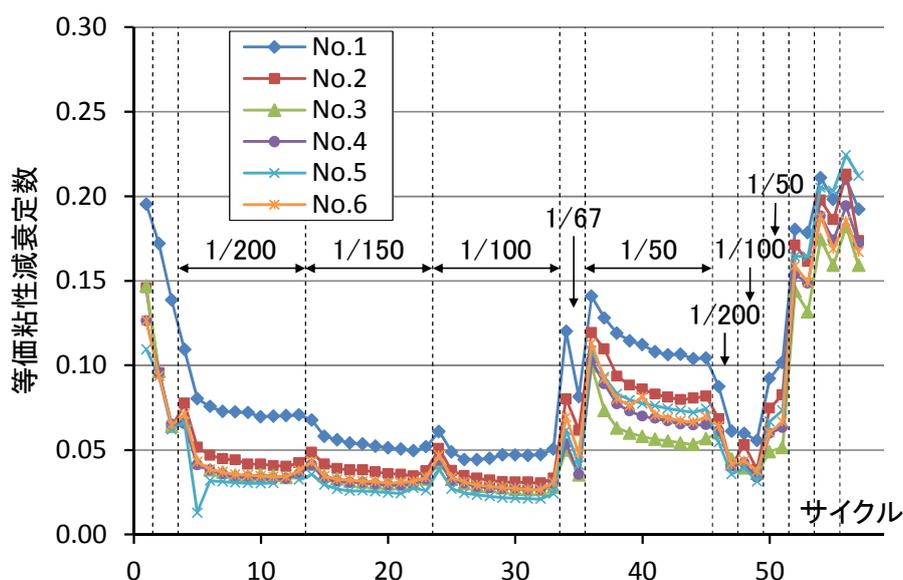


図 2.2.10 等価粘性減衰定数の推移

2.2.5 骨格曲線の検討

(1) 降伏点剛性低下率の検討

通常，超高層 RC フレーム構造に用いられる梁の設計は，梁両端に曲げ降伏ヒンジ発生時のせん断力に対して，せん断破壊が先行しないように設計されている。このようにせん断設計された RC 梁の復元力特性は，曲げ性状が支配的であり，曲げひび割れ点 M_c ，曲げ降伏強度点 M_y を 2 つの折れ点としたトリリニア型の骨格曲線が一般的に用いられている。(図 2.2.11)

骨格曲線上の第 2 折れ点の変形 R_y の算出には，菅野式(2.2.1 式)¹⁾による降伏点剛性低下率 α_y が広く用いられてきた。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (2.2.1)$$

- n : ヤング係数比
- a : シアスパン長さ
- d : 梁の有効せい(mm)
- D : 梁せい(mm)
- p_t : 引張鉄筋比 (= $a_t/(bD)$)
- a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)
- η_0 : 軸力比 (= $N/(bDF_c)$)で梁では 0 とする。
- σ_y : 主筋の規格降伏点(N/mm²)

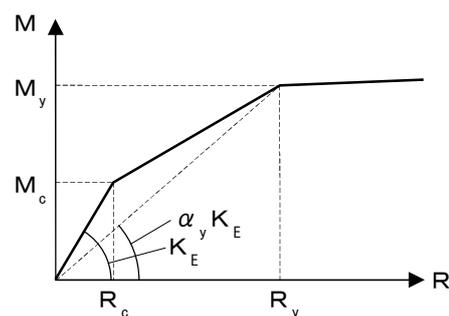


図 2.2.11 梁の骨格曲線

しかし，材料の高強度化が進む中で，菅野式による α_y では，降伏変形を精度良く評価できない場合があることが指摘されている²⁾。また，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」³⁾（以下，耐震性能評価指針）では，梁主筋の降伏変形 R_y を，梁の弾性変形による部材角 $R_{y,f}$ ，斜めひび割れがヒンジ領域のせん断変形とその他の領域の弾性せん断変形との和による部材角 $R_{y,s}$ ，梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる付加回転角 $R_{y,pj}$ ，梁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 $R_{y,b}$ の和として算定する手法も提案されている。

筆者らは，過去に行った高強度 RC 柱梁部分架構実験において，式(2.2.1)の鉄筋に関する第 2 項に係数を乗じて補正を行った修正式(2.2.2)による降伏点剛性低下率 α'_y を用いて，

実験結果との対応を検討した⁴⁾。検討した修正式は、式(2.2.1)の多重回帰分析に用いた実験試験体の主筋強度(206~490N/mm²)の平均的な値相当するSD345と高強度鉄筋の降伏強度の比により補正を試みたものである。

$$\alpha'_y = (0.043 + 1.64np_t \cdot (345/\sigma_y) + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (2.2.2)$$

σ_y : 主筋の規格降伏点(N/mm²)

梁主筋に鉄筋強度SD490及びSD590, SD685を用いた本実験結果の包絡線と菅野式(2.2.1), 修正式(2.2.2)による骨格曲線の比較を図2.2.12に示す。また, 表2.2.3に骨格曲線の計算値一覧を示す。

トリリニアール曲線の設定に用いるコンクリートのヤング係数 E_c , 鉄筋のヤング係数 E_s , 曲げひび割れモーメント M_c は, 材料試験結果から得られたコンクリート圧縮強度 σ_B により日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説2010」⁵⁾(以下, RC規準)に示された式を用いて算出した。また, 鉄筋のヤング係数にはRC規準に示される数値を, 曲げ降伏モーメント M_{y1} は, 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説1999」⁶⁾(以下, 靱性保証指針)に示される方法により, 平面保持を仮定して算出した。その際, 鉄筋の降伏強度は材料試験結果から得られた降伏強度 σ_y を用い, 圧縮縁コンクリートのひずみを0.3%として算出した。ヤング係数の算定式, 曲げひび割れモーメントの算定式を, 以下に示す。また, 表2.2.3中には下式(2.2.5)による曲げ降伏モーメント M_{y2} も参考に示す。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.2.3)$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (\text{Nmm}) \quad (2.2.4)$$

Z_e : 鉄筋を考慮したコンクリートの等価断面係数(mm³)

$$M_{y2} = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (\text{Nmm}) \quad (2.2.5)$$

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)

d : 梁の有効せい(mm)

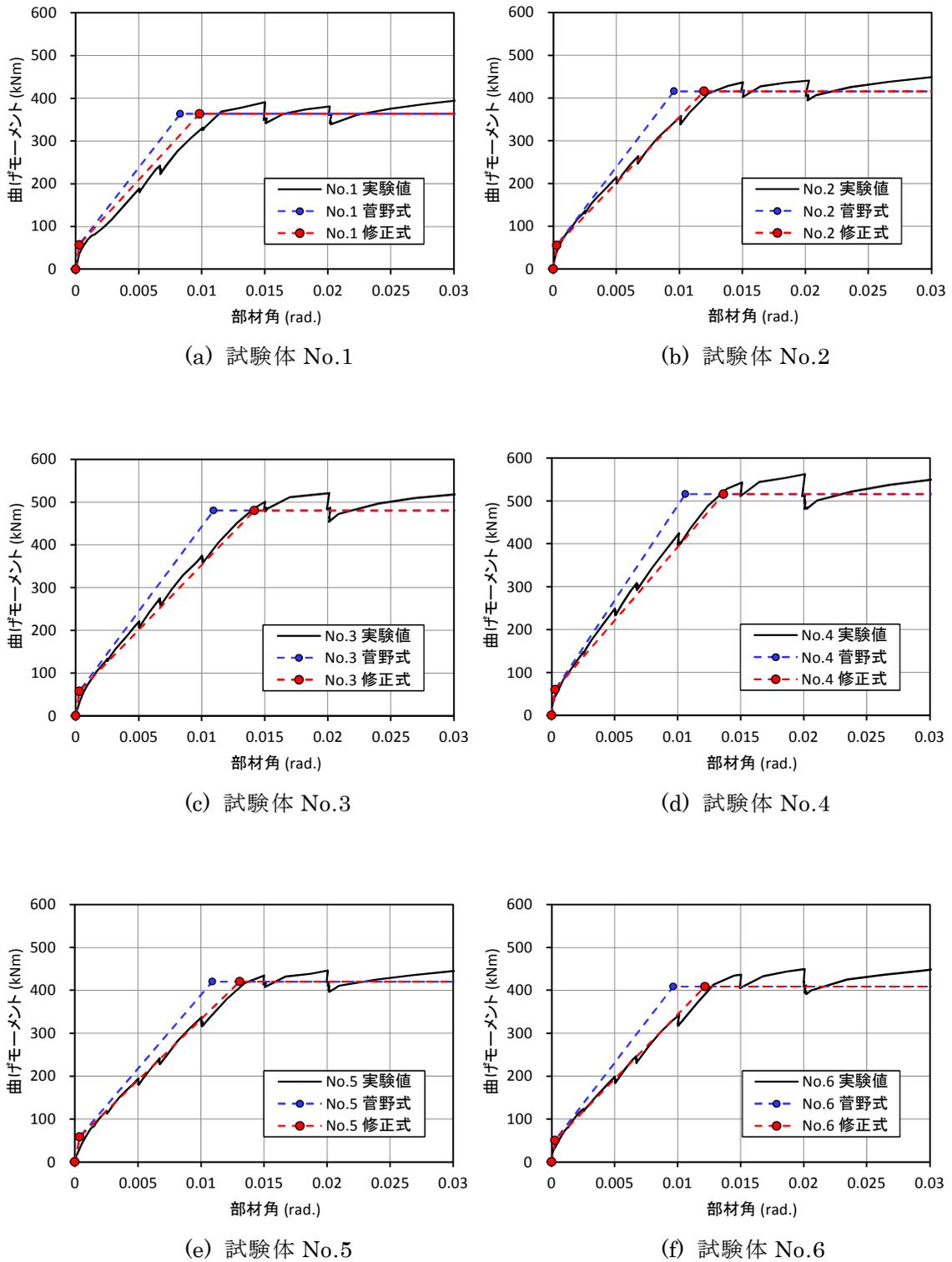


図 2.2.12 実験結果の包絡線と菅野式，修正式による骨格曲線の比較

表 2.2.1 骨格曲線の計算値一覧

試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
K_E (kNm/rad.)	202000	198000	203000	210000	153000	187000
M_c (kNm)	57.0	55.2	57.7	60.3	58.4	50.6
M_{y1} (kNm)	363.7	415.6	480.4	515.6	420.3	408.9
M_{y2} (kNm)	348.1	407.4	474.0	512.3	407.4	407.4
R_c (rad.)	2.83×10^{-4}	2.80×10^{-4}	2.84×10^{-4}	2.87×10^{-4}	3.82×10^{-4}	2.71×10^{-4}
R_y (rad.)	8.31×10^{-3}	9.58×10^{-3}	1.09×10^{-2}	1.06×10^{-2}	1.09×10^{-2}	9.66×10^{-3}
R'_y (rad.)	9.83×10^{-3}	1.20×10^{-2}	1.42×10^{-2}	1.36×10^{-2}	1.31×10^{-2}	1.22×10^{-2}
菅野式 α_y	0.217	0.220	0.216	0.231	0.252	0.226
修正式 α'_y	0.184	0.176	0.167	0.180	0.210	0.180

R_c : 曲げひび割れ発生時部材角

R_y : 菅野式による曲げ降伏時部材角, R'_y : 修正式による曲げ降伏時部材角

主筋に SD590, SD685 を用いた高強度 RC 梁の終局曲げモーメントは、平面保持の仮定により算出した曲げ終局強度で評価することが可能である。また、式(2.2.5)による M_{y2} と平面保持の仮定による M_{y1} の差は最大で 5%程度あり、略算式 M_{y2} でも、高強度 RC 梁の曲げ降伏強度を評価することは可能である。

菅野式(2.2.1)による降伏点剛性低下率を用いた骨格曲線は、実験結果の降伏時部材角を過小評価する傾向にある。菅野式に主筋強度による補正を行った修正式(2.2.2)による骨格曲線は、主筋強度、引張鉄筋比、せん断スパン比、コンクリート強度の異なる各試験体の実験結果における降伏時部材角と比較的良好な対応を示した。

超高層 RC フレーム構造への適用を目的として、標準的な断面形状、スパン長、配筋を想定して行った高強度 RC 梁に関する本実験の範囲では、梁の復元力特性として、修正式による降伏点剛性低下率を用いて作成した骨格曲線により、梁の復元力特性を評価することが可能であると考えられる。

(2) 梁の限界変形角の検討

梁部材では曲げ降伏後が生じた後、繰返し荷重や大変形までの荷重によってせん断破壊を生じることがあり、本実験でも部材角 $1/20\text{rad.}$ を超える変形において、せん断破壊による耐力低下が見られた。

ここでは、耐震性能評価指針に示された方法により、曲げ降伏後にせん断破壊が発生するときの部材角（以下、限界変形角 R_u ）を算出し、実験結果との対応について検討する。

限界変形角 R_u は、主筋降伏時の回転角 R_y とヒンジ領域の塑性回転角 R_p との和とする。

$$R_u = R_y + R_p \quad (2.2.5)$$

靱性保証指針によるせん断強度 V_u は、塑性回転角 R_p に応じて変化し、 R_p の増大に伴い強度が低下していく。

図 2.2.13 は、本実験結果の包絡線と靱性保証指針によるせん断強度の計算値との比較である。図中には、前述の骨格曲線の計算値も合わせて示している。図中の一点鎖線が、 R_p を 0 から 0.05rad. まで変化させて計算したせん断強度の計算値であり、この曲線と包絡線との交点が、限界変形 R_u の計算値に対応する。

実験結果の包絡線及び骨格曲線の計算値との交点は、部材角 $1/25\text{rad.} \sim 1/20\text{rad.}$ 程度であり、実験結果で耐力低下が確認された $1/20\text{rad.}$ を超える変形角を安全側に評価できた。

以上の結果により、高強度 RC 梁の限界変形角は、耐震性能評価指針に示される方法により評価が可能であることが確認できた。

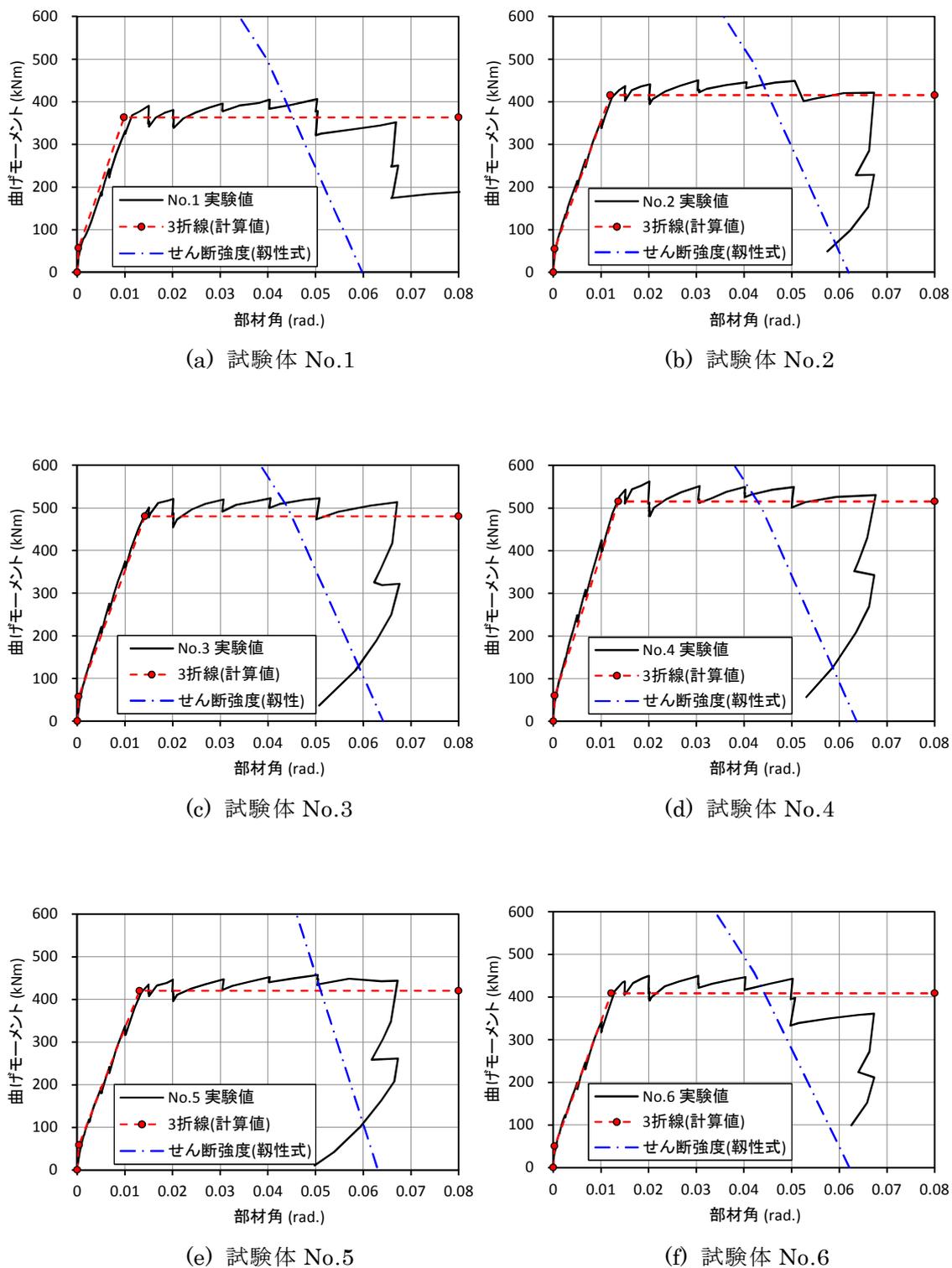


図 2.2.13 限界部材角の計算値と実験結果の比較

2.3 高強度材料を用いた RC 柱の実験

2.3.1 試験体概要

試験体は $b \times D = 300 \times 300$ (mm), せん断スパン比 1.67 の約 1/3 縮尺とし, コンクリートの設計基準強度は $F_c 150 \text{N/mm}^2$, 主筋種別は USD685, 帯筋種別は SPBD1275 とした。柱軸力は, 柱断面積にコンクリート設計基準強度 F_c を乗じた値の 0.3 倍に相当する一定軸力とした。

各試験体ともプレキャスト (以下 PCa) 化を考慮して, 柱脚部にはモルタル充填式の機械式継手を設け, 10mm の目地を設けた。かぶりコンクリートの剥落防止と靱性の向上を目的として, 試験体 HRPCC15 には鋼繊維 (径 0.16mm, 長さ 13mm) をコンクリートの体積比で 0.5% 混入した。また, 試験体 HRPCC16 は厚さ 6mm の鋼板 (SS400) 巻きとしてコンクリートをカバーした。試験体 HRPCC16 の鋼板は, 柱主筋継手のグラウト充填のために注入孔部分の鋼板が上部にスライドできるようになっており, 継手部のグラウト注入後に鋼板を所定の位置に合わせて隙間をグラウト材で充填した。

試験体詳細図を図 2.3.1 に, 試験体の諸元, 使用材料の試験結果を表 2.3.1, 表 2.3.2 にそれぞれ示す。

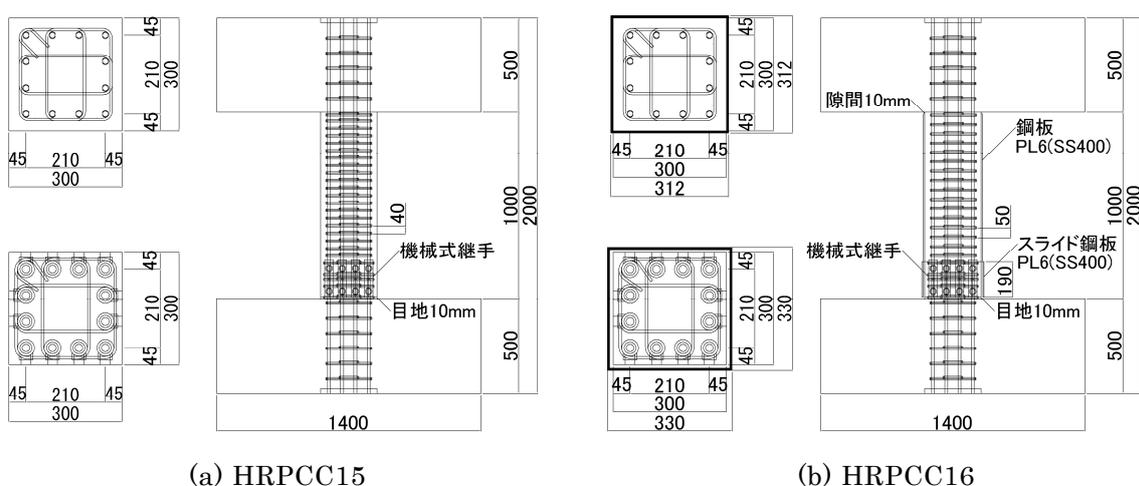


図 2.3.1 柱試験体詳細図

表 2.3.1 柱試験体諸元

試験体	HRPCC15	HRPCC16
B×D(mm)	300×300	
M/Qd	1.67	
F_c (N/mm ²)	150	150
主筋	12-D16(USD685) $p_g=2.65\%$	
帯筋	4-U6.4@40(SPBD1275) $p_w=1.07\%$	4-U6.4@50(SPBD1275) $p_w=0.85\%$
その他	鋼繊維 0.5%/vol 混入	PL-6(SS400)鋼板巻き

表 2.3.2 柱試験体材料試験結果

(a) コンクリート, グラウト

試験体	部位	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
HRPCC15	柱	4.76	158	6.78
	グラウト	4.70	191	4.85
HRPCC16	柱	4.70	165	6.50
	グラウト	4.77	173	3.89
	隙間グラウト	3.54	105	5.21

(b) 鉄筋, 鋼板

径, 板厚	鉄筋種別	ヤング係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D16(主筋)	USD685	1.79	720	924
U6.4(帯筋)	SBPD1275	1.80	1247*	1332
鋼板 PL-6	SS400	2.12	310	449

※0.2%オフセット耐力

2.3.2 加力方法，加力スケジュール

試験体の加力は建研式加力とし，一定軸力を載荷した後，柱頭部に水平力を加力した。試験体の加力装置を図 2.3.2 に示す。

加力の制御は柱の部材角で行い，加力スケジュールは多数回繰返し変形を模擬した載荷履歴を計画し， $1/800\text{rad.}$ を正負 1 回， $1/400$ ， $1/300\text{rad.}$ を正負 2 回， $1/200$ を正負各 10 回， $1/150$ を正負 2 回， $1/100$ ， $1/50\text{rad.}$ を正負 10 回， $1/33\text{rad.}$ を正負 2 回繰返した後，正方向に $1/20\text{rad.}$ まで載荷して実験を終了した。加力スケジュールを図 2.3.3 に示す。



図 2.3.2 加力装置

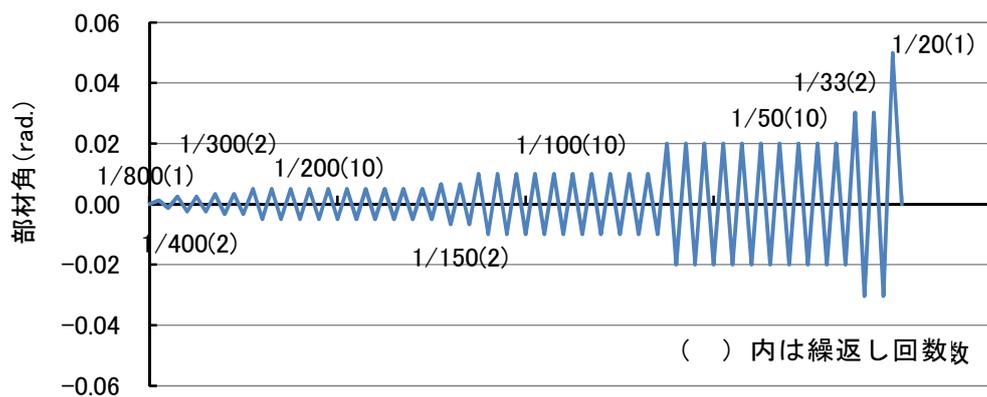


図 2.3.3 加力スケジュール

2.3.3 実験結果

試験体の最終状況を図 2.3.4 に示す。また、各試験体の柱端部曲げモーメントと部材角の関係を図 2.3.5 に示す。図中の端部曲げモーメントには、軸力の P- δ 効果による付加曲げモーメントを含んでいる。

試験体 HRPCC15 については、1/400rad.で端部コーナーのかぶりコンクリート部に縦ひび割れが生じ、1/300rad.で曲げひび割れが生じた。載荷の変形角が増すごとに端部コーナーのかぶりコンクリートの縦ひび割れは進展したものの、最終サイクルまでかぶりコンクリートが剥落するような激しい圧壊は見られなかった。1/150rad.でせん断ひび割れが生じた。1/100rad.で柱主筋が圧縮降伏し、1/50rad.で最大耐力となった。

試験体 HRPCC16 (鋼板巻き) については、1/100rad.で柱主筋が圧縮降伏したが、その後も荷重は徐々に上昇し、実験終了時の 1/20rad.まで荷重の低下は見られなかった。なお、1/50rad.で柱端部の鋼板に面外への膨らみが見られた。

鋼板巻きとした試験体 HRPCC16 は、実験終了時の変形まで耐力低下は見られず、柱に鋼板を巻くことで靱性の向上が見られた。高繊維を混入した試験体 HRPCC15 においても、最大耐力以降の耐力の低下の度合いは比較的小さく、実験終了時の変形 1/20rad.での荷重は最大荷重の 86%程度であった。また、図 2.3.5 中には、せん断補強筋及び鋼板によるコンクリートのコンファインド効果を NewRC 報告書⁷⁾に示された提案式により考慮した応力-ひずみ関係を用いて、平面保持を仮定した断面分割法により求めた曲げ終局耐力の計算値を示している。上記方法による曲げ終局強度の計算値は、概ね実験結果を評価できることが確認できた。

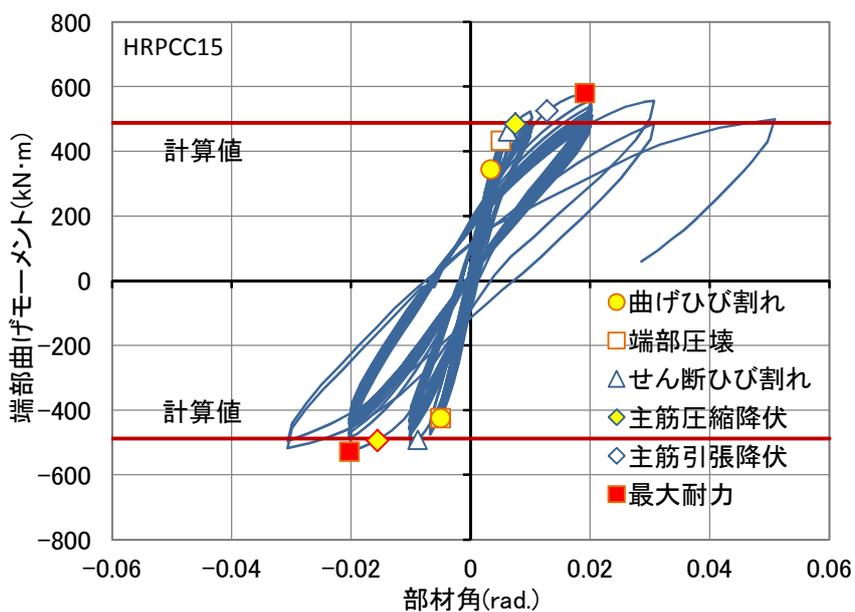


(a) HRPCC15

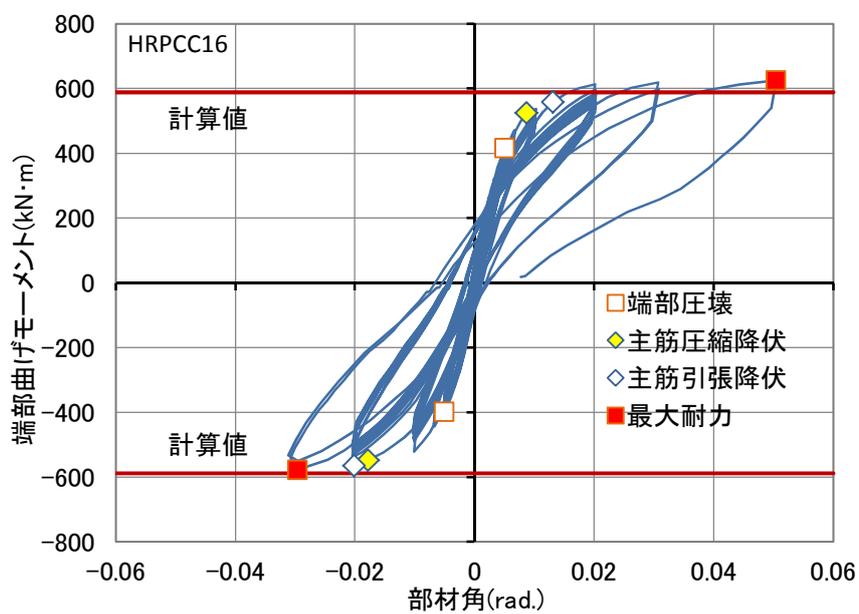


(b) HRPCC16

図 2.3.4 試験体最終状況



(a) HRPCC15



(b) HRPCC16

図 2.3.5 材端モーメントー部材角関係

2.3.4 実験結果の考察

図2.3.6は、正加力時における柱主筋のひずみ分布を柱材軸に沿って示したものである。図中には10回の繰返し載荷を実施した1/200rad., 1/100rad., 1/50rad.について、1サイクル目と10サイクル目のひずみを示している。1/200rad., 1/100rad.においては、多数回繰返し載荷によるひずみの顕著な変化は見られなかった。鉄筋降伏後の1/50rad.においては、繰返し載荷によりひずみが増大する部分も見られたが、減少する部分もあり、本実験の範囲では繰返し回数と鉄筋ひずみの相関性は確認できなかった。

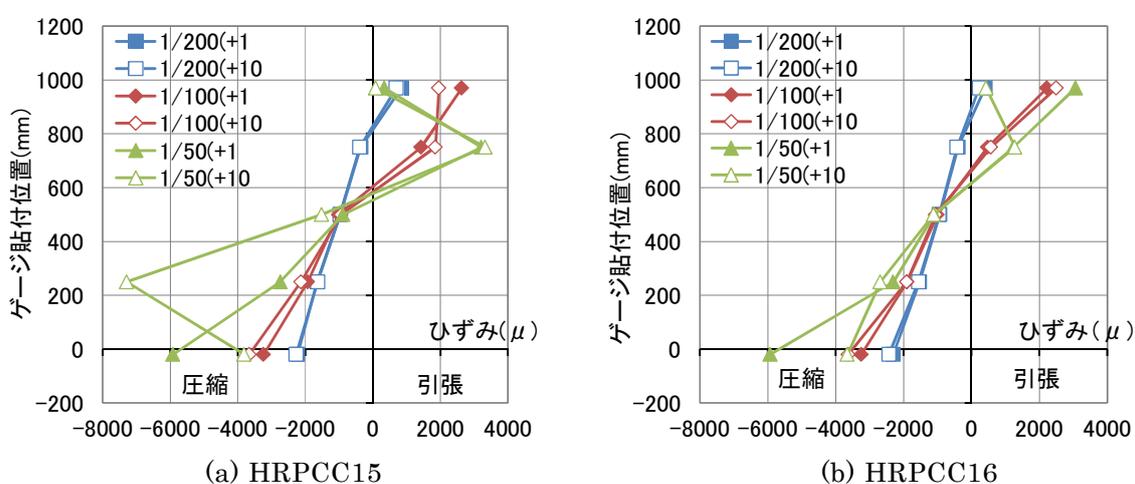


図 2.3.6 柱主筋ひずみ分布

荷重変形関係における各サイクルピーク荷重の繰返し載荷による劣化状況の推移を図2.3.7に、各変形の1サイクル目に対する同一変形における耐力の低下率を図2.3.8に示す。主筋が圧縮降伏する以前の1/200rad.では、HRPCC15, 16ともに繰返し載荷による耐力低下は僅かであり1サイクル目に対する10サイクル目の耐力低下は5%程度であった。

両試験体とも1/100rad.で主筋降伏が生じると耐力低下が増加し、1サイクル目に対する10サイクル目の耐力低下は、正サイクル側では7~8%程度、負サイクル側では15~17%程度であった。既往の高強度RC柱の実験において、正荷重時に比べ負荷重時の最大耐力が小さくなることが報告されており、その理由は、せん断ひび割れ面の平滑化により部材の一体性が損なわれることに起因するものと考えられる。

図2.3.9は、部材角1/100rad., 1/50rad.の繰返しサイクルにおける荷重0点での残留変

形を示したものである。繰返し荷重により残留変形が負側ヘシフトする傾向が見られ、非対称性が生じている。繰返し荷重による耐力低下が負側で大きくなる傾向は、前述の最大耐力の非対称性と同様な理由に起因しているものと考えられる。

1/50rad.の繰返し荷重においては、HRPCC15の耐力低下が79~83%程度であるのに対し、HRPCC16では87~90%程度と小さく、鋼板巻きは変形性能の向上とともに多数回繰返し荷重に対する耐力低下の抑制にも効果的であることが確認された。

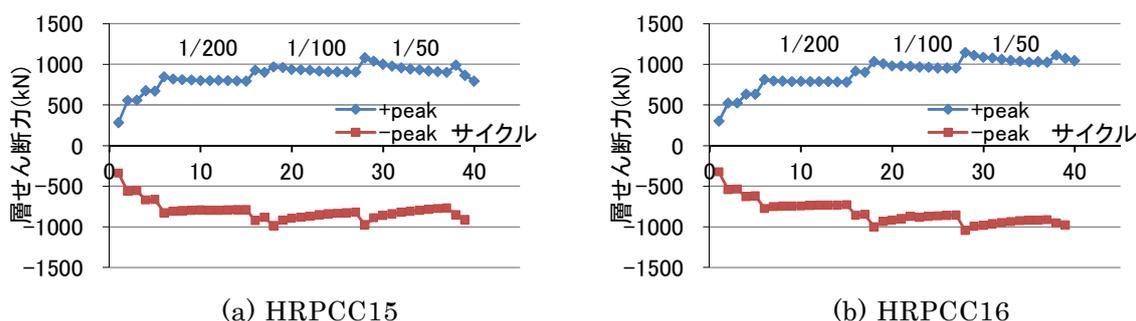


図 2.3.7 ピーク荷重の劣化状況

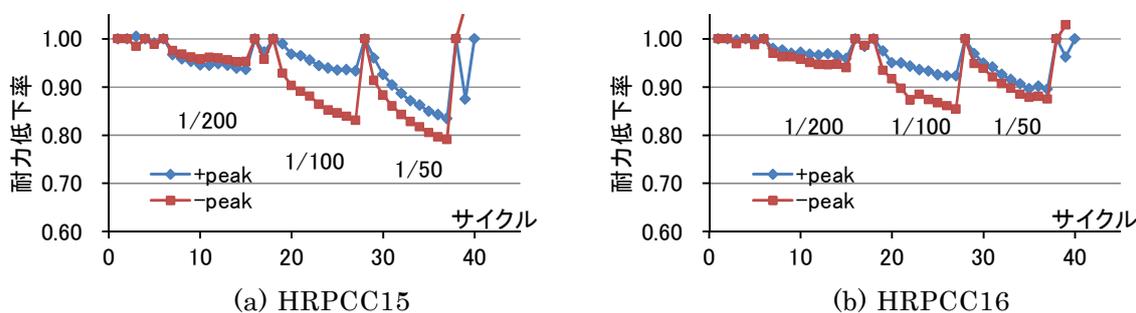


図 2.3.8 耐力低下率

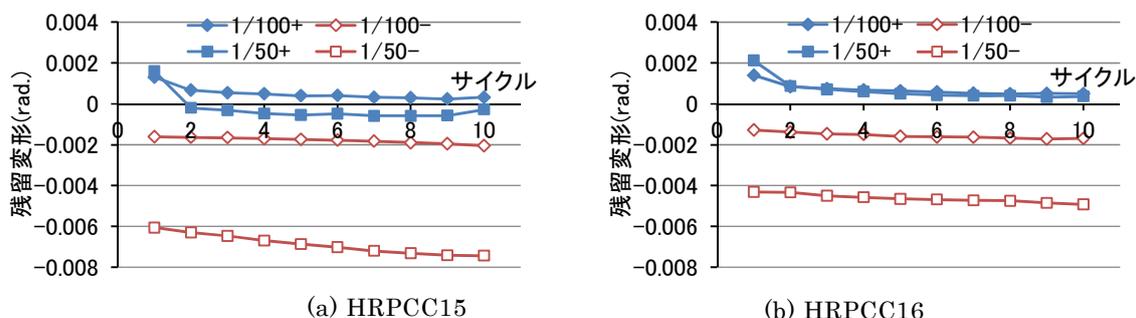


図 2.3.9 荷重 0 点における残留変形

荷重変形関係から求めた各試験体の等価粘性減衰定数の推移を図 2.3.10 に示す。等価粘性減衰定数の算出には、同一変形における繰返しサイクルも含め、各々のサイクル正加力ピーク時の荷重、変形による面積と 1 サイクルの履歴面積を用いた。等価粘性減衰定数は、試験体 HRPCC15 及び HRPCC16 とともに、1/200、1/100rad.で 5%程度、1/50rad.では 8%程度となった。また、同一変形での繰返し荷重による影響については、新しい変形領域を経験した後の 2 サイクル目以降では、等価粘性減衰定数の変化はほとんど見られなかった。

本実験に用いた高強度 RC 造柱試験体では、多数回繰返し荷重による履歴ループのスリップ性状は見られなかった。また、多数回繰返し荷重における耐力劣化による等価粘性減衰定数の低下も比較的小さかった。

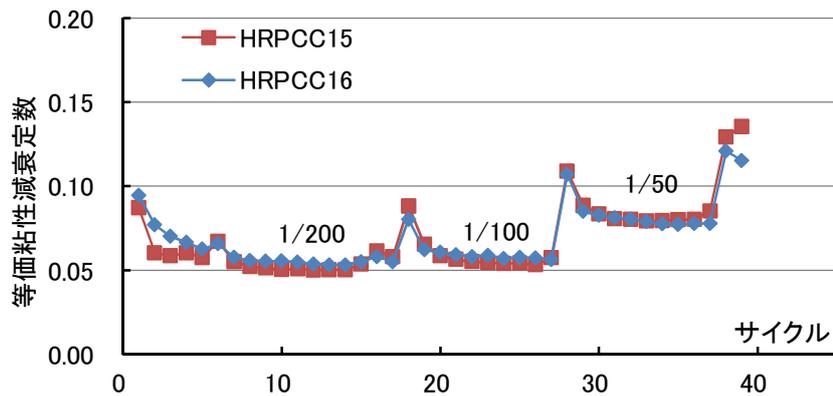


図 2.3.10 等価粘性減衰定数の推移

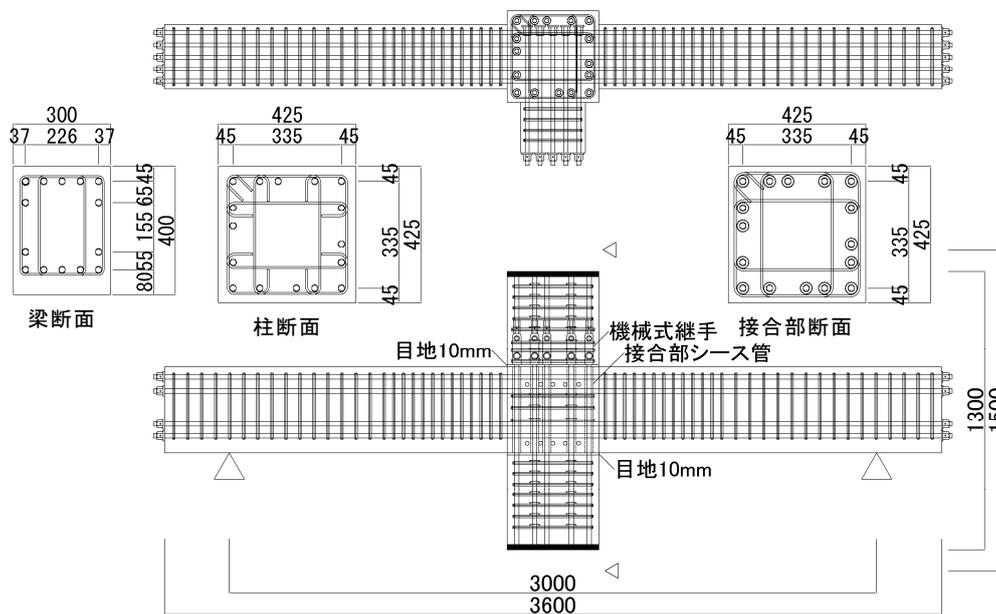
2.4 高強度材料を用いた RC 柱梁部分架構の実験

2.4.1 試験体概要

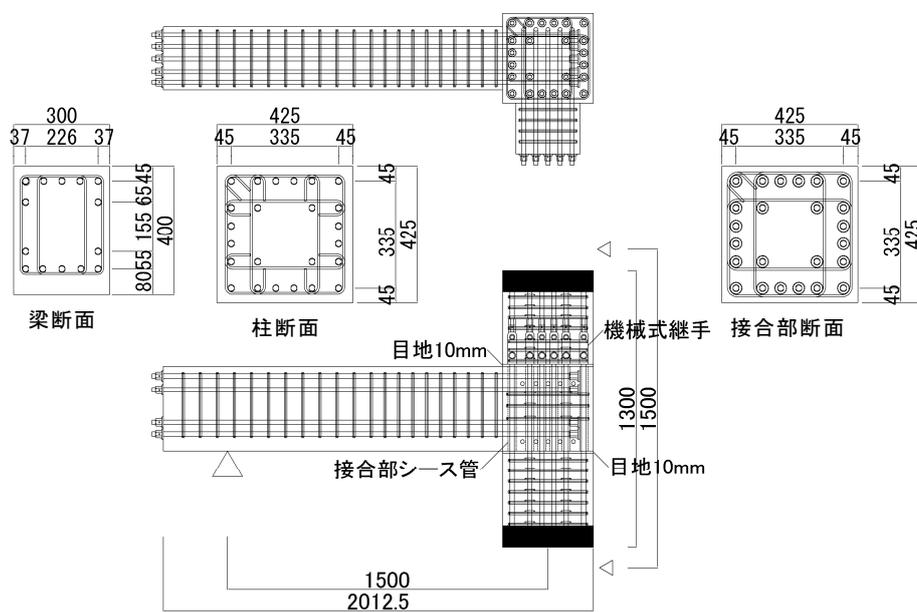
試験体は内柱部分架構を想定した十字型試験体（HRPC30）と外柱を想定したト型試験体（HRPCT7）の2体とした。試験体形状は、柱断面が $b \times D = 425 \times 425(\text{mm})$ 、せん断スパン比 1.76、梁断面が $b \times D = 300 \times 400(\text{mm})$ 、スパン 3000(mm)の約 1/2 縮尺であり、両試験体とも直交梁を設けた。コンクリートは柱及び接合部が設計基準強度 $F_c 150\text{N}/\text{mm}^2$ 、梁が $F_c 70\text{N}/\text{mm}^2$ とし、柱主筋の種別は USD685、梁主筋の種別は USD590、柱帯筋の種別は SPBD1275、梁あばら筋の種別は USD685 とした。十字型試験体は梁主筋を接合部内通し配筋、ト型試験体は接合部内に機械式定着とした。両試験体とも柱及び接合部コンクリートには体積比 0.5%相当の鋼繊維（径 0.16mm、長さ 13mm）を混入した。

試験体は、柱、梁、接合部の PCa 化を想定し、柱 PCa 及び梁・接合部一体 PCa を作成し組み立てた。柱主筋は接合部内に設けたシース管を貫通して柱脚部に設けたモルタル充填式の機械式継手により接合する。接合部内のシース管内にはグラウト材を充填し柱と梁・接合部を一体化した。

試験体詳細図を図 2.4.1 に、試験体の諸元、使用材料の試験結果を表 2.4.1、表 2.4.2 にそれぞれ示す。



(a) HRPC30



(b) HRPCT7

図 2.4.1 試験体詳細図

表 2.4.1 柱梁接合部試験体諸元

試験体	HRPC30	HRPCT7
柱断面 B×D(mm)	425×425	
柱・接合部 Fc(N/mm ²)	150(鋼繊維 0.5%/vol 混入)	
柱主筋	16-D19 (USD685)	24-D19 (USD685)
柱帯筋	4-U6.4@50 (SBPD1275)	
梁断面 B×D(mm)	300×400	
直交梁断面 B×D(mm)	300×400	
梁 Fc(N/mm ²)	70	
梁主筋	5+2-D19 (USD590)	
梁あばら筋	4-D5@45,65 (USD685)	4-D6@65,80 (USD685)
柱軸力	一定圧縮軸力(0.07σ _B)	一定引張軸力(0.5σ _y)
柱梁曲げ耐力比	2.59	1.92
接合部 せん断余裕度	1.85*	2.33*

* 接合部せん断強度は、「靱性保証型耐震設計指針・同解説」による

表 2.4.2 柱梁接合部試験体材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	部位	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
HRPC30	柱	4.77	168	7.28
	梁	3.76	76	4.31
	接合部グラウト	4.86	190	6.33
	柱グラウト	4.72	187	4.27
HRPCT7	柱	4.68	161	7.16
	梁	3.81	75	4.07
	接合部グラウト	4.92	187	4.53
	柱グラウト	4.76	194	5.42

(b) 鉄筋

径	鉄筋種別	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D19(柱主筋)	USD685	1.81	703	869
U6.4(帯筋)	SBPD1275	1.80	1247*	1332
D19(梁主筋)	USD590	1.91	654	823
D6(あばら筋)	USD685	1.83	714*	861

※0.2%オフセット耐力

2.4.2 加力方法, 加力スケジュール

試験体の加力装置を図 2.4.2 に示す。試験体の梁端部をピン・ローラー支持, 柱上下端部をピン支持とし, 柱上端部に水平力と鉛直軸力を載荷する。試験体 HRPC30 では, 柱断面にコンクリート設計基準強度 F_c を乗じた値の 0.07 倍の一定圧縮軸力を, 試験体 HRPCT7 は柱主筋全断面積に降伏強度を乗じた値の 0.5 倍の一定引張軸力を加えて水平載荷を行った。

加力の制御は層間変形角で行い, HRPC30 では $1/800\text{rad.}$ を正負 1 回, $1/400\text{rad.}$ を正負 2 回, HRPCT7 では $1/800, 1/400\text{rad.}$ を正負 1 回, $1/300\text{rad.}$ を正負 2 回, $1/200, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33\text{rad.}$ のサイクルを多数回繰返し加力として正負 10 回, 最後に $1/25, 1/20\text{rad.}$ を正負 2 回繰返した。加力スケジュールを図 2.4.3 に示す。

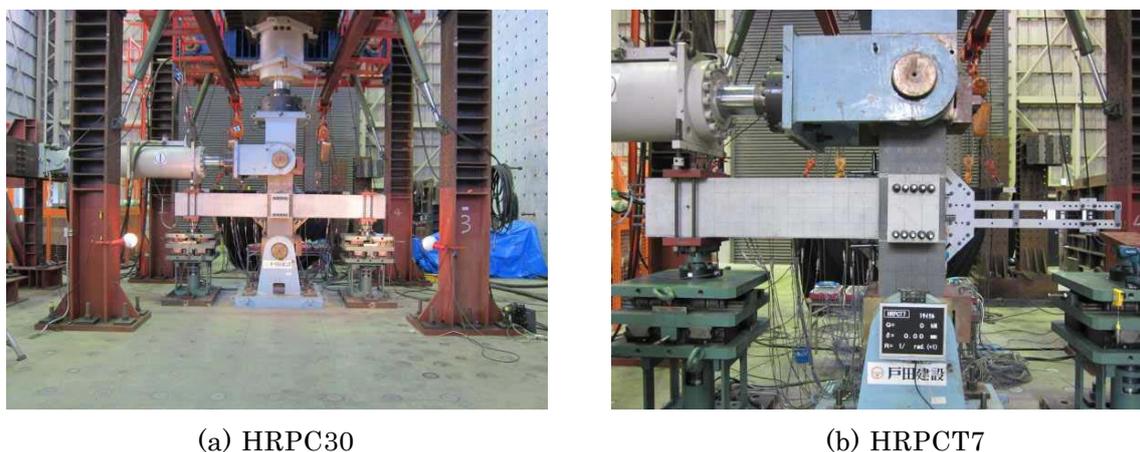


図 2.4.2 加力装置

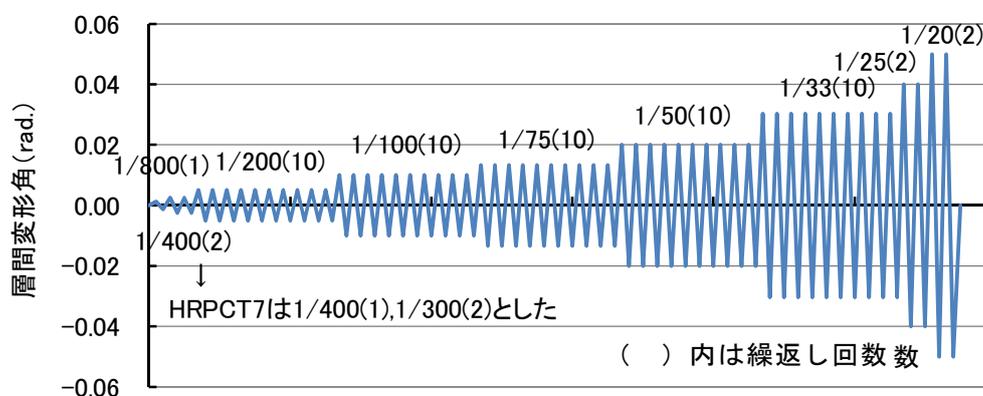


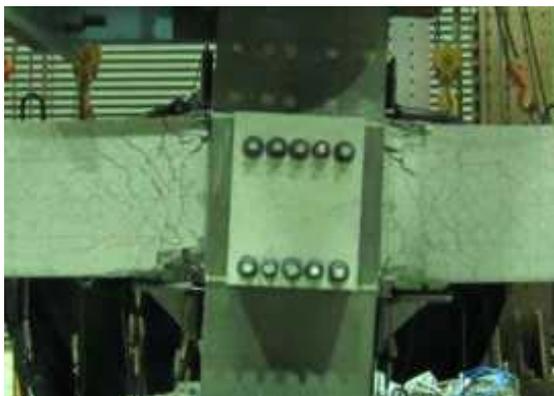
図 2.4.3 加力スケジュール

2.4.3 実験結果

各試験体の最終状況を図 2.4.4 に、各試験体の層せん断力－層間変形角関係を図 2.4.5 に示す。

試験体 HRPC30 では、 $1/800\text{rad}$.で梁に曲げひび割れが生じた。 $1/200\text{rad}$.で梁にせん断ひび割れが発生した。 $1/100\text{rad}$.で柱に曲げひび割れが生じ、 $1/75\text{rad}$.で梁主筋が降伏し、梁端部のかぶりコンクリートの圧壊が顕著になってきた。 $1/75$ から $1/50\text{rad}$.に向かう途中で最大耐力を示し、緩やかに耐力低下していった。

試験体 HRPCT7 では、 $1/800\text{rad}$.で梁に曲げひび割れが生じた。 $1/300\text{rad}$.で接合部側面に曲げひび割れが生じ、 $1/150\text{rad}$.で梁にせん断ひび割れが発生した。 $1/75\text{rad}$.で梁主筋が降伏し、 $1/50\text{rad}$.で梁端部かぶりコンクリートの圧壊が顕著になり、 $1/33\text{rad}$.で梁主筋に沿った付着割裂ひび割れが生じた。 $1/20\text{rad}$.で梁端部下側のかぶりコンクリートが剥落し、耐力が低下した。

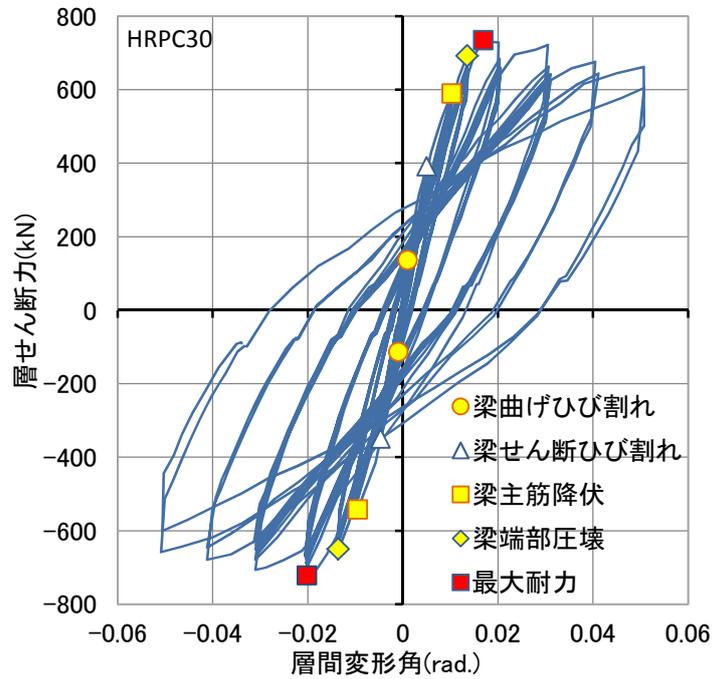


(a) HRPC30

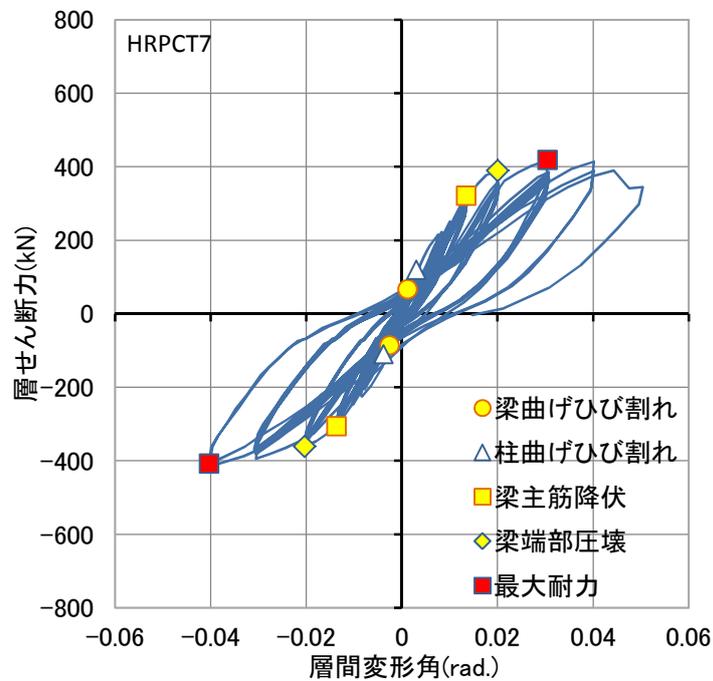


(b) HRPCT7

図 2.4.4 試験体最終状況



(a) HRPC30



(b) HRPCT7

図 2.4.5 層せん断力－層間変形角関係

2.4.4 実験結果の考察

荷重変形関係における各サイクルピーク荷重の繰返し荷重による劣化状況の推移を図 2.4.6 に、各変形の 1 サイクル目に対する同一変形における耐力の低下率を図 2.4.7 示す。

試験体 HRPCT7 の 1/200rad., 1/50rad.において荷重が不安定となっている部分が一部見られる。これは、柱に引張軸力を作用させたため、柱下部支承と反力床間にすべりが生じ、一時的に水平力が低下したため、結果の分析から除外するものとした。

HRPC30, HRPCT7 とともに梁主筋の降伏が生じる 1/75rad.までは、繰返し荷重による耐力低下は小さく、1 サイクル目に対する 10 サイクル目の耐力低下は、HRPC30 で 93~95%程度、HRPCT7 では荷重が不安定な部分 (1/200rad.) を除けば 94~96%程度であった。梁主筋の降伏後 1/50rad., 1/33rad.に達すると、耐力低下が徐々に大きくなり、1 サイクル目に対する 10 サイクル目の耐力低下は、HRPC30 では 86~92%程度、HRPCT7 では 86~94%程度であった。

また、HRPCT7 における 1/50rad.以降の耐力低下が負加力時に比べ正加力時に大きく、その差が顕著となっている。この要因は、梁主筋のかぶり厚が下端筋の方が大きく、下端圧縮となる正加力時には、繰返し荷重による梁端部圧壊の進展による梁有効せいの減少が、上端圧縮となる負加力時に比べて大きかったためと考えられる。

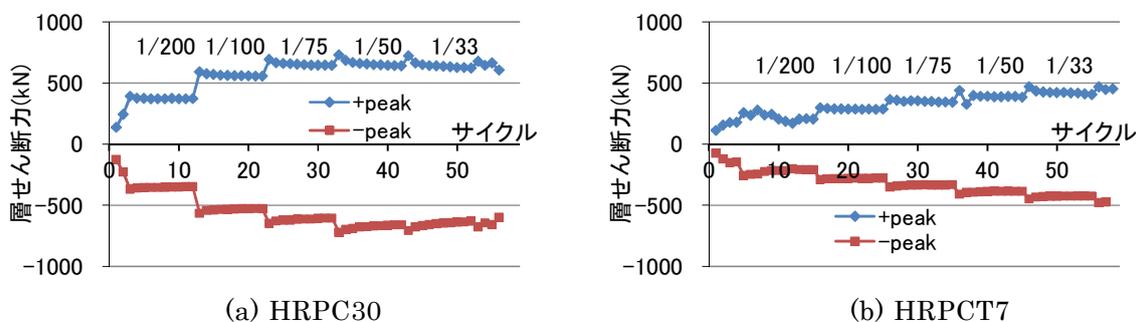


図 2.4.6 ピーク荷重の劣化状況

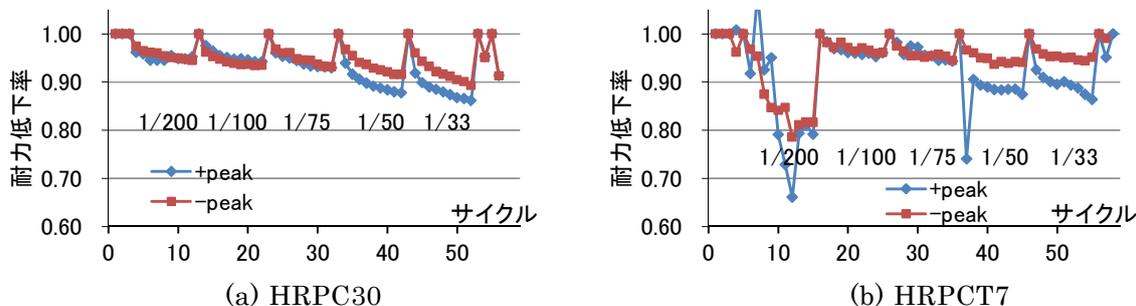


図 2.4.7 耐力低下率

図 2.4.8 は、荷重変形関係から求めた各試験体の等価粘性減衰定数の推移を示したものである。両試験体とも層間変形角 $1/75$ までは、1 サイクル目から 2 サイクル目で等価粘性減衰定数の低下は見られたが、その割合は小さい。梁主筋降伏以降の $1/50\text{rad.}$ 、 $1/33\text{rad.}$ では、1 サイクル目から 2~4 サイクル目程度までの低下の度合いが大きくなる傾向が見られた。また、いずれの変形においても 3, 4 サイクル目以降は、同一変形での繰返し荷重による等価粘性減衰定数の低下は小さかった。

等価粘性減衰定数は、HRPC30 では梁主筋の降伏が生じる $1/75\text{rad.}$ までは 5%程度、降伏が進展する $1/50\text{rad.}$ で 8%程度、 $1/33\text{rad.}$ で 13%程度に収束している。また、HRPCT7 では梁主筋降伏後の $1/50\text{rad.}$ まで 4~5%程度、 $1/33\text{rad.}$ においても 9%程度と比較的小さい値を示した。この要因は、HRPCT7 では柱に一定引張軸力を作用させて水平加力を行ったため、柱の履歴吸収エネルギーが低下したことに起因していると考えられる。

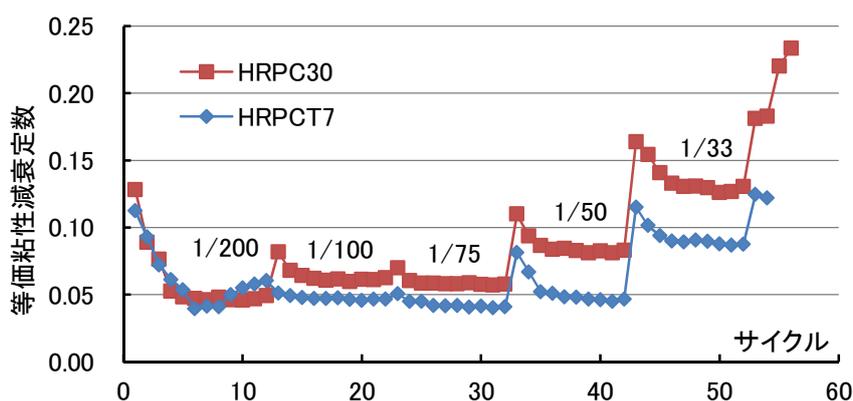


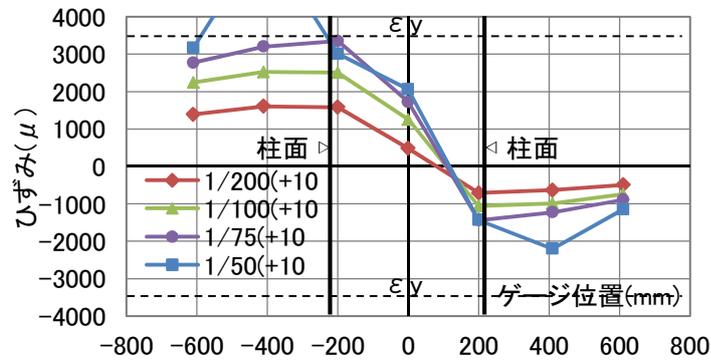
図 2.4.8 等価粘性減衰定数の推移

図 2.4.9 に試験体 HRPC30 の接合部内梁主筋のひずみ分布を示す。この図より接合部内にはひずみ勾配が残っていることから、接合部内梁主筋の付着性状は良好であり、梁主筋降伏後の $1/75\text{rad.}$ 程度まで顕著な劣化が生じていないことが分かる。

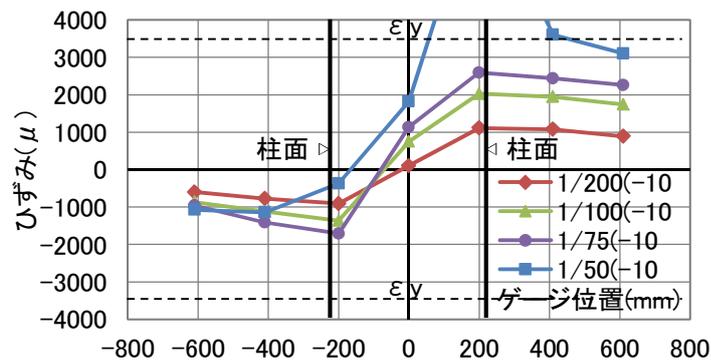
高強度 RC 骨組では、柱の強度が主に軸力に依存して決定され、梁主筋の径や強度に対して相対的に高くなる。このため柱梁接合部内に通し配筋される梁主筋の付着性状は比較的的良好となる。本実験において、多数回繰返し荷重による耐力劣化やスリップ性状による等価粘性減衰定数の減少が顕著に見られなかった要因の一つとして、高強度 RC 骨組では接合部内の梁主筋付着性状の顕著な劣化が生じないことが考えられる。

本実験に用いた高強度 RC 造接合部試験体では、履歴ループにおける多数回繰返し荷重

によるスリップ性状の進展は顕著には見られなかった。また、繰返し载荷による耐力劣化や等価粘性減衰定数の低下は顕著には見られなかった。



(a)正加力時



(b)負加力時

図 2.4.9 梁主筋(上端 1 段筋)のひずみ分布

2.5 まとめ

高強度材料を用いた RC 部材の多数回繰返し載荷時における構造性能の把握を目的として、高強度 RC 梁、高強度 RC 柱、高強度 RC 梁柱部分架構の構造実験を実施し、多数回繰返し載荷の影響による剛性や耐力、エネルギー吸収能力など復元力特性の変化について考察した。また、梁主筋に SD590, SD685 を用いた高強度 RC 梁の骨格曲線の評価について検討を行った。

本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 高強度 RC 梁実験の荷重変形関係では、主筋強度の増加に伴い曲げ耐力とともに降伏変形が増大した。この特性は、超高層 RC 住宅における部材の損傷を制御する上で有用である。
- (2) 高強度 RC 梁実験では、多数回繰返し載荷による同一変形での 1 サイクル目に対する 10 サイクル目の耐力低下は、主筋降伏以前では 5~7%程度、主筋降伏後では 10~14%程度であり、耐力低下の度合いは主筋の降伏に伴い増大する傾向が見られた。
- (3) 高強度 RC 梁実験から得られた等価粘性減衰定数 h_{eq} は、主筋降伏以前の 1/100rad. までは、多数回繰返し載荷による低下は小さい。主筋降伏後の 1/50rad.における h_{eq} は、主筋強度による差が見られ、主筋強度が低い方が大きかった。これは、降伏変形が小さく塑性率が大きいことに起因すると考えられる。ただし、繰返し載荷による h_{eq} の低下の度合いに顕著差異は見られなかった。
- (4) 高強度 RC 梁の曲げ降伏強度は、平面保持の仮定による算定方法により評価が可能である。
- (5) 菅野式による降伏点剛性低下率 α'_y を用いた骨格曲線は、高強度鉄筋 SD590, SD685 を用いた本実験結果の降伏変形を過小評価した。菅野式の鉄筋に関する項に係数を乗じて補正を行った修正式による降伏点剛性低下率 α'_y を用いることにより、本梁実験結果の骨格曲線を評価できた。
- (6) 高強度 RC 梁の曲げ降伏後のせん断破壊により耐力低下が生じる限界変形角は、耐震性能評価指針に示された方法により、実験結果を安全側に評価できた。

- (7) 高強度 RC 柱実験では、荷重－変形関係において多数回繰返しによるスリップ性状は見られなかった。繰返しによる耐力低下は鉄筋降伏以前では小さく、鉄筋降伏により増大する傾向が見られた。
- (8) 高強度 RC 柱の曲げ終局耐力は、NewRC 報告書の提案式によりコンクリートのコンファインド効果を考慮した応力－ひずみ関係を用い、平面保持を仮定した断面分割法により概ね評価できた。
- (9) 高強度 RC 柱実験では、主筋が降伏する以前の変形では、繰返し荷重による耐力の低下は小さく、主筋降伏後に耐力低下の割合が増加した。
- (10) 高強度 RC 柱実験では、繰返し荷重による等価粘性減衰定数の減少は小さく、同一変形における 2 サイクル目以降では、顕著に見られなかった。
- (11) 高強度 RC 柱実験では、柱の鋼板巻きが変形性能の向上、多数回繰返し荷重による耐力低下の抑制に効果があった。
- (12) 高強度 RC 柱梁部分架構実験では、荷重－変形関係において、多数回繰返し荷重による耐力低下は、鉄筋降伏後に増加する傾向が見られたが、低下の度合いは比較的小さかった。
- (13) 高強度 RC 柱梁部分架構実験では、同一変形での繰返し荷重による等価粘性減衰定数の低下は小さかった。その要因として本実験では、柱梁接合部における梁主筋の付着性状が良好であったことが考えられる。

【第2章 参考文献】

- 1) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究，東京大学学位論文，1970.12.
- 2) 永井覚，小谷俊介，青山博之：高強度鉄筋コンクリートを用いた RC 梁部材の復元力特性に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.81-84，1992.
- 3) 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.
- 4) 傳野悟史，菊田繁美，濱田聡，竹中啓之：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.307-312，2001.
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.
- 7) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 高強度鉄筋分科会報告書，（財）国土開発技術研究センター，1993年3月.

第3章 多数回繰返し载荷を受ける超高層 鉄筋コンクリートフレーム構造の地震応答

- 3.1 はじめに
- 3.2 履歴モデルの検討
 - 3.2.1 履歴モデルの概要
 - 3.2.2 履歴モデルと実験結果の比較
- 3.3 解析概要
 - 3.3.1 解析対象建築物
 - 3.3.2 解析モデル
 - 3.3.3 解析ケース
- 3.4 履歴モデルと繰返し回数の影響
 - 3.4.1 層間変形角
 - 3.4.2 層の変形の時刻歴
 - 3.4.3 層間変位の変動
- 3.5 入力地震動の影響
 - 3.5.1 層間変形角
 - 3.5.2 梁の塑性状況の変動
- 3.6 耐震設計法に関する考察
 - 3.6.1 終局限界変形と梁の変形
 - 3.6.2 部材の保証設計変形
- 3.7 多数回繰返し载荷に対する制振補強効果の検討
 - 3.7.1 層間変形角の低減効果
 - 3.7.2 残留変形の低減効果
- 3.8 履歴特性パラメータの変化が応答値に与える影響
 - 3.8.1 解析モデルの概要
 - 3.8.2 入力地震動
 - 3.8.3 地震応答解析結果
- 3.9 まとめ

【第3章 参考文献】

第3章 多数回繰返し载荷を受ける超高層鉄筋コンクリートフレーム構造の地震応答

3.1 はじめに

近年、長周期地震動に関する調査・研究が進められ、東海・東南海・南海地震により東京、名古屋、大阪等の大都市部において発生を想定した長周期地震動が提案されている。

長周期地震動の特徴は、長周期帯（数秒～十数秒）における大きなエネルギーと非常に長い継続時間である。このような地震動に対して固有周期の長い超高層建築物では、多数回にわたる大きな揺れが繰返し生じる可能性がある。

これまで設計に用いられてきた検討用地震動には、過去に観測された地震記録に基づいて設定された地震動が多く、部材の塑性域において想定される繰返し回数は数回程度であるものが大部分である。通常、鉄筋コンクリート（以下 RC）造建築物の設計における地震応答解析で用いられている骨組の復元力特性モデルには、多数回の繰返し载荷によるスリップ性状の変化や耐力劣化などエネルギー吸収性能の劣化はほとんど考慮されていない。しかし、前述のような特性を持つ長周期地震動では、塑性域での繰返し载荷による復元力特性の変化が、建築物の応答性状へ与える影響を無視できなくなることが危惧される。

このような背景のもと、超高層 RC 住宅を対象とした多数回の繰返し载荷を受ける RC 部材の復元力特性の把握を目的とした実験が行われるようになり、鈴木ら¹⁾や斉藤ら²⁾は、多数回繰返し载荷によるスリップ性状の変化や耐力劣化を考慮した復元力特性を表す履歴モデルを提案し、それらを用いて多数回繰返し载荷の影響が超高層建築物の応答値に与える影響について検討を行った。

しかし、これら既往の研究における比較検討の対象建築物は限定された建築物であり、また繰返し载荷によるスリップ性状や耐力劣化の影響については、主に最大変形に関する比較に限られている。上記のように、骨組特性の異なる既存の超高層 RC 造住宅を対象として、繰返し载荷による復元力特性の変化が超高層 RC 造住宅の応答性状に与える影響や耐震設計法に関する研究は、ほとんど行われていないのが現状である。

そこで本研究では、多数回繰返し载荷による復元力特性の変化が、超高層 RC 造住宅の応答性状に与える影響を把握することを目的とし、時刻歴地震応答解析による応答値について検討する。

本章では、まず多数回繰返し荷を行った実験結果と繰返しによる復元力特性の変化を考慮した既往の提案モデルの比較を行い、復元力特性を決定するパラメータ設定値と実験結果との対応について検討する。上記の復元力特性モデルとこれまでの設計に用いられている復元力特性モデルを用いて、設計年代が異なり階数、スパン長、使用材料等骨組の性状に差異のある複数の既存超高層 RC 造住宅を対象とした解析モデルによる地震応答解析結果の比較を行い、多数回繰返し荷による RC 部材の特性変化が、建築物の応答性状に与える影響を検討する。その影響に対する超高層 RC 造建築物の耐震設計上考慮すべき項目について考察するとともに、多数回繰返し荷による部材特性の変化による応答値の影響に対し、制振部材による耐震補強を行い、その補強効果を評価する。また、パラメータの設定値が応答値に与える影響について、地震応答解析結果により考察する。

3.2 履歴モデルの検討

本節では、多数回繰返し载荷を行った既往の RC 梁実験、2章に示した高強度 RC 梁実験及び高強度 RC 柱梁部分架構実験の結果と、通常的设计に用いられている履歴モデル、多数回繰返し载荷によるスリップ性状や耐力劣化などの特性変化を考慮した履歴モデルによる解析結果との比較を行い、その対応について検討する。

3.2.1 履歴モデルの概要

検討に用いる履歴モデルは、多数回繰返し载荷によるスリップ性状や耐力の劣化などの履歴特性の変化を考慮しないモデルとして、RC 造建築物の曲げ系の履歴特性に通常用いられている武田モデル³⁾ (以下 Takeda モデル) を、繰返し载荷によるスリップ性状や耐力の劣化などの履歴特性の変化を考慮したモデルとして、斉藤らの提案するモデル²⁾ (以下 Saito-Slip モデル) を用いる。

Takeda モデルの履歴則を図 3.2.1 に示す。Takeda モデルにおいて、式(3.2.1)で定義される除荷剛性の低下指数 γ' は、本検討では 0.50 とした。

$$K_d = \frac{Q_y - Q_c}{\delta_y - \delta_c} \left| \frac{\delta_{\max}^{\pm}}{\delta_y} \right|^{-\gamma'} \quad (3.2.1)$$

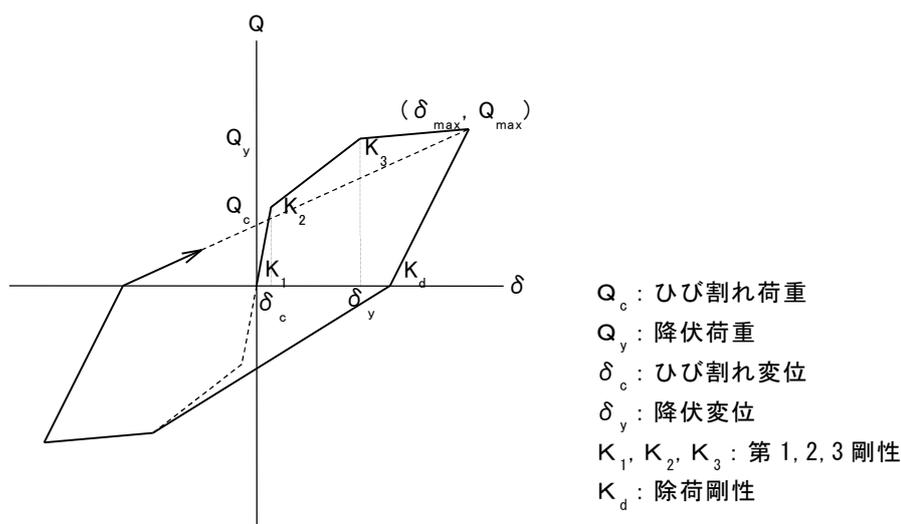


図 3.2.1 Takeda モデルの履歴則³⁾

Saito-Slip モデルの履歴則を図 3.2.2 に示す。Saito-Slip モデルは、式(3.2.2)、式(3.2.3)、式(3.2.4)で表される降伏後剛性 (k_y)、戻り剛性 (k_r)、荷重反転後のスリップ剛性 (k_s) から規定される。定振幅の繰返し荷で耐力が劣化する性状は、荷重反転後に指向する最大点の変位 ϕ'_m を塑性率に応じて移動することにより表現している (式(3.2.5))。また、変形が進んだ後の圧縮側コンクリートの圧壊や曲げ降伏後のせん断破壊等によるスケルトンカーブの耐力低下を表現するために、繰返し後の目標点を式(3.2.6)で定義される負勾配のスケルトンカーブに沿って低下させている。

Saito-Slip モデルの履歴特性を決定する、戻り剛性 k_r を決定するパラメータが α 、荷重反転後のスリップ剛性 k_s を決定するパラメータが β 、荷重反転後に指向する最大点の変位 ϕ'_m を決定するパラメータが γ である。

$$k_y = 0.01 \cdot \left(\frac{M_y}{\phi_y} \right) \quad (3.2.2)$$

$$k_r = \left(\frac{M_y}{\phi_y} \right) \cdot \left| \frac{\phi_y}{\phi_m} \right|^\alpha \quad (3.2.3)$$

$$k_s = \left(\frac{M_m}{\phi_m - \phi_x} \right) \cdot \left| \frac{\phi_y}{\phi_m} \right|^\beta \quad (3.2.4)$$

$$\phi'_m = \left(1 + \gamma \cdot \left| \frac{n \phi_y}{n \phi_m} \right| \right) \cdot \phi_m \quad (3.2.5)$$

$$k_u = \xi \cdot \left(\frac{M_y}{\phi_y} \right) \quad (3.2.6)$$

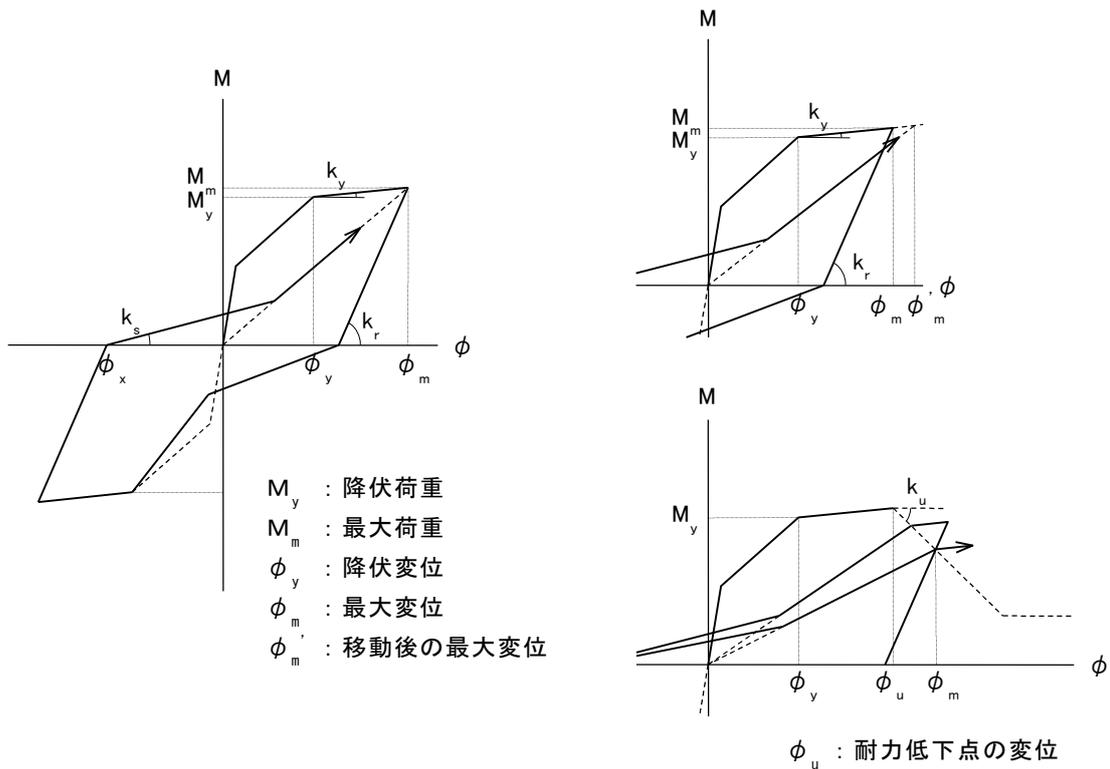


図 3.2.2 Saito-Slip モデルの履歴則²⁾

3.2.2 履歴モデルと実験結果の比較

(1) 既往の RC 梁実験結果と履歴モデルの比較

既往の多数回繰返し荷重を行った実験結果の荷重-変形関係との比較により、多数回繰返し荷重による復元力特性の変化を考慮した Saito-Slip モデルの履歴特性を決定するパラメータの設定値について検討を行う。また、比較検討では、多数回繰返し荷重の影響による特性変化を考慮しないモデルとして、RC 造建築物の履歴特性に通常用いられている Takeda モデルも合わせて用いる。

解析モデルとの比較検討に用いる既往の試験体は、石橋、斎藤らによって実施された梁試験体の多数回繰返し荷重実験⁴⁾の中から試験体 B3L 及び B4L を選定した。使用材料は、コンクリート強度が $F_c 42 \text{ N/mm}^2$ 程度 ($\sigma_B : 54.0 \sim 62.6 \text{ N/mm}^2$)、主筋種別が SD490 である。断面形状は、両試験体とも $b \times D = 275 \times 450 \text{ (mm)}$ で、梁主筋は B3L が上端 6-D19、下端 4-D19、B4L が上下端とも 6-D19 である。せん断補強筋は、いずれの試験体も高強度せん断補強筋を使用し、4-D6@75 (USD685N/mm² 級) である。

図 3.2.3 に梁試験体 B3L と B4L の荷重－変形関係を変形角 1/50rad.までの範囲について示す。

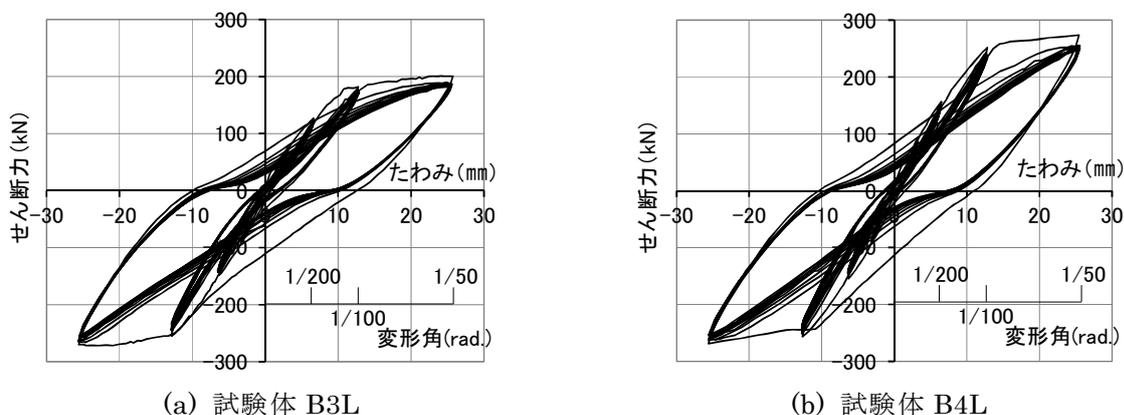


図 3.2.3 試験体の荷重－変形関係 (1/50 rad.まで)

実験結果では、変形角 1/100rad.まで弾性的な挙動を示すため、履歴モデルによる差異が小さくなると考えられる。多数回繰返し荷重による特性変動は、鉄筋の降伏後に顕著になる傾向があると考えられるため、ここでは設計に用いる実用的な範囲 1/100rad.を超える領域として、1/50rad.の履歴ループを対象に検討を行うこととした。

また、エネルギー吸収量、等価粘性減衰定数を比較するループは、同一サイクルでの 10 回の繰返しの平均的な数値を示すと考えられる 5 サイクル目とした。

Saito-Slip モデルの履歴特性を決定するパラメータ α 、 β 、 γ については、パラメータの変化が履歴性状やエネルギー吸収に与える影響の把握と実験結果との対応の検討を目的として、パラメータの差異による影響が履歴特性に表れるように、以下の 3 ケースを設定した。

(a) 設定ケース 1 (Saito-Slip1)

ケース 1 は、斉藤らが行った柱梁接合部実験 (試験体 J2) の結果に基づき設定した数値²⁾

$$\alpha = 0.5, \quad \beta = 0.7, \quad \gamma = 0.02$$

(b) 設定ケース 2 (Saito-Slip2)

戻り剛性が影響すると考えられる残留変形（荷重 0 点）と荷重反転後のスリップ剛性を実験結果に適合させるように設定した数値

$$\alpha = 0.4, \quad \beta = 0.4, \quad \gamma = 0.02$$

(c) 設定ケース 3 (Saito-Slip3)

1 サイクルのエネルギー吸収量，等価粘性減衰定数を実験値に適合するように設定した数値

$$\alpha = 0.1, \quad \beta = 0.3, \quad \gamma = 0.02$$

なお，繰返し荷荷による耐力劣化を決定するパラメータ γ については，いずれのケースにおいても齊藤ら²⁾の数値 0.02 を用いることとした。また，スケルトンカーブの耐力低下 k_u については，実験結果の荷重－変形関係において顕著な耐力低下が見られないことから考慮しないものとした。なお，解析に用いる骨格曲線については，文献³⁾を参考に，実験結果に適合するように設定した。

変形角 1/50rad.の実験結果における 5 サイクル目の荷重－変形関係と Takeda モデル，Saito-Slip モデル 3 ケースの比較を，試験体 B3L，B4L についてそれぞれ図 3.2.4，3.2.5 に示す。また，同サイクルにおける実験結果と解析結果の等価粘性減衰定数とエネルギー吸収量の比較を表 3.2.1 示す。

表 3.2.1 等価粘性減衰定数，エネルギー吸収量の比較

試験体	等価粘性減衰定数		エネルギー吸収量 (kN・mm)	
	B3L	B4L	B3L	B4L
実験	0.18	0.15	5452	5980
Takeda	0.17	0.12	5276	5163
Saito-Slip1	0.09	0.06	2793	2670
Saito-Slip2	0.11	0.08	3616	3442
Saito-Slip3	0.17	0.12	5257	5101

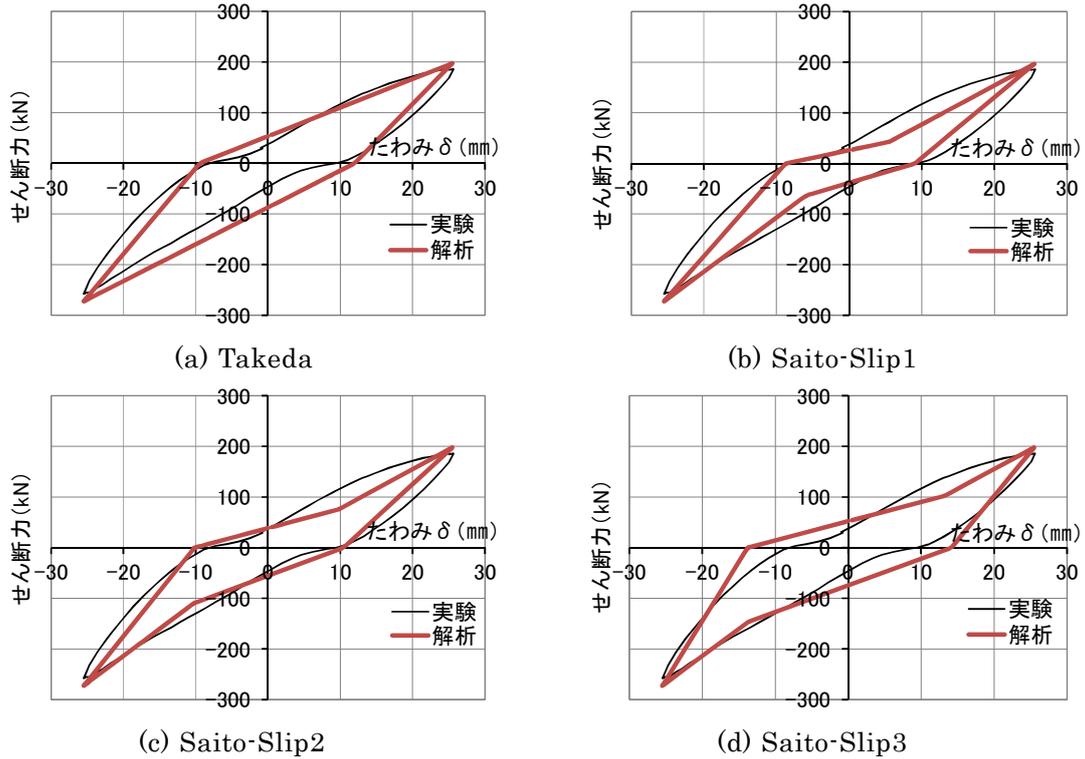


図 3.2.4 実験結果と履歴モデルの比較 (試験体 B3L, 1/50rad., 5 サイクル目)

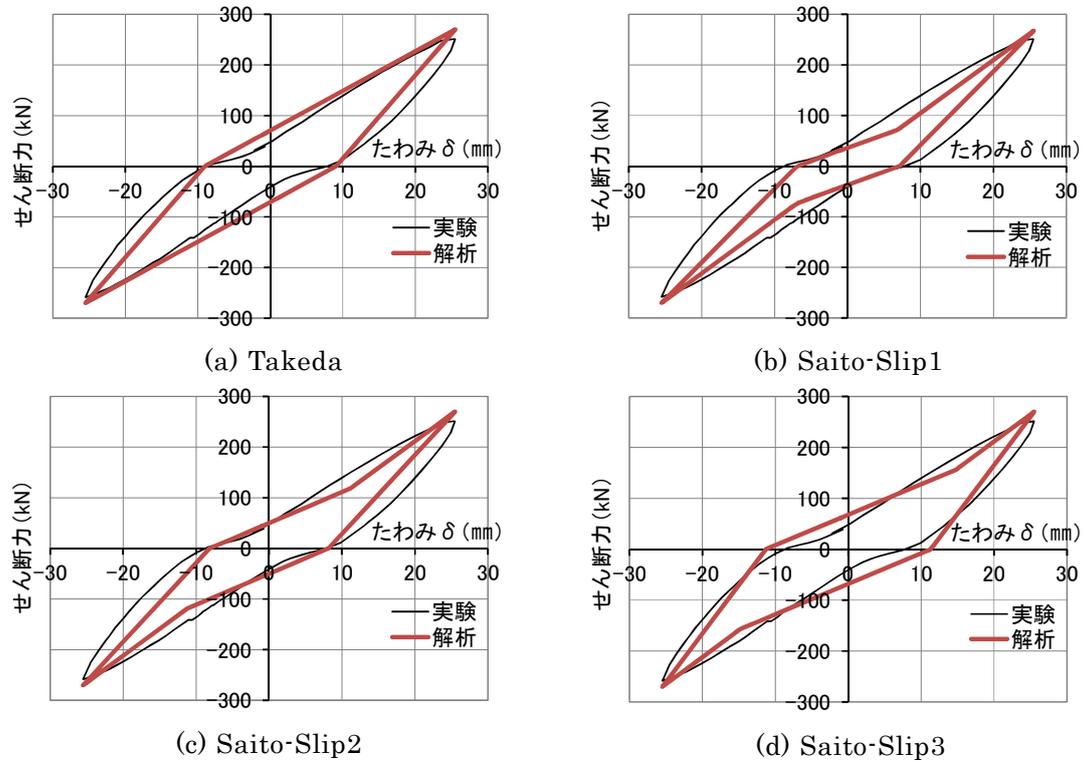


図 3.2.5 実験結果と履歴モデルの比較 (試験体 B4L, 1/50rad., 5 サイクル目)

変形角 $1/50\text{rad}$.における実験値と各履歴モデルの比較において、繰返し荷によるスリップ剛性を考慮しない Takeda モデルでは、荷重反転後の剛性が実験値よりも大きくなるが、等価粘性減衰定数、エネルギー吸収量の適合性は比較的良い結果となった。

Saito-Slip モデルにおいて、斉藤らの論文に示された α 、 β の数値を用いた設定ケース 1 (Saito-Slip1) の場合、梁試験体 B3L, B4L の実験結果に対しては、荷重 0 点における残留変形の適合は良いが、荷重反転後のスリップ剛性をやや過小評価しており、等価粘性減衰定数、エネルギー吸収量が実験値に比べて小さくなった。

荷重 0 点の残留変形と荷重反転後のスリップ剛性を適合させるように α 、 β の数値を設定した設定ケース 2 (Saito-Slip2) は、荷重変形関係における剛性の変化を適正に表現できているが、戻り勾配及びスリップ後の立ち上り部分で実験結果の荷重-変形曲線の膨らみの内側を進行しているため、等価粘性減衰定数、エネルギー吸収量を安全側に評価する傾向がある。

等価粘性減衰定数、エネルギー吸収量を実験値に適合させた設定ケース 3 (Sito-Slip3) では、Takeda モデルと同様に、荷重 0 点の残留変形、荷重反転後のスリップ剛性を大きめに評価する傾向がある。

(2) 高強度 RC 梁実験結果と履歴モデルの比較

ここでは、第 2 章 2.2 節に示した高強度 RC 梁の実験結果と履歴モデルの比較を行う。

解析モデルとの比較検討に用いる試験体は、主筋強度の異なる試験体 No.1 (SD490)、No.2 (SD590)、No.3 (SD685) とした。コンクリート強度は $F_c60\text{ N/mm}^2$ 程度 ($\sigma_B: 64.9 \sim 65.5\text{ N/mm}^2$)、断面形状は、全試験体共通で $b \times D = 350 \times 425\text{ (mm)}$ 、主筋量は上下端とも 7-D19 である。せん断補強筋は、全試験体共通で 4-D6@75 ($USD685\text{ N/mm}^2$ 級) である。

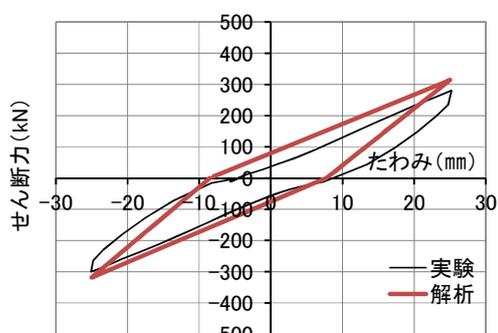
No.1~No.3 の実験結果では、既往の実験試験体 B3L, B4L と同様、変形角 $1/100\text{rad}$. まで弾性的な挙動を示すため、 $1/50\text{rad}$. の履歴ループを対象に検討を行うものとし、エネルギー吸収量、等価粘性減衰定数を比較するループについては、同一サイクルでの 10 回の繰返しの平均的な数値を示すと考えられる 5 サイクル目とした。

ここでは、主筋強度の異なる 3 体を選定し、これらが履歴特性に与える影響を検討する。なお、Saito-Slip モデルの履歴特性を決定するパラメータの α 、 β 、 γ については、前項で設定した 3 ケースと同様の値とした。

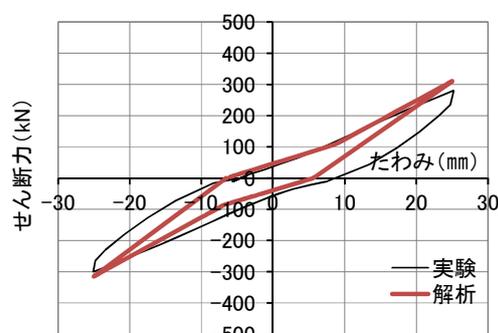
変形角 1/50rad.の実験結果における 5 サイクル目の荷重－変形関係と Takeda モデル, Saito-Slip モデル 3 ケースの比較を, 試験体 No.1～No.3 について, それぞれ図 3.2.6～3.2.7 に示す。また, 同サイクルにおける実験結果と解析結果の等価粘性減衰定数とエネルギー吸収量の比較を表 3.2.2 示す。

表 3.2.2 等価粘性減衰定数, エネルギー吸収量の比較

試験体	等価粘性減衰定数			エネルギー吸収量 (kN・mm)		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
実験	0.11	0.08	0.06	4872	4246	3316
Takeda	0.10	0.09	0.07	5104	4870	4529
Saito-Slip1	0.05	0.05	0.04	2480	2465	2293
Saito-Slip2	0.07	0.06	0.05	3305	3287	3067
Saito-Slip3	0.10	0.09	0.07	4990	4976	4676



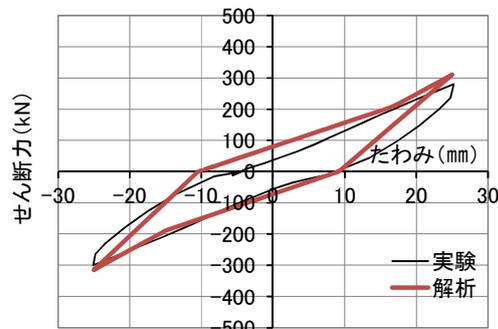
(a) Takeda



(b) Saito-Slip1



(c) Saito-Slip2



(d) Saito-Slip3

図 3.2.6 実験結果と履歴モデルの比較 (試験体 No.1, 1/50rad., 5 サイクル目)

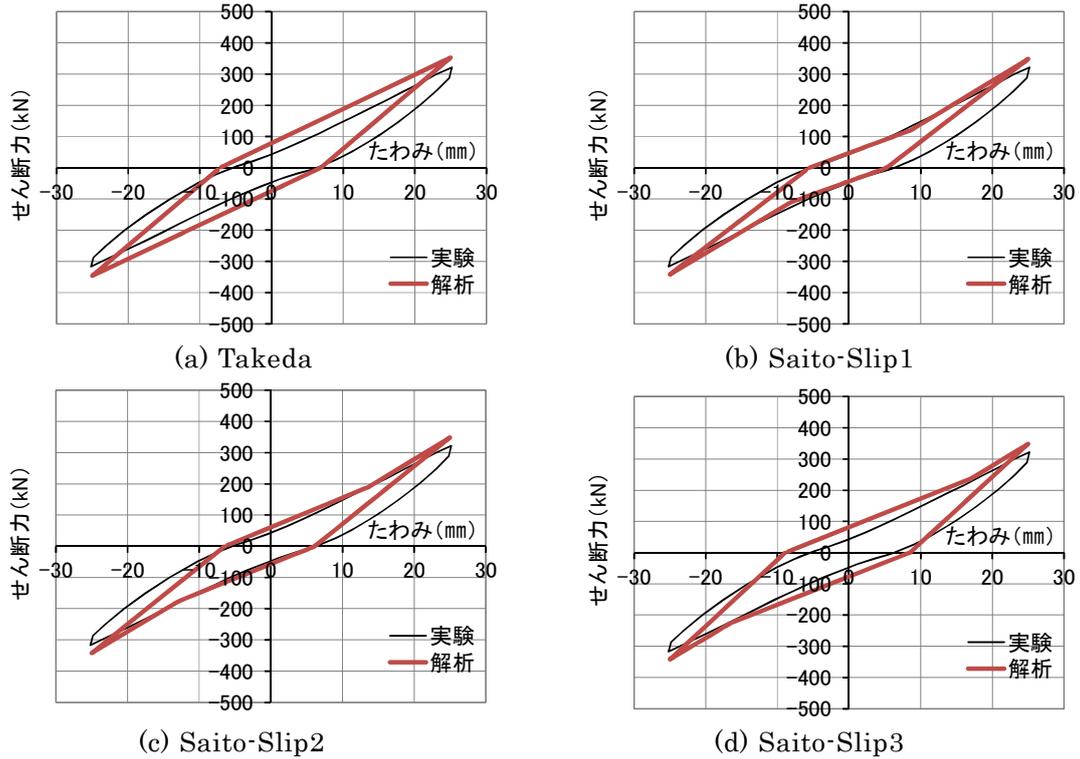


図 3.2.7 実験結果と履歴モデルの比較 (試験体 No.2, 1/50rad., 5 サイクル目)

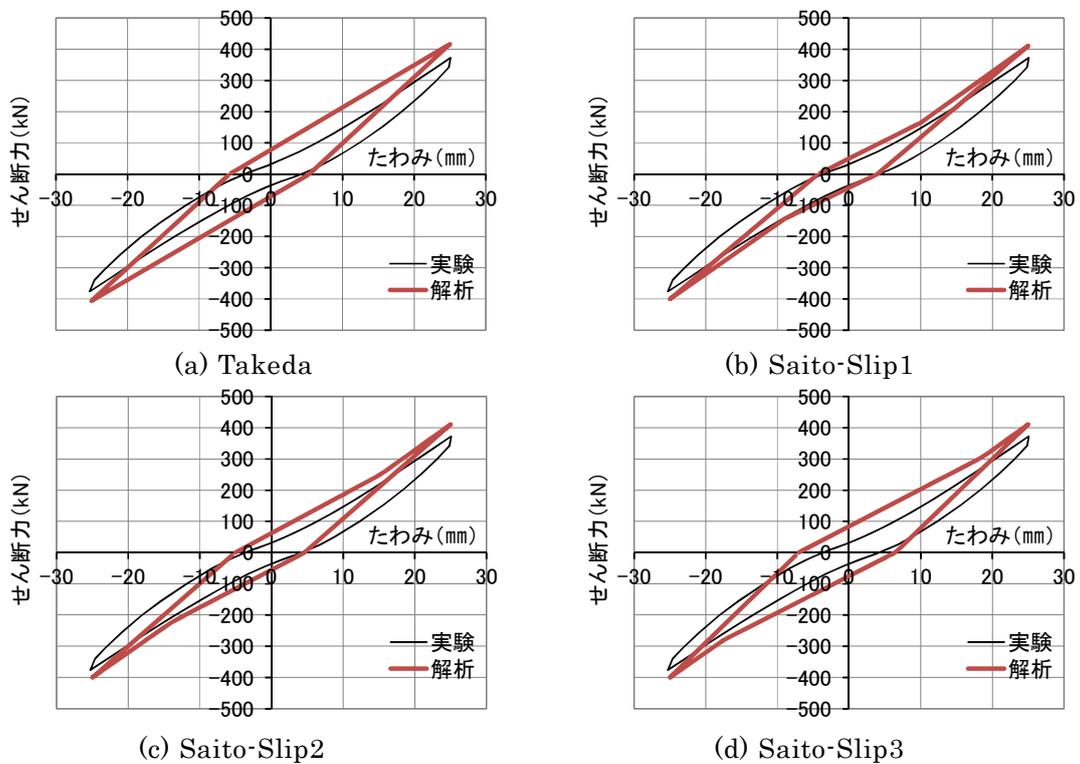


図 3.2.8 実験結果と履歴モデルの比較 (試験体 No.3, 1/50rad., 5 サイクル目)

変形角 $1/50\text{rad.}$ における実験値と各履歴モデルの比較において、既往の梁実験と同程度の主筋強度 (SD490) を用いた試験体 No.1 では、Takeda モデル及び Saito-Slip モデルの 3 ケースの実験値との対応は、既往の梁実験結果と同様な傾向を示している。荷重反転後のスリップ剛性は、Saito-Slip1 モデルや Saito-Slip2 モデルの対応が比較的良いが、実験結果における戻り剛性にループの膨らみがあるため、実験結果の等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量では、Takeda モデルや Saito-Slip3 モデルの対応が良い結果となった。

試験体 No.1, No.2, No.3 のでは、主筋強度の上昇に伴って、降伏変形が大きくなるため、部材角 $1/50\text{rad.}$ における塑性率は小さくなり、No.1 では 2.0 程度、No.2 では 1.6 程度、No.3 では 1.3 程度である。各試験体の履歴ループを比較すると $1/50\text{rad.}$ における履歴ループは、主筋強度の上昇に伴い細くなり、1 サイクルの等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量が小さくなっている。

試験体 No.2 では、試験体 No.1 に比べ履歴ループが細く、等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量が小さくなり、試験体 No.1 では対応が良かった Takeda モデルや Saito-Slip3 モデルにおいて、実験結果を僅かに超える数値となった。

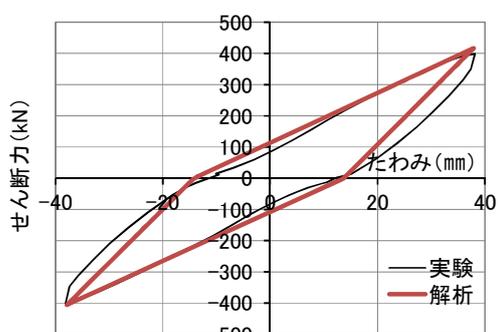
試験体 No.3 では、その傾向が試験体 No.2 よりも大きくなり、荷重反転後のスリップ剛性の低下を考慮しない Takeda モデルやその低下の度合いが小さい Saito-Slip3 モデルでは、荷重反転後からピーク荷重へ向かうスリップ領域の履歴面積の差が大きくなり、等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量が実験結果を過大評価する結果となった。

上記のように、主筋強度の異なる高強度 RC 梁実験の梁主筋降伏後に多数回繰返し荷重を実施した $1/50\text{rad.}$ における実験結果と履歴モデルの比較では、履歴の特性を決定する戻り剛性やスリップ剛性、等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量に注目した場合、実験結果との対応がよい Saito-Slip モデルのパラメータの設定値が各試験体で異なった。比較における試験体の差異は、対象とした変形の塑性率に関係していると考えられる。

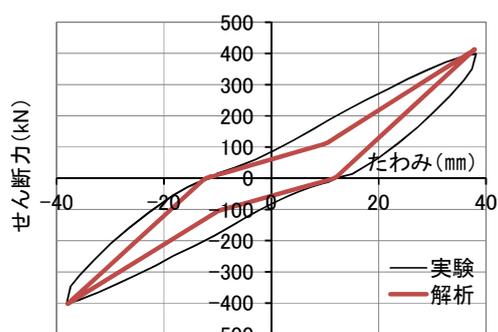
本実験では、多数回繰返し荷重を行った最大の部材角は $1/50\text{rad.}$ であるため参考ではあるが、 $1/50\text{rad.}$ における塑性率小さかった No.3 試験体について、塑性率が 2.0 程度となる部材角 $1/33\text{rad.}$ における 2 サイクル目の実験結果と履歴モデルの比較を図 3.2.9 に、同サイクルにおける実験結果と解析結果の等価粘性減衰定数とエネルギー吸収量の比較を表 3.2.3 に示す。No.3 においても塑性率が 2 程度となると、実験結果と各履歴モデルにおける解析結果の対応は、試験体 No.1 と同様な傾向となった。

表 3.2.3 等価粘性減衰定数, エネルギー吸収量の比較 (1/33rad. 2 サイクル目)

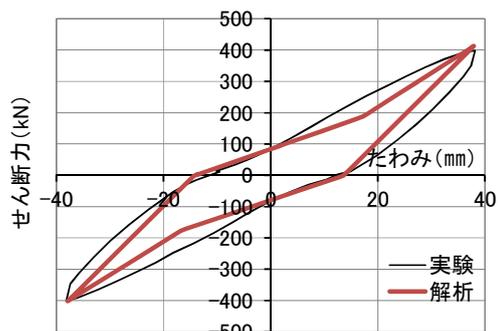
	等価粘性減衰定数	エネルギー吸収量 (kN・mm)
試験体	No.3	No.3
実験	0.13	12401
Takeda	0.12	11393
Saito-Slip1	0.06	6179
Saito-Slip2	0.08	8147
Saito-Slip3	0.12	12004



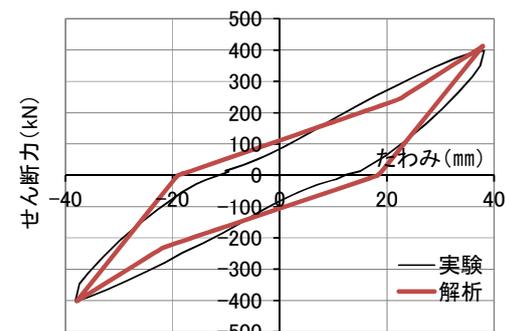
(a) Takeda



(b) Saito-Slip1



(c) Saito-Slip2



(d) Saito-Slip3

図 3.2.9 実験結果と履歴モデルの比較 (試験体 No.3, 1/33rad., 2 サイクル目)

高強度 RC 梁の多数回繰返し荷重実験の結果と履歴モデルの比較において、履歴ループの戻り剛性や荷重反転後のスリップ剛性の着目した場合、Saito-Slip1 モデルや Saito-Slip2 モデルが実験値との対応が良い。

等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量に着目した場合、塑性率 2.0 程度では Takeda モデルや Saito-Slip3 モデルに用いたパラメータでの対応が良いが、塑性率が 2.0 より小さい場合には、Takeda モデルや Saito-Slip3 モデルでは、等価粘性定数やエネルギー吸収量を過大評価する場合があります、戻り剛性やスリップ剛性の低下により履歴ループが細くなる Saito-Slip1 モデルや Saito-Slip2 モデルによる解析結果の対応が良かった。

以上のように、高強度 RC 梁の実験結果の範囲では、履歴モデルの評価において、実験結果との対応を比較する着目点や対象とする変形（塑性率）により、Takeda モデルの適合性や Saito-Slip モデルのパラメータの設定値が異なる。このため、Saito-Slip モデルの履歴特性を決定するパラメータについては、評価の対象とする項目により選定する必要があると考える。

(3) 高強度 RC 柱梁部分架構実験結果と履歴モデルの比較

ここでは、第2章 2.4 に示した高強度材料を用いた RC 柱梁部分架構の実験結果と履歴モデルの比較を行う。

解析モデルとの比較検討に用いる試験体は、内柱接合部を想定した十字型試験体の HRPC30 とした。使用材料は、コンクリート強度は柱、接合部が $F_c150\text{N/mm}^2$ 級、梁が 70N/mm^2 級、鉄筋種別は柱主筋が USD685 級、梁主筋が USD590 級である。

図 3.2.10 に、試験体 HRPC30 の実験結果と Takeda モデルの荷重－変形関係を $1/100\text{rad.}$ について示す。試験体 HRPC30 の実験結果において、通常、設計で変形の目標値とする $1/100\text{rad.}$ 程度では、梁主筋は降伏しておらず、繰返し载荷によるスリップ性状や耐力の劣化がほとんど生じていないこともあり、履歴モデルとして Takeda モデルを使用しても、履歴減衰を過大に評価することはないと考えられる。

図 3.2.11 には、(2) の高強度 RC 梁実験の場合と同様に、 $1/50\text{rad.}$ の 5 サイクル目について、実験結果と Takeda モデル及び (1) で設定した Saito-Slip モデルのパラメータを用いた 3 ケースの荷重－変形関係の比較を示す。また、同サイクルにおける等価粘性減衰定数とエネルギー吸収量の比較を表 3.2.4 に示す。

$1/50\text{rad.}$ 、5 サイクル目における Takeda モデル、Saito-Slip モデル 3 ケースの比較では、実験結果と各モデルの適合性は、既往の実験結果における傾向と一致するが、Saito-Slip モデルと Takeda モデルの差異が明瞭には表れなかった。また、等価粘性減衰定数の差異も小さくなった。これは、梁の塑性率が小さいこと、繰返し载荷によるスリップ性状があまり見られないことに起因していると考えられる。

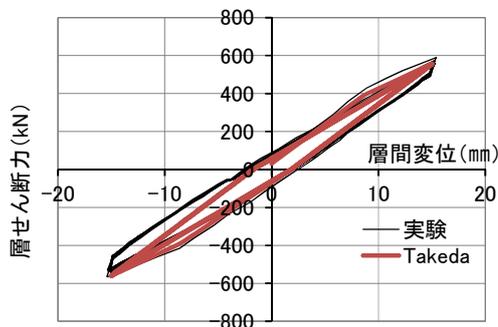
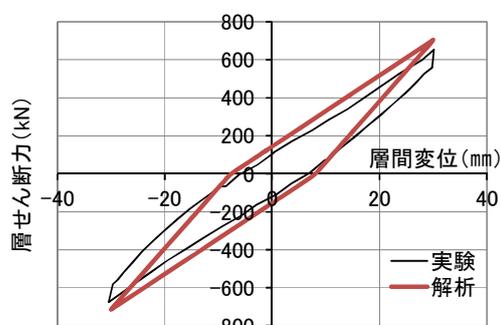


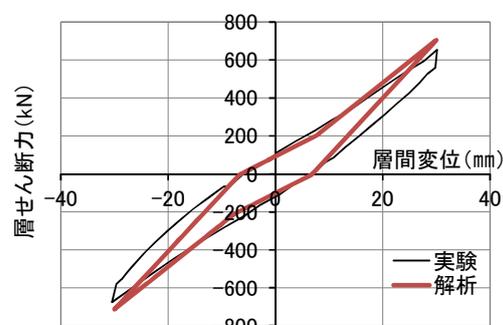
図 3.2.10 実験結果と Takeda モデルの比較 (HRPC30, $1/100\text{rad.}$)

表 3.2.4 等価粘性減衰定数，エネルギー吸収量の比較（試験体 HRPC30）

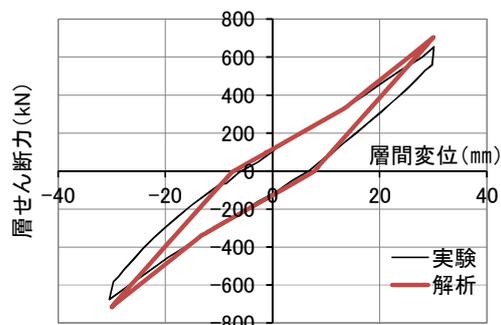
	等価粘性減衰定数	エネルギー吸収量 (kN・mm)
試験体	HRPC30	
実験	0.11	14027
Takeda	0.09	12147
Saito-Slip1	0.08	7818
Saito-Slip2	0.07	9409
Saito-Slip3	0.10	12805



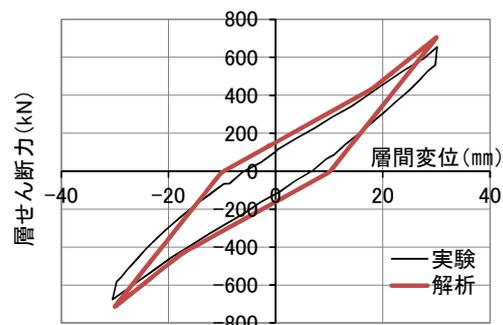
(a) Takeda



(b) Saito-Slip1



(c) Saito-Slip2



(d) Saito-Slip3

図 3.2.10 実験結果と履歴モデルの比較（HRPC30, 1/50rad., 5 サイクル目）

3.3 解析概要

3.3.1 解析対象建築物

本検討で用いる解析対象建築物は、既往の超高層建築物の性能評価シートによるデータベースに基づき作成したモデル⁶⁾で、設計年代の異なる3年代からそれぞれ階数の異なる2つのモデル、計6モデルを選定した。

設計時期は図3.3.1に示すように、第1年代が1971～1989年で日本における超高層RC造建築物が誕生し設計・施工技術が確立されていった時期、第2年代が1990～1999年で高強度RC造に関する設計・施工技術の研究開発が活性化した時期、第3年代が2000年以降で超高層住宅の設計・施工が飛躍的に増大した時期である。

建築物モデルの特徴は、使用材料、スパン長、階高、固有周期、ベースシア係数等が各年代で異なり、データベースによる分析結果を参考に、それぞれの年代の超高層RC建築物の特性を表現するように設定している。

本検討で解析対象建築物とした骨組モデルの諸元を表3.3.1に、略伏図および略軸組図を図3.3.2に示す。第1年代では、材料強度は最大でコンクリート強度 F_c42 、主筋強度SD390、基準階高が2.95m、スパン長が4.5m×5.0m、第2年代では、材料強度は最大でコンクリート強度 F_c48 、主筋強度SD490、基準階高が3.00m、スパン長が5.0m×6.0m、第3年代では、材料強度は最大でコンクリート強度 F_c54 、主筋強度SD490、基準階高が3.10m、スパン長が6.0m×6.5mである。

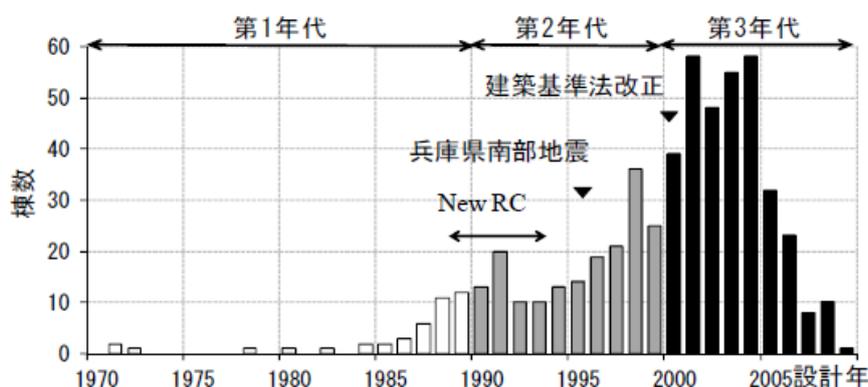


図 3.3.1 超高層 RC 造の棟数の推移⁶⁾

表 3.3.1 骨組モデルの諸元

設計年代 ^{※1}	第1年代				第2年代				第3年代			
	1G25		1G30		2G20		2G30		3G20		3G30	
モデル名	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
方向												
建築物高さ(m)	75.5		90.25		61.7		91.7		63.6		94.6	
階数	25		30		20		30		20		30	
基準階階高(m)	2.95		2.95		3.00		3.00		3.10		3.10	
柱芯面積(m ²)	787.5		945.0		600.0		900.0		585.0		936.0	
柱支配面積(m ²)	22.5		22.5		30.0		30.0		39.0		39.0	
スパン長(m)	4.5	5.0	4.5	5.0	5.0	6.0	5.0	6.0	6.0	6.5	6.0	6.5
スパン数	6	5	7	6	5	4	6	5	5	3	6	4
塔状比	2.40	3.02	2.87	3.01	2.47	2.57	3.06	3.06	2.12	3.26	2.63	3.64
F _c (N/mm ²) ^{※2}	36		42		36		48		42		54	
主筋強度(N/mm ²) ^{※3}	390		390		390		490		490		490	
平均重量(kN/m ²) ^{※4}	14.3 [11.3]		14.8[11.9]		15.5 [11.8]		14.9[11.9]		15.4 [11.6]		14.3 [11.4]	
T ₁ (sec)	1.36	1.36	1.65	1.66	1.17	1.17	1.69	1.71	1.27	1.28	1.79	1.92
C _B	0.130		0.113		0.145		0.105		0.134		0.090	

※1: 第1年代(1971~1989年), 第2年代(1990~1999年), 第3年代(2000年~)

※2: 使用コンクリートの中での設計基準強度 F_c の最大値

※3: 使用主筋の中での最大値

※4: 基準階重量を柱芯面積(バルコニー含まず)で除した値([]内はバルコニーを含んだ面積で除した値)

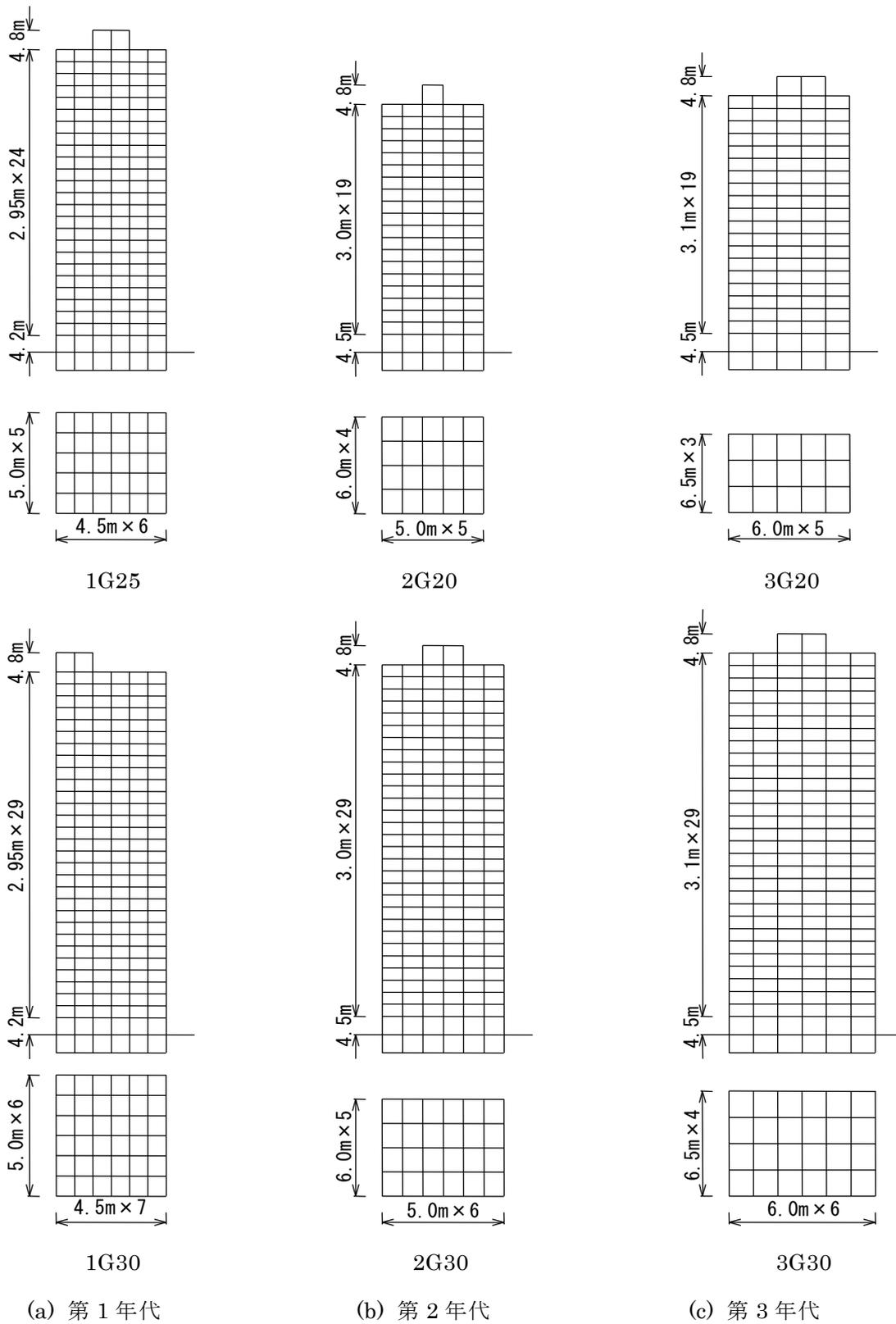


図 3.3.2 骨組モデルの略伏図及び略軸組図

3.3.2 解析モデル

地震応答解析に用いるモデルは、建築物を柱、梁、接合部パネルにモデル化した立体フレームモデルとし、各層を剛床仮定により水平変位を等値したモデルとした。

柱には曲げ・せん断・軸変形を、梁には曲げ・せん断変形を、接合部パネルにはせん断変形を考慮した。柱の曲げ・軸変形にはひび割れの発生及び降伏による剛性変化を考慮できるファイバーモデルを用いた。梁の曲げ変形にはひび割れ発生及び降伏による剛性変化をトリリニアール曲線で評価したスケルトンカーブにより弾塑性特性を考慮した。なお、柱、梁、接合部パネルのせん断変形は弾性とした。

復元力特性には、繰返し荷による特性変化を考慮しないモデルとして、RC造建築物の曲げ系の履歴特性に通常用いられている Takeda モデルを、繰返し荷によるスリップ性状や耐力の劣化などの履歴特性変化を考慮したモデルとして Saito-Slip モデルを用いる。

超高層 RC 造建築物では、通常、梁降伏型の崩壊形を想定しているため、1階柱脚など一部の柱を除いて地震時に降伏を生じないように設計されている。このため、柱は弾性挙動に近い性状を示し、建物全体の復元力特性（履歴特性）に与える影響も小さいと考えられる。よって、柱部材の曲げに対する復元力特性には多数回繰返し荷による履歴特性の変化は考慮せず、ファイバーモデルにより決定される履歴特性をそのまま用いた。

梁の曲げに対する復元力特性には、繰返し荷による特性変化を考慮した解析ケースでは Saito-Slip モデルを、繰返し荷による特性変化を考慮しない解析ケースでは Takeda モデルを用いた。Takeda モデルにおける除荷剛性の低下指数 γ' は 0.50 とした。Saito-Slip モデルの履歴特性を決定するパラメータは、前節 3.2 の検討結果を参考に、多数回繰返し荷の影響を考慮した履歴ループの戻り剛性や荷重反転後のスリップ剛性との対応が良く、各変形レベルにおけるエネルギー吸収量を安全側に評価できると考えられる設定ケース 1 ($\alpha=0.5$, $\beta=0.7$, $\gamma=0.02$) を用いた。なお、スケルトンカーブにおける耐力低下を定義する ξ については、設計で考慮する限界変形角 (1/50 程度) における顕著な耐力低下が、前項に示した実験結果において見られないため、ここでは考慮しないものとした。

内部粘性減衰は瞬間剛性比例型として、1次の減衰定数を 3% とした。なお、解析プログラムには、汎用性を考慮して(株)構造計画研究所 RESP-F3T を使用した。

3.3.3 解析ケース

復元力特性の違いによる応答への影響を調べるために、表 3.3.1 及び図 3.3.2 に示すように設計年代の異なる建築物モデル 6 棟の X 方向について、繰返し载荷による復元力特性の変化を考慮していない Takeda モデルと繰返し载荷によるスリップ性状や耐力の劣化など復元力特性の変化を考慮した Saito-Slip モデルをそれぞれ設定し、計 12 ケースの解析モデルによる検討を行う。

入力地震動は、多数回繰返し载荷による復元力特性の変化が応答値に与える影響を調べるために、図 3.3.3 に示すように日本建築センター設計用入力地震動（以下 BCJ-L2 波）を 3 回連続させて用い、1 回目、2 回目、3 回目の作用回数ごとに、応答結果を比較検討した。なお、地震波を連続して入力する際に、各回の入力終了時と開始時の加速度の不連続性により、ステップ入力のような現象が生じる可能性がある。このような場合には、地震動終了後に自由振動区間を設ける等の対応が必要となる。BCJ-L2 波は、開始時（時刻 0 秒）と終了時（時刻 120 秒）の加速度値は 0 である。また、図 3.3.4 に示す応答加速度の時刻歴には、入力終了時と開始時の区間で、パルス的な波形は生じていない。以上のことから、ここでの検討では自由振動区間を設けずに連続入力することとした。

次に、入力地震動の大きさを変化させて、繰返し载荷による特性変化の応答値への影響が、地震動の入力レベルによりどのように変化するかを検討した。

入力する地震動の大きさは、BCJ-L2 波の原波に対する加速度倍率の設定値として、最大速度がレベル 1 相当となる 0.40 倍、レベル 2 相当となる 0.87 倍（最大速度 50kine）の 2 段階を基本とした。なお、第 3 年代 30 階（3G30）については、レベル 2 を超える地震動として、加速度倍率 1.00 倍（原波）についても検討を行った。BCJ-L2 波の諸元を表 3.3.2 に示す。

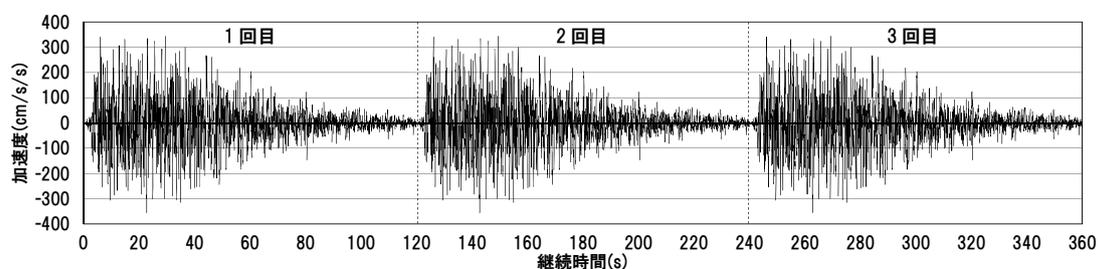


図 3.3.3 入力地震動（BCJ-L2×3 回）

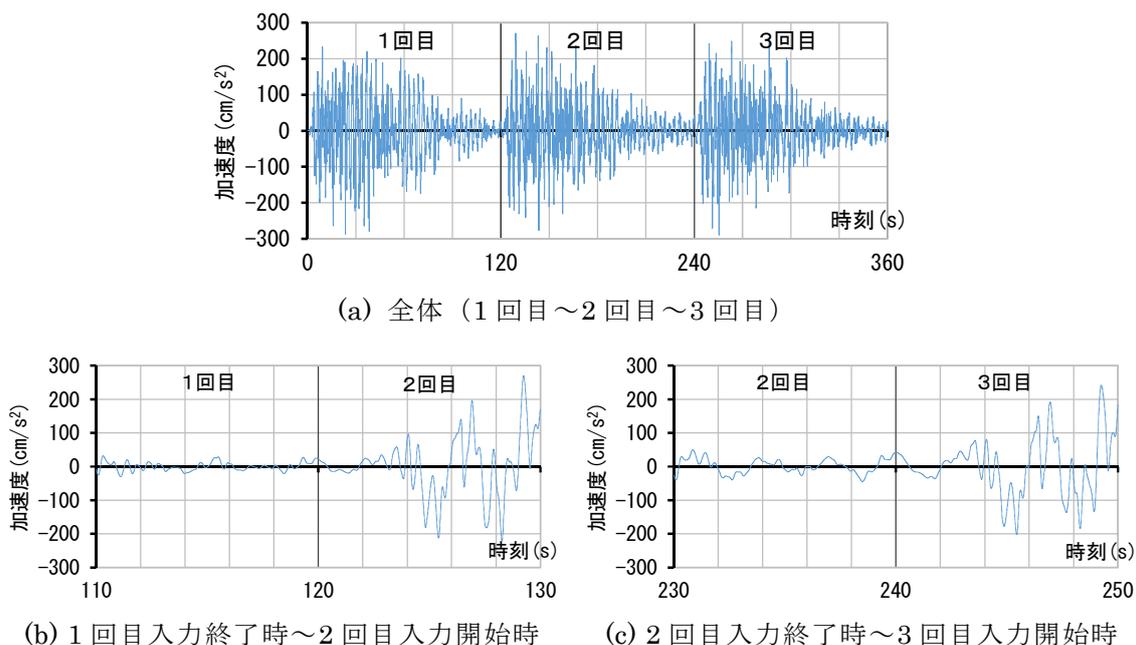


図 3.3.4 BCJ-L2 波連続入力時における応答加速度の時刻歴 (3G230)

表 3.3.2 入力地震動の諸元 (倍率 1.00)

波形名称	最大加速度 (cm/sec ²)	最大速度 (cm/sec)	解析時間 (sec)
BCJ-L2	356	57	120

また、解析対象建築物の内、第3年代30階について、繰返し载荷による復元力特性の変化が応答値に与える影響に対し、オイルダンパーを用いた制振補強による効果を検討するために、3段階の補強レベルを設定して解析を実施した。入力地震動は、BCJ-L2 原波 (加速度倍率 1.00) を3回連続して用いた。

表 3.3.3 に本研究における解析ケース一覧を示す。

表 3.3.3 解析ケース一覧

履歴モデル	入力地震動の 加速度倍率	1G25	1G30	2G20	2G30	3G20	3G30
Takeda モデル	0.87	○	○	○	○	○	○
Saito-Slip モデル	0.40	○	○	○	○	○	○
	0.87	○	○	○	○	○	○
	1.00	—	—	—	—	—	○
	1.00	—	—	—	—	—	制振補強

3.4 履歴モデルと繰返し回数の影響

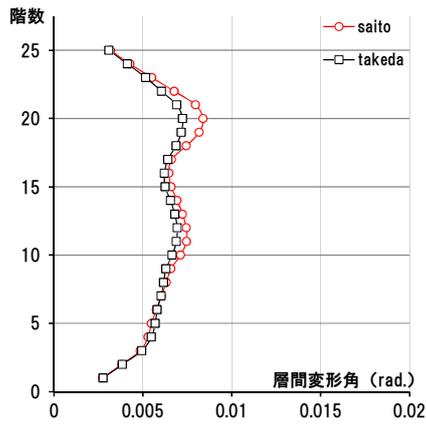
繰返し荷による復元力特性の変化と繰返し回数による応答値への影響を検討するために、復元力特性モデルとして Takeda モデルと Saito-Slip モデルを用いて解析を行い、最大応答層間変形角、層の変形（片寄り変形、残留変形）、変形増大率について考察する。

3.4.1 層間変形角

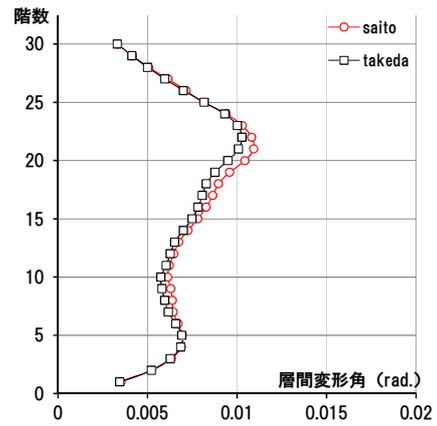
図 3.4.1～3.4.3 に、加速度倍率 0.87 倍（最大速度 50kine）の入力地震動に対する Takeda モデルと Saito-Slip モデルによる最大応答層間変形角 R_{\max} の比較を、入力回数ごと（1 回目，2 回目，3 回目）に示す。

各モデルとも地震動の入力回数が、1 回目，2 回目，3 回目と増加するに伴い、 R_{\max} が増大する傾向が見られた。また、 R_{\max} は一部のモデルで異なる性状のものも見られるが、概ね多数回繰返し荷による復元力特性の変化を考慮しない Takeda モデルに比べて、繰返し荷による復元力特性の変化を考慮した Saito-Slip モデルの方が大きくなる傾向がある。その傾向は、建築物の設計年代に関係なく見られた。

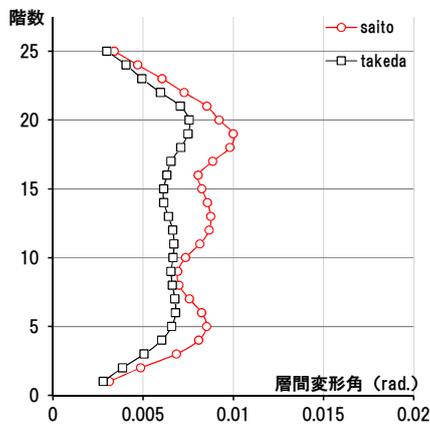
なお、最大応答値が比較的上層階で発生しているケースがあるが、これは骨組モデルの設定時に用いた静的解析の外力分布形や検討に用いた地震動（既往観測波：ELCENTRO NS, TAFT EW, HACHINOHE NS）の影響により、上層階における耐力の余裕が BCJ-L2 波に対してやや小さくなっていることに起因していると考えられる。



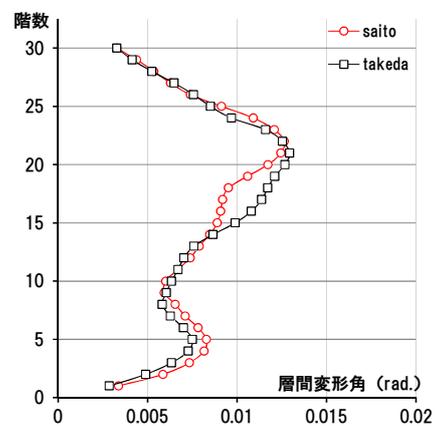
(a) 1回目 (0~120 秒)



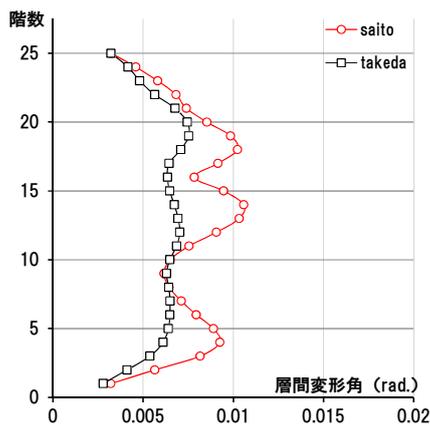
(a) 1回目 (0~120 秒)



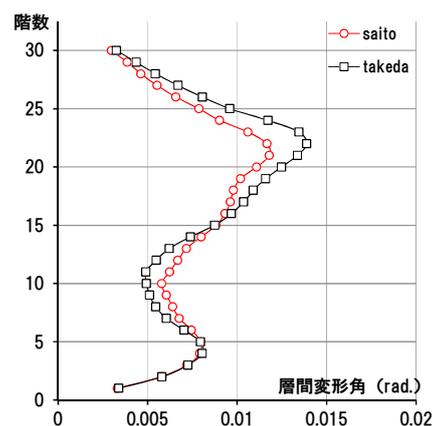
(b) 2回目 (120~240 秒)



(b) 2回目 (120~240 秒)



(c) 3回目 (240~360 秒)

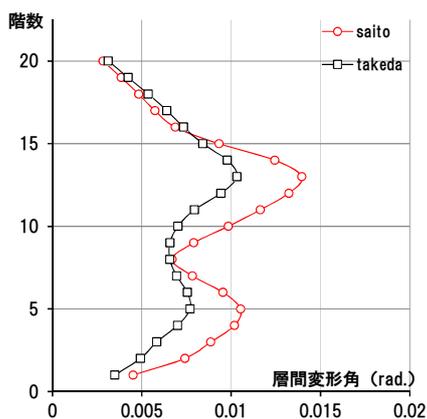


(c) 3回目 (240~360 秒)

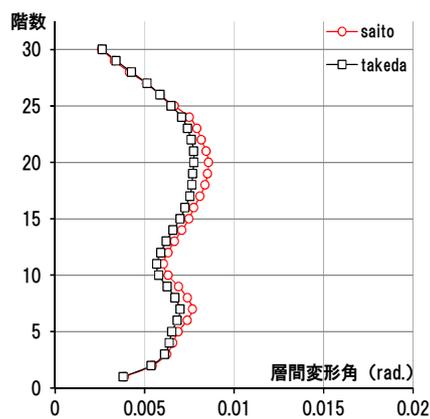
(1) 第1年代 25 階, 1G25

(2) 第1年代 30 階, 1G30

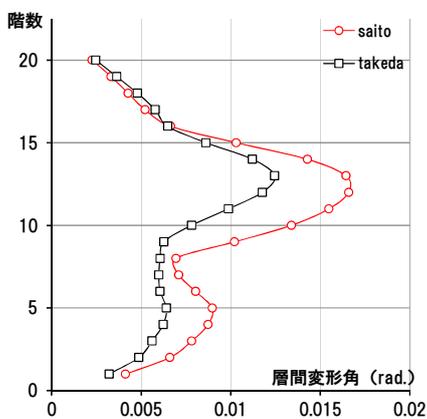
図 3.4.1 Takeda モデルと Saito-Slip モデルによる最大応答層間変形角の比較



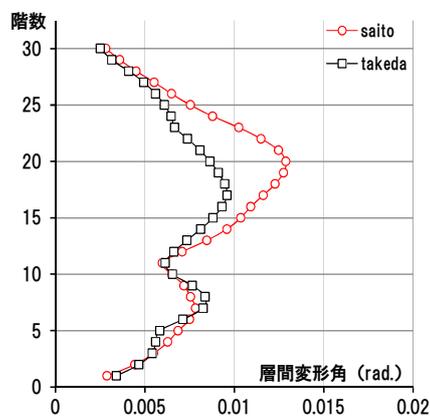
(a) 1回目 (0~120 秒)



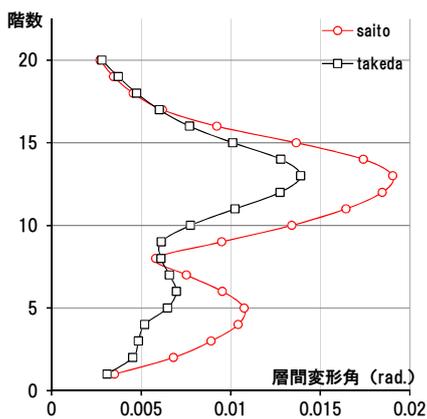
(a) 1回目 (0~120 秒)



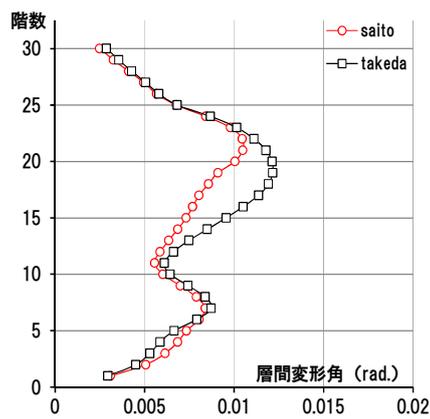
(b) 2回目 (120~240 秒)



(b) 2回目 (120~240 秒)



(c) 3回目 (240~360 秒)

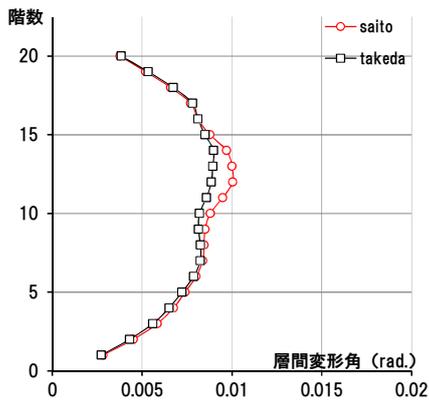


(c) 3回目 (240~360 秒)

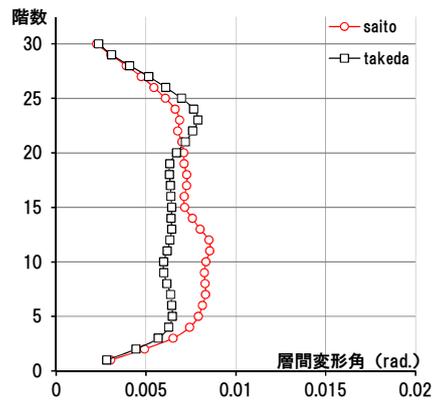
(1) 第2年代 20階, 2G20

(2) 第2年代 30階, 2G30

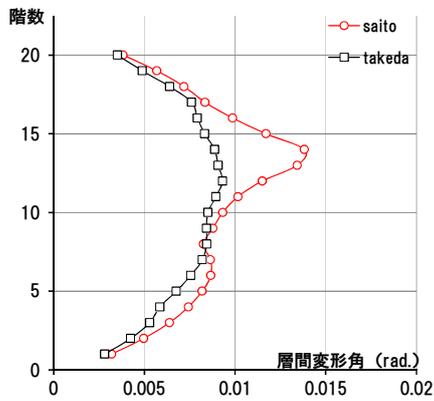
図 3.4.2 Takeda モデルと Saito-Slip モデルによる最大応答層間変形角の比較



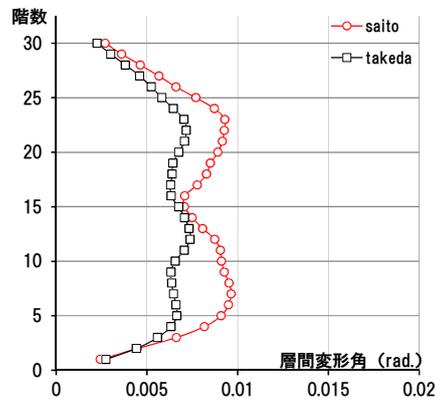
(a) 1回目 (0~120 秒)



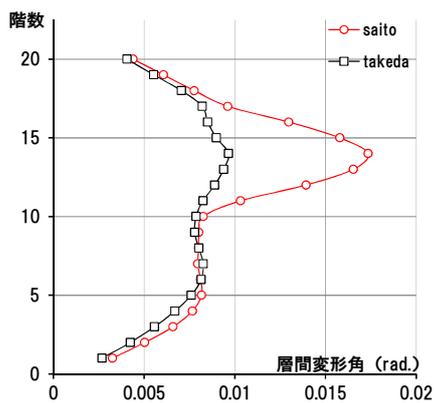
(a) 1回目 (0~120 秒)



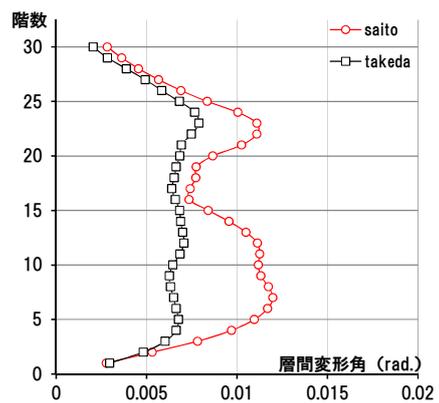
(b) 2回目 (120~240 秒)



(b) 2回目 (120~240 秒)



(c) 3回目 (240~360 秒)



(c) 3回目 (240~360 秒)

(1) 第3年代 20階, 3G20

(2) 第3年代 30階, 3G30

図 3.4.3 Takeda モデルと Saito-Slip モデルによる最大応答層間変形角の比較

3.4.2 層の変形の時刻歴

図 3.4.4, 3.4.5 に、加速度倍率 0.87 倍（最大速度 50 kine）の入力地震動における第 1 年代 25 階（1G25）、第 2 年代 20 階（2G20）、第 3 年代 30 階（3G30）の層間変形角 R の時刻歴を Takeda モデル、Saito-Slip モデルについてそれぞれ示す。

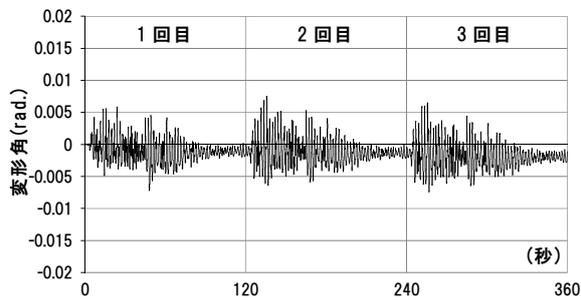
図には Takeda モデル、Saito-Slip モデル、それぞれの応答結果について、 R_{\max} の比較的大きい階を代表して示した。Takeda モデル、Saito-Slip モデルいずれのモデルにおいても、片寄り変形が生じていることが分かる。

1G25 においては、Takeda モデルでは、1 回目の入力時に片寄り変形が生じており、2 回目、3 回目における片寄り変形の増加は小さい。Saito-Slip モデルでは、1 回目の入力時に片寄り変形はほとんどなく、2 回目、3 回目にわずかに片寄り変形が増加した。

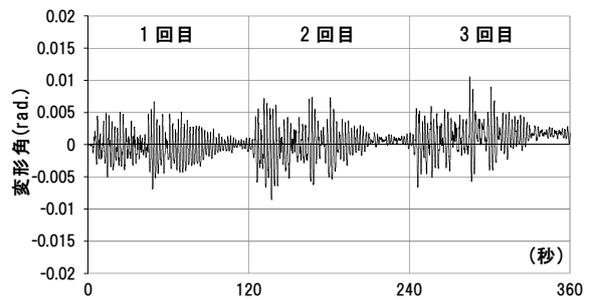
2G20 においては、Takeda モデル、Saito-Slip モデルともに 2 回目の入力時に片寄り変形が大きく増大した。

3G30 においては、Takeda モデルでは、大きな片寄り変形は生じていないが、Saito-Slip モデルにおいては、1 回目にわずかに片寄り変形が生じ、2、3 回目と入力回数が増加するに伴い、片寄り変形が増大した。

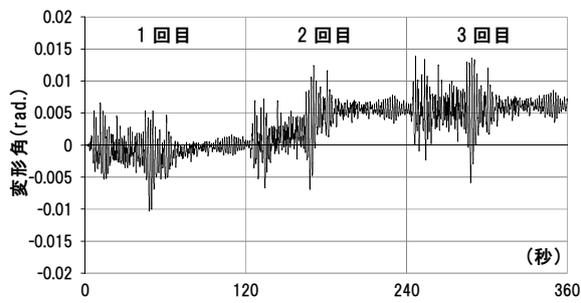
このように、繰返し回数の増加による復元力特性の変化が片寄り変形にも影響を与えることが分かる。なお、片寄り変形の起因となる入力地震動と履歴特性の対応に関する詳細な分析は、今後の課題である。



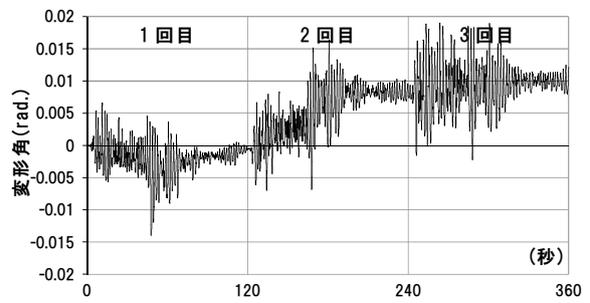
(a) 第1年代 25階 (1G25)



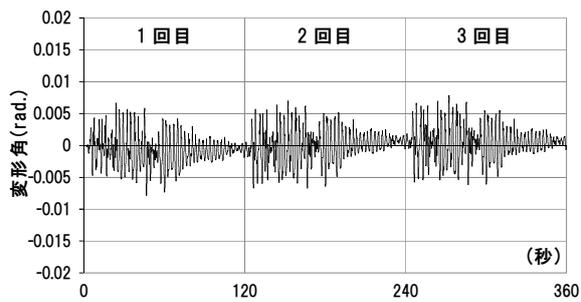
(a) 第1年代 25階 (1G25)



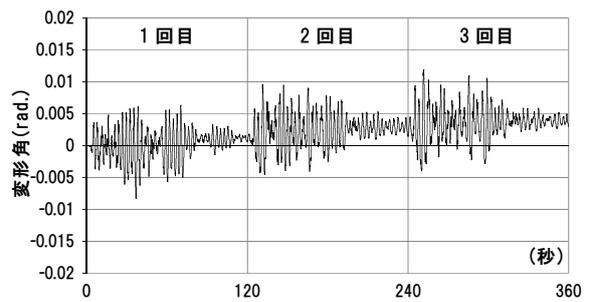
(b) 第2年代 20階 (2G20)



(b) 第2年代 20階 (2G20)



(b) 第3年代 30階 (3G30)



(b) 第3年代 30階 (3G30)

図 3.4.4 応答層間変形角 R の時刻歴
(Takeda モデル)

図 3.4.5 応答層間変形角 R の時刻歴
(Saito-Slip モデル)

3.4.3 層間変位の変動

繰返し荷による変形増大に対する片寄り変形の影響を検討するために、残留変形と変形増大率について考察する。

図 3.4.6 は、前項で用いた第 1 年代 25 階 (1G25)、第 2 年代 20 階 (2G20)、第 3 年代 30 階 (3G30) の Saito-Slip モデルについて、1 回目、2 回目、3 回目の各回入力終了時点における残留変形を示したものである。なお、残留変形は各回の入力における最後 10 秒間における変形の平均値とした。

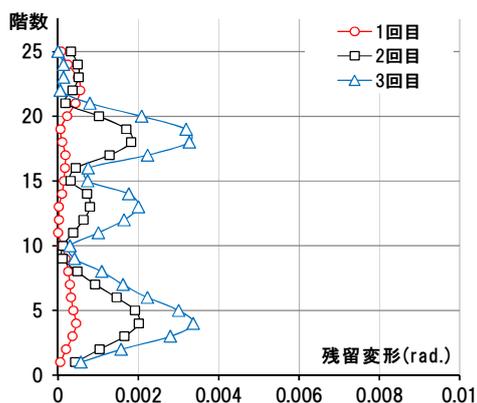
また、図 3.4.7 に、1G25、2G20、3G30 の Saito-Slip モデルについての変形増大率を示す。変形増大率は、入力 2 回目、3 回目の最大応答層間変形角 R_{\max} の 1 回目の R_{\max} に対する比とする。

1G25 においては、残留変形が大きくなる階で変形増大率が大きくなる傾向がある。この建物モデルでは、繰返し荷により生じる片寄り変形の影響が、 R_{\max} の増大に対して大きいと考えられる。

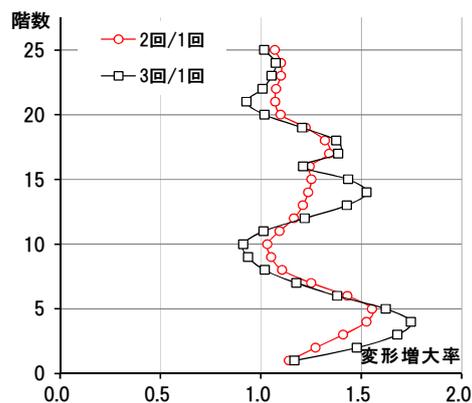
2G20 においては、10~15 階付近と下層階で残留変形が大きくなった。10~15 階付近では、変形増大率も増加しているが、下層階では変形の増大はあまり見られなかった。

3G30 においては、3~10 階付近の下層階で残留変形の増大が見られ、変形も増大した。他の階においては残留変形が比較的小さいが、22 階付近において変形増大率が大きくなった。

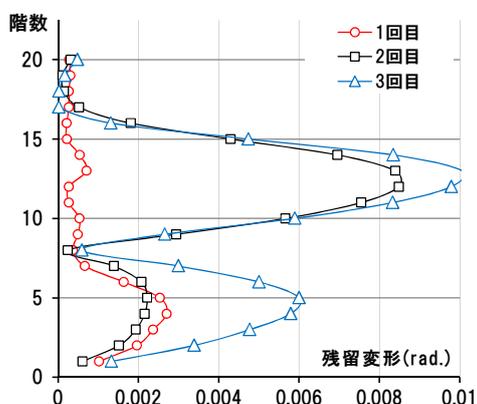
繰返し荷による復元力特性の変化により変形が増大する要因としては、スリップ性状や剛性劣化による履歴エネルギー吸収量の減少に伴い、振幅の絶対量が増大することだけでなく、片寄り変形が累積することにより変形の絶対値が増加していることにも起因していることが分かる。



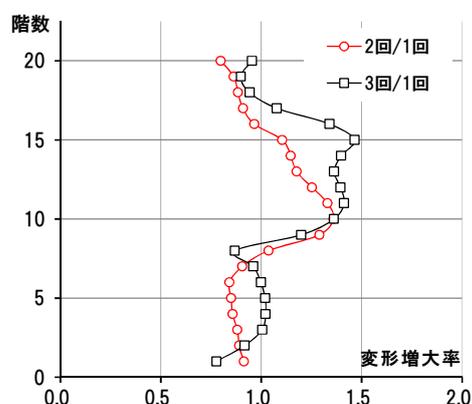
(a) 第1年代 25階 (1G25)



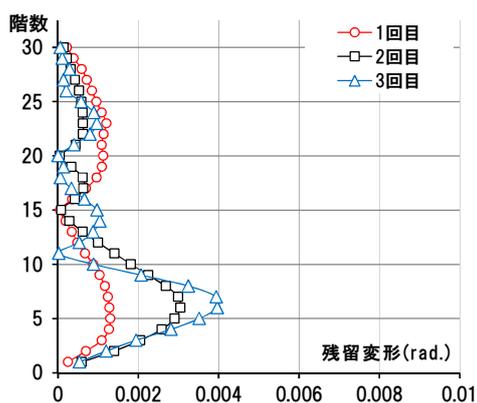
(a) 第1年代 25階 (1G25)



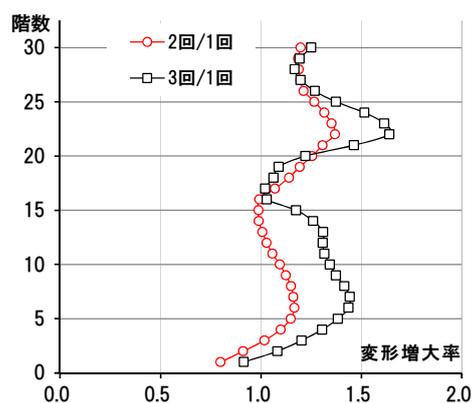
(b) 第2年代 20階 (2G20)



(b) 第2年代 20階 (2G20)



(b) 第3年代 30階 (3G30)



(b) 第3年代 30階 (3G30)

図 3.4.6 各回入力終了時点の残留変形

図 3.4.7 変形増大率

3.5 入力地震動の影響

本節では、多数回繰返し荷により復元力特性におけるスリップ性状の変化や耐力劣化を考慮した Saito-Slip モデルを用いて、入力地震動の大きさが応答性状に与える影響について考察する。

3.5.1 層間変形角

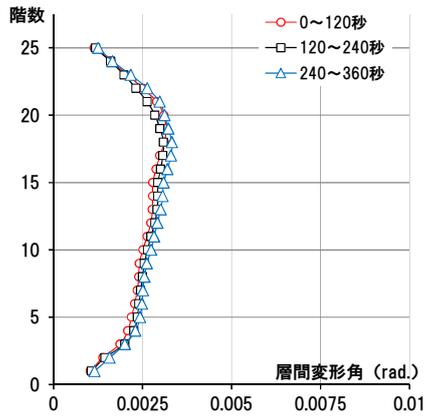
図 3.5.1, 3.5.2 に、入力地震動 BCJ-L2 の加速度倍率 0.40 倍および 0.87 倍に対する入力回数ごと（1 回目：0～120 秒，2 回目：120～240 秒，3 回目：240～360 秒）の最大応答層間変形角 R_{\max} の変化をそれぞれ示す。なお、第 3 年代 30 階（3G30）については、加速度倍率を 1.00 倍とした場合についても検討を行い、図 3.5.3 に示した。

各層ごとに R_{\max} を比較すると、系全体におけるエネルギー吸収の影響により入力回数の増加に伴って増大する階、減少する階が存在するが、 R_{\max} の最大値は回数の増加に伴い増大する傾向が見られた。

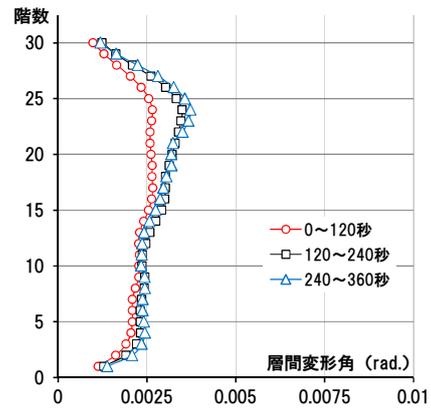
入力レベルの小さい加速度倍率 0.40 倍においても繰返し回数の増加に伴い、 R_{\max} が増大する傾向は見られたが、その影響は小さい。

加速度倍率 0.87 倍においては 0.40 倍と比較して、繰返し回数の増加による R_{\max} の増大率が大きくなった。繰返し回数による R_{\max} の増大は、梁降伏が生じると大きくなると考えられ、変形の増大は梁降伏が生じた層で顕著となる傾向が見られる。

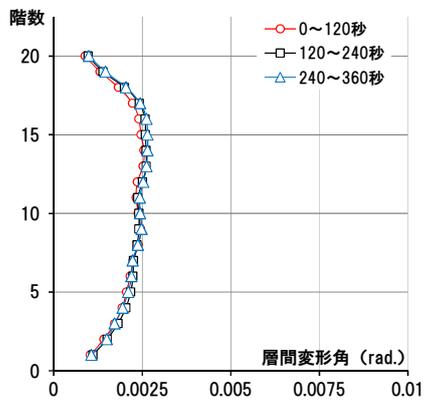
加速度倍率 0.87 倍において比較的 R_{\max} が小さく、変形の増大があまり見られない 3G30 についても、入力レベルを加速度倍率 1.00 倍とすると、上層階の梁の降伏が進行して繰返し荷による変形増大が顕著となった。



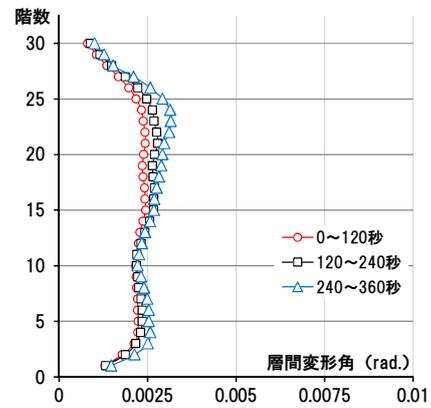
(a) 第1年代 25階 (1G25)



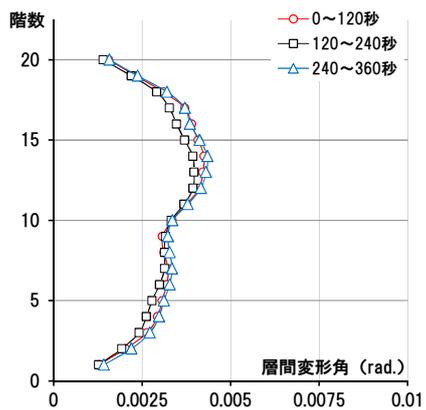
(b) 第1年代 30階 (1G30)



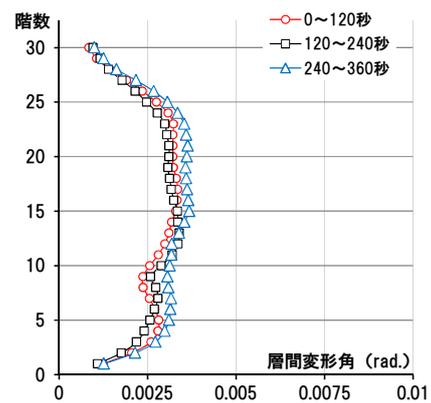
(c) 第2年代 20階 (2G20)



(d) 第2年代 30階 (2G30)

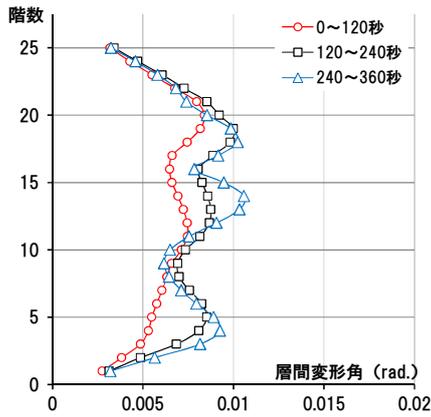


(e) 第3年代 20階 (3G20)

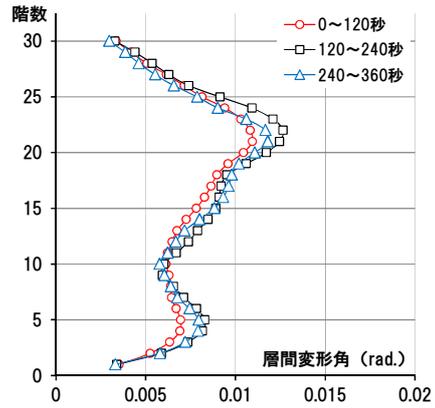


(f) 第3年代 30階 (3G30)

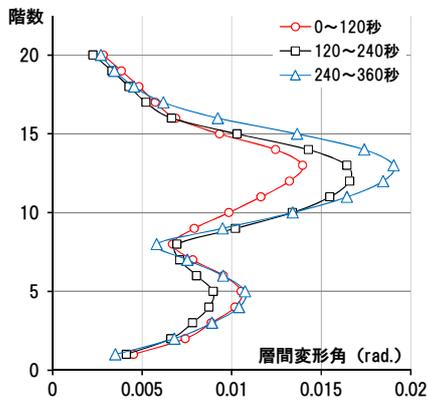
図 3.5.1 繰返し回数による最大応答層間変形角の変化 (入力加速度倍率 0.40 倍)



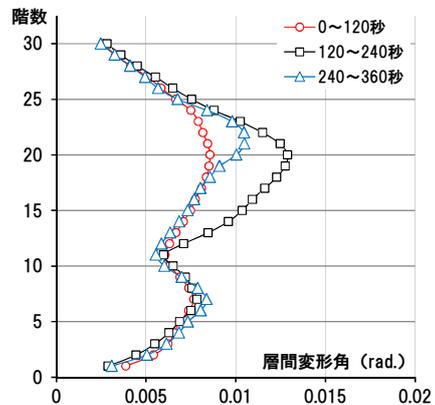
(a) 第1年代 25階 (1G25)



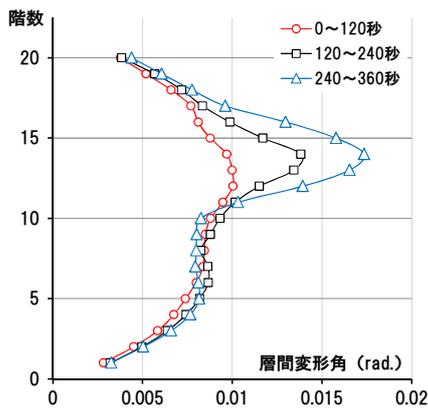
(b) 第1年代 30階 (1G30)



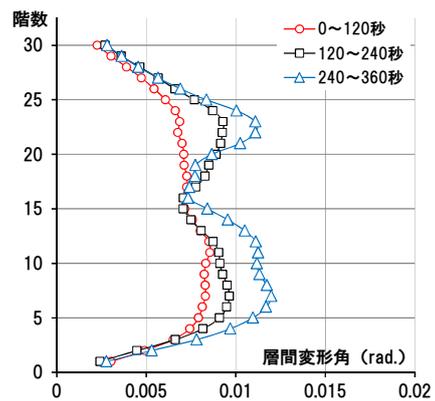
(c) 第2年代 20階 (2G20)



(d) 第2年代 30階 (2G30)



(e) 第3年代 20階 (3G20)



(f) 第3年代 30階 (3G30)

図 3.5.2 繰返し回数による最大応答層間変形角の変化 (入力加速度倍率 0.87 倍)

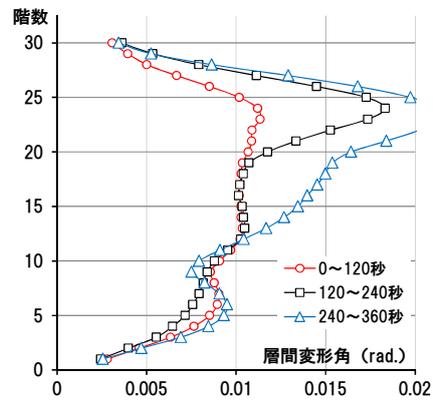


図 3.5.3 繰返し回数による最大応答層間変形角の変化 (入力加速度倍率 1.00 倍)
第 3 年代 30 階 (3G30)

3.5.2 梁の塑性状況の変動

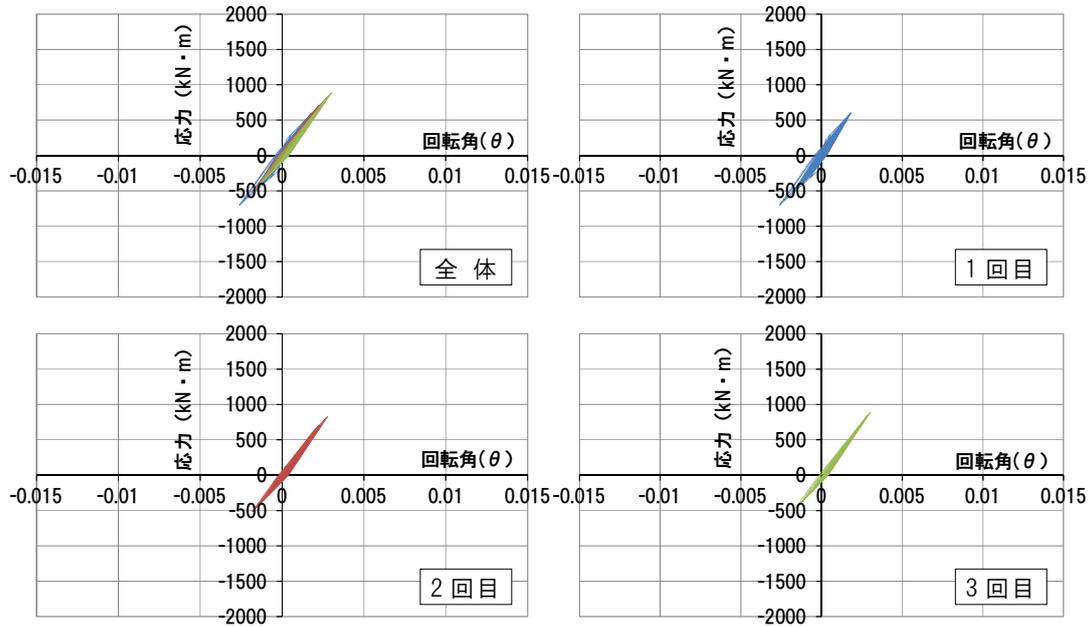
繰返し荷の影響による最大応答層間変形角 R_{max} の増大に影響を与えると考えられる梁の降伏状況と履歴特性の変化を検討するために、梁の履歴ループについて考察する。

Saito-Slip モデルを用いて入力倍率を変化させて解析を行った前項の結果のうち、第1年代25階(1G25)と第3年代30階(3G30)に関して、各入力レベルで繰返し荷による R_{max} の増大が顕著に見られた階付近の内架構梁の部材端モーメント M - 回転角 θ 関係を、加速度倍率0.40倍および0.87倍について図3.5.4, 3.5.5にそれぞれ示す。

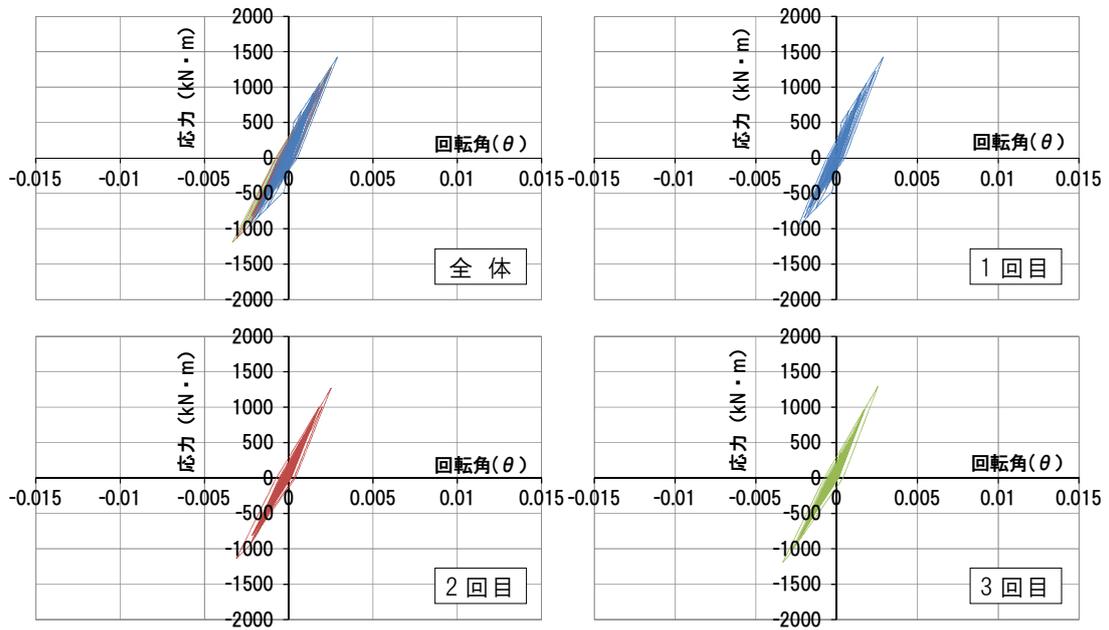
加速度倍率0.40倍の入力に対しては、1G25, 3G30ともに梁に降伏は生じておらず、入力回数の増加による変形の増大も小さいことが梁の履歴ループからも分かる。

加速度倍率0.87倍の入力に対しては、1G25, 3G30ともに1回目の入力において梁降伏が生じており、2回目、3回目と入力回数の増加に伴い、繰返し荷による復元力特性の変化により変形が増大していることが確認できる。1G25の14階では、1回目、2回目の入力では正負両方向で梁の塑性化が進行し、片寄り変形は少なかった。3回目の入力では正方向に大きな変形の増大が見られた。3G30の7階梁では、1回目の入力では、負方向で梁の塑性化が進行したが、2回目は正方向で梁の塑性化が大きく進行して片寄り変形(残留変形)が生じ、3回目の入力では、さらに正方向における塑性変形が増大して最大変形を生じた。

繰返し回数の増加による復元力特性の変化が、応答性状に与える影響は、地震動の入力レベルにより異なる。これは、梁部材の降伏状況との関係があり、入力レベルが小さく梁部材の降伏が生じないレベルでは、繰返し荷による影響は小さい。入力レベルが梁部材の降伏を生じさせる大きさに達すると、繰返し荷による影響が大きくなり、繰返し回数による変形増大が顕著となる傾向が見られた。

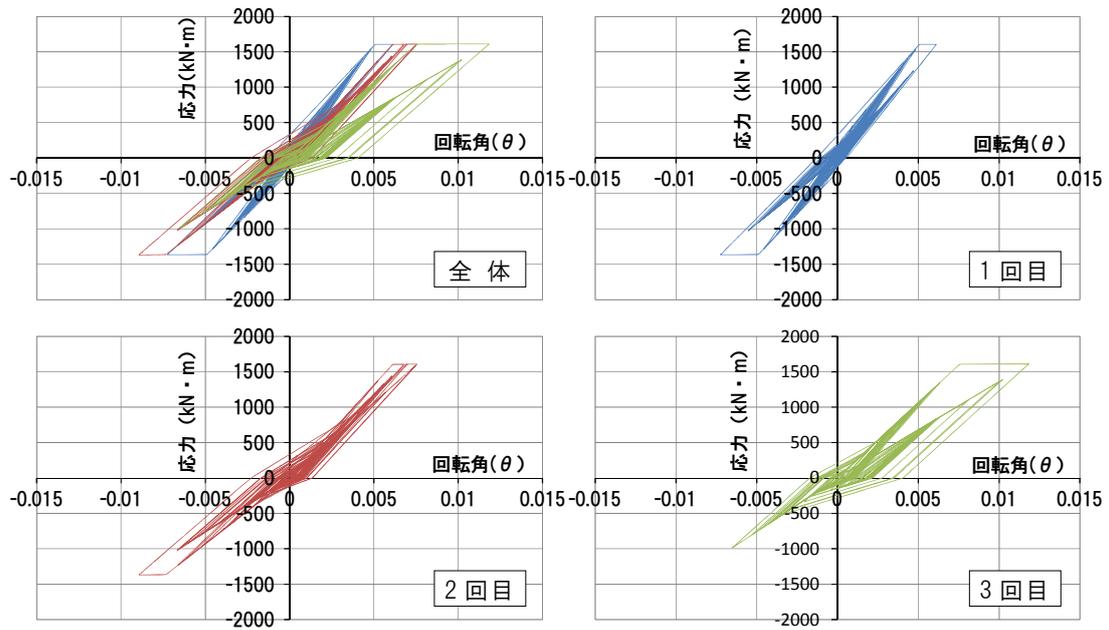


(a) 第1年代 25階 (1G25) 18階梁

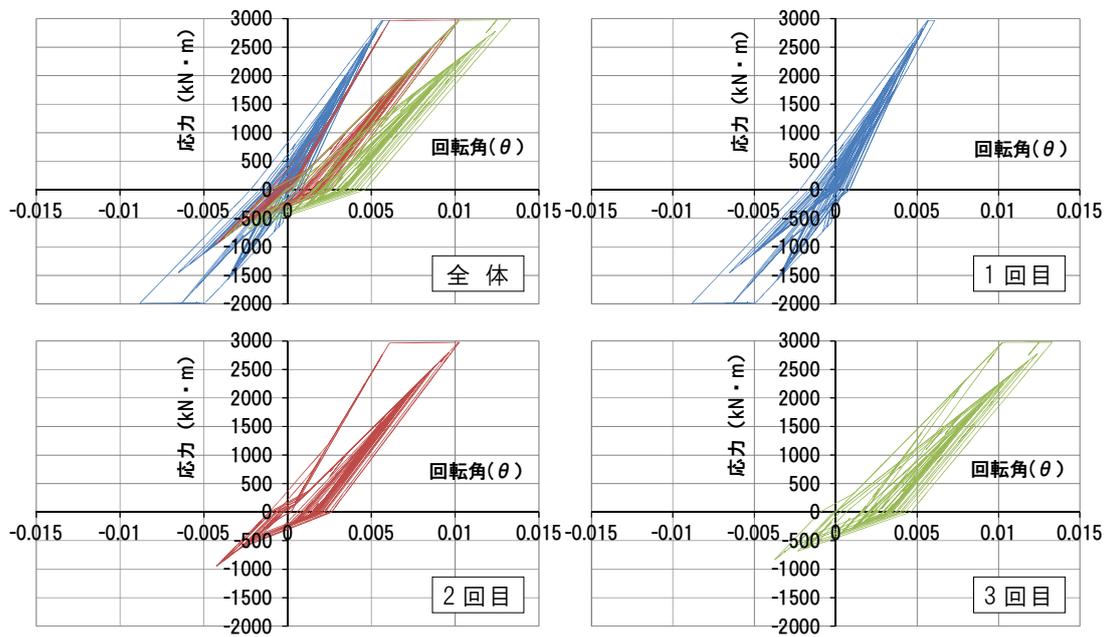


(b) 第3年代 30階 (3G30) 15階梁

図 3.5.4 梁のモーメント M - 回転角 θ 関係 (入力加速度倍率 0.40 倍)



(a) 第1年代25階 (1G25) 14階梁



(b) 第3年代30階 (3G30) 7階梁

図 3.5.5 梁のモーメント M - 回転角 θ 関係 (入力加速度倍率 0.87 倍)

3.6 耐震設計法に関する考察

本節では、多数回繰返し载荷による応答値への影響に対して、超高層 RC 建築物の設計において耐震性能を確保する上で配慮すべき項目について考察する。

3.6.1 終局限界変形と梁の変形

通常、超高層 RC 建築物の設計では、レベル 2 地震動に対する終局時の静的設計を行う変形として用いる終局限界変形 R_u を「建築物の 1 階層せん断力と外力重心における変形との関係において、最大応答値 R_{Tmax} に対する面積の 2 倍以上の面積となる変形」と定義している。

図 3.6.1 は、第 3 年代 30 階 (3G30) における 1 階ベースシア係数 C_B と外力重心変形角 R_T (21 階床位置) との関係に、復元力特性として Saito-Slip モデルを用いた場合の R_T を、設計で用いられる入力 1 回目の応答値と、繰返し载荷による変形増大を考慮した 2 回目、3 回目の応答値をプロットしたものである。地震動の入力レベルは加速度倍率 1.00 倍のものを用いている。

R_T の応答値は、入力 1 回目、2 回目、3 回目で、最大層間変形角 R_{max} ほど大きな差は見られない。したがって、変形増大は特定層に集中して生じたものであり、終局限界変形には多数回繰返し载荷による影響は大きく現れないことになる。しかし、前述した通り繰返し载荷の影響により R_{max} は増大する傾向が見られる。このことに対して耐震設計上で考慮すべき点を考察する。

3.6.2 部材の保証設計変形

通常、梁のせん断設計は部材両端が曲げ降伏した場合のせん断力に対して設計が行われている。従って、繰返し载荷により最大層間変形角 R_{max} が増大しても、設計用せん断力に変動は生じない。しかし、降伏ヒンジの発生する部材の終局せん断強度にはヒンジ領域の回転角 R_p が考慮される⁷⁾。 R_p は繰返し载荷による R_{max} の増大を考慮して設定する必要があると考えられる。層せん断力についても、ある層で梁の曲げ降伏が進行すると大きな増大は生じない。しかし、 R_{max} の増大に伴い柱の反曲点位置の変動、すなわち曲げモーメントの変動が生じる。

図 3.6.2 は、繰返し载荷による R_{max} の増大が見られた中層階 (13~15 階) と上層階 (23~25 階) の中柱について、繰返し载荷によるせん断力 Q と曲げモーメント M の増大率

Q_n/Q_1 , M_n/M_1 (Q_n , M_n : 2, 3 回目入力時の柱 Q および M の最大応答値, Q_1 , M_1 : 1 回目入力時の柱 Q および M の最大応答値) を示したものである。

R_{max} の比較的小さい中間階では, せん断力増大率 Q_n/Q_1 に対して曲げモーメント増大率 M_n/M_1 は比較的小さい。 R_{max} が大きく梁の塑性化が進行していると考えられる上層階では, Q_n/Q_1 の変動は中層階よりも少ないが, M_n/M_1 は大きな値となっている。

梁降伏が進行した階においては, 最大応答せん断力の変動は小さいが, 反曲点の移動により曲げモーメントの増大が生じている。

本検討の範囲では, 増大率は最大で 15%程度と過大ではないが, 繰返し载荷の影響により変形が増大することによる柱曲げモーメントの増大を, 耐震設計上の柱曲げ余裕度等に考慮する必要がある。

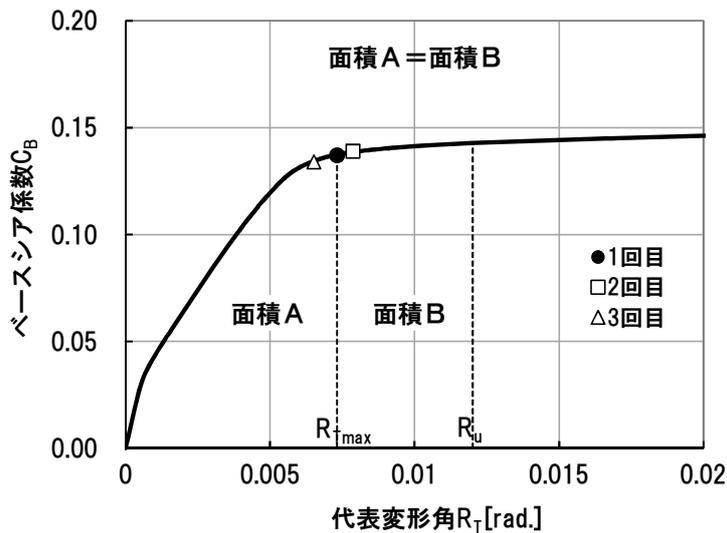


図 3.6.1 1 階ベースシア係数－外力重心変形角関係

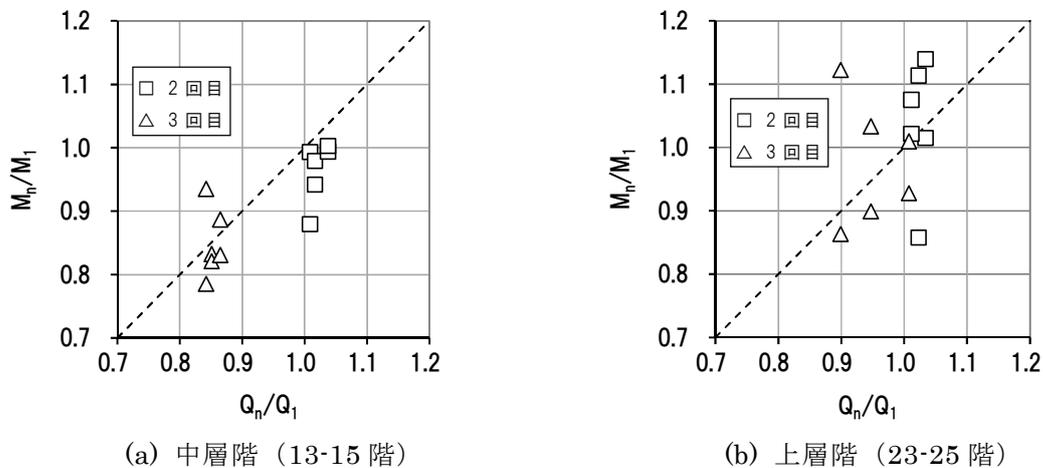


図 3.6.2 柱せん断力, 曲げモーメントの増大率

3.7 多数回繰返し荷に対する制振補強効果の検討

ここでは、繰返し荷の影響による応答値の増大に対して、オイルダンパーによる制振補強効果の検討を行う。解析対象モデルは第3年代30階(3G30)とし、復元力特性モデルには Saito-Slip のケース1を用いた。地震動の入力レベルは加速度倍率1.00倍とした。補強量は、最大減衰力500kN(減衰係数 $C_1=12000\text{kN}\cdot\text{sec/m}$, $C_2=816\text{kN}\cdot\text{sec/m}$, リリーフ荷重400kN)のオイルダンパーブレースを、各階に4基, 6基, 8基ずつ配置した3段階とした。付加減衰力の総和は、建物全重量に対してそれぞれ14%, 21%, 28%である。

3.7.1 層間変形角の低減効果

図3.7.1に制振補強前と補強後の最大応答層間変形角 R_{\max} の比較を入力回数ごとに示す。また、図3.7.2に最大応答層間変形角 R_{\max} の低減率(補強後 R_{\max} / 補強前 R_{\max})を示す。

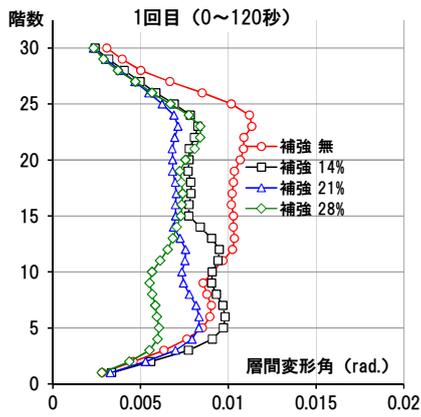
補強による付加減衰力を建物全重量に対して21%以上とした場合、 R_{\max} の最大値は概ね1/100rad.程度となった。また、補強による R_{\max} の低減率は、繰返し回数が増大するほど小さくなる傾向が見られ、低減効果は大きくなることが分かる。

3.7.2 残留変形の低減効果

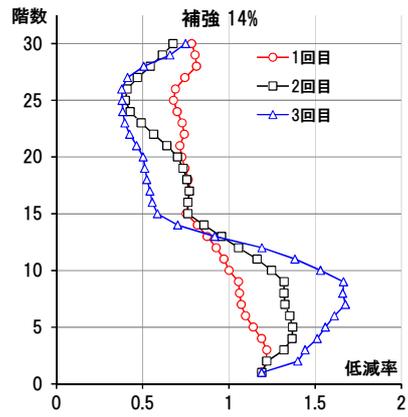
図3.7.3に制振補強前と補強後の残留変形量の比較を示す。また図3.7.4には、制振補強前と補強後の繰返し荷による変形増大率(2, 3回目の1回目に対する比率)を示す。

制振補強により片寄り変形などに起因する残留変形が減少した。また、繰返し荷による変形増大率も、制振補強により減少していることが分かる。制振補強により減衰を付加することで、片寄り変形の抑制にも効果が見られ、その効果は補強量21%以上で大きく見られた。

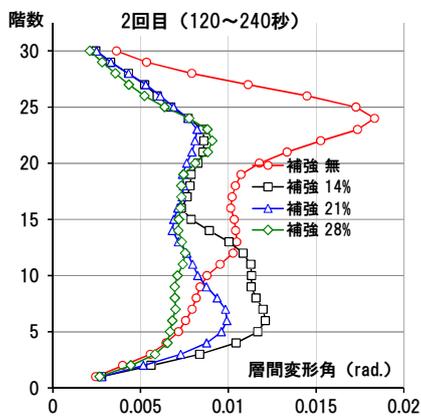
以上のように、繰返し荷による応答値の増大に対して、制振補強の有効性が確認できた。



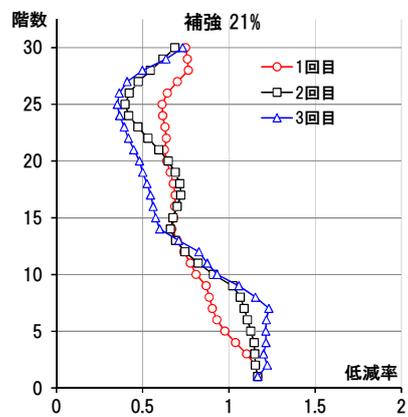
(a) 1 回目



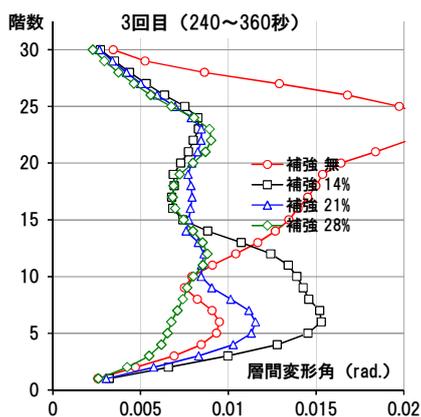
(a) 補強量 14%



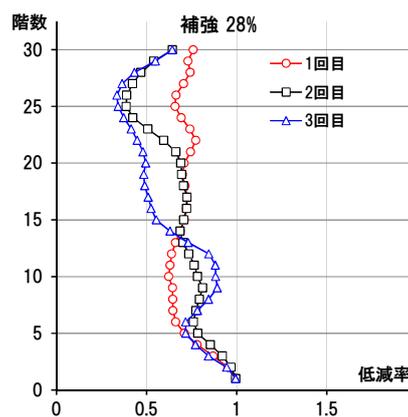
(b) 2 回目



(b) 補強量 21%



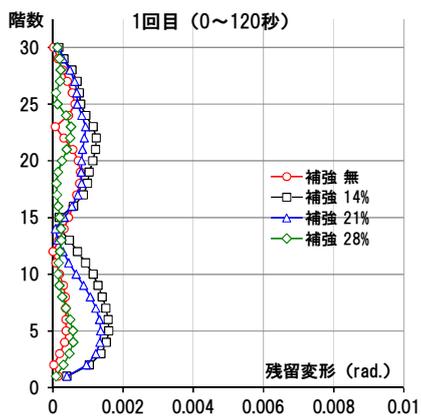
(c) 3 回目



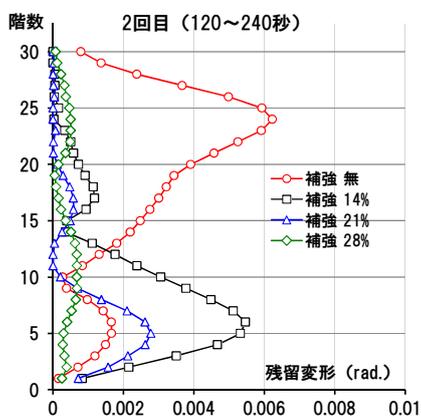
(c) 補強量 28%

図 3.7.1 最大応答層間変形角

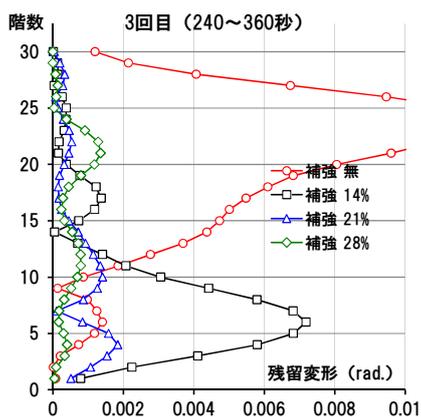
図 3.7.2 最大応答層間変形角の低減率



(a) 1 回目

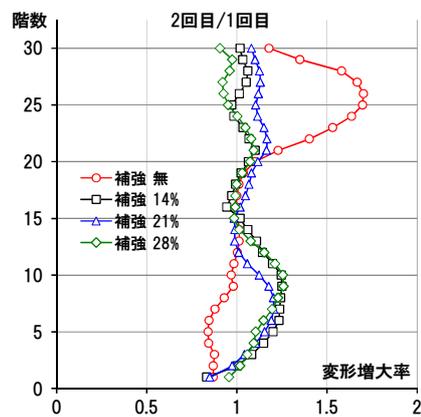


(b) 2 回目

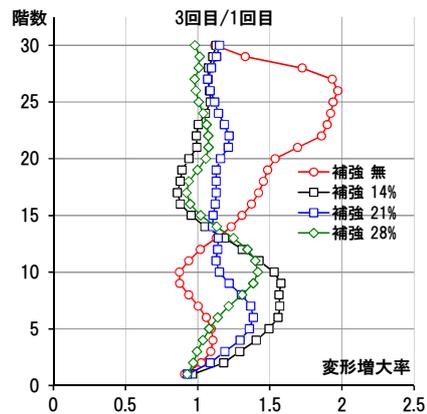


(c) 3 回目

図 3.7.3 残留変形量の比較



(a) 2 回目/1 回目



(b) 3 回目/1 回目

図 3.7.4 変形増大率

3.8 履歴特性パラメータの変化が応答値に与える影響

多数回繰返し载荷による復元力特性の変化が、既存超高層 RC 造建築物の応答性状に与える影響を評価するために、RC 造建築物の履歴特性として、通常の設計に用いられている Takeda モデルと繰返し载荷によるスリップ性状や耐力劣化などの特性変化を考慮した Saito-Slip モデルを用いた地震応答解析結果について検討した。

Saito-Slip モデルには、3.2.1 履歴モデルの概要に示したように、履歴特性に関連する戻り剛性、荷重反転後のスリップ剛性、荷重反転後に指向する最大点の変位を決定するパラメータ α 、 β 、 γ が用いられている。前節までの検討では、このパラメータについて、既往の研究²⁾や2章の実験結果から3.2節で設定したケース1の数値を用いてきた。

ここでは、Saito-Slip モデルの履歴特性を決定する上記パラメータとして、3.2節で検討した3ケースの設定値を用いた地震応答解析を行い、パラメータの変化が応答値に与える影響について検討する。

3.8.1 解析モデルの概要

解析に用いる骨組モデルは、3.3節で示した第3年代30階(3G30)と高強度材料の使用を想定した50階(3G50)の超高層 RC 造建築物とした。骨組モデルの諸元を表3.8.1に、骨組モデルの略伏図、略軸組を図3.8.1に示す。

地震応答解析モデルは、建築物を柱、梁、接合部パネルにモデル化した立体フレームモデルとし、柱、梁、接合部パネルのモデル化は、3.3.2 解析モデルに示すモデルと同一とした。

繰返し载荷による復元力特性の変化を考慮しないモデルでは、梁の履歴モデルに Takeda モデルを用いた。繰返し载荷によるスリップ性状や耐力の劣化など復元力特性の変化を考慮するモデルでは、梁の履歴モデルに Saito-Slip モデルを用いた。柱部材の曲げに対する復元力特性については、3.3節と同様に両モデルとも多数回繰返し载荷による履歴特性の変化は考慮せず、ファイバーモデルにより決定される履歴特性をそのまま用いた。

Takeda モデルにおける除荷剛性の低下指数 γ' は、梁について 0.50 とした。Saito-Slip モデルの復元力特性を決定するパラメータ α 、 β 、 γ は、3.2節で設定した以下に示す3ケースとした。

- ・ ケース 1 (Saito-Slip1) $\alpha=0.5, \beta=0.7, \gamma=0.02$
- ・ ケース 2 (Saito-Slip2) $\alpha=0.4, \beta=0.4, \gamma=0.02$
- ・ ケース 3 (Saito-Slip3) $\alpha=0.1, \beta=0.3, \gamma=0.02$

なお、スケルトンカーブにおける耐力低下を定義する ξ については、設計で考慮する限界変形角 (1/50 程度) における顕著な耐力低下が実験結果において見られないため、ここでは考慮しないものとした。

内部粘性減衰は瞬間剛性比例型として、1 次の減衰定数を 3% とした。

表 3.8.1 骨組モデルの諸元

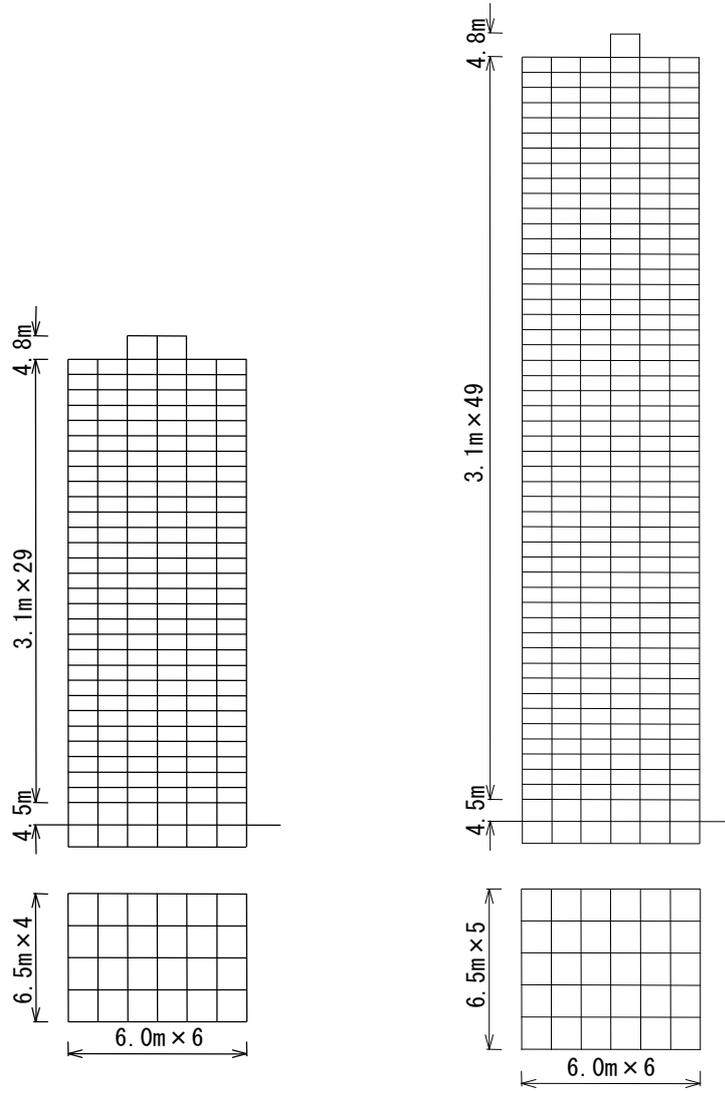
設計年代 ^{※1}	第 3 年代			
	3G30		3G50	
モデル名				
方 向	X	X	X	Y
建築物高さ(m)	94.6		156.6	
階 数	30		50	
基準階階高(m)	3.10		3.10	
柱芯面積(m ²)	936.0		1170.0	
柱支配面積(m ²)	39.0		39.0	
スパン長(m)	6.0	6.0	6.0	6.5
スパン数	6	6	6	5
塔状比	2.63	2.63	4.35	4.82
$F_c(N/mm^2)^{※1}$	54		120	
主筋強度(N/mm ²) ^{※2}	490		685(590 ^{※3})	
平均重量(kN/m ²) ^{※4}	14.3 [11.4]		13.4 [10.9]	
$T_1(sec)$	1.79	1.79	2.98	2.91
C_B	0.090		0.068	

※1: 使用コンクリートの中での設計基準強度 F_c の最大値

※2: 使用主筋の中での最大値

※3: 梁主筋の最大値

※4: 基準階重量を柱芯面積(バルコニー含まず)で除した値
([]内はバルコニーを含んだ面積で除した値)



(a) 第3年代30階 (3G30)

(b) 第3年代50階 (3G50)

図 3.8.1 骨組モデルの略伏図及び略軸組図

3.8.2 入力地震動

入力地震動は、多数回繰返し载荷による復元力特性の変化が応答値に与える影響を調べるため、3.3.3 項と同様に日本建築センター設計用入力地震動（以下 BCJ-L2 波）を 3 回連続させて用いた。

入力レベルは、履歴モデルによる応答値の差が現れるように、30 階建て、50 階建ての骨組モデルにおける入力回数 1 回目の最大応答層間変形角が、概ね 1/100 程度となるように基準化し、3G30 では加速度倍率 1.10（最大速度 63kine）、3G50 では加速度倍率 0.87（最大速度 50kine）として用いた。

3.8.3 地震応答解析結果

Takeda モデル及び Saito-Slip モデルで設定した 3 ケースのパラメータを用いて、30 階建てモデル（3G30）、50 階建てモデル（3G50）により行った地震応答解析結果について以下に述べる。

(1) 第 3 年代 30 階（3G30）

3G30 の入力回数ごとの最大応答層間変形を図 3.8.2 に、入力 2 回目、3 回目の入力 1 回目に対する最大応答層間変形角の増大率を図 3.8.3 に示す。

1 回目の入力時において、履歴モデルによる応答値に僅かに差が見られた。最大応答値は、Takeda, Saito-Slip1, Saito-Slip2, Saito-Slip3 の順に大きくなっており、前項 3.5.1 で比較した等価粘性減衰定数や 1 サイクル当たりのエネルギー吸収量の大小関係に対応した。

2 回目の入力では、各履歴モデルとも 1 回目に対して変形の増大が見られた。変形増大率（2 回目/1 回目）の最大値は、等価粘性減衰定数や 1 サイクル当たりのエネルギー量が比較的近かった Takeda と Saito-Slip3 が 1.4～1.5 程度と同程度となっており、等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量が小さい Saito-Slip1, Saito-Slip2 では、1.7～1.8 程度と Takeda, Saito-Slip2 に比べて大きくなった。

3 回目の入力では、変形増大率（3 回目/1 回目）の最大値が Takeda モデルでは大きく変化しなかったが、Saito-Slip モデルでは全てのモデルで変形増大率の最大値が 2.0 を超えており、繰返し载荷による変形の増大が生じていた。

図 3.8.4 に、各履歴モデルで最大応答層間変形角の増大率が比較的大きかった階の層間変形角の時刻歴を示す。1 回目の入力においては、残留変形（片寄り）は比較的小さく、

最大応答変形角への影響は少ないと考えられる。

2回目、3回目と入力回数が進むと、Takedaに比べてSaito-Slipの片寄り変形が増大していく傾向が見られた。前述の変形増大率で、Takedaの2回目、3回目の変形増大率がSaito-Slipモデルと比較して小さかった要因として、繰返し入力による片寄り変形の累積が影響していることが層間変形角の時刻歴から分かる。

(2) 第3年代50階(3G50)

3G50の入力回数ごとの最大応答層間変形を図3.8.5に、入力2回目、3回目の入力1回目に対する最大応答層間変形角の増大率を図3.8.6に示す。

1回目の入力では、Takedaモデル、3ケースのSaito-Slipモデルの最大応答層間変形角に大きな差異は見られなかった。

2回目、3回目の入力を行うと、いずれの履歴モデルにおいても、20階及び35階付近で繰返し入力による変形の増大が見られた。繰返し荷によるスリップ性状や耐力劣化等を考慮していないTakedaモデルにおいても、繰返し荷による変形増大は見られるが、増大率は15%程度であった。変形増大率の最大値は、Saito-Slip1が最も大きく35%程度、次にSaito-Slip2が26%程度、Saito-Slip3が18%程度となっている。これは前項3.2.2で検討した1サイクルにおける等価粘性減衰定数やエネルギー吸収量の大小関係と一致した。

図3.8.7は、繰返し荷による変形増大が比較的大きく見られた22階と35階の層間変形角の時刻歴を示したものである。図3.8.7からは、全モデルとも顕著な片寄り変形が見られなかった。この要因としては、3G50では最大応答層間変形角が比較的小さく、梁の塑性率が小さかったことから、片寄り変形が生じにくかったことが考えられる。

上記により、3G50では繰返し荷による最大変形増大が、主に繰返し荷によるスリップ性状や耐力劣化などによるエネルギー吸収量の減少による最大振幅の増大に起因していたと考えられる。

なお、今回行った解析ケースでは、高強度材料を使用している下層階の変形は比較的小さく、繰返し変形による影響は小さかったと考えられる。

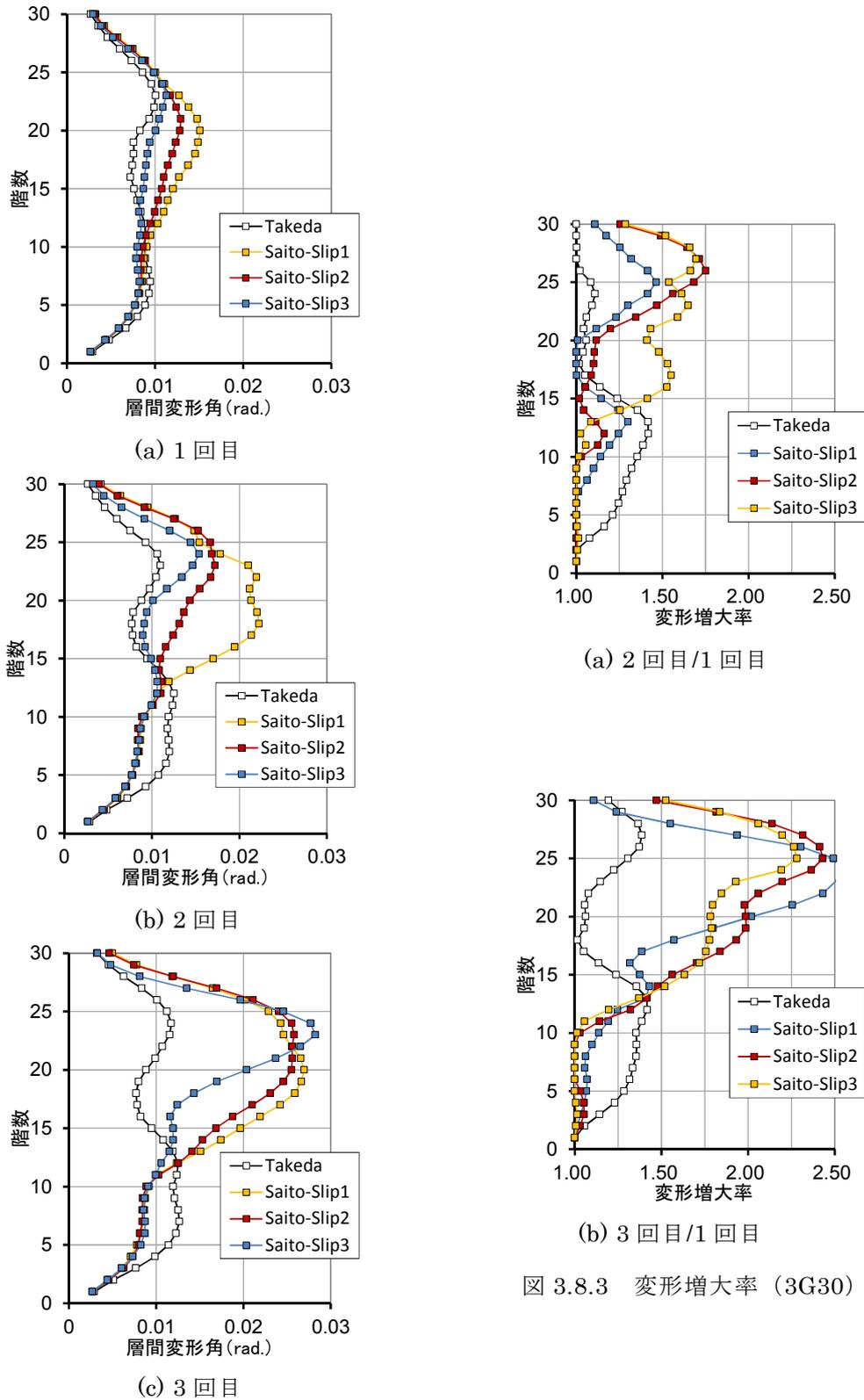
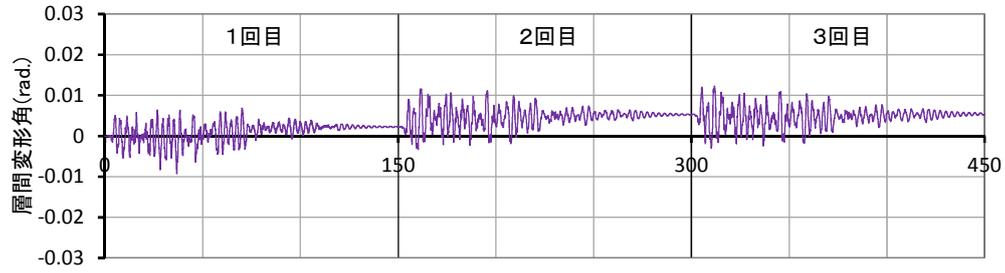
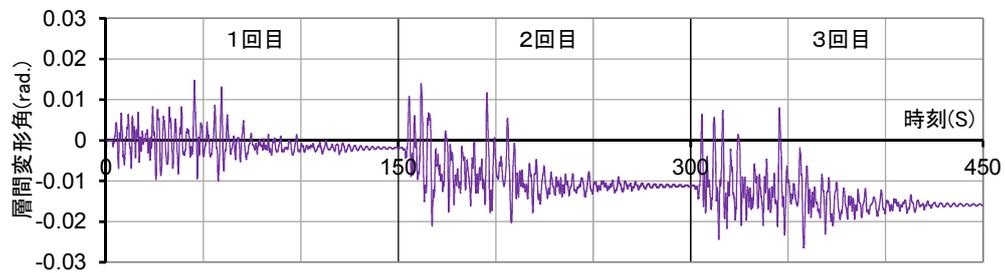


図 3.8.3 変形増大率 (3G30)

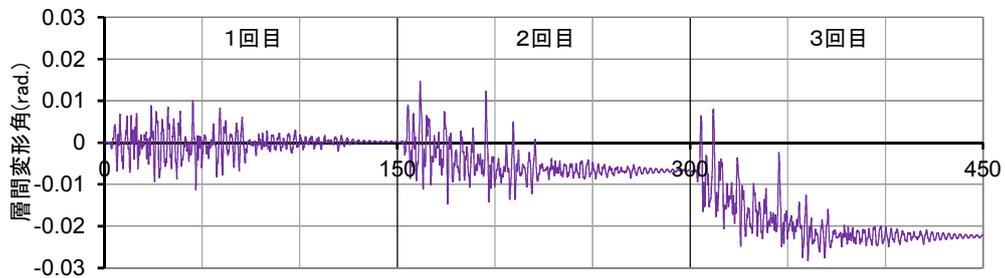
図 3.8.2 最大応答層間変形角 (3G30)



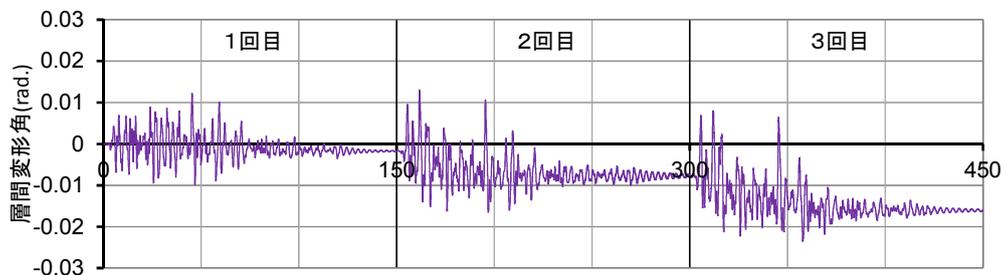
(a) Takeda (6階)



(b) Saito-Slip1 (22階)



(c) Saito-Slip2 (23階)



(d) Saito-Slip3 (24階)

図 3.8.4 応答層間変形角の時刻歴 (3G30)

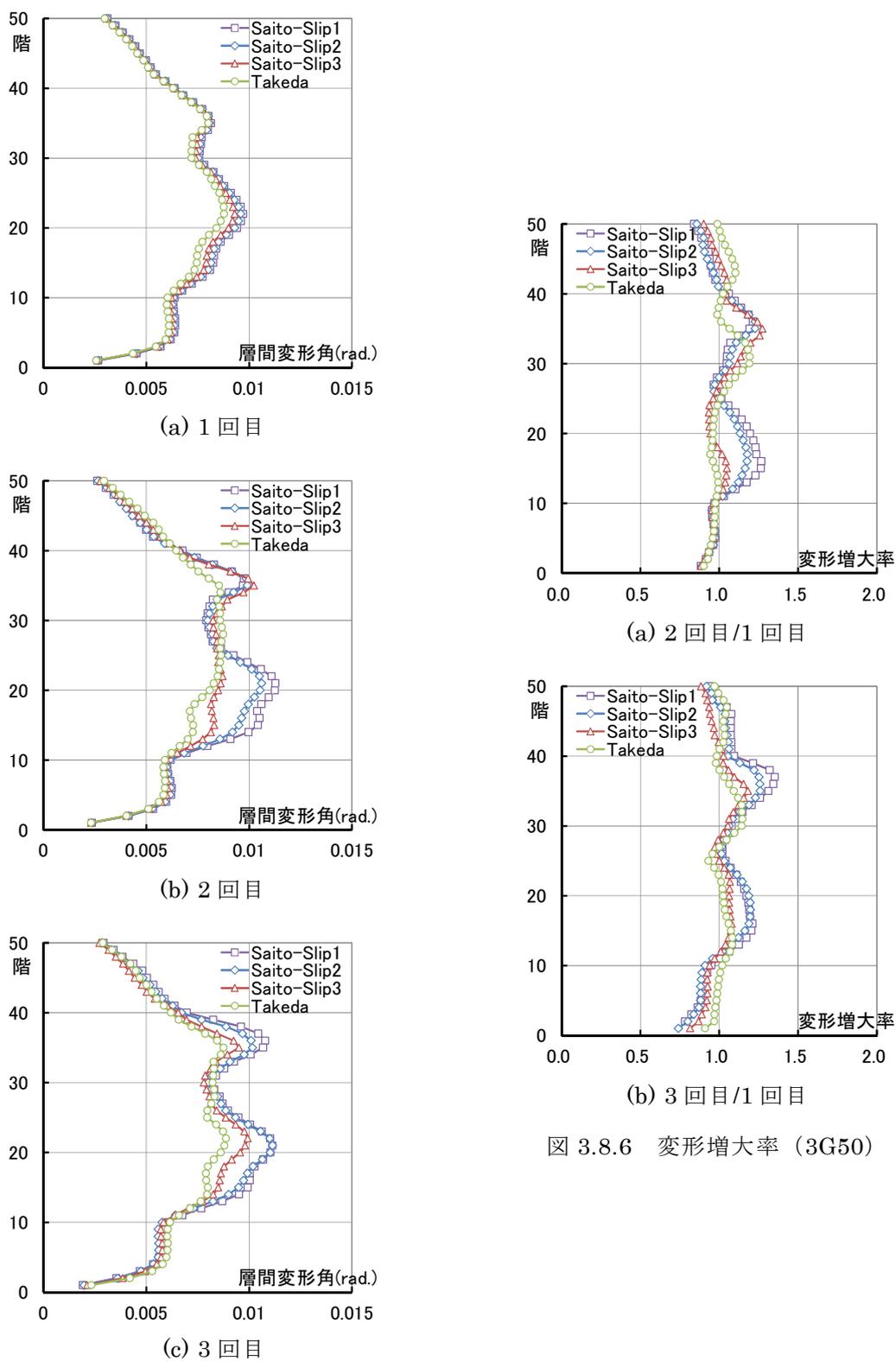


図 3.8.6 変形増大率 (3G50)

図 3.8.5 最大応答層間変形角 (3G50)

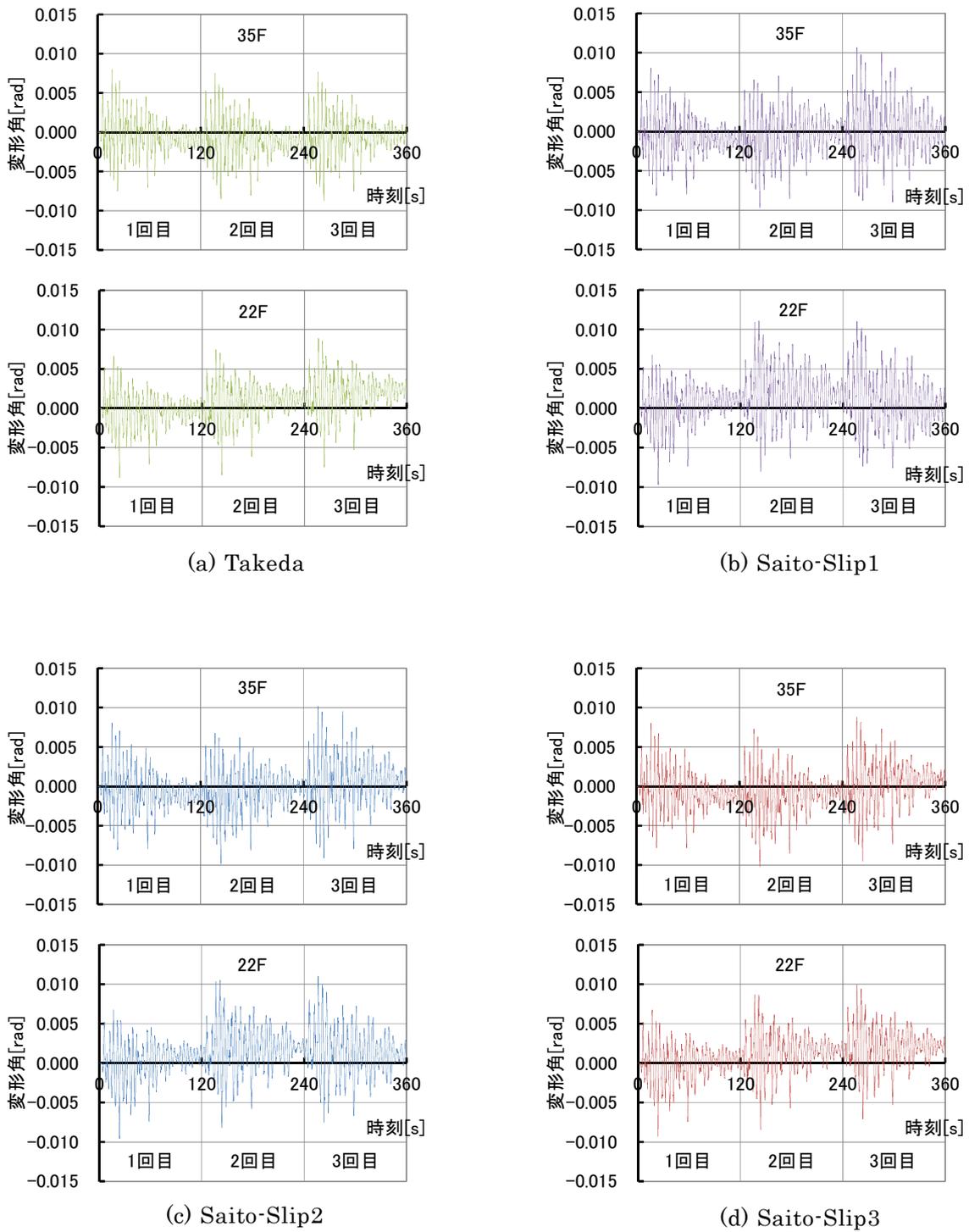


図 3.8.7 応答層間変形角の時刻歴

3.9 まとめ

本章では、多数回繰返し载荷による復元力特性の変化が、超高層 RC 造住宅の応答性状に与える影響の把握を目的として、復元力特性に多数回繰返し载荷による復元力特性の変化を考慮した既往の提案モデル (Saito-Slip モデル) とそれを考慮しない通常的设计モデル (Takeda モデル) を用いて、複数棟の既存超高層 RC 造住宅を対象とした解析モデルによる地震応答解析を実施した。まず、多数回繰返し载荷を行った既往の実験結果や第 2 章の実験結果との比較により、Saito-Slip モデルの履歴特性を決定するパラメータを検討した。設定した履歴モデルを用いた地震応答解析結果により多数回繰返し载荷による復元力特性の変化が応答値に与える影響について検討した。

本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 履歴モデルの検討では、戻り剛性、スリップ剛性や等価粘性減衰定数、エネルギー吸収量に着目して、Saito-Slip モデルに 3 ケースの履歴特性パラメータを設定し、実験結果との対応を検討した。その結果、パラメータの設定が異なる履歴モデルと実験値との対応は、剛性やエネルギー吸収量など評価する着目点や、対象とする変形レベルにより適合性が異なり、評価対象によりパラメータの設定値を選定する必要があることが分かった。
- (2) 本章で用いる Saito-Slip モデルのパラメータには、戻り剛性やスリップ剛性の実験結果との対応が良く、各変形レベルにおけるエネルギー吸収量を安全側に評価できるパラメータ ($\alpha=0.5$, $\beta=0.7$, $\gamma=0.02$) を設定した。
- (3) 使用材料、スパン長、階高の異なる 6 棟の骨組モデルを用いて、多数回繰返し载荷を模擬するために BCJ-L2 波を 3 回連続で入力した地震応答解析を実施した。その結果、入力回数の増加に伴い、最大応答層間変形角 R_{\max} が増大する傾向が Takeda, Saito-Slip の両モデルで見られた。多数回繰返しによる R_{\max} の増大は、Saito-Slip モデルを用いた場合の方が大きくなる傾向があった。
- (4) 多数回繰返し载荷による R_{\max} の増大には、スリップ剛性や耐力の劣化により履歴面積が減少することによる最大振幅の増大だけでなく、繰返し载荷により片寄り変形が増大することが起因すると考えられる。

- (5) 地震動の入力レベルが小さい(レベル1相当)場合には、多数回繰返し荷による R_{max} の増大への影響は小さかった。地震動入力レベルが大きく(レベル2相当)、梁に降伏が生じる変形に達すると、繰返しによる R_{max} の増大への影響が顕著となった。
- (6) 多数回繰返し荷による変形を増大は、特定層に集中して生じたものであり、建物全体変形には R_{max} ほど顕著に現れず、終局限界変形には多数回繰返し荷の影響が小さい。また、 R_{max} の増大に対する耐震設計上の配慮について考察し、柱の曲げ余裕度の増大や梁のせん断設計に用いるヒンジ領域の回転角 R_p の増大が必要であると考えられる。
- (7) 多数回繰返し荷による変形を増大に対し、オイルダンパーによる制振補強は、 R_{max} の増大や残留変形(片寄り変形)の抑制に効果がある。
- (8) Saito-Slip モデルを用いた30階モデルでは、入力回数の増加に伴い、変形を増大がみられた。1, 2回目の入力による R_{max} は、Saito-Slip モデルのエネルギー吸収量の大小関係と対応した。3回目の入力では、3ケースの Saito-Slip モデルで同程度の R_{max} となった。これには、片寄り変形の累積が影響していた。
- (9) Saito-Slip モデルを用いた50階モデルでは、入力回数の増加に伴い、変形を増大が見られたが、その増大率は大きくなかった。また、顕著な片寄り変形は見られず、各入力回数における R_{max} の大きさは Saito-Slip モデルのエネルギー吸収量の大小関係と一致した。

【第3章 参考文献】

- 1) 鈴木芳隆, 兵頭陽, 丸田誠, 鈴木紀雄, 小鹿紀英: 多数回繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造建物の挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第646号, pp.2317-2325, 2009.12.
- 2) 斉藤大樹, 福山洋, 森田高一, 向井智久, 濱田真, 出水俊彦, 菊田繁美, 金川基, 葉研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能 その13 耐力劣化とP- Δ 効果を考慮した地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.735-736, 2010.9.
- 3) Takeda.T, M.A.Sozen and N.N.Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, December 1970, pp.2557-2573.
- 4) 石橋久義, 斉藤大樹, 福山洋, 森田高市, 向井智久, 出水俊彦, 菊田繁美, 金川基, 葉研地彰, 佐々木仁: 長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能 その2 梁実験と結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.501-502, 2009.9.
- 5) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 設計分科会報告書, (財)国土開発技術研究センター, 1993年3月.
- 6) 秋田知芳, 栗本耕太郎, 五百井壯, 和泉信之: 既存鉄筋コンクリート造建築物の構造特性と骨組モデル, コンクリート工学年次論文年次論文報告集, Vol.33, No.2, pp.925-930, 2011.
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.

第4章 超高層鉄筋コンクリート造住宅の解析モデル

- 4.1 はじめに
- 4.2 既存超高層鉄筋コンクリート造住宅の地震観測記録の概要
 - 4.2.1 建築物及び観測点の概要
 - 4.2.2 竣工時の常時微動測定
 - 4.2.3 主な地震の観測記録
- 4.3 解析モデルの設定
 - 4.3.1 質点系モデル及び立体フレームモデル
 - 4.3.2 設計モデルと竣工時モデル
 - 4.3.3 解析モデルの固有周期と常時微動測定結果の比較
- 4.4 質点系モデルによる地震応答解析
 - 4.4.1 等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルの応答結果の比較
 - 4.4.2 内部粘性減衰の設定
 - 4.4.3 解析結果と地震観測結果の比較
 - 4.4.4 2011年 東北地方太平洋沖地震による応答値の推定
 - 4.4.5 解析結果による室内被害の推定
- 4.5 立体フレームモデルによる地震応答解析
 - 4.5.1 内部粘性減衰の設定
 - 4.5.2 解析結果と地震観測結果の比較
 - 4.5.3 2011年 東北地方太平洋沖地震による応答値の推定
 - 4.5.4 解析結果による室内被害の推定
 - 4.5.5 設計用振動系モデルに関する考察
- 4.6 まとめ

【第4章 参考文献】

第4章 超高層鉄筋コンクリート造住宅の解析モデル

4.1 はじめに

建築物を構成する骨組の復元力特性や耐力などの構造性能については、部材レベルの研究が数多く行われ、解析モデルの精度も向上してきた。しかし、地震時における実建築物の挙動と設計モデルの適合性について、それらに影響を与える部材剛性や減衰特性について検討した事例は、これまであまり報告されていない。実建築物の挙動を精度良く推定するためには、設計に用いる解析モデルと実建築物の構造特性について、それらの対応を検証することが必要である。

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、超高層RC造住宅の骨組における過大な被害は見られなかったが、室内における家具の移動・転倒や二次部材である間仕切り壁の仕上げ材等に関する被害が多く見られたことが報告された¹⁾。

これまでの耐震構造による超高層建築物の設計では、主として層間変形角や層せん断力の最大応答値に着目点があり、通常設計に用いられる応答解析モデルの諸元についても、特に大地震時を対象としてこれら进行评估するように設定されたものが多い。

しかし、今後の耐震設計として大地震時の耐震安全性の確認だけでなく、家具の移動や転倒など室内被害进行评估する場合には、様々な地震動レベルに対応した解析モデルの精度が必要であり、特に加速度や速度の応答値に影響の大きい減衰特性を適切に评估することが重要である。

本章では、既存の超高層RC造住宅における実測結果や複数の観測記録との比較により、超高層RC造住宅の地震応答解析モデルにおける骨組の剛性などの評価、内部粘性減衰の設定値が応答結果に与える影響について検討し、振動系モデルについて考察する。

検討に用いる振動系モデルには、通常の設計で基本振動系モデルとして用いられている質点系モデル（等価曲げせん断型モデル）と立体フレームモデルを設定し、応答結果の比較により、応答加速度や応答速度の推定に対して、両者の対応と解析精度について検討する。

また、東北地方太平洋沖地震を対象とした地震応答解析結果を用いて、室内被害の推定を行い、実建築物における被害状況との関連について考察する。

4.2 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震観測記録の概要

4.2.1 建築物及び観測点の概要

地震観測を実施している建築物²⁾は、埼玉県内に建設(1999年竣工)された地上30階、地下1階、軒高95.9mのRC造住宅である。平面形状は、X方向(長辺方向)は5.4~5.7m×7スパンで全長38.4m、Y方向(短辺方向)は5.2~5.6m×6スパンで全長32.4mである。基礎形式は場所打ちコンクリート杭による杭基礎であり、杭先端はGL-52mである。

建築物系の地震観測は、地下1階床、15階床、R階床の3箇所に設置された地震計(加速度計)により行い、測定方向は建築物の構造軸に合わせたX、Yの2方向である。X方向の構造軸が概ね南北方向に一致する。

図4.2.1に対象建築物の平面図、断面図と地震計設置位置を示す。

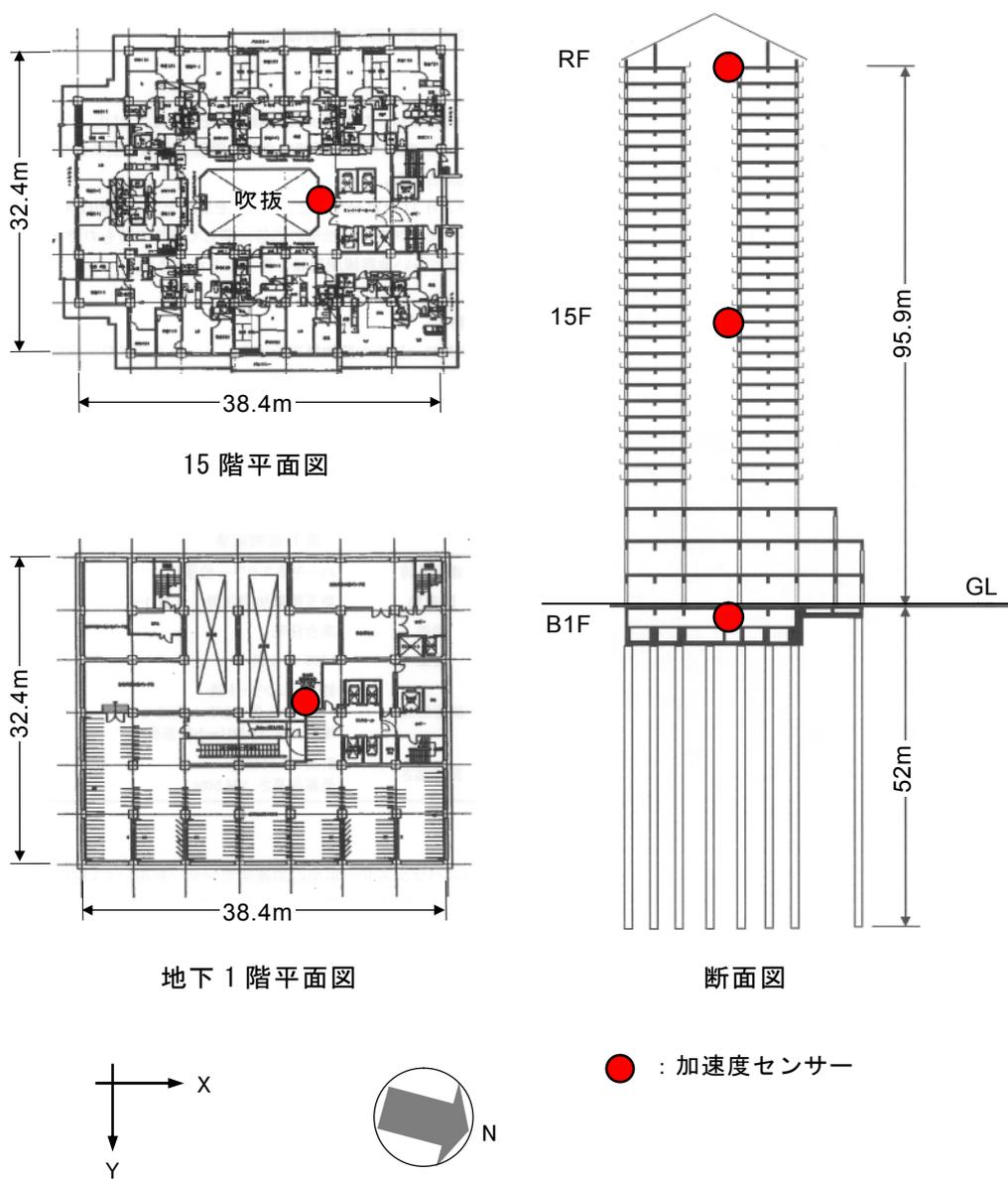


図 4.2.1 建築物概要及び地震計配置

4.2.2 竣工時の常時微動測定

本建築物では、竣工時に微動測定を行っている。その微動測定記録より、実建物の固有周期を推定している。推定した実測固有周期を表 4.2.1 に示す。

表 4.2.1 実測固有周期

固有周期 (秒)	X 方向			Y 方向		
	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
	1.36	0.44	0.24	1.47	0.45	0.24

4.2.3 主な地震の観測記録

本建築物における地震観測は、1999年4月より実施されており、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震においても、強震記録が得られた。これまで観測された多数の観測記録の中から、比較的大きな最大加速度が計測された地震動として、2011年3月以前に観測された10波と東北地方太平洋沖地震の計11波を選定した。選定した地震観測記録の概要を表 4.2.2 に、地下1階床における観測記録の擬似速度応答スペクトルを図 4.2.2 に示す。

表 4.2.2 主な地震観測記録の概要

No.		1	2	3	4	5	6
発生年月日		2002/7/13	2003/5/26	2004/10/23	2004/10/23	2005/4/11	2005/7/23
発生時刻		21:45	18:25	17:56	18:34	7:22	16:34
震源地		茨城県南部	宮城県沖	新潟県中越	新潟県中越	千葉県北東部	千葉県北西部
マグニチュード(M)		4.8	7.0	6.8	6.5	6.1	6.0
震央距離(km)		38	448	188	188	128	38
B1階最大 加速度(cm/s ²)	X	9.6	9.5	12.2	12.7	6.7	42.8
	Y	7.7	10.9	17.2	16.1	10.5	63.9
B1階最大 速度(cm/s)	X	0.7	1.6	2.9	2.4	1.4	7.9
	Y	0.9	1.8	3.6	2.8	2.0	15.8

No.		7	8	9	10	11
発生年月日		2005/8/16	2005/10/16	2007/3/25	2007/7/16	2011/3/11
発生時刻		11:46	16:05	9:41	10:13	14:46
震源地		宮城県沖	茨城県南部	能登半島沖	新潟県中越沖	三陸沖
マグニチュード(M)		7.2	5.1	6.9	6.8	9.0
B1階最大 加速度(cm/s ²)	X	13.5	13.1	2.0	12.1	71.3
	Y	16.4	15.6	1.8	9.6	91.3
B1階最大 速度(cm/s)	X	2.4	1.6	1.2	3.9	18.4
	Y	3.0	1.9	1.3	2.7	22.8

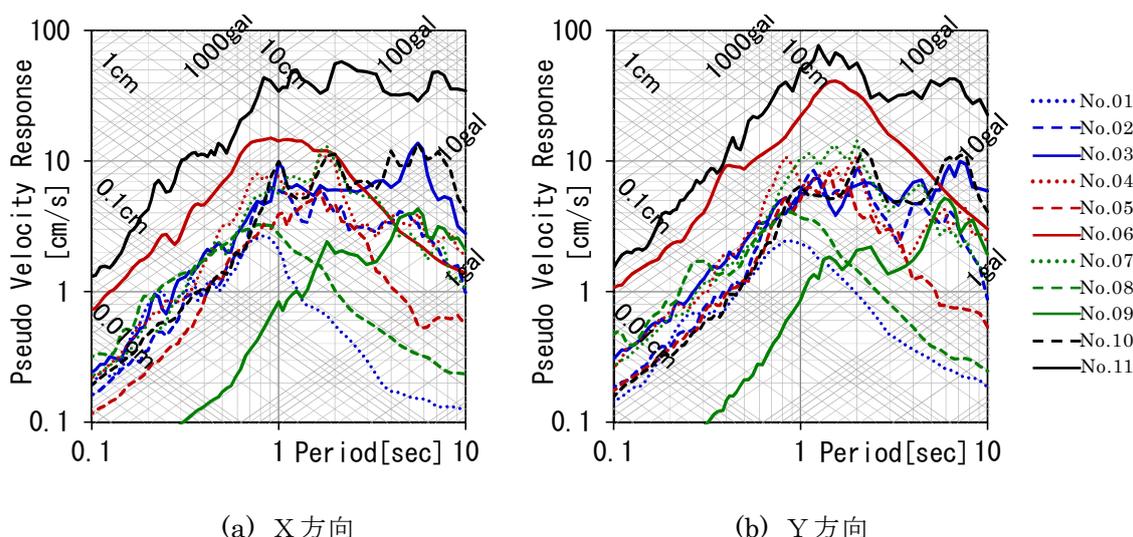


図 4.2.2 観測記録の擬似速度応答スペクトル（地下1階）

4.3 解析モデルの設定

本検討に用いる地震応答解析モデルには、質点系（等価曲げせん断型）モデルと立体フレームモデルを設定する。また、各モデルに設定する剛性及び重量について、設計に用いるモデルと実建築物の特性を模擬するために、設計モデルにおける剛性、重量を変動させた竣工時モデルを設定する。解析モデルの一覧を表 4.3.1 に示す。

表 4.3.1 解析モデル一覧

モデル名			剛性増大率	重量低減率
等価曲げせん断型 モデル	設計	SD	1.00	1.00
	竣工時	SM1	1.20	1.00(0.94*)
		SM2	1.10	1.00(0.94*)
立体フレーム モデル	設計	FD	1.00	1.00
	竣工時	FM1	1.20	1.00(0.94*)
		FM2	1.10	1.00(0.94*)

* 常時微動測定結果による固有周期との比較時に考慮

※ 剛性増大率，重量低減率は，設計モデルに対する比

4.3.1 質点系モデル及び立体フレームモデル

(1) 質点系モデル（等価曲げせん断型モデル）

等価曲げせん断型モデル（以下、Sモデル）は、地下1階から30階までの各層の質量を床レベルに集約した31質点とし、柱の軸変形による建築物全体の曲げ変形を曲げばねにより、各層のせん断変形をせん断ばねにより表現したモデルとする。曲げばねは弾性とし、各層の非線形性はせん断ばねによりトリリニアーク線形で表現する。せん断ばねの履歴特性はTakedaモデルとし、除荷剛性低下指数は0.4とする。地震動の入力はB1階床位置とし、基礎位置を固定とする。

(2) 立体フレームモデル

立体フレームモデル（以下、Fモデル）は、骨組を構成する柱、梁を材端に剛塑性ばねを配置した線材に置換し、各部材のひび割れ発生及び曲げ降伏による非線形性を剛塑性ばねにより表現する。柱部材のひび割れ強度及び曲げ終局強度には、曲げと軸力の相関性を考慮する。柱・梁接合部パネルにはせん断変形を考慮し弾性とする。柱、梁の履歴特性はTakedaモデルとし、除荷剛性低下指数は、梁、柱とも0.4とする。地震動の入力はB1階床位置とし、B1階の各柱下をピン支持とする。

4.3.2 設計モデルと竣工時モデル

(1) 設計モデル

建築物の設計時に用いるモデルでは、部材の強度や変形を安全側に評価するために、コンクリート強度としてその下限値である設計基準強度 F_c が用いられる。また、建物重量についても地震力を安全側に評価するため、積載荷重を満載した条件で算定される。

上記の条件を用いて設定したモデルを設計モデル（以下 D モデルと称す）と定義する。設計モデルに用いる剛性には、コンクリートの設計基準強度 F_c により算定したヤング係数を、建物重量には地震用の積載荷重を 100% 考慮した重量を用いる。

(2) 竣工時モデル

一般的に実建築物におけるコンクリートの実強度は、設計基準強度 F_c よりも高くなりヤング係数も大きくなる。このため実建築物における部材剛性は、設計モデルに比べて大きくなることが予想される。

ここでは、竣工時モデル（以下 M モデルと称す）として、コンクリート強度の上昇によるヤング係数の増大を考慮するために、剛性増大率を 1.20 倍としたモデル（ケース 1）、1.10 倍したモデル（ケース 2）を設定する。

剛性増大率を考慮する方法は、等価曲げせん断モデルでは、第 1 剛性に剛性増大率を考慮し、第 1 折れ点 (Q_1)、第 2 折れ点 (Q_2) の層せん断力、第 2 折れ点の変形 (δ_2) は設計モデルと同一とした。また、立体フレームモデルでは、ヤング係数に剛性増大率を考慮し、コンクリート強度は設計モデルと同一とした。図 4.3.1 に等価曲げせん断モデルのせん断変形成分について、剛性増大率を考慮したスケルトンカーブの設定方法を示す。

なお、常時微動測定結果（竣工時）による固有周期との比較に用いる建築物重量には、実状に応じた積載荷重を模擬するために、荷重低減率として 0.94 を考慮する。

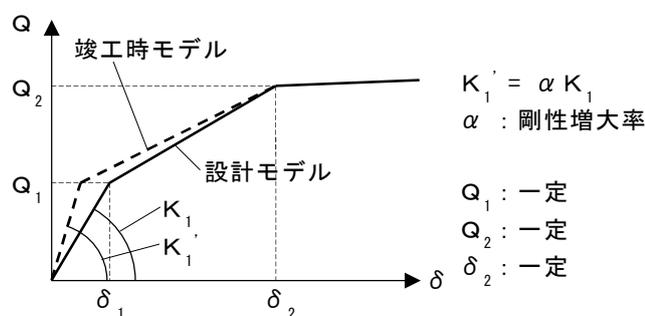


図 4.3.1 スケルトンカーブの設定方法

4.3.3 解析モデルの固有周期と常時微動測定結果の比較

表 4.3.2 に各解析モデルの固有周期と常時微動測定結果による実測固有周期との比較を示す。

設計モデル（SD、FD モデル）の 1 次固有周期は、実測 1 次固有周期に比べて 16%程度長い。これは実建築物において、設計モデルに比べ部材剛性が高く、建築物重量が小さいことに起因している。実建築物における剛性増大や重量低減を考慮した竣工時モデルの 1 次固有周期は実測 1 次固有周期に比べ、ケース 1（SM1、FM1 モデル）では 5~7%程度、ケース 2（SM2、FM2 モデル）では 9~10%程度長く、設計モデルに比べ良い対応を示す。

ただし、実測固有周期は常時微動測定による微小振幅での推定値であるため、非構造壁等の剛性寄与により、骨組の固有周期に比べ短くなる傾向があると考えられる。

表 4.3.2 固有周期の比較

モデル	X 方向固有周期 (秒)			Y 方向固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
実測値	1.36	0.44	0.24	1.47	0.45	0.24
SD	1.58	0.56	0.32	1.70	0.59	0.33
FD	1.58	0.55	0.31	1.70	0.57	0.31
SM1	1.43	0.50	0.28	1.55	0.53	0.30
FM1	1.46	0.51	0.28	1.56	0.53	0.29
SM2	1.48	0.52	0.29	1.60	0.55	0.31
FM2	1.49	0.52	0.29	1.60	0.54	0.30

4.4 質点系モデルによる地震応答解析

ここでは、質点系モデル（等価曲げせん断型モデル）を用いた地震応答解析を行い、観測記録との比較を行う。

4.4.1 等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルの応答結果の比較

まず始めに、質点系モデル（等価曲げせん断モデル）を用いて、観測記録と解析結果の比較検討を行うが、質点系モデルの解析精度について、精算モデルである立体フレームモデルとの応答値の対応について、設計モデルでの検証を行った。

ここでは、等価曲げせん断モデルと立体フレームモデルの応答解析結果を比較することにより、等価曲げせん断モデルの解析精度について考察する。比較に用いる解析モデルは、前節 4.3 で設定した設計モデル（SD、FD モデル）とする。

検討に用いる入力地震動は、HACHINOHE NS 波、日本建築センター設計用入力地震動（以下 BCJ-L2 波）及び BCJ-L2 波の位相を用いた告示波（以下 CODE-BCJ 波）の 3 波とし、入力レベルは通常的设计で対象とされるレベル 2 相当とする。表 4.4.1 に入力地震動の諸元を示す。

内部粘性減衰は、一般的に超高層 RC 造建築物の設計に用いられている瞬間剛性比例型として、1 次の減衰定数を 3% とする。

応答結果の比較は、加速度、速度、層間変形角、層せん断力、転倒モーメントの最大応答値を X、Y 方向について行う。

表 4.4.1 入力地震動の諸元

波形名称	最大加速度 (cm/sec ²)	最大速度 (cm/sec)	解析時間 (sec)
HACHINOHE NS	334	50	51
BCJ-L2	356	57	120
CODE-BCJ	330	54	120

図 4.4.1, 4.4.2 に X 方向, Y 方向の最大応答値の比較をそれぞれ示す。SD モデルと FD モデルの最大応答値は, X 方向では入力地震動 3 波において良い対応を示した。Y 方向については, BCJ-L2 波で若干の差は見られるが, 他の 2 波については良い対応を示した。また, 全般的に SD モデルが FD モデルに比べて最大応答値が小さくなる傾向が見られた。

上記のように, 入力地震動により SD モデルと FD モデルの解析精度には若干の差は見られるが, その対応は比較的良好なものと考えられる。

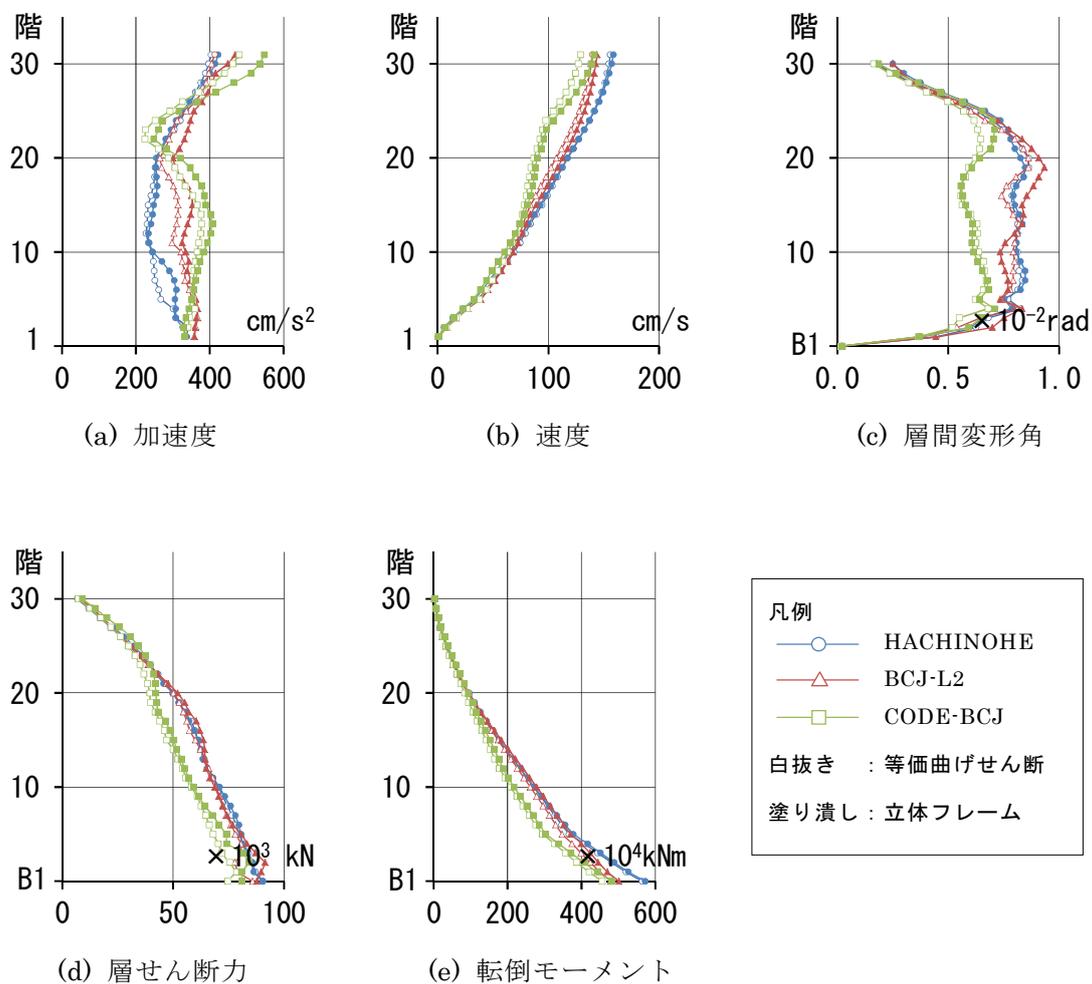


図 4.4.1 等価曲げせん断モデルと立体フレームモデルの応答値の比較 (X 方向)

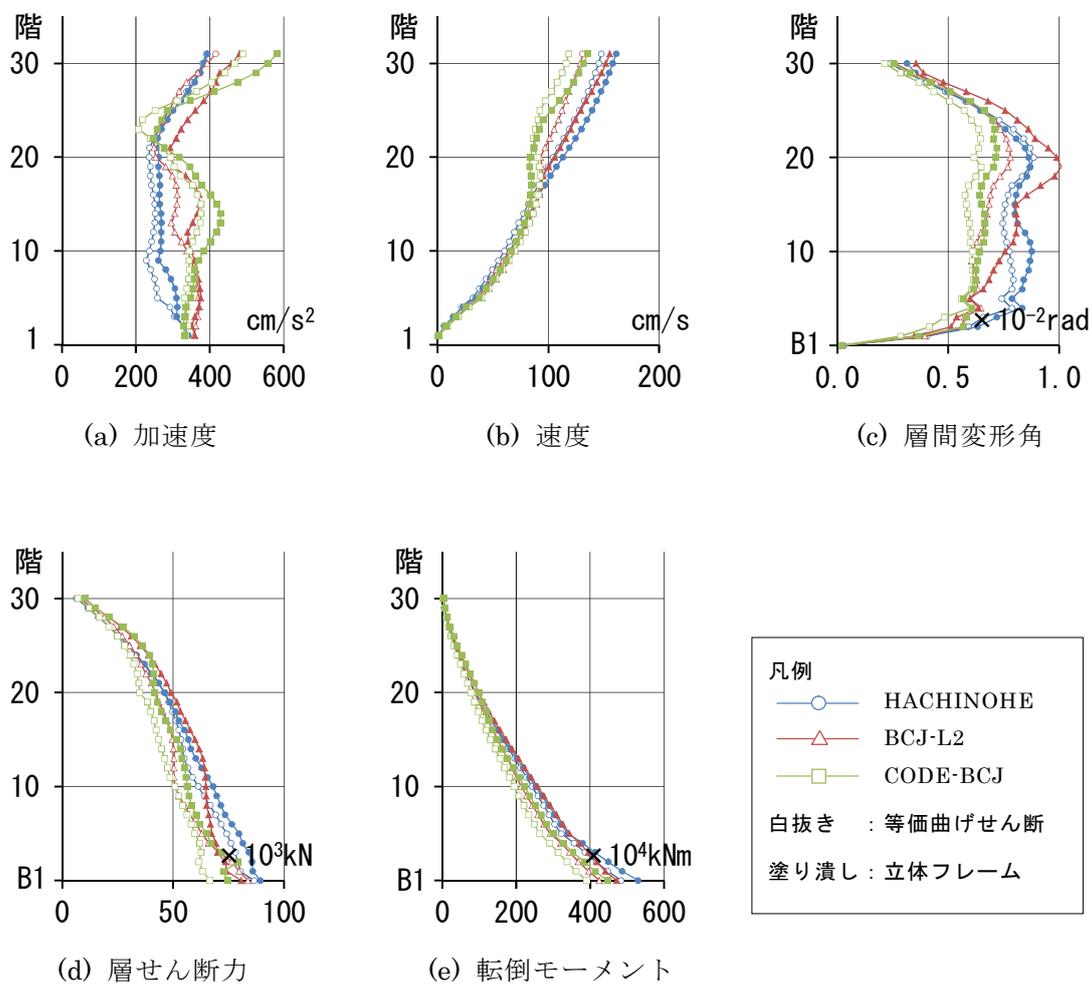


図 4.4.2 等価曲げせん断モデルと立体フレームモデルの応答値の比較 (Y方向)

4.4.2 内部粘性減衰の設定

設計に用いる地震応答解析モデルでは、一般的に瞬間剛性比例型の内部粘性減衰を用いることが多い。しかし、解析に用いる減衰モデルや減衰定数の設定値は、設計を行う上で慣用値として用いられているものであり、実建築物の減衰特性を表現していることは十分に検討されていない。ここでは、内部粘性減衰モデルや減衰定数を変動させた解析を行い、その結果と実建築物の地震観測記録とを比較することにより、内部粘性減衰の設定値について考察する。

設定する内部粘性減衰は、瞬間剛性比例型減衰、レイリー型減衰、モード別減衰とし、それぞれの減衰タイプに対し、減衰定数を変動させて検討する。設定した減衰モデルと減衰定数の一覧を表 4.4.2 に示す。

表4.4.2 減衰モデルと減衰定数の一覧

減衰モデル	case1	case2
瞬間剛性比例型	$h_1=1\%$	$h_1=3\%$
レイリー型	$h_1=h_2=1\%$	$h_1=h_2=3\%$
モード別	全次数 $h=1\%$	$h_1=1\%$, 他 $h=2\%$

モデル表示例 剛 - 1 : 瞬間剛性比例型 case1

減衰モデル ← → 減衰定数 case

剛 : 瞬間剛性比例, レ : レイリー型, モ : モード別

4.4.3 解析結果と地震観測結果の比較

(1) 解析モデルと検討用地震動の概要

解析モデルは等価曲げせん断型モデルとし、4.3 節で設定したモデルの内、剛性増大率には実建物におけるヤング係数の増大率に近いと考えられる竣工時モデルのケース 2 (SM2 モデル) を用いる。

検討に用いる地震動は、本建築物の地下 1 階で得られた観測波 (表 4.2.2) の内、東北地方太平洋沖地震を除く 10 波とし、地震動の入力は過去に経験した地震動による復元力特性への影響を考慮するために、観測波 10 波を連続させて入力する。なお、各観測記録終盤の加速度は小さいため、各地震動間にはインターバルは設けていない。

(2) 解析結果と地震観測結果の比較

図 4.4.3, 4.4.4 に検討波の中で比較的応答加速度の大きかった観測波 No.4, 6 について、解析結果の最大応答加速度と観測結果の比較を示す。

地震動 No.4 では X, Y 方向とも、減衰モデルによる応答値の差異は小さく、解析値と観測値の対応が良い。また、減衰定数としては case1 の設定が良い対応を示した。

地震動 No.6 では、X 方向で解析値と観測値の対応は比較的良いが、Y 方向ではいずれのモデルにおいても、R 階の観測値を過少評価する結果となった。

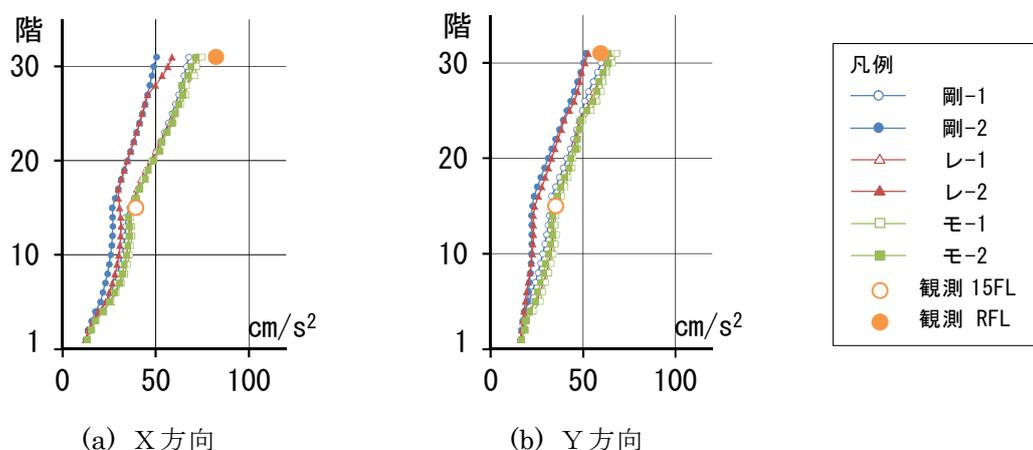


図 4.4.3 最大応答加速度(観測波 No.4)

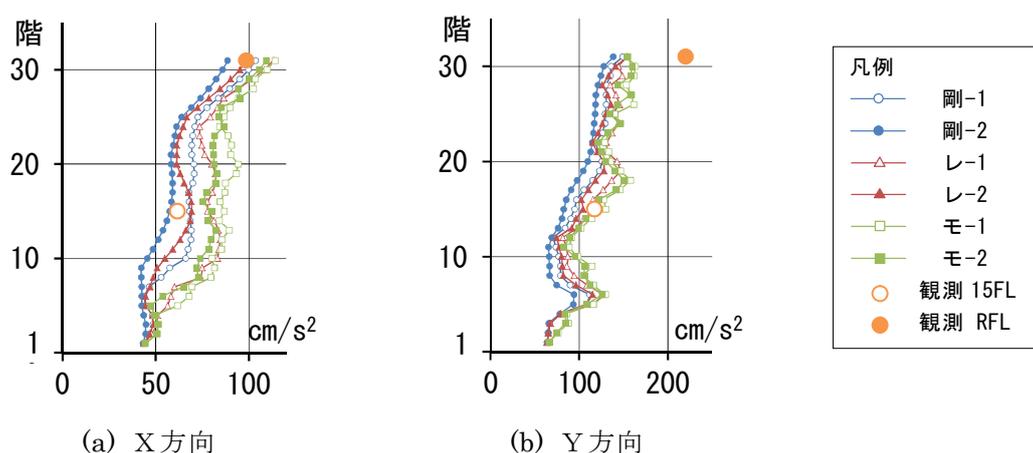
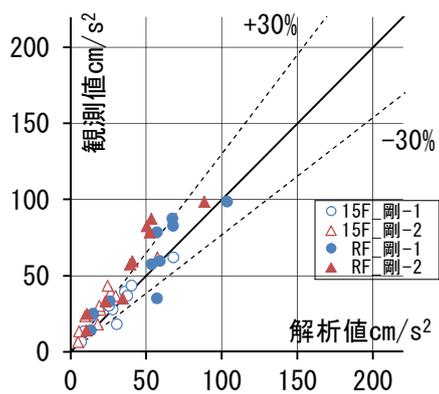


図 4.4.4 最大応答加速度(観測波 No.6)

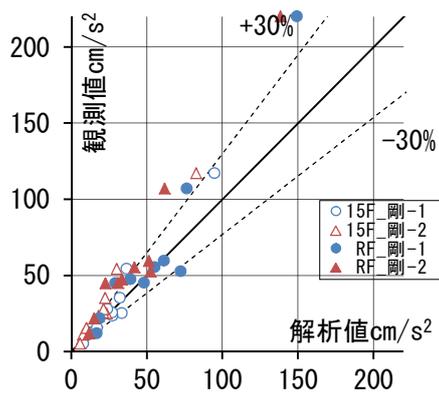
図 4.4.5, 4.4.6 に検討波 10 波について、観測記録 (15 階, R 階) と解析結果の最大応答加速度の比較を減衰モデルごとに示す。

加速度値の大きい領域を見ると、瞬間剛性比例型がレイリー型やモード別の減衰モデルに比べ、応答加速度を過少評価している傾向が見られた。また、減衰定数の設定については、case1 で加速度値の小さい領域における解析値が観測値より過小となる傾向はあるが、観測値との対応が case2 よりも良い傾向がある。

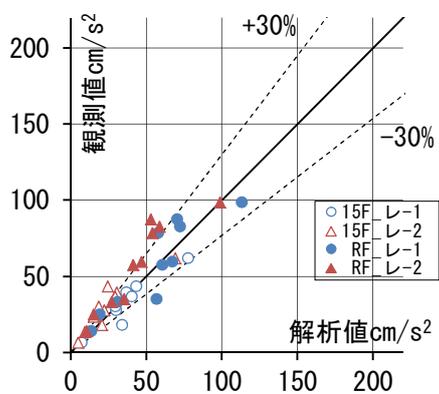
以上のように最大応答加速度の評価には、地震動の特性により高次モードへの影響が異なると考えられ、減衰モデル、減衰定数ともに地震動によって観測結果との適合性が異なる場合がある。



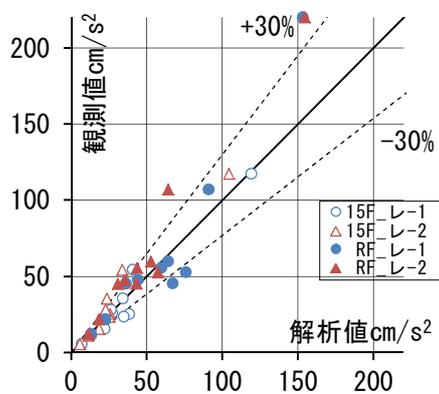
(a) 瞬間剛性比例



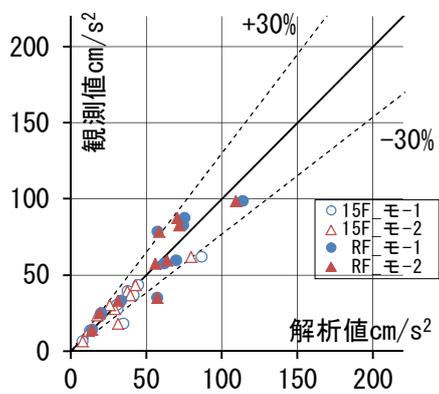
(a) 瞬間剛性比例



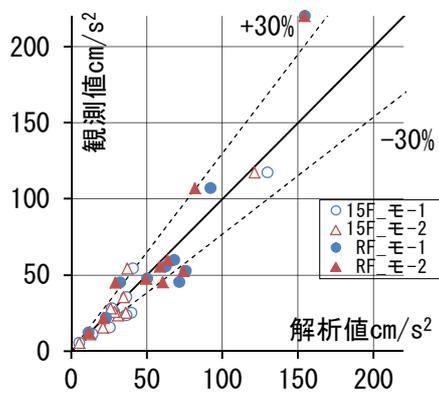
(b) レイリー



(b) レイリー



(c) モード別



(c) モード別

図 4.4.5 最大応答加速度と観測記録の比較(X方向)

図 4.4.6 最大応答加速度と観測記録の比較(Y方向)

4.4.4 2011年 東北地方太平洋沖地震による応答値の推定

ここでは、東北地方太平洋沖地震による解析結果と観測結果の応答加速度についての比較や各種最大応答値の推定を行う。また、解析結果による室内被害の推定を行い、実建築物の被害状況との関連について考察する。

(1) 解析モデル

検討に用いる解析モデルは、等価曲げせん断型モデルとし、剛性、重量の設定は4.3節に示した竣工時モデルのケース2 (SM2モデル) とする。内部粘性減衰には4.4.2項で設定した減衰モデル、減衰定数(表4.4.2)を用い、各モデルの応答加速度と観測記録との対応について検討する。

(2) 入力地震動

検討用地震動は、2011年 東北地方太平洋沖地震(観測波 No.11)とする。入力は過去に経験した地震動による復元力特性への影響を検討するため、表4.2.2に示す観測波 No.1～11を連続して作用させた場合(連続波)と No.11のみを入力した場合(単独波)を設定する。

(3) 地震観測結果の比較と応答値の推定

図4.4.7に、連続波と単独波による最大応答加速度の比較を、前項における検討で観測結果との対応が比較的良かった減衰モデル case1について示す。

X方向においては、連続波と単独波による応答結果の差異は小さい。Y方向においては、連続波と単独波による応答結果に差異が見られる。R階の応答加速度は、連続波を用いた場合に大きくなる傾向があり、観測結果との対応が良い。

X, Y方向における差異は、表4.4.2に示す地震動 No.6において、Y方向に比較的大きな加速度値が記録されており(図4.4.4参照)、解析結果の最大応答せん断力は、X方向ではスケルトンカーブ上のひび割れ点(Q_1)以下またはこれを僅かに超える程度であるのに対し、Y方向では概ね全層で Q_1 を大きく超え降伏点(Q_2)の30～40%に達していた。連続波ではその影響が復元力特性に表れたため、単独波との応答値に差異が生じていると考えられる。

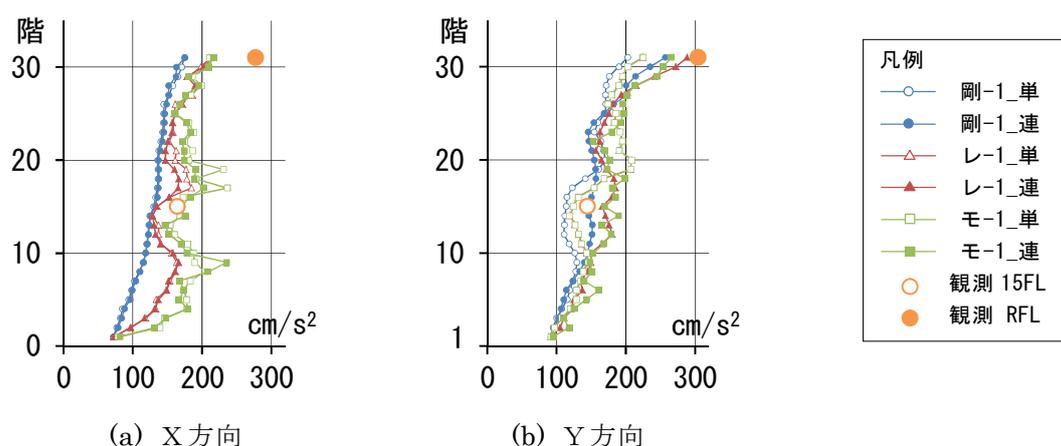


図 4.4.7 連続波と単独波による最大応答加速度の比較

図 4.4.8, 4.4.9 に、連続波における減衰モデルの違いによる最大応答値の比較を示す。なお、最大応答加速度の図中には観測結果を合わせて示してある。

加速度については、X 方向では、いずれの減衰モデルにおいても、R 階の応答値が観測結果に対して小さい。15 階では、減衰モデル剛-1, 剛-2, レ-2 の応答値は、観測結果に対して小さいが、レ-1, モ-1, モ-2 の応答値は比較的良い対応となっている。

Y 方向では、減衰モデル剛-2 の応答値は、15 階、R 階ともに観測結果に比べて小さい。他の減衰モデルは、15 階の応答値は観測結果と比較的良い対応であるが、R 階の応答値は、レ-1 の対応が良く、他の剛-1, レ-2, モ-1, モ-2 の応答値は若干小さい。

その他の応答値については、減衰モデルの違いによる結果の差異が加速度に比べて比較的小さい。最大応答層間変形角は、X 方向では低層階で、Y 方向では中間階で大きくなっており最大で 1/300~1/270 程度である。最大応答層せん断力は、設計用せん断力 (Q_i) 以下であり、部材応力は許容応力度以下であると考えられる。この結果は文献 1) に記載された構造体に顕著な被害は見受けられなかったという調査結果と一致する。

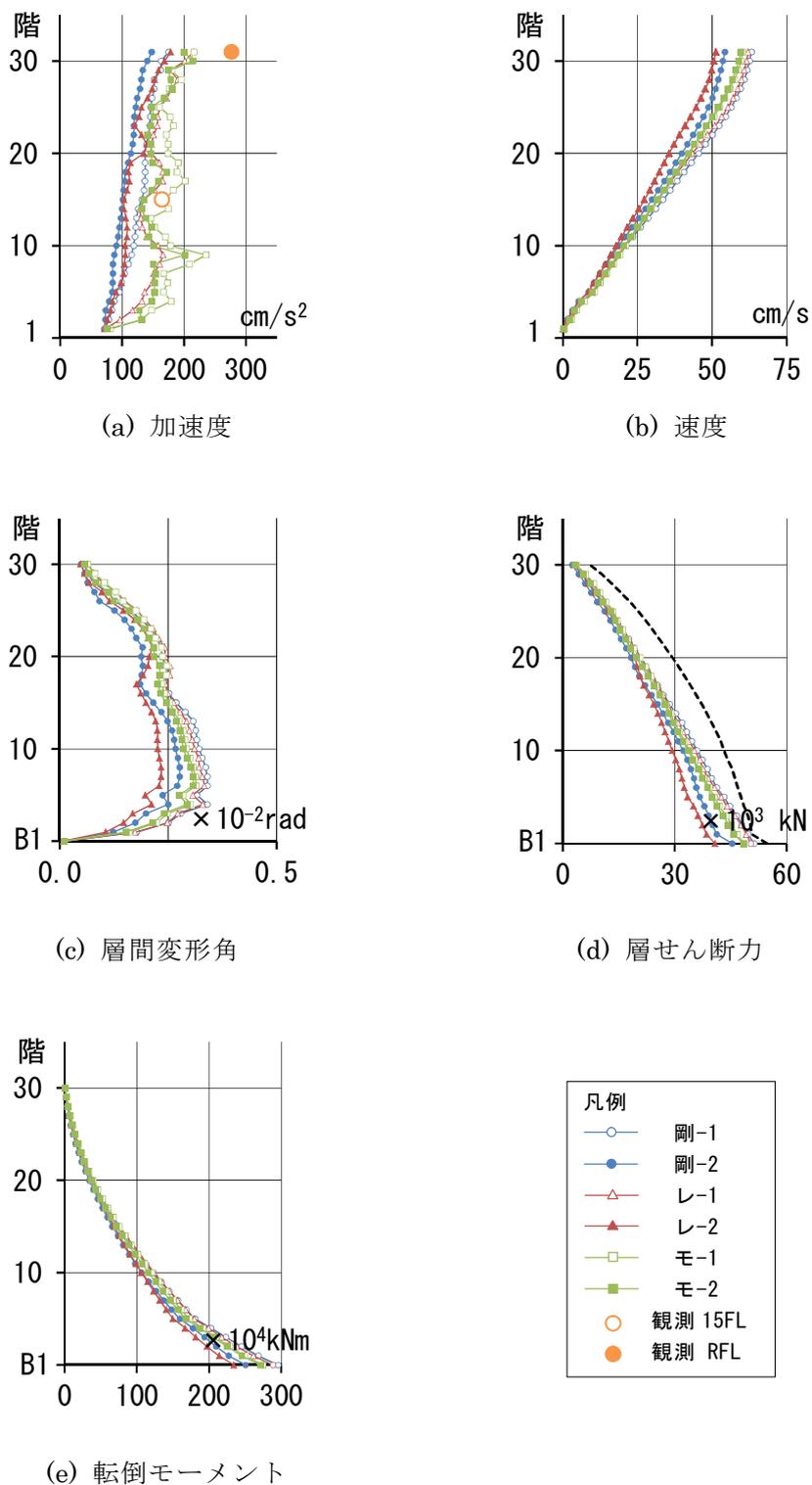


図 4.4.8 減衰モデル及び減衰定数の違いによる最大応答値の比較 (X方向)

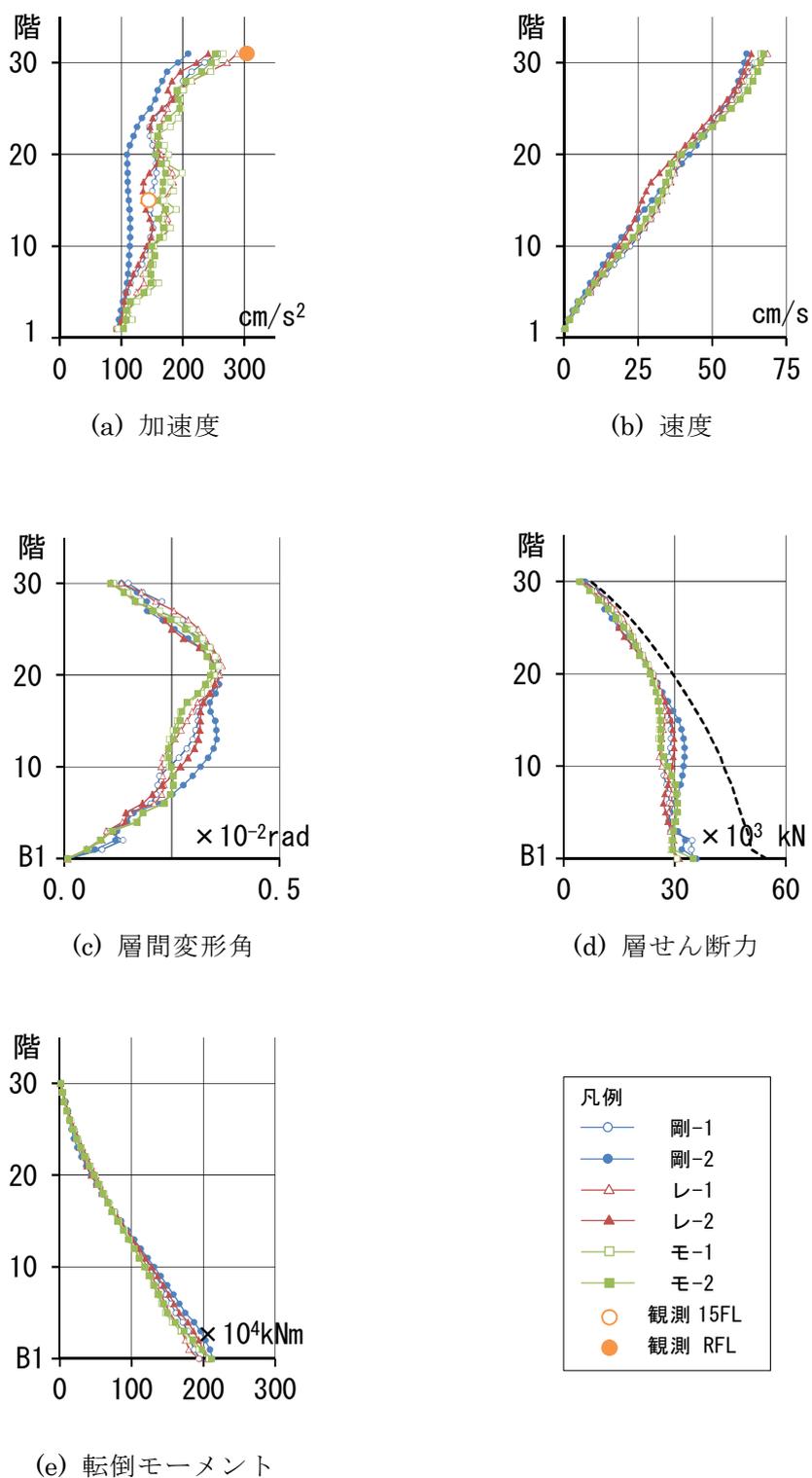


図 4.4.9 減衰モデル及び減衰定数の違いによる最大応答値の比較 (Y方向)

4.4.5 解析結果による室内被害の推定

東北地方太平洋沖地震による室内被害を解析結果により推定する。解析に用いた減衰モデルは、解析結果と観測値との対応が比較的良好であったレイリー型の case1 ($h_1=h_2=1\%$, $\alpha=1$) とした。

(1) 室内被害の推定方法

室内被害の推定方法は、新井らの行った文献³⁾と同一方法とし、既往の簡易推定方法⁴⁾により評価する。

家具の転倒被害推定は、床最大応答加速度 (A_f) と家具の転倒率が 50%の加速度 (A_{R50}) との比較により行う。また、家具の滑り被害推定は、家具の滑り量 (δ_s) と限界滑り量 (δ_0) との比較により行う。

なお、転倒率 50%の加速度 A_{R50} 及び家具の滑り量 δ_s は文献⁴⁾に示される式により算出し、限界滑り量 δ_0 については滑り家具にキャスター有の家具を想定して 100cm とした。

図 4.4.10 に、家具被害の推定方法フローを示す。また、検討に用いた家具の諸元を、表 4.4.3 に示す。

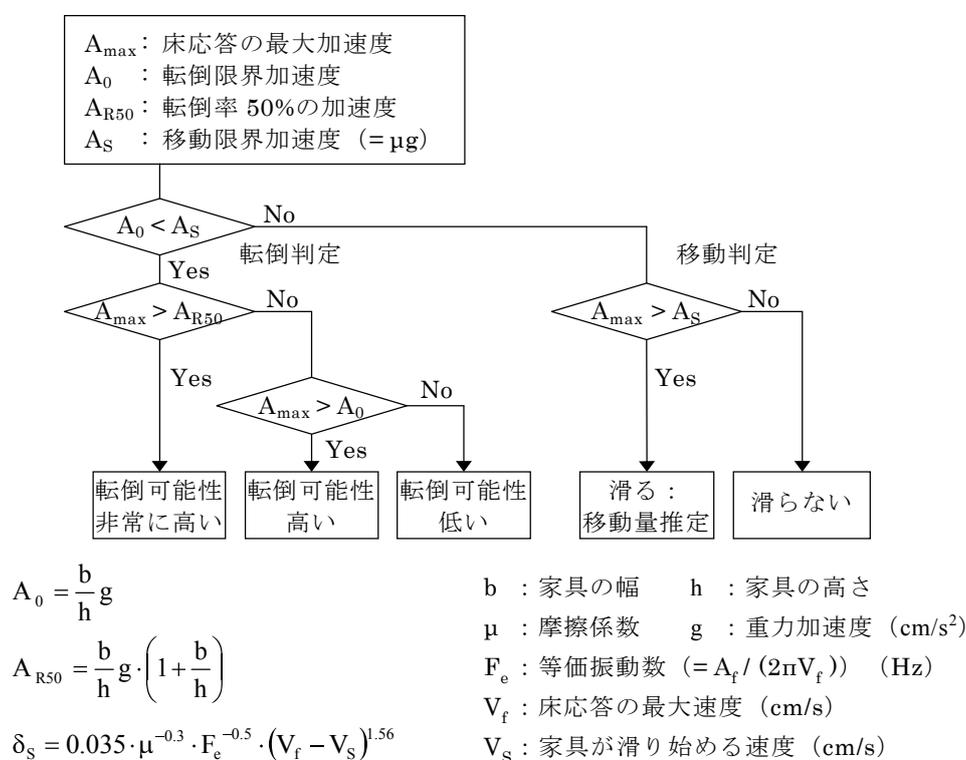


図 4.4.10 家具被害の推定方法フロー

表 4.4.3 家具の諸元

種類	b/h	μ
転倒家具	0.18	0.30
滑り家具	0.40	0.05

(2) 被害の推定結果と考察

図 4.4.11, 4.4.12 に、解析結果による A_f/A_{R50} 及び δ_s/δ_0 をそれぞれ示す。 A_f/A_{R50} は、中間階から上層階において 0.8 程度で、Y 方向の上層階で 1.0 を超えている。 δ_s/δ_0 は全層に渡って比較的小さな値であり 1.0 未満となっている。

推定値からは、中間階から上層階で転倒被害の発生が予想される。また、図 4.4.8 (c), 4.4.9 (c) に示した最大応答層間変形角は、下層階から中間階で大きくなっており、仕上げ材等の被害はこの付近で発生の可能性が高いと考えられる。

文献 ④によれば、2011 年東北地方太平洋沖地震で本建築物における住戸内装材の亀裂は 5～15 階を中心に生じたこと、また、肥田らの行ったアンケート調査 ⑤では、家具の移動・転倒は揺れが大きくなる高層階で、内装材の亀裂は中～低層階で比較的多く見られたことが報告されている。

これらの現象は、解析結果による室内被害の推定結果と傾向は一致する。ただし、転倒被害の推定値が比較的小さな値になっている点については、家具の諸元が明確でないこと等に起因すると考えられる。

また、日本建築学会「非構造部材の耐震設計施工指針・同解説」⑥に示される仕上げ材被害は、層間変形角 1/150 以上で損傷度 1 と定義されているのに対し、解析結果における層間変形角 1/300～1/270 程度と上記より小さい値である。東北地方太平洋沖地震における超高層集合住宅の内装被害に関する山根らの被害分析 ⑦においても、層間変形角 1/500 程度から内装材の破損が増加するとうい結果が得られている。壁紙の亀裂などの内装材被害推定では、文献 ⑥に示される層間変形角よりも小さな値を設定する必要があると考えられる。

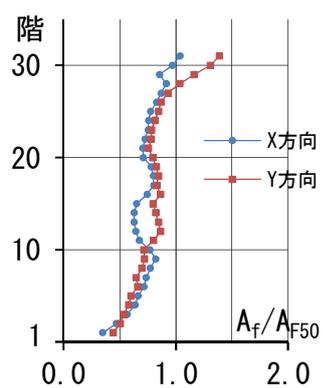


図 4.4.11 解析結果による転倒被害の推定 (A_f/A_{R50})

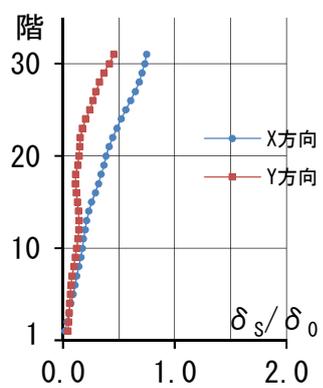


図 4.4.12 解析結果による滑り被害の推定 (δ_s/δ_0)

4.5 立体フレームモデルによる地震応答解析

前節では、通常の設計で広く用いられている質点系モデル（等価曲げせん断型モデル）を用いた解析結果と実建物における観測記録との比較により、その適合性について検討を行った。

質点系モデルは、曲げひび割れや曲げ降伏により非線形性を有する複数の部材から構成される骨組の各層における荷重－変形関係を、ある仮定条件下における等価なばねに置換した振動系モデルである。このため、対象とする地震動の入力レベルや振動特性により、応答値の精度が変動する。一方、立体フレームモデルは建築物を構成する各部材の復元力特性を個々に評価できる振動系モデルであるため、地震動の入力レベルや特性の影響が小さく精度の高い解析が可能である。

本節では、精算モデルである立体フレームモデルを用いて、減衰モデルの設定を変化させて既存建築物の地震応答解析を行い、解析結果と観測記録の比較により、減衰モデルの設定が、室内応答評価を行う上で重要な応答加速度や応答速度に与える影響について検討を行う。また、立体フレームモデルと質点系モデルの解析結果についても比較、検討を行いその対応について考察する。

4.5.1 内部粘性減衰の設定

内部粘性減衰モデルは、立体フレームモデル（Fモデル）及び比較に用いる等価曲げせん断型質点系モデル（Sモデル）それぞれについて、瞬間剛性比例型及びモード別減衰を設定する。

瞬間剛性比例型の減衰定数は、通常、設計で用いている $h_1=3\%$ のほか $h_1=1\%$ を、モード別減衰の減衰定数は全次数 $h=1\%$ を設定する。モード別減衰で考慮したモード次数は、質点系モデルでは 10 次、立体フレームモデルでは 93 次までとした。

なお、Sモデルについては、比較のため前節に用いたモデルと同様に、レイリー型で減衰定数 $h_1=h_2=1\%$ とした場合を設定する。

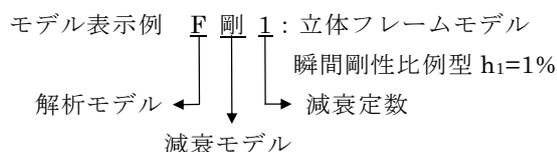
設定した減衰モデルと減衰定数のケース一覧を表 4.5.1 に示す。

表 4.5.1 減衰モデルと減衰定数の一覧

解析モデル	等価曲げせん断型(S)	立体フレーム(F)
瞬間剛性比例型	$h_1=1\%$	$h_1=1\%$
	$h_1=3\%$	$h_1=3\%$
モード別	全次数 $h=1\%^{\ast 1}$	全次数 $h=1\%^{\ast 1}$
レイリー型	$h_1=h_2=1\%$	—

※1 等価曲げせん断型モデル：1～10次を考慮

立体フレームモデル：1～93次を考慮



S : 等価曲げせん断型モデル, F : 立体フレームモデル

剛 : 瞬間剛性比例型, モ : モード別, レ : レイリー型

1 : 剛) $h_1=1\%$, モ) $h=1\%$, レ) $h_1=h_2=1\%$

3 : 剛) $h_1=3\%$

4.5.2 解析結果と地震観測結果との比較

(1) 解析モデルと検討用地震動の概要

解析モデルは、立体フレームモデル及び等価曲げせん断モデルともに、4.3節で設定したモデルの内、剛性増大率には実建物におけるヤング係数の増大率に近いと考えられる竣工時モデルのケース2 (SM2モデル) を用いる。

検討に用いる入力地震動は、本建築物の地下1階で得られた観測記録の内、4.2.3 主な地震の観測記録で選定した11波とする。地震動の入力方法は、4.4.4項で過去に経験した地震動の影響により最大応答値に差異が見られたので、表4.2.2に示す観測波 No.1～11を連続して作用させた。なお、各観測記録終盤の加速度は小さいため、各地震動間にはインターバルは設けていない。

(2) 解析結果と地震観測結果の比較

図 4.5.1, 4.5.2, 4.5.3 に観測波 No.4, No.6, No.11 の観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較を示す。地震動の最大加速度及び最大速度は、No.4, 6, 11 の順に大きくなっている。

図中には、FモデルとSモデルについて、それぞれ設定した瞬間剛性比例型 ($h_1=1\%$, 3%), モード別 ($h=1\%$) の減衰モデルによる応答結果を示している。No.11 については比較のため、Sモデルのレイリー型減衰 ($h_1=h_2=1\%$) の応答結果も合わせて示している。

地震動 No.4 の Y 方向では、減衰モデル及び S, Fモデルによる応答値の差が小さい。X 方向は、Y 方向に比べ減衰モデル剛-1, モ-1 の Sモデルと Fモデルの解析値に差が見られた。剛-3 以外の減衰モデルでは、観測記録と解析値の対応は比較的良い。

地震動 No.6 の X 方向では、観測値と解析値の応答値の対応は比較的良いが、減衰モデルモ-1 は、S, Fモデルともに 15 階の解析値が観測値に比べ大きくなっている。Y 方向では 15 階の観測値と解析値の対応は比較的良いが、R 階においては、F-モ-1 以外のモデルでは、解析値が観測値に比べ小さくなっている。

地震動 No.11 の X 方向 15 階では、S-モ-1 以外の Sモデル及び F剛-3 の解析値が観測値に比べ小さい。その他のモデルでは比較的良い対応を示した。R 階では、いずれのモデルにおいても、解析値は観測値に対して小さい。Y 方向 15 階では、減衰モデル剛-3 以外には、S, Fモデルとも解析値と観測値が比較的良い対応を示している。R 階では、F剛-3 を除く Fモデル及び S-レ-1 の解析値が観測値との対応が良かった。

Fモデルによる解析結果では、F剛-3 の応答加速度は、観測記録を過小評価する結果となっている。F剛-1 及びモード別の $h=1\%$ を用いた F-モ-1 は、観測記録との対応が比較的良好となった。

F, Sモデルの比較では、地震動の特性により両モデルの応答結果の差に違いはあるが、全般的に Fモデルの応答値が Sモデルの応答値に比べて大きくなる傾向がある。両モデルの差は減衰定数の小さい剛-1, モ-1 で大きく、減衰定数の大きい剛-3 では小さい。また、No.11 で参考にした S-レ-1 の応答値は、観測記録と比較的良い対応を示した。

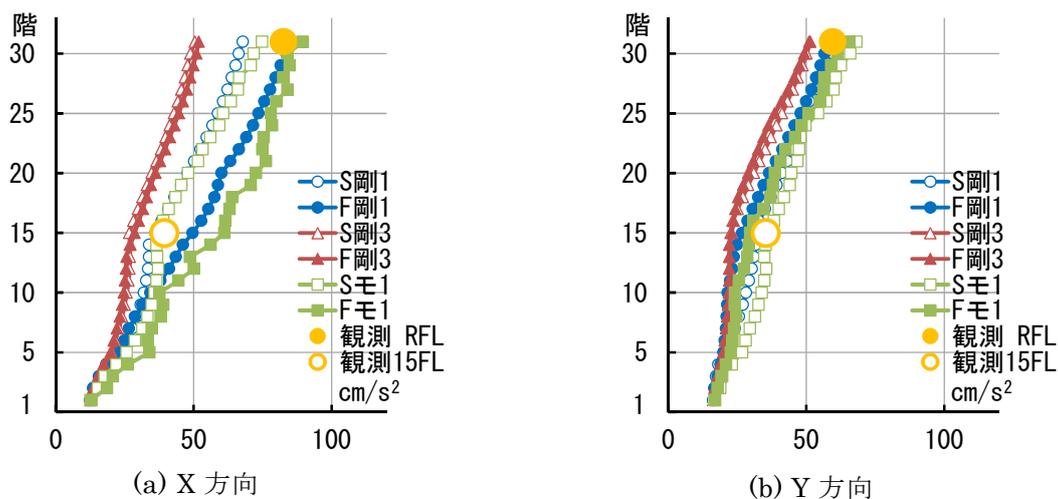


図 4.5.1 最大応答加速度 (観測波 No.4)

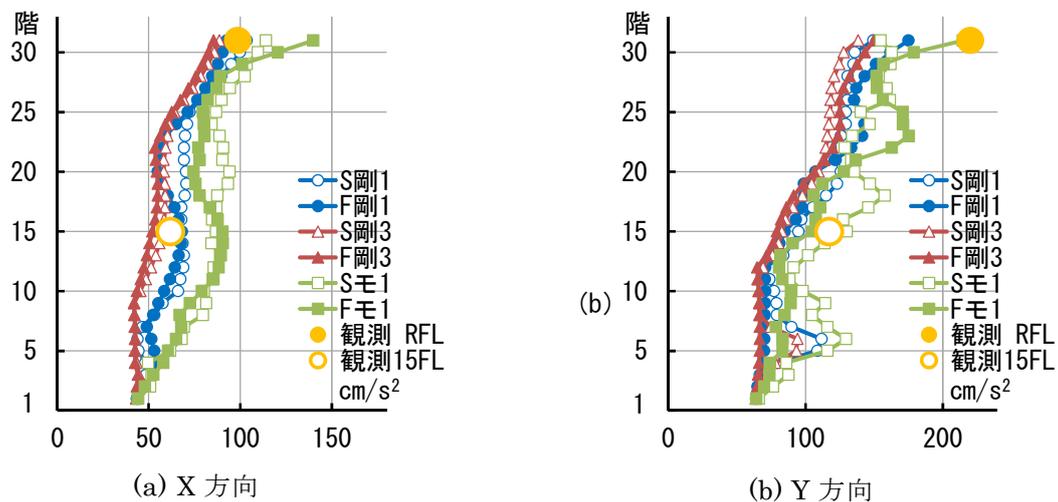


図 4.5.2 最大応答加速度 (観測波 No.6)

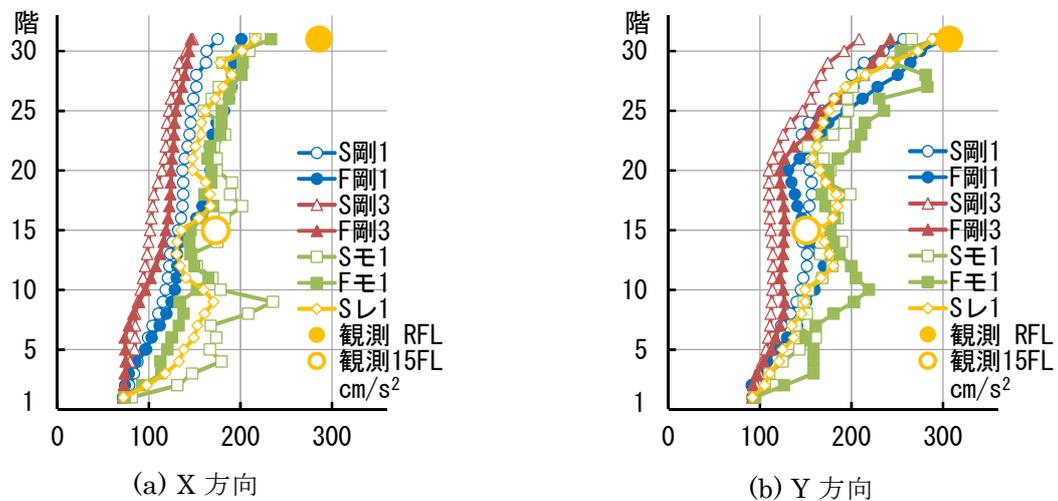


図 4.5.3 最大応答加速度 (観測波 No.11)

図 4.5.4, 4.5.5, 4.5.6 に 11 波の観測記録（15 階，R 階）と最大応答加速度の比較を減衰モデルごとに示す。各図中には，F モデルと S モデルを合わせて示してある。また，表 4.5.2 に各モデルにおける応答加速度の観測記録に対する比率の平均値と標準偏差を示す。

F, S モデルともに減衰モデル剛-1, モ-1 の解析結果と観測記録との適合性が良く，減衰モデル剛-3 の結果は，観測記録を過小評価する傾向にある。剛-3 では，S モデルと F モデルの解析結果の差が比較的小さくなっている。また，同一の減衰モデルにおいては，応答値の小さい領域では逆のケースも見られるが，F モデルの応答値が，S モデルの応答値に比べて大きくなる傾向が見られた。

表 4.5.2 観測記録に対する応答値の精度

		F-剛-3	S-剛-3	F-剛-1	S-剛-1	F-モ-1	S-モ-1
X	平均値	0.69	0.69	1.09	0.94	1.30	1.09
	標準偏差	0.16	0.17	0.40	0.28	0.46	0.28
Y	平均値	0.79	0.75	0.97	1.00	1.12	1.13
	標準偏差	0.17	0.15	0.20	0.24	0.27	0.28

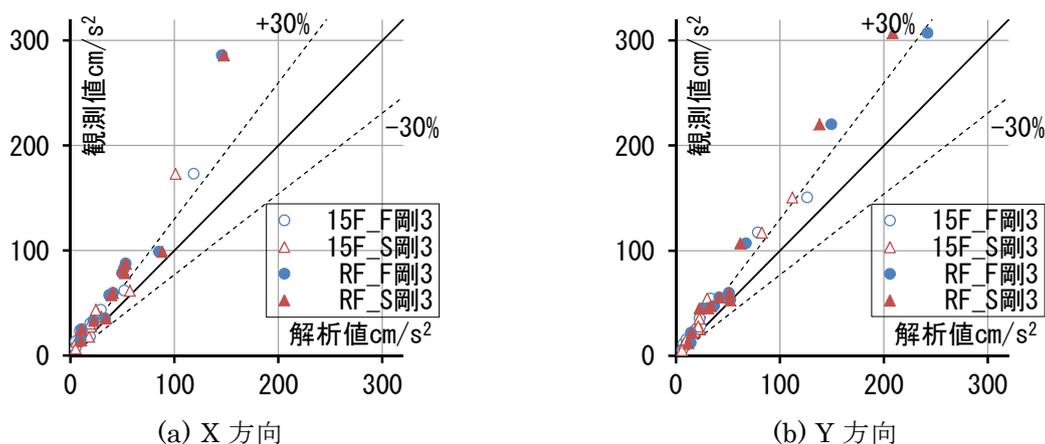


図 4.5.4 最大応答加速度と観測記録の比較（剛-3：瞬間剛性比例型減衰， $h_1=3\%$ ）

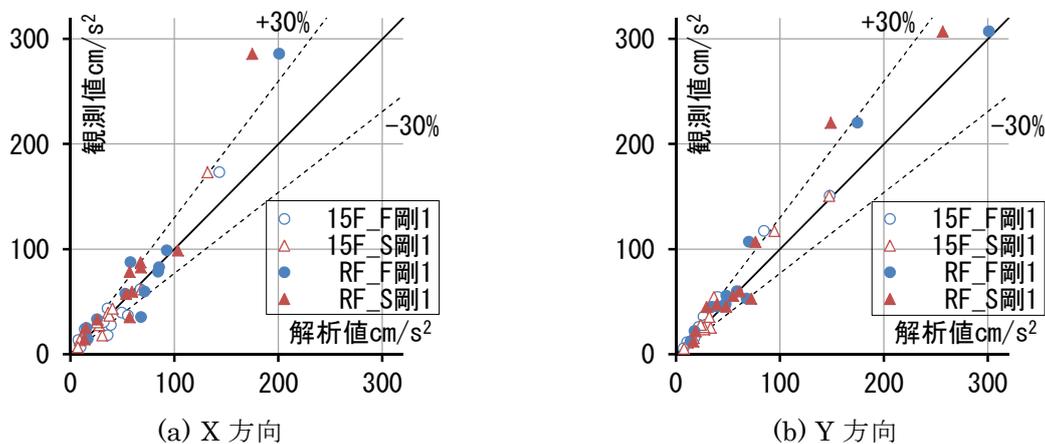


図 4.5.5 最大応答加速度と観測記録の比較（剛-1：瞬間剛性比例型減衰， $h_1=1\%$ ）

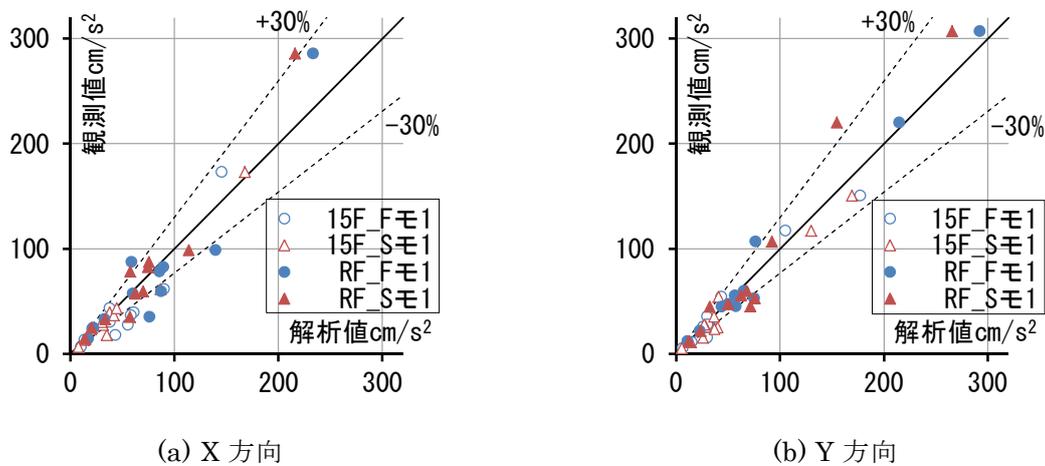


図 4.5.6 最大応答加速度と観測記録の比較（モ-1：モード別減衰， $h=1\%$ ）

4.5.3 2011年 東北地方太平洋沖地震による応答値の推定

前項では、観測記録と応答加速度についてモデルによる対応と差異を比較した。ここでは、観測波 No.11（東北地方太平洋沖地震）による、その他の最大応答値について各モデルによる推定を行い、差異を検討する。

観測波 No.11 による速度、層間変形角、層せん断力、転倒モーメントの最大応答値を X, Y 方向別にそれぞれ図 4.5.7, 4.5.8 に示す。

No.11 の応答層せん断力は、設計用層せん断力 (Q_i) 程度であり、この結果は文献¹⁾に記載された構造体に顕著な被害は見受けられなかったという調査結果と一致している。最大応答層間変形角は、X 方向では低層階で 1/250~1/350 程度、Y 方向では中層階で 1/270~1/300 程度であった。

F, S モデルの各応答値は、その分布形状は概ね対応しており、応答加速度と同様に F モデルの応答値が S モデルの応答値に比べて大きくなる傾向が見られた。その差は、X 方向で大きく、Y 方向で小さくなっているが、X 方向においても剛-3 では、両者の差異は小さくなっている。

減衰モデルの影響は、X 方向では応答加速度同様、減衰定数が大きい剛-3 の応答値が剛-1, モ-1 の応答値に比べ小さくなっているが、Y 方向では一部の階で剛-3 の応答値が剛-1, モ-1 の応答値より大きくなる部分が見られた。これは、高次モードの影響が大きい剛-1, モ-1 で、それが 1 次モードを打消す方向に作用したことによると考えられる。

また、減衰モデルによる応答値の差異は、S モデルでは各応答値とも前述の応答加速度に比べて小さいが、F モデルの X 方向では、減衰モデルによる差異が S モデルに比べて大きい。

S モデルのばね特性は、静的解析の外力分布形（1 次モードに対応）に依存するため、高次モードに対する解析精度において、その影響が F モデルほど顕著に表れないことが考えられる。

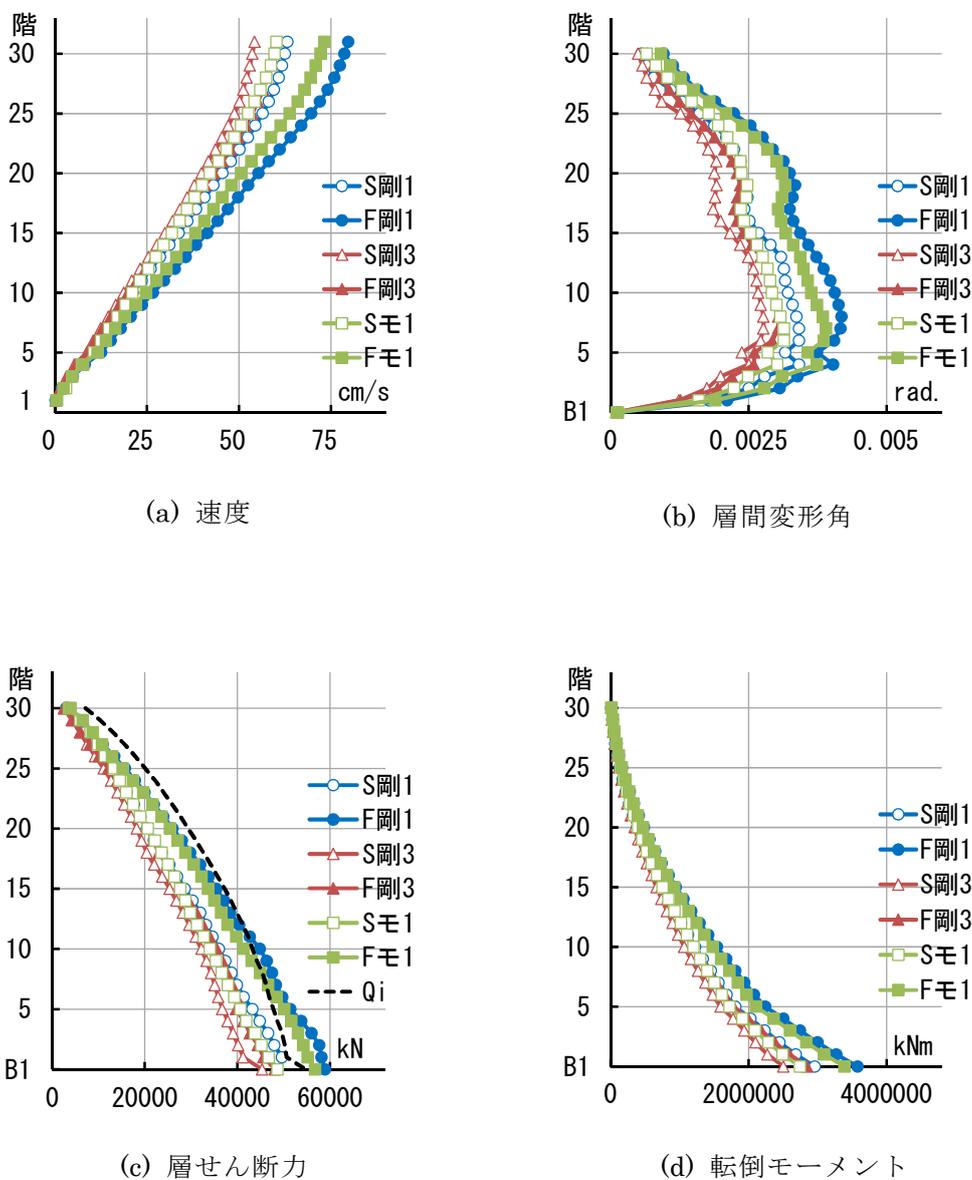


図 4.5.7 観測波 No.11 による最大応答値 (X 方向)

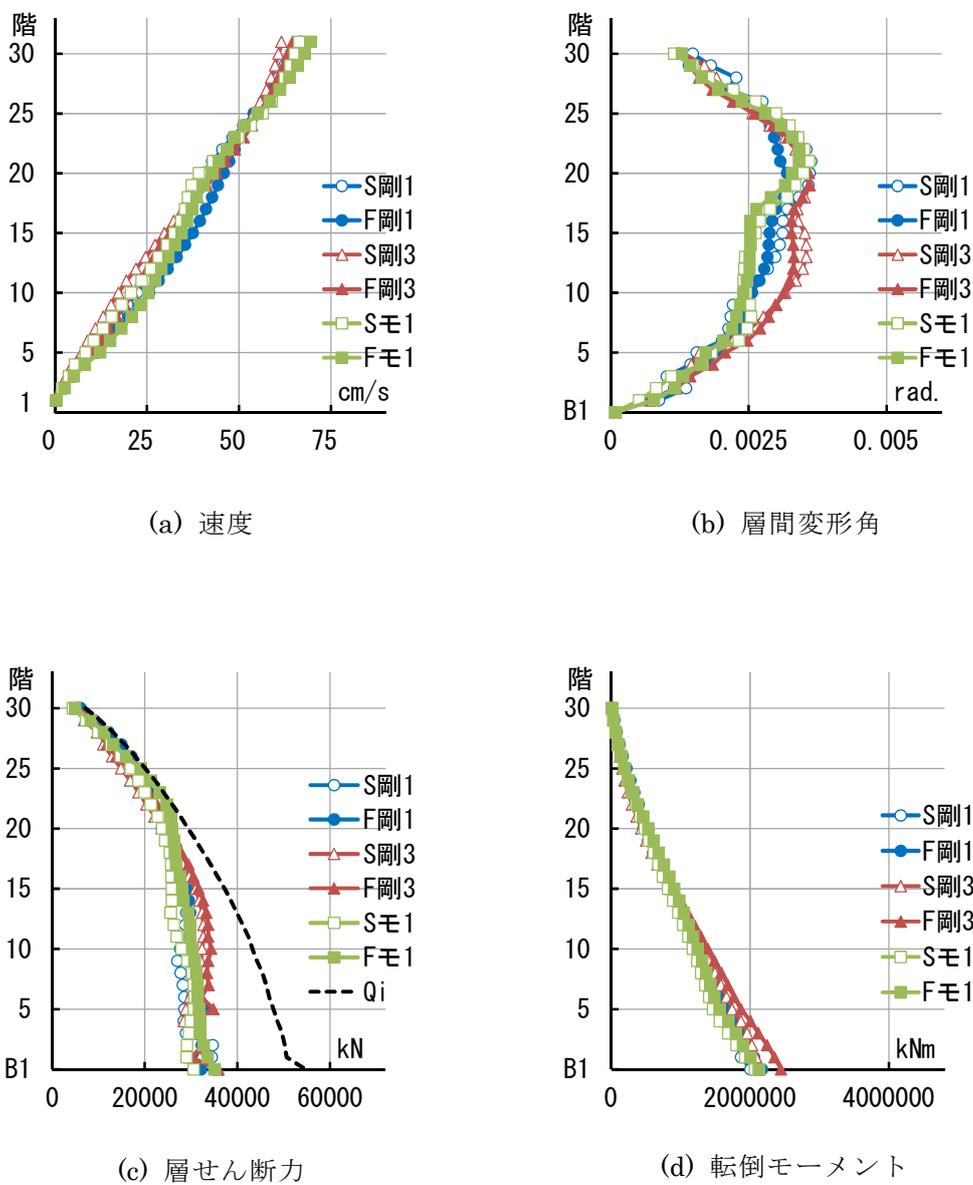


図 4.5.8 観測波 No.11 による最大応答値 (Y 方向)

4.5.4 解析結果による室内被害の推定

(1) 室内被害の推定方法

ここでは、東北地方太平洋沖地震（観測波 No.11）の解析結果により、家具の転倒・滑りなどの室内被害の推定を行う。解析モデルは、表 4.5.1 に示すモデルとし、地震時の家具被害の評価に用いる家具転倒率、家具滑り量の推定は、既往の簡易推定法^{4),8)}を用いて行う。

家具の転倒率 $R(A_f)$ は、金子らの提案⁸⁾による次式にて算定する。家具の転倒率 $R(A_f)$ は、式(4.5.1)に示すように、入力加速度 A_f （床応答加速度）の対数正規関数で表される滑らない条件下での剛体転倒率に、滑りの影響を表す係数 α を用いて表現されたものである。分布における加速度の中央値 $e^\lambda (=A_{R=50})$ ：滑らない条件下で転倒率 50%となる入力加速度は、式(4.5.2)のように転倒限界加速度 A_{cr} または転倒限界速度 V_{cr} との比で表され、その比率は家具の形状比 B/H に依存するとしたものである。分布の対数標準偏差 ζ は、家具の寸法によるばらつきやその他の要因（設置条件や入力特性など）により決定される。すべりの影響を表す α と分布の対数標準偏差 ζ については、文献⁸⁾を参考に、それぞれ 0.8、0.5 とした。

$$R(A_f) = \alpha \cdot \Phi \left(\frac{(\ln A_f - \lambda)}{\zeta} \right) \quad (4.5.1)$$

$$e^\lambda = A_{R=50} = \begin{cases} A_{cr} \cdot (1 + B/H) = B/H \cdot g \cdot (1 + B/H) & , F_f \leq F_b \\ V_{cr} \cdot (1 + B/H)^{2.5} \cdot 2\pi F_f = 10 \cdot B / \sqrt{H} \cdot (1 + B/H)^{2.5} \cdot 2\pi F_f & , F_f > F_b \end{cases} \quad (4.5.2)$$

$$F_f = A_f / (2\pi V_f) \quad (4.5.3)$$

$$F_b = 15.6 / \sqrt{H} \cdot (1 + B/H)^{-1.5} \quad (4.5.4)$$

α : 滑りの影響を表す係数

Φ : 平均値 λ , 標準偏差 ζ の正規分布関数

A_f : 床応答加速度 (cm/s²)

V_f : 床応答速度 (cm/s)

F_f : 床応答の等価振動数 (Hz)

F_b : 家具の境界振動数(Hz)

g : 重力加速度(cm/s²)

B : 家具の幅(cm)

H : 家具の高さ(cm)

家具の滑り量 δ_s は、文献 4) による次式にて算定する。

$$\delta_s = 0.035 \cdot \mu^{-0.3} \cdot F_f^{-0.5} \cdot (V_f - V_s)^{1.56} \quad (4.5.5)$$

$$V_s = \mu g / (2\pi F_f) \quad (4.5.6)$$

μ : 家具と床の摩擦係数

V_s : 家具が滑り始める速度(cm/s)

転倒率及び滑り量の検討に用いる室内家具の諸元を表 4.5.3 に示す。表中 A_{cr} は転倒限界加速度、 A_s は滑り開始加速度である。

表 4.5.3 室内家具の諸元

家具の種類	B	H	B/H	μ	A_{cr}	A_s	F_b
転倒家具(書棚)	32	178	0.18	0.30	176	—	0.91
滑り家具(キャスター有)	—	—	0.40	0.05	—	49	—

【単位】 A_{cr} , A_s : cm/s², F_b : Hz

(2) 被害の推定結果と考察

図 4.5.9 に解析値から求めた等価振動数を示す。等価振動数は、分布の傾向は一致するもののモデルによる差が大きくなっている。X 方向では、上層階で 0.3~0.5Hz、中層階で 0.4~0.7Hz、下層階で 0.4~1.0Hz 程度、Y 方向では上層階で 0.5~0.9Hz、中層階で 0.5~1.1Hz、0.6~1.1Hz 程度である。

等価振動数は、方向別では Y 方向の方が比較的高くなっている。検討に用いた家具の境界振動数は 0.91 Hz であり、これを超える等価振動数となっているのは、X 方向では S-モ-1 の下層階のみ、Y 方向では、S-モ-1、F-モ-1、S-レ-1 の中層階~下層階で、この範囲では、式(4.5.2)中の転倒限界速度 V_{cr} により $A_{R=50}$ が決定している。

図 4.5.10、4.5.12 に解析結果による家具の転倒率、滑り量を示す。転倒率、滑り量ともに、上層階に向かって大きくなる傾向が見られる。

この傾向は、肥田らの行ったアンケート調査⁶⁾において、家具移動・転倒は揺れの大きくなる高層階で比較的多く見られたという結果と一致する。各モデルにおける差異は見られるが、家具の転倒率は Y 方向が大きく、最大で 60%程度、滑り量は X 方向が大きく最大で 100cm 程度となった。

転倒率は応答加速度に、滑り量は応答速度に依存するため、転倒率、滑り量の S、F モデル及び減衰モデルによる差異は、前述の加速度や速度の応答結果と同様な傾向となった。このため、室内被害の適切な評価には、応答加速度や応答速度を適切に評価できるモデルの設定が必要である。

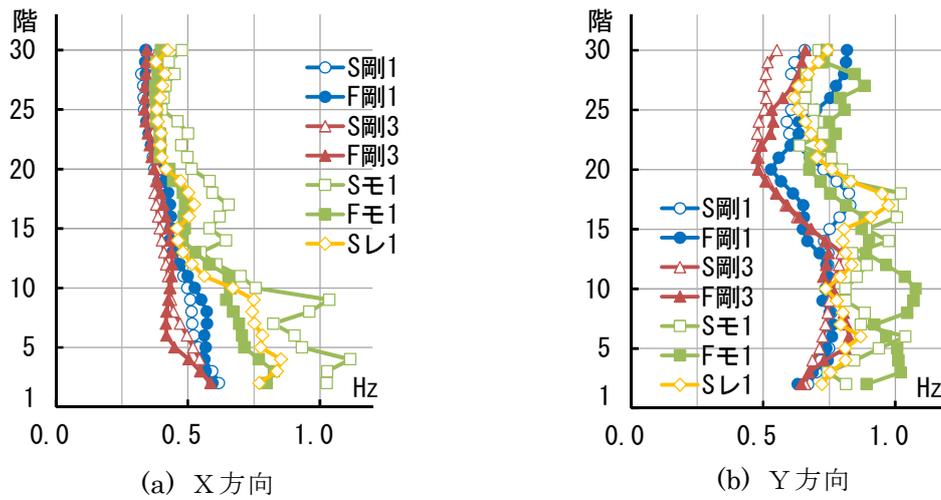


図 4.5.9 等価振動数

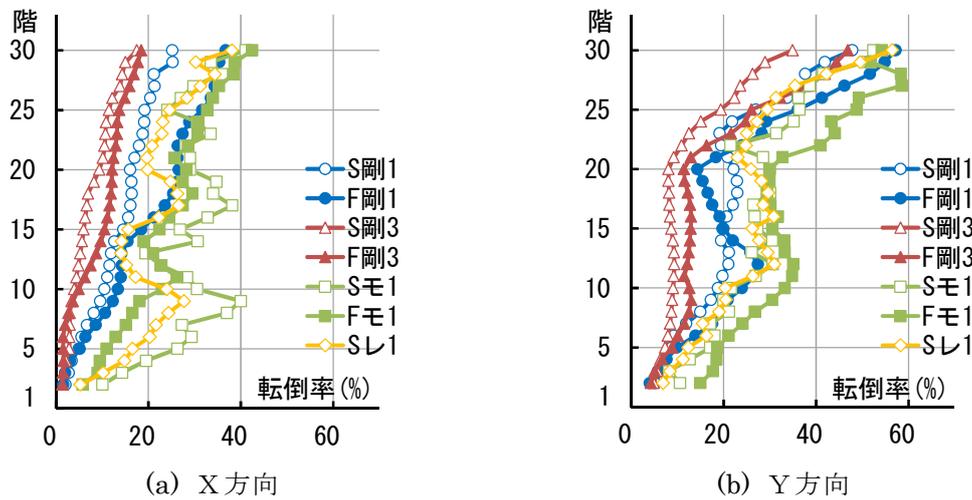


図 4.5.10 家具の転倒率

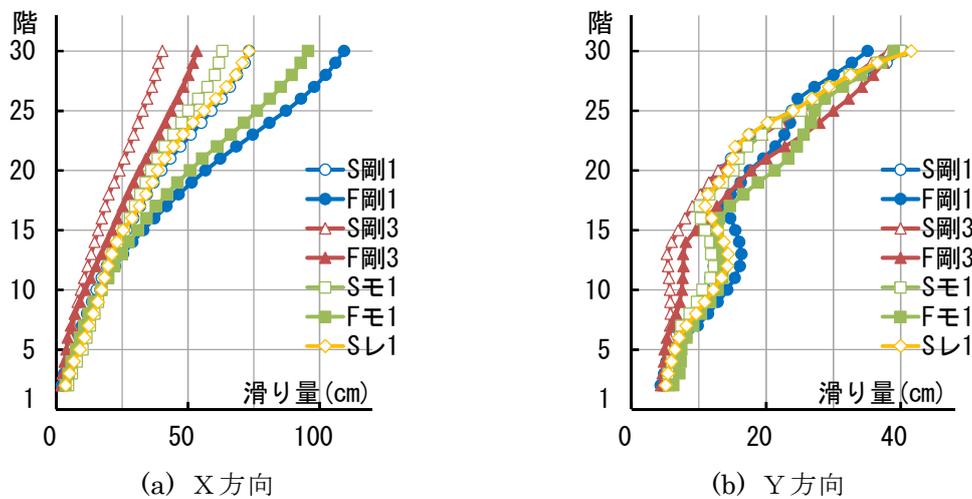


図 4.5.11 家具の滑り量

4.5.5 設計用振動系モデルに関する考察

通常、耐震設計に用いる質点系モデルは、大地震を対象とした応答値の評価を目的として、モデル化することが多い。各層の層せん断力 Q －層間変位 δ 関係を表現するスケルトンカーブの設定は、静的解析結果による Q － δ 曲線を対象とする応答レベル（通常、層間変形角 $1/100\text{rad}$.程度）での適合性に着目してトリリニア－曲線に置換する。また、 Q － δ 曲線は静的解析に用いる外力分布形に依存し、等価曲げせん断型モデルにおける曲げ剛性は、応答解析における 1 次モードに対応する。本論に用いた等価曲げせん断型モデルも、この仮定に基づいて作成している。

前節 4.4 では、瞬間剛性比例型減衰 ($h_1=3\%$) によるレベル 2 相当の入力地震動に対する質点系モデル (S モデル) と立体フレームモデル (F モデル) の応答結果は、比較的良い対応を示すことを報告した。しかし、本論で S, F モデルの比較に用いた観測波 No.11 による最大応答層間変形角は $1/300\sim 1/250\text{rad}$.程度であり、S モデルの設定で想定した変形に比べて小さい値である。また、応答加速度の評価では、変形やせん断力に比べて、高次モードの影響が大きいと考えられ、内部粘性減衰が小さい場合に、その影響が顕著となる。これらが本論で比較した S モデルと F モデルの応答値の差異に影響していると考えられる。

S モデルでは、対象とする地震動レベルや高次モードの影響により、F モデルとの解析結果に差異が生じる可能性がある。これらの影響が大きい加速度や速度を評価の対象とする場合には、解析モデルとして F モデルを用いることが必要であると考えられる。

また、本検討に用いた実建物の観測記録は、加速度が最大である東北地方太平洋沖地震（観測波 No.11）で、その入力レベルは地震動の最大速度 (22.8 cm/s) や地震応答解析による推定結果の最大応答層せん断力、層間変形角から設計に用いる検討用地震動としてはレベル 1 相当と考えられる。

超高層 RC 造建物の通常の設計では、内部粘性減衰として瞬間剛性比例型で $h_1=3\%$ が広く用いられている。観測記録と解析結果の最大応答加速度の比較では、上記減衰定数では、観測記録を過小評価する傾向が見られたことから、本解析で用いたレベルの入力地震動に対しては、設計用振動系モデルの減衰定数を、レベル 2 を対象とした通常の設計に用いる数値より小さく設定する必要があると考えられる。特に本章で観測記録との対応を検討した応答加速度などを評価する場合にはその影響が大きく重要である。

4.6 まとめ

既存超高層 RC 造住宅における実測結果や複数の観測記録との比較により、超高層 RC 造住宅の地震応答解析モデルに用いる骨組の剛性、重量の評価、解析モデルや内部粘性減衰の設定値が応答結果に与える影響について検討し、室内被害の評価を含む耐震設計に用いる振動系モデルについて考察した。

本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 実建築物の竣工時における弾性 1 次固有周期は、設計モデルよりも 16%程度短い値であった。剛性増大率 1.20, 重量低減率 0.94 を考慮した竣工時モデルの場合、実測値と差は 5~7%であった。
- (2) 通常、設計に用いる解析モデルを用いて、レベル 2 相当時の地震動により質点系（等価曲げせん断型）モデルと立体フレームモデルの応答結果の比較を行った。その結果、両モデルの対応が比較的良好であることを確認した。
- (3) 質点系（等価曲げせん断型）モデルを用いて、内部粘性減衰を変化させた解析結果と既往の観測記録（加速度）との比較を行い、減衰モデルと減衰定数の設定値が応答結果に与える影響を検討した。その結果、観測記録との適合性は地震動の特性により異なるが、各減衰モデルとも高次の減衰定数を小さく設定した case1（1 次または全次数の減衰定数を 1%）は、観測記録との対応が良かった。
- (4) 質点系（等価曲げせん断型）モデルを用いて、2011 年東北地方太平洋沖地震による解析結果と観測記録との比較及び応答値の推定を行った。過去に経験した地震の影響により、解析結果の最大応答加速度に差異が見られた。
- (5) 立体フレームモデルを用いて、最大応答加速度と観測記録の比較を行った。その適合性は地震動の特性により異なるが、これまで観測された中小地震レベルでは、通常、設計に用いている瞬間剛性比例型減衰 $h_1=3\%$ の場合、解析値は観測記録を過小評価する傾向があった。高次の減衰を小さくした瞬間剛性比例型減衰 $h_1=1\%$ 、モード別減衰 $h=1\%$ の対応が、瞬間剛性比例型減衰 $h_1=3\%$ に比べて良かった。
- (6) 立体フレームモデルと質点系（等価曲げせん断型）モデルの最大応答加速度の比較では、地震動により応答結果の差に違いは見られるが、本観測記録では全般的に立体フ

レームモデルの応答値が質点系モデルに比べ大きくなる傾向が見られた。

- (7) 立体フレームモデル, 質点系(等価曲げせん断型)モデルによる最大応答値の差異は, 減衰が大きい瞬間剛性比例型減衰 $h_1=3\%$ のモデルの場合小さいが, 減衰の小さい瞬間剛性比例型減衰 $h_1=1\%$, モード別減衰 $h=1\%$ では大きくなる場合がある。
- (8) 東北地方太平洋沖地震による応答結果を用いた室内被害の推定は, アンケート調査による被害調査結果と傾向は概ね一致した。ただし, 家具の諸元や被害状況については十分なデータが公開されていないため, 転倒率や滑り量と被害の対応, 室内被害推定の定量的な評価や精度向上には, 対象建築物や対象家具の諸元のデータ収集と検討が必要であると考えられる。

【第4章 参考文献】

- 1) 渡辺一弘：東日本大震災における RC 集合住宅の被害，2012 年度日本建築学会大会構造部門(鉄筋コンクリート構造)PD 資料， pp.32-41， 2012.9.
- 2) 稲井慎介ほか：軟弱地盤に建つ高層 RC 集合住宅の地震観測結果とシミュレーション解析，戸田建設技術研究報告，第 34 号， pp.6～6-6， 2008.
- 3) 新井一樹ほか：超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と室内被害推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.34， No.2， pp.793～798， 2012.7.
- 4) 日本建築学会：長周期地震動対策に関する公開研究集会， pp.187-236， 2011.
- 5) 肥田剛典，永野正行：2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく超高層集合住宅の動特性評価，日本地震工学会大会 2011 梗概集， pp.34-35， 2011.11.
- 6) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領， pp.322， 2003.
- 7) 山根義康，永野正行，肥田剛典，保井美敏，山本健史，井川望，田沼毅彦：東日本大震災時における超高層集合住宅の建物応答推定に基づく室内被害の分析，日本建築学会大会学術講演梗概集， pp.291-292， 2013.8.
- 8) 金子美香：地震時における家具転倒率の簡易推定方法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊， pp.61-62， 2003.9.

第5章 高強度材料を使用した 超高層鉄筋コンクリート造住宅の耐震性能評価

- 5.1 はじめに
- 5.2 建築物のモデル化の概要
 - 5.2.1 解析モデルの概要
 - 5.2.2 復元力特性の概要
 - 5.2.3 内部粘性減衰の概要
- 5.3 検討用入力地震動
- 5.4 超高層 RC 造住宅の耐震性能の評価法
 - 5.4.1 保有耐震性能指標値と耐震性能残存率
 - 5.4.2 高強度 RC 梁部材の損傷度の検討
- 5.5 地震時の室内被害の評価法
 - 5.5.1 室内被害の推定方法と被害指標値
 - 5.5.2 室内被害発生率の算定方法
- 5.6 超高層 RC 造住宅の耐震性能評価の検討例
 - 5.6.1 建築物モデルの概要
 - 5.6.2 保有耐震性能指標値と耐震性能残存率
 - 5.6.3 室内被害発生率
 - 5.6.4 多数回繰返し載荷に対する応答評価例
- 5.7 まとめ

【第5章 参考文献】

第5章 高強度材料を使用した超高層鉄筋コンクリート造住宅の耐震性能評価

5.1 はじめに

これまでの超高層建築物の耐震設計では、建築基準法に定められる2段階の地震動レベルに対する設計が要求されており、中地震時に対する損傷性、大地震時に対する倒壊・崩壊の安全性の検討が行われている。

1995年の兵庫県南部地震や2011年の東北地方太平洋沖地震では、超高層RC造住宅の骨組に過大な被害は見られなかったが、建物の継続的な使用性への関心が高まった。今後、発生が予想される大規模な海洋型地震や内陸部の活断層による直下型地震では、これまでの想定を上回る大きな揺れが建物に生じる可能性が危惧されている。一方、東北地方太平洋沖地震では、関東地区の超高層住宅において室内被害が報告された。

超高層住宅の性能評価型の耐震設計では、地震動レベルに応じた損傷制御性やレベル2を上回るような地震動に対する安全性を把握する必要がある。また、骨組の耐震性だけではなく室内被害も居住者にとっては関心度の高い項目であり、地震動レベルに応じた室内の被害状況を把握することも重要である。

上記のような耐震性能の評価には、これまでの設計のように特定された2段階の地震動に対する検討だけではなく、連続的な地震動の入力レベルに応じた耐震性能の評価が必要である。

筆者らは、これまでに既存超高層RC造住宅の保有耐震性能を評価する方法について研究を行い、保有耐震性能指標値や耐震性能残存率を用いた評価法の検討を行ってきた。また、既存超高層RC造住宅の室内被害の推定方法の検討を行ってきた。そこでは、連続的な地震動レベルを入力した応答解析による検討法が用いられている。

本章では、上記に示す既存超高層RC造住宅の耐震性能評価法に、本論第2章における高強度RC梁の構造特性、第3章における多数回繰返し载荷を受ける超高層RCフレーム構造の履歴特性や応答評価、第4章における解析モデルの減衰特性の評価に関する知見を取り入れて、超高層RC造住宅の耐震性能や室内被害を連続的な入力レベルに対して評価し、それらを保有耐震性能指標値、耐震性能残存率や室内被害率曲線などを用いて示す。また、多数回繰返し载荷を受ける建物の応答値の評価例として、長周期地震動や地震動の連続入力による応答結果の検討も行う。

5.2 建築物のモデル化の概要

5.2.1 解析モデルの概要

(1) モデル化の概要

第4章では、実建物における観測記録と地震応答解析結果の比較において、質点系（等価曲げせん断型）モデルと立体フレームモデルによる応答値の差異について考察した。その結果、質点系モデルは、複数の部材から構成される建築物の復元力特性を各層のばねに縮約したモデルであり、対象とする地震動の入力レベルやその特性により解析精度に差異が生じることを指摘した。

これまでの設計のように、対象とする地震動の入力レベル（例えば、レベル2など）が特定される場合、質点系モデルは有用であると考えられるが、本章では連続的な入力レベルに対する耐震性の評価を論ずるものであるため、入力レベルによる解析精度の影響を受けない解析モデルを用いる必要がある。

このため本章で検討する耐震性能評価に用いる振動解析モデルには、立体フレームモデルを用いる。

立体フレームモデルは、建築物を柱、梁、接合部パネルにモデル化し、各層を剛床仮定により水平変位を等値したモデルとした。

柱には曲げ・せん断・軸変形を、梁には曲げ・せん断変形を、接合部パネルにはせん断変形を考慮した。柱の曲げ・軸変形にはひび割れ発生および降伏による剛性変化を考慮できるファイバーモデルを用いた。

梁の曲げ変形には、ひび割れ発生及び降伏による剛性変化をトリリニアール曲線で評価したスケルトンカーブにより弾塑性特性を考慮した。

なお、梁、柱、接合部パネルのせん断変形は弾性とした。

(2) P- δ 効果の考慮

本章ではレベル2を超える地震動レベルまでの耐震性能評価を目的としているため、最大層間変形角が1/100を超える領域での解析が必要となる。また、建物モデルは50階建てであり建物周期が長く、ベースシア係数も小さくなるため、建物重量に対する水平力の比率が小さくなる。このため、P- δ 効果による付加せん断力の影響が相対的に大きくなることが予想される。そこで、本章で用いる解析モデルは、P- δ 効果を考慮するものとした。

P- δ 効果の考慮は、各層に対して層間変位と軸力により生じる付加曲げモーメントと等価な水平力を層の重心位置に加えることにより行う。図5.2.1にP- δ 効果による付加せん断力算定方法の概念図を示す。

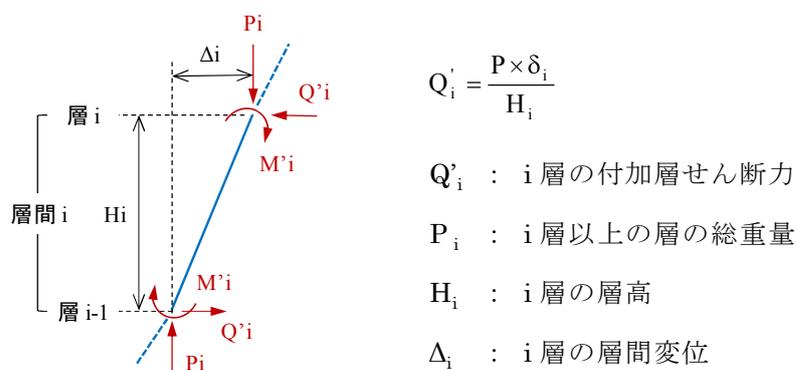


図 5.2.1 P- δ 効果による付加せん断力算定方法

5.2.2 復元力特性の概要

(1) 骨格曲線の設定

梁の骨格曲線には、通常的设计で用いられている曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメントを折れ点とするトリリニアール曲線を用いる（図 5.2.2）。

曲げ降伏時の変形の算定では、梁主筋に SD490 以下の強度を用いたこれまでの超高層 RC 造住宅では、菅野の提案式(5.2.1)による降伏点剛性低下率 α_y （以下、菅野式）¹⁾ が広く用いられている。しかし、高強度鉄筋を用いた場合には、菅野式による降伏点剛性低下率は、実験より大き目の値となり、降伏変形を過小評価する傾向があることが指摘されており、第 2 章に示した高強度 RC 梁の実験において、それを補正する式(5.2.2)を提案した。

本章で用いる骨格曲線においては、これまでの設計との対応を考慮して、主筋に SD490 以下の強度を用いた梁の降伏点剛性低下率には、これまで通り菅野式(5.2.1)による計算値 α_y を用い、高強度 RC 梁として主筋に SD590, SD685 を用いた梁の降伏点剛性低下率には、菅野式を補正した式(5.2.2)による計算値 α'_y を用いることとした。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (5.2.1)$$

$$\alpha'_y = (0.043 + 1.64np_t \cdot (345/\sigma_y) + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (5.2.2)$$

- n : ヤング係数比
- a : シアスパン長さ
- d : 梁の有効せい(mm)
- D : 梁せい(mm)
- p_t : 引張鉄筋比(= $a_t/(bD)$)
- a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)
- η_0 : 軸力比(= $N/(bDF_c)$)で梁では 0 とする。
- σ_y : 主筋の規格降伏点(N/mm²)

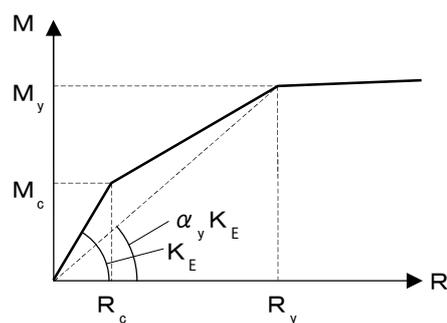


図 5.2.2 梁の骨格曲線

(2) 履歴特性の設定

耐震性能の評価例に用いる履歴特性には、評価目的に合わせて第3章で検討した Takeda モデル²⁾と Saito-Slip モデル³⁾の2種類の履歴モデルを設定する。

第3章で行った実験結果と履歴モデルの部材角 $1/50\text{rad.}$ における多数回繰返し載荷時の等価粘性減衰定数 h_{eq} の比較において、主筋強度 SD590 以下の鉄筋を用いた梁試験体では、Takeda モデルでも h_{eq} の評価は過大とされないと考えられるが、主筋に SD685 を用いた梁試験体では、Takeda モデルによる h_{eq} が実験結果を過大に評価する傾向が見られた。

そこで、本章で梁主筋に SD685 を用いた梁の履歴特性には、 h_{eq} を安全側に評価する Saito-Slip モデル ($\alpha=0.5$, $\beta=0.7$, $\gamma=0.02$) を、梁主筋に主筋強度 SD590 以下を用いた梁の履歴モデルには Takeda モデルを設定した (履歴ケース 1)。履歴ケース 1 は、連続的な入力レベルに対する耐震性能の評価に用いる。

また、長周期地震動による検討では、Takeda モデルと多数回繰返し載荷によるスリップ性状や耐力劣化を考慮した履歴モデル (Saito-Slip モデル) による応答値への影響を比較することを目的として、主筋強度に係わらず全ての梁の履歴特性に Saito-Slip モデル ($\alpha=0.5$, $\beta=0.7$, $\gamma=0.02$) を用いた解析モデルも設定した (履歴ケース 2)。

なお、柱の履歴特性にはファイバーモデルにより決定される履歴特性をそのまま用いた。

5.2.3 内部粘性減衰の概要

超高層 RC 造建築物の設計では、内部粘性減衰として慣用的に瞬間剛性比例型 $h_1=3\%$ が用いられている。通常の設計では、検討の対象が主として大地震時の安全性にあり、耐震構造では大地震時（レベル 2）の骨組の設計目標値を層間変形角 1/100 程度としている。

免震構造では大地震時の骨組の損傷を軽減し、部材応力を許容応力度以内とする場合が多く、設計目標値も層間変形角 1/200 程度としている。通常の設計において、RC 造免震構造では、内部粘性減衰として瞬間剛性比例型 $h_1=2\%$ が用いられている場合が多い。

第 4 章における実建物の観測記録と地震応答解析結果との比較により行った振動解析モデルの検討では、通常の設計で用いられている減衰定数 $h_1=3\%$ では、解析結果の応答加速度が観測記録を過小に評価すること、減衰定数を $h_1=1\%$ 程度とした解析ケースが比較的良い対応を示すことを示した。

観測記録における最大の地震動は、東北地方太平洋沖地震であり、地震動の最大速度や解析による推定結果から地震動の大きさはレベル 1 相当と判断される。それ以外の観測地震動の大部分は、最大速度、最大加速度とも東北地方太平洋沖地震と比較してかなり小さいものである。

上記のような背景と第 4 章における成果に基づき、本章で用いる内部粘性減衰の減衰定数は、建物の応答レベルに応じて変化させることとした。また、減衰モデルについては、超高層建築物の通常の設計に用いられているモデルと同様、瞬間剛性比例型とする。

減衰定数の設定値は、設計における慣用的な値との連続性、第 4 章における検討結果を考慮してレベル 2 相当（大地震）で $h_1=3\%$ 、レベル 1 相当（中地震）で $h_1=2\%$ 、レベル 1 以下（小地震）で $h_1=1\%$ とした。なお、減衰定数は建物の応答レベル（変形や損傷度）と関連付けるのが適正と考えられるが、耐震設計における地震動の入力レベルと設計目標値が対応するものと考え、地震動の入力レベルに応じて変化させるものとした。

表 5.2.1 に、減衰定数の設定値と地震動の入力レベル、設計目標値との対応から設定した最大層間変形角 R_{max} との関係を示す。また、表中には 5.3 検討用地震動で本章における検討用地震動として設定した BCJ-L2 波の入力倍率（原波に対する加速度倍率）も合わせて示している。

第 4 章に示した観測記録の中で最大である東北地方太平洋沖地震の最大速度 V_{max} は、X 方向で 18.4cm/s、Y 方向で 22.8cm/s であり、解析結果による最大層間変形角 R_{max} の推定値は 1/250～1/300 程度である。よって、観測記録による地震動のレベルは表 5.2.1 中の小

地震の領域であり、減衰定数 $h_1=1\%$ に対応する。減衰定数 $h_1=1\%$ による解析値と観測記録との対応が比較的良かった結果にも対応する設定値であることが分かる。

表 5.2.1 減衰定数の設定値

	小地震	中地震 (レベル 1 相当)	大地震 (レベル 2 相当)
入力地震動 V_{\max} (cm/s)	< 20	$20 \leq < 40$	$40 \leq$
最大層間変形角 R_{\max}	$< 1/250$	$1/250 \leq < 1/125$	$1/125 \leq$
減衰定数 h_1	1%	2%	3%
BCJ-L2 入力倍率	< 0.4	$0.4 \leq < 0.8$	$0.8 \leq$

5.3 検討用入力地震動

(1) 耐震性能評価に用いる基準地震動

本章で耐震性能の評価に用いる基準地震動は、日本建築センター設計用入力地震動（以下 BCJ-L2 波）とする。

実建物の設計で用いる基準地震動としては、本来、当該敷地の地盤特性を用いて作成された告示波やサイト波などを用いることになると考えられるが、本検討例では、高強度 RC フレーム構造建築物の汎用的な耐震性能評価法を検討することを目的としているため、超高層建築物の検討用模擬地震動として広く用いられ、擬似速度応答スペクトルが短周期から長周期において一定で、建物の周期特性の影響を受けにくい BCJ-L2 波を用いることとした。表 5.3.1 に検討用地震動 BCJ-L2 波（原波）の諸元を、図 5.3.1、5.3.2 に BCJ-L2 波の擬似速度応答スペクトルと時刻歴波形をそれぞれ示す。

表 5.3.1 BCJ-L2 波の諸元（倍率 1.00）

波形名称	最大加速度 (cm/sec ²)	最大速度 (cm/sec)	解析時間 (sec)
BCJ-L2	356	57	120

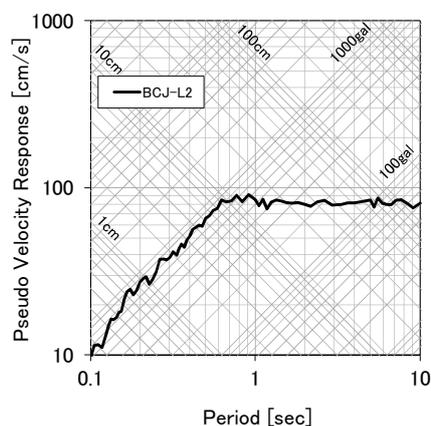


図 5.3.1 BCJ-L2 波の擬似速度応答スペクトル

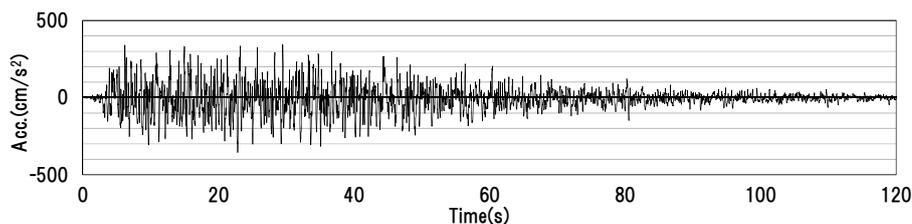


図 5.3.2 BCJ-L2 波の時刻歴波形

(2) 長周期地震動

長周期地震動に対する耐震性能の評価を目的として、海洋型地震を想定して作成した模擬地震動を用いる。模擬地震動は、内閣府中央防災会議により公開された南海トラフ地震による愛知県及び大阪府の基盤波⁴⁾を、名古屋市内、大阪市内の某地区の地盤特性を用いた地盤応答解析により基礎底レベルで評価した地震動とした。表 5.3.2, 図 5.3.3, 図 5.3.4 に模擬地震動の諸元の擬似速度応答スペクトル, 時刻歴波形をそれぞれ示す。

表 5.3.2 長周期地震動の諸元

波形名称	最大加速度 (cm/sec ²)	最大速度 (cm/sec)	解析時間 (sec)
愛知陸域 EW 波	265	41	320
大阪陸域 EW 波	293	63	320

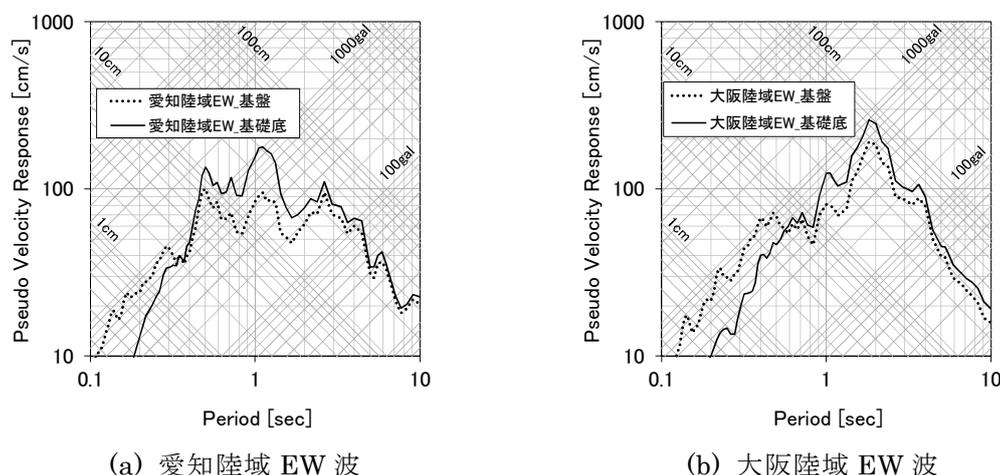


図 5.3.3 長周期地震動の擬似速度応答スペクトル

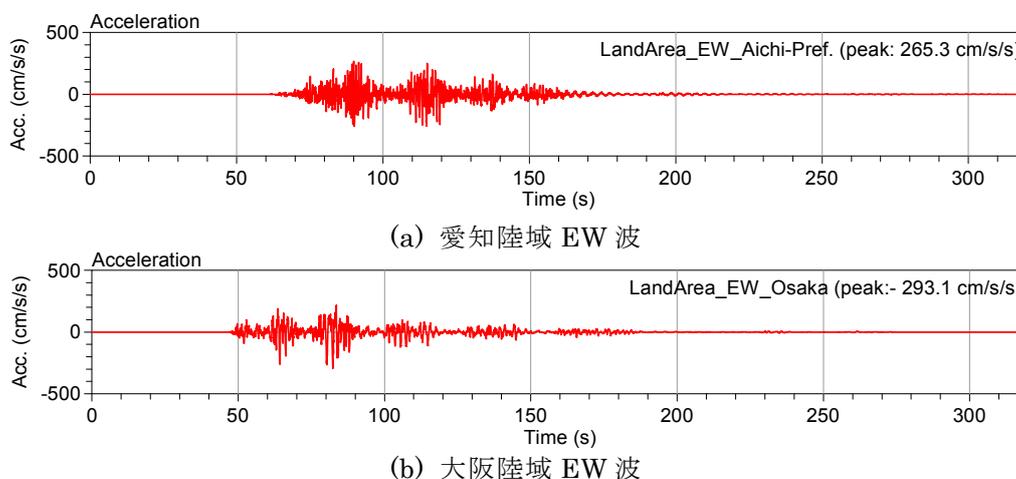


図 5.3.4 長周期地震動の時刻歴波形

5.4 超高層 RC 造住宅の耐震性能の評価法

本節では、これまでの超高層 RC 造住宅の設計に用いられてきた 2 段階の地震動レベルに対する耐震設計とは異なり、小地震レベルから大地震レベル（レベル 2）の地震動、それを上回る大規模な地震動までの連続的な入力レベルに対する耐震性能の評価法を示す。

5.4.1 保有耐震性能指標値と耐震性能残存率

本章で提案する連続的な入力レベルに応じた耐震性能評価には、保有耐震性能指標値（ ${}_H I_S$ 値）と耐震性能残存率（ ${}_H R$ ）を用いる。以下に、保有耐震性能指標値と耐震性能残存率の算定方法を示す。

(1) 保有耐震性能指標値の算定方法

図 5.4.1 は、保有耐震性能評価の流れを示したものである。各限界状態に対する保有耐震性能指標値（ ${}_H I_S$ 値）は、基準地震動の最大速度に対する限界地震動の最大速度の倍率である。限界層間変形角の評価には部材の損傷度を用いる。一般的に超高層 RC 造建築物では、梁降伏型の崩壊形を満足するように設計されているため、部材の損傷評価は梁部材を対象とすれば良いことになる。

各層の限界状態は、静的非線形解析による梁部材の損傷度に基づいて限界層間変形角（ R_S ）で表現する。

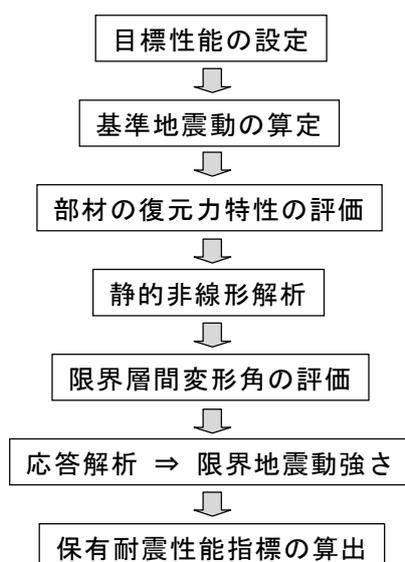


図 5.4.1 保有耐震性能評価の流れ

図 5.4.2 は、部材の復元力特性と各限界状態に相当する部材変形の関係を示したものである。部材の損傷度は、降伏点を基準とした塑性率 (DF) で定義し、DF0~1 を損傷度 1, DF1~2 を損傷度 2, DF2~3 を損傷度 3, DF3~4 を損傷度 4 とする。DF4 を超える部材は損傷度 5 とする。

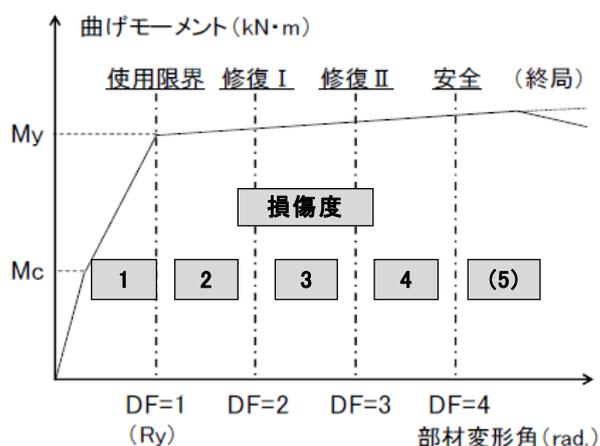


図 5.4.2 部材の復元力特性と損傷度の定義

梁の塑性率からそれらの梁が取付く柱の等価な塑性率 (柱等価塑性率 CDF) を算定し、塑性率で定義した区分に基づいて柱等価損傷度を評価する。図 5.4.3 に柱等価塑性率の算定例を示す。柱等価塑性率 CDF は、柱に取り付く梁の DF の平均値で表される。

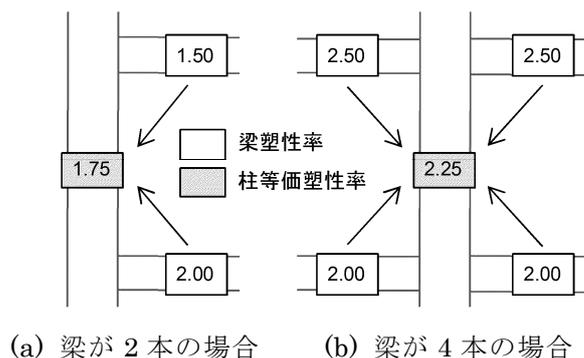


図 5.4.3 柱等価塑性率の算定例

各層において、損傷度が等しい部材が負担するせん断力の比率から層の限界状態を定める。表 5.4.1 に既存超高層 RC 造住宅 (梁主筋強度 SD490 以下) の評価に用いてきた柱等価塑性率と柱等価損傷度の関係を、表 5.4.2 に次項 5.4.2 で検討した高強度 RC 梁 (梁主筋

強度 SD590, SD685) を用いた場合の柱等価塑性率と柱等価損傷度の関係を、表 5.4.3 に使用限界状態、修復限界状態、安全限界状態と損傷度（柱等価損傷度）の部材比率の関係を示す。

限界地震動強さの判定には、図 5.4.4 に示す平均法と最大法がある。

【平均法】各層の最大応答層間変形角 R の平均値が、各層の限界層間変形角 R_S の平均値に達した時点、またはある層の最大応答層間変形角 R が次の限界状態の限界層間変形角 R_S に達した時の地震動を限界地震動強さとする方法である。

【最大法】ある層の最大応答層間変形角 R が、その層の限界層間変形角 R_S に達した時の地震動を限界地震動強さとする方法である。

平均法では、各層の損傷のばらつきを平均して評価するため、特定層の変形の進展による限界地震動の過小評価を緩和できる。最大法は、特定層の損傷により建物全体の損傷を評価するものである。

本検討例では、層の限界状態を使用限界状態、修復限界状態、安全限界状態に区分し、最大法により判定を行う。

表 5.4.1 柱等価塑性率と柱等価損傷度の関係

柱等価損傷度	1	2	3	4	(5)
柱等価塑性率	0~1	1~2	2~3	3~4	4~

表 5.4.2 高強度 RC 梁使用部の柱等価塑性率と柱等価損傷度の関係

柱等価損傷度	1	2	3	4	(5)
柱等価塑性率	0~1	1~1.5	1.5~2	2~3	3~

表 5.4.3 層の限界状態と柱等価損傷度の部材比率

層の限界状態	各柱等価損傷度の部材比率				
	1	2	3	4	5
層の使用限界状態	(梁塑性率が 1)	0%	0%	0%	0%
層の修復限界状態	—	—	a ^{**}	0%	0%
層の安全限界状態	—	—	—	—	0%

※本評価例では a を “—” とした。

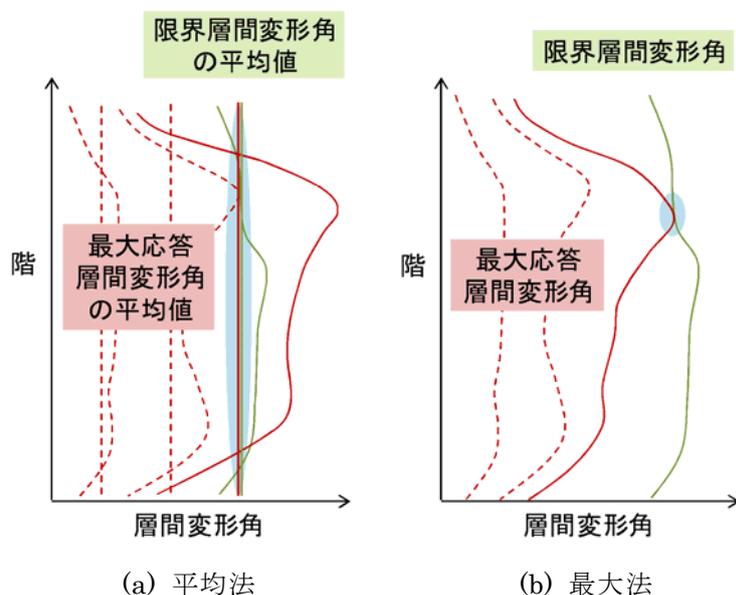


図 5.4.4 限界地震動強さの判定方法

(2) 耐震性能残存率の算定方法

耐震性能残存率 (${}_H R$) は、層のエネルギー吸収能力 (E_u) から消費エネルギー (E) を除いたエネルギー量と定義する。

耐震性能残存率 ${}_H R$ 及び算定式を以下に示す。

$${}_H R = \left(1 - \frac{\sum E_i}{\sum E_{ui}} \right) \times 100 \quad (5.4.1)$$

E_i : i 層の消費エネルギー

E_{ui} : i 層のエネルギー吸収能力

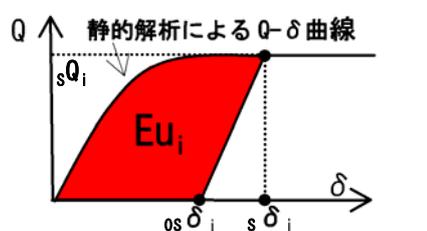
層のエネルギーの算定は、保有水平耐震性能 ${}_H I_S$ の算定時に用いた静的非線形解析と地震応答解析の結果を用いる。

各層の層せん断力 (Q_i) - 層間変位 (δ_i) 関係の算出に用いる静的非線形解析の外力分布形には A_i 分布を用いた。

E_{ui} は、図 5.4.5 に示すように、安全限界変形時の層せん断力 (${}_s Q_i$) と層間変位 (${}_s \delta_i$)、除荷時変位 (${}_{os} \delta_i$) により定義される面積から算出する。 ${}_{os} \delta_i$ は、各層の最大応答変形角とその除荷時変形の比率を除荷時変形比率 a と定義し、 a を ${}_s \delta_i$ に乗じて図 5.4.6 に示すように算定する。

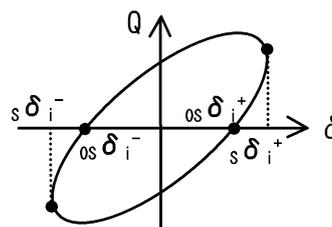
E_i は、安全限界指標値 ${}_H I_{SS}$ 決定時の層せん断力 (Q_i) と最大層間変位 (${}_{max} \delta_i$)、除荷時変位除荷時変位 (${}_0 \delta_i$) により定義される面積から図 5.4.7 に示すように算出する。

限界指標値 ${}_H I_S$ の決定時に特定層の変形が増大する場合には、履歴ループの片寄りが生じることがあり、その影響を片寄り率 b により考慮する。片寄り率 b は、図 5.4.8 に示すように、正負の最大変形の中心値の最大変位に対する比率として定義する。片寄り変形による各層の消費エネルギーの補正は、各層の E_i から Q_i と片寄り変形 (Δ) により算定される面積 (ΔE_i) を低減することにより行う。 Δ は ${}_{max} \delta_i$ に前述の片寄り率 b を乗じて算出する。



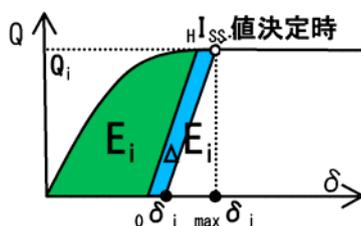
${}_s Q_i$: 安全各限界変形時層せん断力
 ${}_s \delta_i$: 安全限界変形
 ${}_{os} \delta_i$: 除荷時変形

図 5.4.5 Q-δ 曲線と E_{ui} の算出



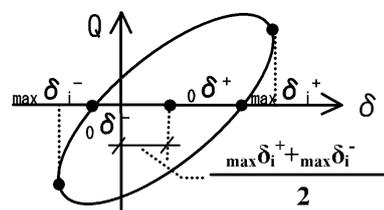
${}_s \delta_i^+ > {}_s \delta_i^-$ の場合 ${}_s \delta_i^+ < {}_s \delta_i^-$ の場合
 $a = \frac{{}_{os} \delta_i^+}{{}_s \delta_i^+}$ $a = \frac{{}_{os} \delta_i^-}{{}_s \delta_i^-}$

図 5.4.6 除荷時変形比率



Q_i : ${}_H I_{SS}$ 値決定時層せん断力
 ${}_{max} \delta_i$: 最大層間変位
 ${}_0 \delta_i$: 除荷時変形
 $\Delta E_i = Q_i \times \Delta$

図 5.4.7 Q-δ 曲線と E_i の算出



${}_s \delta_i^+ > {}_s \delta_i^-$ の場合 ${}_s \delta_i^+ < {}_s \delta_i^-$ の場合
 $b = \frac{{}_{max} \delta_i^+ - {}_{max} \delta_i^-}{{}_{max} \delta_i^+}$ $b = \frac{{}_{max} \delta_i^+ - {}_{max} \delta_i^-}{2}$

図 5.4.8 片寄り率

5.4.2 高強度 RC 梁部材の損傷度の検討

既存超高層 RC 造住宅の保有耐震性能の評価においては、各限界状態の判定に用いる部材損傷度の評価には、梁の塑性率を用いてきた。また、耐震性能評価指針⁵⁾では、部材の損傷度を鉄筋、コンクリートの状況と残留ひび割れ幅により評価している。既存超高層 RC 造住宅に用いられている主筋強度は SD490 以下であり、主筋強度が SD490 以下の RC 造梁部材については、既往の実験結果により残留ひび割れ幅と塑性率の対応を検討し⁶⁾、塑性率による損傷度の評価を行ってきた。

高強度 RC フレーム構造では、主筋強度 SD590, SD685 の高強度 RC 梁を用いる。高強度 RC 梁では降伏変形が大きくなり、同一変形における塑性率が小さく評価される。このため、主筋強度が SD490 以下の梁部材の評価に用いてきた塑性率と残留ひび割れ幅の対応を、高強度 RC 梁についても検討する必要がある。ここでは、第2章に示した実験結果により、高強度 RC 梁の塑性率と損傷度との対応について検討する。

図 5.4.9 は、第2章に示した高強度 RC 梁実験の中から、主筋に SD590, SD685 を使用した試験体 No.2~6 について、残留ひび割れ幅と塑性率の関係を示したものである。試験体の縮尺は 1/2 であり、本図中のひび割れ幅は、実大に換算して実験結果の計測値を 2 倍して表示している。

図中には、耐震性能評価指針に示された損傷度 1 (0.2mm 程度以下)、2 (0.2~1.0mm 程度)、3 (1~2mm) に対応するひび割れ幅を破線で示した。また、塑性率を 1.0 未満、1.0 以上 1.5 未満、1.5 以上 2.0 未満、2.0 以上 3.0 未満に区分して、それぞれの範囲に存在する残留ひび割れ幅の平均値を実線で示してある。

残留ひび割れ幅は、塑性率 1.0 未満では 0.2mm 以下、塑性率 1.0~1.5 で概ね 1mm 未満 (平均値 0.4mm 程度)、1.5~2.0 で 2mm 未満 (平均値 1.4mm 程度) であり、塑性率 2~3 で大きく増大した (平均値 3.2 程度)。

以上の結果から、主筋に SD590, SD685 を用いた高強度 RC 梁の損傷度と塑性率の関係を損傷度 1 では塑性率 1 未満、損傷度 2 では塑性率 1 以上 1.5 未満、損傷度 3 では 1.5 以上 2 未満、損傷度 4 では塑性率 2 以上と関連付けるものとした。

また、損傷度 4 の塑性率の上限については、部材の限界変形角との対応により決定する必要がある。第2章において、実験で確認された耐力低下の生じる変形角は、耐震性能評価指針に示される方法で算出した計算値により安全側に評価できることを示した。計算値による限界変形角は 0.045rad.程度であり、SD590 を主筋に用いた試験体の降伏変形

0.0123~0.0135rad.に対して塑性率 3.3~3.7 程度, SD685 を主筋に用いた試験体の降伏変形 0.015rad.に対して塑性率 3.0 である。以上の結果から, 主筋に SD590, SD685 を用いた高強度 RC 梁の損傷度 4 の塑性率の上限を 3.0 未満とした。

表 5.4.4 に, 主筋に SD590, SD685 を用いた場合の塑性率と損傷度の関係を, これまでの SD490 以下を用いた場合と比較して示す。

ここでの検討結果は, 前項 5.4.1 に示した高強度 RC 梁を用いた場合の柱等価損傷度と等価塑性率の関係に用いている。

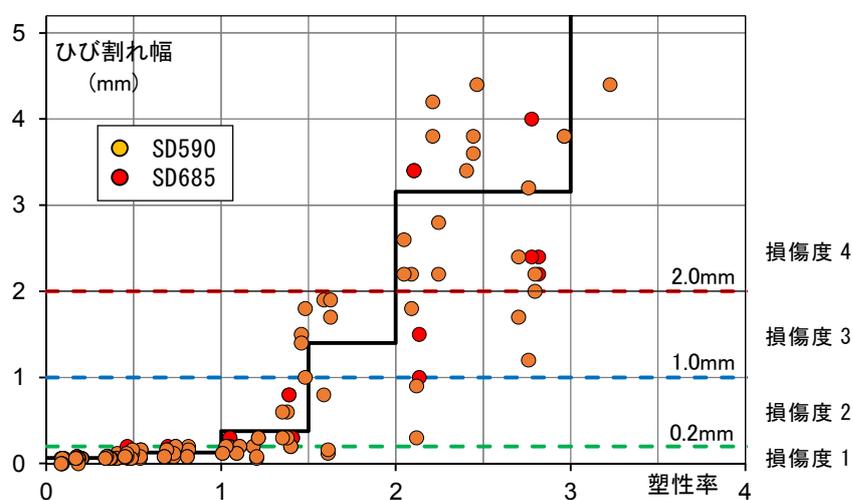


図 5.4.9 残留ひび割れ幅と塑性率の関係

表 5.4.4 高強度 RC 梁の塑性率と損傷度の関係

損傷度		1	2	3	4	(5)
塑性率	SD490 以下	0~1.0	1.0~2.0	2.0~3.0	3.0~4.0	4~
	SD590,SD685	0~1.0	1~1.5	1.5~2.0	2.0~3.0	3~

5.5 地震時の室内被害の評価法

今後の超高層集合住宅の耐震設計においては、地震時における骨組の耐震性能を評価することに加えて、地震時の室内被害状況を評価し、居住者へ安全と安心を提供することが必要である。

本節では、地震応答解析を用いて室内被害として代表的な家具の転倒・滑りによる被害や仕上げ材の被害の発生を、指標値を用いて地震動の入力レベルに応じて連続的に評価する方法を示す。

5.5.1 室内被害の推定方法と被害指標値

ここでは、超高層住宅内における家具の転倒被害、滑り被害、仕上げ材被害の推定方法と室内被害発生の可能性を評価するために定義する指標値について示す。

(1) 家具の転倒被害

室内家具の転倒発生の判定は、第4章で行った室内被害の推定に用いた、文献7)に示されるフロー（図5.5.1）により行う。以下に判定に用いる各加速度値の算定式を示す。

転倒限界加速度 A_0 は、床応答の等価振動数 F_f と家具の境界振動数 F_b の関係により式(5.5.1)、(5.5.2)により算定する。

$$A_0 = \frac{B}{H} \cdot g \quad , F_f \leq F_b \quad (5.5.1)$$

$$A_0 = \frac{F_f}{F_b} \cdot \frac{B}{H} \cdot g \quad , F_f > F_b \quad (5.5.2)$$

$$F_f = A_f / (2\pi V_f) \quad (5.5.3)$$

$$F_b = 15.6 / \sqrt{H} \quad (5.5.4)$$

B : 家具の幅(cm)

H : 家具の高さ(cm)

g : 重力加速度(cm/s)

また、転倒率 50%の加速度 A_{R50} は、 F_f と家具の境界振動数 F_b' の関係により式(5.5.5), (5.5.6)により算定する。

$$A_{R50} = \frac{B}{H} \cdot g \cdot \left(1 + \frac{B}{H}\right) \quad , F_f \leq F_b' \quad (5.5.5)$$

$$A_{R50} = \frac{F_f}{F_b'} \cdot \frac{B}{H} \cdot g \cdot \left(1 + \frac{B}{H}\right) \quad , F_f > F_b' \quad (5.5.6)$$

$$F_b' = 15.6 / \sqrt{H} \cdot (1 + B/H)^{-1.5} \quad (5.5.7)$$

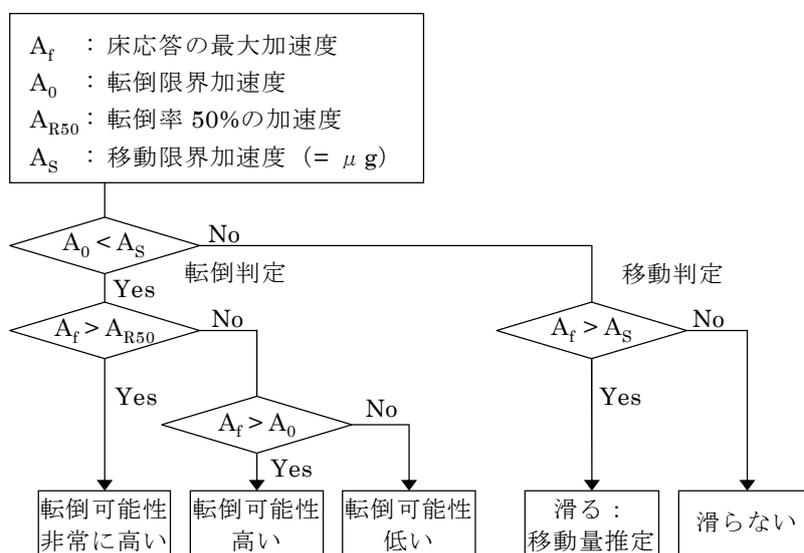


図 5.5.1 家具被害の推定方法フロー

家具の転倒被害の発生可能性を示す転倒被害指標値は、床最大応答加速度 A_f と等価振動数 F_f により区分し、 A_f が A_{R50} より大きい場合に転倒の可能性が高いとして 1.0、 A_f が A_0 より小さい場合に転倒の可能性が低いとして 0 とし、 A_f が A_0 から A_{R50} の間の指標値は 0 ~1 を補完して点数化する。

なお、 A_{R50} は転倒率 50%の加速度であり、その時の指標値を 1 とした場合、被害率を過大評価する可能性があるが、実際の家具の形状や床仕上げなどの諸条件が不確定なことによる転倒確率のばらつきを考慮して、ここでは安全側に A_{R50} における転倒被害指標値を 1 として評価する。

設定した転倒被害指標値と床応答加速度 A_f の関係を、図 5.5.2 (a)に示す。

(2) 家具の滑り被害

家具の移動発生及び滑り滑り量 δ_s は、第4章で行った室内被害の推定に用いた、文献7)に示された方法により算定する。以下に滑り量の算定式を示す。

$$\delta_s = 0.035 \cdot \mu^{-0.3} \cdot F_f^{-0.5} \cdot (V_f - V_s)^{1.56} \quad (5.5.8)$$

$$V_s = \mu g / (2\pi F_f) \quad (5.5.9)$$

家具の滑り被害発生の可能性を示す滑り被害指標値は、滑り量 δ_s が、限界滑り量 (δ_0) に達した場合を 1.0 とし、滑りが発生しない場合を 0 とし、滑り量 δ_s が 0 から δ_0 までを 0~1 で補完し点数化する。

限界滑り量 δ_0 は、ここではキャスター有の家具では 100cm、キャスター無の家具では 20cm とした。

設定した滑り被害指標値と滑り量 δ_s の関係を、図 5.5.2 (b) に示す。

(3) 仕上げ材被害

仕上げ材被害は、最大応答層間変形角 R_{max} により評価する。日本建築学会「非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領」⁸⁾では、層間変形角が損傷度 1 である 1/150 より大きい場合に被害が生じるとされている。しかし、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震における超高層住宅の内装被害の調査結果とシミュレーション解析結果⁹⁾によれば、層間変形角 1/500 程度から内装が被害の発生が予想される。

そこで、本検討における仕上げ材被害発生の可能性を示す仕上げ材被害指標値は、最大層間変形角 R_{max} が 1/150 以上の場合を 1.0 とし、1/500 以下の場合に 0 とし、最大層間変形角 R_{max} が 1/500 から 1/150 までを 0~1 で補完して点数化する。

設定した仕上げ材被害指標値と最大層間変形角 R_{max} の関係を図 5.5.2 (c) に示す。

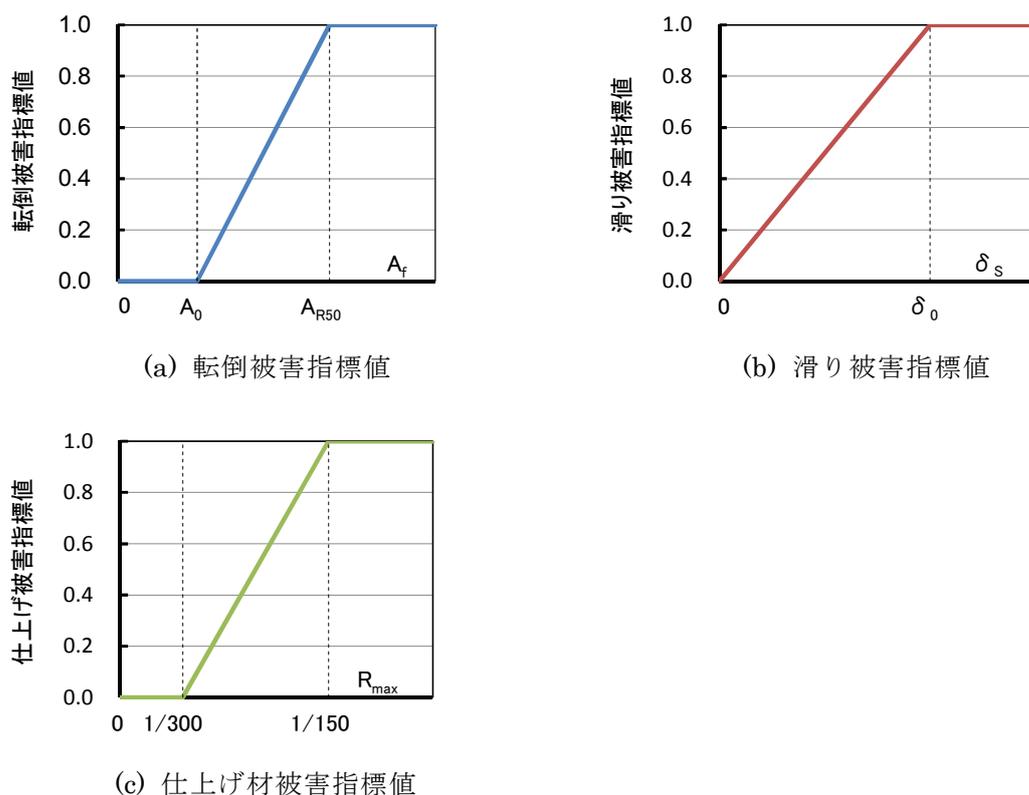


図 5.5.2 室内被害指標値

5.5.2 室内被害発生率の算定方法

超高層住宅内における室内被害の発生状況を評価するために、前項で定義した指標値を用いて地震動レベルに応じた被害発生率を、建物の高さ方向に区分して求める方法について示す。

被害発生率は、対象階の指標値の合計を対象階数で除した値とし、パーセント (%) で表示する。ここでは、転倒被害発生率を D_R 、滑り被害発生率を D_S 、仕上げ材被害発生率を D_N と呼ぶものとする。

被害発生率の検討では、建物高さ方向の各被害の発生傾向を評価するため、対象階のゾーニングを行う。対象階のゾーニングとしては、例えば上層階（上階 1/4）、下層階（下階 1/4）、中層階（上階 1/4、下階 1/4 以外）の 3 ブロックとすることなどが考えられる。

5.6 超高層 RC 造住宅の耐震性能評価の検討例

本節では、高強度 RC フレーム構造を用いた超高層住宅に対する耐震性能評価の検討例を、建築物モデルを用いて示す。

5.6.1 建築物モデルの概要

耐震性能評価の検討に用いる超高層 RC 造住宅モデルは、高強度材料の使用を想定した 50 階建のフレーム構造とし耐震構造とする。使用材料は、コンクリート強度は柱が最大で F_c120 、梁が F_c60 、鉄筋強度は柱主筋が最大で $SD685$ 、梁主筋が最大で $SD590$ とした。

図 5.6.1 に骨組モデルの略伏図、略軸組図と使用材料の概要を示す。

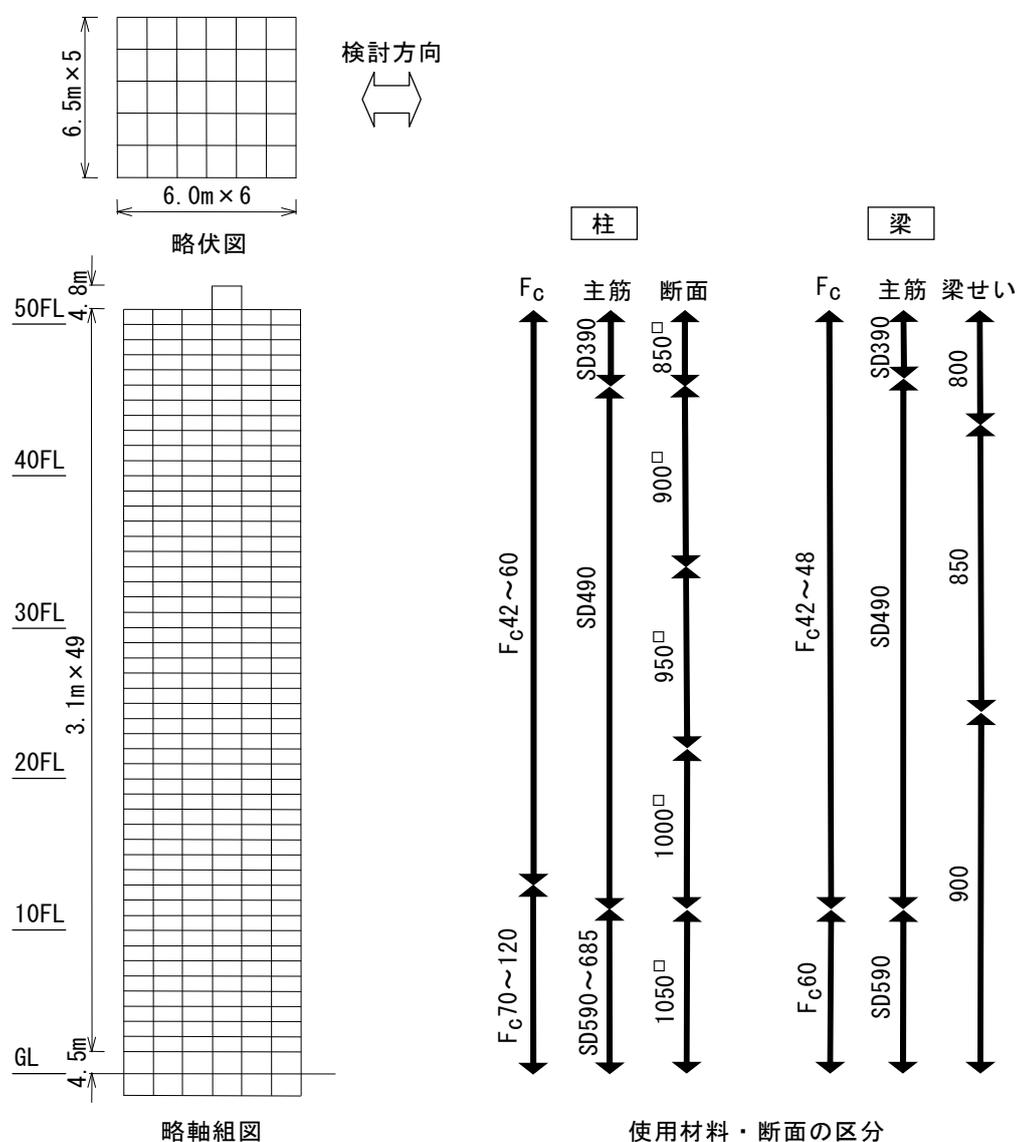


図 5.6.1 解析モデルの略伏図、略軸組図及び使用材料の概要

上記モデルを基本モデルとし（モデル1）、高強度RC構造の多数回繰返し载荷に対する効果の一例を検討するモデルとして、基本モデルの梁主筋強度を、SD590をSD685に、SD490をSD590に、SD390をSD490に変更したモデル（モデル2）を設定する。主筋強度の変更の際には、梁の曲げ強度がモデル1と同一となるように、主筋強度の変更に応じて梁の引張鉄筋比を修正し、本章5.2.2項に示す骨格曲線の降伏点剛性低下率を、変更した鉄筋種別と引張鉄筋比により設定した。変更方法の概念図を図5.6.2に示す。

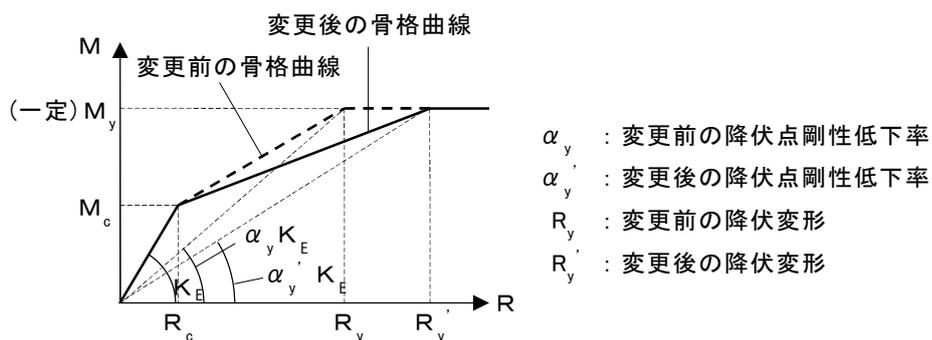


図 5.6.2 主筋強度の変更に対する骨格曲線の変更方法の概念図

5.6.2 保有耐震性能指標値と耐震性能残存率

モデル1について、静的荷重増分解析結果と5.4節の表5.4.3に示した層の限界状態と柱等価損傷度の部材比率の関係から求めた各限界状態における限界層間変形角 (R_S) を図5.6.3に示す。図中には、各限界層間変形角により区分される4つのゾーン (A~D) を示してある。

図5.6.4は、使用、修復、安全限界状態に対応する保有耐震性能指標値 (HI_S 値) 決定時の最大層間変形角を示した図である。 HI_S の算出は、基準入力地震動 BCJ-L2 波を、入力倍率0.1から1.5まで0.1刻みで連続的に増大させて行った地震応答解析により算出した。

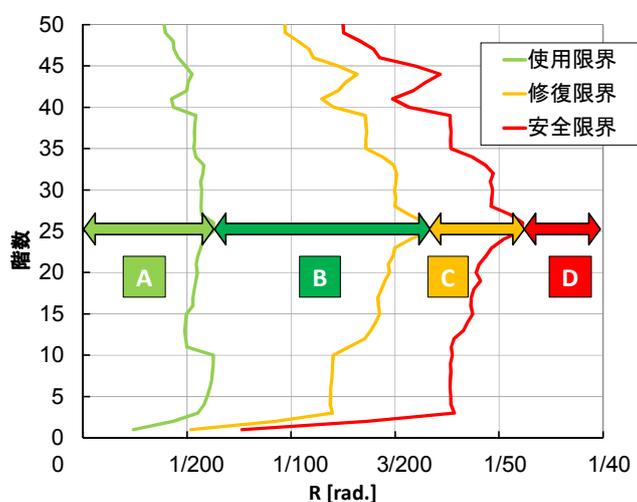
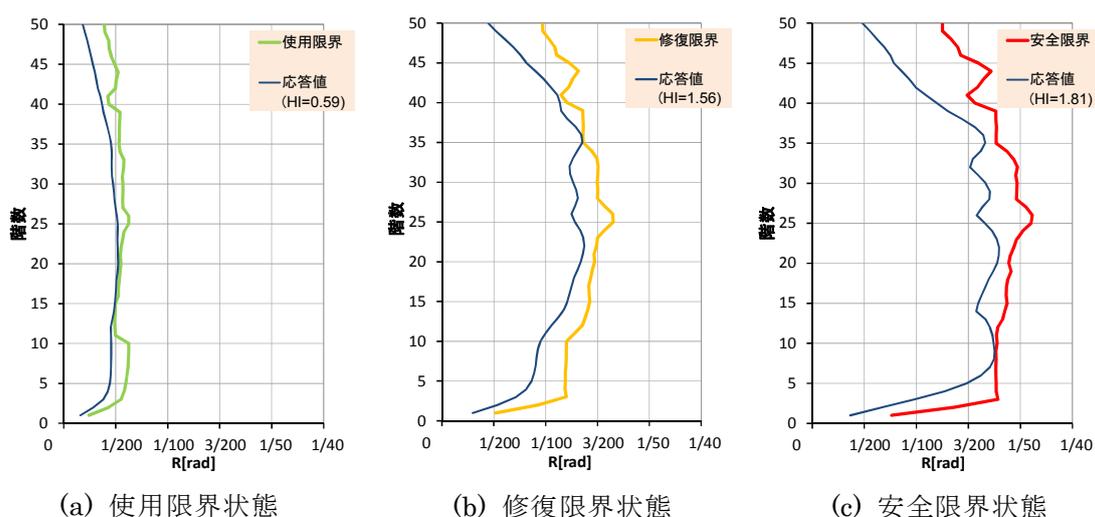


図 5.6.3 使用、修復、安全限界状態の限界層間変形角



(a) 使用限界状態

(b) 修復限界状態

(c) 安全限界状態

図 5.6.4 使用、修復、安全限界状態における HI_S 決定時の最大応答層間変形角

使用限界状態の $H I_S$ は 15 階，修復限界状態の $H I_S$ は 35 階，安全限界状態の $H I_S$ は 9 階の応答層間変形角により決定している。使用，修復，安全限界時の保有耐震性能指標値 $H I_S$ 値，最大応答層間変形角 R_{max} を表 5.6.1 に示す。表中には， $H I_S$ 値に対応した基準地震動の最大速度 V_{max} も合わせて示した。

表 5.6.1 各限界状態の保有耐震性能指標値

	使用限界	修復限界	安全限界
$H I_S$ 値	0.59	1.56	1.81
V_{max} (cm/s)	33.6	88.9	103.2
R_{max} (rad.)	1/190	1/71	1/55

応答結果得られた基準地震動の入力倍率 $H I$ と各層の最大応答層間変形角 R_{max} の関係を図 5.6.5 に示す。図中には 1～50 階の各層の R_{max} を，使用限界，修復限界，安全限界で区分される 4 つの変形ゾーン A～D (図 5.6.3 参照) に区分して表示している。 $H I$ の増大に伴い， R_{max} の分布が広がる傾向が見られる。これは各層間の R_{max} に差異が生じていることに対応する。

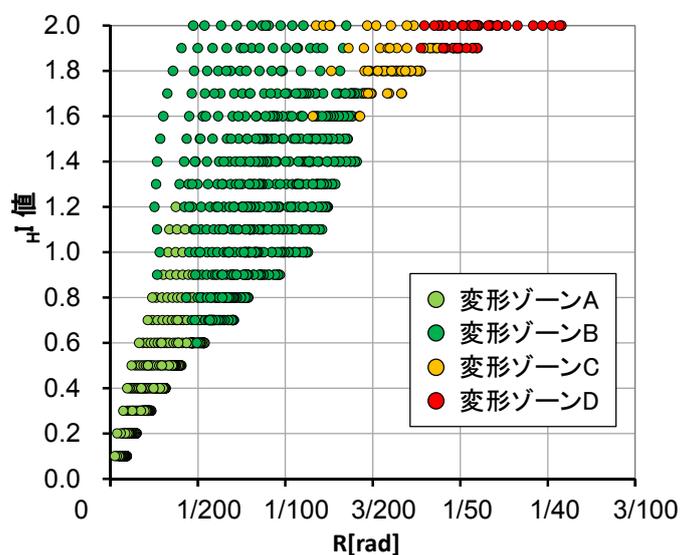


図 5.6.5 基準地震動の入力倍率 $H I$ と最大応答層間変形角 R_{max} の関係

ここに示す評価例では，限界状態を使用限界，修復限界，安全限界の 3 段階としたが，修復限界状態をさらに区分することにより耐震性能を詳細に評価することも可能である。

$H I_S$ 値による耐震性能の評価は，入力地震動を連続的に増大させて行うので，様々なレ

ベルでの部材の損傷状態の把握が可能であるが、ある特定層の変形集中（特に最大法の場合）により $H I_S$ 値が決定する可能性があるため、建築物全体が保有する耐震性能を評価できない場合がある。そこで、 $H I_S$ 値と合わせて次に示す耐震性能残存率による評価を行う。

保有耐震性能指標値の算定に用いた応答層間変形角と静的解析結果による各層の荷重変形関係から算出した耐震性能残存率 $H R$ と最大層間変形角 R_{max} の関係を図 5.6.6 に、 $H R$ と $H I$ の関係を図 5.6.7 に示す。図中には、表 5.6.1 に示した各限界状態における限界変形 R_S 及び保有耐震性能指標値 $H I_S$ を△印で示している。 $H R$ は R_{max} 、 $H I$ の増大に伴い低下し、 R_{max} が 1/100 程度から低下の度合いが大きくなる。各限界変形時の $H R$ を表 5.6.2 に示す。本建物の安全限界変形時の $H R$ は 38%である。

$H R$ は、各層の安全限界変形時における建物全体のエネルギー吸収能力から、 $H I_{SS}$ 値決定時の各層の消費エネルギーを除いた残存するエネルギー量として定義されるため、 $H I_{SS}$ 値と比較して、特定層における変形集中の影響を受けない。 $H I_{SS}$ 値の決定時に特定層の変形集中度合いが大きい程 $H R$ が大きな値となって現れることになる。

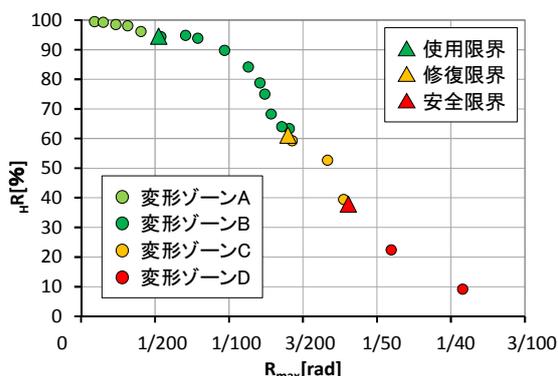


図 5.6.6 耐震性能残存率 $H R$ と層間変形角 R_{max} の関係

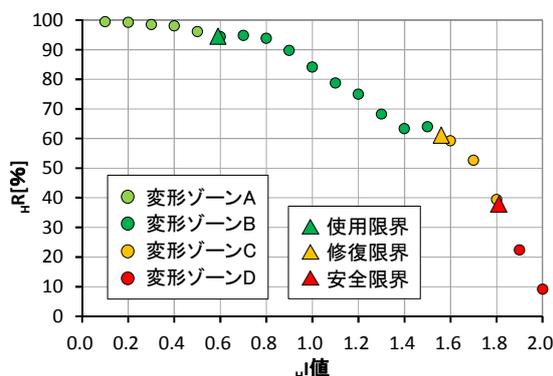


図 5.6.7 耐震性能残存率 $H R$ と入力倍率 $H I$ の関係

表 5.6.2 各限界状態の耐震性能残存率

	使用限界	修復限界	安全限界
$H R$ (%)	95	61	38

以上のように、耐震性能指標値 $H I_S$ 値と耐震性能残存率 $H R$ を用いて、新築の超高層住宅の損傷状況や耐震性能を、入力レベルに応じて連続的に評価することが可能である。

5.6.3 室内被害発生率

(1) 室内家具の諸元

室内被害の評価例に用いる室内家具の諸元を表 5.6.3 に示す。転倒家具には、幅高さ比 (B/H) の比較的小さい家具を、滑り家具には床面との摩擦の小さいキャスター付の家具を設定した。表中の A_0 は転倒家具の転倒限界加速度、 A_S は滑り家具の滑り開始加速度、 F_b は転倒家具の境界振動数である。

表 5.6.3 室内家具の諸元

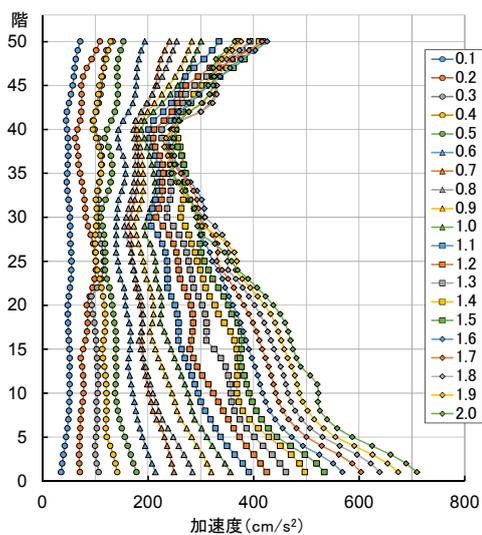
家具の種類	B	H	B/H	μ	A_0	A_S	F_b
転倒家具(書棚)	32	178	0.18	0.30	176	—	0.91
滑り家具(キャスター有)	—	—	0.40	0.05	—	49	—

【単位】 A_0, A_S : cm/s^2 , F_b : Hz

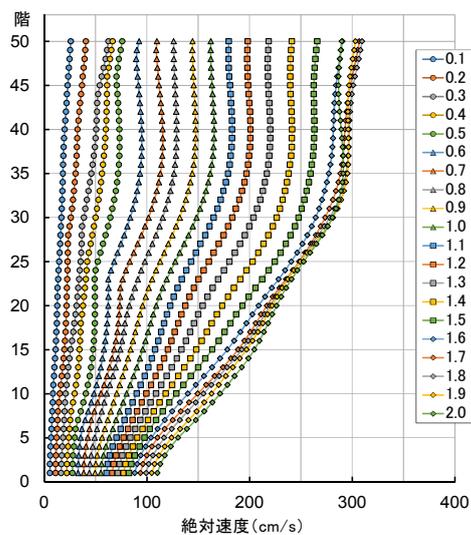
(2) 地震応答解析結果

図 5.6.8 に、BCJ-L2 波の入力加速度倍率を 0.1~1.5 まで変化させて行った地震応答解析結果の中から、室内被害の評価に用いる応答値として、最大応答加速度 A_{\max} 、最大応答絶対速度 V_{\max} 、最大応答層間変形角 R_{\max} 及び A_{\max} と V_{\max} から求めた床応答の等価振動数 F_f を示す。

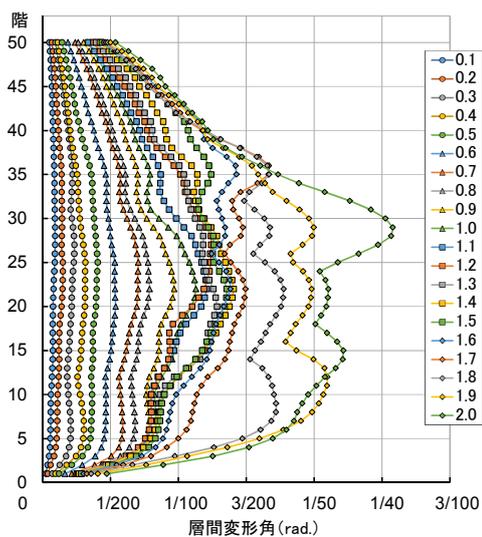
A_{\max} は、下層階、上層階、中層階の順に大きくなる傾向が見られた。 V_{\max} は、下層階では小さく、上層階で大きくなる傾向が見られた。 R_{\max} は、下層階、上層階で小さく、中層階で大きくなる傾向が見られた。 F_f は、下層階から上層階に向かって低くなり、入力レベルの増大に伴いその値が低くなる傾向が見られた。



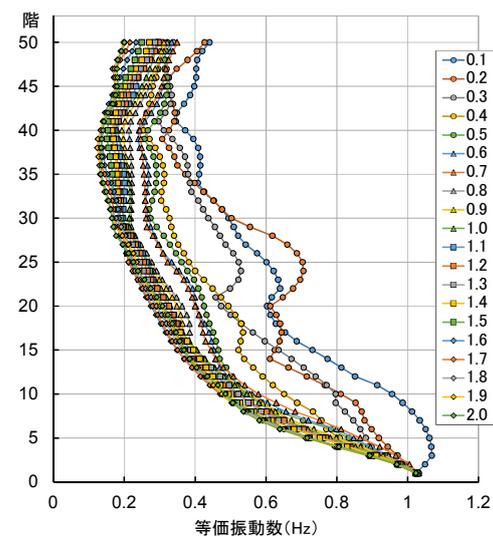
(a) 最大応答加速度



(b) 最大応答絶対速度



(c) 最大応答層間変形角



(d) 床の等価振動数

図 5.6.8 地震応答解析結果 (BCJ-L2 波 入力加速度倍率)

(3) 室内被害の推定（室内被害評価曲線）

本章で用いる超高層住宅モデルは、50階建てであり、応答値には高次モードの影響が大きいと考えられる。ここでは、対象階を建物の高さ方向に5つのブロックにゾーニングして被害発生率を検討する。

超高層住宅では、通常、1階や地下階は共用部であり、住戸階は2階以上の場合が多いと考えられるため、2～10階を下層階（9階）、11～20階を中下層階（10階）、21～30階を中層階（10階）、31～40階を中上層階（10階）、41～50階を上層階（10階）と呼ぶ。

図5.6.9, 5.6.10, 5.6.11に家具の転倒被害発生率 D_R 、家具の滑り被害発生率 D_S 、仕上げ材被害発生率 D_N と入力速度の関係を求めた室内被害評価曲線をそれぞれ示す。応答値を算出するための地震応答解析では、地震動の入力レベルを基準地震動に対する入力倍率 (H_I)で行っているが、室内被害評価曲線では設計での利用を想定して横軸は入力地震動の最大速度を用いて表示した。

本解析では、減衰定数を地震動の入力レベルに応じて変化させている。このため、転倒被害発生率曲線の入力速度40～50cm/sの範囲で、上層階、中上層階、中下層階の被害率が不連続となる部分が生じた（図5.6.9中の破線部）。この部分については、発生率を安全側に評価するように曲線を補正した。

検討に用いた建築物モデルと入力地震動BCJ-L2波においては、転倒被害は25cm/s（レベル1相当）を超える付近から発生の可能性が生じ、下層階、中下層階では50cm/s（レベル2相当）程度で100%となる。高さ方向の被害発生率の分布は、下層階から中層階へ向けて低くなり、中層階から上層階へ向けて再び高くなる傾向である。

滑り被害は、レベル1より低い入力レベルから発生の可能性があり、レベル1程度では、全層にわたって発生の可能性が生じる。被害発生は下層階から上層階へ向けて高くなる傾向である。

仕上げ材被害についても、レベル1より低い入力レベルから発生し、レベル1を超える付近から全層にわたり被害発生の可能性が生じる。また、仕上げ材被害は、中層階付近、下層階、上層階の順に高く、中層階付近での被害発生の可能性が最も高い傾向である。

以上、室内被害評価曲線を用いて室内被害の評価例を示した。本節で示す室内被害評価曲線により、地震動レベルに応じた連続的な被害発生率の推定が可能である。ここでは、BCJ-L2波を用いて評価曲線を作成したが、設計に用いる複数の特性の異なる地震動を用いて、被害発生率に幅を持たせた評価曲線の設定も可能である。

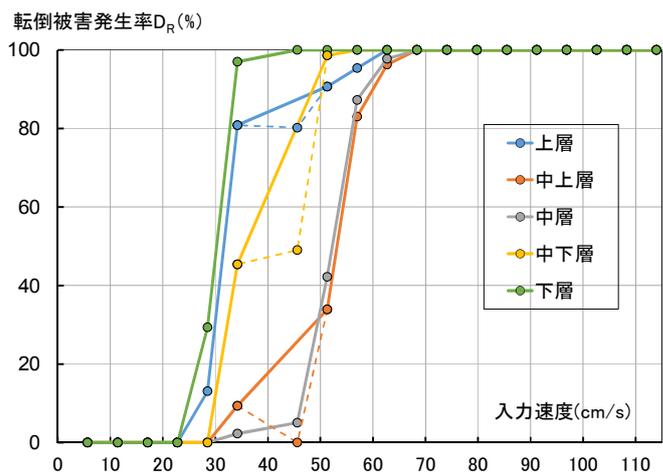


図 5.6.9 家具の転倒被害発生率 D_R と入力速度の関係

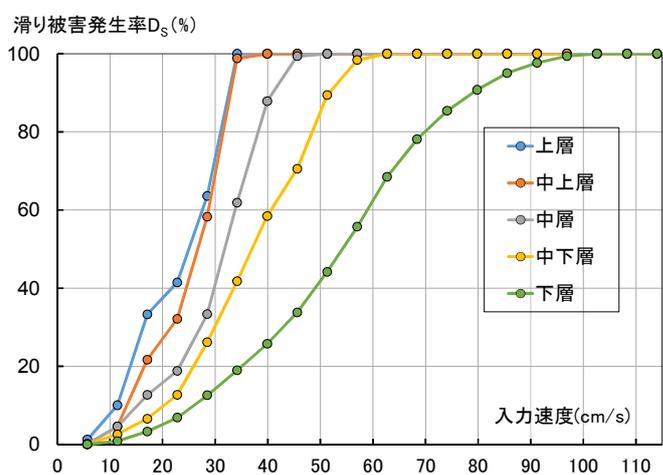


図 5.6.10 家具の滑り被害発生率 D_S と入力速度の関係

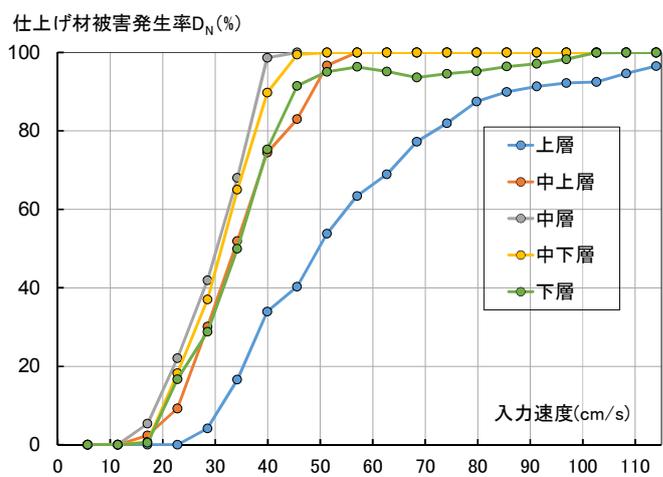


図 5.6.11 仕上げ材被害発生率 D_N と入力速度の関係

5.6.4 多数回繰返し載荷に対する応答評価例

ここでは、多数回繰返し載荷を受ける高強度 RC フレーム構造の応答評価を行う。検討には、長周期地震動（模擬地震動）と基準地震動の連続入力を用いる。

(1) 長周期地震動による検討

長周期地震動に対する超高層 RC フレーム構造の応答評価例を示す。建築物モデルには、基本モデル（モデル 1）を用いる。履歴特性は、5.2.2(2)で設定した履歴ケース 1（モデル 1 では全ての梁で Takeda モデルを使用）と多数回繰返し載荷による履歴特性の変化が大きく現れた場合の評価例として、全ての梁の履歴特性に Saito-Slip モデルを設定した履歴ケース 2 を比較のために用いた。

図 5.6.12 に、模擬地震動 愛知陸域 EW 波（以下、愛知波）と大阪陸域 EW 波（以下、大阪波）による解析結果の最大応答層間変形角 R_{max} を、履歴ケース 1、履歴ケース 2 を合わせて示す。同図中には、5.6.2 で算出した使用・損傷・安全限界層間変形角を示してある。また、代表的な梁（中架構、内端）の最大応答塑性率を図 5.6.13 に示す。

愛知波による応答値は、 R_{max} が履歴ケース 1 で 1/178 rad. (25 階)、履歴ケース 2 で 1/177 rad. (25 階) であり、梁の塑性率も 30 階及び 40 階付近で 1.0 程度であることから、骨組は概ね弾性挙動に近い性状を示していると考えられる。このため履歴モデルによる応答値の差異もほとんど見られなかった。骨組は使用限界状態を僅かに超える程度であった。

大阪波による応答値は、高次モードの影響により履歴モデル 1、履歴モデル 2 ともに 30～40 階付近に変形集中しており R_{max} が大きくなった。 R_{max} の最大値は、履歴ケース 1 で 1/67rad. (34 階)、履歴ケース 2 で 1/66rad. (34 階) である。梁の塑性率は、履歴ケース 1、2 ともに 3.0 程度に達した。履歴モデルによる応答値への影響は、履歴ケース 2 が履歴ケース 1 に比べて、 R_{max} が大きくなる傾向は見られるが、本評価例ではその差異は僅かであり過大なものではなかった。骨組の状態は、35 階付近の変形が修復限界を僅かに超えた状態であり、安全限界には達していない。

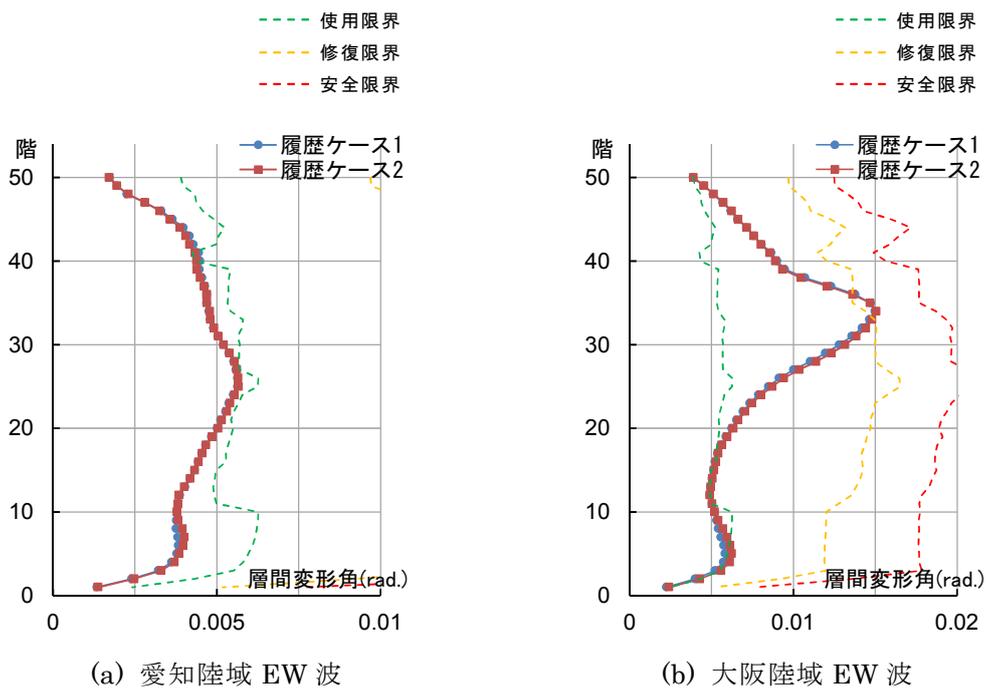


図 5.6.12 最大応答層間変形角

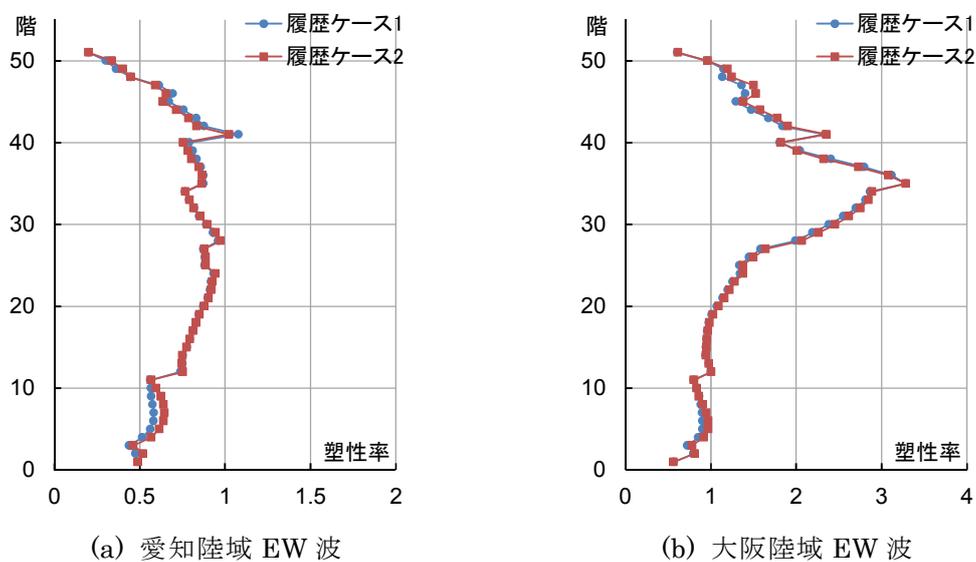


図 5.6.13 梁の塑性率

(2) 連続入力波に対する応答評価例

多数回繰返し载荷に対する応答評価として、基準地震動の連続入力による応答値の変化について検討する。

建物モデルには、5.2.1項に示した基本モデル(モデル1)を用いる。履歴ケースは、5.2.2項(2)に示す履歴ケース1とする。入力地震動は、5.3節(2)に示したBCJ-L2波を3回連続で入力した。なお、各回入力の終了時に30秒間の自由振動区間を設けている。

また、高強度RC梁の骨格曲線における降伏点剛性低下率の減少や降伏変形の増大が、多数回繰返し载荷を受ける場合の応答値への影響を検討するために、基本モデルの梁主筋を高強度鉄筋に変更し、高強度RC梁の使用範囲を増加させた5.2.1項に示すモデル2を比較検討用として用いた。

BCJ-L2波の連続入力による解析結果の最大応答層間変形角 R_{max} の入力回数による比較を図5.6.14に、 R_{max} と最大応答層せん断力 Q_{max} について、モデル1、2による応答値の比較を入力回数1回目(0~150秒)、2回目(0~300秒)、3回目(0~450秒)ごとに図5.6.14、図5.6.15に示す。また、モデル1、モデル2において、それぞれ R_{max} が比較的大きかった22階と28階、及び両モデルで入力回数に伴う変形の増大が見られた15階の応答層間変形角 R の時刻歴を、図5.6.17にモデル1、2を合わせて示す。

モデル1では、3回目の入力時に7~21階の R_{max} の増大が見られた。モデル2では、入力回数の増加により下層階と上層階で僅かな変形の増大が見られた。いずれのモデルにおいても R_{max} の最大値に大きな変化はなかった。

モデル1とモデル2の比較では、両モデルの R_{max} の分布に差が見られ、モデル2ではモデル1に比べ、30階付近より下層階で変形が減少し、30階付近から上層階で変形が増大した。 Q_{max} の比較においても、モデル2で30階付近から下層階の層せん断力が減少していることが分かる。この要因は、高強度RC梁では前述の図5.6.2に示すように降伏変形が増大するため、復元力特性における等価剛性が変化したことに起因すると考えられる。 R_{max} の最大値は、モデル1では1/89 rad. (22階, 1回目)、モデル2では1/94 rad. (28階, 1回目)であり、モデル2が6%程度減少した。

R の時刻歴において、モデル1では R_{max} が最大である22階で、入力回数の増加に伴う片寄り変形の増大が見られる。モデル2では R_{max} が最大である28階においても大きな片寄り変形は見られなかった。また、両モデルで変形の増大が見られた15階では、モデル1が入力回数の増加に伴い片寄り変形が累積していく現象が見られるが、モデル2では顕著

な片寄り変形の増大は見られない。モデル1の変形増大がモデル2に比べて大きくなっているのは、この片寄り変形によるものと考えられる。

図5.6.18は、代表的な梁（中架構，内端）の最大応答塑性率を示したものである。モデル1では、 R_{max} が大きい12階から24階で塑性率が2.0～2.4程度であるのに対し、モデル2では、 R_{max} が大きい25階から30階においても塑性率は1.3～1.5程度であり、高強度RC梁を上層階まで用いたモデル2の方が、最大塑性率が小さくなっている。前述したように、モデル1に比べモデル2の片寄り変形が小さいのは、高強度RC梁では同一変形における塑性率が小さくなるため、荷重除荷時の残留変形が小さくなることに起因すると考えられる。

本評価例では、高強度RC梁の適用により R_{max} の最大値や梁の最大塑性率が減少し、繰返し荷重による変形の増大も抑制されるなど、高強度RC構造の損傷制御性に対する効果が見られた。梁の塑性化が抑制されることによる履歴減衰の減少や、長周期地震動による評価例のように入力大きい場合には、建物の減衰が不足することにより高次モードの影響が大きい特定層への変形集中が生じる場合がある。その対策としては、制振ダンパーによる付加減衰など高次モードへの対応が必要であると考えられる。高強度RC構造による損傷制御の有用性をより明確にするためには、減衰をダンパーにより付加した制振構造の適用が有効と考えられる。今後、制振構造の高強度RC構造への適用を検討して行きたい。

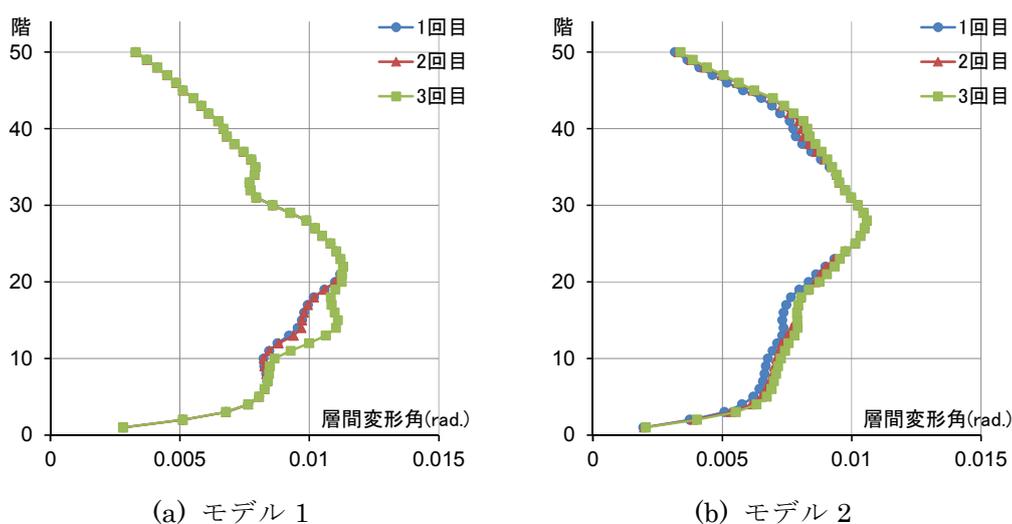
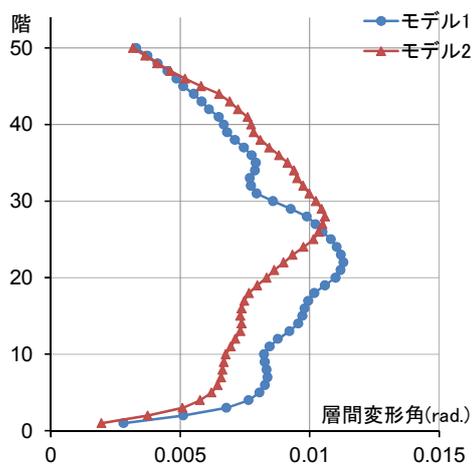
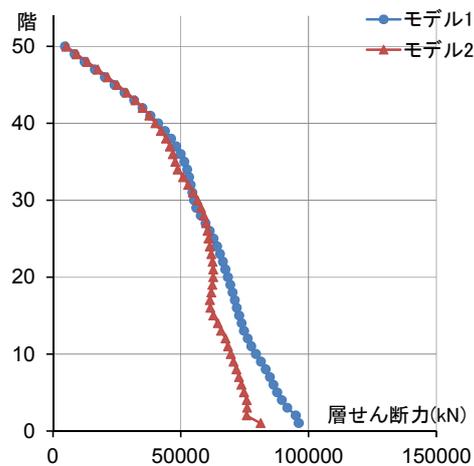


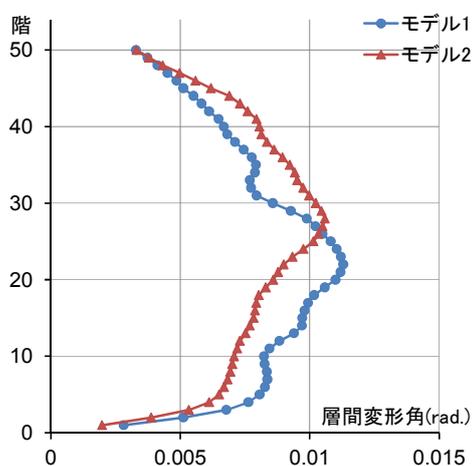
図 5.6.14 入力回数による最大応答層間変形角の比較



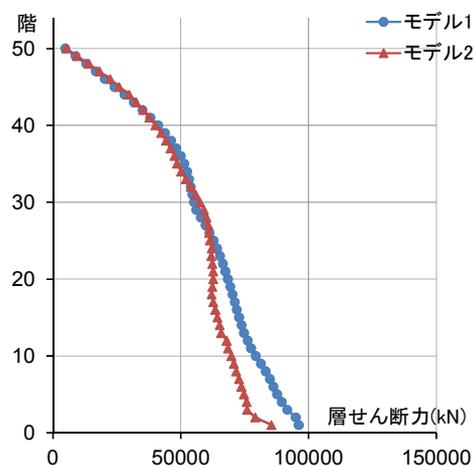
(a) 1回目 (0~150 秒)



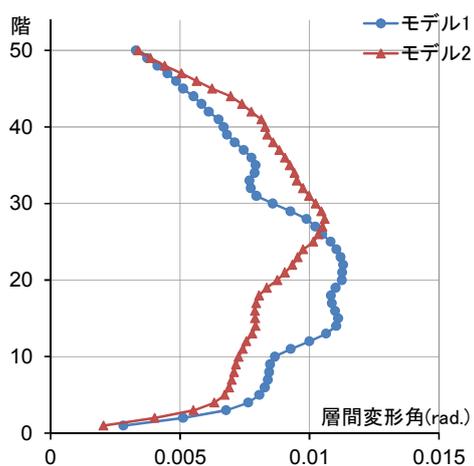
(a) 1回目 (0~150 秒)



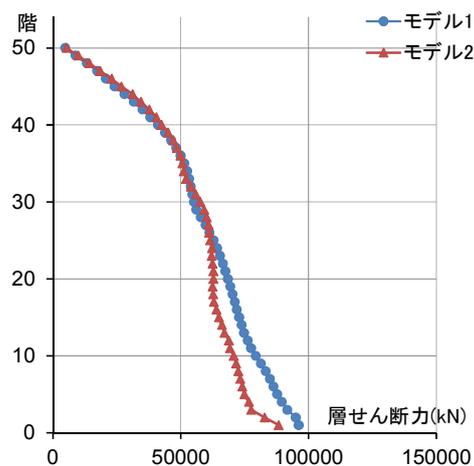
(b) 2回目 (0~300 秒)



(b) 2回目 (0~300 秒)



(c) 3回目 (0~450 秒)



(c) 3回目 (0~450 秒)

図 5.6.15 最大応答層間変形角

図 5.6.16 最大応答層せん断力

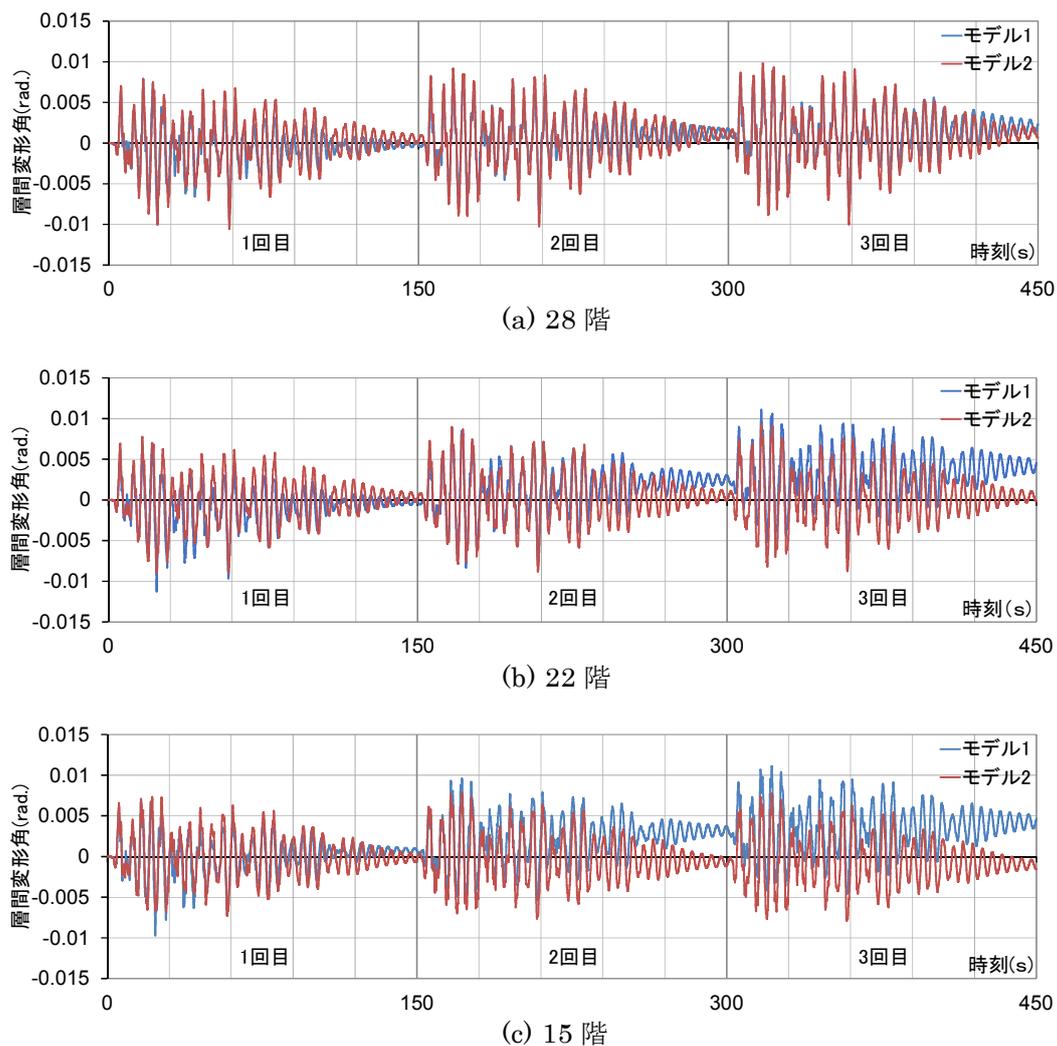


図 5.6.17 層間変形角の時刻歴

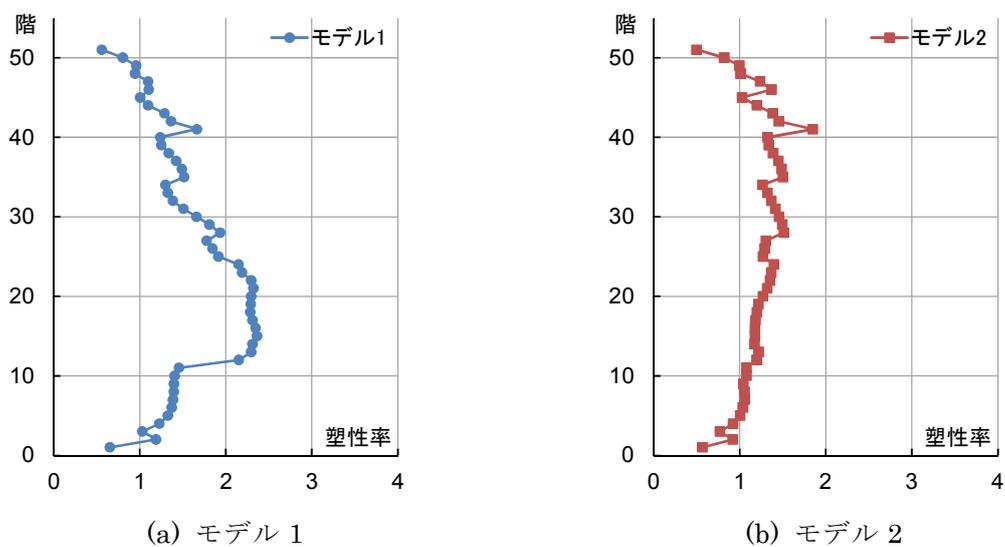


図 5.6.18 梁の塑性率

5.7 まとめ

本章では、超高層 RC 造住宅の性能評価として、既存超高層 RC 造住宅の保有耐震性能の評価法に、第 2, 3, 4 章から得られた知見を用いて、高強度 RC フレーム構造の連続的な入力レベルに応じた耐震性能評価法を示し、超高層住宅モデルによる検討例を示した。

本章に示す検討例で、耐震性能評価法に取り入れた本論での知見と評価法の概要を以下に示す。

- (1) 評価に用いる解析モデルの骨格曲線の設定には、第 2 章の構造実験から得られた高強度 RC 梁（梁主筋に SD590, SD685 を使用）の降伏点剛性低下率の評価法を用いた。
- (2) 保有耐震性能の評価において、限界状態の判定に用いる部材の損傷度の評価に、第 2 章の実験結果を用いて、主筋強度が SD490 を超える高強度 RC 梁の損傷度と塑性率の関係を新たに設定した。
- (3) 第 4 章で行った観測記録と解析結果の比較による減衰特性の評価に基づき、解析モデルに設定する内部粘性減衰（瞬間剛性比例型）の減衰定数を、入力レベルに応じて $h_1=1 \sim 3\%$ に設定した。
- (4) 多数回繰返し荷重を受ける応答解析に用いる履歴特性について、第 3 章での検討結果に基づいて履歴モデルを設定した。
- (5) 入力レベルに応じた連続的な耐震性能の評価法を、保有耐震性能指標値と耐震性能残存率曲線を用いた評価例により示した。
- (6) 入力レベルに応じた連続的な室内被害の評価法を、室内被害評価曲線を用いた評価例により示した。
- (7) 多数回繰返し荷重に対する応答評価例を、長周期地震動と基準地震動の連続入力による地震応答解析により示した。
- (8) 長周期地震動による評価例では、履歴モデルによる応答値の変化について検討した。本評価例では、履歴モデルの違いによる応答値の大きな差異は見られなかった。

- (9) 基準地震動の連続入力による評価例では、高強度 RC 梁の適用による応答値への影響について検討した。高強度 RC 梁の適用により、梁の最大塑性率が小さくなり、多数回繰返しによる片寄り変形の抑制に効果が見られた。

なお、塑性化の低減（履歴減衰の減少）や入力レベルの増大により建物の減衰が不足する場合には、高次モードの影響により特定層に集中した変形の増大が考えられる。この対策には、ダンパーによる減衰付加が有効と考えられ、今後、制振構造の高強度 RC 構造への適用を検討して行きたい。

【第5章 参考文献】

- 1) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究，東京大学学位論文，1970.12.
- 2) Takeda.T, M.A.Sozen and N.N.Nielsen：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, December 1970, pp.2557-2573.
- 3) 齊藤大樹，福山洋，森田高一，向井智久，濱田真，出水俊彦，菊田繁美，金川基，薬研地彰，佐々木仁：長周期地震動を受ける RC 造超高層建築物の構造性能 その 13 耐力劣化と P- Δ 効果を考慮した地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.735-736，2010.9.
- 4) 内閣府中央防災会議：http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/data_teikyou.html
- 5) 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.
- 6) 秋田知芳，石塚圭介，濱田聡，和泉信之：既存超高層鉄筋コンクリート造建物の保有耐震性能指標と制振補強効果，構造工学論文集，Vol.60B，pp.1-12，2014.3.
- 7) 日本建築学会：長周期地震動対策に関する公開研究集会，pp.187-236，2011.
- 8) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領，pp.322，2003.
- 9) 山根義康，永野正行，肥田剛典，保井美敏，山本健史，井川望，田沼毅彦：東日本大震災時における超高層集合住宅の建物応答推定に基づく室内被害の分析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.291-292，2013.8.

第6章 結論

6.1 本研究の成果

6.2 今後の課題

第6章 結論

6.1 本研究の成果

本論文は、超高層鉄筋コンクリート（以下、RC）造住宅において、高強度材料を使用したフレーム構造の耐震設計に関する研究である。

超高層 RC 造住宅の耐震設計において、大規模な海洋型地震や直下型地震に対する安全性の確保や長周期地震動による多数回繰返し変形に対する損傷制御性の向上には、通常より高強度の主筋を用いた高強度 RC 構造の適用が有効であると考えられる。また、社会的資本として重要な超高層住宅における耐震設計では、中地震レベルに対する損傷の確認や大地震レベルに対する倒壊・崩壊に対する安全性の確保だけでなく、連続的な入力レベルに対する耐震性能を評価し、多様な要求性能を検証する性能設計が求められている。

このような背景のもと、本研究では、高強度 RC 構造の実現のため、高強度 RC 梁の骨格曲線や多数回繰返し載荷に対する履歴特性などの構造特性の評価、多数回繰返し載荷を受ける高強度 RC フレーム構造の応答評価、耐震設計に用いる振動解析モデルの妥当性の検証を目的として、それらを明らかにするために構造実験、地震応答解析による検討を行った。

本論文は、全6章で構成されており、以下に各章の概要と得られた主な知見を記す。

第1章では、本研究の背景・目的、既往の研究、本論文の構成について示した。既往の研究では、本研究に関連した多数回繰返し載荷を受ける RC 部材に関する実験的及び解析的研究や地震時の室内被害に関する研究について整理した。

第2章では、多数回繰返し載荷を受ける高強度鉄筋コンクリート部材の復元力特性への影響を把握するために、高強度 RC 梁、高強度 RC 柱、高強度 RC 柱梁部分架構の構造実験を行い、多数回繰返し載荷による耐力の低下やエネルギー吸収の変化など復元力特性への影響を検討した。RC 部材の多数回繰返し載荷による耐力低下は、主筋の降伏以前では小さく、主筋降伏後にその度合いが大きくなることが確認できた。また、高強度主筋（SD590, SD685）を用いた高強度 RC 梁の骨格曲線について検討し、一般的な RC 梁の降伏点剛性低下率の算定式に補正係数を乗じた修正式により、本実験結果の骨格曲線を評価できることを示した。

第3章では、多数回繰返し载荷を受ける超高層 RC フレーム構造の地震応答に関して検討した。まず、多数回繰返し载荷によるスリップ剛性や耐力の劣化などの復元力特性の変化を考慮した履歴モデル（以下、Saito-Slip モデル）と実験結果との比較を行い、履歴特性を決定するパラメータの設定値について検討した。設定した Saito-Slip モデルと多数回繰返し载荷による復元力特性の変化を考慮しない一般の履歴モデル（以下、Takeda モデル）を用いて、骨組の形状が異なる複数の骨組モデルを対象に、基準地震動 BCJ-L2 波を3回連続で入力した地震応答解析を行った。入力回数の増加に伴う最大応答層間変形角 R_{max} の増大が、いずれの履歴モデルにも見られたが、Saito-Slip モデルの方が R_{max} の増大が大きくなる傾向が見られた。 R_{max} が増大する要因は、多数回繰返し载荷によるスリップ剛性や耐力劣化により履歴面積が減少することによる最大振幅の増大だけでなく、片寄り変形が増大することにも起因することを示した。また、多数回繰返し载荷による R_{max} の増大に対して、その抑制にオイルダンパーを用いた制振補強が有効であることが確認できた。

第4章では、耐震設計に用いる振動解析モデルの精度を検証するために、既存の実建築物を対象として、その実測値や地震観測記録について、通常設計に用いる解析モデル（以下、設計モデル）の剛性、建築物重量、内部粘性減衰を変動させた解析を実施し、諸条件の評価とそれらが応答値に与える影響について検討した。解析モデルには質点系（等価曲げせん断型）モデルと立体フレームモデルを設定した。実建築物で測定した固有周期と設計モデルによる解析値の比較では、実建築物の固有周期が解析値よりも短いことを示し、その要因について分析した。内部粘性減衰による応答値への影響を評価するために、減衰モデルと減衰定数を変化させて、最大応答加速度と観測記録との比較を行った。解析結果は、通常的设计で用いる減衰定数 $h_1=3\%$ の場合より、減衰定数を $h_1=1\%$ と小さくした場合の方が、観測記録との対応が良かった。等価曲げせん断型モデルと立体フレームモデルの比較では、本検討に用いた観測記録においては全般的に立体フレームモデルの応答加速度が大きくなる傾向があった。また、東北地方太平洋沖地震による観測記録を用いた地震応答解析結果により家具の転倒・移動や内装材の亀裂など室内被害を推定した。その推定結果は、アンケート調査による被害調査結果の分布と傾向は概ね一致した。ただし、家具の諸元や被害状況については十分なデータが開示されていないため、推定値との詳細な対応については今後の課題である。

第5章では、超高層住宅の性能評価として、既存超高層住宅の保有耐震性能評価法に、第2, 3, 4章から得られた知見を用いて、高強度RCフレーム構造の耐震性能評価法を提示するとともに、超高層住宅モデルによる検討例を示した。高強度RCフレーム構造には、レベル2を超える大地震に対する安全性の向上と多数回繰返し载荷に対する損傷制御性の向上を目的として、高強度RC梁を用いた。これは第2, 3章で検討した多数回繰返し载荷による復元力特性への影響や応答値への影響に対する検討結果から、部材の塑性化を抑制することが有効と考えたためである。復元力特性には、第2章で検討した骨格曲線と第3章で検討した履歴モデルを用いた。また振動解析モデルでは、第4章での検討結果の反映とこれまでの設計との連続性を考慮して、地震動レベルに応じた減衰定数を設定した。連続的な入力レベルに応じた耐震性能の評価には、耐震性能残存率曲線と室内被害評価曲線を用いた。

本研究における第3, 5章の解析に用いた建築物モデルは、設計年代による使用材料、スパン長、階高などモデルごとの特徴が明確に現れるように理想的な形状で作成されたものである。実物件では、建築計画上の制約により本研究の解析モデルとは異なる骨組形状が用いられるが、本研究の成果は、柱、梁から構成される様々な形態の住宅やその他用途の超高層RCフレーム構造に対して適用可能であり、今後、実施物件での展開を図って行きたい。

6.2 今後の課題

本研究の結果から、今後、残された研究課題について以下に示す。

(1) 履歴モデルの精度に関する検討

- ・ 本研究では、多数回繰返し载荷の影響による復元力特性の変化を考慮した履歴モデルのパラメータの設定値について、実験結果との対応による検討に基づき、安全側の評価となる数値を設定している。今後、高強度 RC 部材の構造実験結の積み重ねにより、パラメータの設定に関する精度の検討が望まれる。
- ・ 本研究では、多数回繰返し载荷により応答変形が増大する要因の一つとして、片寄り変形を増大を提示した。しかし、履歴モデルに対する片寄り変形への適合性について検討した報告は少ない。今後、片寄り変形を模擬した多数回繰返し载荷実験を実施し、検証を行いたい。
- ・ 本研究の構造実験で実施した加力スケジュールは、正負繰返し交番漸増载荷であり、多数回繰返し载荷も定振幅で行っている。実建築物における地震時挙動の様なランダム振動への対応として、漸増や定振幅以外での多数回繰返し载荷による構造特性へ影響についても検証が必要である。
- ・ 本研究では、超高層住宅の RC フレーム構造を対象としている。高強度 RC の構造特性の評価に用いた試験体も、フレームも構造で用いる標準的な配筋やシアスパン比を用いたものであり、解析モデルの検証に用いた既存超高層住宅も RC フレーム構造の建築物である。今後は、比較的スパンの短い梁を用いたチューブ構造など様々な構造形式の超高層 RC 住宅を対象とした解析モデルの精度検証が望まれる。

(2) 解析モデルの精度に関する検討

- ・ 解析モデルの検証で用いた観測記録は、1 棟の既存超高層住宅から得られた情報である。今後、モニタリングシステムの導入が普及し、多くの観測記録が得られるようになれば、さらなる精度向上のための検証が可能となる。
- ・ 本研究で検証に使用した観測記録は、レベル 1 相当のものが最大であり、解析モデル、特に減衰特性の更なる精度向上のためには、それらを上回る観測データを用いた検討が必要である。

謝 辞

本論文は、筆者が戸田建設(株)構造設計部に入社以来、実務として携わってきた超高層鉄筋コンクリート造住宅の構造設計や技術研究開発における経験を通して学んだ高強度鉄筋コンクリート構造に関する耐震性能について、千葉大学大学院工学研究科建築・都市科学専攻の博士後期課程で和泉・秋田研究室及び和泉・毎田研究室に所属した4年間に行った研究成果をまとめたものです。本研究をまとめる過程では、多くの方々の御指導と御協力を頂きました。ここにサポートを頂いた方々への感謝の意を記します。

主任研究指導教員である千葉大学大学院工学研究科教授 和泉信之先生には、先生が戸田建設(株)に在職中から構造設計、技術研究開発プロジェクトを通じて、鉄筋コンクリート構造に対する多大なる御指導を賜り、本学へ教授として就任された後は、筆者が博士課程へ入学し研究をまとめる機会を後押しして頂きました。在学中は、論文構成の組立から論文の作成・まとめまで、細部にわたり多くの御助言と懇切丁寧な御指導を頂きました。ここに、深甚なる感謝の意を表します。

千葉大学大学院工学研究科教授 原田幸博先生、同教授 高橋徹先生、同教授 中山茂樹先生には、御多忙の中、本論文の審査を通じて様々な観点から多くの貴重な御意見を頂戴しました。ここに、深く感謝申し上げます。

千葉大学名誉教授（現 静岡理工科大学学長）野口博先生には、筆者が千葉大学工学部の学部生、同大学院生の3年間、研究室に所属していた時代に終始懇切丁寧な御指導を頂き、筆者が現在に至るまでこうして鉄筋コンクリート構造の研究に係わるきっかけを与えて頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

元千葉大学工学研究科助教（現 山口大学理工学研究科講師）秋田知芳博士、千葉大学工学研究科助教 毎田悠承博士には、研究をまとめる上で有益な御助言を頂きました。ここに深く御礼申し上げます。

本研究において、豊橋技術科学大学（元 独立行政法人建築研究所）斉藤大樹教授より、貴重な実験データを御提供頂きました。また、都市再生機構 渡邊一弘氏、田沼毅彦氏、戸田建設(株) 保井美敏氏、山本健史氏には、貴重な観測データを御提供頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

(株)構造計画研究所 梁川幸盛氏には、解析プログラム RESP-F3T の改良に多大な御協力を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

在学中に和泉・秋田研究室及び和泉・毎田研究室で、共に研究に取り組んだ修論生の菅澤和真氏，安井真理子氏，佐藤綾子氏，石塚圭介氏，知野裕和氏，藤原実咲氏，中込雄介氏，横川智裕氏，福岡穂菜美氏，川野千咲氏，倉持真也氏，道下龍太郎氏，卒論生の佐藤友佳氏，白瓊氏には，解析データのまとめに際し多大な御協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

戸田建設(株)構造設計部 埴亨部長，同第3設計室 手塚純一室長には，日頃の御指導はもとより，本研究を進めるに際し多大なる御支援，御協力とともに，実務との調整で様々な御配慮を頂いたことに深く感謝申し上げます。

また，筆者が係わった超高層 RC 造に関する技術研究開発プロジェクトでは，戸田建設(株)技術開発センター 菊田繁美氏，竹中啓之氏，石岡拓氏，傅野悟史氏，戸田建設(株)構造設計部 渡部幸宏氏，太田行孝氏，今川祐樹氏，栗本耕太郎氏には，構造実験の計画，実施，結果の分析，まとめに際し多大な御協力を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

最後に私事で恐縮ですが，本研究に際し陰で応援してくれた妻に心より感謝致します。

2016 年 1 月

濱田 聡

発表論文リスト

【本論文を構成する既公表論文（査読付論文）】

- 1) 濱田聡, 菅澤和真, 梁川幸盛, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰返し载荷を受ける既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震応答評価, 構造工学論文集, Vol.59B, pp.27-37, 2013.3. (第3章)
- 2) 濱田聡, 佐藤綾子, 秋田知芳, 和泉信之: 2011年東北地方太平洋沖地震等による30階建て鉄筋コンクリート造建築物の地震応答評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.925-930, No.2, 2013.7. (第4章)
- 3) 濱田聡, 知野裕和, 藤原実咲, 梁川幸盛, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰返し载荷を受ける超高強度鉄筋コンクリート造骨組の耐震性能と地震応答, 構造工学論文集, Vo.60B, pp.49-58, 2014.3. (第2章, 第3章)
- 4) 濱田聡, 佐藤綾子, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層 RC 造住宅の地震時室内被害推定に用いる振動系モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.769-774, 2014.7. (第4章)

【本論文に関連する発表論文】

- 1) 佐藤綾子, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 制振補強による超高層 RC 造建築物の地震時室内被害の低減効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.829-834, 2013.7. (第5章)
- 2) 石塚圭介, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 既存超高層 RC 造建築物の保有耐震性能評価法と指標値に関する考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.907-912, 2013.7. (第5章)
- 3) 知野裕和, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰返し载荷を受ける超高層 RC 造骨組の履歴特性と地震応答, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.763-768, 2014.7. (第3章)
- 4) 中込雄介, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 免震・制振構造による超高層 RC 造住宅の地震時室内被害の低減, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.811-816, 2014.7. (第5章)
- 5) 横川智裕, 濱田聡, 竹中啓之, 和泉信之: 多数回繰返し载荷を受ける高強度鉄筋コンクリート梁の履歴特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.265-270, 2015.7. (第2章)
- 6) 福岡穂菜美, 濱田聡, 林達也, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造住宅の地震時室内被害の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.661-666, 2015.7. (第5章)

- 7) 川野千咲, 濱田聡, 道下龍太郎, 和泉信之: 多数回繰返し変形を受ける既存超高層 RC 造建築物の安全限界指標と残存耐震性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.739-744, 2015.7. (第5章)

【発表梗概, 国際会議】

- 1) 秋田知芳, 菅澤和真, 石塚圭介, 佐藤綾子, 濱田聡, 和泉信之: 既存超高層 RC 造建築物の簡易終局指標値に関する研究 (その1 基本モデルの簡易終局指標値), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.583-584, 2012.9.
- 2) 濱田聡, 菅澤和真, 梁川幸盛, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰返し履歴を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の応答性状に関する研究(その1 研究目的と予備解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.609-610, 2012.9.
- 3) 佐藤綾子, 新井一樹, 安井真理子, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震時室内安全性に関する研究(その1 室内被害推定と解析計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.615-616, 2012.9.
- 4) 新井一樹, 佐藤綾子, 菅澤和真, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震時室内安全性に関する研究 (その2 室内被害の推定), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.617-618, 2012.9.
- 5) 石塚圭介, 新井一樹, 安井真理子, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能評価に関する研究(その1 梁塑性率に基づく限界層間変形角の評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.619-620, 2012.9.
- 6) 秋田知芳, 濱田聡, 佐藤綾子, 田沼毅彦, 保井美敏, 山本健史, 和泉信之: 超高層 RC 造建築物の地震応答評価に用いる振動モデルに関する研究 (その1 地震観測記録との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.1-4, 2013.8.
- 7) 石塚圭介, 藤原実咲, 片桐茂樹, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能評価に関する研究 (その2 耐震性能指標値と P- δ 効果の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.5-8, 2013.8.
- 8) 佐藤綾子, 中込雄介, 志村雄輝, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震時室内安全性に関する研究(その3 被害発生率と低減効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.9-12, 2013.8.
- 9) 濱田聡, 知野裕和, 梁川幸盛, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰返し履歴を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の応答性状に関する研究(その2 応答解析結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.13-16, 2013.8.
- 10) 太田行孝, 濱田聡, 渡部幸宏, 和泉信之, 菊田繁美, 竹中啓之, 石岡拓: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その7 150N/mm²のプレキャスト柱), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.519-520, 2013.8.

- 11) 知野裕和, 濱田聡, 梁川幸盛, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰り返し履歴を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の応答性状に関する研究(その3 履歴モデルのパラメータの影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.597-598, 2013.8.
- 12) 藤原実咲, 石塚圭介, 佐藤綾子, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能評価に関する研究(その3 耐震性能指標値の分布), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.599-600, 2013.8.
- 13) 渡部幸宏, 菊田繁美, 濱田聡, 竹中啓之, 太田行孝, 石岡拓, 和泉信之: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究(その17 超高強度コンクリートを用いた接合部一体型骨組), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.773-774, 2013.8.
- 14) 福岡穂菜美, 中込雄介, 横川智弘, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震時室内安全性に関する研究(その4 免震・制振モデルの概要と応答値), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.483-484, 2014.9.
- 15) 中込雄介, 福岡穂菜美, 岩田望, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震時室内安全性に関する研究(その5 免震・制振構造による室内被害の低減効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.485-486, 2014.9.
- 16) 横川智裕, 知野裕和, 高橋克昌, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰り返し履歴を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の応答性状に関する研究(その4 1質点系モデルの地震応答解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.487-488, 2014.9.
- 17) 知野裕和, 横川智裕, 志村雄輝, 濱田聡, 秋田知芳, 和泉信之: 多数回繰り返し履歴を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の応答性状に関する研究(その5 30階建立体フレームモデルの地震応答解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.489-490, 2014.9.
- 18) 濱田聡, 知野裕和, 秋田知芳, 和泉信之: 超高層 RC 造建築物の地震応答評価に用いる振動モデルに関する研究(その2 質点系モデルと立体フレームモデルの比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.495-496, 2014.9.
- 19) Satoshi Hamada, Tomofusa Akita and Nobuyuki Izumi: SEISMIC RESPONSE EVALUATION OF 30 STORY HIGH-RISE RC BUILDING SUBJECTED TO 2011 TOHOKU EARTHQUAKE AND OTHERS, The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering Taipei, No.45, pp.1-8, 2014.10.
- 20) Tomofusa Akita, Satoshi Hamada and Nobuyuki Izumi: SEISMIC CAPACITY INDEX OF EXISTING HIGH-RISE RC BUILDINGS IN JAPAN, The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering Taipei, No.24, pp.1-8, 2014.10.
- 21) 栗本耕太郎, 竹中啓之, 濱田聡, 菊田繁美, 石岡拓, 和泉信之: 高強度鉄筋を用いた RC 梁の復元力特性に関する研究(その1 実験概要と結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.427-428, 2015.9.

- 22) 今川祐樹, 渡部幸宏, 濱田聡, 菊田繁美, 太田行孝, 和泉信之: 高強度鉄筋を用いた RC 梁の復元力特性に関する研究 (その2 実験結果の考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.429-430, 2015.9.
- 23) 横川智裕, 石岡拓, 濱田聡, 竹中啓之, 毎田悠承, 和泉信之: 高強度鉄筋を用いた RC 梁の復元力特性に関する研究 (その3 復元力特性の考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.431-432, 2015.9.
- 24) 道下龍太郎, 川野千咲, 内山慎吾, 濱田聡, 毎田悠承, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能評価に関する研究 (その6 耐震性能残存率), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.561-562, 2015.9.
- 25) 川野千咲, 道下龍太郎, 濱田聡, 毎田悠承, 和泉信之: 既存超高層鉄筋コンクリート造建築物の保有耐震性能評価に関する研究 (その7 多数回繰返し変形時の指標値), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.563-564, 2015.9.
- 26) 倉持真也, 横川智裕, 岩田望, 濱田聡, 毎田悠承, 和泉信之: 多数回繰返し履歴を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の応答性状に関する研究 (その6 50階建骨組モデルの地震応答解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.565-566, 2015.9.
- 27) 林達哉, 福岡穂菜美, 濱田聡, 毎田悠承, 和泉信之: 超高層鉄筋コンクリート造建築物の地震時室内安全性に関する研究 (その6 既存超高層 RC 造住宅の室内被害推定), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.571-572, 2015.9.
- 28) 福岡穂菜美, 林達哉, 濱田聡, 毎田悠承, 和泉信之: (その7 既存超高層 RC 造住宅の室内被害発生率), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.573-574, 2015.9.

付録

付録1 論文要旨（英文）

付録2 論文要旨（独文）

付録 1 論文要旨 (英文)

Study on Seismic Performance of High-Strength Reinforced Concrete Frame Structure in High-Rise Housings

Summary

This paper describes the study on seismic performance of the frame structure where high strength material is used in high-rise reinforced concrete (hereinafter referred to as RC) housing.

For seismic design of high-rise RC housing, in order to secure safety for large-scale oceanic earthquakes and epicentral earthquakes and to enhance damage controllability for repeated deformations over large numbers of repetitions due to long-period grand motions, it was considered to be effective to produce high-strength RC structures by using main reinforcements with higher strength than standard ones. Furthermore, for seismic design of high-rise RC housing that are critical as social capital, it was required not only to examine the damage of a medium-scale earthquake and to secure the safety to collapsing/overturning to a large-scale earthquake, but also to evaluate seismic performance to a continuous input level and the performance design to evaluate various performance requirements.

On this basis, in order to realize high-strength RC structures, for the purpose of evaluating the skeleton curve of high-strength RC beam and its hysteretic characteristics, such as hysteresis responses to the repeated loading over large numbers of repetitions, evaluating the response of high-strength RC frame subjected to cyclic loadings and examining the validity of the vibration analysis model used for seismic design, in this study the examinations aiming at clarifying the above-mentioned matters were conducted by structural testing and seismic response analysis.

This paper consists of 6 chapters. The following are the outlines of each chapter and the main findings obtained thereby.

In Chapter 1, the background/purpose of this study, previous studies, and the structure of this paper are described. With respect to previous studies, the experimental and analytical studies on RC members subjected to cyclic loadings, and on indoor damage at the time of earthquakes were examined.

In Chapter 2, in order to understand the effect of cyclic loadings on restoring-force characteristics of high-strength RC members, by conducting structural testing for high-strength RC beams, high-strength RC columns and high strength column-beam part framing, the effect on restoring-force characteristics was examined, such as strength deterioration force and to changes in energy absorption due to cyclic loadings. It could be confirmed that the strength deterioration due to cyclic loadings in RC members is small before the main reinforcement yield and its degree becomes larger after the main reinforcement yield. Furthermore, examining the skeleton curve of high-strength RC beams using high-strength main reinforcement (SD590, SD685), it was shown that the modified equation where a correction coefficient is multiplied by the calculation formula of rigidity lowering rate of the yield point for standard RC beams can evaluate the skeleton curve for the results of this experiment.

In Chapter 3, the seismic response of high-rise RC frames subjected to cyclic loadings was examined. First of all, by comparing the results of the experiment with the hysteretic model where changes in restoring-force characteristics are considered (hereinafter referred to as the Saito-Slip model), for instance with slip characteristics and strength deterioration due to the cyclic loadings, the setting values of parameters to determine hysteretic characteristics were examined. By using the set Saito-Slip model and standard hysteretic model where changes in restoring-force characteristics are not considered (hereinafter referred to as the Takeda model), targeting multiple frame models that have different shapes of frames, the seismic response analysis where BCJ-L2 wave as the standard earthquake ground motion are continuously input three times, was conducted. The increase in maximum story drift angle response R_{\max} accompanied with the increase in the number of input times could be observed in both hysteretic models. However there was a tendency that the increase in R_{\max} for the Saito-Slip model becomes larger. It was shown that the factors for the increase in R_{\max} attribute not only to the increase in maximum amplitude due to the reduction in hysteresis area, but also to the increase in deviation/deformation. Additionally, it was confirmed that seismic retrofit by using oil dampers is effective to control the increase in R_{\max} due to repeated loading.

In Chapter 4, in order to examine the accuracy of the vibration analysis model that is used for seismic design, after testing actually existing buildings regarding their measured values

and earthquake records by conducting analysis where the rigidity, the weight of buildings and the internal viscous damping of the analysis models used for design (design model) are varied, the evaluation of the conditions and the effect that they have on the response values were examined. As the analytic model, an equivalent flexural shear model and a three-dimensional frame model were set. In the comparison between the natural period measured in real buildings and the analytic values obtained from the designed model, after showing that the natural period of real buildings are shorter than the analytic values, the factors were analyzed. In order to evaluate the effect on the response values due to internal viscous damping, by varying the damping model and damping coefficient, the comparison between the maximum response acceleration and the record of observations was conducted. Regarding the analysis results, compared to the case of the damping coefficient $h_1=3\%$ that is used in the standard design, the one where the damping coefficient is reduced to $h_1=1\%$ was shown to correspond better to the observation results. In the comparison between the equivalent flexural shear model and three-dimensional frame model, there was a tendency for, in the record of observations used in this examination, the response acceleration of three-dimensional frame model to become larger as a whole. Additionally, according to seismic response analysis results obtained by using data from the Tohoku-Pacific Ocean Earthquake, the indoor damages were inferred, such as overturning/moving of furniture or cracks in interior material. Regarding the presumed results, the distribution and tendency of damage observations according to the questionnaire-based survey approximately matched each other. However, regarding various factors and the situation with respect to damage to furniture, as there is not sufficient data disclosed, the detailed correspondence with the presumed values is left for future research.

In Chapter 5, as the performance evaluation of high-rise housings, by the load-carrying seismic performance evaluation method of the existing high-rise housings using the results in Chapter 2, 3 and 4, along with presenting seismic performance evaluation method of high-strength RC frame structures, examples of the examination by high-rise housing model are shown. For high-strength RC frame structures, for the purpose of the enhancement of safety for a large earthquake that exceeds Level 2 and the enhancement of damage controllability to cyclic loadings, high-strength RC beams were used. The reason is that,

according to the results of the examination of the effect on restoring-force characteristics due to the cyclic loading and that on response values examined in Chapter 2 and 3, it is considered to be effective to control the plasticization of member. For the restoring-force characteristics, the skeleton curve that was examined in Chapter 2 and the hysteretic model that was examined in Chapter 3 were used. Moreover, for the vibration analysis model, by taking the reflection of the results that were examined in Chapter 4 and the continuity with the design so far into consideration, the damping ratio according to the ground motion level was set. For the evaluation of seismic performance corresponding to continuous input level, the seismic performance residual ratio curve and indoor damage evaluation curve were used.

In Chapter 6, the findings obtained in each chapter were summarized and issues for future research were described.

付録 2 論文要旨 (独文)

Studie über die Erdbebenfestigkeit hochfester
Stahlbetonrahmenkonstruktionen in Superhochhäusern

Zusammenfassung der Abhandlung

Die vorliegende Studie befasst sich mit der Erdbebenfestigkeit der in Rahmenkonstruktionen verwendeten hochfesten Materialien in Stahlbeton (im Folgenden RC) Superhochhäusern.

Es wird davon ausgegangen, dass die Erdbebenfestigkeit von aus RC gebauten Superhochhäusern betreffend bei umfangreichen Meeresbeben oder Erdbeben direkt über dem Epizentrum eine Gewährleistung der Sicherheit bei langfristig anhaltendem Beben und Verbesserung der Schadenskontrolle gegenüber durch vielfach wiederholte Verformungen der Einsatz von festerem als gewöhnlichem Stahlbeton die Festigkeit der RC-Konstruktionen effektiv erhöht wird. Ferner, beim Design der Erdbebenfestigkeit der als gesellschaftliches Kapital angesehenen Superhochhäuser werden nicht nur die bei mittelschweren Erdbeben auftretenden Schäden oder die Gewährleistung der Sicherheit vor Einsturzgefahr bei schweren Erdbeben, sondern auch die Erdbebenfestigkeit bei kontinuierlichem Krafteinsatzniveau bewertet, so dass ein Leistungsdesign gefordert wird, welches die verschiedensten erforderlichen Leistungsfähigkeiten untersucht.

Vor diesem Hintergrund wurden im Rahmen der vorliegenden Studie Strukturversuche durchgeführt und das Erbeben Antwortverhalten analysiert, um anhand von Bewertungen der Gerüstkurven der RC-Träger sowie der Hystereseigenschaften bei vielfach wiederholter Belastung, sowie ferner Bewertungen hochfester RC-Rahmenkonstruktionen bei vielfach wiederholter Belastung die Angemessenheit des Schwingungsanalysemodells nachzuweisen und dessen einzelne Aspekte aufzuklären.

Die vorliegende Arbeit besteht aus 6 Kapiteln und die wesentlichen Punkte der einzelnen Kapitel sind im Folgenden kurz zusammengefasst.

Im ersten Kapitel wird Hintergrund, Zweck, frühere Studien und Aufbau dieser Arbeit

dargestellt. Unter den früheren Studien wurden experimentelle und analytische Studien geordnet, die sich mit vielfach wiederholten Belastungen von RC-Materialien, sowie solche, die sich mit Schäden in den Wohnungen befassen.

Im zweiten Kapitel werden zur Erfassung der Rückstellkrafteigenschaften hochfester RC-Materialien bei vielfach wiederholter Belastung an hochfesten RC-Trägern, hochfesten RC-Pfeilern und hochfesten RC-Träger-Stützengerüsten durchgeführte Versuche beschrieben, anhand derer eine durch vielfach wiederholte Belastung hervorgerufene Reduktion der Tragfähigkeit sowie der Einfluss auf Variationen in der Energieaufnahme und dergleichen Rückstellkrafteigenschaften untersucht. Vor Versagen der Hauptverstärkungen ist die Abnahme der Tragfähigkeit der RC-Materialien aufgrund vielfach wiederholter Belastungen gering, aber nach Versagen dieser Hauptverstärkungen konnte eine Vergrößerung dieses Parameters beobachtet werden. Die Gerüstkurven der hochfesten RC-Träger wurden ferner auch bei Einsatz hochfester Hauptverstärkungen (SD590, SD685) untersucht. Auf diese Weise wurde aufgezeigt, dass durch Multiplikation der Berechnungsformel für die Abnahme der Festigkeit an der Fließgrenze mit einem Korrekturkoeffizienten die experimentellen Ergebnisse der Gerüstkurven bewertet werden können.

Im dritten Kapitel wird das Erdbeben Antwortverhalten bei vielfach wiederholten Belastungen von RC-Rahmenkonstruktionen in Superhochhäusern untersucht. Zunächst wird unter Berücksichtigung der Änderungen in den Rückstellkrafteigenschaften das Hysteresemodell im Hinblick auf Verschlechterung von Gleitfestigkeit, Tragfähigkeit und dergleichen (im Folgenden Saito-Slip Modell genannt) mit experimentellen Ergebnissen verglichen und daran die Einstellwerte für die die Hystereseigenschaften bestimmenden Parameter untersucht. Anhand eines Vergleichs des so konfigurierten Saito-Slip Modells und einem allgemeinen Hysteresemodell, welches die Änderungen in den Rückstellkrafteigenschaften bei vielfach wiederholten Belastungen nicht berücksichtigt (im Folgenden Takeda Modell genannt), wurden mehrere Gerüstmodelle mit unterschiedlichen Gerüstformen 3 Mal hintereinander den Standard Erdbebenschwingungen BCJ-L2 ausgesetzt und anschließend deren Erbeben Antwortverhalten analysiert. Mit steigender Zahl der Belastungen wird bei allen Hysterese modellen eine Zunahme des maximalen Stockwerk Driftwinkels R_{\max} beobachtet, aber beim Saito-Slip Modell wurde eine zunehmende Tendenz

des R_{\max} beobachtet. Als für den zunehmenden R_{\max} verantwortliche Faktoren wurde neben einer Verschlechterung der Gleitfestigkeit und Tragfähigkeit durch vielfach wiederholte Belastungen, welche über die daraus resultierende Verkleinerung der Hysteresefläche zu vergrößerten Schwingungsamplituden führt, auch eine Vergrößerung der Neigungsverformung aufgezeigt. Ferner konnte gezeigt werden, dass eine Verstärkung der Schwingungsdämpfung mittels Öldämpfern effektiv eine Vergrößerung des R_{\max} durch die vielfach wiederholten Belastungen unterdrücken kann.

Im vierten Kapitel werden zur Untersuchung der Genauigkeit des für das Erdbebensicherheitsdesign verwendeten Schwingungsanalysemodells bereits bestehende Gebäude als Untersuchungsgegenstand verwendet und tatsächliche Messwerte sowie Beobachtungsaufzeichnungen von Erdbeben mit Hilfe des für das Design verwendeten Analysemodells (Designmodell) die Veränderungen in der Festigkeit, im Gebäudegewicht sowie einer Abschwächung der internen Viskosität analysiert und daran die einzelnen Bedingungen bewertet sowie die Einflüsse auf die Antwortwerte untersucht. Für das Analysemodell wurde ein Modell äquivalenter Biegescherkräfte und ein 3-dimensionales Rahmenmodell erstellt. Bei Vergleichen der an realen Gebäuden gemessenen Eigenperiode mit den Analysewerten des Designmodells zeigte sich, dass die an realen Gebäuden gemessenen Eigenperioden kürzer waren als die Analysewerte und die zugrunde liegenden Ursachen wurden untersucht. Um den Einfluss einer Abschwächung der internen Viskosität auf die Antwortwerte zu bewerten, wurden das Dämpfungsmodell und die Dämpfungskonstante variiert und dann die maximale Antwortgeschwindigkeit und die Beobachtungsaufzeichnungen verglichen. Wenn in den Analyseergebnissen die Dämpfungskonstante von $h_1=3\%$ beim normalen Design bis auf eine Dämpfungskonstante von $h_1=1\%$ reduziert wurde, wurden gute Übereinstimmungen mit den Beobachtungsaufzeichnungen erhalten. Bei einem Vergleich des Modells äquivalenter Biegescherkräfte und dem 3-dimensionalen Rahmenmodell zeigte sich insgesamt eine zunehmende Tendenz für die Antwortgeschwindigkeit im 3-dimensionalen Rahmenmodell bei den für diese Studie verwendeten Beobachtungsaufzeichnungen. Ferner, unter Einsatz der Beobachtungsaufzeichnungen vom Tōhoku-Erdbeben 2011 wurde anhand der Ergebnisse der Erdbeben Antwortanalysen abgeschätzt, welche Schäden in den Räumen durch Umsturz,

Verschiebung von Möbeln oder Innenausstattungen, beziehungsweise Rissbildung entstehen. Diese Schätzungsergebnisse stimmten in etwa mit den anhand von Umfragen gewonnenen Ergebnissen der Schadensuntersuchungen überein. Da allerdings nicht ausreichend umfangreiche Daten über die Einzelheiten der Innenausstattungen beziehungsweise Schadenssituation veröffentlicht sind, handelt es sich hier nur um einen Schätzwert und die Untersuchung weiterer Einzelheiten ist eine Aufgabe für zukünftige Studien.

Im fünften Kapitel wurde zur Bewertung der Leistungsfähigkeit von Superhochhäusern entsprechend des Bewertungsverfahrens der Erdbebensicherheit bestehender Superhochhäuser unter Einsatz der in den Kapiteln 2, 3 und 4 beschriebenen Erkenntnisse ein Bewertungsverfahren der Erdbebensicherheit hochfester RC-Rahmenkonstruktionen und gleichzeitig auf dem Superhochhausmodell basierende Untersuchungsbeispiele aufgezeigt. Zur Verbesserung der Sicherheit hochfester RC-Rahmenkonstruktionen bei einem starken Erdbeben mit einem Bodenerschütterungsniveau von mehr als 2 und die Beständigkeit gegenüber durch vielfach wiederholte Belastungen hervorgerufene Schäden zu verbessern, wurden hochfeste RC-Träger eingesetzt. Anhand der in den Kapiteln 2 und 3 beschriebenen Untersuchungen über den Einfluss vielfach wiederholter Belastungen auf die Rückstellkrafteigenschaften beziehungsweise die Antwortwerte kann davon ausgegangen werden, dass eine Verformbarkeit der Bauelemente zur Reduktion dieser Einflüsse wirksam ist. Hinsichtlich der Rückstellkrafteigenschaften wurden die in Kapitel 2 beschriebenen Gerüstkurven und das in Kapitel 3 beschriebene Hysteresemodell verwendet. Weiterhin, im Schwingungsanalysemodell spiegeln sich die in Kapitel 4 beschriebenen Untersuchungsergebnisse wieder und darauf basierende wurde eine das bisherige Design und Kontinuität berücksichtigende, dem Bodenerschütterungsniveau entsprechende Dämpfungskonstante bestimmt. Zur Bewertung einer einem kontinuierlichen Krafteinsatzniveau entsprechenden Erdbebensicherheit wurde das Verhältnis der verbleibenden Erdbebensicherheit und die Kurve zur Raumschadensbewertung verwendet.

Im sechsten Kapitel werden die Erkenntnisse aus den einzelnen Kapiteln zusammengefasst und zukünftige Aufgaben beschrieben.